건설교통R&D정책 · 인프라사업 제3차년도 최종보고서

R&D/05제안-08

토공노반 최적두께산정을 위한 설계표준 기술연구

2008. 6. 29

주관연구기관 / 한국철도기술연구원
위탁연구기관 / 경희대학교, 인천대학교

국 토 해 양 부
한국건설교통기술평가원

제 출 문

건설교통부장관(한국건설교통기술평가원장) 귀하

본 보고서를 "토공노반 최적두께산정을 위한 설계표준 기술연구"의 최종보고서로 제출합니다.

2008. 6. 29.

한국철도기술연구원
원장 최 성 규
인천대학교 산학협력단
단장 옥 동 석
경희대학교 산학협력단
단장 김 동 술

■ 총 괄 연 구 책 임 자 / 선임연구원 최 찬 용 철도시스템 연구센터 철도구조연구실

■ 주관연구기관 참여연구원 / 수석연구원 신 민 호 철도시스템 연구센터 철도구조연구실
/ 책임연구원 황 선 근 철도시스템 연구센터 차륜궤도연구실
/ 책임연구원 이 진 욱 철도시스템 연구센터 철도구조연구실
/ 책임연구원 김 대 상 철도시스템 연구센터 차륜궤도연구실
/ 선임연구원 이 일 화 철도시스템 연구센터 철도구조연구실
/ 선임연구원 이 수 형 철도시스템 연구센터 철도구조연구실
/ 선임연구원 이 지 하 철도시스템 연구센터 차륜궤도연구실
/ 책임연구원 이 성 혁 연구시설건설사업단
/ 선임연구원 김 현 기 철도시스템 연구센터 철도구조연구실
/ 원급 보조 배 재 훈 철도시스템 연구센터 철도구조연구실
/ 원급 보조 박 태 환 철도시스템 연구센터 철도구조연구실

■ 위탁연구기관 참여연구원 / 연구책임자 신 은 철 인천대학교 토목환경시스템공학 교수
/ 연 구 원 강 정 구 인천대학교 토목공학 박사과정
/ 연 구 원 강 현 회 인천대학교 토목공학 석사과정
/ 연구보조 김 수 완 인천대학교 토목공학 석사과정
/ 연구보조 차 용 인 인천대학교 토목공학 석사과정
/ 연구보조 장 우 람 인천대학교 토목공학 석사과정
/ 연구보조 강 희 명 인천대학교 토목공학 석사과정
/ 연구보조 이 중 화 인천대학교 토목공학 석사과정
/ 연구보조 전 재 구 인천대학교 토목공학 석사과정

■ 위탁연구기관 참여연구원 / 연구책임자 목 영 진 경희대학교 토목공학 교수
/ 연 구 원 박 철 수 경희대학교 토목공학 박사과정
/ 연 구 원 정 재 우 경희대학교 토목공학 박사과정
/ 연구보조 박 치 원 경희대학교 토목공학 석사과정
/ 연구보조 유 창 연 경희대학교 토목공학 석사과정
/ 연구보조 한 만 진 경희대학교 토목공학 석사과정
/ 연구보조 오 상 훈 경희대학교 토목공학 석사과정
/ 연구보조 김 학 성 경희대학교 토목공학 석사과정

요 약 문

Ⅰ. 제목

토공노반 최적두께 산정을 위한 설계 표준기술연구

Ⅱ. 연구개발의 목적 및 필요성

○ 국내 철도설계 기준은 일반철도와 고속철도 기준이 이원화 관리되고 있으며 철도토목공사전문시방서(1999) 개정 및 철도설계기준(노반편, 2001), 고속철도설계기준(노반편, 2005)을 제정 등 다양한 설계기준서가 지속적으로 제·개정하고 있는 실정임.

- 국내 설계기준은 설계기준간의 체계 및 범위의 정립이 부족하고 이원화된 기준으로 인해 기준간의 상충 또는 중복되는 경우 발생하고 있음. 이러한 항목에 대한 입체적 비교 분석하여 개선방향을 제시할 필요

○ 국내 토공 노반과 관련된 설계방법은 설계기준에 제시하고 있는 사양중심의 설계로 수행하고 있음. 즉, 시공회사는 시방기준에 언급된 재료 및 공법에 대하여 정해진 절차에 따라 시공하고 있으며 이러한 사양중심의 설계방법은 설계기술 발전 또는 새로운 공법의 적용이 어렵고 구조적 안정성을 확인 할 수 있는 방법이 될 수 없음.

- 국내에서는 건설기술 기준의 선진화를 위하여 "건설기준의 성능기준화" 등을 추진하고 있으며 일본, 미국, 유럽 등에서도 성능기준을 도입할 수 있도록 제도적 기준이 마련되고 있음.
- 일본에서의 토공 설계는 요구 성능 기준을 3단계(성능등급 Ⅰ~Ⅲ)로 설정하여 기존 사양 설계방법과 병행하여 설계하고 있으며 점차적으로 성능중심의 설계 개념을 도입하여 보다 경제적이며 합리적인 설계 방법을 개발하고 있음.
- 국내에서는 도로의 포장분야에서 "성능중심의 건설기술기준개발 기본계획 수립" 연구를 통해 국내에서도 성능 기준 도입을 위한 방안이 수립되고 있음.

- 철도에서는 교량 구조물에 대한 LCC(Life Cycle Cost) 모델을 통해 내구연한 평가하여 성능중심의 설계가 될 수 있는 기초연구를 수행하고 있음.
- 그러나 토공노반은 아직까지 사양중심의 설계 방법으로 인해 새로운 형식의 공법 적용, 사용재료 등을 유연하게 대응할 수 없음.

○ 토공노반에서 가장 중요한 층인 강화노반은 강성이 크고 입도가 양호한 고급재료로서 이에 대한 종합적인 평가기법이 도입되어야 함.

- 열차하중을 직접 받는 강화노반은 매우 중요한 층에도 불구하고 현재 상부노바반의 지지력으로 간접적으로 평가하여 표준단면으로 강화노반 두께를 결정하고 있음.
- 설계시점에서는 강화노반 두께를 결정하기 위한 역학적인 검토가 전혀 이루어지지 않는 한계를 가지고 있음. 따라서 설계시점에서부터 교통하중에서의 원지반, 하부노반, 그리고 상부노반의 역학적인 평가를 통해 이 결과를 반영한 설계방법이 합리적인 설계방법이라고 볼 수 있음.
- 따라서 설계자는 구조물의 중요도와 궤도구조, 유지보수 환경 등을 고려하여 요구 성능을 결정하여야 함. 즉 교통하중, 설계 내용년수, 궤도조건, 열차속도, 사용재료의 특성 등 강화노반 두께에 영향을 주는 다양한 인자에 대하여 역학적 평가를 통해 최적화된 강화노반 두께를 결정하는 것이 합리적인 설계방법임.

○ 토공 하부구조에 대한 설계/품질관리를 일관성 있는 인자로 설계시점의 역학적 평가가 실제 시공시점에서 확인하고 검증할 수 있는 시스템 개발이 요구됨.

- 현재 토공노반의 품질관리는 밀도관리와 지지력 관리로 설계시점에서는 실제 역학적으로 반영되는 정수가 아니며 이를 간접적으로 평가하는 방법임. 역학적 해석을 통해 토공 설계를 하는 경우 설계와 품질관리를 일관성 있는 정수로 평가하여 이를 확인하여야 함.

○ 역학적 개념을 도입과 토공설계를 자동화 설계를 위한 설계/해석/관리할 수 있는 통합 자동화 설계 프로그램 개발 필요

- 최적의 강화노반 두께를 결정하기 위하여 구조물의 중요도, 궤도조건, 사용재료의 역학적 특징 등을 모두 고려하여 두께를 결정할 수 있는 설계프로그램과 이를 정밀해석을 통해 구조적 안정성을 평가하여 설계하여야 함.
- 따라서 이러한 일련의 절차를 전산화된 장비를 통해 설계정보와 구조해석 그리고 관리를 통합하여 관리할 수 있는 토공노반 설계/구조해석/관리를 1step으로 처리할 수 있는 통합 자동화 프로그램을 개발하여 토공설계 기술을 한 단계 도약할 수 있음.

III. 연구개발의 내용 및 범위

철도건설시 보다 체계적이고 합리적인 표준화된 설계방법으로 국내 제반 조건을 고려한 토공노반 최적두께 표준화 설계 방법 개발과 설계 및 해석을 동시에 수행할 수 있는 자동화 프로그램을 개발

□ 최종연구목표

- 토공노반 최적두께 산정을 위한 설계 자동화 프로그램 개발

□ 연구목표

○ 국내 철도설계기준의 체계정립 및 기준분석을 통한 개선방향 제시

○ 역학적 토공설계 제반 기준의 표준화

- 역학적-경험적 강화노반 설계 방법 개발
- 토공구조물의 설계-품질관리의 일원화 방안 수립

○ 역학적 토공설계/해석/관리 통합자동화 프로그램 개발

□ 연구내용

○ 역학적 토공설계 제반 기준의 표준화

- 기존 철도 토공설계기준 조사 분석 및 개선사항 도출
- 일반철도를 위한 강화노반 공사시방서(안) 작성
- 역학적 토공설계 및 시공기준(안) 수립

○ 역학적-경험적 강화노반 두께 산정 방법 개발

- 허용설계방법을 이용한 강화노반 두께 산정 방법 개발
- 하부재료의 회복탄성계수 도입

○ 설계/품질관리의 역학적(변형계수) 이용 방법 개발
- 설계-품질관리-다짐관리의 일체화 및 표준화 방안 도입

○ 토공노반 설계/구조해석/관리 통합자동화 프로그램 개발
- 개념설계 및 상세설계
- 설계-구조해석-도면출력-관리용 토공자동화 프로그램 개발

표 1. 연차별 연구개발 내용

<table>
<tr><th>구분</th><th>1차년도</th><th>2차년도</th><th>3차년도</th></tr>
<tr><td rowspan="3">철도설계 시스템 분석</td><td>국내외 철도설계기준분석</td><td rowspan="2">철도노반 파손모형(안) 수립</td><td>각 모듈별 입력변수 설정</td></tr>
<tr><td>열차하중 영향검토 및 하중분산</td><td>철도설계 흐름도의 서브루틴 및 상세프로그램 개발</td></tr>
<tr><td>철도노반 압력 산정 자동화 프로그램개발</td><td>철도노반설계 프로그램 개발을 위한 Frame 구축</td><td>철도노반 설계자동화 해석프로그램 개발</td></tr>
<tr><td rowspan="2">철도노반 품질관리 기준 정립</td><td>상·하부노반 품질관리기준 분석</td><td>지지력계수와 탄성계수와의 상관성 평가</td><td rowspan="2">지지력계수와 탄성계수와의 상관성 D/B 구축</td></tr>
<tr><td>탄성계수를 이용한 노반품질관리시험 적용성 현장실험</td><td>탄성계수를 이용한 노반품질기준 적용성 평가 현장실험</td></tr>
<tr><td rowspan="3">노반재료별 탄성계수의 정량화</td><td>국내철도노반재료 탄성계수</td><td>노반재료의 탄성계수 영향요소 검토 및 영향계수와의 상관모델개발</td><td rowspan="3">개발 모델 검증을 위한 현장실험 및 정량화</td></tr>
<tr><td>동적물성값과 기존 노반물성값과의 상관성연구</td><td rowspan="2">노반재료의 비선형 탄성계수의 D/B 구축 및 모델개발</td></tr>
<tr><td>철도노반재료물성의 데이터베이스 구축</td></tr>
<tr><td rowspan="3">철도노반두께 산정 프로그램 개발</td><td>국내외 노반두께 산정방법 분석</td><td>노반두께 영향인자 case study</td><td rowspan="2">베타버전 테스트 의견수렴</td></tr>
<tr><td>노반두께 결정 영향 요소검토</td><td rowspan="2">노반두께 산정 프로그램 기본설계모형(안) 개발
·사용자요구 및 설계세부모듈구체화 및 베타버전 완성</td></tr>
<tr><td>노반두께 영향인자에 대한 Case Study</td><td>노반두께 산정 프로그램 개발</td></tr>
<tr><td rowspan="2">철도전용 구조해석프로그램</td><td rowspan="2">-</td><td>철도환경을 고려한 프로그램 기본설계 및 사양검토</td><td rowspan="2">베타버전 공개 및 의견수렴
철도전용 궤도/노반 해석프로그램 개발</td></tr>
<tr><td>구조해석모델 및 GUI개발</td></tr>
<tr><td></td><td colspan="2">1단계(2005년~2006년)</td><td>2단계(2007년~2008년)</td></tr>
</table>

(가) 국내 토공설계 기준 비교 및 개선

- 국내 철도 토공설계 기준서 비교분석(일반철도, 고속철도)
- 국내 일반철도 강화노반 공사시방서(안) 작성

(나) 실 현장구간에서의 열차하중에 따른 노반의 변형특성

- 평택강화노반 부설구간 강화노반 재료별 궤도틀림 진행추이 검토
  · 궤도틀림, 지반강성도 평가를 통한 재료별, 두께별 특성 검토
- 강화노반 재료별, 시일경과에 따른 동적물성 변화 추이 관찰
  · 크로스홀 실험을 통한 현장부설된 강화노반재료의 동적물성
- 열차하중에 따른 노반재료별 변형거동
  · 실 열차하중에 따른 노반의 변형 및 침하특성 평가
- 열차종별(곡선부) 궤도부담력 현장측정

(다) 역학적 토공설계 개념 개발

- 토공설계의 사양중심의 설계방법에서 성능중심의 설계방법 도입
  · 설계시점에서 교통하중, 사용재료의 역학적 거동을 반영하고 그 결과를 설계에 반영할 수 있는 설계방법 제안
- 노반의 회복탄성계수(E_R)를 결정방법 및 구성모델 개발
- 동적물성을 활용한 회복탄성계수 산정 대체 실험법 개발

(라) 역학적-경험적 강화노반 두께 산정 방법 개발

- 강화노반 최적두께 산정을 위한 설계 개발
  · 역학적-경험적 강화노반 두께 산정 알고리즘 개발
  · 유한요소 해석을 통한 역학적-경험적 강화노반 두께 산정 자동프로그램 개발

(마) 설계-품질관리-다짐관리 기준의 일관성

- 하부 토공재료의 설계-품질관리-다짐관리의 불일치에 따른 문제 해결방안 수립
- 역학적 개념을 도입한 토공 품질관리 방안 제시

- 품질관리의 기준으로 적용하고자 하는 탄성계수는 저변형률 영역의 영계수 (Young's modulus)이며 최대 영계수 E_{max}로 표현
- 현장 품질관리 LFWD, 굴절파 실험 현장 적용성 평가

(바) 토공노반 최적두께 산정을 위한 통합 자동화 프로그램 개발

- 토공 노반 설계/해석/관리 통합 자동화 프로그램 개발
- 설계-해석-자료 관리를 위한 통합자동화 프로그램 구축

Ⅳ. 연구개발결과

현재 국내의 토공노반 설계 개념은 시방서 기준에서 제시하고 있는 기준에 만족하도록 설계하고 있다. 즉, 시공회사는 시방기준에 언급되어져 있는 재료 및 공법에 대하여 정해진 절차에 따라 시공하여 준공하는 방식이다. 이러한 사양중심(method specification)의 설계 방법은 실제 설계자의 경험 또는 새로운 신기술 등이 바로 설계에 반영되지 못하기 때문에 기술발전에 한계를 가지고 있다[1, 포장분야에서 성능중심의 시방기준 도입방안, 권수안 등]. 이러한 시방중심의 설계방법의 한계를 극복하고자 성능중심의 설계방법을 통해 구조적 적정성, 안정성 등을 확보하고 설계의 국제화 대응 등을 이루고자 하고 있는 실정이다.

본 연구에서 개발하고자 하는 주요 연구방향과 내용은 크게 3가지로 분류된다. 첫 번째 토공노반에 대한 역학적-경험적 설계개념을 도입하고, 두 번째 설계와 품질관리를 다르게 적용하던 현재 실정을 탈피하여 설계/품질관리를 일관성 있는 인자로 평가할 수 있도록 제안하는 것이다. 마지막으로 철도 토공노반의 역학적-경험적 설계방법을 구현할 수 있는 설계/구조해석/관리를 통합 자동화 할 수 있는 전산장비를 개발하는데 있다. 본 연구개발의 중요성을 정리하면 다음과 같이 정리할 수 있다.

먼저 기존의 시방중심의 설계기준을 지양하고 성능중심의 토공설계가 될 수 있도록 역학적 개념을 도입하여 토공노반 설계를 수행하고자 하였다. 이를 위해 토공노반에서 가장 중요한 강화노반 층에 대하여 최적화된 두께를 제공하고 그 성능을 확보할 수 있는 설계 방법을 개발하여 구조적 적정성, 안정성 확보뿐 만아니라 장기거동을 예측할 수 있도록 하였다.

두 번째 현재 국내 하부 노반은 설계-다짐 품질관리 기준이 다르게 적용하는 문제가 있다. 토공 다짐 품질관리 기준은 실제 설계시점에서 고려되지 않을 뿐만 아

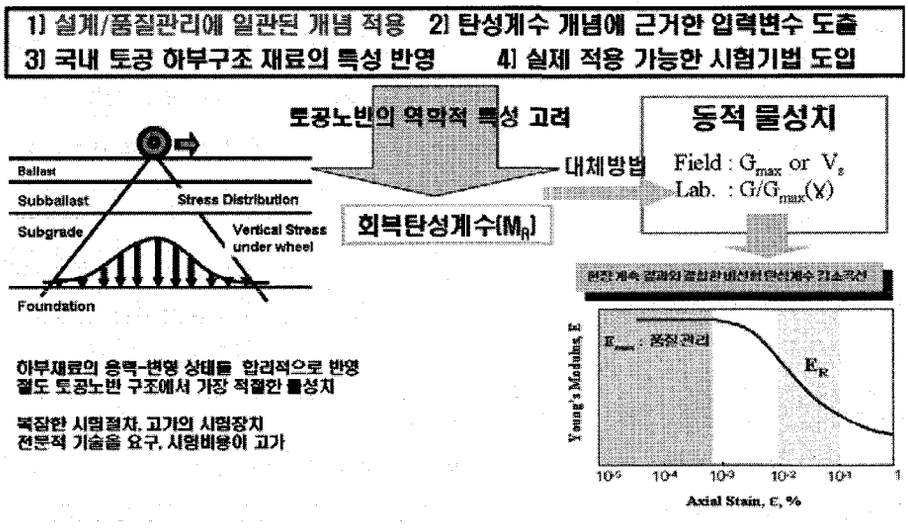
니라 역학적인 특성이 반영되지 않기 때문에 설계결과가 시공조건과 어떠한 상태인지를 판단할 수 있는 기준이 부족하다. 따라서 설계/품질관리를 동일한 항목으로 평가한다면 시공조건의 상태를 정량적으로 평가하여 이를 설계에 재 반영하여 구조물의 성능을 최적화 시키는 데 도움을 줄 수 있다.

마지막으로 이러한 일련의 결과물을 전산화된 장비를 통해 1step으로 처리할 수 있는 시스템을 구성하여야 설계자 들이 쉽게 적용가능해 질 수 있다. 따라서 본 연구에서는 강화노반 두께 산정과 토공구조물에 대한 구조해석, 그리고 설계과정에서 발생된 정보와 결과물을 저장하고 관리할 수 있는 통합자동화 프로그램을 개발하였다.

□ 토공설계의 역학적 개념이 포함된 성능중심의 설계

○ 사양중심의 기존 설계방법을 탈피하고 성능중심의 설계방법을 도입 할 수 있는 기틀 마련

- 역학적-경험적 강화노반두께 설계 알고리즘 개발
- 정적하중의 탄성계수를 탈피하고 열차하중과 같은 반복하중을 고려할 수 있는 회복탄성계수 개념 도입



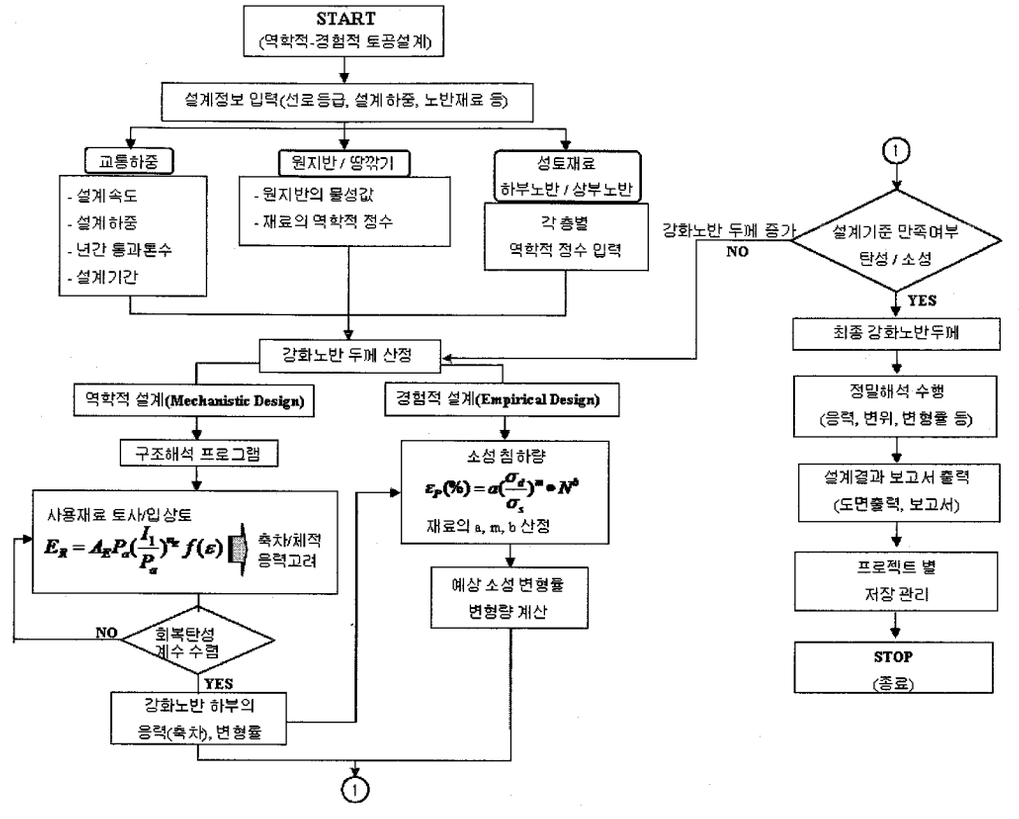


그림 1 토공노반 설계 개념

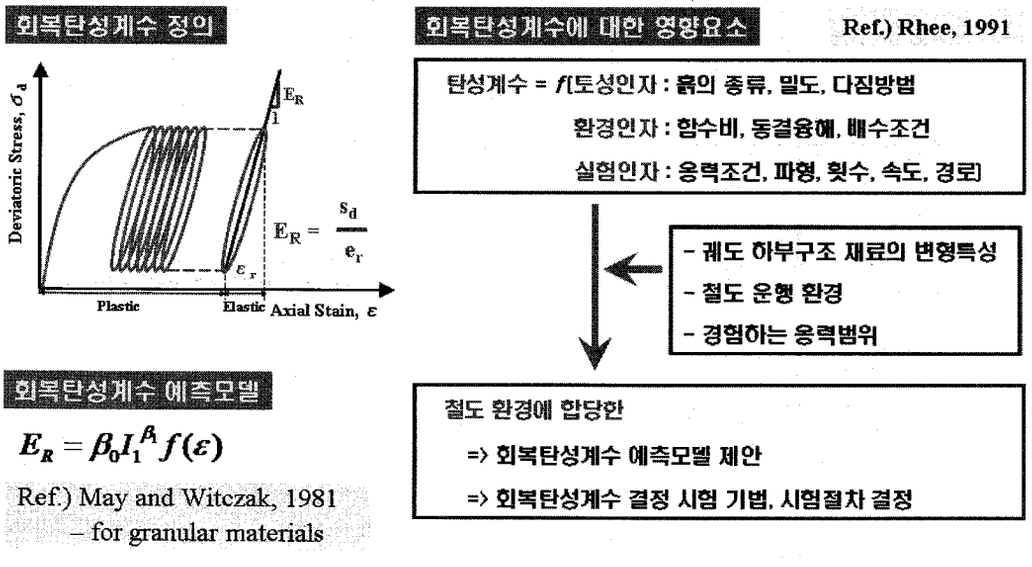
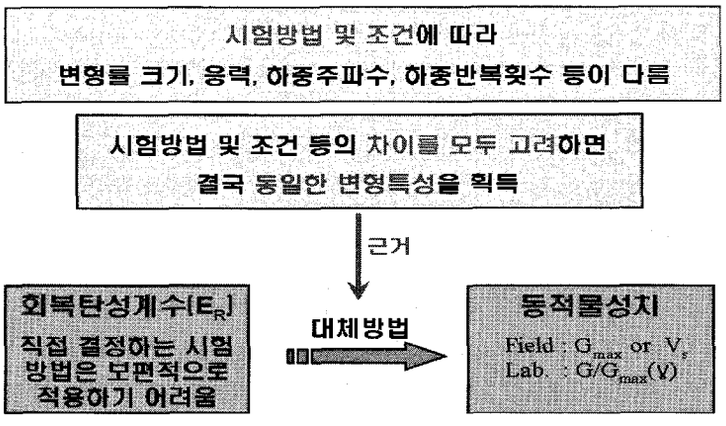
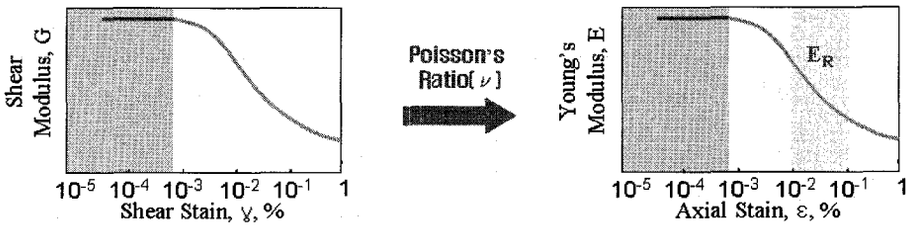


그림 2 회복탄성계수의 정의



✓ 선형 영역 [G_{max} or V_s]
- Crosshole, Downhole, Inhole, SASW, FFRC

✓ 비선형 영역 [$G/G_{max}(\gamma)$]
- Resonant Column Test, 경험식, 기존문헌



$G_{max,field} = \rho V_s^2$ $\qquad$ $E = 2G(1+\nu)$

$G(\gamma) = [G/G_{max}(\gamma)]_{lab} * [G_{max,field}]$ $\qquad$ $\varepsilon = \gamma/(1+\nu)$

그림 3 대체 회복탄성계수를 이용한 설계/품질관리 개발범위

○ 노반재료의 응력-변형 거동을 고려한 응력-변형 모델 개발

- 기존 한계상태 모델을 개선할 수 있는 응력과 변형거동을 고려할 수 있는 새로운 응력-변형모델 개발
- 노반재료의 응력-변형 특성을 보다 정확하게 고려할 수 있는 해석모델 개발

▪ 입도조정쇄석, 토사 재료 모두
체적응력[평균주응력], 축차응력[변형률] 동시에 고려한 모델 적용

$E_R = \beta_0 I_1^{\beta_1} f(\varepsilon)$ Ref.) May and Witczak, 1981 – for granular materials

$E_R = A_E P_a (\frac{I_1}{P_a})^{n_E} f(\varepsilon)$

여기서, I_1 : 평균주응력 [1st Stress Invariant = $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$]

f(ε) : 변형률의 함수 [즉, $E/E_{max} - \log \varepsilon$], 공진주시험 또는 문헌

A_E, n_E : 재료에 따라 실험으로 결정되는 상수, 또는 문헌값 사용

Pa : 대기압 (=101.3 kPa)

E_R, I_1 의 단위 : kPa

그림 4 사용재료에 따른 회복탄성계수 예측모델(토사, 입상재료)

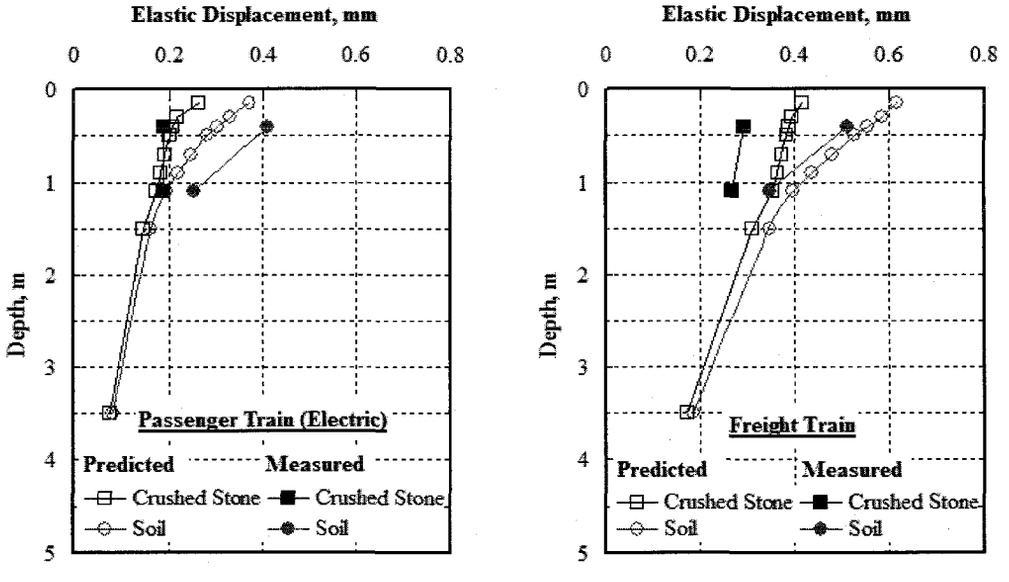


그림 5 해석결과 및 현장계측결과와 비교

□ 하부재료의 설계/품질관리의 표준화 및 일관성

○ 설계와 품질관리의 기준의 불일치의 한계를 극복

○ 설계시점과 품질관리까지 동일한 평가지표로 평가

- 응력-변형률의 관계로부터 탄성계수 설계/품질관리 방법 제시

○ 사용재료의 최대입경과 지지력 실험의 재하판의 크기 등 기존 방법의 오차를 최소화

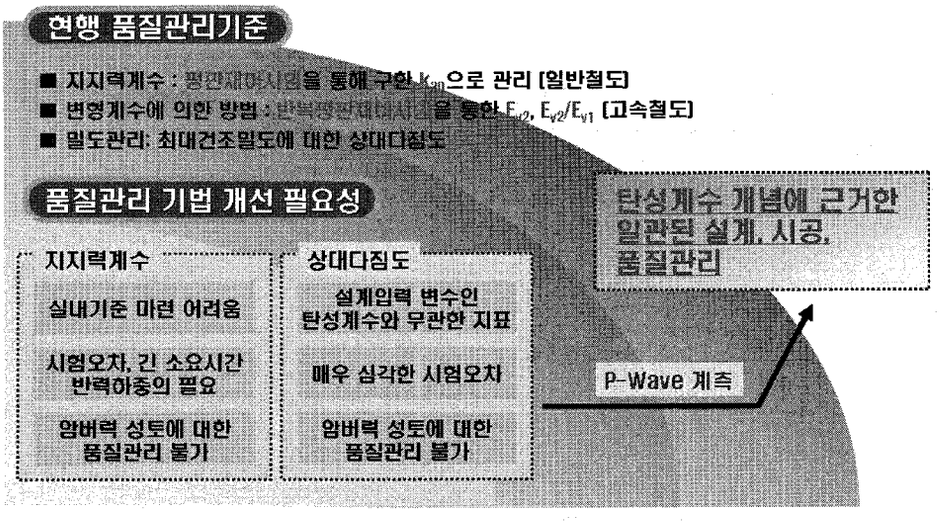


그림 6 토공노반 설계/품질관리 개선방안

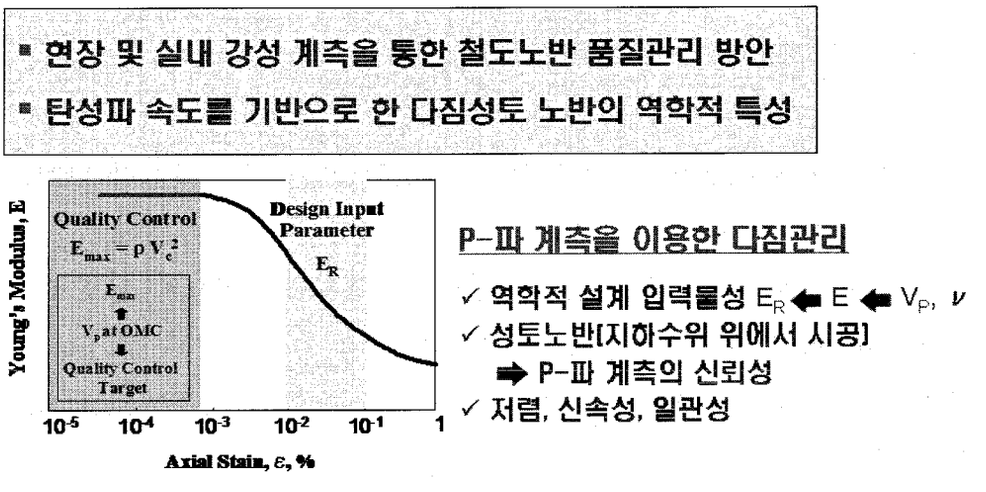


그림 7 탄성계수 개념의 토공노반 설계와 품질관리 방법

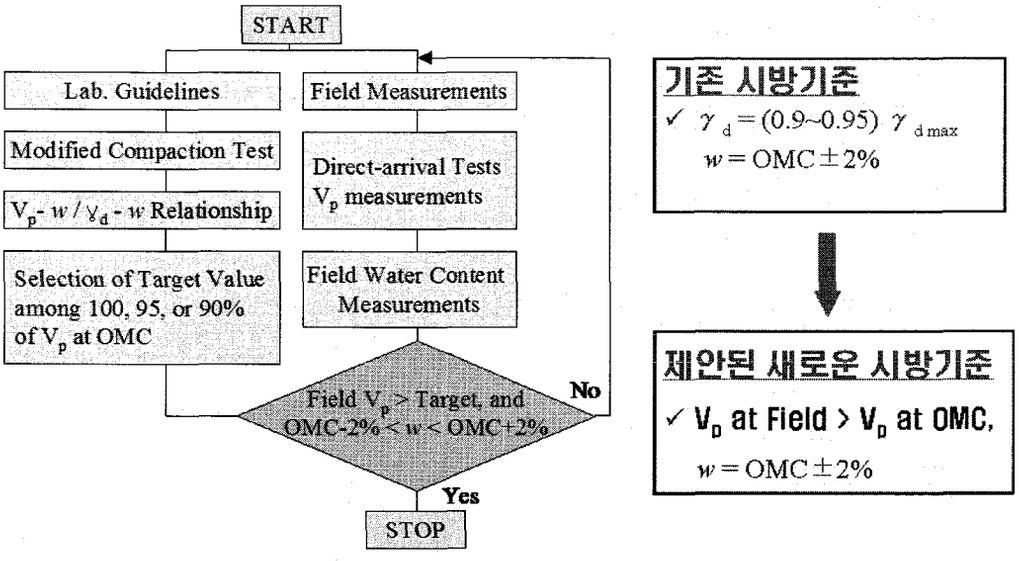


그림 8 P-파 계측을 통한 품질관리 흐름도

□ 토공노반 설계/구조해석/관리 통합 자동화 프로그램 개발

○ 토공노반 구조에 대한 사용자 환경을 고려한 2D 자동 메쉬 생성, 구조해석 수치해석 엔진, 결과물을 출력, 보고서 및 도면 출력할 수 있는 후처리 단계 등을 모두 1step으로 처리할 수 있는 통합 자동화 프로그램 개발

- 역학적-경험적 설계를 통한 안정성과 경제적인 최적의 강화노반 두께 결정
- 정밀구조해석을 통한 토공 구조물의 안전성 평가
- 설계정보, 입력항목, 해석정보, 도면출력, 설계보고서 등 모든 자료를 DB로 저장하여 관리
- 프로그램 기술매뉴얼 및 홍보브로슈어 제작을 통한 홍보

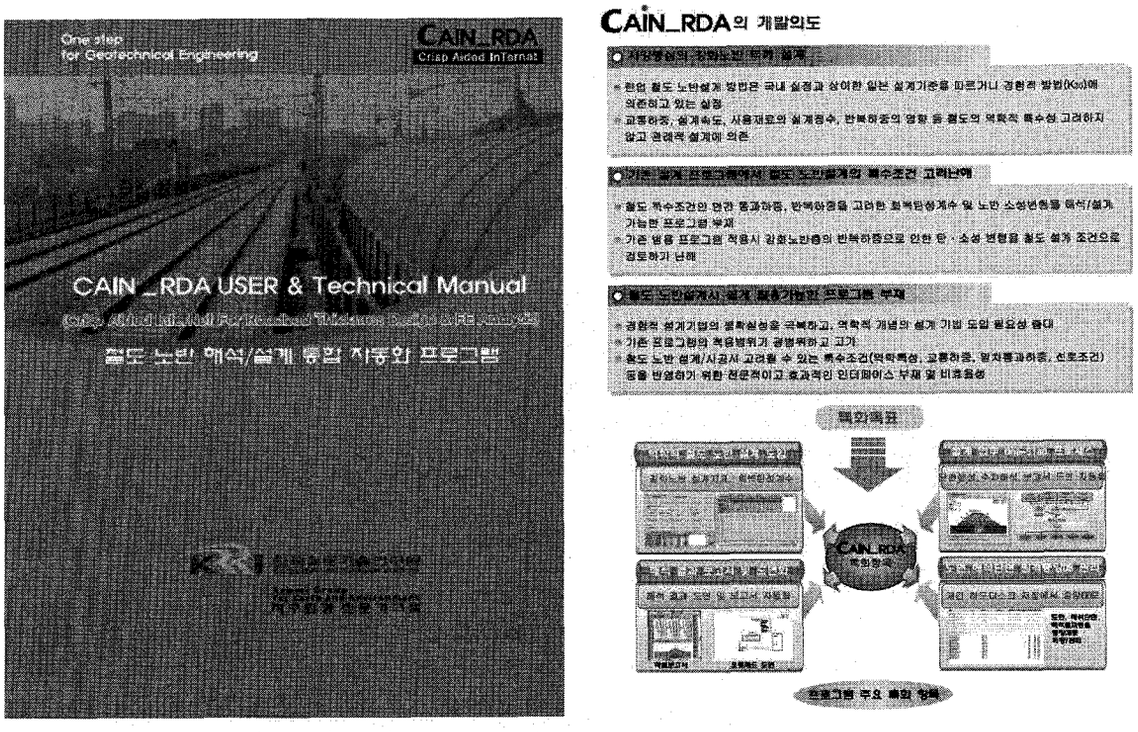


그림 9 토공노반 설계/해석 관리 통합 프로그램(CAIN_RDA) 홍보 브로슈어

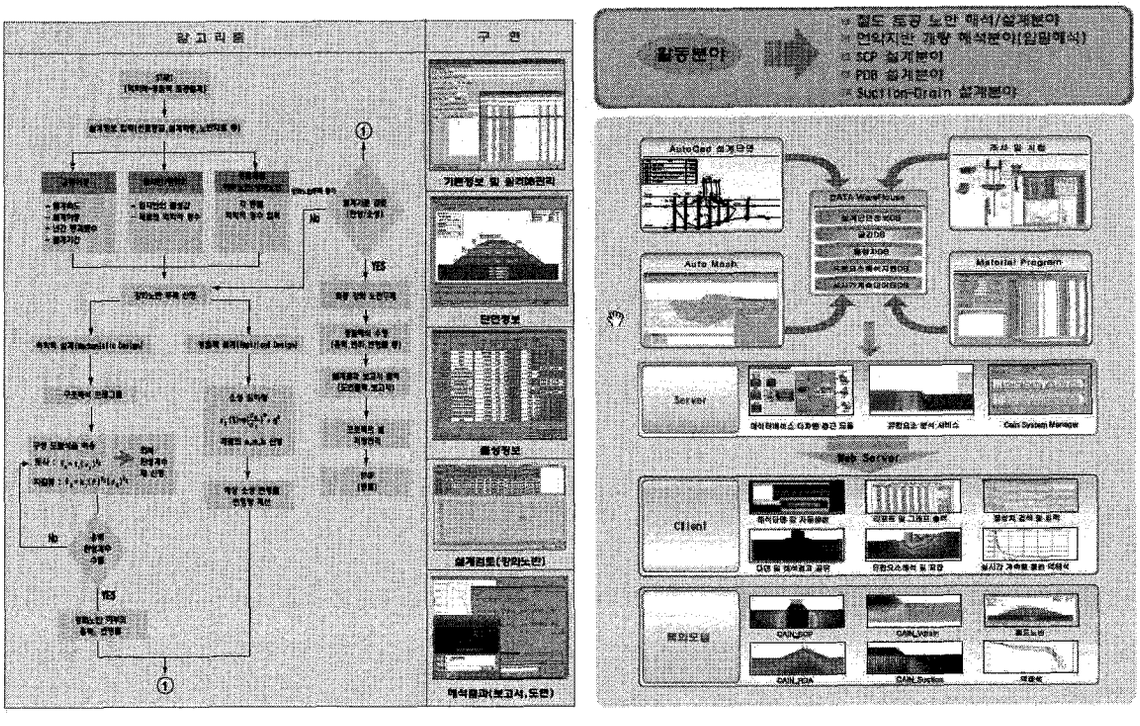


그림 10 프로그램 알고리즘 및 활용분야

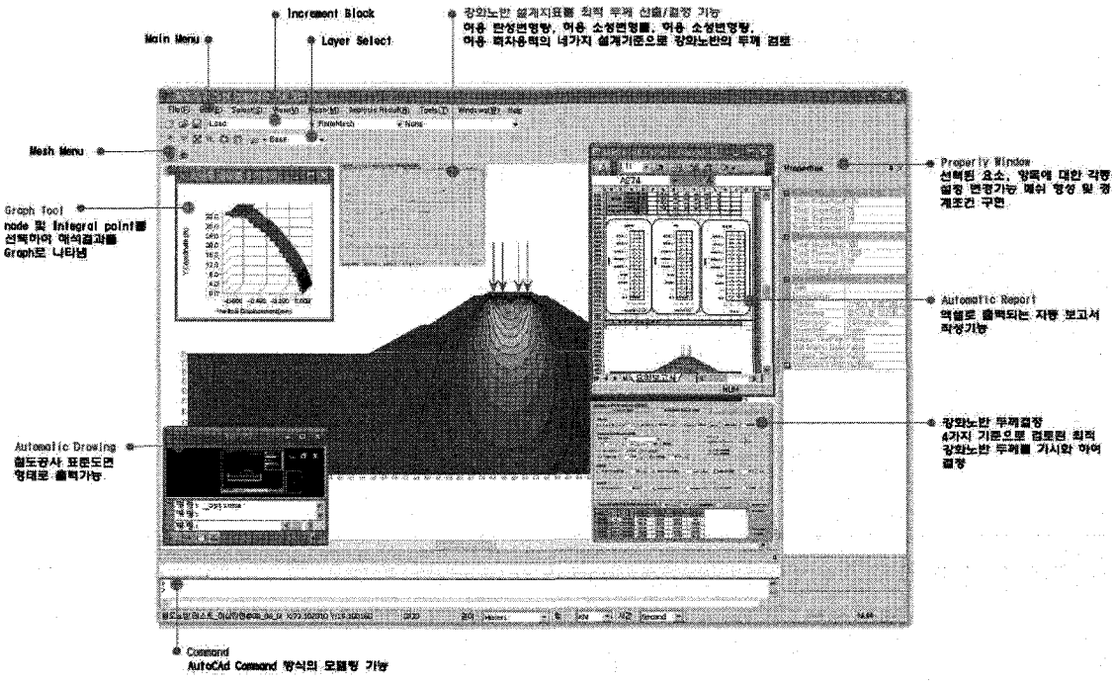


그림 11 CAIN_RDA 프로그램 구성창

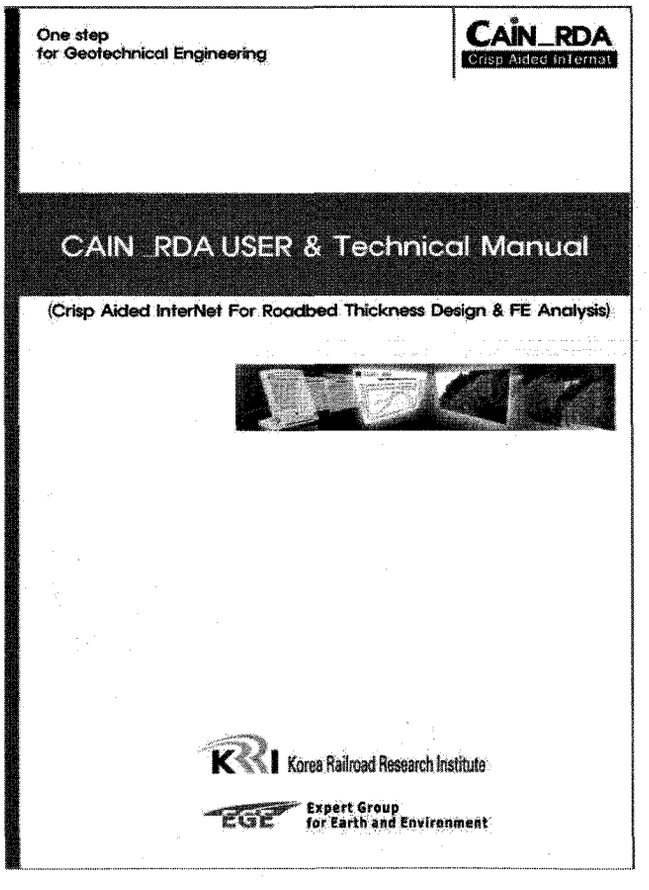


그림 12 토공노반 설계/해석 관리 통합 프로그램(CAIN_RDA) 기술매뉴얼

V. 연구개발결과의 활용계획

□ 기술적 측면

- ㅇ 국내·외 철도 토공설계 설계기준 및 시공기준을 분석하여 개선사항 검토
- ㅇ 사양중심의 토공 설계방법에서 성능중심의 설계가 될 수 있는 기초 마련
- ㅇ 노반의 응력-변형 거동을 고려할 수 있는 새로운 해석모델 개발
- ㅇ 설계/품질관리의 일원화된 정수를 사용함으로써 일관성 있는 설계 토대 마련
- ㅇ 강화노반 두께를 일률적으로 평가하는 방식을 탈피하고 토공노반의 역학적 특징, 교통하중, 열차통과톤수, 노반 파괴모델 등을 고려한 역학적-경험적 (Mechanistic-empirical Design) 개념 도입
- ㅇ 노반재료의 반복하중에 따른 소성변형 예측모델 식을 제안함으로써 년간통과톤수에 따른 장기 침하 예측
- ㅇ 철도노반 설계/구조해석/평가/관리를 1 Step으로 전 과정을 처리할 수 있는 자동화 프로그램을 개발하여 시간적, 공간적 문제를 해결

□ 경제·산업적 측면

- ㅇ 일률적으로 설계하고 있는 노반두께에 대한 경제적이며 신뢰성을 바탕으로 둔 노반두께 산정자동화 프로그램을 개발함으로서 설계시간 단축 및 노반두께에 대한 신뢰성 확보
- ㅇ 국내 부재중인 철도노반 설계법을 개발함으로써 기술자립 확보
- ㅇ 기존 노반품질관리 시험법보다 빠르고, 신뢰성이 확보된 기술을 통해 시공 및 품질관리 시간의 단축
- ㅇ 모듈화, 규격화, 표준화된 기술적용
- ㅇ 최적의 노반두께 산정을 통한 경제적인 노반설계기반 구축
- ㅇ 노반설계 표준화 방안을 위한 기초연구 자료 제공
- ㅇ 향후 고속화 및 대륙 연계시 활용
- ㅇ 열차 운행의 안전성 및 신뢰성 체계구축에 따른 국가간 경쟁력 확보

SUMMARY

Ⅰ. Title

A Study of Design Standards and Technology to Estimate Optimum Thickness of Earth Roadbeds

Ⅱ. Needs and Objectives

○ With the establishment of an environment-friendly railway network, the railway renaissance will come to be in the new millennium. As a result, therole of high-speed railway networks along with their functions and related studies will become more important worldwide. In Korea, in particular, the south and north will be connected by a railway which would, in turn, bring about the globalization of the railroad.

○ In the past, railroad tracks weremostly laid based on previous design and development experience. With the introduction of the high-speed railway, however, people have recently become aware of the importance of railway roadbeds. Therefore, a study on railway roadbeds has beenconducted following the revision of Railway Earthwork Specification (1999) and the enactment of Railroad Design Criteria (2001).

○ The current design concept of domestic earthwork roadbedsis aimed to meet quality requirements. In fact, no roadbed has been designed in accordance with special structural analysis or mechanistic analysis.

○ The banking structure in the earth roadbed consists of upper and lower roadbeds. The upper roadbed (general railway: 1.5m, high-speed railway: 3.0m) to which train load is directly applied is developed using materials superior to those used in the lower roadbed, followingstrict quality management. Therefore, the upper roadbed is a very important layer in determining the quality of the roadbed.

○ The reinforced roadbed is the layer positioned on the uppermostlayer of the upper roadbed. Positioned under the gravel ballast, materials with high rigidity are used. It disperses train load and prevents the gravel ballast from entering the upper road, which in turn prevents softening of the roadbed. In fact, the reinforced road has been the mostly widely used to keep the roadbed firm and strong. Installing the reinforced road is legally required in high-speed railway construction.

○ The thickness of the domestic reinforced roadbed isset after indirectly evaluating the roadbed conditions based on the bearing capacity of the upper roadbed. However, no mechanistic investigation aimed at deciding the thickness of the reinforced roadbed is performed during the design phase. Therefore, a mechanistic evaluation on the in-situ ground, lower roadbed, and upper roadbed under traffic load at the time the design is applied would be a reasonable design method.

○ Since different design-compaction quality management criteria have been applied to domestic lower roadbeds, many studies have been conducted for improvement. However, there are many considerations to make in order to evaluate and apply them in practice.

○ To improve the difficulties of earthwork design, this paper aimsto develop a new earthwork design method that can reflect the mechanistic behavior of the earthwork and use the same figures of design and quality management by using consistent variables. Lastly, this paper has developed an integrated automation program that can handle earthwork roadbed design / structural analysis / management witha single step procedure using a computerized system and upgraded earthwork design technology.

Ⅲ. Contents and Scope

The purpose is the development of a design method for standardization of optimum thickness of earth roadbeds in consideration of all domestic conditions and an automation program through which design and analysis can be performed simultaneously.

☐ Final goals

- Development of a design automation program to estimate optimum thickness of earth roadbeds

☐ **Final goals**

○ Standardization of overall mechanistic earthwork design criteria

- Optimum thickness estimation criteria for reinforced roadbed

○ Development of integrated automation program for mechanistic earthwork design - analysis - management

☐ **Contents**

○ Standardization of mechanistic earthwork design criteria

- Examination and analysis of the current railway earthwork design criteria and deduction of improvements
- Preparation of reinforced roadbed construction specifications(proposal) for general railroad
- Preparation of mechanistic earthwork design and construction criteria (proposal)

○ Development of an estimation method of mechanistic-empirical reinforced roadbed thickness

- Development of an estimation method of reinforced roadbed thickness using an allowable design method
- Introduction of resilient moduli of subgrade materials

○ Development of a mechanistic (deformation coefficient) use method of design / quality management

- Introduction of how to unite and standardize design, quality management, and compaction management

○ Development of earth roadbed design / structural analysis / management integration automation program

- Conceptual and detailed designs
- Development of an earthwork automation program for design, structural analysis, drawing printout, and an administrative earthwork automation program

<table>
<tr><th>Category</th><th>1st Year</th><th>2nd Year</th><th>3rd Year</th></tr>
<tr><td rowspan="3">Analysis of railway design system</td><td>Analysis of domestic and foreign railway design criteria</td><td rowspan="2">Preparation of damage model (proposal) for railway roadbed</td><td>Input variable setup by module</td></tr>
<tr><td>Investigation on the impact of train load and load dispersion</td><td>Development of sub-routine for railway design flowchart and detailed program</td></tr>
<tr><td>Development of the automated railway roadbed pressure estimation program</td><td>Development of framework for development of a railway roadbed design program</td><td>Development of a railway roadbed design automation analysis program</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Preparation of railway roadbed quality management criteria</td><td>Analysis of upper and lower roadbed quality management criteria</td><td>Evaluation on correlation between bearing capacity factors and elastic moduli</td><td rowspan="2">Preparation of correlation database between bearing capacity factors and elastic moduli</td></tr>
<tr><td>In-situ test of applicability of roadbed quality management test using elastic moduli</td><td>In-situ test of applicability of roadbed quality management test using elastic moduli</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Quantification of elastic modulus by roadbed material</td><td>Domestic railway subgrade modulus</td><td>Investigation on the factors that have an influence on subgrade modulus and development of the correlation model with influence factors</td><td rowspan="3">In-situ test and quantification for verification of the development model</td></tr>
<tr><td>Study of correlation between mechanistic properties and current roadbed properties</td><td rowspan="2">Development of database for non-linear subgrade modulus and the model</td></tr>
<tr><td>Preparation of database of railway subgrade materials</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Development of a railway roadbed thickness estimation program</td><td>Analysis of estimation methods of domestic and foreign roadbed thickness</td><td>Case study on the factors that have an influence on roadbed thickness</td><td rowspan="2">Acceptance of beta version test opinions</td></tr>
<tr><td>Investigation on the factors that have an influence on roadbed thickness</td><td rowspan="2">Development of a basic design model (proposal) for roadbed thickness estimation program, specifications of users' request & detailed design module and completion of beta version</td></tr>
<tr><td>Case study on the factors that have an influence on roadbed thickness</td><td>Development of roadbed thickness estimation program</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Railway structure analysis program</td><td rowspan="2">-</td><td>Basic design and specification review on a program in consideration of railway environment</td><td rowspan="2">Disclosure and acceptance of beta version and development of railway track / roadbed analysis program</td></tr>
<tr><td>Structure analysis model and GUI development</td></tr>
<tr><td></td><td colspan="2">1st phase (2005 - 2006)</td><td>2nd phase (2007 - 2008)</td></tr>
</table>

(A) Comparison and improvement of domestic earthwork design criteria

- Comparative analysis on domestic railway earthwork design criteria (general railroad, high-speed railroad)
- Preparation of construction specifications(proposal) for domestic general railroad reinforced roadbed

(B) Characteristics of roadbed deformation due to train load in-situ sections

- Review of the progress of track irregularity by reinforced subgrade material in Pyeongtaek reinforced roadbed sites
- Review of characteristics by material and thickness through evaluation oftrack irregularity and ground stiffness
- Observation of the change in mechanistic properties with thepassage of time by reinforced subgrade material
- Mechanistic properties of reinforced subgrade materials using crosshole test
- The deformation behavior by subgrade material caused by train load
- Assessment of roadbed deformation by train load and settlement characteristics

(C) Development of mechanistic earthwork design concept

- Introduction of a performance-centered design method from the specification-centered design method
- Suggests a design method that considers mechanistic behavior of traffic load and materials and applies the results to the design during the design phase
- Development of a roadbed resilient modulus (E_R) decision method and the composition model
- Development of an alternative resilient modulus estimation test method using mechanistic properties

(D) Development of an estimation method for mechanistic-empirical reinforced roadbed thickness

- Development of design method for estimation of optimum reinforced roadbed thickness
- Development of automatic mechanistic-empirical reinforced roadbed thickness estimation program using finite factor analysis
- Composition of plastic settlement estimation model formula in consideration of annual train load (gross tons)

(E) Consistency in design-quality management-compaction management criteria

- Preparation of a plan to solveproblems caused by inconsistency of design, quality management, and compaction management of subgrade materials
- Proposal of an earthwork quality management plan using mechanistic concept
- The elastic modulus that will be applied based on the quality management criteria adopts Young's Modulus and is expressed with the maximum value (E_{max})
- In-situ applicability assessment of in-situ quality management LFWD and refractive wave test

(F) Basic design of an integrated automation program for optimum earth roadbed thickness

- Development of an earth roadbed design automation program
- Development of an integrated automation program for design-analysis-data management

Ⅳ. Results

At present, the domestic design concept of earth roadbeds aims to meet the criteria proposed in the specification criteria. In other words, a developer promotes construction in accordance with the procedures. Since a designer's experience or new technology is not directly reflected on the design under the specification-centered design method, there

is a limitation in technology development. To overcome the limitation in the specification-centered design method, structural appropriateness and stability have been secured and global responsiveness of the design has been possible through a performance-centered design method.

This paper classifies directions and contents of the study into three categories:1) adoption of a mechanistic-empirical design concept in earth roadbeds, 2) a consistent design / quality management assessment method, and 3) development of a computer system that enables an integrated automation of design / structural analysis / management, which in turn realizes a mechanistic-empirical design method in the railway earth roadbeds. In other words, the importance of this study can be summarized as follows:

First, a mechanistic concept has been adopted to promote a performance-centered earthwork design rather than the conventional specification-centered design criteria. For this, a design method through which optimum thickness of the reinforced roadbed layer can be estimated and the performance can also be secured has been developed. This, in turn, made it possible to secure structural appropriateness and stability and predict long-term behavior.

Second, the problem is that different design-compaction quality management criteria have been applied in the current domestic subgrade roadbed. Since the quality management criteria for earthwork compaction are not considered during the design phase and mechanistic characteristics are not reflected either, it's hard to decide whether the resulting design meets construction conditions due to the lack of criteria. If design and quality management areascsessed under the same items, the construction conditions

could be quantitatively assessed and the design could reflect those results, which in turn helps optimize performance of structures.

Lastly, a computer system that can systematically handle the said results should be developed for designer convenience in application. Therefore, an integrated automation program has been developed that can estimate the thickness of reinforced roadbeds, conduct structural analysis on the earthwork structure, and save and manage the information and results that occur during the design process.

☐ **Introduction of performance-centered design concept**

○ Development of a foundation for the introduction of a performance-centered design method away from the conventional specification-centered design method

- Development of an estimation method for mechanistic-empirical reinforced roadbed thickness
- Suggestion of an estimation method for the reinforced roadbed thickness in consideration of design traffic load, train load (tons) during the design period, allowable design strain, strain, and elastic settlement
- Introduction of resilient a modulus concept that can consider cyclic load such as train load away from the elastic modulus in the static load

○ Development of a model that can consider train load-caused stress and strain on the roadbed

- Development of a composition model in consideration of the train load-caused stress on the roadbed

☐ **Standardization and consistency in design and quality management of subgrade materials**

○ A design method using the same parameters from the design phase to quality management

- Suggestion of an elastic modulus design and quality management method from the relation between stress and strain

☐ **Development of an integrated automation program for earth roadbed design / structural analysis / management**

○ Development of an integrated automation program that can systematically handle the creation of 2D automatic mesh in consideration of user environment, structural & numerical analysis engine, and the printout of results, report, and drawings

- Development of the base for construction of reinforced roadbedsby preparing construction specifications (proposal)

Ⅴ. Application of the research

☐ Technical aspect

- Investigation on improvements through analysis of domestic and foreign railway earthwork design and construction criteria
- Development of the base for performance-centered design rather than the specification-centered earthwork design
- Establishment of the base for consistent design using the unified integers in the design and quality management
- Introduction of mechanistic-empirical design in consideration of mechanistic characteristics of the earth roadbed, traffic load, train load (tons), and the roadbed damage model
- Development and verification of a composition model through which the characteristics of the deformation by domestic railway load condition and banking material can be considered

- Prediction of long-term settlement by the annual train load (gross tons) by proposing a plastic deformation prediction model by cyclic load in the subgrade materials
- Taking care of time and spatial problems through the development of an automation program that can systematically cover railway roadbed design, structural analysis, evaluation, and management

☐ Economic and industrial aspects

- Reduction of design time and acquisition of reliability on the thickness of the roadbed through the development of an automatic roadbed thickness estimation program based on economic efficiency and trust
- Securing technological independence by developing a new railway roadbed design method in Korea
- Reduction of construction and quality management time based on faster and more reliable technology than the current roadbed quality management test method
- Application of modulized and standardized technology
- Establishment of the base for economic roadbed design through estimation of optimum roadbed thickness
- Supply of basic research data for preparation of a roadbed design standardization plan
- Available for future high-speed railway and continental railroad
- Improvement of national competitiveness based on establishment of the safe and reliable railroad operation network

목차

제 1 장 서 론 1
제 1 절 연구개발의 필요성 1
1. 연구개발 중요성 3

제 2 절 연구개발 목표 및 범위 7
1. 연구개발의 최종목표와 연구내용 7
2. 연차별 연구개발 목표 및 연구내용 9

제 2 장 국내외 기술개발 현황 10
제 1 절 국내외 건설공사 기준체계 10
1. 국내 설계관련 기준의 현황 10
2. 설계기준 체계 12

제 2 절 국내 철도설계기준 현황 18
1. 국내 설계기준서 및 시방서의 변천 18

제 3 절 국내·외 강화노반 두께 산정 설계 방법 47
1. 국내 강화노반 두께 산정 방법 47
2. 국외 강화노반 두께 산정방법 57
3. 국내·외 강화노반 두께 비교 84

제 4 절 토공노반 다짐 품질관리 방법 88
1. 국내 토공 품질관리 기준 88
2. 다짐 품질관리 시험 방법 및 종류 94
3. 기타 토공노반 다짐품질관리 112

제 5 절 철도전용 해석 프로그램 현황 118

제 3 장 연구개발 수행 내용 및 결과 120
제 1 절 1, 2차년도 주요 연구성과 120
1. 1차년도 주요 연구내용 120

2. 2차년도 주요 연구내용 ····· 126

제 2 절 국내 철도설계기준 비교분석 및 개선사항 ····· 133
1. 국내 토공 설계기준 비교 및 개선방안 ····· 133

제 3 절 국내 철도환경에서의 동적물성치 평가 ····· 152
1. 탄성파시험을 이용한 동적물성치 산정기법 ····· 152
2. 철도건설 현장에서의 동적물성 평가 ····· 164
3. 강화노반의 궤도틀림 및 궤도계수 평가 ····· 186
4. 열차하중에 따른 궤도부담력 현장측정 ····· 198

제 4 절 역학적 토공설계 개발 ····· 204
1. 새로운 토공노반 설계방법의 기본 개념 ····· 204
2. 역학적(Mechanistic)-경험적(Empirical) 강화노반 두께 산정 설계방법 ····· 205
3. 설계 입력변수의 주요내용 ····· 219

제 5 절 국내 철도 노반 재료별 소성침하 예측모델 ····· 242
1. 소성침하 예측모델 결정 방법 ····· 242
2. 원형 토조 모형시험 ····· 243
3. 진동삼축압축시험을 통한 소성침하 예측 ····· 253

제 6 절 토공설계/해석/관리 통합자동화 프로그램 개발 ····· 261
1. 프로그램 개발 배경 및 목적 ····· 261
2. 프로그램의 특징 및 구성 ····· 265
3. 프로그램 설계 ····· 268
4. 개발 프로그램의 신뢰성 평가 및 검토결과 ····· 270
5. 프로그램 운영 ····· 279

제 7 절 LFWD 시험을 이용한 토공노반 품질관리 ····· 306
1. 개요 ····· 306
2. 다짐정도에 따른 변형계수의 민감도 평가 ····· 307
3. LFWD(탄성계수)실험결과와 평판재하시험의 상관관계 ····· 317
4. LFWD 이용한 토공 다짐 품질관리(안) ····· 327

제 8 절 P파를 이용한 다짐 품질관리 개발 ····· 330
1. 새로운 토공품질관리 적용성 평가 ····· 330

제 9 절 역학적-경험적 토공설계 검토 ····· 369
1. 회복탄성계수 모델 검증 및 민감도 분석 ····· 369
2. 강화노반 설계 예시 ····· 379

제 10 절 역학적-경험적 토공설계기준(안) ····· 382
1. 역학적-경험적 토공설계 ····· 382
2. 역학적-경험적(Mechanistic-Empirical) 강화노반 설계기준 ····· 388

제 4 장 연구개발 목표 달성도 및 관련분야에의 기여도 ····· 404

제 5 장 연구개발결과의 활용계획 ····· 411

제 6 장 연구개발과정에서 수집한 해외과학기술정보 ····· 414

제 7 장 참고문헌 ····· 419

부록
A. 토공노반 설계/해석/관리 통합자동화 프로그램 매뉴얼
B. 토공노반 설계/해석/관리 통합자동화 프로그램 홍보브로셔

그림 목차

그림 2.1.1 건설공사기준의 구성체계 ····· 11
그림 2.1.2 국내 철도설계기준의 위계 ····· 13
그림 2.3.1 노반두께를 구하는 경우의 FEM 해석과 Barber의 탄성해의 관계[일본철도총합기술연구소, 1992] ····· 50
그림 2.3.2 장방형등분포하중에 의한 지중응력계산방법 ····· 51
그림 2.3.3 노반압력구하는 방법[일본철도총합기술연구소, 1992] ····· 53
그림 2.3.4 도상내의 압력 등고선(단위 : mm) ····· 53
그림 2.3.5 침목종류별 도상압력분포 면적 ····· 54
그림 2.3.6 철도의 경우 침하각 구하는 방법[일본철도총합기술연구소, 1992] ····· 55
그림 2.3.7 열차하중에 따른 하중분산 노반압력 분산 ····· 55
그림 2.3.8 캐나다 강화노반 설계 도표 ····· 62
그림 2.3.9 인도 강화노반 설계방법 ····· 63
그림 2.3.10 도상두께 결정을 위한 설계도표(영국) ····· 65
그림 2.3.11 노반강도를 기준한 도상두께 결정(영국) ····· 65
그림 2.3.12 노반의 탄성계수(subgrade modulus)를 기준한 도상의 두께 결정 ····· 65
그림 2.3.13 노반강도계수간의 상관관계(Selig & Waters, 1994) ····· 65
그림 2.3.14 지지력을 이용한 노반두께 형상(DB Netz, Rili 836, 1999) ····· 66
그림 2.3.15 노반의 요구두께, h ····· 68
그림 2.3.16 노반의 요구두께, h ····· 68
그림 2.3.17 단순화된 궤도의 자갈층과 노반(Dingqing & Selig, 1998a) ····· 69
그림 2.3.18 노반의 점진적 전단 파괴(Dingqing, 1994) ····· 70
그림 2.3.19 노반의 과잉 소성 변형(Dingqing, 1994) ····· 71
그림 2.3.20 GEOTRACK 모델에서 궤도의 구성(Dingqing, 1994) ····· 74
그림 2.3.21 노반표면에서 축차응력에 대한 자갈층 두께와 강성의 영향 ····· 75
그림 2.3.22 노반층 두께별 깊이에 따른 축차응력의 분산(Dingqing & Selig, 1998a) ····· 77
그림 2.3.23 허용 축차응력 결정(Dingqing & Selig, 1998a) ····· 79
그림 2.3.24 점진적 전단파괴를 방지하기 위한 노반층 두께 설계차트 (Dingqing & Selig, 1998a) ····· 80
그림 2.3.25 노상층 깊이에 따른 변형 영향인자의 관계 (Dingqing & Selig, 1998a) ····· 82
그림 2.3.26 과잉 소성변형을 방지하기 위한 노반층 두께 설계도표의 예 (Dingqing & Selig, 1998a) ····· 83

그림 2.3.27 노반강도계수간의 상관관계(Selig & Waters, 1994) ····· 86
그림 2.3.28 노반의 탄성계수를 기준한 도상의 두께 결정 ····· 86
그림 2.3.29 노반강도를 기준한 도상두께 결정(영국) ····· 86
그림 2.3.30 노반의 요구두께, h ····· 87
그림 2.4.1 반복평판재하시험 분석결과 예 ····· 101
그림 2.4.2. 동적콘관입시험 및 장비의 구성품 ····· 102
그림 2.4.3 LFWD 현장시험전경 및 구성품 ····· 107
그림 2.4.4 각 지반정수별 상관관계(PCA 1984) ····· 111
그림 3.1.1 연차별 연구내용 ····· 120
그림 3.1.2 국내 토공설계 기준분석 검토 결과 ····· 121
그림 3.1.3 국내외 흙쌓기 주요 설계기준 항목별 비교 ····· 121
그림 3.1.4 고속철도, 일반철도 설계기준 비교 ····· 122
그림 3.1.5 허용 탄성침하량 및 허용 소성침하량 ····· 123
그림 3.1.6 도상자갈 이동모델 ····· 123
그림 3.1.7 강화노반재료별 동적 물성 변화양상 ····· 124
그림 3.1.8 강화노반의 궤도틀림 및 궤도계수 평가 ····· 124
그림 3.1.9 동적물성치 평가 기법 ····· 125
그림 3.1.10 토사 성토구간에서의 전단파 속도 ····· 125
그림 3.1.11 철도노반재료의 물성 데이터와 그 활용방안 ····· 126
그림 3.1.12 2차년도 연구목표 및 내용 ····· 127
그림 3.1.13 국내 토공설계기준서 비교 및 개선사항 요약 ····· 128
그림 3.1.14 강화노반의 궤도 틀림 및 궤도계수 평가 ····· 128
그림 3.1.15 강화노반재료별 동적 물성변화양상 ····· 129
그림 3.1.16 역학적-경험적 강화노반 두께 산정방법 ····· 130
그림 3.1.17 회복탄성계수 예측모델 및 모델 상수 ····· 130
그림 3.1.18 건조단위중량 대체 시험 ····· 131
그림 3.1.19 품질관리 시험법에 대한 평가시험 ····· 131
그림 3.1.20 강화노반 통합자동화 프로그램 ····· 132
그림 3.1.21 강화노반 통합자동화 프로그램 기본설계 ····· 132
그림 3.2.1 재하시험 결과가 잘못 해석될 수 있는 상황 ····· 137
그림 3.3.1 크로스홀 시험 개요도 ····· 152
그림 3.3.2 다운홀 시험 개요도 ····· 153
그림 3.3.3 인홀 탄성파 시험 개요도 ····· 154

그림 3.3.4 SASW 기법의 개요도 ····· 155
그림 3.3.5 기계식 공벽 밀착 시스템의 전기-기계식 발진자와 감지기 ····· 156
그림 3.3.6 압축파 및 전단파 계측을 위한 계측기의 방향성 ····· 157
그림 3.3.7 횡방향 발진 크로스홀 시험으로부터 획득한 전형적인 탄성파 신호 ····· 158
그림 3.3.8 공진주/비틂전단 시험장비의 정면도와 측면도 (Hwang, 1997) ····· 160
그림 3.3.9 공진주 시험으로 측정한 주파수응답곡선 (Hwang, 1997) ····· 160
그림 3.3.10 자유단 공진주시험의 개요도 ····· 163
그림 3.3.11 공시체에 대한 압축파와 전단파 속도 측정을 위한 시험구성 ····· 164
그림 3.3.12 암버럭-토사 성토노반 횡단면도와 평면도상의 시험위치[토공 1구간] ····· 165
그림 3.3.13 고속철도 상부노반 재료의 입도분포곡선 ····· 165
그림 3.3.14 암버럭-토사 성토노반[경산] ····· 165
그림 3.3.15 암버럭-토사 성토노반의 깊이별 전단파신호[토공 1구간] ····· 166
그림 3.3.16 암버럭-토사 성토노반의 전단파속도 주상도 ····· 167
그림 3.3.17 암버럭-토사 성토노반[울산] ····· 168
그림 3.3.18 암버럭-토사 성토노반의 깊이별 탄성파신호 ····· 169
그림 3.3.19 암버럭-토사 성토노반의 탄성파속도 주상도 및 포아송비 ····· 169
그림 3.3.20 크로스홀시험을 이용한 토사 성토노반의 깊이별 탄성파신호[Site-2] ····· 171
그림 3.3.21 다운홀시험과 인홀 탄성파 시험을 이용한 토사 성토노반 및
원지반의 깊이별 전단파신호[Site-2] ····· 171
그림 3.3.22 토사 성토노반 및 원지반의 전단파속도 주상도 ····· 173
그림 3.3.23 토사 성토지반의 탄성파속도 주상도 ····· 174
그림 3.3.24 현장부설구간의 단면도 ····· 176
그림 3.3.25 강화노반의 깊이에 따른 대표적인 탄성파 신호; ····· 178
그림 3.3.26 강화노반 재료별 탄성파속도 주상도 및 포아송비 ····· 180
그림 3.3.27 각 재료의 시간에 따른 강화노반의 전단파속도의 변화 ····· 181
그림 3.3.28 정규화 전단변형계수 감소곡선[AS-2] ····· 183
그림 3.3.29 정규화 전단변형계수 감소곡선[DT-1] ····· 183
그림 3.3.30 사질토의 정규화 전단변형계수 감소곡선 DB ····· 184
그림 3.3.31 점성토의 정규화 전단변형계수 감소곡선 DB ····· 184
그림 3.3.32 고로슬래그의 재령시간변화와
구속압에 의한 Gmax 추정 (과기원, 1999) ····· 185
그림 3.3.33 모델에 의한 양생일수별 G/Gmax
감속곡선의 추정 (과기원, 1999) ····· 186

그림 3.3.34 일반궤도 모형 ····· 188
그림 3.3.35 Gauge와 alignment ····· 188
그림 3.3.36 Cross level 및 vertical profile ····· 188
그림 3.3.37 궤도틀림 분포곡선 ····· 189
그림 3.3.38 전개도와 Control Box, 시험전경 ····· 192
그림 3.3.39 슬래그강화노반 궤도틀림분석 (2000. 6 ~ 2005. 6) ····· 194
그림 3.3.40 쇄석강화노반 궤도틀림분석(2000. 6 ~ 2005. 6) ····· 194
그림 3.3.41 흙강화노반 궤도틀림분석(2000. 6 ~ 2005. 6) ····· 194
그림 3.3.42 강화 구간별 궤도 면틀림 및 줄틀림 진전 ····· 196
그림 3.4.1 토공노반 설계 흐름도 ····· 205
그림 3.4.3 도로의 허용 처짐각 구하는 법(일본철도총합기술연구소, 1992) ····· 209
그림 3.4.4 철도의 허용처짐각 구하는 법(일본철도총합기술연구소, 1992) ····· 209
그림 3.4.5 소성침하(SR)의 한계 ····· 214
그림 3.4.6 예외적인 사례에서의 소성침하(SR)의 한계 ····· 214
그림 3.4.7 상기표의 용어 정의 ····· 215
그림 3.4.8 대만고속철도 원지반 침하계측 사례 ····· 216
그림 3.4.9 국내 철도선로-일반철도, KTX-경부선/호남선 ····· 222
그림 3.4.10 상재하중 및 열차하중에 의한 노반 내부 응력 ····· 226
그림 3.4.11 전단탄성계수에 대한 일반적인 지반공학적 표현 ····· 228
그림 3.4.12 회복탄성계수 예측모델의 평균주응력 항 ····· 228
그림 3.4.13. 입도조정쇄석의 무차원 모델상수 결정 ····· 229
그림 3.4.14 입도조정쇄석의 변형률 크기와 구속압에 따른 정규화 영탄성계수 감소곡선 ·· 231
그림 3.4.15 토사 노반의 무차원 모델상수 결정 ····· 232
그림 3.4.16 사질토의 무차원 모델상수 와 (from Hwang, 1998) ····· 233
그림 3.4.17 세립토의 무차원 모델상수 와 (from Hwang, 1998) ····· 233
그림 3.4.18 공진주시험으로 획득한 기준 변형률과 평균주응력의 관계 ····· 234
그림 3.4.19 토사 재료의 변형률 크기와 구속압에 따른 영탄성계수 감소곡선 ····· 234
그림 3.4.20 회복탄성계수 예측모델을 이용한 철도노반 다층탄성해석의 ····· 238
그림 3.5.1 소성침하 예측모델 결정 방법 ····· 242
그림 3.5.2 흙의 종류별 입도 분포 곡선 ····· 244
그림 3.5.3 일축 압축 강도 시험기 ····· 245
그림 3.5.4 모형 토조 제원 ····· 246
그림 3.5.5 토압계 및 변형률계 ····· 247

그림 3.5.6 실험 장치 및 데이터 로고 (EDX-1500A) ····· 247
그림 3.5.7 이동 재하 시험장비 ····· 247
그림 3.5.8 하중주기 ····· 249
그림 3.5.9 계측시 설치가 완료된 실험 토체 ····· 249
그림 3.5.10 하중 15kN상태에서 침하 경향(시료:GW) ····· 250
그림 3.5.11 하중 2.0 ton 상태에서 침하 경향(시료:GW) ····· 251
그림 3.5.12 와 A값의 추세선 그래프(GP 계열) ····· 252
그림 3.5.13 진동삼축압축시험기 계통도 ····· 253
그림 3.5.14 진동삼축압축시험기에 공시체 설치전경 ····· 255
그림 3.5.15 하중횟수에 따른 침하경향(SW:10kPa 재하시) ····· 256
그림 3.3.16 와 A값의 추세선 그래프(SW1) ····· 257
그림 3.5.17 각 시료의 회귀분석그래프 ····· 260
그림 3.6.1 프로그램 개발 목표 ····· 264
그림 3.6.2 프로그램 주요 특화 ····· 265
그림 3.6.3 강화노반 두께 산정 흐름도 ····· 266
그림 3.6.4 프로그램 구동 프로세스 ····· 269
그림 3.6.5 설계/해석 운영 프로세스 ····· 269
그림 3.6.6 본 해석 유한요소 프로세스 순서도 ····· 270
그림 3.6.7 적용성 분석을 위한 단면의 선정 ····· 270
그림 3.6.8 개발 프로그램 단면 형성 화면 ····· 271
그림 3.6.9 비교 상용 프로그램 CRISP ····· 271
그림 3.6.10 Visual FEA 운영화면 ····· 272
그림 3.6.11 절점 선택 위치 ····· 273
그림 3.6.12 토공노반 프로그램에서의 탄성변위량 contour ····· 274
그림 3.6.13 CRISP에서의 탄성변위량 contour ····· 274
그림 3.6.14 VisualFEA에서의 탄성변위량 contour ····· 274
그림 3.6.15 절점 선택 위치 ····· 275
그림 3.6.16 토공노반 프로그램에서의 수직응력 contour(총하중) ····· 276
그림 3.6.17 CRISP에서의 수직응력 contour(총하중) ····· 276
그림 3.6.18 VisualFEA에서의 수직응력 contour(총하중) ····· 276
그림 3.6.19 적분점 선택 위치 ····· 277
그림 3.6.20 토공노반 프로그램에서의 축차응력 contour(총하중) ····· 278
그림 3.6.21 CRISP에서의 축차응력 contour(총하중) ····· 278

그림 3.6.22 기본정보화면 ····· 280
그림 3.6.23 기하학적 모델로부터 흙쌓기 노반 단면 자동 생성창 ····· 281
그림 3.6.24 기하학적 모델로부터 흙쌓기 노반 자동 생성 단면(예시) ····· 281
그림 3.6.25 기하학적 모델로부터 땅깎기 노반 단면 자동 생성창 ····· 283
그림 3.6.26 기하학적 모델로부터 땅깎기 노반 자동 생성 단면(예시) ····· 283
그림 3.6.27 캐드도면을 이용한 단면 생성 ····· 284
그림 3.6.28 캐드 도면 편집툴 실행과정 ····· 285
그림 3.6.29 캐드 도면 편집툴 ····· 285
그림 3.6.30 오토캐드에서 도면 정보를 유한요소 정보로 변환 ····· 287
그림 3.6.31 층별 물성정보 입력창 ····· 288
그림 3.6.32 기존강화노반설계법 ····· 290
그림 3.6.33 역학적/경험적 노반설계법 ····· 290
그림 3.6.34 예비해석 결과 요약 ····· 295
그림 3.6.35 예비해석 결과 상세 ····· 295
그림 3.6.36 강화노반 두께별 검토 요약 ····· 295
그림 3.6.37 설계기준과 탄성 변위량 차트 ····· 296
그림 3.6.38 최종 강화노반 두께 선택 ····· 297
그림 3.6.39 본 해석 유한요소 해석 실시화면 ····· 298
그림 3.6.40 해석결과 표출화면 ····· 300
그림 3.6.41 사하중 해석결과 도시 툴 ····· 301
그림 3.6.42 활하중 해석결과 도시 툴 ····· 302
그림 3.6.43 총하중 해석결과 도시 툴 ····· 303
그림 3.6.44 해석결과 도면 출력 화면 ····· 304
그림 3.6.45 해석결과 보고서 출력 화면 ····· 305
그림 3.7.1 LFWD 장비를 이용한 토공다짐 품질관리 방안 연구흐름도 ····· 306
그림 3.7.2 현장 평면도 ····· 307
그림 3.7.3 토조 규격(2층구조) ····· 307
그림 3.7.4 다짐을 위한 굴착 ····· 308
그림 3.7.5 다짐완료 후 ····· 308
그림 3.7.6 진동 콤팩타 ····· 308
그림 3.7.7 Tamper에 의한 다짐관리 ····· 308
그림 3.7.8 토조내에서의 LFWD 측정 ····· 309
그림 3.7.9 다짐횟수별 LFWD 측정값 ····· 310

그림 3.7.10 현장실험 조건 ····· 311
그림 3.7.11 현장시험 전경 ····· 313
그림 3.7.12 층별 다짐회수에 따른 평균 들밀도 변화 ····· 314
그림 3.7.13 각 품질관리 시험방법에서의 다짐롤러 횟수에 따른 변화 ····· 316
그림 3.7.14 층별 · 다짐 횟수별에 따른 LFWD측정값 ····· 317
그림 3.7.15 LFWD 현장 측정 전경(암/토사노반) ····· 319
그림 3.7.16 LFWD 현장 측정 전경(토사노반) ····· 319
그림 3.7.17 각 현장별 성토재료별 품질관리 실험방법에 따른 결과 ····· 324
그림 3.7.18 LFWD 실험의 변형계수와 재하실험에서 구한 결과와의 상관성 비교 ····· 324
그림 3.7.19 변형계수와 재하실험에서 구한 결과와의 상관성 비교 ····· 325
그림 3.7.20 LFWD 실험의 변형계수와 재하실험에서 구한 결과와의
상관성 비교(토사재료) ····· 326
그림 3.7.21 LFWD 실험의 변형계수와 재하실험에서 구한 결과와의
상관성 비교(입상재료) ····· 327
그림 3.7.22 LFWD 시험을 통한 품질관리 흐름도 ····· 328
그림 3.7.23 변형계수를 이용한 성토노반의 품질관리 흐름도 ····· 329
그림 3.8.1 벤더 엘리먼트를 이용한 다짐 공시체의 전단파계측 개념도 및 계측장비 ····· 332
그림 3.8.2 가진주파수에 따른 함수비 12.07%의 전단파신호 ····· 332
그림 3.8.3 함수비에 따른 수정다짐 공시체의 전단파 신호 ····· 333
그림 3.8.4 함수비에 따른 수정다짐 공시체의 건조단위중량 및 전단파속도 ····· 335
그림 3.8.5 장항선 토사 노반 재료의 다짐곡선 ····· 335
그림 3.8.6 함수비에 따른 다짐 공시체의 전단파속도 관계 ····· 336
그림 3.8.7 서천 일반철도 노반 성토 재료의 입도분포곡선 ····· 339
그림 3.8.8 다짐 공시체에서 P-파 속도 계측 전경과 가속도계 부착 모습 ····· 339
그림 3.8.9 다짐 공시체에서 계측된 대표적인 P-파 신호 ····· 340
그림 3.8.10 함수비에 따른 다짐 공시체의 P-파 계측과 건조밀도 및 P-파 속도 ····· 341
그림 3.8.11 템퍼를 이용한 다짐성토 시험부지 조성 전경 ····· 342
그림 3.8.12 서천 일반철도 현장에 조성된 시험성토 종단면 모식도 ····· 343
그림 3.8.13 직접 도달파 기법 개념도 ····· 344
그림 3.8.14 직접 도달파 기법을 이용한 P-파 계측 전경과 속도계 ····· 344
그림 3.8.15 이격 거리별 도달 탄성파 신호 ····· 345
그림 3.8.16 다짐 횟수에 따른 이격거리별 P-파 도달 시간과 P-파 속도 ····· 346
그림 3.8.17 다짐 공시체와 현장에서 계측된 P-파 속도 비교 ····· 347

그림 3.8.18 ER 결정과 다짐관리 기준에 일관성 있게 적용되는 P-파 속도 ····· 348
그림 3.8.19 진동다짐 로울러(12.5ton)와 각 층별 레벨측량 전경 ····· 349
그림 3.8.20 시험성토 단면과 계측위치 ····· 350
그림 3.8.21 함수비에 따른 다짐 공시체의 P-파 계측 신호 (수정 D 다짐) ····· 351
그림 3.8.22 P-파 속도를 이용한 실내 다짐기준 (수정 D 다짐) ····· 352
그림 3.8.23 축변형률에 따른 영탄성계수 감소곡선 ····· 353
그림 3.8.24 유효 구속압 증가에 따른 P-파 속도의 변화 ····· 353
그림 3.8.25 직접도달파 시험의 지표면 발진원 ····· 355
그림 3.8.26 시험성토 부지의 직접도달파 시험 (P-파) ····· 356
그림 3.8.27 시험성토 부지의 직접도달파 시험 (S-파) ····· 357
그림 3.8.28 현장에서 계측된 P-파 속도와 실내 다짐기준 ····· 358
그림 3.8.29 각 층의 진동 롤울러 통과 횟수에 따른 P-파, S-파 속도와 건조밀도 ····· 359
그림 3.8.30 다짐 완료 후 성토 깊이별 크로스홀 시험 결과 ····· 360
그림 3.8.31 시험성토의 깊이별 속도주상도(좌)와 성토 전 굴착 전경(우) ····· 361
그림 3.8.32 응력 보정 전후의 크로스홀 시험 결과와 직접도달파 시험의 탄성파 속도 ····· 363
그림 3.8.33 응력이 보전된 깊이별 속도분포를 통해 유추된 다짐효과 ····· 364
그림 3.8.34 크로스홀, 직접도달파, 공진주시험으로 계측된 S-파 속도 비교 ····· 364
그림 3.8.35 각 층의 로울러 통과 횟수에 따른 P-파 속도와
Vp(at OMC), 0.95Vp, 그리고 0.9Vp 비교 ····· 366
그림 3.8.36 P-파 속도를 이용한 성토노반의 품질관리 흐름도 ····· 368
그림 3.9.1 현장부설구간의 전경 ····· 370
그림 3.9.2 현장부설구간의 단면도 ····· 370
그림 3.9.3 경부선 수원-천안구간 70k400m지점 ····· 371
그림 3.9.4 현장전경(↑평택방향) ····· 371
그림 3.9.5 계측현장 철도노반 단면의 층 구성 및 계측 위치 ····· 372
그림 3.9.6 해석단면 ····· 374
그림 3.9.7 경계조건 및 유한요소망 ····· 374
그림 3.9.8 동적윤하중에 의한 쇄석 강화노반의 거동 ····· 377
그림 3.9.9 동적윤하중에 의한 토사 강화노반의 거동 ····· 378
그림 3.9.10 쌓기구간 단면도 ····· 379
그림 3.10.1 역학적-경험적 토공설계 흐름도 ····· 389
그림 3.10.2 P-파 속도를 이용한 성토노반의 품질관리 흐름도 ····· 403

표 목차

표 1.1.1 선로와 영업거리 확장 전망(km) ····· 1
표 1.2.1 주요 연구내용 ····· 8
표 1.2.2 연차별 연구개발 목표 및 내용 ····· 9
표 2.1.1 건설공사 시공관련 기준의 구분과 정의 ····· 11
표 2.1.2 설계관련 기준의 구분과 정의 ····· 12
표 2.1.3 철도공사기준 정비 현황 및 계획 ····· 13
표 2.1.4 일본 기술표준의 정의 및 내용 ····· 16
표 2.2.1 년도별 철도설계기준 변천 ····· 19
표 2.2.2 철도설계기준(노반편, 2001) 구성 편 ····· 20
표 2.2.3 제 2장 토공노반 구성목차 ····· 21
표 2.2.4 제3장 땅깎기 구성목차 ····· 22
표 2.2.5 흙쌓기편의 목차구성 ····· 22
표 2.2.6 철도설계편람(2004)의 구성 ····· 23
표 2.2.7 철도설계편람(2004)의 각 편별 세부 구성목차 ····· 24
표 2.2.8 토공편 세부목차 구성 체계 ····· 25
표 2.2.9 제 3 장 땅깎기 및 흙쌓기 구성 체계 ····· 26
표 2.2.10 제 4 장 토공노반 구성 체계 ····· 27
표 2.2.11 고속철도 설계기준(노반편, 2004) ····· 28
표 2.2.12 제 4 장 흙구조물 세부구성목차 ····· 29
표 2.2.13 고속철도 노반공사 공사시방서(1997. 5) ····· 30
표 2.2.14 땅깎기 분야의 구성체계 ····· 32
표 2.2.15 흙쌓기 분야의 구성체계 ····· 33
표 2.2.16 다짐 분야의 구성체계 ····· 33
표 2.2.17 강화노반 분야의 구성체계 ····· 34
표 2.2.18 철도공사 전문시방서(2003) 구성목차 ····· 35
표 2.2.19 땅깎기 및 터파기 구성목차 ····· 37
표 2.2.20 흙쌓기 및 되메우기 구성목차 ····· 38
표 2.2.21 강화노반 구성목차 ····· 38
표 2.2.22 미국철도협회(AREA)의 설계기준(Chapter 1 Roadway and Ballast) ····· 39
표 2.2.23 UIC Code 7의 구성 체계 ····· 42

표 2.2.24 71 Laying and Maintenance Track(선로와 작업)의 구성 체계 ····· 43
표 2.2.25 UIC code 719에서 제시된 토공과 선로의 설계구성목차 ····· 44
(Earthworks and track-bed layers for railway lines) ····· 44
표 2.2.26 철도구조물등 설계표준·동해설(토구조물) 구성체계 ····· 46
표 2.3.1 국내 일반철도 설계 기준에서 제시하고 있는 강화노반두께 ····· 49
표 2.3.2 세계 각국에서 적용되는 충격계수[건설교통부, 1999] ····· 52
표 2.3.3 고속철도 강화노반 설계기준 ····· 56
표 2.3.4 일본의 일반철도 강화노반두께(장대레일/이음레일) ····· 57
표 2.3.5 일본의 고속철도 강화노반두께 ····· 58
표 2.3.6 노반의 허용지지력(Selig and Waters, 1994) ····· 61
표 2.3.7 설계 시 사용하는 환산변형계수 EH ····· 67
표 2.3.8 흙 종류에 따른 변수(a, b, m) ····· 72
표 2.3.9 축차응력을 분석하기 위한 궤도의 여러 가지 변수 ····· 75
표 2.3.10 각국 설계법에 따른 강화노반 두께 ····· 84
표 2.3.11 동일조건에서의 각국의 강화노반 두께 산정 결과 ····· 87
표 2.4.1 상부노반과 하부노반의 품질기준(일반철도) ····· 88
표 2.4.2 암석쌓기 기준(철도설계기준, 2004 p.83) ····· 90
표 2.4.3 암석쌓기 기준(철도설계편람, 2004 p. 2-91) ····· 90
표 2.4.4 상부노반과 하부노반의 품질기준(고속철도) ····· 92
표 2.4.5 암성토 재료요건 ····· 92
표 2.4.6 다짐시험에 대한 판정기준 ····· 93
표 2.4.7 노상의 다짐 조건(건설교통부, 2000) ····· 94
표 2.4.8 평판재하시험을 실시한 경우 노상의 지지력계수기준(건설교통부,2000) ····· 94
표 2.4.9 노상의 다짐 조건과 지지력계수기준(철도설계편람, 2004) ····· 96
표 2.4.10 기존에 연구된 DCP지수와 CBR값의 상관관계(안지환 외, 2004) ····· 103
표 2.4.11 CBR과 DCP 지수의 상관표(건설교통부, 2003) ····· 103
표 2.4.12 관입깊이에 따른 표준단위중량과 전하중의 값 ····· 104
표 2.4.13 토질별 팽창비 ····· 105
표 2.4.14 팽창비와 CBR ····· 106
표 2.4.15 층 종류에 따른 하중판 ····· 107
표 2.4.16 층 종류에 따른 탄성계수의 기대치 ····· 107
표 2.4.17 노반의 강성평가 시험방법의 비교 ····· 110
표 2.4.18 정적탄성계수와 동적탄성계수의 관계(ZTVA -StB 97) ····· 117

표 2.4.19 다짐도(Proctor,)와 정적 · 동적탄성계수와의 관계(ZTVA -StB 97) ····· 117
표 3.2.1 국내외 토공설계 기준항목 ····· 134
표 3.2.2 고속철도와 일반철도의 원지반 조건 비교 ····· 135
표 3.2.3 일반철도와 고속철도의 흙쌓기 재료 비교분석 ····· 138
표 3.2.4 일반철도와 고속철도 강화노반 재료규정 ····· 141
표 3.2.5 고속철도 및 일반철도 품질관리기준 ····· 145
표 3.2.6 일반철도와 고속철도 강화노반 두께 ····· 149
표 3.3.1 입도 조정 쇄석과 토사 노반의 기본 물성치 ····· 177
표 3.3.2 강화노반 재료 및 운행 연수에 따른 동적물성치 ····· 181
표 3.3.3 궤도틀림 현장측정 ····· 187
표 3.3.4 FRA 궤도 안전기준(직선구간) ····· 191
표 3.3.5 영국철도의 160km/h 선로에서의 궤도품질평가 기준 ····· 191
표 3.3.6 Track Master 장비제원 ····· 193
표 3.3.7 보수작업 전의 궤도 면틀림 및 줄틀림 표준편차의 진전율 ····· 197
표 3.3.8 계측지점 제원 및 전경 ····· 198
표 3.3.9 현장계측 결과 ····· 199
표 3.3.10 열차종별 윤중 시간이력 곡선 ····· 200
표 3.3.11 열차종별 횡압 시간이력 곡선 ····· 201
표 3.3.12 열차종별 레일 수직변위 시간이력 곡선 ····· 202
표 3.3.13 열차종별 침목수직변위(외측) 시간이력 곡선 ····· 203
표 3.4.1 기존 토공설계와 새로운 설계방법 비교 ····· 204
표 3.4.2 역학적-경험적 강화노반 산정을 위한 설계기준 ····· 208
표 3.4.3 허용탄성침하량의 기준별 허용 처짐각 ····· 210
표 3.4.4 궤도형식별 허용소성침하량 ····· 212
표 3.4.5. 열차하중에 의한 노반 처짐량, 침하 제한치 ····· 215
표 3.4.6 허용 잔류침하량[한국도로공사, 2002] ····· 217
표 3.4.7 기초의 허용 잔류침하량[일본건축학회, 건축 기초구조물 설계기준, 1974] ····· 217
표 3.4.8 기초의 허용 최대침하량 및 부등침하량[일본 도로공단 설계요령, 1980] ····· 218
표 3.4.9 인천국제공항 허용 잔류침하량 적용사례 ····· 218
표. 3.4.10 선로 등급별 설계속도 ····· 219
표. 3.4.11 선로 등급별 설계하중 ····· 219
표 3.4.12 LS 표준활하중 ····· 220
표 3.4.13 각국의 충격계수 산정식 ····· 221

표 3.2.14 일반열차와 고속열차의 일일 운행시간표 ····· 223
표 3.4.15 철도노반 재료의 회복탄성계수 예측모델 및 모델인자 ····· 236
표 3.4.16 모래와 자갈의 AE와 nE 값 (Kokusho, 1987; Ishihara, 1996) ····· 237
표 3.4.17 노반재료별 소성침하 예측 경험식의 재료변수 ····· 240
표 3.5.1 시료별 물성치 ····· 244
표 3.5.2 시료별 일축 압축강도 ····· 246
표 3.5.3 실험 하중조건 ····· 248
표 3.5.4 SP, SW 흙의 A, b값 ····· 251
표 3.5.5 GP, GW 흙의 A, b값 ····· 251
표 3.5.6 시료별 재료변수 ····· 252
표 3.5.7 시료별 물성치 ····· 254
표 3.5.8 시료별 A, b 값 ····· 256
표 3.5.9 시료별 재료변수 ····· 258
표 3.5.10 실험별 재료 변수값의 비교 ····· 258
표 3.5.11 국내 토질별 재료 변수 ····· 259
표 3.5.12 국내 토질별 소성침하 예측모델 및 신뢰도 ····· 260
표 3.6.1 신뢰성 분석을 위한 물성치 ····· 272
표 3.6.2 탄성 변위량 비교 ····· 273
표 3.6.3 수직응력 비교 ····· 275
표 3.6.4 축차응력 비교 ····· 277
표 3.6.5 탄성 변위량 비교 ····· 279
표 3.6.6 유한요소 객체 관리 툴 ····· 286
표 3.6.7 도면 객체관리 ····· 286
표 3.6.8 철도 노반층에 따른 적용 가능한 유한요소 모델 ····· 289
표 3.6.9 일반철도 강화노반 설계기준(장대레일) ····· 291
표 3.6.10 고속철도 강화노반 설계기준 ····· 291
표 3.6.11 급선에 따른 열차하중 및 속도 ····· 292
표 3.6.12 일반철도의 강화노반두께 비교(1,200kgf/cm2) ····· 293
표 3.6.13 일반철도의 강화노반두께 비교(1,800kgf/cm2) ····· 294
표 3.7.1 현장 다짐장비 제원 ····· 308
표 3.7.2 성토재료의 물성과 입도분포(장항선 00구간, 서천) ····· 309
표 3.7.3 다짐횟수별 각 실험별 측정값 ····· 310
표 3.7.4 위치별 실험 실시여부 ····· 312

표 3.7.5 현장토의 기본물성시험결과 ····· 313
표 3.7.6 현장 들밀도 실험결과 ····· 314
표 3.7.7 평판재하시험과 LFWD 시험결과 ····· 315
표 3.7.9 현장시험 구간 ····· 318
표 3.7.10 동탄~병점간 도로건설사업(2공구) ····· 320
표 3.7.12 경산 A공구 시험성적표 ····· 320
표 3.7.13 경산 B공구 시험성적표 ····· 320
표 3.7.14 안성도로현장 실험결과 ····· 320
표 3.7.15 온양 시험성적표 ····· 321
표 3.7.16 울산 시험성적표 ····· 321
표 3.7.17 각 시험별 현장실험 결과 ····· 323
표 3.8.1 서천 일반철도 노반 성토 재료의 기본 물성치 ····· 339
표 3.8.2 다짐 공시체에서 계측한 P-파 속도와 영탄성계수 ····· 342
표 3.8.3 시험성토에서 수행한 시험기법 및 목적 ····· 349
표 3.9.1 계측현장 통과열차의 차량 제원 및 축중량 ····· 372
표 3.9.2 운행 연수에 따른 노반의 탄성계수 ····· 373
표 3.9.3 해석단면 대표물성 정보 ····· 375
표 3.9.4 노반재료별 회복탄성계수 모델 ····· 375
표 3.9.5 탄성해석 및 회복탄성계수를 이용한 해석조건 ····· 375
표 3.9.6 흙쌓기 단면의 설계 지반정수 ····· 380
표 3.9.7 강화노반 하부재료 GP, GW계열 (GP, GW 탄성계수: 200,000kPa) ····· 381
표 3.9.8 강화노반 하부재료 GP, GW계열 (SW, SP 탄성계수: 150,000kPa) ····· 381
표 3.10.1 궤도정비 기준 ····· 386
표 3.10.2(a) 운전규제 판단기준(신간선 제한치) ····· 387
표 3.10.2(b) 지지지반 침하에 대한 사용성에서의 한계치 기준(일본) ····· 387
표 3.10.3 선로등급별 설계속도(철도건설규칙, 2005) ····· 390
표 3.10.4 각 국가별 궤도충격계수 ····· 391
표 3.10.5 철도노반 재료의 회복탄성계수 예측모델 및 모델인자 ····· 397
표 3.10.6 모래와 자갈의 AE와 nE 값 (Kokusho, 1987; Ishihara, 1996) ····· 397
표 3.10.7 철도 노반층에 따른 적용 가능한 유한요소 모델 ····· 399

제 1 장 서 론

제 1 절 연구개발의 필요성

제 2 절 연구개발 목표 및 범위

제 1 장 서 론

제 1 절 연구개발의 필요성

21세기는 환경친화적인 철도를 중심으로 교통망이 확립되어 철도 르네상스가 도래할 것이며, 고속철도망이 세계적으로 확대되어 그 기능과 연구수준이 중요한 역할을 할 것이다. 또한, 국내적으로 남북철도 및 대륙철도가 연결되어 철도의 세계화가 이루어질 것으로 판단된다.

우리나라의 철도시설의 선로 총연장은 6,845km, 영업거리는 3,140km(2003년 기준)로 연평균 2.1%씩 증가하고, 열차 운행 빈도 증가와 고속화에 따라 2004년에는 고속철도 신선 건설로 인해 선로 총연장 7,503km, 영업거리는 3,388km로 늘어났다.

국가기간 교통망계획(1999) 및 21세기 국가철도망 구축 기본계획수립(1998)에 따르면 2006년 영업연장이 3,546km로 향후 계속적으로 증가할 전망이다. 또한, 기존의 주요 간선철도는 기본적으로 고속철도 신설선로와 연결하여 고속철도 차량을 직접 운행할 수 있도록 기존 선로의 개량 및 전철화공사가 지속적으로 이루어질 전망이다.

표 1.1.1 선로와 영업거리 확장 전망(km)

	'00	'02	'06	연평균
선로 총연장(선로 개수)	6,667(63)	6,775(66)	7,202(75)	1.6%
영업연장(선로 개수)	3,123(57)	3,183(58)	3,546(59)	2.1%
중량화(비율, %)	282(9.0)	298(9.5)	336(10.6)	3.2%
장대화(비율, %)	1,637(52.4)	1,801(57.3)	2,151(68.1)	5.0%

※ 자료 : 21세기 국가철도망 구축 기본계획, 철도청, 1996.6

현재 국내 토공노반 설계 개념은 시방서 기준에서 제시하고 있는 품질기준에 만족하도록 설계되어져 있으며 특별한 구조해석 또는 역학적 해석을 통해 노반 설계를 하고 있지는 않고 있다. 즉, 시공회사는 시방 기준에 언급되어 있는 재료 및 공법에 대하여 정해진 절차에 따라 시공을 하여 준공하는 방식을 따르고 있다. 이러

한 사양중심의 설계 방법은 실제 설계자의 경험 또는 새로운 신기술 등이 바로 설계에 반영되지 못하기 때문에 기술발전에 한계를 가지고 있다[포장분야에서 성능중심의 시방기준 도입방안, 권수안 등].

토공노반에서 흙쌓기 구조는 상부노반과 하부노반으로 구성되며 열차하중을 직접 받는 상부노반(일반철도 1.5m, 고속철도 3.0m)은 하부노반 재료보다 더 좋은 재료와 엄격한 품질관리로 시공하고 있다. 따라서 상부노반은 공학적으로 매우 중요한 역할과 노반 품질을 좌우하는 중요한 층이라고 볼 수 있다.

강화노반은 상부노반의 가장 상층부에 위치한 층으로 도상자갈 아래에 위치하며 강성이 큰 재료를 사용하여 열차하중을 분산시키고 도상자갈이 상부노반으로 관입되는 것을 방지하여 노반이 연약화 되는 것을 방지하는 매우 중요한 층이다. 강화노반은 노반의 생력화를 위해 가장 적극적으로 적용되는 공법으로 고속철도에서는 의무적으로 설치하도록 되어져 있다.

국내 강화노반 두께는 대표적인 사양중심의 설계방법으로 두께를 산정하고 있다. 즉, 시방기준에 제시하는 양질의 재료와 다짐품질기준을 만족하도록 하여 시공하여 표준두께를 제시하고 시공하는 방법을 사용하고 있다. 이러한 설계방법은 다짐품질관리 기준만으로 결정되기 때문에 적절한 강화노반 두께가 아닐 수 있다. 또한 설계시점에서는 강화노반 두께를 결정하기 위한 역학적인 검토가 전혀 이루어 지지 않는 한계를 가지고 있다. 그리고 이러한 설계방법으로 구한 강화노반 두께는 과대 또는 과소 될 수 있는 소지를 가지고 있다. 따라서 설계시점에서부터 교통하중에서의 원지반, 하부노반, 그리고 상부노반의 역학적인 평가를 통해 이 결과를 반영한 설계방법이 합리적인 설계방법이라고 볼 수 있다.

또한 현재 국내 하부구조에 대하여 설계와 품질관리 기준이 다르게 적용하고 있다. 도로 포장설계, 그리고 하부구조에 대한 역학적 개념을 도입하여 이러한 한계를 개선하려는 연구가 진행되고 있다. 그러나 아직까지 초보적인 단계로 이를 설계에 적용하고 평가하기에는 많은 부분이 미진한 실정이다. 철도 토공다짐 품질관리의 기준은 첫 번째 지반반력계수(k_{30})와 변형계수(E_{v2})로 다짐 정도를 판단하고 있다. 그러나 이 판정기준은 실내에서 모사하기가 어려울 뿐만 아니라 설계에 반영되기 어렵다. 두 번째 현장에서의 밀도관리는 상대다짐도(R)를 측정하여 실내 다짐실험에서 구한 최대건조단위중량의 95%가 되도록 시공관리하고 있다. 실내 다짐실험

으로 건조단위중량은 쉽게 구할 수 있지만 현장 들밀도 시험은 성토재료의 최대입경, 시험자의 숙련도 등에 의해 많은 오차를 내포하는 실험이다. 또한 건조단위중량은 탄성해석에 있어 중요한 입력 물성치인 탄성계수와 같은 인자가 될 수 없고, 고속철도 성토노반에서 주로 사용하는 암버럭과 같이 입경이 큰 재료는 들밀도 실험 등으로 현장 밀도 관리가 불가능하다.

따라서 본 연구에서는 앞서 언급한 토공 설계의 문제점을 개선하기 위하여 과거 경험적으로 설계하고 있는 방법을 토공의 역학적 거동을 반영할 수 있는 새로운 개념의 토공 설계 방법을 개발하고, 설계와 품질관리에 일관성 있는 변수를 사용하여 설계/품질관리에 동일한 정수를 사용할 수 있는 개념을 도입하고자 하였다. 마지막으로 이러한 일련의 절차를 전산화된 장비를 통해 설계정보와 구조해석 그리고 관리를 통합하여 관리할 수 있는 토공노반 설계/구조해석/관리를 1step으로 처리할 수 있는 통합 자동화 프로그램을 개발하여 토공설계 기술을 한 단계 도약 할 수 있도록 하였다.

1. 연구개발 중요성

현재 국내의 토공노반 설계 개념은 시방서 기준에서 제시하고 있는 기준에 만족하도록 설계하고 있다. 즉, 시공회사는 시방기준에 언급되어져 있는 재료 및 공법에 대하여 정해진 절차에 따라 시공하여 준공하는 방식이다. 이러한 사양중심(method specification)의 설계 방법은 실제 설계자의 경험 또는 새로운 신기술 등이 바로 설계에 반영되지 못하기 때문에 기술발전에 한계를 가지고 있다. 이러한 시방중심의 설계방법의 한계를 극복하고자 성능중심의 설계방법을 통해 구조적 적정성, 안정성 등을 확보하고 설계의 국제화 대응 등을 이루고자 하고 있는 실정이다.

본 연구에서 개발하고자 하는 주요 연구방향과 내용은 크게 3가지로 분류된다. 첫 번째 토공노반에 대한 역학적-경험적 설계개념을 도입하고, 두 번째 설계와 품질관리를 다르게 적용하던 현재 실정을 탈피하여 설계/품질관리를 일관성 있는 인자로 평가할 수 있도록 제안하는 것이다. 마지막으로 철도 토공노반의 역학적-경험적 설계방법을 구현할 수 있는 설계/구조해석/관리를 통합 자동화 할 수 있는 전산장비를 개발하는데 있다. 본 연구개발의 중요성을 정리하면 다음과 같이 정리할 수

있다.

먼저 기존의 시방중심의 설계기준을 지양하고 성능중심의 토공설계가 될 수 있도록 역학적 개념을 도입하여 토공노반 설계를 수행하고자 하였다. 이를 위해 토공노반에서 가장 중요한 강화노반 층에 대하여 최적화된 두께를 제공하고 그 성능을 확보할 수 있는 설계 방법을 개발하여 구조적 적정성, 안정성 확보뿐 만아니라 장기 거동을 예측할 수 있도록 하였다.

두 번째 현재 국내 하부 노반은 설계-다짐 품질관리 기준이 다르게 적용하는 문제가 있다. 토공 다짐 품질관리 기준은 실제 설계시점에서 고려되지 않을 뿐만 아니라 역학적인 특성이 반영되지 않기 때문에 설계결과가 시공조건과 어떠한 상태인지를 판단할 수 있는 기준이 부족하다. 따라서 설계/품질관리를 동일한 항목으로 평가한다면 시공조건의 상태를 정량적으로 평가하여 이를 설계에 재 반영하여 구조물의 성능을 최적화 시키는 데 도움을 줄 수 있다.

마지막으로 이러한 일련의 결과물을 전산화된 장비를 통해 1step으로 처리할 수 있는 시스템을 구성하여야 설계자 들이 쉽게 적용가능해 질 수 있다. 따라서 본 연구에서는 강화노반 두께 산정과 토공구조물에 대한 구조해석, 그리고 설계과정에서 발생된 정보와 결과물을 저장하고 관리할 수 있는 통합자동화 프로그램을 개발하였다.

□ 토공설계 개념의 성능중심 설계개념 도입

○ 사양중심의 기존 설계방법을 탈피하고 성능중심의 설계방법을 도입 할 수 있는 기틀 마련

- 역학적-경험적 강화노반두께 산정 방법 개발
- 설계 교통하중, 설계기간 동안 열차통과톤수, 설계허용변형률 및 변형량, 탄성침하량 등을 고려하여 강화노반 두께 산정 방법 제시
- 정적하중의 탄성계수를 탈피하고 열차하중과 같은 반복하중을 고려할 수 있는 회복탄성계수 개념 도입

○ 열차하중에 의한 노반내의 응력-변형률을 고려할 수 있는 모델 개발

- 열차하중에 의해 노반에 작용하는 응력상태를 고려하여 사질재료, 입상재료의 구성 모델식 개발

□ 하부재료의 설계-품질관리의 표준화 및 일관성

○ 설계시점과 품질관리까지 동일한 파라미터를 이용한 설계방법

- 응력-변형률의 관계로부터 탄성계수 설계/품질관리 방법 제시

□ 토공노반 설계/구조해석/관리 통합 자동화 프로그램 개발

○ 토공노반 구조에 대한 사용자 환경을 고려한 2D 자동 메쉬 생성, 구조해석 수치해석 엔진, 결과물을 출력, 보고서 및 도면 출력할 수 있는 후처리 단계 등을 모두 1step으로 처리할 수 있는 통합 자동화 프로그램 개발

가. 기술적 측면

○ 국내·외 철도 토공설계 설계기준 및 시공기준을 분석하여 개선사항 검토

○ 사양중심의 토공 설계방법에서 성능중심의 설계가 될 수 있는 기초 마련

○ 설계/품질관리의 일원화된 정수를 사용함으로써 일관성 있는 설계 토대 마련

○ 강화노반 두께를 일률적으로 평가하는 방식을 탈피하고 토공노반의 역학적 특징, 교통하중, 열차통과톤수, 노반 파괴모델 등을 고려한 역학적-경험적 (Mechanistic-empirical Design) 개념 도입

○ 국내 철도하중조건과 성토 재료별 변형특성을 고려할 수 있는 구성모델식 개발과 검증

○ 노반재료의 반복하중에 따른 소성변형 예측모델 식을 제안함으로써 년 간 통과톤수에 따른 장기 침하 예측

○ 철도노반 설계/구조해석/평가/관리를 1 Step으로 전 과정을 처리할 수 있는 자동화 프로그램을 개발하여 시간적, 공간적 문제를 해결

나. 경제·산업적 측면

○ 철도노반에 대한 합리적, 과학적으로 노반두께를 산정함으로서 비표준화, 비규격화된 기술적용에 따른 비용손실 해결

○ 열차운행의 안전성 및 신뢰성 확보를 통해 대국민 서비스 향상

○ 합리적인 평가방법으로 산정된 철도노반의 동적변형계수는 최적의 토공두께 산정을 위한 기초자료로 활용되며, 수요가 급증하고 있는 철도시설의 경제적인 설계에 크게 기여

○ 노반최적두께 산정을 위한 설계 시스템의 자동화로 인하여 보다 경제적인 설계가 이루어질 것으로 판단

○ 건설 분야 IT화에 기여하는 기술 산업적 기여효과 달성

○ 고속철도 보유국으로서 철도노반설계 자동화 프로그램 개발로 인해 자긍심 고취

제 2 절 연구개발 목표 및 범위

1. 연구개발의 최종목표와 연구내용

철도건설시 보다 체계적이고 합리적인 표준화된 설계방법으로 국내 제반 조건을 고려한 토공노반 최적두께 표준화 설계 방법 개발과 설계 및 해석을 동시에 수행할 수 있는 자동화 프로그램을 개발

□ 최종연구목표

- 토공노반 최적두께 산정을 위한 설계 자동화 프로그램 개발

□ 연구목표

○ 역학적 토공설계 제반 기준의 표준화

- 강화노반 최적두께 산정 기준

○ 역학적 토공설계-해석-관리 통합자동화 프로그램 개발

□ 연구내용

○ 역학적 토공설계 제반 기준의 표준화

- 기존 철도 토공설계기준 조사 분석 및 개선사항 도출
- 일반철도를 위한 강화노반 공사시방서(안) 작성
- 역학적 토공설계 및 시공기준(안) 수립

○ 역학적-경험적 강화노반 두께 산정 방법 개발

- 허용설계방법을 이용한 강화노반 두께 산정 방법 개발
- 하부재료의 회복탄성계수 도입

○ 설계/품질관리의 역학적(변형계수) 이용 방법 개발

- 설계-품질관리-다짐관리의 일체화 및 표준화 방안 도입

○ 토공노반 설계/구조해석/관리 통합자동화 프로그램 개발

- 개념설계 및 상세설계

- 설계-구조해석-도면출력-관리용 토공자동화 프로그램 개발

표 1.2.1 주요 연구내용

<table>
<tr><th>구분</th><th>1차년도</th><th>2차년도</th><th>3차년도</th></tr>
<tr><td rowspan="3">철도설계 시스템 분석</td><td>국내외 철도설계기준분석</td><td rowspan="2">철도노반 파손모형(안) 수립</td><td>각 모듈별 입력변수 설정</td></tr>
<tr><td>열차하중 영향검토 및 하중분산</td><td>철도설계 흐름도의 서브루틴 및 상세프로그램 개발</td></tr>
<tr><td>철도노반 압력 산정 자동화 프로그램개발</td><td>철도노반설계 프로그램 개발을 위한 Frame 구축</td><td>철도노반 설계자동화 해석프로그램 개발</td></tr>
<tr><td rowspan="2">철도노반 품질관리 기준 정립</td><td>상·하부노반 품질관리기준분석</td><td>지지력계수와 탄성계수와의 상관성 평가</td><td rowspan="2">지지력계수와 탄성계수와의 상관성 D/B 구축</td></tr>
<tr><td>탄성계수를 이용한 노반 품질관리시험 적용성 현장실험</td><td>탄성계수를 이용한 노반 품질기준 적용성 평가 현장실험</td></tr>
<tr><td rowspan="3">노반재료별 탄성계수의 정량화</td><td>국내철도노반재료 탄성계수</td><td>노반재료의 탄성계수 영향요소 검토 및 영향계수와의 상관모델개발</td><td rowspan="3">-</td></tr>
<tr><td>동적물성값과 기존 노반물성값과의 상관성연구</td><td rowspan="2">노반재료의 비선형 탄성계수의 D/B 구축 및 모델개발</td></tr>
<tr><td>철도노반재료물성의 데이터베이스 구축</td></tr>
<tr><td rowspan="3">철도노반두께 산정 프로그램 개발</td><td>국내외 노반두께 산정방법분석</td><td>노반두께 영향인자 case study</td><td rowspan="2">베타버전 테스트 의견수렴</td></tr>
<tr><td>노반두께 결정 영향 요소 검토</td><td rowspan="2">노반두께 산정 프로그램 기본설계모형(안) 개발
·사용자요구 및 설계세부 모듈구체화 및 베타버전 완성</td></tr>
<tr><td>노반두께 영향인자에 대한Case Study</td><td>노반두께 산정 프로그램 개발</td></tr>
<tr><td rowspan="2">철도전용 구조해석프로그램</td><td rowspan="2">-</td><td>철도환경을 고려한 프로그램 기본설계 및 사양검토</td><td>베타 버전 공개 및 의견수렴</td></tr>
<tr><td>구조해석모델 및 GUI개발</td><td>철도전용 궤도/노반 해석프로그램 개발</td></tr>
<tr><td></td><td colspan="2">1단계(2005년~2006년)</td><td>2단계(2007년~2008년)</td></tr>
</table>

2. 연차별 연구개발 목표 및 연구내용

본 연구는 3차년도(2005년~2008년)에 걸쳐 사양중심의 토공노반 설계방법을 개선하고 성능중심의 설계개념을 도입하고 역학적-경험적 설계를 수행할 수 있도록 하였으며, 이를 통해 토공노반 자동화 프로그램을 개발하였다. 년차별 연구내용을 표 1.2.2와 같다.

표 1.2.2 연차별 연구개발 목표 및 내용

연 차	연구 목표	주요 내용 및 범위
1차년도	철도노반 최적두께 산정을 위한 시스템분석 최적화	○국내외 노반설계방법 및 노반두께 산정방법에 대한 기준분석 ○철도노반재료의 설계 동적변형계수 ○강화노반두께 실태조사(상태평가) ○배수층 두께 효과분석 ○허용침하량, 소성침하량, 열차하중에 대한 수직분담율에 대한 기준분석 및 제안 ○철도노반재료물성의 데이터베이스화 및 활용방안 수립
2차년도	토공노반 최적두께 산정을 위한 표준지표 및 프로그램 개발	○강화노반 아스팔트층 유무에 따른 노반영향성 평가 ○노반두께 최적화를 위한 요소시험 및 요소의 정량화 ○실대형 시험을 통한 노반두께의 적절성 평가 ○수문학적 특성을 고려한 노반연약화 현상규명 ○철도환경을 고려한 운행선상에서 최적의 노반 동적물성치 평가방법의 결정 ○철도환경을 고려한 운행선상에서의 노반동적물성 평가방법 및 지침서 수립 ○자동 Data 생성 프로그램 개발
3차년도	토공노반두께 설계, 해석, 통합 자동화 프로그램 개발	○현장적용성 평가를 위한 현장시공 및 계측 ○최적노반두께 산정을 위한 설계도표 프로그램 개발 ○철도노반 해석프로그램 개발 ○철도노반 설계자동화 프로그램 개발

제 2 장 국내·외 기술개발 현황

제 1 절 국내외 건설공사 기준체계

제 2 절 국내 철도설계기준 현황

제 3 절 국내·외 강화노반 두께 산정 설계방법

제 4 절 토공노반 다짐 품질관리 방법

제 5 절 철도전용 해석 프로그램 현황

제 2 장 국내외 기술개발 현황

제 1 절 국내외 건설공사 기준체계

1. 국내 설계관련 기준의 현황

본 연구에서는 국내외 건설공사 기준체계를 비교·분석함으로써 건설공사의 체계를 이해하고 각 설계기준, 편람, 표준시방서, 전문시방서, 그리고 기타 시방서의 기능 및 특징에 대하여 검토하였다. 또한 외국에서 상위기준과 하위기준의 단계를 검토하여 국내 기준과 비교하였다. 본 내용은 건설교통부에서 시행한 "도로시설 및 설계기준 개선방안 연구(2002)" 자료를 일부 활용되었음을 밝힌다.

시설물의 설계업무를 수행하는데 적용하는 기준은 시설물의 형식에 따라 관련 법률에서부터 법 개념의 시행령과 시행규칙이 있으며, 건설공사기준에는 설계기준과 시공기준으로 구분하여 관리하고 있다. 또한, 시공기준에는 관리주체 및 제정기관에 따라 표준시방서, 전문시방서, 공사시방서가 있다. 이외에도 하위기술기준으로 지침, 편람, 기술지도서, 표준도 등에 이르기까지 다양한 형태를 가진다(그림 2.1.1 참조).

과거에 건설공사 설계기준은 기준들의 명칭도 기준, 지침, 편람, 기술지도서, 요령, 표준도 등으로 일정한 형식이 없이 다양하게 붙여져서 사용되었기 때문에, 사용상 혼란을 야기하고, 동일 내용에 대한 상이한 기준이 존재하는 등 불합리한 문제가 발생되고 있다. 이러한 문제점을 해소하기 위해 1997년에 건설공사기준을 크게 시공관련 기준과 설계관련 기준으로 구분하였다. 먼저 시공관련 기준들은 크게 표준시방서, 전문시방서, 공사시방서로 구분되는 '시방서'와 시공관련 하위 기술기준으로 분류되며, 설계관련 기준들은 크게 '설계기준'과 설계와 관련한 '하위 기술기준'으로 분류된다. 이 중 시방서와 설계기준은 국가기준으로서 중앙건설기술 심의위원회의 심의를 거치도록 하고, 하위 기술기준(각종 지침, 편람, 요령, 기술지도서, 표준도 등)은 학·협회에서 자체적으로 관리토록 하고 있다(그림 2.1.1 참고).

표 2.1.1에서와 같이 국내 건설공사 시공관련 기준 중 시방서와 관련한 정의는 건

설기술관리법 시행규칙 제 14조의 2(설계도서의 작성)에 근거하며, 다음과 같이 시방서 유형별로 정의하고 있다(표 2.1.1 참조).

국내에서 현재 설계 및 엔지니어링 업체에서 설계업무를 수행하는 과정에서 적용되고 있는 주요 설계관련 기준의 구분과 정의는 표 2.1.2와 같다. 특히, 표 2.1.2에서 언급한 설계기준은 건설공사기준 정비과정에서 각종 설계관련 기준의 상위기준으로서 역할을 규정하였으며, 그 외의 설계관련 기준들은 하위기술기준으로 규정하고 각각의 설계기준 및 하위기술기준은 원칙적으로 각각의 단계의 특성에 알맞게 적용되도록 제시하였다.

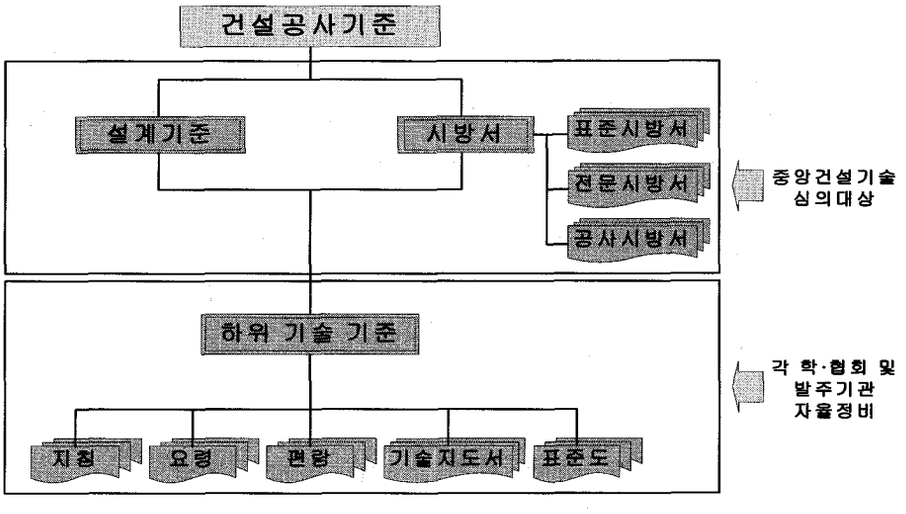


그림 2.1.1 건설공사기준의 구성체계

표 2.1.1 건설공사 시공관련 기준의 구분과 정의

기준의 구분	정의
표준시방서	시설물의 안전 및 공사시행의 적정성과 품질확보 등을 위하여 시설물별로 정한 표준적인 시공기준으로서 발주청 또는 설계 등 용역업자가 공사시방서를 작성하는 경우에 활용하기 위한 시공기준을 말한다.
전문시방서	시설물별 표준시방서를 기본으로 모든 공종을 대상으로 하여 특정한 공사의 시공 또는 공사시방서의 작성에 활용하기 위한 종합적인 시공기준을 말한다.
공사시방서	공사시방서는 표준시방서 및 전문시방서를 기본으로 하여 작성하되, 공사의 특수성·지역여건·공사방법 등을 고려하여 기본설계 및 실시설계도면에 구체적으로 표시할 수 없는 내용과 공사수행을 위한 시공 방법, 자재의 성능·규격 및 공법, 품질시험 및 검사 등 품질관리, 안전관리계획 등에 관한 사항을 기술한 것으로 건설공사의 계약도서에 포함된 시공기준을 말한다.

표 2.1.2 설계관련 기준의 구분과 정의

기준의 구분	정의
설계기준	각 시설물별로 설계자가 설계업무를 수행하는 데 있어 시설물이나 작업에 대해 품질, 강도, 안전, 성능 등을 유지하기 위한 설계조건의 한계(최저한계)를 규정한 기준으로서, 건설기술관리법 제34조 1항에 준하는 기준을 말함.(설계와 관련된 시설기준을 모두 포함함.)
설계지침	설계·감리 및 시공관리 등에 필요한 기술적인 사항들에 대하여 특별히 시설물별로 적절히 응용함으로서 건설공사에 도움이 될 수 있게 세부적인 사항을 관리할 수 있는 기준을 지침으로 정하여 시행하도록 만든 도서를 말한다.
설계편람	시설물의 계획, 조사, 설계, 감리, 시공, 유지관리 등의 전 단계에서 나열할 사항을 기본으로 하여 특별한 작업과 관련되지 않아 기준에 기술하기에 곤란한 사항, 기술자가 효율적인 업무수행을 위하여 필요한 사항들을 작성하여 실무에 쉽게 활용하도록 만든 도서를 말한다.
설계요령	설계·감리 및 시공의 기술기준과 재료시험방법 작성 등에 대하여 현장기술자가 능률적으로 업무를 수행할 수 있도록 설계·감리 및 시방서나 자재규격의 범위를 쉽게 풀이하여 작성한 업무요령을 말한다.
표준도	교각, 암거, 옹벽 등의 구조물에서 유사한 설계빈도가 많고, 공법 및 설계기준 등이 동일한 구조물에 대하여 설계 및 시공단계에서 적용하거나, 참고할 수 있도록 표준화하여 설계기간과 반복공사의 공정을 적정하게 단축하기 위하여 도면형식으로 만든 도서를 말한다.
기술지도서	신기술 및 외국기술 도입에 따른 새로운 설계·감리 및 신공법, 신개발 자재, 시험방법등과 특정한 분야별 작업방법 및 이와 관련된 사항을 홍보하여 공사 수행시 현장실무자들이 쉽게 활용할 수 있게 만든 도서를 말한다.

2. 설계기준 체계

2.1 국내 철도 기준

국내의 경우, 철도공사에 대한 법제화한 형태로 다음의 기준이 있다. 철도건설규칙은 철도건설사업의 효율적 추진기반을 조성하여 국가 철도망을 신속히 확충하기 위하여 "철도건설법"이 제정(법률 제7304호, 2004. 12. 31. 공포, 2005. 7. 1. 시행)됨에 따라 동법에서 위임된 철도건설기준에 관한 사항을 정하는 기본법으로 일반철도와 고속철도를 같이 보고 있다. 표 2.1.3은 철도공사 기준 정비 현황 및 계획을 일반철도와 고속철도로 비교하여 정리 요약하였다. 또한, 그림 2.1.2는 국내 철도설계기준 위계를 나타내었다.

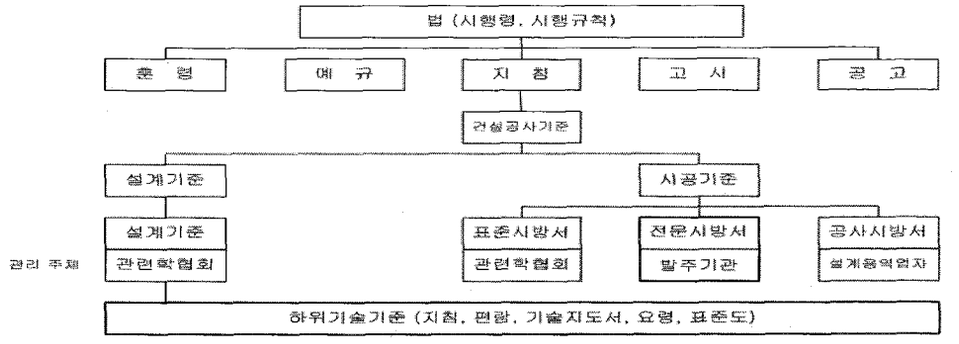


그림 2.1.2 국내 철도설계기준의 위계

표 2.1.3 철도공사기준 정비 현황 및 계획

구분		일반철도	고속철도
공통		-철도건설규칙	
설계기준	노반	-철도설계기준(노반편)개정 ('04.12) -철도설계기준(철도교편)개정 ('04.12)	-고속철도설계기준(노반편)개정('06)
	궤도	-	-
	건축	-철도건축물설계기준('05.6)개정예정	
	전기	-전철전력시설규정 ('03.5) -통신선로시설규정 ('93.11) -철도신호규정('03.1)	-
전문시방서	노반	-철도공사전문시방서(노반편)개정 ('04.12)	-고속철도공사 전문시방서(노반편) ('03.4)
	궤도	-철도공사전문시방서(궤도편)('05.12)개정예정	-고속철도공사 전문시방서(궤도편) ('04.4)
	건축	-철도공사 전문시방서 (건축편) ('06.6) 제정예정	
	전기	-철도전철전력공사 시방서 ('04.12) -철도통신공사 시방서('04.12) -철도신호공사 시방서('04.12)	
편람	노반	-철도설계편람(토목편)('04.12)	
	궤도	-철도설계편람(궤도편)('04.12) 제정예정	
	건축	-	-
	전기	-철도설계편람(전철전력편) -철도설계편람(통신편) -철도설계편람(신호편)	
표준도 정규도	노반	-철도노반 표준도 ('06.12)개정예정	-고속철도노반 표준도('06.12)개정예정
	궤도	-철도분기기정규도 ('06.12) 개정예정 -철도선로용품 정규도('06.12)개정예정	
	건축	-	-
	전기	-철도전철전력 표준도('04.12) -철도통신 표준도('04.12) -철도신호 표준도('04.12)	
기타	공통	-철도공사 측량지침('05.12)개정예정 -철도전자도면 작성표준('05.7) 제정예정	

2.2 국외기준 현황

2.2.1 미국의 설계관련 기준의 현황

미국의 건설 산업에 있어서 설계관련 기준은 건축을 중심으로 크게 코드(building codes, fire codes, plumbing codes, safety codes), 표준(construction standards), 그리고 시방서(specification)로 대표된다. 간혹, 일부 자료에서 보면, Civil engineering Code와 관련된 언급도 있으나, 내용상의 면에서 상기의 분류 내에 있는 각종기준들을 다시 분류한 것에 지나지 않는다.

따라서 시설물 설계관련 기준은 대부분이 연방정부차원 및 각 주차원에서 비정부기관 표준이고 산업표준(Industry Standards)인 AASHTO 표준을 적용하고 있으며, 추가적으로 자체적으로 운영하는 설계 메뉴얼 및 가이드라인 등을 활용하는 것이 일반적이다. 미국의 표준(Standards)의 경우, 정부 표준(Government Standards)으로 미연방법령집(CFR : Code of Federal Regulations)이 있으며, 비록 기술적으로는 정부기관은 아니지만, 대부분 도시들과 지역들이 채택하며, 법의 영향력을 받는 Uniform Building Code(UBC Code)가 있다. 또한, 비정부 표준(Nongovernment Standards)으로는 ASTM(American Society for Testing and Materials), ANSI(American National Standards Institute), AWWA(American Water Works Association), ACI(American Concrete Institute)표준이 있다. 추가적으로 기타 공적인 비정부 표준으로는 대표적으로 AASHTO(American Association of State Highway and Transportation Officials), AISC(American Institute of Steel Construction), CRSI(Concrete Reinforcing Steel Institute), NFPA(National Fire Protection Association)등이 있다.

2.2.2 일본의 설계관련 기준의 현황 및 발전방향

일본의 기준 관련 구분은 크게 법규와 규격, 기술표준으로서 설계표준과 시공표준으로 구분하고 있으며, 구성 체계는 우리나라와 비슷한 체계를 가지고 있다. 설계표준은 법규로서의 설계기준과 동해설, 설계요령 및 지침, 설계편람(시험법 편람 포함)과 표준도집이 있으며, 시공기준으로는 기술기준과 시방서 및 동해설, 시공지침 및 편람, 시공요령 등이 있다.

가. 법규(Codes) 및 규격(Regulation)

국가 또는 공적 기관이 규정한 것으로 엔지니어링의 실시에 있어서 제품의 제작, 건설, 운전의 과정에 있어서 안전성, 신뢰성, 경제성 등을 유지하기 위해 각종 규제에 따른 표준을 규정하고 있으며, 법적으로 구속을 갖는 것을 말한다. 도로시설물과 관련한 법규를 살펴보면, 법률로서 도로법이 있으며, 국토교통성령인 도로구조령이 존재하고 있다. 규격은 법적 강제력은 갖지 않지만, 플랜트의 안전성, 신속성, 경제성을 유지하기 위해, 국제적으로 인정받은 권위 있는 규격의 적용이 계약조건으로서 규정된 것이 일반적이다. 주요 일본의 규격을 살펴보면, JIS(Japan Industrial Standard)와 JPI(Japan Petroleum Institute)가 있다.

나. 기술표준(Technical Standard)

설계, 조달, 건설, 운전, 보전 등의 업무합리화, 즉 동일 작업의 반복 배제, 작업의 균질화, 일정품질 수준의 보증, 작업효율 향상을 목적으로 한 표준이다. 표준에는 기업내부에서 표준화된 사내표준, 업계에 의한 단체표준, 국가에 의한 국가표준 등이 있다. 별항에서 해설한 규격도 이 안에 포함된다. 주요 표준에는 표 2.1.4와 같이 설계표준(Engineering Standard), 표준시방서(Standard Specification), 표준도(Standard Drawing), 설계매뉴얼(Design Manual)이 있다. 이러한 기술표준을 이용함으로써 설계자의 설계시 적용된 개념을 정확하게 이해하는 것이 가능하며 기술의 선진화가 이루어지고 보다 고도의 전문 업무와 지식연수를 위한 시간을 얻을 수 있는 등의 부차적인 이익이 기대된다.

표 2.1.4 일본 기술표준의 정의 및 내용

주요 구분	세부내용
설계표준 (Engineering Standard)	구조물, 설비장치, 시스템 등에 대한 설계 절차·계산법·판단기준 등 설계방법에 대한 표준을 말한다. 설계표준에 규정된 내용으로 ① 기본적 방식, ② 설계절차, ③ 계산방법, ④ 재료 선정기준, ⑤ 요구 성능에 대한 기준, ⑥ 설계용 데이터, ⑦ 각종 양식 등이 있다.
표준시방서 (Standard Specification)	발주자 혹은 자재판매업자와 하도급업체 등에 설계시방을 제시하기 위한 시방서를 품질수준 유지, 능률향상 등의 목적으로 표준화한 것이다. 표준시방서에는 설계시방서·구매시방서·공사시방서 등이 있고, 적용되는 시설물의 종류에 대응하여 기종과 공사종목마다 작성된다. 표준시방서의 내용은 다음과 같은 항목으로 상술한 기종과 공사종목에 대해 공통적인 사항으로 이를 벗어난 것은 별도로 개별시방서에 기재된다. ① 적용법규, ② 계산식, ③ 설계요소, ④ 기본치수, ⑤ 기본형상, ⑥ 표준재질, ⑦ 제작공차, ③ 부품규격, ⑨ 표준성능, ⑩ 시공요령, ⑪ 검사기준, ⑫ 기타
설계매뉴얼 (Design Manual)	설계 작업 수순을 표준화하여 양식을 정하고 체크항목과 참고데이터 등을 표준화하여 양식을 정하고, 체크항목과 참고데이터 등을 나타낸 안내서이고 주로 경험이 많지 않은 설계자업무 품질유지·능률향상을 목적으로 한 것이다. 설계표준 일부로도 볼 수 있지만 설계표준이 기술적이고 또 규제적인데 비해 설계매뉴얼은 작업수순에 중점이 있고 규제 성격이 약하다. 설계매뉴얼의 내용에는 ① 설계표준과 표준시방서 해설, ② 작업방법과 순서, ③ 컴퓨터 입력요령과 출력 방법, ④ 계산사례, ⑤ 양식과 기입사례, ⑥ 체크항목, ⑦ 판단기준, ⑧ 참고데이터 등이 있다.
시공관리기준	공사의 각 공종마다 시공관리의 요령에 대해서 적은 것이다. 사용재료, 품질, 시공방법, 검사방법, 안전관리 등의 세부적인 사항을 기술하고 있다.

2.2.3 유럽의 설계관련 기준의 현황 및 발전방향

국제산업의 경쟁 강화 및 블록경제의 심화는 유럽을 단일시장으로 통합하려는 움직임을 더욱 가속화시키고 있으며, 이를 위한 연구 및 개발능력을 통합적으로 수행하며, 경제 및 자본의 통합을 추진하고, 작업환경 및 조건을 개선해 나가고 있다. 또한, 오래전부터 유럽 내 교역의 내부 장벽을 형성하는 주요 원인으로 꼽히고 있는 EU회원국 간의 국가코드의 다양한 형식과 내용에 의해서 발생하는 문제들을 해결하기 위하여 각 국가별로 다른 기준을 통합적으로 조정하여 1985년도에 성능지향의 유로코드를 설정하게 되었다.

이러한 흐름과 연계하여 유럽공동체(EC)의 위원회에서는 1975년에 로마협약의 조문 95에 근거하여, 건설 분야에 있어서 행동프로그램을 결정하였으며, 이 행동프로그램의 목적은 건설 분야의 기술적인 사항의 일치와 교역에 있어서 기술적인 장애물들을 제거하는 것으로 하였으며, 15년 동안 유럽 내 회원 국가들과 이를 대표하

는 운영위원회에서는 국가마다 존재하는 구조물 관련 국가코드를 대체할 빌딩과 토목시설물의 설계를 위한 공통의 기술적인 규정 (Rule)들을 마련하고자 개발을 시작하였으며, 그 결과로 1980년대에 유럽 코드의 제 1세대가 준비되었다. 또한, 1989년 위원회 및 EU 여러 나라들, 그리고 EFTA는 유럽표준화위원회(CEN)간의 합의에 근거하여 유로코드가 유럽표준(EN)의 미래상을 제공하도록 하기 위하여 지시문 시리즈로서 채택하고(예를 들면, 건설 산출물에 관한 89/106/EEC유럽의회지시문 - CPD - 와 공공작업과 서비스에 관한 지시문 등), 유럽표준화위원회로 유로코드의 발간 및 준비업무를 양도하였다.

현재의 건설 분야의 유럽코드는 Structural Eurocode로 규정하고 있으며, 이 코드는 기본적으로 코드를 구성하는 다양한 세부내용들에 관한 유럽표준(EN : European Standards)을 규격화하고자 하는 것이며 , 현재의 적용단계는 EN(European Standard) 단계보다는 하위인 ENV(European Pre-standards)단계로 설정되어 있는 상태이다. 이러한 상태는 설계단계에서 현재 활용되는 국가별 코드가 여전히 사용되지만, 모든 EU회원국에서 적용할 수 있는 기초 아래서 실행된다는 것을 의미한다. 유로코드(EC)의 9개 분야별 내용을 정리하며 다음과 같다.

- *EN 1991 Eurocode 1(EC1) Basic of design and actions on structures*
- *EN 1992 Eurocode 2(EC2) Design of concrete structures*
- *EN 1993 Eurocode 3(EC3) Disign of steel structures*
- *EN 1994 Eurocode 4(EC4) Design of composite and steel and concrete structures*
- *EN 1995 Eurocode 5(EC5) Design of timber structures*
- *EN 1996 Eurocode 6(EC6) Design of masonry structures*
- *EN 1997 Eurocode 7(EC7) Geotechnical design*
- *EN 1998 Eurocode 8(EC8) Disign of structures for earthquake resistance*
- *EN 1999 Eurocode 9(EC9) Design of aluminium alloy structures*

제 2 절 국내 철도설계기준 현황

1. 국내 설계기준서 및 시방서의 변천

1.1 광복 전후의 기준

1892년 일본에서 최초로 철도부설법(일본 명치 25년)이 제정되었고, 국내에서는 1897년 7월 17일 철도규칙(광무 1년)을 제정 공포하였다. 1912년 일본철도 최초의 철도교설계시방서가 제정되었으며, 1899년 경인선 노량진~제물포 간의 개통, 1904년 경부선 남대문~초량간 개통이후의 일이다.

1922년 일본에서는 새로운 철도부설법이 제정 공포되었으며, 1929년 7월 일본의 국유철도건설규정이 제정되었다. 이들 시방서 및 규정은 1941년 시방서가 제정되었다.

1962년 제1차 경제개발 5개년 계획이 시작되면서 이와 병행하여 1963년 교통부에서는 철도관계의 모든 규정을 정비하는데 착수하였다. 광복이후 국내에 철도공사에 대한 시공기준은 1963년 3월 26일 훈령 제4918호인 「철도토목공사표준시방서」가 최초라 할 수 있으며, 이후 1980년 1월 8일 개정되었다.

1.2 고속철도의 등장

1989년 12월 경부고속철도 건설계획의 추진을 위해 고속철도건설기획실을 설치한 다음 1990년 12월 고속철도사업 기획단에서 토목분야 각종 설계 및 공사시방서를 작성하였다. 이후 건설시장 개방에 따른 국가경쟁력을 강화하고 철도건설공사의 대형화, 고도화, 첨단화 및 친환경적 건설이 요구됨에 따라, 능동적으로 대처하기 위하여 1999년 철도청에서는 「철도공사전문시방서(토목편)」와 「철도설계기준(철도교편)」을 제정하여 체계적인 설계 및 공사기준을 확립하였다. 그러나, 구조물에 국한된 설계기준서이기 때문에 토공에 대한 기준이 미비하여 2001년 「철도설계기준(노반편, 2001)」이 제정되어 철도노반공사의 총괄적인 시행기준과 조사 및 측량, 토공, 구교 및 배수시설, 지하구조물, 터널, 정거장 등 총 6편으로 구성되어 설계에 필요한 일반적인 기준을 가급적 쉽게 이해하도록 기술되었다. 그러나 처음 제정으

로 인해 기준의 미비점과 그동안 철도기술 발전과 주변 환경변화에 따라 2004년 「철도설계기준(노반편, 2004)」을 개정하였다. 구성은 총 6편으로 구성되어져 있으며, 국내 설계기준을 국제흐름에 맞추기 위하여 단위체계를 국제 단위계인 SI단위계로 변경 통일하였으며, 태풍 등 재해에 대비한 비탈면 기울기를 완화하고 터널 방재 및 정거장의 기준을 개선함으로써 보다 체계적이며 안전한 설계가 이루어지도록 하였다.

제·개정된 철도설계기준은 설계 관련 실무자가 활용하는데 어려움이 있어 이후 2004년 철도설계기준(노반편)을 바탕으로 설계기준의 세부적인 사항을 기술한 철도설계편람(노반편, 2004)편을 제정 발간하였다. 표 2.2.1은 연도별 철도설계기준 변천 과정을 나타내었다.

표 2.2.1 년도별 철도설계기준 변천

1960년대	1980년대	1990년대	2000년대
· 철도토목공사표준시방서(1963) · 철도청 정규도 및 표준도(1968)	· 철도토목공사표준시방서(1980) · 철도청 정규도 및 표준도(1980)	· 고속철도 정규도 및 표준도(1992) · 철도설계기준(철도교편, 1999) · 철도공사전문시방서(토목편,1999) · 고속철도표준공사시방서(1997)	· 철도설계기준(노반편, 2001) · 철도설계기준(노반편, 2004) · 철도설계편람(2004) · 고속철도설계기준(노반편, 2005) · 고속철도공사 전문시방서(노반편, 2005)

1.3 일반철도 설계기준

일반철도 설계기준은 철도설계기준, 철도설계편람으로 나누어져 있으며 철도설계편람은 기술자들에게 조금 더 쉽게 이해시킬 수 있도록 구성되어져 있다. 국내 철도설계기준의 기술 현황을 살펴보았다.

1.3.1 철도설계기준

철도설계기준(노반편)은 2001년도에 철도청에서 제정되어 발간되었다. 2001년도에 발간된 철도설계기준은 철도건설 및 개량에 따라 철도 선로를 구축하기 위하여 토공 및 본선부속, 구교 및 배수, 지하구조물, 지하구조물, 터널, 정거장으로 총 6편으로 구성되었다. 이후 철도설계기준(노반편)은 2004년 철도시설공단에서 재정되어 발간되었다. 구성내용은 2001년 발간된 기준서와 같았으며 터널편의 내용이 보완된 것으로 확인되었다. 표 2.2.2와 표 2.2.3은 철도설계기준(노반편) 구성 편, 장을 나타내었다.

표 2.2.2 철도설계기준(노반편, 2001) 구성 편

구성 편	구성 장	구성 편	구성 장
제 1 편 공통사항	제1장 총칙 제2장 기본계획수립조사 제3장 입지환경조사 제4장 지반조사 제5장 선로측량	제 2 편 토 공	제1장 일반사항 제2장 토공노반 제3장 땅깎기 제4장 흙쌓기 제5장 보강토 제6장 비탈면 보호공 제7장 본선부속
제 3 편 구교 및 배수시설	제1장 총칙 제2장 구교의 설계 제3장 배수시설의 설계	제 4 편 지하구조물	제1장 총칙 제2장 구조물설계 제3장 가시설 구조물설계
제 5 편 터널	제1장 총칙 제2장 계획 제3장 설계일반 제4장 터널해석 제5장 터널 지보갱 제6장 콘크리트 라이닝 제7장 굴착 및 계측 제8장 배수 및 방수 제9장 경구부 제10장 터널단면 확대 제11장 수직갱 및 사갱 제12장 내진설계 제13장 TBM 터널 제14장 쉴드 TBM 터널 제15장 방재설비 제16장 공사중 설비	제 6 편 정거장	제1장 총칙 제2장 정거장 계획 제3장 정거장의 배선 제4장 여객설비 제5장 화물설비 제6장 차량기지

가. 제 2편 토공편

철도설계기준(노반편)에 제 2편 토공편은 총 7개의 장으로 구성되어져 있으며, 노반분야에서 가장 많이 다루고 있는 부분 중의 하나이다. 본 연구에서 중점적으로 다루는 부분이기도 하다. 표 2.2.2에서와 같이 토공편에는 토공노반의 정의와 흙쌓기, 땅깎기 구간의 노반관리방법 등이 명시되어져 있으며, 특히 강화노반재료에 대하여 언급되어져 있다. 각 내용을 살펴보면 다음과 같다.

제 1장 일반사항

제 2장 토공노반

제 3장 땅깎기

제 4장 흙쌓기

제 5장 보강토

제 6장 비탈면 보호공

제 7장 본선부속

이 부분에서는 제 1장 일반사항 ~ 제 4장 흙쌓기 부분의 내용을 중점적으로 다루었다. 제 1장 일반사항은 적용범위 및 용어의 정의 부분으로 구성되어져 있다. 제 2장 토공노반 구성목차를 나타내었다. 총 4개의 절로 구성되어져있으며, 각 절마다 내용은 아래 표 2.2.3과 같다.

표 2.2.3 제 2장 토공노반 구성목차

구분	절	내용
제 2 장	2.1 토공노반 일반	2.1.1 토공노반의 기능 2.1.2 토공노반의 구분 2.1.3 토공노반 폭 및 시공기면의 횡단기울기 2.1.4 토공노반의 설계하중 2.1.5 토공노반의 부대설비
	2.2 암반상의 토공노반	
	2.3 토공노반 배수공	2.3.1 배수공의 구분 2.3.2 지표수의 배수 2.3.3 지하수의 배수
	2.4 토공노반 동상대책	

표 2.2.4는 제3장 땅깎기 구성목차를 나타내었다. 3개의 절로 구성되어져 있으며, 땅깎기일반, 원지반의 재료적 특성, 지반분류로 구성되어져 있다.

표 2.2.4 제3장 땅깎기 구성목차

구분	절	
제 3 장	3.1 땅깎기 일반	
	3.2 땅깎기 구간의 원지반	
	3.3 땅깎기 지반분류	

제 4장은 흙쌓기 편으로 구성은 표 2.2.5와 같다. 표 2.2.5에서와 같이 흙쌓기의 재료의 강도기준, 두께, 다짐관리 등을 규정하였으며, 상·하부 노반의 특징에 대하여 기술하였다.

표 2.2.5 흙쌓기편의 목차구성

구분	절	내용
제 4 장	4.1 흙쌓기 일반	4.1.1 흙쌓기 두께 4.1.2 흙쌓기 높이 4.1.3 흙쌓기 비탈면 기울기 및 안정 4.1.4 다짐 일반 4.1.5 흙쌓기 재료의 강도정수 기준 4.1.6 흙쌓기 시험시공 4.1.7 흙쌓기 층두께 관리재 4.1.8 흙쌓기와 구조물 접속부 4.1.9 경사지 흙쌓기 4.1.10 연약지반 위 흙쌓기 4.1.11 흙쌓아 넓히기
	4.2 상부노반 흙쌓기의 흙노반	4.2.1 흙노반의 구조 4.2.2 흙노반의 재료 4.2.3 흙노반의 다짐
	4.3 상부노반 흙쌓기의 강화노반	4.3.1 강화노반의 구조 4.3.2 강화노반의 재료 4.3.3 강화노반의 다짐도
	4.4 하부노반 흙쌓기	4.4.1 하부노반의 흙쌓기 재료 4.4.2 하부노반의 흙쌓기 다짐 4.4.3 하부노반 흙쌓기 지지지반
	4.5 땅깎기와 흙쌓기의 접속부	
	4.6 한쪽 땅깎기 및 한쪽 흙쌓기	
	4.7 암석쌓기	

1.3.2 철도설계편람

철도설계기준(2001, 2004)이 마련된 이후 설계관련 실무자들이 활용하는데 도움을 주기 위하여 철도계획 및 구조물 설계와 관련된 제 규정과 기준을 체계적으로 정리하고 설계기준에 대한 세부적인 사항을 기술하여 일선 실무자들이 철도 설계시 참고할 수 있도록 철도설계편람(2004)을 작성하였다. 철도설계편람은 기술자들이 실무에 널리 활용하는데 목적이 있으므로 가능한 한 실무자들이 쉽게 이용할 수 있는 내용으로 구성하였다. 철도설계편람(2004)에서는 세부적인 설계방법과 적용예를 예시하고 또한 일부 분야에서는 국외자료와 신공법을 소개함으로써 관련기술자들이 국내 설계에 참조할 수 있도록 하였다. 이 편람의 적용범위는 철도설계를 위한 설계기준과 지침의 하위인 철도설계 참고도서로 구성되어 있다. 전체 철도설계편람은 10편으로 구성되었으며 다음 표 2.2.6과 같다.

표 2.2.6 철도설계편람(2004)의 구성

구성 편	
제 1 편 철도계획	제 6 편 콘크리트 하부구조
제 2 편 토공	제 7 편 터널
제 3 편 구교 및 배수시설	제 8 편 지하구조물
제 4 편 콘크리트 교량	제 9 편 정거장
제 5 편 강철도교량	제 10편 안전 및 부대시설

본 연구에서는 제 2 편 토공편에 대하여 중점적으로 기술하였으며, 표 2.2.7은 철도설계편람(2004)의 각 편별 세부 구성목차를 나타내었다.

표 2.2.7 철도설계편람(2004)의 각 편별 세부 구성목차

구성 편	구성 장	구성 편	구성 장
제 1 편 철도계획	제1장 총칙 제2장 기본계획수립조사 제3장 입지환경조사 제4장 지반조사 제5장 선로측량	제 6 편 콘크리트 하부구조	제1장 총칙 제2장 정거장 계획 제3장 정거장 선로배선 제4장 여객설비 제5장 화물설비 제6장 차량기지
제 2 편 토 공	제1장 일반사항 제2장 지반조사 및 시험 제3장 땅깎기 및 흙쌓기 제4장 토공노반 제5장 연약지반 제6장 비탈면 보호공 제7장 옹벽	제 7 편 터널	
제 3 편 구교 및 배수시설	제1장 총칙 제2장 구교의 설계 제3장 배수시설의 설계	제 8 편 지하구조물	
제 4 편 콘크리트 교량	제1장 총칙 제2장 구조물설계 제3장 가시설 구조물설계	제 9 편 정거장	
제 5 편 강철도교량	제1장 총칙 제2장 계획 제3장 설계일반 제4장 터널해석 제5장 터널 지보갱 제6장 콘크리트 라이닝 제7장 굴착 및 계측 제8장 배수 및 방수 제9장 경구부 제10장 터널단면 확대 제11장 수직갱 및 사갱 제12장 환기, 조명, 방재설비 제13장 T8M 터널 제14장 월드TBM 터널 제15장 내진설계	제 10편 안전 및 부대시설	

본 연구에서는 철도설계편람(2004)의 내용을 전체적으로 다루기에는 한계가 있기 때문에 국한적으로 제 3장 땅깎기 및 흙쌓기와 제 4장 토공노반을 중심으로 다루었다. 표 2.2.8은 토공편의 세부목차를 나타내었다.

표 2.2.8 토공편 세부목차 구성 체계

제2편 토공편	제1장 일반사항	1.1 적용범위 1.2 용어의 정의
	제2장 지반조사 및 시험	2.1 일반사항 2.2 예비조사 2.3 본조사 2.4 실내시험 2.5 지반조사 계획 및 수행결과의 예
	제3장 땅깎기 및 흙쌓기	3.1 땅깎기 3.2 흙쌓기 3.3 땅깎기 및 흙쌓기 접속부 3.4 구조물 접속부
	제4장 토공노반	4.1 토공노반 일반사항 4.2 흙노반 4.3 강화노반 4.4 기타노반 4.5 철도노반설계
	제5장 연약지반	5.1 일반사항 5.2 연약지반 조사항목 5.3 지반조사의 문제점 5.4 압밀특성 및 압밀이론 5.5 전단강도 특성분석 5.6 설계토질정수 결정 5.7 연약지반의 처리공법 5.8 현장계측관리
	제6장 비탈면 보호공	6.1 토사 비탈면 6.2 암반 비탈면
	제7장 옹벽	7.1 일반 7.2 콘크리트 옹벽 7.3 보강토 옹벽 7.4 기타 옹벽

나. 제 3장 땅깎기 및 흙쌓기

철도설계기준(2004)에서는 제 3장과 제 4장 각각 기술되어져 있으나, 철도설계편람(2004)에서는 제 2편 토공편 제 3장으로 통합되어 작성되었다. 표 2.2.9는 제 3장 땅깎기 및 흙쌓기 부분의 구성 체계를 나타내었다. 표 2.2.9에서와 같이 철도설계기준(2004)에서 제시된 항목들이 모두 세부기술로 포함되었으며, 추가적으로 보완되는 것을 볼 수 있다.

표 2.2.9 제 3 장 땅깎기 및 흙쌓기 구성 체계

제3장 땅깎기 및 흙쌓기	3.1 땅깎기	3.1.1 땅깎기 일반 **3.1.2 땅깎기 비탈면 설계순서** 3.1.3 땅깎기 비탈면 기울기 3.1.4 소단 3.1.5 땅깎기 원지반 **3.1.6 토사, 리핑암, 발파암의 분류** **3.1.7 토량 변화율**
	3.2 흙쌓기	3.2.1 흙쌓기 일반 3.2.2 흙쌓기 재료 3.2.3 흙쌓기 구분 3.2.4 흙쌓기 비탈면 기울기 3.2.5 바탈면 안정성 검토 3.2.6 흙다지기 3.2.7 암석쌓기 **3.2.8 경사지 흙쌓기** **3.2.9 흙쌓기 넓히기** **3.2.10 흙쌓기 층두께 관리자** 3.2.11 흙쌓기 시험시공
	3.3 땅깎기와 흙쌓기 접속부	3.3.1 횡단면 처리 3.3.2 종방향 처리
	3.4 구조물 접속부	**3.4.1 적용범위** **3.4.2 재료선정기준**

※철도설계기준(2004)에 명시되지 않고 추가된 항목

제4장 토공노반은 설계기준서의 제2장 토공노반을 근거로 추가 보완되었으며, 상부노반에서의 강화노반과 흙노반의 재료, 다짐관리, 구조 등을 기술하였다. 주로 일본철도종합기술연구소(1992)년 동해설 자료를 근거로 작성되었으며, 설계기준서에서 취급된 배수구분과 지하수의 배수, 동상대책 등은 포함되지 않고 있다. 차후 이 부분에 조금 더 보완이 필요하다고 사료된다. 그러나, 토공노반의 재료, 구조, 다짐관리 등은 흙노반과 강화노반을 구분하여 매우 상세히 기술되었다.

또한, 철도노반설계를 통해 노반두께를 산정하는 Barber's 탄성해를 통해 노반 설계하는 방법을 기술하였으며, 강화노반두께를 구하는 절차를 아래와 같이 기술하였다. 1) 연행 하중재하시 강화노반두께 계산방법의 결정, 2) 도상으로부터 강화노반에 전달되는 압력결정, 3) 강화노반의 탄성허용 침하량 결정, 4) 강화노반과 상부노반의 변형계수 결정, 5) 강화노반두께 결정 등을 기술하였다.

표 2.2.10 제 4 장 토공노반 구성 체계

제4장 토공노반	4.1 토공노반 일반	4.1.1 토공노반의 기능과 종류 **4.1.2** 강화노반과 흙노반의 특징 4.1.3 토공노반의 형상 4.1.4 토공노반의 설계하중 4.1.5 부대설비 **4.1.6** 보수통로
	4.2 흙노반	4.2.1 흙노반의 구조 4.2.2 흙노반 재료 4.2.3 다짐도 4.2.4 흙노반의 시공 4.2.5 흙노반의 시공관리
	4.3 강화노반	4.3.1 강화노반의 구조 및 종류 4.3.2 강화노반의 재료 4.3.3 다짐도 4.3.4 강화노반 두께 4.3.5 강화노반의 시공 4.3.6 강화노반의 시공관리
	4.4 기타노반	4.4.1 암반상의 노반
	4.5 철도노반설계	**4.5.1 Barber의 2층계 탄성해석**

※철도설계기준(2004)에 명시되지 않고 추가된 항목

1.4 고속철도

1.4.1 고속철도 설계기준(2004, 노반편)

고속철도 설계기준(2004, 노반편)은 건설교통부가 제정 하였고, 고속철도건설 촉진법 제 2조에서 정의한 고속철도 노반공사의 설계에 적용 한다. 표 2.2.11은 고속철도 설계기준(2004)의 목차를 나타내었다.

표 2.2.11 고속철도 설계기준(노반편, 2004)

구성 편	구성 장	구성 편	구성 장	
제1장 총 칙	1. 적용범위, 2. 단위 및 기호 3. 용어의 정의 4. 참고기준	제6장 교량 일반사항	1. 일반사항 2. 조사 3. 계획 4. 설계일반 5. 교량의 요구사항 6. 영구하중	7. 운행하중 8. 기타 하중 9. 특수 하중 10. 하중조합 11. 설계안전도 및 사용성, 내구성 설계 12. 고속철도 교량 설계요구조건 13. 내진설계
제2장 설계 일반사항	1. 일반사항 2. 조사 3. 계획 4. 내진설계 5. 허용한계	제7장 콘크리트 교량	1. 일반사항 2. 재료 3. 설계일반 4. 철근 상세 5. 철근의 정착 및 이음 6. 강도설계법 7. 프리스트레스트 콘크리트	8. 슬래브 9. 벽체 10. 바닥판 11. 슬래브교 12. T형교 13. 연속형교 14. 라멘교 15. 박스거더교 16. 아치교 17. 교각 및 확대기초 18. 허용응력설계법
제3장 노반계획	1. 일반사항 2. 측량계획 3. 선형계획 4. 구조물 계획	제8장 강교 및 강합성 교량	1. 일반사항 2. 재료 3. 설계일반 4. 허용응력 5. 부재에 관한 일반사항 6. 판요소의 폭-두께비와 보강재	7. 바닥틀과 바닥판 8. 연결 9. 브레이싱 및 다이아프램 10. 플레이트 거더 11. 합성거더교 12. 트러스 13. 아치 14. 라멘구조 15. 붕괴유발부재
제4장 흙구조물	1. 일반사항 2. 조사 3. 계획 4. 설계일반 5. 흙쌓기 6. 깎기 및 본바닥 7. 강화노반 8. 보강토옹벽 및 Nailing 공법 9. 본선부속	제9장 구조물 기초	1. 일반사항 2. 조사 3. 계획 4. 설계 일반 5. 얕은 기초 6. 케이슨 기초 7. 말뚝 기초	
제5장 토류구조물	1. 일반사항 2. 조사 3. 계획 4. 설계일반 5. 옹벽, 토류벽 및 비탈면보호벽 6. 교대 7. 박스암거 8. 가설토류벽 9. 내진설계	제10장 터널	1. 일반사항 2. 조사 3. 계획 4. 설계일반 5. 터널해석 6. 터널지보재 7. 콘크리트 라이닝 8. 개착터널 9. 굴착 및 계측	10. 배수 및 방수 11. 갱구부 12. 터널단면 확대 13. 수직갱 및 사갱 14. 방재시설기준 15. TBM 터널 16. 쉴드 TBM 터널 17. 터널부대시설 18. 터널의 내진설계

표 2.2.11에서와 같이 총 10장으로 구성되어 있으며 기준 및 시공에 필요한 일반사항 및 조사, 계획, 설계 등 여러 부분으로 나누어져 있다. 또한, 노반계획, 흙구조물, 토류구조물, 교량, 콘크리트교량, 강교 및 강합성, 구조물 기초, 터널 부분으로 이루어져 있다.

제 4 장 흙구조물의 구성목차는 다음 표 2.2.12와 같다. 고속철도 설계기준서 제 4장은 흙구조물과 관련된 계획, 설계일반, 흙쌓기, 깎기 및 본바닥, 강화노반, 보강토 및 네일링공법과 본선부속시설에 대한 설계기준을 규정하였으며, 흙과 암석의 분류 및 기호는 현재 일반적으로 사용되는 것으로 변경, 연약지반 판정, 잔류허용침하량, 사면기준안전율, 침하, 액상화, 연약지반계측 및 주요 공법개요를 추가하여 설계의 효율성을 높였다.

표 2.2.12 제 4 장 흙구조물 세부구성목차

제4장 흙구조물	4.1 일반사항	4.1.1 적용범위	
		4.1.2 용어의 정의	
	4.2 조사	4.2.1 일반내용	(1) 구조물기초설계기준해설(건설교통부, 2003.2)준함.
	4.3 계획	4.3.1 흙구조물 적용구분	(1) 기능, (2) 요구조건
		4.3.2 흙과 암석의 분류 및 표기	(1) 흙 및 암석의 분류 (2) 흙 및 암석의 도식표기
		4.3.3 지반조건	(1) 흙쌓기 지반조건 (2) 흙쌓기 재료조건 (3) 원지반 및 상부노반조건
		4.3.4 배수시설의 용량산정	(1) 배수시설의 용량 (2) 표면배수량 산정 (3) 지하배수량 산정 (4) 배수구교의 수리설계
	4.4 설계일반	4.3.1 하중고려	(1) 사하중 산출재료중량 (2) 열차하중 ---- (3) 토압은 ----
		4.3.2 기타조건	(1) 흙구조물 ----- (2) 흙구조물이 불가능할 경우 (3) 구조물에 부대하는 구조물, 설비류
	4.5 흙쌓기	4.5.1 일반내용	(1) 지지지반 처리 (2) 접속부 지반처리 (3) 연약지반 처리
		4.5.2 계획 및 시공	(1) 재료 및 형상, (2) 시공, (3) 흙쌓기 접속부
		4.5.3 배수공법	(1) 일반내용 , (2) 배수공법
		4.5.4 비탈면 보호공법	(1) 일반내용 , (2) 비탈면 보호공법
	4.6 깎기 및 본바닥	4.6.1 깎기	(1) 깎기 비탈면 안정검토 (2) 깎기 비탈면의 형상
		4.6.2 본바닥	(1) 일반내용, (2) 검사사항
		4.6.3 배수공의 계획 및 시공	(1) 일반내용, (2) 배수공법
		4.6.4 깎기 비탈면 보호공법	(1) 일반내용, (2) 비탈면 보호공법
		4.6.5 비탈면 보강공법	(1) 비탈면 돌망태공 (2) 암반비탈면 보강공

1.4.2 고속철도 노반공사 공사시방서(1997. 5)

고속철도 노반공사 공사시방서(1997)는 한국고속철도공단에서 정한 시방서, 절차서 및 관련규정과 외국의 기준 등을 근거로 하여 특별히 정한 시방서이며, 표 2.2.13은 지침서의 구성목차를 나타내었다. 총 11장으로 구성되어져 있으며, 공사에 필요한 일반적인 사항부터 품질보증, 안전관리 등 광범위하게 구성되어져 있다. 본 연구에서는 전반적인 내용을 다루기보다는 제2장 토공분야를 중심으로 기술하도록 하겠다.

표 2.2.13 고속철도 노반공사 공사시방서(1997. 5)

구성 편	구성 장	구성 편	구성 장
제1장 총 칙	1. 적용범위, 2. 계약문서 3. 공사기간 4. 설계변경 5. 품질보증 6. 공사관리 7. 공정관리 8. 자재관리 9. 안전관리 10. 노무관리 11. 공사기록 12. 분 쟁 13. 전시조항 14. 천재지변, 기타 불가항력에 의한 손해 15. 불합격 공사의 조치 16. 공사의 준공 17. 공공에 대한 책임 및 의무 18. 인계 · 인수	제3장 배수공	1. 암거공 2. P.E.U형 측구 3. 맹암거 설치 4. 배수관공 5. 콘크리트 측구(U형, J형 측구) 6. 수로보호공 7. 집수정 설치 8. 도수로 설치
제2장 토공	1. 준비공 2. 벌개제근 및 표토제거 3. 구조물, 지장물의 철거 및 이설 4. 사면안정검토 5. 땅깎기 6. 흙쌓기 7. 다짐 8. 기초터파기, 되메우기 및 뒷채움 9. 연약지반처리 10. 기초재 11. 어프로치 블록 12. 강화노반 13. 비탈면 보호공	제4장 구조물공	1. 일반사항 2. 하부공 3. 가시설공 4. 철근콘크리트 구조물공 5. 철근의 가공 및 조립 6. 콘크리트 치기 7. 프리스트레스 콘크리트 구조물 8. 난 간 9. 신축이음장치 10. 교량받침 11. 교면방수 12. 계측시설 13. 교량점검시설

구성 편	구성 장	구성 편	구성 장
제5장 터널	1. 일반사항 2. 공사측량 3. 암반의 분류 및 표준단면적용 4. 굴착 및 버럭처리 5. 지보공 6. 강재 거푸집 7. 콘크리트 라이닝 8. 뒷채움 주입 9. 방수 및 배수 10. 개착식 터널 방수공 11. 갱문 12. 계측 13. 안전 및 위생 14. 터널약액주입 15. 터널 보강그라우팅 16. 가설전기공사	제8장 품질보증	1. 일반사항 2. 품질보증요건 3. 품질관리요건 4. 품질관리기준 5. 품질시험기준 6. 시험장비 검교정 기준 7. 시공허용오차 관리기준 8. 크랏샤장 설치 및 관리 9. 배치 플렌트 설치 및 관리 10. 콘크리트 배합설계 11. 공사용 재료
제6장 포장공	1. 일반사항 2. 재료 3. 선택재료층 보조기층공 4. 아스팔트 포장공	제9장 안전관리	1. 총 칙 2. 현장안전관리 3. 계절별 안전대책 4. 사고처리대책 5. 공종별 안전 시공관리 작업지침 6. 공사현장 안전수칙 7. 안전표식규정
제7장 조경공	1. 수목식재 2. 잔디붙임 및 파종 3. 초지씨앗 및 붙임 4. 암절토사면 녹화 5. 비탈면 녹화 6. 녹화공법의 특성 및 종류	제10장 환경관리공	1. 일반사항 2. 중점관리 항목
		제11장 부대공	1. 일반사항 2. 방음벽 3. 전기공사 4. 가설건물

가. 제 2 장 토공

제 2 장 토공분야는 총 13절로 구성되어져 있으며, 본 연구에서는 땅깎기, 흙쌓기, 다짐, 강화노반을 중심으로 기술하였다.

땅깎기의 구성체계는 적용범위, 시공순으로 구성되어져 있으며, 구성체계는 아래 표 2.2.14와 같다. 표 2.2.14에서와 같이 땅깎기 분야는 적용범위, 시공 등 2개의 절로 구성되어져 있으며, 땅깎기 시공에 필요한 기준에 대하여 기술하였다.

표 2.2.15에서는 흙쌓기 분야의 구성체계는 적용범위, 재료, 시공 등 3개의 절로 구성되어져 있으며, 특히 재료에 대한 기준분석이 포함되어져 있다.

표 2.2.16에서는 다짐 분야로서 구성체계는 적용범위, 시공 등 2개의 절로 구성되어져 있으며, 특히 다짐에 대한 기준 등 시공에 필요한 기준들에 대하여 기술되어져 있다.

표 2.2.14 땅깎기 분야의 구성체계

제 2 장 토공	5. 땅깎기	가. 적용범위
		나. 시공
		1) 일반사항
		2) 지층분류 및 비탈면 기울기
		3) 재료의 활용
		4) 여굴
		5) 불량재료의 처리
		6) 측구 터파기
		7) 발파
		8) 브레이커 및 무진동 파쇄
		9) 선균열 공법
		10) 미진동 발파공법
		11) 노반에서의 깎기구간
		12) 마무리
		13) 시공중 표면수, 용수처리 및 노면보호
		14) 토취장
		15) 사토

표 2.2.15 흙쌓기 분야의 구성체계

제 2 장 토공	6. 흙쌓기	가. 적용범위 1) 땅깎기, 토취장 깎기(중략)~ 적용한다. 2) 본 작업에서는 흙쌓기할 장소의 준비(중략)~된다. 3) 흙쌓기 작업은 크게 나누어 (중략) ~작업을 말한다.
		나. 재료 1) 본 공사의 흙돋기에 사용되는 재료 (중략)~원칙으로 한다. 2) 터널 버럭처리에서 발생된 암석을 (중략)~원칙으로 한다. 3) 발생 암버럭 중에서 (중략) ~ 승인을 받아야 한다.
		다. 시공 1) 일반사항 2) 층따기 3) 한쪽깎기, 한쪽 돋기(횡단면 처리) 4) 깎기, 돋기의 접속부(종단면 처리) 5) 한쪽깎기, 한쪽쌓기 접속부 6) 깔기 7) 시공중 배수 8) 유용토 처리 9) 흙운반 10) 암성토

표 2.2.16 다짐 분야의 구성체계

제 2 장 토공	7. 다짐	가. 적용범위
		나. 시공 1) 일반사항 2) 함수량 조절 3) 다짐의 범위 4) 다짐의 기준 5) 시험시공 6) 다짐장비 7) 층두께 관리재

표 2.2.17에서와 같이 강화노반 분야의 구성체계는 앞서 언급한 내용과는 달리 총 7개로 구성되어져 있으며, 내용은 강화노반 규격, 형상, 재료 및 관리기준, 원지반개량, 배수자갈 및 배수관, 시공, 검사로 세분하여 기술되어져 있다.

표 2.2.17 강화노반 분야의 구성체계

제 2 장 토공	12. 강화노반	가. 강화노반 규격 1) 강화노반 폭 2) 세부사항은 표준횡단면도 및 설계도서 참조
		나. 강화노반 형상
		다. 강화노반 사용재료 및 관리기준
		라. 원지반개량 1) 깎기한 후 원지반을 다져도 (중략) ~원지반을 개량해야한다. 2) 원지반 개량폭은 (중략)~시공하여야 한다. 3) 깎기한 원지반 지지력계수 (중략)~ 균질하게 다져야 한다.
		마. 배수자갈 및 배수관 1) 배수자갈 설치기준 2) 배수관 설치기준
		바. 시공 1) 입도조정부순돌은 재료의 균질성 (중략) ~하여야 한다. 2) 고로기는 한층의 두께를 15cm 이하로 (중략) ~충분히 다짐한다.
		사. 검사 1) 상부 노반면 및 쇄석강화노반 마무리 (중략) ~ 위치에 실시한다. 2) 다짐도 검사는 선로연장 약 100m 마다 (중략) ~최종마무리면으로 한다.

1.4.3 고속철도공사 전문시방서(노반편, 03.04)

고속철도공사 전문시방서(노반편)은 2003년 4월에 개정되었으며, 건설사업초기 외국기술진의 자문을 받아 작성한 공사시방서로 시공을 하였으나, 그 동안의 건설과정에서 겪은 개선사항 및 경험을 통하여 축적된 건설 노하우를 바탕으로 새로운 공사기준 체계에 맞추어 개정된 전문시방서이다.

본 "고속철도공사 전문시방서(노반편)"은 시설물별 표준시방서를 기본으로 고속철도 노반공사의 전공종을 대상으로 하여 공사의 시공 또는 설계 등 설계자가 작성하는 공사시방서의 작성에 활용하기 위한 종합적인 시공기준이다. 본 전문시방서의 구성체계는 건설교통부 제정 「공사시방서 작성요령(99.01)」에서 제시한 체계를 기본으로 하여 고속철도 노반공사의 특성에 적합하게 분류하였다.

표 2.2.18 철도공사 전문시방서(2003) 구성목차

제1장 총칙	1-1 공사일반 1-2 관리 및 행정 1-2-1 공사관리 및 조정 1-2-2 공무행정 및 제출물 1-3 자재관리 1-4 품질보증 및 관리 1-5 안전·보건 및 환경관리 1-6 가설공사 1-7 준공	제3장 지반개량공사	3-1 치환공 3-1-1 굴착치환공 3-1-2 강제치환공 3-2 압밀촉진공 3-2-1 샌드드레인공 3-2-2 페이퍼드레인공 3-2-3 팩드레인공 3-2-4 모래다짐말뚝공 3-2-5 샌드매트 포설공 3-2-6 선행재하공 3-3 다짐공 3-3-1 동다짐공 3-3-2 바이브로플로테이션공 3-4 고결공 3-4-1 약액주입공 3-4-2 표층안정처리공 3-5 지하수위 저하공 3-5-1 심정공 3-5-2 웰포인트공 3-5-3 진공심정공 3-6 계측관리
제2장 측량 및 지반조사	2-1 측량 2-2 지반조사 2-2-1 지반조사 및 시험 2-2-2 물리탐사 2-3 입지환경조사		

표 2.2.18 철도공사 전문시방서(2003) 구성목차(계속)

제4장 토공사 및 조경공사	4-1 벌개제근 및 표토제거 4-2 기존구조물 철거 4-3 흙깎기 및 터파기 4-3-1 흙깎기 4-3-2 터파기 4-4 흙쌓기 및 되메우기 4-5 구조물 접속부 4-6 강화노반 4-7 비탈면 보호공 4-7-1 격자블록 4-7-2 돌쌓기 4-7-3 흙비탈면 보강 4-7-4 암비탈면 보강 4-8 조경공사 4-8-1 잔디식재 4-8-2 수목식재 4-8-3 비탈면 녹화	제7장 배수공사	7-1 철근콘크리트 암거 7-2 배수용 소구조물 7-3 콘크리트 배수관 7-4 맹암거 7-5 지수판
		제8장 강교제작 및 가설	8-1 제작준비 8-2 제작 8-3 용접 8-4 볼트연결 8-5 도장 8-6 조립 및 설치 8-7 상부슬래브공
제5장 구조물기초공사	5-1 직접기초 5-2 기성말뚝 기초 5-3 현장타설콘크리트 말뚝 5-4 케이슨 기초 5-5 시험말뚝박기 및 재하시험	제9장 교량공사	9-1 교량상부 가설공 9-1-1 F.S.M 9-1-2 M.S.S 9-1-3 P.S.M 9-1-4 F.C.M 9-2 교량부속시설공 9-2-1 교량받침 9-2-2 교량난간 9-2-3 교면방수 9-2-4 교량배수 9-2-5 신축이음장치 9-2-6 교량방호시설
제6장 콘크리트공사	6-1 콘크리트 생산 및 타설 6-1-1 일반콘크리트 6-1-2 서중콘크리트 6-1-3 한중콘크리트 6-1-4 유동화콘크리트 6-1-5 수밀콘크리트 6-1-6 팽창콘크리트 6-1-7 고강도콘크리트 6-1-8 매스콘크리트 6-1-9 수중콘크리트 6-2 프리스트레스트콘크리트 6-4 철근의 가공 및 조립	제10장 포장공사	10-1 동상방지층 10-2 보조기층 10-3 입도조정기층 10-4 경하중 포장 10-4-1 아스팔트콘크리트 포장 10-4-2 시멘트콘크리트 포장

표 2.2.18 철도공사 전문시방서(2003) 구성목차 계속

제11장 운행선근접공사	11-1 운행선근접 토공사 11-2 운행선근접 교량공사 11-3 운행선근접 터널공사 11-4 사고시 긴급조치	제13장 기타공사	13-1 방음벽 13-2 낙석방지책 13-3 콘크리트용 골재 13-4 전기설비 부대공사
제12장 터널공사	12-1 터널굴착 12-2 터널지보공 12-2-1 강지보재 12-2-2 숏크리트 12-2-3 록볼트 12-2-4 철망 12-2-5 터널보조공법 12-3 콘크리트 라이닝 12-4 터널배수 및 방수 12-4-1 터널배수 12-4-2 터널방수 12-5 갱문, 수직구 및 사갱 12-5-1 터널개착 및 갱구부 12-5-2 수직갱 및 사갱 12-6 터널계측 12-7 터널설비		

가. 제4장 토공사 및 조경공사

본 연구에서는 토공사를 중심으로 노반관련기준을 정립을 목적으로 하기 때문에 고속철도공사 전문시방서에 구성된 것 중에서 제4장 토공사 및 조경공사를 중심으로 분석하였다. 특히, 흙쌓기분야와 땅깎기분야에 대하여 기술하였다. 표 2.2.19에서와 같이 제4장 토공사 및 조경공사의 구성은 총 8개로 구성되어져 있으며, 이 연구에서는 「4-3 땅깎기 및 터파기」와 「4-4 흙쌓기 및 되메우기」, 「4-6 강화노반」에 대하여 기술하였다.

제4장 토공사 및 조경공사에서 4-3 땅깎기 및 터파기 분야로 표 2.2.19와 같은 구성체계로 이루어져 있다.

표 2.2.20은 「흙쌓기 및 되메우기」의 구성체계로 일반사항, 재료, 시공으로 3개의 절로 구성되어져 있으며, 세부적인 내용은 표에 나타내었다.

표 2.2.21은 「강화노반」의 구성체계는 일반사항, 재료, 시공으로 3개의 절로 구성되어져 있으며, 세부적인 내용은 표에 나타내었다.

표 2.2.19 땅깍기 및 터파기 구성목차

제4장 토공사 및 조경공사	4-3 땅깍기 및 터파기	4-3-1 땅깎기	1. 일반사항 1.1 적용범위 1.2 제출물 1.3 운반, 보관, 취급 1.4 환경요구사항 1.5 땅깍기 토질의 분류
			2. 재료 내용없음
			3. 시공 3.1 시공조건 확인 3.2 작업준비 3.3 시공기준 3.4 비탈면 땅깍기 3.5 브레이커 및 미진동 파쇄 3.6 여굴 3.7 재료의 활용 3.8 사토 3.9 토취장 3.10 시공중 표면수, 용수처리 및 노면보호 3.11 마무리 3.12 시공허용오차 3.13 현장품질관리
		4-3-2 터파기	1. 일반사항 1.1 적용범위 1.2 참조규격 1.3 용어의 정의 1.4 제출물
			2. 재료 2.1 엄지말뚝 및 널말뚝 2.2 흙막이벽 2.3 그라운드 앵커 2.4 록볼트
			3. 시공 3.1 시공조건 확인 3.2 작업준비 3.3 줄파기 3.4 터파기 3.5 널말뚝 공법 3.6 엄지말뚝+흙막이판 공법 3.7 주열식 벽체공법 3.8 소일시멘트벽체 공법 3.9 지하연속벽 공법 3.10 따장, 버팀목, 중간말뚝 3.11 그라운드 앵커 3.12 록볼트 3.13 계측관리 3.14 해체 및 철거

표 2.2.20 흙쌓기 및 되메우기 구성목차

제4장 토공사 및 조경공사	4-4 흙쌓기 및 되메우기	1. 일반사항 1.1 적용범위 1.2 참조규격 1.3 제출물 1.4 품질보증 1.5 환경요구사항
		2. 재료 2.1 흙쌓기 재료 2.2 되메우기 재료 2.3 장비 2.4 자재품질관리
		3. 시공 3.1 시공조건 확인 3.2 작업준비 3.3 시공기준 3.4 층따기 3.5 땅깍기, 흙쌓기 접속부 3.6 포설 3.7 시공중 배수 3.8 암성토 3.9 다짐 3.10 되메우기 및 뒷채움 3.11 흙쌓기부의 보호 3.12 시공허용오차 3.13 현장품질관리

표 2.2.21 강화노반 구성목차

제4장 토공사 및 조경공사	4-6 강화노반	1. 일반사항 1.1 적용범위 1.2 참조규격 1.3 제출물 1.4 품질보증 1.5 운반, 보관, 취급 1.6 환경요구사항
		2. 재료 2.1 강화노반 재료 2.2 장비 2.3 자재 품질관리
		3. 시공 3.1 시공조건 확인 3.2 시공기준 3.3 시공허용오차 3.4 현장품질관리

2. 국외

2.1 AREA(American Railroad Engineering Association)

미국에서 철도건설을 위한 설계기준은 대부분 AREMA(American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association)의 시공기준에 준하여 철도건설을 하고 있다. 본 매뉴얼은 1905년과 1907년 발간되었으며, 이후 여러 차례 개정을 거듭하여 현재 2005년도 최신판이 CD로 판매되고 있다. 본 연구에서는 2005년도 에 개정된 내용을 중심으로 기술하였다. AREMA는 총 4권(Volume)으로 구성되어져 있으며 Volume 1은 궤도분야, Volume 2 구조물분야, Volume 3 사회기반시설과 승객, Volume 4 시스템관리 로 구성되어져 있다. 우리나라에서 토공분야와 가장 유사한 분야는 「Volume 1 Track」 부분의 Chapter 1 Roadway and Ballast 부분이다. Chapter 1의 구성목차는 아래 표 2.2.22와 같다.

표 2.2.22 미국철도협회(AREA)의 설계기준(Chapter 1 Roadway and Ballast)

Volume 1 Track	CHAPTER 1 Roadway and Ballast	Part 1 Roadbed	1.1 Exploration and Testing 1.1.1 General(2000) 1.1.2 Preliminary Exploration(2000) 1.1.3 Detailed Geotechnical Exploration in soil(2000) 1.1.4 Detailed Geotechnical Exploration in Rock(2000) 1.1.5 Construction Material Sources(2000) 1.2 Design 1.2.1 General(2002) 1.2.2 Cuts(2002) 1.2.3 Fills(2002) 1.2.4 Drainage(2003) 1.3 Construction 1.3.1 General(2005) 1.3.2 Contract Documents(2005) 1.4 Maintenance 1.4.1 Maintenance of Roadbed(1988) 1.4.2 Maintenance of Rock slopes(1976) 1.4.3 Maintenance of Earth slopes(1976) 1.4.4 Widening of Cuts(1976) 1.4.5 Drainage and Erosion Control(2003) 1.4.6 Methods of Opening Snow Blockades(1976)
Volume 1 Track	CHAPTER 1 Roadway and	Part 2 Ballast	2.0 Substructure Introduction 2.0.1 Description(1991)

	Ballast		2.0.2 Nomenclature(1991) 2.1 Design 2.1.1 Track Substructure Design(1991) 2.2 Scope(1991) 2.3 Materials 2.3.1 Types of Materials(1991) 2.4 Property Requirements 2.4.1 Physical Analysis(1991) 2.4.2 Chemical Analysis(1988) 2.4.3 Limiting Test Values(1997) 2.4.4 Gradations(1988) 2.4.5 Ballast Materials for Concrete Tie Track Installation(1988) 2.5 Production and Handling 2.5.1 General(1988) 2.6 Loading(1988) 2.7 Inspection(1988) 2.8 Sampling and Testing 2.8.1 General(1988) 2.9 Measurement and Payment 2.9.1 General(1988) 2.10 Maintenance Practices 2.10.1 Methods of Unloading and Distributing Ballst 2.10.2 Replacement of Ballast and In-Track Cleaning 2.10.3 Commentary(1998) 2.10.4 Ballast Gradation(1988) 2.11 Sub-ballast Specifications 2.11.1 General(1996) 2.11.2 Design(1996) 2.11.3 Testing(1996) 2.11.4 Construction of Sub-ballast Section(1996) 2.11.5 Production and Handling 2.11.6 Inspection(1996) 2.11.7 Measurement and Payment(1996)

2.2 UIC(Union of the International Code)

세계철도연맹(UIC)에서 규정하고 있는 UIC Code는 Chapter 1 ~ 9 까지, 총 9개의 대분류로 구성되어 있으며, 각각의 대분류에서는 해당 대분류에 따라 X0 ~ X9 까지 중분류와 그 안의 세세한 소분류로 이루어져 있다.

UIC Code의 Chapter 1 ~ 3 까지는 경영 및 재정 등에 관한 분야로서 철도 기술

과는 직접적인 관련이 없고 Chapter 4 부터 철도 기술에 대한 분야로서 각각의 내용은 다음과 같다.

- Chapter 4 : Operating(including RIV and RIC Regulation) 운행
- Chapter 5 : Transport Stock 수송 차량
- Chapter 6 : Traction 추진
- Chapter 7 : Way and Works 선로와 작업
- Chapter 8 : Technical Specifications 기술사양
- Chapter 9 : Information Technology, Miscellaneous 정보기술 및 기타

(1) Chapter 4 : Operating(including RIV and RIC Regulation) 운행

4장은 운행에 관련된 규정으로서 여객 및 화물에 대한 일반내용과 철도차량, 운행서비스 시설, 국제철도운행에 있어서의 역, 선로 및 정보교환, 운행에 관련된 안전규칙 등에 대한 규정이다.

(2) Chapter 5 : Transport Stock 수송 차량

5장은 수송 차량에 관련된 규정으로서 주행 및 현가장치, 완충기와 견인장치, 차체, 제동장치, 전력 공급장치 등 차량의 주요 구성품에 관련된 규정과 객차 및 유/무개화차 등에 대한 규정이다.

(3) Chapter 6 : Traction 추진

6장은 철도차량의 동력원인 전기 및 디젤 추진, 기타 방식들에 대한 규정이다.

(4) Chapter 7 : Way and Works 선로와 작업

7장은 선로 시설물들인 선로의 부설과 유지보수, 선로 구조물, 건널목, 신호 및 통신 설비, 원격 제어 설비들에 대한 규정이다.

(5) Chapter 8 : Technical Specifications 기술사양

8장은 주행기어, 서스펜션, 완충기 및 견인기어, 제동장치, 동력차 및 그 구성품, 선로 구조물 및 전기 추진을 위한 구조물 등에 대한 규정이다.

(6) Chapter 9 : Information Technology, Miscellaneous 정보기술 및 기타

9장은 철도 관련 정보기술에 대한 내용으로서 각종 문서, 원거리 데이터 전송 및 처리, 코딩, 직원 등에 대한 규정이다.

본 연구에서는 토공분야에 대한 Chapter 7장 Way and Works 의 기준을 중심으로 기술하였다. Chapter 7장의 Code 는 아래와 같다.

표 2.2.23 UIC Code 7의 구성 체계

Chapter 7 Way and Works	70	General characteristics of lines
	71	Laying and maintenance track
	72	Laying and maintenance track(continuation)
	73	Signalling and interlocking
	74	Buildings
	75	Telecommunications
	76	Level crossing
	77	Structural works
	78	Remote control installations
	79	Miscellaneous

궤도 및 노반분야에서 가장 유사한 분야는 "71"분야로서 세부항목은 아래 표 2.2.24와 같다.

표 2.2.24 71 Laying and Maintenance Track(선로와 작업)의 구성 체계

번호	세부항목
711	Geometry of points and crossing with UIC rails permitting speeds of 100km/h or more on the diverging track (분기궤도상에서 100km/h 이상의 속도를 허용하는 UIC 레일을 가지는 건널목과 전철기의 배치)
712	Rail defects(레일 결함)
714	Classification of lines for the purpose of track maintenance 궤도 유지보수를 위한 선로의 분류
715	Factors affecting track maintenance cost - Their relative importance 궤도 유지보수 비용에 영향을 끼치는 요인 - 상대적 중요성
715-1	Application of digital analysis of track geometry in planning tamping and lining operations 궤도 유지보수 관리에 있어서 디지털 분석의 적용
715-2	Recommendation for management of rails 레일 유지보수를 위한 권고
716	Maximum permissible wear profiles for switches 최대 허용 가능한 스위치의 노후도
717	Recommendations for the design of bridges to satisfy track requirements and reduce noise dimensions 궤도 요구조건을 만족하고 소음감소를 위한 교량 설계 권고
718-1	Criteria to be taken into consideration when approving mechanical track maintenance equipment 기계적인 궤도 유지보수 장비를 사용할 때 고려해야 되는 기준
718-2	Criteria to be taken into consideration when approving tamping and lining machines for plain track 궤도 유지보수시 고려해야 되는 기준
718-3	Criteria to be taken into consideration when approving tamping and lining machines for points and crossing 건널목과 전철기를 위한 유지보수시 고려해야 되는 기준
718-4	Guidelines for the measurement of noise emitted by track machines 궤도장치로 방사되는 소음 측정을 위한 지침
719	Earthworks and trackbed construction for railway lines 철도 선로를 위한 토목공사와 궤도공사

표 2.2.25 UIC code 719에서 제시된 토공과 선로의 설계구성목차

(Earthworks and track-bed layers for railway lines)

719 Earthworks and track-bed layers for railway lines (철도에서의 토공과 선로)	0 General	
	1 Terminology and Classification of soils and subgrade (흙과 노상토의 분류와 전문용어)	1.1 Definitions(정의) 1.2 Geotechnical Classification(지반분류) 1.3 Classification of Subgrade according to bearing capacity(지지력에 의한 노상분류) 1.4 Frost-susceptibility of soils(동상받기 쉬운 흙)
	2. Earthworks and track-bed for new lines (신설선에서의 토공과 선로)	2.1 Geotechnical and hydrogeological studies(지반공학 및 수리학적 특성) 2.2 Suitability of soil for re-use(재활용토의 적절성) 2.3 Design and construction of earthwork(토공설계 및 시공 2.4 Composition and thickness of the track-bed layers to give the desired bearing capacity(지지력을 만족하기 위한 선로의 두께 및 구성) 2.5 Protection against frost(동상보호) 2.6 Mechanical properties of materials used for track-bed layers(선로의 노반재료의 역학적 특성) 2.7 Control of compaction(다짐관리) 2.8 Drainage of subgrades(노상토의 배수) 2.9 Special Construction materials and procedures (특별시공의 예와 절차)
	3. Maintenance of earthworks and trackbed layers on existing lines (기존선에서의 토공과 선로의 유지보수)	3.1 General maintenance(일반적인 유지보수) 3.2 Maintenance of earthworks(토공의 유지보수) 3.3 Maintenance of track-bed layers(선로의 유지보수) 3.4 Vegetation control(식생)

2.3 일본

토구조물은 재료의 입수, 시공 용이성에 의한 경제성, 보수의 간편성 등의 점에서 종래부터 철도 구조물로서 많이 이용되어 왔다. 그러나 토구조물은 침하나 법면의 붕괴 등 보수, 방재 상의 면에서 문제로 되는 점이 많고 열차속도·밀도의 증가에 의한 보수 주기의 감소 및 노동력확보 곤란 등, 보수를 전제로 하는 구조물의 채용이 기피되는 정세로부터, 차제에 고가교, 교량 등의 콘크리트 구조물이 많이 이용되게 되었다. 이와 같은 시대 배경으로부터 토구조물도 보수·방재의 면에서 적극적으로 수고를 들 수 있게 한다는 요청에 따른 표준으로서 1978년에 「건조물설계표준 토구조물」(구 토구조물 표준)이 국철에 의해 제정되었다.

표준 제정 후 10년 이상 경과하여 그사이 지오텍스타일을 이용한 보강토공법, 각종 지반 개량 공법 등, 신기술이 개발되어 그러한 것을 도입할 필요성이나 시공실적 및 시공후의 사용상황의 실적 축적 등에 의한 설계, 시공법의 수정(강화노반의 법면공 등)의 필요성이 생겨났다. 이와 같은 경위에 의해 운수성의 지도를 토대로 1988년 1월, 철도 총합 기술연구소에 「토구조물 설계 표준에 관한 위원회」가 설치되어 4년에 걸쳐 토구조물의 설계 방법에 대해서 검토를 거듭하여 왔다. 일본철도총합기술연구소(RTRI)에서 발간되고 있는 동해설 자료는 총 10권으로 구성되어져 있다.

050 － SI單位版 (土構造物)

051 鐵道構造物等設計標準 · 同解說 SI單位版 (コンクリート構造物)

052 鐵道構造物等設計標準 · 同解說 SI單位版 (鋼 · 合成構造物)

053 鐵道構造物等設計標準 · 同解說 SI單位版 (基礎構造物 · 抗土壓)

054 鐵道構造物等設計標準 · 同解說 SI單位版 (シールドトンネル)

055 鐵道構造物等設計標準 · 同解說 SI單位版 (鋼とコンクリートの複合構造物)

056 鐵道構造物等設計標準 · 同解說 (耐震設計)

057 鐵道構造物等設計標準 · 同解說 (省力化軌道用土構造物)

058 鐵道構造物等設計標準 · 同解說 (開削トンネル/ 附屬資料：掘削土留め工の設計

059 鐵道構造物等設計標準 · 同解說 (都市部山岳工法トンネル)

2.3.1 철도구조물등 설계표준·동해설(토구조물)

앞서 언급한바와 같이 철도구조물등 설계표준·동해설(토구조물)은 1988년에 토구조물 설계표준에 관한 위원회가 설치되고 4년간에 개정된 내용이다. 동해설에 구성체계는 표 2.2.26과 같다. 토구조물 동해설의 특징은 앞부분은 일반 시방서와 같이 각각 장으로 구성되어져 있으며 기준 등을 기술하였으며, 뒷부분에 참고자료를 추가하여 설계자가 앞부분에 제시된 기준들을 세부적으로 활용할 수 있도록 참고자료를 수록하였다. 참고자료는 총 41개의 자료로 구성되어져 있다. 이는 우리나라의 설계 편람과 유사한 기능을 하고 있다.

표 2.2.26 철도구조물등 설계표준·동해설(토구조물) 구성체계

제1장 총칙	1.1 총칙 1.2 조사 1.3 설계 1.4 부속구조물
제2장 성토	2.1 성토일반 2.2 성토와 기타 구조물의 접속부 2.3 성토와 구조물의 접속부 2.4 연약지반상의 성토 2.5 성토의 배수공 2.6 성토의 구배 시공
제3장 절토 및 절취	3.1 절토 및 절취의 일반 3.2 절토 및 절취의 배수공 3.3 절취의 구배시공
제4장 노반 및 노상	4.1 노반일반 4.2 토노반 4.3 강화노반 4.4. 기타 노반 4.5 절취, 절지 및 저성토의 노상
제5장 보강토	5.1 보강토일반 5.2 테르아르메 5.3 보강성토

제 3 절 국내·외 강화노반 두께 산정 설계 방법

1. 국내 강화노반 두께 산정 방법

고속철도 도입과 함께 등장한 강화노반은 상부노반에서 가장 중요한 층으로 열차하중을 직접 받으며 상부노반으로 하중을 분산시키는 역할을 한다. 강화노반의 구조와 용어는 고속철도와 일반철도가 다르며 고속철도의 경우 입도조정 층(최대입경 125mm)과 보조도상(38mm) 모두 포함한 두께를 강화노반이라 부르며, 반면 일반철도에서는 강성이 큰 재료로 이루어진 단일 층을 강화노반이라고 정의하고 있다. 이러한 용어와 구조적 차이는 국내 설계기준서의 모델이 된 외국 기준을 그대로 적용하면서 고속철도와 일반철도가 다르게 적용된 것으로 판단된다. 사용재료의 최대입경으로 볼 때 보조도상은 일반철도의 강화노반 층과 같은 기능이며, 입도조정층은 동상방지층의 기능을 수행하는 것으로 보면 된다.

이러한 강화노반 층에 사용되는 재료는 강성과 양호한 입도를 가지고 있는 고급재료로 토공 건설 공사비의 중요한 비중을 차지한다. 따라서 구조적으로 안정성을 확보하고 경제적인 강화노반 두께로 시공하는 것은 매우 중요하다. 국내 강화노반 두께는 상부노반에서의 평판재하시험으로부터 구한 지지력 계수의 결과로 두께를 결정하고 있다. 즉, 강화노반 두께를 결정하기 위하여 설계시점에서 예상되는 교통하중, 사용재료의 응력-변형특성, 궤도형식 등을 고려하지 않고 시공관리를 통해 강화노반 두께를 결정하고 있다. 앞서 언급한 바와 같이 국내 설계 방법은 사양중심의 설계 방법으로 시공기준에 언급된 재료 및 공법을 정해진 절차에 의해 시공하는 방식이다. 즉, 설계에 대한 기본 이론은 있지만 복잡한 절차를 간략화 시켜 시공 측면에서 두께를 결정하도록 하고 있다.

외국의 경우에는 사양 설계 방법을 도입하기 위해 많은 실험적 연구와 현장실험을 통해 면밀히 관찰하고 분석하여 설계하고 있다. 따라서 국내 건설 환경과 다른 조건에서 작성된 외국기준을 그대로 답습할 경우 설계 값이 과대, 또는 과소 되는 정도를 정량적으로 파악되기 어려운 현실이다. 이러한 예로서 국내에서는 아스팔트 콘크리트층이 없지만 일본의 경우에는 강화노반 상부에 아스팔트 콘크리트층(5cm)을 포설하여 강화노반 재료의 외부환경으로부터 보호하고 그 성능이 최대한 유지

될 수 있도록 설계하고 있다. 또한 아스팔트 콘크리트 층이 균열 또는 파괴가 되지 않는 최소 두께로 강화노반 두께를 설계하고 있다. 따라서 이러한 국내외 철도 건설 환경이 다른 점을 충분히 이해하고 그에 상응하는 강화노반 두께를 결정하여야 할 것으로 판단된다.

앞서 언급한바와 같이 국내 강화노반 두께 산정 방법은 경험적인 수치로서 교통하중, 선로등급 등을 고려하지 않고 일률적으로 강화노반 두께를 결정하고 있으며, 설계자 입장에서는 사용이 편리하나 역학적 거동을 전혀 반영하지 못하고 있기 때문에 합리적인 설계 방법이라고 할 수 없다. 그 이유는 강화노반 두께를 결정하는 인자가 평판재하시험에 의해 결정되어지는데 노반의 소성변형 등 장기 거동에 따른 영향을 고려하지 못할 뿐 아니라 암성토 적용 시 부정확한 값을 제시할 수 있기 때문이다. 또한 실제 하중이 아닌 축소하중을 이용한 실험값이기 때문에 구조적인 문제점도 안고 있다. 따라서 이러한 일련의 과정을 고려하여 국내 성토재료의 특성, 하중조건, 열차속도 등을 고려하여 새로운 강화노반 두께를 결정할 수 있는 모델 개발이 시급히 이루어져야 할 것으로 판단된다.

1.1 일반철도 강화노반 두께 산정방법

일반철도의 경우 표 2.3.1에서와 같이 상부노반의 지지력과 레일의 이음 유무에 따라 강화노반 두께를 결정하고 있다. 레일의 이음에 따라 장대레일과 이음매 레일로 표 2.3.1에서와 같이 약 10cm~30cm 차이를 보이고 있으며, 노반재료에 따라 10cm 정도의 차이를 보이고 있다. 노반에 발생되는 하중의 크기는 이음레일과 장대레일이 다르기 때문에 이를 고려하여 강화노반 두께를 다르게 적용한 것으로 판단된다. 표에서 제시하고 있는 강화노반 최소두께와 최대두께는 15cm, 65cm로 그 차이가 무려 50cm 이다. 즉, 강화노반 두께 증가는 공사비의 증가로 생기기 때문에 실제로는 시공할 때 가장 좋은 조건으로 시공하여 구조적으로 안정하고 경제적인 최소 강화노반 두께로 시공하고 있다.

표 2.3.1 국내 일반철도 설계 기준에서 제시하고 있는 강화노반두께

상부노반조건	쇄석 또는 고로슬래그쇄석	배수층	수경성입도조정 고로슬래그쇄석	배수층
흙쌓기(k_{30}>11kgf/cm^3)	20/35	0	15/25	0
흙쌓기(7<k_{30}<11kgf/cm^3)	35/65	0	25/50	0
땅깍기, 평지(k_{30}>11kgf/cm^3)	20/35	15	15/25	15
땅깍기, 평지(7<k_{30}<11kgf/cm^3)	35/65	15	25/50	15

(일반, 철도설계기준, 장대레일/이음레일)

1.1.1 설계이론

일반철도에서의 강화노반 두께는 Barber의 2층계 탄성해석을 기본으로 노반두께를 결정하고 있다. 노반두께를 구하는 방법으로 상부노반과 하부노반으로 이루어진 2층계 탄성지반의 표면에 인접 대차의 8개 윤중으로 이루어진 연행하중이 작용할 때 노반 표면에서 발생되는 최대 변형량 2.5mm이하가 되도록 설계하는 것이다. 노반두께를 구하는 방법은 3차원 FEM에 의해서 구한 계산이 정밀하지만 시간적으로 제약을 많이 받기 때문에 그림 2.3.1에 나타낸 바와 같이 근사해로서 Boussinesq의 탄성이론을 이용한 Barber의 탄성해를 이용하여 윤중에 의한 노반의 두께를 구하는 것으로 하였다. 8개의 연행하중에 의한 노반두께의 해가 얻어지도록 Barber의 탄성해에 의한 처짐량이 같아지는 하중으로 하며, 보정은 3차원 FEM해석에서의 처짐량과 Barber의 탄성해에 의한 처짐량이 동일하게 되는 하중으로 보정한다.

2층계 탄성체에 있어서 상부노반에 생긴 변형과 하부노반에 생긴 변형을 상부노반과 하부노반의 경계면에서 연속시키는 방법은 통상 탄성이론으로서 계산하는 것이 곤란하며, Barber의 탄성해와 같이 상부노반과 하부노반으로 이루어진 지반을 1층의 지반으로 변환시키는 근사해로 구할 수 밖에 없다. 또한 흙쌓기, 평지, 땅깎기와 같은 다층으로 해석하는 것은 곤란하다. 장방형 등분포 하중(그림 2.3.2 참조)에 의한 Barber의 탄성해는 식 (2.3.1)으로 나타낼 수 있다. 상부노반의 최대 침하량은 침목 5개로 지지된 하중분포내의 5개의 장방형 등분포 하중에 의해서 생기므로 최대 침하량은 각각의 장방형 등분포 하중에 의한 침하량을 중첩시켜 계산한다.

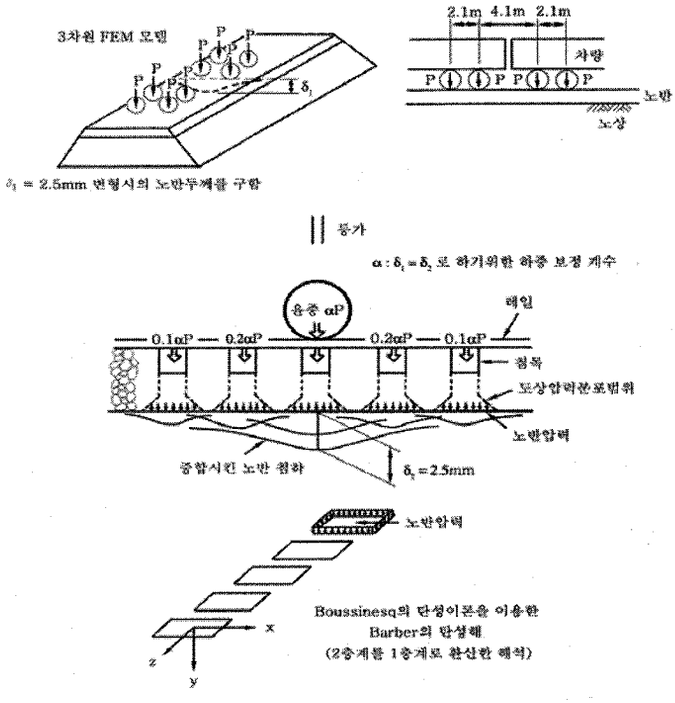


그림 2.3.1 노반두께를 구하는 경우의 FEM 해석과 Barber의 탄성해의 관계[일본철도총합기술연구소, 1992]

$$w_0 = \frac{2bp_0(1-\mu^2)}{\pi E_2}\left\{\left[\log_e \frac{\sqrt{1+m^2+\left(\frac{h}{b}\right)^2\left(\frac{E_1}{E_2}\right)^{2/3}}+m}{\sqrt{1+m^2+\left(\frac{h}{b}\right)^2\left(\frac{E_1}{E_2}\right)^{2/3}}-m} + m\log_e \frac{\sqrt{1+m^2+\left(\frac{h}{b}\right)^2\left(\frac{E_1}{E_2}\right)^{2/3}}+1}{\sqrt{1+m^2+\left(\frac{h}{b}\right)^2\left(\frac{E_1}{E_2}\right)^{2/3}}-1}\right.\right.$$

$$\left.\left. - \frac{1-2\mu}{1-\mu}\,\frac{h}{b}\left(\frac{E_1}{E_2}\right)^{1/3}\tan^{-1}\frac{m}{\frac{h}{b}\left(\frac{E_1}{E_2}\right)^{1/3}\sqrt{1+m^2+\left(\frac{h}{b}\right)^2\left(\frac{E_1}{E_2}\right)^{2/3}}}\right]\left(1-\frac{E_2}{E_1}\right)\right.$$

$$\left. + 2\frac{E_2}{E_1}\left[\log_e(\sqrt{m^2+1}+m) + m\log_e\frac{\sqrt{m^2+1}+1}{m}\right]\right\} \qquad \text{식 2.3.1}$$

여기서, w_0 : 장방형 등분포 하중의 중심점 침하(mm), $2a$: 장방형 등분포 하중의 긴 변, $2b$: 장방형 등분포 하중의 짧은 변, m : a/b, p_0 : 노반 압력(kN/m^2), μ : 포아송비, h : 노반두께(mm), E_1 : 상부노반 변형계수(kN/m^2), E_2 : 하부노반 변형계수(kN/m^2)이다.

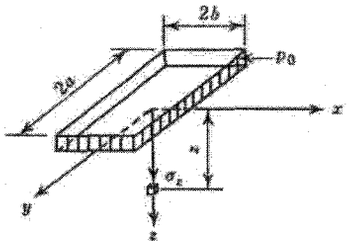


그림 2.3.2 장방형등분포하중에 의한 지중응력계산방법

가. 노반압력 구하는 방법

강화노반의 설계에 이용되는 노반 압력은 궤도 구조, 윤중 크기, 열차 속도 등을 고려하여 그림 2.3.3과 같이 구할 수 있다. 윤중에는 정적 윤중(P_s)와 동적인 주행 윤중(P_d)이 있으며, 주행 윤중는 정적 윤중에 열차 속도의 함수인 속도 충격계수(i)을 곱하여 구할 수 있다. 속도 충격계수는 주행하는 차량의 하중에 의해 발생하는 동역학적 하중 중에서 연직방향하중 성분의 작용을 일괄해서 충격이라 하고 처짐, 또는 응력의 동적인 최대치가 정적인 최대치에 대해 어느 정도 만큼 증가하는가의 비율을 속도충격계수라 한다.

표 2.3.2는 세계 각국에서 적용되고 있는 속도충격계수를 나타내었다. 한국철도의 경우는 AREA의 규정을 적용하고 있다. 속도충격계수는 0.513 V/100으로 된다. 단, 이때 속도충격계수는 최대 0.8로 한다. 또 레일의 강성 등에 의한 하중 분담 효과에 의해 차륜 직하의 침목의 1체결 장치당 하중은 주행 윤중의 약 40%정도(500N 레일과 600N 레일에서도 거의 동일)이다.

도상 압력은 그림 2.3.4에 보인 바와 같은 압력 분포로 된다. 평균 압력 분포는 그림 2.3.5에 보인 바와 같이 도상 두께 150mm까지는 하중 분산이 없고, 150mm이하 깊이에서는 45°로 분산된다. 설계에 있어서의 노반 압력은 차륜 직하의 침목의 1체결 장치당 하중(주행 윤중의 40%의 값)은 도상 압력 분포 면적으로 나누면 구할 수 있다.

표 2.3.2 세계 각국에서 적용되는 충격계수[건설교통부, 1999]

국가	충격계수
일본	$i=0.3(\frac{V}{100})$: 장대레일 $i=0.5(\frac{V}{100})$: 이음레일
독일(아이젠만 교수)	$i=0.3[1.0(1+\frac{V-60}{140})]$
독일(일반철도)	$i=\frac{4.5V^2}{100,000}-\frac{1.5V^3}{10,000,000}$
한국 및 AREA	$i=0.513(\frac{V}{100})$

나. 강화노반의 허용 침하량

「철도구조물등 설계표준·동해설(토구조물)」에서는 강화노반의 허용 침하량을 구하기 위하여 설계 윤중 직하의 침목 아래의 노반 표면의 침하가 2.5mm일 때를 강화노반의 허용 처짐량으로 하였다. 이것은 Palmer와 Barber에 의해서 제안된 도로의 포장 두께를 구하는 방법을 기초로 하였다[일본철도총합기술연구소, 1992]. 도로의 연구에 의하면 아스팔트 포장 표면의 처짐량이 0.5mm를 초과하면 균열 발생이 시작하여 0.6mm이상에서는 모든 포장에 균열이 생기는 것으로 조사되었다. 철도의 경우 침하각은 그림 2.3.6과 같이 구할 수 있으나 침하량을 2.5mm로 하면 종단 방향과 횡단 방향은 각각 $tan\theta_1$=2.5/1,200=0.0021, $tan\theta_2$=2.5/1,350=0.0019로 되어 도로의 허용 침하각(=0.0028) 이내로 된다. 이상과 같이 처짐각의 개념을 검토하여 허용 침하량을 2.5mm로 하였다. 이러한 허용 침하량은 노반이 변형에 의해서 궤도 파괴를 일으키지 않는 최소한의 침하량이다. 그러나 큰 탄성변형은 도상의 유동화를 초래하게 되므로 주의를 요하여야 한다. 참고로 일본의 현장실험와 경험에 의하여 노반의 변형이 4mm이내면 궤도 보수상 문제가 없다는 것이 알려져 있다. 따라서 노반의 탄성변형이 2.5mm 이내로 하면 열차의 승차감 또는 궤도 보수상 문제가 없는 것으로 판단된다. 그림 2.3.3은 철도설계편람(2004)에 수록된 철도하중에 따른 노반에 발생하는 노반압력을 구하는 절차와 이론 식을 정리하였다.

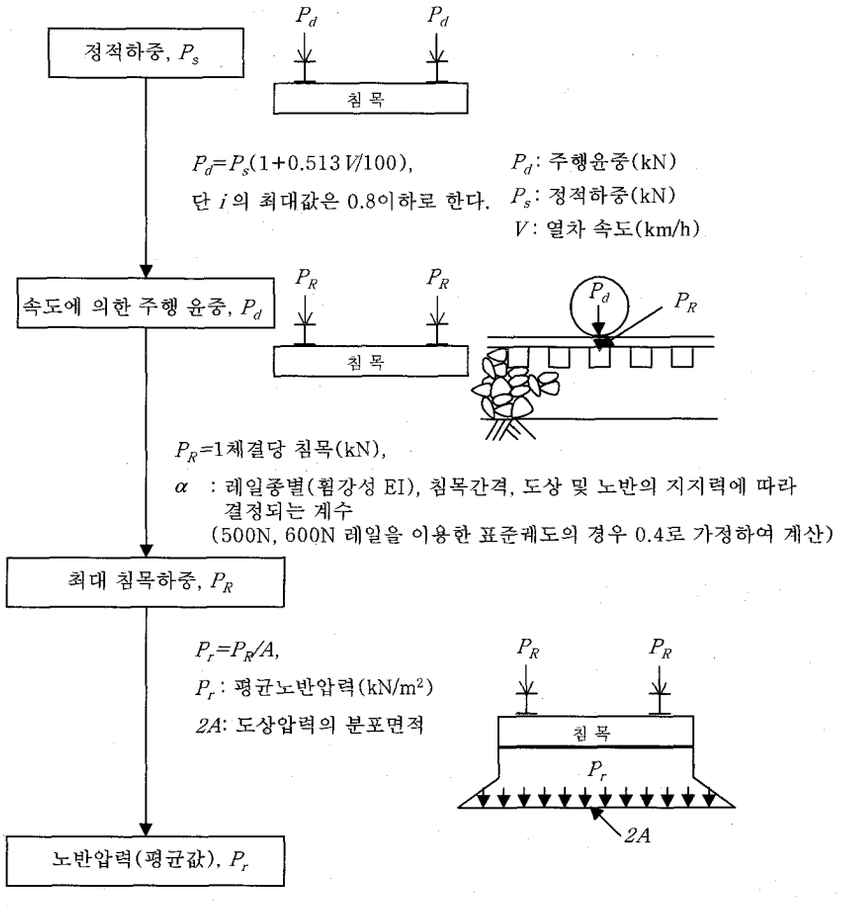


그림 2.3.3 노반압력구하는 방법[일본철도총합기술연구소, 1992]

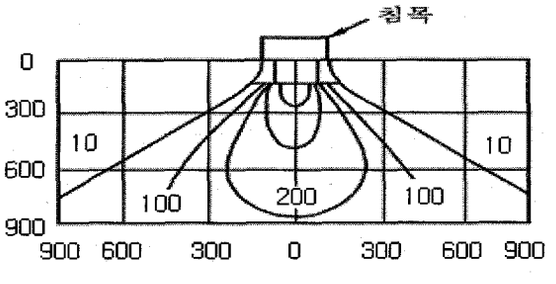
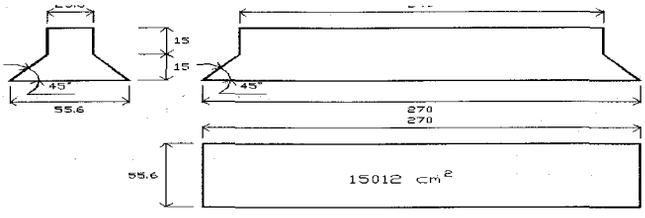
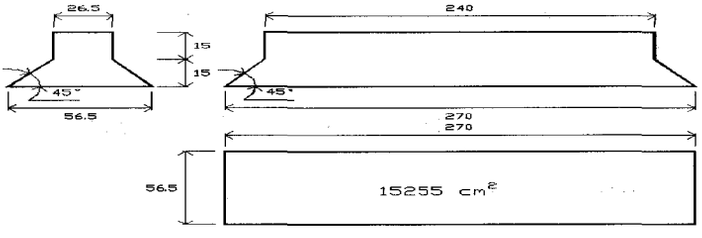


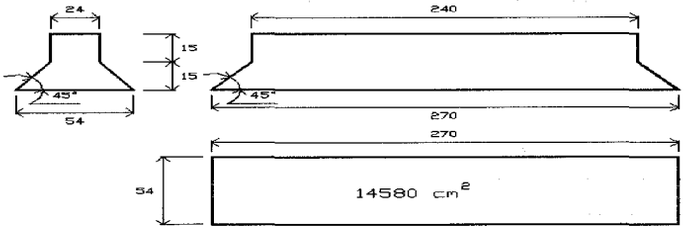
그림 2.3.4 도상내의 압력 등고선(단위 : mm)



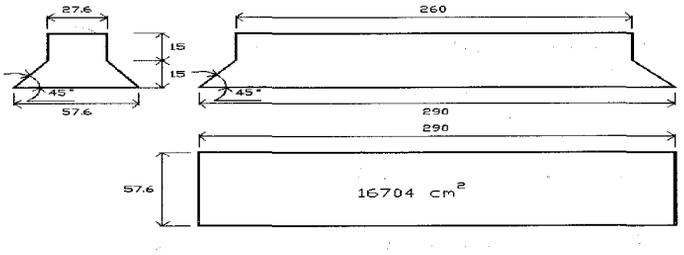
(a) 국철 연속식 (88년 형)



(b) 국철 연속식 (89년 형)



(c) 국철 연속식 (콘크리트 도상용)



(d) 고속철도용 (프리텐션)

그림 2.3.5 침목종류별 도상압력분포 면적

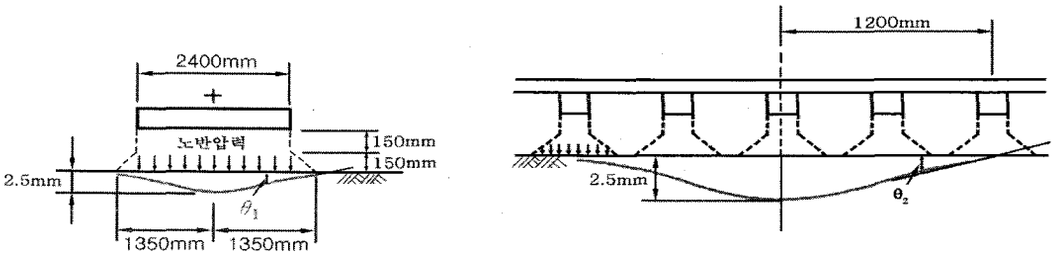


그림 2.3.6 철도의 경우 침하각 구하는 방법[일본철도총합기술연구소, 1992]

[노반압력 계산 예]

① 설계속도: 200km/h ② 축중: 250kN ③ 윤중: 125kN

④ 침목크기: PC침목(170×240×2,500mm) ⑤ 도상두께 : 270mm

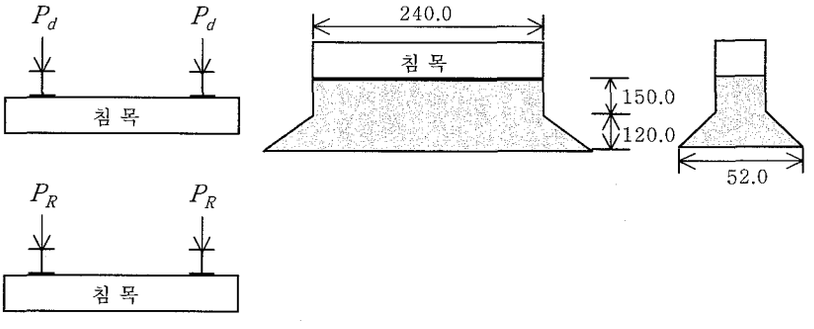


그림 2.3.7 열차하중에 따른 하중분산 노반압력 분산

- 주행윤중(P_d)=P_s(1+0.513 V/100)=125(1+0.8)=125×1.8=225kN

(∵충격계수(i)의 계산값은 1.02이지만, 충격계수(i)의 최대값은 0.8이므로 0.8을 사용한다.)

- 정적윤중(P_R)=aP_d(α≒0.4)=0.4×225=90kN

- 도상압력의 분포면적($2A$)=2.64×0.52m=1.3728/2=0.6864m^2

- 평균노반압력(P_r)=P_R/2A=90kN/0.6864m^2=131.1kN/m^2

1.2 고속철도 강화노반 두께 산정방법

고속철도의 설계기준의 모델은 유럽에서 사용하고 있는 기준으로 제정되었으며 앞서 언급한 바와 같이 입도조정 층과 보조도상을 강화노반이라고 정의하고 있다. 강화노반 구조는 도상자갈 아래에 보조도상이 설치되고 그 아래 입도조정 층을 설치하도록 되어져 있다. 보조도상은 20cm두께로 고정되며 입도조정 층은 상부노반의 지지력에 따라 15~75cm까지 폭넓은 두께로 시공하고 있다. 흙쌓기의 경우 최대 80cm, 본바닥 및 깎기는 최대 65cm로 강화노반 두께를 적용하고 있다. 따라서 흙쌓기와 땅깎기의 경우 상부노반의 지지력에 따라 약 30cm 정도 강화노반 두께 차이를 보이고 있다.

표 2.3.3 고속철도 강화노반 설계기준

종별		강화노반		계(cm)
상부노반조건 \ 재료		보조도상	입도조정층	
흙쌓기	$7 \leq K_{30} < 11 kgf/cm^3$	20	60	80
	$K_{30} \geq 11 kgf/cm^3$	20	30	50
원지반 및 땅깎기	$7 \leq K_{30} < 11 kgf/cm^3$	20	75	95
	$K_{30} \geq 11 kgf/cm^3$	20	45	65
	암반	20	15~25	35~45

2. 국외 강화노반 두께 산정방법

2.1 일본의 강화노반두께 설계방법(K_{30}에 의한 방법)

일본에서의 강화노반 두께는 경험적 기준과 궤도구조, 열차 속도, 노반강도 등의 조건을 이론적 측면을 고려하여 국내에 같이 상부노반의 지지력에 따라 두께를 결정한다. 표 2.3.4와 같이 일반철도는 열차 속도 160km/h 이하에 대응한 노반 구조로 하고 표 2.3.5는 열차 속도 270km/h 이하에 대응하는 노반 구조로 한다. 일본의 경우는 노상 조건에 따라 성토의 경우 20~65cm를 규정하였으며, 절취 및 평지의 경우 배수층을 포함하여 35~80cm로 규정하였다. 국내 강화노반 두께와 비교해 볼 때 거의 유사한 두께로 설계하고 있으나 일본의 경우 아스팔트 콘크리트 층 5cm가 포함되어져 있어 강우에 의해 침투수를 노반 아래로 흘려 내리지 않도록 설계되고 있다. 아스팔트 콘크리트 층은 도상자갈이 노반내의 관입 되어 열차운행 이후 노반이 연약화가 촉진되는 원인을 근본적으로 차단하고 있다. 또한 아스팔트 콘크리트 층은 토공 건설이후 궤도 건설까지 발생되어지는 노반의 평탄성 및 배수를 위한 기울기를 해결할 수 있는 장점이 있다.

표 2.3.4 일본의 일반철도 강화노반두께(장대레일/이음레일)

종 별		쇄 석 노 반			슬 래 그 노 반	
노상조건 \ 재료		아스팔트 콘크리트 (cm)	입도조정 쇄석또는 고로 슬래그쇄석 (cm)	배수층 (모래 등) (cm)	수경성입도 조정고로 슬래그쇄석 (cm)	배수층 (모래 등) (cm)
성토	K_{30}치≧11kgf/cm^3	5/(5)	15/(30)	0/(0)	15/(25)	0/(0)
성토	7≦K_{30}치<11kgf/cm^3	5/(5)	30/(60)	0/(0)	25/(50)	0/(0)
평지·절취	K_{30}치≧11kgf/cm^3	5/(5)	15/(30)	15/(15)	15/(25)	15/(15)
평지·절취	7≦K_{30}치<11kgf/cm^3	5/(5)	30(60)	15/(15)	25/(50)	15/(15)

표 2.3.5 일본의 고속철도 강화노반두께

종 별		쇄 석 노 반			슬 래 그 노 반	
노상조건 \ 재료		아스팔트 콘크리트 (cm)	입도조정 쇄석또는 고로 슬래그쇄석 (cm)	배수층 (모래 등) (cm)	수경성입도 조정고로 슬래그쇄석 (cm)	배수층 (모래 등) (cm)
성토	K_{30}치≧11kgf/cm^3	5	30	0	25	0
성토	7≦K_{30}치<11kgf/cm^3	5	65	0	50	0
평지·절취	K_{30}치≧11kgf/cm^3	5	30	15	25	15
평지·절취	7≦K_{30}치<11kgf/cm^3	5	65	15	50	15

주: ( ) 이음매레일의 경우 강화노반 노반두께

2.2 미국(AREA) 노반두께 설계

미국에서는 강화노반 두께를 결정하기 위하여 여러 이론식을 이용하여 도상두께를 결정하고 있다. 미국철도협회(America Railway Engineering Association, AREA)에서 규정하고 있는데, AREA에서 제안하고 있는 이론식은 도상과 보조도상을 포함한 두께로 이를 자갈층(gravel layer)이라 불린다. 이 층을 구하는 공식으로는 Talbot's Equation, Boussinesq Equation, Love's Formula 등을 이용하여 구하고 있다. 이 중 Talbot's Equation(경험식)을 가장 많이 사용하고 있다(식 2.3.2~2.3.5).

$$P_c = \frac{16.8P_m}{h^{1.25}} \quad : \text{Boussinesq Equation} \qquad \text{식 2.3.2}$$

$$P_c = \frac{6q}{2\pi h^2} \quad : \text{Love's Formula} \qquad \text{식 2.3.3}$$

$$P_c = P_m\left[1-\left(\frac{1}{\left(\frac{r}{h}\right)^2+1}\right)^{3/2}\right] \qquad \text{식 2.3.4}$$

$$P_m = \frac{2q}{A_b} \qquad \text{식 2.3.5}$$

여기서, P_c는 철도하중에 의해 노반에 작용되는 응력 또는 노반의 허용지지력(psi)[미국철도협회 권장치는 25psi] P_m은 철도하중에 의해 침목 저면 혹은 노반 상부에 작용되는 등분포 응력(psi), h는 침목저면에서 노반상부까지의 도상두께(in), q는 침목위에 작용되는 정적하중(lb), r는 한쪽 레일의 하중을 받는 침목의 유효 접지면적을 원으로 등가 환산하였을 때 그 원의 반지름이다.

AREA에서 제시한 식에서는 노반의 지지력 P_c을 최소 25psi ($17.3t/m^2$)로 규정하나 이 값은 하나의 대표치일 뿐 지반조건이 다른 모든 상황에서 적용될 수는 없다. 따라서 흙의 종류와 현장에서의 강성도 상태에 따라 사용하여야 하며 Selig and Waters가 제안한 궤도 하부 노반의 허용지지력을 표 2.3.6의 범위에서 구하여야 한다.

식 2.3.5에서 하중 q는 정적 축하중이므로 차량의 운행속도와 침목의 간격에 따라 달라지는 도상에 가해지는 하중을 고려하기 위해 하중보정계수 C를 사용한다. 하중보정계수는 차량의 통과속도를 고려한 동적하중에 의한 충격계수(IF; impact factor)와 침목의 간격을 고려한 분산계수(DF; distribution factor)를 포함한다. 충격인자(IF)는 식 2.3.6로 구할 수 있다.

$$IF = 0.521\frac{V}{D} \ : \ V(km/hr),\ D(cm) \qquad \text{식 2.3.6}$$

분산계수(DF)는 침목 간격과 궤도의 강성의 함수로서, 소위 Talbot의 분산표라는 현장실험에 근거한 경험치를 사용한다. 하중보정계수는 C는 식 2.3.7로 구할 수 있다.

$$C = \left(1 + \frac{IF}{100}\right)\left(\frac{DF}{100}\right) \qquad \text{식 2.3.7}$$

식 2.3.5와 식 2.3.7을 합쳐 침목 저면에서 도상에 작용되는 평균응력(average ballast pressure)은 식 2.3.8과 같다.

$$Average\ Ballst\ \mathrm{Pressure} = P_m C = \frac{2q\left(1+\frac{IF}{100}\right)\left(\frac{DF}{100}\right)}{A_b} \qquad \text{식 2.3.8}$$

AREA에서 제시한 Talbot's Equation 을 이용하여 도상 두께를 산정한 예시이다. 궤도조건은 윤하중 24.250lb(11.0tonf), 속도(260km/h), 침목간격(55cm), 침목면적(A_b) : 929.91in^2(98.4×9.4), 상부노반 허용지지력(30 psi(2.1t/m^2)) 등으로 가정하였다.

$IF = 0.521\frac{V}{D} = 0.521\frac{250km/h}{98.46cm} = 128.25\%,$

DF= 침목간격 55cm 일 때 38% (Talbot의 분산표)

보정계수 $C = \left(1+\frac{128.25}{100}\right)\left(\frac{38}{100}\right) = 0.8673$

∴평균응력 P_m = 2×24250×0.8673/929.91 = 45.23psi

Talbot's Equation 식에 대입하면,

$P_c = \frac{16.8P_m}{h^{1.25}} \rightarrow h = \left(\frac{16.8P_m}{P_c}\right)^{1/1.25} = \left(\frac{16.8\times 45.23}{30}\right)^{1/1.25} = 13.27\ \text{in} \fallingdotseq 34.0\text{cm}$

결과적으로 도상 두께는 34.0cm로 된다.

표 2.3.6 노반의 허용지지력(Selig and Waters, 1994)

흙의 분류	현장 강성도	노반의 허용지지력	
		(KPa)	(psi)
GW-GC, GC, SC	매우 조밀함	450～690	65～100
GW, GP, SW, SP	매우 조밀함	380～590	55～85
	조밀함	280～410	40～60
	느슨함	170～350	25～50
SW, SP	매우 조밀함	210～350	30～50
	조밀함	170～210	25～30
	느슨함	100～170	15～25
SW, SM, SC	매우 조밀함	170～280	25～40
	조밀함	100～210	15～30
	느슨함	60～100	8～15
SP, SM, SC	매우 조밀함	170～210	25～30
	조밀함	100～170	15～25
	느슨함	60～100	8～15
CL, CH	매우 견고함	170～350	25～50
	견고함	60～170	8～25
	연약함	30～60	4～8
ML, MH	매우 견고함	100～210	15～30
	견고함	60～170	8～25
	연약함	30～60	4～8

2.3 캐나다 수정방법

Raymond(1978)는 미국철도협회에서 제안된 설계방법을 수정하여 강화노반 두께 산정하는 방법을 제안하였다. Boussineq's 탄성이론을 통해 침목하단에서의 깊이별 수직응력을 결정하고 열차 축하중(axle load)의 약 25%가 침목하단에 분포되어지며, 인접한 좌우측 침목에 각각 12.5%씩 축 하중이 작용한다고 가정하였다. 이들 하중은 차륜/레일 동적 상호작용을 평가하기 위하여 중첩되도록 하였다.

자갈층의 두께를 결정하기 위하여 침목/도상자갈의 접지압력 분포는 침목전체 길이에 균등하게 작용한다고 가정하였다. AREA에서 제안된 노상의 최소지지력 20psi

대신하여 흙의 분류법에 따라 수축된 다짐 노상토의 최소 지지력계수를 이용하여 설계하도록 하였다.

그림 2.3.8a, 2.3.8b는 70tonf에서 120tonf의 차량에 대한 설계차트를 보여주고 있다. 그림 2.3.8a는 100tonf 차량의 경우이다. 수직응력은 침목폭에 따른 깊이의 비에 대하여 표현하였다. 최소 자갈층의 두께는 노상토의 최소지지력에 대응하는 수직응력 깊이의 응력에 의해 결정되어진다. 그림 2.3.8b는 차량하중 75, 100, 그리고 125tonf에 대하여 비교한 그림이다. 그림에서와 같이 차량의 중량이 증가함에 따라 수직응력은 증가하고 노상부에서 발생되는 응력이 최소지지력 이하가 되기 위해서는 자갈층의 두께가 증가 한다.

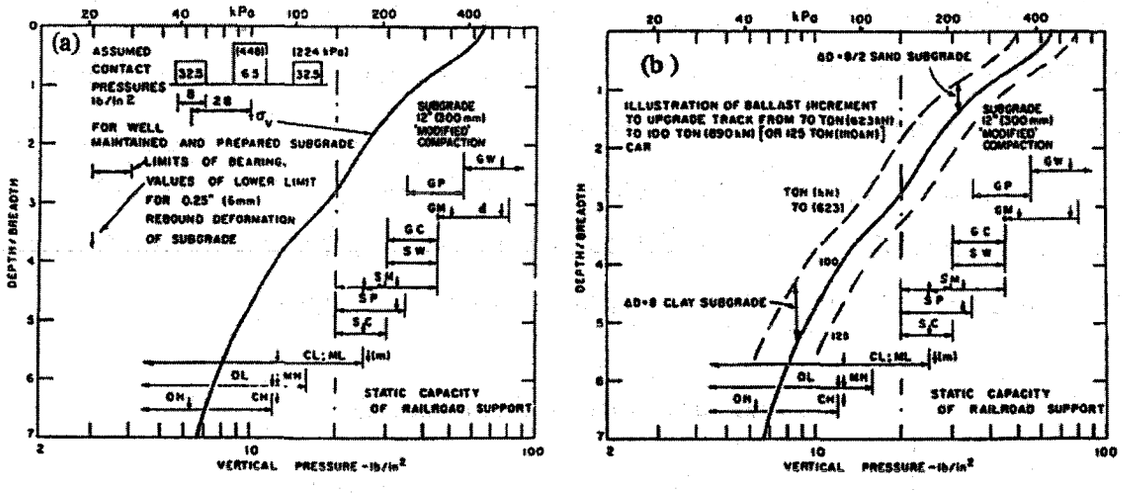


그림 2.3.8 캐나다 강화노반 설계 도표

2.4 인도 철도 방법

Agarwal(1975)은 자갈층의 두께를 결정하는 새로운 설계방법을 제안하였다. 이 설계방법은 Mohr-coulomb 파괴포락선에 따라 유효응력 해석방법을 이용하였다. 노상과 궤도에 발생된 응력은 자중응력의 합과 열차하중에 의한 동적응력으로 구분된다. 수직 자중응력은 궤도와 노상의 자중으로부터 구할 수 있으며, 수평 자중응력은 수직응력에 정지 토압계수(k_0)를 곱하여 계산할 수 있다. 윤하중에 재하된 응력은 Bossinesq's 탄성이론에 의하여 결정하고 열차하중에 의해 발생된 과잉간극수압($\triangle u$)은 Skempton 방정식으로부터 식 2.3.9와 같이 구한다.

$$\triangle u = B[\triangle\sigma_3 + A(\triangle\sigma_1 - \triangle\sigma_3)] \qquad \text{식 2.3.9}$$

수직과 수평유효응력은 각 깊이에 따라 전응력으로부터 간극수압을 뺀 값으로 구할 수 있다.

그림 2.3.9는 동적 축하중 22.5tonf에서 k_0=1에 각 깊이별 유효응력분포의 예를 나타내었다. 건조된 노상토의 간극수압이 발생되지 않는 조건(B=0, A=0)이며, 포화된 점토의 노상토에 대응하는 조건은 B=1, A=0이다. Mohr-Coulomb 파괴포락선은 실내에서 샘플링 실험을 통해 구할 수 있다. 실내 삼축압축실험은 열차반복하중을 고려한 후에 현장노상토의 안정한 상태인 소위 "critical state(한계상태)"로 포화된 샘플을 이용하여 실험을 하고 예로 다짐된 점토의 파괴포락선은 그림 2.3.9와 같다. 그림 2.3.9에서 파괴포락선에 대응한 응력분포의 깊이보다 더 크게 자갈층을 선택하여 자갈층 두께를 산정한다. 그림에서와 같이 건조상태(B=0, A=0)는 파괴포락선에 유효응력경로 곡선을 보면 대략 60cm(24in)이고 이에 요구되는 자갈층의 두께는 60cm(24in)이다. 다른 조건 포화상태(B=1, A=0)에서는 유효응력경로 곡선을 보면 대략 70cm(28in)로 두 번째 경우에는 자갈층의 두께가 70cm(28in)이다.

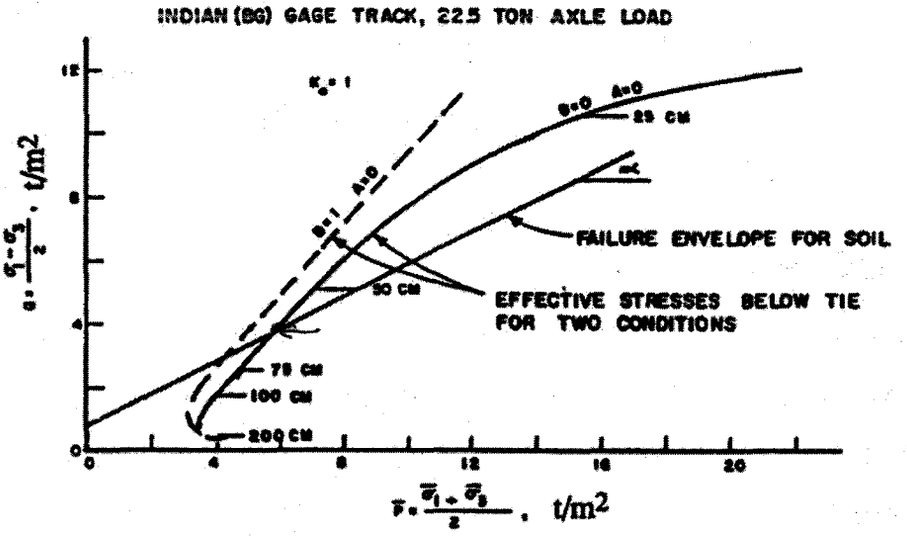


그림 2.3.9 인도 강화노반 설계방법

2.5 영국철도(British Rail)의 도상두께 설계방법

영국철도(British Railways(Heath et al., 1972))에서는 도상두께 산정을 위하여 임계응력 개념을 이용하였다. 임계응력의 개념은 노반 흙의 변형과 반복하중과의 상관관계에서 반복하중에 대해 뚜렷하게 다른 변형특성을 보이는 경계에서의 흙의 강도를 말한다. 이러한 설계방법은 미국, 일본 등의 경험적인 설계방법보다는 흙의 역학적 거동을 포함한 설계방법이기 때문에 보다 합리적인 설계방법이라고 할 수 있다.

그림 2.3.10의 경우 임계응력으로 결정되어지는 도상두께를 결정하는 설계지표이며, 그림 2.3.11의 경우 그림 2.3.10에 제외되어 있던 설계영향인자를 고려한 수정설계도표이다. 이것은 도상층에 가해지는 하중의 초과와 차량 진동으로 인한 발생하중의 변화를 고려한 지표이다(결과적으로 도상두께를 보다 엄격하게 함). 그림 2.3.10과 그림 2.3.13의 경우 도상두께 결정을 각각 임계응력과 지지력계수로 추정하게 되어 있으며 점토와 비점토 노반의 강도특성을 나타내는 탄성계수, CBR, 임계응력간의 상관관계는 그림 2.3.13에 나타내었다. 일반적으로 그림 2.3.11과 그림 2.3.12에서 구한 값 중 큰 값을 선택한다. 본 설계방법은 도상, 보조도상, 노반이 하나의 등방성층으로서 함께 거동한다고 가정하여 해석되어지기 때문에 설계 시 노반에서 계산되어진 높은 응력으로 인하여 도상층의 두께가 크게 요구되기도 한다. 또한 이 방법은 점착력이 큰 노반을 기준으로 개발되었기 때문에 압축성이 큰 노반에서는 현실적인 해법이나, 압축성이 작은 실트나 모래, 자갈 등의 조립토로 구성된 노반에 적용되었을 때, 노반의 두께가 실제 필요한 값보다 과다하게 설계되는 경우가 있으며, 경우에 따라서는 많은 양의 실내 강도실험이 필요한 것이 단점으로 지적된다(Raymond, 1978).

