관리번호

사본번호

고속국도 제17호선

서울~문산 고속도로 민간투자사업

[제4공구]

터 널 해 석 보 고 서

〔준 공〕

2020. 11

서울문산고속도로주식회사

서울~문산 고속도로 민간투자사업 제4공구

시설물 명칭 변경 현황

실시계획	확정
월롱육교	월롱1육교
월롱지하차도	월롱2육교
월롱교	신월롱교

목 차

제1편 터널설계 개요

제1장 개요 ····· 1
1.1 설계개요 ····· 1
1.2 해석 기본방향 및 흐름도 ····· 1
1.3 터널구간 현황분석 ····· 2

제2장 터널해석 수행내용 ····· 3
2.1 기본방향 ····· 3
2.2 터널해석시 중점고려사항 ····· 3
2.3 세부항목별 검토현황 ····· 7
2.4 주요프로그램 현황 및 적정성 평가 ····· 9

제3장 설계적용기준 검토 ····· 14
3.1 터널설계기준 분석 및 적용 ····· 14

제4장 지반조사 성과분석 및 설계정수 산정 ····· 24
4.1 지반조사 현황 ····· 24
4.2 설계지반정수 요약 ····· 25

제2편 터널설계 예비해석

제1장 수치해석 기준산정을 위한 예비해석 ····· 27
1.1 해석영역 산정을 위한 검토 ····· 27
1.2 Strain-Softening 모델 검토 ····· 33
1.3 굴착조건을 고려한 하중분담율 산정 ····· 44
1.4 암반분류 대상영역 검토 ····· 49

제2장 사업구간 지반 및 지형특성을 고려한 해석 ·· 59
2.1 편토압을 고려한 갱구 안정성 검토 ····· 59
2.2 편토압 영향구간 시공순서 결정 검토 ····· 76
2.3 연약파쇄대 규모와 위치별 영향 검토 ····· 84
2.4 선진보강형 그라우팅 보강효과 검토 ····· 102

제3장 합리적 설계를 위한 해석 ····· 119
3.1 측압계수에 따른 터널 거동 분석 ····· 119
3.2 병설터널 이격거리 검토 ····· 153
3.3 막장간 선·후행 이격거리 검토 ····· 191
3.4 관통부 안정성 검증 및 보강영역 검토 ····· 202

제3편 수치해석을 통한 터널 안정성 검토

제1장 개요 ····· 229
1.1 터널안정성 검토 개요 및 해석구간 위치선정 ····· 229

제2장 금촌터널 안정성 검토 ····· 230
2.1 터널 연속체 안정성 검토 ····· 230
2.1.1 T-1 안정성 검토(STA.21+480) ····· 19
2.1.2 T-2 안정성 검토(STA.21+345) ····· 23
2.1.3 T-3 안정성 검토(STA.21+300) ····· 28
2.1.4 T-4 안정성 검토(STA.21+405) ····· 27
2.2 터널 불연속체 안정성 검토 ····· 266
2.2.1 터널불연속체 안정성 검토(STA.21+300) ··· 266
2.3 주요구간 안정성 검토 ····· 272
2.3.1 저비저항구간 안정성 검토(STA.21+400) ··· 272
2.3.2 터널 갱구부 안정성 검토(STA.21+251) ····· 21

제4편 구조물 설계

제1장 콘크리트 라이닝 설계 ····· 287
1.1 개요 및 설계기준 ····· 287
1.2 라이닝 설계 적용하중 산정 ····· 290
1.3 금촌터널 지보패턴별 라이닝 설계 ····· 294
1.3.1 본선(T-1,2,3) 무근 콘크리트라이닝 설계 ··· 294
1.3.2 본선(T-4) 무근 콘크리트라이닝 설계 ····· 297
1.3.3 본선(T-5) 철근 콘크리트라이닝 설계 ····· 300
1.3.4 본선(T-6) 철근 콘크리트라이닝 설계 ····· 344

제2장 개착터널 설계 ····· 328
2.1 개요 및 설계기준 ····· 328
2.2 개착터널 설계 적용하중 산정 ····· 331
2.3 금촌터널 개착터널 설계 ····· 335

제3장 기타 구조물 설계 ····· 391
3.1 터널 갱문 및 옹벽 구조물 설계 ····· 391
3.2 콘크리트 중성화 및 내화를 고려한 피복두께 검토 ····· 398
3.3 구조물 내구성 및 내화 검토 ····· 402
3.4 공사중 오탁수 처리시설 구조 검토 ····· 419
3.5 터널 세척수 처리시설 구조 검토 ····· 424

제5편 발파설계

제1장 발파설계 기본방향 ····· 429
1.1 개요 ····· 429
1.2 발파공법 및 발파 시스템 선정 설계기준 및 수량 산출 ····· 430
1.3 발파패턴별 설계기준 및 수량산출 ····· 432
1.4 시험발파에 의한 발파설계 자료 산출 ····· 436
1.5 현장 시험별 진동 추정식 및 소음예측식 비교 분석 ····· 439
1.6 보안 건물별 발파진동 및 발파소음 영향 검토 ····· 440
1.7 여굴 최소화 방안 ····· 443

제6편 내진설계

제1장 내진설계 개요 ····· 445
1.1 설계 개요 ····· 445
1.2 지진시 지반 및 구조물 진동 특성 ····· 446
1.3 지진시 터널 손상모드 ····· 446
제2장 터널 내진설계 개념 ····· 448
2.1 내진설계 절차 ····· 448
2.2 내진해석 방법 ····· 449
2.3 내진설계 기준에 따른 제반사항 산정 ····· 450
2.4 인공지진파 작성 ····· 451
제3장 본선터널 내진해석 ····· 453
3.1 개요 ····· 453
3.2 금촌터널 내진 설계(STA.21+260) ····· 454

제7편 침투해석 및 배수시설 검토

제1장 금촌터널 배수용량 검토 ····· 461
1.1 설계 용수량 산정 ····· 461
1.2 운영중 터널 침투수 유량 산정 ····· 461
1.3 운영중 침투수 처리를 위한 배수구 규격 검토 ····· 463
제2장 지하수 유동 분석 ····· 466
2.1 3차원 지하수 유동 분석 개요 ····· 466
2.2 3차원 오염물 거동 분석 개요 ····· 468
2.3 금촌터널 지하수 유동 분석 ····· 469

제8편 기계설비 계산서

제1장 터널환기설비 ····· 475
1.1 터널 환기 계획 ····· 475
1.2 터널 제원 및 교통량 ····· 477
1.3 환기량 산정 ····· 479
제2장 터널방재설비 ····· 487
2.1 방재설비 개요 ····· 487

제9편 전기설비 계산서

제1장 터널조도계산 ····· 493
1.1 개요 ····· 493
1.2 설계조건 ····· 493
1.3 설계적용 조도기준 ····· 493
1.4 각 구간별 계산결과 ····· 498
1.5 광원의 선정 ····· 499
1.6 조명기구의 선정 ····· 500
1.7 터널조명 검토 및 선정 ····· 500

제1편 터널설계개요

제1장 개요

제2장 터널해석 수행내용

제3장 설계적용기준검토

제4장 지반조사 성과분석 및 설계적용

제 1 장 개 요

1.1 설계 개요

기본방향

- 본 사업구간인 서울~문산 고속도로 설계시 예상되는 문제점을 다양한 수치해석을 통하여 검증함으로서 터널 안정성 확보 방안을 수립하기 위함
- 해석위치 선정 ⇒ 지반조사에 의한 취약구간 및 적정한 해석위치 선정 계획
- 설계적정성 검증 ⇒ 암반특성 및 지하수를 고려한 터널구조물 안정성 해석 검증

지질조사 및 시험

- 다양한 탐사 결과에 의한 암반분류
- 취약구간 및 주요구간 확정
- 설계를 위한 합리적 조사 계획

현실적 해석 및 설계 적용

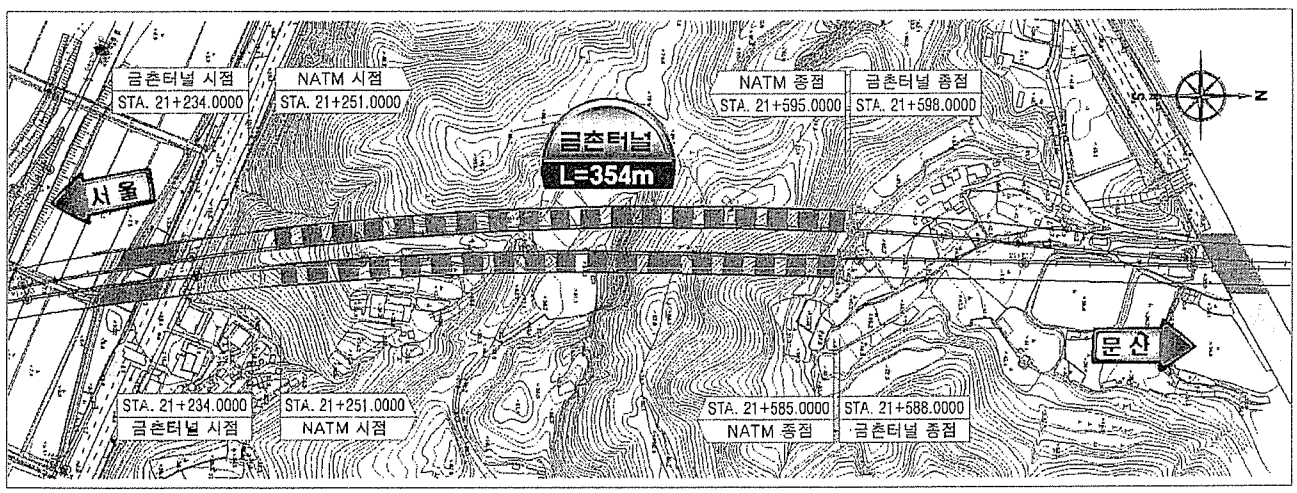
- 현장조건 및 시공단계 고려
- 지보 조건의 실제 반영
- 해석 결과의 합리적인 설계 적용 유도

1.2 해석 기본방향 및 흐름도

기본방향 및 조사단계설정	기본방향 설정	•RFP 및 설계기준분석 •원안설계 분석을 통한 대안설계의 타당성 확보 •지형 지질조건 파악
	해석위치 및 입력자료 선정	•지반조사 결과분석 •유사 지반조건 설계 및 시공사례 검토 •주요 해석 위치 선정
예비검토단계	예비검토 (정성적 해석)	•해석·설계·시공을 효과적으로 수행하기 위한 사전분석 및 예비해석 •터널선형 및 표준단면 설계를 위한 자료 획득 •보강영역 및 대책공법, 시공중 위험도예측 등 시공을 위한 자료 획득
안정성검토	해석적 검증	•계획단면에 대해 다양한 조건을 고려한 해석적 검토수행 ⇒ 연속체, 불연속체 해석 •갱구부 및 접속부 등의 취약구간에 대해 시공 및 보강조건을 고려한 해석 •침투해석에 의한 터널유입수량 검토 •설계에 적용할 수 있는 현실적인 해석수행
설계적용	종합분석 및 설계적용	•구간별 특성이 반영된 설계사항에 대한 적정성을 검증하고 향후 관리방안 제시 •계측관리 기준치 선정을 위한 가이드라인 제시

1.3 터널구간 현황분석

구 분	터널연장(m)			평면선형	종단선형	갱문형식	부대시설
	총연장	NATM	개착				
서울방향	364	344	20	R=2,000	2.5000%	시점:벨마우스변형 종점:면벽형	옥외용 변전소 1개소
문산방향	354	334	20	R=2,000	2.5000%	시점:벨마우스변형 종점:면벽형	



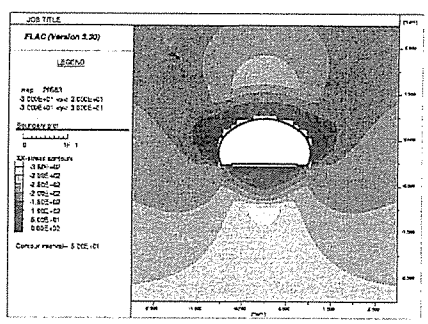
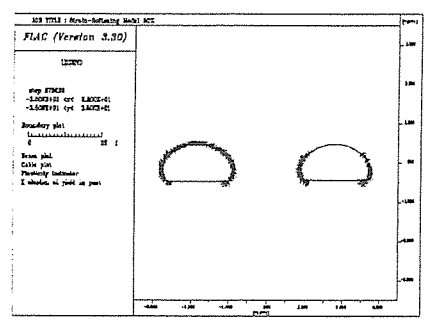
제 2 장 터널 해석 수행 내용

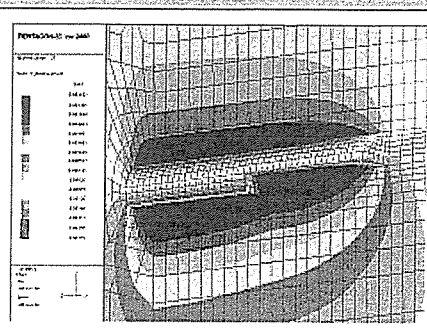
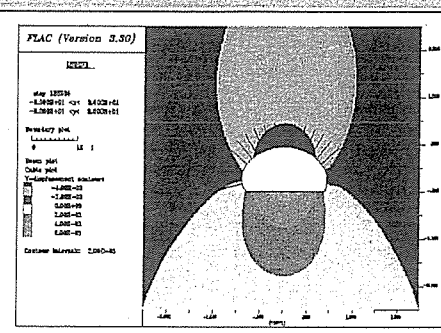
2.1 기본방향

기본방향	•본 사업구간의 터널 해석 수행에 있어서 접근방법상 문제점을 개선하고, 실제 활용되는 해석을 수행하고자 공학적으로 합리적인 해석 수행 •특히 수치해석의 역할이 설계의 적정성 검증에만 국한되지 않고 지반거동특성 분석과 설계 기본방향 설정에 효율적으로 적용될 수 있는 해석을 다각적으로 수행

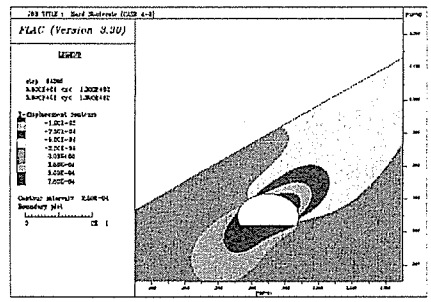
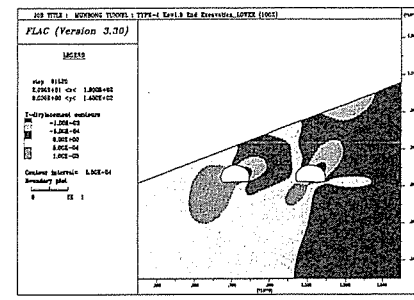
2.2 터널해석시 중점고려사항

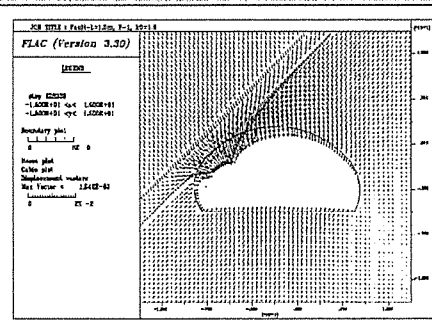
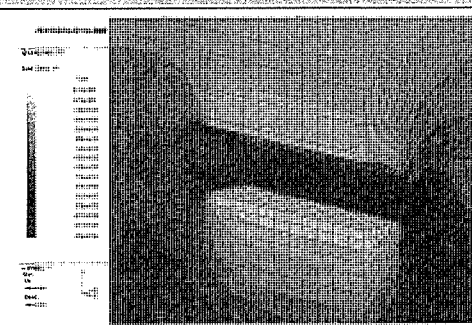
2.2.1 수치해석 기준산정을 위한 예비해석

구 분	해석영역 산정	Strain-Softening 모델 검토
해석 개요도		
검토결과	•해석영역 산정 ⇒ 수평 : 4.0D, 하부 : 3.0D 이상	•해석결과 소성영역이 터널 주위에 국부적으로 발생
설계적용	•터널굴착으로 인해 지반에 영향을 미치지 않는 최적의 해석영역 산정	•파괴이후 거동분석에 의해 터널 및 주변지반의 거동 파악

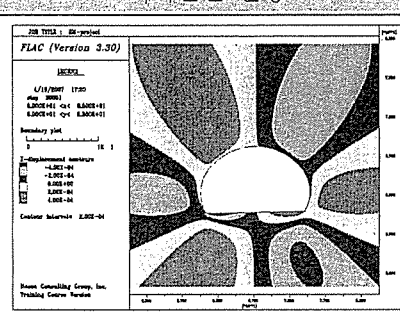
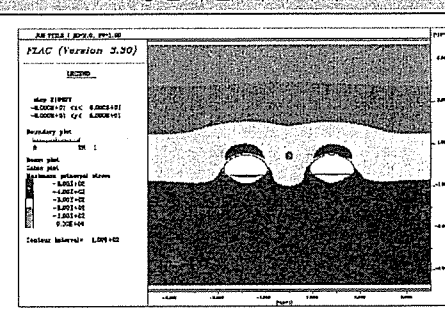
구 분	하중분담율 산정	암반분류 대상영역
해석 개요도		
검토결과	•지보패턴별 하중 분담율 결정	•암반분류대상은 천단에서 0.5D이내임
설계적용	•터널굴착에 의한 지반거동 해석시 사업구간 암질에 맞는 하중 분담율 선정	•경제적이고 신뢰성 있는 암반분류 대상영역을 구간별로 적용

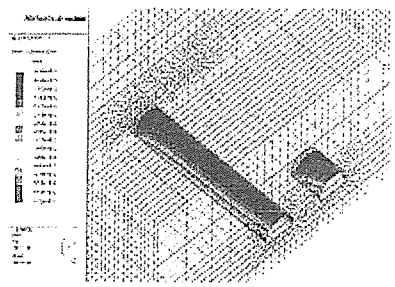
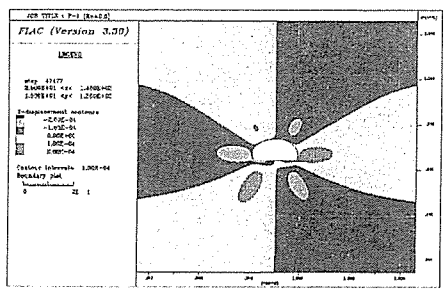
2.2.2 사업구간 지반 및 지형특성을 고려한 예비해석

구 분	편토압을 고려한 갱구 안정성 검토	편토압 영향구간 시공순서 결정
해석 개요도		
검토결과	•토피고가 비교적 낮고 지반등급이 불량한 계곡부 및 편토압 지형은 터널횡단선형 선정시 지양	•좌측터널 선굴착시 지보재 응력이 우측터널 선굴착시보다 크게 발생하나 그 값이 미미함
설계적용	•토피고 및 편경사 정도를 영향인자로 터널 거동을 검토하여 터널횡단선형 결정시 적용	•좌우측 터널 굴착순서는 시공성을 고려하여 결정

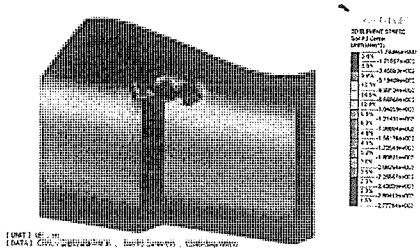
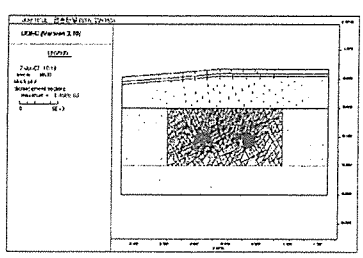
구 분	연약파쇄대 규모와 위치별 검토	강관 보강형 그라우팅 보강효과
해석 개요도		
검토결과	•연약파쇄대의 폭이 증가함에 따라 천단 및 내공변위는 전체적으로 증가함	•강관보강형 그라우팅으로 인한 Beam효과에 의해 보강효과가 나타남
설계적용	•연약파쇄대층이 터널 어깨부 및 터널내에 존재시, 보강대책을 적용	•갱구부 및 단층대 구간에 강관보강형그라우팅에 의한 지반 보강이 계획됨

2.2.3 합리적 설계를 위한 예비해석

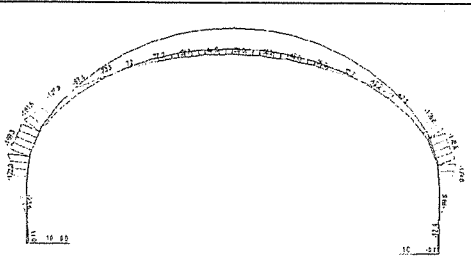
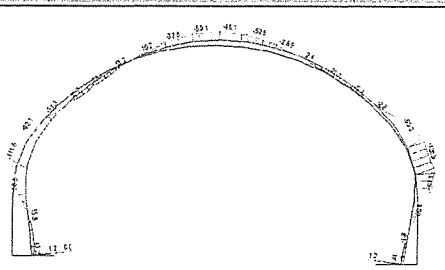
구 분	최적단면 선정	병설터널 이격거리
해석 개요도		
검토결과	•중심각 증가에 따른 변화량이 미소하게 변화하나 허용치범위 내에 존재	•구조물 안정성을 만족시키는 최소 이격거리 ⇒ PW=1.0D 이상
설계적용	•굴착단면적이 가장 적은 단면으로 설계	•구조물 안정성 고려 ⇒ PW=1.0D 확보

구 분	막장간 선후행 이격거리	측압계수에 따른 터널 거동 분석
해석 개요도		
검토결과	•굴착시 안정성 확보 위한 막장간 이격거리 ⇒ 최소 3.0D 이상 유지	•천단변위 및 내공변위는 지반등급이 낮을수록 측압계수에 민감
설계적용	•시공중 지보패턴 구간별 막장간 이격거리 산정	•안정성 해석시 적용 측압계수에 따른 터널 구조물 안정성 고려

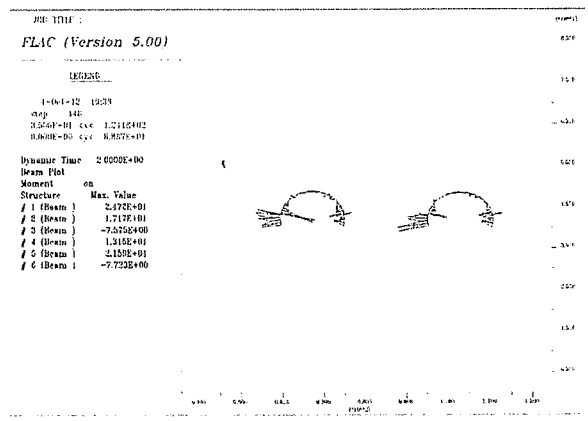
2.2.4 터널 주요구간 안정성 검토

구 분	갱구부 연속체 안정성 검토	불연속체 안정성 검토
해석 개요도		
검토결과	•갱구부구간은 지보재 응력이 허용치(8.4MPa) 이내로 발생하므로 터널의 안정성에는 문제가 없을 것으로 판단됨	•T-3 적용구간은 지보재 응력이 허용치(8.4MPa) 이내로 발생하므로 터널의 안정성에는 문제가 없을 것으로 판단됨
설계적용	•T-6 지보패턴은 타당함	•해당 지반에 적용된 지보패턴은 굴착시 터널의 안정성에 문제가 없을 것으로 판단됨

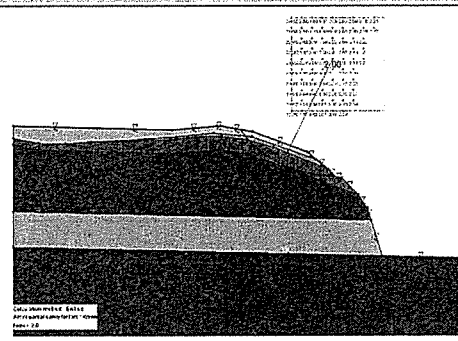
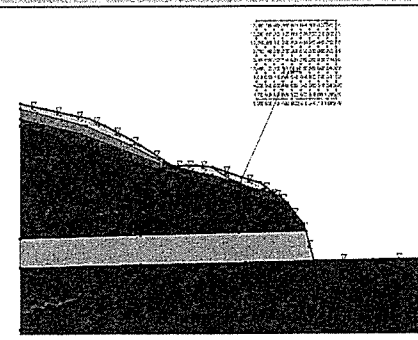
2.2.5 구조물 안정성 및 품질향상 개선 방안 검토

구 분	개착터널	내진 해석
해석 개요도		
검토결과	•강도설계법 적용하여 검토한 결과 주철근(D19, D22@125) 및 배력철근(D16@200)을 배근하여 안정성 확보	•지진시 검토결과 상시결과에 비해 부재력이 작게 산정되었음
설계적용	•아치부 D22@125(시점) D19@125(종점) •측벽부 D22@125(시점) D19@125(종점) •바닥부 D22@125(시점) D19@125(종점)	•아치부 D22@125(시점) D19@125(종점) •측벽부 D22@125(시점) D19@125(종점) •바닥부 D22@125(시점) D19@125(종점)

2.2.6 내진 설계

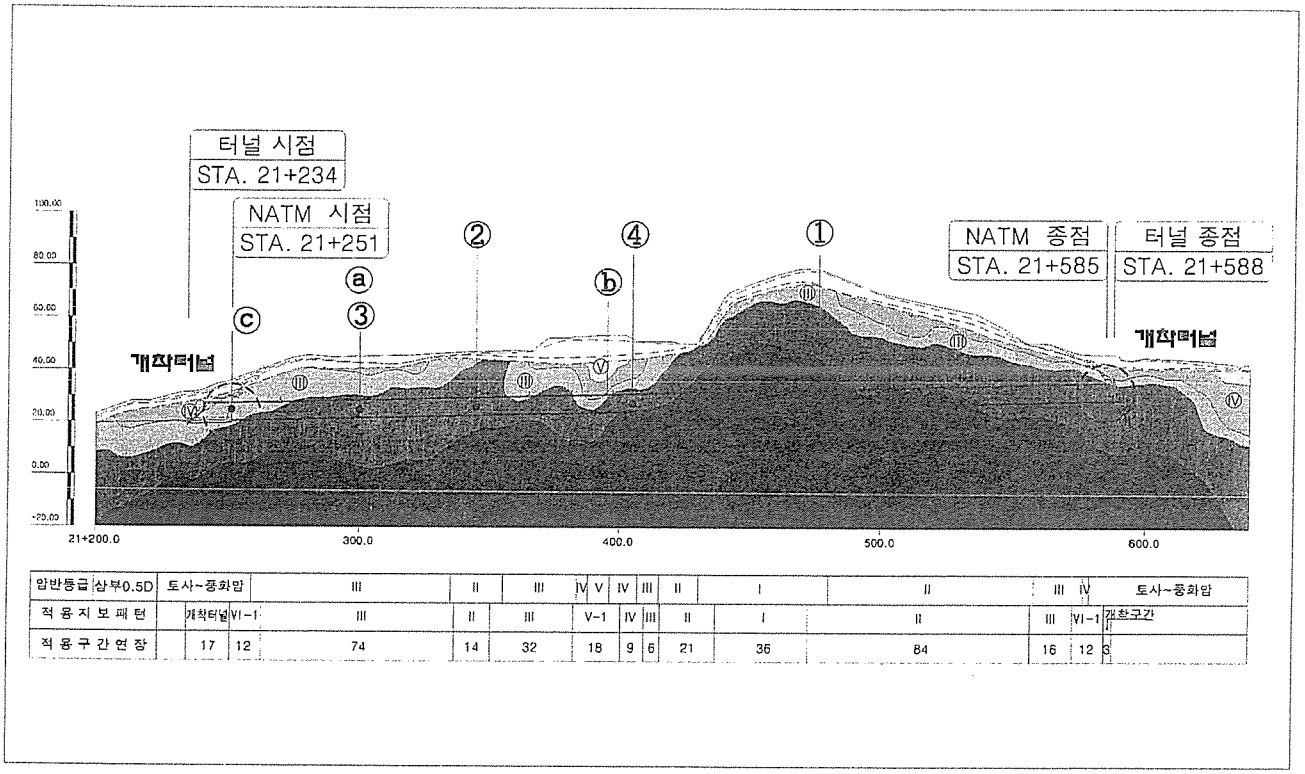
구 분	금촌터널 내진 해석
해석 개요도	
검토결과	•인공지진파를 적용 결과, 지중구조물이 지반과 일체로 거동함
설계적용	•동적해석 결과, 라이닝 응력은 허용치 (9.6MPa) 이내로 발생하므로 지진시 안정할 것으로 판단됨

2.2.7 비탈면 안정성 검토

구 분	시점부 문산방향 배면구간	종점부 문산방향 배면구간
해석 개요도		
검토결과	•Fs = 2.00 > 1.2 ∴ O.K	•Fs = 1.44 > 1.2 ∴ O.K
설계적용	•금촌터널 갱구 비탈면 보강이 필요없음	•금촌터널 갱구 비탈면 보강 C.T.C 2.0×2.0 L=4.0m

2.3 세부항목별 검토현황

2.3.1 터널구간 해석 현황



구 분	해석위치	선정 사유	구 분
①	STA. 21+480	•지보패턴 T-1 안정성 검토	연속체
②	STA. 21+345	•지보패턴 T-2 안정성 검토	연속체
③	STA. 21+300	•지보패턴 T-3 안정성 검토	연속체
④	STA. 21+405	•지보패턴 T-4 안정성 검토	연속체
ⓐ	STA. 21+300	•불연속체 해석	불연속체
ⓑ	STA. 21+400	•터널 저비저항구간 안정성 검토	연속체
ⓒ	STA. 21+251	•터널 갱구부 안정성 검토	연속체

2.3.2 터널구조물 해석 현황

구 분	검 토 내 용	참 조
라이닝 설계	•대표단면 구간 안정성 검토	터널해석보고서 4편
개착터널설계	•개착터널 2차원 검토	터널해석보고서 4편

2.3.3 동적해석 현황

구 분	검 토 내 용	참 조
지진해석	•NATM 구간 지진해석	터널해석보고서 6편
	•개착터널 지진해석	터널해석보고서 4편

2.3.4 갱구비탈면 해석 현황

지반조사보고서 7편

분석기법 \ 구분		금촌터널 시점			금촌터널 종점		
		좌측	우측	종단	좌측	우측	종단
토사 및 풍화암	한계평형해석(TALREN97, SLOPE/W)			◎			◎
	보강시(TALREN97)						
암 반	평사투영해석(DIPS)	◎	◎	◎	◎	◎	◎

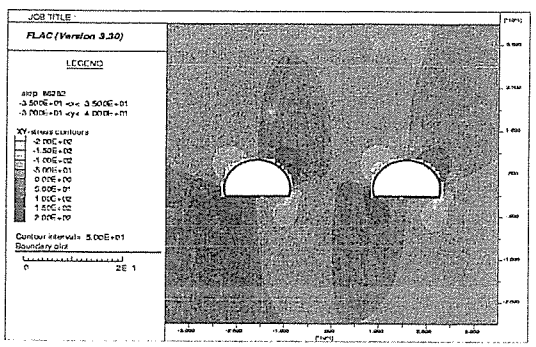
2.3.5 수리·수문 해석 현황

구 분	검 토 내 용	참 조
수리해석	•운영중 침투유량 해석	터널해석보고서 8편
배수구 설계검토	•배수구 규격 검토	터널해석보고서 8편

2.4 주요프로그램 현황 및 적정성 평가

2.4.1 FLAC-2D

○ 프로그램 개요



- 개발자
  Itasca Consulting Group (미국)
- 해석방법
  유한차분법 (FDM)
- 주요기능
  지반 및 구조물에 대한 정적 및 동적 탄소성 해석, 침투류 해석, 열전도 및 열응력 해석 등

○ 프로그램 특징

▮ 주요기능

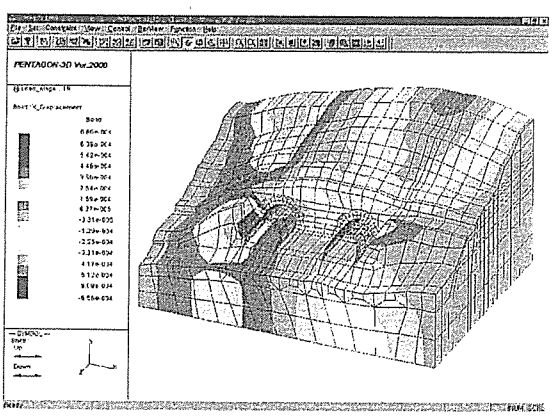
- 정역학 문제 : 단계별 해석이 가능한 탄소성 해석
- 침투력 문제 : 침투수에 의한 간극 수압 해석
- 열전도 문제 : 온도변화에 따른 구조물의 열전도 해석
- 동역학 문제 : 지진파의 영향에 따른 내진설계 및 발파에 따른 동해석
- 축대칭 문제 : 축대칭 형상의 구조물 해석

○ 활용사항

- 지보패턴의 안정성 검토(Mohr-Coulomb 모델)
- 이방성 해석
- 시간이력 동적 지진해석

2.4.2 Pentagon-3D

○ 프로그램 개요



- 개발자
  Emerald Soft Consuting (한국)
- 해석방법
  유한요소법 (FEM)
- 주요기능
  지반 및 구조물에 대한 3차원 정적 및 동적 탄소성 해석, 침투류 해석

○ 프로그램 특징

▌기본이론

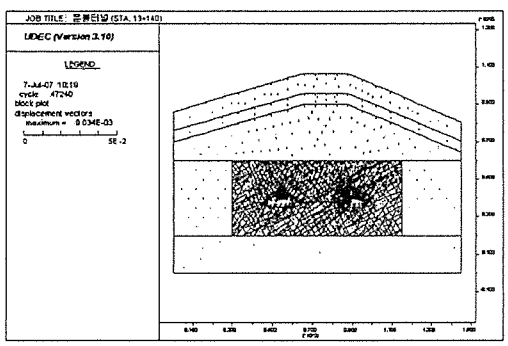
•입력데이터 작성, 유한요소 해석, 해석결과 순으로 해석 수행
•Initial_stage는 초기응력 상태를 해석
•Construction_stage에서는 굴착으로 변화되는 경계조건 및 굴착면을 따라 불평형 절점하중(굴착상당력)을 계산하고 첨가 또는 제거되는 요소와 물성변화를 입력
•Load_stage에서는 요소하중, 절점하중과 이전단계에서 계산한 굴착상당력을 입력받아 응력을 해석

○ 활용사항

•막장 안정공법에 대한 매개변수 분석
•굴착공법별 터널 안정성 비교 검토
•시점 및 종점부 갱구부 3차원 해석

2.4.3 UDEC

○ 프로그램 개요



•개발자
Itasca Consulting Group (미국)
•해석방법
개별요소법 (DEM)
•주요기능
암반 내의 절리 등의 불연속면을 고려한 응력-변형률 거동 해석 및 불연속면을 통한 침투류 해석

○ 프로그램 특징

▌기본이론

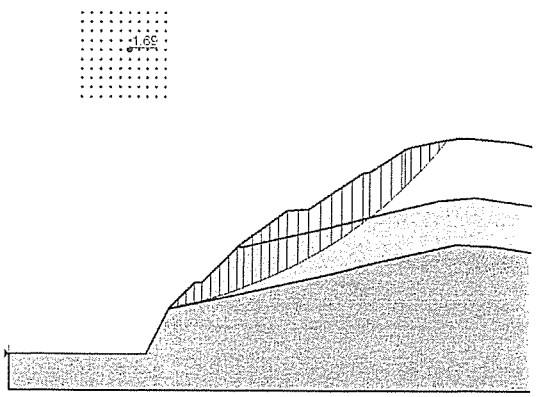
•UDEC(Universal Distinct Element Code)은 개별요소법(Discret Element Method)을 이용한 2차원 해석프로그램으로서 암반에 존재하는 절리, 단층, 파쇄대 등의 불연속면을 효과적으로 구현 가능
•연속체 해석은 공통절점으로 인하여 다른 요소와의 관계가 이루어지는 반면에 개별요소법은 각 블록이 독자적으로 거동할 수 있음 개별요소망은 주로 절리와 같은 불연속면으로 결정되며 일반적으로 블록은 균질암으로 표현되고 블록간의 공간은 불연속면으로 결정함
•프로그램 연산과정은 블록의 접촉에서는 모서리-면(Edge To Corner)접촉으로 수직접촉면(Normal Contact Force)과 블록의 겹침에 비례하는 Dashpot Force와 스프링 힘에 의해 발생하며 전단 접촉력은 다른 블록의 모서리를 따라 이동한 상대 거동에 비례하는 전단력의 증분으로 계산됨.

■ 주요기능

- 불연속면을 고려한 터널 지보패턴 안정성 검토
- 암반 비탈면의 안정성 검토
- 불연속면 침투류 해석

2.4.4 SLOPE/W

○ 프로그램 개요



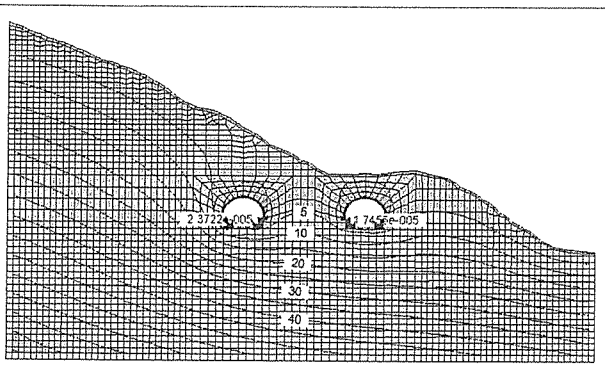
- 개발자
  GEO-SLOPE(캐나다)
- 해석방법
  한계평형방법(LEM)
- 주요기능
  사면안정 범용 프로그램으로 한계평형이론을 이용하여 토사 및 암사면의 안정성 해석 수행

○ 프로그램 특징

- SEEP/W 의 해석결과와 연계하여 침투압을 고려한 사면안정 해석 가능
- 해석 데이터 입력시 CAD와 호환이 되어 그래픽 작업이 용이
- Monte Carlo 분석 방법을 적용한 확률론적 해석의 적용

2.4.5 SEEP/W

○ 프로그램 개요



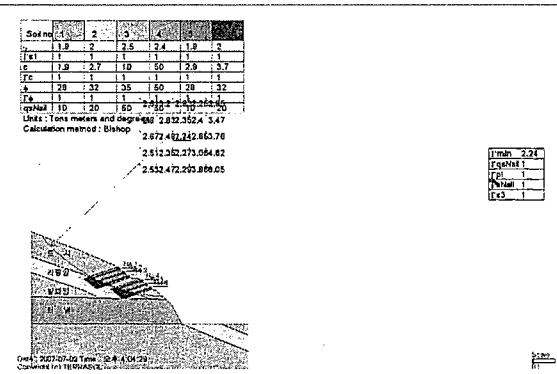
- 개발자
  GEO-SLOPE 社
- 해석방법
  유한요소법
- 주요기능
  지반조건에 따라서 배수설계에 필요한 유입수량 검토 및 침투수압으로 인한 콘크리트 라이닝에 적용하는 간극수압 검토

○ 프로그램 특징

- 유한요소 프로그램(FEM)으로 2차원(수직 및 평면) 문제 및 축대칭 문제
- 정상류(Steady State Flow) 및 부정류 (Transient Flow) 해석
- 포화토 및 불포화토의 특성을 고려한 해석
- 다층지반을 고려한 침윤선 및 유선망 작성
- 침투유량, 침투력, 간극수압, 수두를 구함
- 비등방성 투수계수 고려

2.4.6 TALREN

○ 프로그램 개요



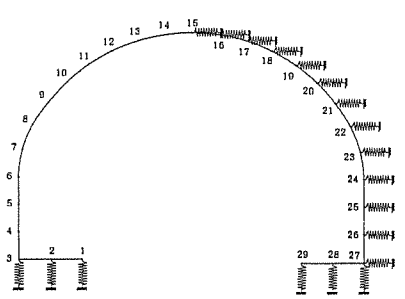
- 개발자
  TERRASOL 社
- 해석방법
  한계평형방법(LEM)
- 주요기능
  터널 갱구부에 형성되는 갱구사면 중 토사구간의 안정성 검토
  건기시, 우기시 및 지진시의 갱구사면에 대한 안전율 산정

○ 프로그램 특징

- 지반의 보강재(nail, anchors, reinforceing strip, braces, piles등)의 유무에 관계없이 지반구조물의 안정성(절토 및 성토 등)을 평가할 수 있음
- 한계평형상태에서 지반파괴면을 고려하는 고전적인 사면안정방법(Slope stability Method)
- 주동토괴(Active soil mass)의 평형은 Fellenius or Bishop 절편법, Perturbation방법으로 해석
- 부분안전율 개념을 도입하고 수압 및 지진에 관한 자료 입력이 가능함
- 지하수위를 지정함으로써 건기, 우기시의 비탈면 해석이 가능

2.4.7 SAP2000

○ 프로그램 개요



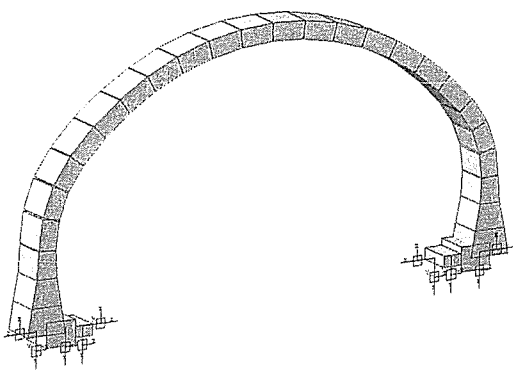
- 개발자
  Univercity of California, Barkeley, Edward L
- 해석방법
  유한요소법(FEM)
- 주요기능
  2차원 프레임 요소, ASOLID요소, PLATE요소 등을 이용한 선형 정적 해석 및 동적 해석이 가능한 구조 해석 프로그램

○ 프로그램 특징

•정적해석과 동적해석이 모두 가능하며, 서로 조합된 상태의 하중경우도 적용할 수 있음
•특이한 모델 형태를 지닌 조합된 요소 형태들을 복합적으로 적용할 수 있음

2.4.8 MIDAS/CIVIL

○ 프로그램 개요



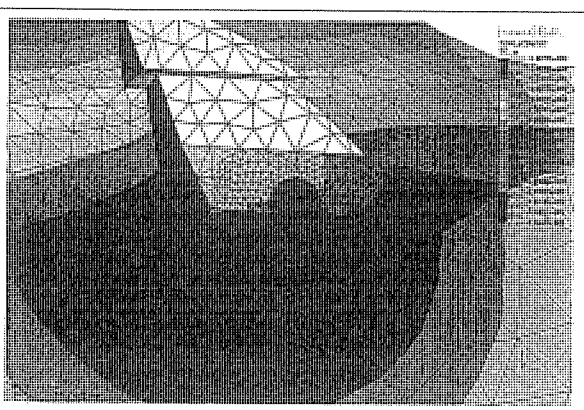
•개발자
한국, MIDAS Information Technology Co
•해석방법
유한요소법(FEM)
•주요기능
2차원 및 3차원 요소로 모델링하여 Static Analysis, Dynamic Analysis, Geometric Non-Liner Analysis, Bucking Analysis 등의 범용 구조해석 프로그램

○ 프로그램 특징

•정적해석과 동적해석이 모두 가능하며 서로 조합된 상태의 하중 경우도 적용 가능
•하중은 특정하중과 변위를 절점하중으로 추가시켜 중력, 온도, Prestress 조건에 적용시킬 수 있으며 동적하중은 전단가속도 응답스펙트럼의 형식이나 시간의존 하중과 전단가속도 형태로 적용 가능

2.4.9 MIDAS GTS

○ 프로그램 개요



•개발자
한국, MIDAS Information Technology Co
•해석방법
유한요소법(FEM)
•주요기능
GTS(Geotechnical and Tunnel System)는 시공단계를 고려한 응력해석과 침투류 해석 등 지반 및 터널공학 분야 수치해석에 필요한 제반기능을 집적하여 개발된 프로그램

○ 프로그램 특징

•접속부 터널해석, 지하수 침투해석, 응력-침투연계 유효응력해석, 연약지반 성토 및 압밀해석, 굴착 및 가시설 해석, 지진 및 발파진동해석 그리고 라이닝 구조해석 가능하며, 다양한 지반재료 모델링이 가능함

제 3 장 설계적용기준 검토

3.1 터널설계기준 분석 및 적용

기본방향	•터널설계를 위한 제반 설계기준 및 관련 시방규정을 비교, 분석하고 지반조사 결과의 사전 검토를 통하여 설계에 적용하고 지반거동 메카니즘을 분석하기 위한 수치해석 설계를 수립함

3.1.1 설계적용 기준서

구 분	적용기준서	발행기관
도로설계기준	•도로설계요령 •도로포장설계·시공지침 •터널 설계기준 •각종 설계지침 및 기준	•한국도로공사(2009) •국토교통부(2006) •국토교통부(2007) •한국도로공사
구조물 설계기준	•구조물 기초 설계기준 •콘크리트 구조기준 •도로교 설계기준	•국토교통부(2008) •국토교통부(2012) •국토교통부(2010)
관련시방서	•고속도로공사 전문시방서 •토목공사표준 일반시방서 •터널 표준시방서 •콘크리트 표준시방서 •도로교 표준시방서	•한국도로공사(2009) •국토교통부(2005) •국토교통부(2009) •국토교통부(2009) •국토교통부(2013)
기타 기준	•전기·통신설비 기술기준에 관한 규칙 •한국전력공사 제정 설계기준 •전기공급, 내선, 배전규정 •고속도로 터널 환기시설 설계기준 •도로터널 방재시설 설치 및 관리지침	•통상산업부(2001) •한국전력공사(1999) •대한전기협회 •한국도로공사(2002) •국토교통부(2009)

3.1.2 설계기준 적용사항

구 분	터널설계 기준	터널해석 적용사항
예비해석	•주변지반의 거동과 주변시설물에 미치는 영향 및 지보재의 안정성을 사전에 검토하기 위하여 터널 해석을 실시	•지반조사 분석결과에 따라 예비해석, 설계 기본사항 결정을 위한 검토, 암반특성에 따른 검토를 수행하여 지반특성을 파악함 – 해석범위 선정을 위한 굴착영향 검토 – 하중분담율 산정을 위한 검토 – 터널 단면설계 및 선형 검토 – 구조해석 모델의 적정성 검토 – 암반의 Strain Softening 특성 검토

구 분	터널설계 기준	터널해석 적용사항
해석조건	•해석시 지반조건, 지하수 조건, 터널의 형상, 시공방법 및 터널 주변지반의 지보능력을 고려하여야 하며 해석기법은 2차원 해석이나 3차원 해석을 채택, 2차원 해석을 실시할 경우에는 3차원적 실제 지반 거동을 고려	•터널해석시 주변여건 등을 적용하여 해석을 수행하였으며, 평면변형율 조건을 만족하지 않는 시공순서 변경구간, 갱구부, 단면 접속부 등에 대해서는 3차원 해석을 수행하여 터널의 안정성 검토
해석영역	•해석 영역은 터널굴착에 따른 영향을 충분히 파악할 수 있는 범위로 설정 •해석모델은 단계별 굴착의 영향이 포함되도록 하되 터널 측면은 경계요소, 무한요소 등의 탄성경계조건을 부여하는 경우를 제외하고는 터널 굴착폭의 3배 이상, 하부는 터널 높이의 2배 이상, 상부는 지표까지를 모델화, 단 상부토피가 매우 큰 경우에는 상부 지반조건의 영향이 포함될 수 있는 별도의 모델을 적용	•터널 해석을 위한 굴착영향권 범위 검토를 위한 정성적 해석을 수행하였으며 해석결과 굴착영향범위는 다음과 같음 – 터널상부 : 전체모델링 적용 – 터널측방 : 4.0D – 터널하부 ; 3.0D •2차원 및 3차원 해석시 굴착영향 범위를 고려하여 충분히 해석영역을 확대하여 모델링 실시(4.0D 이상 확보) •분석결과 굴착영향권은 지형적인 영향 등을 실제와 동일하게 적용하기 위해 상부 전구간을 해석단면으로 선정
지 반 특 성 치	•해석시 사용하는 지반 특성치들은 해당 지반의 시험결과를 사용 •현장 여건상 시험 결과를 얻을 수 없는 경우에는 유사지반의 지반 특성치를 아주 제한적으로 준용, 이 경우에는 경험이 풍부한 기술자의 판단에 의해 지반 특성치들이 결정	•해석에 사용된 지반 특성치는 각종 지반조사를 수행하여 그 결과를 통계분석 및 최적화 방법을 통하여 선정하였으며 터널 해석결과와 지반 특성치와의 상관관계를 비교 검토하였음
해 석 프로그램	•해석에 사용되는 프로그램은 그 적합성이 확인된 것으로써 지반의 거동을 적절히 해석할 수 있는 기능을 보유한 프로그램이어야 하며 굴착단계에 따른 지반, 지보재의 변형 및 응력 변화를 계산하여 터널 설계에 적용할 수 있는 것을 사용	•FLAC–2D, PENTAGON 3D, MIDAS–GTS : 유한차분(요소)해석 프로그램으로 시공순서를 고려한 2, 3차원 해석 수행 •UDEC : 개별요소해석 프로그램으로 시공순서를 고려한 2차원 해석 수행 등 •MIDAS, SAP2000 : 유한요소해석 프로그램으로서 내부라이닝 및 개착부 2D,3D 해석 수행 •TALREN, SLOPE/W : 한계평형해석 프로그램으로 갱구사면 토사구간 안정성 해석 수행 •SEEP/W : 유한요소해석 프로그램으로 2차원 수리해석 및 터널 유입수량 계산
하중조건	•터널의 주지보재 또는 콘크리트 라이닝에 작용하는 하중으로는 지반압, 수압, 상재하중, 편압, 크리프 압력(creep pressure), 온도하중, 공기압 등이 있으며 지반조건, 터널 단면의 형상과 크기, 토피, 시공방법, 지보재 및 콘크리트 라이닝의 시공시기, 방수 및 배수 형식 등을 고려하여 하중조합 결정	•본 사업구간에서 콘크리트 라이닝에 작용하는 하중은 지반압, 건조수축, 온도하중에 대하여 적용하였으며 지보패턴별 해석결과에 따라 이완하중을 산정하여 해석에 적용하였음

구 분	터널설계 기준	터널해석 적용사항
하중산정	•주지보재나 콘크리트라이닝에 작용하는 지반 압의 크기는 초기응력, 지반조건, 터널단면의 크기, 터널 상부 지반의 두께, 굴착공법, 굴착방법, 지보재, 콘크리트라이닝의 시공시기 등을 고려하여 결정	•지반압에 대해서는 실제 주변현황을 그대로 적용하여 해석을 수행하였으며 콘크리트 라이닝 시공시기 또한 시공 순서결정을 위한 정성적 해석결과에 따라 시공계획에 적용하였음
	•지형, 지질, 기타 등의 이유로 터널에 편압이 작용할 우려가 있는 경우에는 편압의 상태와 이에 대한 조치에 대하여 고려	•실제 지형 및 지반조건을 고려하여 터널의 안정성 검토를 수행하였음 •검토결과 사업구간은 편압이 크게 작용될 것으로 판단되지 않으며 갱구부 종방향 급경사 지역은 3차원으로 실제 지형을 모델링하여 터널의 안정성 검토하였음
	•갱구부에 대해서는 지역적 특성, 터널 상부 지층의 두께, 지형, 지반조건 등에 따라 지진의 영향이 예상되는 경우에는 이의 영향을 설계에 적용	•갱구부에 대해서는 지역적 특성, 터널 상부 지층의 두께, 지형, 지반조건 등이 복잡하므로 3차원 해석을 통하여 갱구부 영향 범위 및 보강영역을 선정한 후 실제 시공조건을 고려한 3차원 해석을 수행하여 안정성을 검토하였음.
	•온도 변화가 예상되어 구조물에 기능상 영향을 미친다고 판단되는 경우에는 온도하중을 고려	•온도 변화가 예상되는 구간에 대해서는 온도하중을 고려하여 구조계산을 수행하였음
설계적정성 검토 위한 표 준 지보패턴 해 석	•표준지보패턴은 강지보재, 숏크리트, 록볼트, 철망 등으로 구성되며 해석에 있어서는 각 시공단계를 적용	•표준지보패턴 해석시 시공단계별로 숏크리트, 록볼트에 시공단계에 따라 적용
	•표준지보의 해석절차는 다음과 같다 -지반의 역학적 모델화 -초기응력의 결정 -시공 단계별 해석 -해석 결과의 분석 및 평가	•표준지보 해석절차를 해석기준에 따라 적용
설 계 와 부 합 한 지 보 재 해 석	•숏크리트는 시공단계에 따라 연한 상태와 강한 상태로 구분하여 설계에 적용하고 재료 특성치 고려	•숏크리트는 시공단계에 따라 연한 상태와 강한 상태로 구분하여 재료 특성치를 고려하여 설계적용
	•록볼트는 지반과의 부착을 고려하여야 하고, 굴착 공동의 크기 및 지반조건에 따라 그 길이 및 수를 조정하여 해석	•록볼트는 지보패턴별로 설치 위치 및 수량에 따라 해석에 적용 •부착에 대한 효과 적용

3.1.3 적용 설계방법 및 재료강도

○ 적용 설계방법

대 상 구 조 물	적 용 설 계 방 법
철근 콘크리트라이닝, 개착터널	•강도설계법 – 안정성 검토(무근 콘크리트 설계 제외) 및 단면설계 •허용응력설계법 – 휨균열, 우각부 인장응력, 부력, 피로 검토
강 구 조 물	•허용응력설계법
무근 콘크리트라이닝, 숏크리트	•허용응력설계법

○ 재료 및 강도

구 분		내 용
콘크리트 (MPa)	25-24-15 13-21-8 40-15-8	•개착터널, 내부라이닝, 기타구조물 •일반 숏크리트, 강섬유 보강 숏크리트 •속채움 콘크리트, 버림 콘크리트
철 근 (MPa)	SD 30(fy=300) SD 35(fy=350)	•개착터널, 콘크리트라이닝, 기타구조물 •록볼트
단 위 중 량 (kN/m^3)	철근 콘크리트	25
	무근 콘크리트	23.5
	기초 콘크리트	18
	물	10
	시멘트모르터	21.5

○ 지보재 허용응력 및 축력

구 분	내 용				철근
평 가 응 력	휨압축응력 (MPa)	휨인장응력 (MPa)	지압응력 (MPa)	전단응력 (MPa)	인장응력 (MPa)
허용응력산식	$f_{ca}=0.40f_{ck}$	$f_{ta}=0.13\sqrt{f_{ck}}$	$f_a=0.5f_{ck}$	$\tau_a=0.08\sqrt{f_{ck}}$	$0.5f_y$

구 분		설계강도 (MPa)	휨압축응력 (MPa)	허용인장응력 (MPa)	허용전단응력 (MPa)	허용축력 (kN)
숏 크 리 트		21	8.4	0.596	0.367	–
콘크리트	상시	24	9.6	0.637	0.392	–
록 볼 트		350	–	–	–	88.67

3.1.4 설계 적용하중 및 하중조합

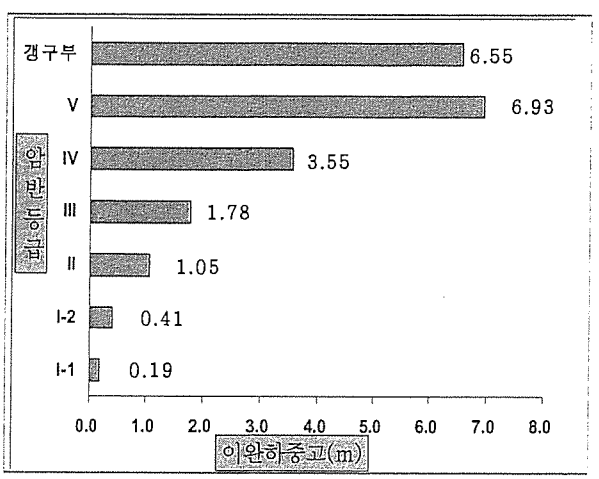
○ 설계적용 하중

▮ 작용하중 종류

구 분		작용하중 종류 및 내용
콘크리트라이닝 작용하중	이완하중	•일반적으로 암반이완하중은 1차 지보재와 주변지반에 의하여 지지되고 변위 수렴 후 시공되는 콘크리트라이닝은 하중이 작용하지 않는 것으로 간주함 •지금까지의 연구사례를 살펴보면 이완하중의 산정에 대한 다양한 이론이 제기되고 있으나 정량적인 계산에 어려움이 있음 •따라서 본 설계에서는 탄소성 이론해를 이용한 방법, 지반특성을 고려한 경험적인 방법(RMR, Q 시스템 등), 수치해석적인 방법을 통해 산정된 이완하중을 다각적으로 상호 비교하여 합리적인 이완하중을 산정하여 적용함
	잔류수압	•본 설계에서는 배수형 터널을 계획함 •부직포의 장기사용에 의한 통수능 저하 및 수압작용 유무에 따른 응력검토를 수행하여 잔류수압 적용 유무의 타당성을 검토한 결과 콘크리트라이닝의 배면수압을 고려하지 않는 것이 타당한 것으로 평가됨
	온도하중	•콘크리트라이닝 내•외면 온도차 기준을 검토하여 적용함 •콘크리트라이닝은 터널내 대기온도의 영향을 직접 받는 내측면과, 암반에 접하여 대기온도의 영향을 적게 받는 외측면과의 온도차가 발생하며 특히 차량의 운행에 의하여 터널내 온도변화가 예상됨 •터널 구조물과 같은 지중구조물의 외측면은 지반에 접하게 되므로 내외측면과의 온도차는 도로교 표준시방서 기준을 적용함 •외기와 접하는 갱구부측은 계절별 온도차 적용
	지진하중	•평균재현주기 1,000년 지진 지반운동에서 0.14g 이상 확보(터널설계기준(2007)) •지진계수 : 0.154g = 구역계수(1.1)×위험도계수(1.4g)

▮ 콘크리트라이닝 설계적용 하중

구 분	내 용		참 고 문 헌
	재 료	단 위 중 량	
고정하중	철근 콘크리트	25 kN/m^3	도로교 설계기준 (2010) 2.1.2 참조
	무근 콘크리트	23.5 kN/m^3	
	경 암	27 kN/m^3	
	보 통 암	26 kN/m^3	
	연 암	23 kN/m^3	

<table>
<tr><th>구 분</th><th>내 용</th><th>참 고 문 헌</th></tr>
<tr><td>이완하중</td><td>
•기존 Terzaghi의 이완하중법은 재래식 터널(ASSM)의 강지보재 설계를 위한 것으로 터널굴착 후 조기에 숏크리트와 록볼트를 사용하여 형성된 지반아치를 활용하는 NATM 터널설계에 적용하는 것은 바람직하지 않아 이완하중고 산정 방법에서 배제함
•RMR을 이용한 지보하중에 의한 이완하중고를 산정하였으며 탄소성 이론에 의한 소성영역을 산정하여 경험식과의 결과를 비교하였음
•터널 수치해석을 실시하여 터널굴착에 의한 터널주변에 발생되는 굴착상당력에 대하여 최대 전단변형율 경계면 이하를 이완영역으로 고려하는 방법으로 이완하중을 추정하였음
•경험식, 이론식, 수치해석결과를 토대로 터널 콘크리트라이닝 이완하중고를 산정 하였으며 구조계산에 적용하였음
•전체적으로 양호한 지반의 영향으로 수치해석 결과 암반등급 IV, V에서만 이완 영역이 산정됨.
•갱구부의 경우 터널심도는 깊지 않지만 암반등급 V와 유사한 등급으로서 IV보다는 높은 이완하중고가 산정됨
•단층파쇄대 및 접속부 구간의 이완하중은 3차원 예비해석을 통하여 별도로 산정 하였음
•이완하중 산정결과
<table>
<tr><th>암반등급</th><th>H(m)</th></tr>
<tr><td>I-1</td><td>0.19</td></tr>
<tr><td>I-2</td><td>0.41</td></tr>
<tr><td>II</td><td>1.05</td></tr>
<tr><td>III</td><td>1.78</td></tr>
<tr><td>IV</td><td>3.55</td></tr>
<tr><td>V</td><td>6.93</td></tr>
<tr><td>갱구부</td><td>6.55</td></tr>
</table>


</td><td>터널표준시방서
(2009)</td></tr>
<tr><td>수 압</td><td>
•수압이 작용하지 않도록 충분한 배수시설을 갖춘 배수형 터널을 설계에 채택
→ 콘크리트 라이닝 배면수압 미적용
•배수시스템 개요
– 측벽 배수관 : φ100mm
– 하부 배수관 : φ300mm
– 방수쉬트 3mm, 용수 예상지역 드레인 보드 설치
</td><td>터널표준시방서
(2009)</td></tr>
</table>

구 분	내 용	참 고 문 헌
온도하중	•외기온도가 영향을 미치는 구간 –갱구부 : 외부에서 불어오는 바람이 터널 출입구로 유입 •온도하중 – 계절별 온도변화 : ±15℃ – 건조수축 : –15℃ – 내 외면 온도차 : ±5℃	도로교 설계기준 (2010)
지진하중	•터널 구조물의 경우 응답변위법의 적용이 가장 적절하므로 갱구부 구간에 대해 응답변위 해석과 정밀동적 해석 수행(터널설계 기준, 2007) •SIMQKE를 이용하여 설계지진 시간이력 데이터를 산정, 구조물 동적 해석을 수행하고 SHAKE91을 이용하여 지반변위를 산정하여 응답변위 해석시 입력하중으로 적용함	내진설계기준 연구 II (1997, p.30~41)

▮ 개착터널 설계적용 하중

구 분	내 용	참고문헌
고정하중	•철근 콘크리트 단위중량 = 25 kN/m^3	도로교 설계기준 (2010) 2.1.2참조
토 압	•되메우기 토사는 양질의 보통 모래층 정도 –단위중량(γ) : 18 kN/m^3 , – 내부마찰각(ϕ) : 28° –정지토압계수(K_o) : 1–sin ϕ = 0.5	도로교 설계기준 (2010)
온도하중	•계절별 온도변화 : ±15℃ •건조수축 : –15℃ •내 외면 온도차 : ±5℃	도로교 설계기준 (2010)
지진하중	•응답변위 해석법 적용	터널 설계기준 (2007)

▮ 갱문 및 날개벽 설계 설계적용 하중

구 분	내 용	참고문헌
고정하중	•철근콘크리트 단위중량 = 25 kN/m^3	도로교 설계기준 (2010) 2.1.2 참조
토 압	•뒷채움 토사는 양질의 보통 모래층 정도 –단위중량(γ) : 18 kN/m^3, 내부마찰각(ϕ) : 28°	도로교 설계기준 (2010)
온도하중	•계절별 온도변화 : ±15℃ •건조수축 : –15℃ •내 외면 온도차 : ±5℃	도로교 설계기준 (2010)

○ 하중계수 및 하중조합

구 분	하 중 조 합	비 고
무 근 콘크리트라이닝	•U=1.0D •U=1.0D + 1.0T	•고정하중(D) : 자중 및 이완하중 •온도하중(T) : 계절별 온도차, 내외면 온도차, 건조수축
철 근 콘크리트라이닝 및 개착터널	•U=1.4D •U=1.2D+1.6$\alpha_H H_v$+1.6H_h+1.2T •U=1.2D+1.6$\alpha_H H_v$+0.8H_h+1.2T •U=0.9D+0.9H_v+1.6H_h •U=0.9D+0.9H_v+0.8H_h	•고정하중(D), 연직토압(H_v), 수평토압(H_h) •지진하중(E) : 지진시 수평토압으로 고려 •전토압 및 반토압 고려 •온도하중(T) : 계절별 온도차, 내외면 온도차, 건조수축
	•U=1.2D+1.2H_v+1.0H_h+1.0E •U=1.2D+1.2H_v+0.5H_h+1.0E •U=0.9D+0.9H_v+1.0H_h+1.0E •U=0.9D+0.9H_v+0.5H_h+1.0E	•지진하중 고려시

※ ("콘크리트 구조기준", 2012)

○ 강도 감소계수

구 분	강 도 감 소 계 수	비 고
보통 철근 콘크리트(ϕ_f)	0.85	휨, 휨+축방향 압축
프리스트레스 콘크리트(ϕ_f)	0.85	휨, 휨+축방향 압축
축방향인장(ϕ_f)	0.85	
나선철근콘크리트(ϕ_c)	0.70	축방향 압축, 휨+축방향 압축
띠철근 콘크리트(ϕ_c)	0.65	축방향 압축, 휨+축방향 압축
전단, 비틀림(ϕ_v)	0.75	
콘크리트의 지압(ϕ_o)	0.65	
무근콘크리트(ϕ_{pc})	0.55	

○ 이음길이 및 피복두께

구 분	콘크리트 내부 라이닝		개착터널	
	외 측 (cm)	내 측 (cm)	외 측 (cm)	내 측 (cm)
순수덮개 전단철근 주철근(1/2)	30 13 19/2	30 13 19/2	50 13 22/2	50 13 22/2
피복두께	6	6	8	8

•철근의 피복두께는 중성화 및 균열을 고려하여 결정
•정착 및 이음 길이 : 인장철근의 일반철근 구간과 상부철근 구간으로 구분하여 적용
•"이형철근 겹이음 길이 적용기준 검토, (2005, p.255)" 한국도로공사 기준에 의한 계산방법을 적용
→ 콘크리트라이닝 및 개착터널에 별도의 이음길이를 산정하여 적용

3.1.5 기타 관리기준

○ 천단침하 관리기준 선정

지반 / 레벨	A(경암)	B(연암)	C(풍화암)	국토교통부 도로설계편람(2010)
Ⅰ	3~5mm	5~10mm	10~30mm	•지반은 안정하나 이완영역의 발생한계에 달하므로 약간의 주의
Ⅱ	10~15mm	15~40mm	40~95mm	•이완영역이 발생하는 것으로 간주함
Ⅲ	30~40mm	40~110mm	110~270mm	•명확하게 이완영역이 발생하므로 굴착방법, 지보재 등의 변경

○ 내공변위 관리기준 설정

▌일본터널기술협회(NATM의 계측지침에 관한 조사연구보고서)

•도로터널 395개소에서 측정한 계측 실측치를 근거로 하여 지반등급별 내공변위량 및 변위속도 상관관계 분석

구 분	변위속도 (mm/day)	최종변위량 (mm)
지반등급Ⅰ	0.660	4.330
지반등급Ⅱ	1.064	5.301
지반등급Ⅲ	3.469	14.950
지반등급Ⅳ	5.067	26.370
지반등급Ⅴ	7.465	68.630

■ 한국도로공사 기준

최종내공변위량(mm)	
P-1	5
P-2	15
P-4	30
P-5	40

○ 발파진동 규제기준치

▌국내기관별 발파진동 규제기준치(단위:cm/sec) 생태계 보존을 위한 소음/진동 기준치 제시

구분	국토교통부 (2009, 터널표준시방서)		서울시 및 부산시 지하철공사	
지장물의 분류	문화재	0.3	문화재	0.2
	재래가옥,저층 일반가옥	0.5	주택, APT	0.5
	저층양옥, 연립주택	1.0		
	중, 저층 APT	2.0		
	중소상가 및 공장	3.0	상가	1.0
	내진 구조물 (고층APT)	5.0	RC건물 및 공장	1.0~4.0

구 분	허용규제치	관련근거
문화재 손상 진동허용규제치	0.2 cm/sec	DIN4150, 서울지하철공사
환경진동 허용치	10.0 mm/sec^2 (60 dB)	국내철도 진동허용치 (소음 진동규제법: 주거,녹지지역)
가축피해 진동허용 규제치	0.5 mm/sec^2	가축종별 예상피해발생율 (연구논문)
고체음 소음허용치	35 dB	국내철도 고체음 추천치 미국공조냉동냉방 (ASHRAE)
환경소음허용치	63 dB	고속철도 소음 기준(안) (환경부)

○ 인접구조물 손상 균열 분류체계

개략적 균열폭	손상등급	손상형태 기술
0.1mm 이하	무시	미세 균열
1.0mm 이하	매우경미	미소 균열
5.0mm 이하	경미	균열 쉽게 복구
5~15mm	보통	구조물의 기능적 손상
15~25mm	심각	구조물의 구조적 손상
25mm 이상	매우심각	구조물의 안정성 위험

○ 인접구조물 침하 기준

구 분		주의레벨 I		주의레벨II
		내공변위	변위속도	내공변위
경암지반		2~3cm	5mm/day 3일 지속	3~5mm
토사지반	사질토	2~3cm	상 동	3~ 5cm
	점성토	2~5cm	10mm/day 3일 지속	5~7cm
팽창성 지반		10cm	30mm/day 3일 지속	20~30cm
대응책		주의레벨 I • 현장상황의 종합적 판단 후 대책 결정 • 계측회수를 증가/주의해서 시공		

○ 지진하중 산정(주요 시설물의 내진설계성능기준(안))

구 분	기능수행 수준(OBE)	붕괴 방지수준(SSE)
성능기준	•부분적 경미한 피해 허용 •구조물의 기능유지 •구조물의 거동이 선형한계내 거동	•제한적인 구조물 피해 허용 •구조물의 전체적인 붕괴는 방지 •구조물의 거동이 소성변형 한계내 거동
내진등급	I 등급(재현주기 100년)	I 등급(재현주기 1,000년)
설계지진계수	•지반조건 : SB (Ca = 0.11, Cv = 0.11), Sc (Ca = 0.13, Cv = 0.18), SD (Ca = 0.16, Cv = 0.23) •위험도 계수 (100년 : 0.57, 1,000년 : 1.4) 적용	

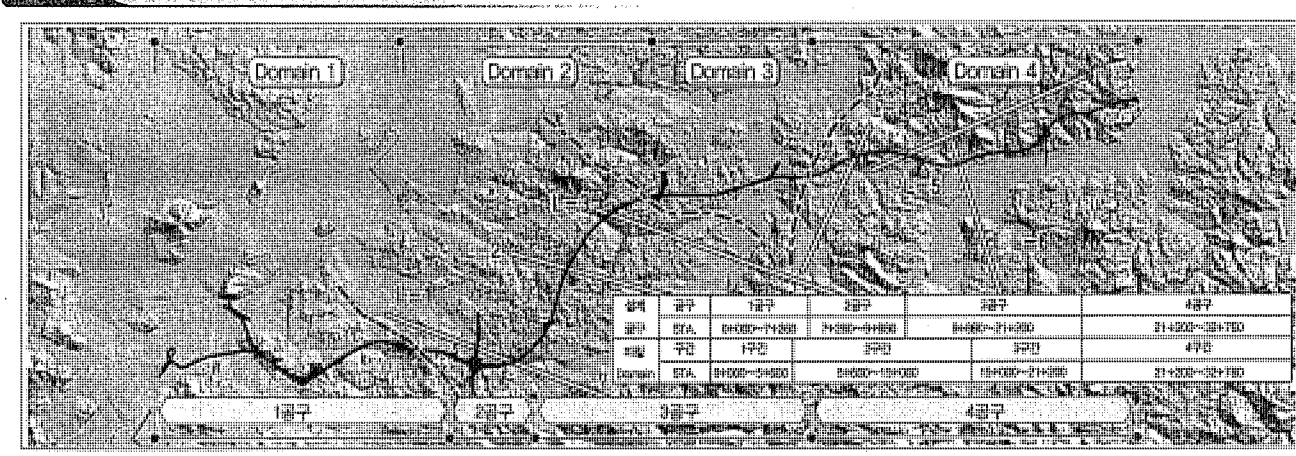
제 4 장 지반조사 현황 및 설계정수 산정 현황

4.1 지반조사 현황

4.1.1 기본방향

구 분	중점 검토 사항
지층현황 및 지반특성분석	•시추조사 및 현장시험, 실내시험을 실시하여 지층분포 상태 및 공학적 특성 파악 •지층별 심도 및 공학적 특성을 파악하고 갱구부 위치 및 갱구비탈면 안정성 파악
단층현황	•시추조사 및 물리탐사로부터 단층대 및 지질경계부 암반상태를 파악하여 암반등급에 따른 지보패턴 및 설계정수 산정에 반영하고 시공시 이를 고려하도록 설계
암반등급 결정	•지표노두, 시추조사 결과를 이용한 RMR과 전기비저항 탐사, 탄성파 탐사 결과 등을 상호 비교, 암반분류를 통한 구간별 암반등급 결정
불연속면 특성	•지표지질조사, 시추공영상촬영(BIPS) 결과를 통계적으로 분석하고 JRC측정, 공내전단 시험으로부터 불연속체 해석 지반정수 산정
수리특성 분석	•현장투수시험 및 수압시험 수리특성 파악
동적특성 분석	•하향식 탄성파 탐사를 이용하여 내진해석을 위한 지반의 동적 특성 파악
주변환경 및 민원을 반영한 조사	•구조물 및 민가인접 주변에서 발파시험을 수행하여 소음·진동 영향 평가 •터널종점부에서 대수성 시험을 실시, 시공에 따른 지하수 유동상태 사전예측

4.1.2 지반조사 구간구분 현황



구 분	1공구	2공구	3공구	4공구
위치(STA.)	0+000 ~ 7+260	7+260 ~ 9+980	9+980 ~ 21+220	21+220~32+760.54
주요구조물	•터널: 강매터널 1개소 •지선, 현천 IC, 북로JCT, 도내JCT 구간	•행신IC, 고양 JCT, 고양영업소, 고양휴게소 구간	•터널: 문봉터널 1개소, •사리현IC, 설문IC, 금촌IC구간	•터널: 금촌터널 1개소 •월롱IC, 산단IC, 내포IC, 문산영업소

4.2 설계지반정수 요약

4.2.1 연속체 설계지반정수

구 분		점착력(kPa)	마찰각(°)	변형계수(MPa)	단위중량(kN/m³)	포아송비(v)	투수계수(cm/s)
금촌터널	붕적층	5.0	28.0	6.0	18.0	0.35	6.9×10^{-4}
	풍화토	18.0	29.0	60.0	19.0	0.33	6.2×10^{-4}
	풍화암	30.0	32.0	280.0	21.0	0.30	7.4×10^{-5}
	Ⅴ	400.0	33.0	500.0	23.0	0.26	6.4×10^{-5}
	Ⅳ	900.0	34.0	1,200.0	24.0	0.25	4.9×10^{-5}
	Ⅲ	2,200.0	38.0	6,000.0	25.0	0.24	5.1×10^{-6}
	Ⅱ	3,500.0	40.0	12,000.0	27.0	0.22	2.9×10^{-6}
	Ⅰ	4,200.0	44.0	20,000.0	27.0	0.21	9.2×10^{-7}

4.2.2 불연속체 설계지반정수

구 분	절리군	절리방향 (Dip/Dir.)	점착력(kPa)		마찰각(°)		JCS (MPa)	JRC	불연속면 강성(MPa/mm)		
			실내시험	적 용	실내시험	적 용			K_{ni}	K_n	K_s
금촌터널 [HFD3-2]	Set 1	56/187	60.0	44.0	21.1	32.4	66.2	9.9	8.02	16.02	1.08
	Set 2	46/039		54.0		32.0			8.02	18.37	1.32
	Set 3	56/259		44.0		32.4			8.02	16.02	1.08
금촌터널 [HFD3-3]	Set 1	38/039	63.4	55.0	29.0	31.1	61.1	9.1	6.58	18.00	1.43
	Set 2	83/189		35.0		32.0			6.58	12.98	0.92
	Set 3	60/276		36.0		32.0			6.58	13.17	0.94

4.2.3 기타 설계지반정수

○ 동적특성 설계지반정수

구 분		V_p(m/s)	V_s(m/s)	G_d(MPa)	E_d(MPa)	K_d(MPa)	υ_d
금촌터널	붕적층	450	180	50	160	280	0.40
	풍화토	680	330	200	550	600	0.35
	풍화암	970	480	480	1,290	1,330	0.34
	Ⅴ	2,800	1,300	3,880	10,590	12,840	0.36
	Ⅳ	3,000	1,550	5,760	15,190	13,910	0.32
	Ⅲ	3,150	1,700	7,220	18,700	15,170	0.29
	Ⅱ	4,250	2,400	14,970	37,910	26,990	0.27
	Ⅰ	4,350	2,550	17,550	43,470	27,680	0.24

○ 쌓기재 설계지반정수

구 분	단위중량(kN/m³)	점착력(kPa)	내부마찰각 (°)
쌓기재(토사)	18.0	10.0	28.0

○ 지중응력 측압계수

구 분	금촌터널
측압계수(K)	2.0

제2편 터널설계예비해석

제1장 수치해석 기준산정을 위한 예비해석

제2장 사업구간 지반 및 지형특성을 고려한 해석

제3장 합리적 설계를 위한 해석

제 1 장 수치해석 기준 산정을 위한 예비해석

1.1 해석영역 산정을 위한 검토

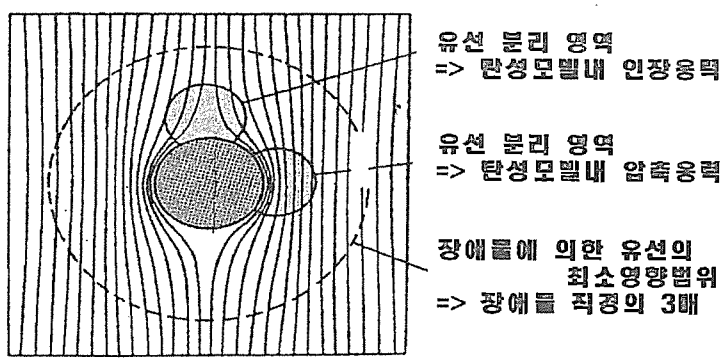
○ 해석개요

•터널해석 수행시 해석영역 및 경계조건의 설정에 따라 해석결과에 대한 신뢰도는 상이하므로 터널 상부 토피고, 터널의 형식 및 규모 그리고 지반조건과 지보형식 등을 고려한 해석영역의 산정이 선행되어야 한다. 그러므로 본 장에서는 사업구간내 터널에 대한 수치해석시 해석결과의 신뢰도를 향상시키고 합리적인 수치해석을 위해 관련 이론과 기존 해석결과를 반영한 예비해석을 수행하여 해석영역 및 경계조건을 결정하였다.

○ 터널굴착에 의한 영향범위

▮ 굴착면 주위의 최소 영향범위(탄성모델)

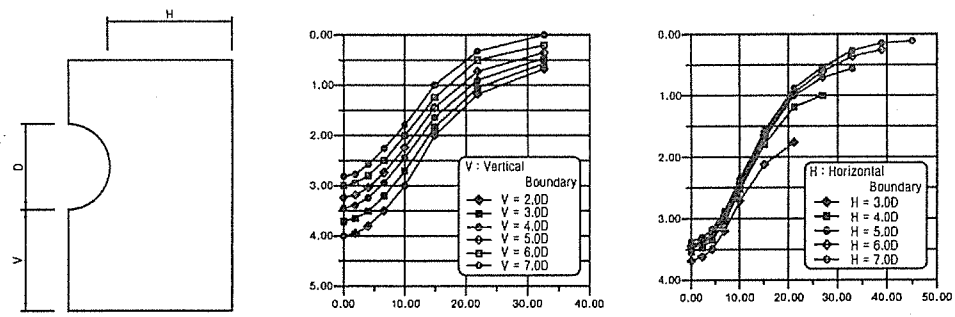
•지반내 공동 굴착시 기존 초기 지반응력은 교란되어 굴착면 주위에 새로운 응력장이 형성되는데 이러한 응력장은 원활하게 흐르는 물이 공동과 동일 형상의 고정된 장애물을 통과하는 경우의 유선, 물의 흐름과 매우 유사하며, 이 때 장애물 외경의 대략 3배 크기를 갖는 영역 외측에서는 유선의 변화가 거의 없는 것으로 나타나므로 주변 응력 재분포 최소 영역은 좌우측 1.0D로 설정할 수 있다.



원형 장애물 통과시의 유선 영향범위

▮ 주변 지반의 거동을 고려한 경계조건의 영향범위

•일반적으로 수치해석시 최대한의 영역을 모델링하는 것을 원칙으로 하지만 해석 및 시간상의 한계로 인해 굴착시 굴착면 주위의 새로운 응력장 형성 범위와 이로 인해 주변 지반에 영향을 미치는 범위를 검토하여 해석영역을 선정하여야 한다. 그러나 충분한 해석영역을 미확보하여 수평 경계조건이 터널에 근접한 경우 굴착면에서 발생하는 굴착상당외력을 구속하게 됨으로써 지표침하량이 증가하는 경향을 나타내고 있다. 또한 지반 강성의 감소, 포아송비 및 굴착단면적 증가 등에 따라 굴착에 의한 영향범위가 증가하는 경향을 나타내므로 본 해석에서는 지반등급 Ⅳ를 적용하여 수치해석을 수행하였으며 해석결과의 분석을 통한 해석영역을 산정하여 신뢰성 높은 수치해석결과를 얻을 수 있도록 하였다.



경계면 위치에 따른 지표 침하량 변화 경향

○ 해석조건 및 방법

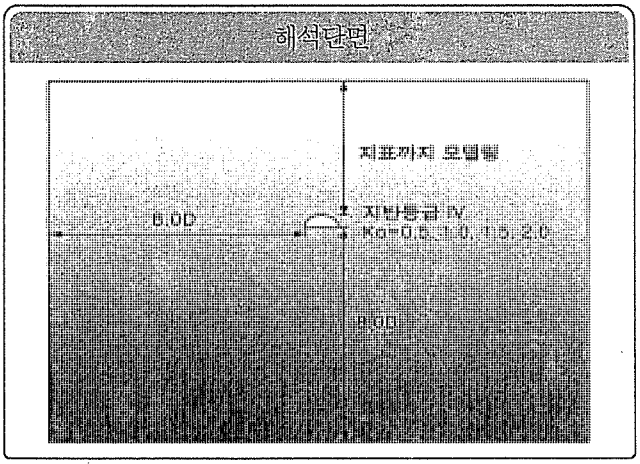
▮ 해석조건

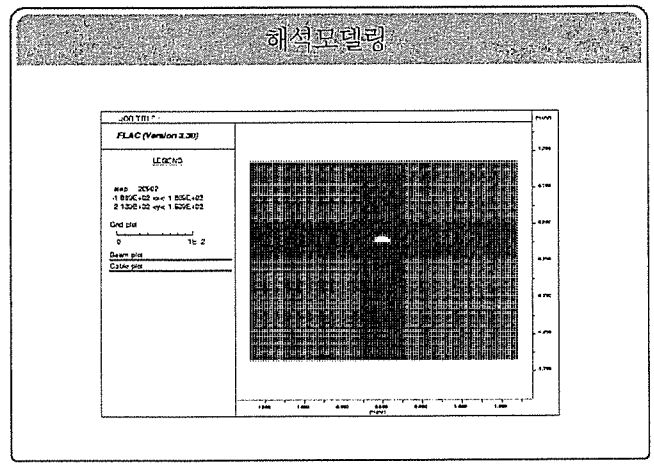
구 분	해 석 적 용 사 항
해석영역	•굴착에 따른 최대 영향범위의 검토를 위해 터널 하부 및 좌·우측 각각 8.0D로 선정 •본 사업구간내 터널의 최대 토피고는 100m 이하이므로 상부는 200m로 모델링
지중응력	•사업구간내 발생 가능한 측압계수별 영향범위를 고려하기 위해 0.5, 1.0, 1.5, 2.0을 적용
지보패턴	•굴착에 따른 최대 영향범위의 산정을 위해 무지보 전단면 굴착 적용
적용프로그램	•FLAC 2D Ver 3.30
해석모델	•Mohr – Coulomb 파괴기준에 대한 탄소성 해석

▮ 적용물성치

구 분	단위중량 (kN/m^3)	탄성계수 ($\times 10^3$ MPa)	점착력 (MPa)	내부마찰각 (°)	포아송비
지반등급 Ⅳ	24.0	1.2	0.9	34.0	0.25

▮ 해석모델링

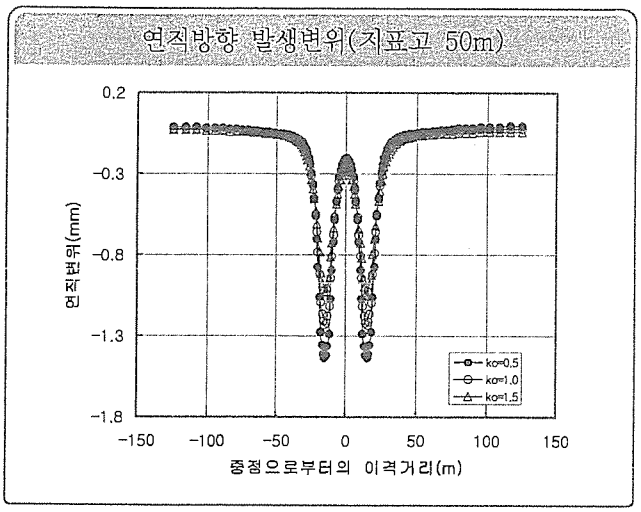


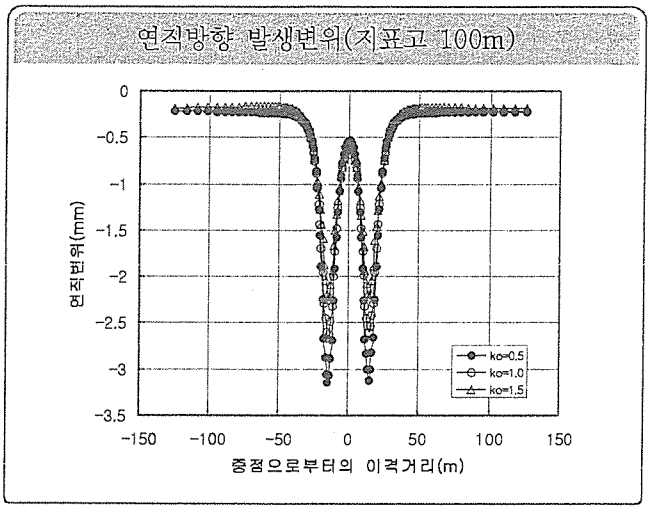


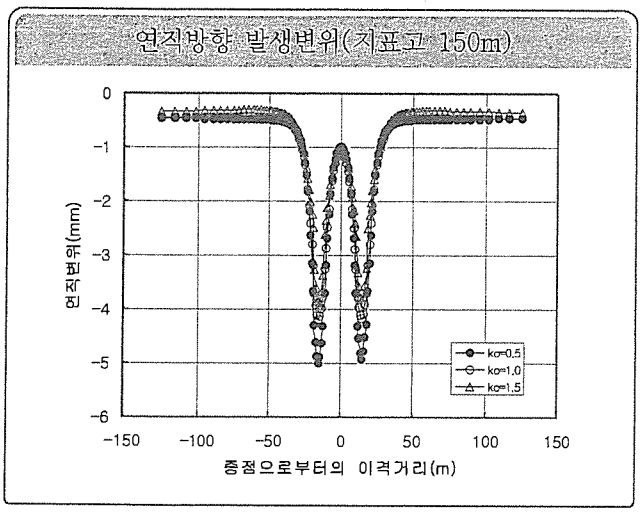
○ 해석결과 및 분석

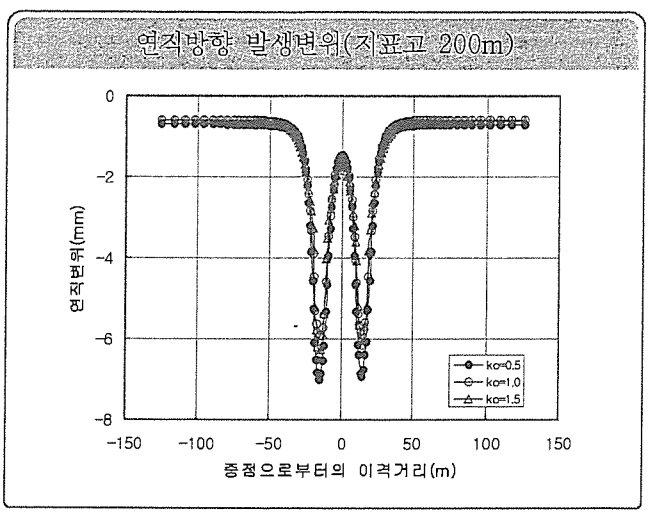
■ 측압계수별 수평방향 영향범위

– 해석결과









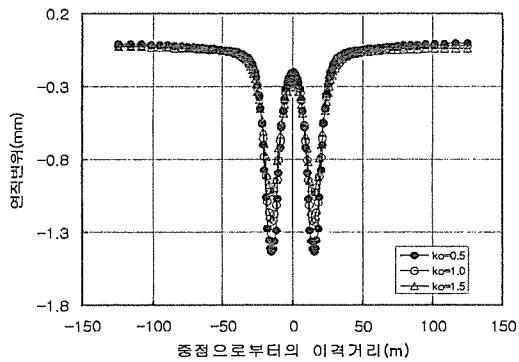
– 결과분석

- 굴착후 발생변위 및 지중응력은 측압계수와 비례관계를 나타냄
- 해석영역에서 수평방향변위는 측압계수가 1.0이하에서는 약 3.0D(D : 20m)에서 수렴하는 경향을 나타내며 측압계수가 2.0이상에서는 약 5.0D에서 급감하는 경향을 나타냄
- 지중응력 수렴범위 검토 결과 4.0D 부근에서 수렴하지만 수평방향 변위는 측압계수에 따라 상이한 결과를 나타내므로 본 사업구간의 측압계수를 고려하여 합리적으로 해석영역을 산정하여 수치해석시 반영함
- 굴착 후 해석영역내 연직방향변위는 터널을 중심으로 좌우 2.5D이후에서 급격하게 감소한 후 수렴하는 경향을 나타냄
- 연직방향응력의 수평방향 변화경향은 터널을 중심으로 4.0D이상 이격된 거리에서 수렴하는 경향을 나타냄

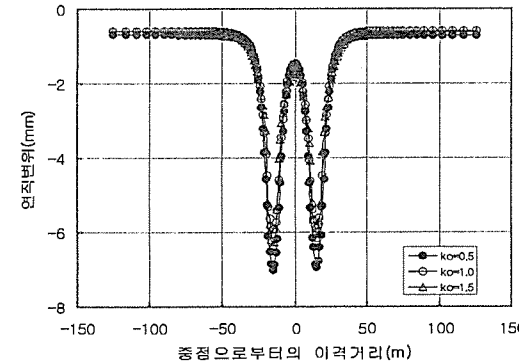
▌측압계수별 연직방향 영향범위

– 해석결과

연직방향 발생변위(지표고 50m)



연직방향 발생변위(지표고 100m)



– 결과분석

•터널 굴착시 터널을 기준으로 깊이별 수평, 연직방향 지중응력 검토결과, 측압계수 증가에 따라 지중응력은 증가하는 경향을 나타내지만 변화범위는 2.0D 이내이며 터널 하부 최대 3.0D이후부터 수렴하는 경향을 나타냄

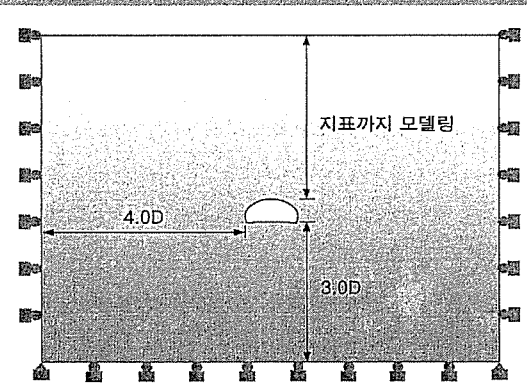
○ 결과요약 및 설계반영

▌해석결과요약

구 분		수평방향	연직방향 (터널하부)	비 고
기 존 연 구 (지반등급 Ⅰ)	Walter Wittke	2.0~3.0D	1.0~2.0D	•사업 구간내 최대 토피고 100m 이하 ➡ 지표까지 모델링
	Rankine & Ghaboussi	3.0D	2.0D	
수치해석결과		4.0D	3.0D	본 설계 적용

▌설계반영사항

설계 적용 경계조건 및 해석영역



설계반영사항

•사업구간 최대 토피고가 200m 이하이므로 터널 상부 해석영역은 지표까지 모델링

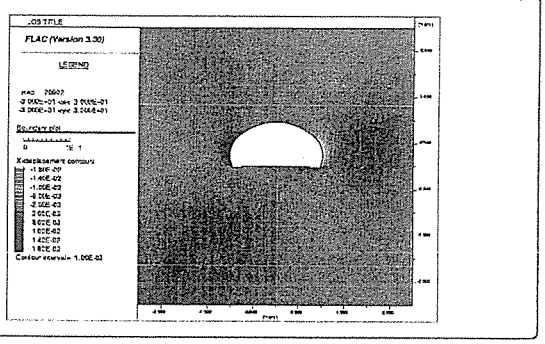
•수치해석결과를 발생변위 및 응력을 토대로 분석한 결과 수평방향은 4.0D, 터널하부는 3.0D이상으로 산정함

•경계조건은 평면변형조건을 적용하여 좌우 경계면은 수평방향 고정, 하부경계면은 연직방향을 고정함

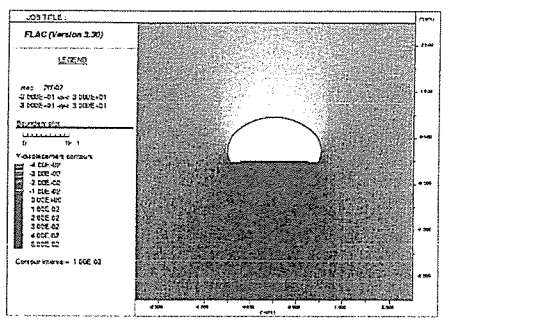
○ 해석결과물

■ K_o = 0.5

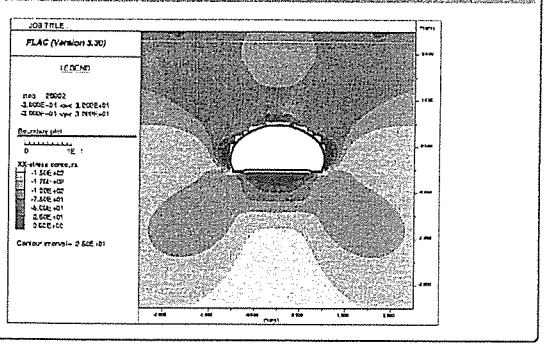
수평방향 변위도



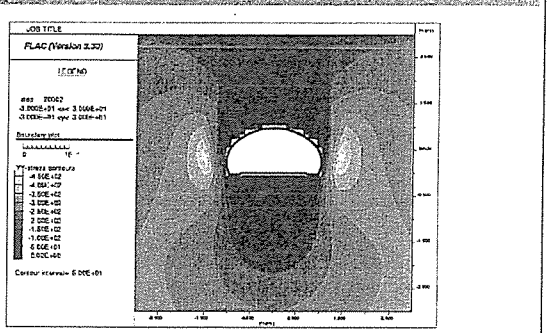
연직방향 변위도



수평방향 응력도

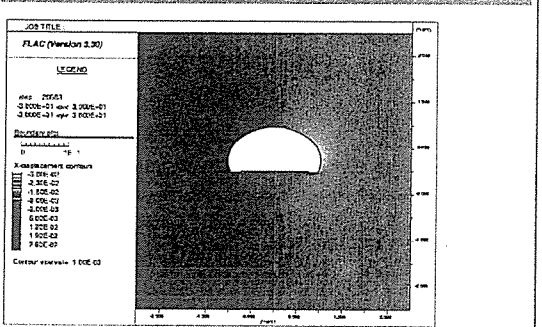


연직방향 응력도

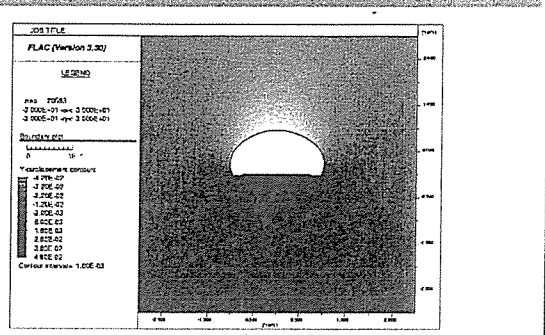


■ K_o = 1.0

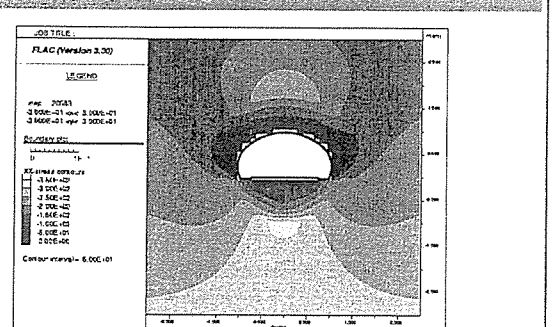
수평방향 변위도



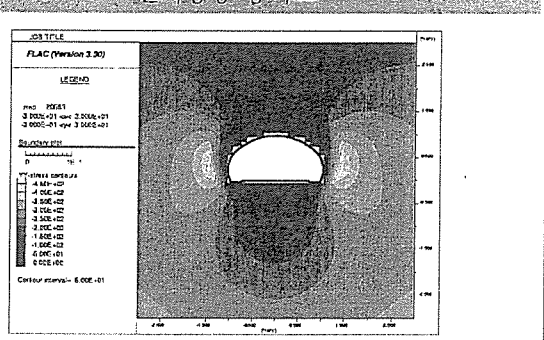
연직방향 변위도



수평방향 응력도

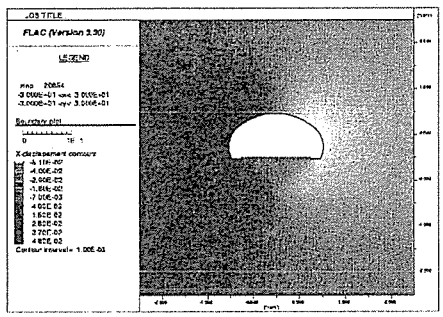


연직방향 응력도

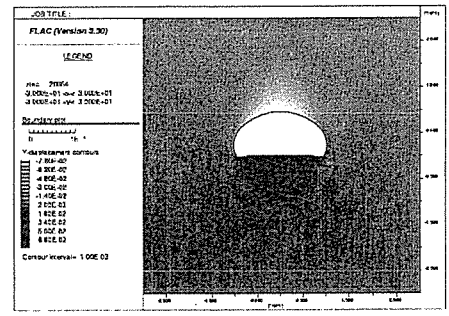


K_o = 1.5

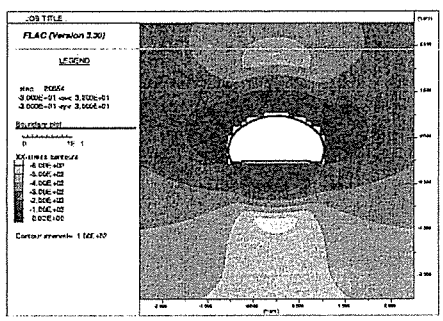
수평방향 변위도



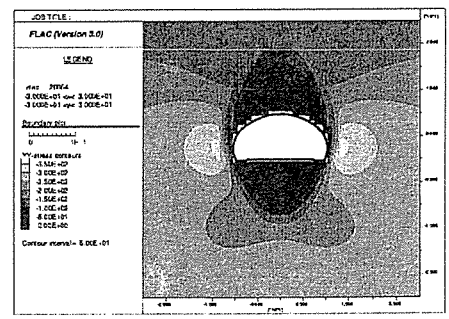
연직방향 변위도



수평방향 응력도

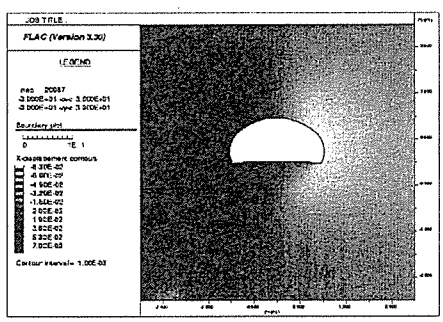


연직방향 응력도

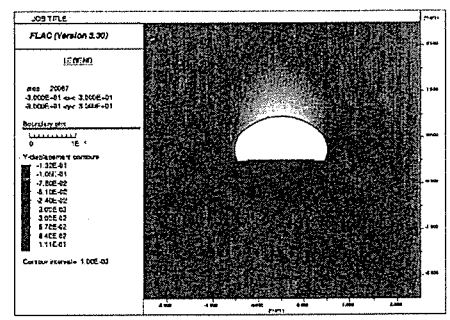


K_o = 2.0

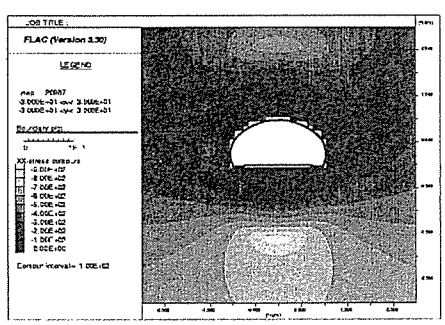
수평방향 변위도



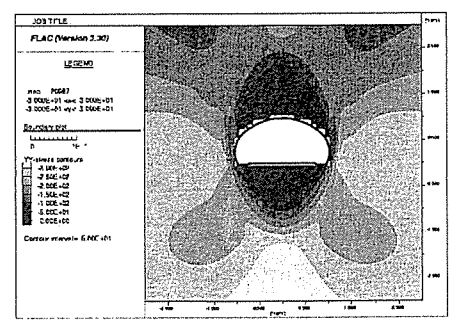
연직방향 변위도



수평방향 응력도



연직방향 응력도

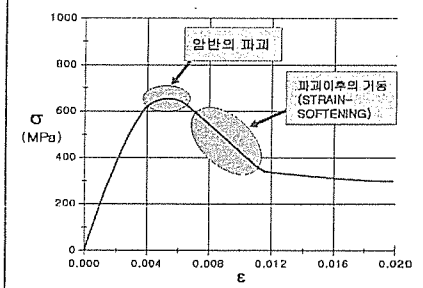


1.2 Strain-Softening 모델 비교

○ 파괴이후의 거동

- 일반적으로 암반은 파괴강도이상의 하중을 받게 되면 파괴가 발생한 후, 강도가 현저히 저하되어 오른쪽 그림과 같이 거동을 보임
- 즉, 파괴이후의 암반강도가 작아져 변형이 급격히 증가하는 변형율 연화현상(Strain-Softening)이 발생함
- 파괴이후의 거동을 수치해석적으로 모델링하기 위해서 Strain-Softening 모델을 적용하여 강도감소 정도에 따른 터널 및 주변지반의 거동을 파악함

암반의 거동 특성



○ 기존 모델의 문제점 및 접근방법

▮ 기존 모델의 문제점

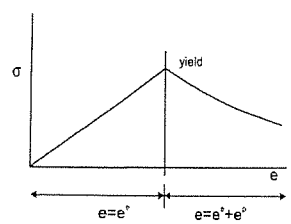
- 수치해석에 있어서 M-C 모델의 경우는 지반이 소성상태로 된 이후에도 지반강도를 파괴전과 동일하게 평가하여, 파괴 후 지반의 강도 및 거동을 실제와는 다르게 과대평가하는 문제점을 가지고 있음
- 특히, 지반이 양호하지 못한 경우, 굴착과 동시에 터널주위에 이완영역이 발생하기 쉬우므로 터널의 장기적인 안정의 측면에서 M-C 모델만으로는 지반의 항복이후 거동을 적절히 표현하지 못하는 문제점을 내포함

▮ 접근방법

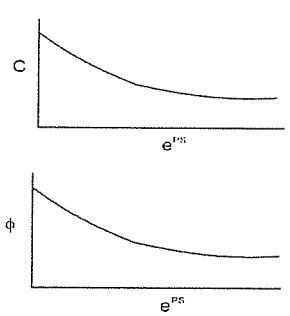
- 지반의 항복이후의 거동을 Strain Softening 모델을 이용하여 모델링하고 강도정수의 감소에 따른 거동을 분석하여 안정성 해석시 반영하고자 함
- 본 설계구간의 주종을 이루는 암반등급 Ⅲ에 지보패턴 Type 3을 적용한 경우에 대해서 소성이후 강도정수 감소에 따른 거동을 검토

- 강도정수 감소의 모델링

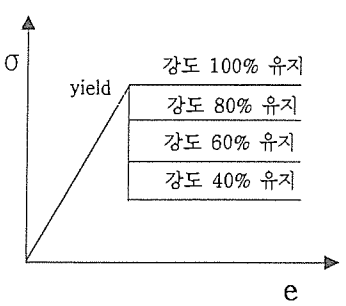
탄성변형율과 항복이후의 소성변형율



소성변형율에 따른 강도정수의 감소



강도정수 감소 적용



○ 해석적 접근방법 및 조건

▌해석적 접근

- Strain-Softening은 터널 해석시 고려되어야하는 문제이나 다양한 암석이나 암반의 조건과 응력레벨에 따른 파괴이후의 거동에 대한 자료가 부족하고 암석 및 암반에 대한 파괴이후의 거동에 대하여 완전히 제어하는 시험은 매우 어렵기 때문에 정량적인 접근이 어려워 해석시 고려하는데 매우 어려움이 따른다.
- 따라서 본 해석에서는 원래 강도의 80%, 60%, 40%를 소성이후의 강도로 적용하여 그에 따른 변화를 분석함

▌해석조건

해석조건	• 적용 해석영역 : 터널 좌우측 4.0D, 하부 3.0D까지 해석 영역으로 선정하여 경계조건에 의한 영향이 없도록 함 • 해석모델 : Strain-Softening 모델을 적용 • 지보패턴 : Type3 패턴(지반등급 Ⅲ) 하중분담율 : 60-20-20% 적용 • 측압계수 : Ko = 1.0 • 해석프로그램 : FLAC-2D Ver 3.3

○ 입력특성치

구 분	단위중량(kN/m^3)	변형계수(MPa)	점착력(MPa)	내부마찰각(°)	포아송비
암반등급 Ⅲ	25.0	3.0×10^3	1.9	38	0.25

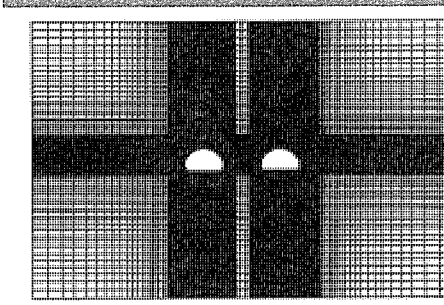
▌지보재 특성치

구 분		단위중량(kN/m^3)	변형계수(MPa)	길이/두께(m)	설치간격(m)	규격(MPa)
록볼트		78.5	210,000	L = 5.0	종 : 1.5	f_y = 350
숏크리트	연한	24.0	5,000	T = 0.2	-	f_{ck} = 10
	강한		15,000			f_{ck} = 21

○ 해석 개요도

- 적용된 암반등급은 본 설계구간의 주종을 이루는 Ⅲ등급이며, 이에 적합한 지보패턴인 Type3을 적용하여 해석을 실시
- Strain-Softening 모델 적용시, 파괴이후의 강도는 원래 강도의 100%, 80%, 60%, 40%를 적용하여 각각의 경우에 대한 해석을 수행
- 해석단면은 상·하반 분할굴착으로 각각의 시공단계에 따라 해석

해석 모델링

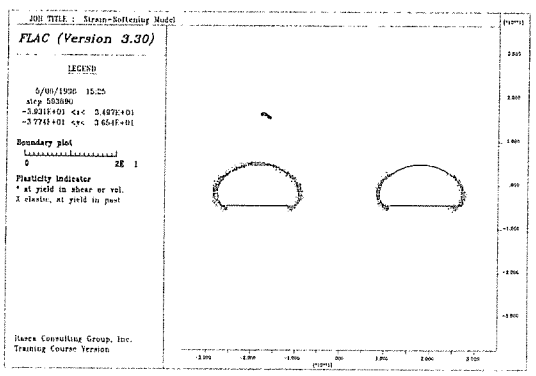


○ 해석결과 및 분석

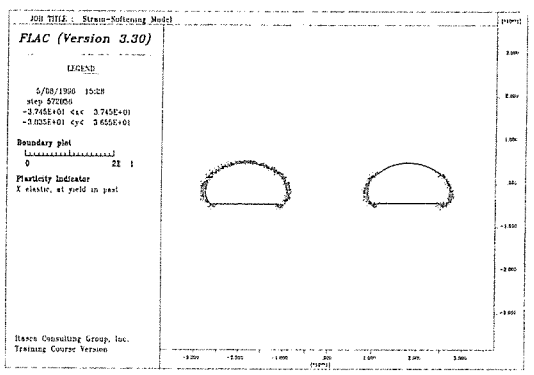
▮ 지반등급 및 소성영역

- 암반등급 Ⅲ(지보패턴 Type3)의 강도를 그대로 적용하였을 경우, 최종단계 소성영역이 터널 주위에 국부적으로 발생하는 것으로 나타나 대부분의 영역이 탄성한계 이내에 있는 것으로 판단됨
- Strain-Softening 모델을 적용하여 항복이후의 강도정수를 원래 강도의 80%, 60%, 40%로 감소시킨 결과, 강도가 감소됨에 따라 터널 주위에 발생하는 소성영역의 크기는 조금씩 증가하는 양상을 나타내므로 검토구간의 지형 및 지질 특성에 따라 추가적인 검토가 요구됨
- 소성영역에서 발생하는 소성변형률 값은 증가하는 경향을 나타냄

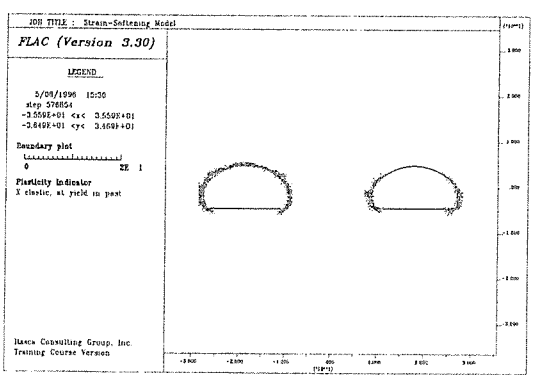
강도 100% 유지시 소성영역



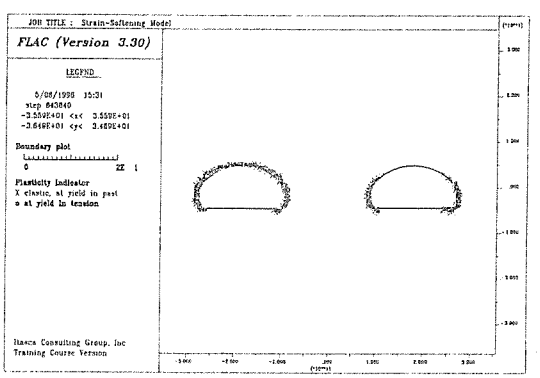
강도 80% 유지시 소성영역



강도 60% 유지시 소성영역



강도 40% 유지시 소성영역

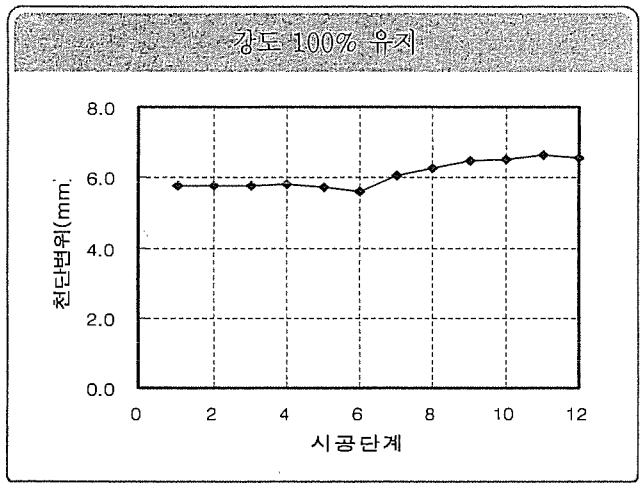


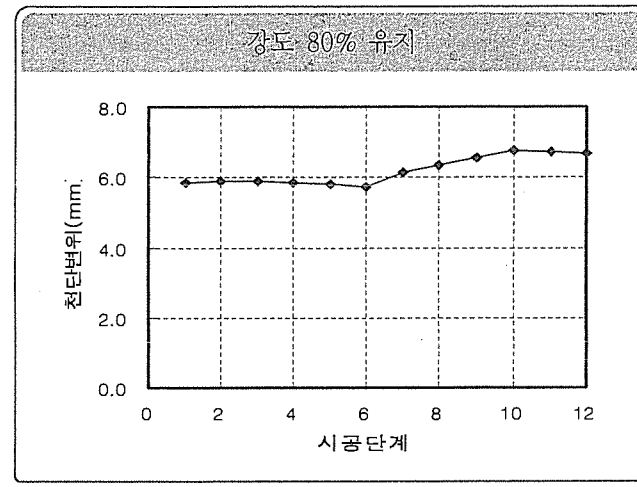
▮ 해석결과 요약

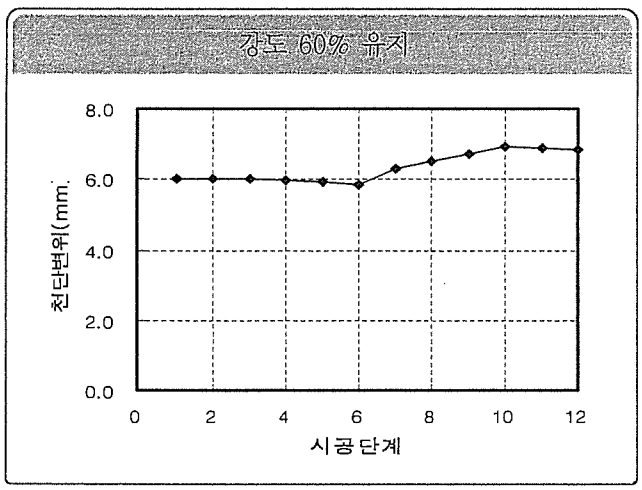
- 암반등급 Ⅲ의 경우 국부적으로 터널 주위에 소성영역이 발생하였고, S-S 모델의 적용결과 두드러지게 소성영역의 확대가 발생하지는 않았으나 소성변형의 증가로 천단 및 내공변위가 증가하는 경향을 나타냄
- 소성변형의 증가로 인한 천단 및 내공변위의 증가량의 변화폭이 아주 작으므로 본 사업구간내의 응력조건에서는 S-S 모델의 적용이 불필요한 것으로 판단됨

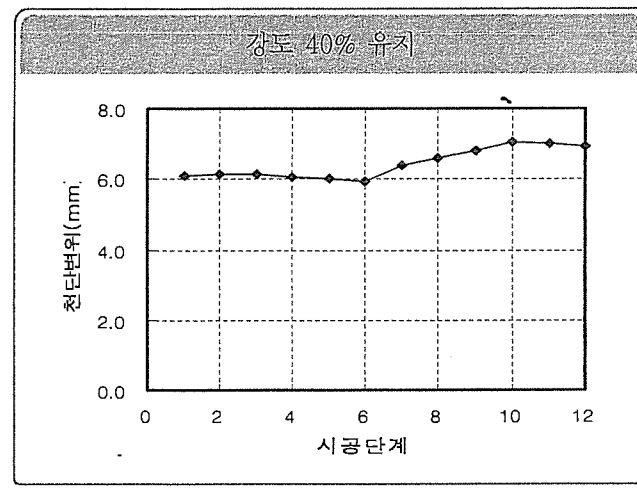
강도감소에 따른 천단변위

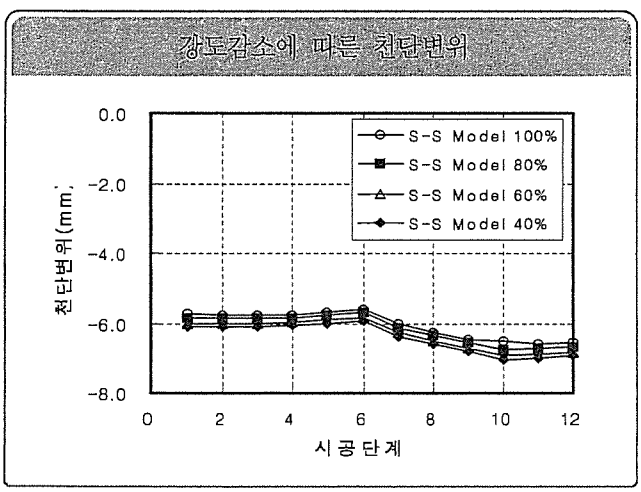
- 강도감소에 따른 천단변위(서울방향) [↓(-)]

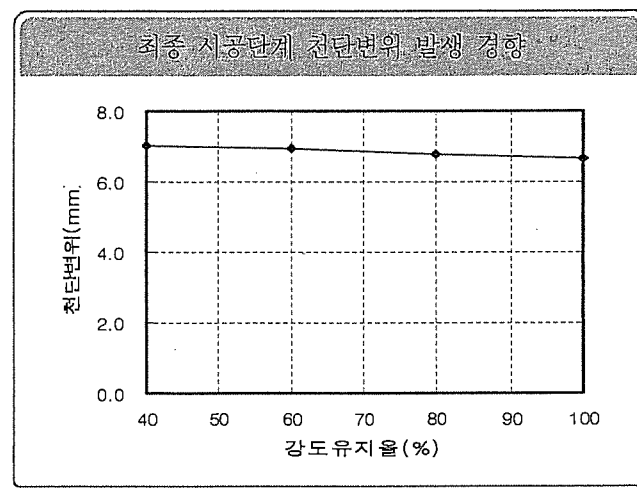






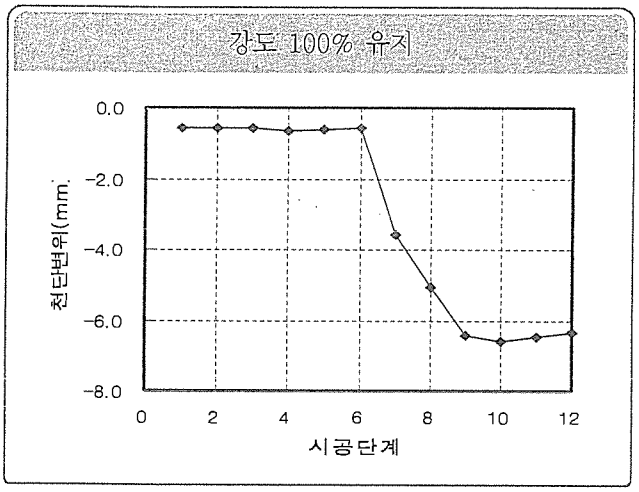


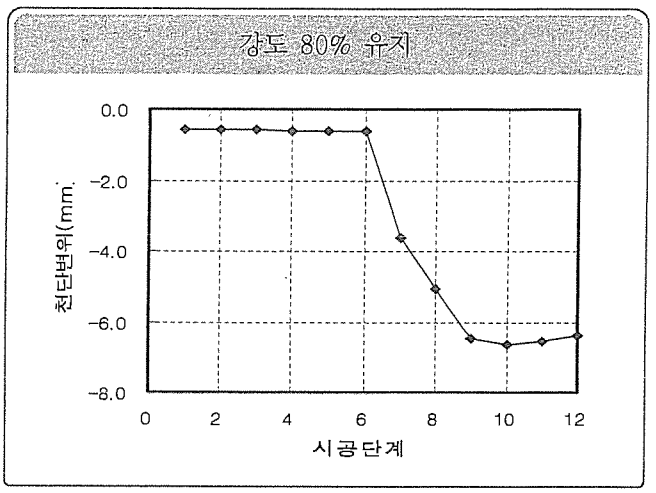


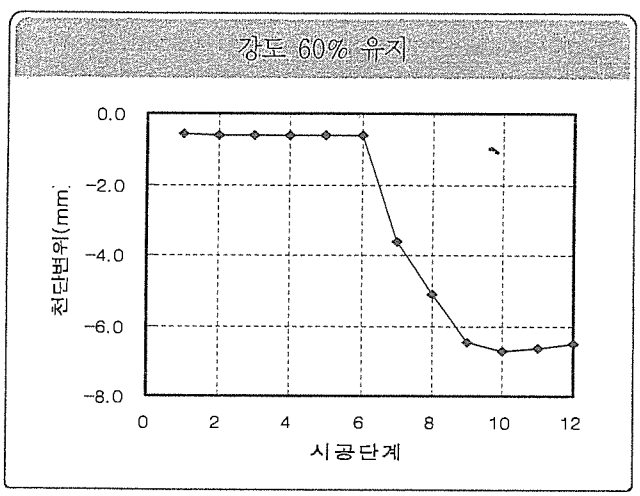


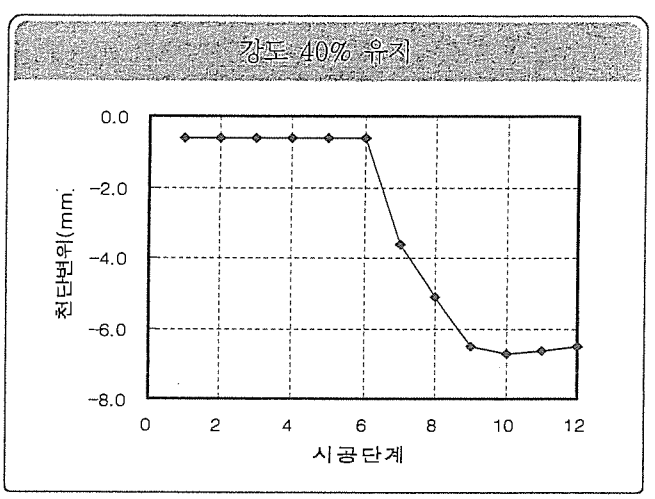
•지반등급 Ⅲ에 지보패턴 Type3을 적용하여 서울방향의 시공단계에 따른 천단변위 분석결과, 점진적으로 천단변위는 증가하는 경향을 보이며 소성이후 원지반의 강도를 80%, 60%, 40%로 감소시켜 단계별 변위 발생 경향을 분석한 결과 점진적으로 증가하는 경향을 나타내며 최대 변화량은 0.5mm 내외로 나타남

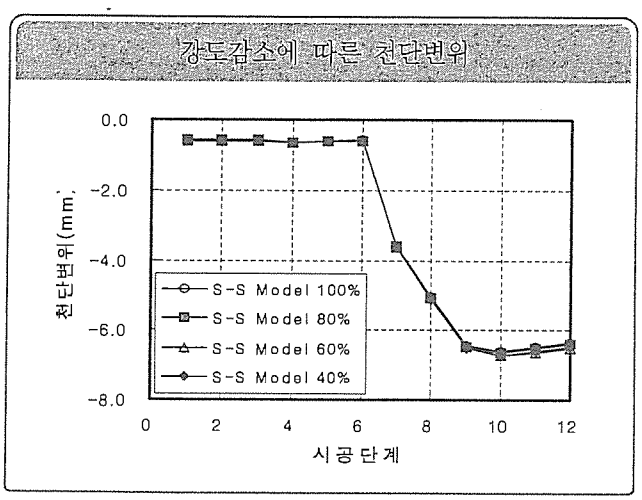
– 강도감소에 따른 천단변위(문산방향) [↓(–)]

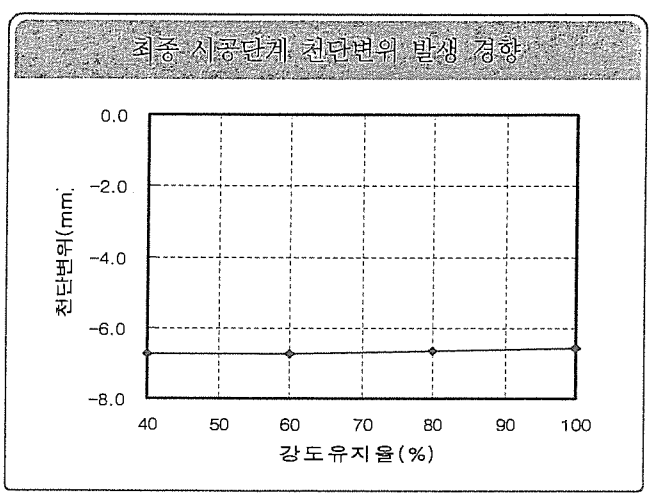








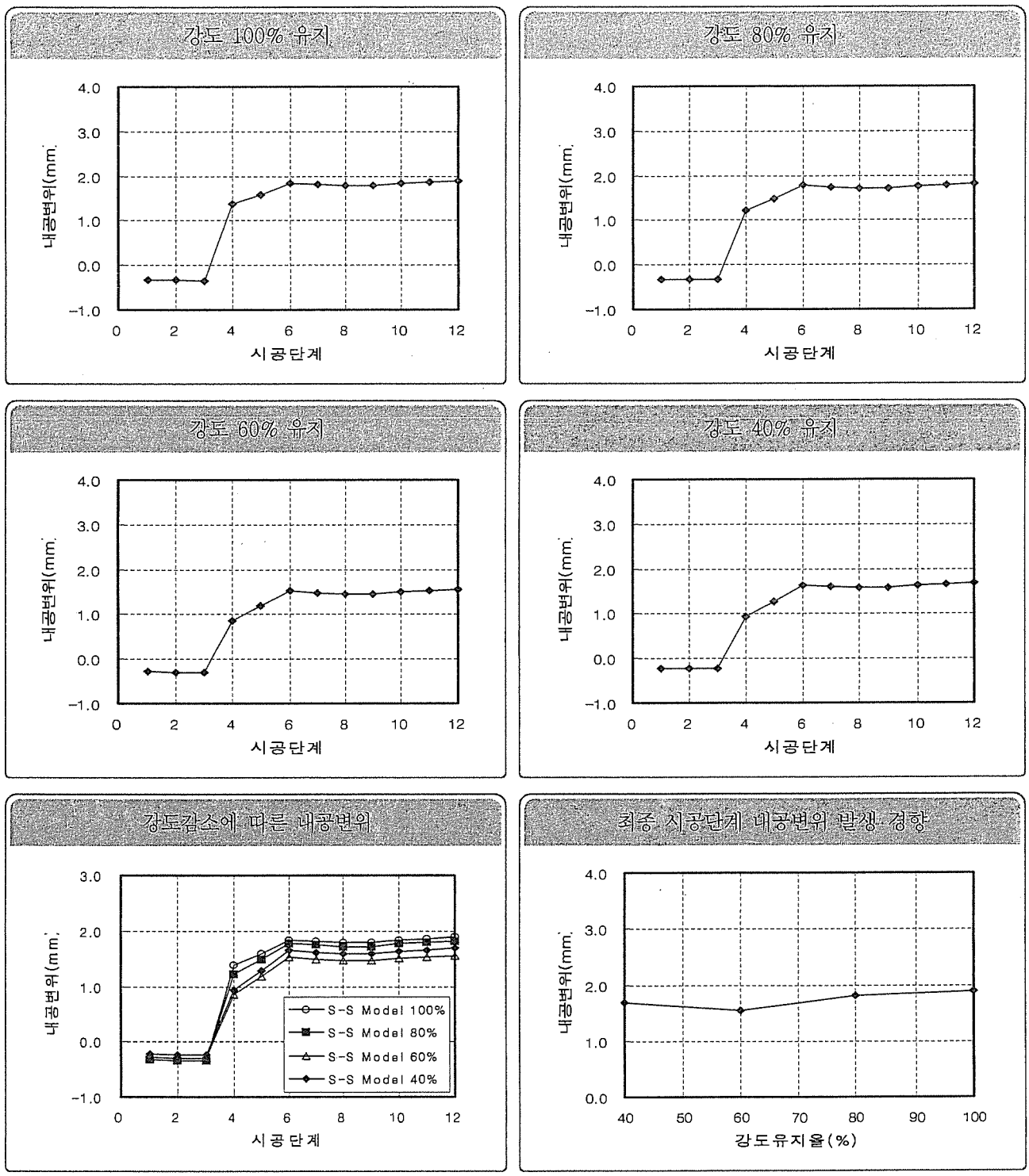




•지반등급 Ⅲ에 지보패턴 Type3을 적용하여 문산방향의 시공단계에 따른 천단변위 분석결과, 점진적으로 천단변위는 증가하는 경향을 보이며 소성이후 원지반의 강도를 80%, 60%, 40%로 감소시켜 단계별 변위 발생 경향을 분석한 결과 점진적으로 증가하는 경향을 나타내며 최대 변화량은 0.5mm 내외로 나타남

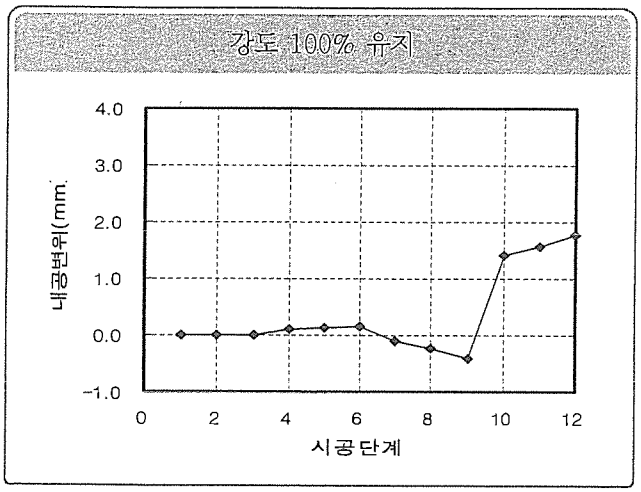
강도감소에 따른 내공변위

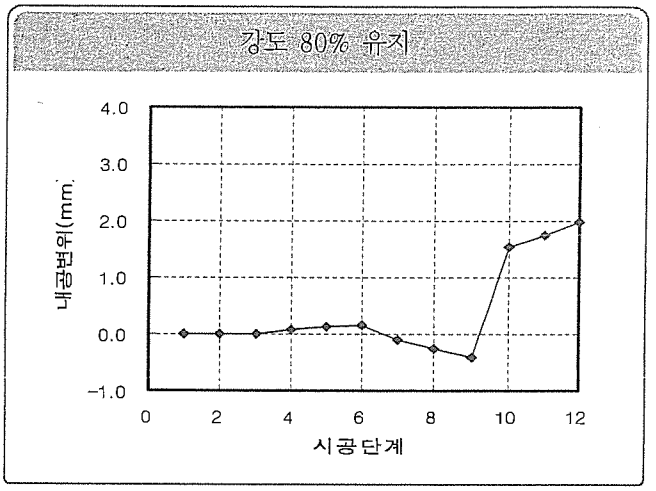
– 강도감소에 따른 내공변위(서울방향) [→(+)←]

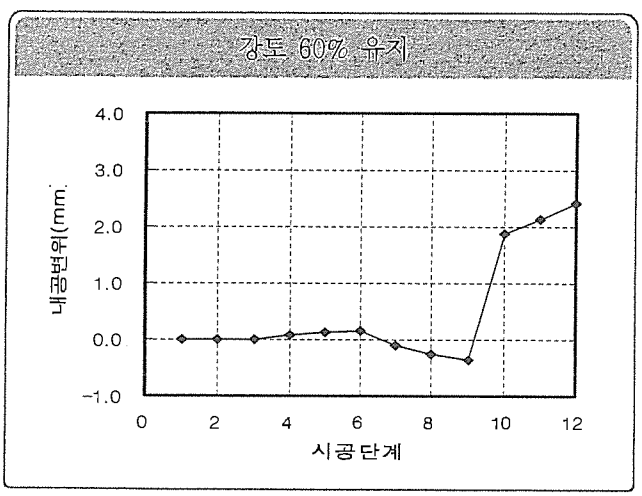


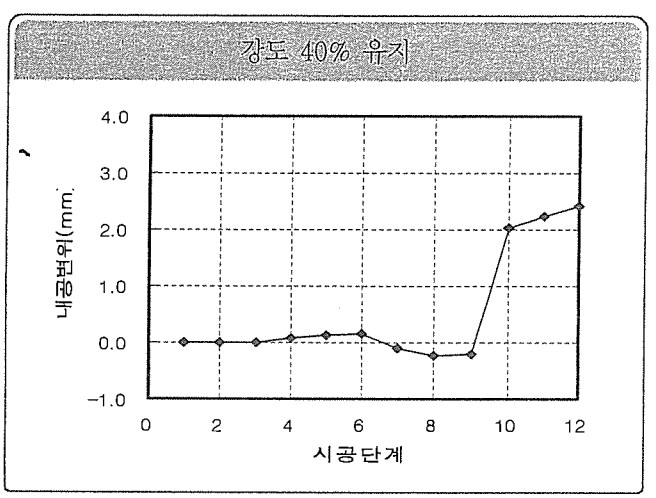
•지반등급 Ⅲ에 지보패턴 Type3을 적용하여 서울방향의 시공단계에 따른 내공변위 분석결과, 점진적으로 내공변위는 증가하는 경향을 보이며 소성이후 원지반의 강도를 80%, 60%, 40%로 감소시켜 단계별 변위 발생 경향을 분석한 결과 내공변위는 점진적으로 증가하는 경향을 보이며 그 변화량은 0.5mm 이내임

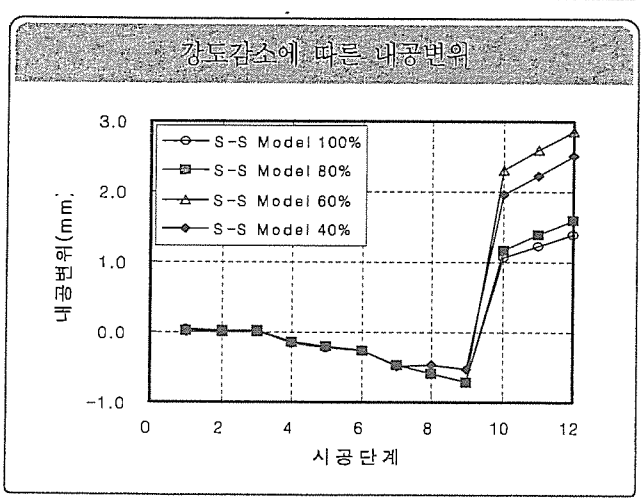
– 강도감소에 따른 내공변위(문산방향) [→(+)←]

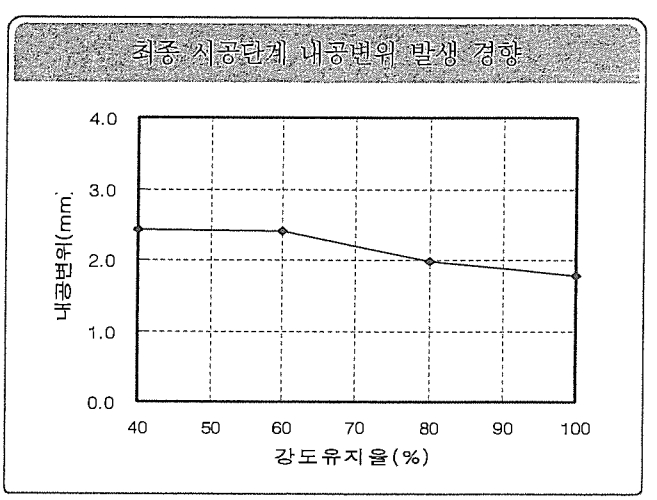










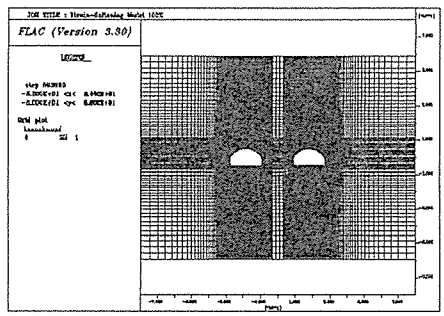


•지반등급 Ⅲ에 지보패턴 Type3을 적용하여 문산방향의 시공단계에 따른 내공변위 분석결과, 점진적으로 내공변위는 증가하는 경향을 보이며 소성이후 원지반의 강도를 80%, 60%, 40%로 감소시켜 단계별 변위 발생 경향을 분석한 결과 내공변위는 점진적으로 증가하는 경향을 보이며 그 변화량은 1.5mm 이내임

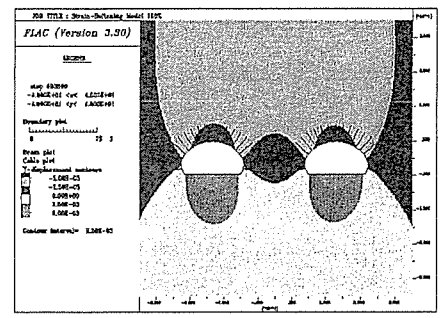
해석 결과도

– 강도 100% 유지시

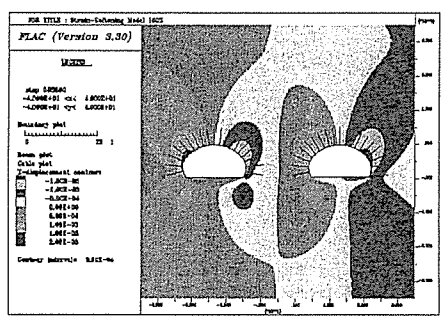
해석 요소망



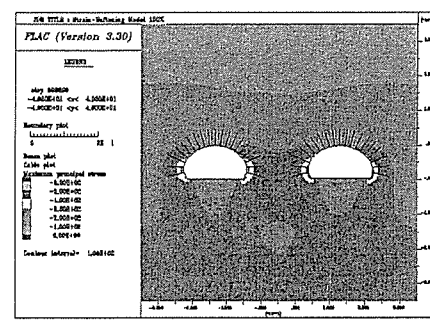
연직방향 변위 분포도



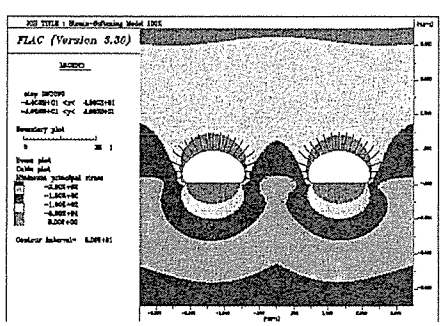
수평방향 변위 분포도



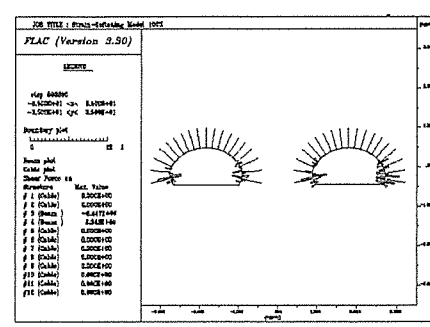
최대주응력 분포도



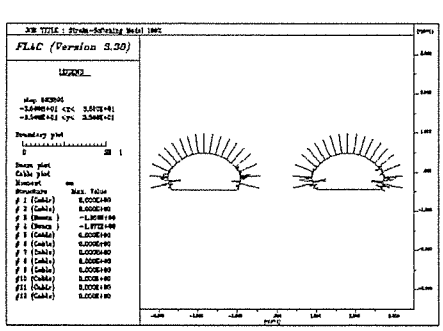
최소주응력 분포도



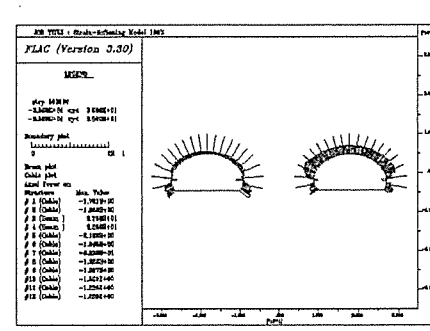
전단응력 분포도



숏크리트 모멘트도

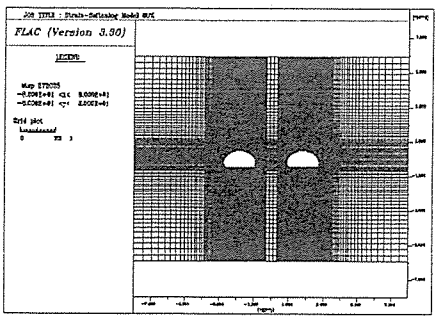


록볼트 축력도

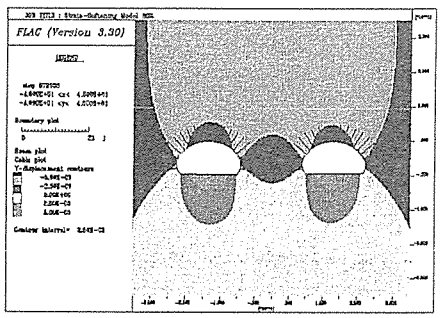


– 강도 80% 유지시

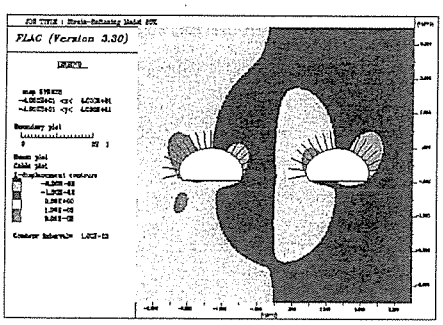
해석 요소망



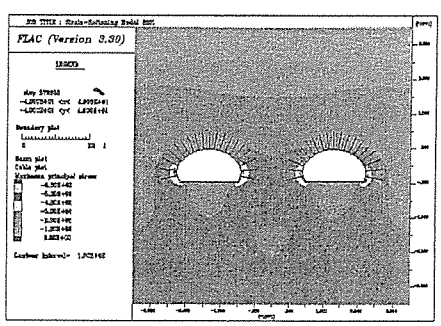
연직방향 변위 분포도



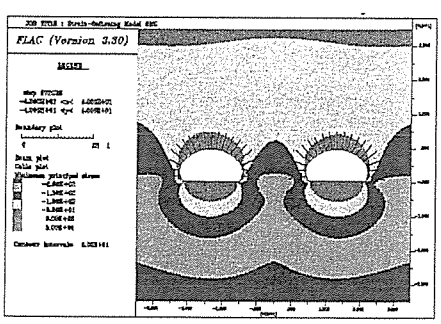
수평방향 변위 분포도



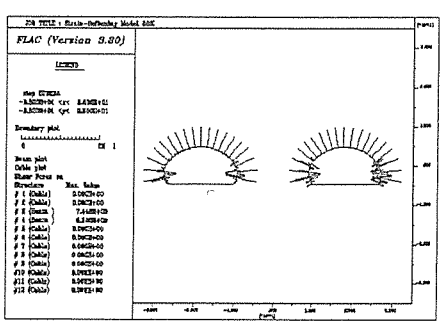
최대주응력 분포도



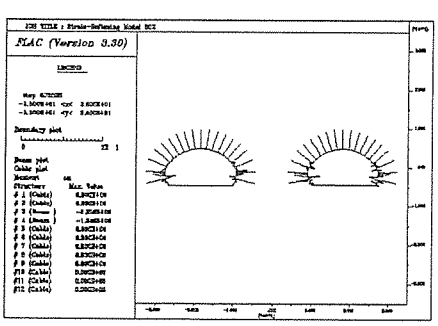
최소주응력 분포도



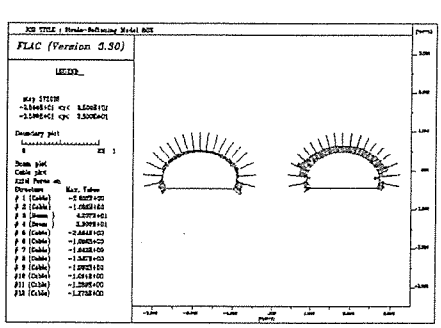
전단응력 분포도



숏크리트 모멘트도

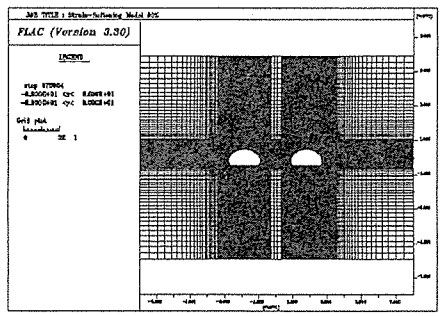


록볼트 축력도

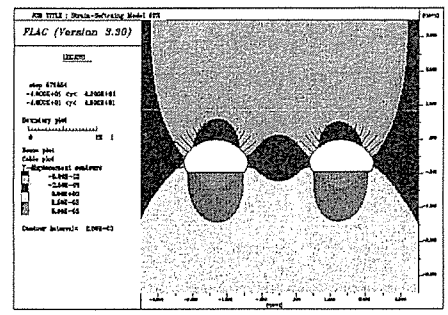


- 강도 60% 유지시

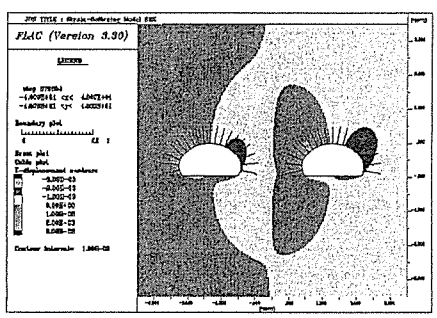
해석 요소망



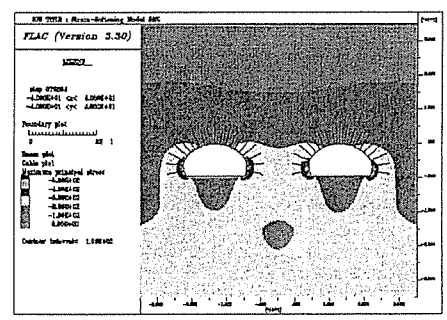
연직방향 변위 분포도



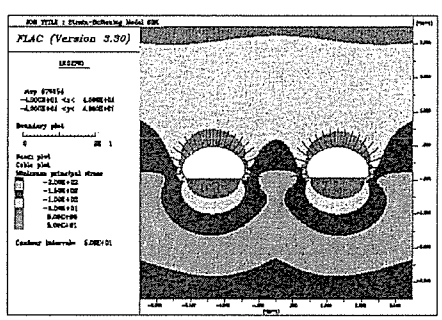
수평방향 변위 분포도



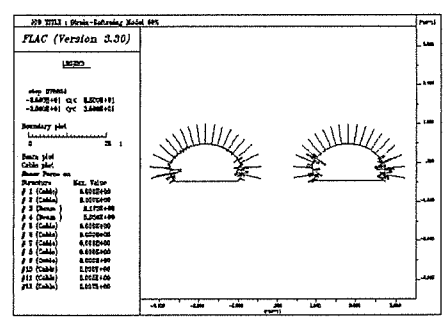
최대주응력 분포도



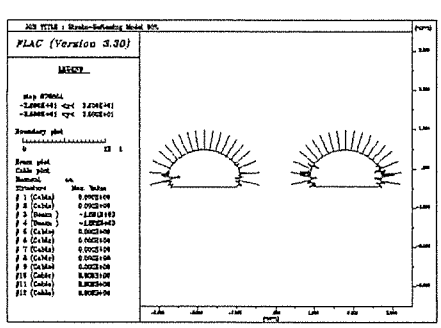
최소주응력 분포도



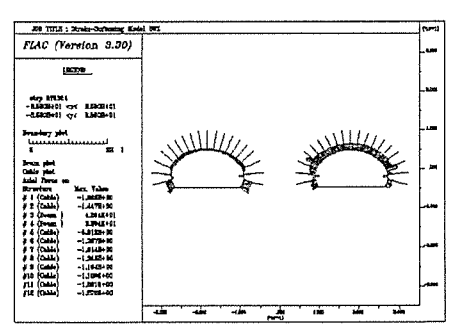
전단응력 분포도



숏크리트 모멘트도

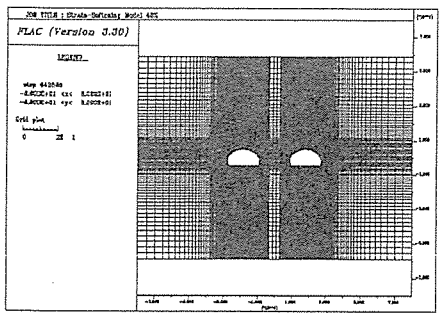


록볼트 축력도

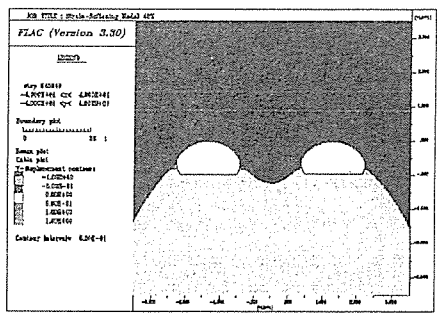


– 강도 40% 유지시

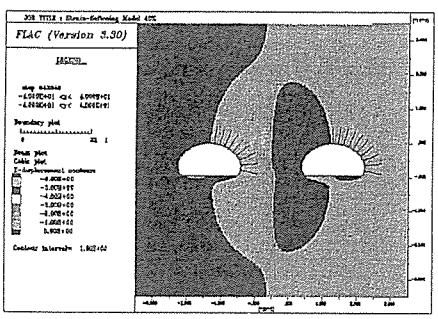
해석 요소망



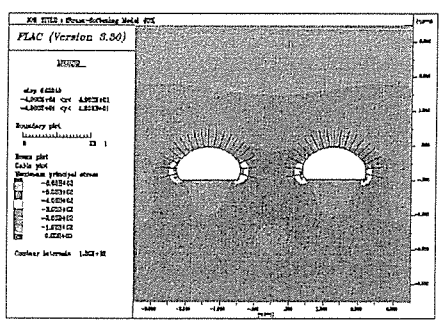
연직방향 변위 분포도



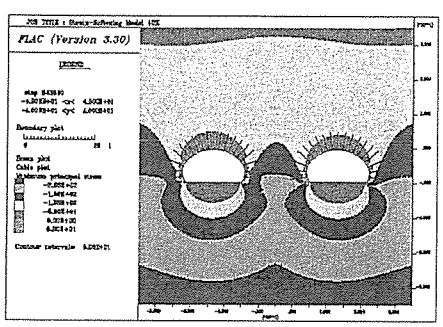
수평방향 변위 분포도



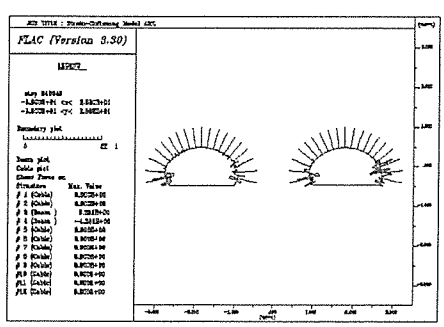
최대주응력 분포도



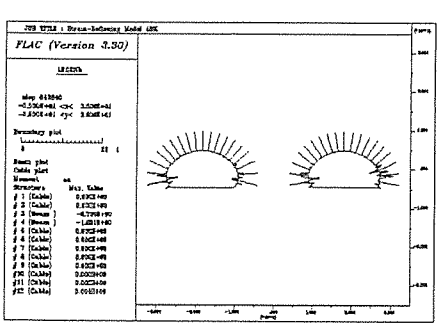
최소주응력 분포도



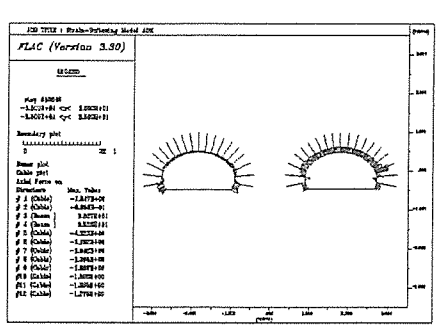
전단응력 분포도



숏크리트 모멘트도



록볼트 축력도



1.3 굴착조건을 고려한 하중분담율 산정

○ 개 요

- 하중분담율은 2차원 터널해석시에 3차원 해석의 효과를 고려하기 위하여 적용
- 터널에 대하여 2차원 해석을 할 경우에는 일반적으로 하중분담율을 사용하여 표준 지보패턴의 지보재 및 굴착순서를 고려하여 3차원 효과를 나타내지만 명확한 기준이 없어 설계자에 따라 다르게 쓰이는 실정
- 해석을 통하여 지보 Type에 따른 올바른 하중분담율을 제시하고자 함
- 본 해석에서는 지반강도, 시공순서 및 지보패턴에 따른 TYPE별 3차원 해석을 수행하여 전체변위량에 대한 굴착전 변위량의 비율을 분석하여 하중분담율을 산정하고 기존의 연구를 통해 발표된 하중분담율과 상호비교, 분석하여 가장 타당한 하중분담율 산정

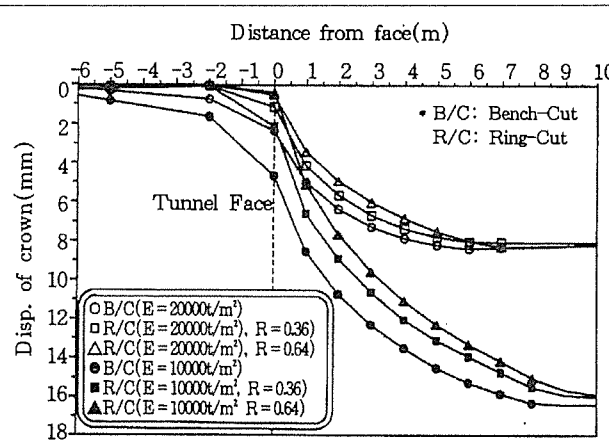
○ 산정방법

▮ 하중분담율의 산정식에 의한 방법 (터널설계조건을 고려한 하중분담율의 정량적 산정에 관한 연구 ; 한국지반공학회 Vol 14. No.5 1998, p5~p15)

- 등가원주로부터 환산된 직경크기(D), 1일 굴진장(L), 지반의 변형계수(E) 등으로 이루어진 산정식을 이용
- 굴착(α) – 연한숏크리트(β) – 굳은숏크리트(γ) 단계에 대한 하중분담율 검토
  - 굴착(%) ; $\alpha = 3.340L + 3.778 \ln E$
  - 연한 숏크리트(%) ; $\beta = 100 - (\alpha + \gamma)$
  - 굳은 숏크리트(%) ; $\gamma = -3.126L + 3.391D$

지보패턴	등가직경(D)	α(%)	β(%)	γ(%)
	전단면	전단면	전단면	전단면
T-1	12.076	57.5	20.3	22.2
T-2	12.076	54.8	23.0	22.2
T-3	12.076	45.5	26.1	28.4
T-4	12.076	38.7	29.7	31.6
T-5	12.076	31.5	35.1	33.4
T-6	12.076	30.2	35.1	34.7

▮ 굴착공법 및 지반조건에 따른 막장으로부터 이격거리별 천단변위



3차원 해석에 의한 하중분담율 결정

- 본 해석은 FEM 해석 기법의 범용 프로그램인 PENTAGON-3D를 사용하였으며 각 지보패턴별 해석순서는 실제 시공순서를 고려하여 수행하였고 지반의 특성치는 지반조사 보고서, 지보재의 특성치는 재료표와 콘크리트의 탄성계수를 이용하여 산정
- 막장 진행에 따른 굴착 전후의 터널의 변위거동을 천단침하와 내공변위로 나누어 각각의 해석 단면에 따라 각각의 기준막장에서 측정하였으며 막장 도달전의 변위 발생비율을 파악하기 위하여 본 해석에서 계산된 막장진행에 따른 총 발생변위량을 100%로 가정하고 막장 진행거리별 변위발생량을 총 발생량에 따른 비율로 나타냄
- 2차원 해석에서 경화시간을 고려한 Soft Shotcrete는 3차원 해석에서 굴착후 약 2막장 정도 진행후에 해당된다는 조건에서 각각의 TYPE 별 하중분담율을 검토

해석지반 물성치

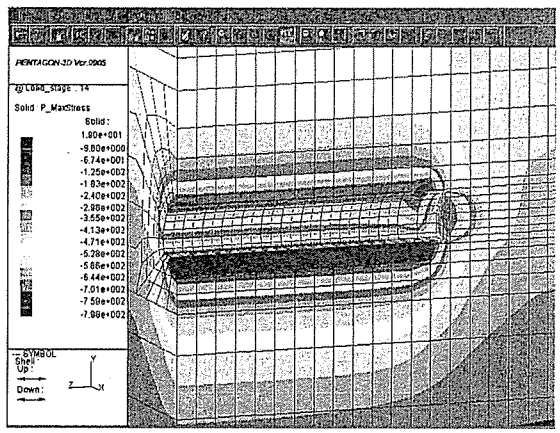
지반등급	탄성계수 (MPa)	단위중량 (kN/m^3)	포아송비	내부마찰각 (degree)	점착력 (MPa)
I	19000	26.0	0.22	44	6.20
II	7500	26.0	0.23	41	3.50
III	3000	25.0	0.25	38	1.90
IV	1200	24.0	0.26	34	0.96
V	490	24.0	0.28	33	0.34

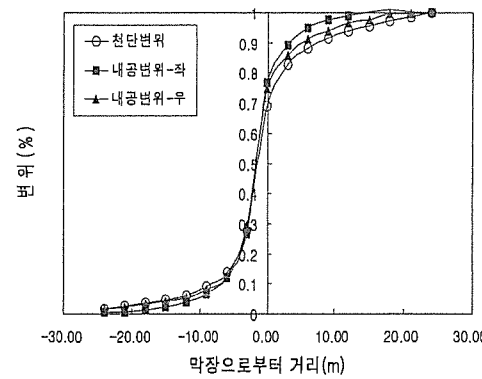
○ 하중분담율 산정 사례

지보패턴별 하중 분담율	A Project		B Project	C Project	D Project
	상반	하반			
T - 1	-	-	80-10-10	70-15-15	70-15-15
T - 2	60-20-20	70-15-15	70-15-15	60-20-20	60-20-20
T - 3	60-20-20	70-15-15	60-20-20	60-20-20	60-20-20
T - 4	40-30-30	70-15-15	50-25-25	40-30-30	40-30-30
T - 5	40-30-30	70-15-15	40-30-30	40-30-30	40-30-30
T - 6			30-35-35	40-30-30	40-30-30

○ 해석결과

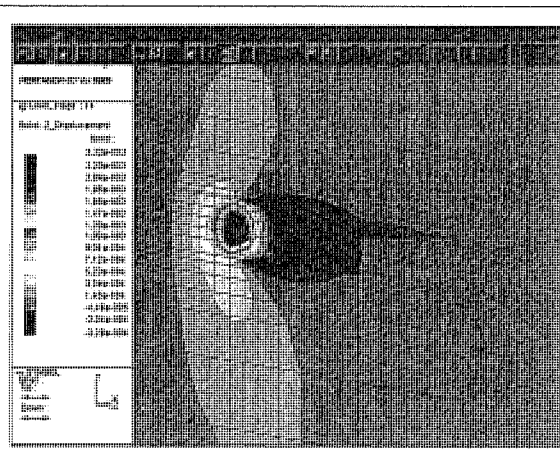
T-1 Type 하중분담율 분석 및 검토

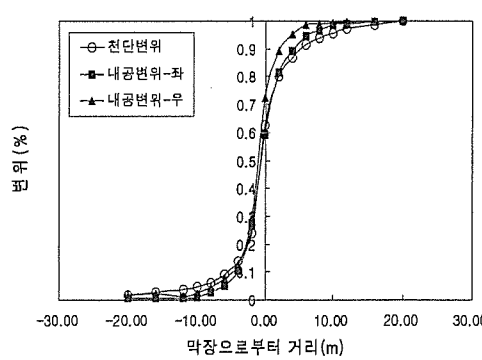




구 분 / T-1 TYPE	천단침하와 내공변위 비율에 의한 하중분담율검토					
	굴 착(%)		연한 숏크리트(%)		굳은 숏크리트(%)	
천단변위	69	AVERAGE = 74	19	AVERAGE = 18	12	AVERAGE = 8
좌측내공변위	77		18		5	
우측내공변위	75		17		8	

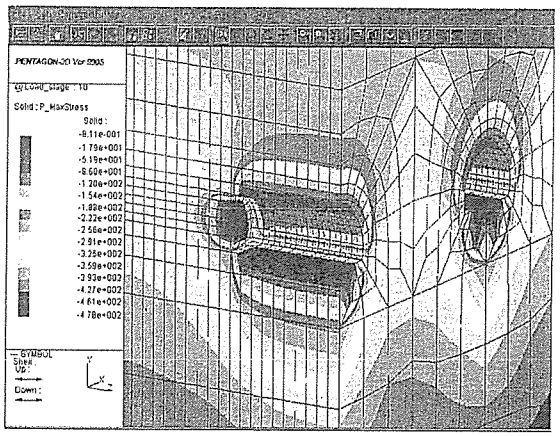
T-2 Type 하중분담율 분석 및 검토

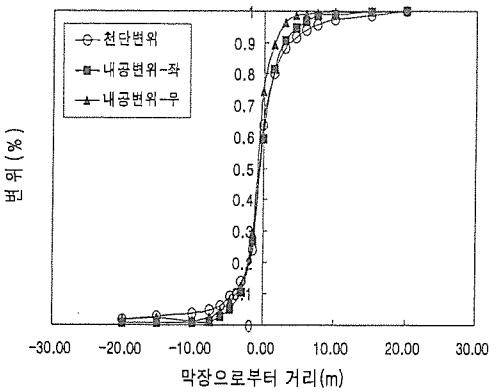




구 분 / T-2 TYPE	천단침하와 내공변위 비율에 의한 하중분담율검토					
	굴 착(%)		연한 숏크리트(%)		굳은 숏크리트(%)	
천단변위	62	AVERAGE = 64	24	AVERAGE = 25	14	AVERAGE = 11
좌측내공변위	59		29		12	
우측내공변위	72		23		5	

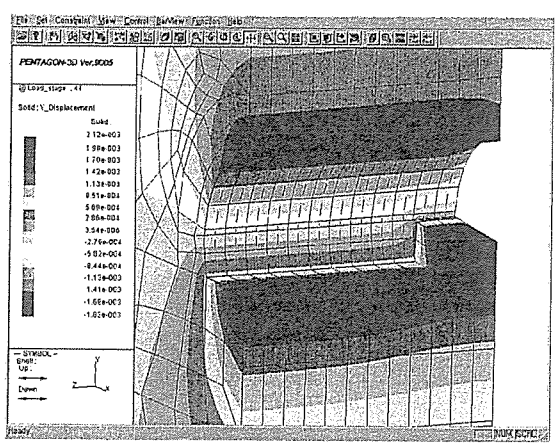
T-3 Type 하중분담율 분석 및 검토

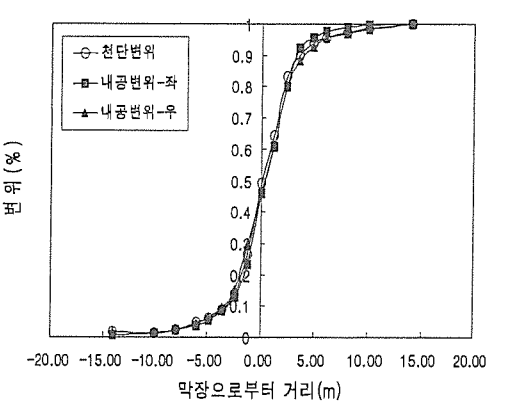




구 분 / T-3 TYPE	천단침하와 내공변위 비율에 의한 하중분담율검토					
	굴 착(%)		연한 숏크리트(%)		굳은 숏크리트(%)	
천단변위	63	AVERAGE = 65	24	AVERAGE = 26	11	AVERAGE = 9
좌측내공변위	59		31		10	
우측내공변위	74		22		4	

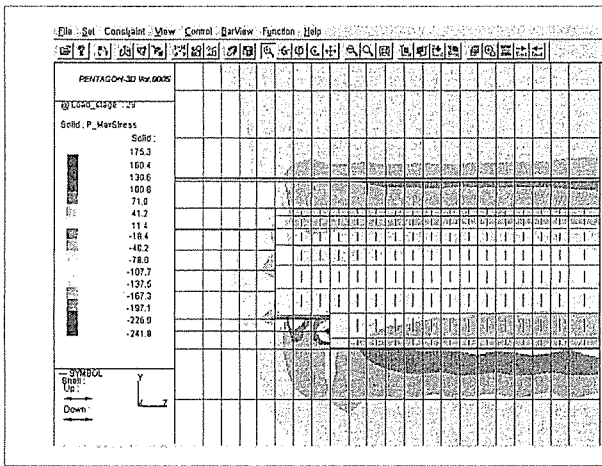
T-4 Type 하중분담율 분석 및 검토

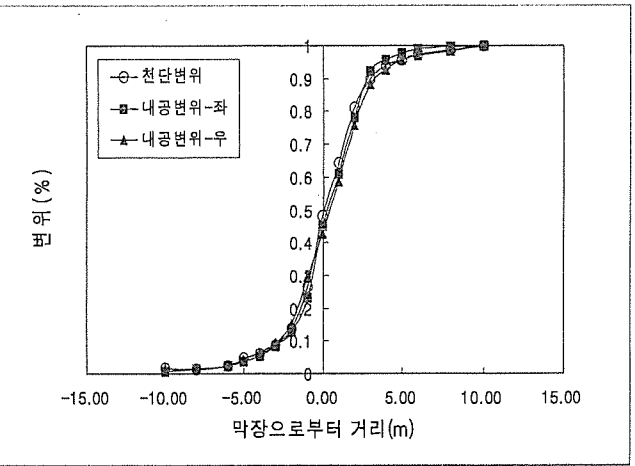




구 분 / T-4 TYPE	천단침하와 내공변위 비율에 의한 하중분담율검토					
	굴 착(%)		연한 숏크리트(%)		굳은 숏크리트(%)	
천단변위	49	AVERAGE = 47	33	AVERAGE = 34	16	AVERAGE = 19
좌측내공변위	46		34		14	
우측내공변위	46		35		18	

T-5 Type 하중분담율 분석 및 검토





구 분 / T-5 TYPE	천단침하와 내공변위 비율에 의한 하중분담율검토					
	굴 착(%)		연한 숏크리트(%)		굳은 숏크리트(%)	
천단변위	48	AVERAGE = 45	30	AVERAGE = 33	18	AVERAGE = 22
좌측내공변위	45		33		14	
우측내공변위	43		36		18	

○ 해석분석

지보 Type별 하중분담율 결정

•앞서 분석된 지반강도, 숏크리트 경화시간, 시공순서, 막장거리에 따른 TYPE별 3차원 해석에 의한 천단침하와 내공변위 비율 및 하중분담율 산정식과 해석상의 편의 및 오차를 종합적으로 고려하여 터널 지보패턴에 따라 본 해석구간에 적용되는 하중분담율을 다음과 같이 적용

구분 / 지보패턴	막장 진행에 따른 변위거동 및 종방향 아치효과 분석에 의한 방법(3차원해석)			하중분담율 산정식과 보정에의한 방법			적용 하중분담율		
	굴 착	연한 숏크리트	굳은 숏크리트	굴 착	연한 숏크리트	굳은 숏크리트	굴 착	연한 숏크리트	굳은 숏크리트
T-1	74	18	8	57.5	20.3	22.2	70%	15%	15%
T-2	64	25	11	54.8	23.0	22.2	60%	20%	20%
T-3	65	26	9	45.5	26.1	28.4	60%	20%	20%
T-4	47	34	19	38.7	29.7	31.6	40%	30%	30%
T-5	45	33	22	31.5	35.1	33.4	40%	30%	30%

1.4 암반분류 대상영역 검토

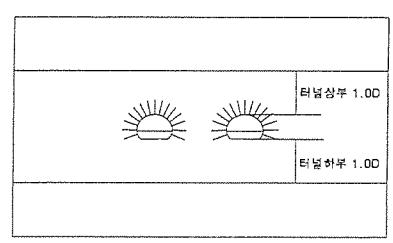
○ 해석개요 및 주안점

- 터널시공시 지보패턴의 사전 결정의 위해 지반조사결과를 바탕으로 지반특성이 유사한 구간을 구분하여 설계를 수행하여야 하며, 이로부터 시공 중에 나타나는 지반변화에 신속히 대처할 수 있어야 함
- 대상지반의 강도, 불연속면의 특성, 지하수위 등의 영향요인을 신중히 조사 분석 후 구간별 지보패턴을 결정
- 암반분류시 터널의 지반조건은 깊이에 따라서도 변할 수 있으므로 이에 대한 검토가 필요하며 이 경우 천단부에서 어느 정도 이격거리까지를 암반분류 범위로 포함시켜야 하는가를 해석적인 방법을 통해 검증
- 경제적이고 신뢰성 있는 암반분류 대상영역을 구간별로 적용하고자 함

○ 해석결과 및 적용

- 터널 천단에서 0.0D(천단), 0.5D, 1.0D, 1.5D, 2.0D만큼 이격하여 지반등급 V가 존재하는 것으로 하여 해석을 수행한 결과 천단변위, 내공변위, 지보재(숏크리트, 록볼트)에 작용하는 응력이 0.5D 이상이면 수렴하는 것으로 나타남
- 따라서 0.5D 이상이면 지반등급 V에 의한 영향이 없는 것으로 판단되므로 터널 굴착시 영향범위인 1.0D정도를 암반분류영역에 포함하여 신뢰성 있는 암반분류를 수행하며 이를 구간별 지보패턴 선정에 반영함

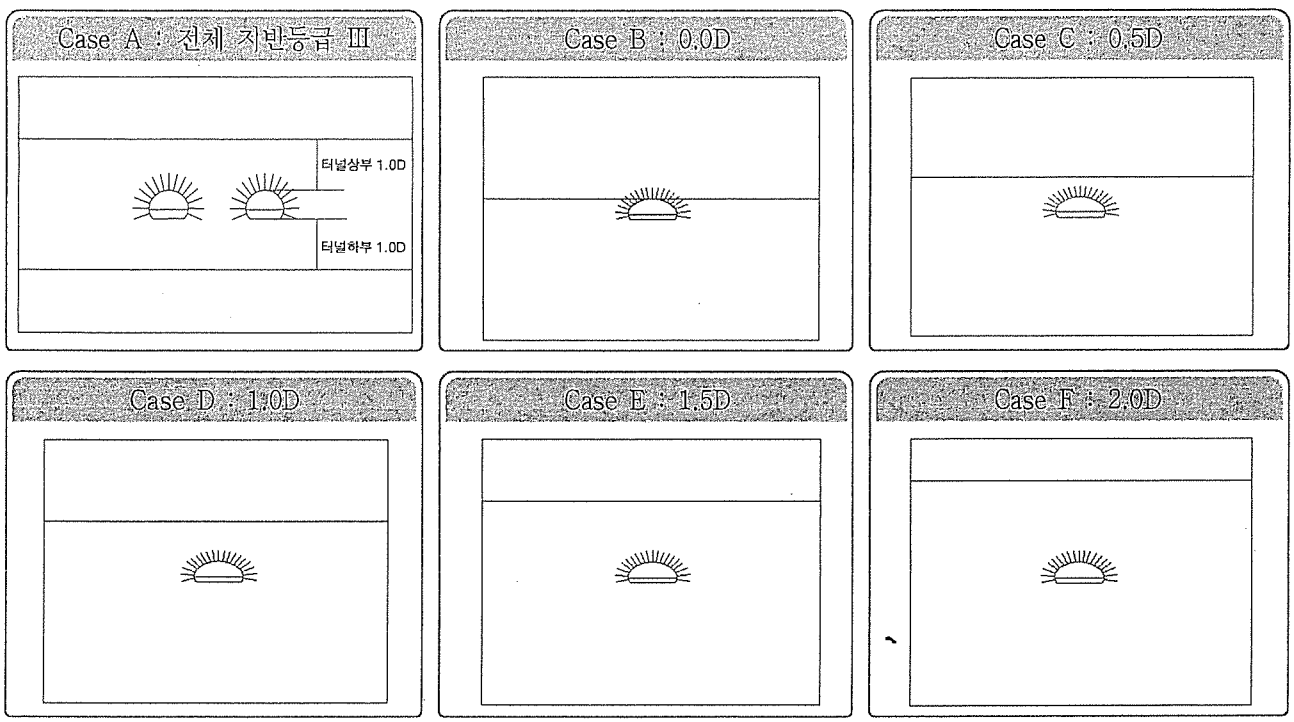
암반분류 대상영역



○ 해석방법 및 조건

해석 방법	•지반등급 III과 지반등급 V의 지반이 교차하는 지층선이 터널 천단에서 0.0D, 0.5D, 1.0D, 1.5D, 2.0D만큼 이격시 터널의 영향을 검토
해석 조건	•적용 해석영역 – 터널 좌우측 4.0D, 하부 3.0D까지 해석 영역으로 선정하여 경계조건에 의한 영향이 없도록 함 • 지보패턴 – 암반의 강성차가 충분히 발생하게 하기 위하여 지반등급 III과 지반등급 V를 적용하여 검토함 – 지반등급 III 상부에 지반등급 V가 존재하는 것을 가정하여 지층선의 위치에 따른 터널의 거동 분석 •하중분담율 : 60-20-20%(T-3) 적용 •측압계수 : Ko = 1.0 •해석프로그램 : FLAC-2D Ver 3.3

해석 개요도



○ 입력특성치

지반 특성치

구 분	변형계수(MPa)	단위중량(kN/m^3)	포아송비	내부마찰각(°)	점착력(MPa)
암반등급 Ⅲ	3000	25.0	0.25	38	1.90
암반등급 Ⅴ	1200	24.0	0.26	34	0.96

지보재 특성치

구 분		단위중량(kN/m^3)	변형계수(MPa)	길이/두께(m)	설치간격(m)	규격(MPa)
록볼트		78.5	210,000	L = 5.0	종 : 2.0	f_y = 350
숏크리트	연한	24.0	5,000	T = 0.2	–	f_{ck} = 10
	강한		15,000			f_{ck} = 21

○ 굴착단계별 시공순서

구 분	해 석 조 건
0 단계	• Initializing(지중응력 초기화 단계)
1 단계	• 터널 상부 반단면 굴착
2 단계	• 터널 상부 반단면 1차 숏크리트 및 록볼트 타설
3 단계	• 터널 상부 2차 숏크리트 타설
4 단계	• 터널 하부 반단면 굴착
5 단계	• 터널 하부 반단면 1차 숏크리트 및 록볼트 타설
6 단계	• 터널 하부 반단면 2차 숏크리트 타설

○ 해석결과 및 분석

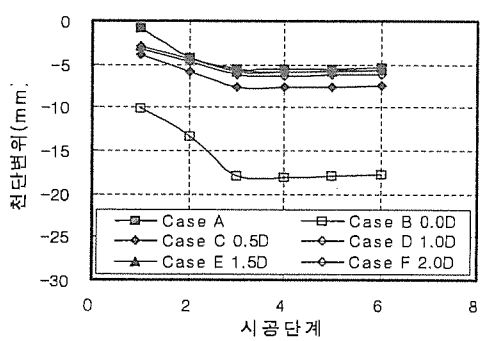
•전체 영역이 지반등급 Ⅲ인 경우를 기준으로 하여, 천단침하량, 내공변위, 숏크리트 응력, 록볼트 축력 등을 상대적인 값으로 나타냄

▮ 변위 검토

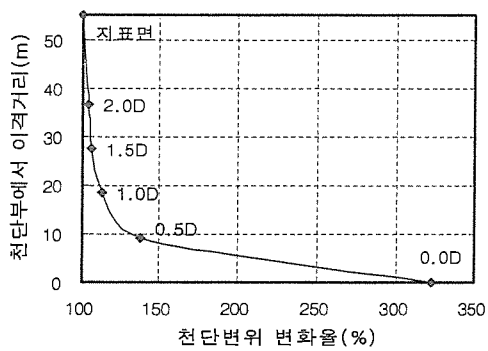
변 위(mm)		기준변위	0.0D	0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	비 고
천단	변위	5.608	18.050	7.741	6.354	5.937	5.825	천단침하 ↓(−)
	비율	100	321.86	138.03	113.30	105.87	103.87	
내공 (좌측)	변위	1.910	2.179	1.578	1.668	1.743	1.796	터널안쪽(+) → ←
	비율	100	114.08	82.62	87.33	91.26	94.03	
내공 (우측)	변위	1.991	2.292	1.662	1.750	1.743	1.796	
	비율	100	115.12	83.48	87.90	87.54	90.21	

– 천단변위

시공단계별 천단변위



지층선 이격거리별 천단변위

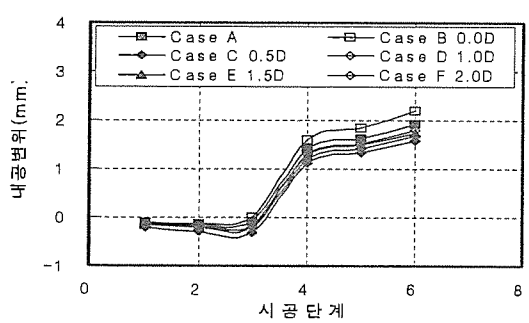


•해석 단계별 천단변위는 천단부에 지층구분선이 위치하고 있을 때 가장 크게 나타났으며 2.0D일 때가 가장 적게 발생하며 이격거리별 천단변위는 1.0D를 기준으로 급격히 변화율이 증가

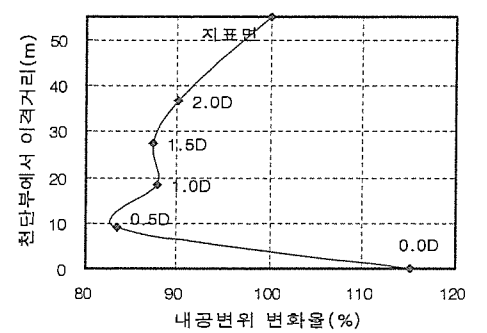
•천단변위에 의한 암반분류대상은 천단에서 1.0D이내인 것으로 나타남

– 내공변위

시공단계별 내공변위



지층선 이격거리별 내공변위

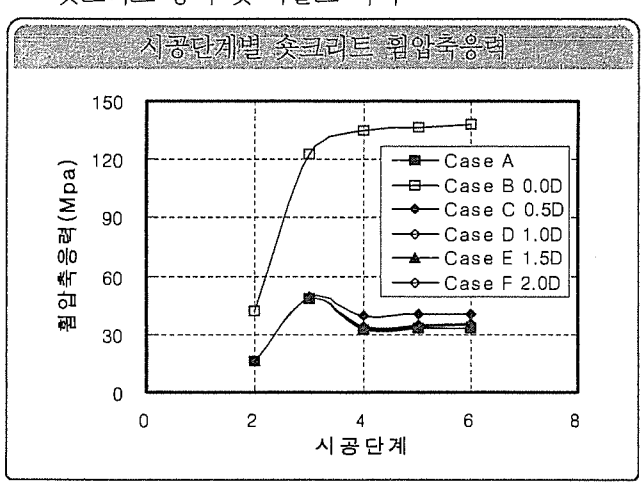


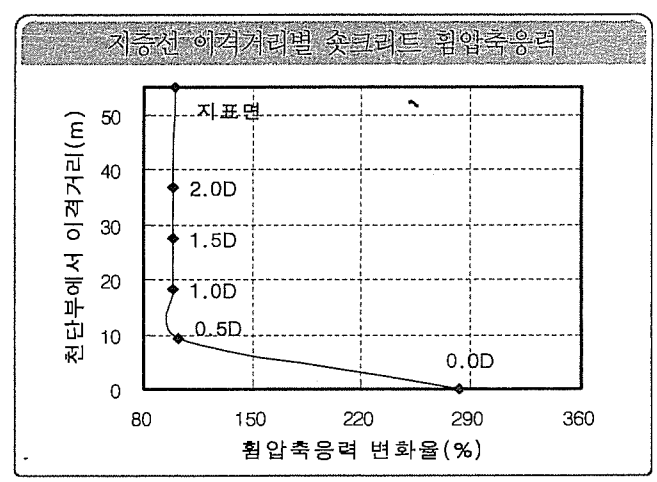
•해석 단계별 내공변위는 좌우측이 거의 유사하게 나타났으며 천단변위와 동일하게 천단부에 지층구분선이 위치하고 있을 때가 가장 크게 나타났으며 2.0D일 때가 가장 적게 발생
•이격거리별 내공변위는 0.5D를 기준으로 급격히 변화율이 증가하는 경향을 보임
•내공변위에 의한 암반분류대상은 천단에서 1.0D이내인 것으로 나타남

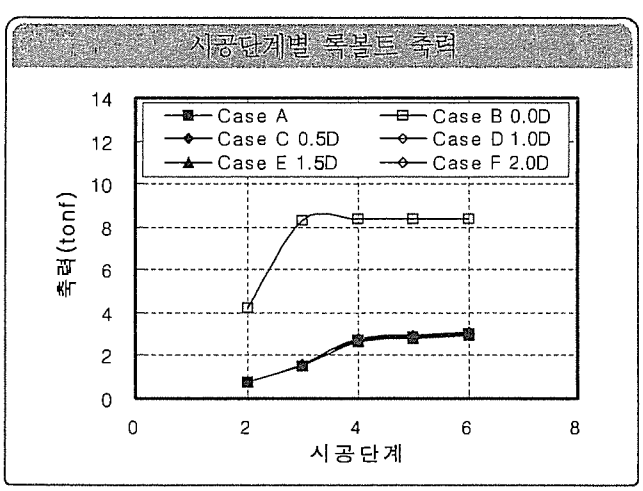
지보재 응력 검토

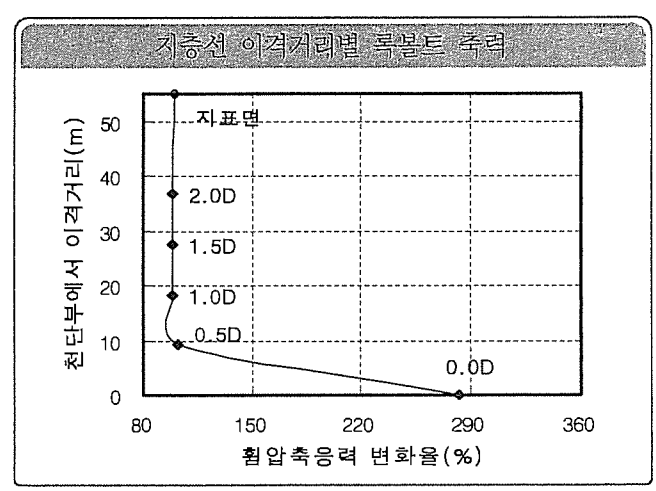
변 위		기준변위	0.0D	0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	비 고
숏크리트	응력	4.782	13.547	4.863	4.744	4.719	4.782	압축 : + (MPa)
	비율	100	283.29	101.68	99.21	98.68	99.00	
록볼트	응력	29.361	91.841	30.450	29.087	29.018	29.361	압축: + (kN)
	비율	100	312.80	103.71	99.06	98.83	100.00	

– 숏크리트 응력 및 록볼트 축력







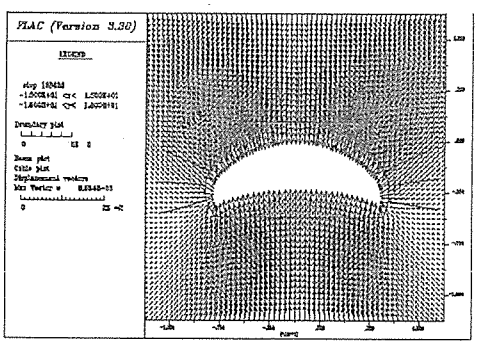


•이격거리별 숏크리트 휨압축응력은 0.5D를 기준으로 급격히 변화율이 증가하는 것으로 나타났으며 숏크리트 휨압축응력의 암반분류대상은 천단에서 1.0D이내인 것으로 나타남
•이격거리별 록볼트 축력은 0.5D를 기준으로 급격히 변화율이 증가하는 것으로 나타났으므로 록볼트 축력의 암반분류대상은 천단에서 1.0D이내인 것으로 나타남

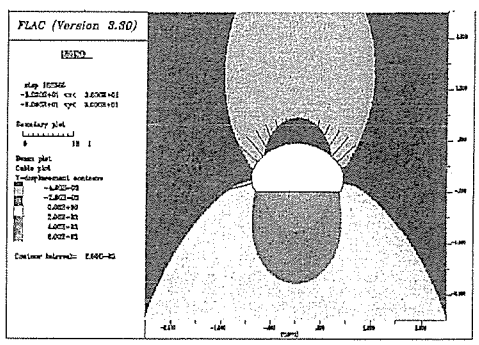
해석결과도

– Case A : 전체 지반등급 III

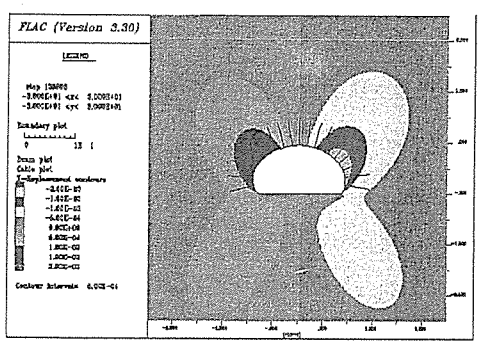
변 위 도



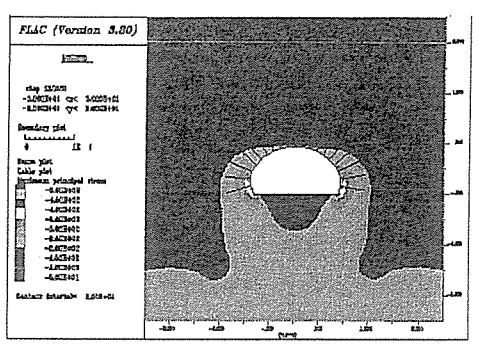
연직방향 변위 분포도



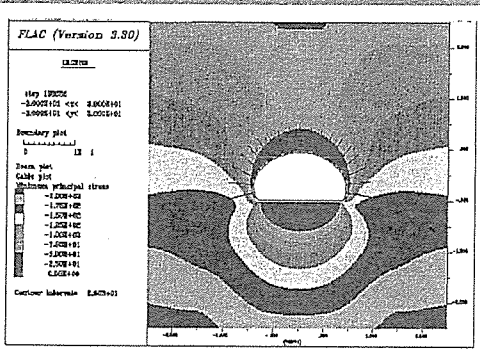
수평방향 변위 분포도



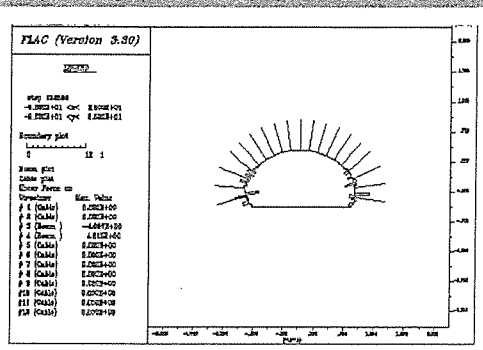
최대주응력 분포도



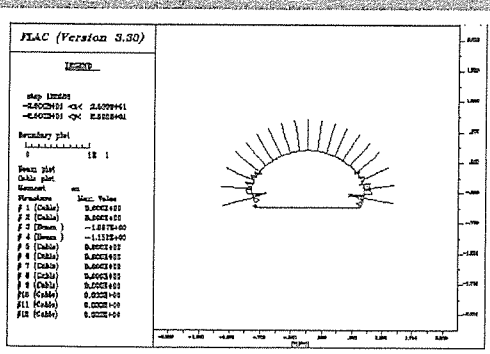
최소주응력 분포도



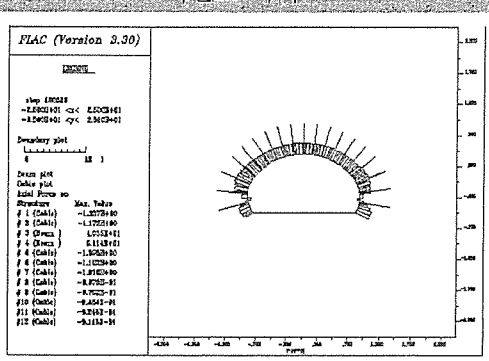
전단응력 분포도



숏크리트 모멘트도

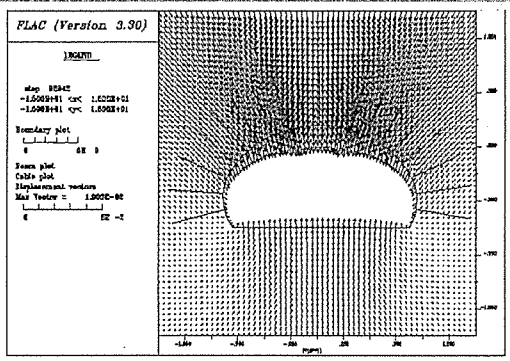


록볼트 축력도

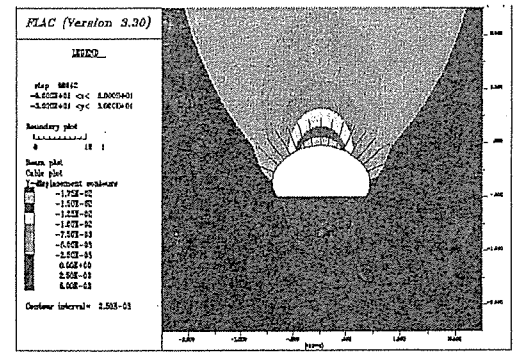


- Case B : 지층선 이격거리 0.0D

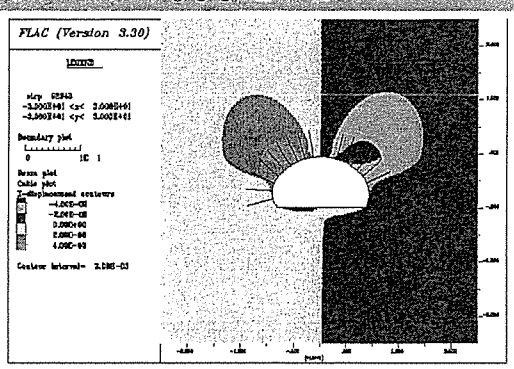
변위도



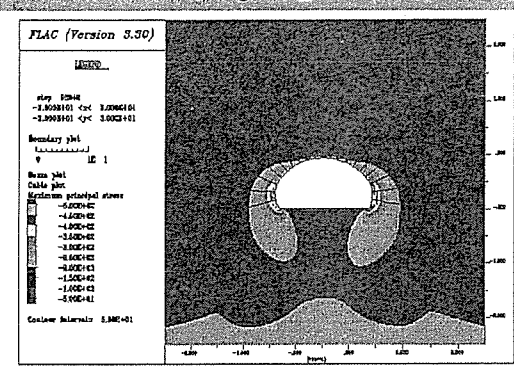
연직방향 변위 분포도



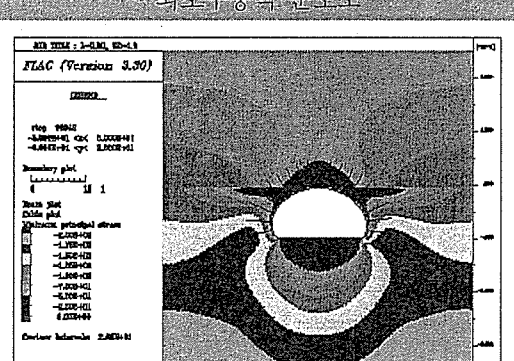
수평방향 변위 분포도



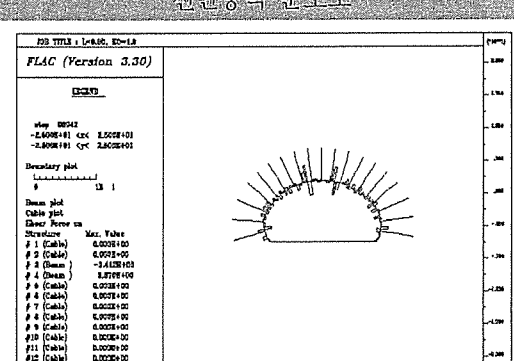
최대주응력 분포도



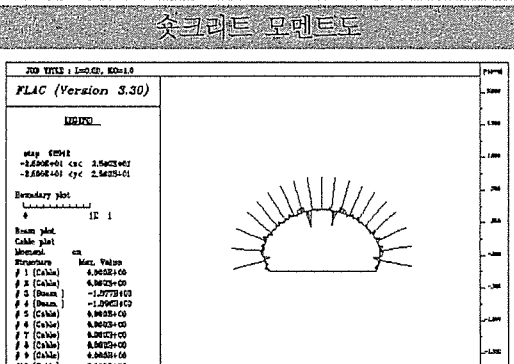
최소주응력 분포도



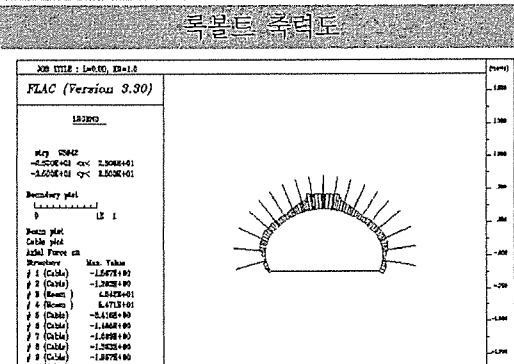
전단응력 분포도



숏크리트 모멘트도

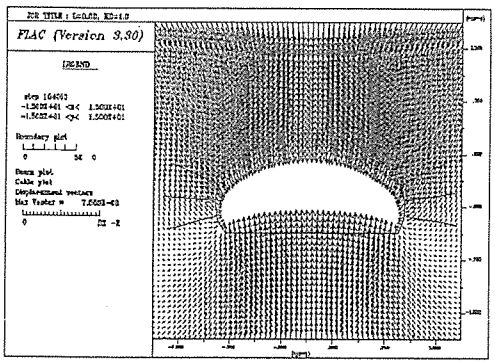


록볼트 축력도

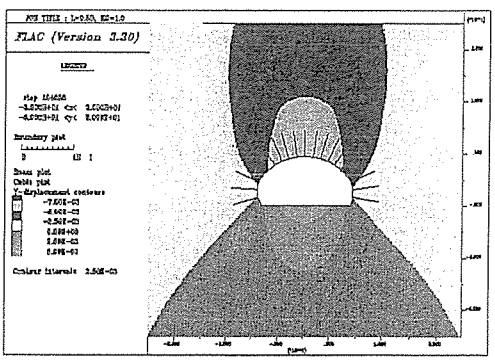


- Case C : 지층선 이격거리 0.5D

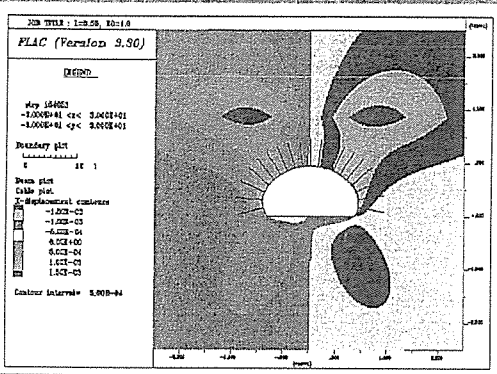
변 위 도



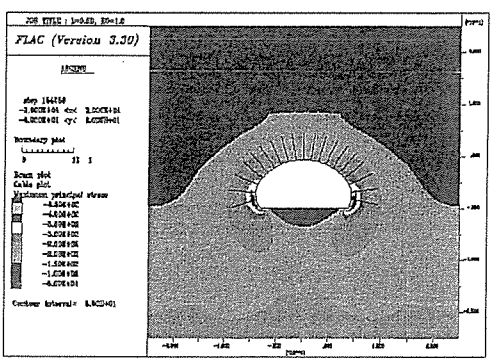
연직방향 변위 분포도



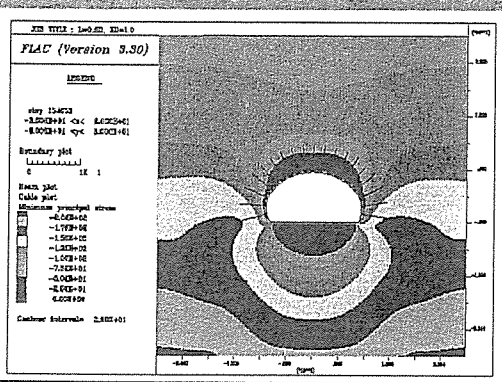
수평방향 변위 분포도



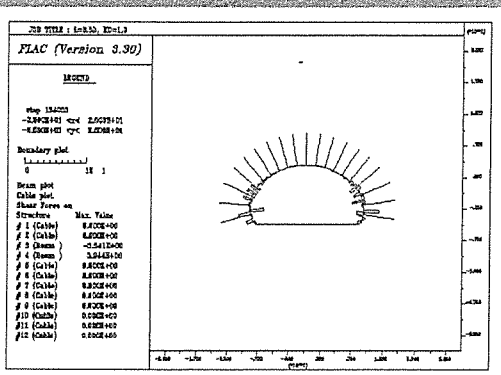
최대주응력 분포도



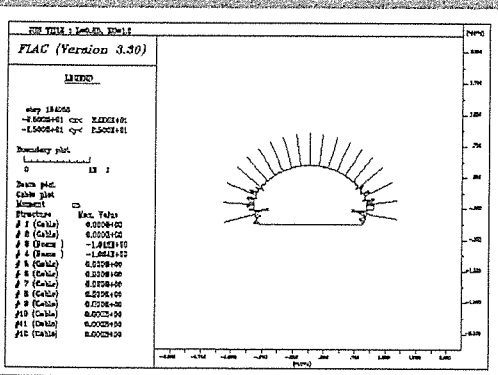
최소주응력 분포도



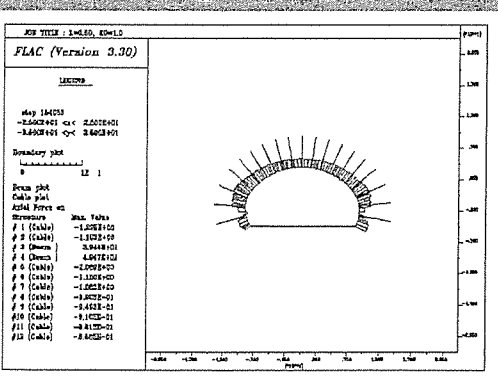
전단응력 분포도



숏크리트 모멘트도

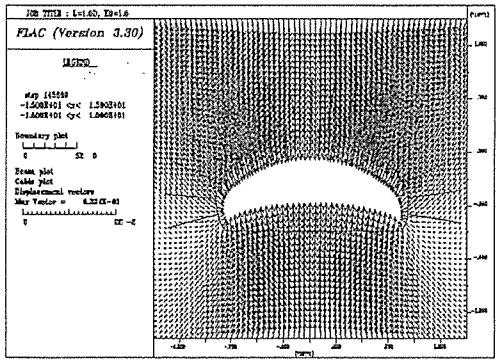


록볼트 축력도

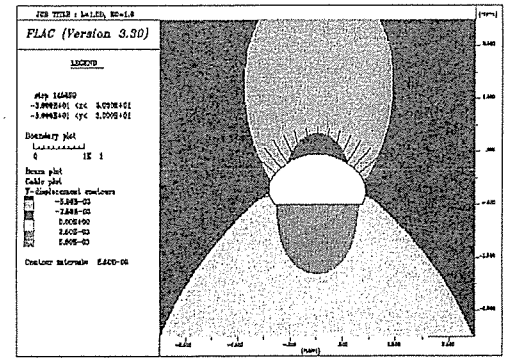


- Case D : 지층선 이격거리 1.0D

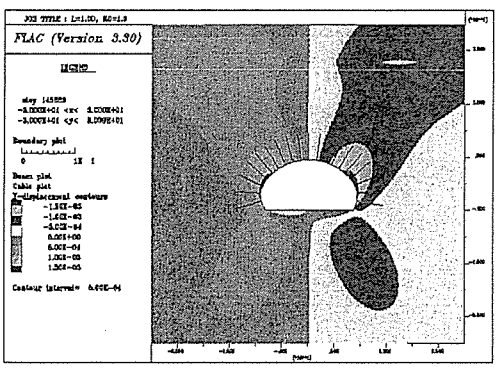
변위도



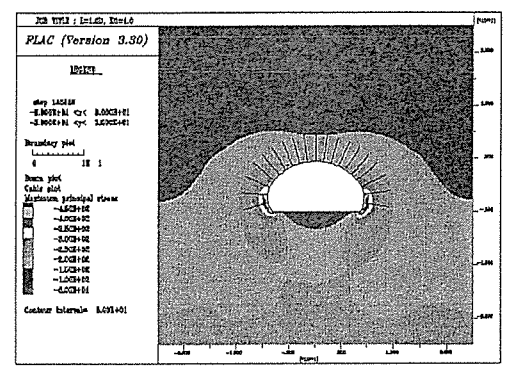
연직방향 변위 분포도



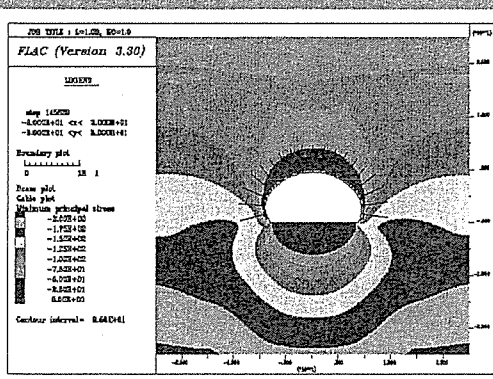
수평방향 변위 분포도



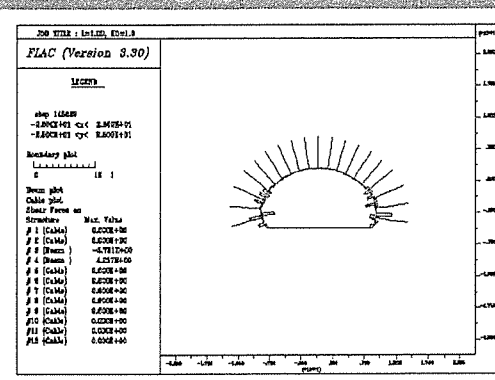
최대주응력 분포도



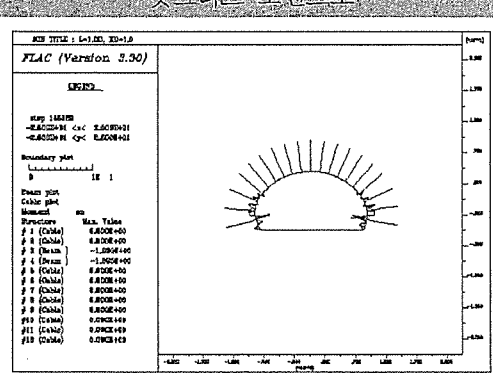
최소주응력 분포도



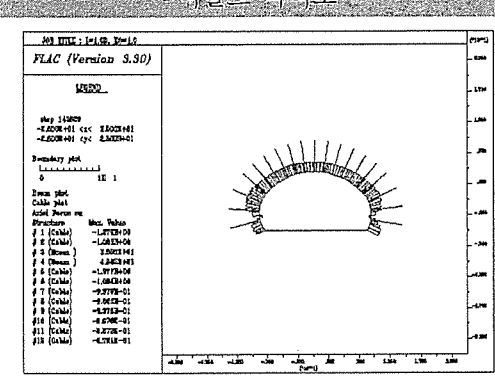
전단응력 분포도



숏크리트 모멘트도

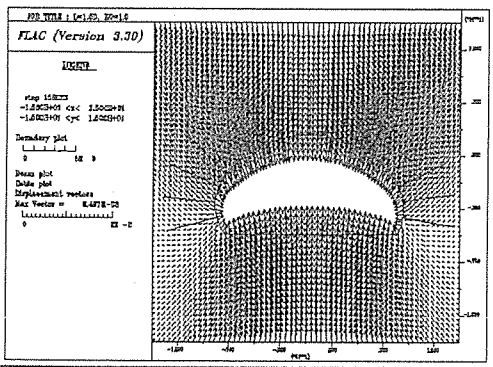


록볼트 축력도

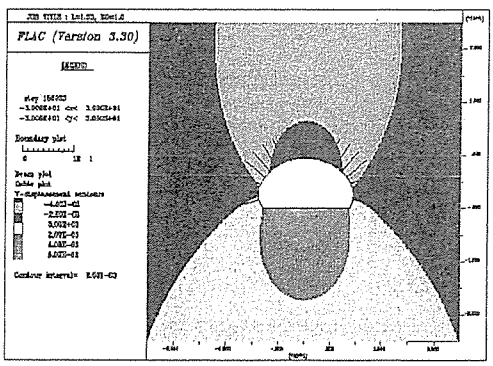


- Case E : 지층선 이격거리 1.5D

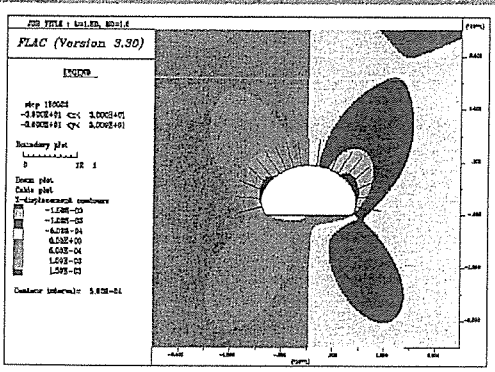
변위도



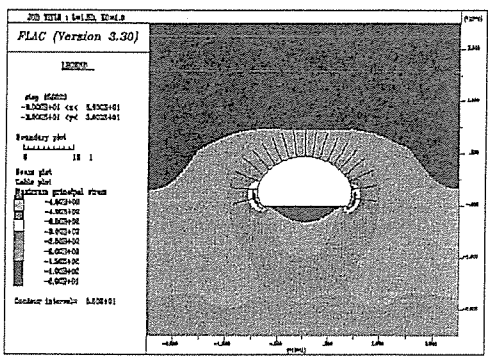
연직방향 변위 분포도



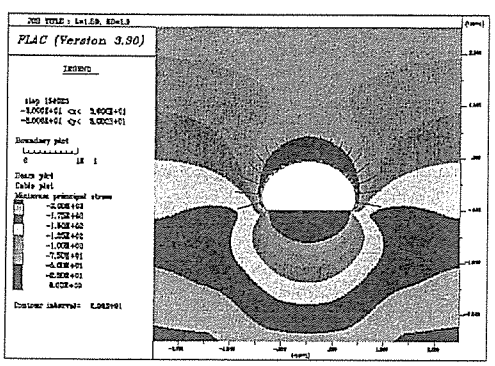
수평방향 변위 분포도



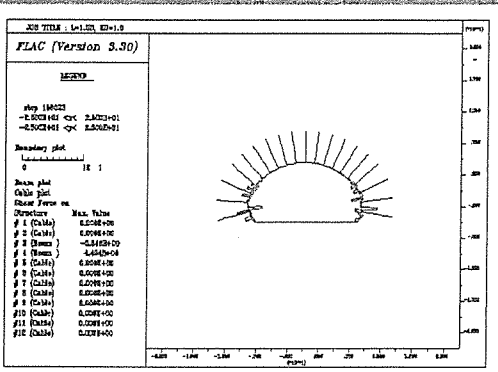
최대주응력 분포도



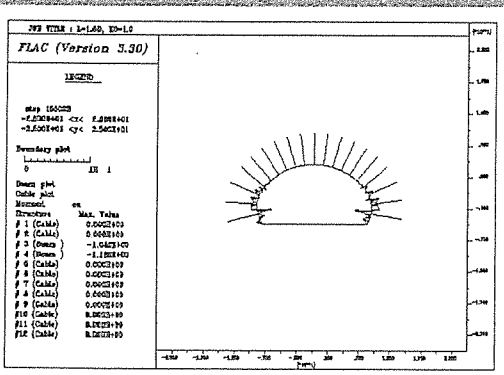
최소주응력 분포도



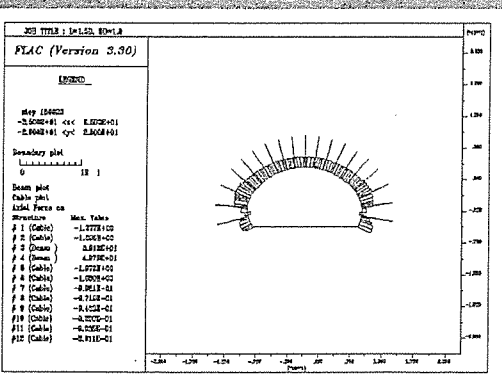
전단응력 분포도



숏크리트 모멘트도

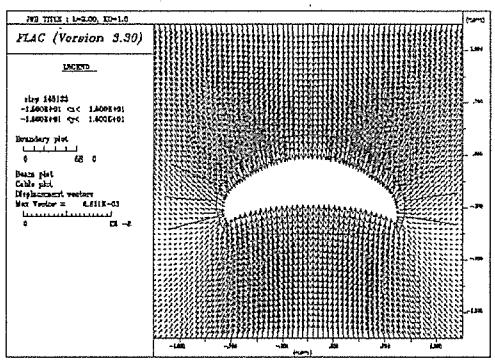


록볼트 축력도

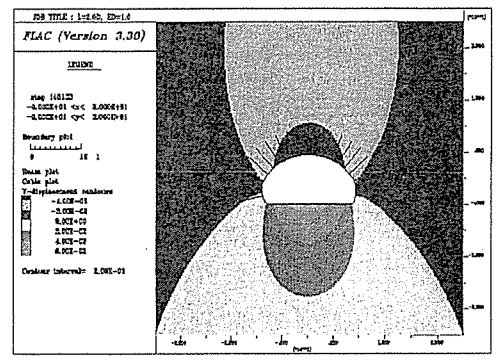


– Case F : 지층선 이격거리 2.0D

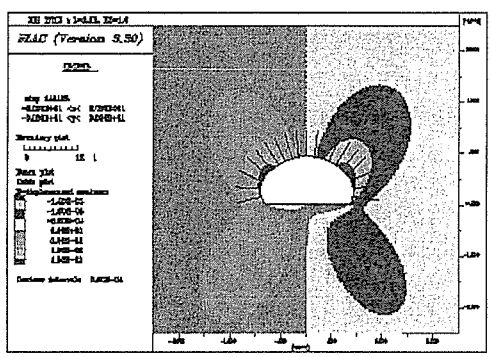
변 위 도



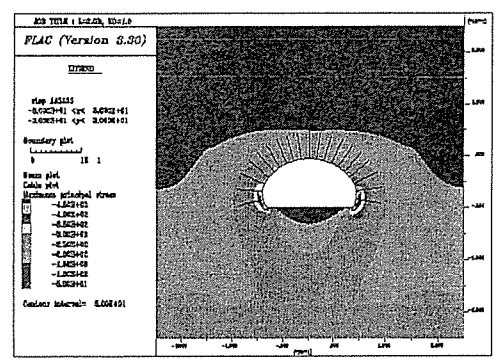
연직방향 변위 분포도



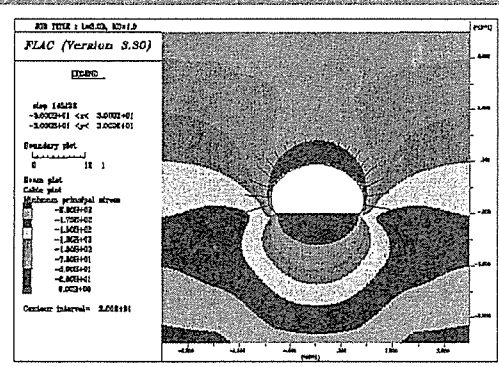
수평방향 변위 분포도



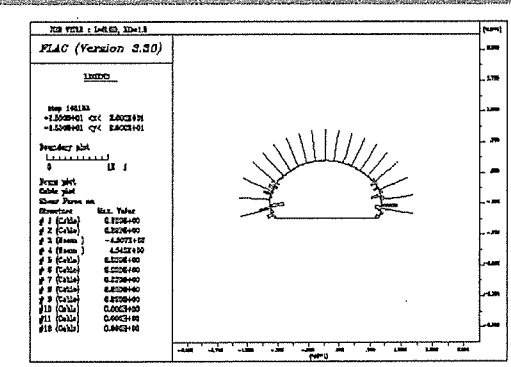
최대주응력 분포도



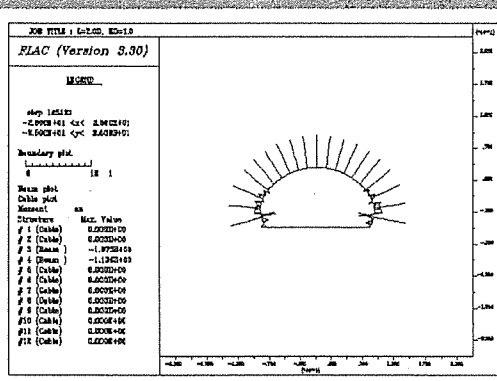
최소주응력 분포도



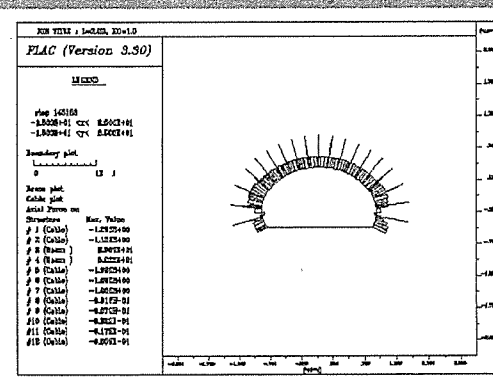
전단응력 분포도



숏크리트 모멘트도



록볼트 축력도



제 2 장 사업구간 지반 및 지형특성을 고려한 해석

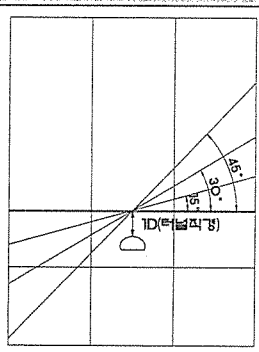
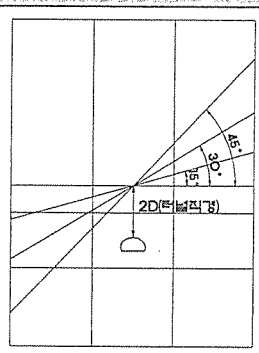
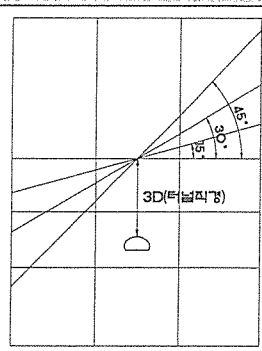
2.1 편토압을 고려한 갱구부 안정성 검토

○ 검토개요

- 횡단선형 결정시 터널구간이 계곡부 및 편토압 지형 아래에 위치할 경우 지형적인 영향으로 터널주변지반 및 지보재에 비대칭 응력 또는 응력집중이 발생하여 지반의 소성 거동 및 지보재의 국부적인 파괴를 유발하므로, 터널 안정성을 크게 저하하는 요인으로 작용
- 사업구간의 지반조건을 충분히 검토한 결과 일부구간에서 편토압으로 인한 터널안정 위해요소가 있을 것으로 예상되므로 예비해석을 통해 편토압 영향구간의 정성적 분석을 시도
- 토피고 및 편경사 정도를 영향인자로 터널거동을 검토하여 터널횡단선형 결정시 적용하며 필연적으로 편토압 구간 통과시 터널거동 예측 및 적절한 보강대책의 신속한 선정에 기여하고자 함

○ 해석조건

▮ 편토압의 위치 및 경사에 대한 검토

구 분	해석조건 1 (1.0D)	해석조건 2 (2.0D)	해석조건 3 (3.0D)
편토압 대표구간			

▮ 해석대상영역 및 조건

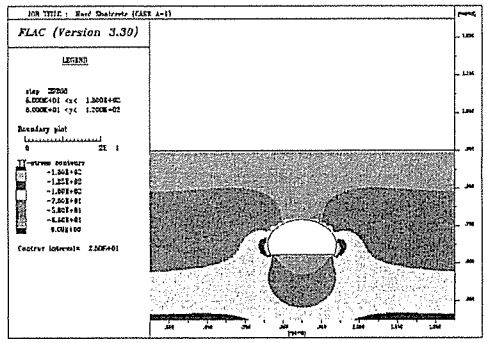
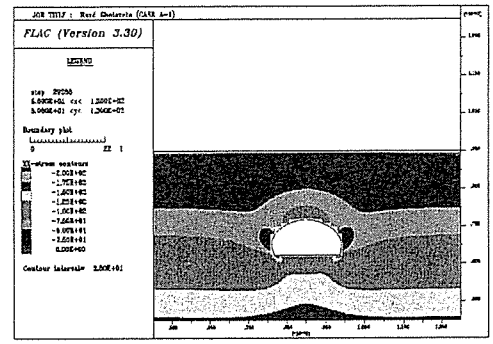
구 분	해석조건	이격거리	편경사(°)	좌·우측 해석영역(m)	하부 해석영역(m)
편토압 대표구간	1-1	1D	0	4D	3D
	1-2		15		
	1-3		30		
	1-4		45		
	2-1	2D	0		
	2-2		15		
	2-3		30		
	2-4		45		
	3-1	3D	0		
	3-2		15		
	3-3		30		
	3-4		45		

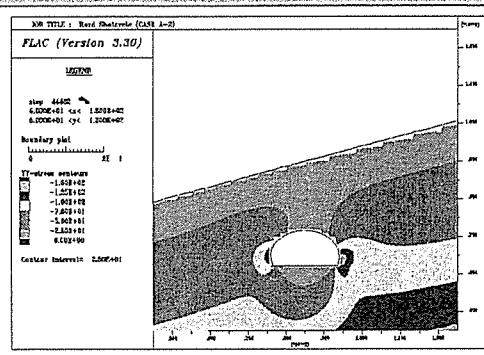
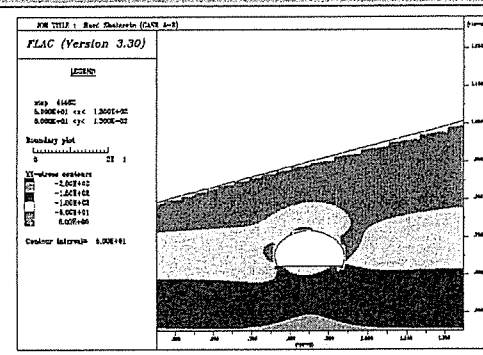
▮ 입력물성값

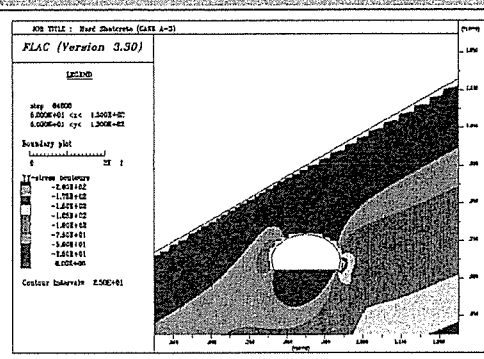
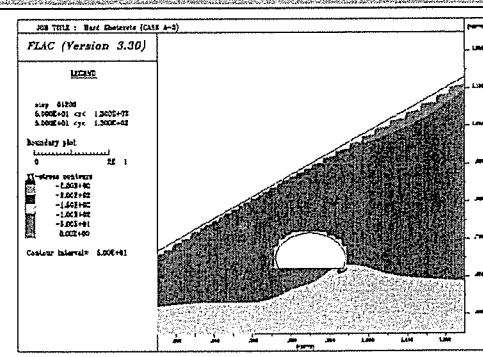
구 분	탄성계수 (MPa)	단위중량 (kN/m^3)	포아송비 (v)	내부마찰각 (°)	점착력 (MPa)
지반등급 Ⅳ	1200	24.0	0.26	34	0.96

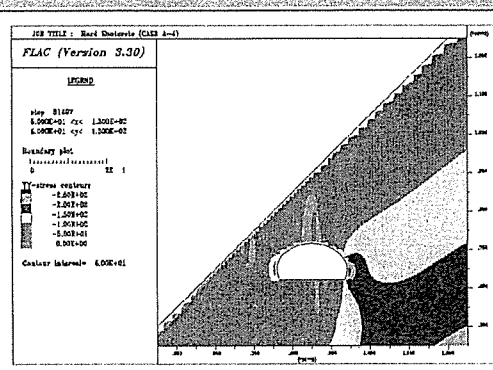
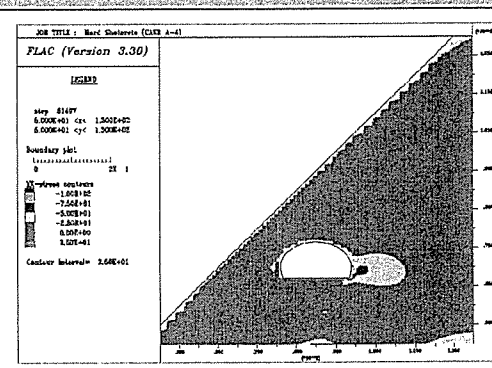
○ 해석결과

▮ 해석조건 1 (1D)

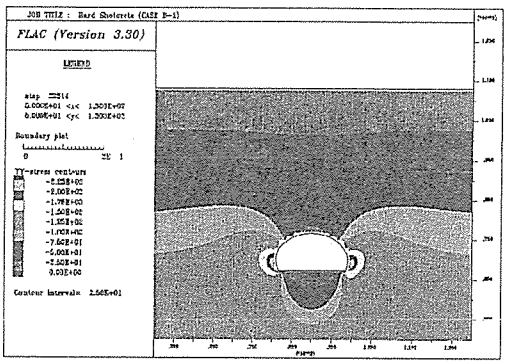
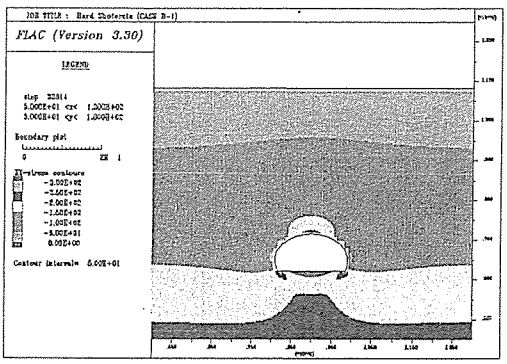
구 분	Y방향 응력 분포도	X방향 응력 분포도
해석조건 1-1		

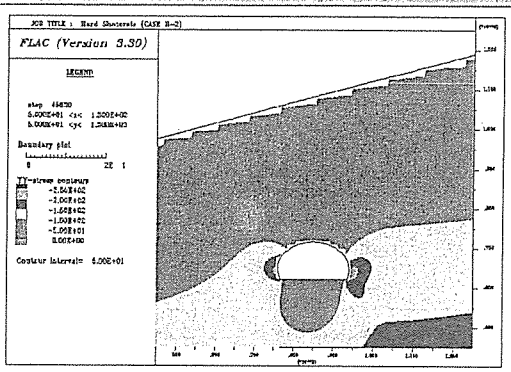
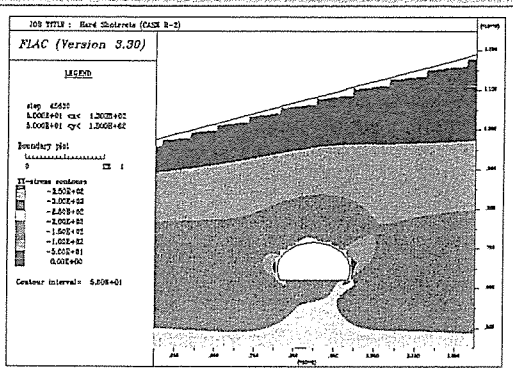
구 분	Y방향 응력 분포도	X방향 응력 분포도
해석조건 1-2		

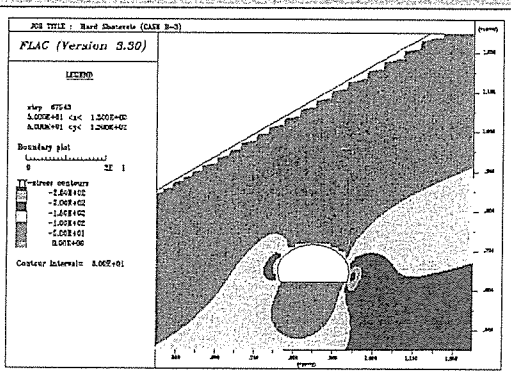
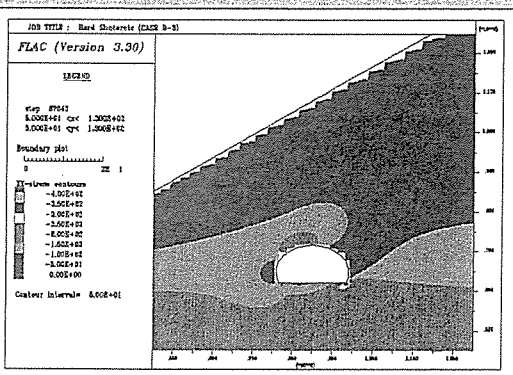
구 분	Y방향 응력 분포도	X방향 응력 분포도
해석조건 1-3		

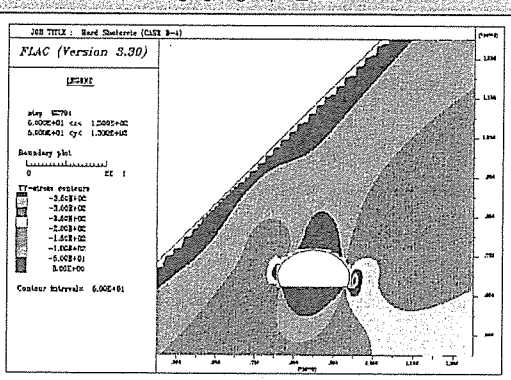
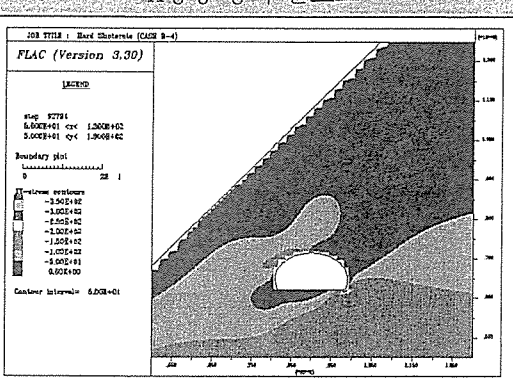
구 분	Y방향 응력 분포도	X방향 응력 분포도
해석조건 1-4		

해석조건 2 (2D)

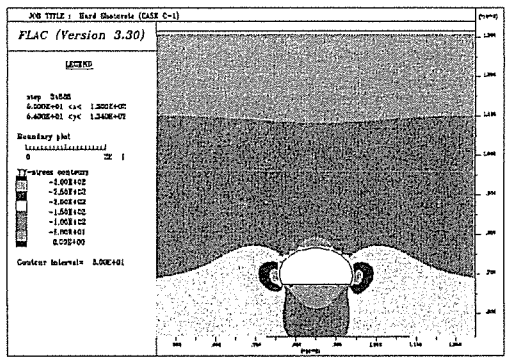
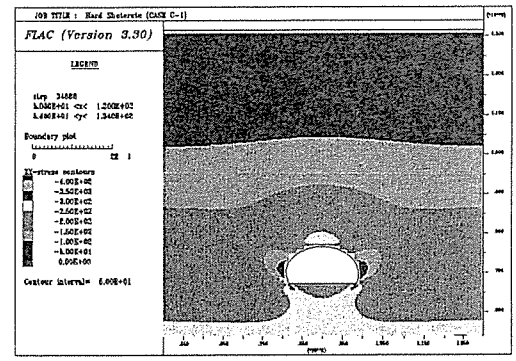
구 분	Y방향 응력 분포도	X방향 응력 분포도
해석조건 2-1		

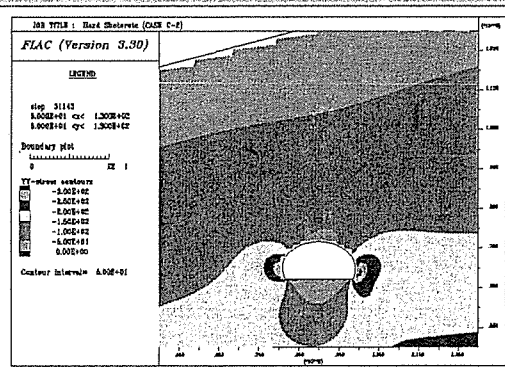
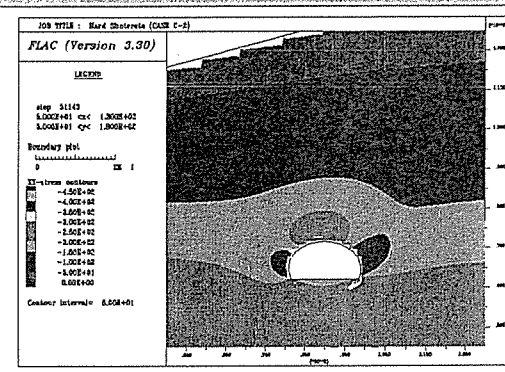
구 분	Y방향 응력 분포도	X방향 응력 분포도
해석조건 2-2		

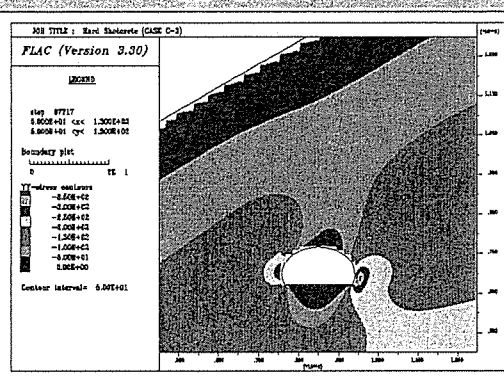
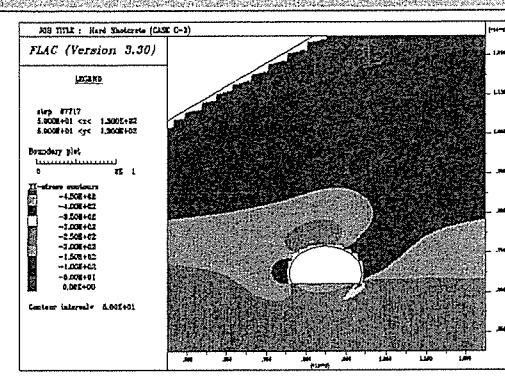
구 분	Y방향 응력 분포도	X방향 응력 분포도
해석조건 2-3		

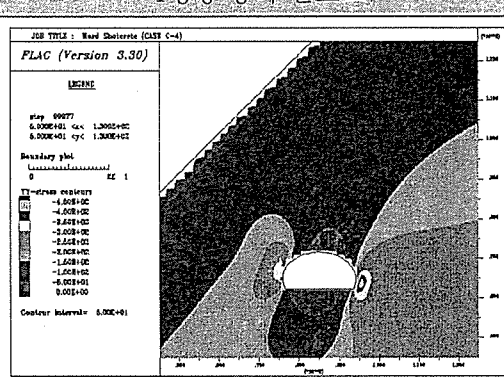
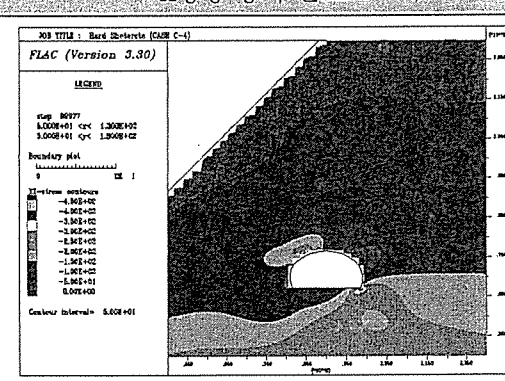
구 분	Y방향 응력 분포도	X방향 응력 분포도
해석조건 2-4		

해석조건 3 (3D)

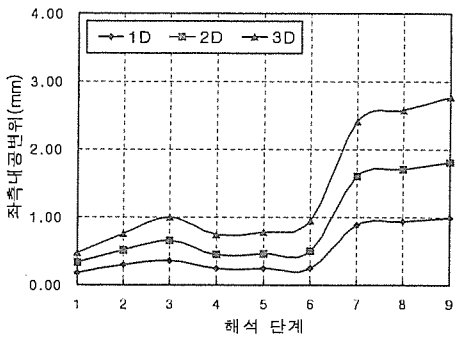
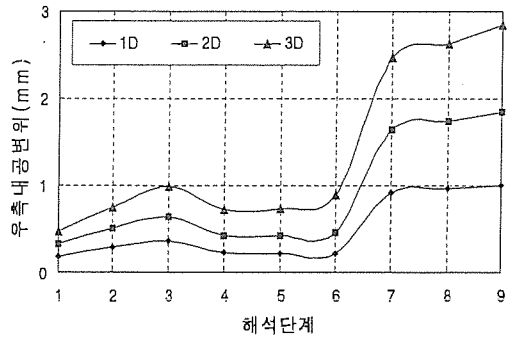
구 분	Y방향 응력 분포도	X방향 응력 분포도
해석조건 3-1		

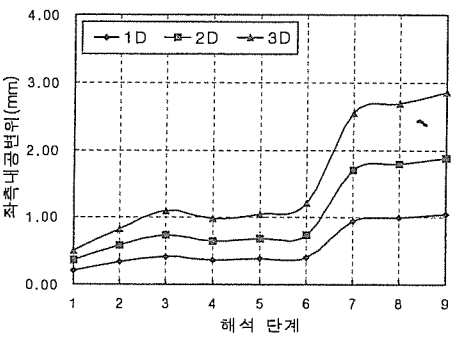
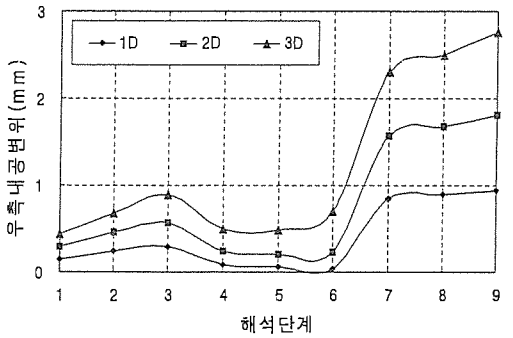
구 분	Y방향 응력 분포도	X방향 응력 분포도
해석조건 3-2		

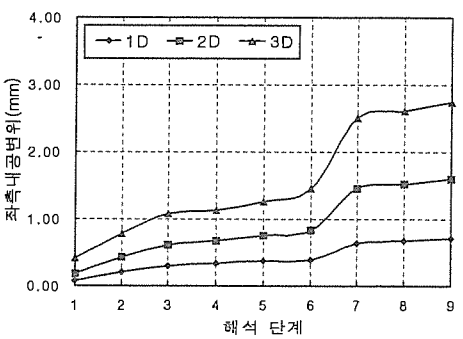
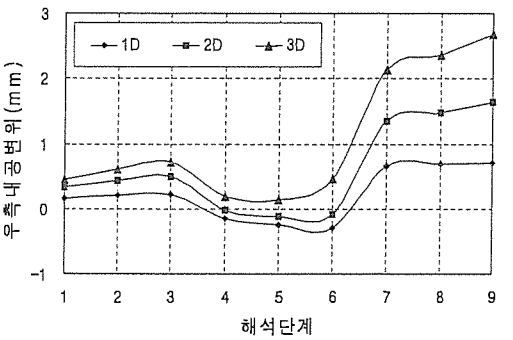
구 분	Y방향 응력 분포도	X방향 응력 분포도
해석조건 3-3		

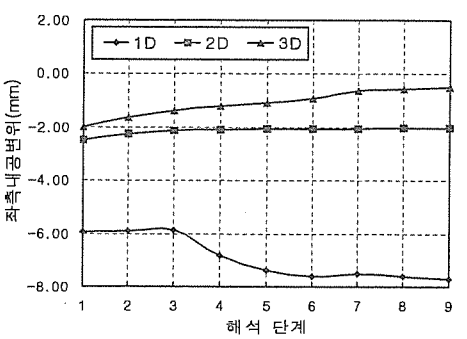
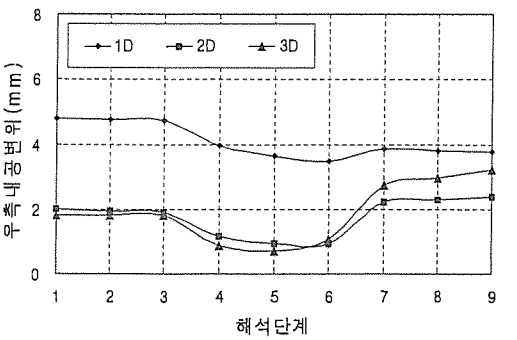
구 분	Y방향 응력 분포도	X방향 응력 분포도
해석조건 3-4		

내공변위 비교도

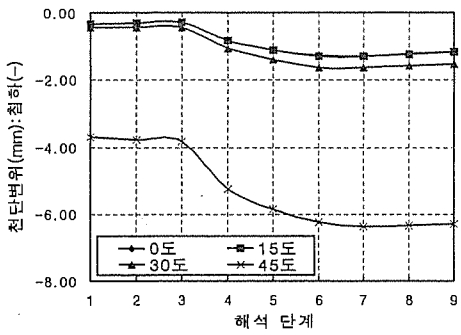
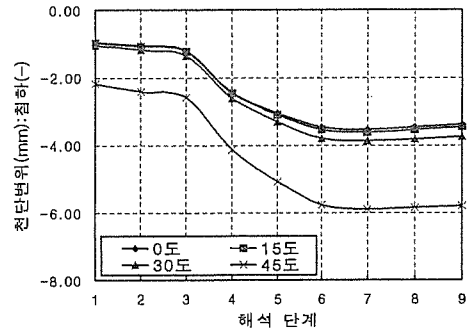
구 분	좌측내공변위 : 축소(+)	우측내공변위 : 축소(+)
0°		

구 분	좌측내공변위 : 축소(+)	우측내공변위 : 축소(+)
15°		

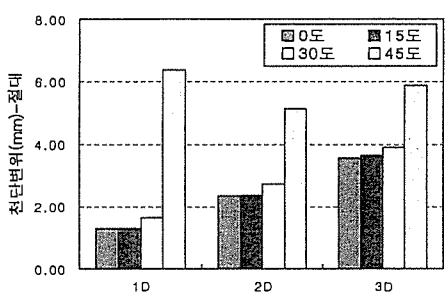
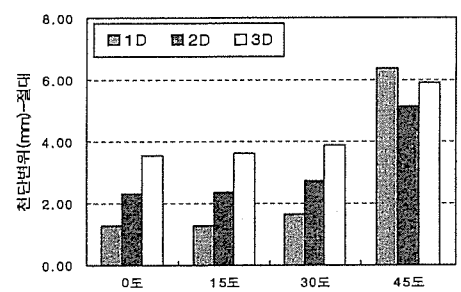
구 분	좌측내공변위 : 축소(+)	우측내공변위 : 축소(+)
30°		

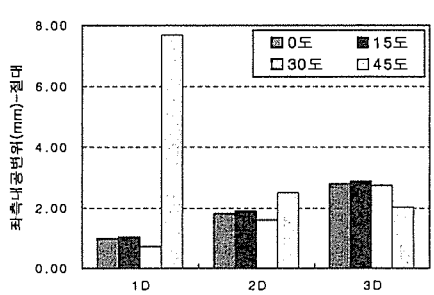
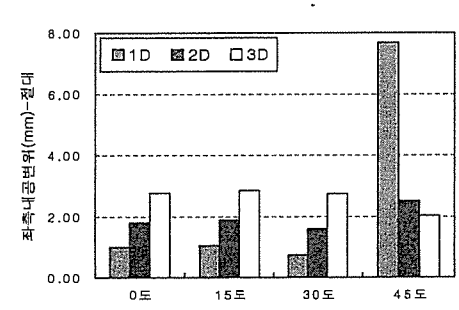
구 분	좌측내공변위 : 축소(+)	우측내공변위 : 축소(+)
45°		

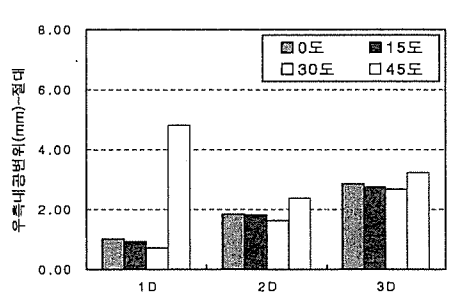
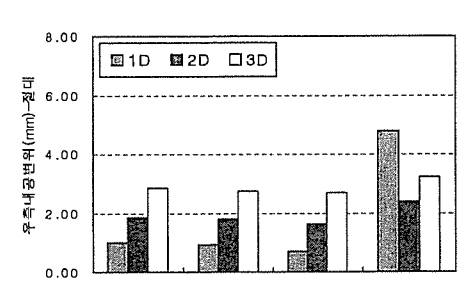
천단변위 비교도

구 분	해석조건 1	해석조건 3
천단변위		

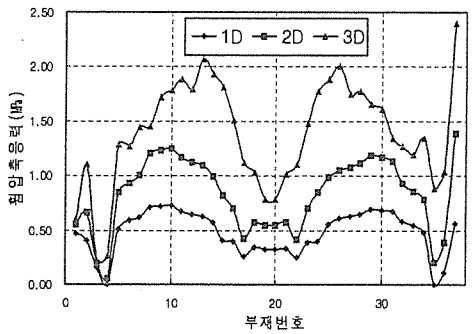
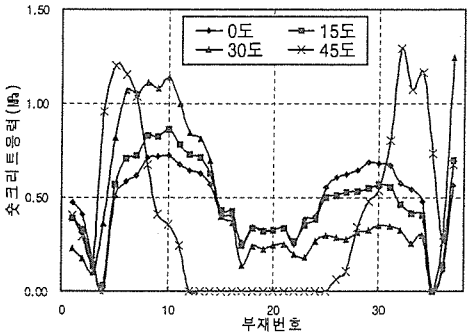
터널변위 비교도

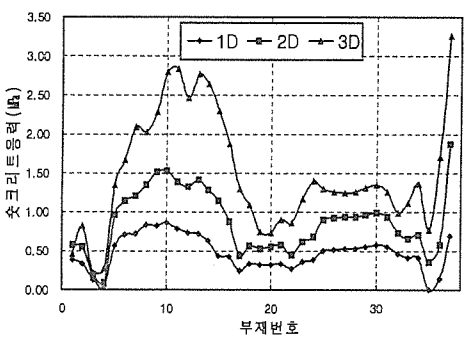
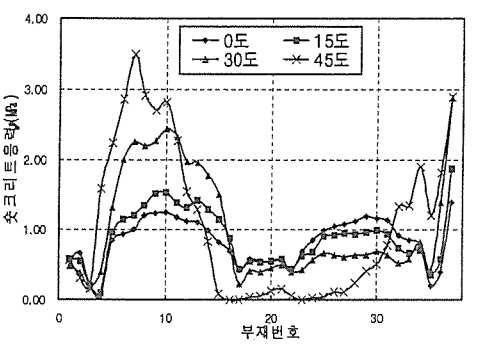
구 분	이격거리	편경사 각도
천단변위		

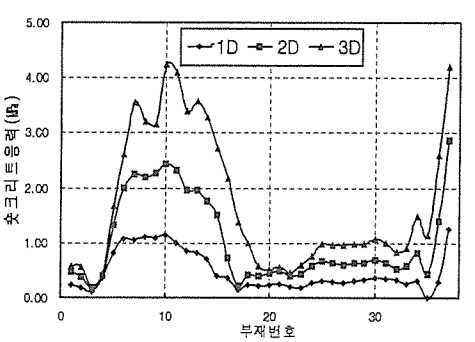
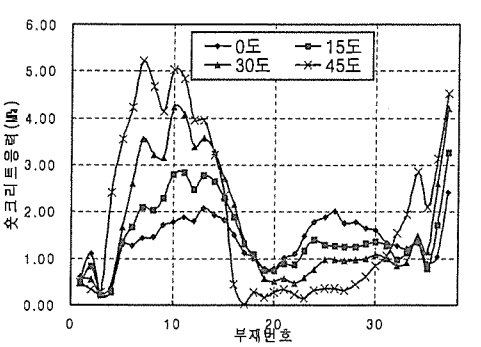
구 분	이격거리	편경사 각도
좌측내공변위		

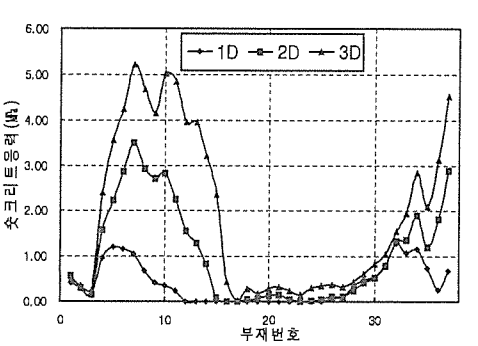
구 분	이격거리	편경사 각도
우측내공변위		

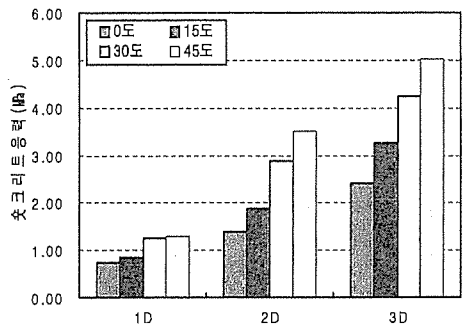
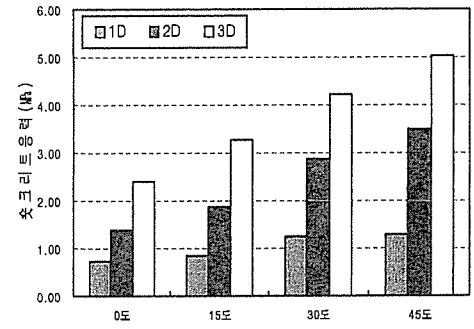
▮ 숏크리트 휨압축 응력 비교도

구 분	이격거리	편경사 각도
0° / 1D		

구 분	이격거리	편경사 각도
15° / 2D		

구 분	이격거리	편경사 각도
30° / 3D		

구 분	이격거리	편경사 각도
45°		•편경사각 30°이상에서 숏크리트 휨압축응력이 급격히 증가 •측벽부에서는 편경사가 클수록 휨압축응력이 크고, 천단부에서는 편경사가 작을수록 휨압축이 큰 양상을 보임 •숏크리트 최대휨압축응력은 1.29~5.02MPa

구 분	이격거리	편경사 각도
숏크리트응력		

○ 결과요약 및 설계반영사항

▮ 편토압 영향구간 해석결과 요약

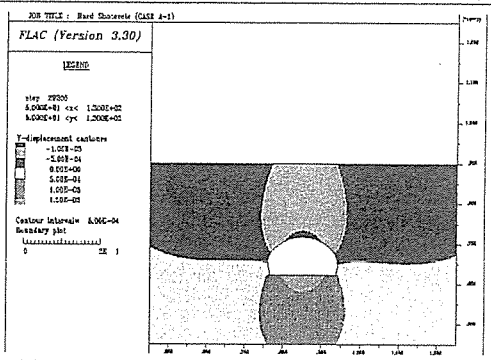
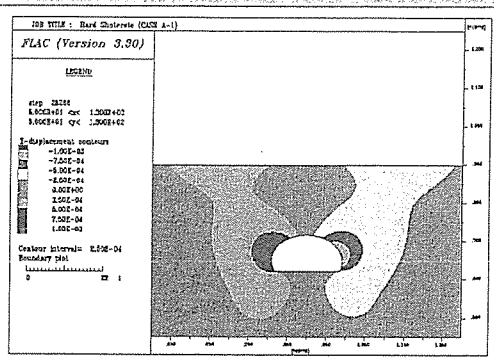
해석결과	해석조건	최대 천단변위(mm)	최대좌측 내공변위(mm)	최대우측 내공변위(mm)	숏크리트최대휨 압축응력(MPa)
편토압 영향검토	1-1	1.283	0.983	1.004	0.73
	1-2	1.284	1.036	0.936	0.85
	1-3	1.640	0.720	0.709	1.24
	1-4	6.363	7.691	4.795	1.29
	2-1	2.318	1.803	1.840	1.39
	2-2	2.357	1.876	1.803	1.87
	2-3	2.720	1.594	1.636	2.87
	2-4	5.128	2.493	2.365	3.49
	3-1	3.541	2.773	2.844	2.40
	3-2	3.613	2.854	2.754	3.26
	3-3	3.876	2.737	2.674	4.23
	3-4	5.888	2.018	3.227	5.02
	부호규약	(+) 침하	절대값		(+) 압축응력

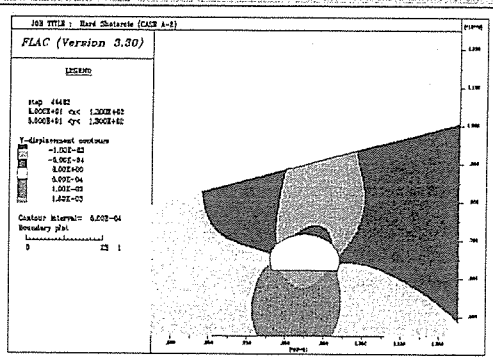
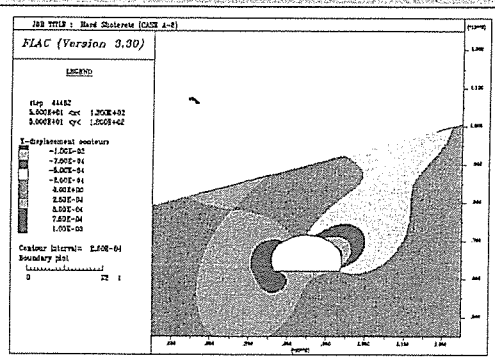
◉ 설계반영사항

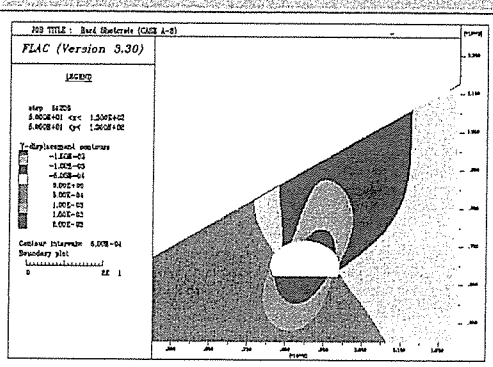
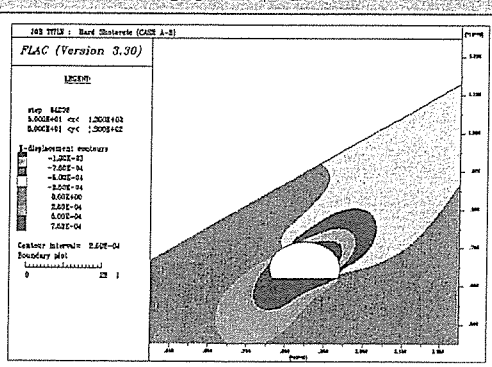
결 론	편토압 영향구간 검토 분석결과
설계반영 사항	•토피고 2D, 편경사각 30°이상에서는 지반응력 및 변위가 급격히 증가되므로 편토압 영향구간으로 설정하고 터널 횡단선형 결정시 참조 •토피고가 비교적 낮고 지반등급이 불량한 계곡부 및 편토압 지형은 터널횡단선형 선정시 지양

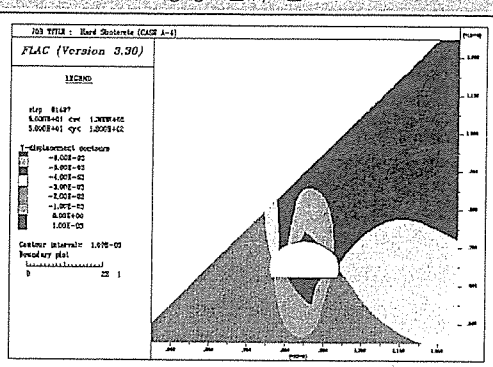
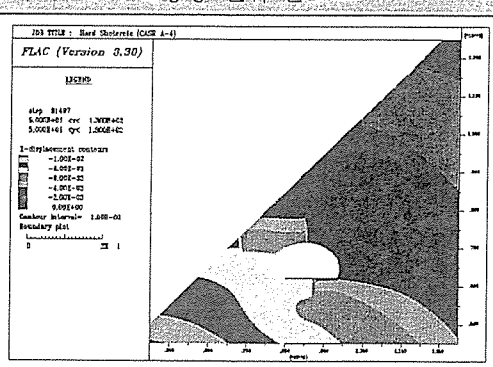
○ 해석결과물

▮ 지중변위 분포도

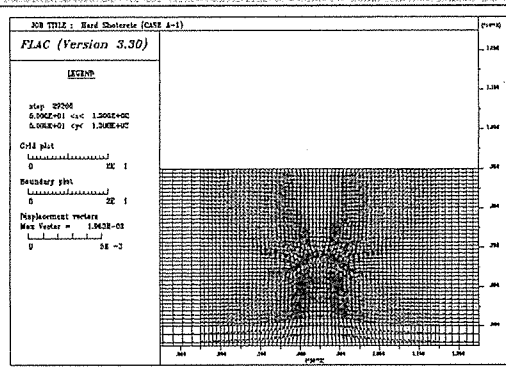
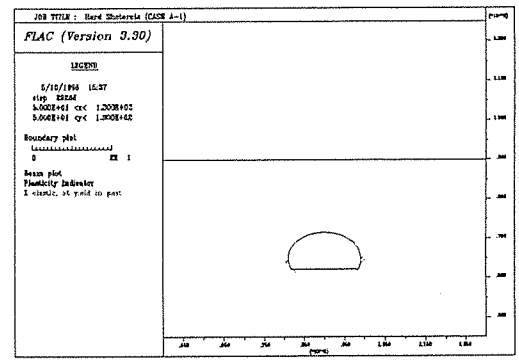
구 분	Y방향 변위 분포도	X방향 변위 분포도
해석조건 1-1		

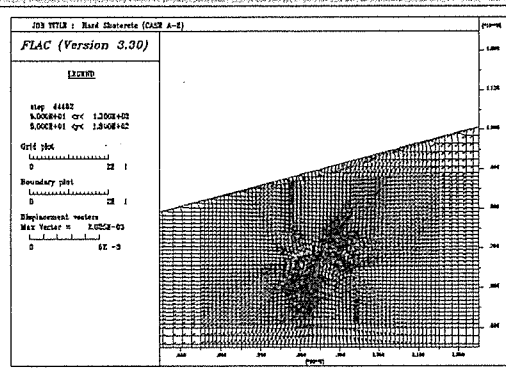
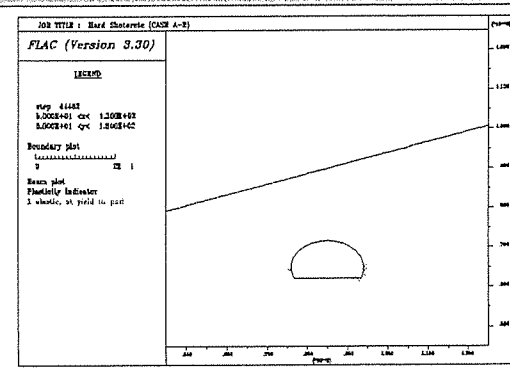
구 분	Y방향 변위 분포도	X방향 변위 분포도
해석조건 1-2		

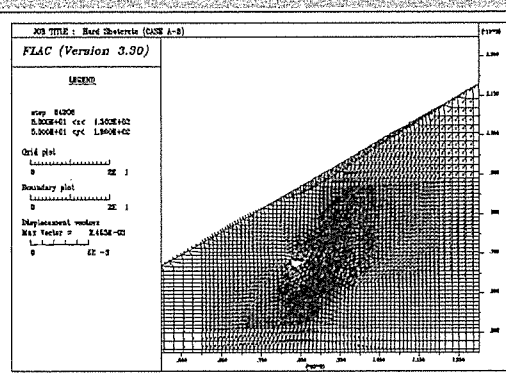
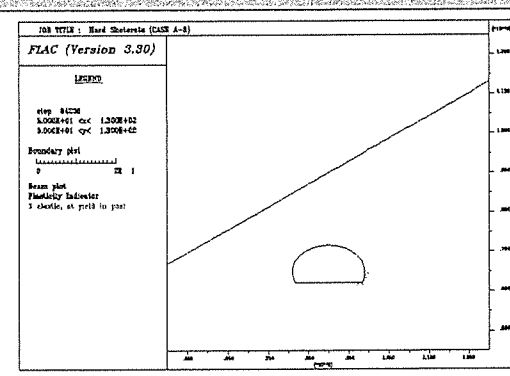
구 분	Y방향 변위 분포도	X방향 변위 분포도
해석조건 1-3		

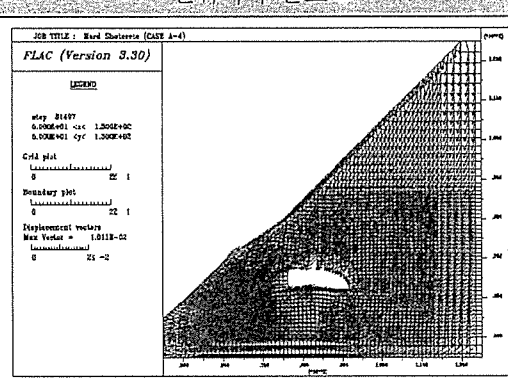
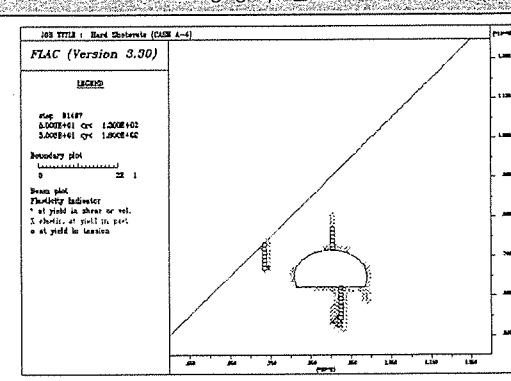
구 분	Y방향 변위 분포도	X방향 변위 분포도
해석조건 1-4		

변위벡터 및 소성영역 분포도

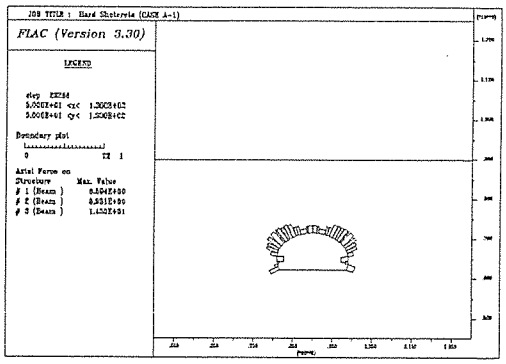
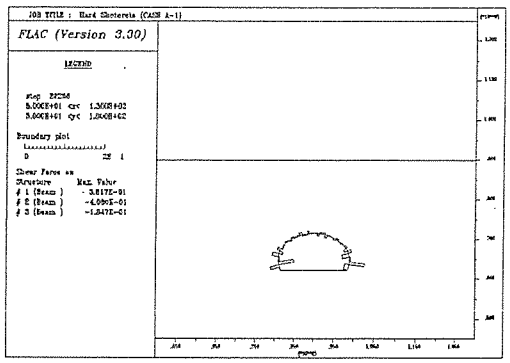
구 분	변위벡터 분포도	소성영역 분포도
해석조건 1-1		

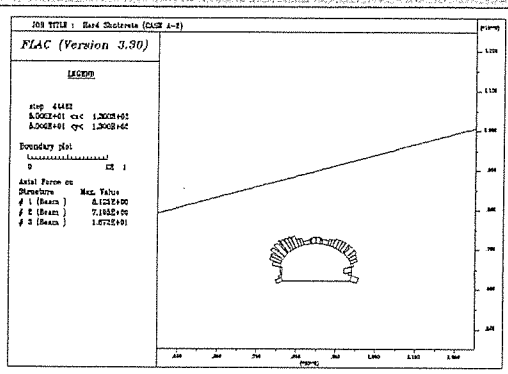
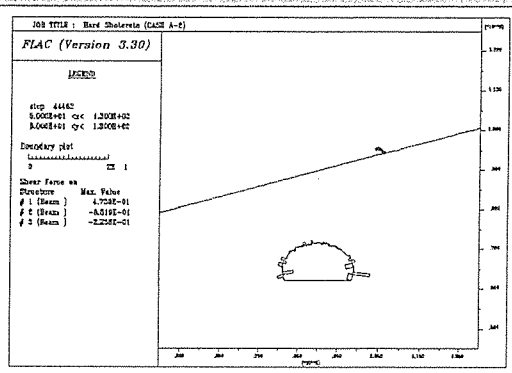
구 분	변위벡터 분포도	소성영역 분포도
해석조건 1-2		

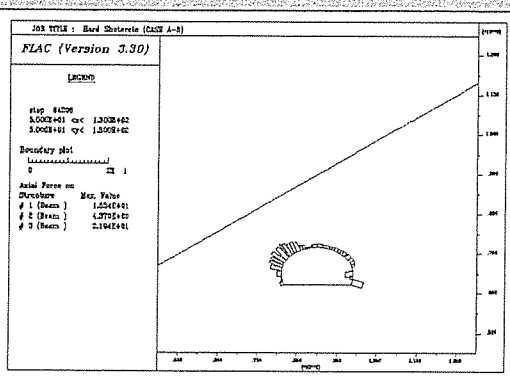
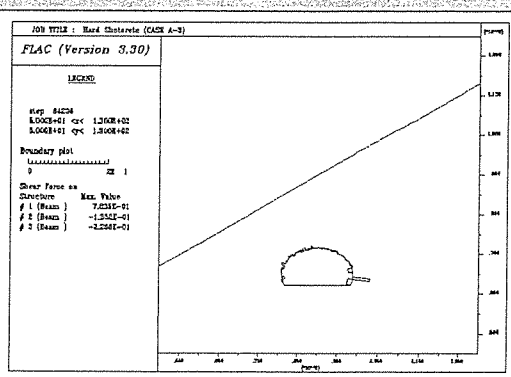
구 분	변위벡터 분포도	소성영역 분포도
해석조건 1-3		

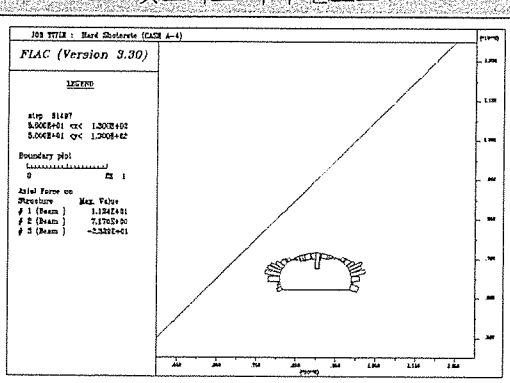
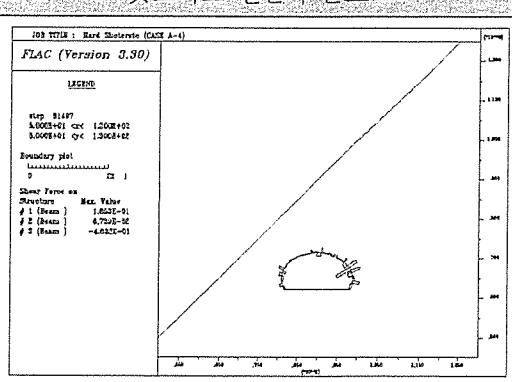
구 분	변위벡터 분포도	소성영역 분포도
해석조건 1-4		

숏크리트 축력 분포도 및 전단력 분포도

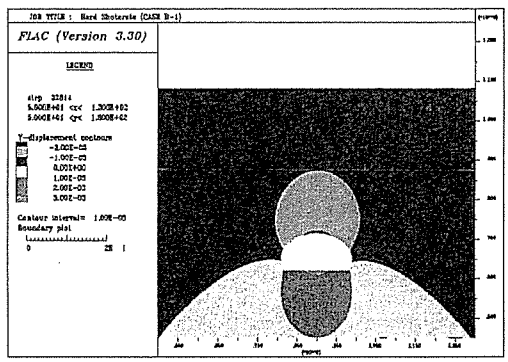
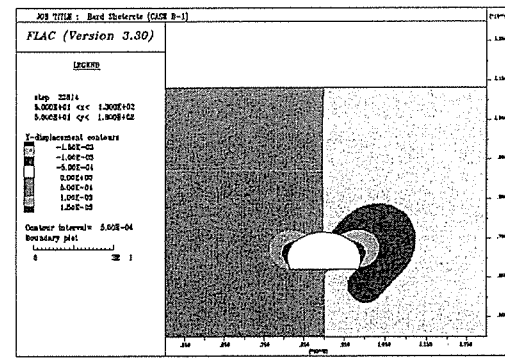
구 분	숏크리트 축력 분포도	숏크리트 전단력 분포도
해석조건 1-1		