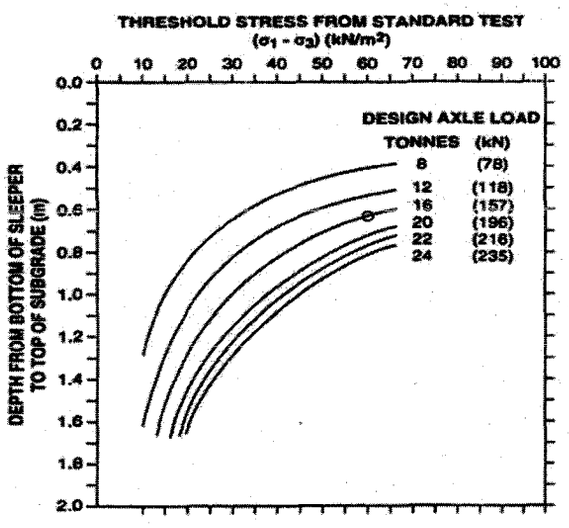


그림 2.3.10 도상두께 결정을 위한 설계도표(영국)

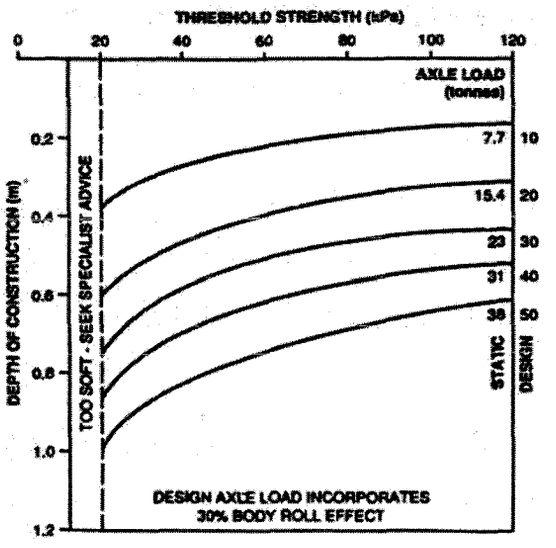


그림 2.3.11 노반강도를 기준한 도상두께 결정(영국)

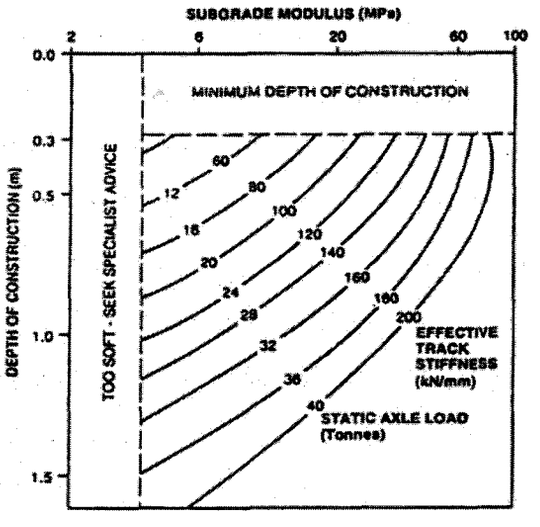


그림 2.3.12 노반의 탄성계수(subgrade modulus)를 기준한 도상의 두께 결정

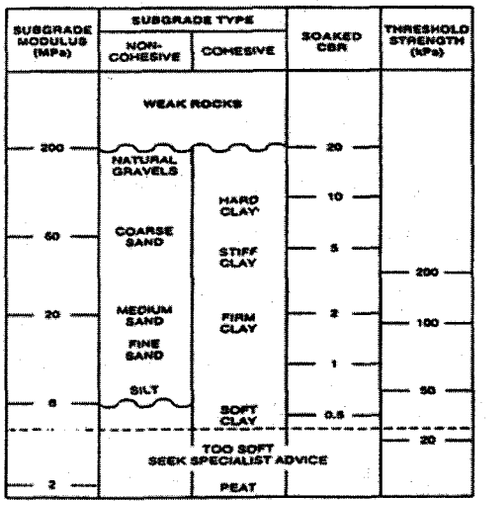


그림 2.3.13 노반강도계수간의 상관관계(Selig & Waters, 1994)

2.6 독일철도(DB AG)의 노반두께 설계

독일 국영 철도의 흙구조물 시방서(DB Netz, Rili 836, 1999)에서는 지지력을 근거로 한 노반층(지반개량층+노반보호층)의 두께 결정을 위해 다음과 같은 설계방식을 제안하였다. 노반 보호층의 필요한 두께는 그림 2.3.14에서 보듯이 원지반면 혹은

기초지반면에서의 흙의 초기 지지력(E_u), 입도 조정층의 자체변형계수(E_1)와 그리고 시공기면(보조도상)에서 요구되어지는 최소 지지력(E_0)에 의해 좌우된다.

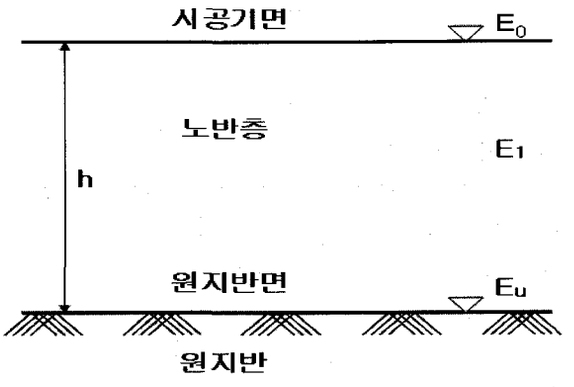


그림 2.3.14 지지력을 이용한 노반두께 형상(DB Netz, Rili 836, 1999)

독일의 원지반의 지지력 조건은 자갈궤도와 콘크리트궤도에 따라 큰 차이가 없다. 설계 시 결정해야 하는 원지반 변형계수는 흙 종류, 세립분 함량, 수문 상태를 고려하여 아래와 같이 결정한다. 원지반의 지지력은 점성토 지반의 경우 점착력과 함수량에 의해 좌우되며, 사질토 지반의 경우 밀도에 따라 좌우된다. 원지반의 변형계수 E_v는 노반 층 두께 결정에 있어서 매우 중요한 요소이다. 원지반 변형계수 E_v는 점성토의 경우에는 가장 작은 지지력을 나타내는 시기(3~4월의 지지력)에 조사되어진 원지반면 상의 E_{v2} 값이다. 지지력이 가장 작은 시기 이외의 기간에 측정한 경우에는 지지력을 어느 정도 감소시켜야 한다. 이와 같이 결정된 원지반 변형계수를 환산변형계수(E_H)라고 한다.

환산변형계수는 일 년 주기에서 원지반 변형계수의 가장 작은 값을 의미하며, 이는 도로 분야에서 수년간의 체계적인 측정을 통하여 산정되었다. 이 값은 근사적으로 흙 종류와 수문학적인 조건에 따라 표 2.3.7과 같다. 원지반의 수문 상태는 다음과 같이 정의된다.

- 원지반 수문 상태

① 상태 1 : 추가적인 침투가 없는 상태

물은 방해 없이 흐르고 노반 면이 손상되지 않는 상태

② 상태2 : 일시적인 침투

물이 잘 배수되지 않고 지하수의 유입이 거의 없는 상태

③ 상태3 : 상시적인 침투

배수가 잘 되지 않고 지하수의 유입이 계속되는 상태

표 2.3.7 설계 시 사용하는 환산변형계수 EH

흙 종류		d<0.1mm 입자 함유량	원지반 수문 상태를 고려한 환산 변형계수(MN/m²)				
			1	1/2	2	2/3	3
실트질 혹은 점토질이 혼합된 자갈(GU, GT)		10~20%	60	45	30	25	20
실트질 혹은 점토질이 혼합된 모래(SU, ST)		10~20%	50	35	25	22.5	20
실트질 혹은 점토질이 많이 혼합된 자갈 혹은 모래 (GU*,GT*, SU*,ST*)		20~30%	40	30	20	17.5	15
		> 30%	30	20	15	10	10
실트 및 점토	약간 소성	UL, TL	25	20	15	10	10
	중간 소성	UM, TM	25	20	15	12.5	10
	매우 소성	UA, TA	20	17.5	15	12.5	10

- 원지반이 토공노반면이 되는 경우 E_{v2} 값이 20 MN/m^2 이상이어야 한다.

- 원지반의 변형계수가 10 ≤ E_v ≤ 30MN/m^{2}인 경우

원지반면의 변형계수가 10MN/m^{2}이하인 경우에는 원지반의 개량을 위한 특별한 대책이 요구되며, 원지반면의 변형계수가 30MN/m^{2}이상인 경우에는 보강의 효과가 미비하고 보강이 더 이상 효과적이지 못하다. 만약, 원지반의 지지력이 부분적으로 낮은 경우에는 토목섬유를 사용할 수 있다. 따라서 지지력 증가에 대한 노반층의

필요한 두께 h는 그림 2.3.15와 2.3.16의 지표를 활용하여 두께를 산정할 수 있다

- 원지반면 위에서의 측정치 E_U (E_{V2} 또는 E_H로 산정)
- 사용되어진 입도조정층의 E_1 그리고
- 시공기면 (노반 보호층)에서 요구되는 E_0

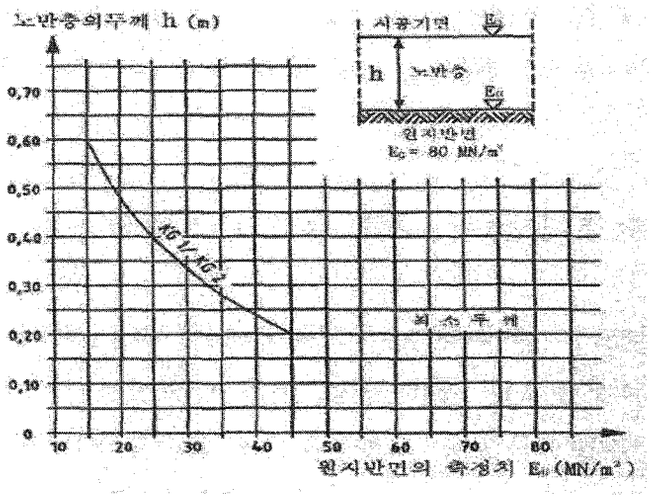


그림 2.3.15 노반의 요구두께, h

($E_0 = 800kg/cm^2 (80\,MN/m^2)$)

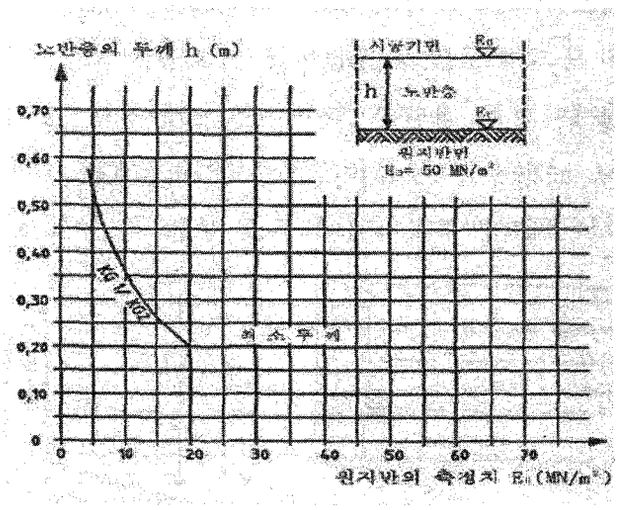


그림 2.3.16 노반의 요구두께, h

($E_0 = 500kg/cm^2 (50MN/m^2)$)

2.7 미국 Li & Selig의 도상두께 설계법

Dingqing & Selig(1998)의 도상두께 설계방법에서 도상자갈(granular layer)두께는 상부노반 표면과 침목 아래 사이에 있는 도상층과 보조도상층의 두께 합으로 표현되고, 그 하부층을 노상(deformable subgrade layer)으로 한다(그림 2.3.17참조).

Dingqing & Selig(1998)은 반복되는 교통하중으로 인한 상부노반 파괴를 방지하기 위해 요구되는 도상자갈(granular layer)의 최소두께를 결정할 수 있는 새로운 설계방법을 제시하였다. 최적의 도상자갈층(granular layer)두께는 궤도노반에서 발생되는 교통하중에 의한 응력을 제한하기 위해 필요하다. 도상자갈층 두께를 조절하는 방법은 노상의 파괴를 방지하기 위해 효과적이고 경제적인 접근 방법이다. 기존의 열차보다 높아진 축하중, 열차 속도, 교통량, 동적 윤하중은 궤도구조에 더욱 큰 영향을 미치게 된다. 적당한 도상자갈층을 확보하지 못하면 노반 하부층에서 큰 반복응력을 받아 과도하게 노상의 변형을 일으키거나 파괴될 것이다. 이런 변형 또는 파괴는 궤도의 유지보수비용을 증가시킬 것이고, 반대로 과다한 도상자갈층 두께는 불필요한 시공비를 발생시킬 것이다.

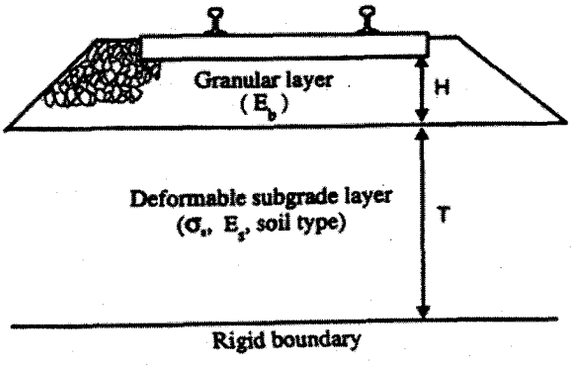


그림 2.3.17 단순화된 궤도의 자갈층과 노반(Dingqing & Selig, 1998a)

2.7.1 반복하중에 의한 노상의 파괴

노반에서의 큰 반복 응력에 의한 노상 파괴는 보통 2가지로 나뉘는데, 점진적 전단 파괴(progressive shear failure)와 과잉 소성 변형(excessive plastic deformation, Ballast Pocket)이 있다. 이 두 가지 문제가 발생되었을 때 과도한 궤도 유지보수 비용이 필요하게 된다.

노상의 점진적 전단파괴는 유럽철도기관(Office for Research and Experiments (ORE) 1970)에 의해 보고되었으며, 최근에 미국철도협회(U.S. railroad)에서 실시한 현장 조사에서도 적당한 도상자갈층이 없는 미립자의 흙으로 이루어진 노상에서 이러한 형태의 파괴를 보여주었다(Li and Selig 1994b,c, 1995a,b).

노상표면에서 점진적 전단파괴의 발생은 반복되는 과잉 응력 때문에 점차적으로 노상에서 파괴를 일으키고 재성형된다. 그림 2.3.18에서와 같이 점진적 전단파괴는 노상 표면에서 작은 저항을 가진 경로를 따라 바깥쪽 그리고 위쪽으로 점차적으로 미립자의 흙이 빠져나오게 되는 것이다. 이 파괴는 특히 높은 점토비를 가진 노상에서 발생한다. 궤도 아래 노상에서 웅덩이가 생기는 현상은 궤도측면에서 흙의 융기를 일으키며, 이로 인해 발생되어진 융기된 흙은 도상 어깨에서 궤도의 배수를 방해한다. 궤도 아래 웅덩이는 노반층 위로부터 물이 들어오는 것을 방해하므로 노상파괴를 더욱 악화시킨다. 노상표면에서 점진적 전단 파괴의 진행 때문에 연약한 층을 가진 노상 위에서는 반복하중으로 인한 파괴가 발생한다.

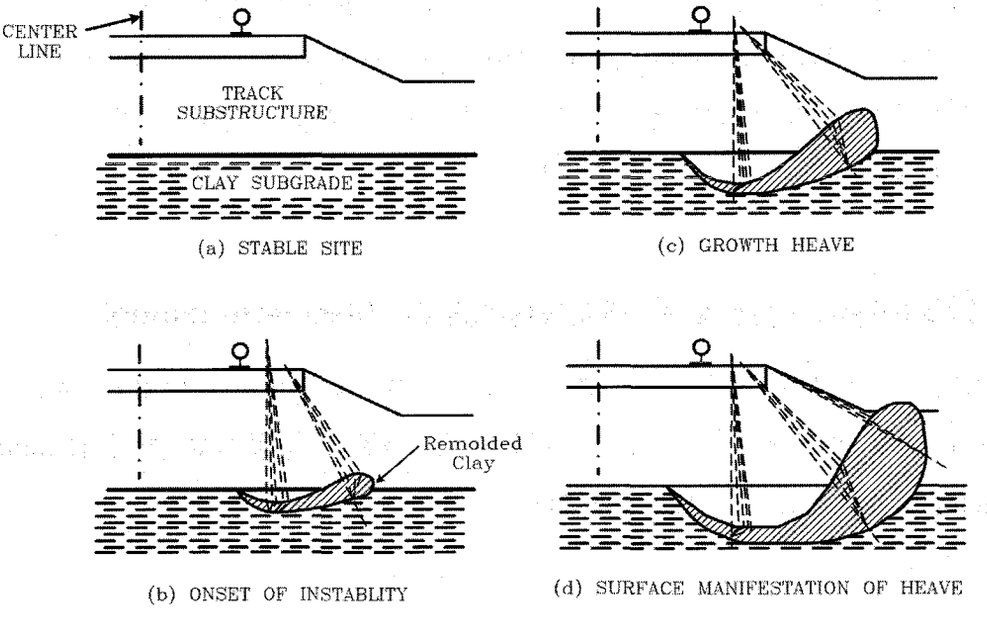


그림 2.3.18 노반의 점진적 전단 파괴(Dingqing, 1994)

미립자 흙에서 반복하중에 의한 노상의 또 다른 형태의 파괴는 그림 2.3.19에서 볼 수 있듯이 물주머니 현상(ballast pocket)이라고도 불리는 과잉 소성 변형(excessive

plastic deformation)이 있다. 노상의 점진적 전단파괴는 점진적 전단변형에 의해 발생되지만 과잉 소성변형은 점진적 전단변형의 수직성분으로부터 발생된 결과이다. 반복하중 때문에 전체 노상층의 점진적 압축 또는 압밀에 의한 변형, 과잉 소성변형의 진행은 궤도의 측면에서 노상 융기에 의해 발생되어진다. 이러한 파괴는 연약한 흙을 포함한 노상에서 상당한 깊이까지 확대된다.

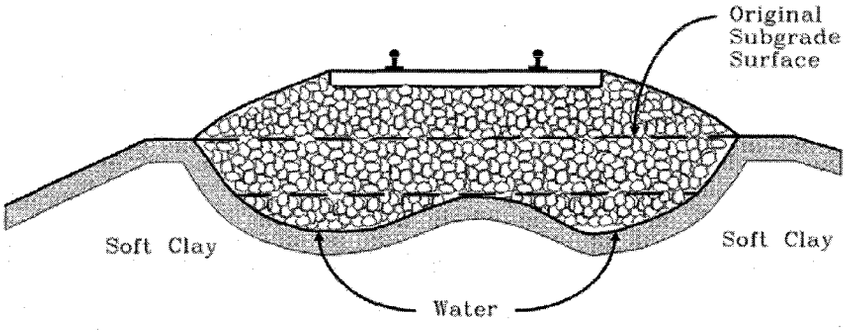


그림 2.3.19 노반의 과잉 소성 변형(Dingqing, 1994)

이 두 가지 형태의 노반파괴는 둘 다 큰 반복 응력이 작용되는 연약한 노상에서 발생된다는 측면에서 서로 연관성이 있다. 그러나 점진적 전단파괴는 주로 노반 표면파괴라고 생각할 수 있으며, 그에 반해 과잉 소성변형은 노반의 상당한 깊이에 의해 영향을 받는 파괴라고 할 수 있다. 따라서 적당한 두께의 노반층은 노상파괴의 두가지 형태를 둘 다 방지할 수 있다.

2.7.2 반복하중에 의한 노반 변형율(strain)과 변형(deformation)

반복하중 아래 노상의 점진적 전단파괴와 과잉 소성변형은 미립자 흙을 포함한 노상에서 주로 발생된다. 다음 두 가지 식은 노상의 누적소성 변형율(strain(ϵ_p))와 변형(deformation(ρ))을 나타내는 식이다.

$$\epsilon_p(\%) = a\left(\frac{\sigma_d}{\sigma_s}\right)^m N^b \qquad \text{식 2.3.10}$$

$$\rho = \int_0^T \epsilon_p dt \qquad \text{식 2.3.11}$$

여기서, ϵ_p은 누적 소성 변형률(strain), N은 반복응력의 작용 횟수, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$은 열차 축하중에 의한 흙의 축차응력, σ_s은 흙의 압축강도, a, m, b는 흙 종류에 따른 변수, ρ는 누적 소성 변형(deformation), T는 변형층 두께이다.

표 2.3.8 흙 종류에 따른 변수(a, b, m)

Soil Type	a	b	m
CH	1.2	0.18	2.4
CL	1.1	0.16	2.0
MH	0.84	0.13	2.0
ML	0.64	0.10	1.7
Note : Value from Li and Selig (1996)			

이 두 가지 식은 반복응력 작용 하에 다양한 미립자를 함유한 흙을 대상으로 많은 시험의 결과를 바탕으로 유도되었다(Li 1994; Li and Selig 1996). 식 2.3.10은 흙의 축차응력, 흙의 정적강도(static strength), 적용된 반복응력의 횟수, 그리고 흙의 종류에 따른 누적 소성 변형율(strain)특성을 나타낸다. 식 2.3.11은 노상층의 변형을 일으키는 부분에서 변형율에 의해 계산되는 누적소성 변형(deformation)을 나타낸다.

식 2.3.10, 2.3.11에서 축차응력은 미립자 노상의 거동에 영향을 주는 주요한 응력 요소라는 것을 알 수 있다. 수직응력 또는 구속응력이 아닌 축차응력은 축하중이 계산지점위에 직접 작용될 때 최대주응력과 최소주응력의 차 또는 수직응력과 구속응력 사이의 차로 표현할 수 있다. 전단응력은 단순히 축차응력의 절반 값이기 때문에 축차응력은 전단응력의 물리적인 의미로 생각할 수 있다. 노상거동에서 함수비, 건조밀도, 흙 구조와 같은 물리적인 영향은 흙의 정적 강도에 의해 간접적으로 나타난다. 흙의 종류에 대한 영향은 재료 변수(a, m, b)에 의해 반영된다.

노상의 점진적 전단파괴를 방지하기 위한 방법은 총 누적 소성 변형율을 제한하는 것이다. 설계기간 동안 노반표면 아래 변형율을 허용 수준 안으로 들게 하기 위

해 이 설계 기준은 식 2.3.12와 같이 표현된다.

$$\varepsilon_p \leq \varepsilon_{pa} \qquad \text{식 2.3.12}$$

ε_p : 총 누적 소성 변형율(설계기간 동안 노상 표면에서)

ε_{pa} : 허용 소성 변형율(설계기간 동안 노상 표면에서)

노상의 과잉 소성변형을 방지하기 위한 방법은 설계기간 동안 허용 수준 이내로 노상의 총 누적 소성 변형을 제한하는 것이다.

이 설계 기준은 식 2.3.13과 같이 표현된다.

$$\rho \leq \rho_a \qquad \text{식 2.3.13}$$

ρ : 총 누적 소성 변형(설계기간 동안 노상층에서)

ρ_a: 노반층의 허용 소성 변형(설계기간 동안 노상층에서)

두 설계기준은 노상 표면에서 누적 소성 변형율과 노상층의 누적 소성 변형을 제어하기 위해 사용된다. 변형율을 제어하는 방법은 노상 강도를 개선하기 위한 것이고, 소성변형을 제어하는 방법은 노상에 전달되는 축차응력을 감소하기 위한 것이다. 노반층두께를 조절하는 것은 두번째 설계기준에 속하며 이 연구의 주요내용이다.

2.7.3 노상응력 분석(subgrade stress analysis)

노반층 두께 설계법의 개발에서 중요한 요소는 열차 축하중에 의해 발생되는 노상의 응력을 논리적으로 계산해야하는 점이다. 철도 궤도노반과 노상은 다층으로 구성된다. 각각 다른 특성을 가진 상부의 노반층은 밑에 있는 노상층보다 높은 강성(stiffness)을 가진 도상과 보조도상을 합한 것이다. 높은 강성을 가진 노반층은 열

차하중을 노상에 분산시키고 전달시킨다.

이전에 발표되었던 연구 문헌에서 대다수 노반두께 설계법의 중요한 한계는 모든 층에 대해 반무한 탄성체(elastic half-space)라고 가정하는 것이다.

이 가정은 각 층의 서로 다른 특성을 무시한 것이고, 열차 하중에 의해 야기되는 노상응력을 과대 평가한다. 이에 여러 다층 모델이 개발되어 왔고 궤도와 노반에서 응력의 분석이 이루어졌다. 이 다층 모델들은 ILLITRACIC, GEOTRACK, KENTRACK을 포함한다.

이 다층 모델의 공통적인 특징은 궤도노반과 노상(다시 말하면 레일, 침목, 체결수, 발라스트, 서브발라스트, 노상층)의 주요 구성요소의 특성을 고려한다는 점이다. 그림 2.3.20은 GEOTRACK 모델에서 궤도와 노반을 포함한 구성 요소를 보여준다.

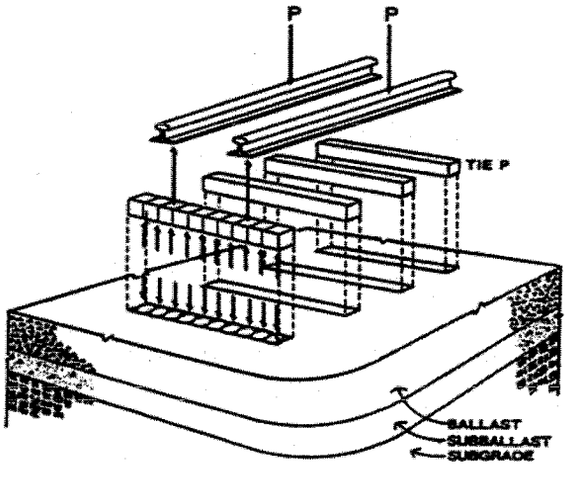


그림 2.3.20 GEOTRACK 모델에서 궤도의
구성(Dingqing, 1994)

GEOTRACK은 탄성, 다층 그리고 3차원 모델이다. (1) 다축하중, (2) 레일과 침목의 특성, (3) 발라스트, 서브발라스트, 노반층의 특성, (4) 공간과 층두께를 포함한 geometry 등의 4가지 기능을 고려하여 레일, 침목, 발라스트, 서브발라스트, 노반층에서 응력과 변형을 분석한다. 4개의 축하중의 최대값은 궤도길이에 대해 17침목까지 고려될 수 있다.

주어진 하중 조건에 대해 노상의 축차응력에 영향을 주는 가장 중요한 점은 노반층 두께, 노반층과 노상층의 회복탄성계수를 찾는 것이다.

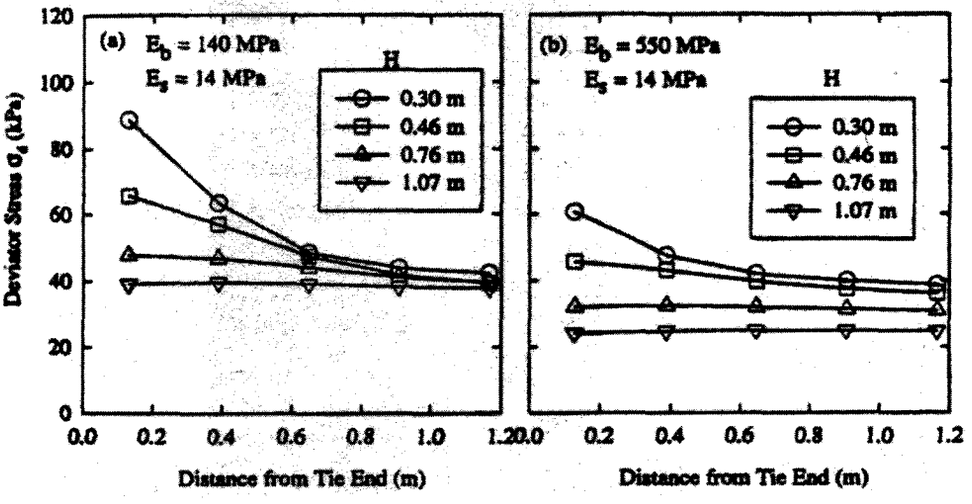
표 2.3.9 축차응력을 분석하기 위한 궤도의 여러 가지 변수

Track variable(1)	Value(2)
(a) Rail Properties	
E(GPa)	207
I(m^4)	3.95×10^{-6}
Cross area(m_2)	8.61×10^{-3}
Gauge(m)	1.5
Mass(kg/m)	68
(b) Tie and Fastener	
Base width (m)	0.273
Base length (m)	2.6
Cross area(m^2)	5.6×10^{-2}
E(GPa)	31
I(m^4)	2.42×10^{-4}
Mass(kg)	363
Spacing(m)	0.61
Fastener stiffness(kN/mm)	175
(c) Granular Layer	
Density(Mg/m^3)	1.76
Poisson's ratio	0.3
Modulus(MPa)	550, 280, 140
K_0	1.0
Thickness(m)	0.15, 0.23, 0.31, 0.46, 0.76, 1.07, 1.52
(d) Subgrade Layer	
Density(Mg/m^3)	1.92
Poisson's ratio	0.35
Modulus(MPa)	110, 55, 28, 14
K_0	1.0
(e) Wheel Load	
Tie number	1 4 7
Magnitude(kN)	230 230 230

다음의 예는 Selig & Li가 GEOTRACK을 이용하여 축차응력이 노상에 어떻게 영향을 미치는지를 보여주는 것이다. GEOTRACK을 이용한 분석 예에서 요구되는 입력변수들은 표 2.3.9에 나타내었다.

그림 2.3.21은 침목 끝에서 침목 중앙까지의 거리에 대해 노반 층 두께별 축차응

력의 변화를 보여준다.



(a) $E_b = 140MPa$ (b) $E_b = 550MPa$

그림 2.3.21 노반표면에서 축차응력에 대한 자갈층 두께와 강성의 영향

(Dingqing & Selig, 1998a)

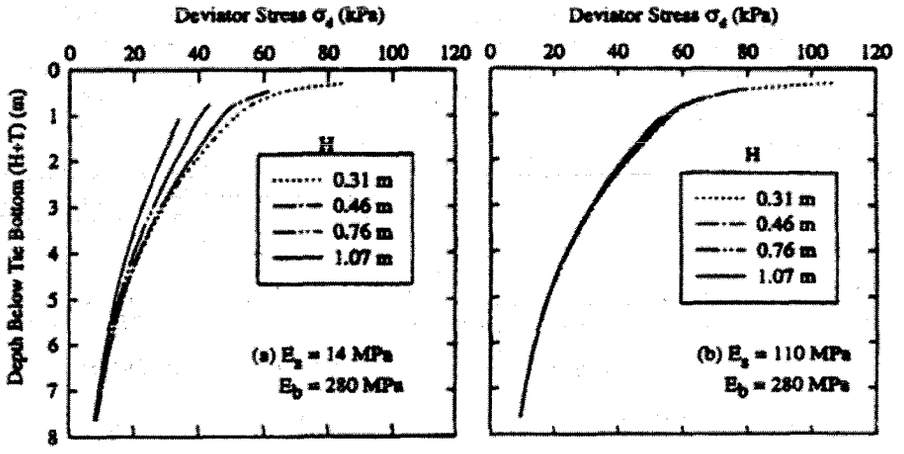
그림 2.3.21(a)과 그림 2.3.21(b)사이의 차이점은 노반층 회복탄성계수이다. 가장 작은 노반층 두께(0.3m)에 대해 노상 표면의 축차응력은 침목 끝으로 갈수록 높고 침목 중앙쪽으로 갈수록 낮다. 이것은 현장에서 관찰된 침목 끝 노반 근처에서 물 주머니 현상을 보여주는 점진적 전단 파괴와도 관련된다.

그림 2.3.21에 나타나듯이 노반층 두께를 증가시키는 것은 축차응력의 크기를 감소시킬 뿐만 아니라 궤도 근처에 축차응력을 일정하게 분포시키는 결과를 나타낸다. 축차응력은 그림 2.3.21(a)에서 나타낸 바와 같이 자갈층 두께 1.07m와 그림 2.3.21(b)에서와 같이 입상층 두께 0.76m에서 궤도 근처에서 일정해진다.

같은 노반층 두께에서 노반층 강성의 증가(즉, 회복탄성계수)는 노반 표면에서 축차응력을 상당히 감소시킨다. 이것은 그림 2.3.21에서 보여진 축차응력 결과를 비교함으로써 확인된다. 이러한 노반층의 강성에 따른 영향은 예전의 노반두께 설계방법에서 노반층과 노상을 통합한 반무한 탄성체 가정의 한계를 명백히 보여준다.

그림 2.3.22(a)는 연약한 노상(회복탄성계수 =14MPa)에 대해 깊이에 따라 노반층 두께가 축차응력 분산에 어떤 영향을 미치는지 보여준다. 4개의 노반층 두께 중 몇

가지 경우는 깊이에 따라 노상에서 축차응력이 감소한다. 이 경우 노반층이 노상층보다 더 강성이 클 때, 노반층 두께의 증가는 2가지 효과를 통해 노반에서 축차응력을 감소시킨다.



(a)연약한 노상 (b)강성이 큰 노상

그림 2.3.22 노반층 두께별 깊이에 따른 축차응력의 분산(Dingqing & Selig, 1998a)

① 침목 아래에서부터 노상 표면까지의 깊이 증가

- 이것은 침목 아래에서부터 노상의 어느 지점까지 깊이가 증가하기 때문에 노상에서 축차응력을 자연적으로 감소시킨다.

② 노반층의 응력 분산 능력 증가

- 그러나 이 두번째 효과는 만약 노반층과 노상층의 강성이 서로 큰 차이가 없다면 그림 2.3.22(b)에서 보여주는 결과와 같이 그 효과는 감소된다.

그림 2.3.22(b)에서 보는 바와 같이 노상에서 축차응력을 감소시키기 위해 노반층의 두께를 증가시키는 것은 침목 아래부터 증가된 노반의 깊이 때문에 얻는 효과를 기본으로 하고 있다. 또한, 그림 2.3.22의 (a)와 (b)사이의 비교는 다른 조건은 같고 강성이 큰 노상에서는 축차응력이 더 크다는 결과를 보여준다.

그러나 높은 회복탄성계수를 가진 노상이 높은 축차응력을 가졌기 때문에 회복탄

성계수가 큰 노상이 좋지 않다는 의미는 아니다. 이것은 노상거동이 응력 뿐만아니라 흙의 강도에도 영향을 받기 때문이다. 분명히 회복탄성계수가 큰 노상은 높은 강도를 가진다. 그리고 강도 증가는 일반적으로 축차응력의 증가보다 훨씬 더 크기 때문이다.

2.7.4 설계도표 개발

설계도표에 의해서 제시하고 있는 노반두께는 노상의 점진적 전단파괴를 방지하고, 과잉 소성변형을 방지하기 위하여 개발되었다. 설계도표에서 노반두께에 영향을 미치는 설계인자로 열차교통하중은 설계 동적윤하중(P_d)과 반복하중이 적용된 총 횟수(N)의 두 개의 변수로 나눌 수 있으며, 궤도노반과 노상에서 축차응력을 계산하기 위해 궤도구조를 단순화 시켰으며, 도상(ballast)과 보조도상(subballast)을 포함한 노반층은 노반층의 두께 (H)와 회복탄성계수 (E_b)에 의해 결정된다. 노상은 등방성인 변형층 두께(T)로 단순화 된다. 또한, 노상층에 대한 특성은 회복탄성계수(resilient modulus(E_s)), 흙의 압축강도(soil compressive strength(σ_s)), 그리고 노상토의 종류 등으로 구분할 수 있다. 개발된 설계도표는 비록 흙의 압축강도(σ_s)를 노반두께설계 방법에 사용하지만, 흙의 정적강도에 기초를 둔 것은 아니다. 대신에 설계기준은 노상의 변형율(strain)과 변형(deformation)에 기초를 두고 있다. 반복하중 아래에 있는 노반층의 특성과 노상의 특성, 교통하중 조건을 충분히 고려하여 노반층 두께 설계 시 충분한 두께를 선택해야하며, 이것은 노상의 축차응력을 낮출 수 있기 때문에 노상의 점진적 전단 파괴 또는 과잉 소성변형을 방지할 수 있다. 따라서 이러한 원리를 바탕으로 설계도표를 개발하기 위한 첫번째 단계는 노반에서의 축차응력을 결정하는 것이다. Selig & Li는 표 2.3.9에 열거된 입력값들의 조합을 통해 84가지의 경우에 대해 GEOTRACK을 사용, 설계도표를 개발하였다. 변수에는 노반층의 회복탄성계수, 노상층의 회복탄성계수 그리고 노반층 두께이고 나머지 다른 값들은 일정하게 하였다.

가. 점진적 전단파괴를 방지하기 위한 설계법

그림 2.3.23은 흙(CH)에서 압축강도와 축차응력의 비와 누적 소성 변형율 사이에

관계를 보여준다. 그림 2.3.23에서 N값은 설계기간 동안 적용된 반복하중의 총 횟수를 나타내는 곡선이다.

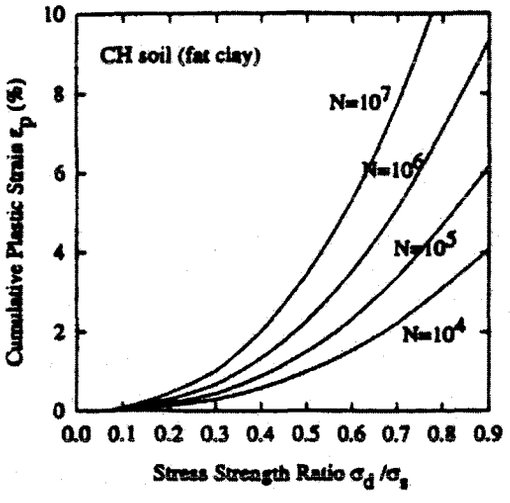


그림 2.3.23 허용 축차응력 결정(Dingqing & Selig, 1998a)

이 설계법의 첫번째 단계는 노상표면에서 허용 누적변형율(ε_{pa})과 총 반복하중 횟수(N), 흙의 종류, 흙의 압축강도(σ_s)를 토대로 노상표면에서 허용축차응력(σ_{da})을 그림 2.3.23으로부터 결정하는 것이다.

다음 단계는 노상 표면에서 노반층 두께의 기능과 노반층과 노상층의 회복탄성계수로 축차응력을 결정하는 것이다. 이를 위해 GEOTRACK을 사용하여 간편하게 축차응력을 구할 수 있다. GEOTRACK을 이용한 응력 분석은 선형탄성 궤도구조로 가정하여 수행하기 때문에 동적 윤하중을 산정하기 위한 축차응력 비는 주어진 궤도구조에 대해 일정하다. 이것은 아래 식 2.3.14에서 나타낸 무차원 변형율 영향계수에 의해 표현된다.

$$I_e = \frac{\sigma_d A}{P_d} \qquad \text{식 2.3.14}$$

여기서, σ_d : 노상 표면의 축차응력, P_d : 설계 동적 윤하중, A : 무차원 변형율 영향계수를 만들기 위해 임의적으로 선택되어진 면적(A = 0.645㎡($1000in^2$))

그림 2.3.24는 노반층과 노상층의 정확한 회복탄성계수로 궤도구조에 대해 최종 설계 차트를 보여준다.

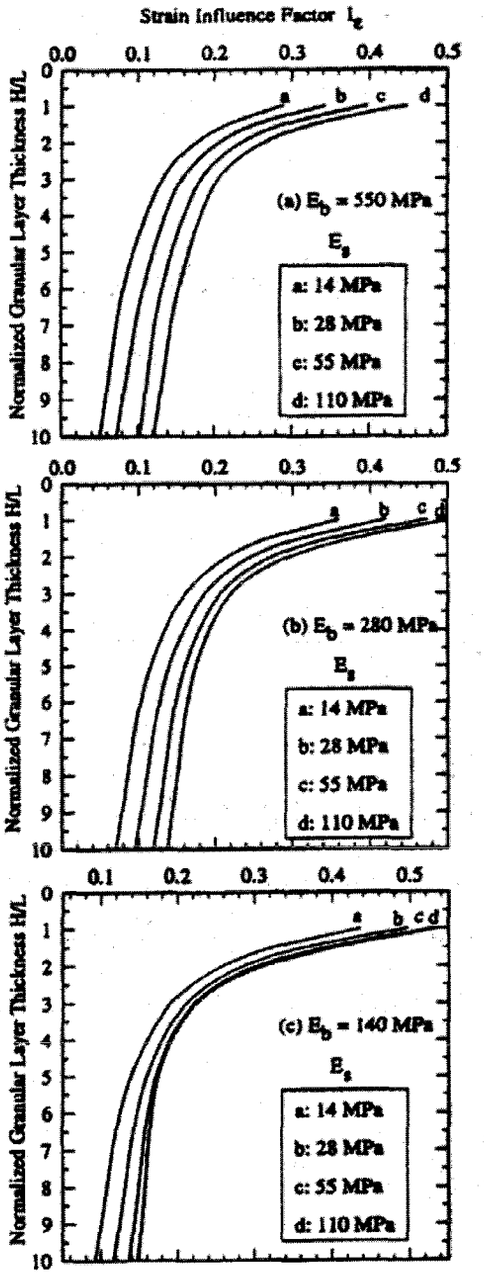


그림 2.3.24 점진적 전단파괴를 방지하기 위한 노반층 두께 설계차트 (Dingqing & Selig, 1998a)

무차원의 설계도표를 만들기 위해 노반층 두께 (H)와 길이요소 (L)를 이용하였으며, 길이요소의 값은 임의적으로 0.152m(6in)로 선택하였다. 이 길이요소는 어떠한 물리적 의미를 가지지 않는다. 이것은 단지 SI와 English단위 둘 다를 직접적으로 이 설계도표에 사용하기 위한 목적일 뿐이다. 필요로 하는 최소 노반층 두께를 결정하기 위해 그림 2.3.23의 사용은 다음과 같은 과정을 따른다.

과정 ①

- 식 2.3.9와 2.3.11 또는 그림 2.3.22를 이용해서 노상표면의 허용축차응력을 결정한다.

과정 ②

- 노상표면에서 허용축차응력과 주어진 설계 동적 윤하중을 토대로 식 2.3.13에 의해 변형률 영향 인자를 계산한다.

과정 ③

- 변형률 영향인자와 노반층과 노상층의 회복탄성계수를 토대로 그림 2.3.23을 이용하여 노반층의 두께를 구한다.

나. 과잉 소성변형을 방지하기 위한 설계도표

노반두께(T)를 갖는 노상 층에서 과잉 소성변형을 방지하기 위한 설계 도표를 개발하기 위해 누적 소성변형은 식 2.3.13에서 나타내었던 누적 소성 변형률을 적분함으로써 구할 수 있다. 식 2.3.15는 누적 소성변형을 구하기 위한 식이다.

$$\rho = \frac{aN^b}{100(\sigma_s)^m}\int_0^T (\sigma_d)^m dt \qquad \text{식 2.3.15}$$

식 2.3.15를 다시 정리하면

$$\rho = I_p L_a \left(\frac{P_d}{\sigma_s A}\right)^n N_b/100 \qquad \text{식 2.3.16}$$

$$I_\rho = \int_0^T \left(\frac{\sigma_d A}{P_d} \right)^m \frac{dt}{L} \qquad \text{식 2.3.17}$$

여기서, I_ρ는 무차원 변형영향 인자

면적과 길이요소 인자(A 와 L)는 무차원 변형영향 인자로 만들기 위해 사용되었다. 식 2.3.17에 나타낸 바와 같이 변형 영향인자는 노반층 두께(T)에 따라 축차응력 분산에 영향을 주며, 축차응력의 분산은 노반층 두께와 노상과 노반층의 회복탄성계수에 영향을 받는다.

그림 2.3.25는 노상층 깊이에 따른 변형 영향인자와의 관계를 나타내었다. 그림에서와 같이 노상층 깊이가 증가함에 따라 변형 영향인자는 증가한다. 이러한 경향은 약 노반 깊이 4.5~6m까지 현저하게 나타난다. 다시 말해 노반깊이 4.5~6m까지는 소성변형에 상당히 영향을 미친다는 것을 알 수 있다. 변형 영향인자 값은 노상층의 다양한 조합(입상층 두께, 4개의 노반 흙 종류(표 3.3.6 참조), 그리고 입상층과 노반층의 다양한 계수)에 대해 식 2.3.17을 사용해서 계산된다. 설계도표를 만들기 위해 변형 영향인자 값은 다양한 노반층과 노상층 조건을 이용하여 표준화된 노반층 두께 결정을 위한 설계도표로 도식화 된다.

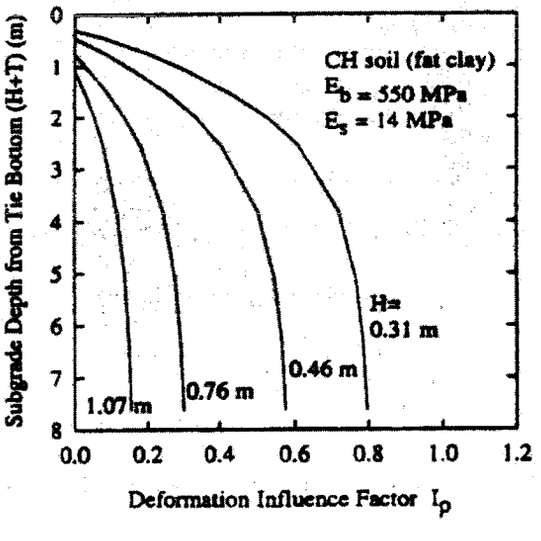


그림 2.3.25 노상층 깊이에 따른 변형 영향인자의 관계

(Dingqing & Selig, 1998a)

그림 2.3.26은 설계도표의 2가지 예를 보여준다. 각각의 곡선은 노상층 깊이를 나타낸다. 각각의 도표는 노반층과 노상층에서 한가지 흙 형태와 한가지 회복탄성계수를 조합해서 만들어 진 것이다. 흙의 형태와 회복탄성계수 총 48개의 조합으로 Li et al(1996)는 설계도표를 개발하고 발전시켜왔다.

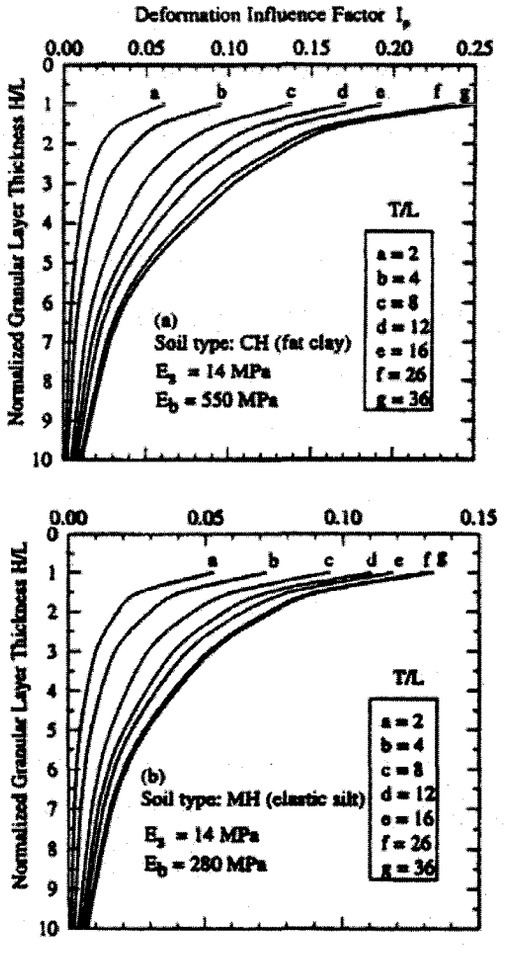


그림 2.3.26 과잉 소성변형을 방지하기 위한 노반층두께 설계도표의 예 (Dingqing & Selig, 1998a)

그림 2.3.26의 설계도표를 사용하기 위한 첫번째 단계는 설계기간 동안 주어진 설계 윤하중과 허용변형에 기초를 둔 허용변형 영향인자를 결정하는 것이다. 허용변형 영향인자는 식 2.3.16에서 ρ 대신 ρ_a를 대입해서 얻어지는 다음 식 2.3.18로 계산된다.

$$I_p = \frac{\frac{\rho_a}{L}}{a\left(\frac{P_d}{\sigma_s A}\right)^m N^b} \times 100 \qquad \text{식 2.3.18}$$

여기서, ρ_a는 설계기간동안 총 허용 노상 소성변형, N는 설계기간동안 총 반복하중 적용 횟수, P_d는 설계 동적 윤하중, σ_s는 흙의 압축 강도, a, m, b는 흙 종류에 대한 재료 변수, A, L은 길이인자와 면적인자이다.

허용 변형영향 인자를 결정한 후에, 필요로 하는 노반층 두께는 흙의 종류, 회복탄성계수, 노상층 깊이를 고려한 그림 2.3.25의 설계 도표를 사용해서 얻을 수 있다.

3. 국내·외 강화노반 두께 비교

국내 철도환경을 반영하여 각 국의 설계 개념으로 강화노반 두께를 산정하여 국내 강화노반 두께와 비교하였다. 국내에서 노반재료로 사용하는 재료의 대부분이 사질토 계열이기 때문에 미국의 설계방법에서는 노반 지지력 값을 표 2.3.10(Selig and Waters, 1994)에서 제시한 조밀한 사질 지반일 때의 값(210 kPa)을 적용하였으며, 영국의 경우 그림 2.3.27에서 제시한 노반강도간의 상관관계에서 구해지는 임계강도와 노반계수를 이용하였다. 또한, 독일의 경우에는 표 2.3.10에서 제시한 환산계수 E_H(상태 1, SU/ST : 500kgf/cm^2)를 적용하였다. 일본과 국내의 경우 이에 해당하는 범위의 값을 적용하여 두께산정을 산정하였다(표 2.3.10~11 이용). 표 2.3.11은 각 국 설계법을 적용하기 위하여 설계변수를 요약하였다.

표 2.3.10 각국 설계법에 따른 강화노반 두께

	AREA (미국)	영국	독일	일본	대한민국
설계 변수	노반 허용지지력 (kPa)	노반 임계강도 (kPa)	노반 탄성계수 (kgf/cm^2)	노반 탄성계수 (kgf/cm^2)	노반 탄성계수 (kgf/cm^2)
	210	200	500	315 ≦ E < 495	315 ≦ E < 495

강화노반 두께는 미국의 경우 앞서 제시한 식 2.3.1(Talbot's Equation)을 이용하여 속도별로 고속철도와 일반철도로 구분하여 두께를 산정하였다. 그 결과 고속철도의 경우 34cm, 일반철도의 경우 30cm로 나타났다.

영국의 강화노반의 두께 산정하는 방식은 설계지표를 이용하여 그림 2.3.27~30과 같이 산정한다. 그림 2.3.27은 임계응력을 이용하여 도상두께를 구하는 설계 지표이다. 그러나 이 설계 지표는 열차의 정적하중만으로 고려하여 열차속도에 의해 포함된 동적하중이 고려하지 않아서 영국 철도협회는 그림 2.3.28~29에서와 같이 수정 설계도표를 개발하였다. 결과적으로 수정 설계도표를 적용하게 되면 강화노반 두께산정에 있어서 매우 보수적이다. 먼저 수정 설계도표를 이용하기 위해서는 노반재료의 현장지지력 및 특성에 따라 노반 강도계수의 변환이 필요하며, 그림 2.3.27과 같이 구한다. 국가별 강화노반 두께 산정을 위하여 조립 사질지반(Coarse Sand)의 조건에 해당하는 노반의 탄성계수와 임계강도를 구하였다.

가정된 강화노반 두께를 결정하기 위한 노반의 탄성계수(Subgrade Modulus)는 60MPa으로 임계강도(Threshold Strength) 200kPa으로 가정하여 강화노반 두께를 결정하였다. 그림 2.3.28에서와 같이 노반의 탄성계수는 60MPa으로 적용하여 도상두께는 최소 두께인 30cm로 결정되었다. 또한, 노반의 임계강도를 200kPa으로 가정하여 그림 2.3.29에 적용하면 강화노반 두께는 약 45cm이다. 최종적으로 2개의 설계지표 중에서 큰 값으로 도상두께가 결정되기 때문에 가정된 도상두께는 45cm로 결정할 수 있다. 영국의 설계지표에서는 도상두께와 보조도상 두께를 모두를 포함하고 있기 때문에 국내 철도에서는 도상두께를 30cm로 일률적으로 적용하고 있기 때문에 강화노반 두께는 약 15cm로 볼 수 있다.

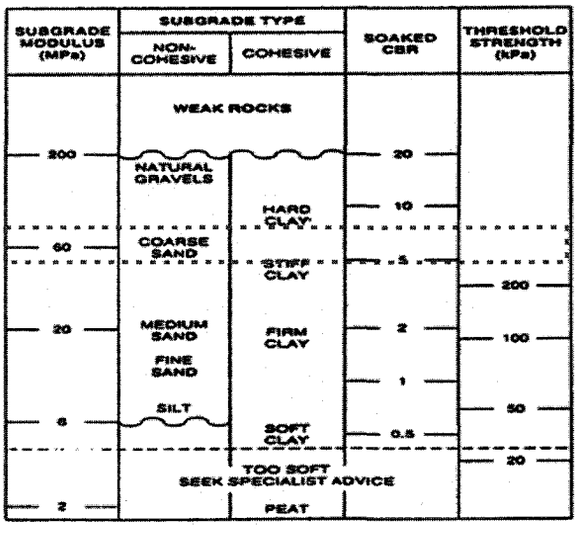


그림 2.3.27 노반강도계수간의
상관관계(Selig & Waters, 1994)

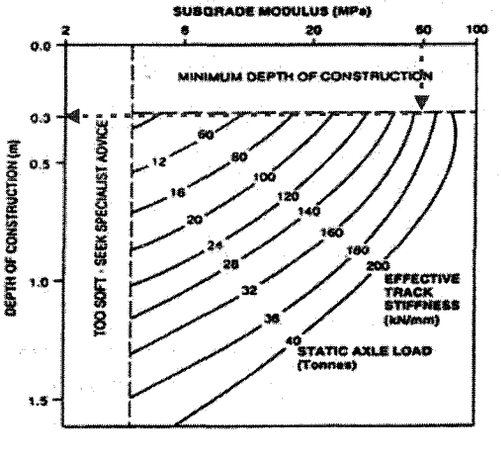


그림 2.3.28 노반의 탄성계수를
기준한 도상의 두께 결정

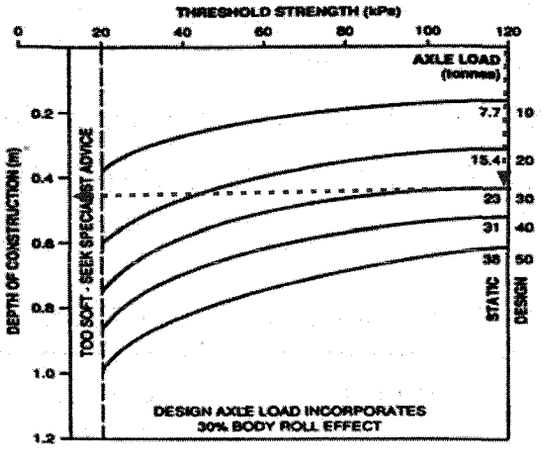


그림 2.3.29 노반강도를 기준한
도상두께 결정(영국)

독일의 경우에는 표 2.3.10에서 제시한 값인 환산계수 E_H(상태 1, SU/ST : 50MN/m^2)를 적용하여 값을 산정하였으며, 원지반의 탄성계수(80MN/m^2, 50MN/m^2)와는 상관없이 고속철도와 일반철도 모두 최소두께인 20cm로 나타났다. 따라서 환산계수 E_H가 모두 이 값을 초과하여 최소두께 20cm로 도상두께를 결정하였다(그림 2.3.30 참조).

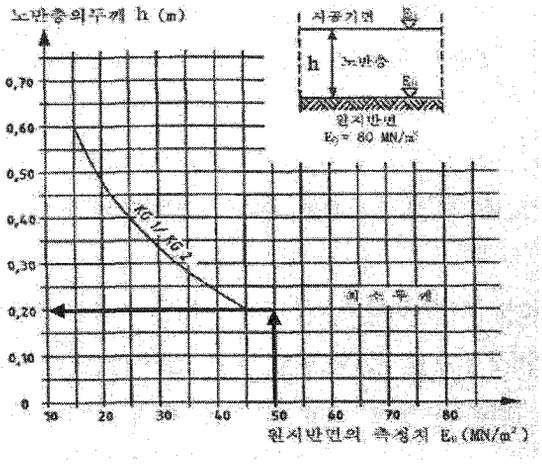


그림 2.3.30 노반의 요구두께, h

$E_0 = 800kg/cm^2 (80\,MN/m^2))$

국내와 일본의 경우는 앞의 노반설계변수에 해당하는 범위인 7kgf/cm^3≤ k30<11kgf/cm^3 에 해당하는 쇄석노반두께로 결정하였으며, 그 값은 일반철도의 경우 35cm로 동일하며, 고속철도의 경우 일본은 70cm(아스팔트층 5cm, 입도조정쇄석층 65cm), 국내는 80cm(보조도상층 20cm, 입도조정층 60cm)로 나타났다. 각국의 노반 두께 산정 결과는 표 2.3.11에 정리하였다.

표 2.3.11 동일조건에서의 각국의 강화노반 두께 산정 결과

	AREA (미국)	영국	독일	일본	대한민국
노반 두께	일반:30cm 고속:34cm	45cm	20cm(최소두께)	일반:35cm 고속:70cm	일반:35cm 고속:80cm
비고	도상+강화노반	도상+강화노반	강화노반	강화노반	강화노반

주)

1. 설계변수 결정은 국내에 사용되어지는 노반재료(SW, SP)에 해당되는 각국 설계지표에서 결정

2. 기타 설계조건들은 각국설계지표에 의거하여 결정

제 4 절 토공노반 다짐 품질관리 방법

1. 국내 토공 품질관리 기준

토공의 다짐 품질관리는 구조물의 안정성과 향후 열차하중에 의해 발생할 수 있는 잔류 침하 등을 방지할 목적으로 실시한다. 현장의 품질관리는 크게 지지력에 검증방법과 밀도로 관리한다. 우리나라의 경우 지지력은 평판재하시험으로 평가하고, 밀도관리는 상대다짐도(R)로 평가한다. 본 절에서는 국내 토공 구조물에 대한 품질관리 기준을 일반철도와 고속철도를 비교하였으며, 각 실험방법의 특징과 장·단점을 비교하였다.

1.1 일반철도 품질관리 기준

토공구조물의 다짐품질관리는 구조물의 안정성 뿐만 아니라 향후 열차운행시 발생할 수 있는 침하를 사전에 평가하는 항목이기 때문에 매우 중요한 항목이다. 일반철도의 경우 철도설계기준(2004)과 고속철도의 경우 고속철도공사 전문시방서(2003)를 바탕으로 정리하였으며 국내기준과 부합되는 외국기준이 있는 경우에는 항목별 비교하였다.

표 2.4.1은 일반철도 흙쌓기에서 상부노반과 하부노반의 각 다짐 품질기준을 요약 정리하였다. 표 2.4.1에서와 같이 일반철도의 경우 상부노반의 기준이 하부노반 기준보다 엄격한 품질관리를 하고 있으며 현장 상대다짐도(R)를 통해 밀도관리와 평판재하시험에서 구한 지지력 계수(k_{30})로 관리되고 있는 것을 볼 수 있다.

흙쌓기 재료의 적절성 판단기준으로는 크게 물리적, 역학적 평가를 통해 관리하고 있다. 먼저 물리적 판단기준으로 비중, 액·소성한계, 소성지수, 200번째 통과률(%), 단위중량, 그리고 최대입경으로 관리하고 있으며 역학적 판단기준으로는 수정 CBR, 일축압축강도, 흡수율, 마모감량 등으로 사용재료가 공학적으로 사용가능한지를 판단하고 있다.

표 2.4.2는 암석쌓기와 암성토 재료의 품질관리 기준과 사용재료의 판단기준을 정리 요약하였다. 국내 건설 여건상 현장에서 발생하는 암버력을 사용하기 때문에

공학적으로 기준에 만족하는 재료이면 사용하여야 한다. 현재 설계기준에서 제시하고 있는 기준으로는 최대입경과 연암과 경암 이상의 강도를 가진 재료를 사용하도록 되어져있다. 특히 암버럭과 같은 경우 입경이 너무 큰 재료를 사용하면 공극이 많이 발생하여 향후 잔류침하가 발생할 우려가 있기 때문에 최대입경은 300mm로 제한하고 있다. 또한 시공기면으로부터 60cm 이내에는 암버럭을 사용하지 못하도록 하고 있다. 현재 암쌓기, 암버럭과 같이 입경이 큰 경우에는 기존에 사용하는 다짐품질관리 방법으로 품질관리를 수행하기에는 어려움이 따른다. 상대다짐도의 경우 현장에서 밀도를 측정하기가 매우 어렵고, 지지력 평가의 경우 평판 재하판과 거의 같은 직경이기 때문에 오차를 발생할 소지가 매우 크다. 따라서 국내와 같이 암을 현장에서 사용하는 경우에는 이를 정량적으로 평가할 수 있는 시험방법이 시급하게 마련하여야 할 것으로 판단된다.

표 2.4.1 상부노반과 하부노반의 품질기준(일반철도)

구분	단위	시험방법	상부노반			하부노반
			강화노반		흙노반	
			입도조정 쇄석	고로슬래그 쇄석		
최대입경	mm	KS F 2302	40mm 이하	25mm 이하	25 이하	-
200번체 통과율	%				35% 이하	50 이하*
소성지수	%	KS F 2303			10 이하	30 이하*
액성한계	%	KS F 2303			35% 이하*	
수정 CBR	%	KS F 2320	80 이상	80 이상		
일축압축강도	kN/m^2	KS F 2535		1,200 이상		
단위중량	kN/m^2	KS F 2535	15 이상	15이상		
비중		KS F 2503	2.45 이하			
흡수량	%	KS F 2503	3.0 이하			
마모감량		KS F 2508	30 이하			
다짐도		KS F 2312	95% 이상 (E 다짐)	95% 이상 (E 다짐)	95% 이상 (D 다짐)	90% 이상(A다짐) (D다짐)*
현장품질관리방법			k_{30}>7kgf/cm^3 k_{30}>11kgf/cm^3 조건에 따라 분류		k_{30}>11kgf/cm^3	k_{30}>7kgf/cm^3
흙쌓기 지지지반 조건	1) 흙쌓기 지지지반은 지표에서 흙쌓기 폭의 약 2배(25m를 한도)의 깊이까지 지진시 액상화 위험이 없는 조건의 지반일것 2) 흙쌓기 지지지반 조건 암반: 조건 없음 풍화층: 자갈층(조건없음), 모래층(N값이 10이하인 경우에는 액상화될 위험이 없는 층일것), 세립토층(N>4 경우 조건없음, 4>N>2 인 경우 층 두께 3.0m 이하로할것, 2>N 인 경우 층두께를 2.0m 이하로서 안정성을 확인할것)				

주)*: 철도설계편람(2004)에서 제시된 값

표 2.4.2 암석쌓기 기준(철도설계기준, 2004 p.83)

○ 암석쌓기

(1) 암석쌓기를 위한 재료는 연암 또는 경암이어야 하며 최대입경은 300mm 이하로 한다.

(2) 암석쌓기를 위한 재료 및 다짐방법은 반드시 시험시공을 한 후 시공성 및 경제성을 고려하여 최종 결정하여야 한다.

(3) 시공기면으로부터 밑으로 600mm 부분은 암버럭을 하여서는 안된다.

(4) 암석쌓기 부분 위에 상부노반 등의 세립재료를 쌓는 경우에는 필터의 역할을 충분히 하는 입상재료로 입도조절층으로 설계하여야 한다.

표 2.4.3 암석쌓기 기준(철도설계편람, 2004 p. 2-91)

○ 암석쌓기

(1) 흙쌓기 재료로서 암버력을 사용하는 경우에는 안정한 흙쌓기가 되도록 시공방법, 층두께 및 다지기 등의 시험시공 작업계획을 작성하도록 설계하여야 한다.

(2) 암버력으로 시공되는 흙쌓기부의 마지막 층은 작은 돌조각 등을 두어 공극을 충분히 차단할 수 있도록 메워야 한다.

(3) 암버력으로 시공되는 흙쌓기 부위에 상부노반 등의 세립재를 시공하는 경우에는 R15/F85 < 5, F15/M15 >5 및 F15/M85 <5를 만족하는 입상재료로 입도조절 중간층을 설치하여야 한다. 여기서 R15는 암버력 재료의 15% 통과입경, F15는 입도조절 중간층 재료의 15% 통과입경, F85는 입도조절 중간층 재료의 85% 통과입경, M15는 세립재의 15% 통과입경, M85는 세립재의 85% 통과입경이다.

(4) 암석쌓기를 위한 재료는 연암 또는 경암이어야 하며 최대입경은 300mm 이하로 한다.

(5) 암석쌓기를 위한 재료 및 다짐방법은 반드시 시험시공을 한 후 시공성 및 경제성을 고려하여 최종 결정하여야 한다.

(6) 시공기면으로부터 밑으로 0.6m 부분은 암버력으로 흙쌓기 하여서는 안된다.

1.2 고속철도 설계기준

표 2.4.4는 고속철도 공사전문시방서(2004)를 바탕으로 상부노반과 하부노반의 다짐 품질관리 기준을 정리하였다. 표 2.4.5에서와 같이 고속철도의 경우 일반철도기준과 거의 유사하거나 다소 엄격하게 관리하고 있는 것을 볼 수 있다. 고속철도의 상부노반의 최대입경은 100mm로 일반철도 25mm보다 4배 이상의 값을 두고 있으며 일반철도에서는 제한을 두고 있지 않는 하부노반에 대해서도 최대입경을 제한하여 엄격한 관리를 하고 있는 것을 알 수 있다. 또한 세립분 함유량(200번째 통과율)에 대한 기준도 고속철도의 경우 25% 이내로 두고 있지만 일반철도는 35%로 재료 기준을 두고 있다. 일반철도는 재료의 역학적 특성을 고려하고 있지 않고 있으나 고속철도는 CBR값으로 규정하여 재료에 대한 평가를 엄격하게 관리하고 있는 것을 볼 수 있다. 다만 일반철도의 강화노반의 재료의 품질요건으로 마모감량을 30%이상으로 두고 있으나 고속철도의 보조도상의 경우에는 40%이상으로 일반철도 기준이 더 엄격한 것을 볼 수 있다. 참고로 도로의 아스팔트 보조기층의 경우 마모감량이 40% 이상을 요구하고 있으며 소성지수, 흡수율, 수정CBR 등으로 재료 품질요건을 두고 있다.

고속철도와 일반철도의 가장 큰 품질관리 방법의 차이는 지지력 관리로 일반철도는 평판재하시험에서 구한 지지력계수(k30)로 평가하고 있지만 고속철도에서는 반복평판재하시험에서 구한 변형계수(Ev_1, Ev_2, 그리고 Ev_2/Ev_1)로 품질관리하고 있다.

고속철도 현장에서의 암성토 재료요건은 표 2.4.5와 같다. 표 2.4.5에서와 같이 상부노반의 암성토의 최대입경 기준은 200mm로 일반철도 300mm에 비해 작다. 고속철도의 상부노반 최대 입경이 100mm라고 볼 때 암성토의 최대입경은 매우 엄격기준인 것으로 판단된다. 또한 일반철도에는 없는 다양한 재료 기준이 포함되고 있는 것을 볼 수 있다. 암성토시 상·하부의 경계면에 설치하는 차단재의 재질 및 두께는 3mm 이상(KS K 2630), 무게 500g/m^2, 인장강도 102kg 이상을 만족하는 토목섬유를 사용하도록 되어져 있다.

표 2.4.6은 일반철도와 고속철도의 다짐시험 판정기준을 나타내었다. 표 2.4.6에서와 같이 일반철도, 고속철도 모두 다짐정도를 상·하부 노반에 따라 관리하고 있으며, 다짐정도를 최소 90%~100%이상으로 다지며, 노반 품질관리를 평판재하시험의 반복법(Ev2)과 비반복법(k_{30})에 의해서 관리를 하고 있다.

표 2.4.4 상부노반과 하부노반의 품질기준(고속철도)

구분	단위	시험방법	상부노반			하부노반
			강화노반		상부노반	
			보조도상층	입도조정층		
최대입경	mm	KS F 2302	31.5 이하	125 이하	100 이하	300 이하
수정 CBR	%	KS F 2320			10 이상	2.5 이상
5mm체 통과율	%				25~100%	-
0.08mm체 통과율	%	KS F 2511			0~25%	-
소성지수		KS F 2303			10 이하	-
경도 및 내구성	%	KS F 2508	40 이하	60 이하		
편평도	%	KS F 2575	30 이하	30 이하		
모래당량		KS F 2340	ES > 40	ES > 40		
다짐후 1층 두께			20cm 이하	30cm 이하		
다짐도	%	KS F 2312 D	100%이상	-	95% 이상	90% 이상
		DIN 18 134	Ev2≥ 120MN/m^2 Ev2/Ev1<2.2	Ev2≥ 80MN/m^2 Ev2/Ev1<2.3	Ev2≥80MN/m^2 Ev2/Ev1<2.3	Ev2≥60MN/m^2 Ev2/Ev1<2.7
노반재료의 일반기준	○사용 불가능한 흙 (1) 액성한계 50% 이상 되는 재료, 건조밀도 1.5tf/m3이하의 재료, 간극율이 42% 이상, 소성한계가 25%이상인 흙은 사용금지 (2) 벤토나이트, 온천여토, 산성백토, 유기질토 등 흡수성이 크며 압축성이 큰 흙 (3) 빙토, 빙설, 초목, 나무 등 다량의 부식물을 함유한 흙					

표 2.4.5 암성토 재료요건

구분	상부노반			하부노반
최대입경(mm)	200mm			300mm
입도	200mm 125mm 106mm 101.6mm 63.5mm 25.4mm 9.52mm 5.0mm 2.5mm 1.2mm 0.6mm 0.3mm 0.15mm	100 - - 90-60 80-52 73-36 59-22 50-15 42-12 36-9 28-6 22-4 16-3	시험시공 후 조정가능	입도배합이 양호한 재료

1) 암성토는 강화노반 하부 흙쌓기에만 허용될 수 있으며, 시험시공을 한 후 공사감독자의 승인을 받아야 한다.
2) 암성토 재료로서 이암, 세일, 실트스톤, 천매암, 편암 등 암석의 역학적 특성에 의해 쉽게 부서지거나, 수침 반복시 연약해지는 재료는 공사감독자의 승인을 받은후 사용하여야 한다.
3) 암성토시 간극이 충분히 메워질 수 있는 재료를 선정하여 깔기 후 다짐을 하여야 하며, 다른 재료로 시공된 부분 위에 암성토를 하고자 할 경우에는 기 시공된 표면의 중심에서 외측으로 1:12 정도의 기울기를 형성하여 배수가 원활히 되도록 하여야 한다.
4) 암성토시 비탈면 처리는 석축 쌓는 부분을 제외하고 비탈면에 암버럭이 노출되지 않도록 양질의 토사로 덮어 식생이 가능하도록 하며, 비탈면 다짐을 실시하여야 한다.
5) 암성토의 포설은 1층 다짐완료후의 두께가 상부노반 30cm 이하, 하부노반 50cm이하로 균일하게 포설하여야 한다.

표 2.4.6 다짐시험에 대한 판정기준

적용	구 분		상부노반		하부노반	비고
			강화노반	흙노반		
일반철도	1층 다짐 완료후의 두께(cm)		15 이하	30 이하	-	
	다짐도 (%)		95	95이상	90이상	
	다짐방법		D	D	A, D*	
	평판재하	침하량 (cm)	0.125	0.125	0.125	
		지지력계수 ($K_{30}: kg/cm^3$)	7이상 11이상	11 이상	7 이상	
고속철도	1층 다짐 완료후의 두께(cm)	보조도상	20이하	30이하	50이하	
		입도조정층	30이하			
	다짐도 (%)	보조도상	100이상	95이상	90이상	
		입도조정층	-			
	다 짐 방 법	보조도상	D	D	D	
		입도조정층	-			
	평판재하	보조도상	$Ev2 \geq 120MN/m^2$ $Ev2/Ev1 < 2.2$	$Ev2 \geq 80MN/m^2$ $Ev2/Ev1 < 2.3$	$Ev2 \geq 60MN/m^2$ $Ev2/Ev1 < 2.7$	
		입도조정층	$Ev2 \geq 80MN/m^2$ $Ev2/Ev1 < 2.3$			

1.3 도로 품질관리기준

평판재하시험이 널리 사용되고 있으며 측정방법이나 결과의 평가, 설계에서의 적용법 등이 거의 확립되어 있다. 포장설계를 위한 평판재하시험은 반복시험과 비반복 시험으로 구분하고 있는데, "비행장 및 도로 포장의 평가와 설계를 위한 흙과 가용성 포장의 반복 평판재하시험 방법(KSF F 2338)"과 "비행장 및 도로 포장의 평가와 설계를 위한 흙과 가용성 포장의 비반복 평판재하시험 방법(KSF F 2339)"에서 시험법이 규정되어 있다. 이밖에도 도로의 노상, 노반에서의 지지력계수를 구하기 위한 시험법이 "토로의 평판재하시험 방법(KSF 2310)"에 별도로 규정되어 있으나 앞에서 설명한 비반복 평판재하시험법과 별반 크게 차이가 나지 않는다(한국지반공학회, 2003).

다음 표 2.4.7은 도로설계편람(2000)에 기재되어 있는 노상 재료의 품질 기준을 나

타낸 것이다. 표 2.4.7에서 상부노상과 하부노상으로 구분하였는데, 하부노상은 노체에 해당되고, 상부노상은 일반적인 노상에 해당된다.

표 2.4.7 노상의 다짐 조건(건설교통부, 2000)

구분		상부노상	하부노상	비고
시공조건	시공층 두께	20cm 이하		한 층당 마무리 두께
	함수비	다짐도 및 수정 CBR 10 이상을 얻을 수 있는 함수비, 최적함수비 ±2%	다짐도 및 수정 CBR 5 이상을 얻을 수 있는 함수비	-
다짐후의 조건	다짐도	95% 이상	90% 이상	각층마다 흙의 다짐시험 C, D 또는 E 방법에 의하여 정해진 최대건조밀도에 대한 다짐도
	지지력계수 ($k_{30}, kg/cm^3$)	<표 2.2>		평판재하시험을 실시한 경우
	허용 침하량	5mm 이하	-	타이어 롤러의 복륜하중 5톤 이상, 타이어 접지압 $5.6kg/cm^2$에 의한 프루프 로울링(proof rolling)
	마무리면의 규격	· 도로 중심선에 평행 또는 직각방향으로 3m 직선자를 이용하여 평탄성을 측정할 때 최요부의 깊이가 2.5cm 이하, 고속도로의 경우 1.0cm 이하 · 흙쌓기 또는 땅깎기 마무리면의 시공오차는 ±3cm 이내		

표 2.4.8 평판재하시험을 실시한 경우 노상의 지지력계수(k_{30})기준(건설교통부,2000)

구분	시멘트 콘크리트 포장	아스팔트 콘크리트 포장
침하량 (cm)	0.125	0.25
지지력계수 ($k_{30}, kg/cm^3$)	15 이상	20 이상

2. 다짐 품질관리 시험 방법 및 종류

2.1 평판재하시험법

평판재하시험(Plate Bearing Capacity Test ; PBT)은 현장에서 지반의 지지력을 측정하기 위해 실시하는 대표적인 실험방법이다. 평판재하시험은 어느 지반에 실제 구조물을 축조하였을 때 지지력이나 침하조건을 만족하는지 여부를 판단하는 시험으로서 침하에 대한 결과가 실제현장에 비해 작은 경향이 있지만 비교적 확실한 지지력 결과를 파악할 수 있다. 또한, 평판재하시험을 통해 기초 저면, 성토 기초면 등에서 기초지반의 허용지지력 및 탄성계수를 결정할 수 있다. 하지만, 시간효과를 일부만 고려한 지반 자료를 제공하며 재하판의 크기가 작기 때문에 실제 구조물의 응력 범위 보다 작은 범위에서 결정된 결과를 산출하게 되므로 다음 사항들을 고려하여야 한다. 첫째, 현장지반의 토층, 전단강도 및 압축특성과 같은 토질특성을 고려하여야 한다. 실제 구조물의 기초하중이 미치는 지반의 응력범위는 재하 면적의 크기에 따라 달라지므로 재하시험 시 응력이 미치지 않았던 깊이에 연약지반과 같이 상부지반과 상이한 지반특성을 갖는 지반이 있다면, 실제 기초구조물의 응력이 하부지반에 영향을 주어 예상치 못한 침하 및 지반파괴현상을 유발할 수 있다. 따라서 하부 지반의 전단특성 등을 불교란 시료로 파악한 후 실제 기초의 지지력과 침하량을 결정해야 한다. 둘째, 지하수면과 그 변동을 고려하여야 한다. 지하수위가 낮은 지점에서 지하수위가 상승하면 지반의 유효응력이 대략 50% 정도로 저하되므로 지반의 극한 지지력도 대략적으로 반감하게 된다. 마지막으로, Scale effect를 고려하여야 한다. 보링 및 기타 조사에 의해 지반의 특성을 파악하여 연약지반이 없는 것으로 확인하였다 해도 반드시 재하판의 크기에 의한 Scale effect를 고려하여야 한다.(건설교통부, 2004)

2.1.1 시험장비

재하 반력대는 예상되는 소요 총 하중을 제공하는데 충분한 크기와 강도를 지닌 것으로 예상 총 하중 반력을 제공할 수 있는 장비이어야 하며, 평판재하시험시 덤프트럭, 백호 등 현장의 장비를 이용할 수 있다. 유압은 기초의 평판재하시험시 용량이 50t 이상 또는 특정 토질조건에 대한 최대 예상하중을 가하는데 충분해야하

고, 잭에 의하여 작용하는 힘을 측정하는 장치로써 압력계가 있어야 한다. 하중계는 하중을 ±2% 정밀도로 측정할 수 있는 것이어야 한다. 잭의 능력(Capacity)은 지반 종류에 따라 달리 적용되며 연약한 지반의 경우 5t, 단단한 지반의 경우 10～30t 용량을 갖추어야 하며 주기적으로 검증 받은 것이어야 한다. 재하판은 두께 2.5cm 이상, 지름 30～75cm인 3개의 강제원판 또는 등치면적의 사각철판을 이용하며, 도로의 평판재하시험에서는 직경 30cm 이상의 원형으로 하여 상하면이 평활하고 두께 2.5cm이상의 동판을 사용하는 것이 바람직하다. 이때 재하판은 하중에 의해서 재하판의 변형이 생겨서는 안된다. 일반적으로 사용하는 재하판의 규격은 30×30×2.5cm, 40×40×2.5cm 그리고, 75×75×2.5cm등이 있다. 다이얼 게이지는 0.01～0.001mm의 눈금을 갖는 축 길이 30mm 이상의 것을 준비하되 주기적으로 검증 받은 것이어야 한다.

2.1.2 시험결과의 정리

철도노반의 평판재하시험 결과에서는 극한지지력이나 항복하중보다는 지지력계수를 구하는 것이 주목적이다. 지지력계수는 하중강도-침하량 곡선에서 재하판의 침하량에 대한 하중강도의 비로서 식 2.4.1에 따라 산출한다.

$$k = \frac{q}{\delta} \qquad \text{식 2.4.1}$$

여기서, k은 지지력계수(kgf/cm^3), q는 접지압 또는 지반반력(contact pressure, subgrade reaction, kgf/cm^2), δ은 재하판의 침하량(cm)이다.

하중-침하곡선이 초기에 직선부분이 나타난다면 k값은 그 직선의 기울기로 구해진다. 그러나 대개의 하중-침하곡선은 처음부터 곡선을 이루어 초기 직선부분을 찾을 수 없는 경우가 많다. 이런 경우에 k값을 구하는 데 여러 가지 방법이 있으나 가장 간편하고 널리 쓰이는 RRL(Road Research Laboratory)법에서는 침하량 1.25mm와 그에 해당하는 접지압을 사용하여 k값을 구한다. 이렇게 구한 지지력계수 값은

원점과 1.25mm 침하에 해당하는 곡선상의 점을 잇는 할선의 기울기이다. 지지력계수 값은 흙의 고유한 값이 아니라 재하판의 크기에 따라 달라지므로 시험에 사용된 재하판으로 구한 지지력계수를 표준 크기의 재하판에 대한 값으로 보정을 해야 한다. 재하판의 표준지름은 30cm이며 기타 다른 지름의 재하판을 사용하였을 때에는 수식 2.4.2 및 수식 2.4.3에 따라 지지력 값을 환산하여야 한다.

$$k_{30} = 2.2k_{75} \qquad \text{식 2.4.2}$$

$$k_{30} = 1.3k_{40} \qquad \text{식 2.4.3}$$

여기서, k_{30}, k_{40}, k_{75} : 각각 직경 30, 40, 75cm 재하판으로 시험한 지지력계수

2.1.3 평판재하시험의 다짐 관리기준

평판재하시험의 다짐 관리기준은 KS F 2312 "흙의 다짐시험 방법"에 의거하여 관리를 하고 있다. 다짐관리는 각각의 노반 층으로 이루어지고 있으며 자세한 내용은 표 2.4.9에 나타내었다.

표 2.4.9 노상의 다짐 조건과 지지력계수(k_{30}) 기준(철도설계편람, 2004)

구분	단위	시험방법	상부노반			하부노반
			강화노반		흙노반	
			입도조정 쇄석	고로슬래그 쇄석		
다짐도		KS F 2312	95% 이상 (E 다짐)	95% 이상 (E 다짐)	95% 이상 (D 다짐)	90% 이상(A다짐) (D다짐)*
현장품질관리방법			k_{30}>7kgf/cm^3 k_{30}>11kgf/cm^3 조건에 따라 분류		k_{30}>11kgf/cm^3	k_{30}>7kgf/cm^3
흙쌓기 지지지반 조건	1) 흙쌓기 지지지반은 지표에서 흙쌓기 폭의 약 2배(25m를 한도)의 깊이까지 지진시 액상화 위험이 없는 조건의 지반일 것 2) 흙쌓기 지지지반 조건 암반: 조건 없음 풍화층: 자갈층(조건없음), 모래층(N값이 10이하인 경우에는 액상화될 위험이 없는 층일 것), 세립토층(N>4 경우 조건없음, 4>N>2 인 경우 층 두께 3.0m 이하로 할 것, 2>N 인 경우 층두께를 2.0m 이하로서 안정성을 확인할 것)				

2.2 반복평판재하시험

반복평판재하시험은 경부고속철도 건설시 1990년대부터 시행되어져 왔으며 독일 DIN 18 134에 의거하여 지지력을 측정하는 실험방법이다. 평판재하시험과 달리 반복평판재하시험은 기존의 평판재하시험의 최대하중, 단계별 하중증가량, 하중 재하 단계수, 단계별 하중재하시험 및 반복재하 횟수를 변화시켜 기존의 평판재하시험방법보다 현장에서 빠르게 다짐강성을 평가할 수 있는 시험방법이다. 반복평판재하시험은 평판재하시험방법과 달리 초기 재하단계에서 소성변형을 최소화하여 시험을 실시하기 때문에 평판재하시험방법보다는 진보된 시험방법이라 할 수 있다.

2.2.1 시험장소 준비

시험장소는 재하판을 설치 가능토록 충분히 넓어야 한다. 직선자나 쇠손을 써서 표면을 가능한 평편하게 한다. 흐트러진 토사는 솔로 제거한다.

2.2.2 평판재하장치 설치

재하판은 시험 표면과 직접 접촉하도록 평편하도록 건조 중간 사이즈 모래 또는 석회반죽 Bed를 사용하여 하중이 편심을 받지 않도록 한다. 석회반죽을 Bed 재료로 사용할 경우 재하판의 표면을 기름칠하고 가볍게 두드리고 돌려가며 다진다. 또한 시험 장소가 경사진 곳이면 Spindle level도 그에 따라 조정하고 필요이상의 반죽은 경화 전에 주걱으로 제거한다. 반죽이 경화되기 전에는 반죽이 부풀어 평판을 밀어 올릴 염려가 있으므로 시험을 시작해서는 안된다. 유압 잭의 피스톤은 중앙에 위치하게 하고 반력 하중 시스템 아래 재하판으로부터 일치되게 설치되어야 하며 기울어지지 않도록 확실히 고정한다. 반력하중은 하중 방향을 직각으로 하여 변형이 없도록 보장해야 한다.

2.2.3 침하 측정기의 배치

받침대는 재하판의 중심으로부터 1.25m 이상의 충분한 거리를 유지하도록 설치되어야 한다. 다이얼 게이지 혹은 변위 변환장치는 수직으로 설치되어야 한다. 재

하판을 설치할 경우 Contact arm의 바늘이 구멍을 원활히 통과하도록 해야 하며 재하판의 중심에 위치하도록 한다. 시스템의 거동을 없애고 시험할 지층과 단단히 밀착시키기 위해서 0.1kgf/cm^2 응력에 해당하는 하중을 사전에 약 30초 동안 적용한다. 그런 후 하중을 제거하고 다이얼 게이지를 영점으로 조정한다. 변위 변환장치를 사용하는 곳에 영점 측정을 실시한다. 필요하면 타플린을 써서 직사광선과 바람으로부터 보호해야 한다. 침하 측정장치와 반력 재하시스템은 시험 중에 진동을 받아서는 안된다.

2.2.4 단계별 재하 및 제거

토공사의 구조계산을 위한 변형계수(E_v)를 결정하기 위해서는 300mm 재하판을 사용해야 하고 침하가 5mm 발생할 때까지 또는 재하판 하부에 5kgf/cm^2 수직응력이 도달할 때까지 하중을 증가 시킨다. 600mm 재하판은 7mm의 침하 또는 2.5kgf/cm^{2}의 수직 응력을, 그리고 762mm 재하판은 13mm의 침하 또는 2kgf/cm^{2}의 수직 응력에 도달해야 한다. 화산재와 같은 입자강도가 낮은 토사나 하중이 증가하여 토사의 급격한 변형이 일어날 징후를 나타내는 경우에는 더 작은 침하량이나 수직 응력치에서 시험은 종료되어야 한다. 하중은 적어도 6단계 이상으로 같은 증가분으로 적용되어야 하며, 시험 중간 적용된 증가치가 너무 크거나 혹은 작다고 판단되면 그에 따라 증가치가 변경되어야 한다. 하중의 증가는(현 단계에서 다음 단계로) 1분 안에 완료되어야 한다. 토사를 시험할 경우 각 하중 증가분을 적용할 때 시간차는 2분이어야 하고 각 단계동안 하중은 일정하게 유지되어야 한다. 노반시험의 경우 1분이면 충분하다. 재하 중에 부주의로 인해 계획한 것보다 많은 하중이 적용된 경우에는 이 하중을 유지하면서 시험 결과를 기록해야 한다. 이때 해당 침하값도 기록되어야 한다. 하중은 최대 하중의 50%, 25%, 그리고 다이얼 게이지가 "0"을 가리키는 하중의 3단계에 걸쳐 해제되어야 한다. 1차 제하 완료 후 2차 재하시에는 하중이 1차 재하단계의 최고 하중 직전 하중까지만 증가하도록 시행되어야 한다. 2차 재하의 결과를 확인하기 위해서 3차 재하단계는 2차와 동일한 최대 하중 단계까지 시행될 수 있으며 이는 더 이상의 중간 단계를 거치지 않고 2차 재하가 종료된 직후 시행되어야 한다.

2.2.5 시험개소 파기

시험하는데 예기치 못한 상황이 발생한 경우 시험 현장의 토사를 재하판의 직경만큼 파내야 한다. 돌이 발견되거나 혹은 토사의 결정이 일정하지 않을 경우 또는 함수비가 너무 높거나 낮은 경우 이런 사항을 기록해야 한다.

2.2.6 결과의 정리 및 분석

가. 하중-침하 곡선

각 단계별 하중 증가에 대해 평균 수직응력 σ_0의 값에 따른 침하량 읽음치 M을 기록한다. 매우 높은 변형 계수를 갖는 토사의 경우 재하판의 변위도 평가에 고려해야 한다. 이러한 목적에서 재하판 중앙에 변위 다이얼 게이지나 변위 변환기를 추가 측정한다. 하중-침하 곡선의 형태 및 모양은 토사의 다짐 상태를 평가하는데 도움이 된다.

나. 변형계수의 산정

변형계수 및 1차와 2차 재하 단계의 변형계수비는 완만한 하중-침하 곡선을 기초로 계산되어야 한다. 이는 아래 공식을 사용하여 재하판 중앙의 침하량 S를 계산하여 나타내야 한다.

$$S = a_0 + a_1 d \cdot \sigma_0 + a_2 \cdot \sigma_0^2 \qquad \text{식 2.4.4}$$

σ_0이 재하판 아래의 평균 수직응력(MN/m^2)이라면 a_0, a_1, a_2는 인자이다. 인자를 결정할 때 S값이 "0"이면 이를 무시한다.

변형 계수는 다음 공식을 이용하여 $0.3 \cdot \sigma_{1\max}$ 와 $0.7 \cdot \sigma_{1\max}$에 대한 활선기울기로 계산한다.

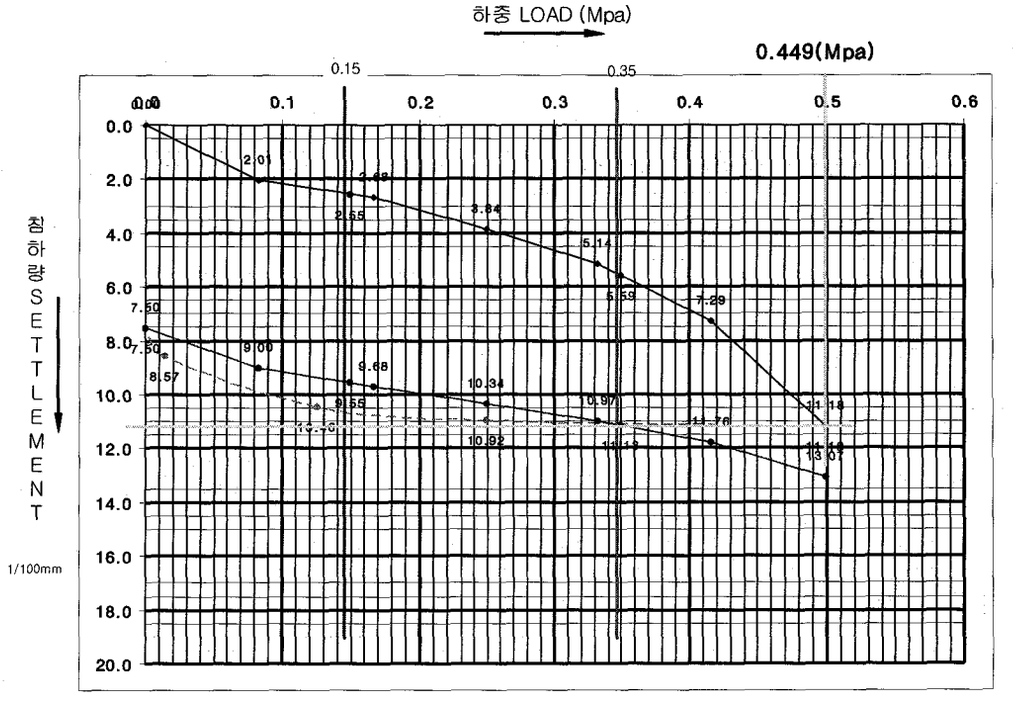
$$E_v = 1.5 \times r \times \left[\frac{1}{a_1 + a_2 \cdot \sigma_1 \max}\right] \qquad \text{식 2.4.5}$$

r은 재하판의 반경이고 단위는 mm이다. σ_{1max}는 1차 재하단계시의 평균수직응력 최대값(MN/m^2)이라면 아래첨자$_2$는 2차 재하단계를 의미한다.(그림 2.4.1 참조)

아래 예시대로 변형계수 Ev를 구하면,

$E_v = 0.75 \times D \times (\Delta P / \Delta S)$를 적용하면, $E_{v1} = 77.59$ MN/m^2 ,$E_{v2} = 166.67$ MN/m^2

$$\frac{E_{v2}}{E_{v1}} = \frac{166.67}{77.59} = 2.15 \qquad \therefore\ 2.3 > 2.15$$



Curve	P" Mpa	P' Mpa	S" cm	S' cm	ΔP Mpa	ΔS cm	$E_v = 0.75 \times D \times (\Delta P / \Delta S)$	Plate ϕ, D=30cm
1	3.57	1.53	0.124	0.066	2.040	0.058	$E_{v1} = 77.59$ MN/m^2	$\frac{E_{v2}}{E_{v1}} = \frac{166.67}{77.59}$
2	3.57	1.53	0.147	0.120	2.040	0.027	$E_{v2} = 166.67$ MN/m^2	2.15 < 2.3

시멘트보조도상 Ev2≥ 120MN/m2 , Ev2 / Ev1 < 2.2

시멘트처리자갈 Ev2≥ 120MN/m2 , Ev2 / Ev1 < 2.2

일반자갈 Ev2≥ 80MN/m2 , Ev2 / Ev1 < 2.3

그림 2.4.1 반복평판재하시험 분석결과 예

2.3 동적콘관입시험(Dynamic Cone Penetrometer, DCP)

2.3.1 개요

하부구조의 지지력을 평가하는 방법으로 사용하고 있는 동적콘관입시험(Dynamic Cone Penetrometer, 이하 DCP)은 신속하고 경제적으로 지지력을 측정하는 방법으로 현장적용성면에서 매우 유리하나, 사용범위(노반재료의 최대입경)가 제한적이기 때문에 모든 지반에 적용하기에는 어렵다. 철도연에서 보유하고 있는 장비는 Kessler 社의 장비로 현장 시험시 침입깊이는 300mm이상을 기준으로 하였으며 낙하 추는 8.0kgf를 사용하였다. 그림 2.4.2는 동적콘관입시험기와 시험 전경을 보이고 있다.

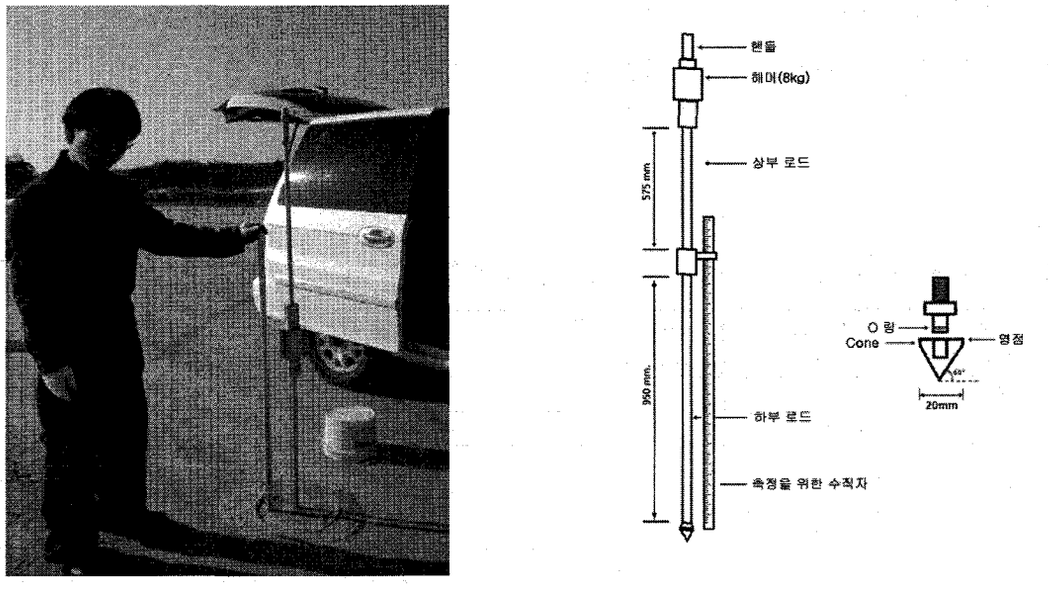


그림 2.4.2. 동적콘관입시험 및 장비의 구성품

2.3.2 DCP와 CBR의 상관관계

DCP와 CBR의 상관관계는 많은 연구자에 의해 경험적인 관계식이 제안되고 있다. Kleyn(1975)은 실내실험을 통해 DCP와 CBR 시험을 실시하여 두 실험 결과의 상관관계가 있다는 것을 알 게 되었다. 표 2.4.10은 기존 발표된 DCP와 CBR값의 상관관계수식을 정리하였다. 본 연구에서는 미공병단에서 추천한 방법으로 식 2.4.6과 같이 DCP와 CBR값을 추정하였다(Peshkin, 1994).

$$\log(CBR) = 2.46 - 1.12\log(DCP) \qquad \text{식 2.4.6}$$

표 2.4.10 기존에 연구된 DCP지수와 CBR값의 상관관계(안지환 외, 2004)

연 구 자	상 관 식	데이터 수	실험 장소	년 도
Livneh	log(CBR)=2.56-1.16log(DCP)	76	실험실	1991
Livneh, Ishai and Livneh	log(CBR)=2.45-1.12log(DCP)	135	현장, 실험실	1993
Harison	log(CBR)=2.55-1.14log(DCP)	72	실험실	1987
Smith and Pratt	log(CBR)=2.56-1.16log(DCP)	-	현장	1983
Kleyn	log(CBR)=2.62-1.27log(DCP)	2000	실험실	1975
NCDOT	log(CBR)=2.60-1.07log(DCP)	-	현장, 실험실	1989
Norwegian Road Research	log(CBR)=2.44-1.07log(DCP)	79	현장, 실험실	1995

표 2.4.11은 CBR과 DCP 지수의 상관관계를 나타낸 표이다. 여기서 CBR값은 0< CBR≤100의 범위에서 적용되는 DCP지수를 나타낸 것이다. 표에서와 같이 CBR값과 DCP 지수는 반비례를 하며 이를 통하여 노반의 지지력을 알고자 할 때 활용되어지고 있다.

표 2.4.11 CBR과 DCP 지수의 상관표(건설교통부, 2003)

DCP 지수 (mm/blow)	CBR (%)	DCP 지수 (mm/blow)	CBR (%)	DCP 지수 (mm/blow)	CBR (%)
<3	100	39	4.8	69-71	2.5
3	80	40	4.7	72-74	2.4
4	60	41	4.6	75-77	2.3
5	50	42	4.4	78-80	2.2
6	40	43	4.3	81-83	2.1
7	35	44	4.2	84-87	2.0
8	30	45	4.1	88-91	1.9
9	25	46	4.0	92-96	1.8
10-11	20	47	3.9	97-101	1.7
12	18	48	3.8	102-107	1.6
13	16	49-50	3.7	108-114	1.5
14	155	51	3.6	115-121	1.4
15	14	52	3.5	122-130	1.3
16	13	53-54	3.4	131-140	1.2
17	12	55	3.3	141-152	1.1
18-19	11	56-57	3.2	153-166	1.0
20-21	10	58	3.1	167-183	0.9
22-23	9	59-60	3.0	184-205	0.8
24-26	8	61-62	2.9	206-233	0.7
27-29	7	63-64	2.8	234-271	0.6
30-34	6	65-66	2.7	272-324	0.5
35-38	5	67-68	2.6	>324	<0.5

2.4 현장 CBR 시험

현장 CBR시험은 현장에서의 노상 혹은 노반의 현재 지지력의 대소를 직접 추정하려는 것이다. 따라서 그 지점 및 시점에서의 CBR은 직접 알 수 있지만 기상변화나 장래의 악화조건에 대해서는 측정할 수가 없다. 그러나 교란되지 않은 공시체의 채취가 일반적으로 대단히 어려운 막자갈 재료와 같은 경우에는 실내 시험보다도 현장 시험쪽이 합리적이며 유리한 점이 많다. 현장 CBR 시험은 아스팔트포장의 두께나 구성을 결정하기 위한 노상의 설계 CBR 결정과 노상, 성토, 철도노선 등의 다짐도 관리, 그리고 성토시공 중의 중기계의 주행성의 판정에 이용된다.

2.4.1 현장 CBR 값 산정

시험결과로 얻어진 관입량-하중 곡선에서 CBR 값은 수식 2.4.7에 의해 구한다.

$$CBR(\%) = \frac{\text{시험단위중량}}{\text{표준단위중량}} \times 100(\%) \qquad \text{식 2.4.7}$$

시험단위중량의 관입깊이는 보통 2.5mm를 기준으로 한다. 만일 5.0mm 관입깊이에서의 CBR 값이 이보다 더 크다면 재차 시험을 행하고, 동일한 결과를 얻었다면 5.0mm 관입깊이를 기준으로 한 CBR 값을 취한다.

표 2.4.12 관입깊이에 따른 표준단위중량과 전하중의 값

관입깊이(mm)	표준단위중량(kgf/㎠)	전하중(kg)
2.5	70	1370
5.0	105	2030
7.5	134	2630
10.0	162	3180
12.5	183	3600

2.4.2 수정 현장 CBR 값 산정

현장 CBR 시험을 포화상태로 만들어 시험하는 것이 번잡하고, 기존도로에서는 교통을 차단하는 등의 문제가 있어 포화시키는 것을 생략하고, 현장 함수비 상태에서 현장 CBR 시험을 실시하고, 함수비를 측정한 후 시료를 채취하여 시험실에서 현장 함수비 상태로 CBR 몰드를 5층, 55회로 2개 이상 만들어 다져서 식 2.4.8과 같이 수정하는 경우도 있는데 되도록 현장에서 포화상태로 만들어 CBR 시험을 하는 것이 바람직하다. 만일, 현장에서 포화상태로 시험할 수 없으면 자연 상태로 채취하여 실험실에서 CBR시험을 실시한다.

수정 현장 CBR =

$$\text{현장함수상태에서의현장 CBR} \times \frac{\text{현장함수상태인공시체의침수후 } CBR}{\text{현장함수상태인공시체의침수전 } CBR} \qquad \text{식 2.4.8}$$

2.4.3 팽창성

흡수팽창시험은 시공 후 강우 등에 의한 최악의 조건을 예상하여 포화시키는 것이다. 수침은 포화상태에서 지지력이 가장 약해지기 때문에 포장설계의 안전율을 확보하려는 것이고, 팽창시험은 노상토가 물의 침투로 부풀어 오르면서 포장을 파손시키는 경우가 발생할 수 있으므로 이를 확인하려는 목적으로 실시한다. 4일간의 침수시키는 경우 통상 포화도가 약 75~95% 정도로 된다. 팽창비의 크기를 토질별로 분류하면 표 2.4.13과 같으며, 팽창비와 CBR과의 연관성은 표 2.4.14에 나타낸바와 같다. 다짐정도 또는 토질에 따라 팽창이 아니라 오히려 수축현상이 생기는 경우도 있다. 예를 들어, 느슨하게 다져진 모래를 침수시키면 수축이 된다. 그래서 게이지의 초기 눈금을 중간정도로 두는 것이 좋다.

표 2.4.13 토질별 팽창비

노상의 상태	양호한 노상	보통상태의 노상	불량한 노상	부식토
팽창비(%)	1 이하	3 이하	3 이상	7~20

표 2.4.14 팽창비와 CBR

팽창비	CBR(%)
1	30
2	15
3	7

2.5 LFWD 시험

LFWD(Light Falling Weight Deflectometer)는 자유낙하 시킨 추로 인해 발생하는 에너지를 하중과 처짐으로 나누어 측정하는 장비로써 차량 이동식 FWD와 손으로 이동할 수 있는 LFWD가 있다. LFWD는 장소의 제약을 받지 않는다는 장점을 가지고 있다. 차량이 접근하기 곤란한 어떠한 측점까지도 사용이 가능하다. 또한, 노상, 기초 층의 충분한 지지력을 확보하기 위해 실시되는 Stiffness 시험인 전형적인 시험법들에 비해 시간적 한계를 극복할 수 있다는 데 그 장점이 있다(박태순 외, 2001).

본 연구에서 사용된 장비는 Dynatest社의 Keros Prima100 Portable FWD를 사용하였다. 이 장비는 낙하 추(Falling Mass, 20kg)를 이용하여 고정 손잡이를 눌러 자유낙하된 낙하 추(Falling Mass)를 고무 완충기(Rubber buffer)에 등분포에 가까운 하중을 가하여, 하중판을 통해 표면에 가해진 충격력에 의해 하중판 중앙에 위치한 Geophone에 움직임을 측정함으로써 PDA로 전송된 Data는 바로 처짐량(㎛)과 회복탄성계수(MPa)로 화면상에 확인하는 방식이다. 표 2.4.15와 표 2.4.16은 층 종류에 따른 하중판의 크기와 탄성계수의 기대치 범위를 나타내었다. 본 연구에서는 철도노반에 주로 사용하기 때문에 하중판의 직경을 Φ 30cm을 사용하였으며 지점별 각각 3회씩 측정하였다(그림 2.4.4 참조).

표 2.4.15 층 종류에 따른 하중판

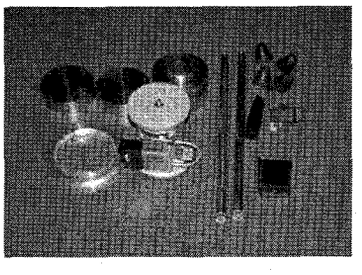
하중판 직경	층 종류
300mm	노반, 매립층, 보조기층, 자갈 기초층
200mm	자갈 기초층, 연약도록 구조물
100mm	강성 도로구조물

표 2.4.16 층 종류에 따른 탄성계수의 기대치

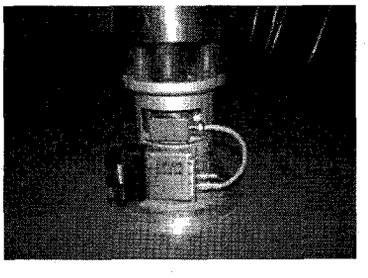
층 종류	범위
노상	5～60MPa
노반	25～75MPa
사력층	40～125MPa
쇄석을 깐 포장도로	60～150MPa
아스팔트	100～300MPa



(a) LFWD 현장시험전경



(b) LFWD 장비 구성품



(c) 고무 완충기(Rubber buffer)

그림 2.4.3 LFWD 현장시험전경 및 구성품

2.5.1 기존 평판재하시험(PBT, CPBT)과 LFWD의 상관성 연구동향

국내에서는 이미 LFWD의 적용성을 검토하기 위하여 "포장하부구조 다짐관리기준 정립(2004, 건설교통부)"에서는 휴대용 FWD인 LFWD를 이용한 다짐관리를 수행하는 것이 타당성을 가지며 적극적으로 검토할 필요성을 언급한바 있다. Masaki 외 3인(2000)은 평판재하시험과 LFWD시험을 동시에 수행하여 평판재하시험의 k_{30}

과 LFWD의 k값의 상관관계를 도출하였으며, 일본에서는 지반에 따라 점성토지반의 경우 k_{30}과 k_{HFWD}의 관계가 1:1의 상관관계가 있으며, 사질토 지반의 경우 1:1.5, 자갈지반과 같이 강성이 높은 지반의 경우 1:2의 관계가 있는 것을 정의하였다(가부장문 외 2명, 2003, 일본포장공학회, 2000). 국내의 경우에도 점성토, 사질토, 자갈지반 3곳에 대하여 실험을 실시한 결과 유사한 결과가 나타났다(김연복 외, 건설교통부 2004).

2.5.2 지지력계수(k_{3d})와 탄성계수(E_s)의 관계

무한깊이의 탄성물체 위에 있는 기초의 즉시 침하량은 탄성론의 원리를 이용하며, 유도된 식은 식 2.4.9와 같이 정리하였다.

$$w_d = q_d D \frac{(1-\nu^2)}{E} I_p \qquad \text{식 2.4.9}$$

여기서, w_d는 처짐, q_d는 하중판에 작용한 응력, D는 하중판의 직경, ν는 포아송비, E는 탄성계수, I_p는 무차원 영향계수 이다.

LFWD에 대한 기초의 영향계수 I_p는 가요성 상태의 중앙에서 처짐을 측정하므로 I_p=1로 고려하면 수식 2.4.10로 유도된다.

$$E = \frac{q_d}{w_d} D(1-\nu^2) \qquad \text{식 2.4.10}$$

$$k_d = \frac{q_d}{w_d} \qquad \text{식 2.4.11}$$

$$k_d = \frac{E}{D} \times \frac{1}{(1-\nu^2)} \qquad \text{식 2.4.12}$$

재하판의 크기가 증가함에 따라 지지력계수가 감소함으로 일반적으로 재하판의

반경이 r인 지지력계수 k_d를 다음 수식 2.4.13과 같이 환산할 수 있다.

$$k_{30} = k_d \times \frac{r}{15}$$ 식 2.4.13

수식 2.4.14는 수식 2.4.13에 의해서 유도되며, 수식 2.4.15는 수식 2.4.11~12에 대입함으로써 얻을 수 있다.

$$k_{30} = k_d \times \frac{D}{30}$$ 식 2.4.14

$$k_{30} = \frac{E}{D} \times \frac{1}{(1-v^2)} \times \frac{D}{30}$$ 식 2.4.15

최종적으로 포아송비를 0.35로 가정하면 다음 수식 2.4.16과 같이 유도할 수 있다.

$$k_{30} = \frac{E}{0.3(1-v^2)}$$

$$k_{30}(kgf/cm^3) = 38 \times E$$ 식 2.4.16

도로 노상층의 다짐상태를 측정하고 관리하기 위해 현재 사용되는 있는 방법은 크게 노상의 지지력을 이용한 방법과 탄성계수를 이용한 방법으로 나누어 볼 수 있다.

2.6 현장강성시험방법의 비교

국내 건설현장에서 하부구조의 지지력을 평가하기 위하여 다양한 시험법들이 제시되고 있다. 하부구조의 지지력 평가 방법으로 가장 많이 사용하고 있는 PBT(Plate Bearing Test)와 1990년 이후 고속철도 시공시 국내에 도입된 미국의 LFWD(Light Falling Weight Deflectometer), PBT의 변형인 독일의 E_{v2} 평가법(반복평판재하시험)이 있다.

표 2.4.17은 노반의 강성평가를 위한 각 시험법에 대하여 비교를 하였다.

표 2.4.17 노반의 강성평가 시험방법의 비교

시험종류	측정치	추정치	장점	단점
평판재하시험 (KS F 2310)	하중, 변위	지지력계수 허용지지력 탄성계수	-현장지지력 평가방법으로 널리사용 -하중, 변위로부터 역학적 특성치 결정가능	-하중반력 필요 -재하판의 크기로 인한 실제 구조물보다 작은 응력범위 -지하수 및 시간효과 미고려 -시험시간 장시간소요
반복평판재하시험 (KS F 2338)	하중, 변위	Ev1, Ev2	초기재하단계에서의 소성변형 배제한 노반의 경험있는 사용하중단계에서의 변형 특성치 결정	-하중반력 -장래의 지반의 악화조건 평가 미흡
FWD	하중, 변위, 재하시간, 가속도	탄성계수	-층의 종류에 따라 재하판의 면적변경가능 -신속하고 간편하며 장소에 제약을 받지 않음	충격하중의 범위
현장CBR (KS F 2320)	관입저항치	CBR값	-노상, 노반 다짐도 관리 및 성토시공중 중장비의 주행성 판정 이용 -도로 등 포장설계법에서 주로 사용	-CBR포장설계 과대 설계 -기상변화 및 장래악화조건 미고려
DCP	관입저항치	DCP 지수 CBR값	-DCP지수를 통해 CBR 추정 -쉽고 빠르게 시험결과 도출	-자갈 및 암성토에서 적용불가능

2.6.1 지반정수별 상관관계

도로에서는 PCA 설계법에 의거하여 CBR 값으로 하부구조의 지지력 추정을 하고 있다. 그림 2.4.3은 Portland Cement Association에서 제안한 각 지반정수별 상관관계이며 각각의 토질등급에 따른 지반정수의 허용치를 나타내었다.

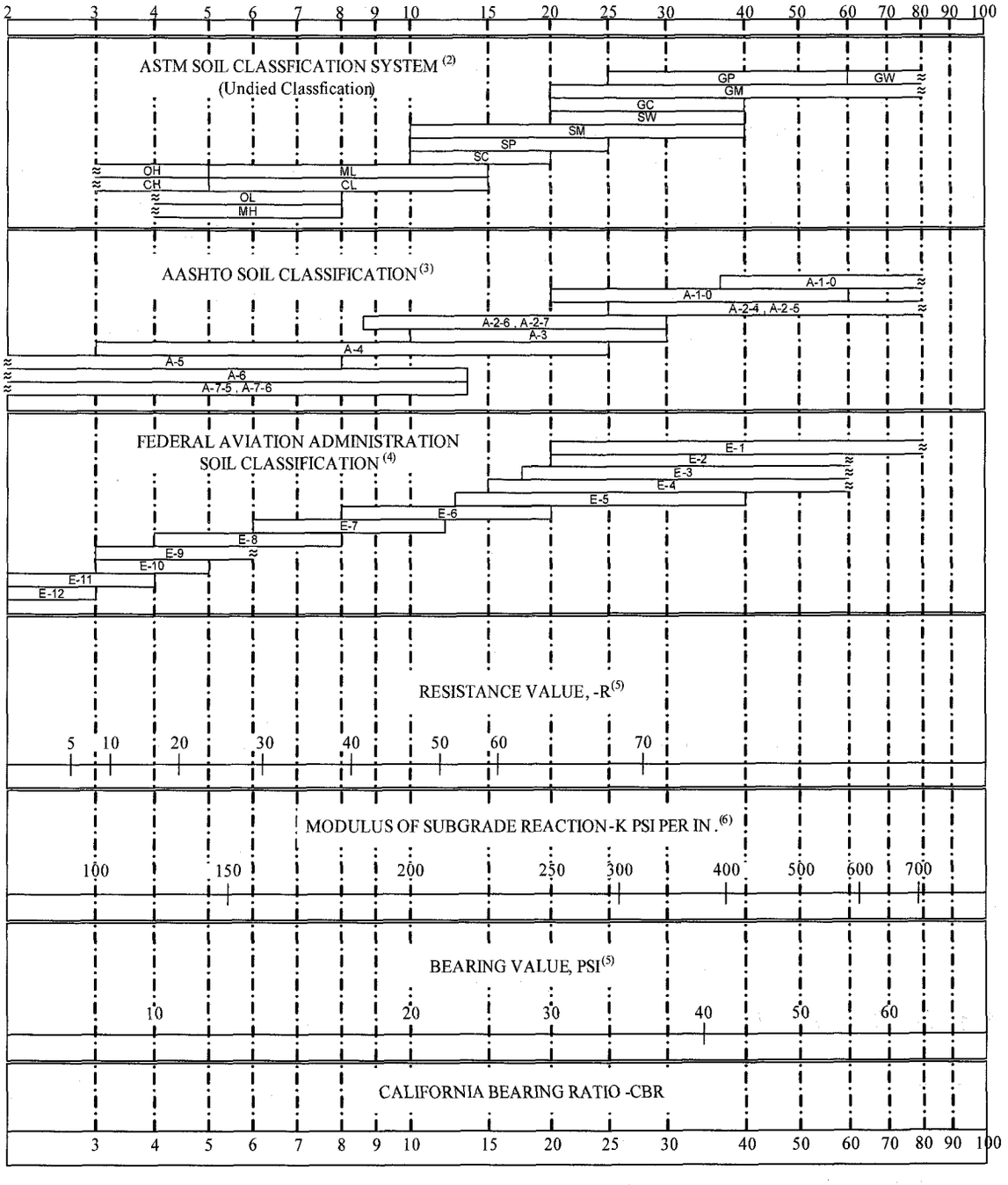


그림 2.4.4 각 지반정수별 상관관계(PCA 1984)

3. 기타 토공노반 다짐품질관리

3.1 HFWD(Hady Falling Weight Deflectometer)

HFWD(Handy Falling Weight Deflectometer)는 일본에서 최근 개발된 현장 시험장비로 낙하 추를 임의의 높이에서 자유 낙하시켰을 때 발생하는 충격하중과 변형을 측정하여, 다시 탄성계수를 변환하여 평판재하시험과 동일한 지지력 계수 k값을 산정하여 다짐도를 평가한다. 풍격하중의 최대치는 식 2.4.17에 의해서 산출되며, 낙하질량은 정해져 있으므로, 충격하중의 크기는 버퍼(고무완충기)정수의 영향에 의하여 결정된다. 버퍼의 강성이 충격하중에 영향을 미치는 요인에 대해서는 시험과 해석에 의해 검토되고 있으며, 버퍼의 강성이 커질수록, 충격하중은 커지고 재하시간이 짧아지는 경향이 있다.

$$F_{\max} = \sqrt{2MgHR} \qquad \text{식 2.4.17}$$

여기에서, $F_{\max}$: 충격하중의 최대치(N), M: 낙하추의 질량(kgf), g: 중력가속도 (m/s2), H :낙하고(m), R: 버퍼정수(N/m)이다.

3.1.1 HFWD의 시험방법

한 측점에서 낙하 추의 낙하횟수는 5회 이상으로 한다. 이것은 첫 번째 낙하에 의한 측정치는 재하판과 지반면과의 접합이 불안정하여 측정치가 균일하지 않기 때문이다. 최초의 낙하를 예비낙하로 하고 두 번째 이상의 하중과 침하량을 데이터로써 기록한다. 강우시 혹은 강우직후의 측정은 지반의 강성을 올바르게 평가할 수 없으며, 시험기에 대해서도 바람직하지 않기 때문에 피하는 것이 좋다. HFWD의 시험은 다음과 같은 순서로 실시한다.

① 측정위치의 지반면을 평탄하게 고른다.

② 측정위치에 HFWD를 설치한다.

③ 낙하 추를 소정의 높이로부터 자유낙하 시켜, 이때 발생하는 최대하중과 변위량을 기록한다. 하중의 단위는 kN으로 하고, 침하량의 단위는 mm로 한다.

④ 측정위치에서의 낙하추의 낙하높이는 3단계이상을 설정한다. 낙하높이에 따라

변위량이 변하게 낙하 추를 재하하여, 재하판 직경이 30cm일 경우 변위량이 1.25mm가 되는 하중강도를 구한다.(재하판의 직경이 20cm일 경우 0.833m, 재하판의 직경이 9cm일 경우 0.375mm)

⑤ 낙하높이는 낮은 높이에서부터 시험을 실시한다.

⑥ 같은 낙하높이에 대하여 5회 이상 낙하 추를 낙하시킨다. 지반이나 포장 등 대상물을 평가할 수 있지만, 대상물의 강도가 높으면 변위량이 작아지기 때문에 재하판을 변경하여 측정하는 것이 바람직하다.

⑦ 측정결과를 이용하여 탄성계수와 지지력계수를 산정하여 다짐도를 평가한다.

3.1.2 HFWD에 의한 다짐관리

일본에서는 HFWD를 이용하여 다짐관리를 실시하기 위하여, 지속적으로 연구중에 있다. HFWD 시험결과에 의해 탄성계수 및 지지력계수 k값을 산정하여 다짐도를 평가한다. HFWD에 의한 평가법에서 k값의 산정은 재하판의 지경이 9cm일 때, 변위량은 평판재하시험의 k_{30}(재하판 직경 30cm)의 계산에 이용하는 변위량 1.25mm의 값에 재하판의 직경 비율을 곱한 0.375mm이다. 또한 k값은 재하판 직경에 반비례하므로, 그 영향에 대해서도 고려하여 식 2.4.18에 의해 HFWD에서의 k값(이하 k_{HFWD}값)을 산출한다.

$$k_{HFWD} = [\frac{P_{0.375}}{\delta_{0.375}}] \cdot [\frac{D_9}{D_{30}}] \qquad \text{식 2.4.18}$$

여기서, k_{HFWD}: HFWD에 의한 k값, $P_{0.375}$: 변위량 0.375mm일 때의 재하응력, $\delta_{0.375}$: 변위량 0.375mm, D_9, D_{30}: HFWD 평판재하시험의 재하판 직경이다.

3.2 독일(DPLT, LWDT)

독일의 규정은 동적탄성계수 $E_{vd}(MPa)$을 결정하기 위하여 동평판재하시험기(Dynamic Plate Load Test with Lightweight Drop-Weight Tester ; DPLT 혹은 LWDT)

를 사용하도록 되어 있다. 동평판재하시험은 지반의 지지력 및 다짐도를 평가하기 위하여 개발되었으며 동적 하중이 재하 된 지반의 탄성계수를 간접적으로 구할 수 있다.

동평판재하시험은 다음과 같은 범위에서 사용될 수 있다.

① 10 MPa ≤ E_{vd} ≤ 125 MPa의 측정 범위

② 토질 입자의 형상이 원형, 입방체, 그리고 깨지지 않은 결정상태에는 제한이 없으며, 또한 깨진 입자에 대해서는 30%까지 허용된다.

③ 최대 입경 63mm이내의 조립토 지반에 적합하다.

④ 입자 크기 d > 63mm ≤ 15% 범위의 경우도 적용 가능하다.

3.2.1 시험장비의 제원

그림 2.4.5는 동평판재하시험기의 모식도를 나타내었다. 재하판의 무게는 15kg, 직경 300mm이며, 낙하 추의 무게는 10kgf, 낙하고 50cm~90cm이다. 또한 가속도계를 이용하여 변위를 간접적으로 화난하여 동적변형계수를 구한다.

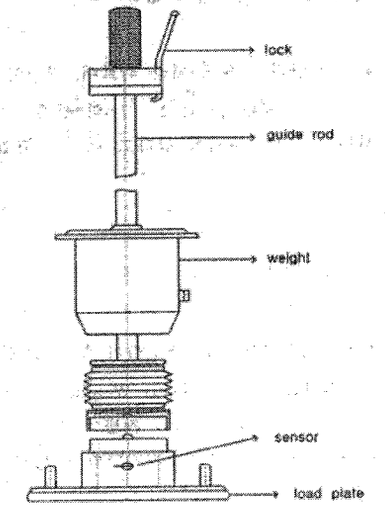


그림 2.4.5 동평판재하시험기의 모식도

3.2.2 동평판재하 시험방법

현장에서 측정하고자 하는 위치를 정하고 장비를 위치시킨다. 다짐관리시험과 연

계하여 시험을 실시할 경우, 측정값이 다른 시험에 의해 영향을 받을 수 있으므로 최소 30cm 이상 떨어져서 시험을 실시하고 측정할 위치가 결정되면 다음과 같은 순서로 시험을 수행한다.

① 재하판을 시험위치에 수평으로 설치한다.

② 낙하 추를 가이드 로드 상부에 있는 고정 손잡이에 건다.

③ 재하판의 안정화를 위해 본 실험 전에 낙하 추를 3회 낙하시킨다.

- 가이드 로드를 수직으로 세운다.

- 낙하 추를 낙하시킨다.

- 리바운드 되는 낙하 추를 잡아서 고정 손잡이에 건다.

④ 시험장비와 출력장치를 연결한다.

⑤ 연결 후 낙하 추를 3회 낙하시키고 결과치를 기록한다.

⑥ 3회 측정에 대한 평균 침하량과 동적탄성계수를 산정한다.

⑦ 산출된 동적탄성계수를 바탕으로 노상의 다짐도를 판정한다.

낙하 추의 하중은 시험되는 충격하중의 범위에서 감쇠 시스템을 통하여 적용되며, 탄성변형은 처짐 측정과 기록된 하중에 의해서 산출된다. 동적탄성계수 E_{vd} (MPa)는 지반의 지지력과도 관련이 있으며, 시험이 영향을 미치는 깊이는 재하판 직경의 약 1.5배 정도인 40~50cm정도이다. 재하판은 전체적으로 지지되어야 하며, 기울어져 있어서는 안 된다. 시험현장 표면의 기울기는 5%까지 허용되며, 3회 측정으로부터 구한 침하량을 평균하여 아래의 식 2.4.19와 같이 동적탄성계수(E_{vd})를 구한다.

$$E_{vd} = \frac{22.5}{\text{평균침하량}} \qquad \text{식 2.4.19}$$

3.2.3 동적탄성계수와 정적탄성계수의 관계

독일의 구조설계에서는 평판재하시험을 2회 실시하여 노상지지력을 평가하고, 여

기서 구한 정적탄성계수를 설계에 반영하고 있는데 식 2.4.20을 이용하면 동평판재하시험에서 구한 동적탄성계수(E_{vd})를 정적탄성계수(E_{v2}) 값으로 환산할 수 있다.

$$E_{v2} = 600 \times \in [\frac{300}{300 - E_{vd}}] \qquad \text{식 2.4.20}$$

식 2.4.20을 이용하여 구한 동적탄성계수와 정적탄성계수의 관계를 표2.4.18에 나타내었으며, 이는 토공을 위한 기술장비 요구사항인 독일시방서 ZTVA -StB 94에 기재되어있다.

특히 $E_{v2} / E_{vd} \geq 2.5$ 이거나, 동적탄성계수가 적정 수치에 도달하지 않았을 경우에는 재다짐이 필요하다. 또한 독일기준 ZTVA -StB 97에 따르면 점성토 토질에 대해서는 추가적으로 함수비의 검토가 필요하다고 보고하고 있다.

표 2.4.18 정적탄성계수와 동적탄성계수의 관계(ZTVA -StB 97)

정적탄성계수 ($E_{v2} = MPa$)	동적탄성계수 ($E_{vd} = MPa$)
180	80
150	70
120	55
100	45
80	40
60	30
45	25
20	15

3.2.4 동평판재하시험에 의한 다짐관리

표 2.4.19는 독일 시방서에서 명시한 지반 조건에 따른 다짐도와 탄성계수와의 관계를 나타내고 있다. 시험 현장의 지반재료 종류 및 상태를 파악한 후, 동평판재하시험을 실시하여 동적탄성계수를 산정하고, 이에 따른 다짐도를 판정하고 있다.

표 2.4.19 다짐도(Proctor, D_{pr})와 정적 · 동적탄성계수와의 관계(ZTVA -StB 97)

	다짐도 D_{pr}	정적탄성계수	동적탄성계수
DIN 18 196 규정	%	$E_{v2}\,(MPa)$	$E_{vd}\,(MPa)$
GW, GI	≥ 103	≥ 120	≥ 60
	≥ 100	≥ 100	≥ 50
	≥ 98	≥ 80	≥ 40
	≥ 97	≥ 70	≥ 35
GE, SE, SW, SI	≥ 100	≥ 80	≥ 40
	≥ 98	≥ 70	≥ 35
	≥ 97	≥ 60	≥ 32
혼합지반과 미세 입자 지반	≥ 100	≥ 70	≥ 35
	≥ 97	≥ 45	≥ 25
	≥ 95	≥ 30	≥ 20
1) GW, GI, GE : 자갈 SW, SI, SE : 모래 2) GW, GI, GE : ≤ 0.06mm 5%이하, ≤2mm 40% 이상 W : 느슨 I : 중간 E : 조밀 3) SW, SI, SE : ≤ 0.06mm 5% 이하, ≤2mm 40% 이하			

제 5 절 철도전용 해석 프로그램 현황

지난 수십년간 궤도노반연구는 노반해석 및 설계기술, 노반보강기술, 유도상궤도 생력화 기술, 지반진동 저감기술 등으로 연구가 수행되어 왔다. 이중 본 개발 프로그램의 분야인 노반해석 철도전용 프로그램 개발부야는 대부분 미국을 중심으로 1970년대 중반 이후 많은 연구 및 개발이 수행되었다. 하지만 국내에서는 철도 노반 해석 분야에 전용으로 도입될만한 소프트웨어가 개발되지 않았으며, 다만 범용 지반 유한요소 프로그램을 이용하여 편법적으로 운용되어 왔다.

IlllTRACK(Tayabji and Thompson, 1976)은 유한요소법을 이용하여 도상, 노반, 하부층을 수평·수직방향으로 열차 하중에 대하여 탄성 해석할 수 있는 프로그램이다. 그러나 ILLITRACK은 각각의 레일에 대한 수직 분석과정에서 침목에 대한 모멘트 길이가 도상이 자갈일 경우 18 in(45.7cm)로 제안되고 있어, HMA(hot mix asphalt)일 경우 적용될 수 없다는 단점이 있다.

GEOTRACK(Chang C.S. et al, 1980)은 도상, 보조 도상, 그리고 노반 재료들을 위한 응력 종속 변수를 이용하는 궤도 구조의 탄성반응을 결정하는 다층 모형 탄성해석 프로그램이다. 이 프로그램은 내부적으로 회복탄성계수를 반복계산과정을 통해 산출하며, 해석 결과로써는 레일에 작용하는 하중, 침목과 도상사이에서 작용되는 반력, 침목 및 레일의 휨 모멘트, 도상, 보조 도상, 그리고 노반에서의 각 위치에 따른 수직 변위와 응력등이 제시된다.

KENTRACK은 GEOTRACK을 기반으로 하여 개발 되었으며, GEOTRACK에 비해 해석 범위를 향상시키기 위하여 침목 해석 개수가 11개에서 26개로 확장되었으며, 해석 시간을 줄이기 위해 반복계산 기법을 향상시켜 속도를 향상시켰고, 레일과 침목 접속부에 대한 유한요소해석을 도입하여 접속부에 대한 해석 정확도를 높였다. 결론적으로 KENTRACK은 기존 GEOTRACK에 대한 수치 해석 정확도를 향상 시킨 프로그램이다.

앞서 전술한 봐와 같이 철도 노반 전용 소프트웨어는 ILLITRACK, GEOTRACK, KENTRACK등이 개발되었으며, 국내 철도 노반 설계 업무에 도입하기에는 다음과 같은 문제점이 발생될 수 있으며, 본 과제에서는 이러한 문제점을 보완하여 국내

철도 노반 설계/해석 프로세스에 도입될 수 있도록 하였다.

첫째로, 국내 철도설계기준에 따른 철도노반 설계 적용성이다. 국내 철도설계기준에서 제시하고 있는 노반 설계 기준은 누적 소성변형량(반복하중에 의한 소성침하, 압밀침하)과 탄성변위량등이다. 특히 누적 소성변형량 같은 경우에는 앞서 전술한 바와 같이 기존 프로그램은 탄성 해석 영역이기 때문에 열차의 년간 톤하중과 열차 반복 하중에 의한 소성변형효과를 고려 할 수 없으며, 따라서 국내 철도설계기준을 적절히 반영 할 수 없다. 따라서 본 과제에서는 프로그램에서는 열차 하중에 의한 탄성변위량 뿐만 아니라 소성변형량 및 압밀침하량에 대해서도 강화노반 및 원지반에 대하여 산출 할 수 있도록 프로그램을 개발하였기 때문에 국내 철도 설계기준에 부합되는 설계를 수행 할 수 있다.

둘째로, 원지반에 대한 고려여부이다. 기존 개발된 프로그램은 하부노반 상층 부위만 해석범위에 두었기 때문에, 원지반 장기 침하에 대한 고려를 할 수 없었다. 이 부분도 국내 철도설계기준에서 제시하고 있는 설계조건이기도 하다. 일반적으로 연약지반위에 철도 노반이 시공 될 경우 성토체 침하량보다 훨씬 큰 원지반의 장기 침하가 일어 날 수 있다. 따라서 현업에서는 철도노반 시공시 연약지반 개량 및 보강이 이루어지기는 하나, 장기 침하가 열차 운행 후 얼마나 진행되는지는 기존 프로그램을 이용한 해석 결과로는 알 수가 없다. 따라서, 본 프로그램에서는 연약지반 및 보강 지반에 대해서 장기 압밀 해석이 가능토록 하여, 원지반의 시간 의존적 장기 침하를 산출 해 낼 수 있도록 하였다.

셋째로, 해석 및 설계 업무의 자동화이다. 기존 개발되었던 프로그램은 개발시기가 1970~1980년대이기 때문에, Windows 기반 GUI 인터페이스와 프리/포스트 전용 처리기가 없었다. 따라서 이러한 프로그램은 운영 환경이 텍스트 기반으로 이루어져 입력시 휴먼 에러의 발생 확률이 높고, 수치해석 결과에 대한 평가 및 활용이 용이하지 못하다. 본 과제에서는 이러한 입출력 및 결과 활용 가치를 높이기 위하여, GUI 기반 프리/포스트 프로세스를 이용한 입출력 프로세스를 도입하고, 또한 결과 활용 가치를 높이기 위하여 자동 도면화 및 해석결과 자동 보고서화를 개발하였다.

제 3 장 연구개발 수행 내용 및 결과

제 1 절 1, 2차년도 주요 연구성과

제 2 절 국내 철도설계기준 비교분석 및 개선사항

제 3 절 국내 철도환경에서의 동적물성치 평가

제 4 절 역학적 토공설계 개발

제 5 절 국내 철도 노반 재료별 소성침하 예측 모델

제 6 절 토공설계/해석/관리 통합자동화 프로그램 개발

제 7 절 LFWD 시험을 이용한 토공노반 품질관리

제 8 절 P파를 이용한 다짐 품질관리 개발

제 9 절 역학적-경험적 토공설계 검토

제 10 절 역학적-경험적 토공설계기준(안)

제 3 장 연구개발 수행 내용 및 결과

제 1 절 1, 2차년도 주요 연구성과

1. 1차년도 주요 연구내용

그림 3.1.1은 연차별 연구내용을 정리하였다. 본 과제의 1차년도(2005. 6. 30~2006. 6. 29)에는 국내 토공 설계의 기준 분석과 열차하중에 따른 노반에 작용하는 크기와 변형률, 하중분산 등을 검토하였다. 설계기준에서 제시하고 있는 품질관리 기준에 대하여 현황 및 문제점을 분석하여 개선방향을 제안하였다. 또한 강화노반 두께를 보다 합리적이며 표준화된 방법으로 설계를 하기 위하여 국내외 강화노반 설계방법을 분석하여 보다 합리적인 방법이 무엇인가를 검토하였다.

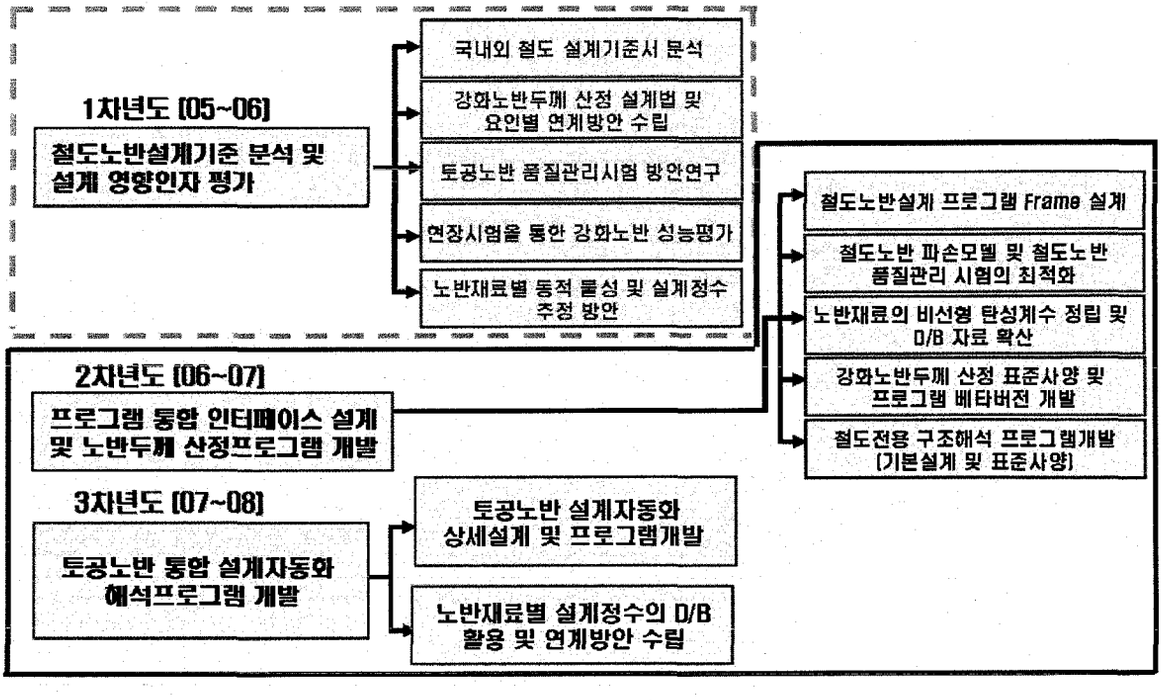
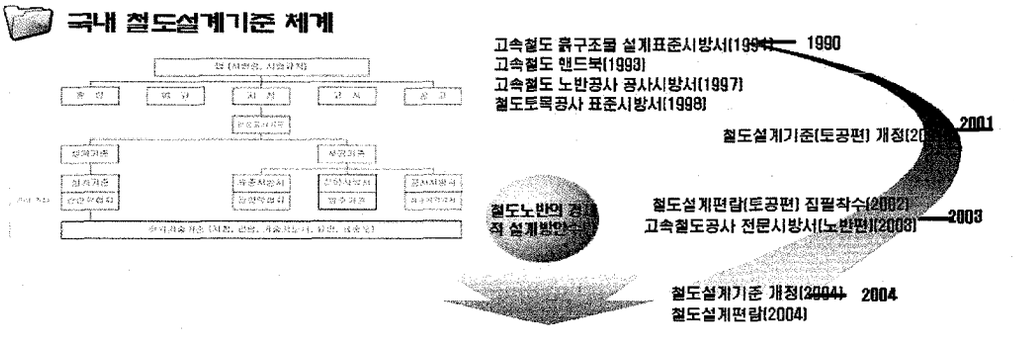


그림 3.1.1 연차별 연구내용

1) 국내 · 외 노반설계 기준서 기준 분석

- 국내 철도설계기준서의 변천과정 및 토공노반 연구분야의 기술동향 분석
- 국내외 철도노반 설계기준서(AREA, UIC, 일본, 독일)의 구성 항목 분석



고속철도와 일반철도의 이원화된 설계기준

- 일반철도(일본기준) 고속철도(일본+유럽기준) 근간으로 기준서 반영
  - 일본의 협궤기준 및 고속철도보다 엄격한 설계기준 다수
- 외국기준과 비교 할 때 국내기준의 형식적이며 설계기준과 시공기준간 상충
  - 지나친 수치로서 한계를 정의하여 비효율적인 측면

그림 3.1.2 국내 토공설계 기준분석 검토 결과

흙구조물 적용기준(고속철도, 일반철도)

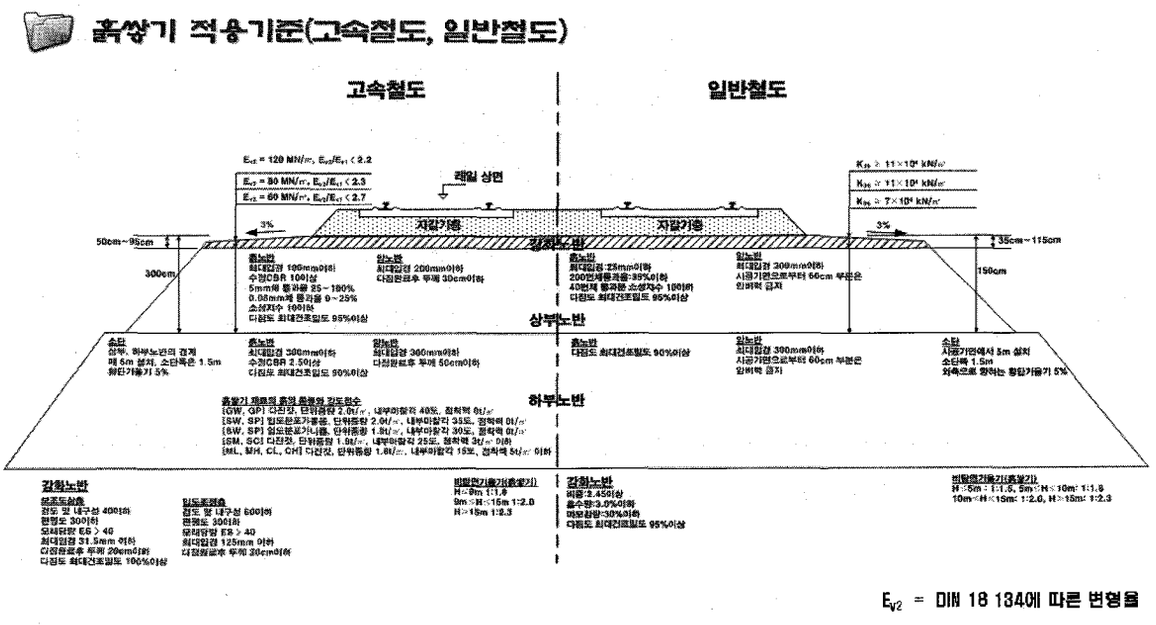
		대한민국	미국	UIC	독일	일본
노반두께		상부노반조건 K30에 따라	노반 압력식에 따라	설계지표에 의함	설계지표에 의함	상부노반조건 K30에 따라
최대입경		흙노반 25mm 암성토 300mm		60mm통과량 Q1<Q2<Q3	60mm통과량 Q1<Q2<Q3	흙노반 75mm
200번체 통과율		35%이하(흙) 50%이하(하)				2~20%
소성지수		10%이하(흙) 30%이하(하)	12%이하	소성도 Chart Cu>6	소성도 Chart	PI<9
액성한계		35%이하(흙)		소성도 Chart	소성도 Chart	35이하
강화노반	수정CBR	강화노반재료 규정				80% 이상(강)
	일축압축	1,200kN/㎡이상(고)				1,200kN/㎡ 이상(고)
	강도					
	단위중량	15kN/㎥이상(강)				15kN/㎥ 이상(강)
	비중	2.45이하(입)				2.45이하(입)
	흡수량	3.0%이하(입)				3.0%이하(입)
	마모감량	30이하(입)		40/30/25으로 하며 25이상		30이하(입)

그림 3.1.3 국내외 흙쌓기 주요 설계기준 항목별 비교

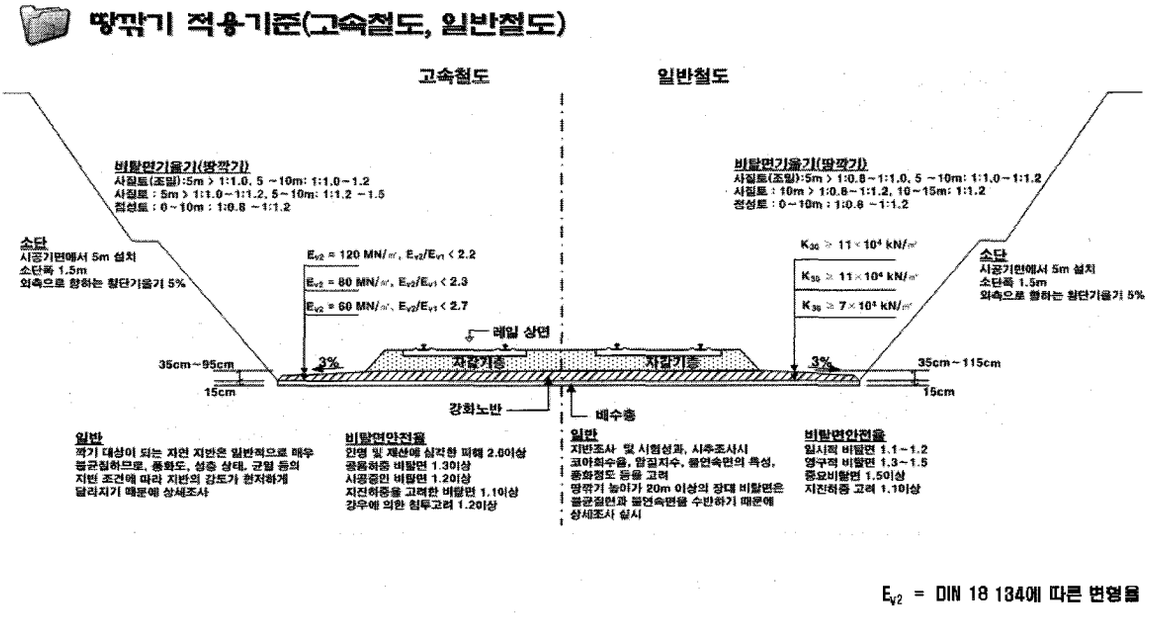
2) 토공노반의 기하학적 형상 및 토공 다짐품질관리 기준

- 일반철도, 고속철도 표준단면 형상 및 국외 토공단면의 특징 비교

- 토공 품질관리 기준 현황 분석



(a) 흙쌓기



(b) 땅깎기

그림 3.1.4 고속철도, 일반철도 설계기준 비교

3) 토공노반 허용 침하량(탄성, 소성) 기준 분석

- 국내외 탄성·소성침하량 기준 검토

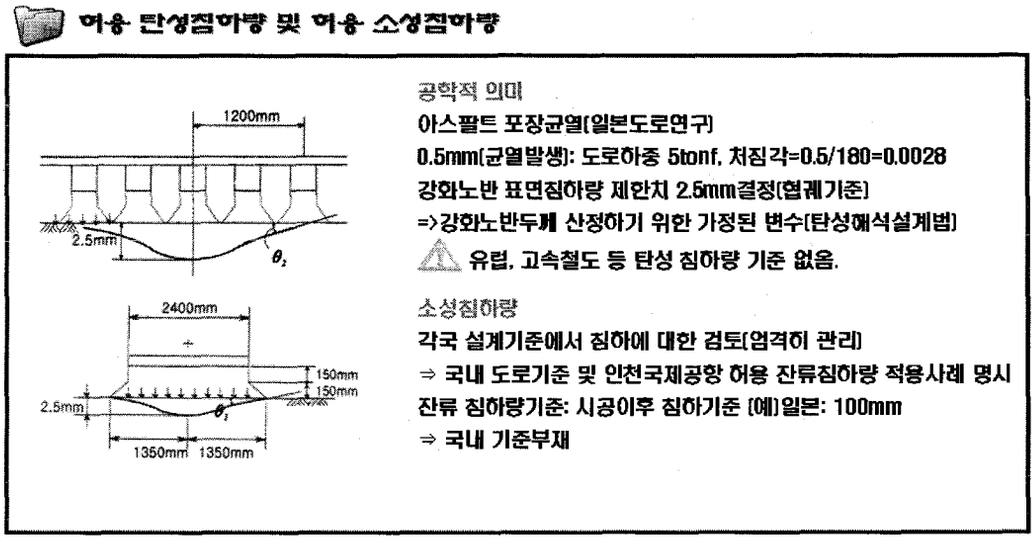


그림 3.1.5 허용 탄성침하량 및 허용 소성침하량

· 열차하중에 따른 도상자갈 이동모델 시험

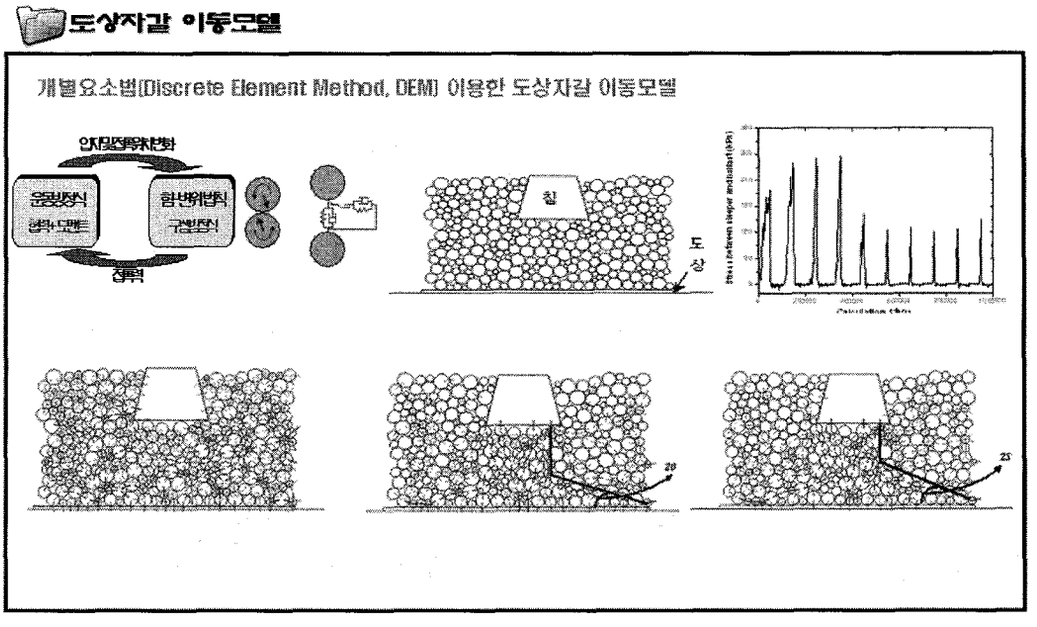
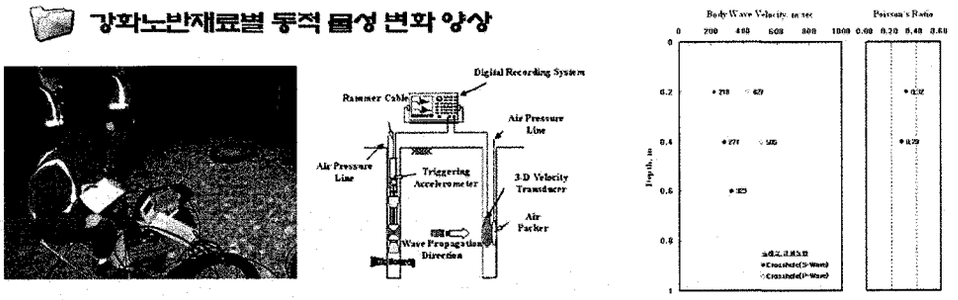


그림 3.1.6 도상자갈 이동모델

4) 강화노반 두께별, 재료별 상태평가

- 평택 강화노반 시공현장에 대한 재료별, 두께별 상태평가실시
  · GPR 탐상 및 강화노반 구간의 과거 보수이력 조사
- 강화노반 재료의 동적물성값 변화추이
  · 강화노반 재료별 시일 경과에 따른 동적물성값 변화 추이 분석(CrossHole 시험)



구간	시험일시	시험방법	전단파속도	비고
슬래그	2002. 1	SASW	전단파속도 : 321 ~ 432m/sec	
	2006. 3	Cross-Hole	전단파 속도 : 220 ~ 320m/sec	평균 포아송비: 0.31
쇄석	2002. 1	SASW	전단파 속도 : 167 ~ 296m/sec	
	2006. 3	Cross-Hole	전단파 속도 : 170 ~ 220m/sec	평균 포아송비: 0.29
흙	2002. 1	SASW	전단파 속도 : 152 ~ 264m/sec	
	2006. 3	Cross-Hole	전단파 속도 : 180 ~ 210m/sec	평균 포아송비: 0.34

그림 3.1.7 강화노반재료별 동적 물성 변화양상

- 강화노반 및 흙노반의 궤도틀림 진행평가
  · 궤도틀림자료 및 트랙마스터를 이용한 궤도틀림 진전도 분석

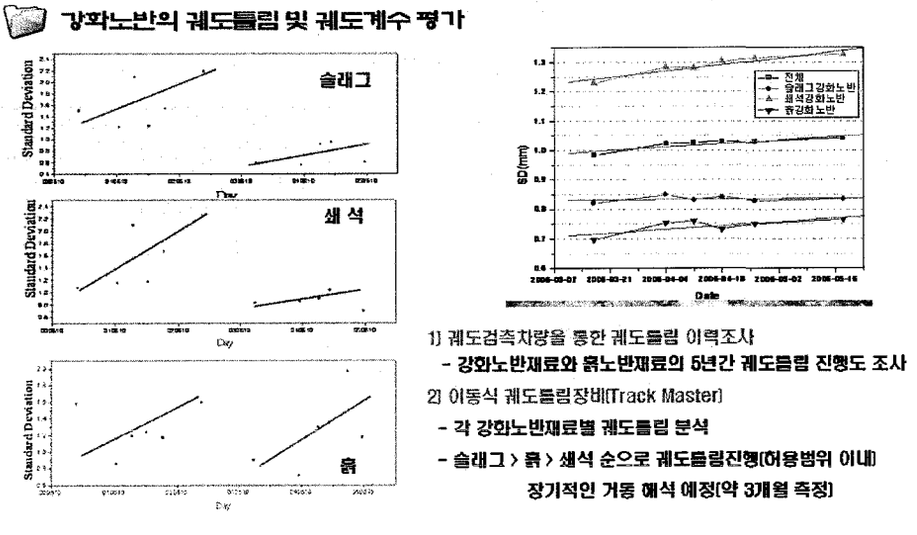


그림 3.1.8 강화노반의 궤도틀림 및 궤도계수 평가

5) 철도노반 재료의 설계정수 추정방법 개발

- 동적물성값 평가기법 분석

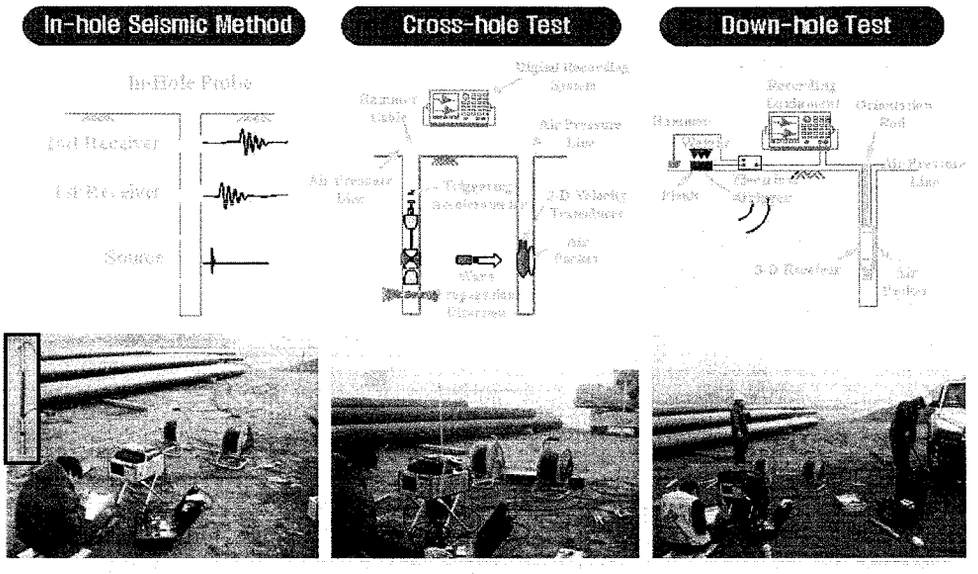


그림 3.1.9 동적물성치 평가 기법

- 기존 노반 설계 물성치와 동적물성치의 상관성 비교
- 철도노반 재료의 DB 구성항목 및 구축

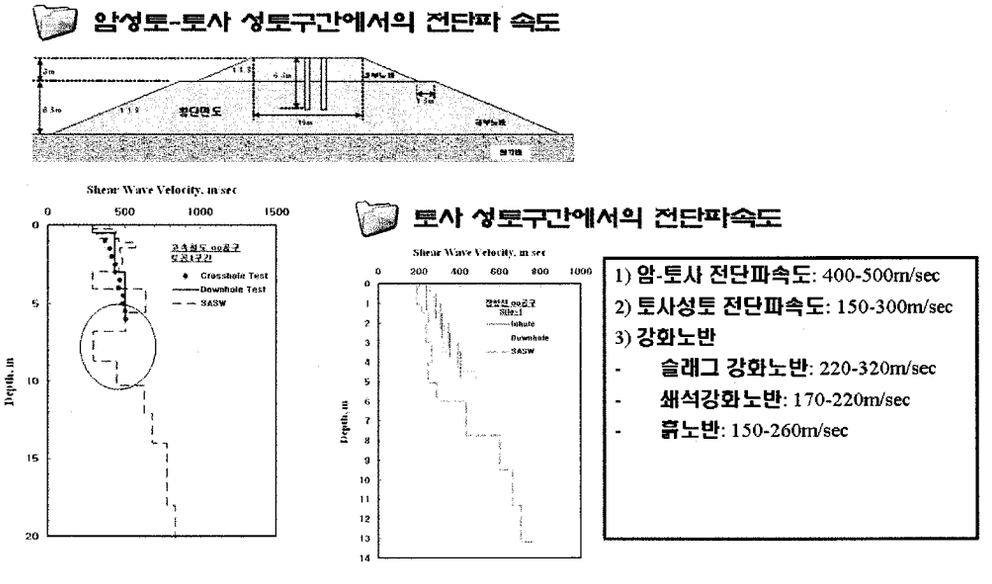


그림 3.1.10 토사 성토구간에서의 전단파 속도

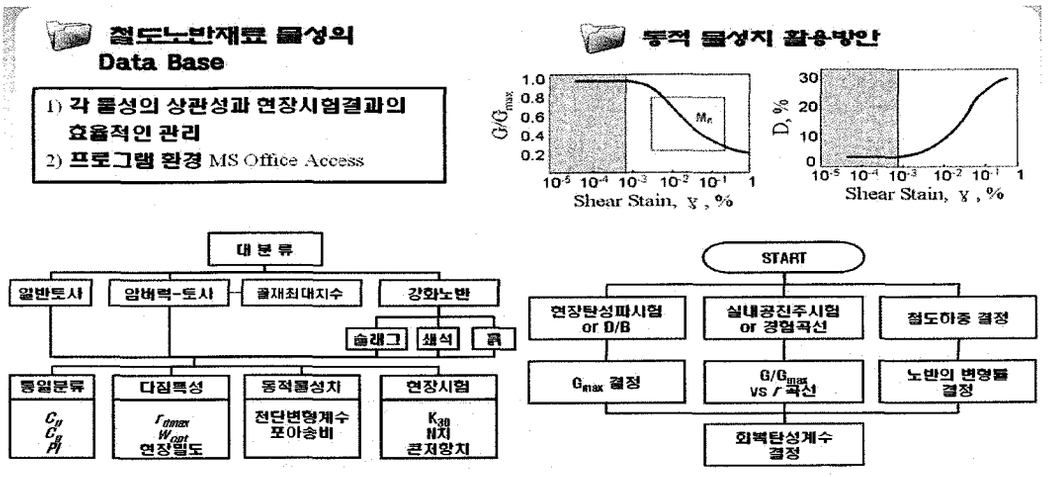


그림 3.1.11 철도노반재료의 물성 데이터와 그 활용 방안

2. 2차년도 주요 연구내용

2차년도(2006. 6. 30~2007. 6. 29)에는 1차년도에 수행된 연구내용을 추가 보완하였으며 최종 연구목표인 토공노반 최적두께 산정을 위한 표준화 및 통합자동화 프로그램의 기본설계를 완료하였다. 특히 강화노반 두께를 결정하는 설계개념을 탄성뿐만 아니라 소성침하량을 반영할 수 있는 설계개념을 도입하였다. 새로운 설계개념은 기존 사양중심의 설계개념을 탈피하여 설계자가 교통량, 선로조건, 노반재료, 그리고 설계기준을 구조물의 성능 및 기능에 맞춰 설계를 수행할 수 있도록 맞춤형 설계방법을 도입하였다. 또한 국내 노반재료별 응력-변형률 개념이 포함될 수 있도록 구성 모델 식을 개발하여 외국 자료에서 활용하던 노반재료의 응력-변형률 개념을 국내 토질(토사, 입상토) 특성을 반영할 수 있도록 하였다. 2차년도에 수행된 주요 연구성과는 다음과 같다.

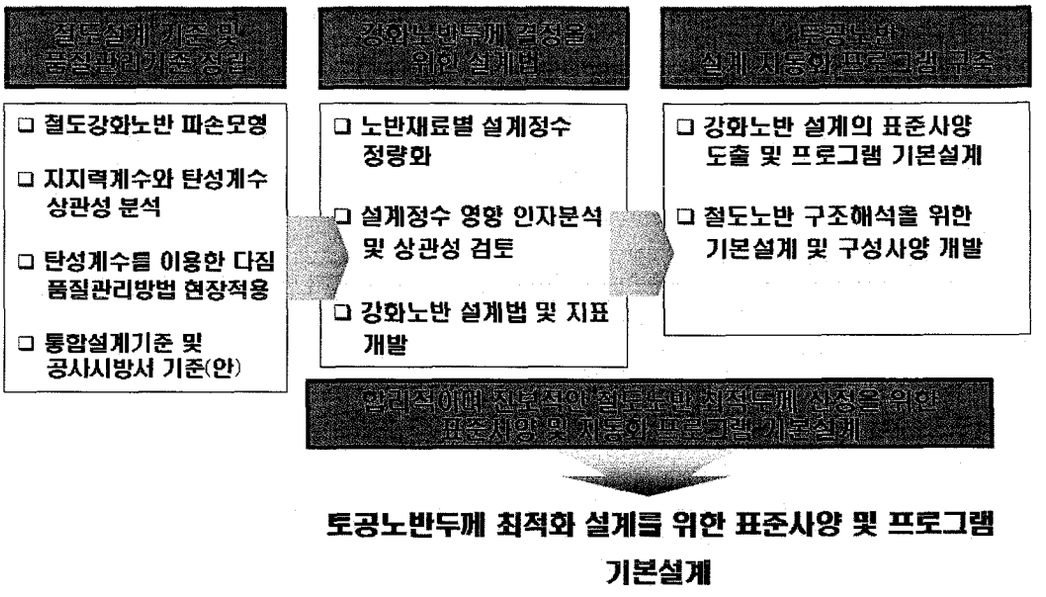


그림 3.1.12 2차년도 연구목표 및 내용

1) 국내 토공설계기준서 비교 및 개선사항 요약

- 일반철도, 고속철도 설계기준 비교분석을 통해 개선사항 및 제안
- 일반철도 강화노반 공사시방서(안) 작성

철도 토공 기준(1/2)

설계기준		철도설계기준	변경 및 추가내용	비고
흙의 분류		통일분류법	철도에 적합한 재료에 대한 군분류[A군], [B군], [C]군	
비탈면 기울기		H=5m 분류	군분류에 따라 높이별 비탈면 기울기 분류	
강화노반재료		최대입경 40mm이하 비중 2.5이상 흡수량 3%이하 마모감량 30%	고속철도기준 경도 및 내구성(≥40) 기준 강화	고속철도와 용어통일 [보조도상] 독일 LA>25
흙쌓기 재료	상부노반	최대입경 25mm이하 200번째 ≥35% 소성지수 ≥10(#40)	최대입경기준 현실(고속철도 100mm이하) 사용재료: 군분류화	흙분류에 의거하여 노반상태 반영
	하부노반	특별한 기준 없음	사용재료에 대한 군분류를 통해 노반상태 반영	

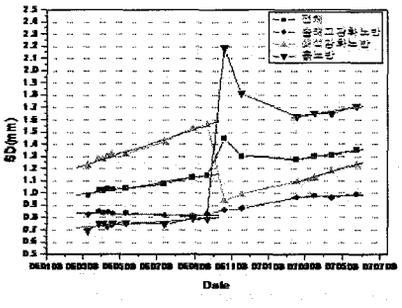
설계기준	철도설계기준	변경 및 추가내용	비고
품질관리기준	상하부노반: 최대건조단위중량으로 다짐도 평판재하시험으로 지지강성 관리	두 조건 모두 만족하여야 함. 특히, 암성토에 대해서는 밀도관리 실시	침하측면에서는 밀도관리를 우선으로 수행하고, 지지력 확보측면에서 강성관리 수행
지지강성기준	강화노반 k_{30}>11kgf/cm^3 상부노반 k_{30}>11kgf/cm^3 하부노반 k_{30}>7kgf/cm^3 접속구간 k_{30}>15kgf/cm^3	-	평가방법 재검토 (PBT 시험법) 고속철도 변형계수에 의한 방법 사용
원지반	모래층 N>10 세립층 N>4 2<N<4 층 3m이하 N<2 층 2m이하	잔류침하량에 대하여 안전하여야 함.	잔류침하기준 반영
암석쌓기	사용재료 연암, 경암 최대입경 ≥ 300mm 시공기면 하부로부터 60cm 부분 암버력 사용금지 암석쌓기시 상부노반 세립재료사용시 필터층역할을 하는 입도조정층 설계	입도조정층 설계에 대한 명확한 기준	

그림 3.1.13 국내 토공설계기준서 비교 및 개선사항 요약

2) 강화노반 재료의 장기 궤도틀림 진행평가 및 동적물성값 변화추이(계절별)

- 평택 강화노반 시공현장에 대한 재료별, 두께별 상태평가실시
- 시일별, 계절별 강화노반 재료의 동적 물성 변화추이 분석

강화노반의 궤도틀림 및 궤도계수 평가



재료	면 틀림 기울기(진전율)		줌 틀림 기울기(진전율)	
	작업전	작업후	작업전	작업후
슬래그 강화노반	1.0E-4	-0.9E-4	2.9E-4	4.5E-4
쇄석 강화노반	15.7E-4	16.4E-4	4.2E-4	-1.7E-4
흙 노반	9.0E-4	3.5E-4	2.3E-4	-1.1E-4
전체	8.3E-4	7.4E-4	2.1E-4	-1.8E-4

1] 노반종류별 궤도틀림 진전율: 쇄석>흙>슬래그

2] 노반종류별 궤도틀림 표준편차: 슬래그> 흙, 쇄석

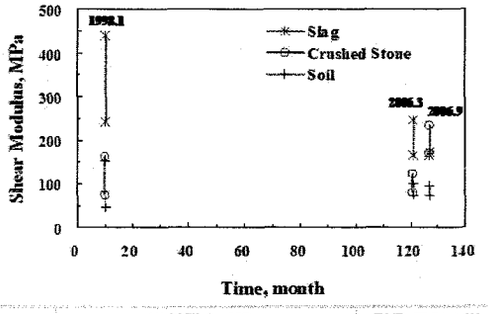
3] 도상자갈작업 효과: 쇄석(흙의 경우 역효과)

슬래그(효과 적음)

그림 3.1.14 강화노반의 궤도 틀림 및 궤도계수 평가

강화노반재료별 동적 물성 변화 양상



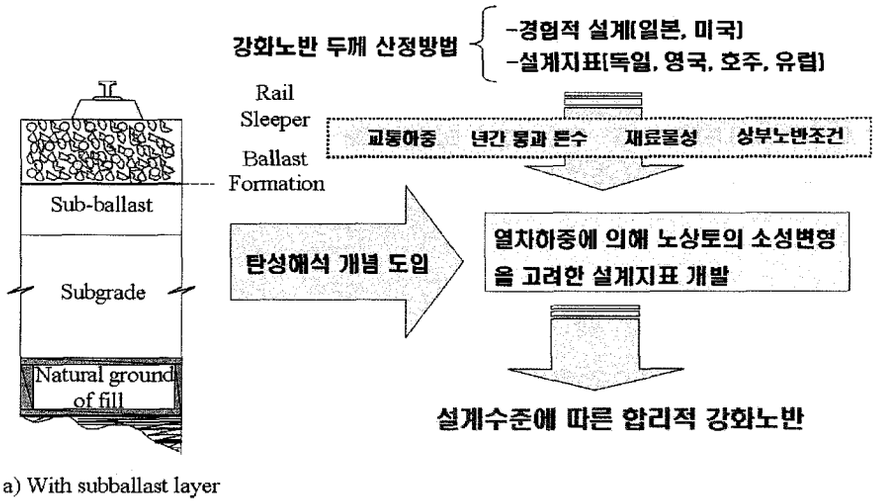


Sub ballast Type	시험일시	시험방법	탄성파 속도, m/sec	변형계수, MPa	평균 포아송비
슬래그	1998	SASW	V_s : 321-432	G : 243-439	
	2006. 3	Cross-hole	V_s : 264-328	G : 165-246:	0.29
	2006. 9	Cross-hole	V_s : 264-270	G : 164-172	0.31
쇄석	1998	SASW	V_s : 167-237	M : 74-162,	
	2006. 3	Cross-hole	V_s : 174-215	G : 80-121	0.29
	2006. 9	Cross-hole	V_s : 254-297	G : 170-233	0.26
일반 토사	1998	SASW	V_s : 144-264	G : 45-152,	
	2006. 3	Cross-hole	V_s : 183-212	G : 73-98	0.34
	2006. 9	Cross-hole	V_s : 182-209	G : 72-96	0.33

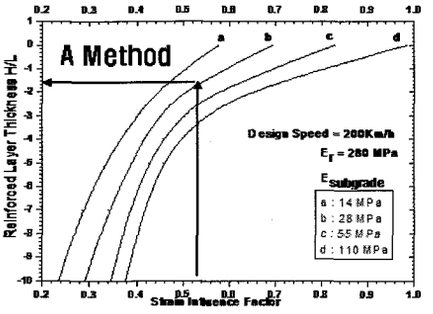
그림 3.1.15 강화노반재료별 동적 물성변화양상

3) 역학적-경험적 강화노반 두께 산정방법 도입

- 국내 철도환경에 부합되는 강화노반 설계 방법 도입
- 사양중심의 설계방법을 탈피한 설계자의 맞춤형 강화노반 두께 산정 방법 도입



a) With subballast layer



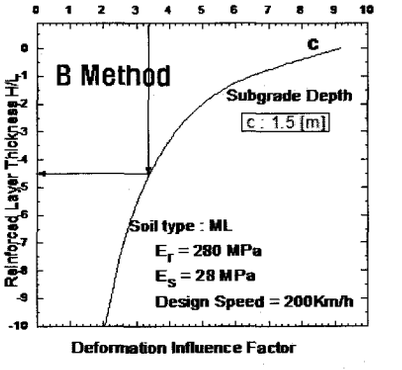
$$I_\varepsilon = \frac{\sigma_{da} A}{P_d}$$

$$= \frac{59 \times 2}{225}$$

$$= 0.533$$

$$H = 1.9 \times 0.1$$

$$H = 0.19m$$(도상 0.30m 포함 = 0.49m)



$$I_\rho = \frac{\frac{\rho_a}{L}}{a\left(\frac{P_d}{\sigma_a A}\right)^m N^b} \times 100$$

$$I_\rho = \frac{\frac{1}{0.1}}{0.64\left(\frac{225}{100 \times 2.0}\right)^{1.7} 680000^{0.1}} \times 100$$

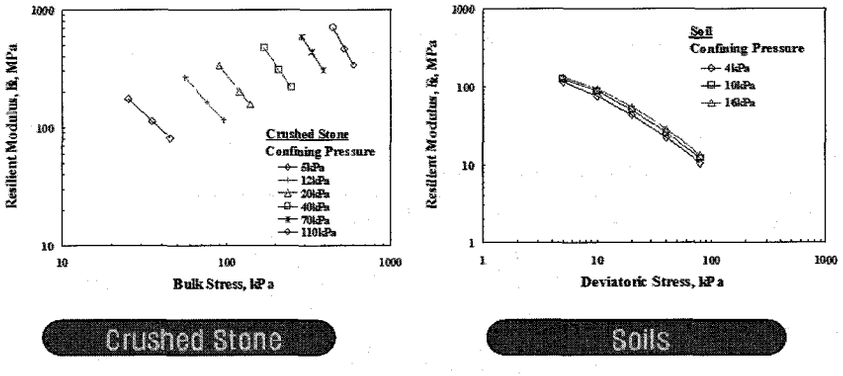
$$I_\rho = 3.340$$

$$H = 4.5 \times 0.1m$$

도상 + 강화노반 = 0.30 + 0.45 = 0.75m

그림 3.1.16 역학적-경험적 강화노반 두께 산정방법

국내 토질재료의 응력-변형률 특성을 고려한 구성모델 개발



Crushed Stone　　Soils

철도노반 재료	모델상수		결정계수, R^2
쇄석 노반 $E_R = k_1(\theta)^{k_2}(\sigma_d)^{k_3}$	k_1	16.79543	0.9916
	k_2	1.865402	
	k_3	-1.58921	
토사 노반 $E_R = k_1(\sigma_d)^{k_2}$	k_1	559.28	0.9729
	k_2	-0.8535	

E_R[MPa]
θ[kPa]
σ_d[kPa]

그림 3.1.17 회복탄성계수 예측모델 및 모델 상수

3) 설계-시공-품질관리 불일치한 토공설계 방법 개선

- 하부 노반재료의 탄성계수의 정량화
  · 열차의 반복하중 효과를 고려할 수 있는 회복탄성계수
  · 대체 회복탄성계수
- 토공설계의 일률적인 평가방법 도입(역학적 정수를 이용)
- 역학적 개념의 토공품질관리 방법 도출

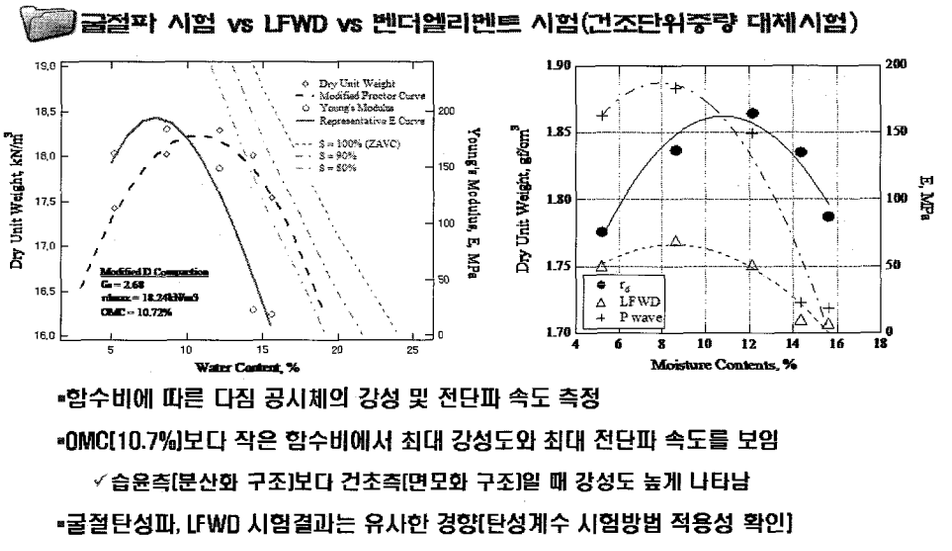


그림 3.1.18 건조단위중량 대체 시험

현행 품질관리 시험법에 대한 평가시험

구분	성토재료	공구	개소	층구분	실시시험	비 고
고속철도 (33)	암/토사	경부10-4	16	입도조정층 5개소 보조도상층 2개소 상부노반층 7개소 하부노반층 5개소	CPLT, LFWD	현대산업개발(주)
		경부11-1	11	접속부 1개소 입도조정층 4개소 상부노반층 6개소	CPLT, LFWD	두산산업개발(주)
		경부13-2	6	접속부 4개소 하부노반층 2개소	CPLT, LFWD	(주)극동건설
일반철도 (6)	토사	서천	1	상부노반층 1개소	PLT, LFWD	(주)경남기업
		온양온천	5	원지반 1개소 상부노반층 2개소 역사구간 2개소	PLT, CPLT LFWD	(주)SK건설
도로 (2)	토사	동탄-병점	2	접속부 2개소	PLT, CPLT LFWD	(주)동테건설
문헌 (39)	토사	-	39	도로 노반 5개소	PLT, LFWD	건설교통부(2004)
				시험 노반 26개소	PLT, LFWD	동하중에 의한 노상의 지지력 평가 황귀석(2002)
				모형 토조 8개소	LWD, 들밀도시험	LWD에 의한 지반다짐평가에 관한 연구 유지형(2004)

총 분석 개소: 80 개소

그림 3.1.19 품질관리 시험법에 대한 평가시험

4) 설계/해석/관리 통합자동화 프로그램 개발

- 설계-해석-관리(DB)를 패키지화한 프로그램 기본설계 완료

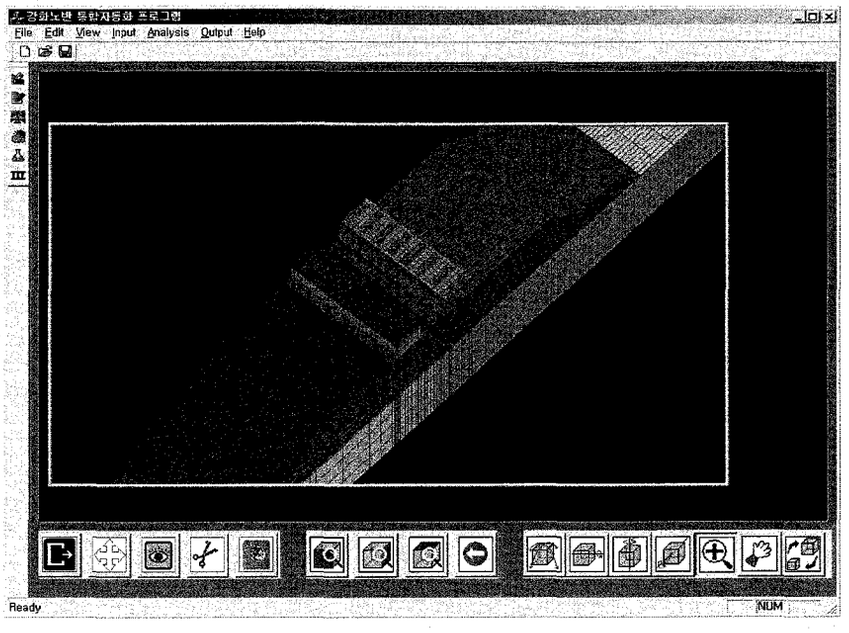


그림 3.1.20 강화노반 통합자동화 프로그램

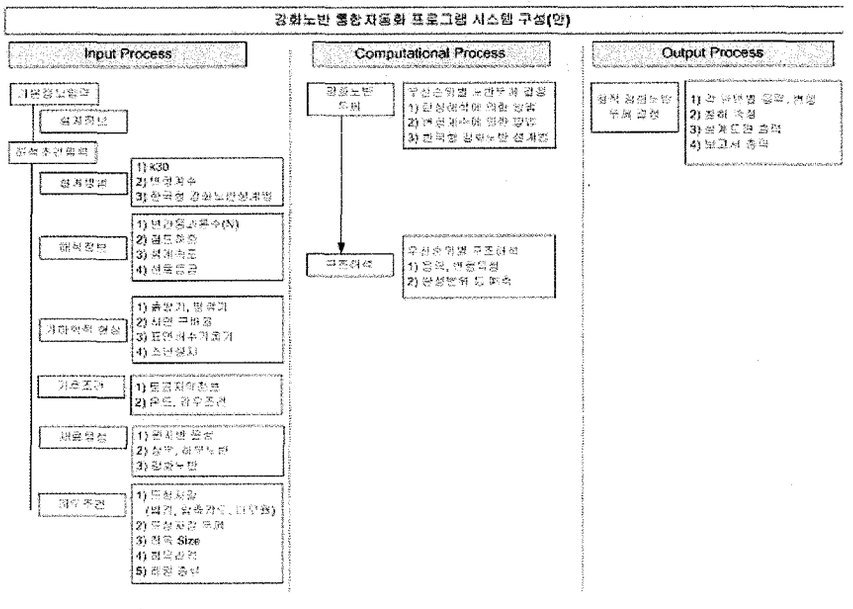


그림 3.1.21 강화노반 통합자동화 프로그램 기본설계

제 2 절 국내 철도설계기준 비교분석 및 개선사항

1. 국내 토공 설계기준 비교 및 개선방안

제 2장 국내외 기술동향에서 언급한 바와 같이 우리나라의 철도 건설기준 체계는 철도법에 의거하여 설계기준과 시공기준이 분리되어 관리되고 있다. 또한 일반철도와 고속철도 설계기준이 이원화 관리되고 있으며 호남고속철도기준(안)도 새로이 제정될 예정이다.

본 절에서는 국내 토공노반 설계기준에 있어서 본 연구와 관련 있는 중요도가 높은 항목에 대하여 일반철도와 고속철도의 설계기준을 비교분석하여 개선방향과 검토의견 사항을 제시하였다.

1.1 토공설계기준 항목별 개선사항

일반철도와 고속철도 설계기준에서 본 과제와 연관성 있고 중요도가 높은 토공노반 원지반조건, 사용재료, 다짐관리, 지지강성, 강화노반두께 기준에 대하여 국내기준과 국외 기준, 그리고 국내 타 발주처 기준 등과 비교 검토하였다. 표 3.2.1은 토공설계기준서 기준항목별 요약 정리하였다. 표에서와 같이 토공노반 일반사항과 사용재료, 다짐관리, 지지강성 다짐품질기준, 강화노반 두께에 대하여 국내기준과 국외 기준을 비교하였다. 일반철도와 고속철도 기준을 혼용하여 사용하기 때문에 사용자들이 혼돈을 야기할 수 있으며, 용어 통일을 정립할 필요가 있는 것으로 판단된다. 또한 다짐품질관리 기준을 지지력과 밀도관리로 평가하고 있지만 실제 지지력으로 평가하고 있으며 지지력 측정이 불가능시 현장밀도실험을 수행하고 있다. 그러나 토공부의 압축 침하 등 장기적으로 볼 때 밀도관리가 우선적으로 수행되어야 할 것으로 판단된다. 강화노반은 서로 다른 의미의 용어를 사용하고 있어 이를 명확하게 정의할 필요가 있다. 또한 강화노반 두께를 결정하는 것도 현재 상부노반의 지지력을 통해 두께를 결정하고 있으나 다양한 인자들을 고려하여 강화노반 두께를 결정하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

표 3.2.1 국내외 토공설계 기준항목

기준항목		국외 기술자료		국내 기술자료(기준 및 설계·시공사례)			검토결과
		독일	일본	고속철도	일반철도	도로공사 / 국토관리청	
토공노반 일반사항		• 재료분류 및 요건을 열차 운행속도 및 운송대상, 상부구조 형태에 따라 분류 적용	• 재료분류를 통일분류에 따라 구분, 다짐밀도 및 지지강성으로 관리	• 고속철도의 경우 쌓기재료 분류를 일본 기준에 준하여 적용, 다짐관리기준을 지지강성평가를 우선시 • 일반철도의 경우 상부노반 쌓기재료 조건을 체분석결과 활용했으나, 하부노반 규정 없음. • 현장품질관리 요건 미흡		• 노상 기준을 엄격하게 규제하고 있으며, 노체는 암쌓기 및 일반 쌓기로 구분하여 적용 • 노상, 노체 품질관리 기준 제시	• 국내 고속철도 기준상 쌓기재료에 대한 규정이 미비하고, 다짐 품질관리 기준 적용이 불합리함. 또한, 장기 침하 측정여부에 대한 규정이 필요함.
상세 내용 비교	사용 재료	• 상부:세립분함량 15%이하 • 하부:세립분함량 40%이하	• 상부:세립분 함량 15%이하인 A군 재료 사용 • 하부:세립분함량 15%이하	• 상부:A군, 안정처리한 B군, C군, 세립분함량 25%이하, 최대입경 100mm • 하부:A군,B군,C군, 최대입경 300mm		• 상부:#200 통과량<20~50%, PI<10~30 • 하부:이암,혈암,응회암등에 대한 주의만 언급 • 상부:#4 통과량>25, #200 통과량<25, PI<10 • 하부:규정없음	• 상부:A군, 안정처리한 B군, C군, 세립분 함량 15%이하 • 하부:A군,B군,C군 사용가, 세립분 함량 40%이하 • 하부노반 적용시 입도분포 규정필요, 암성토 적용 가능여부 판정조건 필요
	다짐 관리	• 밀도 및 지지력관리 (EV_2:DIN 18134), 밀도를 우선적으로 관리	• 밀도 및 지지력관리 (K30:KSF 2310과 유사), 밀도를 우선적으로 관리	• 지지강성(평판재하시험) 평가 불가능시 현장밀도실험 (부분적 밀도관리) • 밀도 및 지지력관리		• 현장밀도실험 불가능시 지지강성(평판재하시험) 평가 • 규정없음	• 침하 최소화 위해 밀도관리를 우선적 수행 • 지지력 확보위해 강성관리 추가 수행
	지지 강성	• 강화노반: Ev_2>120MPa • 상부노반:Ev_2>60MPa • 하부노반:Ev_2>45MPa • 깎기,저성토: Ev_2>60MPa	• 강화노반:- • 상부노반:K_{30}>11kgf/cm^3 • 하부노반:밀도규정 • 깎기,저성토: K_{30}>11kgf/cm^3	• 강화노반:Ev_2>120, 80MPa • 상부노반:Ev_2>80MPa • 하부노반:Ev_2>60MPa • 깎기,저성토: K_{30}>69MN/m^3		• 침하량 대비 지반반력계수 관리 • 1.25mm : K_{30}=20kgf/cm^3 • 2.50mm : K_{30}=15kgf/cm^3	• 강화노반:Ev_2>120, 80MPa • 상부노반:Ev_2>60MPa • 하부노반:Ev_2>45MPa • 깎기,저성토: Ev_2>60MPa, K_{30}>108MN/m^3
	강화노반두께	• 400mm(P300 기준)	• 아스팔트콘크리트:300mm • 입도조정:300mm	• 보조도상:400mm • 입도조정:300mm		• 노상:1000mm	

1.2 원지반 조건

표 3.2.2는 원지반의 정의와 지지조건에 대하여 고속철도와 일반철도 설계기준을 비교하였다. 표에서와 같이 원지반 조건은 다소 용어적 차이는 있으나 기본 개념은 거의 동일한 수준의 기준이다.

표 3.2.2 고속철도와 일반철도의 원지반 조건 비교

<table>
<tr><th>구분</th><th>설계기준 내용</th></tr>
<tr><td>고속철도</td><td>흙쌓기 지반조건 아래 표를 만족하고, 또한 시공기면에서 하부 3m 이내에 N값이 4이하인 연약한 세립토층을 포함하고 있지 않을 것.
흙쌓기 지반조건은 지표에서 흙쌓기 폭의 약 2배(25m를 한도)의 깊이까지 표에 나타낸 조건을 만족하는 양호한 토질을 표준으로 하여야 한다.
나. 흙쌓기 높이가 3m이하인 연약지반 흙쌓기에서는 원지반 자체가 일반 흙쌓기의 지반조건「4.3.3 (1)항」에 적합함과 동시에 $K_{30} \geq 69MN/m^3$일 것을 조건으로 하여야 한다.
㉮ $K_{30} < 69MN/m^3$의 경우에는 어떤 대책이 필요하다. 엄밀히 말하면 시공기면으로부터 3m 정도의 깊이까지, A군 재료로 치환하는 것이 필요하다. 그러나 치환깊이가 지나치게 크게되면 시공상의 어려움이 있으므로 흙쌓기의 지반조건에 적합한 원지반의 경우에는 지표면으로부터 0.5m까지 치환하는 것으로 하여야 한다.
㉯ 시공기면으로부터 3.0m 이내에 N<4의 충적 세립토층이 없도록 하여야 한다.
㉰ 원지반 및 상부노반 조건에 대한 설계는「4.3.1 (1)항」을 참조하여야 한다.
- 흙쌓기 지반조건
<table>
<tr><th>구 분</th><th>세구분</th><th>흙쌓기 지반으로서 필요한 조건</th></tr>
<tr><td>암 반</td><td></td><td>무조건</td></tr>
<tr><td rowspan="3">충적층</td><td>역질토</td><td>무조건</td></tr>
<tr><td>사질토</td><td>N값이 10 이하인 경우 지진시에 액상화될 위험이 없는 층</td></tr>
<tr><td>세립토</td><td>비탈면안정, 침하등에 위험이 없는 층</td></tr>
</table></td></tr>
<tr><td>일반철도</td><td>4.4.3 하부노반 흙쌓기 지지지반
(1) 흙쌓기시 지지지반은 흙쌓기를 안전하게 지지하는 한편 침하가 되지 않도록 하여야 하며 액상화가 일어나지 않는 지반이어야 한다.
(2) 흙쌓기 높이가 낮은 경우 지지지반은 상부노반 흙쌓기 지지지반 조건이 되도록 설계한다.
(3) 흙쌓기 지지지반은 지표에서 흙쌓기 폭의 약 2배(25m를 한도)의 깊이까지 지진시 액상화 위험이 없는 등의 아래 표와 같은 조건의 지반이 되도록 설계한다.
- 흙쌓기 지지지반 조건
<table>
<tr><th>구 분</th><th>세구분</th><th>흙쌓기 지지지반으로서 필요한 조건</th></tr>
<tr><td>암 반</td><td></td><td>조건 없음</td></tr>
<tr><td rowspan="3">풍화층</td><td>자갈층</td><td>조건 없음</td></tr>
<tr><td>모래층</td><td>N값이 10 이하인 경우에는 지진시 액상화될 위험이 있는 층이 아닐 것</td></tr>
<tr><td>세립토층</td><td>N>4인 경우 조건 없음
4≧N≧2인 경우에는 층두께 3m 이하 일 것
2>N인 경우에는 층두께 2m 이하로서 안정성을 확인할 것</td></tr>
</table></td></tr>
</table>

1.2.1 검토 및 개선 사항

일반철도와 고속철도의 원지반의 조건은 용어 등이 차이가 있으나 거의 유사한 방법을 사용하고 있다. 원지반의 지지조건은 크게 암반, 자갈층(역질토), 사질토, 세립토로 구분하고 있으며 가장 많이 사용하고 있는 표준관입시험의 N값으로 평가하고 있으며 특히 저성토(3m이내)인 경우에는 지지력(k30)조건도 평가하여 기준에 만족하도록 요구하고 있다. 세립토층에 대해서는 일반철도는 N값이 4이상인 경우 조건이 없는 것으로 4이하에만 요구조건을 두고 있으나 고속철도의 경우 세립토 전체에 대하여 비탈면 안정과 침하 등에 위험이 없는 층으로 구체적이고 사양기준의 단점을 보완할 수 있도록 제정되어져 있다. 따라서 일반철도에서도 사양중심의 수치로 기준을 제시하는 것보다 성능 만족여부를 종합적으로 판단될 수 있는 기준이 보다 현실적인 방법이라고 볼 수 있다. 실제 현장에서 N값은 많은 오차를 내포할 수 있기 때문에 하나의 정수(N값)로 판단하기 보다는 고속철도의 기준과 같이 구조적으로 안전여부를 판단하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

고속철도 기준에서 저성토(흙쌓기 3m이하)의 경우 소정의 지지력을 만족하고 지지력이 만족하지 않는 경우 대책 등이 기술되어져 있다. 저성토의 경우 열차하중에 직접 영향을 받기 때문에 지지력을 만족하여야 하지만 평판재하시험에서 발생하는 실험적 오차는 고려되어야 한다. 일반적으로 재하시험으로부터 신뢰할 수 있는 결과를 얻기 위하여 재하판 아래의 흙은 교란되지 않은 상태이어야 하며, 실제기초의 크기에 비하여 비교적 깊은 깊이까지 지반은 균질하다는 사실이 전제되어야 함을 인식하여야 한다. 그림 3.2.1은 재하시험 결과가 아주 그릇되게 해석될 수 있는 지반상황을 보인다. 실험 재하판 아래의 침하는 주로 흙 A에서 발생하는 변형률에 기인한다. 반면에 실제기초 아래의 침하는 주로 흙 B에서 발생하는 변형률에 의해 일어난다. 따라서 흙 A, B가 서로 다른 응력-변형률 특성을 가진다면 재하시험으로 예측한 침하는 실제기초에서 발생하는 침하와 전혀 다를 수 있다. 또한 입경이 큰 재료를 가진 경우에는 강성이 크게 발생하여 과대평가할 수 있는 오류를 범할 수 있다.

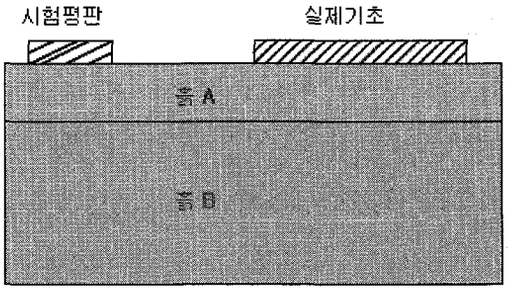


그림 3.2.1 재하시험 결과가 잘못 해석될 수 있는 상황

1.3 사용재료

건설재료로서 흙을 사용하는데 있어서 가장 중요한 요소는 사용재료가 공학적으로 어떠한 특징을 가지고 있는가를 판단하는 것이다. 흙은 토공 구조물을 구성하고 성능을 유지하는데 중요한 인자로 불량재료 및 부적합 재료의 사용으로 인한 침하 및 분리, 흙 쌓기 비탈면 붕괴 등의 문제를 착공 전에 방지하여야 한다.

일반적으로 설계 기준에서는 투수성, 압축성, 강도와 같은 근본적인 흙의 특성을 측정하는 것은 힘들기 때문에 흙의 공학적 성질이 유사한 그룹으로 분류하여 유사한 거동을 보이는 흙을 그룹화 시켜 관리하고 있다. 흙의 분류는 유사한 거동을 보이는 흙을 그룹으로 나눈 것을 의미한다. 흙의 분류에는 통일분류법과 AASHTO 분류법이 있다.

흙의 분류에서 그룹이 나타내는 거동의 상관관계는 경험적인 것이다. 대부분 흙의 분류는 매우 단순한 형태의 지수결정 실험에 의해 이루어진다. 따라서 흙의 분류에만 의존하여 흐름, 압축, 안정 문제들을 해결하려고 하는 것은 큰 오류를 발생시킬 수 있다. 하지만 흙의 분류는 토질 기술자에게 가치 있는 수단임이 입증되어 왔다.

국내 철도에서 일반철도와 고속철도에서 사용하고 있는 사용재료에 대한 기준은 표 3.2.3과 같다. 고속철도의 경우 흙쌓기 사용재료는 흙의 분류법에 의해서 흙을 분류하고 분류된 흙에 대하여 사용 가능한 재료와 사용할 수 없는 것으로 1단계 분류한 후 사용 가능한 재료에 대해서 2개의 군으로 재분류하여 사용재료를 엄격히 제한하고 있다. 고속철도의 경우 군 분류(A, B, C, D군)에 따라 구분하고 흙쌓기 높이와 공학적 특성 등을 분류하고 있으며 사용재료의 최대입경으로 상부노반

과 하부노반을 규정하고 있다. 또한 사용재료의 입도분포를 통해 원활한 다짐과 구조적으로 안정된 기능을 유지될 수 있도록 엄격한 품질관리를 하고 있다. 또한 사용재료의 역학적 거동을 평가하기 위하여 도로에서 많이 사용하고 있는 수정 CBR 기준으로 사용하였으며 소성지수로서 흙의 연경도를 평가하고 있다.

일반철도의 경우 사용재료에 대하여 큰 의미에서 양질의 자연토, 노반분니가 발생하지 않으며, 진동이나 우수에 대해서 안정해야하며, 열차하중을 지지할 수 있는 강도를 가진 재료를 사용하여야 한다고 정의하고 있다. 이외에도 사용재료의 판단기준으로 최대입경(25mm이하), 200번체 통과률(35%이하), 그리고 소성지수(10이하) 등으로 제한하고 있다. 일반철도의 경우 사용재료의 기준은 통일 분류법으로 분류된 자갈(G), 모래(S) 등이 분류하지 않고, 200번째 통과율과 소성지수를 만족되면 모든 흙을 사용할 수 있도록 되어져 있다. 이는 재료의 사용 여부를 쉽게 만족하여 많은 재료가 사용될 수 있으며 재료에 대한 공학적인 특성이 고려되지 않는 단점을 가질 수 있다. 따라서 고속철도와 같이 사용재료에 대한 군 분류에 의거하여 관리하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

표 3.2.3 일반철도와 고속철도의 흙쌓기 재료 비교분석

고속철도

1. 흙쌓기 재료조건

1) 흙쌓기 재료의 구분

- 흙쌓기 재료의 구분

	흙쌓기 재료로 사용가능한 재료		흙쌓기 재료로 사용할 수 없는 재료
	적용구분 I	적용구분 II	
상 부 흙쌓기	[A군], 안정처리를 한 [B군], [C군]	[A군], [B군], 안정처리를 한 [C군]	[D군], 팽창성의 흙, 암석
하 부 흙쌓기	[A군], [B군], [C군]	[A군], [B군], [C군]	

주) 단, 산악지대에서 경암 버력을 사용하는 경우는 별도로 고려하여야 한다.

2) 흙쌓기 재료의 군분류

흙구조물에 있어서 불량재료 및 부적합 재료의 사용으로 인한 침하 및 분리, 흙쌓기 비탈면 붕괴 등의 문제를 착공 전에 방지하기 위해서 아래와 같이 재료를 분류하고 조건에 부합되는 양질의 재료를 이용하여야 한다.

- 흙쌓기 재료의 군분류

군기호	토질 및 암질
[A군]	(GW) (GP) (GW-GM), (GP-GM), (GW-GC), (GP-GC) (GM) (SW) (SW-SM), (SP-SM), (SW-SC), (SP-SC) 경암 버력(박리성이 높은 것을 제외한다.)
[B군]	(GC) (SP) (SM) (SC) 경암 버력(박리성이 높은 것), 연암버력 취약암 버력 ([D군]에 포함한 것을 제외한다)
[C군]	(ML) (CL), 유기질, 세립토를 함유한 조립토
[D군]	(MH) (CH) (OL) (OH) (Pt) 풍화암(점토화 된것, 시공후 풍화가 진전되고, 전압에 의해 이토화 되는 것

주) 암석버력 및 암석질 재료의 최대입경은 300㎜로 한다.

아래 표는 흙쌓기 재료를 토질재료, 암석질 재료의 사용가능여부, 적용조건 등에 따라 4개군으로 분류한 것이다.

- 흙쌓기 재료의 군분류별 공학적 특성

군분류	공학적 특성
[A군]	지반계수 K_{30}≥108 MN/㎥가 손쉽게 확보될 수 있고 잔류침하가 극히 작으며 열차의 반복되는 하중에 의한 소성변형, 탄성변형량이 작은 흙쌓기에 가장 적합한 양질의 재료이다.
[B군]	지반계수 K_{30}≥69 MN/㎥가 손쉽게 확보될 수 있고 자중에 의한 압축침하가 장기간에 달하는 일이 없으며, 재료에 적절한 안정처리 공법을 시행함에 따라 지반계수 K_{30}≥108 MN/㎥가 손쉽게 확보될 수 있는 시공성이 양호한 재료로 흙쌓기에 적절하다.
[C군]	유기물을 포함하고 있는 역질토나 세립토로서 액성한계가 낮은흙으로 시공관리를 충분히 하면 지반계수 K_{30}≥ 69 MN/㎥가 확보된다. 또한 재료에 적절한 안정처리 공법을 시행함에 따라 K_{30}≥108 MN/㎥도 확보할 수 있다. 압축성 등의 점에서는 [B군]보다 떨어지고 보통 흙으로 흙쌓기 재료에 사용 가능한 최저한의 흙이다.
[D군]	압축성이 높고, 시공성이 불량하여 흙쌓기에 사용할 수 없는 토질 및 풍화암 버력이다.
팽창성 흙	흙쌓기 재료로 사용할 수 없는 재료로써 팽창성이란 흡수 및 응력개방의 결과, 겉보기체적이 증가하는 것을 말한다. 팽창성의 흙과 암석의 대표적인 것에는 벤토나이트, 산성백토, 온천여토, 팽윤성 이암 및 응회암, 엽편상 및 점토상 사문암, 점토상 편암 등이 있다.

- 흙쌓기 제한 높이

흙쌓기에 사용하는 재료	제한 흙쌓기 높이
[A군] [B군] 안정처리를 한 [C군]	H ≤ 20m
[C군]	H ≤ 10m

주) 산악지대에서 경암버력을 사용하는 경우는 별도로 고려하여야 한다.

노반 흙쌓기에 사용되는 재료는 깎기 및 터널굴착에서 발생된 토사나 암버력을 우선적으로 활용하여야 하며 재료요건은 다음과 같다.

- 흙쌓기 재료 요건

구 분	상부노반	하부노반	비 고
최대입경	100㎜이하	300㎜이하	
수정CBR(시방다짐)	10이상	2.5이상	
5㎜체 통과율	25~100%		
0.08㎜체 통과율	0~25%		
소성지수	10이하		

주) 노반 흙쌓기에는 다음과 같은 재료를 사용해서는 안된다.

① 벤토나이트, 온천여토, 산성백토, 유기질토 등 흡수성이 크며 압축성이 큰 흙
② 빙토, 빙설, 초목, 나무등걸 및 다량의 부식물을 함유한 흙
③ 소요의 다짐도로 다져질수 없을 만큼 너무 젖어 있고, 공사에 사용하기전에 제자리에서 건조시킬 수 없는 재료
④ 액성한계 50%이상 되는 재료, 건조밀도 1500kg/㎥이하인 재료, 간극율이 42%이상, 소성한계가 25%이상인 흙은 흙쌓기 재료로 사용하여서는 안된다.
⑤ 기타 사용에 부적합한 재료

일반 철도

1. 흙노반의 재료
(1) 흙노반의 재료는 양질의 자연토 등을 이용하여 설계한다.
(2) 흙노반의 재료는 노반 분니가 발생하지 않고, 진동이나 유수에 대해서 안정해야 하며 열차 하중을 지지할 수 있는 강도가 있어야 한다.
(3) 자연토의 노반재료로서의 적합 조건은 다음과 같다.
① 최대 입경은 25mm 이하일 것.
② 200번체 통과율이 35% 이하일 것.
③ 40번체 통과분에 대한 소성지수가 10 이하일 것.
(4) 상기의 조건 외에 이암질 등의 불량한 토사가 혼입하지 않도록 하여야 한다.

2. 하부노반의 흙쌓기 재료
(1) 흙쌓기 재료는 다짐시공이 쉽고 외력에 안정성을 확보해야 하고 유해한 변형이 발생하지 않는 재료로 설계한다.
(2) 특히 동결된 재료나 함수비가 높아 소요의 다짐도가 얻어질 수 없는 재료는 사용하지 않도록 하여야 한다.
(3) 화강풍화토의 경우에는 일반적으로 물을 함유하는 능력이 작고 투수성이 크며 점착성이 작기 때문에 우기시 침식에 약하고 식생에 적당치 않으므로 비탈면 다짐을 하여야 하고 적정한 비탈면 보호공법이 필요하다.

1.3.1 검토 및 개선 사항

일반철도와 고속철도에 흙쌓기 재료로 사용되는 흙은 양질의 재료를 사용하고 장기적으로 침하 등에 영향을 주는 흙은 사용하지 않도록 되어져 있다. 고속철도의 경우 통일 분류법에 의해 흙을 분류하고 이를 공학적 거동이 유사한 재료로 군 분류하고 이에 따라 흙쌓기 높이 등을 제한하고 있다.

흙 재료에 대한 최대입경 기준은 국내 건설현장 여건을 고려하여 합리적인 최대입경 기준이 제시 되어야 할 것으로 판단된다. 특히 상부노반은 열차하중을 직접

받기 때문에 적절한 평가가 이루어져야 될 것으로 판단된다. 국내 건설현장에서는 암버럭과 흙의 포함한 혼합토 기준이 없기 때문에 이에 대한 적절한 평가가 이루어져야 할 것으로 판단된다.

암성토의 경우에는 사전에 반드시 시험시공을 통해 침하와 지지력 측면이 모두 만족할 수 있는지를 판단하여 최종적으로 현장에서 경제적으로 시공할 수 있도록 하여야 할 것이다. 따라서 암성토에 대한 침하거동에 대한 평가 및 관리방법 등에 관해서도 충분한 연구가 진행할 필요가 있다.

1.4 강화노반 재료

강화노반은 도상자갈 아래에 포설되며 열차하중과 도상자갈의 관입을 방지하기 위해 강성이 큰 재료를 사용하여야 한다. 강화노반 재료의 품질기준은 고속철도의 경우 입도관리와 강도기준 모두 만족하는 재료를 사용하도록 제한되고 있다. 강화노반의 품질기준은 경도 및 내구성, 편평도, 모래당량, 최대입경으로 만족여부를 판단하고 있으며 특히 입도 관리를 통해 다짐이 충분히 이루어질 수 있도록 관리하고 있다.

일반철도의 경우에는 입도조정쇄석으로 KS F 2535(도로용 부순골재(40mm, 30mm, 25mm) 모든 규정에 적합한 재료만 사용할 수 있으며 세부 품질기준은 비중, 흡수량, 마모감량으로 관리하고 있다. 사용재료의 최대입경은 40mm로 입도를 관리하고 있어 고속철도와 마찬가지로 다짐이 충분히 될 수 있도록 관리하고 있다. 일반철도는 고속철도와 달리 고로슬래그쇄석(HMS 25)을 사용할 수 있도록 규정하였다.

표 3.2.4 일반철도와 고속철도 강화노반 재료규정

고속철도	1. 강화노반 재료 ① 강화노반 흙쌓기 재료는 압축성이 작고 입도분포가 양호한 재료를 사용하며, 견고하고 내구적인 부순돌, 자갈, 모래 및 공사감독자가 승인한 재료이어야 하며 점토덩어리, 유기물 등 유해물이 함유되어서는 안된다. ② 혈암, 점판암, 이암, 사암 등과 같은 암에서 강도가 현저히 낮거나 박리현상이 뚜렷한 암은 사용해서는 안된다. ③ 강화노반 재료의 품질기준은 아래 표를 참조하여야 한다.

- 강화노반 재료의 품질기준

구 분		보조도상층		입도조정층		비 고
경도 및 내구성		40 이하		60 이하		
편 평 도		30 이하		30 이하		
모래당량		ES > 40		ES > 40		
최대입경(㎜)		31.5 이하		125 이하		
입도	D	40㎜	100	125㎜	100	
		31.5㎜	99～85	106㎜	95～76	
	D/2	16㎜	82～56	63.5㎜	84～56	
				25.4㎜	61～32	
				9.52㎜	46～21	
	D/5	5㎜	53～27	5㎜	37～15	
	D/10	2.5㎜	43～21	2.5㎜	28～10	
	D/20	1.2㎜	35～16	1.2㎜	21～7	
	D/50	0.6㎜	25～10	0.6㎜	15～5	
	D/100	0.3㎜	18～8	0.3㎜	10～3	
	D/200	0.15㎜	12～5	0.15㎜	7～2	
	D/500	-	-			
	D/1000	-	-			
	<0.080㎜	0.08㎜	8～4			

일반철도

1. 강화노반의 재료

(1) 입도조정쇄석

① 입도조정 쇄석은 KS F 2525(도로용 부순 골재)의 M-40, M-30, M-25의 모든 규정에 적합한 재료로 한다.

② KS F 2525(도로용 부순 골재)에 규정된 입도조정쇄석의 품질을 요약하면, 다음과 같다.

가. 가늘고 긴 석편, 얇고 편평한 석편, 깨어지기 쉬운 석편 등을 함유하지 않아야 한다.

나. 먼지, 진흙, 유기물 등을 함유하지 않아야 한다.

다. 비중, 흡수량 및 마모감량은 KS F 2503(굵은 골재의 비중 및 흡수율 실험 방법), KS F 2508(로스앤젤레스 실험기에 의한 굵은 골재의 마모 실험 방법)에 의해서 실험하고, 아래 표의 조건을 만족하는 재료이어야 한다.

- 입도 조정 쇄석의 품질

비중	흡수량(%)	마모감량(%)
2.45 이상	3.0 이하	30 이하

라. 소성지수는 KS F 2303, 2304(흙의 액성한계, 소성한계 실험)에 의해서 실험하고, 비소성이어야 한다.

마. 함수량은 다짐할 때에 소요의 밀도가 확실히 얻어지는 범위의 것이어야 한다.

바. 입도는 KS F 2502(골재의 체가름 실험), KS F 2511(골재에 포함된 잔 입자 실험)에 의해서 실험하고, 아래 표에 적합한 재료로 한다.

- 입도 조정 쇄석의 입도

일반철도

구 분			체 통과 중량 백분율(%)									
종류	호칭명	입도범위 (mm)	50	40	30	25	20	13	5	2.5	0.4	0.074
입도조정 쇄석	M-40	40~0	100	95~100	-	-	60~90	-	30~65	20~50	10~30	2~10
	M-30	30~0		100	95~100	-	60~90	-	30~65	20~50	10~30	2~10
	M-25	25~0		-	100	95~100	-	55~85	30~65	20~50	10~30	2~10

주) 체는 KS A 5101에 규정하는 표준망체 53.0mm, 37.5mm, 26.5mm, 19.0mm, 13.2mm, 4.74mm, 2.36mm, 0.425mm, 0.075mm에 해당한다.

(2) 고로슬래그 쇄석

① 고로슬래그 쇄석은 입도조정고로슬래그쇄석과 수경성 입도조정고로슬래그쇄석의 2종류로 하고 KS F 2535(도로용 철강 슬래그)에 적합한 재료로 준용한다.

② 고로슬래그 쇄석이란 철을 생산하는 과정에서 생성된 괴상의 고로슬래그를 파쇄, 체가름한 후 입도 조정을 하여 노반 재료로 제조한 것이다.

③ 고로 슬래그 쇄석은 일반 쇄석에서는 볼 수 없는 특성으로서 수경성을 가지며 노반에 사용할 경우, 시공후 장기간에 걸쳐 경화가 진행되어 지지력이 증대한다.

④ 고로슬래그의 강도 등 품질은 아래 표들을 기준으로 한다. 단, 강도는 품질 및 성능실험을 실시하여 동등 이상의 성능을 가진 재료에 대해서는 충분한 검토 후 사용할 수 있다.

- 노반용 고로 슬래그 쇄석의 품질

종 류	수정 CBR (%)	일축압축강도 (kgf/㎠)	단위체적중량 (tf/㎥)
입도조정 고로슬래그 쇄석(MS)	80 이상	-	1.5 이상
수경성 입도조정 고로슬래그 쇄석(HMS)	80 이상	2주 강도에서 12이상	1.5 이상

주) 입도는 KS F 2502 「골재의 체분석 실험」에 의한다.

- 고로 슬래그 쇄석의 입도

구 분			체 통과 중량 백분율(%)									
종류	호칭명	입도 범위 (mm)	50	40	30	25	20	13	5	2.5	0.4	0.074
입도조정고로슬래그 쇄석	MS-25	25~0	-	-	100	95 ~100	-	55~85	30~65	20~50	10~30	2~10
수경성입도조정고로슬래그쇄석	HMS-25	25~0	-	-	100	95 ~100	-	60~80	35~60	25~45	10~25	3~10

주) 체는 KS A 5101에 규정하는 표준망체 53.0mm, 37.5mm, 26.5mm, 19.0mm, 13.2mm, 4.74mm, 2.36mm, 0.425mm, 0.075mm에 해당한다.

(3) 암버력

터널발파에 의해 발생하는 암버력의 경우도 입도조정쇄석의 재료기준을 만족할 경우 사용할 수 있다.

1.4.1 검토 및 개선 사항

노반의 생력화 방안의 일환으로 적용된 강화노반은 상부노반 중에서도 가장 중요한 위치에 있으며 도상자갈이 관입되는 것과 열차하중을 견고하게 지탱할 수 있도록 강성이 큰 재료를 사용하게 되어있다. 따라서 강화노반 재료는 일반 흙과 다른 입도규정과 품질기준을 만족하여야 한다. 즉, 현장에서 발생된 흙 또는 암버럭을 그대로 사용하는 것이 아니라 품질기준에 만족한 재료만 사용하도록 되어져 있다.

고속철도에서 의미하는 강화노반은 보조도상과 입도조정으로 2층을 모두 포함한 것을 강화노반이라고 하며, 일반철도에서는 1개의 층으로 이를 강화노반이라고 부르고 있다. 고속철도에서는 보조도상의 최대입경은 31.5mm, 입도조정은 125mm이며, 일반철도의 강화노반은 40mm으로 최대입경을 두고 있다. 입경 크기만 볼 때 일반철도의 강화노반과 고속철도의 보조도상은 같은 기능이라고 볼 수 있다. 고속철도의 경우가 입도조정층을 포함하기 때문에 보다 엄격한 강화노반을 두고 있다고 볼 수 있다.

고속철도의 경우 쇄석 등의 재료만 사용가능할 수 있도록 되어져 있지만 일반철도에서는 슬래그를 강화노반 재료로 사용가능할 수 있도록 되어져 있다. 현재 일반철도 영업선 구간(평택강화노반 현장부설구간)에 설치한 슬래그강화노반의 경우 내

구성과 궤도틀림 진행추이를 볼 때 일반적으로 쇄석보다 매우 우수한 재료로 평가되고 있다. 이러한 연구 결과를 볼 때 고속철도에서도 고로슬래그를 강화노반 재료로 사용하여도 무방할 것으로 판단된다.

1.5 다짐관리 및 지지강성 기준

토공노반의 품질관리 방법은 밀도관리와 지지력 기준으로 관리하고 있다. 밀도관리는 상대다짐도(R)로 다짐실험에서 구한 최대건조단위중량의 95% 이상의 다짐도를 요구하고 있다. 지지력 관리는 평판재하시험으로 구하고 있으며 지반반력계수(k_{30})와 변형계수(Ev)로 관리하고 있다. 고속철도에서는 유럽 등에서 많이 사용하고 있는 반복평판재하실험을 통해 변형계수(Ev_2)뿐만 아니라 1회재하시 변형계수(Ev_1)와 2회 재하시 변형계수(Ev_2)의 비(Ev_2/Ev_1)로 다짐 품질관리하고 있다. 평판을 통해 재하실험 방법은 일반철도와 고속철도 동일하지만 하중재하방법과 단계하중의 크기, 단계하중 재하시간 등은 서로 다르다. 특히, 평판재하실험은 단계하중 시간이 많이 소요되기 때문에 1개소에서 약 2시간이 소요되지만, 반복평판재하실험은 약 30분가량 소요되기 때문에 실험시간 단축과 변형계수의 비로 평가하기 때문에 반복하중을 받는 철도에서는 보다 합리적인 실험방법으로 평가될 수 있다.

표 3.2.5 고속철도 및 일반철도 품질관리기준

<table>
<tr><td>고속
철도</td><td>① 품질관리 요건 및 다짐도의 품질기준은 다음과 같다.

- 상·하부노반 현장품질관리 요건
<table>
<tr><th>종 별</th><th>실험종목</th><th>실험방법</th><th>실험빈도</th><th>비 고</th></tr>
<tr><td rowspan="4">흙쌓기</td><td>평판재하</td><td>DIN 18 134</td><td rowspan="2">• 상부노반 : 층별500㎥마다
• 하부노반 : 층별1,000㎥마다</td><td></td></tr>
<tr><td>현장밀도</td><td>KS F 2311</td><td>평판재하
불가능시</td></tr>
<tr><td>다 짐</td><td>KS F 2312</td><td>• 토질변화시 마다</td><td>D방법 사용</td></tr>
<tr><td>두께측정</td><td></td><td>• 1일 1회이상</td><td></td></tr>
</table></td></tr>
</table>

- 다짐도의 품질기준

구 분		상부노반	하부노반	비 고
다짐도	DIN 18 134	Ev2≥80MN/㎡ Ev2/Ev1<2.3	Ev2≥60MN/㎡ Ev2/Ev1<2.7	
	KS F 2311	최대건조밀도의 95%이상	최대건조밀도의 90%이상	KS F 2312의 D

주) DIN 18134 (Load Bearing Test) 실험규정

(1)실험기구

① Bearing Plate - 지름 0.30m, 두께 22㎜이상 강재

② Dial Gauge - 1/100m/m 3개

③ Gauge 지시용 Beam

④ Jack - 재하능력 30톤

⑤ 재하장치 - 7톤이상의 하중을 재하할 수 있는 것

(2)실험방법

① 실험할 위치를 평탄하게 고르고 고운 모래를 얇게 깔아 수평을 맞춘다.

② 초기 접지압 (1.0㎪)으로 30초 동안 예비 재하시킨다.

③ 최대응력치 500㎪까지 실험하며, 하중단계는 6단계(600, 1200, 1800, 2400, 3000, 3600㎏)로 1, 2차 재하 하여야 한다. 하중제거는 최대응력의 50%, 25%, 0%의 3단계로 실시하여야 한다.

④ 최대 침하치는 5㎜로 관리하여야 한다.

(3)실험결과 계산

① 변형계수(E_{V1}, E_{V2})는 1, 2차 재하곡선중 최대응력의 30%와 70% 사이의 기울기로 정의된다.

② $EV = 1.5 \cdot r \cdot \triangle\sigma/\triangle s$

여기서, r : 평판재하직경 (㎝) $\triangle\sigma$: 압력차이 (㎏/㎠) $\triangle s$: 침하량차이 (㎝)

② 품질관리요건 - 품질관리 요건은 다음과 같다.

- 강화노반 재료의 품질관리 요건

종 별	구 분	실험방법	실험빈도	비 고
강화노반	입 도	KS F 2302	-5,000㎥마다 -재질변화시마다	
	경도 및 내구성	KS F 2508		LA 마모실험
	편 평 도	KS F 2575		측정기준 3:1
	모래당량	KS F 2340		

③ 강화노반에 대한 현장품질관리 요건은 다음과 같다.

- 강화노반 현장품질관리 요건

종 별	실험종목	실험방법	실험빈도	비 고
강화노반	평판재하	DIN 18 134	가항, 나항 참조	
	현장밀도	KS F 2311		평판재하 불가능시

강화노반에 대한 다짐관리는 노반연장 약100m마다 검사단면을 선로중심 및 각 침목의 외측단부에서 실시하여야 한다.

상부노반 및 강화노반의 마무리면 검사는 연장 약 50m마다 검사단면을 선로중심, 궤도중심 및 궤도중심의 외측 2.0m 위치에서 실시하여야 한다.

강화노반의 다짐관리기준은 다음 표를 적용하여야 한다.

- 강화노반의 다짐관리기준

구 분		보조도상층	입도조정층	비 고
다짐도	DIN 18 134	$E_{v2} \geq 120MN/m^2$ $E_{v2}/E_{v1} < 2.2$	$E_{v2} \geq 80MN/m^2$ $E_{v2}/E_{v1} < 2.3$	
	KS F 2311	최대건조밀도의 100% 이상	-	KS F 2312의 D

주) DIN18134는 「4.5.2 (2) ②항」 참조

일반철도

1. 다짐 일반

(1) 균일하고 효율적인 다짐을 위하여 땅고르기를 하고 함수비를 규정대로 조절한 후 다져야 한다.

(2) 상부노반 및 하부노반 다짐은 각각 규정된 다짐 재료 및 다짐 요구조건에 만족하도록 다짐한다.

(3) 원지반이거나 땅깎기 한 시공기면은 최소 15cm 깊이로 표면을 긁고 1종다짐으로 설계한다.

(4) 흙쌓기 다짐은 시공기면과 흙쌓기 비탈면을 고르게 다짐하도록 한다.

(5) 종방향 및 횡방향의 땅깎기와 흙쌓기 접속부 등도 고르게 다짐하도록 하여야한다.

(6) 다짐재료는 최적 함수비가 유지된 상태에서 다짐하도록 하여야 한다.

(7) 다짐재료의 함수비 조절이 불가능하거나 우기 및 결빙이 우려되는 동절기에는 다짐작업을 하지 않도록 한다.

(8) 건조단위중량을 기준으로 상대다짐도를 규정할 경우에는 반드시 현장 및 실내 다짐실험을 시행하도록 설계하고 사용재료와 다짐도는 흙쌓기 조건에 따라 적합하게 하여야 한다.

2. 흙노반의 다짐

(1) 상부노반의 흙노반 다짐은 KS F 2312의 D다짐에 의한 최대건조밀도의 95%이상 다짐도(이하 1종다짐이라 한다)로 설계해야 한다.

(2) 평판재하시험 K_{30}값이 11kgf/㎤ 이상(K_{30}>11kgf/㎤)으로 다짐하도록 하여야 한다.

(3) 다짐장비는 상기 다짐도를 얻을 수 있는 장비로 하여야 한다.

3. 강화노반의 다짐도

(1) 입도조정재료의 다짐도는 KS F 2312(흙의 다짐 실험 방법)의 최대건조단위중량의 95% 이상으로 한다.

(2) 쇄석류의 다짐 실험은 각각 최대 입경이 모두 19mm보다 크기 때문에 실험은 호칭명 E로 한다.

(3) 또 쇄석은 1회의 다짐마다 파쇄에 의해 다소 세립화하고 입도 배합이 변화하므로 건조법으로서 비반복의 b법으로 한다.

	4. 하부노반의 흙쌓기 다짐 (1) 하부노반 다짐은 KS F 2312의 A방법에 의한 최대건조 단위중량의 90%이상의 다짐도(이하 2종 다짐이라 한다)로 설계하여야 한다. (2) 또한, 평판재하시험에 의한 K30값이 7kgf/㎠이상으로 다짐하도록 설계하여야 한다. (3) 다짐장비는 상기 다짐도를 얻을 수 있는 장비로 설계하여야 한다.

1.5.1 검토 및 개선 사항

다짐 품질관리는 흙의 안정성과 열차하중에 의한 압축침하 등을 사전에 방지하기 위한 목적으로 밀도관리와 지지력 관리를 기준에 두고 있다. 그러나 국내에서는 지지력 조건만 만족하고 지지력 실험이 불가능 경우에만 밀도관리로 품질관리하고 있다. 국내 건설여건을 고려해 볼 때 암버럭과 같이 강성이 큰 재료를 사용하기 때문에 지지력 조건은 매우 쉽게 만족할 수 있다. 따라서 지지력 조건뿐만 아니라 밀도 기준도 만족하는지를 판단하여야 한다. 밀도관리는 일반철도, 고속철도 모두 모래단위중량으로 평가하고 있다. 현장 모래단위중량실험은 실험자의 숙련도에 따라 오차가 크게 발생할 수 있으며, 입경이 큰 재료의 경우 부정확한 결과를 초래할 수도 있다. 따라서 입경이 큰 재료를 사용하고 있는 국내 건설현장에서는 이를 정확하게 평가할 수 있는 방안이 마련되어야 할 것이다. 입경 크기에 상대적으로 적은 영향을 받는 P파 속도를 이용한 다짐품질관리 방법이나 LFWD를 이용한 품질관리 방안 등 대안으로 제안될 수 있다.

1.6 강화노반 두께

앞서 언급한바와 같이 강화노반재료는 양질의 재료로 시공하기 때문에 강화노반 두께는 공사비와 직접적으로 연관이 있다. 즉, 열차하중과 구조적으로 기능을 유지하면서 최적의 강화노반 두께를 결정하는 것은 매우 중요한 인자이다. 일반철도의 경우 상부노반 조건에 따라 강화노반의 두께는 20~65cm의 범위로 교통하중, 열차통과톤수, 하부재료의 역학적 거동 등을 종합적으로 검토하지 못하고 상부노반의 지지력 조건만으로 강화노반의 두께를 결정한다. 이러한 설계방법은 설계자 측면에서는 간단하게 설계하는 방법이지만 경제적이고 합리적인 설계방법이라고는 할 수 없다.

고속철도의 경우에도 일반철도와 동일하게 상부노반조건(k30)에 따라 강화노반

두께를 구분하고 있으며, 일반철도와 달리 보조도상과 입도조정으로 나누어 설계하고 있다. 표 3.2.6에서와 같이 고속철도의 강화노반 두께는 보조도상 20cm로 동일하게 하고 입도조정은 상부노반 조건에 따라 다르게 적용하여 최종적으로 강화노반 두께를 50~95cm로 설계하고 있다.

표 3.2.6 일반철도와 고속철도 강화노반 두께

고속철도

1. 다짐기준

강화노반의 포설은 1층 다짐완료후 두께가 다음과 같이 될 수 있도록 균일하게 포설하여야 한다.

- 강화노반 1층 다짐완료후 두께

구 분	보조도상층(㎜)	입도조정층 (㎜)
다짐후 1층 두께	200 이하	300㎜ 이하

일반철도

(5) 강화노반의 두께

① 강화노반 두께는 궤도구조, 열차속도, 노반 강도 등의 조건을 고려하여 정한다.

② 장대레일의 경우 다음의 표와 같은 두께를 표준으로 하며, 이음레일의 경우에는 이음레일 기준에서 제시하는 두께를 표준으로 한다.

- 노반 조건별 강화노반 두께(장대레일)

재료 / 노반조건	입도조정 쇄석 또는 고로슬래그쇄석(cm)	배수층 (cm)	수경성입도조정 고로슬래그쇄석 (cm)	배수층 (cm)
흙쌓기 $K_{30} \geq 11kgf/cm^3$	20	0	15	0
흙쌓기 $7 \leq K_{30} < 11kgf/cm^3$	35	0	25	0
땅깎기, 평지 $K_{30} \geq 11kgf/cm^3$	20	15	15	15
땅깎기, 평지 $7 \leq K_{30} < 11kgf/cm^3$	35	15	25	15

- 노반 조건별 강화노반 두께(이음레일)

재 료 / 노반조건	입도조정 쇄석 또는 고로슬래그쇄석(cm)	배수층 (cm)	수경성입도조정 고로슬래그쇄석 (cm)	배수층 (cm)
흙쌓기 $K_{30} \geq 11kgf/cm^3$	35	0	25	0
흙쌓기 $7 \leq K_{30} < 11kgf/cm^3$	65	0	50	0
땅깎기, 평지 $K_{30} \geq 11kgf/cm^3$	35	15	25	15
땅깎기, 평지 $7 \leq K_{30} < 11kgf/cm^3$	65	15	50	15

③ 특수한 선로인 경우는 별도 두께를 정할 수 있다.

④ 강화노반의 최소두께는 사용하는 재료의 분리를 방지하기 위해 최대 입경의 3배 이상으로 한다.

⑤ 강화노반의 두께가 변화하는 개소에는 열차의 인접 대차 사이의 거리만큼의 완화 구간을 설정하여 두께를 변화시킨다.

1.6.1 검토 및 개선 사항

상부노반 중에서 가장 상층부에 위치한 강화노반 층은 도상자갈이 상부노반으로 관입되는 것을 방지하기 위하여 강성이 큰 재료를 사용하여 궤도를 지지하고 노반 내 우수가 체류되는 것을 방지하기 위하여 투수계수가 큰 재료를 사용하고 있다. 강화노반 재료는 쇄석과 같이 고가의 재료로 사용하기 때문에 최적의 강화노반 두께는 공사비와도 직결되는 중요한 인자이다. 따라서 최적의 강화노반 두께를 결정하기 위해서는 구조적 적정성, 안정성을 만족함과 동시에 비용도 고려되는 최적의 강화노반 두께가 되어야 한다.

현재 국내 강화노반 두께 산정은 설계를 위한 특별한 공정과 절차는 없으며 시공시 토공 품질관리 기준 즉, 상부노반의 지지력을 통해 간접적으로 노반상태를 평가한 후 이를 강화노반 두께로 시공하고 있다. 이러한 방법은 실제 설계 시점에서 상부노반의 지지력을 가장 좋은 조건으로 가정하여 강화노반두께를 산정하기 때문에 강화노반두께가 가장 적을 수 밖에 없다. 또한 설계시점에서는 강화노반 두께를 결정하기 위한 역학적인 검토가 전혀 이루어 지지 않는 한계를 가지고 있다. 따라서 이러한 설계방법으로 구한 강화노반 두께는 과대 또는 과소 될 수 있는 소지를 가

지고 있다. 따라서 설계시점에서부터 교통하중에서의 원지반, 하부노반, 그리고 상부노반의 역학적인 평가를 통해 이 결과를 반영한 설계방법이 합리적인 설계방법이라고 볼 수 있다.

(1) 기존 설계/시공시에 평판재하시험에 의한 노반 상부의 지지력계수에만 의존하여 설계와 시공품질관리를 하고 있어 다층 노반의 역학적 거동을 대표해 줄 수 있는 물성값인 노반의 적절한 탄성계수의 도입이 매우 시급하다고 할 수 있다. 본 설계에서는 그러한 탄성계수로 열차의 반복 윤하중에 의한 철도 궤도하부구조의 거동을 가장 잘 반영할 수 있는 구속압, 축차응력, 체적응력에 의한 응력 의존적인 회복탄성계수를 적용하였다.

(2) 열차 운행에 따른 장기적인 노반의 거동에 근접한 설계를 하기 위해 반복하중 횟수, 축차응력, 노반재료의 강도특성이 고려된 노반재료별 소성변형 예측 식을 설계에 도입하였다. 이상의 내용을 총합하여 설계기준으로 탄성침하량과 소성침하량을 검토하는 역학적-경험적인 설계법이라 할 수 있다.

제 3 절 국내 철도환경에서의 동적물성치 평가

1. 탄성파시험을 이용한 동적물성치 산정기법

크로스홀 시험은 지반의 P-파 속도 및 S-파 속도를 깊이별로 측정할 수 있는 현장시험법이다(Hoar and Stokoe, 1978). 그림 3.3.1과 같이 두 개 이상의 검측공을 설치하고 한쪽은 발진자(Source)를 설치하고 나머지 검측공에는 감지기를 같은 깊이에 설치한다. 이때 발진자에서 발생시킨 진동이 지반을 통과하여 감지기에 도달하는 시간을 측정하여 깊이별로 탄성파 속도를 측정할 수 있고, 또한 전단탄성계수(shear modulus, G)와 포아송비(poisson's ratio, ν)를 구할 수 있다(Mok 1987). 파의 진행경로가 일정하고 발진자와 감지기가 같은 위치에 있어 자세한 지층구조를 알아낼 수 있는 가장 정밀한 측정방법이지만 검측공이 두 개 이상 필요하여 고가이다. 크로스홀 시험은 검측공(직경 75mm) 내에 설치할 정도로 소형이며 효율적인 타격에너지를 낼 수 있는 성능 좋은 발진자가 필요하고, 케이싱 설치와 주변 지반과 밀실한 접촉을 확보하기 위한 그라우팅을 추가 시행해야한다.

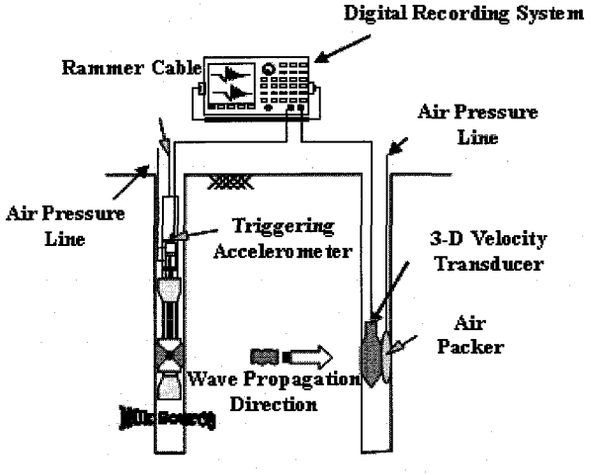


그림 3.3.1 크로스홀 시험 개요도

다운홀 시험은 지반의 동적물성치(P-파 속도, S-파 속도) 측정에 최근 많이 시행되고 있는 현장 탄성파시험 중 하나이다. 그림 3.3.2와 같이 발진자를 지표 위에 설치하고 감지기는 검측공내 계획된 측점 깊이에 설치한다. 발진자에 충격을 가해

진동을 유발시키는데 연직방향으로 충격을 가하면 P-파 성분이 수평방향으로 충격을 가하면 SH-파 성분이 풍부한 진동이 발생한다. 이 시험방법은 1개의 검측공을 설치하기 때문에 크로스홀 시험에 비하여 비교적 경제적이지만 감지기 위치가 깊어질수록 신호대 잡음의 비(S/N ratio)가 감소하는 단점이 있다(Mok, 1987).

다운홀 시험은 신뢰성 있는 결과 분석을 위해 직접법, 간접법, 수정 간접법, 그리고 Snell's Law 전파경로법 등의 해석기법들이 개발되었다. 단순한 결과 분석 방법으로 인한 결과의 정확도가 떨어져 역산 이론에 의한 탄성파 속도 산출방법에 관한 연구도 수행되었다(목영진, 1994). 그러나 다운홀 시험은 크로스홀 시험 결과에 비해 개략적인 강성 주상도만 얻어지기 때문에 이 시험이 쉽고 저렴하다는 이점에도 불구하고 활용도의 한계가 있다.

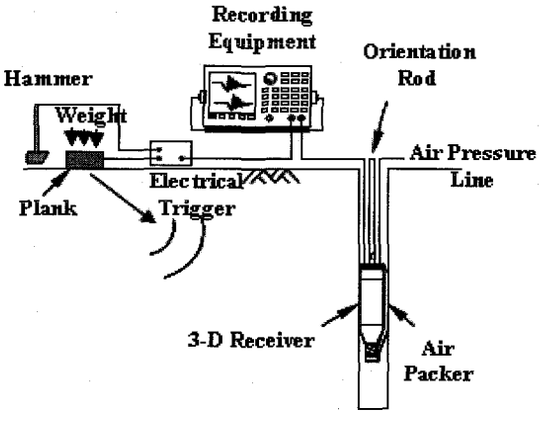


그림 3.3.2 다운홀 시험 개요도

인홀 탄성파 시험은 앞서 언급한 크로스홀 시험과 다운홀 시험 방법의 장·단점을 보완하여 저렴한 비용으로 일반 기술자들이 용이하게 사용할 수 있도록 개발되었다. 그림 3.3.3과 같이 발진자와 감지기를 한 검측공에 설치하여 공벽 뒤의 지층을 따라 수직으로 전파되는 탄성파를 계측한다. 기존의 서스펜션 P-S logging은 Sonde라고 부르는 인홀 프로브(probe)를 물이나 벤토나이트 슬러리로 채워진 검측공에 띄워 탄성파를 계측하였다. 이 계측기는 전자 햄머가 한쪽방향으로 움직이면서 그 방향의 물에 압력을 가하고 이때 발생한 압력분포가 지반을 변형시킴으로써 P-파와 S-파를 발생하게 된다. 따라서 변환되고 굴절된 전단파(P-S-P 파)를 계측하게 된다. 토사 층에서는 그리 성과가 좋지 않은 것으로 나타났으며 암반에서 적합

한 것으로 판명되었다. 이러한 단점을 극복하고자 인홀 프로브는 물을 사용하지 않고 서보모터(servomotor)를 장착한 기계식 밀착 장치(mechanical packer)를 사용하였다. 공벽에 밀착된 프로브는 서스펜션 P-S 검층에서 계측하는 변환되고 굴절된 전단파가 대신에 토사층을 전파하는 직접 전단파(Direct Shear Wave)를 계측할 수 있게 된다. S-파는 경계면에서 다른 종류의 파(P-파)로 바뀌지 않기 때문에 식별이 용이한 S-파가 도착하게 된다. 개량된 인홀 프로브의 발진자와 감지기는 크로스홀 시험의 발진자와 감기지로 활용될 수 있으며 본 연구의 크로스홀 시험에 활용하였다.

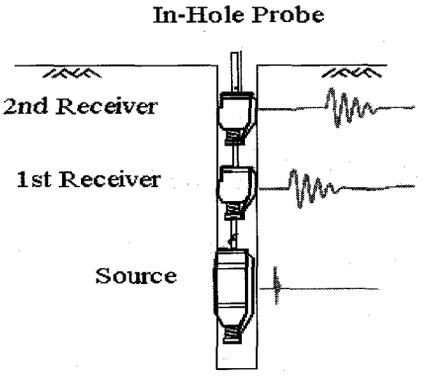


그림 3.3.3 인홀 탄성파 시험 개요도

SASW 기법은 지반이나 구조물에 대하여 S-파 속도의 깊이별 변화를 추정하기 위하여 비파괴적으로 수행하는 현장 시험법이다. 그림 8은 SASW 기법의 개요도이다. SASW 시험은 기본적으로 지표면이나 구조물의 표면에서 물리적인 충격이나 진동을 가하여 응력파를 발생시키는 것으로 시작이 된다. 충격이나 진동에 의해서 발생한 응력파는 지반이나 구조물의 매체를 통하여 사방으로 전파되어 나가는 데 진동원에서 일정 거리만큼 떨어진 지표면에 설치한 진동 감진기에 의해 지반이나 구조물의 진동을 측정하게 된다. 이렇게 지표면에서 응력파를 발생시키고 일정 위치만큼 떨어진 위치에서 진동에 의한 지반의 진동을 측정하여 하부지반의 지층 구조와 깊이에 따른 전단파 속도분포를 구하는 것이 SASW 시험이다. 진동 감진기가 너무 가까이 있으면 파의 특성이나 주파수 특성을 구분하기 힘들다. 이를 근접장 영향(near field effect)이라 하는데 감진기가 어느 정도의 적절한 거리이상에 있어야 파가 고유의 특성대로 전파되는 것을 볼 수 있다.

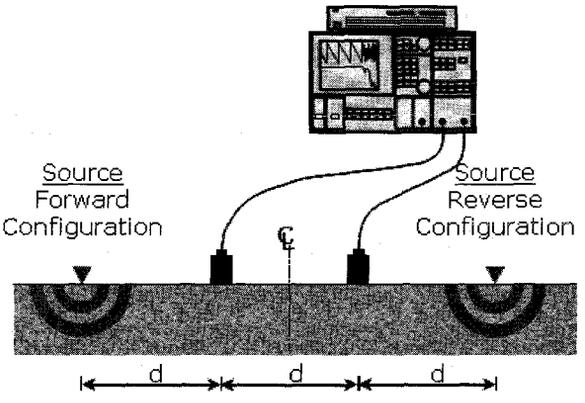


그림 3.3.4 SASW 기법의 개요도

1.1 탄성파 발생을 위한 발진자의 개발

기존에 검측공에 삽입하여 탄성파 시험용으로 사용했던 발진자는 기계식 발진자(mechanical source)와 압전소자형 발진자(piezoelectric source)가 있다. 기계식 발진자는 공벽에 밀착시키는 쐐기장치와 타격해머로 이루어져 있다. 이 발진자는 크로스홀 시험에서 전단파 계측에 매우 실용적으로 사용되고 있으나 개방형 구조로 구성되어 지하수위가 있는 곳에서는 물의 저항력으로 인해 사용할 수 없다. 그리고 많은 타격횟수를 견디기에 좋은 견고한 구조이나 무게가 다소 무거워 실험자가 오랫동안 수직된 시추공에 넣어 실험하기에 어려움이 있다. 압전소자형 장비는 GeoPing이라 부르며 다운홀 유닛과 제어 유닛으로 이루어져 있다(Park et al. 1997). 이 장비의 핵심 원리는 압전소자에 전압을 가하면 전기적 에너지가 축적되며 압전소자가 변형되었다가 트리거 신호에 의해 전기장이 방출되면서 충격에너지가 방출된다. 즉, 눌렸던 용수철이 퉁겨지듯이 탄성에너지가 방출된다. 이 장비의 특징은 기존 기계식 발진자와는 달리 충격 에너지 조절이 가능하고(전압을 조절하여) 일정한 탄성파 에너지 발생에 있어 반복성과 조정능력이 탁월하며 지하수위가 있는 곳에서도 사용할 수 있도록 방수가 확실하다. 단점은 기계적, 전기적 장치가 정교하여 고가이고 기계식 발진자에 비해 상대적으로 견고성이 떨어진다. 또한 발생된 변형이 작아 암반에서 적합하나 토사지반에서는 적용성이 떨어진다.

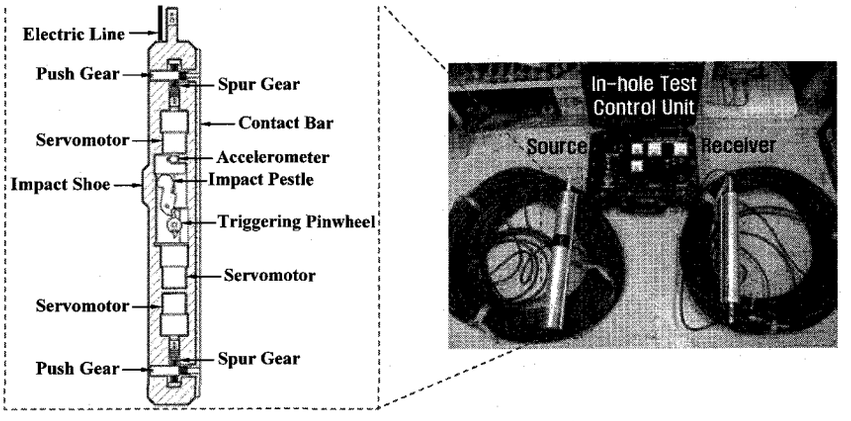


그림 3.3.5 기계식 공벽 밀착 시스템의 전기-기계식 발진자와 감지기

새롭게 개발된 스프링-서보모터 발진자는 암반뿐만 아니라 느슨한 토사지반에서도 사용할 수 있는 충분한 탄성파 에너지를 발생한다. 발진자와 감지기의 공벽 밀착 장치는 기존에 적용된 압축 공기 주머니(air packer)나 판 스프링(plate spring) 대신 기계식 밀착 장치를 사용하였다. 기계식 밀착 장치를 사용하여 지하수위 아래에서 수압으로 인한 공기 주머니의 팽창 한계와 지속적인 공기 공급이 이루어져야 하는 불편함을 없앴고, 공기를 공급하는 부대장비가 필요치 않아 크로스홀 시험 장비를 간편하게 하였다. 발진자의 탄성파 발진장치와 발진자 및 감지기의 공벽 밀착 장치는 작동이 간편하고 반복성이 우수해야 한다. 이와 같은 조건을 만족하기 위해 서보모터를 장착하고 간단하게 조작이 가능한 제어 장치를 개발하였다. 개발된 크로스홀 시험 장비는 현장의 기술자가 쉽게 사용할 수 있으며, 발진자와 감지기를 진동차단(isolator) 기능의 연결재로 연결하면 인홀 탄성파 시험도 수행이 가능하다. 그림 3.3.5는 최종적으로 개량된 발진자의 개요도와 발진자와 감지기 그리고 제어 장치를 보여주고 있다.