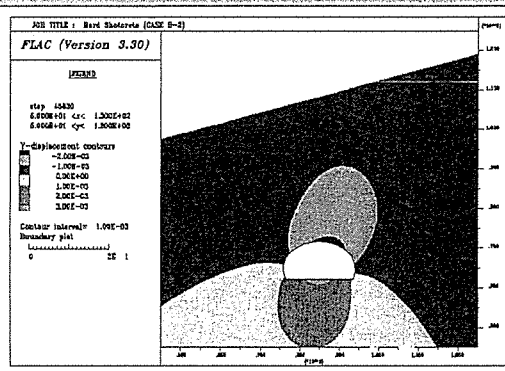
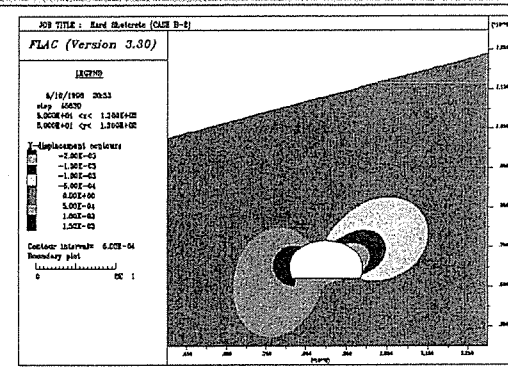
구 분	숏크리트 축력 분포도	숏크리트 전단력 분포도
해석조건 1-2		

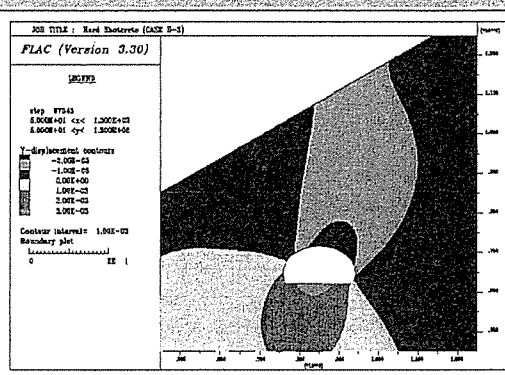
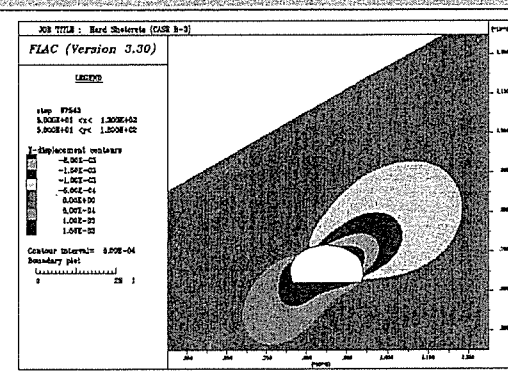
구 분	숏크리트 축력 분포도	숏크리트 전단력 분포도
해석조건 1-3		

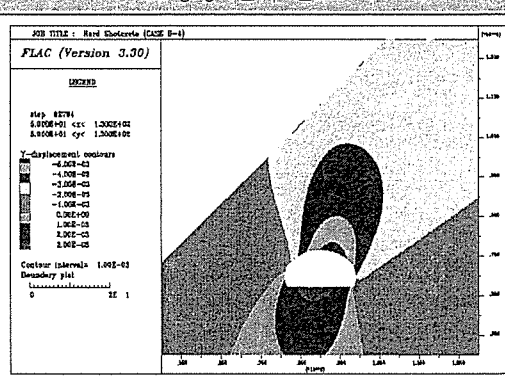
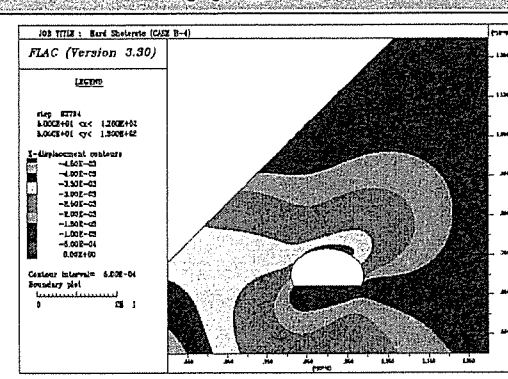
구 분	숏크리트 축력 분포도	숏크리트 전단력 분포도
해석조건 1-4		

지중변위 분포도

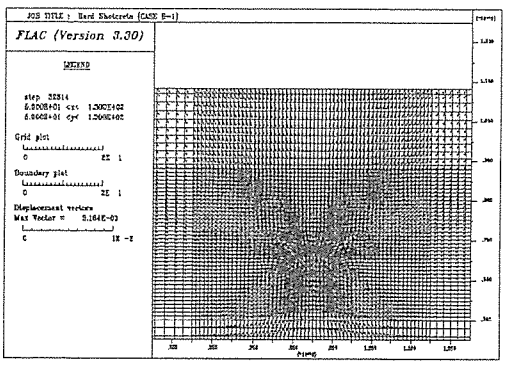
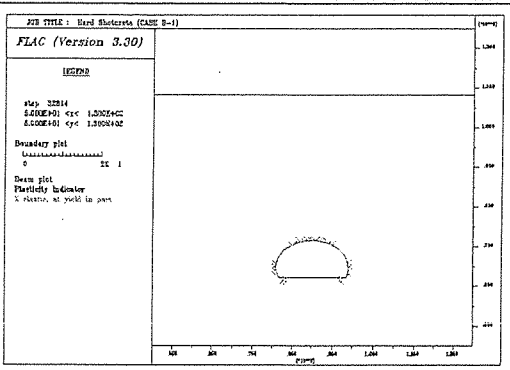
구 분	Y방향 변위 분포도	X방향 변위 분포도
해석조건 2-1		

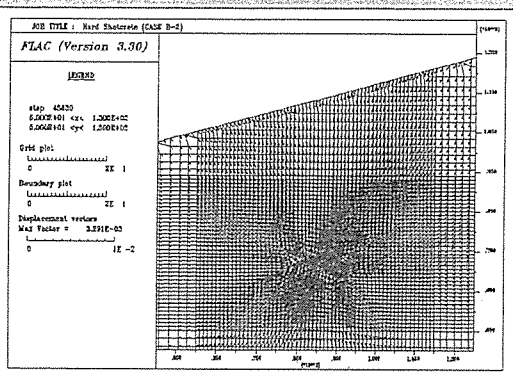
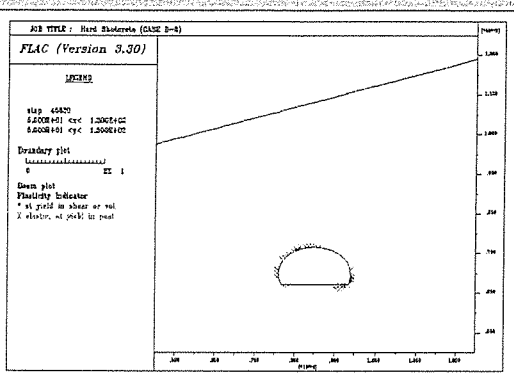
구 분	Y방향 변위 분포도	X방향 변위 분포도
해석조건 2-2		

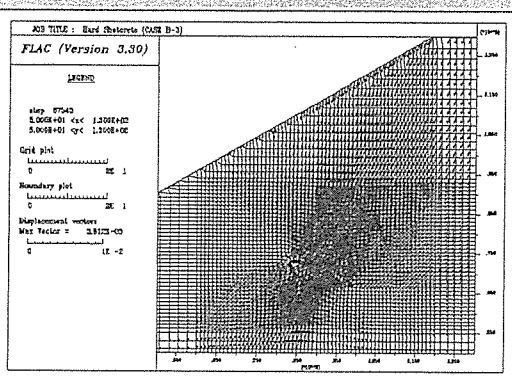
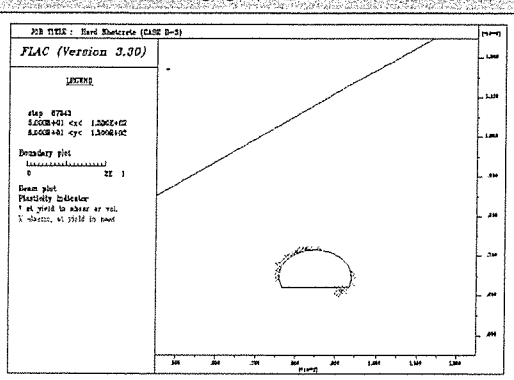
구 분	Y방향 변위 분포도	X방향 변위 분포도
해석조건 2-3		

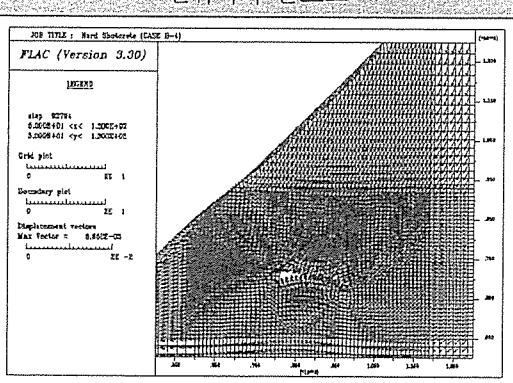
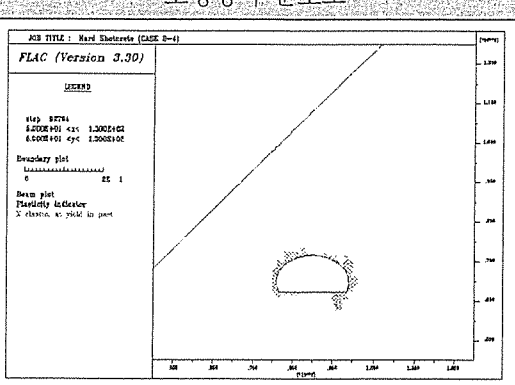
구 분	Y방향 변위 분포도	X방향 변위 분포도
해석조건 2-4		

변위벡터 및 소성영역 분포도

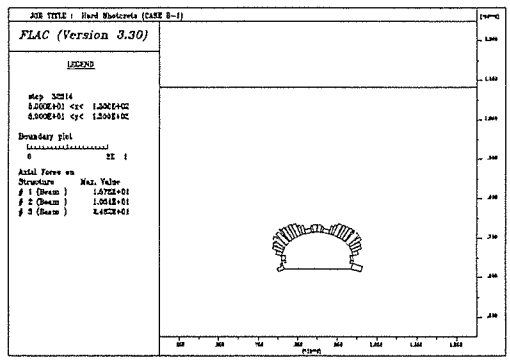
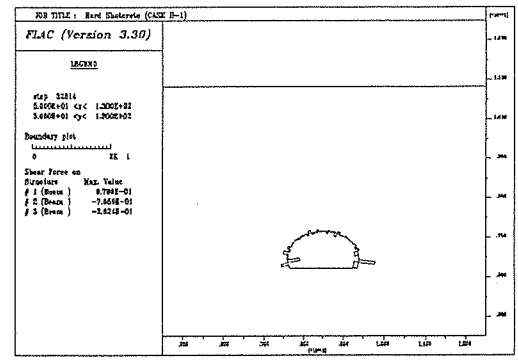
구 분	변위벡터 분포도	소성영역 분포도
해석조건 2-1		

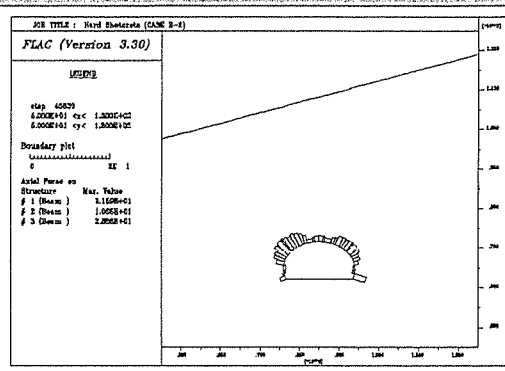
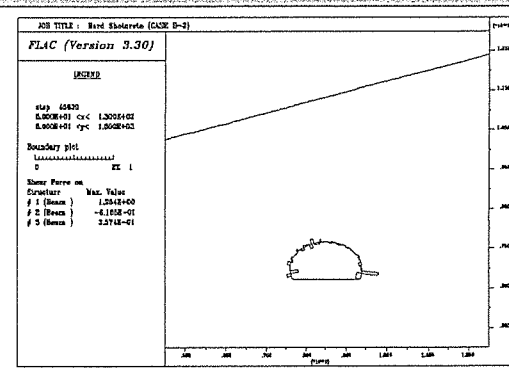
구 분	변위벡터 분포도	소성영역 분포도
해석조건 2-2		

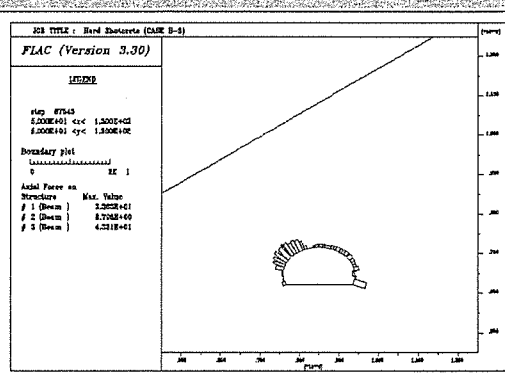
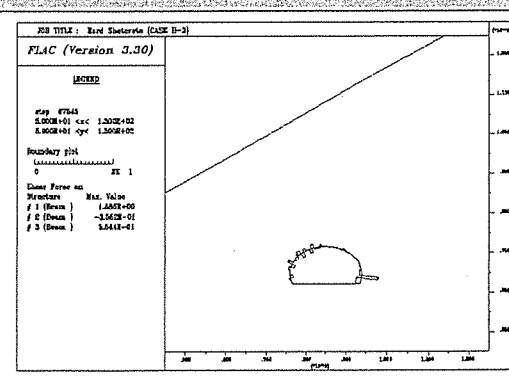
구 분	변위벡터 분포도	소성영역 분포도
해석조건 2-3		

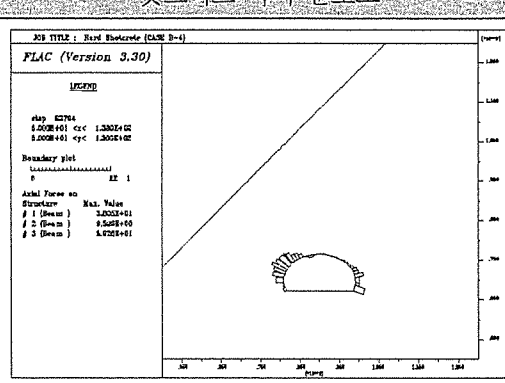
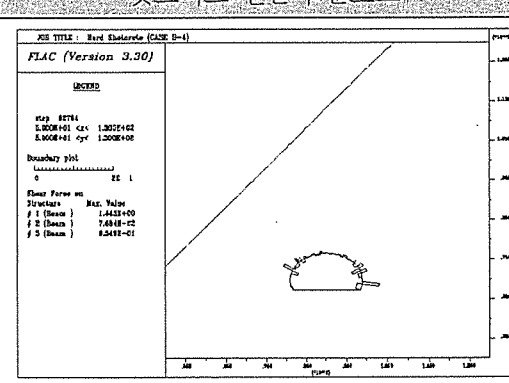
구 분	변위벡터 분포도	소성영역 분포도
해석조건 2-4		

숏크리트 축력 분포도 및 전단력 분포도

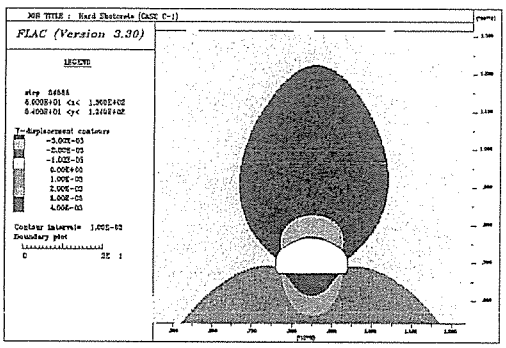
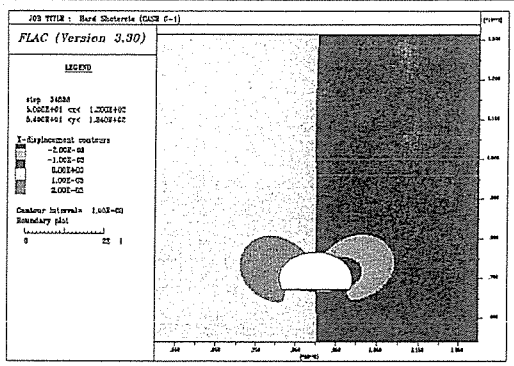
구 분	숏크리트 축력 분포도	숏크리트 전단력 분포도
해석조건 2-1		

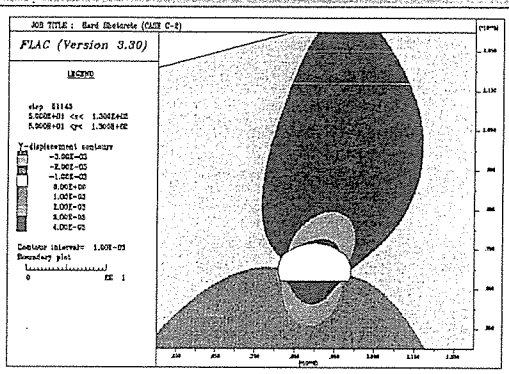
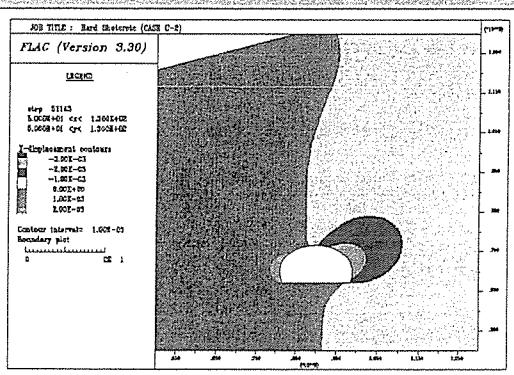
구 분	숏크리트 축력 분포도	숏크리트 전단력 분포도
해석조건 2-2		

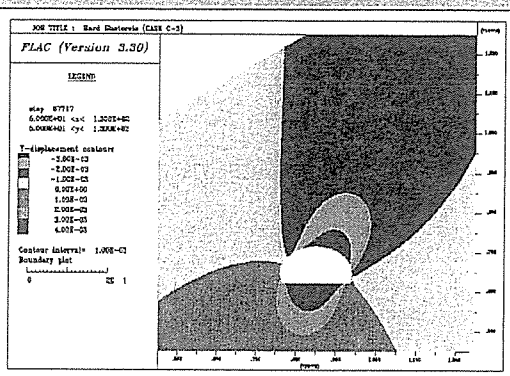
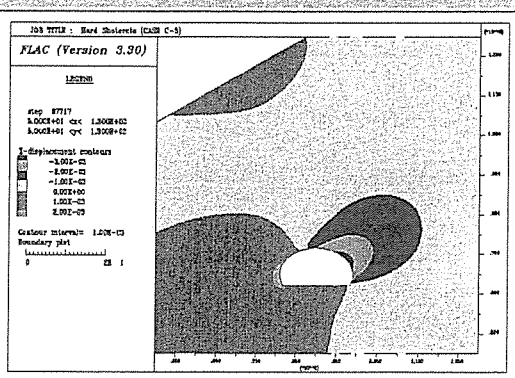
구 분	숏크리트 축력 분포도	숏크리트 전단력 분포도
해석조건 2-3		

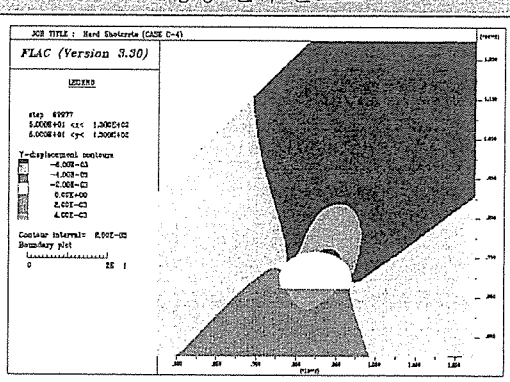
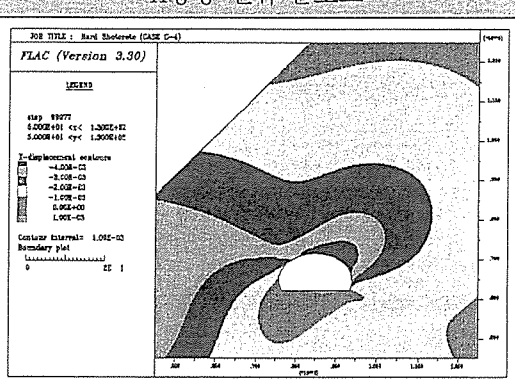
구 분	숏크리트 축력 분포도	숏크리트 전단력 분포도
해석조건 2-4		

▮ 지중변위 분포도

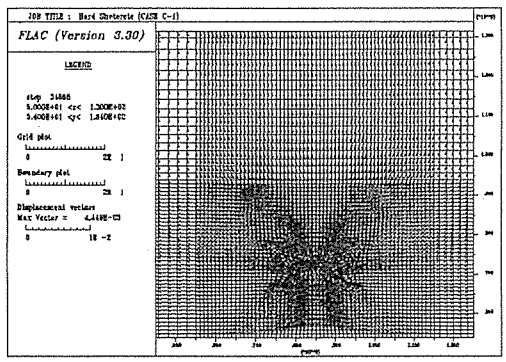
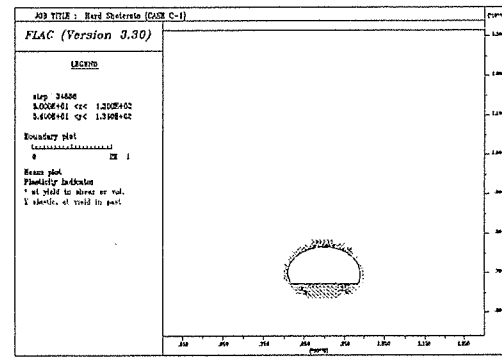
구 분	Y방향 변위 분포도	X방향 변위 분포도
해석조건 3-1		

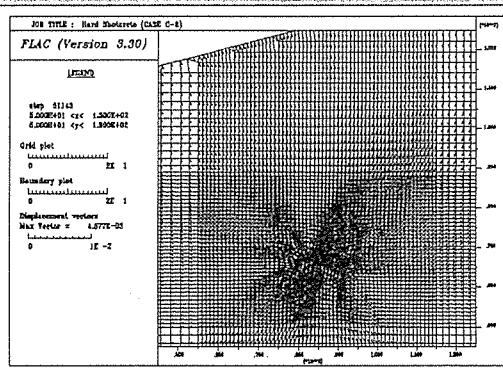
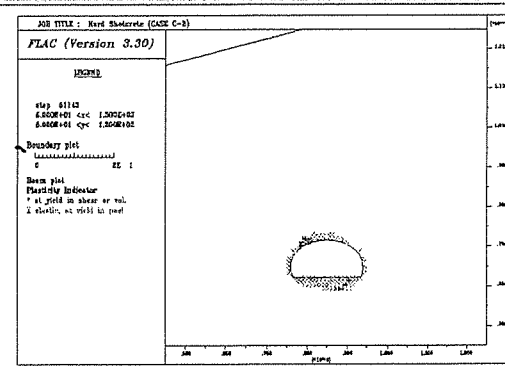
구 분	Y방향 변위 분포도	X방향 변위 분포도
해석조건 3-2		

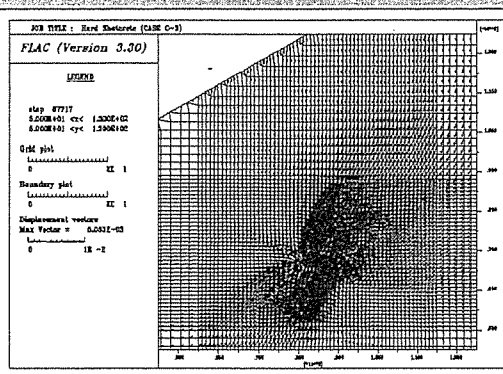
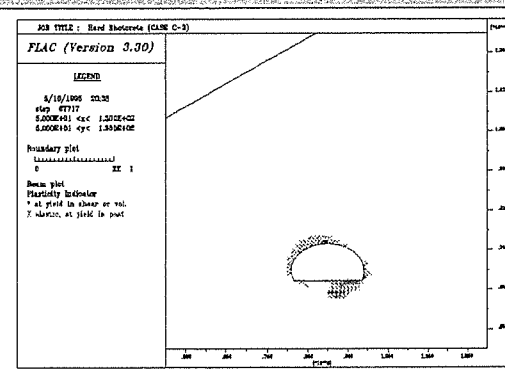
구 분	Y방향 변위 분포도	X방향 변위 분포도
해석조건 3-4		

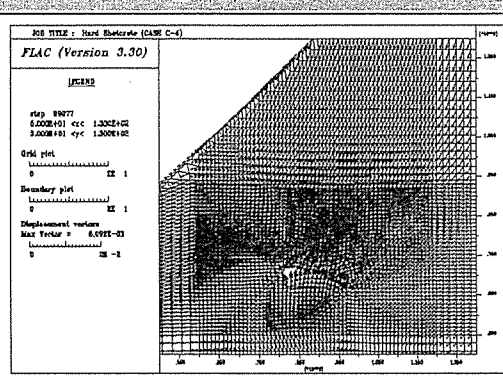
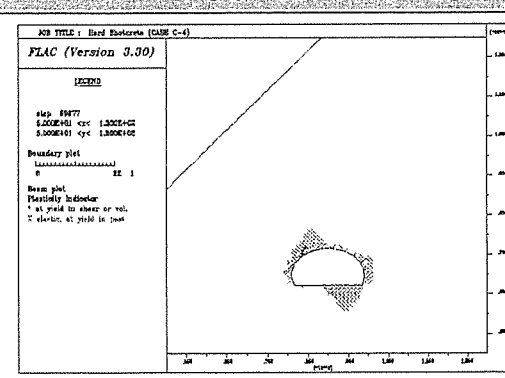
구 분	Y방향 변위 분포도	X방향 변위 분포도
해석조건 3-3		

변위벡터 및 소성영역 분포도

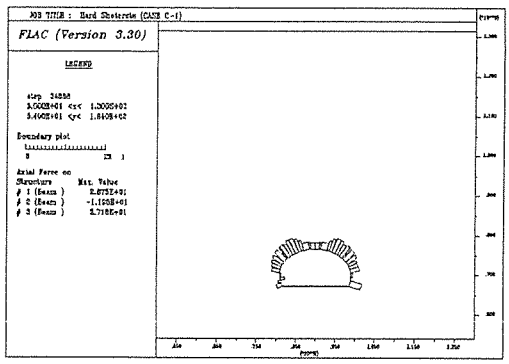
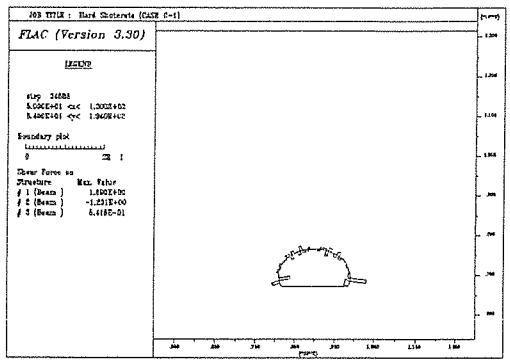
구 분	변위벡터 분포도	소성영역 분포도
해석조건 3-1		

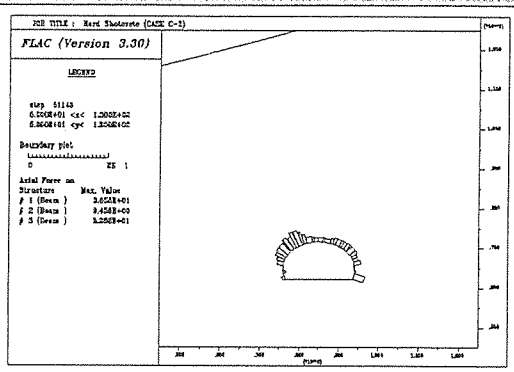
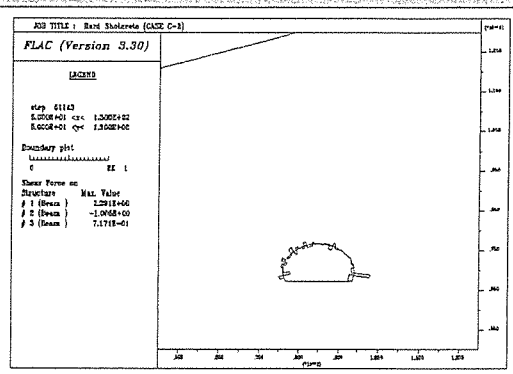
구 분	변위벡터 분포도	소성영역 분포도
해석조건 3-2		

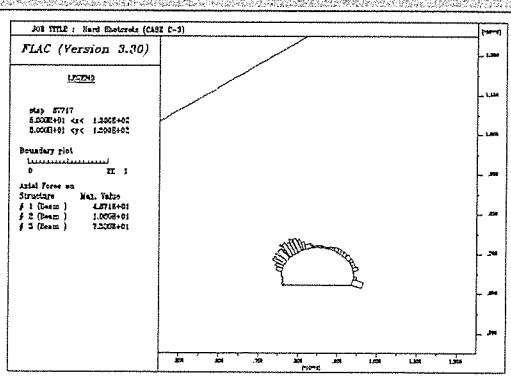
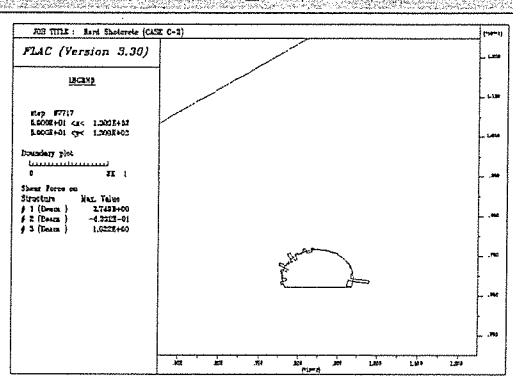
구 분	변위벡터 분포도	소성영역 분포도
해석조건 3-3		

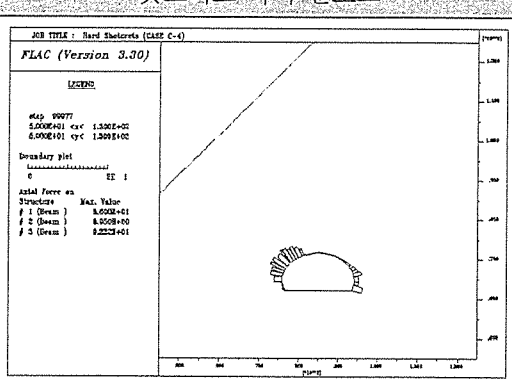
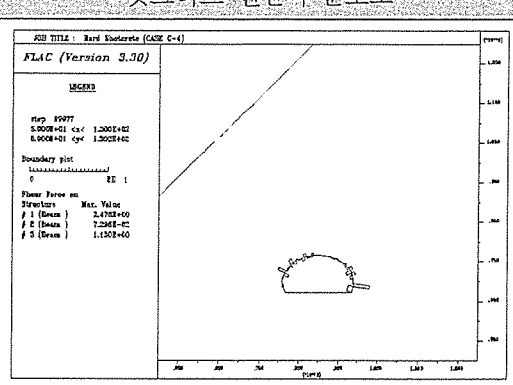
구 분	변위벡터 분포도	소성영역 분포도
해석조건 3-4		

숏크리트 축력 분포도 및 전단력 분포도

구 분	숏크리트 축력 분포도	숏크리트 전단력 분포도
해석조건 3-1		

구 분	숏크리트 축력 분포도	숏크리트 전단력 분포도
해석조건 3-2		

구 분	숏크리트 축력 분포도	숏크리트 전단력 분포도
해석조건 3-3		

구 분	숏크리트 축력 분포도	숏크리트 전단력 분포도
해석조건 3-4		

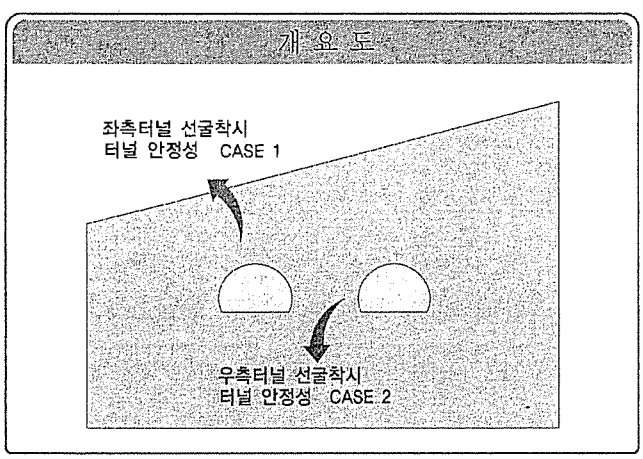
2.2 편토압 영향구간 시공순서 결정 검토

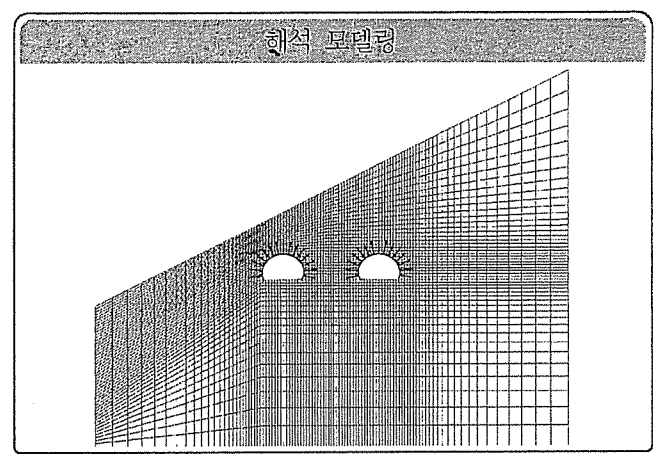
○ 검토개요

- 횡단선형 결정시 터널구간이 계곡부 및 편토압 지형 아래에 위치할 경우 지형적인 영향으로 터널주변지반 및 지보재에 비대칭 응력 또는 응력집중이 발생하여 지반의 소성 거동 및 지보재의 국부적인 파괴를 유발하여, 터널 안정성을 크게 저하하는 요인으로 작용
- 사업구간의 지반조건을 충분히 검토한 결과 일부구간에서 편토압으로 인한 터널안정 위해요소가 있을 것으로 예상되므로 예비해석을 통해 편토압 영향구간의 정성적 분석을 시도
- 편토압 구간의 병설 시공시 암반토피가 낮은부분 선굴착과 암반토피가 높은 부분 선굴착에 대한 안정성을 검토하고 시공성을 고려하여 시공순서를 결정하고자 함

○ 해석조건

▮ 개요도 및 모델링





▮ 해석대상영역 및 조건

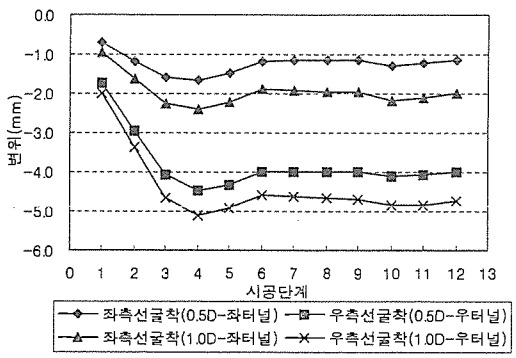
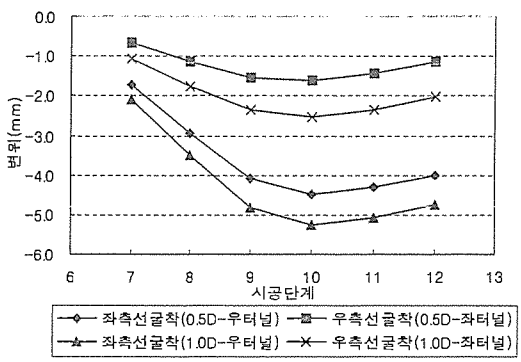
구 분	해석조건	토피고	굴착순서	좌·우측 해석영역(m)	하부 해석영역(m)
편토압 대표구간	CASE 1-1	0.5D	왼쪽터널 선굴착	4D	3D
	CASE 1-2		오른쪽터널 선굴착		
	CASE 2-1	1.0D	왼쪽터널 선굴착		
	CASE 2-2		오른쪽터널 선굴착		

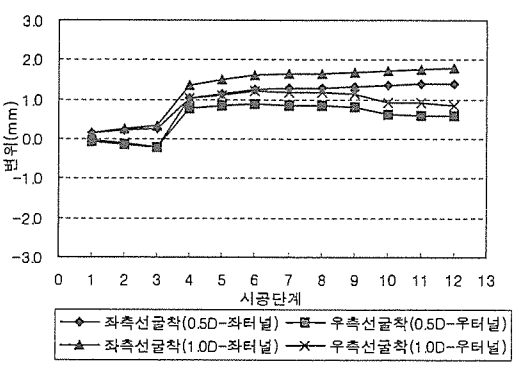
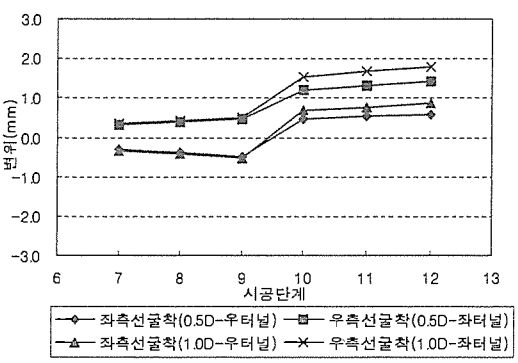
▮ 입력물성값

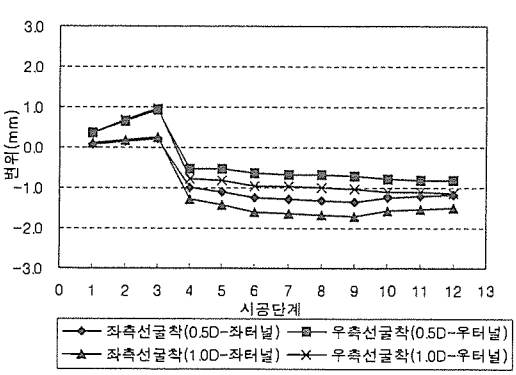
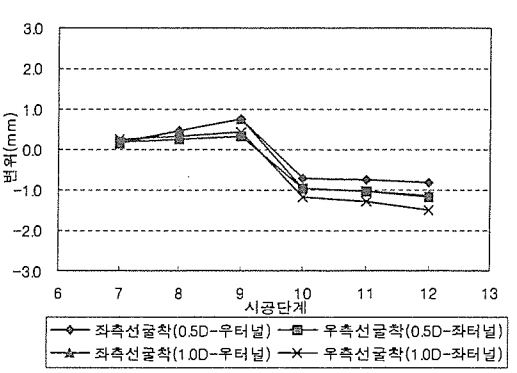
구 분	탄성계수 (MPa)	포아송비 (ν)	단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (MPa)
암반등급 Ⅳ	2.0×10^3	0.24	23.0	37	0.4

○ 해석결과

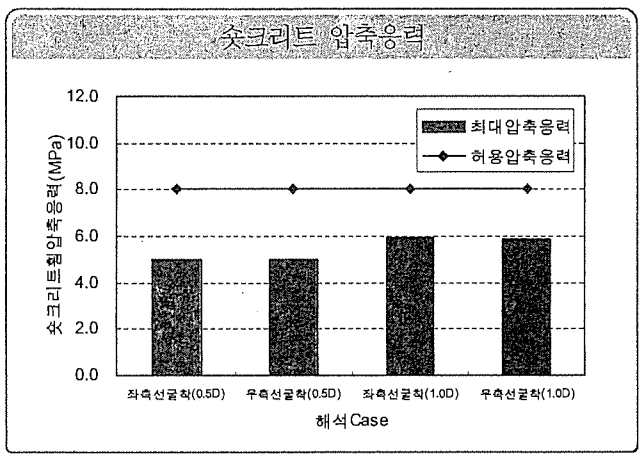
■ 내공변위 비교도

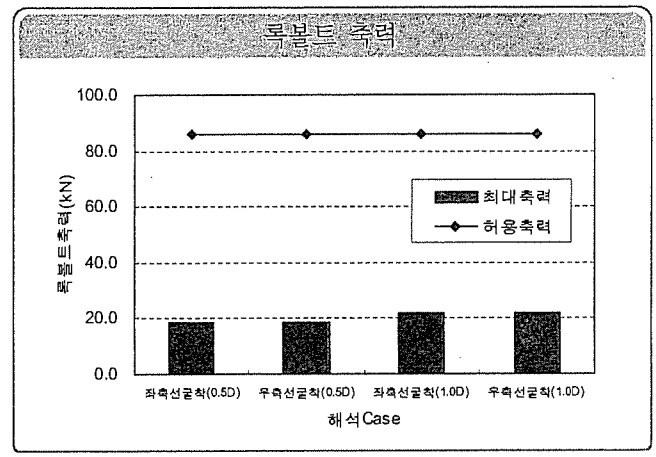
구 분	굴착단계(1-12)	굴착단계(7-12)
천단부(y방향)		

구 분	굴착단계(1-12)	굴착단계(7-12)
좌측벽(x방향)		

구 분	굴착단계(1-12)	굴착단계(7-12)
우측벽(x방향)		

■ 지보재 응력 비교도





○ 결과요약 및 설계반영사항

■ 편토압 영향구간 해석결과 요약

해석조건		최대 천단변위(mm)	최대좌측 내공변위(mm)	최대우측 내공변위(mm)	숏크리트최대휨 압축응력(MPa)	록볼트 최대축력(kN)
0.5D	1-1	4.504	1.408	1.344	5.021	18.72
	1-2	4.494	1.416	1.190	4.975	18.70
1.0D	2-1	5.280	1.784	1.703	5.943	22.18
	2-2	5.110	1.794	1.498	5.894	22.18
부호규약		(+) 침하	절대값	절대값	(+) 압축응력	(+) 축력

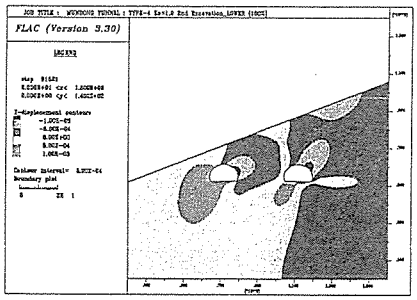
■ 설계반영사항

결 론	편토압구간 터널 시공순서 분석결과
설계반영 사항	•좌측터널 선굴착시 내공변위, 지보재 응력이 우측터널 선굴착시보다 크게 발생하나 그 값이 미소함 •수치해석결과 좌우측 터널 굴착순서는 시공성을 고려하여 결정하는 것이 바람직한 것으로 사료됨

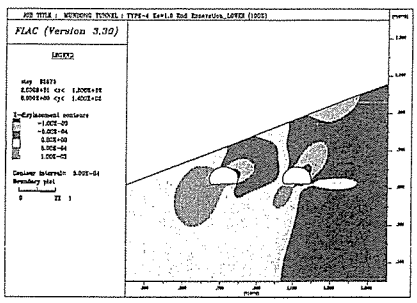
○ 해석결과물

X방향 변위 분포도

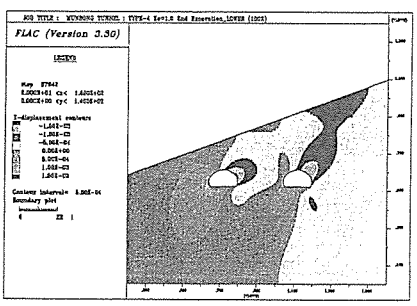
해석조건 1-1



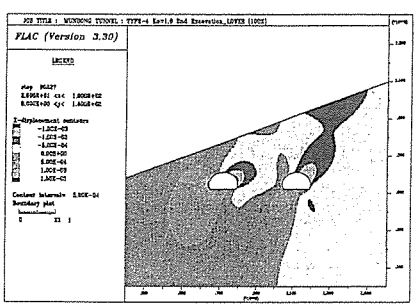
해석조건 1-2



해석조건 2-1

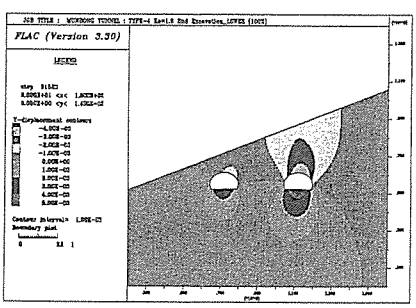


해석조건 2-2

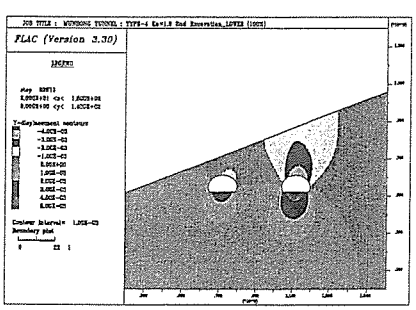


Y방향 변위 분포도

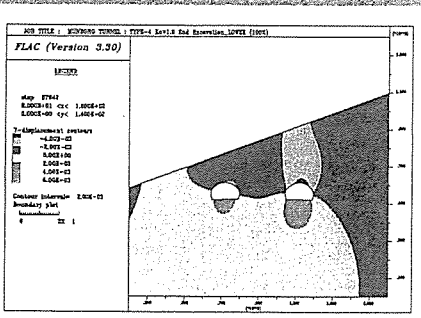
해석조건 1-1



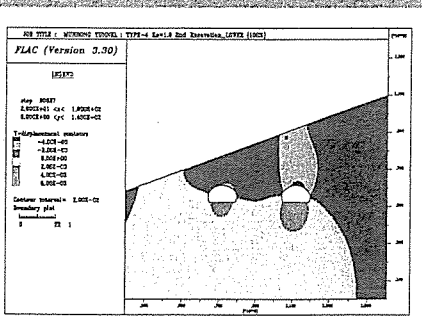
해석조건 1-2



해석조건 2-1

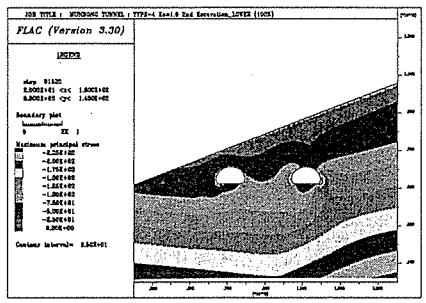


해석조건 2-2

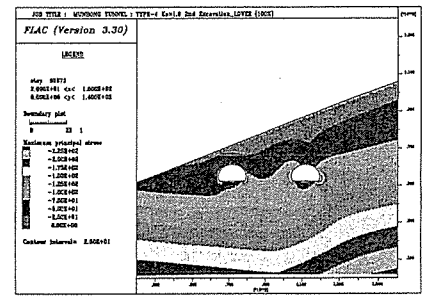


최대주응력 분포도

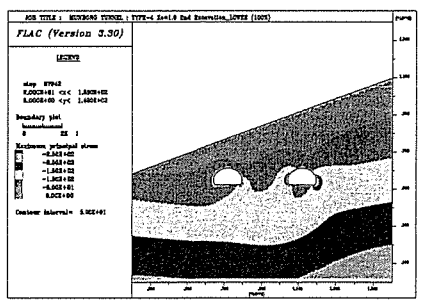
해석조건 1-1



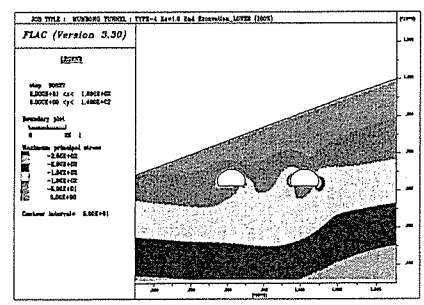
해석조건 1-2



해석조건 2-1

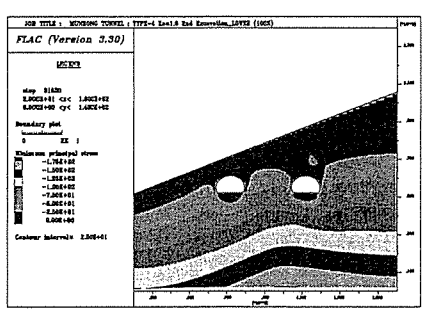


해석조건 2-2

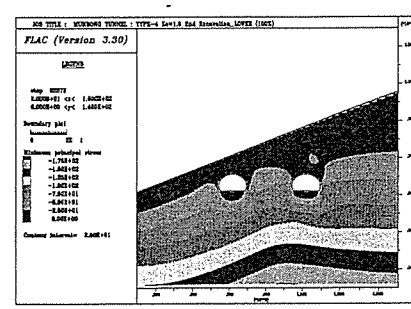


최소주응력 분포도

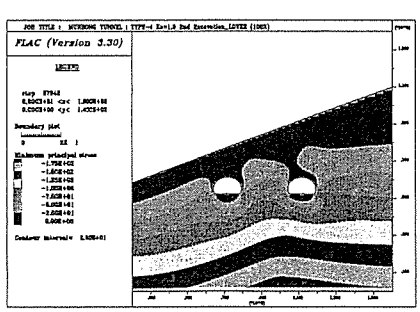
해석조건 1-1



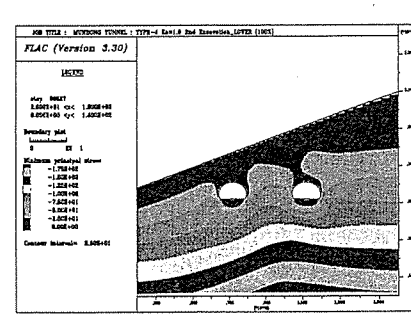
해석조건 1-2



해석조건 2-1

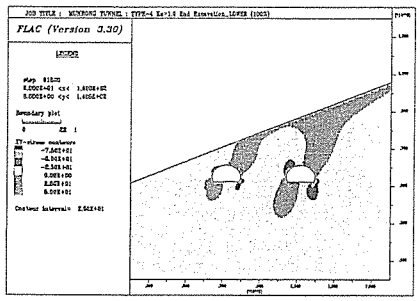


해석조건 2-2

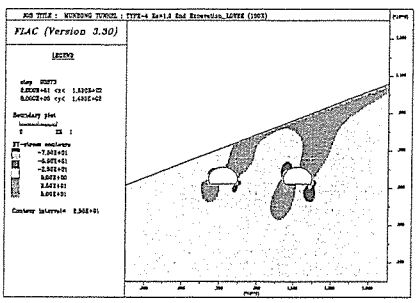


전단응력 분포도

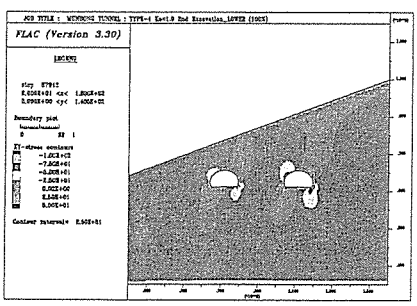
해석조건 1-1



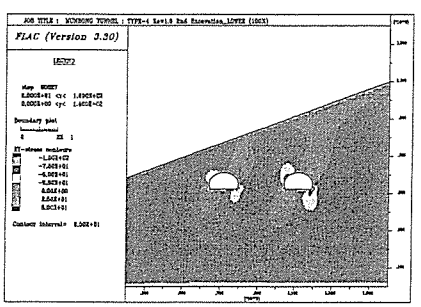
해석조건 1-2



해석조건 2-1

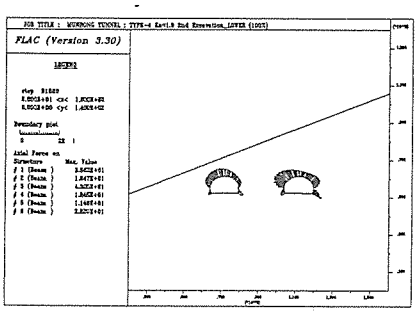


해석조건 2-2

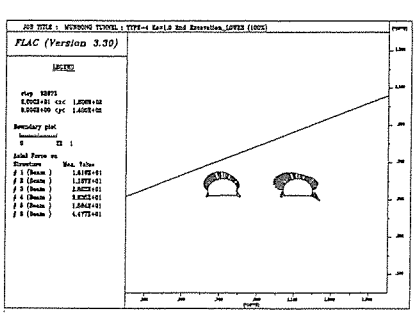


숏크리트 축력 분포도

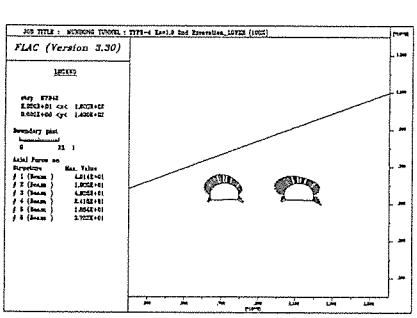
해석조건 1-1



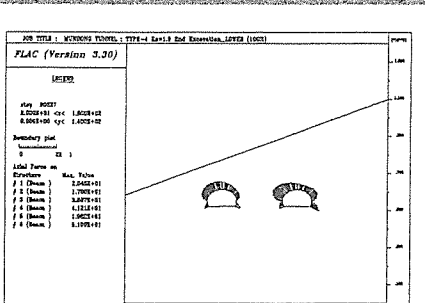
해석조건 1-2



해석조건 2-1

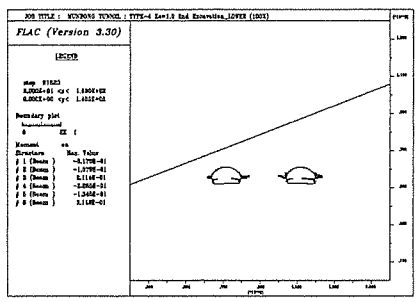


해석조건 2-2

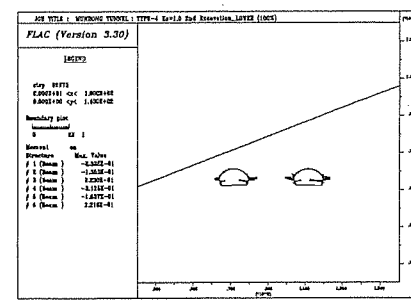


숏크리트 모멘트 분포도

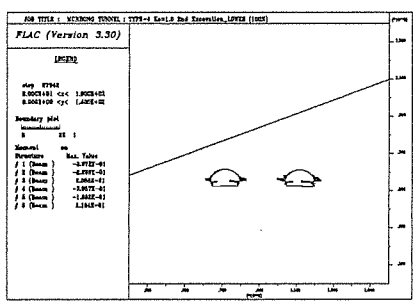
해석조건 1-1



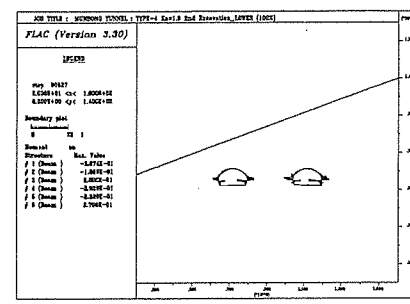
해석조건 1-2



해석조건 2-1

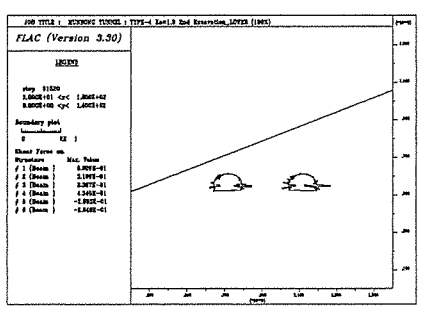


해석조건 2-2

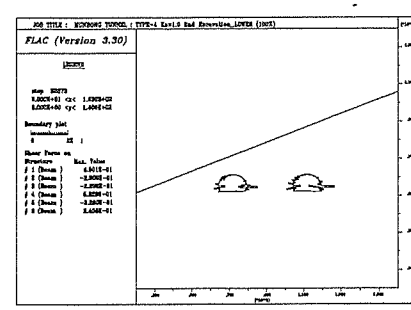


숏크리트 전단력 분포도

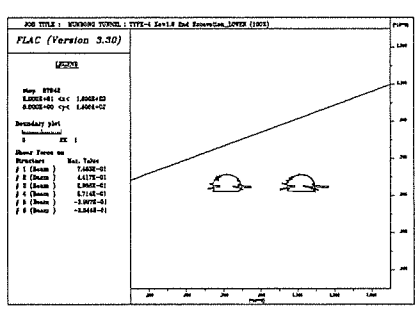
해석조건 1-1



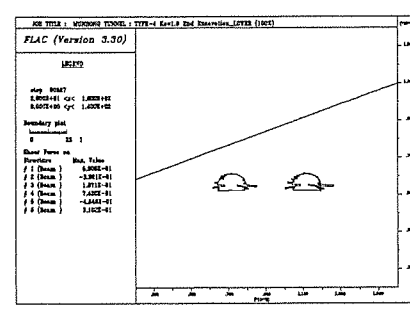
해석조건 1-2



해석조건 2-1

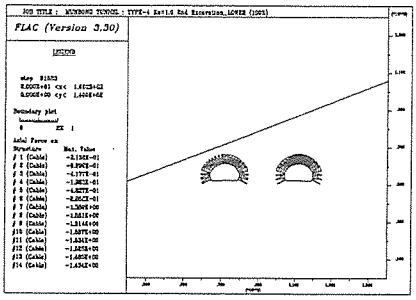


해석조건 2-2

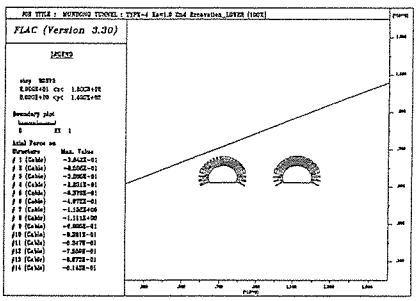


록볼트 축력 분포도

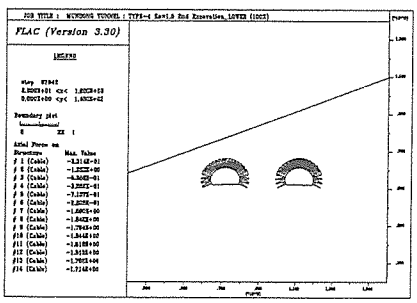
해석조건 1-1



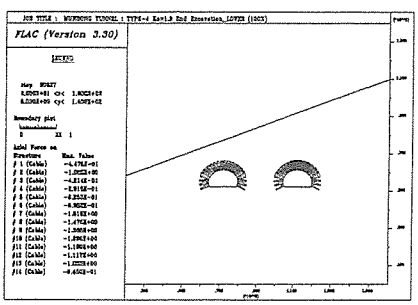
해석조건 1-2



해석조건 2-1

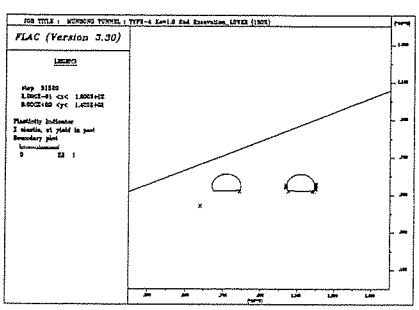


해석조건 2-2

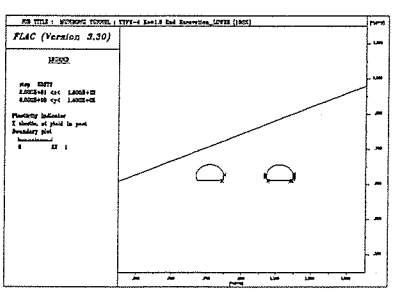


소성영역 분포도

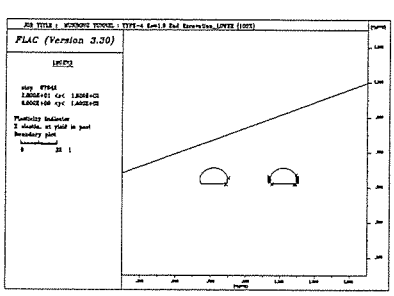
해석조건 1-1



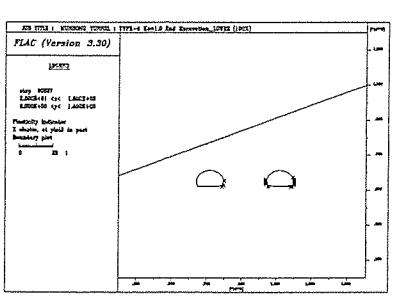
해석조건 1-2



해석조건 2-1



해석조건 2-2



2.3. 연약파쇄대 규모 및 위치별 영향 검토

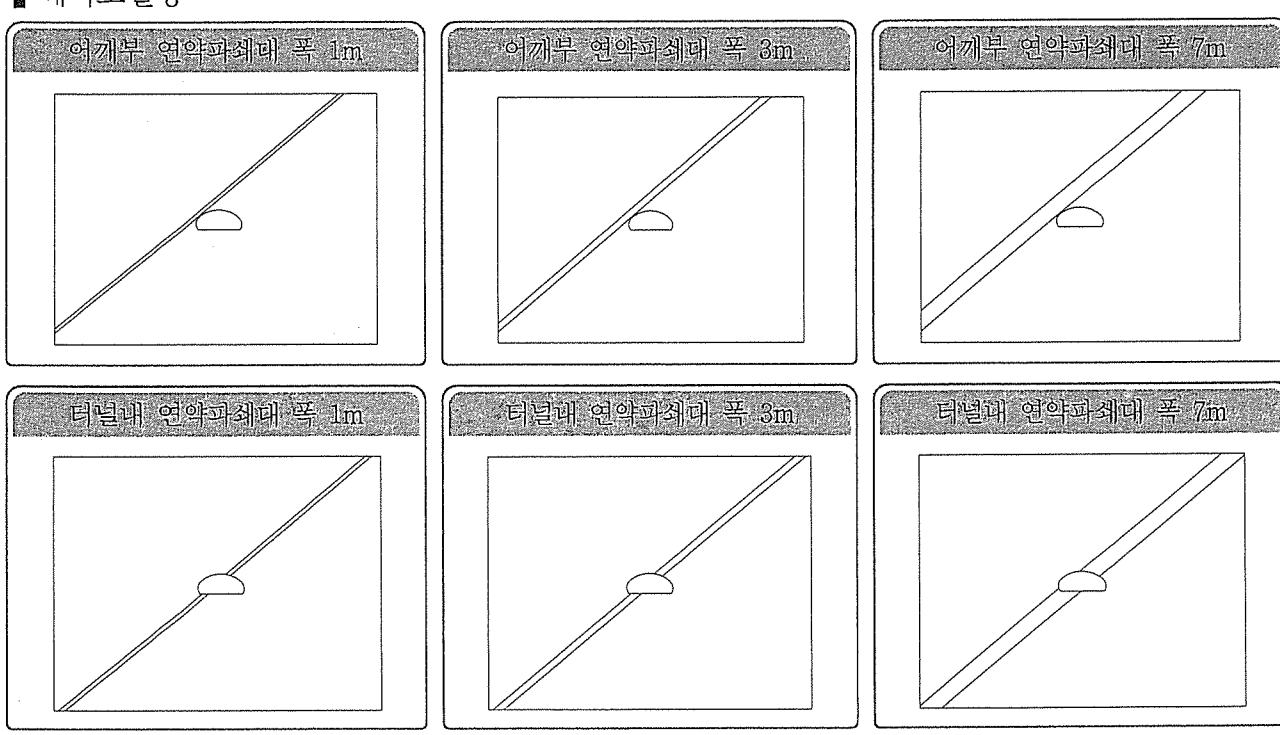
○ 해석조건

- 연약파쇄대의 위치가 터널 어깨부와 터널내에 위치할 경우 연약파쇄대 폭이 1m, 3m, 7m로 변화할때에 대해 해석을 수행
- 본 설계구간의 주종을 이루는 지보 T-1(경암), T-3(연암) 패턴을 해석 대상을 하고 경암과 연암의 경우에 대한 각각의 연약대 위치 및 폭에 의한 거동을 분석하여 적절한 보강대책을 수립
- 측압계수(Ko)는 1.0을 사용하고, 암반등급 I 의 경우 하중분담율은 70-15-15%, 암반등급 III의 경우 60-20-20%를 적용하여 FLCA-2D Ver 3.3을 이용하여 해석 수행

○ 해석조건 및 방법

해석 방법	•각 비교검토 대상 Case별 터널 어깨부와 터널내에 연약파쇄대층이 폭 1m, 3m, 7m로 변화할 때에 대해 해석을 실시
해석 조건	•적용 해석영역 : 터널 좌우측 4.0D, 하부 3.0D까지 해석 영역으로 선정하여 경계조건에 의한 영향이 없도록 함 •지보패턴 : T-1, T-3 패턴 •하중분담율 : 75-15-15%(T-1), 60-20-20%(T-3) 적용 •측압계수 : Ko = 1.0 •해석프로그램 : FLAC-2D Ver 3.3

■ 해석모델링



○ 입력특성치

▮ 지반 특성치

구 분	변형계수(MPa)	단위중량(kN/m³)	포아송비	내부마찰각(°)	점착력(MPa)
암반등급 Ⅰ	19,000	26.0	0.22	44	6.20
암반등급 Ⅲ	3,000	25.0	0.25	38	1.90
파쇄대	500	21.0	0.30	32	0.4

▮ 지보재 특성치

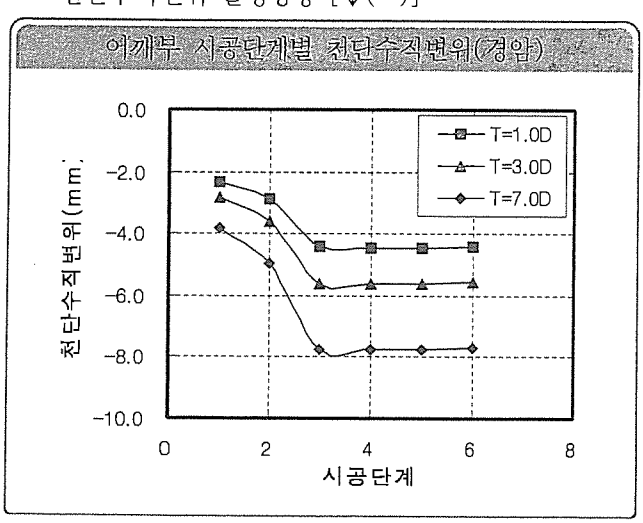
구 분		단위중량(kN/m³)	변형계수(MPa)	길이/두께(m)	설치간격(m)	규격(MPa)
록볼트		78.5	210,000	L = 5.0	종 : 2.0	f_y = 350
숏크리트	연한	24.0	5,000	T = 0.2	–	f_{ck} = 10
	강한		15,000			f_{ck} = 21

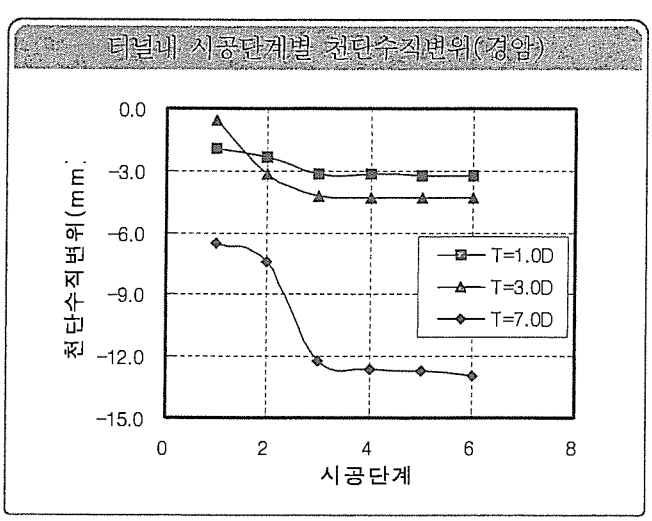
○ 굴착단계별 시공순서

구 분	해 석 조 건
0 단계	• Initializing(지중응력 초기화 단계)
1 단계	• 터널 상부 반단면 굴착
2 단계	• 터널 상부 반단면 1차 숏크리트 및 록볼트 타설
3 단계	• 터널 상부 2차 숏크리트 타설
4 단계	• 터널 하부 반단면 굴착
5 단계	• 터널 하부 반단면 1차 숏크리트 및 록볼트 타설
6 단계	• 터널 하부 반단면 2차 숏크리트 타설

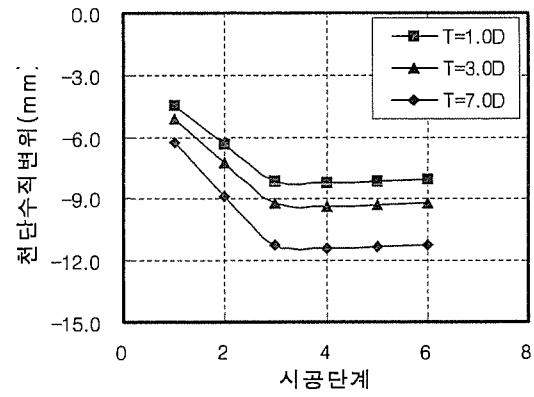
▮ 변위발생 경향

– 천단수직변위 발생경향 [↓(–)]

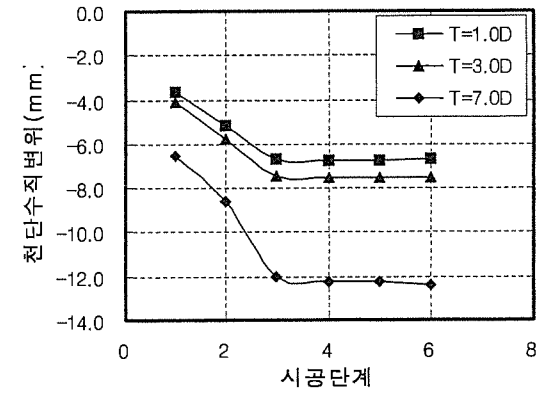




여개부 시공단계별 천단수직변위(연암)

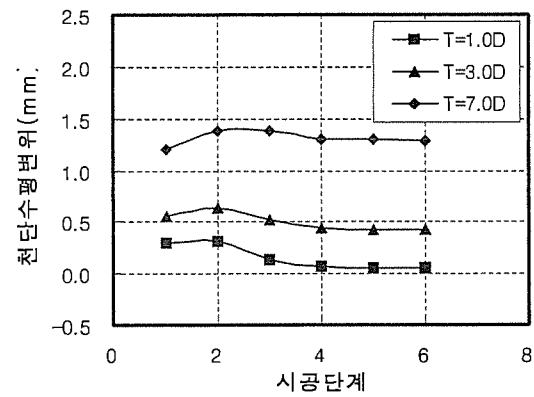


터널내 시공단계별 천단수직변위(연암)

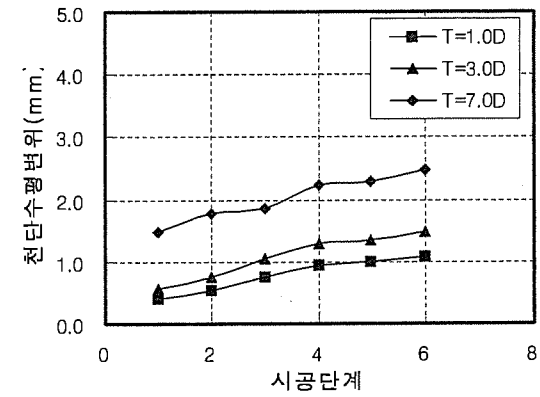


– 천단수평변위 발생경향

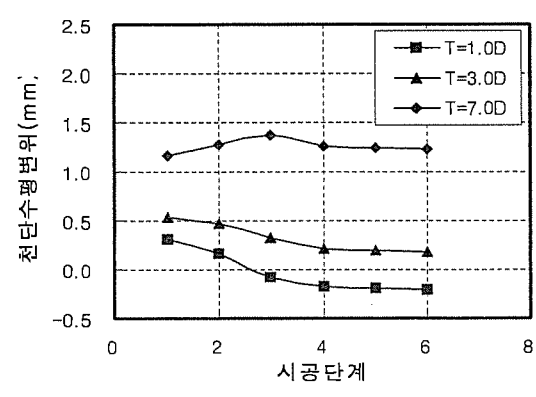
여개부 시공단계별 천단수평변위(경암)



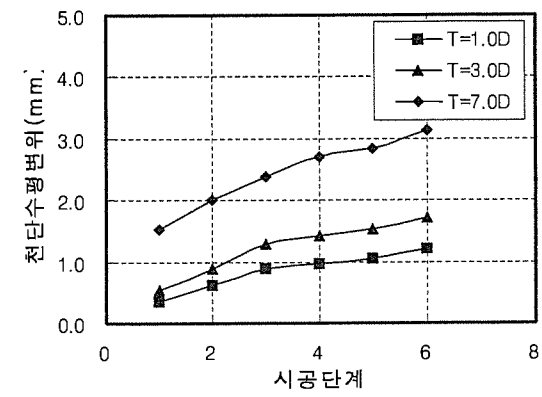
터널내 시공단계별 천단수평변위(경암)



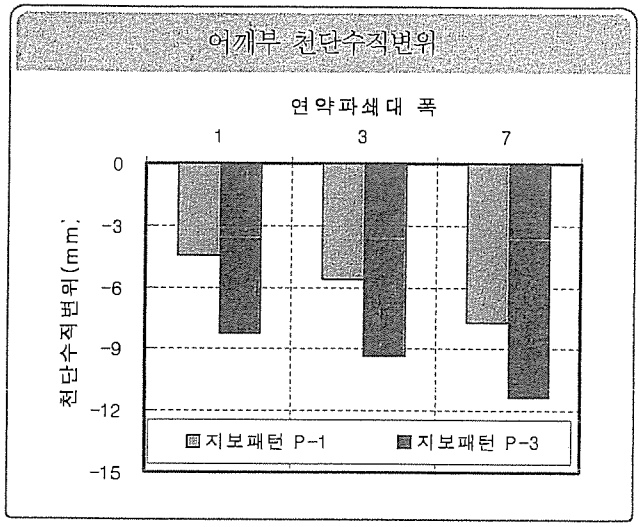
여개부 시공단계별 천단수평변위(연암)

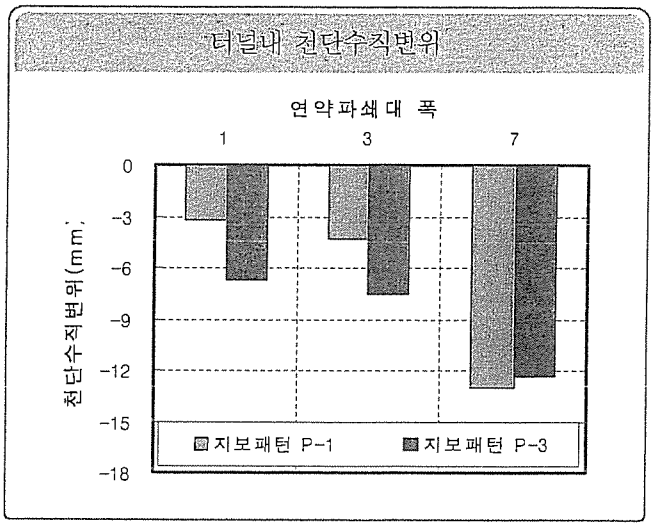


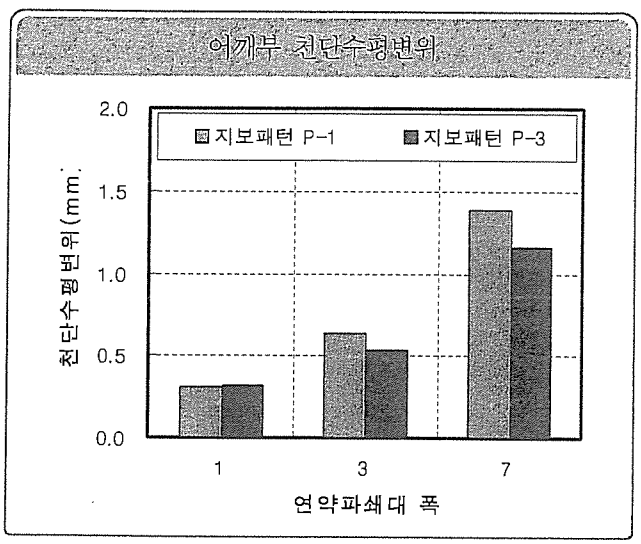
터널내 시공단계별 천단수평변위(연암)

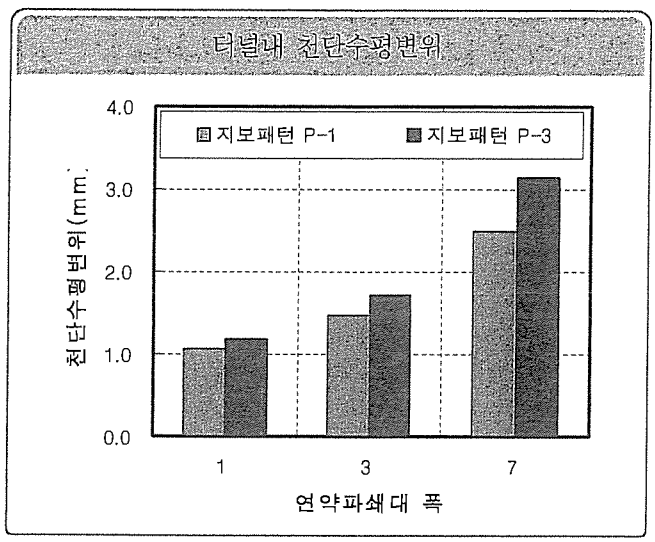


- 연약파쇄대 폭에 따른 천단변위 비교

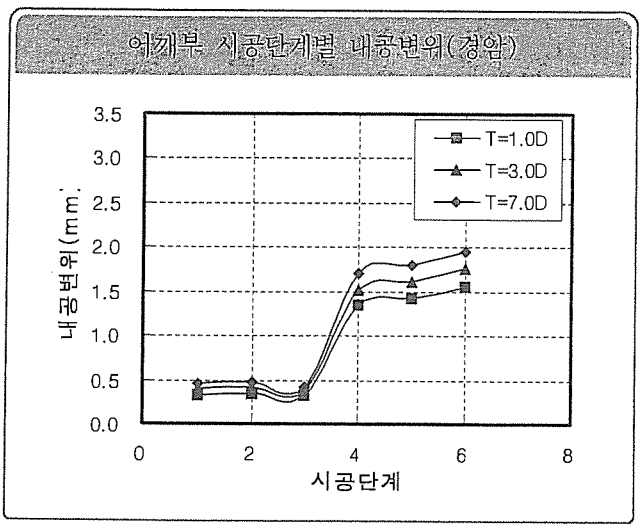


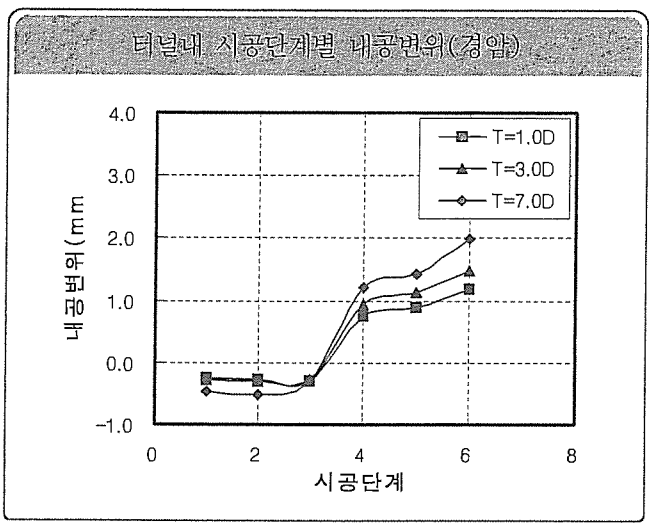


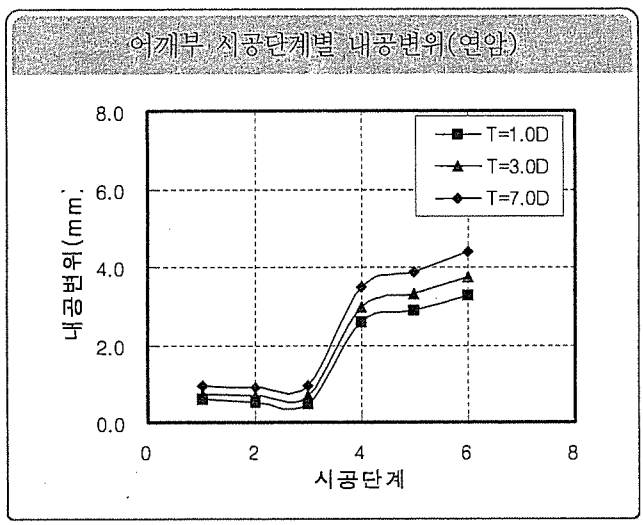


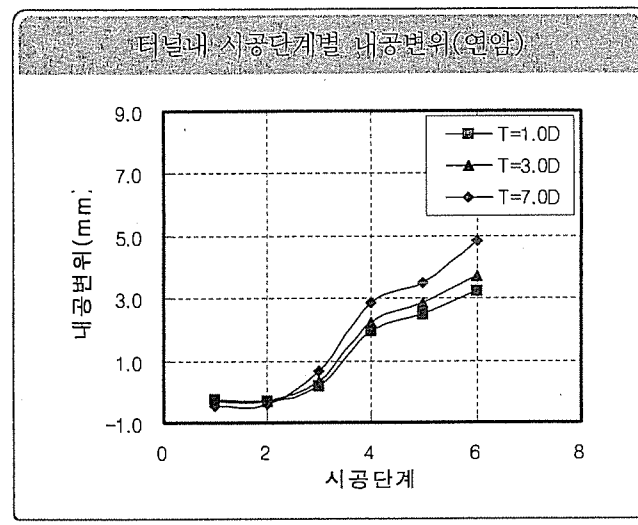


- 내공변위 발생경향

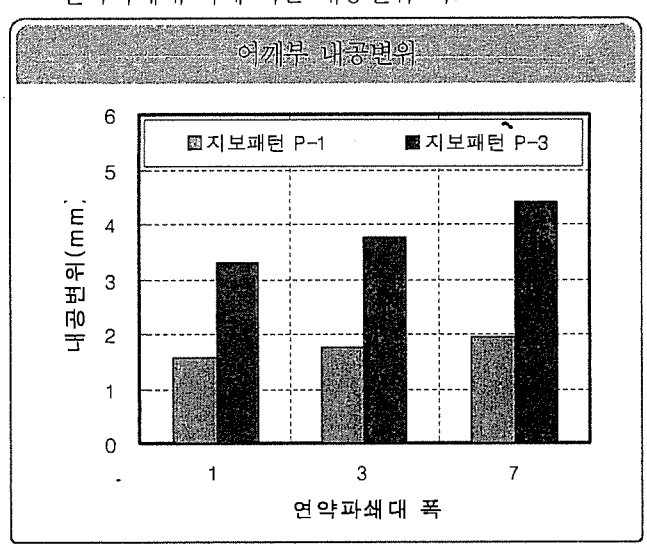


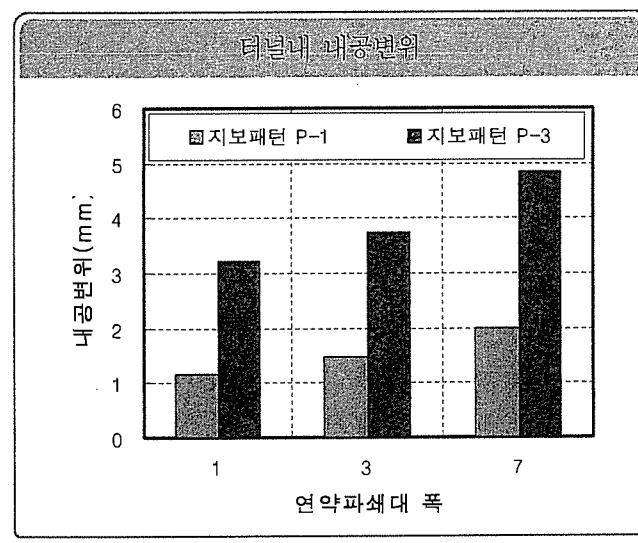






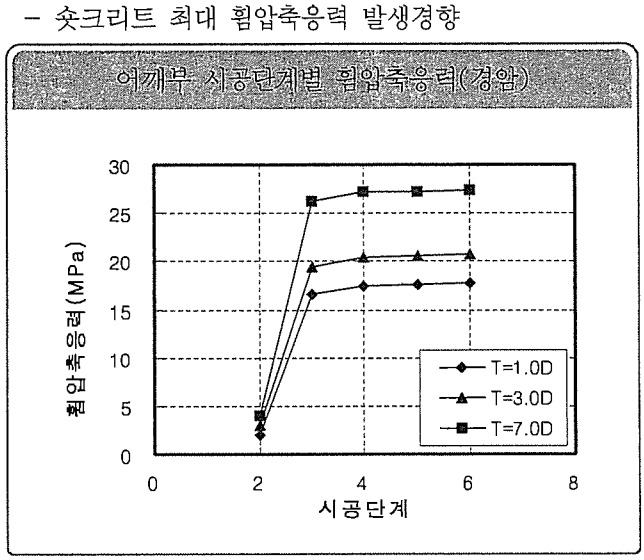
– 연약파쇄대 폭에 따른 내공변위 비교

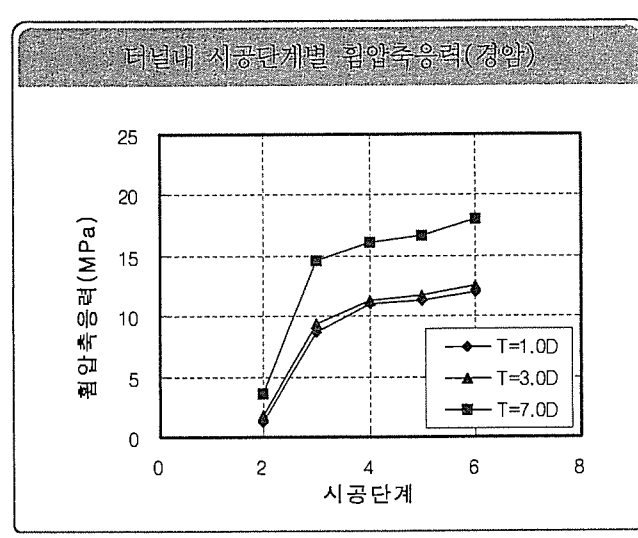


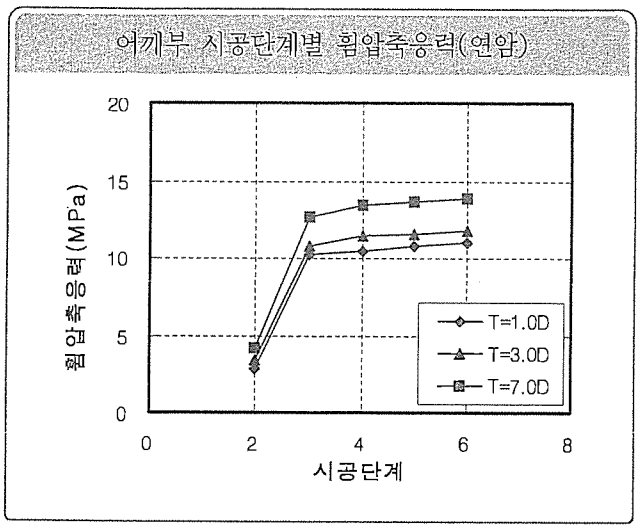


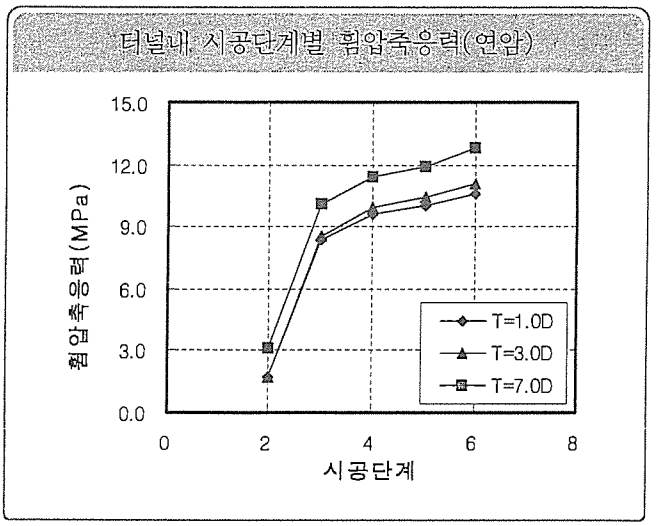
▮ 최대 휨압축응력 발생경향

– 숏크리트 최대 휨압축응력 발생경향

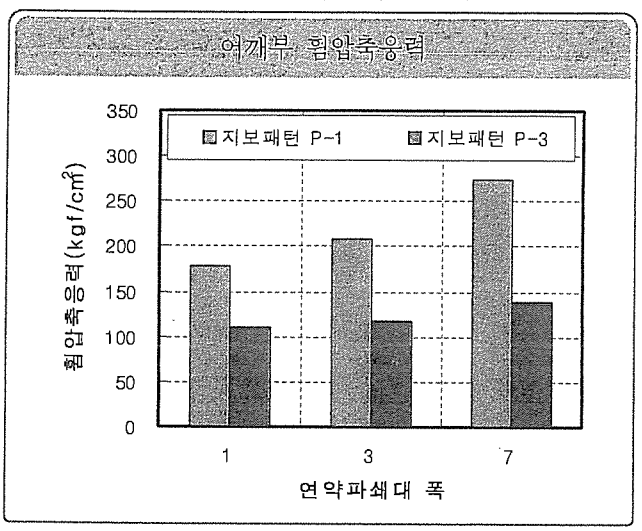


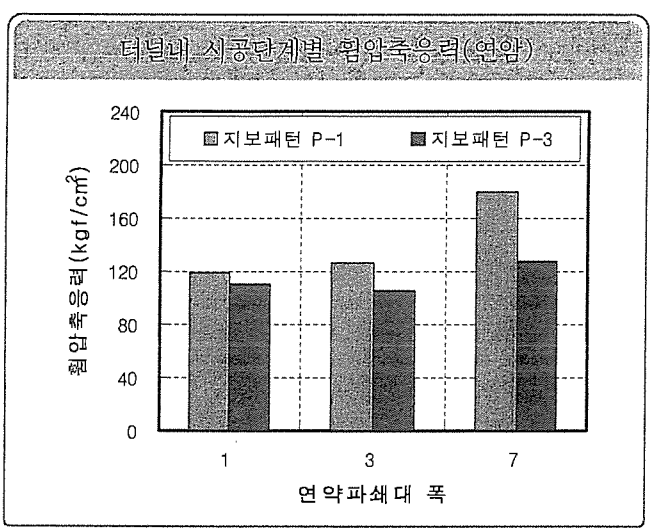






- 연약파쇄대 폭에 따른 휨압축응력 비교





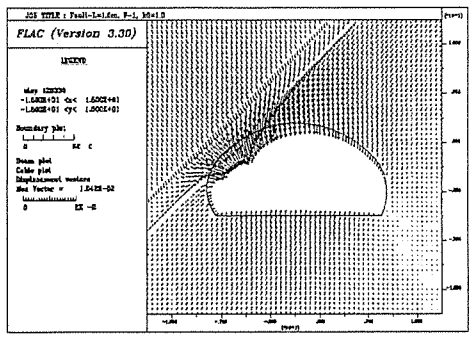
○ 해석결과 분석 및 설계반영사항

- 터널의 어깨부 및 터널내로부터 연약파쇄대의 폭이 증가함에 따라 천단 및 내공변위는 전체적으로 증가하는 경향을 보이고 7m 폭에서 최대로 발생
- 경암 어깨부 1m, 3m, 7m 폭일 때 숏크리트 최대휨압축응력은 각각 17.766MPa, 20.716MPa, 27.364MPa로 모두 허용기준치(8.4MPa)를 초과
- 경암 터널내 1m, 3m, 7m 폭일 때 숏크리트 최대휨압축응력은 각각 11.936MPa, 12.548MPa, 17.988MPa로 모두 허용기준치(8.4MPa)를 초과
- 연암 어깨부 1m, 3m, 7m 폭일 때 숏크리트 최대휨압축응력은 각각 10.944MPa, 11.767MPa, 13.851MPa로 모두 허용기준치(8.4MPa)를 초과
- 연암 터널내 1m, 3m, 7m 폭일 때 숏크리트 최대휨압축응력은 각각 10.560MPa, 11.076MPa, 12.751MPa로 모두 허용기준치(8.4MPa)를 초과
- 연약파쇄대층이 터널 어깨부 및 터널내에 존재시에 대한 수치해석 결과 적극적인 보강대책을 적용해야 할 것으로 판단됨