1.2 탄성파속도 및 탄성계수의 결정

매질을 따라서 전파되는 응력파(stress wave)에는 반구형의 형태로 지중으로 전파되는 체적파(body waves)와 실린더 모양의 지표면을 따라서 전파되는 표면파(surface waves)가 있다. 이들 응력파는 지반의 강성(stiffness)과 매질의 밀도(density)에 관계

가 있다(Kramer, 1996). 매질 내부를 전파하는 체적파에는 압축파(P-파)와 전단파(S-파) 두 종류가 있다. 압축파는 전단변형이 없이 체적 변형만을 일으키며 매질 입자의 운동 방향은 파가 전파하는 방향과 동일하다. 전단파의 경우에는 압축파와는 반대로 체적 변형은 일으키지 않고 전단 변형만 일으키며 입자의 운동 방향은 파가 전파되는 방향과 직각을 이루며 전파해 나간다.

크로스홀 시험에서는 동일한 깊이에 놓인 발진자와 감지기의 수평거리를 현장에서 측정한 탄성파의 통과시간으로 나누어 파의 속도를 구할 수 있다. 그림 3.3.6과 같이 파의 전파 방향과 입자 운동 방향에 맞게 발진기 및 감지기의 방향을 조절하여 압축파 또는 전단파를 계측하게 된다. 그림 3.3.7은 크로스홀 시험으로부터 획득한 전형적인 압축파신호(a)와 전단파신호(b)이다. 특히 수평전단파(SH-wave)의 경우 횡방향 발진 탄성파 발진자의 방향을 180° 반전시키고 극성을 이용하여 전단파의 도달시점을 결정하게 된다. 획득한 비구속 압축파속도(V_p)와 전단파속도(V_s)를 지반의 밀도와 함께 식 3.3.1과 3.3.2에서 제시한 바와 같이 계산하면 구속탄성계수(constrained modulus, M), 전단탄성계수를 결정할 수 있다. 그리고 식 3.3.3과 같이 포아송비를 획득하게 된다. 탄성계수의 결정은 지반의 밀도 보다는 탄성파속도에 더 민감하여 자승에 비례함을 알 수 있다. 즉, 신뢰성 있고 정확한 탄성파속도의 계측은 지반의 탄성계수 결정에 매우 중요하다.

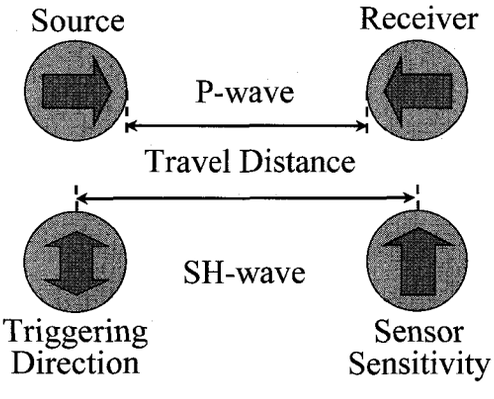
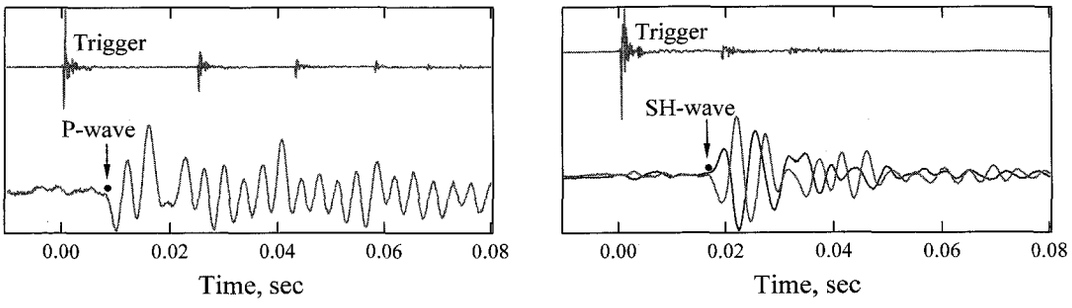


그림 3.3.6 압축파 및 전단파 계측을 위한 계측기의 방향성



(a) 압축파 신호 (b) 전단파 신호

그림 3.3.7 횡방향 발진 크로스홀 시험으로부터 획득한 전형적인 탄성파 신호

$$M = \rho V_p^2 \qquad \text{식 3.3.1}$$

$$G = \rho V_s^2 \qquad \text{식 3.3.2}$$

$$\nu = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2(V_p/V_s)^2 - 2} \qquad \text{식 3.3.3}$$

1.3 공진주 시험

공진주시험(resonant column test)의 기본원리는 원통형 시료가 일차모드에서 공진이 유발되도록 하고 탄성파 전달이론을 바탕으로 시료의 동적물성치를 획득하는 것이다. 본 연구에서 사용된 Stokoe식 공진주시험 장비의 개념도는 그림 3.3.8과 같다. 공진주시험의 기본 절차는 하중주파수를 변화시키면서 일정한 비틂력을 코일-자석 상호작용에 의해 시료의 상부에 작용하고 주파수에 따른 시료의 변위를 가속도계로 측정한 뒤 그림 3.3.9와 같은 주파수 응답곡선을 구한다. 이때 주파수 응답곡선에서 가장 큰 변위의 거동을 보이게 되는 일차모드의 공진 주파수를 찾는다.

공진주시험에서 획득한 공진주파수, 주파수응답곡선으로부터 시험장치의 특성과 시료의 크기 등을 조합시켜 전단파속도(V_s), 전단변형계수(G), 전단변형률(γ)을 다음과 같은 방법으로 구할 수 있다. 공진주파수의 지배방정식은 식 3.3.4와 같다.

$$\frac{I}{I_0} = \frac{w_n l}{V_s} tan \frac{w_n l}{V_s} \qquad \text{식 3.3.4}$$

여기서, $I = I_s + I_m$

I_s : 흙의 질량관성모멘트

I_m : 멤브레인의 질량관성모멘트(일반적으로 무시)

I_0 : 진동시스템의 질량관성모멘트

l : 시료의 길이

V_s : 전단파속도

w_n : 시스템의 고유각속도

공진주파수가 결정되면 1차 모드의 공진각속도(w_r, resonant angular frequency)와 고유각속도(w_n, natural angular frequency)가 같다는 가정 하에 식 (3.4)로부터 전단파속도(V_s)가 결정된다. 실제 시험에서는 고유각속도 대신 공진각속도가 측정되어 전단파속도 계산에 이용된다. 고유각속도와 공진각속도의 관계식은 식 3.3.5와 같다. 공진주시험 중 나타나는 재료 감쇠비는 대개 20%미만으로, 고유각속도와 공진각속도가 5%미만의 차이를 갖게 된다. 식 3.3.4에 의해 전단파속도가 결정되면 전단탄성계수(G)를 식 3.3.6으로 구할 수 있다.

$$w_r = w_n\sqrt{1-2D^2} \qquad \text{식 3.3.5}$$

$$G = \rho V_s^2 \qquad \text{식 3.3.6}$$

여기서, ρ 는 시료의 밀도이다.

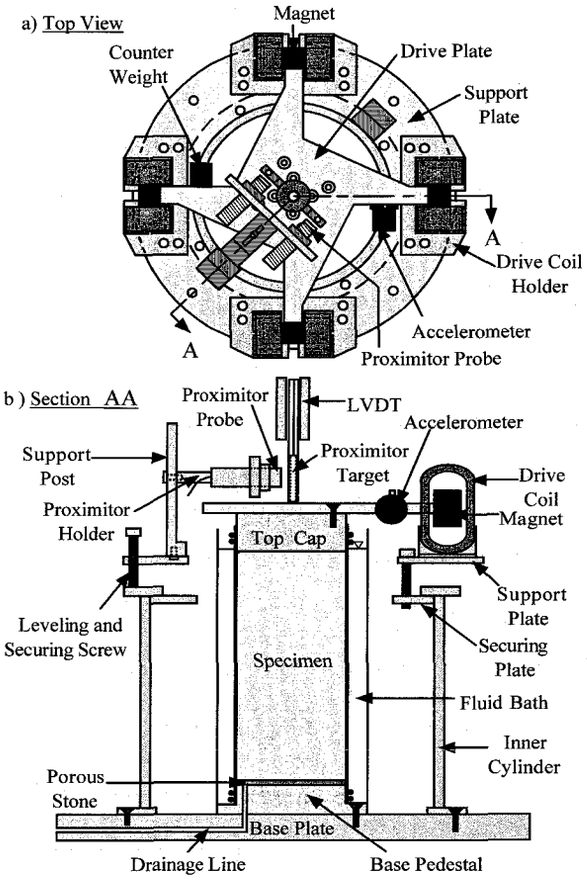


그림 3.3.8 공진주/비틂전단 시험장비의 정면도와 측면도 (Hwang, 1997)

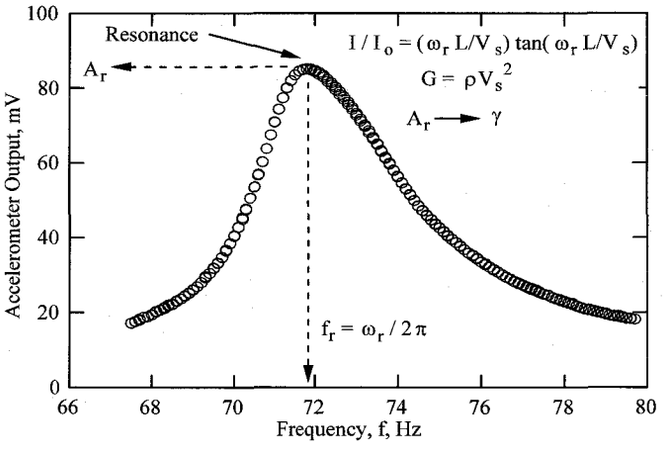


그림 3.3.9 공진주 시험으로 측정한 주파수응답곡선 (Hwang, 1997)

전단변형률은 시료 안에서 반지름을 따라 변하고 시료의 각 점은 각기 다른 전단변형률을 가지게 된다. 따라서 대표값으로 등가전단변형률을 구하게 된다. Chen과 Stokoe(1979)의 연구에 따르면 공진주 시험에서 등가반경은 0.82에서 0.79로 변한다고 하였으며 최대 전단변형률이 0.001%이하인 경우 0.82이고, 0.1%인 경우 0.79라고 밝혔다. 본 연구에서는 상부반지름의 0.8배 되는 지점에서 구한 전단변형률을 사용하였다(Hwang, 1997).

1.3.1 양단 자유단 공진주 시험

양단 자유단 공진주시험은 탄성파 전달이론에 근거하여 미소변형률 영역의 탄성계수를 측정하는 실내 탄성파 시험이다. 탄성계수를 측정하기 위해 두 가지 방법이 적용되고 있다. 직접파 도달시간 측정과 공진 측정이다. 이 두 측정에 사용하는 압축파가 서로 상이한 것에 주목하여야한다. 직접파 도달시간 측정에는 횡방향이 구속된 상태에서 전파되는 P-파(V_p)를 이용하고, P-파 속도는 구속탄성계수에 의해 좌우되고 있다. 한편 공진측정에서는 횡방향이 구속되지 않은 상태에 전파되는 종파(V_c)를 이용하며, 종파 속도는 영계수(E, Young's modulus)와 직접적인 관계가 있다(목영진, 1999).

실내 탄성파 시험에 사용된 충격해머는 PCB社의 모델 086C80으로 무게가 작고(1.25g) 끝이 뾰족해 고주파 충격파를 발생시킬 수 있다. PCB사의 가속도 감지기 모델 353B11은 무게(2.1g)이고 고주파측정에 알맞게 크기와 무게가 작다. 기록 장치로는 HP사의 모델 35670 동적 신호분석기를 사용하였다. 그림 3.3.10은 실내에서 탄성파 속도를 측정하기 위한 양단 자유단 공진주시험의 개요도이다.

가. P-파 도달시간 측정

공시체의 한 끝 면에 압축파를 가하여 반대편 단면에 설치한 가속도계에 도달하는 가장 빠른 파가 P-파(구속된 압축파)이다. 그림 3.3.11(a)는 P-파 측정을 위한 시험 구성을 보여준다. 두 측 점 사이의 거리(공시체의 길이)를 P-파가 가속도계에 도달하는 시간으로 나누면 P-파 속도가 얻어진다. P-파 속도로부터 구속탄성계수는 다음과 같이 계산된다. 여기서, ρ는 공시체의 단위질량이다.

$$M = \rho Vp^2 \qquad \text{식 3.3.7}$$

나. 공진 측정

종파 속도-양단이 자유단인 원통형 공시체에 종파(횡 방향 구속이 없는 압축파)를 가하여 공진이 일어나는 주파수를 측정한다. 이때 1차 모드 공진은 파장이 공시체 길이의 2배인 주파수에서 일어난다. 2차 이상 고차 모드에서 공진이 일어나는 파장은 식 3.3.8과 같다(Richart et al., 1970). 여기서, λ_N은 N차 모드의 파장이고 L은 공시체의 길이이고 N은 모드수(1,2,3...)이다. 종파 속도(V_c)는 각 모드의 공진주파수(f_N)와 파장(λ_N)을 측정하여 식 3.3.9로 계산한다. 종파속도(V_c)로부터 공시체의 단위질량 ρ을 고려하여 식 3.3.10과 같이 영계수(Young's modulus)를 구할 수 있다.

$$\lambda_N = 2L/N \qquad \text{식 3.3.8}$$

$$V_c = f_N \cdot \lambda_N \qquad \text{식 3.3.9}$$

$$E = \rho V_c^2 \qquad \text{식 3.3.10}$$

전단파 속도-전단파 속도를 구하기 위한 자유단 공진시험은 그림 3.3.11(b)에 보이는 것처럼 한쪽 면에 응력파를 감지할 가속도계를 민감한 방향이 수직방향이 되도록 부착한다. 그리고 다른 한쪽 면에 수직방향으로 충격을 가한다면 순수전단거동에 대한 공진현상이 발생하여 지배주파수를 측정할 수 있다. 혹은 공시체의 한쪽 단에서 비틂 전단파를 발생시켜 비틂 전단파의 공진 현상을 측정하여 전단파 속도를 구할 수도 있다. 보통 1차 모드의 공진 주파수(f_1)와 1차 모드의 파장(λ=2L)으로부터 전단파 속도(V_s)와 전단탄성계수를 구한다(식 3.3.11, 식 3.3.12).

$$V_s = f_1 \cdot \lambda \qquad \text{식 3.3.11}$$

$$G = \rho V_s^2 \qquad \text{식 3.3.12}$$

다. 포아송비(poisson's ratio) 계산

P-파 속도(V_p), 종파 속도(V_c), 전단파 속도(V_s)가 산정되면 다음 식으로부터 포아송비(ν)를 계산할 수 있다.

$$\nu = 0.5\ (\frac{V_c}{V_s})^2 - 1 \qquad \text{식 3.3.13}$$

$$\frac{V_p}{V_c} = \sqrt{\frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}} \qquad \text{식 3.3.14}$$

$$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{(2-2\nu)}{(1-2\nu)}} \qquad \text{식 3.3.15}$$

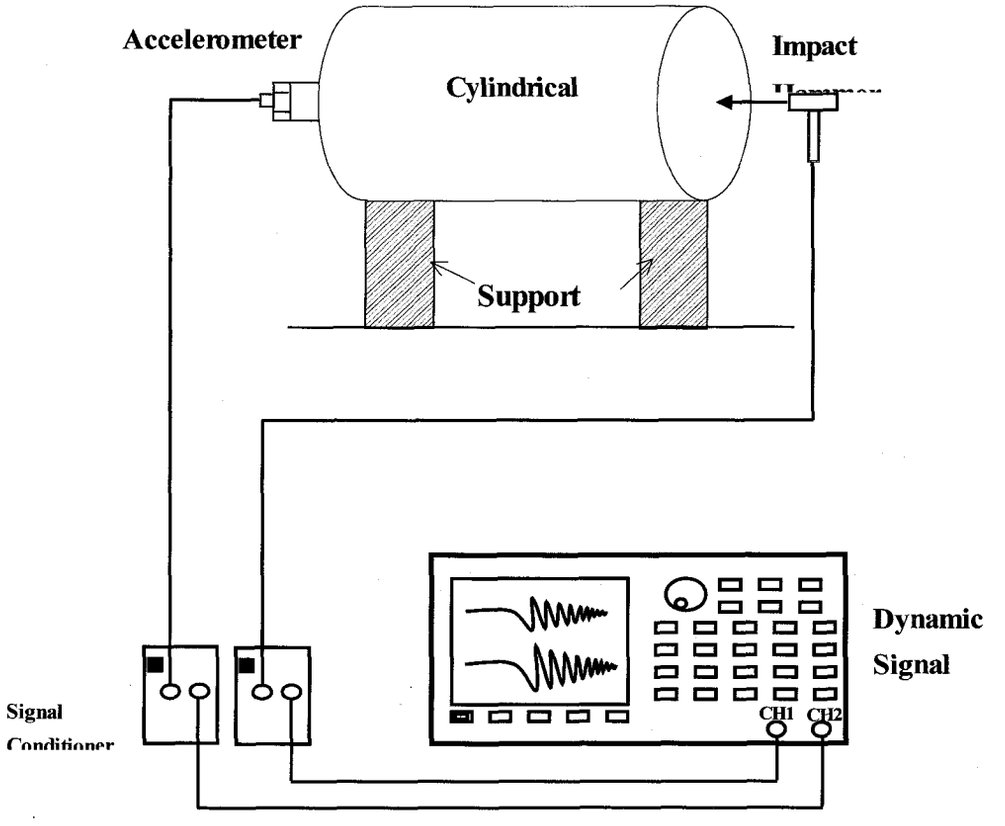
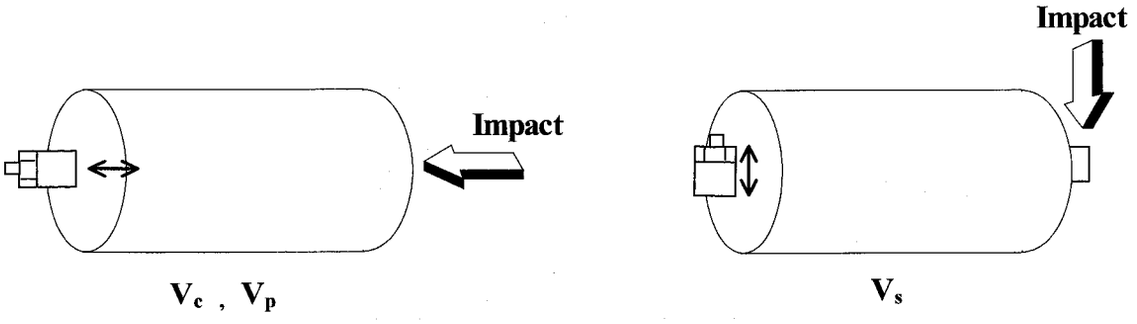


그림 3.3.10 자유단 공진주시험의 개요도



(a) 압축파 측정을 위한 시험구성 (b) 전단파 측정을 위한 시험구성

그림 3.3.11 공시체에 대한 압축파와 전단파 속도 측정을 위한 시험구성

2. 철도건설 현장에서의 동적물성 평가

2.1 암버력-토사 성토 노반

암버럭-토사 성토 노반 재료의 저변형률 동적물성치를 측정하기 위해 건설중인 경부고속철도 현장에서 탄성파시험을 수행하였다. 경산에 위치한 경부고속철도 현장은 시험 당시 강화노반 전 단계인 상부노반까지 시공이 진행된 상태였으며 토공 1구간과 토공 3구간 두 위치에서 성토 깊이별 전단파 속도를 측정하였다. 토공 1구간의 전단파속도 측정에는 시추공 탄성파시험인 크로스홀시험, 다운홀시험과 표면파를 이용한 SASW기법이 적용되었으며 토공 3구간에서는 현장의 여건상 SASW 실험만 실시하였다.

그림 3.3.12는 토공 1구간의 횡단면도와 평면도상의 시험위치이다. 상부노반의 두께는 3m이고 원지반 위의 하부노반은 6.5m이다. 상부노반과 하부노반의 성토재료는 절토구간의 암버럭을 사용하였다. 상부노반의 최대 허용입경 200mm이며 30cm의 층 두께로 다졌다. 하부노반은 최대 허용입경이 300mm이며 50cm의 층 두께로 다졌다. 그림 3.3.13과 그림 3.3.14는 암버럭-토사 성토 재료의 입도분포곡선과 실제 전경을 보여주고 있다.

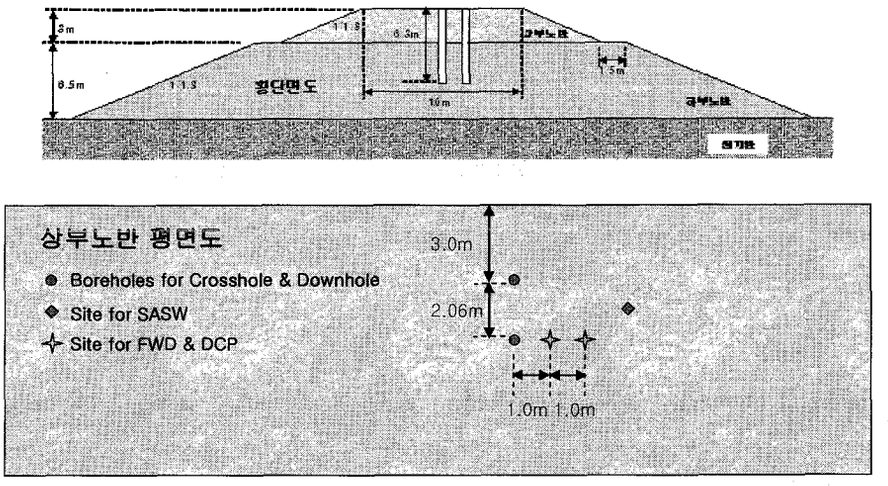


그림 3.3.12 암버럭-토사 성토노반 횡단면도와 평면도상의 시험위치[토공 1구간]

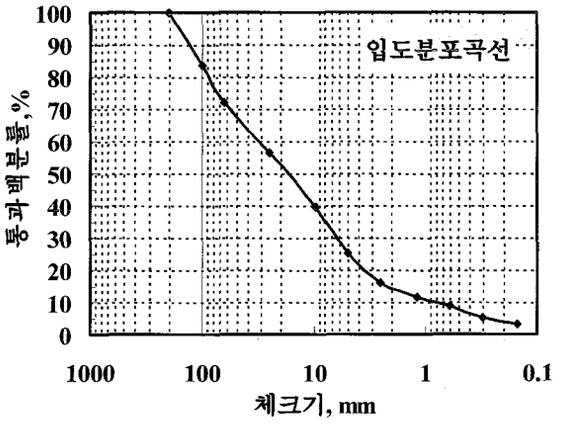


그림 3.3.13 고속철도 상부노반 재료의 입도분포곡선

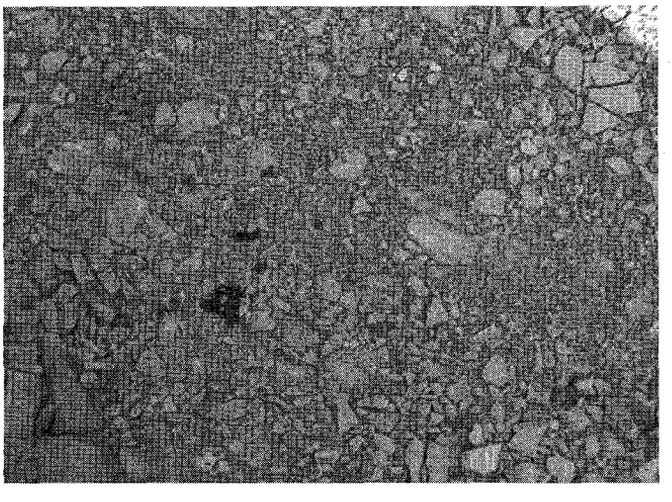
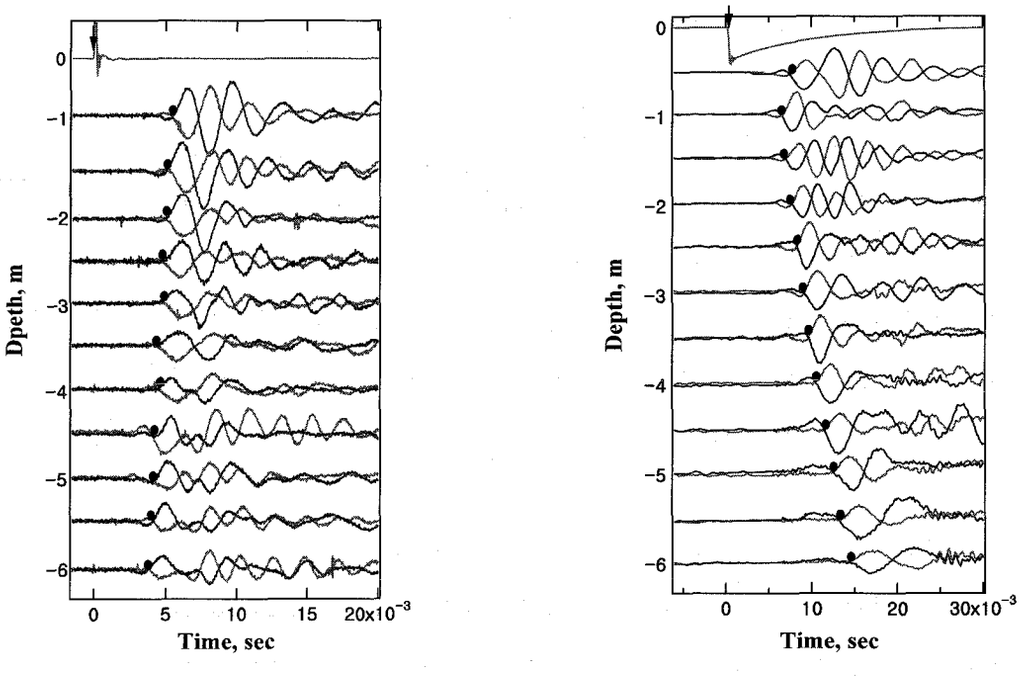


그림 3.3.14 암버럭-토사 성토노반[경산]

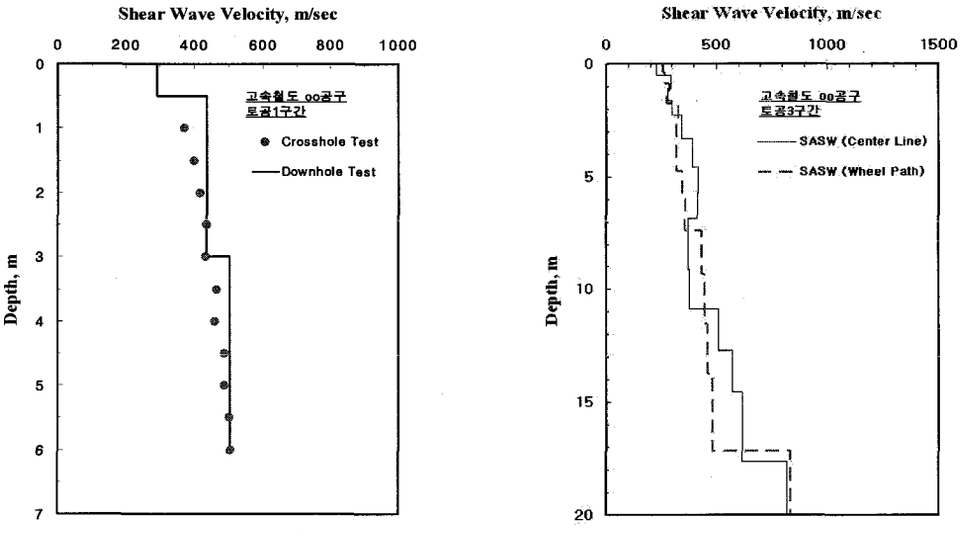
토공 1구간에서 실시한 크로스홀 시험과 다운홀 시험의 성토 깊이별 전단파 신호는 그림 3.3.15와 같다. 크로스홀 시험에 사용된 발진자는 수직방향(SV-wave) 성분을 발생시키는 기계식 발진자(Mok source)를 사용하였다(Mok, 1987).

그림 3.3.16은 토공 1구간과 3구간의 성토 깊이별 전단파속도의 계측 결과를 보여주고 있다. 크로스홀시험, 다운홀시험을 적용한 토공 1구간의 상부노반과 하부노반은 전단파속도가 400～500m/sec 범위로 측정되었으며, SASW 시험을 수행한 토공 3구간은 상부·하부 노반에서 전단파속도가 대략 300～400m/sec 범위로 측정되었다. 두 위치 모두 성토 깊이에 따른 변화가 크지 않았으며 동일한 성토 재료와 다짐 에너지로 다졌기 때문에 거의 일정한 속도가 나온 것으로 판단된다. 지반이 깊어짐에 따라 다소 증가하는 이유는 상재하중에 의한 구속응력 때문으로 판단된다.



(a) 크로스홀 (b) 다운홀

그림 3.3.15 암버럭-토사 성토노반의 깊이별 전단파신호[토공 1구간]



(a) 토공 1구간 (b) 토공 3구간

그림 3.3.16 암버럭-토사 성토노반의 전단파속도 주상도

울산에 위치한 경부고속철도 건설현장에서 크로스홀 시험과 다운홀 시험을 수행하여 암버럭-토사 성토 노반의 동적물성치를 측정하였다. 시험 위치는 경부고속철도 ○○역 부지이며 1개소에서 계측이 수행되었다. 당시 시공 단계는 하부노반을 성토 중에 있었으며 성토 높이는 원지반으로부터 약 20m 설계된 구간이다. 하부노반의 성토재료는 절토구간 및 터널구간의 암버럭을 사용하였으며 최대 입경이 300mm이며 50cm의 층 두께로 다짐을 실시하였다. 그림 3.3.17은 암버럭-토사 성토재료의 실제 모습이다. 2개의 검측공은 2.5m 간격을 두고 시추하였고 깊이는 17m 정도였으며 케이싱을 하지 않고 나공(uncased borehole)상태로 실험을 실시하였다.

크로스홀 시험으로 깊이 9m까지 압축파(P-Wave) 속도와 전단파(S-Wave) 속도를 측정하였다. 9m에서 계측을 중단한 이유는 한쪽 검측공의 공벽에서 암버럭 조각이 튀어나와 계측 프로브를 더 이상 삽입할 수 없었기 때문이다. 그러나 다운홀 시험은 하나의 검측공만을 사용하여도 전단파속도를 계측할 수 있기 때문에 시추한 최종 깊이 15m까지 시험을 수행할 수 있었다.

그림 3.3.18은 성토 깊이별 전단파신호와 압축파신호를 나타내었다. 크로스홀 시험에 사용된 발진자는 수평방향(SH-wave) 성분을 발생시키는 전기-기계식 발진자(electro-mechanical source)를 사용하였다. 그림 3.3.18(c)의 다운홀 시험 결과에서 대

략 깊이 8m 아래에서는 방향조절 로드(rod)로부터 발생된 노이즈로 보이는 신호가 전단파 신호와 중첩되어 계측되었으나, 중첩된 노이즈의 크기가 작은 인접한 깊이의 양질의 신호로부터 전단파 신호의 도달 시점을 예측할 수 있었다.

그림 3.3.19는 크로스홀 시험과 다운홀 시험으로 계측한 성토 깊이별 전단파속도, 압축파속도, 그리고 포아송비(ν)를 나타내었다. 경부고속철도 ○○역 부지 하부노반은 전단파속도가 거의 모든 깊이에서 약 400~500m/sec 범위로 측정되었으며, 압축파속도는 700~1200m/sec 범위로 측정되었다. 계측된 결과는 앞서 측정한 경부고속철도 [토공1구간]의 계측결과와 전단파 속도가 거의 같게 측정되었다. 여기서 압축파(P-Wave) 속도를 함께 측정하였기 때문에 전단파 속도와의 관계로부터 포아송비의 계산이 가능하였다. 암버럭-토사 성토 노반의 깊이에 따른 포아송비(ν)는 그림 3.3.18에 나타내었고 0.22~0.25의 값을 보였다. 특이할 사항은 2차 년도에 역사 부지에서 계측한 전단파속도가 상부 3m의 일부 깊이에서 500~700m/sec의 속도를 보인 점이다. 다른 깊이에 비해 전단파속도와 압축파 속도가 다소 큰 값으로 계측되었다. 이 구간에서 상대적으로 큰 암버럭이 존재해 암버럭의 탄성파 속도가 해당 깊이의 탄성파 속도 증가에 지배적인 영향을 끼친 것으로 판단된다. 탄성파 속도가 크게 계측된 상부의 포아송비(ν)도 0.16의 작은 값을 보여 이를 뒷받침할 수 있다. 암버럭-토사를 노반 성토재로 사용한 고속철도 현장의 탄성파시험을 통하여 암버럭-토사 성토 노반에서도 검측공의 설치가 가능하고, 검측공 탄성파시험의 적용이 가능한 것으로 평가되었다.

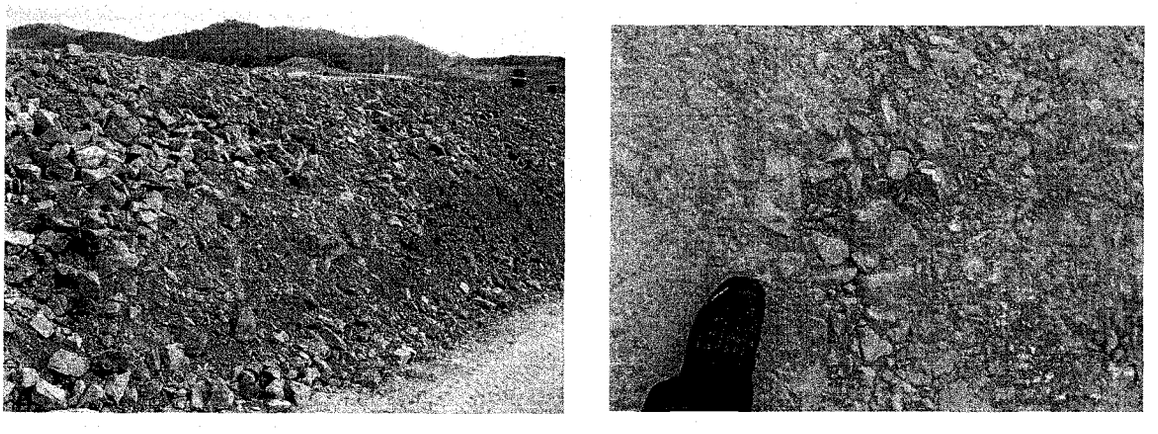
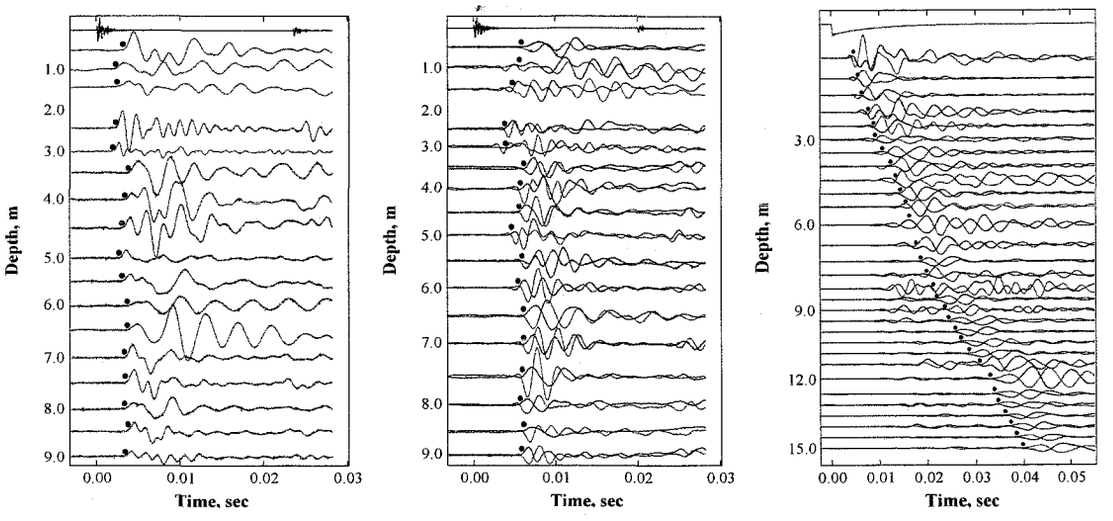


그림 3.3.17 암버럭-토사 성토노반[울산]



(a) 크로스홀: P-Wave (b) 크로스홀 : SH-Wave (c) 다운홀: SH-Wave

그림 3.3.18 암버럭-토사 성토노반의 깊이별 탄성파신호

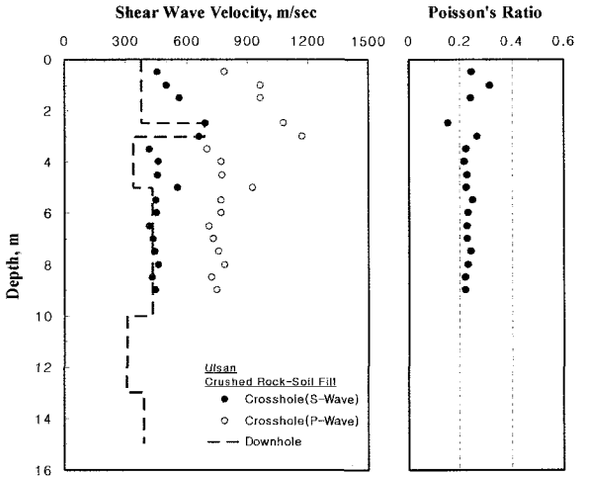


그림 3.3.19 암버럭-토사 성토노반의 탄성파속도 주상도 및 포아송비

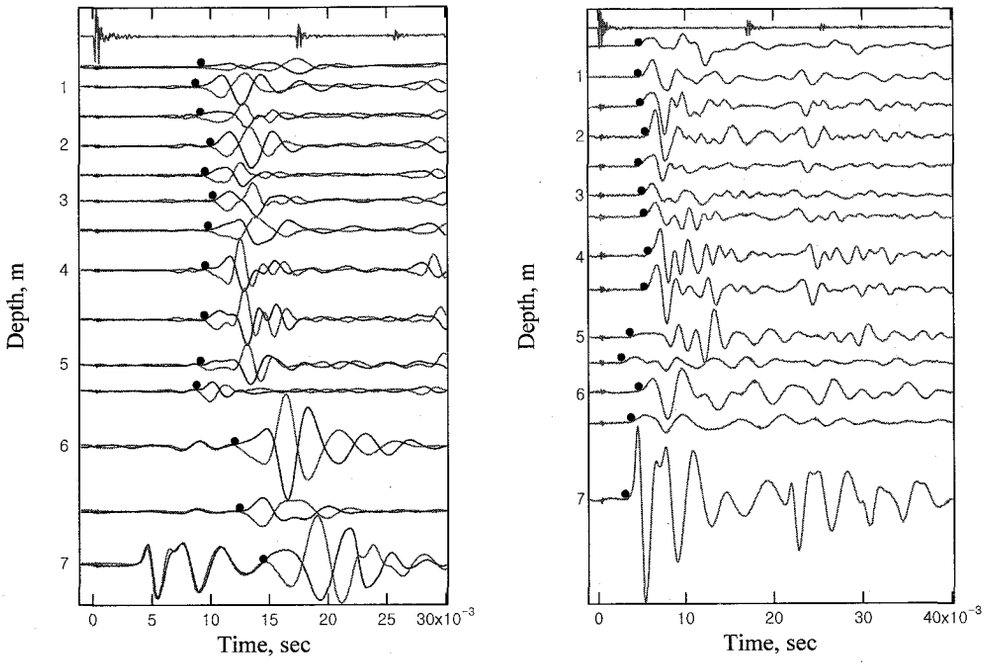
2.2 토사 성토 지반

암버럭-토사를 성토재료로 사용한 철도노반의 저변형률 동적물성치 측정과 더불어 토사만으로 성토하였을 때 현장 탄성파시험을 수행하였다. 충남 아산에 위치한 장항선 철도 건설 현장의 시험 위치 5 개소에서 각 위치별로 인홀 탄성파 시험, 다운홀 시험을 수행하였다. 일반철도 성토 노반에서 이루어진 모든 시추공 탄성파시험은 케

이싱을 하지 않고 나공(uncased bore hole)에서 이루어졌다. 시험 위치 5개소는 각각 원지반 절토부지 1개소(Site-1), 철도노반 성토부지 2개소(Site-2, Site-3), 정거장 성토부지 2개소(Site-4, Site-5)로 구분된다. Site-2와 Site-3은 성토 높이가 원지반으로부터 4~5m 정도 되며, Site-4와 Site-5는 2~3m 정도 된다. 측정결과를 비교·검증하기 위하여 Site-2에서는 크로스홀 시험을 추가 실시하여 P파와 S파를 모두 측정하였고 포아송비(ν)를 결정하였다. 크로스홀 시험과 인홀 탄성파 시험에 사용된 발진자는 이미 기존 연구결과로부터 검증되었고 본 과제의 암버럭-토사 성토 노반에서도 적용하였던 전기-기계식 발진자를 사용하였다((Mok et al., 2003; 목영진 등, 2005, 2007). 고속철도 구간에서 사용한 기계식 발진자와 달리 새로 제작된 발진자는 크로스홀 시험에서 발생시키는 전단파의 성분이 수평방향(SH-wave)이다.

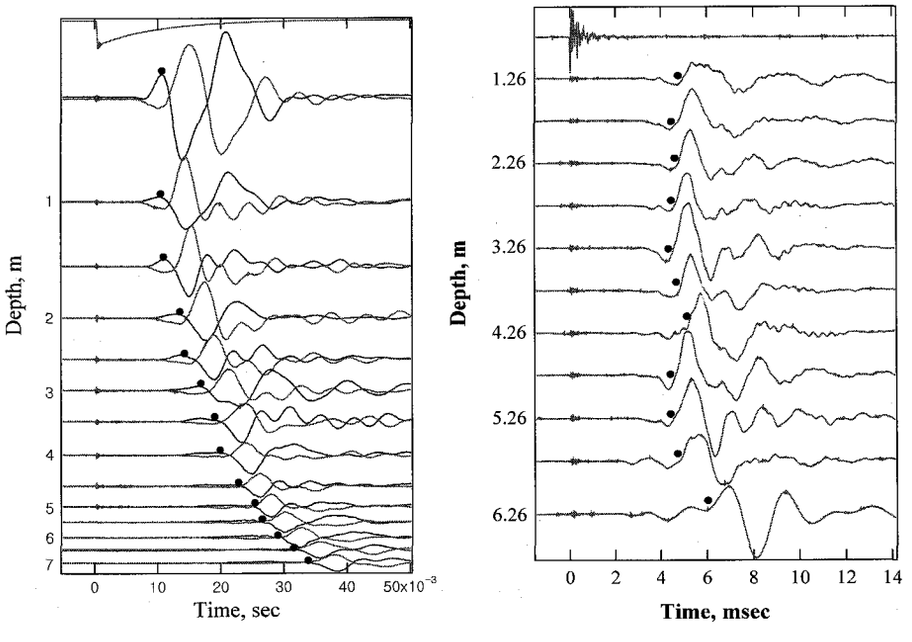
현장 탄성파시험 결과 각각의 시험에 대한 탄성파 신호를 그림 3.3.20과 3.3.21에 나타내었다. 그림 3.3.20은 Site-2에서 수행한 크로스홀 시험의 탄성파 신호이다. 그림 3.3.20(a)는 SH파의 극성(polarity)를 이용하여 전단파 신호의 도달시점을 결정한 대표적인 경우이며, 그림 3.3.20(b)는 Site-2의 성토 깊이별 앞축파 신호이다. 그림 3.3.20(a)의 깊이 7m 전단파 신호는 입자속도의 크기가 큰 P-파 속도와 중첩되었지만 극성을 이용하여 정확한 전단파의 도달 시점을 판별할 수 있었다. 그림 3.3.20(b)의 깊이 7m P-파 신호를 보면 그림 3.3.20(a)의 전단파 신호와 중첩된 P-파 신호와 도달 시점이 거의 같음을 알 수 있다. 그림 3.3.21은 다운홀시험과 인홀탄성파 시험을 이용하여 Site-2에서 측정한 전단파 신호이다. 본 연구에서 수행된 인홀 탄성파 시험은 하나의 시추공에 발진자와 감지기를 수직 방향으로 함께 삽입하여 측정 깊이에 상관없이 일정한 간격으로 전단파신호를 측정하는 시험법이며 전단파(SV-wave)의 진행 방향(wave propagation)은 수직상향이었다.

크로스홀 시험으로 측정된 압축파와 전단파속도로부터 Site-2의 포아송비를 결정하였으며, 깊이 5m 이상에서 포아송비가 0.5에 가까워 원지반 근처에서 거의 포화되어있음을 알 수 있었다(그림 3.3.22(b)). 성토 노반의 전단파 속도는 약 150~300m/sec 범위로 측정되었다.



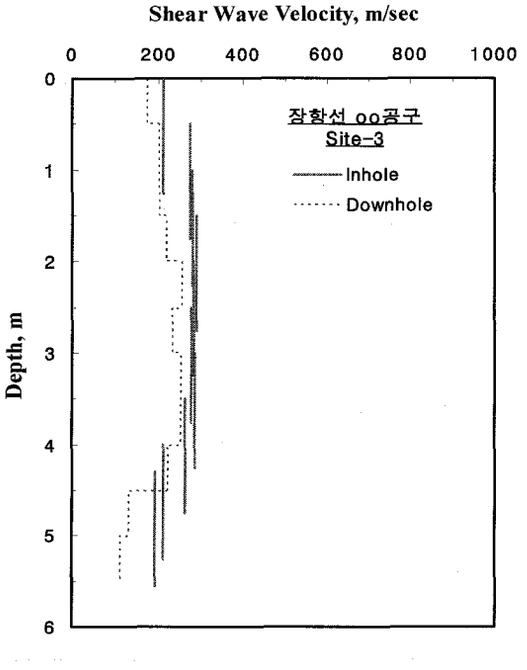
(a) S-Wave (b) P-Wave

그림 3.3.20 크로스홀시험을 이용한 토사 성토노반의 깊이별 탄성파신호[Site-2]

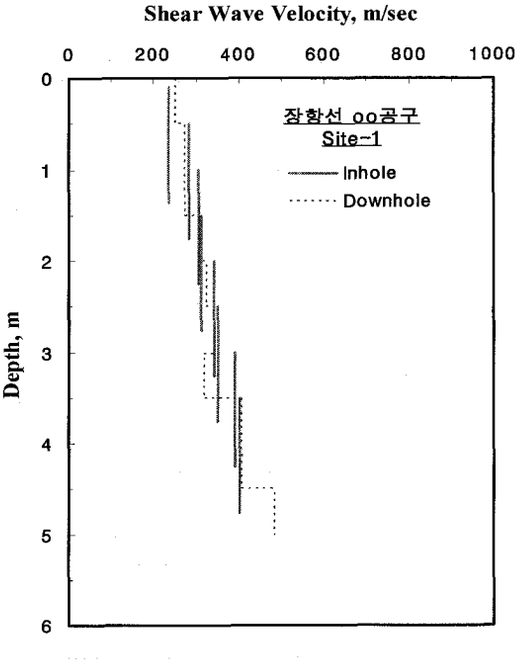


(a) 다운홀 시험 (b) 인홀 탄성파 시험

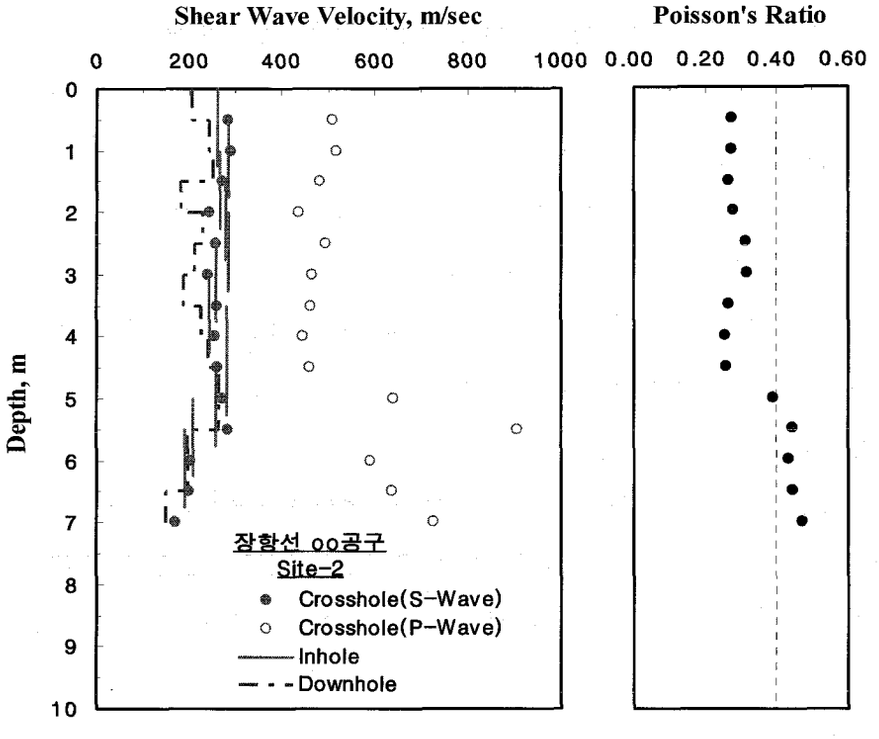
그림 3.3.21 다운홀시험과 인홀 탄성파 시험을 이용한 토사 성토노반 및 원지반의 깊이별 전단파신호[Site-2]



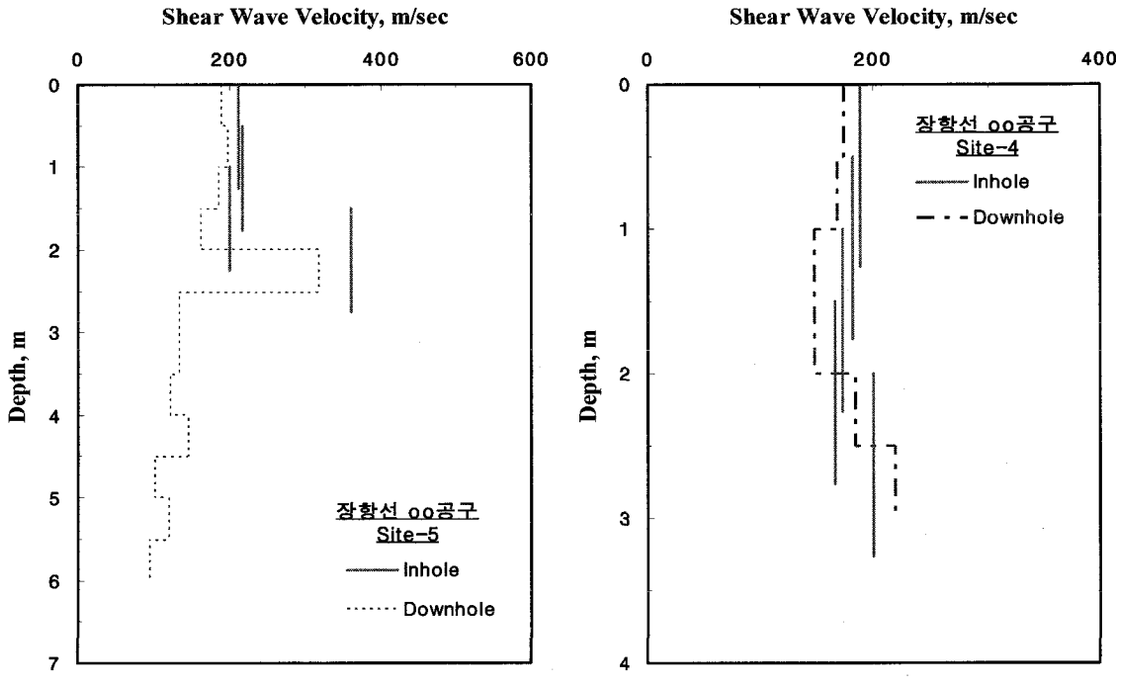
(a) Site-1



(c) Site-3



(b) Site-2



(d) Site-4 (e) Site-5

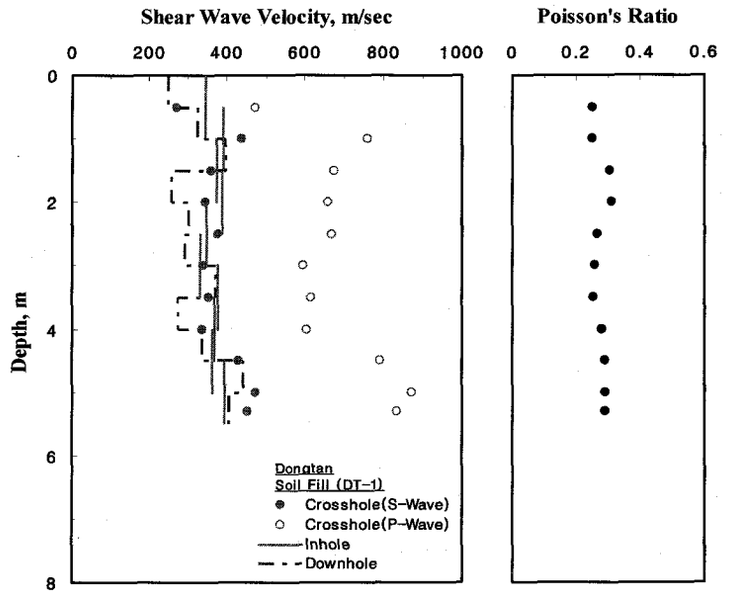
그림 3.3.22 토사 성토노반 및 원지반의 전단파속도 주상도

토사 성토지반에 대하여 고가도로의 교각 기초 건설현장에서 현장 탄성파시험을 수행하였다. 시험 위치는 총 2개소(DT-1, DT-2)로 각 위치별로 인홀 탄성파 시험, 크로스홀 시험, 다운홀 시험을 수행하였다. 인홀 탄성파 시험을 수행하기 위하여 검측공은 케이싱을 하지 않고 나공을 유지하였다. 시험 위치 DT-1의 성토 높이는 4.5m 이었고 그 아래 암버럭으로 치환된 1m을 더 시추하였으며 DT-2는 성토 부분 2.5m만을 시추하였다.

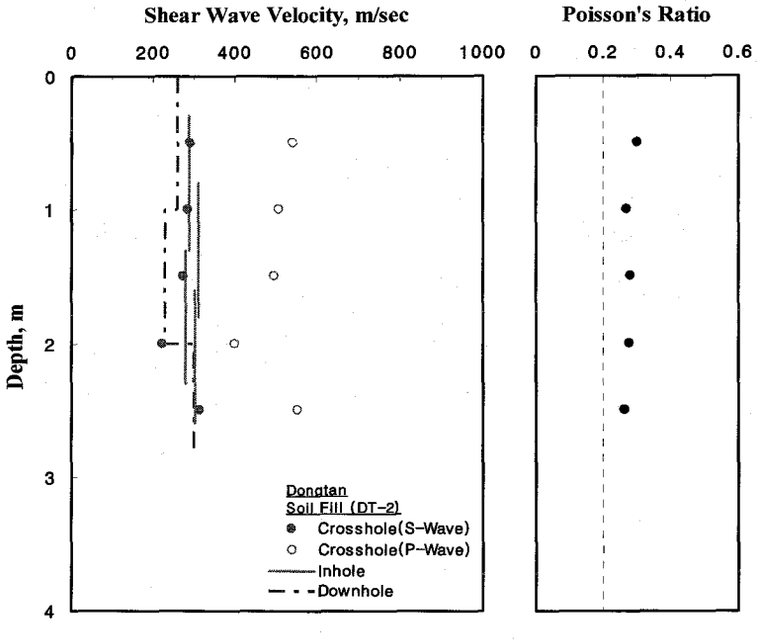
크로스홀 시험을 통하여 토사 성토 지반의 압축파(P-Wave) 속도, 전단파(S-Wave) 속도, 그리고 포아송비(ν)를 결정하였으며 다운홀 시험과 인홀 탄성파 시험을 이용하여 깊이별 전단파 속도를 도출하였다. 크로스홀 시험에서 발생시키는 전단파의 성분이 수평방향(SH-wave)인 반면 인홀 탄성파 시험에서는 파의 진행 방향이 수직상향인 전단파 속도 이다.

성토 지반 DT-1의 전단파 속도는 300～400m/sec 범위에 분포하였고 압축파 속도는 600～700m/sec의 값을 보였다. 성토 지반 DT-2에서는 전단파 속도가 대략

280m/sec이었고 압축파 속도는 500m/sec 전후의 값을 보였다. 두 위치 모두 포아송 비가 0.28의 거의 같은 값을 보였다. 그림 3.3.23은 각각의 시험으로부터 획득한 탄성파 속도 주상도이다.



(a) DT-1



(b) DT-2

그림 3.3.23 토사 성토지반의 탄성파속도 주상도

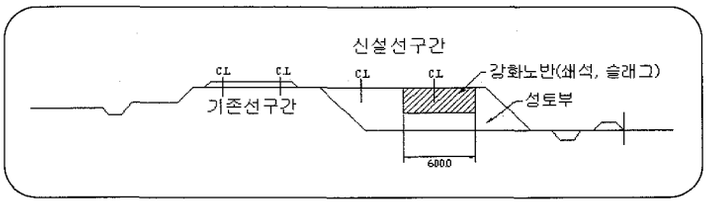
2.3 강화노반재료의 동적물성

국내 강화노반 현장에 부설된 재료에 대한 동적물성치를 평가된 구간은 없다. 본 연구에서는 차량의 반복하중과 기후의 영향에 의한 강화노반의 장기적 내구성을 살펴보기 위하여, 평택에 위치한 강화노반 현장부설구간에서 2차에 걸쳐 크로스홀 시험을 수행하였다. 1차 크로스홀 시험은 동절기가 끝난 2006년 3월에 실시하였고, 2차 크로스홀 시험은 우기가 끝난 2006년 9월에 실시하였다. 우리나라는 기후 특성상 우기와 동절기가 반복되어 노반 속으로 침투한 우수와 동절기에 형성된 얼음이 녹아 노반의 연약화를 초래하는 분니(mud-pumping)가 발생한다(목영진 등 1999). 크로스홀 시험은 대표적인 현장탄성파시험으로서 시공 후 열차운행 시일경과에 따라 도상자갈 아래에 놓인 강화노반의 강성을 평가하는데 있어 현실적으로 가장 적합한 시험기법이다. 평택의 현장부설 강화노반의 두께는 각 재료별로 0.3m, 0.5m, 0.8m로 조성되어 있었으며, 크로스홀 시험은 0.8m 두께의 고로슬래그, 입도 조정 쇄석, 일반 흙 강화노반에서 수행되었다. 크로스홀 시험으로 얻은 동적물성치 즉, 강화노반의 강성은 전단파속도, 압축파속도, 그리고 포아송비를 구하였다. 두 차례에 걸친 크로스홀 시험의 결과와 함께 시공 직후(도상자갈 포설 전)에 계측한 기존의 SASW 결과(1998에 계측한 결과임)를 비교하여 계절적 변화와 열차 운행에 따른 강성의 변화가 있는지 살펴보았다.

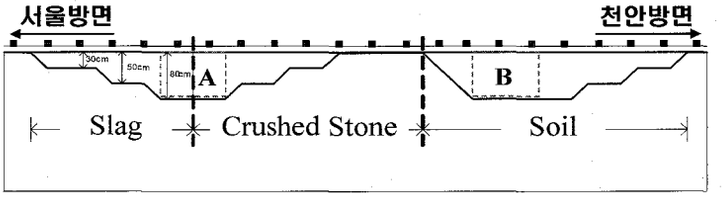
강화노반은 상부노반위에 흙보다 강성이 큰 재료를 사용하여 도상층 하부에서 전달되는 응력을 노반 상부에서의 허용 하중(응력) 이하로 감소시킴으로써 노반의 훼손을 방지하고, 빗물이 노반으로의 침투되는 것을 방지하여 분니의 발생을 억제한다. 국내에서도 일반철도 및 고속철도 신설 건설시 강화노반이 채택되어 시공되고 있다. 본 연구에서는 1999년 경부선 신설구간(그림 5(a))에 시공 완료된 평택의 강화노반 현장부설구간에서 계절적 변화 및 시일 경과에 따른 강화노반 재료별 강성을 계측하기 위해 두 차례(2006.3; 2006.9)에 걸쳐 크로스홀 시험을 수행하였다. 시험부지로 조성된 강화노반 현장은 경부선 수원-천안간 2복선 구간중 서울기점 상2선 70k400m~70k560m 구간으로 원지반은 논이며, 양질의 토사를 이용하여 성토고 3m, 폭 10m, 비탈구배 1:1.5로 되어있다(철도연, 2000).

그림 3.3.24은 현장부설구간의 단면도와 시험위치를 보여주고 있다. 크로스홀 시험의 위치는 그림 3.3.24(b)에서 점선의 블록(A, B)으로 표시한 바와 같이 제일 두

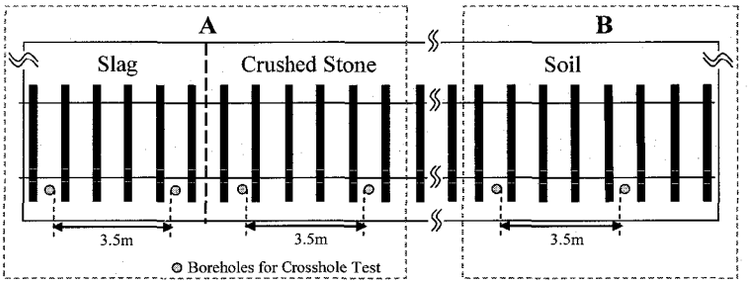
꺼운 두께 0.8m 지점을 선정하였다. 각 재료별 크로스홀 시험을 위한 검측공의 간격은 3.5m로 동일하게 설치하였다(그림 3.3.24(c)).



(a) 횡단면도



(b) 종단면도



(c) 평면도

그림 3.3.24 현장부설구간의 단면도

현장부설구간의 강화노반은 조성 재료에 따라 고로슬래그, 입도 조정 쇄석, 양질의 일반 흙으로 구분된다. 고로슬래그의 경우 포항제철에서 생산된 부산물인 수경성입도조정고로슬래그(HMS-25)를 최대입경 25mm에 맞도록 재가공된 슬래그이다. 고로슬래그의 입도분포는 도로용 철강슬래그(KS F 2535)의 상·하한치 기준을 만족하고 다짐시험(A다짐-KS F 2312) 결과 최대건조밀도(γ_{dmax})는 2.15t/m^3 , 최적함수비(OMC)는 9.55%였다. 입도 조정 쇄석(M-40)은 경기도 안성에 위치한 채석장에

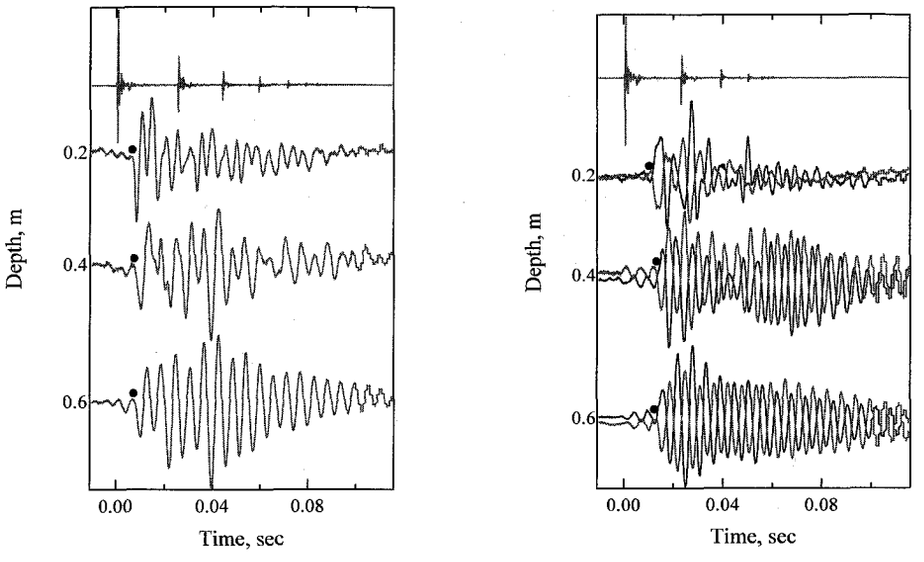
서 채취한 것으로 주 암질은 호상 편마암이다. 입도 조정 쇄석의 품질은 KS에 규정된 골재의 품질규정을 만족하고 있으며 최대건조밀도(γ_{dmax})는 2.45t/m³ , 최적함수비(OMC)는 7.65%였다. 토사 시료는 화강풍화토로 다짐시험 결과 최대건조밀도(γ_{dmax})는 1.98t/m³ , 최적함수비(OMC)는 10.3%였다. 표 3.3.1은 입도 조정 쇄석과 토사 노반의 기본 물성치를 보여준다.

표 3.3.1 입도 조정 쇄석과 토사 노반의 기본 물성치

Trackbed Materials	Compaction Test		Sieve Analysis					PI, %	Specific Gravity
	OMC, %	γ_{dmax}, kN/m³	D_{10}, mm	C_u	C_g	Percent Passing #40, %	Percent Passing #200, %		
Crushed Stone	7.65	24.05	0.8	13.5	2.35	-	-	NP	2.70
Sandy Soils	10.3	19.42	0.35	22.2	1.78	55.6	3.5	3	2.68

현재 운행 중인 평택의 현장부설구간의 강화노반 재료에 대하여 시간에 따른 탄성파 속도 또는 탄성계수 변화를 살펴보기 위하여 두 차례에 걸쳐 크로스홀 시험을 수행하였다. 과거 1998년에 도상자갈을 포설하기 전, 강화노반까지 시공이 완료되었을 때 비파괴 시험인 SASW 기법을 적용하여 노반의 깊이별 속도 주상도를 획득하였다.

본 연구에서는 직접 계측한 두 차례의 크로스홀 시험 결과와 더불어 과거 SASW로부터 도출된 결과를 참고하여 강화노반의 시간에 따른 탄성파 속도 변화를 비교하였다(철기연 1999, 철기연 2000). 1차 크로스홀 시험은 동절기가 끝난 2006년 3월에 수행하였고, 2차 크로스홀 시험은 우기가 끝난 2006년 9월에 수행하였다. 또한 설치한 검측공은 케이싱과 그라우팅을 하여 향후 장기간 계측이 가능하도록 하였다. 강화노반의 압축파속도 및 전단파속도는 검측공 내에서 0.2m 간격으로 내려가며 측정되었고 그림 3.3.25에서 대표적인 탄성파 신호를 보여주고 있다. 각 신호에 표시된 검은 점이 탄성파의 도달시점이다.

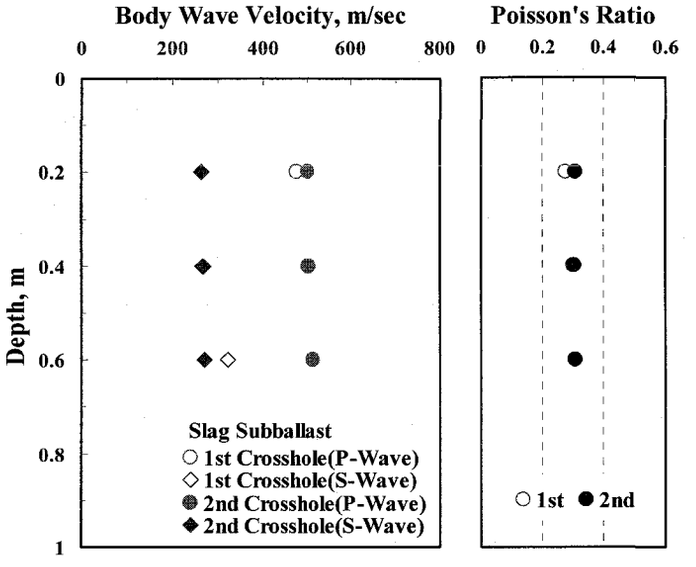


(a) P-Wave (b) SH-Wave

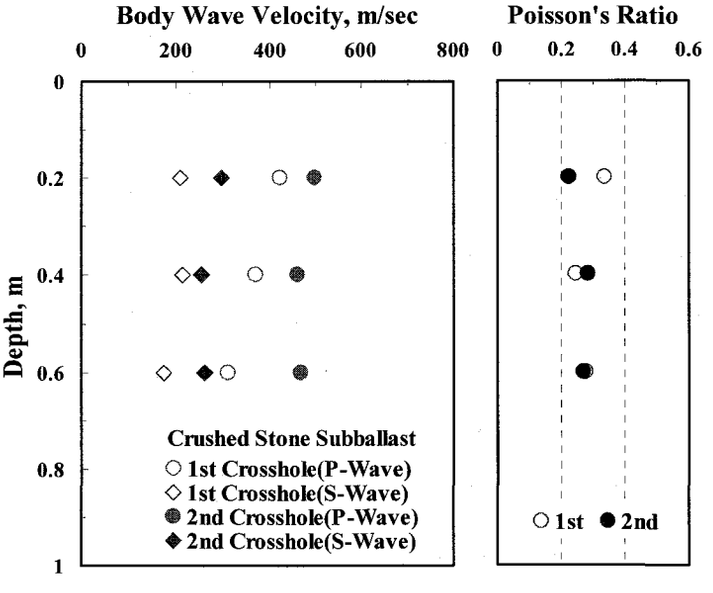
그림 3.3.25 강화노반의 깊이에 따른 대표적인 탄성파 신호;
쇄석 2차 크로스홀 시험

그림 3.3.26(a)은 크로스홀 시험으로부터 평가된 슬래그 강화노반의 전단파속도와 압축파속도이며, 1차 및 2차 크로스홀 시험의 탄성파속도가 거의 비슷하였다. 전단파속도는 대략 270m/sec이였으며, 압축파속도는 500m/sec로 거의 일정한 속도를 보였다. 포아송비 또한 시간에 따라 큰 변화 없이 대략 0.3 정도였다. 그림 3.3.26(b)는 쇄석 강화노반에서 평가된 탄성파속도이다. 2차 크로스홀 시험으로부터 계측된 전단파속도와 압축파속도 모두 1차 크로스홀 시험의 결과보다 증가하였지만, 탄성파속도로부터 결정된 포아송비는 상부 0.2m 깊이를 제외하고 거의 유사하였다. 특히 노반 상부에 가까울수록 탄성파 속도가 증가하는 경향을 보였다. 이와 같은 현상은 열차의 반복하중에 의해 입상재료인 입도조정쇄석이 노반 상부에서 조밀해진 것으로 추측된다. 포아송비는 국부적으로 다소 차이는 있었으나 0.25에서 0.3범위를 크게 벗어나지는 않았다. 그림 3.3.26(c)은 흙 강화노반에 대한 탄성파속도이다. 깊이 0.4m 이하는 전단파속도 및 압축파속도가 모두 시간이 경과하였을 때(6개월) 약간 증가하였다. 그러나 흙 강화노반의 상부인 깊이 0.2m에서는 우기 후에 계측한 2차 크로스홀 시험의 결과가 다소 작게 평가되었다. 1차 및 2차의 포아송비는 큰 변화 없이 0.33정도였다. 그림 3.3.26은 두 차례 크로스홀 시험의 결과만을 도

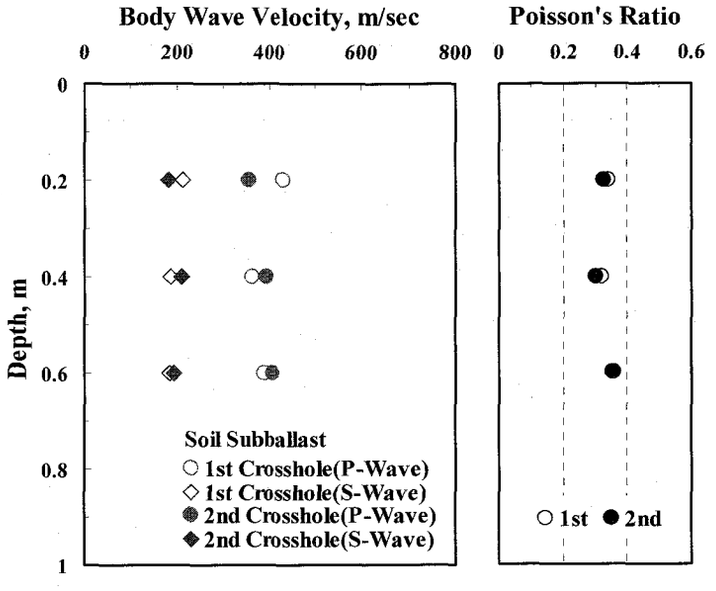
시한 것이며, 그 결과와 함께 SASW의 결과는 표 3.3.2에 정리하였다. 표 3.3.2의 전단탄성계수 및 구속탄성계수는 앞에서 제시하였던 각 재료의 밀도를 고려하여 계산되었다.



(a) 수경성 고로슬래그



(b) 입도 조정 쇄석



(c) 양질의 일반 토사

그림 3.3.26 강화노반 재료별 탄성파속도 주상도 및 포아송비

그림 3.3.27은 최초 강화노반 시공직후 SASW 기법을 이용하여 계측한 노반 재료별 전단파속도의 범위와 약 8년 뒤에 크로스홀 시험을 이용하여 두 차례 계측한 전단파속도의 범위를 한눈에 보여주고 있다. 참고로 그림 3.3.27의 결과는 측정 깊이를 고려하지 않고 단순히 속도의 범위만을 표현한 것이다. 슬래그 강화노반에서는 두 차례 크로스홀 시험의 결과가 다소 감소하거나 비슷하였다. 그러나 시공직후의 SASW 기법의 결과보다는 크게 감소한 값이었다. 재료의 특성상 수경성 고로슬래그는 물에 의하여 굳어지는 성질이 있다. 시일이 경과함에 따라 굳어진 슬래그가 열차의 반복하중에 의해 균열과 같은 국부적인 손상이 있었을 것으로 조심스럽게 예상되나 아쉽게도 계측의 시간적 공백이 너무 컸다. 시공 직후부터 지속적으로 계측이 이루어졌다면 좀 더 명확하게 원인을 규명할 수 있었을 것으로 생각된다. 토사 노반의 경우 세 차례의 전단파속도 계측 결과는 거의 비슷한 범위에 분포하였다. 강화노반의 개념으로 시공된 양질의 토사 노반은 시공 당시 충분히 잘 다져서 그동안 재료분리나 특별히 주목할 만한 분니가 발생하지 않았던 것으로 파악 되었다. 이와는 달리 쇄석 강화노반에서는 2006년 9월에 계측한 2차 크로스홀 시험의 결과가 1차 결과보다 증가한 속도 범위를 보여준다. 열차 운행에 따른 반복하중의 작용으로 다짐의 효과를 보인 것으로 판단된다.

표 3.3.2 강화노반 재료 및 운행 연수에 따른 동적물성치

재 료	시험일시	시험방법	탄성파속도, m/sec	탄성계수[1], MPa	평균 포아송비
수경성 고로슬래그	1998	SASW	V_s : 321～432	G[2] : 243～439	
	2006. 3	Cross-hole	V_s : 264～328 V_p : 477～505	G : 165～246 M[3] : 536～600	0.29
	2006. 9	Cross-hole	V_s : 264～270 V_p : 503～515	G : 164～172 M : 595～625	0.31
입도 조정 쇄석	1998	SASW	V_s : 167～237	G : 74～162	
	2006. 3	Cross-hole	V_s : 174～215 V_p : 312～423	G : 80～121 M : 258～471	0.29
	2006. 9	Cross-hole	V_s : 254～297 V_p : 461～499	G : 170～233 M : 562～657	0.26
양질의 토사	1998	SASW	V_s : 144～264	G : 45～152	
	2006. 3	Cross-hole	V_s : 183～212 V_p : 363～431	G : 73～98 M : 288～406	0.34
	2006. 9	Cross-hole	V_s : 182～209 V_p : 357～408	G : 72～96 M : 278～364	0.33

[1] 크로스홀 시험으로부터 획득하는 변형계수는 변형률 크기 10^{-3}% 이하의 미소변형률 영역에 해당함.

[2] Shear Modulus

[3] Constrained Modulus

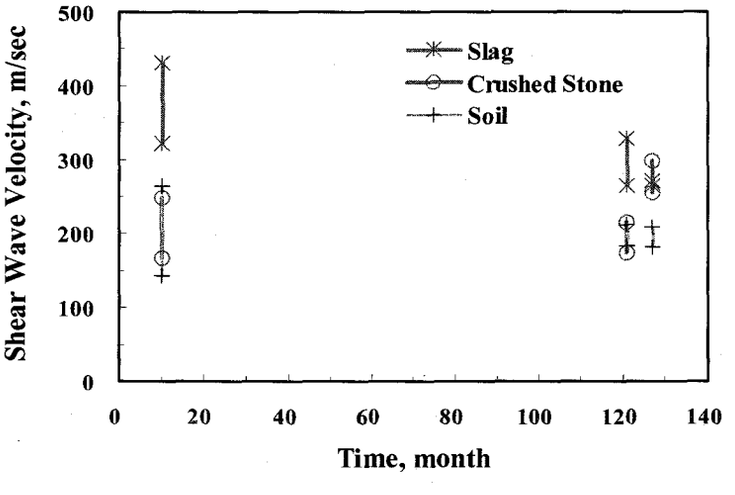


그림 3.3.27 각 재료의 시간에 따른 강화노반의 전단파속도의 변화

2.4 철도노반 재료의 비선형 동적물성치

철도노반의 비선형 동적물성치는 공진주시험을 이용하여 측정하였다. 공진주시험은 저변형률에서 중간 변형률(10-1% 이하)까지의 전단변형률 크기에서 동적물성치를 신뢰성 있게 측정할 수 있다. 또한 하나의 공시체에 대해 여러 단계의 구속압을 가하여 구속압에 따른 변화도 평가가 가능하다. 본 연구에서는 회복탄성계수를 결정하기 위한 대체 시험법의 일부로 공진주시험을 도입하였으며, 변형률에 따른 전단탄성계수의 비선형 거동특성을 살펴보았다.

회복탄성계수는 시료의 축 방향으로 반복하중을 가해 획득하게 되는 임의의 회복변형률 크기에서의 영탄성계수이다. 따라서 공진주시험으로부터 획득된 전단탄성계수 감소곡선은 포아송비를 이용하여 영탄성계수 감소곡선으로 변환하면 된다.

현장 탄성파 시험이 수행되었던 장항선의 일반철도 토사 성토재(AS-2)와 고가도로의 교각기초 성토지반 재료(DT-1)에 대하여 공진주시험을 실시하였다.

그림 3.3.28는 장항선의 일반철도 토사 성토재(AS-2)의 정규화 전단탄성계수 감소곡선이며 실제 현장의 성토 높이를 고려하여 구속압력을 산정하였다. 구속압력에 따른 비선형 거동 특성의 차이는 거의 없는 것으로 나타났으며 비선형 거동은 Seed와 Idriss(1970)가 제안한 사질토의 상한치와 하한치 사이에 분포하였다. 저변형률 영역의 최대 전단변형계수는 구속압이 증가할수록 증가하였다.

그림 3.3.28은 고가도로의 교각기초 성토지반 재료(DT-1)의 정규화 전단탄성계수 감소곡선이다. 비선형 특성은 AS-2시료와 거의 유사한 결과를 보이고 있는 것을 확인할 수 있었다.

그림 3.3.29와 그림 3.3.30은 각각 사질토와 점성토의 정규화 전단탄성계수 감소곡선을 나타내었다. 지난 수년간 축적해온 결과이나 추후에 재료의 공학적 특성을 기준으로 재분류가 필요할 것으로 사료된다.

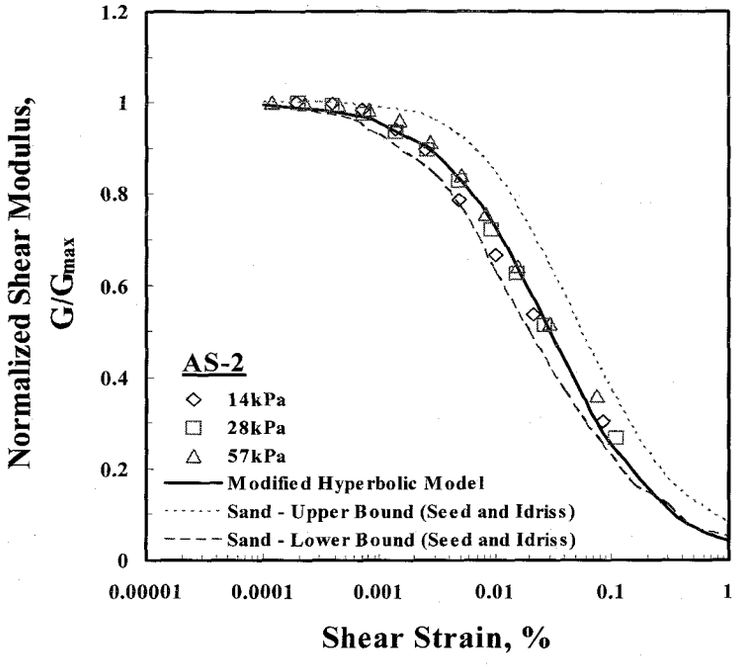


그림 3.3.28 정규화 전단변형계수 감소곡선[AS-2]

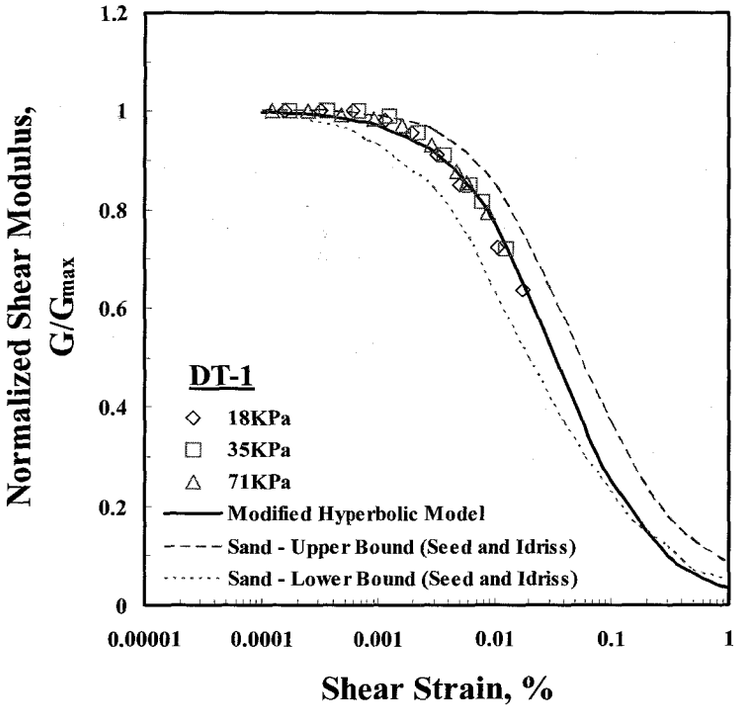


그림 3.3.29 정규화 전단변형계수 감소곡선[DT-1]

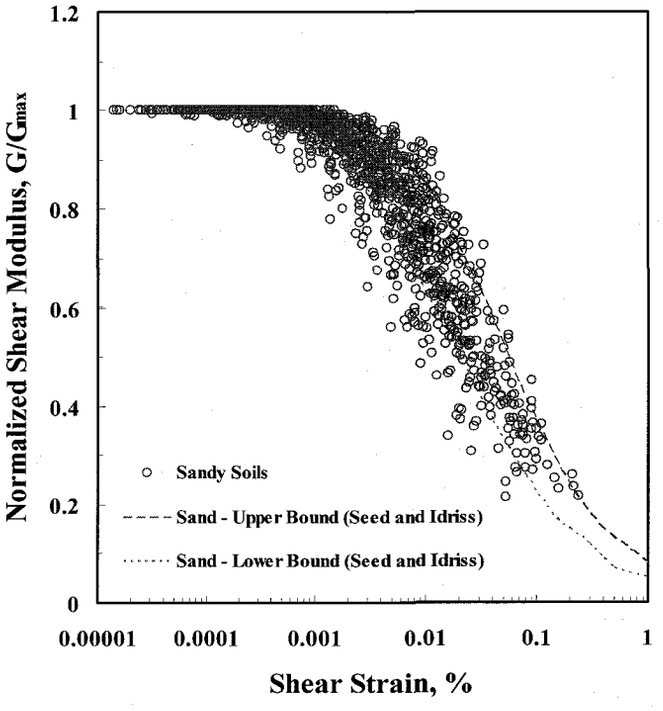


그림 3.3.30 사질토의 정규화 전단변형계수 감소곡선 DB

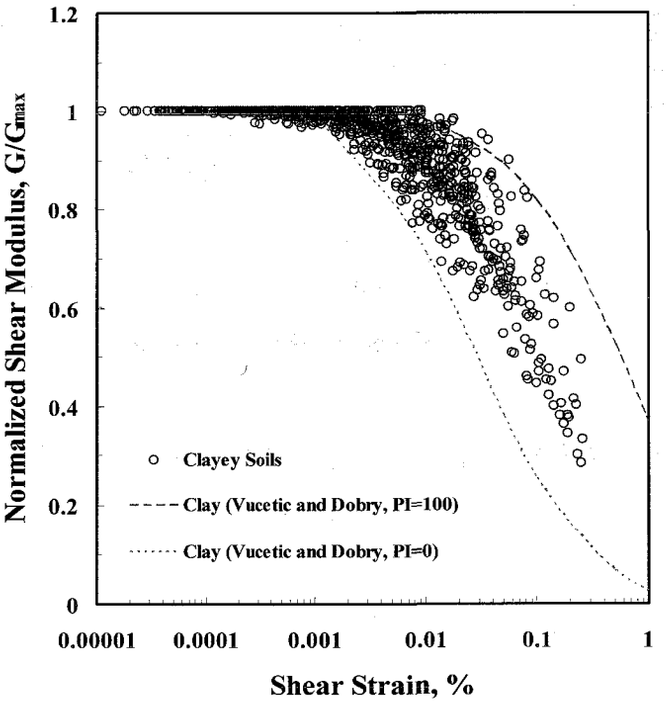


그림 3.3.31 점성토의 정규화 전단변형계수 감소곡선 DB

한국과학기술원(1999)은 평택에 위치한 강화노반 현장부설구간에서 강화노반 재료로 일부 사용된 수경성 고로슬래그의 재령에 따른 동적물성치 변화를 연구한 바 있다. 그림 3.3.32에서는 고로슬래그의 재령시간변화와 구속압에 의한 저변형률 영역의 최대 전단탄성계수를 추정하고 있다.

그림 3.3.33은 비선형 특성인 전체 변형률 영역에서의 정규화 전단탄성계수 감소곡선을 재령에 따라 모델을 적용하여 보여주고 있다. 시험의 결과는 재령 60일 까지를 기준으로 도출된 것이다. 고로슬래그의 재령에 따라 최대 전단탄성계수는 증가하지만 수렴하고 있다. 비선형 특성도 재령 일수가 증가하면서 곡선이 왼쪽으로 이동하고 있지만 재령 60일 이후 시간이 더 경과하면 어느 수준에서 수렴할 것으로 예상된다.

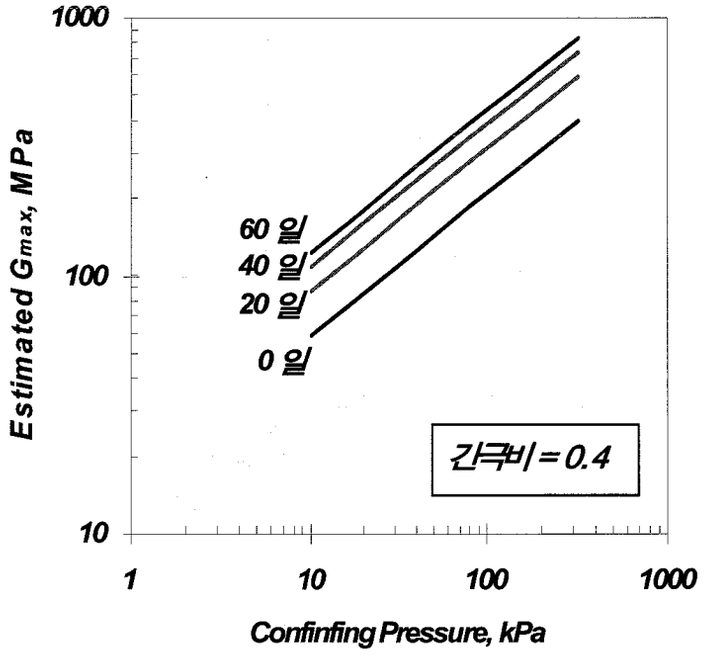


그림 3.3.32 고로슬래그의 재령시간변화와 구속압에 의한 Gmax 추정
(과기원, 1999)

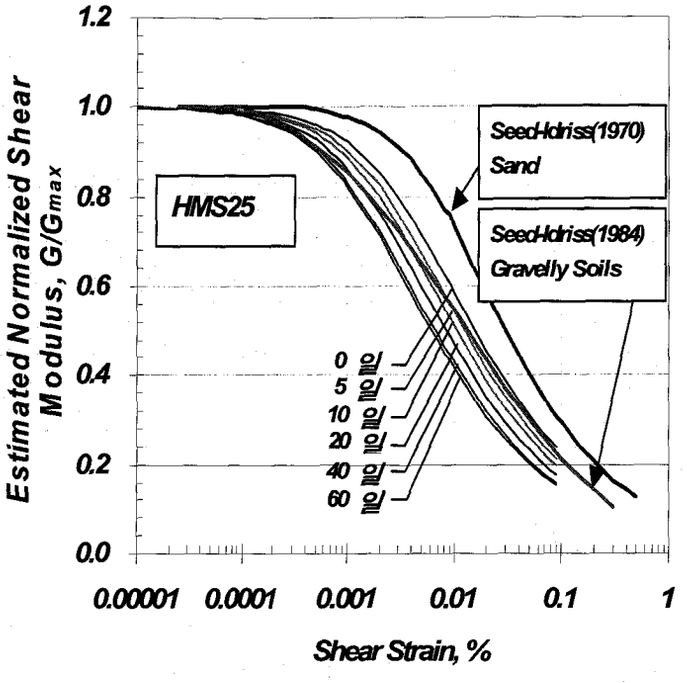


그림 3.3.33 모델에 의한 양생일수별 G/Gmax 감속곡선의 추정

(과기원, 1999)

3. 강화노반의 궤도틀림 및 궤도계수 평가

강화노반 재료별, 노반두께에 따른 내구성 평가 방법의 일환으로 궤도부에서 발생된 궤도틀림자료와 LFWD시험을 통한 궤도계수를 측정하였다. 강화노반 현장구간의 궤도틀림은 궤도검측 차량에서 구한 궤도검측 자료를 입수하여 통계 분석하였다. 그러나 궤도검측차량의 검사주기가 1년에 4회로 한정되어져 있기 때문에 보다 많은 자료를 얻기 위해 연구원 궤도검측 측정 장비인 Track-Master를 이용하여 2년간(2006. 3. 15～2008. 5. 7) 총 20회 측정을 하였다. 또한, 궤도의 지지계수를 평가하기 위한 방안으로 노반 품질관리 시험장비인 LFWD장비를 활용하여 궤도의 지지력계수를 평가하였다. LFWD 시험의 경우 초기 측정시 160m 구간을 1.2m당 1개소씩 총 138회, 2차, 3차 측정시 3.6m 당 1개소씩 46회 측정을 실시하였다.

표 3.3.3 궤도틀림 현장측정

NO.	측정일자	NO.	측정일자
1	2006년 3월 17일	11	2006년 11월 24일
2	2006년 5월 4일	12	2007년 2월 23일
3	2006년 4월 11일	13	2007년 3월 23일
4	2006년 4월 18일	14	2007년 4월 20일
5	2006년 4월 26일	15	2007년 5월 30일
6	2006년 5월 18일	16	2007년 7월 26일
7	2006년 7월 20일	17	2007년 10월 25일
8	2006년 9월 4일	18	2007년 11월 24일
9	2006년 9월 28일	19	2008년 4월 3일
10	2006년 10월 26일	20	2008년 5월 8일

3.1 궤도틀림의 기본이론

궤도의 형상은 궤간(gauge), 수평틀림(cross level), 줄틀림(alignment), 그리고 수직면틀림(Vertical Profile)의 4가지로 표현될 수 있다. 궤간(Gauge)는 2개 레일 사이의 수평거리로 측정되며 레일 두부의 최고점에서 14mm 아래인 지점간의 거리로 표현될 수 있다. 수평틀림(Cross level)은 좌우 레일사이의 고저차를 말하며, 줄틀림(alignment)은 좌우레일의 횡방향 평균값을 나타낸다. 그림 3.3.34 ~ 3.3.36은 상기의 기술한 내용을 설명하고 있으며 이를 수식으로 표현하면 수식 3.3.16~19와 같다.

줄틀림(Alignment)과 수평틀림(cross-level)이 차량의 횡방향 진동에 영향을 미치는 인자라면 궤간(gauge)틀림은 차량의 주행 안전성에 직접적인 영향을 미치는 변수라고 볼 수 있다. 완벽한 궤도와 실제 궤도간의 차이를 오차(error)라고 정의한다면 수직방향 관련 오차들은 궤도에 가해지는 열응력이나 노반 불균형에서 비롯된 국부적인 비안정화 등에 의하여 발생 또는 진전된다. 반면 수평방향 오차들은 궤도의 건설 또는 잘못된 유지보수로 인하여 발생될 수도 있으며 반복되는 교통하중에 의하여 발생되는 것이 일반적이다.

$$\text{Gauge} = \frac{(z_L - z_R)}{2} \qquad \text{식 3.3.16}$$

$$\text{Cross level} = \frac{(y_L - y_R)}{2} \qquad \text{식 3.3.17}$$

$$\text{Alignment} = \frac{(z_L + z_R)}{2} \qquad \text{식 3.3.18}$$

$$\text{Vertical Profile} = \frac{(y_L + y_R)}{2} \qquad \text{식 3.3.19}$$

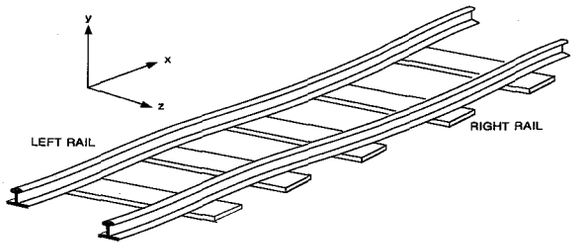


그림 3.3.34 일반궤도 모형

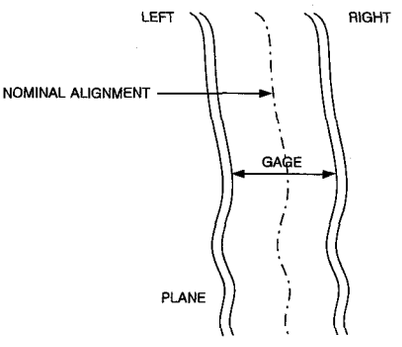


그림 3.3.35 Gauge와 alignment

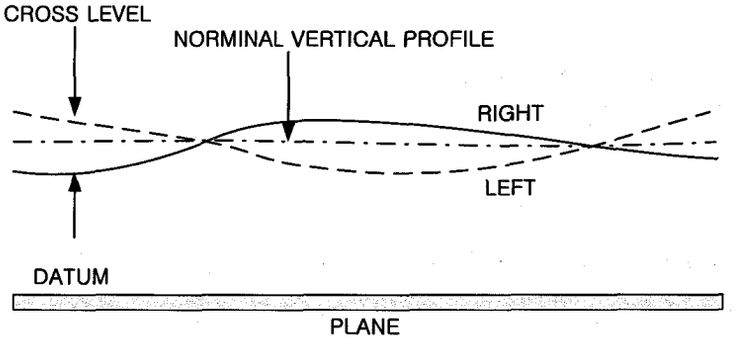


그림 3.3.36 Cross level 및 vertical profile

3.1.1 궤도틀림 측정을 위한 표준편차

궤도틀림은 가우스(Gaussian Probability Distribution Function) 확률 분포를 갖는 시스템인 것으로 알려져 있다. 따라서 표준편차 σ는 상당히 신뢰할 수 있는 궤도형상의 표현방법으로 사용되고 있고, 최근에는 궤도틀림의 디지털화가 가능해짐에 따라 궤도틀림을 정량화할 수 있는 하나의 유용한 지표로 더욱 빈번히 사용되고 있다. 일정 길이 구간에서 연속적으로 존재하는 궤도틀림 중에서 무작위로 추출한 궤도틀림 수치들의 분포는 일반적으로 정규분포라 볼 수 있다(그림 3.3.37).

궤도틀림 측정치의 평균값 m 및 표준편차 σ는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$m = \frac{\sum f_i x_i}{\sum f_i} = \frac{\sum x_i}{n} \qquad \text{식 3.6.6}$$

$$\sigma_0^2 = \frac{\sum f_i x_i^2}{\sum f_i} = \frac{\sum x_i^2}{n} \qquad \text{식 3.6.7}$$

$$\sigma = \sqrt{\sigma_0^2 - m^2} \qquad \text{식 3.6.8}$$

여기서, x_i(mm) : 궤도틀림량, f_i : 궤도틀림량 x_i(mm)의 빈도, n : 측정수, σ_0^2 : 제곱의 평균치, σ : 표준편차 이다.

또한 수치군의 확률 분포는 다음 식으로 나타내어진다.

$$p(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{\frac{(x-m)^2}{2\sigma^2}} \qquad \text{식 3.6.9}$$

표준편차는 평균값에 대한 분산 또는 흩어진 각각의 값들을 나타낸다. 평균값은 승차품질에 영향을 끼치는 것이 별로 없기 때문에, 평균화에 의해 제거한다.

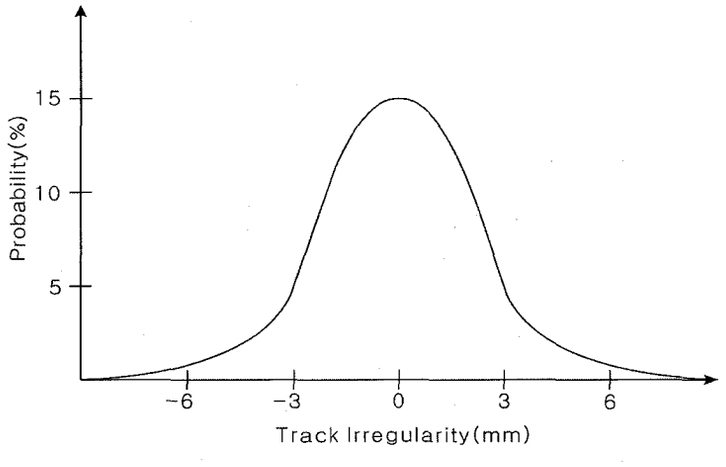


그림 3.3.37 궤도틀림 분포곡선

궤도틀림자료의 64~65%가 평균값으로부터 $1\times\sigma$ 범위 내에서 분포하며, $2\times\sigma$ 범

위 내에서는 95%가 분포하며 $2\times\sigma$ 부터 $3\times\sigma$ 까지 범위 내에는 단, 2%만의 자료가 분포한다. $3\times\sigma$를 벗어나는 매우 큰 틀림의 값은 궤도측정장비에 의해 발견되고 각각 즉시 보수된다. 표준편차 σ는 분산의 정도를 나타내는 것이나 평균치가 비슷할 경우에 평가기준이 될 수 있다. 만일, 궤도틀림에 대한 ±대역(한계치)폭을 지정하고 궤도틀림을 관리하기 위해서는 이 ±대역은 $x\times\sigma$ 보다 작지 않아야 한다는 것으로 지정할 수 있다. 예로서 95%의 궤도가 ±2mm 틀림범위 내에서 유지되기 위해서는 측정된 궤도틀림에 대한 표준편차는 1mm 이상 일어나서는 안된다. 즉, 표준편차 $\sigma=1$mm의 $2\times\sigma$인 궤도틀림은 2mm이고, 틀림자료의 95%가 ±2mm의 범위 내에 포함된다.

3.1.2 궤도등급 분류

궤도틀림은 차량의 안전성 및 승차감과 직접적인 연관을 가지므로 일정한 주기를 가지고 정기적으로 점검해야 한다. 그러나 모든 선로에 대하여 동일한 주기나 강도로 유지보수를 실시한다는 것은 비경제적일 수 있으므로 사용 선로에 맞게 등급을 나누어 별도로 관리하는 것이 효율적이다. 본 장에서는 국외(미국, 영국)에서 적용되고 있는 궤도분류기준을 적용하여 서울지하철 일부구간의 등급을 판단하였다. 적용되는 분류기준은 다음과 같다.

가. 미국 FRA

미국 FRA는 궤도틀림값을 기준으로 궤도의 상태를 6개 등급으로 나누는 방법을 제시하였다. 이 기준에 따르면 1등급은 가장 열악한 상태를 의미하며 6등급은 가장 양호한 상태를 나타내게 된다. 이것은 표 3.3.4에 정리되어 있다.

표 3.3.4 FRA 궤도 안전기준(직선구간)

Parameter	궤도등급						
	1	2	3	4	5	6	
운영							
화차 객차	16km/h 24km/h	40km/h 48km/h	64km/h 96km/h	96km/h 128km/h	128km/h 144km/h	176km/h 176km/h	A
Gage							
최소(mm)	1,422.40	1,422.40	1,422.40	1,422.40	1,422.40	1,422.40	
최대(mm)	1,466.85	1,460.50	1,460.50	1,454.15	1,447.80	1,441.45	
Alignment							
20m 현으로 측정시 versine값의 최대치 (mm) ; 표준편차	127	76.2	44.45	31.75	19.05	12.7	
Tarck surface							
20m 현으로 측정시 양측 레일의 수직 versine 값의 최대치 (mm) ; 표준편차	76.2	69.85	57.15	50.8	31.75	12.7	D
20m 현으로 측정시 cross level의 최대치 (mm) ; 표준편차	76.2	50.8	44.45	31.75	25.4	12.7	E

나. 영국국철

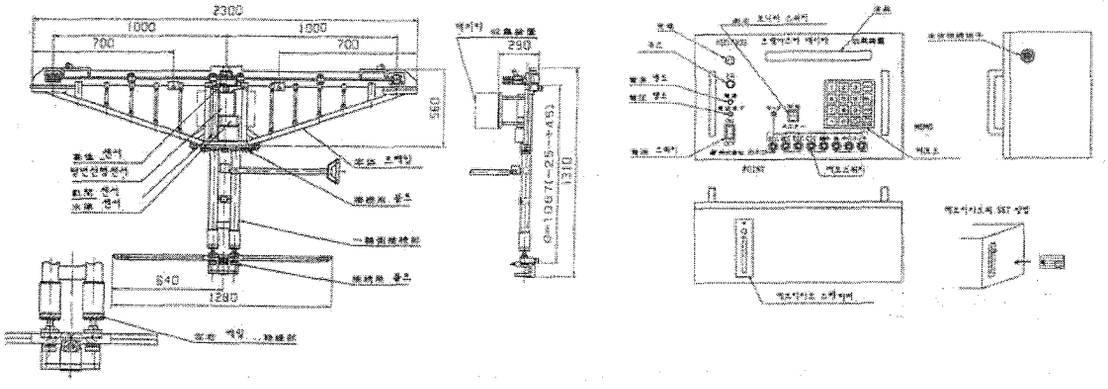
신뢰성과 대표성을 가진 궤도틀림 표준편차를 구하기 위해서는 일반적으로 200m 이상의 궤도자료가 필요하다. 이때 그 값이 2.0이면 양호, 그리고 4.0 이상일 때는 불량으로 구분 짓는 것이 일반적이다. 임의 구간의 선로에서 궤도틀림이 수치적으로 검측 된 후 그 구간에 대한 표준편차가 계산되면 표준편차는 선로의 품질을 시하는 지수의 성격을 갖는다. 영국철도에서 160km/h 선로에 대한 표준편차를 이용한 품질분류기준을 표 3.3.5에 나타내었다.

표 3.3.5 영국철도의 160km/h 선로에서의 궤도품질평가 기준

품질대역 분류번호	표 준 편 차(mm)	
	면틀림(Vertical profile)	방향틀림(Alignment)
1	0 - 1.5	0 - 0.9
2	1.6 - 2.1	1.0 - 1.3
3	2.2 - 3.2	1.4 - 2.1
4	3.5 이상	2.2 이상

3.2 Track Master

일반적으로 철도 유지보수에서 사용되어지는 EM-120이라는 장비가 궤도틀림 검측에 사용되어지는데 평택 강화노반 현장 여건 상 본 연구에서는 Track Master라는 장비를 사용하여 궤도틀림을 검측하였다. 이는 보다 다양한 DATA의 취득과 현장 적용성에 있어 매우 우수하기 때문이다. 그림 3.3.38는 Track Master의 전개도와 Control Box를 나타낸 것이다.



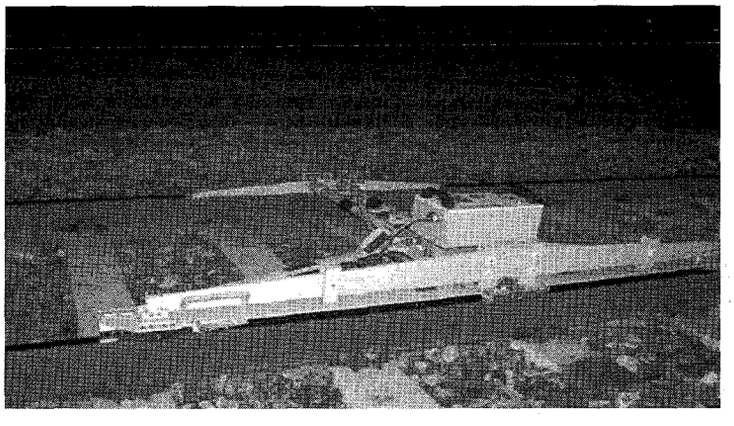


그림 3.3.38 전개도와 Control Box, 시험전경

표 3.3.6 Track Master 장비제원

분류	제원	비고
측정항목	평면선형(좌,우), 고저(좌,우), 궤간, 수준, 비틀림	
실측현장	2m	
측정간격	0.5m	
주행속도	4km/h	
측정범위	평면선형 : -20mm~10mm(2m 현) 고 저 : ±10(2m 현) 궤 간 : -25mm~45mm 수 준 : ±120mm	
분해력	평면선형 : 2/100mm 고 저 : 1/100mm 궤 간 : 4/100mm 수 준 : 3/100mm	
측점수	14400 측점(연장 약 7.2km)	

3.3 궤도틀림 분석

궤도검측차량에서 얻은 궤도틀림자료는 1년에 4회 측정하기 때문에 측점수의 부족 등으로 인해 강화노반두께별 내구성을 평가하기에는 한계가 있으며, 이동 간 측정이기 때문에 동일 지점이라고 볼 수 없는 단점을 가지고 있다. 이러한 단점을 보완하기 위하여 수동식으로 궤도틀림을 계측하여 노반두께별, 재료별 분석하였다.

그림 3.3.39 ~ 그림 3.3.41는 궤도검측차량을 통해 과거 5년간 궤도틀림결과를 나타내었다. 그림에서와 같이 열차운행 초기에는 노반 및 도상안정화가 덜 되었기 때문에 강화노반, 흙노반 모두 궤도틀림진행이 급속히 진행되었으나, 궤도 안정화 이후 강화노반의 경우 궤도틀림진행이 점차적으로 감소하고 있는 것을 볼 수 있다. 따라서 간접적으로 강화노반재료가 내구성이 우수한 재료임을 알 수 있었다. 그러나 앞서 언급한 바와 같이 궤도검측차를 통해 얻은 궤도틀림자료는 이동하면서 자료를 얻기 때문에 동일지점이라고 볼 수 없으며, 노반재료별, 두께별로 정확한 측정을 하는데 한계가 있다.

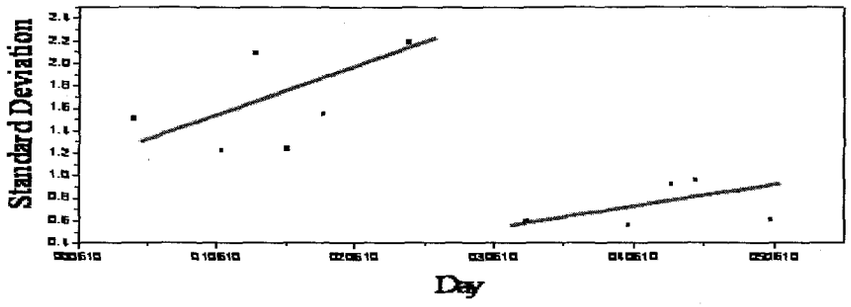


그림 3.3.39 슬래그강화노반 궤도틀림분석 (2000. 6 ~ 2005. 6)

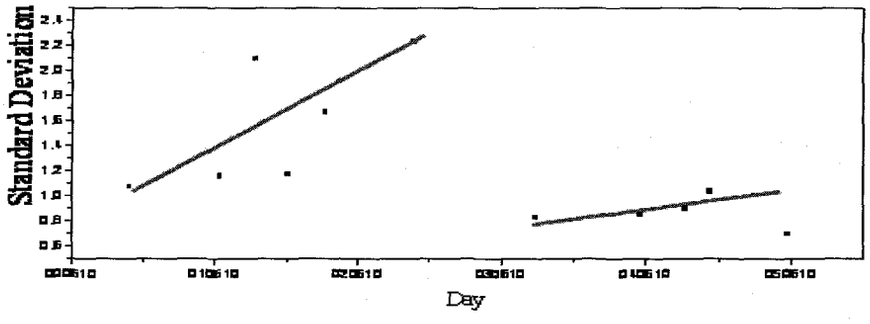


그림 3.3.40 쇄석강화노반 궤도틀림분석(2000. 6 ~ 2005. 6)

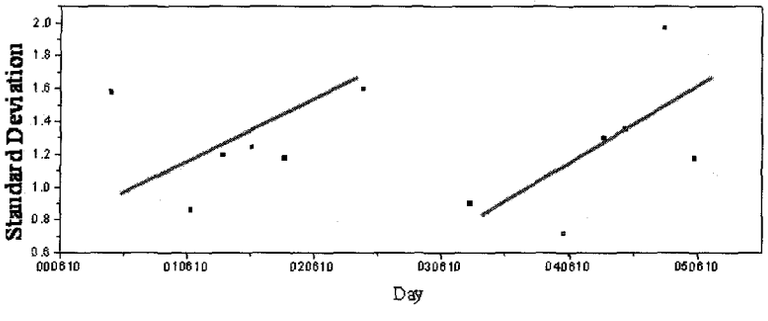


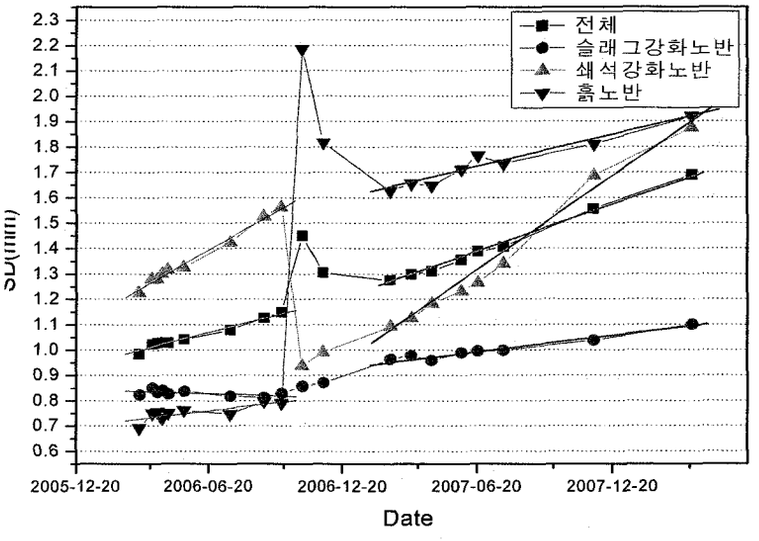
그림 3.3.41 흙강화노반 궤도틀림분석(2000. 6 ~ 2005. 6)

06년 3월부터 08년 4월 까지 2년간의 궤도 면(고저)틀림의 표준편차의 추이를 그림 2에 나타내었다. 슬래그 강화노반구간(40m), 쇄석 강화노반구간(60m), 흙노반구간(60m)로 나누어 각각의 표준편차를 구하고, 다시 전구간(160m)에 대하여 표준편차를 계산하여, 측정 일자에 대하여 추이를 도시한 것이다. 06년 9월 까지 각각의 구간이 모두 점진적인 궤도틀림 진전을 보이며 1.5mm 미만의 상당히 양호한 값을 보여주고 있으며, 쇄석강화노반의 경우에서 가장 큰 값을 보여주고 있다. 슬래그 강화노반의 경우 궤도틀림의 진전이 거의 없었다. 06년 10월 이후 궤도보수 작업이 수행된 것으로 판단된다. 흙노반의 경우 궤도보수작업 직후 현저하게 면틀림의 표

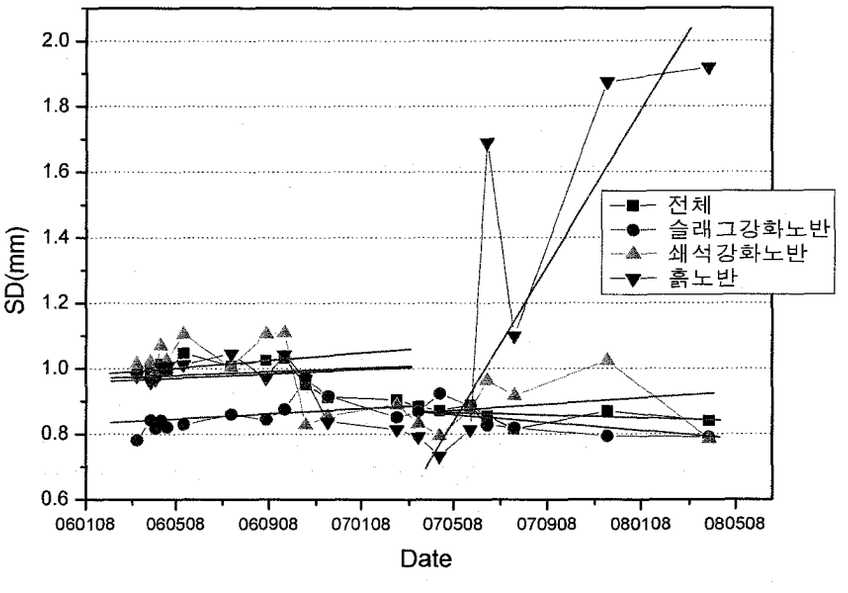
준편차가 증가 하였다. 흙노반의 경우 안정되어 있는 궤도에 도상다짐작업을 수행하여 도상자갈을 불안정하게 한 결과로 볼 수 있다. 쇄석강화노반의 경우는 흙노반의 경우와는 정반대로 보수작업 직후 현격히 궤도 면틀림 표준편차가 감소하였으며 보수작업 직후 안정화 된 것으로 보인다. 그러나 여러 시험대상의 노반 중에서 가장 면틀림의 진전율이 크다.

슬래그 강화 노반의 경우는 도상다짐작업 후 큰 변화가 없으며 오히려 미소하게 면틀림이 악화된 것이 관찰되었다. 진전율도 작업전과 후가 거의 변화가 없다. 작업의 효과가 거의 나타나지 않았다.

현재까지 측정된 결과를 보면 면틀림의 경우 표준편차는 슬래그 강화노반이 가장 작은 값을 보이고 있다. 그러나 궤도보수작업의 효과가 나타나지 않는데 이는 작업전에도 궤도틀림의 값이 크지 않은 이유도 있을 것으로 판단된다. 진전율에 있어서도 슬래그 강화노반이 가장 작다. 쇄석강화노반의 경우는 다짐작업의 효과가 가장 크게 나타나고 있으나, 궤도틀림의 진전율이 크다. 줄틀림의 경우 쇄석강화노반에서는 도상다짐 작업의 효과가 확실히 나타나고 있으며, 슬래그 강화노반에서는 작업의 효과가 나타나지 않았다. 전반적으로 궤도틀림의 표준편차가 크지 않으나 흙노반의 경우 줄틀림이 경우는 다른 강화도상에 비하여 현저히 틀림이 크게 발생하였다. 도상다짐작업 후 오히려 도상층이 불안정해지는 결과를 보여주고 있다. 다른 시험결과와 복합적인 검토가 필요할 것으로 판단된다.



(a) 면틀림



(b) 줄틀림

그림 3.3.42 강화 구간별 궤도 면틀림 및 줄틀림 진전

표 3.3.7 보수작업 전의 궤도 면틀림 및 줄틀림 표준편차의 진전율

구분	면틀림 기울기(진전율)		줄틀림 기울기(진전율)	
	작업전	작업후	작업전	작업후
슬래그 강화노반	1.0E-4	3.3E-4	2.9E-4	-3.0E-4
쇄석 강화노반	15.7E-4	24E-4	4.2E-4	0.4E-4
흙 노반	9.0E-4	6.9E-4	2.3E-4	33.5E-4
전체	8.3E-4	10.4E-4	2.1E-4	-0.8E-4

2년간의 궤도틀림 자료를 분석하여 강화노반별 궤도틀림의 진전 추세를 분석하였다. 각각 1개소의 데이터만으로 단정적인 결론을 내리는 것은 불가능 할 것이나, 가까운 거리에 동일 한 열차운행 환경과 원지반 위에 부설되었으므로 비교적 유사한 비교조건을 갖추었다고 볼 수 있으며 상이한 노반구조의 기초적인 비교자료로 활용할 수 있을 것으로 판단된다. 강화노반 현장구간에 대한 궤도틀림 평가 결과는 다음과 같다.

1) 노반 종류별 궤도틀림의 진전율 검토 : 면틀림과 줄틀림의 결과를 종합해 보면 흙노반의 경우가 가장 크고 슬래그노반의 경우가 가장 작다고 할 수 있다. 특히 면틀림의 결과를 보면 궤도보수작업 전후의 결과가 비교적 유사하므로 어느 정도 신뢰할 수 있다고 할 것이다.

2) 노반 종류별 궤도틀림 표준편차의 비교 : 궤도틀림 표준편차를 궤도의 상태를 나타내는 일종의 지표로 볼 때 슬래그 강화노반이 가장 작다고 할 수 있다. 흙노반과 쇄석강화노반의 경우는 궤도보수작업 전후에 상당히 큰 편차를 보여주었다.

3) 도상다짐작업의 효과 : 도상다짐작업의 효과는 쇄석강화노반이 가장 많이 나타났다. 그리고 흙노반의 경우는 도상다짐작업이 역효과를 내는 현상이 관찰되기도 하였다. 그 원인에 대해서는 다른 시험자료와 종합적으로 검토할 필요가 있다. 슬래그노반의 경우는 도상다짐의 효과가 거의 나타나지 않았는데 이는 작업전의 궤도상태가 나쁘지 않았던 이유도 있을 것으로 판단된다.

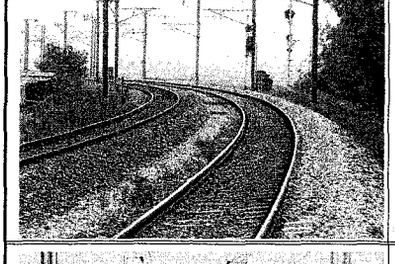
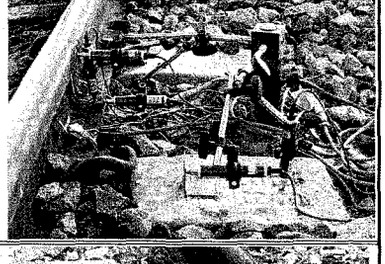
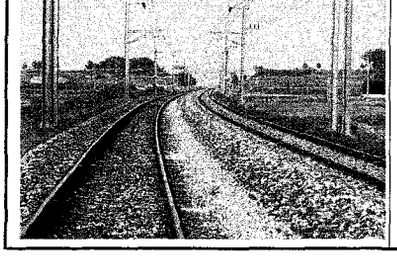
4. 열차하중에 따른 궤도부담력 현장측정

토공 노반설계에서 중요한 인자 중에 하나인 하중산정은 정적하중에 속도충격율을 계상하여 준 동적하중으로 계산한다. 실제 운행선상에서 열차하중에 따른 궤도부담력을 측정하여 산정된 하중의 크기가 적절한지를 검토하고자 현장실험을 실시하였다. 현장구간 선정은 열차하중에 따른 궤도부담력이 크게 발생하는 곡선부로 선정하였으며 측정구간의 궤도제원은 표 3과 같다.

4.1 계측지점의 제원 및 전경

표 3.3.8은 운행선상에서 열차종류별 레일 부담력을 측정하기 위하여 선로조건과 현장사진을 정리하였다. 표에서와 같이 곡선부 구간으로 곡선반경 600m, 캔트 140mm의 선로조건을 가지고 있으며 궤도구성품은 PCT 침목, 장대레일(50kgN/m)을 사용하였다. 궤도부담력을 측정하기 위한 측정항목은 레일수직, 횡변위, 그리고 윤중, 횡압을 측정하였다.

표 3.3.8 계측지점 제원 및 전경

구 간	곡선 반경	레 일	침 목	캔 트	개소	열차종류	측정항목
서대전-익산	600m	장대레일 (50kg N)	PCT	140mm	시점: 종점:	KTX 무궁화	윤중, 횡압, 레일수직, 횡변위 침목수직변위
센서부착전경							
							
							

4.2 현장 계측결과

표 3.3.9는 운행선상에서 측정한 무궁화, KTX 열차에 대한 궤도부담력 측정결과를 나타내었다. 표에서와 같이 상·하선 구간에 윤중, 횡압, 레일수직변위, 레일횡변위, 침목 수직변위를 측정하였다. 현장구간의 무궁화 열차의 평균속도는 85~95km, KTX 열차속도는 108~111km/h 로 운행하였다. 모든 구간에서 측정기준 이내로 계측되었으며 무궁화의 최대윤중은 150kN이며 횡압은 55kN으로 측정되었다. 레일의 수직변위는 1mm이내이며 레일의 횡변위는 1.51mm 측정되었다. 침목의 수직변위는 1.66 mm로 다소 크게 측정되었다. 이러한 측정결과는 열차속도에 의해 계측 센서가 움직임이 발생하여 크게 측정된 것으로 사료된다.

표 3.3.9 현장계측 결과

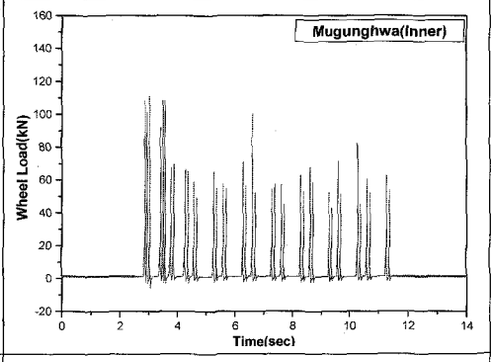
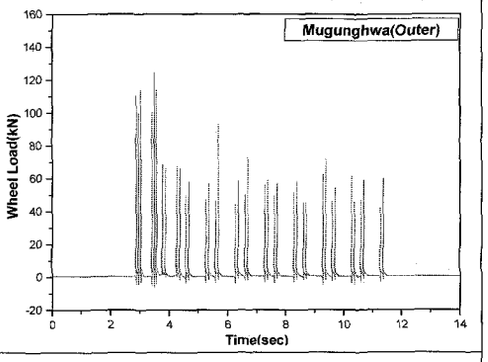
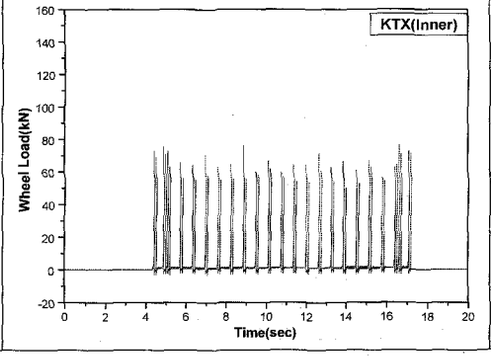
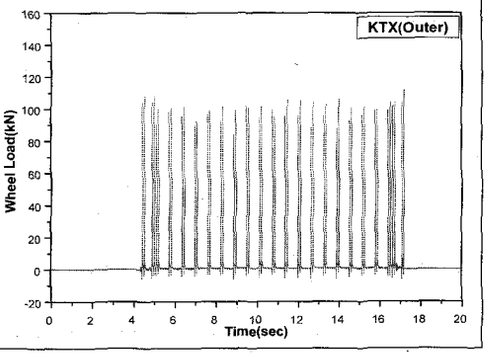
내용 \ 항목			윤 중 (kN)	횡 압 (kN)	레일수직 변위(mm)	레일횡 변위(mm)	침목수직 변위(mm)
측정기준	신간센	표준치	300	68	4	4	3
		참고치	200	40	3	3	2
	KTX 증속시 기준 (독일)		200	40	1.5	3이하	1이하
측정결과	무궁화(상) (85km/h)	내측	111	39	0.59	1.05	0.74
		외측	125	25			
	KTX(상) (108km/h)	내측	76	24	0.55	0.46	1.66
		외측	112	13			
	무궁화(하) (95km/h)	내측	124	55	0.97	1.51	0.50
		외측	150	51			
	KTX(하) (111km/h)	내측	75	30	0.52	0.89	0.35
		외측	116	26			

※ 고속선 궤도성능 관련 국내외 기준 : 신칸센(일본), KTX 증속시 기준(독일기준)

※ 궤도변위 측정결과는 외측기준

표 3.3.10~표 3.3.13는 측정결과의 시간이력 곡선을 나타내었다. 표안에 그림과같이 기관차 부근에서 최대값이 측정되고 있으며 설계시 기관차의 준 동적하중으로 산정하여 계상하여도 큰 무리는 없을 것으로 판단된다. 예를 들어 LS 22 설계하중에서 속도 100km인 직선부 장대레일의 경우 이론적인 준 동적하중은 143kN으로 현장에서 계측된 결과와 거의 유사한 측정값을 보였다.

표 3.3.10 열차종별 윤중 시간이력 곡선

상행선	내 측	외 측
상선 무궁화 (85km/h)		
상선 KTX (108km/h)		

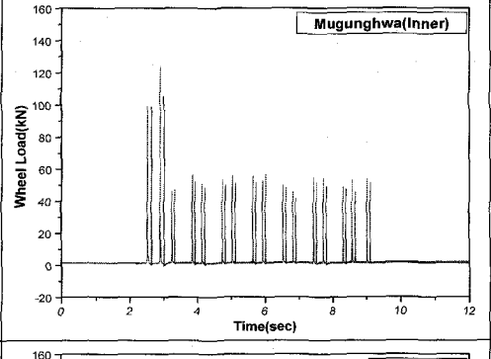
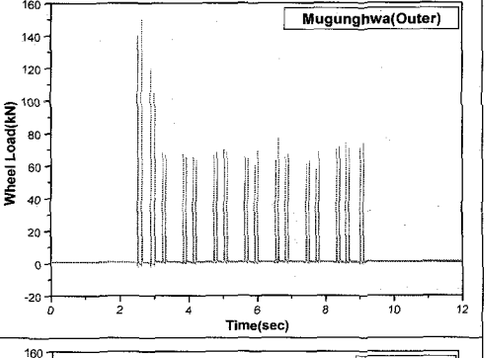
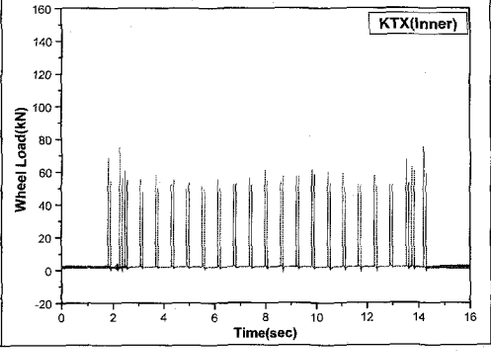
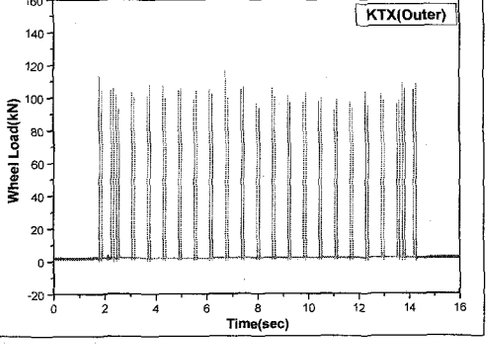
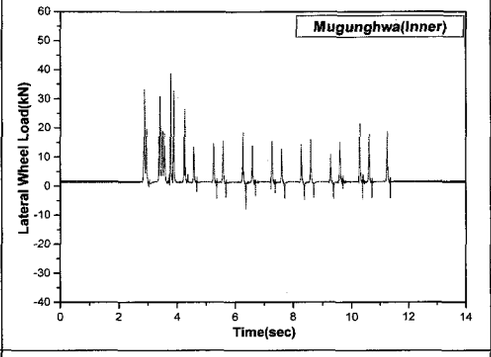
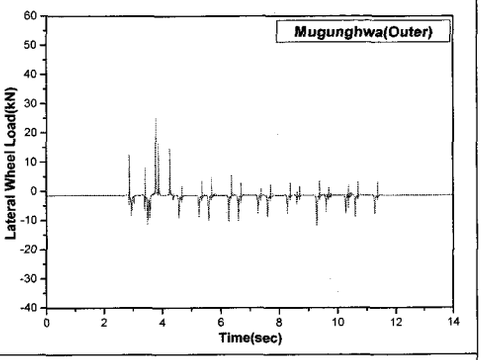
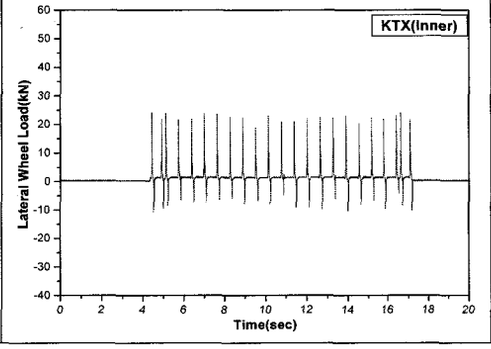
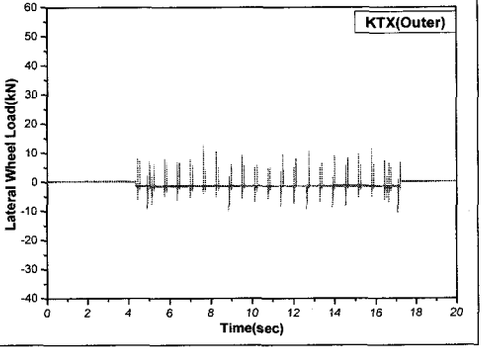
하행선	내 측	외 측
하선 무궁화 (95km/h)		
하선 KTX (111km/h)		

표 3.3.11 열차종별 횡압 시간이력 곡선

상행선	내 측	외 측
상선 무궁화 (85km/h)		
상선 KTX (108km/h)		

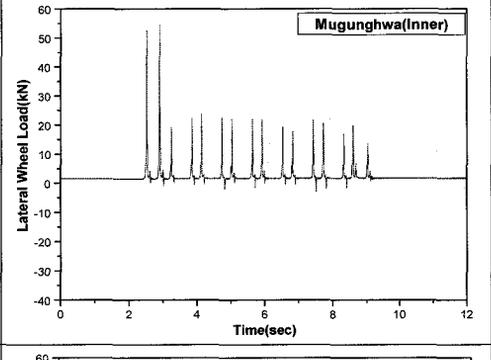
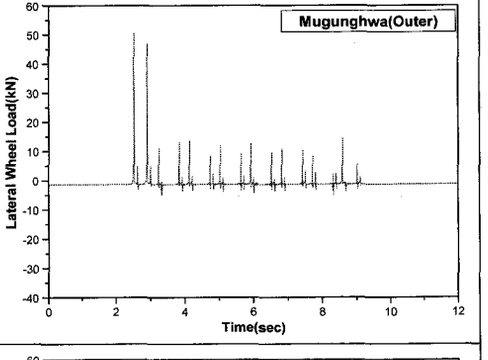
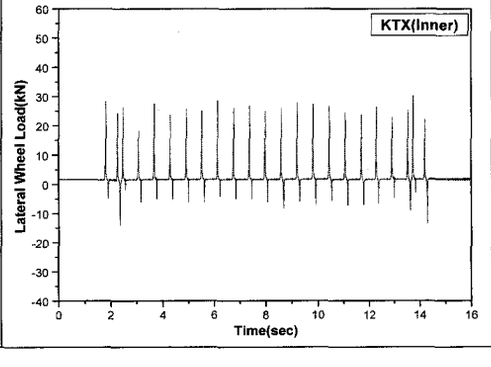
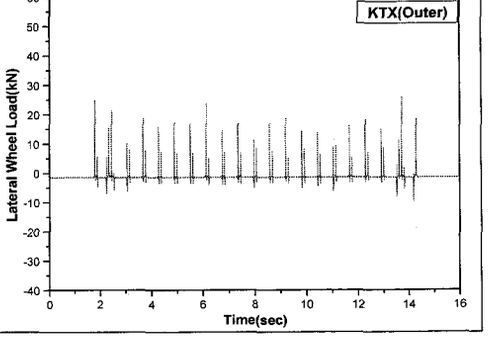
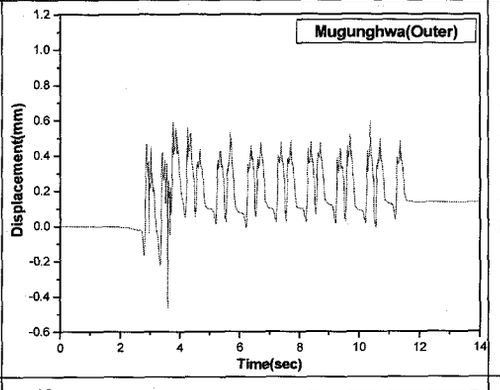
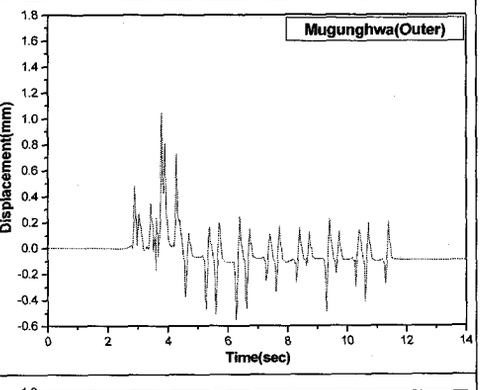
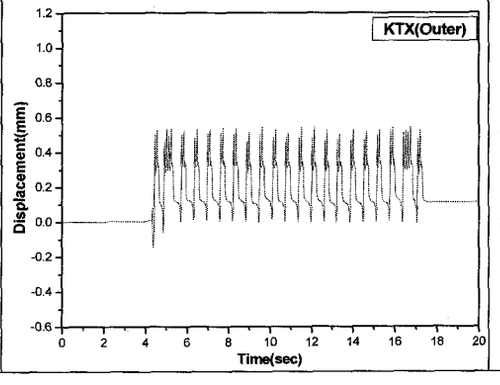
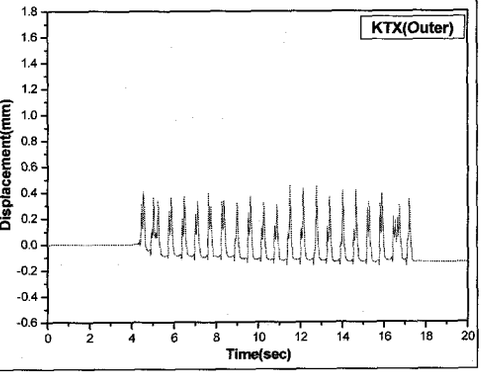
하행선	내 측	외 측
하선 무궁화 (95km/h)		
하선 KTX (111km/h)		

표 3.3.12 열차종별 레일 수직변위 시간이력 곡선

상행선	레일수직변위	레일횡변위
상선 무궁화 (85km/h)		
상선 KTX (108km/h)		

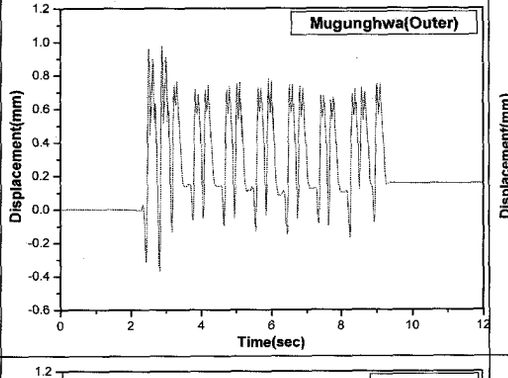
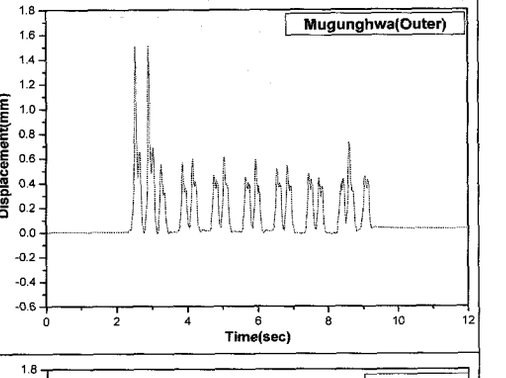
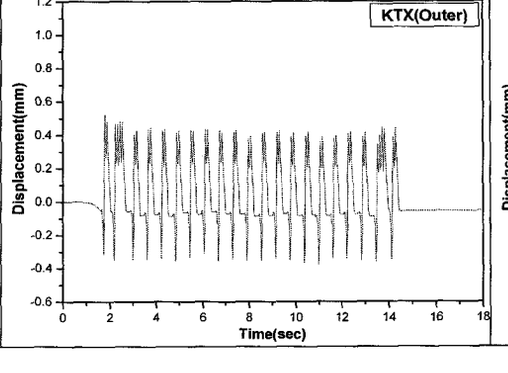
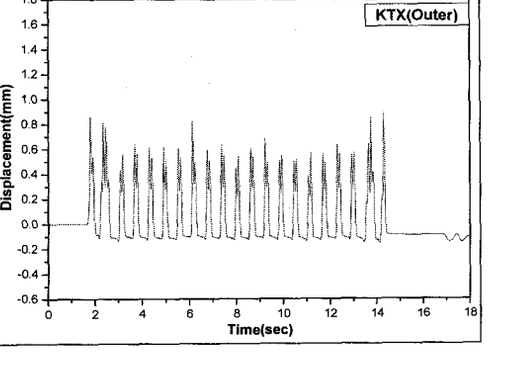
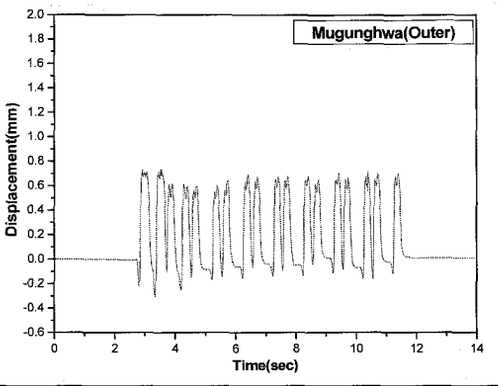
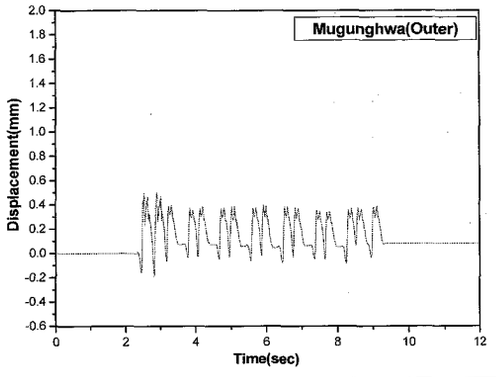
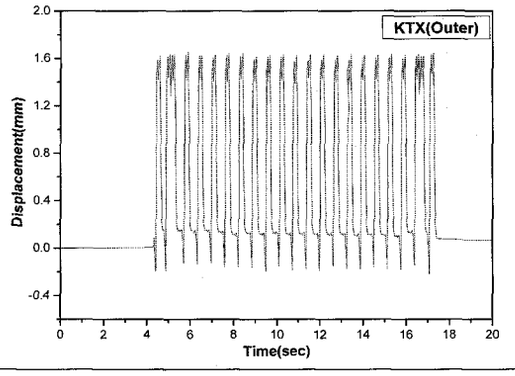
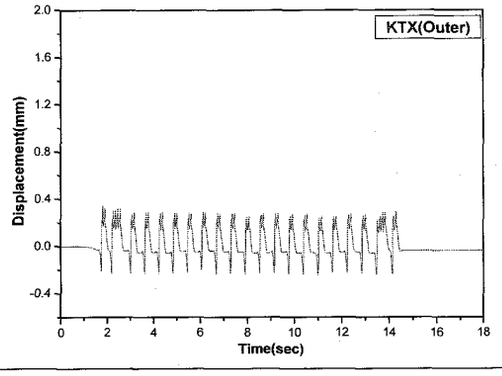
하행선	레일수직변위	레일횡변위
하선 무궁화 (95km/h)		
하선 KTX (111km/h)		

표 3.3.13 열차종별 침목수직변위(외측) 시간이력 곡선

상행선	하행선
	
무궁화(85km/h)	무궁화(95km/h)
	
KTX(108km/h)	KTX(111km/h)

제 4 절 역학적 토공설계 개발

1. 새로운 토공노반 설계방법의 기본 개념

새로운 토공노반 설계방법의 기본 개념은 기존에 사양중심으로 설계되어져 오는 방식을 탈피하고 토공노반의 기하학적 형상과 사용재료의 역학적 특성을 반영하여 토공노반의 응력-변형 거동을 구조해석 프로그램을 통해 검증하고 그 결과를 설계자가 검토하여 최종적으로 토공 설계를 할 수 있도록 하는 방법이다. 또한 상부노반에서 가장 중요한 부분인 강화노반에 대하여 역학적-경험적 설계방법을 이용하여 교통하중, 하부재료의 회복탄성계수, 허용설계기준 등을 고려한 최적의 강화노반 두께를 결정하는 방법을 제안하였다. 따라서 토공설계에 대하여 설계자가 구조물의 성능과 중요도에 따라 성능을 유지 확보할 수 있도록 맞춤형 설계가 가능할 것으로 판단된다. 또한 신기술 또는 신공법의 추가 등이 용이한 설계방법이 될 수 있을 것으로 판단된다. 표 3.4.1은 기존 설계방법과 새로운 설계방법의 차이를 비교하였다.

표 3.4.1 기존 토공설계와 새로운 설계방법 비교

기존 설계	새로운 설계
○ 사양중심의 설계방법 ○ 설계기준에서 제공되는 재료, 품질관리 기준 만족하도록 시공 ○ 허용 설계기준 등 설계시점에서 고려되지 못함 ○ 설계시점에서 역학적 개념 미 고려 ○ 설계/품질관리 지표의 미 일관성 ○ 새로운 재료 및 시공기술이 반영되기 어려움	○ 구조물의 성능 중심의 설계방법 ○ 새로운 공법 및 재료 적용 ○ 구조해석을 통한 응력집중 부위의 설계시점에서 대책 ○ 설계/품질관리의 일관성 있는 지표관리 ○ 구조물의 용도 및 중요도에 따라 설계자의 중심의 토공설계 가능

그림 3.4.1은 토공노반 설계방법에 대한 전체 흐름도를 나타내었다. 그림에서와 같이 설계정보를 시작으로 하여 교통하중, 선로등급 등을 고려하여 역학적-경험적 설계방법으로 최적의 강화노반 두께를 결정한 후 토공전체에 대한 구조해석을 통해

응력, 변형, 변형률을 종합 검토하여 이를 도면으로 출력하는 방법이다. 또한 설계과정에서 발생된 도면, 설계정보를 일괄적으로 관리하여 저장하는 기능을 수행한다.

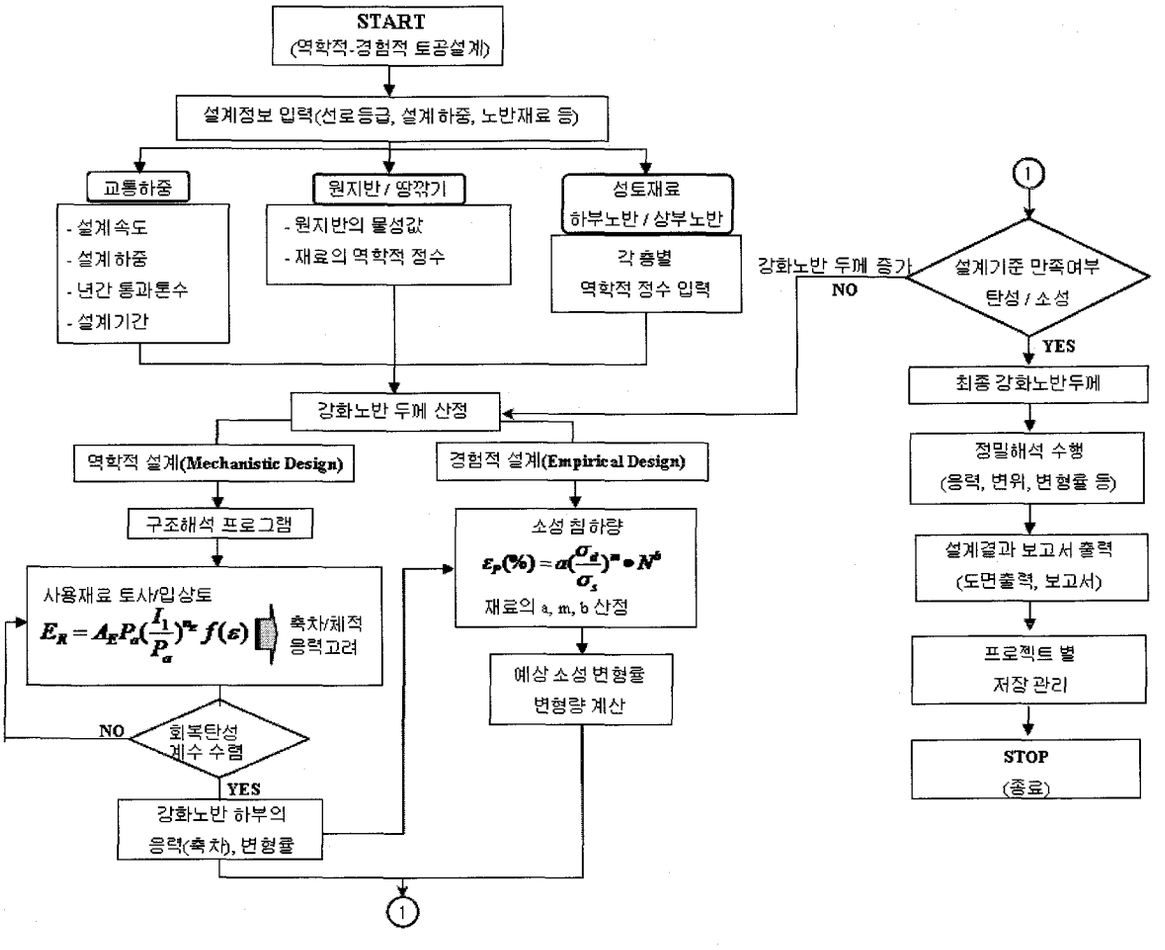


그림 3.4.1 토공노반 설계 흐름도

2. 역학적(Mechanistic)-경험적(Empirical) 강화노반 두께 산정 설계방법

토공구간에서 상부노반은 열차하중을 직접 받기 때문에 양질의 재료와 엄격한 다짐관리를 통해 잔류변형 등이 발생하지 않도록 관리하고 있다. 따라서 토공노반에서 상부노반은 매우 중요한 층이라 볼 수 있다. 이러한 상부노반 중에서 가장 상층부에 위치한 강화노반 층은 도상자갈이 상부노반으로 관입되는 것을 방지하기 위하여 강성이 큰 재료를 사용하여 궤도를 지지하고 노반내 우수가 체류되는 것을

방지하기 위하여 투수계수가 큰 재료를 사용하고 있다. 강화노반 재료는 쇄석과 같이 고가의 재료로 사용하기 때문에 최적의 강화노반 두께는 공사비와도 직결되는 중요한 인자이다. 따라서 최적의 강화노반 두께를 결정하기 위해서는 구조적 적정성, 안정성을 만족함과 동시에 비용도 고려되는 최적의 강화노반 두께가 되어야 한다. 따라서 강화노반 두께를 어떻게 결정하는가는 매우 중요한 설계인자이다. 본 절에서는 강화노반의 두께에 영향을 주는 인자를 모두 고려하고 역학적 개념을 도입하여 강화노반 두께를 결정하는 설계방법을 제시하였다. 기존 설계법의 한계점을 개선/보완하는 것을 주안점으로 삼았다.

(1) 철도노반 설계시 변형특성이나 해석 목적에 따라서 탄성 또는 소성해석을 적용하는데 주행하중에 대한 장기거동 특성을 분석할 경우 소성해석이 적용되어야 한다. 그러나 대부분의 노반의 설계방법은 탄성해석을 기본으로 적용하고 있다. 이는 다층구조이며 장기적인 반복하중에 대한 변형특성을 파악해야하는 노반에서 소성변형을 해석하기가 어렵기 때문에 탄성해석법이 소성해석법의 간편법으로 대처하고 있다. 그러나 반복되는 열차하중에 의해 발생되는 압밀, 압축침하와 같은 소성변형의 축적에 의한 장기 침하를 예측하는 것은 노반의 합리적인 설계와 유지관리를 위해서는 필수적이다. 또한 탄성해석은 복잡한 거동을 하는 지반을 극단적으로 단순화시킴으로써 각 층의 물성치를 고려할 수 없고 도상층의 하중분산 효과 또한 고려하지 못함으로 지반의 응력이 과다하게 평가되는 한계를 가지고 있다. 또한 설계시에 철도노반의 특수조건을 단순화, 간략화 시키거나 쉽게 활용 가능한 프로그램의 부재로 인하여 반 경험적인 설계가 될 수 밖에 없었다. 따라서 깊이별 응력-변형 거동특성을 파악할 수 있고 다층해석이 가능하며 다양한 재료물성의 형상에 대한 모사가 가능한 역학적 개념의 유한요소해석법을 도입하였다.

(2) 기존 설계/시공시에 평판재하시험에 의한 노반 상부의 지반반력계수에만 의존하여 설계와 시공품질관리를 하고 있어 다층 노반의 역학적 거동을 대표해 줄 수 있는 물성값인 노반의 적절한 탄성계수의 도입이 매우 시급하다고 할 수 있다. 본 설계에서는 그러한 탄성계수로 열차의 반복 윤하중에 의한 철도 궤도 하부 구조의 거동을 가장 잘 반영할 수 있는 구속압, 축차응력, 체적응력에 의

한 응력 의존적인 회복탄성계수를 적용하였다.

(3) 열차 운행에 따른 장기적인 노반의 거동에 근접한 설계를 하기 위해 반복하중 횟수, 축차응력, 노반재료의 강도 특성이 고려된 노반재료별 소성변형 예측 식을 설계에 도입하였다. 이상의 내용을 총합하여 설계기준으로 탄성침하량과 소성침하량을 검토하는 역학적-경험적인 설계법이라 할 수 있다.

2.1 M-E 강화노반 두께 산정 기본 이론

본 역학적-경험적 설계방법은 선로등급, 예상 년간통과톤수, 하부재료의 물성 등을 모두 고려하여 강화노반 두께를 결정하는 방법이다. 설계개념에서 가장 큰 특징은 하부재료에 대한 물성은 토사와 자갈재료에 대하여 응력-변형 특성을 고려하여 구성 모델을 유한요소법을 통한 반복/수렴 해석을 수행한다는 점과 열차의 반복하중을 고려하기 위한 노반재료의 소성변형 예측 식을 도입했다는 것이다.

그림 3.4.1에 나타낸 바와 같이 설계자는 구조물의 중요도와 성능에 적합한 허용설계기준(탄성, 소성)을 설정하고 교통하중, 노반재료, 년간통과톤수 등을 고려하여 교통하중에 의한 노반에서 발생하는 응력-변형 관계(본 연구에서 개발된 구성 모델을 이용)로부터 노반 상부에서 발생되는 응력상태를 구조해석을 통해 구하여 탄성침하량을 검토하고, 축차응력의 함수로 표현되는 경험식을 이용하여 설계 기간내에 예상되는 소성침하량을 구한다. 즉 구조해석과 경험식으로 구한 예상 탄성침하량, 소성침하량이 허용설계기준 이내가 될 수 있는 반복적으로 강화노반 두께를 증가시켜 최적의 강화노반 두께를 결정하는 설계 방법이다.

2.1.1 허용설계기준

역학적-경험적 강화노반 두께 설계방법은 먼저 설계자가 탄성침하량과 소성침하량에 대하여 허용설계기준을 정해야 된다. 기본 개념은 설계자가 구조물의 요구 성능과 사양에 맞춰 허용설계기준을 정하고 이에 맞춰 설계하여야 한다. 이를 위해 설계자가 참고할 수 있는 국내외 탄성침하량과 허용잔류침하량에 대하여 검토하였다.

강화노반의 허용탄성침하량은 강화노반의 처짐에 의해 표면 균열이 발생하지 않

는 허용탄성침하량으로 승차감이나 궤도보수 조건으로부터 결정된 강화노반의 허용탄성침하량은 아니다. 그러나 일반적으로 노반의 탄성침하량이 4.0mm이내라면 궤도 보수상에는 큰 문제는 없는 것으로 알려져 있다[1]. 따라서 본 연구에서는 설계자가 최대 4mm 까지 설계에 반영할 수 있다. 그러나 이러한 결과는 일본에서 수행된 현장실험결과와 모형실험결과로 국내 철도환경과는 매우 다르기 때문에 이를 고려하여 적절하게 반영해야 할 것으로 판단된다. 따라서 국내에서는 허용처짐각에 의거하여 최대 3mm 이내로 허용탄성침하량 기준으로 보면 적절할 것으로 판단된다. 허용처짐각에 의한 계산 예는 그림 3.4.3~3.4.4와 표 3.4.3에 정리하였다.

본 설계 방법에서는 탄성침하량 뿐만 아니라 소성침하량에 대하여 검토할 수 있도록 되어져 있다. 즉, 열차하중에 의해 반복적이며 지속적으로 하중이 재하되기 때문에 이를 적절히 반영되어야 한다. 이를 반영하기 위해 허용잔류침하량을 기준으로 하였다. 현재 자갈궤도용 일반철도와 고속철도에서 허용잔류침하량은 100mm를 기준으로 두고 있으며 호남고속철도와 같이 콘크리트궤도의 경우에는 보수가 어렵기 때문에 토공부의 잔류침하량 기준이 매우 엄격하게 적용되어야 한다. 이를 위해 호남고속철도(안)에서는 공용중에 잔류침하량 기준을 30mm로 매우 엄격한 기준을 적용하고 있다. 독일에서 최대허용소성 침하량 60mm, 그리고 일본에서는 최대잔류침하량 30mm로 기준을 마련하여 시공하고 있다.

$$\rho_e \leq \rho_{ea} \qquad \text{식 3.4.1}$$

$$\rho_p \leq \rho_{pa} \qquad \text{식 3.4.2}$$

여기서, ρ_{ea} : 강화노반의 탄성허용침하량, ρ_{pa} : 노반의 소성허용침하량이다.

표 3.4.2 역학적-경험적 강화노반 산정을 위한 설계기준

설계기준 항목	기준	비고
탄성허용침하량	≤ 최대 3.0mm 이내 허용처짐각 기준으로는 3.0mm 가능	강화노반의 탄성침하량
소성허용침하량	≤ 30mm~100mm 콘크리트궤도 : 30mm 유도상궤도 : 100mm	궤도의 종류와 구조물의 중요도에 따라 설계자 검토

2.1.2 강화노반의 허용 탄성침하량 기준

가. 허용탄성침하량의 이론적 검토

일본 도로연구에 의하면 아스팔트 포장표면의 허용 탄성침하량이 0.5mm를 초과하면 균열의 발생이 시작되고 0.6mm이상이 발생되었을 경우에는 포장전체에 균열이 발생한다. 따라서 도로포장의 허용탄성침하량을 0.5mm을 상한값으로 결정하여 설계시 기본하중인 5tf의 윤하중의 등가접지반경 18cm를 이용하여 처짐각(Θ)을 구하면 tanΘ=0.5/180=0.0028로 된다. 균열이 발생하는 처짐각의 상한치(0.0028)로부터 강화노반 표면 침하량의 제한치를 2.5mm로 결정하였다.

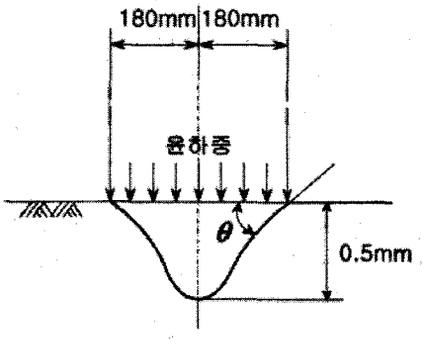


그림 3.4.3 도로의 허용 처짐각 구하는 법(일본철도총합기술연구소, 1992)

앞서 언급한바와 같이 이 값은 일본의 협궤를 기준으로 결정된 값으로 국내의 표준궤도 조건과는 다르므로 국내 궤도조건을 고려하여 허용탄성침하량을 결정하였다.



(a)선로 횡단방향 (b)선로종단방향

그림 3.4.4 철도의 허용처짐각 구하는 법(일본철도총합기술연구소, 1992)

국내 궤도조건은 표준궤도로서 일본의 협궤보다 큰 침목을 사용하기 때문에 허용침하량 2.5mm에서는 처짐각의 상한치(0.0023) 이내의 값을 보이고 있다. 따라서 허용탄성침하량을 3.0mm, 3.5mm, 4mm에 대하여 처짐각을 계산하였다. 허용탄성침하량 3.0mm로 하였을 경우 선로횡단방향에 대한 일반철도의 허용처짐각(θ_1)은 0.0022이며, 고속철도의 허용처짐각(θ_1)은 0.0020으로 도로의 허용처짐각 이내였다. 선로종단방향의 경우도 허용처짐각(θ_2)은 0.0025로 도로의 균열발생 처짐각 이내였다.

허용탕성침하량을 3.5mm로 하였을 경우 선로횡단방향에 대한 일반철도의 허용처짐각(θ_1)은 0.0026이며, 선로종단방향의 허용처짐각(θ_2)는 0.0029이었으며, 고속철도의 허용처짐각(θ_1)은 0.0023으로 나타났다.

허용탄성침하량은 4.0mm로 하였을 경우 선로횡단방향에 대한 일반철도의 허용처짐각(θ_1)은 0.0030이며, 선로종단방향의 허용처짐각(θ_2)는 0.0033이었으며, 고속철도의 허용처짐각(θ_1)은 0.0027로써 나타났다. 이 결과를 표 3.4.3에 나타내었다.

표 3.4.3 허용탄성침하량의 기준별 허용 처짐각

	허용침하량 2.5mm	허용침하량 3.0mm	허용침하량 3.5mm	허용침하량 4.0mm	일본 도로의 아스팔트 포장 균열 발생하는 처짐각 상한치
선로횡단방향 (θ_1)	0.0019	0.0022	0.0026	0.0030	0.0028
선로종단방향 (θ_2)	0.0021	0.0025	0.0029	0.0033	
고속철도 (θ_1)	0.0017	0.0020	0.0023	0.0027	

위 결과를 살펴보면 허용탄성침하량 3.0mm까지는 처짐각 상한치 이내에 포함되는 것을 볼 수 있으며, 허용탄성침하량 3.5mm에는 일반철도의 선로종단방향 처짐각(θ_2)이 기준을 조금 넘는 것을 볼 수 있다.

우리나라 일반철도 설계기준은 일본기준을 대부분 준용하였기 때문에 허용탄성침하량에 대한 기준을 제시하고 있다. 본 절에서는 일본 및 국내의 일반철도에서 규

정하고 있는 허용탄성침하량에 대하여 검토하였다. 일본의 경우 강화노반두께를 산정하기 위한 이론의 배경은 노반, 노상으로 이루어진 2층계 탄성지반 표면에 인접보기의 8개 윤중으로 이루어진 연행하중이 작용할 때 중첩효과를 고려하였으며(노반표면에 최대 허용탄성침하량을 2.5mm), 이를 통해 강화노반두께를 결정하였다.

탄성침하는 수치해석을 통해 비교적 정확한 예측이 가능하지만, 반복하중에 의해 축적되는 소성침하의 경우는 현재까지 개발된 수치해석으로는 정량적인 값을 얻기가 어렵다. 이런 이유로 철도노반의 침하는 탄성침하를 기준으로 하고 있다.

미국의 캔사스주에서는 탄성 허용침하량을 2.5mm으로 하여 평판재하시험을 이용한 설계법과 같은 값으로 하고 있다. 다시 말하면 2.5mm는 일본에서 아스팔트포장에서의 노상 K_{30}치의 기준 침하량으로 한 것이다. 이 기준을 근거로 노반두께를 구하기 위하여 제안한 노반면의 허용 침하량은 포장의 균열방지를 위하여 2.5mm로 하였다. 탈선 등이 발생하지 않는 한도를 고려한 레일의 허용 침하량은 10mm정도이다. 하지만 1회의 열차주행에 의해 승차감을 결정한다면 상당한 침하를 허용할 수 있을지도 모르지만, 반복되는 열차주행에 의한 큰 진동변위는 도상을 느슨하게 하여, 결과적으로는 도상을 보수해야한다. 따라서 보수가 요구되는 범위 내에서의 변위를 정할 필요가 있으며 이것은 선로조건이나 보수체제에 의해서도 다르지만 일반적으로 2~5mm정도라고 말하고 있다.

한편, 노반의 허용탄성침하량은 궤도패드와 도상의 압축량이 1mm 정도라고 하면, 안전성 한도의 침하량은 레일의 허용 탄성침하량으로부터 그 값을 빼어 9mm, 승차감 등으로부터의 침하량은 1~4mm로 된다. 따라서, 노반의 허용침하량은 4mm 이내가 되지만, 강화노반의 경우는 포장표면의 차수성을 확보하기 위해서 균열이 생기지 않은 한도의 침하량 2.5mm를 정하였다. 이러한 탄성침하량은 설계자에 따라 다르게 적용할 수 있다.

2.1.3 허용소성침하량 기준

국내 토공노반의 허용 소성침하량은 경부고속철도 2단계 구간에서 적용하고 있는 허용 잔류침하량과 국외 기술자료를 검토하여 기준을 제안하였다. 국내 궤도시스템은 자갈궤도와 콘크리트궤도로 구분되며 자갈궤도의 경우에는 보수를 전제로 되어져 있기 때문에 상대적으로 무보수 개념인 콘크리트 궤도보다 침하기준이 클 수

있다. 표 3.4.4는 현재 국내에서 시행되고 있거나 또는 국외에서 사용되는 궤도 형식별 허용소성 침하량의 기준을 나타내었다. 자갈궤도로 시공되고 있는 경부고속철도 2단계구간의 경우 허용 소성침하량을 100mm를 기준으로 하여 시공되고 있으며, 콘크리트 궤도에서는 독일에서 최대허용소성 침하량 60mm, 그리고 일본에서는 최대잔류침하량 30mm로 기준을 적용하고 있다.

표 3.4.4 궤도형식별 허용소성침하량

자갈궤도용	콘크리트궤도용(외국 및 국내 기준)
허용소성침하량 100mm	1. 독일 기준 노반 구축 후 허용소성침하량 15mm 궤도 부설 후 허용소성침하량(열차하중 포함) 20mm 20m 이상 균등침하 시 30mm까지 허용 분지형 침하 시 최대허용소성침하량 60mm 2. 일본 기준 궤도 구축 후 10mm이하/10년 최대영구침하량 30mm 3. 대만 기준 10mm/20m
	노반 구축 후 허용소성침하량 15mm 열차 개통 후 허용소성침하량 20mm

가. 독일

독일의 철도 설계 지침 Rail 836(1999)에서는 허용 소성침하의 기준 산정하기 위하여 콘크리트궤도에서는 궤도 완성 후 발생하는 소성침하(S_R)로 인해 선로위치가 변경되어서는 안 되며, 철도운행 상의 안전을 위협하거나 사용성이 제한되어서는 안 된다고 정하였다. 콘크리트궤도는 노반의 변형에 대해 매우 민감하기 때문에 콘크

리트궤도의 변형이 적게 유지되기 위해서는 콘크리트궤도의 소성침하(S_R)기준이 자갈궤도의 소성침하 기준보다 더 엄격하게 적용되어야 한다. 따라서 콘크리트궤도에서는 소성침하(S_R) 기준을 다음의 2 가지 사항으로 분류하여 정리하면 다음과 같다.

(1) 콘크리트궤도 설치 후 발생하는 소성침하(S_R)는 레일 체결장치 높이 보정 최대값에서 열차운행에 따른 침하량을 뺀 값을 초과해서는 안 된다. 그림 3.4.5에서와 같이 레일 체결장치의 높이 보정 최대값은 일반적으로 20mm에 불과하다. 이 값에서 열차하중에 의한 침하(S_V)가 제외되어야 한다. 열차하중에 의한 침하(S_V)는 별도의 계산이 없다면 일반적으로 5mm로 적용한다. 따라서 소성침하(S_R)의 한계값은 15mm가 된다. 레일체결장치로 높이 보정을 최대 30mm 할 수 있을 경우 최대 25mm까지의 값이 허용된다. 따라서 콘크리트궤도 설치 이후에 성토체와 원지반에서 발생하는 소성침하(S_R)는 15~25mm 이내가 되도록 설계하여야 한다. 다만 길이 20m 이상의 구간에서 균등 침하가 발생하는 경우에는 레일 체결장치로 보정값을 2배로 허용할 수 있도록 되어져 있다.

(2) 예외적인 경우에는 최대 60mm의 분지형 침하를 허용할 수 있다. 그림 3.4.6에 따라 경사도를 운전 동역학적 조건에 따라 완만하게 처리하면 식 3.4.3과 같다.

$$r_a \geq 0.4 \times (V_e)^2 \qquad \text{식 3.4.3}$$

여기서, r_a=완화곡선반경 (m), V_e= 설계속도 (km/h) 이다.

소성침하가 분지형으로 나타나면 큰 반경으로 보정될 수 있도록 해야 한다. 예외적으로 소성침하가 최대 60mm인 경우, 그림 3.4.6에 따라 경사부를 $r_a>0.4\times V_e^2$에 따라 보정할 수 있으며 이는 담당 기관과 협의 하에 허용될 수 있도록 되어져 있다.

일반적으로 소성침하가 60mm 이상이 되는 예상지반에 대해서는 원칙적으로 콘크리트 궤도의 부설이 부적합하다. 또한 침하 위험이 있는 지반과(예: 원지반의 지

질학적 이상구간, 카르스트 지형 등) 불규칙적인 융기(예: 경석고 지반의 협곡부)가 있는 지형에서도 콘크리트궤도의 설치는 부적합하다.

(2)에서는 적용은 콘크리트궤도에서 DB Netz AG 본부의 특별한 허가가 없으면 10m높이 이상의 개별 제방 그리고 5000m 간격의 건널목에서 제한될 수 있다.

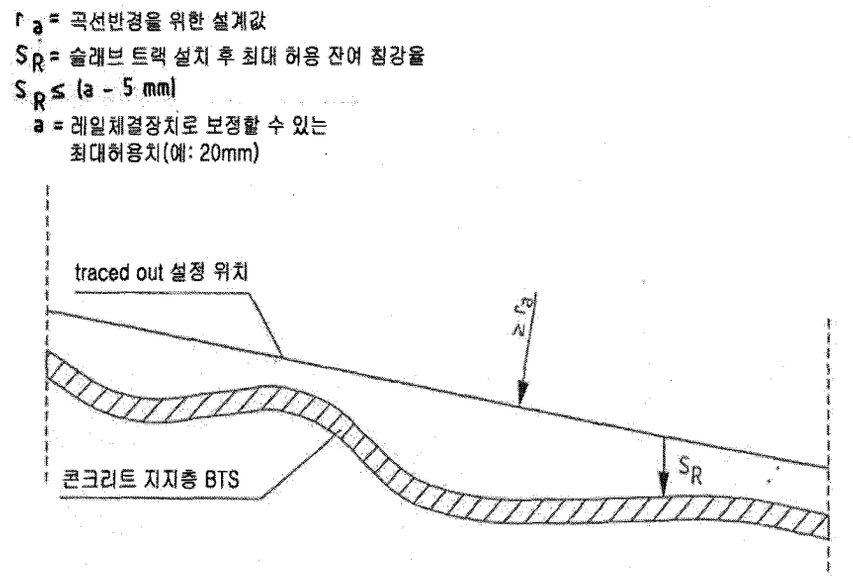


그림 3.4.5 소성침하(SR)의 한계

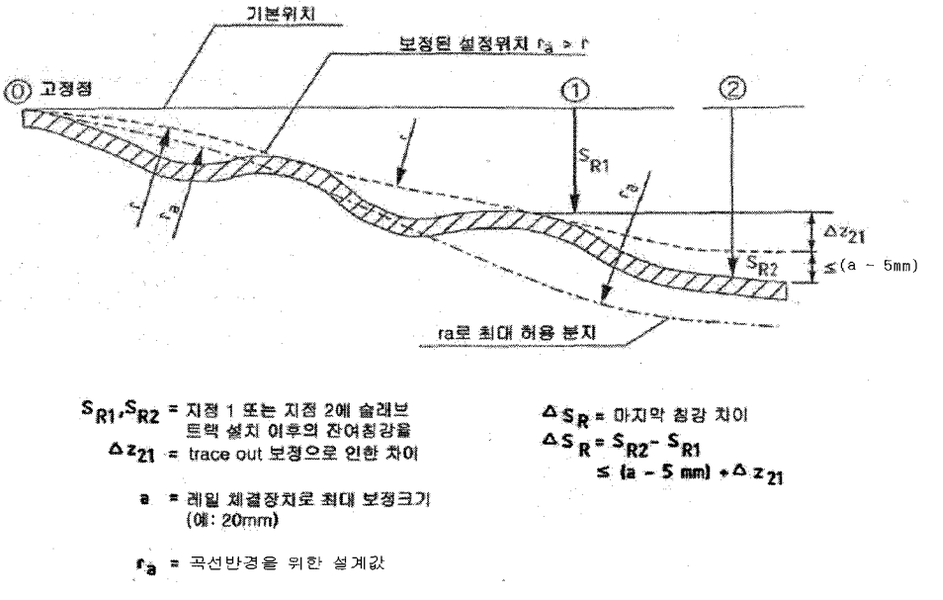


그림 3.4.6 예외적인 사례에서의 소성침하(SR)의 한계

나. 일본

일본의 철도구조물등 설계표준·동해설(1999)에 제시된 콘크리트 궤도에서의 허용 소성침하의 기준은 노반 아래의 토공 소성침하가 콘크리트궤도의 경제성, 안전성을 고려한 침하량 이하가 되어 열차운행시 과도한 변형이 발생하지 않도록 하는 것에 중점을 두고 있다. 이 설계 표준에서는 궤도 부설시의 제한치를 표 2에서와 같이 규정되어져 있다. 실제 사용하는 레일체결장치의 조정량에 따라 최종침하량을 다르게 적용할 수도 있으나 과거의 경험상으로 볼 때 30mm를 초과하는 노반침하가 발생하는 경우 궤도 상태를 악화시켜 보수 혹은 철거를 피할 수 없기 때문에 레일체결장치의 종별에 관계없이 30mm를 허용소성침하량 기준으로 두고 있다. 표 3.2.5에서 노반의 처짐량은 그림 3.2.7에 나타난 것과 같다.

반정현파형상의노반처짐량 δ

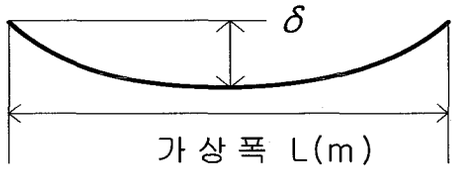


그림 3.4.7 상기표의 용어 정의

표 3.4.5. 열차하중에 의한 노반 처짐량, 침하 제한치

규 제 항 목				제 한 치	
노반처짐량	하 중 조 건			노반 처짐량 δ(m)	비 고
	기관차하중			L/800	L: 가상폭(m) 그림 3.4.7 참조
	전차 · 내연 동차하중	열차속도 (km/h)	V≦100	L/700	
			100<V≦130	L/800	
			130<V≦160	L/1100	
	신간선하중			L/1600	
최종침하량				30mm	

이처럼 일본은 표 3.4.5와 같이 콘크리트궤도용으로 자갈궤도용보다 엄격한 기준을 두고 있으며 이 값들은 과거의 토공에 대한 침하측정 결과와 신칸센에서의 현장시험에 의한 침하특성 시험결과로부터 결정된 값을 사용하고 있다.

다. 대만고속철도

대만고속철도는 2000년부터 노반공사가 착수되어 2004년 대부분의 노반공사가 완료되었다. 침하계측 위치는 20m기준으로 노반부 4개 지점, 궤도부 2개 지점에 침하판을 설치하였다. 그림 3.4.8은 원지반 침하계측사례로서 노반공사 완료시까지 12mm의 침하가 발생한 것을 알 수 있으며, 궤도공사시 시공기면에서의 잔류침하량은 평균적으로 약 10mm 내외인 것으로 계측되었다. 대만에서는 성토체의 재료는 세립분이 많고 이암층이 산재하고 있어 다짐관리 및 침하관리를 엄격하게 관리하여 잔류침하량이 10mm 이내로 관리될 수 있었다.

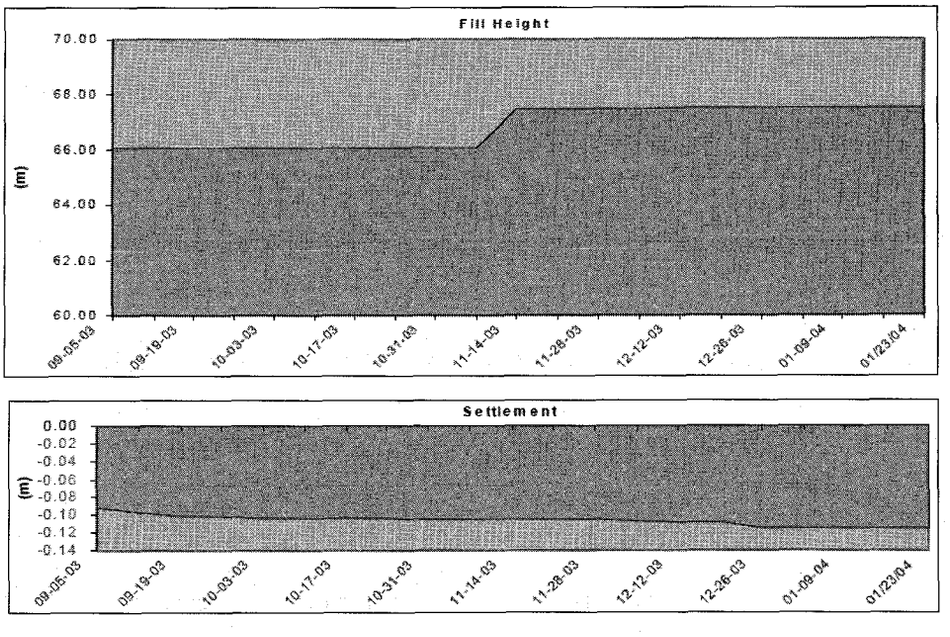


그림 3.4.8 대만고속철도 원지반 침하계측 사례

라. 기타

연약지반에 대한 처리대책을 계획할 때 허용 잔류침하량의 결정은 공기가 한정될

경우 연약지반처리공법의 수량에 큰 영향을 미치는 요소이므로 적용시 많은 고려가 필요하다. 연약지반상의 시공시 침하기준의 선정은 구조물의 특성 및 사용 목적, 중요도, 공사기간, 지반의 특성, 경제성 등을 고려하여 결정해야 한다.

궤도구간에서 잔류침하량은 열차의 안전운행과 직결되는 문제로 제반조건과 설계기준에 적합하도록 결정되어야 하나, 현재까지 우리나라 설계기준에는 연약지반을 통과하는 궤도구간에 대한 허용잔류침하량의 기준이 확립되지 않은 상태이다. 궤도구간에서의 잔류침하량은 연약지반의 지반개량 완료 후 수년 또는 수십년에 걸쳐 발생하므로, 압밀침하에 대한 안정성 및 지층현황, 제반조건이 고려된 허용 잔류침하량을 적용하여 열차의 운행에 지장을 초래하지 않도록 하여야 하는데 각 기관별 허용 잔류침하량은 표 3.4.6~표 3.4.9와 같다.

표 3.4.6 허용 잔류침하량[한국도로공사, 2002]

조 건	허용 잔류침하량(mm)	비 고
포장공사 완료후의 노면 요철	100.0	연약지반의 지질특성상 장기침하 발생가능
box culvert 시공시의 더올림시	300.0	
배 수 시 설	150.0~300.0	

표 3.4.7 기초의 허용 잔류침하량[일본건축학회, 건축 기초구조물 설계기준, 1974]

구조물 종류	콘크리트 블록조(mm)	철근콘크리트조(mm)		
기 초 형 식	연속기초	독립기초	연속기초	전면기초
표 준 치	20.0(10.0)	50.0(15.0)	100.0(20.0)	100.0(20.0)
최 대 치	40.0(20.0)	100.0(30.0)	200.0(40.0)	200.0(40.0)

주) ( )안의 값은 허용 부등침하량

표 3.4.8 기초의 허용 최대침하량 및 부등침하량[일본 도로공단 설계요령, 1980]

대 상 지 반	정정 구조물(mm)		부정정 구조물(mm)	
	최대침하량	상대 부등침하량	최대침하량	상대 부등침하량
모래지반상 기초	50.0	40.0	25.0	20.0
점토지반상 기초	100.0	40.0	50.0	20.0
복합지반상 기초	60.0	40.0	30.0	20.0

표 3.4.9 인천국제공항 허용 잔류침하량 적용사례

시 설	침하기준(mm)		허용 잔류침하량 (mm)	비 고
	부등침하	전체침하		
활 주 로	30.0	75.0	75.0*	
유 도 로	50.0	100.0	100.0	
계 류 장	50.0	100.0	100.0	
도로, 주차장	-	100.0	100.0	
기타녹지	-	-	200.0	

주) * 허용잔류침하(75mm) = 상부 해성층(25mm) + 하부 해성층(50mm)

3. 설계 입력변수의 주요내용

3.1 선로하중 조건

3.1.1 선로등급

선로의 등급은 열차의 속도, 곡선 및 기울기 등에 따라 고속선과 1급선·2급선·3급선 및 4급선으로 구분되며 선로의 설계속도는 선로의 등급에 따라 표 3.4.10와 같으며 선로의 부담력은 표 3.4.11과 같이 일반철도의 경우 LS-22 표준활하중을 적용하였고 고속선의 경우 축하중 170kN을 감당할 수 있도록 설계되어야 한다.

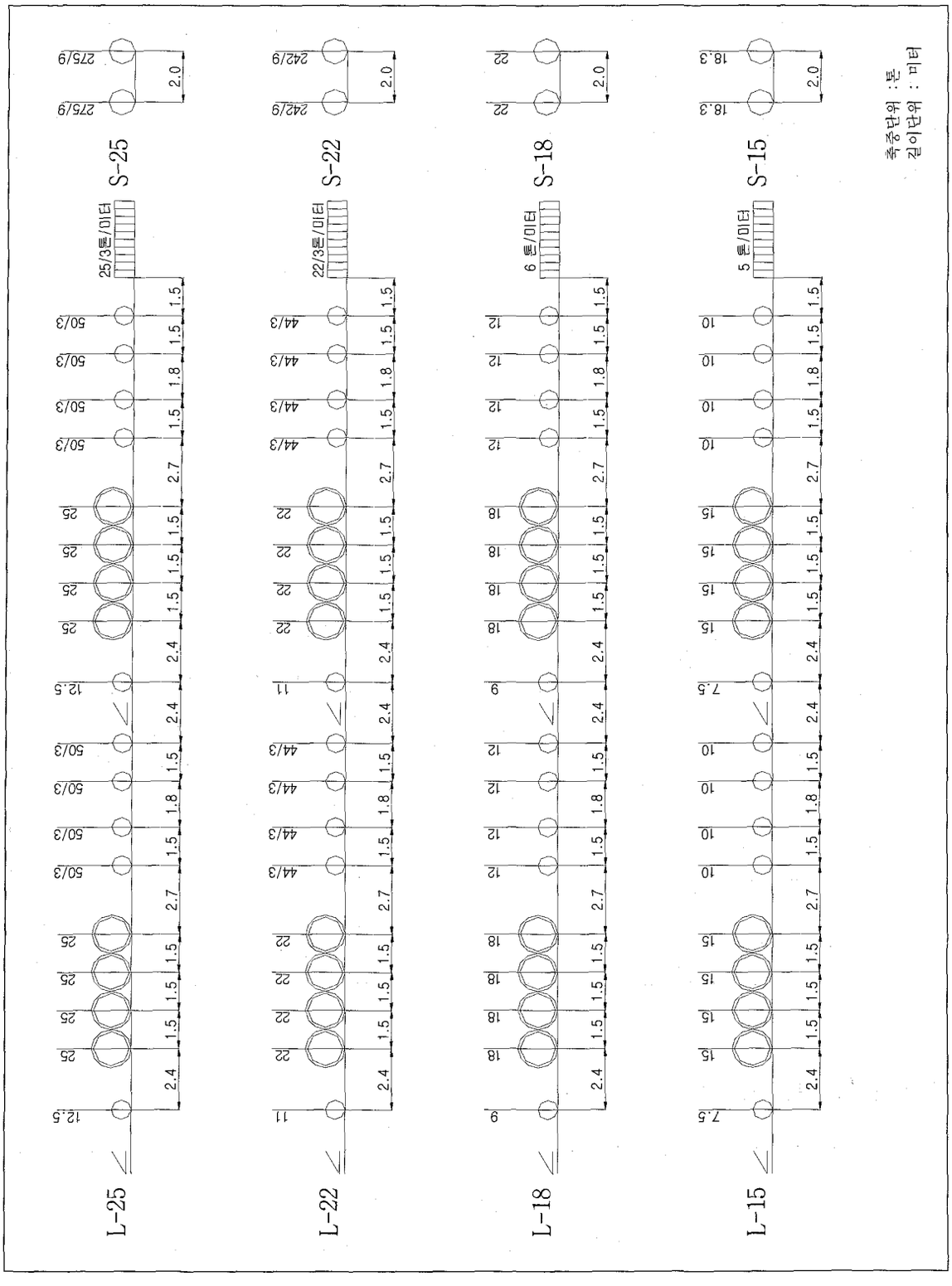
표. 3.4.10 선로 등급별 설계속도

선로의 등급	설계속도(km/h)
고속선	350
1급선	200
2급선	150
3급선	120
4급선	70

표. 3.4.11 선로 등급별 설계하중

구분	경부 고속철도	기존철도(전동차)	비고
차량편성 (편성구성)	20량 (2PC, 2MT, 16T)	10량 (2TC, 3M, 3M'2T)	기존철도 EC기준
수명	20년	20년	
총중량 (축당 중량)	773.8t (17t 이하)	128.589t (21.43t)	

표 3.4.12 LS 표준활하중



3.1.2 충격계수

속도 증가에 따른 하중 증가는 일반적으로 정적 하중에 대한 일정한 증분(충격계수)으로 나타낸다. 충격계수를 산정하는 방법으로는 여러 가지 식들이 제안되고 있으나 본 연구에서는 AREA와 국내 기관차에 적용되고 있는 궤도충격계수인 표 3.2.13을 적용하였고 그 최대값은 0.8로 제한하였다.

준동적하중: $P_d = (1+i) \times P_s$ 식 3.4.4

여기서, P_d = 준동적하중(kN)

P_s= 정적하중(kN)

표 3.4.13 각국의 충격계수 산정식

충격계수 산정식	비교
(1)$i = \frac{V^2}{30,000}$	Formula of Central European Railways(CER, 1936)
(2)$i = 1+\alpha+\beta+\gamma$	Birman's formula(1966)
(3)$i = 1.070+3.511 \cdot 10^{-4} V$	경부고속철도 KTX 시험선 구간
(4)$i = 0.5\frac{V}{100}$	이음매 궤도(일본)
(5)$i = 0.3\frac{V}{100}$	장대레일 궤도(일본)
(6)$i = 0.513\frac{V}{100}$	AREA(미국), 한국

3.1.3 열차 년간통과톤수

설계기간 동안의 열차하중에 의한 반복하중 등가횟수(N)는 '인접한 두 대차 사이의 2개의 보기에 의해 4개의 축이 지나가는 것을 1회 하중재하로 한다.'는 가정하에 식 3.2.7를 이용하여 산정할 수 있다. 여기서, T(Total Traffic Tonnage)는 총통과톤수로 년간통과톤수(MGT)에 설계기간(설계사용년수)를 곱하여 궤도사용 기간 동안의 총 통과톤수를 예상할 수 있다. 여기서, 년간통과톤수는 급선별 열차의 예

상운행횟수를 이용하면 산정할 수 있다. 그림 3.4.9는 전국 일반철도와 고속철도의 선로를 나타낸 것으로 각각의 구간별 상행선과 하행선의 열차운행횟수 중에 큰 값을 이용하여 년간통과톤수 산정하게 된다. 이는 실제 열차 운행시 상행과 하행선에 열차가 동시에 지나갈시 속도를 줄여 동적하중의 영향이 최소화되기 때문이다. 표 3.4.14의 일반열차와 고속열차의 일일 운행시간표를 이용하면 경부고속철도의 서울~동대구 구간의 년간통과톤수는 식(3.4.5)에 의해 30 MGT로 산정된다.

$$MGT = (\text{일별 상행 혹은 하행선 운행 횟수}) \times 365 \times \text{열차총중량} \qquad \text{식 3.4.5}$$

경부고속철도: $107 \times 365 \times 773.8 = 30\,MGT$

$$T = MGT \times \text{설계사용년수} \qquad \text{식 3.4.6}$$

$$N = \frac{T}{8P_s} \qquad \text{식 3.4.7}$$

여기서, MGT : 년간통과톤수, KTX 총중량 : 773.8ton,

일반철도 기관차기준 : 128.589ton

T : 총 열차통과톤수, N :반복하중 등가 횟수, T : 총 통과톤수

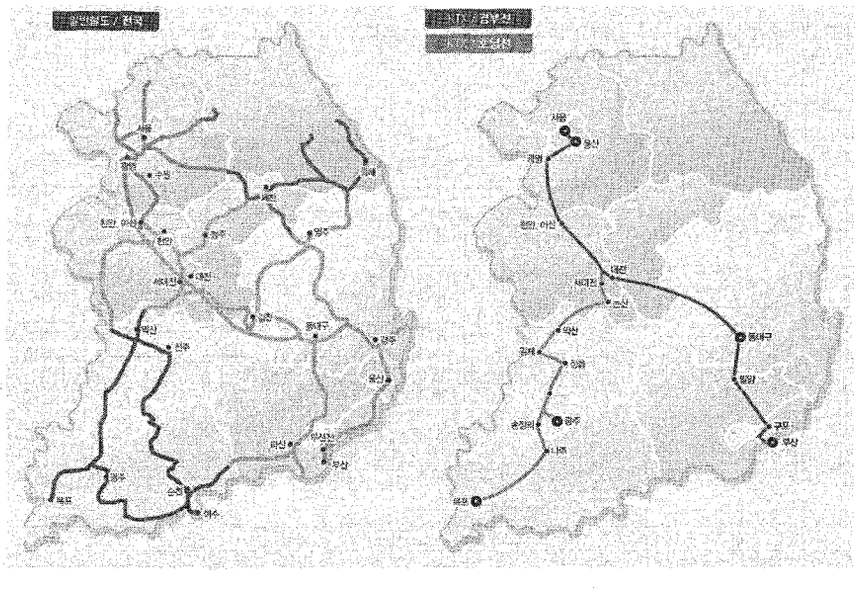


그림 3.4.9 국내 철도선로-일반철도, KTX-경부선/호남선

표 3.2.14 일반열차와 고속열차의 일일 운행시간표

일반열차	전체 운행수 : 하행선 **39회**, 상행선 **41회** 2008년 04월 20일 서울 ~ 천안을(를) 운행하는 전체 현황입니다				
열차번호	열차종류	열차구분	출발역	도착역	운행기간
1201	무궁화	정기	서울(06:15)	부산(11:49)	2008-04-20
1001	새마을	정기	서울(06:40)	부산(11:29)	2008-04-20
1203	무궁화	정기	서울(07:20)	부산(12:58)	2008/04/20
1053	새마을	정기	서울(07:40)	부전(14:22)	2008/04/20
1027	새마을	정기	서울(08:05)	해운대(13:28)	2008/04/20
1205	무궁화	정기	서울(08:45)	부산(14:19)	2008/04/20
1207	무궁화	정기	서울(09:08)	부산(14:46)	2008/04/20
1271	무궁화	정기	서울(10:05)	순천(18:10)	2008/04/20
1041	새마을	정기	서울(10:23)	포항(15:40)	2008/04/20
1301	무궁화	정기	서울(10:35)	동대구(14:40)	2008/04/20
1033	새마을	정기	서울(11:00)	마산(15:54)	2008/04/20
1003	새마을	정기	서울(11:18)	부산(16:20)	2008/04/20
KTX	전체 운행수 : 하행선 **88회**, 상행선 **107회** 2008년 04월 21일 서울 ~ 동대구을(를) 운행하는 여객 현황입니다				
열차번호	열차종류	열차구분	출발역	도착역	운행기간
101	KTX	정기	서울(05:25)	부산(08:25)	2008-04-21
601	KTX	정기	서울(05:50)	동대구(08:19)	2008-04-21
1051	새마을	정기	서울(05:55)	부전(12:22)	2008-04-21
103	KTX	정기	서울(06:00)	부산(08:53)	2008/04/20
351	KTX	부정기	서울(06:10)	동대구(07:54)	2008/04/20
1201	무궁화	정기	서울(06:15)	부산(11:49)	2008/04/20
105	KTX	정기	서울(06:25)	부산(09:14)	2008/04/20
1001	새마을	정기	서울(06:40)	부산(11:29)	2008/04/20
107	KTX	정기	서울(07:00)	부산(09:49)	2008/04/20
301	KTX	정기	서울(07:05)	동대구(08:55)	2008/04/20
111	KTX	정기	행신(07:15)	부산(10:36)	2008/04/20
1203	무궁화	정기	서울(07:20)	부산(12:58)	2008/04/20
109	KTX	정기	서울(07:30)	부산(10:22)	2008/04/20

3.2 동적물성치를 이용한 노반재료의 회복탄성계수(Resilient Modulus) 예측모델 결정

과거 철도노반은 평판재하시험으로부터 결정되는 지지력계수(k30)나 반복 평판재하시험으로부터 결정되는 탄성계수(Ev2)를 기초로 설계되어왔지만 최근에는 열차의 속도가 고속화되고 열차하중이 대형화되면서 다층 탄성모델에 근거한 경제적이고 합리적인 노반설계의 필요성이 꾸준히 제기되고 있다. 그러나 k30과 Ev2는 다층 탄성모델의 설계입력변수에 적합하지 않은 물성이고 이를 사용할 경우 운행 시 열차의 반복 윤하중에 의한 철도노반의 거동을 반영하지 못하는 단점이 있다.

다층 탄성모델에서는 궤도 하부구조인 철도노반의 각 층을 응력 의존적인 회복탄성계수(ER)로 표현한다. 회복탄성계수는 이론적으로 가장 이상적이고 노반이 경험하는 응력상태 등이 잘 반영된 탄성계수임에도 불구하고 반복하중을 가하는 기존의 시험법으로 회복탄성계수를 결정하는 것은 매우 어렵고 보편화되어있지 않다. 이를 극복하기 위해 동적물성치를 이용한 대체 회복탄성계수 시험법을 적용하여 철도노반의 회복탄성계수를 결정하였다. 대체 회복탄성계수 시험법은 철도노반이 경험하는 역학적 특성을 충분히 반영하면서 일반 기술자들이 보편적으로 사용 가능하도록 절차가 간편하고 결과의 신뢰도가 높아야 한다. 권기철(1998)은 이미 도로 포장 분야에서 노상토 및 보조기층 재료의 회복탄성계수를 결정하기 위하여 동적 시험방법인 양단 자유단 공진주시험과 공진주/비틂전단 시험을 이용한 대체 시험법을 제안한 바 있다.

동적물성치는 변형률 크기에 따라 저변형률 영역과 비선형 영역으로 구분 지어진다. 저변형률 영역의 최대 탄성계수는 현장 탄성파 시험을, 비선형 영역의 정규화 탄성계수 감소곡선은 공진주시험을 통하여 결정할 수 있다. 철도노반은 열차의 반복하중 상태에서 중간변형률(10-3%~10-1%)에 해당하는 변형을 경험한다. 따라서 본 연구에서는 현장 및 실내 시험의 결과를 결합한 변형률에 따른 탄성계수 감소곡선을 근간으로 하여 반복하중에 의해 노반 내부에 발생하는 축차응력과 이에 상응하는 변형률 크기에서의 탄성계수를 회복탄성계수로 결정하였다. 그리고 철도노반의 탄성해석 및 역학적 설계에 필요한 회복탄성계수 예측모델을 제안하였다.

입상토의 회복탄성계수 특성에 영향을 주는 인자는 크게 환경 및 토성인자와 실험적 인자로 구분할 수 있다(Rhee, 1991; 권기철, 1998). 기존 연구에 따르면 입상

재료의 회복탄성 거동에 가장 큰 영향을 미치는 중요한 인자는 응력상태, 포화도, 초기 밀도, 그리고 입도특성이다. 특히 재료의 회복탄성 거동을 특징짓기 위한 대부분의 노력은 회복탄성계수의 응력 의존성을 밝히는데 집중되어 왔다. 그리고 지난 수 십 년간 도로 포장 분야에서 응력의 함수로 표현되는 회복탄성계수 예측모델이 개발되고 사용되어 왔다. 포장체에 작용하는 축차응력이나 구속응력의 변화는 노상토의 회복탄성계수에 많은 영향을 미치는데 조립토에서는 구속응력의 영향을 크게 받고 세립토에서는 축차응력의 영향을 더 크게 받는다. 이러한 응력의 영향은 축차응력과 구속응력의 상호작용으로 나타나기 때문에 체적응력에 관한 관계로 표현하고 있다(Rada and Witczak, 1981; 권기철, 2000).

본 연구에서는 강화노반으로 주로 사용되는 입도조정쇄석(crushed stone)과 상·하부노반의 토공재료로 주로 사용되는 SM계열의 토사 재료에 대해 회복탄성계수 예측모델을 제안하고자 한다. 결정된 회복탄성계수는 열차의 반복하중에 의해 철도노반이 경험하는 축차응력(deviatoric stress)과 체적응력(bulk stress), 그리고 열차의 반복하중 주파수(frequency of repeated train load) 등이 고려되었다. 그러나 함수비 변화에 따른 모관흡수력(matric suction)의 영향은 고려하지 못하였다. 입도조정쇄석과 같은 조립질 재료는 모관흡수력의 영향이 지배적으로 발생하지 않을 것으로 예상되지만, 토사 재료의 경우 고려하지 못한 모관흡수력의 영향을 충분히 인지하여 제안하고자 하는 예측모델을 실제에 적용해야 할 것이다.

May와 Witczak(1981)은 입상재료에 대하여 식(3.4.8)과 같이 일차 응력불변량(1st Stress Invariant, I1) 즉, 평균주응력과 변형률 크기의 함수로 회복탄성계수 모델식을 제안하였고, 본 연구에서 입도조정쇄석과 토사 재료에 대해 식(3.4.8)을 동일하게 적용하였다. 이 모델은 평균주응력으로 노반 내부의 체적응력을 표현하였고, 변형률 크기를 이용해 회복탄성계수에 대한 축차응력의 영향을 반영하였다. 여기서, β0와 β1은 실험 또는 문헌값으로 결정되는 모델상수이다.

$$E_R = \beta_0 (I_1)^{\beta_1} f(\epsilon) \qquad \text{식 3.4.8}$$

응력의 함수로 표현되는 회복탄성계수 예측모델을 탄성해석에 적용하기 위해서는 상재하중 및 열차 윤하중에 의한 노반 내부의 응력상태를 잘 이해하고 있어야 한

다. 그림 3.4.10과 같이 노반 내부의 응력은 상재하중에 의한 응력(σ'_v, $K_0\sigma'_v$, $K_0\sigma'_v$)과 열차하중에 의한 응력($\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2$, $\Delta\sigma_3$)으로 구분 지어진다. 식 (3.4.8)의 평균주응력(I1=($\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3$)/3)은 상재하중과 열차하중에 의한 응력을 모두 고려한 것이고, 만약 열차하중이 작용하지 않는 조건에서의 평균주응력은 상재하중에 의한 평균유효구속응력(σ'_0=($\sigma'_v+K_0\sigma'_v+K_0\sigma'_v$)/3)과 같다. 식 3.4.8의 변형률 함수로 표현되는 축차응력은 열차하중만을 고려한 $\Delta\sigma_d$ (=$\Delta\sigma_1-\Delta\sigma_3$)를 의미한다.

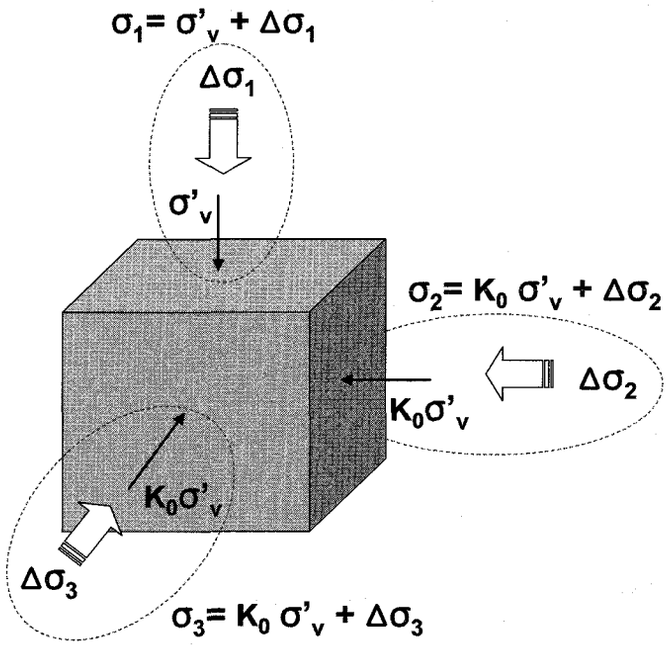


그림 3.4.10 상재하중 및 열차하중에 의한 노반 내부 응력

식 3.4.8이 가진 의미를 고찰하면 다음과 같이 동적물성치를 이용하여 설명할 수 있다. 대수모델로 표현된 평균주응력 항은 현장 또는 실내 탄성파 시험으로 결정되는 최대 영탄성계수(Emax)를 의미하며, 그림 3.4.11의 전단탄성계수에 대한 일반적인 지반공학적 표현을 따라 식 3.4.9와 같이 표현할 수 있다. 식 3.4.9의 도식적인 표현은 그림 3.4.12와 같다. 변형률의 함수 f(ε)는 공진주시험으로 결정되거나 또는 기존 연구자들이 제안한 정규화 전단탄성계수 감소곡선(G/Gmax-logγ)을 이용해 적용하면 된다. 이때 포아송비(ν)를 이용하면 정규화 영탄성계수 감소곡선

(E/Emax-logε)이 된다(Pezo and Hudson, 1994; 오세붕 등, 2000). 포아송비는 평택의 강화노반 현장부설구간에서 크로스홀 시험으로부터 측정된 결과를 바탕으로 쇄석은 0.26, 흙 노반은 0.33을 사용하였다. 정규화 영탄성계수 감소곡선은 수정된 쌍곡선 모델(modified hyperbolic model)로 수식화 하여 표현되며 식 3.4.10와 같다. 이때 ER과 I1의 단위는 모두 kPa이다. 식 3.4.9와 식 3.4.10을 식 3.4.8에 정리하면, 본 연구에서 적용한 식 3.4.11과 같은 예측모델식이 결정된다.

$$\beta_0 (I_1)^{\beta_1} = E_{\max} = A_E P_a (\frac{I_1}{P_a})^{n_E} = E_0 (\frac{I_1}{P_a})^{n_E} \qquad \text{식 3.4.9}$$

$$f(\epsilon) = E/E_{\max}(\epsilon) = \frac{1}{1+(\frac{\epsilon}{\epsilon_r})^a} \qquad \text{식 3.4.10}$$

$$E_R = A_E P_a (\frac{I_1}{P_a})^{n_E} (\frac{1}{1+(\frac{\epsilon}{\epsilon_r})^a}) \qquad \text{식 3.4.11}$$

여기서, E_R : 축변형률 ϵ 에서의 회복탄성계수, kPa

ϵ : 열차하중으로 유발된 노반의 축차응력에 해당하는 축변형률, %

I_1 : 평균주응력 (1st Stress Invariant $=(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)/3$), kPa

ϵ_r : 탄성계수 감소곡선의 기준 변형률 (reference strain), %

a : 탄성계수 감소곡선의 곡률계수 (curvature coefficient)

A_E, n_E : 재료에 따라 실험 또는 문헌값으로 결정되는 무차원 모델상수

P_a : 대기압 (=101.3 kPa)

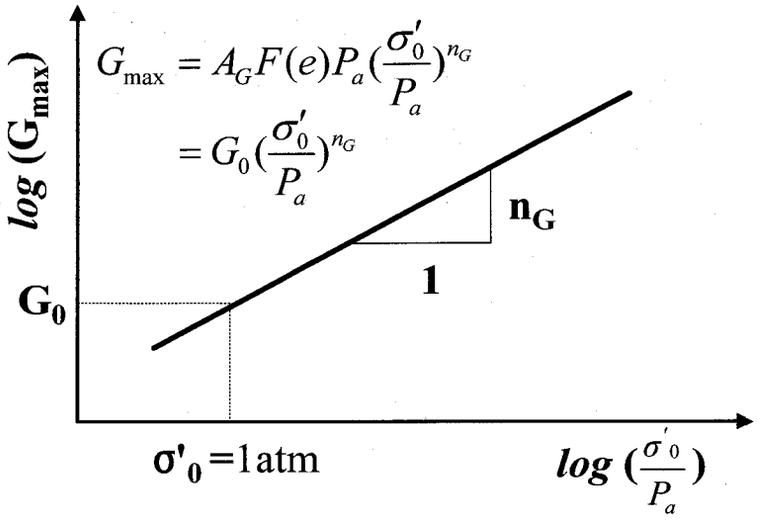


그림 3.4.11 전단탄성계수에 대한 일반적인 지반공학적 표현

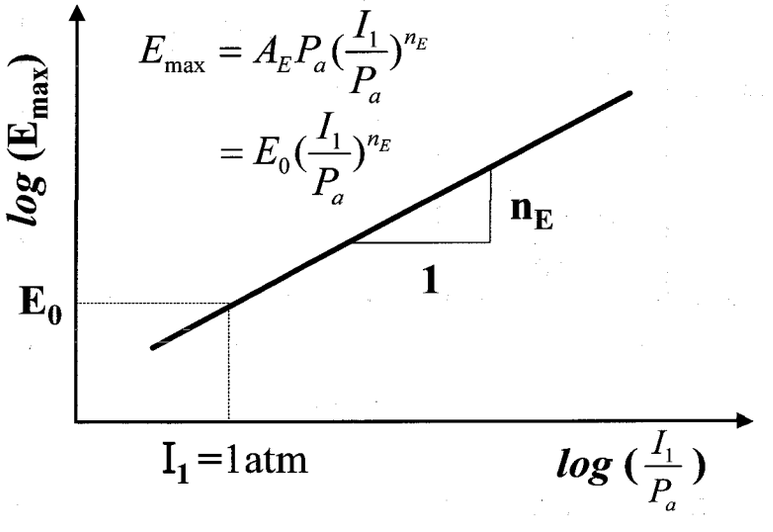


그림 3.4.12 회복탄성계수 예측모델의 평균주응력 항

식 3.4.11과 같이 제안된 회복탄성계수 예측모델을 철도노반의 다층탄성해석에 적용하기 위해 실험 또는 경험식을 통해 노반 재료에 따른 무차원 모델상수 A_E와 n_E, 기준 변형률(ϵ_r), 곡률계수(a)를 결정해야 된다. 무차원 모델상수는 평균주응력과 관련이 있고 기준 변형률과 곡률계수는 정규화 탄성계수 감소곡선의 결정에 필요하다.

입도조정쇄석의 A_E와 n_E는 평택강화노반에서 수행한 크로스홀 시험과 Menq(2003)이 대형 공진주시험(시편의 직경이 150mm)을 수행해 제안한 식 3.4.12를 이용하여 그림 3.4.13과 같이 획득하였다. 균등계수(Cu)가 13.5인 평택강화노반 입도조정쇄석 n_E는 식 3.4.12로부터 0.6067로 계산되었고 크로스홀 시험의 결과와 결합하여 획득한 A_E는 18590이었다.

$$n_E = 0.48 \times C_u^{0.09} \ , \ 1.2 \leq C_u \leq 50 \qquad \text{식 3.4.12}$$

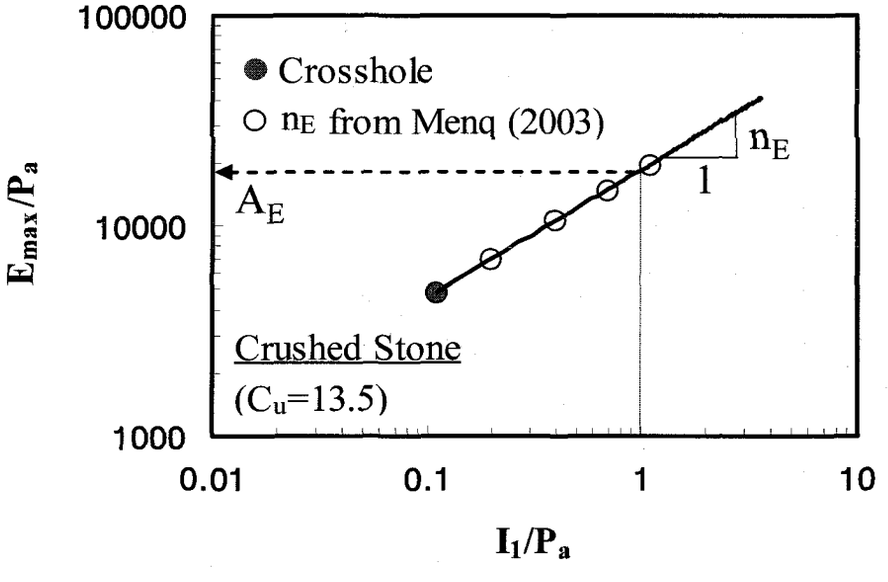


그림 3.4.14 입도조정쇄석의 무차원 모델상수 A_E 결정

Menq(2003)은 식 3.4.12의 E0를 획득하는 경험식을 제안하였는데 대기압을 고려하여 다음 식 3.4.13과 같이 무차원 모델계수 A_E로 표현할 수 있다. 설계 여건에 따라 경험식으로부터 A_E를 결정하여 설계에 사용하면 된다. Menq(2003)이 제안한 식의 균등계수와 누적통과율 50%의 입경은 세립분을 제외한 조립토의 영역의 체분석을 통해 획득한 입도분포곡선에서 결정한 값이므로 이를 충분히 인지하고 설계에 적용해야 할 것이다. 식 3.4.13의 간극비는 개략적인 현장의 조건으로 실내에서 공시체를 준비하여 획득하도록 제안한다.

$$A_E = 1680 \times C_u^{-0.2} \times e^{-1-(D_{50}/20)^{0.75}} \qquad \text{식 3.4.13}$$

여기서, C_u : 입도조정쇄석의 균등계수

e : 입도조정쇄석의 간극비,

D_{50} : 누적통과율 50%의 입경, mm

열차하중에 의해 발생된 입도조정쇄석 내부의 축차응력을 반영한 변형률 크기의 함수는 앞서 언급한 식 3.4.10과 같이 Darendeli(2001)가 제안한 수정된 쌍곡선 모델로 표현한다. 수정된 쌍곡선 모델을 대표하는 중요한 인자는 정규화 탄성계수 감소곡선에 대한 기준 변형률과 곡률계수이다. 그러나 Darendeli(2001)가 제안된 수정 쌍곡선 모델은 전단변형에 관한 것이므로 식 3.4.10은 포아송비를 이용하여 축변형에 관한 쌍곡선 모델로 변환한 것이다. 자갈질 및 사질토 재료에 대한 수정 쌍곡선 모델의 인자를 Menq(2003)은 대형 공진주시험을 통해 다음의 식들과 같이 제안하였다. 식 3.4.14는 기준 변형률에 대한 경험식이고 식 3.4.15는 곡률계수에 대한 경험식이다. 두 식은 평균주응력의 함수로 되어있는데 원전에는 평균유효구속응력의 함수로 표현된다. 공진주시험 시 적용된 응력상태에서는 적용된 평균유효구속응력이 평균주응력을 의미하기 때문에 원전의 식을 다음의 식들로 변환하여도 무방할 것이다. 식 3.4.15는 식 3.4.16을 이용해 축변형에 관한 기준 변형률로 변환하여 회복탄성계수 예측모델에 적용하였다(Pezo and Hudson, 1994; 오세붕 등, 2000). 그림 3.4.14는 식 3.4.14와 식 3.4.16을 이용하여 평균유효구속응력의 증가에 따라 결정된 입도조정쇄석의 정규화 영탄성계수 감소곡선이다.

$$a = 0.86 + 0.1 \times \log\left(\frac{I_1}{P_a}\right) \qquad \text{식 3.4.14}$$

$$\gamma_r = 0.12 \times C_u^{-0.6} \times \left(\frac{I_1}{P_a}\right)^{0.5 \times C_u^{-0.15}} \qquad \text{식 3.4.15}$$

$$\epsilon_r = \gamma_r / (1+\nu) \qquad \text{식 3.4.16}$$

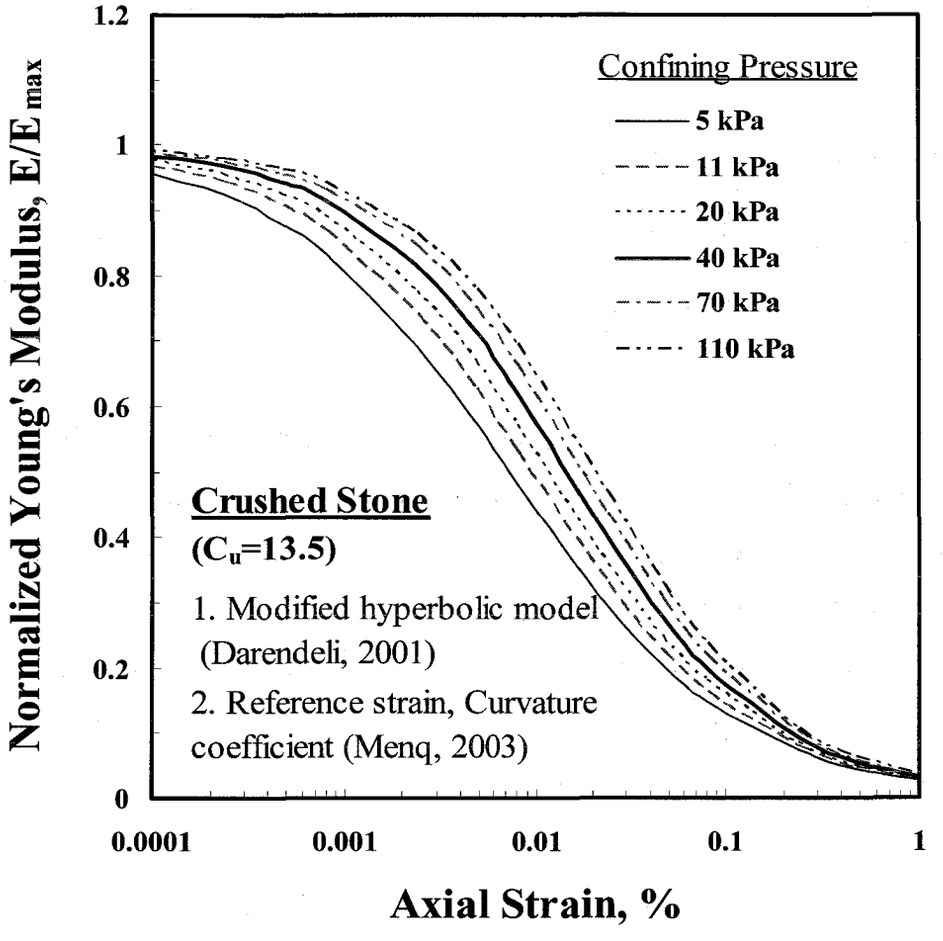


그림 3.4.14 입도조정쇄석의 변형률 크기와 구속압에 따른 정규화 영탄성계수 감소곡선

입도조정쇄석과 같은 조립질 재료는 일반적으로 하중주파수의 영향이 거의 없지만 토사 시료의 경우 소성지수에 따라 하중주파수의 영향을 받는 것으로 알려져 있다(Kim and Stokoe, 1992). 열차의 하중주파수는 열차의 속도와 대차간격을 고려하여 대략 5Hz로 평가되었다. 따라서 크로스홀 시험으로 획득한 토사 노반의 탄성계수는 식 3.4.17을 이용하여 하중주파수 5Hz에 해당하는 영탄성계수($E_{\max}(5Hz)$)로 환산하였다. 사용된 흙 재료의 소성지수(PI=3)에 해당하는 하중주파수 영향계수(FE, frequency effect)는 6.3%/log(freq.)였다. 하중주파수 영향계수의 의미는 하중주파수가 10배 증가하면 최대 영탄성계수는 6.3%씩 증가한다는 것이다.

$$E_{\max}(5Hz) = \frac{1+FE}{1+FE\cdot\log(freq./0.5)} E_{\max}(freq.) \qquad \text{식 3.4.17}$$

평택강화노반의 토사 노반에 대한 회복탄성계수 예측모델은 입도조정쇄석과 동일한 모델이 적용된다. 따라서 입도조정쇄석과 같이 동일한 무차원 모델상수(A_E와 n_E)와 정규화 영탄성계수 감소곡선에 대한 기준 변형률, 곡률계수를 결정하여야 한다. 토사 노반의 A_E와 n_E는 평택강화노반에서 수행한 크로스홀 시험과 공진주시험을 이용하여 그림 3.4.15와 같이 획득하였다. 공진주시험으로 획득한 n_E는 0.1이었고 크로스홀 시험의 결과와 결합하여 획득한 A_E는 2312이었다. 실험이 아닌 경험식을 적용할 경우 평균주응력의 영향계수 n_E는 균등계수를 이용하여 입도조정쇄석에서 적용하였던 식 3.4.12로부터 계산될 수 있다.

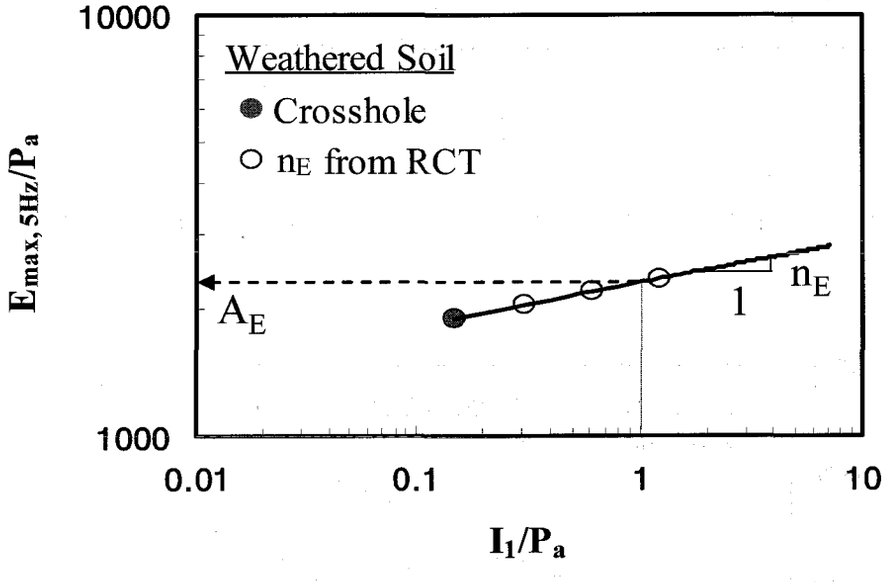


그림 3.4.15 토사 노반의 무차원 모델상수 A_E 결정

Hwang(1997)은 공진주시험을 통해 사질토(sandy soil)와 세립토(fine-grained soil)에 대해 평균유효구속응력에 대한 최대 전단탄성계수의 관계를 식 3.4.18과 식 3.4.19와 같이 제안하였다. 제안된 식의 평균유효구속응력과 최대 전단탄성계수의 단위는

psf이다. Hwang(1998)에 의해 제안된 식에 대해 포아송비를 0.33으로 가정하여 앞서 언급한 식 (3.4.9)과 같이 영탄성계수에 대한 대수모델의 형태를 적용하면 그림 3.4.16, 그림 3.4.17과 같이 변경할 수 있다.

$$\log G_{\max} = 0.54\log(\sigma'_0) + \log(26301)\,(psf) \quad \text{for sandy soil} \qquad \text{식 3.4.18}$$

$$\log G_{\max} = 0.54\log(\sigma'_0) + \log(19895)\,(psf) \quad \text{for fine-grained soil} \qquad \text{식 3.4.19}$$

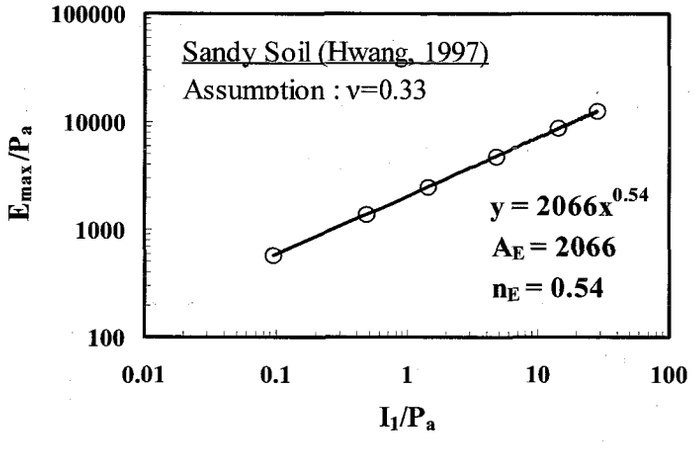


그림 3.4.16 사질토의 무차원 모델상수 A_E와 n_E (from Hwang, 1998)

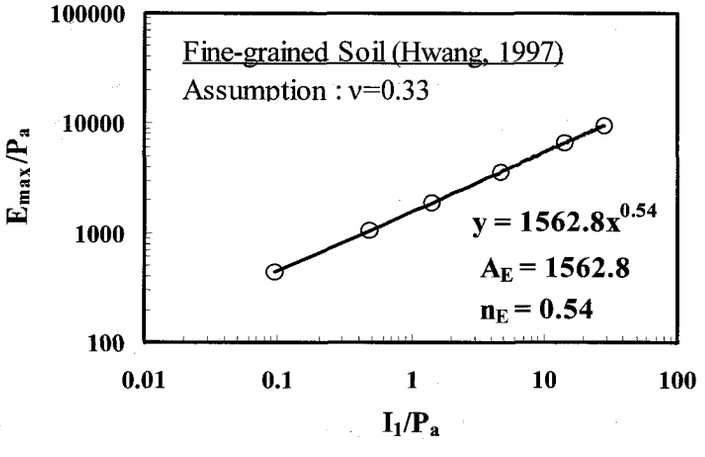


그림 3.4.17 세립토의 무차원 모델상수 A_E와 n_E (from Hwang, 1998)

토사 노반 재료의 기준 변형률은 공진주시험 시 적용한 평균유효구속응력(평균주응력)에 따라 증가하는 정규화 영탄성계수 감소곡선으로부터 획득할 수 있었다. 획득한 기준 변형률과 적용된 평균주응력의 관계를 그림 3.4.17과 같고 식 3.4.20의 대수모델로 표현하였다. 본 연구에서 토사 노반의 정규화 영탄성계수에 대한 곡률계수는 입도조정쇄석과 동일한 식 3.4.14를 적용하였다. 그림 3.4.18은 공진주시험으로 획득한 토사 노반 재료의 정규화 영탄성계수 감소곡선이고, 식 3.4.14와 식 3.4.1으로 결정된 수정 쌍곡선 모델을 함께 도시하였다.

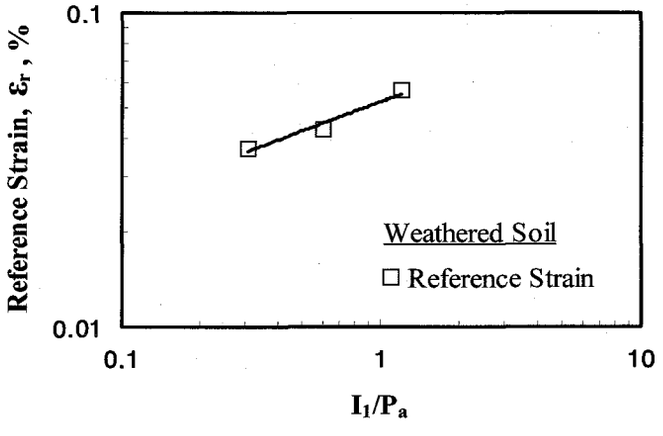


그림 3.4.18 공진주시험으로 획득한 기준 변형률과 평균주응력의 관계

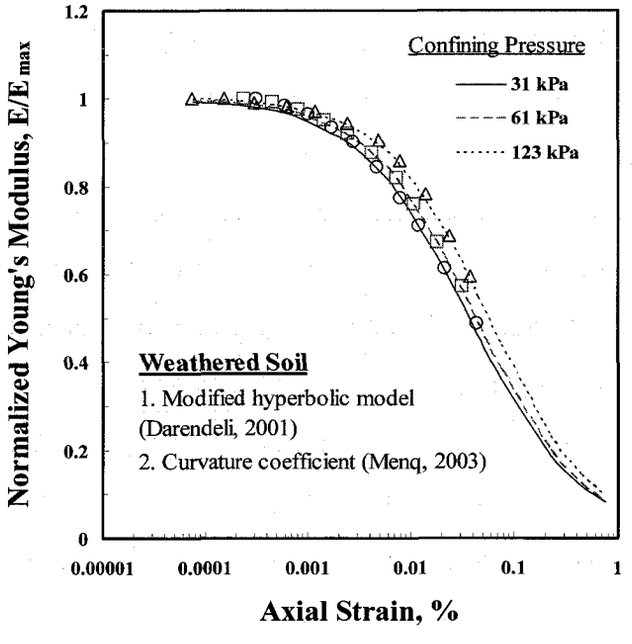


그림 3.4.19 토사 재료의 변형률 크기와 구속압에 따른 영탄성계수 감소곡선

$$\epsilon_r = 0.0518 \times (\frac{I_1}{P_a})^{0.3064} \qquad \text{식 3.4.20}$$

공진주시험을 하지 않을 경우 경험식을 이용해 기준 변형률을 결정할 수 있다. Hwang(1997)은 사질토(sandy soil)와 세립토(fine-grained soil))에 대해 각각 식 3.4.21와 식 3.4.22를 제안하였다. 제안된 식에서 기준 변형률을 구하기 위해서는 해당 평균주응력 상태의 간극비를 계산하여야 한다. 또는 입도조정쇄석에서 적용했던 평균주응력과 균등계수의 함수로 표현되는 식 3.4.15를 사용하여 구할 수 도 있다. 식 3.4.15, 식 3.4.21, 그리고 식 3.4.22를 사용할 경우 식 3.4.16과 같은 관계를 이용해 축변형에 대한 기준 변형률로 변환하여 사용하여야 한다.

$$\gamma_r = 0.058 \times e^{0.870} \times (\frac{I_1}{P_a})^{0.220} \qquad \text{for sandy soil} \qquad \text{식 3.4.21}$$

$$\gamma_r = 0.077 \times e^{1.326} \times (\frac{I_1}{P_a})^{0.351} \qquad \text{for fine-grained soil} \qquad \text{식 3.4.22}$$

본 연구를 통해 결정된 회복탄성계수 예측모델과 모델상수 및 영향인자를 표 3.4.15에 정리하였다. 표 3.4.15에는 Hwang(1997)이 제안한 모델상수도 포함하였다. 또한 Kokusho(1987)와 Ishihara(1996)가 사질토와 자갈질 재료에 대해 정리한 자료를 추가하였다(Menq, 2003). 그러나 기존 연구자가 정리한 영향인자는 전단탄성계수에 관한 영향인자(AG와 nG) 이므로 본 연구에서 제안한 모델식과 그 영향인자(AE와 nE)에 부합하도록 변환하여 표 3.4.15에 정리하였다. 변환할 때는 사질토와 자갈질 재료의 포아송비를 각각 0.33, 0.3으로 가정하였다.

철도노반의 설계의 일부인 다층탄성해석은 표 3.4.16의 물성을 이용하여 그림 3.4.23과 같이 반복-계산으로 수행된다. 다층탄성해석 프로그램의 또 다른 중요한 입력정보는 열차하중이다. 노반 자중(상재하중)에 의한 응력과 열차하중에 의한 응력을 복합적으로 고려하여 응력의 함수로 표현되는 회복탄성계수 예측모델에 적용해야 하기 때문이다.

표 3.4.15 철도노반 재료의 회복탄성계수 예측모델 및 모델인자

Material Type	Crushed Stone	Soil
A_E	18590 (well-graded crushed stone)	2312 (well-compacted silty sand) 2066 (sandy soil) - Hwang,1998 1562.8 (fine-grained soil) - Hwang,1998
n_E	0.6067 $n_E = 0.48 \times C_u^{0.09}$ $(1.2 \leq C_u \leq 50)$	0.1 (well-compacted silty sand) 0.54 (sandy soil, fine-grained soil) - Hwang,1998
a	$0.86 + 0.1 \times \log(\frac{I_1}{P_a})$	$0.86 + 0.1 \times \log(\frac{I_1}{P_a})$
ϵ_r	$\frac{0.12 \times C_u^{-0.6} \times (\frac{I_1}{P_a})^{0.5 \times C_u^{-0.15}}}{(1+\nu)}$	$0.0518 \times (\frac{I_1}{P_a})^{0.3064}$

*Note : E_R and I_1 are in kPa, 1 atm = 101.3 kPa

표 3.4.16 모래와 자갈의 AE와 nE 값 (Kokusho, 1987; Ishihara, 1996)

	References	F(e)	$A_E/F(e)$	n_E	Soil description
Sandy Soils	Hardin and Richart (1963)	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	1850	0.5	Round grain Ottawa sand
		$\frac{(2.97-e)^2}{1+e}$	872	0.5	Angular grained crushed quartz
	Iwasaki et al. (1978)	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	1367	0.38	Eleven kinds of clean sand
	Kokusho (1980)	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	2220	0.5	Toyoura sand
	Yu and Richart (1984)	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	1850	0.5	Three kinds of clean sand
Gravelly Soils	Prange (1981)	$\frac{(2.97-e)^2}{1+e}$	1073	0.38	Ballast (D_{50} = 40 mm, C_u = 3.0)
	Kokusho and Esashi (1981)	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	4231	0.55	Crushed rock (D_{50} = 30 mm, C_u = 10)
			3444	0.60	Round Gravel (D_{50} = 10 mm, C_u = 20)
	Tanaka et al. (1987)	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	1263	0.60	Gravel (D_{50} = 10 mm, C_u = 20)
	Goto et al. (1987)	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	1561	0.85	Round Gravel (D_{50} = 2 mm, C_u = 10)

*Note : 식 $G_{\max} = A_G F(e)(\sigma'_0)^{n_G}$에 대한 영향인자를 포아송비를 가정하여 본 연구에서 제안한 모델 $E_{\max} = A_E P_a (\frac{I_1}{P_a})^{n_E}$의 영향인자로 변환한 것이다.

해석 시 초기 탄성계수를 결정하기 위해 본 연구에서 제안된 회복탄성계수 예측 모델을 사용한다. 초기 입력 탄성계수 결정에 필요한 평균주응력은 해당 깊이의 평균유효구속응력을 적용하고 축변형률은 0.01%를 적용하도록 권장한다. 이는 단

순히 반복-계산의 편의성을 고려한 것이다. 한 번 해석이 수행되면 상재하중에 의한 평균유효구속응력과 더불어 열차하중에 의한 응력, 수직 탄성변위가 계산된다. 회복탄성계수 모델식에 사용될 평균주응력은 상재하중 및 열차하중에 의한 응력을 모두 고려해야한다. 수정 쌍곡선 모델로 표현된 정규화 영탄성계수 감소곡선은 변형률 함수이다. 즉, 반복계산을 위해 열차하중에 의한 변형률이 계산되어야 하는데 이것은 열차하중에 의해 발생된 축차응력과 입력 탄성계수로부터 계산한다. 이때 반드시 주의해야 할 점은 변형률 계산에 사용하는 축차응력을 열차하중에 의한 축차응력으로 적용해야한다는 것이다. 반복계산 결과, 입력 탄성계수와 해석 결과의 응력조건으로 계산된 탄성계수가 허용오차 범위 내에 들어오면 그때의 탄성계수를 회복탄성계수로 결정하고 계산을 종료한다.

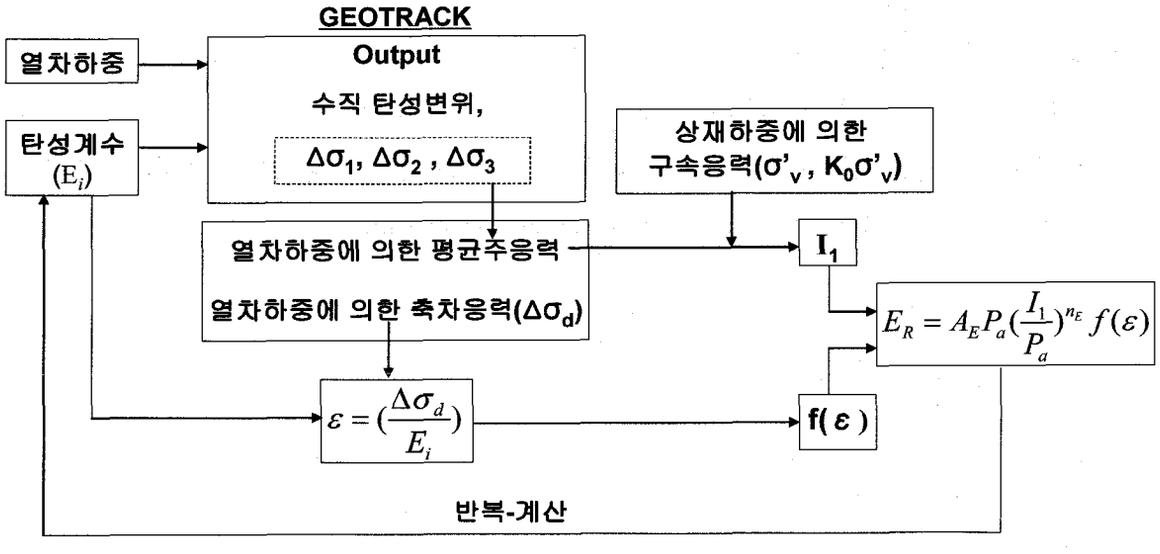


그림 3.4.20 회복탄성계수 예측모델을 이용한 철도노반 다층탄성해석의 반복-계산 흐름도

3.3 성토 노반재료의 변형특성

3.3.1 소성변형 경험식

열차 통과톤수에 따른 반복하중의 영향을 고려하기 위하여 많이 사용하고 있는 파워함수 $\epsilon(\%) = AN^b$을 개선하여 축차응력(σ_d)과 노반재료의 허용압축강도(σ_d)의 A값의 관계로부터 성토노반 재료의 침하특성을 고려하기 위하여 Selig & Li에 의하여 제안된 경험식이다. A는 하중이 최초 실행되었을 때 발생되는 변형률이다. b값의 변수는 하중횟수에 대한 변수로 하중횟수에 따른 변형률에 영향을 미치는 인자이다. a, m값은 최초 1번의 하중이 가해졌을 때의 변형률을 나타내는 변수로 m값은 강도정수에 대한 축차응력의 비에 의해 지배를 받는다.

식 3.4..23에서와 같이 소성 변형률은 축차응력, 압축강도, 반복하중 횟수 및 재료변수(a, m, b)의 함수로 되어있으며 실험을 통하여 경험식 및 재료변수를 구할 수 있다. 표 3.4.16의 위의 4가지는 CH, CL, MH, ML 흙에 대한 재료변수는 Li & Selig에 의해 제안된 것이며 아래의 4가지는 SP, SW, GP, GW 흙에 대한 재료변수로 본 연구에서 수행한 국내 노상토에 대한 재료변수이다.

$$\epsilon_p(\%) = a\left(\frac{\sigma_d}{\sigma_s}\right)^m N^b \qquad \text{식 3.4.23}$$

$$\rho = \int_0^T \epsilon_p dt \qquad \text{식 3.4.24}$$

여기서, ϵ_p=소성 변형율(strain), N=반복응력의 작용 횟수, ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$)=열차 축하중에 의한 흙의 축차응력, σ_s=흙의 압축강도, (a, m, b)=흙 종류에 따른 변수, ρ=소성 변형량, T=침하영향 범위 두께

가. 흙의 강도특성 평가시험

흙의 강도특성은 흙의 분류에 따라 같은 구성모델을 같는 한계를 극복해 분류를 세

분화하여 흙의 함수비, 건조밀도등과 같은 물리적인 영향을 나타내는 변수이다. 이 변수를 현장 적용성을 증대하기 위해 간편한 일축압축강도 실험을 통해 산출한다.

나. 시료성형, σ_s 산정방법

시료의 성형은 현행 일축압축강도 실험(KS F2314)에 맞추어 상부직경 3.5cm, 높이 7cm의 공시체를 최적함수비와 최대건조단위중량의 90%에 맞추어 제작한다. 현장 다짐도가 90%이상 유지가 필요할 경우 다짐도를 요구 다짐도에 맞추어 공시체를 제작한다. 3번의 반복을 통해 파괴 될 때의 강도의 평균을 산출한다.

표 3.4.17 노반재료별 소성침하 예측 경험식의 재료변수

Soil Type	a	b	m
CH	1.2	0.18	2.4
CL	1.1	0.16	2.0
MH	0.84	0.13	2.0
ML	0.64	0.10	1.7
SP	4.41(0.44)	0.05	2.2
SW	5.94(0.59)	0.056	1.9
GP	6.31(0.63)	0.031	2.2
GW	2.77(0.28)	0.034	2.0

※ 흙의 재료변수 "a" 인자에 대하여 안정화 작업이후 소성거동 인자

3.3.2 침하영향 범위(변형층=T)의 결정

본 설계방법에서 예상 소성 침하량은 식 (1)을 적분함으로써 식(2)에서와 같이 소성 침하량을 산정하게 된다. 따라서 열차하중과 년간통과톤수의 횟수에 의해 발생되는 예상소성침하량을 산정하기 위하여 변형층(T)을 산정하여야 한다. 기존 Selig 등(1993)에 제안된 방법은 변형층(T)을 하나의 층으로 가정되어 강화노반두께를 결정한다. 그러나 이러한 방법으로는 다층 토공구조인 국내 여건을 충분히 반영되지

못하는 한계가 있다. 따라서 본 연구에서는 각 층별 발생된느 변형률을 고려할 수 있는 방법을 제안하였다. 일반적으로 열차하중에 의해 토공부의 변형률이 약 0.01% 가 되면 매우 작은 변형률이기 때문에 침하가 거의 발생하지 않는다고 볼 수 있다. 따라서 본 연구에서는 구조해석 결과를 통해 각 층에서 발생되는 수직 변형률이 001%가 되는 층까지를 변형층(T)으로 제안하였다.

제 5 절 국내 철도 노반 재료별 소성침하 예측모델

1. 소성침하 예측모델 결정 방법

강화노반 두께를 결정하는데 있어서 중요한 설계인자는 예상되는 탄성침하량과 소성침하량을 구하는 것이다. 탄성침하량은 구조해석 프로그램을 이용하여 구하지만, 소성침하량은 구조해석으로 구하기는 한계가 있다. 이러한 문제를 해결하기위하여 소성침하량은 실험을 통해 구한 경험적인 방법으로 소성침하량을 예측하여야 한다. 본 설계방법에서는 최종적으로 소성침하량을 구하기 위하여 파워함수 모델을 이용하여 반복하중(N)에 대한 노반재료별 침하특성을 실험을 통해 구하였다. 그림 3.5.1은 노반재료별 소성침하 예측모델을 결정하기 위한 절차를 나타내었다. 그림에서와 같이 소형실험과 원형모형실험을 통해 반복하중에 따른 노반재료(통일분류법에 의거한 SM, SP, GW, GP) 4종에 대하여 침하특성을 구하였다.

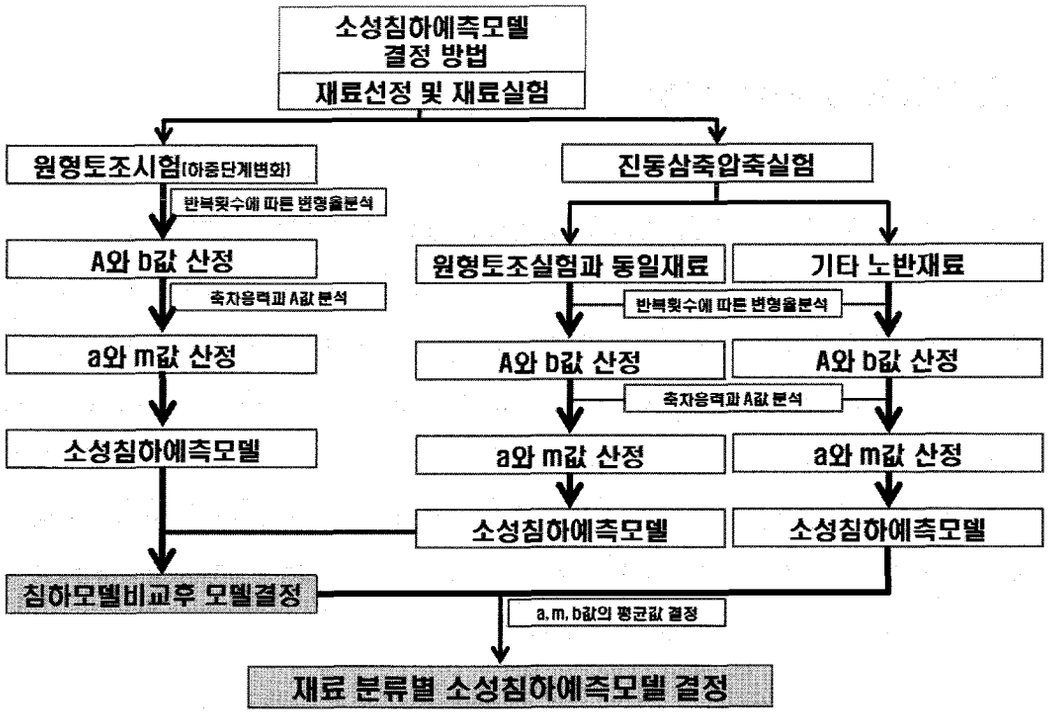


그림 3.5.1 소성침하 예측모델 결정 방법

2. 원형 토조 모형시험

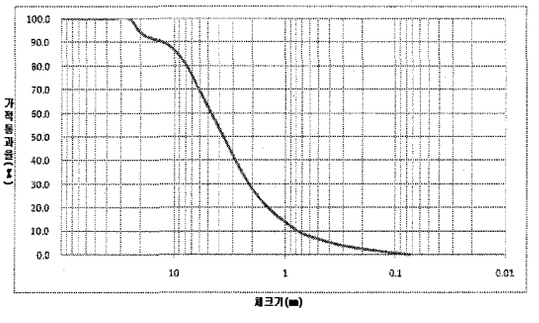
일반적으로 흙은 반복하중을 받으면 반복횟수가 증가함에 따라 점진적으로 침하가 커지며 침하곡선 형태는 파워함수의 형태를 가진다. 노반의 소성변형률은 축차응력에 비례하고 구속응력에 반비례한다고 하였으며 축차응력의 증가에 따라 소성변형이 급격하게 발생하며 구속응력이 증가할 때 천천히 증가한다고 하였다 (Morgan, 1966; Barksdale, 1972; Wood, 1982; Senanle, 2006; 최찬용, 2008). 본 설계방법에서 소성침하량을 예측하기 위한 모델 식은 Selig(1993)에 제시하고 있는 응력비(축차응력/노반재료의 정적강도)의 형태로 표현되는 파워함수 모델을 적용하였다. 본 연구에서는 노반재료로 많이 사용하고 있는 흙에 대하여 모델 식의 재료변수 a, m, b 값을 구하기 위하여 직경 30cm의 원형 모형실험을 A다짐의 90%의 다짐도를 가지도록 다짐을 실시하고, 다양한 하중강도에 따른 응력상태의 침하의 변화를 측정하였다. 본 원형모형실험에서는 구속압력을 제어할 수 없는 조건이기 때문에 소성침하 예측모델의 축차응력(Deviator stress, $\sigma_d = \sigma_v - \sigma_h$)은 수직응력과 수평응력의 차로서 표현하였다.