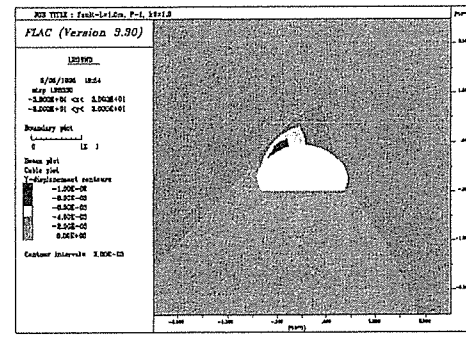
해석 결과도

– 어깨부 연약파쇄대 폭 1m : 지보패턴 T-1

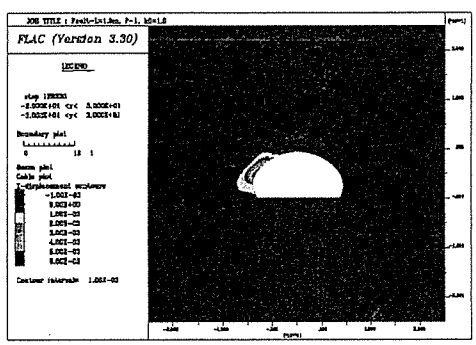
지반 변형도



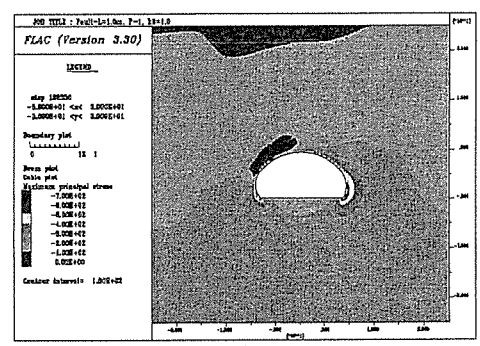
연직방향 변위 분포도



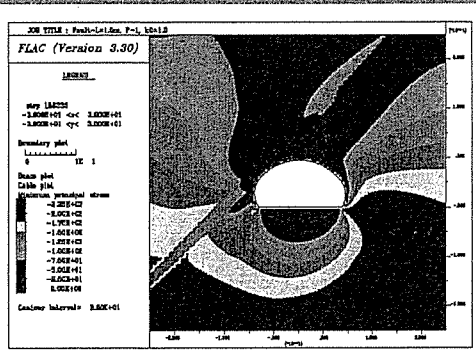
수평방향 변위 분포도



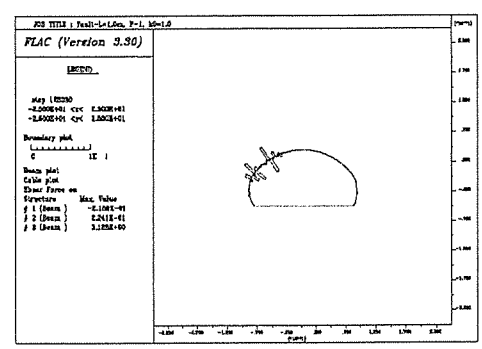
최대주응력 분포도



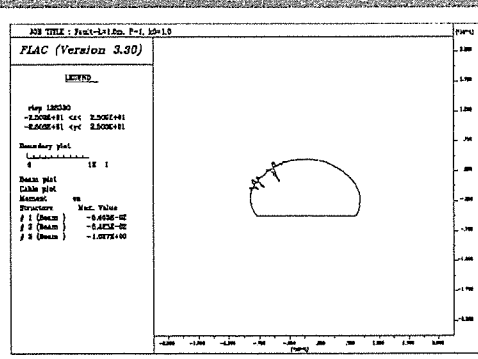
최소주응력 분포도



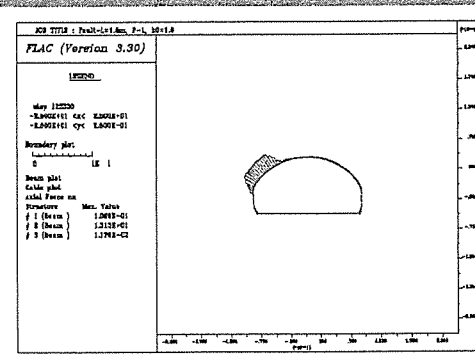
전단응력 분포도



모멘트도

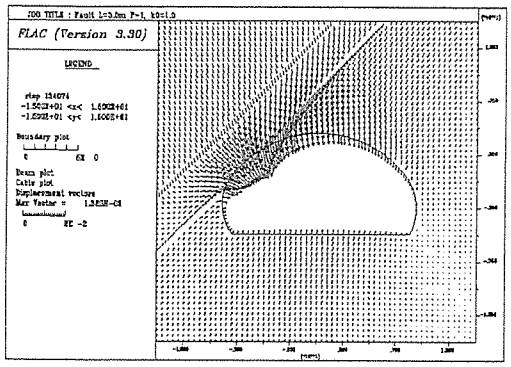


축력도

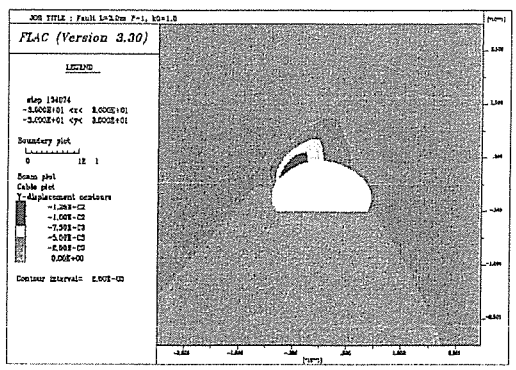


– 어깨부 연약파쇄대 폭 3m : 지보패턴 T-1

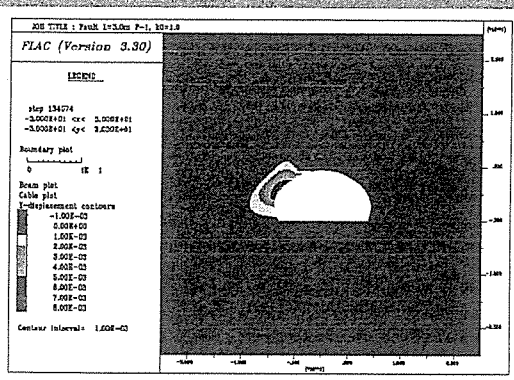
지반 변형도



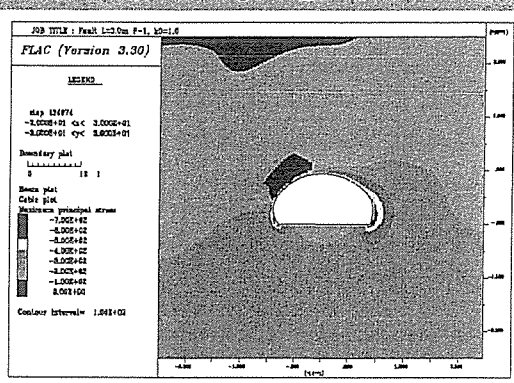
연직방향 변위 분포도



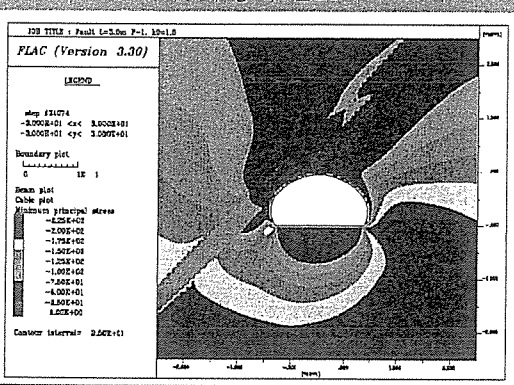
수평방향 변위 분포도



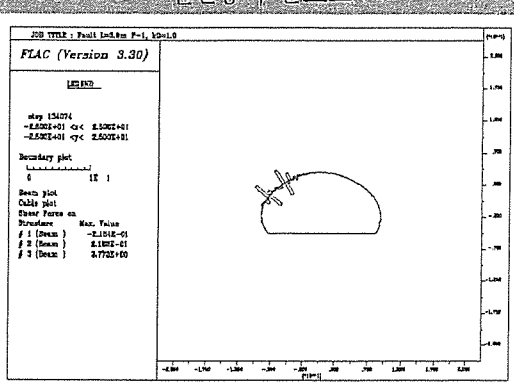
최대주응력 분포도



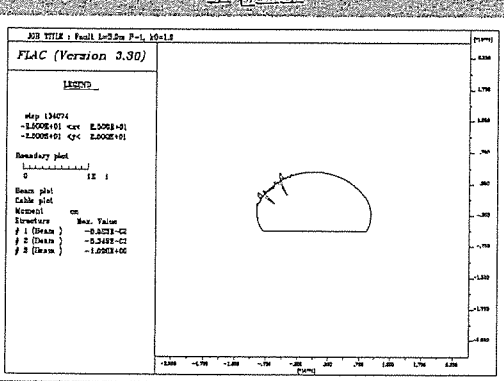
최소주응력 분포도



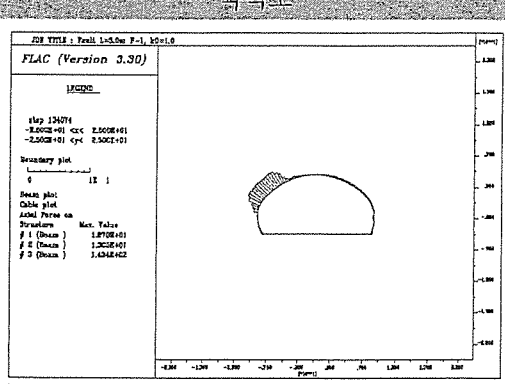
전단응력 분포도



모멘트도

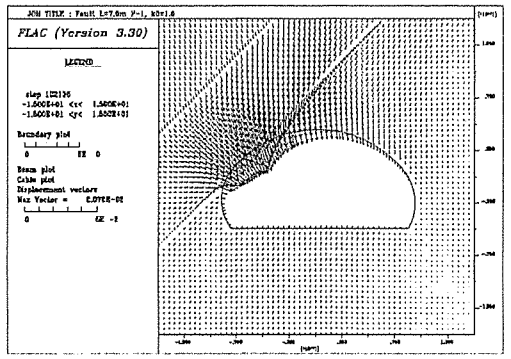


축력도

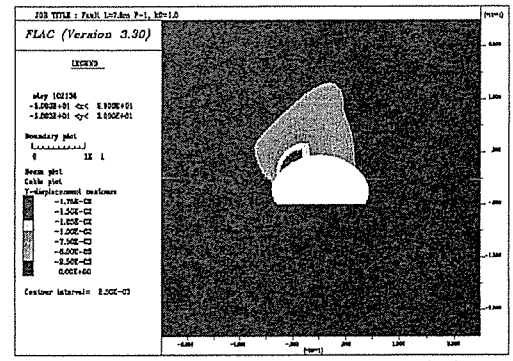


– 어깨부 연약파쇄대 폭 7m : 지보패턴 T-1

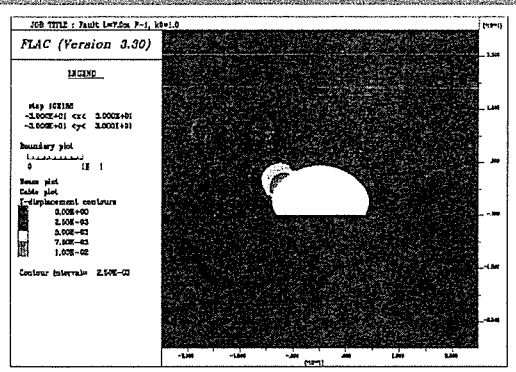
지반 변형도



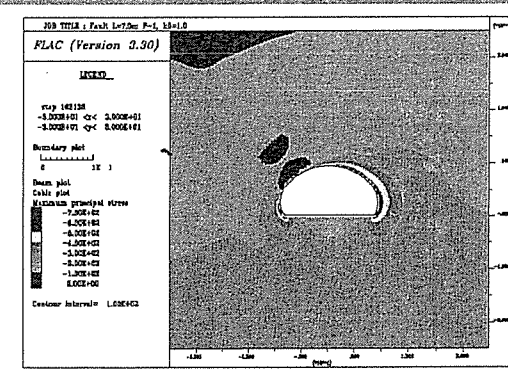
연직방향 변위 분포도



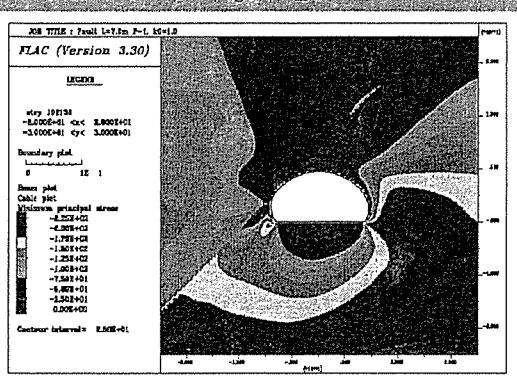
수평방향 변위 분포도



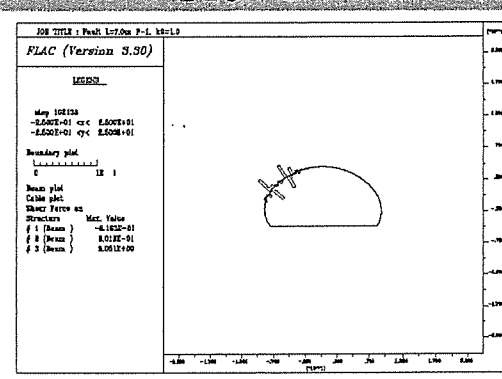
최대주응력 분포도



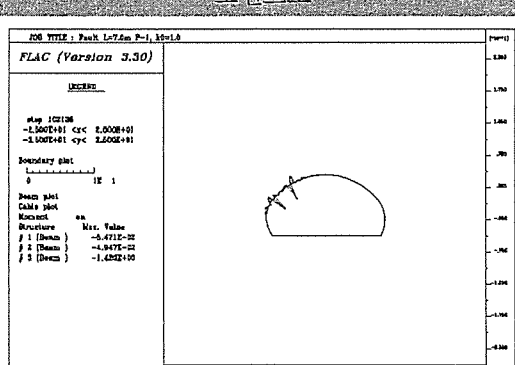
최소주응력 분포도



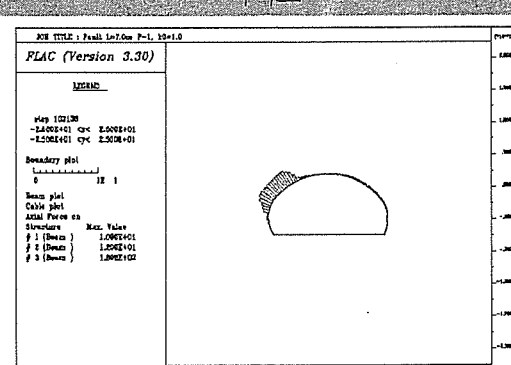
전단응력 분포도



모멘트도

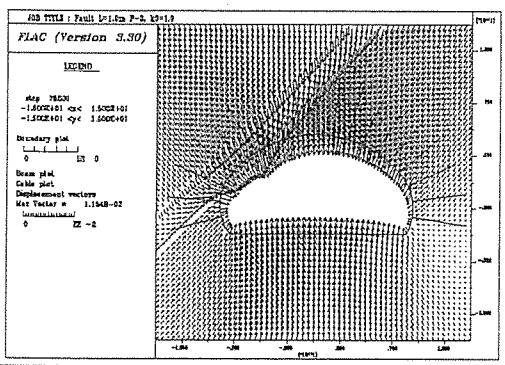


축력도

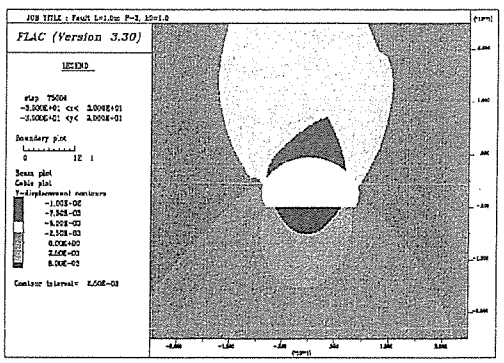


– 어깨부 연약파쇄대 폭 1m : 지보패턴 T-3

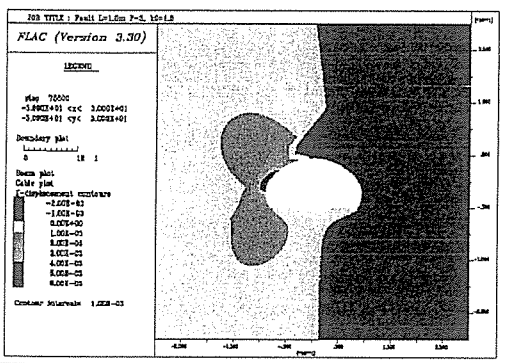
지반 변형도



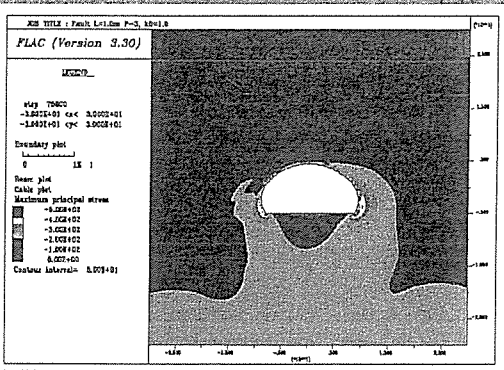
연직방향 변위 분포도



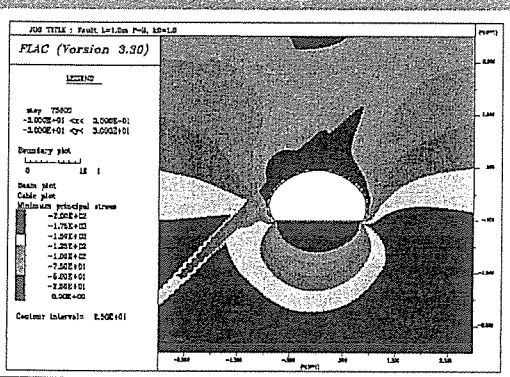
수평방향 변위 분포도



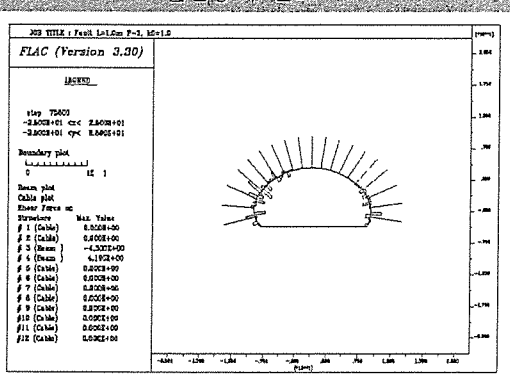
최대주응력 분포도



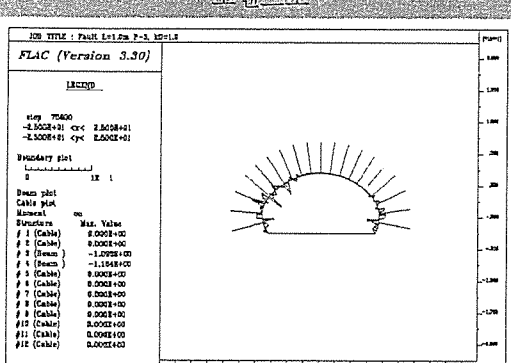
최소주응력 분포도



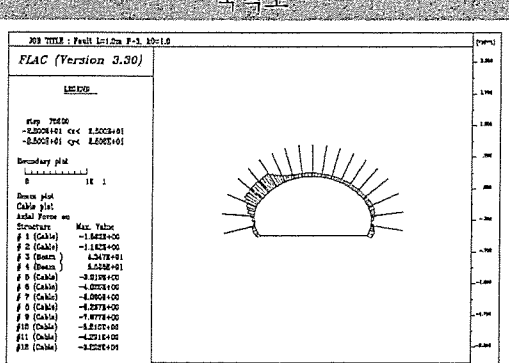
전단응력 분포도



모멘트도

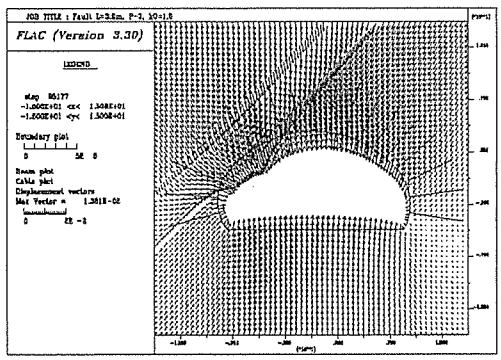


축력도

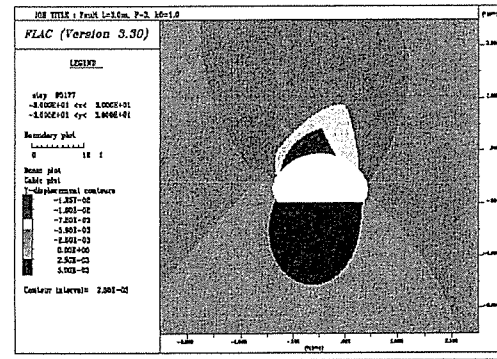


– 어깨부 연약파쇄대 폭 3m : 지보패턴 T-3

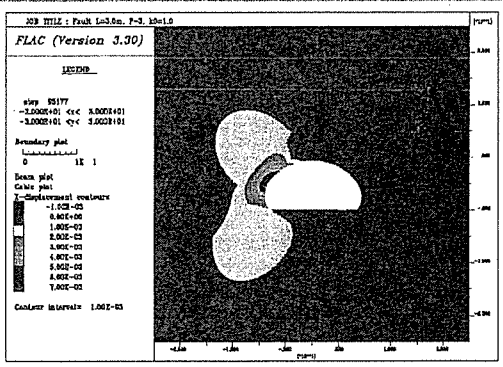
지반 변형도



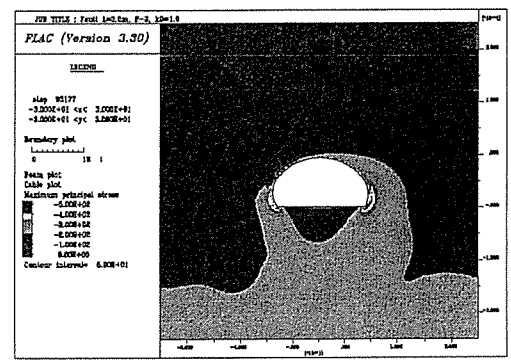
연직방향 변위 분포도



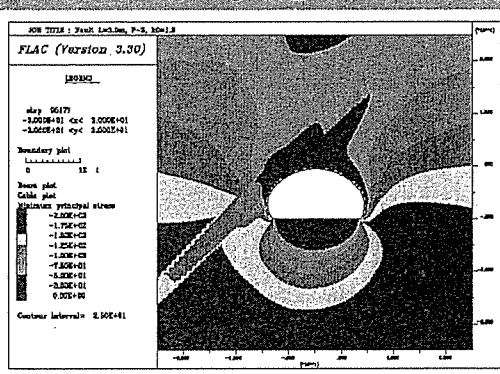
수평방향 변위 분포도



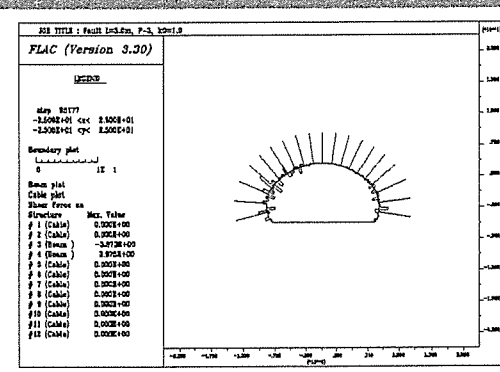
최대주응력 분포도



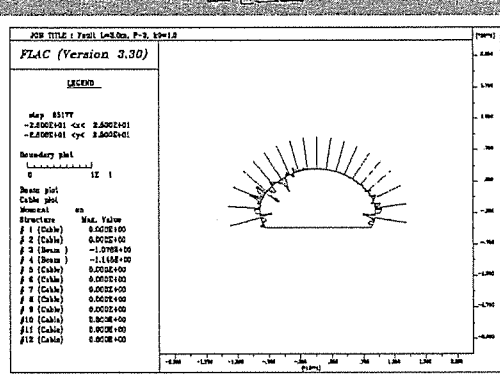
최소주응력 분포도



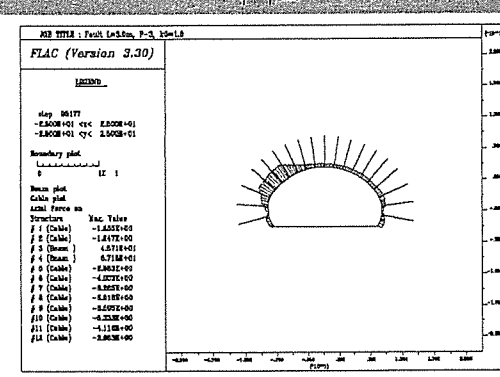
전단응력 분포도



모멘트도

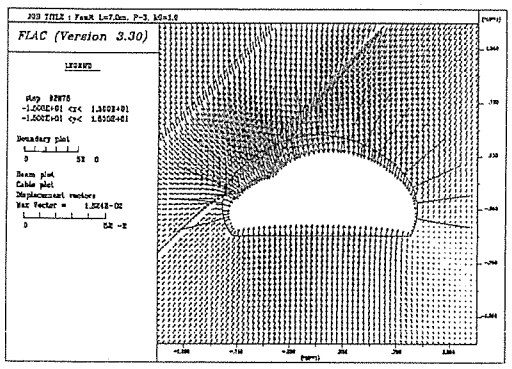


축력도

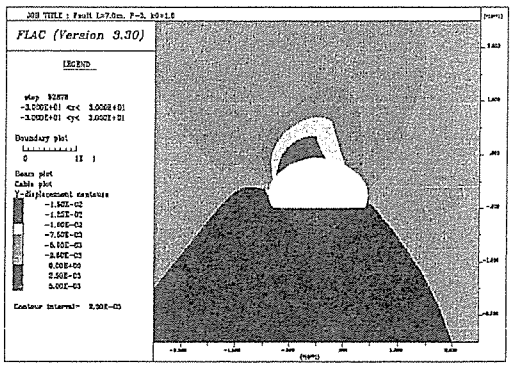


– 어깨부 연약파쇄대 폭 7m : 지보패턴 T-3

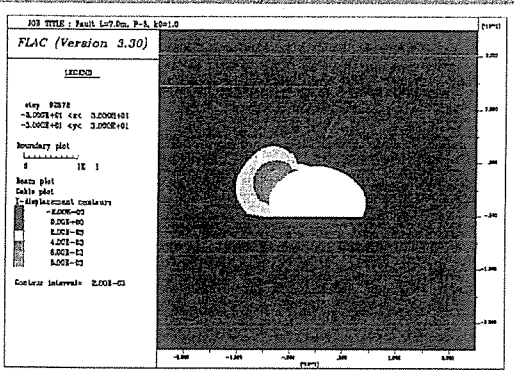
지반 변형도



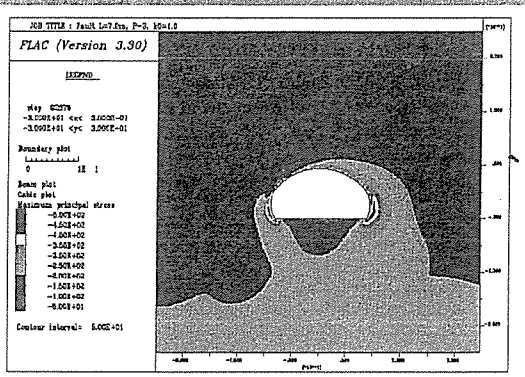
연직방향 변위 분포도



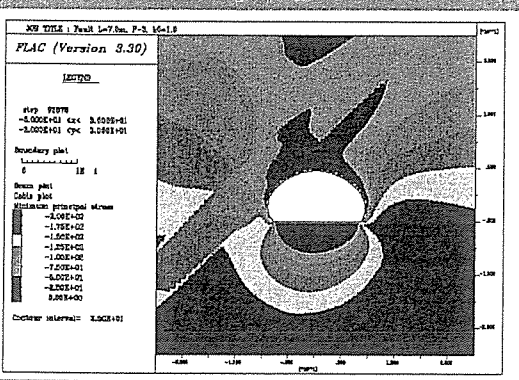
수평방향 변위 분포도



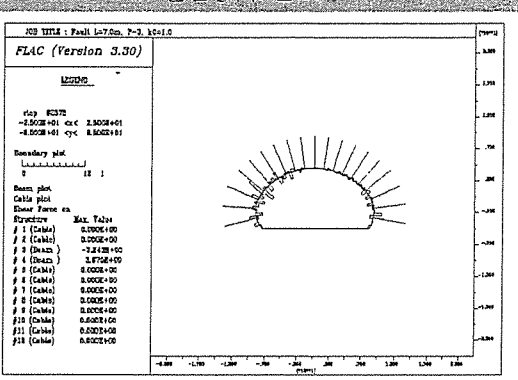
최대주응력 분포도



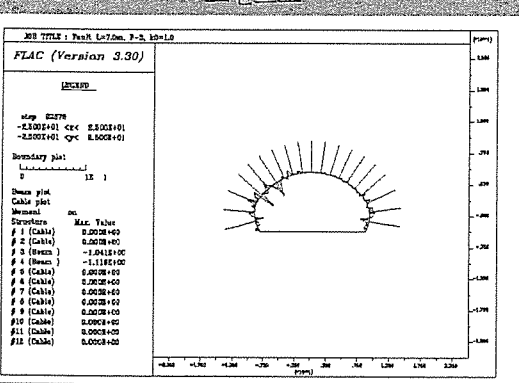
최소주응력 분포도



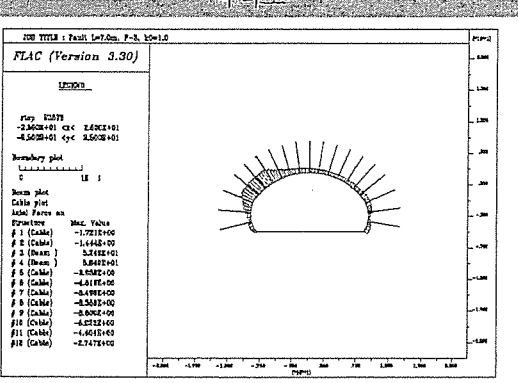
전단응력 분포도



모멘트도

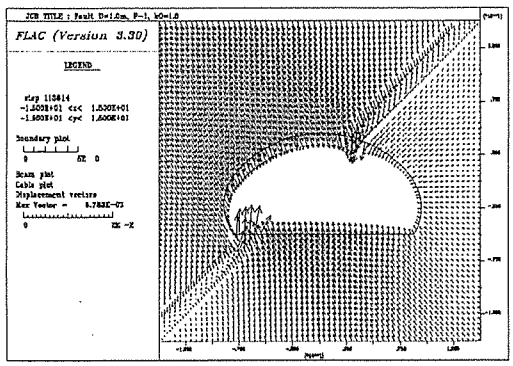


축력도

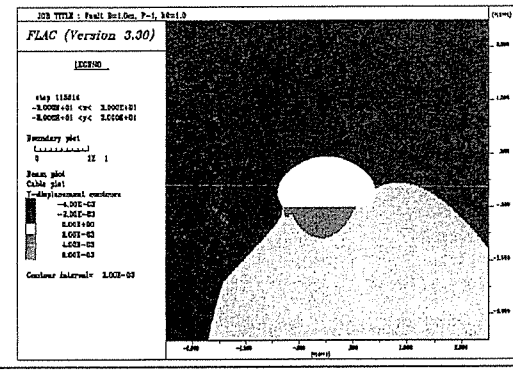


- 터널내 연약파쇄대 폭 1m : 지보패턴 T-1

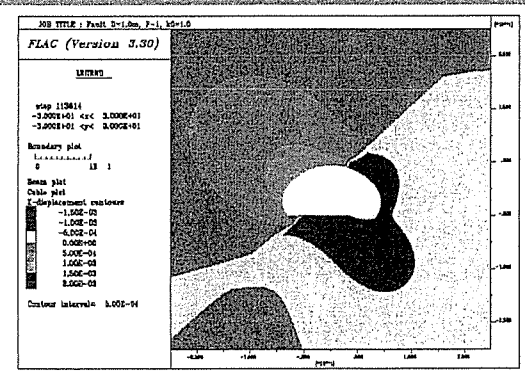
지반 변형도



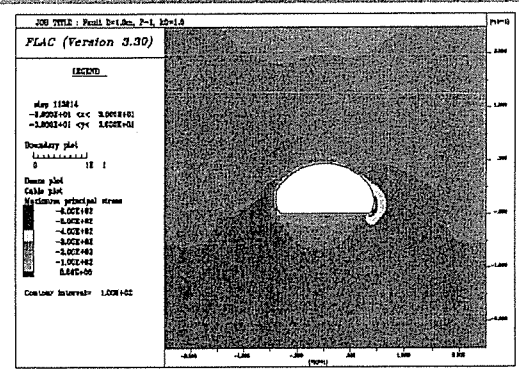
연직방향 변위 분포도



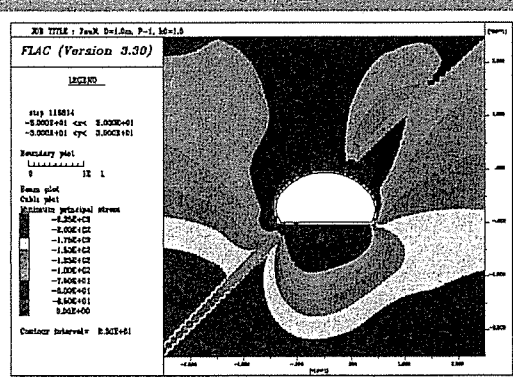
수평방향 변위 분포도



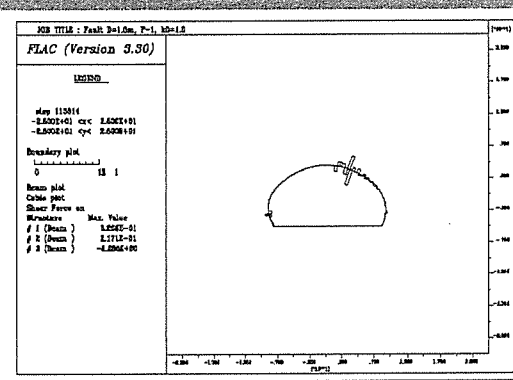
최대주응력 분포도



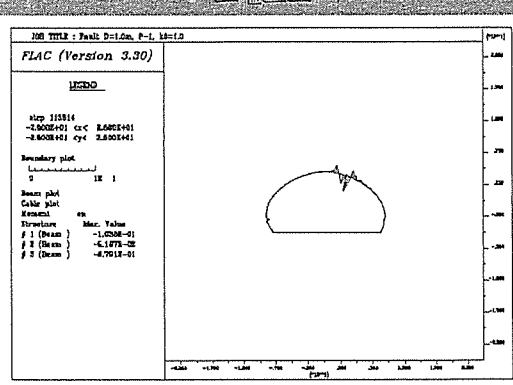
최소주응력 분포도



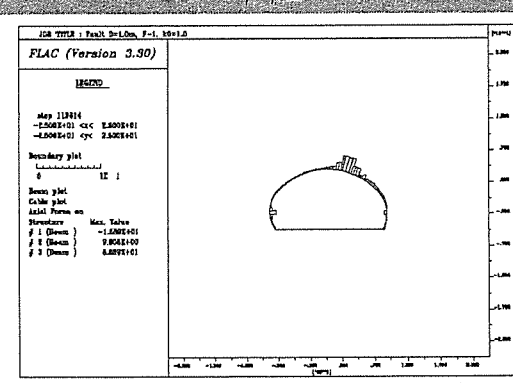
전단응력 분포도



모멘트도

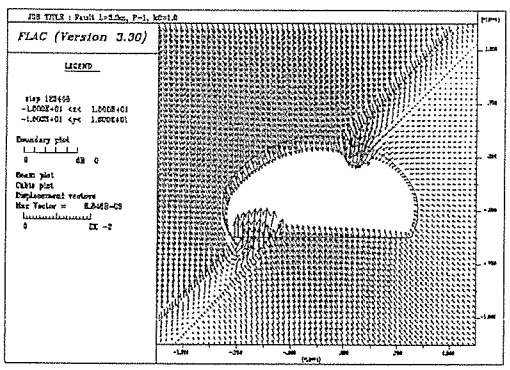


축력도

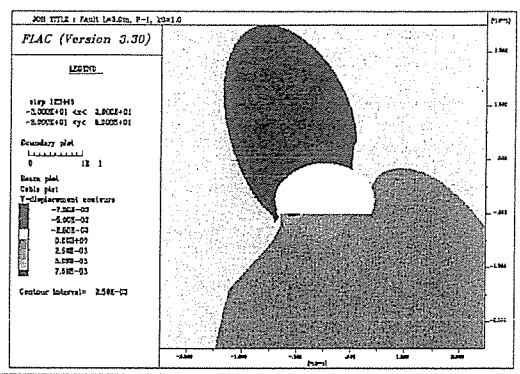


– 터널내 연약파쇄대 폭 3m : 지보패턴 T-1

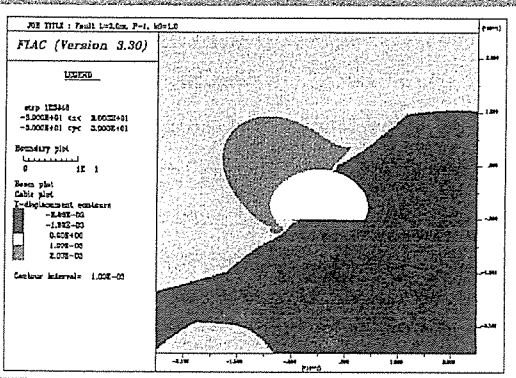
지반 변형도



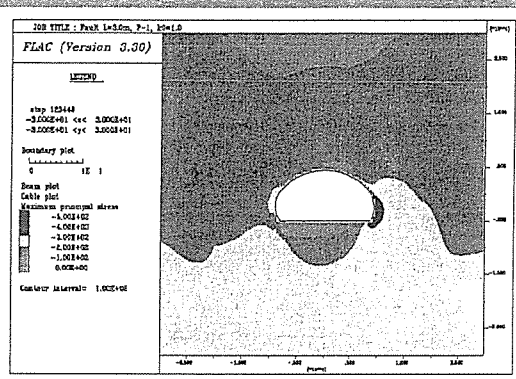
연직방향 변위 분포도



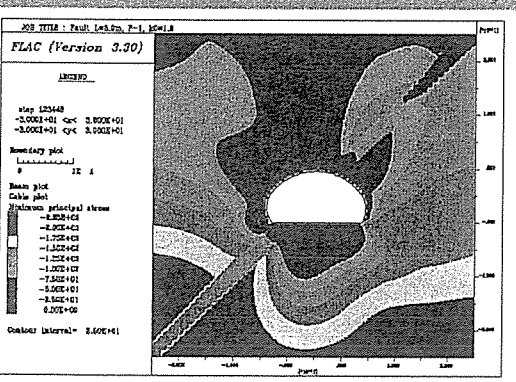
수평방향 변위 분포도



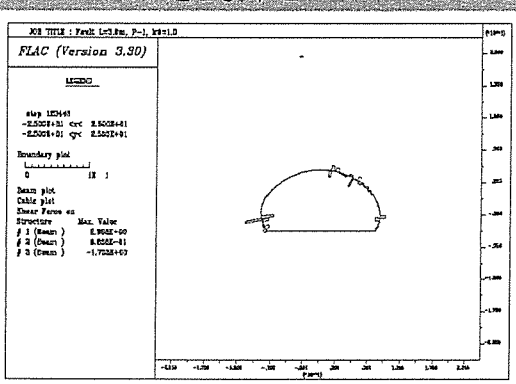
최대주응력 분포도



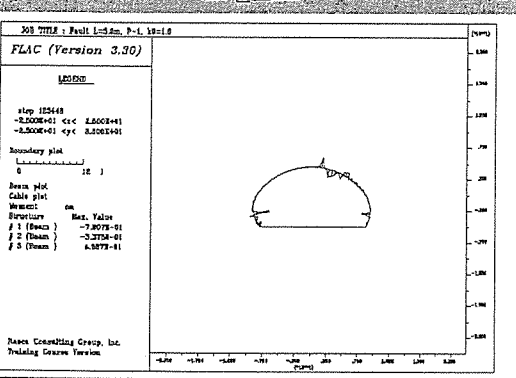
최소주응력 분포도



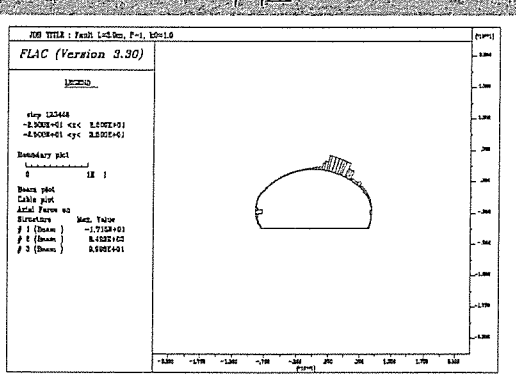
전단응력 분포도



모멘트도

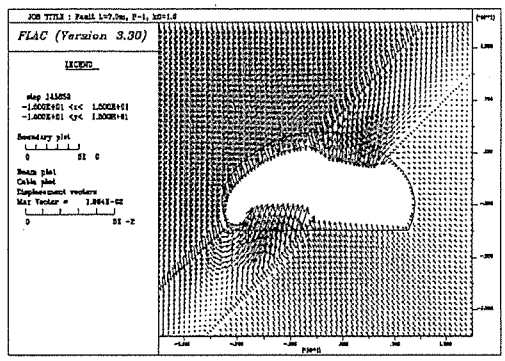


축력도

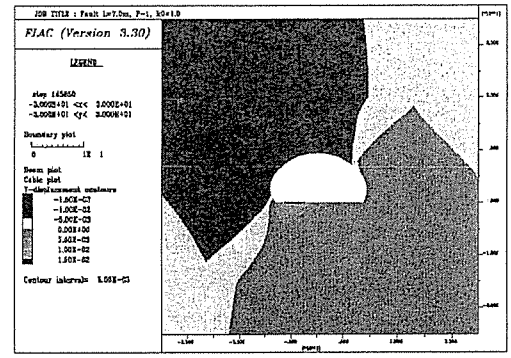


– 터널내 연약파쇄대 폭 7m : 지보패턴 T-1

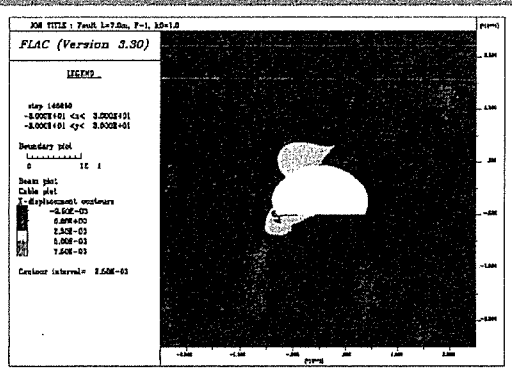
지반 변형도



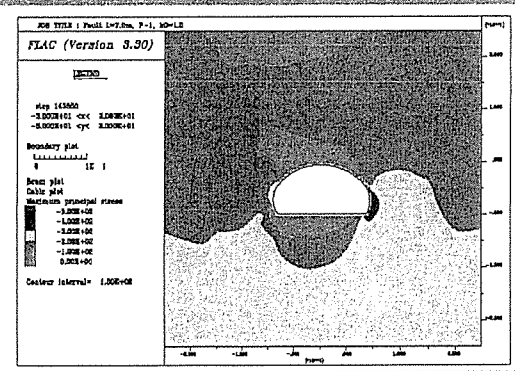
연직방향 변위 분포도



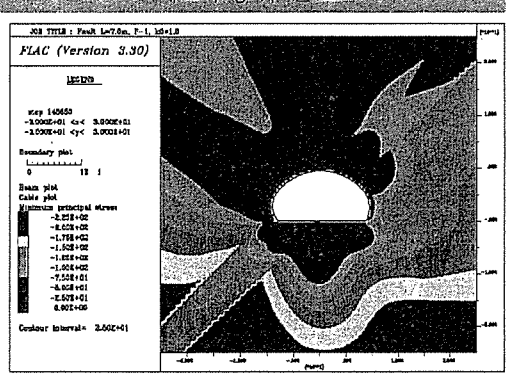
수평방향 변위 분포도



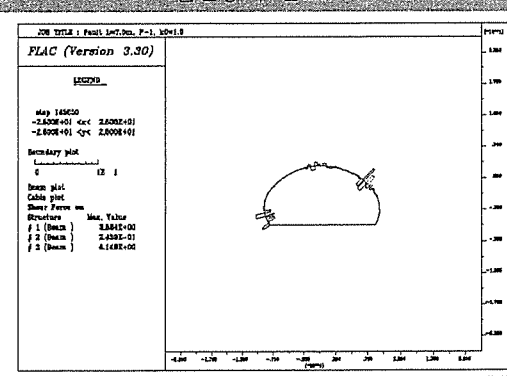
최대주응력 분포도



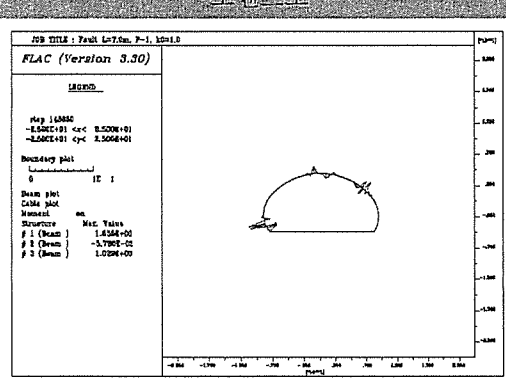
최소주응력 분포도



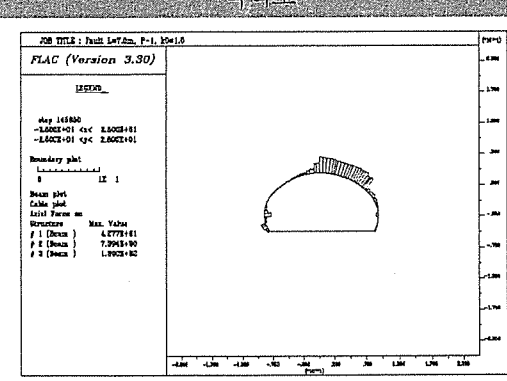
전단응력 분포도



모멘트도

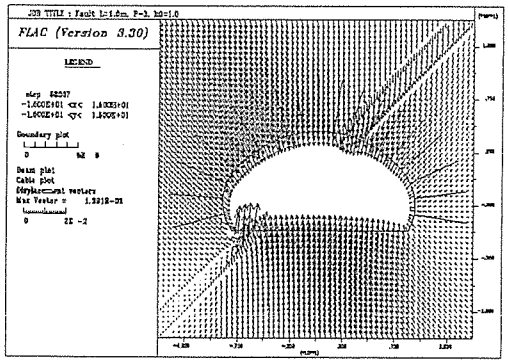


축력도

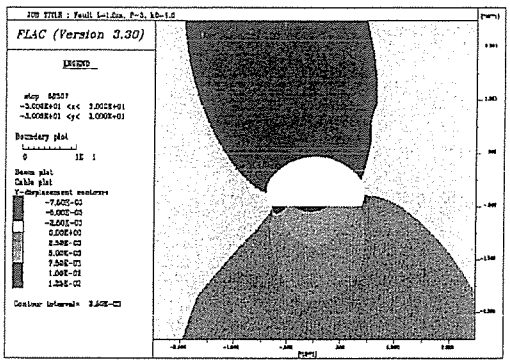


- 터널내 연약파쇄대 폭 1m : 지보패턴 T-3

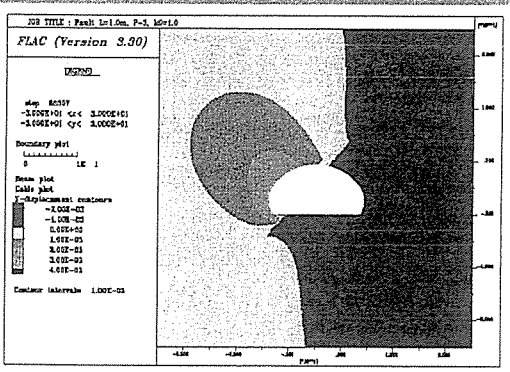
지반 변형도



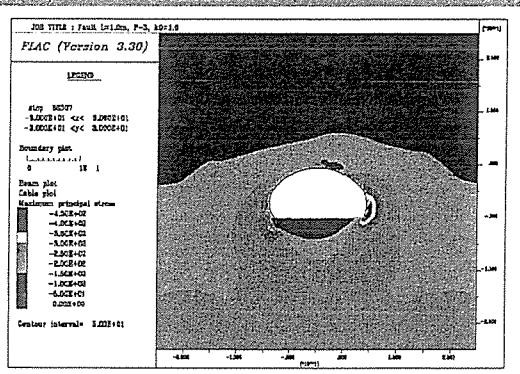
연직방향 변위 분포도



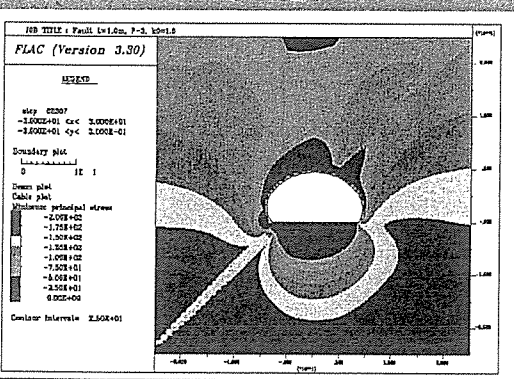
수평방향 변위 분포도



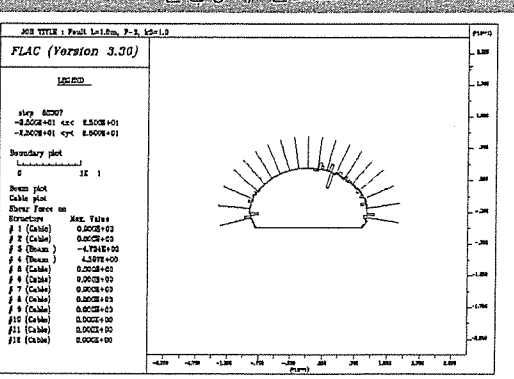
최대주응력 분포도



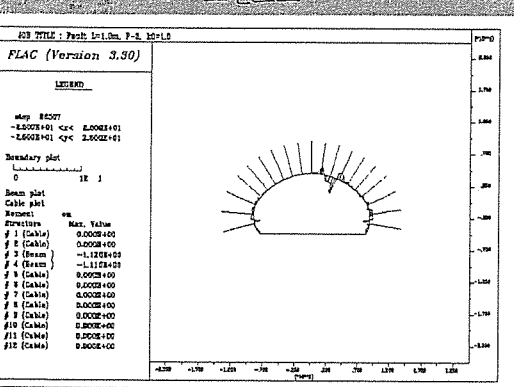
최소주응력 분포도



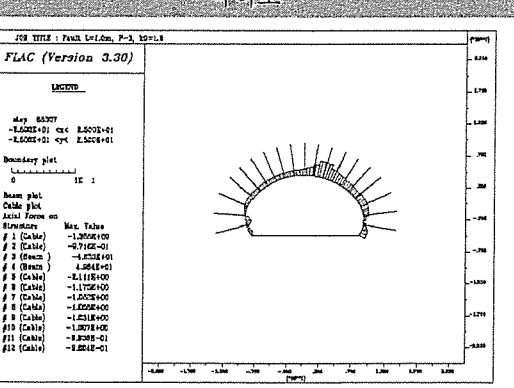
전단응력 분포도



모멘트도

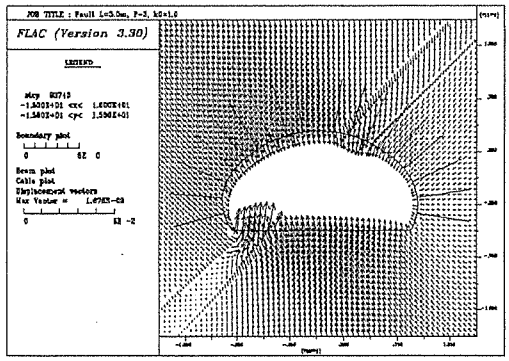


축력도

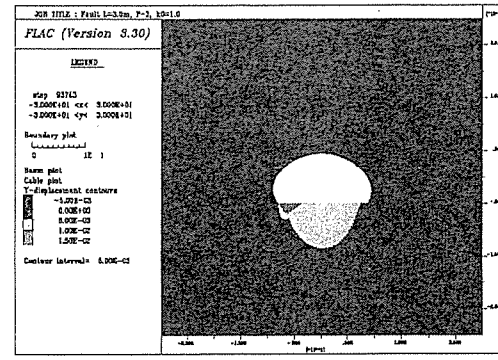


- 터널내 연약파쇄대 폭 3m : 지보패턴 T-3

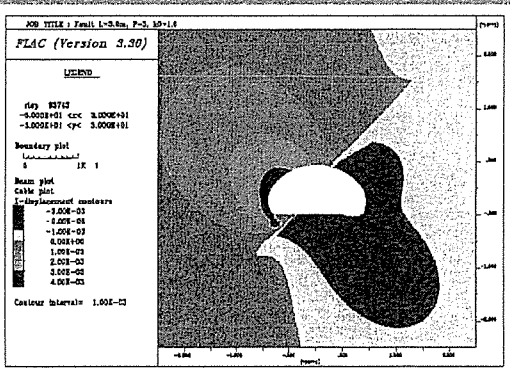
지반 변형도



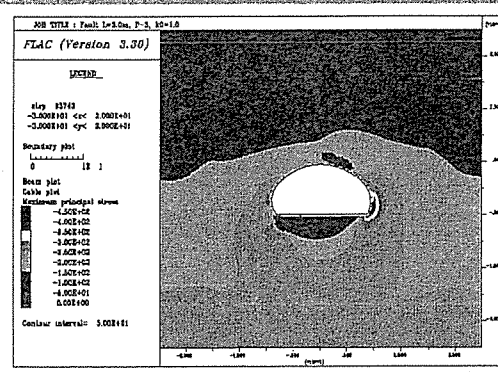
연직방향 변위 분포도



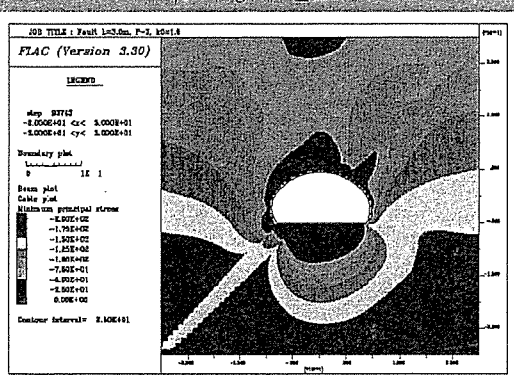
수평방향 변위 분포도



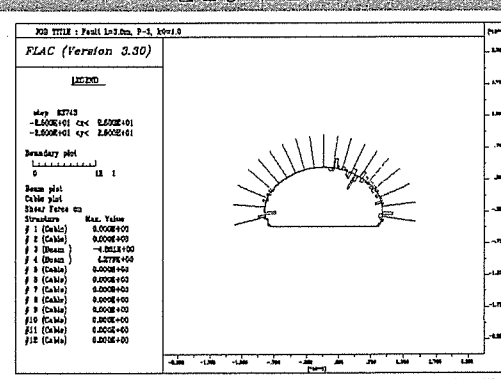
최대주응력 분포도



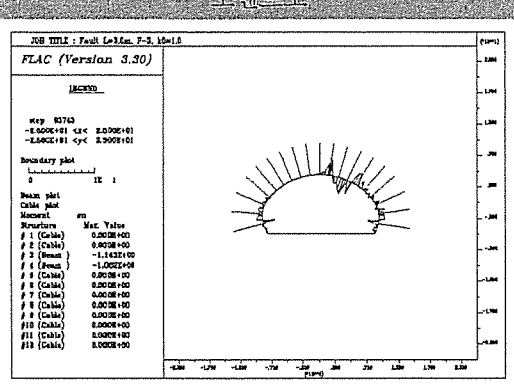
최소주응력 분포도



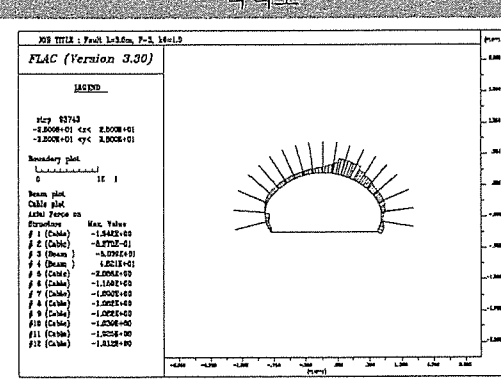
전단응력 분포도



모멘트도

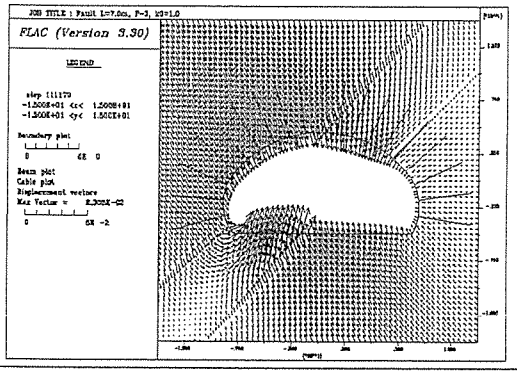


축력도

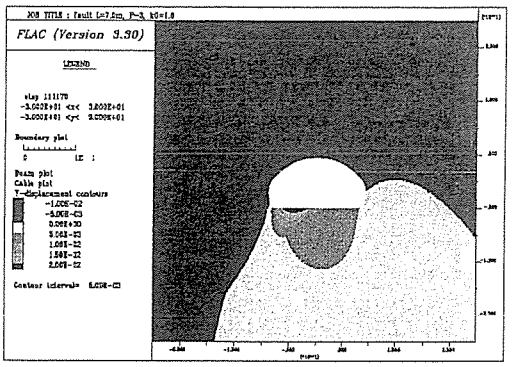


– 터널내 연약파쇄대 폭 7m : 지보패턴 T-3

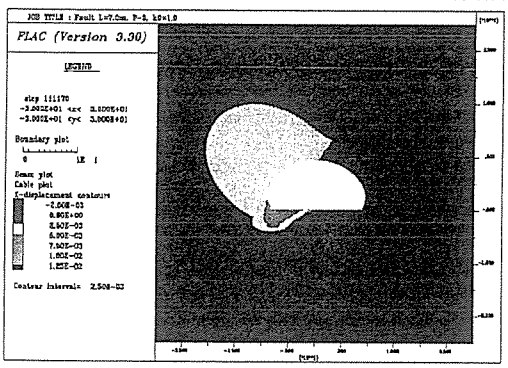
지반 변형도



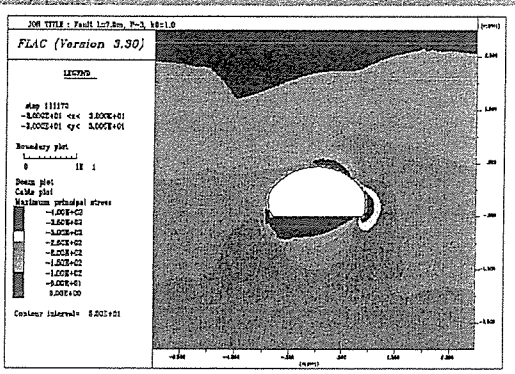
연직방향 변위 분포도



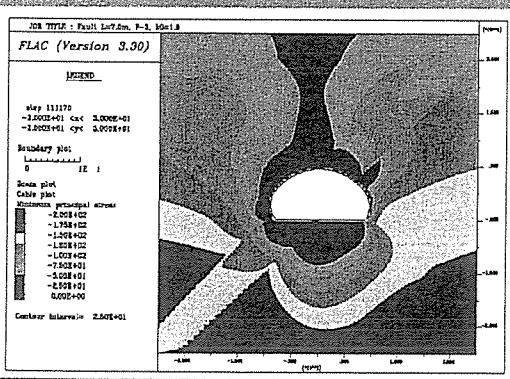
수평방향 변위 분포도



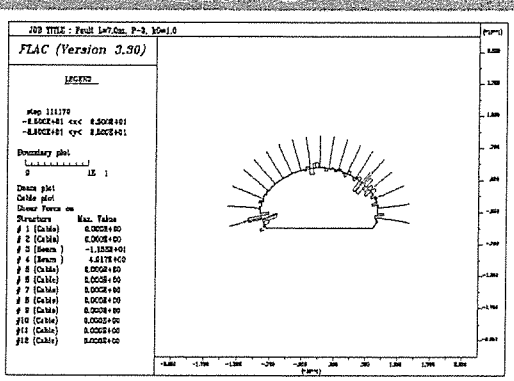
최대주응력 분포도



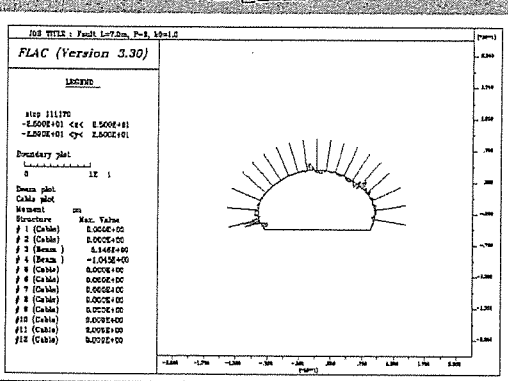
최소주응력 분포도



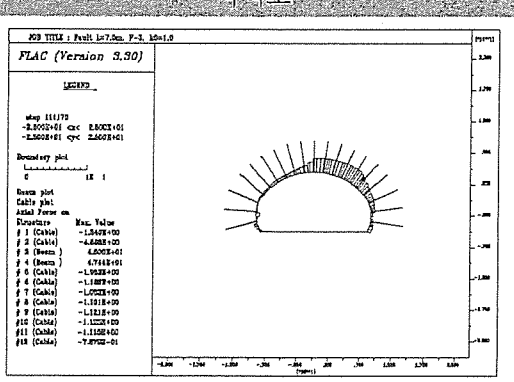
전단응력 분포도



모멘트도



축력도



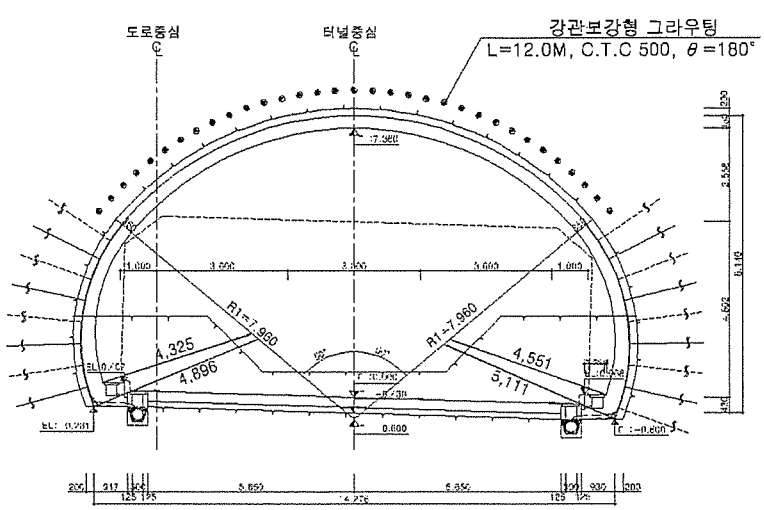
2.4 선진보강형 그라우팅 보강효과 검토

- 선진보강형 그라우팅 공법은 연약한 토사층이나 풍화암층의 지반에 강관내측으로 팩커를 설치하여 그라우팅재를 주입함으로써 주변지반을 일체화시켜 주변지반강도를 증가시키고 지반거동 경감효과 및 지하수의 흐름을 차단시킴
- 보강지반의 빔(Beam)작용에 의해 터널에 가해지는 토압 등의 분산효과 및 경감효과
- 상대적으로 지반이 취약하고 자립성이 약한 풍화암, 연암 지반으로 이루어진 갱구부 및 단층대 구간에 선진보강형 그라우팅에 의한 지반 보강이 계획됨
- 본선구간으로 모델링한 3차원 해석을 통하여 선진보강형 그라우팅의 효과를 정량적으로 분석하여 지반의 보강효과 평가

○ 해석결과

- 해석결과 숏크리트와 록볼트만으로 지보한 경우 천단침하 10.173mm, 내공변위 3.427mm로 나타났으며 선진보강형 그라우팅 보강을 한 경우 천단침하 8.865mm, 내공변위 3.353mm로 나타나므로 보강효과는 천단부 12.9% 증가, 측벽부 2.2% 증가됨
- 숏크리트 휨압축응력은 무보강시 천단부 6.79MPa, 측벽부 4.14MPa로 나타났으며 선진보강형 그라우팅 보강시 천단부 6.55MPa, 측벽부 3.73MPa의 값을 나타내므로 천단부와 측벽부 숏크리트 응력이 모두 감소하는 것으로 나타남
- 3차원 해석에 의한 분석결과 선진보강형 그라우팅으로 인한 보강지반의 Beam효과에 의해 터널 천단부와 측벽부에서 보강효과가 나타남,
- 3차원 해석에 의한 분석결과 무보강시와 선진보강형 그라우팅에 의한 보강시에 모두 숏크리트 최대 휨압축응력은 허용치(8.4MPa)를 초과하지 않지만, 무보강시 록볼트 축력이 허용치(88.67kN)를 4배정도 초과하므로 선진보강형그라우팅에 의한 보강이 필요한 것으로 분석됨

선진보강형 그라우팅 보강 단면



○ 해석조건

모델링	•상반 : 굴착 → 선진보강형그라우팅설치 → 굴착 → 숏크리트 및 록볼트 설치 •하반 : 굴착 → 숏크리트 및 록볼트 설치 → 숏크리트 경화 물성 변경
측압계수	•Ko=1.0 에 대해 수행
지보 패턴	•지보패턴 T-5 사용(암반등급 V)
해석프로그램	•Pentagon3D ver 2002
해석 모델	•Mohr-Coulomb 파괴기준에 의한 탄소성 해석

○ 해석 적용물성치

•지반은 Solid 요소로 모델링 하였고 숏크리트는 Shell 요소로 모델링 하였으며 강관은 Frame 요소를 사용하여 모델링
•지반조건은 암반등급 V를 적용

▮ 해석대상 지반 물성치

구 분	탄성계수 (MPa)	단위중량 (kN/m^3)	포아송비 (v)	내부마찰각 (°)	점착력 (MPa)
암반등급 V	490	24.0	0.28	33	0.34

▮ 보강재 규격 및 물성치

보강재 종류	보강재 규격 및 시공 내용
선진보강형 그라우팅	겹침시공 6m, 외경 φ60.5mm, 12m시공 (C.T.C=500mm)

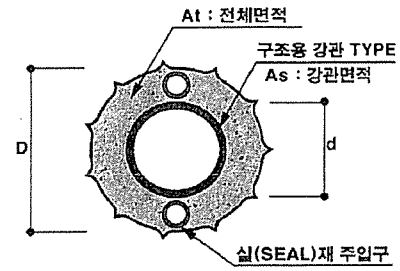
○ 선진보강형 그라우팅 공법 특성

▮ 공법개요

•우산망 보강공법(RPUM, Reinforced Protective Umbrella Method)의 일종으로 선진보강형 그라우팅관에 의한 지반보강효과와 그라우팅에 의한 보강 및 차수효과를 동시에 얻는 공법
•터널굴착전 소구경 강관을 적절한 형상으로 배열, 설치하고, 그 강관의 내측에 패커를 설치하여 그라우트재를 주입함으로써 주입재에 의한 지반의 고결로 인하여 강관과 지반을 일체화
•파이프루프 공법 및 일반 그라우팅공법을 일련의 단일 공정으로 시공

공법 특징

- 강관과 공벽 사이에 특수한 seal재를 사용하여 주입재의 역류를 방지하므로 주입효과가 극대화
- 불연속면의 봉합 및 차수효과가 좋음
- 시멘트의 압력주입으로 강성이 매우 높음
- 강관 개량체의 Beam 작용으로 하중경감효과가 0.4~0.6으로 양호
- 터널주변의 이완영역과 변위발생을 저감시킴

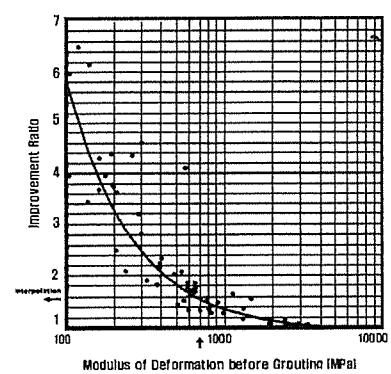


○ 선진보강형 그라우팅 모델과 물성

보요소법에 의한 강관 및 그라우팅 모델링

- 선진보강형 그라우팅 영역을 강관과 그라우팅 물성치들이 상호 고려된 보 요소로 모사하는 기법
- 그라우트재가 강관과 강관 사이에서는 비교적 얇게 연결이 되어 있어서 차수재 역할을 담당하게 되고, 강관 주변의 구근형성 부분은 강한 보강재 역할
- 구근이 형성된 부분이 하나의 복합체로서 거동한다고 가정
- 구근 형성 부분의 유효면적과 각 재료의 탄성계수를 이용하여 등가 탄성계수를 구함 → 이를 강관의 물성치로 입력 → 강관과 구근 형성 부분의 그라우트재를 동시에 고려 → 강관 자체의 설계 인자의 영향이나 강관의 독립적인 하중경감효과를 파악

주입 전·후 암반의 변형계수와 보강비의 관계



그라우팅 물성치

– 탄성계수

- Kikuchi & Mito(1995)의 연구
  - Case Study on the Mechanical Improvement of Rock Mass by Grouting, Kohkichi Kikuchi, Yoshitada Mito, Rock Foundation, 1995, Balkema, pp. 393~397
  - 현장시험을 실시하여 주입전·후 암반의 탄성계수의 관계를 결정
  - 그라우팅 주입후 탄성계수는 Kikuchi의 시험결과를 보간법을 통해 추정

구 분	록볼트	선진보강형	비고
허용응력,σ_y(MPa)	350	350	• 본 설계에 사용되는 록볼트 및 강관의 규격과 허용축력
볼트, 관지름 d(cm)	2.54	5.08	
단면적, A(cm^2)	5.06	20.26	
허용축력, $0.5\sigma_y A$(kN)	88.6	354.5	

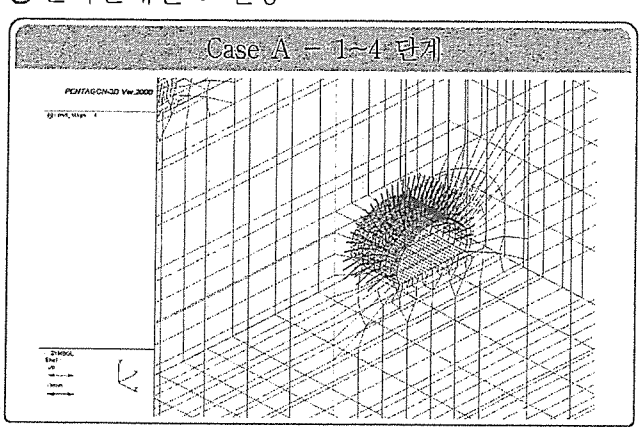
- 그라우팅후 물성치(건설기술연구원)

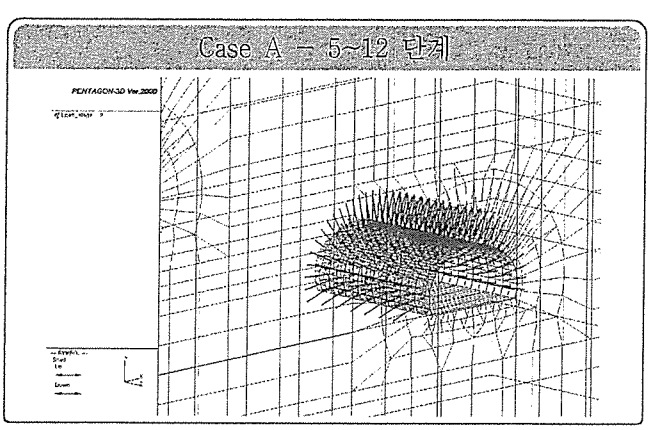
입 력 치	건기연	비고
강관두께(t, cm)	0.7	(Umbrella Arch 공법이 적용된 터널의 3차원 유한요소 해석에 관한 연구 : 터널과 지하공간, 한국암반공학회, Vol 8. 1998, p209~p225)
강관외경(d, cm)	7.5	
구근형성지름(D, cm)	15	
그라우트재 탄성계수(E_g, MPa)	7,500	
강관탄성계수(E_s, MPa)	210,000	
출 력 치		
전체면적(A_t, cm^2)	176.71	
강관P면적(A_s, cm^2)	14.95	
등가 탄성계수(E, MPa)	24,636	
계산식	$A_t = \pi \times (d/2)^2$: 전체면적 $A_s = \pi \times ((d/2)^2-(d-2t/2)^2)$: 강관면적 $E = ((A_t-A_s)\times E_g + A_s \times E_s) / A_t$: 등가탄성계수	
해석을 위한 강관 입력값	등가 탄성계수(E, MPa) = 22,200	

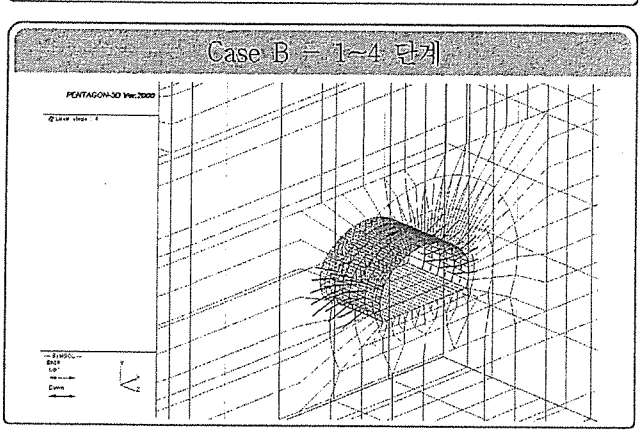
○ 해석개념

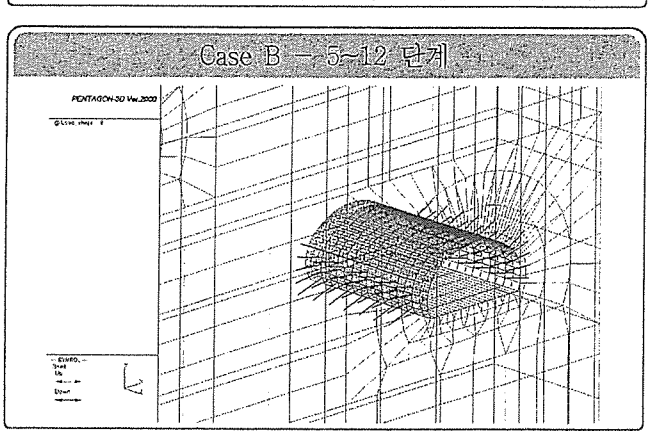
•선진보강형 그라우팅 보강효과에 대한 수치해석은, 선진보강형 그라우팅을 수행하지 않고 록볼트와 숏크리트만이 타설된 경우를 CASE A로, 선진보강형 그라우팅을 수행하는 경우를 CASE B로 하여 해석을 수행 후 각각 비교하도록 함

○ 굴착단계별 모델링









○ 굴착단계별 시공내용(Case-A)

시공단계	시 공 내 용
0 단계	•Initializing
1 단계	•터널굴착(상하반단면굴착) 1지점(3m)
2 단계	•터널굴착(상반) 2지점, 터널굴착(하반) 1지점 및 숏크리트, 록볼트 설치 1지점(상반)
3 단계	•터널굴착(상반) 3지점, 터널굴착(하반) 2지점 및 숏크리트, 록볼트 설치 2지점(상반) 1지점(하반)
4 단계	•터널굴착 4지점 및 숏크리트, 록볼트 설치 3지점
5 단계	•터널굴착 5지점 및 숏크리트, 록볼트 설치 4지점
6~12 단계	•터널굴착 6지점, 숏크리트, 록볼트 설치 5지점 ▶ 12 단계까지 계속

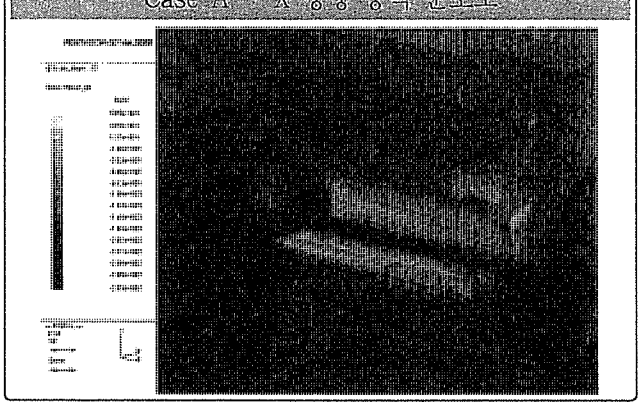
○ 굴착단계별 시공내용(Case-B)

시공단계	시 공 내 용
0 단계	•Initializing
1 단계	•터널굴착(상하반단면굴착) 1지점(3m)
2 단계	•터널굴착(상반) 2지점, 터널굴착(하반) 1지점 및 숏크리트, 록볼트 설치 1지점(상반)
3 단계	•터널굴착(상반) 3지점, 터널굴착(하반) 2지점 및 숏크리트, 록볼트 설치 2지점(상반) 1지점(하반)
4 단계	• 터널굴착 4지점 및 숏크리트, 록볼트 설치 • 터널굴착 4지점 선진보강형 그라우팅(8막장 간격, 2회시공)
5 단계	•터널굴착 5지점 및 숏크리트, 록볼트 설치 4지점
6~12 단계	•터널굴착 6지점, 숏크리트, 록볼트 설치 5지점 ▶ 12 단계까지 계속

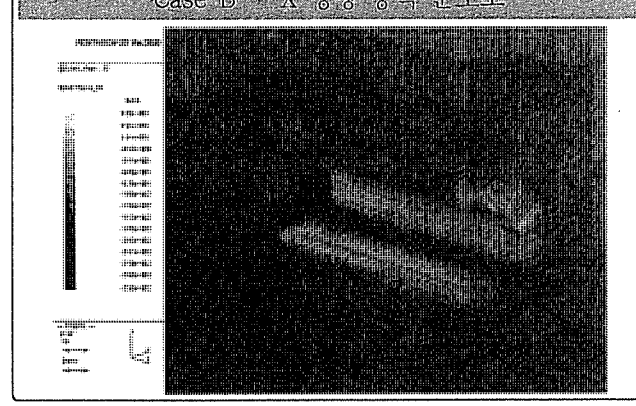
○ 해석결과

▮ 지반응력

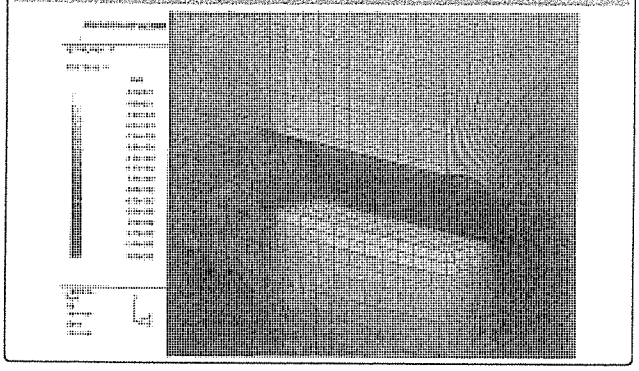
Case A - X 방향 응력 분포도



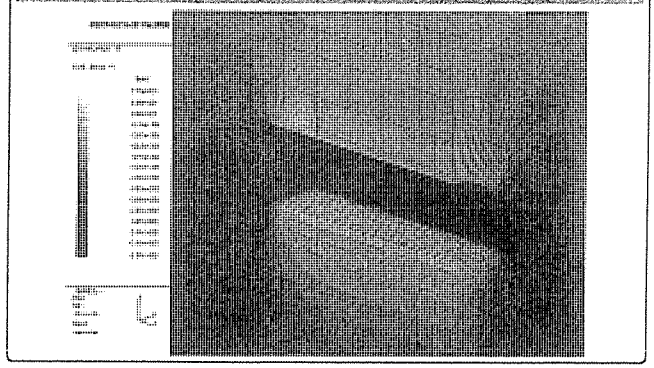
Case B - X 방향 응력 분포도



Case A - Y 방향 응력 분포도

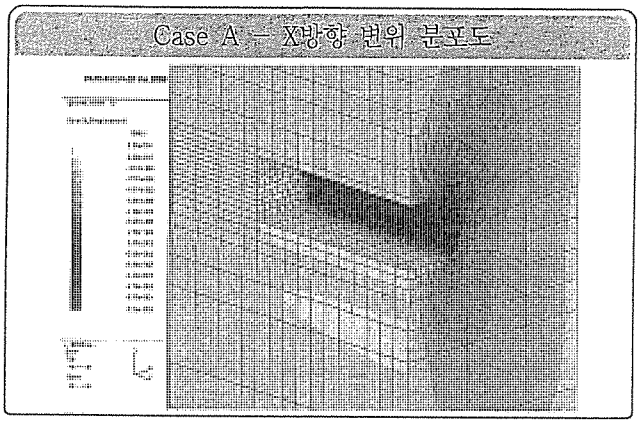


Case B - Y 방향 응력 분포도

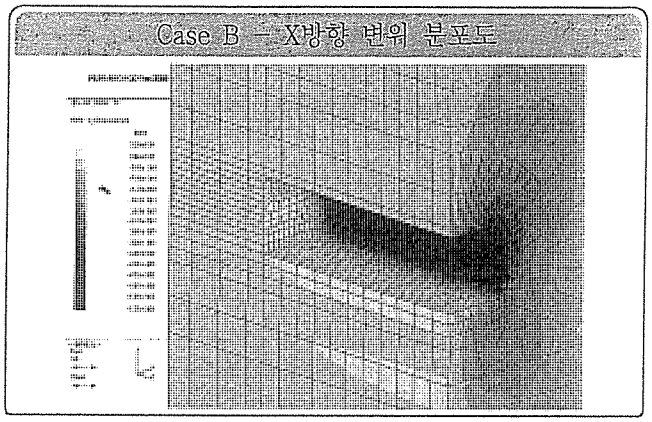


지반변위

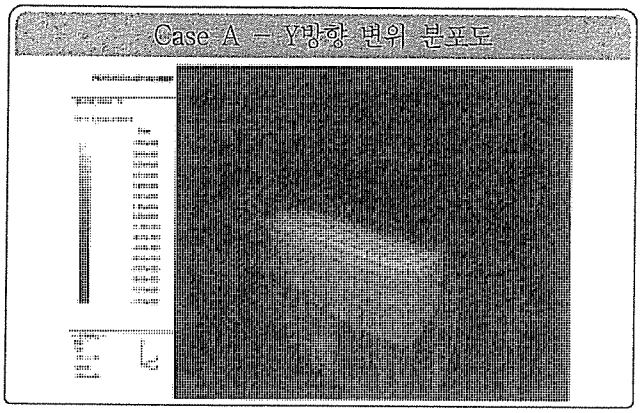
Case A - X방향 변위 분포도



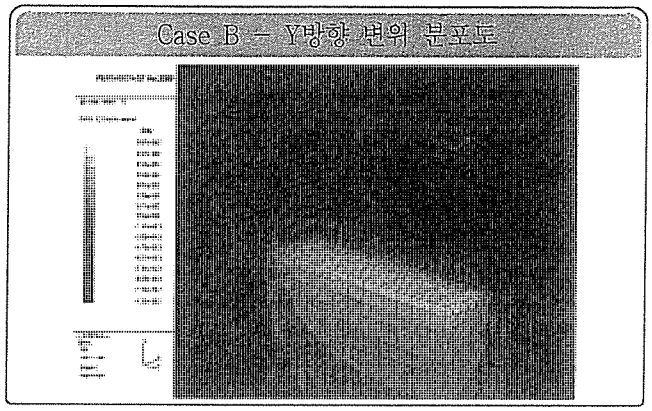
Case B - X방향 변위 분포도



Case A - Y방향 변위 분포도

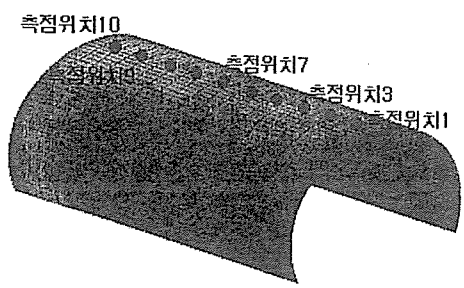


Case B - Y방향 변위 분포도

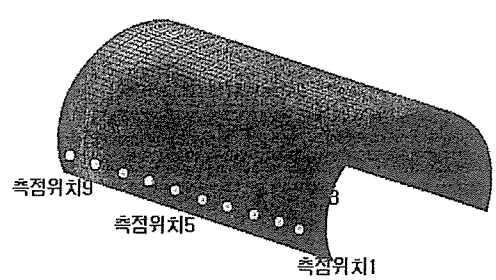


시공단계별 터널변위량 측점 위치

전단 및 Z방향 침하량

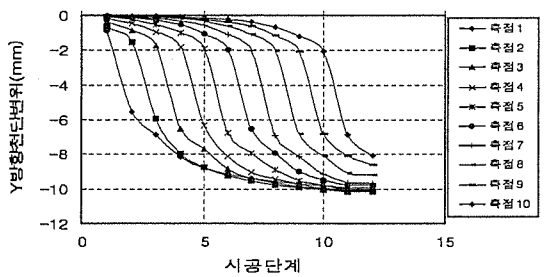


내공변위량

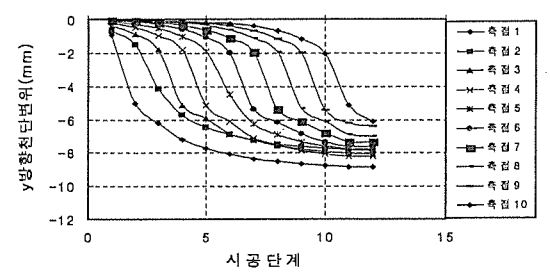


시공단계별 터널 천단침하량 비교

Case A(무보강)

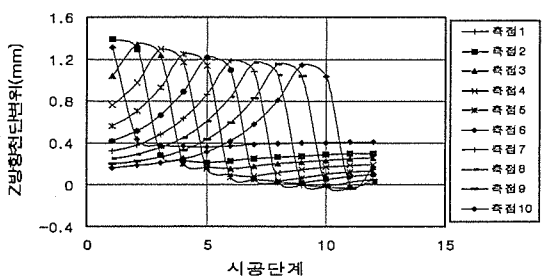


Case B(보강)

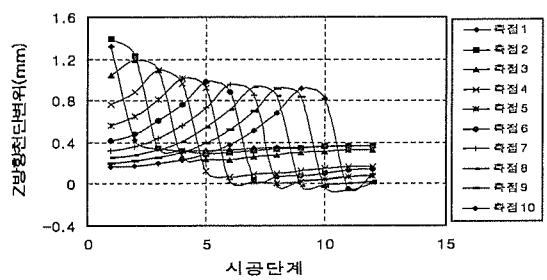


시공단계별 터널 천단부 Z 방향 변위 비교

Case A(무보강)

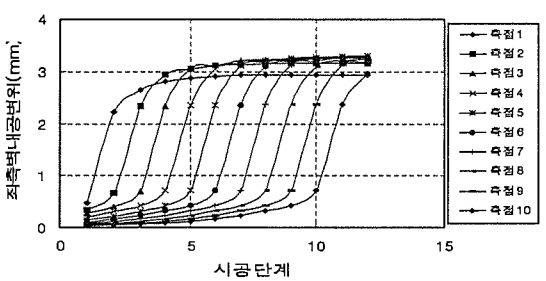


Case B(보강)

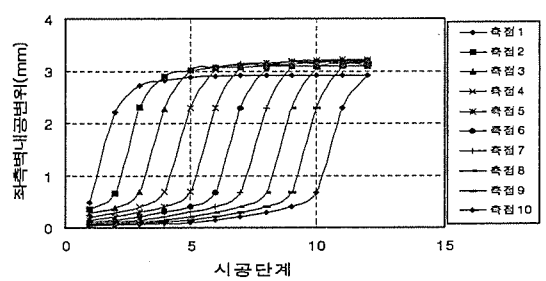


시공단계별 터널 좌측벽 내공변위 변위 비교

Case A(무보강)

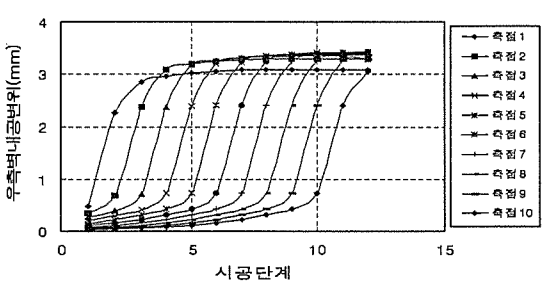


Case B(보강)

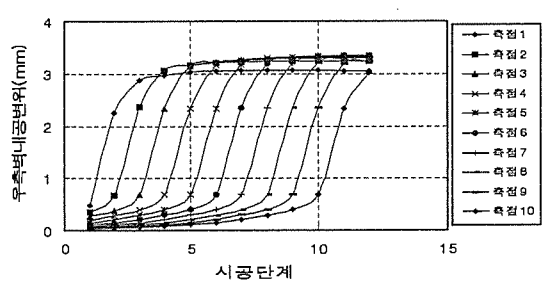


시공단계별 터널 우측벽 내공변위 변위 비교

Case A(무보강)

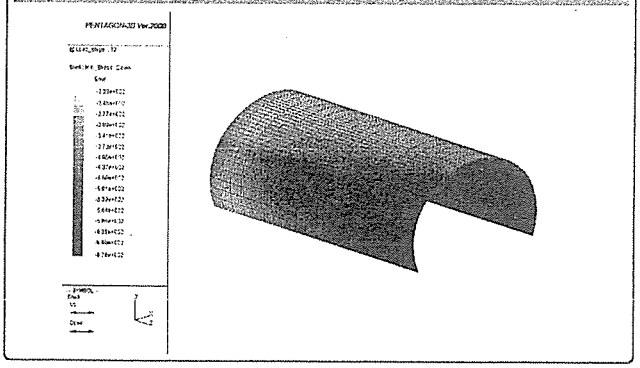


Case B(보강)

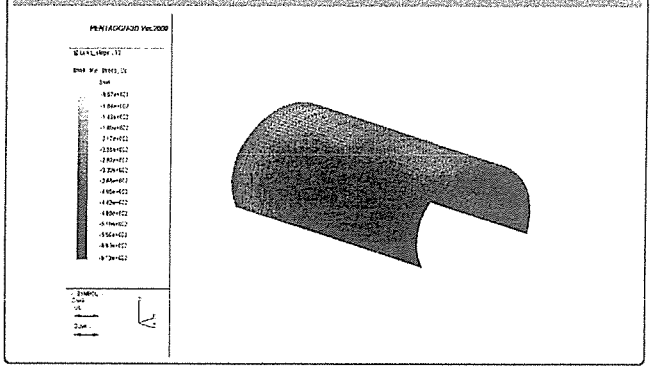


지보재 응력검토

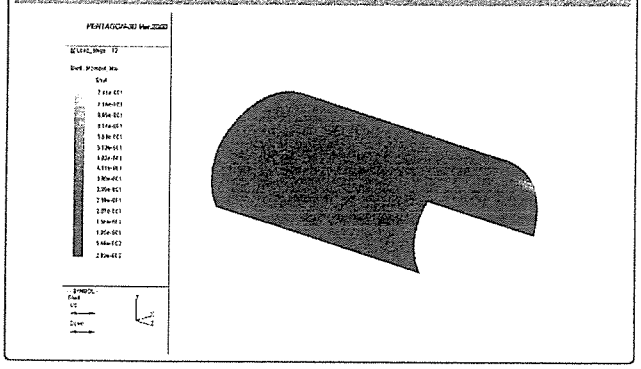
Case A – 숏크리트 최대 응력 분포도



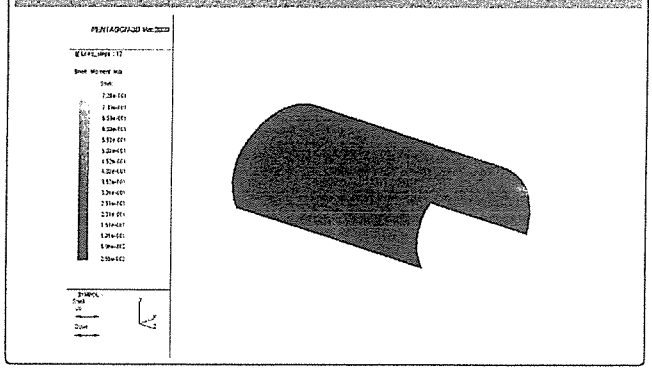
Case B – 숏크리트 최대 응력 분포도



Case A – 숏크리트 모멘트 분포도

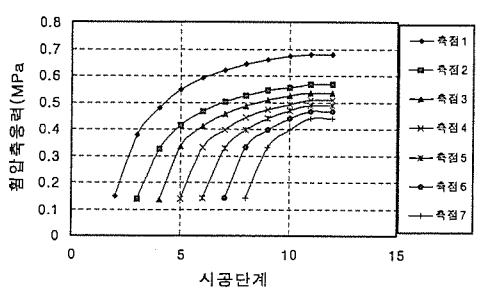


Case B – 숏크리트 모멘트 분포도

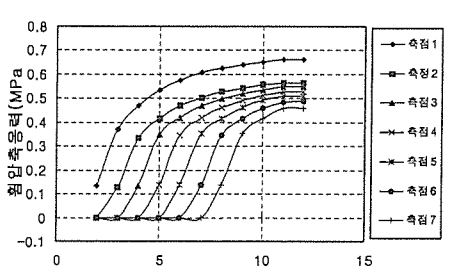


시공단계별 숏크리트 휨 압축응력 비교

Case A(무보강)

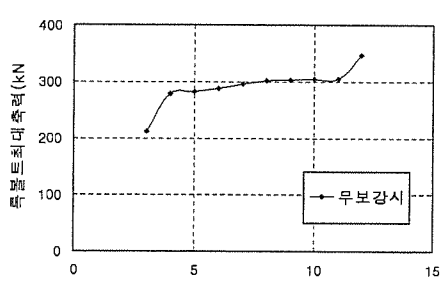


Case B(보강)

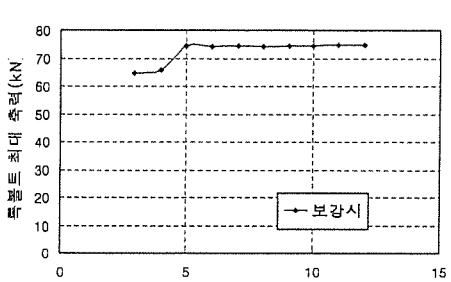


시공단계별 록볼트 최대 축력 비교

Case A(무보강)



Case B(보강)

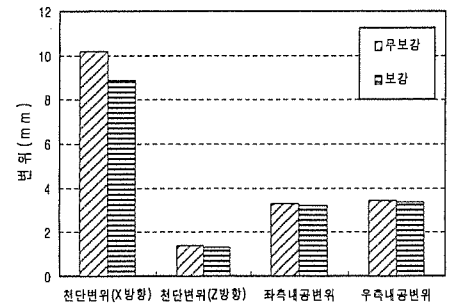


○ 해석결과

▮ 지반 변위

•해석결과 숏크리트와 록볼트만으로 지보한 경우 천단변위 10.173mm, 내공변위 3.427mm로 나타났으며 선진보강형 그라우팅 보강을 한 경우 천단변위 8.865mm, 내공변위 3.353mm로 나타나므로 천단부는 12.9%, 측벽부는 2.2%정도 변위 감소

•선진보강형 그라우팅으로 인한 주변지반의 Beam효과에 의해 터널 천단부의 응력이 터널굴착단면에서 막장전방까지 등분포 되어 특히 터널의 천단부에서 보강효과가 크게 나타남



▮ 지보재 응력

•해석결과 숏크리트 휨압축응력은 무보강시 천단부 6.79MPa , 측벽부 4.14MPa로 나타났으며 선진보강형 그라우팅 보강시 천단부 6.55MPa , 측벽부 3.73 MPa로 나타남

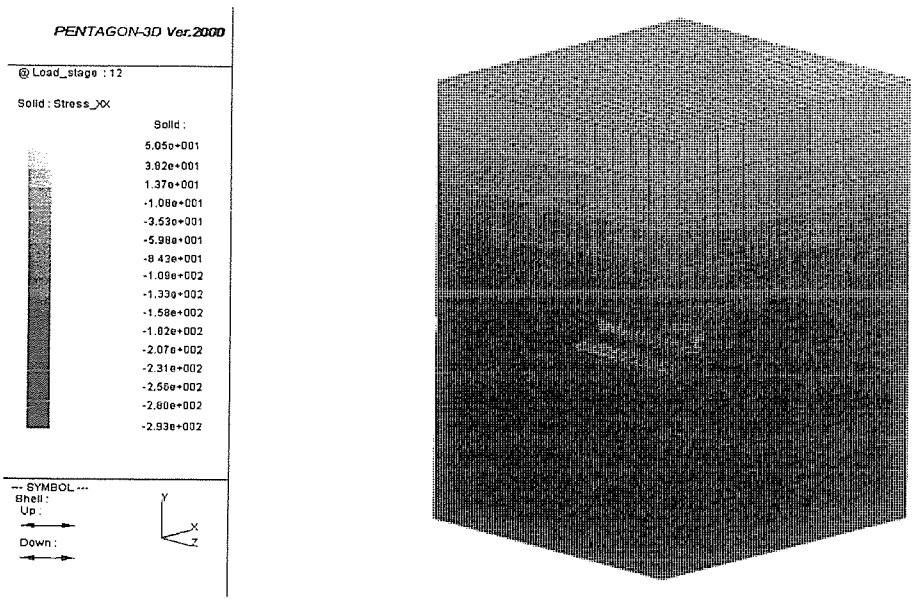
•천단부와 측벽부 숏크리트 응력은 선진보강형 그라우팅에 의한 beam 효과에 의해 감소함

•3차원 해석에 의한 분석결과 무보강시나 선진보강형 그라우팅에 의한 보강시에 숏크리트 최대 휨압축응력은 모두 허용치(8.4MPa)를 초과하지 않음

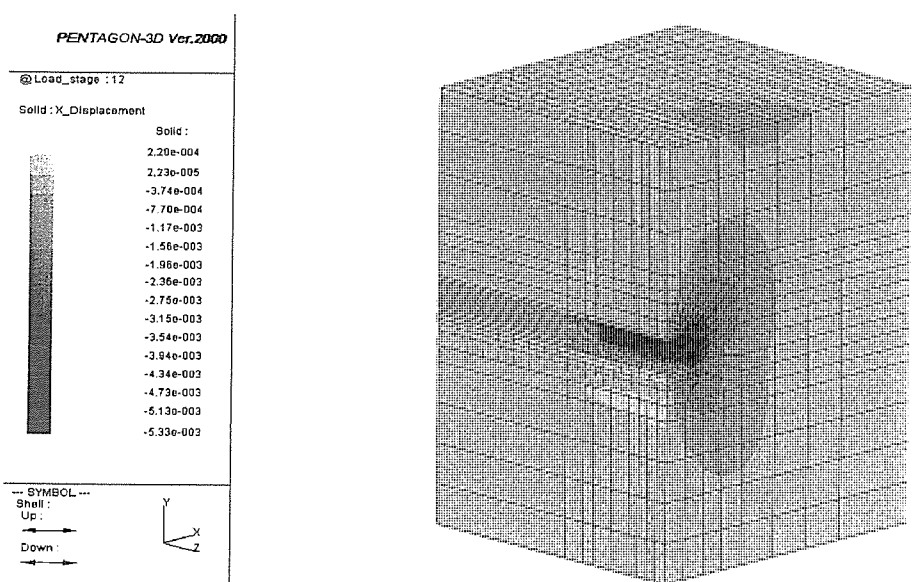
•3차원 해석에 의한 분석결과 무보강시 모든 록볼트 요소에서 축력이 허용치(88.67kN)를 4배정도 초과하나 보강시에는 암종경계부를 제외한 부분에서 록볼트 축력이 허용치 범위 안에 있으므로 선진보강형그라우팅에 의한 보강이 필요한 것으로 분석됨

선진보강형 그라우팅 무보강시 결과도

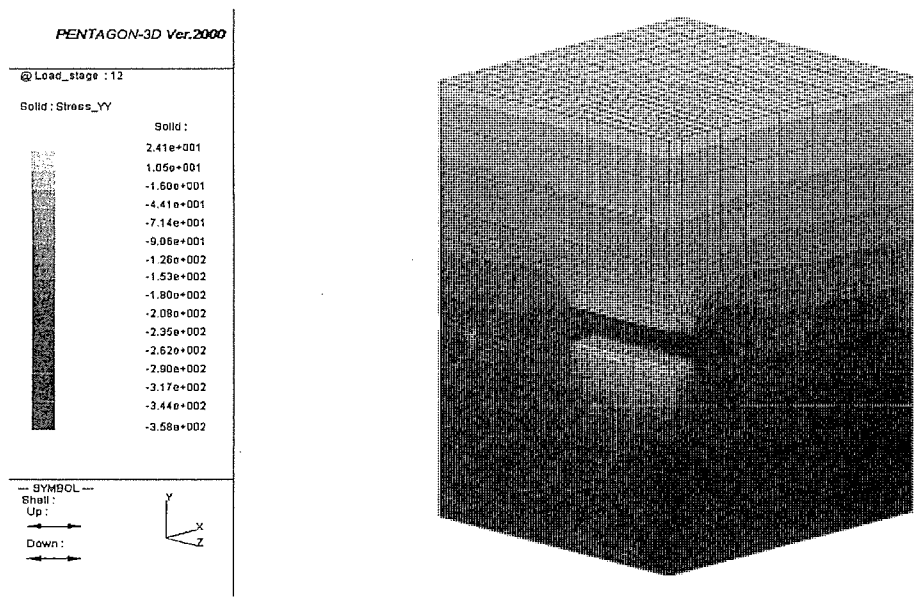
Case A : x 방향 응력 분포도



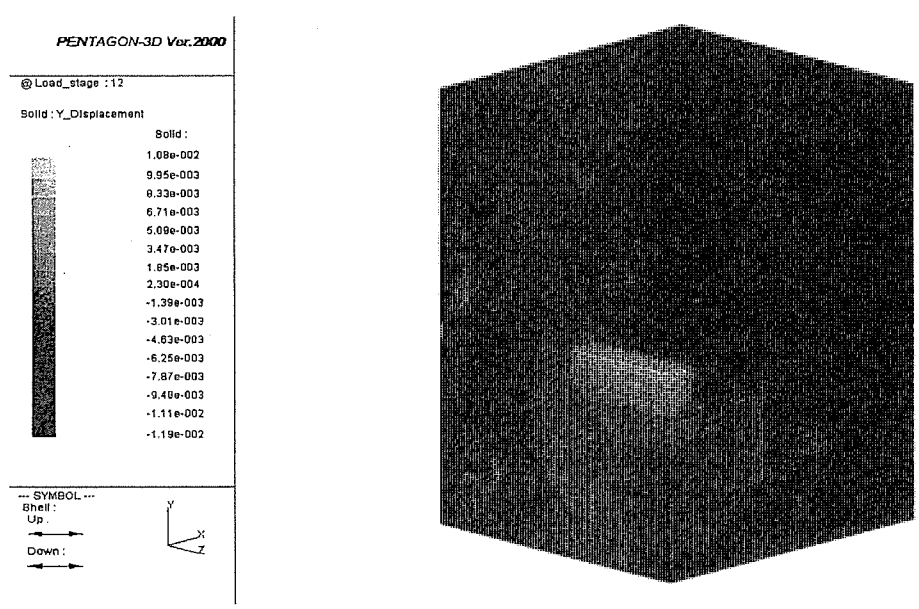
Case A : x 방향 변위 분포도



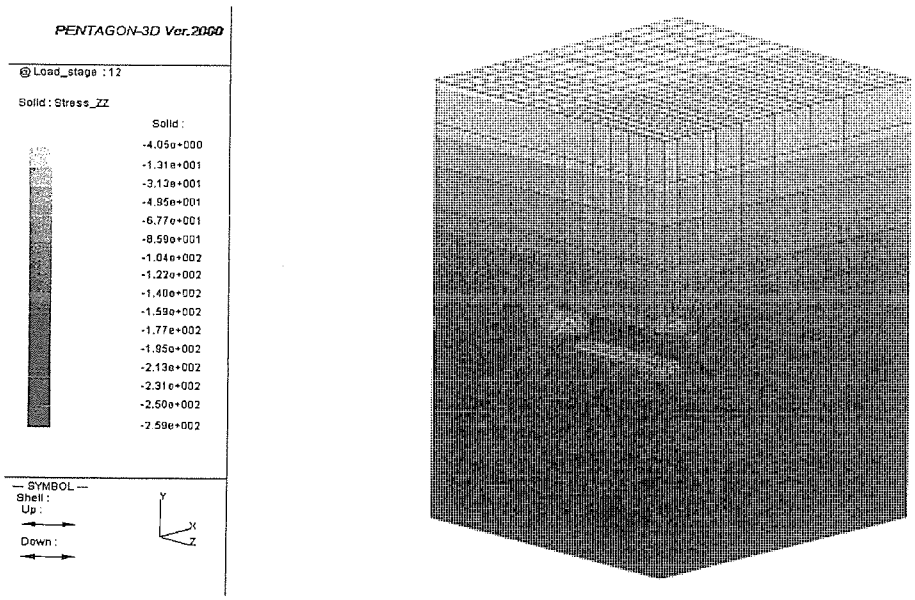
Case A : Y 방향 응력 분포도



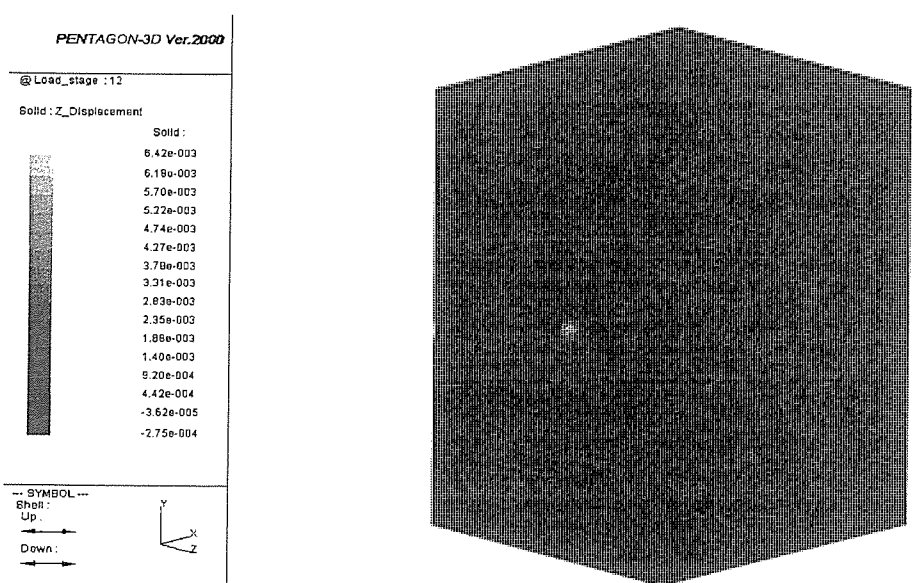
Case A : Y 방향 변위 분포도



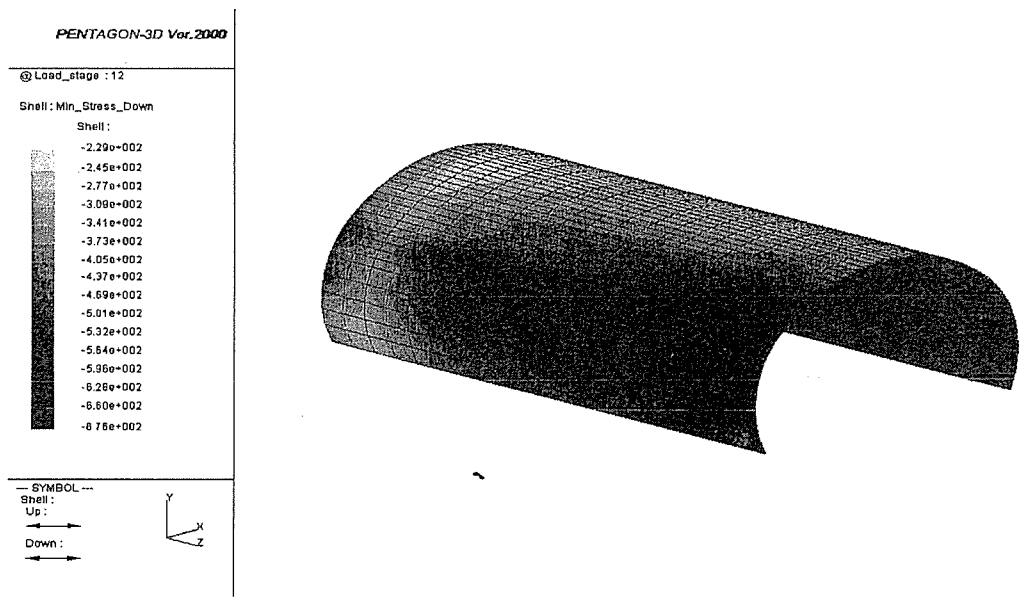
Case A : Z 방향 응력 분포도



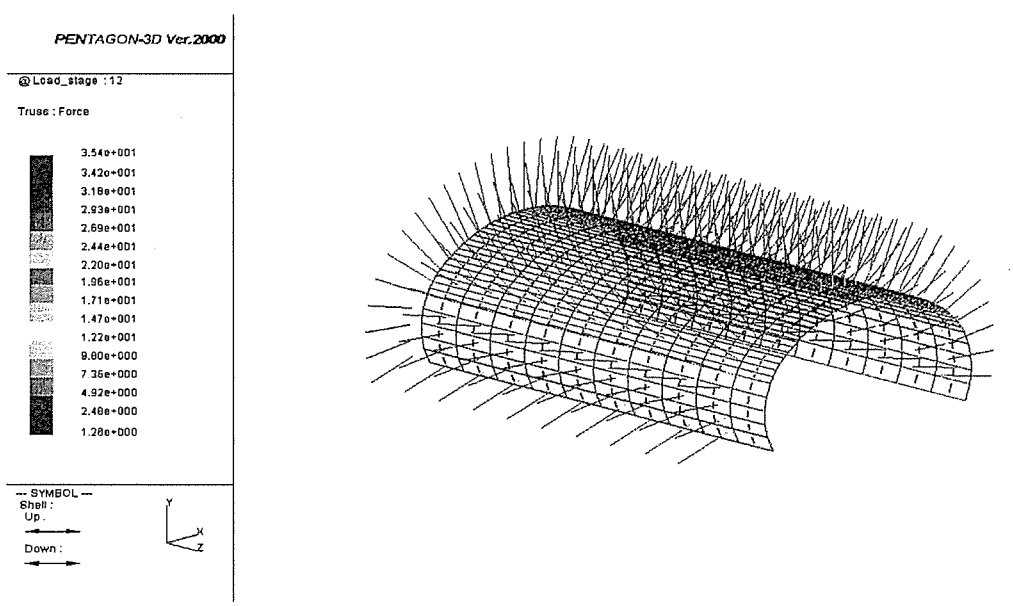
Case A : Z 방향 변위 분포도



Case A : 숏크리트 최대 응력 분포도

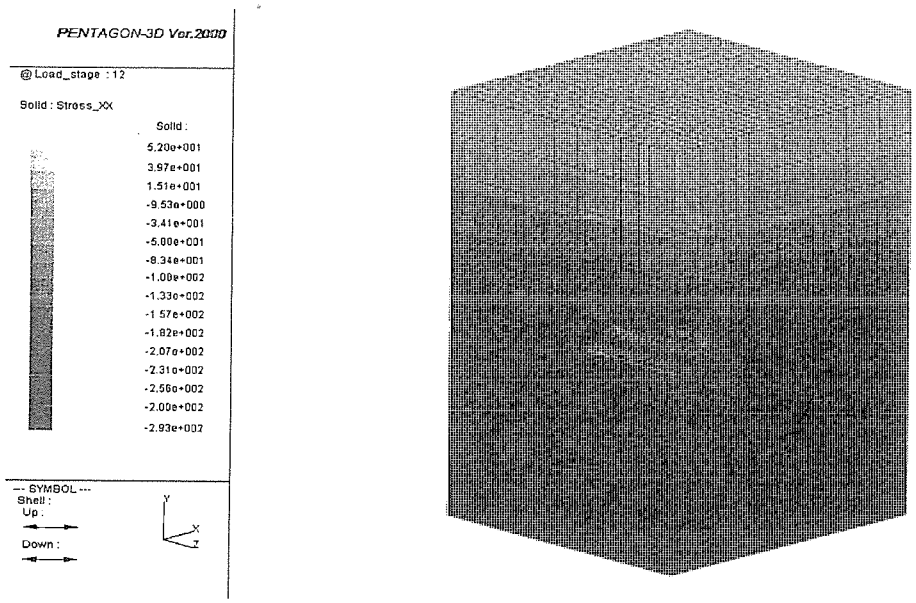


Case A : 록볼트 최대 축력 분포도

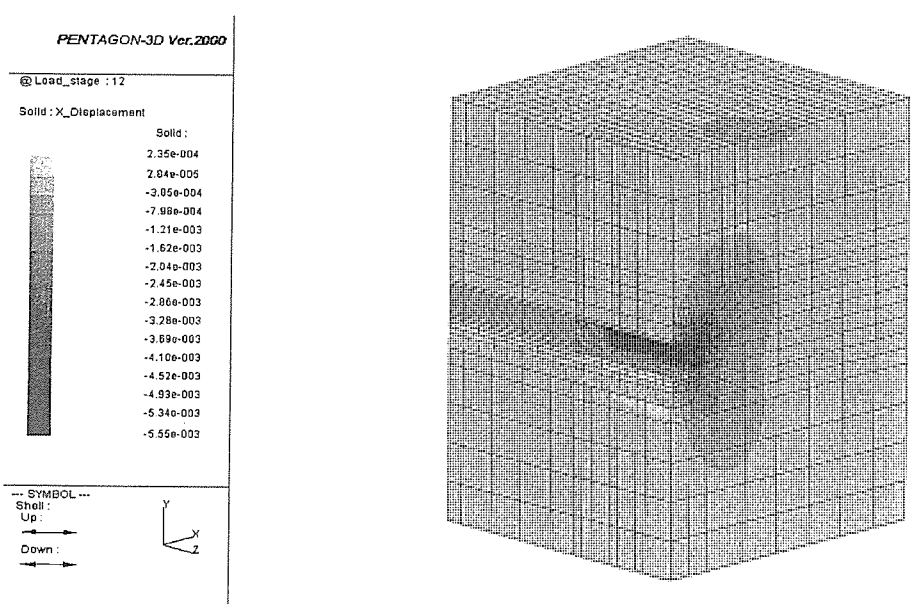


선진보강형 그라우팅 보강시 결과도

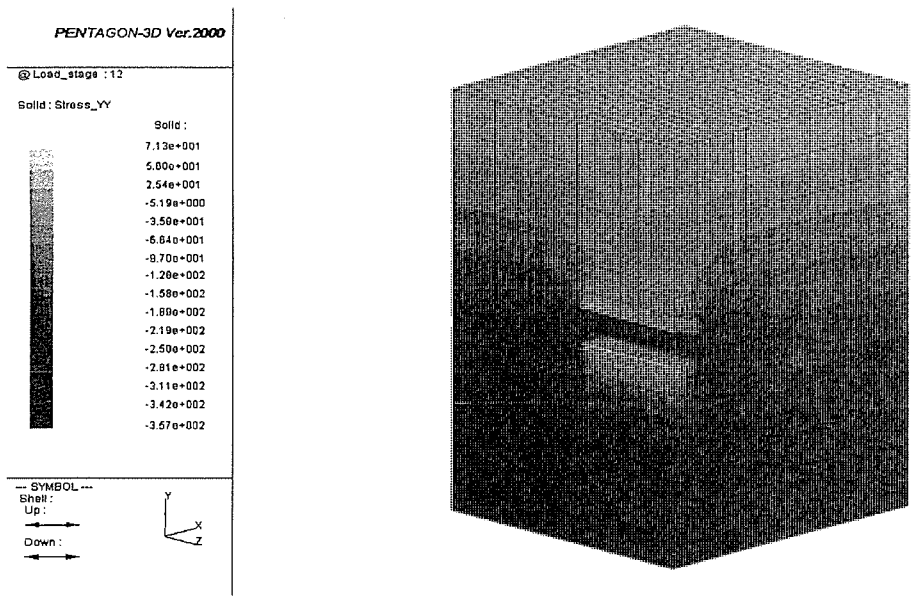
Case B : x 방향 응력 분포도



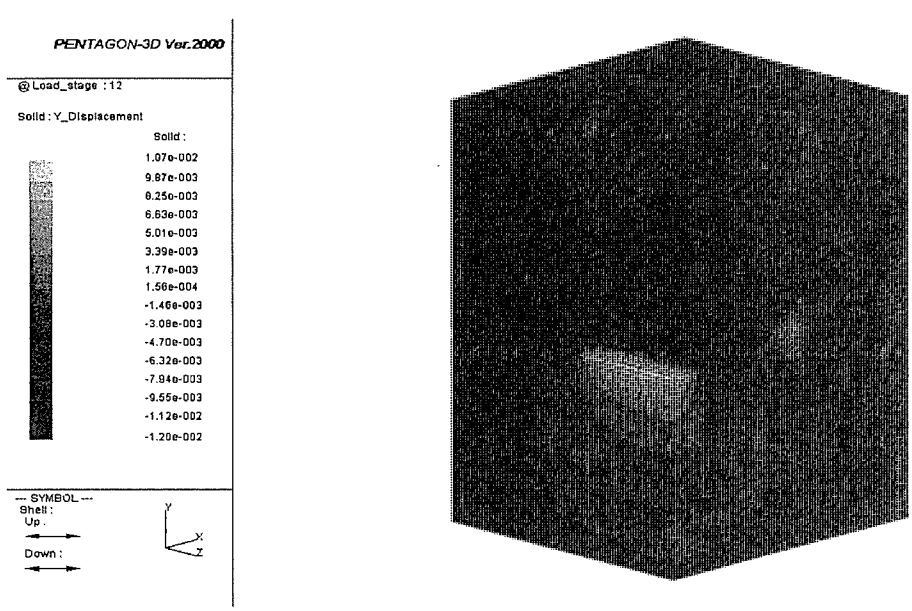
Case B : x 방향 변위 분포도



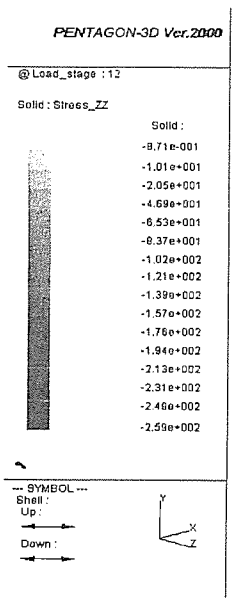
Case B : Y 방향 응력 분포도

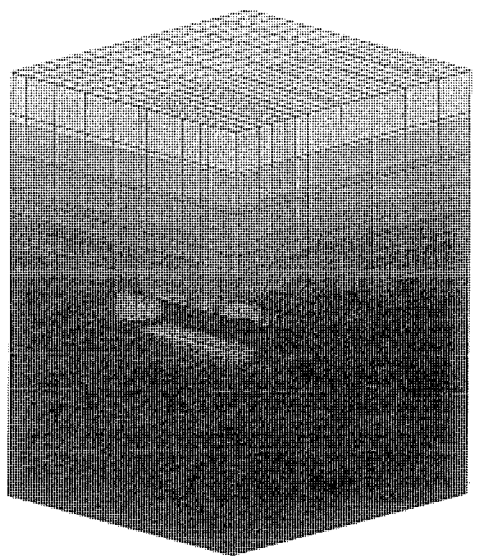


Case B : Y 방향 변위 분포도

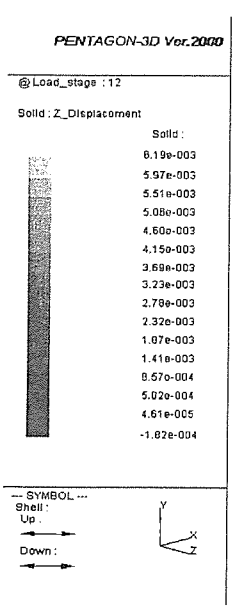


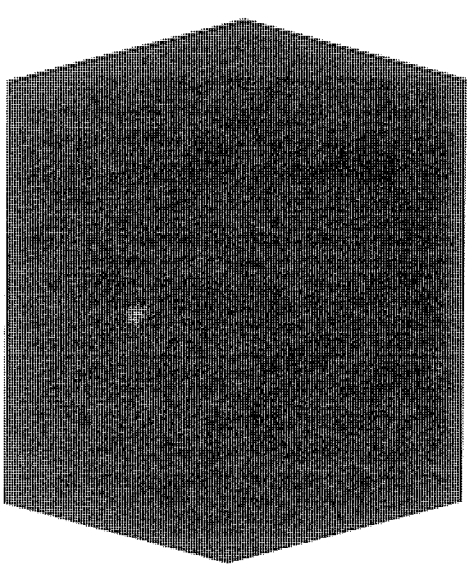
Case B : Z 방향 응력 분포도



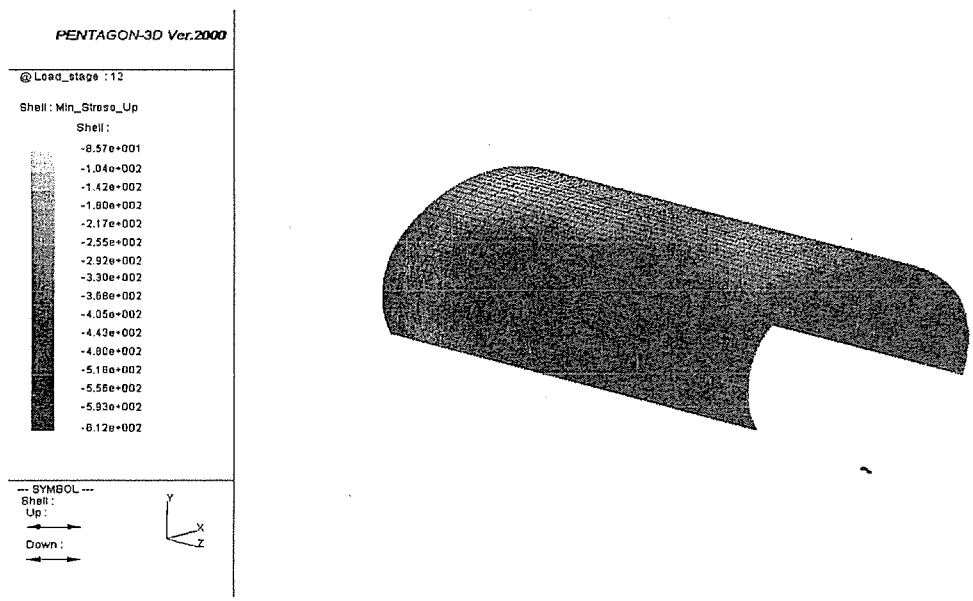


Case B : Z 방향 변위 분포도

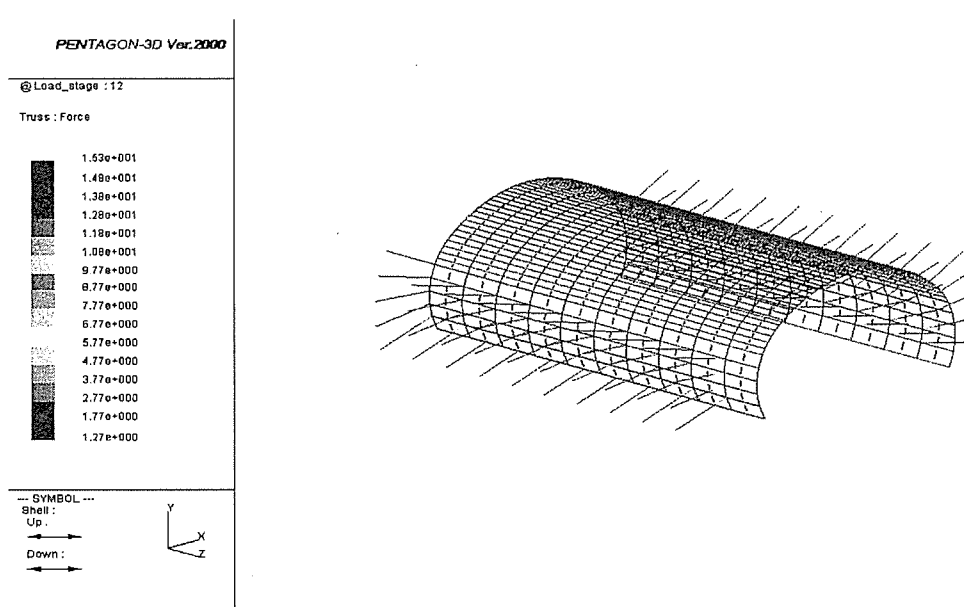




Case-B : 숏크리트 최대 응력 분포도



Case-B : 록볼트 최대 축력 분포도



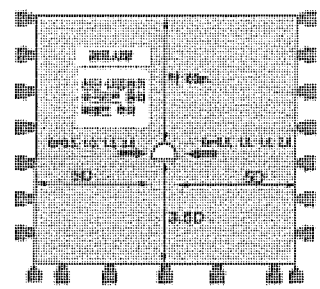
제 3 장 합리적 설계를 위한 해석

3.1 측압계수에 따른 터널거동 분석

○ 개 요

- 암반의 초기지중응력상태는 터널거동에 매우 큰 영향을 미치므로 설계시 매우 중요한 요소이나 중력, 측방향 구속과 관련된 포아송 효과, 지각운동, 지질구조, 암석 특성, 지형 등에 큰 영향을 받기 때문에 특정 지점에서의 암반의 초기지중응력은 현장에서의 직접적인 시험 및 계측을 통하여 알 수 있음
- 모든 구간에서의 초기지중응력상태를 확인하여 지보패턴을 설계하는 것은 매우 어려운 일이므로 각각의 지보패턴에 대하여 측압계수를 변화시켜 다양한 초기지중응력상태에 대한 거동을 분석하여 설계에 반영하고자 함

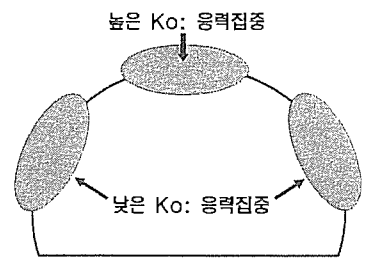
해석 개요



○ 검토결과 요약

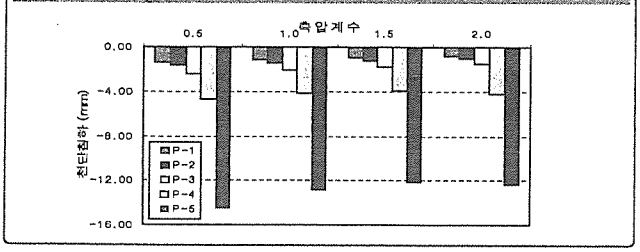
- 천단변위 및 내공변위, 부재력 발생경향은 지반등급이 낮을수록 측압계수의 변화에 대하여 민감한 반응을 보임
- 측압계수가 작을 때는 측벽부의 부재력이 증가하고, 측압계수가 커지면서 천단부의 응력집중이 두드러지며 그에 따라 천단부의 부재력이 증가하는 경향을 보임
- 토피가 낮은 구간, 향사구조를 보이거나 단층과 같은 지질구조대에 영향을 받는 구간을 통과할 경우에는 측압계수가 변위 및 지보재에 큰 영향을 미치므로 안정성 해석시 적용 측압계수를 신중히 산정해야 함

측압계수에 따른 거동

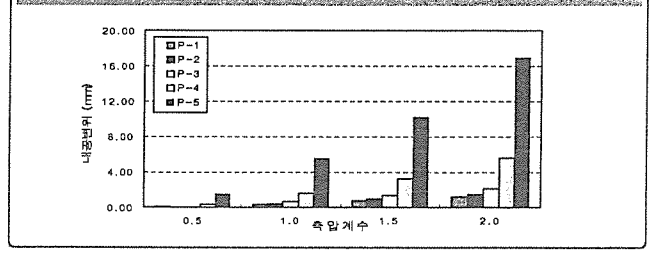


■ 측압계수에 따른 터널거동 특성 요약

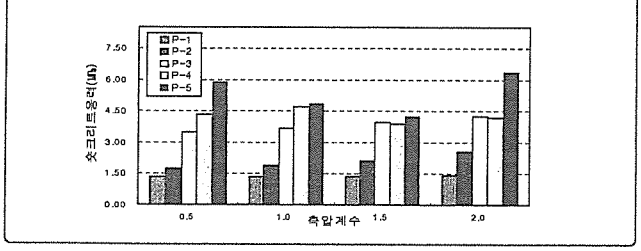
측압계수에 따른 천단변위 발생경향



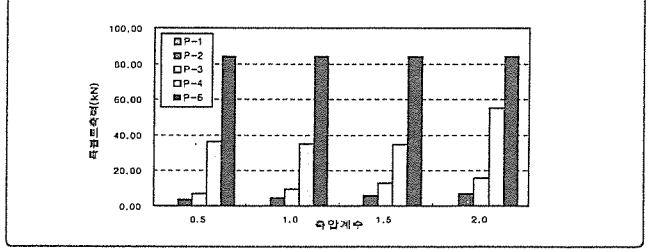
측압계수에 따른 내공변위 발생경향



측압계수에 따른 숏크리트 응력 발생경향



측압계수에 따른 록볼트 축력 발생경향



○ 해석방법 및 조건

▮ 해석방법

구 분	해 석 조 건
해석영역	• 해석을 위한 지반경계범위는 측압계수에 의한 굴착 영향범위증가의 영향을 배제하기 위하여 터널 좌우측 경계는 4D(D는 터널직경), 하부경계까지는 3D이상으로 하였으며, 측압계수의 영향을 고려한 해석이므로 상부 지표면은 수평으로 모델링
프로그램	• FLAC 2D Ver 3.3
측압계수	• 측압계수에 따른 터널거동 검토를 위하여 Ko=0.5, 1.0, 1.5, 2.0을 적용하여 해석을 수행함
해석모델	• Mohr-Coulomb 파괴기준에 의한 탄소성 해석

▮ 입력물성치

구 분	탄성계수 (MPa)	단위중량 (kN/m^3)	포아송비 (ν)	내부마찰각 (°)	점착력 (MPa)
암반등급 Ⅰ	19000	26.0	0.22	44	6.20
암반등급 Ⅱ	7500	26.0	0.23	41	3.50
암반등급 Ⅲ	3000	25.0	0.25	38	1.90
암반등급 Ⅳ	1200	24.0	0.26	34	0.96
암반등급 Ⅴ	490	24.0	0.28	33	0.34

▮ 지보재 입력물성치

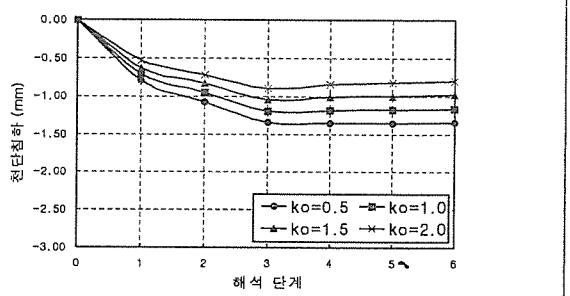
구 분	탄성계수 ($\times 10^3$ MPa)	단위중량 (kN/m^3)	설계강도 (MPa)	두께 (cm)	단면적 (m^2)
1차 숏크리트 (Soft-Shotcrete)	5	24.0	10	지보패턴별 적용	-
2차 숏크리트 (Hard-Shotcrete)	15	24.0	21	지보패턴별 적용	-
록 볼 트	210	78.5	350	-	0.0005067

○ 해석결과

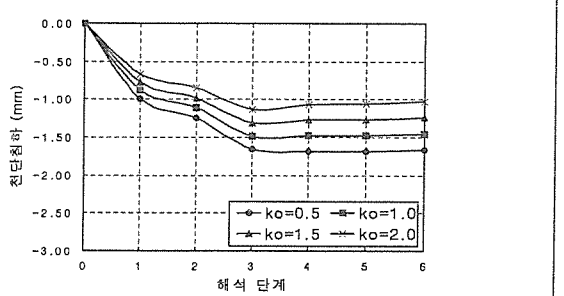
▌측압계수 변화에 따른 천단침하 발생경향

- 지보패턴별로 측압계수가 커질수록 천단침하는 감소하는 경향을 보임
- 지반등급이 낮을수록 측압계수의 변화에 따른 천단침하 증가량이 커지는 경향을 보임
- 지반등급이 낮을수록 측압계수가 천단침하에 미치는 영향이 큰 것으로 분석됨

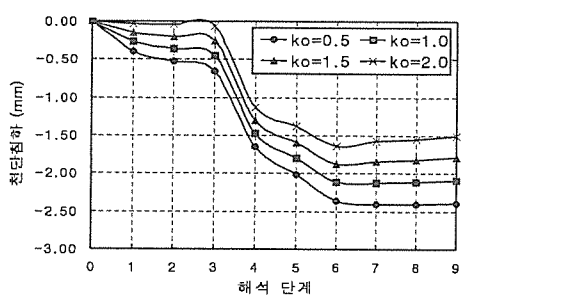
T - 1



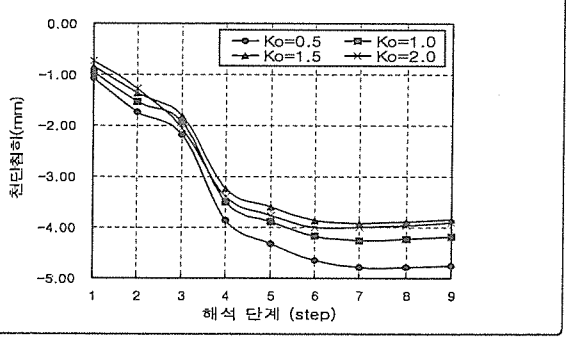
T - 2



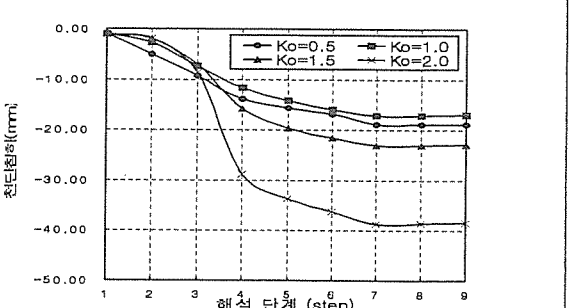
T -3



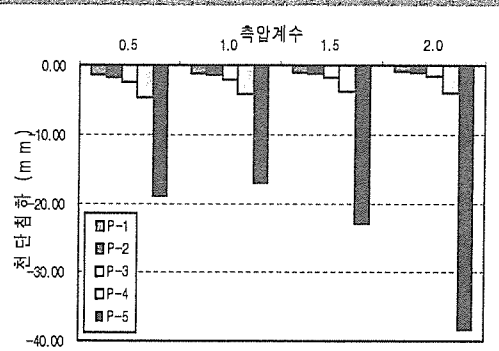
T - 4



T -5



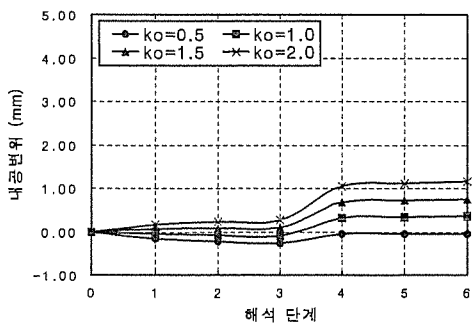
지보패턴별 최종 천단침하량



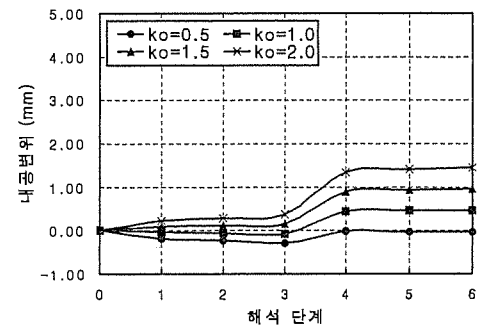
측압계수 변화에 따른 내공변위 발생경향

- 지보패턴별로 측압계수가 커질수록 내공변위는 증가하는 경향을 보임
- 지반등급이 낮을수록 측압계수의 변화에 따른 내공변위 증가량이 커지는 경향을 보임
- 지반등급이 낮을수록 측압계수가 내공변위에 미치는 영향이 큰 것으로 분석됨

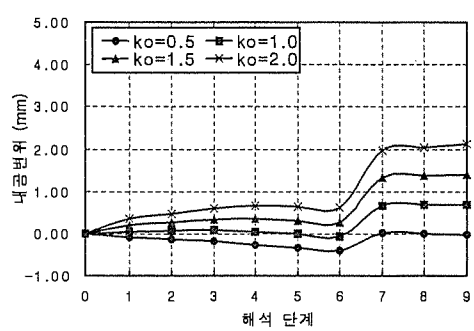
T-1



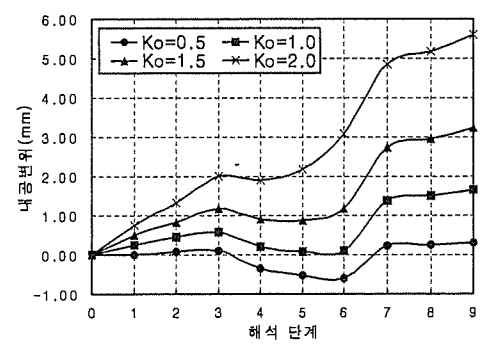
T-2



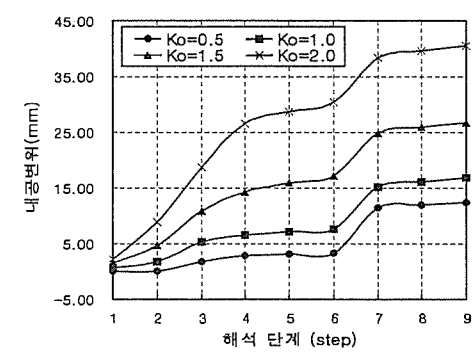
T-3



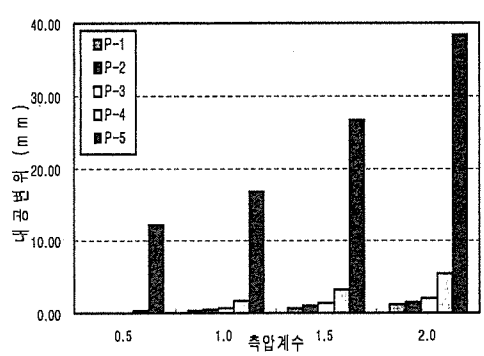
T-4



T-5



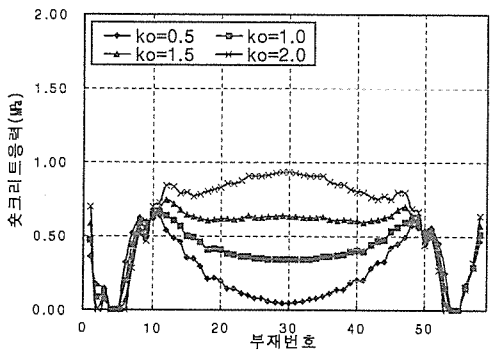
지보패턴별 최종 천단침하량



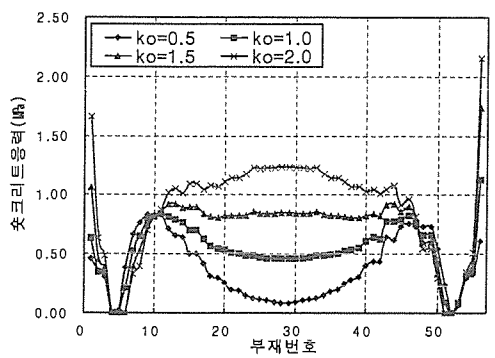
▮ 측압계수 변화에 따른 숏크리트 응력 발생경향

- 지보패턴별로 측압계수가 커질수록 천단부 숏크리트 응력이 증가하는 경향을 보임
- 지반등급이 낮을수록 측압계수의 변화에 따른 숏크리트 응력 변화량이 커지는 경향을 보임
- 지반등급이 낮을수록 측압계수가 숏크리트 응력에 미치는 영향이 큰 것으로 분석됨

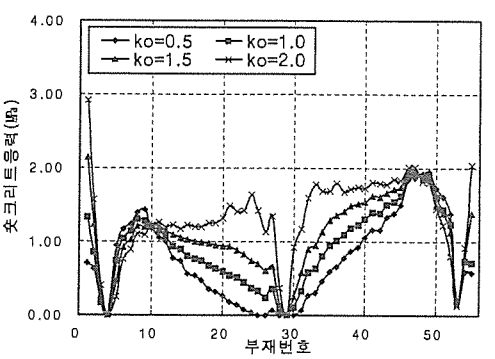
T - 1



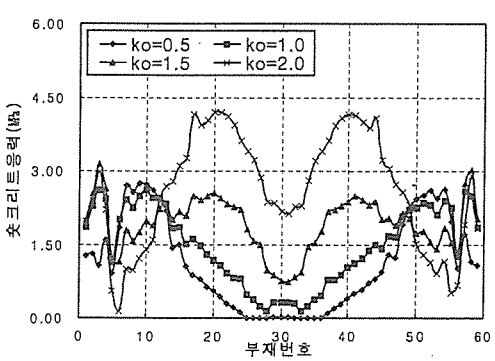
T - 2



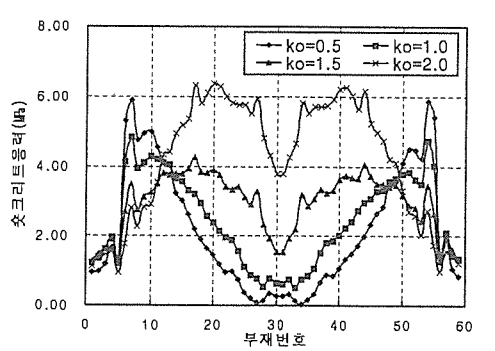
T - 3



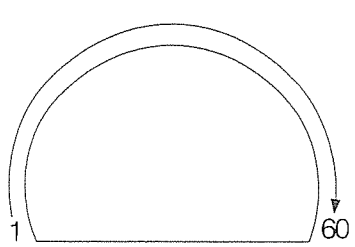
T - 4



T - 5



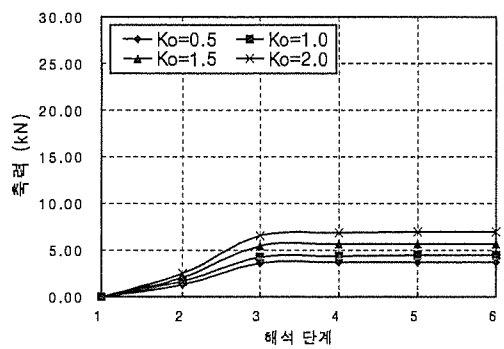
숏크리트 지보재 요소번호



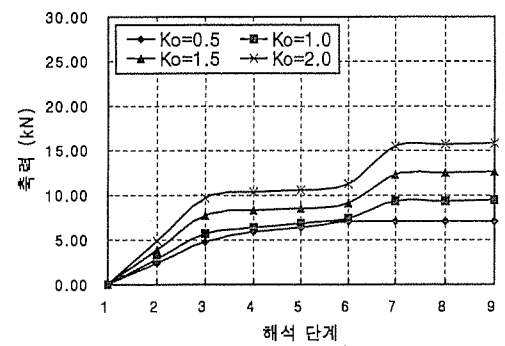
측압계수 변화에 따른 록볼트 축력 발생경향

- 지보패턴별로 측압계수가 커질수록 록볼트 축력이 증가하는 경향을 보임
- 지반등급이 낮을수록 측압계수의 변화에 따른 록볼트 축력 변화량이 커지는 경향을 보임
- 지반등급이 낮을수록 측압계수가 록볼트 축력에 미치는 영향이 큰 것으로 분석됨

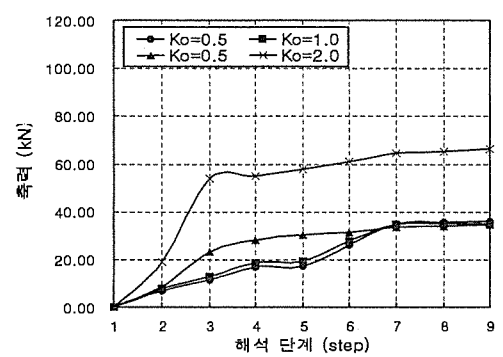
T - 1



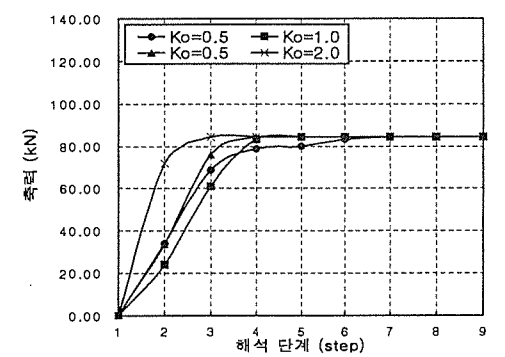
T - 2



T -3



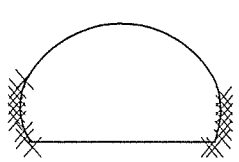
T - 4



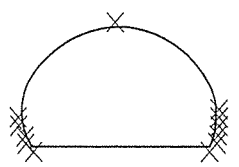
측압계수 변화에 따른 소성영역 변화특성 (T-3)

- 측압계수가 0.5일 경우는 소성영역이 주로 측벽에 분포하고, 1.0인 경우는 양측벽 하단에 주로 분포
- 측압계수가 1.5이상인 경우는 측압계수가 증가할수록 소성영역이 천단부와 바닥부에 집중되어 점차로 증가하는 경향을 보임
- 지반등급이 낮을수록 소성영역의 범위는 점점 커짐

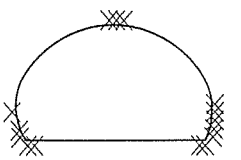
Ko=0.5



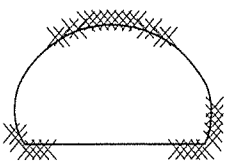
Ko=1.0



Ko=1.5



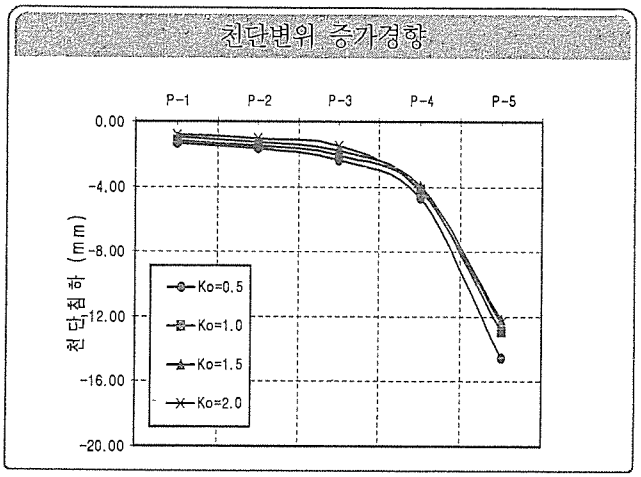
Ko=2.0

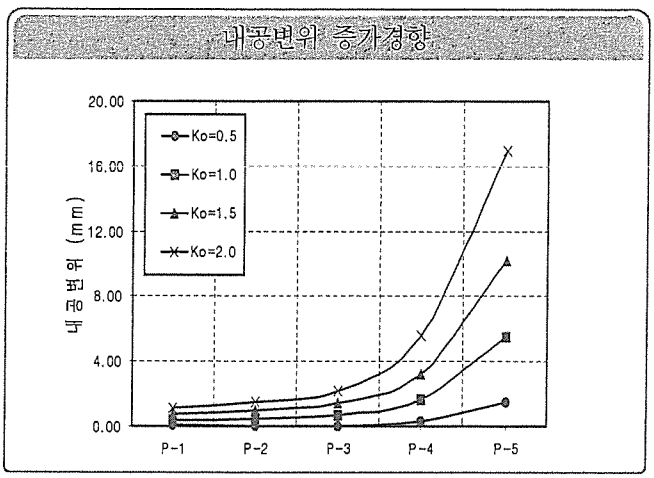


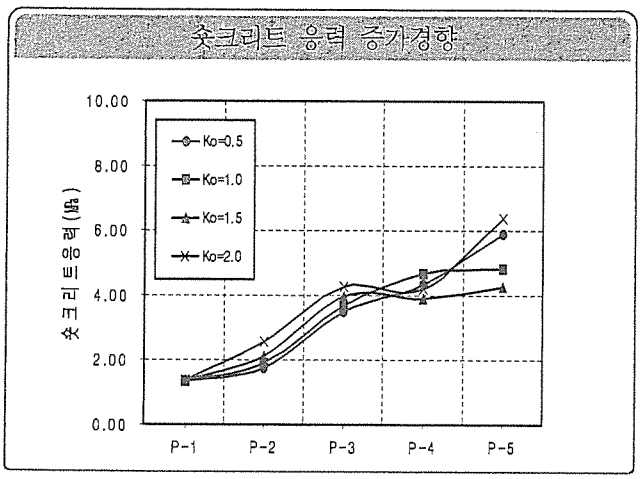
중점 검토사항

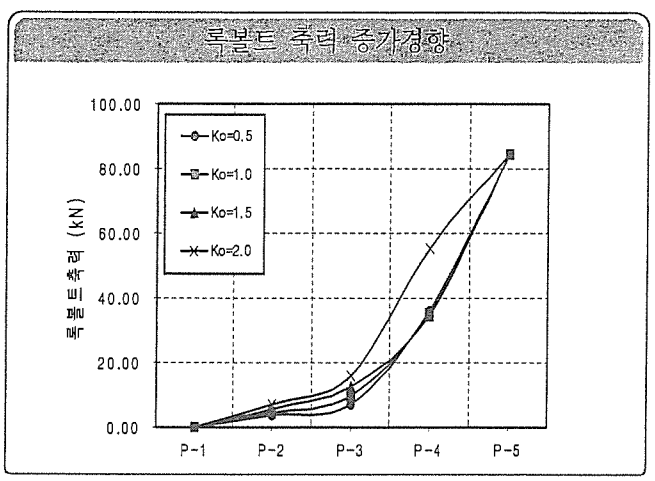
•수치해석결과는 본 해석이 지보패턴별 거동분석을 위한 해석임을 감안하여 지반의 변위도, 응력도, 소성도 및 숏크리트와 록볼트에 작용하는 모멘트도와 축력도를 중심으로 구성하였음

– 측압계수(Ko)에 따른 거동특성









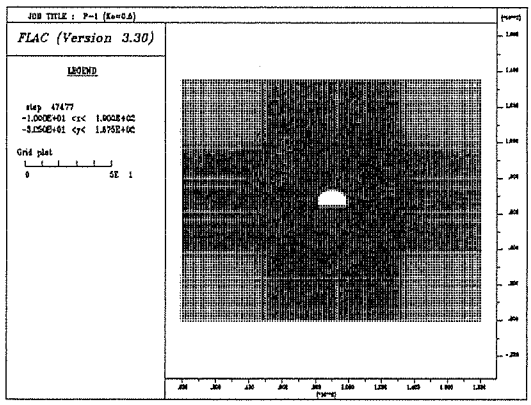
– 해석결과 분석

구 분	해석결과 요약 및 분석
지반 변위	•지반등급이 낮을수록 변위의 증가폭이 커지며, 특히 T-4, T-5의 경우는 측압계수에 따른 변위량의 변동이 매우 크므로 지반등급이 좋지 않은 경우에는 다양한 시험의 수행 및 분석여부를 통하여 신중하게 산정
지보재 응력	•지반등급이 높은 T-1, 2, 3의 경우 측압계수의 증가에 따라 측벽하단부와 천단부의 단면력이 증가하며 지반등급이 낮은 T-4, 5의 경우는 천단부에서의 단면력이 크게 증가하는 경향을 보임
소 성 도	•지반등급이 낮을수록 소성영역이 커지고 각각의 지반등급에서 측압계수의 증가에 따라 응력집중에 의해 소성영역이 측벽부에서 천단부와 바닥부로 점차로 확대되는 경향을 보임

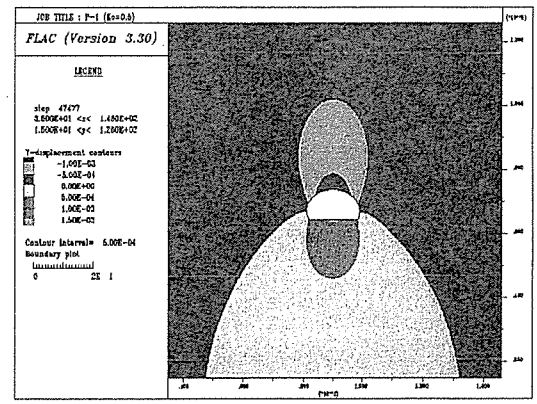
○ 해석결과도

▮ 지보패턴 T-1 (K_o=0.5)

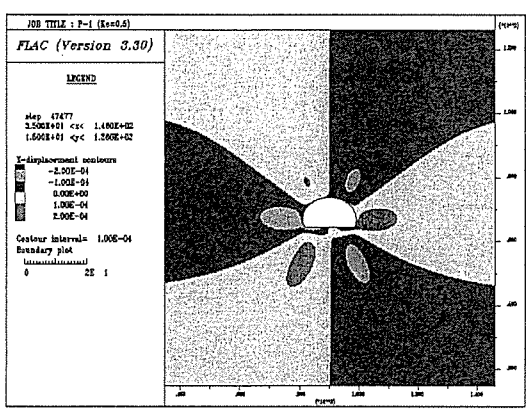
해석 요소망



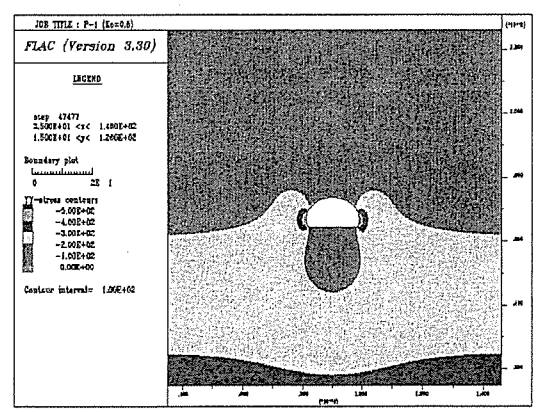
연직방향 변위분포도



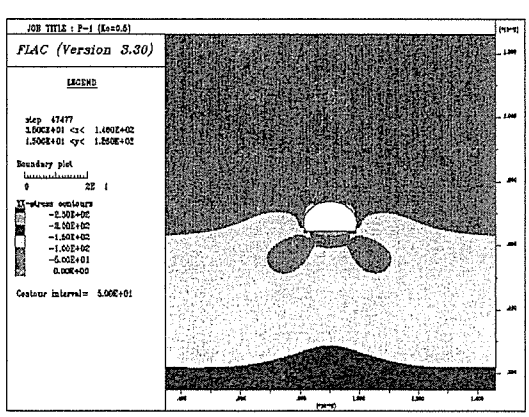
수평방향 변위분포도



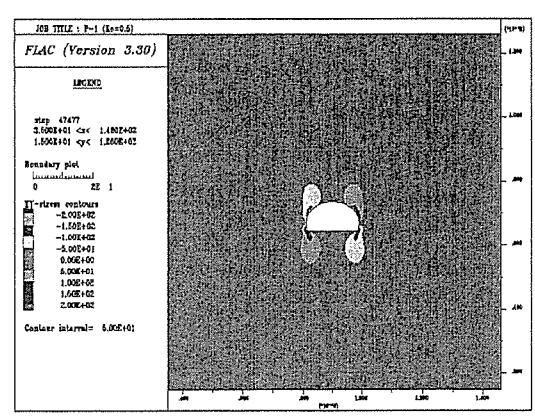
수직 응력 분포도



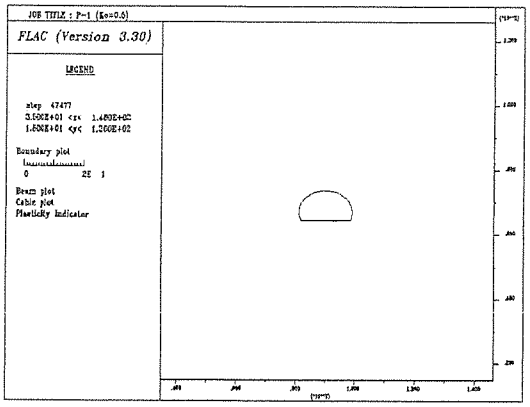
수평 응력 분포도



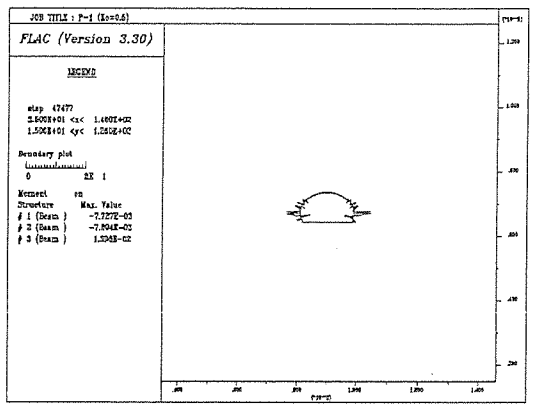
전단 응력분포도



소성 영역도

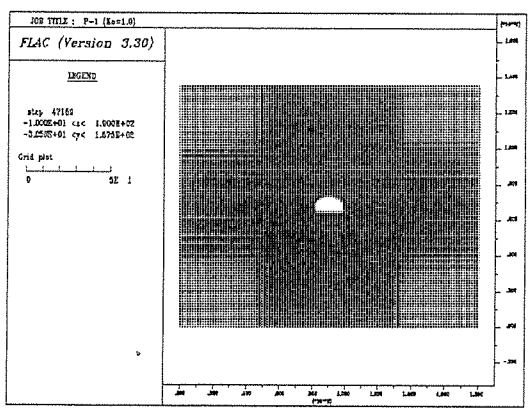


숏크리트 모멘트도

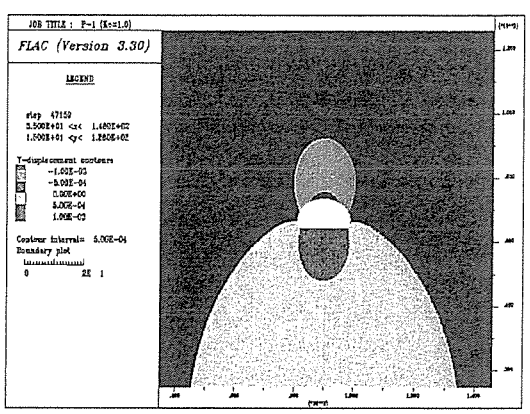


지보패턴 T-1 (K_o=1.0)

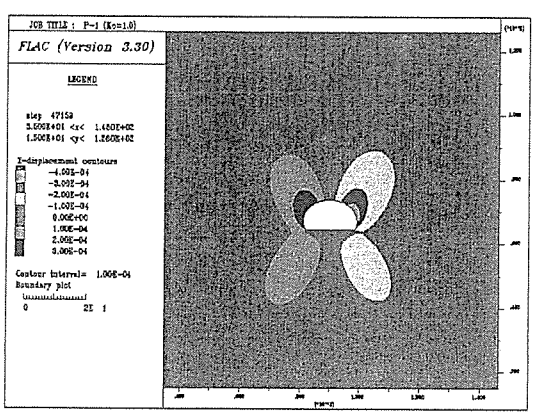
해석 요소망



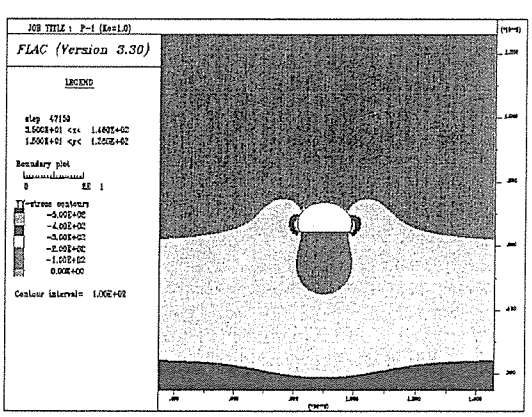
연직방향 변위분포도



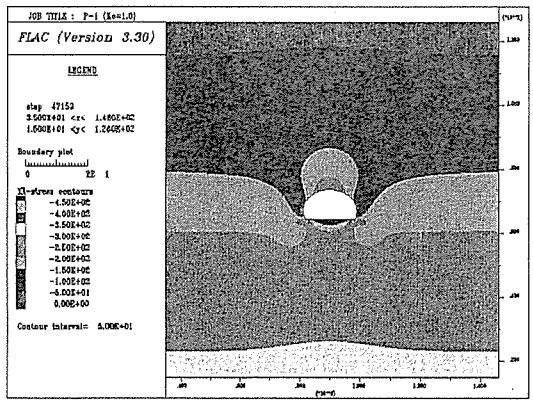
수평방향 변위분포도



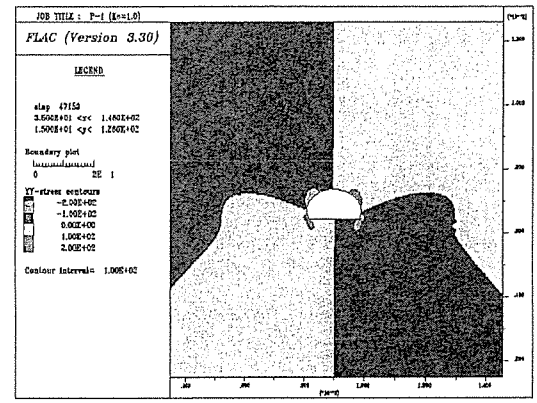
수직 응력 분포도



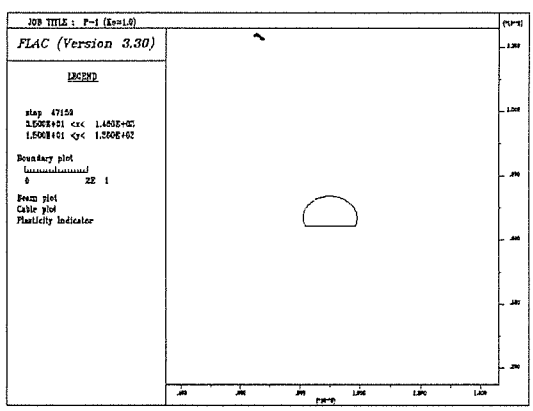
수평 응력 분포도



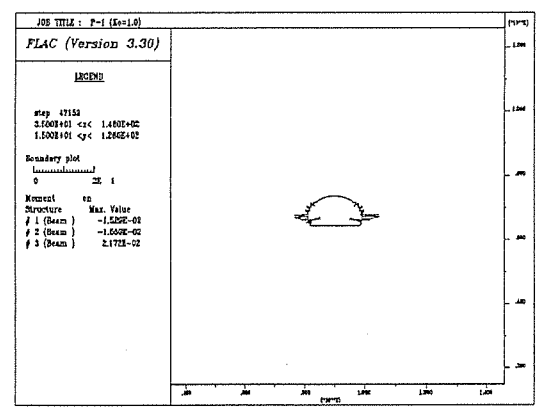
전단 응력분포도



소성 영역도

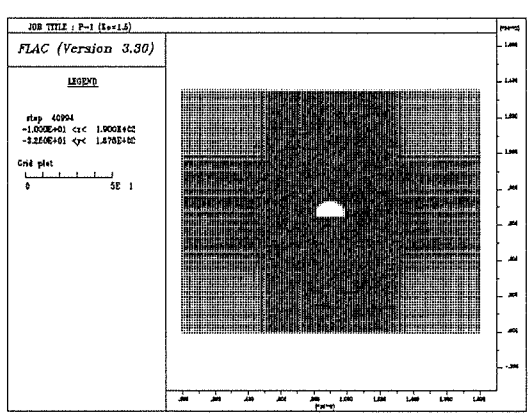


숏크리트 모멘트도

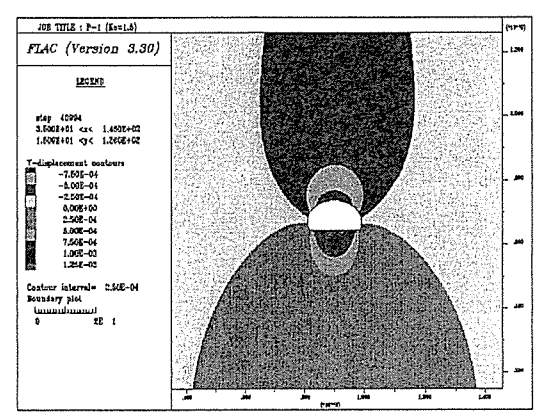


▮ 지보패턴 T-1 (K_o=1.5)

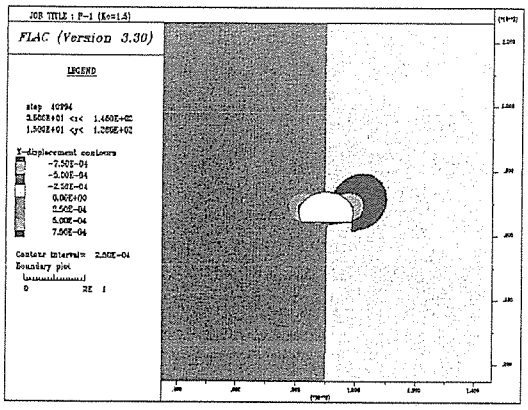
해석 요소망



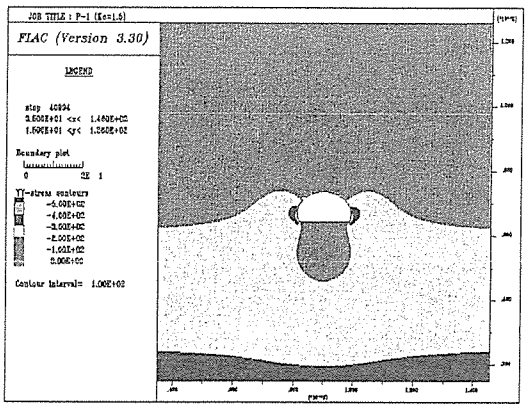
연직방향 변위분포도



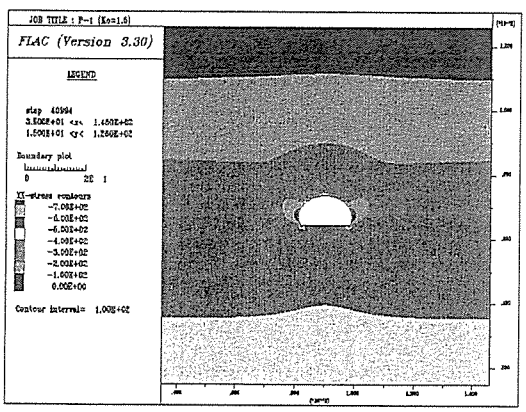
수평방향 변위분포도



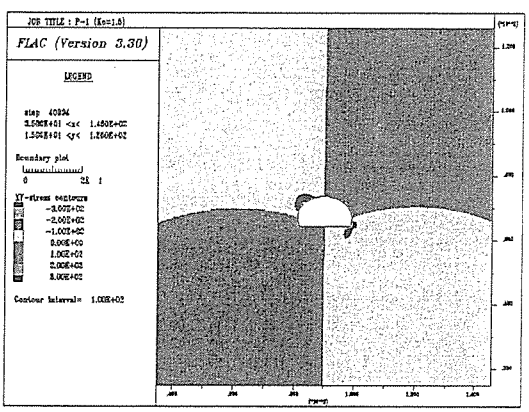
수직 응력 분포도



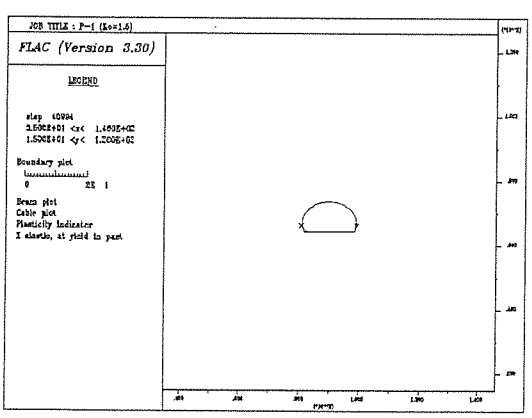
수평 응력 분포도



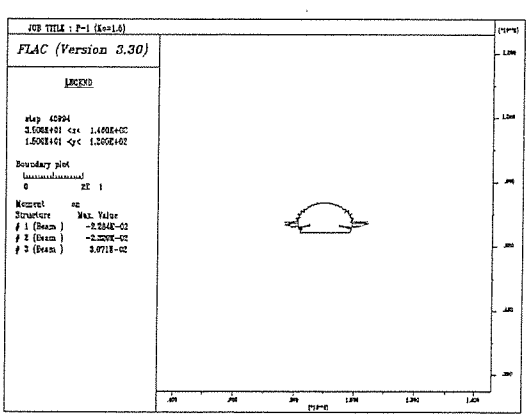
전단 응력분포도



소성 영역도

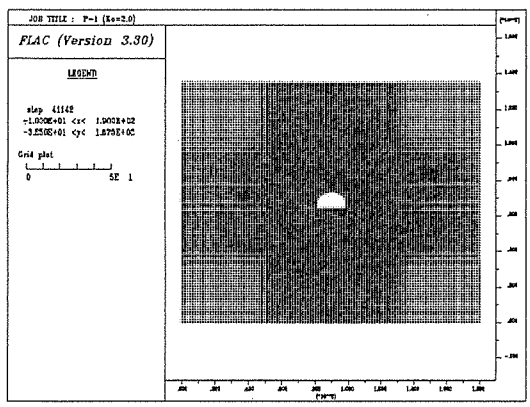


숏크리트 모멘트도

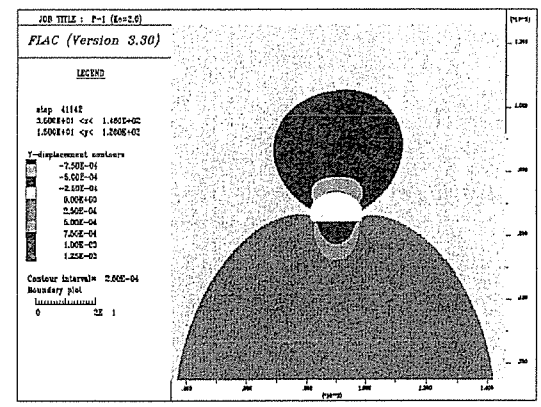


지보패턴 T-1 (Ko=2.0)

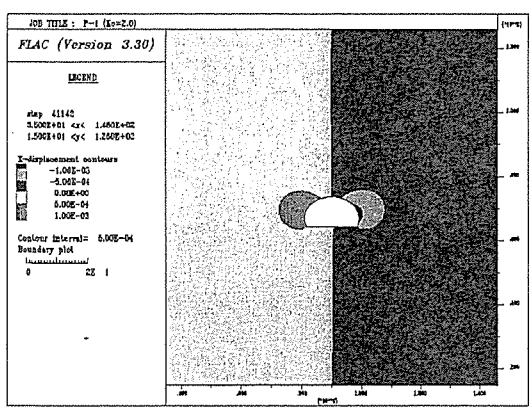
해석 요소망



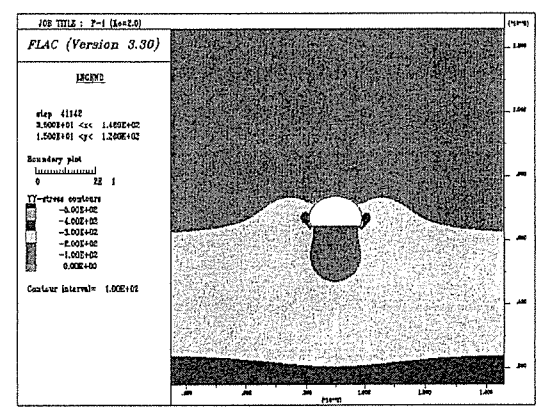
연직방향 변위분포도



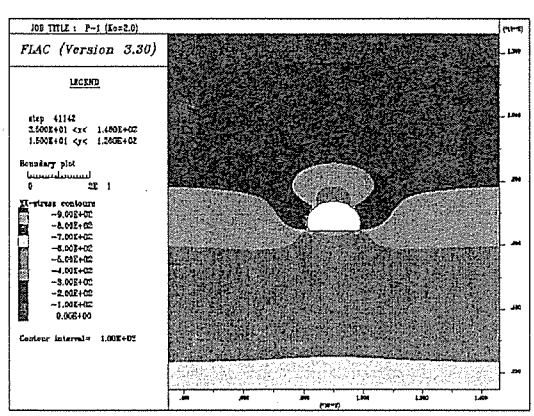
수평방향 변위분포도



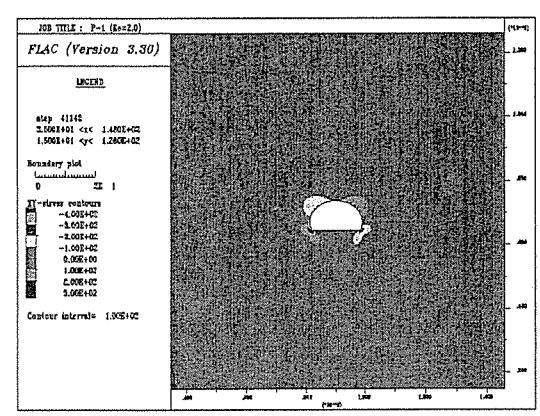
수직 응력 분포도



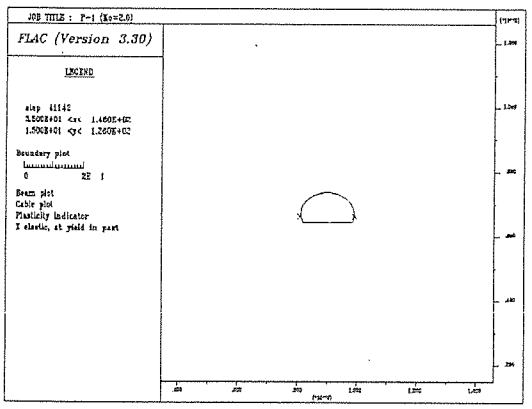
수평 응력 분포도



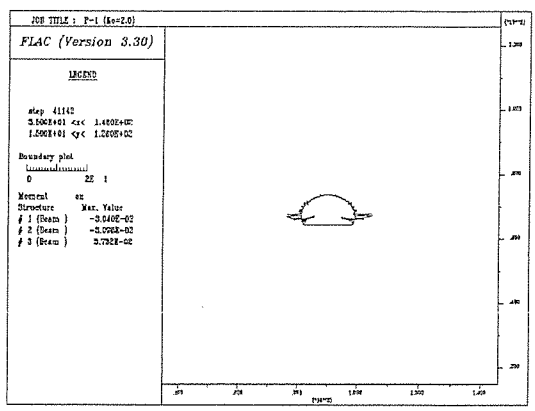
전단 응력분포도



소성 영역도

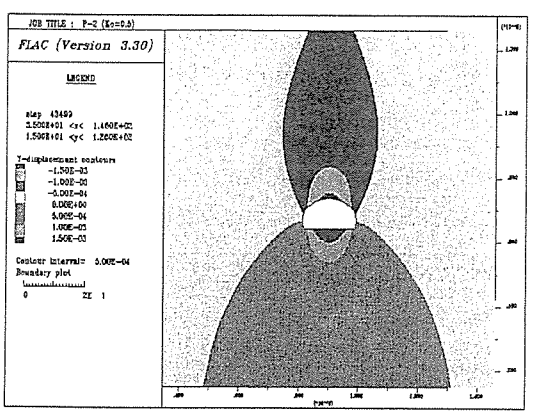


숏크리트 모멘트도

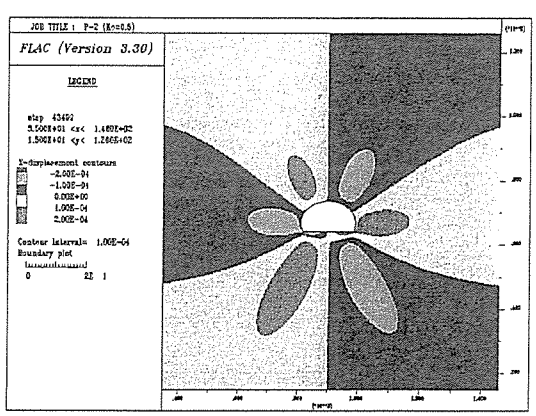


▌지보패턴 T-2 (Ko=0.5)

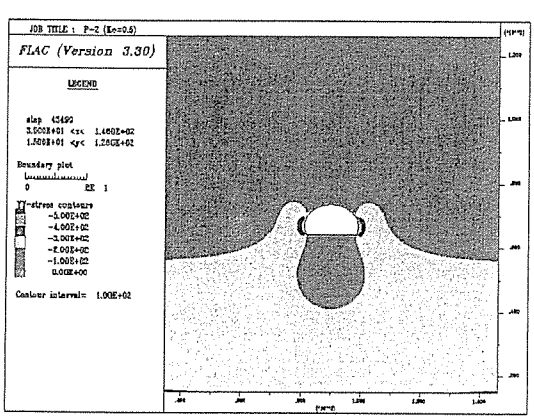
연직방향 변위분포도



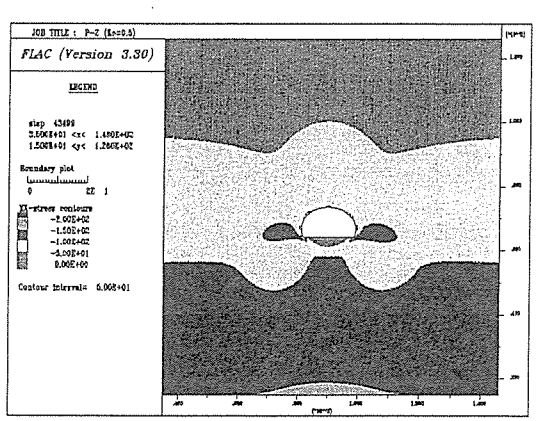
수평방향 변위분포도



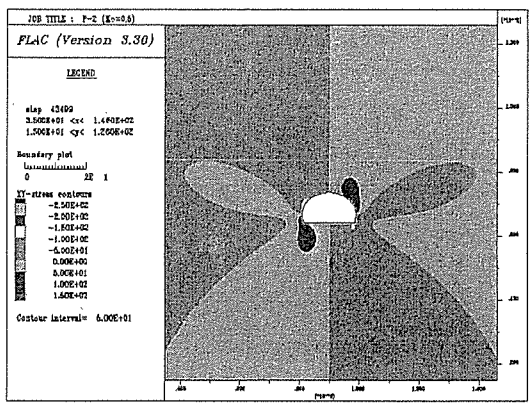
수직 응력 분포도



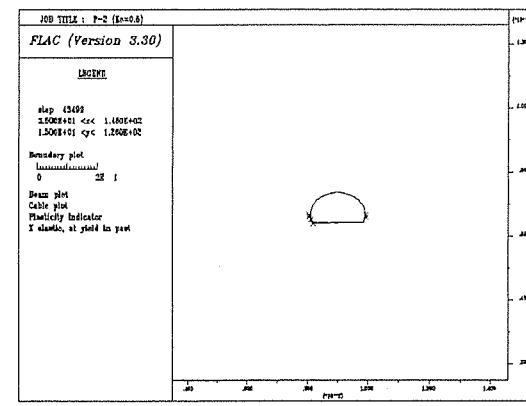
수평 응력 분포도



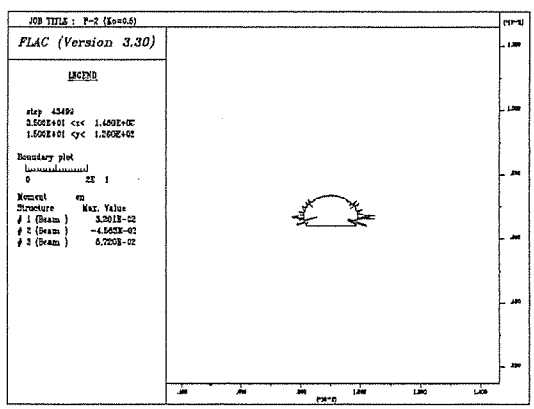
전단 응력분포도



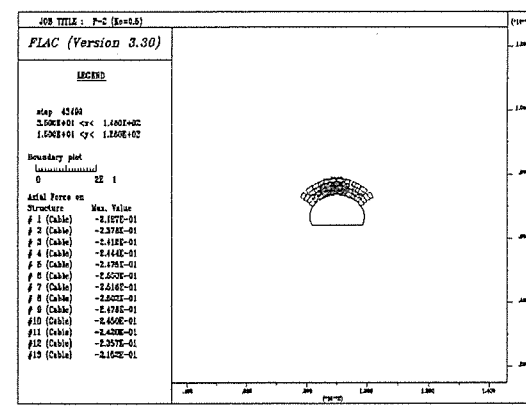
소성 영역도



숏크리트 모멘트도

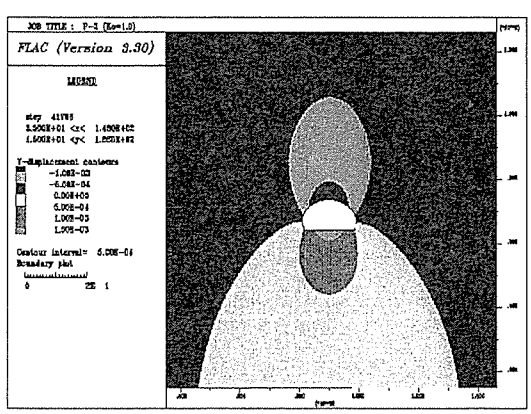


록볼트 축력도

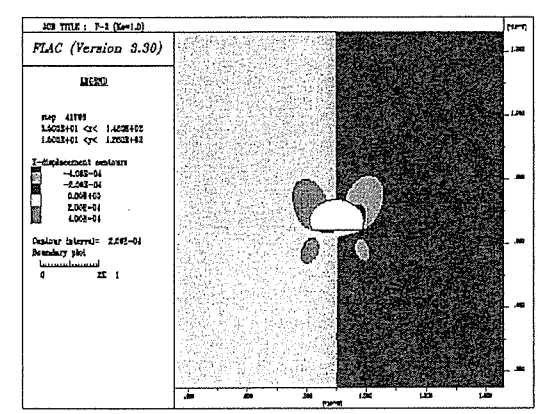


지보패턴 T-2 (Ko=1.0)

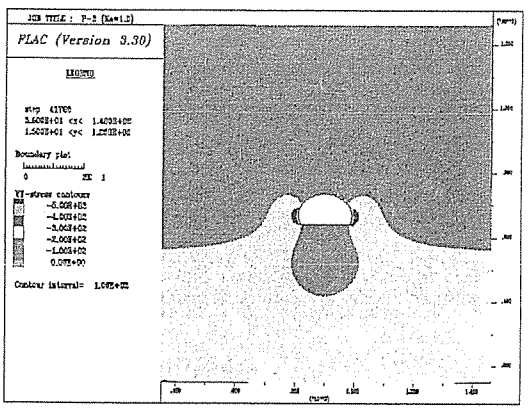
연직방향 변위분포도



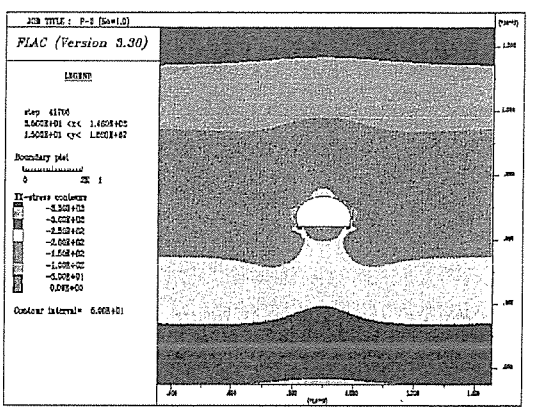
수평방향 변위분포도



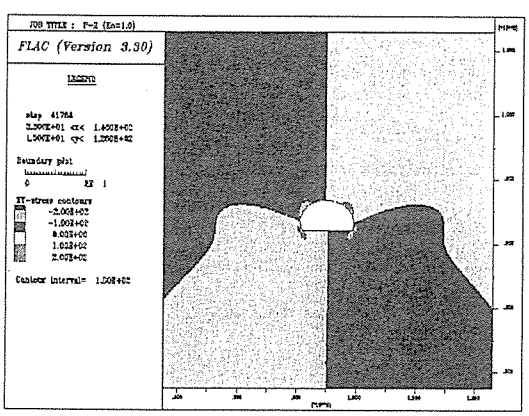
수직 응력 분포도



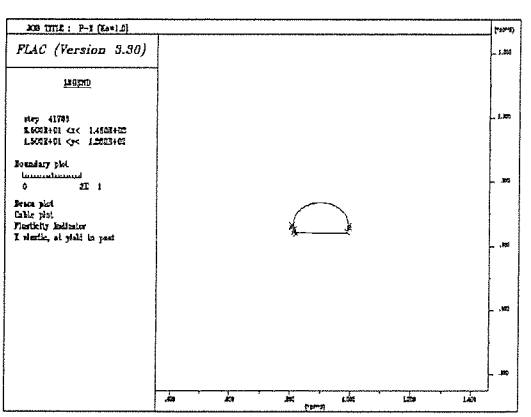
수평 응력 분포도



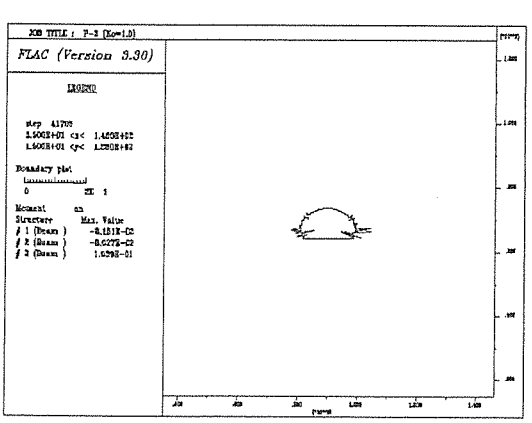
전단 응력분포도



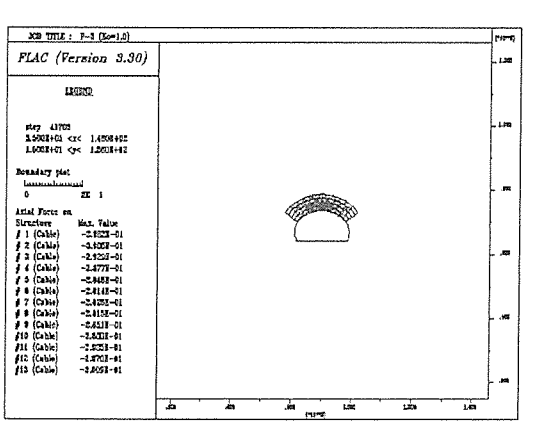
소성 영역도



숏크리트 모멘트도

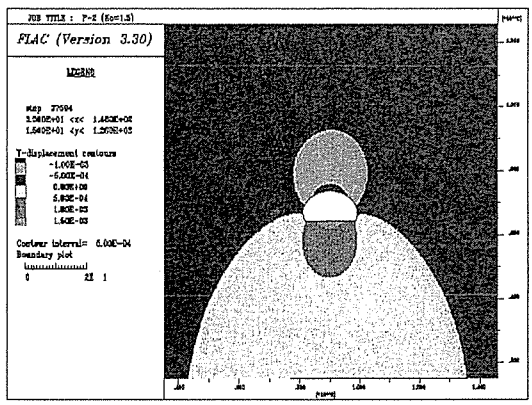


록볼트 축력도

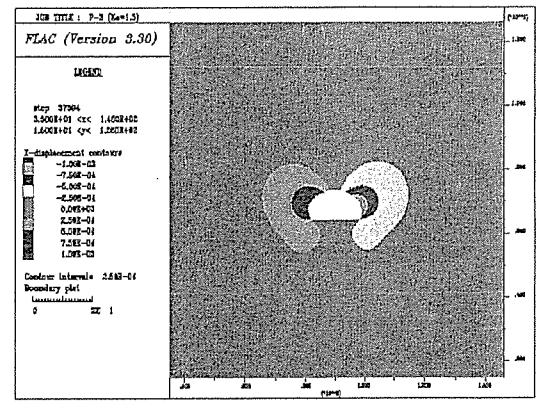


지보패턴 T-2 (Ko=1.5)

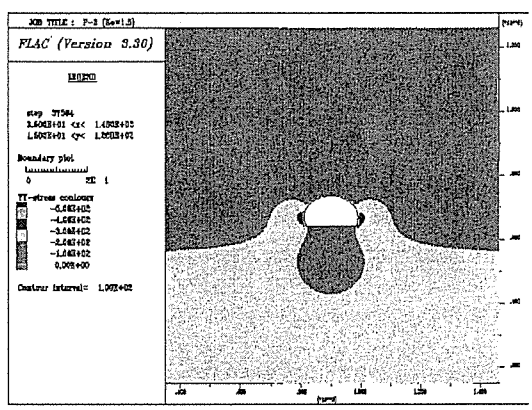
연직방향 변위분포도



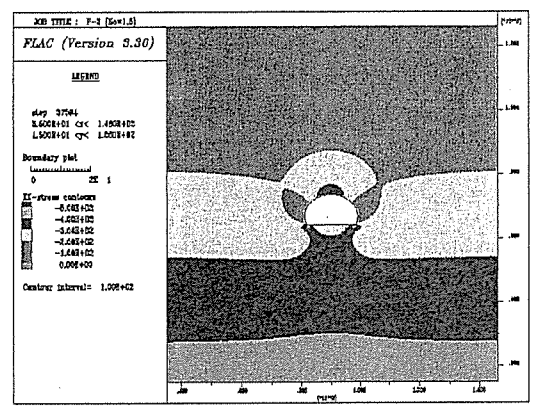
수평방향 변위분포도



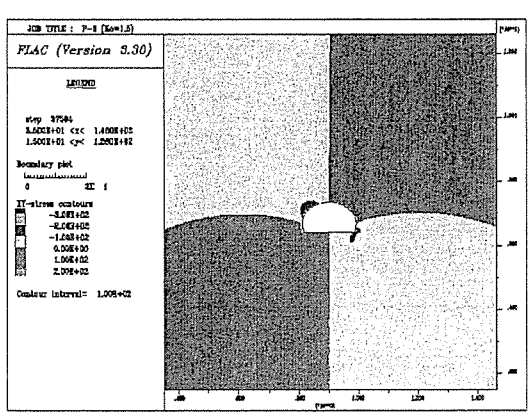
수직 응력 분포도



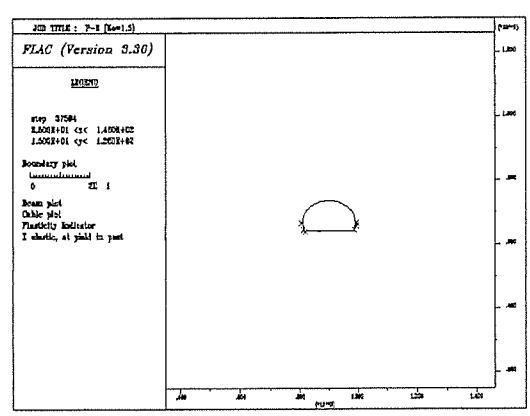
수평 응력 분포도



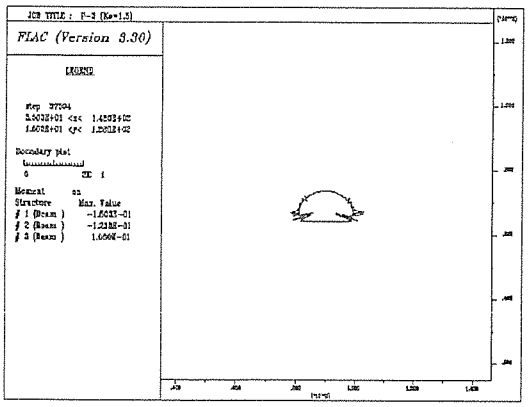
전단 응력분포도



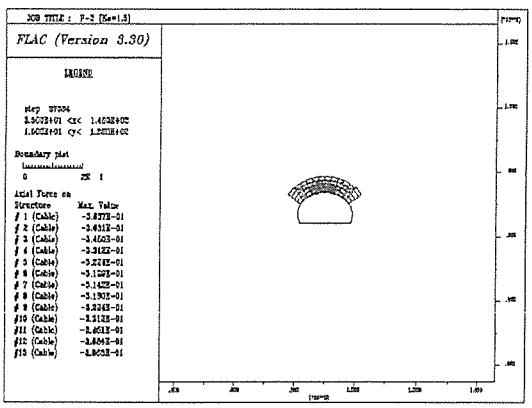
소성 영역도



숏크리트 모멘트도

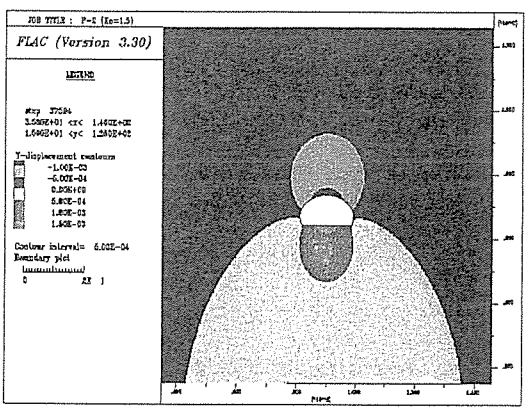


록볼트 축력도

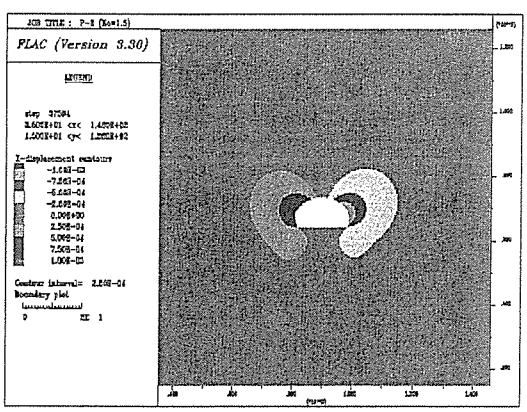


지보패턴 T-2 (Ko=1.5)

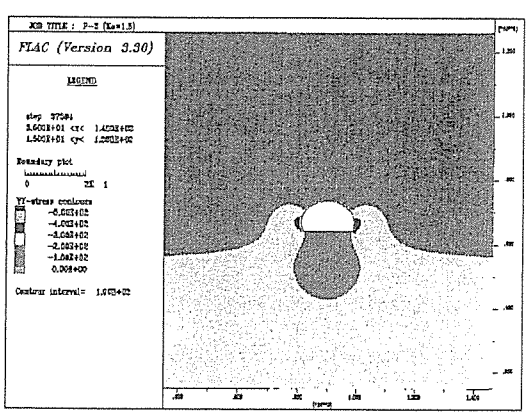
연직방향 변위분포도



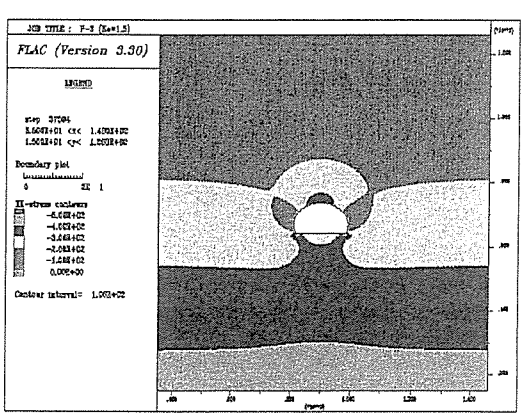
수평방향 변위분포도



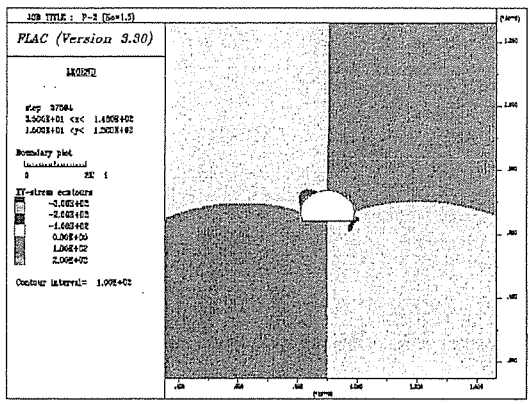
수직 응력 분포도



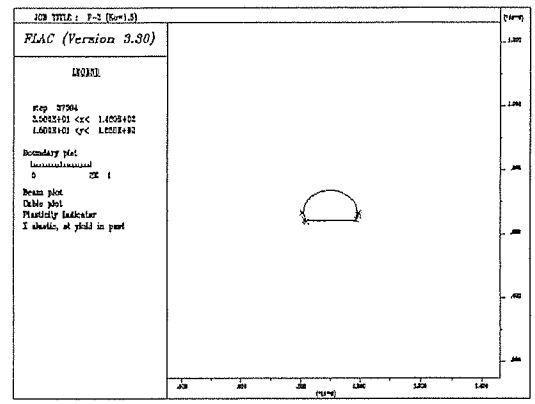
수평 응력 분포도



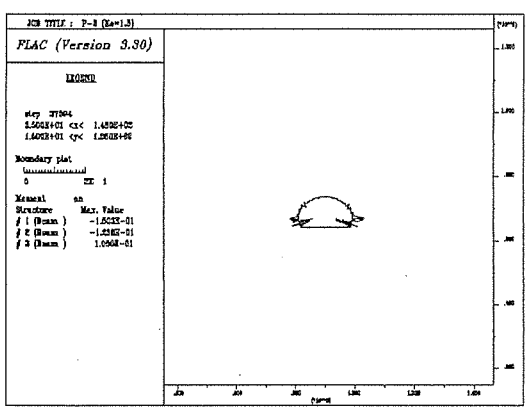
전단 응력분포도



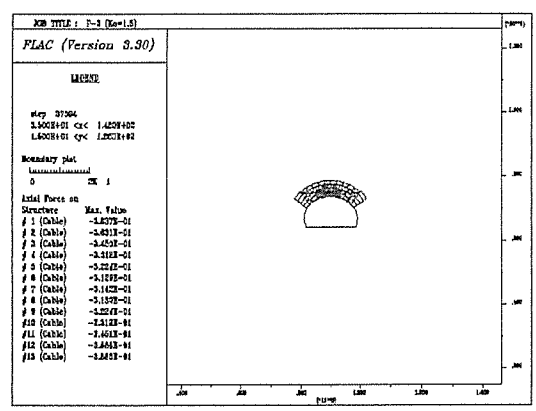
소성 영역도



숏크리트 모멘트도

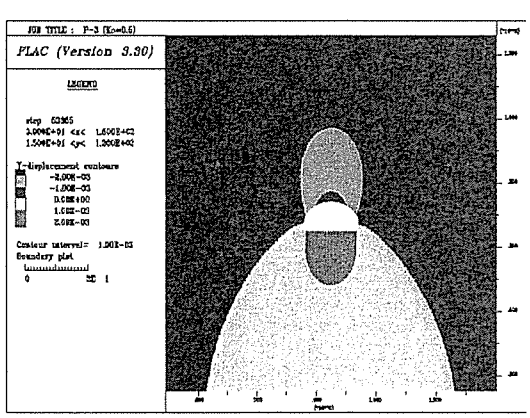


록볼트 축력도

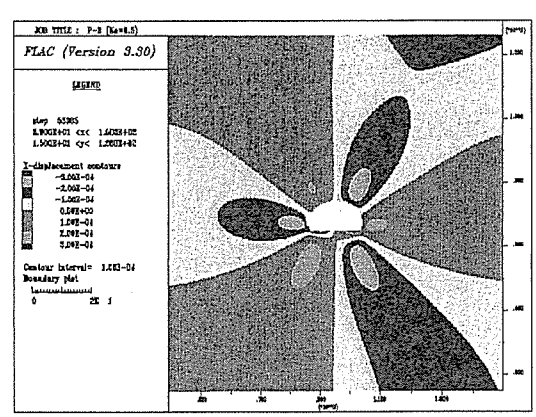


지보패턴 T-3 (Ko=0.5)

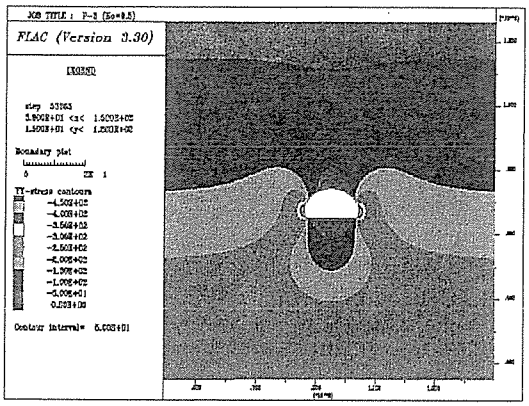
연직방향 변위분포도



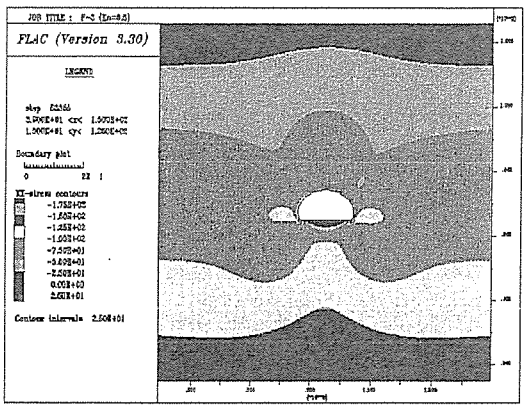
수평방향 변위분포도



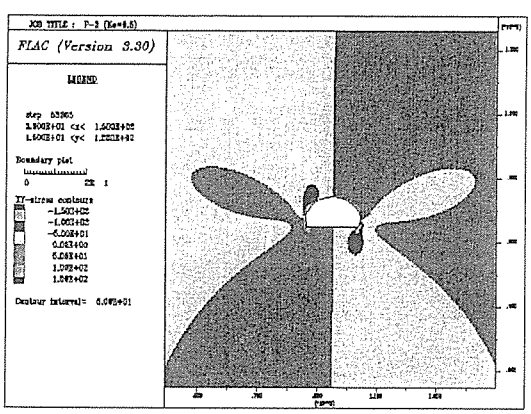
수직 응력 분포도



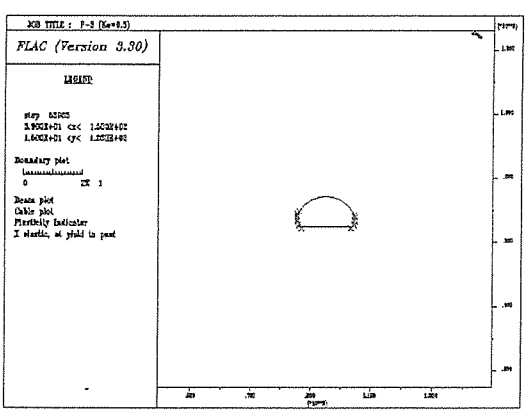
수평 응력 분포도



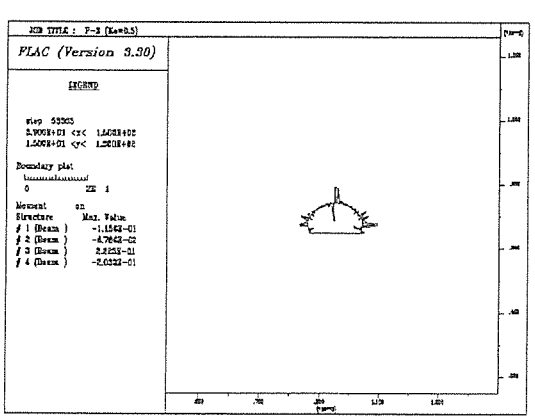
전단 응력분포도



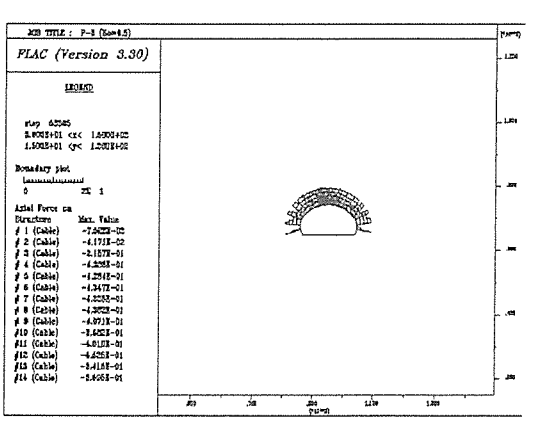
소성 영역도



숏크리트 모멘트도

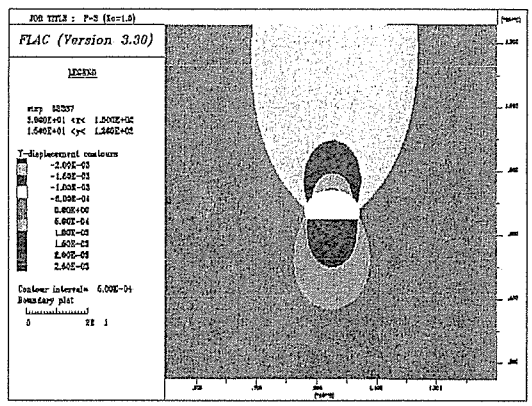


록볼트 축력도

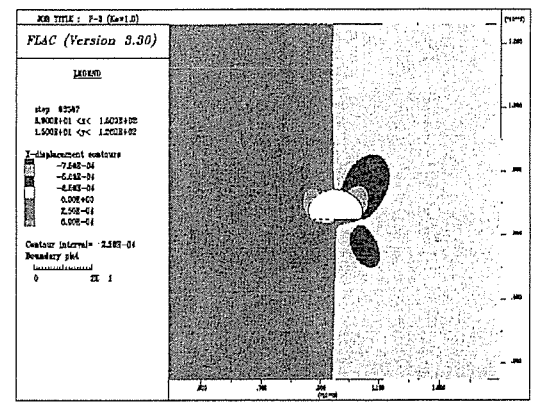


지보패턴 T-3 (Ko=1.0)

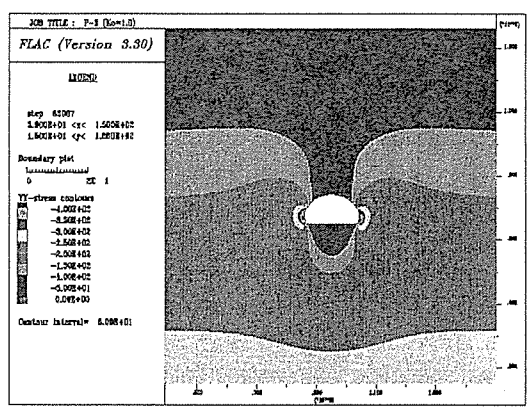
연직방향 변위분포도



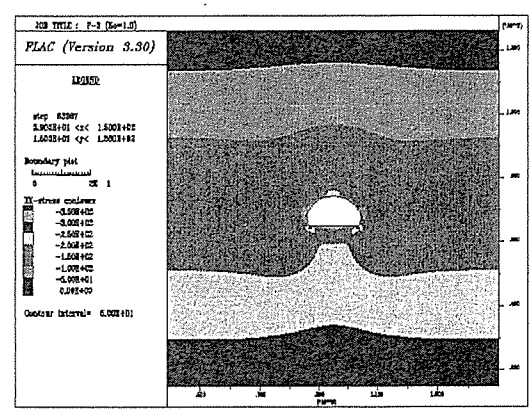
수평방향 변위분포도



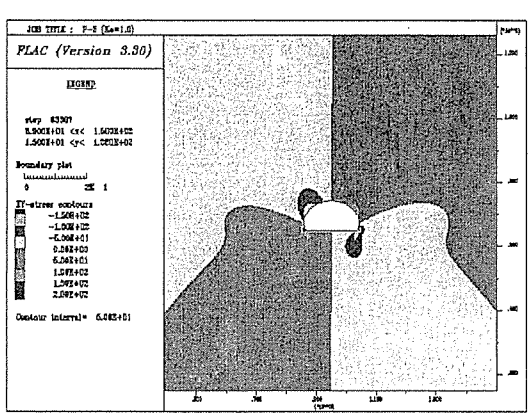
수직 응력 분포도



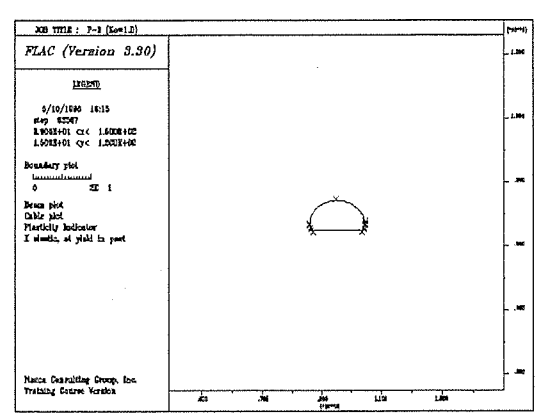
수평 응력 분포도



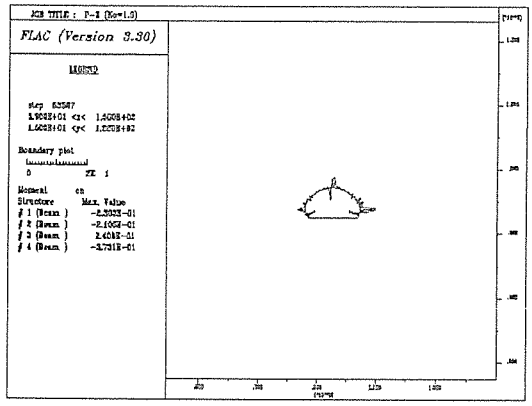
전단 응력분포도



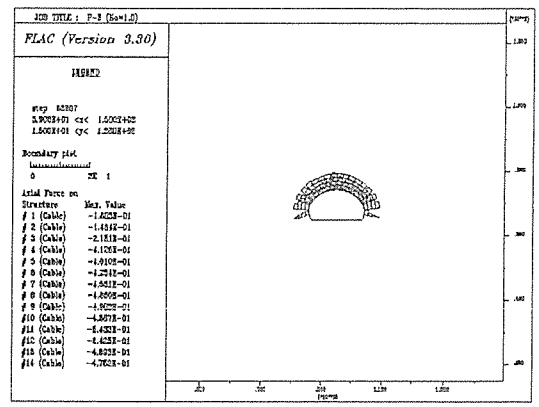
소성 영역도



숏크리트 모멘트도

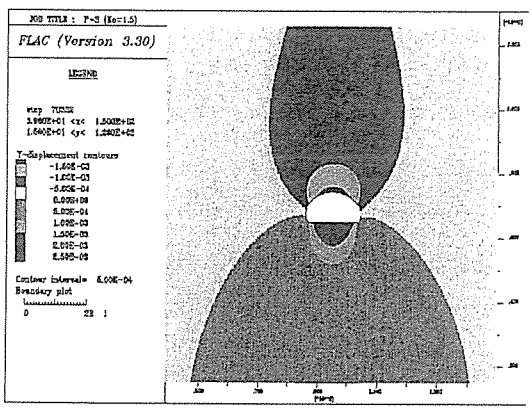


록볼트 축력도

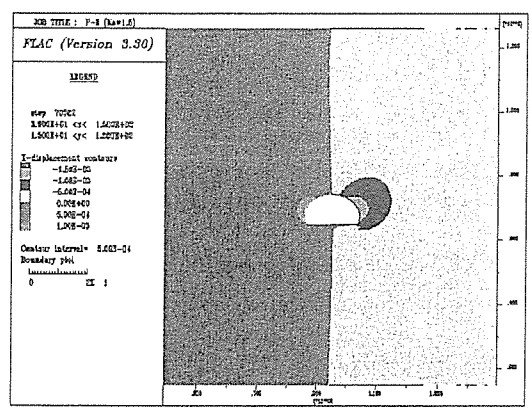


지보패턴 T-3 (Ko=1.5)

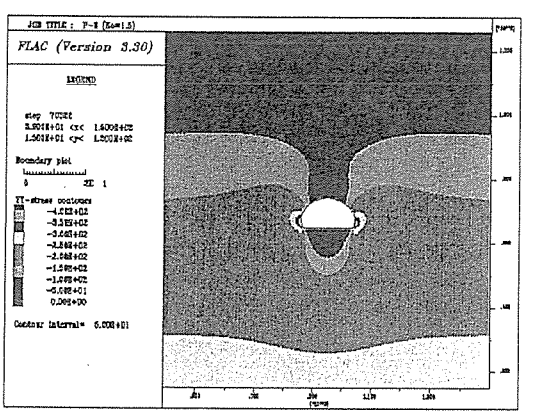
연직방향 변위분포도



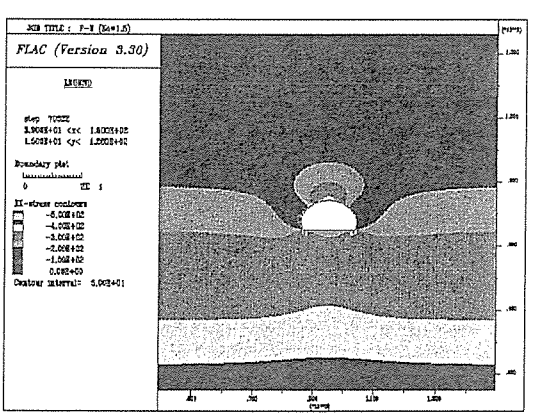
수평방향 변위분포도



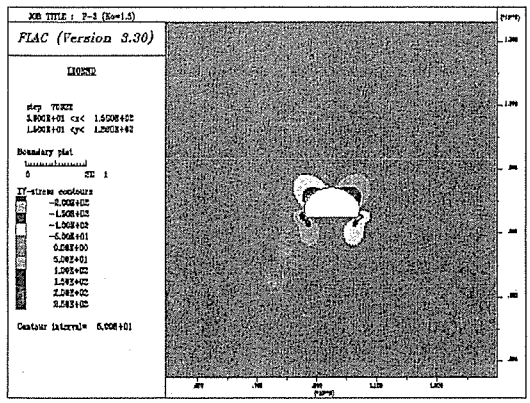
수직 응력 분포도



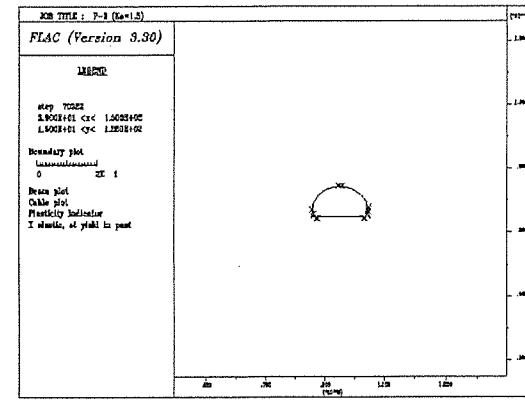
수평 응력 분포도



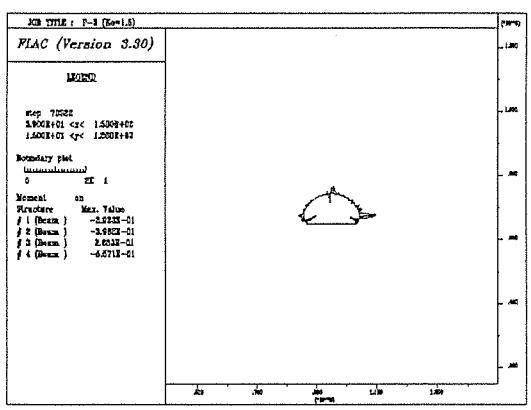
전단 응력분포도



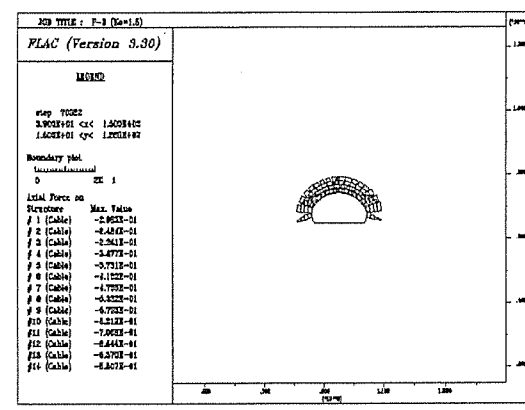
소성 영역도



숏크리트 모멘트도

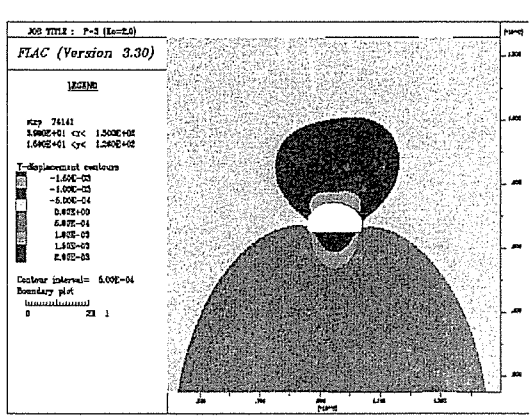


록볼트 축력도

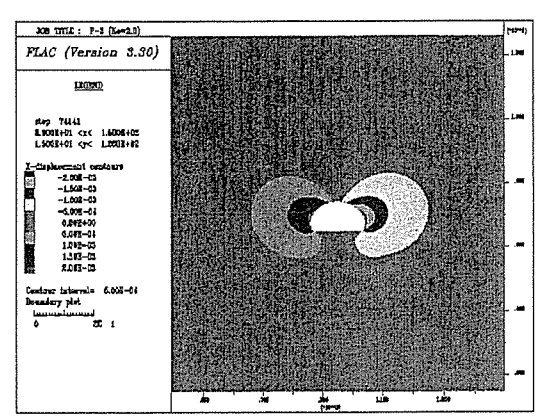


지보패턴 T-3 (Ko=2.0)

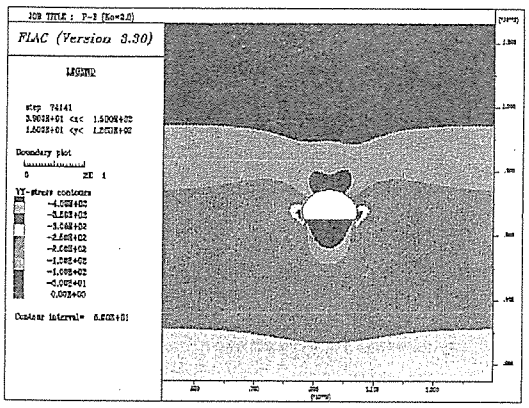
연직방향 변위분포도



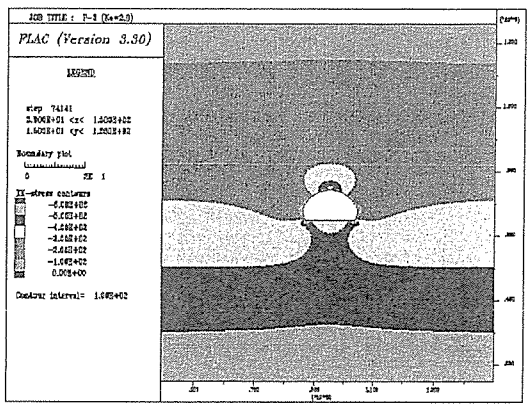
수평방향 변위분포도



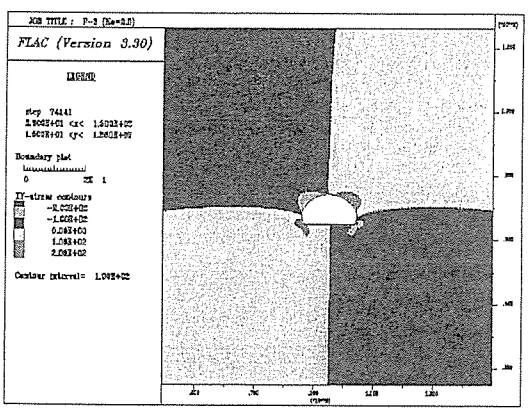
수직 응력 분포도



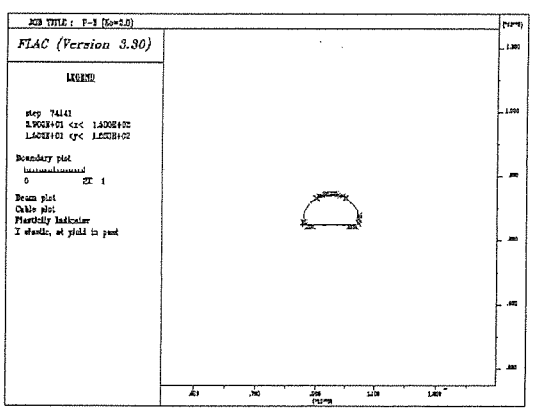
수평 응력 분포도



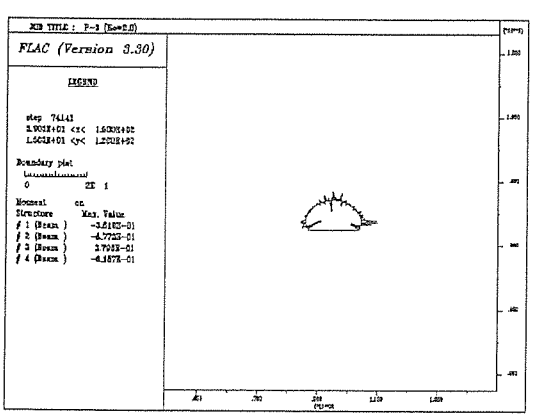
전단 응력분포도



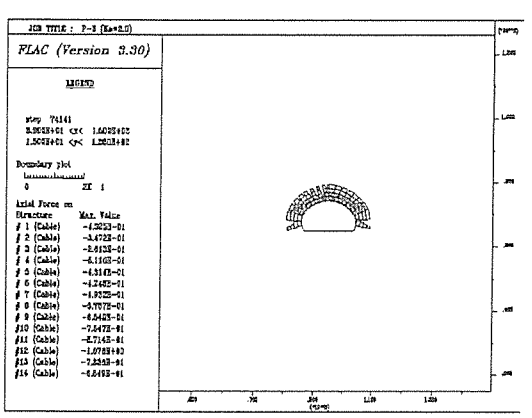
소성 영역도



숏크리트 모멘트도

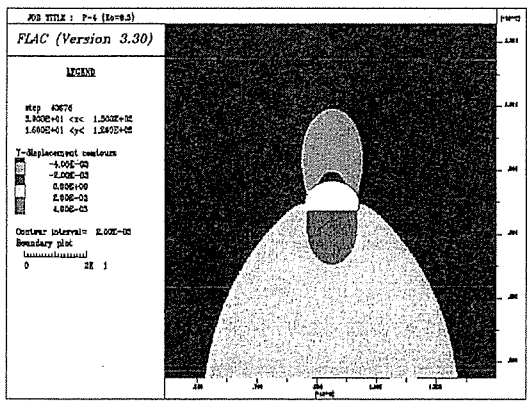


록볼트 축력도

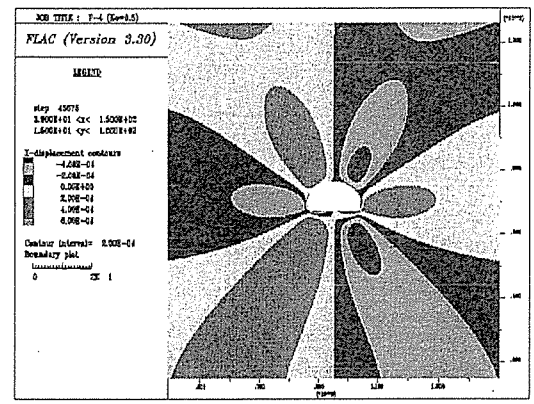


지보패턴 T-4 (Ko=0.5)

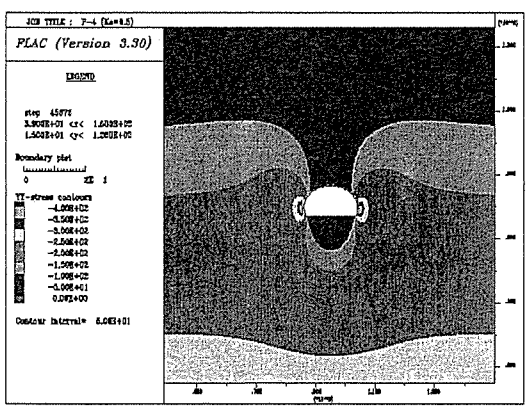
연직방향 변위분포도



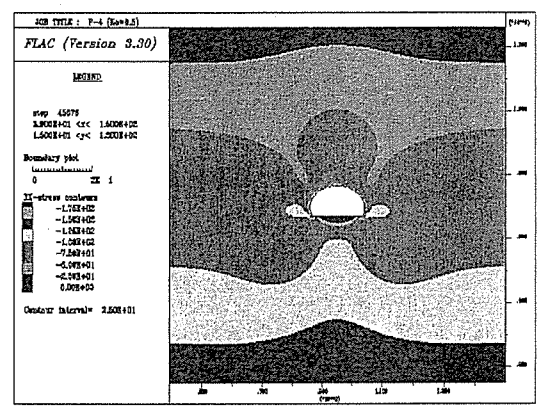
수평방향 변위분포도



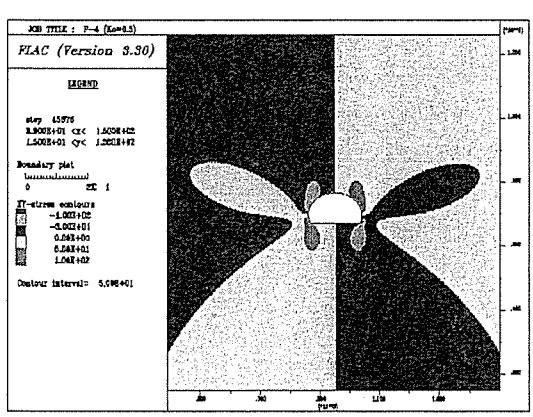
수직 응력 분포도



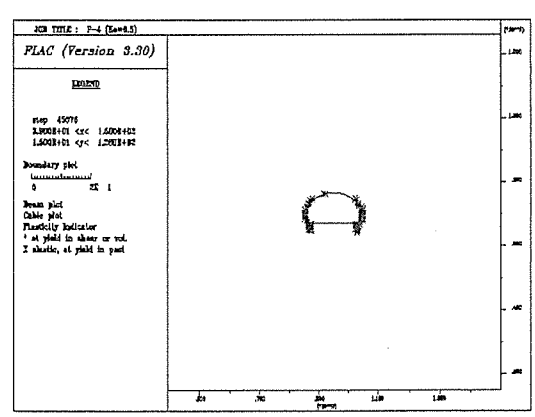
수평 응력 분포도



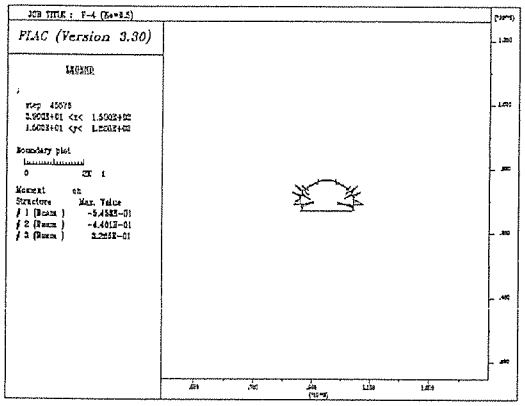
전단 응력분포도



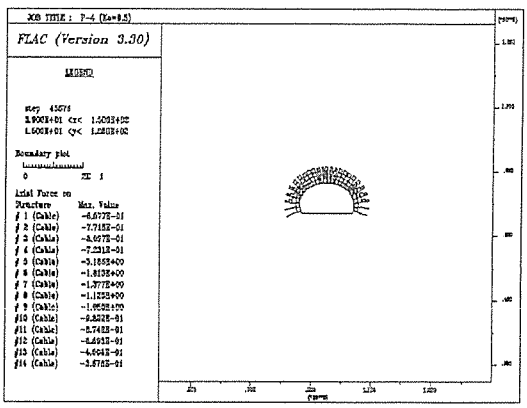
소성 영역도



숏크리트 모멘트도

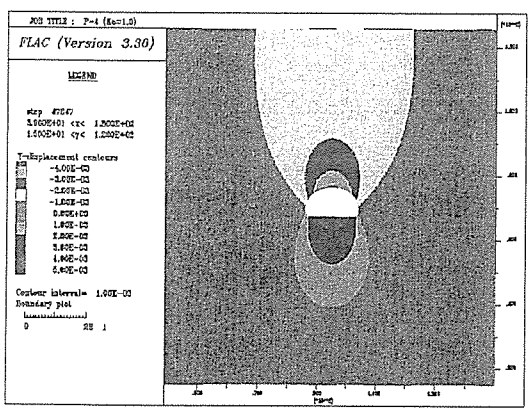


록볼트 축력도

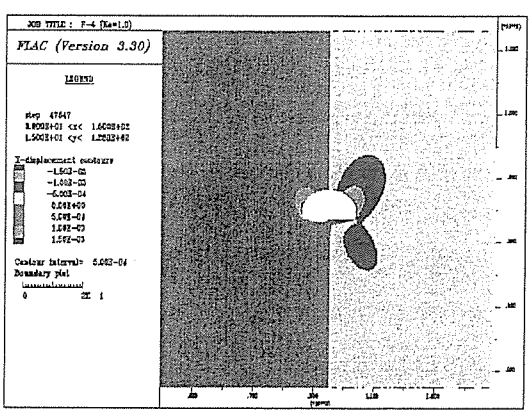


지보패턴 T-4 (Ko=1.0)

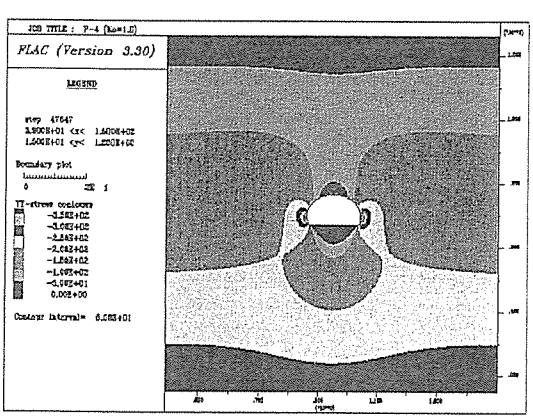
연직방향 변위분포도



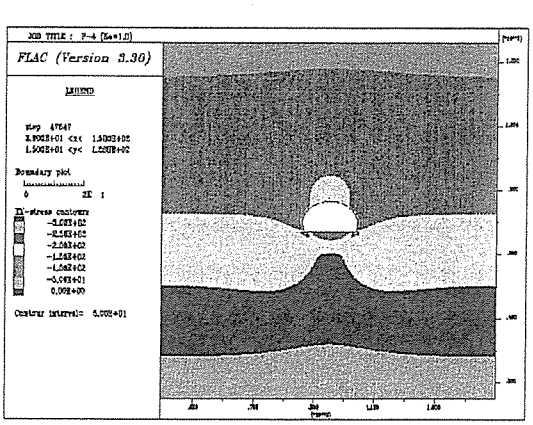
수평방향 변위분포도



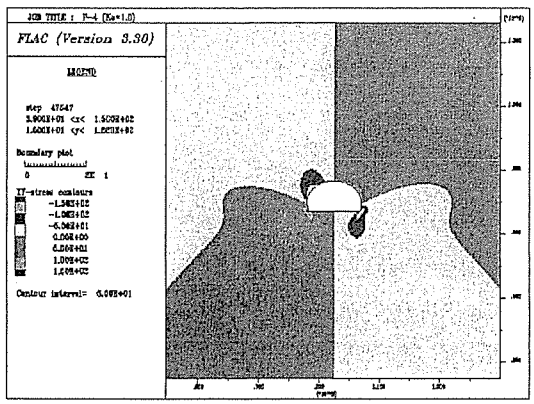
수직 응력 분포도



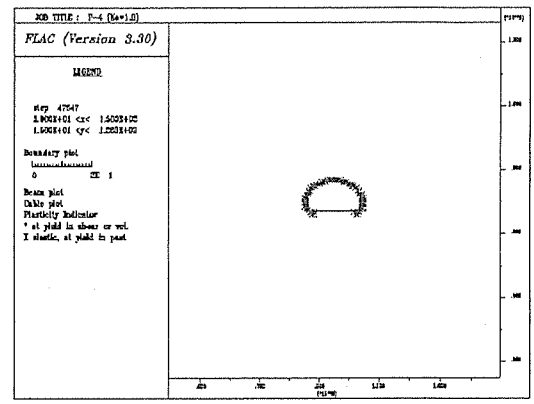
수평 응력 분포도



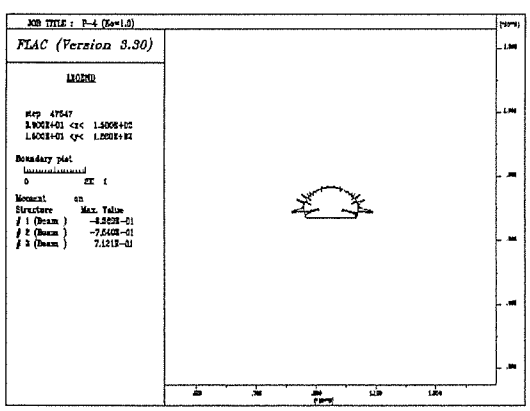
전단 응력분포도



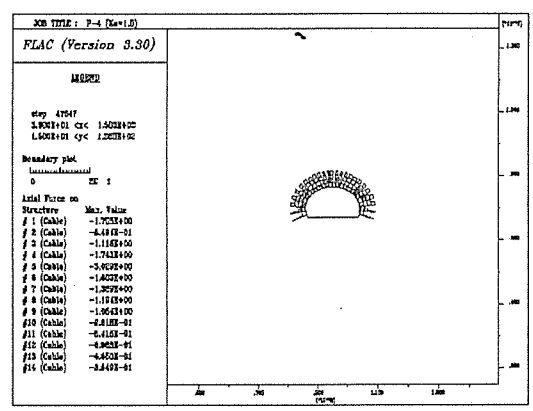
소성 영역도



숏크리트 모멘트도

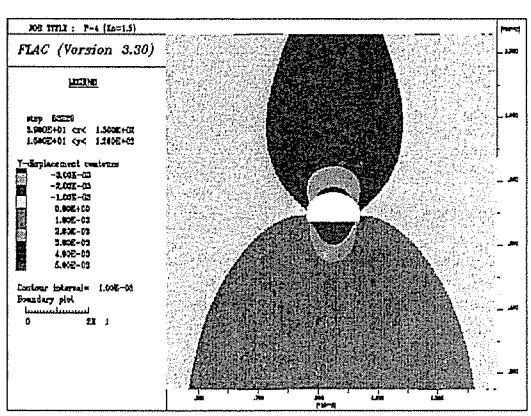


록볼트 축력도

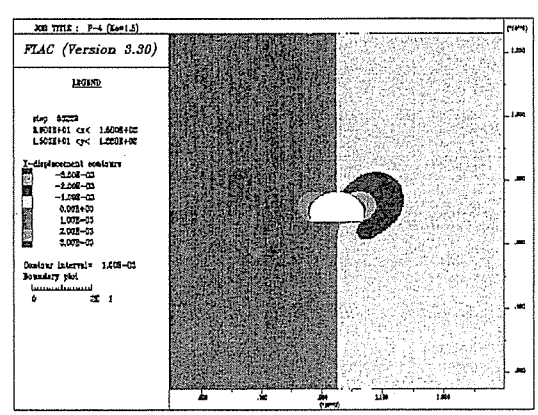


지보패턴 T-4 (Ko=1.5)

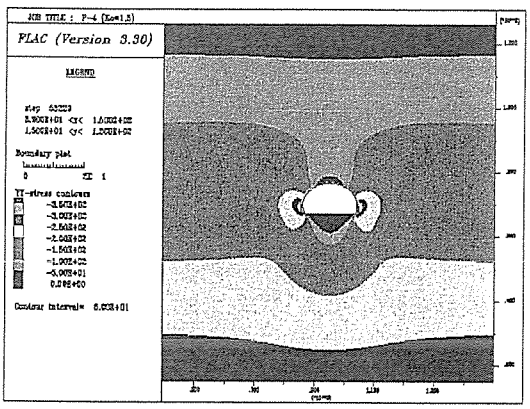
연직방향 변위분포도



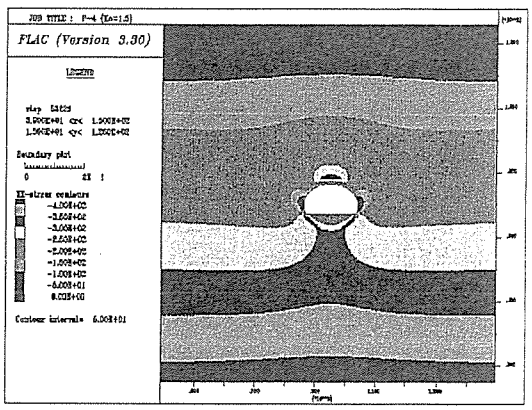
수평방향 변위분포도



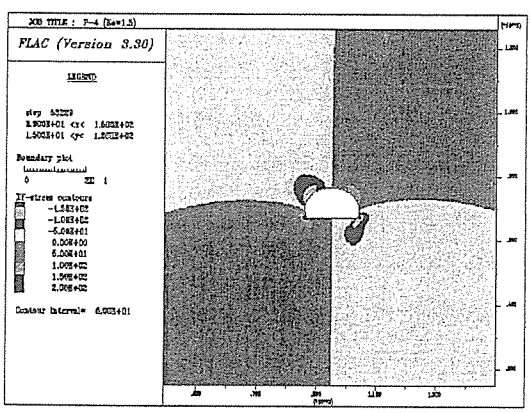
수직 응력 분포도



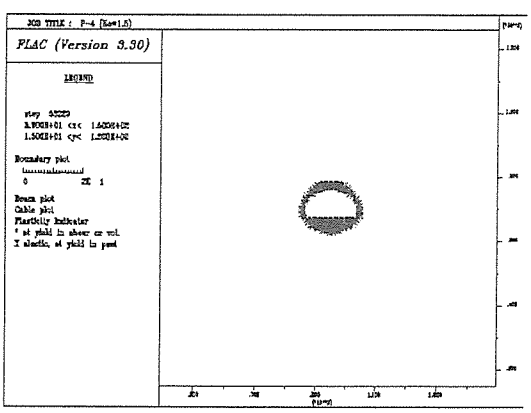
수평 응력 분포도



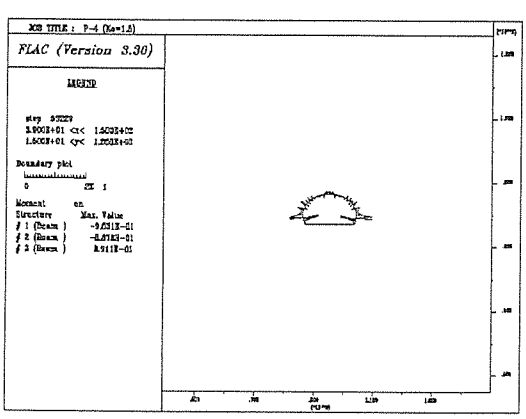
전단 응력분포도



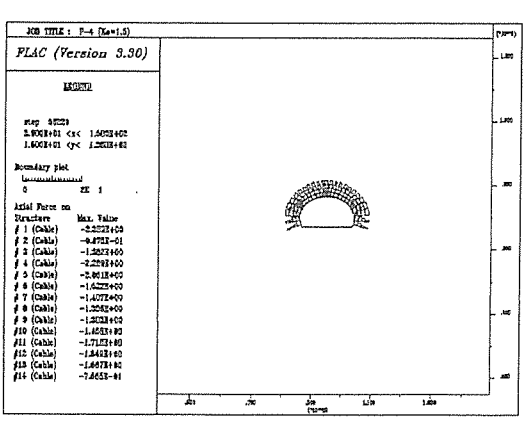
소성 영역도



숏크리트 모멘트도

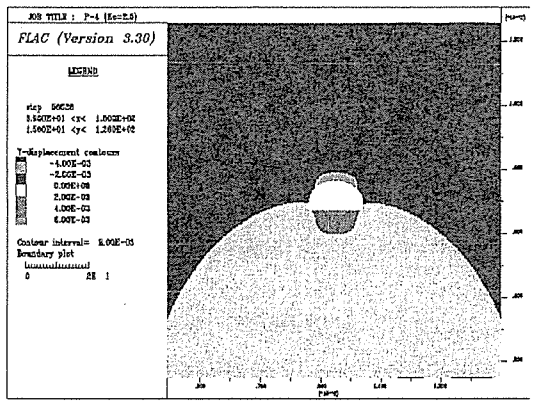


록볼트 주력도

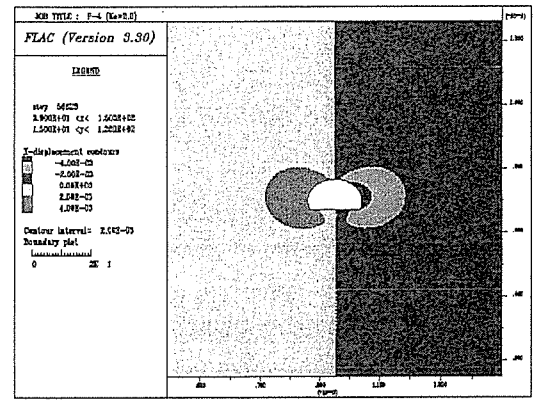


지보패턴 T-4 (Ko=2.0)

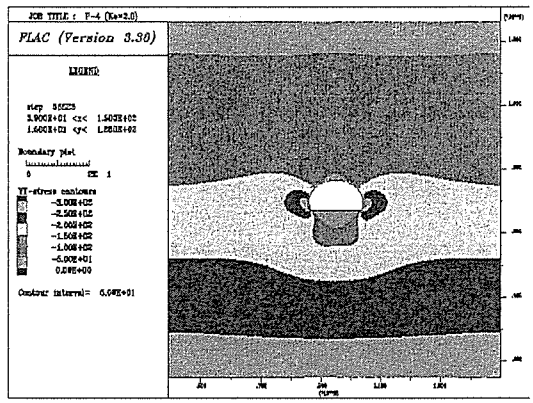
연직방향 변위분포도



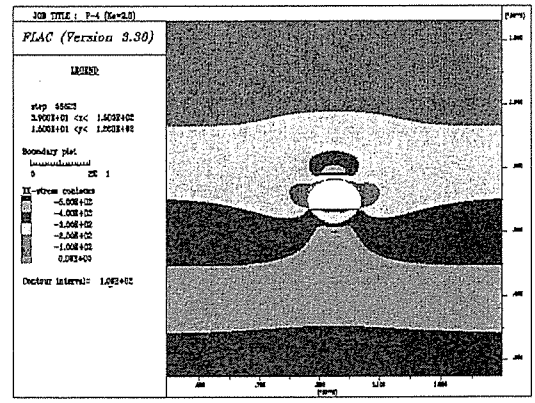
수평방향 변위분포도



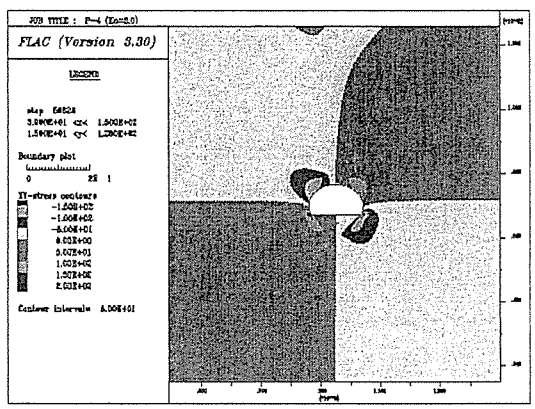
수직 응력 분포도



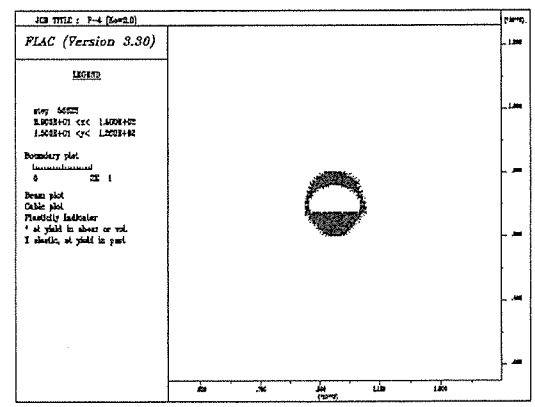
수평 응력 분포도



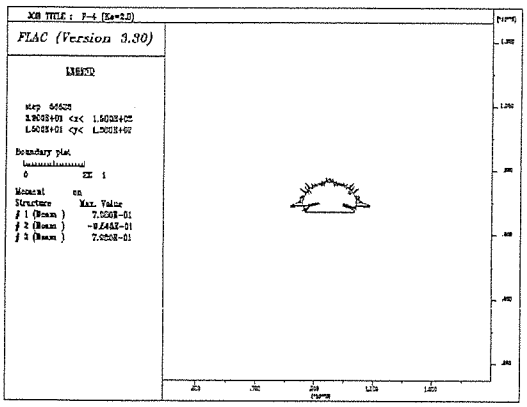
전단 응력분포도



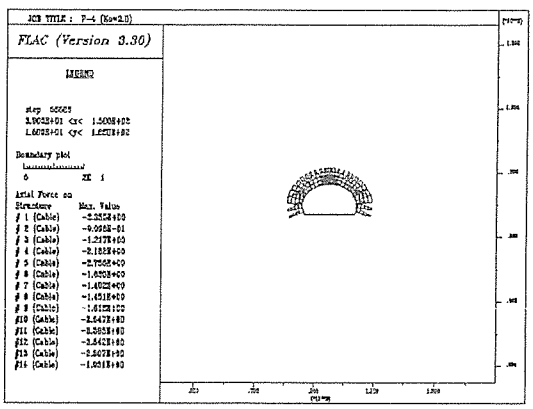
소성 영역도



숏크리트 모멘트도

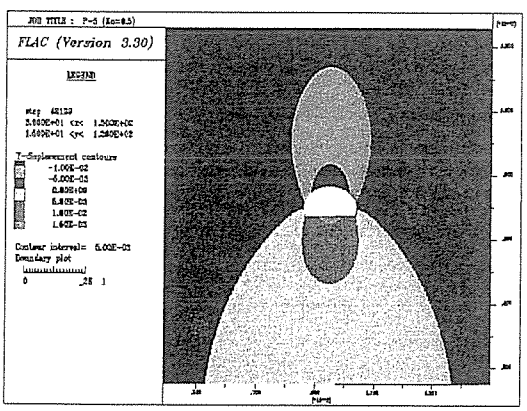


록볼트 축력도

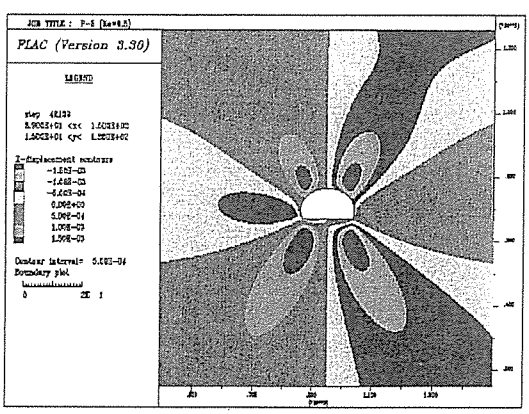


지보패턴 T-5 (Ko=0.5)

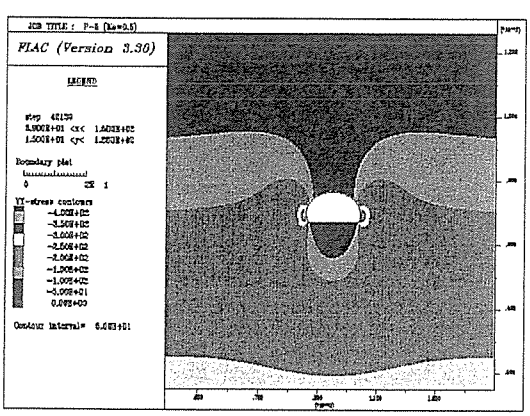
연직방향 변위분포도



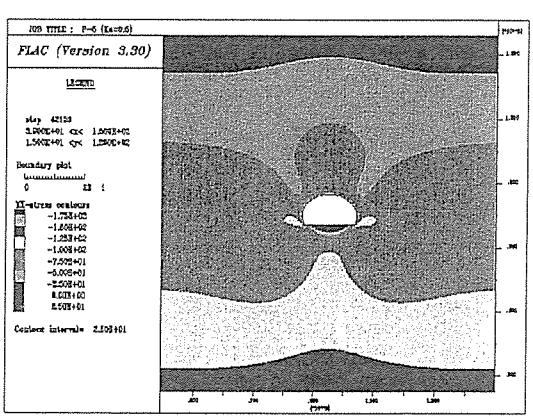
수평방향 변위분포도



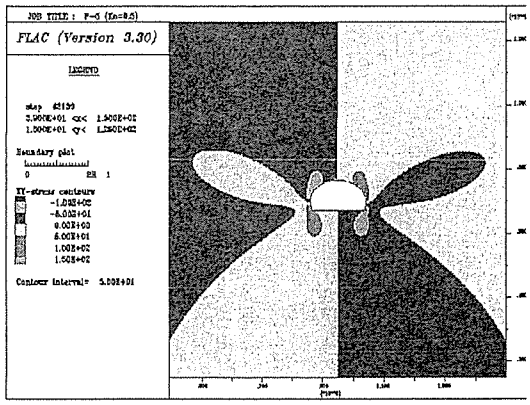
수직 응력 분포도



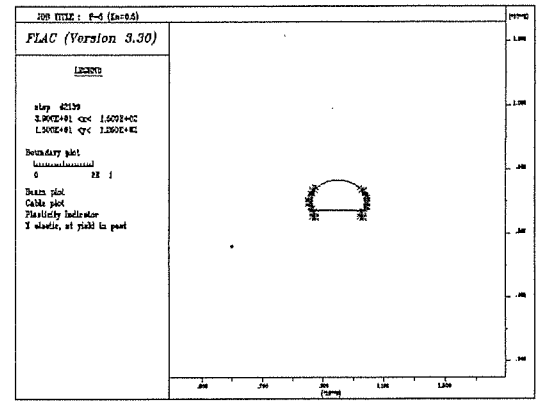
수평 응력 분포도



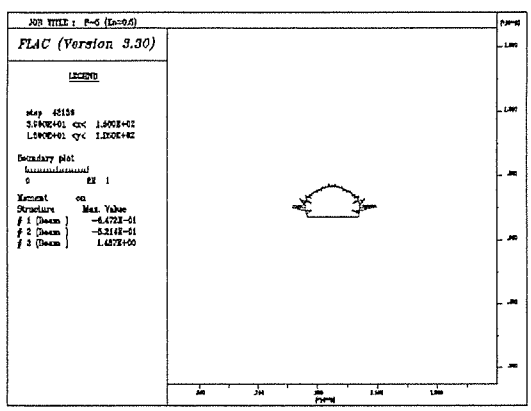
전단 응력분포도



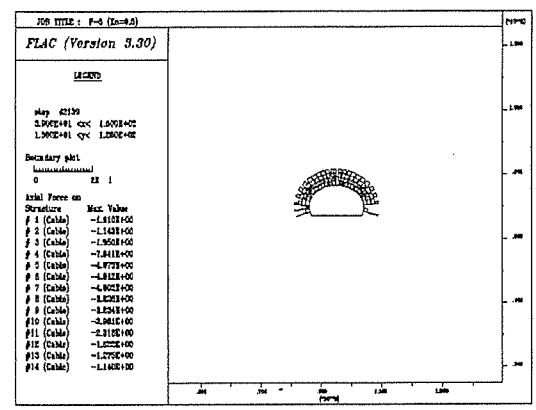
소성 영역도



숏크리트 모멘트도

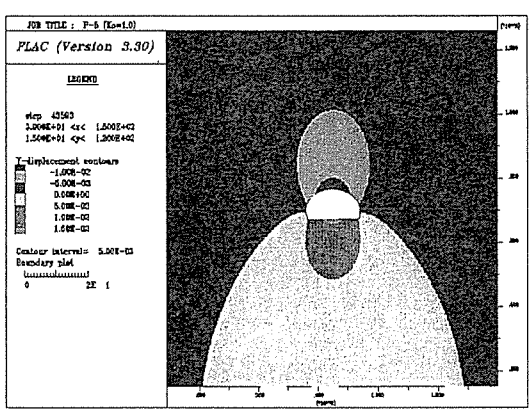


록볼트 축력도

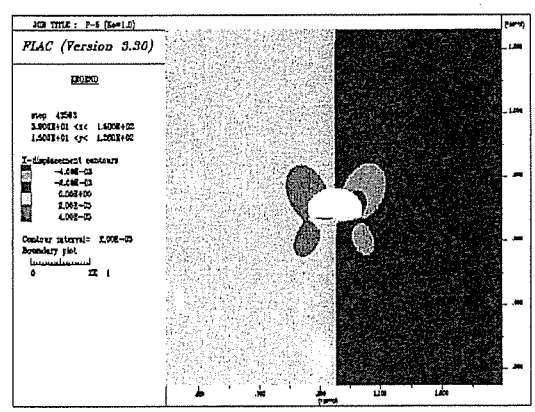


지보패턴 T-5 (Ko=1.0)

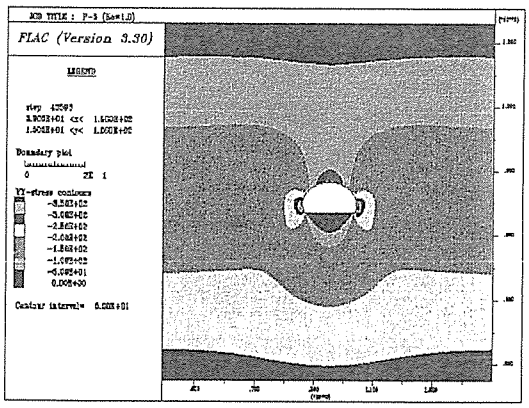
연직방향 변위분포도



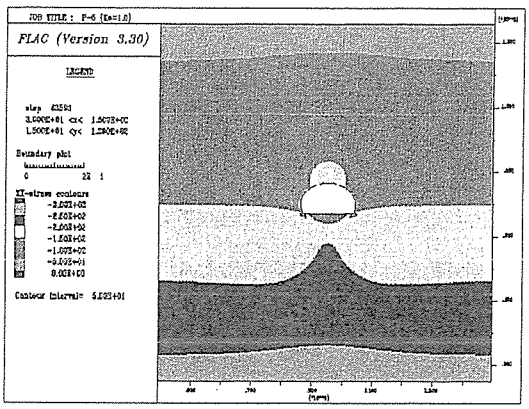
수평방향 변위분포도



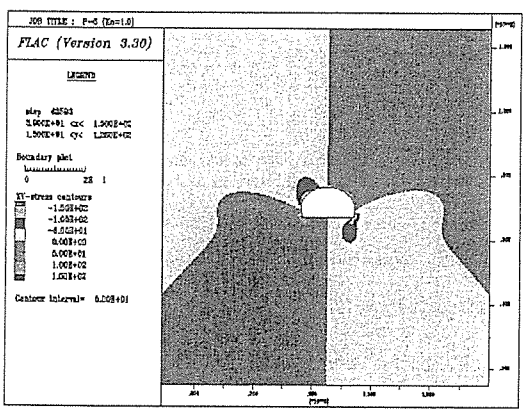
수직 응력 분포도



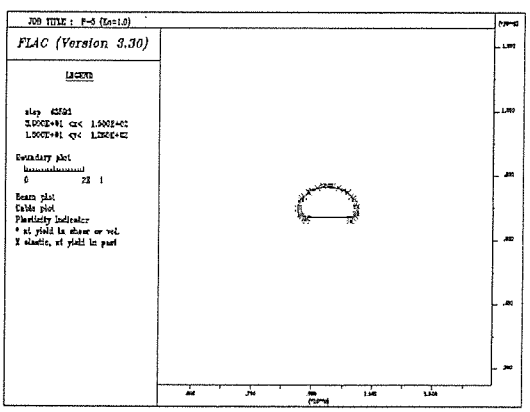
수평 응력 분포도



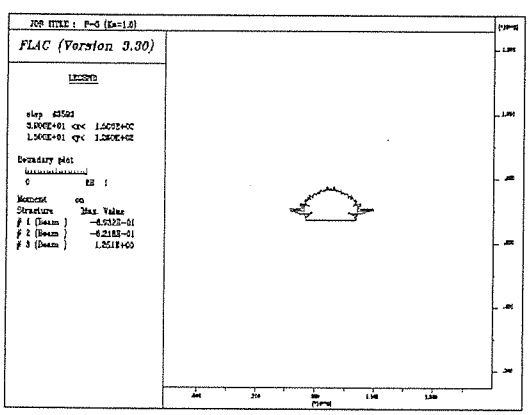
전단 응력분포도



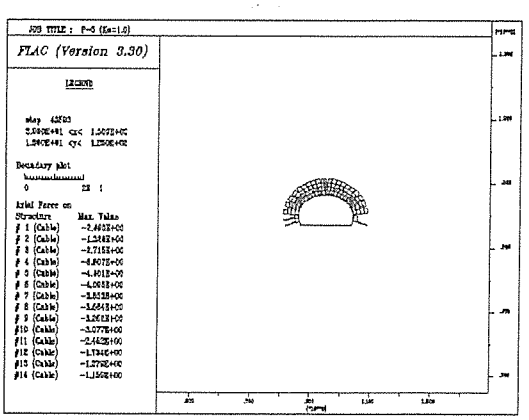
소성 영역도



숏크리트 모멘트도

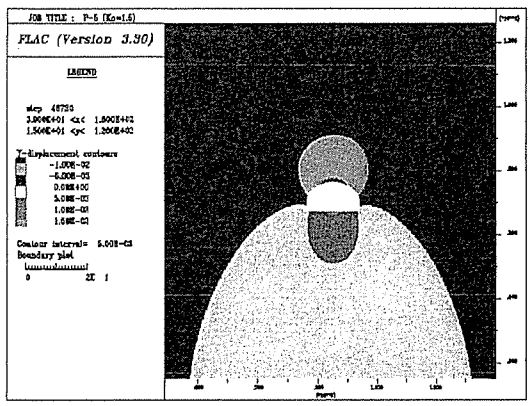


록볼트 축력도

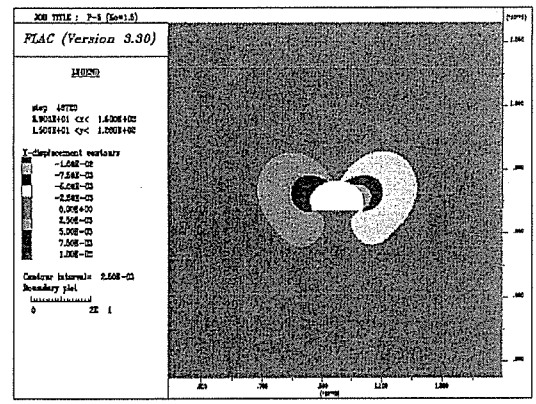


지보패턴 T-5 (Ko=1.5)

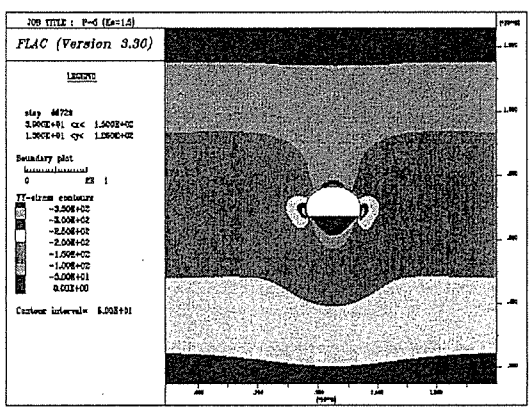
연직방향 변위분포도



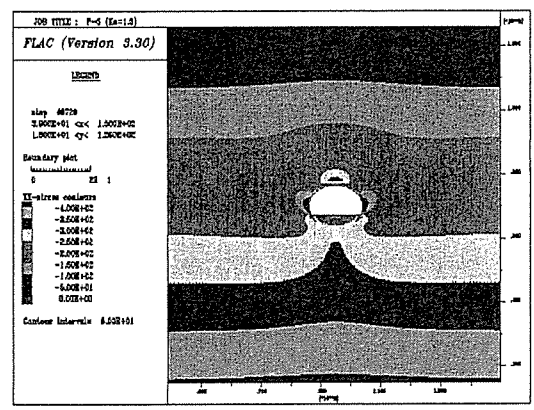
수평방향 변위분포도



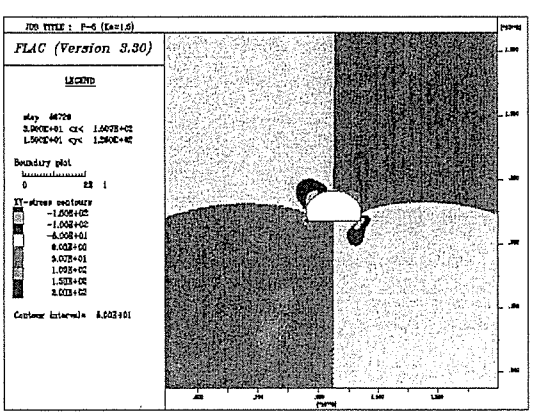
수직 응력 분포도



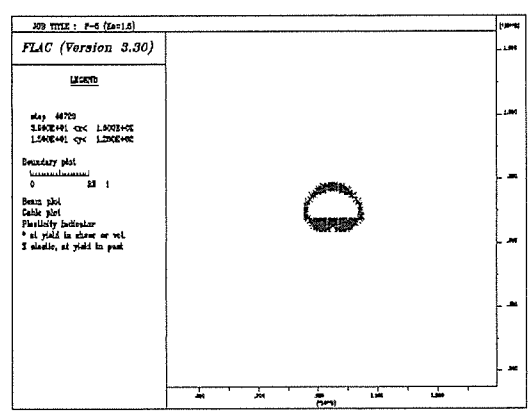
수평 응력 분포도



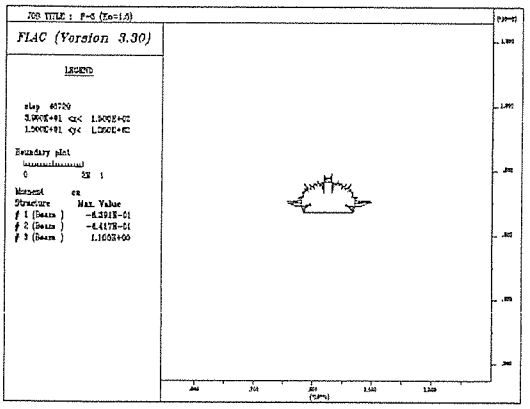
전단 응력분포도



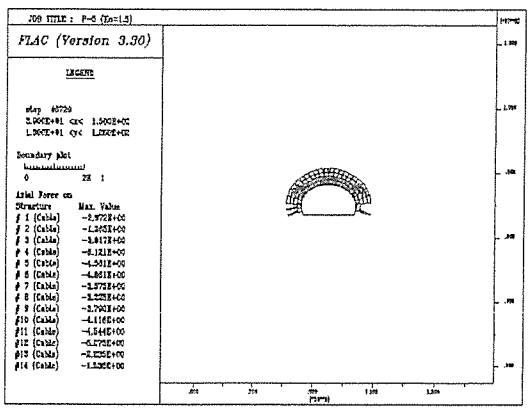
소성 영역도



숏크리트 모멘트도

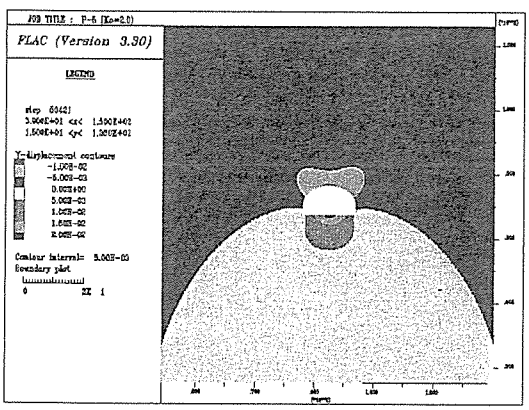


록볼트 축력도

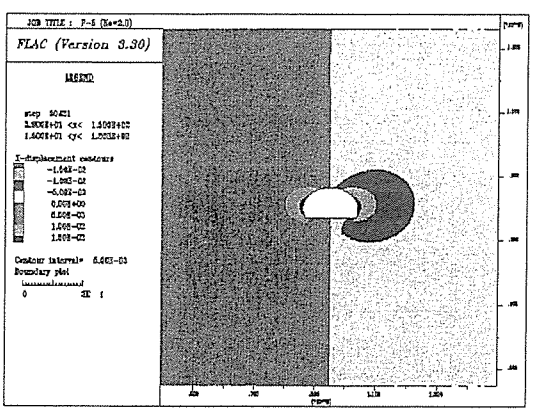


지보패턴 T-5 (Ko=2.0)

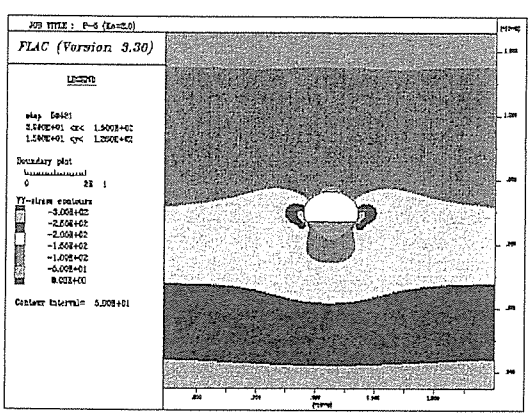
연직방향 변위분포도



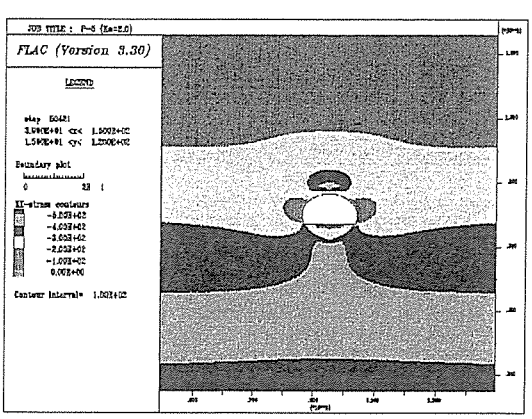
수평방향 변위분포도



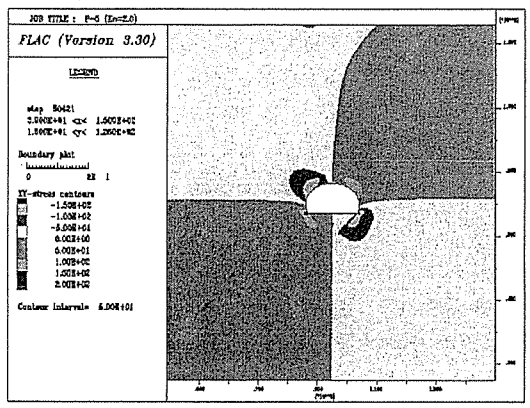
수직 응력 분포도



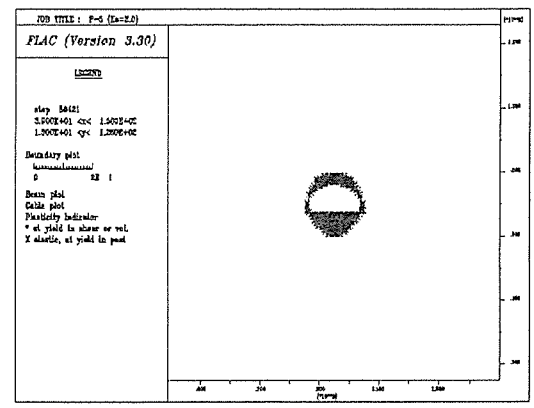
수평 응력 분포도



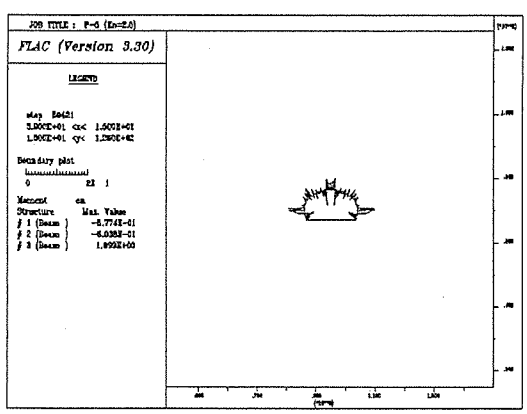
전단 응력분포도



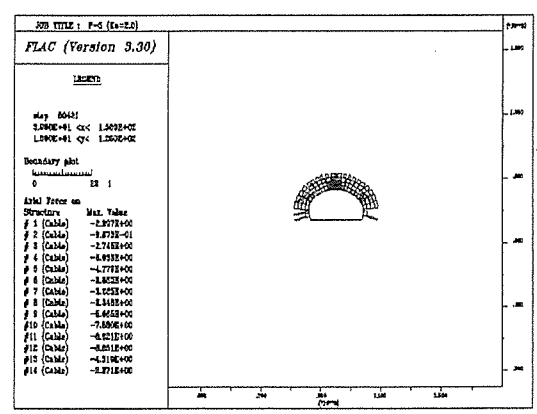
소성 영역도



숏크리트 모멘트도



록볼트 축력도



3.2 병설터널 이격거리 검토

○ 개 요

- 이격거리를 두고 시공되는 병설터널에서 터널지보재 및 주변지반의 응력-변형 상태는 두 터널의 상호 간섭효과에 의하여 영향을 받으므로 병설터널의 경우 상호 간섭효과를 적절히 고려하여 터널 지보재 설계 및 주변지반의 거동 평가가 요구됨
- 터널간 이격거리 및 측압계수의 변화에 따른 수치해석을 수행하여 터널 굴착으로 인하여 발생하는 상호 간섭효과의 영향을 평가하여 본 설계에서 적용된 터널간 이격거리의 적정성을 검토
- 도로 선형, 지형등의 요인으로 터널간 간섭을 배제하기 위한 이격거리의 증대는 한계가 있으므로 수치해석을 이용, 경제성 및 안정성을 고려한 최소 이격거리를 산정하여 설계에 반영

○ 이론적 배경

▮ 근접터널의 이해와 상호거동 해석

- 굴착에 따라 터널 주변에 접선응력이 증가하고 중심방향의 응력이 감소하여 전단응력이 증가하게 됨
- 응력수준이 탄성상태에 머무르는 경우에는 터널직경의 약 1.0배 정도까지 굴착의 영향이 미치는데 비하여 탄소성상태에 머무르는 경우에는 그 이상의 영역에까지 굴착의 영향이 미침
- 후행 굴착터널이 선행 굴착터널 영향 영역내에서 굴착되면 상호간섭 효과가 발생하여 두 터널사이에는 상호거동이 발생

▮ 병설터널 사이의 상호거동

- 터널의 수평 이격거리가 충분히 가깝다면 두 터널의 영향범위가 중첩되어 상호거동이 증폭
- 따라서 병설터널의 설계시 터널간 간섭효과가 소산되는 충분한 거리의 적절한 산정이 필요

○ 이격거리 적용현황

터 널 명	차로수	D : 직경(m)	PW : 이격거리(m)	C.T.C : 중심간격(m)	비고
죽령터널 (중앙고속도로)	2	10.039	18.07(1.8D)	30(2.98D)	
동해1터널 (동해고속도로)		13.52	20.34(1.5D)	35.15(2.6D)	
담양1터널 (88고속도로)		12.34	25.48(2.0D)	31.5(2.5D)	
소하터널 (제2경인고속도로)	3	15.88	29.12(1.8D)	45(2.8D)	
내곡터널 (분당도시고속도로)		13.40	18.5(1.4D)	34(2.5D)	
경주터널 (경부고속도로)		15.10	38.0(2.5D)	50(3.3D)	
수암터널 (서울외곽순환)	4	17.94	24.77(1.4D)	44.4(2.5D)	
수리터널 (서울외곽순환)		17.94	24.77(1.4D)	44.4(2.5D)	

○ 안정성 평가기준

▮ 숏크리트 허용응력

구 분	기 준	숏 크 리 트		
		설계기준강도 (MPa)		허 용 응 력 (MPa)
허용압축응력	$0.4f_{ck}$	강 성	f_{ck}=21	8.4
		연 성	f_{ck}=10	4.0

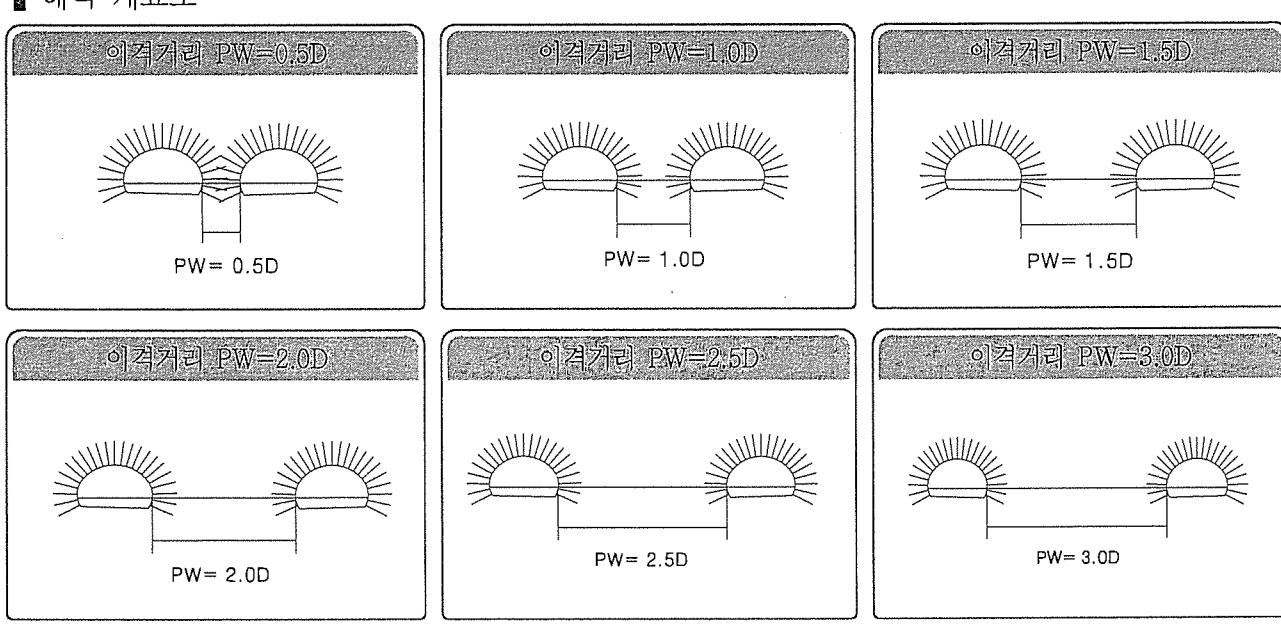
◆ 록볼트 허용축력

구 분		록볼트 (SD35)			
		단면적 (m^2)	허 용 축 력		허용축력(kN/EA)
			(kN)	(MN)	
허용축력	ϕ=25mm	0.0005067	175,000	175	88.67

○ 해석방법 및 조건

해 석 방 법	•좌측터널 굴착완료시와 우측터널 병설시공후의 변위, 지보재 등을 비교 · 검토하여 적정 이격거리를 산정 •해석 이격거리 : 최근 완공, 설계 준공된 병설터널의 이격거리 적용현황을 참조하여 PW=0.5D, 1.5D, 2.0D, 2.5D, 3.0D 해석
해 석 조 건	•적용 해석영역 : 터널 좌우측 4.0D, 하부 3.0D까지 해석 영역으로 선정하여 경계조건에 의한 영향이 없도록 함 •지보패턴 : T-3 (지반등급 Ⅲ) • 하중분담율 : 60-20-20% 적용 •측압계수 : Ko = 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 •해석프로그램 : FLAC-2D Ver 3.3 •해석 모델 : Mohr-Coulomb 파괴기준에 의한 탄 · 소성해석

▮ 해석 개요도



○ 해석단계

1단계	굴착(1차터널 상반)	7단계	굴착(2차터널 상반)
2단계	S/C + R/B (1차터널 상반)	8단계	S/C + R/B (2차터널 상반)
3단계	H/C (1차터널 상반)	9단계	H/C (2차터널 상반)
4단계	굴착(1차터널 하반)	10단계	굴착(2차터널 하반)
5단계	S/C + R/B (1차터널 하반)	11단계	S/C + R/B (2차터널 하반)
6단계	H/C (1차터널 하반)	12단계	H/C (2차터널 하반)

○ 입력특성치

▮ 지반 특성치

구 분	변형계수(MPa)	단위중량(kN/m^3)	포아송비	내부마찰각(°)	점착력(MPa)
암반등급 Ⅲ	3000	25.0	0.25	38	1.90

▮ 지보재 특성치

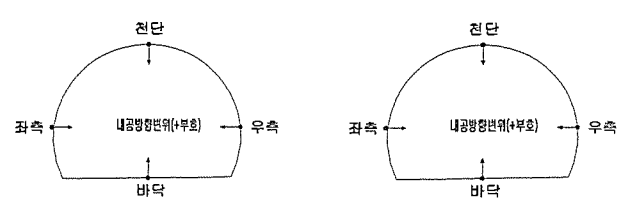
구 분		단위중량(kN/m^3)	변형계수(MPa)	길이/두께(m)	설치간격(m)	규격(MPa)
록볼트		78.5	210,000	L = 4.0	종 : 2.0	f_y = 350
숏크리트	연한	24.0	5,000	T = 0.2	–	f_{ck} = 10
	강한		15,000			f_{ck} = 21

○ 해석결과 및 분석

▮ 변위 측정위치 및 방향

• 일반적으로 천단변위의 경우 하향방향 ⊕, 수평변위의 경우 우측방향 ⊕이나 결과를 비교 검토하기 위하여 그림과 같이 터널 변위 방향을 산정

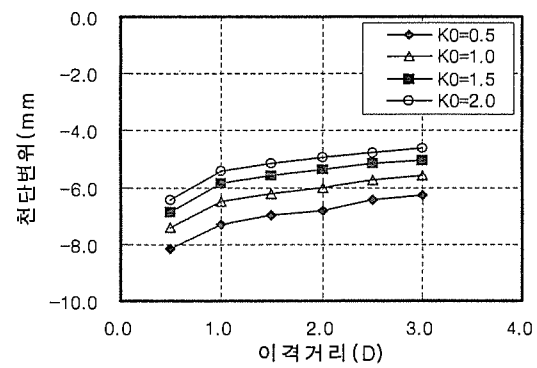
터널부 변위



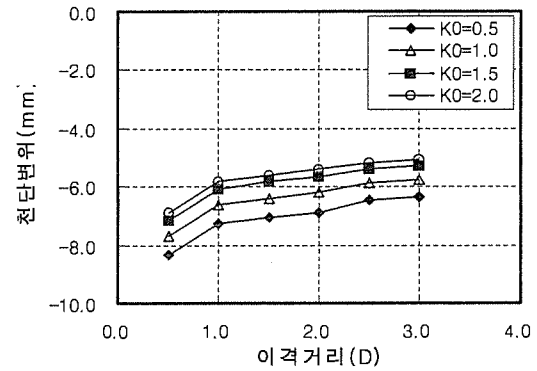
변위발생 경향

– 이격거리에 따른 천단변위

선행굴착터널 천단변위

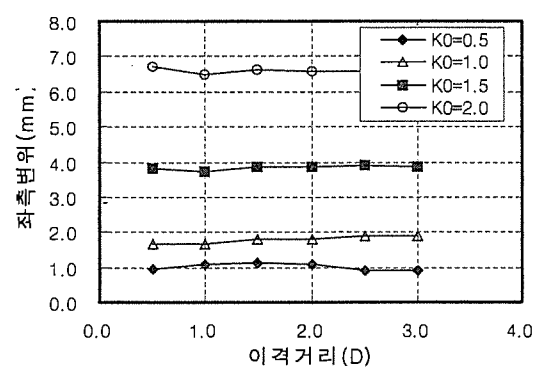


후행굴착터널 천단변위

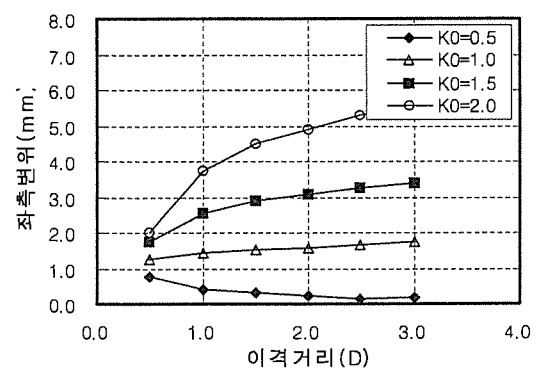


– 이격거리에 따른 내공변위

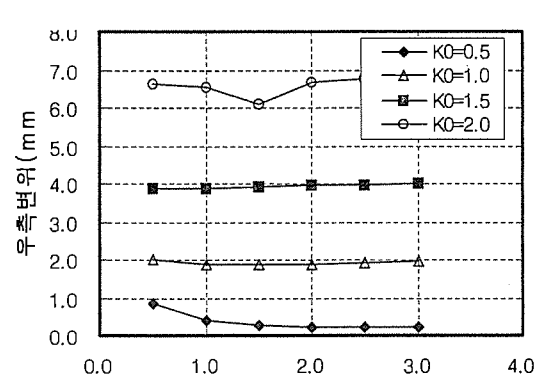
선행굴착터널 좌측변위



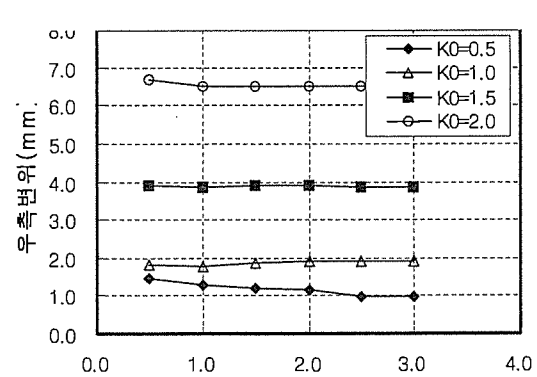
후행굴착터널 좌측변위



선행굴착터널 우측변위



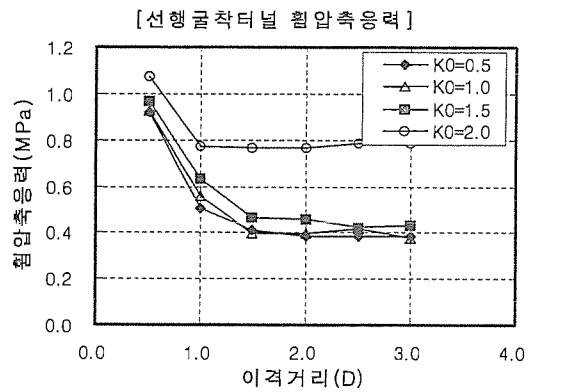
후행굴착터널 우측변위



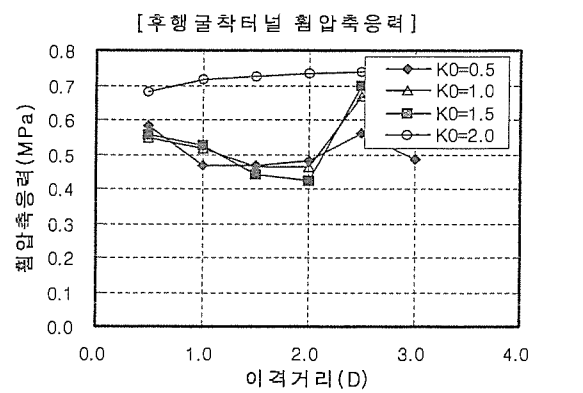
응력발생 경향

– 이격거리에 따른 숏크리트 휨압축응력

선행굴착터널 휨압축응력

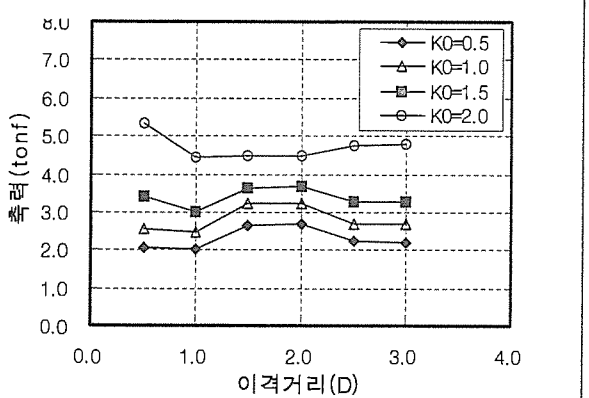


후행굴착터널 휨압축응력

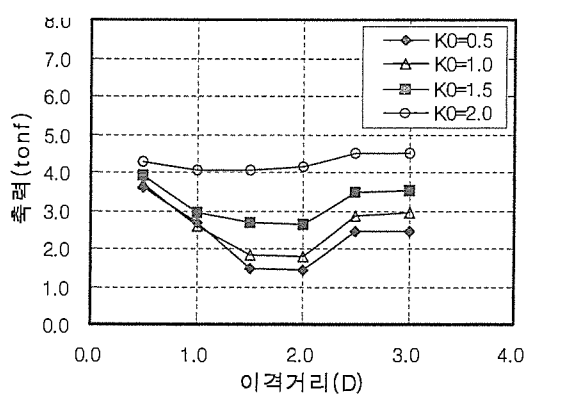


– 이격거리에 따른 내공변위

선행굴착터널 좌측변위



후행굴착터널 좌측변위



분석결과

이격거리	측압계수	숏크리트 최대휨압축응력(MPa)			록볼트 최대축력(kN)		
		허용기준	해석결과	판정여부	허용기준	해석결과	판정여부
0.5D	0.5	8.4	9.017	N.G	88.67	37.818	O.K
	1.0	8.4	9.092	N.G	88.67	36.307	O.K
	1.5	8.4	9.485	N.G	88.67	38.377	O.K
	2.0	8.4	10.514	N.G	88.67	52.042	O.K
1.0D	0.5	8.4	4.904	O.K	88.67	26.114	O.K
	1.0	8.4	5.482	O.K	88.67	28.998	O.K
	1.5	8.4	6.172	O.K	88.67	33.403	O.K
	2.0	8.4	7.588	O.K	88.67	43.498	O.K

이격거리	측압계수	숏크리트 최대휨압축응력(MPa)			록볼트 최대축력(kN)		
		허용기준	해석결과	판정여부	허용기준	해석결과	판정여부
1.5D	0.5	8.4	3.997	O.K	88.67	25.928	O.K
	1.0	8.4	4.996	O.K	88.67	31.372	O.K
	1.5	8.4	5.502	O.K	88.67	35.345	O.K
	2.0	8.4	7.481	O.K	88.67	43.762	O.K
2.0D	0.5	8.4	3.777	O.K	88.67	26.487	O.K
	1.0	8.4	5.222	O.K	88.67	31.431	O.K
	1.5	8.4	5.538	O.K	88.67	35.757	O.K
	2.0	8.4	7.498	O.K	88.67	43.821	O.K
2.5D	0.5	8.4	3.767	O.K	88.67	23.897	O.K
	1.0	8.4	5.748	O.K	88.67	31.961	O.K
	1.5	8.4	6.735	O.K	88.67	34.011	O.K
	2.0	8.4	7.687	O.K	88.67	46.480	O.K
3.0D	0.5	8.4	3.717	O.K	88.67	23.868	O.K
	1.0	8.4	5.756	O.K	88.67	28.586	O.K
	1.5	8.4	6.761	O.K	88.67	34.512	O.K
	2.0	8.4	7.712	O.K	88.67	46.696	O.K

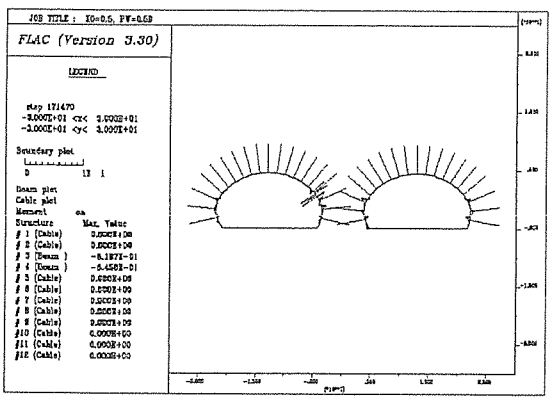
○결 론

- 천단변위는 터널 이격거리 PW=0.5D에서 가장 크게 발생하며, 이격거리의 증가에 따라 감소
- 록볼트 최대축력은 PW=0.5D에서 최대로 발생되지만, 허용축력인 88.67kN/EA에 만족
- 숏크리트 최대휨압축응력은 터널 이격거리 PW=0.5D일 경우 최대로 발생하여 1.0~1.5D에서 비교적 급격히 감소하며 그 이후는 완만히 변화 또는 수렴함.
- 최대휨압축응력은 PW=0.5D일 경우 허용응력을 초과하는 것으로 나타나며 1.0D부터는 최소기준치를 만족하는 것으로 나타남

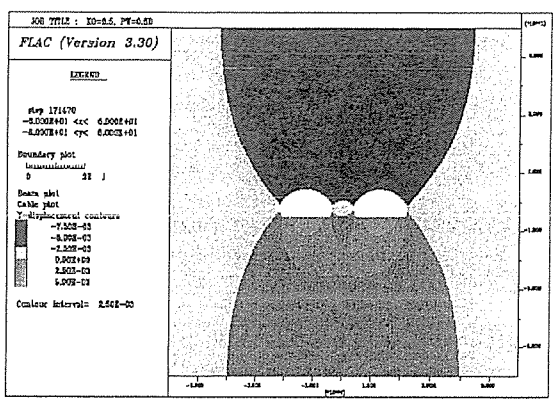
해석결과도

– 이격거리 PW=0.5D (Ko=0.5)

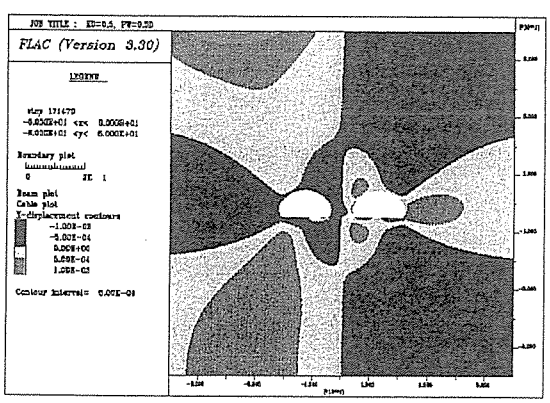
해석 요소망



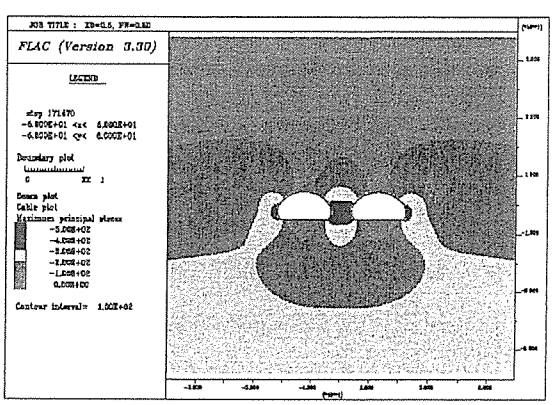
연직방향 변위분포도



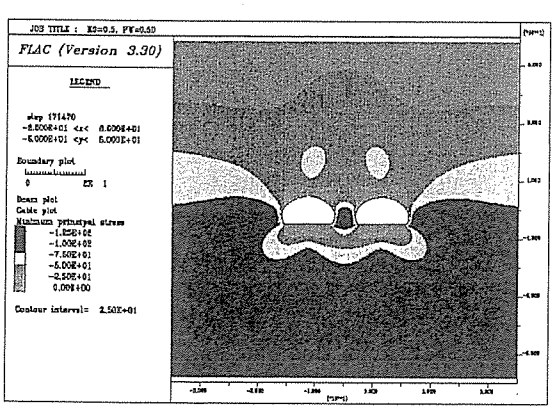
수평방향 변위분포도



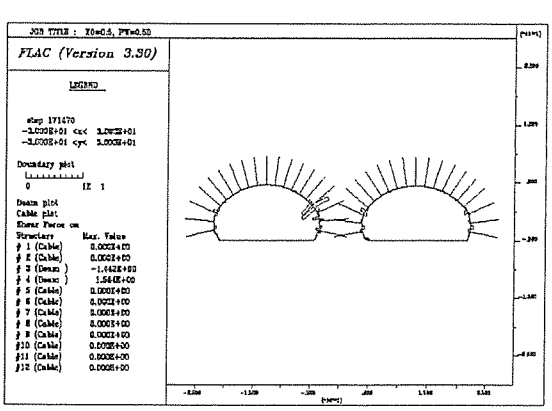
최대주응력 분포도



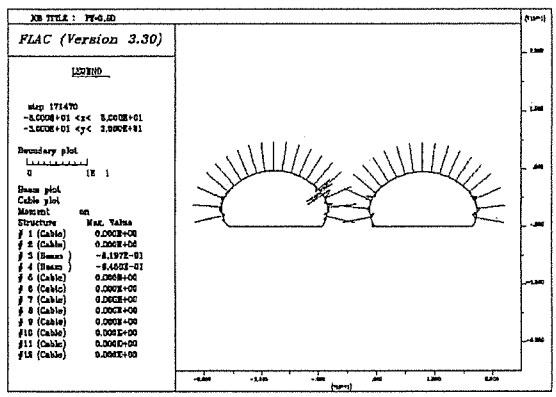
최소주응력 분포도



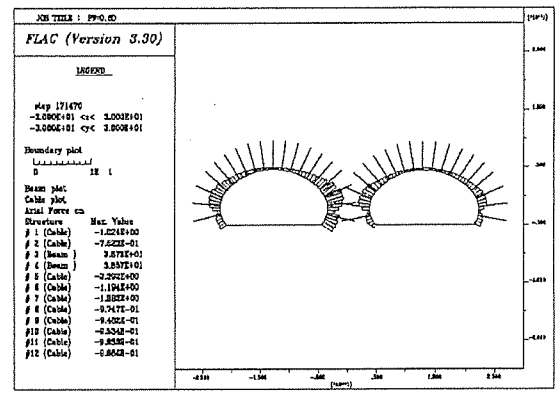
전단 응력분포도



모멘트도

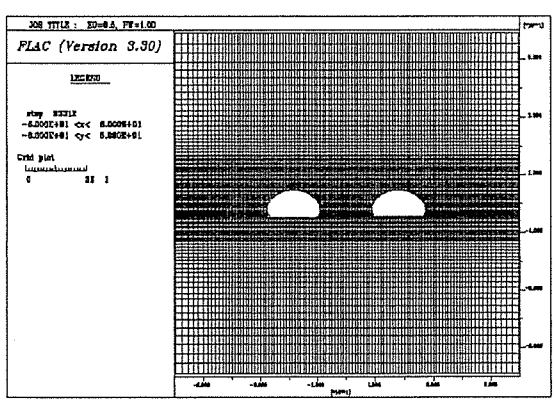


축력도

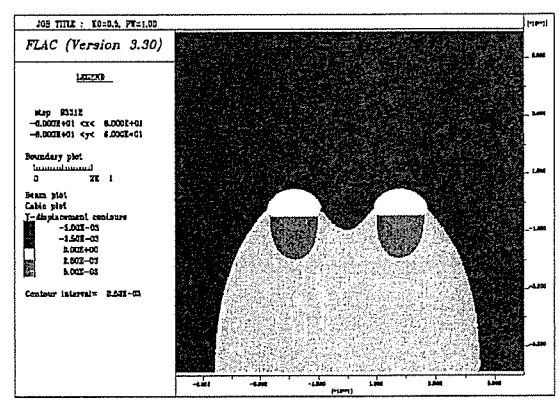


– 이격거리 PW=1.0D (Ko=0.5)

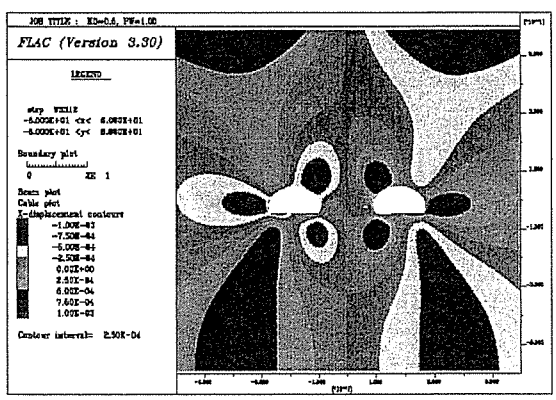
해석 요소망



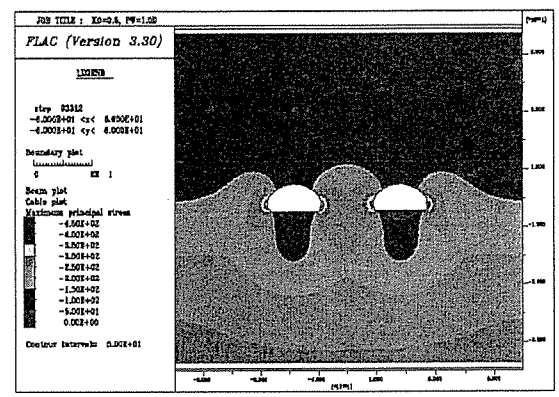
연직방향 변위분포도



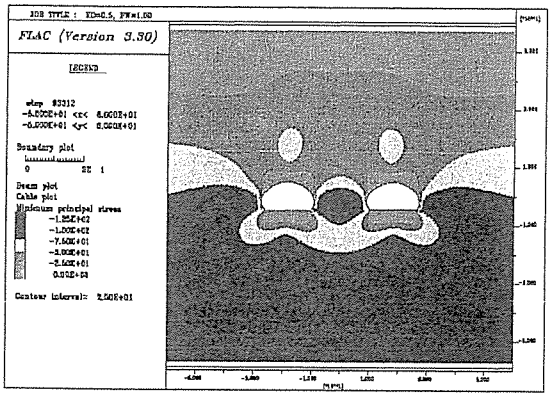
수평방향 변위분포도



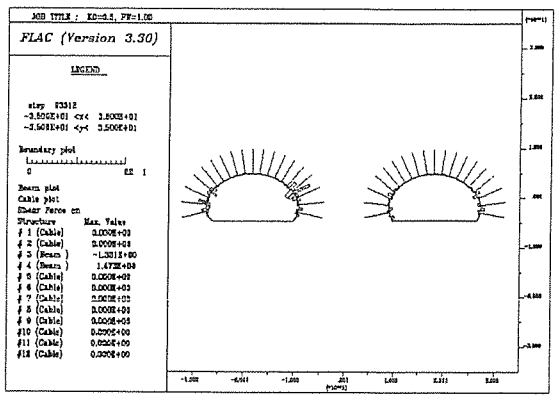
최대주응력 분포도



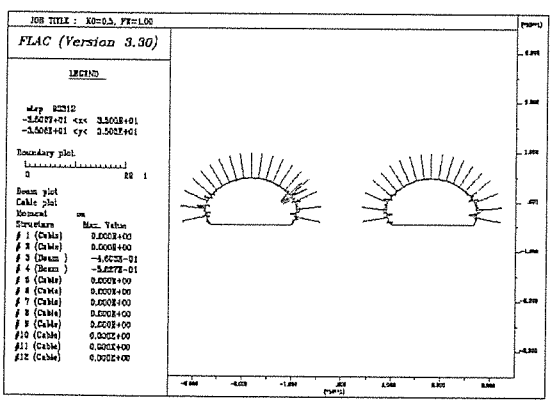
최소주응력 분포도



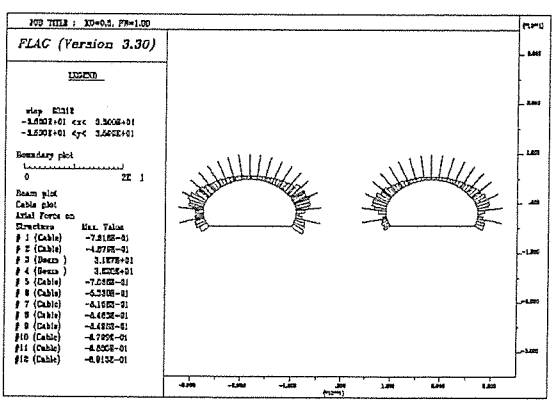
전단 응력분포도



모멘트도

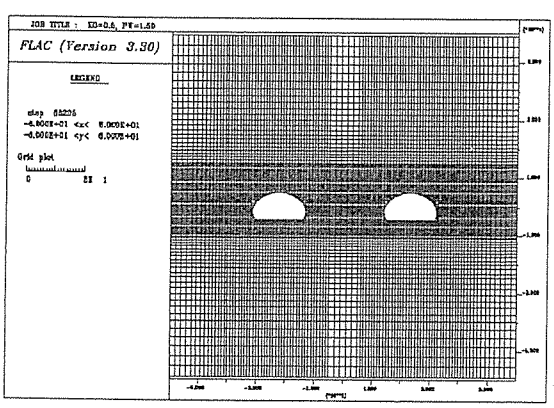


축력도

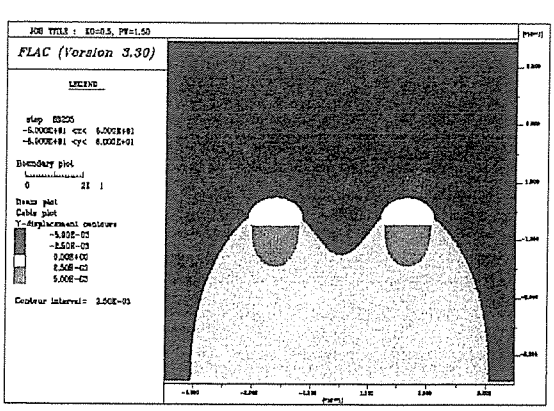


- 이격거리 PW=1.5D (Ko=0.5)