2.1 노반재료별 공학적 특성

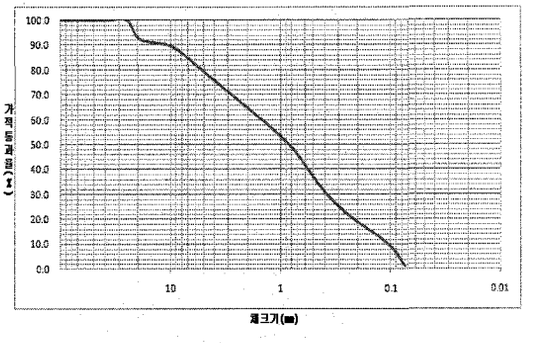
원형 토조 실험은 노반재료에 사용되는 국내의 모든 재료에 대한 소성침하 예측모델을 완성하기 위하여 사질토와 자갈계열의 재료에 대하여 대표재료를 선정하여 실시하였다. 사질토와 자갈계열의 노반재료는 입도분포에 따라 SW, SP, GW, GP로 통일 분류법에 의해서는 분류될 수 있기 때문에 이 종류의 대표 재료를 선정하여 기초물성시험을 실시하였다. 표 3.5.1은 실험에 사용된 대표 흙의 비중 및 입도 분석을 통한 균등계수와 곡률계수, 200체 잔류량, 그리고 통일 분류에 의한 흙의 종류등과 다짐도를 정하기 위하여 A다짐을 통한 최적 함수비와 최대 건조 단위 중량을 나타낸 것이다. 그림 3.5.2는 각 분류별 시료의 입도 분석 곡선을 나타낸 것이다. 이 흙은 노반재료로 사용되는 대표 재료이다.

표3.5.1 시료별 물성치

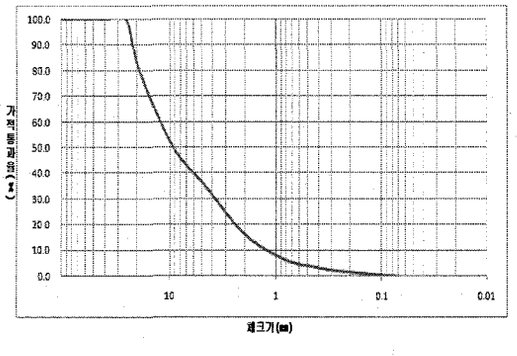
실험명		SW1	SW2	GW1	GW2	SP1	SP2	GP1	GP2
비중		2.599	2.69	2.614	2.614	2.848	2.614	2.657	2.657
입도분석	C_u	6.4	9.6	11	10	14.5	8.4	35	28.1
	C_c	1.34	1.23	1.11	1.11	0.91	0.76	0.71	0.61
	#200잔류률(%)	1.5	4.5	0.8	0.7	0	0	0	0
통일 분류		SW	SW	GW	GW	SP	SP	GP	GP
다짐실험	최적함수비 (%)	16.0	12.3	15.4	16	17	13	15.8	16.0
	최대건조 단위중량 ($t \cdot f/m^3$)	1.766	1.86	2.01	2.12	1.81	1.72	2.12	2.31



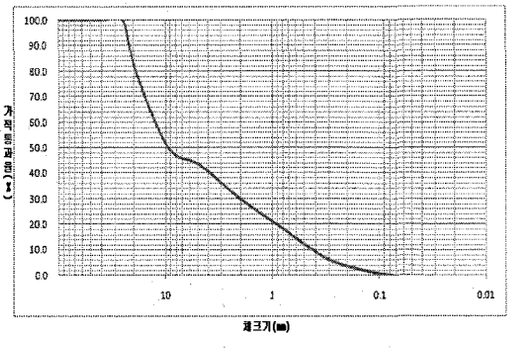
(a) SW 입도분포 곡선



(b) SP 입도분포 곡선



(c) GW 입도분포 곡선



(d) GP 입도분포 곡선

그림 3.5.2 흙의 종류별 입도 분포 곡선

2.1.1 강도 정수의 산정

일회의 반복하중이 재하 되었을 때의 침하는 소성침하 예측모델에서는 노반내의 응력 상태를 나타내는 축차응력(σ_d)와 흙의 함수비, 건조밀도 등과 같은 물리적인 영향을 나타내는 강도인 정적강도(σ_s)의 관계식으로 나타내었다. 이때 강도정수(σ_s)는 노반이 함수비와 건조밀도 등의 물리적인 상태에 따라 서로 다른 침하의 경향을 보이기 때문에 이에 대한 영향을 구별하기 위해 사용필요한 정수이다. 이를 위해서 정적강도정수를 Selig & Li는 일축압축강도로 산출하여 적용하였다. 따라서 본 연구에서도 노반의 강도정수를 판정하기 위해서 일축압축 강도 실험을 실시하였다. 일축 압축 강도 실험은 KS F 2314에 명시된 실험법을 사용하였다. 공시체의 다짐상태는 최적 함수비상태에서 A다짐의 90%이상의 다짐도를 가졌다.

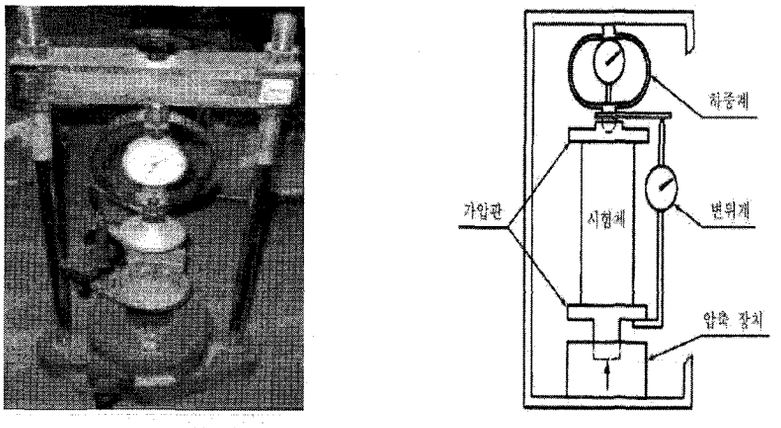


그림 3.5.3 일축 압축 강도 시험기

그림 3.5.3은 실험에 사용된 일축 압축 강도 시험기의 모습이다. KS F2314에 제시된 모형과 같은 시험기이며, 공시체의 직경이 35mm에서부터 50mm까지의 일축압축강도를 모두 산출할 수 있다. 공시체의 직경이 35mm일 때 원형토조실험을 할 시료의 흙의 종류별 일축압축강도의 크기는 표 3.5.2에 나타나 있다. 강도는 입도 분포가 좋은 W계열의 시료는 300~400kPa 정도로 나타났고, 입도 분포가 좋지 않은 P계열의 시료는 180~200kPa정도로 입도분포가 좋은 W계열보다 200kPa정도 낮게 나타났다.

표 3.5.2 시료별 일축 압축강도

실험명	SW1	SW2	GW1	GW2	SP1	SP2	GP1	GP2
일축 압축 시험, qu(kPa)	363	382	401	404	194	189	190	185

2.2반복하중 실험 절차

2.2.1 토조제원

반복하중 재하 실험을 하기 위하여 원형토조를 제작하였다. 모형은 삼축압축 시험과 같은 조건을 만들어 주기위하여 토조를 원형으로 제작하여 중앙에 토압계를 설치하고, 토조가 원형이기 때문에 시료 중앙에 하중을 재하할 경우 토조벽으로 부터 거리가 같으면 같은 토압이 나타나므로 횡토압을 측정할 수 있도록 하나의 토압계를 설치하였다. 이렇게 제작된 원형 토조의 제원은 폭이 300mm이고, 높이가 500mm이며, 20mm의 아크릴로 벽체로 구성되었다. 그리고 상단과 하단은 강철 보강이 되어있다. 또, 실험 모델 구성시에는 토조밑에서 300mm까지 시료를 다짐하여 채운다. 다음 그림 3.5.4의 좌측은 실제 사용된 토조의 모습이고 우측은 실험에 사용하기위해 시료를 구성한 토조의 모식도이다.

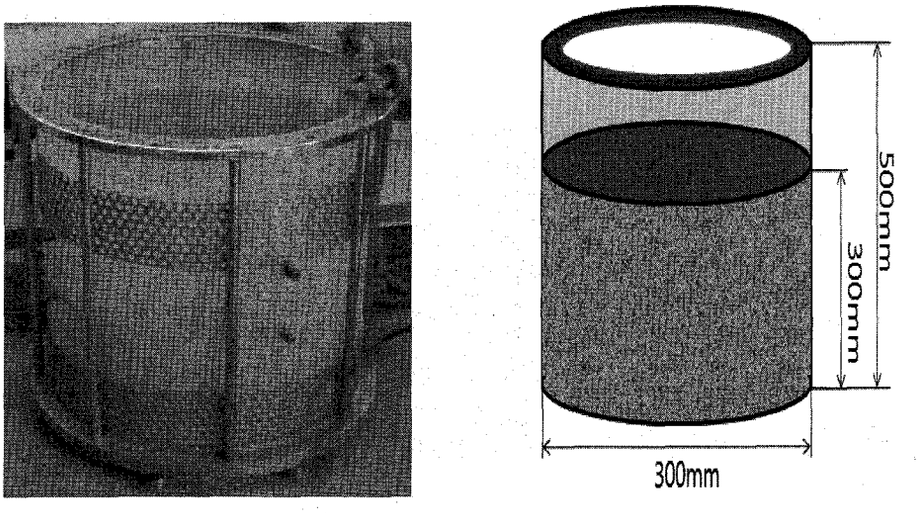


그림 3.5.4 모형 토조 제원

2.2.2 실험 장치

이 실험을 실시하기 위해서는 토조이외에 종토압과 횡토압을 측정하기 위한 토압계와 시료의 침하를 재기 위한 변위계, 데이터를 읽어 들이는 동적 데이터로 그리고 하중을 재하하기 위한 하중 재하 장치와 재하판이 필요하다. 그림 3.5.5는 이러한 실험 장치중 재하판과 토압계, 그리고 변형률계를 나타낸 그림이다. 좌측부터 상부 재하판과 하부재하판 토압계 변형률계이다. 재하판은 토체 바로 위에 지름150mm인 원형 재하판과 그 위에 100mm의 재하판을 놓아 등분포 하중을 받을 수 있도록 설치하였으며, 토압계는 최대 2kg/㎠의 압력을 계측할 수 있는 것으로 2개를 종, 횡으로 매설 하였다. 최대 50mm의 변위를 잴 수 있는 변위계를 좌우 2개를 설치 하였다.

그리고 토압계와 변위계로부터 읽어지는 데이터를 기록하기 위한 데이터 로고는 동적 데이터 로고인 EDX-1500A를 사용하였고, 하중재하장치는 한국철도기술연구원의 철도이동재하 하중시험장치를 하중의 축변위를 고정시킨 상태에서 반복하중만 주도록 조작하여 사용하였다. 그림 3.5.6와 그림 3.5.7은 이러한 데이터로고와 윤하중 재하장치의 모습을 나타낸 것이다.

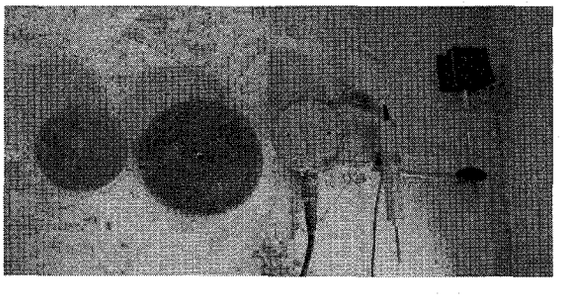


그림 3.5.5 토압계 및 변형률계

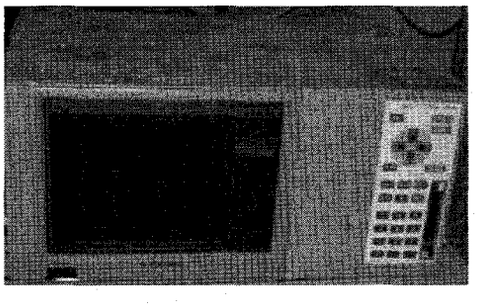


그림 3.5.6 실험 장치 및 데이터 로고 (EDX-1500A)



그림 3.5.7 이동 재하 시험장비

2.2.3 실험 조건

원형토조에 반복하중을 재하하기 위해서 토조에 공시체를 제작하여야 하는데 그림 3.5.8은 이러한 토조에 흙을 다짐하고 계측장비를 설치한 하중재하 직전의 공시체의 모습이다. 재하장치 좌우로 변위계 2개가 설치되어 있고 바닥부터 15cm높이에 종토압을 측정할 토압계와 측방향으로 횡토압을 측정할 있도록 토압계 각각 하나씩을 매설하였다. 또, 공시체 위에 재하판이 설치되었다. 흙의 다짐도는 최대 건조단위 중량($\gamma_{d_{max}}$)에 90%가 되게 하였다. 그리고 실험을 실시할 하중조건을 선정였다. 극한 하중 상태의 침하량을 산정은 일반적인 지반의 극한하중인 $\frac{1}{2}q_u$에 근접하는 축차응력을 갖는 하중을 선택하고 그것보다 적어지는 하중을 선택 그리고 파괴가 일어나지 않으나 극한하중을 넘어가는 하중을 선택하게 하게 되었다. 그래서 최대하중 15kN, 20kN, 25kN으로 하여 3회 실험을 실시하였으며, 하중의 최소치는 공시체의 침하상태를 안정화시키기위한 정적하중인 5kN로 결정하여 토체가 실험중 인장력을 받지 않도록 조절을 하였다. 하중 주기는 3Hz로 각 실험에 동등하게 적용하였다. 이러한 하중조건은 표 3.5.3에 나타나 있다. 그림 3.3.8은 하중주기를 그림으로 나타낸 것이다. 5kN까지 정하중을 재하한 후 토체를 안정화 시킨 후 계획된 하중을 재하하는 형식이다. 그림 3.5.9는 실험 토체 완성전경이다.

표 3.5.3 실험 하중조건

흙의 종류	최대 하중강도(kN)	최소 하중강도(kN)	반복횟수(속도)
SP	15, 20, 25	5	2000(3hz)
SW	15, 20, 25	5	2000(3hz)
GP	15, 20, 25	5	2000(3hz)
GW	15, 20, 25	5	2000(3hz)

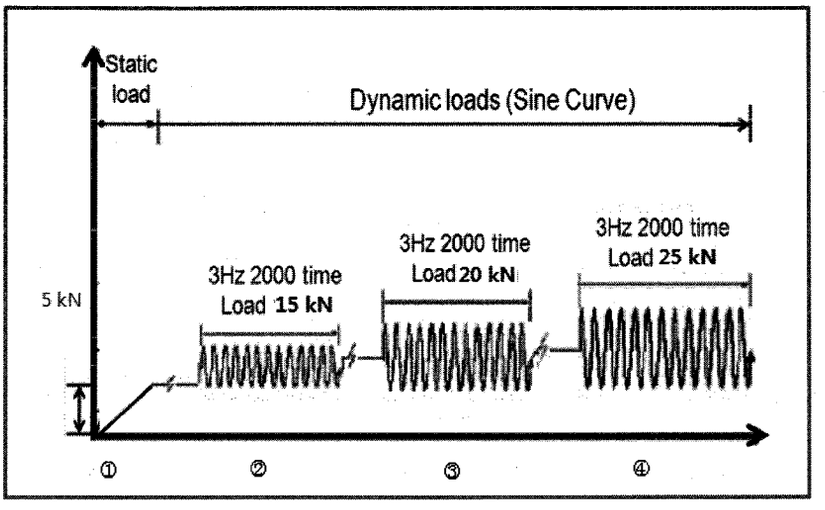


그림 3.5.8 하중주기

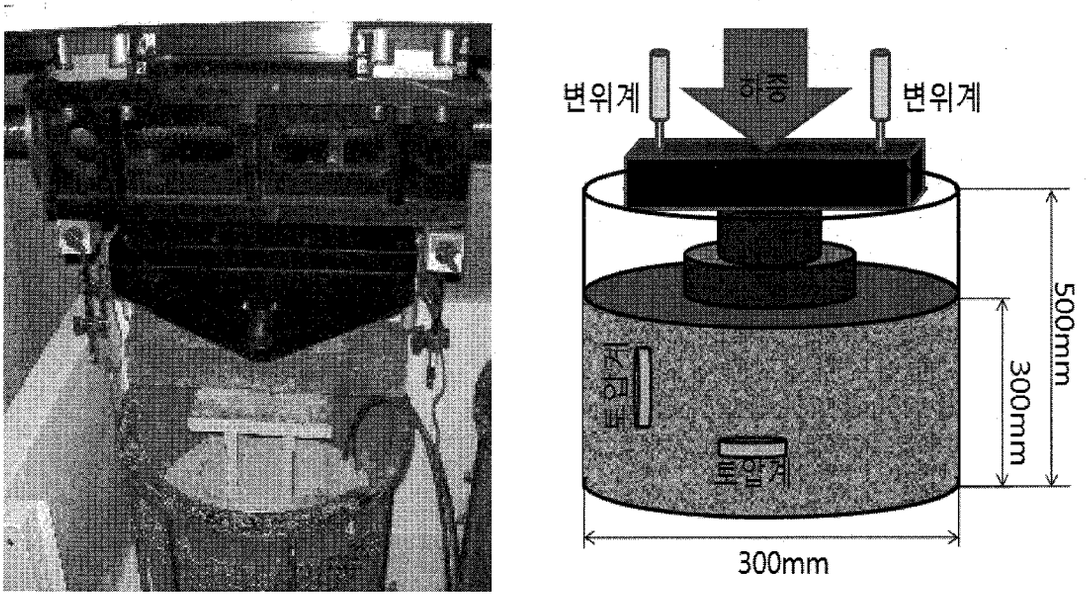


그림 3.5.9 계측시 설치가 완료된 실험 토체

2.3 반복 하중에 따른 침하 특성 분석

2.3.1 A값과 b값 산정

실험 케이스별로 각 하중 횟수당 침하량에 대한 그래프를 나타내면 그림과 같이 실험 초반에 하중이 증가하다 수렴함을 볼 수 있다. 이를 통해 전체 시료 높이에

대한 변형율로 소성변형의 침하모델의 변수(A,b)를 산출하였다. A는 $a(\frac{\sigma_d}{\sigma_s})^m$을 단순화시킨 것으로 하중이 한번 가해졌을 때의 침하율를 나타내는 변수를 A로 나타낸 식이다. 다음 그림 3.5.10과 그림 3.5.11은 GW계열의 시료를 각각 재하 하중강도 15kN과 20kN 상태에 놓고 침하량을 산출한 데이터이다. 약 500회 이후에 시료의 침하량은 일정하게 수렴하는 것을 알 수 있다. 그림 3.5.10과 그림 3.5.11의 침하율의 추세선을 그리면 소성변형의 침하모델의 노반재료의 모델 변수를 구할수 있다. 이렇게 구해진 변수 A와 b값은 표 3.5.4에 각 흙의 종류에 따른 각각의 하중강도 상태로 나누어 나타내었다. b의 값은 각 하중강도에 따라 일정하게 나오도록 고정을 시키고 A값을 산출하였는데, 강도의 크기에 따라 초기 변형율이 1%에서 3%의 차이를 보이도록 나타났으며, G계열의 시료가 S계열의 시료보다 하중 초기의 침하의 정도가 적다는 것을 알 수 있다. 이를 통해 각 시료 종류별 하중강도와 하중 반복횟수에 따른 변형율 실험식을 완성할 수 있다.

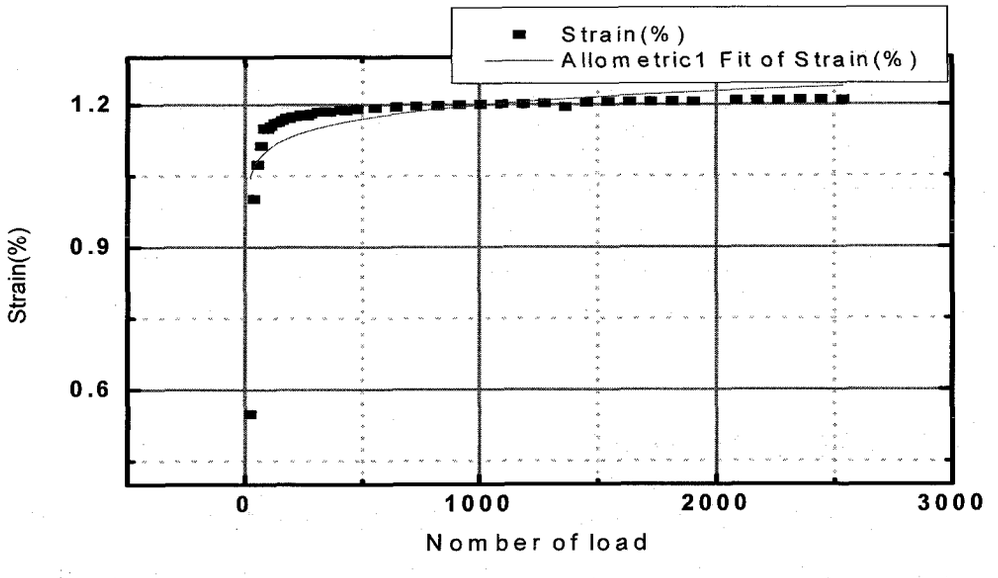


그림 3.5.10 하중 15kN상태에서 침하 경향(시료:GW)

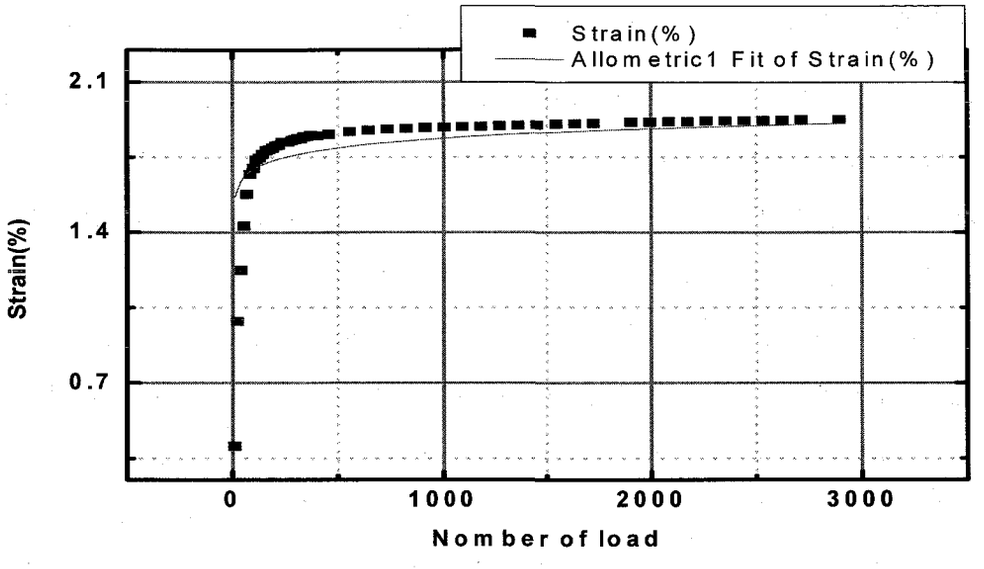


그림 3.5.11 하중 2.0 ton 상태에서 침하 경향(시료:GW)

표 3.5.4 SP, SW 흙의 A,b값

시료종류	하중강도 (kN)	A	b	σ_d/σ_s
SP	15	1.04	0.055	0.52
	20	1.60	0.055	0.64
	25	2.15	0.055	0.71
SW	15	1.01	0.05	0.42
	20	1.80	0.05	0.52
	25	2.3	0.05	0.62

표 3.5.5 GP, GW 흙의 A,b값

시료종류	하중강도 (kN)	A	b	σ_d/σ_s
GP	15	0.57	0.030	0.46
	20	0.92	0.030	0.61
	25	1.25	0.030	0.70
GW	15	0.94	0.035	0.40
	20	1.44	0.035	0.49
	25	2.14	0.035	0.60

2.3.2 A값을 통한 a, m 인자 산출

2.3.1에서 얻은 하중강도에 따른 A값을 가지에 대하여 시료 별로 정리 A와 σ_d/σ_s에 대한 그래프를 그리면 거듭제곱 형식의 추세식을 산출 할 수 있고, 이 추세식의 변수는 소성변형 침하 모델의 재료 인자 중 a, m값을 도출할 수 있다. 그림 3.5.12는 이를 통해 그려진 추세식의 예를 보여준 그래프이다. 지수가 1을 넘어가는 형태의 곡선이 그려짐을 알 수 있다. 이는 초기 침하가 하중이 증가 할수록 증가율이 커짐을 알 수 있다.

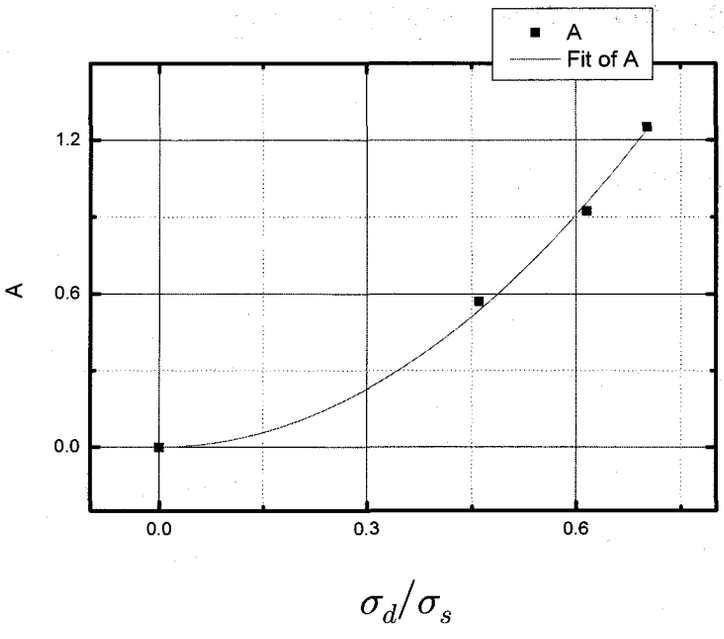


그림 3.5.12 σ_d/σ_s와 A값의 추세선 그래프(GP 계열)

2.4 원형 토조 실험을 통한 흙의 종류별 소성침하량 예측

소성변형 침하모델에 나타난 재료 인자 a, m, b값을 산정하기 위해 본 실험을 실시한 결과 표 과 같은 결과를 얻을 수 있었다. 이 결과는 Li and Selig에 의해 연구된 ML, CL의 점토재료와 비교하여 초기 침하량을 나타내는 인자인 a값의 증가함을 알 수 있고, 반복하중 횟수에 의존하는 인자은 b값은 감소함을 볼 수 있었다. 표 3.5.6은 실험을 통해 분석된 각 재료마다의 변수값을 나타낸 것이다. GW계열의 시료는 초기의 침하는 S계열의 시료보다 많을 것으로 예측되나 b의 값이 적어 장기적인 소성변형은 더 작아질 것으로 예측된다.

표 3.5.6 시료별 재료변수

흙의 종류	a	m	b
SP	2.5~4.2	2.1	0.053
SW	2.3	1.8	0.05
GW	6.2~6.5	2.2	0.03
GP	2.5	2~2.2	0.035

3. 진동삼축압축시험을 통한 소성침하 예측

3.1 진동삼축압축시험의 개요

진동삼축압축시험기는 지진, 파랑 등에 의한 동적 반복 응력을, 비배수 조건에서 받는 흙의 액상화 강도 특성을 구하는 것을 주목적으로 하고 있는 시험기기이다. 본 연구에서 사용되는 진동삼축압축시험기는 흙의 반복 및 액상화에 관해 C. K Chan에 의해 개발된 시험기이다. 이 시험기는 단일 재하 및 반복재하 시험이 모두 가능하도록 되어 있으며 시험중 축차응력, 축변형률, 구속응력, 간극수압, 체적변형률이 자동으로 모니터링 되도록 되어있고, 연직압과 구속압을 사용자가 원하는 대호 제어 할 수 있는 자동화 반복 삼축 시험기이다. 본 과업에서는 진동삼축압축시험기를 구속응력(σ_c) 100kPa상태에서 일정 하중 주기의 반복하중을 재하 할 수 있도록 설정을 하여 50mm의 공시체의 일정 축차응력상태에서 반복횟수에 따른 변형률의 거동을 알 수 있도록 시험법을 선택하였다. 그림 3.5.13은 본 연구에 적합하도록 재 구성된 진동삼축압축시험기의 계통도이다.

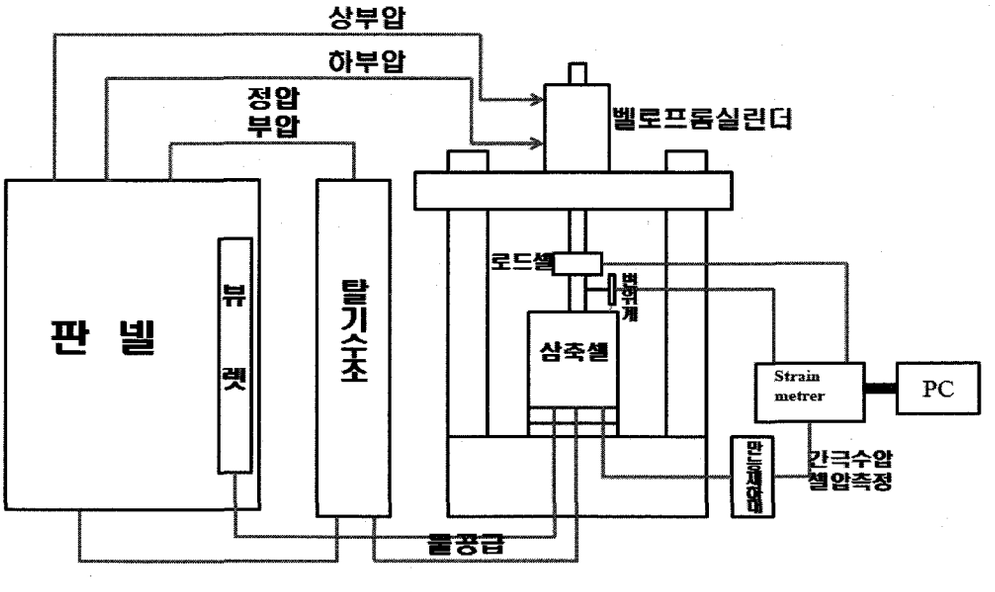


그림 3.5.13 진동삼축압축시험기 계통도

3.2 사용재료의 공학적 특성

진동삼축압축실험에 사용된 시료는 총 10개소의 시료로 SP계열 5개소와 SW계열 5개소를 선정하여 사용하였다. 자갈재료의 경우에는 최대입경 때문에 진동삼축압축실험은 고려하지 않았다. 그러나 토사재료를 이용하여 앞서 실험한 원형모형실험 결과와 비교하여 소성모델식의 재료별 변수의 타당성을 확인하여 자갈재료의 실험결과와 비교하였다.

표 3.5.7은 실험에 사용된 시료의 비중 및 입도 분석을 통한 균등계수와 곡률계수 그리고 200체 통과량, 그리고 통일 분류에 의한 흙의 종류등과 다짐도를 정하기 위하여 A다짐을 통한 최적 함수비와 최대 건조 단위 중량을 나타내었다. SW1과 SW2는 원형토조 시험에 사용된 시료를 사용하였고, SP계열의 1번과 2번 원형토조 시험에 사용된 시료와 동일하게 사용하여 진동삼축압축실험과 원형토조시험의 침하경향을 서로 비교 할 수 있도록 하였다.

표 3.5.7 시료별 물성치

실 험 명		SW1	SW2	SW3	SW4	SW5	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5
비중		2.599	2.69	2.48	2.57	2.40	2.85	2.61	2.66	2.81	2.66
입도분석	Cu	6.4	9.6	13.98	8.82	17	14.5	8.4	4.82	4.90	3.78
	Cc	1.34	1.23	1.01	1.14	2.88	0.91	0.76	0.91	0.82	0.84
	#200통과율 (%)	1.5	4.5	2.1	2.3	4.2	0	0	2.3	2	1.6
통일 분류		SW	SW	SW	SW	SW	SP	SP	SP	SP	SP
다짐실험	최적 함수비(%)	16.0	12.3	15.4	16	17	17	13	12.5	15	13.2
	최대 건조 단위중량(tf/㎥)	1.77	1.86	1.84	1.72	1.81	1.81	1.72	1.78	1.68	1.81
일축 압축 시험, qu(kpa)		363	382	270	300	270	194	189	107	194	224

3.3 진동삼축압축시험 절차

진동삼축압축시험의 공시체의 구성은 원형토조와 마찬가지로 최적함수비상태에서 다짐도 90%가 되도록 하였다. 공시체의 크기는 지름 50mm에 높이 100mm 원통형으로 제작하였으며 원하는 다짐도가 될 수 각 층 20mm의 높이마다 총 5층 다짐을 실시하여 깊이별 다짐도가 일정하도록 하였다. 완성된 공시체의 주위를 멤브레인으로 감싸 수압으로 구속압력을 주었을 때 물이 공시체에 영향을 주지 않도록 하였다. 그림 3.5.14는 몰드가 탈거하고 공시체 주변에 구속압력을 줄 수 있도록 삼축셀안에 물을 채워 넣어 완성된 공시체를 변위와 압력을 계측할 수 있도록 실험준비를 완료한 사진이다.

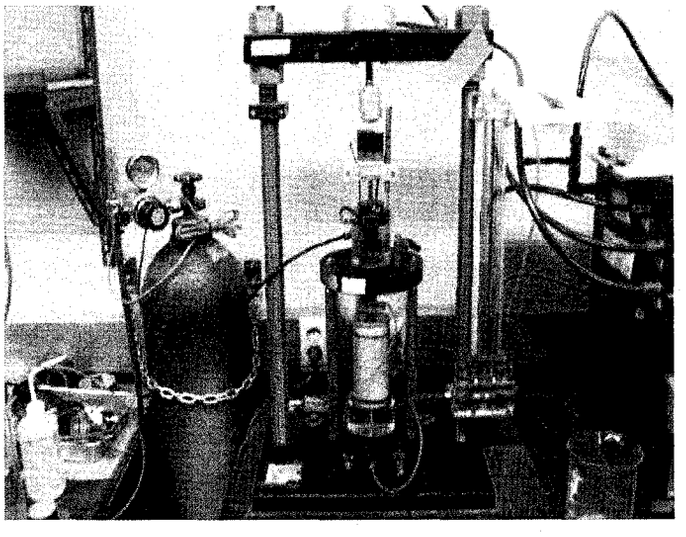


그림 3.5.14 진동삼축압축시험기에 공시체 설치전경

3.4 진동삼축압축시험의 반복재하횟수에 따른 침하 분석

3.4.1 노반재료별 소성침하 예측모델 재료변수(A, b) 산정

노반재료별 소성침하 예측 모델의 재료변수를 구하기 위하여 진동삼축압축시험을 실시하였다. 소성침하 예측 모델 식은 처음에 하중이 재하시켰을 때 A와 재료변수 b등의 변수를 구해야 한다. 각 노반재료별 하중 재하횟수에 따른 침하량은 그림 4~5와 같다. 그림 3.5.15는 SW1시료의 축차응력이 10kPa 일 때의 침하의 경향을

나타낸 것이다. 변형률은 약 200회 이후에 일정하게 수렴하는 것을 알 수 있다. 그래프 안에 나타난 식은 변형율의 추세선을 소성변형 침하 모델식으로 산정한 침하식이다. 10kPa에서는 $\epsilon = 0.01424N^{0.05}$으로 나타나고, 15kPa에서는 $\epsilon = 0.02331N^{0.05}$로 그리고, 20kPa의 축차응력 상태에서는 침하 추세식이 $\epsilon = 0.04098N^{0.05}$로 나타났다. 표3.5.8은 진동삼축압축시험을 통해 나타난 A, b 값을 나타낸 것이다.

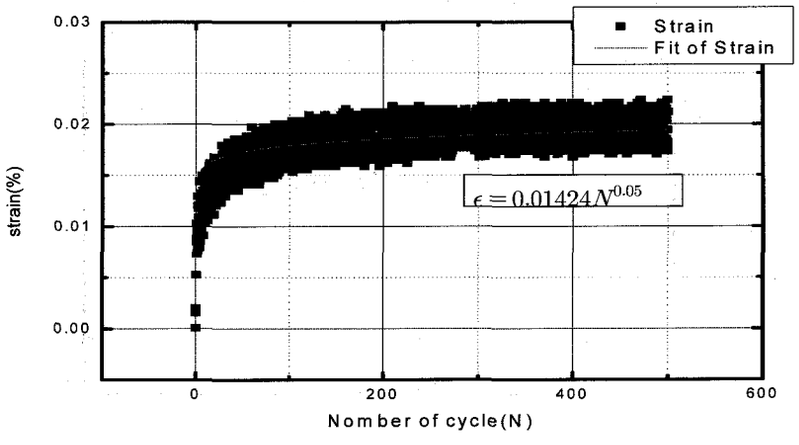


그림 3.5.15 하중횟수에 따른 침하경향(SW:10kPa 재하시)

표 3.5.8 시료별 A, b 값

시료종류	축차응력 (kPa)	A	b
SW1	10	0.01424	0.05
	15	0.02331	0.05
	20	0.04098	0.05
SW2	5	0.01992	0.04
	15	0.05976	0.04
	25	0.12494	0.04
SW3	10	0.01451	0.05
	15	0.0349	0.05
	20	0.05933	0.05
SW4	10	0.01782	0.08
	15	0.02672	0.08
	20	0.04454	0.08
SW5	10	0.00829	0.05
	15	0.01795	0.05
	20	0.03961	0.05

시료종류	축차응력 (kPa)	A	b
SP1	10	0.02623	0.05
	15	0.04908	0.05
	20	0.08197	0.05
SP2	10	0.01029	0.3
	15	0.02482	0.035
	20	0.05497	0.035
SP3	10	0.5412	0.07
	12.5	0.08389	0.04
	15	0.11598	0.045
SP4	10	0.01097	0.07
	15	0.03385	0.07
	20	0.0657	0.07
SP5	5	0.01992	0.04
	15	0.05976	0.04
	25	0.12494	0.04

3.4.2 A값을 통한 a, m값 산출

진동삼축압축시험 결과를 통하여 산출해낸 축차응력별 A값을 다시 파워모델과 같은 모형으로 회귀분석하면 A와 σ_d/σ_s에 대한 거듭제곱 형식의 추세식을 산출 할 수 있다. 이 추세식의 변수는 소성침하모델의 재료 인자 중 a, m값을 도출할 수 있다. 표 3.5.9는 각 시료의 하중 강도별 σ_d/σ_s와 A값을 나타낸것 이다. 그림 3.5.16은 이를 통해 그려진 SW1추세식의 예를 보여준 그래프이다.

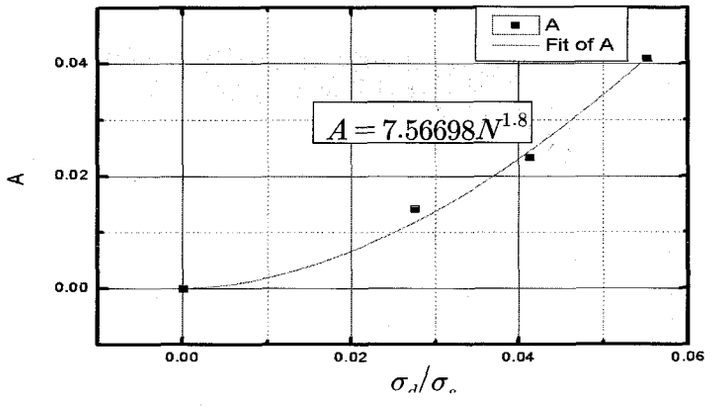


그림 3.3.16 σ_d/σ_s와 A값의 추세선 그래프(SW1)

3.5 진동삼축압축시험을 통한 흙의 종류별 소성침하예측모델의 재료변수

진동삼축압축시험은 노반의 소성침하예측모델 나타난 재료 인자 a, m, b값을 산정 및 원형토조실험의 신뢰성 확보를 목적으로 실시되었다. 흙의 분류별로 각 SW의 시료 5종류와 SP의 시료 5종류의 시료를 가지고 각 3단계의 구속응력상태에서 진동삼축압축시험을 실시하여 침하의 경향을 분석하여 다음의 표3.5.9의 시료별 재료변수의 결과를 얻을 수 있었다. a의 값은 약 3에서 10까지의 결과가 나타났고, m값은 1.7에서 2.1정도이다. 그리고 반복하중의 횟수에 대하여 변형률을 제어하는 변수인 b는 SW시료에는 0.05정도이고, SP시료는 0.035정도로 나타났다. a변수는 m변수의 크기에 따라 크게 변화하고, 소성침하식에서 가장 중요한 인자는 반복횟수에 대해 영향을 받는 b변수이므로 a변수의 간격이 크지만 문제가 되지 않을 것으로 판단된다. b변수는 SP가 전체적으로 분산되어 있으나 전체적으로 SW시료와 변수값이 비슷한 것으로 보아 시공 후 침하의 정도가 시간에 따라 변화하는 변형률은 두

시료 모두 비슷할 것으로 사료된다.

표 3.5.9 시료별 재료변수

흙의 종류	a	m	b
SW1	7.57	1.8	0.05
SW2	7.15	1.8	0.06
SW3	10.91	2	0.05
SW4	5.97	2	0.08
SW5	6.75	1.8	0.05
SP1	3.78	1.7	0.05
SP2	6.79	1.9	0.035
SP3	7.38	2.1	0.045
SP4	13.33	2	0.07
SP5	6.68	1.8	0.04

3.6. 원형토조 모형실험과 진동삼축압축시험의 결과 비교

진동삼축압축시험은 원형토조모형실험의 결과의 타당성을 판단하고, 토질 재료별 소성 침하 예측모델의 변수(a, m, b)를 산정할 시료의 조건을 다양하게 하기 위해서 실시 되었다. 본 절에서는 이러한 원형토조 모형실험의 변수(a, m, b)와 진동 삼축압축시험의 변수(a, m, b)를 비교하였다. 다음의 표 3.5.10은 이러한 값을 비교하여 나타낸 표이다. 초기 침하량을 결정하는 a값의 경우 원형토조 모형실험의 경우가 진동삼축압축시험의 경우보다 1/2정도로 나타나고 m, b의 유사한 값이 산정됨을 알 수 있다. 이를 통해 초기의 침하는 서로 상이하나 반복재하횟수가 증가 할수록 서로의 거동이 유사해 짐을 알 수 있다.

표 3.5.10 실험별 재료 변수값의 비교

흙의 종류	a		m		b	
	원형토조	진동삼축	원형토조	진동삼축	원형토조	진동삼축
SW	2.3	7.67	2.1	1.9	0.050	0.058
SP	3.4	7.59	2.1	1.9	0.053	0.048

3.7 국내 토질재료별 소성 침하 예측모델 결정 및 검증

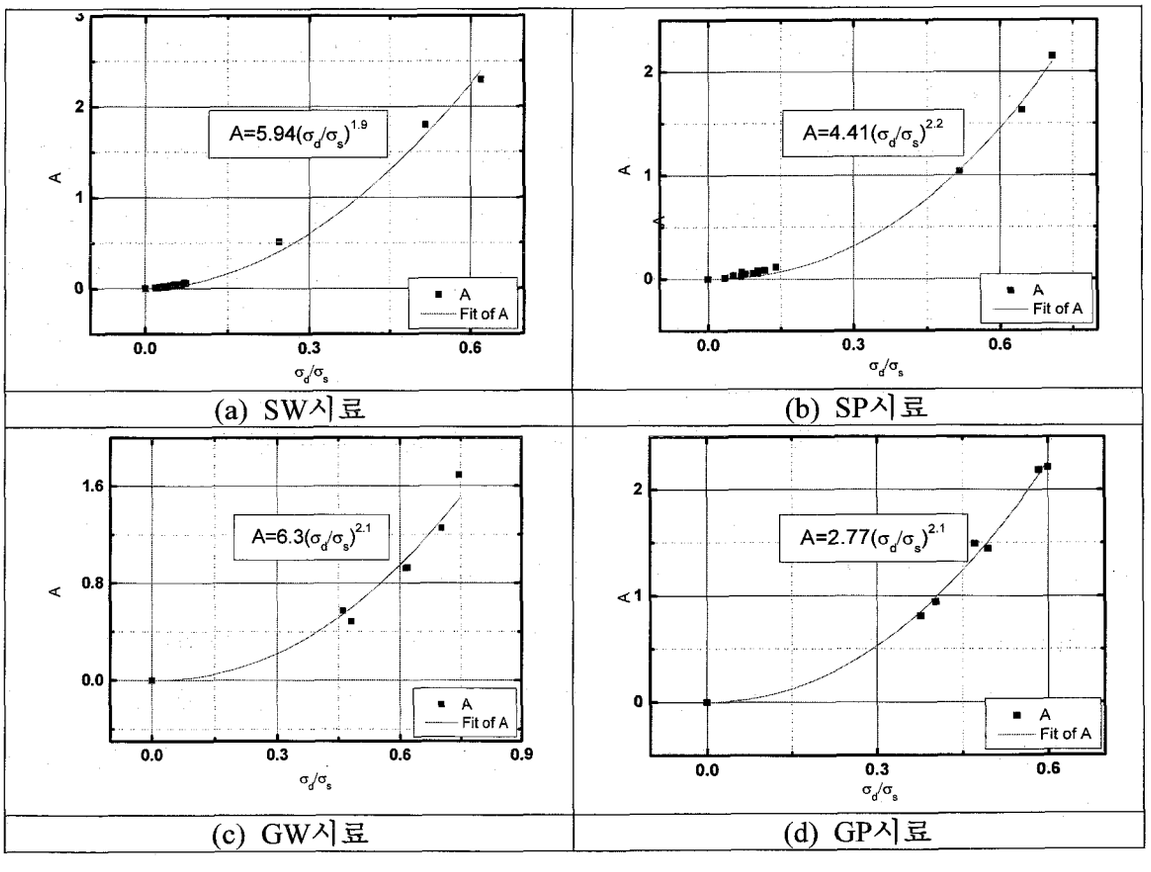
본 연구에서는 국내 토질정수별 소성 침하 예측모델을 원형 토조 실험과 실내진동삼축압축시험을 실시하여 침하를 분석하였다. 재료변수 a, m, b값에서 b의 값은 각 시료의 b값의 평균값을 제시하였고, a값과 m값은 표 3.5.11과 같이 같은 흙으로 분류된 시료의 모든 A와 σ_d/σ_s에 관한 그래프를 회귀 분석을 하여 제시하였다. 그림3.5.17은 각 시료분류별 회귀 분석 그래프이다. 이러한 방식으로 국내 토질 정수별로 재료변수를 분석한 것이 표 3.5.11에 나타나 있다. 그리고 표 3.5.12에는 표 3.5.11에 나타난 재료 변수를 바탕으로 나타난 국내 토질재료별 소성 침하 예측모델이 결정되었고, 이 예측모델에 있어 한 번의 하중이 가해졌을 시의 변형률인 A값의 신뢰도인 R2를 나타내었다. 전체적으로 σ_d/σ_s가 작은 구간에서는 R2값이 80%정도의 신로도를 갖지만 σ_d/σ_s의 범위를 0.8까지 확장을 하면 90%이상의 신뢰도를 가진 것으로 나타났다. 따라서 축차응력의 범위가 작은 진동삼축시험압축과 범위가 큰 원형토조실험은 같은 추세를 가지고 있는 것을 알 수 있다. 서로간에 소성침하의 경향이 유사함이 나타남으로 진동삼축압축시험의 침하 경향분석을 통해 원형토조실험의 소성침하모델을 보완해 줄 수 있을 것으로 사료된다. 그리고 재하횟수인 N에 대한 변수인 b값은 G계열에 비해 S계열이 0.02정도 높은 것을 나타내어 장기소성침하에 대하여 더 큰 영향을 갖는 것을 알 수 있다. 입도의 고르기의 차이는 b변수에 큰 영향이 없는 것으로 나타났다.

표 3.5.11 국내 토질별 재료 변수

흙의 종류	a	m	b
SW	5.94	1.9	0.056
SP	4.41	2.2	0.051
GW	6.31	2.2	0.031
GP	2.77	2.0	0.034

표 3.5.12 국내 토질별 소성침하 예측모델 및 신뢰도

흙의 종류	소성침하 예측모델	비고	
		a, m값의 R^2	b값의 표준편차
SW	$\epsilon(\%) = 5.94 \times \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_s}\right)^{1.9} \times N^{0.056}$	0.9952	1.25×10-2
SP	$\epsilon(\%) = 4.41 \times \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_s}\right)^{2.2} \times N^{0.051}$	0.9963	1.37×10-2
GW	$\epsilon(\%) = 6.31 \times \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_s}\right)^{2.1} \times N^{0.031}$	0.98377	3.81×10-3
GP	$\epsilon(\%) = 2.77 \times \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_s}\right)^{2.1} \times N^{0.034}$	0.93128	1.86×10-3



(a) SW시료 (b) SP시료

(c) GW시료 (d) GP시료

그림 3.5.17 각 시료의 회귀분석그래프

제 6 절 토공설계/해석/관리 통합자동화 프로그램 개발

1. 프로그램 개발 배경 및 목적

1.1 프로그램 개발 개요

현재 국내의 토공노반 설계 개념은 재하시험을 통해 구한 지반반력계수(k30)와 철도 선형을 고려한 토적 최적화 프로그램을 이용한 경험적인 설계 업무가 진행되고 있다. 이러한 설계방법은 열차통과톤수, 하중크기, 사용재료의 역학적 특징 등이 제대로 반영되지 않아 토공노반 단면에 대한 설계 값이 과대하거나 과소한 경우에도 이를 평가해내기 난해하다. 이러한 설계법은 일본의 설계기준을 토대로 국내여건을 반영한 결과라고 알려져 있으나, 일본의 경우에는 자국의 철도 실정을 반영한 수많은 실험적 연구와 아스팔트 콘크리트층(5cm)의 파괴 메카니즘을 통해 최적화된 두께라 할 수 있다. 그에 반해 국내의 철도는 연간톤수, 하중크기, 열차속도, 사용재료가 일본과 다를 수 있기 때문에 일본의 설계법을 그대로 도입하여 활용하는 것은 적절하지 못하다.

또한 기존 평판재하시험을 통한 지반반력계수(k_{30})는 실제 설계시 토공의 역학적 특성을 반영한 것이라기보다는, 토공 시공시 품질관리를 위한 기준지표로써 활용되는 파라미터이다. 따라서 지반반력계수(k_{30})는 철도 노반 재료의 역학적 특성을 대표하기에 다소 무리가 따르는 파라미터이기 때문에, 지반반력계수(k_{30})에 전적으로 의존하는 기존 설계법이 최적의 토공노반 설계를 수행하고 있다고는 간주하기 힘들다. 다음 내용은 현재 토공노반 설계방법의 문제점을 제시한 것이다.

① 토공노반설계기법에 있어 경험적/관례적 설계에 의존

현업에서 사용되고 있는 철도 토공노반 설계방법은 경험적 방법에 의존하고 있어, 재료의 역학 특성과 교통하중, 열차통과 톤수, 선로조건 등을 공학적, 합리적으로 복합 고려 할 수 없어 설계 단면이 과대/과소하여도 이를 적절하게 평가 할 수 없다.

② 기존프로그램으로 철도노반설계를 위한 특수조건 고려난해

기존 유한요소 프그램에는 철도의 특수 조건을 고려할 없는 경우가 대부분이며, 특히 연간 톤하중의 등가 정적 하중 방법에 의한 설계법 및 회복 탄성계수를 동적으로 적용할 수 있는 프로그램이 없음.

③ 현업철도노반설계 업무에 쉽게 활용 가능한 프로그램 부재

경험적 토공노반 설계기법이 가지고 있는 불확실성을 극복하기 위해 역학적 개념(유한요소법, 재료역학, 선로조건)을 고려한 합리적 설계 기법 도입 필요성 증대되고 있으나, 범용 토공 구조물 해석시 활용될 수 있는 유한 요소 프로그램을 토공노반설계에 적용하는 경우, 철도 노반 설계/시공시 고려될 수 있는 특수조건(역학특성, 교통하중, 열차통과하중, 선로조건)등을 반영하기 위한 전문적고 효과적인 인터페이스가 없거나 비효율적인 경우가 많다. 또한 프로그램의 적용범위가 광범위하여 비용이 고가인 단점이 있다.

따라서 본 개발 프로그램에서는 철도의 역학적 특성을 합리적으로 반영하기 위해서 열차통과톤수, 하중크기, 사용재료의 역학적 특성 등을 프로그램상에 도입하고, 철도 토공노반 설계 및 해석에 특화된 유한요소법을 이용하여 입력된 단면을 해석하여, 합리적 철도노반 단면 설계를 실현하며, 동시에 모든 입력 및 계산 과정이 기존 실험 결과와 이론을 통합 적용하고, 자동적으로 계산할 수 있는 구조해석과 설계에 필요한 인자들을 연속적으로 구현할 수 있고, 마기막으로 해석결과를 자동도면 및 보고서화 할 수 있는 통합 자동화 토공노반 설계/해석 프로그램을 개발하는데 있다.

또한 본 프로그램의 핵심인 유한요소 엔진은 해석 결과의 신뢰도를 높이기 위하여 토공 및 지반 구조물 해석 및 설계 분야에서 널리 사용되는 CRISP(CRItical State Program) 엔진을 도입/보완 하였다. 이 엔진은 일반적인 탄성과 탄소성 구성모델 및 영국 Cambridge 대학에서 개발된 한계상태 토질역학이론에 근거하여 제작된 것으로 지반관련 해석엔진 중 그 신뢰성과 안정성 분야에서 국제적으로 인정을 받고 있으며, 이를 토공노반 설계분야에 도입하여 적용하는 경우 최적의 해석결과를

얻을 수 있는 것으로 사료된다.

또한 개발된 프로그램의 신뢰성을 확보하기 위해서 기존의 범용 지반해석 프로그램 해석결과와의 비교를 하였으며, 비교 검토결과 요소크기에 따른 오차범위 내에서 계산결과가 거의 일치 하는 것으로 나타났다. 본 개발 프로그램은 일반적인 유한요소 프로그램에서 제공하는 기능 이외에도 연약지반 보강 시공 공법 해석의 편의를 위해 PDB 및 SCP 등을 유한 요소 해석이 가능토록 하였으며, 최대 침하량 및 최대 횡변위 발생위치 자동추적 기능, 입력 파라미터에 대한 추적 기능 등이 탑재되어 설계 업무시 Rapid Analysis & Design Tool을 추구 하였다.

1.2 프로그램 목적 및 필요성

컴퓨터의 성능 향상 및 다양한 유한요소 해석기구의 등장으로 현대에 와서는 범용 수치해석 프로그램을 응용한 노반 및 원지반의 거동해석이 많이 이루어지고 있다. 하지만 이러한 범용 프로그램을 철도 노반 해석에 도입하는 경우 철도의 특수조건을 고려할 수 없으므로 그 적정성을 확인하기 힘들다.

수치해석 결과를 설계에 적용하는 경우, 해석의 신뢰성 여부가 매우 중요한 역할을 할 수 있다. 기존 범용 수치해석 프로그램들은 연속체 역학의 범주 내에서 지반을 모델링하고 고유의 구성모델을 이용한 해석결과를 제시하기는 하지만, 해석의 특수 범주에 속하는 철도 노반의 특성 해석에 대한 적용성은 신뢰할 수 없는 상태이다. 그 이유는 철도노반은 열차의 반복하중에 의하여 노반층의 소성변형과 탄성변형 등이 혼재하게 되고 연속체 내부에서 재료특성과 경계조건이 변화하게 되어 기존의 유한요소 해석기법에 도입된 탄성 및 소성해석이론으로는 최적의 노반층 두께를 산정하는데 오차가 발생하기 때문이다. 또한 기존 프로그램 적용시 철도 노반 해석에 특화되어 있지 않아 세부 운용 방법이 난해하거나 까다롭다는 단점이 있다.

본 프로그램의 개발 목적은 그림 3.6.1에 제시한 바와 같이, 프로그램 아키텍쳐 설계 등의 설계 과정과 강화노반설계 도표, 회복탄성계수 모델 등 철도 노반 해석시 특화가 되는 핵심 프로그램 개발과 일반 사용자에게 다소 어려워질 수 있는 단면 생성과정을 자동화 하는 토공 노반 자동 유한요소망 생성 기능, 마지막으로 해

석결과에 대한 도면 및 보고서 자동화 툴 개발에 있다. 이를 해결하기 위해 본 프로그램은 토공노반 설계에 있어 구조적 해석을 통한 최적 단면 결정을 지원하고 현업 철도노반 설계 업무에 적극 도입 될 수 있도록 보고서 및 도면 자동생성 기능을 포함하고 있다.

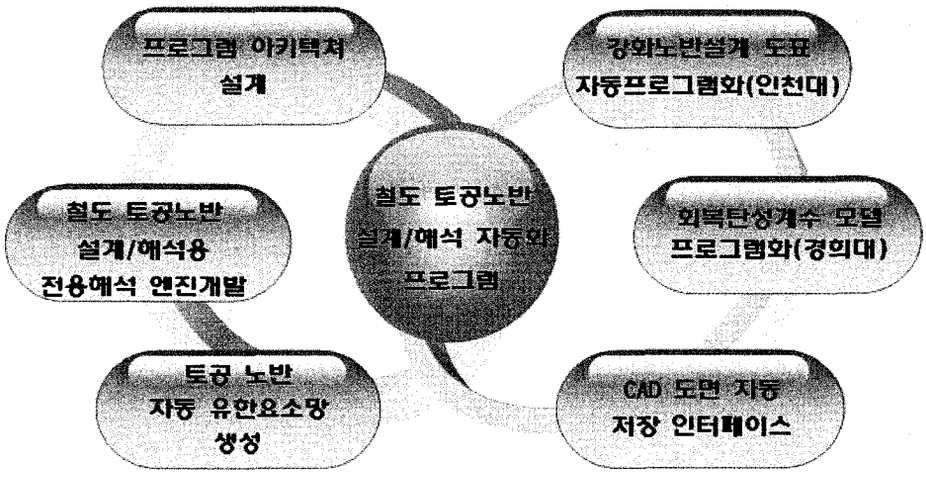


그림 3.6.1 프로그램 개발 목표

기존 유한요소 프로그램을 이용하여 강화노반 조건을 해석하는 경우에는 탄성 또는 탄소성 모델을 사용할 수 있으나, 반복 윤하중을 받는 노반재료의 특성변화를 적절히 반영할 수 없기 때문에 이에 대한 보완이 필요하다. 따라서 기존 탄성이론에 의해 해석시 강화노반이 과대 변위가 나오던 점을 보다 정확하게 산출하기 위하여 본 연구에서 개발된 철도 노반의 응력-변형의 관계로부터 회복탄성계수 모델을 개발하여 적용하였다.

철도와 같은 반복하중은 그 하중 횟수가 연간 200만회를 넘기 때문에 기존 소성이론으로 해석할 경우 상당한 시간과 자원이 소요되게 된다. 따라서 강화노반설계 도표를 이용하여 노반 해석시 연동 해석을 실시할 경우 철도에만 존재하는 열차 반복하중으로 인한 소성변형을 공학적으로 접근하여 산출해낼 수 있기 때문에 철도 강화노반의 합리적 두께결정을 실현하였다. 개발 프로그램을 이용한 강화노반 설계과정에서는 노반의 축차응력을 바탕으로 연간 톤하중 및 재료특성 상관 함수를 이용하여 소성침하량을 산출함으로써 최적 강화노반 두께를 결정할 수 있는 지표를 제시하였다.

마지막으로 실무자로 하여금 개별적인 유한요소 해석의 번거로움을 줄이기 위해, 유한요소 해석시 대부분의 시간소모가 발생하는 요소 생성 및 해석결과 활용 등을 자동화하여 현업 활용성을 높이도록 하였다.

2. 프로그램의 특징 및 구성

2.1 프로그램의 특징

그림 3.6.2에 도시한바와 같이 본 프로그램이 범용 유한 요소 프로그램과 차별화 될 수 있는 사항은 와 같이 크게 4가지 정도로 분류 될 수 있으며, 본 과업에서 개발한 프로그램은 기존의 이차원 유한요소 프로그램이 가지고 있는 모든 기능의 수행은 물론, 철도 토공노반 설계 및 해석 분야에 있어서 다른 해석 프로그램과 다른 다음과 같은 특징이 있다.

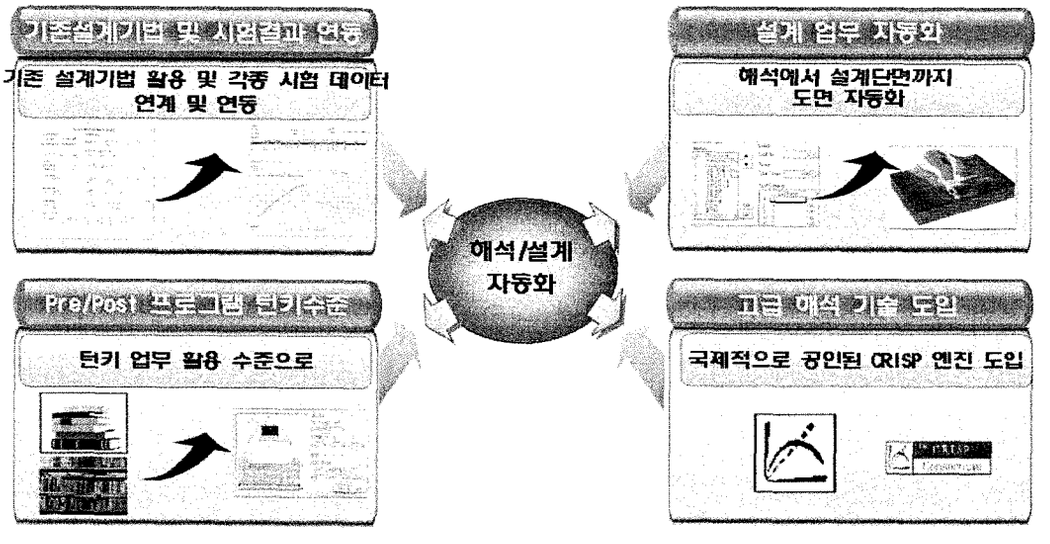


그림 3.6.2 프로그램 주요 특화

2.1.1 강화노반 설계 지표를 이용한 유한요소해석

철도노반 설계시 변형특성이나 해석 목적에 따라서 탄성 또는 소성해석을 적용하는데 주행하중에 대한 장기거동 특성을 분석할 경우 소성해석이 적용되어야 한다. 그러나 대부분의 노반의 설계방법은 탄성해석을 기본으로 적용하고 있다. 이는 다층구조이며 장기적인 반복하중에 대한 변형특성을 파악해야하는 노반에서 소성변형을 수치

해석하기가 어렵고 철도노반의 역학적 특성 및 설계조건 등에 대한 기존 프로그램의 비효율성 및 인터페이스의 부재로 인하여 탄성해석법이 소성해석법의 간편법으로 대체되고 있다. 그러나 반복되는 열차하중에 의해 발생되는 소성변형의 축적에 의한 장기 침하를 예측하는 것은 노반의 합리적인 설계와 유지관리를 위해서는 필수적이다.

본 개발 프로그램에서는 최적의 강화노반 두께 산정 방법은 그림 3.6.3에 제시한 바와 같이 2차원 정밀 구조해석 프로그램을 이용하여 노반내의 깊이에 따른 응력-변형 거동 특성을 해석하여 깊이에 따른 노반의 회복탄성계수의 영향을 고려하고, 교통하중에 의해 발생되는 축차응력과 변위를 정량적으로 분석하여 노반재료의 소성변형 특성이 반영된 소성경험식을 적용하여 노반의 허용 탄성변형량, 허용 소성변형률, 허용 소성변형량, 허용 축차응력의 네 가지 기준으로 해당 강화노반의 두께를 검토함으로써 최종적으로 최적의 강화노반의 두께를 도출하게 된다.

프로그램 알고리즘상에서는 최적 설계 단면 결정에 있어 기존 실내 시험 및 현장 시험결과의 적극 반영하였다. 결론적으로, 본 프로그램을 이용하여 강화노반 두께 산정 시 열차의 동적 반복 하중에 대하여 반복 회수에 따른 강화노반 소성 변형량을 과거 실험 결과 및 예측 식을 이용하여 보다 합리적인 노반 두께 산정을 제시 할 수 있다.

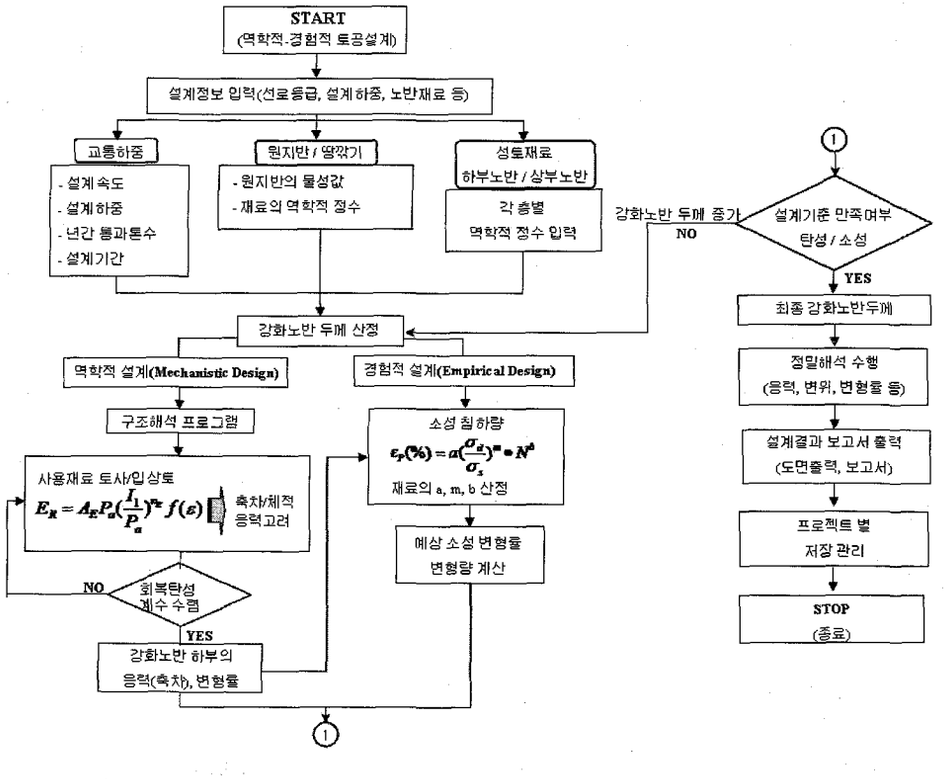


그림 3.6.3 강화노반 두께 산정 흐름도

2.1.2 철도노반 동적 회복탄성계수 모델 해석

토공노반의 역학적 설계를 위해 철도노반의 재료에 따른 회복탄성계수는 중요한 입력 물성이 된다. 다층탄성모델을 이용한 철도노반의 설계시 응력 의존적인 회복탄성계수는 열차의 반복 윤하중에 의한 철도 궤도하부 구조의 거동을 가장 잘 반영할 수 있는 입력 변수이기 때문이다. 본 프로그램에서는 토사노반 및 쇄석노반 재료의 회복탄성계수가 유한요소 해석시 내부에 내장되어 연동해석을 구현하기 위해서, 열차 운행 중에 노반이 경험하는 응력 조건을 고려하여 자동으로 회복탄성계수가 결정되도록, 축차응력 및 체적응력의 함수형태로 로 표현되며 응력에 대한 거듭제곱 형태의 회복탄성계수 예측모델을 유한요소 해석 구성식으로 변환한 후 유한요소 해석 엔진에 구현하였다. 개발 프로그램에서 제안된 회복탄성계수 예측모델을 검증하기 위해 다층탄성해석에 회복탄성계수 예측모델을 입력변수로 적용하여 수치해석을 수행하였다.

2.1.3 데이터 입력, 해석, 출력 one-step 프로세스

일반적인 범용 유한 요소 프로그램은 One-Stop 자동화 프로세스가 미흡하며, 해석 후 상당한 시간에 걸쳐 사용자가 해석결과에 대하여 가공 및 편집과정을 거쳐야 한다. 최종 설계 성과품을 제작 하는데 있어 개발 프로그램에서는 데이터 입력에서 해석 및 출력 부분을 최대한 one-step 프로세스를 가지도록 설계 및 구현하였다. 이와 같은 one-step 프로세스를 실현하기 위해서 철도노반 단면 자동 생성, 데이터 입력 및 해석의 자동화, 그리고 자동화된 설계도면 출력 및 자동 보고서 작성 기능을 설계/구현하였다. 또한 개발 프로그램에서는 마법사 단면형성, 캐드단면 형성 및 자동제작, 자동화된 열차하중 및 하중 선택 등을 사용자가 입력하기 쉽고 편리하게 디자인 되었다. 결론적으로 본 프로그램에서는 토공 노반 설계/해석 프로세스에 따라 입력, 단면형성, 수치해석, 결과 검토 과정을 자동화함으로써 설계 적용시 효율성을 증대시켰다.

2.1.4 자동화된 해석 결과의 도면 및 보고서화

프로그램 활용도 측면에서 연구목적의 활용 수준뿐만 아니라, 현업 설계업무에 도입 될 수 있도록 하기 위해 최종 단면을 철도공사 표준도면 형태로 출력 가능케

하였다. 또한 해석결과에 대하여 텍스트화 하기 위해 자동화된 보고서 출력기능을 지원하였으며 이와 같은 보고서는 현업 설계 업무시 부록편으로 활용될 수 있을 것이다.

2.1.5 국제 공인된 유한요소해석엔진 응용으로 해석 결과 신뢰성 확보

국제적으로 공인된 CRISP 유한요소 엔진 도입 및 C++ 포팅화이다. 현재 지반전용 해석 FEM엔진으로는 여러 가지가 소개 되고 있으나, CRISP 엔진만큼 각종 논문 및 현장검증에 대한 활발한 진행이 이루어진 엔진은 거의 없다. 또한 지반에서만 특징적으로 적용되어지는 과잉간극수, 지하수위, 굴착, 초기응력상태의 가정 등은 CRISP 엔진에서는 잘 검증된 계산결과를 제공하며 다양한 현장조건을 적절히 고려할 수 있는 것으로 알려져 있다. 따라서 open version으로 제시되고 있는 CRISP code를 이용한 유한요소 해석기반을 구축함과 아울러, 현재의 CRISP 엔진은 초기응력상태를 1차원으로 가정하고 있어 본 과업에서는 이를 2차원 초기응력 상태를 반영할 수 있도록 함으로써 보다 신뢰성 있는 현장조건을 구현하도록 하였다.

3. 프로그램 설계

본 프로그램 그림 3.6.4와 같이 크게 전처리모듈과 후처리모듈로 나뉘어 있으며, 전처리 모듈은 토공노반 단면 자동 생성, 물성치 입력, 강화노반 두께 검토 및 결정 등으로 이루어져 있으며, 결정된 강화노반 두께를 이용하여 정밀 해석 후 후처리 모듈에서는 해석 결과를 그래프 및 contour, 보고서, 도면 등으로 최종 성과 산출하게 된다.

설계 및 해석 프로세스는 그림 3.6.5와 같이 사용자가 기본정보, 단면정보, 물성정보, 설계정보등을 입력하고 입력된 내용에 대하여 예비해석을 실시하여 해석 단면에 대한 4 가지의 판별식(허용축자응력, 허용소성변형률, 허용소성변형량, 허용탄성변형량)을 이용하여 가정 설계단면의 설계조건 만족 여부를 프로그램이 자동으로 판단하며, 만약 이러한 판별식에 만족하지 못한다면, 설계조건 및 물성정보, 단면정보를 사용자가 변화 시켜 반복해석을 실시하게 된다. 최종적으로 설계조건에 만족

하는 단면 및 설계정보는 본해석을 실시하여 응력, 축차응력, 변형 등의 해석정보 등을 자동 보고서 및 자동 도면 등으로 최종 성과품등으로 산출 되게 된다.

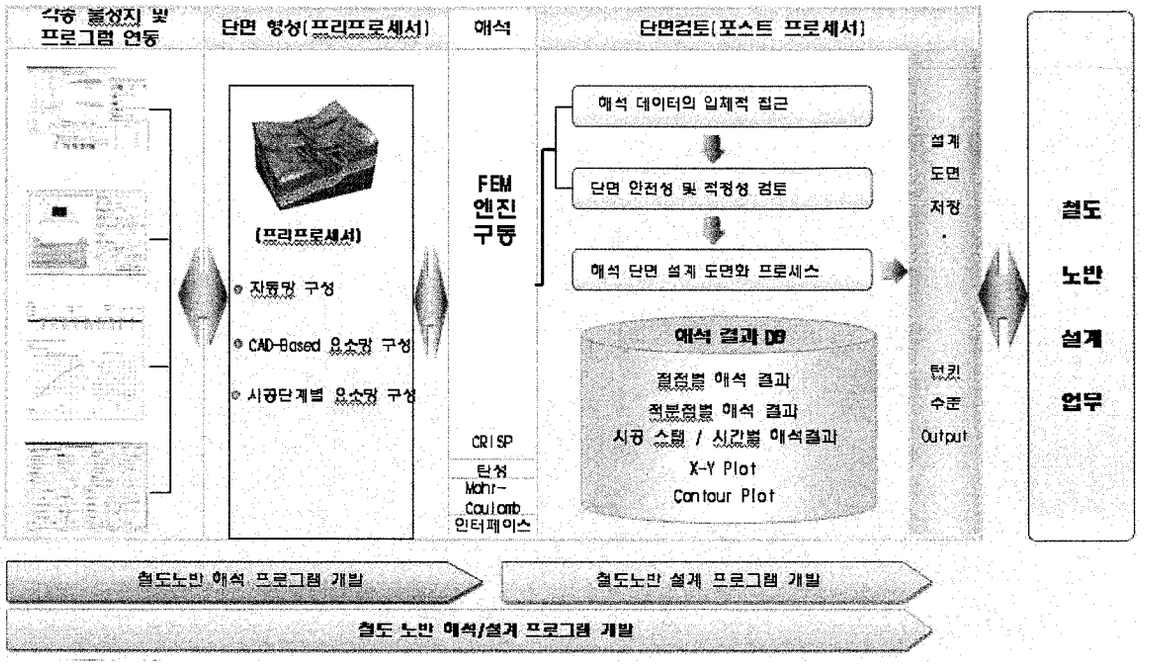


그림 3.6.4 프로그램 구동 프로세스

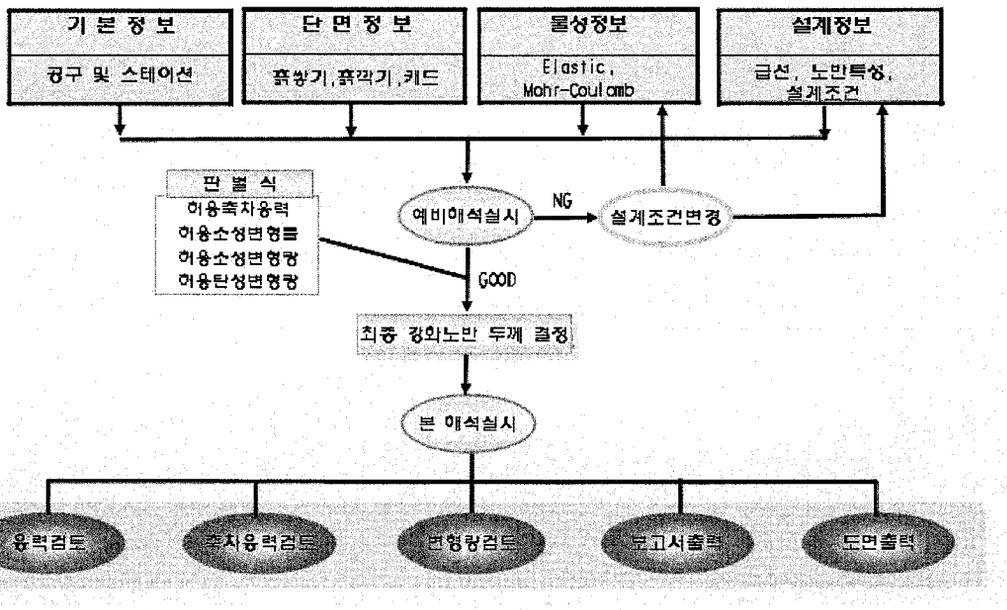


그림 3.6.5 설계/해석 운영 프로세스

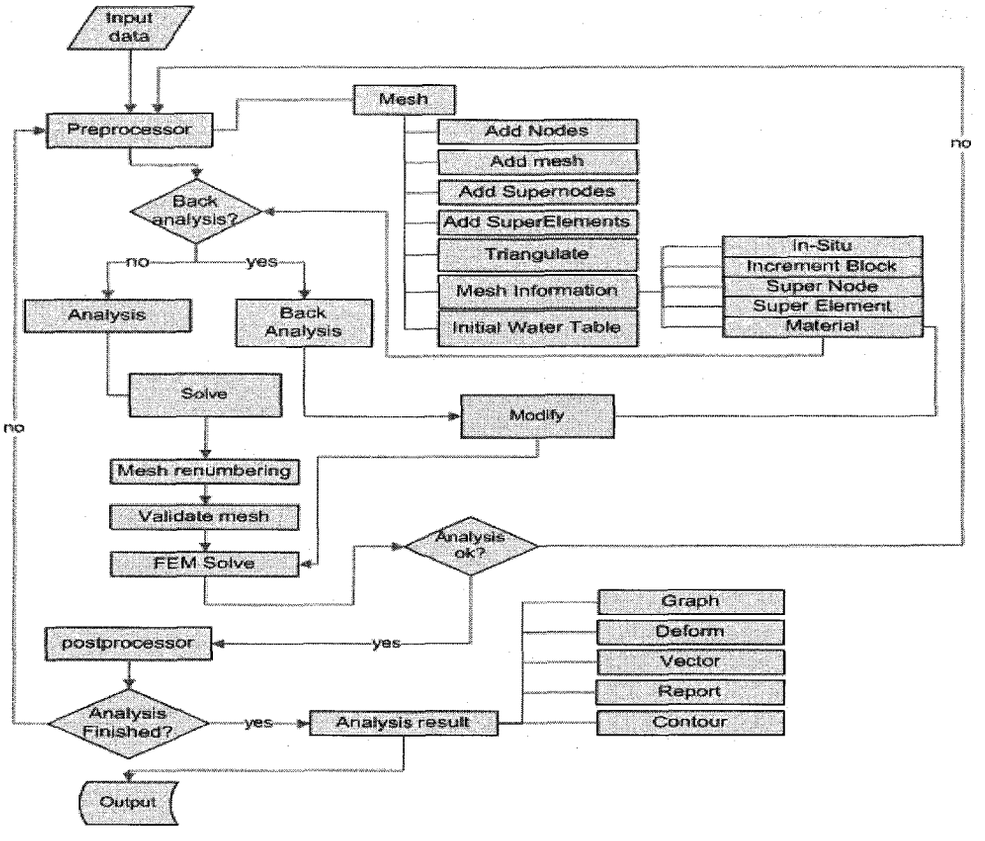


그림 3.6.6 본 해석 유한요소 프로세스 순서도

4. 개발 프로그램의 신뢰성 평가 및 검토결과

4.1 단면 및 물성치 선정

4.1.1단면선정

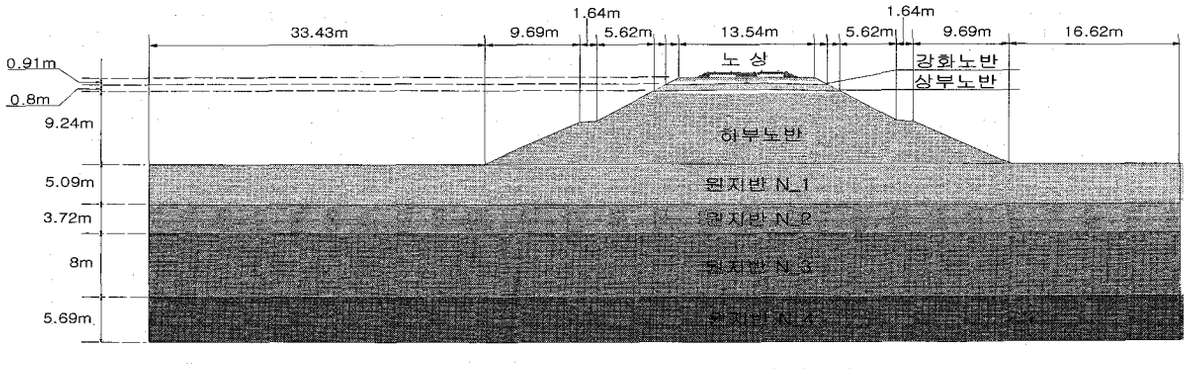


그림 3.6.7 적용성 분석을 위한 단면의 선정

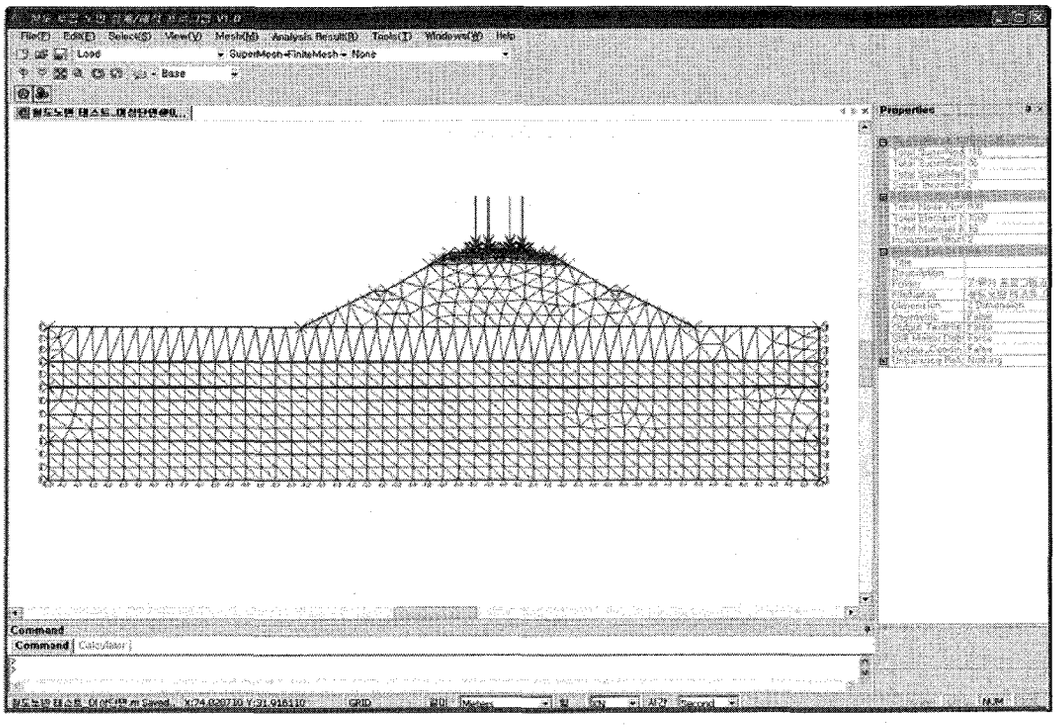


그림 3.6.8 개발 프로그램 단면 형성 화면

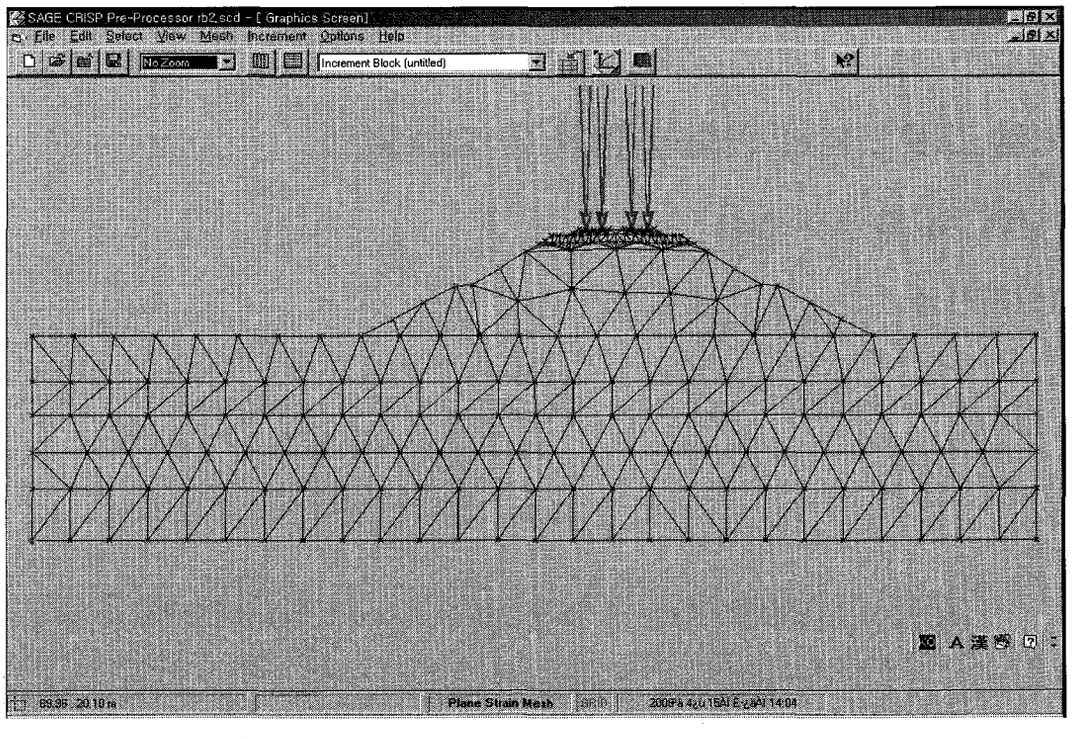


그림 3.6.9 비교 상용 프로그램 CRISP

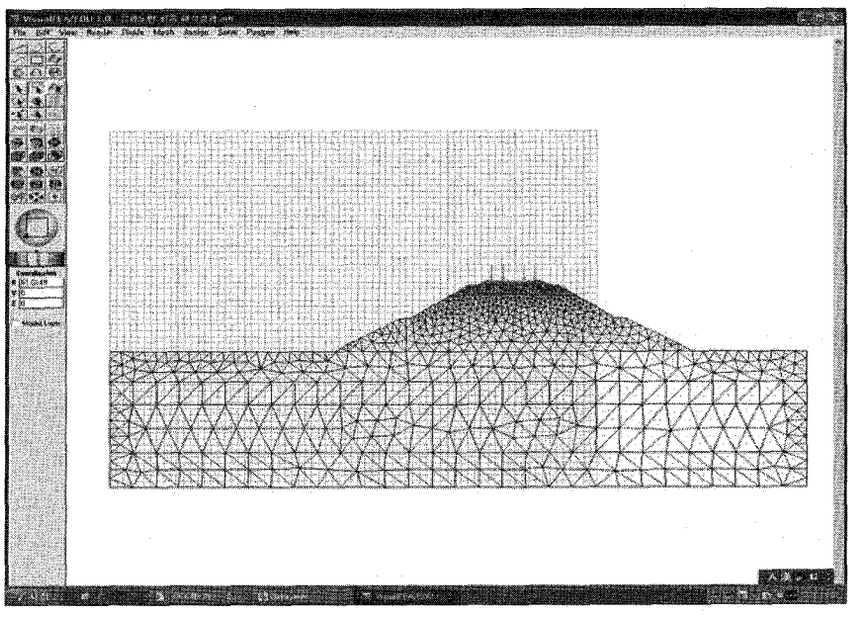


그림 3.6.10 Visual FEA 운영화면

4.1.2 물성치 선정

표 3.6.1 신뢰성 분석을 위한 물성치

종 류	해 석 모 델	탄성계수	프아송비	단위중량	토압계수	탄성계수 기울기
		E	v	γt	K_o	α
		kPa	-	kN/m^3	-	KPa/m
레 일	Isotropic Elastic	29,419,950	0.2	76	0.3	-
침 목	Isotropic Elastic	2,940,000	0.1	24	0.3	-
TCL	Isotropic Elastic	89,613	0.2	22	0.3	-
도 상	Isotropic Elastic	196,133	0.3	24.5	0.3	-
강화노반	Isotropic Elastic	150,000	0.3	24.5	0.3	-
상부노반 N1	Isotropic Elastic	88,200	0.3	20	0.3	-
하부노반 N1	Isotropic Elastic	686,000	0.3	22	0.3	-
원지반_N1	Elastic Linear Variation with depth	280,000	0.3	20	0.5	5,162
원지반_N2	Elastic Linear Variation with depth	300,000	0.3	20	0.5	5,162
원지반_N3	Elastic Linear Variation with depth	320,000	0.3	20	0.5	5,162
원지반_N4	Elastic Linear Variation with depth	350,000	0.3	20	0.5	5,162

4.2 상용프로그램을 이용한 다층 탄성해석 및 개발프로그램 결과 비교

개발 프로그램의 신뢰성 분석을 위해 기준이 되는 파라미터는 당 해석단면은 비교되는 프로그램의 파라미터와 동일하게 적용하였으며, 그 외 요소와 절점은 해당 프로그램에서 제공하는 자동 요소생성 툴을 이용하여 생성하였다.

4.2.1 탄성변위량 검토

그림 3.6.11과 같이 단면의 검토 절점은 제시한 된 것과 같다. 표 3.6.2와 같이 CRISP과 VisualFEA FEA 비교 검토 결과 개발 프로그램은 1%미만의 오차범위를 가지는 것으로 분석되었다.

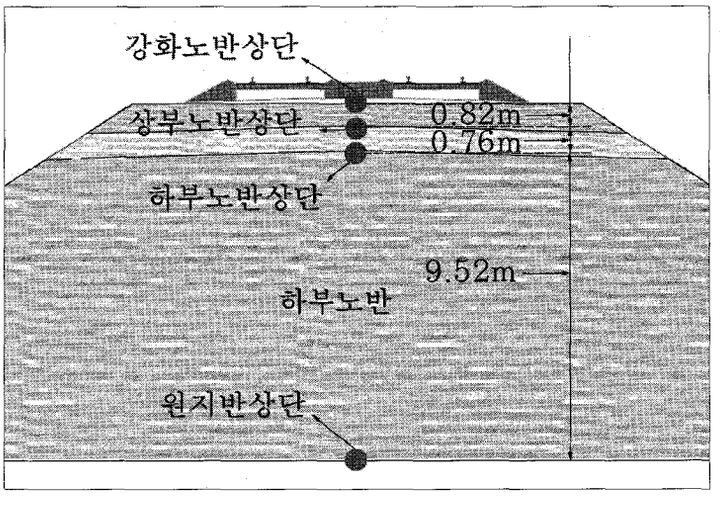


그림 3.6.11 절점 선택 위치

표 3.6.2 탄성 변위량 비교

위 치	해 석 모 델	개발 프로그램 mm	CRISP mm	VisualFEA mm
강화노반 상단	Isotropic Elastic	-4.671	-4.699	-4.797
상부노반 상단	Isotropic Elastic	-4.663	-4.699	-4.720
하부노반 상단	Isotropic Elastic	-4.299	-4.352	-4.870
원지반 상단	Elastic Linear variation with depth	-2.143	-2.163	-2.558

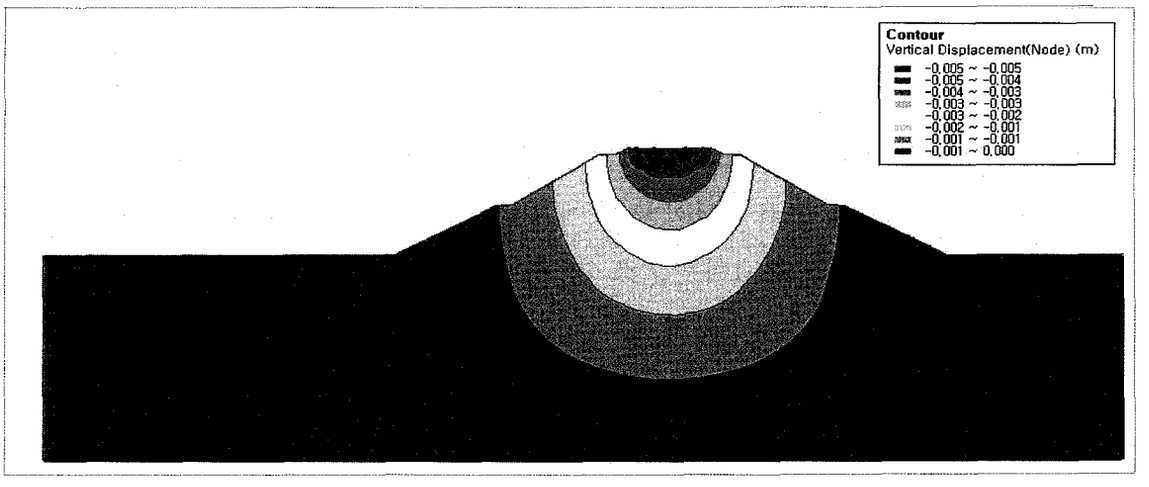


그림 3.6.12 토공노반 프로그램에서의 탄성변위량 contour

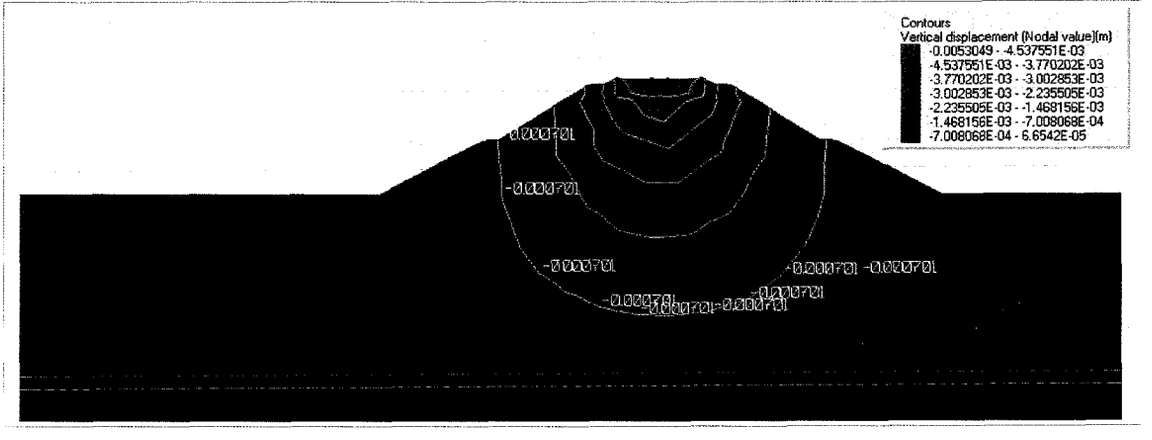


그림 3.6.13 CRISP에서의 탄성변위량 contour

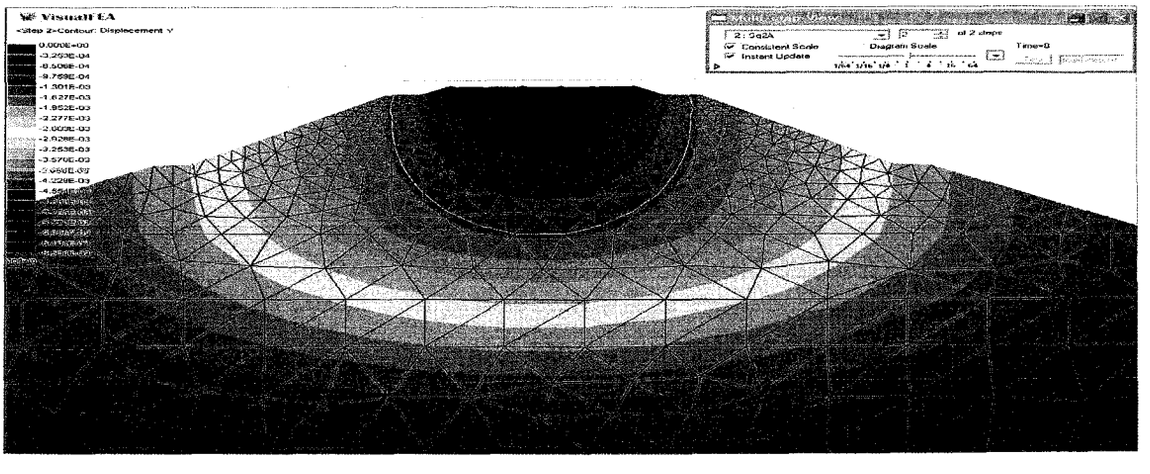


그림 3.6.14 VisualFEA에서의 탄성변위량 contour

4.2.2 수직응력 검토

단면의 검토 적분점은 그림 3.6.15에 제시하였다. 표 3.6.3과 같이 CRISP과 비교 검토 결과 개발 프로그램은 4~1%미만의 오차범위를 가지는 것으로 평가되었다. 이와 같은 차이는 개발 프로그램이 자중에 대한 초기 조건 생성시 2차원을 이용하여 계산되는 반면 CRISP은 1차원으로 자중을 계산하기 때문이라 사료된다. 그림 3.6.17에서와 같이 CRISP은 수직응력 분포가 열차하중에 의해 증가 될뿐, 성토에 의한 사하중 증가로 성토 아래 원지반의 수직응력 증가분을 제대로 고려할 수 없는 것을 보여준다. VisualFEA는 2차원 자중계산에 의한 Insitu 조건 생성을 지원하므로 개발프로그램과 유사한 결과를 가지나, 요소망 자동 생성 툴이 개발프로그램과 상이하여 다소 차이가 나는 수직응력이 산출되었다.

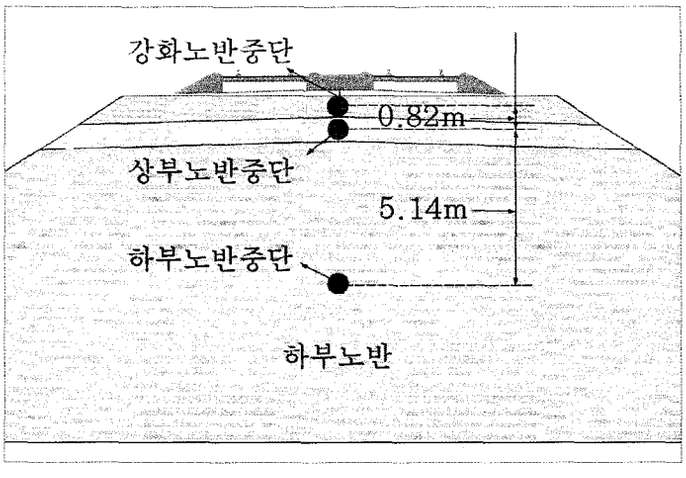


그림 3.6.15 절점 선택 위치

표 3.6.3 수직응력 비교

위 치	해 석 모 델	개발프로그램 kPa	CRISP kPa	VisalFEA kPa
강화노반 중단	Isotropic Elastic	55.6	58.0	48.5
상부노반 중단	Isotropic Elastic	105.8	106.1	105.3
하부노반 중단	Isotropic Elastic	194.1	196.0	203.0

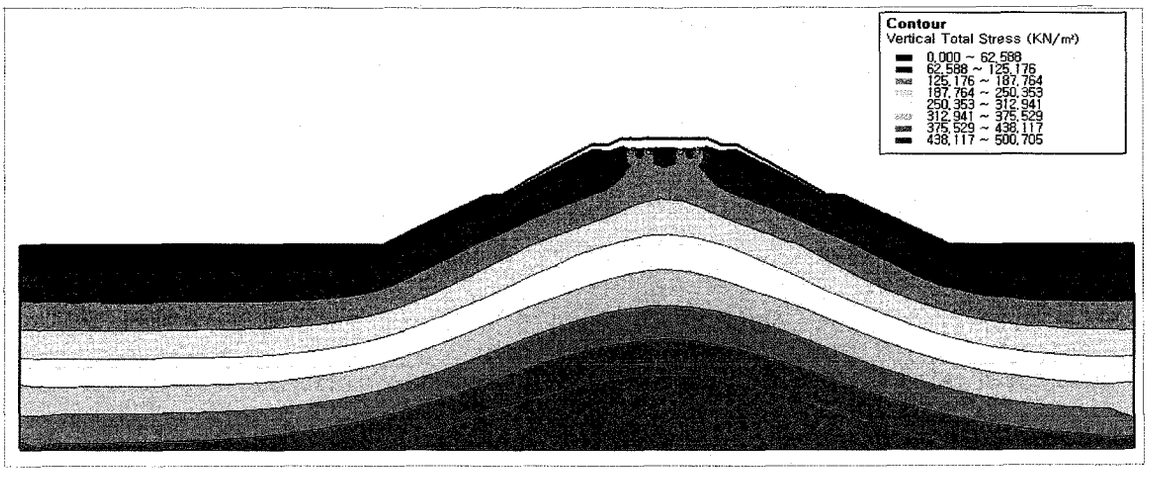


그림 3.6.16 토공노반 프로그램에서의 수직응력 contour(총하중)

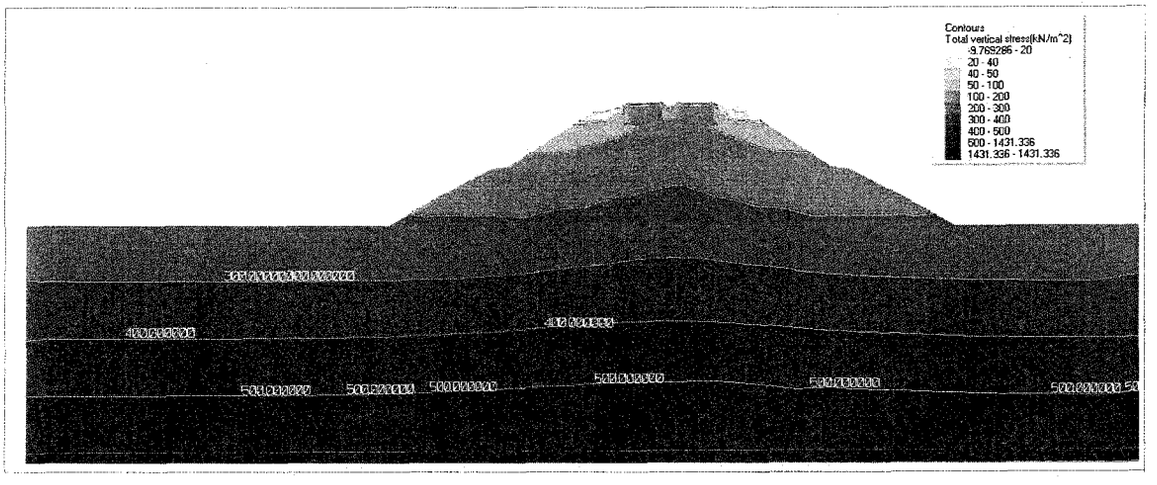


그림 3.6.17 CRISP에서의 수직응력 contour(총하중)

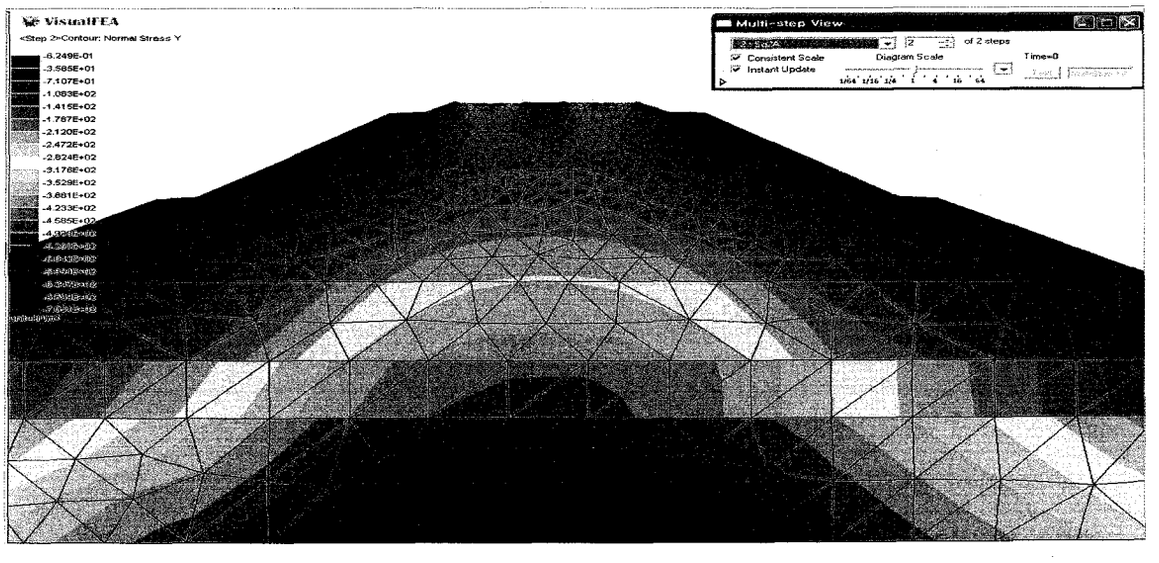


그림 3.6.18 VisualFEA에서의 수직응력 contour(총하중)

4.2.3 축차응력 검토

그림 3.6.19와 같이 단면의 검토 적분점은 제시한 된 것과 같다. 표 3.6.4과 같이 CRISP과 비교 검토 결과 개발 프로그램은 2~1%미만의 오차범위를 가지는 것으로 평가되었다. 이와 같은 차이는 개발 프로그램이 자중에 대한 초기 조건 생성시 2차원을 이용하여 계산되는 반면 CRISP은 1차원으로 자중을 계산하기 때문이라 사료된다. 따라서 축차응력 계산시 참조가 되는 수직 및 수평응력의 오차에 의거하여, 축차응력의 차이가 있는 것으로 사료된다. VisualFEA에서는 축차응력에 대하여 강화노반 중단에서 개발 프로그램이 20.69kPa정도 크게 나왔다. 그러한 이유는 VisualFEA가 초기 자중 계산시 수평토압에 대하여 층별로 고려할 수 없고 전체 토체에 대하여 1개만 지정할 수 있기 때문에 강화노반의 토압계수를 일괄적으로 주었기 때문에 복합 토층에 대해서는 차이가 있는 것으로 사료된다.

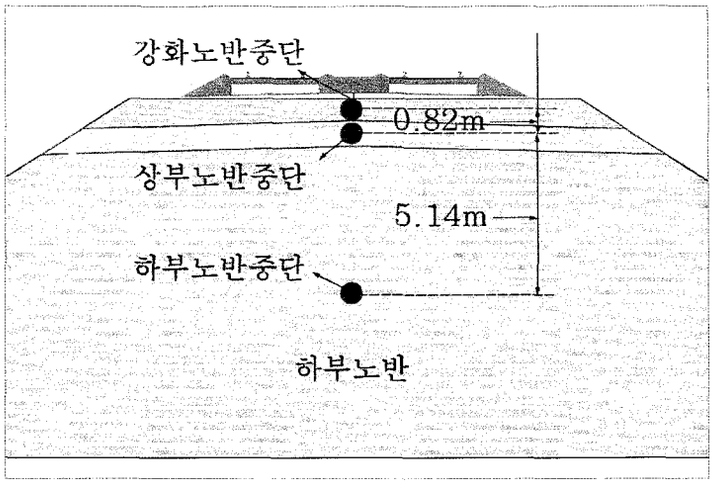


그림 3.6.19 적분점 선택 위치

표 3.6.4 축차응력 비교

위 치	해 석 모 델	개발프로그램 kPa	CRISP kPa	VisalFEA kPa
강화노반 중단	Isotropic Elastic	43.8	44.8	23.11
상부노반 중단	Isotropic Elastic	52.9	52.0	52.91
하부노반 중단	Isotropic Elastic	122.0	120.0	162.2

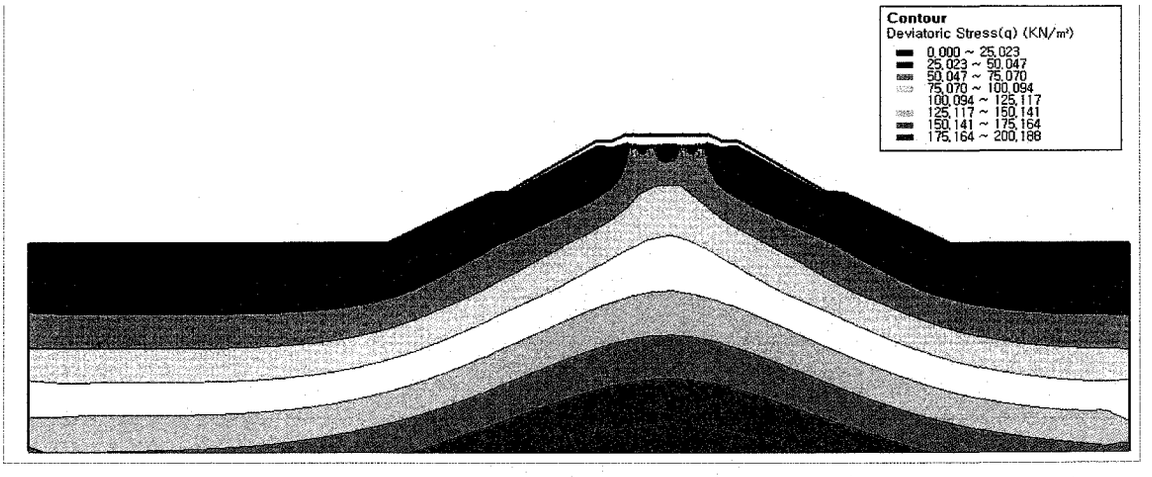


그림 3.6.20 토공노반 프로그램에서의 축차응력 contour(총하중)

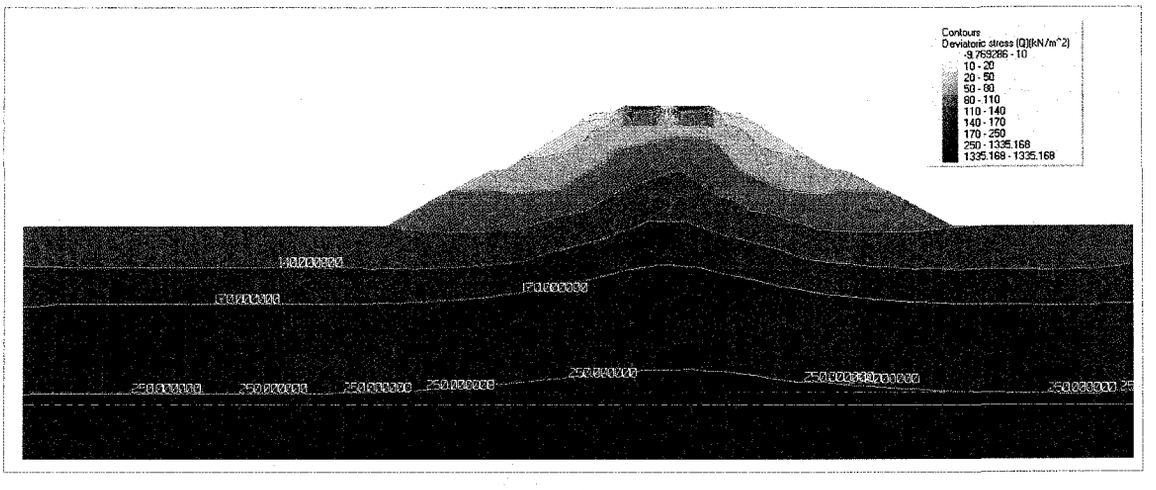


그림 3.6.21 CRISP에서의 축차응력 contour(총하중)

4.2.4 회복탄성계수에 대한 비교

개발프로그램에 도입된 회복탄성계수의 모델 특성을 이해하기 위해 표 3.6.5와 같이 탄성해석과 회복탄성계수 해석 비교를 수행하였다. 회복 탄성계수 해석시 강화노반과 같은 경우에는 탄성변위량이 탄성해석에 비해 줄었으며, 하부노반과 같이 토사류는 탄성변위량이 비슷하였다. 이와 같은 이유는 회복 탄성계수가 식 22와 같이 쇄석 같은 토질 종류에는 증가되기 때문이라 사료된다.

표 3.6.5 탄성 변위량 비교

위 치	탄성해석		회복탄성계수 해석	
	탄성계수 kPa	탄성변위 mm	해석모델	탄성변위
강화노반	521179.1	-0.191	쇄석	-0.145
상부노반	128259.9	-0.447	토사	-0.381
하부노반	228259.9	-2.161	토사	-2.173

5. 프로그램 운영

5.1 전처리 과정

5.1.1 기본정보 입력

File 메뉴에서 New File을 선택하여 새 프로젝트를 클릭하면 그림 3.6.22와 같은 화면이 실행된다. 기본정보는 단면의 정보를 기입하는 곳으로써 크게 공구명, 위치명, 비고 3가지로 구분된다.

① 선로명 : 선로명을 기입

② 공구명 : 단면에 대한 공구번호 및 단면번호를 기입

③ 위치명 : 단면에 대한 위치정보를 기입. (예 > STA.253.82)

④ 토공노반 구조 : 토공노반 구조를 선택한다.

⑤ 궤도형식 : 궤도형식을 선택한다.

⑥ 성토고 : 성토고를 기입한다.

⑦ 설계사 : 설계사 정보를 기입한다.

⑧ 시공사 : 시공사 정보를 기입한다.

⑨ 비 고 : 단면에 대한 부대 정보를 기입한다. (예 > 날짜, 생성자, 메모)

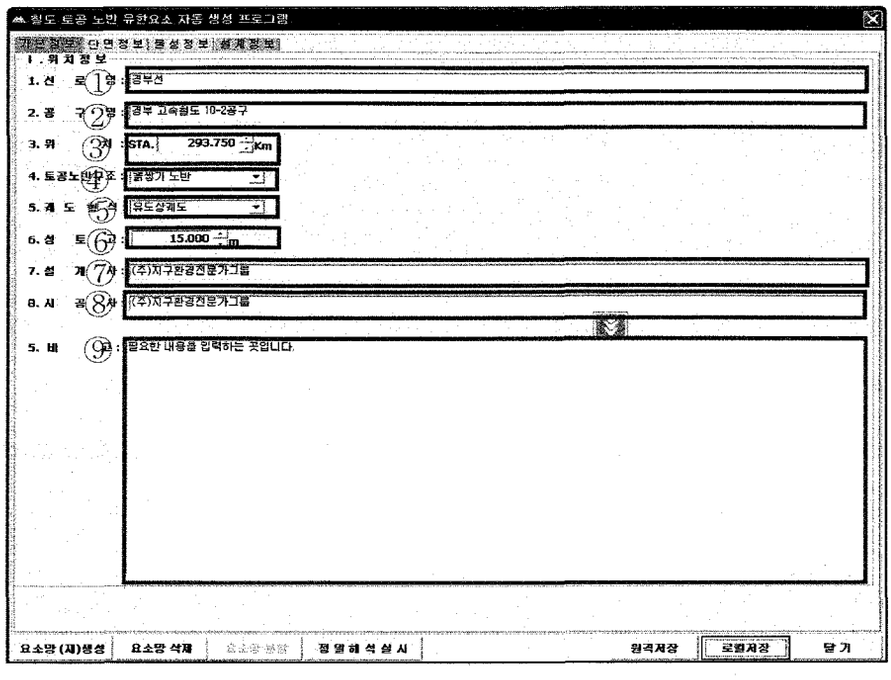


그림 3.6.22 기본정보화면

5.1.2 단면정보

본 메뉴를 실행하기 위해서는 기하학적 모델로부터 단면생성 버튼을 클릭후 흙쌓기 노반 탭을 선택하면 된다. 이 메뉴에서 제공하는 단면은 비교적 단순한 토공노반 단면을 지원하며 만약 더 복잡한 단면을 구성하고자 한다면 캐드도면을 이용하여 단면 생성을 해야 한다.

① 유도상 궤도 : 단선 또는 복선 여부 선택 , 단면에 대한 치수 기입

② 레일종류 : 철도레일의 종류 선택

③ 침목종류 : 침목 선택

④ 노반정보 입력

- 강화노반 : 강화노반에 대한 치수 기입, 강화노반 층이 단일 층으로 구성될 경우 보조도상만 기입한다.
- 상부노반 : 상부노반에 대한 치수 기입, 상부노반층이 단일 층으로 구성될 경우 T1만 입력하고 T1, T3는 층 두께를 0으로 기입
- 하부노반 : 하부노반에 대한 치수 기입, 하부노반 층이 단일 층으로 구성될

경우 T1만 기입하고 T2, T3에 대해서는 층두께를 0으로 기입

- 원지반 : 원지반에 대한 치수 기입, 원지반 층이 단일 층으로 구성될 경우 T1만 기입하고 T2, T3에 대해서는 층두께를 0으로 기입. 만약 원지반 층이 사선으로 형성되어 있는 경우에는 캐드도면을 이용하여 단면 생성 기능을 이용해야한다.

⑤ 요소망(재)생성 : 모든 치수가 기입되고 단면을 생성할려면 이 버튼을 클릭하면 그림 3.6.23과 같이 메인 화면에 단면이 생성되게 된다.

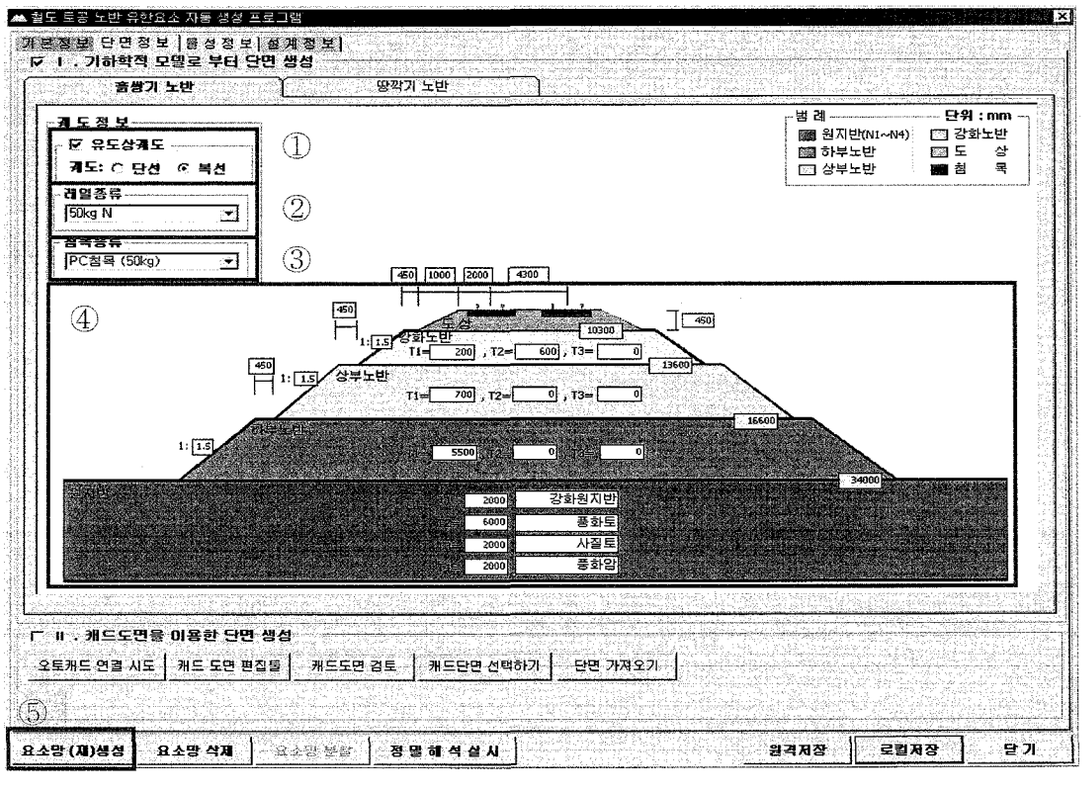


그림 3.6.23 기하학적 모델로부터 흙쌓기 노반 단면 자동 생성창

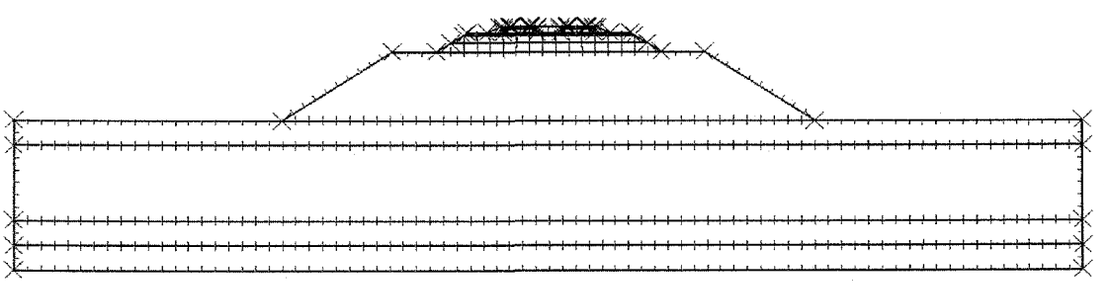


그림 3.6.24 기하학적 모델로부터 흙쌓기 노반 자동 생성 단면(예시)

가. 기하학적 모델로부터 단면 생성 : 땅깍기 노반

본 메뉴를 실행하기 위해서는 기하학적 모델로부터 단면생성 버튼을 클릭후 땅깍기 노반 탭을 선택하면 된다. 이 메뉴에서 제공하는 단면은 비교적 단순한 토공노반 단면을 지원하며 만약 더 복잡한 단면을 구성하고자 한다면 캐드도면을 이용하여 단면 생성을 해야 한다.

① 유도상 궤도 : 단선 또는 복선 여부 선택 , 단면에 대한 치수 기입

② 레일종류 : 철도레일의 종류 선택

③ 침목종류 : 침목 선택

④ 노반정보 입력

- 강화노반 : 강화노반에 대한 치수 기입, 배수층이 존재하지 않을 경우 층두께를 0으로 기입한다.
- 상부노반 : 상부노반에 대한 치수 기입, 상부노반층이 없는 경우 층두께를 0으로 입력한다.
- 원지반 : 원지반에 대한 치수 기입, 원지반 층이 단일 층으로 구성될 경우 T1만 기입하고 T2, T3, T4에 대해서는 층두께를 0으로 기입. 만약 원지반 층이 사선으로 형성되어 있는 경우에는 캐드도면을 이용하여 단면 생성 기능을 이용해야한다.

⑤ 요소망(재)생성 : 모든 치수가 기입되고 단면을 생성할려면 이 버튼을 클릭하면 그림 3.6.25와 같이 메인 화면에 단면이 생성되게 된다.

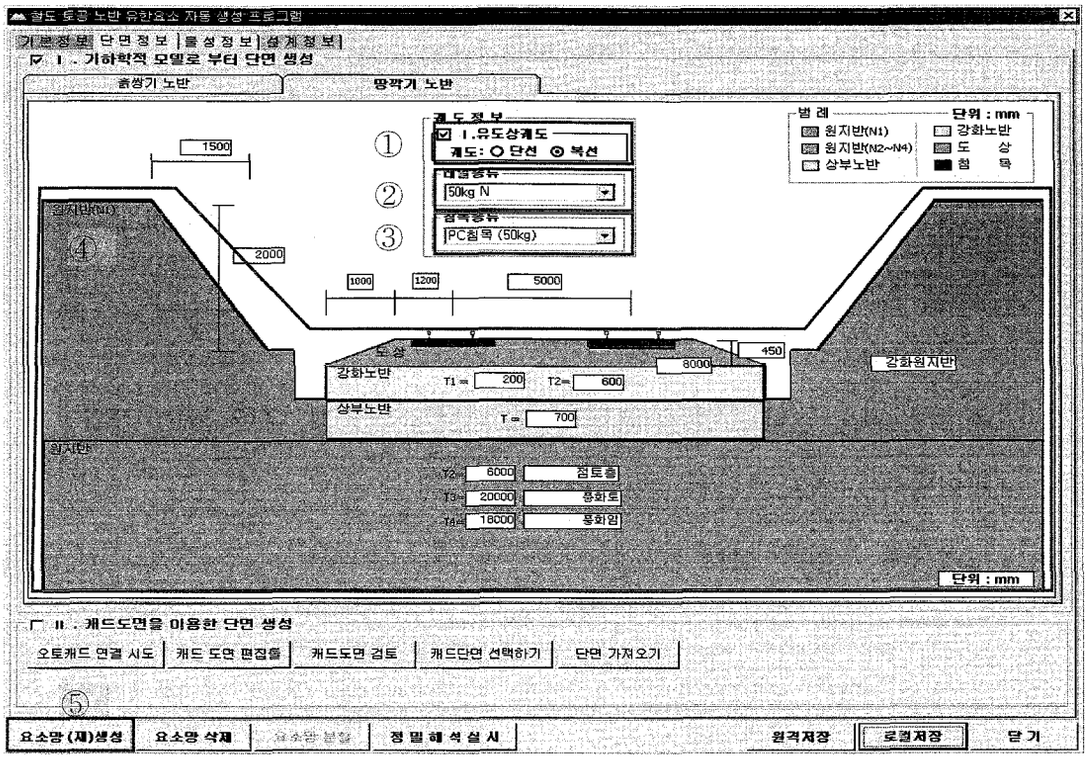


그림 3.6.25 기하학적 모델로부터 땅깎기 노반 단면 자동 생성창

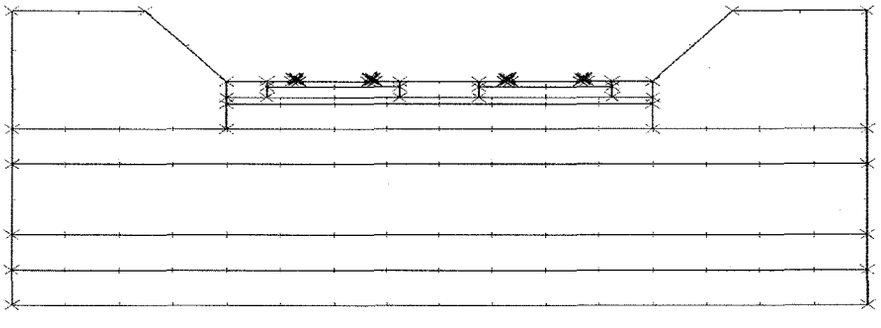


그림 3.6.26 기하학적 모델로부터 땅깎기 노반 자동 생성
단면(예시)

나. 캐드도면을 이용한 단면생성

본 메뉴를 실행하기 위해서는 캐드도면을 이용한 단면생성 버튼을 클릭하면 된다 이 메뉴에서 제공하는 복잡을 단면을 입력하기 위한 툴이며, 오토캐드의 레이어 이름과 PloyLine을 이용하여 개발 프로그램과 통신하여 단면 정보를 입력받는다.

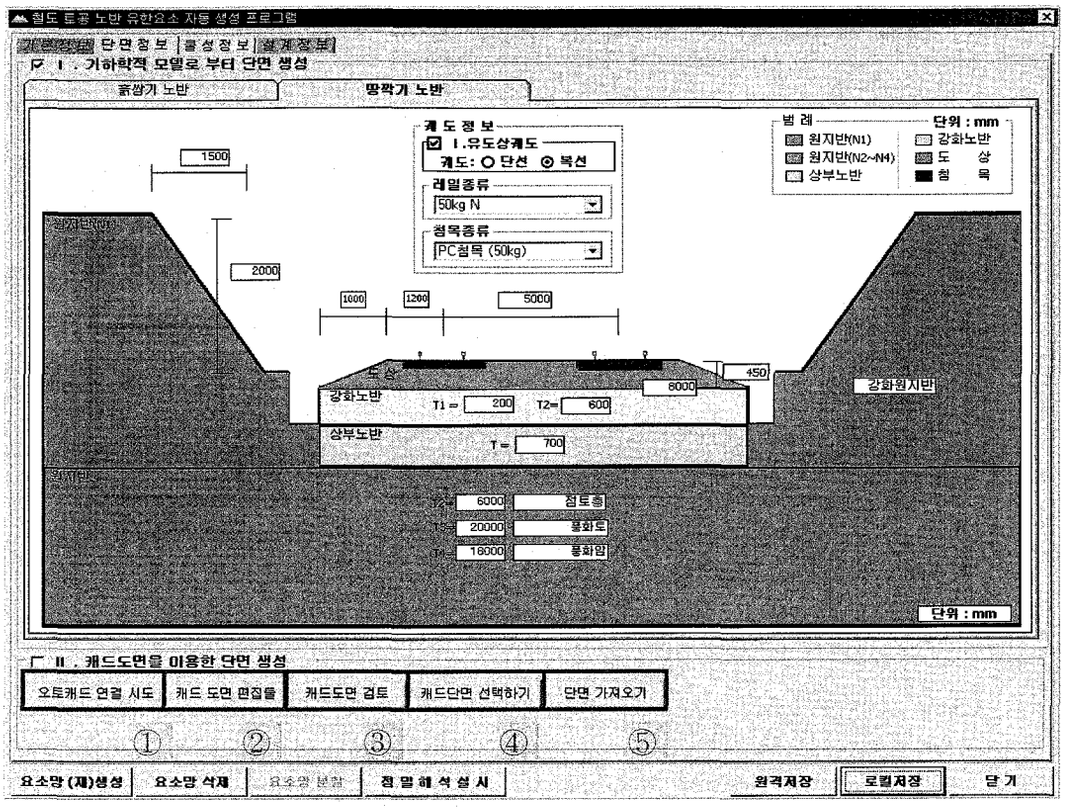


그림 3.6.27 캐드도면을 이용한 단면 생성

① 오토캐드 열결 시도 클릭

- 오트캐드를 실행하여 본 프로그램과 연결 컨넥션을 생성한다.
- 지원 되는 Autocad 버전은 R14이상이며, R2008까지 테스트하였다.
- Autocad가 설치되지 않는 상태에서는 이 작업이 불능

② 캐드 도면 편집툴

- 캐드 도면 편집툴을 클릭하면 다음과 같은 화면이 나타난다.

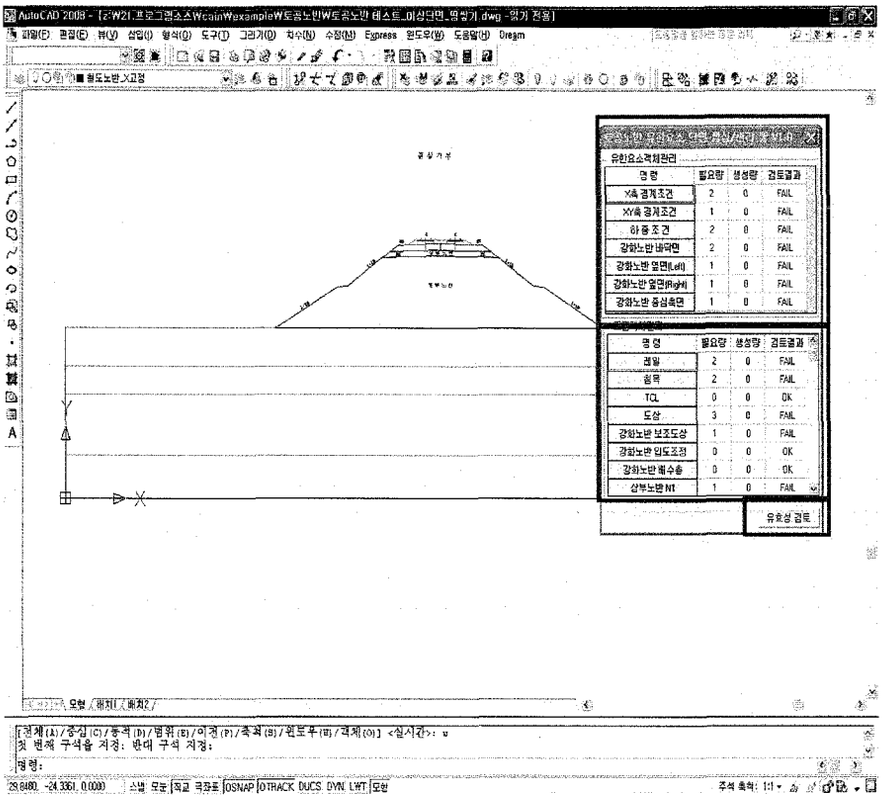


그림 3.6.28 캐드 도면 편집툴 실행과정



그림 3.6.29 캐드 도면 편집툴

- 토공노반 유한요소 단면 생성 툴을 이용하여 유한요소 단면을 생성 할 경우에는 크게 두가지 과정을 거쳐 작업을 진행하게 된다. 첫째로 표 3.6.6과 같이 유한요소 객체 관리에서는 기본 망 형성에 필요한 경계조건, 하중조건 및 강화노반 등으로 구성되며, 각각에 해당되는 버튼을 클릭하고 오토캐드 도면에서 해당 라인을 따라 시계 반대 방향으로 클릭하게 되면 해당 층으로 형성된다.. 다 마친후에는 ESC 버튼을 눌러 종료한다. 두 번째로 표 3.6.7과 같이 도면 객체 관리 같은 경우는 각종 요소 형상을 정의 짓는 부문으로써 도상, 레일, 강화노반, 상부노반, 하부노반, 원지반등을 클릭하고 오토캐드에서 라인을 따라 시계 반대방향으로 클릭하여 마지막으로 폐합후 ESC를 누르면 유한요소 망이 형성된다.

표 3.6.6 유한요소 객체 관리 툴

유한요소객체	설 명
X축 경계조건	단면의 X축 경계조건을 말함. 예> 원지반 양측면
XY축 경계조건	단면의 XY축 경계조건을 말함. 예> 원지반 제일 하단면
강화노반 바닥면	강화노반의 바닥면을 말함.
강화노반 옆면(Left)	강화노반의 왼쪽 옆면을 말함.
강화노반 옆면(Right)	강화노반의 오른쪽 옆면을 말함.
강화노반 중심축면	강화노반의 중심축면을 말함.

표 3.6.7 도면 객체관리

유한요소객체	설 명
레일	철도 레일을 말함. 생략 불가능
침목	철도 침목을 말함. 생략 불가능
도상	도상면을 말함. 생략 불가능
강화노반 보조도상	강화노반의 보조도상을 말함. 생략 불가능
강화노반 입도조정	강화노반의 입도조정층을 말함. 생략 가능
강화노반 배수층	강화노반의 배수층을 말함. 생략 가능
상부노반 N1	상부 노반 1층. 생략가능
상부노반 N2	상부 노반 2층. 생략가능
상부노반 N3	상부 노반 3층. 생략가능
상부노반 N4	상부 노반 4층. 생략가능
하부노반 N1	하부 노반 1층. 생략가능
하부노반 N2	하부 노반 2층. 생략가능
하부노반 N3	하부 노반 3층. 생략가능
하부노반 N4	하부 노반 4층. 생략가능
원지반 N1	원지반 1층. 생략가능
원지반 N2	원지반 2층. 생략가능
원지반 N3	원지반 3층. 생략가능
원지반 N4	원지반 4층. 생략가능

- 마지막으로 아래에 있는 유효성 검토 단추를 클릭하면, 유한요소망에 최소한 필요한 객체 개수에 착안하여 부족한 분을 찾고 부족분에 대해서는 FAIL이란 문자가 검토결과에 표시하게 된다.

③ 캐드 단면 검토

- 그림 3.6.27에서 캐드 단면 검토 명령버튼을 클릭하면 오토캐드 도면을 최종적으로 유한요소망에 적용하기 위한 유효성을 테스트 한다. 만약 유한요소망에 적용하기에 부적절한 부분이 있다면 이곳에서 에러가 생성하여 사용자에게 전달하게 된다.

④ 캐드 단면 선택하기

- 그림 3.6.27에서캐드 단면 선택하기를 클릭하면, 오토캐드에 그림 3.6.30과 같은 화면이 띄워진다.

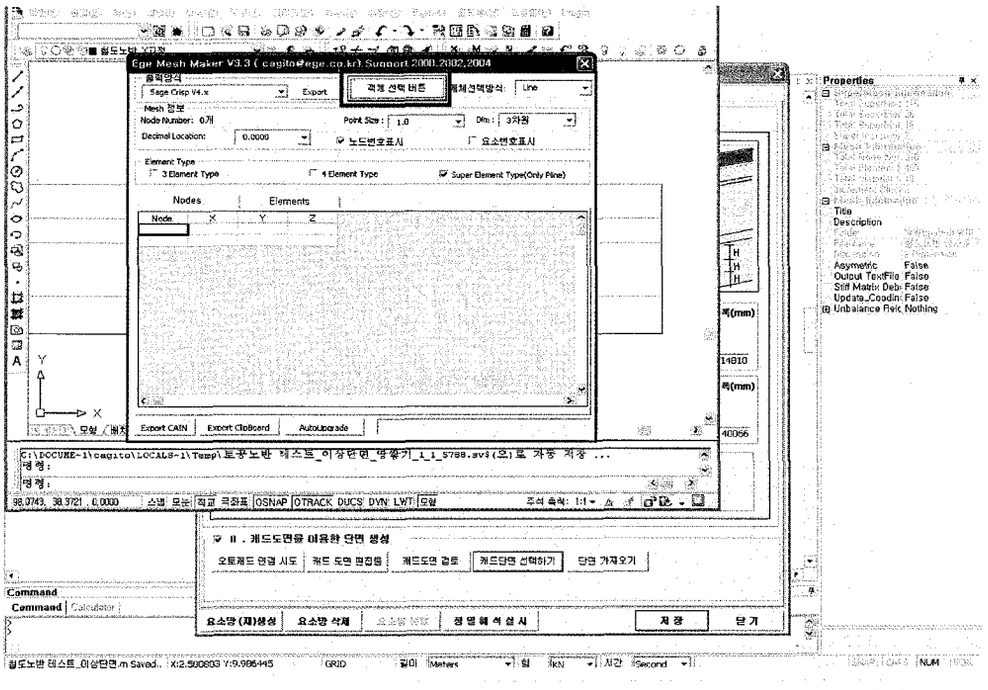


그림 3.6.30 오토캐드에서 도면 정보를 유한요소 정보로 변환

- 이때 객체 선택버튼을 클릭후 생성할 단면을 오토캐드에서 선택하고 엔터를 누르면 유한요소 좌표 및 요소망이 프로그램에 전달되게 된다.

⑤ 단면 가져오기

- 오토캐드에서 생성된 유한요소망을 본 프로그램에 로딩하는 작업을 수행한다. 이 작업을 수행하게 되면 메인화면에 입력된 단면이 자동으로 생성 되게 된다.

5.1.3 물성정보

물성정보 입력에서는 앞서 표시 했던 것과 같이 입력한다. 이때 현재 요소망에 변경 물성치 적용 버튼의 역할은 만약 물성치가 변경되었을 변경된 물성치를 요소망에 적용하는 역할을 수행하게 된다.

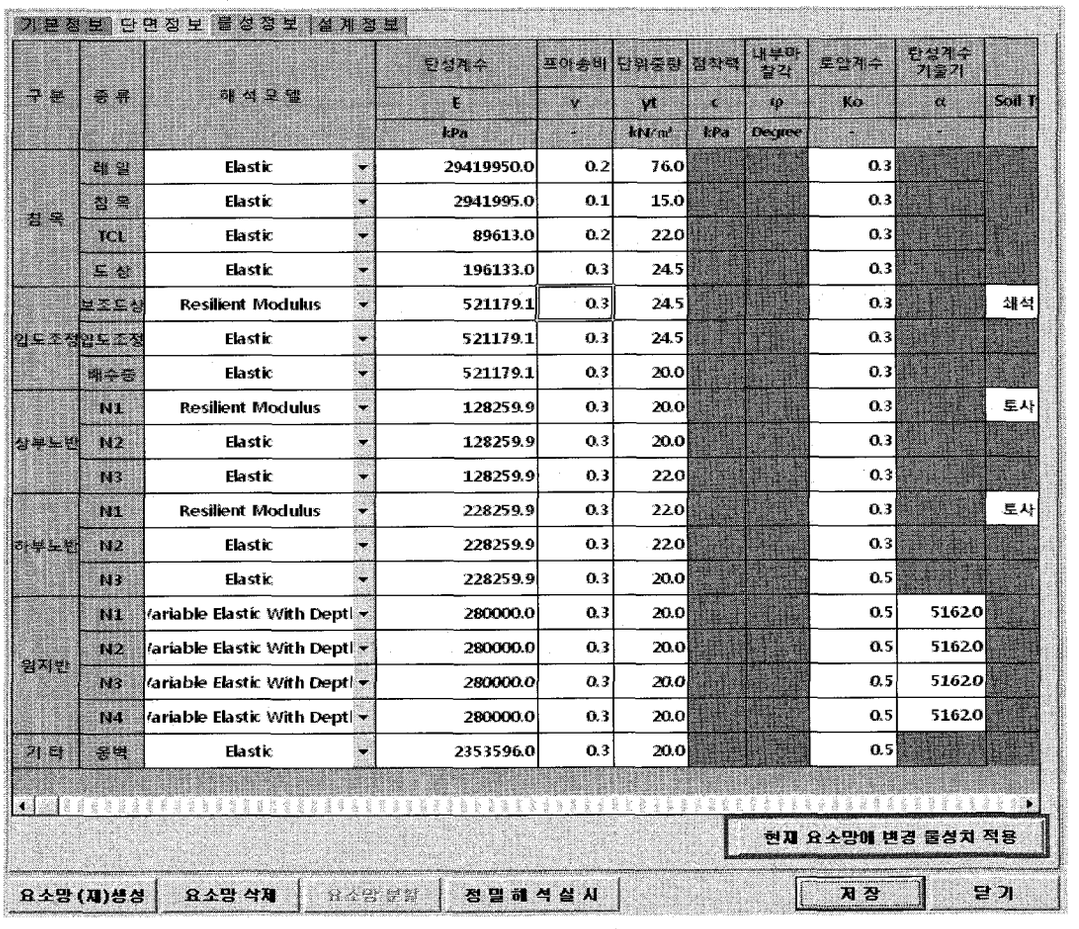


그림 3.6.31 층별 물성정보 입력창

해석모델 선택시 필요치 않은 물성 파라미터는 음영 처리하여 입력할 필요가 없다. 단위는 모두 SI단위계를 사용하였으며, 내부마찰각은 Degree 단위를 사용한다.

① 해석모델 : 표 3.6.8과 같이 해석 모델은 4가지가 지원되며, 특히 층의 거동 특성에 적절한 해석모델을 선택 해야지만이 신뢰성 있는 수치해석 결과값을 얻을 수 있다. 또한 표 3.6.8은 철도 노반층에 대하여 적절한 구성모델을 제시하고 있다.

② 탄성계수(kPa) : 탄성계수는 철도 노반 수치해석시 가장 중요한 인자이다. 단위는 kPa단위이며 모델명을 회복단성 계수로 선택할 경우 입력된 탄성계수는 축차응력이 0보다 적은 경우에 한에서만 해석시 사용되며, 그렇치 않는 경우는 내부적으로 계산된 회복 탄성계수를 사용한다.

표 3.6.8 철도 노반층에 따른 적용 가능한 유한요소 모델

모델구분	모델명	적용가능한 철도 노반 구성층
탄성	등방탄성 (Isotrapic Elastic)	레일, 침목, 옹벽, 원지반, 하부노반
탄성	깊이변화에 따른 탄성계수 변화 모델 (Isotrapic Variable Elastic With Depth)	원지반
비선형 탄성	회복탄성계수(철도연, 2008) (Resilient Modulus)	강화노반, 상부노반, 하부노반
탄소성	모어클론 모델 (Mohr-Colulomb)	원지반

③ 프아송비 : 프아송비를 입력 한다. (0.5 이상인 재료에 대해서는 G값을 바로 입력한다.)

④ 단위중량 (kN/m^3): 재료의 체적 단위 중량을 입력한다.

⑤ 토압계수: 흙의 토압계수를 입력한다. 흙의 토압계수가 잘못 입력 될 경우 탄성

해석에서는 수치 해석 결과에서 축차응력이 잘 못 산출 될 수 있으며, 탄소성 이론에서는 변위량 및 응력이 달라 질 수 있다. 따라서 신중을 기해 입력 해야 한다.

⑥ 탄성계수기울기(kPa/m) : 탄성계수가 깊이별이 얼마나 증가되는가에 대한 기울기이다. 깊이별로 증가되는 층에 대해서 적용 가능하며 이 값은 +,- 모두 사용 가능하다.

⑦ 토질종류 : 회복탄수계수를 산정하는데 필요한 인자. 토사와 사석등 2개로 나눠지며, 콤보박스 형태로 선택하고, 선택시 β_0, β_1, C_u에 대하여 디폴트 값이 제시된다. 또한 사용자가 임의로 수정 할 수 있다.

⑧ β_0, β_1, C_u : 회복탄수계수를 산정하는데 필요한 인자. 쇄석과 토사에 대해서는 β_0, β_1, C_u(균등계수)모두가 필요하다.

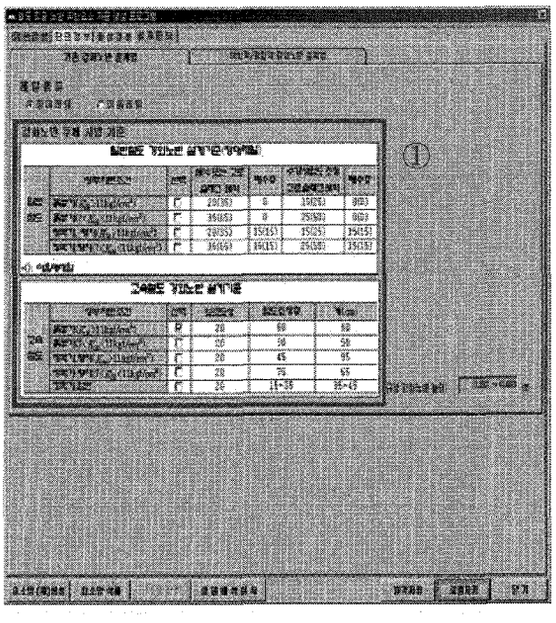


그림 3.6.32 기존강화노반설계법

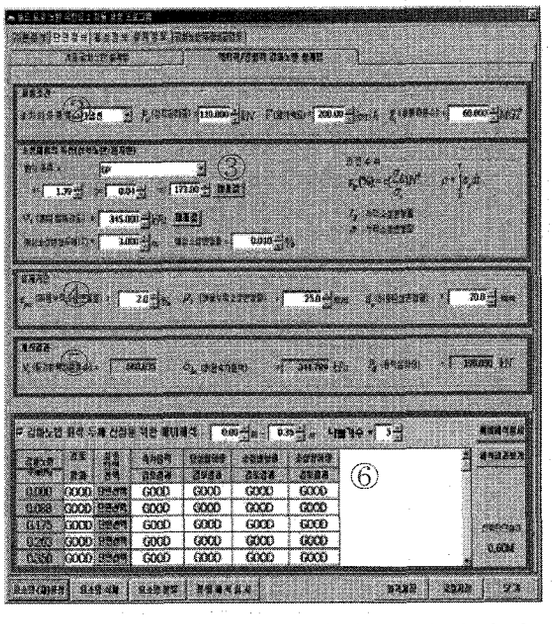


그림 3.6.33 역학적/경험적 노반설계법

① K_{30} 의한 설계법에 의한 강화노반 두께 범위 결정

- 강화노반 두께는 표 3.6.9, 3.6.10와 같이 일반철도와 고속철도 두가지의 기준으로 시방서에 제시하고 있다. 이 메뉴에서는 해당되는 규정을 선택하고 클릭하면

규정 강화노반 높이가 제시되게 된다.

표 3.6.9 일반철도 강화노반 설계기준(장대레일)

재 료 \ 상부노반조건	입도조정쇄석 또는 고로슬래그 쇄석(cm)	배수층 (cm)	수경성입도조정 고로슬래그 쇄석(cm)	배수층 (cm)
흙쌓기($K_{30} \geq 11kgf/cm^3$)	20(35)	0(0)	15(25)	0(0)
흙쌓기($7 \leq K_{30} < 11kgf/cm^3$)	35(65)	0(0)	25(50)	0(0)
땅깎기, 평지($K_{30} \geq 11kgf/cm^3$)	20(35)	15(15)	15(25)	15(15)
땅깎기, 평지 ($7 \leq K_{30} < 11kgf/cm^3$)	35(65)	15(15)	25(50)	15(15)

( ) : 이음매레일

표 3.6.10 고속철도 강화노반 설계기준

종 별		강화노반		계(cm)
재 료 \ 상 부 노 반 조 건		보조도상	입도조정층	
돋기	$7 \leq K_{30} < 11kgf/cm^3$	20	60	80
	$K_{30} \geq 11kgf/cm^3$	20	30	50
본 바 닥 및 깎기	$7 \leq K_{30} < 11kgf/cm^3$	20	75	95
	$K_{30} \geq 11kgf/cm^3$	20	45	65
	암반	20	15~25	35~45

② 교통조건 입력

-열차하중조건 : 열차 하중은 고속선, 1급선, 2급선, 3급선, 4급선, 5급선, 사용자등으로 입력 가능하며 급선에 따른 하중은 표 3.6.11과 같이 시방서 규정에 따름.

표 3.6.11 급선에 따른 열차하중 및 속도

선로의 등급	설계속도 (킬로미터/시간)	재하하중
고속선	350	HL-25
1급선	200	LS-22
2급선	150	LS-22
3급선	120	LS-22
4급선	70	LS-22

-정적윤하중 : 열차 하중에 따라 윤하중을 표출

-열차속도 : 시방규정에 따라 열차 속도 표출

-총통과톤수: 열차가 운행되는 총 톤수를 백만단위로 입력.

③ 노반재료의 특성 입력

-흙의 종류 입력 : 강화노반 아래에 위치한 노반의 재료를 입력

-a,b,m값 : 흙의 종류에 따라 결정지어지는 상수. 잘 모를시에는 대표값을 클릭하여 기존 실험값을 이용함 (신은철,2008).

-흙의 압축강도 :흙의 종류에 따라 결정지어지는 상수. 대표값을 클릭하여 기존 대표값을 이용함.

-예상소성변형두께 : 노반의 소성변형이 이루어 질 수 있는 깊이(기본: 3M)

-예상소성변형률 : 노반의 소성변형이 이루어 질 수 변형율(%)

④ 설계기준

- 허용누적소성변형률 및 허용누적소성변형량 : 설계시 기준값

연약지반상 흙쌓기는 파괴에 대한 안정성과 과다한 침하 또는 변형으로 파괴 요인이 구분되며, 이를 고려하고 주변지반에 미치는 영향에도 유의하여 설

계한다. 또한 연약지반 처리에 따른 허용잔류 침하량의 크기는 일반적으로 100mm를 기준으로 하며 해당구조물의 중요도 유지보수 비용등을 감안하여 적용해야 한다.(철도설계기준, 노반편)

열차 운행이후 지반의 압밀침하 등에 의해 레일면의 침하가 진행하면 고저틀림 등이 증가하고 주행안전상이나 승차감 등으로부터 규정된 정비 한도치를 만족할 수 없는 상태가 되어, 궤도를 정비할 필요가 생긴다. 이 경우, 문제가 되는 것은 부등침하량이며 구조물과의 접속부 등이 특히 주의를 요하게 된다. 고저 틀림의 증가속도(궤도틀림 진행)와 필요 보수량과는 서로 상관이 있으며 궤도틀림 진행과 지반의 잔류 침하량 사이에도 상관이 있는 것으로 나타났다. 따라서, 이러한 상관관계를 토대로 선로에 투입할 수 있는 보수량으로부터 허용할 수 있는 잔류침하량을 설정한다. 여기에서 투입할 수 있는 보수량은 물리적인 제약이나 압밀침하대책의 초기 투자와 보수비와의 경제 비 교 등에 의해 판단한다. 일반적으로 허용잔류침하량 설정법은 경험적인 것을 고려할 때 열차운행이후 10cm 정도이내를 기준으로 하는 것으로 한다.

- 허용탄성변형량 : 설계시 기준값

김대상(2005)에 의하면 허용탄성침하량을 2.5mm와 3.0mm로 하였을 경우에 표3.6.12 ~ 표 3.6.13과 같이 제안.

표 3.6.12 일반철도의 강화노반두께 비교(1,200kgf/cm^2)

상부노반조건	철도설계기준		허용침하량(2.5mm)		허용침하량(3.0mm)	
	A	B	A	B	A	B
흙쌓기($k_{30} \geq 11$kgf/cm^3)	20	35	3	70	0	5
흙쌓기($7 \leq k_{30} \leq 11$kgf/cm^3)	35	65	78	136	34	80
땅깎기, 평기($k_{30} \geq 11$kgf/cm^3)	20	35	3	70	0	5
땅깎기, 평기($7 \leq k_{30} \leq 11$kgf/cm^3)	35	65	78	136	34	80

※ A: 장대레일, B: 이음매레일

표 3.6.13 일반철도의 강화노반두께 비교(1,800kgf/cm²)

상부노반조건	철도설계기준		허용침하량(2.5mm)		허용침하량(3.0mm)	
	A	B	A	B	A	B
흙쌓기($k_{30} \geq 11$kgf/cm³)	20	35	2	47	0	4
흙쌓기($7 \leq k_{30} \leq 11$kgf/cm³)	35	65	58	96	26	59
땅깎기, 평기($k_{30} \geq 11$kgf/cm³)	20	35	2	47	0	4
땅깎기, 평기($7 \leq k_{30} \leq 11$kgf/cm³)	35	65	58	96	26	59

⑤ 계산결과

-등가하중반복회수 : 열차 하중 반복 회수

-허용축차 응력 : 허용 누적 소성변형률로 결정지어지는 허용 축차응력

-동적윤하중 : 정적 윤하중 및 충격계수에 의해 결정지어지는 수

⑥ 강화노반 최적 두께 산정

단면정보, 물성, 설계정보에 해당되는 최적 강화노반 두께 산정절차에 대해서 설명한다.

- 프로그램 상단의 설계정보를 입력한다.
- 강화노반 두께 Iteration 범위를 설정하고 나눌개수를 결정한다.
- 예비해석 실시를 클릭하게 되면 입력된 강화노반 범위와 나눌 개수에 따라 Iteration 과정이 시작된다. Iteration 과정은 다음과 같다.

  1 강화노반 두께에 따른 단면을 재생성한다.

  2 단면 유한요소망화 작업이 자동으로 수행

  3 유한요소망 최적화 작업 자동 수행(해석 성능 향상)

  4 예비 유한요석 해석 실시

  5 설계조건에 근거하여 단면 만족 여부 표시

- 예비해석 실시후 다음과 같은 화면의 표출된다.

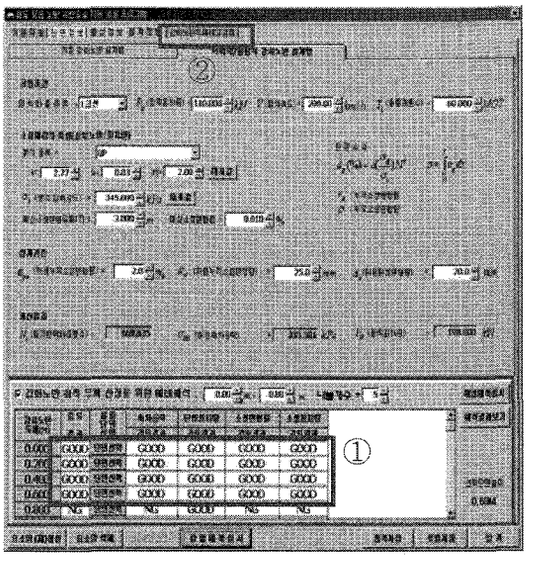


그림 3.6.34 예비해석 결과 요약

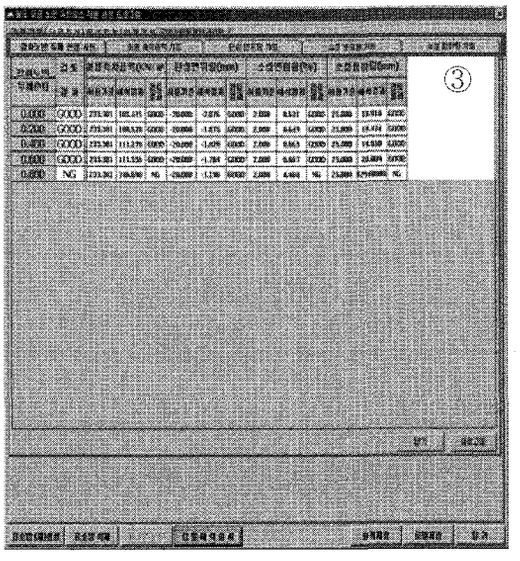


그림 3.6.35 예비해석 결과 상세

[1] 강화노반 두께에 따라 검토결과 4가지가 제시된다.

첫 번째는 축차응력으로써 계산된 허용 축차응력 범위와 비교하여 조건만족여부를 제시한다.

두 번째는 탄성침하량으로써 허용탄성침하량 범위와 비교하여 조건 만족여부를 제시한다.

세 번째는 소성변형률로써 설계기준인 허용누적소성변형률조건과 비교하여 만족여부를 제시한다.

네 번째는 소성변형량으로써 설계기준인 허용누적소성변형량과 비교하여 만족여부를 제시한다.

[2] 강화노반두께비교검토 탭을 클릭하면 위와같은 화면이 표출된다. 값이 표출되는 스프레트 시트가 표시되며, 기본적으로 ①에 표시된 내용을 자세히 표시한다.

[3] 차트탭은 허용 축차응력, 허용탄성침하량, 허용누적소성변형율, 허용누적소성변형량에 대하여 기준값과 구조해석값을 그래프화 하여 사용자가 최적 강화노반 두께를 가시화 하여 결정할 수 있는 툴이다.

최적 강화노반 두께의 결정 및 선택



그림 3.6.36 강화노반 두께별 검토 요약

[1] 위 해석결과에서는 강화노반 두께를 축차응력, 소성변형률, 소성침하량등에 대한 검토 결과를 간단하게 표시한다.

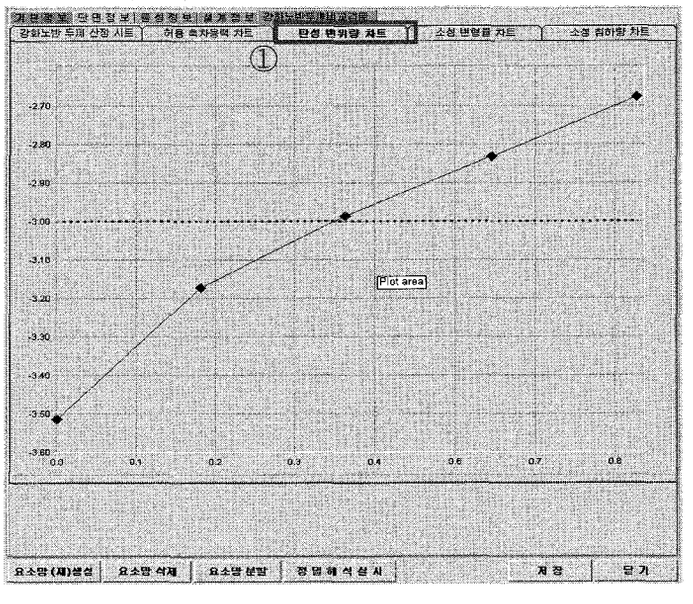


그림 3.6.37 설계기준과 탄성 변위량 차트

[2] 강화노반두께 검토 탭을 클릭하면 그림 3.6.37와 같이 각각의 설계기준치별로 시트 및 그래프로 표시되며, 사용자는 직관적으로 최적의 강화노반 두께를 파악할 수 있도록 구성하였다.

[3] 사용자가 강화노반 두께를 결정하였다면, 본해석으로 실시 하기 전에 최종 강화노반 두께를 그림 3.6.36와 같이 해당 강화노반 두께에 해당되는 단면

선택을 클릭하게 되면, 그림 3.6.38과 같이 선택된 강화노반 두께의 단면이 자동으로 메인 프로그램에 입력되게 된다.

4 3의과정이 끝나면 본해석을 실시하기 위한 모든 준비가 완료된 상태.

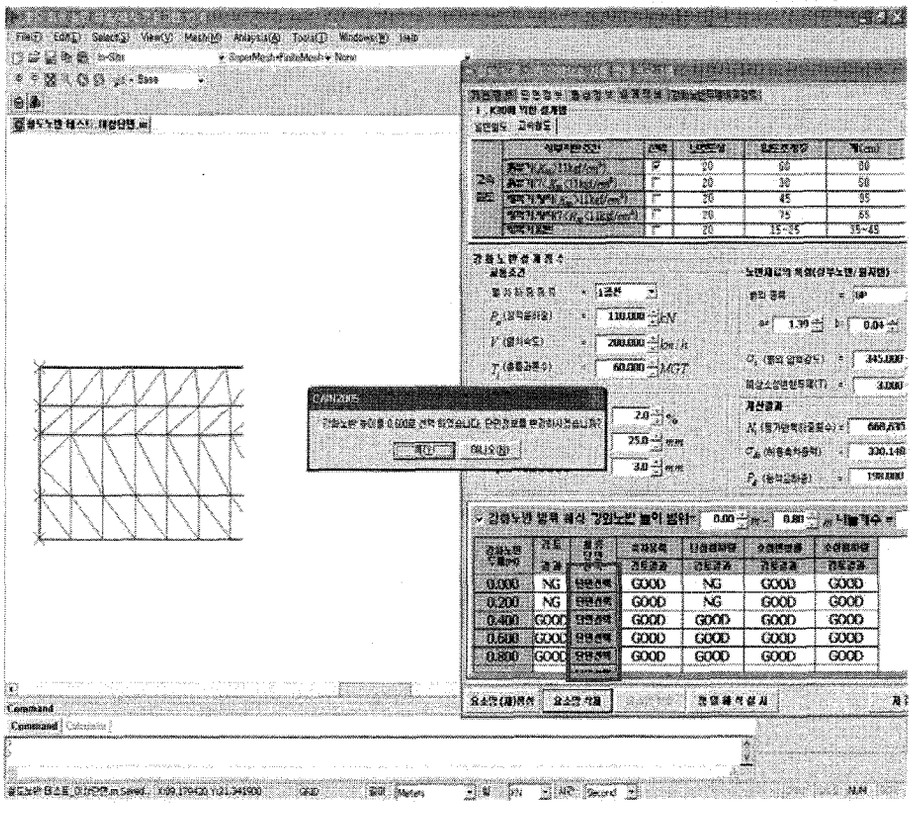


그림 3.6.38 최종 강화노반 두께 선택

5.2 해석과정

5.2.1 해석진행창

정밀해설 실시 버튼을 클릭한다. 이 버튼을 클릭하면 다음과 같은 화면이 표시된다.

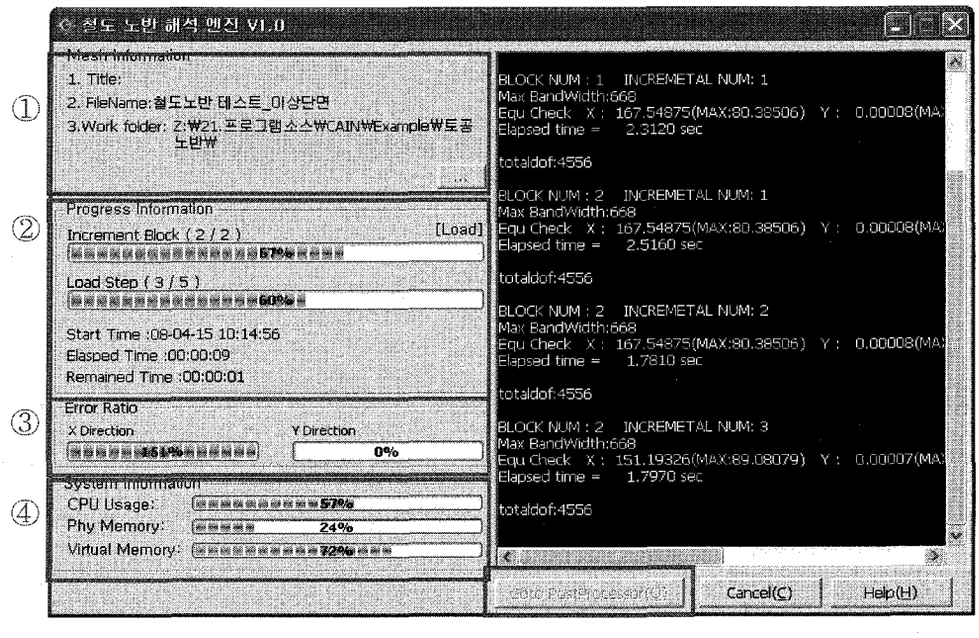


그림 3.6.39 본 해석 유한요소 해석 실시화면

① 이 단계는 생성된 단면을 유한요소법에 근거하여 해석을 수행하는 단계이다.

② Progress Information에서는 Increment Block과 Load Step의 진행률과 해석 시간 정보가 표출된다. 이때 Increment Block은 Insitu, 경계조건, 하중조건등을 단계적으로 적용하기 구분 스탭이며, Load Step은 하중 단계별 진행률이다. 일반적으로 지반공학적 문제에서는 입력된 하중을 단번에 재하 할 경우 탄소성 및 변경 탄성계수에 대해서는 오차율이 커질 수 있기 때문에 단계별로 하중을 재하시켜 그 오차를 줄인다.

③ Error Ratio는 외부 하중과 내부 내력의 비를 표현한다. 일반적으로 Insitu 조건의 가정방법 때문에 초기에는 에러가 커지나, 수치해석을 진행하면서 에러율이 수렴경향을 나타내면, 해석시에는 에러가 없는 것으로 판단되어진다. 하지만 Insitu 조건에 대한 에러율은 내제하게 된다. 이러한 Insitu 오차를 줄이기 위해서는 단면이 형성되기 전, 즉 시공전부터 단계별 성토과정을 시공 스탭별로 묘사 해야한다. 하지만 이런한 과정은 단면 복잡도를 증가시킬 뿐만 아니라 성토 다짐 과정에서 대변형, 강우시 변형해석을 해야하는 번거로움이 있다. 또한 다짐과정에서 변경되는 지반 파라미터를 역추적 해야하는 현실적으로 거의 불가능한 과정을 거쳐야만 한다. 마지막으로 탄성영역 해석에서는 Insitu조건 에러가 해석 결과에 영향을 크게 미치지 못하며, 탄소성 해석 같은 경우에는 영향인자로써 작용 할 수 있다.

④ System Information은 각종 시스템에 대한 정보를 표시한다. CPU Usage는 CPU의 사용량을 표시하고, Phy Memory는 실제 RAM의 사용량을 보여준다. Phy Memory같은 경우에는 90%이상 사용되는 경우 해석시 사용되는 메모리가 부족하다는 의미로써, 하드웨어 성능을 향상시키면 해석 속도를 크게 향상 할 수 있다.

5.3 후처리 과정

5.3.1 수치 해석결과

해석과정 이 후 그림 3.6.40과 같이 표출된 화면은 유한요소 해석결과를 사용자가 쉽게 파악하기 위하여 요약화 하여 스프레드 형태로 보여준 것으로써 크게 사하중, 활하중, 총하중에 대한 변위, 축차응력, 응력, 변형률을 노반층별로 구분되어 표출된다.

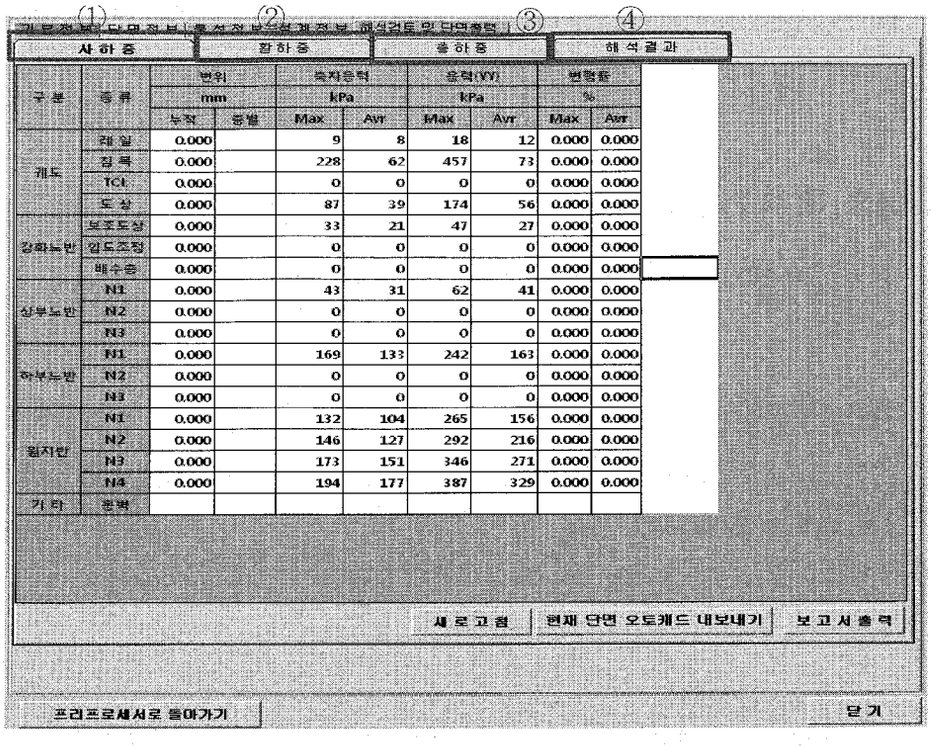


그림 3.6.40 해석결과 표출화면

① 사하중에 대한 해석 결과 정보 : 토공 노반 해석시 사하중은 자중을 말한다. 자중에 의하여 축차응력 및 수직응력을 증가분을 표시한것이며, 이때 변형량 및 변형률은 0으로 셋팅된다. 이와 같은 이유는 이미 자중에 의해 모든 변형이 일어났다고 가정하고, 해석을 수행하기 때문이다. 만약 자중 및 다짐에 의한 침하여부를 계산하기위해서는 시공단계별 유한요소망을 생성하여 해석해야 한다.

② 활하중에 대한 해석 결과 정보 : 토공 노반 해석시 활하중은 열차 하중을 말한다. 열차 하중에 의해 변형, 축차응력, 수직응력, 변형률을 증가분을 표시한 것이며, 이때 변형량은 누적, 층별로 구분되어 표시된다.

③ 총하중에 대한 해석 결과 정보 : 토공 노반 해석시 총하중은 열차 하중과 자중의 합을 말한다. 열차 하중과 자중에 의해 변형, 축차응력, 수직응력, 변형률을 증가분을 표시한 것이며, 이때 변형량은 누적, 층별로 구분되어 표시된다.

④ 해석결과를 도시할 수 있는 메뉴이다. 사하중, 활하중, 총하중에 대하여 그래프, 퀀투어, 보고서, 도면등을 표출할 수 있다.

5.3.2 사하중 해석결과 도시

다음은 그림 3.6.41와 같이 해석결과에 대한 도시 화면을 설명한다.

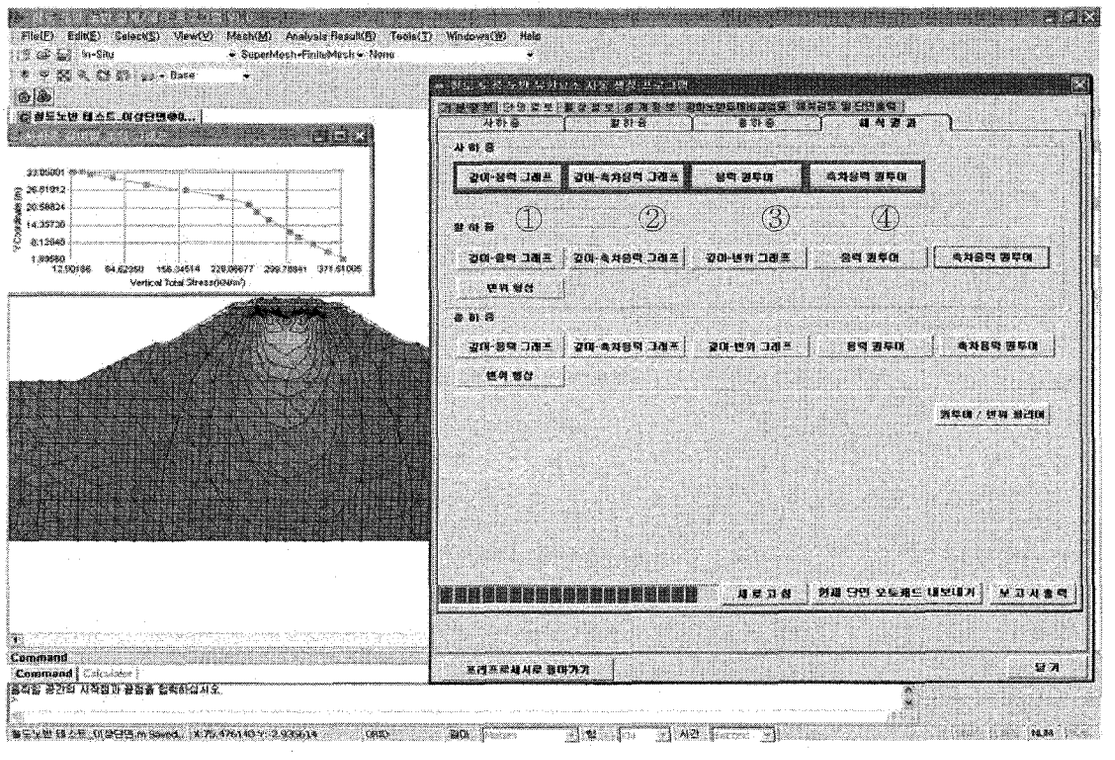


그림 3.6.41 사하중 해석결과 도시 툴

① 사하중 깊이-응력 그래프 : 사하중에 대하여 깊이별 수직응력 그래프 표시

② 사하중 깊이-축차응력 그래프 : 사하중에 대하여 깊이별 축차응력 그래프 표시

③ 사하중 응력 퀀투어 : 사하중에 대하여 수직응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 사하중은 자중을 말함.

④ 사하중 축차응력 퀀투어 : 사하중에 대하여 축차응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 사하중은 자중을 말함.

5.3.3 활하중 해석결과 도시

다음은 그림 3.6.42과 같이 해석결과에 대한 도시 화면을 설명한다.

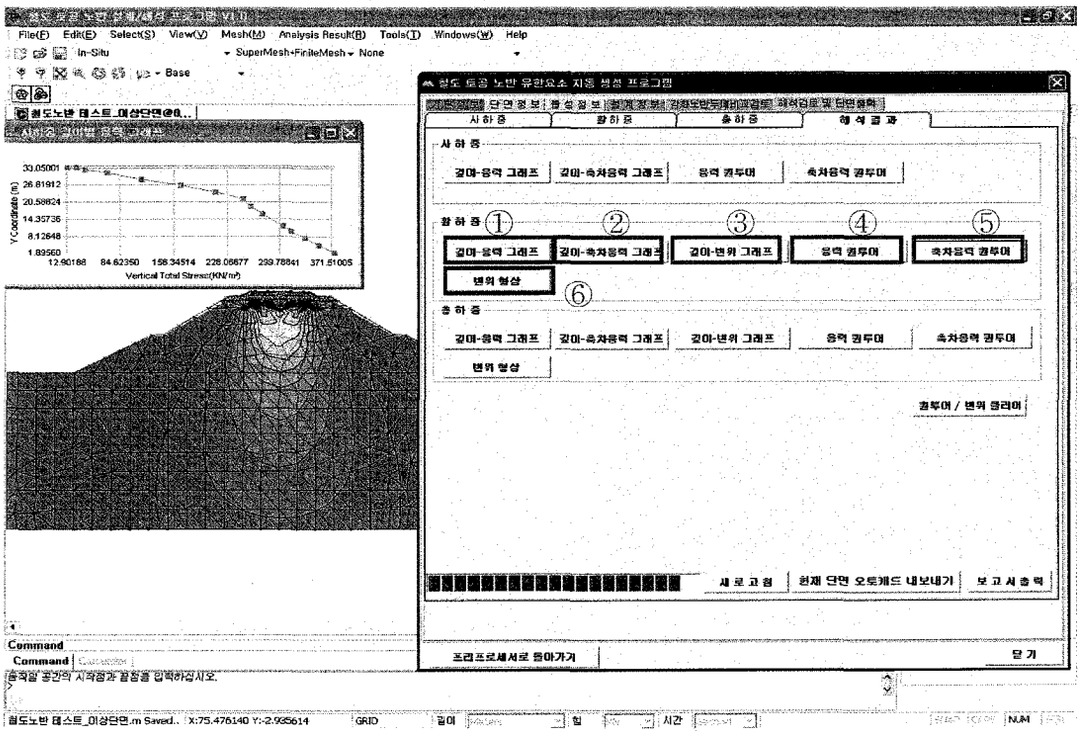


그림 3.6.42 활하중 해석결과 도시 툴

① 활하중 깊이-응력 그래프 : 활하중에 대하여 깊이별 수직응력 그래프 표시

② 활하중 깊이-축차응력 그래프 : 활하중에 대하여 깊이별 축차응력 그래프 표시

③ 활하중 깊이-변위 그래프 : 활하중에 대하여 깊이별 수직변위 그래프 표시

④ 활하중 응력 퀀투어 : 활하중에 대하여 수직응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 활하중은 열차하중을 말함.

⑤ 활하중 축차응력 퀀투어 : 활하중에 대하여 축차응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 활하중은 열차하중을 말함.

5.3.4 총하중 해석결과 도시

해석결과에 대하여 총하중에 대한 시각적 접근 방법을 설명한다.

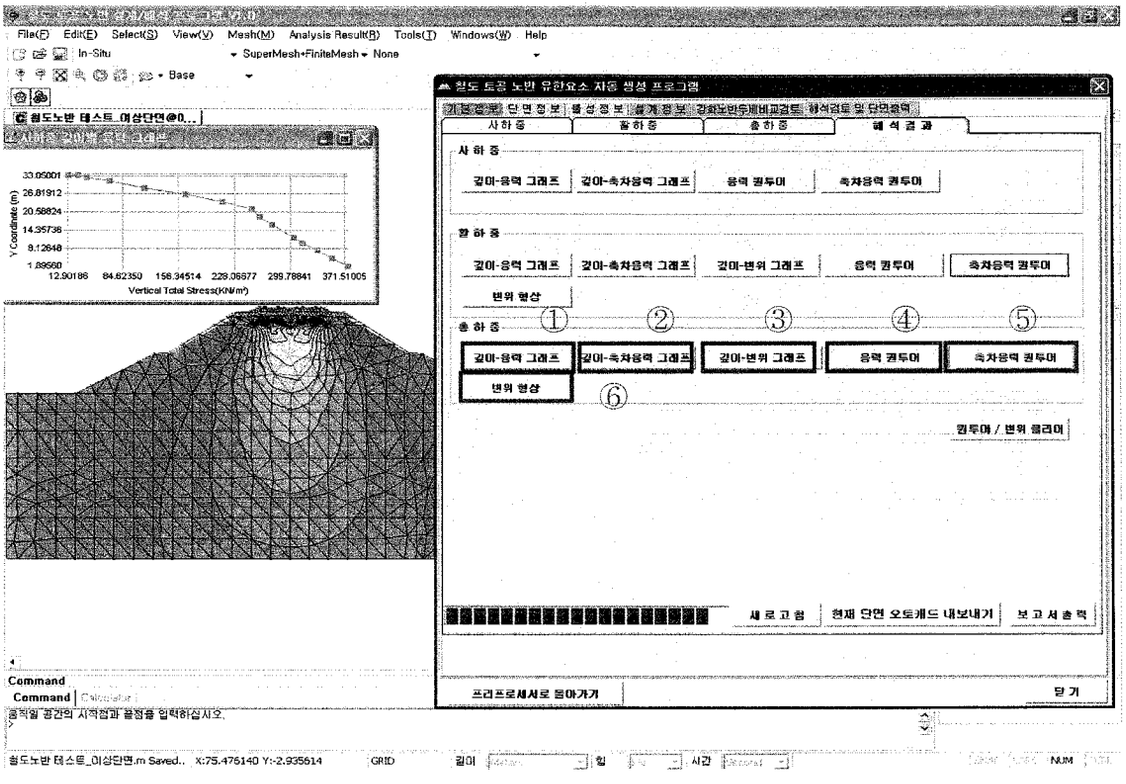


그림 3.6.43 총하중 해석결과 도시 툴

① 총하중 깊이-응력 그래프 : 총하중에 대하여 깊이별 수직응력 그래프 표시

② 총하중 깊이-축차응력 그래프 : 총하중에 대하여 깊이별 축차응력 그래프 표시

③ 총하중 깊이-변위 그래프 : 총하중에 대하여 깊이별 수직변위 그래프 표시

④ 총하중 응력 퀀투어 : 총하중에 대하여 수직응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 총하중은 열차하중과 자중의 합을 말함.

⑤ 총하중 축차응력 퀀투어 : 총하중에 대하여 축차응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 총하중은 열차하중과 자중의 합을 말함.

5.3.5 도면출력

그림 3.6.44과 같이 해석결과에 대하여 도면 출력 과정을 설명한다.

① 오토캐드를 실행한다. (지원 버전 : R14이상부터 Autocad 2008까지)

② 현재 단면 오토캐드 내보내기를 클릭하면 오토캐드에 단면이 자동으로 형성된다.

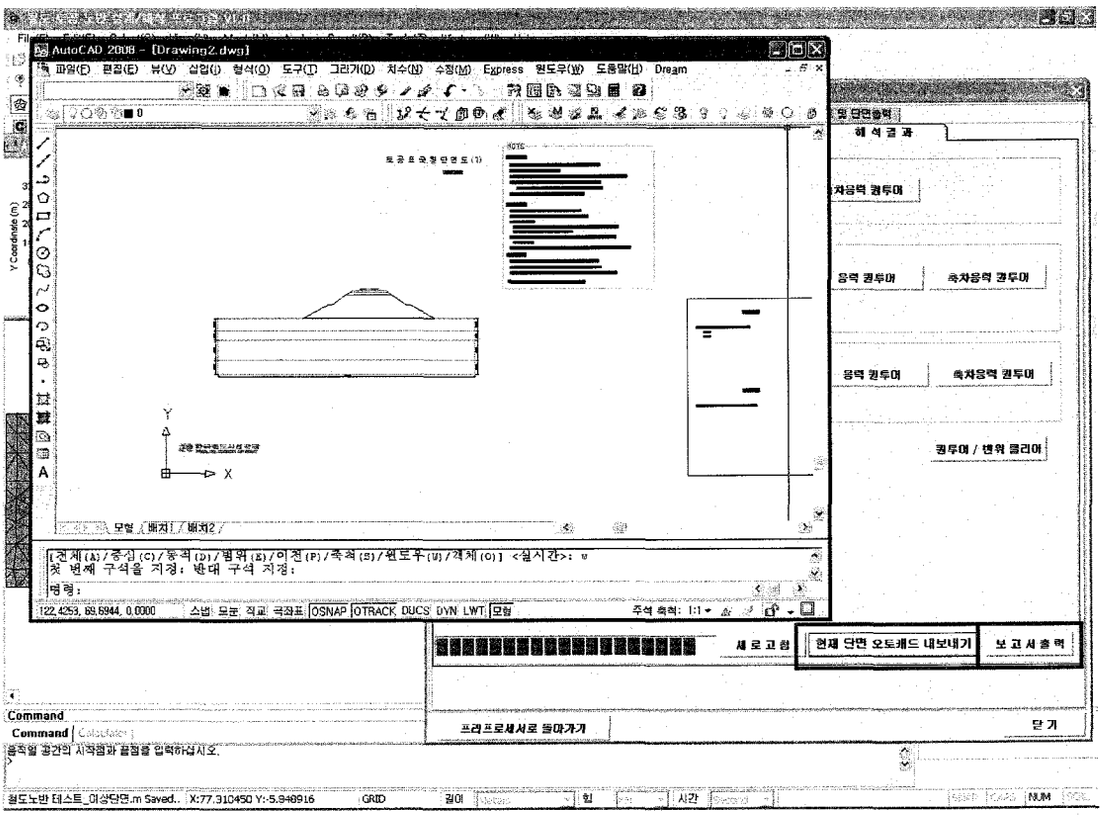


그림 3.6.44 해석결과 도면 출력 화면

5.3.6 보고서 출력

그림 3.6.45와 같이 해석결과에 대하여 보고서 출력에 대한 설명이다.

① 엑셀을 실행한다. (지원버전 Excel 97 이상버전)

② 보고서 출력을 클릭하면 아래와 같은 화면이 출력된다.

③ 보고서 출력시 1분정도의 시간이 소요된다.

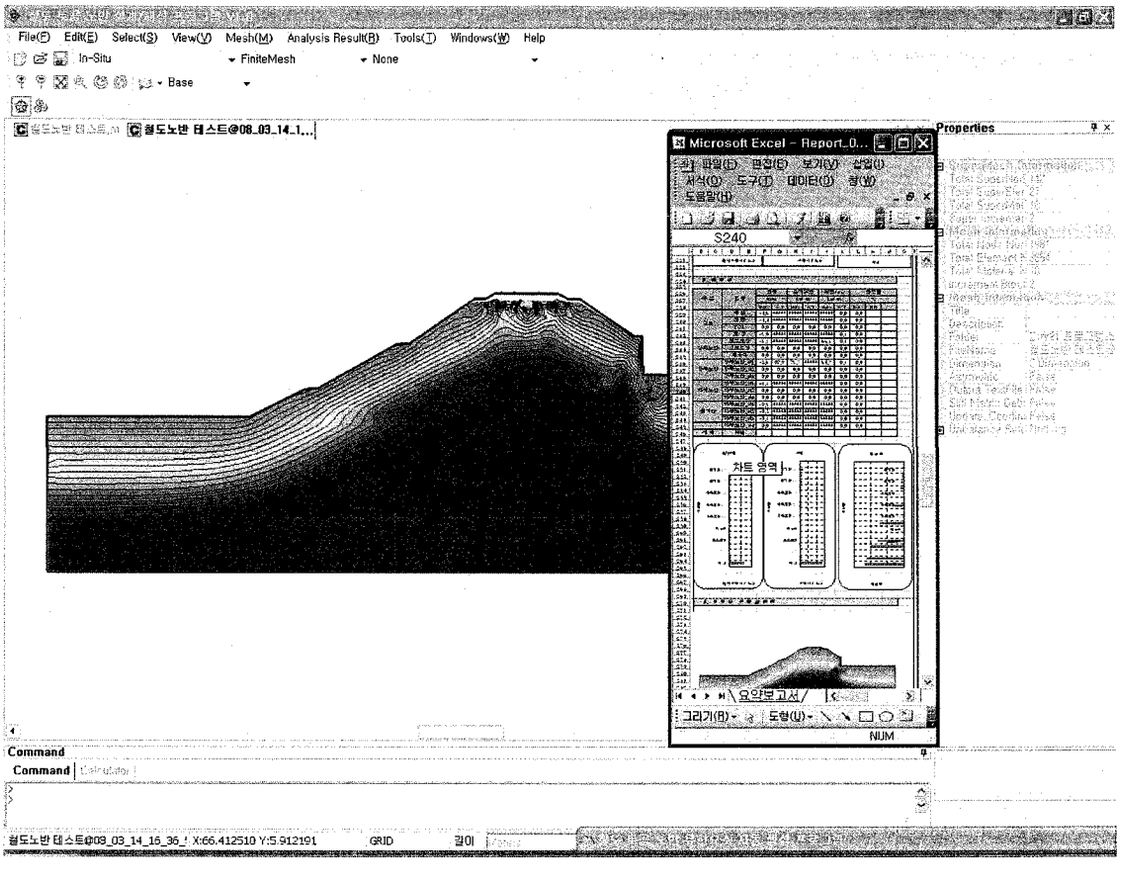


그림 3.6.45 해석결과 보고서 출력 화면

제 7 절 LFWD 시험을 이용한 토공노반 품질관리

1. 개요

국내 토공 다짐품질관리 기준은 지반반력계수(k_{30})와 유럽 등에서 사용하고 있는 변형계수(E_V)로 평판재하시험 또는 반복 평판재하시험으로 구한다. 평판재하시험은 지지력을 측정하는 가장 보편적인 실험 방법이지만 시험 소요시간이 많이 걸리고, 큰 반력이 필요하며 협소한 지점에서는 사용성 등이 제한 받는다. 이러한 단점을 보완하기 위하여 다양한 실험방법이 제안되고 있으며 그 하나의 방법으로 소형 LFWD 장비를 이용한 품질관리 방법이 제안되고 있다. LFWD 장비는 사용자가 쉽게 변형계수(E_{LFWD})를 구하고 이를 현장에서 직접 확인이 가능하기 때문에 많이 사용되고 있는 실험방법이다.

본 연구에서는 먼저 기존 다짐품질관리 방법과 LFWD를 통해 구한 변형계수와 상관성과 적용성을 평가하였다. 본 연구 흐름은 그림 3.7.1과 같은 방법으로 연구를 수행하였다. 그림에서와 같이 실내 및 현장실험을 통해 다짐에너지의 변화, 성토재료 등에 따른 민감도 분석하였으며 기존 품질관리 실험방법들과 비교하였다. 이러한 연구를 통해 최종적으로 LFWD 장비를 이용한 현장 품질관리 측정방법을 제안하였다.

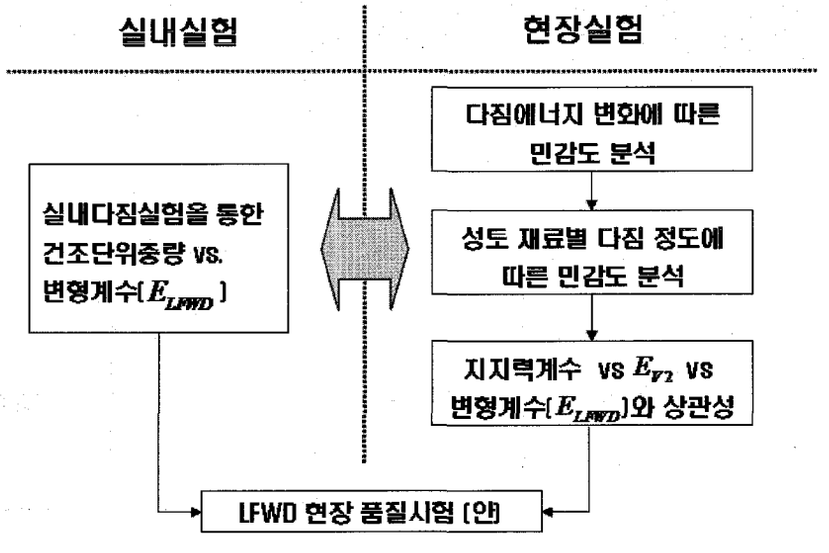


그림 3.7.1 LFWD 장비를 이용한 토공다짐 품질관리 방안 연구흐름도

2. 다짐정도에 따른 변형계수의 민감도 평가

2.1 소형 다짐에너지에 대한 민감도 평가

현장에서 다짐의 목적은 흙의 간극률을 줄여 투수성을 저하시키고 물의 침입에 대한 연화, 팽창을 최소화하여 흙을 가장 안정적인 상태를 가지며 소요의 강도(지지력)를 가질 수 있도록 하는 것이다. 다짐품질관리는 이러한 공학적 성능을 발휘하는지 여부를 판정하는 기준이다. 따라서 판정기준은 다짐에너지에 따른 다짐 정도를 평가할 수 있어야 한다. 먼저 LFWD 장비로 구한 변형계수 측정결과가 다짐에너지에 따른 다짐정도를 판정할 수 있는지를 확인하고자 현장실험을 실시하였다.

그림 3.7.2은 일반철도 장항선 구간의 성토구간의 현장 전경이다. 기존 현장은 다짐이 완료된 구간이기 때문에 굴착장비를 이용하여 지반을 흩트려 놓은 후 다짐장비(Tamper)를 이용하여 재 다짐을 실시하였다. 그림 3.7.3와 같이 각 구간별 다짐횟수를 증가시키며 다짐정도를 다르게 하여 4단면을 조성하였다.



그림 3.7.2 현장 평면도

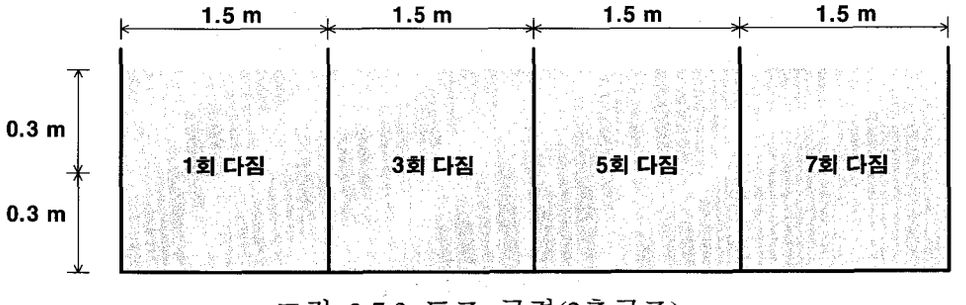


그림 3.7.3 토조 규격(2층구조)

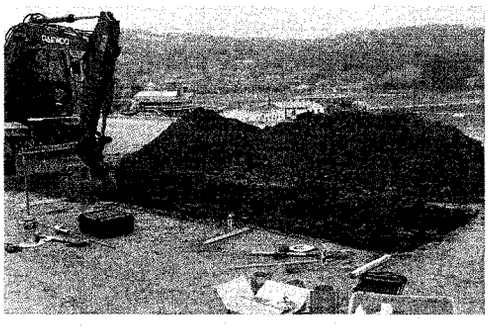


그림 3.7.4 다짐을 위한 굴착



그림 3.7.5 다짐완료 후

일반적인 현장 다짐장비은 머캐덤 롤러, 탠덤 롤러 등이 사용되어지나 본 실험에서는 실험의 편의를 위하여 소형 다짐 장비를 이용하여 다짐하였다. 다짐 장비로는 Rammer, Tamper 가 있으나, Tamper를 사용하였다. 표 3.7.1은 현장에서 사용된 다짐장비의 제원을 나타내었다. 그림 3.7.6~3.7.7은 다짐장비와 현장에서 다짐을 실시하는 모습이다. 현장의 다짐 정도는 다짐에너지는 동일하게 한 후 다짐횟수를 증가시켜가며 4개의 실험단면을 구축하였다.

표 3.7.1 현장 다짐장비 제원

Model	W × L (mm)	Centrifugal Force (kgf)	Travel Speed	Working Area (m^2/h)	Engine	Weight (kg)
HCP-90	410×490	3,600	19 ~ 23	553 ~ 670	Gasoline	90

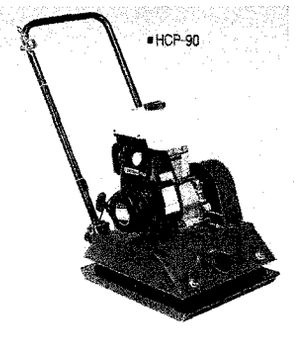


그림 3.7.6 진동 콤팩타



그림 3.7.7 Tamper에 의한 다짐관리

표 3.7.2는 현장에서 채취한 흙에 대하여 기본물성시험결과를 요약하였다. 성토재료의 최대입경은 19mm, 소성지수 2.65%, 액성한계 24.2%로 국내 철도설계기준과 비교해볼 때 양질의 자연토이다.

표 3.7.2 성토재료의 물성과 입도분포(장항선 00구간, 서천)

자연함수비	12.7%	습윤밀도	2.15gf/cm^3
최적함수비	12.0%	건조밀도	1.92gf/cm^3
소성지수	2.65	간극비	0.39
액성한계	24.2%	최대입경	19.0mm

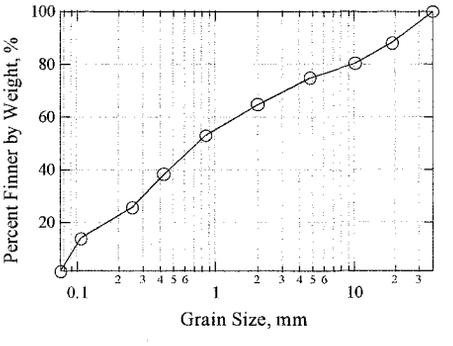


그림 3.7.8은 굴착된 단면에서 초기 LFWD를 측정하는 모습이다. 이때 LFWD 장비의 타격에너지는 10kgf 추를 사용하여 ϕ 30cm 평판에 타격에너지를 가하여 약 4kN으로 하여 측정하였으며 이때 포아송비(ν)는 0.3으로 가정하여 변형계수(E_{LFWD}) 값을 추정하였다. 측정 Data는 초기 1회를 측정하고 이후 3회 연속 측정하여 평균치를 사용하여 분석하였다. 또한 각 실험단면에서 직접도달파 실험을 실시하여 다짐 정도를 개관적으로 평가할 수 있었다.

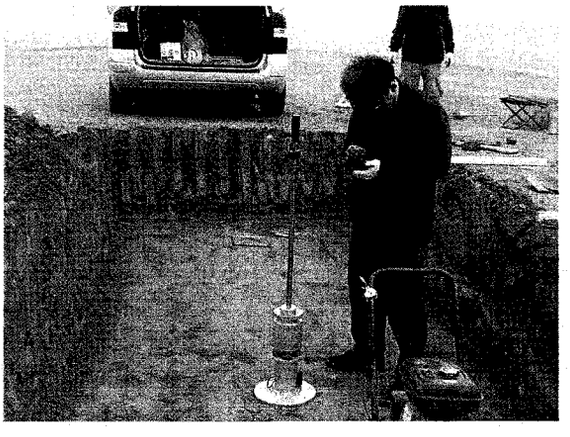


그림 3.7.8 토조내에서의 LFWD 측정

표 3.7.3은 다짐횟수에 따른 LFWD의 변형계수 초기값과 평균값 그리고 직접도달파로 평가한 압축파 속도이다. 표에서와 같이 다짐 횟수(즉, 다짐에너지)가 증가함에 따라 변형계수, 압축파(P-파) 모두 증가하고 있으며 다짐횟수 5회 이상부터는 거의 일정하게 수렴하는 것을 볼 수 있다. 이러한 결과를 볼 때 다짐에너지에 따라 LFWD의 변형계수가 변화하는 것을 확인할 수 있었으며 이를 통해 토공 다짐품질 기준 만족 여부를 판정할 수 있는 것으로 판단된다.

그림 3.7.9은 LFWD 장비로 구한 변형계수와 다짐 왕복횟수의 관계이다. 그림에서와 같이 다짐왕복횟수가 증가함에 따라 변형계수도 증가하고 있으며 약 7회 다짐하였을 때 약 30MPa정도의 변형계수를 얻을 수 있었다. 다짐횟수 5회 이상부터는 거의 일정하게 수렴하고 있는 것을 볼 수 있다. 따라서 LFWD 시험장비를 통해 구한 변형계수(E_{LFWD})와 다짐 정도와는 상관성이 있는 것을 볼 수 있으며 충분히 다짐정도를 평가할 수 있을 것으로 판단된다. 그러나 현장에서 사용된 다짐장비는 소형다짐 장비이기 때문에 상대적으로 작은 다짐에너지를 가진다. 따라서 실제 현장에서 사용하고 있는 다짐장비에 대하여 추가 연구가 필요하다.

표 3.7.3 다짐횟수별 각 실험별 측정값

다짐 횟수	초기값, MPa	평균값, MPa	압축파, m/sec
1	6.0	13.5	204.1
3	10.0	17.3	238.1
5	15.0	26	270.3
7	15.0	28.3	-

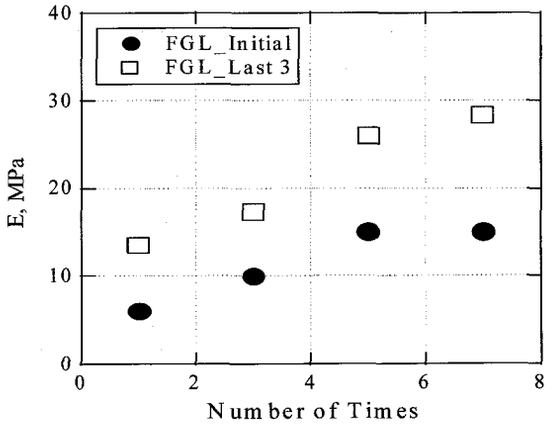


그림 3.7.9 다짐횟수별 LFWD 측정값

2.2 현장 다짐장비를 이용한 품질관리 평가

현장에서 사용하고 있는 장비를 이용하여 다짐 에너지에 따른 LFWD 장비의 품질관리 여부를 평가하였다. 시험성토 부지는 한국철도기술연구원 2단계 건설부지에서 실시하였으며 기존에 다짐 품질기준으로 사용하고 있는 평판재하시험과 현장 들밀도 시험을 통해 시험성토지반의 다짐 정도와 비교하였다.

2.2.1 시험성토

그림 3.7.10에서와 같이 시험성토 구간은 상부길이(L) 8m, 성토고(H) 1.22m, 그리고 성토 기울기는 1.:1.5이상으로 구축하였으며 다짐 높이는 1.22m로 3층으로 1층 45cm, 2층 32cm, 3층 48cm 으로 시공하였다. 먼저 시험 성토체를 조성하기 위하여 원지반 50cm를 제거하여 느슨한 상태로 만든 다음 재 다짐하였다. 이러한 이유는 실험 기간이 겨울철이기 때문에 지반 상부가 동상 때문에 지지력이 상당히 크게 측정되어 실험결과에 영향을 미칠 수 있기 때문이다.

1층 다짐 완료 두께는 약 45cm이며 롤러왕복횟수 10회로 다짐하였으며, 2층은 2회, 6회, 10회로 롤러왕복횟수를 증가시켜가며 다짐정도에 따는 변형계수를 측정하였다. 마지막 층 3층은 2층에서 실시한 다짐횟수에서 추가로 22회를 다짐하였다. 각 층은 총 8개 단면으로 재 구분하여 밀도측정을 실시하였다. LFWD 시험은 협소한 구간에도 가능한 실험이기 때문에 8개 모든 지반에 대하여 변형계수를 측정하였다. 평판재하시험과 반복평판재하실험은 포크레인을 반력대로 사용하기 때문에 공간부족으로 인해 각 층 중앙부에서만 측정하였다.

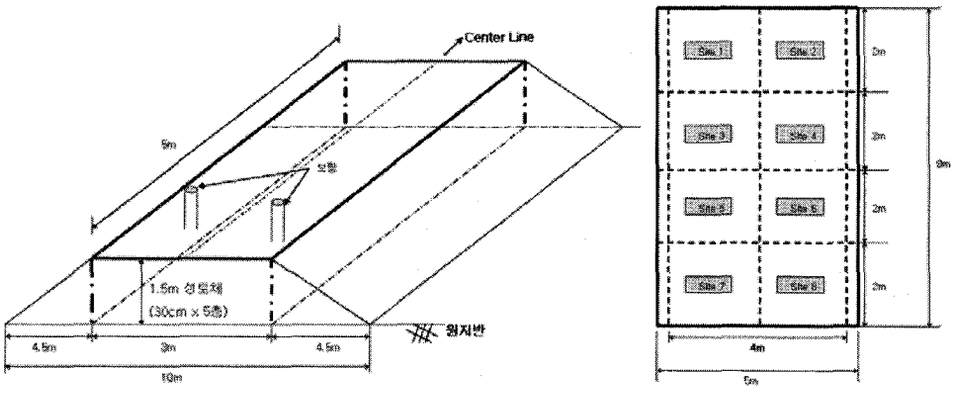


그림 3.7.10 현장실험 조건

표 3.7.4는 위치별 실험 실시항목을 정리하였다. 시험성토에서 실시한 실험종류로는 평판재하시험으로부터 지반반력계수와 변형계수, 그리고 LFWD 시험과 P-파 실험을 실시하였다. 또한 모래단위중량 실험으로 다짐밀도를 평가하였다.

표 3.7.4 위치별 실험 실시여부

층 구분	다짐횟수 (롤러)	Site (1~8)	실험별 실시여부				
			LFWD	K_{30}	Ev	단위중량 실험	탄성파 실험
원지반	-	Site 1~8	-	-	-	-	-
1 층	10회다짐	Site 1~8	○	○	○	○	○
2 층	2회다짐	Site 1~8	○	○	○	○	○
	6회다짐	Site 1~8	○	○	○	○	○
	10회다짐	Site 1~8	○	○	○	○	○
3 층	2회다짐	Site 1~8	○	○	과다침하로 실험중단	○	○
	6회다짐	Site 1~8	○	○	○	○	○
	10회다짐	Site 1~4	○	○	○	○	○
	22회다짐	Site 1~4	○	○	○	○	○

2.2.2 성토재료 물성값

현장에서 사용된 성토재료는 현장구간 내에서 굴착한 재료로서 기본물성시험 결과 표 3.7.5와 같다. 성토재료에 대한 흙의 분류는 통일분류법에 의하면 SP계열로 비중(Gs) 2.27, 조립률 2.94, 평균 함수비는 15%, 평균 건조밀도(γ_{dmax})는 1.8~1.9tf/m^3 정도이다.

그림 3.7.11은 현장실험 전경으로 LFWD 시험, P파 시험, 평판재하시험, 다짐전경, 각 층별 레벨 측량하는 모습을 나타내었다.

표 3.7.5 현장토의 기본물성시험결과

구 분		결과
통일분류법		SP
조립률		2.94
비중(Gs)		2.27
다짐실험	최적함수비	15%
	평균건조밀도(γ_{dmax})	1.8~1.9gf/cm^3



그림 3.7.11 현장시험 전경

2.2.3 실험결과 및 분석

시험성토 단면에서는 다양한 토공 다짐 품질시험간의 상관성과 다짐정도에 따른 변형계수(E_{LFWD})를 평가하였다. 또한 본 연구에서 제안하고자 하는 P파 속도를 이용한 다짐 품질관리 방법을 제안하고자 직접도달파 실험을 실시하였다. 표 3.7.6은 각 층별 구간 단면에서의 들밀도 실험결과를 나타내었다. 동일한 다짐을 받는 층에서도 구간 단면(Site 1~8)의 들밀도 결과가 상이하게 나오는 것을 확인 할 수 있었다. 이러한 결과를 볼 때 현장에서 들밀도 실험의 오차는 상당히 포함되고 있는 것으로 판단되며 이를 정량적으로 평가할 수 있는 실험방법이 개발되어야 할 것으로 판단된다. 특히, 입상재료와 같이 입경크기가 큰 지반의 경우에는 더 큰 오차를 포함할 수 있을

것으로 사료된다. 국내 시방기준에서 제시하고 있는 밀도관리는 공용 중 압축침하에 많은 영향을 미치기 때문에 고속철도와 같이 공용중의 허용 침하량을 엄격하게 적용하는 경우에는 특히 더 주의하여야 할 것으로 판단된다. 현장에서 구한 들밀도 시험결과 다짐횟수가 증가함에 따라 점진적으로 증가하는 경향을 보이고 있으며 다짐횟수 10회에 다소 감소하다가 재 증가하는 경향을 보이고 있다.

표 3.7.6 현장 들밀도 실험결과

Layer	No. of Roller Passes	site								평균
		Site 1	Site 2	Site 3	Site 4	Ste 5	Site 6	Site 7	Site 8	
1층	10회	1.816	1.84	1.632	2.05	1.887	1.81	1.814	1.751	**1.825**
2층	2회	1.911	1.74	1.786	1.98	1.804	1.94	1.766	-	**1.847**
	6회	1.832	1.937	1.858	2.13	2.028	2.21	-	-	**1.99**
	10회	1.912	1.88	1.855	2.14	1.981	2.07	-	-	**1.973**
3층	2회	1.696	1.753	1.843	1.77	1.723	2.07	-	-	**1.809**
	6회	1.919	1.891	1.882	1.97	1.748	2	-	-	**1.902**
	10회	1.856	-	1.843	-	-	-	-	-	**1.849**
	22회	1.941	-	1.799	2.09	-	-	-	-	**1.943**

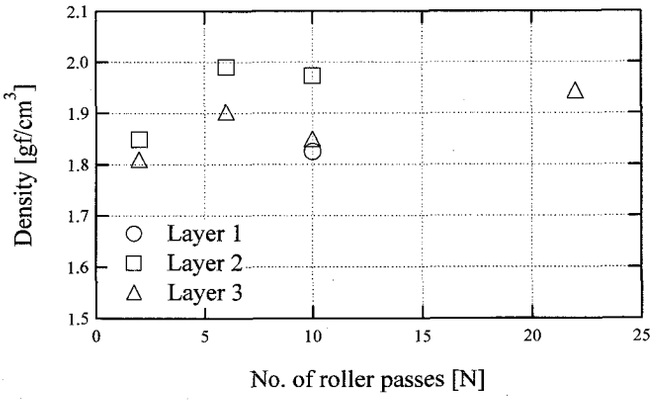


그림 3.7.12 층별 다짐회수에 따른 평균 들밀도 변화

표 3.7.7은 평판재하시험에서 구한 지지력계수와 변형계수(E_V), 그리고 LFWD장비로 구한 변형계수에 대하여 각 층별 다짐롤러횟수에 따른 실험결과를 정리하였다. 3층 반복평판재하실험의 경우 2층에서 충분한 다짐도를 확보하지 못하는 관계로 하중을 재하시 급격한 침하가 발생하여 결과에는 생략하였다. 평판재하시험의 지지력계수의 노반의 최소 품질관리 기준값은 70kN/m³으로 2층에서는 약 6회 이상 다짐을 하였을 때 만족하였으며, 3층의 경우에는 10회 이상으로 하여도 만족하지 못하는 결과를 얻었다. 이러한 결과는 성토고의 높이가 높아짐에 따라 실험단면이 작아짐에 따라 구속압력(σ_h)은 상대적으로 작게 되기 때문에 재하실험시 침하가 상대적으로 크게 발생한 것으로 판단된다. 또한 3층부에서 하중이 재하됨에 따라 1층과 2층 에서 압축침하가 발생되기 때문에 10회 이상 다짐을 실시하여도 작게 측정된 것으로 판단된다.

표 3.7.7 평판재하시험과 LFWD 시험결과

Layer	No. of roller Passes	K_{30} (kN/m³)	Ev_1 (MPa)	Ev_2 (MPa)	Ev_2/Ev_1	E_{LFWD} (MPa)	평균들밀도
원지반	-	192	66.7	248.1	3.72	439	
1층	10회	90	21.7	47.8	2.2	30	1.825
2층	2회	63.2	11.7	30.6	2.62	26	1.847
	6회	78.4	17.9	39.8	2.22	31	1.99
	10회	90	20.8	57.5	2.76	32	1.973
3층	2회	45.6	과다 침하로 실험 중단			22	1.809
	6회	57.6	11.9	32.5	2.74	26	1.902
	10회	68.8	14.1	33.3	2.36	28	1.849
	22회	58.4	16.1	38.9	2.41	29	1.943

이러한 결과는 재하실험과 LFWD의 변형계수도 모두 동일한 결과를 얻을 수 있었다. 따라서 재하하중에 따른 응력상태와 변형율의 크기에 대하여 보정하여 실험을 실시하여야 보다 정확한 해석결과가 도출 될 것으로 판단된다.

그림 3.7.13은 각 품질시험방법(PLT, CPLT, LFWD)에서 구한 계수들에 대하여 다짐롤러횟수에 따른 변화를 나타내었다. 그림에서와 같이 모든 실험에서 다짐횟수가 증가함에 따라 지지력 또는 변형계수도 증가하고 있으며 1층, 2층, 3층에서 10회 다짐횟수를 기준으로 볼 때 LFWD장비로 구한 변형계수의 값이 가장 작은 범위는

보이며 반복평판재하시험에서 구한 Ev_2의 값이 가장 큰 범위를 보이고 있다. 이러한 결과를 볼 때 성토재료로 사용한 토사재료의 경우 압축성이 큰 재료인 것으로 판단된다.

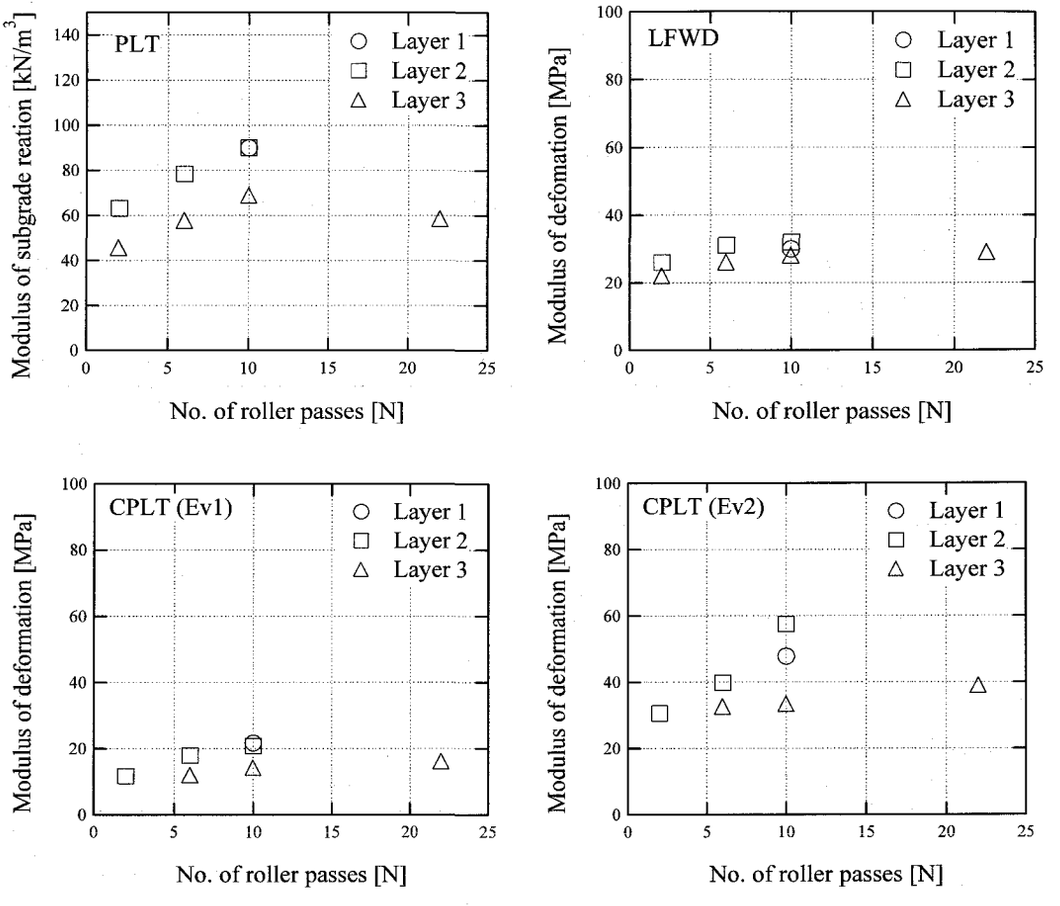


그림 3.7.13 각 품질관리 시험방법에서의 다짐롤러 횟수에 따른 변화

표 3.7.8은 각 품질관리 시험방법에 따른 다짐횟수에 따른 탄성계수의 변화를 정리하였다. 표에서와 같이 P파로 구한 탄성계수(E_{WAVE})와 E_{LFWD}, 지지력계수로 환산한 탄성계수(E_{PLT}), 그리고 반복평판재하시험에서 1차 재하시 기울기(E_{v1})와 2차 재하시 기울기(E_{V2})을 구하였다.

그림 3.7.14에서와 같이 다짐횟수가 증가함에 따라 탄성계수가 증가하는 경향과 다짐횟수가 약 10회 이상 다짐하게 되면 수렴되는 경향을 충분히 볼 수 있었다. 따라서 LFWD 장비로 구한 변형계수로 다짐 품질관리 방법의 적용성이 충분히 가능한 것으로 판단된다.

표 3.7.8 각 품질관리 시험방법에 따른 추정 탄성계수

층	다짐 횟수	Vs (m/sec)	Vp (m/sec)	poisson's ratio	E_{WAVE} (Mpa)	E_{LFWD} (Mpa)	E_{PLT} (Mpa)	E_{V1} (Mpa)	E_{V2} (Mpa)
1층	10회	145	280	0.32	125	30	24.24	66.7	248.1
2층	2회	119	223	0.30	81	26	17.25	21.7	47.8
	6회	131	247	0.31	108	31	21.26	11.7	30.6
	10회	142	293	0.35	128	32	23.7	17.9	39.8
3층	2회	128	244	0.31	92	22	12.37	20.8	57.5
	6회	145	277	0.31	124	26	15.62	11.9	32.5
	10회	148	300	0.34	134	28	18.25	14.1	33.3
	22회	152	311	0.34	152	29	19.37	16.1	38.9

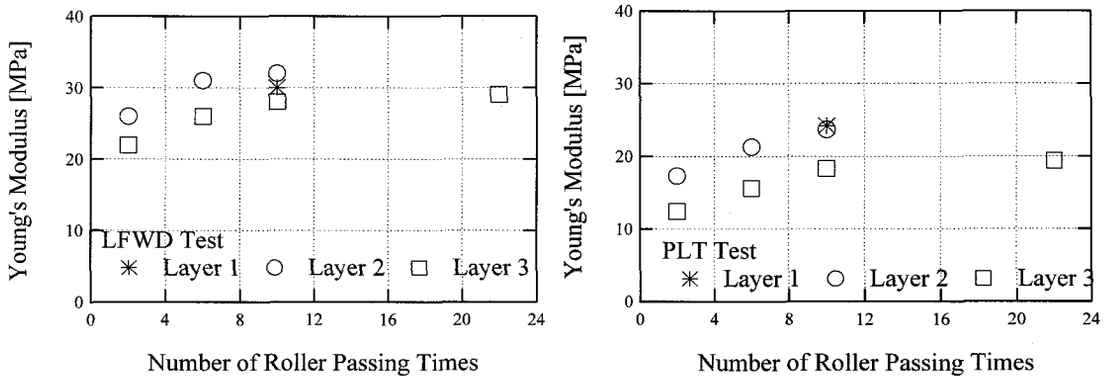


그림 3.7.14 층별 · 다짐 횟수별에 따른 LFWD측정값

3. LFWD(탄성계수)실험결과와 평판재하시험의 상관관계

기존에 토공노반 품질관리 시험방법인 평판재하시험의 대체 실험방법으로 탄성계수를 이용한 LFWD 실험의 적용성 평가를 위하여 1차적으로 평판재하시험으로 구한 K30과 Ev2값과의 상관성 여부를 검토하기 위하여 현장실험을 실시하였다. 흙쌓기 재료에 따라 토사지반과 자갈 구간으로 구분하여 LFWD 실험과 평판재하시험을 실시하였다.

토사 성토지반은 장항선 천안-온양온천 00구간과 동탄~병점 00구간 도로현장에서 실험을 실시하였으며, 자갈 성토지반은 경부고속철도 2단계 공사구간인 00구간

등에서 실험을 실시하였다. 토사 성토의 경우 적용 가능한 모든 실험을 하였으나 자갈지반의 경우 비반복 평판재하시험을 제외한 나머지 실험만을 실시하였다.

자갈 지반의 경우 구조물에 따라 접속부, 흙쌓기, 땅깎기 구간으로 구분하여 실험을 실시하였다. 결과적으로 각각의 실험법은 장단점이 있으나 실제 현장 적용성 측면을 고려할 때 LFWD 실험이 다른 실험에 비해 현장 적용성이 높은 것으로 나타났다.

3.1 현장실험개요

현장에서 많이 사용되고 있는 평판재하시험과 휴대용으로 다짐관리를 LFWD 시험으로 구한 변형계수와의 상관성을 검토하기 위하여 현장실험을 실시하였다. 현장시험구간은 경부고속철도 2단계 공사구간인 OO구간에서 13개소와 장항선 개량구간으로 천안~온양온천 OO구간에서 5개소, 도로 시공현장인 동탄~병점 OO구간 2개소안성 5개소에서 실험을 실시하였다. 현장시험은 평판재하시험, 반복평판재하시험, LFWD시험을 실시하여 각각의 측점별 지지력 계수를 평가하였다. Table 2는 측점별 시험항목을 정리하였다. 표 3.7.9에서와 같이 다양한 구간에서 현장실험을 실시하였으며 노반재료의 구성은 입상재료와 토사로 구분하였다.

표 3.7.9 현장시험 구간

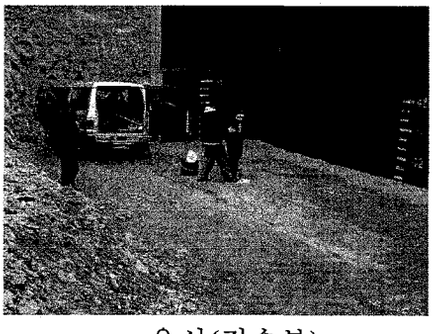
구분	성토재료	공구	개소	층구분	실시 시험
고속철도	입상재료	경산 A	3	입도조정층 1개소, 상부노반층 2개소	CPLT LFWD
		경산 B	4	접속부 1개소, 상부노반층 3개소	
		울산	6	접속부 4개소, 하부노반층 2개소	
일반철도	토사	온양	5	원지반 1개소, 상부노반층 2개소, 역사구간 2개소	PLT CPLT LFWD
도로	토사	동탄	2	접속부 2개소	
	토사	안성	3	상부노반 3개소	
	입상재료	안성	2	접속부 2개소	



a. 경산 A(원지반)



b. 경산 B(강화노반)

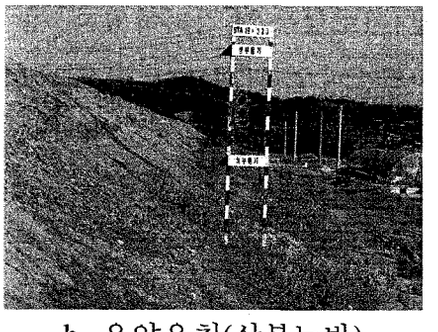


c. 울산(접속부)

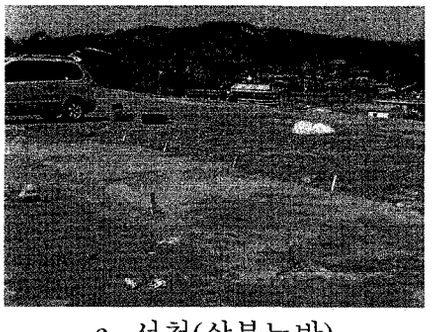
그림 3.7.15 LFWD 현장 측정 전경(암/토사노반)



a. 동탄(접속부)



b. 온양온천(상부노반)



c. 서천(상부노반)

그림 3.7.16 LFWD 현장 측정 전경(토사노반)

표 3.7.10 동탄~병점간 도로건설사업(2공구)

구분	자연함수비(%)	최적함수비(%)	0.084mm 체 통과율	최대건조밀도 (g/cm^3)	Cc	Cu	액성한계	소성한계	소성지수	통일분류법
Case-1	3.6	10.8	23.77	1.934	4.2	63	-	-	-	SM
Case-2	11.6		28.93		1.8	40	-	-	-	

표 3.7.12 경산 A공구 시험성적표

위치	자연함수비	200번체 통과율	소성지수	수정CBR	액성한계	소성한계
토공6-3구간 상부1층 5-3구간 상부3층 입도조정층 F/L 282+240	14	24.1	9.1	14.2	28	18.3

표 3.7.13 경산 B공구 시험성적표

위치	함수비	0.084mm체 통과율	성토두께 (토공1구간 293K630)	건조밀도 (gf/cm^3)	수정C.B.R	액소성한계시험		
						액성	소성	소성지수
Site-1 site-2 site-3 site-4	14%	21.4%	15cm	1.892	14.2%	28%	18.29%	9.08

표3.7.14 안성도로현장 실험결과

번호	비중 (Gs)	#200체 통과율	자연 함수비	건조 밀도 γ_{dmax}	최적 함수비	수정 CBR	Atterbeg			통일분류법
							LL	PL	PI	
Site A, B, C	2.65	49.19	10.12	1.966	10.10	21.00	-	-	-	SM
Site D, E	2.612	4.18	5.54	2.159	5.62	87.67	-	-	-	-

표 3.7.15 온양 시험성적표

위치	함수비	비중	최대입경	0.084mm체 통과율	건조밀도	최적 함수비	습윤밀도	소성한계
STA-1	9.9%	2.6	10mm	15.4%	1.99gf/cm^3	9.5%	2.18gf/cm^3	N.P
STA-2								
STA-3								
STA-4								
STA-5								

표 3.7.16 울산 시험성적표

번호	자연 함수비 (%)	최대 입경 (mm)	수정 C.B.R	입도시험			다짐실험		Atterbeg			통일 분류법
				0.08체 통과율 (%)	Cc	Cu	γ_{dmax} (g/cm^2)	OMC (%)	LL (%)	PL (%)	PI	
13-2공구 (상부노반) (접속부)	12.2	26.5	19.3	23.3	0.68	18.1	1.870	12.0	25.14	17.16	7.98	SC

3.2 성토재료별 품질시험결과

표 3.7.17은 각 현장에서 구한 성토재료별 각 다짐 품질실험 결과를 나타내었다. 표에서와 같이 총 29개소에서 실험을 실시하였으며 성토재료가 토사인 현장은 15개소, 그리고 입상재료(접속구간을 포함)인 개소 14개소에서 실험을 실시하였다. 평판재하실험에서 구한 지반반력계수(k_{30})는 식(4) 방법을 이용하여 포아송비(ν)를 0.3으로 가정하여 탄성계수를 추정하여 정리하였다. 또한 LFWD실험에서 구한 변형계수는 측점위치에서 3회 이상 실험하여 평균값으로 데이터를 분석하였다. 일반적으로 입상재료의 경우는 고속철도구간과 접속구간에서 측정한 결과이며 토사구간은 일반철도 또는 도로구간에서 측정한 결과이다. 동탄 현장은 토사재료를 활용한 접속구간이기 때문에 성토구간 보다 더 엄격한 다짐을 실시한 구간이다. 그림 3.7.17은 각 현장별 성토재료별 품질관리 실험방법에 따른 결과를 보이고 있다.

그림 3.7.17(a)는 일반철도에서 사용하고 있는 지반반력계수를 이용한 품질관리 방법으로 전체적으로 토사재료보다 입상재료가 더 큰 지반반력계수를 보이고 있으며 시방기준에서 제시하고 있는 70kN/m3의 기준을 입상재료의 경우 거의 다 만족

하고 있으며 토사재료의 경우 일부분 만족하지 못하는 결과를 보이고 있다. 그림 3.7.17(b)는 고속철도에서 사용하고 있는 반복평판재하실험 결과로 2번째 하중 재하 결과인 Ev2값을 나타내었다. 시방기준은 하부노반은 60MPa이상, 그리고 보조도상의 경우 120MPa 이상을 요구하고 있으며 입상재료의 대부분은 시방기준을 만족하고 있으며, 토사의 경우 일부분 만족하지 못하는 경우도 발생하였다. 전체적으로 볼 때 의 그림에서와 같이 의 지반반력계수가 더 크게 발생하고 이 다짐 품질관리 실험에 그림 3.7.17은 토사구간에서 실시한 비반복평판재하시험과 반복평판재하시험의 결과이다. 그림 3.7.17(c)은 LFWD 실험으로 구한 변형계수(E_{LFWD})의 결과로 토사재료보다 입상재료의 변형계수가 더 크게 측정되는 것을 볼 수 있었으며 이러한 결과는 평판재하실험과 반복평판재하실험결과와 동일한 결과가 나타났다. 국내 시방기준이 없는 관계로 독일시방기준과 비교해 볼 때 토사의 경우 40MPa 이상을 만족하는 것으로 되어져 있어 이 기준에 거의 만족하고 있는 것을 볼 수 있다.

각 다짐 품질관리 실험을 비교해 볼 때 지반반력계수로 관리하는 기준은 대부분 쉽게 품질기준을 만족하고 있으며 입상재료의 경우 시방기준의 약 3배 이상을 초과하는 경우도 발생하고 있는 것을 볼 수 있다. 이러한 결과를 볼 때 입상재료의 경우 시방기준을 쉽게 만족하기 때문에 장기적으로 볼 때 공용중의 압축침하가 더 발생할 수 있는 소지를 내포할 수 있다고 판단된다. 고속철도의 경우 입상재료의 경우 시방기준에 대부분 2배 이내로 만족하고 있으며 지반반력계수로 관리하는 기준보다는 큰 차이를 보이고 있지 않고 있다.

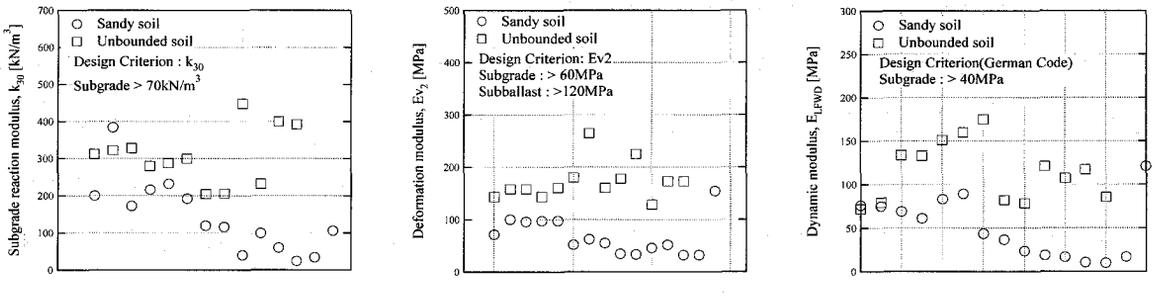
이러한 결과를 볼 때 고속철도의 경우와 같이 일반철도에서도 성토재료 군에 따라 다짐관리 기준을 다르게 적용할 필요가 있을 것으로 판단된다. 또한 각 품질시험결과 지반반력계수로 구한 방법보다는 변형계수로 구하는 Ev2와 E_{LFWD}의 실험결과가 데이터의 분산이 적고 경향성이 양호하게 측정된 것으로 보이고 있다.

표 3.7.17 각 시험별 현장실험 결과

현장위치	번호	CPLT		LFWD (MPa)	PLT		비고
		Ev1 (MPa)	Ev2 (MPa)		k_{30} (kN/m^3)	E_{PLT}(MPa)	
동탄	1	34.09	71.43	76	200	54.6	토사 (접속구간)
	2	52.94	100	75	384	104.8	
	3	54.88	95.74	69	172	50.0	
	4	51.14	97.43	61	216	59.0	
	5	51.14	97.83	83	232	63.3	
	6	25.57	51.72	89	192	52.4	
고속철도 (경산 A)	7	86.6	143.4	166.2	312	87.9	입상토
	8	85.0	158.3	156.5	322.4	88.02	
	9	74.0	158.3	140.2	328	89.54	
	10	77.8	143.3	121.3	-	-	
(경산 B)	11	73.77	160.7	151	280	76.44	
	12	76.27	180	160	288	78.62	
	13	78.95	264.7	175	300	81.9	
안성	14	27.3	62.31	43.3	119.4	32.6	토사
	15	24.1	55.1	36.5	116.0	31.7	
	16	16.30	34.52	23.4	-	-	
	17	-	-	81.8	205	55.9	입상토
	18	60.0	160.4	78.3	206	56.2	
온양	19	21.33	33.33	18.6	40	10.9	토사
	20	21.74	45.45	16.6	99	27.0	
	21	17.93	51.72	10.5	60	16.4	
	22	10.97	32.14	9.7	24	6.5	
	23	13.43	31.91	16.7	34	9.2	
고속철도 (울산)	24	66.2	154.4	121	105.6	28.8	토사
	25	109.9	178.1	121	-	-	입상토
	26	104.6	224.9	107.5	448	122.3	
	27	58.4	128.5	117.3	232	63.34	
	28	91.8	173	85.2	400	109.2	
	29	88.2	173	119	392	107.0	

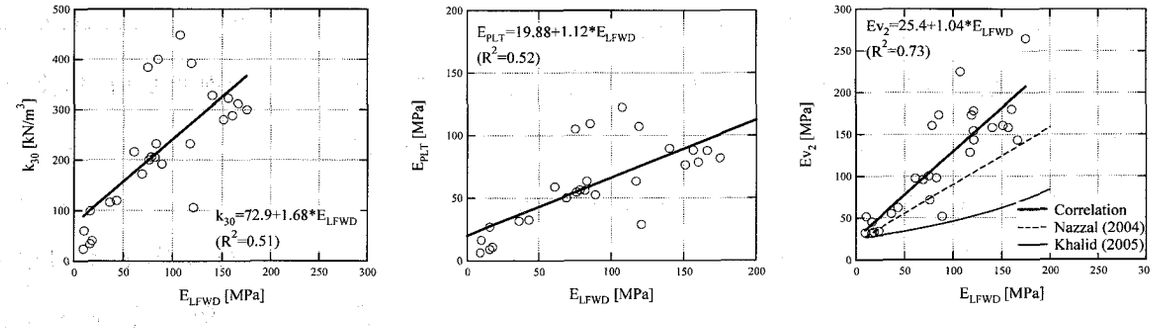
3.2.1 지반반력계수(k_{30})와의 변형계수와의 관계

그림 3.7.18은 LFWD 실험장비로 구한 변형계수와 평판 재하실험에서 구한 지반반력계수(k30), 추정된 변형계수(E_{PLT}), 그리고 반복평판재하실험의 변형계수(Ev2)와 상관성을 비교하였다. 분석된 데이터는 입상재료와 토사재료 모든 자료를 활용하였으며 각 실험방법별 상관성은 선형회귀 분석하여 신뢰도를 분석하였다. 지반반력계수와 이를 추정한 변형계수와 LFWD 실험의 상관성은 매우 작은 R2=0.51로 상관성을 작게 평가되었으며 반복평판재하실험 결과인 Ev2와 상관도는 R2=0.73으로 다소 높게 평가되었다. 기존 연구자 Nazzal et al.(2004)와 Khalid et al.(2005)의 회귀식과 비교해 볼 때 선형 기울기가 크게 나타났다. 이러한 이유는 Nazzal et al.(2004)가 사용된 흙의 재료는 CL, ML재료와 이 재료를 시멘트와 석회로 안정처리한 재료를 대상으로 실내 실험을 실시하였기 때문인 것으로 판단된다. 또한 Khalid et al.(2005)은 지수함수식을 이용하여 회귀식을 제안하였으며 실험재료는 점성토, 모래, 시멘트처리된 점성토 재료를 사용하였다. 본 연구에서는 대상재료가 SM, GW 등 대부분 매우 양호한 재료이기 때문에 기울기가 크게 나타난 것으로 판단된다.



(a) 지반반력계수(k_{30}) (b) 변형계수(E_{v2}) (c) 변형계수(E_{LFWD})

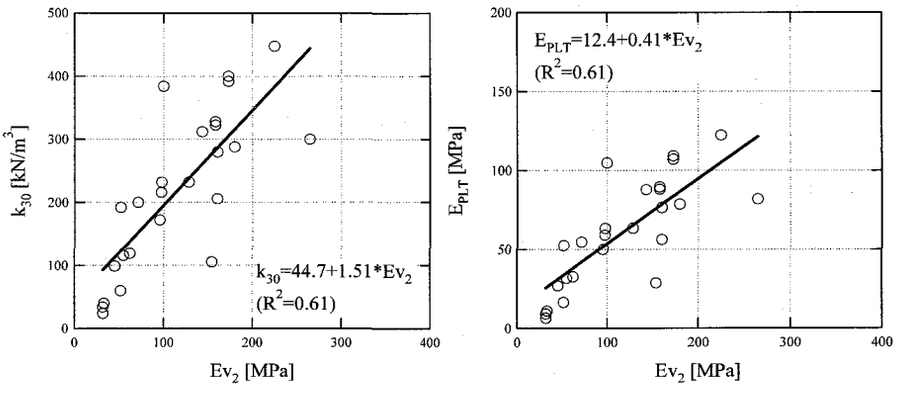
그림 3.7.17 각 현장별 성토재료별 품질관리 실험방법에 따른 결과



(a) k_{30} vs E_{LFWD} (b) E_{PLT} vs E_{LFWD} (c) Ev_2 vs E_{LFWD}

그림 3.7.18 LFWD 실험의 변형계수와 재하실험에서 구한 결과와의 상관성 비교

그림 3.7.19는 평판재하실험으로 구한 지반반력계수(k_{30}), 이를 추정한 탄성계수(E_{PLT})와 반복평판재하실험으로 구한 변형계수(Ev_2)와 상관성을 비교하였다. 그림에서와 같이 두 개의 실험간의 상관성은 R^2=0.61의 상관성을 보이고 있으며 선형관계를 가지고 있다.



(a) k_{30} vs Ev_2 (b) E_{PLT} vs Ev_2

그림 3.7.19 변형계수와 재하실험에서 구한 결과와의 상관성 비교

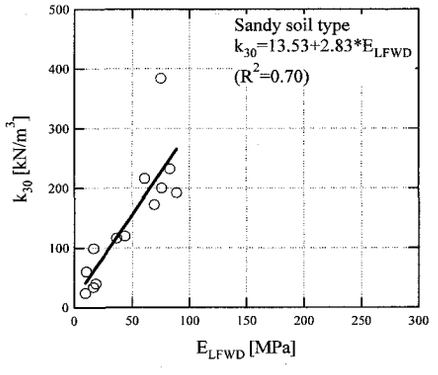
3.2.2 성토재료 군에 따른 품질관리 실험의 상관성

앞서 언급한 바와 같이 다짐품질관리 실험은 사용재료에 따라 매우 큰 차이를 보이고 있는 것을 알 수 있다. 이러한 특징을 반영하고자 성토재료별 분류하여 각 품질시험 간 상관성을 분석하였다. 그림 3.7.20은 성토재료가 토사인 경우 LFWD로 구한 변형계수와 다른 품질관리 시험에서 구한 계수간의 선형회귀 분석한 결과이다. 토사와 입상재료로 선형회귀 분석한 결과(R2=0.5, 0.52, 0.73)보다 전반적으로 상관성이 R2=0.7, 0.71, 0.6으로 다소 좋은 결과가 나타났다.

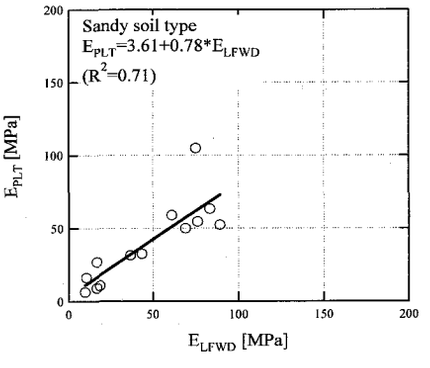
반복평판재하실험과 평판재하실험에서 구한 계수간의 상관성을 나타내었다. LFWD 실험결과와 마찬가지로 모든 성토재료로 상관성을 분석한 결과보다 다소 상관성이 높게 평가되었다. 그림 3.7.20은 입상재료와 같은 강성이 큰 지반에 대한 LFWD로 구한 변형계수와 평판재하실험을 통해 구한 계수간의 상관관계를 나타내었다. 그림에서와 같이 입상재료는 토사인 경우와 달리 각 품질시험간의 상관성이 거의 없는 것으로 평가되었다. 재하실험에서 구하는 하중의 크기, 입자의 최대입경, 재하판의 면적 등 평판재하실험의 한계로 인한 계측결과에 반영된 결과인 것으로 판단된다. 이러한 이유는 강성이 크고 입경이 큰 재료의 경우 기존 시방기준을 쉽

게 만족하는 것으로 알 수 있다. 따라서 입상재료와 같이 입경이 크고, 강성이 큰 재료의 경우 재하판의 면적을 크게 하거나 하중단계를 더 크게 한 실험방법 개발이 필요할 것으로 판단된다.

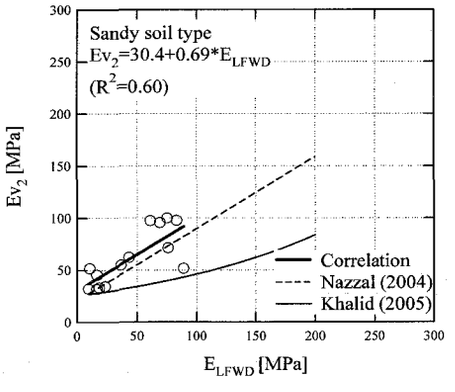
각 실험방법의 차이와 작용하중에 따른 노반의 응력상태가 다르기 때문에 각 실험에서 구한 정수로 직접적으로 평가하는 것은 무리가 있는 것으로 판단된다. 그러나 다짐 정도에 따라 각 정수간의 크기를 변화와 영향은 충분히 적용할 수 있을 것으로 판단된다.



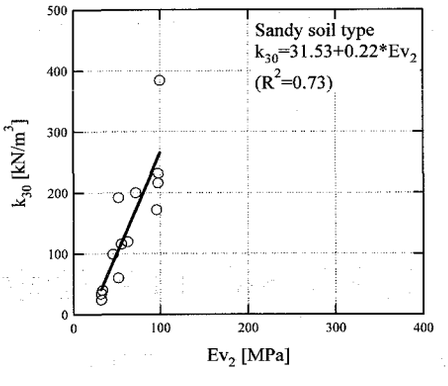
(a) k_{30} vs E_{LFWD}



(b) E_{PLT} vs E_{LFWD}

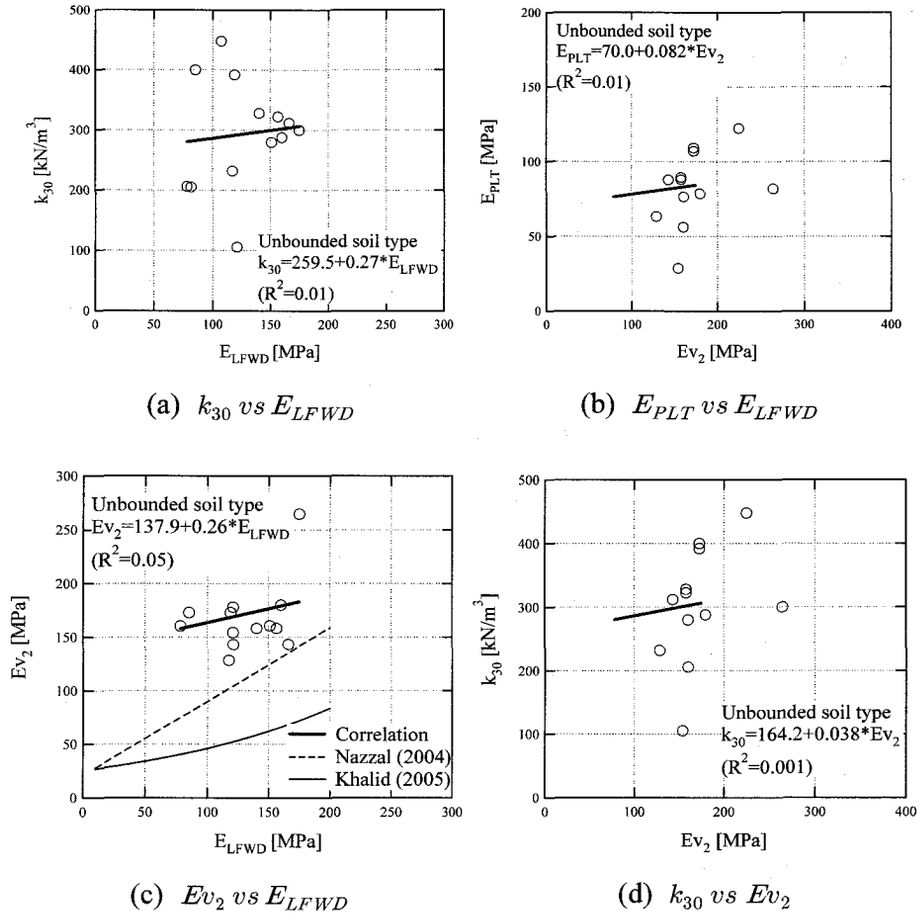


(c) Ev_2 vs E_{LFWD}



(d) k_{30} vs Ev_2

그림 3.7.20 LFWD 실험의 변형계수와 재하실험에서 구한 결과와의 상관성 비교(토사재료)



(a) $k_{30}\ vs\ E_{LFWD}$ (b) $E_{PLT}\ vs\ E_{LFWD}$

(c) $Ev_2\ vs\ E_{LFWD}$ (d) $k_{30}\ vs\ Ev_2$

그림 3.7.21 LFWD 실험의 변형계수와 재하실험에서 구한 결과와의 상관성 비교(입상재료)

4. LFWD 이용한 토공 다짐 품질관리(안)

일반적으로 다짐도는 실내 다짐실험에서 구한 최대건조단위중량과 최적함수비를 구한 후 현장 건조단위중량을 구한 후 상대다짐도(R)를 통해 현장의 다짐도를 평가한다. 현장에서 구하는 건조단위중량은 일반적으로 들밀도 시험으로 구하며 이 실험방법은 시험절차는 간단하지만 성토재료의 최대입경, 시험자의 숙련도 등에 의해 많은 오차를 내포하는 실험이다. 이러한 문제를 보완하고자 본 연구에서는 밀도관리와 지지력 관리를 동시에 수행할 수 있는 LFWD 시험에서 구한 변형계수(E_{LFWD})를 이용하여 흙의 다짐도를 관리할 수 있는 방법을 제안하고자 한다. 토공노반의

토공 다짐품질관리 시험방법의 흐름은 그림 3.7.22와 같다.

그림 3.7.23에서와 같이 먼저 실내에서 현장에서 사용하는 재료를 채취하여 다짐실험을 수행하고 각 단계별 단위중량에 대하여 LFWD 장비를 이용하여 변형계수(E_{LFWD})를 구한다. 그림 3과 같이 실내시험에서 구한 최대변형계수($E_{LFWD(\max)}$)를 구하고 이 값의 90% 이상이 되도록 현장에서 LFWD 시험을 수행하여 상대다짐도가 90%가 되도록 다짐을 실시한다. 즉, 식 (2)에서 제시하는 상대다짐도(R) 90%가 되도록 현장에서 다짐을 실시하고 다짐도를 LFWD의 변형계수로 확인하는 방법이다.

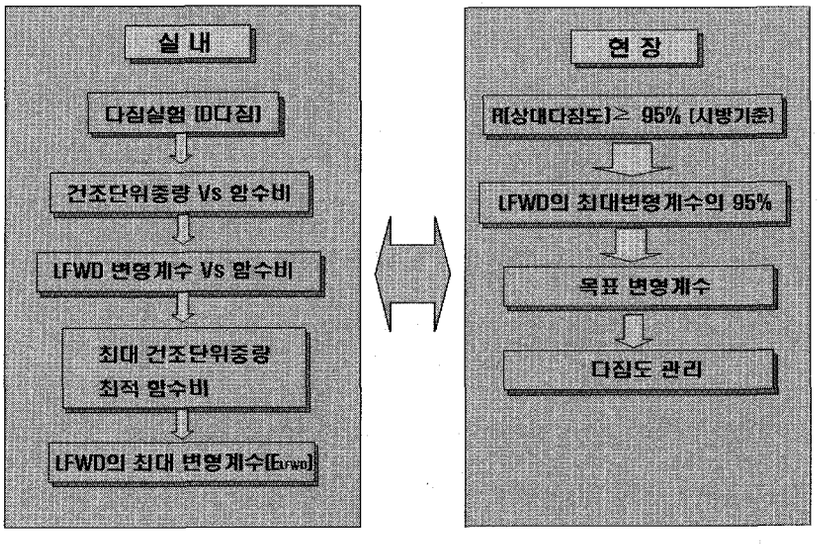


그림 3.7.22 LFWD 시험을 통한 품질관리 흐름도

각 실내실험과 현장실험 절차는 다음과 같은 순서로 진행하는 것으로 한다.

· 실내시험을 이용한 최대변형계수

① 채취된 시료를 No. 4번체를 이용하여 체가름을 한다.

② 체가름된 시료를 건조로에서 24시간(100℃) 건조시킨다

③ 함수비는 최초 5%에서 각 단계별로 3%씩 증가시켜 20% 까지 가정하여 조절한다.

④ 표준다짐몰드(직경 6inch)에 맞추어 시료를 준비한 후, 수정 D 다짐으로 다짐을 실시한다.

⑤ 다짐 성형 된 공시체는 건조단위중량을 구하고 그에 상응하는 LFWD 실험으로 변형계수(E_{LFWD})를 구한다. 여기서, LFWD 의 재하판 크기는 몰드 크기에 의해 10cm로 사용한다. 그러나 현장에서는 30cm 재하판을 사용하는 것으로 한다.

⑥ 건조단위중량(변형계수) vs 함수비 곡선을 그린다.

⑦ 최대변형계수($E_{LFWD(\max)}$)를 구한 후, 현장에서 기준값을 설정한다. 일반적으로 최대변형계수의 약 90% 이상으로 한다.

현장실험

토공부의 다짐 품질관리 방법은 아래의 절차에 의거하여 평가한다.

① 실내에서 구한 최대변형계수($E_{LFWD(\max)}$)와 최적함수비를 이용하여 현장 다짐장비로 상대다짐도 식 3.7.1 이 90%가 되도록 다짐을 실시한다.

$$\text{상대다짐도} = \frac{\text{현장에서의 변형계수}}{\text{실내 } LFWD \text{ 시험을 통해 구한 최대변형계수}} \times 100 \qquad \text{식 3.7.1}$$

② 다짐이 완료된 구간에서는 LFWD 시험을 통해 변형계수를 확인한다.

③ 상대다짐도(R) 가 시방기준에 만족하는지를 확인 하고 만족하지 않는 경우, 재 다짐을 실시한다.

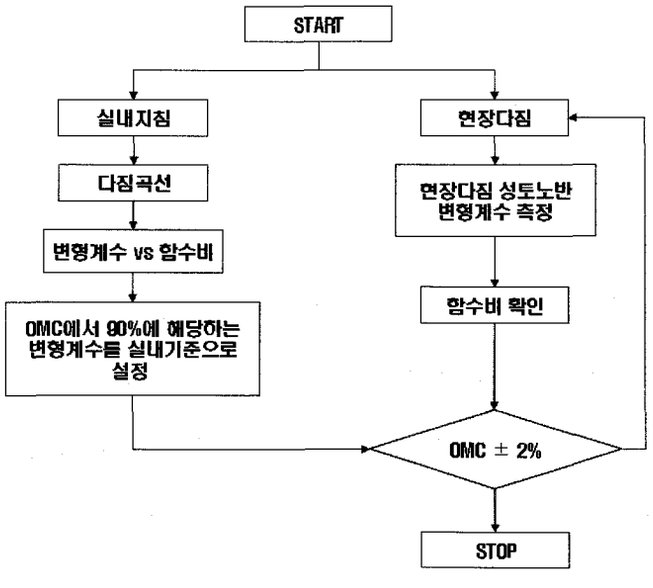


그림 3.7.23 변형계수를 이용한 성토노반의 품질관리 흐름도

제 8 절 P파를 이용한 다짐 품질관리 개발

1. 새로운 토공품질관리 적용성 평가

다짐은 흙에 있는 간극에서 공기를 배출시키고 건조단위중량(밀도)을 증가시켜 최종적으로 다짐 성토 지반의 공학적 성질을 개선하기 위한 시공공정 중에 하나이다. 현장의 다짐 관리는 실내에서 다짐시험으로부터 구한 최대 건조단위중량과 현장의 들밀도 시험 등으로부터 구한 현장 건조단위중량을 비교하여 상대다짐도(relative compaction, R)로 평가하게 된다. 성토 노반에 대한 품질관리는 일반적으로 다짐 정도나 지반반력으로 판정하고 관리하고 있다. 특히, 다짐도 평가를 위한 현장의 건조밀도는 현장 들밀도 시험으로부터 결정되지만 오차를 상당부분 포함하는 경우가 많아 결과의 신뢰성이 현저히 떨어진다. 또한 국내 건설여건상 현장에서 발생하는 토사 또는 암버럭을 사용하기 때문에 암버럭과 같이 입경이 큰 재료에 대해서는 거의 측정이 불가능하다. 본 연구에서는 이러한 기존 실험방법의 한계를 보완하고 설계 시점에서 설계인자로 사용한 탄성계수를 품질관리에서도 사용하여 일관성 있는 실험방법을 제안하고자 하였다. 본 연구에서는 탄성파 속도를 이용한 새로운 다짐관리 기법을 제시하였으며 탄성파 속도는 성토 노반의 품질관리뿐만 아니라 역학적 설계에 필요한 회복탄성계수를 결정하는데 사용된다.

1.1 벤더 엘리먼트를 이용한 전단파 계측

현장 탄성파시험을 수행한 장항선 일반철도 노반에서 실내시험에 필요한 시료를 채취하였다. 다짐 공시체에 대한 전단파계측은 압전소자의 일종인 벤더 엘리먼트를 이용하였다. 먼저 실내에서는 기존 다짐시험 후 다짐몰드에서 추출한 공시체의 양단에 그림 3.8.1과 같이 전단파를 발생시키고 발생된 전단파를 감지할 수 있도록 방향을 잘 맞추어 벤더 엘리먼트를 설치하였다. 전단파계측에 사용한 벤더 엘리먼트의 크기는 10mm×10mm의 정사각형 모양으로 하나의 다짐 공시체에 전압과 주파수를 바꿔가며 많은 전단파 신호를 측정하였다. 가진 주파수는 근접장 영향(near field effect)을 받지 않도록 충분히 크게 가하였다. 그림 3.8.2와 같이 벤더 엘리먼트에 가하는 가진 주파수의 영향은 거의 일정한 전단파 도달 시간을 보여주고 있는

것을 확인할 수 있었다. 전단파의 도달 시점을 일관성 있게 결정하였을 때 주파수에 따른 전단파 속도는 5%이내의 차이만을 보였다.

그림 3.8.2는 함수비가 12.1%이고 건조단위중량이 19.31kN/m3인 다짐 공시체에서 측정한 결과이다. 다른 모든 공시체도 이와 동일하게 측정하여 발진자용 벤더 엘리먼트에 가한 전압과 주파수에 상관없이 전단파 도달시간이 일정함을 확인하였으며, 그 중 판독하기 좋은 신호를 선별하여 그림 3.8.3과 같이 나타내었다. 벤더 엘리먼트를 이용하여 계측된 표준 B다짐, 수정 C다짐 그리고 수정 D다짐 공시체의 함수비에 따른 전단파 신호는 그림 3.8.3(a)~그림 3.8.3(c)와 같다.

그림 3.8.4는 함수비에 따른 다짐 공시체의 전단파 속도이다. 건조측에서는 함수비가 증가할수록 전단파속도가 점차로 증가하며 최대 370m/sec까지 전단파속도가 커졌으며 최적함수비를 지나 다짐 공시체가 습윤측이 되면 전단파속도가 급격히 작아져 함수비 15% 이상에서는 전단파속도가 120m/sec까지 작아지는 특성을 가는 것을 볼 수 있다. 이러한 결과는 포화도에 따른 석션(suction)의 영향으로 볼 수 있다. 매우 흥미로운 사실은 전단파속도와 함수비의 관계가 건조단위중량과 함수비의 관계와 매우 유사한 변화 양상을 보인다는 것이며, 건조단위중량이 최대가 되는 최적함수비 근처에서 전단파속도도 가장 큰 것을 확인 할 수 있었다. 따라서 실내실험에서 벤더 엘리먼트로 최대 전단파 속도를 측정하고 이 값을 기준으로 하여 현장에서 전단파 속도를 가지고 다짐관리를 수행할 수 있을 것으로 판단된다. 그러나 최적함수비를 기준으로 건조측에서 전단파 속도가 크고 습윤측에서 전단파 속도가 급격하게 감소되기 때문에 이런 현상의 원인을 역학적으로 규명할 추가 연구가 필요할 것으로 판단된다.

그림 3.8.5은 표준 B다짐, 수정 C다짐 그리고 수정 D다짐 방법(KS F 2312)으로 구한 다짐곡선이다.

그림 3.8.6은 다짐 방법에 따른 다짐 공시체의 함수비와 전단파속도 관계를 보여준다. 다짐에너지가 같은 수정 C다짐과 수정 D다짐은 거의 비슷한 전단파속도 변화를 보여주고 있으며, 다짐에너지가 작은 표준 B다짐의 전단파속도는 상대적으로 작은 전단파속도를 보이고 있다.

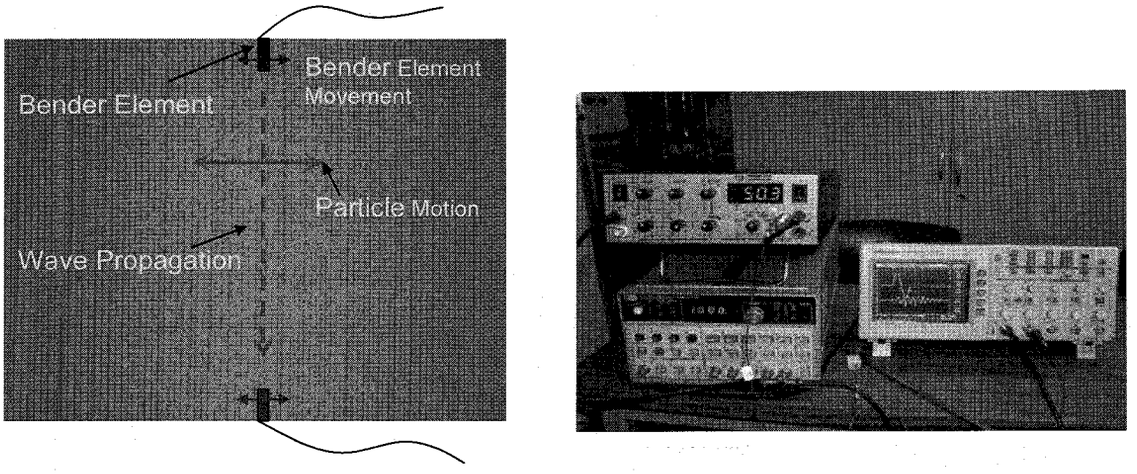


그림 3.8.1 벤더 엘리먼트를 이용한 다짐 공시체의 전단파계측 개념도 및 계측장비

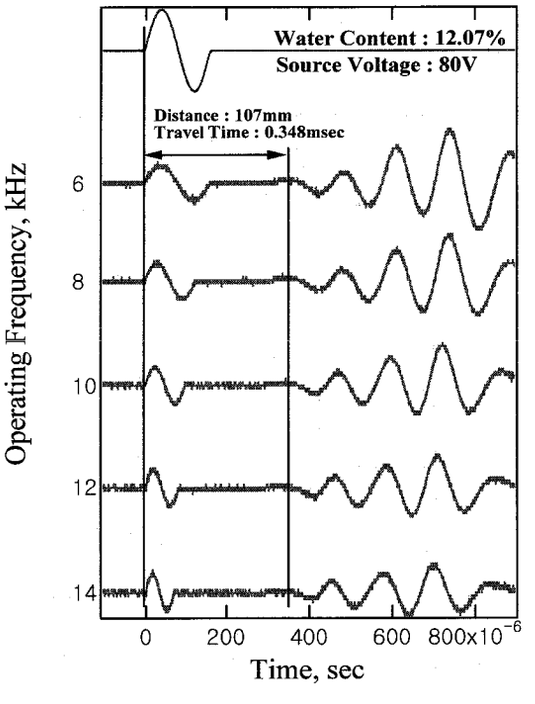
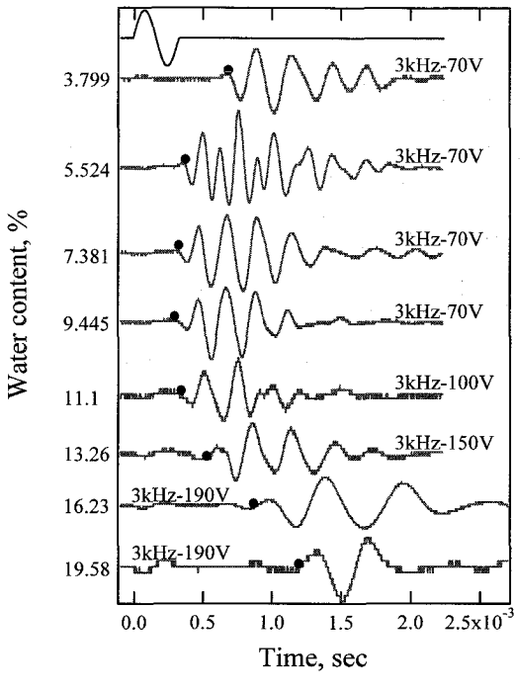
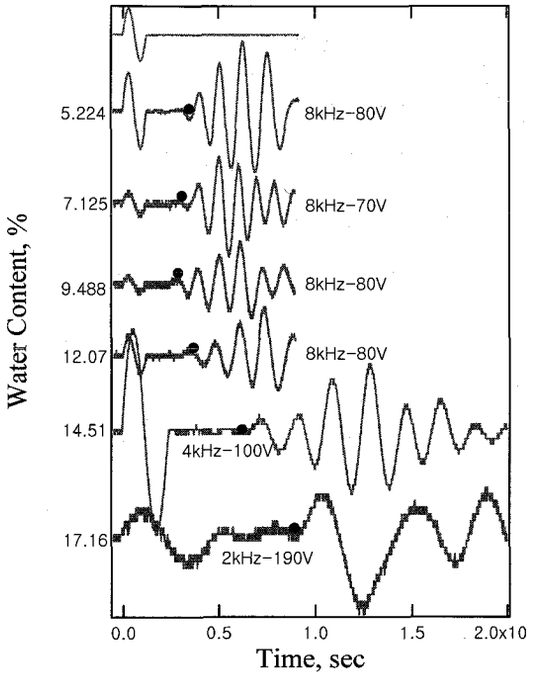


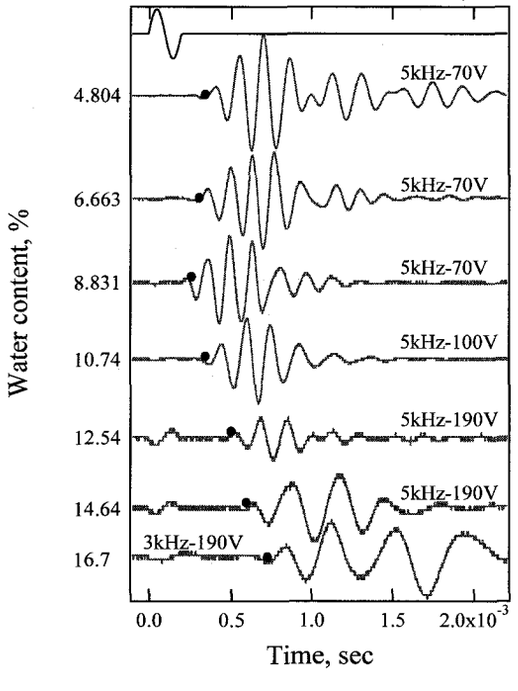
그림 3.8.2 가진주파수에 따른 함수비 12.07%의 전단파신호



(a) 표준 B다짐

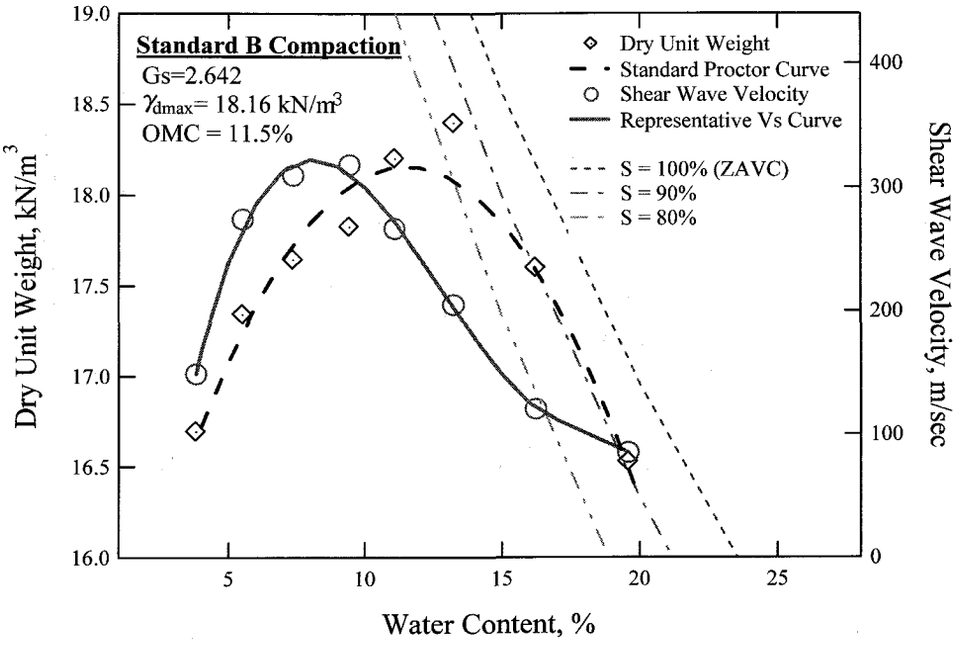


(b) 수정 C다짐

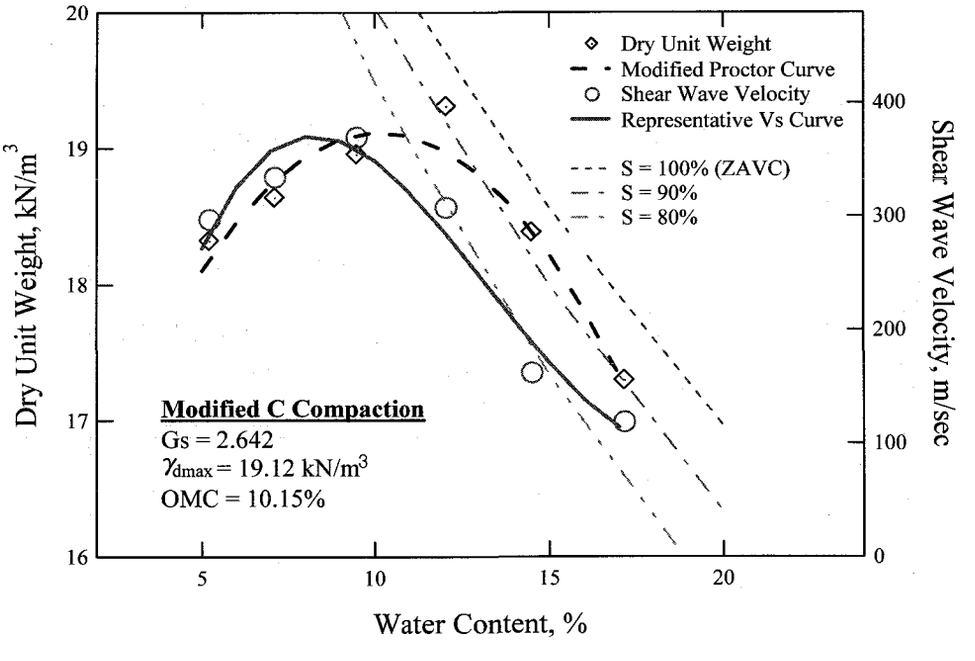


(c) 수정 D다짐

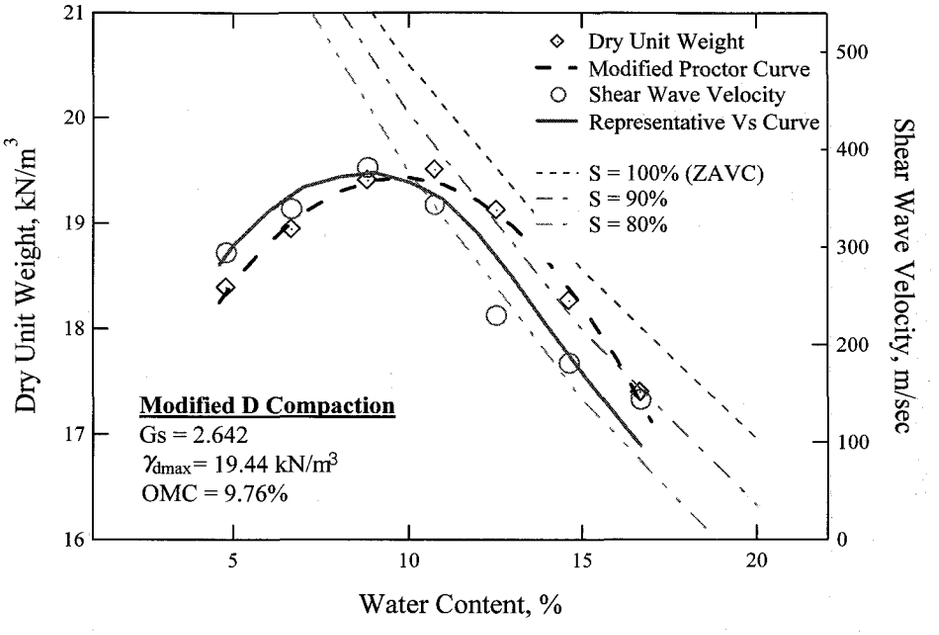
그림 3.8.3 함수비에 따른 수정다짐 공시체의 전단파 신호



(a) 표준 B다짐



(b) 수정 C다짐



(c) 수정 D다짐

그림 3.8.4 함수비에 따른 수정다짐 공시체의 건조단위중량 및 전단파속도

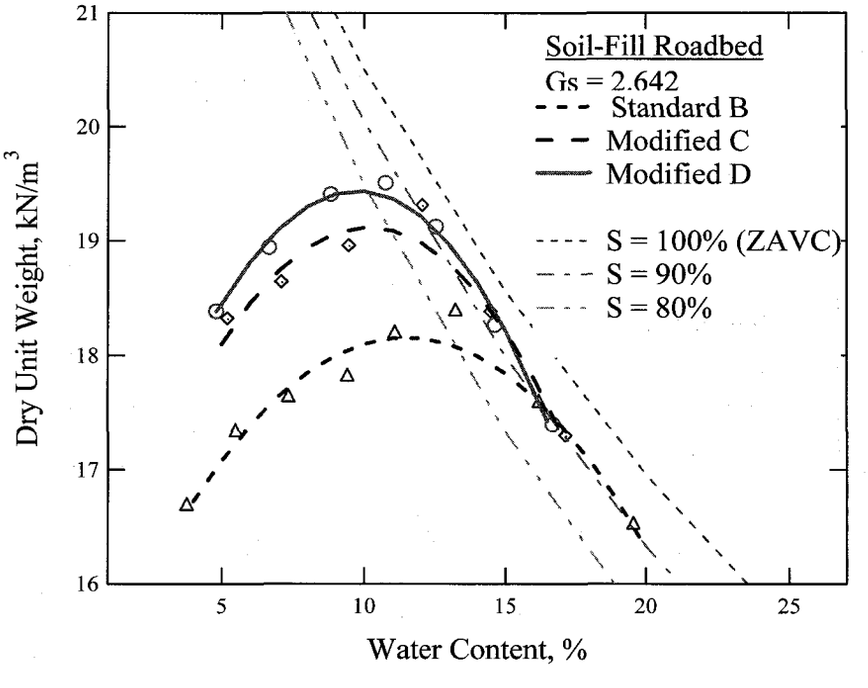


그림 3.8.5 장항선 토사 노반 재료의 다짐곡선

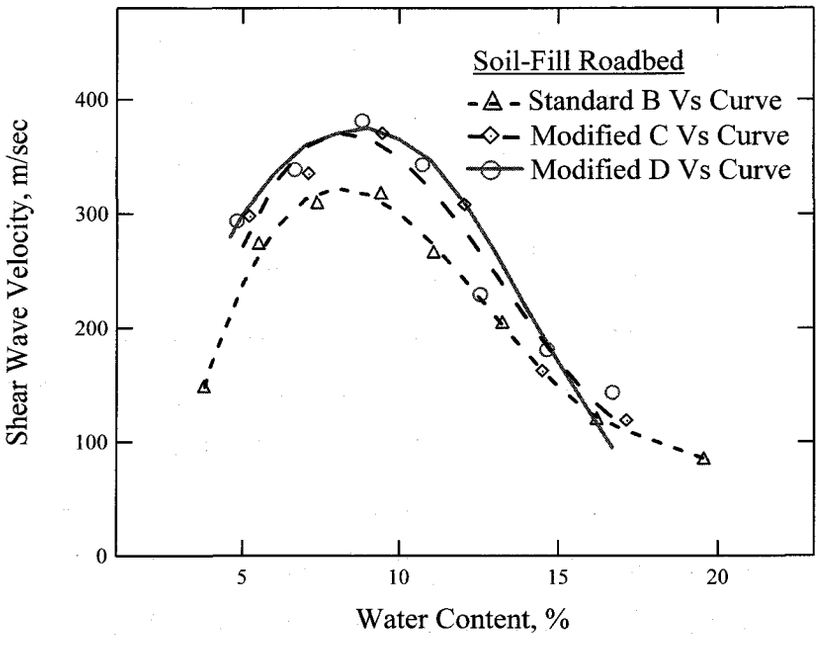


그림 3.8.6 함수비에 따른 다짐 공시체의 전단파속도 관계

1.2. 충격해머(Impulse Force Hammer)를 이용한 P-파 계측

앞서 벤더 엘리먼트를 이용한 전단파 속도가 함수비에 민감하게 변화하였고 다짐 곡선 즉, 함수비에 따른 건조단위중량의 변화와 유사함을 확인하였다. 그러나 전단파 속도는 상대적으로 P-파 속도에 비해 계측이 어렵기 때문에 P-파 속도를 활용한 품질관리 방안을 모색하였다. P-파 속도 계측은 현장 및 실내 계측에 있어서 상대적으로 시험자 숙련도의 영향이 적고 계측이 간편하다.

또한 전단파 속도가 아닌 P-파 속도를 지표로 활용할 수 있는 중요한 이유는 현장의 다짐 성토 지반이 지하수위 위에 시공된다는 점이다. 따라서 다짐 성토 지반에서 계측되는 P-파는 지하수위의 영향을 받지 않고 토립자만의 역학적 특성치를 반영할 수 있다. 이처럼 현장에서 수월하게 P-파 계측이 수행될 수만 있다면 실내 품질기준을 설정하기 위한 탄성파 속도에는 P-파 속도가 더 유리하다.

본 연구에서는 일반적으로 현업에서 지반조사에 활용하는 물리탐사 기법(seismic methods)중 하나인 직접도달파(direct-arrival) 기법으로부터 계측되는 P-파 속도를 적용하여 현장의 품질을 확인하고자 한다. 직접도달파 기법의 적용성 및 다짐도에 따른 민감도 확인은 1.3절에서 설명할 것이다. 본 절에서는 다짐공시체에 대한 P-파 계측을 통해 현장의 품질확인 지표에 상응하는 실내 품질기준을 결정에 관한 연구를 수행하였다.

철도노반을 성토할 때 다짐 층의 두께는 30cm 내외로 두껍지 않고 여러 층으로 성토다짐을 한다. 시공단계에서 다짐관리의 대상이 되는 성토노반의 최상부층, 즉 시공중인 층은 다짐 에너지에 의해 횡방향의 구속응력은 수직 상재하중과 같거나 크다. D'Appolonia 등(1969)은 진동 다짐 로울러의 통과 횟수에 따른 정지토압계수(K0)의 변화를 제시한 바 있고, 로울러 진행방향의 직각 방향 정지토압계수가 크게는 2 까지도 변하였음을 보였다. 본 연구에서는 다짐층 두께에 해당하는 얕은 깊이의 잘 다져진 지반은 실내에서 다짐 공시체에 별도의 구속압을 가하지 않고도 다짐 에너지에 의한 횡방향 구속효과 및 공시체 내의 잔존 응력만으로도 현장의 조건을 유사하게 모사할 수 있을 것으로 판단된다. 따라서 공기중에서 계측한 다짐 공시체의 실내 P-파 속도 계측 결과와 직접도달파 기법으로 평가된 현장의 P-파 속도 계측 결과를 직접비교할 수 있었다. 다만, 직접도달파 기법에서 계측된 P-파가 다짐 성토층의 어느 깊이까지를 반영하고 있는지를 규명하기 위해 추가 연구를 수행할 필요가 있었고, 본 논문의 1.5절에서 이를 규명하였다.

실내 P-파 계측에 필요한 가진장치는 무게가 작고 해머 끝이 날카로워 고주파수의 충격파를 발생시킬 수 있는 상용화된 충격해머(impulse force hammer, PCB 086C80)를 사용하였고 감지 센서는 1Hz-30kHz의 주파수 대역을 가진 가속도계(PCB 353B11)를 사용하여 몰드가 계측결과에 미치는 영향을 최소화하였다. 본 연구에서 사용한 충격해머가 고주파수의 충격파를 발생시키므로 비구속 상태의 다짐 공시체에서 계측된 압축파의 파장이 구속상태를 보장할 정도로 충분히 작을 것이라고 판단하고 계측된 압축파를 P-파로 간주하였다. 다짐 공시체의 P-파 계측시 사용된 기록장치는 동적신호분석기(Agilent 35670A)였으며, 가속도계와 충격해머의 구체적인 사양은 다음과 같다.

가속도계 감도 (voltage sensitivity)	5mV/g
g	중력가속도
주파수 범위 (frequency range)	1Hz - 30kHz
공진주파수 (resonant frequency)	95kHz
감지요소(sensing element)	석영결정(quartz)
크기	7.9mmϕ × 10.9mm
무게	2.0g

충격해머 주파수 범위	15kHz
감도	22.5mV/N
공진주파수	100kHz
질량	1.25g
두부 직경	0.63cm
끝 직경	0.25cm
길이	96.5cm

다짐도 평가의 잣대인 P-파 속도는 회복탄성계수 결정시 사용된 저변형률 영탄성계수(Emax, small strain Young's modulus)와 밀접한 관계가 있다. 따라서 P-파 속도는 역학적으로 일관된 설계, 시공, 품질관리에 있어 매우 중요한 인자가 될 수 있다. 영탄성계수는 비구속 압축파인 종파 속도(Vc, longitudinal wave velocity)로부터 결정되지만 P-파(구속 압축파) 속도와 포아송비를 이용하면 종파 속도 및 영탄성계수의 결정이 가능하다.

그림 3.8.7은 충남 서천에 위치한 일반철도 다짐성토 지반 재료의 입도분포곡선이며, 현장에서 채취된 성토재료(양입도의 사질토)로부터 실내 시험을 통해 기본물성을 획득하였다(표 3.8.1). 수정 D 다짐으로 실내 다짐시험을 수행하면서 함수비에 따라 각각 제작된 다짐 공시체에서 P-파 속도 계측을 병행하였다. 그림 3.8.8은 다짐 공시체에서 P-파 속도를 계측하는 전경과 다짐 몰드에 가속도계를 부착한 장면이고, 그림 3.8.9는 계측된 대표적인 P-파 신호이다.

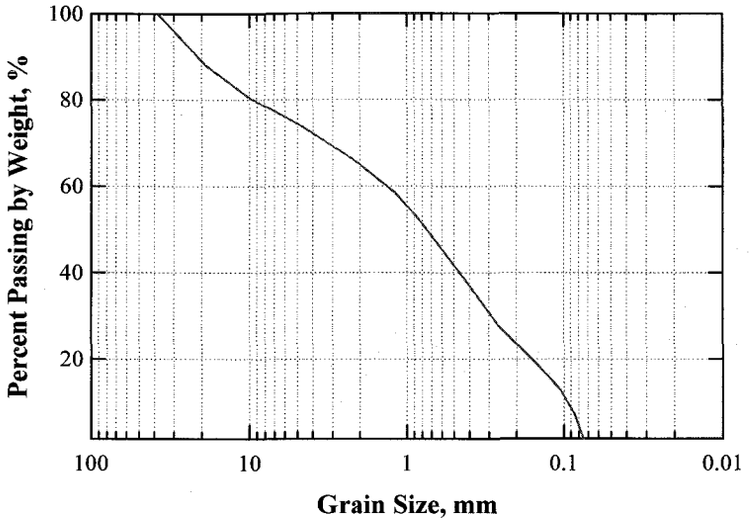


그림 3.8.7 서천 일반철도 노반 성토 재료의 입도분포곡선

표 3.8.1 서천 일반철도 노반 성토 재료의 기본 물성치

USCS	Compaction Test		Sieve Analysis					PI, %	Specific Gravity
	OMC, %	γ_{dmax}, kN/m^3	D_{10}, mm	C_u	C_g	Percent Passing #40, %	Percent Passing #200, %		
SW	10.72	18.24	0.096	14.8	0.70	38.3	1.6	2.65	2.68

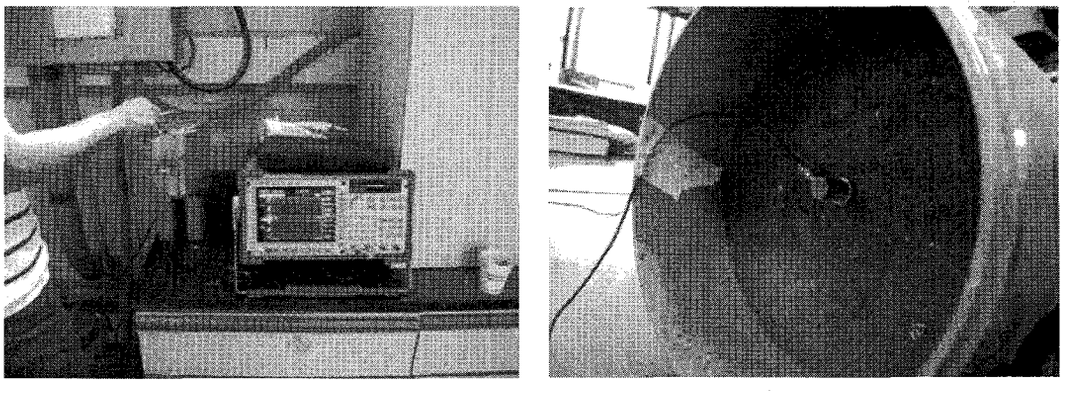


그림 3.8.8 다짐 공시체에서 P-파 속도 계측 전경과 가속도계 부착 모습

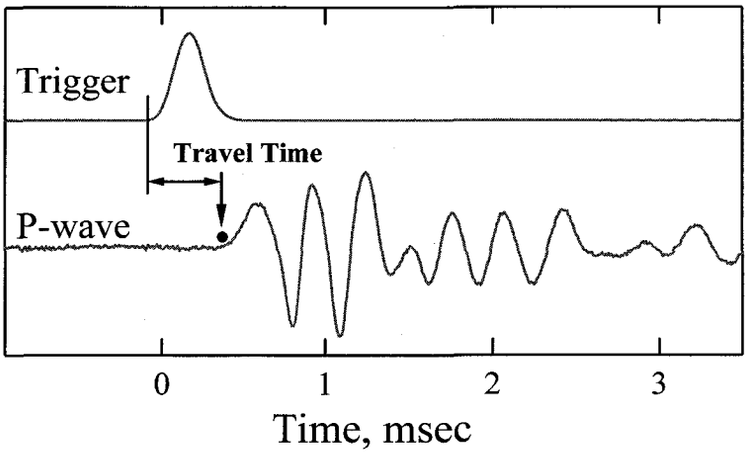
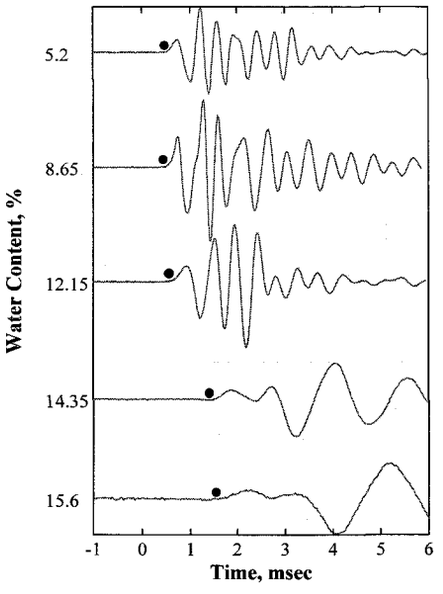


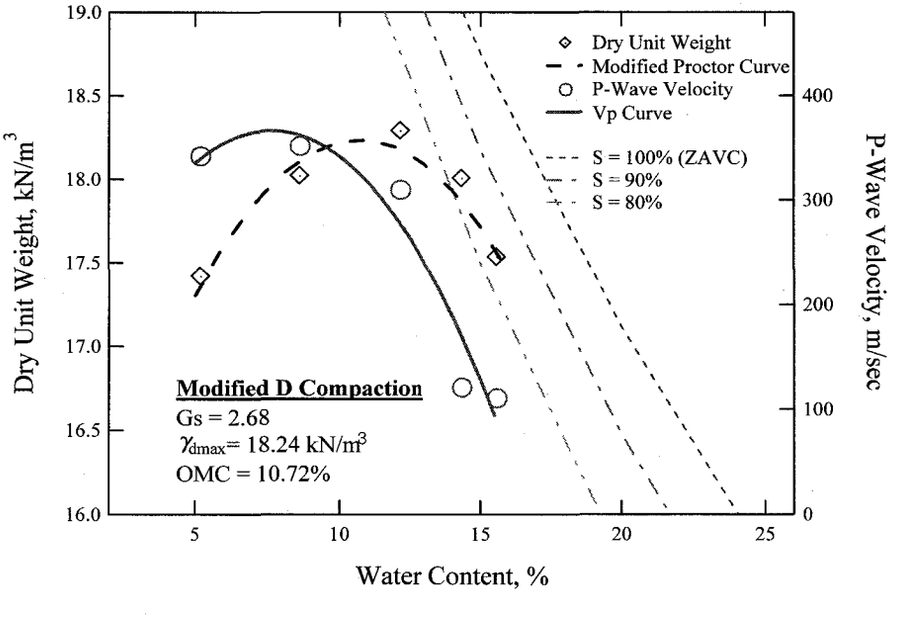
그림 3.8.9 다짐 공시체에서 계측된 대표적인 P-파 신호

그림 3.8.10(a)는 각각의 공시체에서 측정한 함수비에 따른 P-파 신호이다. P-파의 도달 시점은 계측된 신호의 진폭이 커지기 시작하는 점이다. 함수비 8.65%까지의 다짐 공시체에서는 P-파 속도가 증가하다가 이후 함수비가 증가 할수록 P-파 속도는 감소하기 시작했다. 특히 건조측 또는 최적함수비 근처의 다짐공시체에서 계측한 P-파 신호는 취성(brittle)을 보이며 고주파수의 지배주파수(predominant frequency) 특성을 보였지만 최적함수비보다 큰 함수비 14.35%의 다짐 공시체부터는 계측된 P-파 신호의 파장이 커지면서 저주파수의 지배주파수 특성을 보였다.

그림 3.8.10(b)에서는 다짐곡선과 함수비에 따른 P-파 속도를 함께 도시하였다. 계측된 P-파 속도와 다짐 공시체의 밀도로부터 구속탄성계수(M, constrained modulus)를 획득하였고, 포아송비를 0.3으로 가정하여 영탄성계수(E, Young's modulus)를 구하였다(표 3.8.2). 측정된 영탄성계수 및 P-파 속도는 다짐곡선의 건조측에서 가장 큰 값을 보였고 최적함수비 근처의 건조측에서부터 감소하기 시작했다. 즉, 함수비와 P-파 속도의 관계는 다짐곡선과 유사한 형태를 보였고 가장 큰 P-파 속도가 건조측에 위치하였다. 이와 같은 경향은 다짐공시체에 대한 전단파 계측의 결과와 유사한 것이다. 표 3.8.2에는 각 공시체의 건조단위중량과 P-파 속도, 구속탄성계수 그리고 영탄성계수를 정리하였다. 본 연구의 실내 계측을 통해 시공중에 있는 철도노반의 품질관리에 필요한 실내 지침 기준으로 P-파 속도의 활용이 가능함을 확인하였다.



(a) 계측된 P-파 신호



(b) 건조단위중량 및 P-파 속도

그림 3.8.10 함수비에 따른 다짐 공시체의 P-파 계측과 건조밀도 및 P-파 속도 (수정 D 다짐)

표 3.8.2 다짐 공시체에서 계측한 P-파 속도와 영탄성계수

Water Content, %	Total Unit Weight, kN/m^3	Dry Unit Weight, kN/m^3	P-Wave Velocity, m/sec	Constrained Modulus, MPa	Young's Modulus[1], MPa
5.2	18.3241	17.41864	342.1189	218.629	162.4101
8.65	19.57782	18.01901	351.7416	246.9122	183.4205
12.15	20.51075	18.28878	309.805	200.6732	149.0715
14.35	20.58727	18.00331	120.8156	30.632	22.7552
15.6	20.26648	17.53145	110.5966	25.26927	18.77145

[1] 포아송비를 0.3으로 가정하여 계산된 값

1.3 직접 도달파를 이용한 물리탐사 기법

본 절에서는 충남 서천에 위치한 일반철도 건설 현장에서 다짐횟수에 따른 P-파 속도 계측 결과의 민감도를 분석하기 위한 시험성토를 수행하였다. 이 시험성토에서 직접도달파 시험으로부터 계측된 P-파 속도를 지표로 하여 현장의 품질관리에 적용이 가능한지 검토하였다.



그림 3.8.11 템퍼를 이용한 다짐성토 시험부지 조성 전경

1.3.1 서천 일반철도 현장 개요

성토 지반의 다짐 횟수에 따른 P-파 속도의 민감도 분석을 위해 성토가 완료된 노반에서 굴삭기를 이용하여 노반을 흩트려 놓은 후 그림 3.8.11에서 보여진 소형 진동 다짐기(HCP-90)를 이용하여 재다짐을 실시하였다. 본 실험에서는 현장에 조성한 시험성토의 크기와 실험의 편의를 위해 소형 진동 다짐기가 사용되었다. 다짐 에너지가 작은 소형 템퍼(tamper)를 이용하여 다짐도에 따른 세밀한 노반 조성과 P-파 계측이 가능하도록 하였다.

완성된 단면은 그림 3.8.12와 같으며 크기는 폭 1.5m, 길이 6m, 깊이 0.6m이었다. 굴착된 노반을 다시 되메우기할 때는 현장 다짐도를 다르게 하기 위해 1.5m씩 길이 방향으로 4등분하여 소형 진동 다짐기의 통과 횟수가 다르도록 재다짐을 하였다. 다짐 횟수는 각각 1회, 3회, 5회, 7회였고 재다짐은 두께 0.3m씩 두 번 실시하였으나 직접도달파 시험을 두 번째 층의 다짐 횟수 1, 3, 5회에서만 실시하였다.

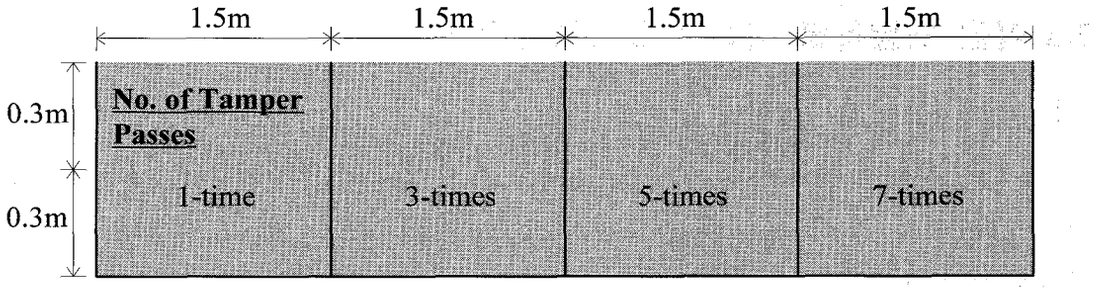


그림 3.8.12 서천 일반철도 현장에 조성된 시험성토 종단면 모식도

1.3.2 다짐횟수에 따른 P-파 계측 결과

지표면 얕은 깊이의 지반 물성치를 측정하는 일상적인 지반조사 기법으로 직접 도달파 탐사(direct-arrival survey), 반사파 탐사(reflection survey), 굴절파 탐사(refraction survey)가 있다(Richart et al., 1970). 직접 도달파 탐사는 지표면 상부의 탄성파 속도가 일정한 층(constant velocity)에서 지표면의 일직선상에 거리별로 속도계를 설치하고 같은 선상에서 충격하중을 가한다(그림 3.8.13). 성토 다짐 층이 두껍지 않고 거의 균질한 성토재료를 사용하기 때문에 직접 도달파 탐사 기법의 적

용이 적절하다고 판단된다. 직접도달파 탐사 기법은 계측이 간편할 뿐만 아니라 현업에서 지반조사에 일상적으로 사용하는 탐사 기법이므로 역학적 다짐관리 방안의 현장 품질확인 기법으로 제시가 가능하다.

직접도달파 기법으로 결정된 탄성파 신호는 압축파, 전단파, 표면파가 혼합되어 전파된다. 이때 지표면의 구속조건이 자유단이기 때문에 전파되는 압축파가 지중의 구속된 상태에서 전파되는 압축파보다 조금 느릴 수도 있다. 그러나 본 논문에서 직접도달파 기법으로 평가한 압축파 속도는 탄성파 신호의 가장 첫 번째 도달한 시점을 이용하여 획득하였기 때문에 P-파 속도로 간주하였다. P-파 신호에 비해 상대적으로 늦게 도달하는 전단파 또는 표면파 신호는 먼저 도달하는 P-파 신호의 간섭으로 판별하기가 어려울 수도 있다. 가장 먼저 도달한 P-파 속도로부터 포아송비를 가정하여 전단파 및 표면파 속도의 결정이 가능하지만 본 연구에서는 P-파 속도만을 이용한다. 지표면에 설치된 각각의 속도계에서 계측된 초동 도달 시간과 충격하중 위치로 부터의 이격거리를 이용하면 P-파 속도를 계산할 수 있다.

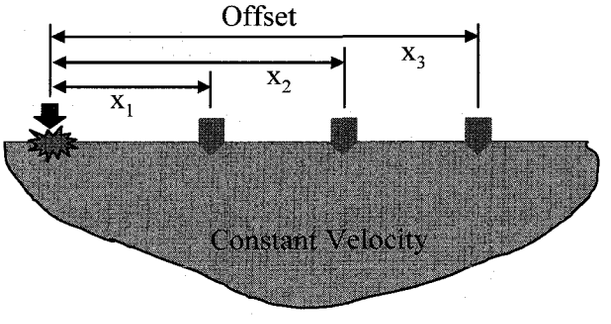


그림 3.8.13 직접 도달파 기법 개념도

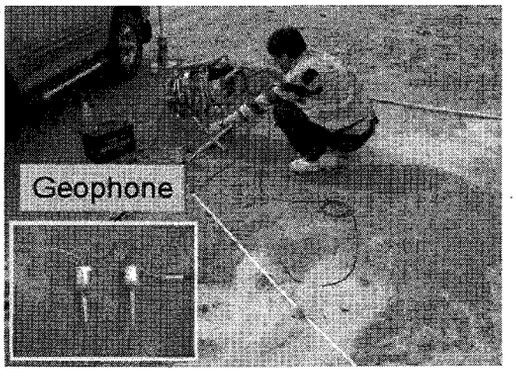
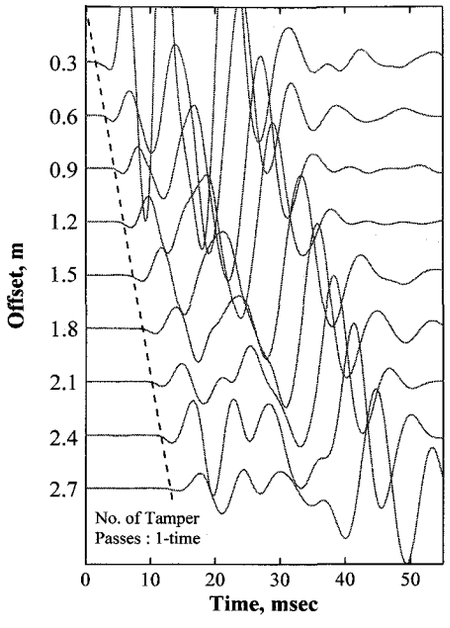
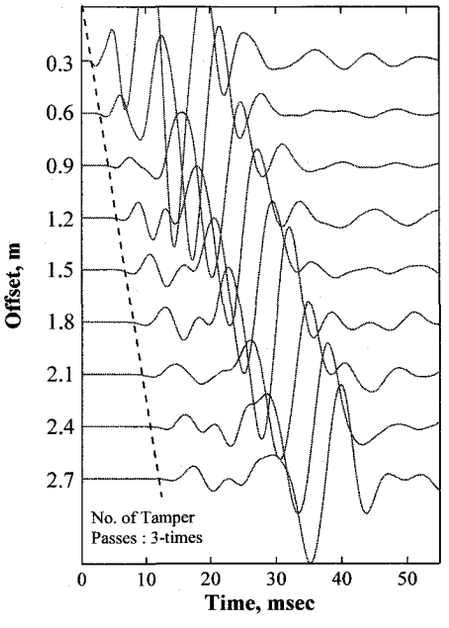


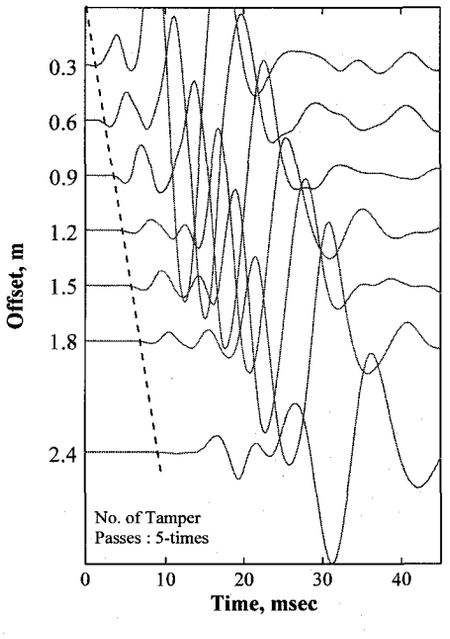
그림 3.8.14 직접 도달파 기법을 이용한 P-파 계측 전경과 속도계



(a) 템퍼 다짐 1회



(b) 템퍼 다짐 3회



(c) 템퍼 다짐 5회

그림 3.8.15 이격 거리별 도달 탄성파 신호

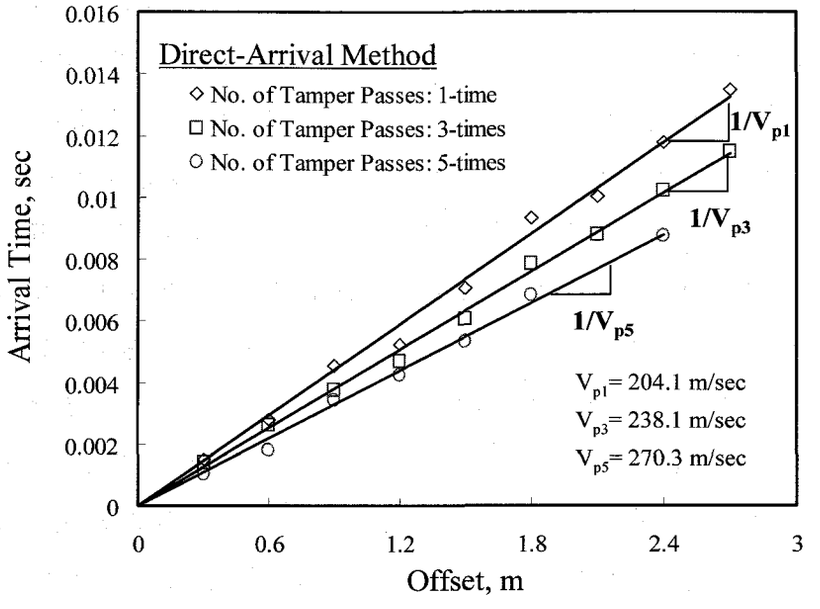


그림 3.8.16 다짐 횟수에 따른 이격거리별 P-파 도달 시간과 P-파 속도

그림 3.8.16은 템퍼로 1, 3, 5회 다짐 성토한 서천의 시험 부지에서 직접 도달파 탐사를 이용하여 계측한 이격거리별 도달 P-파 신호이다. P-파 속도는 그림 3.8.16과 같이 측정된 도달 시간과 이격거리의 기울기로부터 역수를 취하여 계산한다. 다짐 횟수에 따라 계산된 P-파 속도의 크기가 각각 달라 다짐 성토 지반의 품질관리에 적용 가능한 것으로 확인되었다.

1.4 현장 및 실내 P-파 속도 비교와 품질관리 예비 방안

그림 3.8.17은 실내에서 계측한 함수비와 P-파 속도의 관계에 현장의 P-파 속도 계측 결과를 함께 도시한 것이다. 실내 다짐 공시체의 탄성파 속도(P-파 또는 S-파 속도)는 다짐곡선의 건조측에서 크게 계측되는 것이 확인되었다. 본 예비연구에서는 함수비에 따른 P-파 속도의 관계에서 다짐곡선의 최적함수비에 해당하는 P-파 속도를 현장 다짐관리의 기준으로 결정하였다. 서천 시험 부지에서 채취한 시료는 수정 D다짐으로 성형했을 때 최적함수비에 해당하는 P-파 속도가 325m/sec으로 평가되었다. 직접 도달파 탐사를 이용하여 현장에서 계측된 시험 부지의 P-파 속도

는 모두 기준 속도를 만족하지 못했다. 시험 부지를 조성할 때 다짐기계로 사용된 템퍼가 실내 다짐시험의 다짐 에너지만큼을 크지 못했기 때문으로 판단된다.

현장 다짐관리의 기준으로 사용되는 P-파 속도는 그림 3.8.18에서 설명된 바와 같이 설계단계의 입력변수인 회복탄성계수를 결정하는데 필요한 물성치이다. 회복탄성계수의 결정에 필요한 영탄성계수와 축변형률의 관계(E-ϵ)에서 저변형률 영역의 최대 영탄성계수(Emax)는 P-파 속도와 포아송비로부터 결정된 값이다. 또한 실내 다짐공시체에서 P-파 속도를 계측하여 현장 다짐관리의 기준으로 제시하고, 현장에서는 다짐성토의 P-파 속도를 계측하여 다짐관리를 하면 된다. 이와 같은 일련의 과정은 설계와 시공 및 관리에 있어 P-파 속도라는 하나의 잣대로 이루어진다. 실내 다짐 공시체와 현장 다짐 성토노반에 대하여 P-파 속도를 계측하고 이를 비교함으로써, 본 예비연구를 통해 제안된 다짐관리 방안의 가능성이 확인되었다.

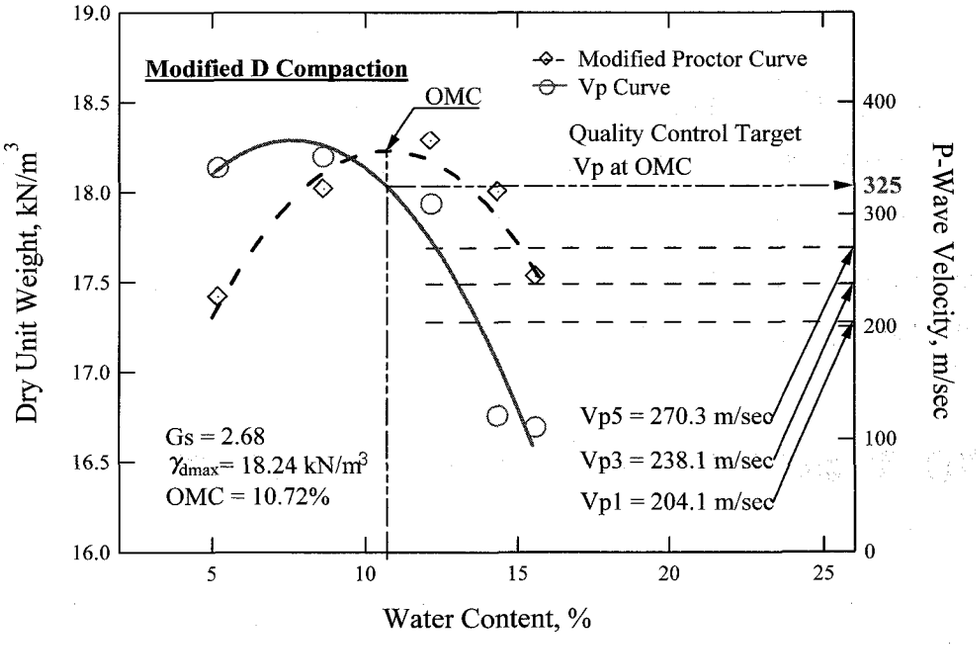


그림 3.8.17 다짐 공시체와 현장에서 계측된 P-파 속도 비교

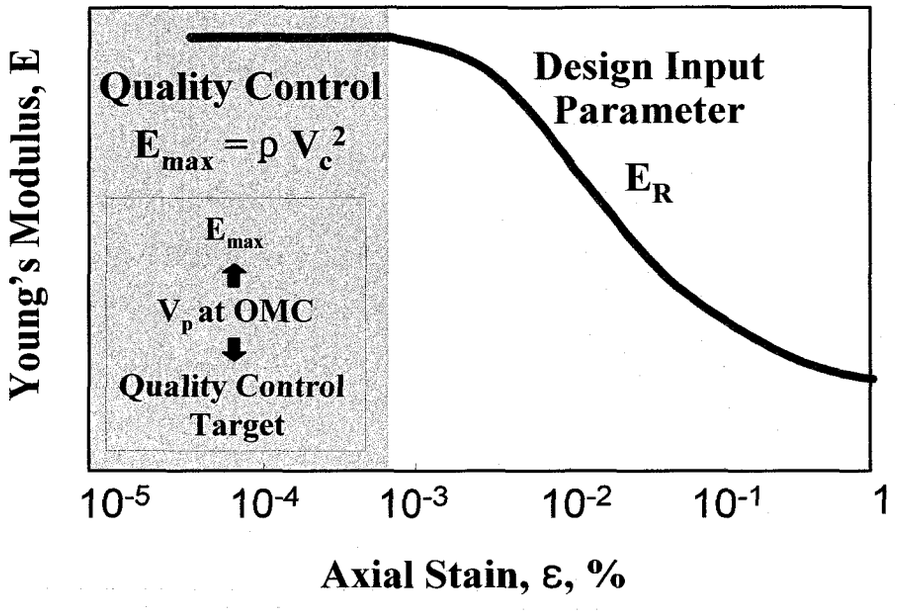


그림 3.8.18 ER 결정과 다짐관리 기준에 일관성 있게 적용되는 P-파 속도

1.5 다짐 시험성토의 품질 평가

예비시험의 결과를 바탕으로 본 연구에서는 실제 시험성토를 하여 현장에서 직접도달파 기법을 통해 P-파를 계측하였고, 그 결과를 성토 재료에 대한 실내 P-파 계측을 통해 결정된 품질관리 기준(최적함수비에서의 P-파 속도)과 비교해 보았다. 또한 성토 높이에 대한 구속응력의 영향, 직접도달파 기법으로 계측된 탄성파 속도의 대상 다짐층에 대한 조사(scanning) 깊이, 그리고 현장의 다짐에너지에 의한 성토체의 깊이별 다짐효과를 분석하기 위해 현장의 크로스홀 시험과 실내 공진주시험을 추가로 수행하였다. 이때 직접도달파 시험은 이격거리가 짧아 굴절/반사가 없다고 가정한다. 시험성토에서 수행한 각종 시험 기법과 시험의 목적은 표 3.8.3과 같다.

1.5.1 다짐 시험성토 현장 개요

철도기술연구원 신축부지의 시험성토는 총 3개의 층으로 시공하였다. 성토 전에

원지반을 대략 50cm 깎아내고 다시 다져 첫 번째 성토층(Lift 1)과 성토층 아래 지반의 이질성이 직접도달파 탐사 결과에 미치는 영향을 최소화 하였다. 원지반이 추운 날씨의 영향으로 얼어 있었기 때문이다. 다짐에 사용된 장비는 12.5ton의 진동 로울러이고 각 층의 두께는 성토 단계별로 레벨측량(그림 3.8.19)을 통해 확인하였다. 그림 3.8.20은 최종 완료된 시험성토의 횡단면도와 평면도이다. 성토 단계별로 완료된 각 층의 표면은 8개의 구역으로 구분하였고 그림 3.8.20(a)에 표시한 Zone-1과 Zone-2에서 들밀도시험과 직접도달파 시험을 수행하였다.

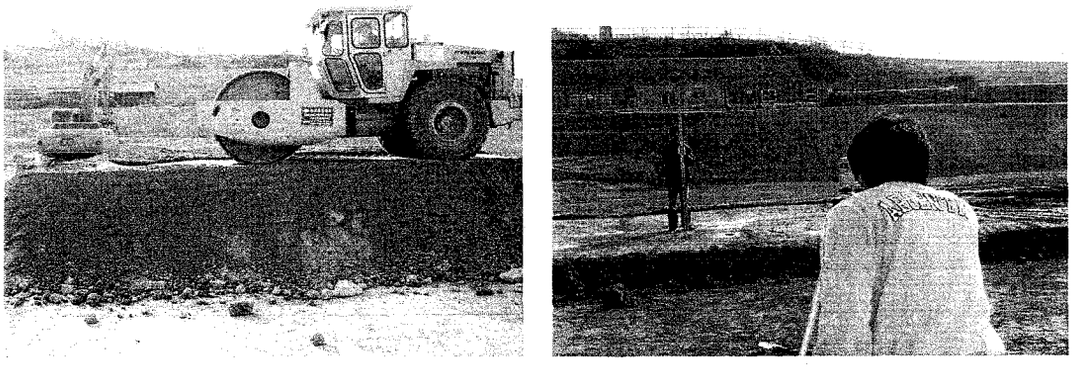
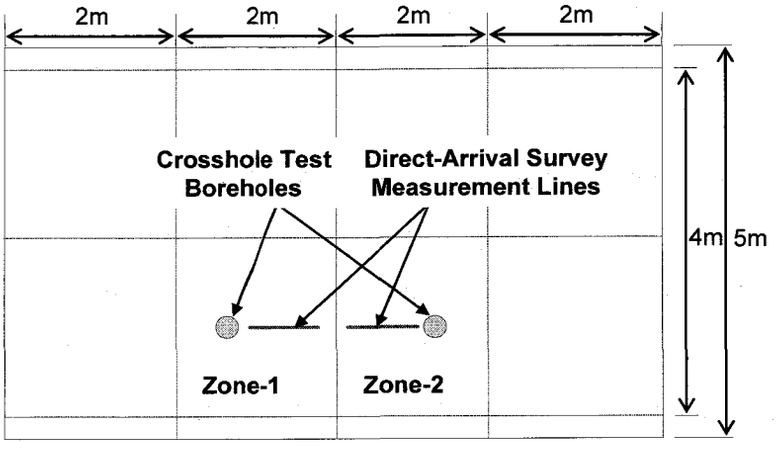


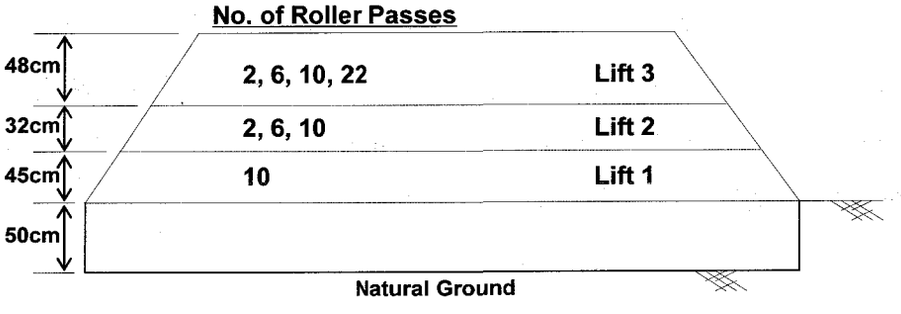
그림 3.8.19 진동다짐 로울러(12.5ton)와 각 층별 레벨측량 전경

표 3.8.3 시험성토에서 수행한 시험기법 및 목적

	Testing Method	Measurement
Laboratory	Modified Compaction Test	V_p & γ_d-w Relationship, V_p at OMC
	Resonant Column Test	E-ϵ Relationship, Effect of σ_m' on V_p
Field	Direct-Arrival Method	V_p and V_s vs. No. of Roller Passes
	Crosshole Test	V_p , V_s , and ν Profiles
	Field Density	In-situ γ_d and w
	Level Surveying	Thicknesses of Each Lift



(a) 크로스홀 시험과 직접도달파 계측 위치



(b) 각 층의 로울러 통과 횟수와 두께

그림 3.8.20 시험성토 단면과 계측위치

1.5.2 다양한 동적 시험을 이용한 시험성토의 역학적 특성

가. 함수비에 따른 다짐공시체의 P-파 속도 계측과 실내 품질기준 설정

시험성토의 성토 재료에 대해 우선 실내시험을 통해 다짐 기준을 마련하고자 하였다. 성토부지는 철도기술연구원의 건물 신축부지였고 현장에서 채취해온 시료를 수정 D다짐을 통해 함수비별로 다짐공시체를 제작하였다. 제작된 공시체의 아랫면에 PCB社의 가속도계를 부착하고 충격해머(impulse force hammer, PCB 086C80)로 다짐 공시체의 상부면에 타격을 가해 P-파 속도를 계측하였다. 시험의 과정 및 계측에 사용된 장비는 예비시험의 다짐공시체 P-파 계측과 같다.

철도노반을 성토할 때 다짐 층의 두께는 30cm 내외로 두껍지 않고 여러 층으로 성토다짐을 한다. 시공단계에서 다짐관리의 대상이 되는 성토노반의 최상부 한

층, 즉 시공중인 층은 다짐 에너지에 의해 횡방향의 구속효과(정지토압계수)가 상재하중에 의한 구속응력의 영향에 버금갈 만큼 크다(D'Appolonia et al., 1969). 따라서 실내에서도 다짐 에너지에 의한 다짐 공시체의 횡방향 구속효과를 현장과 유사한 조건으로 가정하여 별도의 구속압을 가하지 않고 공기중에서 바로 P-파 속도를 계측하였다. 그림 3.8.21은 함수비 별로 반복 계측된 P-파 신호이다. 또한 다짐시험과 다짐 공시체 P-파 계측으로부터 획득한 함수비에 따른 건조단위중량과 P-파 속도의 관계는 그림 3.8.22에 나타내었다. 예비시험 결과와 동일한 경향을 보이면서 최적함수비 10.4%, 최대건조밀도는 19.88kN/m^{3}이었다.

현장의 품질관리를 위한 실내 기준은 다짐곡선의 최적함수비에 해당하는 P-파 속도로 정하였다. 현장의 요구 수준에 따라 최적함수비에서 P-파 속도의 95%, 90%를 품질관리 기준으로 제시할 수도 있을 것이다. 다만 한 가지 우려가 되는 점은 현장에서 다짐시공 시 건조측으로 다짐시공을 하면 최적함수비에서의 P-파 속도 규정은 준수하게 되지만 실제 건조밀도는 작아지게 된다. 이를 보완하기 위해 대개 최적함수비 ±2%의 일반적인 함수비 규정을 따르기로 하였다.

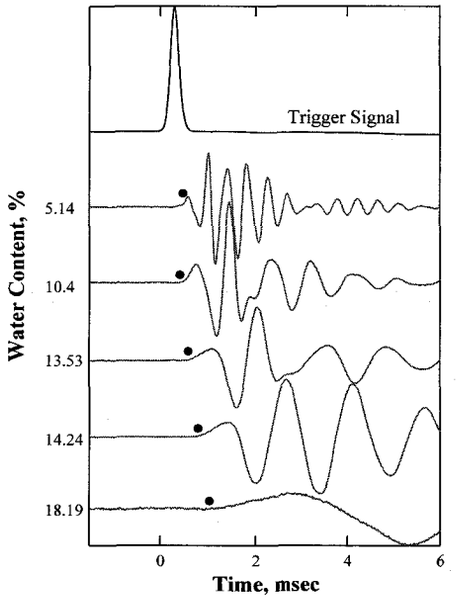


그림 3.8.21 함수비에 따른 다짐 공시체의 P-파 계측 신호 (수정 D 다짐)

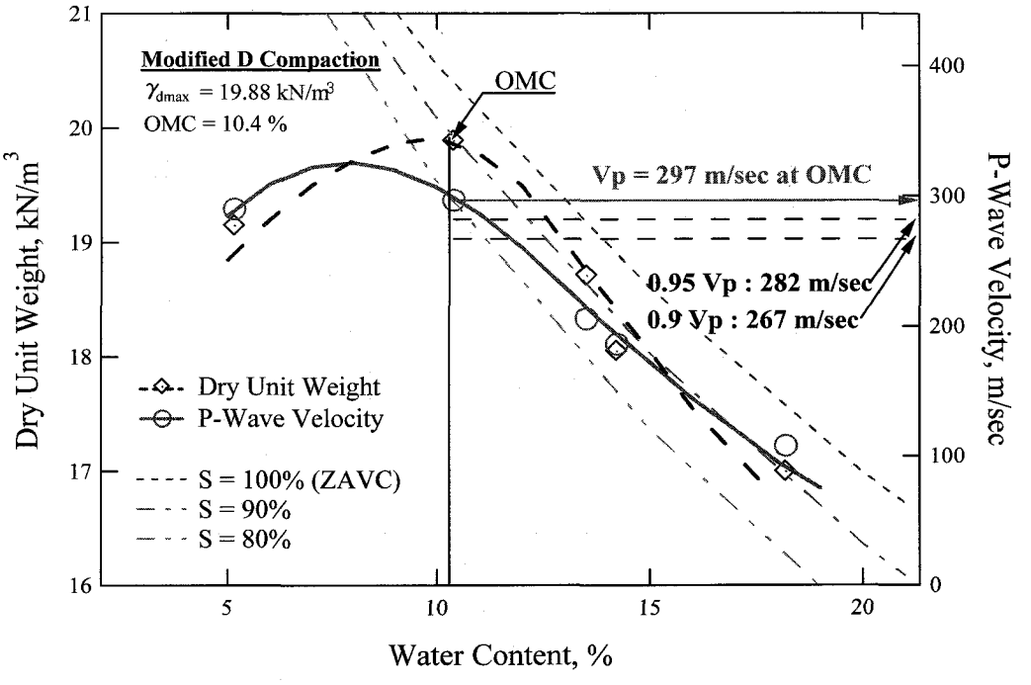


그림 3.8.22 P-파 속도를 이용한 실내 다짐기준 (수정 D 다짐)

나. 공진주시험을 이용한 변형률 및 구속응력에 따른 탄성계수 평가

채취된 현장의 시료는 실내에서 다짐시험 뿐만 아니라 공진주시험을 수행하는 데에도 사용되었다. 공진주시험의 가장 큰 목적은 설계단계에서 노반의 입력물성으로 사용하게 될 회복탄성계수의 결정에 있다. 즉, 역학적 개념의 설계와 품질관리를 일관성 있게 수행하기 위함이다. 시험시 적용된 구속압의 크기는 성토 높이가 크지 않음을 고려하여 2.5, 5, 10, 그리고 20kPa이었다. 공진주시험으로 획득한 비선형 전단탄성계수(G)는 대략 전단변형률(γ) 크기 0.01% 까지 측정되었고, 뒤에 언급할 현장의 크로스홀 시험으로 결정된 포아슨비 0.3을 이용하여 축변형률(ϵ)에 따른 영탄성계수 감소곡선(E)으로 변환하였다. 회복탄성계수는 임의의 축변형률에서 영탄성계수이기 때문이다. 그림 3.8.23는 포아슨비를 이용하여 변환된 구속압에 따른 정규화된 영탄성계수 감소곡선이다. 시험에 사용된 재료는 정규화 곡선이 구속압이 증가함에 따라 오른쪽으로 증가하는 경향을 보였다.

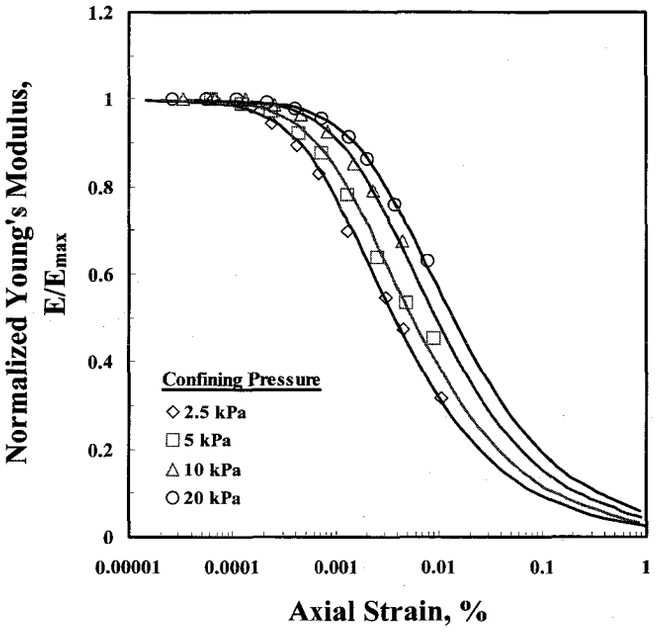


그림 3.8.23 축변형률에 따른 영탄성계수 감소곡선

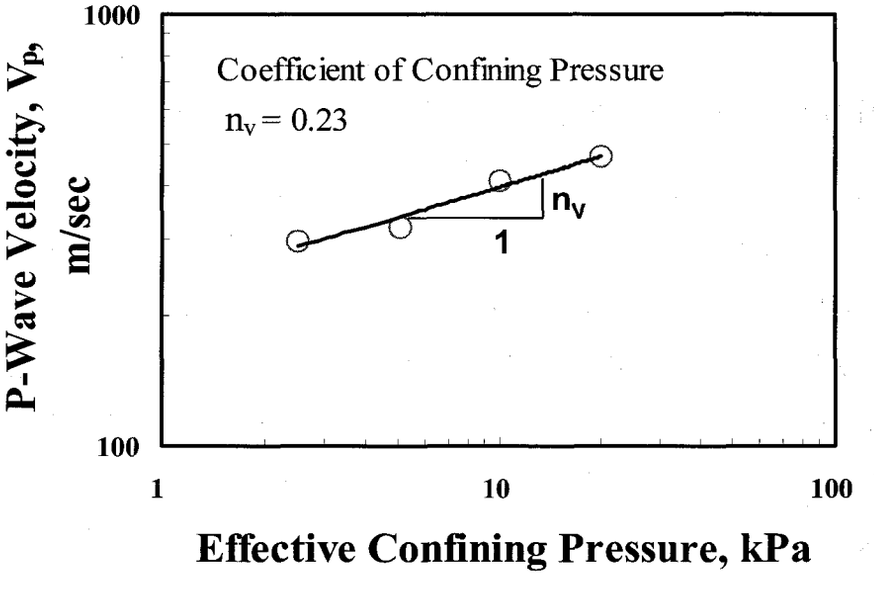


그림 3.8.24 유효 구속압 증가에 따른 P-파 속도의 변화

일반적으로 동적물성치는 구속압에 의해 큰 영향을 받는다. 본 연구에서 공진주 시험으로 결정된 구속압에 따른 저변형률의 최대 전단탄성계수는 구속압이 증가함

에 따라 0.46의 기울기로 증가하는 경향을 보였다. 따라서 포아슨비를 적용하여 결정하는 저변형률 영역의 영탄성계수 또한 구속압 증가에 따라 0.46의 기울기로 증가하게 된다. 대수좌표에서 구속압과 탄성계수의 기울기를 탄성계수에 대한 구속압 무차원 영향계수(coefficient of confining pressure)라 한다. 그림 3.8.24는 탄성계수가 아닌 P-파 속도에 대해 구속압의 영향을 나타낸 것이다. 탄성계수는 탄성파 속도의 제곱에 비례하므로 탄성파 속도에 대한 구속압 영향계수는 탄성계수에 대한 계수의 절반이 된다. 따라서 시험성토에 사용된 재료의 P-파 속도에 대한 구속압 영향계수는 0.23으로 결정되었다. 결정된 구속압 영향계수는 시험성토 부지에서 수행된 다양한 탄성파 시험 및 실내 시험의 결과를 비교하는데 중요한 인자로 사용될 것이다.

다. 직접도달파 기법을 이용한 시험성토의 P-파 계측

직접도달파 기법(direct-arrival method)은 계측이 간편할 뿐만 아니라 지표면 얕은 깊이의 지반 물성치를 측정하기 위해 현업에서 일상적으로 사용하는 지반조사 기법 중 하나이다(Richart et al., 1970). 직접도달파 기법은 지표면 상부의 탄성파 속도가 일정한 층에서 지표면의 일직선상에 거리별로 여러 개의 속도계를 설치하고 동일 선상에 충격하중을 가한다. 성토 다짐 층은 두껍지 않고 거의 균질한 성토재료를 사용하며 지하수위 위에 시공되기 때문에 다짐 성토 지반의 현장 품질확인 기법으로 적절하다.

P-파와 S-파는 파의 전파 특성이 다르므로 이에 사용되는 발진방향과 감지방향에 따른 감지기의 설치를 조건에 맞게 설정하는 것은 양질의 신호를 획득하는데 매우 중요한 요소이다. 본 연구에서 사용한 발진 장치는 무게가 무거운 쇳덩이(대형 해머의 두부)를 지표에 밀착시켜 작은 망치를 이용해 P-파를 발생시킬 때는 수평방향으로, S-파를 발생시킬 때는 수직방향으로 쇳덩이를 타격하였다(그림 3.8.25). P-파를 계측할 때는 수평방향으로 민감한 속도계를 사용하였고 S-파를 계측할 때는 수직으로 민감한 속도계를 사용하였다. 본 연구에서는 계측하고자 하는 신호에 따라 각각 별도의 감지기 세 개씩 제작하였는데, 사용된 모든 감지기에는 스파이크를 부착하여 성토 지반 표면에 완전히 밀착되도록 하였다.

그림 3.8.26은 Lift 2의 Zone-1에서 진동 로울러가 10회 왕복하였을 때 직접 도달

파 시험을 통해 계측된 대표적인 P-파 신호(a)와 이격거리별 도달 시간(b)이다. 이격거리에 따른 도달시간의 기울기 역수가 P-파 속도가 된다. 그림 3.8.27은 Lift 1의 Zone-1에서 진동 로울러가 10회 왕복하였을 때 직접 도달파 시험을 통해 계측된 대표적인 S-파 신호(a)와 이격거리별 도달 시간(b)이다.

계측된 신호로부터 속도를 결정하기 위해 도달시간의 정확한 판별은 매우 중요하다. 본 연구에서 P-파 또는 S-파의 도달시간은 발진 장치의 영향을 배제하기 위해 발진시 발생된 신호를 제외한 세 개의 감지기 신호만을 이용하여 간접법으로 결정하였다. 또한 모든 경우에 대해 두 번씩 계측하여 평균하였다. 그러나 그림 3.8.26과 3.8.27에서 알 수 있듯이 반복 계측된 신호로부터 계산된 도달시간 및 속도는 거의 차이를 보이지 않고 일관성 있는 결과를 보였다. 이와 같은 사실은 적용하고자 하는 P-파 속도를 이용한 품질관리의 타당성과 일관성을 간접적으로 보여주는 것이다.

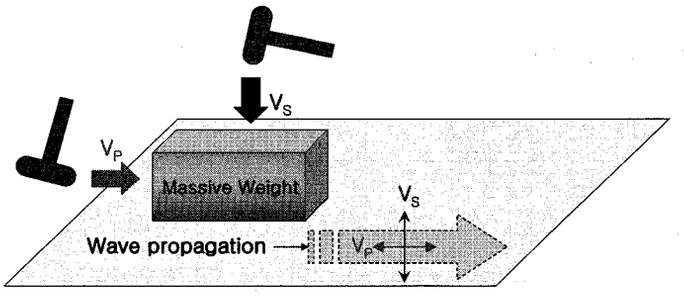
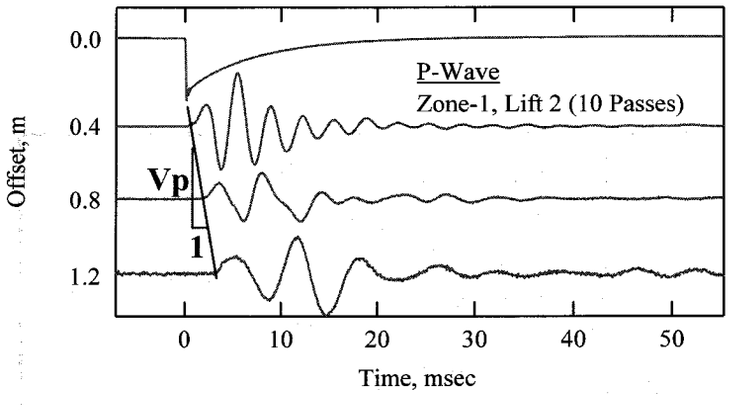


그림 3.8.25 직접도달파 시험의 지표면 발진원

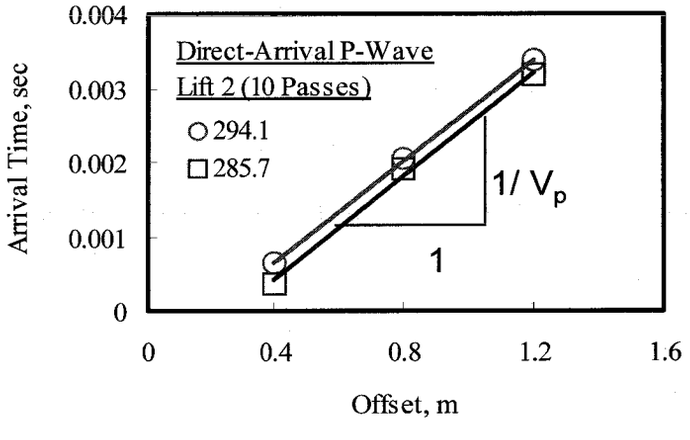
그림 3.8.28은 직접도달파 시험을 통해 각각 Zone-1과 2에서 다짐 층, 진동 로울러 통과 횟수별로 결정된 P-파 속도를 정리한 것이다. 그리고 실내 다짐 공시체의 P-파 계측을 통해 결정된 최적함수비에서의 P-파 속도를 함께 도시하였다. Zone-1과 2 모두 진동 로울러의 통과 횟수가 증가함에 따라 P-파 속도가 증가하다가 대략 10회부터 점차 P-파 속도가 수렴하면서 동시에 실내기준 P-파 속도를 만족하고 있다. Lift 3의 통과 횟수 22회에서는 진동 로울러에 의한 다짐효과가 더 이상 발생하지 않은 것으로 보인다. 인접한 Zone-1과 2의 차이는 거의 없는 것으로 보이며, 다짐 층의 두께에 따른 뚜렷한 경향은 보이지 않았다.

그림 3.8.29(a)의 S-파 속도는 P-파 속도와 비슷한 경향을 보였고 두 결과로부터 계산된 포아슨비는 대략 0.32정도였다. 그러나 그림 3.8.29(b)의 들밀도 시험을 통

해 결정된 건조밀도는 다짐 로울러의 통과 횟수에 따른 경향이 일정치 않았고, 일반적인 지반의 건조밀도 범위를 크게 벗어나는 결과도 나왔다. 또한 전반적으로 매우 큰 값을 보이며 실내시험으로 구한 최대 건조밀도를 상회하기도 하여 결과의 신뢰성에 의심이 갔다. 당초 계획은 최대한 정밀하고 신중하게 현장의 건조밀도를 획득하고 직접도달파 기법으로 획득한 P-파 속도와 비교를 통하여 P-파 속도를 이용한 품질관리 방안의 신뢰성을 확보할 예정이었으나, 본 연구에서 문제제기 했던 현장 건조밀도의 근본적인 부정확성으로 인해 사용을 지양해야할 당위성을 보여주는 근거 자료로만 활용되었다.

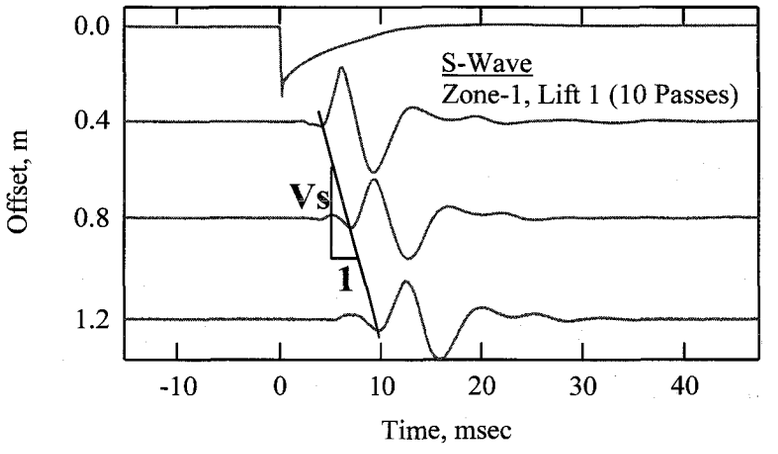


(a) P-파 계측 신호

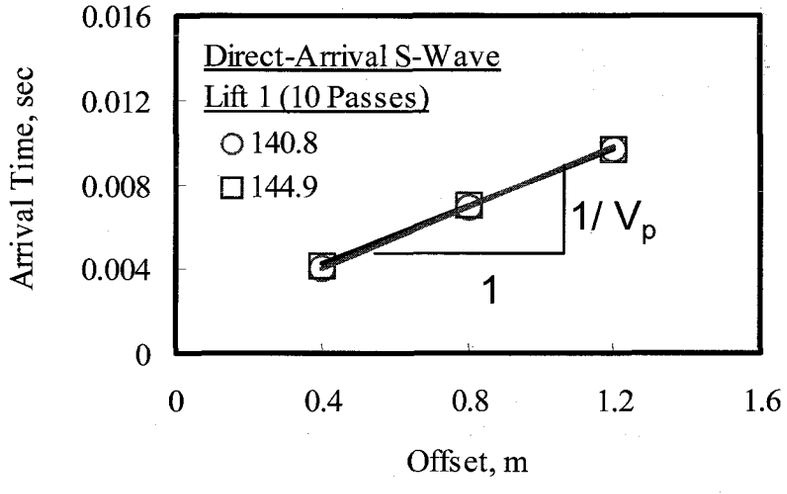


(b) 도달시간으로부터 계산된 P-파 속도

그림 3.8.26 시험성토 부지의 직접도달파 시험 (P-파)

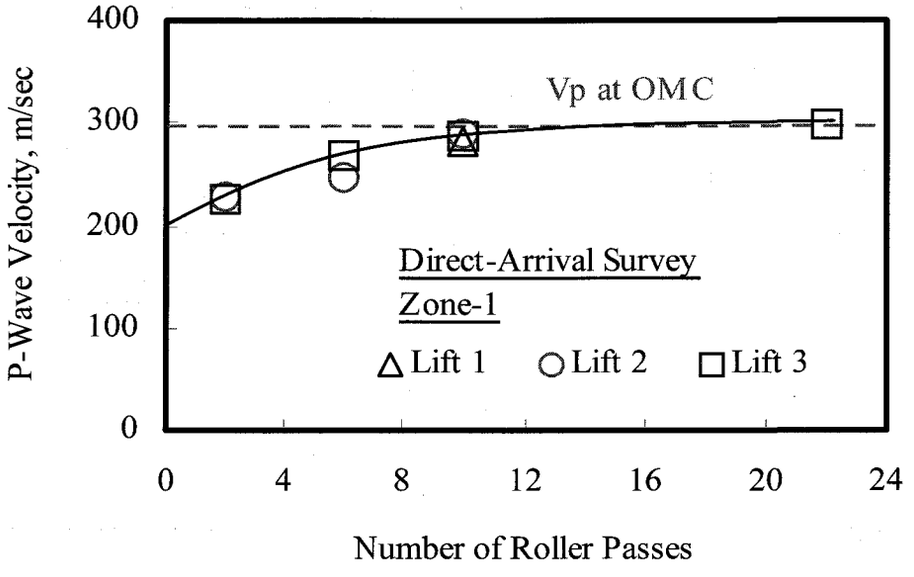


(a) S-파 계측 신호

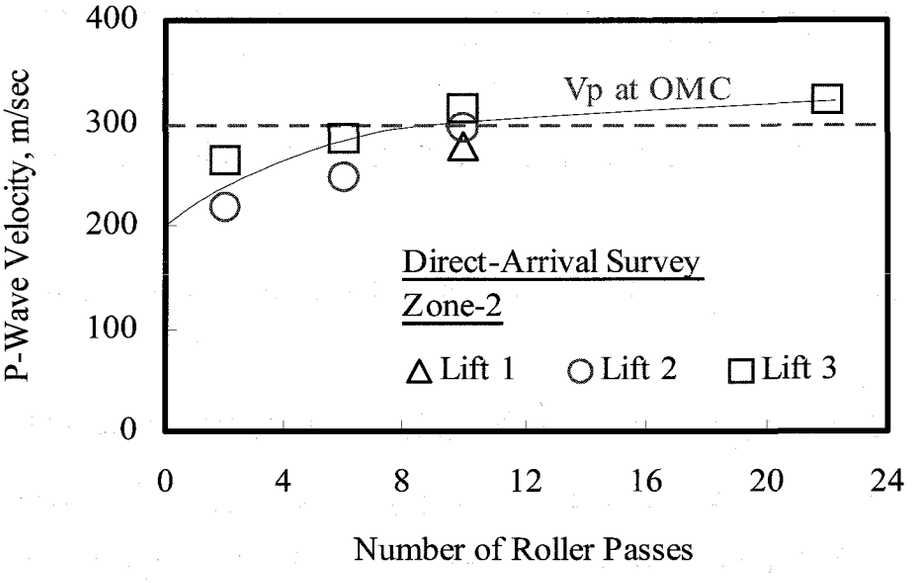


(b) 도달시간으로부터 계산된 S-파 속도

그림 3.8.27 시험성토 부지의 직접도달파 시험 (S-파)

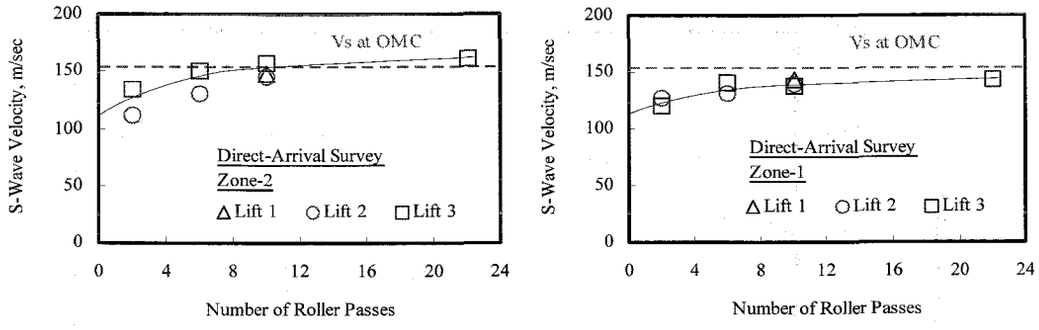


(a) Zone-1

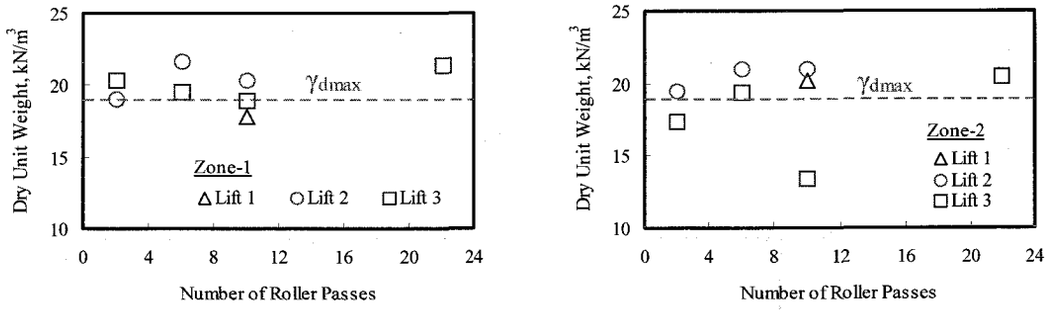


(b) Zone-2

그림 3.8.28 현장에서 계측된 P-파 속도와 실내 다짐기준



(a) S-파 속도 (Zone-1, Zone-2)



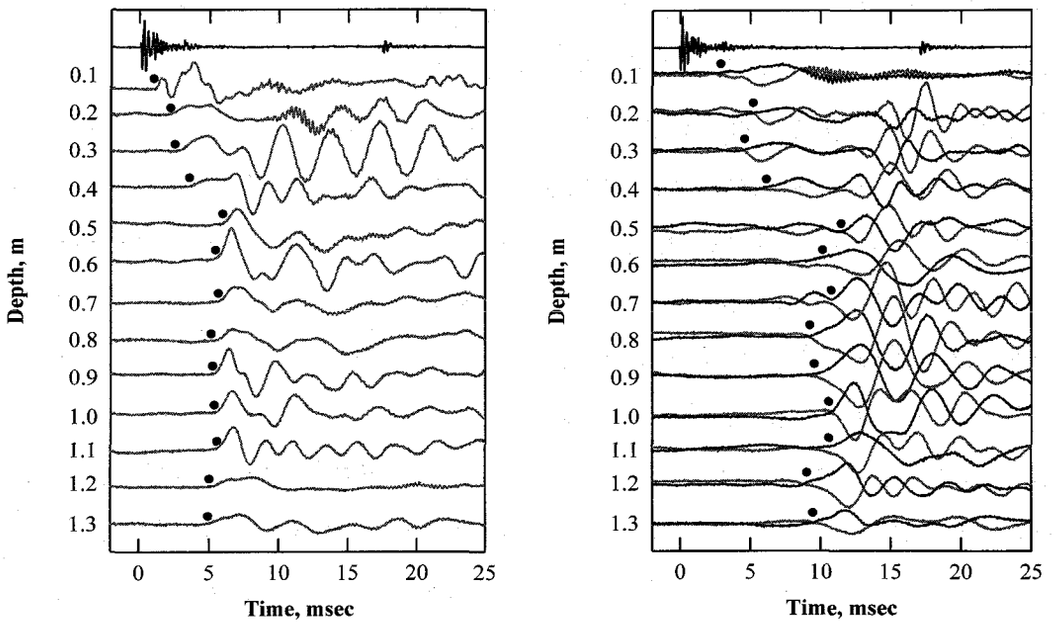
(b) 들밀도시험으로 구한 현장의 건조밀도 (Zone-1, Zone-2)

그림 3.8.29 각 층의 진동 롤울러 통과 횟수에 따른 P-파, S-파 속도와 건조밀도

라. 성토층에 대한 직접도달파의 영향깊이와 깊이별 다짐효과 분석

성토가 세 번째 층까지 최종 완료된 뒤에 Zone-1과 Zone-2의 직접도달파 시험의 측선을 사이에 두고 두 개의 검측공을 추가로 설치하였다. 설치된 검측공은 케이싱을 하지 않아도 자립할 것으로 예상하여 나공(uncased borehole)으로 형성하였고 크로스홀 시험을 수행하였다. 크로스홀 시험의 목적은 시험 성토체의 깊이별 다짐효과와 직접도달파 시험의 영향 범위를 살펴보기 위함이다. 크로스홀 시험은 계측간격을 10cm로 정밀하게 수행되었고 그 결과 깊이별 P-파 속도와 S-파 속도 주상도를 획득하였다. 그림 3.8.30은 크로스홀 시험으로 획득한 깊이별 P-파와 S-파 신호이고 그림 3.8.31의 좌측 그림은 속도주상도 이다.

Lift 3의 깊이 40cm 까지는 탄성파 속도는 일반적으로 사질도 지반에서 예상할 수 있는 속도보다 훨씬 빠른 값을 보여 시험 결과의 신뢰성이 다소 떨어져 보인다. 이와 같은 결과에 대해 가능한 한 가지 원인은 아주 추운 영하의 날씨 때문이 아닌가 판단된다. 그림 3.8.31 우측 그림의 점선 블록으로 표시한 부분과 같이 당시 현장 지반의 지표는 아침에 굴착시 딱딱하게 얼어 있는 것이 눈에 띌 정도였다. 크로스홀 시험이 성토가 종료된 후 다음날 아침 영하의 날씨에서 수행된 점으로 미루어 Lift 3에 해당하는 깊이 40cm의 속도가 매우 빠르게 측정된 것으로 보이며, 그 아래 Lift 1과 Lift 2는 일반적인 사질토의 탄성파 속도를 보였다. Lift 1과 Lift 2의 P-파 속도는 430-550m/sec의 범위에서 깊이별로 분포하였고, S-파 속도는 230-280m/sec의 범위에서 분포하였다. 향후 본 논문에서 크로스홀 시험에 대한 데이터를 분석할 때 Lift 3은 제외하도록 한다.



(a) P-파 신호 (b) S-파 신호

그림 3.8.30 다짐 완료 후 성토 깊이별 크로스홀 시험 결과

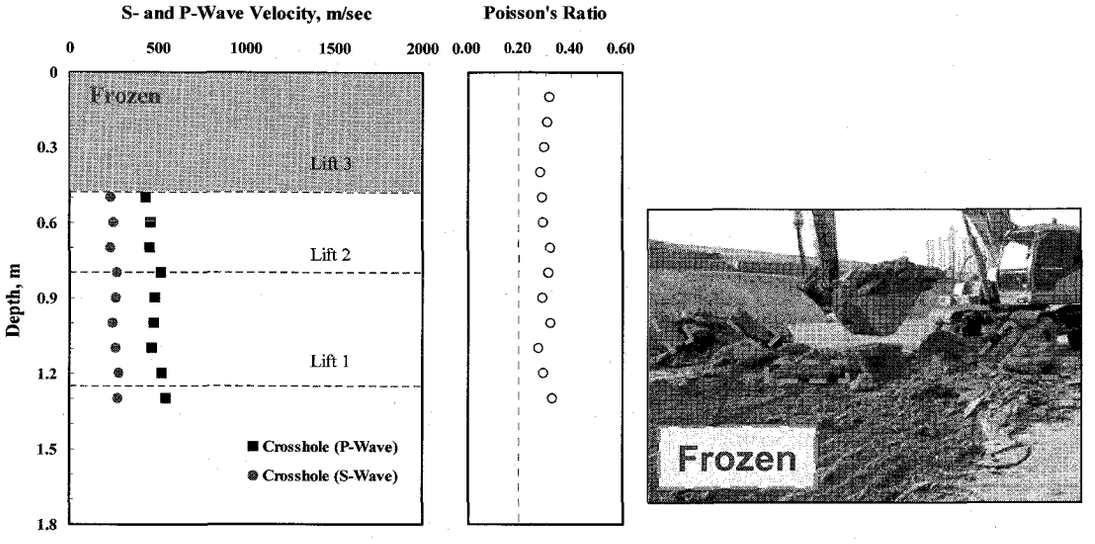


그림 3.8.31 시험성토의 깊이별 속도주상도(좌)와 성토 전 굴착 전경(우)

크로스홀 시험의 결과는 각 계측 깊이별로 상재하중에 의한 구속효과가 반영된 결과이다. 따라서 구속응력에 의한 효과를 제거하고 다짐에너지에 의한 다짐효과의 깊이별 분포를 살펴보기 위해 구속응력 보정을 통해 P-파 속도와 S-파 속도를 재산정 하였다. 구속응력에 대한 효과를 제거하기 위해 기준이 되는 구속응력을 선택하였다. 현장에서 계측된 탄성파 속도는 실내 다짐 공시체에 대한 탄성파 속도와 비교 되어야 하므로 기준이 되는 구속응력을 다짐 공시체의 높이에 해당하는 구속응력으로 정하였다. 실내에서 수정 D 다짐으로 공시체를 성형하고 P-파 계측을 수행했기 때문에 해당 높이와 구속응력은 0.125m, 1.635kPa 이었다. 따라서 크로스홀 시험의 결과는 식 3.8.1을 통해 응력을 보정하였다. Lift 1, 2에서 보정하기 전(solid symbol)과 보정된 후(hollow symbol)의 P-파, S-파 속도 주상도는 그림 3.8.32에 나타내었다. 이때 적용된 탄성파 속도에 대한 구속응력 무차원 영향계수(n_V)는 공진주시험에서 결정된 0.23이었다.

$$V_{\mathrm{mod}ified} = V_{field}\left(\frac{\bar{\sigma}_{m,lab.}}{\bar{\sigma}_{m,field}}\right)^{n_V} \qquad \text{식 3.8.1}$$

여기서, $\sigma_{m,field}$: 계측된 깊이의 현장 평균유효구속응력

$\bar{\sigma}_{m,lab.}$: 다짐 공시체의 실내 평균유효구속응력

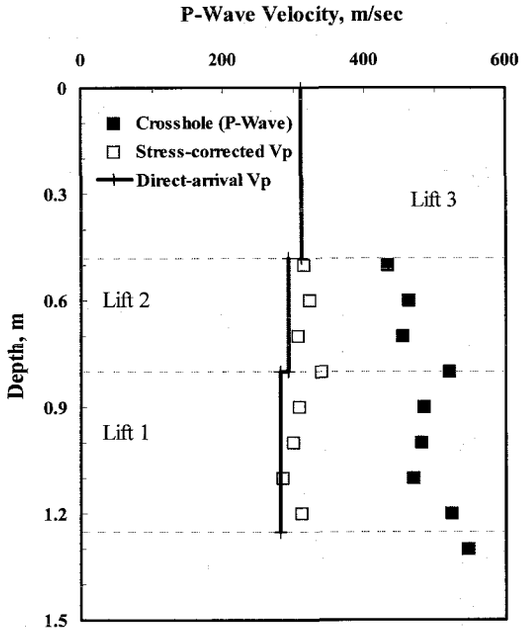
V_{field} : 구속응력 $\bar{\sigma}_{m,field}$에 해당하는 탄성파속도

$V_{modified}$: 구속응력 $\bar{\sigma}_{m,lab.}$으로 보정된 탄성파속도

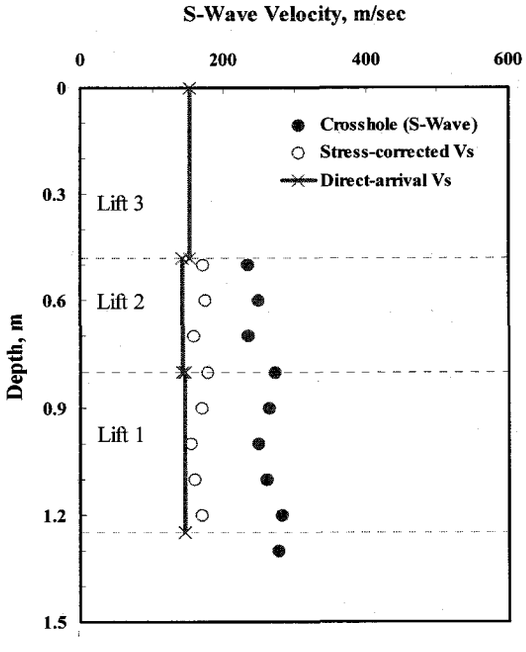
n_V : 탄성파 속도에 대한 구속응력 무차원 영향계수 (본 연구에서 0.23)

그림 3.8.32에는 응력 보정된 탄성파 속도와 각 층에서 로울러 통과 횟수가 10회일 때 직접도달파 시험을 이용해 계측한 P-파, S-파 속도를 함께 도시하였다. 계측결과는 현장 다짐 층 두께인 30-45cm 범위에서 응력 보정된 크로스홀 시험의 결과와 비슷한 속도를 보였다. 다짐 공시체에 해당하는 응력으로 보정된 크로스홀 시험의 탄성파 속도가 직접도달파 시험으로 계측된 탄성파 속도와 거의 유사한 결과를 보이는 점을 통해 두 가지 사실을 예상 할 수 있다.

첫 번째는 직접도달파 시험에서 발생된 탄성파의 계측 영향 깊이가 다행스럽게도 일반적인 다짐층 두께(대략 30cm)와 비교적 잘 일치한다는 것이다. 본 연구의 직접도달파 시험은 대형 해머의 두부(머리 부분)와 이를 타격하기 위한 일반 망치가 발진 장치로 사용되었기 때문에 만약 무게와 크기가 많이 다른 발진 장치를 사용한다면 영향깊이에 다소 차이가 있을 지도 모른다. P-파 속도를 이용한 품질관리 방안을 정립하기 위해 직접도달파 시험의 발진 장치에 대한 다양한 조사가 필요할 것이다. 그러나 본 연구에 사용된 정도의 간편한 장비들이라면 충분히 현장에 적용이 가능할 것으로 판단된다. 본 연구결과를 통해 예상할 수 있는 두 번째 사실은 실내 다짐 공시체의 P-파 계측 결과와 현장의 직접도달파 시험으로 계측된 P-파 속도를 직접적으로 비교가 가능하다는 것이다. 직접도달파 시험의 P-파 속도는 다짐 공시체의 길이에 해당하는 구속응력으로 보정한 크로스홀 시험의 결과와 현장의 다짐층 두께에 걸쳐 전반적으로 거의 비슷한 결과를 보이기 때문이다. 이와 같은 두 사실을 바탕으로 제안하고자 하는 P-파 계측을 이용한 품질관리의 적용성이 검증되었다.



(a) P-파



(b) S-파

그림 3.8.32 응력 보정 전후의 크로스홀 시험 결과와 직접도달파 시험의 탄성파 속도

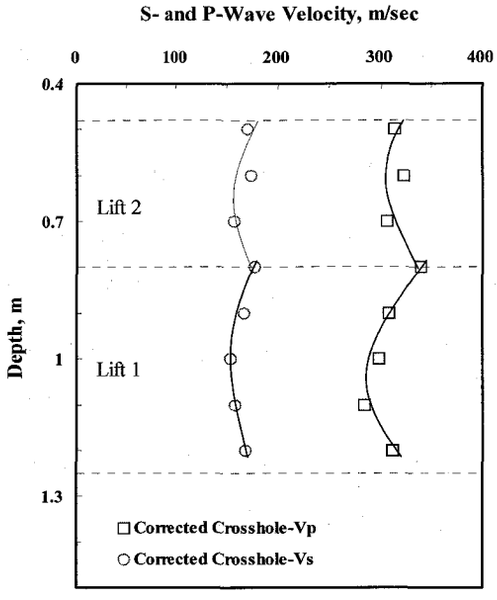


그림 3.8.33 응력이 보전된 깊이별 속도분포를 통해 유추된 다짐효과

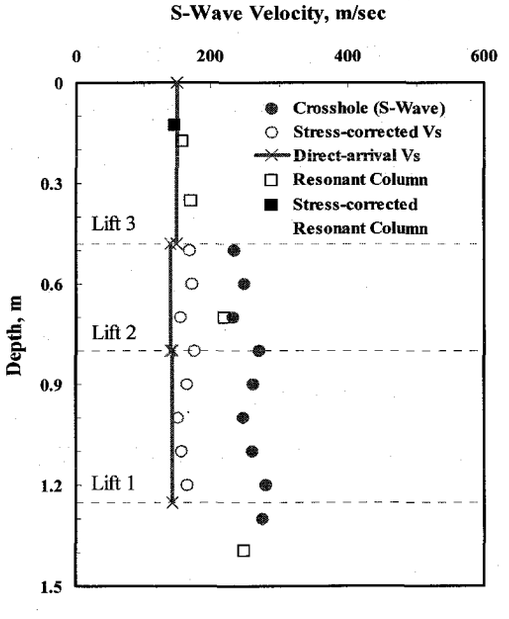


그림 3.8.34 크로스홀, 직접도달파, 공진주시험으로 계측된 S-파 속도 비교

그림 3.8.33은 응력이 보정된 크로스홀 시험의 P-파, S-파 속도 만을 도시해 보았다. 흥미로운 사실은 다짐층의 깊이별 탄성파 속도의 변화가 깊이가 깊어질수록 작아졌다가 다시 증가하는 경향을 보인다는 것이다. 이러한 현상은 다짐 에너지에 의해 깊이에 따라 줄어드는 탄성파 속도의 변화와, 구속응력에 의해 깊이에 따라 증가하는 탄성파 속도 변화의 복합적인 영향 때문인 것으로 보인다. 즉, 다짐층 상부에는 다짐 에너지의 효과가, 하부에서는 구속응력의 효과가 두드러지는 현상 같다. 이와 같은 사실은 P-파 속도를 이용한 다짐성토의 품질관리 적용 시 전체 성토체의 최소 P-파 속도를 확보하기 위한 다짐 부설토층의 적절한 시공 두께 산정 가능성을 보여준다. 더불어 성토 지반의 목적, 다짐장비와 그에 따라 결정된 로울러의 통과 횟수 등 다양한 조건 별로 구체적인 연구가 진행되어야 하겠다.

1.6 시험성토 부지의 현장 및 실내 시험 결과 비교

철도기술연구원 내에 조성한 시험성토 부지에서 다양한 동적 시험이 수행되었다. 실내에서는 다짐시험과 동시에 다짐 공시체에 대한 P-파 계측이 수행되었고, 동일한 재료에 대해 공진주시험이 수행되었다. 현장에서는 다짐 층과 다짐 횟수별로 직접도달파 시험이 수행되었고, 성토가 최종 완료되었을 때 크로스홀 시험을 수행하였다. 모든 시험의 최종 목적은 P-파 속도를 이용한 품질관리이며, 이와 동시에 설계에 반영될 회복탄성계수 결정에 근간이 되는 동적물성치 획득이었다. 각각의 시험 결과는 응력조건을 동일하게 하여 비교할 수 있었다. 그림 3.8.34에서 원형 solid symbol로 표현된 데이터는 크로스홀 시험을 통해 계측된 깊이별 전단파속도이다. 응력보정을 하기 전의 실제 계측결과이며 상재하중에 의한 구속응력의 영향이 반영된 상태이다. 이 결과는 구속응력 증가에 따른 공진주시험의 깊이별 변화(그림 3.8.34의 정방형 hollow symbol)와 매우 유사한 양상을 보였다.

한편, 공진주시험에서 적용된 평균 유효구속응력의 범위는 2.5-20kPa이었지만 수정 D 다짐 몰드의 높이(0.125m)에 해당하는 구속응력 1.635kPa으로 응력보정을 하여 결정된 S-파 속도(그림 3.8.34의 정방형 solid symbol)는 동일한 응력으로 보정된 크로스홀 시험의 S-파 속도(그림 3.8.34의 원형 hollow symbol), 직접도달파 시험으로 결정된 S-파 속도(그림 3.8.34의 x symbol을 포함한 직선)와 거의 같은 결과를

보였다. 결론적으로 동적시험을 통해 결정된 S-파 속도가 동일한 응력조건에서 거의 비슷한 결과를 보여 시험 결과의 신뢰성을 확인할 수 있었다.

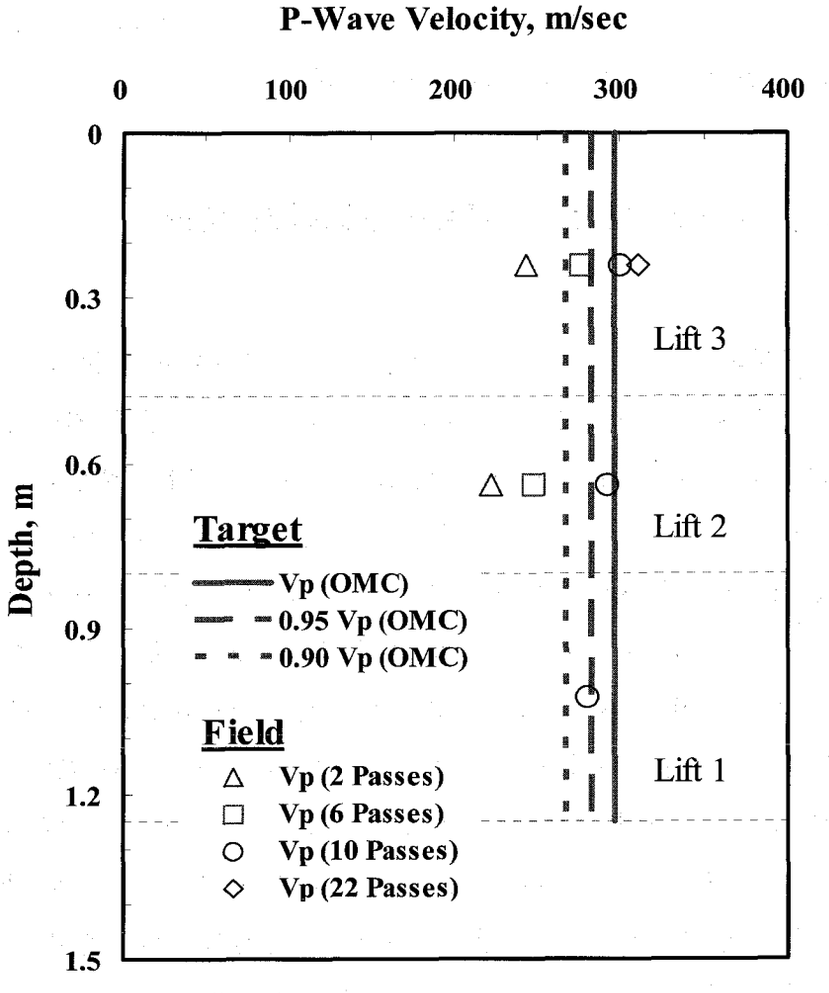


그림 3.8.35 각 층의 로울러 통과 횟수에 따른 P-파 속도와 Vp(at OMC), 0.95Vp, 그리고 0.9Vp 비교

그림 3.8.35에는 직접도달파 시험으로 결정된 로울러 통과 횟수에 따른 P-파 속도(Zone-1과 2의 평균값)와 실내시험 기준(최적함수비에서의 Vp)을 함께 도시한 것이다. 실내시험 기준은 최적함수비에서 P-파 속도의 95%, 90%를 함께 제시하였다. 진동 로울러 통과 횟수가 2회 일 때 Lift 1과 Lift 2에서 0.9Vp에 전혀 미치지 못하였지만 10회 일 때는 0.95Vp(최적함수비)와 Vp(최적함수비)의 사이에서 만족할만한 분포를 보였다. 향후 지속적인 연구를 통해 성토 구조물의 특성과 용도, 중요도에 따른 P-파 속도의 적절한 기준이 마련되어야 할 것이다.

1.7 P-파 계측을 이용한 역학적 개념의 품질관리 방안

본 연구에서는 설계와 더불어 시공단계의 품질관리 측면에서도 기존의 경험적 관리를 탈피하고 설계단계와 개념적으로 일관성을 가질 수 있는 성토 지반의 다짐관리 방안을 제시하고자 한다. 품질관리의 지표로는 탄성파 시험으로부터 결정되는 P-파 속도를 이용한다. 현장에서는 일반적으로 현업에서 손쉽게 적용할 수 있는 직접 도달파(direct-arrival) 기법을 활용하여 P-파 속도를 계측하고, 실내에서도 다짐 공시체에 대하여 이에 상응하는 P-파 속도를 계측한다. P-파 속도의 계측은 전단파에 비하여 계측이 수월하고 시험자의 숙련도에 영향을 적게 받는다. 따라서 시험자에 상관없이 여러 번 계측하여도 일관성 있는 결과를 도출할 수 있다. 실내에서 계측된 함수비에 따른 다짐 공시체의 P-파 속도로부터 최적함수비에 해당하는 P-파 속도를 품질관리 목표로 설정하고 현장에서 계측된 P-파 속도와 비교한다. 현장 및 실내의 두 P-파 계측 기법은 신속하며 매우 일관성 있는 결과를 보인다. 다만 건조밀도가 작은 건조측에서 재료의 취성 특성으로 P-파 속도가 다소 크게 평가되는 단점이 있어 이를 보완하기 위해 일반적으로 적용되는 최적함수비±2%의 함수비 규정을 따르기로 한다. 제안하고자 하는 P-파 속도를 활용한 품질관리 방안의 흐름은 아래와 같고 그림 3.8.36에 흐름도를 보여주었다.

1) 함수비에 따른 건도밀도의 관계 획득(다짐곡선)
2) 다짐 공시체의 P-파 속도 계측을 통해 함수비 따른 P-파 속도 관계 획득
3) 최적함수비에서의 P-파 속도 또는 95%, 90%에 해당하는 P-파 속도를 실내 기준으로 설정
4) 직접 도달파 시험을 통해 현장 다짐 성토노반의 P-파 속도 계측
5) 실내 기준치와 현장 계측치를 비교, 함수비를 측정하여 최적함수비±2% 확인

실내에서 설정된 P-파 속도를 현장의 품질관리 지표로 사용가능하다는 것은 역학적 관점에서 볼 때 시사하는 바가 크다. 앞서 8.3장 그림 3.8.19에서 언급하였지만 실내에서 설정된 P-파 속도는 철도노반의 역학적 설계에 필요한 비선형 영탄성계수 감소곡선의 최대값(저변형률 영역)으로 사용할 수 있기 때문이다.

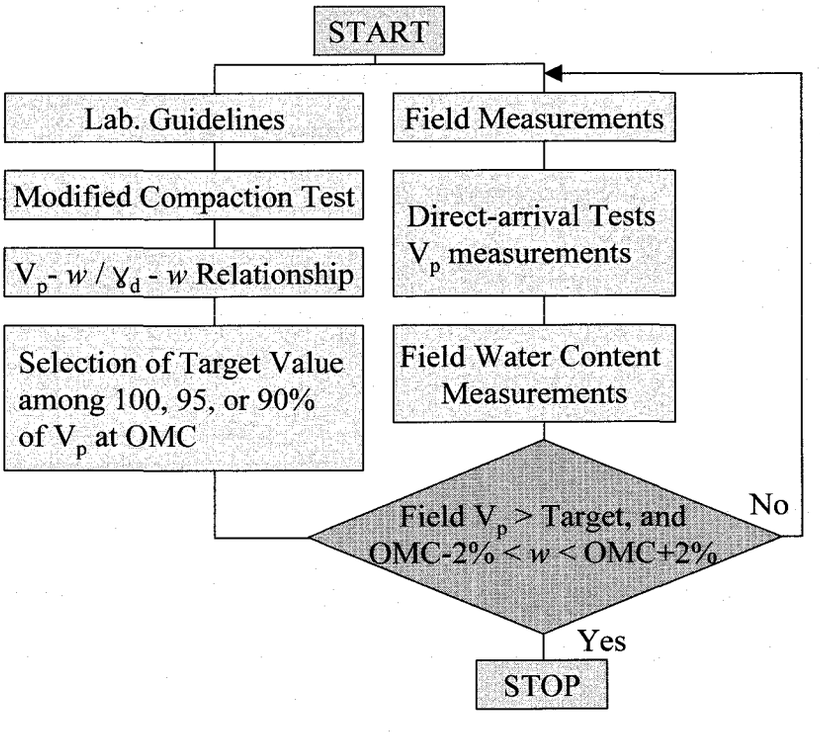


그림 3.8.36 P-파 속도를 이용한 성토노반의 품질관리 흐름도

제 9 절 역학적-경험적 토공설계 검토

1. 회복탄성계수 모델 검증 및 민감도 분석

철도 노반 해석/설계 통합 자동화 유한요소 프로그램인 CAIN_RDA(Crisp Aided InterNet For Roadbed Thickness Design & FE Analysis, 한국철도기술연구원, 2008)은 이 연구에서 개발된 회복탄성계수 예측모델뿐만 아니라 모어-쿨롱, Cam-clay 등 다양한 모델을 적용하여 지반해석을 수행할 수 있다. 개발된 예측모델의 적합성을 평가하고 매개변수의 영향을 분석하기 위하여 해석을 수행하였다.

개발된 회복탄성계수 모델을 검토하기 위해 강화노반이 실제 부설된 경부선 평택 구간에 대하여 열차운행에 따른 연직 탄성변위와 비교하였다. 해석에 사용된 물성은 시공 직후 측정된 현장 탄성파 시험과 열차 반복하중에 의해 노반이 안정화된 이후에 측정된 크로스 홀 실험에서 구한 탄성계수를 이용하였다.

회복탄성계수 예측모델은 동적물성 시험과 경험식을 이용하여 노반재료에 대한 무차원 모델상수 A_E와 n_E, 기준 변형률(ϵ_r), 곡률계수(a)를 결정해야 된다. 여기서, 무차원 모델상수는 상재하중과 열차하중에 의한 평균유효주응력(I_1)과 관련이 있으며, 기준 변형률과 곡률계수는 정규화 탄성계수 감소곡선의 결정에 필요하다. A_E와 n_E는 현장의 동적물성 시험과 실내 공진주 시험을 통해 구하였으며, 기준 변형률과 곡률계수는 평균유효주응력의 함수로부터 구하였다.

1.1 현장조건

현장은 경부선 평택 근처의 강화노반 현장부설구간으로 선정하였다. 대상현장은 경부선 수원~천안간 복선구간으로 원지반은 논이며, 양질의 흙을 이용하여 쌓기 높이 3m, 폭 10m, 비탈구배 1:1.5로 되어있다.

그림 3.9.1, 그림 3.9.2는 현장부설구간의 단면도와 시험위치를 보여주고 있다. 크로스홀 시험의 위치는 그림 3.9.2(b)에서 점선의 블록(A, B)으로 표시한 바와 같이 제일 두꺼운 두께 0.8m 지점을 선정하였다. 각 재료별 크로스홀 시험을 위한 검측공의 간격은 3.5m로 동일하게 설치하였다(그림 3.9..2(c)).

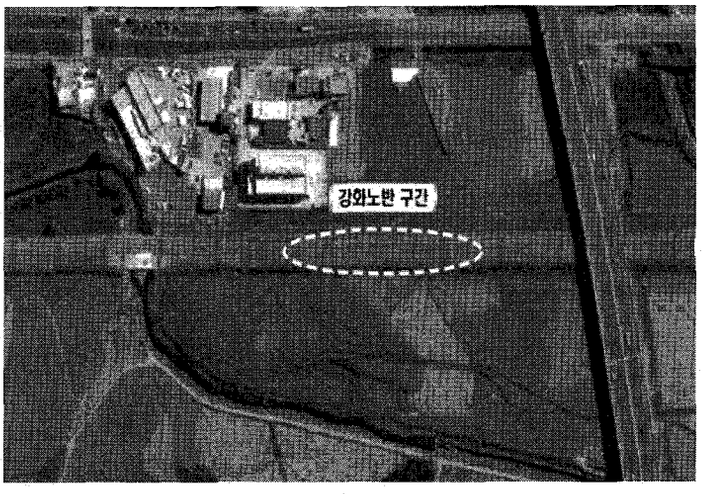
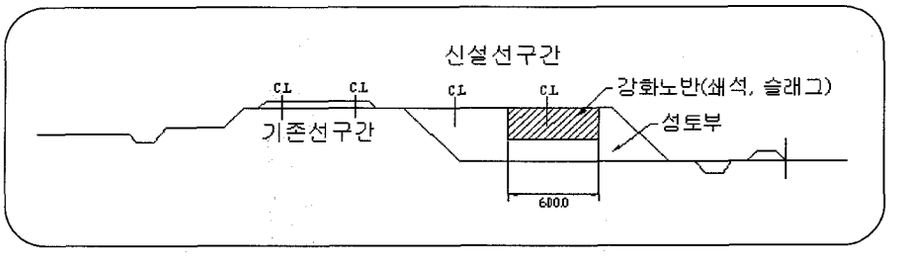
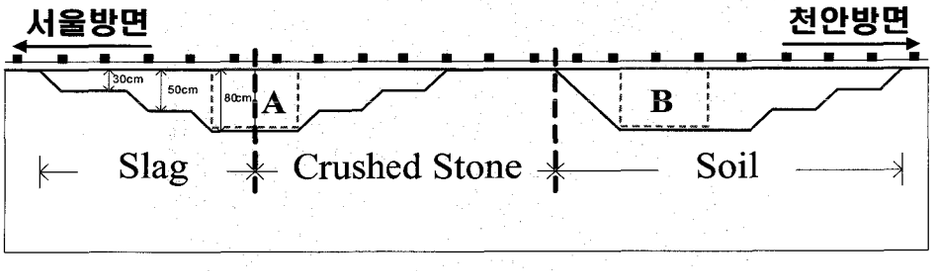


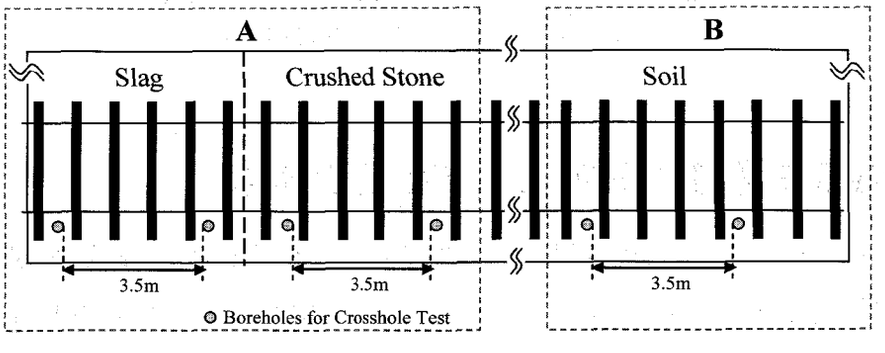
그림 3.9.1 현장부설구간의 전경



(a) 횡단면도



(b) 종단면도



(c) 평면도

그림 3.9.2 현장부설구간의 단면도

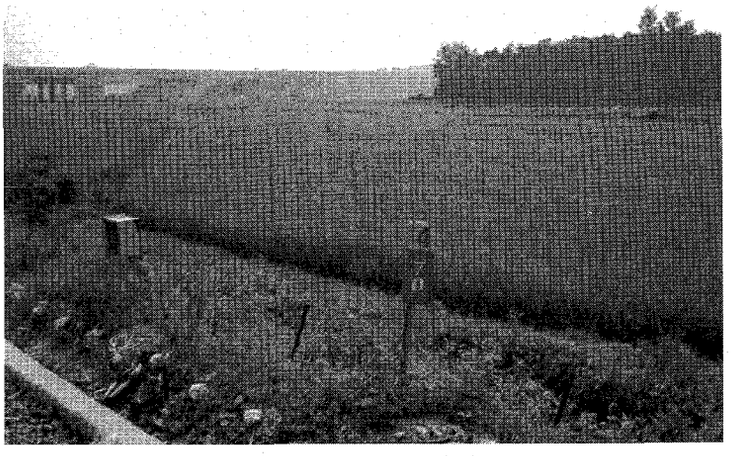


그림 3.9.3 경부선 수원-천안구간 70k400m지점

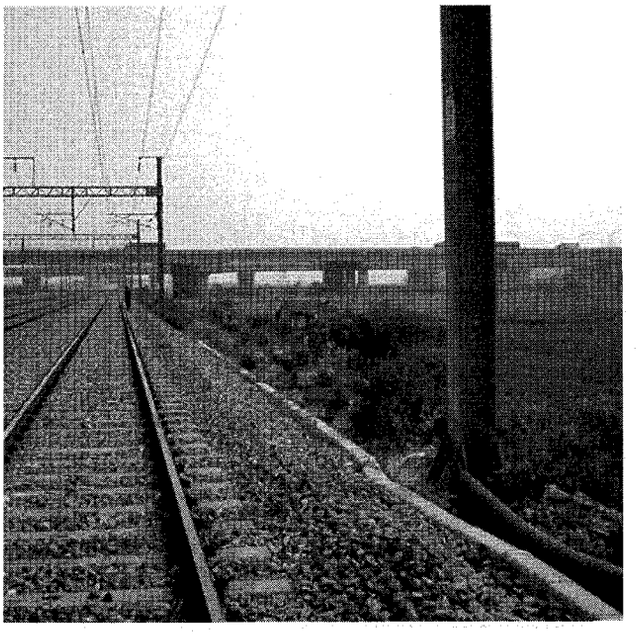


그림 3.9.4 현장전경(↑평택방향)

1.2 현장실험을 통한 노반의 연직 탄성변위 측정

동적 윤하중에 의한 노반의 거동을 계측하기 위해 사용한 속도계는 공진 주파수가 4.5Hz인 Mark product社의 L-10B (374Ohms) 모델이다. 사용된 속도계의 주파수에 따라 일정한 출력 전압을 발생시켜주는 주파수 대역은 10-100Hz이고, 출력 전압이 일정한 주파수 대역에서 진동의 입자속도에 대한 전기적 출력비를 나타내는 감

도는 0.276V/cm/sec 이었다. 계측 현장에 기존의 PVC 케이싱을 설치한 NX 크기(직경 76mm) 검측공을 활용하기 위해 검측공에 삽입할 감지기를 제작하였고 계측위치에 삽입된 감지기가 노반에 밀실하게 고정(coupling)되도록 하기 위해 공기주머니를 사용하였다. 감지기에는 연직방향으로 민감한 속도계를 내장하여 열차하중에 의한 노반의 연직 진동이 계측되도록 하였다(박철수, 2008). 탄성파 속도는 입자속도(particle velocity)와 달리 파의 전달 속도이다. 열차하중에 의해 계측된 연직 입자속도로부터 적분을 통해 노반의 연직 탄성변위가 계산되고, 계측된 입자속도와 크로스홀 시험의 압축파 속도를 이용하면 평면파 전달이론에 근거하여 노반의 연직 변형률을 계산할 수 있다.

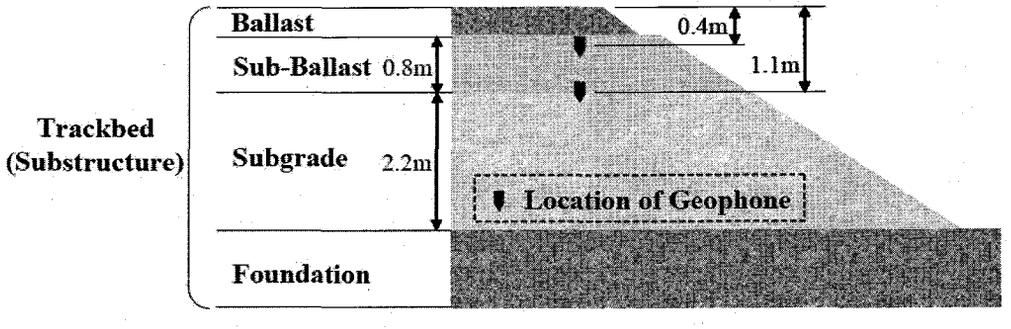


그림 3.9.5 계측현장 철도노반 단면의 층 구성 및 계측 위치

표 3.9.1 계측현장 통과열차의 차량 제원 및 축중량

통과열차	길이 (mm)	속도 (km/hr)	정적 축중 (kN)	동적 축중 (kN)
여객열차 (전기)	20,000	55	86	100
화물열차	19,650	73	220	268

1.3 노반재료의 회복탄성계수 산정

강화노반 시공직후에 노반재료의 전단파 속도는 SASW(Spectral Analysis of Surface Waves)을 이용하여 구하였다. 이후 약 8년이 지난 뒤 크로스홀 시험을 이용하여 두 차례 전단파 속도를 측정하였다. 슬래그 강화노반은 두 차례 크로스홀 시험의 결과가 다소 감소하거나 비슷하였다. 토사 노반의 경우 세 차례의 전단파속도 계측 결과는 거의 비슷한 범위에 분포하였다. 쇄석 강화노반의 경우 2006년 9월에 계측한 2차 크로스홀 시험의 결과가 1차 측정 결과보다 전단파 속도가 증가하였다. 이러한 원인으로 열차 운행에 따른 반복하중의 작용으로 다짐의 효과를 보인 것으로 판단된다. 표 3.9.2는 노반재료별 측정 시기별로 탄성계수의 변화를 나타내었다.

표 3.9.2 운행 연수에 따른 노반의 탄성계수

재 료	시험 일시	시험방법	탄성파속도, m/sec	탄성계수, MPa	평균 포아송비
입도 조정 쇄석	1998	SASW	V_s : 167~237	G : 74~162 M : 191~418	0.29
	2006. 3	Cross-hole	V_s : 174~215 V_p : 312~423	G : 80~121 M : 258~471	0.29
	2006. 9	Cross-hole	V_s : 254~297 V_p : 461~499	G : 170~233 M : 562~657	0.26
입상 토사	1998	SASW	V_s : 144~264	G : 45~152 M : 121~408	0.34
	2006. 3	Cross-hole	V_s : 183~212 V_p : 363~431	G : 73~98 M : 288~406	0.34
	2006. 9	Cross-hole	V_s : 182~209 V_p : 357~408	G : 72~96 M : 278~364	0.33

G: 전단탄성계수, M: 구속탄성계수

1.4 탄성모델과 회복탄성계수 모델의 해석적 비교

회복탄성계수 모델의 적절성을 평가하기 위하여 시공직후에 측정한 탄성계수와 약 8년이 지난 운행 중에 있는 탄성계수를 이용하여 탄성모델과 회복탄성계수 모델을 비교하였다.

궤도조건은 그림 3.9.5와 같이 대상현장과 동일하게 적용하였다. 하중조건은 현장

의 운행차량인 여객차량과 화물차량의 운행속도에 충격계수를 곱하여 계산된 표 3.9.1의 동적 윤하중을 재하하였다. 그림 3.9.6과 같이 해석 대상단면은 성토노반으로 지하수위를 고려하지 않았으며 각 층의 두께는 원지반 5m, 상부노반 2.2m 강화노반 0.8m을 적용하였다. 구속경계 조건은 성토부를 제외한 원지반에 대하여 측면은 x방향 변위구속을 바닥면은 x, y방향 결속 경계로 설정하였다. 해석단면의 물성정보는 표 3.9.3에 제시하였다. 여기서, 레일, 침목, 도상, 원지반 조건은 해석의 목적에 부합하도록 매우 양호한 조건으로 가정하여 탄성해석을 적용하였다.

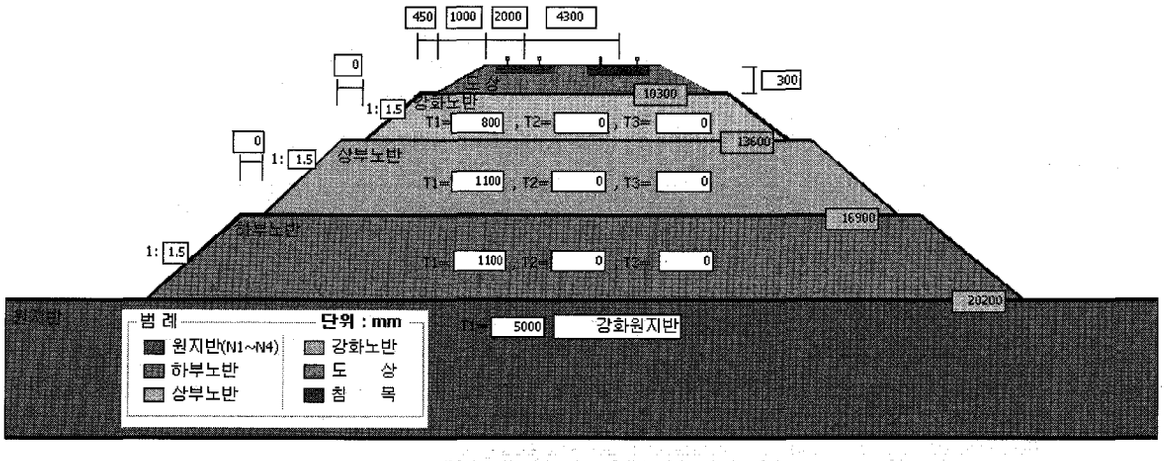


그림 3.9.6 해석단면

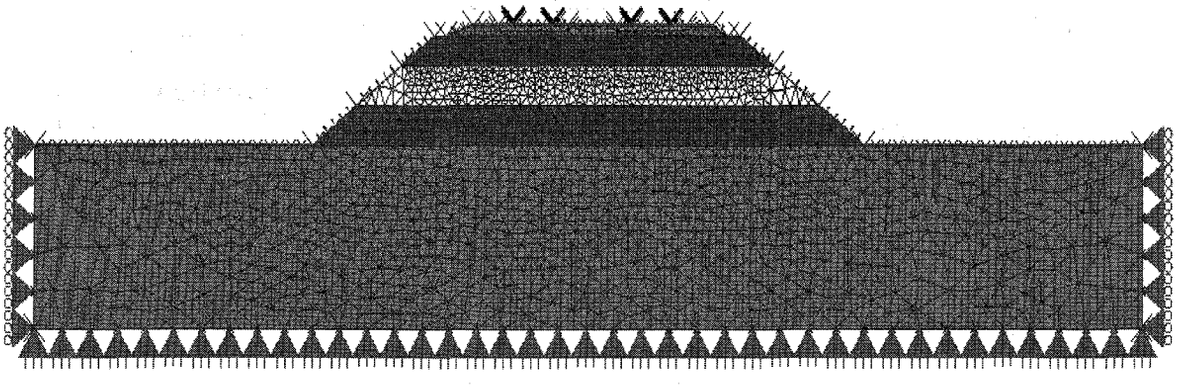


그림 3.9.7 경계조건 및 유한요소망

표 3.9.3 해석단면 대표물성 정보

구 분	종 류	해석 모델	두께 (m)	탄성계수 (kN/m^2)	포아송비	단위중량 γ_t (kN/m^3)
레일	steel	Elastic	0.15	200,000,000	0.30	76.0
침목	pc침목	Elastic	0.15	40,000,000	0.16	24.0
도상	자갈	Elastic	0.3	250,000	0.30	24.5
강화 노반	쇄석, 토사	Resilient Modulus	0.8	표 3.9.4 적용	0.29	20.0 19.0
노반	토사	Resilient Modulus	2.2		0.34	19.0
원지반	-	Elastic	5.0	1,000,000	0.20	20.0

표 3.9.4 노반재료별 회복탄성계수 모델

구 분	종 류	Resilient Modulus				
		Soil Type	A_E	n_E	Cu	e
강화노반	쇄석	Fine-grained Soil	18,590	0.6	13.5	0.8
	토사	Sandy Soil	2,312.0	0.1	22.2	0.8
상부노반	토사	Sandy Soil	2,312.0	0.1	22.2	0.8
하부노반	암버럭+토사	Gravel & Sandy Soil	13,135.0	0.4	37.0	0.8

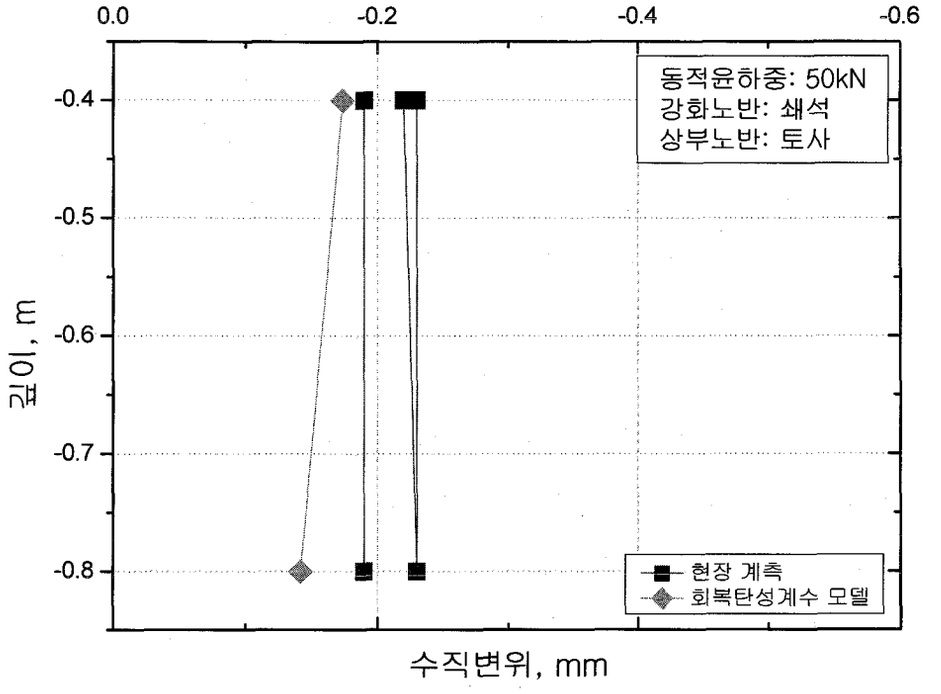
표 3.9.5 탄성해석 및 회복탄성계수를 이용한 해석조건

강화노반/상부노반의 해석모델	동적윤하중 (kN)	탄성계수 (강화노반/상부노반) (kN/m^2)	포아송비 (강화노반/상부노반)
등방탄성모델	50	시공직후 탄성계수 (191,000/121,000)	0.29/0.34
	134		0.29/0.34
	50	열차운행 이후 최근 측정한 탄성계수 (562,000/278,000)	0.29/0.34
	134		0.29/0.34
회복탄성계수 예측모델 (토사/토사)	50	표 3.9.4 적용	0.29/0.34
	134		0.29/0.34
회복탄성계수 예측모델 (쇄석/토사)	50		0.29/0.34
	134		0.29/0.34

1.5 현장계측 및 수치해석결과 비교

현장 측정결과 동일한 노반에서 전동차보다 화물열차가 더 큰 탄성변위를 보이고 있다. 전반적으로 흙노반보다 쇄석 노반에서 탄성변위가 적게 발생하였다. 탄성변위 곡선을 보면 흙과 쇄석 재료에 따라 깊이별 거동이 상이하게 발생하였다. 흙 노반의 경우 노반의 깊이가 증가함에 따라 탄성변위가 확연하게 줄어드는 특징을 보이는 반면, 쇄석 노반의 경우에는 깊이가 깊어짐에 따라 변위의 차이는 미소하게 발생하였다. 흙노반과 쇄석노반의 강성차이에 의한 침하거동으로 판단된다. 즉, 쇄석노반의 경우에는 콘크리트 포장체와 같은 거동을 하게 되는 것으로 판단된다.

노반의 탄성계수를 등방탄성이론에 의한 해석과 회복탄성계수 예측모델에 의한 해석을 그림 3.9.8과 그림 3.9.9에 나타내었다. 계측결과와 수치해석 결과 모두 토사에 비해 상대적으로 강성이 큰 쇄석노반에서 연직변위량이 작게 발생됨을 알 수 있었다. 재하하중 50kN인 경우, 계측값과 초기탄성계수에 의한 수치해석 결과값이 비교적 잘 맞고 있다. 그러나 열차하중 134kN인 경우, 초기 탄성계수에 의한 해석은 매우 보수적으로 해석되어 노반의 회복탄성거동의 예측에는 적합하지 않은 것으로 판단된다. 그러나 열차 운행에 의한 반복하중의 영향을 충분히 받았을 것으로 판단되는 탄성계수를 적용한 결과는 계측된 값과 거의 유사하게 측정되었다. 회복탄성계수 예측모델에 의한 해석결과, 비교적 낮은 하중레벨인 50kN에 의한 해석에서는최근 탄성계수에 의한 해석결과와 계측변위의 중간정도의 값을 나타내었다. 134kN의 하중재하의 경우, 최근 탄성계수에 의한 결과값은 계측변위와 잘 상응하였으며 회복탄성계수 예측모델에 의한 결과값 또한 0.15mm이내의 오차범위로 보수적인 결과값으로 해석되었다. 결론적으로 계측결과와 응력의존적인 회복탄성계수 예측모델에 의한 해석결과가 거의 유사한 변위를 보이고, 깊이별 침하감소의 경향도 유사한 경향을 보였다. 따라서 예측모델과 모델인자가 철도노반의 역학적 거동분석에 적합한 것으로 판단된다.



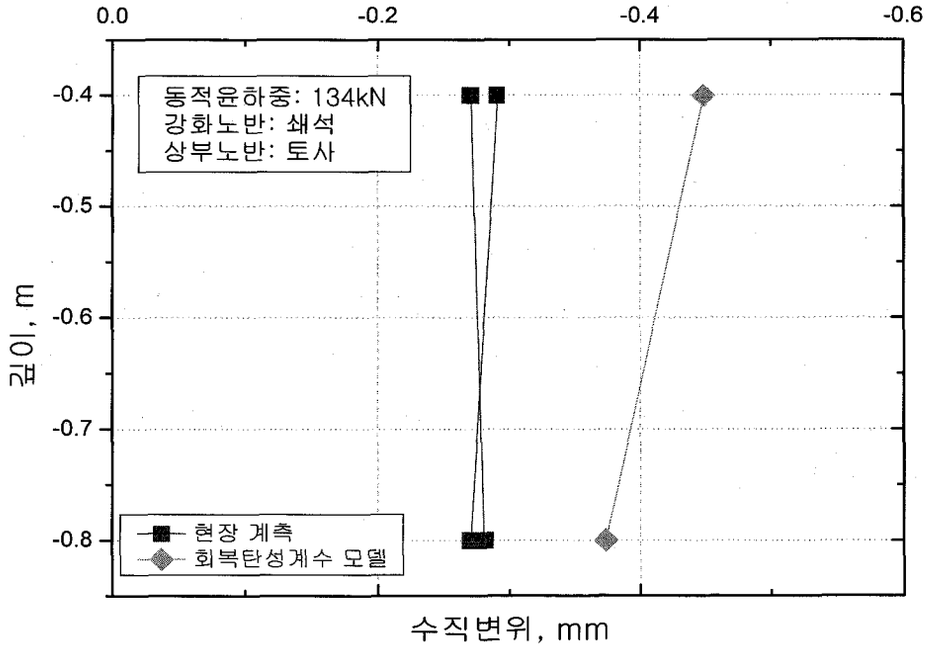
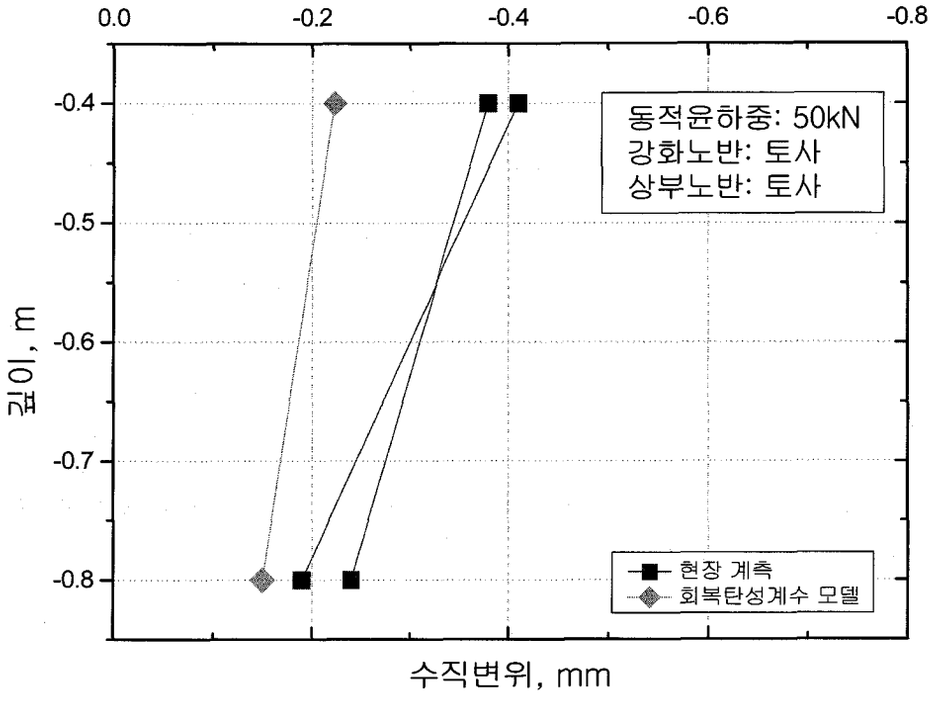


그림 3.9.8 동적윤하중에 의한 쇄석 강화노반의 거동



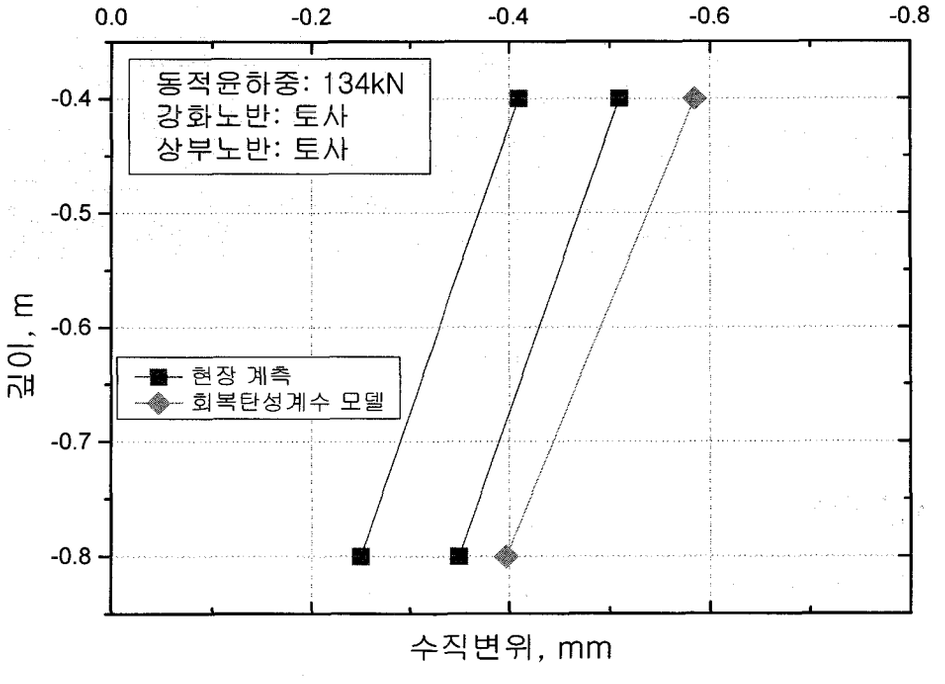


그림 3.9.9 동적윤하중에 의한 토사 강화노반의 거동

2. 강화노반 설계 예시

2.1 검토목적

현재 경험적 설계방법으로 철도 강화노반 두께를 현업에서 사용하고 있으며, 일률적인 두께로 시공하고 있다. 본 절에서는 실제 강화노반 두께를 노반재료의 역학적 특성을 고려하여 강화노반 두께를 결정하였다. CAIN_RDA를 이용하여 기존 강화노반 두께를 역학적(수치해석)기법으로 강화노반 두께를 설계하였다.

2.2 검토단면

검토 단면은 철도 토공노반 쌓기 표준 단면도 1단면으로 선정하여 동일한 조건으로 해석을 수행하여 강화노반 두께를 결정하였다.

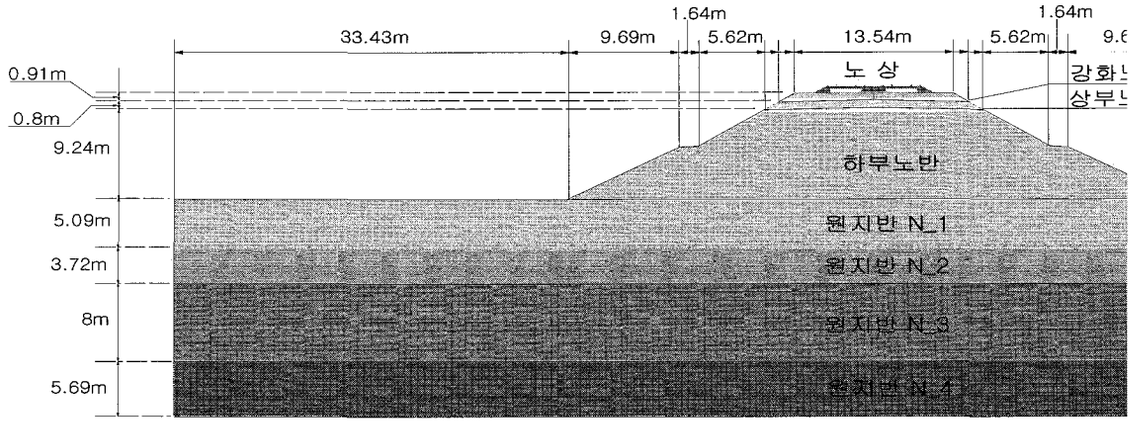


그림 3.9.10 쌓기구간 단면도

2.3 설계 지반정수

표 3.9.6은 해석에 사용된 설계 지반정수를 나타내었다.

표 3.9.6 흙쌓기 단면의 설계 지반정수

종 류	해 석 모 델	탄성 계수 E kPa	포아송비 ν	단위중량 γ_t kN/m^3	점착력 c kPa	내 부 마찰각 ϕ	토압계수 K_o
레 일	**Isotropic Elastic**	**29419950**	**0.2**	**76**	-	-	**0.3**
콘크리트 (침 목)	**Isotropic Elastic**	**2940000**	**0.1**	**24**	-	-	**0.3**
TCL	**Isotropic Elastic**	1378951	**0.2**	**22**	-	-	**0.3**
도 상	**Isotropic Elastic**	1378951	**0.3**	**24.5**	-	-	**0.3**
보조도상	Mohr-Coulomb	1723689	**0.3**	**24.5**	**1**	**35**	**0.3**
원지반_N1	Mohr-Coulomb	**280000**	**0.3**	**20**	**1**	**30**	**0.5**
원지반_N2	Mohr-Coulomb	**300000**	**0.3**	**20**	**1**	**30**	**0.5**
원지반_N3	Mohr-Coulomb	**320000**	**0.3**	**20**	**1**	**30**	**0.5**
원지반_N4	Mohr-Coulomb	**350000**	**0.3**	**20**	**1**	**30**	**0.5**

2.4 검토결과

2.4.1 흙쌓기 단면

가) 설계조건

설계하는 선로등급은 1급선으로 가정하였으며, 강화노반 하부지반 재료는 GP~GW, SW~SP, 년간 총 통과 톤 수: 10,000MGT (약 50년 사용기간)으로 가정하였다. 탄성변위량은 열차하중 재하시 2.5mm 이하, 소성침하량: 25mm이하로 하였다.

나) 검토결과

표 3.9.7~8과같이 GP, GW계열의 강화노반 하부재료에서 탄성계수가 200,000kPa일때에는 탄성과 소성변형이 모두 GOOD으로 도출되었지만, 탄성계수가 150,000kPa인 SW, SP계열에서는 탄성은 NG, 소성은 GOOD으로 나타났다. 따라서 경우에 따라서는 현재의 일률적인 강화노반 두께 20cm보다 다소 크거나 작게 할 필요가 있는 경우도 발생할 수 있다.

표 3.9.7 강화노반 하부재료 GP, GW계열 (GP, GW 탄성계수: 200,000kPa)

강화노반두께(M)	탄성변위량(mm)		소성변형량(mm)	
			GP~GW	
0	-2.478	OK	19.676	OK
0.200	-2.118	OK	19.667	OK
0.400	-2.115	OK	19.668	OK
0.600	-2.110	OK	19.637	OK
0.800	-2.110	OK	19.649	OK

표 3.9.8 강화노반 하부재료 GP, GW계열 (SW, SP 탄성계수: 150,000kPa)

강화노반두께(M)	탄성변위량(mm)		소성변형량(mm)	
			SW~SP	
0	-3.272	NG	13.379	OK
0.200	-3.107	NG	13.387	OK
0.400	-3.002	NG	13.378	OK
0.600	-2.505	NG	13.374	OK
0.800	-2.405	OK	13.378	OK

제 10 절 역학적-경험적 토공설계기준(안)

1. 역학적-경험적 토공설계

1.1 설계 목적

(1) 철도 토공구조물은 그 목적에 적합하고, 안전하며 경제적이어야 한다. 이를 위해서 토공 구조물 시공과 사용 중에 적당한 안전성을 가지며, 열차가 안전하고 쾌적하게 주행할 수 있도록 설계하는 것으로 한다.

(2) 또한 시공이 용이하며, 설계 내용연수(service life)동안 요구 성능을 만족하여야 하며, 유지관리가 용이하고 환경에 적합한 지를 고려해야 한다.

1.2 설계방법

(1) 새로운 토공설계의 기본은 설계 내용년수 내에 설정된 요구 성능을 만족할 수 있도록 역학적 해석을 기초로 설계를 수행하는 것으로 한다.

(2) 또한 시공 중에 설계 요구 성능을 만족하는지를 평가하고 조사하는 것으로 한다. 즉, 설계시점과 시공시점에 일관성 있는 평가 항목으로 조사하고 평가함으로써 합리적인 설계/시공관리를 수행할 수 있다.

(3) 각 철도설계자가 중요도와 궤도구조, 유지보수 용이도 등을 기안하여 요구 성능을 결정하고 설계조건과 토공 단면을 가정하여 역학적-경험적 설계방법에 기초하여 응답치를 산정하고, 산정된 응답치가 요구 성능의 제한치 이내인 것을 조사하는 것을 기본으로 한다. 그러나 토공구조물은 간단한 구조이며 설계에 과도한 노력을 하는 것은 비용과 공정면에서 적절하지 못하는 경우가 있다. 특히 소규모인 공사와 긴급성을 요하는 공사는 실무적으로 곤란한 경우에는 기존 설계방법인 사양설계 방법에서 제안하는 방법을 따를 수 있다.

(4) 사양중심의 설계방법의 불확실성을 대처하는 방법으로 성능중심의 설계방법에 따라 설계를 수행할 수 있다. 예를 들어 표준적인 사양을 이용하는 것보다 더욱 더 합리적인 설계를 수행하고 싶은 경우 설계자가 성능을 확인하고자 할 때

역학적 토공설계방법으로 평가할 수 있으며 새로운 형식과 재료를 토공 구조물을 선정할 때 적용할 수 있다.

(5) 따라서 역학적 토공설계방법은 표준적인 사양중심의 설계방법을 탈피하고 역학적 해석을 통해 요구 성능을 만족하도록 설계하는 것이다.

1.3 용어 정의

(1) 토공노반 : 궤도를 지지하기 위하여 선로 평면선형과 종단선형을 따라 토공사, 교량, 터널 등 구축물을 구축하거나 원지반 그대로 궤도를 지지하는 토대를 총칭하여 노반이라 한다.

(2) 상부노반 : 시공기면에서 일반철도는 1.5m, 고속철도 3.0m 깊이 범위 내에 있는 지반을 말한다.

(3) 하부노반 : 흙쌓기 구간에서 다지기 요건에 따라 흙쌓기 단면을 구분할 때 상부노반의 아래 부분으로부터 원지반까지의 흙쌓기 노반을 말한다.

(4) 강화노반 : 도상의 아래에 설치하여 궤도를 직접 지지하는 노반으로 상부노바의 일부를 강성이 큰 재료 쇄석, 입도조정쇄석 등의 재료로 조정한 것을 말한다.

(5) 노반 : 궤도를 지지히기 위하여 선로 평면선형과 종단선형을 따라 토공사, 교량, 터널 등 구축물을 구축하거나 원지반 그대로 궤도를 지지하는 토대를 총칭하여 노반이라고 한다.

(6) 회복탄성계수(E_R) : 노반 내부에 반복하중이 지속적으로 작용하게 되면 탄성변형과 회복변형이 반복되고 반복횟수의 증가에 따라 소성변형도 누적되면서 재료가 안정화 되는 변형률 경화(strain hardening)가 일어난다. 하중재하 횟수가 충분히 증가하면 소성변형보다 회복변형이 지배적으로 나타나게 된다. 이때의 응력-변형률 곡선의 기울기를 회복탄성계수(E_R)라 정의한다. 회복탄성계수는 시험 시 재료가 경험하는 축차응력 및 체적응력의 크기와 재하특성 등 응력조건에 따라 그 값이 변화하는 응력 의존적 탄성계수이다.

(7) 회복변형률($\epsilon\epsilon_R$) : 하중 반복횟수가 증가하면 재료의 소성변형이 누적되면서 변

형률 경화가 일어나고 하중재하 횟수가 충분히 증가하면 회복변형이 지배적으로 나타나게 된다. 이 때 회복되는 변형률을 회복변형률이라한다.

(7) 다지기 : 흙쌓기 재료를 소정의 두께로 편 후에 정적압축, 진동 또는 이 두가지의 혼합방식으로 소요 다짐도를 얻을 때까지 흙을 다지는 작업을 말한다.

(8) 땅깎기 : 원지반면을 제거하여 확정된 선형, 기울기 및 치수나 공사시방서의 규정에 부합되도록 땅을 깎아 시공기면을 형성하는 작업을 말한다.

(9) 땅깎기 비탈면 : 땅깎기에 의해 조성된 비탈면을 말한다.

(10) 선로등급 : 선로의 중요도를 나타내는 척도이다. 선로의 건설과 보수에 있어서는 수송량과 열차속도에 따라 열차의 등급을 정하고 그 등급에 해당하는 선로구조로 하여 경제적인 건설과 유지보수를 한다. 국철에서는 1~4급선까지 4등급으로 구분하며 그 내용은 철도건설규칙에 규정하고 있다.

(11) 속도충격율 : 차량이 주행하는 경우에 궤도면의 부정(이음매 단차, 고저틀림, 레일 파상마모 등) 차량의 동요, 캔트의 불균형 등에 의해 윤중이 동적으로 증가하는데 이 경향은 속도에 따라 증가한다. 속도에 따른 윤중의 증가 경향을 표시한 것을 속도 충격율이라 한다.

(12) 시공기면 : 철도노반 마무리 면으로 철도 중심선이 갖는 높이를 의미하며 일반적으로 설계도면에서 나타낸 시공의 기준이 되는 높이를 말한다.

(13) 잔류침하량 : 연약지반에서 부지 사용개시 또는 교통개방 후에 향후 발생되는 침하량

1.4 궤도의 종류

(1) 토구조물에 사용되는 궤도종류에는 도상자갈궤도와 생력화궤도(콘크리트 궤도)가 있다.

(2) 도상자갈 궤도는 철도에 있어서 가장 일반적인 궤도구조이며, 도상자갈로 침목을 지지하는 구조이다. 도상자갈궤도는 도상자갈을 다지는 작업으로 비교적 용이하게 유지보수를 가능하기 때문에 표준적으로 이용하는 구조이다. 그러나 정기적인 보수작업이 필요한 단점을 가지고 있다. 또한 침목은 궤간을 적정하게

보수하는 기능에 더해 레일 하중을 분산시켜 도상자갈에 전달하는 기능을 가진다.

(3) 이에 반해 콘크리트궤도는 궤도슬래브와 침목을 노반으로 직접 지지하는 구조이다. 콘크리트 궤도는 일반적으로 궤도 변형에 대한 조정 여유가 적어, 도상자갈궤도와 같이 용이하게 보수할 수는 없지만, 도상자갈에 비교하여 궤도변형이 매우 작기 때문에 보수작업에 필요한 비용을 저감시킬 수 있다. 콘크리트 궤도는 정기적인 보수작업은 필요 없으나 노반과 성토 등 침하에 기인하여 궤도 변형이 생기는 경우에는 체결장치 등으로 높이 조정을 하여 보수하기 때문에 도상자갈궤도와 비교하여 보수가 곤란하다. 따라서 보수작업을 저감시키기 위하여 토구조물 변형량을 최소한으로 막을 필요가 있고 노반에는 강성이 높은 재료나 콘크리트 노반이 이용된다.

1.5 요구성능

(1) 토공 구조물의 요구성능은 그 사용목적과 설계 내용년수에 따라 그 이하에 기초하여 설정하는 것을 원칙으로 한다.

(2) 토공 구조물에서는 일반적으로 안전성, 사용성, 복구성에 대한 요구 성능을 설정하는 것으로 한다.

(3) 안정성은 토공 구조물 사용자와 주변 사람들의 생명을 지키기 위해 보유해야할 성능으로 안정성에는 구조체로서의 안전성과 기능상 안전성이 있다.

(4) 사용성은 토공 구조물 사용자와 주변 사람들이 쾌적하게 사용 또는 생활하기 위한 성능이다.

(5) 복구성은 토공 구조물이 손상을 받지 않기 위한 성능, 또는 손상을 받는 경우에 성능회복을 용이하게 할 수 있는 성능이다.

1.6 성능조사

(1) 토공 구조물의 안전성 조사는 시공 중과 설계 내용년수 중에 발생하는 작용 또는 반복하중에 발생되는 파괴, 잔류변형, 동적변위 진폭에 대해서 한계치를 설정한다.

(2) 흙의 경우 재료로서도 구조적으로 시간 경과에 따라 안전화하기 때문에 토공구조물의 안정성을 평가할 때는 공용기간이 끝나는 시기 상태를 가정하는 것이 아니라 구축 직후로 산정한다.

(3) 포화사질토 지반에서는 지진 시에 간극수압이 상승함으로서 지반이 유동화 하여 토구조물 안정성을 상실시키는 일이 있고, 성토 본체에 있어서도 불포화 상태에 있기 때문에 흡인력(Suction) (간극공기압)에 의한 외관 점착력에 의해서 안정성은 높은데, 강우 시에는 포화도 상승에 따른 흡인력 감소와 상실, 혹은 간극수압의 상승에 의해서 전단저항력은 현저히 저하한다. 이 때문에, 공용기간 중 작용을 고려한 강도와 변형에 관한 특성치 설정이 중요하다. 이 밖에, 열차 주행 반복에 따른 흙의 잔류변형 누적으로 인한 열차 주행안전성의 영향도 염려되어, 필요에 따라서 조사할 필요가 있다.

(4) 일본의 궤도 정비기준 및 운전규제 판단기준 예시

표 3.10.1 궤도정비 기준

최고속도 / 변위 종류	정비 기준치				
	120km/h 이상 선구	95km/h를 넘는 선구	85km/h를 넘는 선구	45km/h를 넘는 선구	45km/h 이하 선구
궤 간	• 직선과 반지름 600m을 넘는 곡선 20(14)mm • 반지름 200m이상까지의 곡선 25(19)mm • 반지름 200m미만의 곡선				
수 준	(평면성에 기초한 정비)				
고 저	23(15)mm	25(17)mm	27(19)mm	30(22)mm	32(24)mm
줄	23(15)mm	25(17)mm	27(19)mm	30(22)mm	32(24)mm
평면성	23(18)mm (캔트 저감량을 포함)				

※ 여기에서, 수치는 고속궤도검측차에 의한 동적인 측정치, ( ) 안은 정적인 측정치에 대한 제한치.

표 3.10.2(a) 운전규제 판단기준(신간선 제한치)

항목 \ 속도	245km/h	210km/h	160km/h	110km/h	70km/h	비 고
고 저	11mm 이상	13mm 이상	15mm 이상	20mm 이상	24mm 이상	
줄	7mm 이상	8mm 이상	9mm 이상	11mm 이상	13mm 이상	10m 현

표 3.10.2(b) 지지지반 침하에 대한 사용성에서의 한계치 기준(일본)

궤도구조	잔류변형량	한계침하속도
유도상궤도	10cm	3cm/년
생력화궤도	(미설정)	10mm/10년

1.7 작용하중

(1) 토공 구조물에 작용하중은 지속성, 변동정도와 발생빈도에 따라서 영구작용, 변동작용, 우발적 작용으로 분류된다. 영구작용은 그 변동이 무시할 수 있을 정도로 작고, 지속적으로 영향을 미치는 것이며 일반적으로 자중과 궤도하중 등 사하중이 영구작용이다.

(2) 변동작용은 빈번 또는 지속적으로 작용하고 그 변동을 무시할 수 없는 작용이며 열차하중, 충격하중, 풍하중, 열차하중에 의한 토압, 노반압력 등이 있다. 또한 사용기간 중에 자주 발생할 것으로 예상되는 지진과 강우, 동결융해에 관한 작용도 변동작용으로 분류된다.

(3) 우발적 작용은, 발생하는 빈도는 매우 작지만, 일단 발생하면 영향이 큰 작용이며, 최대급 지진동과 강우 등이 있다.

(4) 사하중은 성토중량, 지지지반 흙 단위체적중량, 궤도중량, 차량하중, 기타하중으로 분류된다.

(5) 강우작용은 일반적으로 확률강우를 이용하는 것으로 하며 설계에 사용되는 확률강우는 10분간 강우량, 시간당 강우량, 일일 강우량, 연간 강우량 등이 있다. 예를 들면, 배수공법 설계에서는 단시간에 집중적으로 내리는 비가 설계에서 까다로운 조건이라는 점에서, 10분간 강우량을 이용한다. 또, 성토와 같이 구조체 안정이 문제가 되는 경우에는, 장시간에 걸친 강우 쪽이 성토

내 침투를 촉진하는 점에서, 시간 당 강우량, 일일 강우량, 연간 강우량을 이용한다.

(6) 동결작용은 동상에 의해 토구조물 성능에 영향을 주는 것으로는, 동상변위와 동상압이 있다. 동상변위와 동상압은, 동결기간과 동결지수, 흙의 성상, 물의 공급조건, 흙의 구속조건 등에 의존한다.

(7) 열차하중 변동에 따른 작용은 속도에 따른 윤중변동을 고려하는 경우에는, 정적윤중에 대해 속도 충격율을 곱한 값을 열차하중으로 하는 것이 좋다. 또, 피로에 의한 파괴에 대해서 조사를 실시하는 경우에는 승차율 변동과 윤중변동 등 영향을 고려한 열차하중을 이용하는 것이 좋다.

2. 역학적-경험적(Mechanistic-Empirical) 강화노반 설계기준

2.1 설계 기본

(1) 과거 사양중심으로 설계되었던 토공노반을 역학적-경험적 설계기준을 도입하여 성능중심으로 설계한다.

(2) 토공설계에 대하여 응력-변형특성을 고려하고 설계자가 구조물의 요구 성능과 기능을 고려하여 토공 노반을 설계한다.

(3) 토공 설계 시점에서 사용된 설계정수를 시공, 품질관리 기준으로 사용함으로써 사용재료의 성능을 직, 간접적으로 평가할 수 있는 방법이다.

(4) 본 항목에 기술되지 않는 사항에 대해서는 기존에 사용하는 철도설계기준을 참조하여 설계/시공 한다.

(5) 역학적-경험적 토공설계 방법의 설계절차는 다음과 같은 순서에 의거하여 설계를 수행한다.

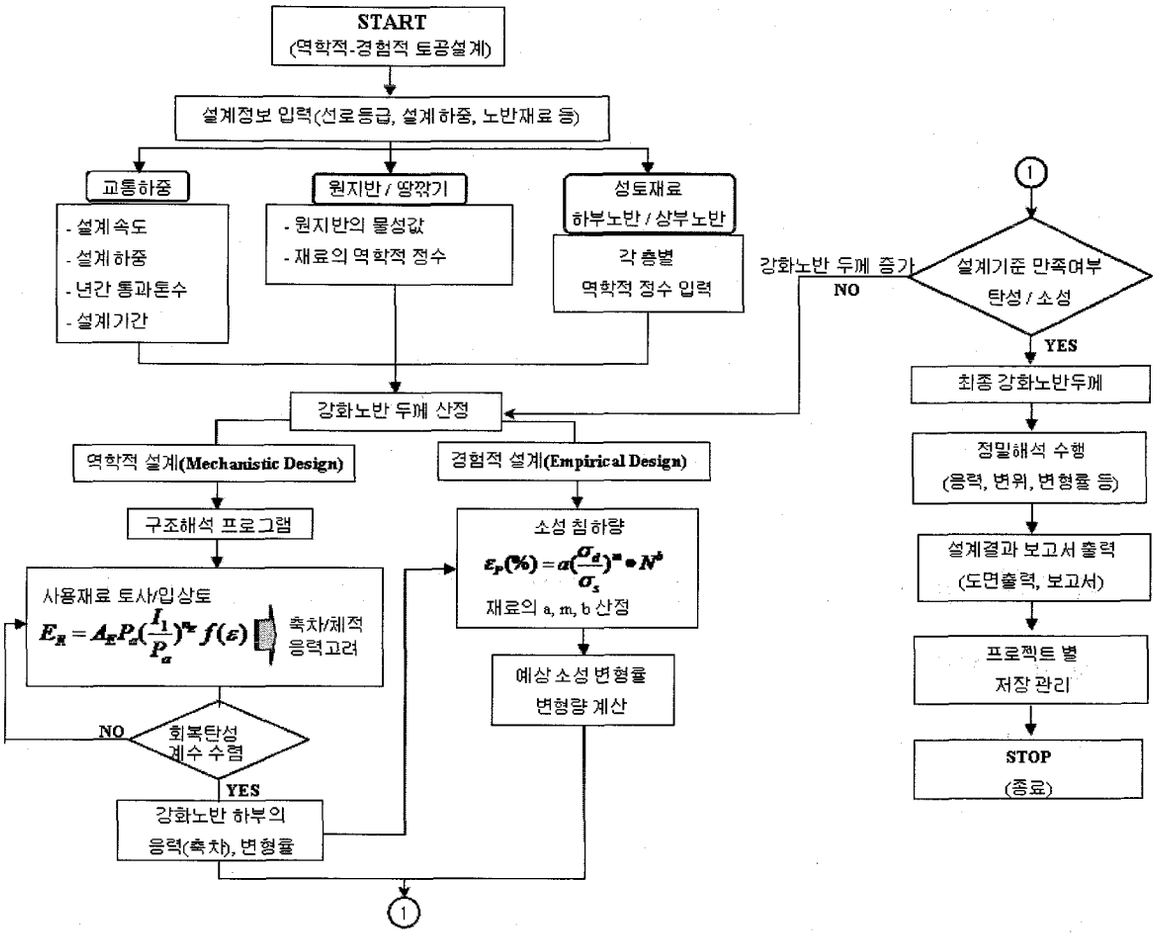


그림 3.10.1 역학적-경험적 토공설계 흐름도

2.2 강화노반 설계

2.2.1 설계기준

(1) 토공노반 설계 개념은 허용 설계법을 기본으로 하여 설계하중에 의해 발생되는 응력-변형특성을 허용설계기준 이내에 만족하도록 토공노반을 설계하는 방법을 말한다. 특히, 철도 토공부에서 가장 중요한 층인 강화노반 층 두께를 결정하는 데 사용한다.

(2) 강화노반 두께를 결정하기 위하여 열차하중과 성토재료의 역학정수를 반영하여 탄성해석을 수행한 결과와 경험적인 소성침하량 예측모델 식을 이용하여 허용설계기준 이내에 만족하는 강화노반 두께를 최종적으로 사용한다.

2.2.2 열차하중

(1) 토공노반의 설계하중은 철도건설규칙 제16조의 규정 선로 부담력으로 한다.

(2) 설계하중의 크기는 준정적하중으로 열차속도에 따른 충격계수를 고려하여 최종적으로 준정적하중으로 적용한다. 다만 특정차량을 운전하는 선로에서는 그 차량의 중량 및 통과빈도 등을 고려하여 활하중을 정할 수 있다.

(3) 선로의 등급은 열차의 속도, 곡선 및 기울기 등에 따라 고속선과 1급선·2급선·3급선 및 4급선으로 구분되며 선로의 설계속도는 선로의 등급에 따라 표 3.10.3과 같으며 선로의 부담력은 표 3.10.4와 같이 일반철도의 경우 LS-22 표준활하중을 적용하였고 고속선의 경우 축중 17tonf을 적용하였다.

표 3.10.3 선로등급별 설계속도(철도건설규칙, 2005)

선로의 등급	설계속도(km/hr)
고속선	350
1급선	200
2급선	150
3급선	120
4급선	70

(3) 속도 증가에 따른 하중 증가는 일반적으로 정적 하중에 대한 일정한 증분(충격계수)으로 나타낸다. 충격계수를 산정하는 방법으로는 여러 가지 식들이 제안되고 있으나 본 연구에서는 국내 기관차에 적용하고 있는 궤도충격계수인 표 3.10.4와 일본의 장대레일 궤도에서의 제안식을 적용하였고 그 최대값은 0.8로 하였다.

준동적하중: $P_d = (1+i) \times P_s$ 식 3.10.1

여기서, P_d = 준동적하중(kN)

P_s= 정적하중(kN)

(4) 속도에 따른 충격계수는 다음 표 3.10.4와 같이 적용할 수 있다. 국내의 경우에는 (4)의 항목으로 계산하는 것으로 한다.

표 3.10.4 각 국가별 궤도충격계수

항목	국가	충격계수
(1)	일본	$i = 0.3(\frac{V}{100})$: 장대레일 $i = 0.5(\frac{V}{100})$: 이음레일
(2)	독일(아이젠만 교수)	$i = 0.3[1.0(1 + \frac{V-60}{140})]$
(3)	독일(일반철도)	$i = \frac{4.5\,V^2}{100,000} - \frac{1.5\,V^3}{10,000,000}$
(4)	한국 및 AREA	$i = 0.513(\frac{V}{100})$, 단 I의 최대값은 0.8이하로 한다.
(5)	경부고속철도 KTX 시험선 구간	$i = 1.070 + 3.511 \cdot 10^{-4} V$

2.2.3 열차통과톤수 결정

(1) 설계기간 동안의 열차하중에 의한 반복하중 등가횟수(N)는 '인접한 두 대차 사이의 2개의 보기에 의해 4개의 축이 지나가는 것을 1회 하중재하로 한다.'는 가정하에 식 3.10.3을 이용하여 계산하게 된다.

(2) 총통과톤수로 년간통과톤수(MGT)에 설계 사용년수를 곱하여 궤도사용 기간 동안의 총 통과톤수를 예상할 수 있다. 전국 일반철도와 고속철도의 선로를 나타낸 것으로 각각의 구간별 상행선과 하행선의 열차운행횟수를 통하여 년간통과톤수 산정하게 된다. 일반열차와 고속열차의 일일 운행시간표를 이용하여 경부고속철도의 서울~동대구 구간의 년간통과톤수는 식 3.10.2에 의해 55 MGT로 산정된다.

MGT = (일별 상행/하행선 운행 횟수) × 365 × 열차총중량

경부고속철도: $(88 + 107) \times 365 \times 773.8 = 55\,MGT$ 식 3.10.2

$T = MGT \times$ 설계사용년수

$$N = \frac{T}{8P_s}$$ 식 3.10.3

여기서, MGT : 년간통과톤수, KTX 총중량 : 773.8ton,

일반철도 기관차기준 : 128.589ton

T : 총 열차통과톤수, N :반복하중 등가 횟수, T : 총 통과톤수

2.2.4 노반 재료의 응력-변형률 거동

(1) 철도노반은 열차의 반복하중 상태에서 중간변형률(10^{-3}%~10^{-1}%)에 해당하는 변형을 경험한다. 따라서 본 연구에서는 현장 및 실내 시험의 결과를 결합한 변형률에 따른 탄성계수 감소곡선을 근간으로 하여 반복하중에 의해 노반 내부에 발생하는 축차응력과 이에 상응하는 변형률 크기에서의 탄성계수를 회복탄성계수로 결정한다.

(2) 철도노반의 탄성해석 및 역학적 설계에 필요한 회복탄성계수 예측모델을 이용하여 해석을 수행한다.

(3) 강화노반으로 주로 사용되는 입도조정쇄석(crushed stone)과 상·하부노반의 토공재료로 주로 사용되는 SM계열의 토사 재료에 대해 회복탄성계수 예측모델을 제안하고자 한다. 결정된 회복탄성계수는 열차의 반복하중에 의해 철도 노반이 경험하는 축차응력(deviatoric stress)과 체적응력(bulk stress), 그리고 열차의 반복하중 주파수(frequency of repeated train load) 등이 고려되었다. 그러나 함수비 변화에 따른 모관흡수력(matric suction)의 영향은 고려하지 못하였다. 입도조정쇄석과 같이 입경이 굵은 재료는 모관흡수력의 영향이 지배적으로 발생하지 않을 것으로 예상되지만, 토사 재료의 경우 고려하지 못한 모관흡수력의 영향을 충분히 인지하여 제안하고자 하는 예측모델을 설계에 적용해야 할 것이다.

(4) May와 Witczak(1981)은 입상재료에 대하여 식 3.10.4와 같이 일차 응력불변량(1st Stress Invariant, I_1) 즉, 평균유효주응력과 변형률 크기의 함수로 회복탄성계수 모델식을 제안하였고, 본 연구에서 입도조정쇄석과 토사 재료에 대해 식 3.10.4를 동일하게 적용하였다. 이 모델은 평균유효주응력으로 노반 내부의 체적응력

을 표현하였고, 변형률 크기를 이용해 회복탄성계수에 대한 축차응력의 영향을 반영하였다. 여기서, β_0와 β_1은 실험 또는 문헌값으로 결정되는 모델상수이다.

$$E_R = \beta_0 (I_1)^{\beta_1} f(\epsilon) \qquad \text{식 3.10.4}$$

(5) 식 3.10.4가 가진 의미를 고찰하면 다음과 같이 동적물성치를 이용하여 설명할 수 있다. 대수모델로 표현된 평균유효주응력 항은 현장 또는 실내 탄성파 시험으로 결정되는 최대 영탄성계수(E_{max})를 의미하며 식 3.10.5와 같이 표현할 수 있다. 변형률의 함수 f(ε)는 공진주시험으로 결정되거나 또는 기존 연구자들이 제안한 정규화 전단탄성계수 감소곡선(G/G_{max}-logγ)을 이용해 적용하면 된다. 이때 포아송비(ν)를 이용하면 정규화 영탄성계수 감소곡선(E/E_{max}-logε)이 된다(Pezo and Hudson, 1994; 오세붕 등, 2000). 포아송비는 평택의 강화노반 현장부설구간에서 크로스홀 시험으로부터 측정된 결과를 바탕으로 입도조정쇄석은 0.26, 흙 노반은 0.33을 사용하였다. 정규화 영탄성계수 감소곡선은 수정된 쌍곡선 모델(modified hyperbolic model)로 수식화 하여 표현되며 식 3.10.6과 같다. 식 3.10.5와 3.10.6을 식 3.10.4에 정리하면, 본 연구에서 제안한 식 3.10.7과 같은 예측모델식이 결정된다. 이때 E_R과 I_1의 단위는 모두 kPa이다. 식 3.10.7과 같이 제안된 회복탄성계수 예측모델을 철도노반의 다층탄성해석에 적용하기 위해 실험 또는 경험식을 통해 노반 재료에 따른 무차원 모델인자 A_E와 n_E, 기준 변형률(ϵ_r), 곡률계수(a)를 결정해야 된다. 무차원 모델인자는 평균주응력과 관련이 있고 기준 변형률과 곡률계수는 정규화 탄성계수 감소곡선의 결정에 필요하다.

$$\beta_0 (I_1)^{\beta_1} = E_{\max} = A_E P_a \left(\frac{I_1}{P_a}\right)^{n_E} = E_0 \left(\frac{I_1}{P_a}\right)^{n_E} \qquad \text{식 3.10.5}$$

$$f(\epsilon) = E/E_{\max}(\epsilon) = \frac{1}{1+\left(\frac{\epsilon}{\epsilon_r}\right)^a} \qquad \text{식 3.10.6}$$

$$E_R = A_E P_a \left(\frac{I_1}{P_a}\right)^{n_E} \left(\frac{1}{1+\left(\frac{\epsilon}{\epsilon_r}\right)^a}\right) \qquad \text{식 3.10.7}$$

여기서, E_R : 축변형률 ϵ 에서의 회복탄성계수, kPa

ϵ : 열차하중으로 유발된 노반의 축차응력에 해당하는 축변형률, %

I_1 : 평균주응력 (1st Stress Invariant $=(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)/3$), kPa

ϵ_r : 탄성계수 감소곡선의 기준 변형률 (reference strain), %

a : 탄성계수 감소곡선의 곡률계수 (curvature coefficient)

A_E, n_E : 재료에 따라 실험 또는 문헌값으로 결정되는 무차원 모델인자

P_a : 대기압 (=101.3 kPa)

(6) 입도조정쇄석의 A_E와 n_E는 평택강화노반에서 수행한 크로스홀 시험과 Menq(2003)이 대형 공진주시험(시편의 직경이 150mm)을 수행해 제안한 식 3.10.8을 이용하여 획득하였다. 균등계수(C_u)가 13.5인 평택강화노반 입도조정쇄석 n_E는 식 3.10.8로부터 0.6067로 계산되었고 크로스홀 시험의 결과와 결합하여 획득한 A_E는 18590이었다.

$$n_E = 0.48 \times C_u^{0.09}, \ 1.2 \le C_u \le 50 \qquad \text{식 3.9.8}$$

(7) Menq(2003)은 식 3.10.5의 E_0를 획득하는 경험식을 제안하였는데 대기압을 고려하여 다음 식 3.10.9와 같이 무차원 모델인자 A_E로 표현할 수 있다. 설계 여건에 따라 경험식으로부터 A_E를 결정하여 설계에 사용하면 된다. Menq(2003)이 제안한 식의 균등계수와 누적통과율 50%의 입경은 세립분을 제외한 조립토의 영역의 체분석을 통해 획득한 입도분포곡선에서 결정한 값이므로 이를 충분히 인지하고 설계에 적용해야 할 것이다. 식 3.10.9의 간극비는 개략적인 현장의 조건으로 실내에서 공시체를 준비하여 획득하도록 제안한다.

$$A_E = 1680 \times C_u^{-0.2} \times e^{-1-(D_{50}/20)^{0.75}}$$ 식 3.10.9

여기서, C_u : 입도조정쇄석의 균등계수

e : 입도조정쇄석의 간극비,

D_{50} : 누적통과율 50%의 입경, mm

(8) 열차하중에 의해 발생된 입도조정쇄석 내부의 축차응력을 반영한 변형률 크기의 함수는 앞서 언급한 식 3.10.6과 같이 Darendeli(2001)가 제안한 수정된 쌍곡선 모델로 표현한다. 수정된 쌍곡선 모델을 대표하는 중요한 인자는 정규화 탄성계수 감소곡선에 대한 기준 변형률과 곡률계수이다. 그러나 Darendeli(2001)가 제안된 수정 쌍곡선 모델은 전단변형에 관한 것이므로 식 3.10.6은 포아송비를 이용하여 축변형에 관한 쌍곡선 모델로 변환한 것이다. 자갈질 및 사질토 재료에 대한 수정 쌍곡선 모델의 인자를 Menq(2003)은 대형 공진주시험을 통해 다음의 식들과 같이 제안하였다. 식 3.10.10은 기준 변형률에 대한 경험식이고 식(8)은 곡률계수에 대한 경험식이다. 두 식은 평균주응력의 함수로 되어있는데 원전에는 평균유효구속응력의 함수로 표현된다. 공진주시험 시 적용된 응력상태에서는 적용된 평균유효구속응력이 평균주응력을 의미하기 때문에 원전의 식을 다음의 식들로 변환하여도 무방할 것이다. 식 3.10.11은 식 3.10.12를 이용해 축변형에 관한 기준 변형률로 변환하여 회복탄성계수 예측모델에 적용하였다(Pezo and Hudson, 1994; 오세붕 등, 2000).

$$a = 0.86 + 0.1 \times \log\left(\frac{I_1}{P_a}\right)$$ 식 3.10.10

$$\gamma_r = 0.12 \times C_u^{-0.6} \times \left(\frac{I_1}{P_a}\right)^{0.5 \times C_u^{-0.15}}$$ 식 3.10.11

$$\epsilon_r = \gamma_r / (1+\nu)$$ 식 3.10.12

(9) 입도조정쇄석과 같은 조립질 재료는 일반적으로 하중주파수의 영향이 거의 없

지만 토사 시료의 경우 소성지수에 따라 하중주파수의 영향을 받는 것으로 알려져 있다(Kim and Stokoe, 1992). 열차의 하중주파수는 열차의 속도와 대차간격을 고려하여 대략 5Hz로 평가되었다. 따라서 크로스홀 시험으로 획득한 토사 노반의 탄성계수는 하중주파수 5Hz에 해당하는 영탄성계수($E_{\max}(5Hz)$)로 환산하였다.

(10) 평택강화노반의 토사 노반에 대한 회복탄성계수 예측모델은 입도조정쇄석과 동일한 모델이 적용된다. 따라서 입도조정쇄석과 같이 동일한 무차원 모델인자(A_E와 n_E)와 정규화 영탄성계수 감소곡선에 대한 기준 변형률, 곡률계수를 결정하여야 한다. 토사 노반의 A_E와 n_E는 평택강화노반에서 수행한 크로스홀 시험과 공진주시험을 이용하여 획득하였다. 공진주시험으로 획득한 n_E는 0.1이었고 크로스홀 시험의 결과와 결합하여 획득한 A_E는 2312이었다. 실험이 아닌 경험식을 적용할 경우 평균주응력의 영향계수 n_E는 균등계수를 이용하여 입도조정쇄석에서 적용하였던 식 3.10.8로부터 계산될 수 있다.

(11) 토사 노반 재료의 기준 변형률은 공진주시험 시 적용한 평균유효구속응력(평균주응력)에 따라 증가하는 정규화 영탄성계수 감소곡선으로부터 획득할 수 있었다. 획득한 기준 변형률과 적용된 평균주응력의 관계를 식 3.10.13의 대수모델로 표현하였다. 본 연구에서 토사 노반의 정규화 영탄성계수에 대한 곡률계수는 입도조정쇄석과 동일한 식 3.10.10을 적용하였다.

$$\epsilon_r = 0.0518 \times (\frac{I_1}{P_a})^{0.3064} \qquad \text{식 3.10.13}$$

(12) 본 연구를 통해 결정된 회복탄성계수 예측모델과 모델인자를 표 3.9.5에 정리하였다. 표 3.10.5에는 Hwang(1997)이 제안한 모델상수도 포함하였다. 또한 Kokusho(1987)와 Ishihara(1996)가 사질토와 자갈질 재료에 대해 정리한 자료를 추가하였다(Menq, 2003). 그러나 기존 연구자가 정리한 영향인자는 전단탄성계수에 관한 영향인자(A_G와 n_G) 이므로 본 연구에서 제안한 모델식과 그 영향인자(A_E와 n_E)에 부합하도록 변환하여 표 3.10.6에 정리하였다. 변환할 때는 사질토와 자갈질 재료의 포아송비를 각각 0.33, 0.3으로 가정하였다.

표 3.10.5 철도노반 재료의 회복탄성계수 예측모델 및 모델인자

Material Type	Crushed Stone	Soil
A_E	18590 (well-graded crushed stone)	2312 (well-compacted silty sand) 2066 (sandy soil) - Hwang, 1998 1562.8 (fine-grained soil) - Hwang,1998
n_E	0.6067 $n_E = 0.48 \times C_u^{0.09}$ $(1.2 \le C_u \le 50)$	0.1 (well-compacted silty sand) 0.54 (sandy soil, fine-grained soil) - Hwang, 1998
a	$0.86 + 0.1 \times \log(\frac{I_1}{P_a})$	$0.86 + 0.1 \times \log(\frac{I_1}{P_a})$
ϵ_r	$\frac{0.12 \times C_u^{-0.6} \times (\frac{I_1}{P_a})^{0.5 \times C_u^{-0.15}}}{(1+\nu)}$	$0.0518 \times (\frac{I_1}{P_a})^{0.3064}$

*Note : E_R and I_1 are in kPa, 1 atm = 101.3 kPa

표 3.10.6 모래와 자갈의 A_E와 n_E 값 (Kokusho, 1987; Ishihara, 1996)

	References	F(e)	$A_E/F(e)$	n_E	Soil description
Sandy Soils	Hardin and Richart (1963)	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	1850	0.5	Round grain Ottawa sand
		$\frac{(2.97-e)^2}{1+e}$	872	0.5	Angular grained crushed quartz
	Iwasaki et al. (1978)	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	1367	0.38	Eleven kinds of clean sand
	Kokusho (1980)	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	2220	0.5	Toyoura sand
	Yu and Richart (1984)	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	1850	0.5	Three kinds of clean sand
Gravelly Soils	Prange (1981)	$\frac{(2.97-e)^2}{1+e}$	1073	0.38	Ballast (D_{50} = 40 mm, C_u = 3.0)
	Kokusho and Esashi (1981)	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	4231	0.55	Crushed rock (D_{50} = 30 mm, C_u = 10)
		$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	3444	0.60	Round Gravel (D_{50} = 10 mm, C_u = 20)
	Tanaka et al. (1987)	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	1263	0.60	Gravel (D_{50} = 10 mm, C_u = 20)
	Goto et al. (1987)	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	1561	0.85	Round Gravel (D_{50} = 2 mm, C_u = 10)

*Note : 식 $G_{\max} = A_G F(e)(\sigma'_0)^{n_G}$에 대한 영향인자를 포아송비를 가정하여 본 연구에서 제안한 모델 $E_{\max} = A_E P_a (\frac{I_1}{P_a})^{n_E}$의 영향인자로 변환한 것이다.

2.2.5 소성 변형률을 예측하기 위한 경험식

열차 통과톤수에 따른 소성침하를 고려하기 위하여 많이 사용하고 있는 파워모델 $\epsilon(\%) = AN^b$을 보완하여 축차응력(σ_d)과 노반재료의 압축강도($\sigma\sigma_s$)의 A값의 관계로부터 성토노반 재료의 침하특성을 고려하기 위한 경험식이다.

$$\epsilon_p(\%) = a\left(\frac{\sigma_d}{\sigma_s}\right)^m N^b \qquad \text{식 3.10.14}$$

$$\rho = \int_0^T \epsilon_p dt \qquad \text{식 3.10.15}$$

ϵ_p=누적 소성 변형율(strain), N=반복응력의 작용 횟수, ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$)=열차 축하중에 의한 흙의 축차응력, σ_s=흙의 압축강도, (a, m, b)=흙 종류에 따른 변수, ρ=누적 소성 변형(Deformation), T=침하영향 범위 두께 이다.

2.2.6 강화노반 두께 산정

(1) 역학적-경험적 강화노반 설계를 위해서는 토공 노반 설계/해석 자동화프로그램을 이용하여 아래의 순서에 의거하여 강화노반두께를 결정한다.

(2) 표 3.10.6에 의거한 순서에 의해 먼저 설계하고자 하는 기본 정보를 입력하여야 한다. 교통하중정보(선로등급, 예상통과톤수(사용년수), 노반재료의 물성) 정보를 산정한다.

(3) 강화노반 두께를 결정하기 위한 예비해석을 수행하여야 한다. 교통하중 정보가 입력이 완료되면 각 물성정보를 입력창을 통해 입력한다. ① 해석모델 : 표 3.10.7과 같이 해석 모델은 4가지가 지원되며, 특히 층의 거동 특성에 적절한 해석모델을 선택해야 신뢰성 있는 수치해석 결과값을 얻을 수 있다. 또한 표 3.10.7은 철도 노반층에 대하여 적절한 구성모델을 제시하고 있다.

(4) 탄성계수(kPa)는 철도 노반 수치해석시 가장 중요한 인자이다. 단위는 kPa단위이며 모델명을 회복탄성계수로 선택할 경우 입력된 탄성계수는 축차응력이 0보다 적은 경우에 한에서만 해석시 사용되며, 그렇치 않는 경우는 내부적으로

계산된 회복탄성계수를 사용한다. 여기서 침목이 콘크리트일 경우 콘크리트에 해당되는 탄성계수 및 포아송비를 넣으면 된다.

표 3.10.7 철도 노반층에 따른 적용 가능한 유한요소 모델

모델구분	모델명	적용가능한 철도 노반 구성층
탄성	등방탄성 (Isotrapic Elastic)	레일, 침목, 옹벽, 원지반, 하부노반
탄성	깊이변화에 따른 탄성계수 변화 모델 (Isotrapic Variable Elastic With Depth)	원지반
비선형 탄성	회복탄성계수 예측모델 (Resilient Modulus)	강화노반, 상부노반, 하부노반
탄소성	모어클론 모델 (Mohr-Colulomb)	원지반

(5) 포아송비를 입력 한다. (0.5 이상인 재료에 대해서는 G값을 바로 입력한다.)

(6) 단위중량 (kN/m^3): 재료의 체적 단위 중량을 입력한다.

(7) 토압계수는 흙의 토압계수를 입력한다. 흙의 토압계수가 잘못 입력 될 경우 탄성 해석에서는 수치 해석 결과에서 축차응력이 잘 못 산출 될 수 있으며, 탄소성 이론에서는 변위량 및 응력이 달라 질 수 있다. 따라서 신중을 기해 입력해야 한다.

(8) 탄성계수기울기(kPa/m)는 탄성계수가 깊이별이 얼마나 증가되는가에 대한 기울기이다. 깊이별로 증가되는 층에 대해서 적용 가능하며 이 값은 +,- 모두 사용가능하다.

(9) 토질종류는 회복탄수계수를 산정하는데 필요한 인자. 토사와 사석등 2개로 나눠지며, 콤보박스 형태로 선택하고, 선택시 A_E, n_E, C_u에 대하여 디폴트 값이 제시된다. 또한 사용자가 임의로 수정 할 수 있다.

(10) A_E, n_E, C_u : 회복탄성계수를 산정하는데 필요한 인자. 쇄석과 토사에 대해서는 A_E, n_E, C_u(균등계수)모두가 필요하다.

(11) 노반재료의 특성 입력

- 흙의 종류 입력 : 강화노반 아래에 위치한 노반의 재료를 입력
- a, b, m값 : 흙의 종류에 따라 결정지어지는 상수. 잘 모를시에는 대표값을 클릭하여 기존 실험값을 이용한다.
-흙의 압축강도 :흙의 종류에 따라 결정지어지는 상수. 대표값을 클릭하여 기존 대표값을 이용한다.
-예상소성변형두께 : 노반의 소성변형이 이루어 질 수 있는 깊이로 기존 문헌 연구 결과에 의한 3m와 소성변형률 0.01%가 되는데 까지의 두께와 비교하여 큰 값으로 한다.
-예상소성변형률 : 설계자가 노반의 중요도와 성능에 부합되는 소성변형률 이내가 되도록 하는 변형률

(12) 설계기준

- 허용 누적 소성변형률 및 허용 누적 소성변형량 : 설계시 기준값

연약지반상 흙쌓기는 파괴에 대한 안정성과 과다한 침하 또는 변형으로 파괴요인이 구분되며, 이를 고려하고 주변지반에 미치는 영향에도 유의하여 설계한다. 또한 연약지반 처리에 따른 허용잔류 침하량의 크기는 일반적으로 100mm를 기준으로 하며 해당구조물의 중요도, 유지보수 비용 등을 감안하여 적용해야 한다.(철도설계기준, 노반편)

열차 운행이후 지반의 압밀침하 등에 의해 레일면의 침하가 진행하면 고저 틀림 등이 증가하고 주행안전상이나 승차감 등으로부터 규정된 정비 한도치를 만족할 수 없는 상태가 되어, 궤도를 정비할 필요가 생긴다. 이 경우, 문제가 되는 것은 부등침하량이며 구조물과의 접속부 등이 특히 주의를 요하게 된다. 고저 틀림의 증가속도(궤도틀림 진행)와 필요 보수량과는 서로 상관이 있으며 궤도틀림 진행과 지반의 잔류 침하량 사이에도 상관이 있는 것으로 나타났다. 따라서, 이러한 상관관계를 토대로 선로에 투입할 수 있는 보수량으로부터 허용할 수 있는 잔류침하량을 설정한다. 여기에서 투입할 수 있는 보수량은 물리적인 제약이나 압밀침하대책의

초기 투자와 보수비와의 경제 비 교 등에 의해 판단한다. 일반적으로 허용잔류침하량 설정법은 경험적인 것을 고려할 때 열차운행이후 10cm 정도이내를 기준으로 하는 것으로 한다.

- 허용탄성변형량 : 설계시 기준값(설계자가 구조물의 기능과 품질을 맞춰서 입력항으로 선택)

(13) 계산결과

-등가하중반복회수 : 열차 하중 반복 회수

-허용축차 응력 : 허용 누적 소성변형률로 결정지어지는 허용 축차응력

-동적윤하중 : 정적 윤하중 및 충격계수에 의해 결정지어지는 수

(14) 강화노반 최적 두께 산정

단면정보, 물성, 설계정보에 해당되는 최적 강화노반 두께 산정절차에 대해서 설명한다.

- 프로그램 상단의 설계정보를 입력한다.
- 강화노반 두께 반복계산 범위를 설정하고 나눌개수를 결정한다.
- 예비해석 실시를 클릭하게 되면 입력된 강화노반 범위와 나눌 개수에 따라 반복계산 과정이 시작된다. 반복계산 과정은 다음과 같다.

[1] 강화노반 두께에 따른 단면을 재생성한다.

[2] 단면 유한요소망화 작업이 자동으로 수행

[3] 유한요소망 최적화 작업 자동 수행(해석 성능 향상)

[4] 예비 유한요석 해석 실시

[5] 설계조건에 근거하여 단면 만족 여부 표시

(15) 강화노반 두께에 따라 검토결과 4가지가 제시된다. 첫 번째는 축차응력으로서 계산된 허용 축차응력 범위와 비교하여 조건만족여부를 제시한다. 두 번째는 탄성침하량으로써 허용탄성침하량 범위와 비교하여 조건 만족여부를 제시한다.

세 번째는 소성변형률로서 설계기준인 허용누적소성변형률 조건과 비교하여 만족여부를 제시한다. 네 번째는 소성변형량으로서 설계기준인 허용누적소성변형량과 비교하여 만족여부를 제시한다.

2.7 강화노반 시공 품질관리

(1) 본 절에서는 설계와 더불어 시공단계의 품질관리 측면에서도 기존의 경험적 관리를 탈피하고 설계단계와 개념적으로 일관성을 가질 수 있는 다짐관리 방안을 제시하고자 하였다.

(2) 다짐관리의 기준으로는 탄성파 시험으로부터 결정되는 P-파 속도를 이용한다. 현장에서는 일반적으로 현업에서 손쉽게 적용할 수 있는 직접도달파(direct-arrival) 기법을 이용하여 P-파를 계측하고, 실내에서도 공시체에 대하여 이에 상응하는 P-파를 계측하였다. P-파의 계측은 전단파에 비하여 계측이 수월하고 시험자의 숙련도에 영향을 적게 받는다. 따라서 시험자에 상관없이 여러 번 계측하여도 일관성 있는 결과를 도출할 수 있다.

(3) 최적함수비(OMC)에 해당하는 P-파 속도를 기준치로 결정하고 현장에서 계측된 P-파 속도와 비교한다. 현장 및 실내의 두 P-파 계측 기법은 신속하며 매우 일관성 있는 결과를 보인다. 다만 건조단위중량이 작은 건조측에서 재료의 취성특성으로 P-파 속도가 다소 크게 평가되는 단점이 있어 이를 보완하기 위해 OMC±2%의 함수비 규정의 기존 방법을 따르기로 한다.

(4) P-파 속도를 활용하여 제안하고자 하는 품질관리 방안은 아래의 순서와 같고 그림 3.10.2는 흐름도를 보여주고 있다.

a) 함수비에 따른 건도단위중량의 관계 획득(다짐곡선)

b) 다짐 공시체의 P-파 속도 계측을 통해 함수비 따른 P-파 속도 관계 획득

c) OMC에서의 P-파 속도 또는 95%, 90%에 해당하는 P-파 속도를 실내 기준으로 설정

d) 직접 도달파 시험을 통해 현장 다짐 성토노반의 P-파 속도 계측

e) 실내 기준치와 현장 계측치를 비교, 함수비를 측정하여 OMC±2% 확인

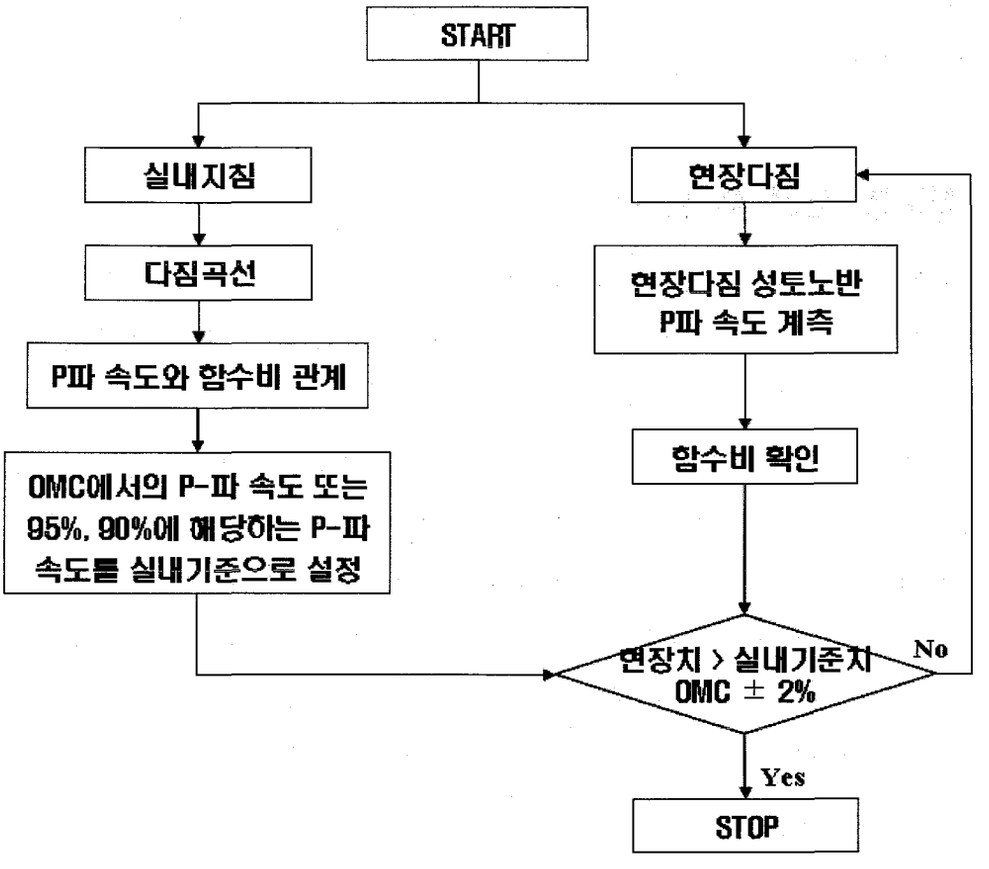


그림 3.10.2 P-파 속도를 이용한 성토노반의 품질관리 흐름도

제 4 장 연구개발 목표 달성도 및 관련분야에의 기여도

제 4 장 연구개발 목표 달성도 및 관련분야에의 기여도

제 1 절 연구개발 목표달성도 및 관련분야의 기여도

철도 토공노반 건설시 일관된 설계/품질관리 방안으로 보다 체계적이고 합리적인 표준화된 토공 설계방법을 제시하였다. 또한, 국내 제반 조건을 고려한 강화노반 최적두께 산정할 수 있는 설계지표 개발과 토공 설계와 해석을 동시에 수행할 수 있는 자동화 프로그램을 개발하여 토공 설계/품질관리에 한 단계 도약할 수 있는 연구가 될 수 있을 것으로 판단된다.

○ 최종연구목표

- 토공노반 최적두께 산정을 위한 설계 자동화 프로그램 개발

- 년차별 연구내용

<table>
<tr><th>구분</th><th>1차년도</th><th>2차년도</th><th>3차년도</th></tr>
<tr><td rowspan="3">철도설계
시스템 분석</td><td>국내외 철도설계기준분석</td><td rowspan="2">철도노반 파손모형(안) 수립</td><td>각 모듈별 입력변수 설정</td></tr>
<tr><td>열차하중 영향검토 및 하중분산</td><td>철도설계 흐름도의 서브루틴 및 상세프로그램 개발</td></tr>
<tr><td>철도노반 압력 산정 자동화 프로그램개발</td><td>철도노반설계 프로그램 개발을 위한 Frame 구축</td><td>철도노반 설계자동화 해석프로그램 개발</td></tr>
<tr><td rowspan="2">철도노반
품질관리 기준 정립</td><td>상·하부노반 품질관리기준분석</td><td>지지력계수와 탄성계수와의 상관성 평가</td><td rowspan="2">지지력계수와 탄성계수와의 상관성 D/B 구축</td></tr>
<tr><td>탄성계수를 이용한 노반품질관리 시험 적용성 현장실험</td><td>탄성계수를 이용한 노반품질기준 적용성 평가 현장실험</td></tr>
<tr><td rowspan="3">노반재료별
탄성계수의
정량화</td><td>국내철도노반재료 탄성계수</td><td>노반재료의 탄성계수 영향요소 검토 및 영향계수와의 상관모델개발</td><td rowspan="3">-</td></tr>
<tr><td>동적물성값과 기존 노반물성값과의 상관성연구</td><td rowspan="2">노반재료의 비선형 탄성계수의 D/B 구축 및 모델개발</td></tr>
<tr><td>철도노반재료물성의 데이터베이스 구축</td></tr>
<tr><td rowspan="3">철도노반두께
산정 프로그램
개발</td><td>국내외 노반두께 산정방법분석</td><td>노반두께 영향인자 case study</td><td rowspan="2">베타버전 테스트 의견수렴</td></tr>
<tr><td>노반두께 결정 영향 요소검토</td><td rowspan="2">노반두께 산정 프로그램 기본설계 모형(안) 개발
·사용자요구 및 설계세부 모듈구체화 및 베타버전 완성</td></tr>
<tr><td>노반두께 영향인자에 대한Case Study</td><td>노반두께 산정 프로그램 개발</td></tr>
<tr><td rowspan="2">철도전용
구조해석프로그램</td><td rowspan="2">-</td><td>철도환경을 고려한 프로그램 기본설계 및 사양검토</td><td>베타버전 공개 및 의견수렴</td></tr>
<tr><td>구조해석모델 및 GUI개발</td><td>철도전용 궤도/노반 해석프로그램 개발</td></tr>
<tr><td></td><td colspan="2">1단계(2005년~2006년)</td><td>2단계(2007년~2008년)</td></tr>
</table>

가. 연구개발 목표의 달성도

□ 1차년도

목 표	달성도(%)	내 용
○국내외 노반설계방법 및 노반두께 산정방법에 대한 기준분석	100	- 국내 철도건설 공법과 기준서의 변천과정 및 토공노반두께 연구 분야의 기술동향 분석 - 국내외 철도노반 설계 기준서에 대한 입체적인 분석 - 철도노반 연약화 요인별 문제점 분류
○상·하부노반의 다짐관리	100	- 일반철도와 고속철도의 상·하부 노반 분류 기준 및 외국 사례검토
○허용침하량, 소성침하량, 열차하중에 대한 수직분담율 정량화	100	- 각 국에서 사용하는 탄성침하량에 대한 검토 - 소성침하량기준 검토 - 열차하중에 따른 도상자갈 이동모델 시험
○강화노반 두께 실태조사 및 상태평가	100	- 평택 강화노반 재료별 두께별 시공구간(L=200mm)에 대한 상태평가실시 - 열차운행 5년간 강화노반 현장에 대한 내구성 평가 - 강화노반 재료별, 시일경과에 따른 동적물성값의 변화 추이 관찰
○철도노반재료의 동적물성치 측정방법 및 노반설계정수 추정방법 개발	100	- 노반 재료별 동적물성 평가방법 검토 - 기존 노반 설계 물성치(k30, MR)과의 동적물성치의 상관성 연구개발 동향 및 이론정립 - 재료의 함수비에 따른 동적물성변화 이론분석
○철도노반재료물성의 D/B 구축 및 활용방안 수립	100	- 철도노반 재료의 D/B 필요항목 및 구축

□ 2차년도

목 표	달성도(%)	내 용
○강화노반 아스팔트콘크리트층 유무에 따른 노반 영향 평가	100	-모형실험을 통한 아스팔트층의 기능 및 효과분석 -수치해석을 통한 아스팔트 층의 효과분석 -아스팔트 두께 산정 검토 및 미 설치시 고려사항 검토
○지지력계수와 탄성계수와의 상관모델 개발	100	-지지력계수와 탄성계수에 의한 품질관리시험법의 현장 적용성 실험 -탄성계수에 대한 품질관리시험법 개발 -탄성계수와 지지력계수와의 상관성 및 설계 활용방안 수립
○철도강화노반의 파손모델 개발	100	-환경변화 및 실험조건에 따른 탄성계수의 변화분석 -시일경과에 따른 탄성계수의 변화 분석 -실내, 현장실험조건에 따른 설계물성의 변화 -강화노반의 파손모델 개발 -평택 강화노반 현장실험을 통한 노반의 내구성평가 -장기거동을 통한 도상자갈의 궤도틀림 진행성 평가
○강화노반 두께 설계영향인자에 대한 표준사양 개발	100	-새로운 강화노반 설계법에 대한 보완 및 표준사양 개발 -설계영향인자별 정량화 및 Case Study를 통한 보완
○철도환경을 고려한 운행선상에서 최적의 노반 동적물성치 평가방법의 결정	100	-운행선상에서의 노반 동적물성의 평가방법 제안 -FWD, DCP, SASW, In-Hole기법 중에서 최적 방법 제시 -최적 동적방법 선정을 위한 신뢰성, 적용성 평가 -운행선상에서의 동적계측을 위한 지침서 수립
○사용자 인터페이스 환경에서의 철도전용프로그램 개발	100	-철도환경을 위한 프로그램 기본설계 및 사양검토 -토공구간에서의 입력치 필요 data 검토 -해석을 위한 3D 자동유한요소 Mesh 생성 -해석을 위한 자동 입력 Data 생성

□ 3차년도

목 표	달성도(%)	내 용
○ 역학적-경험적 강화노반 설계법 개발	100	-모형실험을 통한 아스팔트층의 기능 및 효과분석 -수치해석을 통한 아스팔트 층의 효과분석 -아스팔트 두께 산정 검토 및 미 설치시 고려사항 검토
○ 통합자동화 프로그램 구성을 위한 인터페이스 기술	100	-지지력계수와 탄성계수에 의한 품질관리시험법의 현장 적용성 실험 -탄성계수에 대한 품질관리시험법 개발 -탄성계수와 지지력계수와의 상관성 및 설계활용방안 수립
○ 토공노반 구조해석 프로그램 개발	100	- 환경변화 및 실험조건에 따른 탄성계수의 변화분석 - 시일경과에 따른 탄성계수의 변화 분석 - 실내, 현장실험조건에 따른 설계물성의 변화 - 강화노반의 파손모델 개발 - 평택 강화노반 현장실험을 통한 노반의 내구성평가 - 장기거동을 통한 도상자갈의 궤도틀림 진행성 평가
○ 소성을 이용한 강화노반두께 산정지표 이론정립	100	-새로운 강화노반 설계법에 대한 보완 및 표준사양 개발 -설계영향인자별 정량화 및 Case Study를 통한 보완
○ 탄성계수를 이용한 다짐품질관리 방안 및 시험법 개발	100	-운행선상에서의 노반 동적물성의 평가방법 제안 -FWD, DCP, SASW, In-Hole기법 중에서 최적방법 제시 -최적 동적방법 선정을 위한 신뢰성, 적용성 평가 -운행선상에서의 동적계측을 위한 지침서 수립

나. 관련분야의 기여도

본 연구에서는 기존 사양중심의 토공 설계 방법을 설계자가 중요도와 궤도구조, 선로 조건 등을 종합적으로 고려하여 요구 성능을 만족할 수 있도록 설계하는 방법을 제안하였다. 이를 위해 토공설계에 응력-변형 특성을 고려한 새로운 모델을 제안하여 열차하중과 사용재료의 역학적 특성을 반영할 수 있도록 하였다. 이러한 설계방법은 기존 표준단면으로는 대응하지 못하는 새로운 형식의 토 구조물을 시공할 수 있으며, 새롭게 제안되고 있는 신재료·신공법 등을 평가하여 경제적이며 합리적인 설계를 할 수 있다.

궤도구조와 열차하중을 직접 받는 강화노반은 토공노반에서 매우 중요한 역할을 수행한다. 본 연구에서는 이러한 강화노반 설계를 보다 합리적이고 안정성을 확보할 수 있는 최적의 강화노반 두께를 결정할 수 있는 역학적-경험적 강화노반 설계방법을 제안하였다. 새로운 역학적-경험적 강화노반 두께 산정 방법은 교통하중조건과 궤도조건, 시공재료의 성능, 강화노반 재료 등 다양한 설계 정보를 역학적으로 고려하여 강화노반 두께를 결정하도록 하였다.

성능 중심의 설계방법에서 가장 중요한 지표는 시공시 설계시점에서 반영된 역학적 평가가 현장에서 제대로 반영되는지를 확인하는 것이다. 따라서 역학적 설계방법을 통해 토공노반을 설계하기 때문에 시공할 때 역학적으로 평가하여야 한다. 본 연구에서는 설계/품질관리를 동일한 지표로 평가할 수 있는 방법을 제안하였다. 이를 통해 설계시 반영된 설계정보가 현장에서 바로 확인함에 따라 보다 합리적으로 토공 품질관리를 수행할 수 있다.

마지막으로 본 연구를 통해 제시된 토공노반 설계/해석/관리 통합 자동화 프로그램을 통해 역학적 설계와 도면 출력 및 보고서 등 설계에서 발생된 정보들을 관리할 수 있는 통합자동화 프로그램을 개발하였다. 개발된 프로그램은 설계도면을 바로 자동적으로 유한요소망을 생성하고 또는 사용자 환경에서 쉽게 해석 단면을 작성할 수 있도로 하였다. 본 프로그램에서는 앞서 언급한 한계상태의 해석모델과 본 연구에서 개발된 응력-변형특성을 고려할 수 있는 모델을 사용하여 최적의 강화노반 두께를 산정할 수 있도록 하였다. 본 프로그램은 토공노반 설계/해석뿐 만 아니라 원지반의 예상침하량, 원지반 개량에 따른 침하저감량 등 일반적인 지반공학적 해석을 수행할 수 있도록 하였다.

이와 관련된 분야에 대하여 연구결과를 토대로 관련분야 기여도를 정리하면 다음과 같다.

○ 국내 토공 설계기준에 대한 입체적 분석과 개선방안 제시

- 국내 일반철도, 고속철도 설계기준서의 체계분석과 항목별 비교를 통해 개선방안 도출
- 기준을 서로 비교하여 향후 철도설계 기준 개정 및 제정시 기준을 상충 또는 오류를 쉽게 개정할 수 있는 기초자료 활용도가 높음
- 현재 고속철도, 일반철도의 항목의 중요도를 평가할 수 있음

○ 강화노반 재료별 궤도틀림 진행평가(일반철도구간에 운행선상 강화노반 현장부설구간)

- 운행선상에서 강화노반재료의 내구성 및 장기 궤도틀림 진행 평가
- 장기간(약 3년) 강화노반 구간에서의 궤도틀림을 정량적으로 평가하여 향후 유지보수 주기 산정 및 LCC 평가시 객관적 자료로 활용도가 높음)
- 장기간(약 3년) 강화노반 구간에서의 궤도틀림을 정량적으로 평가하여 향후 유지보수 주기 산정 및 LCC 평가시 객관적 자료로 활용도가 높음)

○ 다짐품질관리 시험간의 상관성 비교

- 재하시험의 한계를 극복하고 보다 빠르고 쉽게 적용할 수 있는 LFWD 시험의 적용성 확대 가능
- 철도 건설현장에서 LFWD 시험의 적용성 평가

○ 역학적-경험적 강화노반 설계 개발

- 역학적(Mechanical)-경험적(Empirical) 강화노반 설계
- 교통하중, 선로조건, 선로등급, 열차속도 등을 다목적으로 고려하고 구조물의 성

능과 기능에 부합되는 설계기준이하로 강화노반 두께를 결정함으로써 토공설계의 성능중심의 설계 기틀 마련

- 열차 년간통과톤수를 고려할 수 있는 소성 예측모델 식 제안(노반재료 고려)

○ 철도하중의 영향을 고려한 대체회복탄성계수 이용

- 회복탄성계수의 실험적 한계와 비용을 절감시키고 경제적인 설계정수를 획득하기 위하여 대체회복탄성계수 도입

- 노반재료에 따른 대체회복탄성계수 모델 개발

○ 탄성파를 이용한 품질관리 방안

- 철도의 운행 환경을 고려한 노반재료에 따른 동적물성치를 정립하였고, 정립된 동적물성치를 이용하여 설계와 품질관리에 있어 일관성 있게 적용할 수 있는 합리적인 방안을 제시

○ 토공노반 통합 자동화 프로그램 개발

제 5 장 연구개발결과의 활용계획

제 5 장 연구개발결과의 활용계획

1. 기존 토공노반 설계 방법의 문제 및 현황

○ 현재 토공노반 설계는 사양중심의 설계방법으로 시방기준에 제시된 재료와 공정을 통해 표준화된 방법으로 설계 및 시공하고 있음.

○ 이러한 토공 설계방법은 설계에 과도한 노력과 공정면에서는 유리하지만 요구성능이 제대로 시공되고 있는지 평가할 수 없으며, 새로운 공법 또는 재료 적용함에 있어서 어려움이 있음. 또한 토공 구조물은 간단한 구조물로 인식되고 있어 이러한 문제에 대하여 설계 시점에서부터 적극적인 대응이 부재임.

⇩

☞ **해결방안**

○ 기본적으로 토공노반 설계는 목적에 부합되고 안전하며 경제적인 설계법으로 시공되어야 한다. 이를 위해 시공 중 또는 공용중에 구조물이 안전하고, 열차가 안전하고 쾌적하게 주행할 수 있도록 설계가 되어야 함.

○ 토공노반 설계에서 설계자의 요구사항과 구조물의 중요도, 궤도구조, 유지보수 작업성 등을 모두 고려하여 요구 성능을 만족할 수 있는 설계 방법 개발

⇩

☞ **활용계획**

○ 성능중심의 토공 노반 설계 지표

○ 새로운 공법 및 우수한 재료에 대한 객관적 평가 수립

○ 건설공사의 혁신 및 국제화

☞ **기대효과**

○ 토공노반 설계의 역학적 개념 도입하여 보다 정확한 이해와 내구성능을 평가할 수 있는 지표 마련

○ 새로운 공법 및 우수한 재료를 유연하게 대응함으로써 경제적이며 합리적인 토공노반 설계

○ 설계자의 요구사항과 구조물의 중요도, 궤도구조, 유지보수 작업성 등을 모두 고려하여 요구 성능을 만족할 수 있는 설계 방법 개발

2. 하부구조에 대한 설계/품질관리의 이원화

○ 토공노반 설계/다짐 품질관리의 이원화로 인한 합리적 평가 시스템 부재

- 현행 다짐 품질관리(지지력, 밀도)는 설계시점에서 역학적 정수로 활용되지 못하고 있으며, 평판재하시험과 상대다짐도에 의한 현장밀도시험법은 많은 실험적 오류를 발생시킬 수 있음.

- 재료의 최대입경, 재하판의 직경, 함수비, 실험절차, 시험자의 개인오차 등 다양한 실험적 오차

⇩

☞ **해결방안**

○ 설계-품질관리의 동일한 평가지표 활용(탄성계수, 대표적인 역학적 정수)

○ 최대입경, 재하판의 직경, 함수비, 시험자의 오차 등을 최소화 시킬 수 있는 방안 제시 필요

⇩

☞ **활용계획**

○ 새로운 토공 다짐품질관리

○ 새로운 공법 및 우수한 재료에 대한 객관적 평가 수립

○ 건설공사의 혁신

☞ **기대효과**

○ 하부재료에 대한 설계-품질관리 일원화를 통해 설계와 시공시점에서의 성능을 간접적 판정

○ 새로운 공법 및 우수한 재료에 대한 성능 평가

○ 시공시 요구성능 만족여부를 정확하게 평가함으로써 사전 검증 가능

3. 철도 토공노반의 설계/해석/관리 통합 자동화 프로그램 부재

○ 토공노반은 절성토 구배를 적절하게 배분하여 토공설계

- 기존 토공노반 설계는 종·횡 단면에 따른 토공분배 개념으로 프로그램이 개발되고 운영되고 있으며 구조해석 기능은 없음.

- 설계/구조해석/설계자료 정보관리 등 통합된 전산화 프로그램이 부재

⇩

☞ **해결방안**

○ 본 연구에서 개발된 역학적 모델을 반영한 구조해석 프로그램 도입

○ 설계자의 요구 성능에 만족여부를 판단하고 이를 평가할 수 있는 시스템 구축

○ 설계를 위한 도면, 해석, 정보관리를 통합관리할 수 있는 시스템 구축

⇩

☞ **활용계획**

○ 새로운 토공 설계/해석/관리 프로그램 개발

○ 새로운 공법 및 우수한 재료에 대한 객관적 평가 수립

○ 건설공사의 혁신

☞ **기대효과**

○ 새로운 역학적 평가를 토공노반에 적용함으로써 객관적 평가지표 마련

○ 새로운 공법 및 우수한 재료에 대한 성능 평가

○ 지반공학적 수치해석 모듈을 통한 안정성 평가

제 6 장 연구개발과정에서 수집한 해외과학기술 정보

제 6 장 연구개발과정에서 수집한 해외과학기술정보

1. 미 국

- Advance in Shallow Foundations
- Advances in Unsaturated Soil, Seepage, and Environmental Geotechnics
- Analysis and implementation of resilient modulus models for granular solids
- AREA Manual(1998,2000,2004)
- Development and Implementation of Performance-Based Track Geometry Inspection Technology
- Discrete-element method investigation of the resilient behavior of granular materials
- Effect of particle stiffnesses on the resilient behaviour of aggregate materials
- Estimating the shear modulus of gravelly soils
- Evaluation of density in layer compaction using SASW method
- Evaluation of in-Service Subgrade Resilient Modulus with Consideration of seasonal effects.
- Falling weight deflectometer for estimating subgrade elastic moduli
- Foundation Analysis and Design
- Field and laboratory determination of granular subgrade moduli
- Finite Element Method ITS Basis & Fundamentals 6 edition
- Interpretation of large-strain seismic cross-hole tests
- Normalized Shear Modulus and Material Damping Ratio Relationships
- On the resilient behaviour of unbound aggregates
- Pavement Analysis and Design Checks
- Permanent deformation characterization of subgrade soils from RLT test
- Problematic Soils and Rocks and In Situ Characterization
- Portland Cement Association (1984)
- Potential Applications of Dynamic and Static Cone Penetrometers in MDOT Pavement Design and Construction
- Railway track granular layer thickness design based on subgrade performance under

repeated loading

- Resilient characteristics of dune sand
- Resilient modulus of cohesive soils
- Roadbed Stabilization and Ballast Synposium(1998, 2000) - AREA
- Soil strength and slope stability(2005)
- Soil and Material Inputs for Mechanistic-Empirical Pavement Design(2007)
- Soil mechanics and foundations(2007)
- Static and dynamic properties of gravelly soils(1995)
- Subgrade resilient modulus correction for saturation effects
- The application of a three-surface kinematic hardening model to repeated loading of thinly surfaced pavements
- Undrained behavior of compacted gravel lateritic soils from western senegal under monotonic and cyclic triaxial loading
- Unsaturated Soils 2006
- Use of nonlinear subgrade modulus in AASHTO design procedure

2. 일본

- 궤도기술의 연구개발과 현상 및 향후 방향
- 궤도동적응답을 이용한 궤도틀림의 시뮬레이션
- 궤도동적응답의 시뮬레이션을 이용한 궤도침하예측
- 기존선 생력화궤도하의 점성토노반의 변상요인
- 노반의 탄성과 노반압력분포의 상관성 검토
- 노상·노반 연구개발 경위
- 도로 노상의 성는규정화에 대응하기 위한 새로운 현장관리수법의 제안
- 도로성토에 의한 연약지반의 장기침하와 2차 압밀
- 도상·노반의 침하인자 대책과 직결계 생력화 궤도구조의 개발
- 동적하중을 고려한 궤도의 좌굴해석
- 복원파형을 이용한 장파장궤도틀림 정비
- 불연속변형법(DDA) 낙석문제 검토
- 부분고화방식 신 지반개량공법

■ 새로운 다지기 관리시스템

■ 성능규정화에 의한 강화노반의 설계법

■ 성토의 안정성과 배수 효과의 정량화

■ 소형 FWD의 개발 평가에 대한 상관연구

■ 시공규정박식에 있어서의 품질관리기준치의 설정과 그 평가

■ 실시간 다지기 관리수법의 시험운용

■ 액성한계시의 흙의 역학적 특성에 관한 상관연구

■ 연약지반지역의 기초공의 상관연구

■ 윤중 · 횡압추정식에 의한 추정탈선계수비의 산출에 관한 평가

■ 이동하중재하방식에 따른 강화노반의 변형특성

■ 조립토의 다지기 밀도추정법

■ 지지탄성 천이구간 궤도의 수동해석

■ 철도구조물 등 설계표준-동해설 : 토구조물, 유도상궤도, 생력화 궤도

■ 철도구조물의 이용에 관한 유동화 처리토의 설계시공법

■ 철도구조물등 설계표준 · 동해설(2007)

- 2장 설계의 기본

- 부속자료

13. 강우 시 성토 성능조사에 이용하는 침투류 해석

14. 배수공 설계에 이용하는 5년 확률 10분간 강수량

21. 강우 시 성토 성능조사에 이용하는 포화도 컨투어(Contour)

22. 열차의 반복재하에 의한 잔류변형량에 대해서

29. 성토 침하 등에 관한 자료

30. FWD 및 소형 FWD

32. 다지기 정도와 관리방법

33. 성토재료의 다지기 특성과 열차하중에 의한 잔류침하

34. 교대와 접속부에 있어서 콘크리트 노반의 구조설계 예

35. 터널접속부에 있어서 콘크리트 노반의 구조설계 예 (장선)

37. 비탈면방호용 고분자계 차수방초시트

51. 2층계 탄성모델에 의한 노상개량 검토

■ 철도총연에서 한 자연재해방지에 관한 연구개발의 개요

■ 충격가속도에 의한 개량성토의 품질관리사례

■ 하중진축, 진동수 착목에 관한 유도상궤도의 조반 재하시험

■ Effect of Rail Grinding and/or Ballast Tamping on Track Deterioration Caused by Rail Corrugations

■ Effect on Track Settlement of Interaction Exited by Leading and Trailing Axles

■ "JGS 1421: 공내 수평재하시험방법" 및 "JGS 1521: 지반의 평판재하시험방법"의 일부 개정안

■ Measurement on Dynamic Behaviour of Track near Rail Joints and Prediction of Track Settlement

3. 독일

■ A New Kind of Slab Track : Static and Dynamic Experimental Test

■ Improved Ballasted Track for High-Speed Lines

■ VIC-719(1994)

4. 영국

■ BEARING CAPACITY OF COHESIONLESS SOIL AFTER THE DYNAMIC COMPACTION

■ International Union of Railways(UIC Code)

■ Mechanics of ballasted rail track: A geotechnical perspective(2005)

■ Railways Engineering - Avebury Technical

■ The Development of Pore Water Pressure at the Subgrade-Subbase Interface of a Highway Pavement and its Effect on Pumping of Fines

5. 기타국가

■ 대만 고속철도 설계기준 (대만)

■ Abrasion Resistant Geo-textile for Reduction of Ballast Maintenance Cycles (오스트리아)

■ Ballast Degradation and Measurement of Ballast Fouling (호주)

■ Kinematics on Virtual Transitions (스웨덴)

■ Laboratory Evaluation of In-Situ Tests as Potential Quality Control/Quality Assurance Tools (터키)

■ Modern Railways Track(2nd Edition) (네덜란드)

■ Unbound granular materials (1999,네덜란드)

■ The use of quarry waste in pavement construction (브라질)

제 7 장 참고 문헌

제 7 장 참고문헌

1. 강태호, 조성호, 황선근, 이성혁(1999), “SASW 실험에 의한 철도 분니현상의 규명,” 한국지반공학회 봄 학술발표 논문집, pp.463-470.
2. 건설교통부(1997), 지반구조의 영상화를 위한 Seismic Geotomography 개발, 보고서.
3. 고속전철사업기획단(1991), “고속철도 흙구조물 설계표준시방서 해설(안)”
4. 권기철(1998), "변형특성을 고려한 노상토 및 보조기층 재료의 대체 M_R 실험법," 박사학위논문, 한국과학기술원.
5. 권기철, 김동수(2000), “현장공진주실험을 이용한 보조기층 재료의 대체 M_R 실험법,” 한국도로포장공학회지, 제2권, 제2호, pp.149-161.
6. 권기철(2004), “국내 보조기층 재료의 변형특성을 고려한 전체 변형률 영역의 구성모델 개발,” 한국도로학회 논문집, 제6권, 제3호, pp.65-77.
7. 권수안, 구재동(2006), “포장분야에서 성능중심의 시방기준 도입 방안”,한국도로학회 2006학술발표회 논문집
8. 김대상, 이수형, 최찬용, 황선근 (2005), “일반철도와 고속철도의 강화노반두께에 관한 연구”, 한국철도학회, 제8권, 제2호
9. 김동수(1995), “공진주/비틂전단 실험을 이용한 다짐 노상토의 M_R 특성,” 한국지반공학회 봄 학술발표 논문집, pp.175-180.
10. 김동수, 서원석, 권기철(2005), “반복식 평판재하시험을 이용한 노상토의 현장변형계수 평가,“ 한국지반공학회 논문집, 제21권, 제6호, pp.67-79.
11. 김동수, 권기철, 이광호(1997), “현장공진주실험을 이용한 노상토의 대체 M_R 실험법,” 대한토목학회 논문집, 제17권, 제3-4호, pp.393-402.
12. 김용필(2002), 지반공학 실험-이론과 실무-, 세진사.
13. 남영국, 최한중 (2001), “최신도로공학총론”
14. 남영국 (2004), “도로포장공학”

15. 대한토목학회 (2004), "철도설계기준(노반편)"

16. 대한토목학회 (2004), "철도설계편람(토목편)(Ⅱ) 토공 안전 및 부대시설"

17. 목영진(1994), "역산이론을 이용한 다운홀실험 결과의 해석," 한국지반공학회 논문집, 제10권, 제4호, pp.29-37.