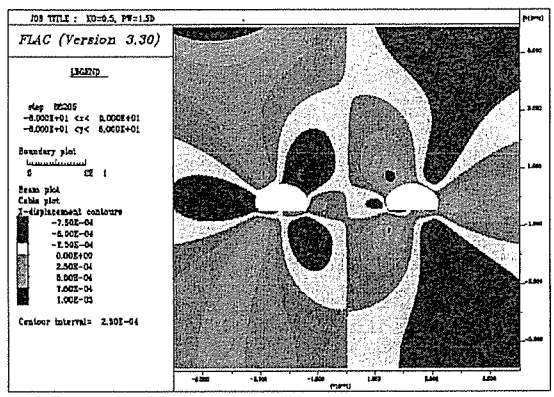
해석 요소망



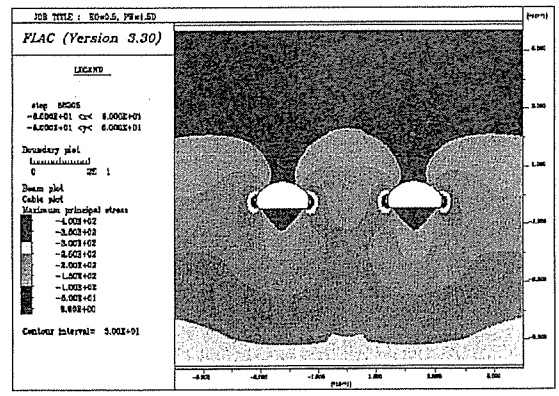
연직방향 변위분포도



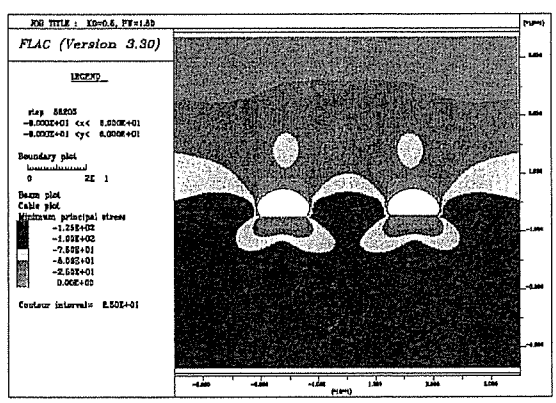
수평방향 변위분포도



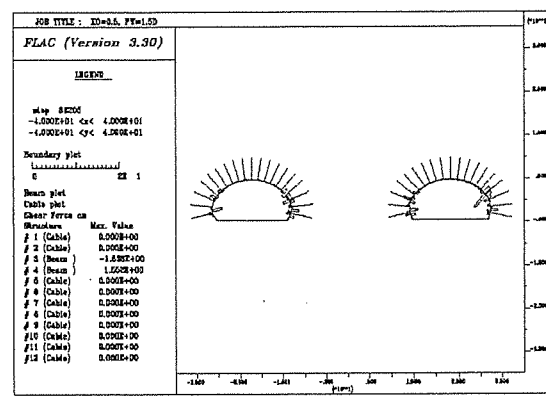
최대주응력 분포도



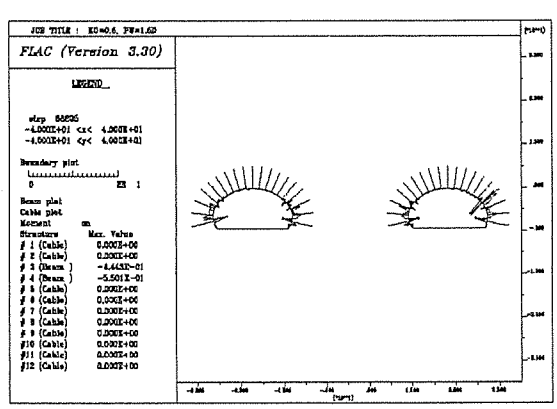
최소주응력 분포도



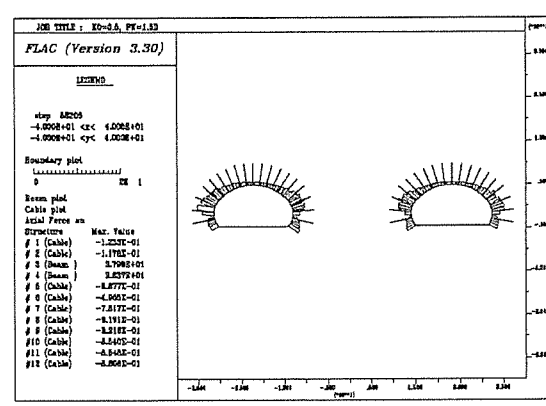
전단 응력분포도



모멘트도

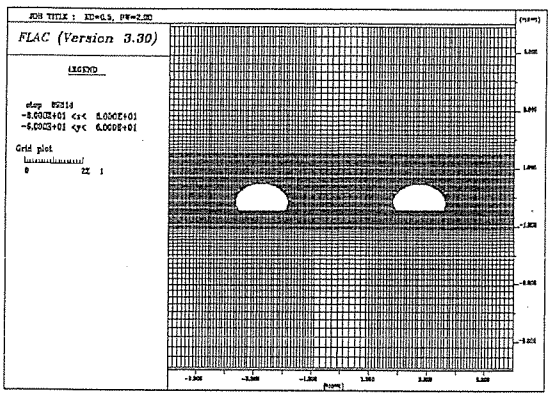


축력도

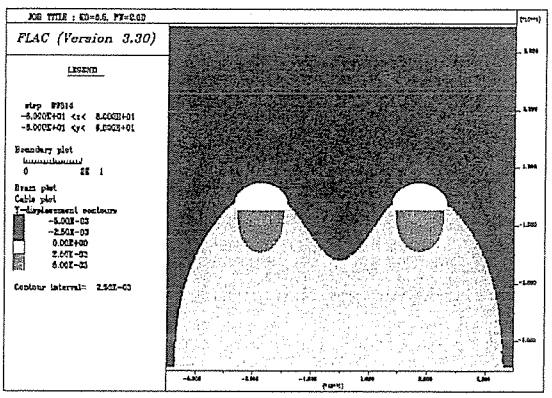


- 이격거리 PW=1.5D (Ko=0.5)

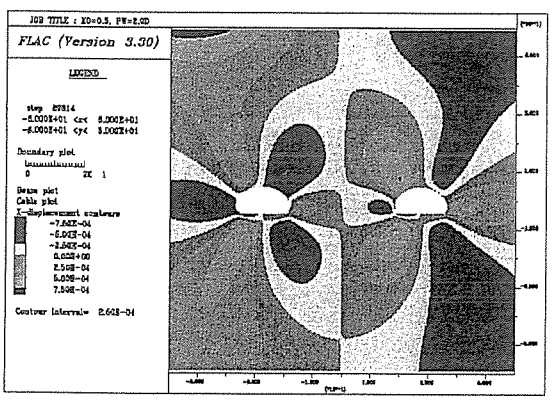
해석 요소망



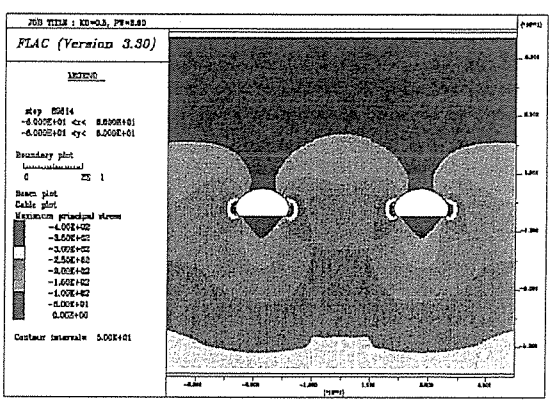
연직방향 변위분포도



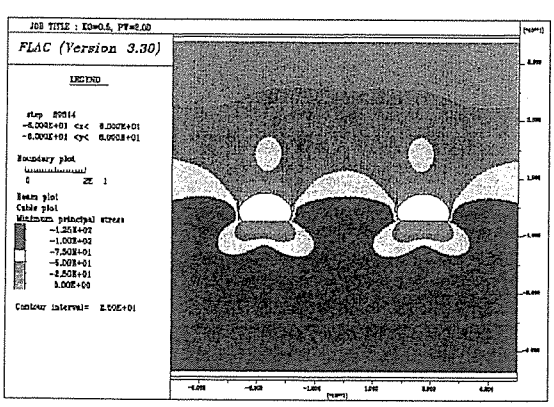
수평방향 변위분포도



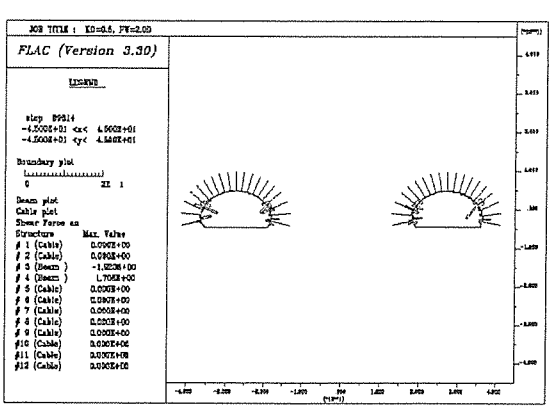
최대주응력 분포도



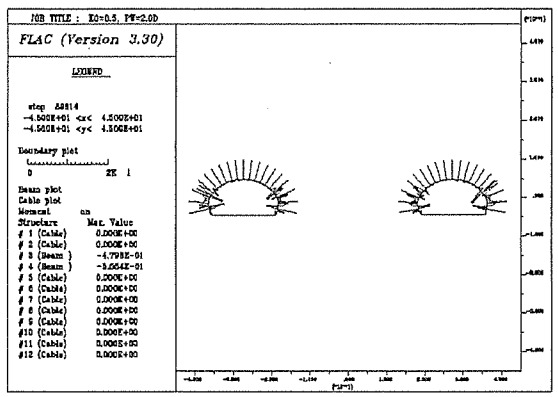
최소주응력 분포도



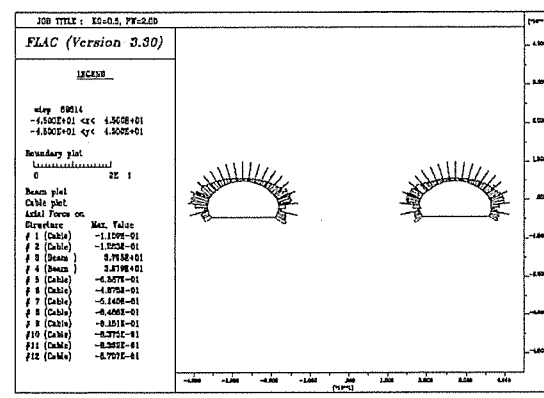
전단 응력분포도



모멘트도

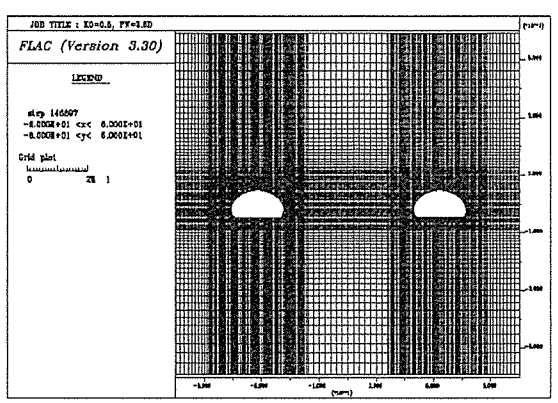


축력도

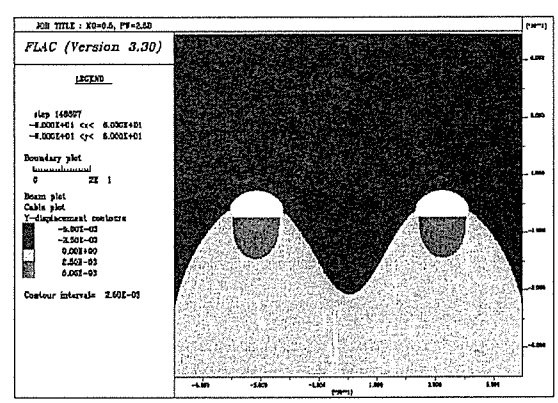


– 이격거리 PW=2.5D (Ko=0.5)

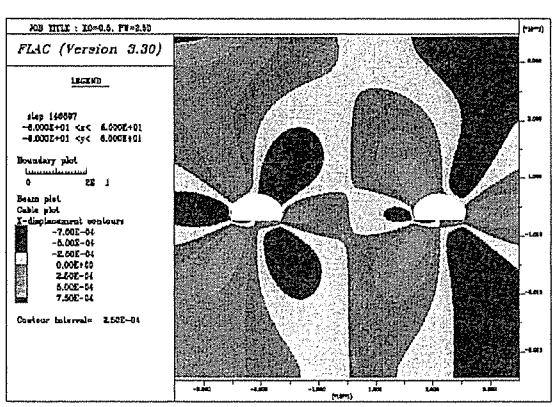
해석 요소망



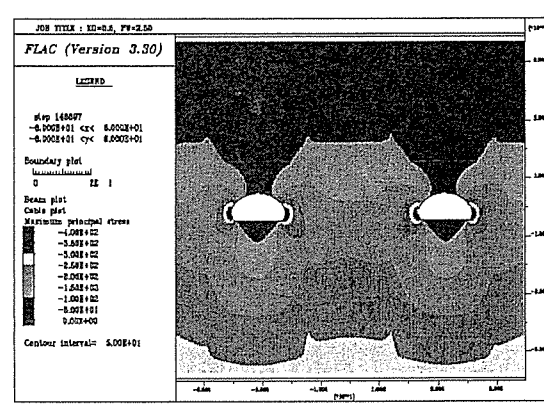
연직방향 변위분포도



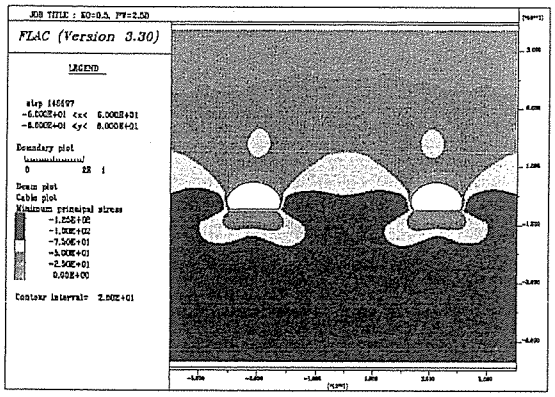
수평방향 변위분포도



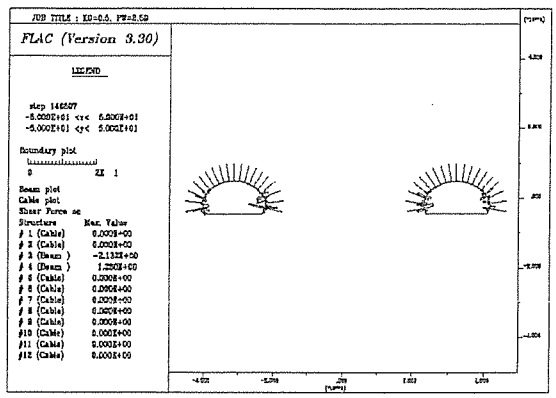
최대주응력 분포도



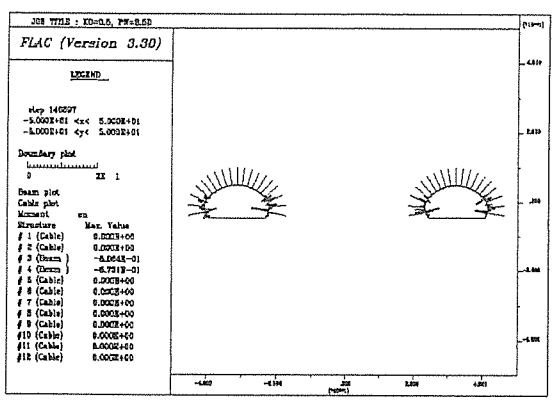
최소주응력 분포도



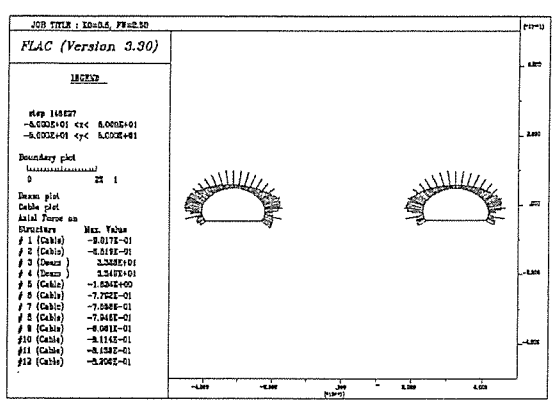
전단 응력분포도



모멘트도

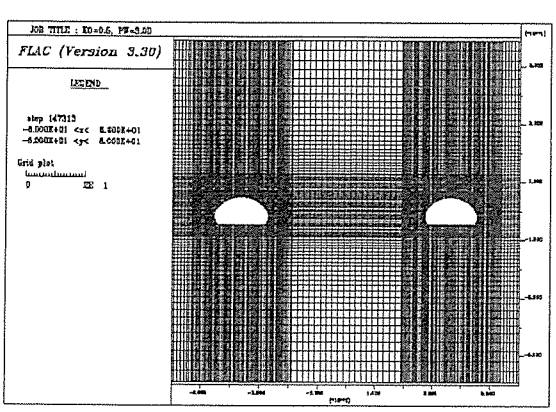


축력도

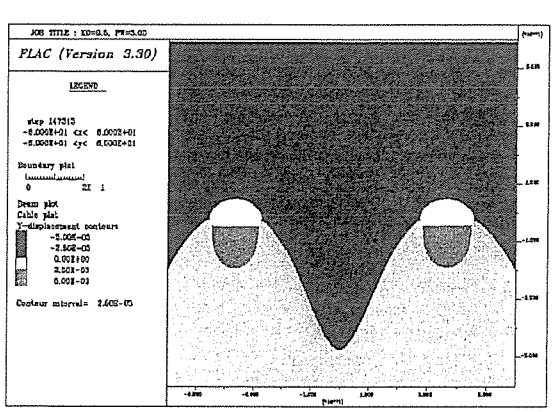


- 이격거리 PW=3.0D (Ko=0.5)

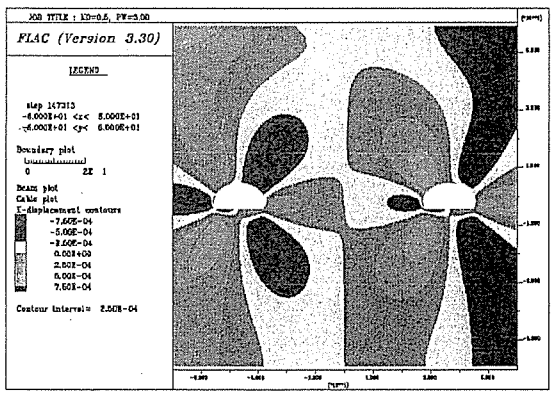
해석 요소망



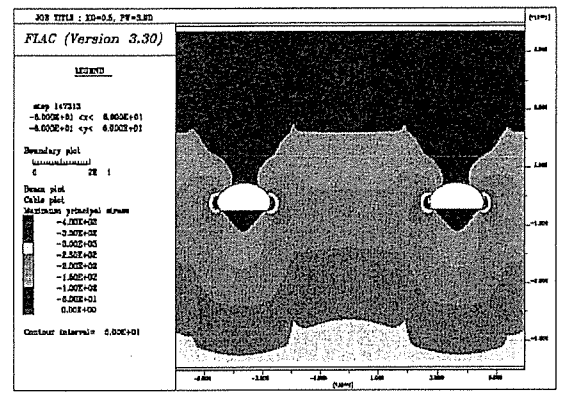
연직방향 변위분포도



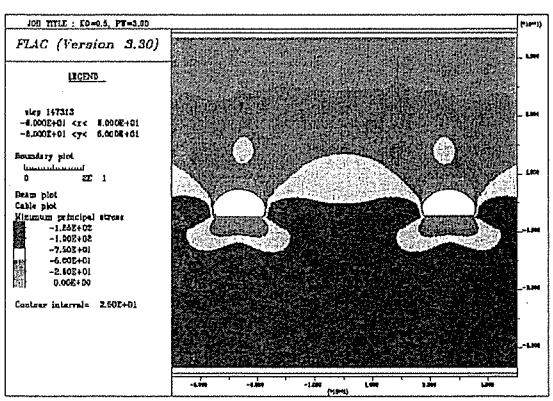
수평방향 변위분포도



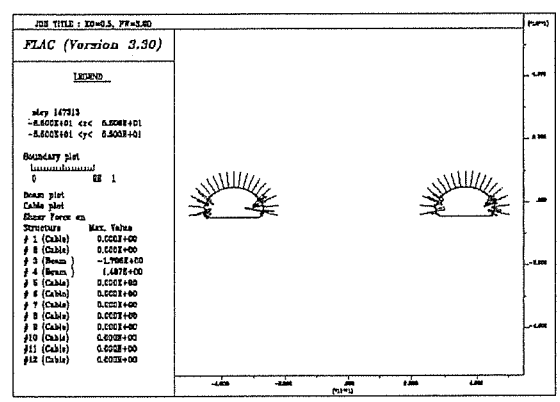
최대주응력 분포도



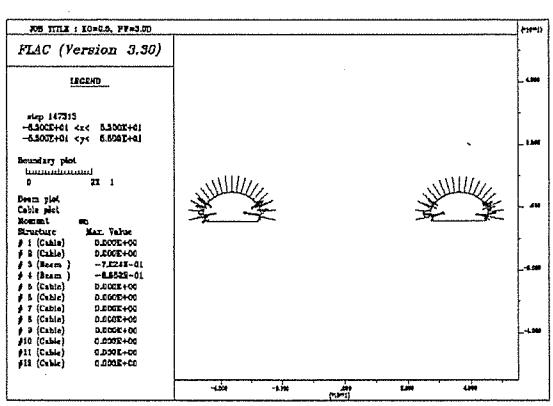
최소주응력 분포도



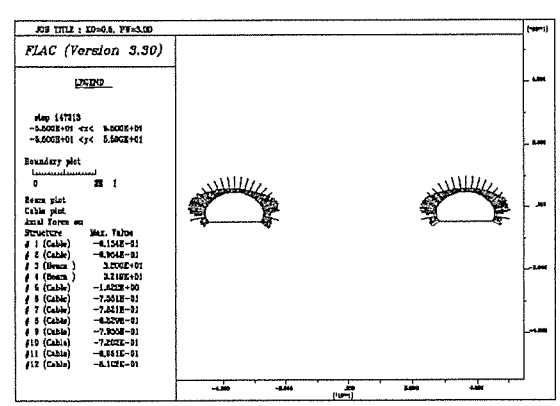
전단 응력분포도



모멘트도

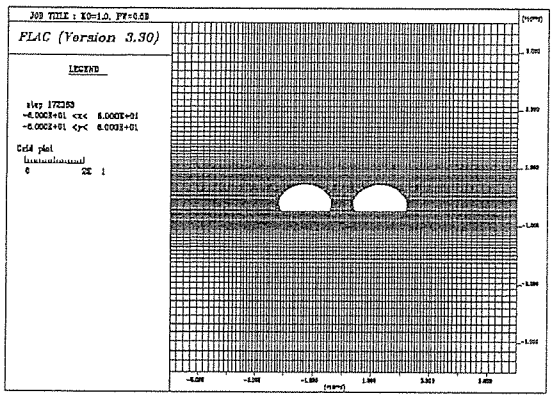


축력도

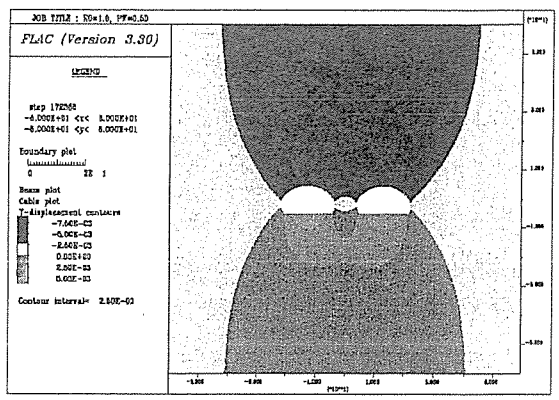


– 이격거리 PW=0.5D (Ko=1.0)

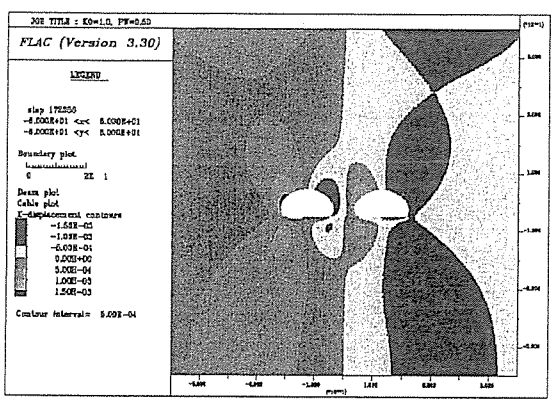
해석 요소망



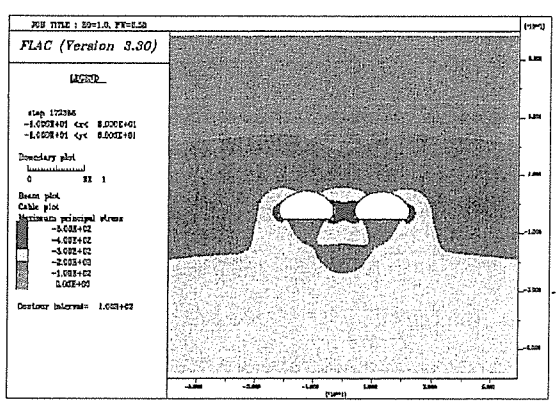
연직방향 변위분포도



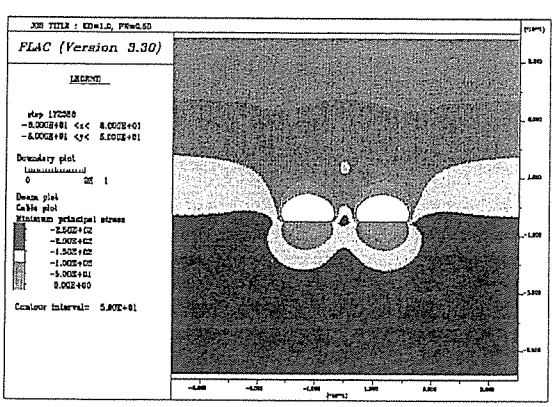
수평방향 변위분포도



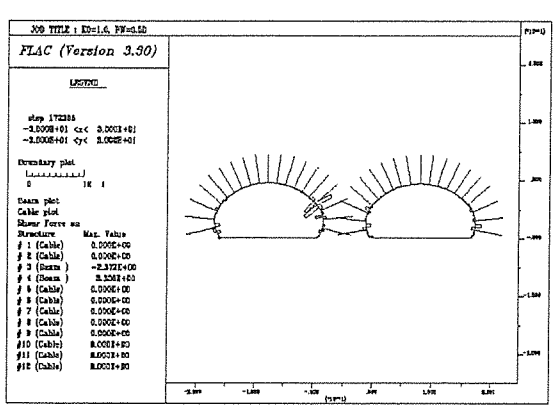
최대주응력 분포도



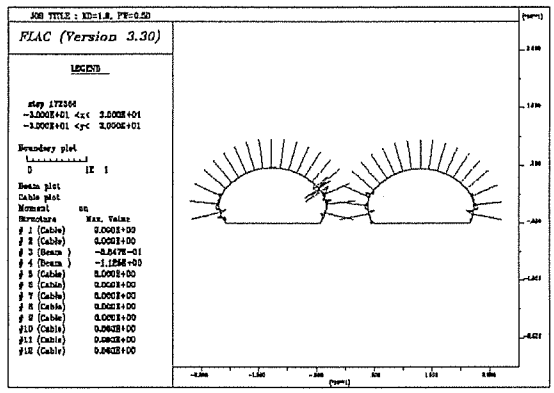
최소주응력 분포도



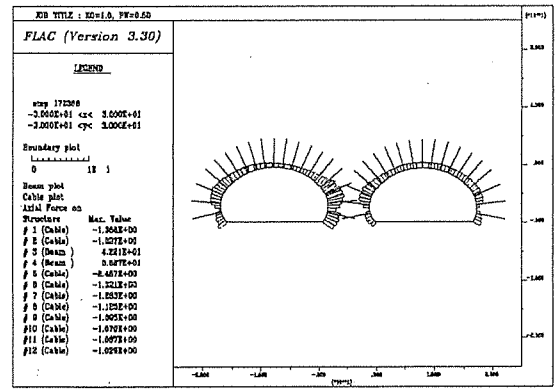
전단 응력분포도



모멘트도

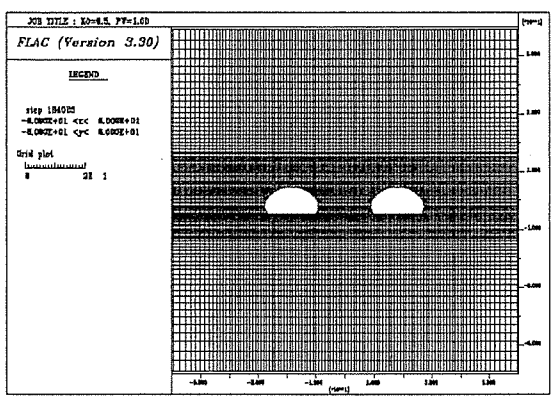


축력도

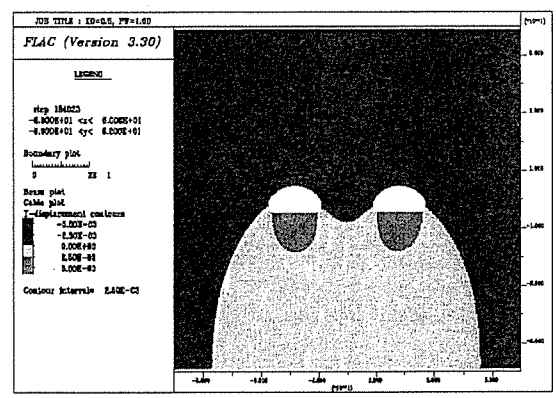


– 이격거리 PW=1.0D (Ko=1.0)

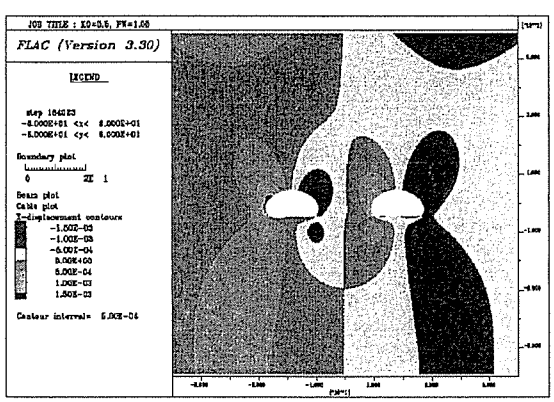
해석 요소망



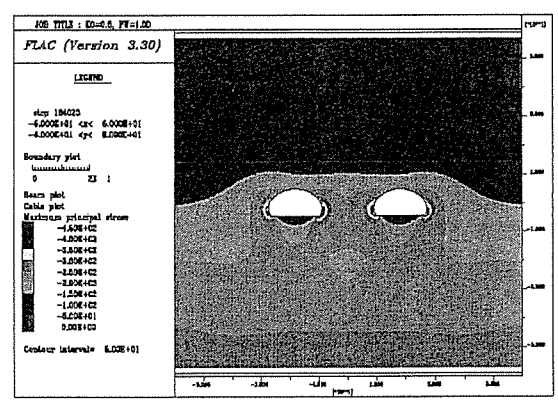
연직방향 변위분포도



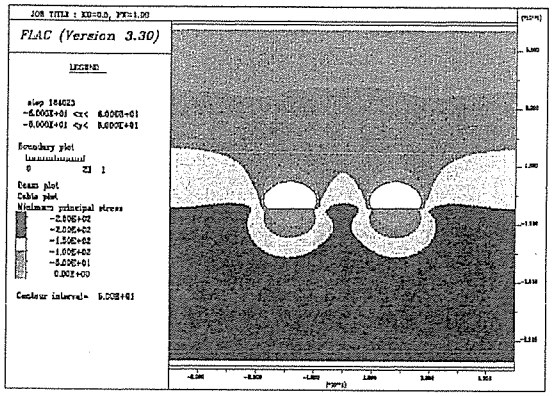
수평방향 변위분포도



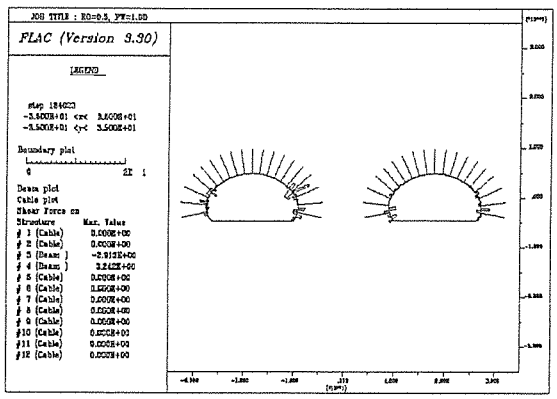
최대주응력 분포도



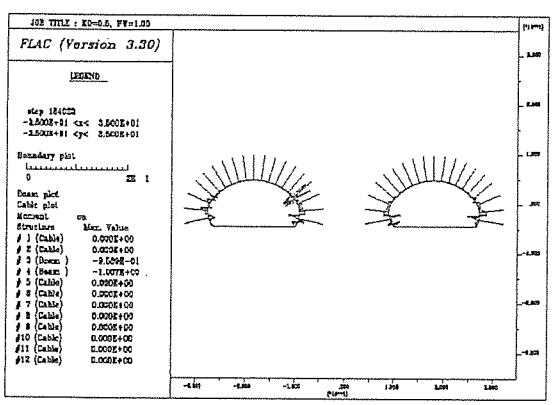
최소주응력 분포도



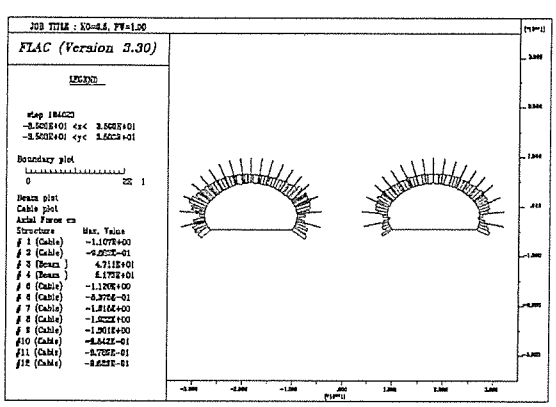
전단 응력분포도



모멘트도

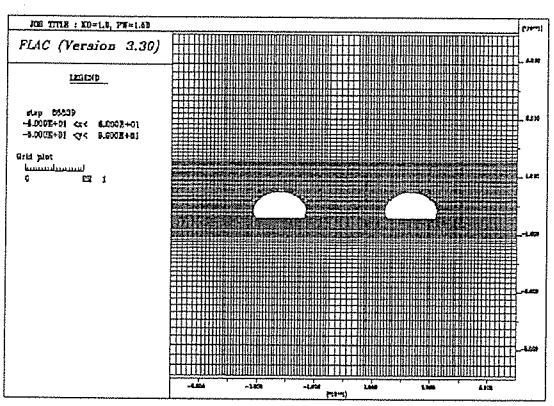


축력도

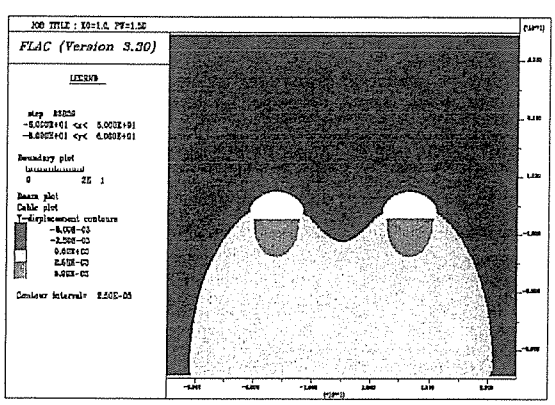


– 이격거리 PW=1.5D (Ko=1.0)

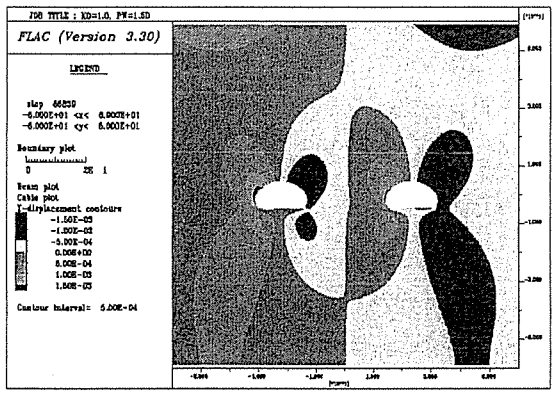
해석 요소망



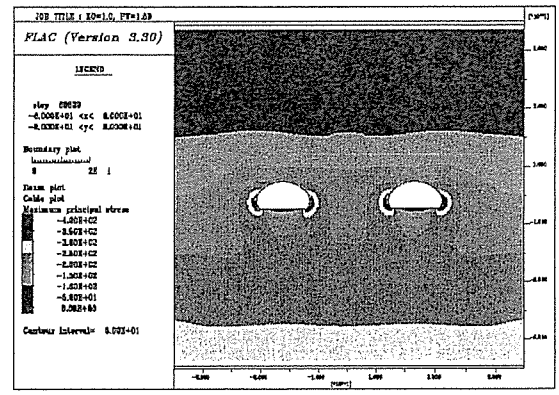
연직방향 변위분포도



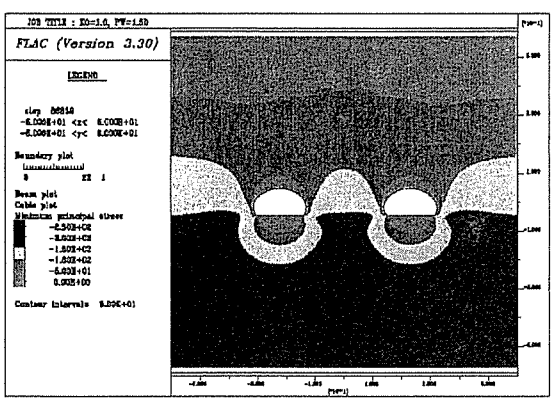
수평방향 변위분포도



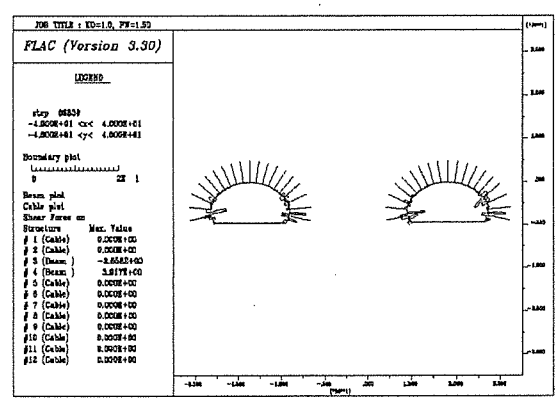
최대주응력 분포도



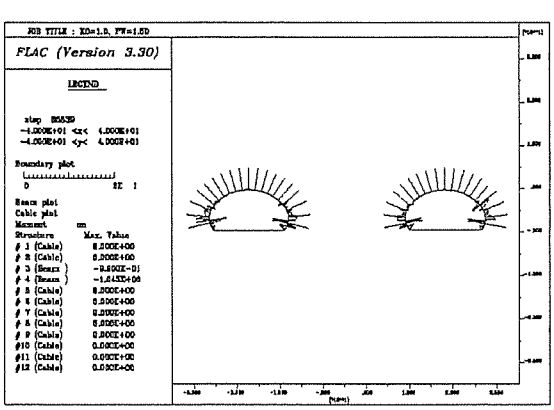
최소주응력 분포도



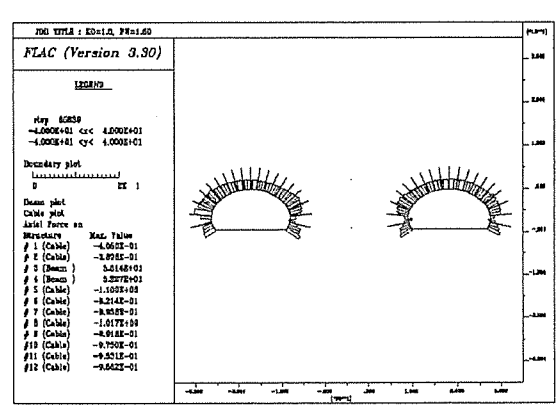
전단 응력분포도



모멘트도

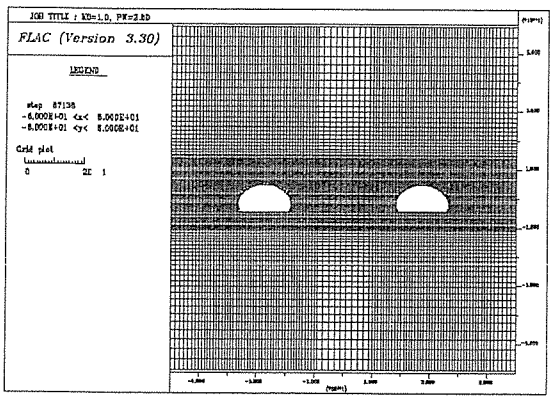


축력도

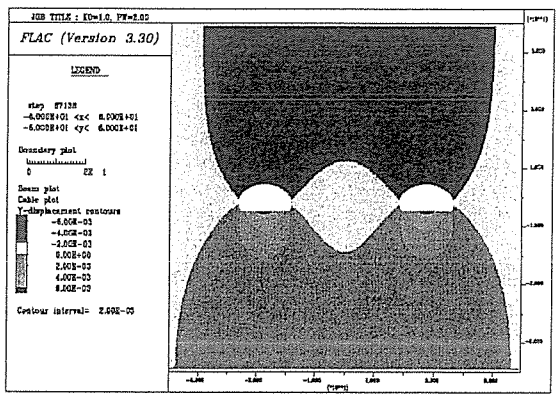


– 이격거리 PW=2.0D (Ko=1.0)

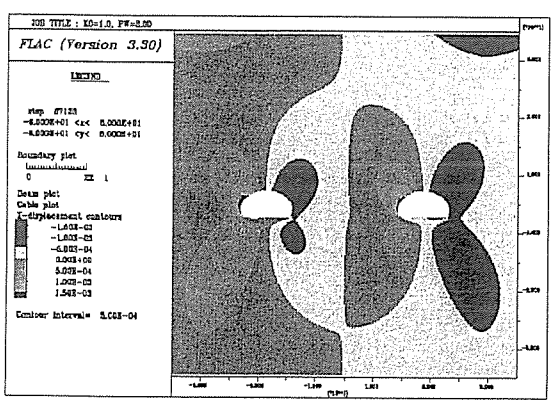
해석 요소망



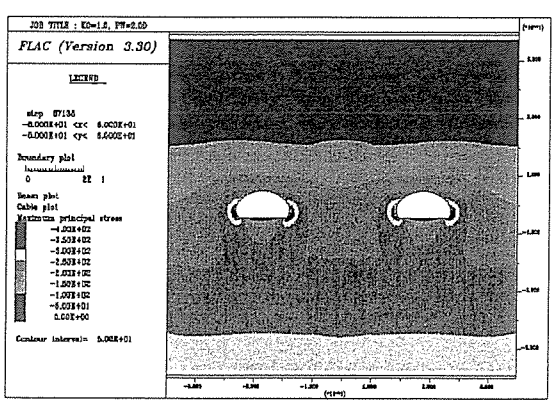
연직방향 변위분포도



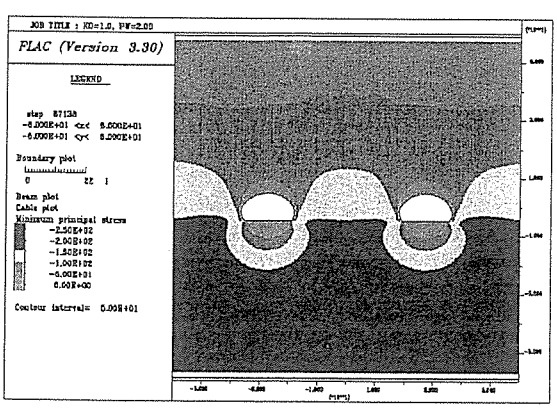
수평방향 변위분포도



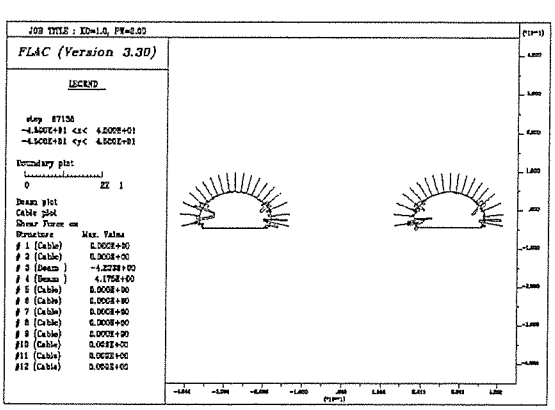
최대주응력 분포도



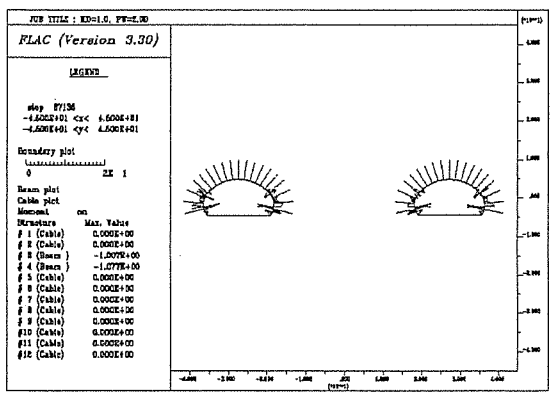
최소주응력 분포도



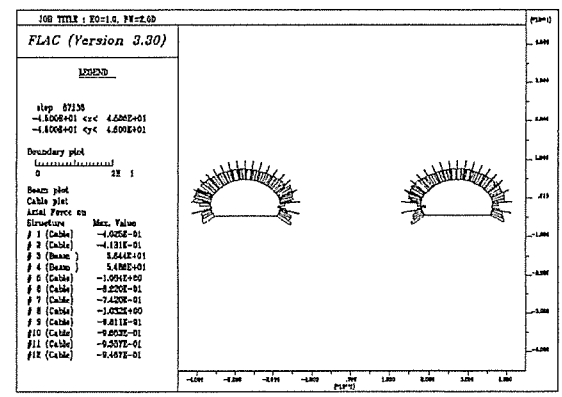
전단 응력분포도



모멘트도

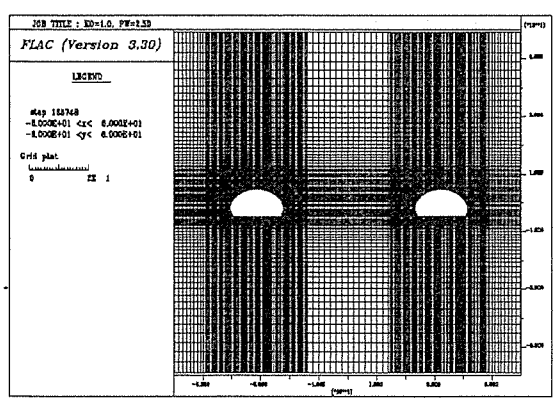


축력도

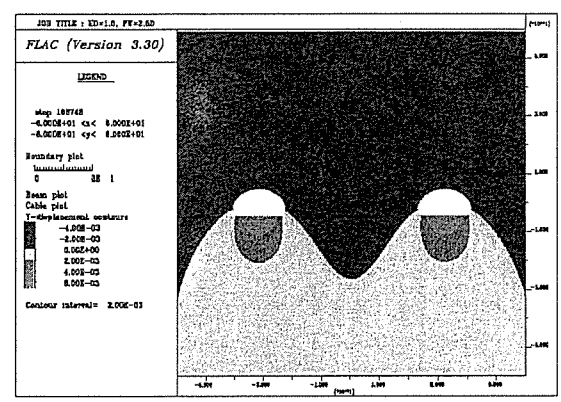


– 이격거리 PW=2.5D (Ko=1.0)

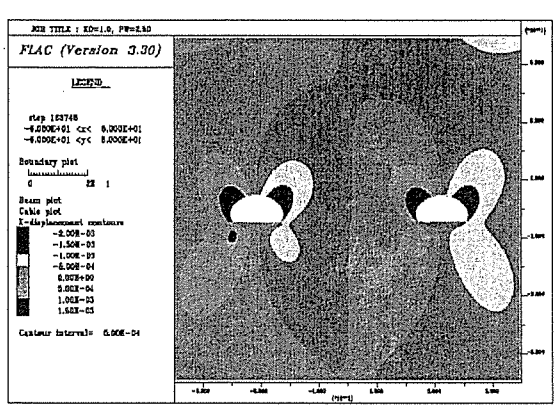
해석 요소망



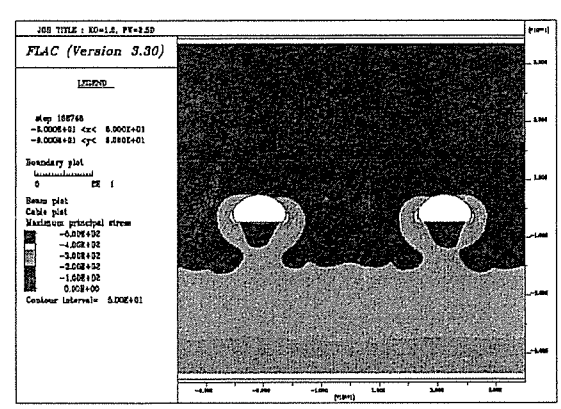
연직방향 변위분포도



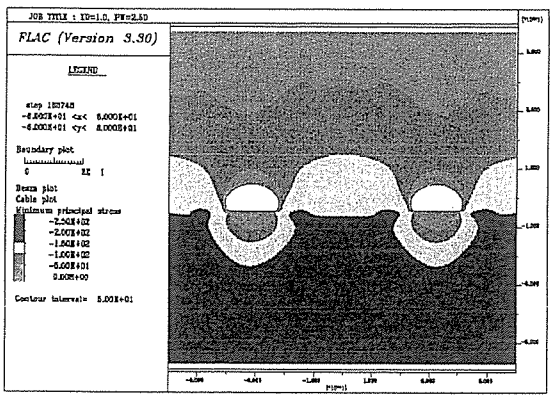
수평방향 변위분포도



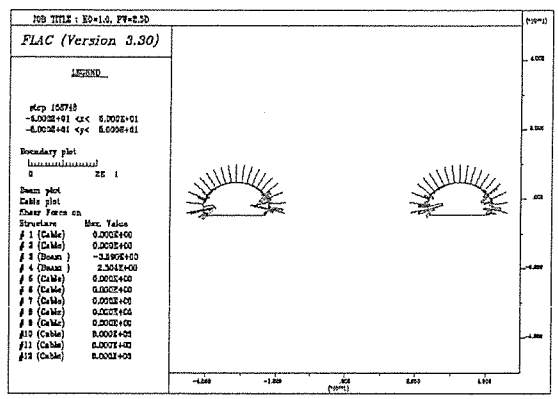
최대주응력 분포도



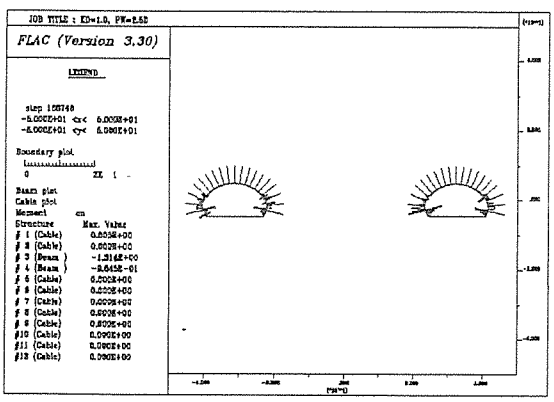
최소주응력 분포도



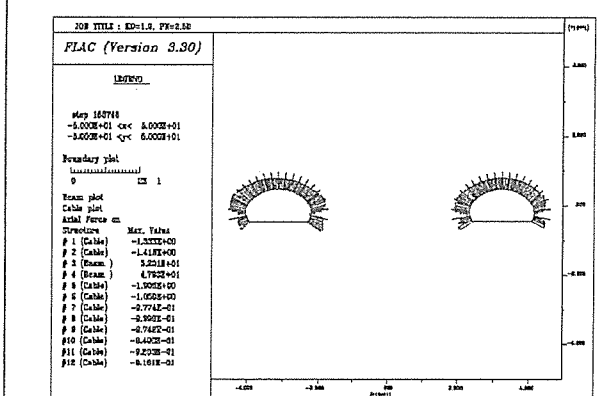
전단 응력분포도



모멘트도

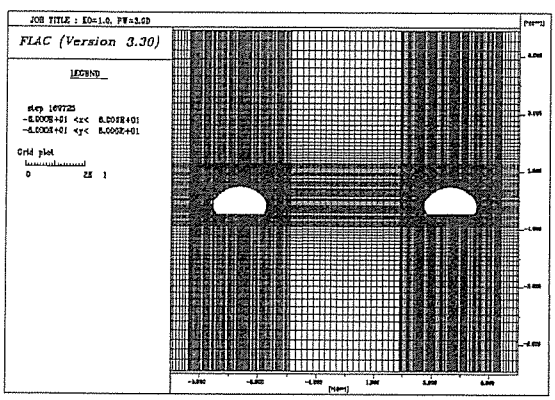


축력도

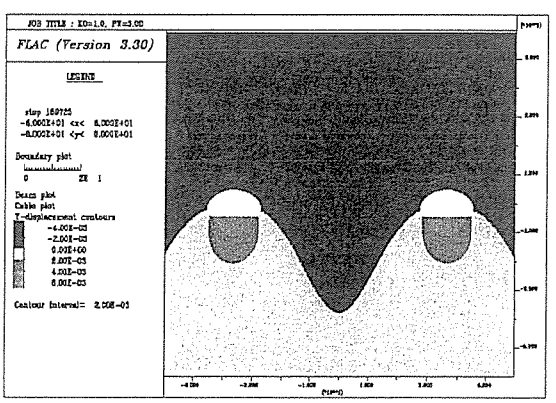


- 이격거리 PW=3.0D (Ko=1.0)

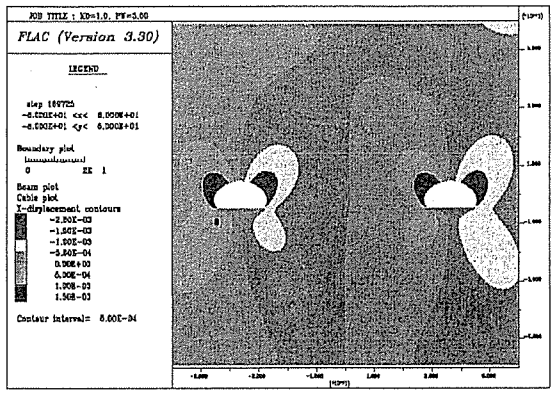
해석 요소망



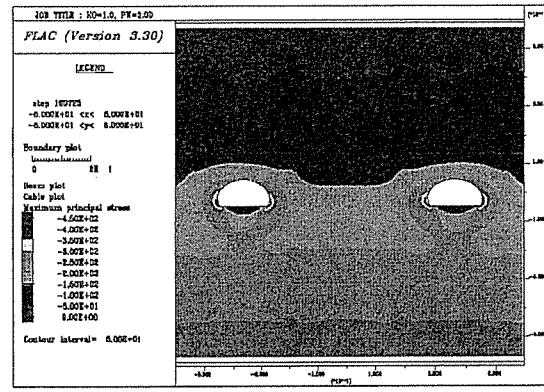
연직방향 변위분포도



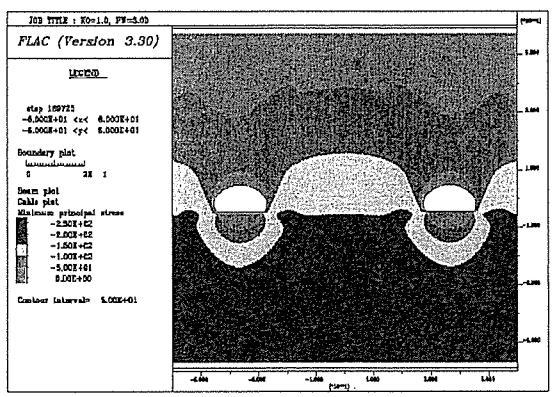
수평방향 변위분포도



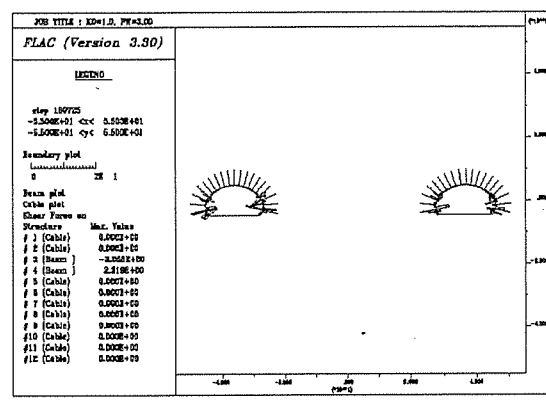
최대주응력 분포도



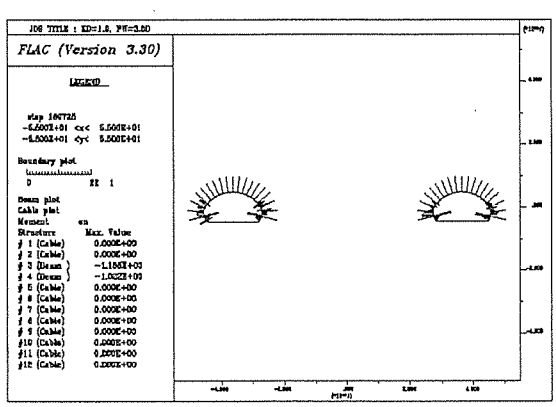
최소주응력 분포도



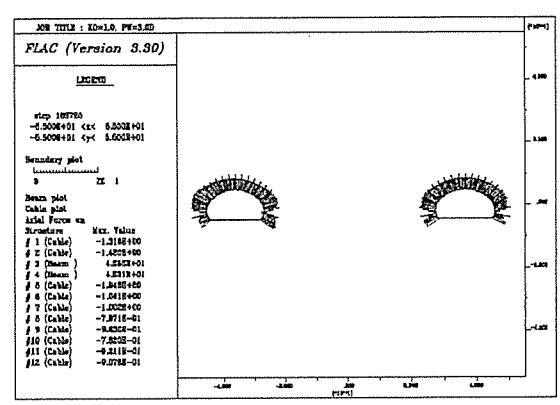
전단 응력분포도



모멘트도

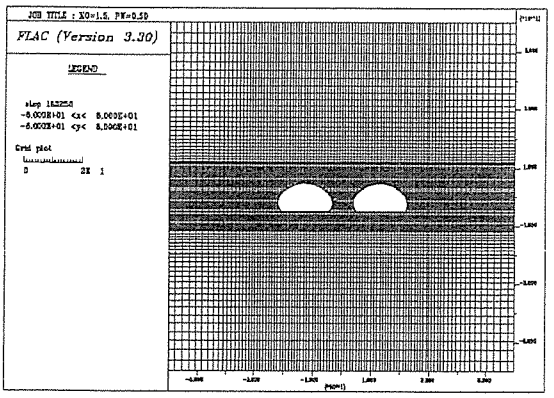


축력도

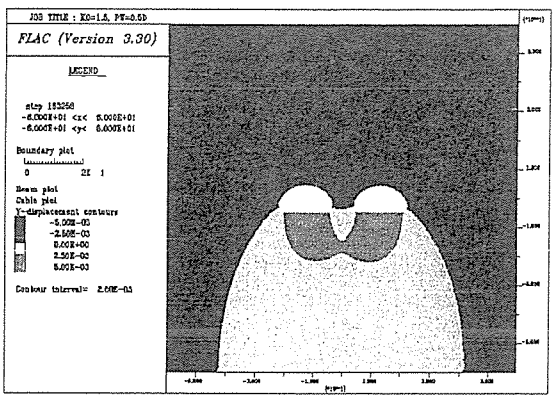


- 이격거리 PW=0.5D (Ko=1.5)

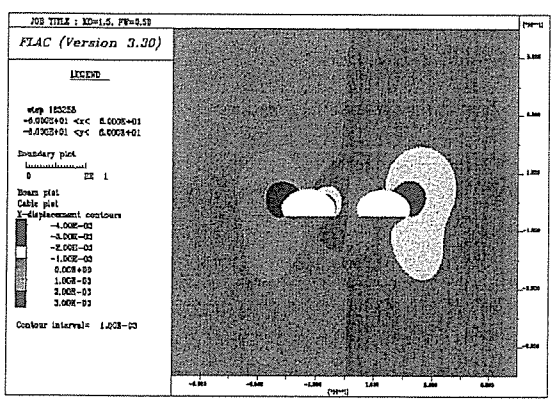
해석 요소망



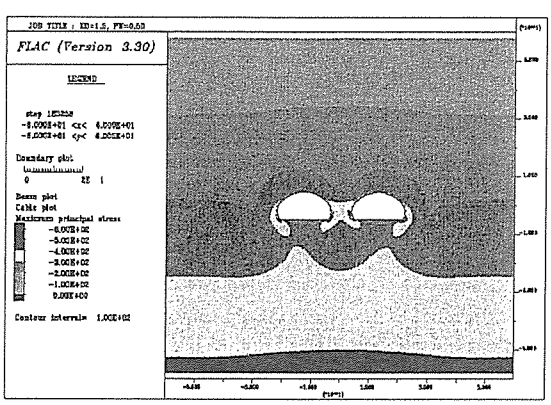
연직방향 변위분포도



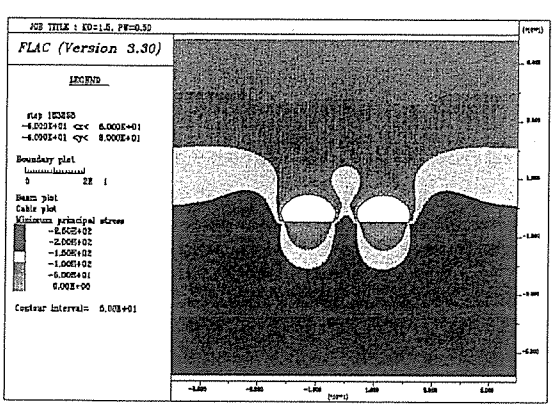
수평방향 변위분포도



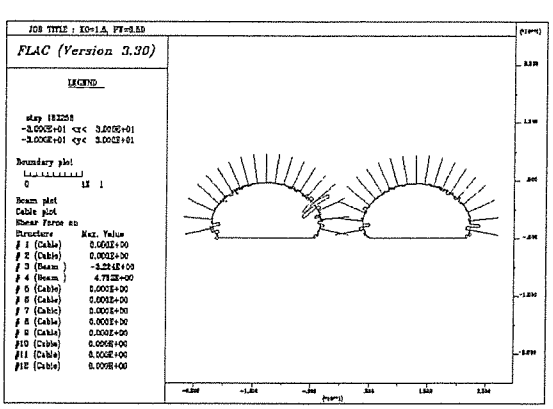
최대주응력 분포도



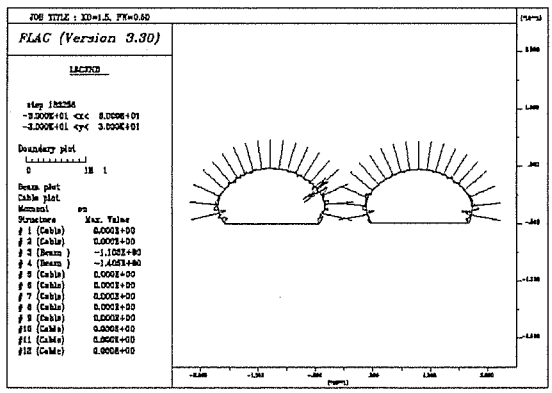
최소주응력 분포도



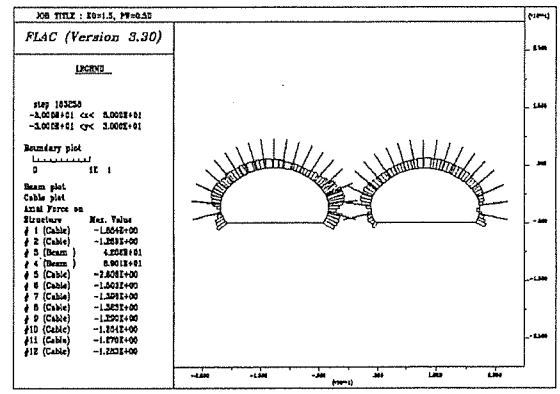
전단 응력분포도



모멘트도

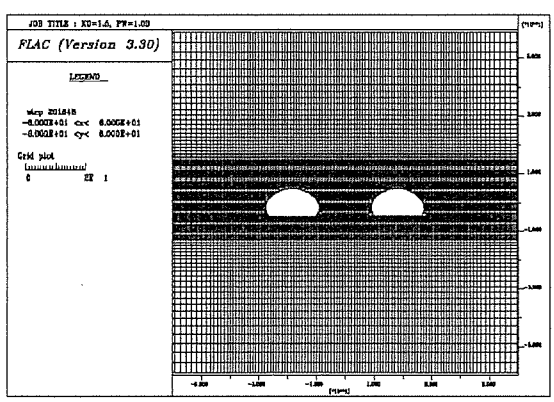


축력도

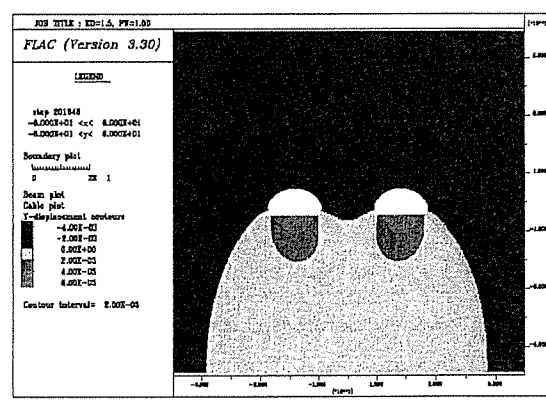


– 이격거리 PW=1.0D (Ko=1.5)

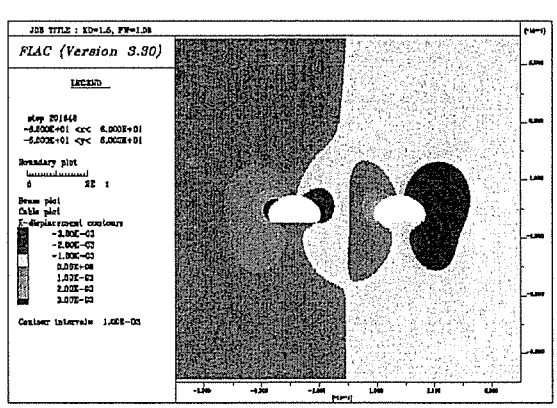
해석 요소망



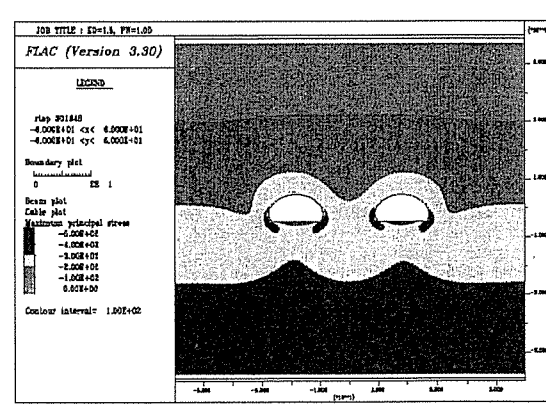
연직방향 변위분포도



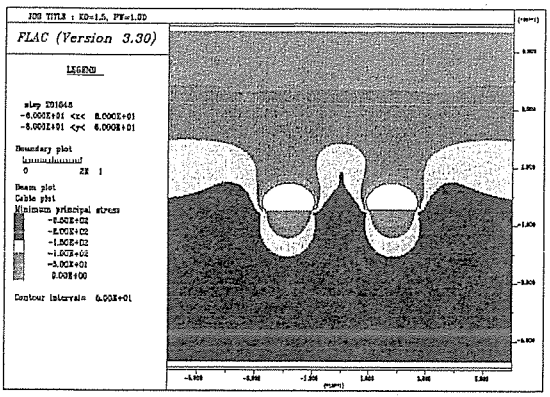
수평방향 변위분포도



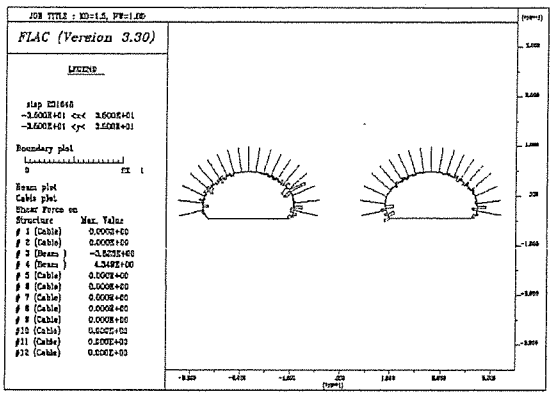
최대주응력 분포도



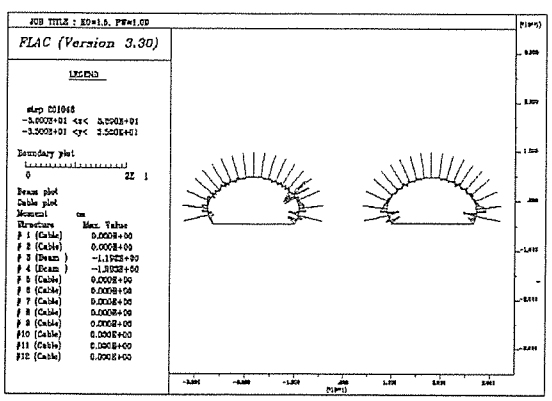
최소주응력 분포도



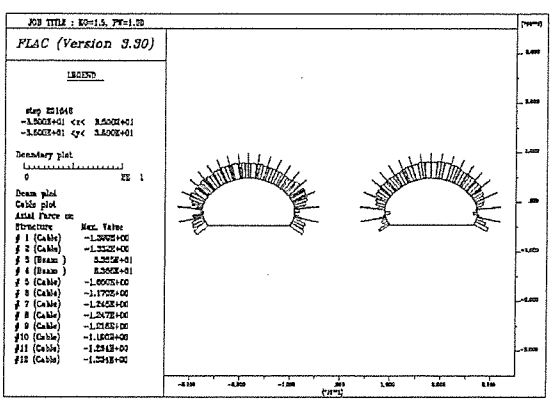
전단 응력분포도



모멘트도

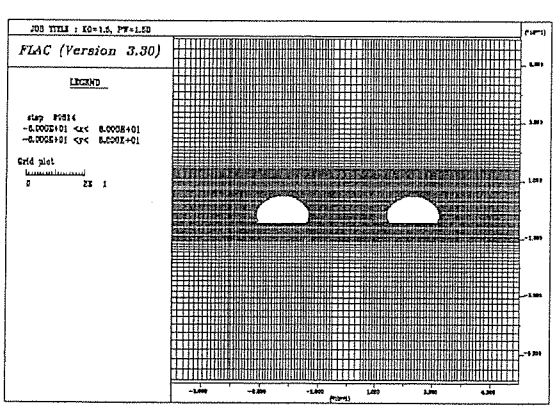


축력도

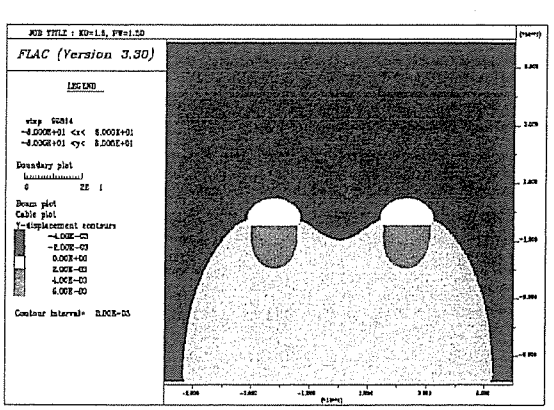


– 이격거리 PW=1.5D (Ko=1.5)

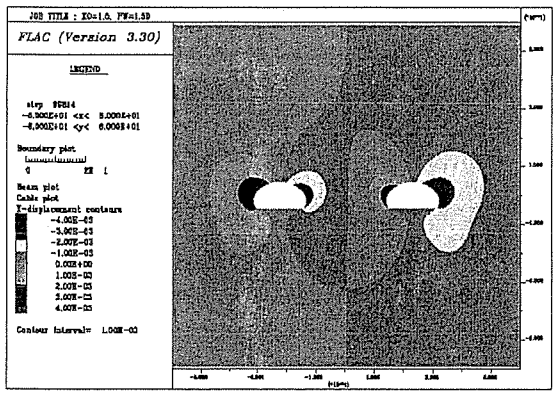
해석 요소망



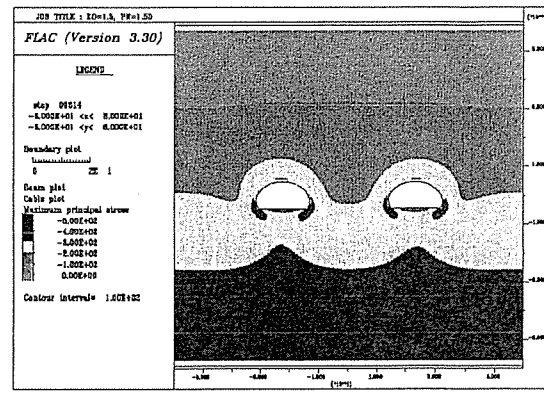
연직방향 변위분포도



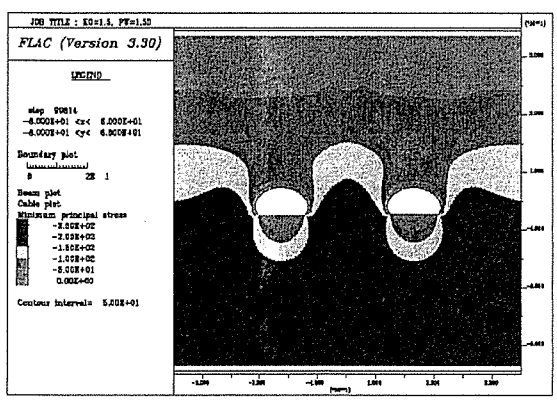
수평방향 변위분포도



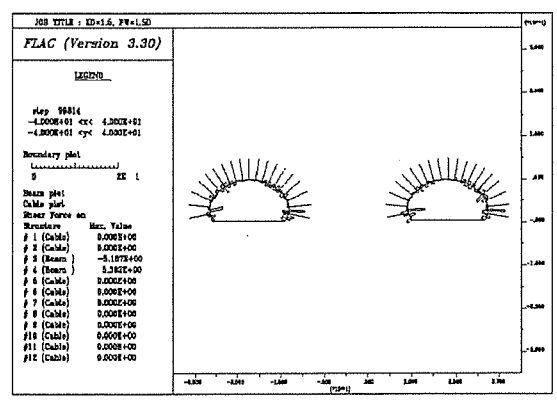
최대주응력 분포도



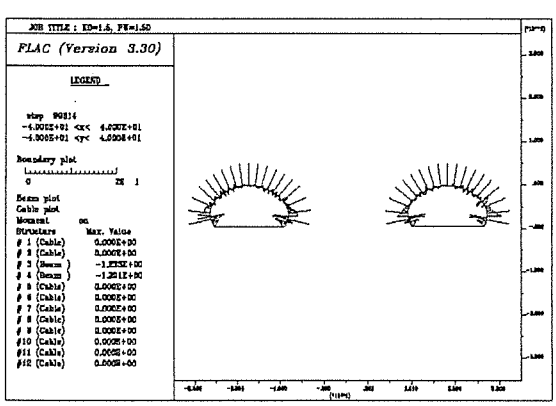
최소주응력 분포도



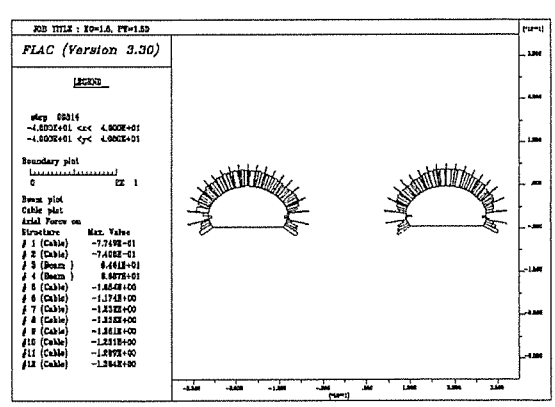
전단 응력분포도



모멘트도

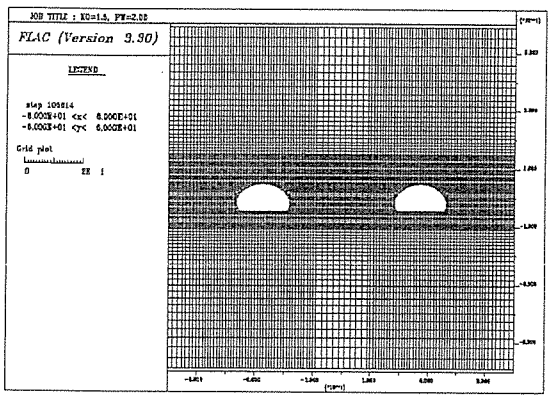


축력도

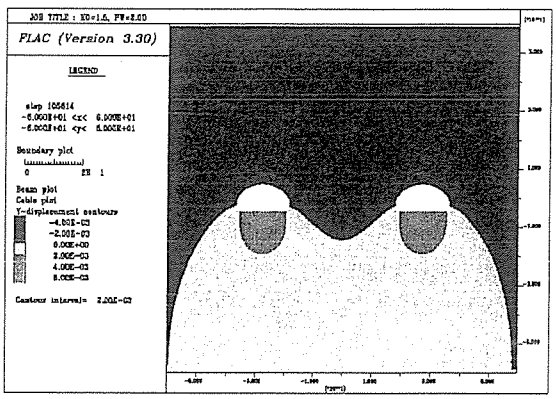


- 이격거리 PW=2.0D (Ko=1.5)

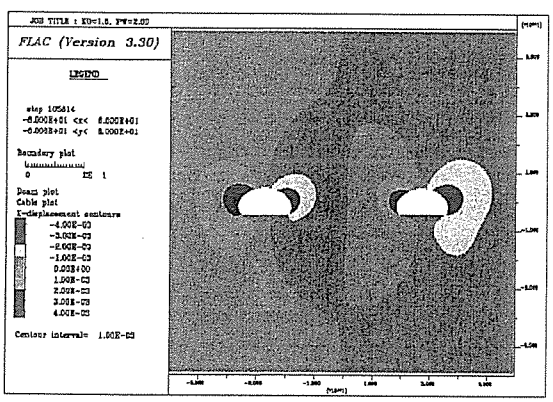
해석 요소망



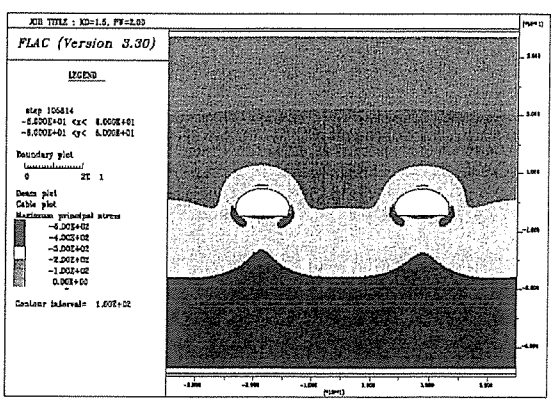
연직방향 변위분포도



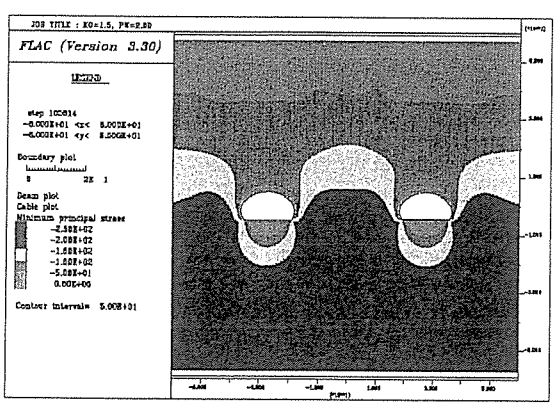
수평방향 변위분포도



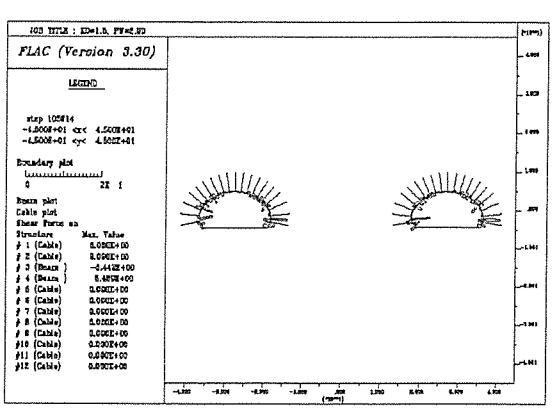
최대주응력 분포도



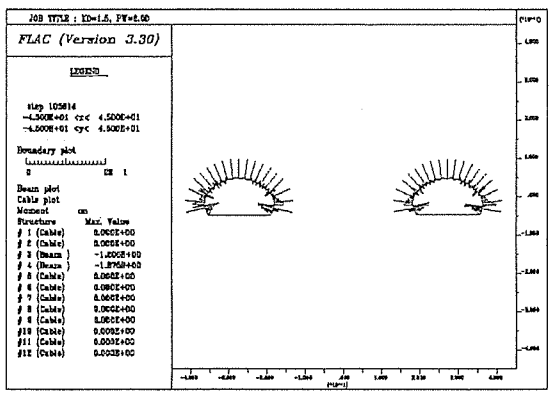
최소주응력 분포도



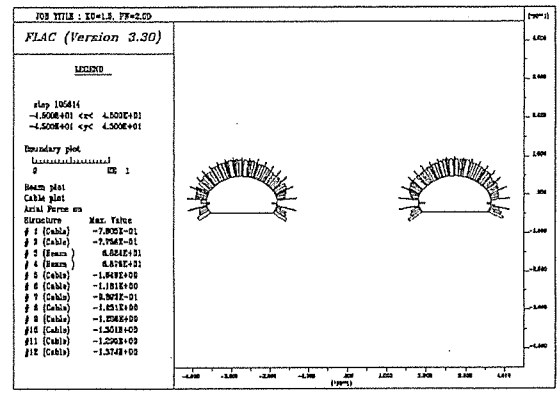
전단 응력분포도



모멘트도

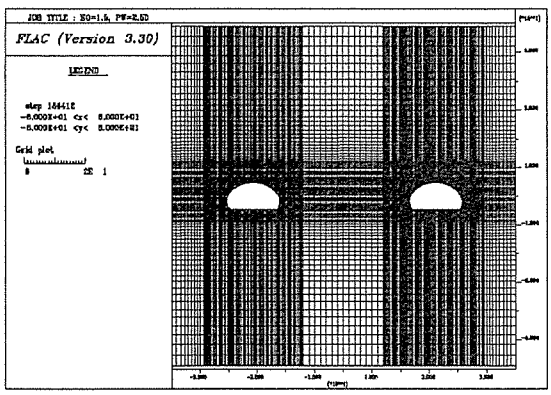


축력도

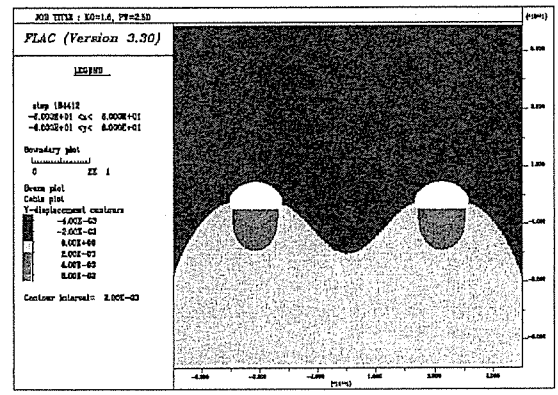


– 이격거리 PW=2.5D (Ko=1.5)

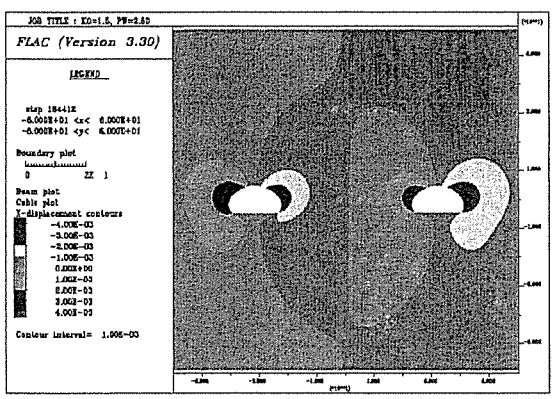
해석 요소망



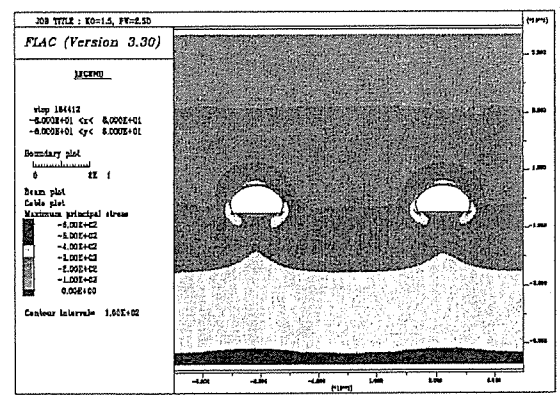
연직방향 변위분포도



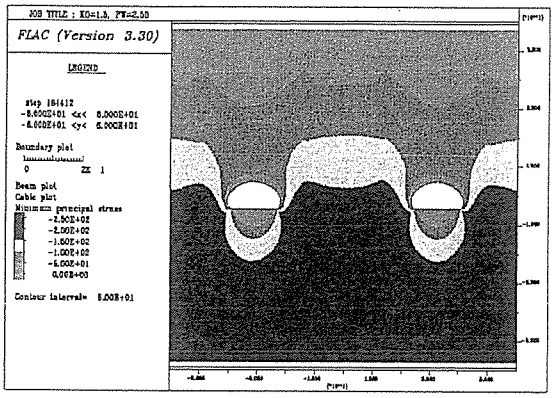
수평방향 변위분포도



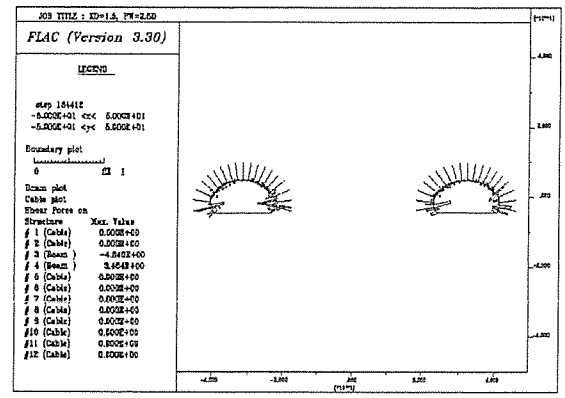
최대주응력 분포도



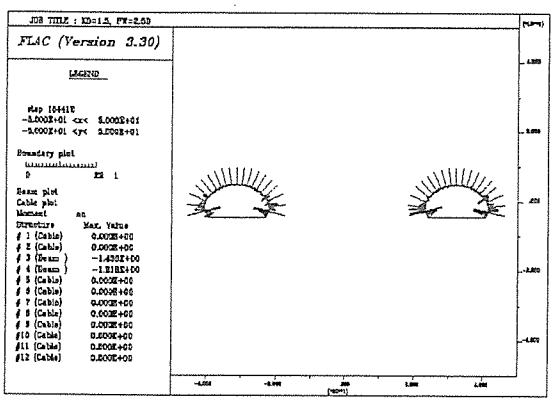
최소주응력 분포도



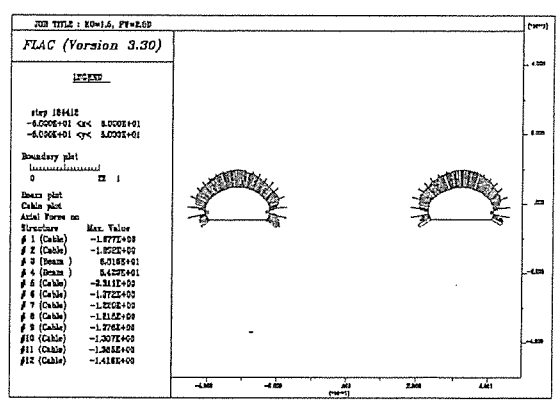
전단 응력분포도



모멘트도

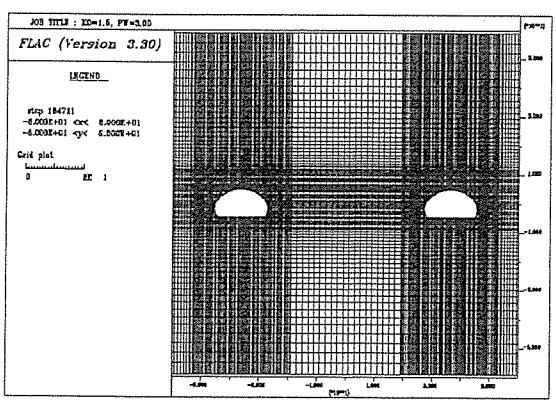


축력도

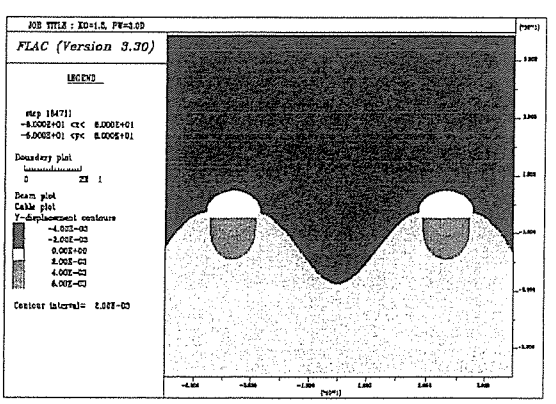


– 이격거리 PW=3.0D (Ko=1.5)

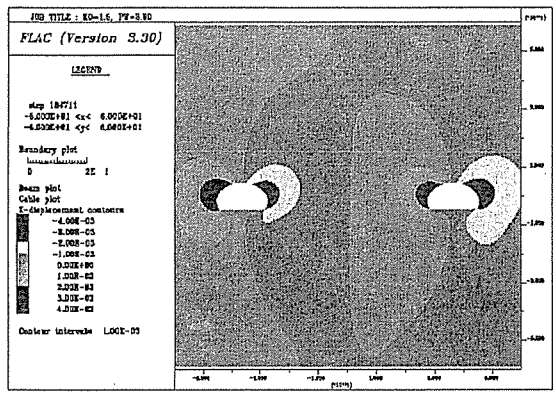
해석 요소망



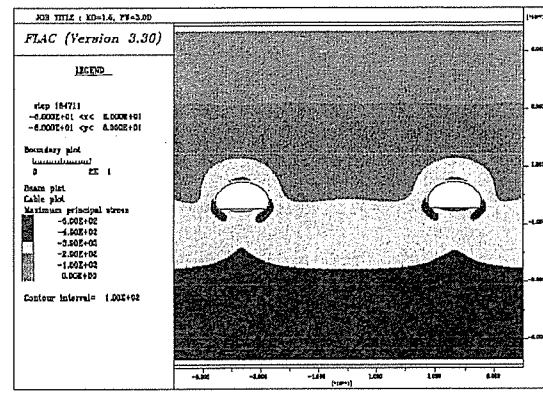
연직방향 변위분포도



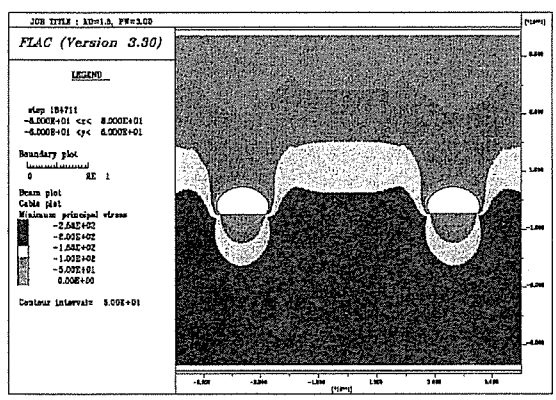
수평방향 변위분포도



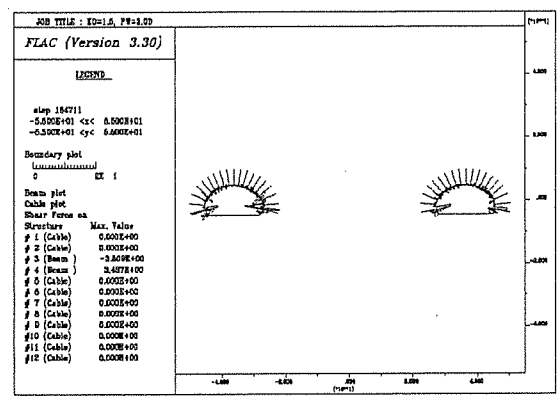
최대주응력 분포도



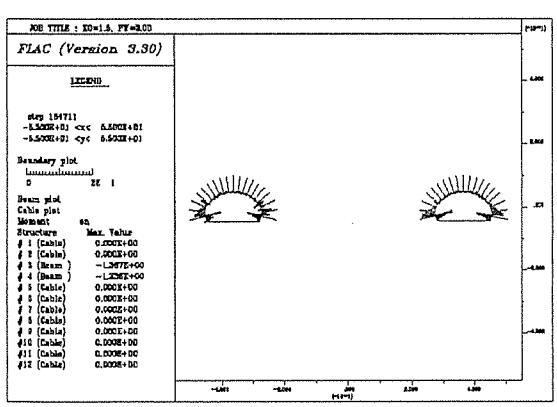
최소주응력 분포도



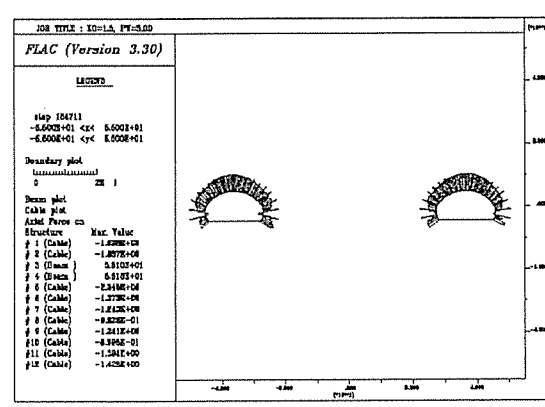
전단 응력분포도



모멘트도

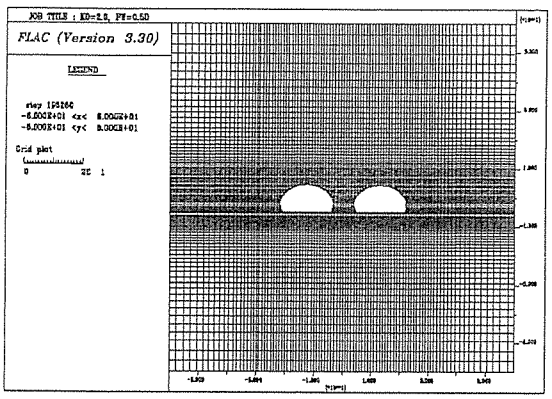


축력도

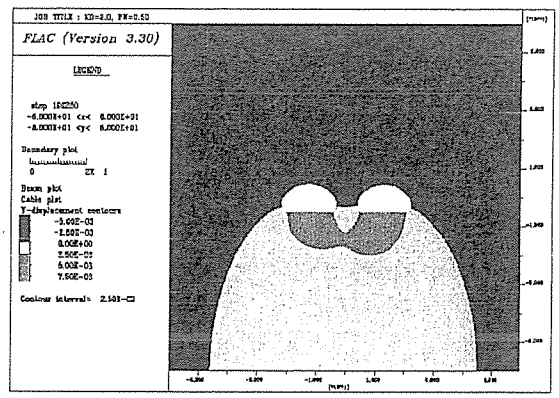


- 이격거리 PW=0.5D (Ko=2.0)

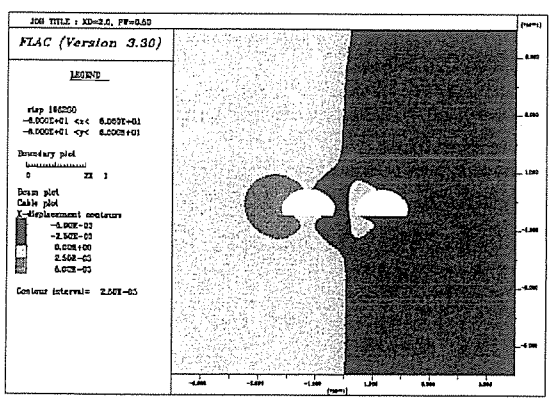
해석 요소망



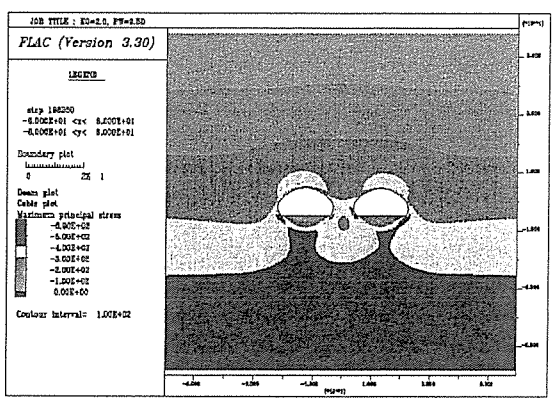
연직방향 변위분포도



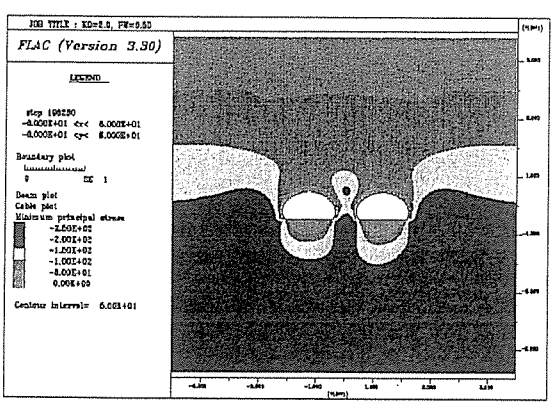
수평방향 변위분포도



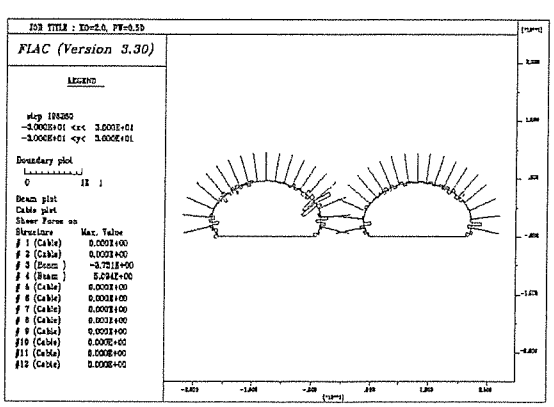
최대주응력 분포도



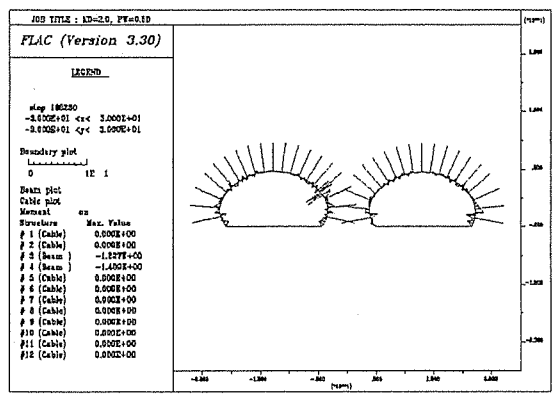
최소주응력 분포도



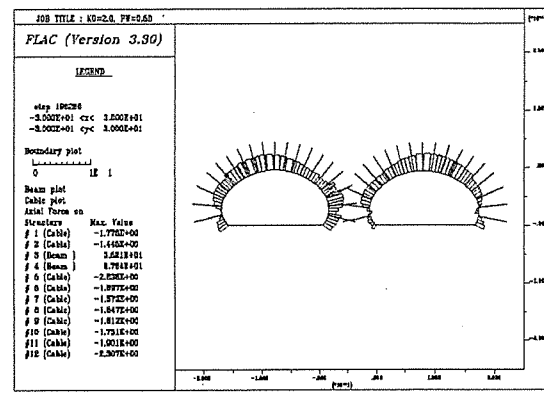
전단 응력분포도



모멘트도

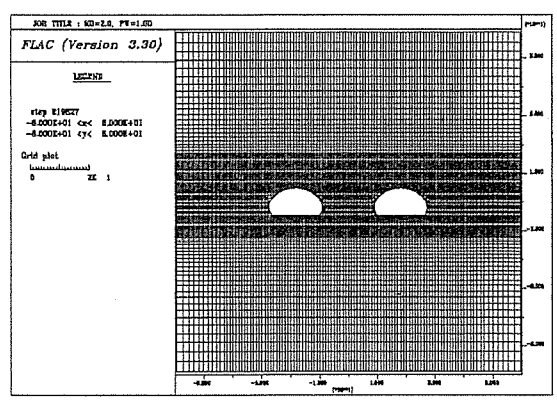


축력도

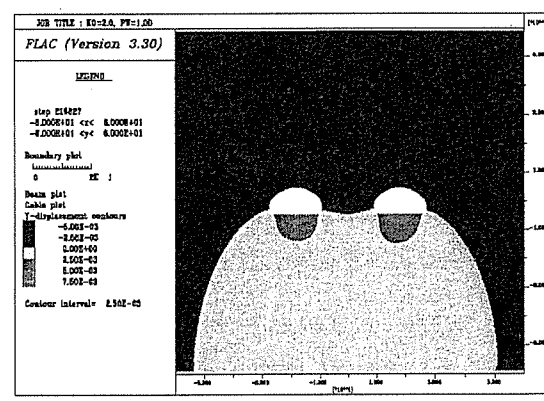


– 이격거리 PW=1.0D (Ko=2.0)

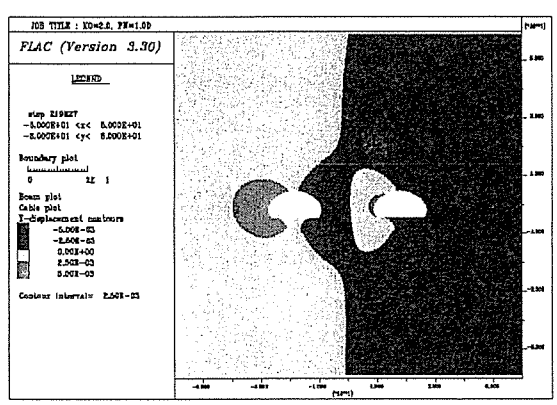
해석 요소망



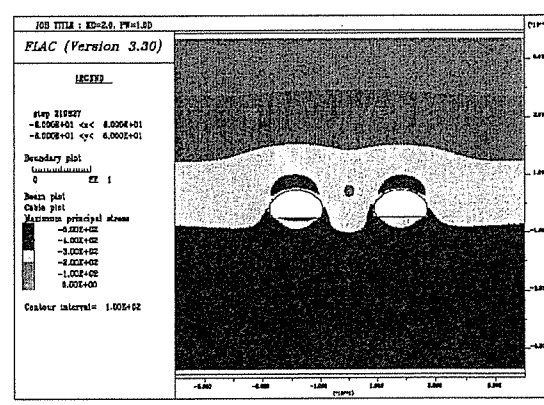
연직방향 변위분포도



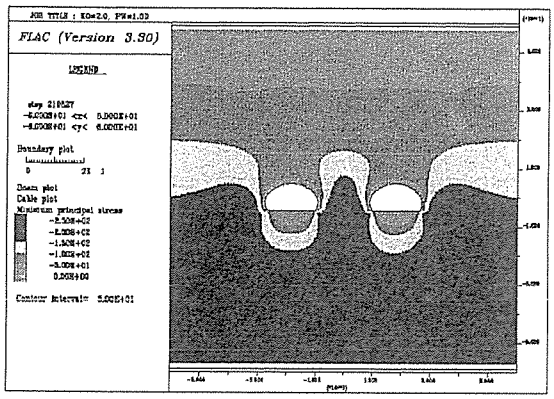
수평방향 변위분포도



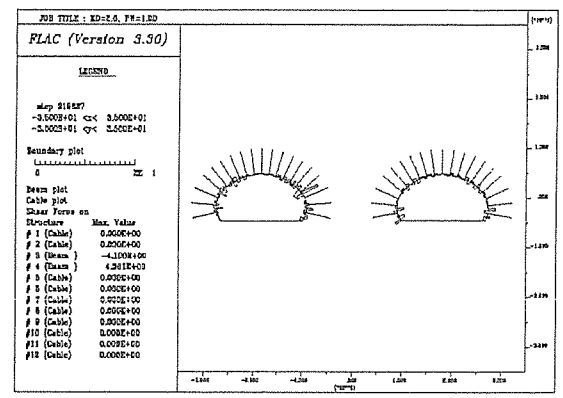
최대주응력 분포도



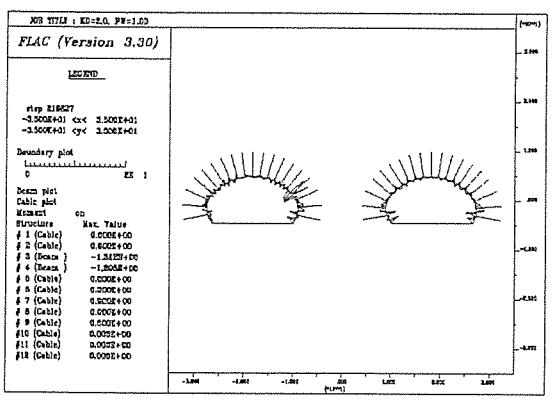
최소주응력 분포도



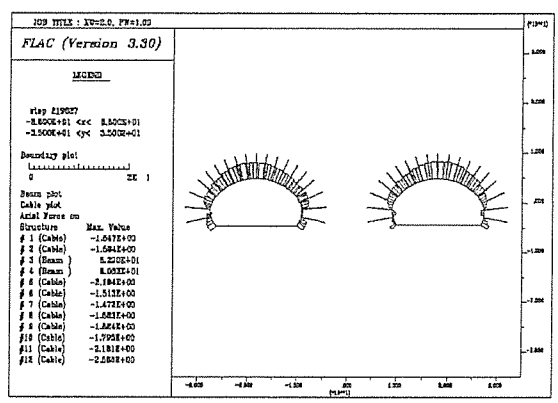
전단 응력분포도



모멘트도

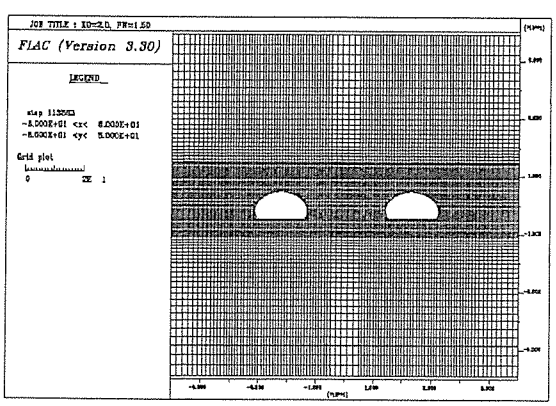


축력도

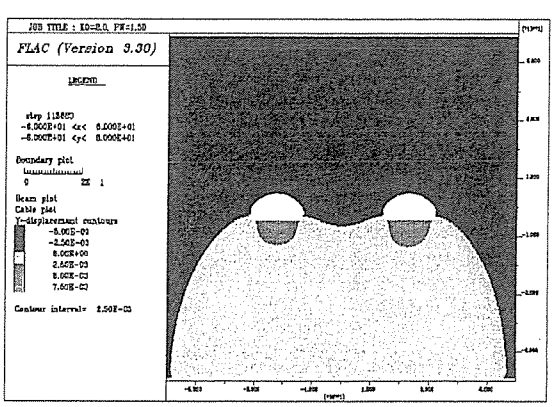


– 이격거리 PW=1.5D (Ko=2.0)

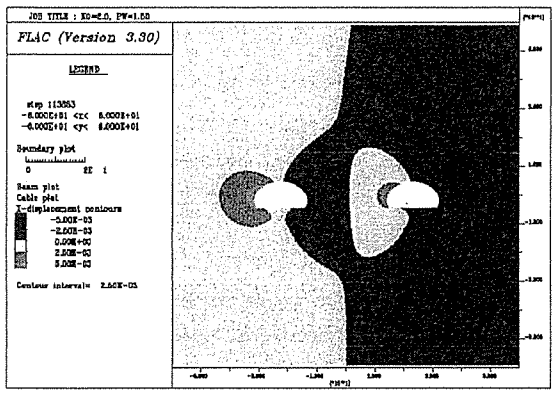
해석 요소망



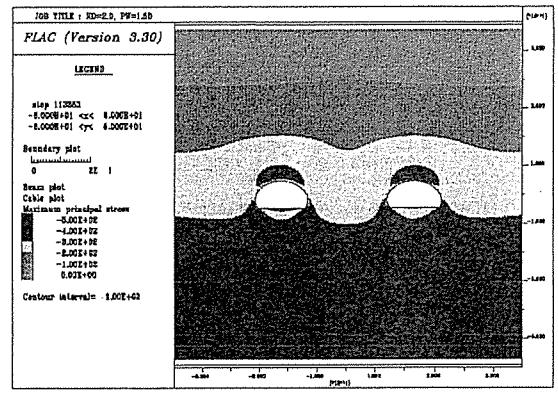
연직방향 변위분포도



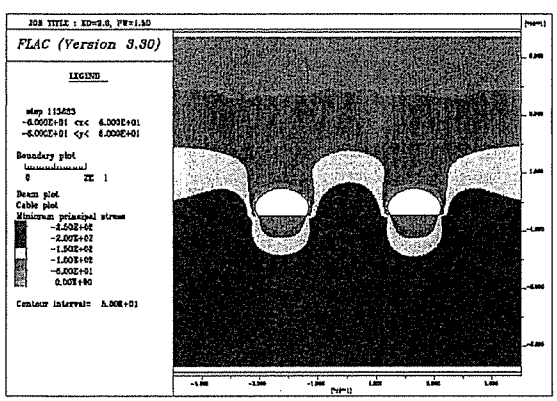
수평방향 변위분포도



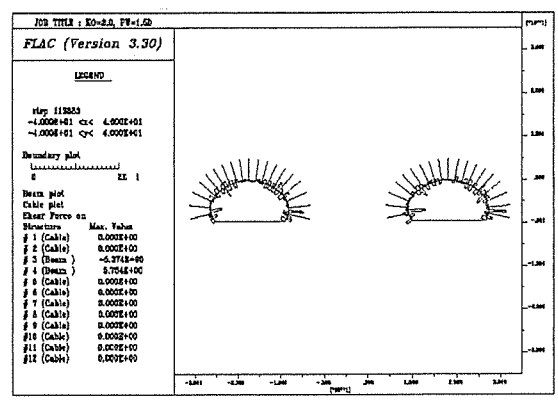
최대주응력 분포도



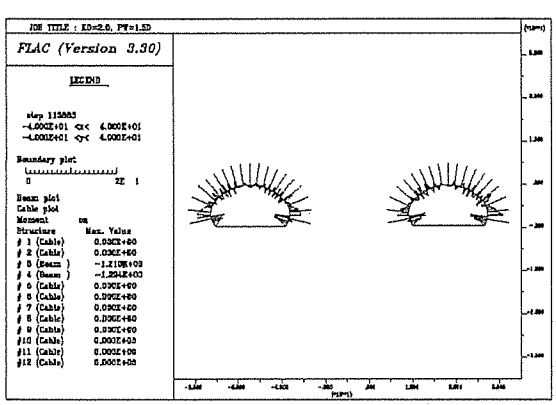
최소주응력 분포도



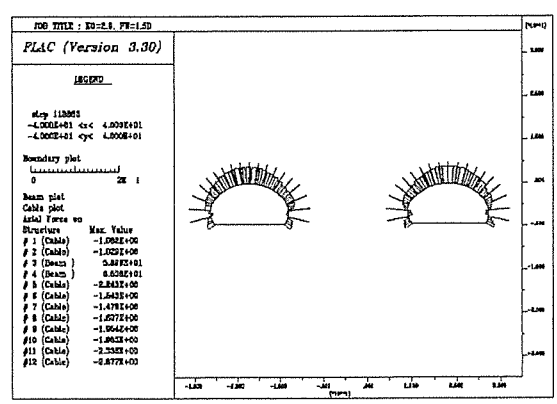
전단 응력분포도



모멘트도

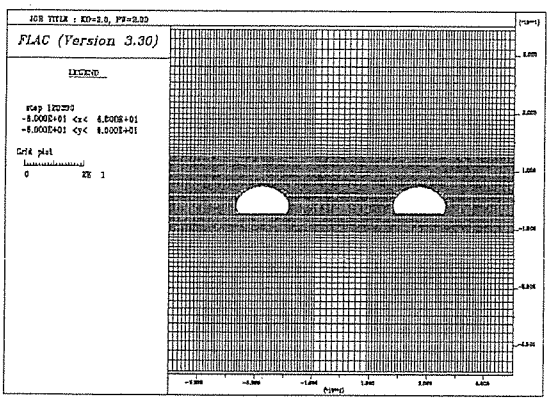


축력도

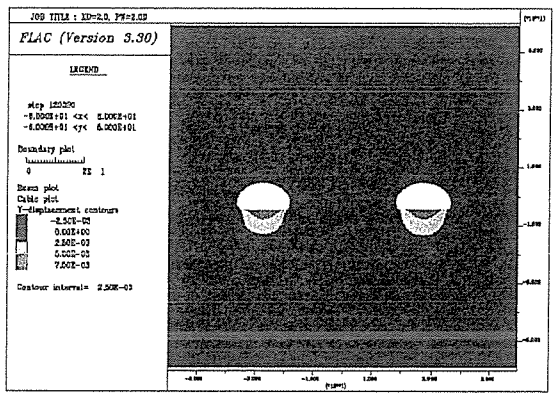


– 이격거리 PW=2.0D (Ko=2.0)

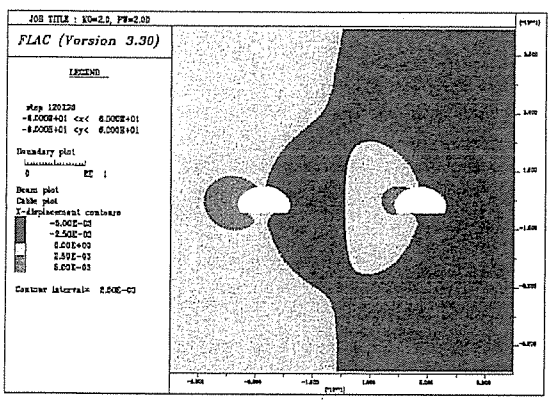
해석 요소망



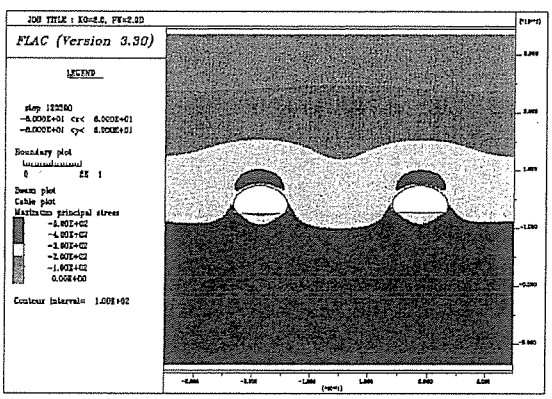
연직방향 변위분포도



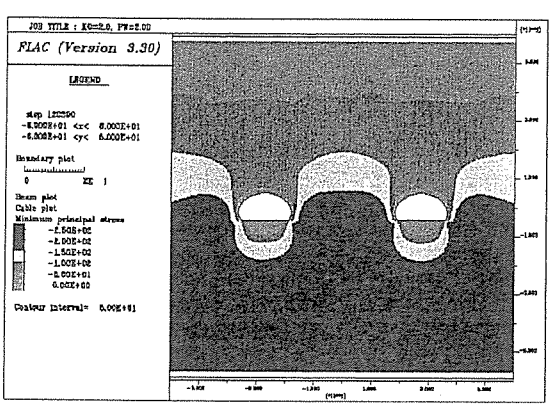
수평방향 변위분포도



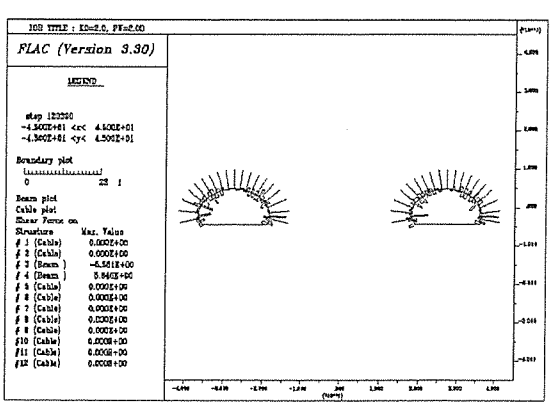
최대주응력 분포도



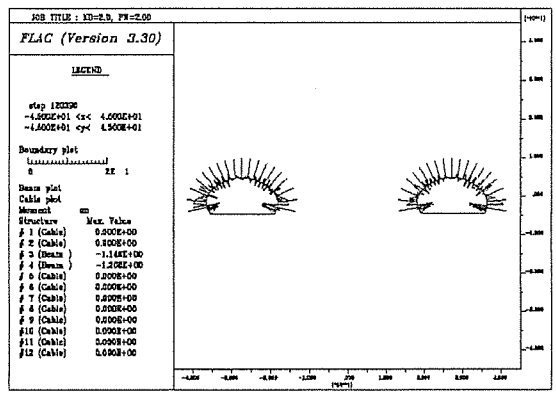
최소주응력 분포도



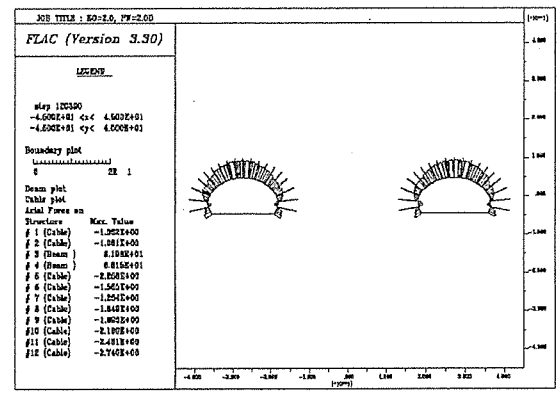
전단 응력분포도



모멘트도

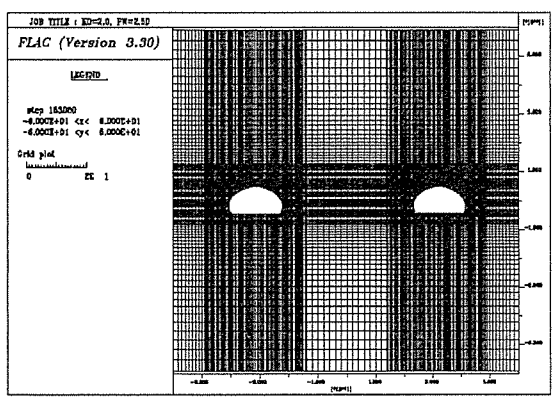


축력도

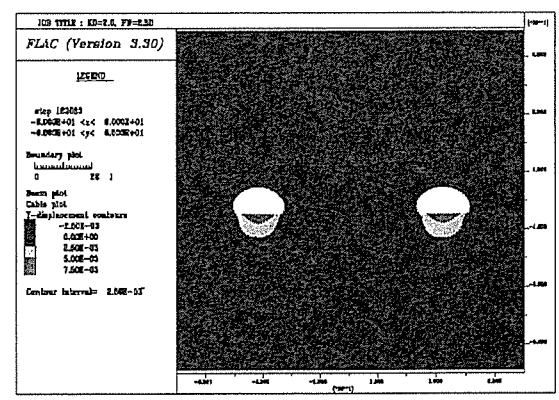


– 이격거리 PW=2.5D (Ko=2.0)

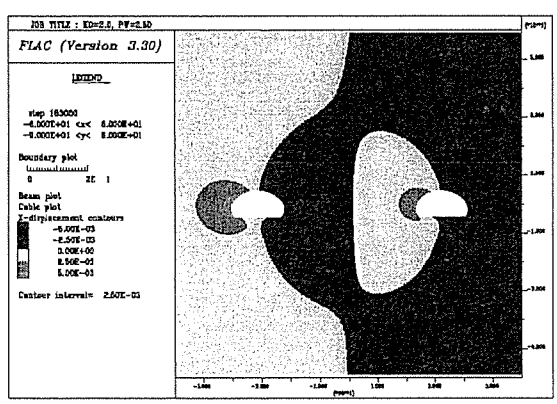
해석 요소망



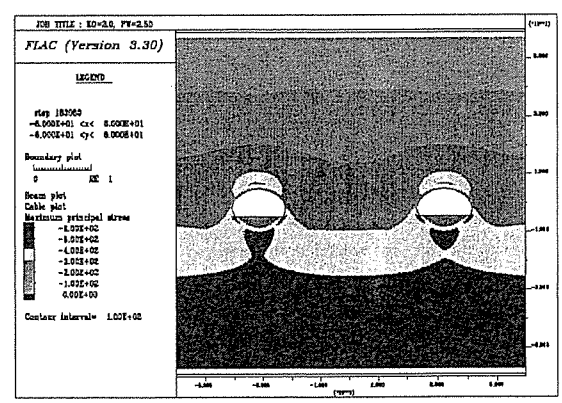
연직방향 변위분포도



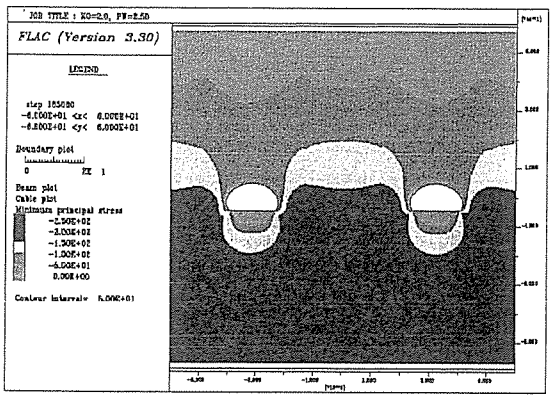
수평방향 변위분포도



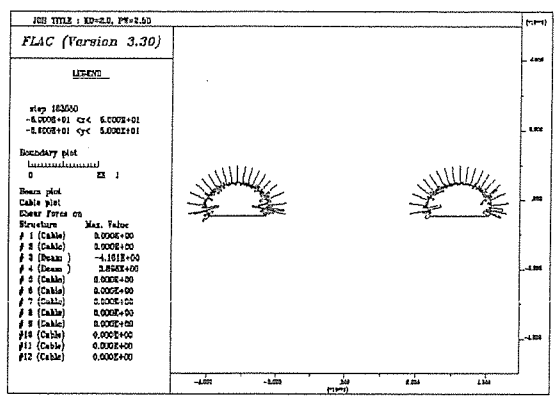
최대주응력 분포도



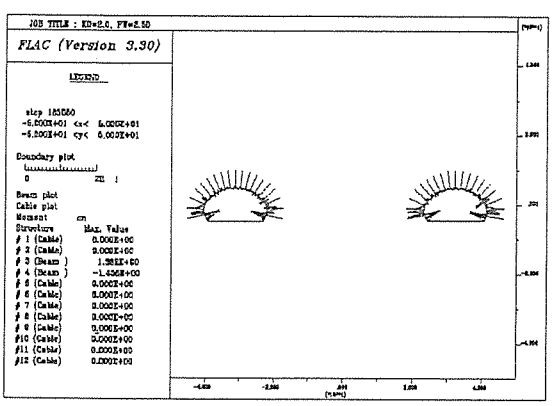
최소주응력 분포도



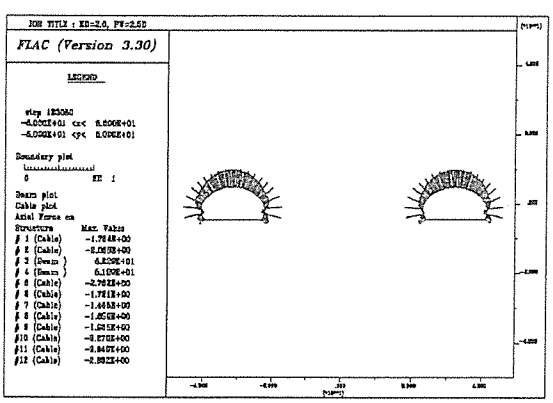
전단 응력분포도



모멘트도

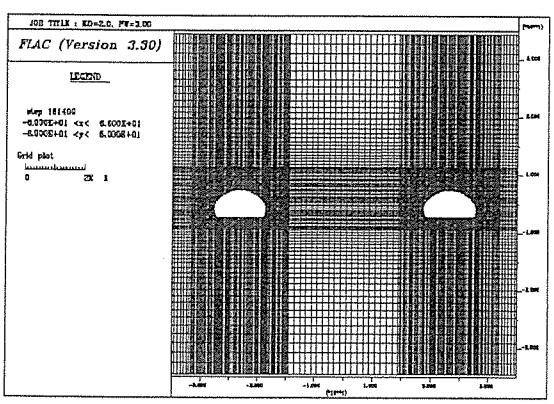


축력도

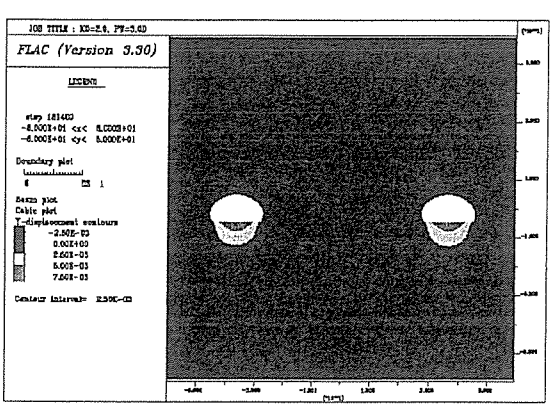


- 이격거리 PW=3.0D (Ko=2.0)

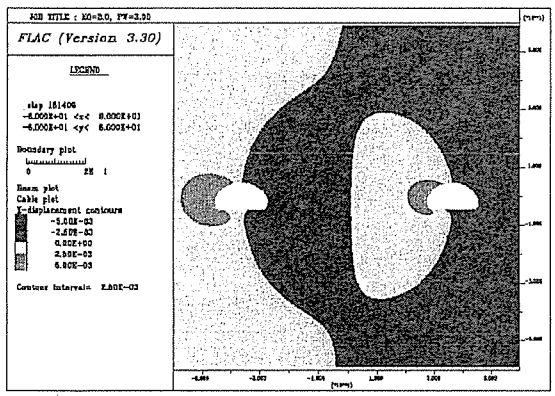
해석 요소망



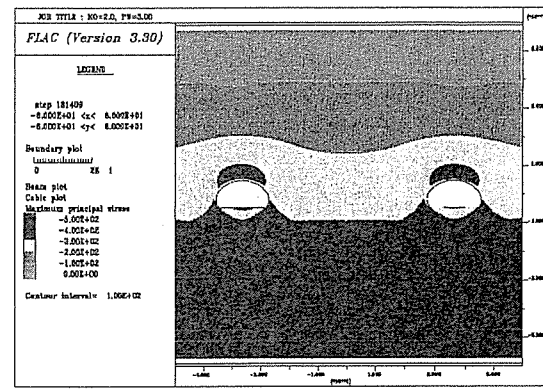
연직방향 변위분포도



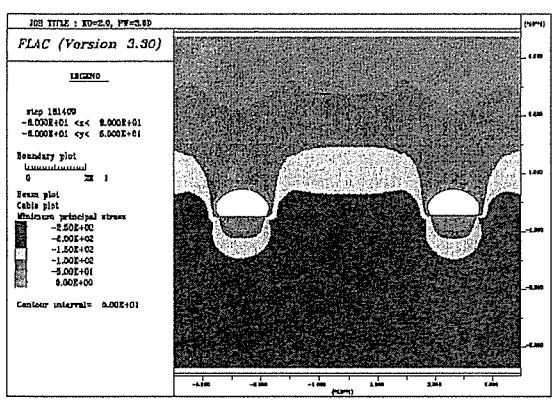
수평방향 변위분포도



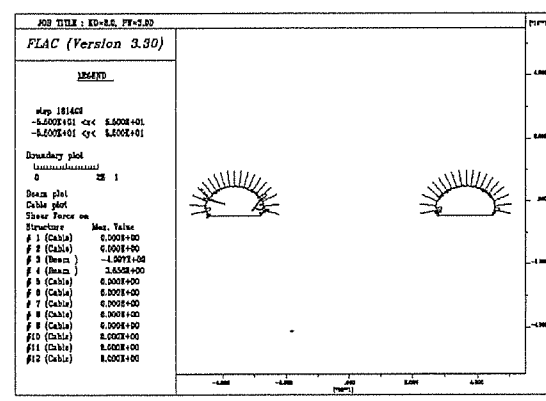
최대주응력 분포도



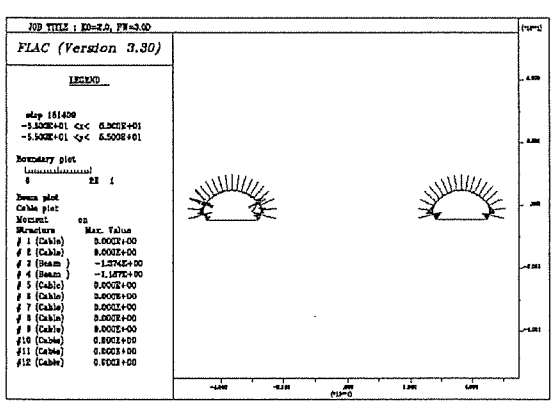
최소주응력 분포도



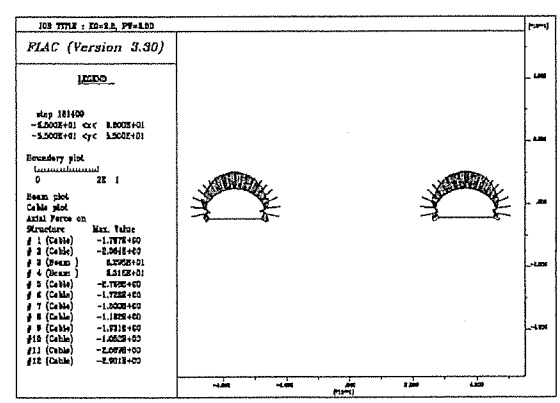
전단 응력분포도



모멘트도



축력도



3.3 막장간 선후행 이격거리 검토

○개 요

•양방향 터널의 상호간섭효과는 3차원적 거동 메커니즘을 포함하므로 정확한 시공단계를 고려한 3차원적 고려가 필요

•본 해석에서는 양방향 터널의 시공에 따른 3차원적 터널 및 주변 지반의 거동 메커니즘을 규명하고 설계 및 시공 단계에서 적용할 수 있는 사항을 제시하고자 함

•터널 필라 간격(Pillar Width)은 1.0D(약15m)로 하여 막장간 이격거리(Face Distance)를 매개변수로 하여 3차원 해석을 수행

○검토결과

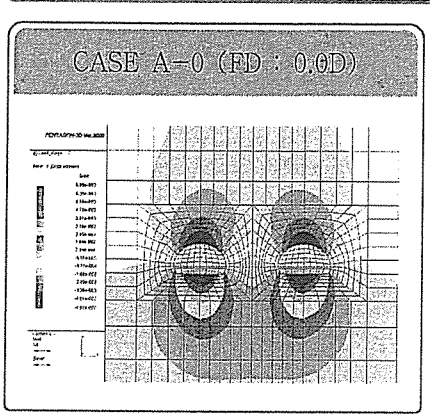
•FD=0.0D와 FD=1.0D의 천단변위의 최대 감소율은 3.6%이고, 내공변위의 최대 감소율은 7.6%

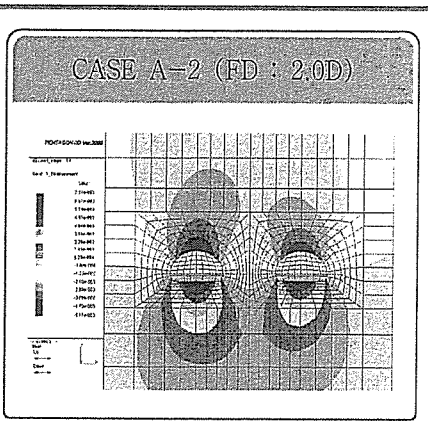
⇒ 양방향 동시굴착인 FD=0.0D와 일방향 선굴착인 FD=1.0D는 어느 정도의 감소율을 보이고 있지만 전체 변위량에서의 차이는 매우 미소한 것으로 나타남