18. 목영진(1999), "자유단 공진실험을 이용한 암석의 탄성계수 측정," 한국지진공학회 논문집, 제3권, 제4호, pp. 95-100.

19. 목영진, 황선근, 이성혁(1999), "분니가 발생한 철도 노반토의 역학적 특성," 한국지반공학회 봄 학술발표 논문집, pp.415-422.

20. 목영진, 정진훈, 김영수(2005), "지반의 동적물성치 측정을 위한 인홀탄성파실험의 최근 발전," 한국지반공학회 논문집, 제21권, 1호, pp.1-10.

21. 박병기, 장용채 (1990), "有限多層土地盤의 應力解析(1)", 대한토질공학회지, 제6권, 제4호

22. 박태순, 최준성, 박재균(2001), "회복탄성계수 측정을 위한 Portable LFWD의 활용", 대한토목학회 2001학술발표회 논문집[창립50주년], Vol.0, No.0

23. 박철수, 홍영표, 조성호, 목영진(2006), "암버럭-토사 성토 노반의 다짐 관리 방안," 한국지반공학회 봄 학술발표 논문집, pp.607-616.

24. 백남욱, 이상진 (2005), "철도기술 용어해설집"

25. 서사범 역 (2004), "철도공학 개론"

26. 서사범(2001), 최신철도선로, 얼과 알,

27. 심재범 (2000), "토목섬유 시스템을 활용한 철도노반의 보강효과 및 설계기법 개발에 관한 연구", 수원대학교 토목공학과 박사학위 논문

28. 안지환, 양성린, 박희문, 권수안(2004), "현장에서의 동적관입실험을 이용한 노상토의 지지력 평가연구", 한국도로학회 논문집, 제6권, 3호, pp.17～26

29. 오재화, 이광찬(2005), "콘 지수(CI)를 이용한 노상토의 CBR 및 다짐도 측정에 대한 기초 연구", 대한토목학회논문집, 제25권, 2C호, pp.73～78

30. 윤길림, 이규환, 채광석(2006), "지반조사기술의 현재와 미래", 한국지반공학회지, Vol 22, No.1, pp.11～21

31. 우제윤, 조천환, 문홍득, 김동수(1993), "표준 삼축압축실험기를 이용한 노상토의 회복탄성계수 실험법," 대한토목학회 논문집, 제13권, 제4호, pp.239-250.

32. 이수형, 김대상, 이일화, 장승엽 (2005), "수치해석과 경험식을 결합한 콘크리트 궤도의 소성침하 예측기법 연구", 2005 대한토목학회 정기학술대회

33. 이승원, 김문겸, 황학주 (1989), "시멘트 콘크리트 포장구조계의 구조거동의 해석방법에 관한 비교연구", 대한토목학회 논문집, 제9권, 제4호

34. 이종규, 김주한,(1991)"화강암 풍화토가 반복하중을 받은 후의 변형거동에 관한 소고"

35. 이종규 (1998) "화강풍화토의 동적 거동"

36. 임종석, 이원택, 권호진, 송영우, 박용원 (2003), "지반공학용어사전"

37. 정재우, 장인성, 목영진(2005), "현장 토목 계측을 위한 벤더 엘리멘트의 적용성 연구," 한국지반공학회 논문집, 제21권, 5호, pp.215-223.

38. 조천환, 문홍득, 우제윤, 홍성완 (1991), "우리나라 대표적 노상토의 회복탄성특성", 대한토질공학회지, 제7권, 제1호

39. 최찬용, 이진욱, 황선근, 김성수 (2005), "Geotrack을 이용한 궤도변수에 따른 침하 및 응력특성", 대한토목학회 정기학술대회 논문

40. 한국철도기술연구원(1999), 철도노반재료로서 고로슬래그 활용화 방안 연구, 보고서.

41. 한국건설기술연구원 (1998), "Geocell System을 이용한 연약지반상 고속철도 노반강화기법(Ⅰ)"

42. 한국건설기술연구원 (1999), "Geocell System을 이용한 연약지반상 고속철도 노반강화기법(Ⅱ)"

43. 한국고속철도건설공단(1997), "고속철도 노반공사 공사 시방서"

44. 한국고속철도건설공단(2003), "고속철도 전문시방서(노반편)"

45. 한국과학기술원(1999), "현장부설실험장 노반재료의 동적설계정수 평가," 보고서.

46. 한국철도기술연구원(1999), 철도노반재료로서 고로슬래그 활용화 방안 연구, 보고서, KRRI 연구 99-04.

47. 한국철도기술연구원(2000), "철도강화노반재료 및 지지력 강화방안에 관한 연구," 보고서, KRRI 연구 00-37.

48. 한국철도기술연구원(2006), "토공노반 최적두께산정을 위한 설계표준 기술연구(1차년도)," 보고서.

49. 한국철도기술연구원 (2003), "철도연약노반 강화기술개발 및 구조물과 토공접합부 보강기술개발"

50. 한국철도기술연구원 역 (1997), "철도구조물등 표준설계·동해설 궤도구조 (유도상궤도)"

51. 한국철도기술연구원 (2001), "토구조물 최적설계 기술분야"

52. 한국철도기술연구원 (2005), "철도노반 관리기준 정립 및 개선방안"

53. 한국철도시설공단(2004), 철도설계기준

54. 한국철도공사, 한국철도시설공단 (2005), "제42회 2004 철도통계연보"

55. 황선근, 신민호, 이성혁, 이시한, 최찬용(2000), "철도 강화노반재료의 정·동적 특성 분석," 한국철도학회 논문집, 제3권, 1호, pp.34-41.

56. RTRI (1996), "철도 강화노반 합리적 설계방안"

57. Akke S. J. Suiker, Ernest T. Selig and Raymond Frenkel (2005), "Static and Cyclic Triaxial Testing of Ballast and Subballast", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 131, No. 6

58. Amini, F.(2003), "Potential Applications of Dynamic and Static cone penetrometers in MDOT pavement design and construction", Final Report, Mississippi Department of Transportation

59. Anderson, K. H., Brown, S. F., Foss, I., Pool, J. H. and Rosenbrand, W. F. (1976), "Effect of Cyclic Loading on Clay Behaviour," Proc, Conf. on Design and Construction of Offshore Structures, Inst. of Civil Engineers, London, pp. 1-5.

60. Aouad, M., Stokoe, K. H., II and Joh, S. H.,(2000), "Estimating Subgrade

Stiffnessess and Bedrock Depth from Combined FWD and Simplified SASW Measurements," Transportation Research Record No. 1716, pp 40-48.

61. AREMA (2005), "Manual for Railway Engineering"

62. Brown, S. F., Lashine, Aj. K. F. and Hyde, A. F. L. (1975), "Repeated Load Triaxial Testing of a Silty Clay, "Geotechnique, Vol. 25,No. 1, pp. 95-114.

63. Bowles, J. E., "Foundation Analysis and Design", Fifth Edition

64. Buddhima Indraratna and Wadud Salim (2005), "Mechanics of Ballasted Rail Tracks A Geotechnical Perspective"

65. Chen, A. T. F., Stokoe, K. H., II(1979), "Interpretation Strain Dependent Modulus Damping from Torsional Soil Tests," Report No. USGS-GD-79-002, NTIS No.PB-298479, U.S. Geological Survey.

66. Dingqing Li (1994), "Railway Track Granular Layer Thickness Design Based on Subgrade Performance under Repeated Loading"

67. Dingqing Li and Ernest T. Selig, E. T. (1998), 'Method for Railroad Track Foundation Design. I : Development", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 4

68. Dingqing Li and Ernest T. Selig, E. T. (1998), 'Method for Railroad Track Foundation Design. II : Applications", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 4

69. Drumm, E. C., Li, Z., and Madgett, M. R.(1996), "Alternative Test Method for Resilient Modulus of Fine-grained Subgrades," Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol.19, No.2, pp.141-154.

70. Green, J. L. and Hall, J. W.(1975), "Nondestructive Vibratory Testing of Airport Pavement: Experimental Test Result and Development and Evaluation Methodology and Procedure," Report No. FAA-RD-73-205, Vol.1, Federal Aviation Admin., Washington D. C..

71. Hardin, B. O.(1978), "The nature of Stress-Strain Behavior of Soils," Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol.1, ASCE, Pasadena,

June, pp.3-90.

72. Hay, W. W., (1982), Railroad Engineering Second Edition

73. H. G. Poulos and H. Davis (1983), "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics"

74. Hoar, R. J., Stokoe, K. H., II(1978), "Generation and Measurement of Shear Wave in situ," Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654, ASTM, pp,3-29.

75. Hwang, S. K.(1997), Dynamic Properties of Natural soils, Ph. D. Dissertation The University of Texas at Austin.

76. Joh, S. H.(1996), Advanced in Interpretation and Analysis Techniques for Spectral Analysis of Surface Waves Measurments, Ph. D. Dissertation, The University of Texas at Austin.

77. Joseph E. Bowels, "Foundation Analysis and Design Fifth Edition"

78. Kalcheff, I. V. and Hicks, R. C.(1973), "A Rest Procedure for Determining the Resilient Properties of Granular Materials," Journal of Testing and Evaluation, Vol.1, No.6, pp.472-479.

79. Kavazanjian, E. Jr., Matasovic, N., Stokoe, K. H., II and Bray, J. D.(1996), "In Situ Shear Wave Velocity of Solid Waste from Surface Wave Measurements," Proceedings, Second International Conference on Environmental Geotechnics, Osaka, Japan, November 5-8.

80. Kim, D. S. and Stokoe, K. H., II(1992), "Characterization of Resilient Modulus of Compacted Subgrade Soils Using Resonant Column and Torsional Shear Tests," Transportation Research Record 1369, TRB, National Research Counsil, Washington, D. C., pp.83-91.

81. Kremer, C., Dai, S.(2004), "Improvement Validation of Mn/DOT DCP Specifications for Aggregate Base Materials and Select Granular", Minnesota Department of Transportation

82. Lambe, T. W. and Whitman, R. V. (1986), "Soil Mechanics", SI Version

83. Lister, N. W. and Powell, D.(1987), "Design Practices for Pavements in the United Kingdom," Proc. 6th Int. Cong. on the Strut. Desing of Asphalt Pavements. Ann Arbor. Mich..

84. Lotifi, H. A., Schwartz, C. W., and Seed, H. B.(1988), "Compaction Specification for the Control of Subgrade Rutting," Transportation Research Record 1196, TRB, National Research Counsil, Washington, D. C..

85. Marr, W. A., Jr. and Christian J. T. (1981), "Permanent Displacements Due to Cyclic Wave Loading, "Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, No. GT8, August, pp. 1129-1149.

86. Menq, F. Y, Stokoe, K. H., II, and Kavazanjian, E., Jr.(2001), "Dynamic Properties of Municipal Waste from Large-Scale Resonant Testing," Proc. Sardinia '01 - 8th International Waste Management and Landfill Symposium, Environmental and Sanitary Engineering Centre, Cagliari, Italy, Vol. 111, pp. 435-444.

87. Menq, F. Y.(2003), Dynamic Properties of Sandy and Gravelly soils, Ph. D. Dissertation, The University of Texas at Austin.

88. Mitchell, R. J. and King, R. D. (1977), "Cyclic Loading of an Ottawa Area Champlain Sea Clay, "Canadian Geotechnical Journal, Vol. 14, pp. 52-63.

89. Monismith, C. L., Ogawa, N. and Freeme, C. R. (1975), "Permanent Deformation Characteristics of Subgrade Soils due to Repeated Loading, "Transportation Research Record 537, pp. 1-17.

90. Mok, Y. J. (1987), Analytical and Experimental Studies of Borehole Seismic Methods, Ph. D. Dissertation, The University of Texas at Austin.

91. Mok, Y, J., Kim, J, H., and Kang, B, S.(2003), "A Pilot Study of In-Hole Seismic Method", Journal of the Korean Geotechnical Society, Vol.19, No.3, June, 2003, pp.23-31.

92. Moossazadeh, J., and Witczak, M. W.(1981), "Prediction of Subgrade Moduli for Soil that Exhibits Nonlinear Behavior," Transportation Research Record 810, TRB, National Research Counsil, Washington, D. C., pp.9-17.

93. Oman, M.(2004), "Advancement of Grading and Base Material Testing", Final Report, Minnesota Department of Transportation

94. O'Reilly, M. P., Brown, S. F. and Overy, R. F. (1991), "Cyclic Loading of Silty Clay with Drainage Periods." Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 2, February, pp. 354-362.

95. Paik, Y. S., Mok, Y. J., and Im, S. B.(1997), "A Study of the Geotechnical Imaging Techniques using Seismic Geotomography," Proceedings of the XIV ICSMFE, pp. 565-568.

96. Peshkin, D.(1994), "Pavement Analysis and Design Checks", National Highway Institute, U.S. Department of Transportation

97. Raymond, G.P.(1978),"Design for Railroad Ballast and Subgrade Support", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No. GT1, pp. 45-60.

98. Richart, F. E., Jr., Hall, J. R., Jr. and Wood, R. D.(1970), Vibration of Soils and Foundations, Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice-Hall Inc.

99. Profillidis, V.A. (2004), Railway Engineering Second Edition

100. Sangrey, D. A., Castro, G., Poulos, S. J. and France, J. W. (1978). "Cyclic Loading of Sand, Silts and Clays," Proc. of ASCE Spec. on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, June, pp. 836-851.

101. Santamarina, J.C., Klein, K.A., and Fam, M.A.(2001), Soils and waves, Chichester, New York, J. Wiley Sons.

102. Sauer, E. K. and Monismith, C. L. (1968), "Influence of Soil Suction on ehavior of a Glacial Till Subjected to Repeated Loading," Highway Research Record 215, pp. 8-23

103. Seed, H. B., and Chan, C. K. (1958), "Effect of Stress History and Frequency of Stress Application on Deformation of Clay Subgrades Under Repeated Loading," Proc. Highway Research Record, Vol. 37 pp. 555-575.

104. Seed, H. B., and Chan, C. K. and Monismith, C. L. (1955), "Effects of Repeated Loading on the Strength and Deformation of Compacted Clay," Proc. Highway

Research Record, Vol. 34, pp. 541-558

105. Seyman, E.(2003), "Laboratory evaluation of in-situ tests as potential quality control/quality assurance tools", Bogazici University, Istanbul, Turkey

106. Stokoe, K. H., II, and Woods, R. D.(1972), "In-Situ Wave Velocity by Cross-Hole Method," Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE, Vol.98, No.SM5, pp.356-359.

107. Stokoe, K. H., II, Abdel-razzak, K. H.(1975), "Shear Moduli of Two Compacted Fills", Proceedings of Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, ASCE, Vol.I, Raleigh, NC, pp.442-449.

108. Stokoe, K. H., II, Bay, J., and Rosenblad, B.(1998), "Shear Wave Velocity Evaluation at South Carolina Landfill," Geotechnical Engineering Report, GR98-12, University of Texas, Austin, TX.

109. Stokoe, K. H., II, Darendeli, M. B., Andrus, R. D. and Brown, L. T.(1999), "Dynamic Soil Properties: Laboratory, Field and Correlation Studies," Theme Lecture, Second International Conference Earthquake Geotechnical Engineering, Vol. 3, Lisbon, Portugal, June, pp. 811-845.

110. Sweere, G. T. and Galjaard, P. J.(1988), "Determination of Resilient Properties of Sands," Transportation Research Record 1192, TRB, National Research Counsil, Washington, D. C., pp.8-15.

111. Takahashi, M., Hight, D. W., and Vaughan, P. R. (1980), "Effective Stress Changes Observed During Undrained Cyclic Triaxial Tests on Clay," Int. Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, January, pp. 201-209.

112. T. WILLIAM Lambe and Robert V. Whitman (1986), "Soil Mechanics SI Version"

113. Thickness Design Based on Subgrade Performance under Repeated Loading", Ph. D Dissertation, Univ. of Massachusetts.

114. Townsend, F. C. and Chisolm, Ed E. (1976), "Plastic and Resilient Properties of

Heavy Clay Under Repetitive Loadings," Technical Report S-76-16, Soils and Pavement Lab., U.S. Army Engineer Waterways Exp. Station, November.

115. Uzan, J.(1985), "Characterization of Granular Material," Transportation Research Record 1022, TRB, National Research Counsil, Washington, D. C., pp.52-59.

116. V.A.Profillidis (2004), "Railway Engineering Second Edition"

117. William W. Hay (1982), "Railroad Engineering Second Edition"

118. 運輸省 鐵道局, "鐵道構造物等設計標準・同解說 土構造物", 鐵道總合技術硏究所, 1992. 10.

119. 須長誠, 關根悅夫, "鐵道强化路盤厚さの低減に關する硏究", 土木學會論文集 No. 498/VI-24, pp. 57～66, 1994.9.

120. 佐藤吉彦, 梅原利之, "線路工學", 日本鐵道施設協會, 1995. 3. 20.

121. 須田征男, 長問 彰, 德岡硏三, 三浦 重, "新しい線路- 軌道の構造と管理 -", 社團法人 日本鐵道施設協會, 1997. 7.

122. 關根悅夫, 村本勝巳, "營業線 路盤の支持力特性に關する硏究", RTRI REPORT, Vol. 9, No. 7, '95. 7, pp 19～24.

부 록

A. 토공노반 설계/해석/관리 통합자동화
프로그램 매뉴얼

B. 토공노반 설계/해석/관리 통합자동화
프로그램 홍보브로셔

CAIN RDA(Crisp Aided InterNet For Roadbed Thickness Design & FE Analysis) 프로그램은
주식회사 지구환경전문가그룹과 한국철도기술연구에서 공동 개발한
철도 노반 해석/설계 통합 자동화 소프트웨어입니다.

CAIN RDA 관련 책자는
컴퓨터 프로그램 보호법과 저작권법에 의하여 보호를 받고 있습니다.

프로그램이나 관련 자로에 대한 문의는 아래 연락처를 참조 바랍니다.

EGE **지구환경전문가그룹**

경기도 안양시 동안구 평촌동 두산 벤처다임
Phone : 031-478-4114
Fax : 031-478-4115
EMail : cagito@ege.co.kr
http://www.ege.co.kr
Crisp Aided InteNet For Roadbed Thickness Design & FE Analysis

KRRI **한국철도기술연구원**

경기도 의왕시 월암동 360-1
Phone : 031-460-5000
Fax : 031-460-5159
EMail : choirail@nate.com
http://www.krri.re.kr
Crisp Aided InteNet For Roadbed Thickness Design & FE Analysis

서 문

현재까지 다양한 범용 수치해석 프로그램을 응용한 지반의 거동해석이 이루어지고 있다. 이러한 수치해석 결과를 설계에 적용하는 경우, 해석의 신뢰도가 매우 중요한 역할을 하고 있음을 알 수 있다. 기존의 범용 수치해석 프로그램들은 연속체 역학의 범주 내에서 지반을 모델링하고 고유의 구성모델을 이용한 해석결과를 제시하기는 하지만, 지반 해석의 특수 범주에 속하는 철도 노반해석, 연약지반 개량(PBD,SCP) 지반의 해석에 대한 적용성은 신뢰도가 다소 미흡한 상태이다.

일반적으로 유한요소 해석에 있어서 해를 구하는 과정은 NR법(Newton-Raphson법)이나 MNR(Modified Newton-Raphson법)을 이용한 반복계산을 수행하게 되는데, 이 때 두 인접절점 사이에 변위의 불일치가 발생하게 되면 이를 보간하여 작용 응력을 재계산하고, 과부족 또는 초과되는 응력을 다음 단계에서 추가로 재하하는 형태를 취한다. 특히 지반공학 분야에서 흔히 일어나는 구성모델이 바뀌는 경계면에서는 이러한 오류가 심각하게 발생하므로 이를 보정하는 과정에서 발생하는 오차가 해석결과에 큰 영향을 미치게 된다.

이러한 이유로 지층을 개별 요소로 해석하지 아니하고 하나의 새로운 지층으로 구성하는 블록 해석법이 널리 이용되고 있으나 이 경우에는 별도의 해석 파라미터를 다시 산정해야 하는 문제점이 존재한다.

따라서 본 서에서 제시하고자 하는 CAIN RDA프로그램은 연약지반뿐만 아니라 일반지반까지 효과적고 신뢰성있는 해석을 위해 지반공학분야에서 널리 검증된 각각 해석 모델을 도입하였고, 또한 역해석 기법의 개발 등을 통해 위에서 언급한 문제점들을 보완하여 해석의 신뢰성을 높였다. 또한 실무자로 하여금 개별적인 유한요소 생성의 번거로움을 줄이기 위해, SCP , PDB, 철도노반등의 유한요소망 작성에서 해석 및 결과 검토 부분을 상당부분 자동화하여 설계업무에 본 프로그램이 도입되어 생산성이 향상 되도록 하였다.

본서는 지반공학 분야에 수치해석을 위한 2D 및 허드법을 적용한 2.5D 해석 유한요소 프로그램을 소개하고 프로그램의 신뢰성 및 민감도 검토결과를 제시후, 현업 사용을 위한 기본 지침을 마련하고자 하는데 그 목적이 있다. 이를 위해 다양한 조건별 수치해석을 통해 민감도 분석결과를 제시하였고, 기존의 범용 지반해석 프로그램 해석결과와의 비교를 통해 개발 프로그램의 신뢰성을 확인하였다. 또한 실제 현장 데이터를 바탕으로 역해석을 수행한 후, 현장 지반에 대한 입력파라미터를 재산정하여 개량효과에 대한 예측을 실시하였다.

본 프로그램은 일반적인 유한요소 프로그램에서 제공하는 기능 이외에도 지반공학에서 특화 될 수 있는 분야 즉, PBD 및 SCP 해석, 석션드레인 공법 해석, 철도노반의 역학적/공학적 해석분야등으로 활용될 수 있다. 또한 설계 업무 도입시 생산성을 최대화 하기 위해 Autocad도면 자동 메쉬화 및 연동, 최대 침하량 및 최대 횡변위 발생위치 자동추적 기능, 입력 및 해석 파일의 중앙 데이터베이스 집중관리화, 해석 결과 보고서화, 입력 파라미터에 대한 역해석 기능 등이 탑재되어 있다.

제1장 프로그램 개요

page 001~ page 004

1.1 개 요 ····· 001
1.2 특징 및 구성 ····· 001
1.2.1 해석 분야 종류 ····· 001
1.2.2 해석 모델 종류 ····· 001
1.2.3 요소 종류 ····· 002
1.2.4 비선형 반복 수렴 알고니즘 ····· 002
1.2.5 경계조건 ····· 002
1.2.6 초기응력조건 ····· 002
1.2.7 3D를 평면변형률화 알고니즘 ·· 002
1.2.8 반복하중에 의한 소성변형 ····· 002
1.2.9 물성치 역해석 ····· 003
1.2.10 AUTOCAD 연동 ····· 003
1.3 프로그램 구동 순서도 ····· 003
1.4 프로그램 사양 및 해석 범위 ····· 004
1.4.1 프로그램 해석 한계 분야 ····· 004
1.4.2 프로그램 사양 ····· 004

제2장 이론적 배경

page 005~ page 038

2.1 유한요소해석법 ····· 005
2.1.1 개요 ····· 005
2.1.2 유한요소법의 개념 ····· 005
2.2 등방탄성 이론 ····· 007
2.3 회복탄성계수 모델(목영진, 2008) 012
2.4 Mohr-Coulomb Elastic-perfect plastic 모델 ····· 013
2.5 일차원 압밀이론 ····· 018
2.5.1 개요 ····· 018
2.5.2 일차원 압밀이론의 개념 ····· 018
2.6 Modified Cam Clay 구성이론 · 026
2.7 배수 선요소 ····· 029
2.8 이차원 등가 평면변형률 모델 및 투수계수 산정 ····· 035

제3장 프로그램 신뢰성 검토

page 039~ page 059

3.1 개 요 ····· 039
3.2 신뢰성 확보 방안 ····· 040
3.3 연약지반 PDB 개량 구간 검토 · 041
3.3.1 단면 및 물성치 제시 ····· 041
3.3.2 PBD 타설구간(STA. 2+360) ··· 043
3.3.3 FDB 타설구간(STA. 2+435) ···· 045
3.3.4 FBD 타설구간(STA. 2+360) ··· 048
3.4 철도 노반 신뢰성 검토 ····· 051
3.4.1. 단면선정 ····· 051
3.4.2 물성치 선정 ····· 053
3.4.3 상용프로그램을 이용한 다층 탄성해석 및 개발프로그램 결과 비교 ····· 054
3.4.4 축차응력 검토 ····· 058
3.4.5 회복탄성계수에 대한 비교 ····· 059

제4장 프로그램 민감도 검토

page 060~ page 094

4.1 요소 형상의 영향 ····· 062
4.2 Drain 간격의 영향 ····· 066
4.3 Drain 통수능의 영향 ····· 070
4.4 Drain 타설갯수의 영향 ····· 074
4.5 스미어존의 영향 ····· 079
4.6 재하속도의 영향 ····· 083
4.7 개량폭비의 영향 ····· 087
4.8 제체고의 영향 ····· 091

Contents

제5장 메뉴별 기능 page 095~ page 119

5.1 프로그램 초기화면 구성 ····· 096
5.2 프로그램 초기 메뉴 ····· 097
5.3 Pre-Processor Menu Bar ····· 099
5.4 Pre-Processor Tool Bar ····· 113
5.5 Property 창 ····· 114
5.6 Post-Processor Menu Bar ····· 116

제6장 기본 운영 메뉴얼 page 120~ page 134

6.1 단계성토에 따른 연약지반 압밀거동 ····· 121
6.1.1 개 요 ····· 121
6.1.2 대상단면 지층 조건 ····· 121
6.1.3 CAIN에 의한 해석결과 ····· 122
6.1.4 Post-Processor ····· 132

제7장 철도노반 통합 해석/설계 page 135~ page 212

7.1 프로그램 개요 및 특징 ····· 136
7.1.1 개요 ····· 136
7.1.2 목적 및 필요성 ····· 137
7.1.3 프로그램 특징 ····· 138
7.1.4 프로그램 설계 ····· 142
7.1.5 구성모델 ····· 143
7.1.6 국내외 유사 프로그램 개발 현황 ····· 145
7.2 프로그램 운영방법 ····· 147
7.2.1 전처리 과정 ····· 147
7.2.2 후처리 과정 ····· 163
7.2.3 단면 데이터베이스 저장 ····· 169
7.3 철도노반 설계 활용 예제 ····· 171
7.3.1 흙쌓기 철도노반 예제 설명 ···171
7.3.2 땅깍기 철도노반 예제 설명 ····· 187
7.3.3 콘크리트 철도노반 예제 설명 ·· 204

제8장 PBD 개량지반에 대한 CAIN의 적용성 검토 page 213~ page 230

8.1 문제 정의 ····· 219
8.1.1 지반조건 검토 ····· 219
8.1.2 석션드레인 배치간격 검토 ····· 219
8.1.3 대상단면 지층 조건 ····· 220
8.2 Pre-Processor ····· 220
8.2.1 Starting Project ····· 220
8.2.2 Creating The Super Mesh ···· 221
8.2.3 Defining edge gradings ····· 222
8.2.4 Defining Material Zones ····· 223
8.2.5 Assigning Element Properties · 223
8.2.6 Installation PBD ····· 224
8.2.7 Defining WaterLevel & Boundary Conditions ····· 226
8.2.8 Increment Block(시공단계 구현) 228
8.2.9 PBD Install ····· 229
8.2.10 Creating The Embankment ·· 229
8.2.11 Generation The Finite Element Mesh ····· 230
8.3 Running The Analysis ····· 231
8.4 Post-Processor ····· 233
8.4.1 Deformation Controller ····· 233
8.4.2 Graph Tool ····· 234
8.4.3 Report Analyzer ····· 235
8.4.4 Vector Status ····· 235
8.4.5 Contour Setting ····· 236

제 1 장 프로그램 개요

1.1 개 요

CAIN RDA는 2차원 유한요소프로그램이며, 허드법과 같은 등가 평면 변형 해석을 수행 할 경우 3D 해석 결과와 유사한 해석결과를 산출 해 낼 수 있다. 또한 Windows 기반 GUI 인터페이스를 지원하여, 객체지향방법으로 유한요소망 인터페이스를 지원한다. 활용 분야로는 철도 노반 해석/설계 통합 자동화 분야(CAIN RDA, Crisp Aided InterNet For Roadbed Thickness Design & FE Analysis), 연약지반 개량 공법 해석 분야(SCP, PDB)등으로 일반적인 지반분야 뿐만 아니라 특화시공까지 도입될 수 있는 지반 범용 유한요소 해석/설계 프로그램이다.

1.2 특징 및 구성

CAIN은 기존의 2D 유한요소 프로그램이 가지고 있는 모든 기능의 수행은 물론, 철도 노반 해석 부분(CAIN RDA) 및 연약지반 개량 공법 적용지반의 해석 분야(CAIN VDrain,Suction,PDB) 에 있어서 다음과 같은 차별화된 특징을 가지고 있다.

Ⅰ. 성토, 굴착, 지반개량공법 압밀 해석이 가능한 범용 FEM 연약지반 해석 프로그램
Ⅱ. 사용자 위주의 편의성을 고려한 효율적인 프리 프로세서와 포스트 프로세서
Ⅲ. 역해석 기법의 도입에 의한 최적화된 설계 물성치 도출 가능
Ⅳ. 지반의 배수, 비배수, 압밀거동, 배수선요소를 이용한 연직배수재 구현
Ⅴ. 초기응력의 이차원 평형조건 고려 : 최적의 현장지반조건 구현
Ⅵ. 이차원 등가 평면변형률 해석법(Hird' s method)을 적용한 연직배수공법의 해석
Ⅶ. 다양한 해석결과 검토 및 분석을 위한 Post-Processor
Ⅷ. 철도 노반 해석과 같은 반복하중을 받는 소성변형 노반 해석

위와 같은 해석분야에 도입 가능한 유한요소프로그램이기 위하여 본 프로그램은 다음과 같은 기본 해석 지원 체계를 가지고 있다.

1.2.1 해석 분야 종류

2차원 비배수, 배수, 압밀해석 유한 요소 엔진이 지원되며, Hird 's Method와 같은 기법을 적용할 경우 3차원 해석과 유사한 해석결과를 얻을 수 있다.

1.2.2 해석 모델 종류

- 탄성 모델 : Isotropic Linear Elastic Model, Variable Elastic with Depth Model

- 동적탄성 모델 : 회복탄성계수 모델
- 탄소성 모델 : Elastic-plastic Mohr-Coulomb Hardening Model, Critical State Based Model, Modified Cam Clay Model

1.2.3 요소 종류

- 비배수, 배수시 : 3각형 요소, 4각형 요소, 스트러트 및 빔 요소
- 압밀시 : 3각형 요소, 4각형 요소, 드레인 요소(PDB)

1.2.4 비선형 반복 수렴 알고니즘

- Modified Newton Raphson Iterative Method

1.2.5 경계조건

- 경계조건 종류 : X방향, Y방향, 배수/비배수, 석션압
  - 변형률에 의한 하중 재하/제하 가능
  - 지하수위위치 지정 가능
  - 석션압 재하 가능
- 경계조건 생성/소멸 : 시공 단계에 따라 경계조건 변경 가능.
  - 시공 단계별 지하수위 하강 또는 상승 구현 가능.
  - 시공 단계별 X, Y축 경계조건 변경 가능.

1.2.6 초기응력조건

- 자동 생성 : 자중, OCR, K(토압계수), E 값을 이용하여 자동으로 2차원 초기 응력 상태 산출.
- 수동 생성 : 사용자가 σ_x ,σ_y, τ_{xy}, 과잉간극수압, 수압, 간극비, P_C 값을 수동으로 입력.

1.2.7 3D를 평면변형률화 알고니즘

- Hird's Method : 3차원 조건(PDB, SCP등의 벽체효과)을 2차원 조건으로 환산 할 수 있는 알고리즘 지원 (3D해석 수치해석 결과와 유사한 결과 산출)

1.2.8 반복하중에 의한 소성변형(철도 반복하중 분야)

- 소성변형 설계지표 : 반복 하중 및 횟수에 따라 소성변형량을 실험/경험적으로 산출된 설계지표를 이용하여 소성변형량 산출
- 회복탄성계수 모델 : 차량의 반복하중에 의하여 탄성계수가 축차응력과 전응력에 따라 동적으로 변경되는 것을 고려.

1.2.9 물성치 역해석

- 역해석 기법 : 사용자가 지정된 물성치 범위와 최종 침하량 또는 응력을 제시하고, 유한요소 해석 과정을 통하여 가장 해석 결과가 근접되는 물성치를 자동으로 산출

1.2.10 AUTOCAD 연동

- EGEMeshMaker : Autocad의 PlugIn 프로그램으로써 Autocad 도면에서 작성된 형상정보를 자동으로 유한요소망화 하여 프로그램 해석시 자동으로 연계
- 도면 자동 작성: 최종 해석단면을 AutoCAD의 도면 파일 형태로 제공

1.3 프로그램 구동 순서도

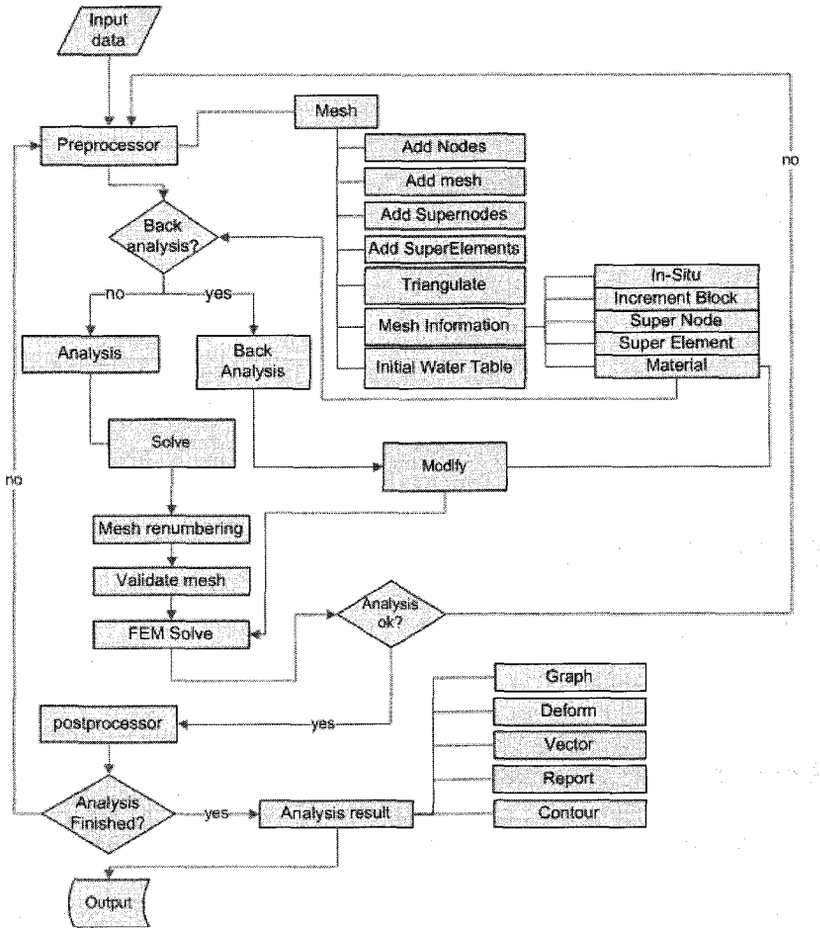


그림 1.3.1 CAIN 프로그램 순서도

1.4 프로그램 사양 및 해석 범위

1.4.1 프로그램 해석 한계 분야

- 불포화토 분야
- Axisymmetric with Pile, PDB, SCP
- 응력조건에 따라 변경되는 물성치 분야 (단, 간극비에 따른 변경투수계수 적용 가능)
- 2차 압밀 분야

1.4.2 프로그램 사양

- 최대 절점 개수 : 20,000개
- 최대 요소 개수 : 30,000개
- 최대 시공 스텝 개수 : 100개
- 호환 OS : Windows 98, 2000, XP, Vista, 2003
- 최소 시스템 사양 : P4 이상, 512M 이상, OPENGL 지원 가능 그래픽 카드

제 2 장 이론적 배경

2.1 유한요소해석법

2.1.1 개요

비등방(anisotropy), 비균질(nonhomogenius)인 지반의 문제를 푸는데는 많은 제한이 있다. 최근들어 컴퓨터의 발달과 수치해석 프로그램의 발전은 이러한 지반문제를 푸는데 많은 도움이 되고 있으며, 그 적용분야가 점점 확대되어 가고 있다.

이러한 지반문제를 풀기 위한 수치해석 방법으로 사용되고 있는 것은 유한요소법(FEM), 유한차분법(FDM), 개별요소법(DEM), 경계요소법(BEM)등이 있으며, 이중 유한요소법이 가장 많이 사용되고 있다.

유한요소법을 이용하여 지반문제를 해석하고 분석하는 데에는 최소한의 유한요소법에 대한 지식이 필요하며, 또한 약간의 이론도 알 필요가 있다.

따라서, 본 장에서는 프로그램에서 도입된 모델이론에 대한 개념과 지반공학 문제에서의 유한요소해석의 개략적인 이론을 통한 유한요소 모델에 대해 간단히 설명하고자 한다.

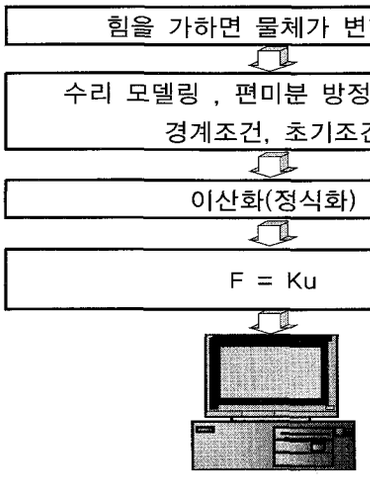
2.1.2 유한요소법의 개념

과학 및 공학분야에서 재료의 변형, 진동, 열전달, 유체유동 등의 물리적 현상을 정량적으로 표현하기 위해 미분방정식으로 모델링하는데 이를 수리적 모델링이라 한다.

모델링으로 인해 생성된 방정식을 해를 얻을수 있는 방법에는 크게 수학적으로 얻는 방법과 수치적 근사해를 얻는 방법으로 나누어 질수 있다. 근사해를 얻는 방법에는 유한차분법(FDM, Finite Difference Method), 유한요소법(FEM, Finite Element Method), 경계요소법(BEM, Boundary Element Method) 등이 있다.

여러 가지 방법중에서 가장 널리 사용되고 있는 유한요소법에 대한 계산 절차를 간략히 설명하고, 유한요소해석을 응용하기 위한 최소한의 유한요소에 대한 지식을 소개하고자 한다.

그림 2.1.1은 구조해석에 대한 유한요소법의 흐름을 보여주고 있다.



· 이 현상을 시뮬레이션 한다.

· 역학에 의하여 물리적 현상을 수식으로 표신한다(예;평형방정식)

· 컴퓨터로 계산하기에 적합한 형태로 전환한다.

· 벡타나 행렬로 표현된 다원연립 1차 방정식으로 변환한다

· 컴퓨터로 연립방정식을 푼다

그림 2.1.1 구조해석을 위한 유한요소법 흐름

복잡한 자연현상을 이상화(idealization)하여 수리 모델화하고 이를 이산화(discretization)해서 다원 1차 연립 방정식을 만들어 컴퓨터로 근사적인 해를 얻는 것이 유한요소해석의 주요 과정이다.

조금 더 구체적으로 유한요소에 대하여 설명하자면 다음과 같다.

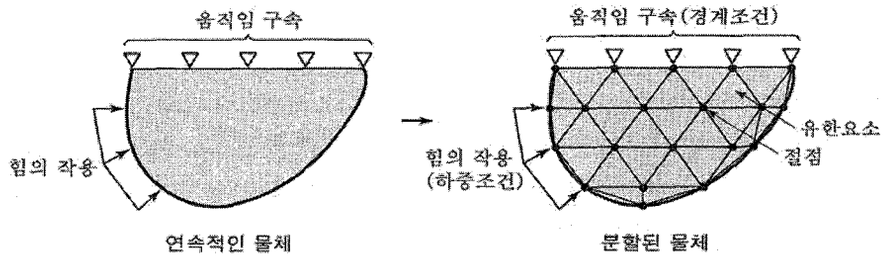


그림 2.1.2 유한요소로의 분할

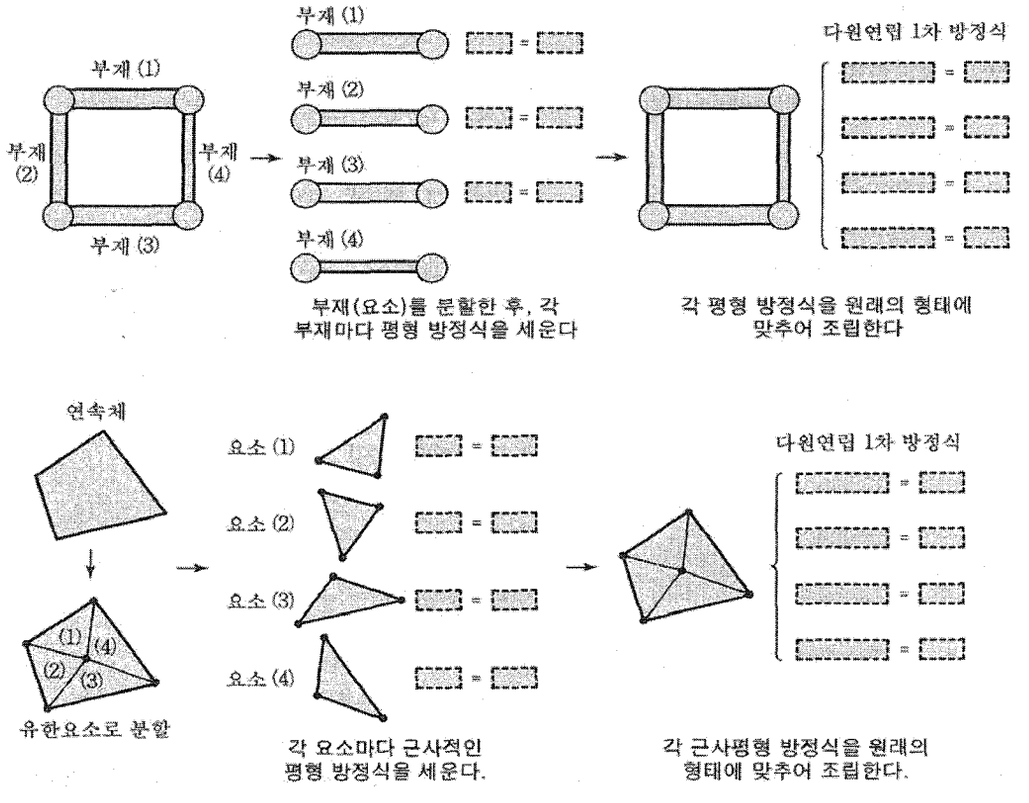


그림 2.1.3 트러스요소(위)와 삼각형 요소(아래)를 활용한 유한요소법

그림 2.1.2에서 어떤 물체에 대한 해(온도, 변위, 응력)를 구하기 위하여 이 물체를 잘게 분할하여 작은 요소(elements)의 집하체로 만든다. 각 요소는 절점(node)이라 하고 서로 연결되어 있다.

변수는 각 요소에서 글 유형과 수효에 따라 미리 결정된 식에 의하여 움직이며 변수의 분포는 각

다항식(선형 또는 2차 등등) 또는 삼각함수에 의하여 정의된다.

문제를 분할한 후에는 각 요소의 평형 방정식을 계산하고 계(System)의 방정식을 조립한다. 이 과정을 Truss구조와 삼각형 요소의 예를 들어 설명한 것이 그림 2.1.30이다.

지반해석(geotechnical analysis)은 일반적인 구조해석(structural analysis)과 비교하여 설명되곤 한다. 구조해석에서는 구조물에 작용하는 하중의 불확실성에 비중을 두기 때문에 동일한 구조물에 대하여 다양한 하중을 재하하고 다양한 결과를 체계적으로 조합함으로써 합리적인 범위 내에서 가장 큰 부재력에 대하여 부재 설계를 수행한다. 이에 반하여 지반해석에서는 하중보다는 시공 단계 및 재료 자체의 불확실성에 중심을 두고 지반 내부에 존재하는 물리적 상태를 파악하는 것이 중요하다.

따라서, 고체요소를 상용하여 지반의 형상과 시공 상황을 최대한 반영하도록 모델링하고 재료의 다양한 비선형성, 이방성 및 원비나 응력 상태를 고려하여 실제 현장상태를 퇴대한 방영할 수 있어야한다.

지반해석을 위한 프로그램은 실제 현장상태를 모사함으로써 설계조건 또는 시공조건이 적합한지를 판단하기 위하여 사용될 수 있다. 지반해석에 있어서 일반적인 정적 해석뿐만 아니라 지하수 침투해석, 시공단계해석 등 다양한 해석을 다룰 수 있다. 이 이후에 본 프로그램에서 지원하는 다양한 해석모델에 대해서 설명하도록 하겠다.

2.2 등방탄성 이론

복합지반에서는 재하응력에 따라 간극수압의 변화가 발생하므로 압밀층으로 고려해야 할 필요가 있으므로 다음과 같이 유한요소 기법을 도입하였다. 행렬방정식(matrix equation)은 평형 차분방정식과 적합 차분방정식으로부터 시작된다. 2차원 문제에 대한 평형 방정식은 다음과 같다.

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x}+\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y}=w_x \tag{2.2.1}$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x}+\frac{\partial \sigma_y}{\partial y}=w_y \tag{2.2.2}$$

연속체의 2차원 차분방정식은

$$\frac{k_x}{\gamma_w}\cdot\frac{\partial^2 \overline{u}}{\partial x^2}+\frac{k_y}{\gamma_w}\cdot\frac{\partial^2 \overline{u}}{\partial y^2}+\frac{\partial v}{\partial t}=0 \tag{2.2.3}$$

유한요소 행렬방정식을 얻기 위해, 평형 방정식과 연속방정식에 Galerkin의 가중잔차법을 차례로 적용한다. 평형방정식에 대해 계산된 방정식은 가상일의 원리와 동일하므로 연속방정식에 동일한 작업을 수행하는 것이 또 다른 형태의 가상일의 원리를 내포한다고 할 수 있다. 첫 번째 단계는 평형 방정식에 $x-$와 $y-$에 따라 변화하는 임의의 스칼라를 곱한다. 이 스칼라량은 임의의 또는 가상의 간극수압으로 명시하자. 따라서 식(2.2.7)은 다음과 같이 다시 쓸 수 있다.

$$\int_V u^* \cdot \left[\frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \overline{u}}{\partial x^2} + \frac{k_y}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \overline{u}}{\partial y^2} + \frac{\partial v}{\partial t} \right] d(vol) = 0 \tag{2.2.4}$$

이제 이 방정식에 Zienkiewicz-Green 이론을 적용하자.

▶ **Zienkiewicz-Green 이론**

$$\int_A \frac{\partial g}{\partial x} dx dy = -\int_A g \frac{\partial f}{\partial x} dx dy + \int_S f g n_x dS$$

$$\int_A f \frac{\partial g}{\partial y} dx dy = -\int_A g \frac{\partial f}{\partial y} dx dy + \int_S f g n_y dS$$

n_x , n_y는 영역 A로 둘러싸인 폐곡선 S에 대한 외향법선 n의 방향여현

$$-\int_V = \left[\frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial u^*}{\partial x} \frac{\partial \overline{u}}{\partial x} + \frac{k_y}{\gamma_w} \frac{\partial u^*}{\partial y} \frac{\partial \overline{u}}{\partial y} \right] d(vol) - \int_S u^* v_n d(area) + \int_V u^* \frac{\partial v}{\partial t} d(vol) = 0 \tag{2.2.5}$$

여기서, v_n은 경계에 수직한 침투속도이다. 이 방정식이 유한요소 방정식에 대해 "가상힘의 원리(principle of virtual power)"로 고려될 수 있으며, 이는 응력 해석을 위한 유한요소 방정식을 구하는데 이용되는 가상일의 원리와 매우 유사하고, 유한요소 방정식을 얻기 위한 시작점에 해당한다.
이제 주어진 문제에 유한요소 이산화(discretisation)를 적용하자. 변위(displacement)는 다음의 식을 따라 유한요소 매시에 걸쳐 변화한다고 가정한다.

$$\boldsymbol{d = Na} \tag{2.2.6}$$

그리고, 과잉간극수압은 다음의 식을 따라 동일한 매시에 대해 변화된다고 가정된다.

$$\overline{u} = \overline{\boldsymbol{N}} b \tag{2.2.7}$$

변위와 과잉간극수압에 대해 서로 다른 형상함수(행렬 N과 $\overline{N}$)가 정의됨에 유의할 필요가 있다. 예를 들어, 변위는 하나의 요소에 대해 2차함수의 형태로 변화하고, 간극수압은 선형으로 변화한다. 과잉간극수압과 동일한 형태의 함수를 따라 변화하는 가상의 과잉간극수압을 가정하면,

$$u^* = \overline{\boldsymbol{N}} b^* \tag{2.2.8}$$

일반적으로, 변형률은 다음과 같이 표현된다.

$$\epsilon = Ba \tag{2.2.9}$$

그리고, 과잉간극수압 경사는 다음과 같이 표현된다.

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial \overline{u}}{\partial x} \\ \frac{\partial \overline{u}}{\partial y} \end{bmatrix} = Eb \tag{2.2.10}$$

여기서, 행렬 E의 항은 $\overline{N}$을 차분하여 얻는다. 벡터 m은 다음과 같이 정의된다.

$$m = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix} \tag{2.2.11}$$

즉,

$$\sigma = \sigma' + mu \tag{2.2.12}$$

그리고,

$$v = m^T \epsilon \tag{2.2.13}$$

이를 가상일의 원리에 대입하면 다음 식을 얻는다.

$$b^{*T} \cdot \int_V \overline{N}^T m^T B d(vol) \frac{d(a)}{dt} - b^{*T} \int_V E^T \frac{kE}{\gamma_w} d(vol) b = b^{*T} \int_S \overline{N}^T v_n d(area) \tag{2.2.14}$$

여기서, k는 투수계수 행렬이다.

$$k = \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{bmatrix}$$

이 방정식으로부터 가상의 간극수압은 소거할 수 있고, 치환을 진행하면,

$$L = \int_V B^T m \overline{N} d(vol) \quad \text{그리고,} \quad \Phi = \int_V E^T \frac{kE}{\gamma_w} d(vol)$$

따라서, 다음을 얻게 된다.

$$L^T \frac{d(a)}{dt} - \Phi b = \int_S \overline{N}^T v_n d(area)$$

이는 일차 차분방정식으로, 시간 t에서부터 $t + \Delta t$까지 적분을 수행한다.

$$\int_t^{t+\Delta t} L^T \frac{d(a)}{dt} dt - \Phi \int_t^{t+\Delta t} b dt = \int_t^{t+\Delta t} \int_S \overline{N}^T v_n d(area) dt \tag{2.2.15}$$

이 적분을 수행함에 있어, 근사화를 적용할수 있다.

$$\int_t^{t+\Delta t} b dt = \{(1-\theta)b_1 + \theta b_2 \quad \Delta t\}$$

여기서, $b_1 = b(t)$이고, $b_2 = b(t+\Delta t)$이다. Θ의 값은 시간간격(time interval) 동안 b가 변화하는 경로를 정의하는 것으로, 예를 들어, $\theta = \frac{1}{2}$은 선형 변화에 해당하고 마름모(trapezoidal) 적분원리를 따른다.

v_n의 적분에도 유사한 근사화를 사용하는데, 2.2.15을 치환하면, 다음의 식을 얻을 수 있다.

$$L^T = [a]_t^{t+\Delta t} - \Phi\{(1-\theta)b_1 + \theta b_2\}\Delta t = \int N^T\{(1-\theta)v_{n1} + \theta v_{n2}\}\Delta t d(area) \tag{2.2.16}$$

Booker and small(1975)은 서로 다른 Θ의 값을 사용하여 적분기법의 안정성을 고려한 결과 $\theta \geqq \frac{1}{2}$에서 안정함을 제시하였다. 여기서는, $\theta = 1$의 원리를 채택하였다. 식(2.2.16)를 치환하고 $\Delta a = a(t+\Delta t) - a(t)$와 $\Delta b = b_2 - b_1$을 정의하면, 다음의 식을 얻게 된다.

$$L^T \Delta a - \Phi \Delta t \cdot \Delta b = \Phi \Delta t \cdot b_1 + \int_S N^T v_{n2} \Delta t d(area) \tag{2.2.17}$$

이제, 평형방정식으로 되돌아가서 가상일의 증분형태를 직접 사용하면,

$$\int \epsilon^{*T} \Delta\sigma d(vol) = \int d^T \Delta\tau d(area) + \int d^{*T} \Delta w d(vol) \tag{2.2.18}$$

앞서 우리는 전응력에 대한 가상일의 원리를 사용하였다. 증분 형태가 유용하다고 하는 사실은 선형탄성시스템에 대한 중첩의 원리(principle of superposition)로부터 유도된다. 실제로, 증분의 형태는 또한 전응력의 항과 감차(subtracting)의 항으로 구성된 방정식에 의해 알 수 있듯이, 비선형 시스템에서도 유용성을 갖는다. 이제,

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + m\Delta u$$

이고, 따라서 ($\Delta u = \Delta\overline{u}$임을 고려하면)

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + m\Delta\overline{u}$$

이상의 상관관계를 사용하고, 일반적인 유한요소 대체식을 이용하면,

$$\Delta\epsilon = B\Delta a$$
$$d^* = Na^*$$
$$\Delta\bar{u} = \bar{N}\Delta b$$

다음의 방정식을 얻는다.

$$a^{*T}\int_v B^T DBd(vol)\Delta a + a^{*T}\int (B^T m\bar{N})d(vol)\Delta b = a^{*T}\int_S N^T\Delta\tau d(area) \tag{2.2.19}$$

a^{*T}는 소거 가능하고, 앞서 수립한 표기법을 사용하면,

$$K\Delta a + L\Delta b = \int_S N^T\Delta\tau\, d(area) \tag{2.2.20}$$

여기서,

$$K = \int [B^T DB]d(vol)$$

식(2.2.19)과 (2.2.20)은 시간 t 에서의 해로부터 시간 $t+\Delta t$ 에서의 해를 구하는데 사용된다. 따라서, 해는 시간 $t=0$으로부터의 "전진법(marched forward)"에 해당한다. 요약하면, 방정식들은 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\begin{bmatrix} K & L \\ L^T & -\Phi\Delta t \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \Delta a \\ \Delta b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta r_1 \\ \Delta r_2 \end{bmatrix} \tag{2.2.21}$$

식 (2.2.21)에서의 사각행렬은 변위와 간극수압의 혼합 변수에 곱하기는 하였지만, 일반적으로 강성행렬(stiffness matrix)이라 부른다. 식 (2.2.21)의 첫 번째 방정식은 평형방정식의 근사만족을 나타내고 두 번째 방정식은 연속방정식의 근사 만족을 나타낸다. 우측한 Δr_1은 일반적인 유한요소 증분하중의 항으로 구성된다. 우측항 Δr_2는 경계상에서 지정된 침투에 대한 하중의 항으로 구성된다.

$$\int_S \bar{N}v_{n2}d(area)$$

그리고, 해로써 추가적인 항 ($\Phi\Delta t.\ b_1$)의 계산이 진행된다.

2.3 회복탄성계수 모델 (목영진, 2008)

체적응력과 축차응력에 따른 쇄석 및 토사의 회복탄성계수이다. 구속응력과 축차응력의 합으로 체적응력이 결정되는데, 쇄석의 회복탄성계수는 하나의 구속응력에서는 축차응력이 증가함에 따라 감소하고 구속응력(또는 체적응력)이 증가함에 따라 전체적으로 증가하는 경향을 보인다. 따라서 쇄석의 회복탄성계수 예측모델은 축차응력(σ_d)과 체적응력이 모두 고려된 거듭제곱 형태의 예측모델(prediction model of power)을 적용하는 것이 타당하였다. Uzan(1985)은 체적응력(θ)과 축차응력요소(τ_{oct})가 결합된 형태의 모델을 입상 재료(granular materials)에 대하여 본 프로그램에서는 쇄석 재료에 식(2.3.1)과 같은 예측모델을 적용하여 모델상수(k_1, k_2, k_3)를 입력상수로 입력 받을 수 있도록 하였다.

$$E_R = k_1(\theta)^{k_2}(\sigma_d)^{k_3} \tag{2.3.1}$$

여기서, E_R : 회복탄성계수, MPa

θ : 체적응력($\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3 = 3\sigma_c+\sigma_d$, σ_c는 평균유효구속응력), kPa

σ_d : 축차응력, kPa

k_1, k_2, k_3 : 실험으로 결정되는 모델상수

노반과 같이 반복하중을 받는 조건에 있어 토사 성토재료로 주로 사용되는 SM계열(USCS 분류)의 토사 재료에 대하여 대체 회복탄성계수는 주로 축차응력(변형률)에 의해 영향을 많이 받는다. Moossazadeh와 Witczak(1981)는 노상토에 대하여 축차응력모델을 제안한바 있으며, 토사 시료는 충분히 잘 다져진 상태에서 구속압의 영향이 크지 않아 식(2.3.2)와 같이 축차응력만을 모델 변수로 정리될 수 있다.

$$E_R = k_1(\sigma_d)^{k_2} \tag{2.3.2}$$

여기서, E_R : 회복탄성계수, MPa

σ_d : 축차응력, kPa

k_1, k_2 : 실험으로 결정되는 모델상수

이와 같은 예측모델과 결정된 모델상수를 활용하여 노반의 두께 산정 시 탄성해석에 활용이 가능하다. 아래 표 5 제시된 예측모델에 대하여 결정된 모델상수는 프로그램 상에서 사용자가 쇄석과 토사를 선택 할 경우 자동으로 디폴트값이 입력되도록 하였으며, 또한 사용자가 k1,k2,k3를 임의로 조절할 수 있도록 하였다.

표 5. 철도노반 재료의 회복탄성계수에 대한 예측모델 및 모델상수

Trackbed Materials [Prediction Model]	Model Parameter, k		Coefficient of Correlation, R^2
Crushed Stone $[\ E_R = k_1(\theta)^{k_2}(\sigma_d)^{k_3}\ ]$	k_1	16.80	0.99
	k_2	1.87	
	k_3	−1.60	
Sandy Soils $[\ E_R = k_1(\sigma_d)^{k_2}\ ]$	k_1	559.28	0.97
	k_2	−0.85	

* Unit: E_R [MPa], θ [kPa], σ_d [kPa]

2.4 Mohr-Coulomb Elastic-perfect plastic 모델

실내 시험 결과를 유효 응력의 항으로 플롯하면, 파괴시 Mohr의 응력원은 종종 그림 7에 제시된바와 같이 이상적으로 나타나기도 한다. 서로 다른 초기 유효응력으로 수행한 시험 결과에 대하여 파괴원의 접선은 직선이라고 가정하는 것이 일반적이다. 이 직선을 Coulomb 파괴 규준이라고 명명하며, 아래와 같이 표현할 수 있다.

$$\tau_f = c' + \sigma'_{nf}\tan\phi' \tag{2.4.1}$$

여기서, τ_f와 σ'_{nf}는 파괴면상에서의 전단 및 수직 유효응력이며, 점착력 c'과 전단 저항각 ϕ'은 재료 파라미터이다. 그림 7에 제시된 모어의 응력원을 이용하고 $\sigma'_1 = \sigma'_v$와 $\sigma'_3 = \sigma'_h$임을 고려하면, 2.4.1은 아래와 같이 표현할 수 있다.

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = 2c'\cos\phi' + (\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\phi' \tag{2.4.2}$$

이는 종종 Mohr-Coulomb 파괴 규준이라 불리며, 현 모델에 있어서 항복함수로 채택되기도 한다.

$$F(\{\sigma\},\{k\}) = \sigma'_1 - \sigma'_3 - 2c'\cos\phi' - (\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\phi' \tag{2.4.3}$$

위의 식을 응력 불변량 p', J 및 Θ로 다시 표현하면 더 편리하다.

$$F(\{\sigma\},\{k\}) = J - \left(\frac{c'}{\tan\phi'} + p'\right)g(\theta) = 0 \tag{2.4.4}$$

여기서,

$$g(\theta) = \frac{\sin\phi'}{\cos\theta + \frac{\sin\theta\sin\phi'}{\sqrt{3}}} \tag{2.4.5}$$

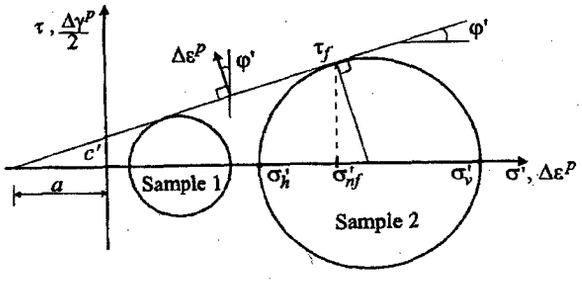


그림 2.4.1 모어의 유효응력원

주 유효응력 공간에서 항복함수 2.4.1은 그림 8에 제시한 바와 같이 육각추로 플롯된다. 주응력 공간의 가능한 순열(permutation)로부터 6개의 대칭 모서리가 존재한다.

만약 식(2.4.4)에서 c'대신에 S_u를 대입하고, Φ'을 영으로 하면 식(2.4.5)에 제시하였던 Tresca 항복함수를 얻을 수 있다는 것을 주시하여야 한다.

Mohr-Coulomb 모델은 완전 소성을 가정하였기 때문에 경화/연화 법칙이 필요없다. 상태 파라미터 $\{k\}=\{c',\phi'\}^T$는 소성 변형률 또는 소성일에 의존하지 않는 상수로 가정하였다.

모델의 소성 부분을 완벽하게 하기 위해서는 소성 포텐셜 함수, $P(\{\sigma\},\{m\})$가 필요하다. Tresca 모델과 유사하게 $P(\{\sigma\},\{m\})=F(\{\sigma\},\{k\})$인 관련흐름법칙을 채택 할 수 있다. 그림 2.4.2에서 제시했던 바와 같이, 소성 변형률 증분 벡터는 연직축에 대하여 각 ϕ'만큼 경사져 있으며, 이는 부 방향의 소성 변형률(즉, 인장)을 의미하는 것이다. 따라서 결과적으로는 다일러턴시 소성 체적 변형률이 발생하게 된다.

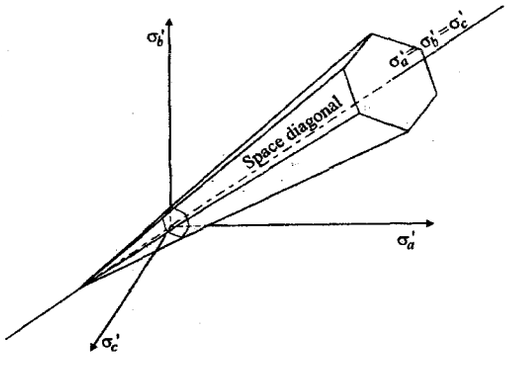


그림 2.4.2 주응력 공간에서의 Mohr-Coulomb의 항복면

이와 같은 상황에서 다일러턴시의 각, v는 식(2.4.6)에 의해서 정의되며, 이를 그림 9에 도식적으로 제시하였고, 전단 저항각 Φ'과 동일한 값이 된다.

$$v=\sin^{-1}\left(-\frac{\Delta\epsilon_1^p+\Delta\epsilon_3^p}{\Delta\epsilon_1^p-\Delta\epsilon_3^p}\right) \tag{2.4.6}$$

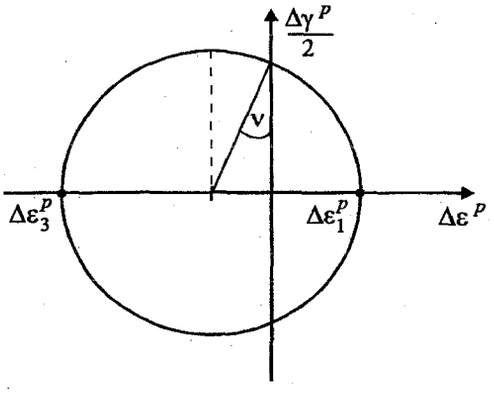


그림 2.4.3 모어의 소성 변형률 원

이는 식(2.4.6)에 의해 정의된 $P(\{\sigma'\},\{m\})$과 함께 $\Delta\epsilon_1^p = \Lambda\partial P(\{\sigma'\},\{m\})/\partial\sigma_1'$과 $\Delta\epsilon_3^p = \Lambda\partial P(\{\sigma'\},\{m\})/\partial\sigma_3'$의 값을 식(2.4.7)에 대입하면 증명할 수 있다.

이 방법은 두 개의 단점을 가지고 있다. 첫 번째는 소성 체적 변형률(즉, 다일러턴시)의 크기가 실제 흙에서 관측된 것보다 훨씬 크다는 것이며, 두 번째는 일단 흙이 항복을 하면 소성 체적 변형률은 절대 회복할 수 없다는 것이다. 파괴면에 도달함과 동시에 최초로 다일러턴시를 발생하는 실제 흙은 큰 변형률에서 종종 일정한 체적 조건에 도달 하게 된다.

첫 번째 단점은 비관련흐름을 채택하면 부분적으로 수정할 수 있으며, 여기서 소성 포텐셜 함수는 항복면의 함수, 식(2.4.2)와 유사한 형태를 갖는다고 가정하지만, v대신에 Φ'을 갖는 함수이다. 결과적으로 다음과 같다.

$$P(\{\sigma'\},\{m\}) = J - (a_{pp} + p')g_{pp}(\theta) = 0 \tag{2.4.6}$$

여기서,

$$g_{pp}(\theta) = \frac{\sin v}{\cos\theta + \frac{\sin\theta\sin v}{\sqrt{3}}} \tag{2.4.7}$$

이고, a_{pp}는 주 유효응력 공간의 원점과 소성 포텐셜 콘의 축과의 거리이다. 이것은 항복함수에서의 $c'/\tan\phi'$과 유사하다. 식(2.4.3)

소성 포텐셜 역시 -흙은 소성이기 때문에 항복면상에 있어야만 하는- 현재의 응력 상태를 통과해야만 한다는 것을 고려하면 그림 10에 제시한 바와 같은 상황을 얻을 수 있다. 그림 10에서, p'_c, J_c 및 θ_c(제시는 하지 않았음)는 항복면 상에 존재한다고 가정한 현재 응력 상태에서의 응력 불변량이다. 항복 및 소성 포텐셜면 둘 다 이 응력 상태를 통과해야만 하기 때문에, p'_c, J_c 및 θ_c를 식(2.4.27)과 (2.4.30)에 대입하면 결과적으로 아래와 같은 식을 얻을 수 있다.

$$J_c - \left(\frac{c'}{\tan\phi'} + p_c'\right) g(\theta_c) = 0$$
$$J_c - (a_{pp} + p_c') g_{pp}(\theta_c) = 0 \tag{2.4.8}$$

식(2.4.8)을 a_{pp}에 관하여 풀면 다음과 같다.

$$a_{pp} = \left(\frac{c'}{\tan\phi'} + p_c'\right) \frac{g(\theta_c)}{g_{pp}(\theta_c)} - p_c' \tag{2.4.9}$$

이를 식(2.4.9)에 대입하면, 요구되는 포텐셜 함수는 다음과 같이 된다.

$$P(\{\sigma'\},\{m\}) = J - \left[\left(\frac{c'}{\tan\phi'} + p_c'\right) \frac{g(\theta_c)}{g_{pp}(\theta_c)} - p_c' p'\right] g_{pp}(\theta) = 0 \tag{2.4.10}$$

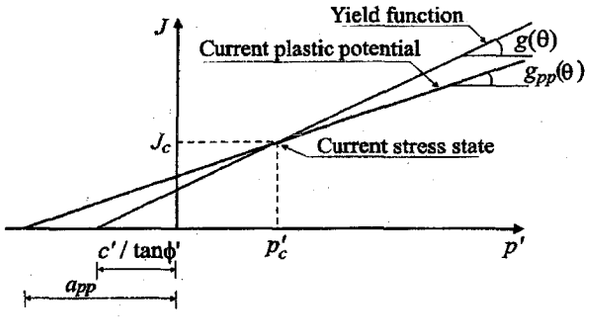


그림 2.4.4 항복 함수와 소성 포텐셜 함수의 관계

항복면은 $p' - J - \theta$에서 고정되어있는 반면, 소성 포텐셜면은 현재의 응력 상태를 통과하기 위해서 이동한다. 이는 탄소성 구성 매트릭스$[D^{ep}]$를 형성하기 위해서는 단지 응력 성분과 관련한 소성 포텐셜의 도함수만이 필요하다는 것으로 받아들일 수 있다. 만약 $v = \phi'$이면, 식(2.4.9) 식(2.4.2)와 동일하게 되며, 관련 조건을 유발하게 된다. 그러나, $v < \phi'$이면 비관련 조건으로 귀착되며, v가 작기 때문에 더 작은 다일러턴시가 발생하게 된다. 만약 $v = 0^\circ$ 이면, 소성 다일러턴시는 0이 된다(즉, 소성 체적 변형률이 발생하지 않는다). 결과적으로 다일러턴시의 각, v를 규정함으로서 소성 변형률의 예측치를 조절할 수 있을 것이다.

비관련흐름법칙을 사용하면 소성 체적 변형률 증분의 크기를 제한할 수 있음에도 불구하고, 흙이 얼마나 전단 되었는가와는 상관없이 이 모델은 여전히 증가하는 체적 변형률을 예측하고 있다. 이는 비현실적이고, 몇몇 경계치 문제에서 비정상적인 예측치를 주기도 한다. 이 문제와 관련한 하나의 방법은 다일러턴시의 각이 소성 변형률과 함께 변화하도록 허용하는 것이다. 이와 같은 모델을 본 장의 후반부에 제시하였다.

요약하면, Mohr-Coulomb 모델은 5개의 파라미터가 요구되며, 여기서 3개, c', Φ' 그리고 v는 소성 거동을 지배하고, 나머지 두 개, E'과 μ'은 탄성 거동을 지배하게 된다. 관련 조건을 가정하면, $v = \phi'$이기 때문에 파라미터의 수는 4개로 감소한다.

탄소성 구성 매트릭스를 작성하기 위해서 요구되는 항복 및 소성 포텐셜 함수의 편미분은 연쇄법

칙을 이용하여 구할 수 있다.

$$\left\{\frac{\partial F(\{\sigma'\},\{k\})}{\partial \sigma'}\right\}=\left\{\frac{\partial F(\{\sigma'\},\{k\})}{\partial p'}\right\}\left\{\frac{\partial p'}{\partial \sigma'}\right\}+\left\{\frac{\partial F(\{\sigma'\},\{k\})}{\partial J}\right\}\left\{\frac{\partial J}{\partial \sigma'}\right\}+\left\{\frac{\partial F(\{\sigma'\},\{k\})}{\partial \theta}\right\}\left\{\frac{\partial \theta}{\partial \sigma'}\right\}$$

$$\left\{\frac{\partial P(\{\sigma'\},\{m\})}{\partial \sigma'}\right\}=\left\{\frac{\partial P(\{\sigma'\},\{m\})}{\partial p}\right\}\left\{\frac{\partial p}{\partial \sigma'}\right\}+\left\{\frac{\partial P(\{\sigma'\},\{m\})}{\partial J}\right\}\left\{\frac{\partial J}{\partial \sigma'}\right\}+\left\{\frac{\partial P(\{\sigma'\},\{m\})}{\partial \theta}\right\}\left\{\frac{\partial \theta}{\partial \sigma'}\right\} \tag{2.4.11}$$

여기서, $\partial p'/\partial \sigma'$, $\partial J/\partial \sigma'$, $\partial \theta/\partial \sigma'$의 값은 모델에 독립적이며, 아래와 같다.

$$\frac{\partial F(\{\sigma'\},\{k\})}{\partial p'}=-g(\theta);\ \frac{\partial F(\{\sigma'\},\{k\})}{\partial J}=1$$

$$\frac{\partial F(\{\sigma'\},\{k\})}{\partial \theta}=\left(\frac{c'}{\tan\phi'}+p'\right)\frac{\sin\phi'}{\left(\cos\theta+\frac{\sin\theta\sin\phi'}{\sqrt{3}}\right)^2}\left(\sin\theta-\frac{\cos\theta\sin\phi'}{\sqrt{3}}\right) \tag{2.4.12}$$

$$\frac{\partial P(\{\sigma'\},\{m\})}{\partial p'}=-g_{pp}(\theta);\ \frac{\partial P(\{\sigma'\},\{m\})}{\partial J}=1$$

$$\frac{\partial P(\{\sigma'\},\{m\})}{\partial \theta}=(a_{pp}+p')\frac{\sin v}{\left(\cos\theta+\frac{\sin\theta\sin v}{\sqrt{3}}\right)^2}\left(\sin\theta-\frac{\cos\theta\sin v}{\sqrt{3}}\right) \tag{2.4.13}$$

2.5 일차원 압밀이론

2.5.1 개요

흙은 압축성 물질이다. 즉 하중이 가해지면 흙의 부피는 감소한다. 그런데 흙의 구성 성분 중 토립자와 물은 비압축성이고 공기는 압축성이다. 그러나 흙의 압축성은 대부분 물과 공기의 배출에 기인한 것이다. 즉 흙의 압축성은 간극부피의 감소에 의한 것이다.

하중의 작용에 의한 지반의 최종침하량은 배출된 물과 공기의 부피 즉 간극부피의 감소량과 같다. 따라서, 하중 작용전 초기 간극비가 크면 최종 침하량은 크게 된다. 한편 침하속도는 물과 공기가 배출되는 속도에 지배된다. 공기는 하중작용 즉시 끝나지만 포화점토는 투수성이 대단히 낮으므로 침하속도는 대단히 느리다.

이와 같이 모래와 점토는 침하특성이 서로 다르다. 이것은 물론 간극비와 투수계수의 차이에 기인한다. 점토의 경우 간극비가 모래의 비해 크므로 최종 침하량은 크다. 그런데 침하특성은 지반이 포화상태인가 불포화 상태인가에 따라 다르다. 지하수가 없는 경우 점토의 경우에도 공기는 신속히 배출되므로 즉시침하가 발생하게 되며, 침하속도는 대단히 빠르다. 반면 포화점토의 경우 침하특성은 복잡하다.

정수압상태에서 포화된 지반이 하중을 받으면 하중은 간극수압을 유말하여 수압은 정수압보다 커지므로 물은 흐르기 시작한다. 하중에 의해 생긴 간극우압을 과잉간극수압이라 한다. 물의 흐름은 과잉간극수압이 완전히 소산되어 정수압 상태로 돌아올 때 까지 계속되며, 이때까지 배출된 물의 부피만큼 지반은 침하한다. 이러한 침하를 압밀침하라 한다. 포화점토 지반에서는 압밀침하가 가장 중요한 침하가 된다. 점토는 투수성이 대단히 낮으므로 압밀은 천천히 진행되고 따라서, 압밀침하속도는 대단히 느린 시간의존성 침하(time-dependent settlement)이다. 그러므로 압밀이란 연속적으로 작용하는 정하중(static loading) 등에 의하여 생성된 과잉간극수압이 서서히 소멸되면서 물이 배출되고 결과적으로 배출된 물의 부피만큼 지반이 침하(압축)되는 현장이라 한다.

압밀이 진행되면 물의 배출에 따라 흙의 밀도는 증가하여 더 단단한 상태가 되고 흙의 강도는 증가한다. 압밀과정은 과잉간극수압이 소산되는 과정이며, 이것은 유효응력 방정식에 따라 유효응력이 증가하는 과정이다.

2.5.2 일차원 압밀이론

Terzaghi(1925)는 처음으로 1차원. 압밀이론을 제안하였다. 이 식을 도출해내기 위하여 다음과 같이 가정하였다.

① 점토층은 균질하다.
② 점토층은 완전 포화되어 있다.
③ 점토층의 압축은 오로지 체적변화로만 발생된다. 즉 간극으로부터 물의소산에 의해서만 발생된다.
④ Darcy 법칙을 따른다.
⑤ 흙의 변형은 하중의 방향으로만 발생된다.
⑥ 압밀계수 C_v는 압밀이 진행되는 동안 일정하다.

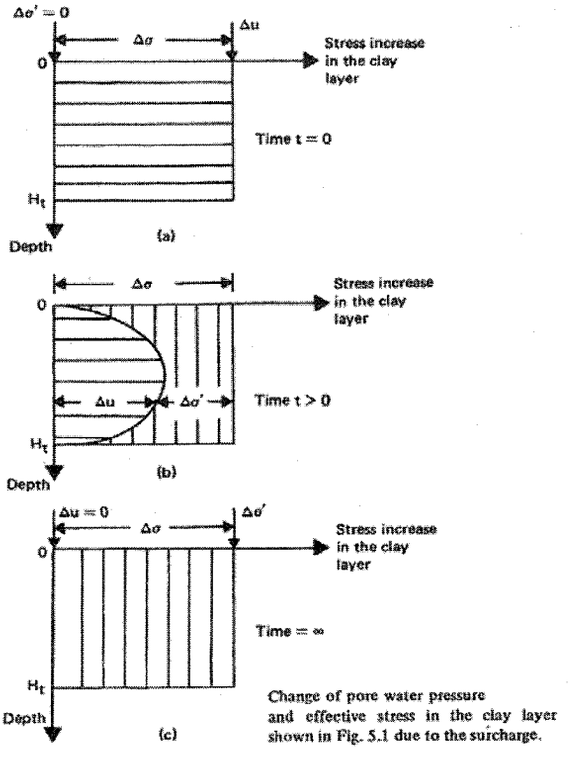


그림 2.5.1 각극수압 변화 개념도

위 가정으로부터 그림과 같은 두꺼운 점토층을 생각하면 점토층 양쪽은 투수성이 높은 모래층으로 되어있다. 점토층에 수직응력이 증가하여 점A에서 간극수압은 증가한다.

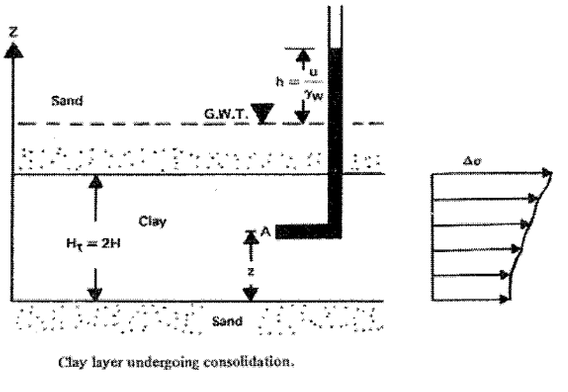


그림 2.5.2 압밀이 진행중인 점토층

점A에서의 dx·dy·dz에 대한 체적 미소 요소를 고려한다면 이것은 다음 그림과 같다. 즉 일차원 압밀은 흙 요소에서의 물이 한쪽방향(z방향)으로 흐르는 현상과 같다.

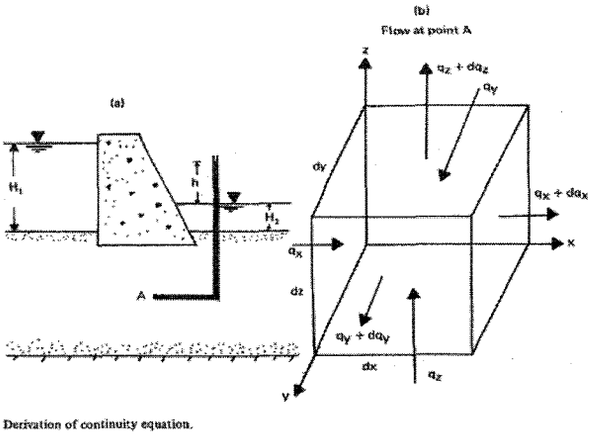


그림 2.5.3 연속방정식의 유도

이 관계를 식으로 표현하면 다음과 같다.

$$(q_z + dq_z) - q_z = \text{흙요소의최적변화율}$$

$$= \frac{\partial V}{\partial t} \tag{2.5.1}$$

$$V = dx\, dy\, dz \tag{2.5.2}$$

침투 방정식에서 위식을 정리하면 다음과 같다.

$$q_z = k_z i_z A_z = k_z \partial \frac{h}{\partial_z} dx\, dy \tag{2.5.3}$$

$$q_z + dq_z = k_z \left(\frac{\partial h}{\partial z} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) dx\, dy \tag{2.5.4}$$

$$k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dx\, dy\, dz = \frac{\partial V}{\partial t} \tag{2.5.5}$$

여기서, k는 투수계수이며, 수두는 간극수압을 물의 단위중량으로 나눈 값과 같다.

$$h = \frac{u}{\gamma_w} \tag{2.5.6}$$

간극수압의 항으로 치환하여, 정리하면 다음과 같다.

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{dx\, dy\, dz} \frac{\partial V}{\partial t} \tag{2.5.7}$$

흙에서의 체적 변화는 간극의 변화와 같으므로 다음식이 성립된다.

$$\frac{\partial V}{\partial t}=\frac{\partial V_v}{\partial t} \tag{2.5.8}$$

흙의 간극 체적을 흙에 대한 간극비로 표시하면 다음과 같다.

$$V_v = e V_s \tag{2.5.9}$$

여기서, V_s는 흙의 체적이며, e는 간극비이다.
따라서, 방정식을 간극비의 항으로 정히하면 다음과 같다.

$$\frac{\partial V}{\partial t}= V_s \frac{\partial e}{\partial t}=\frac{V}{1+e}\frac{\partial le}{\partial t}=\frac{dx\,dy\,dz}{1+e}\frac{\partial e}{\partial t} \tag{2.5.10}$$

식(2.5.10)에, 식(2.5.7)을 대입하여 정리하면 다음과 같다.

$$\frac{k}{\gamma_w}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}=\frac{1}{1+e}\frac{\partial e}{\partial t} \tag{2.5.11}$$

간극의 변화는 유효응력의 증가에 의해서만 발생된다. 또한 이 관계를 선형적으로 가정한다면 다음과 같다.

$$\partial e = -a_v \partial (\Delta\sigma') \tag{2.5.12}$$

여기서, a_v는 압축지수이며, 유효응력의 증가는 간극수압의 소산에 의한 감소로 인하여만 발생된다.
따라서, 식(2.5.12)는 식(2.5.13)과 같다.

$$\partial e = a_v \partial u \tag{2.5.13}$$

식(2.5.11)과 식(2.5.13)을 조합하여 정리하면 다음과 같다.

$$\frac{k}{\gamma_w}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}=\frac{a_v}{1+e}\frac{\partial u}{\partial t}=m_v\frac{\partial u}{\partial t} \tag{2.5.14}$$

여기서, $m_v =$ 체적압축계수 $= \dfrac{a_v}{1+e}$ (2.5.15)

또는,

$$\frac{\partial u}{\partial t}=\frac{k}{\gamma_w m_v}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}=C_v\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \tag{2.5.16}$$

여기서, C_v = 압밀계수 $= \dfrac{k}{\gamma_w m_v}$ (2.5.17)

식(2.5.17)은 Terzaghi의 압밀 기본 방정식이다. 이것은 적당한 경계조건이 주어지면 풀릴수 있는 미분방정식이며, 이것을 풀기 위하여 2가지 함수의 조합으로 가정할 수 있다.
하나는 z에 관한 함수이며, 하나는 시간에 대한 함수이다. 즉,

$$\mu = F(z)\, G(t) \tag{2.5.18}$$

$$\frac{\partial \mu}{\partial t} = F(z)\frac{\partial}{\partial t} G(t) = F(z)\, G'(t) \tag{2.5.19}$$

$$\frac{\partial^2 \mu}{\partial z^2} = \frac{\partial^2}{\partial z^2} F(z) G(t) = F''(z)\, G(t) \tag{2.5.20}$$

$$F(z) G'(t) = C_v F''(z) G(t) \tag{2.5.21}$$

$$\frac{F''(z)}{F(z)} = \frac{G'(t)}{C_v G(t)} \tag{2.5.22}$$

$$F''(z) = -B^2 F(z) \tag{2.5.23}$$

식(2.5.23)데 대한 해는 다음과 같다.

$$F(z) = A_1 \cos Bz + A_2 \sin Bz \tag{2.5.24}$$

여기서, A_1, A_2는 상수이다.
식(2.5.22)에서 우측변을 다음과 같이 따로 정리할 수 있다.

$$G'(t) = -B^2 C_v t \tag{2.5.25}$$

식(2.5.25)의 해는 다음과 같다.

$$G''(t) = A_3 \exp(-B^2 C_v t) \tag{2.5.26}$$

여기서, A_3는 상수이며, 식(2.5.18), 식(2.5.24), 식(2.5.26)을 조합하면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \mu &= (A_1 \cos Bz + A_2 \sin Bz) A_3 \exp(-B^2 C_v t) \\ &= (A_4 \cos Bz + A_5 \sin Bz) \exp(-B^2 C_v t) \end{aligned} \tag{2.5.27}$$

여기서, $A_4 = A_1$, A_3 and $A_5 = A_2 A_3$ (2.5.28)

식(2.5.28)에서의 상수는 경계 조건으로부터 다음과 가터이 평가할 수 있다.

① At time $t=0$, $u=u_i$(어느 깊이에서의 초기 간극수압)
② $u=0$ at $z=0$
③ $u=0$ at $z=H_t=2H$

H는 배수 길이이며, 양방향 배수의 경우 점토층 두께의 반이된다.
2번째 경계 조건에서 $A_4=0$ 을 얻을 수 있으며, 3번째 경계조건에서 다음 조건을 얻을 수 있다.

$$A_s\sin(2BH)=0 \text{ or } 2BH=n\pi$$

여기서, n은 정수이며, 좀 더 일반적인 방적식으로 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$u=\sum_{n=1}^{n=\infty}A_n\sin\frac{n\pi z}{2H}exp\left(\frac{-n^2\pi^2T_v}{4}\right) \tag{2.5.29}$$

여기서, T_v는 무차원시간계수이며, 다음과 같다.

$$T_v=C_vt/H^2 \tag{2.5.30}$$

첫 번째 경계조건을 만족하는 조건으로부터, 다음 식을 구할 수 있다.

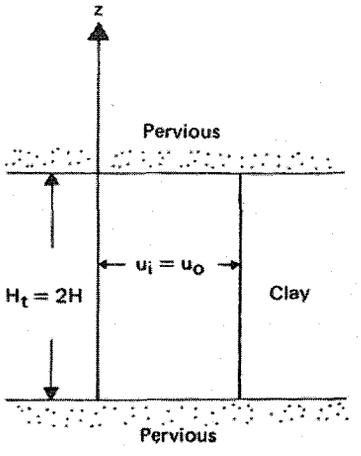
$$u_i=\sum_{n=1}^{n=\infty}A_n\sin\frac{n\pi z}{2H} \tag{2.5.31}$$

$$A_n=\frac{1}{H}\int_0^{2H}u_i\sin\frac{n\pi z}{2H}dz \tag{2.5.32}$$

식(2.5.30)과 식(2.5.32)를 조합하여 다음과 같이 간극수압을 구할 수 있다.

$$u=\sum_{n=1}^{n=\infty}(\frac{1}{H}\int_0^{2H}u_i\sin\frac{n\pi z}{2H}dz)\sin\frac{n\pi z}{2H}exp(\frac{-n^2\pi^2T_v}{4}) \tag{2.5.33}$$

간극수압이 깊이에 따라 변한다면, 답을 구할 수 없을 것이다. 초기 간극수압의 분포를 몇 가지 형태로 정의한다면 간극수압의 변화를 구할 수 있다.
본 검토에서는 간극수압이 동일하게 적용되는 것을 가정하여 검토하고자 한다.



Initial excess pore water pressure – constant with depth (double drainage).

그림 2.5.4 깊이에 따라 일정한 초기간극수압(양면배수)

초기 간극수압 $u_i = u_o$로 한다면 식(2.5.33)을 다음과 같이 수정할 수 있다.

$$\frac{1}{H}\int_0^{2H} u_i \sin\frac{n\pi z}{2H}dz = \frac{2u_o}{n\pi}(1-\cos n\pi) \tag{2.5.34}$$

따라서, 간극수압은 다음과 같이 정리될 수 있다.

$$u = \sum_{n=1}^{n=\infty}\frac{2u_o}{n\pi}(1-\cos n\pi)\sin\frac{n\pi z}{2H}exp(\frac{-n^2\pi^2 T_v}{4}) \tag{2.5.35}$$

$$u = \sum_{n=1}^{n=\infty}\frac{2u_o}{(2m+1)\pi}[1-\cos(2m+1)\pi]\sin\frac{(2m+1)\pi z}{2H}\times\exp\left[\frac{-(2m+1)^2\pi^2 T_v}{4}\right] \tag{2.5.36}$$

$$u = \sum_{n=1}^{n=\infty}\frac{2u_o}{M}sin\frac{Mz}{H}exp(-M^2 T_v) \tag{2.5.37}$$

여기서, $M=(2m+1)\pi/2$

위 방정식의 해는 다음 그림과 같다.

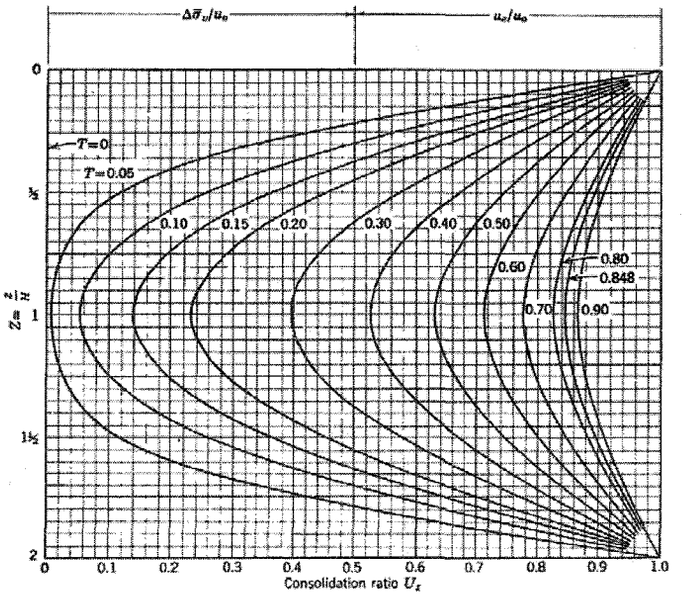


그림 2.5.5 깊이와 시간계수에 따른 압밀비

Terzaghi 압밀이론에 의하여 무차원 time Factor T 와 실제 시간 t와의 관계는 다음과 같다.

$$t = \frac{H^2 T}{c_v} \tag{2.5.38}$$

여기서, H : 최대 배수 경로
T : 무차원 시간계수
c_v : 압밀 계수

위의 방정식과, Lambe & Whitman(1969, P408)의 토질역학의 차트를 참고하여 사간계수 T에 대한 정확한 압밀도를 구할 수 있다.

$$k = c_v \gamma_w m_w$$

여기서, c_v : 압밀계수
γ_w : 물의 단위중량
m_w : 체적변화계수

2.6 Modified Cam Clay 구성이론

CAIN 프로그램은 Modified Cam Clay(Roscoe & Burland, 1968)에 기반을 두고 개발되었으며, 한계상태토질역학을 기반으로 한다. 그림 2.6.1은 CAIN 프로그램에 적용된 한계상태의 항복면(Yield Locus)을 나타내며, Modified Cam Clay 모델에 사용되는 파라미터는 다음과 같다.

- λ : $e-\ln(p')$ 평면에서의 정규압밀 선분의 기울기
- κ : $e-\ln(p')$ 평면에서의 팽창, 재압축 선분의 기울기
- e_{cs}: $p'=1$일 때, 한계상태 선분의 간극비
- M : 한계상태 선분의 기울기, $M=\frac{6\sin\phi'}{3-\sin\phi'}$
- G : 전단탄성계수

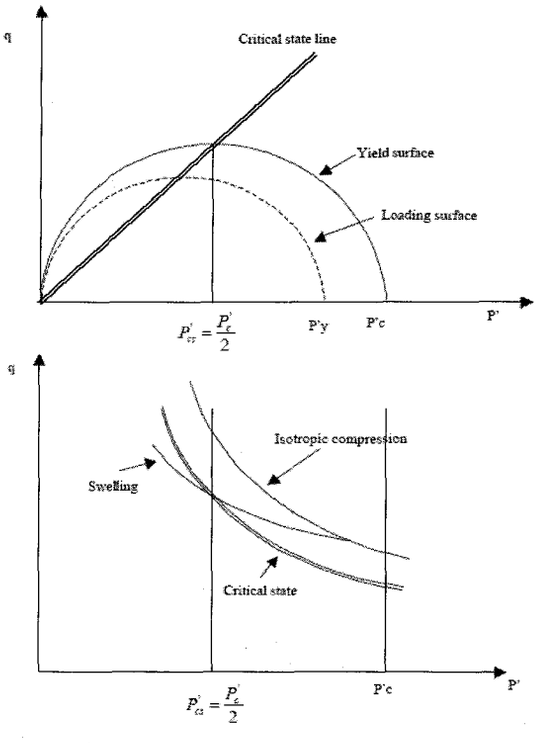


그림 2.6.1 Modified Cam Clay Model

Modified Cam Clay 모델에 사용되는 주요 변수는 유효주응력 p', 축차응력 q, 간극비 e로 각 변수는 다음과 같이 정의된다.

$$p'=\frac{1}{3}(\sigma_1'+\sigma_2'+\sigma_3') \tag{2.6.1}$$

$$q=\sqrt{\frac{1}{2}\left[(\sigma_1'-\sigma_2')^2+(\sigma_2'-\sigma_3')^2+(\sigma_3'-\sigma_1')^2\right]} \tag{2.6.2}$$

$$dv = -\frac{de}{1+e} \tag{2.6.3}$$

여기서, de와 dv는 각각 간극비와 체적증분의 변형률을 의미한다.

응력상태가 탄성일 때, 관계식은 다음과 같다.

$$\begin{bmatrix} dp' \\ dq \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & 3G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dv \\ d\varepsilon \end{bmatrix} \tag{2.6.4}$$

여기서, $K = \dfrac{(1+e)p'}{\kappa}$

Modified Cam Clay 모델에 사용된 상관식은 다음과 같다.

$$q^2 = M^2 p'(p_c' - p') \tag{2.6.5}$$

여기서, p_c'는 선행압밀하중

응력상태가 항복면 함수를 만족할 때, 소성변형이 발생하는데 체적증분변형률에서의 영구변형은 다음과 같이 정의된다.

$$dv^p = \left(\frac{\lambda - \kappa}{1+e}\right)\frac{dp_c'}{p_c'} \tag{2.6.6}$$

각각의 응력상태는 재하면을 갖는데 이를 정리하면,

$$p_y' = p' + \left(\frac{q}{M}\right)^2 \frac{1}{p'} \tag{2.6.7}$$

성토체가 재하될 때, 다음의 조건을 따르게 되는데

$dp_y' = dp_c' > 0$일 때, 경화모델
$dp_y' = dp_c' < 0$일 때, 연화모델

소성거동이 발생하는 동안 항복면(Yield Locus)이 변하지 않는 중립재하(Neutral loading)조건은 $dp_y' = dp_c' = 0$이고, 소성거동 동안 항복면의 변화는 다음의 법칙을 따른다.

$$\frac{dp_c'}{p_c'} = \frac{dp_y'}{p_y'} \tag{2.6.8}$$

항복하는 동안의 응력-변형률 증분법칙(increment stress-strain law)은 다음과 같다.

$$\begin{Bmatrix} dv \\ d\varepsilon \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} \\ C_{21} & C_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dp' \\ dq \end{Bmatrix} \tag{2.6.9}$$

여기서,

$$C_{11} = \frac{(\lambda-\kappa)}{(1+e)}\frac{a}{p'} + \left(\frac{\kappa}{1+e}\right)\frac{1}{p'},\ C_{12} = C_{21} = \frac{(\lambda-\kappa)}{(1+e)}\left(\frac{1-a}{p'}\right),\ C_{22} = \frac{(\lambda-\kappa)}{(1+e)}\left(\frac{b}{p'}\right) + \frac{1}{3G}$$

$$a = \frac{M^2-\eta^2}{M^4+\eta^4},\ b = \frac{4\eta^4}{M^4-\eta^4},\ \eta = \frac{q}{p}$$

2.7 배수 선요소

(1) 압밀을 위한 유한요소 정식화

복합지반에서는 재하응력에 따라 간극수압의 변화가 발생하므로 압밀층을 고려해야 할 필요가 있으므로 다음과 같이 유한요소 압밀해석 기법을 도입하였다. 압밀을 위한 기본 행렬방정식(matrix equation)은 평형 미분방정식과 적합 미분방정식으로부터 시작된다. 2차원 문제에 대한 평형 방정식은 다음과 같다.

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x}+\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y}=w_x \tag{2.7.1}$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x}+\frac{\partial \sigma_y}{\partial y}=w_y \tag{2.7.2}$$

연속체의 2차원 미분방정식은 다음과 같다.

$$\frac{k_x}{\gamma_w}\cdot\frac{\partial^2 \overline{u}}{\partial x^2}+\frac{k_y}{\gamma_w}\cdot\frac{\partial^2 \overline{u}}{\partial y^2}+\frac{\partial v}{\partial t}=0 \tag{2.7.3}$$

유한요소 행렬방정식을 얻기 위해, 평형 방정식과 연속방정식에 Galerkin의 가중잔차법을 차례로 적용한다. 평형방정식에 대해 계산된 방정식은 가상일의 원리와 동일하므로 연속방정식에 동일한 작업을 수행하는 것이 또 다른 형태의 가상일의 원리를 내포한다고 할 수 있다. 첫 번째 단계는 평형방정식에 x-와 y-에 따라 변화하는 임의의 스칼라를 곱한다. 이 스칼라량은 임의의 또는 가상의 간극수압으로 명시한다. 따라서 식(2.7.4)는 다음과 같이 다시 쓸 수 있다.

$$\int_V u^*\cdot\left[\frac{k_x}{\gamma_w}\frac{\partial^2 \overline{u}}{\partial x^2}+\frac{k_y}{\gamma_w}\frac{\partial^2 \overline{u}}{\partial y^2}+\frac{\partial v}{\partial t}\right]d(vol)=0 \tag{2.7.4}$$

이 방정식에 다음의 Zienkiewicz-Green 이론을 적용하면

▶ Zienkiewicz-Green 이론

$$\int_A \frac{\partial g}{\partial x}dxdy=-\int_A g\frac{\partial f}{\partial x}dxdy+\int_S fgn_x dS\ ,\ \int_A f\frac{\partial g}{\partial y}dxdy=-\int_A g\frac{\partial f}{\partial y}dxdy+\int_S fgn_y dS$$

$$-\int_V=\left[\frac{k_x}{\gamma_w}\frac{\partial u^*}{\partial x}\frac{\partial \overline{u}}{\partial x}+\frac{k_y}{\gamma_w}\frac{\partial u^*}{\partial y}\frac{\partial \overline{u}}{\partial y}\right]d(vol)-\int_S u^* v_n d(area)+\int_V u^*\frac{\partial v}{\partial t}d(vol)=0 \tag{2.7.5}$$

여기서, n_x, n_y는 영역 A로 둘러싸인 폐곡선 S에 대한 외향법선 n의 방향여현, v_n은 경계에 수직한 침투속도이다. 이 방정식이 유한요소 방정식에 대해 "가상힘의 원리(principle of virtual power)"로 고려될 수 있으며, 이는 응력 해석을 위한 유한요소 방정식을 구하는데 이용되는 가상일의 원리와 매우 유사하고, 유한요소 방정식을 얻기 위한 시작점에 해당한다.
이제 주어진 문제에 유한요소 이산화(discretisation)를 적용한다. 변위(displacement)는 다음의 식을

따라 유한요소 메쉬에 걸쳐 변화한다고 가정한다.

$$\boldsymbol{d = Na} \tag{2.7.6}$$

그리고, 과잉간극수압은 다음의 식을 따라 동일한 메쉬에 대해 변화된다고 가정된다.

$$\overline{u} = \overline{N}b \tag{2.7.7}$$

변위와 과잉간극수압에 대해 서로 다른 형상함수(행렬 N과 $\overline{N}$)가 정의됨에 유의할 필요가 있다. 예를 들어, 변위는 하나의 요소에 대해 2차함수의 형태로 변화하고, 간극수압은 선형으로 변화한다. 과잉간극수압과 동일한 형태의 함수를 따라 변화하는 가상의 과잉간극수압을 가정하면,

$$u^* = \overline{N}b^* \tag{2.7.8}$$

일반적으로, 변형률은 다음과 같이 표현된다.

$$\epsilon = Ba \tag{2.7.9}$$

그리고 과잉간극수압 경사는 다음과 같이 표현된다.

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial \overline{u}}{\partial x} \\ \frac{\partial \overline{u}}{\partial y} \end{bmatrix} = Eb \tag{2.7.10}$$

여기서, 행렬 E의 항은 $\overline{N}$을 차분하여 얻는다. 벡터 m은 다음과 같이 정의된다.

$$m = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix} \tag{2.7.11}$$

즉, $\sigma = \sigma' + mu$ (2.7.12)

그리고 $v = m^T\epsilon$ (2.7.13)

이를 가상일의 원리에 대입하면 다음 식을 얻는다.

$$b^{*T} \cdot \int_V \overline{N}^T m^T B d(vol) \frac{d(a)}{dt} - b^{*T} \int_V E^T \frac{kE}{\gamma_w} d(vol) b = b^{*T} \int_S \overline{N}^T v_n d(area) \tag{2.7.14}$$

여기서, k는 투수계수 행렬 $k = \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{bmatrix}$이다.

이 방정식으로부터 가상의 간극수압은 소거할 수 있고, 치환을 진행하면,

$$L=\int_V B^T m\overline{N}d(vol) \quad \text{그리고,} \quad \Phi=\int_V E^T\frac{kE}{\gamma_w}d(vol)$$

$$\text{따라서,}\ L^T\frac{d(a)}{dt}-\Phi b=\int_S \overline{N}^T v_n d(area) \tag{2.7.15}$$

이는 일차 미분방정식으로, 시간 t에서부터 $t+\Delta t$까지 적분을 수행한다.

$$\int_t^{t+\Delta t} L^T\frac{d(a)}{dt}dt-\Phi\int_t^{t+\Delta t} bdt=\int_t^{t+\Delta t}\int_S \overline{N}^T v_n d(area)dt \tag{2.7.16}$$

이 적분을 수행함에 있어, $\int_t^{t+\Delta t} bdt=\{(1-\theta)b_1+\theta b_2\ \ \Delta t\}$의 근사화 적용할 수 있다.

여기서, $b_1=b(t)$이고, $b_2=b(t+\Delta t)$이다. Θ의 값은 시간간격(time interval) 동안 b가 변화하는 경로를 정의하는 것으로, 예를 들어, $\theta=\frac{1}{2}$은 선형 변화에 해당하고 사다리꼴(trapezoidal) 적분원리를 따른다. v_n의 적분에도 유사한 근사화를 사용하는데, 식 (2.7.16)을 치환하면, 다음의 식을 얻을 수 있다.

$$L^T=[a]_t^{t+\Delta t}-\Phi\{(1-\theta)b_1+\theta b_2\}\Delta t=\int N^T\{(1-\theta)v_{n1}+\theta v_{n2}\}\Delta t d(area) \tag{2.7.17}$$

Booker and small(1975)은 서로 다른 Θ의 값을 사용하여 적분기법의 안정성을 고려한 결과 $\theta\geqq\frac{1}{2}$에서 안정함을 제시하였다. 여기서는, $\theta=1$의 원리를 채택하였다. 식 (2.7.17)을 치환하고 $\Delta a=a(t+\Delta t)-a(t)$와 $\Delta b=b_2-b_1$을 정의하면, 다음의 식을 얻게 된다.

$$L^T\Delta a-\Phi\Delta t\cdot\Delta b=\Phi\Delta t\cdot b_1+\int_S N^T v_{n2}\Delta t d(area) \tag{2.7.18}$$

이제, 평형방정식으로 되돌아가서 가상일의 증분형태를 직접 사용하면,

$$\int \epsilon^{*T}\Delta\sigma d(vol)=\int d^T\Delta\tau d(area)+\int d^{*T}\Delta w d(vol) \tag{2.7.19}$$

앞서 우리는 전응력에 대한 가상일의 원리를 사용하였다. 증분 형태가 유용하다고 하는 사실은 선형탄성시스템에 대한 중첩의 원리(principle of superposition)로부터 유도된다. 실제로, 증분의 형태는 또한 전응력의 항과 감차(subtracting)의 항으로 구성된 방정식에 의해 알 수 있듯이, 비선형 시스템에서도 유용성을 갖는다.

이제, $\Delta\sigma = \Delta\sigma' + m\Delta u$ 이고, $\Delta u = \Delta\bar{u}$임을 고려하면, $\Delta\sigma = \Delta\sigma' + m\Delta\bar{u}$이므로 이상의 상관관계를 사용하고, 일반적인 유한요소 대체식을 이용하면 다음과 같다.

$\Delta\epsilon = B\Delta a,\ d^* = Na^*,\ \Delta\bar{u} = \bar{N}\Delta b$

이를 이용하여 다음의 방정식을 얻는다.

$$a^{*T}\int_v B^T DBd(vol)\Delta a + a^{*T}\int(B^T m\bar{N})d(vol)\Delta b = a^{*T}\int_S N^T\Delta\tau d(area) \tag{2.7.20}$$

a^{*T}는 소거 가능하므로, 앞서 수립한 표기법을 사용하면,

$$K\triangle a + L\triangle b = \int_s N^T\triangle\tau d(area) \tag{2.7.21}$$

여기서, $K = \int[B^T DB]d(vol)$

식(2.7.20)과 (2.7.21)는 시간 t 에서의 해로부터 시간 $t+\Delta t$ 에서의 해를 구하는데 사용된다. 따라서, 해는 시간 $t=0$으로부터의 "전진법(marched forward)"에 해당한다. 요약하면, 방정식들은 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\begin{bmatrix} K & L \\ L^T & -\Phi\triangle t \end{bmatrix}\begin{bmatrix}\triangle a \\ \triangle b\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}\triangle\gamma_1 \\ \triangle\gamma_{12}\end{bmatrix} \tag{2.7.22}$$

식 (2.7.22)에서의 사각행렬은 변위와 간극수압의 혼합 변수에 곱하기는 하였지만, 일반적으로 강성행렬(stiffness matrix)이라 부른다. 식 (2.7.22)의 첫 번째 방정식은 평형방정식의 근사만족을 나타내고 두 번째 방정식은 연속방정식의 근사 만족을 나타낸다. 우측항 Δr_1은 일반적인 유한요소 증분하중의 항으로 구성된다. 우측항 Δr_2는 경계에서 지정된 침투에 대한 하중의 항으로 구성된다.

$$\int_s \bar{N}v_n^2 d(area) \tag{2.7.23}$$

그리고, 해로써 추가적인 항($\Phi\Delta t.b_1$)의 계산이 진행된다.

(2) PBD 모델 정식화

본 CAIN 프로그램은 PBD해석의 신뢰성을 높이기 위해 전처리과정인 프리프로세서에 다음의 Drainge Bar Element를 채용하였다.

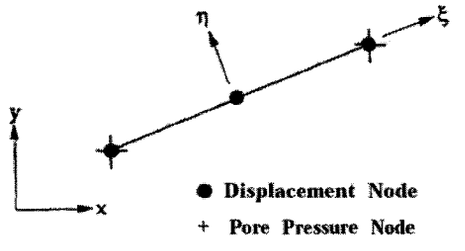


그림 2.7.1 Drainage Bar Element

식(2.7.23)에서 도출된 수식에서 선요소는 강성메트릭스, 커플링메트릭스, 투수메트릭스를 형상함수을 이용하여 구하게 된다.

$$\begin{bmatrix} K & L \\ L^T & -\Phi\triangle t \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \triangle a \\ \triangle b \end{bmatrix}=\begin{bmatrix} \triangle\gamma_1 \\ \triangle\gamma_{12} \end{bmatrix} \tag{2.7.24}$$

변위 절점의 형상함수 메트릭스(N Matrix)는 다음과 같다.

$$N=[0.5\xi(\xi-1),0.5\xi(\xi+1),(1-\xi^2)] \tag{2.7.25}$$

$$N'=B=\frac{2}{h}[(0.5-\xi),-(0.5+\xi),2\xi] \tag{2.7.26}$$

여기서, $d'=N'a \Leftrightarrow \varepsilon=Ba$ 이므로

$$N'=B=\frac{2}{h}[\ (0.5-\xi)\quad -(0.5+\xi)\quad 2\xi\ ] \tag{2.7.27}$$

단, $\varepsilon_y=\varepsilon_z=0,\ \sigma_x=\left(\frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}\right)\varepsilon_x$

과잉간극수압의 형상함수 메트릭스($\overline{N}$ Matrix)는 다음과 같다.

$$\overline{N}=[0.5(1-\xi),0.5(1+\xi)] \tag{2.7.28}$$

여기서, $\overline{u}=\overline{N}b \Leftrightarrow \frac{\partial\overline{u}}{\partial x}=\frac{\partial\overline{N}}{\partial x}b=Eb$

$$\overline{N'}=E=[-0.5,0.5] \tag{2.7.29}$$

강성 메트릭스(K Matrix)는 다음과 같다.

$$K = \int [B^T DB] d(vol) \tag{2.7.30}$$

여기서, $K = \frac{DA}{3h}\begin{bmatrix} 7 & 1 & -8 \\ 1 & 7 & -8 \\ -8 & -8 & 16 \end{bmatrix}$

커플링 메트릭스(L Matrix)는 다음과 같다.

$$L = \int_V B^T m \overline{N} d(vol) \tag{2.7.31}$$

투수 메트릭스(Φ Matrix)는 다음과 같다.

$$\Phi = \int_V E^T \frac{kE}{\gamma_w} d(vol) \tag{2.7.32}$$

2.8 이차원 등가 평면변형률 모델 및 투수계수 산정

연직배수재를 사용하는 흙의 압밀에 대한 엄밀해(Closed form solution)는 대개 단순화된 경계조건하의 축대칭형 단위셀(단일 드레인을 둘러싼 흙 원통)에 대한 연구를 포함한다. 그림 2.8.1은 고정된 외부반경 R과 연직배수재의 반경 r_w를 포함하는 내부길이 l로 된 단위셀을 보여준다. 불투수성 하부경계가 연직방향의 거동을 허용하지 않는데 반해 투수성 상부경계는 일정응력조건(자유변형률조건)하에서 자유로이 변형을 허용하거나 단일한 변형(등변형률조건)을 포함하고 있다. 본 서에서는 등변형률 조건보다 통계학적으로 보다 편리한 자유변형률 조건을 가정하였는데, 흙 내부로의 배수는 연직방향과 방사방향 둘 다에서 발생할 것이다. 그러나 연직방향으로의 흐름은 무시할 수 있다고 가정하는 것이 합리적이고 흙의 투수계수 k는 배수재타설의 결과로 스미어존의 반경 r_s내에서 k_s로 감소할 것이다. 배수재 내부에서의 흐름은 연직으로 상부를 향하며 배수재의 투수계수 k_w에 의해 영향을 받는다.

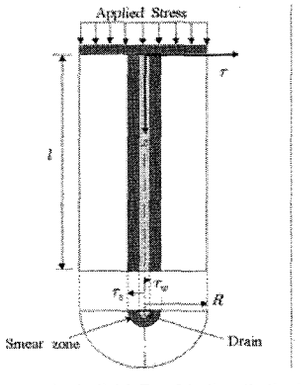


그림 2.8.1 엄밀해석을 위해 채택된 단위셀

정밀도와 복잡성의 정도에 따라 사용가능한 이론은 다양하다. Hird et al.(1992)에 의해 제안된 이론을 따르는 것이 Hansbo(1981)에 의해 제안된 이론을 적용하는데 있어 상대적으로 쉽고 단순하다는 장점이 있어 본 서에서 언급된 증명절차에 이를 사용하였다. Hansbo의 이론은 웰레지스턴스와 스미어효과를 고려하지만 단위셀에서의 연직방향 흐름은 존재하지 않는다고 가정한다. 표면에서 일시적으로 일어나는 재하단계에서 깊이 z, 시간 t에서의 수평면의 평균압밀도 U_h는 Hansbo에 의해 다음과 같이 예측되었다.

$$U_h = 1 - \exp\left(\frac{-8T_h}{\mu}\right) \tag{2.8.1}$$

여기서 T_h는 방사방향 배수에 대한 시간계수이고 μ는 다음과 같이 정의된다.

$$T_h = \frac{C_v t}{4R^2} \tag{2.8.2}$$

$$\mu = \ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k}{k_s}\right)\ln(s) - \frac{3}{4} + \frac{z(2l-z)^2 k}{k_w r_w^2} \tag{2.8.3}$$

위 식에서 μ, n, s는 각각 다음과 같이 정의된다.

$$n = \frac{R}{r_w},\ s = \frac{r_s}{r_w} \tag{2.8.4}$$

평면변형률해석에서 배수재의 효과를 모델링하는 것은 평면변형률과 축대칭조건하에서 수평방향의 배수에 의해 발생하는 임의의 압밀도에 대하여 시간을 연관짓는 것을 포함한다. 따라서 웰레지스턴스의 효과는 무시된다.

$$\frac{T_{hpl}B^2}{k_{pl}} = \frac{T_{hax}R^2}{h_{ax}} \tag{2.8.5}$$

여기서 $2B$는 평면에서의 배수재의 간격이고 첨자 pl과 ax는 각각의 조건을 나타낸다. 배수재의 간격과 흙의 투수계수 모두 식 (2.8.5)을 만족시키기 위해 조정이 가능하다. 식 (2.8.5)를 사용함에 있어 중요한 것은 간격과 투수계수의 결과적인 값이 선택된 압밀도외 다른 요인을 적용하지 못한다는데 있다. 이는 T_{hpl}/T_{hax}이 일정하지 않고 압밀도에 따라 다양하다는 사실에서 기인한다. 더욱이 제한된 웰레지스턴스로 인해 압밀도는 깊이에 따라 다양하다. 유한요소해석과 Hansbo의 이론 사이에서 Hird et al.(1992)은 평면변형률에 대한 이론을 적용함으로서 보다 신뢰성있는 연관절차를 제안했다. 이들은 압밀조건하에서 평면에 연직방향에서 단위길이당 통수능 Q_w를 갖는 배수재를 포함하고 있는 절반의 폭이 B인 평면변형률 단위셀을 고려하였다. 이 단위셀은 〈그림 5〉와 같다. 연관절차에 대하여 배수재는 무시할 수 있을 정도의 두께를 가지며 스미어존은 없는 것으로 가정하였다.

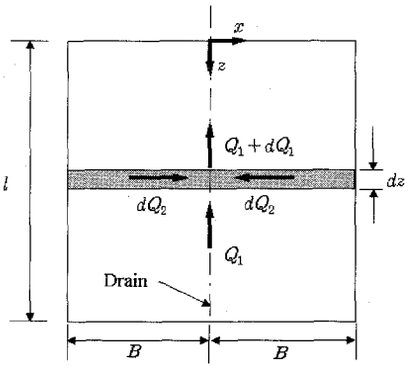


그림 2.8.2 평면변형률 단위셀

Russell(1990)의 유도식을 기반으로, Hird et al.(1992)은 평면변형률 단위셀의 평균압밀도를 다음의 식으로 제안했다.

$$U_h = 1 - \exp\left(\frac{-8T_h}{\mu}\right) \tag{2.8.6}$$

여기서 T_h와 μ는 다음과 같이 정의된다.

$$T_h = \frac{C_h t}{4B^2} \tag{2.8.7}$$

$$\mu = \left[\frac{2}{3} + \frac{2k}{BQ_w}(2lz - z^2)\right] \tag{2.8.8}$$

식 (2.8.6)은 축대칭 단위셀에 대한 압밀도를 정의하는데 있어 식 (2.8.1)과 정확히 일치한다. 연관되는 평면변형과 축대칭 단위셀의 압밀비로 인해, 단위셀의 매 회 및 매 단계에서의 평균압밀도를 일정하게 할 필요가 있다. 따라서,

$$U_{hpl} = U_{hax} \tag{2.8.9}$$

식 (2.8.1)과 식 (2.8.6)로부터 다음의 식을 도출할 수 있다.

$$\frac{T_{hpl}}{\mu_{hpl}} = \frac{T_{hax}}{\mu_{hax}} \tag{2.8.10}$$

$$\frac{C_{hpl}}{B^2\mu_{pl}} = \frac{C_{hax}}{R^2\mu_{ax}} \tag{2.8.11}$$

만일 흙의 재료특성이 각 경우에 동일하다고 하면,

$$B^2\mu_{pl} = R^2\mu_{ax} \tag{2.8.12}$$

μ_{pl}과 μ_{ax}에 대한 적절한 표현식은 식 (2.8.12)에서 대용할 수 있으며 이들 용어를 재배열하면 다음과 같다.

$$\frac{2}{3}B^2 - R^2\left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k}{k_s}\right)\ln(s) - \frac{3}{4}\right] = \left[\left(\frac{\pi R^2 k}{q_w}\right) - \left(\frac{2Bk}{Q_w}\right)\right](2lz - z^2) \tag{2.8.13}$$

기하학적 적합성에 대한 조건은 거의 무시할 수 있을 정도의 웰레지스턴스의 경우를 고려함으로써 얻을 수 있을 것이다(q_w와 $Q_w \rightarrow \infty$). 따라서, 스미어존의 효과를 포함한 기하학적 접근은 다음의 가정으로 완성된다.

$$B = R\sqrt{\frac{3}{2}\left[\ln\frac{n}{s} + \frac{k}{k_s}ln(s) - \frac{3}{4}\right]} \tag{2.8.14}$$

웰레지스턴스의 영향은 다음의 경우에는 독립적으로 연관된다.

$$\left(\frac{\pi R^2 k}{q_w}\right) - \left(\frac{2Bk}{Q_w}\right) = 0 \tag{2.8.15}$$

또는

$$Q_w = \left(\frac{2B}{\pi R^2}\right) q_w \tag{2.8.16}$$

식 (2.8.14)와 식 (2.8.16)로 대표되는 조건들은 흙의 투수계수가 평면변형조건과 축대칭조건에서 같다고 가정한다. 다시 말하면, 연관식은 투수계수가 배수재간격에 대신하여 변화한다는 가정하에 만들어질 수 있다. k_{pl}이 k_{ax}와 다를 때, 식 (2.8.12)는 다음으로 대체될 수 있다.

$$\left(\frac{k_{pl}}{B^2 \mu_{pl}}\right) = \left(\frac{k_{ax}}{R^2 \mu_{ax}}\right) \tag{2.8.17}$$

$B = R$이면, 투수계수와 웰레지스턴스의 관계는 다음과 같다.

$$k_{pl} = \frac{2k_{ax}}{-\left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_{ax}}{k_s}\right)\ln(s) - \frac{3}{4}\right]} \tag{2.8.18}$$

$$Q_w = \left(\frac{2}{\pi R}\right) q_w \tag{2.8.19}$$

제 3 장 프로그램 신뢰성 검토

3.1 개 요

최근에 지반구조물의 설계와 시공 기술이 발달함에 따라서 지반 문제를 정교하고 정확하게 해석해야 할 필요성이 점차 커지고 있다. 그 결과 수치해석은 이 분야의 필수불가한 도구가 되었다. 지금까지 많은 종류의 지반공학적 해석을 처리하기 위한 소프트웨어들이 개발되고 보급된 바 있으나 그 사용법이 까다롭고 불편하여 현업의 실무자들이 해석을 직접 실행하고, 설계에 반영하는 이상적 체계를 구현하는데 어려움이 있었다. 그러나 과거 제작 프로그램이라도 그 해석 결과가 널리 인정되고 공인되는 해석결과를 제공한다면, 사용자들은 그러한 프로그램을 사용법이 불편하더라도 사용할 수 밖에 없다. 본 장의 목적중의 하나는 사용자들이 본 개발 프로그램에 대한 신뢰감을 갖고 접근할 수 있는 근거를 마련하기 위함이다.

프로그램의 사용성과 효용성은 근본적으로 신뢰성을 바탕으로 한다. 이 장에서는 사용자가 프로그램을 사전에 테스트하거나 또는 필요로 하는 검증자료를 작성하는 수고를 덜어 주고자 한다. 또 다른 목적은 본 프로그램 사용하는데 있어 신뢰감을 갖고 접근하는게 차후 프로그램 배포 후에 검증 자료를 별도로 제공해야 하는 번거로움을 덜고자 하는 것이다. 또 다른 목적은 개발 프로그램이 토공노반 해석시 지반해석적 기능을 개관하고, 또한 해석결과의 특성을 이해 할 수 있도록 하는 것이다.

유한요소법과 같은 수치해법은 해석적 방법과는 달리 정해가 아닌 근사해이며, 모델링의 정밀도와 여러 해석 옵션의 설정에 따라서 수렴성과 그 정확성이 달라질 수 있다. 따라서 이번 장을 통하여 프로그램의 특성을 이해하고, 또한 현업 사용시 올바르게 토공 노반 해석/설계 업무에 도입되도록 지침을 제공한다.

3.2 신뢰성 확보 방안

과거 유한요소법을 이용한 수치해석 프로그램을 검증하기 위한 방법은 여러 가지 소개되었다. 수치해석의 검증은 설계자에게 신뢰감을 주기위한 가장 기초적인 문제이기 때문에 대부분의 상용 소프트웨어는 반드시 검증 절차를 거치게 된다. 따라서 본 프로그램에 대한 검증 절차는 실제 토공 단면 설계 업무를 수행하는 사용자에게는 중요한 사안이며, 결코 소홀이 할 수 없는 문제일 것이다.

수치 해석학적 모델를 통한 설계법에 대한 검증 방법은 다음과 같다. 첫째로 실계측을 통한 실측값 비교방법이다. 이러한 기법은 가장 신뢰성이 높고 이상적인 방법일 수 있다. 그러나 실내/외 계측 데이터를 사용하여 비교 할 경우 비교적 수치해석 결과와 실험 데이터가 일치 할 수 있지만, 유한요소법의 특성상 복잡한 단면에 대하여 실측 데이터와 비교하는 경우 전혀 다른 결과 나오는 경우가 많다. 이러한 이유는 지반 물성치의 대표성 또는 오차, 초기조건의 모호성, 적용 모델의 적합성, 계측 데이터의 신뢰성 등의 여러 가지 문제에서 기인한다. 두 번째는 이론해(정밀해)와 개발 프로그램의 수치해석 결과 비교이다. 이러한 방법은 가장 일반적으로 쓰여지는 방법이긴 하나, 이 방법 또한 복잡한 단면에 대해서는 이론해 접근이 거의 불가능하거나, 1차원적으로 이론해를 구하더라도 유한요소와 같은 2차원 이상의 망 해석결과 비교 자체가 불가능 하다. 마지막으로는 이미 검증된 상용 프로그램과의 비교이다. 상용 프로그램과 같은 경우에는 과거 지반공학회에서 검증 받은 VisualFEA, 암반공학회에서 검증 받은 MIDAS, 국제적으로 연구목적 또는 설계목적으로 널리 사용되는 CRISP, FLAC등이 있다.

본 장에서 도입된 개발 프로그램의 검증 방법은 크게 두가지로써 현장시험시공 데이터 비교검증방법과 상용프로그램을 이용한 수치해석 결과를 비교, 검토 방법이다. 첫번째로 시험시공에 의한 신뢰성 검증 방법은 PDB를 이용한 연약지반 개량시공의 현장 실측데이터를 근거로 비교검토하였다. 두번째로 상용프로그램에 의한 비교 검증 방법은 VisualFEA, CRISP 상용 프로그램을 사용하였다. 비록 각각 상용 프로그램의 특성이 달라 그 결과값에 대한 비교가 일치하지 않을 수 있으나, 대략적인 값의 범위를 제공함으로써 본 프로그램의 해석결과의 특성을 이해할 수 있을 것이다.. 상용 프로그램은 총 2가지를 채택하였으며, 첫째는 CRISP으로써 지반공학 분야에서는 20년 전부터 널리 보급되어 사용되어진 프로그램이다. 두 번째로 VisualFEA다. 이 프로그램은 과거 지반공학회에서 검증 된 바 있으며, 검증 당시 비교프로그램으로 FLAC이라는 유한차분 프로그램을 사용한 바 있다. 따라서 VisualFEA와의 수치해석 결과가 거의 차이가 없다면 개발 프로그램은 FLAC과도 간접적으로 비교가 될 것이다.

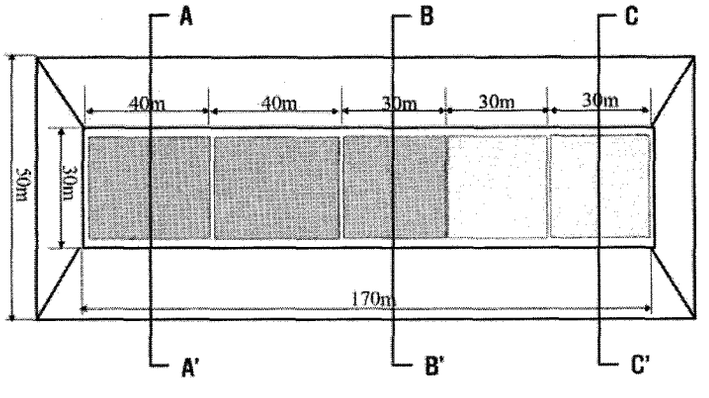
3.3 연약지반 PDB 개량 구간 검토

3.3.1 단면 및 물성치 제시

본 장에서는 본 프로그램을 이용하여 연약지반 개량이 진행중인 ○○시 관내 국도대체 우회도로 공사 시험시공에서 얻은 실제 현장 데이터를 기준으로 CAIN 프로그램의 역해석기법을 도입, 각 성토 단계별 현장 데이터를 통해 입력파라미터를 추정하고 추정된 파라미터를 산술평균값을 이용하여 지반개량이 완료된 후 예상되는 지반개량 효과에 대한 해석을 실시하였다.
표 3.3.3 은 시험시공 현황 및 계획을 나타내고 있는데, 당 현장은 현재 1.8m의 성토가 이루어진 상태로 추가성토가 진행중이다. 그림 3.3.1은 해석을 위한 기준 단면을 선정한 것으로 각기 다른 종류의 배수재가 타설된 3구간을 선정하였다.

표 3.3.1 시험시공 구간 연직배수재 설치 현황 및 시공 계획

조사 위치	타설심도 (m)	성토고 (m)	여성고 (m)	배수재간격 (m)	단계	성토고 (m)	연약지반처리기간(개월)					비고
							성토	존치	압밀도 (%)	목표압밀도 (%)	계	
2+420 ~ 3+110	10.5	4.4 ~ 7.4	2.4	1.4 (PBD, FDB)	1	3	2	6	88	80	40.9	통수능 미고려
					2	2	1.3	6	87	80		
					3	2	1.3	6	87	80		
					4	2	1.3	6	87	80		
					5	잔여	0.5	1.5	-	-		
2+420 ~ 3+110		4.4 ~ 7.4	2.4	1.2 (SDB)	4	3	2	6	86	80	40.9	통수능 고려
					2	2	1.3	6	83	80		
					3	2	1.3	6	83	80		
					4	2	1.3	6	83	80		
					5	잔여	0.5	1.5	-	-		



· A-A' 단면(STA.2+360) : PDB(1.4m × 1.4m) 타설구간
· B-B' 단면(STA.2+435) : SDB(1.2m × 1.2m) 타설구간
· C-C' 단면(STA.2+495) : FDB(1.4m × 1.4m) 타설구간

그림 3.3.1 적용성 분석을 위한 단면의 선정

역해석을 위해 기본값으로 주어지는 파라미터는 표 3.3.4와 같다.

표 3.3.2 적용성 분석을 위한 입력 파라미터

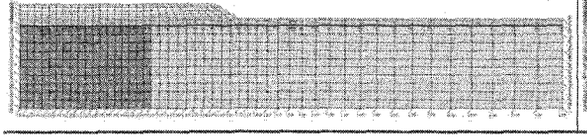
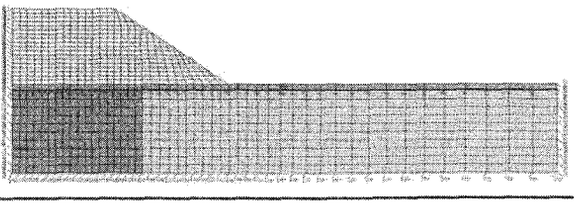
구분	Embankment	Sand & Gravel	Clay-Hird	Clay-Origin	PBD
적용 모델	Isotropic Elastic		Modified Camclay		Consolidation Bar
E_0 (kN/m^2)	25000	20000	3000	3000	0.001
ν	0.25	0.25	0.33	0.33	0.30
γ_{bulk} (kN/m^2)	18.00	18.00	18.11	18.11	0.00001
γ_w (kN/m^2)	-	-	9.81	9.81	9.81
κ	-	-	0.02	0.02	-
λ	-	-	0.22	0.22	-
e_{cs}	-	-	2.10	2.10	-
M	-	-	0.90	0.90	-
k_x (m/s)	-	-	개별 적용	1.94E-9	개별 적용
k_y (m/s)	-	-	개별 적용	0.97E-10	개별 적용
배수조건	배수	배수	압밀	압밀	압밀

* 배수재 간격 1.4m×1.4m 적용시 입력투수계수
Clay-Hird : k_x= 2.133E-10 m/sec, k_y = 1.067E-10 m/sec
PBD : k_x=k_y= 2.087E-03 m/sec
* 배수재 간격 1.2m×1.2m 적용시 입력투수계수
Clay-Hird : k_x= 2.977E-10 m/sec, k_y = 1.488E-10 m/sec
PBD : k_x= k_y= 2.841E-03 m/sec
☞ 프로그램에 적용된 투수계수 산정식은 1장 1.2.4의 식(1.57)과 식(1.58) 참조

* 배수재 입력 파라미터(프로그램 입력값)
1. 교란영역비(r_s/r_w) : 6
2. 배수재통수능 : 5.0cm3/sec
3. 배수재환산직경 : 0.05m
4. 수치해석상 개량영역 폭 : 15.0m
5. 수치해석상 배수재 타설갯수 : 10EA
6. 투수이방성(k_h/k_v) : 2
7. 교란영역투수계수비(k_h/k_v) : 3

본 프로그램의 적용성 분석을 위해 기준이 되는 파라미터는 당 현장의 압밀시험 결과의 산술평균값을 채용하였으며, 그 외 미지의 파라미터는 가정한 값을 사용하였다. 본 적용성 분석을 위해 실시한 역해석은 당현장의 지표침하판 데이터를 기준으로 하였으며 각 단계성토 후 존치기간이 끝나는 시점을 기준으로 발생한 침하량을 이용, 역해석을 반복 수행하여 각 단계마다 개량영역의 입력파라미터를 재산정하였다. 이렇게 얻어진 입력파라미터를 산술평균하여 최종 침하량 예측의 기준 파라미터로 채용하였으며 최종 침하량 예측시 입력파라미터를 제외한 연약지반의 처리기간 및 성토고 등은 표 3.3.3의 시공계획을 기준으로 4단계 성토(성토고 총 9m)를 고려하였다. 표 3.3.5은 역해석 및 최종 침하량 예측을 위한 기준단면을 나타낸다.

표 3.3.3 역해석 및 계획성토에 따른 침하량 산정을 위한 해석단면

역해석(H=1.8m)	계획성토에 따른 침하량 산정(H=9.0m)
	

3.3.2 PBD 타설구간(STA. 2+360)

PBD 타설구간의 해석을 위한 대표단면(STA. 2+360)은 그림 3.3.2의 A-A' 단면으로 1.8m의 성토가 진행중인 현재 약 0.08m(진행방향 중앙)의 침하를 보이고 있다. 각 성토단계별 침하량을 기준으로 역해석을 수행한 결과는 표 3.3.6와 그림 3.3.6에 나타나있다. 즉시침하가 과다하게 일어난 성토 3단계의 역해석 결과를 제외하고 재산정된 입력파라미터로 해석한 시험시공구간의 예상 개량효과는 그림 3.3.4에서 그림 3.3.8에 나타내었다. 해석결과 PBD 타설구간에서 발생할 것으로 예상되는 침하는 9.0m 성토 후 약 1.0m인 것으로 나타났다.

표 3.3.4 개량지반 입력 파라미터에 대한 역해석 결과(STA. 2+360)

구분	초기값	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계	평균
κ	0.022	0.021	0.020	0.024	0.018	0.011	0.017
λ	0.220	0.205	0.200	0.240	0.175	0.105	0.171
e_{cs}	2.100	1.900	2.100	2.175	2.175	3.200	2.344
M	0.900	0.900	0.800	0.700	0.700	0.900	0.825

* 3단계 성토시 불균등 재하로 인한 시공중 국부적인 즉시침하가 발생하여 이를 산술평균시 제외시킴.

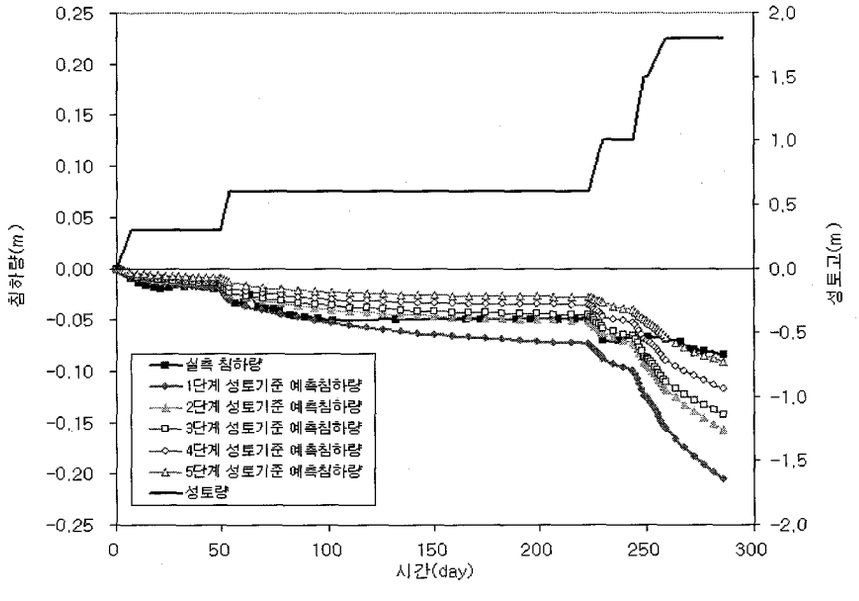


그림 3.3.2 개량지반 입력 파라미터에 대한 역해석 결과

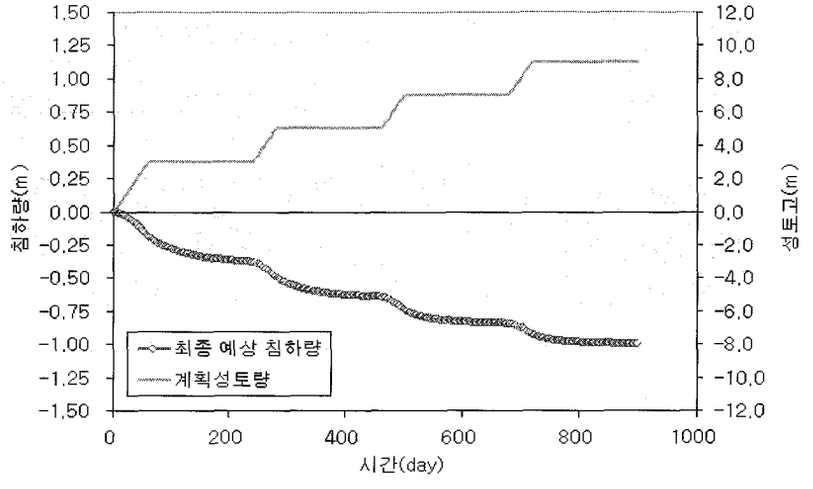


그림 3.3 7 계획성토시 침하량 변화

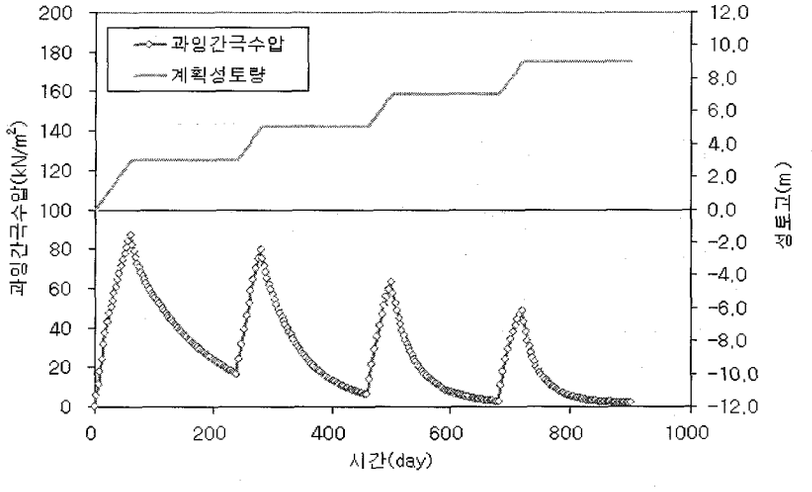


그림 3.3.8 계획성토시 과잉간극수압 변화

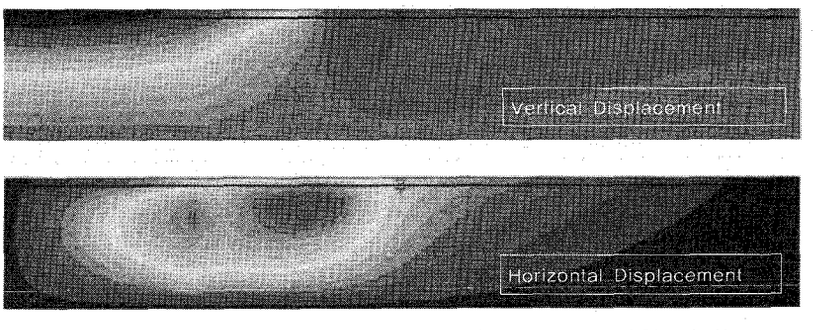


그림 3.3.9 계획성토시 발생 변위도(H=9.0m, 6개월 경과)

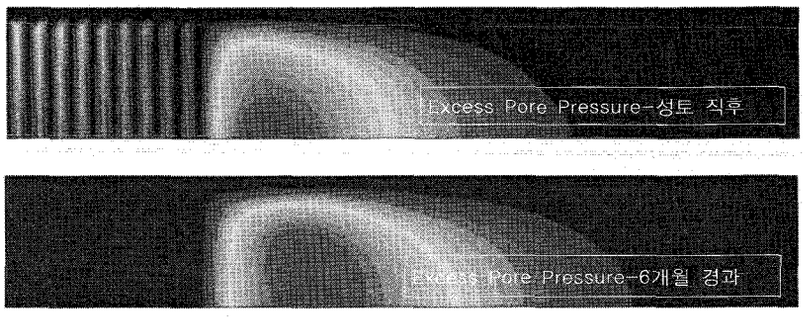


그림 3.3.10 계획성토시 발생 과잉간극수압도(H=9.0m)

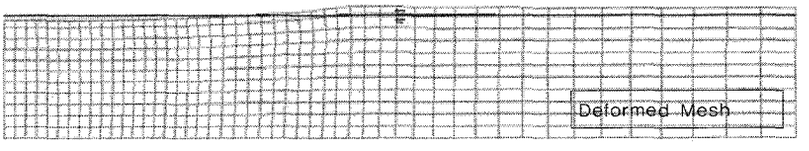


그림 3.3.11 계획성토시 Mesh 변형도(H=9.0m, 6개월 경과)

3.3.3 FDB 타설구간(STA. 2+435)

SDB 타설구간의 해석을 위한 대표단면(STA. 2+435)은 그림 3.3.2의 B-B' 단면으로 1.8m의 성토가 진행중인 현재 약 0.22m(진행방향 중앙)의 침하를 보이고 있다. 각 성토단계별 침하량을 기준으로 역해석을 수행한 결과는 표 3.3.7와 그림 3.3.9에 나타나있다. 즉시침하가 과다하게 일어난 성토 1, 3단계의 역해석 결과를 제외하고 재산정된 입력파라미터로 해석한 시험시공구간의 예상 개량효과는 그림 3.3.10에서 그림 3.3.14에 나타내었다. 해석결과 SDB 타설구간에서 발생할 것으로 예상되는 침하는 9.0m 성토 후 약 1.84m인 것으로 나타났다.

표 3.3.5 개량지반 입력 파라미터에 대한 역해석 결과(STA. 2+435)

구분	초기값	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계	평균
κ	0.022	0.060	0.034	0.023	0.020	0.023	0.026
λ	0.220	0.600	0.340	0.232	0.203	0.225	0.256
e_{cs}	2.100	2.100	1.950	1.800	2.150	2.075	2.058
M	0.900	1.200	0.913	1.121	1.175	0.900	0.996

* 1, 3단계 성토시 불균등 재하로 인한 시공중 국부적인 즉시침하가 발생하여 이를 산술평균시 제외시킴.

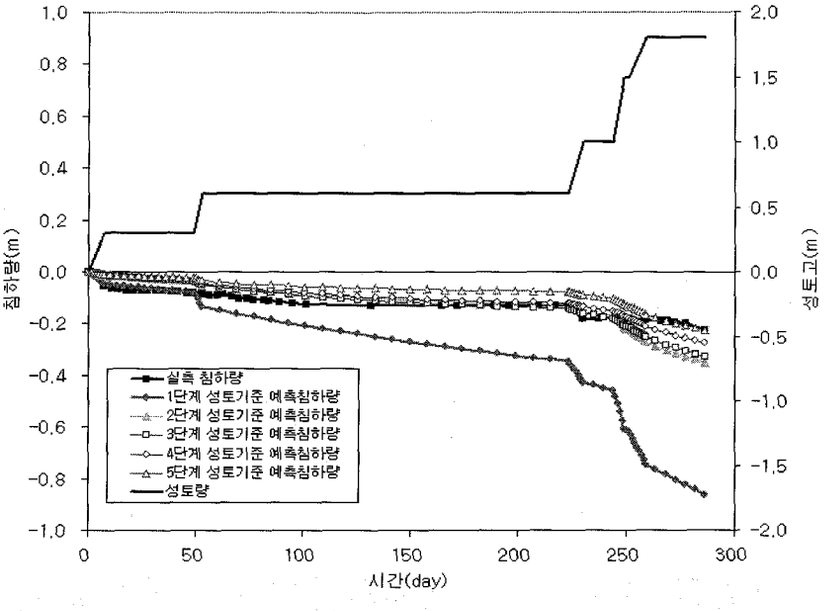


그림 3.3.12 개량지반 입력 파라미터에 대한 역해석 결과

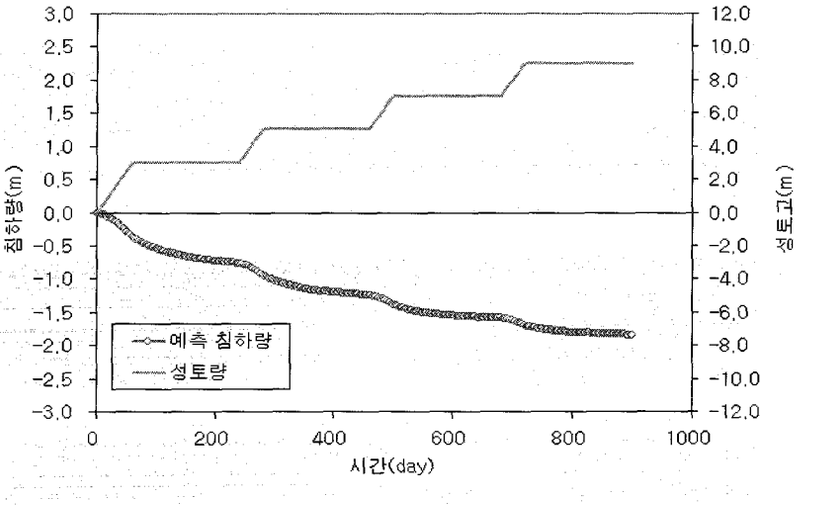


그림 3.3.13 계획성토시 침하량 변화

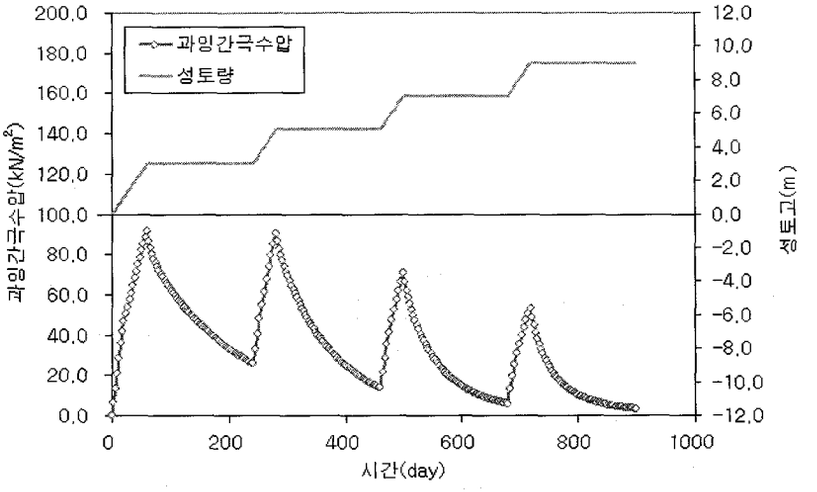


그림 3.3.14 계획성토시 과잉간극수압 변화

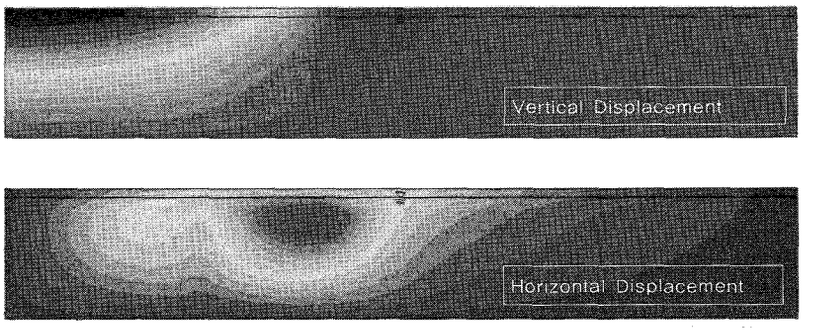


그림 3.3.15 계획성토시 발생 변위도(H=9.0m, 6개월 경과)

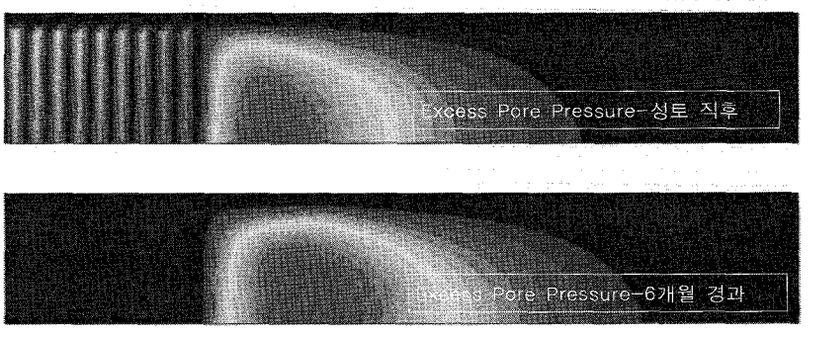


그림 3.3.16 계획성토시 발생 과잉간극수압도(H=9.0m)

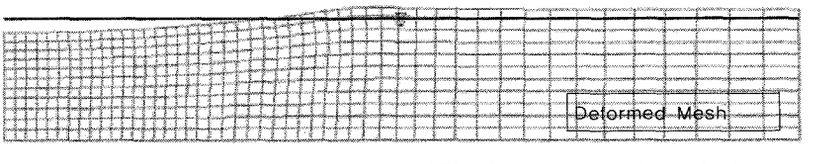


그림 3.3.17 계획성토시 Mesh 변형도(H=9.0m, 6개월 경과)

3.3.4 FBD 타설구간(STA. 2+360)

FDB 타설구간의 해석을 위한 대표단면(STA. 2+495)은 그림 3.3.2의 C-C' 단면으로 1.8m의 성토가 진행중인 현재 약 0.13m(진행방향 중앙)의 침하를 보이고 있다. 각 성토단계별 침하량을 기준으로 역해석을 수행한 결과는 표 3.3.6과 그림 3.3.15에 나타나있다. 즉시침하가 과다하게 일어난 성토 3단계의 역해석 결과를 제외하고 재산정된 입력파라미터로 해석한 시험시공구간의 예상 개량효과는 그림 3.3.16에서 그림 3.3.20에 나타내었다. 해석결과 FDB 타설구간에서 발생할 것으로 예상되는 침하는 9.0m 성토 후 약 1.69m인 것으로 나타났다.

표 3.3.6 개량지반 입력 파라미터에 대한 역해석 결과(STA. 2+495)

구분	초기값	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계	평균
κ	0.022	0.046	0.028	0.025	0.020	0.026	0.025
λ	0.220	0.460	0.275	0.250	0.200	0.260	0.245
e_{cs}	2.100	1.650	1.850	1.775	1.775	1.800	1.808
M	0.900	1.000	0.933	0.933	0.867	0.722	0.841

* 1단계 성토시 역해석결과로 얻어진 예상침하량의 편차가 현저히 커 산술평균시 제외시킴.
* 3단계 성토시 불균등 재하로 인한 시공중 국부적인 즉시침하가 발생하여 이를 산술평균시 제외시킴.

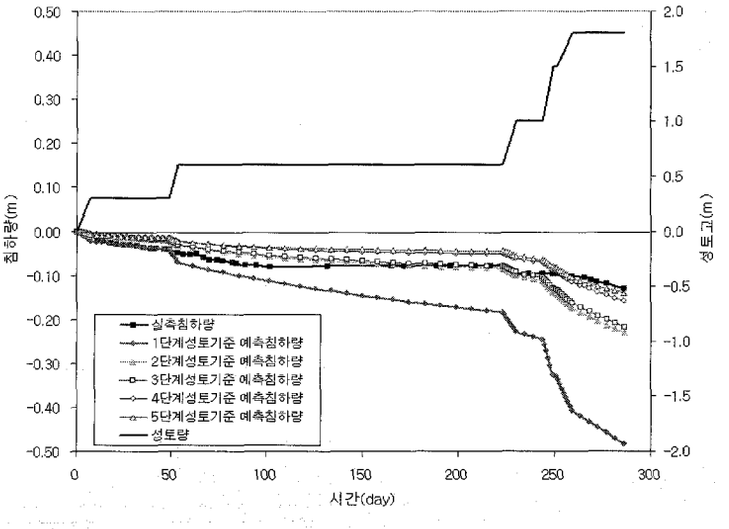


그림 3.3.18 개량지반 입력 파라미터에 대한 역해석 결과

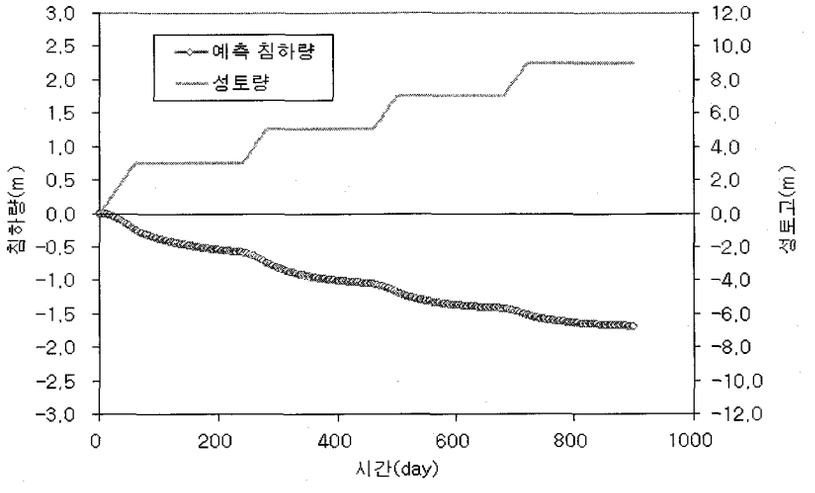


그림 3.3.19 계획성토시 침하량 변화

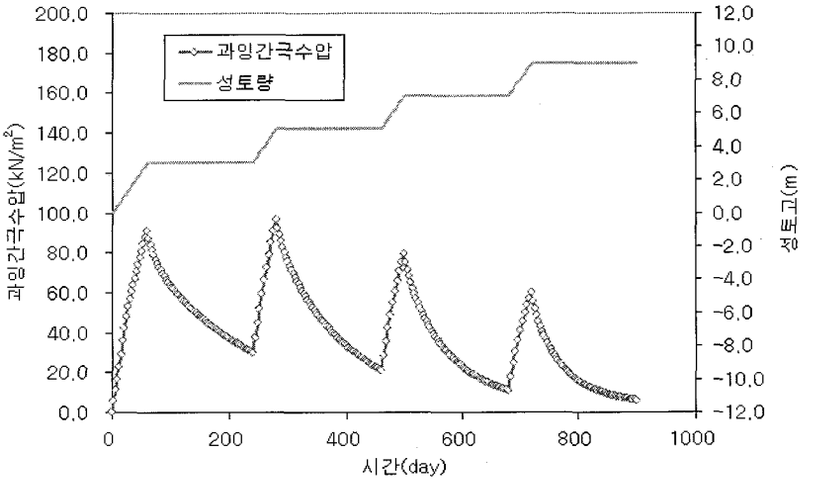


그림 3.3.20 계획성토시 과잉간극수압 변화

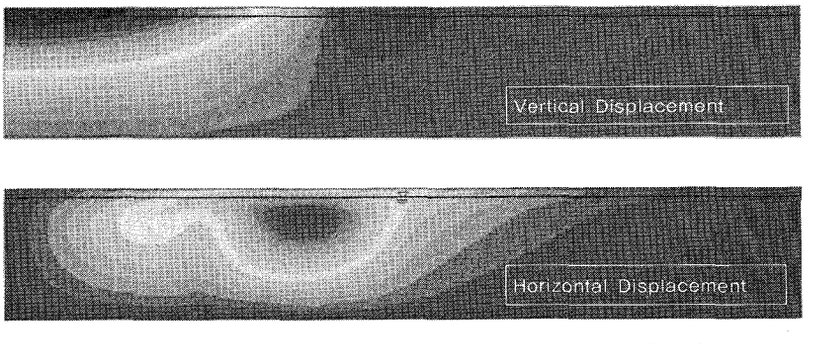


그림 3.3.21 계획성토시 발생 변위도(H=9.0m, 6개월 경과)

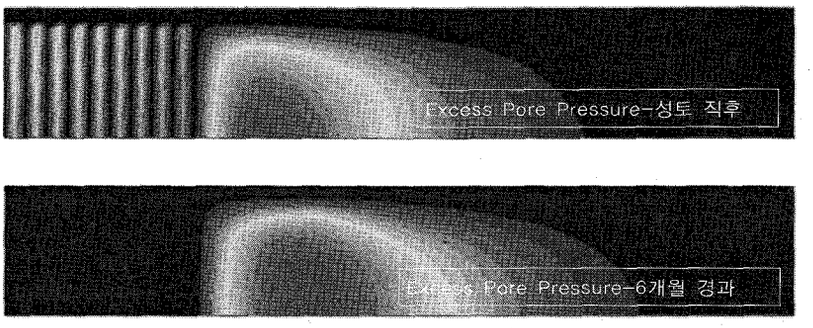


그림 3.3.22 계획성토시 발생 과잉간극수압도(H=9.0m, 6개월 경과)

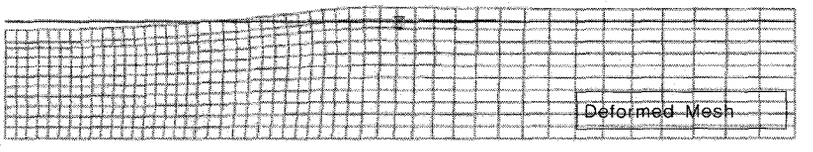


그림 3.3.23 계획성토시 Mesh 변형도(H=9.0m, 6개월 경과)

3.4 철도 노반 신뢰성 검토

3.4.1 단면선정

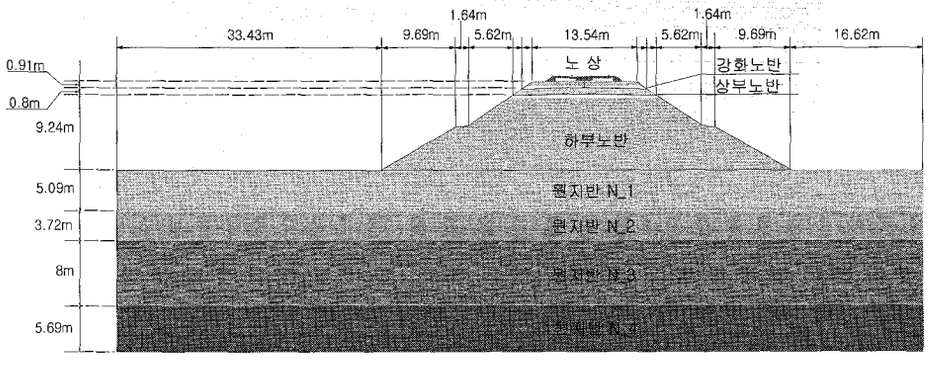


그림 3.4.1 적용성 분석을 위한 단면의 선정

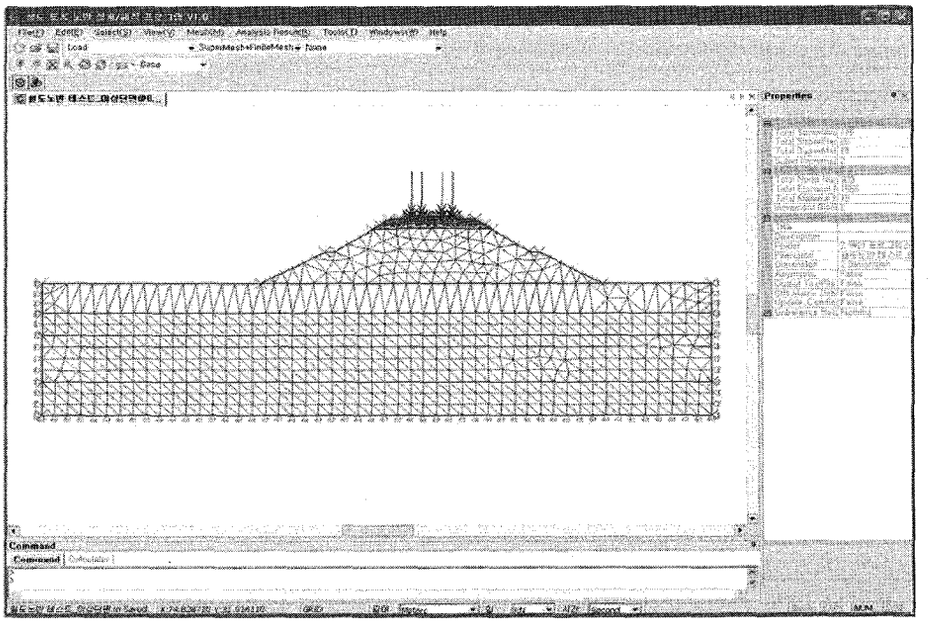


그림 3.4.2 개발 프로그램 단면 형성 화면

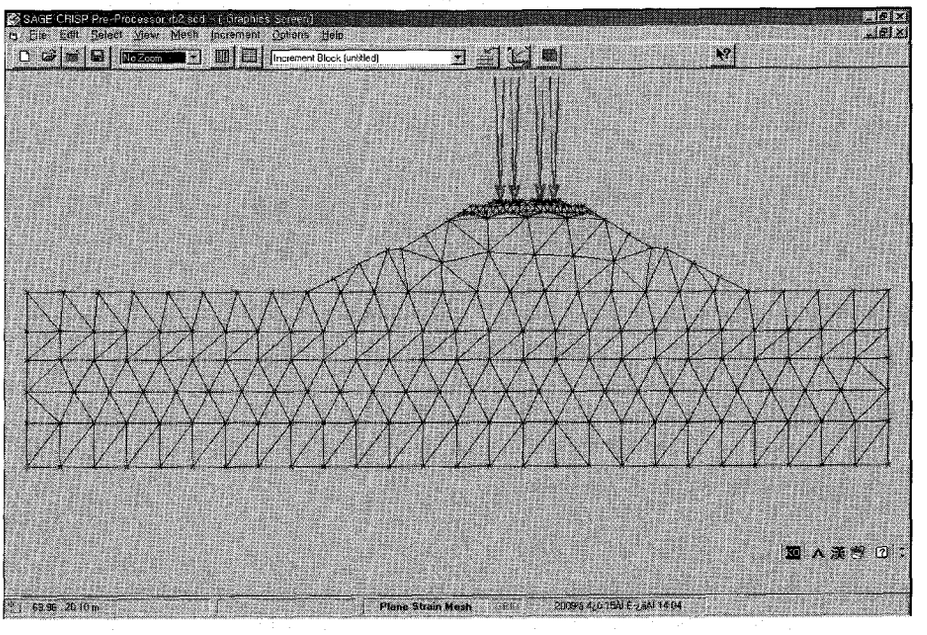


그림 3.4.3 비교 상용 프로그램 CRISP

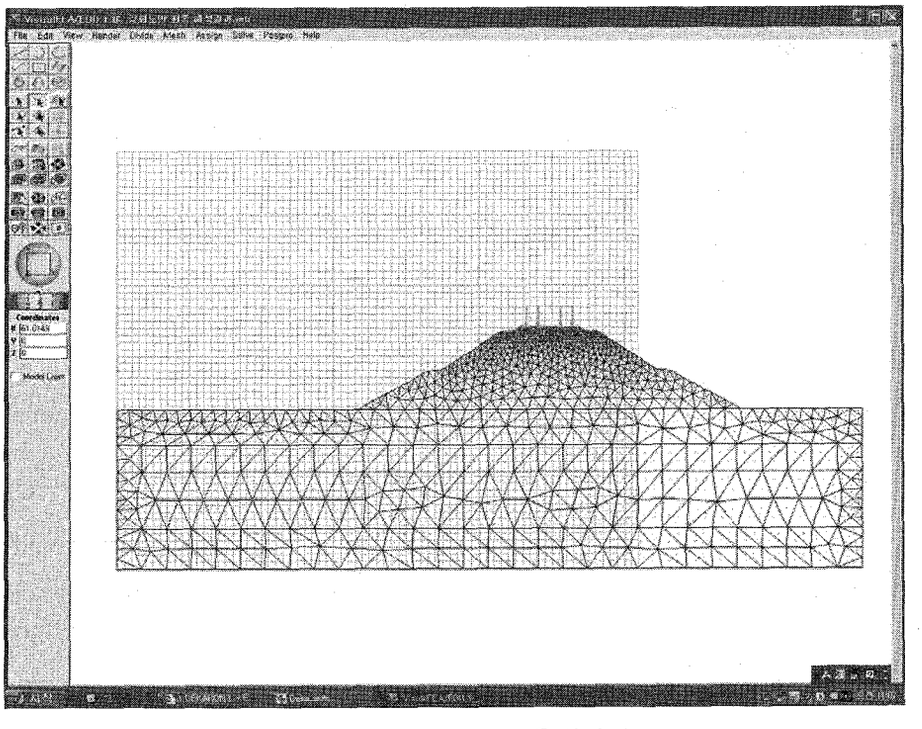


그림 3.4.4 VisualFEA운영화면

3.4.2 물성치 선정

표 3.4.1 신뢰성 분석을 위한 물성치

종 류	해 석 모 델	탄성계수, E (kPa)	프아송비, v	단위중량, γ_t (kN/m^3)	토압계수, K_o	탄성계수 기울기, α (KPa/m)
레 일	Isotropic Elastic	29,419,950	0.2	76	0.3	-
침 목	Isotropic Elastic	2,940,000	0.1	24	0.3	-
TCL	Isotropic Elastic	89,613	0.2	22	0.3	-
도 상	Isotropic Elastic	196,133	0.3	24.5	0.3	-
강화노반	Isotropic Elastic	150,000	0.3	24.5	0.3	-
상부노반_N1	Isotropic Elastic	88,200	0.3	20	0.3	-
하부노반_N1	Isotropic Elastic	686,000	0.3	22	0.3	-
원지반_N1	Elastic Linear Variation with depth	280,000	0.3	20	0.5	5,162
원지반_N2	Elastic Linear Variation with depth	300,000	0.3	20	0.5	5,162
원지반_N3	Elastic Linear Variation with depth	320,000	0.3	20	0.5	5,162
원지반_N4	Elastic Linear Variation with depth	350,000	0.3	20	0.5	5,162

개발 프로그램의 신뢰성 분석을 위해 기준이 되는 파라미터는 당 해석단면은 비교되는 프로그램의 파라미터와 동일하게 적용하였으며, 그 외 요소와 절점은 해당 프로그램에서 제공하는 자동 요소생성툴을 이용하여 생성하였다.

3.4.3. 상용프로그램을 이용한 다층 탄성해석 및 개발프로그램 결과 비교

(1) 탄성변위량 검토

그림 3.4.5과 같이 단면의 검토 절점은 제시한 된 것과 같다. 표 3.4.2와 같이 CRISP과 VisualFEA FEA 비교 검토 결과 개발 프로그램은 1%미만의 오차범위를 가지는 것으로 분석되었다.

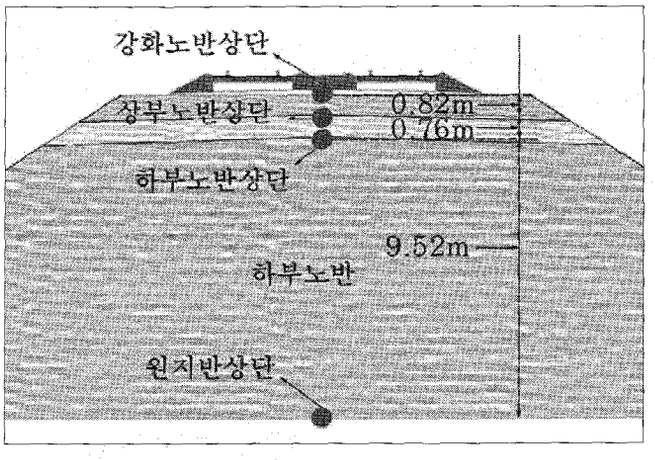


그림 3.4.5 절점 선택 위치

표 3.4.2 탄성 변위량 비교

위 치	해 석 모 델	개발 프로그램 (mm)	CRISP (mm)	VisualFEA (mm)
강화노반 상단	Isotropic Elastic	-4.671	-4.699	-4.797
상부노반 상단	Isotropic Elastic	-4.663	-4.699	-4.720
하부노반 상단	Isotropic Elastic	-4.299	-4.352	-4.870
원지반 상단	Elastic Linear variation with depth	-2.143	-2.163	-2.558

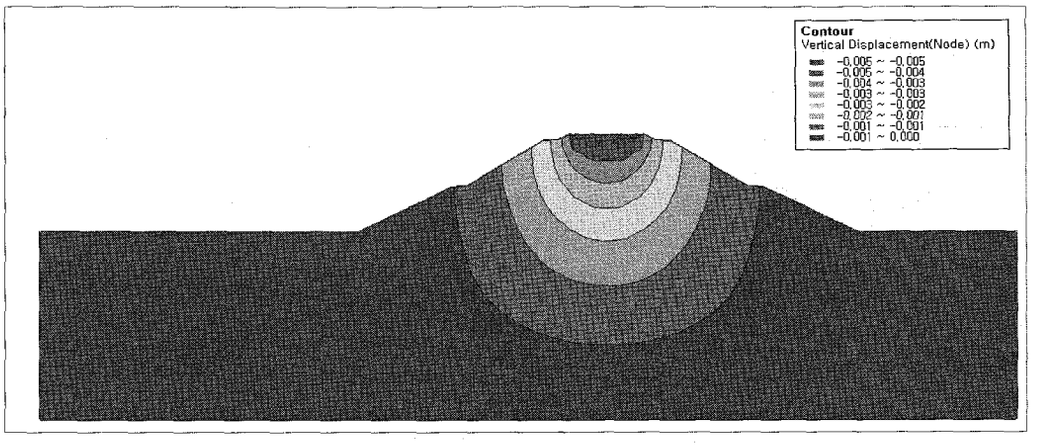


그림 3.4.6 토공노반 프로그램에서의 탄성변위량 contour

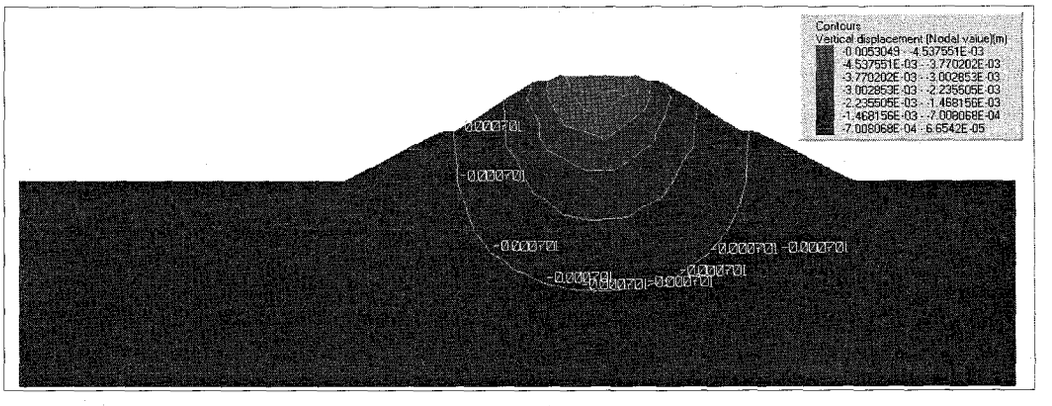


그림 3.4.7 CRISP에서의 탄성변위량 contour

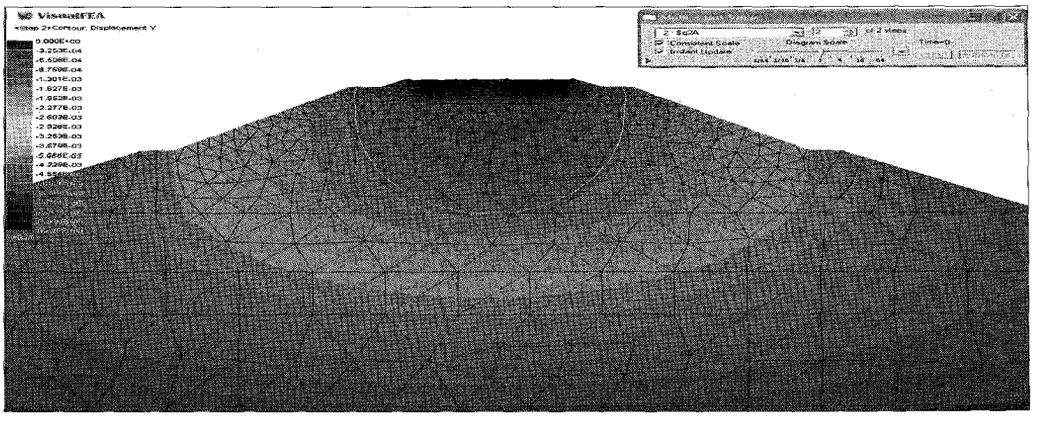


그림 3.4.8 VisualFEA에서의 탄성변위량 contour

(2) 수직응력 검토

단면의 검토 적분점은 그림 3.4.9에 제시하였다. 표 5와 같이 CRISP과 비교 검토 결과 개발 프로그램은 4~1%미만의 오차범위를 가지는 것으로 평가되었다. 이와 같은 차이는 개발 프로그램이 자중에 대한 초기 조건 생성시 2차원을 이용하여 계산되는 반면 CRISP은 1차원으로 자중을 계산하기 때문이라 사료된다. 그림 21에서와 같이 CRISP은 수직응력 분포가 열차하중에 의해 증가 될뿐, 성토에 의한 사하중 증가로 성토 아래 원지반의 수직응력 증가분을 제대로 고려할 수 없는 것을 보여준다. VisualFEA는 2차원 자중계산에 의한 Insitu 조건 생성을 지원하므로 개발프로그램과 유사한 결과를 가지나, 요소망 자동 생성 툴이 개발프로그램과 상이하여 다소 차이가 나는 수직응력이 산출되었다.

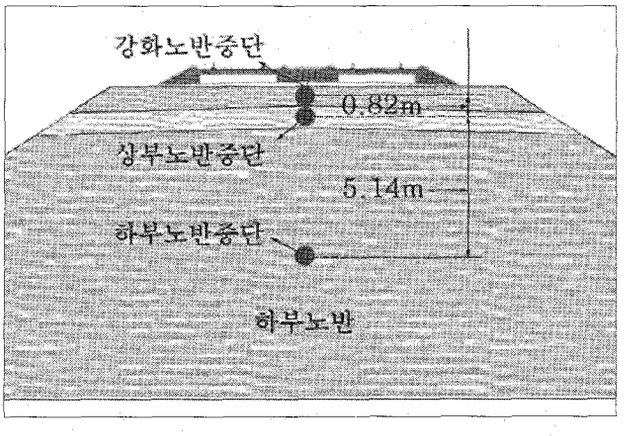


그림 3.4.9 절점 선택 위치

표 3.4.3 수직응력 비교

위 치	해 석 모 델	개발프로그램 (kPa)	CRISP (kPa)	VisalFEA (kPa)
강화노반 중단	Isotropic Elastic	55.6	58.0	48.5
상부노반 중단	Isotropic Elastic	105.8	106.1	105.3
하부노반 중단	Isotropic Elastic	194.1	196.0	203.0

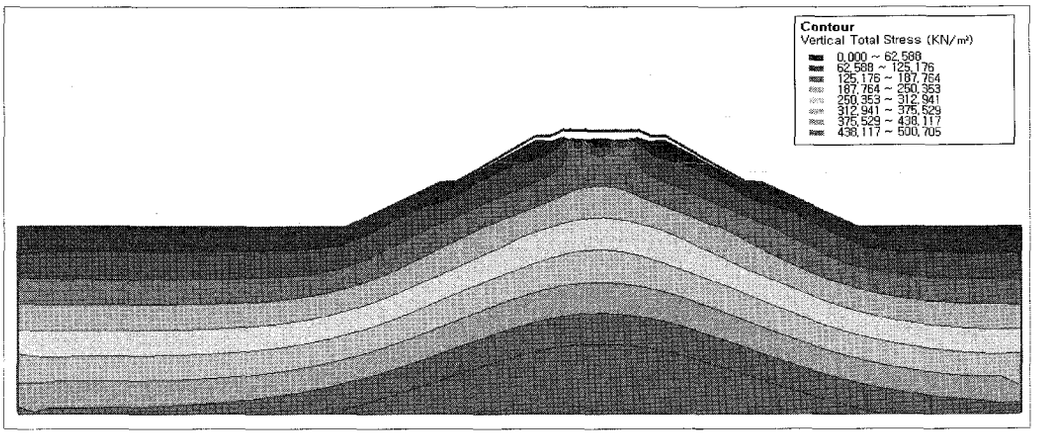


그림 3.4.10 토공노반 프로그램에서의 수직응력 contour(총하중)

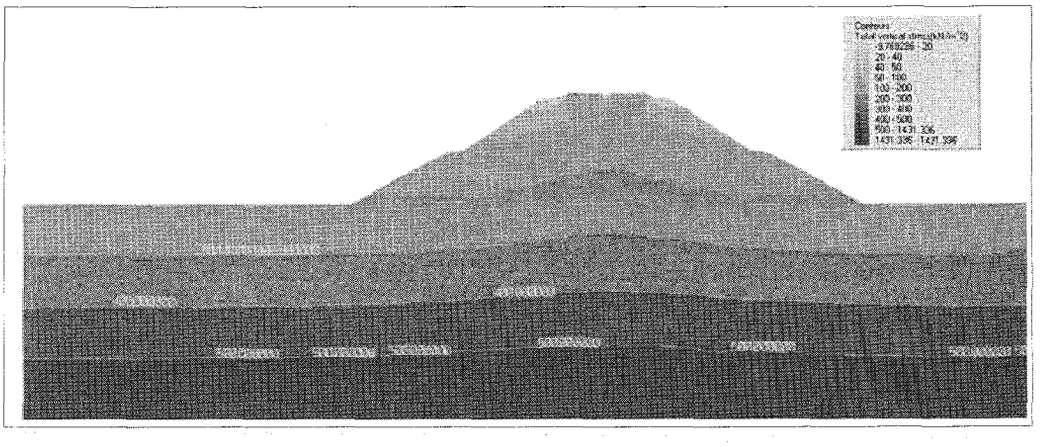


그림 3.4.11 CRISP에서의 수직응력 contour(총하중)

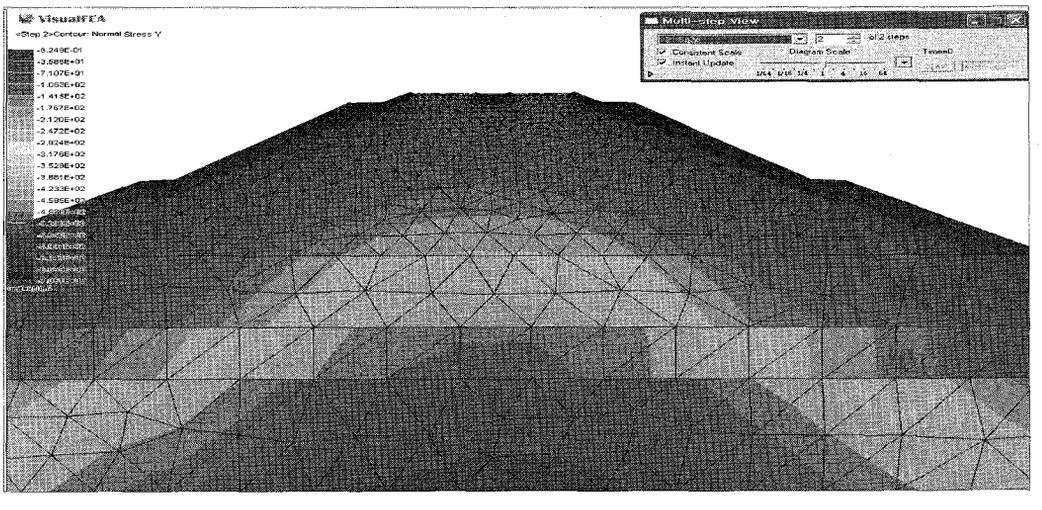


그림 3.4.12 VisualFEA에서의 수직응력 contour(총하중)

3.4.4 축차응력 검토

그림 3.4.13과 같이 단면의 검토 적분점은 제시한 된 것과 같다. 표 3.4.4와 같이 CRISP과 비교 검토 결과 개발 프로그램은 2~1%미만의 오차범위를 가지는 것으로 평가되었다. 이와같은 차이는 개발 프로그램이 자중에 대한 초기 조건 생성시 2차원을 이용하여 계산되는 반면 CRISP은 1차원으로 자중을 계산하기 때문이라 사료된다. 따라서 축차응력 계산시 참조가 되는 수직 및 수평응력의 오차에 의거하여, 축차응력의 차이가 있는 것으로 사료된다. VisualFEA에서는 축차응력에 대하여 강화노반 중단에서 개발 프로그램이 20.69kPa정도 크게 나왔다. 그러한 이유는 VisualFEA가 초기 자중 계산시 수평토압에 대하여 층별로 고려할 수 없고 전체 토체에 대하여 1개만 지정할 수 있기 때문에 강화노반의 토압계수를 일괄적으로 주었기 때문에 복합 토층에 대해서는 차이가 있는 것으로 사료된다.

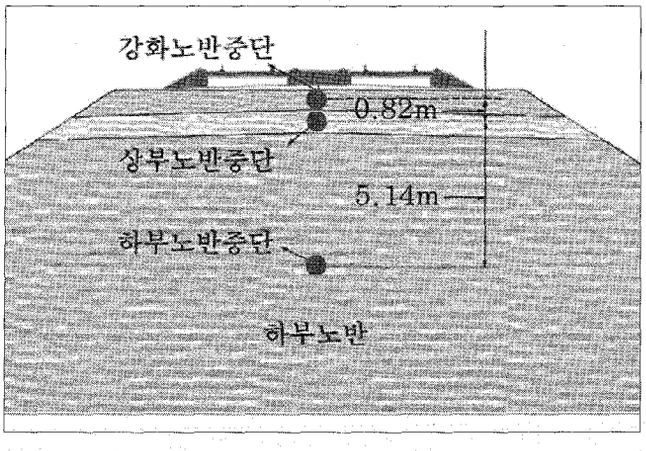


그림 3.4.13 적분점 선택 위치

3.4.4 축차응력 비교

위 치	해 석 모 델	개발프로그램 (kPa)	CRISP (kPa)	VisalFEA (kPa)
강화노반 중단	Isotropic Elastic	43.8	44.8	23.11
상부노반 중단	Isotropic Elastic	52.9	52.0	52.91
하부노반 중단	Isotropic Elastic	122.0	120.0	162.2

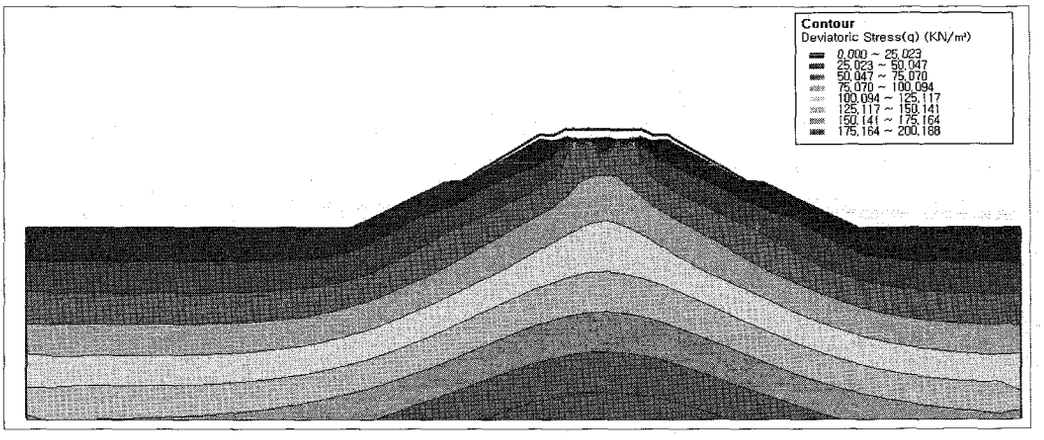


그림 3.4.14 토공노반 프로그램에서의 축차응력 contour(총하중)

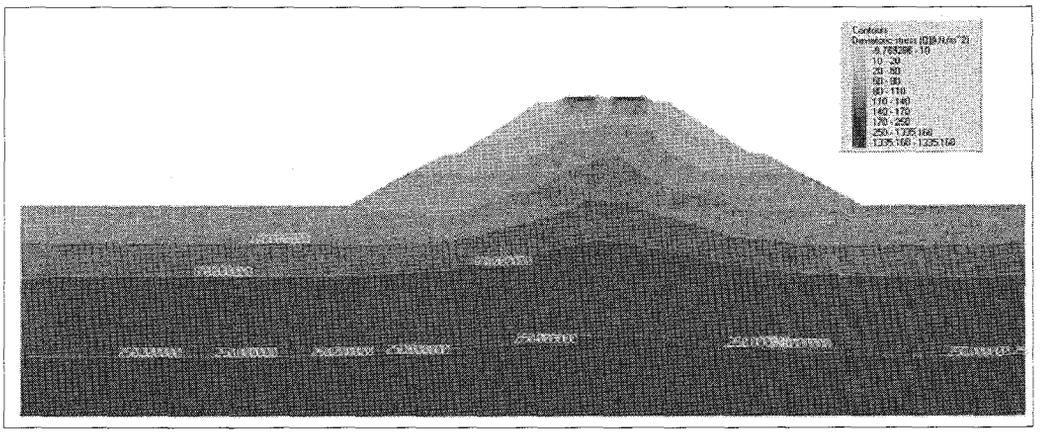


그림 3.4.15 CRISP에서의 축차응력 contour(총하중)

3.4.5 회복탄성계수에 대한 비교

개발프로그램에 도입된 회복탄성계수의 모델 특성을 이해하기 위해 표 3.4.5와 같이 탄성해석과 회복탄성계수 해석 비교를 수행하였다. 회복 탄성계수 해석시 강화노반과 같은 경우에는 탄성변위량이 탄성해석에 비해 줄었으며, 하부노반과 같이 토사류는 탄성변위량이 비슷하였다. 이와같은 이유는 회복 탄성계수가 쇄석 같은 토질 종류에는 증가되기 때문이라 사료된다.

표 3.4.5 탄성 변위량 비교

위 치	탄성해석		회복탄성계수 해석	
	탄성계수 (kPa)	탄성변위 (mm)	해석모델	탄성변위
강화노반	521179.1	-0.191	쇄석	-0.145
상부노반	128259.9	-0.447	토사	-0.381
하부노반	228259.9	-2.161	토사	-2.173

3.4.6 결 론

본장에서는 개발 프로그램의 신뢰성을 검증하기 위하여 신뢰성이 이미 검증된 CRISP, VisualFEA를 이용하여 해석 결과를 비교 검토하였다. 또한 본 프로그램에 도입된 회복탄성계수에 대한 민감도 분석을 실시하여 기존 탄성이론과의 차이점을 제시하였고, 회복탄성계수의 적용성에 대한 검토를 수행하였다.

비교 검토결과 탄성해석 범위에서는 비교대상 프로그램인 CRISP과 변위량에서는 1%이내의 오차율을 가지며, 축차 및 수직응력과 같은 경우에는 최대 4%이하의 오차율을 가지는 것으로 파악 되었다. 응력과 같은 경우에는 CRISP이 초기 지반 응력상태를 1차원으로 가정하고 계산하는데 반해, 개발 프로그램은 2차원 계산을 수행하기 때문에 결국은 개발프로그램이 더욱 정확도가 높다는 것을 나타낸다. VisualFEA 또한 유사한 결과를 나타냈으나, 초기 토압계수를 지층별로 입력할 수가 없어 강화노반의 토압계수를 전층에 일괄적으로 적용 하였다. 따라서 강화노반층에 대해서는 응력상태가 1% 이하로 일치하였으나 토압계수가 일치하지 않는 층은 35%정도까지 차이를 보였다.

이상의 신뢰성 검토 결과 변위량에 대해서는 1% ~ 4% 정도의 차이가 있었으며, 응력값에 대해서는 1% ~ 35% 정도까지 차이가 있었다. 이와 같이 응력상태가 서로 상이한 이유는 사용프로그램의 초기응력 조건을 생성에 있어 CRISP은 1차원으로 수행하고, VisualFEA는 모든 층에 단하나의 토압계수만 입력할 수 있기 때문에 생긴 차이라 사료된다.

회복탄성계수과 탄성계수 모델에 의한 해석결과는 완전탄성계수 모델에 비해 회복탄성계수 모델은 쇄석과 같은 토질에 대해서는 탄성변위가 크게 나타났으며, 일반 토질에 대해서는 거의 비슷하게 해석되었다.

제 4 장 프로그램 민감도 검토

본 장에서는 CAIN 프로그램을 이용하여 PBD 개량구역에 대한 성토 재하 시 고려할 수 있는 여러 영향인자에 대한 민감도 분석을 실시하였다. 검토대상지반은 단순한 형태의 가상 단면을 선정·적용하였으며, 재료 파라미터는 ○○시 관내 국도대체 우회도로 공사 시험시공에서 사용된 것의 산술평균값을 이용하였다. 해석단면은 상부에 강성이 상대적으로 큰 토사를 성토하고 토사의 성토가 종료된 후에는 장기압밀침하를 고려하기위해 5년 동안 방치하였다. 민감도 분석의 신뢰도를 높이기 위해 범용 지반해석프로그램인 Sage Crisp 5.0을 비교 프로그램으로 선정하여 동일 단면에 대한 해석을 병행하였으며, PBD 개량구간을 두 가지 방식으로 모사할 수 있도록 개발된 CAIN 모듈의 적정성 평가를 위해 Drainage Bar Element 적용단면과 미적용단면에 대한 해석을 병행하였다.

표 4.1.1에는 민감도 분석을 위한 해석의 일반적인 순서를 제시하였고, 표 4.1.2에는 본 장에서 실시한 민감도 분석의 검토 항목을 요약하였다. 표 3.3에는 입력 파라미터를 제시하였다.

표 4.1.1 민감도 분석의 일반적인 해석순서

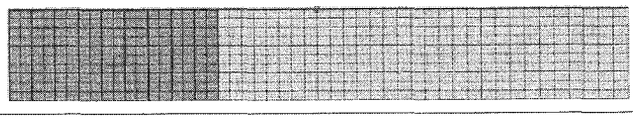
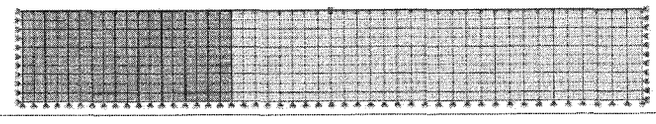
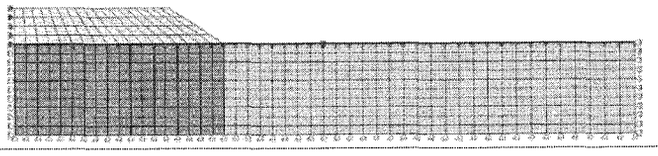
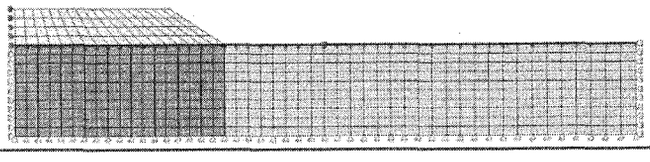
No.	단계	단면형태 예시
0	초기상태	
1	경계조건 설정	
2	제체성토(토사, 6m, 60days)	
3	장기압밀(5Years)	

표 4.1.2 민감도 분석의 검토 항목

요소 형상	Drain 간격	Drain 통수능 (cm3/sec)	Drain 타설갯수	스미어존 η	재하속도 (cm/day)	개량폭비 B/D	제체고 (m)
삼각형 사각형	1B 2B 3B	5 10 15	5EA 10EA 15EA	1 3 6	10 20 30	0.7 1.0 1.3	6 8 10

표 4.1.3 민감도 분석을 위한 입력 파라미터

Embankment		Clay-Hird		Clay-Origin		PBD	
Isotropic Elastic		Modified Camclay		Modified Camclay		Bar	
E_0 (kN/m2)	25000	E_0 (kN/m2)	4000	E_0 (kN/m2)	4000	E_0 (kN/m2)	0.001
ν	0.25	ν	0.33	ν	0.33	ν	0.30
γ_{bulk} (kN/m2)	18.00	γ_{bulk} (kN/m2)	18.11	γ_{bulk} (kN/m2)	18.11	γ_{bulk} (kN/m2)	0.00001
γ_w (kN/m2)	-	γ_w (kN/m2)	9.81	γ_w (kN/m2)	9.81	γ_w (kN/m2)	9.81
κ	-	κ	0.02	κ	0.02	κ	-
λ	-	λ	0.22	λ	0.22	λ	-
e_{cs}	-	e_{cs}	2.10	e_{cs}	2.10	e_{cs}	-
M	-	M	0.90	M	0.90	M	-
k_x (m/s)	-	k_x (m/s)	개별 적용	k_x (m/s)	1.94E-9	k_x (m/s)	개별 적용
k_y (m/s)	-	k_y (m/s)	개별 적용	k_y (m/s)	0.97E-10	k_y (m/s)	개별 적용
배수조건	배수	배수조건	압밀	배수조건	압밀	배수조건	압밀

4.1 요소 형상의 영향

유한요소해석에 있어 요소 형상의 차이는 근본적으로 수치해석에 영향을 미치는 것으로 알려져 있다. Hird의 제안식을 이용한 이차원 등가 변형률 해석에서 요소 형상의 차이가 PBD 타설지반의 거동에 미치는 영향을 살펴보기 위해 요소 형태를 삼각형 요소와 사각형 요소로 구분하여 해석을 수행하고 그 결과를 비교하였다(표 4.1.4에서 표 4.1.5 참조).

표 4.1.4 요소 형상의 영향 해석조건

요소 형상	Drain 간격	Drain 통수능 (cm3/sec)	Drain 타설갯수	스미어존 η	재하속도 (cm/day)	개량폭비 B/D	제체고 (m)
삼각형 사각형	1B	5	10EA	6	10	1.0	6

표 4.1.5 요소 형상의 영향 평가를 위해 Hird의 제안식에서 산출한 등가 투수계수

Drainage Bar 적용시				Drainage Bar 미적용시			
배수재 타설구간 점토		PBD		배수재 타설구간 점토		PBD	
k_x(m/sec)	k_y(m/sec)	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)
1.139E-09	5.693E-10	4.822E-03		8.533E-10	4.266E-10	4.174E-03	

표 4.1.6 요소 형상의 영향 해석단면

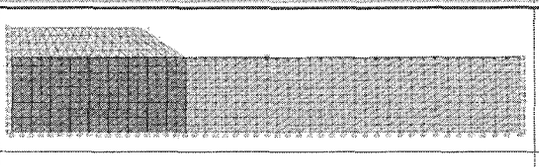
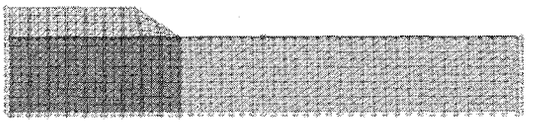
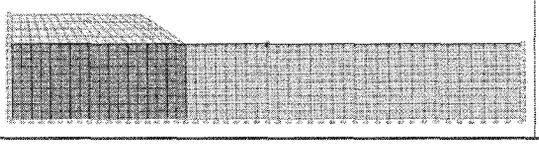
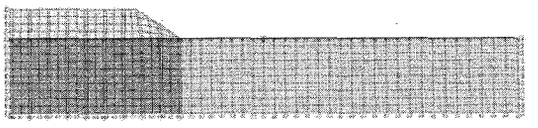
구분	Drainage Bar 적용(CAIN)	Drainage Bar 미적용(CAIN, Crisp)
삼각형 요 소		
사각형 요 소		

표 4.1.6에 도시된 그림은 요소 형상에 따른 민감도 분석결과를 도시한 것으로 Drainage Bar를 적용한 경우와 적용하지 않은 경우 모두 유사한 경향을 보이는데, 사각형 요소의 경우 성토재하 단계에서 발생하는 침하량과 과잉간극수압이 삼각형 요소의 경우보다 큰 값을 나타냈으나 그 차이는 미미하였으며 장기압밀 후 최종침하량과 과잉간극수압의 소산정도는 유사하게 나타났다. 이러한 경향은 그림 4.1.1와 그림 4.1.2의 시간-압밀도 곡선에서도 확인할 수 있었다. 그림 4.1.3과 그림 4.1.4은 CAIN과 Crisp의 해석결과를 비교한 것으로 두 프로그램의 해석결과가 유사한 경향을 보이고 있음을 알 수 있었다. 따라서 CAIN 프로그램의 사용에 있어 요소 형상의 차이에 따른 해석값의 변화는 미미하므로 두 경우 모두의 적용이 가능하다고 판단된다.

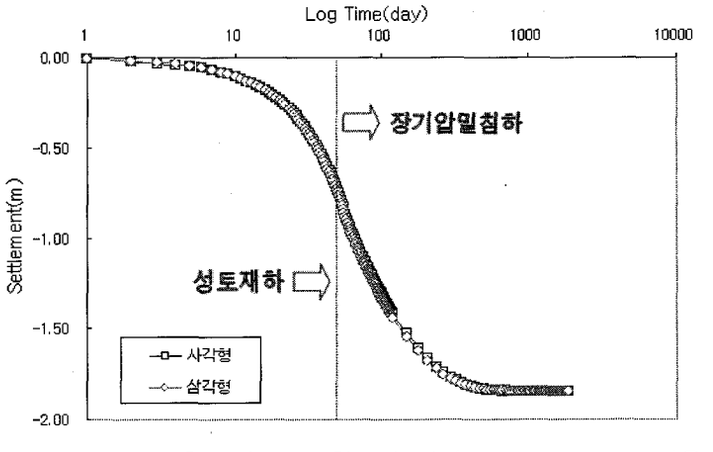


그림 4.1.1 요소 형상에 따른 침하량 변화-Drainage Bar 적용

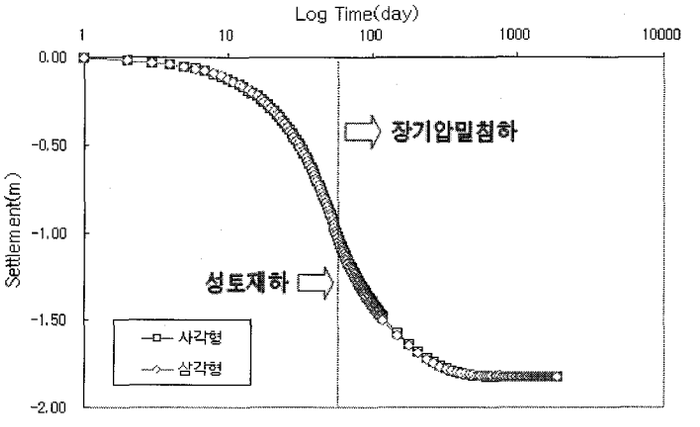


그림 4.1.2 요소 형상에 따른 침하량 변화–Drainage Bar 미적용

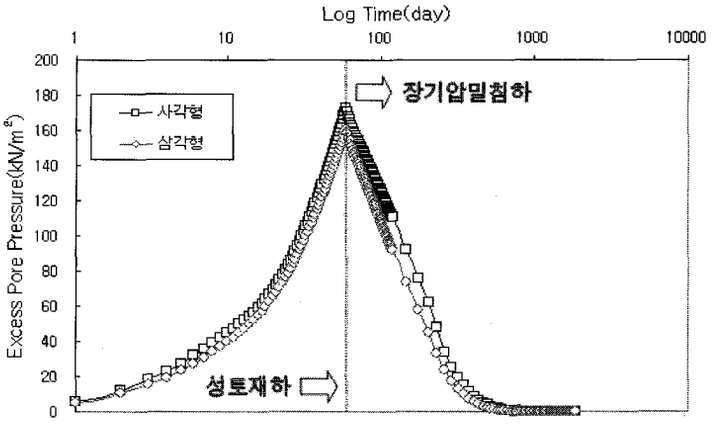


그림 4.1.3 요소 형상에 따른 과잉간극수압 변화–Drainage Bar 적용

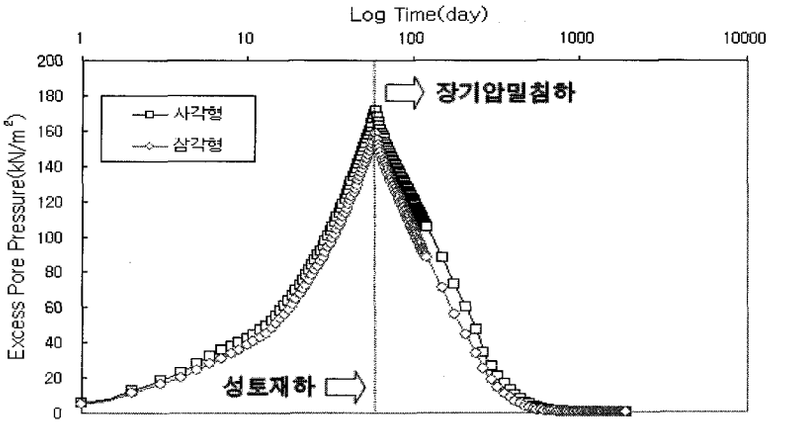


그림 4.1.4 요소 형상에 따른 과잉간극수압 변화–Drainage Bar 미적용

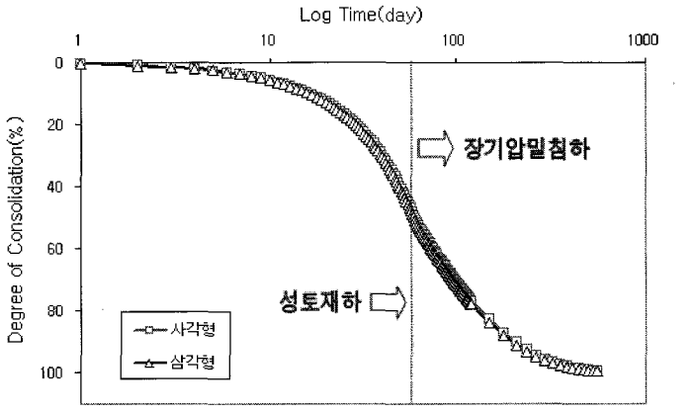


그림 4.1.5 요소 형상에 따른 압밀도 변화-Drainage Bar 적용

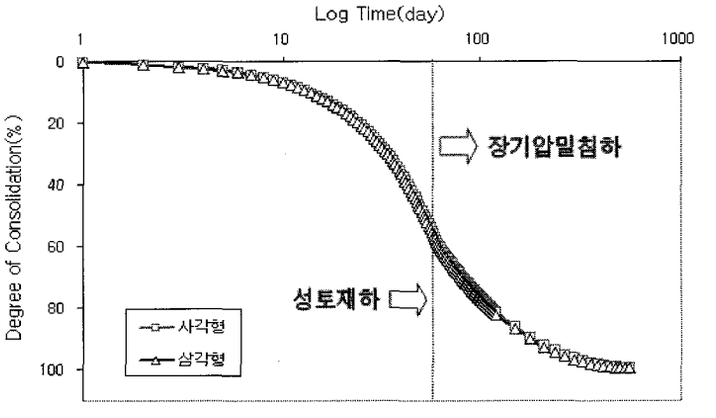


그림 4.1.6 요소 형상에 따른 압밀도 변화-Drainage Bar 미적용

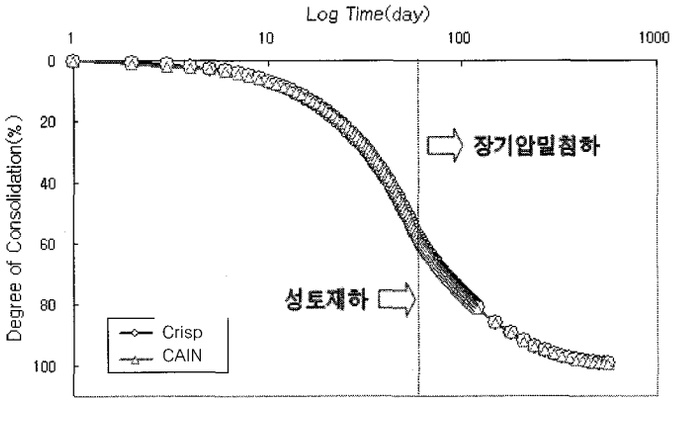


그림 4.1.7 요소 형상별 Crisp 프로그램 해석결과 비교(사각형)

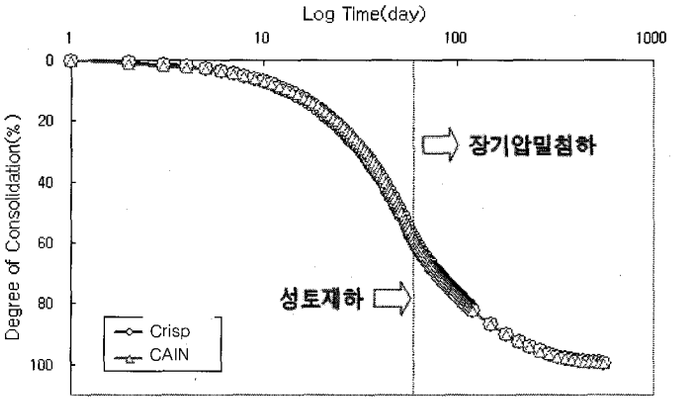


그림 4.1.8 요소 형상별 Crisp 프로그램 해석결과 비교(삼각형)

4.2 Drain 간격의 영향

표 4.2.1과 표 4.2.2는 배수재 타설간격의 영향을 검토하기 위한 해석 조건을 제시하였고 표 4.2.3은 배수재의 타설간격별 등가 투수계수 산정결과를 정리하였다. 여기서 언급되는 배수재의 타설간격은 이차원 등가 모델 자체의 타설간격이 아닌 동일한 등가 유한요소 구성내에서의 실제 배수재의 타설간격을 조절한 경우에 해당한다. 따라서 1.4m와 2.8m, 4.2m의 타설간격은 실제 배수재의 타설간격에 해당하며 그 결과 동일한 유한요소 격자망이 구성된 상태에서 실제 배수재의 타설간격은 단순히 투수계수의 차이로 해석된다.

표 4.2.1 Drain 간격의 영향 해석조건

요소 형상	Drain 간격	Drain 통수능 (cm3/sec)	Drain 타설갯수	스미어존 η	재하속도 (cm/day)	개량폭비 B/D	제체고 (m)
사각형	1B 2B 3B	5	10EA	6	10	1.0	6

표 4.2.2 Drain 간격의 영향 평가를 위해 Hird의 제안식에서 산출한 등가 투수계수

Drain 간격 (m)	Drainage Bar 적용시				Drainage Bar 미적용시			
	배수재 타설구간 점토		PBD		배수재 타설구간 점토		PBD	
	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)
1.4	1.139E-09	5.693E-10	4.822E-03		8.533E-10	4.266E-10	4.174E-03	
2.8	2.564E-10	1.282E-10	1.206E-03		1.921E-10	9.607E-11	1.044E-03	
4.2	1.077E-10	5.385E-11	5.358E-04		8.071E-11	4.035E-11	4.638E-04	

표 4.2.3 Drain 간격의 영향 해석단면

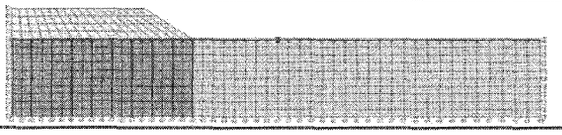
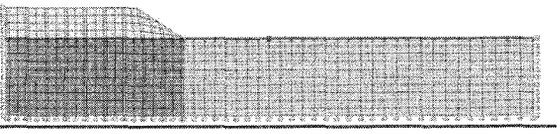
Drainage Bar 적용(CAIN)	Drainage Bar 미적용(CAIN, Crisp)
	

그림 4.2.1에서 그림 4.2.4는 해석결과를 제시한 것으로 Drain 간격이 증가함에 따라 침하량과 과잉간극수압 모두 민감한 영향을 받고 있음을 알 수 있었으며 동일한 유한요소 단면내에서 실제 배수재의 타설간격 변화에 따른 투수계수 변화가 침하량과 과잉간극수압 소산에 영향을 미치고 있음을 알 수 있었다. 이러한 경향은 그림 4.2.9과 그림 4.2.10의 시간-압밀도 곡선에서도 확인할 수 있었다. 그림 4.2.1에서 그림 4.2.9은 CAIN과 Crisp의 해석결과를 비교한 것으로 두 프로그램의 해석결과가 유사한 경향을 보이고 있음을 알 수 있었다. 따라서 Hird의 제안식을 이용한 CAIN 프로그램의 경우, 유한요소 해석의 기하구조보다 파라미터의 조절을 통해 간단히 현장 조건을 구현할 수 있음을 알 수 있었다.

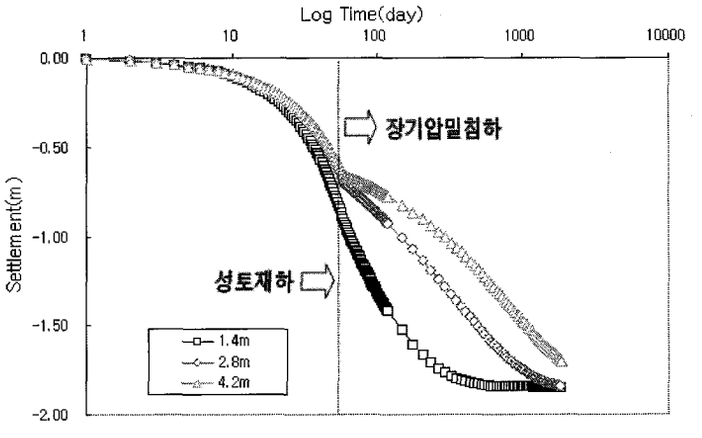


그림 4.2.1 Drain 간격에 따른 침하량 변화-Drainage Bar 적용

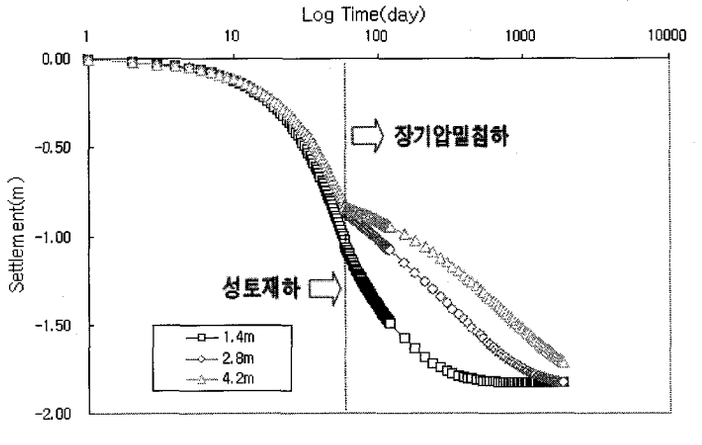


그림 4.2.2 Drain 간격에 따른 침하량 변화-Drainage Bar 미적용

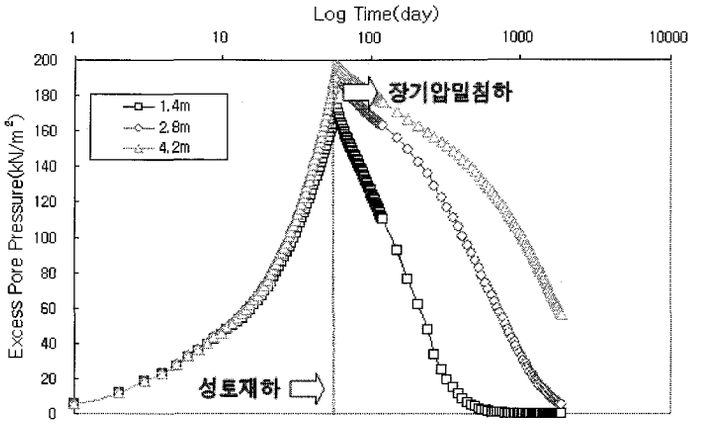


그림 4.2.3 Drain 간격에 따른 과잉간극수압 변화-Drainage Bar 적용

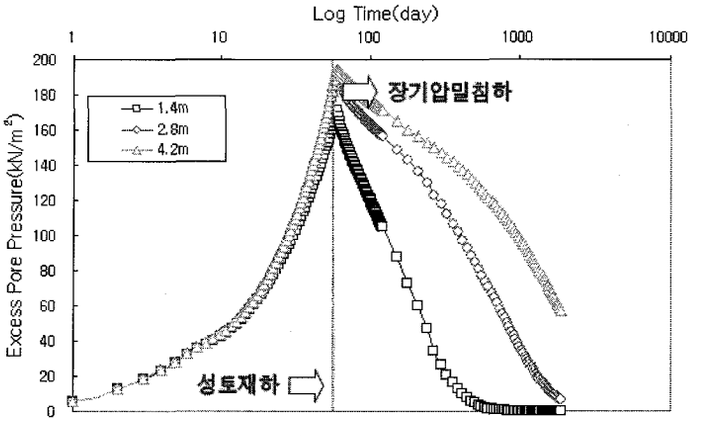


그림 4.2.4 Drain 간격에 따른 과잉간극수압 변화-Drainage Bar 미적용

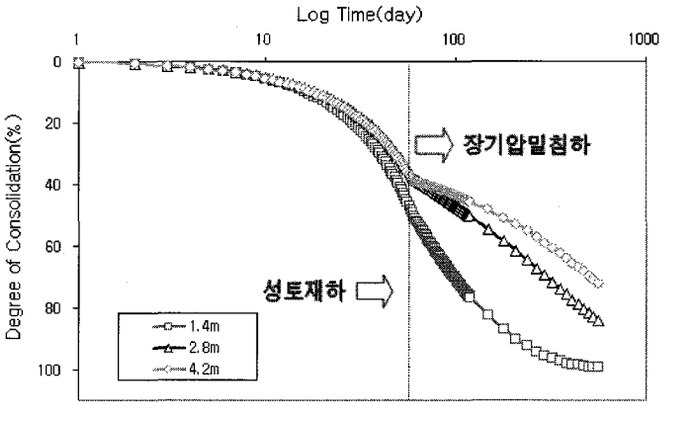


그림 4.2.5 Drain 간격에 따른 압밀도 변화-Drainage Bar 적용

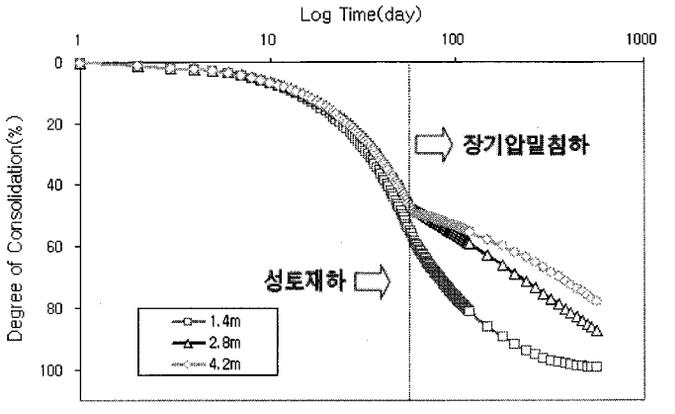


그림 4.2.6 Drain 간격에 따른 압밀도 변화-Drainage Bar 미적용

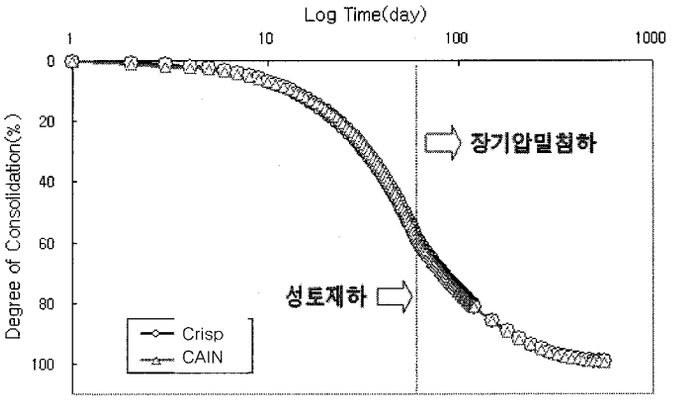


그림 4.2.7 Drain 간격별 Crisp 프로그램 해석결과 비교(1.4m)

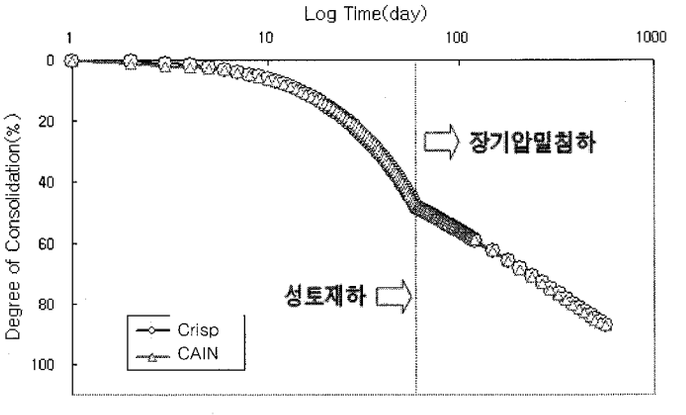


그림 4.2.8 Drain 간격별 Crisp 프로그램 해석결과 비교(2.8m)

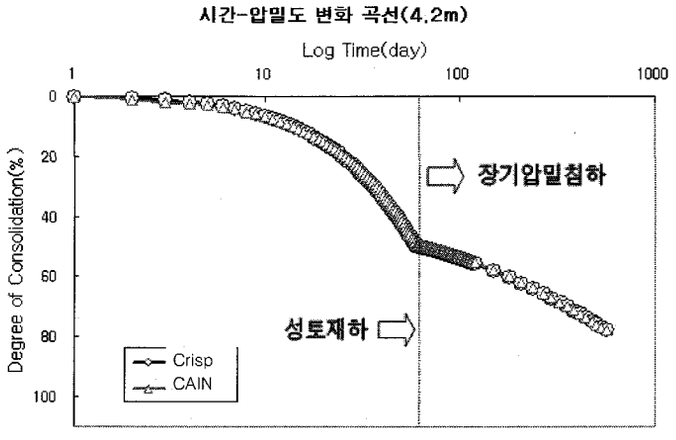


그림 4.2.9 Drain 간격별 Crisp 프로그램 해석결과 비교(4.2m)

4.3 Drain 통수능의 영향

배수재의 투수계수는 통수능의 함수이며 Hird의 제안식에 따르면 배수재의 투수계수가 변화하여도 원지반의 등가 환산투수계수에는 차이를 보이지 않는다. 본 해석의 단면은 앞서 제시한 기준단면을 대상으로 하였으며, 배수재의 통수능을 5, 10, 30cm^3/sec의 세가지로 변화시켜 해석을 수행하였다.

표 4.3.1 Drain 통수능의 영향 해석조건

요소 형상	Drain 간격	Drain 통수능 (cm^3/sec)	Drain 타설갯수	스미어존 η	재하속도 (cm/day)	개량폭비 B/D	제체고 (m)
사각형	1B	5 10 15	10EA	6	10	1.0	6

표 4.3.2 Drain 통수능의 영향 평가를 위해 Hird의 제안식에서 산출한 등가 투수계수

Drain 통수능 (cm^3/sec)	Drainage Bar 적용시				Drainage Bar 미적용시			
	배수재 타설구간 점토		PBD		배수재 타설구간 점토		PBD	
	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)
5	1.139E-09	5.693E-10	4.822E-03		8.533E-10	4.266E-10	4.174E-03	
10	1.139E-09	5.693E-10	9.644E-03		8.533E-10	4.266E-10	8.349E-03	
15	1.139E-09	5.693E-10	1.447E-02		8.533E-10	4.266E-10	1.252E-02	

표 4.3.3 Drain 통수능의 영향 해석단면

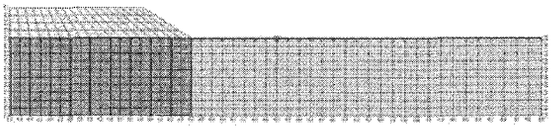
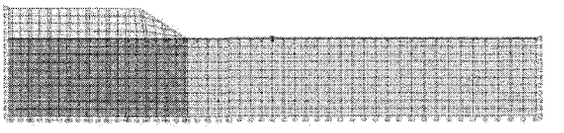
Drainage Bar 적용(CAIN)	Drainage Bar 미적용(CAIN, Crisp)
	

그림 4.3.1에서 그림 4.3.9은 해석결과를 제시한 것으로 배수재의 통수능, 즉 투수계수가 변화하여도 해석결과의 침하량과 과잉간극수압 소산 정도에는 큰 차이를 나타내지 않는 것을 볼 수 있었으며, 이러한 경향은 그림 4.3.1와 그림 4.3.6의 시간-압밀도 곡선에서도 확인할 수 있었다. 이는 Hird의 제안식에서 등가환산 투수계수의 값은 원지반의 절대적인 값이 미치는 영향이 상대적으로 크고, 등가 배수재와 원지반 투수계수의 상대적인 차이가 일정 수준에 도달하면 해석결과에 큰 차이가 없다는 것을 의미한다. 그림 4.3.7에서 그림 4.3.9은 CAIN과 Crisp의 해석결과를 비교한 것으로 두 프로그램의 해석결과가 유사한 경향을 보이고 있음을 알 수 있었다.

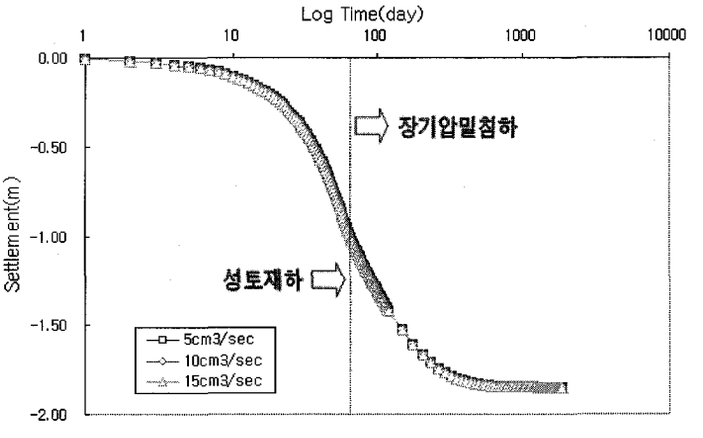


그림 4.3.1 Drain 통수능에 따른 침하량 변화-Drainage Bar 적용

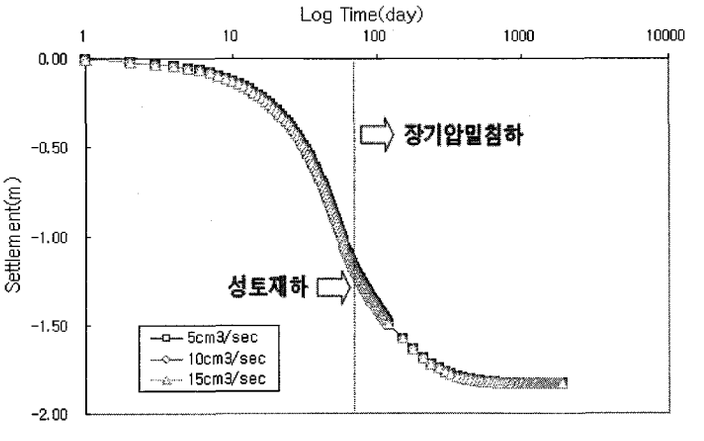


그림 4.3.2 Drain 통수능에 따른 침하량 변화-Drainage Bar 미적용

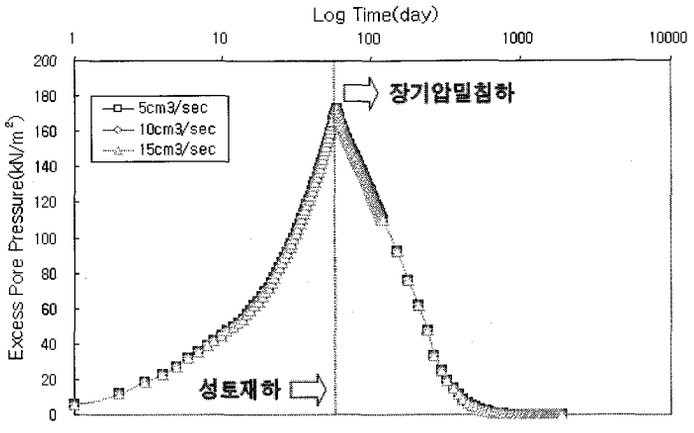


그림 4.3.3 Drain 통수능에 따른 과잉간극수압 변화-Drainage Bar 적용

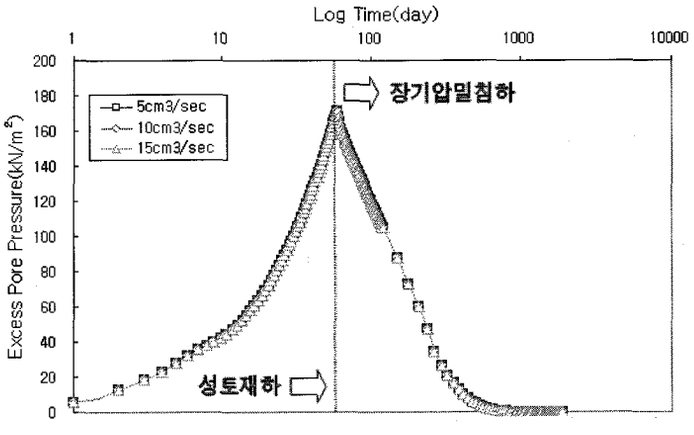


그림 4.3.4 Drain 통수능에 따른 과잉간극수압 변화-Drainage Bar 미적용

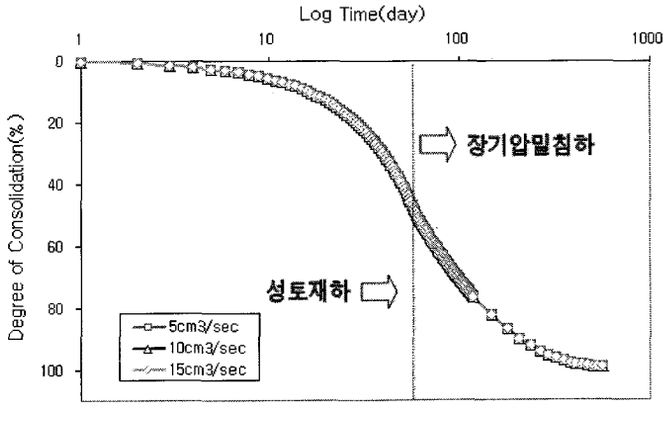


그림 4.3.5 Drain 통수능에 따른 압밀도 변화-Drainage Bar 적용

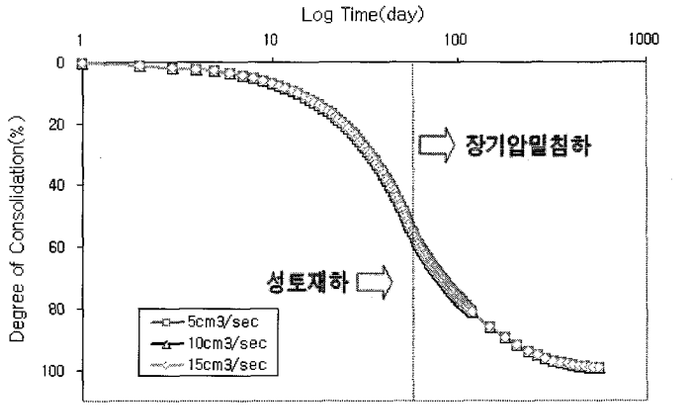


그림 4.3.6 Drain 통수능에 따른 압밀도 변화-Drainage Bar 미적용

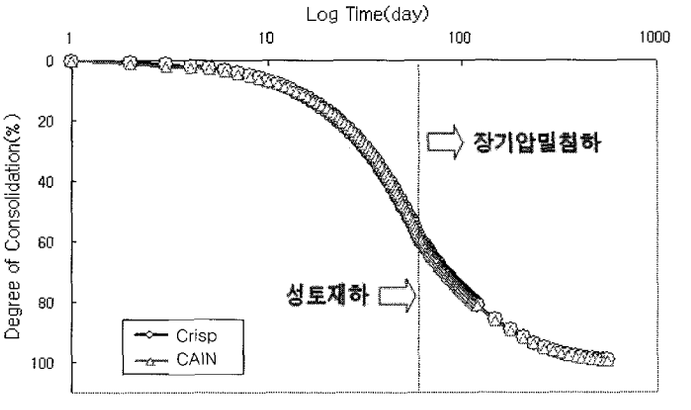


그림 4.3.7 Drain 통수능별 Crisp 프로그램 해석결과 비교(5cm3/sec)

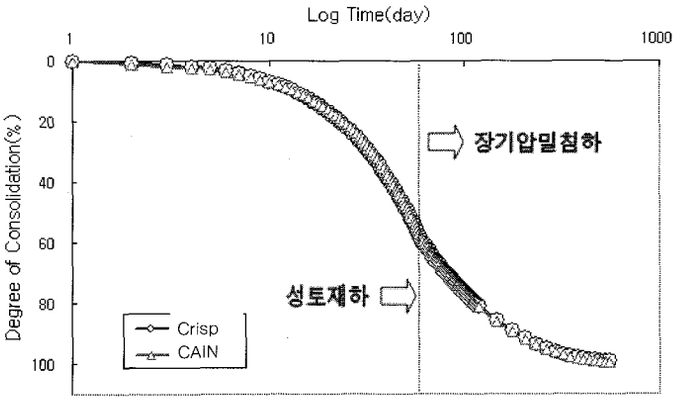


그림 4.3.8 Drain 통수능별 Crisp 프로그램 해석결과 비교(10cm3/sec)

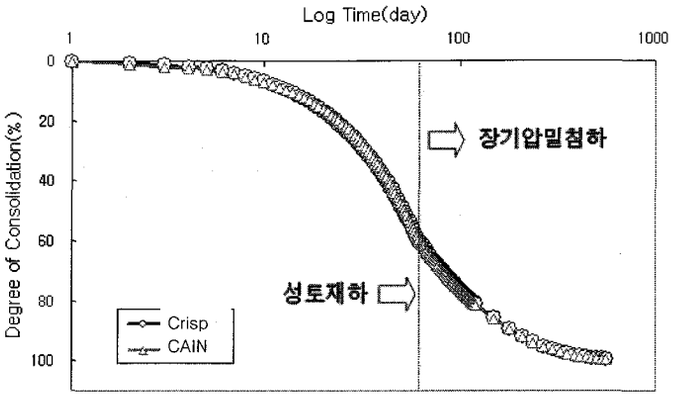


그림 4.3.9 Drain 통수능별 Crisp 프로그램 해석결과 비교(15cm3/sec)

4.4 Drain 타설갯수의 영향

Hird의 제안식 이용시 동일한 개량폭을 갖는 경우에도 배수재의 타설갯수가 변화하면 원지반의 환산투수계수가 변화하게 되나 이들의 조합으로 인해 실제 해석결과에는 차이가 없어야만 한다. 이러한 영향을 검토하기 위해 실제 배수재의 타설간격을 1.4m로 고정하고(즉 실제 현장조건에서의 타설갯수는 일정) 이차원 등가 환산단면에서의 타설갯수는 5EA와 10EA, 15EA로 변화시켜 해석을 수행하고 그 결과를 검토하였다.

표 4.4.1 Drain 타설갯수의 영향 해석조건

요소 형상	Drain 간격	Drain 통수능 (cm3/sec)	Drain 타설갯수	스미어존 η	재하속도 (cm/day)	개량폭비 B/D	제체고 (m)
사각형	1B	5	5EA 10EA 15EA	6	10	1.0	6

표 4.4.2 Drain 타설갯수의 영향 평가를 위해 Hird의 제안식에서 산출한 등가 투수계수

Drain 타설갯수	Drainage Bar 적용시				Drainage Bar 미적용시			
	배수재 타설구간 점토		PBD		배수재 타설구간 점토		PBD	
	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)
5EA	5.851E-09	2.925E-09	1.093E-02		5.079E-10	2.548E-10	1.020E-02	
10EA	1.139E-09	5.693E-10	4.822E-03		8.533E-10	4.266E-10	4.174E-03	
15EA	4.636E-10	2.318E-10	3.077E-03		2.945E-10	1.472E-10	2.452E-03	

표 4.4.3 Drain 타설갯수의 영향 해석단면

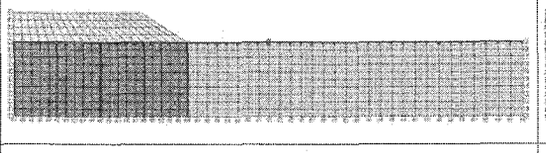
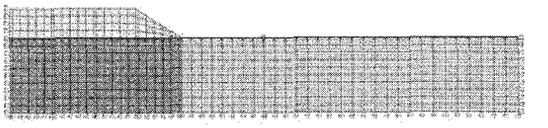
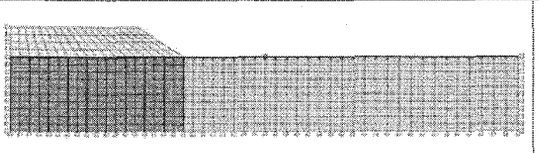
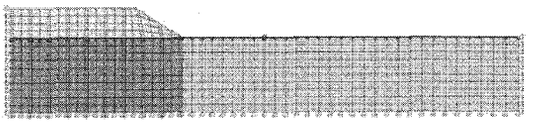
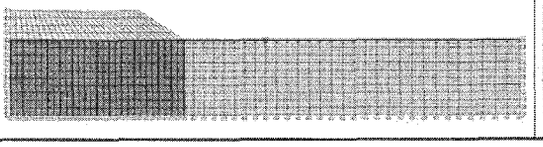
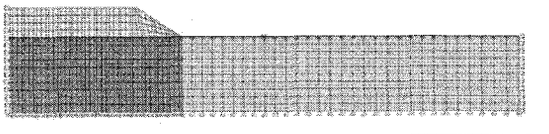
구분	Drainage Bar 적용(CAIN)	Drainage Bar 미적용(CAIN, Crisp)
5EA		
10EA		
15EA		

표 4.4.3은 해석결과를 제시한 것으로 검토결과 타설갯수가 10EA와 15EA인 경우에는 침하와 과잉간극수압의 변화 경향이 거의 일치 하였으나 상대적으로 타설갯수가 작은 5EA의 경우에는 다소 상이한 양상을 보이는 것으로 나타났으며 이러한 경향은 그림 4.4.1과 그림 4.4.2의 시간-압밀도 곡선에서도 확인할 수 있었다. 또한 그림 4.4.3에서 그림 4.4.5는 CAIN과 Crisp의 해석결과를 비교한 것으로 두 프로그램의 해석결과가 유사한 경향을 보이고 있음을 알 수 있었다. 따라서 Hird의 제안식은 타설갯수가 너무 작은 경우에는 해석결과에 차이를 가져올 수 있으며 일정 갯수 이상의 조건을 적용하는 경우에 대해서는 해석결과에 신뢰성을 갖는다고 볼 수 있다.

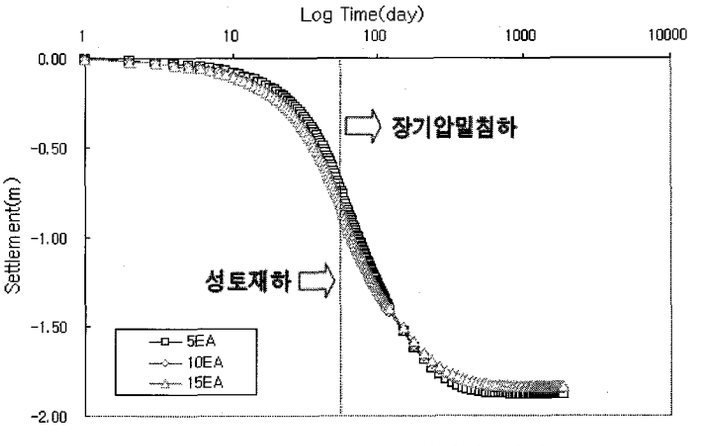


그림 4.4.1 Drain 타설갯수에 따른 침하량 변화-Drainage Bar 적용

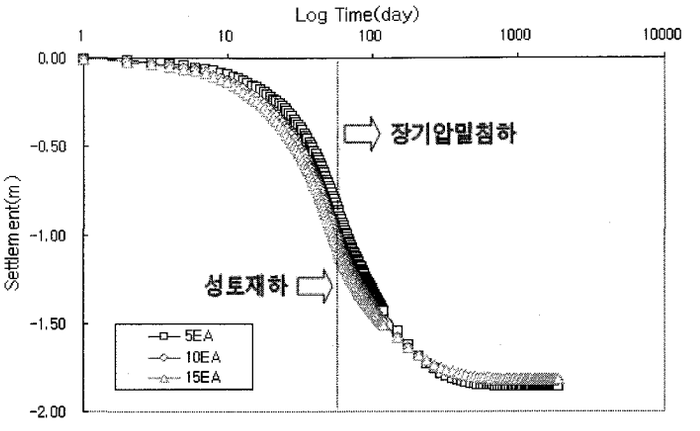


그림 4.4.2 Drain 타설갯수에 따른 침하량 변화-Drainage Bar 미적용

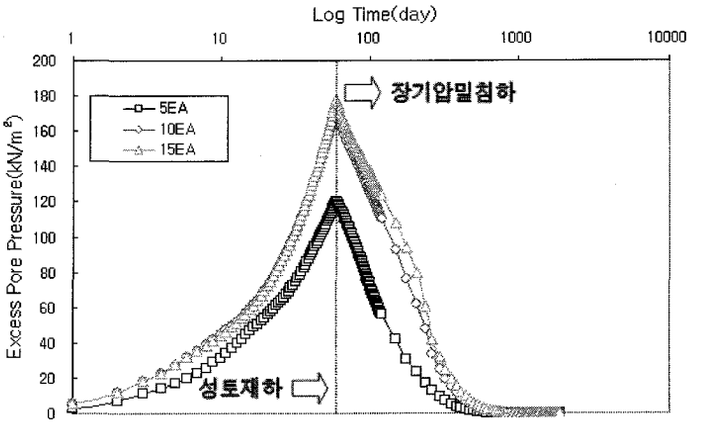


그림 4.4.3 Drain 타설갯수에 따른 과잉간극수압 변화-Drainage Bar 적용

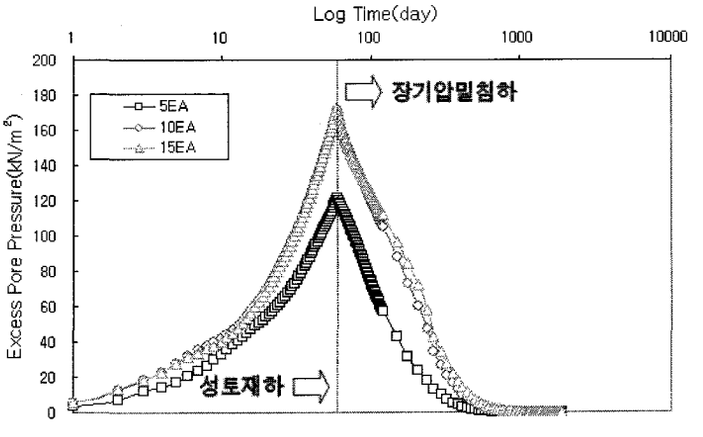


그림 4.4.4 Drain 타설갯수에 따른 과잉간극수압 변화-Drainage Bar 미적용

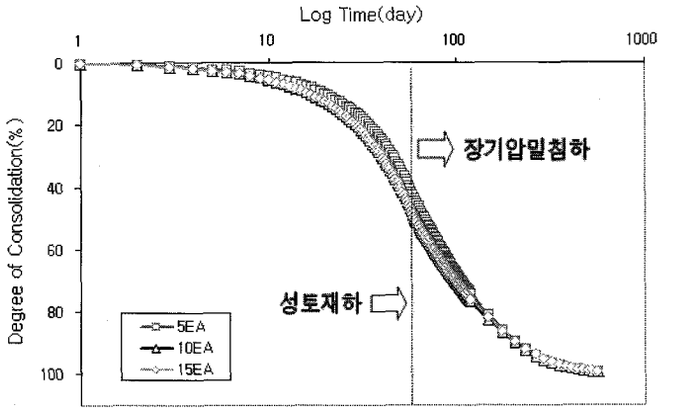


그림 4.4.5 Drain 타설갯수에 따른 압밀도 변화-Drainage Bar 적용

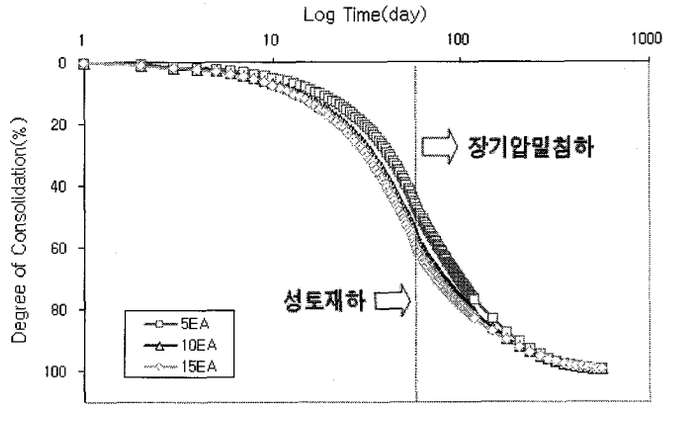


그림 4.4.6 Drain 타설갯수에 따른 압밀도 변화-Drainage Bar 미적용

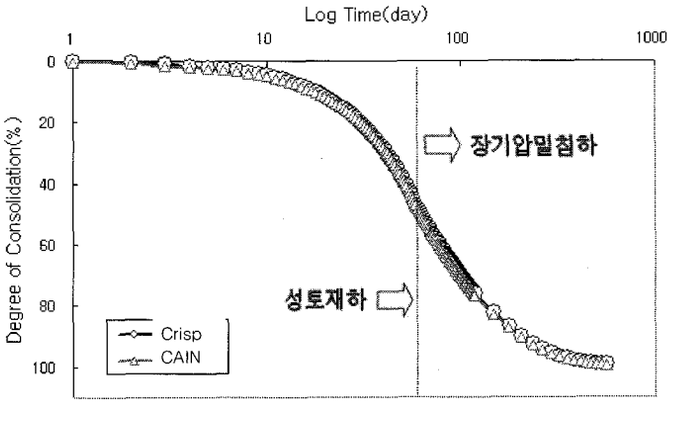


그림 4.4.7 Drain 타설갯수별 Crisp 프로그램 해석결과 비교(5EA)

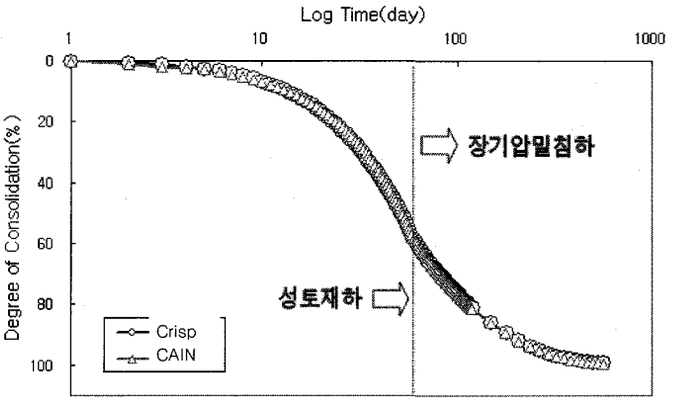


그림 4.4.8 Drain 타설갯수별 Crisp 프로그램 해석결과 비교(10EA)

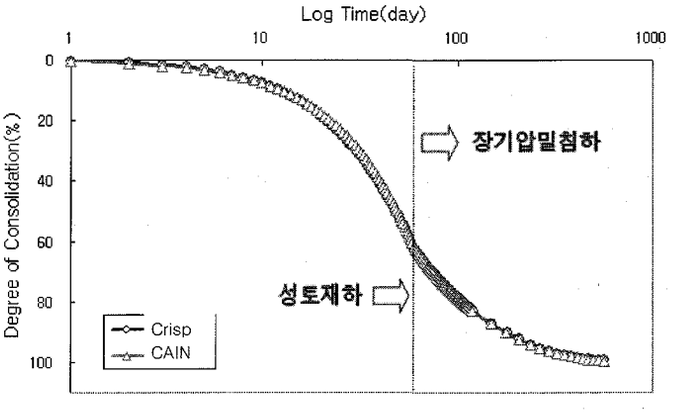


그림 4.4.9 Drain 타설갯수별 Crisp 프로그램 해석결과 비교(15EA)

4.5 스미어존의 영향

배수재의 타설시 발생하는 스미어존의 영역에 대해서는 많은 연구자들이 연구를 수행한 바 있으나 그 의견은 다양하다. 이들 연구들 종합하면 스미어존의 직경비 $\eta(=d_s/d_w)$는 대략 3~6 정도의 값을 갖는 것으로 요약할 수 있는데 Hird의 제안식은 스미어 효과를 고려하고 있어 η에 따라 원지반의 투수계수가 변화되어 지반의 압밀거동에 영향을 미친다. 본 해석에서는 기준 단면에 대해 스미어 효과를 고려하지 않은 η=1의 조건으로부터 η=3과 η=6의 세 가지 경우에 대한 해석을 수행하여 Hird의 제안식을 이용하는 경우 스미어 영역이 지반의 압밀거동에 미치는 영향을 검토하였다.

표 4.5.1 스미어존의 영향 해석조건

요소 형상	Drain 간격	Drain 통수능 (cm3/sec)	Drain 타설갯수	스미어존 η	재하속도 (cm/day)	개량폭비 B/D	제체고 (m)
사각형	1B	5	10EA	1 3 6	10	1.0	6

표 4.5.2 스미어존의 영향 평가를 위해 Hird의 제안식에서 산출한 등가 투수계수

스미어존 η	Drainage Bar 적용시				Drainage Bar 미적용시			
	배수재 타설구간 점토		PBD		배수재 타설구간 점토		PBD	
	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)
1(No Smear)	2.647E-09	1.324E-09	4.822E-03		1.984E-09	9.920E-10	4.174E-03	
3	1.461E-09	7.303E-10	4.822E-03		1.095E-09	5.473E-10	4.174E-03	
6	1.139E-09	5.693E-10	4.822E-03		8.533E-09	4.266E-10	4.174E-03	

표 4.5.3 스미어존의 영향 해석단면

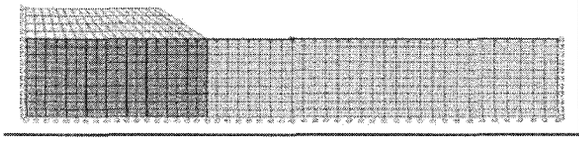
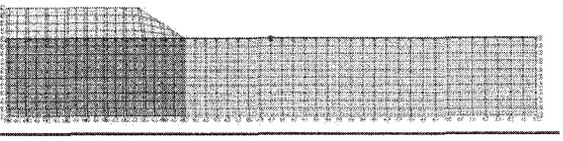
Drainage Bar 적용(CAIN)	Drainage Bar 미적용(CAIN, Crisp)
	

표 4.5.3은 해석결과를 제시한 것으로 스미어 영역이 증가할수록 압밀지연현상이 두드러지게 발생하는 것으로 나타났으며, 이러한 경향은 그림 4.5.1과 그림 4.5.7의 시간-압밀도 곡선에서도 확인할 수 있었다. 또한 그림 4.5.8에서 그림 4.5.9는 CAIN과 Crisp의 해석결과를 비교한 것으로 두 프로그램의 해석결과가 유사한 경향을 보이고 있음을 알 수 있었다. 이로부터 스미어 효과에 대한 Hird의 제안식의 적용성이 인정된다고 판단된다.

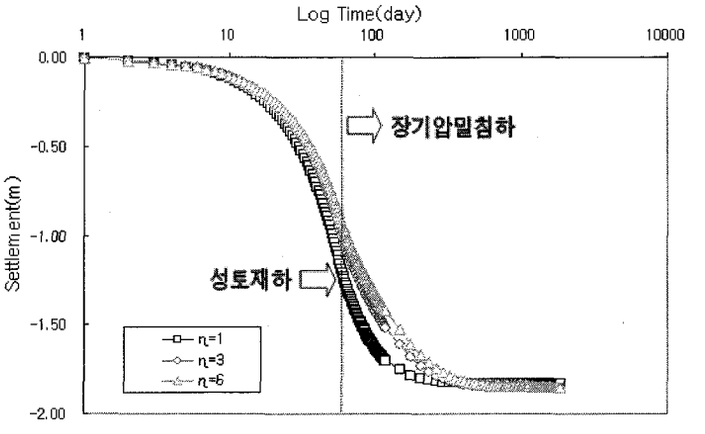


그림 4.5.1 스미어존에 따른 침하량 변화-Drainage Bar 적용

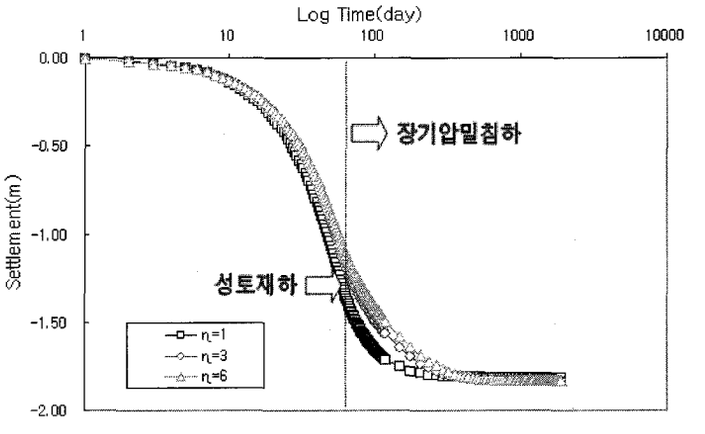


그림 4.5.2 스미어존에 따른 침하량 변화-Drainage Bar 미적용

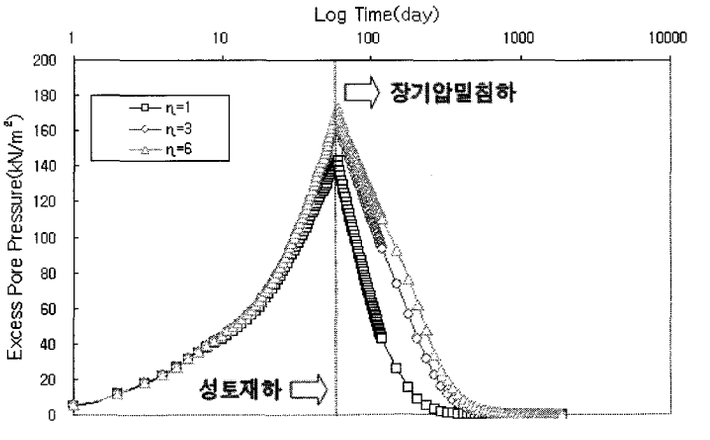


그림 4.5.3 스미어존에 따른 과잉간극수압 변화-Drainage Bar 적용

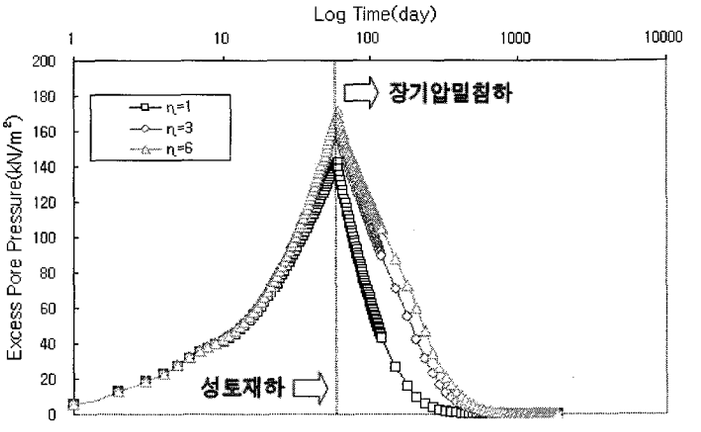


그림 4.5.4 스미어존에 따른 과잉간극수압 변화-Drainage Bar 미적용

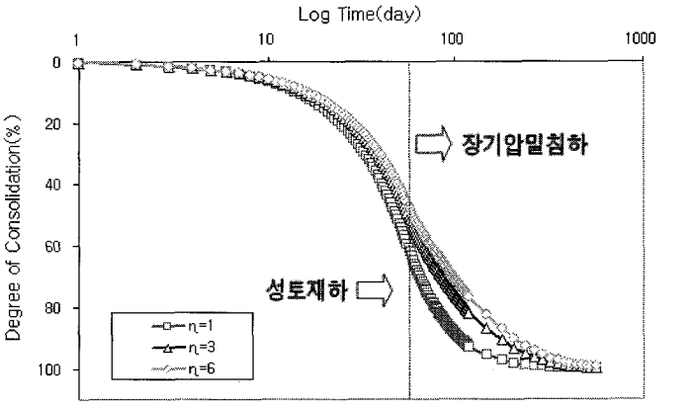


그림 4.5.5 스미어존에 따른 압밀도 변화-Drainage Bar 적용

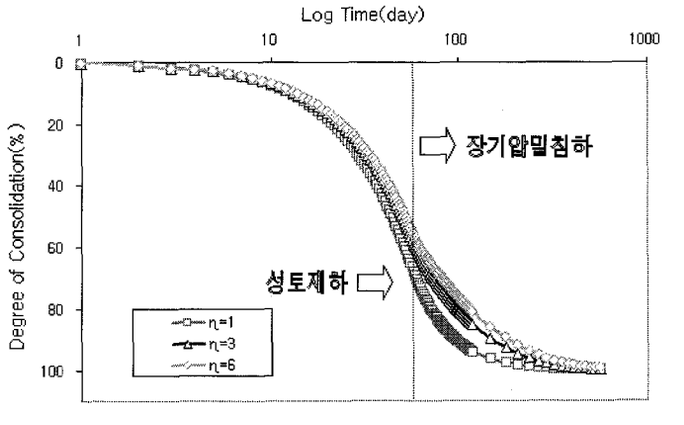


그림 4.5.6 스미어존에 따른 압밀도 변화-Drainage Bar 미적용

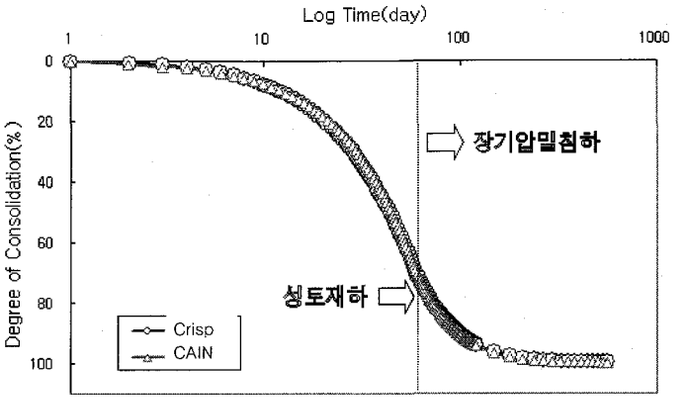


그림 4.5.7 스미어존별 Crisp 프로그램 해석결과 비교($\eta = 1$)

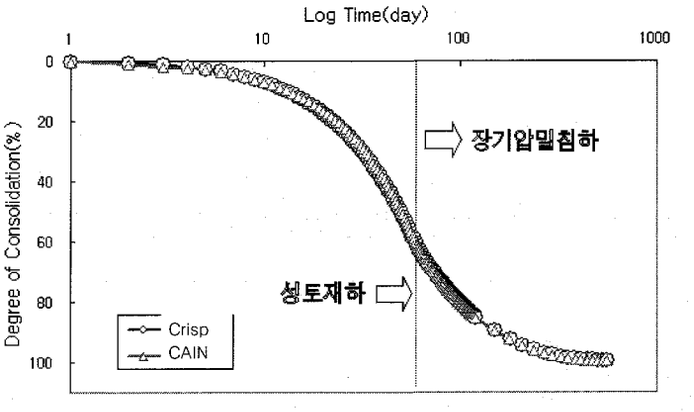


그림 4.5.8 스미어존별 Crisp 프로그램 해석결과 비교($\eta = 3$)

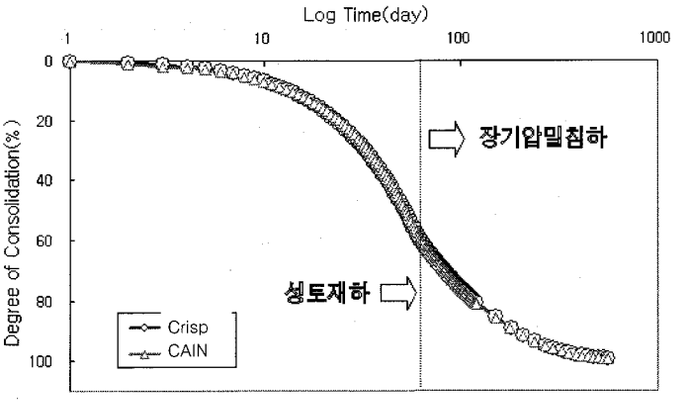


그림 4.5.9 스미어존별 Crisp 프로그램 해석결과 비교($\eta = 6$)

4.6 재하속도의 영향

제체의 재하속도가 압밀침하에 근본적을 영향을 미치는 것은 잘 알려진 사실이다. 본 장에서는 Hird의 제안식을 이용한 이차원 등가 평면변형률 해석에서 재하속도가 배수재 타설지반의 거동에 미치는 영향을 살펴보기 위해 앞서 제시한 기본해석조건에서 제체의 재하속도를 각각 10cm/day와 20cm/day, 30cm/day로 변경시켜 해석을 수행하고 그 결과를 비교하였다.

표 4.6.1 재하속도의 영향 해석조건

요소 형상	Drain 간격	Drain 통수능 (cm3/sec)	Drain 타설갯수	스미어존 η	재하속도 (cm/day)	개량폭비 B/D	제체고 (m)
사각형	1B	5	10EA	6	10 20 30	1.0	6

표 4.6.2 재하속도의 영향 평가를 위해 Hird의 제안식에서 산출한 등가 투수계수

Drainage Bar 적용시				Drainage Bar 미적용시			
배수재 타설구간 점토		PBD		배수재 타설구간 점토		PBD	
k_x(m/sec)	k_y(m/sec)	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)
1.139E-09	5.693E-10	4.822E-03		8.533E-10	4.266E-10	4.174E-03	

표 4.6.3 재하속도의 영향 해석단면

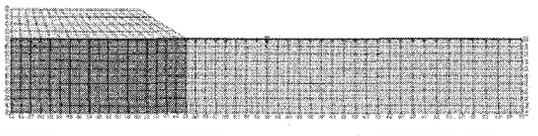
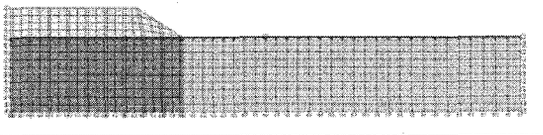
Drainage Bar 적용(CAIN)	Drainage Bar 미적용(CAIN, Crisp)
	

표 4.6.3은 해석결과를 제시한 것으로 각 조건별 최대 침하량에 다소 차이가 있는 것으로 보이나 실제 제체의 시공이 종료된 이후의 침하량 증가량만을 검토하면 거의 동일한 값을 갖으며 재하속도가 침하속도에 영향을 미치는 것을 알 수 있었다. 과잉간극수압의 경우에는 재하속도가 빠를수록 최대 과잉간극수압이 더욱 크게 발생하였으나 과잉간극수압이 완전히 소산되기까지 걸리는 시간은 재하속도와는 관계없이 일정한 것으로 나타났다. 이러한 경향은 그림 4.6.1와 그림 4.6.2의 시간-압밀도 곡선에서도 확인할 수 있었으며, 그림 4.6.3에서 그림 4.6.9의 해석결과를 통해 CAIN과 Crisp이 유사한 경향을 보이고 있음을 알 수 있었다.

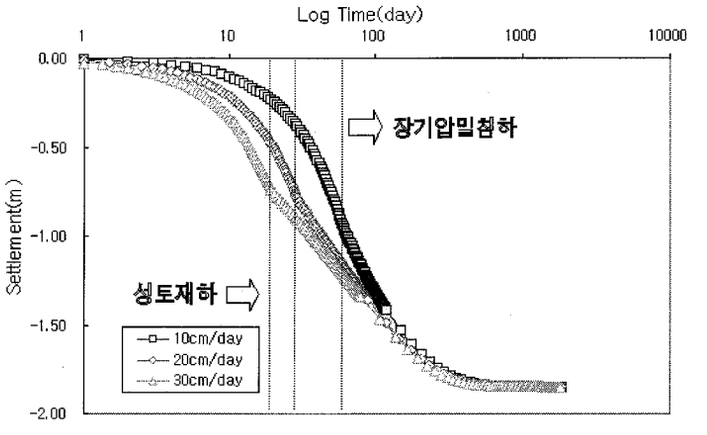


그림 4.6.1 재하속도에 따른 침하량 변화-Drainage Bar 적용

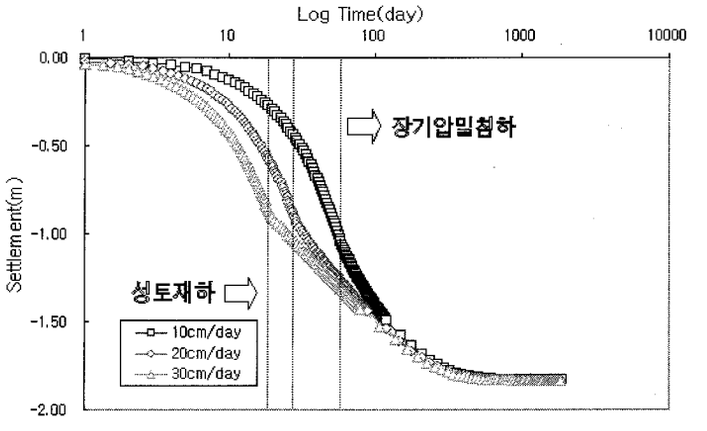


그림 4.6.2 재하속도에 따른 침하량 변화-Drainage Bar 미적용

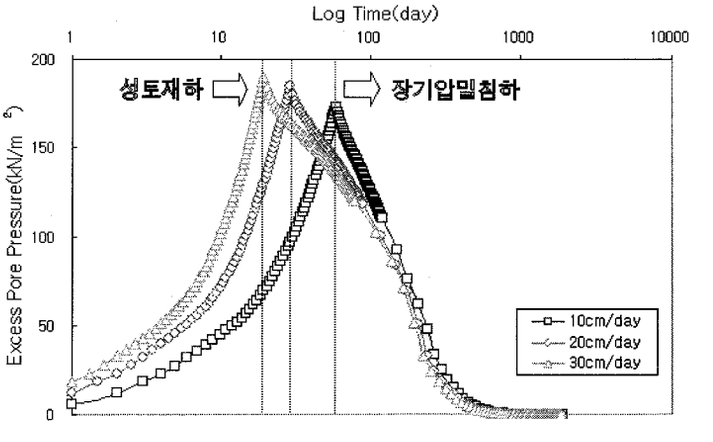


그림 4.6.3 재하속도에 따른 과잉간극수압 변화-Drainage Bar 적용

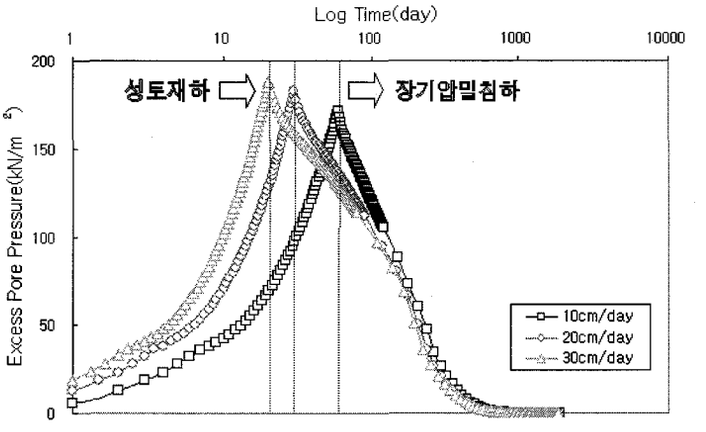


그림 4.6.4 재하속도에 따른 과잉간극수압 변화-Drainage Bar 미적용

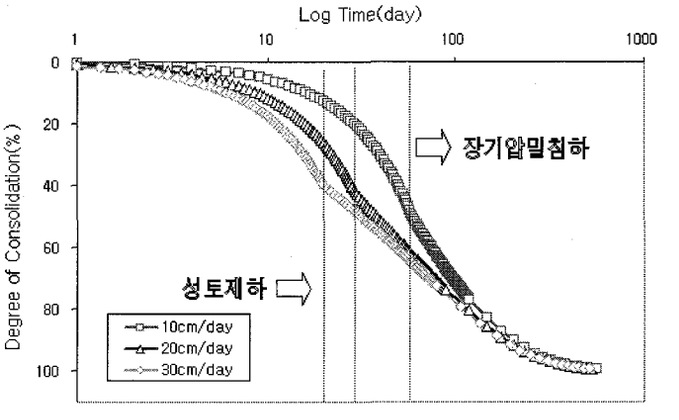


그림 4.6.5 재하속도에 따른 압밀도 변화-Drainage Bar 적용

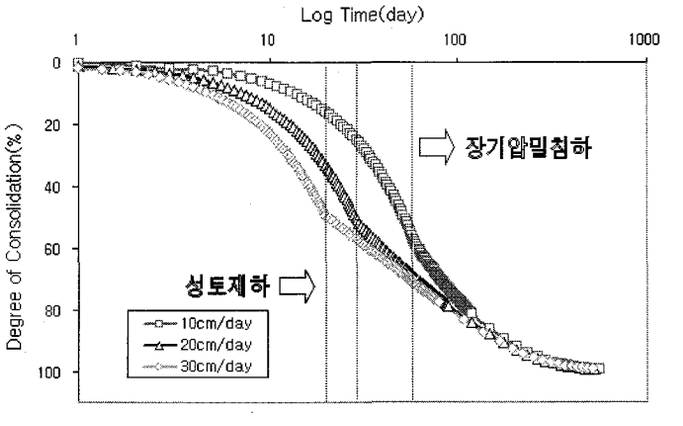


그림 4.6.6 재하속도에 따른 압밀도 변화-Drainage Bar 미적용

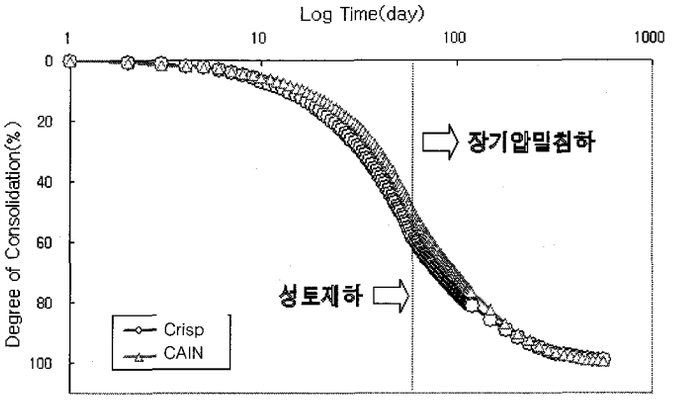


그림 4.6.7 재하속도별 Crisp 프로그램 해석결과 비교(10cm/day)

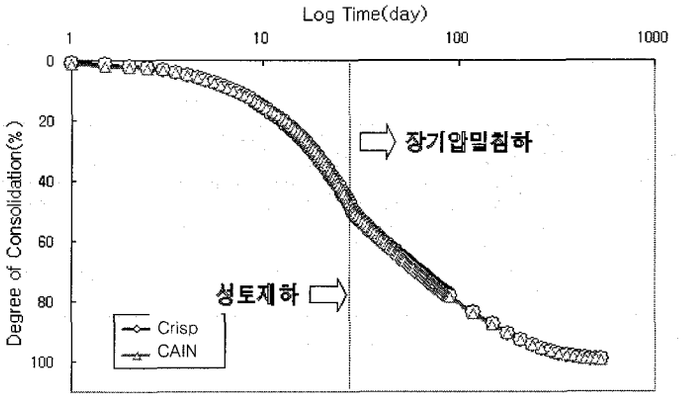


그림 4.6.8 재하속도별 Crisp 프로그램 해석결과 비교(20cm/day)

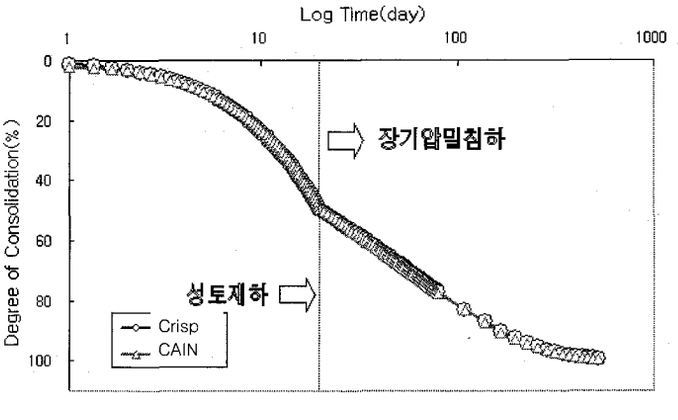


그림 4.6.9 재하속도별 Crisp 프로그램 해석결과 비교(30cm/day)

4.7 개량폭비의 영향

표 4.7.1는 Hird의 이차원 등가 평면변형률 모델을 사용한 지반의 압밀거동에 있어 B/D의 영향을 분석하기 위한 유한요소의 형상을 보여준다. B는 개량지반의 폭이며 D는 연약지반 위에 접한 제체의 폭을 나타낸다. 해석을 위해 B/D=0.7과 1.0, 1.3의 조건을 선택하였다. Hird의 제안식을 살펴보면, 점토의 등가 투수계수는 개량지반의 폭과 지반에 타설된 배수재의 개수에 따라 달라지게 된다. 그러나 배수재의 등가 투수계수는 표 4.7.2에 나타난 바와 같이 개량폭비 B/D에 영향을 받지 않는다.

표 4.7.1 개량폭비의 영향 해석조건

요소 형상	Drain 간격	Drain 통수능 (cm3/sec)	Drain 타설갯수	스미어존 η	재하속도 (cm/day)	개량폭비 B/D	제체고 (m)
사각형	1B	5	10EA	6	10	0.7 1.0 1.3	6

표 4.7.2 개량폭비의 영향 평가를 위해 Hird의 제안식에서 산출한 등가 투수계수

개량폭비 B/D	Drainage Bar 적용시				Drainage Bar 미적용시			
	배수재 타설구간 점토		PBD		배수재 타설구간 점토		PBD	
	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)
0.7	1.154E-09	5.768E-10	4.854E-03		8.530E-10	4.265E-10	4.174E-03	
1.0	1.139E-09	5.693E-10	4.822E-03		8.533E-10	4.266E-10	4.174E-03	
1.3	1.131E-09	5.656E-10	4.806E-03		8.534E-10	4.267E-10	4.174E-03	

표 4.7.3 개량폭비의 영향 해석단면

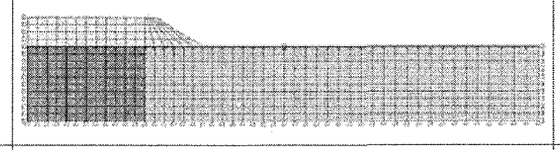
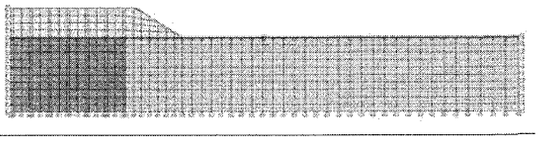
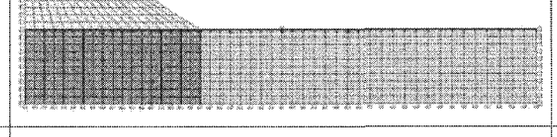
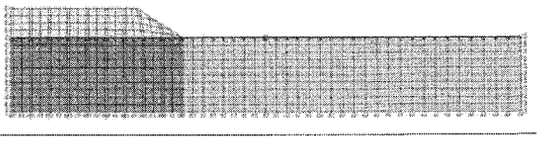
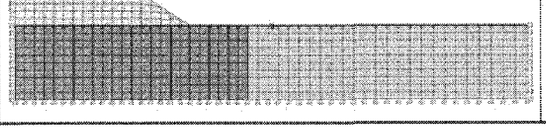
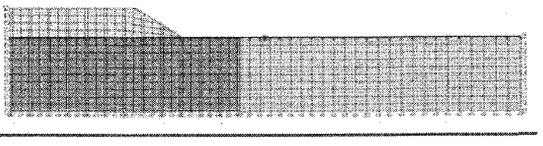
구분	Drainage Bar 적용(CAIN)	Drainage Bar 미적용(CAIN, Crisp)
0.7		
1.0		
1.3		

표 4.7.3은 해석결과를 제시한 것으로 성토 재하기간 동안은 최대침하량과 과잉간극수압에는 큰 영향이 없었으나 제체 시공종료 후의 압밀기간동안에는 개량폭비가 큰 경우의 침하속도가 다소 큰 것으로 나타났다. 이는 배수재 타설지반의 폭이 제체에 비해 상대적으로 큰 경우가 개량구간이 큼으로 인하여 횡방향 변위를 다소 크게 발생시켰기 때문으로 생각할 수 있었다. 그러나 최종 침하량과 과잉간극수압의 변화경향에는 재하폭비가 영향을 미치지 못하는 것으로 나타났으며, 이러한 경향은 그림 4.7.1과 그림 4.7.2에 제시된 시간-압밀도 변화곡선에서도 알 수 있었다. 또한 그림 4.7.3에서 그림 4.7.9의 해석결과를 통해 CAIN과 Crisp이 유사한 경향을 보이고 있음을 알 수 있었다.

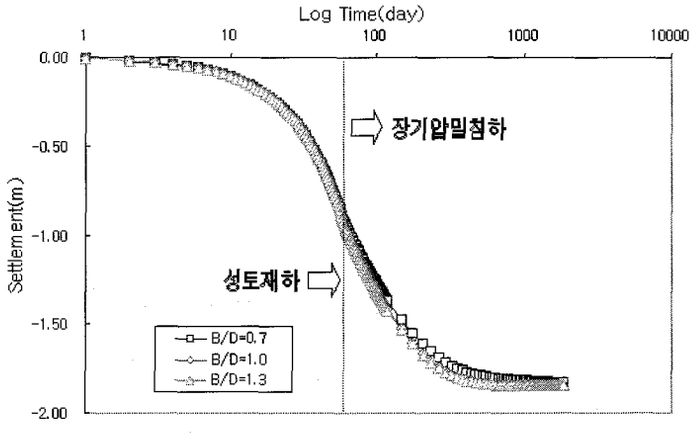


그림 4.7.1 개량폭비에 따른 침하량 변화-Drainage Bar 적용

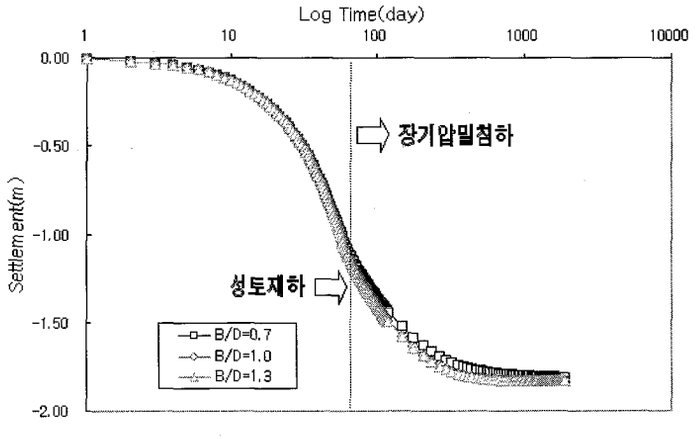


그림 4.7.2 개량폭비에 따른 침하량 변화-Drainage Bar 미적용

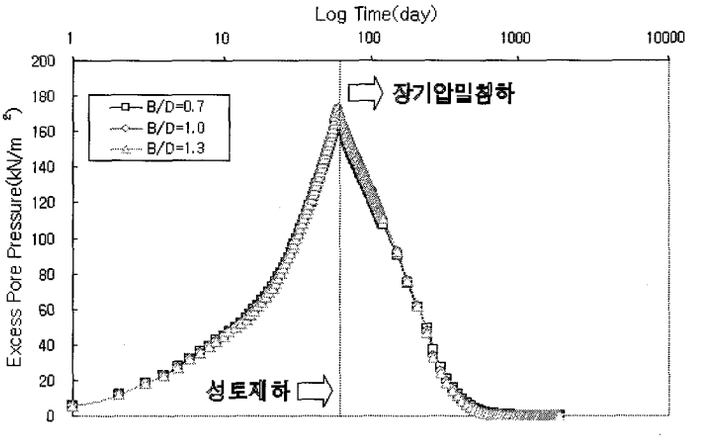


그림 4.7.3 개량폭비에 따른 과잉간극수압 변화-Drainage Bar 적용

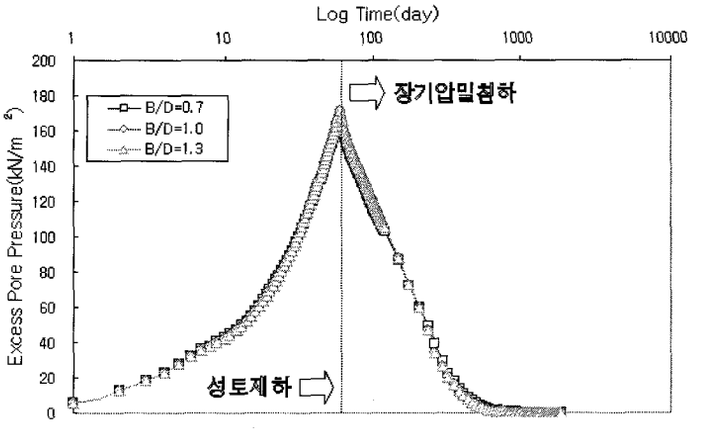


그림 4.7.4 개량폭비에 따른 과잉간극수압 변화-Drainage Bar 미적용

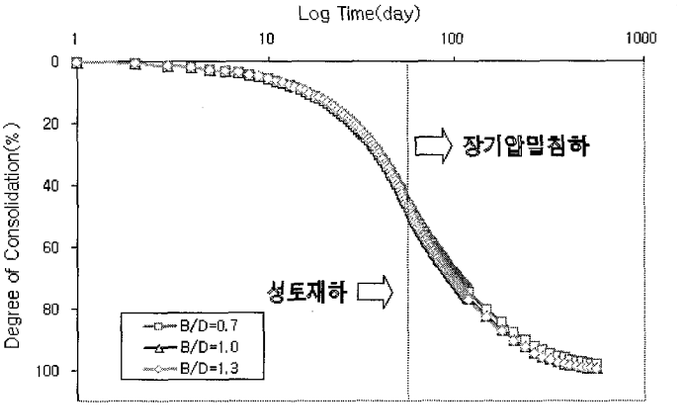


그림 4.7.5 개량폭비에 따른 압밀도 변화-Drainage Bar 적용

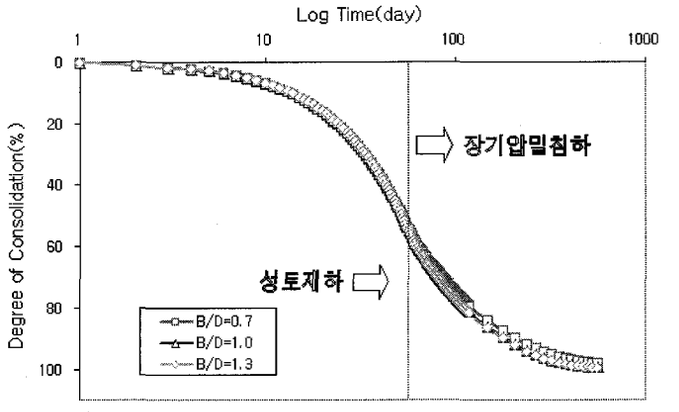


그림 4.7.6 개량폭비에 따른 압밀도 변화-Drainage Bar 미적용

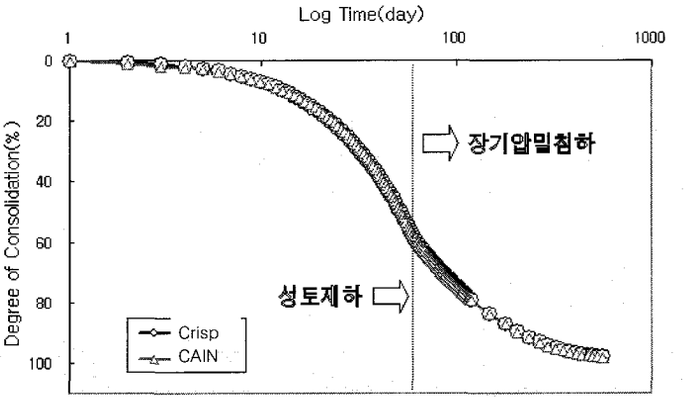


그림 4.7.7 개량폭비별 Crisp 프로그램 해석결과 비교(B/D=0.7)

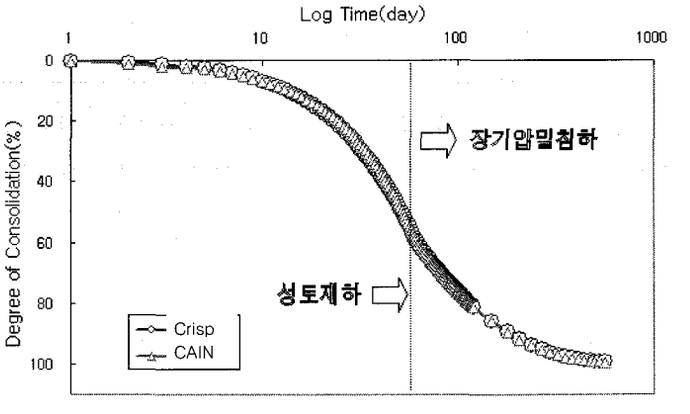


그림 4.78 개량폭비별 Crisp 프로그램 해석결과 비교(B/D=1.0)

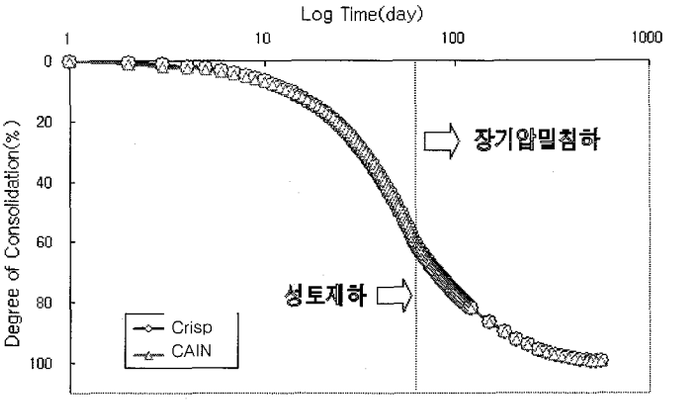


그림 4.7.9 개량폭비별 Crisp 프로그램 해석결과 비교(B/D=1.3)

4.8 제체고의 영향

제체고는 상재하중의 크기를 의미하며 실제지반의 침하량과 밀접한 관계를 가지고 있다. 본 해석에서는 제체고 6.0m와 8.0m, 10.0m의 제체고에 대한 해석을 실시하여 Hird의 제안식을 이용한 등가 평면 변형률 해석에서 제체고가 침하와 과잉간극수압 소산에 미치는 영향을 검토하였다.

표 4.8.1 제체고의 영향 해석조건

요소 형상	Drain 간격	Drain 통수능 (cm^3/sec)	Drain 타설갯수	스미어존 η	재하속도 (cm/day)	개량폭비 B/D	제체고 (m)
사각형	1B	5	10EA	6	10	1.0	6 8 10

표 4.8.2 제체고의 영향 평가를 위해 Hird의 제안식에서 산출한 등가 투수계수

Drainage Bar 적용시				Drainage Bar 미적용시			
배수재 타설구간 점토		PBD		배수재 타설구간 점토		PBD	
k_x(m/sec)	k_y(m/sec)	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)	k_x(m/sec)	k_y(m/sec)
1.139E-09	5.693E-10	4.822E-03		8.533E-10	4.266E-10	4.174E-03	

표 4.8.3 제체고의 영향 해석단면

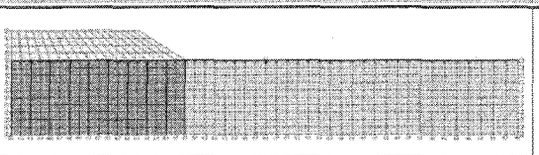
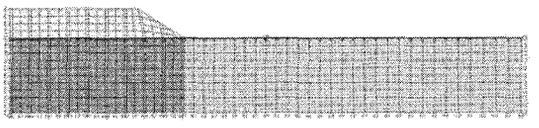
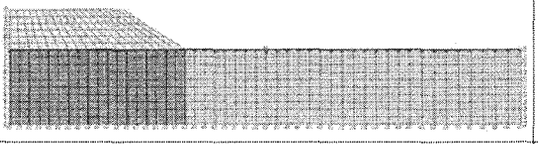
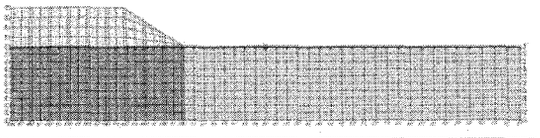
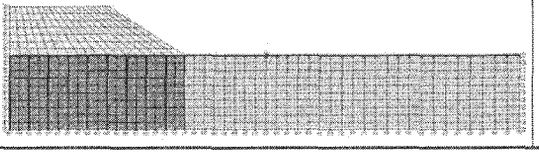
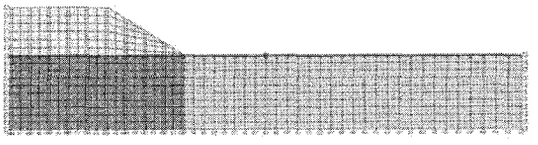
구분	Drainage Bar 적용(CAIN)	Drainage Bar 미적용(CAIN, Crisp)
6.0m		
8.0m		
10.0m		

표 4.8.3은 해석결과를 제시한 것으로 제체고가 증가할수록 침하량이 함께 증가하는 경향을 보이며, 동일한 재하속도 10cm/day의 재하기간 동안 초기 침하양상과 과잉간극수압 증가는 일정한 경향을 나타내었다. 재체고가 증가한 경우에는 최대 과잉간극수압의 크기가 더욱 컸으나 과잉간극수압이 소산되기까지 걸리는 시간은 거의 일정한 것을 알 수 있었다. 이러한 경향은 그림 4.8.1와 그림 4.8.2에 제시된 시간-압밀도 변화곡선에서도 알 수 있었으며, 그림 4.8.3에서 그림 4.8.9의 해석결과를 통해 CAIN과 Crisp이 유사한 경향을 보이고 있음을 알 수 있었다.

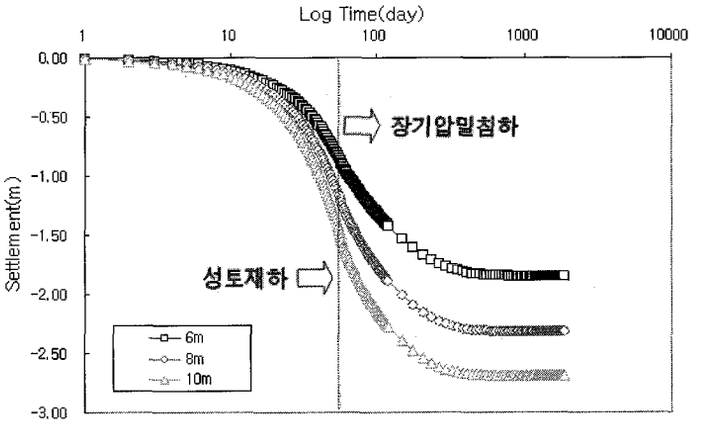


그림 4.8.1 제체고에 따른 침하량 변화-Drainage Bar 적용

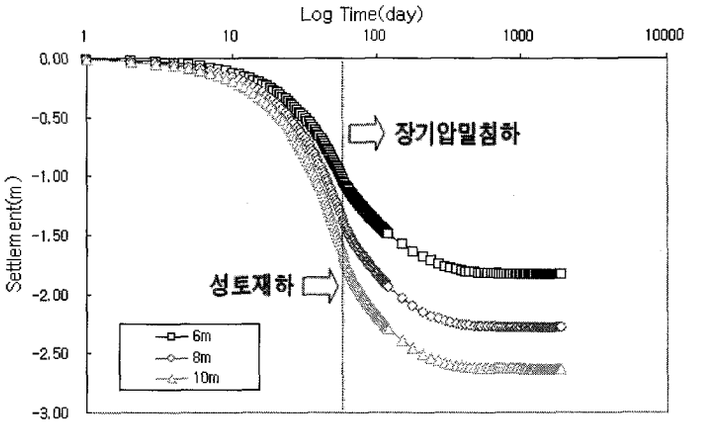


그림 4.8.2 제체고에 따른 침하량 변화-Drainage Bar 미적용

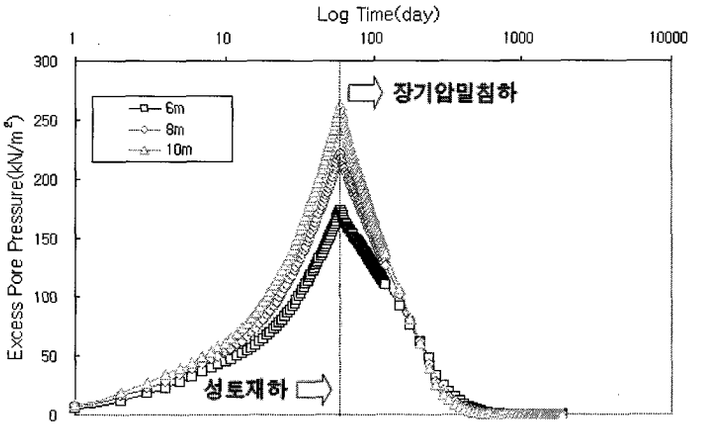


그림 4.8.3 제체고에 따른 과잉간극수압 변화-Drainage Bar 적용

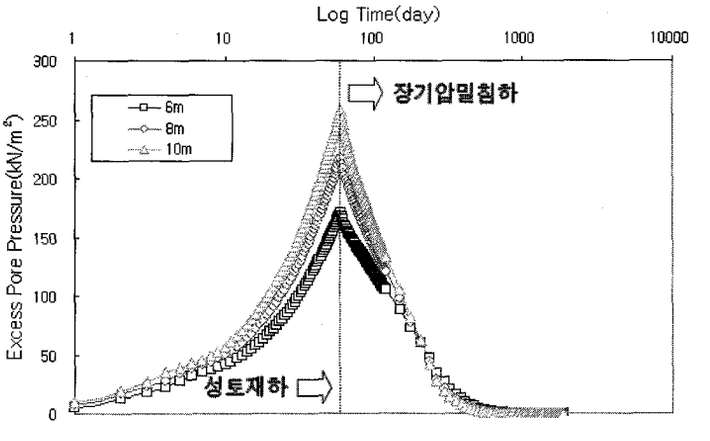


그림 4.8.4 제체고에 따른 과잉간극수압 변화-Drainage Bar 미적용

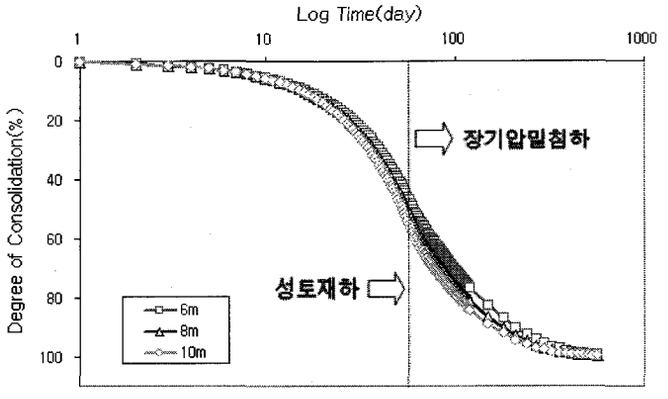


그림 4.8.5 제체고에 따른 압밀도 변화-Drainage Bar 적용

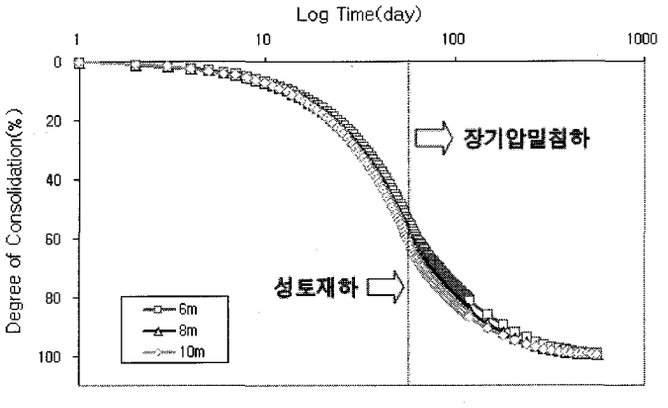


그림 4.8.6 제체고에 따른 압밀도 변화-Drainage Bar 미적용

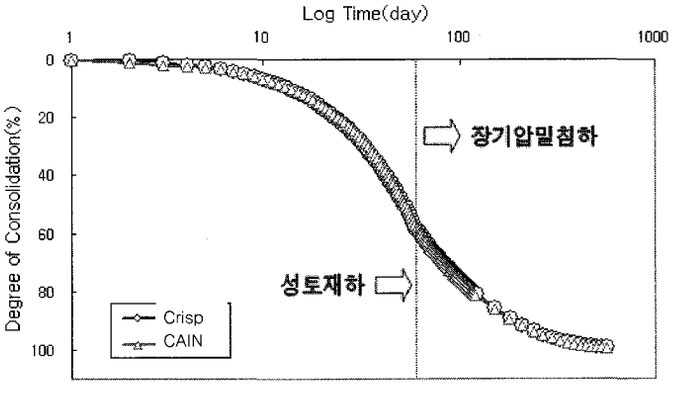


그림 4.8.7 제체고별 Crisp 프로그램 해석결과 비교(H=6m)

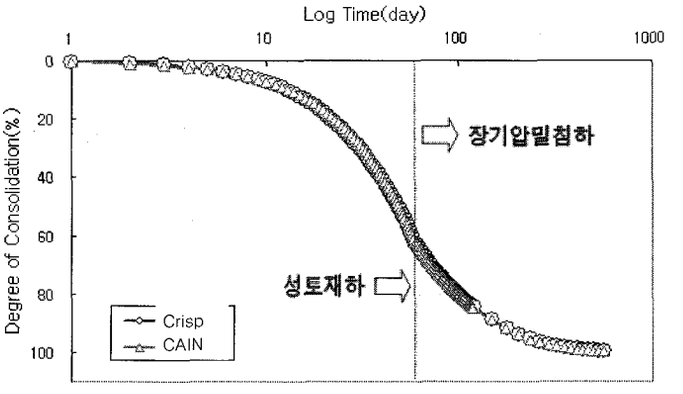


그림 4.8.8 제체고별 Crisp 프로그램 해석결과 비교(H=8m)

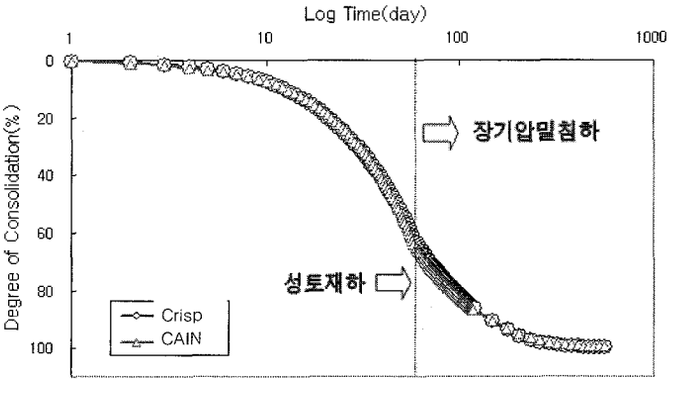


그림 4.8.9 제체고별 Crisp 프로그램 해석결과 비교(H=10m)

제 5 장 메뉴별 기능

5.1 프로그램 초기화면 구성

프로그램을 구동하게 되면 그림 5.1.1과 같이 CAIN 프로그램의 초기화면이 나타난다.

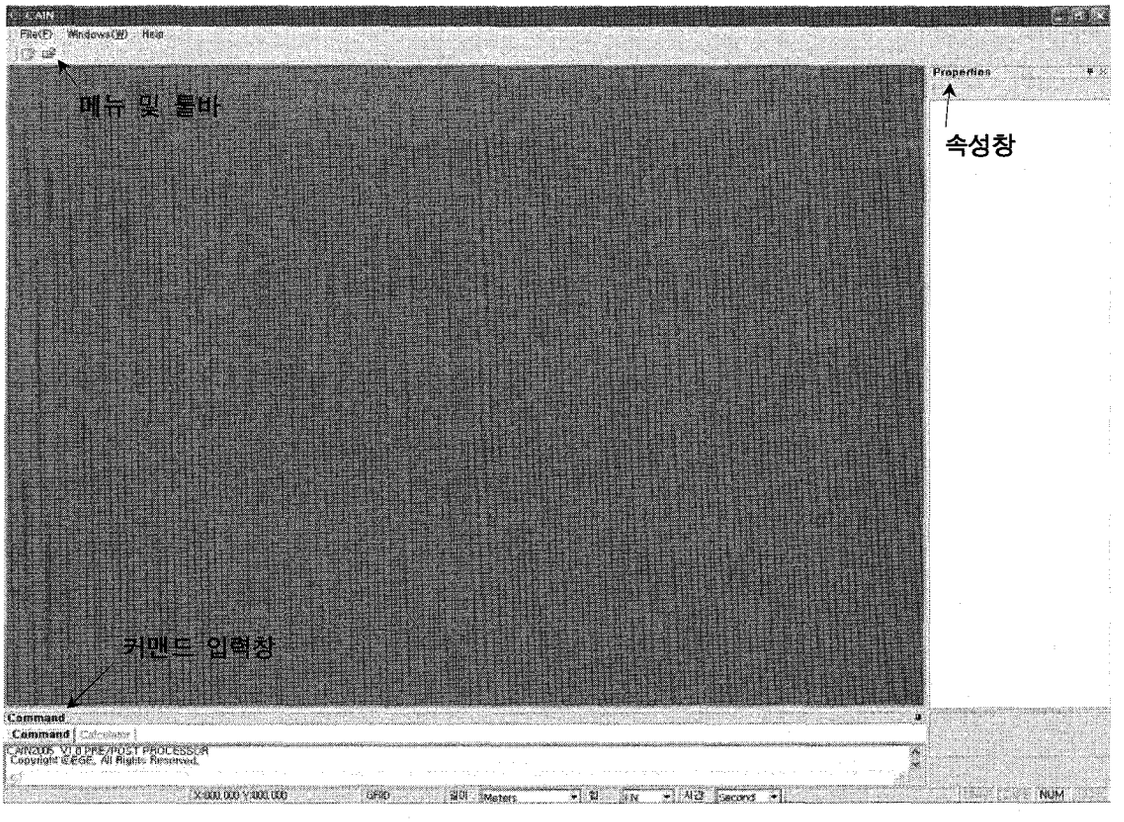


그림 5.1.1 프로그램 기본 구성

(1) 메뉴창 및 메뉴바

Pre Processor 및 Post Processor에서 사용 가능한 메뉴를 선택 가능하다.

(2) 속성창(Properties)

선택된 요소(Node, Element, Superline Element 등)의 속성 정보를 표시하는 정보창이다.

(3) 커맨드 입력창(Command Input)

명령어 및 Data를 입력하는 창이다.

5.2 프로그램 초기 메뉴

프로그램 구동시 초기 메뉴바 구성은 크게 다음과 같이 3가지 메뉴로 구성된다.

- ▶ File 메뉴 – 새 프로젝트 작성 및 기존 프로젝트 파일의 열기/닫기, 저장, 인쇄
- ▶ Windows 메뉴 – 모든 창 자동 숨김(Auto Hide All) 기능
- ▶ Help 메뉴 – 프로그램 정보 및 자동 업데이트(Auto Update) 기능

(1) File Menu

파일(File) 메뉴 클릭시 선택 가능한 세부 메뉴는 아래와 같다.

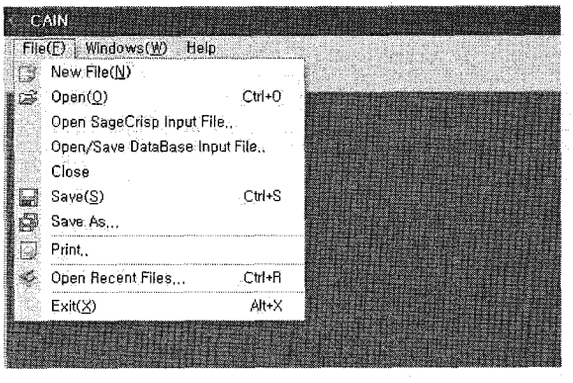


그림 5.2.1 File 메뉴

- ▶ New File
  – 신규 파일을 작성
- ▶ Open
  – 기존 파일을 불러옴
- ▶ Open SageCrisp Input File
  – SageCrisp에서 작성된 메쉬(Mesh)를 불러옴
- ▶ Open/Save Database Input File
  – 데이터베이스 형식의 입력 메쉬 파일을 저장/불러옴
- ▶ Close
  – 현재 열려있는 파일을 닫음
- ▶ Save
  – 현재 작성 파일을 저장
- ▶ Save as
  – 현재 작성중인 파일을 다른이름으로 저장
- ▶ Print
  – 현재 화면을 인쇄
- ▶ Open Recent Files
  – 최근 작업한 파일을 불러옴
- ▶ Exit

- 프로그램을 종료

(2) Windows Menu

창(Windows) 메뉴 클릭시 선택 가능한 세부 메뉴는 아래와 같다.

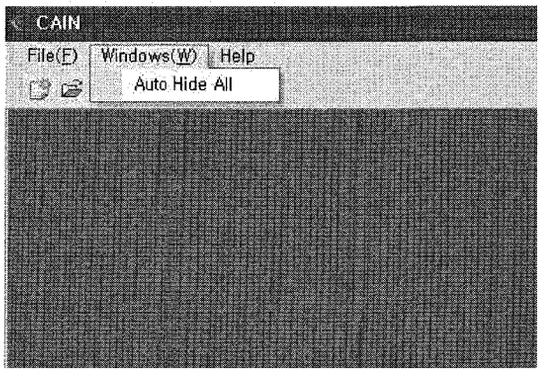


그림 5.2.3 Windows 메뉴

▶ Auto Hide All

- 현재 열려진 모든 창을 숨김

(3) Help Menu

도움말(Help) 메뉴 클릭시 선택 가능한 세부 메뉴는 아래와 같다.

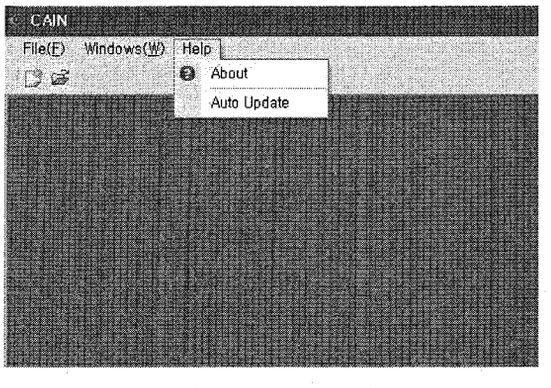


그림 5.2.4 Help 메뉴

▶ About

- CAIN 프로그램 정보를 표시

▶ Auto Update

- CAIN 프로그램을 최신 버전으로 업데이트

(4) 프로그램 초기 메뉴바(Menu Bar) 구성


New File (버튼)


Open File (버튼)

5.3 Pre-Processor Menu Bar

(1) Menu Bar의 구성

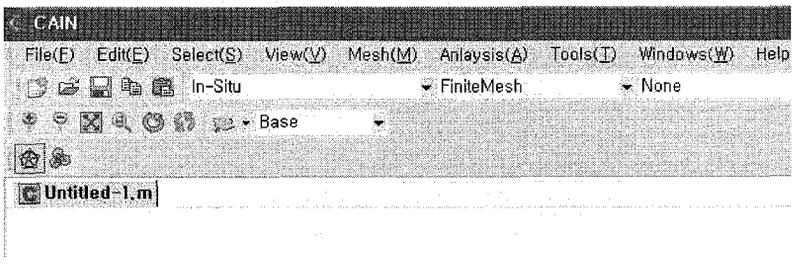


그림 5.3.1 Pre-Processor Menu Bar

Pre Processor 초기 메뉴바 구성은 크게 다음과 같은 메뉴로 구성된다.

▶ File 메뉴
- 새 프로젝트 작성 및 기존 프로젝트 파일의 열기/닫기, 저장, 인쇄

▶ Edit 메뉴
- 실행취소, 복사, 붙이기, 삭제, 검색

▶ Select 메뉴
- 선택하고자 하는 요소의 계층 선택(Node, Edge, Element, Line Element, Superline Element 등)

▶ View 메뉴
- 화면상에 나타나고자 하는 요소의 선택 및 화면 제어(Zoom, Pan)

▶ Mesh 메뉴
- 메쉬 생성 및 속성 제어

▶ Analysis 메뉴
- 유한요소 해석

▶ Tools 메뉴
- 유한요소 자동생성 프로그램 및 Option 등 프로그램에 필요한 툴 선택

▶ Windows 메뉴
- 모든 창 자동 숨김(Auto Hide All) 기능

▶ Help 메뉴
- 프로그램 정보 및 자동 업데이트(Auto Update) 기능

(2) File 메뉴

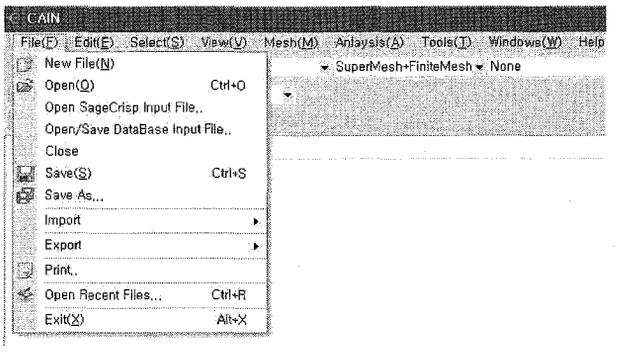


그림 5.3.2 Pre-Processor File 메뉴

▶ New File
- 신규 파일을 작성

▶ Open
- 기존 파일을 불러옴

▶ Open SageCrisp Input File
- SageCrisp에서 작성된 매쉬(Mesh)를 불러옴

▶ Open/Save Database Input File
- 데이터베이스 형식의 입력 메쉬 파일을 저장/불러옴

▶ Close
- 현재 열려있는 파일을 닫음

▶ Save
- 현재 작성 파일을 저장

▶ Save as
- 현재 작성중인 파일을 다른 이름으로 저장

▶ Import
- Auto CAD 2002 및 2004 파일 불러오기

▶ Export
- Insitu 파일 및 BMP, Auto CAD 2002/2004 파일로 내보내기

▶ Print
- 현재 화면을 인쇄

▶ Open Recent Files
- 최근 작업한 파일을 불러옴

▶ Exit
- 프로그램을 종료

(3) Edit 메뉴

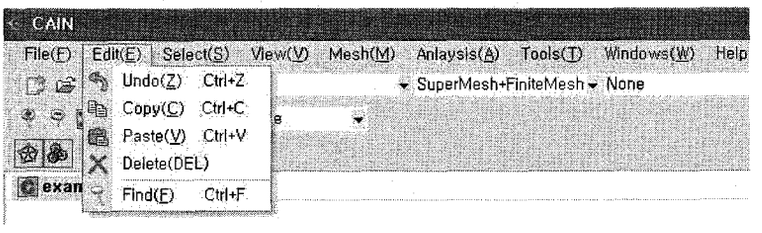


그림 5.3.3 Edit 메뉴

▶ Undo

- 방금 전에 실행한 명령을 취소하여 또는 입력한 내용을 지우거나, 지운 내용을 되살리는 등 편집 과정에서 행하여진 동작을 다시 원래대로 되돌림
- 사용자가 행한 동작을 단계별로 기억하고 있으므로, 되돌리기를 반복 실행하면 변경된 내용을 이전 단계로 되돌릴 수 있음

▶ Copy

- 블록으로 설정된 부분의 내용을 클립보드에 복사한다. 기억된 내용은 [편집-붙이기]를 실행하여 원하는 위치에 다시 불러 쓸 수 있음

▶ Paste

- [편집-복사하기]나 [오려 두기]를 실행하여 클립보드에 기억된 내용을 커서 위치에 다시 붙여줌

▶ Delete

- 블록으로 설정된 부분을 지운다. 문서에서 필요 없는 부분을 한꺼번에 지울 때 사용

▶ Find

- 파일 내의 특정 요소 검색. 검색가능한 대상으로는 Node, Element, Time, Horizontal Displacement, Vertical Displacement, Excess Pore Pressure, X, Y Coordinate, Increment Step, Degree of Consolidation(PWP) 등 다양한 대상을 검색할 수 있음
- 검색 조건을 설정하여 특정 조건에 부합되는 대상도 검색 가능
  ① Target Select : 검색 대상을 선택
  ② Condition : 검색 조건을 선택
  ③ Search Result : 검색 결과 출력 창

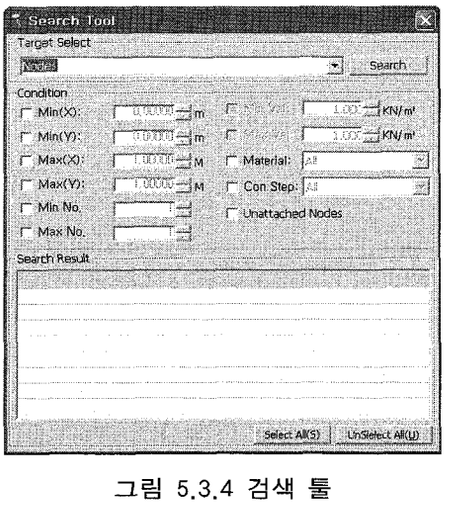


그림 5.3.4 검색 툴

(4) Select 메뉴

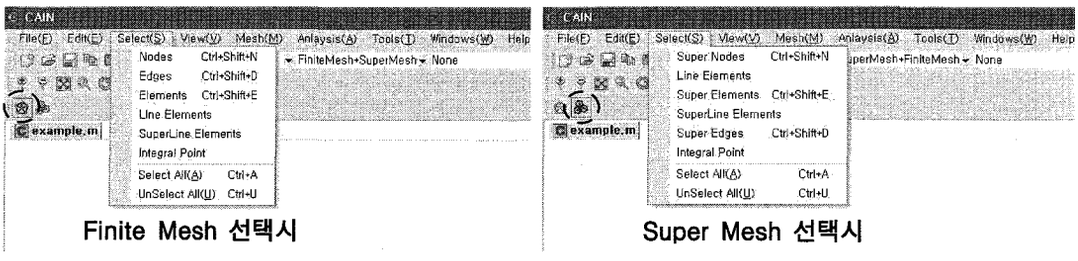


그림 5.3.5 Select 메뉴

▶ (Super)Node
- (Super)Node 레벨에서의 요소를 선택

▶ Edge
- Edge 레벨에서의 요소를 선택

▶ (Super)Element
- (Super)Element 레벨에서의 요소를 선택

▶ Line Element
- Line Element 레벨에서의 요소를 선택

▶ SuperLine Element
- SuperLine Element 레벨에서의 요소를 선택

▶ Integral Point
- Integral Point 레벨 요소를 선택

▶ Select All
- 전체 요소를 선택

▶ Unselect All
- 선택된 내용을 해제

(5) View 메뉴

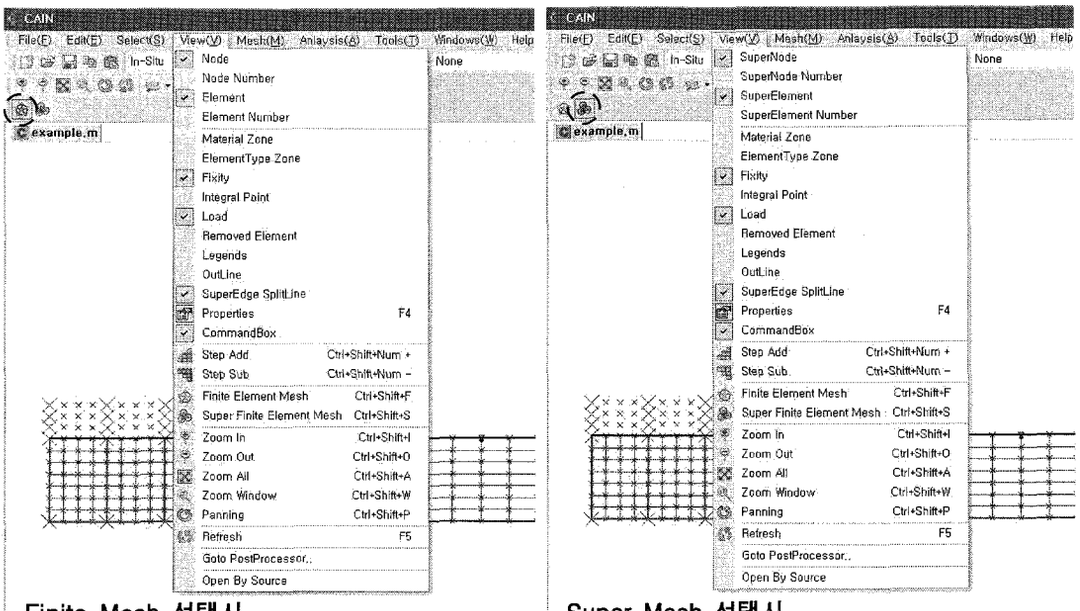


그림 5.3.6 View 메뉴

▶ (Super)Node, (Super)Node Number, (Super)Element, (Super)Element Number
- 화면상에 나타내고자 하는 요소 및 요소의 번호를 선택
- 각각 다중으로 선택이 가능하며 선택된 요소는 메뉴 앞에 ☑로 표시됨

▶ Material Zone
- 물성치 영역을 화면상에 나타냄

▶ Element Type Zone
- 요소의 타입을 화면상에 나타냄

▶ Fixity
- 요소망의 경계조건을 표시

▶ Integral Point
- 요소안의 적분점을 표시

▶ Load
- 하중을 표시

▶ Removed Element
- 삭제된 Element를 표시(굴착등에 활용)

▶ Legends
- 범례를 표시

▶ SuperEdge SplitLine
- SuperEdge에 대하여 유한요소 나눠질 개수의 라인표시를 표시

▶ Properties
- 유한요소 객체에 대한 Properties 창을 표시

▶ Command Box
- 명령어 입력창을 표시

▶ Step Add
- 화면상에 표시된 현재의 시공단면에 대하여 시공단계를 추가시킴

▶ Step Sub
- 화면상에 표시된 현재의 시공단면에 대하여 시공단계를 감소시킴

▶ Finite Element Mesh
- 화면상에 유한요소망을 표시

▶ Super Finite Element Mesh
- 화면상에 슈퍼유한요소망을 표시

▶ Zoom In
- 마우스 드래그 영역 만큼 확대

▶ Zoom Out
- 마우스 드래그 영역 만큼 축소

▶ Zoom All
- 현재 모든 요소를 창에 맞게 확대/축소

▶ Zoom Window
- 마우스 드래그 영역으로 창을 확대/축소

▶ Panning
- 마우스 드래그 영역으로 화면을 평행 이동

▶ Refresh
- 화면을 갱신

▶ Goto PostProcessor
- Post Processor 단계로 넘어감

▶ Open by Source
- 현재 표시된 유한요소망에 대하여 Notepad를 사용하여 텍스트파일형태로 표시

(6) Mesh 메뉴

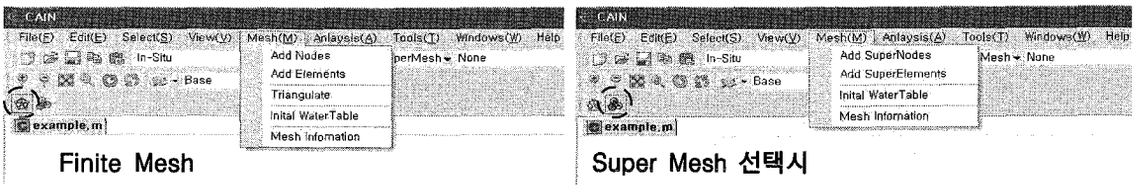


그림 5.3.7 Mesh 메뉴

▶ Add Nodes
- Node를 화면에 추가

▶ Add Elements
- Element를 추가 : 구성된 Node를 시계 반대방향으로 클릭하여 요소를 추가

▶ Add SuperNodes
- SuperNodes를 추가

▶ Add SuperElements
- SuperElements를 추가 : 구성된 SuperNode를 시계 반대방향으로 클릭하여 요소를 추가

▶ Triangulate
- 선택된 Node 들을 삼각형화

▶ Initial Water Table
- 초기 지하수위 위치 정보를 입력

① WateTable Info
  -X Coordinate : 지하수위의 x좌표
  -Y Coordinate : 지하수위의 y좌표
② Water Weight : 물의 단위중량
③ Add : 지하수위를 입력할 수 있는 X,Y점 추가
④ Delete : 지하수위 X,Y점 삭제
⑤ Get X,Y by Node : 절점으로부터 지하수위 입력
⑥ Get X,Y by Mouse Point : 마우스점으로부터 지하수위 입력
⑦ Screen Apply : 현재 입력된 지하수위 구성점을 스크린에 표시
⑧ OK : 현재 입력 저장
⑨ Cancel : 현재 입력 취소

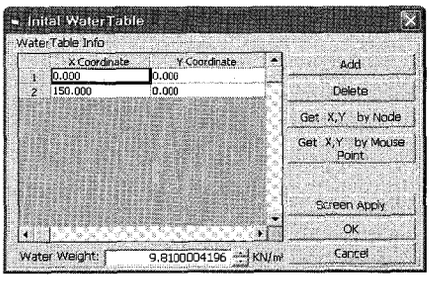


그림 5.3.8 Inital Water Table box

▶ Mesh Information

화면상에 입력된 메쉬의 정보를 메쉬의 레벨 및 재질, Increment Block, In-Situ 등으로 구분하여 나타낸다.

① SuperNode, Node 탭
- 슈퍼절점 또는 일반 절점을 리스트한다.
- Import From Excel 통하여 절점정보를 입력 받을 수 있다.

② SuperElement,Element 탭
- 슈퍼요소 또는 일반 요소를 리스트한다.

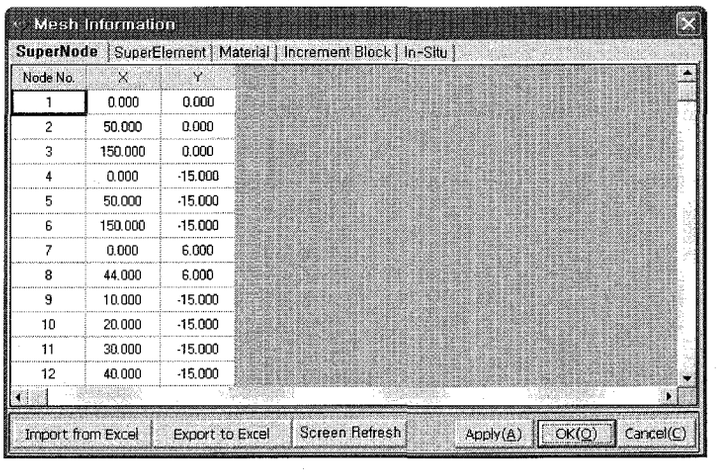


그림 5.3.9 Mesh Information(SuperNode) box

③ Material : 물성치 입력창

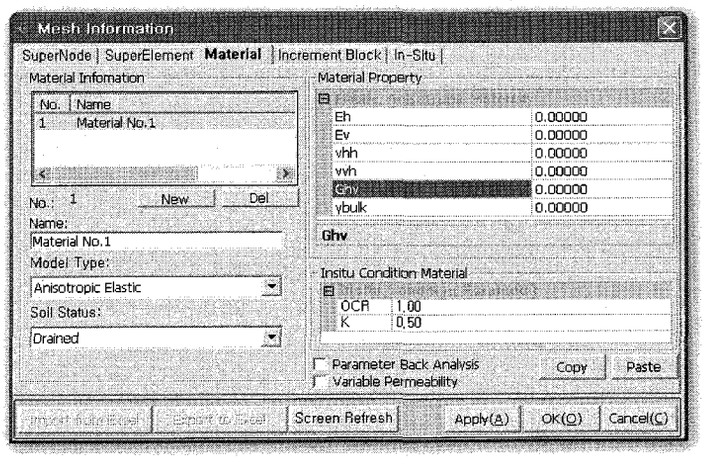


그림 5.3.10 Mesh Information(Material) box

표 5.3.1 해석 모델별 파라미터 I

구 분	기 호	설 명	용 도	압밀거동
Anisotropic Elastic	E_h	횡방향 탄성계수	등이방성 토질	○
	E_v	연직방향 탄성계수		
	v_{hh}	횡방향 프아송비		
	v_{vh}	연직방향 프아송비		
	r_w	물의 단위중량		
	γ_{bulk}	체적 단위중량		
	k_x	횡방향 투수계수		
	k_y	연직방향 탄성계수		
	OCR	과 압밀비		
	K	횡토압계수		
Isotropic Elastic	E	탄성계수	이방성 토질 (성토체, 사질토)	○
	v	프아송비		
	r_w	물의 단위중량		
	γ_{bulk}	체적 단위중량		
	k_x	횡방향 투수계수		
	k_y	연직방향 탄성계수		
	OCR	과 압밀비		
	K	횡토압계수		
Original Mohr Coulomb Elastic Perfectly plastic	E_o	초기탄성계수	Mohr Coulomb 파괴거동에 지배되는 토질 (사질토)	○
	v	프아송비		
	y_o	초기 점착력, 내부마찰각이 시작되는 깊이		
	c	점착력		
	ϕ	내부마찰각		
	M_e	깊이별 내부마찰각 증가율		
	M_c	깊이별 점착력 증가율		
	r_w	물의 단위중량		
	γ_{bulk}	체적 단위중량		
	k_x	횡방향 투수계수		
	k_y	연직방향 탄성계수		
	OCR	과 압밀비		
	K	횡토압계수		

표 5.3.2 해석 모델별 파라미터 II

구 분	기 호	설 명	용 도	압밀거동
Original Camclay Modified Camclay	κ	CamCaly 모델과 관련된 상수	점토 연약지반 사용	○
	λ	CamCaly 모델과 관련된 상수		
	e_{cs}	CamCaly 모델과 관련된 상수		
	M	CamCaly 모델과 관련된 상수		
	rw	물의 단위중량		
	G	전단탄성계수		
	γ_{bulk}	체적 단위중량		
	k_x	횡방향 투수계수		
	k_y	연직방향 탄성계수		
	OCR	과 압밀비		
	K	횡토압계수		
RedoMath	E	탄성계수	엔도크로닉 연구용	○
	v	프아송비		
	r_w	물의 단위중량		
	γ_{bulk}	체적 단위중량		
	k_x	횡방향 투수계수		
	k_y	연직방향 탄성계수		
	OCR	과 압밀비		
	K	횡토압계수		
Bar 모델	E	탄성계수	PDB, SCP, Strut에 사용 -PDB에 사용시 E값을 1이하로 함	○
	v	프아송비		
	A	등가면적		
	r_w	물의 단위중량		
	γ_{bulk}	체적 단위중량		
	k_x	연직방향 투수계수		
Beam 모델	E	탄성계수	휨을 받는 물체에 사용	X
	v	프아송비		
	A	등가면적		
	I	단면 2차 모멘트		
	γ_{bulk}	체적 단위중량		
	k_x	연직방향 투수계수		

④ Incremen Block : 시공단계를 입력

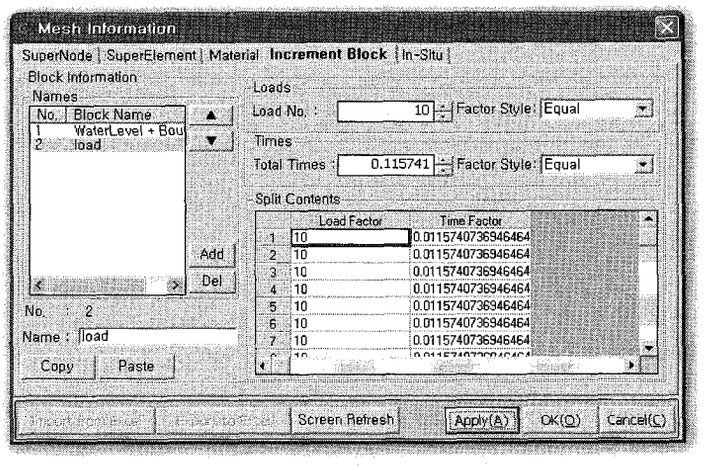


그림 5.3.11 시공단계 입력

- Block Information Names : 시공단계의 이름을 입력
- Load : 시공단계에 포함되는 하중에 대하여 몇개로 단계적으로 재하시킬 것인가를 입력
- Time : 시공단계에 총 소요되는 시간 입력. 이때 Load No.에 입력된 값에 따라 총 시간을 분할하여 Step별로 해석

⑤ In-Situ :초기조건 입력

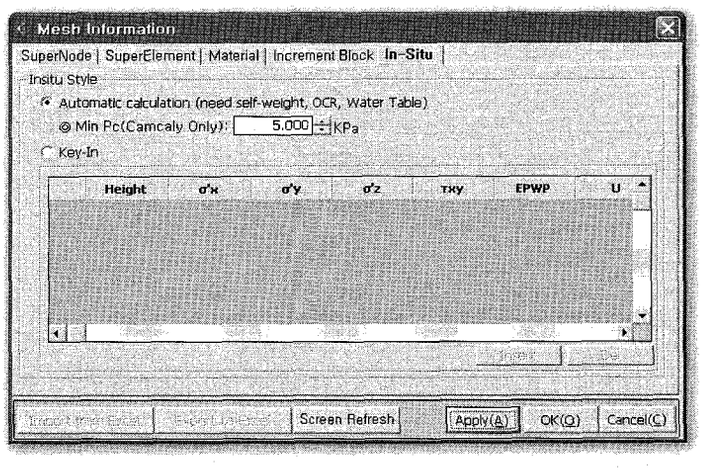


그림 5.3.12 초기조건 입력

- Automatic Calculation : 초기응력 상태를 자동으로 계산
- Key In: 초기응력 상태를 수동으로 입력

(7) Analysis 메뉴

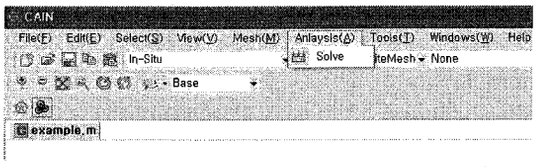


그림 5.3.13 Analysis 메뉴

▶ Solve

유한요소 해석을 위한 Mesh ReNumbering, Validat Mesh 후 유한요소 해석을 수행한다.

① Mesh Information
- 해석 Tile, FileName 및 해석진행위치 등의 정보를 나타냄

② Progress Information
- 해석진행률 및 해석이 진행되고 있는 Block을 나타냄

③ Error Ratio
- X, Y방향에 대한 Error의 정도를 나타냄

④ Goto Post Processor
- Post-Processor 창을 띄움

⑤ Cancel

⑥ Help

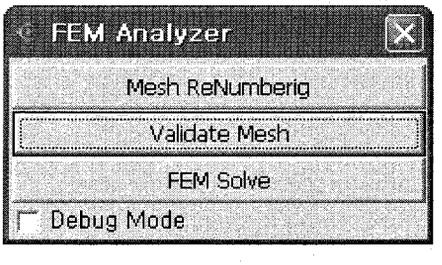


그림 5.3.14 FEM Anlayzer 창

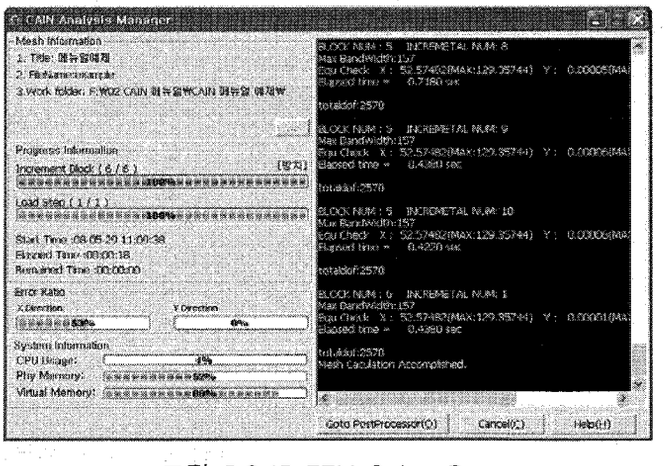


그림 5.3.15 FEM Solve Box

(8) Tools 메뉴

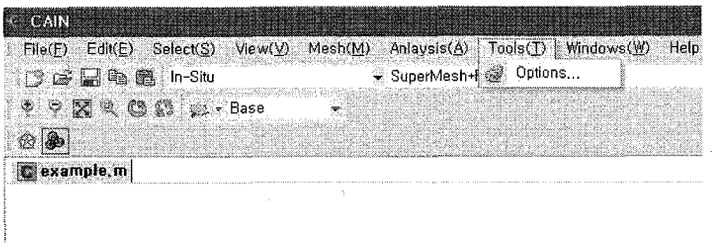


그림 5.3.16 Tools 메뉴

▶ Options

① Nodes, Elements

Node 및 Elements의 Screen에 표시되는 색상 및 크기를 조절

② Fixity, Load etc

Fixity, Deformation, Load, Integral Point, Displacement Fixity의 Screen에 표시되는 선 넓이 및 Size을 조절

③ Font

Node Number, Element Number, Command의 글씨체 및 각도, 크기 등을 조절

④ Screen

Screen의 색상 및 SNAP, Grid 크기 등을 조절

⑤ Zone Color

물성치영역, 모델종류, 요소종류, 퀀투어, Aux를 영역별로 색상을 조절

⑥ Tools

Auto Solve Interval을 조절(Default 1)

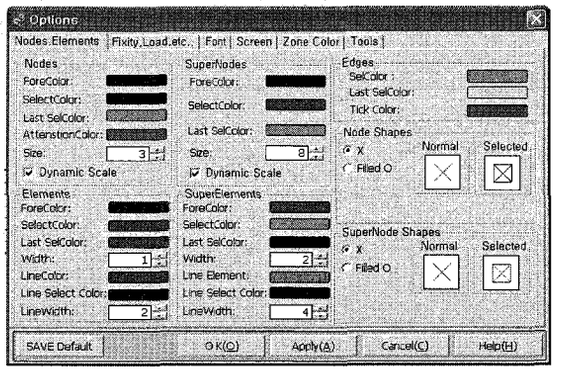


그림 5.3.17 Options box

(9) Windows 메뉴

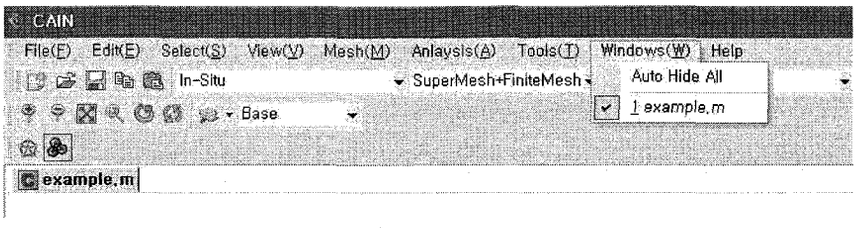


그림 5.3.18 Windows 메뉴

▶ Auto Hide All
- 현재 열려진 모든 창을 숨김

(10) Help 메뉴

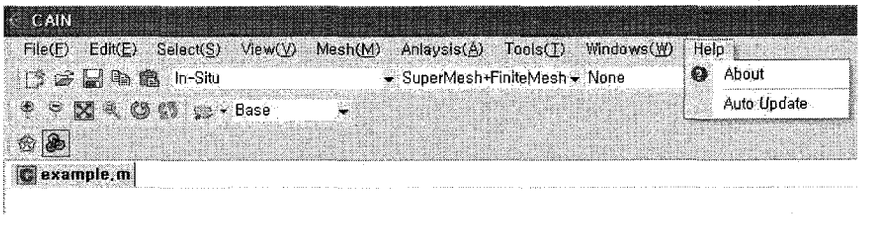


그림 5.3.19 Help 메뉴

▶ About
- CAIN 정보를 표시

▶ Auto Update
- CAIN 프로그램을 최신 버전으로 업데이트

5.4 Pre-Processor Tool Bar



New File (버튼)



Open File (버튼)



Save File (버튼)



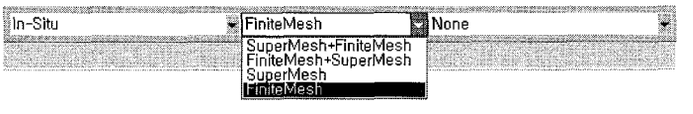
Copy (버튼)

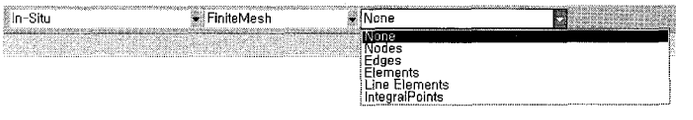


Paste (버튼)



Increment Block (리스트박스)







Zoom In (버튼)



Zoom Out (버튼)



Zoom All (버튼)



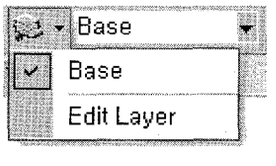
Zoom Windwo (버튼)



Panning (버튼)



Refresh (버튼)



Layer (Select 버튼)

5.5 Property 창

(1) Node, SuperNode Property

- 절점을 마우스로 클릭하게 되면 Propertyies 창에 표시됨

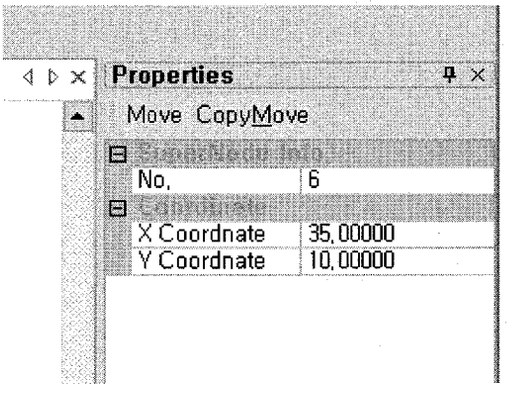


그림 5.5.1 Property 윈도우

- (Super)Node Info No. : 절점번호
- Coordinate X,Y : 절점의 좌표
- Move 메뉴 : X,Y 방향으로 Offset후 원본절점은 사라짐.
- Move 메뉴 : X,Y 방향으로 Offset후 원본절점은 그대로.

(2) Element, SuperElement Property

- 요소를 마우스로 클릭하게 되면 표시되는 창

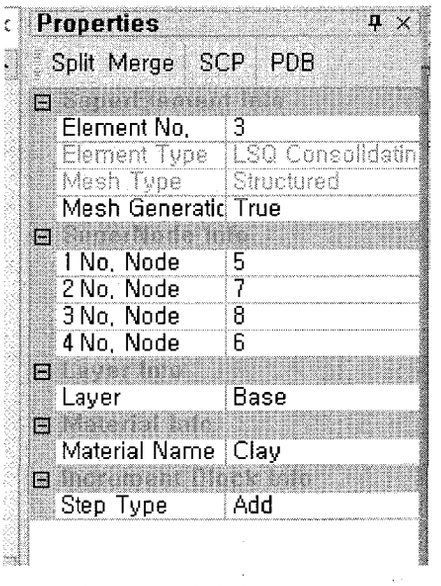
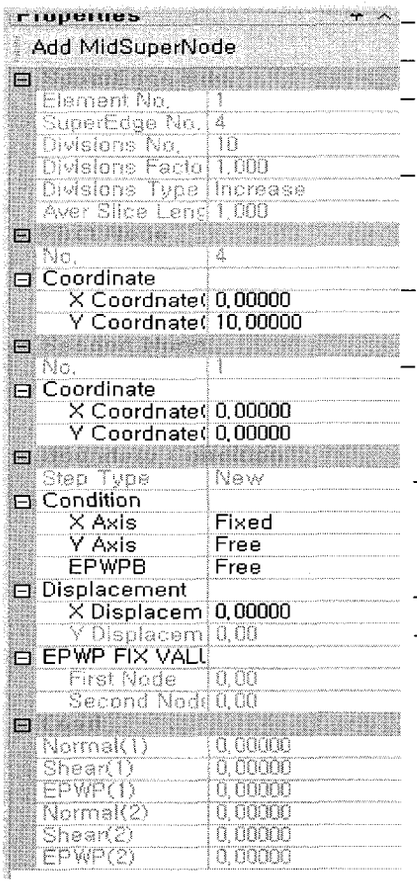


그림 5.5.2 엘리먼트 Property window

- (Super)Element Info No. : 요소번호
- Element Type : 총 4가지가 있으며, LST는 삼각형, LSQ는 사각형, Consolidtion은 압밀 가능한 요소이며, None-Consolidation은 비압밀 요소이다.
- MeshType : Structured 와 Unstructured 로 나뉨
- Layer : Autocad의 Layer 개념과 유사하며 화면에 너무 많은 요소가 중첩될 경우 활용 하 수 있다.
- Material Name : 미리 설정된 물성치를 입력할 수 있다.
- Step Type : 현재 시공스탭에서 선택된 요소를 추가 할 것인지 , 삭제할 것인지 선택
  (실제 구현시에는 성토 또는 굴착으로 활용된다.)
- Split Button : 요소를 가로 또는 세로로 잘라 2개의 요소로 생성한다.
- SCP Button : SCP 요소를 생성하는 명령
- PDB Button : PDB 요소를 생성하는 명령

(3) Edge, SuperEdge Property

- 요소의 변을 마우스로 클릭하게 되면 Propertyies 창에 표시됨



- (Super)Element No. : 소속된 (슈퍼)요소 번호
- (Super)Edge No. : (슈퍼)요소의 엣지순서번호
- (Super)Division No. : 슈퍼요소에서 유한요소로 자동 망 분할 시 이 변이 몇개로 나누얼 질지를 입력
- (Super)Division Factor And type: 유한요소망으로 나누어 질 시 변이 어떻게(Increase, Decrease 형태) 나누어 지는지 입력.
- (Super)Boundary Condition Step Type: 해당 스탭에 경계조건이 신규로 추가될지를 입력(New, Inherited)
- (Super)Boundary Condition : X방향,Y방향등의 경계조건 입력, EPWPB는 과잉간극수압의 경계조건으로써 Fix가 되면 배수 조건임.
- Displacement X,Y 방향 : X,Y방향에 대하여 Fix가 되면 활성화 됨. 해당 스탭에 대하여 강제로 변위량을 가함.(변형률제어 방식에 사용)
- EPWP Fix Value : 석션압을 줄수있음
- Load : 해당 변에 대하여 Normal,Shear,EPWP(침투압)을 입력

그림 5.5.3 Edge, SuperEdge Property Window

5.6 Post-Processor Menu Bar

Post Processor 단계에서 사용가능한 메뉴는 다음과 같다.
Pre-Processor Menu Bar와 동일하며, Analysis 메뉴가 Analysis Result 메뉴로 변경된다.

(1) Analysis Result 메뉴

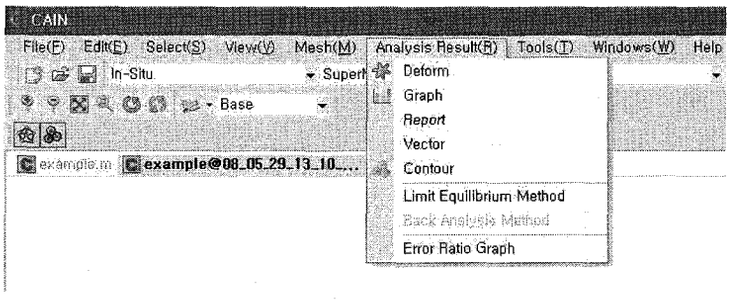


그림 5.6.1 Analysis Result 메뉴

▶ Deform
- 수치해석 결과에 대한 변형량을 유한요소망과 비교하여 도시하는 툴

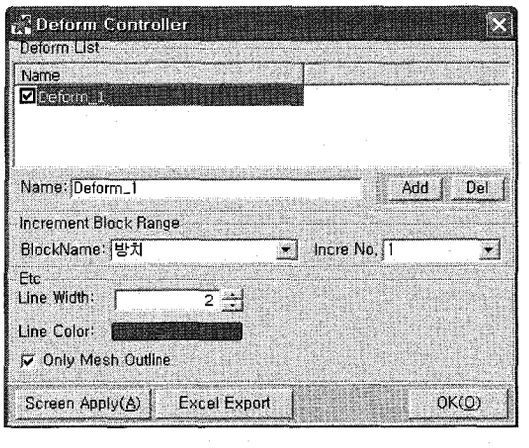


그림 5.6.2 Deform Controller box

① Name : 변형이름을 입력
② Increment Block Range : Increment Block 선택(시공단계구현)
③ Increment Block Range : Increment Step 선택(하중스텝)
④ Line Width : 변형망 표시시 라인의 두께 입력
⑤ Line Color : 변형망 표시시 라인의 칼라를 말함
⑥ Only Mesh OutLine : 요소망의 외곽 라인만 표시 할 것인지 선택
⑦ Screen Apply : 모든 입력을 마친후 Screen Apply 클릭하여 메인 화면에 변경 반영
⑧ Excel Export : 변형망을 엑셀를 이용하여 XY좌표로 저장

▶ Graph

수치해석결과에 대하여 절점, 요소별로 X,Y Plot 기능

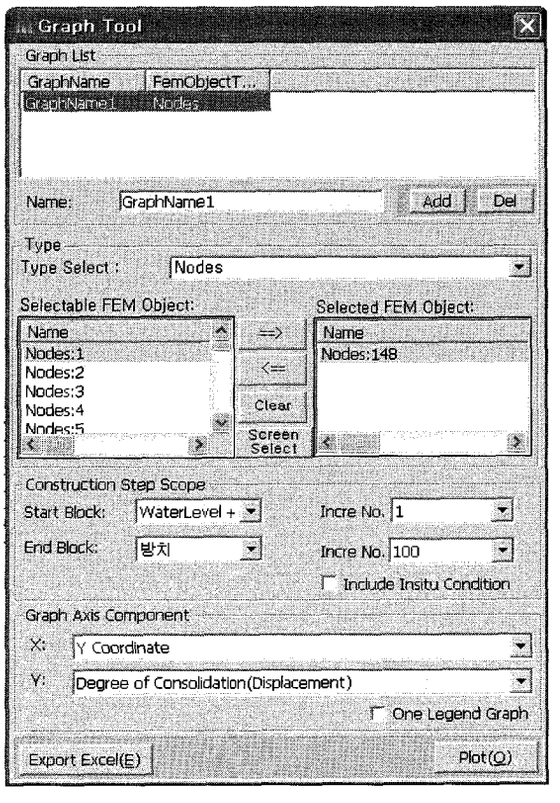


그림 5.6.3 Graph Tool box

① Name : 그래프이름을 입력
② Type Select : 해석결과에 대하여 표출할 수 있는 유한요소 객체 종류를 선택(절점, 요소)
③ Selectable FEM Object : 현재 선택 가능한 유한요소 객체를 보여줌
④ Selected FEM Object : 현재 화면에 선택된 객체를 보여줌
⑤ Start Black : 시작 시공 스탭 , Incre No. : 시작 하중 스탭
⑥ End Black : 종료 시공 스탭 , Incre No. : 종료 하중 스탭
⑦ Graph Axis X : 선택된 유한요소 객체에 대하여 X축에 대하여 표시 할 수 있는 해석 결과 종류를 선택
⑧ Graph Axis Y : 선택된 유한요소 객체에 대하여 Y축에 대하여 표시 할 수 있는 해석 결과 종류를 선택

▶ Report

수치해석결과에 대하여 절점, 요소별로 XY범위, 해석결과값의 범위등을 이용하여 순차적으로 많은양의 결과를 RESULT창에 Plot한다.

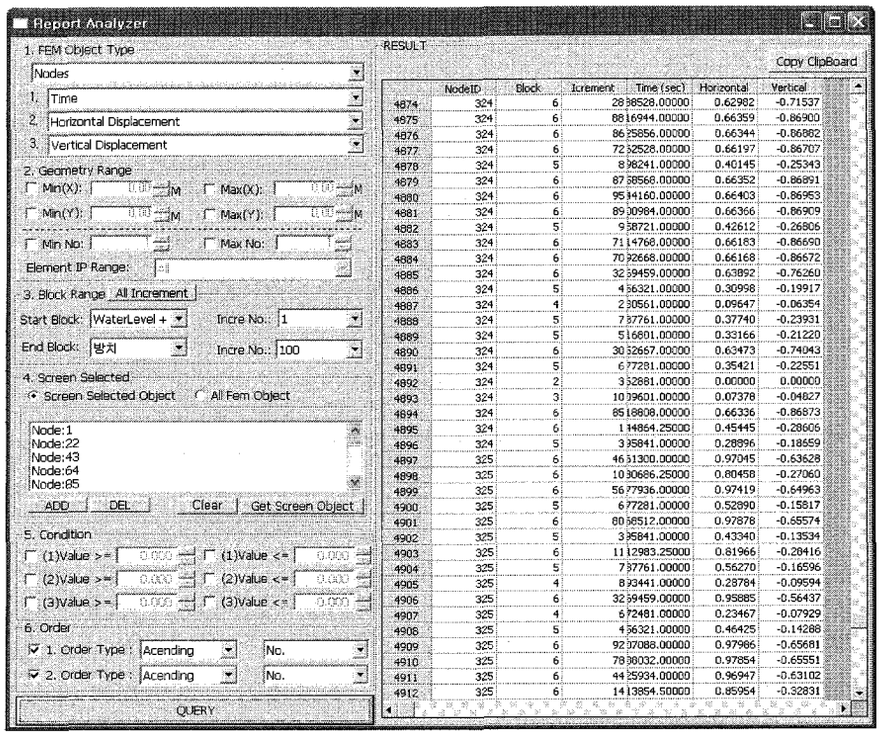


그림 5.6.4 Report Analyzer box

① Fem Object Type : 유한요소 객체종류 선택 (Node, Element)

② FEM Object Type 1,2,3 : 선택된 유한요소 객체종류에 대하여 표시 할 수 있는 해석 결과값 선택

③ Geometry Range : Node, Element에 대하여 보고서화할 대상에 대한 XY범위 설정

④ Block Range : 시작 시공 스탭과 종료 시공스탭에 대한 범위 설정

⑤ Sreen Select : 리포트화 할 대상을 스크린에서 선택하여 "Get Screen Object"하여 설정

⑥ Condition : 추출할 해석결과에 대하여 범위를 지정

⑦ Order : 추출한 해석결과에 대하여 오름차순, 내림차순 정렬 지정

▶ Vector

수치해석결과에 대하여 절점, 요소의 해석 결과값을 유한요소망에 벡터형태로 표출

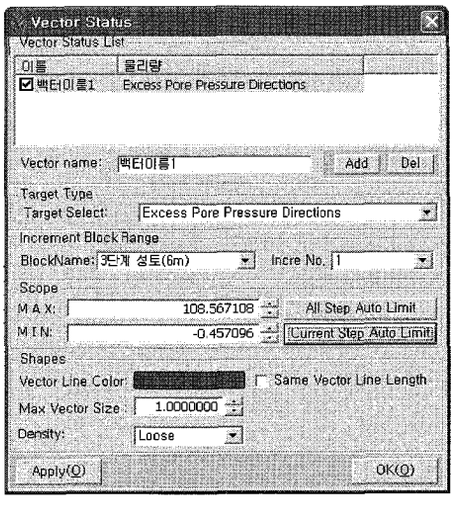


그림 5.6.5 Vector Status

① Vector Name : 사용자가 지정하는 백터이름을 입력

② Increment Block Range : 시공단계 중 어느 단계를 백터화 하여 보여줄지 결정

③ Socpe : 해석 결과값에 대한 최대 최소값을 입력(Auto Rage 지원)

④ Shapes: 백터의 색깔, 크기, 밀집도를 입력

▶ Contour

수치해석결과에 대하여 절점, 요소의 해석 결과값을 유한요소망에 Contour로 표출

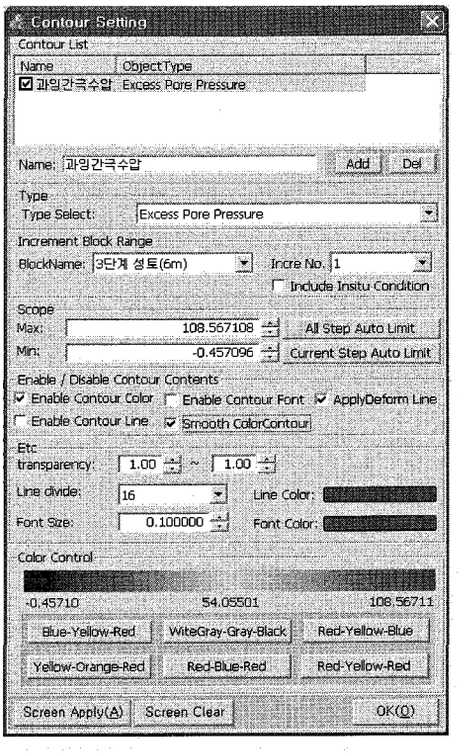


그림 5.6.6 Contour Setting

① Contour Name : 사용자가 지정하는 이름을 입력
② Type Select : 선택할 유한요소 해석 결과값의 종류를 선택
③ Scope : 해석 결과값의 최대, 최소 범위를 입력
④ Transparency : 표시할 시 투명도 선택
⑤ Line Divide : 라인을 몇 개로 나눌지를 선택
⑥ Font Size : 라인에 표시될 값의 폰트 크기를 선택
⑦ Color Control : 채워질 색깔의 순열을 선택
(예) Blue-Yellow-Red, WiteGray-Gray-Black , Red-Yellow-Blue)

제 6 장 기본 운영 메뉴얼

6.1 단계성토에 따른 연약지반 압밀거동

6.1.1 개 요

Terzaghi 압밀 방정식이 CAIN의 지배방정식과 근본적으로 같기 때문에 압밀 해석이 가능하다.

본 예제에서 사용된 modified cam clay 모델(Roscoe & Burland, 1968)은 한계상태 이론식을 이용한 해석을 수행할 수 있으며, 이 모델들은 모두 한계상태 토질역학(CSSM)의 범주 내에서 공식화된 것들이다.

6.1.2 대상단면 지층 조건

시공 단면 100m에 대한 대칭 단면으로 지층 조건은 기반암 상부에 점토층이 15m 존재하고 있으며, 2m, 4m, 6.0m 높이로 토사를 단계 성토한다. 지하수위는 원지반 포화상태를 고려하여 모델링한다.

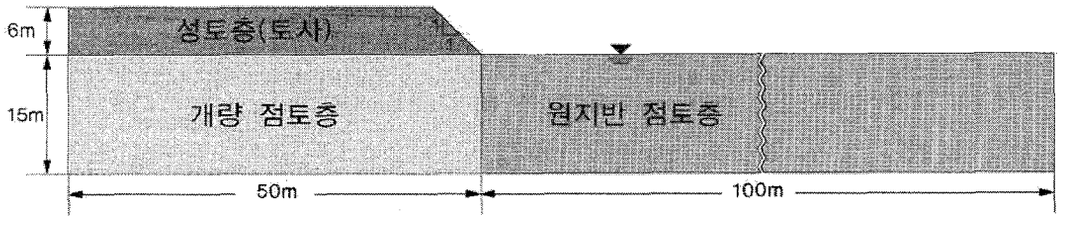


그림 6.1.1 해석 모델링

도로공사 표준시방서(2003)년에 따르면 다짐의 판정기준은 표 6.1.1과 같다. 본 예제의 모델링에서는 노상토를 기준으로 다짐두께를 산정하고 모델링시 각 성토단계별 하중단계를 10단계로 구분하여 2.0m씩 1주일 동안 성토하는 것으로 한다.

표 6.1.1 시공단계별 해석 조건

구 분	노 체		노 상	비 고
	암쌓기	일반쌓기		
1층 다짐 완료후의 두께(cm)	60	30	20	-
다 짐 도 (%)	-	90 이상	95 이상	KS F 2311 KS F 2312 ASSHTO. T 224-86
다 짐 방 법	-	A, B	C, D, E	KS F 2312

6.1.3 해석결과

(1) Pre-Processor

가. Starting Project

① File 메뉴에서 "New Project"를 선택하면, 그림 6.1.2와 같은 Window가 생성된다.

② 우측 Properties 창에서 "Title" 및 "Description"을 입력한다.

- "Description" 선택시 Mesh Description box가 생성된다.

③ 하단에 길이, 힘, 시간에 대한 단위를 확인한다.

- 단위는 모델링 진행시에도 언제든지 변경이 가능하며, 다른 단위로 변경시 기존입력 값은 자동 환산된다.
- 모델링 초기에는 투수계수(m/sec)를 입력하므로 시간 단위는 Second로 두는 것이 좋다.

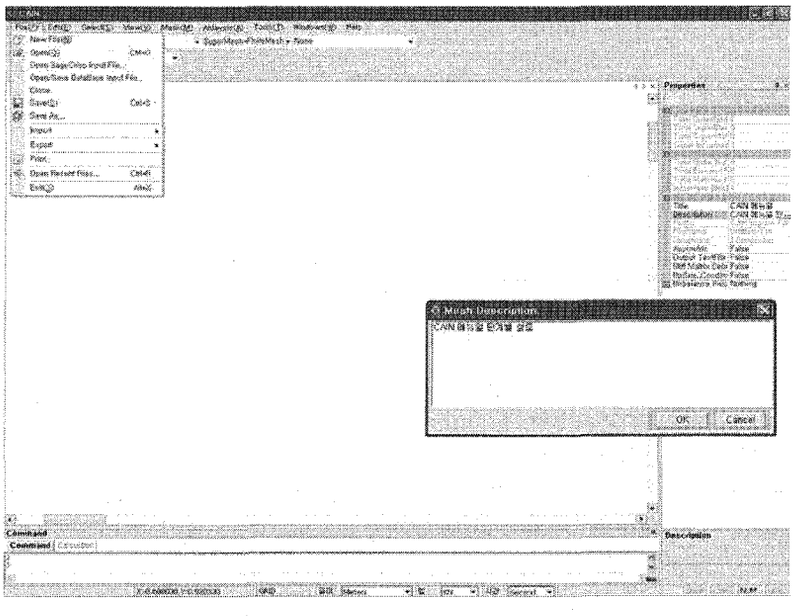


그림 6.1.2 Starting Window

(2) Creating The Super Mesh

본 프로그램에서 유한요소망을 형성하기에 앞서 유한요소망의 형식에 대해서 알아보자. CAIN에서 사용되는 Mesh Mode의 종류 및 기능은 표 6.1.2와 같다.

표 6.1.2 Mesh Mode의 기능

구 분	설 명
Structured Super Mesh	- "Super Mesh" 를 만든후, 자동으로 Finite Mesh로 분할 - 가장 일반적인 방법
Unstructured Mesh	- "Super Mesh" 를 만든후, 임의로 Finite Mesh로 분할 - 호안이나 메쉬를 만들기 어려운 경우에 적용
Finite Mesh	- 바로 Finite Mesh을 작성 - 간단한 문제일 경우에 적용

① Creating Super Nodes

▶ Super Mesh에 대한 절점 좌표를 입력하기 위해서 먼저 "Super Mesh 아이콘( )"을 선택한다.

▶ Mesh 메뉴에서 "Add SuperNodes"를 선택한다.

▶ Command 창에서 좌표를 입력하여 절점(SuperNode)를 생성한다.

Command 창에 Node 좌표입력시 AutoCAD와 방법은 동일하며, X, Y 좌표를 순서로 입력한다. 생성된 Node 번호 및 좌표는 Mesh 메뉴의 "Mesh Information(SuperNode)"에서 확인 및 수정할 수 있다.

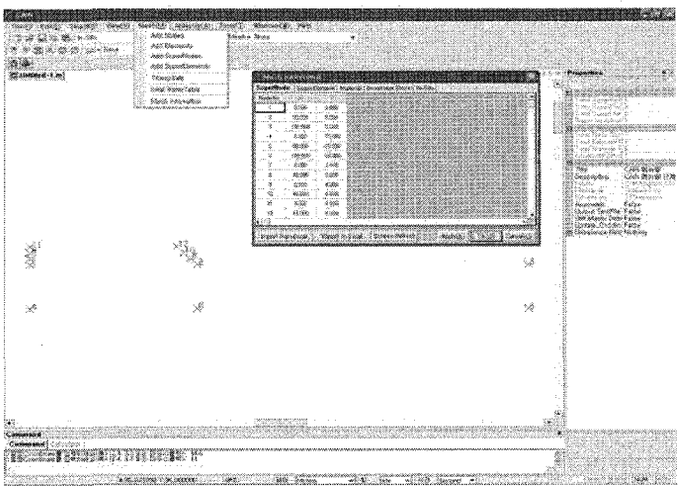


그림 6.1.3 Super Nodes 생성 예

② Creating Super Elements

▶ SuperNode와 같이 Mesh 메뉴에서 Add SuperElements를 선택한다.

▶ 생성된 SuperNode를 클릭하여 반시계방향으로 폐합시켜 원지반의 Super Elements를 생성시킨다.

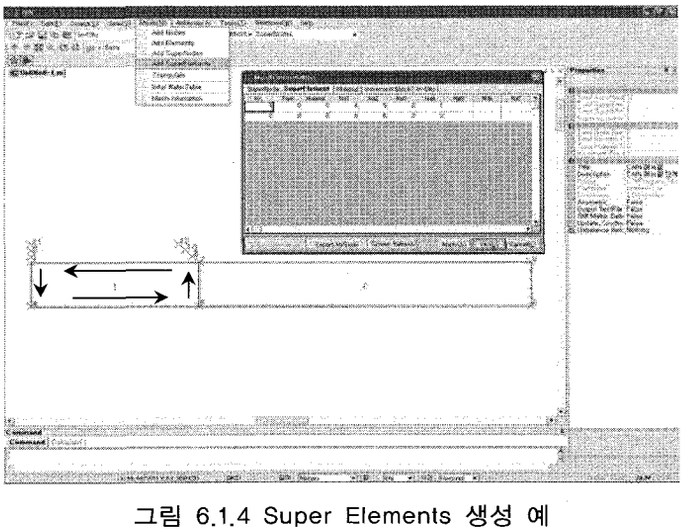


그림 6.1.4 Super Elements 생성 예

(3) Defining edge gradings

최초 Super Elements는 5×5로 분할되어 생성된다. 일반적으로 유한요소망(finite element)이 촘촘할수록 보다 나은 해석결과를 얻을 수 있으며, 너무 촘촘할시 해석시간이 길어질 수 있으므로 알맞은 요소로 분할해야 한다.

- ▶ 유한요소(finite element)로 분할하기 위해서는 선택메뉴에 "SuperEdges"를 선택한다.
- ▶ 원하는 Line Element를 선택한다.
- ▶ 우측의 Properties 창에서 분할하고자 하는 수만큼 Divisions No.에 입력한다.

본 예제에서는 사각형 요소망을 생성할 것이므로 요소망 생성시 사각형이 형성되도록 요소를 분할해야 한다.

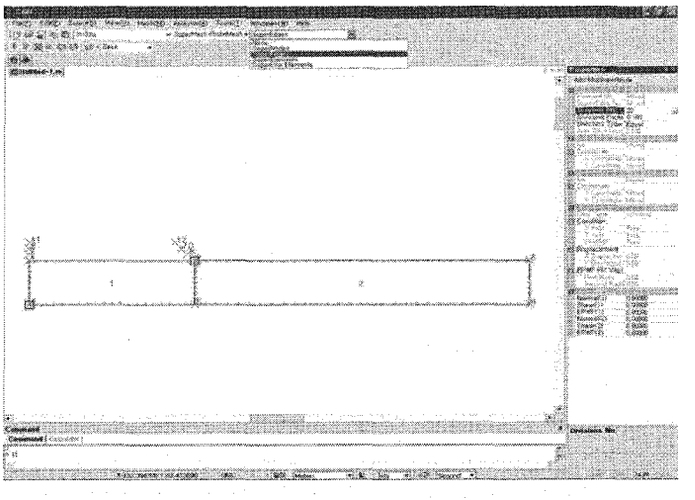


그림 6.1.5 Line Elements 분할 예

(4) Defining Material Zones

Material Zone에는 Super Elements 및 유한요소(finite)에 적용될 해석모델 및 매개변수를 포함하고 있다. Super Element가 어떠한 토성을 가지고 있는지 설정하기 위해서 유한요소해석을 수행하기 앞서 각각의 Super Element에 적용할 해석모델 및 입력파라미터를 설정하여야 한다.

Material 탭에서 물성을 입력하게 되는데 적용물성은 표 6.1.3과 같다.

표 6.1.3 해석 모델 및 입력파라미터

구 분	E_0 (kN/m^2)	ν	γ_{bulk} (kN/m^2)	γ_w (kN/m^2)	κ	λ	e_{cs}	M	k_x (m/s)	k_y (m/s)	배수 조건
성토층 (Isotropic Elastic)	25000	0.25	18.00	-	-	-	-	-	-	-	배수
개량 점토층 (Modified Cam-clay)	4000	0.33	18.11	9.81	0.02	0.22	2.10	0.90	1.94E-9	0.97E-9	압밀
원지반 점토층 (Modified Cam-clay)	4000	0.33	18.11	9.81	0.02	0.22	2.10	0.90	1.94E-9	0.97E-9	압밀

▶ Mesh 메뉴에서 "Mesh Information(Material)" 박스가 나타난다.
▶ Material 박스에서 "New"를 선택한다.
▶ Name을 "개량점토층"을 입력하고 Model Type으로는 "Modified camclay"를 선택한다.
▶ 원지반 점토는 압밀을 받는 층이므로 Soil Status는 "Consolidation"을 선택하고 Material Property 창에 매개변수를 입력하면 된다.

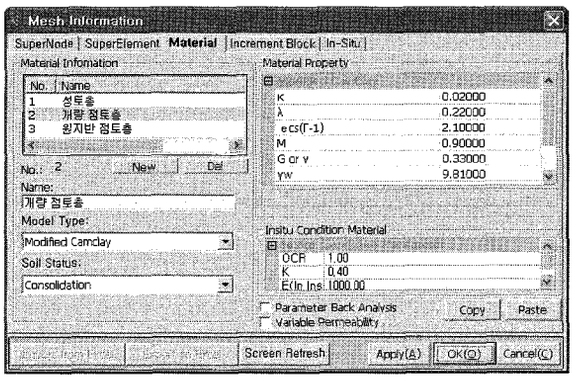


그림 6.1.6 Material Properties box

(5) Assigning Element Properties

▶ 입력파라미터를 Super Elements에 부여하기 위해서는 선택메뉴에 "SuperElements"를 선택한다.
▶ 물성을 부여할 Super Element를 선택한다.
▶ 우측 Properties 창에 Material Name에서 "Clay-Origin"을 선택하여 매개변수를 적용한다.

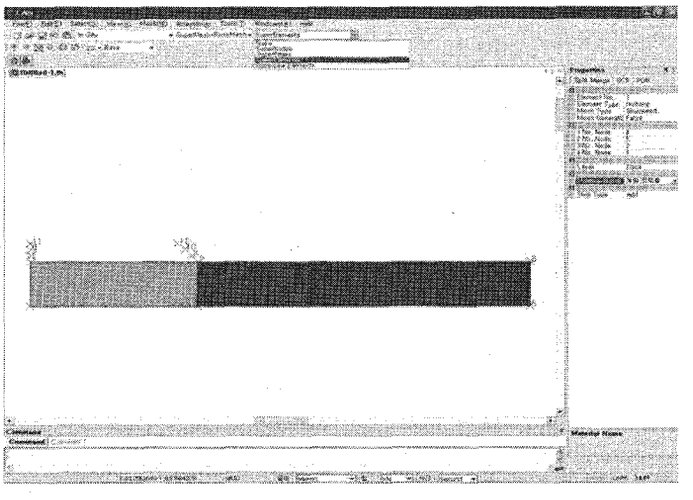


그림 6.1.7 입력파라미터 적용 예

(6) Defining WaterLevel & Boundary Conditions

① Defining Inital Water Level

▶ 초기지하수위 구현을 위해 Block 창에서 "WaterLevel + Boundary Condition"을 선택한다.

▶ Mesh 메뉴에서 "Inital Water Table"을 선택한다.

▶ Inital Water Table 박스에서 "Add"하여 원지반지층상부의 포화조건으로 좌표를 입력해주면 초기지하수위가 생성된다.

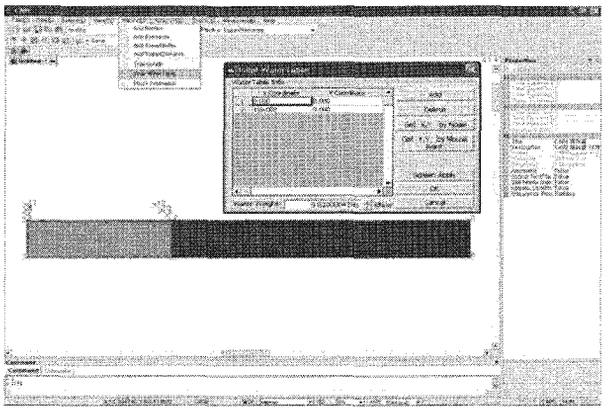


그림 6.1.8 입력된 초기지하수위

② Defining Boundary Conditions

▶ Defining In Situ Fixities

우선 초기 변위경계조건에 대하여 살펴보면, 좌·우측 연직면은 수평변위를 구속하였고, 유한요소 최저면은 수평 및 연직변위를 구속하였다.

- 초기 변위경계조건을 설정하기 위해 선택메뉴에서 "SuperEdges"를 선택한다.
- 좌·우측 연직면을 선택한다.
- 우측의 Properties 창의 Boundary Condition 조건에서 Step Type을 "New"로 선택하고 Condition은 X Axial에서 "Fixed"를 선택한다.
- 유한요소 최저면도 마찬가지로 Step Type을 "New"로 선택하고 Condition은 X Axial과 Y Axial에서 "Fixed"를 선택한다.

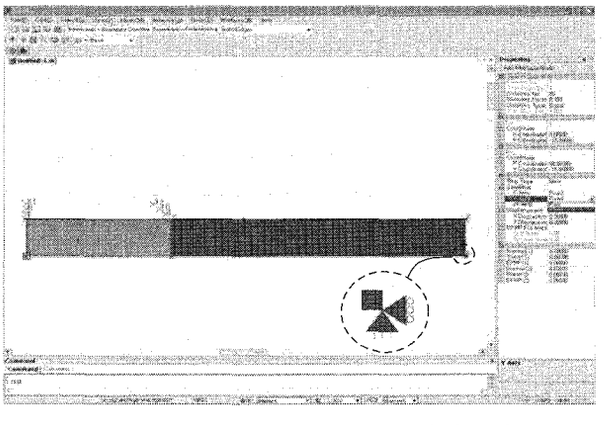


그림 6.1.9 입력된 초기 변위경계조건

▶ Defining Pore Pressure Fixities

배수경계조건은 지표면으로 한방향 배수만을 허용하였으며, 유한요소 최저면은 기반암층으로 불투수층이다. 그러므로 원지반 상부를 통해서만 과잉간극수압이 소산되도록 경계조건을 설정한다.

- 배수경계조건 입력방법은 선택메뉴에서 "SuperEdges"를 선택한다.
- PBD 타설지반 및 원지반 상부의 Line Element를 선택한다.
- 우측의 Properties 창의 Boundary Condition 조건에서 Step Type을 "New"로 선택하고 Condition의 EPWPB를 "Fixed"를 선택하면 EPWP FIX VALUE가 모두 0으로 자동생성되며 경계조건이 입력된다.

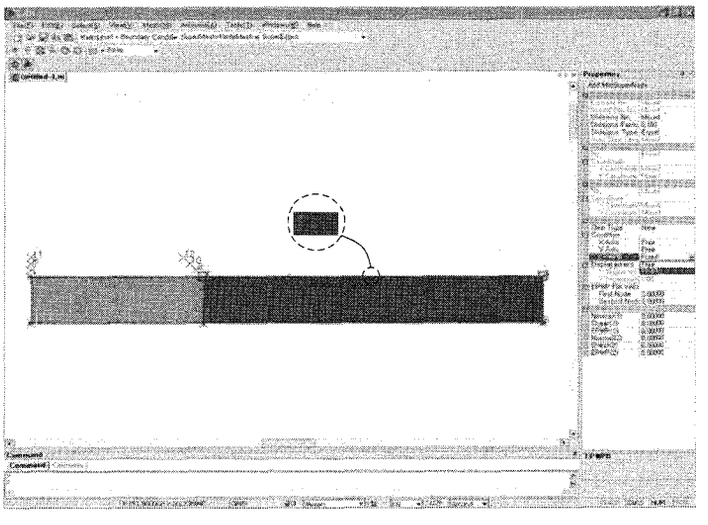


그림 6.1.10 입력된 배수경계조건

(7) Increment Block(시공단계 구현)

수치해석시 프로그램상에서 현장의 시공조건을 고려하여 현장여건에 가장 가깝게 모델링해야 할 것이다. 본 예제에서는 6m의 성토층을 하중으로 주게 되는데 성토층은 각각 2m씩 단계별로 성토하도록 구현하였다.

성토하중을 단계별로 구현하기 위해서는 Mesh Information(Increment Block) 박스에서 시공단계별로 해석조건을 구현할 수 있는데, 하중 및 시간에 대한 데이터를 입력할 수 있다.

▶ Mesh 메뉴에서 Mesh Information(Increment Block) 박스에서 시공조건을 구현한다.

▶ 메인창 하단에 시간을 Day로 단위를 변경하여 입력하면 Second로 환산하지 않아도 되며, Day로 단위를 변경시 기존에 입력되어 있는 물성의 시간단위가 Day로 자동환산되므로 이점을 유의하기 바란다.

▶ Increment Block에서 주요 펙터는 하중과 시간에 관한 것이다. 예를 들어 Load No.에 10을 기입하고 Factor Style이 Equal인 것은 하중단계를 10개로 나누고 하중은 동일한 조건으로 증가된다는 의미이다.

▶ 시공단계별 해석조건은 표 6.1.4와 같다.

표 6.1.4 시공단계별 해석 조건

시공단계	Loads		Times	
	Load No.	Factor Style	Total Times(day)	Factor Style
1단계 성토(2m)	10	Equal	7	Equal
2단계 성토(4m)	10	Equal	7	Equal
3단계 성토(6m)	10	Equal	7	Equal
방 치	100	Equal	1000	Equal

(주) 도로공사 표준시방서(2003)에 따르면 다짐완료 후 1층의 두께가 노상의 경우 20cm, 노체의 경우 30cm를 기준으로 하므로 각 성토단계를 10단계로 나누어 단계별로 2m씩 성토할 수 있도록 적용하였다.

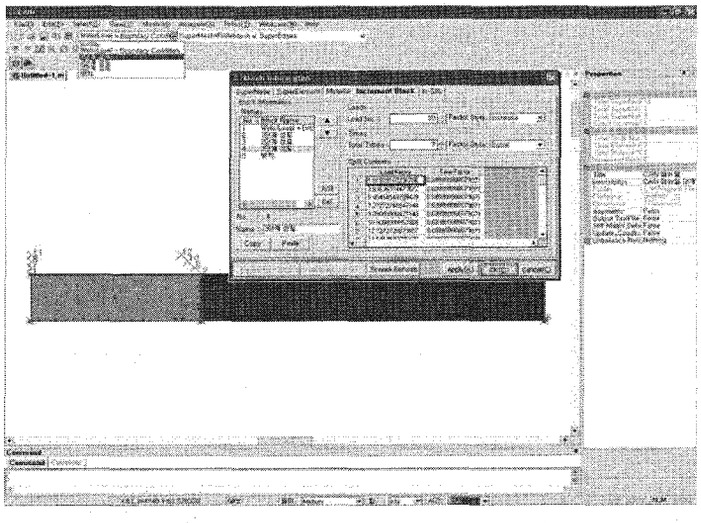


그림 6.1.11 입력된 시공단계

(8) Creating The Embankment

PBD 설치가 끝났으면 단계별 성토하중을 주게 되는데. 성토층을 구현하기 위한 Super Node 추가와 Super Element 생성은 앞에서 언급 하였으므로 생략한다.

▶ 성토층을 단계별로 각 Block를 선택하고 Super Element를 생성시켜준다.

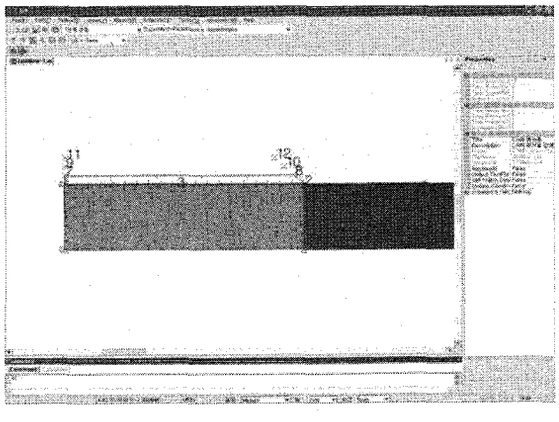


그림 6.1.12 추가된 Super Element

▶ 요소망을 생성하기 위해 Line Element 분할을 정리해 하고, 입력파라미터를 적용한다.

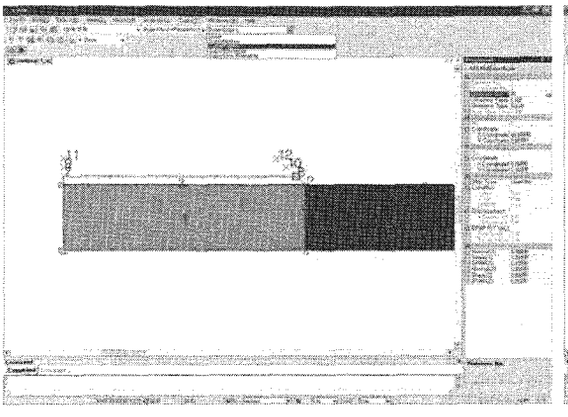


그림 6.1.13 정리된 Line Element

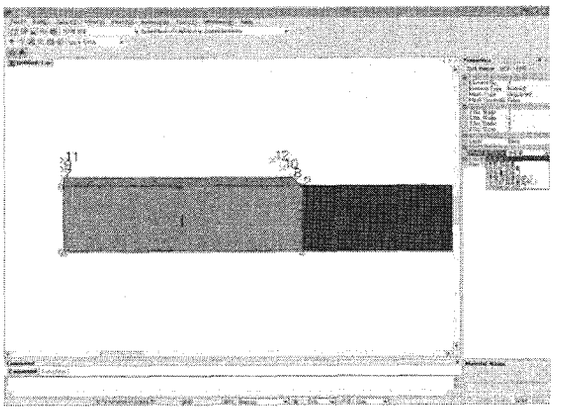


그림 6.1.14 입력파라미터 적용

▶ 마지막으로 새로 생성된 성토층의 변위경계조건을 입력한다.

▶ 성토체 생성시 각 성토단계별로 각각 시공단계에 대한 Block을 지정하고 위의 단계를 반복한다.

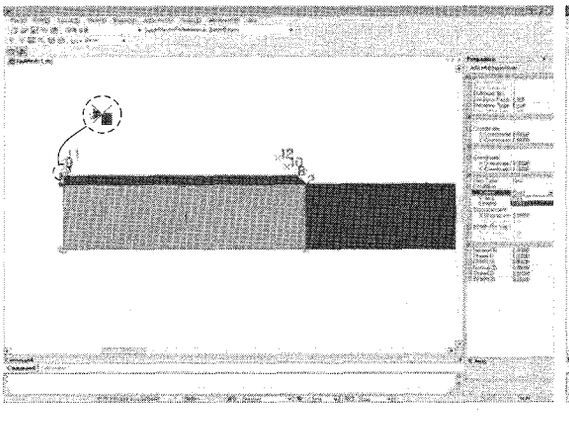


그림 6.1.15 입력된 변위구속조건

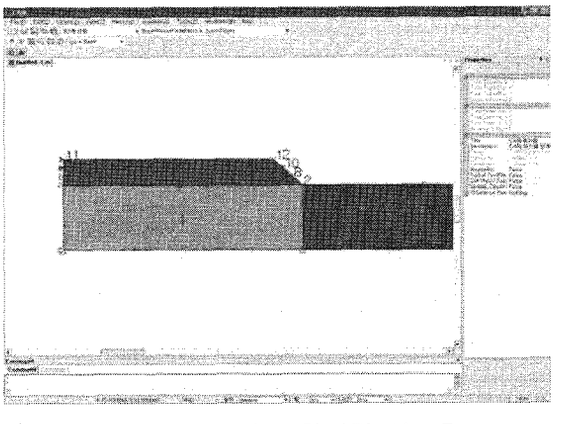


그림 6.1.16 최종 완성된 성토층

(9) Generation The Finite Element Mesh

Super Element에서 유한요소망을 생성하는데 CAIN에서는 4종류의 요소망이 있으며 LST(Linear Strain Triangle)는 삼각형 요소망을 의미하며, LSQ(Linear Strain Quadrilateral)는 사각형 요소망을 의미한다. (3)에서 언급한 바와 같이 본 예제에서는 사각형 요소망을 체택하였다.

표 6.1.5 Element Types

LST Non-Consolidating	Linear Strain Triangle(Non-Consolidating) - 비압밀 삼각형 유한요소망
LST Consolidating	Linear Strain Triangle(Consolidating) - 압밀 삼각형 유한요소망
LSQ Non-Consolidating	Linear Strain Quadrilateral(Non-Consolidating) - 비압밀 사각형 유한요소망
LSQ Consolidating	Linear Strain Quadrilateral(Consolidating) - 압밀 사각형 유한요소망

▶ 요소망 생성 방법은 선택메뉴에서 "SuperElements"를 선택한다.
▶ 요소망을 생성하고자 하는 Super Element를 선택한다.
▶ 우측의 Properties 창에서 Element Types은 개량 점토층과 원지반 점토층는 "LSQ Consolidating"을 선택하고 성토층은 "LSQ Non-Consolidating"을 선택한다.
▶ Mesh Type은 (2)에서 언급한 바와 같이 "Structured"를 선택하고 Mesh Generation을 "True" 선택하여 활성화 시킨다.

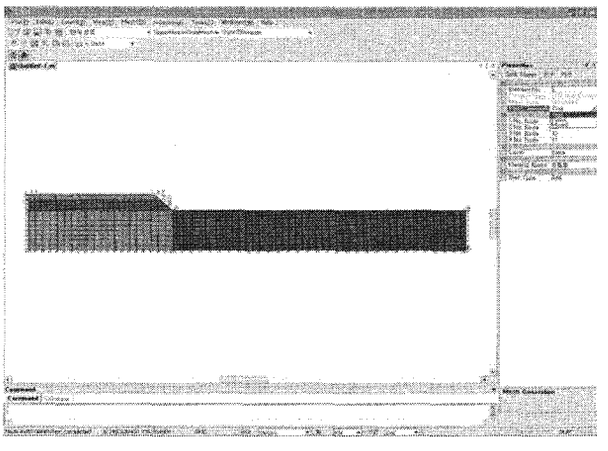


그림 6.1.17 생성된 유한요소망

(10) Running The Analysis

지금까지의 모든과정은 Pre-Processor에 대한 것이며, 이제는 해석을 수행하여야 한다.
해석을 수행하는 3가지로 이루어진다.

▶ Mesh ReNumbering
  - Processor 과정에서 요소망 생성시 엉켜있던 Mesh Number를 재 산정
▶ Validate Mesh
  - Error 확인
▶ FME Solve
  - 해석 수행

각각의 과정들은 단계별로 수행되며 Error 등 이상발생시 다음단계로 넘어가지 않는다.

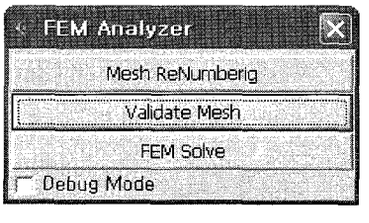


그림 6.1.18 FEM Analyzer

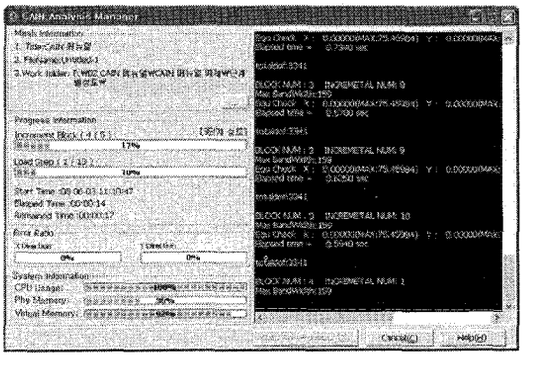


그림 6.1.19 CAIN Analysis Manager

▶ Anlysis 메뉴에서 "Solve"를 선택하면 FEM Anlyzer box가 생성되며 순서대로 선택하면서 단계별 체크 한다.

▶ FEM Solve 선택시 CAIN Analysis Manager 박스가 생성되면서 해석이 수행된다.

▶ 해석이 끝나면 CAIN Analysis Manager 박스에서 "Goto PostProcessor"을 선택하면, Post-Processor 파일이 생성되면서 열리게 된다.

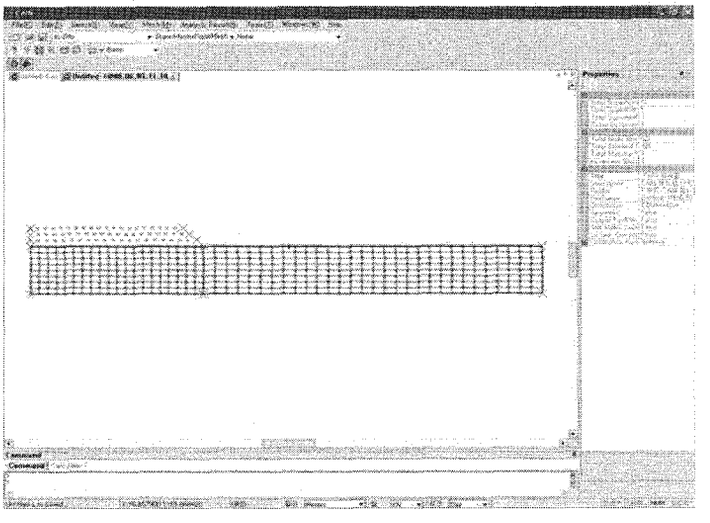


그림 6.1.20 생성된 Post-Processor

6.1.4 Post-Processor

생성된 Post-Processor에서는 해석결과를 판독하게 되며, Analysis Result메뉴에는 다음과 같은 기능이 있다.

- ▶ Deformation Controller
- ▶ Graph tool
- ▶ Report Analyzer
- ▶ Vector Status
- ▶ Contour Setting

(1) Deformation Controller

해석결과 변위를 간단한 선형으로 Plot할 수 있는 메뉴이다.

- ▶ Deformation Controller box는 Analysis Result 메뉴에서 "Deform"을 선택하면 나타난다.
- ▶ "Add"를 선택후 원하는 BlockName을 선택하면 변위를 간단한 선형으로 파악할 수 있으며, Exel로 Export하면 모든 Node의 X, Y변위를 수치로 변경하여 준다.

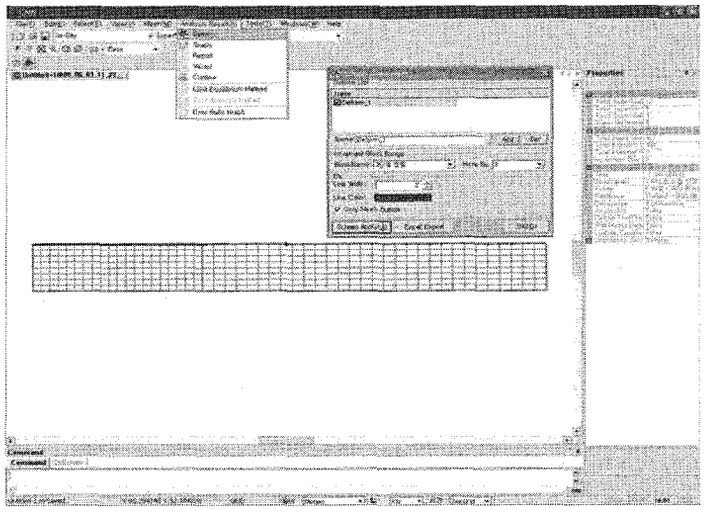


그림 6.1.21 Deformation Controller 실행

(2) Graph Tool

Graph Tool에서는 다양한 그래프를 제공하며, 표 6.1.6과 같다.

표 6.1.6 Graph Axial Component

Time	Horizontal Displacement
X Coordinate	Vertical Displacement
Y Coordinate	Excess Pore Pressure
Increment Step	Degree of Consolidation(PWP)
	Degree of Consolidation(Displacement)

▶ Graph Tool 박스는 Analysis Result 메뉴에서 "Graph"을 선택하면 나타난다.
▶ "Add"를 선택후 원하는 Node를 Screen에서 선택하여 "Screen Select"를 클릭하면 Selected FEM Object에 선택된 Node가 생성된다.
▶ Construction Step Scope에서 원하는 단계의 Block을 선택한다.
▶ Graph Axial Component에서 X축과 Y축을 선택해주고 "Plot"을 선택하면 그래프가 생성된다.
▶ 본 예제에 보여진 그래프는 시간-압밀도 곡선인데 압밀도 90%에 도달하기 까지 약 800일이 소요되는 것으로 판단된다.

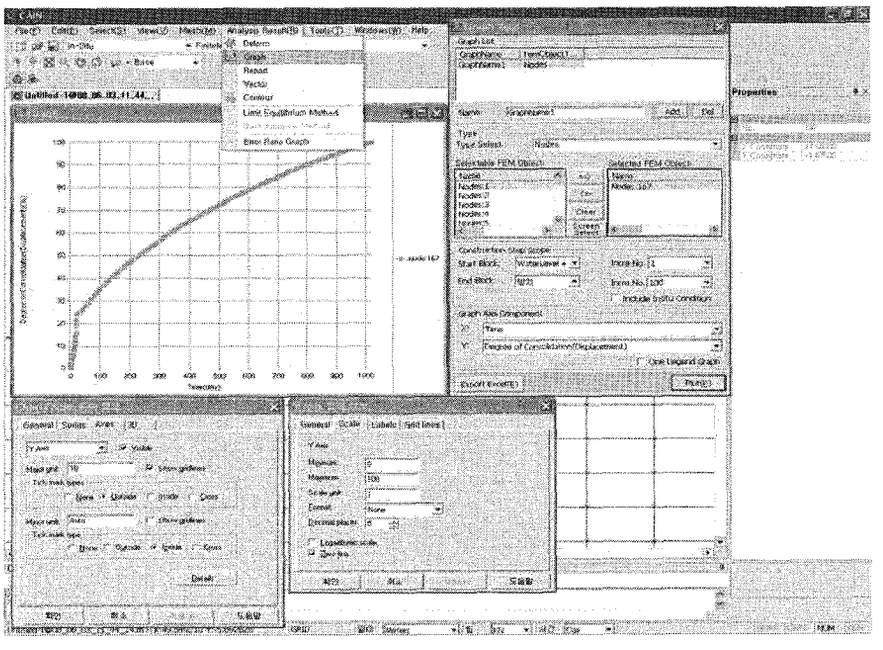


그림 6.1.22 시간-압밀도 그래프 Plot

(3) Report Analyzer

Report Analyzer는 많은 양의 Data를 Plot할 수 있는 있으며, Graph Axial Component에서 생성할 수 있는 모든 데이터를 수치로 나타낼 수 있다.

▶ Report Analyzer 박스는 Analysis Result 메뉴에서 "Report"을 선택하면 나타난다.
▶ Report Analyzer에서 보고자 하는 FEM Object Type을 선택한 후 각각의 범위와 기타 옵션을 선택한다.
▶ 하단의 Query를 실행하여 사용자의 기호대로 좌측 Result 창에 해당 데이터를 불러온다.
▶ Exel로 Export 하여 방대한 양의 데이터를 수치화할 수 있다.

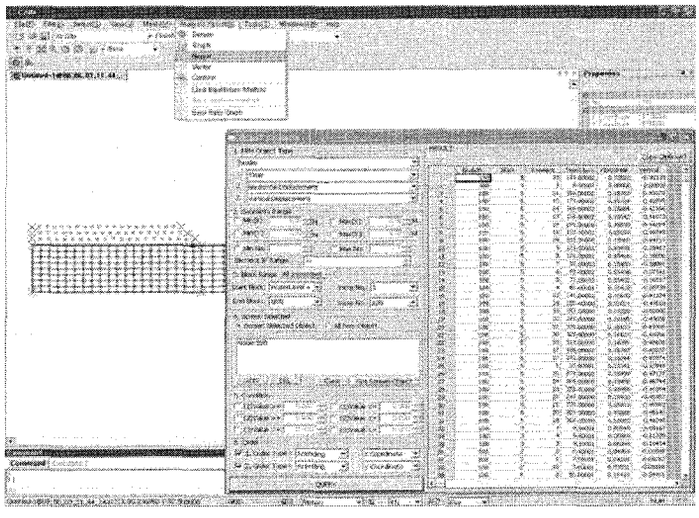


그림 6.1.23 Report Analyzer 실행

(4) Vector Status

Vector Status는 유효응력, 과잉간극수압, 전체간극수압 등을 Vector로 표현하여 준다.

- ▶ Vector Status 박스는 Analysis Result 메뉴에서 "Vector"을 선택하면 나타난다.
- ▶ "Add"를 선택후 원하는 Taget Type에서 원하는 Factor를 선택한다.
- ▶ Increment Block Range에서 원하는 BlockName을 선택한다.
- ▶ Scop 조절법은 "Current Step Auto Limit"를 선택하여 현제 Block에서 MAX & MIN 값을 자동 산출한다.
- ▶ 기타옵션을 션택하고 "Apply"를 선택하여 화면에 출력한다.

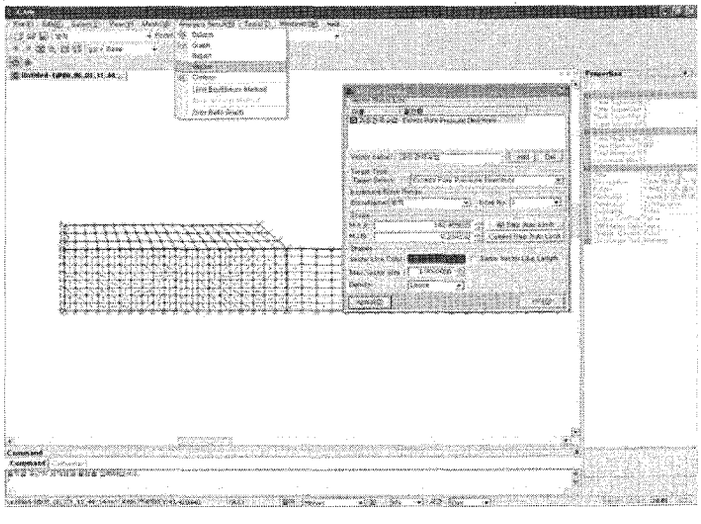


그림 6.1.24 Vector Status 실행

(5) Contour Setting

▶ Contour Setting 박스는 Analysis Result 메뉴에서 "Contour"을 선택하면 나타난다.
▶ "Add"를 선택후 원하는 Type Select에서 원하는 Factor를 선택한다.
▶ Increment Block Range에서 원하는 BlockName을 선택한다.
▶ Scope 조절법은 "Current Step Auto Limit"를 선택하여 현제 Block에서 MAX & MIN 값을 자동 산출한다.
▶ 기타옵션을 션택하고 "Apply"를 선택하여 화면에 출력한다.

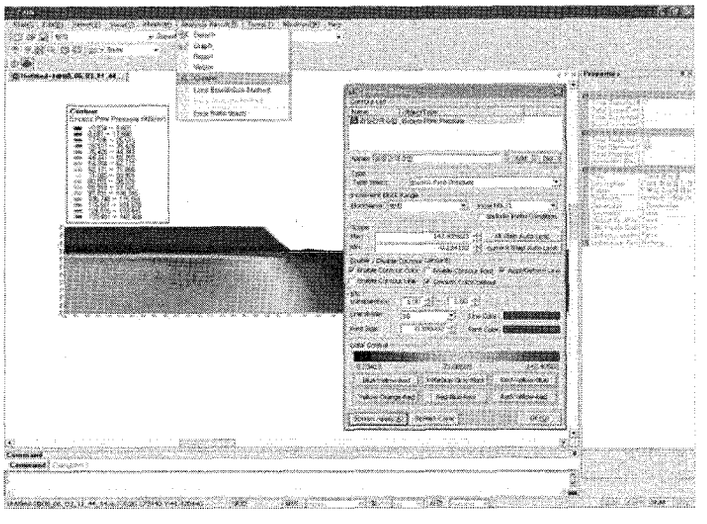


그림 6.1.25 Contour Setting 실행

제 7 장 철도노반 통합 해석/설계

7.1 프로그램 개요 및 특징

7.1.1 개요

현재 국내의 토공노반 설계 개념은 재하시험을 통해 구한 지지력계수(k30)와 철도 선형을 고려한 토적 최적화 프로그램을 이용한 경험적인 설계 업무가 진행되고 있다. 이러한 설계방법은 열차통과 톤수, 하중크기, 사용재료의 역학적 특징 등이 제대로 반영되지 않아 토공노반 단면에 대한 설계 값이 과대하거나 과소한 경우에도 이를 평가해내기 난해하다. 이러한 설계법은 일본의 설계기준을 토대로 국내여건을 반영한 결과라고 알려져 있으나, 일본의 경우에는 자국의 철도 실정을 반영한 수많은 실험적 연구와 아스팔트 콘크리트층(5cm)의 파괴 메카니즘을 통해 최적화된 두께라 할 수 있다. 그에 반해 국내의 철도는 연간톤수, 하중크기, 열차속도, 사용재료가 일본과 다를 수 있기 때문에 일본의 설계법을 그대로 도입하여 활용하는 것은 적절하지 못하다.

또한 기존 평판재하시험을 통한 지지력계수(k30)는 실제 설계시 토공의 역학적 특성을 반영한 것이라기 보다는, 토공 시공시 품질관리를 위한 기준지표로써 활용되는 파라미터이다. 따라서 지지력계수(k30)는 철도 노반 재료의 역학적 특성을 대표하기에 다소 무리가 따르는 파라미터이기 때문에, 지지력계수(k30)에 전적으로 의존하는 기존 설계법이 최적의 토공노반 설계를 수행하고 있다고는 간주하기 힘들다. 다음 내용은 현재 토공노반 설계방법의 문제점을 제시한 것이다.

① 토공노반설계기법에 있어 경험적/관례적 설계에 의존

현업에서 사용되고 있는 철도 토공노반 설계방법은 경험적 방법에 의존하고 있어, 재료의 역학 특성과 교통하중, 열차통과 톤수, 선로조건 등을 공학적, 합리적으로 복합 고려 할 수 없어 설계 단면이 과대/과소하여도 이를 적절하게 평가 할 수 없다.

② 기존프로그램으로 철도노반설계를 위한 특수조건 고려난해

기존 유한요소 프그램에는 철도의 특수 조건을 고려할 없는 경우가 대부분이며, 특히 연간 톤하중의 등가 정적 하중 방법에 의한 설계법 및 회복 탄성계수를 동적으로 적용할 수 있는 프로그램이 없음.

③ 현업철도노반설계 업무에 쉽게 활용가능한 프로그램 부재

경험적 토공노반 설계기법이 가지고 있는 불확실성을 극복하기 위해 역학적 개념(유한요소법, 재료역학, 선로조건)을 고려한 합리적 설계 기법 도입 필요성 증대되고 있으나, 범용 토공 구조물 해석시 활용될 수 있는 유한 요소 프로그램을 토공노반설계에 적용하는 경우, 철도 노반 설계/시공시 고려될 수 있는 특수조건(역학특성, 교통하중, 열차통과하중, 선로조건)등을 반영하기 위한 전문적고 효과적인 인터페이스가 없거나 비효율적인 경우가 많다. 또한 프로그램의 적용범위가 광범위하여 비용이 고가인 단점이 있다.

따라서 본 개발 프로그램에서는 철도의 역학적 특성을 합리적으로 반영하기 위해서 열차통과톤수, 하중크기, 사용재료의 역학적 특성 등을 프로그램상에 도입하고, 철도 토공노반 설계 및 해석에 특화된 유한요소법을 이용하여 입력된 단면을 해석하여, 합리적 철도노반 단면 설계를 실현하며, 동시에 모든 입력 및 계산 과정이 기존 실험 결과와 이론을 통합 적용하고, 자동적으로 계산할 수 있는 구조해석과 설계에 필요한 인자들을 연속적으로 구현할 수 있고, 마기막으로 해석결과를 자동도면 및 보고서화 할 수 있는 통합 자동화 토공노반 설계/해석 프로그램을 개발하는데 있다.

본 프로그램의 핵심인 유한요소 엔진은 해석 결과의 신뢰도를 높이기 위하여 토공 및 지반 구조물 해석 및 설계 분야에서 널리 사용되는 CRISP(CRItical State Program) 엔진을 도입/보완 하였다. 이 엔진은 일반적인 탄성과 탄소성 구성모델 및 영국 Cambridge 대학에서 개발된 한계상태 토질역학이론에 근거하여 제작된 것으로 지반관련 해석엔진 중 그 신뢰성과 안정성 분야에서 국제적으로 인정을 받고 있으며, 이를 토공노반 설계분야에 도입하여 적용하는 경우 최적의 해석결과를 얻을 수 있는 것으로 사료된다.

또한 개발된 프로그램의 신뢰성을 확보하기 위해서 기존의 범용 지반해석 프로그램 해석결과와의 비교를 하였으며, 비교 검토결과 요소크기에 따른 오차범위 내에서 계산결과가 거의 일치 하는 것으로 나타났다. 본 개발 프로그램은 일반적인 유한요소 프로그램에서 제공하는 기능 이외에도 연약지반 보강 시공 공법 해석의 편의를 위해 PDB 및 SCP등을 유한 요소 해석이 가능토록 하였으며, 최대 침하량 및 최대 횡변위 발생위치 자동추적 기능, 입력 파라미터에 대한 추적 기능 등이 탑재되어 설계 업무시 Rapid Analysis & Design Tool을 추구 하였다.

7.1.2 목적 및 필요성

컴퓨터의 성능 향상 및 다양한 유한요소 해석기구의 등장으로 현대에 와서는 범용 수치해석 프로그램을 응용한 노반 및 원지반의 거동해석이 많이 이루어지고 있다. 하지만 이러한 범용 프로그램을 철도 노반 해석에 도입하는 경우 철도의 특수조건을 고려할 수 없으므로 그 적정성을 확인하기 힘들다.

수치해석 결과를 설계에 적용하는 경우, 해석의 신뢰성 여부가 매우 중요한 역할을 할 수 있다. 기존 범용 수치해석 프로그램들은 연속체 역학의 범주 내에서 지반을 모델링하고 고유의 구성모델을 이용한 해석결과를 제시하기는 하지만, 해석의 특수 범주에 속하는 철도 노반의 특성 해석에 대한 적용성은 신뢰할 수 없는 상태이다. 그 이유는 철도노반은 열차의 반복하중에 의하여 노반층의 소성변형과 탄성변형 등이 혼재하게 되고 연속체 내부에서 재료특성과 경계조건이 변화하게 되어 기존의 유한요소 해석기법에 도입된 탄성 및 소성해석이론으로는 최적의 노반층 두께를 산정하는데 오차가 발생하기 때문이다. 또한 기존 프로그램 적용시 철도 노반 해석에 특화되어 있지 않아 세부 운용 방법이 난해하거나 까다롭다는 단점이 있다.

본 프로그램의 개발 목적은 그림 1에 제시한 바와 같이, 프로그램 아키텍쳐 설계 등의 설계 과정과 강화노반설계 도표, 회복탄성계수 모델 등 철도 노반 해석시 특화가 되는 핵심 프로그램 개발과 일반 사용자에게 다소 어려워질 수 있는 단면 생성과정을 자동화 하는 토공 노반 자동 유한요소망 생성 기능, 마지막으로 해석결과에 대한 도면 및 보고서 자동화 툴 개발에 있다. 이를 해결하기 위해 본 프로그램은 토공노반 설계에 있어 구조적 해석을 통한 최적 단면 결정을 지원하고 현업 철도노반 설계 업무에 적극 도입 될 수 있도록 보고서 및 도면 자동생성 기능을 포함하고 있다.

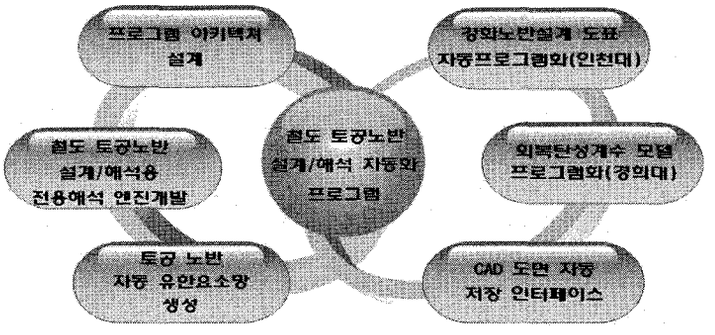


그림 7.1.1 프로그램 개발 목표

기존 유한요소 프로그램을 이용하여 강화노반 조건을 해석하는 경우에는 탄성 또는 탄소성 모델을 사용할 수 있으나, 반복 윤하중을 받는 노반재료의 특성변화를 적절히 반영할 수 없기 때문에 이에 대한 보완이 필요하다. 따라서, 기존 탄성이론에 의해 해석시 강화노반이 과대 변위가 나오던 점을 보다 정확하게 산출하기 위하여 철도 노반의 회복탄성계수 모델(목영진,2008)을 적용하였다.

철도와 같은 반복하중은 그 하중 횟수가 연간 이십만회를 넘기 때문에 기존 소성이론으로 해석할 경우 상당한 시간과 자원이 소요되게 된다. 따라서 강화노반설계 도표(신은철,2008)를 이용하여 노반 해석시 연동 해석을 실시할 경우 철도에만 존재하는 열차 반복하중으로 인한 소성변형을 공학적으로 접근하여 산출해낼 수 있기 때문에 철도 강화노반의 합리적 두께결정을 실현하였다. 개발 프로그램을 이용한 강화노반 설계과정에서는 노반의 축차응력을 바탕으로 연간 톤하중 및 재료특성 상관 함수를 이용하여 소성침하량을 산출함으로써 최적 강화노반 두께를 결정할 수 있는 지표를 제시하였다.

마지막으로 실무자로 하여금 개별적인 유한요소 해석의 번거로움을 줄이기 위해, 유한요소 해석시 대부분의 시간소모가 발생하는 요소 생성 및 해석결과 활용 등을 자동화하여 현업 활용성을 높이도록 하였다.

7.1.3 프로그램 특징

그림 7.1.2에 도시한바와 같이 본 프로그램이 범용 유한 요소 프로그램과 차별화될 수 있는 사항은 와 같이 크게 4가지 정도로 분류 될 수 있으며, 본 과업에서 개발한 프로그램은 기존의 이차원 유한요소 프로그램이 가지고 있는 모든 기능의 수행은 물론, 철도 토공노반 설계 및 해석 분야에 있어서 다른 해석 프로그램과 다른 다음과 같은 특징이 있다.

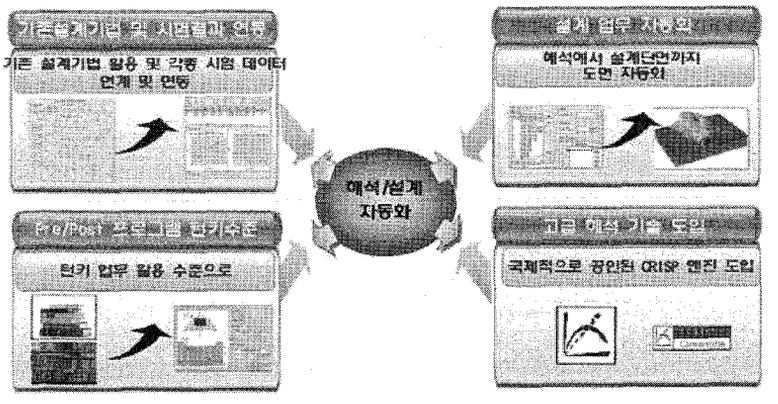


그림 7.1.2 프로그램 주요 특화

(1) 강화노반 설계 지표를 이용한 유한요소해석

철도노반 설계시 변형특성이나 해석 목적에 따라서 탄성 또는 소성해석을 적용하는데 주행하중에 대한 장기거동 특성을 분석할 경우 소성해석이 적용되어야 한다. 그러나 대부분의 노반의 설계방법은 탄성해석을 기본으로 적용하고 있다. 이는 다층구조이며 장기적인 반복하중에 대한 변형특성을 파악해야하는 노반에서 소성변형을 수치 해석하기가 어렵고 철도노반의 역학적 특성 및 설계조건 등에 대한 기존 프로그램의 비효율성 및 인터페이스의 부재로 인하여 탄성해석법이 소성해석법의 간편법으로 대체되고 있다. 그러나 반복되는 열차하중에 의해 발생되는 소성변형의 축적에 의한 장기 침하를 예측하는 것은 노반의 합리적인 설계와 유지관리를 위해서는 필수적이다.

본 개발 프로그램에서는 최적의 강화노반 두께 산정 방법은 그림 3에 제시한 바와 같이 2차원 정밀 구조해석 프로그램을 이용하여 노반내의 깊이에 따른 응력-변형 거동 특성을 해석하여 깊이에 따른 노반의 회복탄성계수의 영향을 고려하고, 교통하중에 의해 발생되는 축차응력과 변위를 정량적으로 분석하여 노반재료의 소성변형 특성이 반영된 소성경험식을 적용하여 노반의 허용 탄성변형량, 허용 소성변형률, 허용 소성변형량, 허용 축차응력의 네 가지 기준으로 해당 강화노반의 두께를 검토함으로써 최종적으로 최적의 강화노반의 두께를 도출하게 된다.

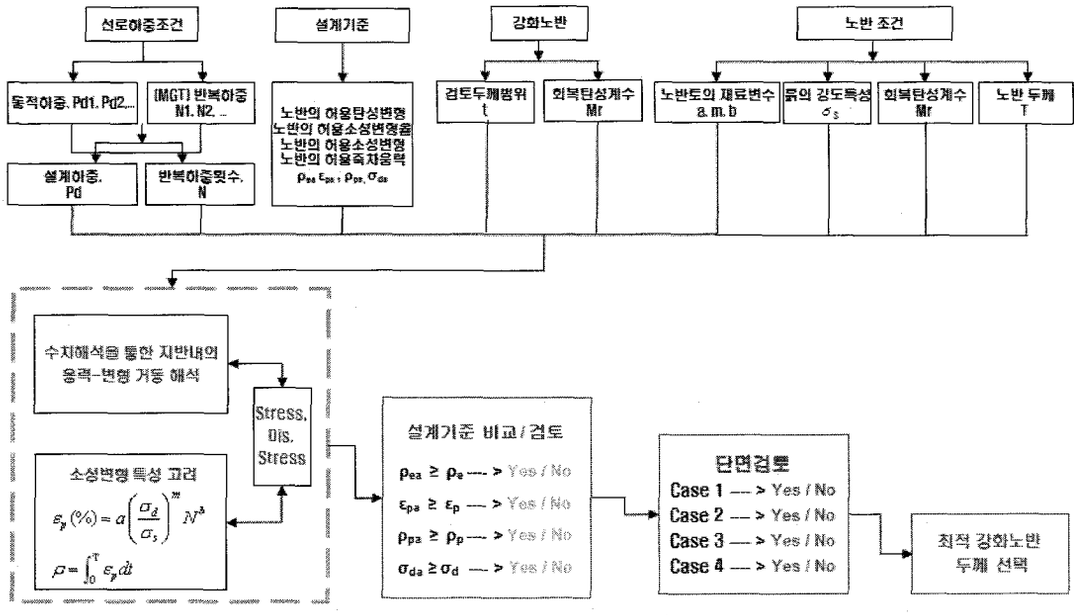


그림 7.1.3 최적 강화노반 두께 선정과정 절차

프로그램 알고리즘상에서는 최적 설계 단면 결정에 있어 기존 실내 시험 및 현장 시험결과의 적극 반영하였다. 결론적으로, 본 프로그램을 이용하여 강화노반 두께 산정시 열차의 동적 반복 하중에 대하여 반복 회수에 따른 강화노반 소성 변형량을 과거 실험 결과 및 예측 식을 이용하여 보다 합리적인 노반 두께 산정을 제시 할 수 있다.

(2) 철도노반 동적 회복탄성계수 모델 해석

토공노반의 역학적 설계를 위해 철도노반의 재료에 따른 회복탄성계수는 중요한 입력 물성이 된다. 다층탄성모델을 이용한 철도노반의 설계시 응력 의존적인 회복탄성계수는 열차의 반복 윤하중에 의한 철도 궤도하부 구조의 거동을 가장 잘 반영할 수 있는 입력 변수이기 때문이다. 본 프로그램에서는 토사노반 및 쇄석노반 재료의 회복탄성계수가 유한요소 해석시 내부에 내장되어 연동해석을 구현하기 위해서, 열차 운행 중에 노반이 경험하는 응력 조건을 고려하여 자동으로 회복탄성계수가 결정되도록, 축차응력 및 체적응력의 함수형태로 로 표현되며 응력에 대한 거듭제곱 형태의 회복탄성계수 예측모델을 유한요소 해석 구성식으로 변환한 후 유한요소 해석 엔진에 구현하였다. 개발 프로그램에서 제안된 회복탄성계수 예측모델을 검증하기 위해 다층탄성해석에 회복탄성계수 예측모델을 입력변수로 적용하여 수치해석을 수행하였다.

(3) 데이터 입력, 해석, 출력 one-step 프로세스

일반적인 범용 유한 요소 프로그램은 One-Stop 자동화 프로세스가 미흡하며, 해석 후 상당한 시간에 걸쳐 사용자가 해석결과에 대하여 가공 및 편집과정을 거쳐야 한다. 최종 설계 성과품을 제작

하는데 있어 개발 프로그램에서는 데이터 입력에서 해석 및 출력 부분을 최대한 one-step 프로세스를 가지도록 설계 및 구현하였다. 이와 같은 one-step 프로세스를 실현하기 위해서 철도노반 단면 자동 생성, 데이터 입력 및 해석의 자동화, 그리고 자동화된 설계도면 출력 및 자동 보고서 작성 기능을 설계/구현하였다. 또한 개발 프로그램에서는 마법사 단면형성, 캐드단면 형성 및 자동제작, 자동화된 열차하중 및 하중 선택 등을 사용자가 입력하기 쉽고 편리하게 디자인 되었다. 결론적으로 본 프로그램에서는 토공 노반 설계/해석 프로세스에 따라 입력, 단면형성, 수치해석, 결과 검토 과정을 자동화함으로써 설계 적용시 효율성을 증대시켰다.

(4) 자동화된 해석 결과의 도면 및 보고서화

프로그램 활용도 측면에서 연구목적의 활용 수준뿐만 아니라, 현업 설계업무에 도입 될 수 있도록 하기 위해 최종 단면을 철도공사 표준도면 형태로 출력 가능케 하였다. 또한 해석결과에 대하여 텍스트화 하기 위해 자동화된 보고서 출력기능을 지원하였으며 이와 같은 보고서는 현업 설계 업무시 부록편으로 활용될 수 있을 것이다.

(5) 국제 공인된 유한요소해석엔진 응용으로 해석 결과 신뢰성 확보

국제적으로 공인된 CRISP 유한요소 엔진 도입 및 C++ 포팅화이다. 현재 지반전용 해석 FEM엔진으로는 여러 가지가 소개 되고 있으나, CRISP 엔진만큼 각종 논문 및 현장검증에 대한 활발한 진행이 이루어진 엔진은 거의 없다. 또한 지반에서만 특징적으로 적용되어지는 과잉간극수, 지하수위, 굴착, 초기응력상태의 가정 등은 CRISP 엔진에서는 잘 검증된 계산결과를 제공하며 다양한 현장조건을 적절히 고려할 수 있는 것으로 알려져 있다. 따라서, open version으로 제시되고 있는 CRISP code를 이용한 유한요소 해석기반을 구축함과 아울러, 현재의 CRISP 엔진은 초기응력상태를 1차원으로 가정하고 있어 본 과업에서는 이를 2차원 초기응력 상태를 반영할 수 있도록 함으로써 보다 신뢰성 있는 현장조건을 구현하도록 하였다.

7.1.4 프로그램 설계

본 프로그램 그림 7.1.4와 같이 크게 전처리모듈과 후처리모듈로 나뉘어 있으며, 전처리 모듈은 토공노반 단면 자동 생성, 물성치 입력, 강화노반 두께 검토 및 결정 등으로 이루어져 있으며, 결정된 강화노반 두께를 이용하여 정밀 해석 후 후처리 모듈에서는 해석 결과를 그래프 및 contour, 보고서, 도면 등으로 최종 성과 산출하게 된다.

설계 및 해석 프로세스는 그림 5와 같이 사용자가 기본정보, 단면정보, 물성정보, 설계정보등을 입력하고 입력된 내용에 대하여 예비해석을 실시하여 해석 단면에 대한 4 가지의 판별식(허용축자응력, 허용소성변형률, 허용소성변형량, 허용탄성변형량)을 이용하여 가정 설계단면의 설계조건 만족 여부를 프로그램이 자동으로 판단하며, 만약 이러한 판별식에 만족하지 못한다면, 설계조건 및 물성정보, 단면정보를 사용자가 변화 시켜 반복해석을 실시하게 된다. 최종적으로 설계조건에 만족하는 단면 및 설계정보는 본해석을 실시하여 응력, 축차응력, 변형 등의 해석정보 등을 자동 보고서 및 자동 도면 등으로 최종 성과품등으로 산출 되게 된다.



그림 7.1.4 프로그램 구동 프로세스

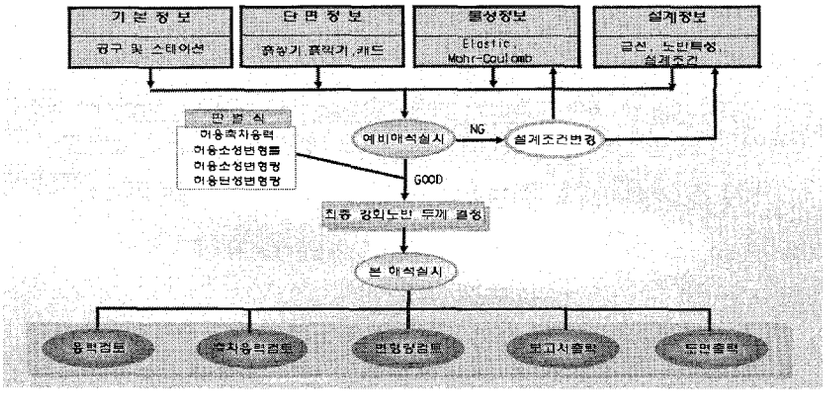


그림 7.1.5 설계/해석 운영 프로세스

7.1.5 구성모델

(1) 개 요

본 개발 프로그램에 도입된 유한 요소학적 모델 이론은 탄성이론, 비선형 탄성이론, 탄소성이론 등 크게 3가지로 분류 될 수 있다. 철도 노반 해석시 각 재료별로 물성이 상이하여, 한가지의 모델 이론으로는 거동을 정확히 예측 할 수 없기 때문에, 표 1과 같이 재료 특성에 적절히 적용될 수 있는 모델을 적용해야 할 것으로 사료된다. 탄성이론은 레일, 옹벽과 같이 비교적 다른 노반 구성물질에 비해 강체 거동을 취하는데 적절하다. 비선형 탄성이론은 노반과 같이 열차 반복 하중을 받아 회복 탄성계수 물성치를 도입해야 하는 경우에 적절하다. 마지막으로 원지반 같이 구속압이 크고 열차의 하중 전달이 미비한 곳에 대해서는 탄소성 또는 탄성 이론을 도입하는 것이 적절한 것으로 보인다. 따라서 본 프로그램에서는 아래와 같이 총 4가지의 모델을 지원하도록 하였으며, 각각의 모델은 유한요소학적으로 해석호환이 가능토록 하였으며, 최종적으로 각 모델은 원지반 상태의 지하수위를 고려한 간극수압 소산효과를 고려함으로써 압밀 거동과 복합연동해석이 가능토록 하였다.

표 7.1.1 철도 노반층에 따른 유한요소 모델 선택 제안

모델구분	모델명	적용가능한 철도 노반 구성층
탄성	등방탄성	레일, 침목, 옹벽, 원지반, 하부노반
탄성	깊이변화에 따른 탄성계수 변화 모델	원지반
비선형 탄성	회복탄성계수(목영진,2008)	강화노반, 상부노반
탄소성	모어클론 모델	원지반

(2) 회복탄성계수 모델 (목영진, 2008)

체적응력과 축차응력에 따른 쇄석 및 토사의 회복탄성계수이다. 구속응력과 축차응력의 합으로 체적응력이 결정되는데, 쇄석의 회복탄성계수는 하나의 구속응력에서는 축차응력이 증가함에 따라 감소하고 구속응력(또는 체적응력)이 증가함에 따라 전체적으로 증가하는 경향을 보인다. 따라서 쇄석의 회복탄성계수 예측모델은 축차응력(σ_d)과 체적응력이 모두 고려된 거듭제곱 형태의 예측모델(prediction model of power)을 적용하는 것이 타당하였다. Uzan(1985)은 체적응력(θ)과 축차응력 요소(τ_{oct})가 결합된 형태의 모델을 입상 재료(granular materials)에 대하여 본 프로그램에서는 쇄석재료에 식(7.1.1)과 같은 예측모델을 적용하여 모델상수(k_1, k_2, k_3)를 입력상수로 입력 받을 수 있도록 하였다.

$$E_R = k_1(\theta)^{k_2}(\sigma_d)^{k_3} \tag{7.1.1}$$

여기서, E_R : 회복탄성계수, MPa

θ : 체적응력($\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3=3\sigma_c+\sigma_d$, σ_c는 평균유효구속응력), kPa

σ_d : 축차응력, kPa

k_1, k_2, k_3 : 실험으로 결정되는 모델상수

철도노반의 토사 성토재료로 주로 사용되는 SM계열(USCS 분류)의 토사 재료에 대하여 대체 회복탄성계수는 주로 축차응력(변형률)에 의해 영향을 많이 받는다. Moossazadeh와 Witczak(1981)는 노상토에 대하여 축차응력모델을 제안한바 있으며, 토사 시료는 충분히 잘 다져진 상태에서 구속압의 영향이 크지 않아 식 (7.1.2)와 같이 축차응력만을 모델 변수로 정리될 수 있다.

$$E_R=k_1(\sigma_d)^{k_2} \tag{7.1.2}$$

여기서, E_R : 회복탄성계수, MPa

σ_d : 축차응력, kPa

k_1, k_2 : 실험으로 결정되는 모델상수

이와 같은 예측모델과 결정된 모델상수를 활용하여 철도노반의 두께 산정 시 탄성해석에 활용이 가능하다. 아래 표 7.1.2 제시된 예측모델에 대하여 결정된 모델상수는 프로그램 상에서 사용자가 쇄석과 토사를 선택 할 경우 자동으로 디폴트값이 입력되도록 하였으며, 또한 사용자가 k_1, k_2, k_3를 임의로 조절할 수 있도록 하였다.

표 7.1.2 철도노반 재료의 회복탄성계수에 대한 예측모델 및 모델상수

Trackbed Materials [Prediction Model]	Model Parameter, k		Coefficient of Correlation, R^2
Crushed Stone [$E_R=k_1(\theta)^{k_2}(\sigma_d)^{k_3}$]	k_1	16.80	0.99
	k_2	1.87	
	k_3	-1.60	
Sandy Soils [$E_R=k_1(\sigma_d)^{k_2}$]	k_1	559.28	0.97
	k_2	-0.85	

* Unit: E_R [MPa], θ [kPa], σ_d [kPa]

7.1.6 국내외 유사 프로그램 개발 현황

지난 수십년간 궤도노반연구는 노반해석 및 설계기술, 노반보강기술, 유도상궤도 생력화 기술, 지반진동 저강기술등으로 연구가 수행되어 왔다. 이중 본 개발 프로그램의 분야인 노반해석 철도전용 프로그램 개발부야는 대부분 미국을 중심으로 1970년대 중반 이후 많은 연구 및 개발이 수행되었다. 하지만 국내에서는 철도 노반 해석 분야에 전용으로 도입될만한 소프트웨어가 개발되지 않았으며, 다만 범용 지반 유한요소 프로그램을 이용하여 편법적으로 운용되어 왔다.

ILLITRACK(Tayabji and Thompson, 1976)은 유한요소법을 이용하여 도상, 노반, 하부층을 수평·수직방향으로 열차 하중에 대하여 탄성 해석할 수 있는 프로그램이다. 그러나 ILLITRACK은 각각의 레일에 대한 수직 분석과정에서 침목에 대한 모멘트 길이가 도상이 자갈일 경우 18 in(45.7cm)로 제안되고 있어, HMA(hot mix asphalt)일 경우 적용될 수 없다는 단점이 있다.

GEOTRACK(Chang C.S. et al, 1980)은 도상, 보조 도상, 그리고 노반 재료들을 위한 응력 종속변수를 이용하는 궤도 구조의 탄성반응을 결정하는 다층 모형 탄성 해석 프로그램이다. 이 프로그램은 내부적으로 회복탄성계수를 반복계산과정을 통해 산출하며, 해석 결과로써는 레일에 작용하는 하중, 침목과 도상사이에서 작용되는 반력, 침목 및 레일의 휨 모멘트, 도상, 보조 도상, 그리고 노반에서의 각 위치에 따른 수직 변위와 응력등이 제시된다.

KENTRACK은 GEOTRACK을 기반으로 하여 개발 되었으며, GEOTRACK에 비해 해석 범위를 향상시키기 위하여 침목 해석 개수가 11개에서 26개로 확장되었으며, 해석 시간을 줄이기 위해 반복계산 기법을 향상시켜 속도를 향상시켰고, 레일과 침목 접속부에 대한 유한요소해석을 도입하여 접속부에 대한 해석 정확도를 높였다. 결론적으로 KENTRACK은 기존 GEOTRACK에 대한 수치 해석 정확도를 향상 시킨 프로그램이다.

앞서 전술한 봐와 같이 철도 노반 전용 소프트웨어는 ILLITRACK, GEOTRACK, KENTRACK등이 개발되었으며, 국내 철도 노반 설계 업무에 도입하기에는 다음과 같은 문제점이 발생될 수 있으며, 본 과제에서는 이러한 문제점을 보완하여 국내 철도 노반 설계/해석 프로세스에 도입될 수 있도록 하였다.

첫째, 국내 철도설계기준에 따른 철도노반 설계 적용성이다. 국내 철도설계기준에서 제시하고 있는 노반 설계 기준은 누적 소성변형량(반복하중에 의한 소성침하, 압밀침하)과 탄성변위량등이다. 특히 누적 소성변형량 같은 경우에는 앞서 전술한 바와 같이 기존 프로그램은 탄성 해석 영역이기 때문에 열차의 년간 톤하중과 열차 반복 하중에 의한 소성변형효과를 고려 할 수 없으며, 따라서 국내 철도설계기준을 적절히 반영 할 수 없다. 따라서 본 과제에서는 프로그램에서는 열차 하중에 의한 탄성변위량 뿐만 아니라 소성변형량 및 압밀침하량에 대해서도 강화노반 및 원지반에 대하여 산출 할 수 있도록 프로그램을 개발하였기 때문에 국내 철도 설계기준에 부합되는 설계를 수행 할 수 있다.

둘째, 원지반에 대한 고려여부이다. 기존 개발된 프로그램은 하부노반 상층 부위만 해석범위에 두었기 때문에, 원지반 장기 침하에 대한 고려를 할 수 없었다. 이 부분도 국내 철도설계기준에서 제시하고 있는 설계조건이기도 하다. 일반적으로 연약지반위에 철도 노반이 시공 될 경우 성토체 침하량보다 훨씬 큰 원지반의 장기 침하가 일어 날 수 있다. 따라서 현업에서는 철도노반 시공시 연약지반 개량 및 보강이 이루어지기는 하나, 장기 침하가 열차 운행 후 얼마나 진행되는지는 기존 프로그램

을 이용한 해석 결과로는 알 수가 없다. 따라서, 본 프로그램에서는 연약지반 및 보강 지반에 대해서 장기 압밀 해석이 가능토록 하여, 원지반의 시간의존적 장기 침하를 산출 해 낼 수 있도록 하였다.

셋째, 해석 및 설계 업무의 자동화이다. 기존 개발되었던 프로그램은 개발시기가 1970~1980년대이기 때문에, Windows 기반 GUI 인터페이스와 프리/포스트 전용 처리기가없었다. 따라서 이러한 프로그램은 운영 환경이 텍스트 기반으로 이루어져 입력시 휴먼 에러의 발생 확률이 높고, 수치해석 결과에 대한 평가 및 활용이 용이하지 못하다. 본 과제에서는 이러한 입출력 및 결과 활용 가치를 높이기 위하여, GUI 기반 프리/포스트 프로세스를 이용한 입력출 프로세스를 도입하고, 또한 결과 활용 가치를 높이기 위하여 자동 도면화 및 해석결과 자동 보고서화를 개발 하였다.

7.2 프로그램 운영방법

7.2.1 전처리 과정

(1) 기본정보 입력

File 메뉴에서 New File을 선택하여 새 프로젝트를 클릭하면 그림 7.2.1과 같은 화면이 실행된다. 기본정보는 단면의 정보를 기입하는 곳으로써 크게 공구명, 위치명, 비고 3가지로 구분된다.

① 선로명 : 선로명을 기입
② 공구명 : 단면에 대한 공구번호 및 단면번호를 기입
③ 위치명 : 단면에 대한 위치정보를 기입. (예 〉 STA.253.82)
④ 토공노반 구조 : 토공노반 구조를 선택한다.
⑤ 궤도형식 : 궤도형식을 선택한다.
⑥ 성토고 : 성토고를 기입한다.
⑦ 설계사 : 설계사 정보를 기입한다.
⑧ 시공사 : 시공사 정보를 기입한다.
⑨ 비 고 : 단면에 대한 부대 정보를 기입한다. (예 〉 날짜, 생성자, 메모)

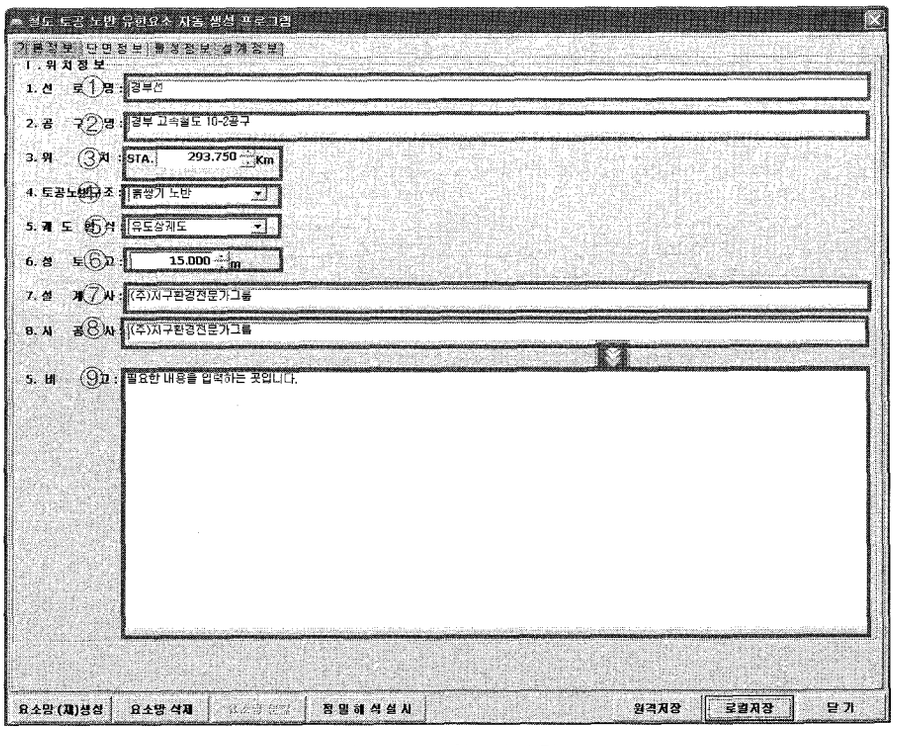


그림 7.2.1 기본정보화면

(2) 단면정보

가. 기하학적 모델로부터 단면 생성 : 흙쌓기 노반

본 메뉴를 실행하기 위해서는 기하학적 모델로부터 단면생성 버튼을 클릭후 흙쌓기 노반 탭을 선택하면 된다. 이 메뉴에서 제공하는 단면은 비교적 단순한 토공노반 단면을 지원하며 만약 더 복잡한 단면을 구성하고자 한다면 캐드도면을 이용하여 단면 생성을 해야 한다.

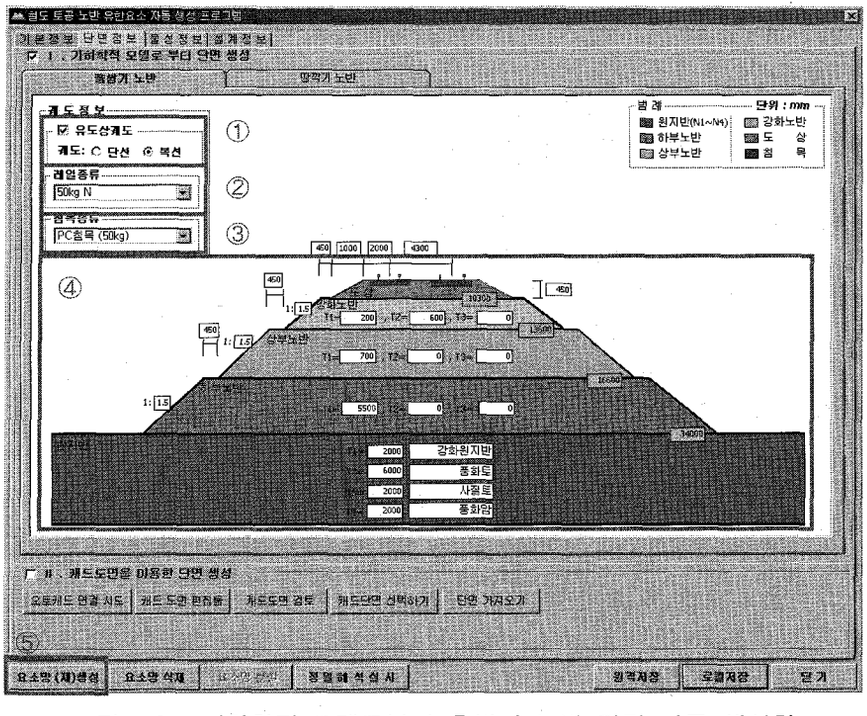


그림 7.2.2 기하학적 모델로부터 흙쌓기 노반 단면 자동 생성창

① 유도상 궤도 : 단선 또는 복선 여부 선택 , 단면에 대한 치수 기입
② 레일종류 : 철도레일의 종류 선택
③ 침목종류 : 침목 선택
④ 노반정보 입력
- 강화노반 : 강화노반에 대한 치수 기입, 강화노반 층이 단일 층으로 구성될 경우 보조도상만 기입한다.
- 상부노반 : 상부노반에 대한 치수 기입, 상부노반층이 단일 층으로 구성될 경우 T1만 입력하고 T1, T3는 층 두께를 0으로 기입
- 하부노반 : 하부노반에 대한 치수 기입, 하부노반 층이 단일 층으로 구성될 경우 T1만 기입하고 T2, T3에 대해서는 층두께를 0으로 기입
- 원지반 : 원지반에 대한 치수 기입, 원지반 층이 단일 층으로 구성될 경우 T1만 기입하고 T2, T3에 대해서는 층두께를 0으로 기입. 만약 원지반 층이 사선으로 형성되어 있는 경우에는

캐드도면을 이용하여 단면 생성 기능을 이용해야한다.

⑤ 요소망(재)생성 : 모든 치수가 기입되고 단면을 생성할려면 이 버튼을 클릭하면 그림 7.2.3과 같이 메인 화면에 단면이 생성되게 된다.

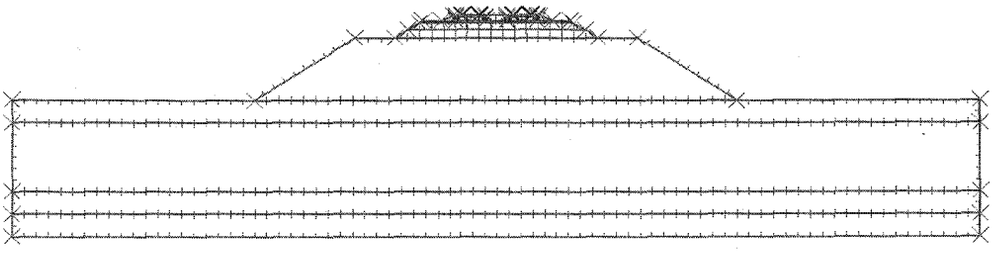


그림 7.2.3 기하학적 모델로부터 흙쌓기 노반 자동 생성 단면(예시)

나. 기하학적 모델로부터 단면 생성 : 땅깎기 노반

본 메뉴를 실행하기 위해서는 기하학적 모델로부터 단면생성 버튼을 클릭후 땅깎기 노반 탭을 선택하면 된다. 이 메뉴에서 제공하는 단면은 비교적 단순한 토공노반 단면을 지원하며 만약 더 복잡한 단면을 구성하고자 한다면 캐드도면을 이용하여 단면 생성을 해야 한다.

① 유도상 궤도 : 단선 또는 복선 여부 선택 , 단면에 대한 치수 기입
② 레일종류 : 철도레일의 종류 선택
③ 침목종류 : 침목 선택
④ 노반정보 입력
- 강화노반 : 강화노반에 대한 치수 기입, 배수층이 존재하지 않을 경우 층두께를 0으로 기입한다.
- 상부노반 : 상부노반에 대한 치수 기입, 상부노반층이 없는 경우 층두께를 0으로 입력한다.
- 원지반 : 원지반에 대한 치수 기입, 원지반 층이 단일 층으로 구성될 경우 T1만 기입하고 T2, T3, T4에 대해서는 층두께를 0으로 기입. 만약 원지반 층이 사선으로 형성되어 있는 경우에는 캐드도면을 이용하여 단면 생성 기능을 이용해야한다.

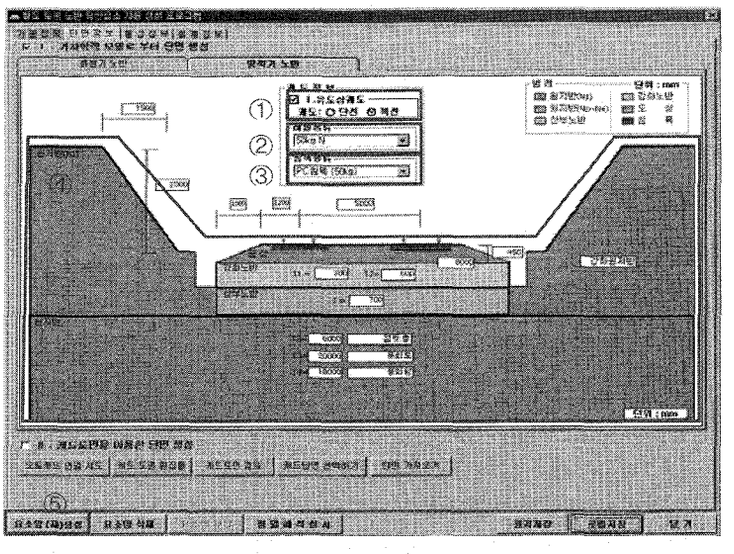


그림 7.2.4 기하학적 모델로부터 땅깎기 노반 단면 자동 생성창

⑤ 요소망(재)생성 : 모든 치수가 기입되고 단면을 생성할려면 이 버튼을 클릭하면 그림 7.2.5와 같이 메인 화면에 단면이 생성되게 된다.

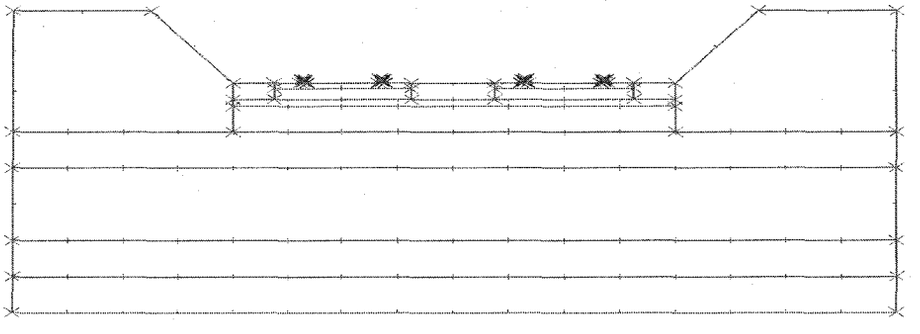


그림 7.2.5 기하학적 모델로부터 땅깎기 노반 자동 생성 단면(예시)

다. 캐드도면을 이용한 단면생성

본 메뉴를 실행하기 위해서는 캐드도면을 이용한 단면생성 버튼을 클릭하면 된다. 이 메뉴에서 제공하는 복잡을 단면을 입력하기 위한 툴이며, 오토캐드의 레이어 이름과 PloyLine을 이용하여 개발 프로그램과 통신하여 단면 정보를 입력받는다.

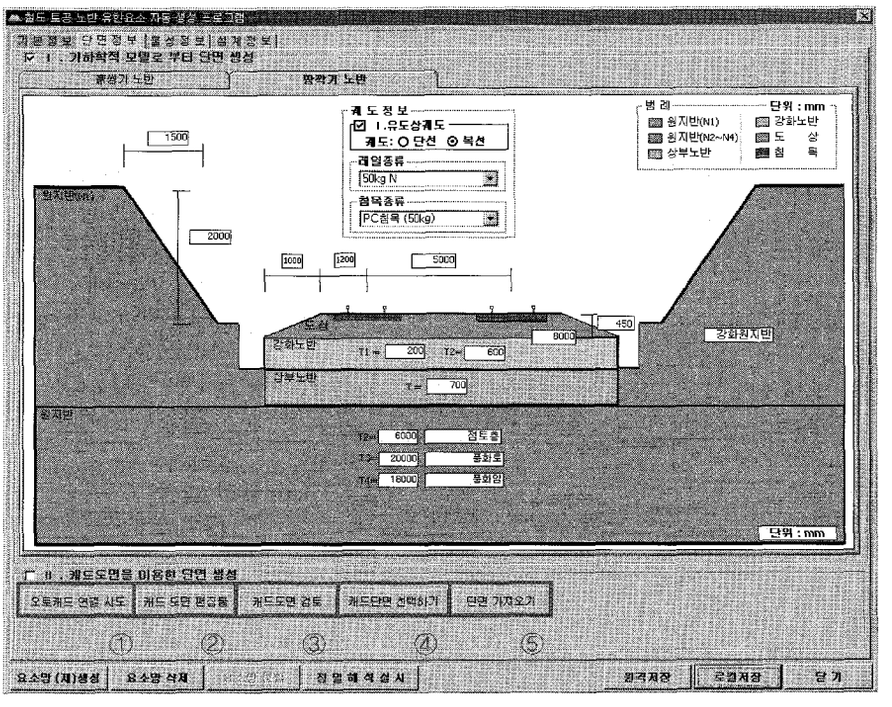


그림 7.2.6 캐드도면을 이용한 단면 생성

① 오토캐드 열결 시도 클릭
- 오트캐드를 실행하여 본 프로그램과 연결 컨넥션을 생성한다.
- 지원 되는 Autocad 버전은 R14이상이며, R2008까지 테스트하였다.
- Autocad가 설치되지 않는 상태에서는 이 작업이 불능

② 캐드 도면 편집툴
- 캐드 도면 편집툴을 클릭하면 다음과 같은 화면이 나타난다.

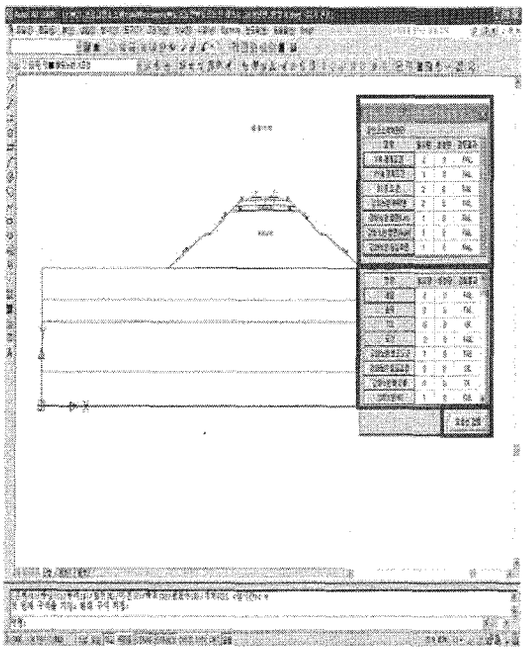


그림 7.2.7 캐드 도면 편집툴 실행과정



그림 7.2.8 캐드 도면 편집툴

- 토공노반 유한요소 단면 생성 툴을 이용하여 유한요소 단면을 생성 할 경우에는 크게 두가지 과정을 거쳐 작업을 진행하게 된다. 첫째로 표 8과 같이 유한요소 객체 관리에서는 기본 망 형성에 필요한 경계조건, 하중조건 및 강화노반 등으로 구성되며, 각각에 해당되는 버튼을 클릭하고 오토캐드 도면에서 해당 라인을 따라 시계 반대 방향으로 클릭하게 되면 해당 층으로 형성된다. 마친후에는 ESC버튼을 눌러 종료한다. 두 번째로 표 7.2.1과 같이 도면 객체 관리 같은 경우는 각종 요소 형상을 정의 짓는 부문으로써 도상, 레일, 강화노반, 상부노반, 하부노반, 원지반등을 클릭하고 오토캐드에서 라인을 따라 시계 반대방향으로 클릭하여 마지막으로 폐합후 ESC를 누르면 유한요소 망이 형성된다.

표 7.2.1 유한요소 객체 관리 툴

유한요소객체	설 명
X축 경계조건	단면의 X축 경계조건을 말함. 예〉 원지반 양측면
XY축 경계조건	단면의 XY축 경계조건을 말함. 예〉 원지반 제일 하단면
강화노반 바닥면	강화노반의 바닥면을 말함.
강화노반 옆면(Left)	강화노반의 왼쪽 옆면을 말함.
강화노반 옆면(Right)	강화노반의 오른쪽 옆면을 말함.
강화노반 중심축면	강화노반의 중심축면을 말함.

표 7.2.2 도면 객체관리

유한요소객체	설 명
레일	철도 레일을 말함. 생략 불가능
침목	철도 침목을 말함. 생략 불가능
도상	도상면을 말함. 생략 불가능
강화노반 보조도상	강화노반의 보조도상을 말함. 생략 불가능
강화노반 입도조정	강화노반의 입도조정층을 말함. 생략 가능
강화노반 배수층	강화노반의 배수층을 말함. 생략 가능
상부노반 T1	상부 노반 1층. 생략가능
상부노반 T2	상부 노반 2층. 생략가능
상부노반 T3	상부 노반 3층. 생략가능
상부노반 T4	상부 노반 4층. 생략가능
하부노반 T1	하부 노반 1층. 생략가능
하부노반 T2	하부 노반 2층. 생략가능
하부노반 T3	하부 노반 3층. 생략가능
하부노반 T4	하부 노반 4층. 생략가능
원지반 T1	원지반 1층. 생략가능
원지반 T2	원지반 2층. 생략가능
원지반 T3	원지반 3층. 생략가능
원지반 T4	원지반 4층. 생략가능

- 마지막으로 아래에 있는 유효성 검토 단추를 클릭하면, 유한요소망에 최소한 필요한 객체 개수에 착안하여 부족한 분을 찾고 부족분에 대해서는 FAIL이란 문자가 검토결과에 표시하게 된다.

③ 캐드 단면 검토

- 그림 7.2.6에서 캐드 단면 검토 명령버튼을 클릭하면 오토캐드 도면을 최종적으로 유한요소망에 적용하기 위한 유효성을 테스트 한다. 만약 유한요소망에 적용하기에 부적절한 부분이 있다면 이곳에서 에러가 생성하여 사용자에게 전달하게 된다.

④ 캐드 단면 선택하기

- 그림 7.2.6에서캐드 단면 선택하기를 클릭하면, 오토캐드에 그림 7.2.9와 같은 화면이 띄워진다.

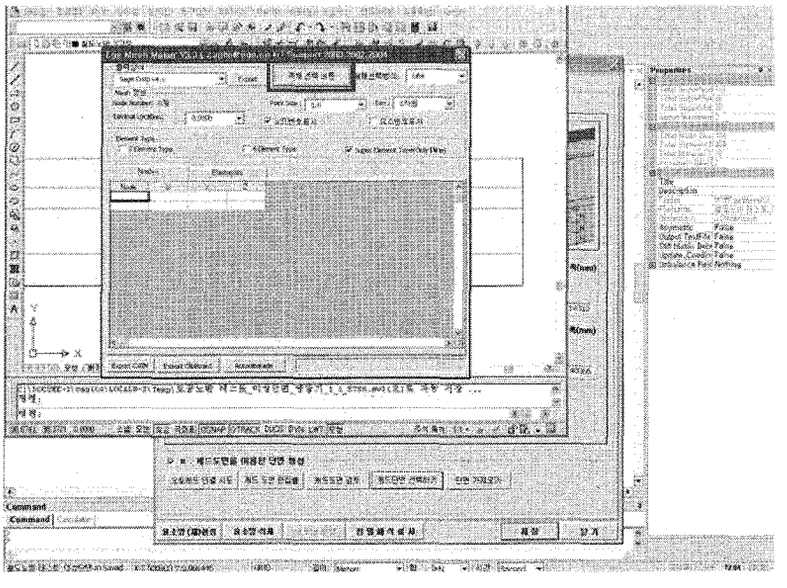


그림 7.2.9 오토캐드에서 도면 정보를 유한요소 정보로 변환

- 이때 객체 선택버튼을 클릭후 생성할 단면을 오토캐드에서 선택하고 엔터를 누르면 유한요소 좌표 및 요소망이 프로그램에 전달되게 된다.

⑤ 단면 가져오기

- 오토캐드에서 생성된 유한요소망을 본 프로그램에 로딩하는 작업을 수행한다. 이 작업을 수행하게 되면 메인화면에 입력된 단면이 자동으로 생성 되게 된다.

라. 물성정보

물성정보 입력에서는 앞서 표시 했던 것과 같이 입력한다. 이때 현재 요소망에 변경 물성치 적용 버튼의 역할은 만약 물성치가 변경되었을 변경된 물성치를 요소망에 적용하는 역할을 수행하게 된다.

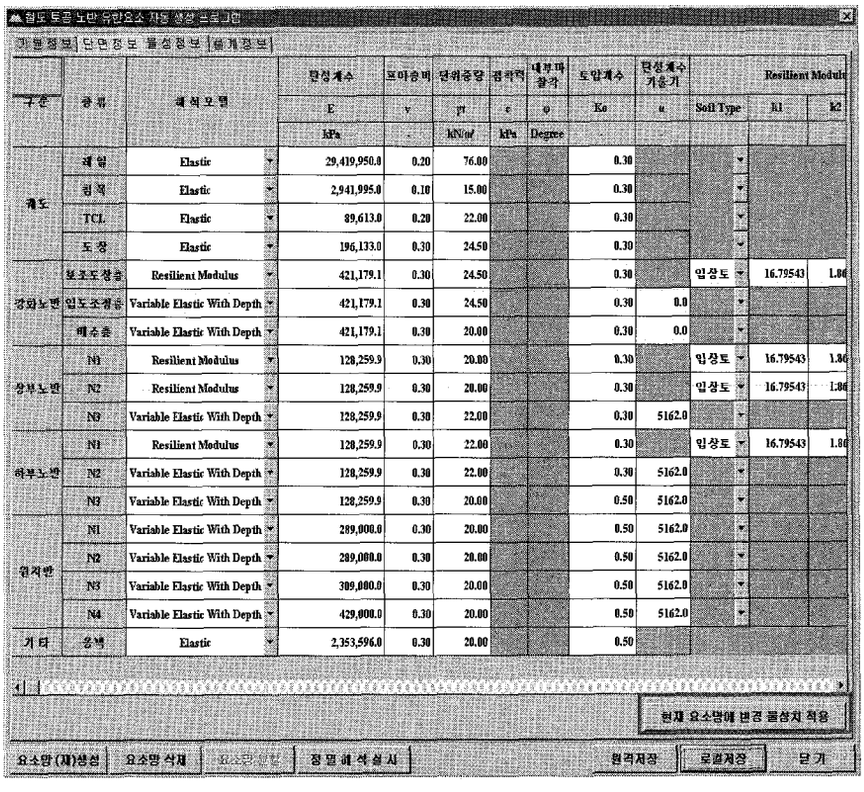


그림 7.2.10 층별 물성정보 입력창

해석모델 선택시 필요치 않은 물성 파라미터는 음영 처리하여 입력할 필요가 없다. 단위는 모두 SI 단위계를 사용하였으며, 내부마찰각은 Degree 단위를 사용한다.

- ▶ 해석모델 : 표 7.2.3과 같이 해석 모델은 4가지가 지원되며, 특히 층의 거동 특성에 적절한 해석모델을 선택 해야지만이 신뢰성 있는 수치해석 결과값을 얻을 수 있다. 또한 표 7.2.3은 철도 노반층에 대하여 적절한 구성모델을 제시하고 있다.
- ▶ 탄성계수(kPa) : 탄성계수는 철도 노반 수치해석시 가장 중요한 인자이다. 단위는 kPa단위이며 모델명을 회복단성 계수로 선택할 경우 입력된 탄성계수는 축차응력이 0보다 적은 경우에 한에서만 해석시 사용되며, 그렇치 않는 경우는 내부적으로 계산된 회복 탄성계수를 사용한다. 여기서 침목이 콘크리트일 경우 콘크리트에 해당되는 탄성계수 및 포아송비를 넣으면 된다.

표 7.2.3 철도 노반층에 따른 적용 가능한 유한요소 모델

모델구분	모델명	적용가능한 철도 노반 구성층
탄성	등방탄성 (Isotrapic Elastic)	레일, 침목, 옹벽, 원지반, 하부노반
탄성	깊이변화에 따른 탄성계수 변화 모델 (Isotrapic Variable Elastic With Depth)	원지반
비선형 탄성	회복탄성계수(목영진,2008) (Resilient Modulus)	강화노반, 상부노반, 하부노반
탄소성	모어클론 모델 (Mohr-Colulomb)	원지반

- ▶ 포아송비 : 포아송비를 입력 한다. (0.5 이상인 재료에 대해서는 G값을 바로 입력한다.)
- ▶ 단위중량 (kN/m^3): 재료의 체적 단위 중량을 입력한다.
- ▶ 토압계수: 흙의 토압계수를 입력한다. 흙의 토압계수가 잘못 입력 될 경우 탄성 해석에서는 수치 해석 결과에서 축차응력이 잘 못 산출 될 수 있으며, 탄소성 이론에서는 변위량 및 응력이 달라 질 수 있다. 따라서 신중을 기해 입력 해야 한다.
- ▶ 탄성계수기울기(kPa/m) : 탄성계수가 깊이별이 얼마나 증가되는가에 대한 기울기이다. 깊이별로 증가되는 층에 대해서 적용 가능하며 이 값은 +,- 모두 사용 가능하다.
- ▶ 토질종류 : 회복탄수계수를 산정하는데 필요한 인자. 토사와 사석등 2개로 나눠지며, 콤보박스 형태로 선택하고, 선택시 k_1, k_2, k_3에 대하여 디폴트값이 제시된다. 또한 사용자가 임의로 수정 할 수 있다.
- ▶ k_1, k_2, k_3 : 회복탄수계수를 산정하는데 필요한 인자. 쇄석에 대해서는 k_1, k_2, k_3 모두가 필요하며, 토사에 대해서는 k_1, k_2만 입력하면 된다.

① K30 의한 설계법에 의한 강화노반 두께 범위 결정

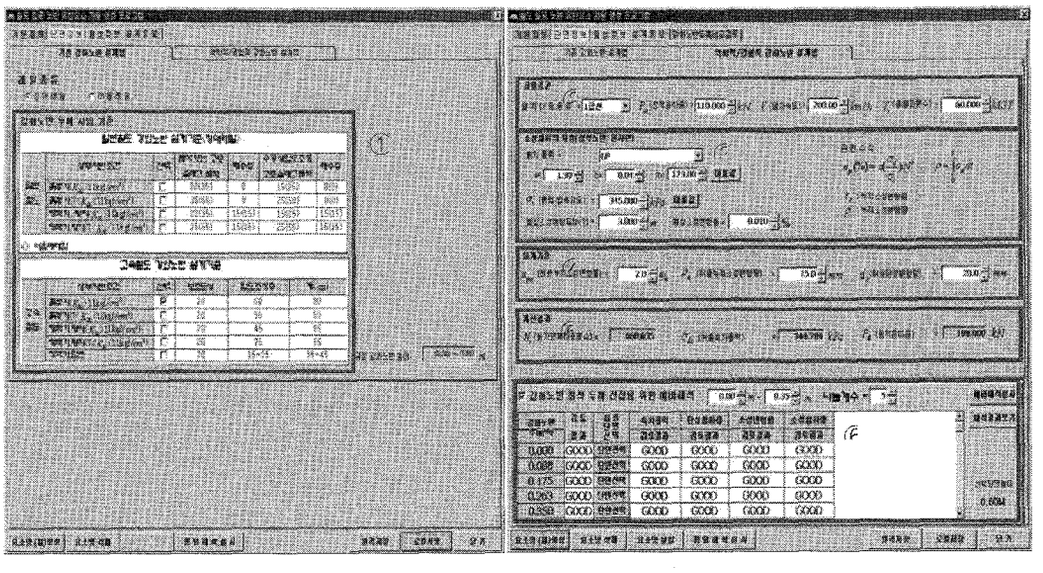


그림 7.2.11 설계정보입력창

- 강화노반 두께는 표 7.2.4, 7.2.5와 같이 일반철도와 고속철도 두가지의 기준으로 시방서에 제시하고 있다. 이 메뉴에서는 해당되는 규정을 선택하고 클릭하면 규정 강화노반 높이가 제시되게 된다.

표 7.2.4 일반철도 강화노반 설계기준(장대레일)

상부노반조건 / 재 료	입도조정쇄석 또는 고로슬래그 쇄석(cm)	배수층 (cm)	수경성입도조정 고로슬래그 쇄석(cm)	배수층 (cm)
흙쌓기($K_{30} \geq 11kgf/cm^3$)	20(35)	0(0)	15(25)	0(0)
흙쌓기($7 \leq K_{30} < 11kgf/cm^3$)	35(65)	0(0)	25(50)	0(0)
땅깎기, 평지($K_{30} \geq 11kgf/cm^3$)	20(35)	15(15)	15(25)	15(15)
땅깎기, 평지($7 \leq K_{30} < 11kgf/cm^3$)	35(65)	15(15)	25(50)	15(15)

( ) : 이음매레일

표 7.2.5 고속철도 강화노반 설계기준

종 별 / 재 료 \ 상부노반조건		강화노반		계(cm)
		보조도상	입도조정층	
돋기	$7 \leq K_{30} < 11kgf/cm^3$	20	60	80
	$K_{30} \geq 11kgf/cm^3$	20	30	50
본바닥 및 깎기	$7 \leq K_{30} < 11kgf/cm^3$	20	75	95
	$K_{30} \geq 11kgf/cm^3$	20	45	65
	암반	20	15~25	35~45

② 교통조건 입력

- 열차하중조건 : 열차 하중은 고속선, 1급선, 2급선, 3급선, 4급선, 5급선, 사용자등으로 입력 가능하며 급선에 따른 하중은 표 13과 같이 시방서 규정에 따름.

표 7.2.6 급선에 따른 열차하중 및 속도

선로의 등급	설계속도 (킬로미터/시간)	재하하중
고속선	350	HL-25
1급선	200	LS-22
2급선	150	LS-22
3급선	120	LS-22
4급선	70	LS-22

-정적윤하중 : 열차 하중에 따라 윤하중을 표출
-열차속도 : 시방규정에 따라 열차 속도 표출
-총통과톤수: 열차가 운행되는 총 톤수를 백만단위로 입력.

③ 노반재료의 특성 입력

-흙의 종류 입력 : 강화노반 아래에 위치한 노반의 재료를 입력
-a,b,m값 : 흙의 종류에 따라 결정지어지는 상수. 잘 모를시에는 대표값을 클릭하여 기존 실험값을 이용함 (신은철,2008).
-흙의 압축강도 : 흙의 종류에 따라 결정지어지는 상수. 대표값을 클릭하여 기존 대표값을 이용함.
-예상소성변형두께 : 노반의 소성변형이 이루어 질 수 있는 깊이(기본: 3M)
-예상소성변형률 : 노반의 소성변형이 이루어 질 수 변형율(%)

④ 설계기준

- 허용누적소성변형률 및 허용누적소성변형량 : 설계시 기준값

연약지반상 흙쌓기는 파괴에 대한 안정성과 과다한 침하 또는 변형으로 파괴 요인이 구분되며, 이를 고려하고 주변지반에 미치는 영향에도 유의하여 설계한다. 또한 연약지반 처리에 따른 허용잔류침하량의 크기는 일반적으로 100mm를 기준으로 하며 해당구조물의 중요도 유지보수 비용등을 감안하여 적용해야 한다.(철도설계기준, 노반편)

열차 운행이후 지반의 압밀침하 등에 의해 레일면의 침하가 진행하면 고저 틀림 등이 증가하고 주행안전상이나 승차감 등으로부터 규정된 정비 한도치를 만족할 수 없는 상태가 되어, 궤도를 정비할 필요가 생긴다. 이 경우, 문제가 되는 것은 부등침하량이며 구조물과의 접속부 등이 특히 주의를 요하게 된다. 고저 틀림의 증가속도(궤도틀림 진행)와 필요 보수량과는 서로 상관이 있으며 궤도틀림 진행과 지반의 잔류 침하량 사이에도 상관이 있는 것으로 나타났다. 따라서, 이러한 상관관계를 토대로 선로에 투입할 수 있는 보수량으로부터 허용할 수 있는 잔류침하량을 설정한다. 여기에서 투입할 수 있는 보수량은 물리적인 제약이나 압밀침하대책의 초기 투자와 보수비와의 경제 비 교 등에 의해 판단한다. 일반적으로 허용잔류침하량 설정법은 경험적인 것을 고려할 때 열차운행이후 10cm 정도이내를 기준으로 하는 것으로 한다.

- 허용탄성변형량 : 설계시 기준값

김대상(2005)에 의하면 허용탄성침하량을 2.5mm와 3.0mm로 하였을 경우에 표7.2.7 ~ 표 7.2.8과 같이 제안.

표 7.2.7 일반철도의 강화노반두께 비교(1,200kgf/cm^2)

상부노반조건	철도설계기준		허용침하량(2.5mm)		허용침하량(3.0mm)	
	A	B	A	B	A	B
흙쌓기(k30≥11kgf/cm^3)	20	35	3	70	0	5
흙쌓기(7≤k30≤11kgf/cm^3)	35	65	78	136	34	80
땅깎기, 평기(k30≥11kgf/cm^3)	20	35	3	70	0	5
땅깎기, 평기(7≤k30≤11kgf/cm^3)	35	65	78	136	34	80

※ A: 장대레일, B: 이음매레일

표 7.2.8 일반철도의 강화노반두께 비교(1,800kgf/cm^2)

상부노반조건	철도설계기준		허용침하량(2.5mm)		허용침하량(3.0mm)	
	A	B	A	B	A	B
흙쌓기(k30≥11kgf/cm^3)	20	35	2	47	0	4
흙쌓기(7≤k30≤11kgf/cm^3)	35	65	58	96	26	59
땅깎기, 평기(k30≥11kgf/cm^3)	20	35	2	47	0	4
땅깎기, 평기(7≤k30≤11kgf/cm^3)	35	65	58	96	26	59

⑤ 계산결과

-등가하중반복회수 : 열차 하중 반복 회수

-허용축차 응력 : 허용 누적 소성변형률로 결정지어지는 허용 축차응력

-동적윤하중 : 정적 윤하중 및 충격계수에 의해 결정지어지는 수

⑥ 강화노반 최적 두께 산정

단면정보, 물성, 설계정보에 해당되는 최적 강화노반 두께 산정절차에 대해서 설명한다.

- 프로그램 상단의 설계정보를 입력한다.
- 강화노반 두께 Iteration 범위를 설정하고 나눌개수를 결정한다.
- 예비해석 실시를 클릭하게 되면 입력된 강화노반 범위와 나눌 개수에 따라 Iteration 과정이 시작된다. Iteration 과정은 다음과 같다.

  1 강화노반 두께에 따른 단면을 재생성한다.
  2 단면 유한요소망화 작업이 자동으로 수행
  3 유한요소망 최적화 작업 자동 수행(해석 성능 향상)
  4 예비 유한요석 해석 실시
  5 설계조건에 근거하여 단면 만족 여부 표시

▶ 예비해석 실시후 다음과 같은 화면의 표출된다.

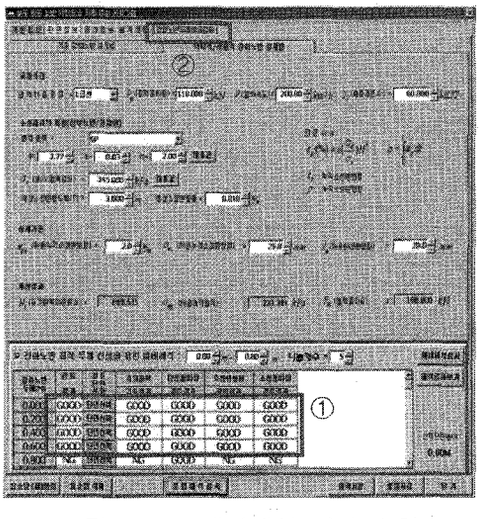


그림 7.2.12 예비해석 결과 요약

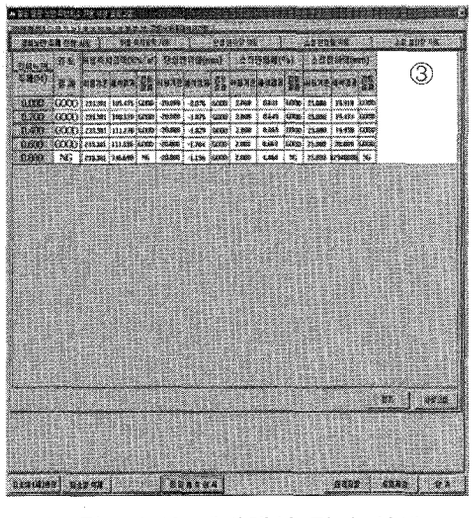


그림 7.2.13 예비해석 결과 상세

1 강화노반 두께에 따라 검토결과 4가지가 제시된다.
첫 번째는 축차응력으로써 계산된 허용 축차응력 범위와 비교하여 조건만족여부를 제시한다.
두 번째는 탄성침하량으로써 허용탄성침하량 범위와 비교하여 조건 만족여부를 제시한다.
세 번째는 소성변형률로써 설계기준인 허용누적소성변형률조건과 비교하여 만족여부를 제시한다.
네 번째는 소성변형량으로써 설계기준인 허용누적소성변형량과 비교하여 만족여부를 제시한다.

2 강화노반두께비교검토 탭을 클릭하면 위와같은 화면이 표출된다. 값이 표출되는 스프레트 시

트가 표시되며, 기본적으로 ①에 표시된 내용을 자세히 표시한다.

3 차트탭은 허용 축차응력, 허용탄성침하량, 허용누적소성변형율, 허용누적소성변형량에 대하여 기준값과 구조해석값을 그래프화 하여 사용자가 최적 강화노반 두께를 가시화 하여 결정할 수 있는 툴이다.

▶ 최적 강화노반 두께의 결정 및 선택



강화노반 두께(m)	검토 결과	최종 단면 선택	축차응력 검토결과	탄성침하량 검토결과	소성변형율 검토결과	소성침하량 검토결과
0.000	GOOD	단면선택	GOOD	GOOD	GOOD	GOOD
0.200	GOOD	단면선택	GOOD	GOOD	GOOD	GOOD
0.400	GOOD	단면선택	GOOD	GOOD	GOOD	GOOD
0.600	GOOD	단면선택	GOOD	GOOD	GOOD	GOOD
0.800	NG	단면선택	NG	GOOD	NG	NG

그림 7.2.14 강화노반 높이별 검토 요약

1 위 해석결과에서는 강화노반 두께를 축차응력, 소성변형률, 소성침하량등에 대한 검토 결과를 간단하게 표시한다.

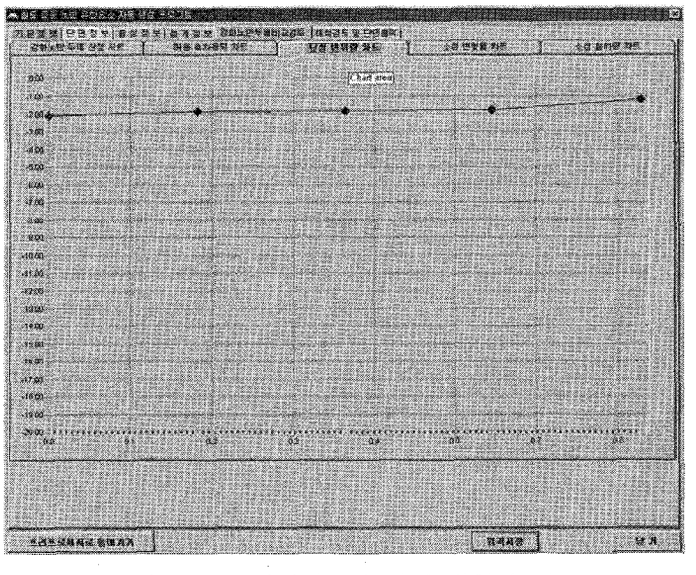


그림 7.2.15 설계기준과 탄성 변위량 차트

2 강화노반두께 검토 탭을 클릭하면 그림7.2.15 와 같이 각각의 설계기준치별로 시트 및 그래프로 표시되며, 사용자는 직관적으로 최적의 강화노반 두께를 파악할 수 있도록 구성하였다.

3 사용자가 강화노반 두께를 결정하였다면, 본해석으로 실시 하기 전에 최종 강화노반 두께를 그림7.2.14과 같이 해당 강화노반 두께에 해당되는 단면선택을 클릭하게 되면, 그림7.2.16 과 같이 선택된 강화노반 두께의 단면이 자동으로 메인 프로그램에 입력되게 된다.

4 3의과정이 끝나면 본해석을 실시하기 위한 모든 준비가 완료된 상태.

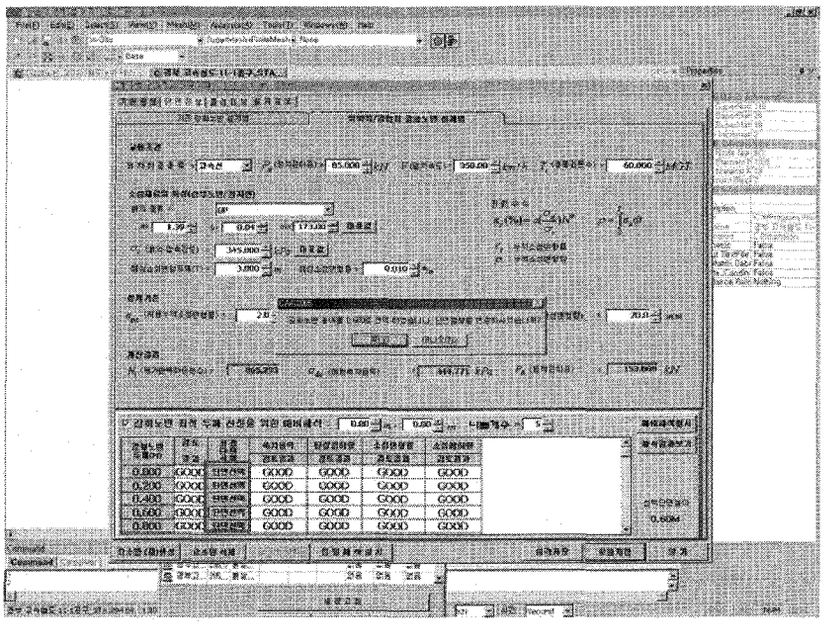


그림 7.2.16 최종 강화노반 두께 선택

(3) 해석과정

가. 해석진행창

정밀해설 실시 버튼을 클릭한다. 이 버튼을 클릭하면 다음과 같은 화면이 표시된다.

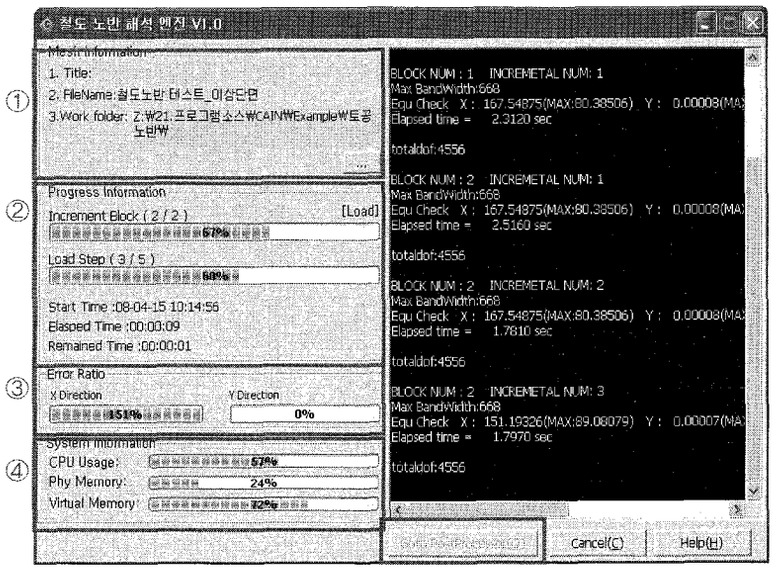


그림 7.2.17 본해석 유한요소 해석 실시화면

① 이 단계는 생성된 단면을 유한요소법에 근거하여 해석을 수행하는 단계이다.

② Progress Information에서는 Increment Block과 Load Step의 진행률과 해석 시간 정보가 표출된다. 이때 Increment Block은 Insitu, 경계조건, 하중조건등을 단계적으로 적용하기 구분 스탭이며, Load Step은 하중 단계별 진행률이다. 일반적으로 지반공학적 문제에서는 입력된 하중을 단번에 재하 할 경우 탄소성 및 변경 탄성계수에 대해서는 오차율이 커질 수 있기 때문에 단계별로 하중을 재하시켜 그 오차를 줄인다.

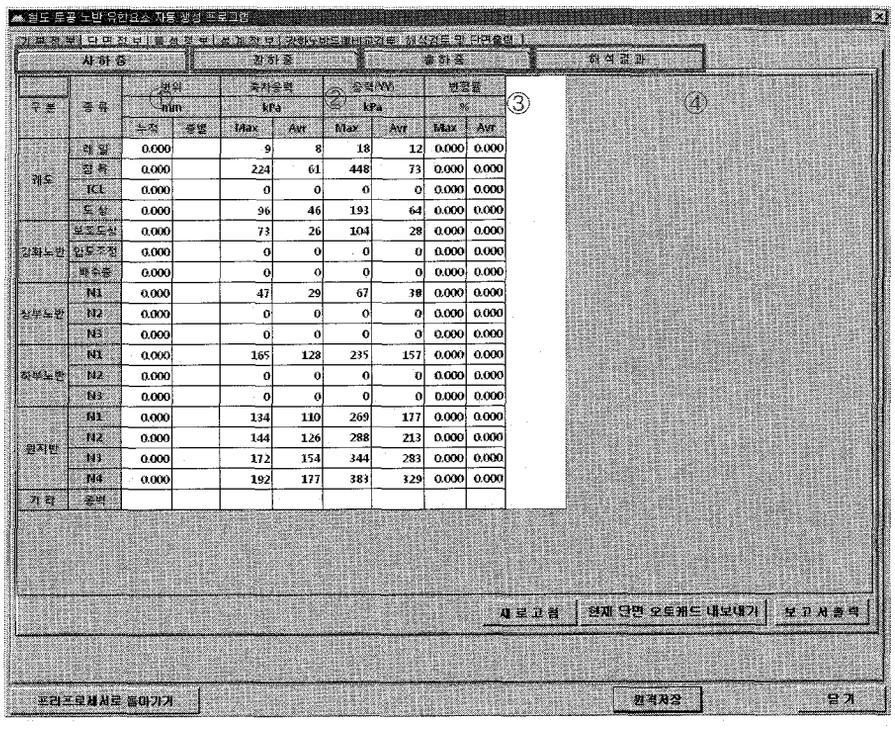
③ Error Ratio는 외부 하중과 내부 내력의 비를 표현한다. 일반적으로 Insitu 조건의 가정방법 때문에 초기에는 에러가 커지나, 수치해석을 진행하면서 에러율이 수렴경향을 나타내면, 해석시에는 에러가 없는 것으로 판단되어진다. 하지만 Insitu 조건에 대한 에러율은 내제하게 된다. 이러한 Insitu 오차를 줄이기 위해서는 단면이 형성되기 전, 즉 시공전부터 단계별 성토과정을 시공 스탭별로 묘사 해야한다. 하지만 이런한 과정은 단면 복잡도를 증가시킬 뿐만 아니라 성토 다짐 과정에서 대변형, 강우시 변형해석을 해야하는 번거로움이 있다. 또한 다짐과정에서 변경되는 지반 파라미터를 역추적 해야하는 현실적으로 거의 불가능한 과정을 거쳐야만 한다. 마지막으로 탄성영역 해석에서는 Insitu조건 에러가 해석 결과에 영향을 크게 미치지 못하며, 탄소성 해석 같은 경우에는 영향인자로써 작용 할 수 있다.

④ System Information은 각종 시스템에 대한 정보를 표시한다. CPU Usage는 CPU의 사용량을 표시하고, Phy Memory는 실제 RAM의 사용량을 보여준다. Phy Memory같은 경우에는 90%이상 사용되는 경우 해석시 사용되는 메모리가 부족하다는 의미로써, 하드웨어 성능을 향상시키면 해석 속도를 크게 향상 할 수 있다.

7.2.2 후처리 과정

(1) 수치 해석결과

해석과정 이 후 그림 7.2.18과 같이 표출된 화면은 유한요소 해석결과를 사용자가 쉽게 파악하기 위하여 요약화 하여 스프레드 형태로 보여준 것으로써 크게 사하중, 활하중, 총하중에 대한 변위, 축차응력, 응력, 변형률을 노반층별로 구분되어 표출된다.



구분	종류	변위		축차응력		응력(kPa)		변형률	
		누적	증분	Max	Avr	Max	Avr	Max	Avr
궤도	레일	0.000		9	8	18	12	0.000	0.000
	침목	0.000		224	61	448	73	0.000	0.000
	TCL	0.000		0	0	0	0	0.000	0.000
	도상	0.000		96	46	193	64	0.000	0.000
강화노반	보도도상	0.000		73	26	104	28	0.000	0.000
	입도조정	0.000		0	0	0	0	0.000	0.000
	표수층	0.000		0	0	0	0	0.000	0.000
상부노반	N1	0.000		47	29	67	38	0.000	0.000
	N2	0.000		0	0	0	0	0.000	0.000
	N3	0.000		0	0	0	0	0.000	0.000
하부노반	N1	0.000		165	128	235	157	0.000	0.000
	N2	0.000		0	0	0	0	0.000	0.000
	N3	0.000		0	0	0	0	0.000	0.000
원지반	N1	0.000		134	110	269	177	0.000	0.000
	N2	0.000		144	126	288	213	0.000	0.000
	N3	0.000		172	154	344	283	0.000	0.000
	N4	0.000		192	177	383	329	0.000	0.000
기 타	공백								

그림 7.2.18 해석결과 표출화면

① 사하중에 대한 해석 결과 정보 : 토공 노반 해석시 사하중은 자중을 말한다. 자중에 의하여 축차응력 및 수직응력을 증가분을 표시한것이며, 이때 변형량 및 변형률은 0으로 셋팅된다. 이와 같은 이유는 이미 자중에 의해 모든 변형이 일어났다고 가정하고, 해석을 수행하기 때문이다. 만약 자중 및 다짐에 의한 침하여부를 계산하기위해서는 시공단계별 유한요소망을 생성하여 해석해야 한다.

② 활하중에 대한 해석 결과 정보 : 토공 노반 해석시 활하중은 열차 하중을 말한다. 열차 하중에 의해 변형, 축차응력, 수직응력, 변형률을 증가분을 표시한 것이며, 이때 변형량은 누적, 층별로 구분되어 표시된다.

③ 총하중에 대한 해석 결과 정보 : 토공 노반 해석시 총하중은 열차 하중과 자중의 합을 말한다. 열차 하중과 자중에 의해 변형, 축차응력, 수직응력, 변형률을 증가분을 표시한 것이며, 이때 변형량은 누적, 층별로 구분되어 표시된다.

④ 해석결과를 도시할 수 있는 메뉴이다. 사하중, 활하중, 총하중에 대하여 그래프, 퀀투어, 보

고서, 도면등을 표출할 수 있다.

(2) 사하중 해석결과 도시

다음은 그림 7.2.19와 같이 해석결과에 대한 도시 화면을 설명한다.

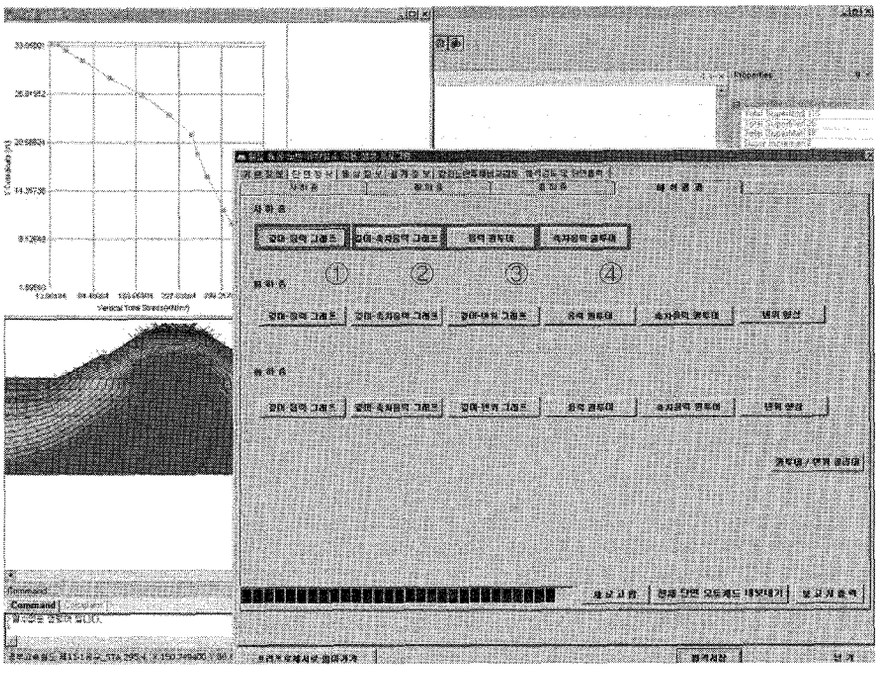


그림 7.2.19 사하중 해석결과 도시 툴

① 사하중 깊이-응력 그래프 : 사하중에 대하여 깊이별 수직응력 그래프 표시
② 사하중 깊이-축차응력 그래프 : 사하중에 대하여 깊이별 축차응력 그래프 표시
③ 사하중 응력 퀀투어 : 사하중에 대하여 수직응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 사하중은 자중을 말함.
④ 사하중 축차응력 퀀투어 : 사하중에 대하여 축차응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 사하중은 자중을 말함.

(3) 활하중 해석결과 도시

다음은 그림 7.2.20과 같이 해석결과에 대한 도시 화면을 설명한다.

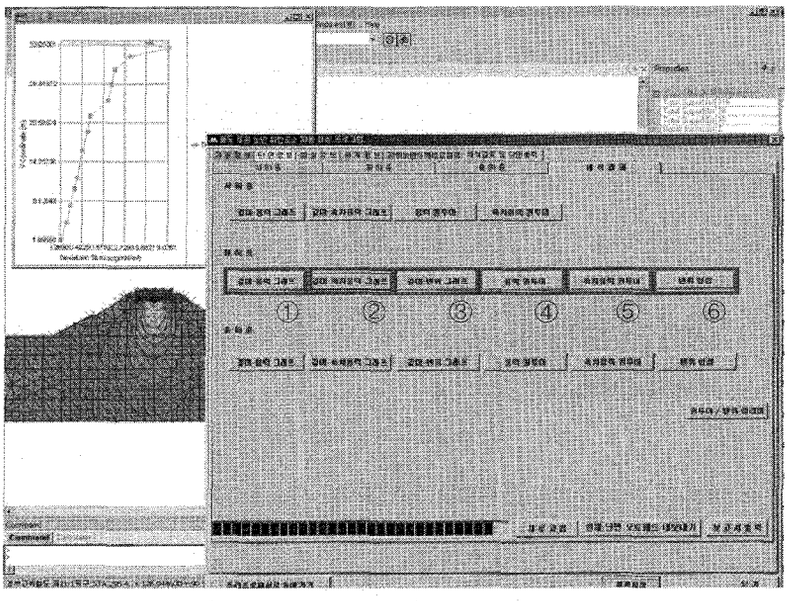


그림 7.2.20 활하중 해석결과 도시 툴

① 활하중 깊이-응력 그래프 : 활하중에 대하여 깊이별 수직응력 그래프 표시
② 활하중 깊이-축차응력 그래프 : 활하중에 대하여 깊이별 축차응력 그래프 표시
③ 활하중 깊이-변위 그래프 : 활하중에 대하여 깊이별 수직변위 그래프 표시
④ 활하중 응력 퀀투어 : 활하중에 대하여 수직응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 활하중은 열차하중을 말함.
⑤ 활하중 축차응력 퀀투어 : 활하중에 대하여 축차응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 활하중은 열차하중을 말함.