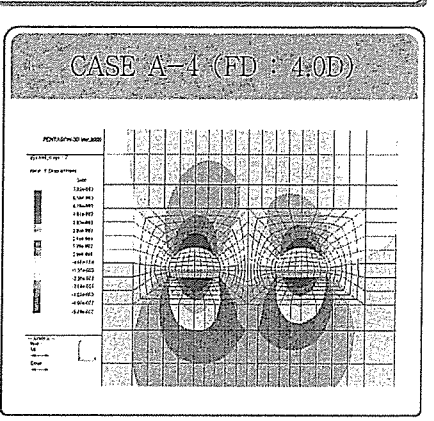
•해석결과 분석에 의하면 본선터널에서의 FD는 터널 안정성에 거의 영향이 없으므로 시공성을 바탕으로 결정

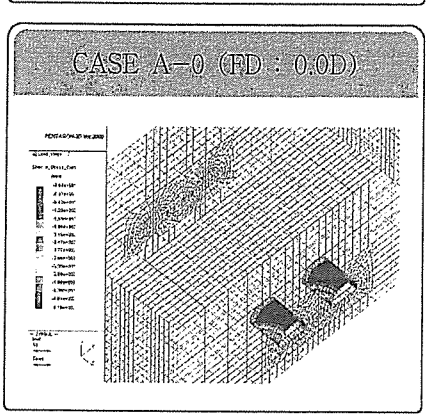
⇒ 발파관련 및 시공능률을 고려 본선구간에서 양방향 병행 굴착도 가능

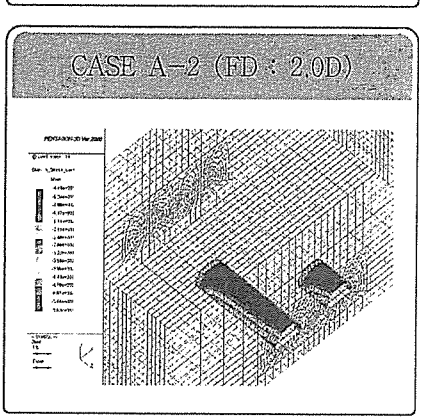
•계곡부 및 저토피 편토압 지형에서는 최소 3.0D이상의 막장간 이격거리(Face Distance)를 유지하여 시공함으로써 양방향 터널의 막장에 미치는 영향을 배제하여야 함

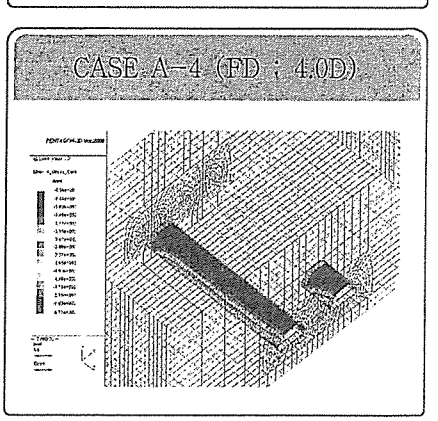












○ 양방향 터널의 상호간섭효과에 관한 이론적 고찰

- 터널 굴착시에는 막장을 포함한 굴착면에서의 응력 해방을 통해 변형이 발생되며, 이로 인해 3차원적 응력 재분배 현상이 발생한다. 따라서 터널 라이닝에 발생하는 응력의 크기는 굴착 후 타설 시기와 라이닝이 2차 지보로서의 역할을 시작할 시점의 막장으로부터의 거리에 좌우됨
- 본 해석에서 다루는 양방향 터널의 간섭효과는 터널 사이의 이격 거리뿐만 아니라 막장사이의 거리에 영향을 받을 수 있으므로 실제 시공 과정을 반영할 수 있는 3차원 해석으로 터널 주변의 응력-변형률 거동을 모사함
- 양방향 터널의 시공시 2차터널은 1차터널의 부분적 시공 혹은 완공후 시공되므로 2차터널은 1차터널과는 상이한 응력 상태에서 굴착됨
- 즉, 터널 굴착시 터널 및 주변 지반의 거동은 굴착 전의 응력상태에 좌우되는데 2차터널은 1차터널의 굴착으로 인하여 이미 교란된 상태의 지반에 굴착되므로 2차터널의 거동은 1차터널의 거동과 상이하며, 2차터널 굴착 또한 1차터널과의 상호간섭효과를 야기하여 기존의 1차터널의 역학적 거동에 상당한 영향을 미침
- 따라서 양방향 터널 시공시 상호 간섭효과를 피하기 위해서는 두 터널 중 더 큰 터널의 직경에 해당하는 거리로 유지하여야 하며, 특히 이완영역이 발생하여 탄소성 상태의 응력이 유발된 경우에는 탄성 상태의 경우보다 현저히 넓은 이격거리를 유지하여야 함

○ 해석모델 및 입력자료

■ 해석조건

모델링	•해석을 위한 경계조건은 터널 좌(우)측 경계는 4D(D는 터널직경), 하부경계는 3D로 설정
측압계수	•적용 측압계수 : 1.0
지보 패턴	•지보패턴 : T-3(지반등급 Ⅲ)
해석프로그램	•Pentagon3D ver 2000
해석 모델	•Mohr-Coulomb 파괴기준에 의한 탄소성 해석

■ 해석 물성치

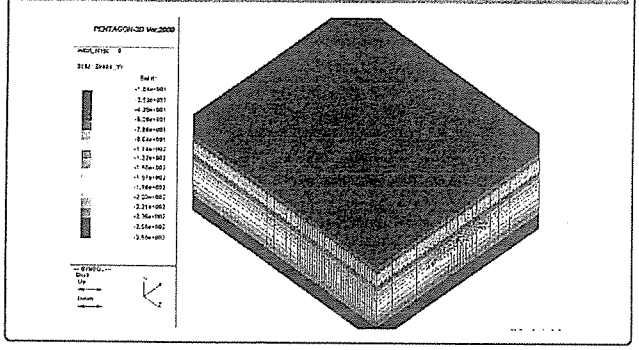
구 분	탄성계수 (MPa)	단위중량 (kN/m^3)	포아송비 (ν)	내부마찰각 (°)	점착력 (MPa)
풍 화 암	230	20.0	0.30	32	0.027
지반등급 Ⅲ	3000	25.0	0.25	38	1.90

시공단계별 모델링

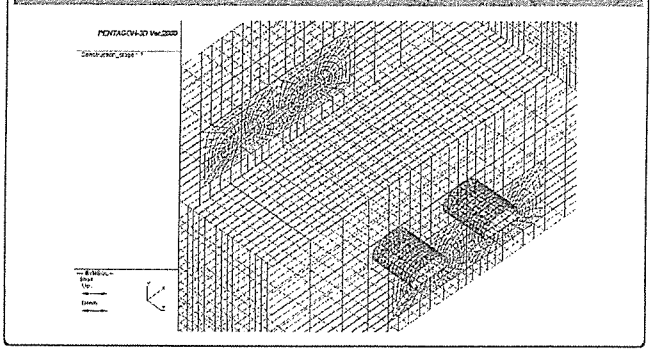
•본 해석에서는 막장간 이격거리를 FD=0D, FD=1D, FD=2D, FD=3D, FD=4D로 나누어 양방향 터널의 막장이격에 따른 영향 검토 수행

구 분	CASE	PW	FD	Ko	굴착방법	좌·우 해석영역
터널	CASE A-0	1.0D	0.0D	1.0	전단면 굴착	4D
	CASE A-1		1.0D			
	CASE A-2		2.0D			
	CASE A-3		3.0D			
	CASE A-4		4.0D			

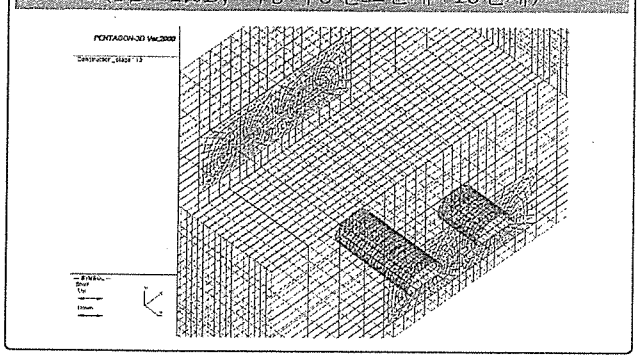
초기 지중응력 조건 (Initializing)



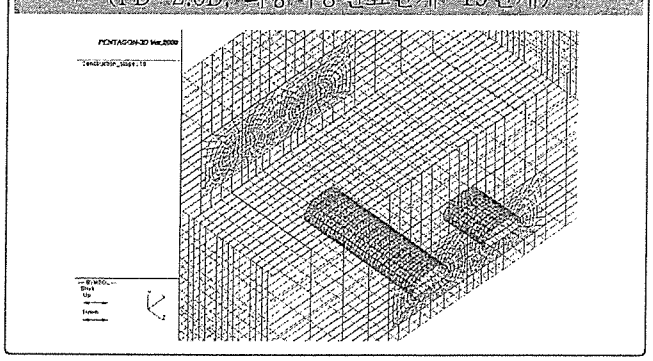
Case A-0 (FD=0.0D, 최종시공완료단계-7단계)



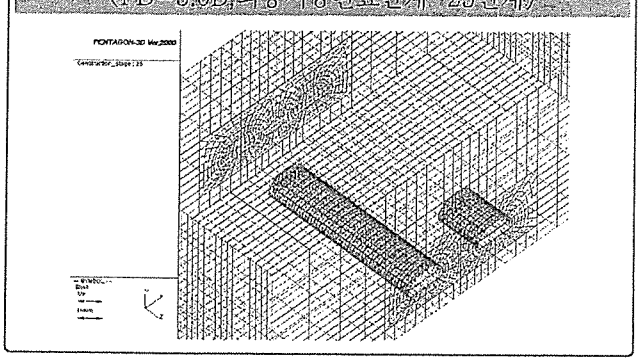
Case A-1 (FD=1.0D, 최종시공완료단계-13단계)



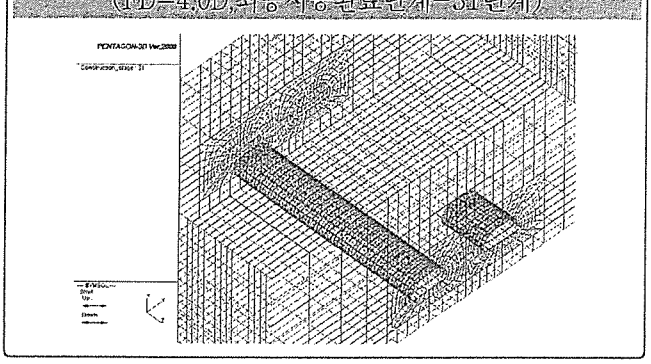
Case A-2 (FD=2.0D, 최종시공완료단계-19단계)



Case A-3 (FD=3.0D, 최종시공완료단계-25단계)



Case A-4 (FD=4.0D, 최종시공완료단계-31단계)



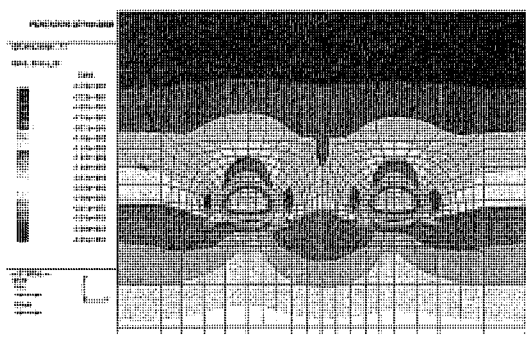
○ 굴착에 따른 3차원 응력상태 변화

■ 검토사항

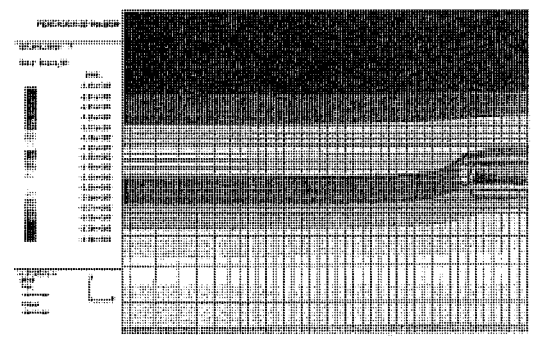
- 막장간 이격거리가 발생하게 되면 굴착이 진행됨에 따라 굴착영역과 비굴착영역간 응력 수준이 다르게 나타나는 것을 확인할 수 있음
- 터널 막장간 이격거리가 FD=0D, FD=1.0D, FD=2.0D, FD=3.0D, FD=4.0D으로 진행된 상태에서의 응력상태를 비교·검토하였음

■ CASE별 최종 시공단계 X방향 응력분포도 ▶ 좌측터널 절단

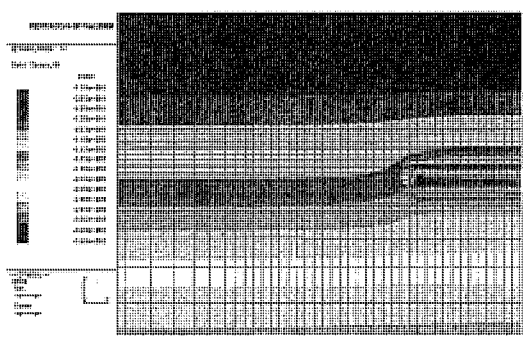
Case A-1 (시공단계-13단계, 횡단면)



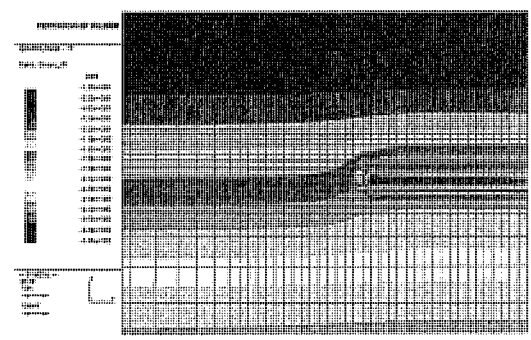
Case A-0 (시공단계-7단계, 종단면)



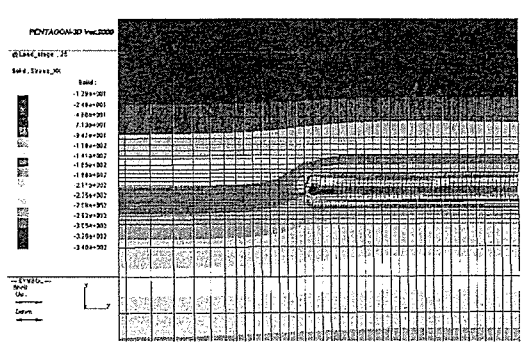
Case A-1 (시공단계-13단계)



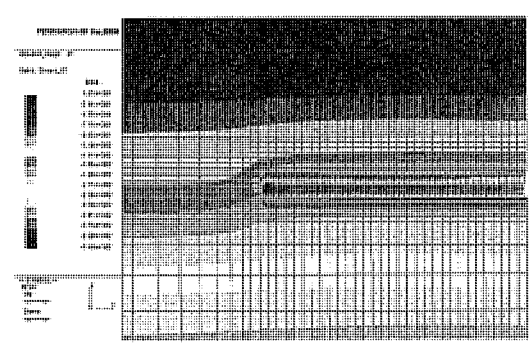
Case A-2 (시공단계-19단계)



Case A-3 (시공단계-25단계)



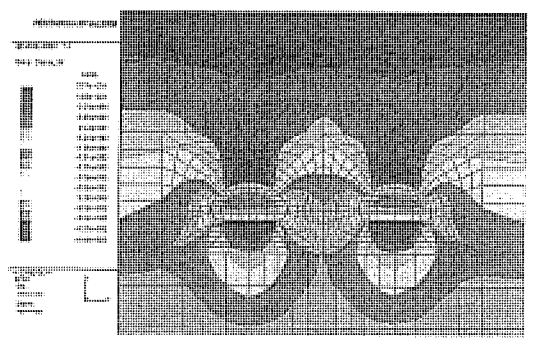
Case A-4 (시공단계-31단계)



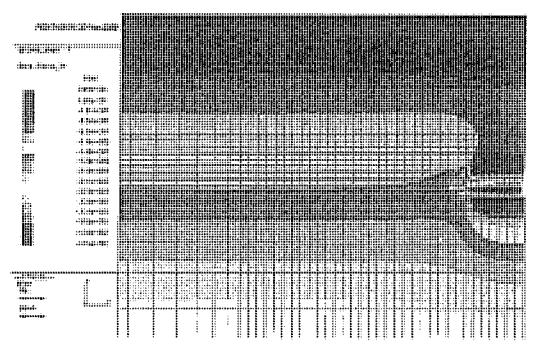
■ CASE별 최종 시공단계 Y방향 응력분포도 ▶ 좌측터널 절단

- Y방향 응력도로부터 터널굴착에 따른 영향구간이 상·하부 1.0~2.0D 정도임을 알 수 있으며, 터널 막장간 이격거리를 결정하여 주는 축방향 영향정도는 1.0D 이내인 것을 알 수 있음
- 시공단계 13단계의 횡단면 응력도로부터 선행터널(좌측)과 후행터널(우측)은 각각의 응력범위를 가지면서 거동하는 것을 알 수 있음
- 실제 터널은 본 해석과 같은 조건의 지반상태에서 굴착이 이루어지는 것이 아니라 다양한 응력상태와 암반의 구조지질학적 조건에 의해 영향을 받기 마련이므로 본 해석결과는 정성적인 조건과 기타 해석적인 제반 경계조건을 참고로 하여 적용되어야 하며 특히 이격거리 산정에 대한 설계 반영 시에는 이러한 요소가 충분히 검토되어야 함

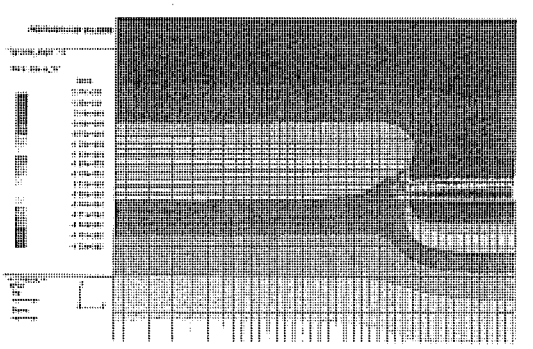
Case A-1 (시공단계-13단계, 횡단면)



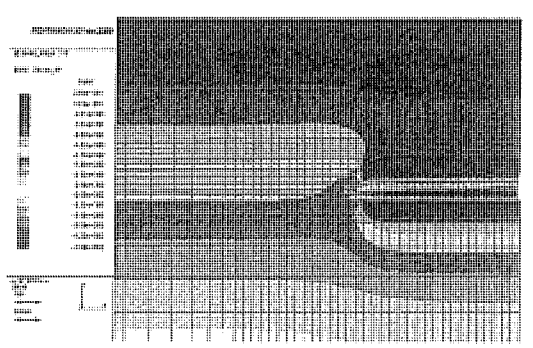
Case A-0 (시공단계-7단계, 종단면)



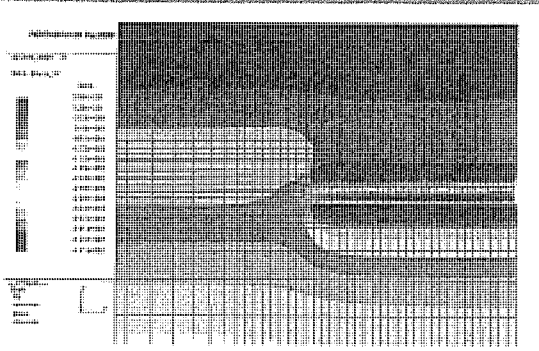
Case A-1 (시공단계-13단계)



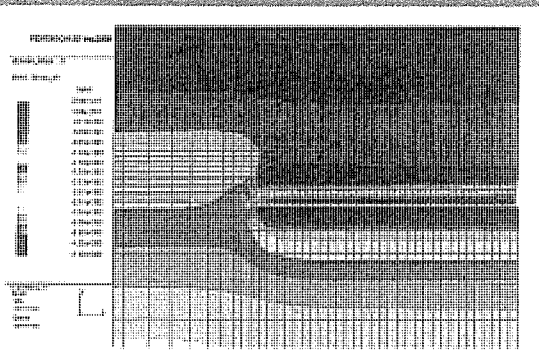
Case A-2 (시공단계-19단계)



Case A-3 (시공단계-25단계)



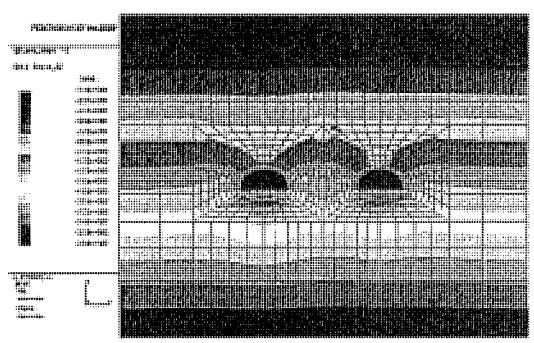
Case A-4 (시공단계-31단계)



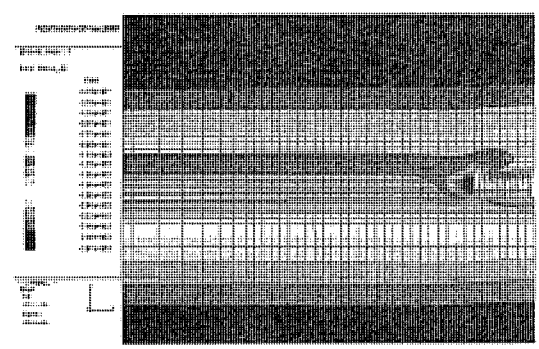
CASE별 최종 시공단계 Z방향 응력분포도 ▶ 좌측터널 절단

- Z방향 응력의 영향정도는 약 2.0D 이내에서 발생하므로 선행터널과 후행터널의 간섭영역은 2.0D 이내에서 이루어지는 것을 확인할 수 있었으며, 이는 터널 축방향에 대한 종단면 응력분포도에서 좀 더 명확하게 확인할 수 있음
- X방향 영향범위보다 큰 영향범위를 보이는 이유는 측압계수비에 비해 터널굴진 폭의 비가 상대적으로 크게 발생하기 때문인 것으로 판단됨
- 시공단계 13단계의 횡단면 응력도로부터 선행터널(좌측)과 후행터널(우측)은 각각의 응력범위를 가지면서 거동하는 것을 알 수 있음

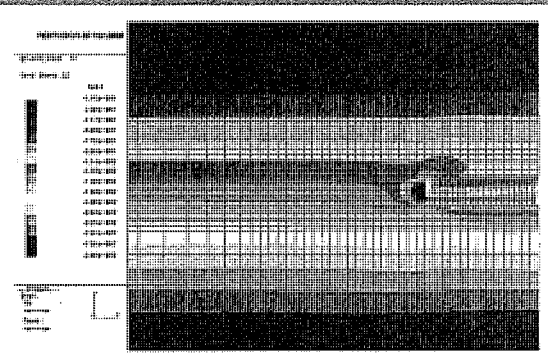
Case A-1 (시공단계-13단계, 횡단면)



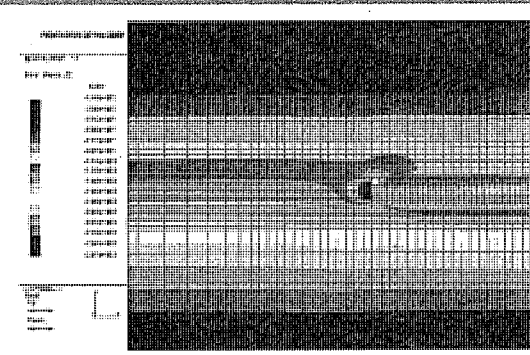
Case A-0 (시공단계-7단계, 종단면)



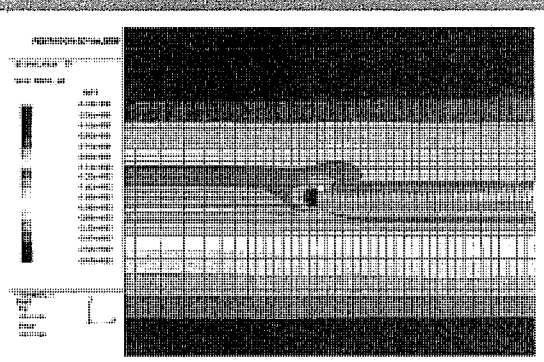
Case A-1 (시공단계-13단계)



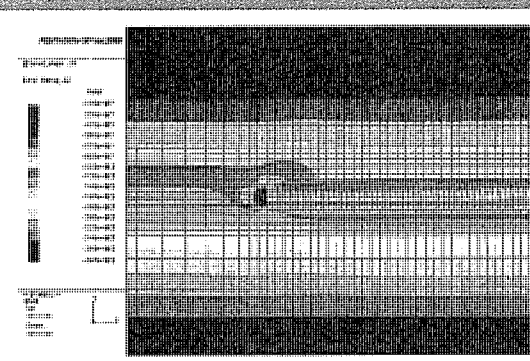
Case A-2 (시공단계-19단계)



Case A-3 (시공단계-25단계)



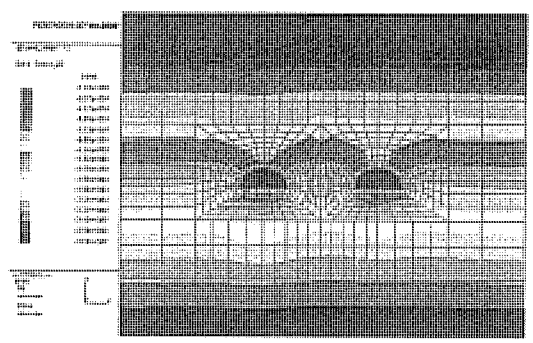
Case A-4 (시공단계-31단계)



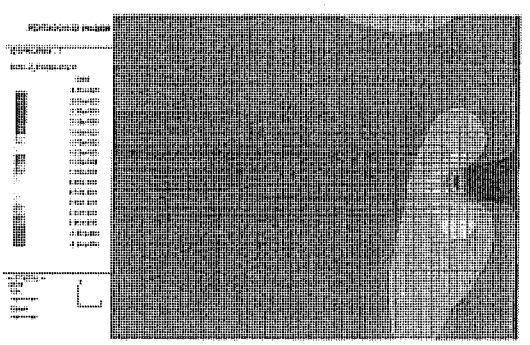
CASE별 최종 시공단계 Z방향 변위분포도 ▶ 좌측터널 절단

- z방향 변위는 터널의 굴착조건에 가장 큰 영향을 받으므로 터널 막장면에서 가장 큰 변위가 발생하며(실제 지반의 응력상태와 암반의 균질성 정도에 따라 달라질 수 있음) 터널 막장면 후방으로 변위가 발생함을 알 수 있음
- 터널 굴착에 의해 후방에 발생되는 축방향 변위는 후행터널 시공시 선행터널의 굴착영향을 받아 계획보다 응력이 이완된 암반을 굴착하게 될 것이며, 선행터널은 후행터널의 굴착으로 인해 추가적인 암반이완이 발생한다는 것을 알 수 있으며 그 값은 약 3.0D 수준에서 수렴하는 것을 확인할 수 있음

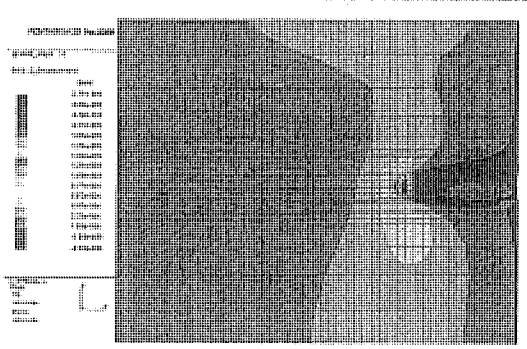
Case A-1 (시공단계-13단계, 횡단면)



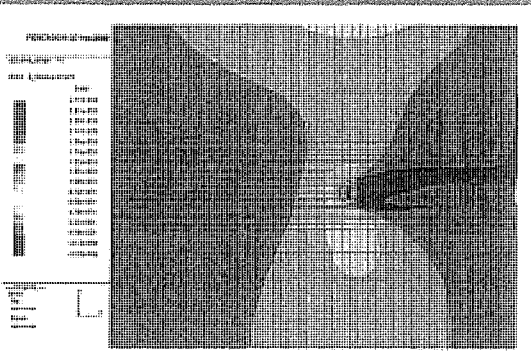
Case A-0 (시공단계-7단계, 종단면)



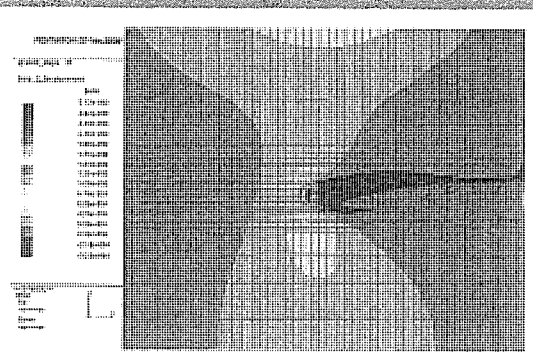
Case A-1 (시공단계-13단계)



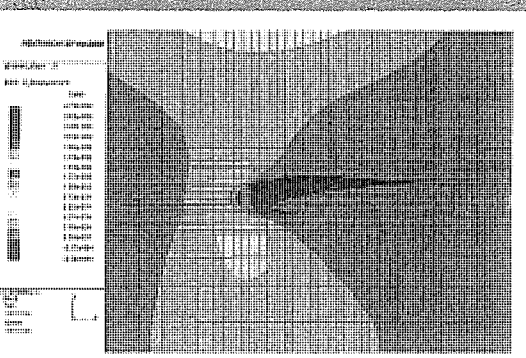
Case A-2 (시공단계-19단계)



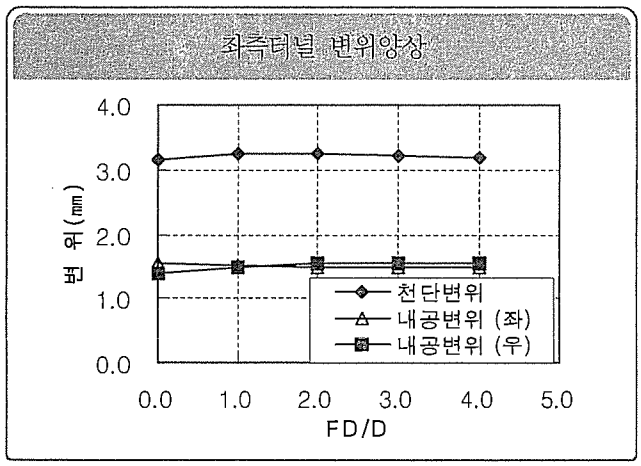
Case A-3 (시공단계-25단계)

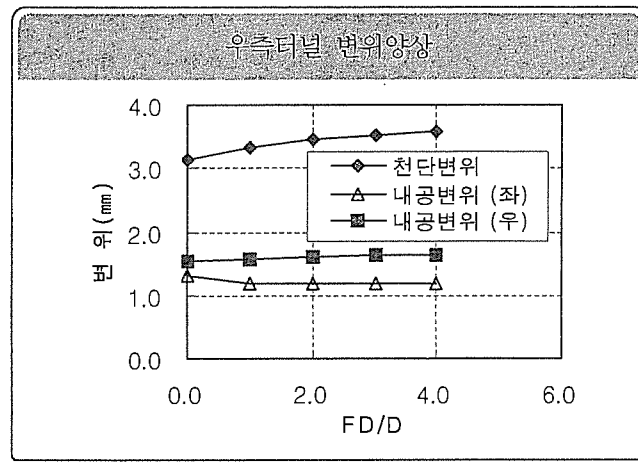


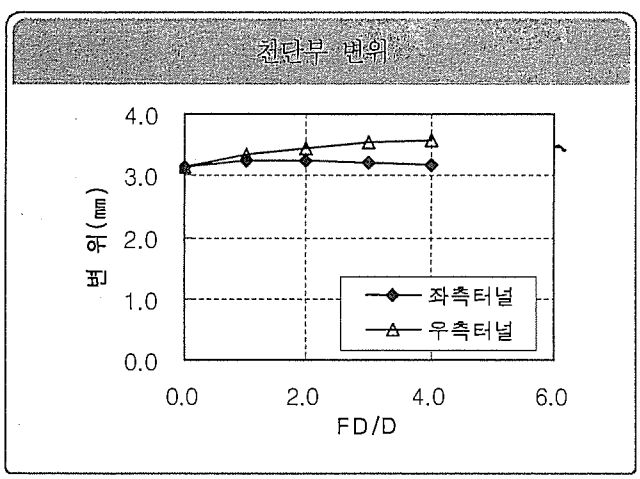
Case A-4 (시공단계-31단계)

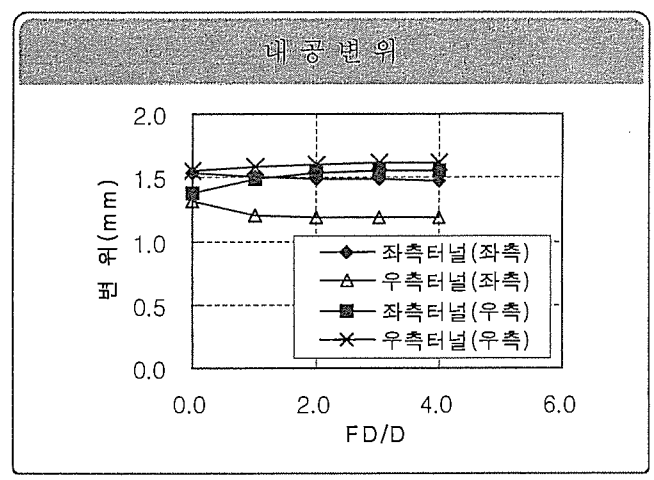


■ 검토결과





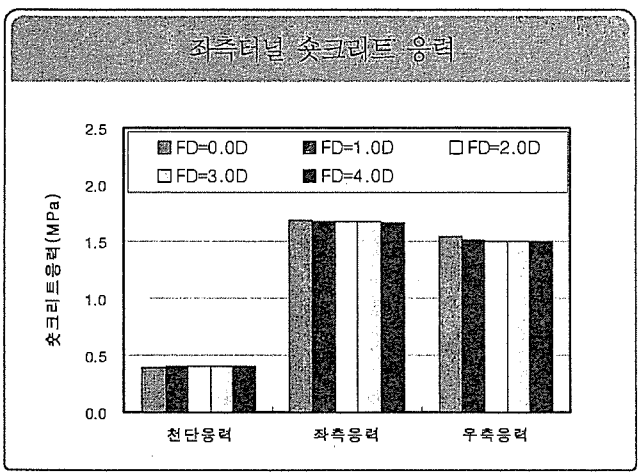


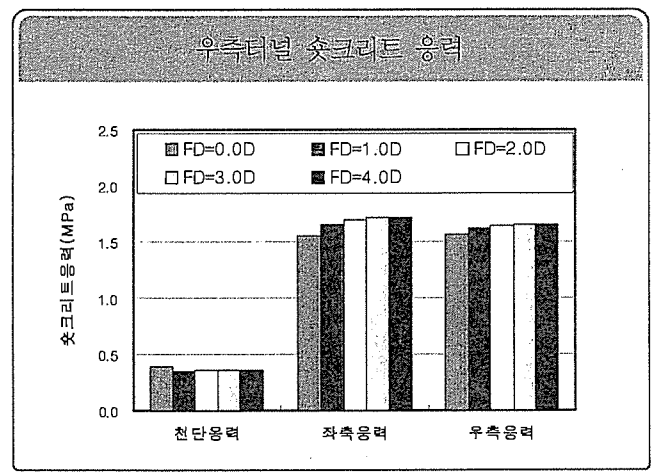


○ 막장간 이격거리에 따른 지보재 응력비교

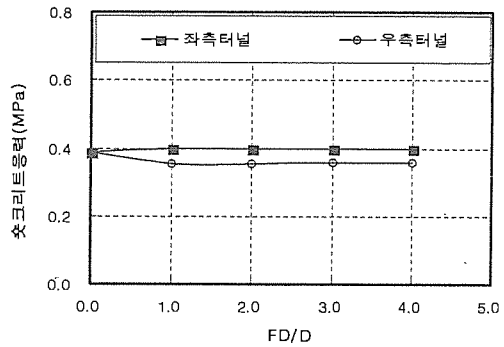
- 본 해석에서 설정한 해석 case별로 시공과정과 굴착량이 다르고, case간의 비교 가능한 선행터널의 굴착지점이 발생하지 않으므로 본 해석에서는 후행터널(우측터널)의 굴착지점을 고정하여 서로 비교하도록 함
- 비교 시공단계의 경향에 대한 검증을 위해 다음 단계의 지보재의 응력값도 참고로 검토함

■ 검토결과

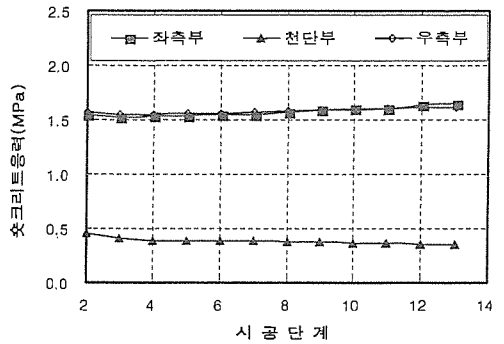




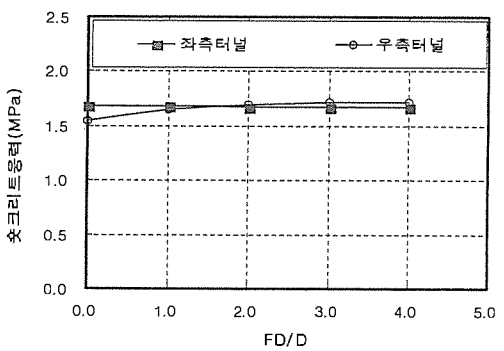
천단부 숏크리트 휨압축응력



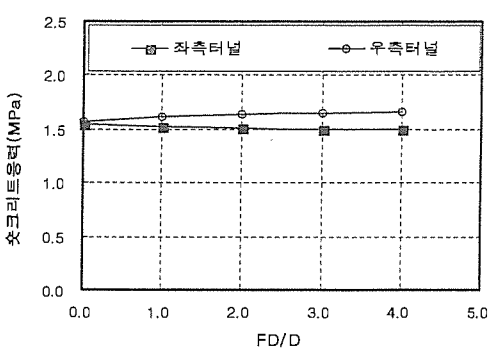
숏크리트 최대 휨압축응력 (우측터널)



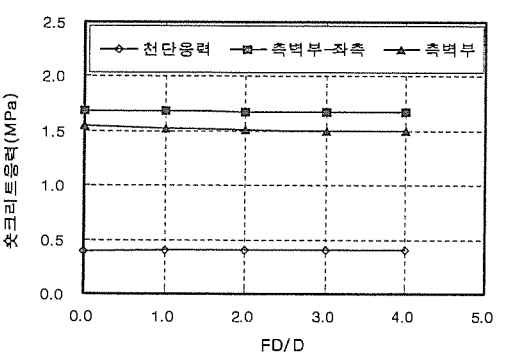
측벽부 – 좌측 숏크리트 휨압축응력



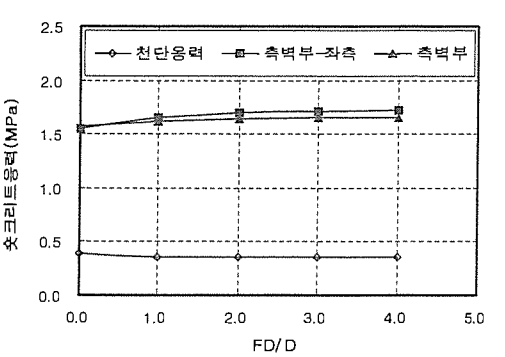
측벽부 – 우측 숏크리트 휨압축응력



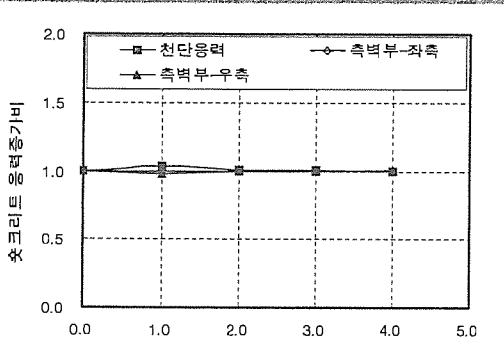
숏크리트 응력 (좌측터널)



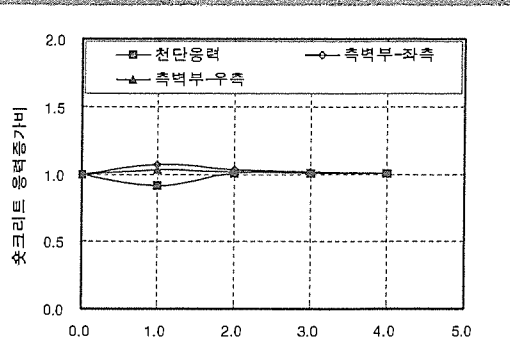
숏크리트 응력 (우측터널)



숏크리트 응력증가비 (좌측터널)

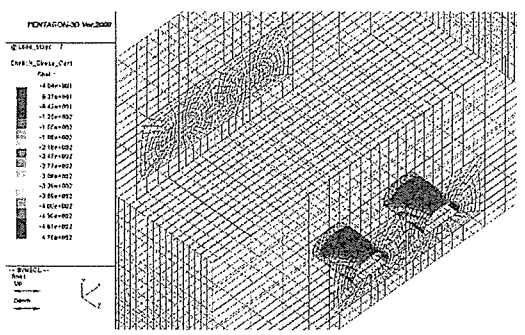


숏크리트 응력증가비 (우측터널)

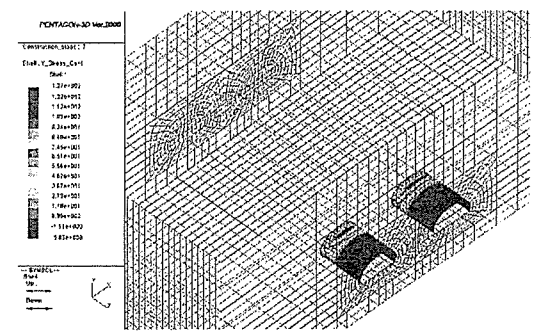


굴착단계별 숏크리트 휨압축응력 분포도

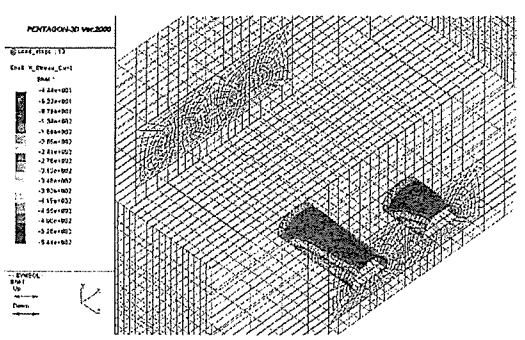
Case A-0 (시공단계-7단계, X방향 응력도)



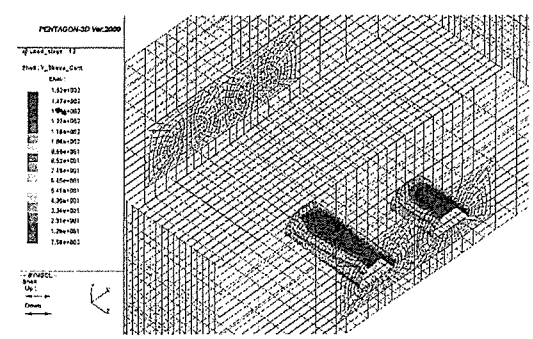
Case A-0 (시공단계-7단계, Y방향 응력도)



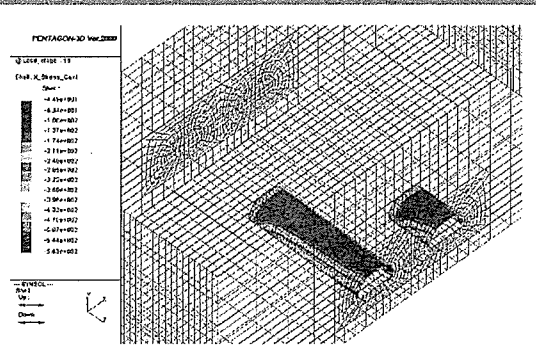
Case A-1 (시공단계-13단계, X방향 응력도)



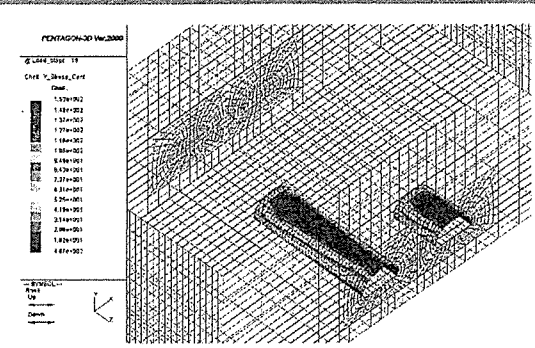
Case A-1 (시공단계-13단계, Y방향 응력도)



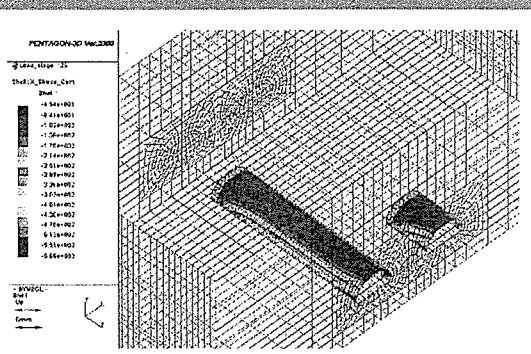
Case A-2 (시공단계-19단계, X방향 응력도)



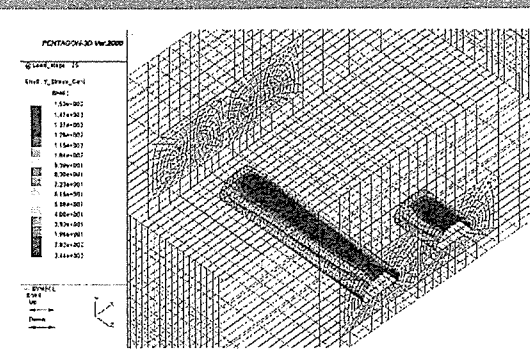
Case A-2 (시공단계-19단계, Y방향 응력도)



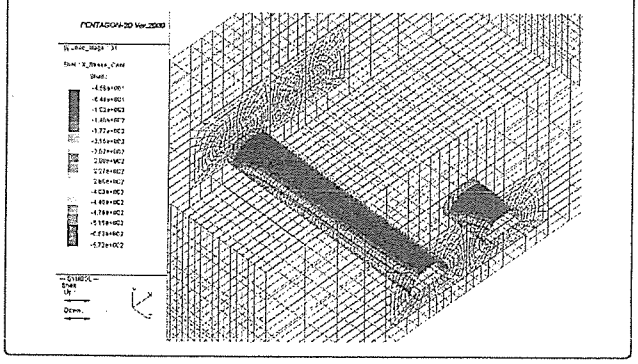
Case A-3 (시공단계-25단계, X방향 응력도)



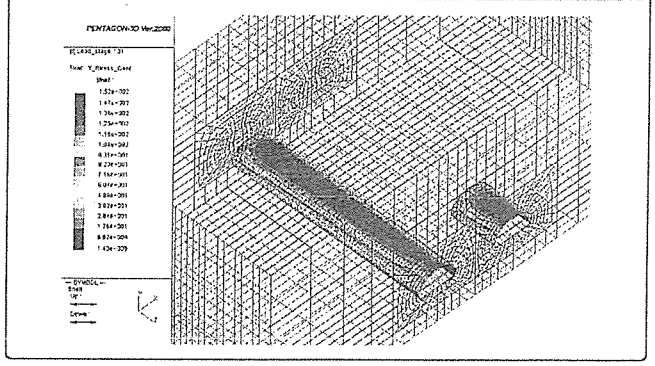
Case A-3 (시공단계-25단계, Y방향 응력도)



Case A-4 (시공단계-31단계, X방향 응력도)



Case A-4 (시공단계-31단계, Y방향 응력도)



○ 해석결과 분석 및 설계반영 사항

▮ 해석결과 분석

- 본선구간 천단변위는 좌측터널에서는 FD=1.0D에서 가장 크게 나타났으며, 우측터널의 경우 좌측터널 굴착에 의해 3차원 아칭효과가 발생하며 이로 인해 우측터널의 이완하중이 증가하므로 막장간 이격거리가 증가할수록 천단변위도 증가함
- 본선구간 측벽부 내공변위는 막장간 이격거리가 증가할수록 감소 후 수렴함
- 본선구간의 변위는 FD=1.0 이상에서는 전반적인 수렴양상을 나타내고 있으며 천단변위의 최대값은 3.582mm, 내공변위의 최대값은 우측 측벽부에서 1.628mm가 발생
- FD(Face Distance)에 따른 본선구간에서의 천단부 및 측벽부의 숏크리트 휨압축응력 분석결과, 전반적으로 FD=0.0D에서 최대값을 나타내고, FD=1.0D 이상에서는 수렴하는 경향을 나타냄
- 양방향 동시굴착인 FD=0.0D와 일방향 선굴착을 유지하는 FD=1.0D이상에서는 어느 정도의 감소율을 보이고 있지만 전체 변위량에서의 차이는 매우 미소한 것으로 나타남
- 해석결과 분석에 의하면 본선터널에서의 FD는 터널 안정성에 거의 영향이 없으므로 시공성을 바탕으로 결정
  → 발파관련 및 시공능률을 고려 본선구간에서 양방향 병행 굴착 가능

▮ 설계반영 사항

- 본선구간에서의 시공시 FD=1.0D 이상에서 변위와 응력값의 변화량이 일정한 값으로 수렴하는 양상을 나타내므로 되도록이면 FD=1.0D이상을 유지하도록 하며, 시공성과 발파가능성을 고려하여 현장상황에 적합하도록 변경함
- 본선구간중 계곡부와 저토피 편토압 지형에서는 3.0D~4.0D이상의 막장간 이격거리(Face Distance)를 유지하여 시공함으로서 양방향 터널시공시 막장에 미치는 영향을 배제하여 터널의 안정성을 확보해야 함

3.4 관통부 안정성 검증 및 보강영역 검토

○ 개 요

- 터널 관통부의 굴착은 양방향에서 굴착이 이루어지는 것이 일반적이며 관통부가 형성되는 지점은 종방향 아칭효과의 감소로 인하여 터널의 안정성에 불리한 응력장이 형성
- 따라서 최종 관통굴착 지점의 안정성 확보를 위하여 관통 영향범위에 대하여 필요시 보강 실시
- 터널 관통시 3차원 해석을 통하여 지반거동을 분석하고 터널 관통으로 인한 영향변위를 파악하여 보강영역을 산정하여 설계에 반영할 필요가 있음

○ 해석결과

- 터널 관통부 굴착시 종방향 아칭현상의 감소로 인하여 관통 영향범위에서 변위 발생과 응력 집중, 지보재의 응력 집중이 관찰됨
- 터널 관통부 굴착공법별 천단변위 및 내공변위 검토 결과 시공완료 단계에서의 각 공법별 최종 천단변위량은 1.553mm의 값으로 수렴하였고, 최종 내공변위량은 1.566mm로 수렴함을 보여 공법별 차이는 거의 없는 것으로 나타나지만, 링컷 굴착 방법이 조금 더 작은 변위 양상을 나타남
- 지보재에 작용하는 응력, 내공변위 및 천단변위도 비슷한 양상을 나타냄

○ 해석방법 및 조건

▮ 해석조건

구 분	해 석 조 건
지중응력	•관통공법에 대한 영향만을 검토하기 위하여 모든 경우에 대하여 동일 조건을 설정 •관통지점의 심도를 고려하여 터널 상부의 토피고는 15m로 함
해석영역	•터널 좌우측 경계는 4D(D는 터널직경), 하부경계는 3D로 설정 •종방향 해석영역은 종방향 아칭효과의 감소 및 응력불균형 발생영역인 2.0D가 경계의 영향을 받지 않게 하기 위하여 NATM시점으로부터 145m를 해석영역으로 설정
측압계수	•정성해석이므로 전 구간에 적용 가능하도록 2.37을 적용
지보패턴	•지반등급 조건을 고려하여 T-4에 해당하는 록볼트와 일반 숏크리트 사용
프로그램	•PENTAGON 3D
해석모델	•Mohr-Coulomb 파괴기준에 의한 탄소성 해석

입력물성치

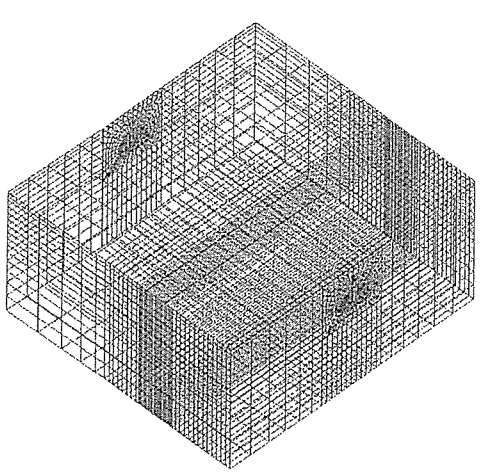
구 분		탄성계수 (MPa)	단위중량 (kN/m^3)	포아송비 (ν)	내부마찰각 (°)	점착력 (MPa)
풍 화 암		230	20.0	0.30	32	0.027
지반등급 Ⅳ		1200	24.0	0.26	34	0.96
숏크리트	연 성	5,000	24.0	0.20	N/A	N/A
	강 성	15,000	24.0	0.20	N/A	N/A
록 볼 트		210,000	78.5	0.20	N/A	N/A

해석 CASE

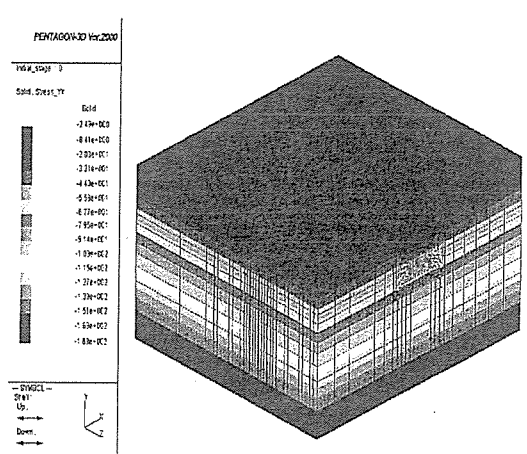
CASE	관통부 영향범위	보강유무	좌우측해석영역
A-1	18m	보강없음	4D
A-2	18m	보강적용	4D
A-3	24m	보강적용	4D

해석영역 및 모델링

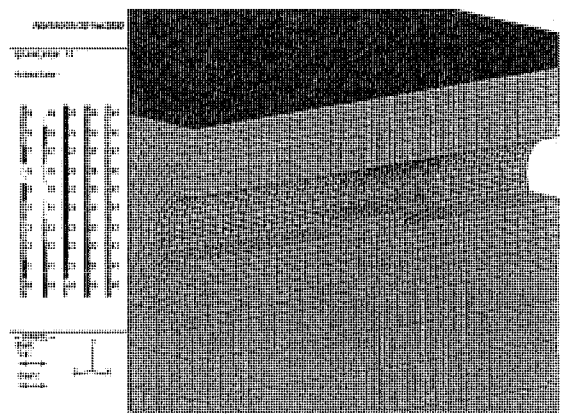
수치해석 적용 요소망



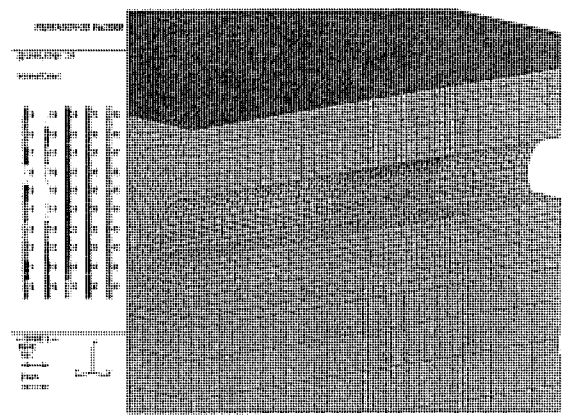
초 기 상 태



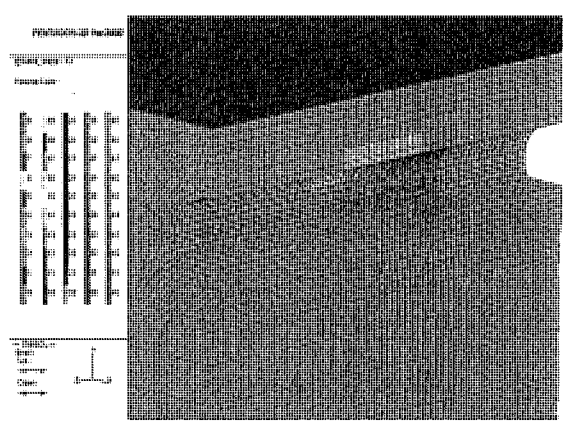
관통부 굴착 (CASE A-1)



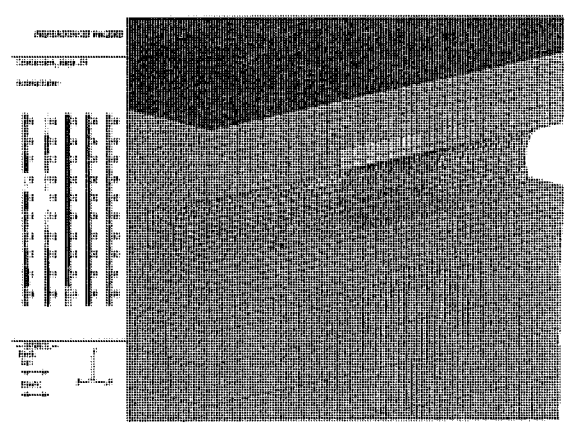
관 통 완 료



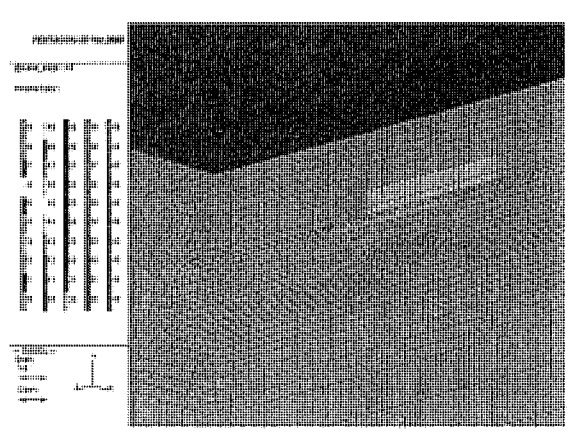
관통부굴착 (CASE A-2)



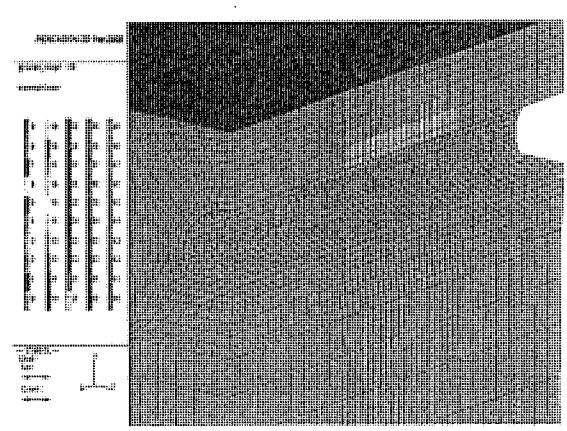
관 통 완 료



관통부굴착 (CASE A-3)



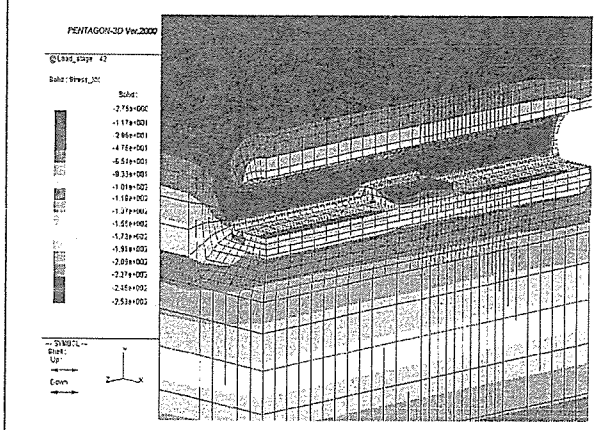
관 통 완 료



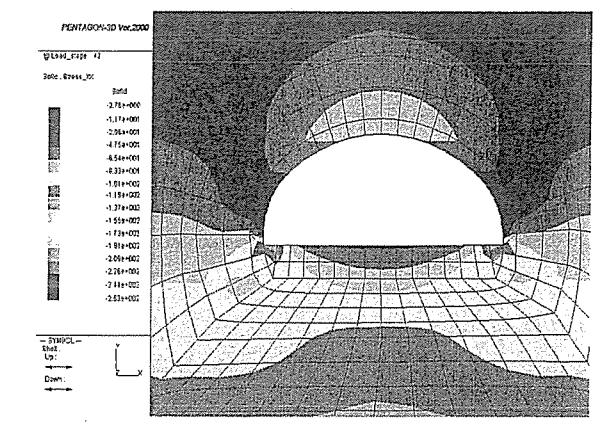
○ 터널 관통전 해석결과

▮ 연직응력(X방향) 분포경향

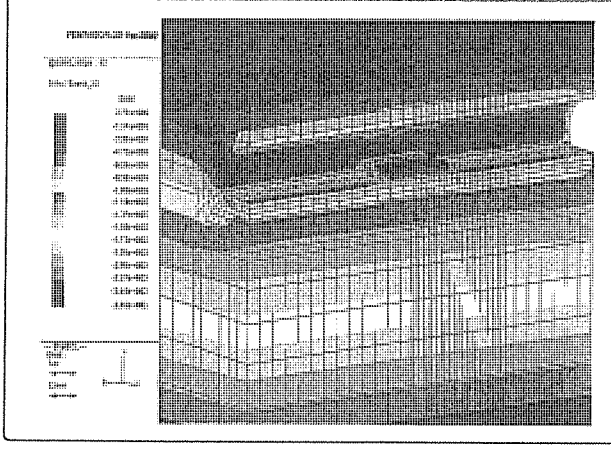
지중 분포경향 (CASE A-1)



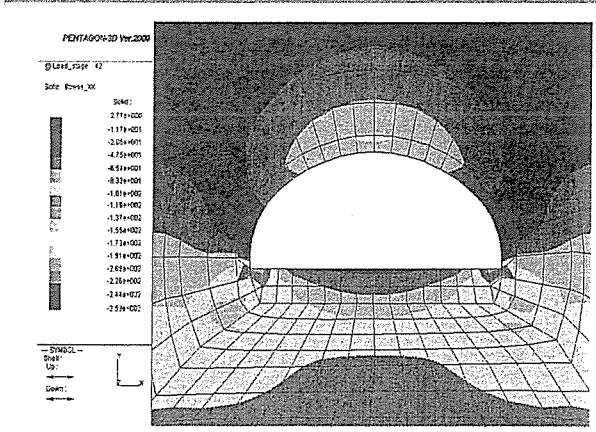
터널내 분포경향 (CASE A-1)



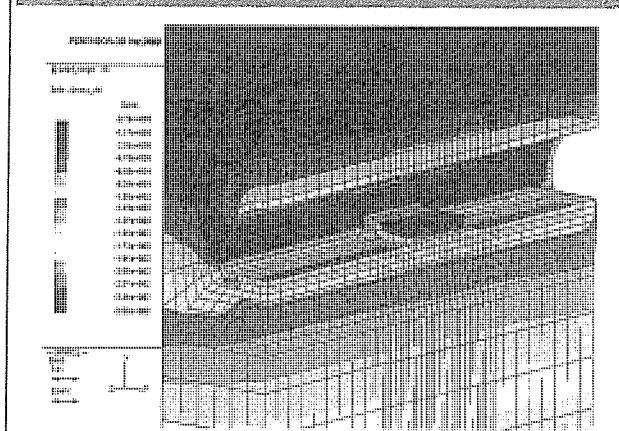
지중 분포경향 (CASE A-2)



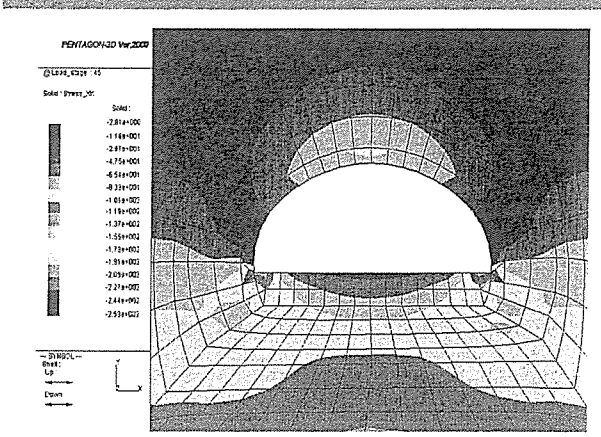
터널내 분포경향 (CASE A-2)



지중 분포경향 (CASE A-3)

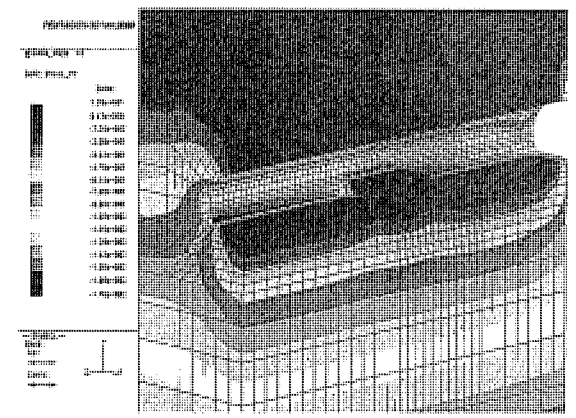


터널내 분포경향 (CASE A-3)

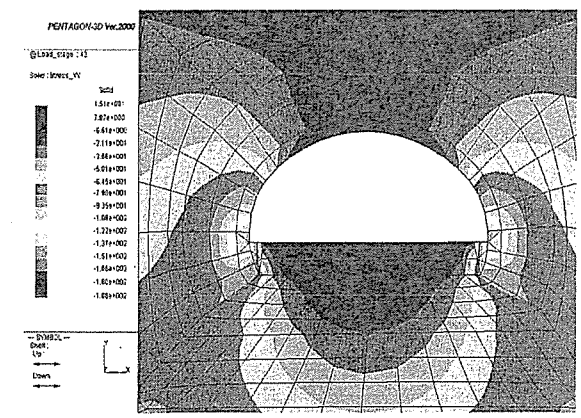


수평응력(Y방향) 분포경향

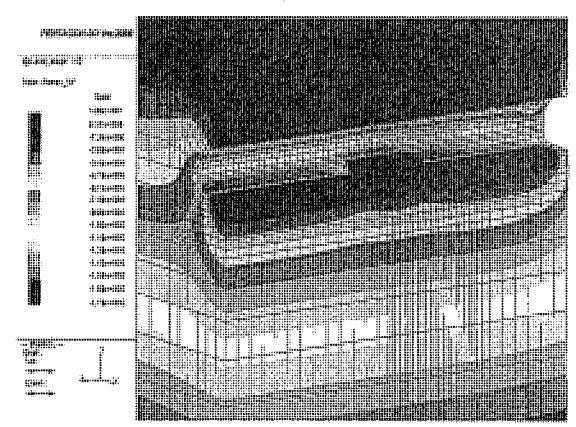
지중 분포경향 (CASE A-1)



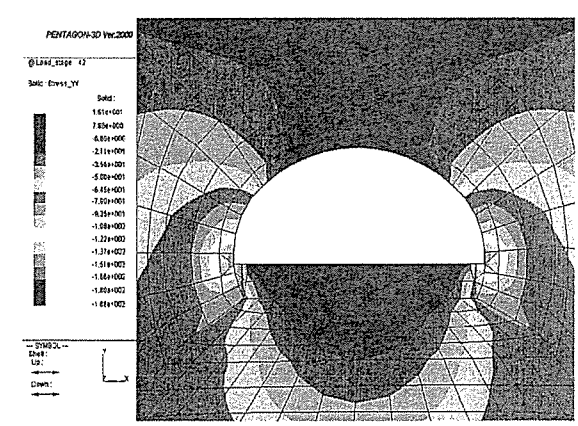
터널내 분포경향 (CASE A-1)



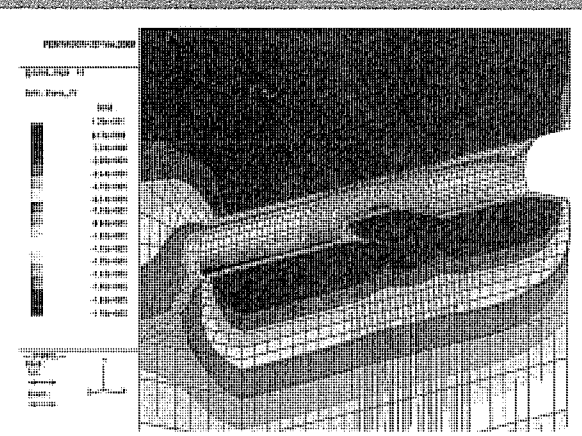
지중 분포경향 (CASE A-2)



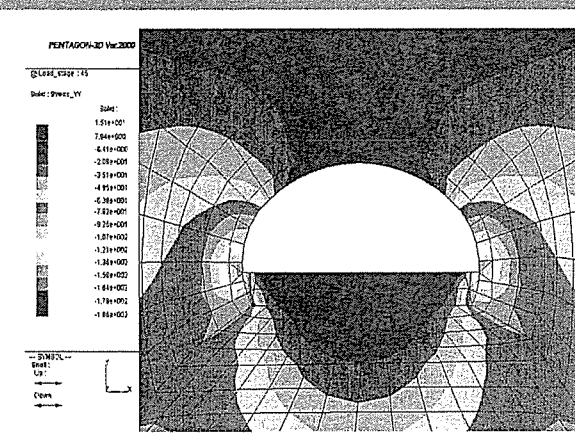
터널내 분포경향 (CASE A-2)



지중 분포경향 (CASE A-3)

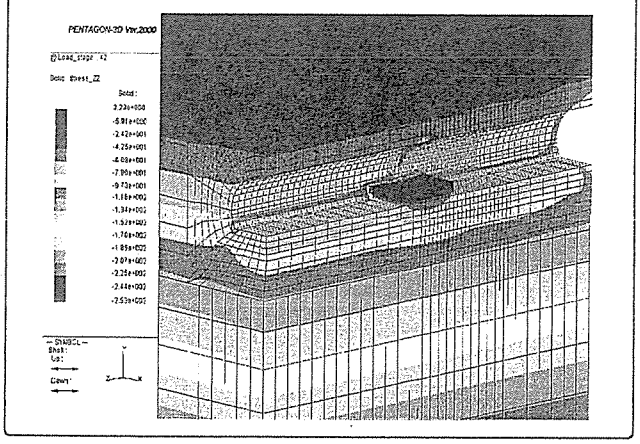


터널내 분포경향 (CASE A-3)

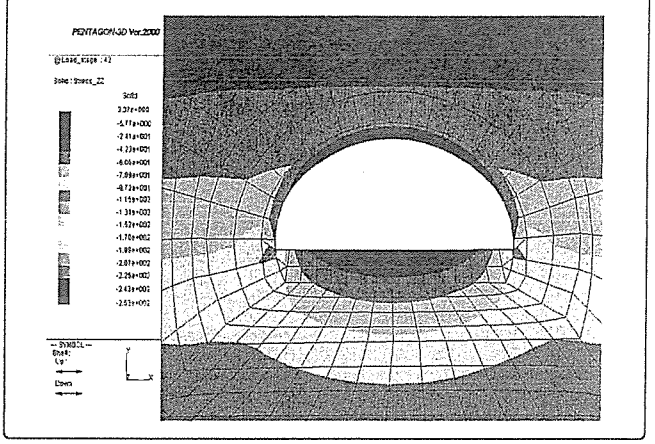


종방향 응력(Z방향) 분포경향

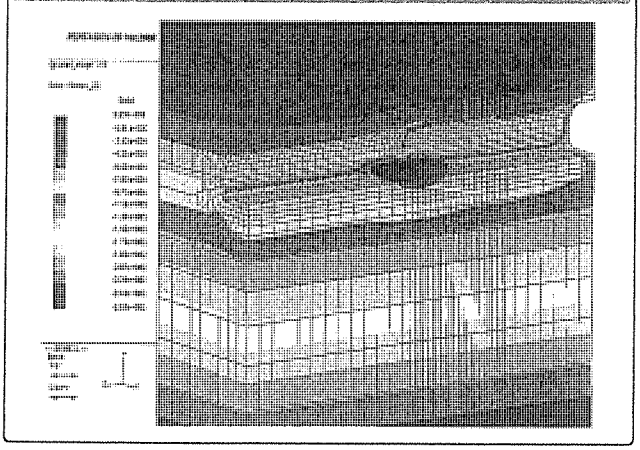
지중 분포경향 (CASE A-1)



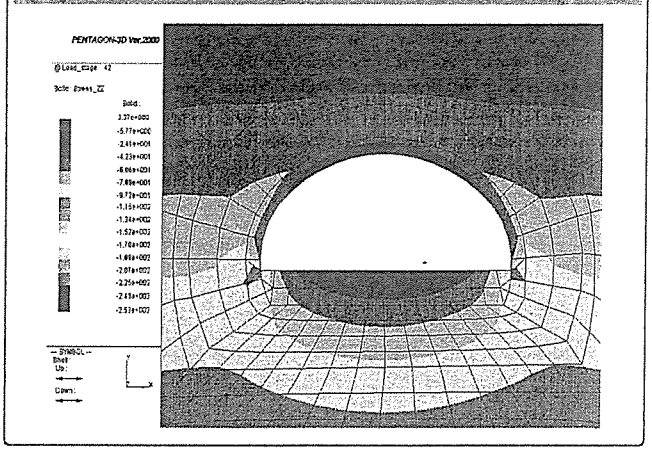
터널내 분포경향 (CASE A-1)



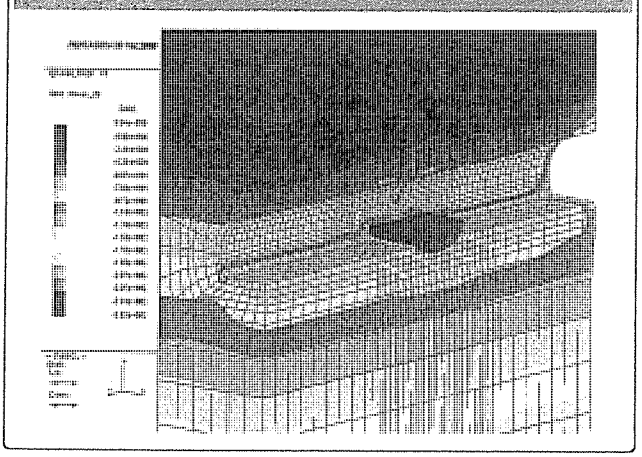
지중 분포경향 (CASE A-2)



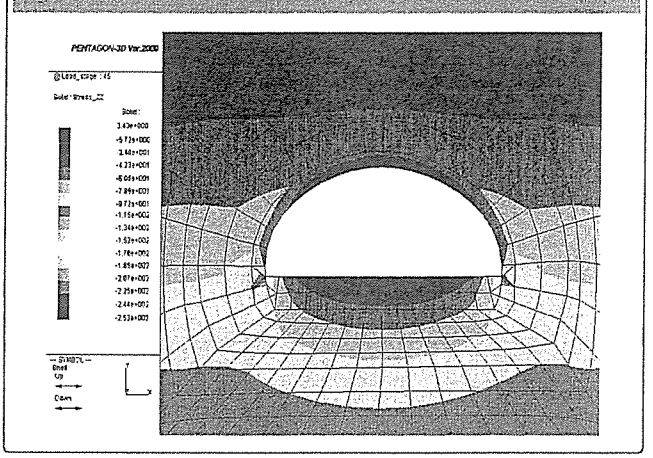
터널내 분포경향-(CASE A-2)



지중 분포경향 (CASE A-3)

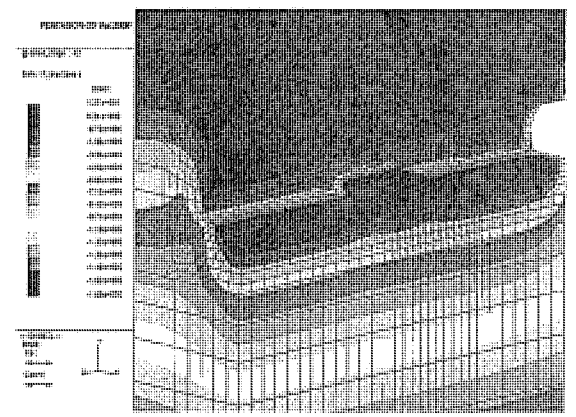


터널내 분포경향 (CASE A-3)

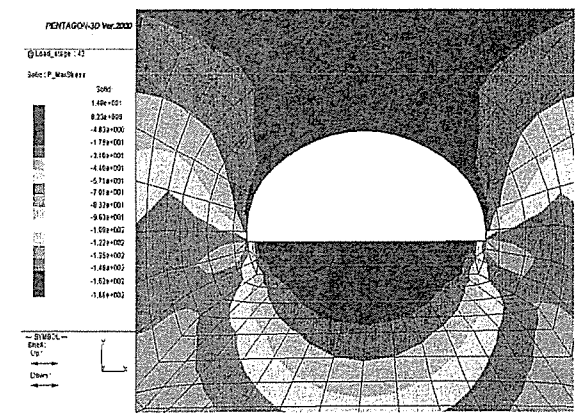


최대 주응력 분포경향

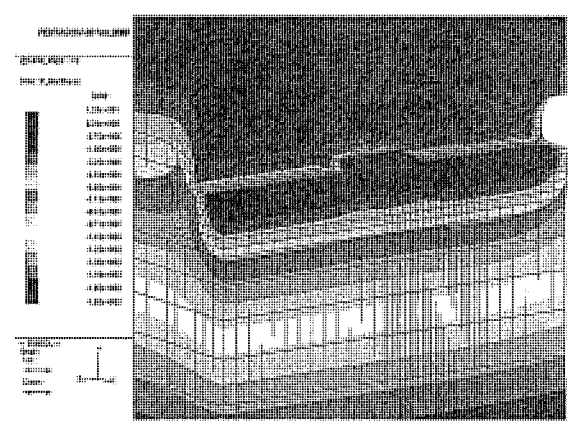
지중 분포경향 (CASE A-1)



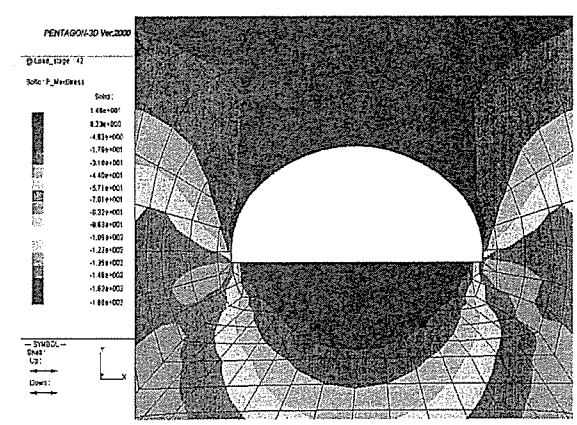
터널내 분포경향 (CASE A-1)



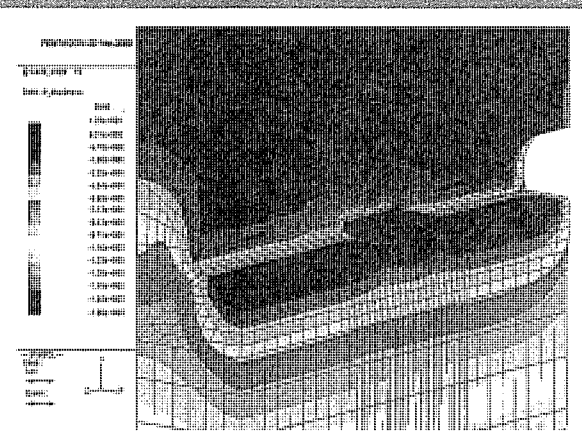
지중 분포경향 (CASE A-2)



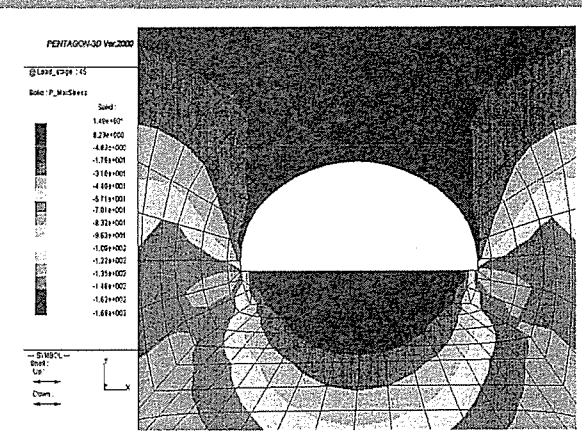
터널내 분포경향 (CASE A-2)



지중 분포경향 (CASE A-3)

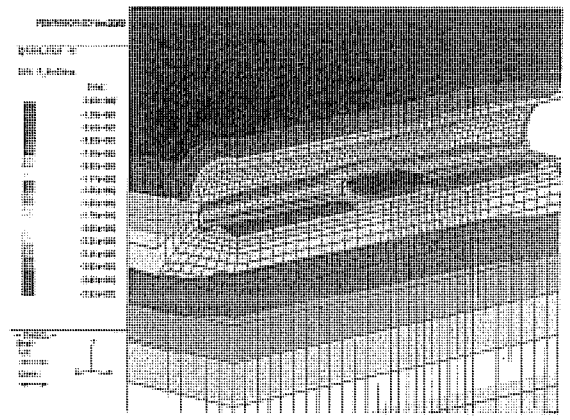


터널내 분포경향 (CASE A-3)

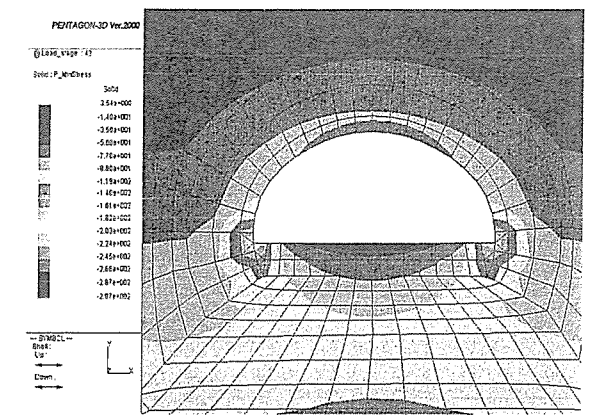


■ 최소 주응력 분포경향

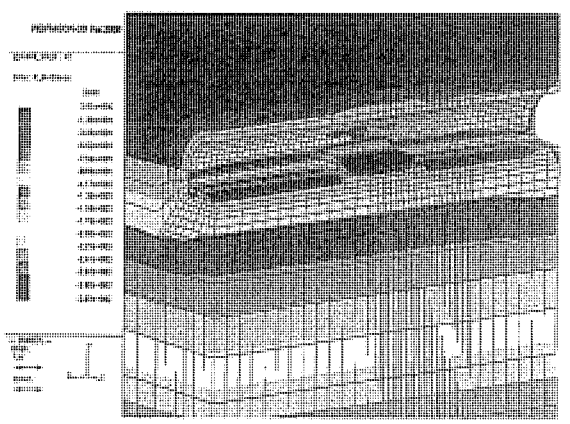
지중 분포경향 (CASE A-1)



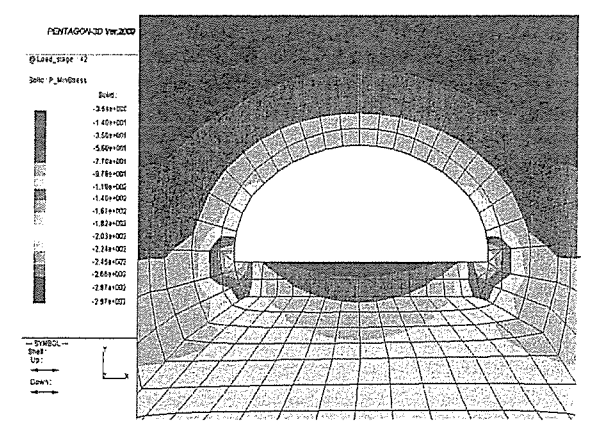
터널내 분포경향 (CASE A-1)



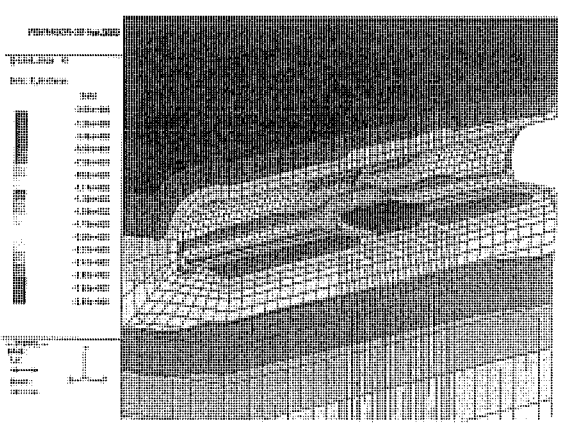
지중 분포경향 (CASE A-2)



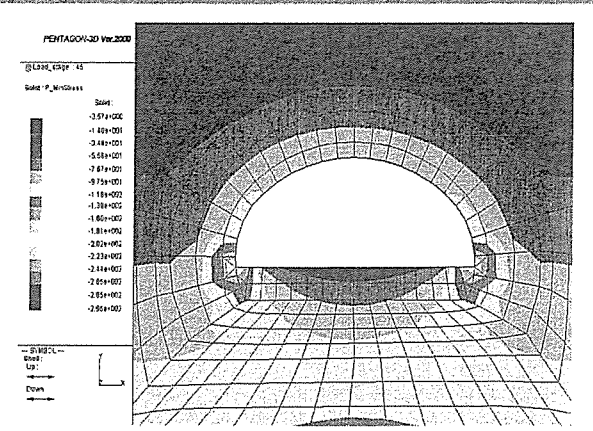
터널내 분포경향 (CASE A-2)



지중 분포경향 (CASE A-3)

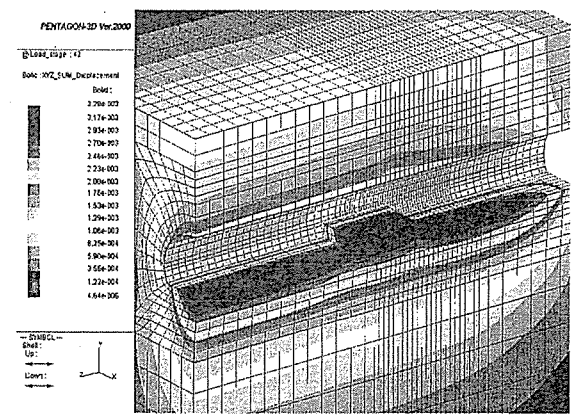


터널내 분포경향 (CASE A-3)

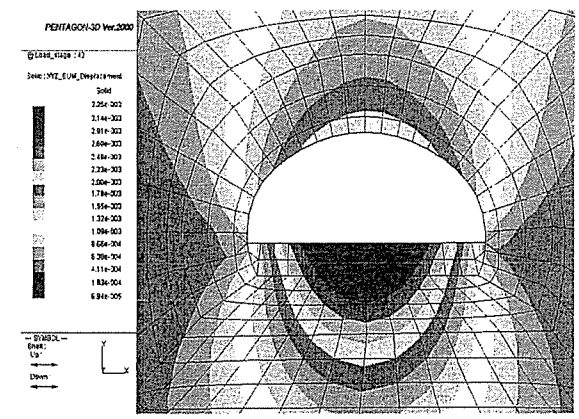


변위 분포경향

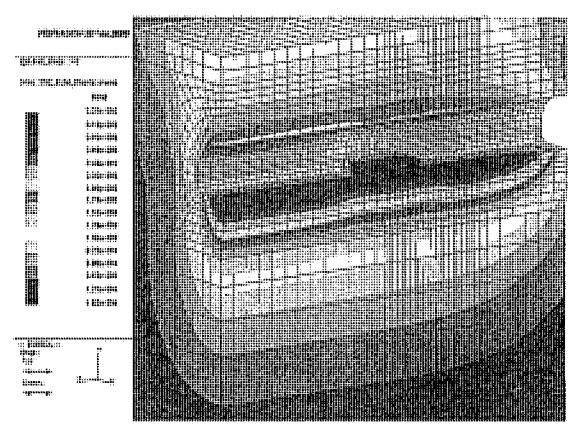
지중 분포경향 (CASE A-1)



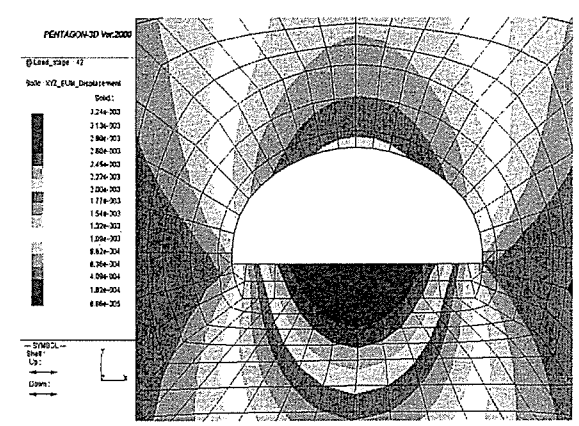
터널내 분포경향 (CASE A-1)



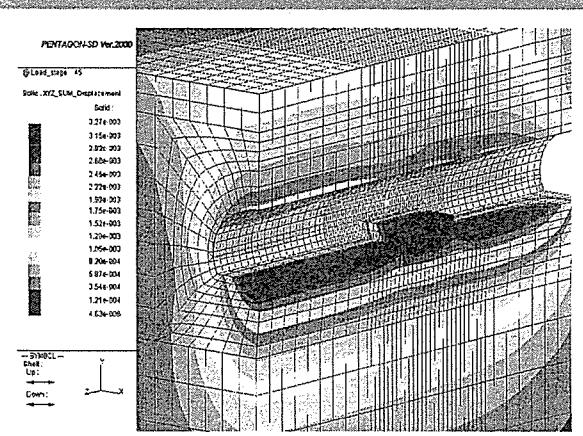
지중 분포경향 (CASE A-2)



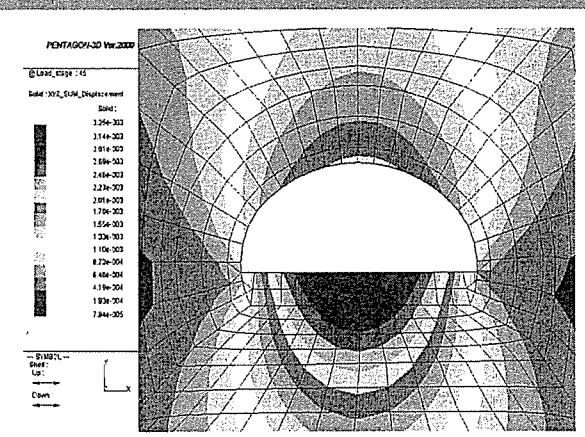
터널내 분포경향 (CASE A-2)



지중 분포경향 (CASE A-3)

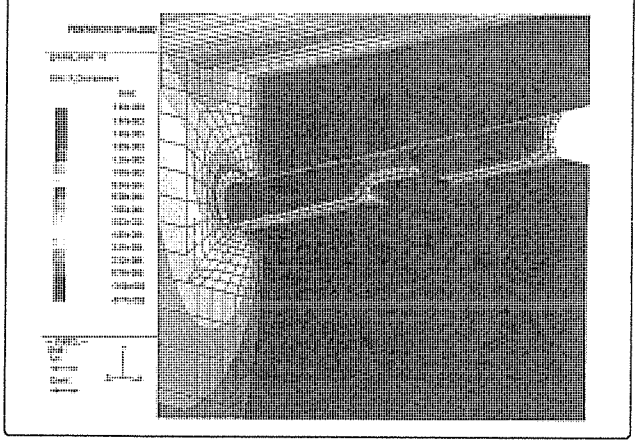


터널내 분포경향 (CASE A-3)

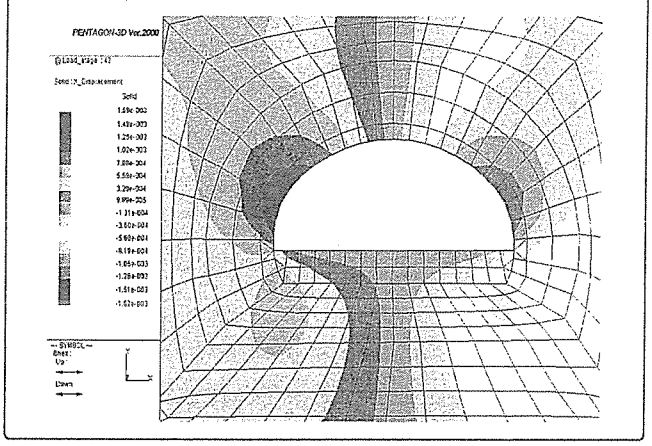


■ 연직방향(X방향) 변위 분포경향

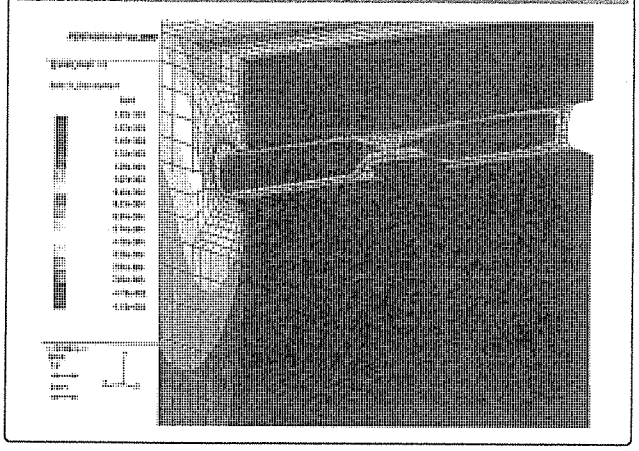
지중 분포경향 (CASE A-1)



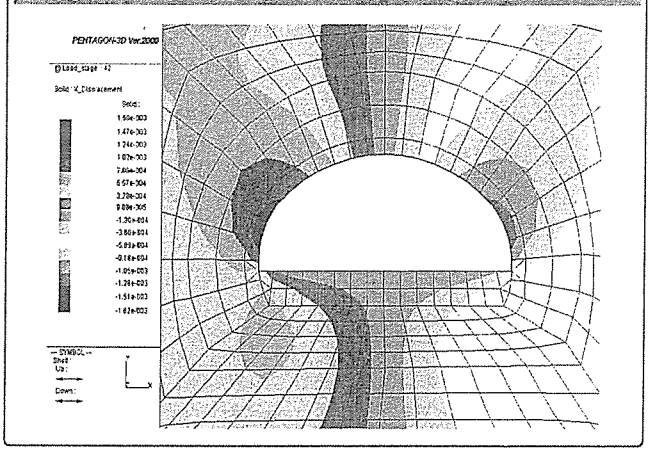
터널내 분포경향 (CASE A-1)



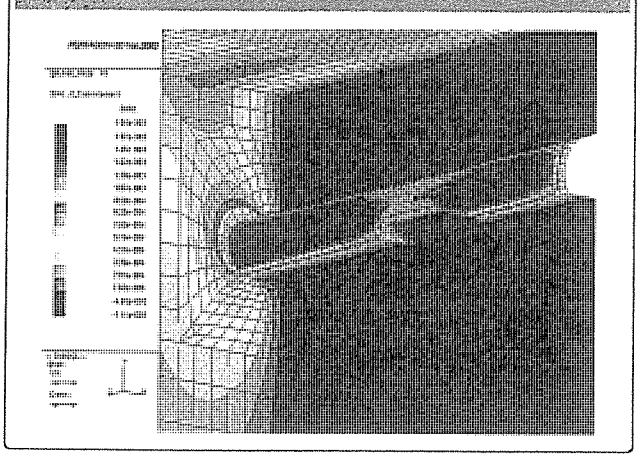
지중 분포경향 (CASE A-2)



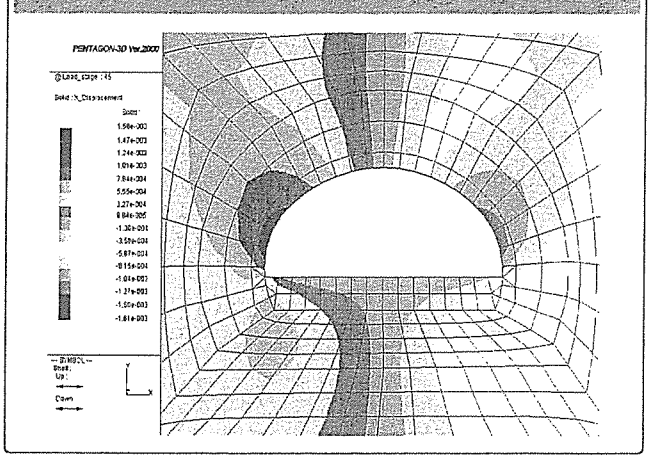
터널내 분포경향 (CASE A-2)



지중 분포경향 (CASE A-3)

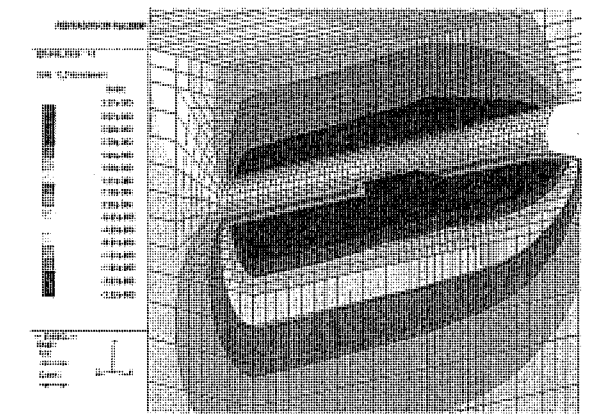


터널내 분포경향 (CASE A-3)

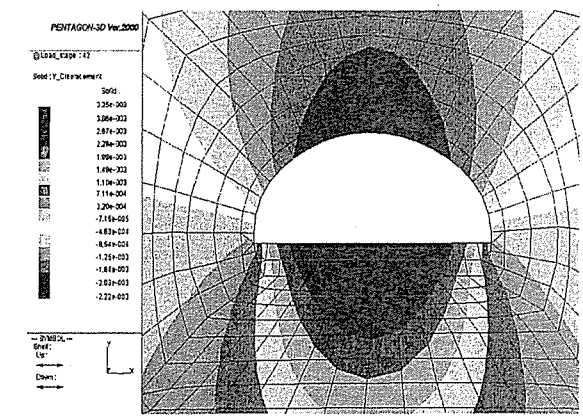


연직방향(Y방향) 변위 분포경향

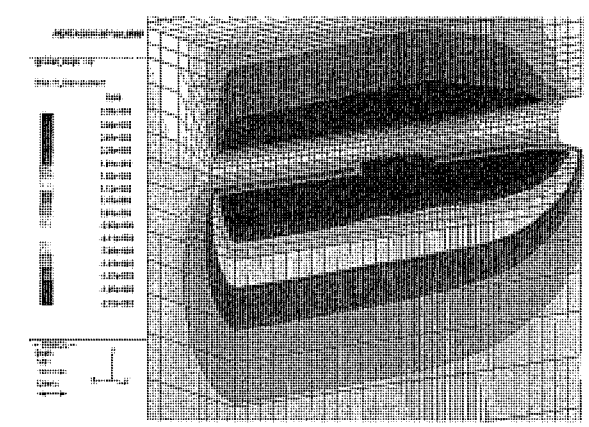
지중 분포경향 (CASE A-1)



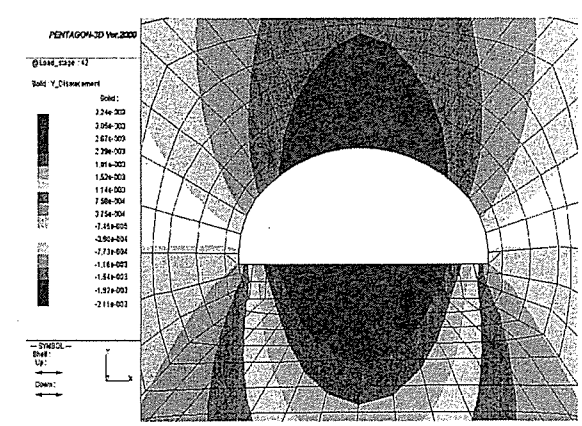
터널내 분포경향 (CASE A-1)



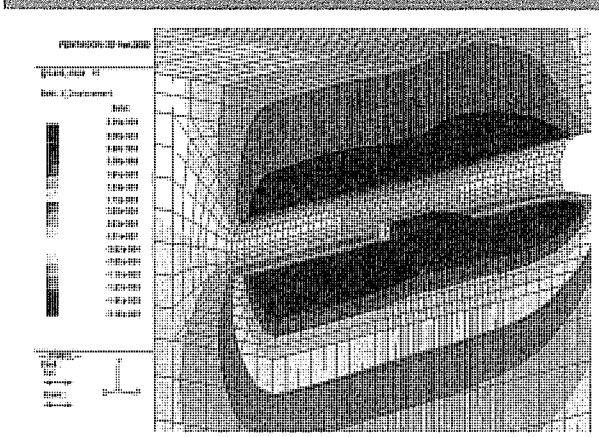
지중 분포경향 (CASE A-2)



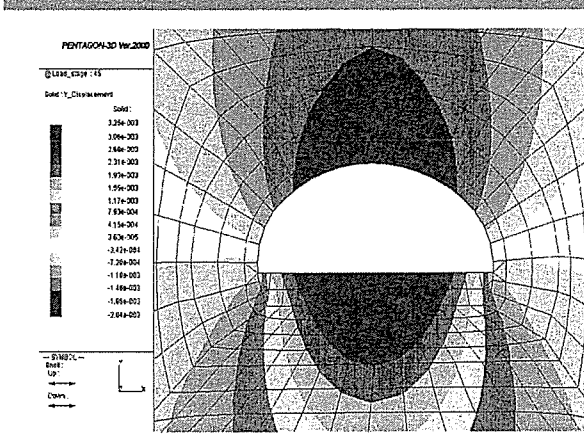
터널내 분포경향 (CASE A-2)



지중 분포경향 (CASE A-3)

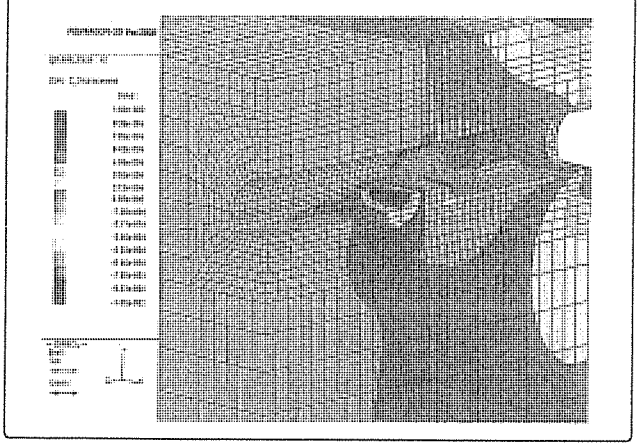


터널내 분포경향 (CASE A-3)

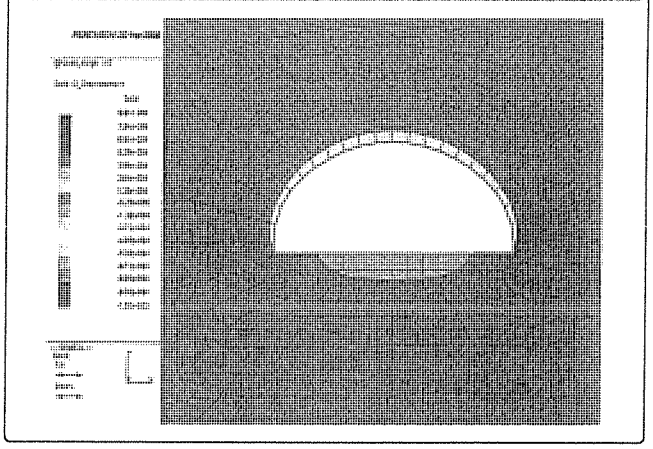


■ 종방향 (Z방향) 변위 분포경향

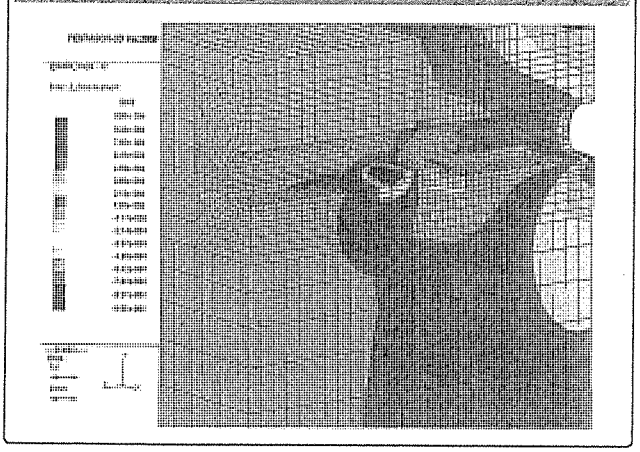
지중 분포경향 (CASE A-1)



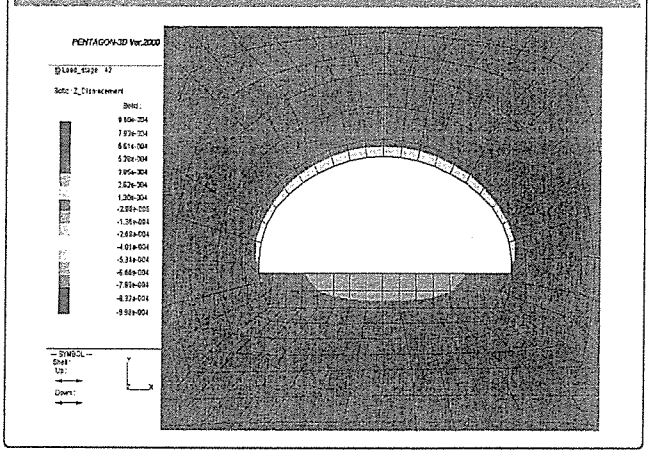
터널내 분포경향 (CASE A-1)



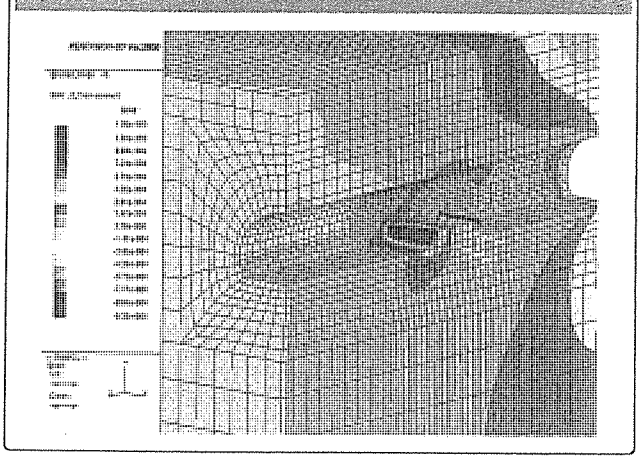
지중 분포경향 (CASE A-2)



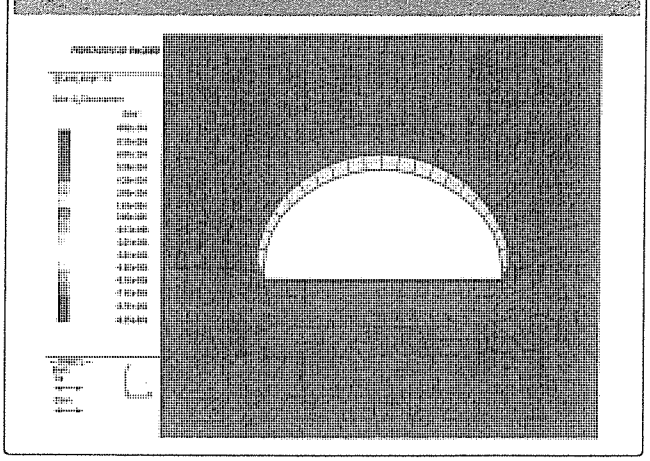
터널내 분포경향 (CASE A-2)



지중 분포경향 (CASE A-3)

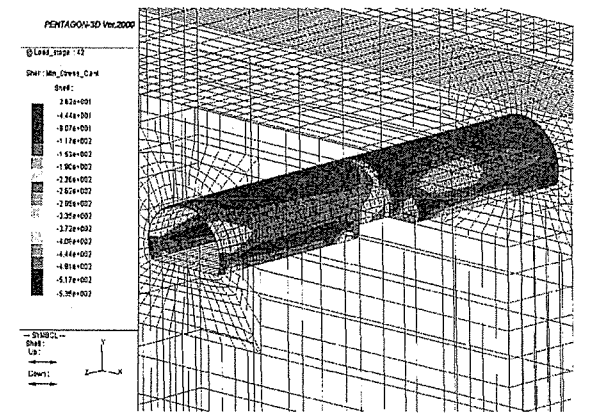


터널내 분포경향 (CASE A-3)

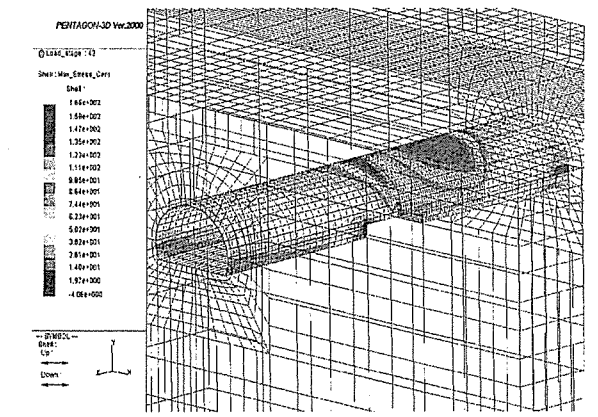


숏크리트 응력 분포경향

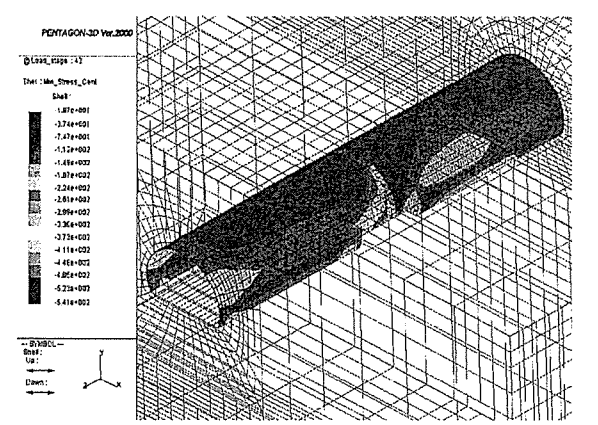
지중 분포경향 (CASE A-1)



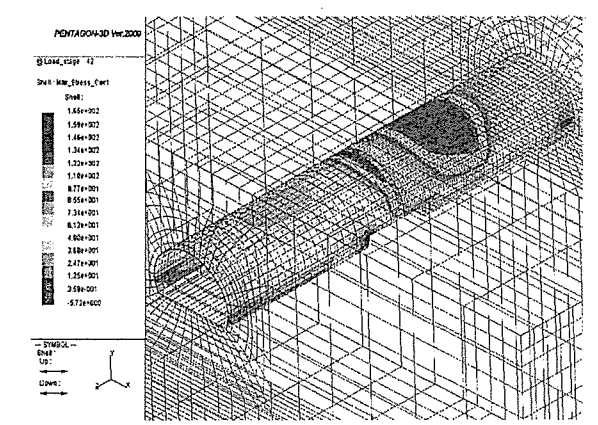
터널내 분포경향 (CASE A-1)



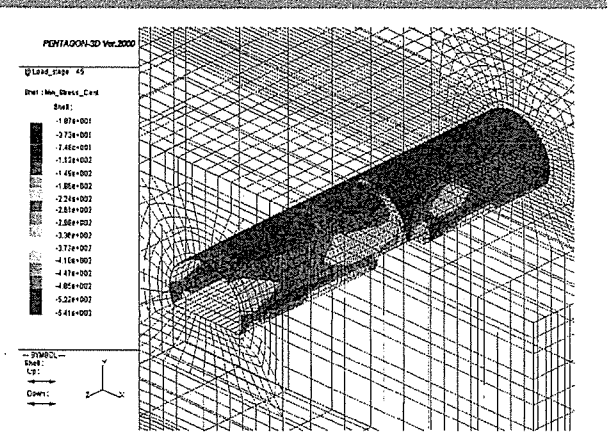
지중 분포경향 (CASE A-2)



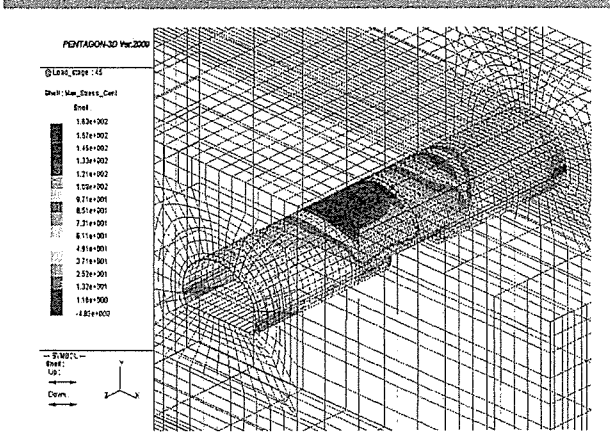
터널내 분포경향 (CASE A-2)



지중 분포경향 (CASE A-3)



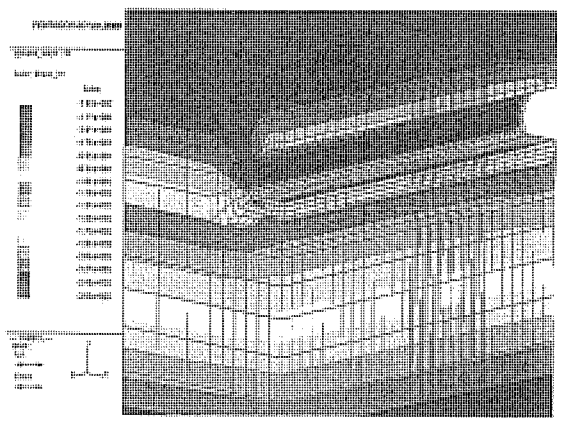
터널내 분포경향 (CASE A-3)



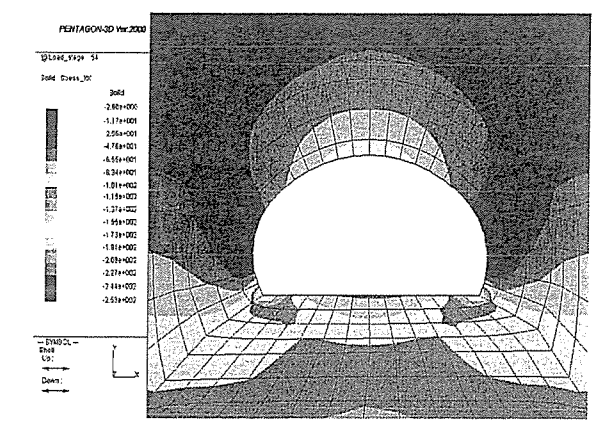
○ 터널 관통후 해석결과

▮ 연직응력(X방향) 분포경향

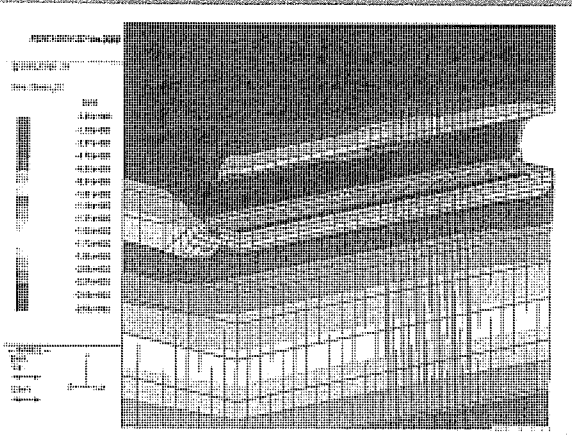
지중 분포경향 (CASE A-1)



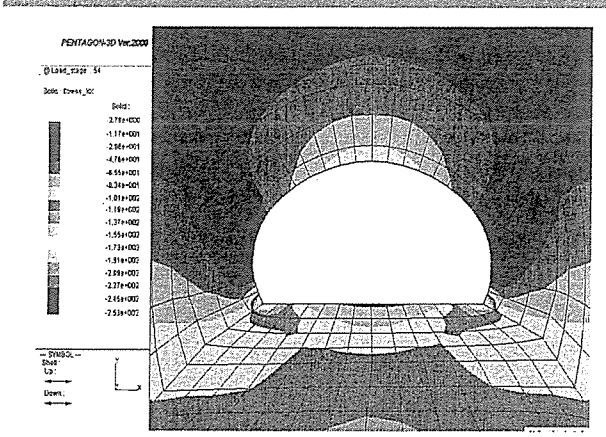
터널내 분포경향 (CASE A-1)



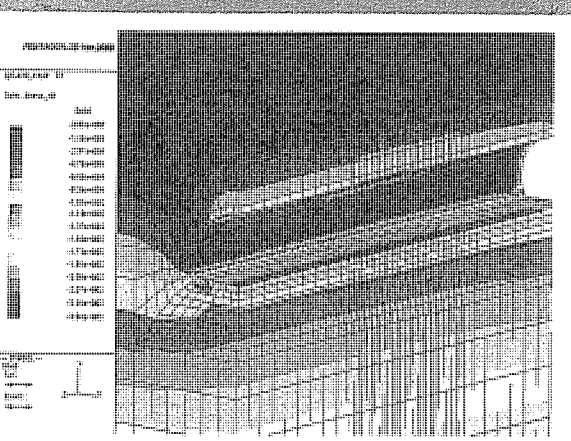
지중 분포경향 (CASE A-2)



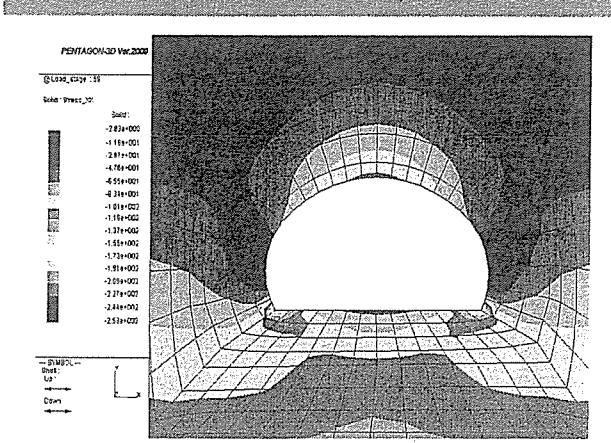
터널내 분포경향 (CASE A-2)



지중 분포경향 (CASE A-3)

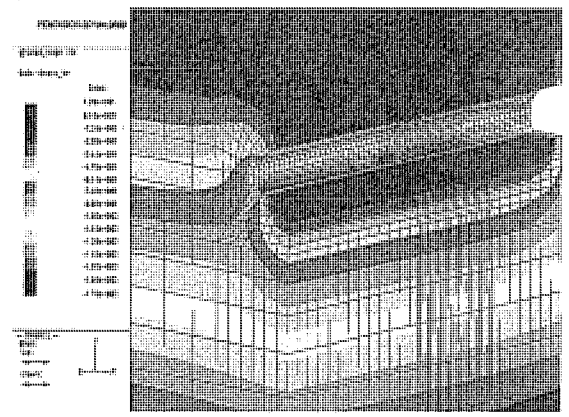


터널내 분포경향 (CASE A-3)

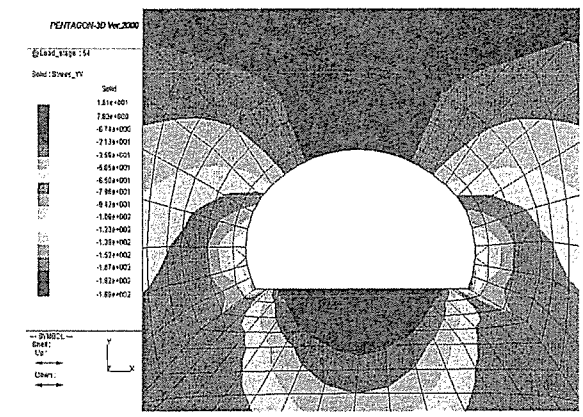


수평응력(Y방향) 분포경향

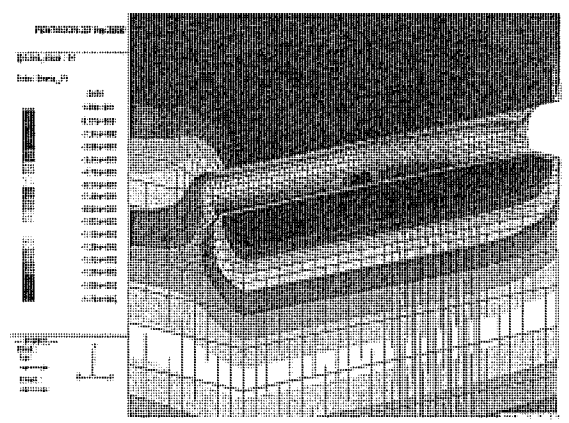
지중 분포경향 (CASE A-1)



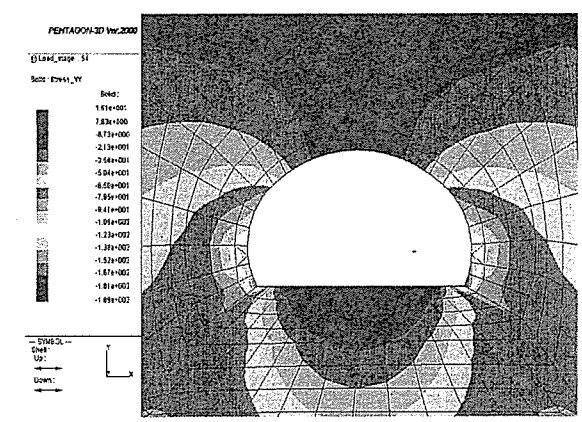
터널내 분포경향 (CASE A-1)



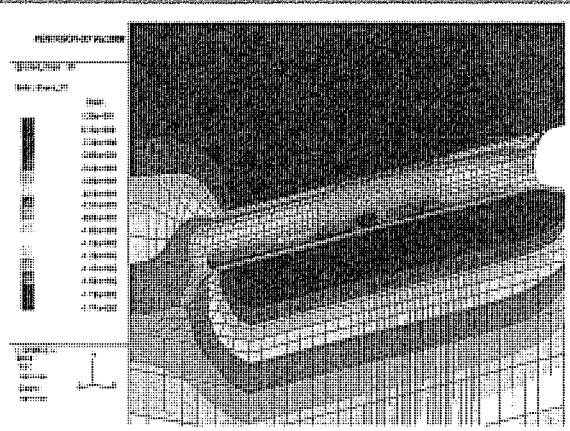
지중 분포경향 (CASE A-2)



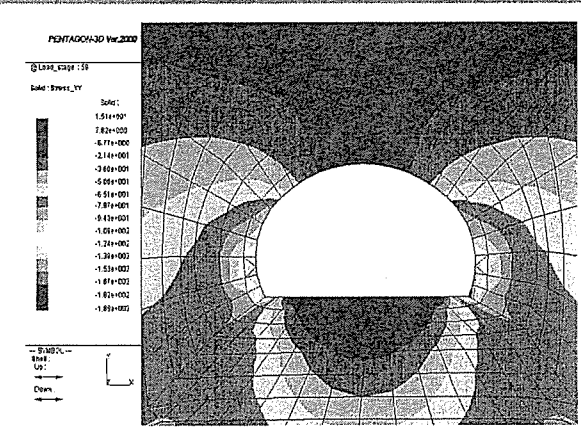
터널내 분포경향 (CASE A-2)



지중 분포경향 (CASE A-3)

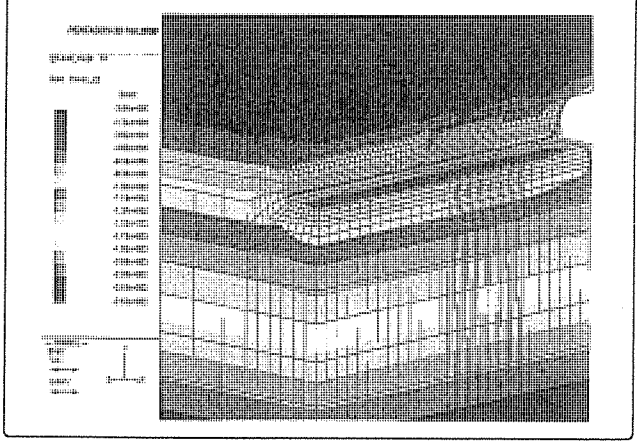


터널내 분포경향 (CASE A-3)

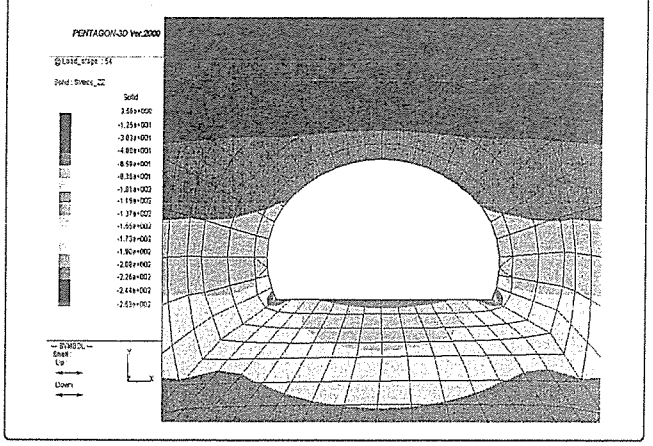


■ 종방향 응력(Z방향) 분포경향

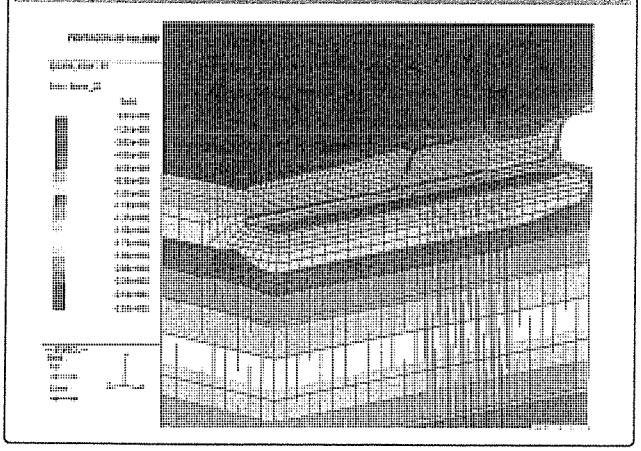
지중 분포경향 (CASE A-1)



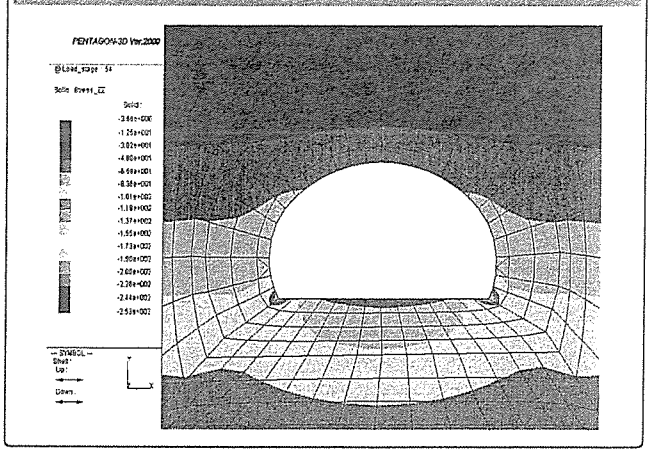
터널내 분포경향 (CASE A-1)



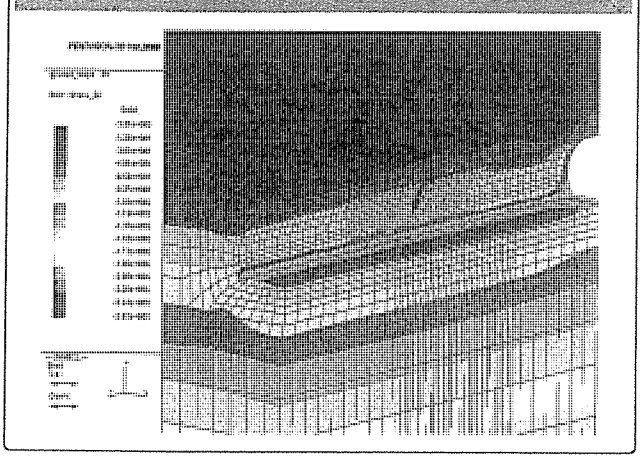
지중 분포경향 (CASE A-2)



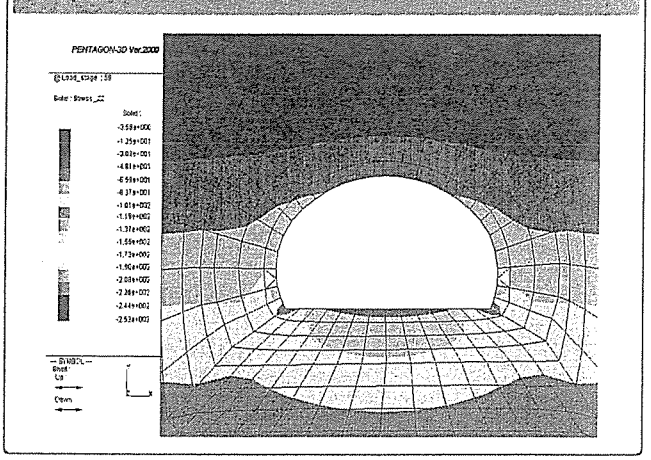
터널내 분포경향 (CASE A-2)



지중 분포경향 (CASE A-3)

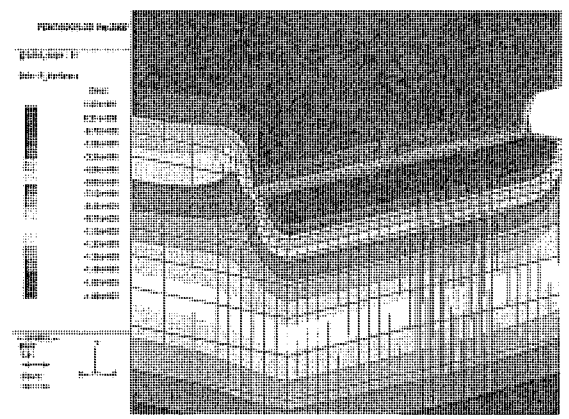


터널내 분포경향 (CASE A-3)

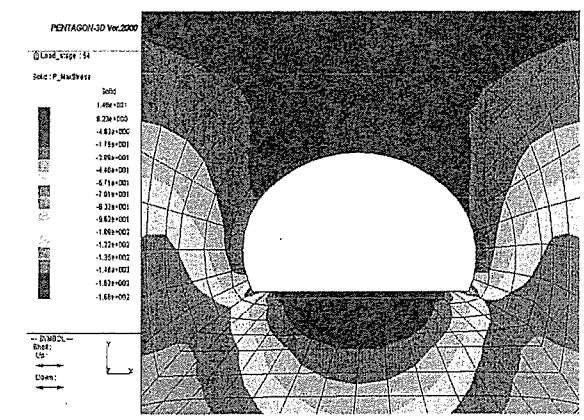


최대 주응력 분포경향

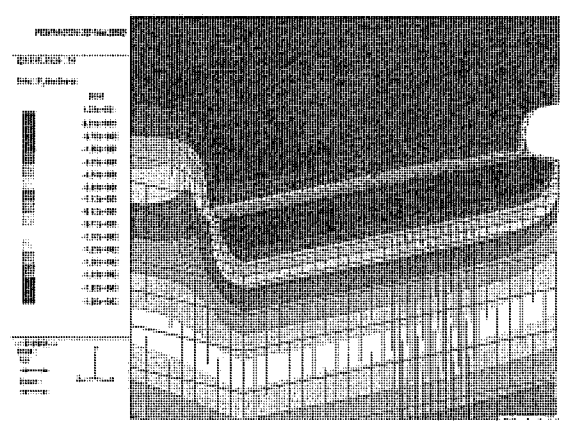
지중 분포경향 (CASE A-1)