(4) 총하중 해석결과 도시

해석결과에 대하여 총하중에 대한 시각적 접근 방법을 설명한다.

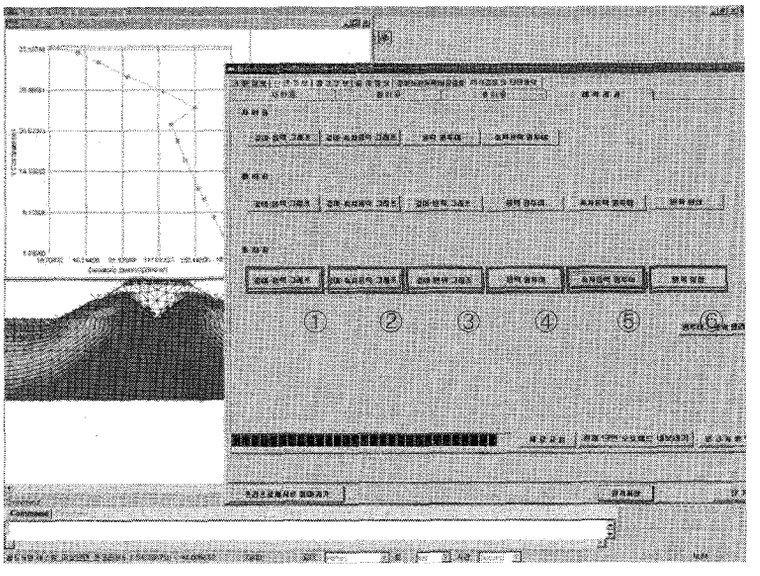


그림 7.2.21 총하중 해석결과 도시 툴

① 총하중 깊이-응력 그래프 : 총하중에 대하여 깊이별 수직응력 그래프 표시
② 총하중 깊이-축차응력 그래프 : 총하중에 대하여 깊이별 축차응력 그래프 표시
③ 총하중 깊이-변위 그래프 : 총하중에 대하여 깊이별 수직변위 그래프 표시
④ 총하중 응력 퀀투어 : 총하중에 대하여 수직응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 총하중은 열차하중과 자중의 합을 말함.
⑤ 총하중 축차응력 퀀투어 : 총하중에 대하여 축차응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 총하중은 열차하중과 자중의 합을 말함.

(5) 도면출력

그림 7.2.22와 같이 해석결과에 대하여 도면 출력 과정을 설명한다.

① 오토캐드를 실행한다. (지원 버전 : R14이상부터 Autocad 2008까지)
② 현재 단면 오토캐드 내보내기를 클릭하면 오토캐드에 단면이 자동으로 형성된다.

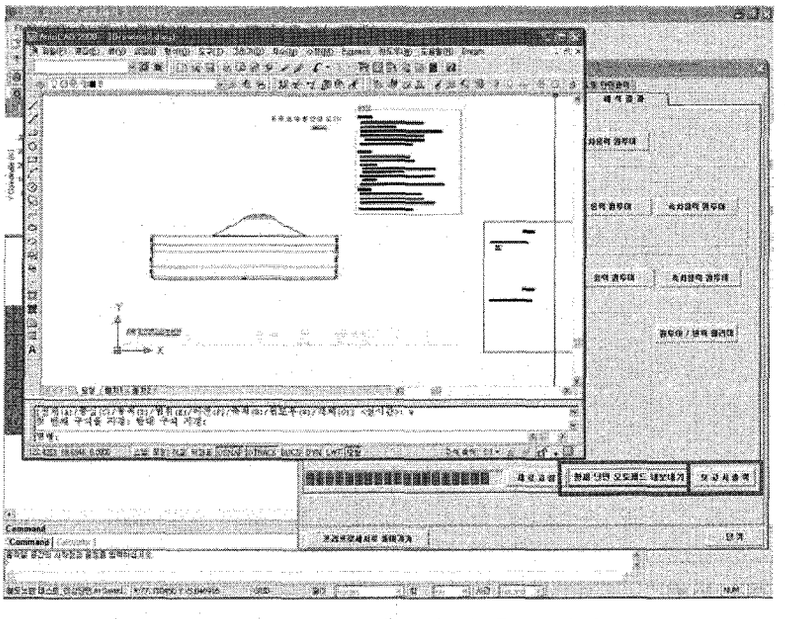


그림 7.2.22 해석결과 도면 출력 화면

(6) 보고서 출력

그림 7.2.23과 같이 해석결과에 대하여 보고서 출력에 대한 설명이다.

① 엑셀을 실행한다. (지원버전 Excel 97 이상버전)
② 보고서 출력을 클릭하면 아래와 같은 화면이 출력된다.
③ 보고서 출력시 1분정도의 시간이 소요된다.

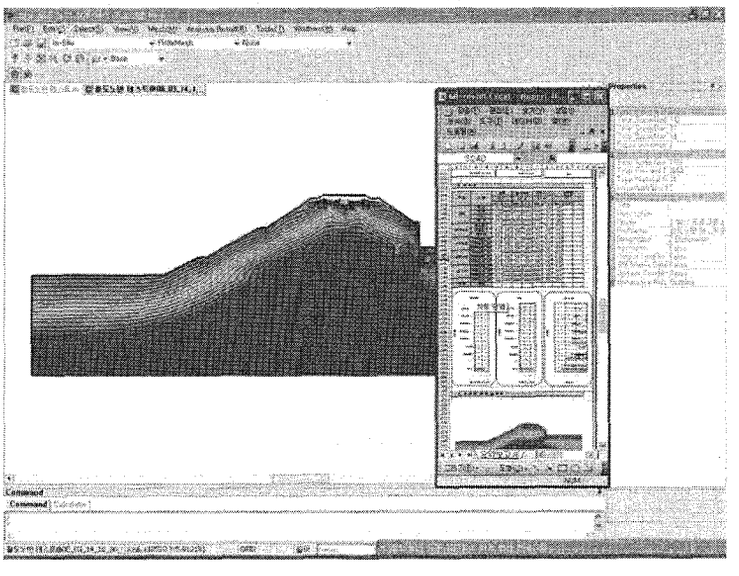


그림 7.2.23 해석결과 보고서 출력 화면

7.2.3 단면 데이터베이스 저장

그림 7.2.24와 같이 DB에 입력된 철도 토공노반 단면의 원격 탐색이 가능한 기능에 대하여 설명한다. 원격 탐색기를 실행하기 위해 File 메뉴의 철도 토공 노반 단면 원격 탐색기를 클릭한다.

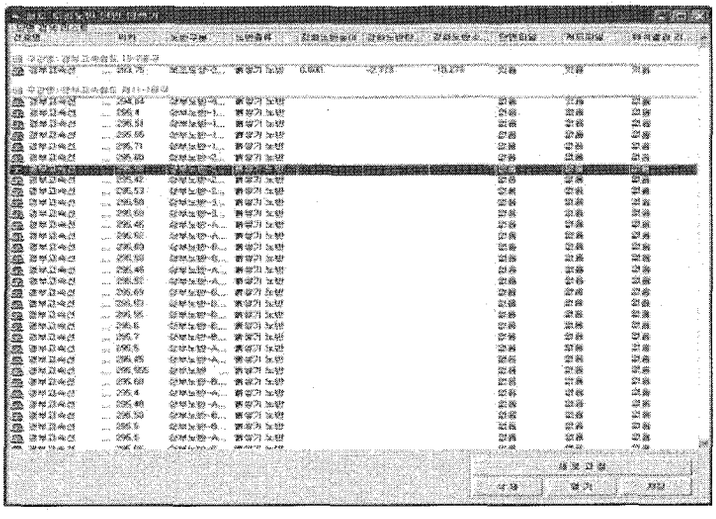


그림 7.2.24 철도토공노반 단면 탐색기

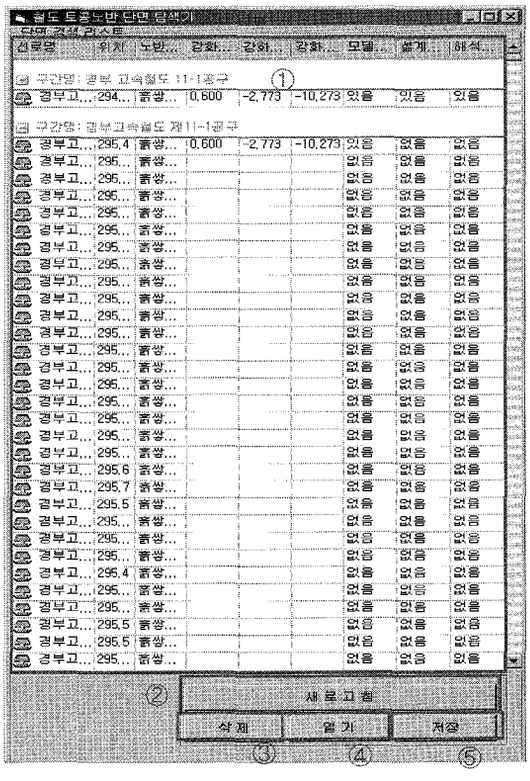


그림 7.2.24 철도토공노반 단면 탐색기 상세 메뉴

① DB에 저장된 단면 검색 리스트를 선로명, 위치, 노반의 종류, 단면파일 및 캐드파일 여부에 따라 출력한다. 각 구분 항목을 클릭하게 되면 선택 항목에 따라 자동정렬 된다. 각 리스트의 항목을 더블클릭하거나 마우스 오른쪽 버튼을 누른 후 단면파일 열기를 클릭하면 철도토공노반설계/해석 프로그램에 단면정보를 불러온다. 또한 캐드파일 열기 및 저장을 선택하게 되면 AutoCAD로 DB에 저장되어 있는 도면을 불러오거나 DB에 CAD 도면을 저장 가능하다. 또한 미리 저장된 해석 결과 파일을 보고서 형태로 보기가 가능하다.
② 철도 토공노반 단면의 삭제, 저장에 따른 DB 검색 리스트를 갱신한다.
③ 선택된 단면을 철도토공노반설계/해석 프로그램 DB에서 삭제한다.
④ 선택된 단면을 철도토공노반설계/해석 프로그램에 불러온다.
⑤ 현재 작업중인 단면을 DB에 저장한다. 각 단면은 토공노반 프로그램의 기본정보 중 위치정보의 위치명에 따라 저장된다.

7.3 철도노반 설계 활용 예제

본 절에서는 흙쌓기와 땅깎기 노반에 대한 토공노반 설계/해석 프로그램의 운영 절차를 쉽게 설명하고자 한다.

7.3.1 흙쌓기 철도노반 예제 설명

본 예제는 철도 노반에 표준 단면을 해석과정에 적절하게 변경하여 구성하였다.

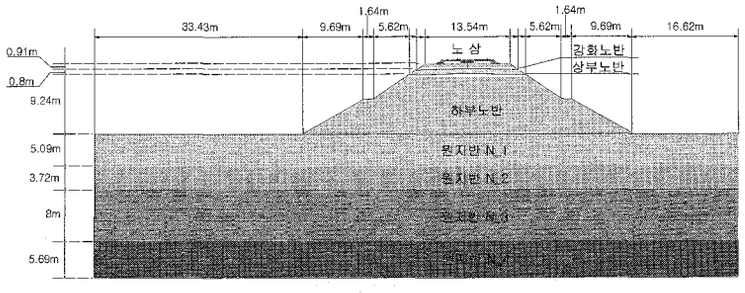


그림 7.3.1 편 예제를 위한 단면 선정

아래 표는 흙쌓기 구간에 적용된 물성치 항목이며, 일반적인 토공노반에 적용될 수 있는 물성치 범위로 대푯값을 선정하였다. 특히, 강화노반, 상부노반, 하부노반에 대한 구성 모델은 경희대에서 제안한 회복탄성계수 모델을 도입하였으며, 결정 파라미터는 현장시험에서 산출된 데이터를 근거로 하여 예제에 적용하였다. 궤도 부분의 Steeper는 콘크리트로 구성하였다.

표 7.3.1 물성치항목

종 류	해 석 모 델	탄성 계수	포아 송비	단위 중량	점착력	내 부 마찰각	토압 계수	탄 성 계 수 기울기	Resilient Modulus			
		E	v	γ_t	c	φ	K_o	α	Soil Type	k_1	k_2	k_3
		kPa	–	kN/m^3	kPa		–	kPa/m				
레 일	Isotropic Elastic	29419950	0.2	76	–	–	0.3	–	–	–	–	–
콘크리트 (침 목)	Isotropic Elastic	2940000	0.1	24	–	–	0.3	–	–	–	–	–
TCL	Isotropic Elastic	89613	0.2	22	–	–	0.3	–	–	–	–	–
도 상	Isotropic Elastic	196133	0.3	24.5	–	–	0.3	–	–	–	–	–
보조도상	Resilient Modulus	521179	0.3	24.5	–	–	0.3	–	쇄석	16.795	1.8654	-1.589
상부노반_N1	Resilient Modulus	128259	0.3	20	–	–	0.3	–	토사	559.28	-0.8535	0
하부노반_N1	Resilient Modulus	228259	0.3	22	–	–	0.3	–	토사	559.28	-0.8535	0
원지반_N1	Variable Elastic With Depth	280000	0.3	20	–	–	0.5	5162	–	–	–	–
원지반_N2	Variable Elastic With Depth	300000	0.3	20	–	–	0.5	5162	–	–	–	–

종 류	해 석 모 델	탄성 계수	포아 송비	단위 중량	점착력	내 부 마찰각	토압 계수	탄 성 계 수 기울기	Resilient Modulus			
		E	v	γ_t	c	ϕ	K_o	α	Soil Type	k_1	k_2	k_3
		kPa	–	kN/m^3	kPa		–	kPa/m				
원지반_N3	Variable Elastic With Depth	320000	0.3	20	–	–	0.5	5162	–	–	–	–
원지반_N4	Variable Elastic With Depth	350000	0.3	20	–	–	0.5	5162	–	–	–	–

(1) 전처리(Pre Processing)프로그램의 구동

다음의 각 입력절차를 거쳐 해석단면의 형상과 특성을 입력한다. 절차는 기본정보 입력 ▸ 단면정보 입력 ▸ 물성정보 입력 ▸ 설계정보 입력 ▸ 예비해석 ▸최적 강화노반 두께 결정 ▸ 단면 재생성(강화노반 두께 변경 반영) ▸ 본해석 실시 ▸ 해석결과 검토 ▸ 도면 및 보고서화 순이다. 다음 예제 과정의 총 운영시간은 대략 팬티엄 3.2에서 15분정도 소요 되었다.

가. Starting Project

▶ STEP. 1 File 메뉴에서 New File을 선택하여 새 프로젝트를 클릭하면 다음과 같은 화면이 실행된다.

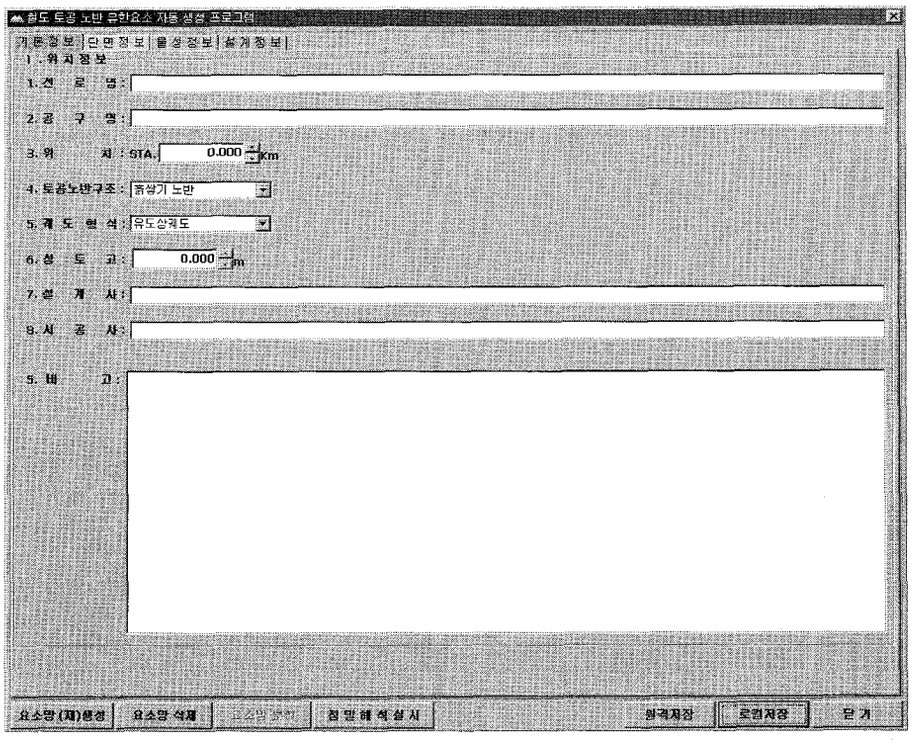


그림 7.3.2 기본정보 화면(흙쌓기)

▶ **STEP. 2** 그림 7.3.2와 같이 기본정보에 공구명, 위치명, 비고등을 기입하며, 기본정보 내용을 파일 해석과 관계가 없으나, 단면의 부대정보를 파악하는데 도움이 될 수 있다. 여기에서는 공구명을 경부고속철도 10-3공구, 위치명을 265.5km, 비고를 예제라고 입력한다.

▶ **STEP. 3** 단면정보는 크게 마법사에 의한 흙쌓기, 땅깎기 단면 생성 및 오토캐드 도면을 통한 단면형성등으로 생성될 수 있다. 흙쌓기와 같은 단면은 기하학적 모델로부터 단면형성의 체크박스 클릭후 아래 요소망생성을 클릭하게 되면 단면이 형성되게 된다. 땅깎기도 마찬가지로 기하학적 모델로부터 단면형성 선택후 필요한 기하학적 수치 입력후 요소망생성을 클릭하면 단면이 형성되게 된다. 여기에서는 단면이 기하학적인 모델 수준으로 표현 할 수 없는 비교적 복잡한 단면이기 때문에 오토캐드 단면을 이용하여 입력 하기로 한다.

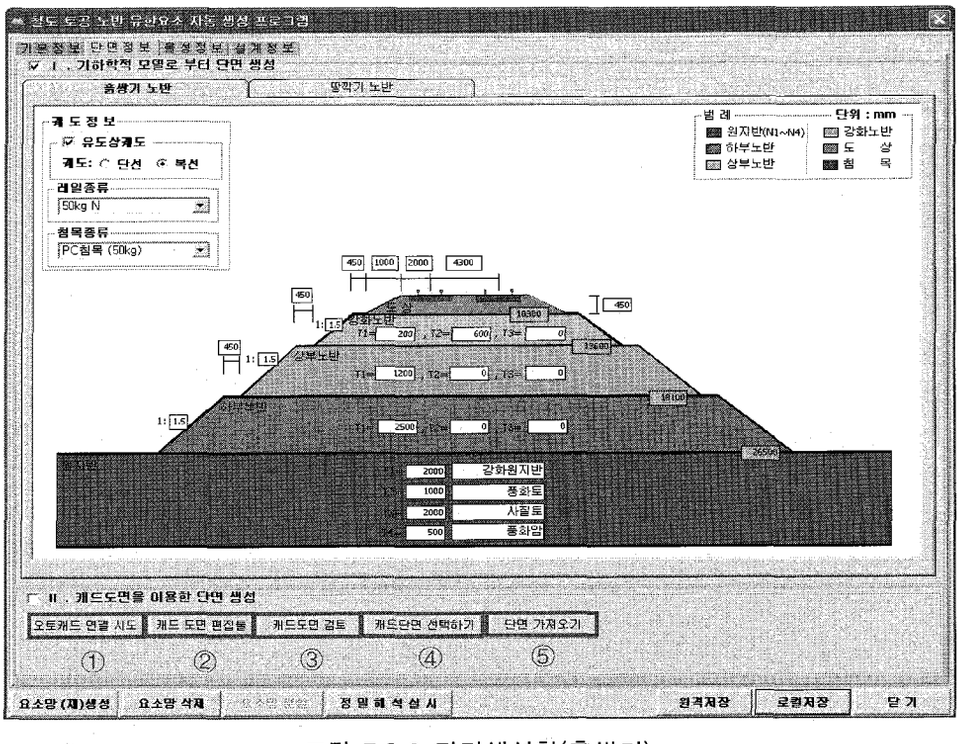


그림 7.3.3 단면생성창(흙쌓기)

▶ **STEP. 3-1** Autocad를 이용하여 유한 요소 단면을 형성 해야 하는 경우 다음과 같은 과정을 통해 작업을 수행 하게 된다. 이 과정을 수행하기 위해서는 **Autocad를 구동 후 입력할 파일을 열고** 작업을 진행해야 한다. 도면 파일은 본 프로그램이 설치된 디렉토에 Example이라는 폴더에 있으며, 캐드파일 이름은 철도노반_흙쌓기단면.dwg 파일이다.

① 오토캐드 열결 시도 클릭
- 오트캐드를 실행하여 본 프로그램과 연결 컨넥션을 생성한다.
- 이때 에러가 나올수 있는 가능성은 오토캐드의 버전이 맞지 않기 때문이며,

지원될 수 있는 버전은 R14에서 2008버전 까지이다.

② 캐드 도면 편집툴

- 캐드 도면 편집툴을 클릭하면 다음과 같은 화면이 나타난다.

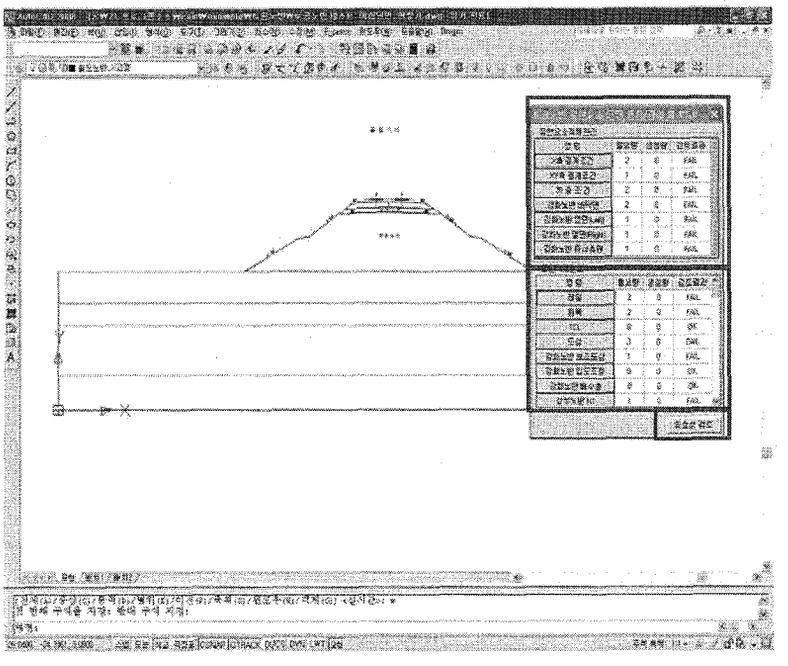


그림 7.3.4 캐드 도면 편집툴(흙쌓기)

- 토공노반 유한요소 단면 생성 툴을 이용하여 유한요소 단면을 생성 할 경우에는 크게 두가지 과정을 거쳐 작업을 진행하게 된다. 첫째로 유한요소 객체 관리에서는 기본 망 형성에 필요한 경계조건, 하중조건 및 강화노반등으로 구성되며, 각각에 해당되는 버튼을 클릭하고 오토캐드 도면에서 해당 라인을 따라 시계 반대 방향으로 클릭하게 되면 기본단면으로 형성된다. 다 마친후에는 ESC버튼을 눌러 종료한다. 도면 객체 관리 같은 경우는 각종 요소 형상을 정의 짓는 부문으로써 도상, 레일, 강화노반, 상부노반, 하부노반, 원지반등을 클릭하고 오토캐드에서 라인을 따라 시계 반대방향으로 클릭하여 마지막으로 폐합후 ESC를 누르면 유한요소 망이 형성된다.
- 마지막으로 아래에 있는 유효성 검토 단추를 클릭하면, 유한요소망에최소한 필요한 객체 개수에 착안하여 부족한 분을 찾고 부족분에 대해서는 FAIL이란 문자가 검토결과에 표시하게 된다.
- 첨부된 파일에서는 토공 노반 캐드도면은 이미 레이어 작업이 이루어진 상태이나, 사용자의 이해를 돕기 위하여 원지반 N1층에 대해서만 설명하자면 먼저 원지반 T1층을 선택하면 캐드창에서는 폴리라인을 그릴 수 있는 상태가 된다. 이때 원지반 T1층에 해당되는 각각의 꼭지점을 마우스로 시계 반대 방향으로 하나 하나 클릭하고, 최종적으로 다시 시작점을 클릭하여 폐합을 시킨다. 이와 같은 절차를 마치게 되면 최종적으로 원지반_T1이라는 레이어 이름이 생성되고, 클릭되었던 각각의 꼭지점은 폴리라인으로 연결되어 레이어 이름이 원지반_T1이라고 명명된다.

③ 캐드 단면 검토

- 오토캐드 도면을 최종적으로 유한요소망에 적용하기 위한 유효성을 테스트 한다. 만약 유한요소망에 적용하기에 부적절한 부분이 있다면 이곳에서 에러가 생성하여 사용자에게 전달하게 된다. 첨부된 예제파일은 에러가 없는 상태이다.

④ 캐드 단면 선택하기

- 캐드 단면 선택하기를 클릭하면, 오토캐드에 다음과 같은 화면이 띄워진다.

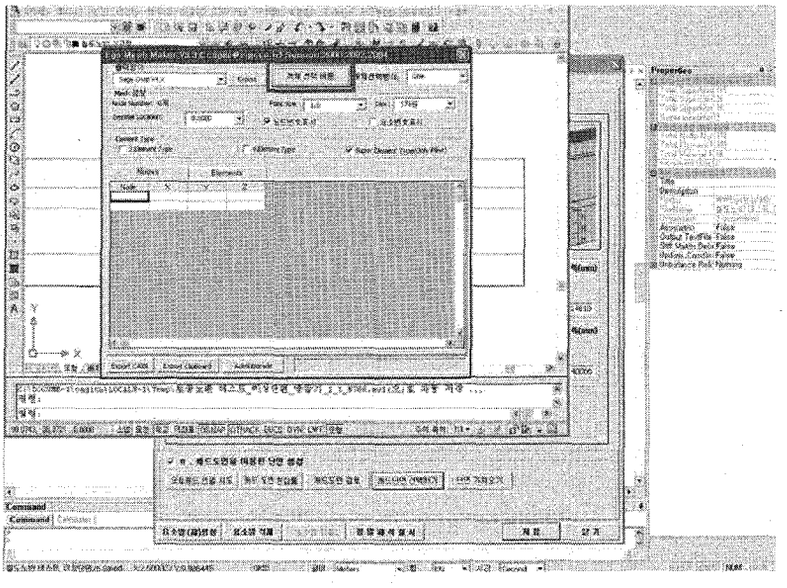


그림 7.3.5 오토캐드에서 도면 정보를 유한요소 정보로 변환(흙쌓기)

- 이때 객체 선택버튼을 클릭후 생성할 단면을 오토캐드에서 선택하고 엔터를 누르면 유한요소 좌표 및 요소망이 프로그램에 전달되게 된다. 이때 단면 선택하기가 곤란하면 오토캐드 명령창에 "all"이라 치고 엔터 쳐도, 앞서 방법과 단면 추출 결과와는 상관없다. 다음은 그림 28에서와 같이 창을 X를 클릭하여 메모리에서 언로드 시킨다.

⑤ 단면 가져오기

- 단면 가져오기를 클릭하면 오토캐드에서 생성된 유한요소망을 본 프로그램에 로딩하는 작업 수행하게 된다. 작업이 완료되면 개발 프로그램에 오토캐드에서 작업하였던 단면 정보가 자동으로 입력되게 된다.

▶ **STEP. 4** 물성정보 입력에서는 표 16과 같이 입력한다. 이때 현재 요소망에 변경 물성치 적용 버튼의 역할은 만약 물성치가 변경되었을 변경된 물성치를 요소망에 적용하는 역할을 수행하게 된다.

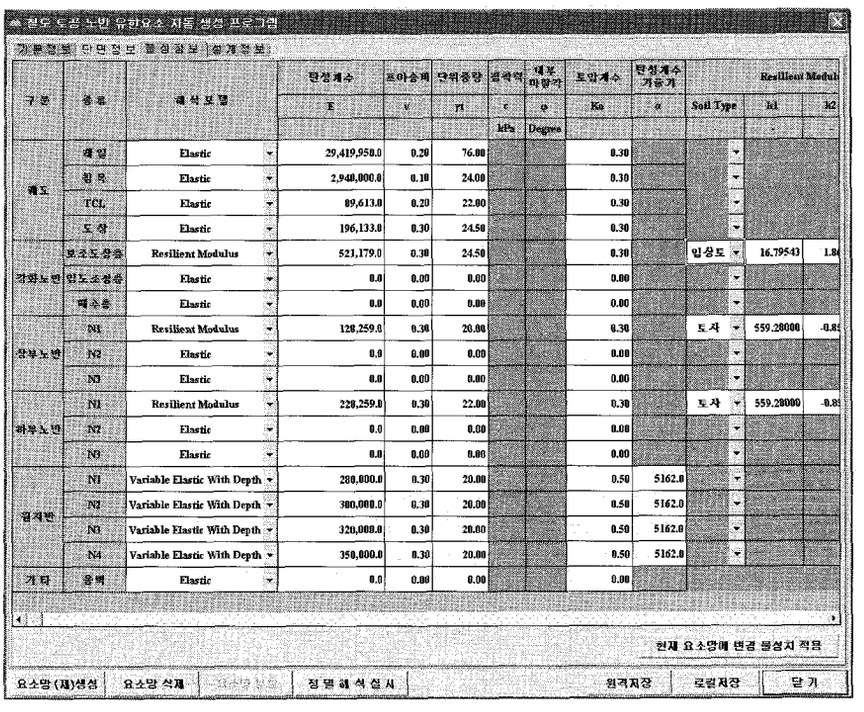


그림 7.3.6 층별 물성정보 입력창(흙쌓기)

특히, 해석모델 선택시 필요치 않은 물성 파라미터는 음영 처리하여 입력할 필요가 없다. 단위는 모두 SI단위계를 사용하였으며, 내부마찰각은 Degree 단위를 사용한다.

▶ **STEP. 5** 설계정보입력은 아래 그림과 같으며 다음과 같이 입력한다.

① K30 의한 설계법에 의한 강화노반 두께 범위 결정

- 강화노반 두께는 일반철도와 고속철도 두가지의 기준으로 시방서에 제시 하고 있다. 이 메뉴에서는 해당되는 규정을 선택하고 클릭하면 규정 강화노반 높이가 제시되게 된다. 일반철도 흙쌓기 ($K_{30} > 11kgf/cm^3$)으로 선택한다.

② 교통조건 입력

-열차하중조건 : 열차 하중은 고속선, 1급선, 2급선, 3급선, 4급선, 5급선, 사용자등으로 입력 가능하며 급선에 따른 하중은 시방서 규정에 따름

-정적윤하중 : 열차 하중에 따라 윤하중을 표출

-열차속도 : 시방규정에 따라 열차 속도 표출

-총통과톤수: 열차가 운행되는 총 톤수를 백만단위로 입력.

여기서는 1급선을 선택한다. 1급선을 선택하게 되면 정적윤하중과 열차속도는 시방 규정되로 자동으로 입력받게 된다. 총통과 톤수는 60MGT를 입력한다.

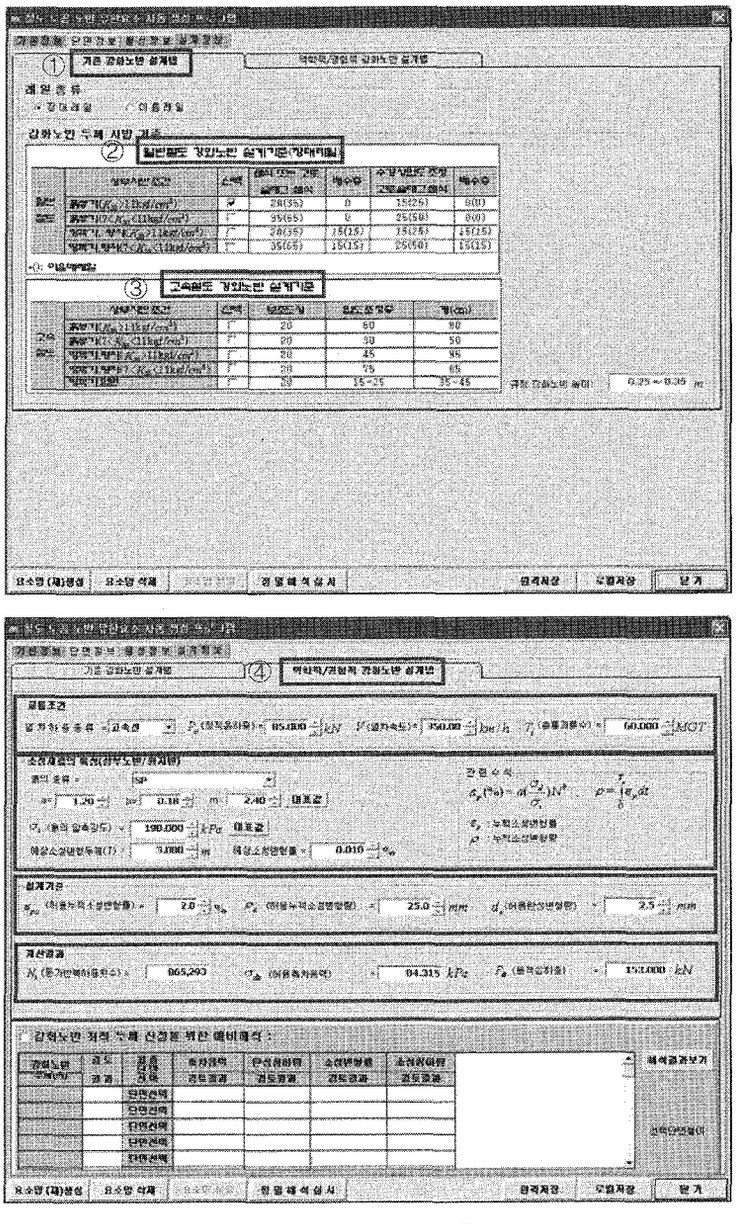


그림 7.3.7 설계정보 입력(흙쌓기)

③ 노반재료의 특성 입력

- 흙의 종류 입력 : 강화노반 아래에 위치한 노반의 재료를 입력. GP를 입력한다.
- a,b,m값 : 흙의 종류에 따라 결정지어지는 상수. 잘 모를시에는 대표값을 클릭하여 기존 실험값을 이용함. 여기서는 대푯값 버튼을 클릭하여 a,b,m이 자동으로 입력되게끔 한다.
- 흙의 압축강도 : 흙의 종류에 따라 결정지어지는 상수. 잘 모를시에는 대표값을 클릭하여 기존 실험값을 이용함. 여기서는 대푯값 버튼을 클릭하여 자동으로 입력되게끔 한다.

-예상소성변형두께 : 노반의 소성변형이 이루어 질 수 있는 깊이(3M 입력)

-예상소성변형률 : 노반의 소성변형이 이루어 질 수 있는 깊이(0.01 입력)

④ 설계기준

- 허용누적소성변형률 : 설계시 기준값. 여기서는 2%를 입력.
- 허용누적소성변형량 : 설계시 기준값. 여기서는 25mm를 입력
- 허용탄성변형량 : 설계시 기준값. 여기서는 2.5mm 입력

⑤ 계산결과

- 등가하중반복회수 : 열차 하중 반복 회수. 자동계산됨으로 입력불필요
- 허용축차 응력 : 허용 누적 소성변형률로 결정지어지는 허용 축차응력. 자동계산됨으로 입력불필요
- 동적윤하중 : 정적 윤하중 및 충격계수에 의해 결정지어지는 수. 자동계산 됨으로 입력불필요

나. 최적 강화노반 두께 산정하기

단면정보, 물성, 설계정보에 해당되는 최적 강화노반 두께 산정절차에 대해서 설명한다.

▶ **STEP. 1** 프로그램 상단의 설계정보를 입력한다.

▶ **STEP. 2** 강화노반 두께 Iteration 범위를 설정하고 나눌개수를 결정한다.

▶ **STEP. 3** 예비해석 실시를 클릭하게 되면 입력된 강화노반 범위와 나눌 개수에 따라 Iteration 과정이 시작된다. Iteration 과정은 다음과 같다.

① 강화노반 두께에 따른 단면을 재생성한다.

② 단면 유한요소망화 작업이 자동으로 수행

③ 유한요소망 최적화 작업 자동 수행(해석 성능 향상)

④ 예비 유한요석 해석 실시

⑤ 설계조건에 근거하여 단면 만족 여부 표시, 사용자 최적단면 검토 및 결정

▶ **STEP. 4** 예비해석 실시후 다음과 같은 화면의 표출된다.

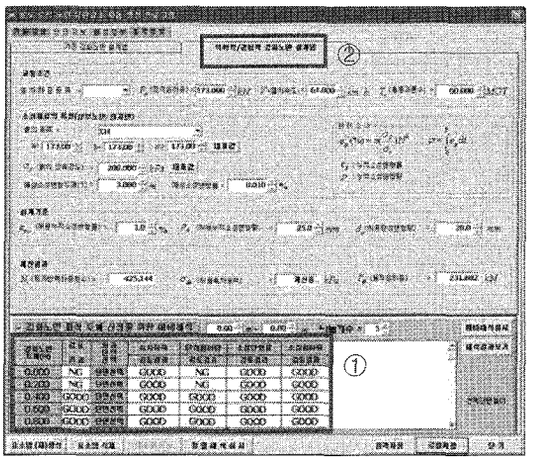


그림 7.3.8 예비해석 결과 요약(흙쌓기)

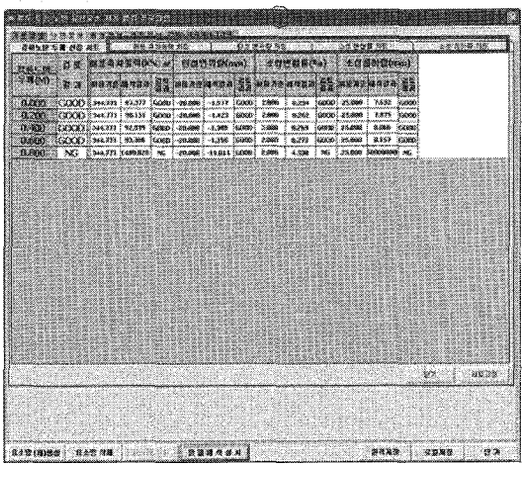


그림 7.3.9 예비해석 결과 상세(흙쌓기)

① 강화노반 두께에 따라 검토결과 4가지가 제시된다.
첫 번째는 축차응력으로써 계산된 허용 축차응력 범위와 비교하여 조건만족여부를 제시한다.
두 번째는 탄성침하량으로써 허용탄성침하량 범위와 비교하여 조건 만족여부를 제시한다.
세 번째는 소성변형률로써 설계기준인 허용누적소성변형률조건과 비교하여 만족여부를 제시한다.
네 번째는 소성변형량으로써 설계기준인 허용누적소성변형량과 비교하여 만족여부를 제시한다.

② 강화노반두께비교검토 탭을 클릭하면 위와같은 화면이 표출된다. 값이 표출되는 스프레트시트가 표시되며, 기본적으로 ①에 표시된 내용을 자세히 표시한다.

③ 차트탭은 허용 축차응력, 허용탄성침하량, 허용누적소성변형율, 허용누적소성변형량에 대하여 기준값과 구조해석값을 그래프화 하여 사용자가 최적 강화노반 두께를 가시화 하여 결정할 수 있는 툴이다.

▶ STEP. 5 최적 강화노반 두께의 결정 및 선택

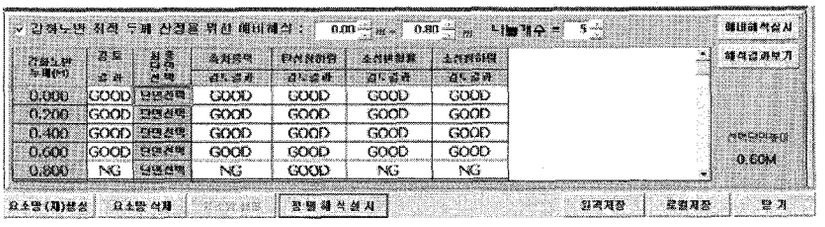


그림 7.3.10 강화노반 높이별 검토 요약(흙쌓기)

① 위 해석결과에서 제안된 것 같이 축차응력, 소성변형률, 소성침하량등은 검토결과 설계조건을 만족한 것으로 표시되었으나 탄성침하량같은 경우는 0.4m이상 되어야 설계조건을 만족하는 것으로 나타났다. 하지만 탄성변위량 차트에서 제시된 것과 같이 0.4m의 강화노반 두께는 설계조건 −3mm를 겨우 만족하는 수준으로써 유한요소의 자체 오차 범위를 고려할 경우 강화노반 두께를 0.6m 선택이 합당하리라 판단되어 최종적으로 강화노반 두께를 0.6m로 결정한다.

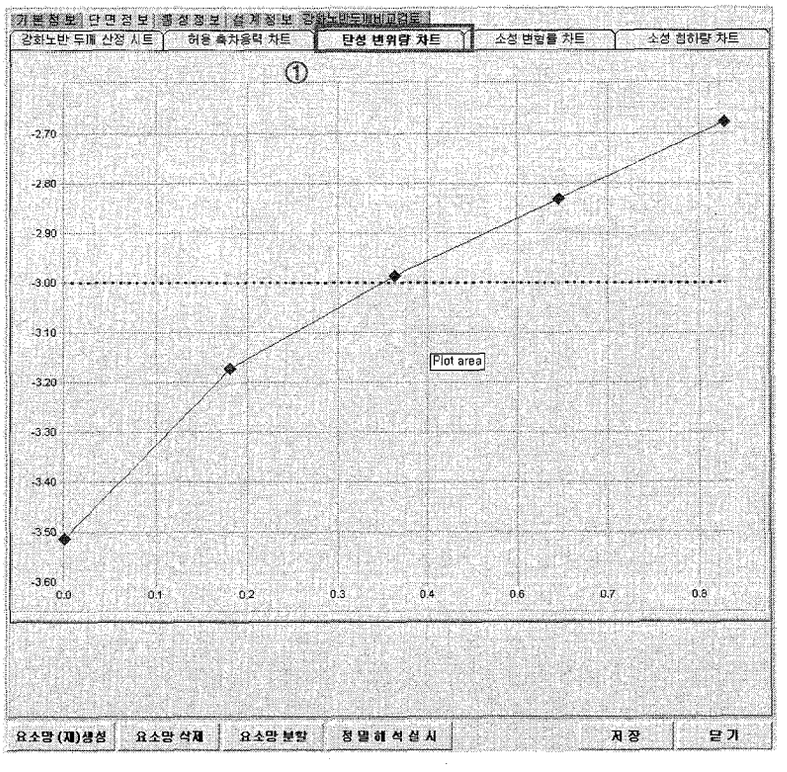


그림 7.3.11 설계기준과 탄성 변위량 차트(흙쌓기)

② 강화노반 두께가 결정되었으면 단면선택을 클릭한다. 단면선택을 클릭하면 강화노반 두께가 0.6m인 단면이 자동으로 생성되어 본해석 단계로 진입할 준비가 완료된다. 아래 그림 7.3.12는 강화노반 두께를 0.6m로 선택할 경우 자동으로 단면이 생성되는 모습을 보여준다.

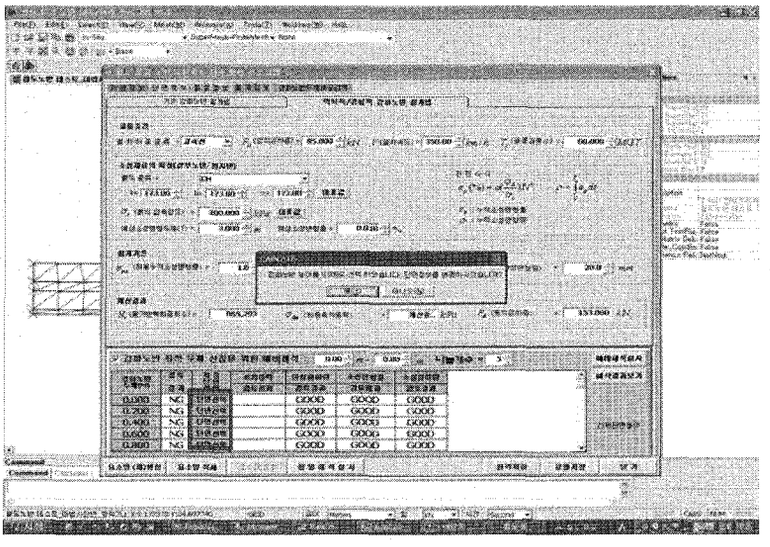


그림 7.3.12 최종 강화노반 두께 선택(흙쌓기)

다. 본 해석 실시

나. 에서 강화노반 최적 두께 산정 및 결정이 이루어진 후 자동 생성된 단면에 대해 본해석을 실시 한다.

▶ **STEP. 1** 화면 하단에 있는 정밀해석실시를 클릭한다.

▶ **STEP. 2** Mesh Renumbering 클릭한다. 이 단계는 유한요소 메쉬를 최적화 하는 단계이다. 일반적으로 유한요소망을 계산하기 위해서는 역메트리스를 계산하여야 하는데 이때 Bandwidth가 최소화 할 경우 해석속도의 성능이 향상된다. 이러한 과정을 거치기 위해서는 사용자가 설정한 요소번호를 최대한 인접 요소별 차이가 최소화 하도록 하여, 해석 성능을 높이는 작업을 이번 메뉴는 자동으로 수행한다.

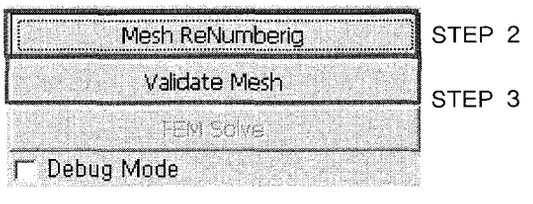


그림 7.3.13 유한요소망 최적화(흙쌓기)

▶ **STEP. 3** Validate Mesh를 클릭한다. 다음 화면은 유한요소망에 대한 유효성 검토과정이다. 이 과정을 통한 매쉬의 내부 오류를 최소화 시킴으로써 사용자 실수를 최소화 할 수 있다.

▶ **STEP. 4** 그림 7.3.14는 본 해석 프로그램이 구동되는 화면을 나타낸 것이다.

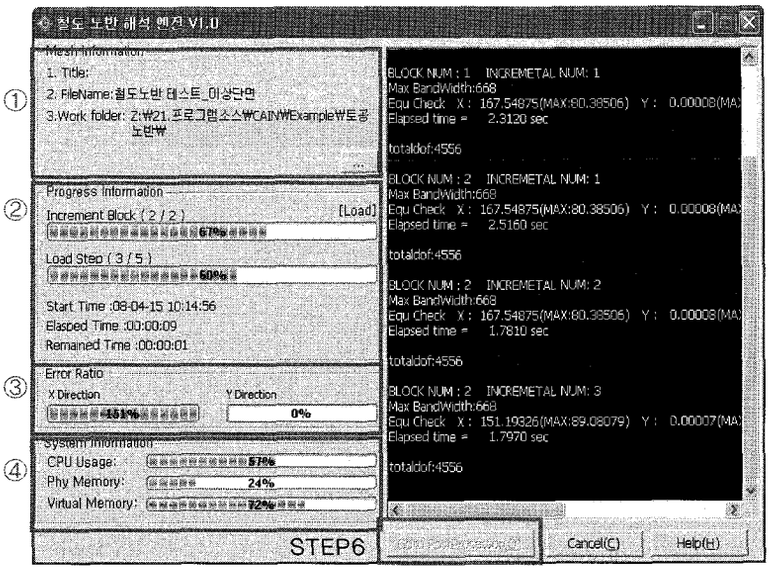


그림 7.3.14 본해석 유한요소 해석 실시화면(흙쌓기)

① 이 단계는 생성된 단면을 유한요소법에 근거하여 해석을 수행하는 단계이다.

② Progress Information에서는 Increment Block과 Load Step의 진행률과 해석 시간 정보가 표출된다. 이때 Increment Block은 Insitu, 경계조건, 하중조건등을 단계적으로 적용하기 구분 스탭이며, Load Step은 하중 단계별 진행률이다. 일반적으로 지반공학적 문제에서는 입력된 하중을 단번에 재하 할 경우 탄소성 및 변경 탄성계수에 대해서는 오차율이 커질수 있기 때문에 단계별로 하중을 재하시켜 그 오차를 줄인다.

③ Error Ratio는 외부 하중과 내부 내력의 비를 표현한다. 일반적으로 Insitu 조건의 가정방법 때문에 초기에는 에러가 커지나, 해석하면서 에러율이 수렴경향을 나타내면, 해석 중간에는 에러가 없는 것으로 판단되어진다. 하지만 Insitu 조건에 대한 에러율은 내제하게 된다. 위 그림과 같이 초반에는 X축 방향이 167에서 151로 수렴하는 경향을 보이고 있다. 따라서 이 예제에서는 Insitu 조건에 대한 가정이 실제 구조해석 경향과 일치하지 않는 것으로 예상할 수 있다. 이러한 Insitu 오차를 줄이기 위해서는 단면이 형성되기 전, 즉 시공전부터 단계별 성토과정을 시공 스탭별로 묘사 해야한다. 하지만 이런한 과정은 단면 복잡도를 증가시킬 뿐만 아니라 성토 다짐 과정에서 대변형, 강우시 변형해석을 해야하는 번거로움이 있다. 또한 다짐과정에서 변경되는 지반 파라미터를 역추적 해야하는 현실적으로 거의 불가능한 과정을 거쳐야만 한다. 마지막으로 탄성영역 해석에서는 Insitu조건 에러가 해석 결과에 영향을 크게 미치지 못하며, 탄소성 해석 같은 경우에는 중요한 영향인자로써 작용 할 수 있다. 이번 예제는 탄성 영역에서 이루어지는 해석과정이기 때문에 위 에러는 무시할 수 있다.

④ System Information은 각종 시스템에 대한 정보를 표시한다. CPU Usage는 CPU의 사용량을 표시하고, Phy Memory는 실제 RAM의 사용량을 보여준다. Phy Memory같은 경우에는 90%이상 사용되는 경우 해석시 사용되는 메모리가 부족하다는 의미로써, 하드웨어 성능을 향상시키면 해석 속도를 크게 향상 할 수 있다.

▶ **STEP. 6** 유한요소 해석이 모두 완료되면, 그림 7.3.14 하단에 Goto PostProcessor 단추가 활성화 된다. 이 버튼을 클릭하면 해석 결과를 표출할수 있는 포스트 프로세서로 이동

하게 된다.

▶ **STEP. 7** STEP 6과정 후에는 다음과 같은 창이 화면에 표시된다. 이 화면은 유한요소 해석결과를 사용자가 쉽게 파악하기 위하여 요약화 하여 스프레드 형태로 보여준 것으로써 크게 사하중, 활하중, 총하중에 대한 변위, 축차응력, 응력, 변형률을 노반층별로 구분되어 표출된다.

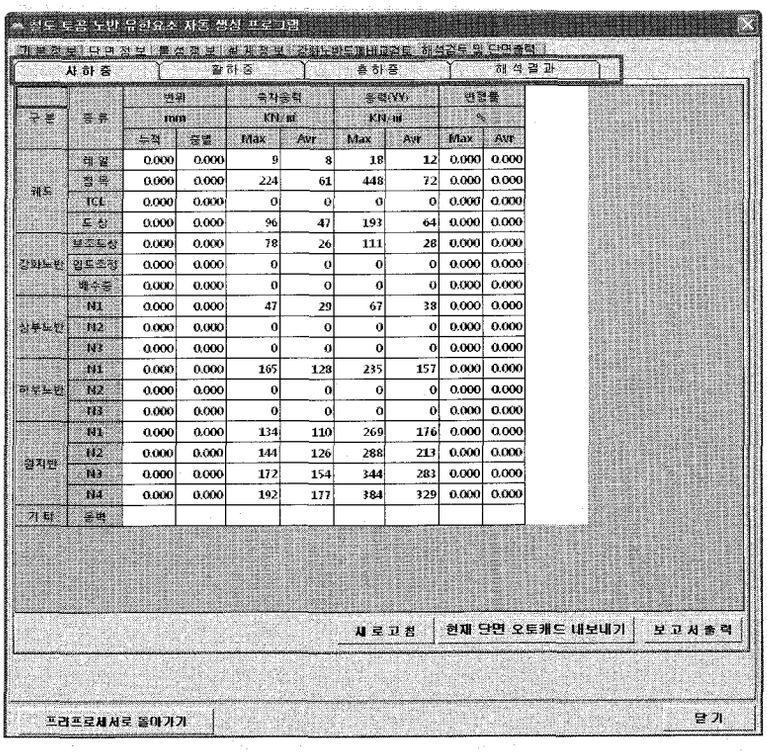


그림 7.3.15 본해석에 의한 해석결과 요약(흙쌓기)

① 사하중에 대한 해석 결과 정보 : 토공 노반 해석시 사하중은 자중을 말한다. 자중에 의하여 축차응력 및 수직응력을 증가분을 표시한것이며, 이때 변형량 및 변형률은 0으로 셋팅된다. 그와 같은 이유는 이미 자중에 의해 모든 변형이 일어났다고 가정하고, 해석을 수행하기 때문이다. 만약 자중 및 다짐에 의한 침하여부를 계산하기위해서는 시공단계별 유한요소망을 생성하여 해석해야 한다.

② 활하중에 대한 해석 결과 정보 : 토공 노반 해석시 활하중은 열차 하중을 말한다. 열차 하중에 의해 변형, 축차응력, 수직응력, 변형률을 증가분을 표시한 것이며, 이때 변형량은 누적, 층별로 구분되어 표시된다.

③ 총하중에 대한 해석 결과 정보 : 토공 노반 해석시 총하중은 열차 하중과 자중의 합을 말한다. 열차 하중과 자중에 의해 변형, 축차응력, 수직응력, 변형률을 증가분을 표시한 것이며, 이때 변형량은 누적, 층별로 구분되어 표시된다.

▶ **STEP. 8** 이번 스탭은 해석결과에 대하여 사하중에 대한 시각적 접근 방법을 설명한다.

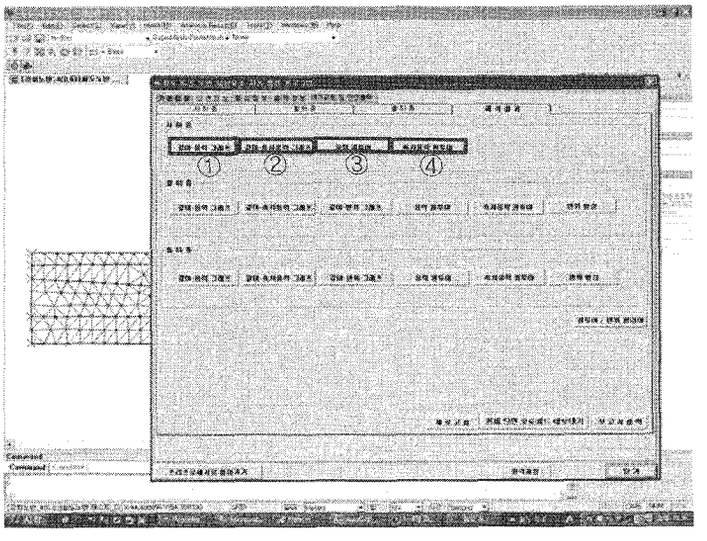


그림 7.3.16 사하중 해석결과 도시 툴(흙쌓기)

① 사하중 깊이-응력 그래프 : 사하중에 대하여 깊이별 수직응력 그래프 표시
② 사하중 깊이-축차응력 그래프 : 사하중에 대하여 깊이별 축차응력 그래프 표시
③ 사하중 응력 퀀투어 : 사하중에 대하여 수직응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 사하중은 자중을 말함.
④ 사하중 축차응력 퀀투어 : 사하중에 대하여 축차응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 사하중은 자중을 말함.

▶ **STEP. 9** 이번 스탭은 해석결과에 대하여 활하중에 대한 시각적 접근 방법을 설명한다.

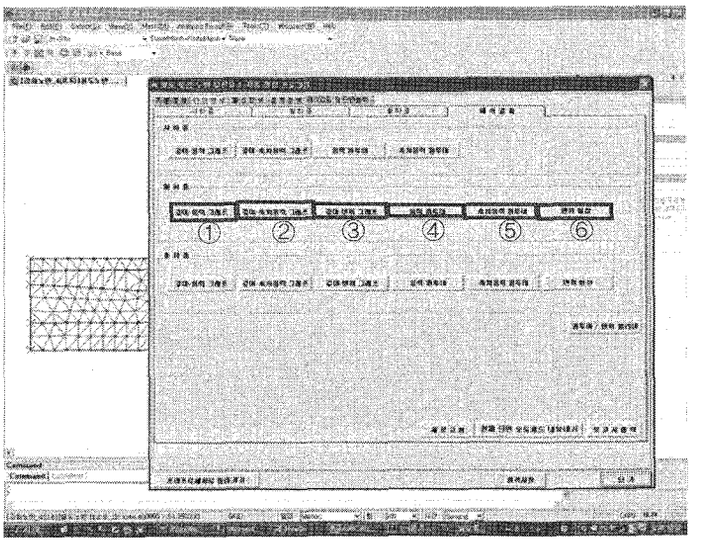


그림 7.3.17 활하중 해석결과 도시툴 (흙쌓기)

① 활하중 깊이-응력 그래프 : 활하중에 대하여 깊이별 수직응력 그래프 표시
② 활하중 깊이-축차응력 그래프 : 활하중에 대하여 깊이별 축차응력 그래프 표시
③ 활하중 깊이-변위 그래프 : 활하중에 대하여 깊이별 수직변위 그래프 표시
④ 활하중 응력 퀀투어 : 활하중에 대하여 수직응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 활하중은 열차하중을 말함.
⑤ 활하중 축차응력 퀀투어 : 활하중에 대하여 축차응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 활하중은 열차하중을 말함.

▶ **STEP. 10** 이번 스탭은 해석결과에 대하여 총하중에 대한 시각적 접근 방법을 설명한다.

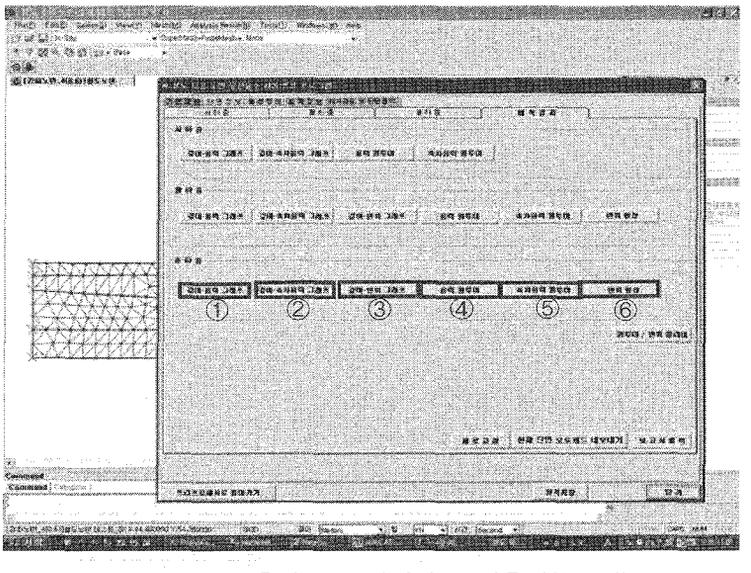


그림 7.3.18 총하중 해석결과 도시출 (흙쌓기)

① 총하중 깊이-응력 그래프 : 총하중에 대하여 깊이별 수직응력 그래프 표시
② 총하중 깊이-축차응력 그래프 : 총하중에 대하여 깊이별 축차응력 그래프 표시
③ 총하중 깊이-변위 그래프 : 총하중에 대하여 깊이별 수직변위 그래프 표시
④ 총하중 응력 퀀투어 : 총하중에 대하여 수직응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 총하중은 열차하중과 자중의 합을 말함.
⑤ 총하중 축차응력 퀀투어 : 총하중에 대하여 축차응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 총하중은 열차하중과 자중의 합을 말함.

▶ **STEP. 11** 이번 스탭은 해석결과에 대하여 도면 출력 과정을 설명한다.

① 오토캐드를 실행한다. (지원 버전 : R14이상부터 Autocad 2008까지)
② 현재 단면 오토캐드 내보내기를 클릭하면 오토캐드에 단면이 자동으로 형성된다.

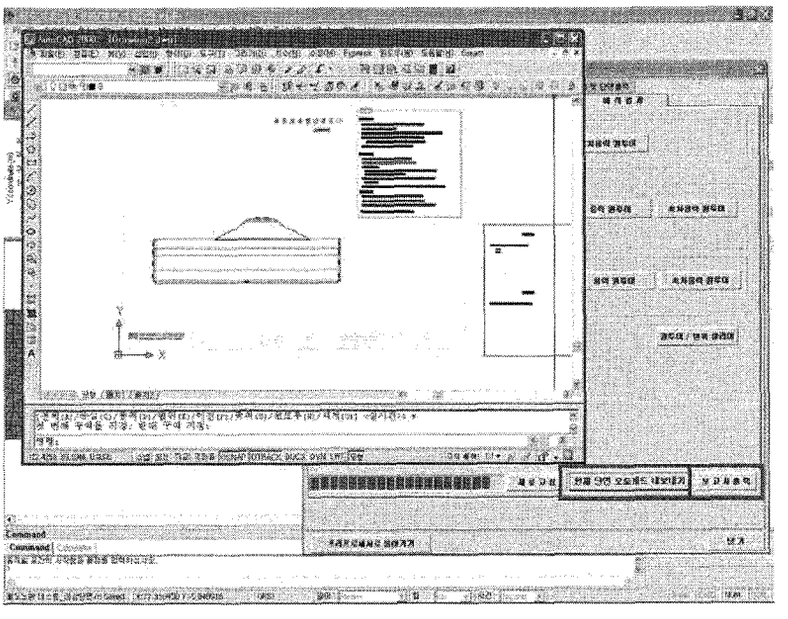


그림 7.3.19 해석결과 도면 출력 화면(흙쌓기)

▶ **STEP. 12** 이번 스탭은 해석결과에 대하여 보고서 출력에 대한 설명이다.

① 엑셀을 실행한다. (지원버전 Excel 97 이상버전)

② 보고서 출력을 클릭하면 아래와 같은 화면이 출력된다.

③ 보고서 출력시 1분정도의 시간이 소요된다.

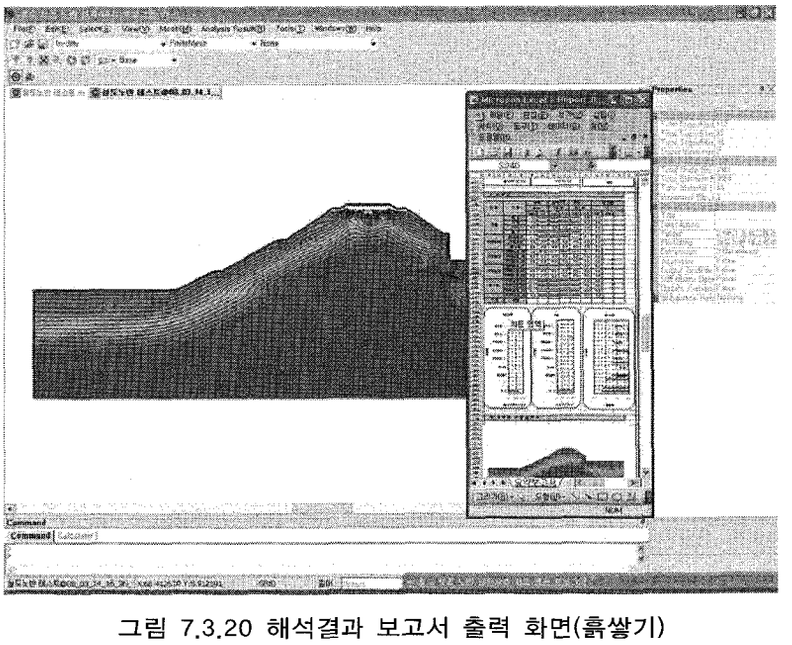


그림 7.3.20 해석결과 보고서 출력 화면(흙쌓기)

7.3.2 땅깎기 철도노반 예제 설명

본 예제는 철도 노반에 표준 단면을 해석과정에 적절하게 변경하여 구성하였다.

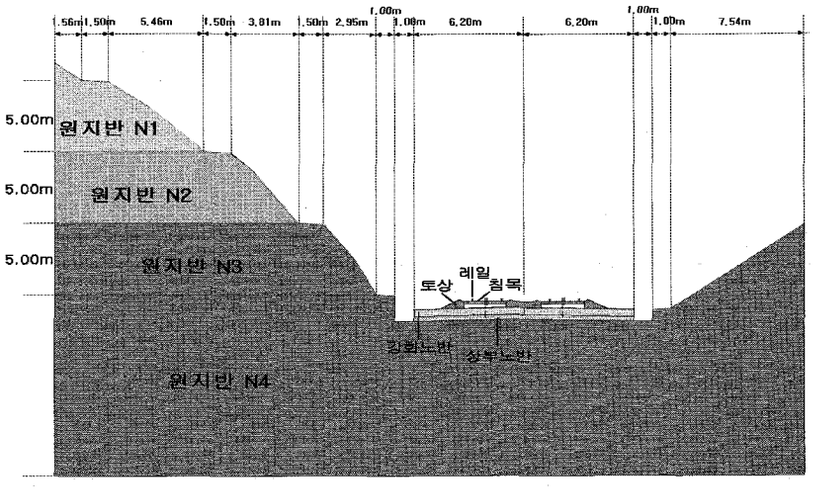


그림 7.3.21 편 예제를 위한 단면선정(땅깎기)

아래 표 7.3.2는 땅깎기 구간에 적용된 물성치 항목이며, 일반적인 토공노반에 적용될 수 있는 물성치 범위로 대표값을 선정하였다. 특히, 강화노반, 상부노반, 하부노반에 대한 구성 모델은 경희대에서 제안한 회복탄성계수 모델을 도입하였다.

표 7.3.2 물성치항목(땅깎기)

종 류	해 석 모 델	탄성 계수	포아 송비	단위 중량	점착력	내 부 마찰각	토압 계수	탄성 계수 기울기	Resilient Modulus			
		E	v	γ_t	c	φ	K_o	α	Soil Type	k_1	k_2	k_3
		kPa	–	kN/m^3	kPa		–	kPa/m				
레 일	Isotropic Elastic	29419950	0.2	76	–	–	0.3	–	–	–	–	–
침 목	Isotropic Elastic	2940000	0.1	24	–	–	0.3	–	–	–	–	–
TCL	Isotropic Elastic	89613	0.2	22	–	–	0.3	–	–	–	–	–
도 상	Isotropic Elastic	196133	0.3	24.5	–	–	0.3	–	–	–	–	–
보조도상	Resilient Modulus	521179	0.3	24.5	–	–	0.3	–	쇄석	16,795	1.8654	-1.589
상부노반_N1	Resilient Modulus	128259	0.3	20	–	–	0.3	–	토사	559.28	-0.8535	0
하부노반_N1	Resilient Modulus	228259	0.3	22	–	–	0.3	–	토사	559.28	-0.8535	0
원지반_N1	Variable Elastic With Depth	280000	0.3	20	–	–	0.5	5162	–	–	–	–
원지반_N2	Variable Elastic With Depth	300000	0.3	20	–	–	0.5	5162	–	–	–	–

종 류	해 석 모 델	탄성 계수	포아 송비	단위 중량	점착력	내 부 마찰각	토압 계수	탄성 계수 기울기	Resilient Modulus			
		E	v	γ_t	c	φ	K_o	α	Soil Type	k_1	k_2	k_3
		kPa	–	kN/m^3	kPa		–	kPa/m				
원지반_N3	Variable Elastic With Depth	320000	0.3	20	–	–	0.5	5162	–	–	–	–
원지반_N4	Variable Elastic With Depth	350000	0.3	20	–	–	0.5	5162	–	–	–	–

(1) 전처리(Pre Processing)프로그램의 구동

다음의 각 입력절차를 거쳐 해석단면의 형상과 특성을 입력한다.

가. Starting Project

▶ STEP. 1 File 메뉴에서 New File을 선택하여 새 프로젝트를 클릭하면 다음과 같은 화면이 실행된다.

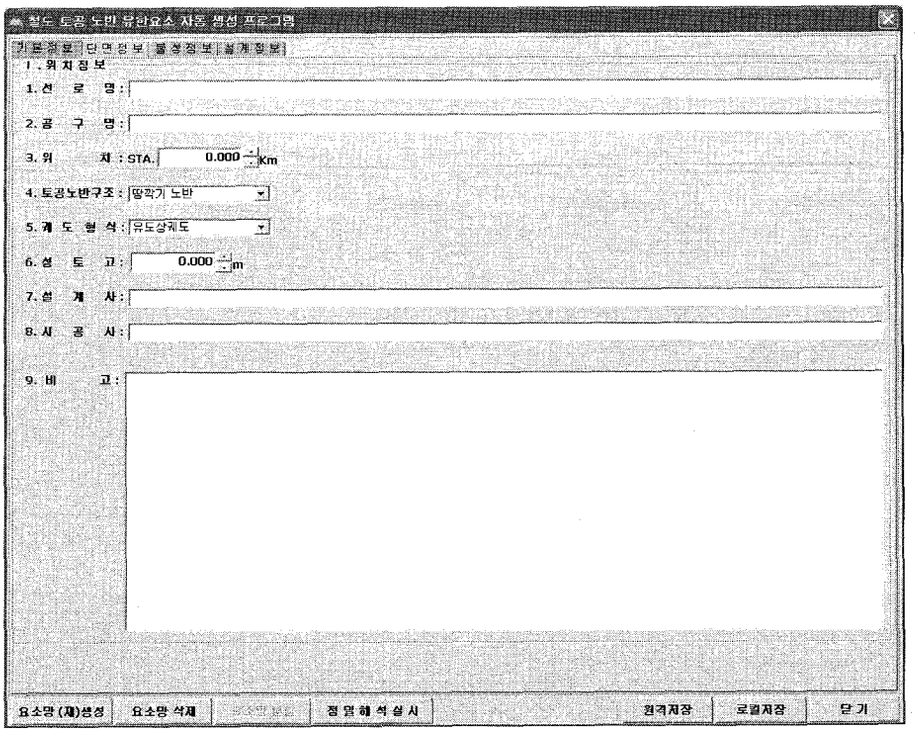


그림 7.3.22 기본정보 화면(땅깎기)

▶ **STEP. 2** 그림 7.3.22와 같이 기본정보에 공구명, 위치명, 비고등을 기입하며, 기본정보 내용을 파일 해석과 관계가 없으나, 단면의 부대정보를 파악하는데 도움이 될 수 있다.

▶ **STEP. 3** 단면정보는 크게 마법사에 의한 흙쌓기, 땅깎기 단면 생성 및 오토캐드 도면을 통한 단면형성등으로 생성될 수 있다. 이번 예제에서는 땅깎기 단면이 비교적 복잡하므로 본 프로그램이 설치된 폴더에 example 이라는 폴더에 있는 토공노반_땅깎기.dwg 파일을 이용하여 프로그램 구동과정을 설명한다. 흙쌓기 단면과 마찬가지로 땅깎기 단면은 마찬가지로 기하학적 모델로부터 단면형성 선택후 필요한 기하학적 수치 입력 후 요소망생성을 클릭하면 단면이 형성되게 된다.

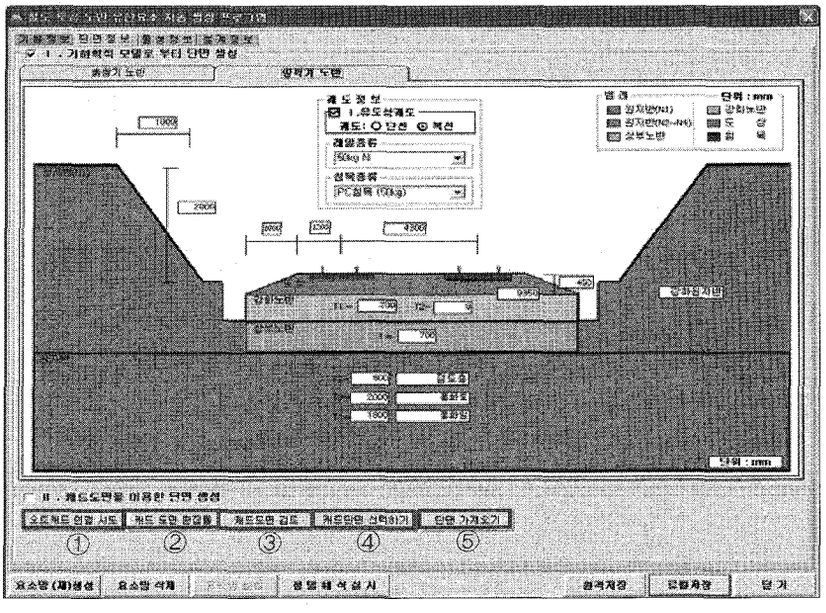


그림 7.3.23 단면 생성창(땅깎기)

▶ **STEP. 3-1** Autocad를 이용하여 유한 요소 단면을 형성 해야 하는 경우 다음과 같은 과정을 통해 작업을 수행 하게 된다.

① 프로그램 설치폴더/Example/토공노반_땅깎기.dwg 파일을 오토캐드를 이용하여 Open한다.

② 오토캐드 열결 시도 클릭

- 오트캐드와 본 프로그램과 연결 컨넥션을 생성한다.
- 지원 되는 Autocad 버전은 R14이상이며, R2008까지 테스트하였다.
- Autocad가 설치되지 않는 상태에서는 이 작업이 불능

③ 캐드 도면 편집툴

- 캐드 도면 편집툴을 클릭하면 다음과 같은 화면이 나타난다.

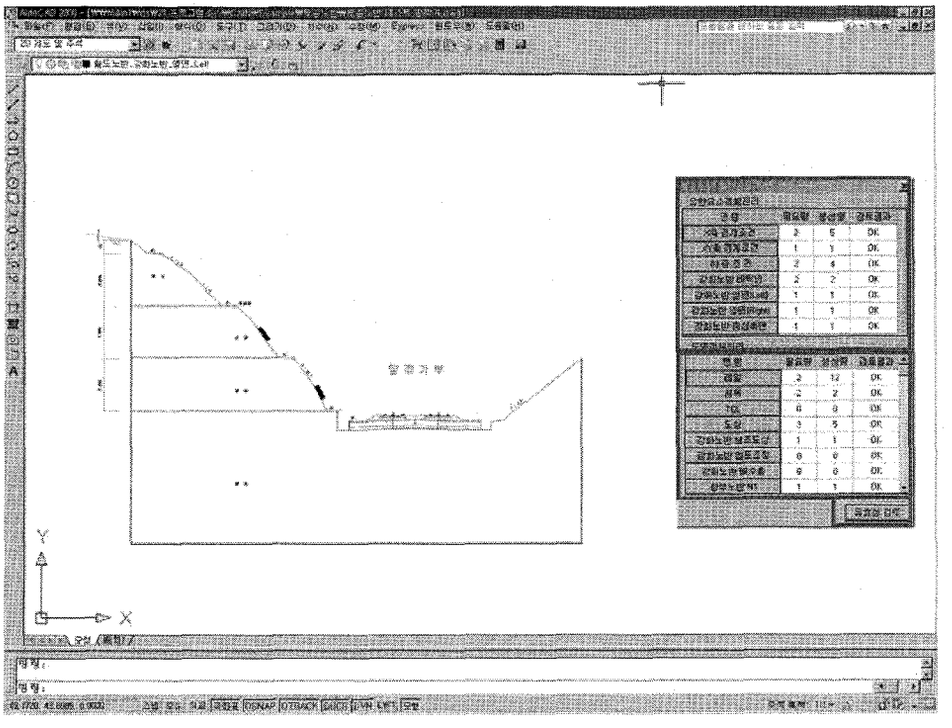


그림 7.3.24 캐드도면 편집툴(땅깎기)

- 토공노반 유한요소 단면 생성 툴을 이용하여 유한요소 단면을 생성 할 경우에는 크게 두가지 과정을 거쳐 작업을 진행하게 된다. 첫째로 유한요소 객체 관리에서는 기본 망 형성에 필요한 경계조건, 하중조건 및 강화노반등으로 구성되며, 각각에 해당되는 버튼을 클릭하고 오토캐드 도면에서 해당 라인을 따라 시계 반대 방향으로 클릭하게 되면 기본단면으로 형성된다. 다 마친후에는 ESC버튼을 눌러 종료한다. 도면 객체 관리 같은 경우는 각종 요소 형상을 정의 짓는 부문으로써 도상, 레일, 강화노반, 상부노반, 하부노반, 원지반등을 클릭하고 오토캐드에서 라인을 따라 시계 반대방향으로 클릭하여 마지막으로 폐합후 ESC를 누르면 유한요소 망이 형성된다.
- 마지막으로 아래에 있는 유효성 검토 단추를 클릭하면, 유한요소망에최소한 필요한 객체 개수에 착안하여 부족한 분을 찾고 부족분에 대해서는 FAIL이란 문자가 검토결과에 표시하게 된다.

④ 캐드 단면 검토

- 오토캐드 도면을 최종적으로 유한요소망에 적용하기 위한 유효성을 테스트 한다. 만약 유한요소망에 적용하기에 부적절한 부분이 있다면 이곳에서 에러가 생성하여 사용자에게 전달하게 된다.

⑤ 캐드 단면 선택하기

- 캐드 단면 선택하기를 클릭하면, 오토캐드에 다음과 같은 화면이 띄워진다.

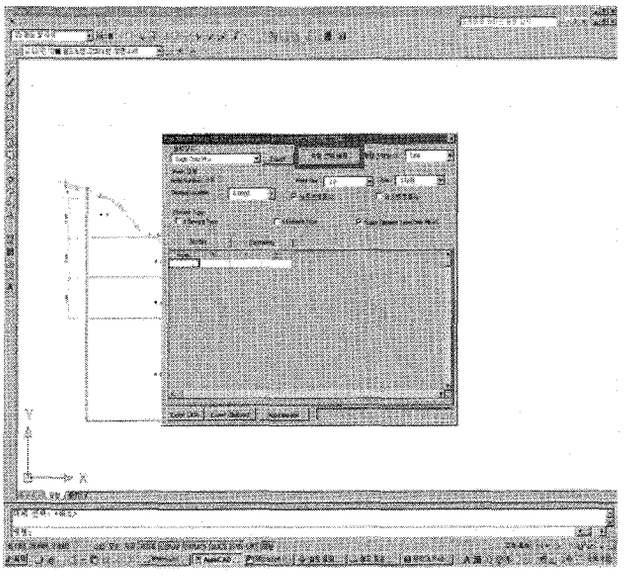


그림 7.3.25 오토캐드에서 도면 정보를 유한요소 정보로 변환(땅깎기)

- 이때 객체 선택버튼을 클릭후 생성할 단면을 오토캐드에서 선택하고 엔터를 누르면 유한요소 좌표 및 요소망이 프로그램에 전달되게 된다.

⑥ 단면 가져오기

- 오토캐드에서 생성된 유한요소망을 본 프로그램에 로딩하는 작업 수행

▶ **STEP. 4** 물성정보 입력에서는 앞서 표시 했던 것과 같이 입력한다. 이때 현재 요소망에 변경 물성치 적용 버튼의 역할은 만약 물성치가 변경되었을 변경된 물성치를 요소망에 적용하는 역할을 수행하게 된다.

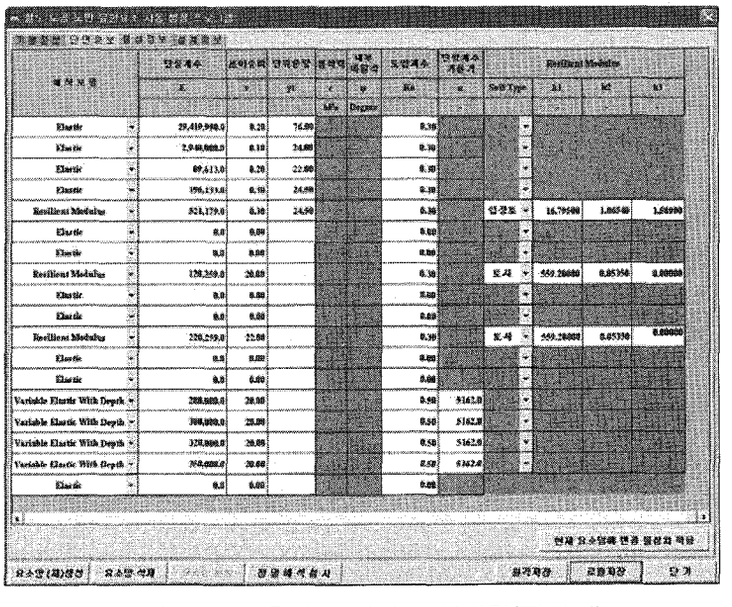


그림 7.3.26 층별 물성정보 입력창(땅깎기)

특히, 해석모델 선택시 필요치 않은 물성 파라미터는 음영 처리하여 입력할 필요가 없다. 단위는 모두 SI단위계를 사용하였으며, 내부마찰각은 Degree 단위를 사용한다.

▶ **STEP. 5** 설계정보입력은 아래 그림과 같으며 다음과 같이 입력한다.

① K30 의한 설계법에 의한 강화노반 두께 범위 결정

- 강화노반 두께는 일반철도와 고속철도 두가지의 기준으로 시방서에 제시 하고 있다. 이 메뉴에서는 해당되는 규정을 선택하고 클릭하면 규정 강화노반 높이가 제시되게 된다. 이번 예제에서는 일반철도 땅깎기 구간 (K30 〉 11 kgf/cm^3)으로 선택한다.

② 교통조건 입력

-열차하중조건 : 열차 하중은 고속선, 1급선, 2급선, 3급선, 4급선, 5급선, 사용자등으로 입력 가능하며 급선에 따른 하중은 시방서 규정에 따름

-정적윤하중 : 열차 하중에 따라 윤하중을 표출

-열차속도 : 시방규정에 따라 열차 속도 표출

-총통과톤수: 열차가 운행되는 총 톤수를 백만단위로 입력.

여기서는 열차하중 종류를 1급선으로 선택하고 총 통과톤수를 60MGT로 한다.

③ 노반재료의 특성 입력

- 흙의 종류 입력 : 강화노반 아래에 위치한 노반의 재료를 입력. 여기서는 암반을 선택한다. 암반을 선택할 경우 a,b,m값은 없어지고 소성변형에 대한 검토는 일루어지지 않는다.
- a,b,m값 : 암반을 선택하였기 때문에 나오질 않는다.
- 흙의 압축강도 : 암반이기 때문에 고려 안함.
- 여기서는 흙의 종류를 암반으로 선택한다.

④ 설계기준

- 허용누적소성변형률 : 고려 안함. 입력 무시됨
- 허용누적소성변형량 : 고려 안함. 입력 무시됨
- 허용탄성변형량 : 설계시 기준값, 여기서는 2.5mm

⑤ 계산결과

- 등가하중반복회수 : 열차 하중 반복 회수
- 허용축차 응력 : 허용 누적 소성변형률로 결정지어지는 허용 축차응력
- 동적윤하중 : 정적 윤하중 및 충격계수에 의해 결정지어지는 수

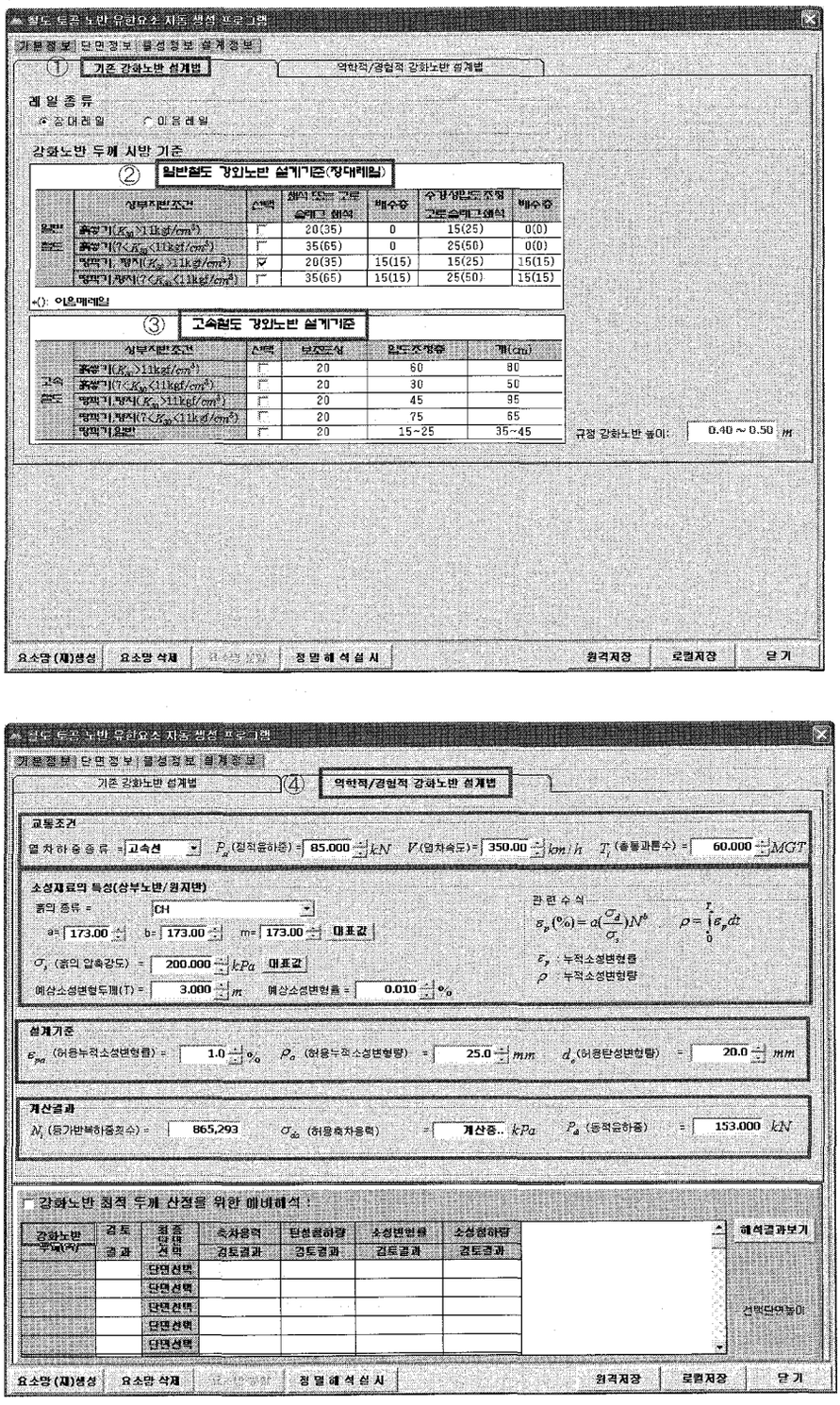


그림 7.3.27 설계 정보 입력(땅깎기)

나. 최적 강화노반 두께 산정하기

단면정보, 물성, 설계정보에 해당되는 최적 강화노반 두께 산정절차에 대해서 설명한다.

▶ **STEP. 1** 프로그램 상단의 설계정보를 입력한다.
▶ **STEP. 2** 강화노반 두께 Iteration 범위를 설정하고 나눌개수를 결정한다.
▶ **STEP. 3** 예비해석 실시를 클릭하게 되면 입력된 강화노반 범위와 나눌 개수에 따라 Iteration 과정이 시작된다. Iteration 과정은 다음과 같다.

① 강화노반 두께에 따른 단면을 재생성한다.
② 단면 유한요소망화 작업이 자동으로 수행
③ 유한요소망 최적화 작업 자동 수행(해석 성능 향상)
④ 예비 유한요석 해석 실시
⑤ 설계조건에 근거하여 단면 만족 여부 표시

▶ **STEP. 4** 예비해석 실시후 다음과 같은 화면의 표출된다.

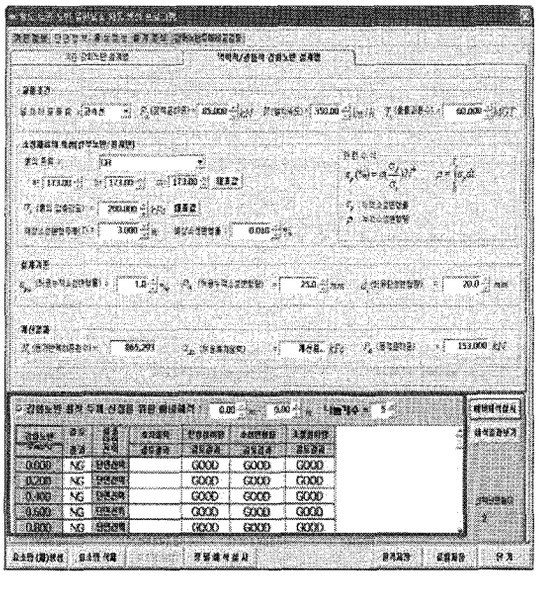


그림 7.3.28 예비해석 결과 요약(땅깎기)

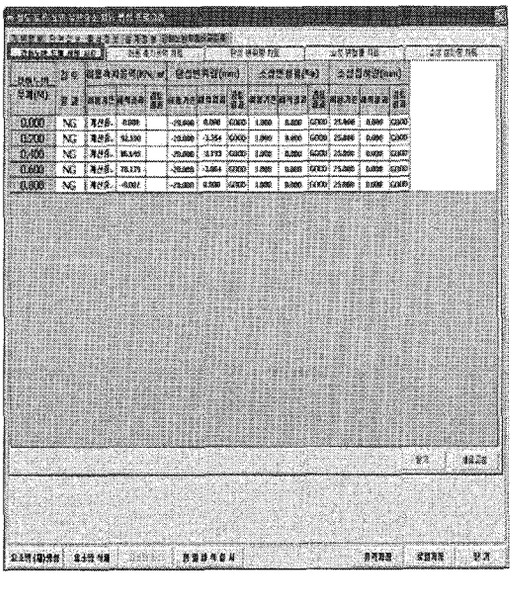


그림 7.3.29 예비해석 결과 상세(땅깎기)

① 강화노반 두께에 따라 검토결과 4가지가 제시된다.
첫 번째는 축차응력으로써 계산된 허용 축차응력 범위와 비교하여 조건만족여부를 제시한다.
두 번째는 탄성침하량으로써 허용탄성침하량 범위와 비교하여 조건 만족여부를 제시한다.
세 번째는 소성변형률로써 설계기준인 허용누적소성변형률조건과 비교하여 만족여부를 제시한다.
네 번째는 소성변형량으로써 설계기준인 허용누적소성변형량과 비교하여 만족여부를 제시한다.
② 강화노반두께비교검토 탭을 클릭하면 위와같은 화면이 표출된다. 값이 표출되는 스프레트 시트가 표시되며, 기본적으로 ①에 표시된 내용을 자세히 표시한다.
③ 차트탭은 허용 축차응력, 허용탄성침하량, 허용누적소성변형율, 허용누적소성변형량에 대하여 기준값과 구조해석값을 그래프화 하여 사용자가 최적 강화노반 두께를 가시화 하여 결정할 수 있는 툴이다.

▶ **STEP. 5** 최적 강화노반 두께의 결정 및 선택

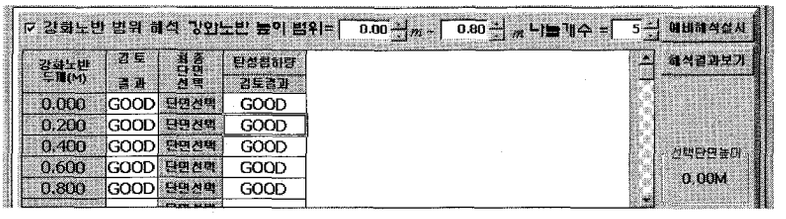


그림 7.3.30 강화노반 높이별 검토 요약(땅깎기)

① 위 해석결과에서 제안된 것 같이 축차응력, 소성변형률, 소성침하량등은 검토결과 설계조건을 만족한 것으로 표시되었으나 탄성침하량같은 경우는 0m이어도 설계조건을 만족하는 것으로 계산되었다.

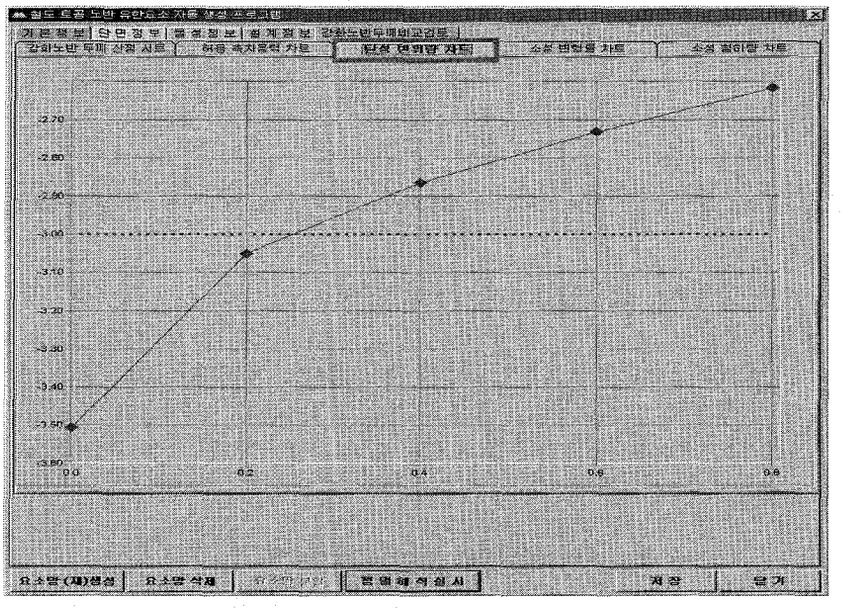


그림 7.3.31 설계기준과 탄성 변위량 차트(땅깎기)

② 강화노반 두께가 결정되었으면 단면선택을 클릭한다. 단면선택을 클릭하면 강화노반 두께가 0m인 단면이 자동으로 생성되어 본해석 단계로 진입할 준비가 완료된다. 아래 그림은 강화노반 두께를 0m로 선택할 경우 자동으로 단면이 생성되는 모습을 보여준다.

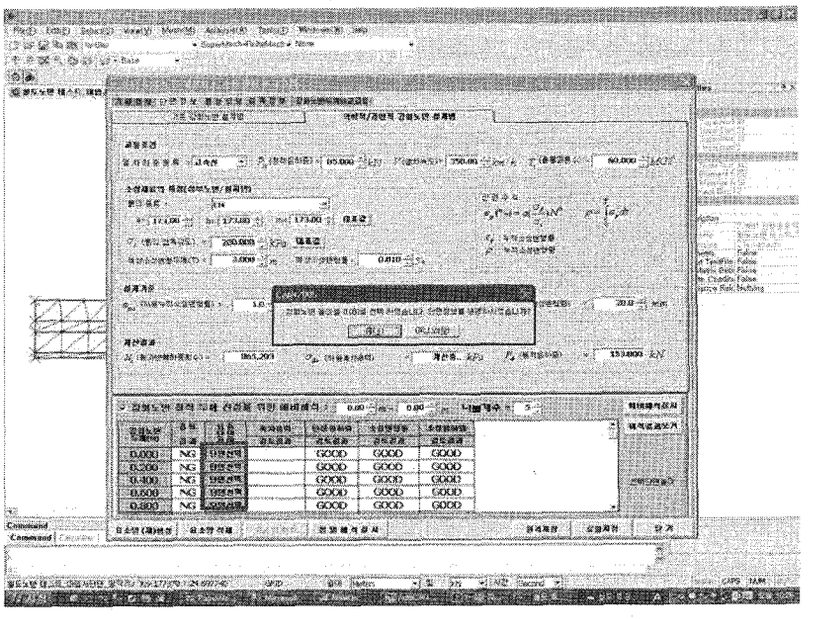


그림 7.3.32 최종 강화노반 두께 선택(땅깎기)

다. 본 해석 실시

나. 단계인 강화노반 최적 두께 산정 및 결정이 이루어진 후 자동 생성된 단면에 대해 본해석을 실시 한다.

▶ **STEP. 1** 화면 하단에 있는 정밀해석실시를 클릭한다.

▶ **STEP. 2** Mesh Renumbering 클릭한다. 이 단계는 유한요소 메쉬를 최적화 하는 단계이다. 일반적으로 유한요소망을 계산하기 위해서는 역메트리스를 계산하여야 하는데 이때 Bandwidth가 최소화 할 경우 해석속도의 성능이 향상된다. 이러한 과정을 거치기 위해서는 사용자가 설정한 요소번호를 최대한 인접 요소별 차이가 최소화 하도록 하여, 해석 성능을 높이는 작업을 이번 메뉴는 자동으로 수행한다.

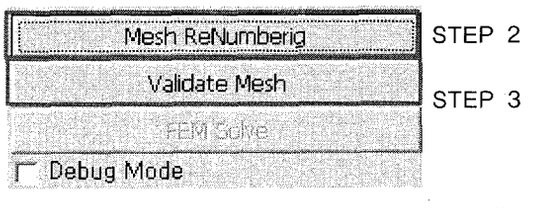


그림 7.3.33 유한요소망 최적화(땅깎기)

▶ **STEP. 3** Validate Mesh를 클릭한다. 다음 화면은 유한요소망에 대한 유효성 검토과정이다. 이 과정을 통한 매쉬의 내부 오류를 최소화 시킴으로써 사용자 실수를 최소화 할 수 있다.

▶ **STEP. 4** FEM Solve를 클릭한다. 이 버튼을 클릭하면 다음과 같은 화면이 표시된다.

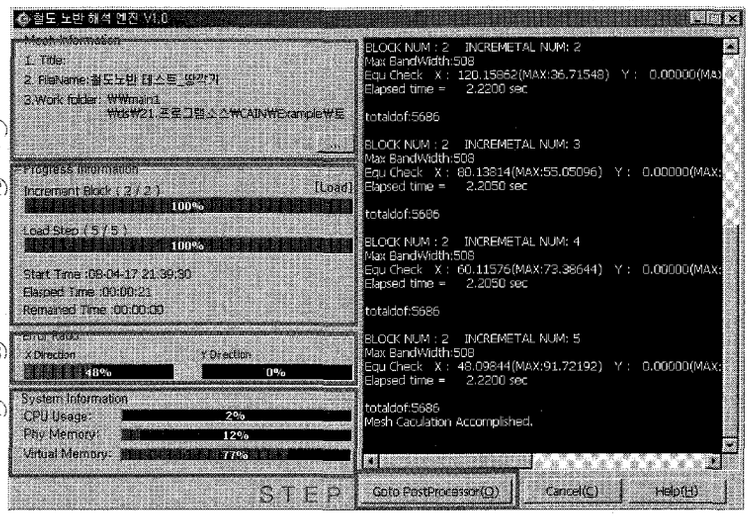


그림 7.3.34 본해석 유한요소 해석 실시화면(땅깎기)

① 이 단계는 생성된 단면을 유한요소법에 근거하여 해석을 수행하는 단계이다.

② Progress Information에서는 Increment Block과 Load Step의 진행률과 해석 시간 정보가 표출된다. 이때 Increment Block은 Insitu, 경계조건, 하중조건등을 단계적으로 적용하기 구분 스탭이며, Load Step은 하중 단계별 진행률이다. 일반적으로 지반공학적 문제에서는 입력된 하중을 단번에 재하 할 경우 탄소성 및 변경 탄성계수에 대해서는 오차율이 커질수 있기 때문에 단계별로 하중을 재하시켜 그 오차를 줄인다.

③ Error Ratio는 외부 하중과 내부 내력의 비를 표현한다. 일반적으로 Insitu 조건의 가정방법 때문에 초기에는 에러가 커지나, 해석하면서 에러율이 수렴경향을 나타내면, 해석 중간에는 에러가 없는 것으로 판단되어진다. 하지만 Insitu 조건에 대한 에러율은 내제하게 된다. 위 그림과 같이 초반에는 X축 방향이 120에서 48로 수렴하는 경향을 보이고 있다. 따라서 이 예제에서는 Insitu 조건에 대한 가정이 실제 구조해석 경향과 일치하지 않는 것으로 판단될 수 있다. 이러한 Insitu 오차를 줄이기 위해서는 단면이 형성되기 전, 즉 시공전부터 단계별 성토과정을 시공 스탭별로 묘사 해야한다. 하지만 이런한 과정은 단면 복잡도를 증가시킬 뿐만 아니라 성토 다짐 과정에서 대변형, 강우시 변형해석을 해야하는 번거로움이 있다. 또한 다짐과정에서 변경되는 지반 파라미터를 역추적 해야하는 현실적으로 거의 불가능한 과정을 거쳐야만 한다. 마지막으로 탄성영역 해석에서는 Insitu조건 에러가 해석 결과에 영향을 크게 미치지 못하며, 탄소성 해석 같은 경우에는 영향인자로써 작용 할 수 있다. 이번 예제는 탄성 영역에서 이루어지는 해석과정이기 때문에 위 에러는 무시한다.

④ System Information은 각종 시스템에 대한 정보를 표시한다. CPU Usage는 CPU의 사용량을 표시하고, Phy Memory는 실제 RAM의 사용량을 보여준다. Phy Memory같은 경우에는 90%이상 사용되는 경우 해석시 사용되는 메모리가 부족하다는 의미로써, 하드웨어 성능을 향상시키면 해석 속도를 크게 향상 할 수 있다.

▶ **STEP. 6** 유한요소 해석이 모두 완료되면, 위하면 아래 Goto PostProcessor 단추가 활성화 된다. 이 버튼을 클릭하면 해석 결과를 표출할수 있는 포스트 프로세서로 이동하게 된다.

▶ **STEP. 7** STEP 6과정 후에는 다음과 같은 창이 화면에 표시된다. 이 화면은 유한요소 해석결과를 사용자가 쉽게 파악하기 위하여 요약화 하여 스프레드 형태로 보여준 것으로써 크게 사하중, 활하중, 총하중에 대한 변위, 축차응력, 응력, 변형률을 노반층별로 구

분되어 표출된다.

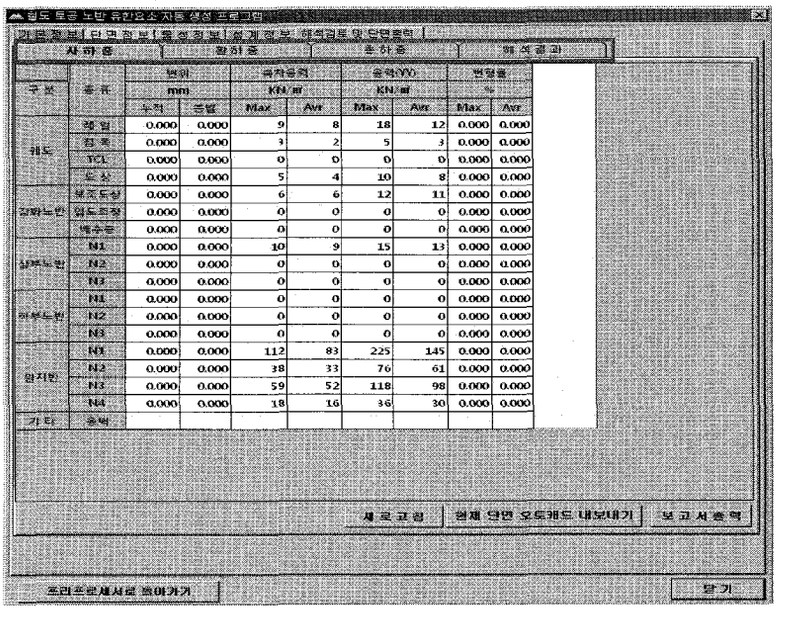


그림 7.3.35 본해석에 의한 해석결과 요약(땅깎기)

① 사하중에 대한 해석 결과 정보 : 토공 노반 해석시 사하중은 자중을 말한다. 자중에 의하여 축차응력 및 수직응력을 증가분을 표시한것이며, 이때 변형량 및 변형률은 0으로 셋팅된다. 그와 같은 이유는 이미 자중에 의해 모든 변형이 일어났다고 가정하고, 해석을 수행하기 때문이다. 만약 자중 및 다짐에 의한 침하여부를 계산하기위해서는 시공단계별 유한요소망을 생성하여 해석해야 한다.

② 활하중에 대한 해석 결과 정보 : 토공 노반 해석시 활하중은 열차 하중을 말한다. 열차 하중에 의해 변형, 축차응력, 수직응력, 변형률을 증가분을 표시한 것이며, 이때 변형량은 누적, 층별로 구분되어 표시된다.

③ 총하중에 대한 해석 결과 정보 : 토공 노반 해석시 총하중은 열차 하중과 자중의 합을 말한다. 열차 하중과 자중에 의해 변형, 축차응력, 수직응력, 변형률을 증가분을 표시한 것이며, 이때 변형량은 누적, 층별로 구분되어 표시된다.

▶ **STEP. 8** 이번 스탭은 해석결과에 대하여 사하중에 대한 시각적 접근 방법을 설명한다.

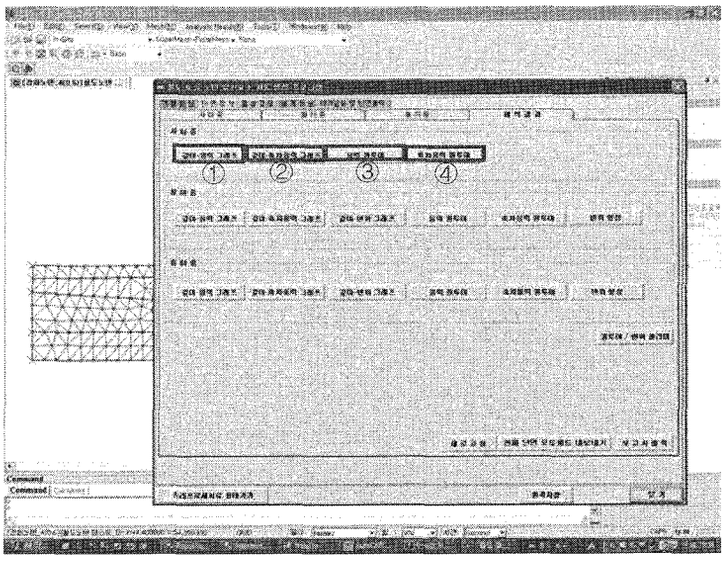


그림 7.3.36 사하중 해석결과 도시 툴(땅깎기)

① 사하중 깊이-응력 그래프 : 사하중에 대하여 깊이별 수직응력 그래프 표시
② 사하중 깊이-축차응력 그래프 : 사하중에 대하여 깊이별 축차응력 그래프 표시
③ 사하중 응력 퀀투어 : 사하중에 대하여 수직응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 사하중은 자중을 말함.
④ 사하중 축차응력 퀀투어 : 사하중에 대하여 축차응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 사하중은 자중을 말함.

▶ **STEP. 9** 이번 스탭은 해석결과에 대하여 활하중에 대한 시각적 접근 방법을 설명한다.

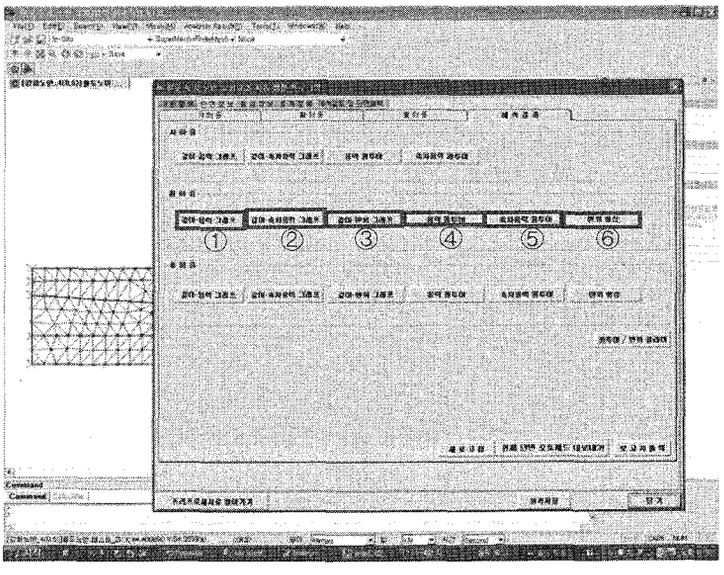


그림 7.3.37 활하중 해석결과 도시 툴(땅깎기)

① 활하중 깊이-응력 그래프 : 활하중에 대하여 깊이별 수직응력 그래프 표시
② 활하중 깊이-축차응력 그래프 : 활하중에 대하여 깊이별 축차응력 그래프 표시
③ 활하중 깊이-변위 그래프 : 활하중에 대하여 깊이별 수직변위 그래프 표시
④ 활하중 응력 퀀투어 : 활하중에 대하여 수직응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 활하중은 열차하중을 말함.
⑤ 활하중 축차응력 퀀투어 : 활하중에 대하여 축차응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 활하중은 열차하중을 말함.

▶ **STEP. 10** 이번 스탭은 해석결과에 대하여 활하중에 대한 시각적 접근 방법을 설명한다.

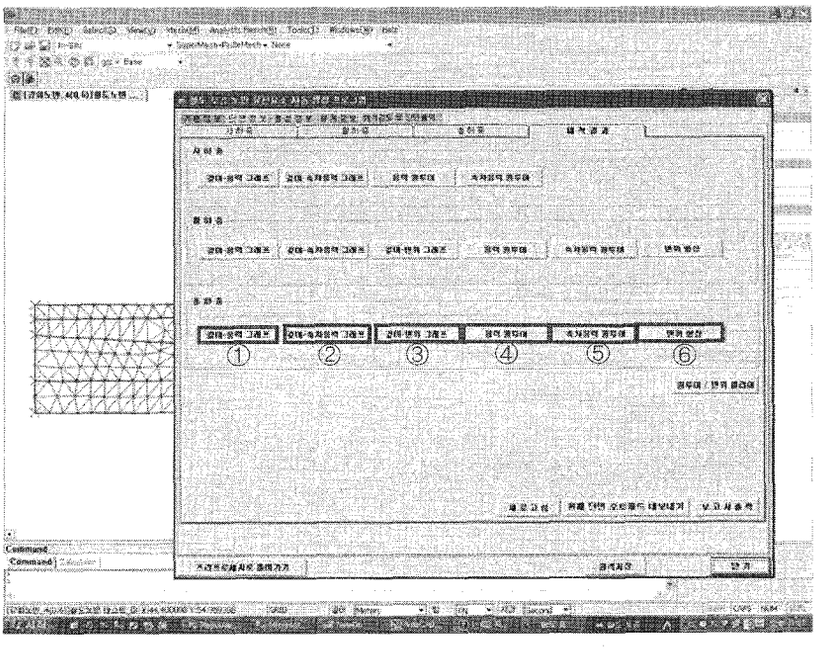


그림 7.3.38 총하중 해석결과 도시 툴(땅깎기)

① 총하중 깊이-응력 그래프 : 총하중에 대하여 깊이별 수직응력 그래프 표시
② 총하중 깊이-축차응력 그래프 : 총하중에 대하여 깊이별 축차응력 그래프 표시
③ 총하중 깊이-변위 그래프 : 총하중에 대하여 깊이별 수직변위 그래프 표시
④ 총하중 응력 퀀투어 : 총하중에 대하여 수직응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 총하중은 열차하중과 자중의 합을 말함.
⑤ 총하중 축차응력 퀀투어 : 총하중에 대하여 축차응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 총하중은 열차하중과 자중의 합을 말함.

▶ **STEP. 11** 이번 스탭은 해석결과에 대하여 도면 출력 과정을 설명한다.

① 오토캐드를 실행한다. (지원 버전 : R14이상부터 Autocad 2008까지)
② 현재 단면 오토캐드 내보내기를 클릭하면 오토캐드에 단면이 자동으로 형성된다.

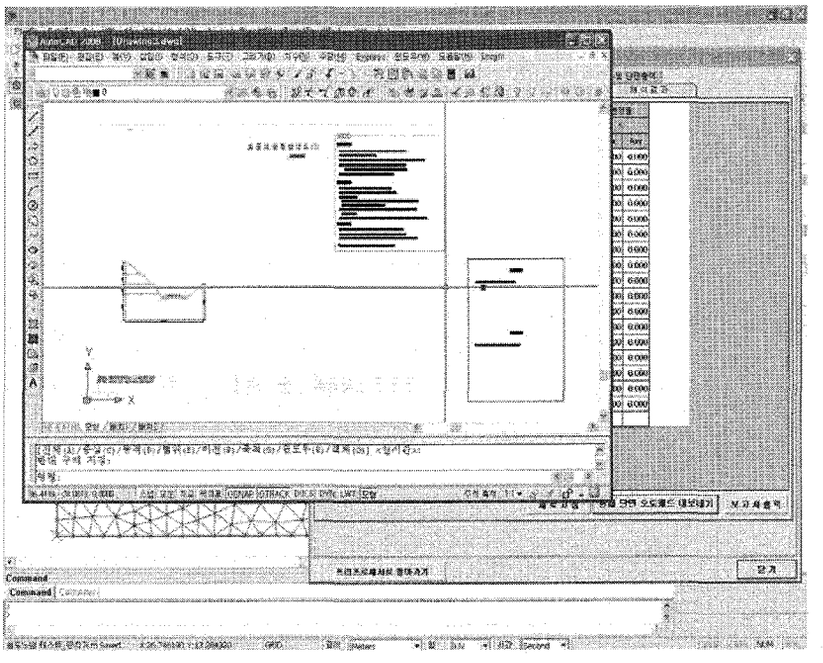


그림 7.3.39 해석결과 도면 출력 화면(땅깎기)

▶ **STEP. 12** 이번 스탭은 해석결과에 대하여 보고서 출력에 대한 설명이다.

① 엑셀을 실행한다. (지원버전 Excel 97 이상버전)

② 보고서 출력을 클릭하면 아래와 같은 화면이 출력된다.

③ 보고서 출력시 1분정도의 시간이 소요된다.

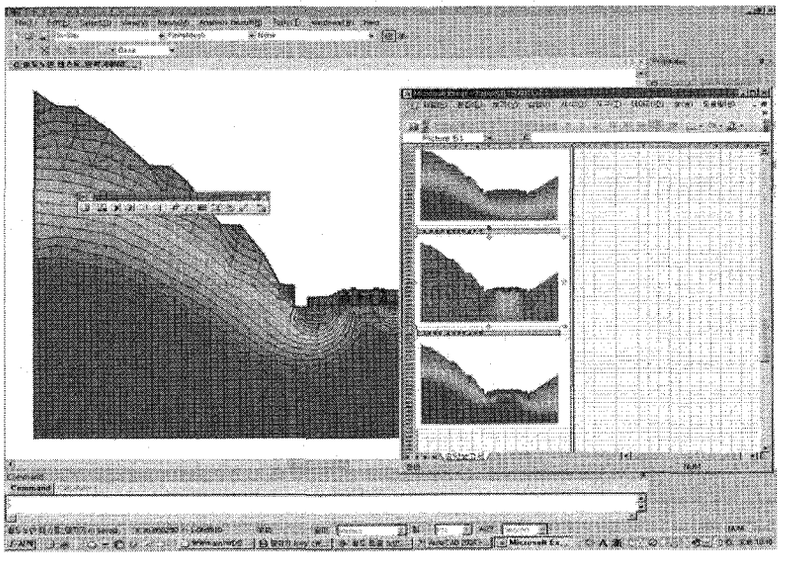


그림 7.3.40 해석결과 보고서 출력 화면(땅깎기)

7.3.3 콘크리트 철도노반 예제 설명

본 예제는 철도 노반에 표준 단면을 해석과정에 적절하게 변경하여 구성하였다.

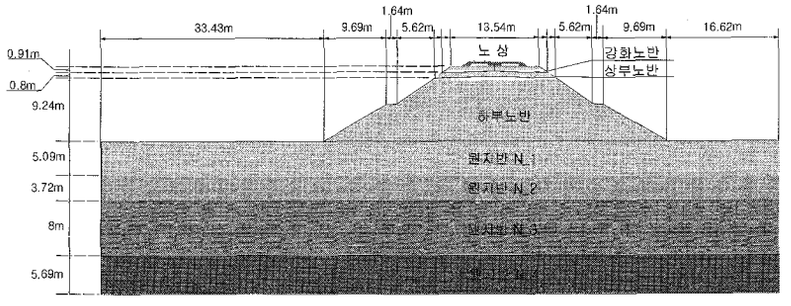


그림 7.3.41 편 예제를 위한 단면 선정

아래 표 7.3.3은 콘크리트 노반 구간에 적용된 물성치 항목이며, 일반적인 토공노반에 적용될 수 있는 물성치 범위로 대표값을 선정하였다. 특히, 강화노반, 상부노반, 하부노반에 대한 구성 모델은 경희대에서 제안한 회복탄성계수 모델을 도입하였다.

표 7.3.3 물성치항목(땅쌀기 콘크리트)

종 류	해 석 모 델	탄성 계수	포아 송비	단위 중량	점착력	내 부 마찰각	토압 계수	탄 성 계 수 기울기	Resilient Modulus			
		E	v	γ_t	c	φ	K_o	α	Soil Type	k_1	k_2	k_3
		kPa	–	kN/m^3	kPa		–	kPa/m				
레 일	Isotropic Elastic	29419950	0.2	76	0.2	74.5	0.3					
침 목	Isotropic Elastic	2353596	0.2	24	0.1	15	0.3					
TCL	Isotropic Elastic	2353596	0.2	24	0.2	22	0.3					
도 상	Isotropic Elastic	2353596	0.3	24	0.3	24.5	0.3					
보조도상	Resilient Modulus	521179.1	0.3	24.5		24.5	0.3	33395.5	쇄석	16.79543	1.8654	-1.58921
상부노반_N1	Resilient Modulus	128259.9	0.3	20		20	0.3	5162	토사	559.28	-0.8535	0
하부노반_N1	Resilient Modulus	228259.9	0.3	22		22	0.3	5162	토사	559.28	-0.8535	0
원지반_N1	Variable Elastic With Depth	280000	0.3	20	5	20	0.5	5162	토사	559.28	-0.8535	0
원지반_N2	Variable Elastic With Depth	280000	0.3	20	5	20	0.5	5162	토사	559.28	-0.8535	0
원지반_N3	Variable Elastic With Depth	280000	0.3	20	5	20	0.5	5162	토사	559.28	-0.8535	0
원지반_N4	Variable Elastic With Depth	280000	0.3	20	5	20	0.5	5162	토사	559.28	-0.8535	0

(1) 전처리(Pre Processing)프로그램의 구동

다음의 각 입력절차를 거쳐 해석단면의 형상과 특성을 입력한다.

가. Starting Project

▶ STEP. 1 File 메뉴에서 New File을 선택하여 새 프로젝트를 클릭하면 다음과 같은 화면이 실행된다.

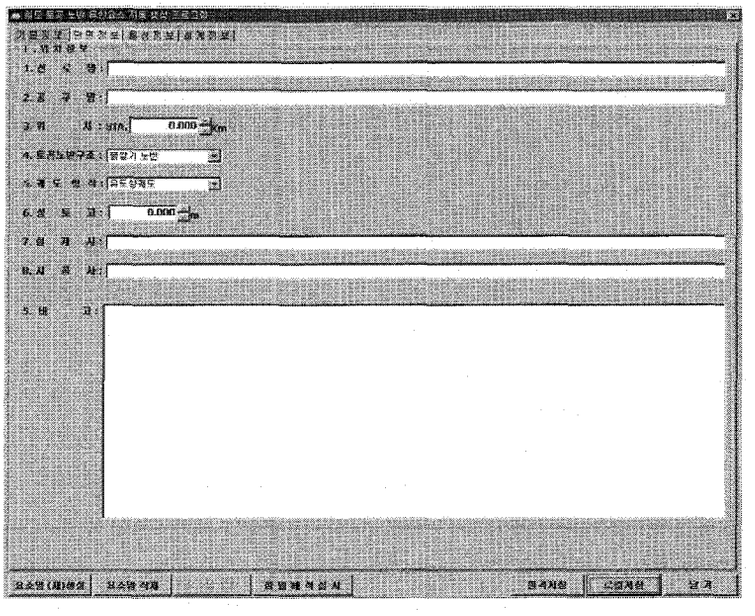


그림 7.3.42 기본정보 화면(땅쌓기 콘크리트)

▶ **STEP. 2** 그림 7.3.42와 같이 기본정보에 공구명, 위치명, 비고등을 기입하며, 기본정보 내용을 파일 해석과 관계가 없으나, 단면의 부대정보를 파악하는데 도움이 될 수 있다.

▶ **STEP. 3** 단면정보는 크게 마법사에 의한 흙쌓기, 땅깎기 단면 생성 및 오토캐드 도면을 통한 단면형성등으로 생성될 수 있다. 이번 예제에서는 땅쌓기 콘크리트 단면이 비교적 복잡하므로 본 프로그램이 설치된 폴더에 example 이라는 폴더에 있는 토공노반_이상단면_땅쌓기_콘크리트노반.dwg 파일을 이용하여 프로그램 구동과정을 설명한다. 흙쌓기 단면과 마찬가지로 땅쌓기 콘크리트 단면은 마찬가지로 기하학적 모델로부터 단면형성 선택후 필요한 기하학적 수치 입력후 요소망생성을 클릭하면 단면이 형성되게 된다.

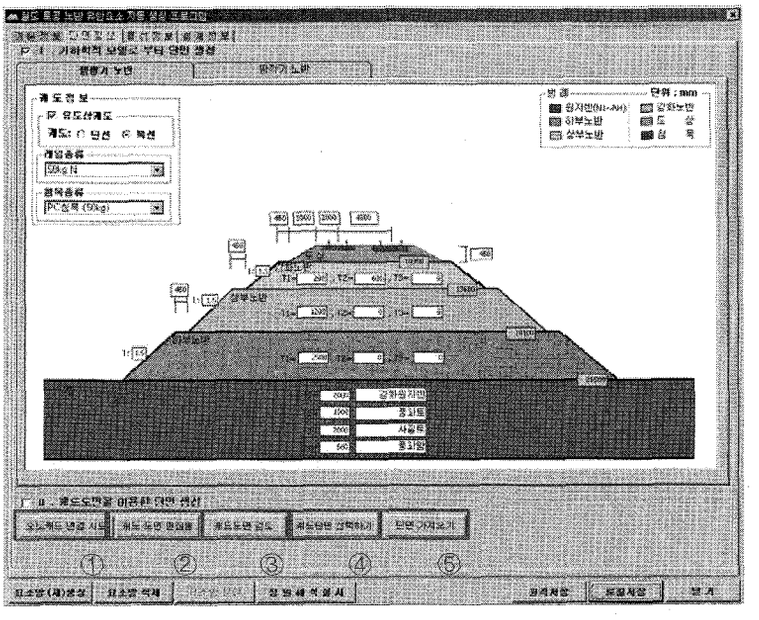


그림 7.3.43 단면 생성창(땅쌓기 콘크리트)

▶ **STEP. 3-1** Autocad를 이용하여 유한 요소 단면을 형성 해야 하는 경우 다음과 같은 과정을 통해 작업을 수행 하게 된다.

① 프로그램 설치폴더/Example/토공노반_이상단면_땅쌓기_콘크리트노반.dwg 파일을 오토캐드를 이용하여 Open한다.

② 오토캐드 열결 시도 클릭

- 오트캐드와 본 프로그램과 연결 커넥션을 생성한다.
- 지원 되는 Autocad 버전은 R14이상이며, R2008까지 테스트하였다.
- Autocad가 설치되지 않는 상태에서는 이 작업이 불능

③ 캐드 도면 편집툴

- 캐드 도면 편집툴을 클릭하면 다음과 같은 화면이 나타난다.

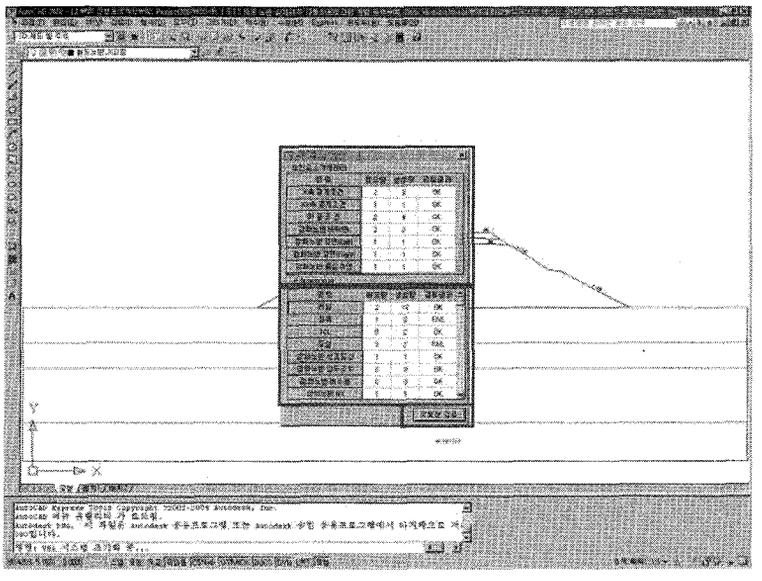


그림 7.3.44 캐드도면 편집툴(땅쌓기 콘크리트)

- 토공노반 유한요소 단면 생성 툴을 이용하여 유한요소 단면을 생성 할 경우에는 크게 두가지 과정을 거쳐 작업을 진행하게 된다. 첫째로 유한요소 객체 관리에서는 기본 망 형성에 필요한 경계조건, 하중조건 및 강화노반등으로 구성되며, 각각에 해당되는 버튼을 클릭하고 오토캐드 도면에서 해당 라인을 따라 시계 반대 방향으로 클릭하게 되면 기본단면으로 형성된다. 다 마친후에는 ESC버튼을 눌러 종료한다. 도면 객체 관리 같은 경우는 각종 요소 형상을 정의 짓는 부문으로써 도상, 레일, 강화노반, 상부노반, 하부노반, 원지반등을 클릭하고 오토캐드에서 라인을 따라 시계 반대방향으로 클릭하여 마지막으로 폐합후 ESC를 누르면 유한요소 망이 형성된다.
- 마지막으로 아래에 있는 유효성 검토 단추를 클릭하면, 유한요소망에최소한 필요한 객체 개수에 착안하여 부족한 분을 찾고 부족분에 대해서는 FAIL이란 문자가 검토결과에 표시하게 된다.

④ 캐드 단면 검토

- 오토캐드 도면을 최종적으로 유한요소망에 적용하기 위한 유효성을 테스트 한다. 만약 유한요소망에 적용하기에 부적절한 부분이 있다면 이곳에서 에러가 생성하여 사용자에게 전달하게 된다.

⑤ 캐드 단면 선택하기

- 캐드 단면 선택하기를 클릭하면, 오토캐드에 다음과 같은 화면이 띄워진다.
- 이때 객체 선택버튼을 클릭후 생성할 단면을 오토캐드에서 선택하고 엔터를 누르면 유한요소 좌표 및 요소망이 프로그램에 전달되게 된다.

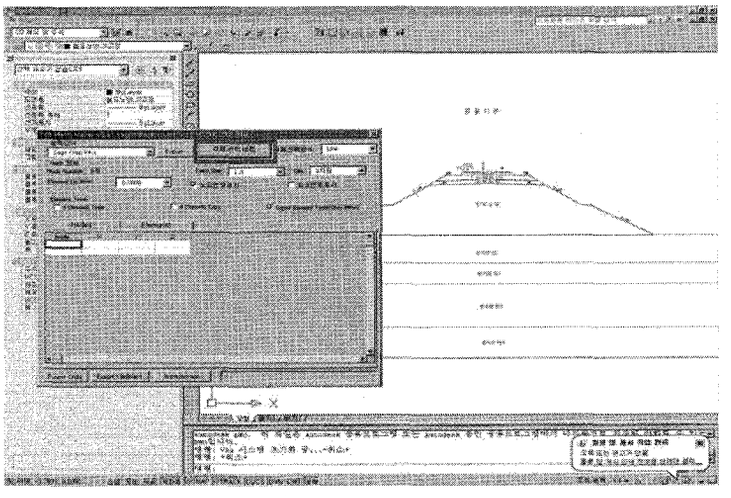


그림 7.3.45 오토캐드에서 도면 정보를 유한요소 정보로 변환(땅쌓기 콘크리트)

⑥ 단면 가져오기

- 오토캐드에서 생성된 유한요소망을 본 프로그램에 로딩하는 작업 수행

▶ **STEP. 4** 물성정보 입력에서는 앞서 표시 했던 것과 같이 입력한다. 이때 현재 요소망에 변경 물성치 적용 버튼의 역할은 만약 물성치가 변경되었을 변경된 물성치를 요소망에 적용하는 역할을 수행하게 된다.

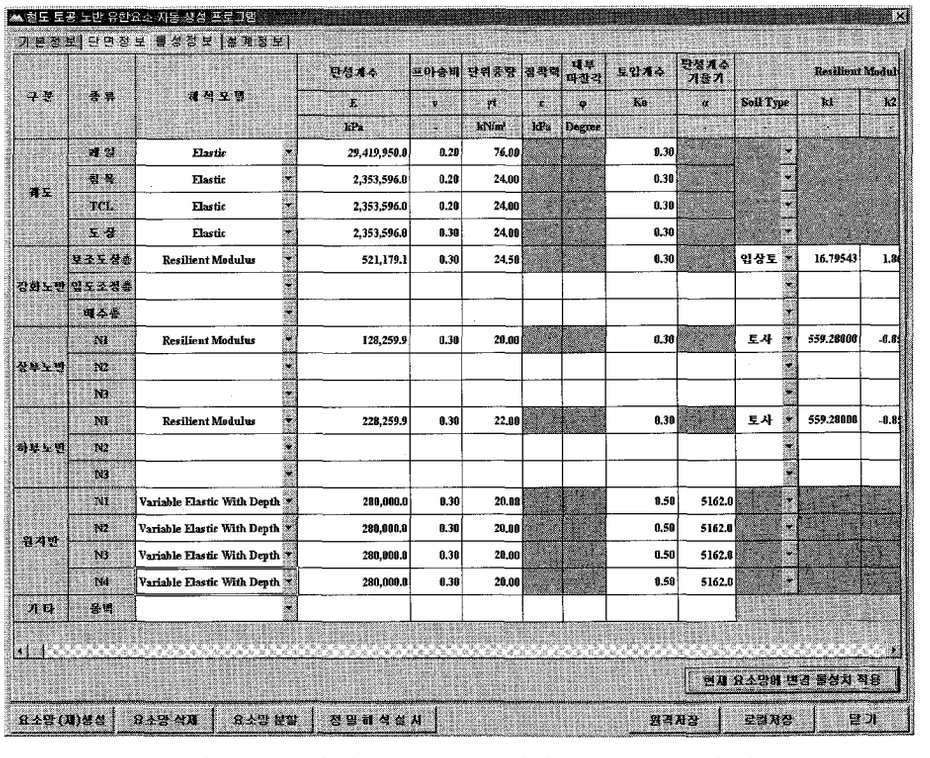


그림 7.3.46 층별 물성정보 입력창(땅쌓기 콘크리트)

특히, 해석모델 선택시 필요치 않은 물성 파라미터는 음영 처리하여 입력할 필요가 없다. 단위는 모두 SI단위계를 사용하였으며, 내부마찰각은 Degree 단위를 사용한다.

▶ **STEP. 5** 설계정보입력은 아래 그림과 같으며 다음과 같이 입력한다.

① K30 의한 설계법에 의한 강화노반 두께 범위 결정

- 강화노반 두께는 일반철도와 고속철도 두가지의 기준으로 시방서에 제시 하고 있다. 이 메뉴에서는 해당되는 규정을 선택하고 클릭하면 규정 강화노반 높이가 제시되게 된다. 이번 예제에서는 일반철도 땅깍쌓기 구간 (K30 〉 11 kgf/cm3)으로 선택한다.

② 교통조건 입력

- 열차하중조건 : 열차 하중은 고속선, 1급선, 2급선, 3급선, 4급선, 5급선, 사용자등으로 입력 가능하며 급선에 따른 하중은 시방서 규정에 따름
- 정적윤하중 : 열차 하중에 따라 윤하중을 표출
- 열차속도 : 시방규정에 따라 열차 속도 표출
- 총통과톤수: 열차가 운행되는 총 톤수를 백만단위로 입력.

여기서는 열차하중 종류를 1급선으로 선택하고 총 통과톤수를 60MGT로 한다.

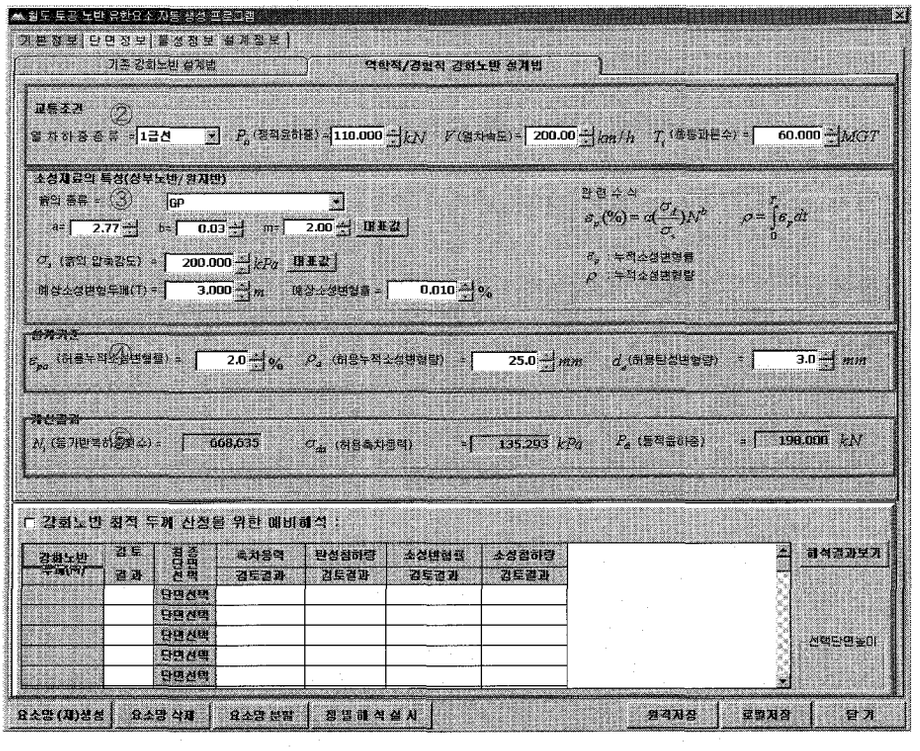


그림 7.3.47 설계정보 입력창(땅쌓기 콘크리트)

③ 노반재료의 특성 입력

- 흙의 종류 입력 : 강화노반 아래에 위치한 노반의 재료를 입력. 여기서는 GP를 선택한다. 암반을 선택할 경우 a,b,m값은 없어지고 소성변형에 대한 검토는 일루어지지 않는다.
- a,b,m값 : GP를 선택하였기 때문에 a=2.77, b=0.03, m= 173의 대푯값이 입력된다.

- 흙의 압축강도 : 345KPa로 입력한다.
- 여기서는 흙의 종류를 GP로 선택한다.

④ 설계기준
- 허용누적소성변형률 : 2.0%
- 허용누적소성변형량 : 25mm
- 허용탄성변형량 : 설계시 기준값, 여기서는 3.0mm

⑤ 계산결과
- 등가하중반복회수 : 열차 하중 반복 회수
- 허용축차 응력 : 허용 누적 소성변형률로 결정지어지는 허용 축차응력
- 동적윤하중 : 정적 윤하중 및 충격계수에 의해 결정지어지는 수

나. 최적 강화노반 두께 산정하기

단면정보, 물성, 설계정보에 해당되는 최적 강화노반 두께 산정절차에 대해서 설명한다.

▶ **STEP. 1** 프로그램 상단의 설계정보를 입력한다.

▶ **STEP. 2** 강화노반 두께 Iteration 범위를 설정하고 나눌개수를 결정한다.

▶ **STEP. 3** 예비해석 실시를 클릭하게 되면 입력된 강화노반 범위와 나눌 개수에 따라 Iteration 과정이 시작된다. Iteration 과정은 다음과 같다.

① 강화노반 두께에 따른 단면을 재생성한다.

② 단면 유한요소망화 작업이 자동으로 수행

③ 유한요소망 최적화 작업 자동 수행(해석 성능 향상)

④ 예비 유한요석 해석 실시

⑤ 설계조건에 근거하여 단면 만족 여부 표시

▶ **STEP. 4** 예비해석 실시후 다음과 같은 화면의 표출된다.

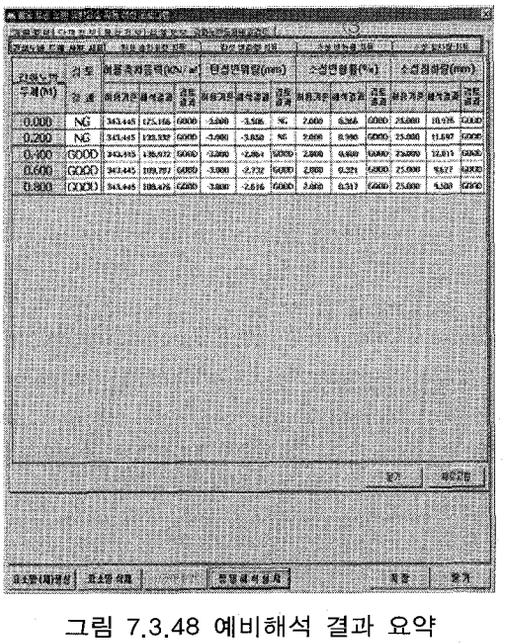


그림 7.3.48 예비해석 결과 요약
(땅쌓기 콘크리트)

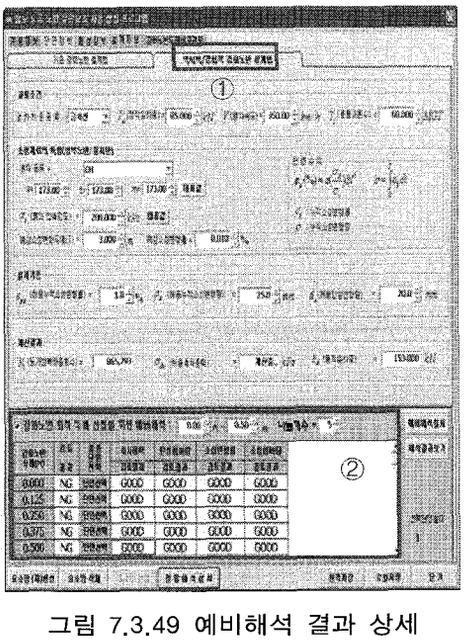


그림 7.3.49 예비해석 결과 상세
(땅쌓기 콘크리트)

① 강화노반 두께에 따라 검토결과 4가지가 제시된다.
첫 번째는 축차응력으로써 계산된 허용 축차응력 범위와 비교하여 조건만족여부를 제시한다.
두 번째는 탄성침하량으로써 허용탄성침하량 범위와 비교하여 조건 만족여부를 제시한다.
세 번째는 소성변형률로써 설계기준인 허용누적소성변형률조건과 비교하여 만족여부를 제시한다.
네 번째는 소성변형량으로써 설계기준인 허용누적소성변형량과 비교하여 만족여부를 제시한다.
② 강화노반두께비교검토 탭을 클릭하면 위와같은 화면이 표출된다. 값이 표출되는 스프레트 시트가 표시되며, 기본적으로 ①에 표시된 내용을 자세히 표시한다.
③ 차트탭은 허용 축차응력, 허용탄성침하량, 허용누적소성변형율, 허용누적소성변형량에 대하여 기준값과 구조해석값을 그래프화 하여 사용자가 최적 강화노반 두께를 가시화 하여 결정할 수 있는 툴이다.

▶ **STEP. 5** 최적 강화노반 두께의 결정 및 선택



강화노반 두께(m)	검토 결과	최종 단면 선택	축차응력 검토결과	탄성침하량 검토결과	소성변형률 검토결과	소성침하량 검토결과
0.000	NG	단면선택	GOOD	NG	GOOD	GOOD
0.200	NG	단면선택	GOOD	NG	GOOD	GOOD
0.400	GOOD	단면선택	GOOD	GOOD	GOOD	GOOD
0.600	GOOD	단면선택	GOOD	GOOD	GOOD	GOOD
0.800	GOOD	단면선택	GOOD	GOOD	GOOD	GOOD

그림 7.3.50 강화노반 높이별 검토 요약(땅쌓기 콘크리트)

① 위 해석결과에서 제안된 것 같이 축차응력, 소성변형률, 소성침하량등은 검토결과 설계조건을 만족한 것으로 표시되었으나 탄성침하량같은 경우는 강화노반두께가 0.4m 이상일 경우 설계조건을 만족하는 것으로 계산되었다.

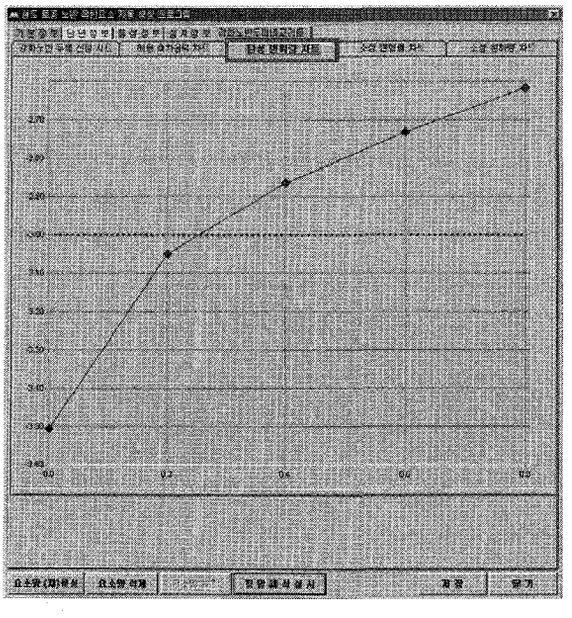


그림 7.3.51 설계기준과 탄성 변위량 차트
(땅쌓기 콘크리트)

② 강화노반 두께가 결정되었으면 단면선택을 클릭한다. 단면선택을 클릭하면 강화노반 두께가

0.4m인 단면이 자동으로 생성되어 본해석 단계로 진입할 준비가 완료된다. 아래 그림은 강화노반 두께를 0.4m로 선택할 경우 자동으로 단면이 생성되는 모습을 보여준다.

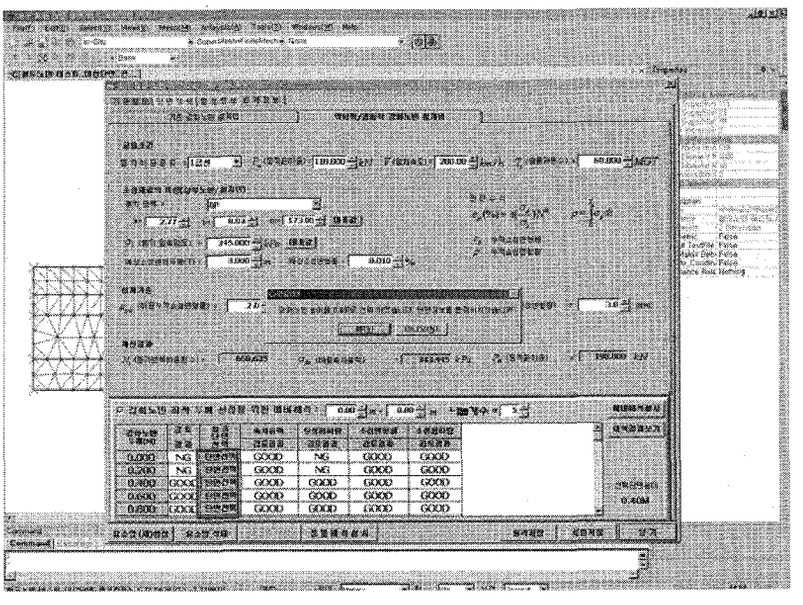


그림 7.3.52 최종 강화노반 두께 선택(땅쌓기 콘크리트)

다. 본 해석 실시

나. 단계인 강화노반 최적 두께 산정 및 결정이 이루어진 후 자동 생성된 단면에 대해 본해석을 실시 한다.

▶ **STEP. 1** 화면 하단에 있는 정밀해석실시를 클릭한다.

▶ **STEP. 2** Mesh Renumbering 클릭한다. 이 단계는 유한요소 메쉬를 최적화 하는 단계이다. 일반적으로 유한요소망을 계산하기 위해서는 역메트리스를 계산하여야 하는데 이때 Bandwidth가 최소화 할 경우 해석속도의 성능이 향상된다. 이러한 과정을 거치기 위해서는 사용자가 설정한 요소번호를 최대한 인접 요소별 차이가 최소화 하도록 하여, 해석 성능을 높이는 작업을 이번 메뉴는 자동으로 수행한다.

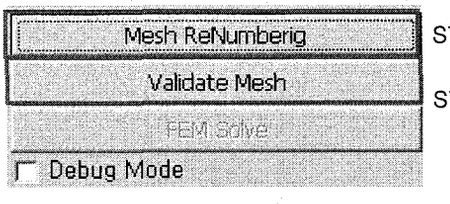


그림 7.3.53 유한요소망 최적화 (땅쌓기 콘크리트)

▶ **STEP. 3** Validate Mesh를 클릭한다. 다음 화면은 유한요소망에 대한 유효성 검토과정이다. 이 과정을 통한 매쉬의 내부 오류를 최소화 시킴으로써 사용자 실수를 최소화 할 수 있다.

▶ **STEP. 4** FEM Solve를 클릭한다. 이 버튼을 클릭하면 다음과 같은 화면이 표시된다.

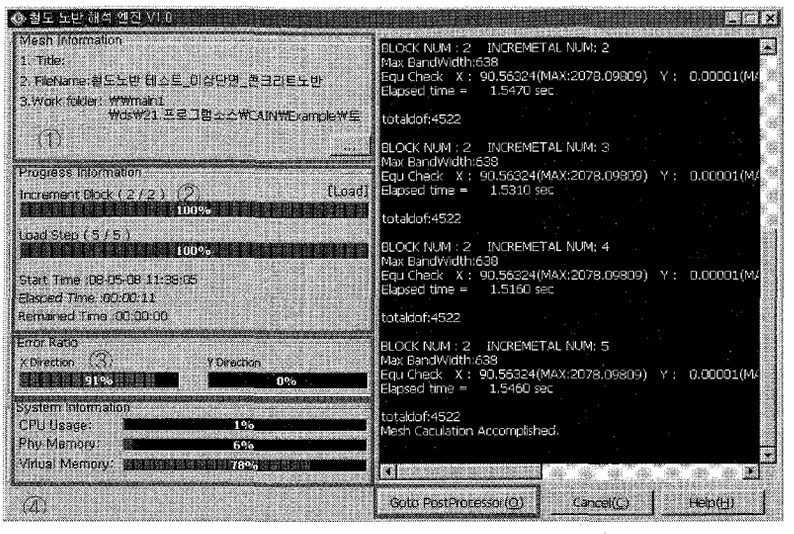


그림 7.3.54 본해석 유한요소 해석 실시화면(땅쌓기 콘크리트)

① 이 단계는 생성된 단면을 유한요소법에 근거하여 해석을 수행하는 단계이다.

② Progress Information에서는 Increment Block과 Load Step의 진행률과 해석 시간 정보가 표출된다. 이때 Increment Block은 Insitu, 경계조건, 하중조건등을 단계적으로 적용하기 구분 스탭이며, Load Step은 하중 단계별 진행률이다. 일반적으로 지반공학적 문제에서는 입력된 하중을 단번에 재하 할 경우 탄소성 및 변경 탄성계수에 대해서는 오차율이 커질수 있기 때문에 단계별로 하중을 재하시켜 그 오차를 줄인다.

③ Error Ratio는 외부 하중과 내부 내력의 비를 표현한다. 일반적으로 Insitu 조건의 가정방법 때문에 초기에는 에러가 커지나, 해석하면서 에러율이 수렴경향을 나타내면, 해석 중간에는 에러가 없는 것으로 판단되어진다. 하지만 Insitu 조건에 대한 에러율은 내제하게 된다. 위 그림과 같이 초반에는 X축 방향이 90으로 수렴하는 경향을 보이고 있다. 따라서 이 예제에서는 Insitu 조건에 대한 가정이 실제 구조해석 경향과 일치하지 않는 것으로 판단될 수 있다. 이러한 Insitu 오차를 줄이기 위해서는 단면이 형성되기 전, 즉 시공전부터 단계별 성토과정을 시공 스탭별로 묘사 해야한다. 하지만 이런한 과정은 단면 복잡도를 증가시킬 뿐만 아니라 성토 다짐 과정에서 대변형, 강우시 변형해석을 해야하는 번거로움이 있다. 또한 다짐과정에서 변경되는 지반 파라미터를 역추적 해야하는 현실적으로 거의 불가능한 과정을 거쳐야만 한다. 마지막으로 탄성영역 해석에서는 Insitu조건 에러가 해석 결과에 영향을 크게 미치지 못하며, 탄소성 해석 같은 경우에는 영향인자로써 작용 할 수 있다. 이번 예제는 탄성 영역에서 이루어지는 해석과정이기 때문에 위 에러는 무시한다.

④ System Information은 각종 시스템에 대한 정보를 표시한다. CPU Usage는 CPU의 사용량을 표시하고, Phy Memory는 실제 RAM의 사용량을 보여준다. Phy Memory같은 경우에는 90%이상 사용되는 경우 해석시 사용되는 메모리가 부족하다는 의미로써, 하드웨어 성능을 향상시키면 해석 속도를 크게 향상 할 수 있다.

▶ **STEP. 6** 유한요소 해석이 모두 완료되면, 위하면 아래 Goto PostProcessor 단추가 활성화 된다. 이 버튼을 클릭하면 해석 결과를 표출할수 있는 포스트 프로세서로 이동하게 된다.

▶ **STEP. 7** STEP 6과정 후에는 다음과 같은 창이 화면에 표시된다. 이 화면은 유한요소 해석결과를 사용자가 쉽게 파악하기 위하여 요약화 하여 스프레드 형태로 보여준 것으로써 크게 사하중, 활하중, 총하중에 대한 변위, 축차응력, 응력, 변형률을 노반층별로 구분되어 표출된다.

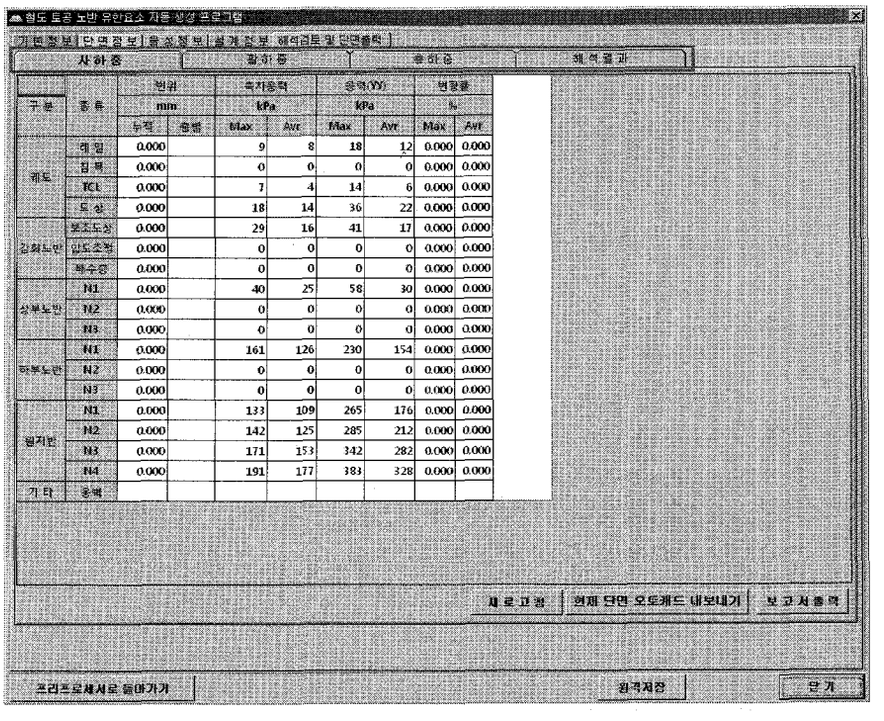


그림 7.3.55 사하중 해석결과 도시 툴(땅쌓기 콘크리트)

① 사하중에 대한 해석 결과 정보 : 토공 노반 해석시 사하중은 자중을 말한다. 자중에 의하여 축차응력 및 수직응력을 증가분을 표시한것이며, 이때 변형량 및 변형률은 0으로 셋팅된다. 그와 같은 이유는 이미 자중에 의해 모든 변형이 일어났다고 가정하고, 해석을 수행하기 때문이다. 만약 자중 및 다짐에 의한 침하여부를 계산하기위해서는 시공단계별 유한요소망을 생성하여 해석해야 한다.

② 활하중에 대한 해석 결과 정보 : 토공 노반 해석시 활하중은 열차 하중을 말한다. 열차 하중에 의해 변형, 축차응력, 수직응력, 변형률을 증가분을 표시한 것이며, 이때 변형량은 누적, 층별로 구분되어 표시된다.

③ 총하중에 대한 해석 결과 정보 : 토공 노반 해석시 총하중은 열차 하중과 자중의 합을 말한다. 열차 하중과 자중에 의해 변형, 축차응력, 수직응력, 변형률을 증가분을 표시한 것이며, 이때 변형량은 누적, 층별로 구분되어 표시된다.

▶ **STEP. 8** 이번 스탭은 해석결과에 대하여 사하중에 대한 시각적 접근 방법을 설명한다.

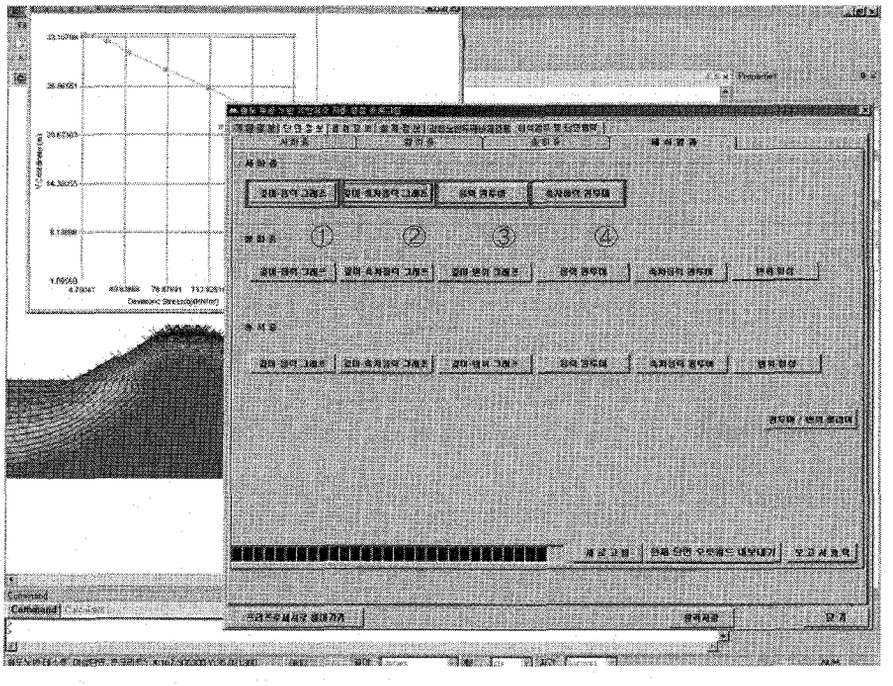


그림 7.3.56 사하중 해석결과 도시 툴(땅쌓기 콘크리트)

① 사하중 깊이-응력 그래프 : 사하중에 대하여 깊이별 수직응력 그래프 표시
② 사하중 깊이-축차응력 그래프 : 사하중에 대하여 깊이별 축차응력 그래프 표시
③ 사하중 응력 퀀투어 : 사하중에 대하여 수직응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 사하중은 자중을 말함.
④ 사하중 축차응력 퀀투어 : 사하중에 대하여 축차응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 사하중은 자중을 말함.

▶ **STEP. 9** 이번 스탭은 해석결과에 대하여 활하중에 대한 시각적 접근 방법을 설명한다.

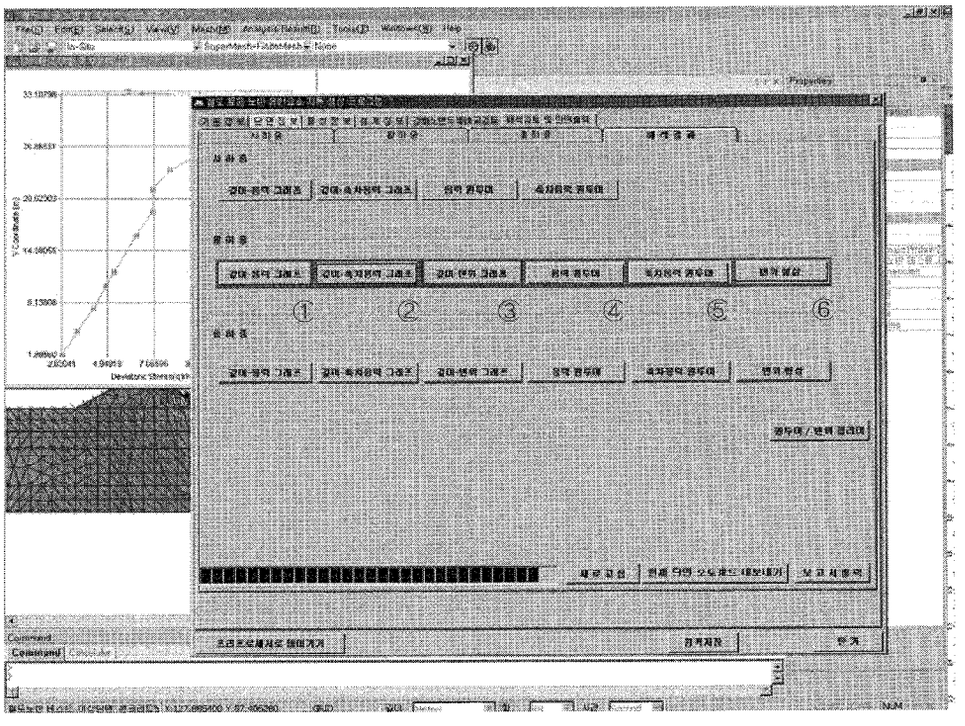


그림 7.3.57 활하중 해석결과 도시 툴(땅쌓기 콘크리트)

① 활하중 깊이-응력 그래프 : 활하중에 대하여 깊이별 수직응력 그래프 표시
② 활하중 깊이-축차응력 그래프 : 활하중에 대하여 깊이별 축차응력 그래프 표시
③ 활하중 깊이-변위 그래프 : 활하중에 대하여 깊이별 수직변위 그래프 표시
④ 활하중 응력 퀀투어 : 활하중에 대하여 수직응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 활하중은 열차하중을 말함.
⑤ 활하중 축차응력 퀀투어 : 활하중에 대하여 축차응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 활하중은 열차하중을 말함.

▶ **STEP. 10** 이번 스탭은 해석결과에 대하여 총하중에 대한 시각적 접근 방법을 설명한다.

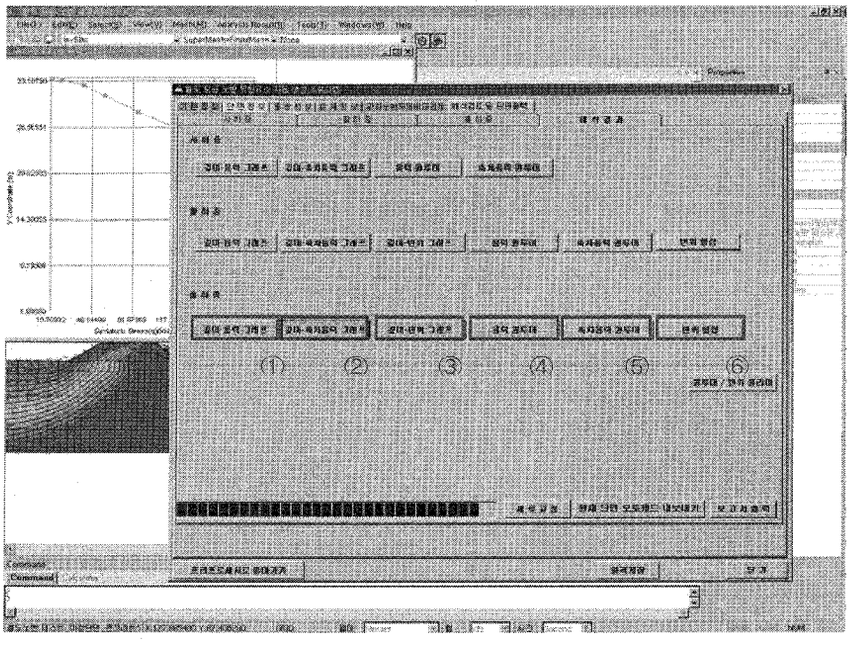


그림 7.3.58 총하중 해석결과 도시 툴(땅쌓기 콘크리트)

① 총하중 깊이-응력 그래프 : 총하중에 대하여 깊이별 수직응력 그래프 표시
② 총하중 깊이-축차응력 그래프 : 총하중에 대하여 깊이별 축차응력 그래프 표시
③ 총하중 깊이-변위 그래프 : 총하중에 대하여 깊이별 수직변위 그래프 표시
④ 총하중 응력 퀀투어 : 총하중에 대하여 수직응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 총하중은 열차하중과 자중의 합을 말함.
⑤ 총하중 축차응력 퀀투어 : 총하중에 대하여 축차응력 분포를 퀀투어로 메인 화면에 표시. 여기서 총하중은 열차하중과 자중의 합을 말함.

▶ **STEP. 11** 이번 스탭은 해석결과에 대하여 도면 출력 과정을 설명한다.

① 오토캐드를 실행한다. (지원 버전 : R14이상부터 Autocad 2008까지)
② 현재 단면 오토캐드 내보내기를 클릭하면 오토캐드에 단면이 자동으로 형성된다.

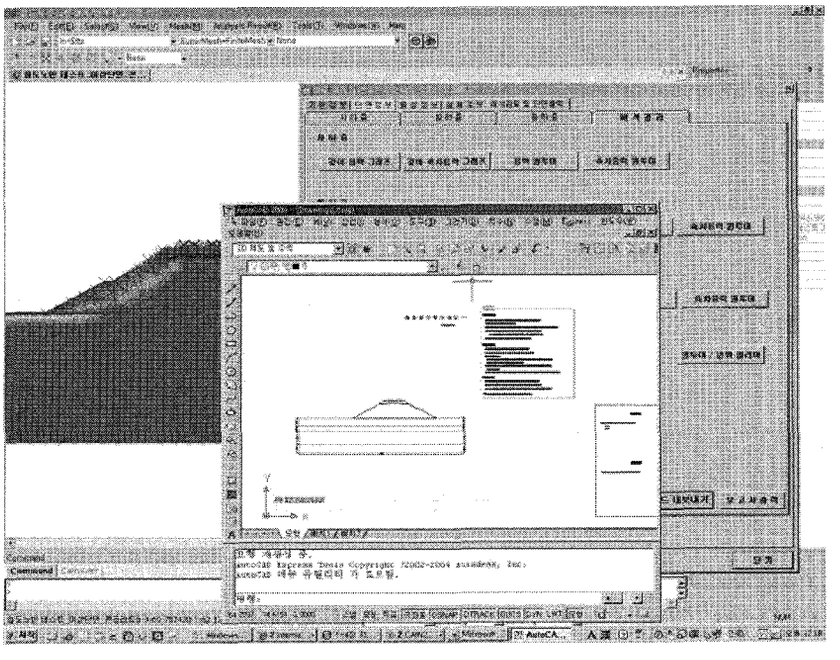


그림 7.3.59 해석결과 도면 출력 화면(땅쌓기 콘크리트)

▶ **STEP. 12** 이번 스탭은 해석결과에 대하여 보고서 출력에 대한 설명이다.

① 엑셀을 실행한다. (지원버전 Excel 97 이상버전)
② 보고서 출력을 클릭하면 아래와 같은 화면이 출력된다.
③ 보고서 출력시 1분정도의 시간이 소요된다.

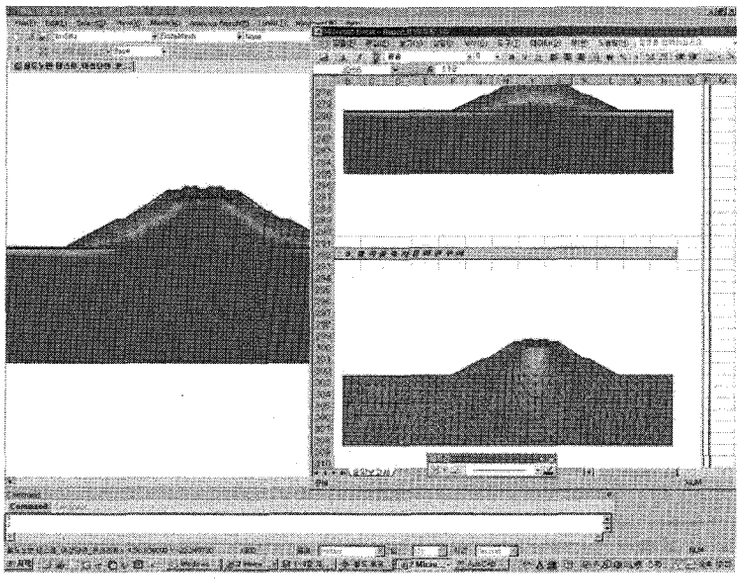


그림 7.3.60 해석결과 보고서 출력 화면(땅쌓기 콘크리트)

제 8 장 PBD 개량지반에 대한 CAIN의 적용성 검토

8.1 문제 정의

본 예제의 목적은 연약지반 개량을 위해 PBD 설치시 지반개량 효과 및 시간(압밀도)를 해석하는 것이다.

8.1.1 지반조건 검토

시공 부지에 대한 지반조사를 실시하여 배수재 설치 심도 및 배치간격을 예측하여 수치해석을 통해 지반개량 효과를 예측한다.

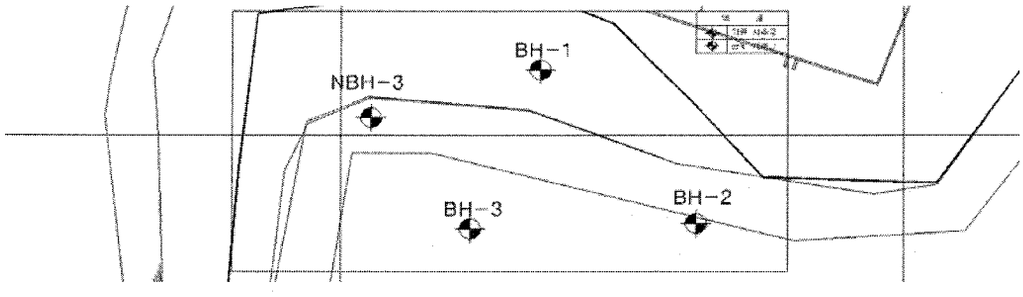


그림 8.1.1 시공 부지 현황도

8.1.2 석션드레인 배치간격 검토

- 적용 배수재 : PBD(d=5cm)
- 배치형태 및 타설간격 : 정사각형 배치, 1.4m×1.4m
- 해석 프로그램 : CAIN (국토해양부 검증)
- 해석 모델 :
  - 성토층 : Isotropic Elastic 모델
  - 점토지반 : Modified Cam-clay 모델
  - 배수재 : Drain line element with permeability
- 해석파라미터 : 유사지역 사례를 이용한 추정 파라미터 적용

표 8.1.1 입력 파라미터

구 분	E_0 (kN/m^2)	ν	γ_{bulk} (kN/m^2)	γ_w (kN/m^2)	κ	λ	e_{cs}	M	k_x (m/s)	k_y (m/s)	배수 조건
Embankment (Isotropic Elastic)	25000	0.25	18.00	-	-	-	-	-	-	-	배수
Clay-Hird (Modified Cam-clay)	4000	0.33	18.11	9.81	0.02	0.22	2.10	0.90	-	-	압밀
Clay-Origin (Modified Cam-clay)	4000	0.33	18.11	9.81	0.02	0.22	2.10	0.90	1.94E-9	0.94E-9	압밀
PBD (Bar)	0.001	0.30	0.0001	9.81	-	-	-	-	-	-	압밀

8.1.3 대상단면 지층 조건

시공 단면 100m에 대한 대칭 단면으로 지층 조건은 기반암 상부에 점토층이 15m 존재하고 있으며, PBD 시공 후 2m, 4m, 6.0m 높이로 토사를 단계 성토한다.

지하수위는 원지반 포화상태로 고려하여 모델링한다.

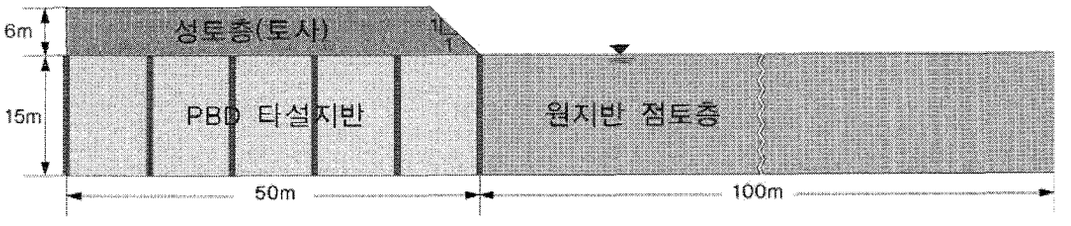


그림 8.1.2 시공 단면

8.2 Pre-Processor

8.2.1 Starting Project

① File 메뉴에서 "New Project"를 선택하면, 그림 1.4.1과 같은 Window가 생성된다.

② 우측 Properties 창에서 "Title" 및 "Description"을 입력한다.

- "Description" 선택시 Mesh Description box가 생성된다.

③ 하단에 길이, 힘, 시간에 대한 단위를 확인한다.

- 단위는 모델링 진행시에도 언제든지 변경이 가능하며, 다른 단위로 변경시 기존입력 값은 자동 환산된다.
- 모델링 초기에는 투수계수(m/sec)를 입력하므로 시간 단위는 Second로 두는 것이 좋다.

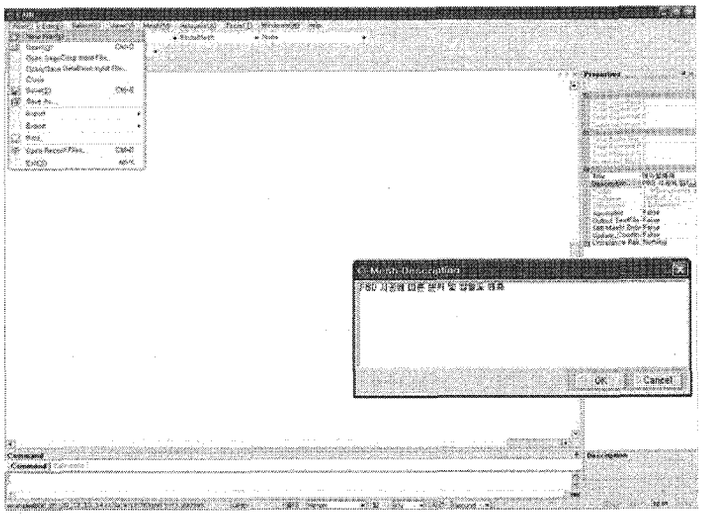


그림 8.2.1 Starting Window

8.2.2 Creating The Super Mesh

본 프로그램에서 유한요소망을 형성하기에 앞서 유한요소망의 형식에 대해서 알아보자. CAIN에서 사용되는 Mesh Mode의 종류 및 기능은 표 8.2.1과 같다.

표 8.2.1 Mesh Mode의 기능

구 분	설 명
Structured Super Mesh	- "Super Mesh" 를 만든후, 자동으로 Finite Mesh로 분할 - 가장 일반적인 방법
Unstructured Mesh	- "Super Mesh" 를 만든후, 임의로 Finite Mesh로 분할 - 호안이나 메쉬를 만들기 어려운 경우에 적용
Finite Mesh	- 바로 Finite Mesh을 작성 - 간단한 문제일 경우에 적용

(1) Creating Super Nodes

① Super Mesh에 대한 절점 좌표를 입력하기 위해서 먼저 "Super Mesh 아이콘( )"을 선택한다.
② Mesh 메뉴에서 "Add SuperNodes"를 선택한다.
③ Command 창에서 좌표를 입력하여 절점(SuperNode)를 생성한다.

Command 창에 Node 좌표입력시 AutoCAD와 방법은 동일하며, X, Y 좌표를 순서로 입력한다.
생성된 Node 번호 및 좌표는 Mesh 메뉴의 "Mesh Information(SuperNode)"에서 확인 및 수정할 수 있다.

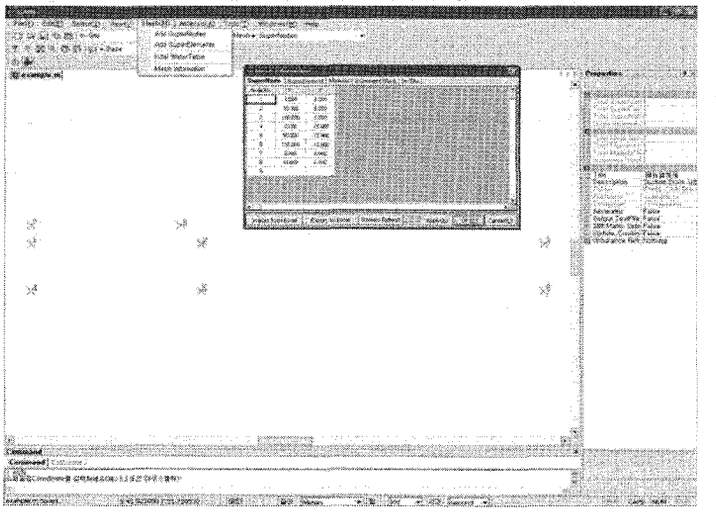


그림 8.2.2 Super Nodes 생성 예

(2) Creating Super Elements

① SuperNode와 같이 Mesh 메뉴에서 Add SuperElements를 선택한다.

② 생성된 SuperNode를 클릭하여 반시계방향으로 폐합시켜 원지반의 Super Elements를 생성시킨다.

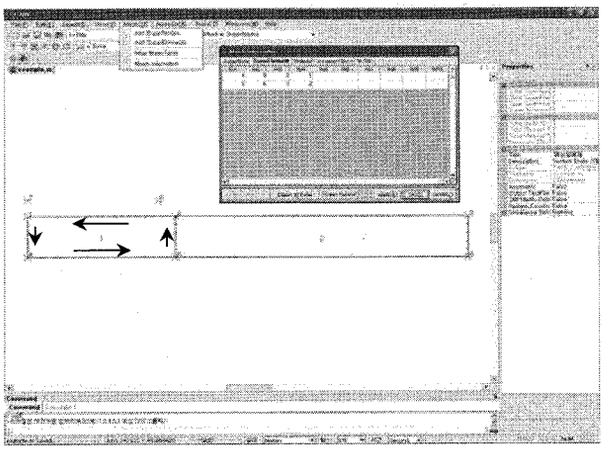


그림 8.2.3 Super Elements 생성 예

8.2.3 Defining edge gradings

최초 Super Elements는 5×5로 분할되어 생성된다. 일반적으로 유한요소망(finite element)이 촘촘할수록 보다 나은 해석결과를 얻을 수 있으며, 너무 촘촘할시 해석시간이 길어질 수 있으므로 알맞은 요소로 분할해야 한다.

① 유한요소(finite element)로 분할하기 위해서는 선택메뉴에 "SuperEdges"를 선택한다.

② 원하는 Line Element를 선택한다.

③ 우측의 Properties 창에서 분할하고자 하는 수만큼 Divisions No.에 입력한다.

본 예제에서는 사각형 요소망을 생성할 것이므로 요소망 생성시 사각형이 나올수 있도록 요소를 분할해야 한다.

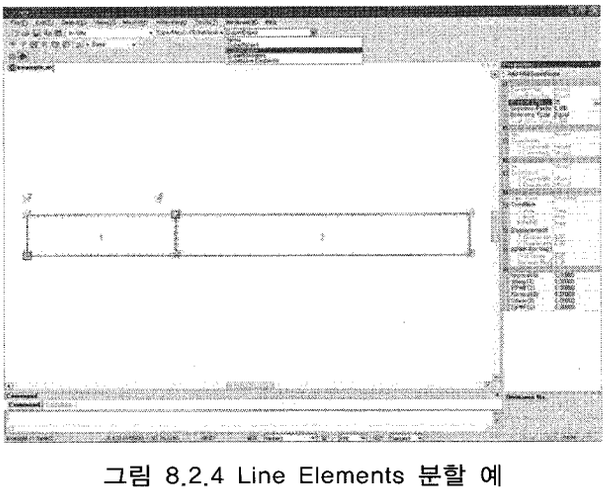


그림 8.2.4 Line Elements 분할 예

8.2.4 Defining Material Zones

Material Zone에는 Super Elements 및 유한요소(finite)에 적용될 해석모델 및 매개변수를 포함하고 있다. Super Element가 어떠한 토성을 가지고 있는지 설정하기 위해서 유한요소해석을 수행하기 앞서 각각의 Super Element에 적용할 해석모델 및 입력파라미터를 설정하여야 한다. Material 탭에서 물성을 입력하게 되는데 적용물성은 표 8.2.2과 같다.

표 8.2.2 해석 모델 및 입력파라미터

구 분	E_0 (kN/m^2)	ν	γ_{bulk} (kN/m^2)	γ_w (kN/m^2)	κ	λ	e_{cs}	M	k_x (m/s)	k_y (m/s)	배수 조건
Embankment (Isotropic Elastic)	25000	0.25	18.00	-	-	-	-	-	-	-	배수
Clay-Hird (Modified Cam-clay)	4000	0.33	18.11	9.81	0.02	0.22	2.10	0.90	-	-	압밀
Clay-Origin (Modified Cam-clay)	4000	0.33	18.11	9.81	0.02	0.22	2.10	0.90	1.94E-9	0.97E-9	압밀
PBD (Bar)	0.001	0.30	0.0001	9.81	-	-	-	-	-	-	압밀

① Mesh 메뉴에서 "Mesh Information(Material)" 박스가 나타난다.
② Material 박스에서 "New"를 선택한다.
③ Name을 "Clay-Origin"을 입력하고 Model Type으로는 "Modified camclay"를 선택한다.
④ 원지반 점토는 압밀을 받는 층이므로 Soil Status는 "Consolidation"을 선택하고 Material Property 창에 매개변수를 입력하면 된다.

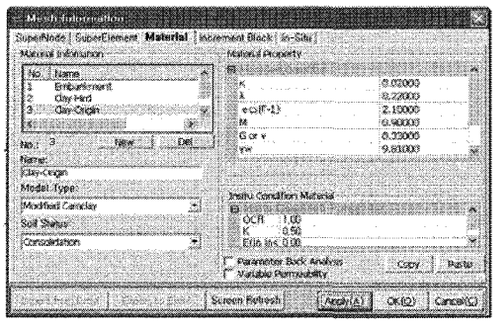


그림 8.2.5 Material Properties box

8.2.5 Assigning Element Properties

① 입력파라미터를 Super Elements에 부여하기 위해서는 선택메뉴에 "SuperElements"를 선택한다.
② 물성을 부여할 Super Element를 선택한다.
③ 우측 Properties 창에 Material Name에서 "Clay-Origin"을 선택하여 매개변수를 적용한다.

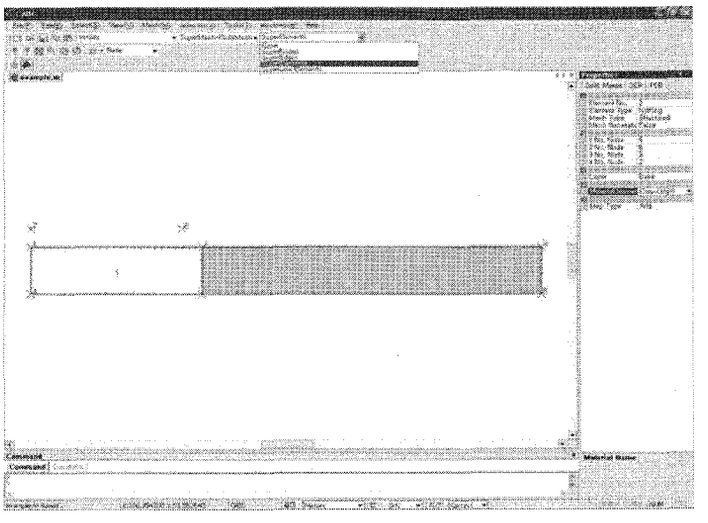


그림 8.2.6 입력파라미터 적용 예

8.2.6 Installation PBD

CAIN에서는 Drainage Element를 포함한 자동 요소분할 기능과 Hird(1992)의 제안식을 이용한 이차원 평면변형률 해석을 위한 등가환산단면적 및 투수계수 자동 산정기능이 탑재되어 있어 PBD 타설을 현장요건에 알맞은 입력파라미터를 재산정할 수 있다. 그러므로 PBD 타설지반은 1.4.5와는 다르게 입력파라미터를 적용한다.

(1) PDB Super Element Manager

① PBD를 타설지반 위치의 Super Element 1을 선택한다.

② 우측의 Properties창 윗부분의 "PDB" 메뉴를 선택하여 PDB Super Element Manager box를 불러온다.

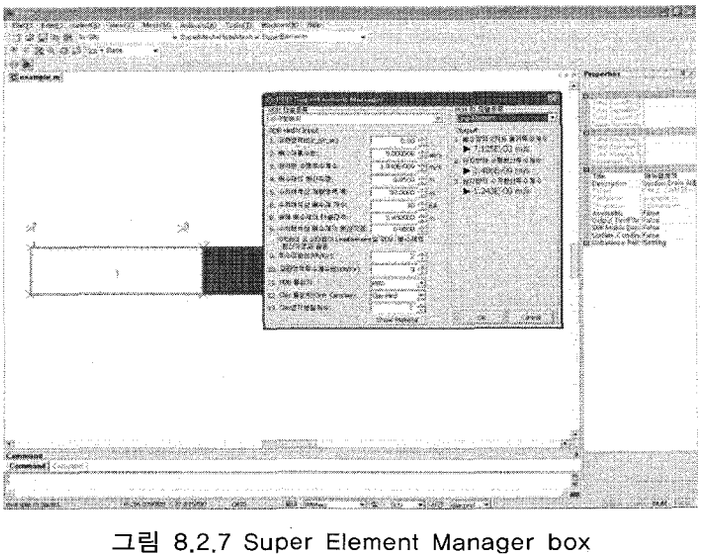


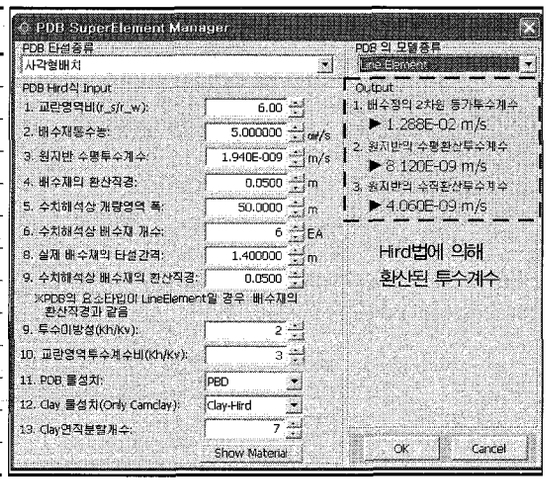
그림 8.2.7 Super Element Manager box

③ PBD 입력파라미터를 입력하고 "OK"를 선택하면 PBD가 타설되고 Clay-Hird의 투수계수가 변경되어 타설지반에 물성으로 자동입력된다.

④ 이때 PBD의 물성은 Consolidation의 상태를 띄고 있어야 한다.

표 8.2.3 PBD 입력파라미터

No.	입력상수	입력값
1	S : 교란영역비(γ_s / γ_w)	6.0
2	q : 배수재의 통수능	5.0cm^2/sec
3	kh : 원지반의 수평방향 투수계수	1.94×10^{-9}m/sec
4	dw : 배수재의 환산직경	0.05m
5	D : 수치해석상 개량영역 폭	50.0m
6	N : 수치해석상 배수재 개수	6EA
7	S : 실제 배수재의 타설간격	1.4m
8	Dw : 수치해석상 배수재의 환산직경	0.05
9	K : 투수이방성(k_h / k_v)	2
10	η : 교란영역투수계수비(k_h / k_v)	3
11	PDB 물성치	PBD
12	Clay 물성치(Only Camclay)	Clay-Hird
13	Clay 연직분할 개수	7



⑤ PBD 타설지반이 생성되면 선택메뉴에 SuperEdges를 선택하여 PBD로 분할된 Line Element를 적당크기로 분할하여 정리해 준다.

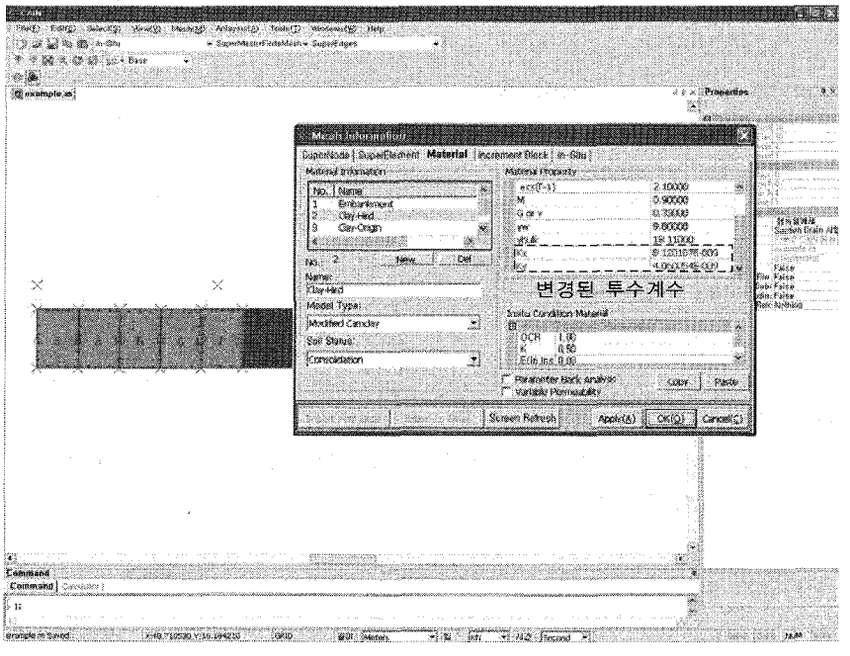


그림 8.2.8 완성된 PBD 타설지반

8.2.7 Defining WaterLevel & Boundary Conditions

(1) Defining Inital Water Level

① 초기지하수위 구현을 위해 Block 창에서 "WaterLevel + Boundary Condition"을 선택한다.
② Mesh 메뉴에서 "Inital Water Table"을 선택한다.
③ Inital Water Table 박스에서 "Add"하여 원지반지층상부의 포화조건으로 좌표를 입력해주면 초기지하수위가 생성된다.

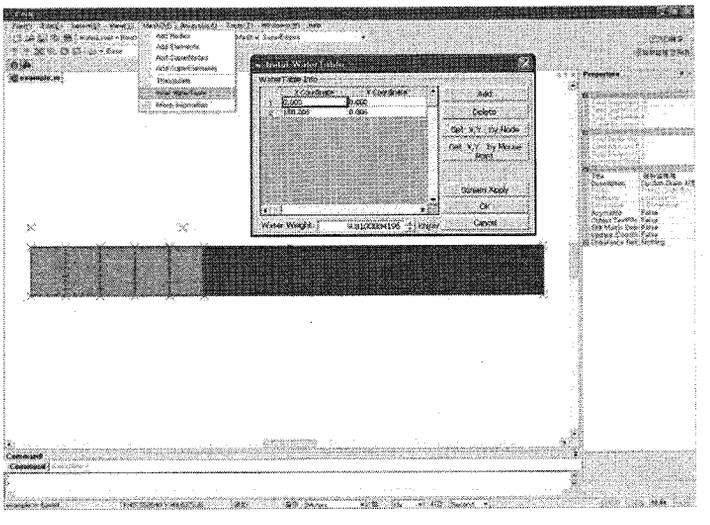


그림 8.2.9입력된 초기지하수위

(2) Defining Boundary Conditions

가. Defining In Situ Fixities

우선 초기 변위경계조건에 대하여 살펴보면, 좌·우측 연직면은 수평변위를 구속하였고, 유한요소 최저면은 수평 및 연직변위를 구속하였다.

① 초기 변위경계조건을 설정하기 위해 선택메뉴에서 "SuperEdges"를 선택한다.
② 좌·우측 연직면을 선택한다.
③ 우측의 Properties 창의 Boundary Condition 조건에서 Step Type을 "New"로 선택하고 Condition은 X Axial에서 "Fixed"를 선택한다.
④ 유한요소 최저면도 마찬가지로 Step Type을 "New"로 선택하고 Condition은 X Axial과 Y Axial에서 "Fixed"를 선택한다.

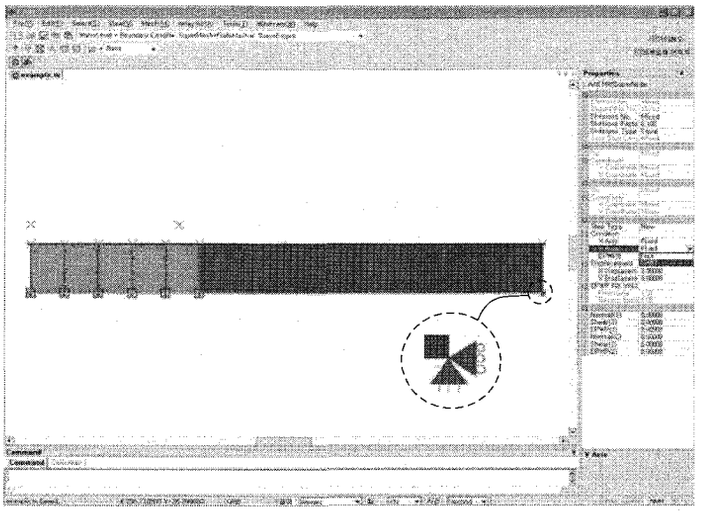


그림 8.2.10 입력된 초기 변위경계조건

나. Defining Pore Pressure Fixities

배수경계조건은 지표면으로 한방향 배수만을 허용하였으며, 유한요소 최저면은 기반암층으로 불투수층이다. 그러므로 원지반 상부를 통해서만 과잉간극수압이 소산되도록 경계조건을 설정한다.

① 배수경계조건 입력방법은 선택메뉴에서 "SuperEdges"를 선택한다.
② PBD 타설지반 및 원지반 상부의 Line Element를 선택한다.
③ 우측의 Properties 창의 Boundary Condition 조건에서 Step Type을 "New"로 선택하고 Condition의 EPWPB를 "Fixed"를 선택하면 EPWP FIX VALUE가 모두 0으로 자동생성되며 경계조건이 입력된다.

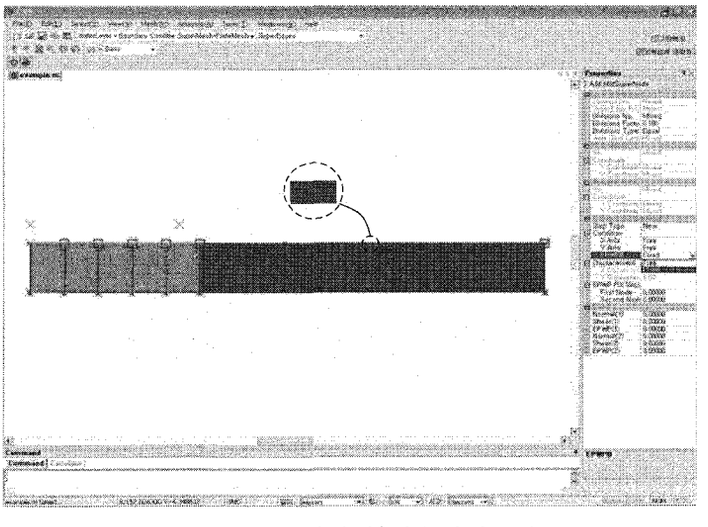


그림 8.2.11 입력된 배수경계조건

8.2.8 Increment Block(시공단계 구현)

수치해석시 프로그램상에서 현장의 시공조건을 고려하여 현장여건에 가장 가깝게 모델링해야 할 것이다. 본 예제에서는 PBD를 설치하고 6m의 성토층을 하중으로 주게 되는데 성토층은 각각 2m씩 단계별로 성토하도록 구현하였다.

PBD타설과 성토하중을 단계별로 구현하기 위해서는 Mesh Information(Increment Block) 박스에서 시공단계별로 해석조건을 구현할 수 있는데, 하중 및 시간에 대한 데이터를 입력할 수 있다.

① Mesh 메뉴에서 Mesh Information(Increment Block) 박스에서 시공조건을 구현한다.
② 메인창 하단에 시간을 Day로 단위를 변경하여 입력하면 Second로 환산하지 않아도 되며, Day로 단위를 변경시 기존에 입력되어 있는 물성의 시간단위가 Day로 자동환산되므로 이점을 유의하기 바란다.
③ Increment Block에서 주요 펙터는 하중과 시간에 관한 것이다. 예를 들어 Load No.에 10을 기입하고 Factor Style이 Increase인 것은 하중단계를 10개로 나누고 하중은 점진적으로 증가된다는 의미이다.
④ 시공단계별 해석조건은 표 8.2.4와 같다.

표 8.2.4 시공단계별 해석 조건

시공단계	Loads		Times	
	Load No.	Factor Style	Total Times(day)	Factor Style
PBD Install	5	Equal	7	Equal
1단계 성토(2m)	10	Increase	7	Equal
2단계 성토(4m)	10	Increase	7	Equal
3단계 성토(6m)	10	Increase	7	Equal
방 치	100	Equal	1000	Equal

(주) 도로공사 표준시방서(2003)에 따르면 다짐완료 후 1층의 두께가 노상의 경우 20cm, 노체의 경우 30cm를 기준으로 하므로 각 성토단계를 10단계로 나누어 단계별로 2m씩 성토할수 있도록 적용하였다.

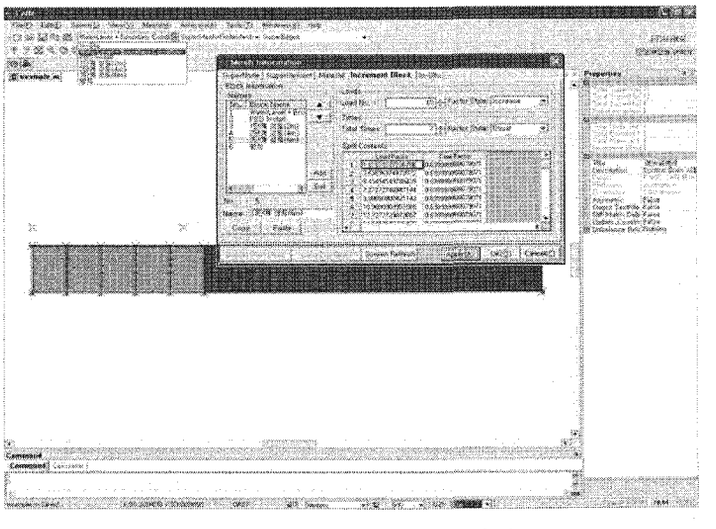


그림 8.2.12 입력된 시공단계

8.2.9 PBD Install

시공단계별 Block을 입력하였으면 PBD를 먼저 설치한다.

① PBD를 활성화 시키기 위해서는 Block 창에서 PBD Install로 선택한다.
② 선택메뉴에서 SuperLine Elements를 선택하고 PBD를 선택해준다.
③ 좌측 Properties 창에서 Increment Block Info의 Step Type를 "Add"로 변경하여 주면 활성화 된다.

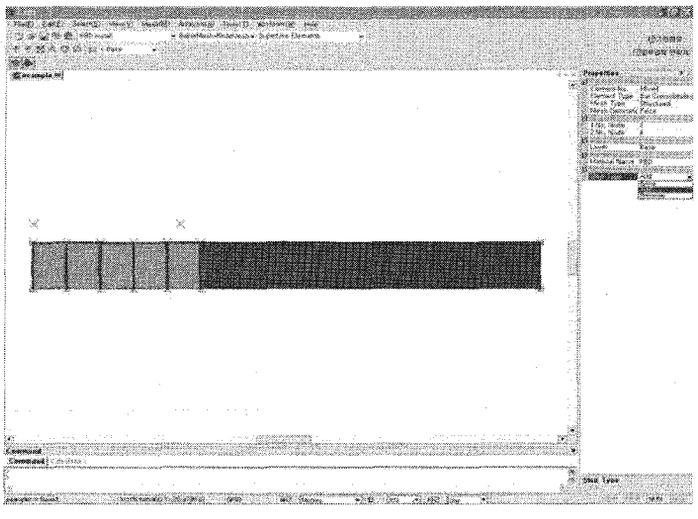


그림 8.2.13 PBD 활성화

8.2.10 Creating The Embankment

PBD 설치가 끝났으면 단계별 성토하중을 주게 되는데. 성토층을 구현하기 위한 Super Node 추가와 Super Element 생성은 앞에서 언급 하였으므로 생략한다.

① 성토층을 단계별로 각 Block를 선택하고 Super Nodes를 추가하여 Super Element를 생성시켜 준다.

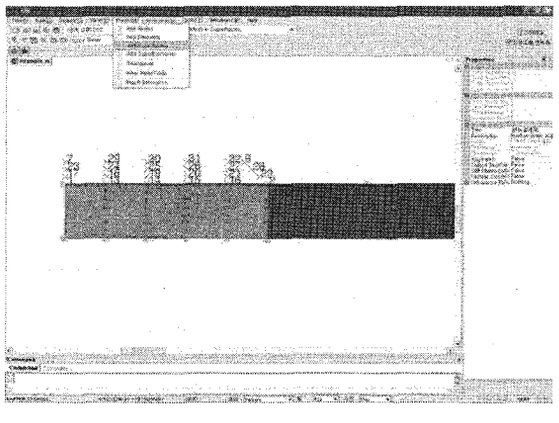


그림 8.2.14 추가된 Super Node

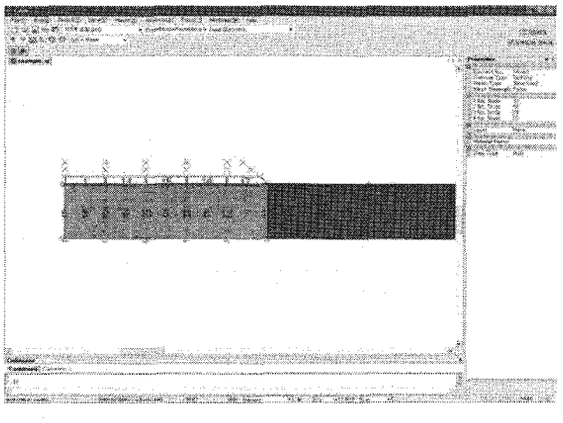


그림 8.2.15 추가된 Super Element

② 요소망을 생성하기 위해 Line Element 분할을 정리해 하고, 입력파라미터를 적용한다.

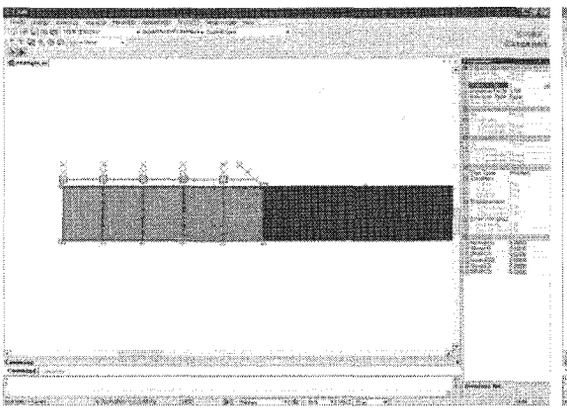


그림 8.2.16 정리된 Line Element

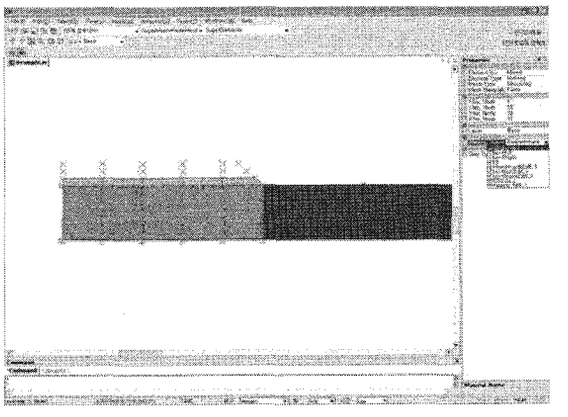


그림 8.2.17 입력파라미터 적용

③ 마지막으로 새로 생성된 성토층의 변위경계조건을 입력한다.
④ 성토체 생성시 각 성토단계별로 각각 시공단계에 대한 Block을 지정하고 위의 단계를 반복한다.

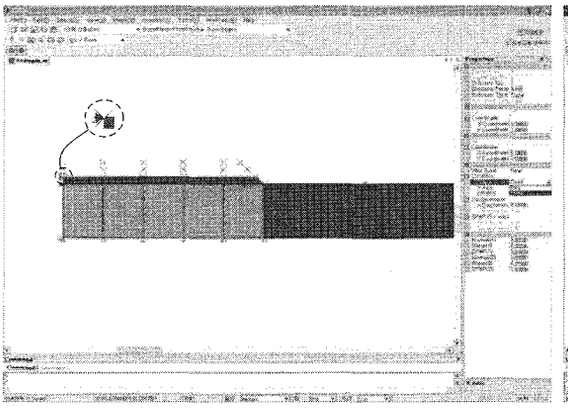


그림 8.2.18 입력된 변위구속조건

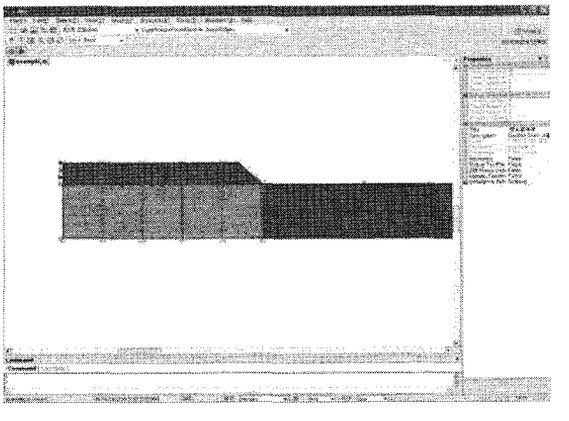


그림 8.2.19 최종 완성된 성토층

8.2.11 Generation The Finite Element Mesh

Super Element에서 유한요소망을 생성하는데 CAIN에서는 4종류의 요소망이 있으며 LST(Linear Strain Triangle)는 삼각형 요소망을 의미하며, LSQ(Linear Strain Quadrilateral)는 사각형 요소망을 의미한다. 1.4.3에서 언급한 바와 같이 본 예제에서는 사각형 요소망을 체택하였다.

표 8.2.5 Element Types

LST Non-Consolidating	Linear Strain Triangle(Non-Consolidating) - 비압밀 삼각형 유한요소망
LST Consolidating	Linear Strain Triangle(Consolidating) - 압밀 삼각형 유한요소망
LSQ Non-Consolidating	Linear Strain Quadrilateral(Non-Consolidating) - 비압밀 사각형 유한요소망
LSQ Consolidating	Linear Strain Quadrilateral(Consolidating) - 압밀 사각형 유한요소망

① 요소망 생성 방법은 선택메뉴에서 "SuperElements"를 선택한다.
② 요소망을 생성하고자 하는 Super Element를 선택한다.
③ 우측의 Properties 창에서 Element Types은 PBD 타설지반과 원지반 점토는 "LSQ Consolidating"을 선택하고 성토층은 "LSQ Non-Consolidating"을 선택한다.
④ Mesh Type은 1.4.2에서 언급한 바와 같이 "Structured"를 선택하고 Mesh Generation을 "True"선택하여 활성화 시킨다.
⑤ PBD 또한 요소망을 생성시키는데 선택메뉴에서 "SuperLine Elements"를 선택한다.
⑥ PBD를 선택하고 우측 Properties 창에서 Element Types은 "Bar Consolidating", Mesh Type은 "Structured", Mesh Generation을 "True"선택하여 활성화 시킨다.

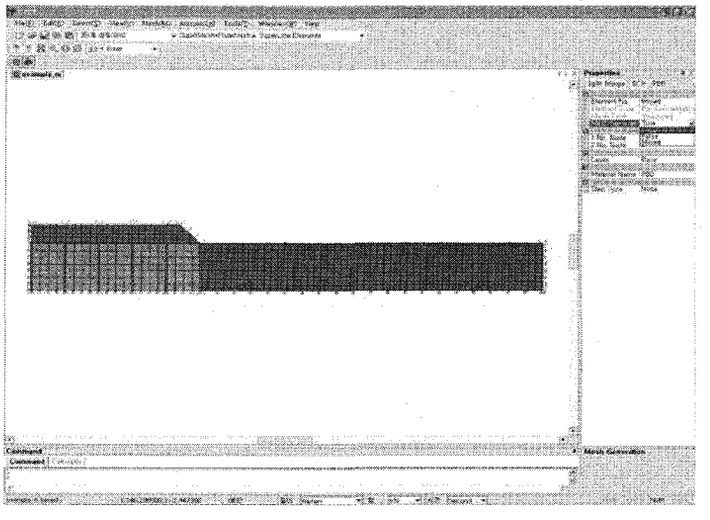


그림 8.2.20 생성된 유한요소망

8.3 Running The Analysis

지금까지의 모든과정은 Pre-Processor에 대한 것이며, 이제는 해석을 수행하여야 한다.
해석을 수행하는 3가지로 이루어진다.

▶ Mesh ReNumbering
  - Processor 과정에서 요소망 생성시 엉켜있던 Mesh Number를 재 산정
▶ Validate Mesh
  - Error 확인
▶ FME Solve
  - 해석 수행

각각의 과정들은 단계별로 수행되며 Error 등 이상발생시 다음단계로 넘어가지 않는다.

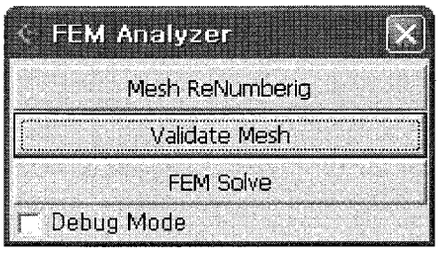


그림 8.3.1 FEM Analyzer

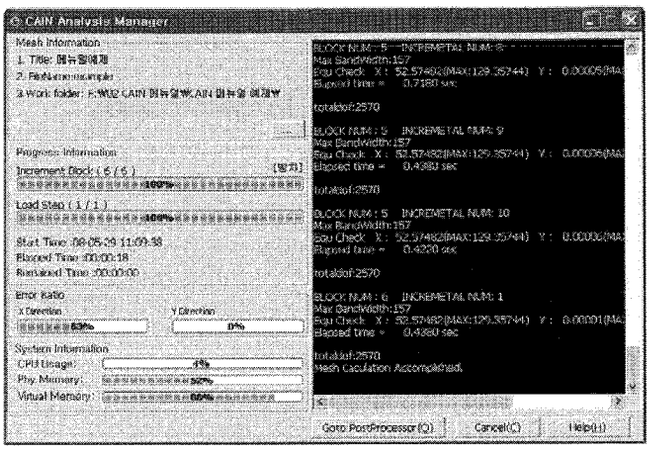


그림 8.3.2 CAIN Analysis Manager

① Anlysis 메뉴에서 "Solve"를 선택하면 FEM Anlyzer box가 생성되며 순서대로 선택하면서 단계별 체크 한다.

② FEM Solve 선택시 CAIN Analysis Manager 박스가 생성되면서 해석이 수행된다.

③ 해석이 끝나면 CAIN Analysis Manager 박스에서 "Goto PostProcessor"을 선택하면, Post-Processor 파일이 생성되면서 열리게 된다.

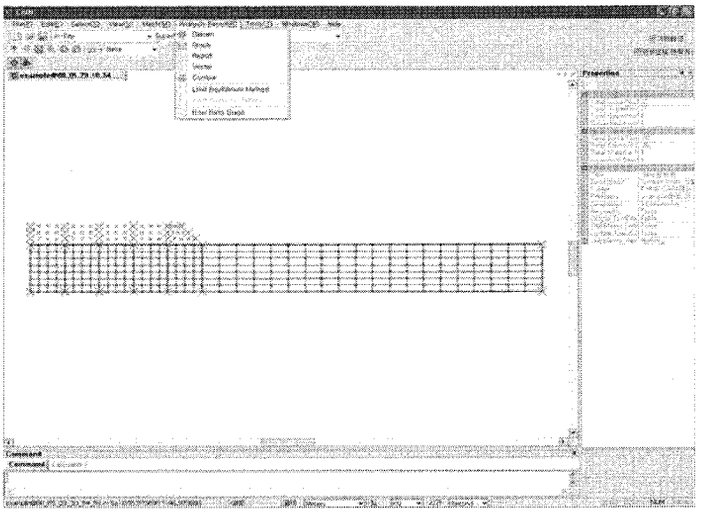


그림 8.3.3 생성된 Post-Processor

8.4 Post-Processor

생성된 Post-Processor에서는 해석결과를 판독하게 되며, Analysis Result메뉴에는 다음과 같은 기능이 있다.

- ▶ Deformation Controller
- ▶ Graph tool
- ▶ Report Analyzer
- ▶ Vector Status
- ▶ Contour Setting

8.4.1 Deformation Controller

해석결과 변위를 간단한 선형으로 Plot할 수 있는 메뉴이다.

① Deformation Controller box는 Analysis Result 메뉴에서 "Deform"을 선택하면 나타난다.
② "Add"를 선택후 원하는 BlockName을 선택하면 변위를 간단한 선형으로 파악할 수 있으며, Exel로 Export하면 모든 Node의 X, Y변위를 수치로 변경하여 준다.

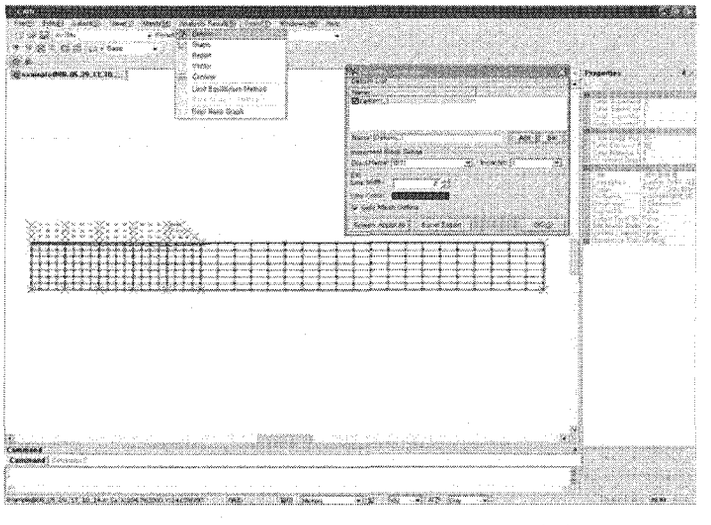


그림 8.4.1 Deformation Controller 실행

8.4.2 Graph Tool

Graph Tool에서는 다양한 그래프를 제공하며, 표 1.6.1과 같다.

표 8.4.1 Graph Axial Component

Time X Coordinate Y Coordinate Increment Step	Horizontal Displacement Vertical Displacement Excess Pore Pressure Degree of Consolidation(PWP) Degree of Consolidation(Displacement)

① Graph Tool 박스는 Analysis Result 메뉴에서 "Graph"을 선택하면 나타난다.
② "Add"를 선택후 원하는 Node를 Screen에서 선택하여 "Screen Select"를 클릭하면 Selected FEM Object에 선택된 Node가 생성된다.
③ Construction Step Scope에서 원하는 단계의 Block을 선택한다.
④ Graph Axial Component에서 X축과 Y축을 선택해주고 "Plot"을 선택하면 그래프가 생성된다.
⑤ 본 예제에 보여진 그래프는 시간-압밀도 곡선인데 압밀도 90%에 도달하기 까지 약 200일이 소요되는 것으로 판단된다.

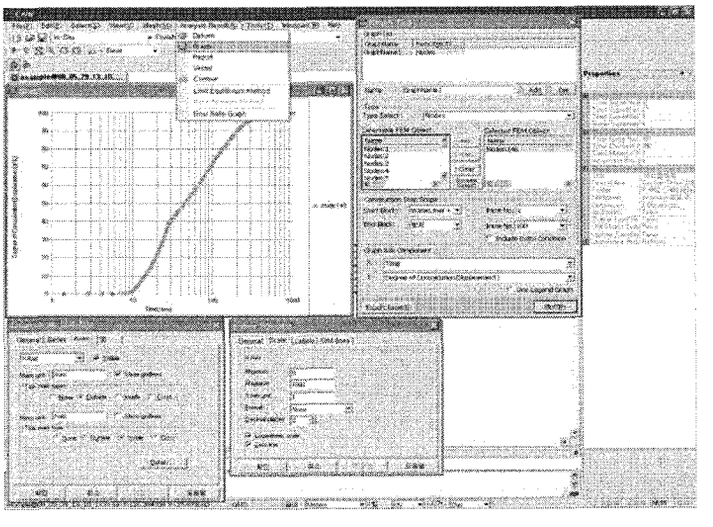


그림 8.4.2 시간-압밀도 그래프 Plot

8.4.3 Report Analyzer

Report Analyzer는 많은 양의 Data를 Plot할 수 있는 있으며, Graph Axial Component에서 생성할 수 있는 모든 데이터를 수치로 나타낼 수 있다.

① Report Analyzer 박스는 Analysis Result 메뉴에서 "Report"을 선택하면 나타난다.
② Report Analyzer에서 보고자 하는 FEM Object Type을 선택한 후 각각의 범위와 기타 옵션을 선택한다.
③ 하단의 Query를 실행하여 사용자의 기호대로 좌측 Result 창에 해당 데이터를 불러온다.
④ Exel로 Export 하여 방대한 양의 데이터를 수치화할 수 있다.

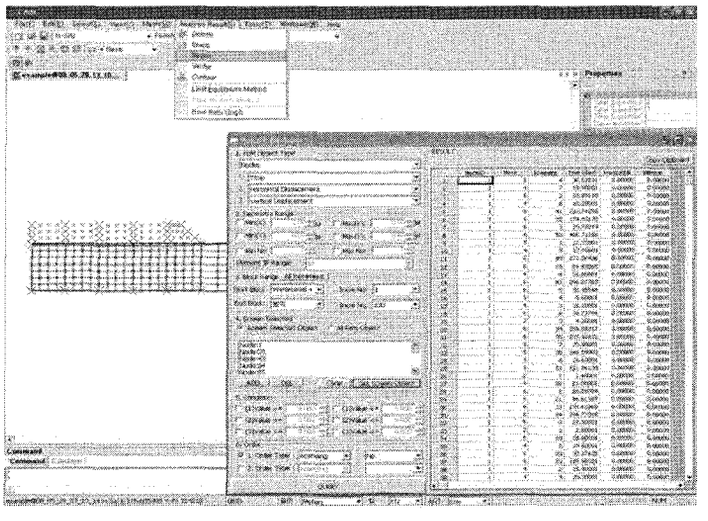


그림 8.4.3 Report Analyzer 실행

8.4.4 Vector Status

Vector Status는 유효응력, 과잉간극수압, 전체간극수압 등을 Vector로 표현하여 준다.

① Vector Status 박스는 Analysis Result 메뉴에서 "Vector"을 선택하면 나타난다.
② "Add"를 선택후 원하는 Taget Type에서 원하는 Factor를 선택한다.
③ Increment Block Range에서 원하는 BlockName을 선택한다.
④ Scop 조절법은 "Current Step Auto Limit"를 선택하여 현제 Block에서 MAX & MIN 값을 자동 산출한다.
⑤ 기타옵션을 션택하고 "Apply"를 선택하여 화면에 출력한다.

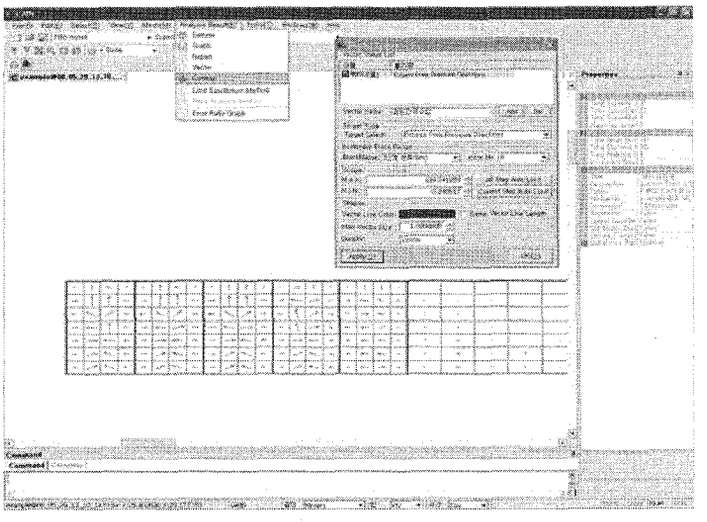


그림 8.4.4 Vector Status 실행

8.4.5 Contour Setting

① Contour Setting 박스는 Analysis Result 메뉴에서 "Contour"을 선택하면 나타난다.
② "Add"를 선택후 원하는 Type Select에서 원하는 Factor를 선택한다.
③ Increment Block Range에서 원하는 BlockName을 선택한다.
④ Scope 조절법은 "Current Step Auto Limit"를 선택하여 현제 Block에서 MAX & MIN 값을 자동 산출한다.
⑤ 기타옵션을 션택하고 "Apply"를 선택하여 화면에 출력한다.

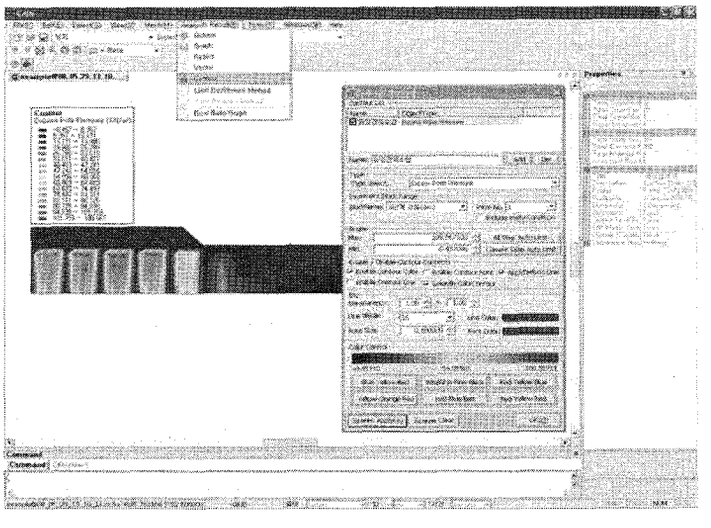


그림 8.4.5 Vector Status 실행

- 참고문헌 -

Al-Tabbgaa, A. (1987). Permeability and stress-strain response of Speswhite Kaolin. Ph.D. thesis, Cambridge University Engineering Department.
Barron, R.A. (1948). Consolidation of fine-grained soils by dram wells. Trans. ASCE, Vol. 113, pp. 718-742

Biot, M.A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation. Journal of Applied Physics, Vol.12, pp. 155-164

Britto, A.M. and Gunn, M.J. (1990). Critical state soil mechanics via finite element. Ellis Horwood, Chichester, UK, pp. 486

Hansbo, S. (1981). Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, vol. 3, pp. 677-682

Hird, C.C. and Pyrah, I.C. (1991). Predictions of the behavior of a reinforced embankment on soft ground. Proc. International Conference on the Performance of Reinforced Soil Structures, Glasgow, pp. 409-414

Hird, C.C., Pyrah, I.C. and Russell, D. (1992). Finite element modeling of vertical drains beneath embankments on soft ground. Geotechnique, Vol. 42, No. 3, pp. 1201-1226

Kjellman, W. (1948). Accelerating consolidation of fine-grained soils by means of cardboard wicks. Proc. 11th ICSMFE, Rotterdam, Vol. 2, pp. 302-305

Russell, D. (1990). An element to model thin, highly permeable materials in two dimensional finite element consolidation analyses. Proc. 2nd European Speciality Conference on Numerical Method in Geotechnical Engineering, Santander, pp. 303-310

Sharma, J.S. (1994). Behavior of reinforced embankments on soft clay. Ph.D. thesis, Cambridge University Engineering Department.

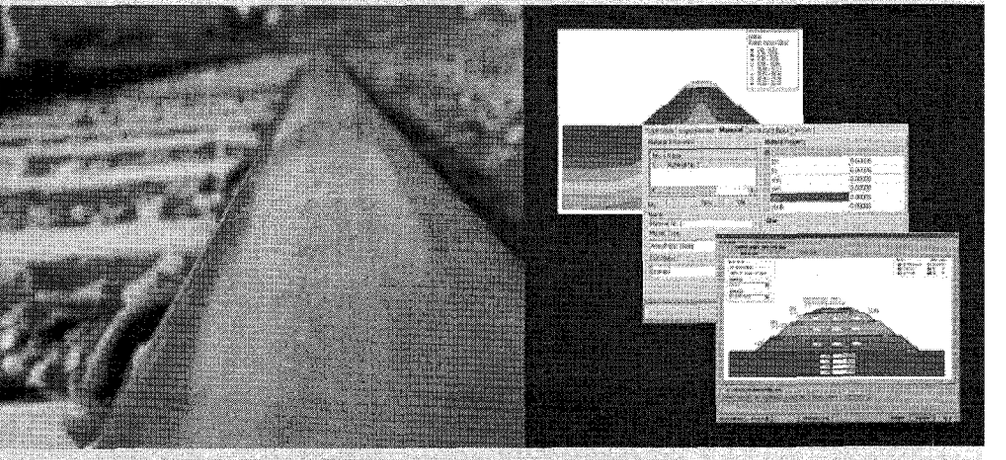
Woods, R.I. and Clayton, C.R.I. (1992). The application of CRISP finite element program to practical retaining wall problems. Proc. ICE Conference on Retaining Structures, Cambridge, UK.

Yoshikuni, H. and Nakanodo, H. (1974). Consolidation of soils by vertical drain wells with finite permeability. Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 14, No. 2, pp. 35-46

One step
for Geotechnical Engineering

CAIN_RDA

Crisp Aided InTernat

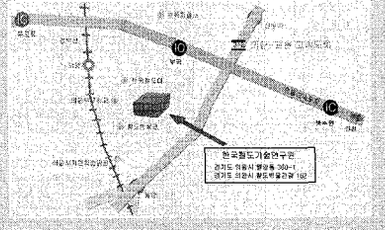


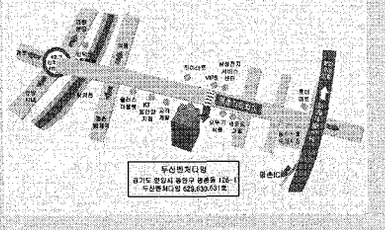
철도 노반 해석/설계 통합 자동화 프로그램

(Crisp Aided InterNet For Roadbed Thickness Design & FE Analysis)

CAIN_RDA

(Crisp Aided InterNet For Roadbed Thickness Design & FE Analysis)





KRI 437-825 경기도 의왕시 월암동 360-1 한국철도기술연구원
TEL : 031-460-5000 | FAX : 031-460-5159
담당자 : 최찬용 031-460-5317

EGE 431-070 경기도 안양시 평촌동 126-1 두산벤처다임 630호
TEL : 031-478-4114 | FAX : 031-478-4115
담당자 : 정재현 031-478-4146

KRI 한국철도기술연구원
Korea Railroad Research Institute

EGE Expert Group for Earth and Environment
지구환경 전문가그룹

SUMMARY

CAIN_RDA의 개발의도

사양중심의 강화노반 두께 설계

- 현업 철도 노반설계 방법은 국내 실정과 상이한 일본 설계기준을 따르거나 경험적 방법(K30)에 의존하고 있는 실정
- 교통하중, 설계속도, 사용재료의 설계정수, 반복하중의 영향 등 철도의 역학적 특수성 고려하지않고 관례적 설계에 의존

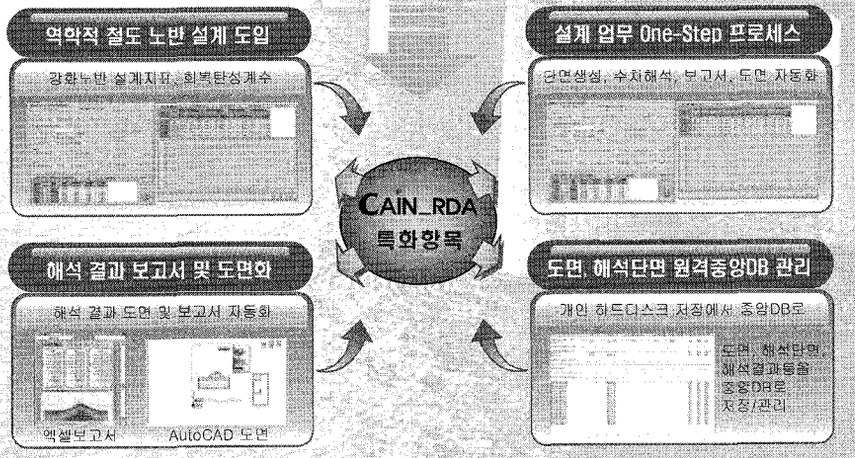
기존 설계 프로그램에서 철도 노반설계의 특수조건 고려난해

- 철도 특수조건인 연간 통과하중, 반복하중을 고려한 회복탄성계수 및 노반 소성변형을 해석/설계 가능한 프로그램 부재
- 기존 범용 프로그램 적용시 강화노반층의 반복하중으로 인한 탄·소성 변형을 철도 설계 조건으로 검토하기 난해

철도 노반설계시 실계 활용가능한 프로그램 부재

- 경험적 설계기법의 불확실성을 극복하고, 역학적 개념의 설계 기법 도입 필요성 증대
- 기존 프로그램의 적용범위가 광범위하고 고가
- 철도 노반 설계/시공시 고려될 수 있는 특수조건(역학특성, 교통하중, 열차통과하중, 선로조건)등을 반영하기 위한 전문적이고 효과적인 인터페이스 부재 및 비효율성

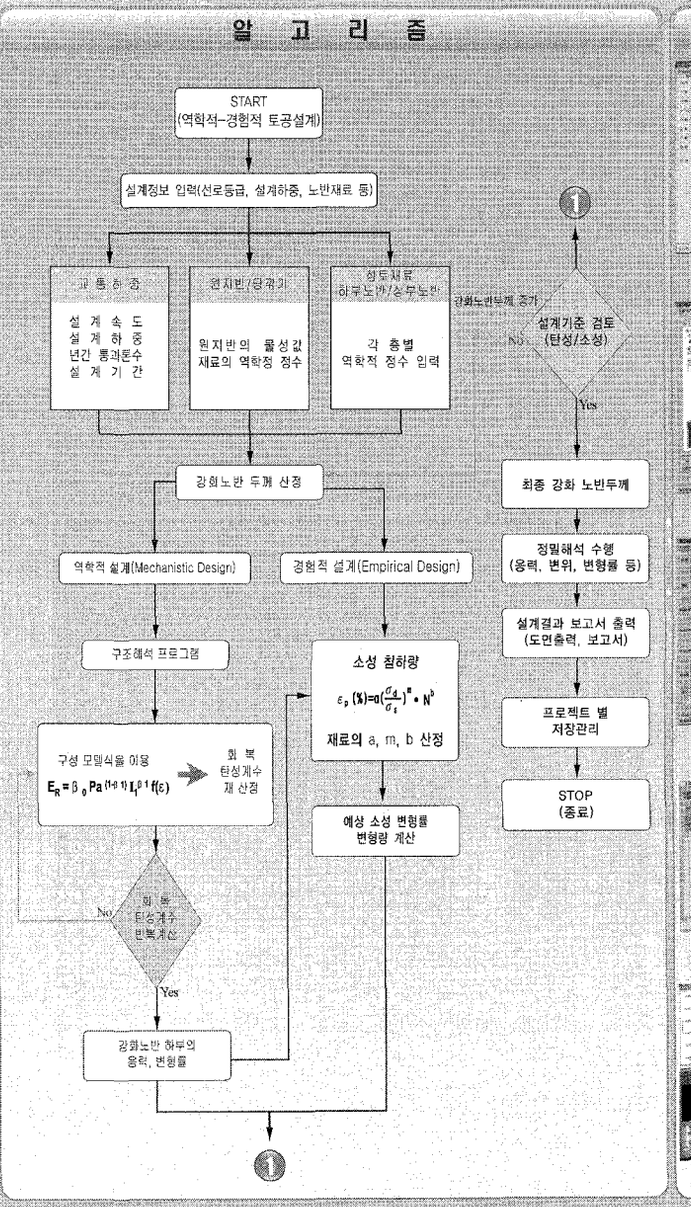
특화 목표



프로그램 주요 특화 항목

CAIN_RDA Process

알 고 리 즘



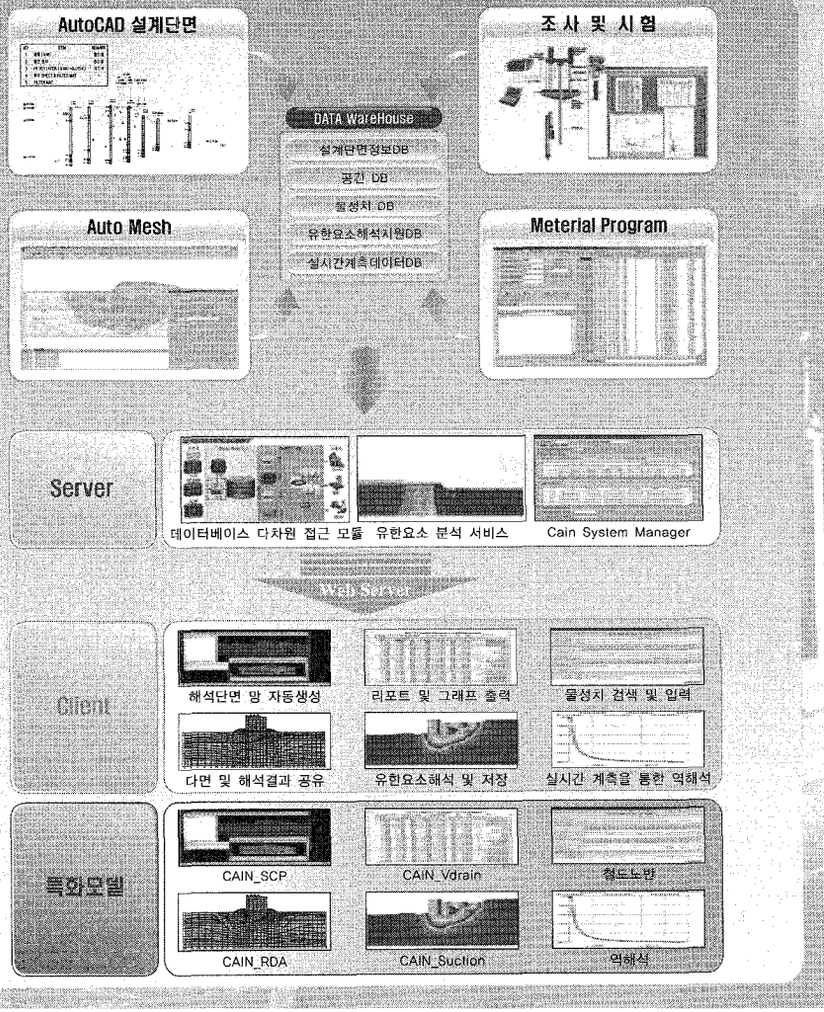
구 현



CAIN_RDA Process

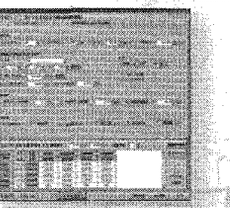
활용분야

- 철도 토공 노반 해석/설계분야
- 연약지반 개량 해석분야(압밀해석)
- SCP 설계분야
- PDB 설계분야
- Suction-Drain 설계분야



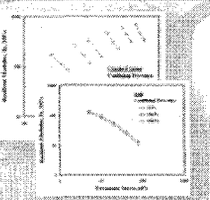
CAIN_RDA의 주요특징

1 역학적/경험적 철도강화 노반 설계실현



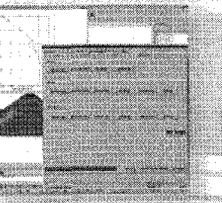
- 장기적 반복하중에 의한 소성변형 고려
- 깊이에 따른 회복탄성계수 영향을 고려
- 허용 탄성변형량, 허용 소성변형률, 허용 소성변형량, 허용 축차응으로 강화노반의 두께를 검토

2 철도 노반 특화 대체 회복탄성계수 도입



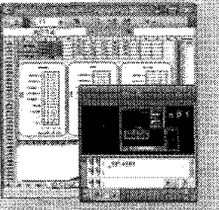
- 회복탄성계수 예측모델을 유한요소 해석 엔진에 구현
- 축차응력 및 체적응력을 함수형태로 표현함으로써 열차운행 중 노반에 작용하는 응력 조건을 고려하여 자동으로 회복탄성계수를 결정

3 입력, 해석, 출력 One-Step 프로세스



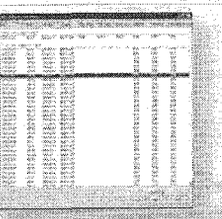
- 철도노반 단면 자동생성, 데이터입력 및 해석 자동화, 도면 및 보고서 작성기능의 자동화
- 설계 적용시 효율성 및 생산성 극대화 구현

4 수치해석 결과, 도면 및 보고서 작성 자동화



- 최종단면의 철도공사 표준도면 형태로 자동출력
- 설계업무시 자동화된 엑셀보고서 출력기능

5 해석단면, 도면, 수치해석결과 중앙 DB화



- 중앙 데이터베이스를 이용하여 도면, 수치해석 단면 및 핵심요약
- 관리 설계 및 도면 업무를 DB를 이용하여 수행하기 때문에 생산성 향상

CAIN_RDA 의 Framework

Layer Select

Increment Block

Main Menu

강화노반 설계지표를 최적 두께 산출/결정 기능
허용 탄성변형량, 허용 소성변형률, 허용 소성변형량, 축차응력의
네가지 설계기준으로 강화노반의 두께 검토

Mesh Menu

Graph Tool
Node 및 Integral point를 선택하여 해석
결과를 Graph로 나타냄

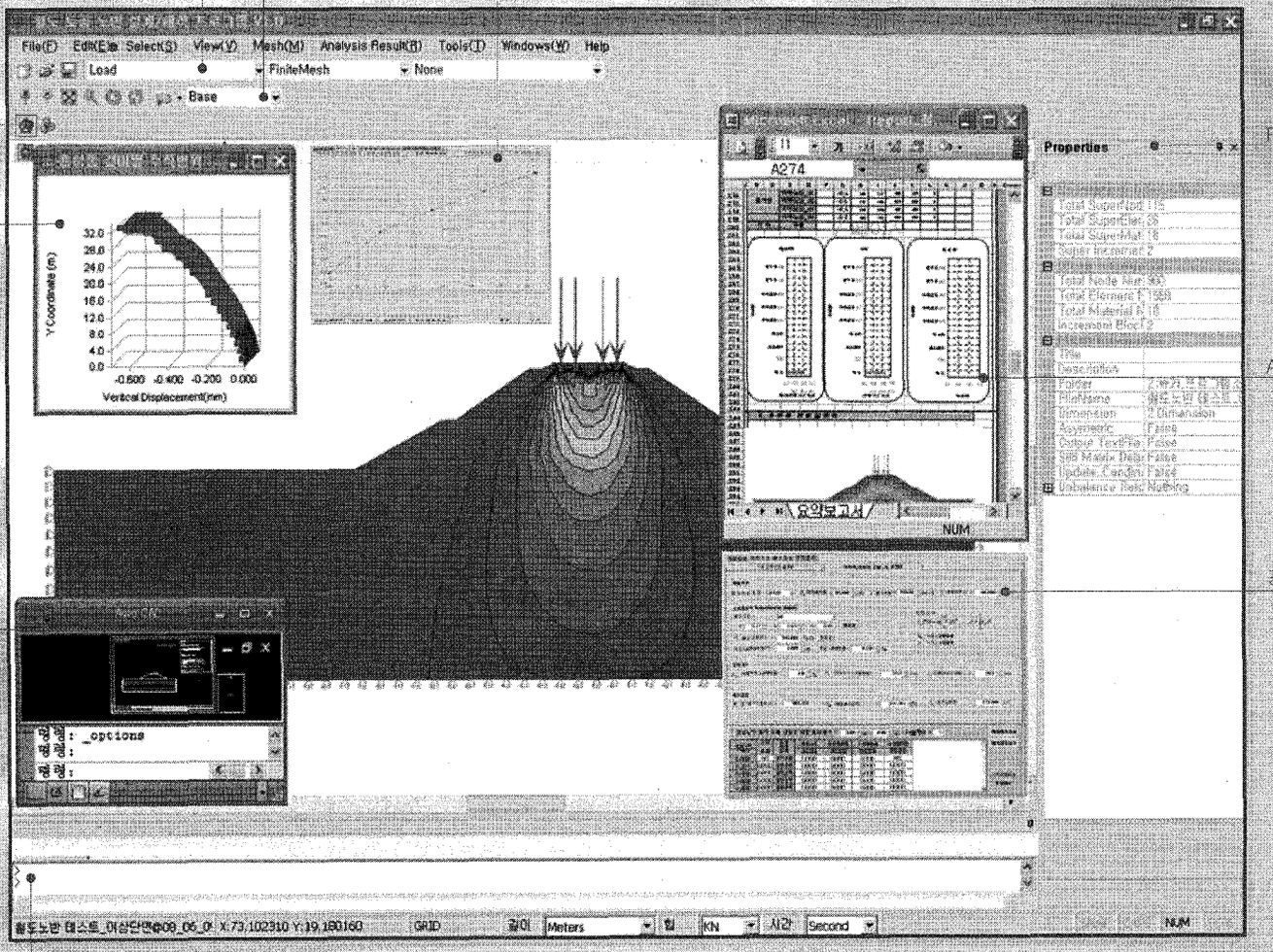
Property Window
선택된 요소, 항목에 대한 각종 설정 변경가능
메쉬 형성 및 경계조건 구현

Automatic Report
엑셀로 출력되는 자동 보고서 작성가능

강화노반 두께결정
4가지 기준으로 검토된 최적 강화노반 두께를
가시화 하여 결정

Automatic Drawing
철도공사 표준도면 형태로 출력가능

Command
AutoCAD Command 방식의 모델링 가능



주 의 사 항

1. 본 보고서는 국토해양부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행 한 건설기술 연구개발사업의 최종 연구보고서입니다.
2. 본 보고서의 내용을 발표할 때에는 반드시 국토해양부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행 한 건설기술연구개발사업임을 밝혀야 합니다.
3. 국가보안 차원에서 필요하다고 인정되는 내용은 대외적으로 발표 및 공개하여서는 아니됩니다.

본 보고서와 관련하여 문의를 원하시는 분은 아래의 문의처로 연락을 주시기 바랍니다.

■ 문의처: 한국건설교통기술평가원 TEL 031-389-6446
한국철도기술연구원 TEL 031-460-5317
인천대학교 TEL 032-765-6551
경희대학교 TEL 031-201-3678
지구환경전문가그룹 TEL 031-478-4146

R&D / 05제안-08

토공노반 최적두께 산정을 위한 설계표준 기술연구

■ 발행일 / 2008. 6. 29.
■ 발행처 / 한국철도기술연구원
경기도 의왕시 월암동 360-1
TEL : 031-460-5000 (대)
■ 인쇄처 / 성균사