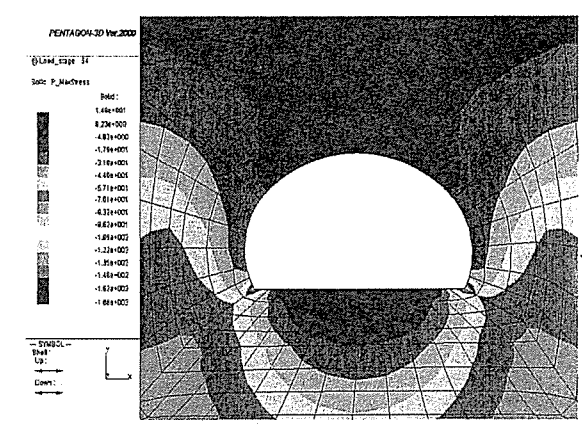
터널내 분포경향 (CASE A-1)



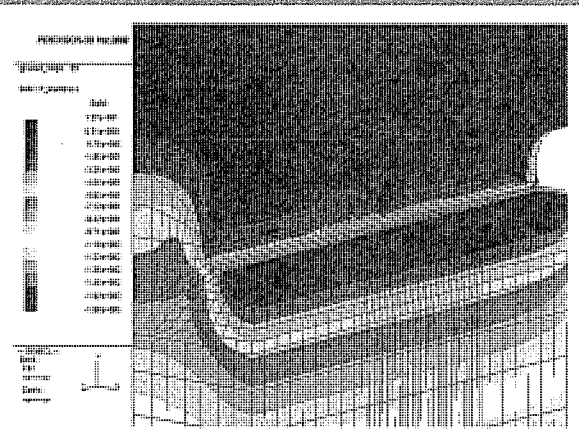
지중 분포경향 (CASE A-2)



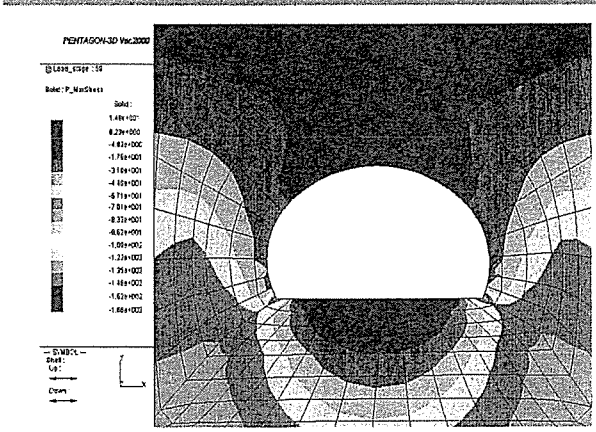
터널내 분포경향 (CASE A-2)



지중 분포경향 (CASE A-3)

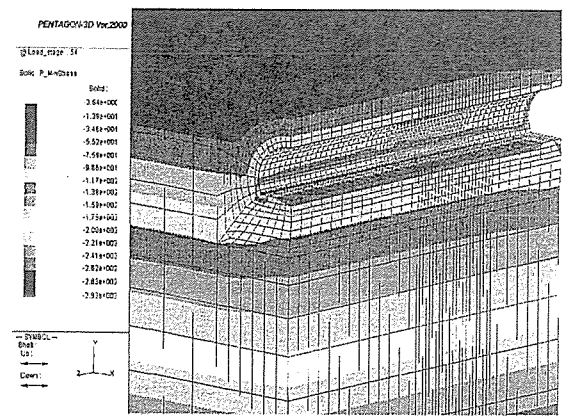


터널내 분포경향 (CASE A-3)

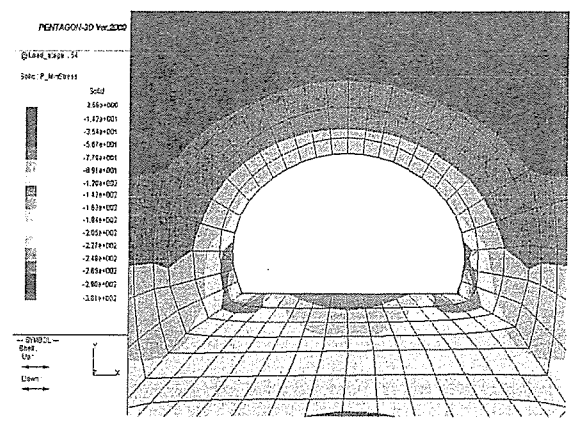


■ 최소 주응력 분포경향

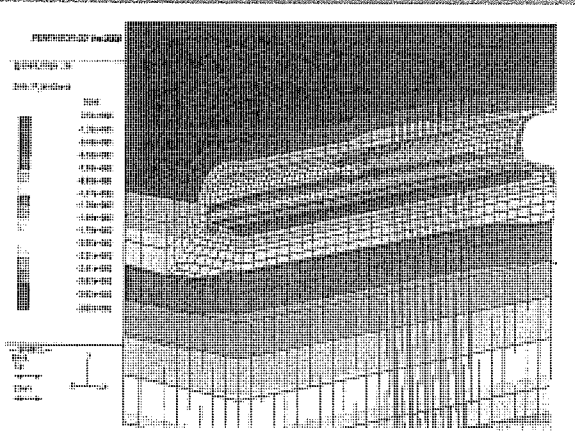
지중 분포경향 (CASE A-1)



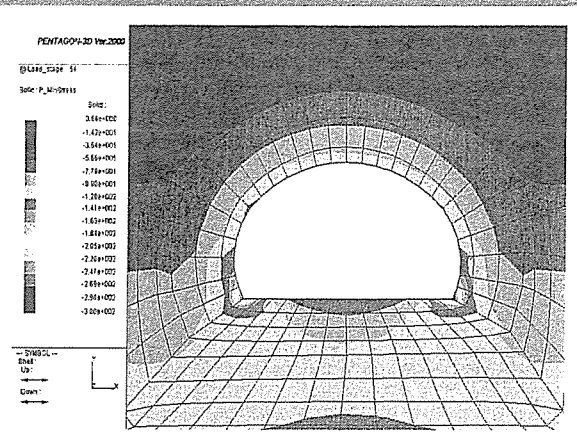
터널내 분포경향 (CASE A-1)



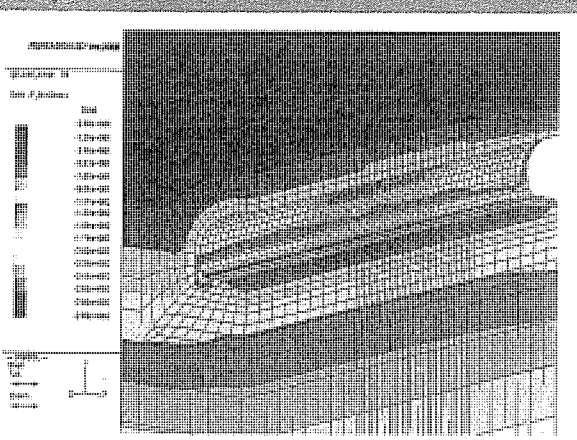
지중 분포경향 (CASE A-2)



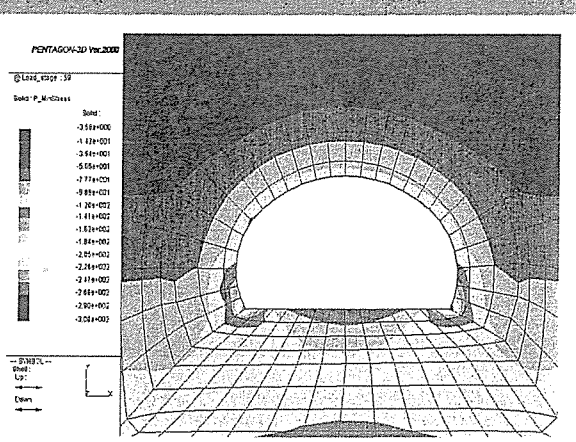
터널내 분포경향 (CASE A-2)



지중 분포경향 (CASE A-3)

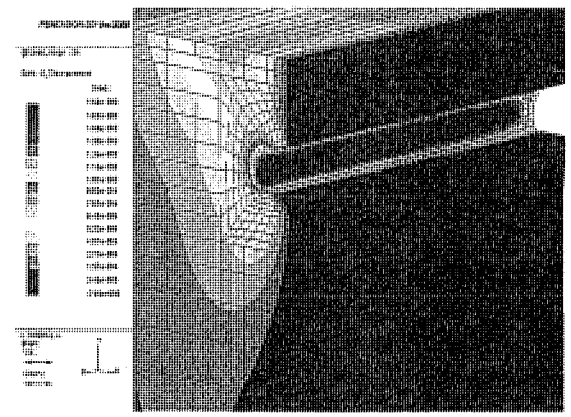


터널내 분포경향 (CASE A-3)

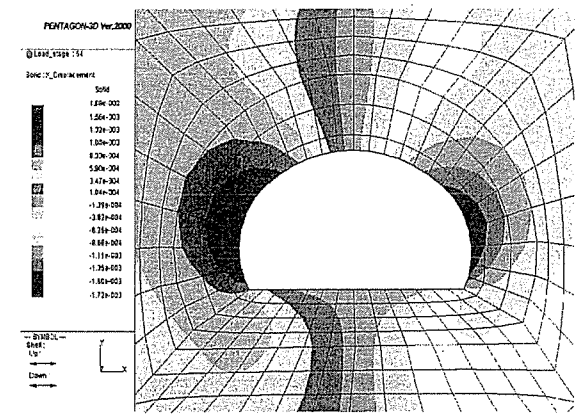


연직방향(X방향) 변위 분포경향

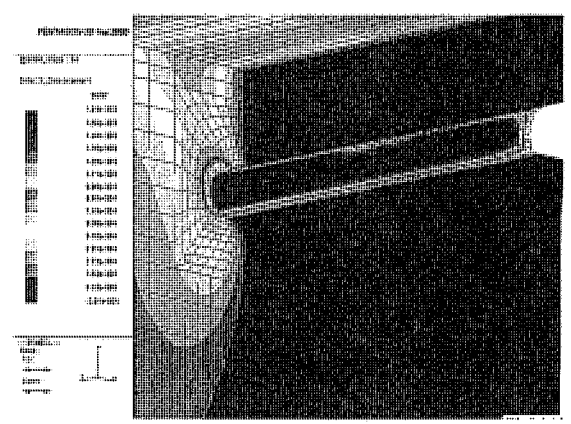
지중 분포경향 (CASE A-1)



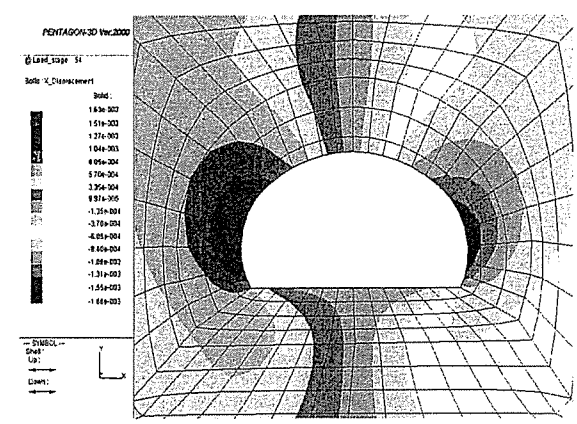
터널내 분포경향 (CASE A-1)



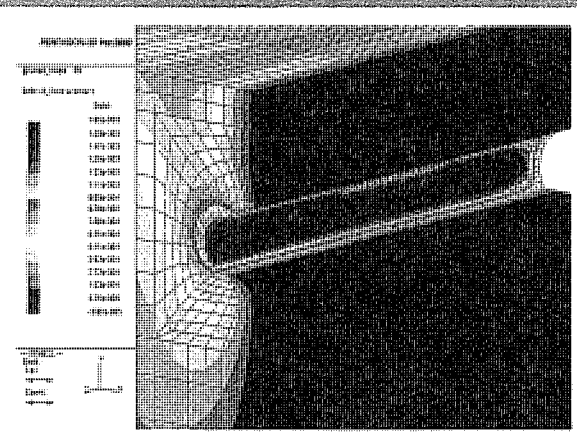
지중 분포경향 (CASE A-2)



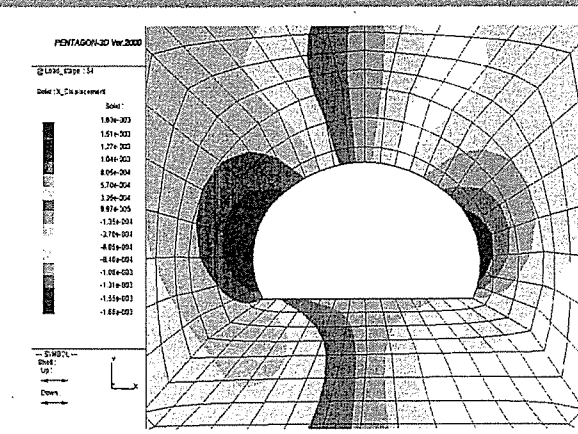
터널내 분포경향 (CASE A-2)



지중 분포경향 (CASE A-3)

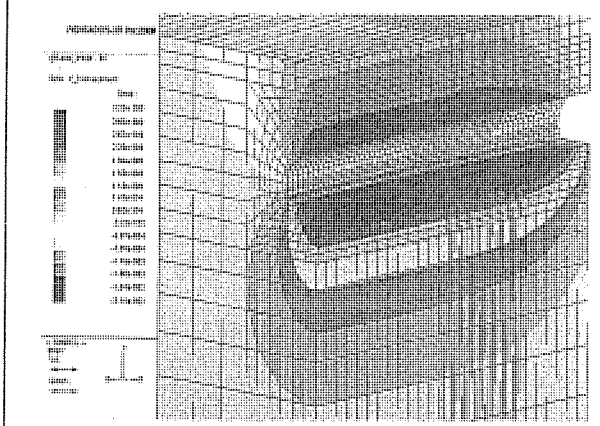


터널내 분포경향 (CASE A-3)

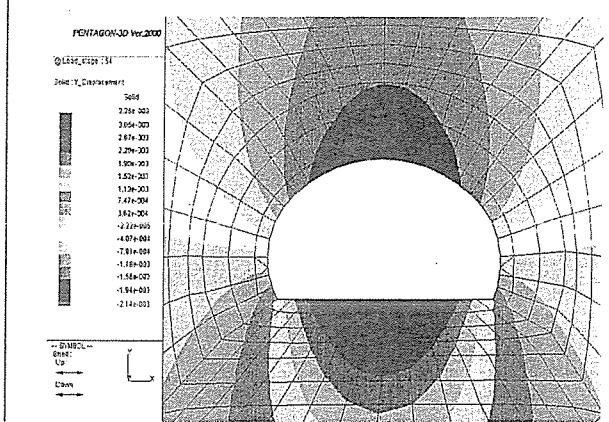


■ 횡방향(Y방향) 변위 분포경향

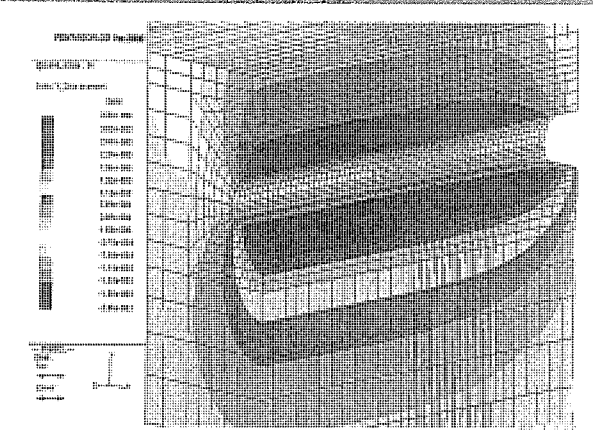
지중 분포경향 (CASE A-1)



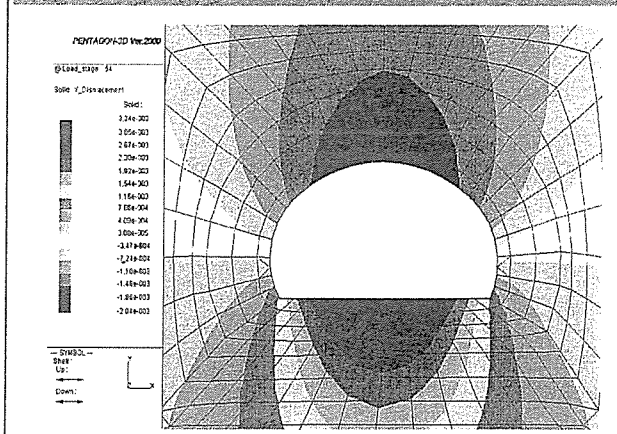
터널내 분포경향 (CASE A-1)



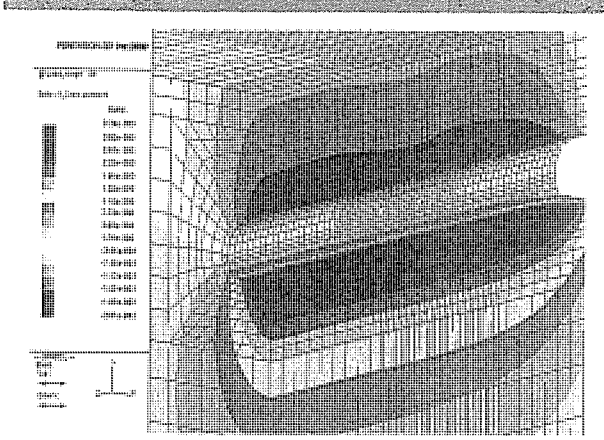
지중 분포경향 (CASE A-2)



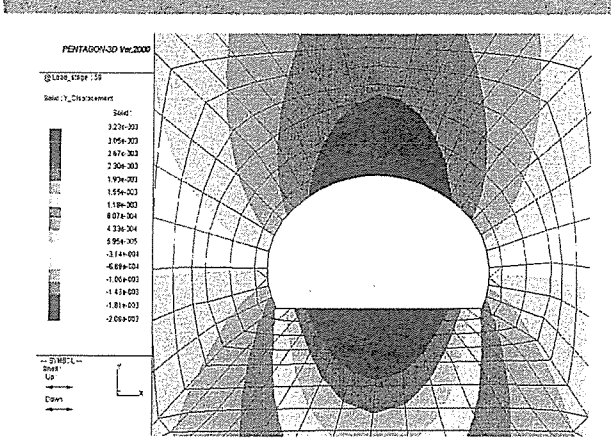
터널내 분포경향 (CASE A-2)



지중 분포경향 (CASE A-3)

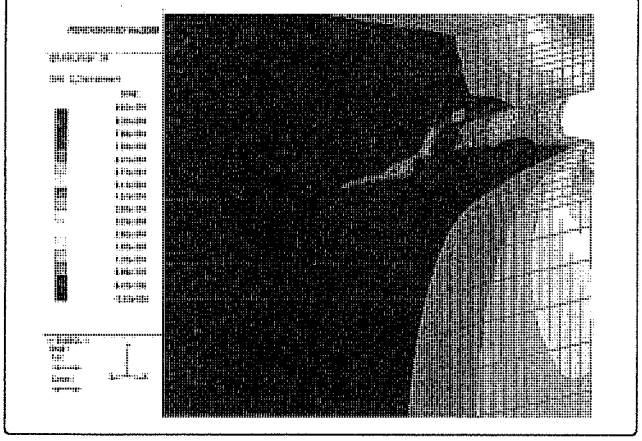


터널내 분포경향 (CASE A-3)

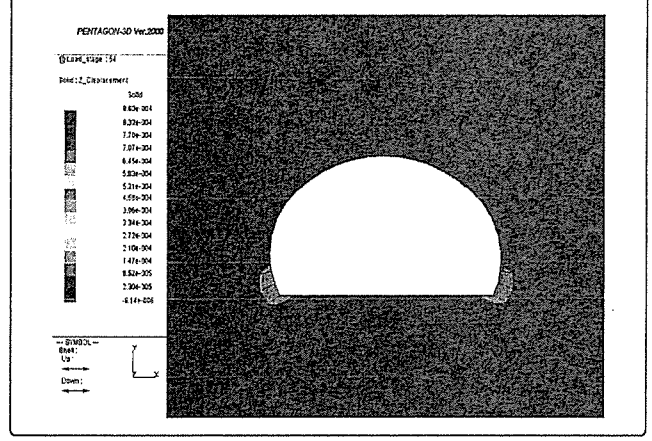


종방향 (Z방향) 변위 분포경향

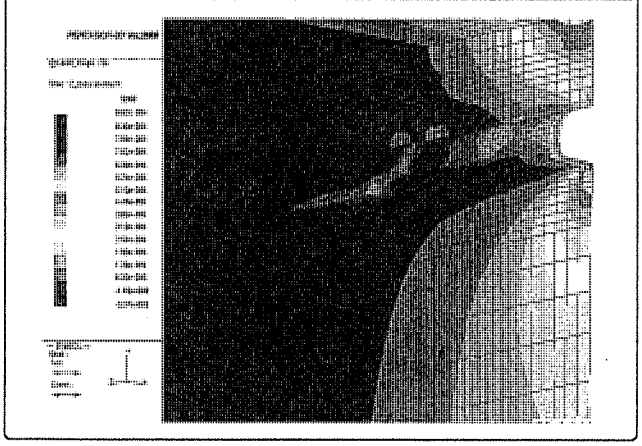
지중 분포경향 (CASE A-1)



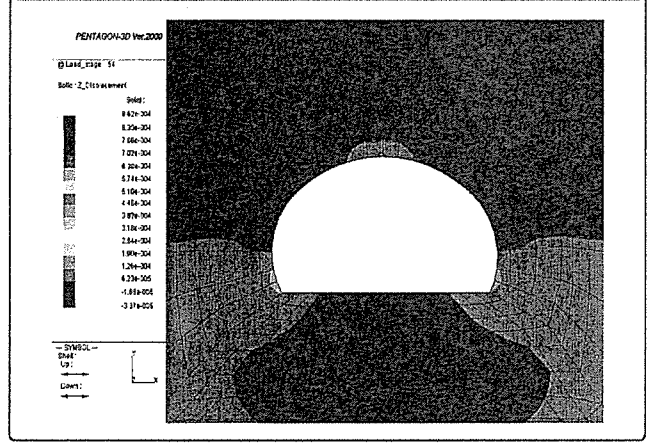
터널내 분포경향 (CASE A-1)



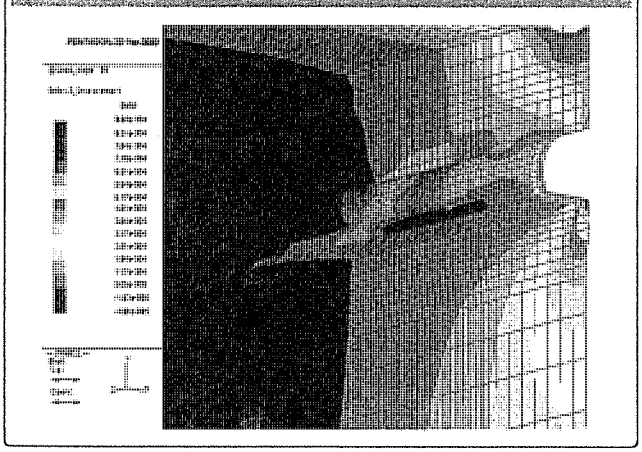
지중 분포경향 (CASE A-2)



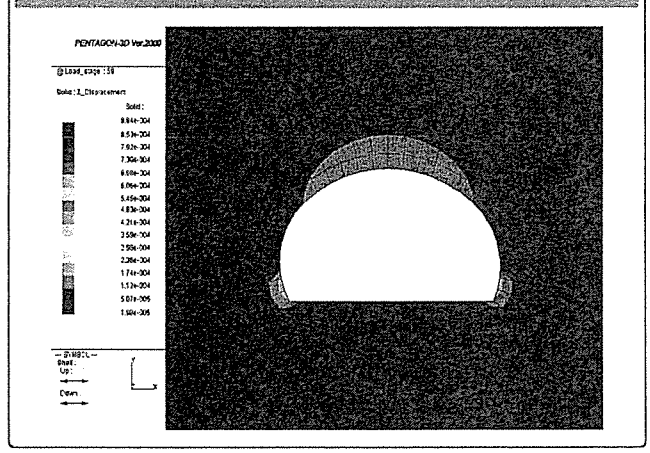
터널내 분포경향 (CASE A-2)



지중 분포경향 (CASE A-3)

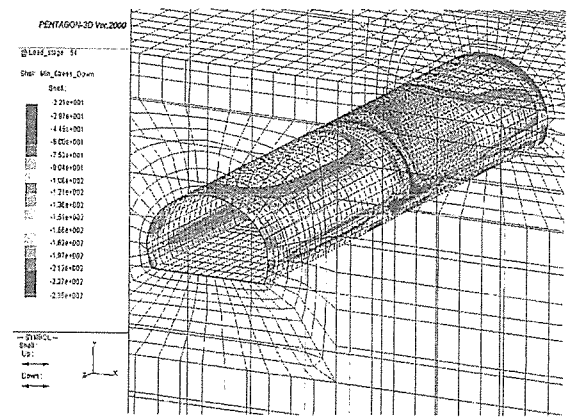


터널내 분포경향 (CASE A-3)

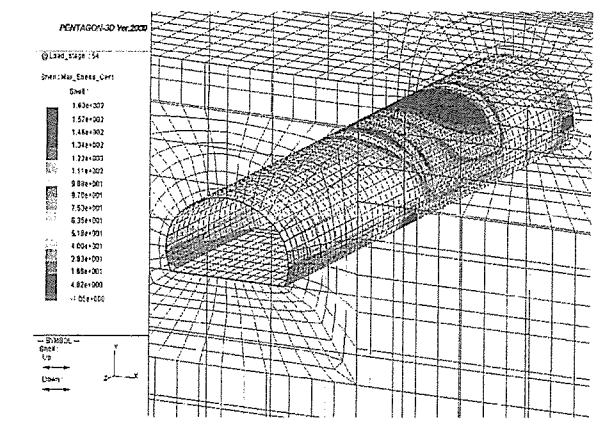


숏크리트 응력 분포경향

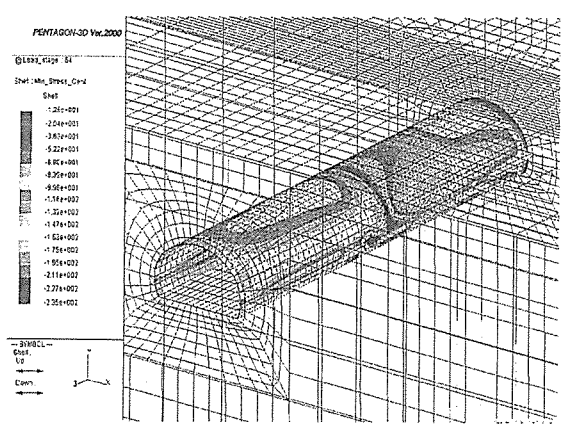
지중 분포경향 (CASE A-1)



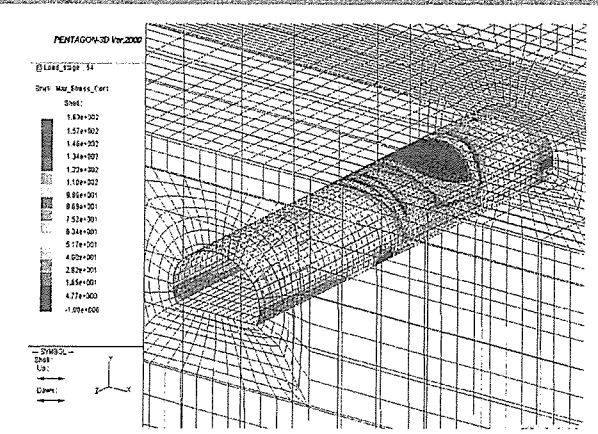
터널내 분포경향 (CASE A-1)



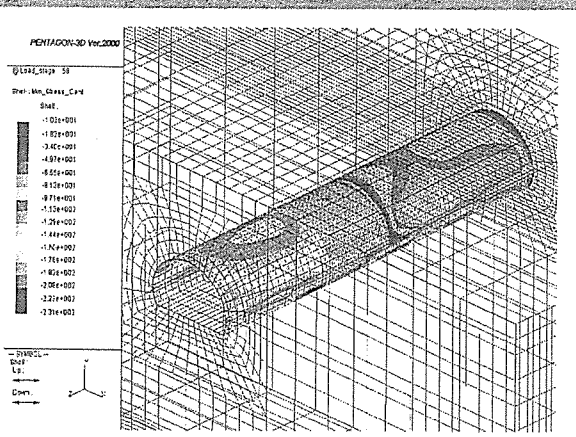
지중 분포경향 (CASE A-2)



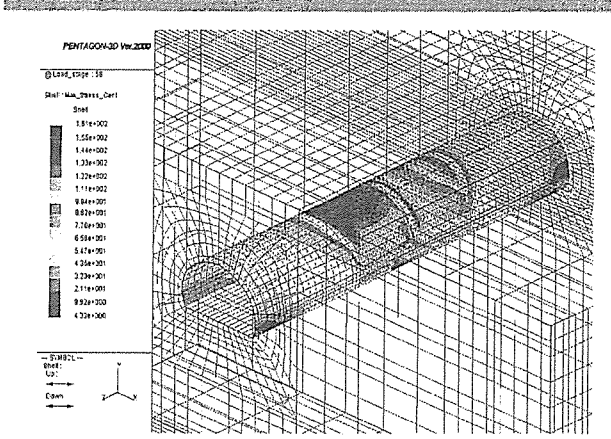
터널내 분포경향 (CASE A-2)



지중 분포경향 (CASE A-3)

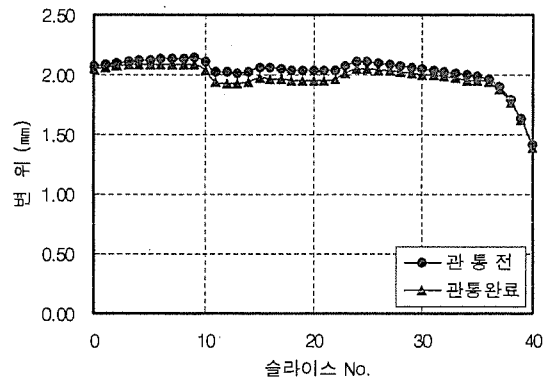


터널내 분포경향 (CASE A-3)

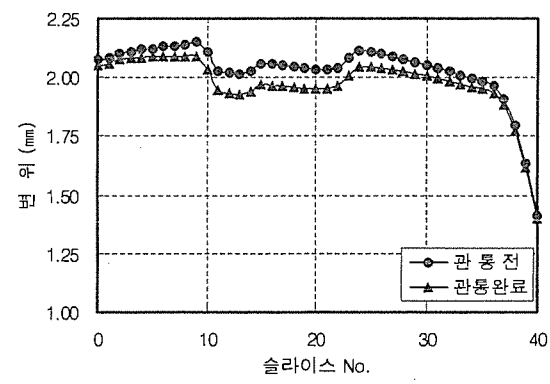


보강여부에 따른 변위량 비교

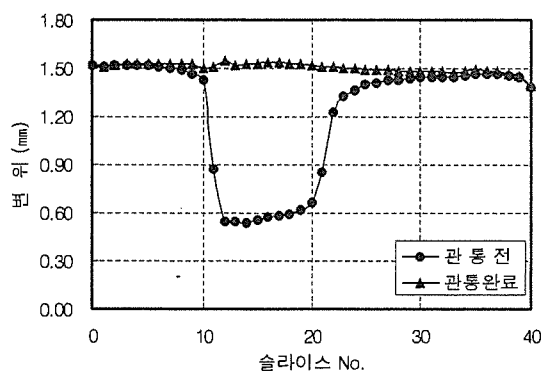
천단변위 (CASE A-1)



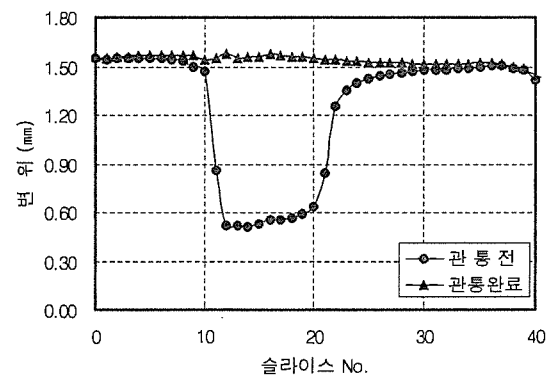
천단변위 (CASE A-2)



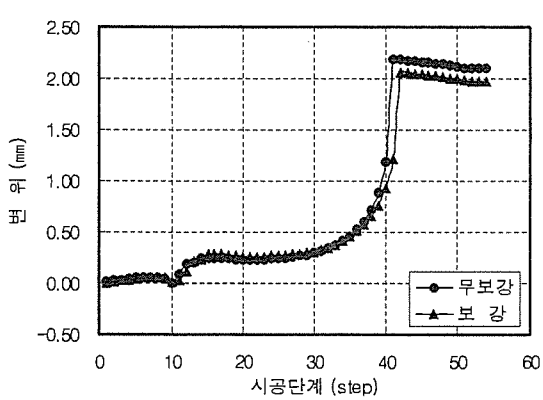
좌측 내공변위 (CASE A-1)



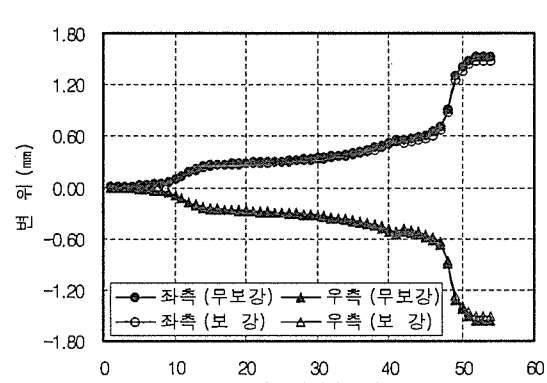
우측 내공변위 (CASE A-1)



천 단 변 위

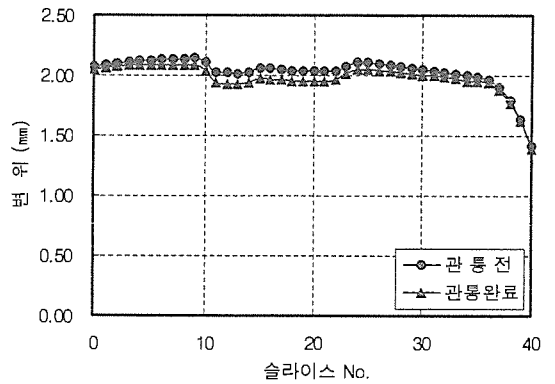


내 공 변 위

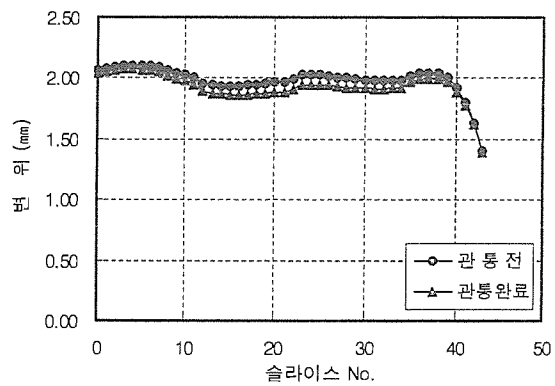


보강영역에 따른 변위량 비교

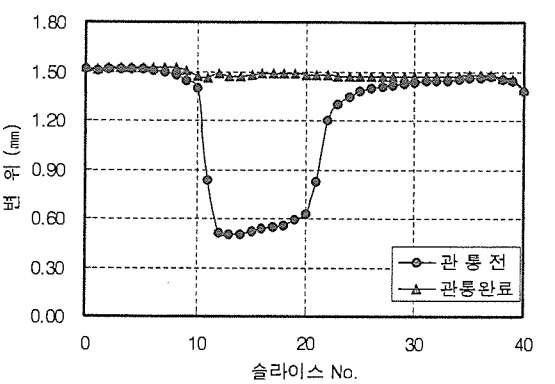
천단변위 (CASE A-1)



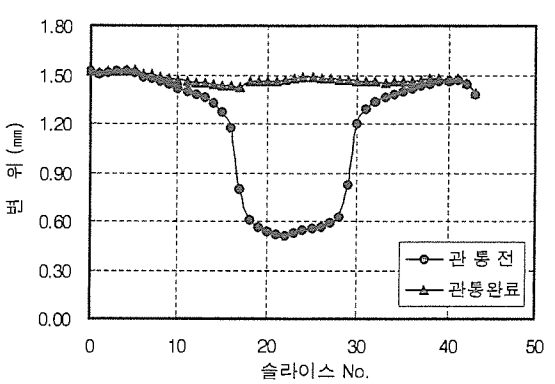
천단변위 (CASE A-2)



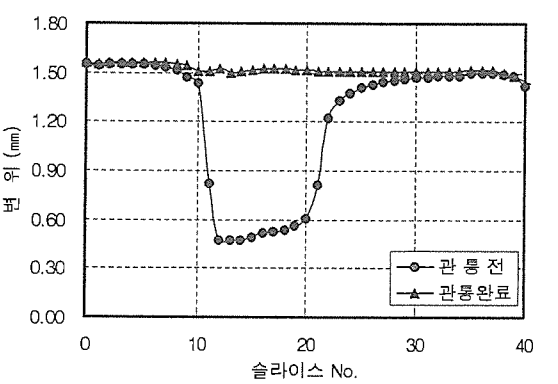
좌측 내공변위 (CASE A-1)



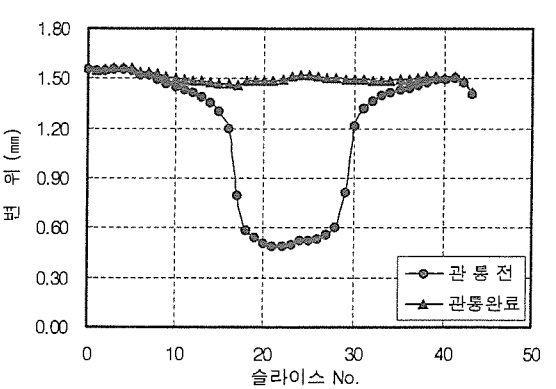
좌측 내공변위 (CASE A-2)



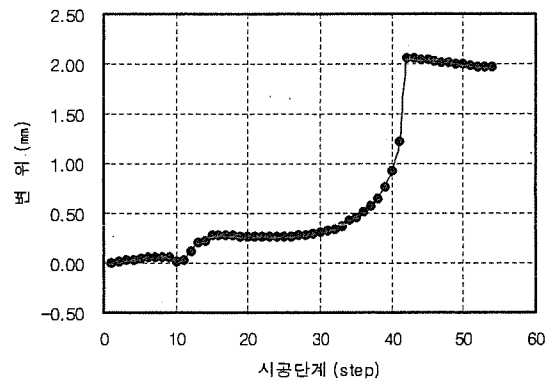
우측 내공변위 (CASE A-1)



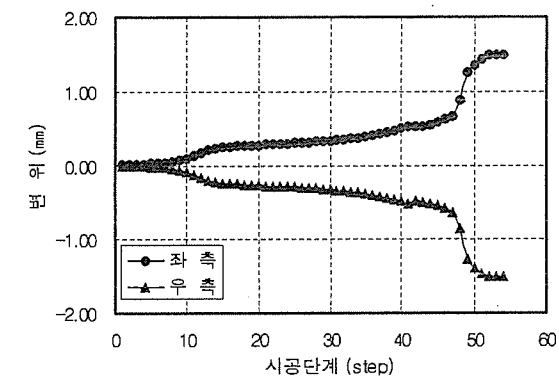
우측 내공변위 (CASE A-2)



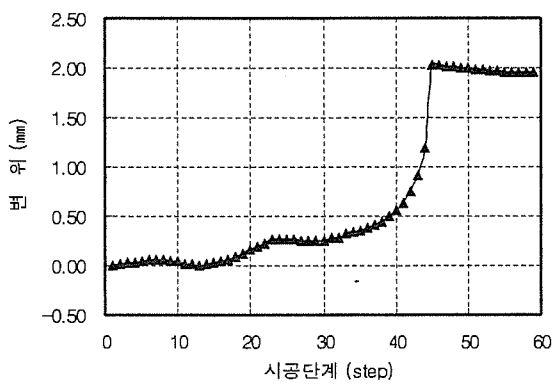
천단변위 (CASE A-1)



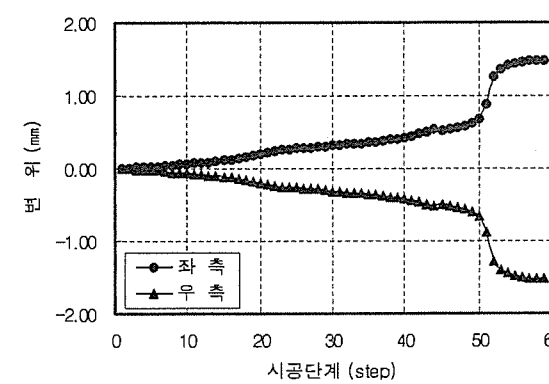
내공변위 (CASE A-1)



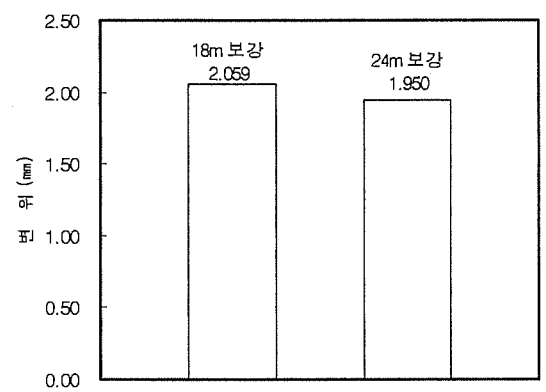
천단변위 (CASE A-2)



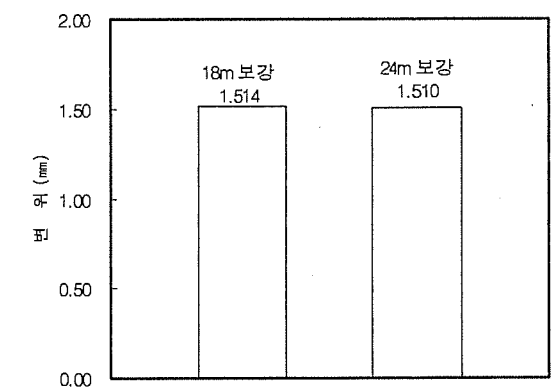
내공변위 (CASE A-2)



천 단 변 위

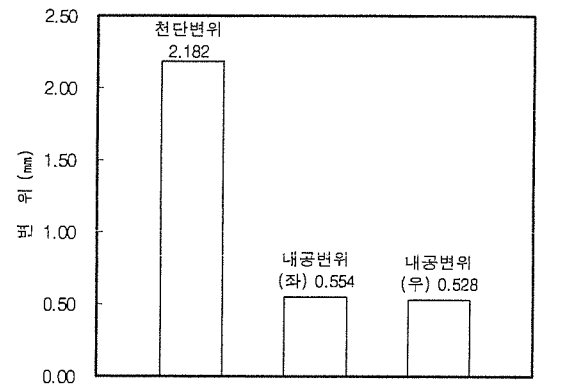


내 공 변 위

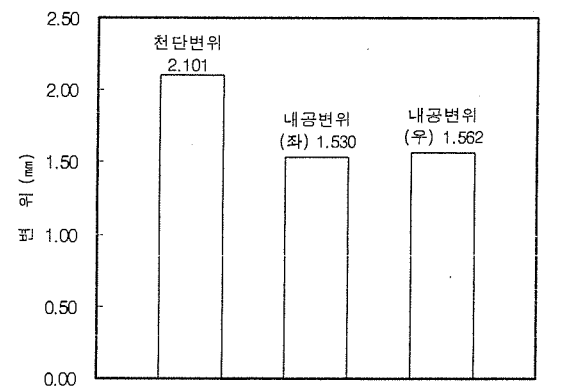


해석결과

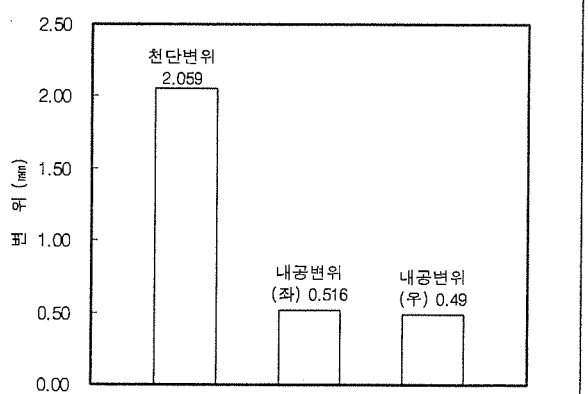
관통시 변위 (CASE A-1)



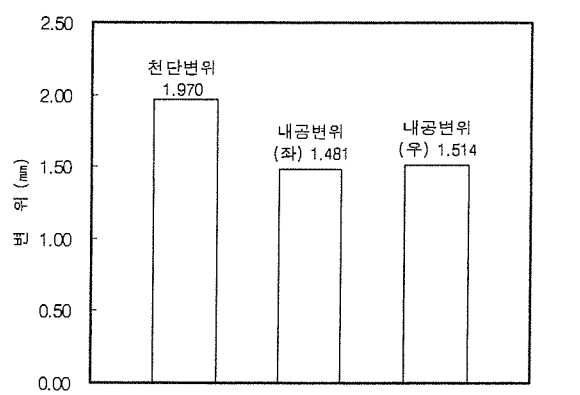
관통완료시 변위 (CASE A-1)



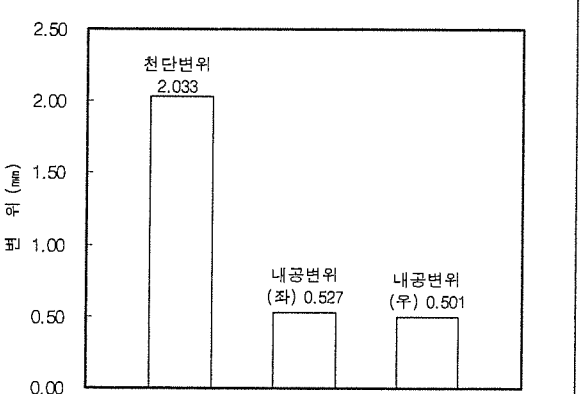
관통시 변위 (CASE A-2)



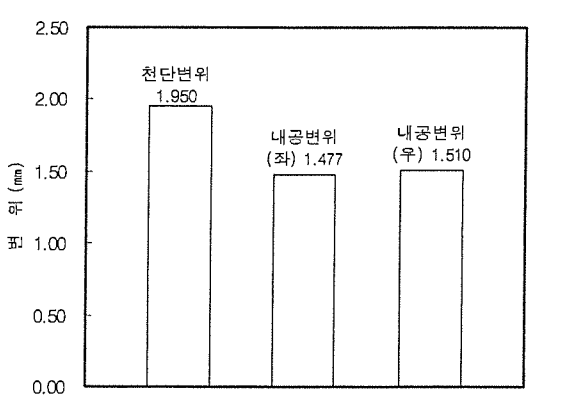
관통완료시 변위 (CASE A-2)



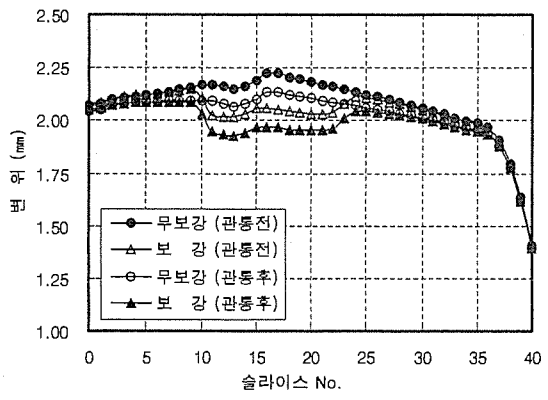
관통시 변위 (CASE A-3)



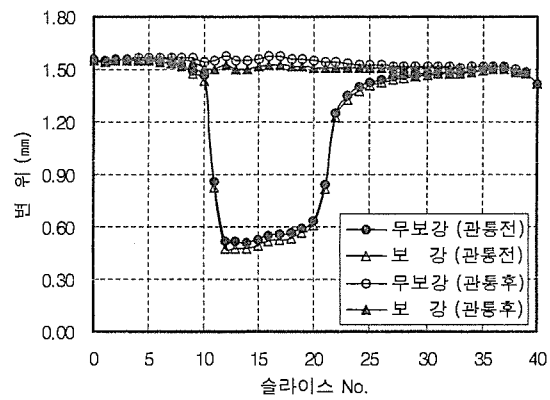
관통완료시 변위 (CASE A-3)



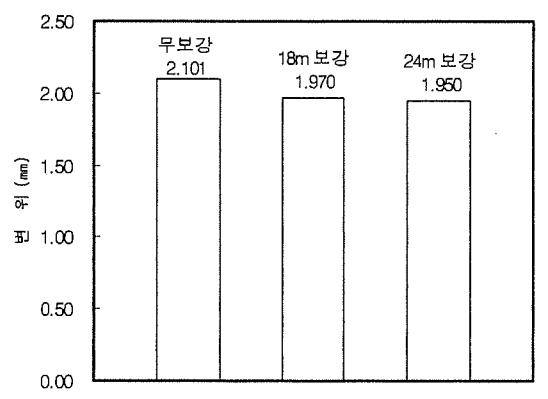
천 단 변 위



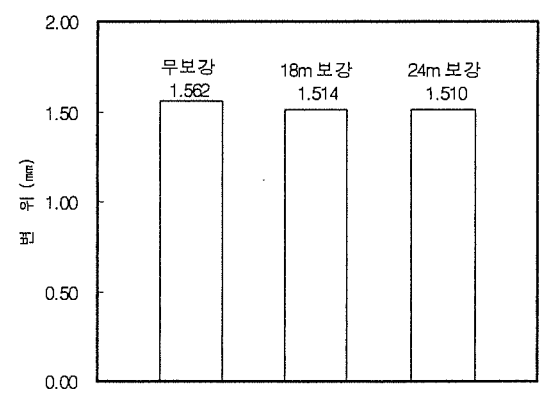
내 공 변 위



천 단 변 위



내 공 변 위



결과 검토	•천단변위는 18m무보강일 경우가 2.101mm, 18m보강일 경우가 1.970mm, 24m보강일 경우가 1.950mm로 무보강일 경우가 약간 높은 변위값을 보여주지만 미세한 차이이므로 경제성을 고려하여 18m 무보강을 채택. •숏크리트 압축응력은 18m무보강일 경우가 5.243 MPa, 18m보강일 경우가 5.302MPa, 24m보강일 경우가 5.302 MPa로 무보강일 경우가 더 낮은 압축응력값을 보여주며 허용응력 범위내에 있으므로 18m 무보강을 채택.

제3편 수치해석을 통한 터널 안정성 검토

제1장 개요

제2장 금촌터널 안정성 검토

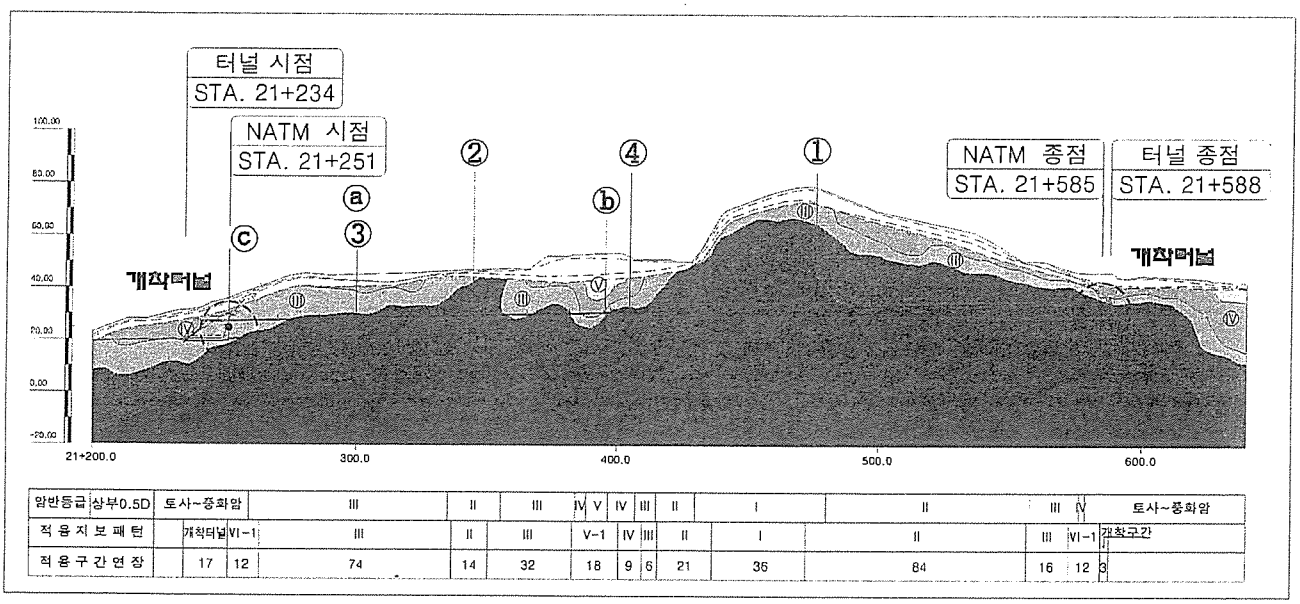
제 1 장 개 요

1.1 터널 안정성 검토 개요 및 해석구간 위치 선정

○ 개요 및 주안점

- 지보패턴별로 사업구간 중 가장 취약한 단면을 선정하여 안정성 해석을 수행함으로써 적용지보패턴의 적정성을 검증함
- 본선 지보패턴(T-1~6)별 적용구간에 대해 연속체 모델 및 불연속체 모델을 적용하여 안정성 해석을 수행

○ 해석구간 선정



구 분	해석위치	선정 사유	구 분
①	STA. 21+480	•지보패턴 T-1 안정성 검토	연속체
②	STA. 21+345	•지보패턴 T-2 안정성 검토	연속체
③	STA. 21+300	•지보패턴 T-3 안정성 검토	연속체
④	STA. 21+405	•지보패턴 T-4 안정성 검토	연속체
ⓐ	STA. 21+300	•불연속체 해석	불연속체
ⓑ	STA. 21+400	•터널 저비저항구간 안정성 검토	연속체
ⓒ	STA. 21+251	•터널 갱구부 안정성 검토	연속체

제 2 장 금촌터널 안정성 검토

2.1 터널 연속체 안정성 검토

2.1.1 지보패턴 T-1 안정성 검토

○ 해석개요 및 주안점

- 터널이 시공되는 구간 중 지보패턴 T-1에 해당하는 구간을 선정하여 해석을 수행함
- 지반등급 I 구간에 계획된 지보패턴 T-1의 적정성과 안정성을 검토하기 위하여 STA.21+480 지점을 대표단면으로 선정하여 2차원 해석을 수행함
- 계획된 굴착공법 및 설치된 지보재의 적정성과 안정성을 해석적으로 검토하고자 함

○ 결과검토 요약

- 터널시공에 따라 발생하는 천단침하량은 최대 0.811mm, 내공변위는 최대 0.657mm가 나타남
- 숏크리트 최대휨압축응력은 1.295MPa로 나타났으며, 이는 허용치 이내로 설치된 지보재의 안정성에는 문제가 없을 것으로 판단됨
- 지반등급 I 의 양호한 암질로 변위 및 지보재의 응력이 작게 발생함
- 지보패턴 T-1 적용구간은 응력 및 변위가 허용치 이내로 발생하므로 터널의 안정성에는 문제가 없을 것으로 판단되며, 철저한 품질관리와 계측 수행으로 정밀시공이 이루어지도록 하여야 함

○ 해석방법

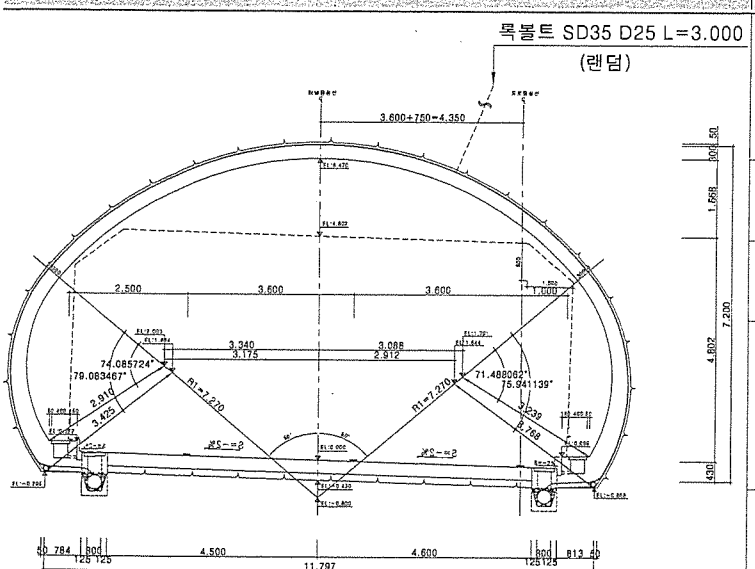
▮ 해석조건

구 분	해 석 조 건
지중응력	•터널심도는 지형을 모델링하고 지반조사 결과에서 얻어진 측압계수를 적용하여 터널계획 심도에서의 초기응력상태를 모사함
해석영역	•예비해석 결과를 반영하여 터널 좌우측은 4.0D, 하부영역은 3.0D을 해석영역으로 설정하여 경계에 의한 영향을 배제함
측압계수	•측압계수에 따른 터널거동 검토를 위하여 K_o는 0.5, 1.0, 1.5, 2.0을 적용함
지보패턴	•물리탐사 및 시추조사 결과 암질이 양호한 것으로 나타났으며, 적용된 지보패턴은 T-1, 지반등급은 I 등급을 적용함
프로그램	•FLAC 2D Ver 5.0
해석모델	•Mohr-Coulomb 파괴기준에 의한 탄소성 해석

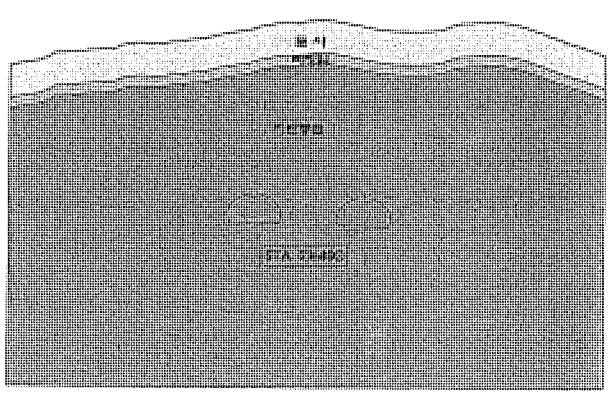
해석적용 물성치

구 분	탄성계수 (MPa)	단위중량 (kN/m^3)	포아송비 (ν)	내부마찰각 (°)	점착력 (MPa)
풍 화 토	60	19.0	0.33	29	0.018
풍 화 암	280	21.0	0.30	32	0.030
지반등급 I	20,000	27.0	0.21	44	4.200

적용 표준단면 및 지보패턴

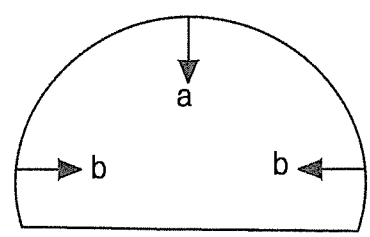
지보패턴 T – 1	지보 내용	
	1회 굴진장	전단면 굴착
		3.5 m
	숏크리트 두께	5 cm(일반)
	록볼트 길이	3 m
	록볼트 설치간격	RANDOM
		RANDOM
	보조공법	–

2차원 해석단면

해석 단면 (STA.21+480)	중점사항
	•지보패턴 T-1의 적용구간 중, 터널의 안정성에 불리한 것으로 판단되는 STA.21+480(서울방향) 지점을 대표단면으로 선정함 •대표단면을 이용하여 설계된 지보재 및 굴착공법의 적정성을 검토함 •터널구간의 암질이 양호한 지반등급 I 구간임

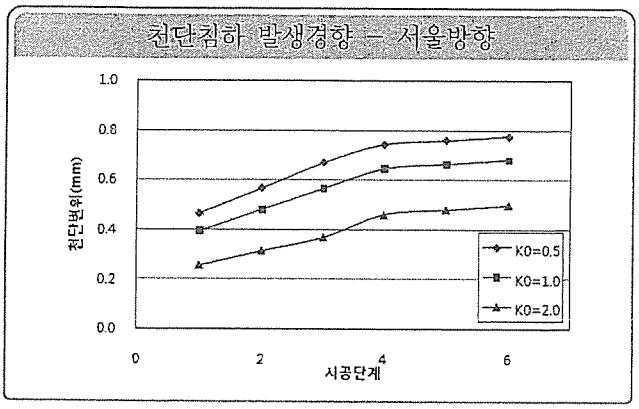
○ 해석결과

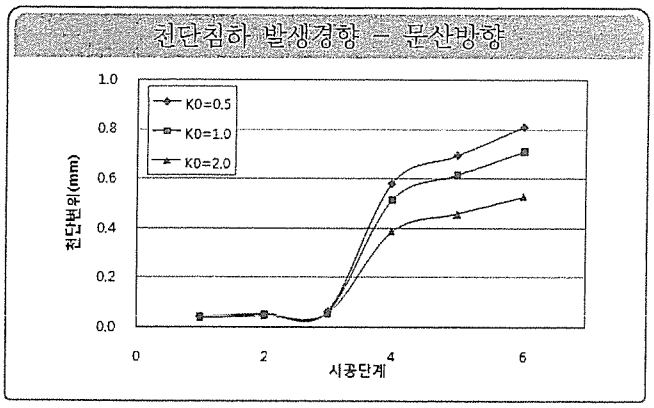
▮ 2차원 안정성 해석결과 요약

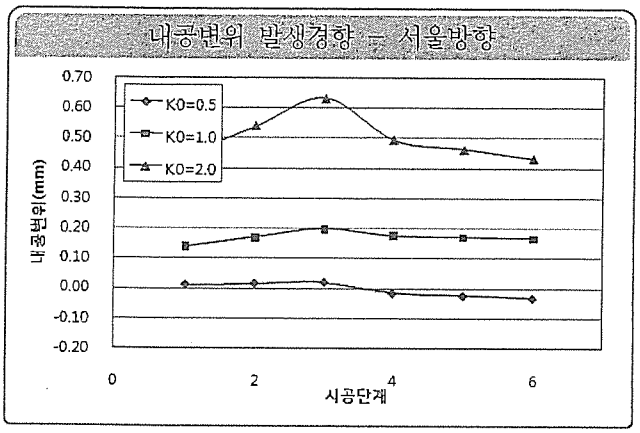
구 분		좌측터널	우측터널
변위량 (mm)	천단(a)	0.776	0.811
	내공(b)	0.633	0.657
	부호규약	•천단변위(a) : ↓ (+) 방향 •내공변위(b) : → ← (+) 방향	
천단변위 및 내공변위 모 식 도			
숏크리트 압축응력 (MPa)	STEP 6	1.295 MPa	
	허용압축응력	$f_{ck} = 0.4 \times 21 = 8.4MPa$	
록볼트 축 력 (kN)	STEP 6	-	
	허용 축력	$0.5f_yA = 88.670kN$	
결 과 분 석		•최대 천단변위 : 0.811mm, 최대 내공변위 : 0.657mm •숏크리트 최대 휨압축응력 : 1.295 MPa •지보패턴 T-1에 대하여 안정성 해석 수행 결과 숏크리트 응력이 허용치 이내로 안정하며 변위 발생량이 적어 안정한 것으로 사료됨	

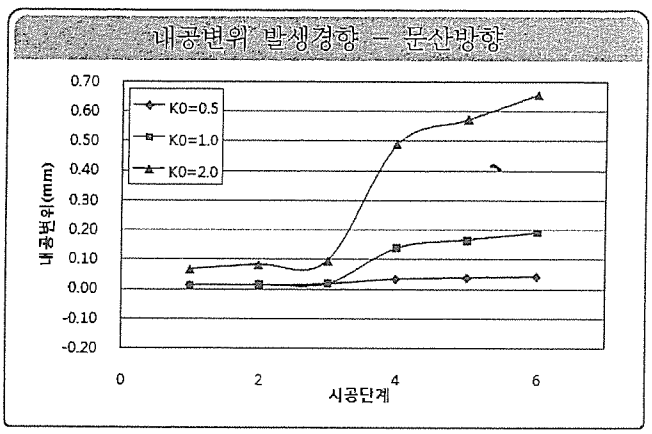
시공단계별 변위 및 지보재 응력 발생경향

– 천단침하 및 내공변위

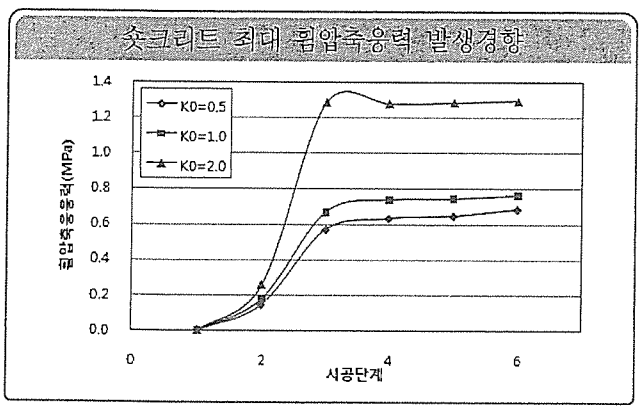


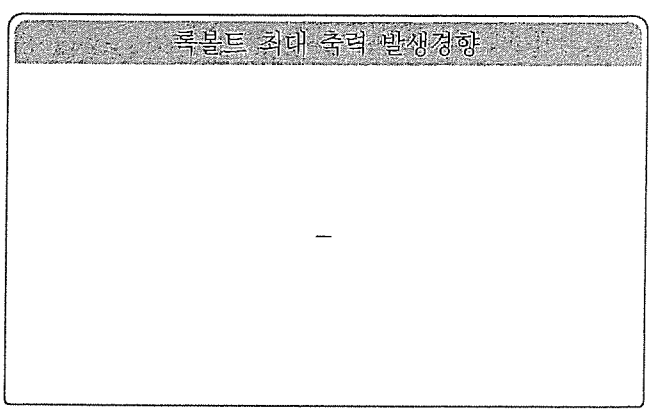






– 숏크리트 최대 휨압축응력 및 록볼트 축력





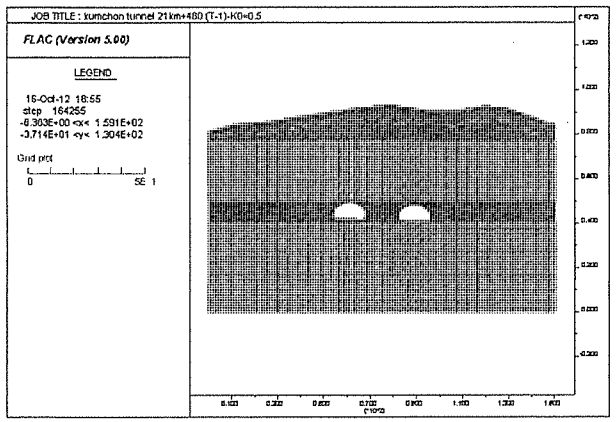
검토결과 및 반영사항

- 굴착단계에 따라 변위 및 지보재 응력은 증가하나 굴착 직후 일정한 값에 수렴
- 지보패턴 T-1로 암질이 양호하여 지보재 응력 및 변위가 크게 발생하지 않음
- 최대 발생 숏크리트 응력은 1.295MPa이며 허용치 8.4MPa 이내로 안정성 확보
- 해석 결과는 차후 시공과정에서 계측을 통한 결과와 비교 분석이 실시되어야 하며, 설계조건과 시공조건의 변경 및 지반이 상이한 경우에는 반드시 Feedback을 실시하여 굴착방법, 굴진장, 지보방법 등을 현장조건에 부합하도록 변경하여야 함

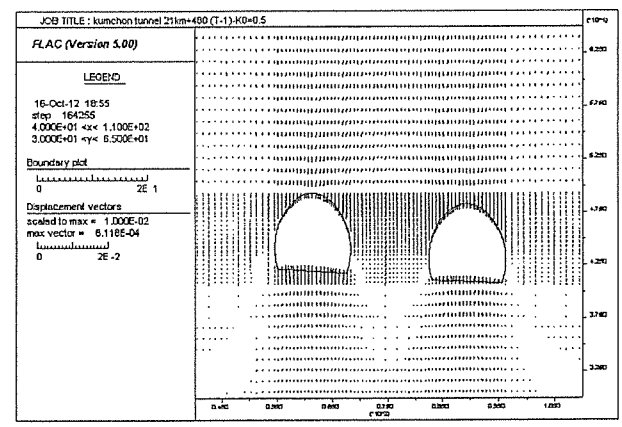
○ 해석 결과도

▮ 지보패턴 T-1 (K_0=0.5)

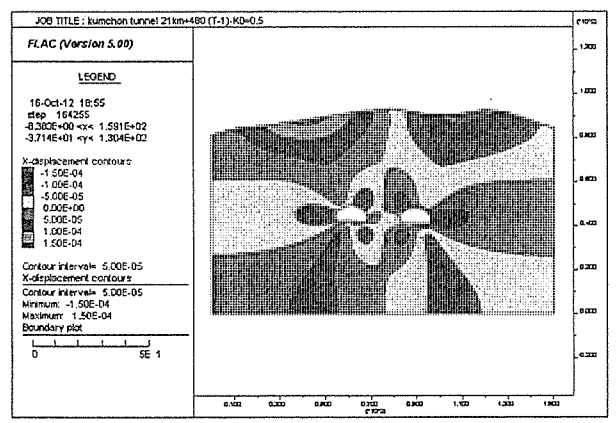
모델링도



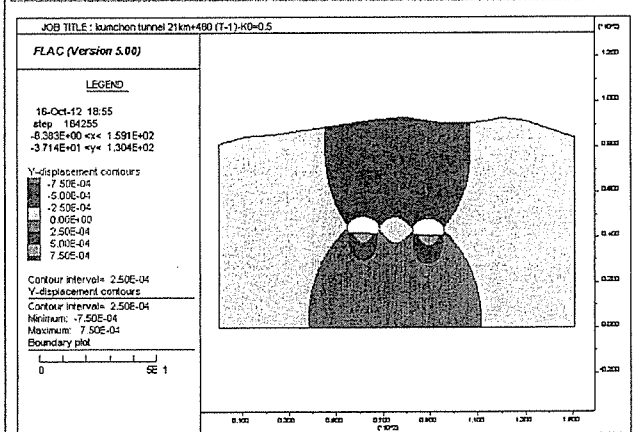
변형도



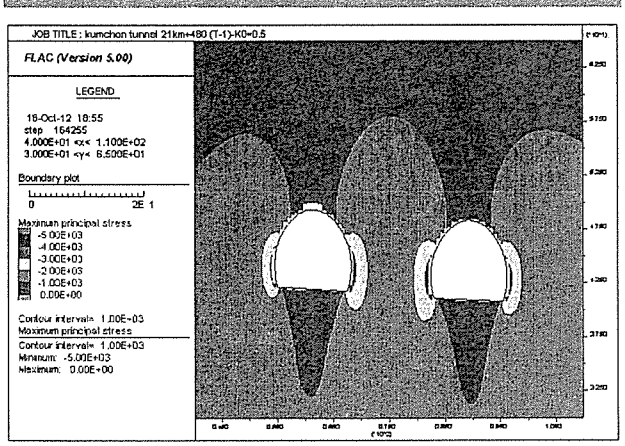
수평변위도



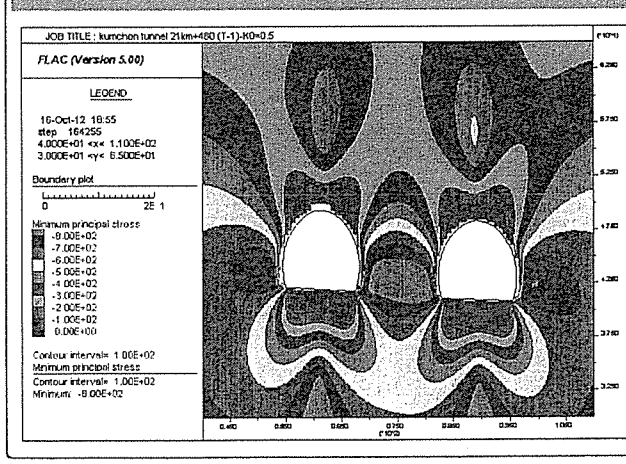
수직변위도



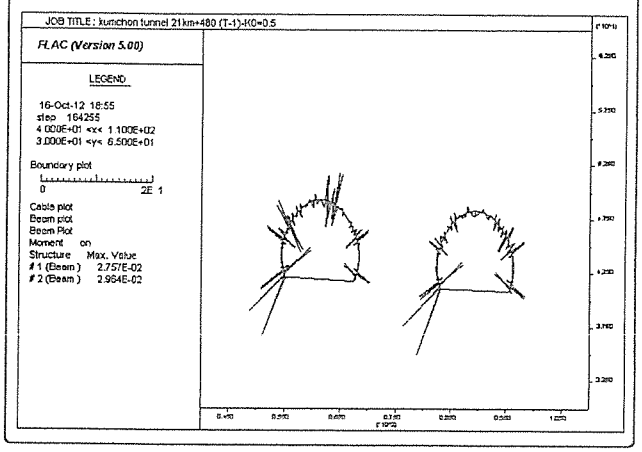
최대주응력도



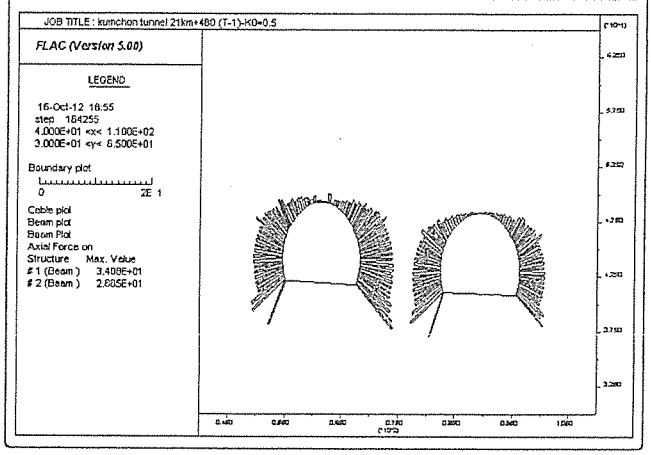
최소주응력도



숏크리트 모멘트도

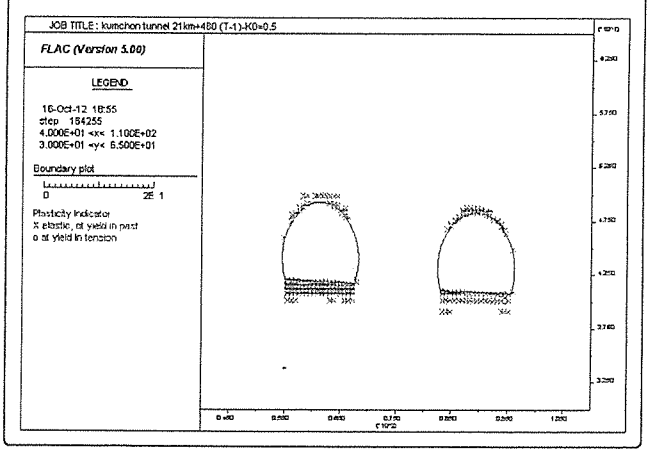


숏크리트 축력도



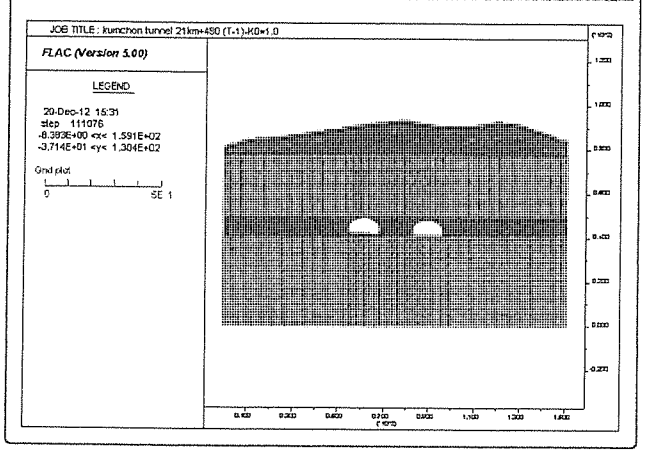
록볼트 축력도

소성영역도

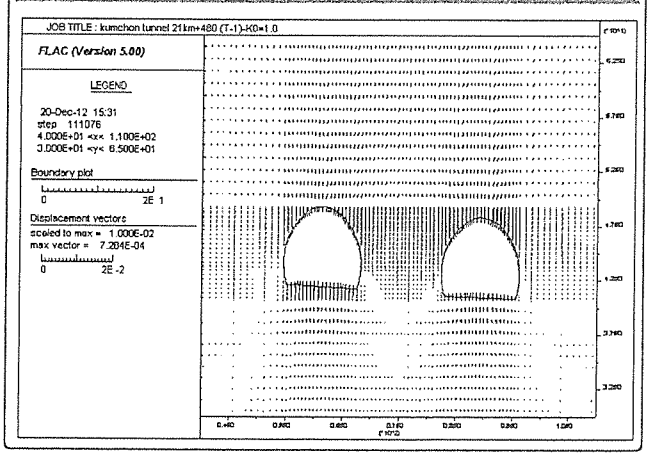


▌지보패턴 T-1 (K_0=1.0)

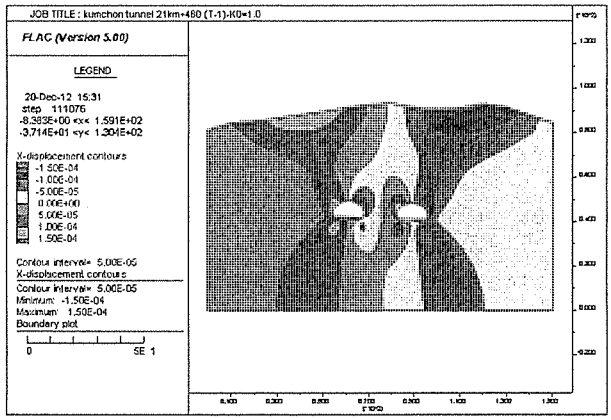
모델링도



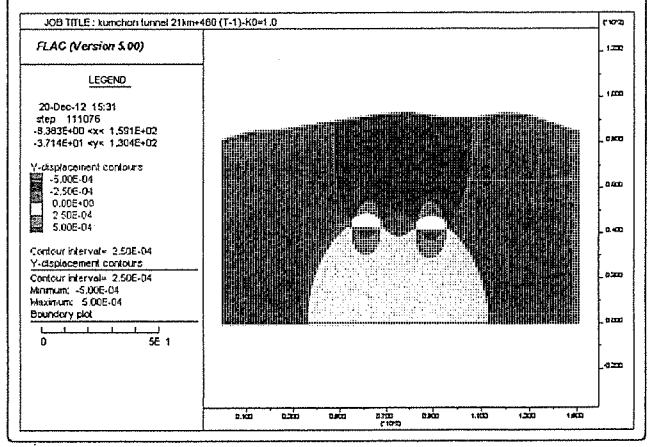
변형도



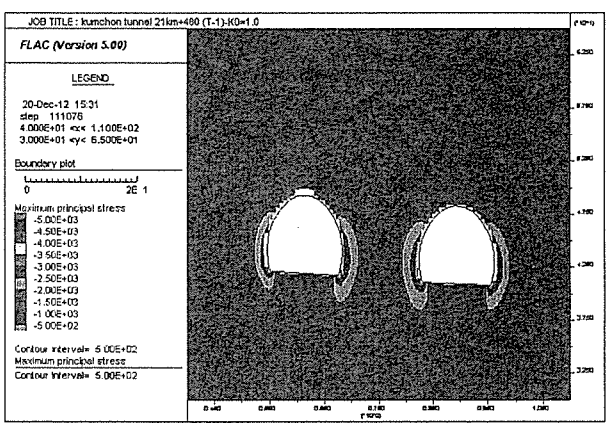
수평변위도



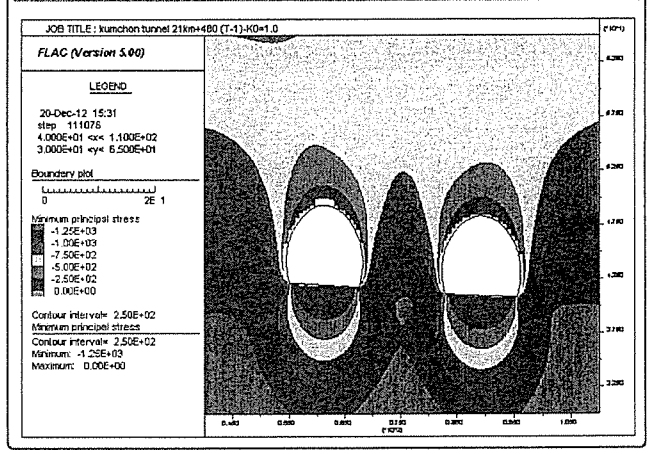
수직변위도



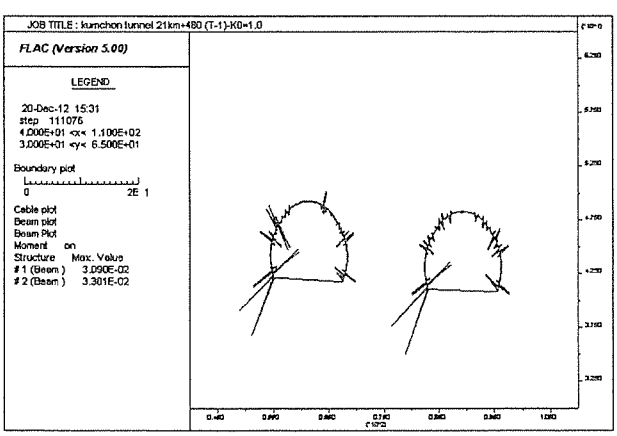
최대주응력도



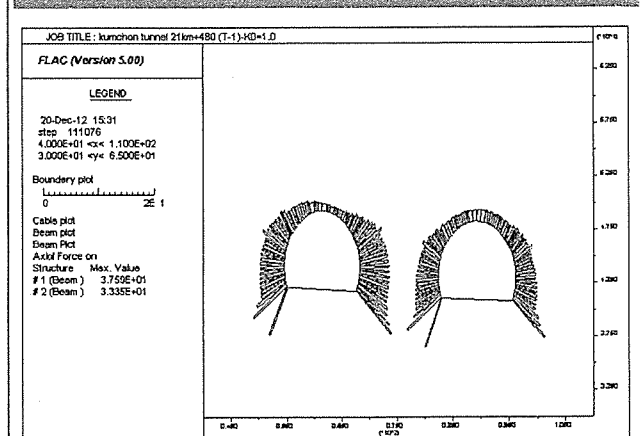
최소주응력도



숏크리트 모멘트도



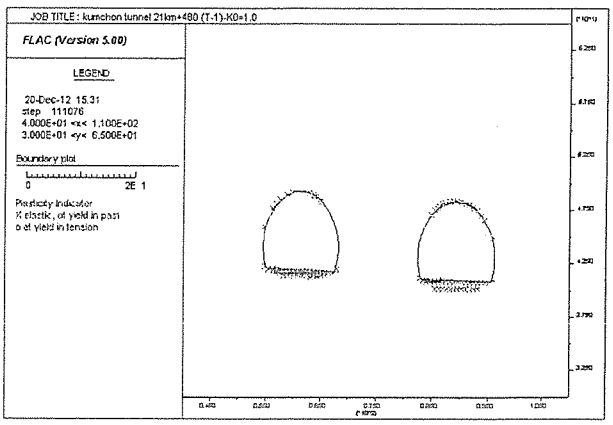
숏크리트 축력도



록볼트 축력도

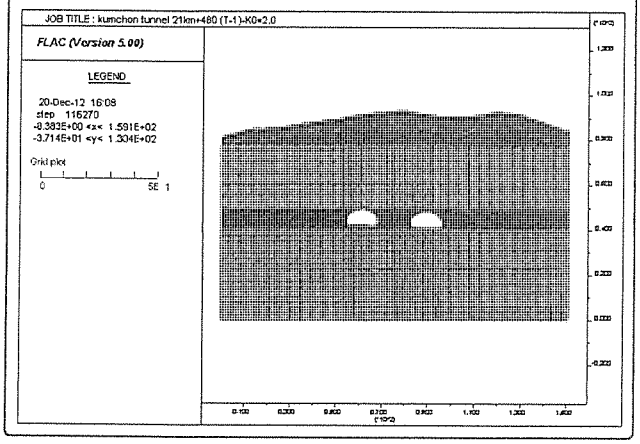
—

소성영역도

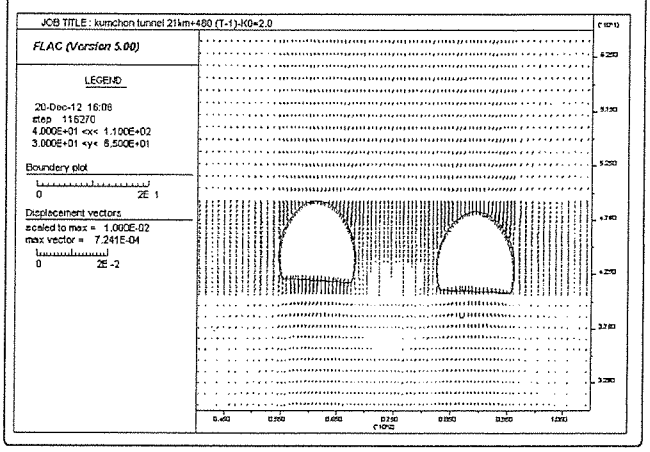


▌지보패턴 T-1 (K_0=2.0)

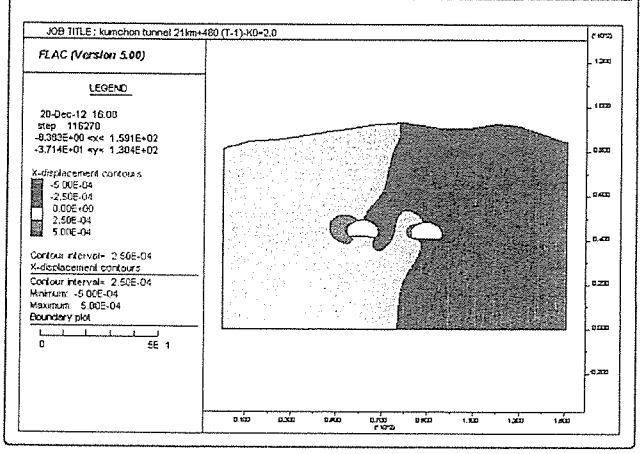
모델링도



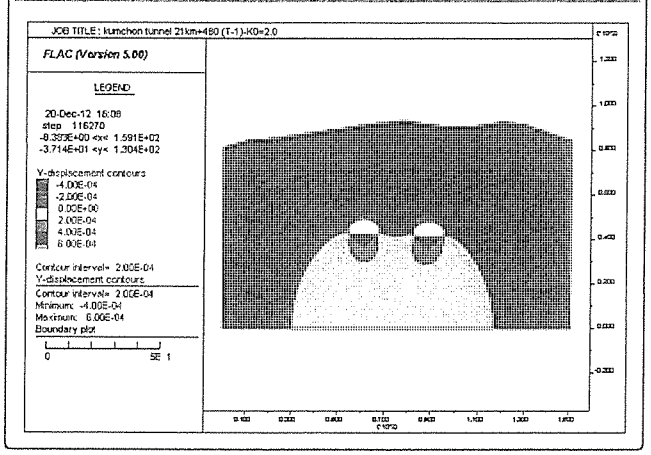
변형도



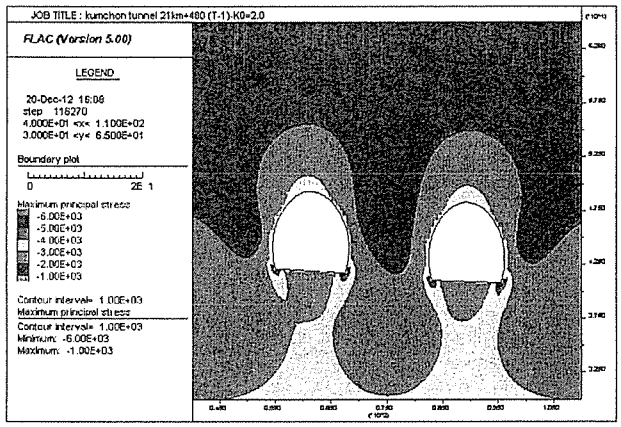
수평변위도



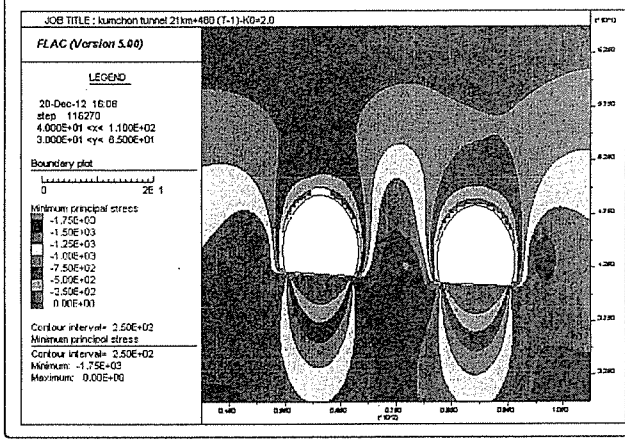
수직변위도



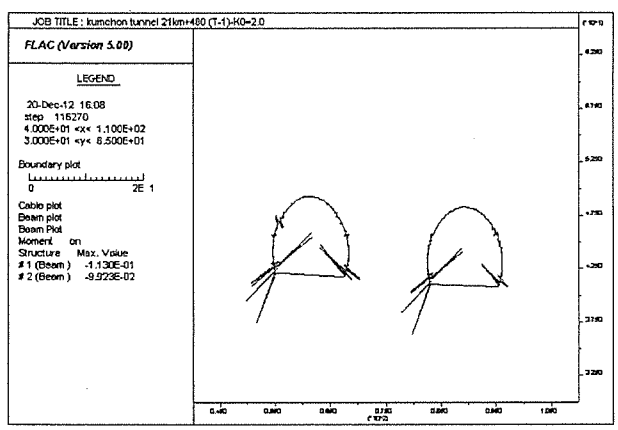
최대주응력도



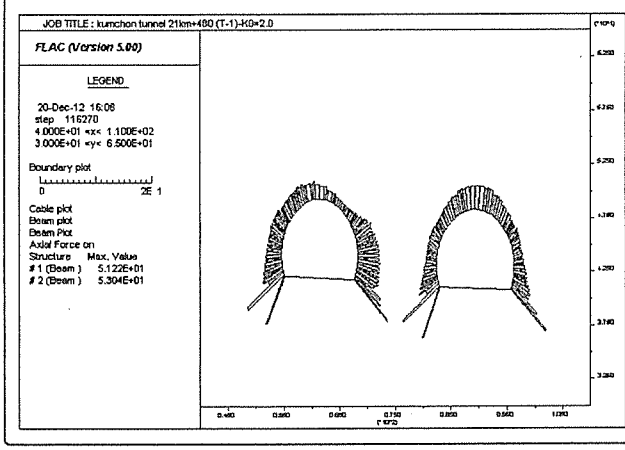
최소주응력도



숏크리트 모멘트도



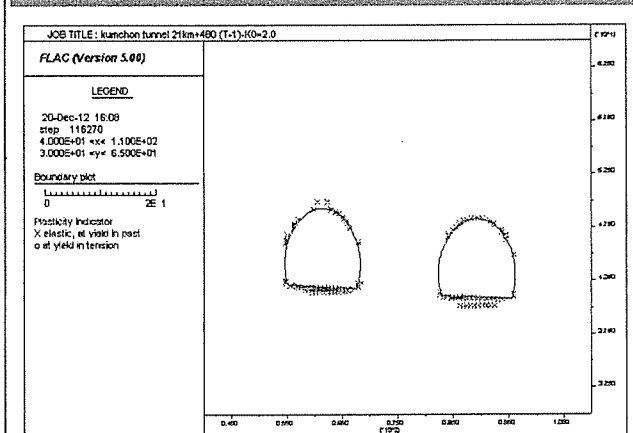
숏크리트 축력도



록볼트 축력도

—

소성영역도



2.1.2 지보패턴 T-2 안정성 검토

○ 해석개요 및 주안점

- 터널이 시공되는 구간 중 지보패턴 T-2에 해당하는 구간을 선정하여 해석을 수행함
- 지반등급Ⅱ 구간에 계획된 지보패턴 T-2의 적정성과 안정성을 검토하기 위하여 STA.21+345 지점을 대표단면으로 선정하여 2차원 해석을 수행함
- 계획된 굴착공법 및 설치된 지보재의 적정성과 안정성을 해석적으로 검토하고자 함

○ 결과검토 요약

- 터널시공에 따라 발생하는 천단침하량은 최대 7.401mm, 내공변위는 최대 0.834mm가 나타남
- 숏크리트 최대휨압축응력은 2.357MPa, 록볼트 최대 축력은 2.097kN로 나타났으며, 이는 모두 허용치 이내로 설치된 지보재의 안정성에는 문제가 없을 것으로 판단됨
- 지반등급Ⅱ의 양호한 암질로 변위 및 지보재의 응력이 작게 발생
- 지보패턴 T-2 적용구간은 응력 및 변위가 허용치 이내로 발생하므로 터널의 안정성에는 문제가 없을 것으로 판단되며, 철저한 품질관리와 계측 수행으로 정밀시공이 이루어지도록 하여야 함

○ 해석방법

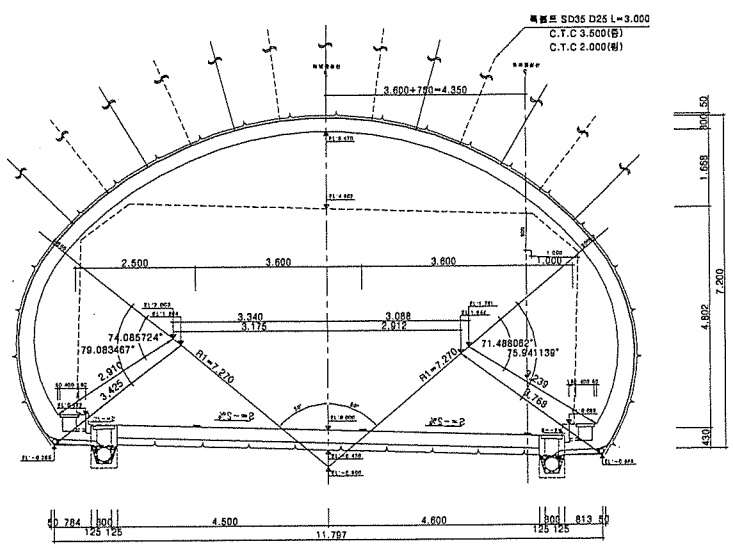
▮ 해석조건

구 분	해 석 조 건
지중응력	•터널심도는 지형을 모델링하고 지반조사 결과에서 얻어진 측압계수를 적용하여 터널계획 심도에서의 초기응력상태를 모사함
해석영역	•예비해석 결과를 반영하여 터널 좌우측은 4.0D, 하부영역은 3.0D을 해석영역으로 설정하여 경계에 의한 영향을 배제함
측압계수	•측압계수에 따른 터널거동 검토를 위하여 K_o는 0.5, 1.0, 1.5, 2.0을 적용함
지보패턴	•물리탐사 및 시추조사 결과 암질이 양호한 것으로 나타났으며, 적용된 지보패턴은 T-2, 지반등급은 Ⅱ등급을 적용함
프로그램	•FLAC 2D Ver 5.0
해석모델	•Mohr-Coulomb 파괴기준에 의한 탄소성 해석

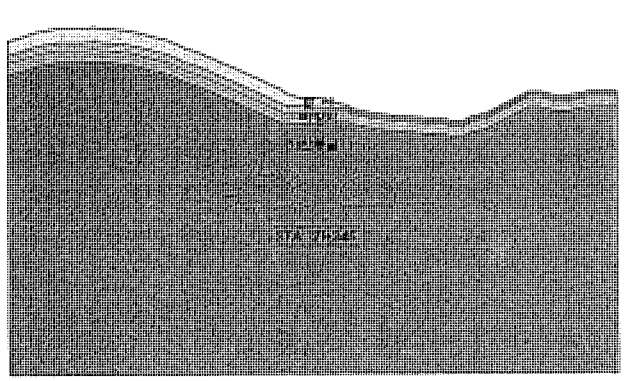
해석적용 물성치

구 분	탄성계수 (MPa)	단위중량 (kN/m^3)	포이송비 (ν)	내부마찰각 (°)	점착력 (MPa)
붕 적 층	6	18.0	0.35	28	0.005
풍 화 토	60	19.0	0.33	29	0.018
풍 화 암	280	21.0	0.30	32	0.030
지반등급 Ⅱ	12,000	27.0	0.22	40	3.50

적용 표준단면 및 지보패턴

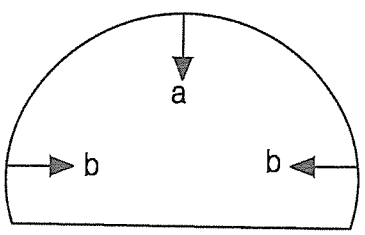
지보패턴 T - 2	지보 내용	
	1회 굴진장	전단면 굴착
		3.5 m
	숏크리트 두께	5 cm(강섬유)
	록볼트 길이	3 m
	록볼트 설치간격	종방향 : 3.5 m
		횡방향 : 2.0 m
	보조공법	-

2차원 해석단면

해석 단면 (STA.21+345)	중점사항
	•지보패턴 T-2 적용구간 중, 터널의 안정성에 불리한 것으로 판단되는 STA. 21+345(문산방향) 지점을 대표단면으로 선정함 •대표단면을 이용하여 설계된 지보재 및 굴착공법의 적정성을 검토함 •터널구간의 암질이 양호한 지반등급Ⅱ 구간임

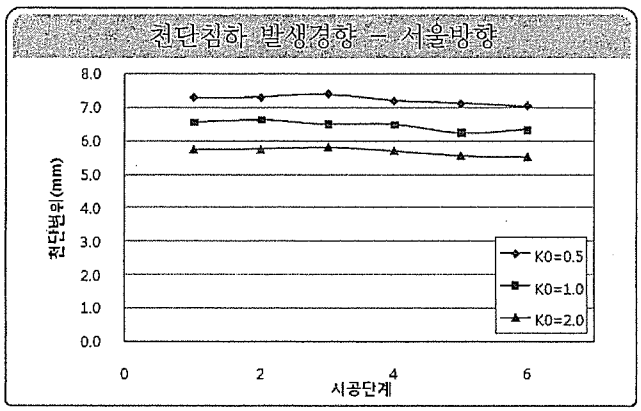
○ 해석결과

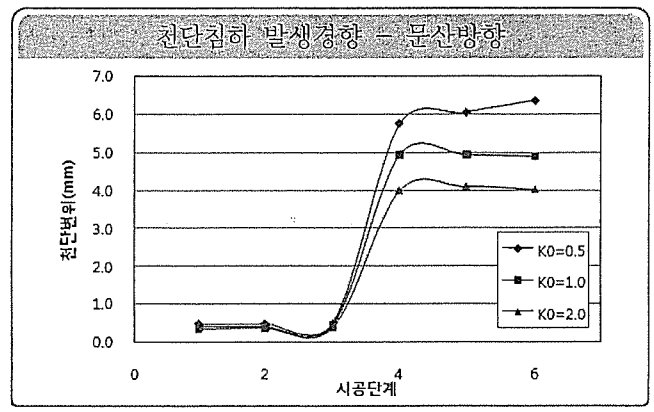
▮ 2차원 안정성 해석결과 요약

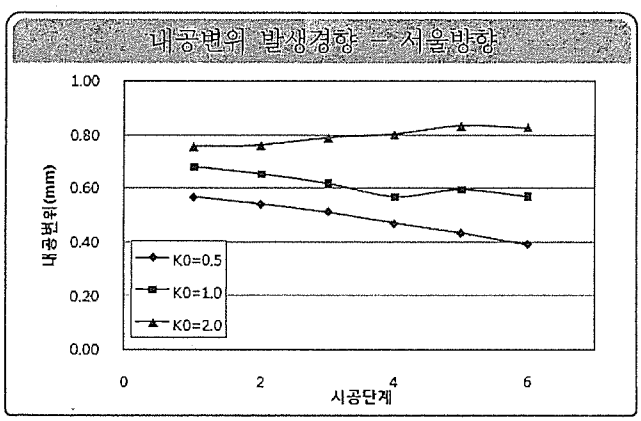
구 분		좌측터널	우측터널
변위량 (mm)	천단(a)	7.401	6.360
	내공(b)	0.834	0.713
	부호규약	•천단변위(a) : ↓ (+) 방향 •내공변위(b) : → ← (+) 방향	
천단변위 및 내공변위 모 식 도			
숏크리트 압축응력 (MPa)	STEP 6	2.357 MPa	
	허용압축응력	$f_{ck} = 0.4 \times 21 = 8.4MPa$	
록볼트 축 력 (kN)	STEP 6	2.097 kN	
	허용 축력	$0.5f_yA = 88.670kN$	
결 과 분 석		•최대 천단변위 : 7.401mm, 최대 내공변위 : 0.834mm •숏크리트 최대 휨압축응력 : 2.357 MPa •록볼트 최대 축력 : 2.097 kN •지보패턴 T-2에 대하여 안정성 해석 수행 결과 숏크리트 응력 및 록볼트 축력이 허용치 이내로 안정하며 변위 발생량이 적어 안정한 것으로 사료됨	

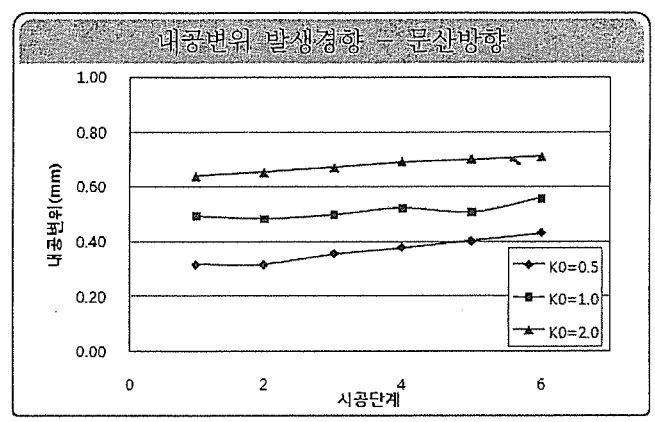
시공단계별 변위 및 지보재 응력 발생경향

– 천단침하 및 내공변위

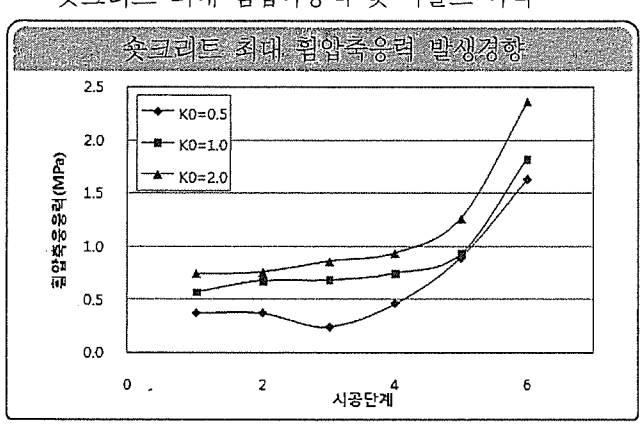


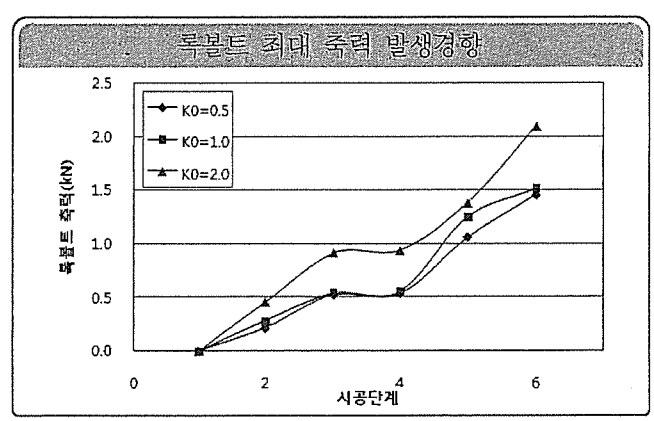






– 숏크리트 최대 휨압축응력 및 록볼트 축력





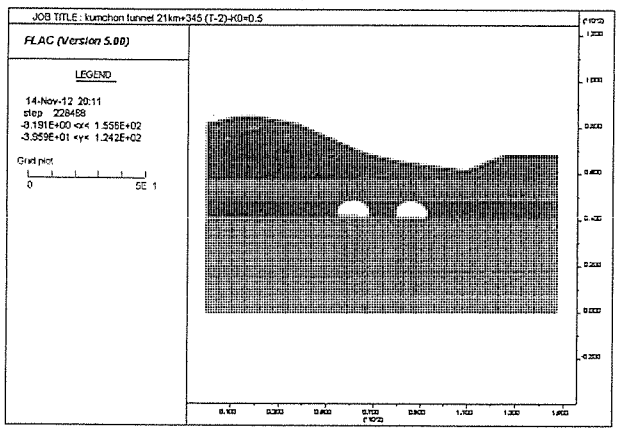
검토결과 및 반영사항

- 굴착단계에 따라 변위 및 지보재 응력은 증가하나 굴착 직후 일정한 값에 수렴
- 지보패턴 T-2로 암질이 양호하여 지보재 응력 및 변위가 크게 발생하지 않음
- 최대 발생 숏크리트 응력은 2.357MPa이며 최대 록볼트 축력은 2.097 kN로서 각각의 허용치 8.4MPa, 88.670kN이내로 안정성 확보
- 해석 결과는 차후 시공과정에서 계측을 통한 결과와 비교 분석이 실시되어야 하며, 설계조건과 시공조건의 변경 및 지반이 상이한 경우에는 반드시 Feedback을 실시하여 굴착방법, 굴진장, 지보방법 등을 현장조건에 부합하도록 변경하여야 함

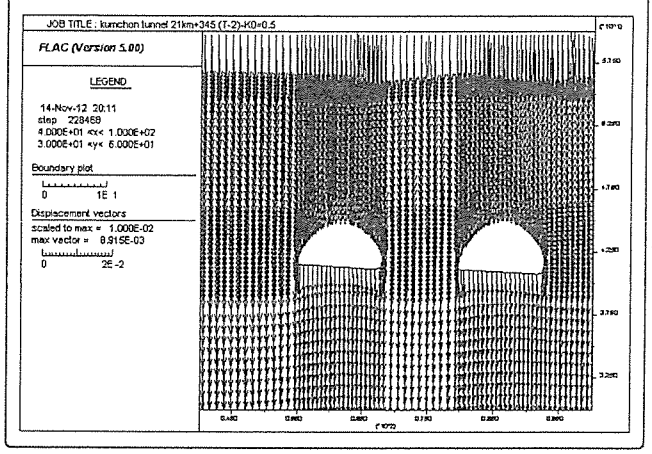
○ 해석 결과도

▮ 지보패턴 T-2 (K_0=0.5)

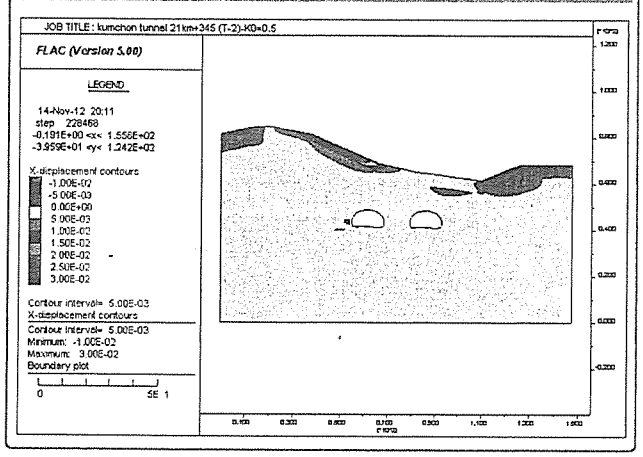
모델링도



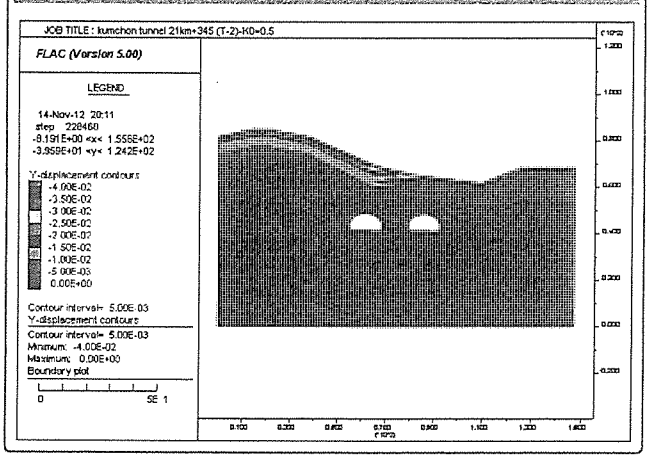
변형도



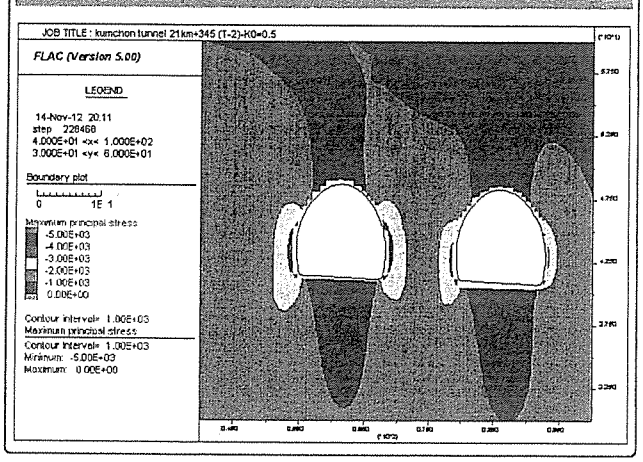
수평변위도



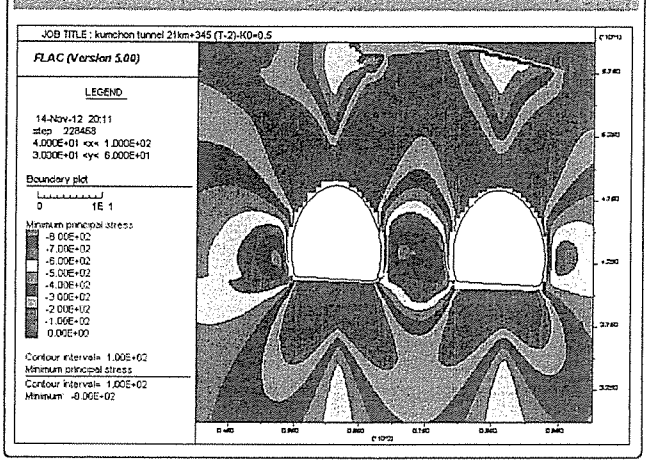
수직변위도



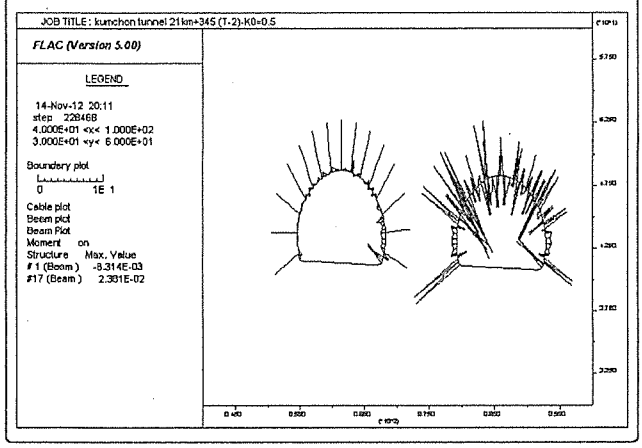
최대주응력도



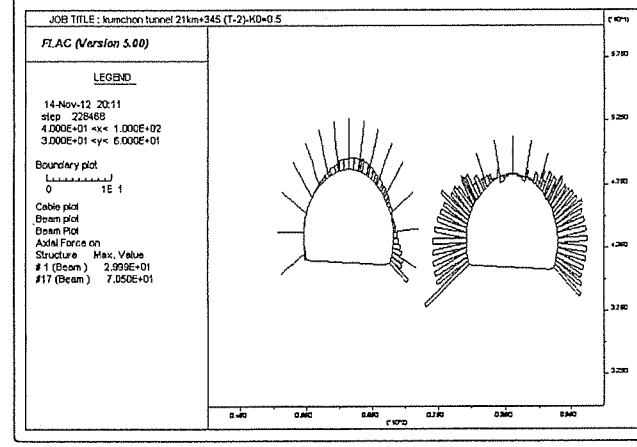
최소주응력도



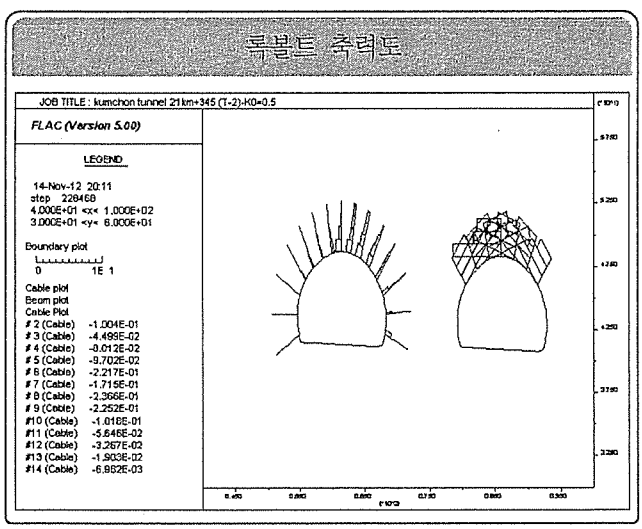
숏크리트 모멘트도



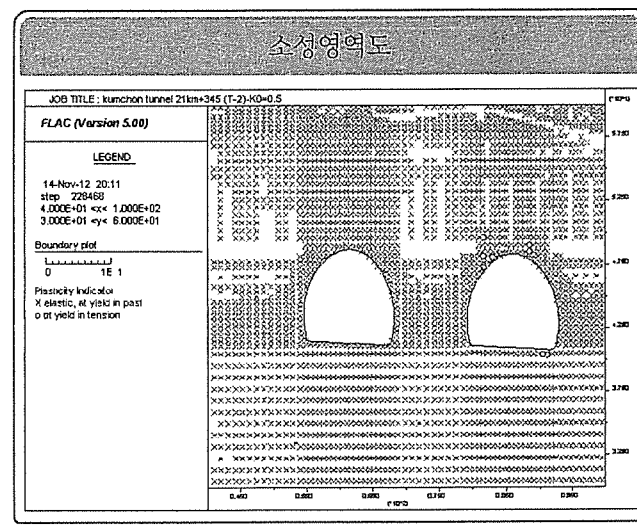
숏크리트 축력도



록볼트 축력도

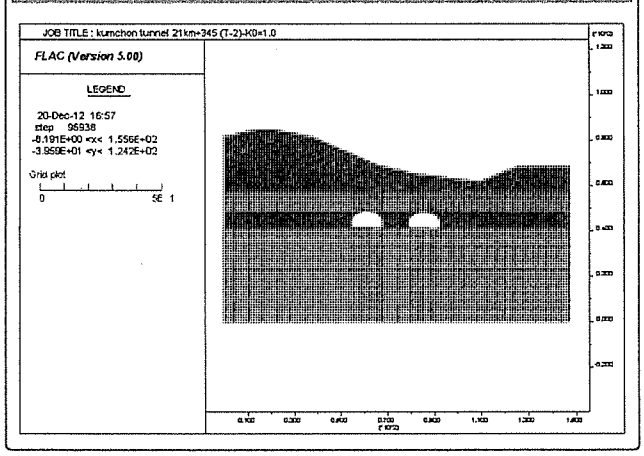


소성영역도

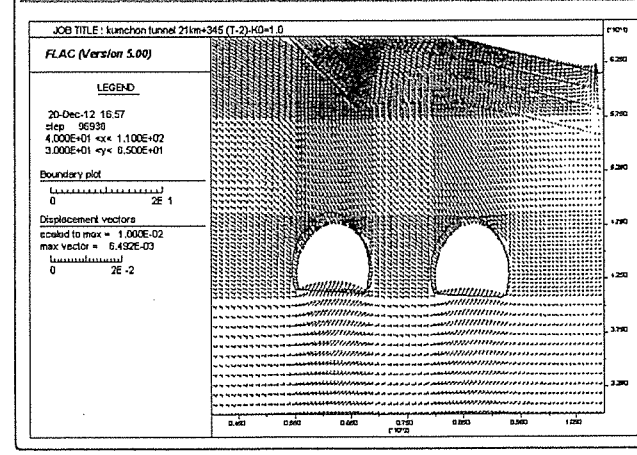


지보패턴 T-2 (K_0=1.0)

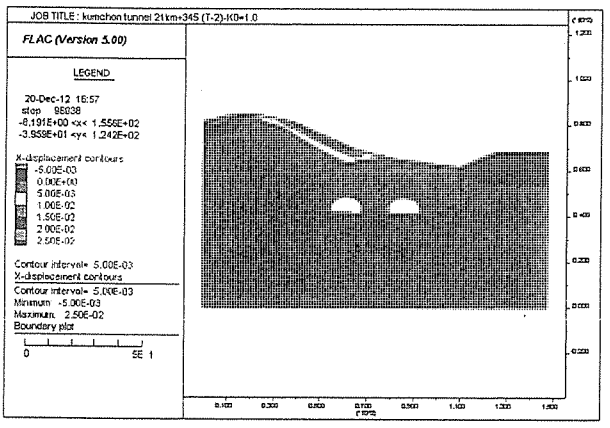
모델링도



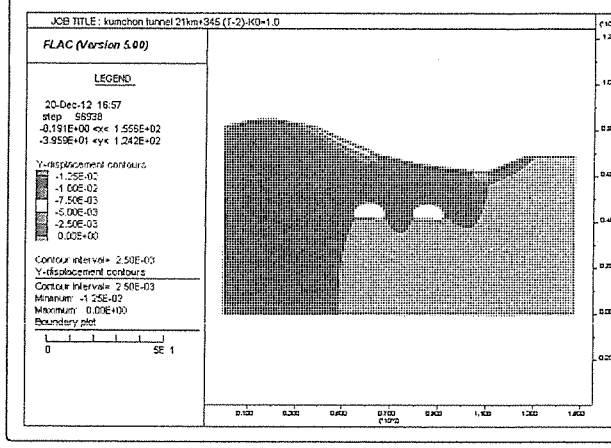
변형도



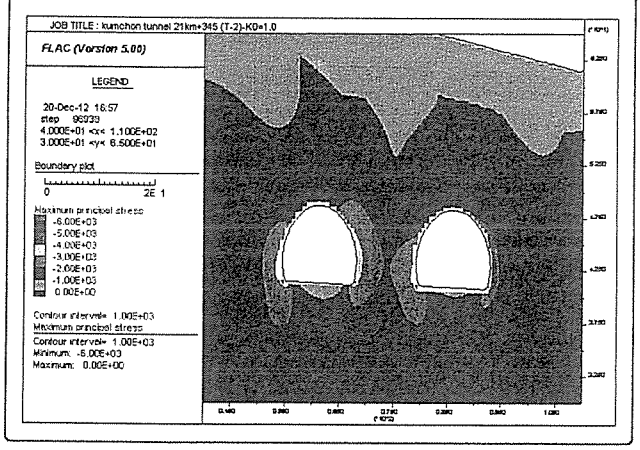
수평변위도



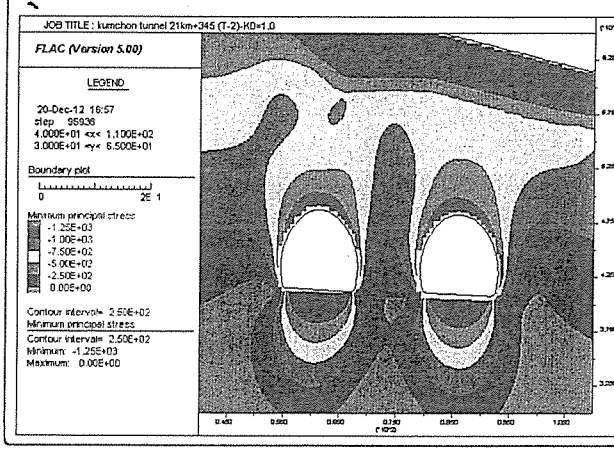
수직변위도



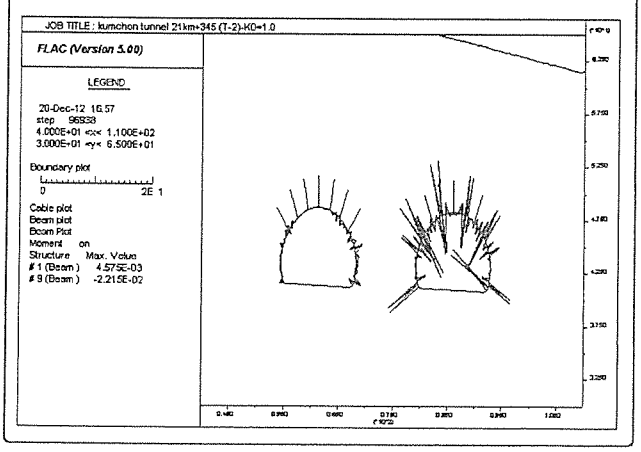
최대주응력도



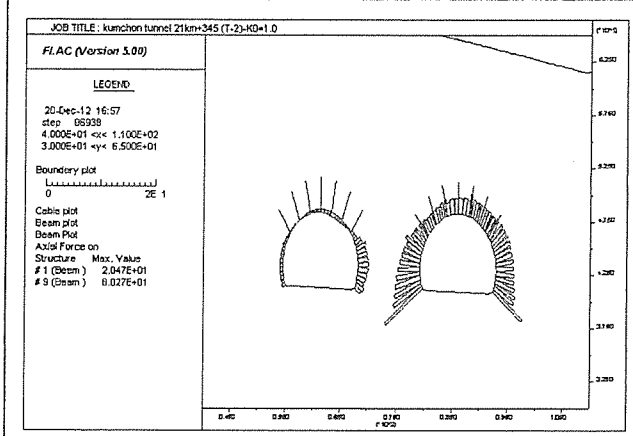
최소주응력도



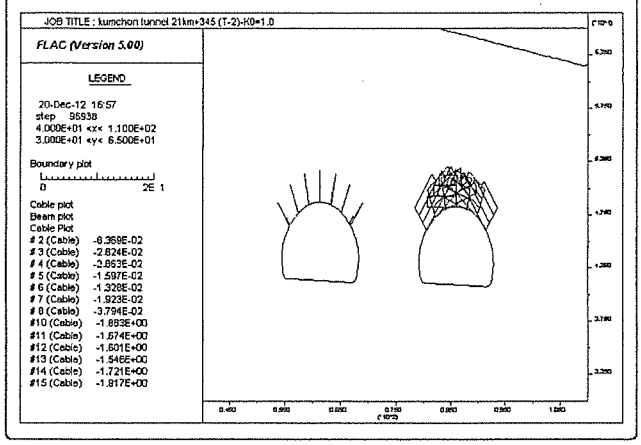
숏크리트 모멘트도



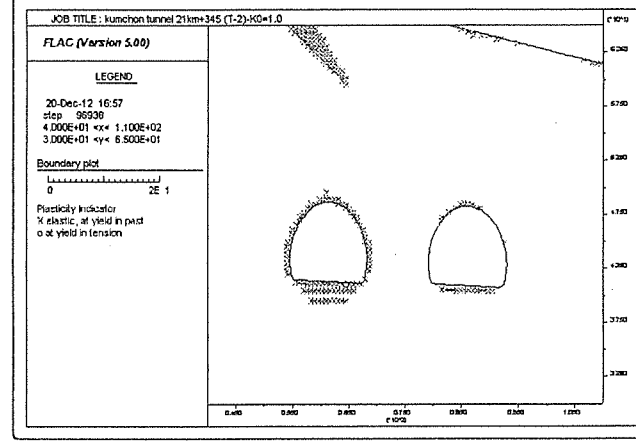
숏크리트 축력도



록볼트 축력도

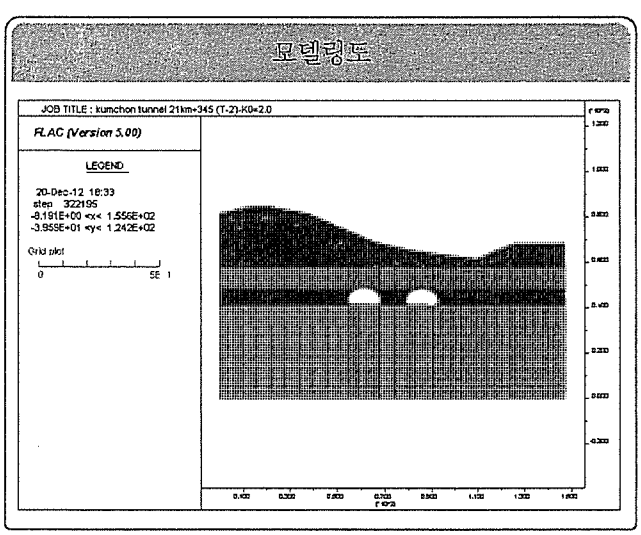


소성영역도

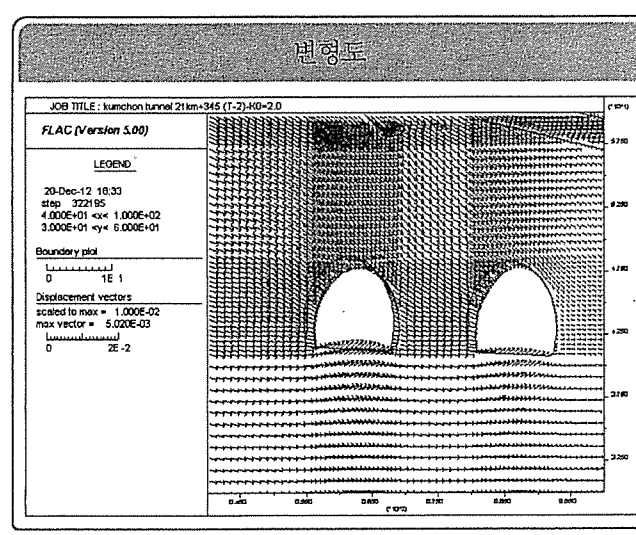


지보패턴 T-2 (K_0=2.0)

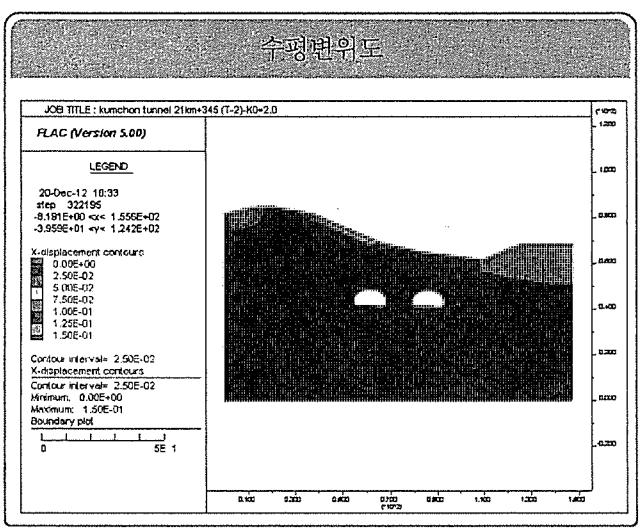
모델링도



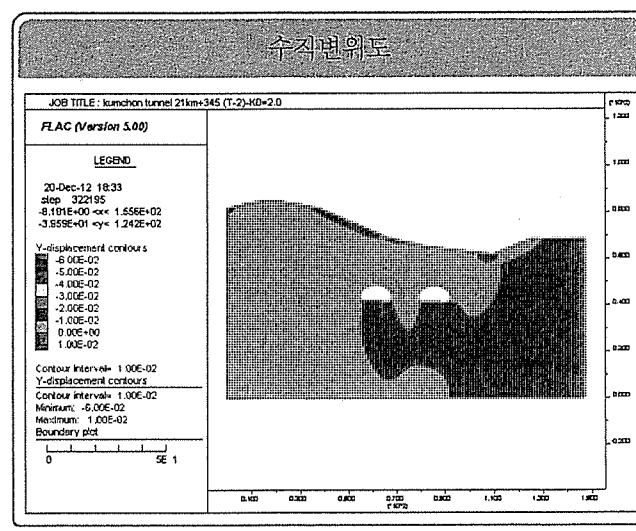
변형도



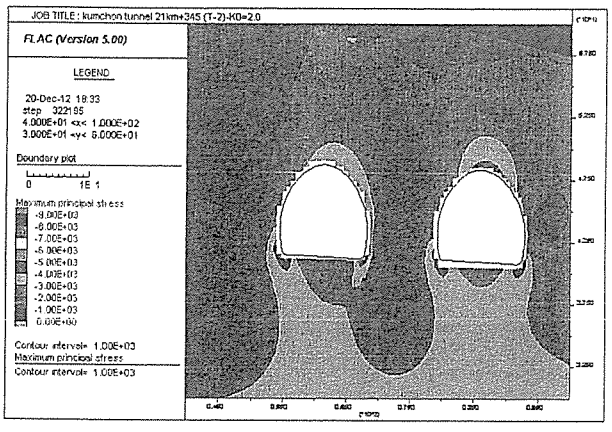
수평변위도



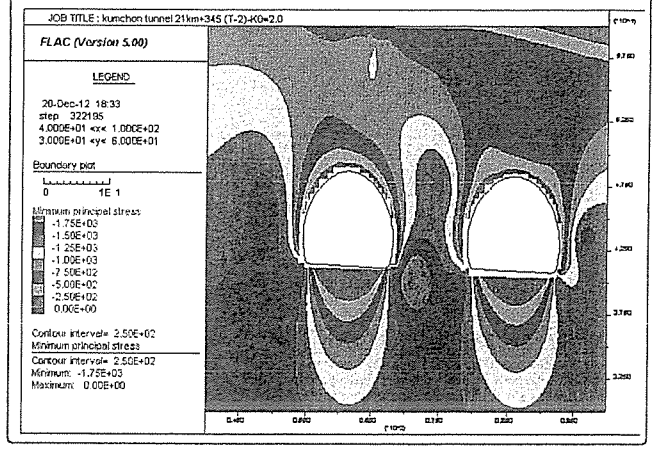
수직변위도



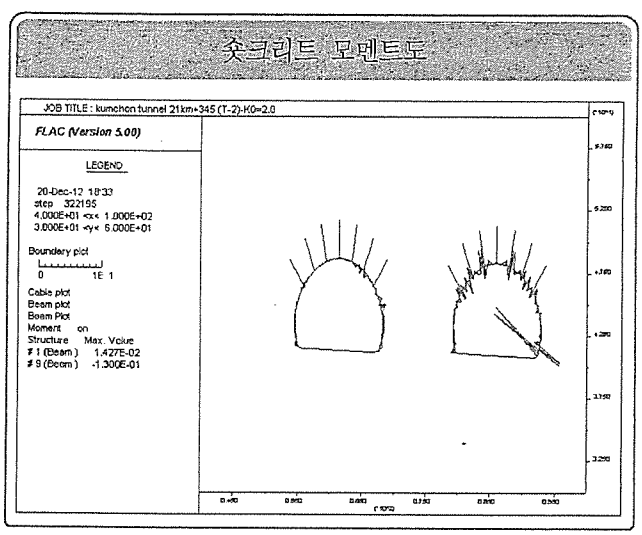
최대주응력도



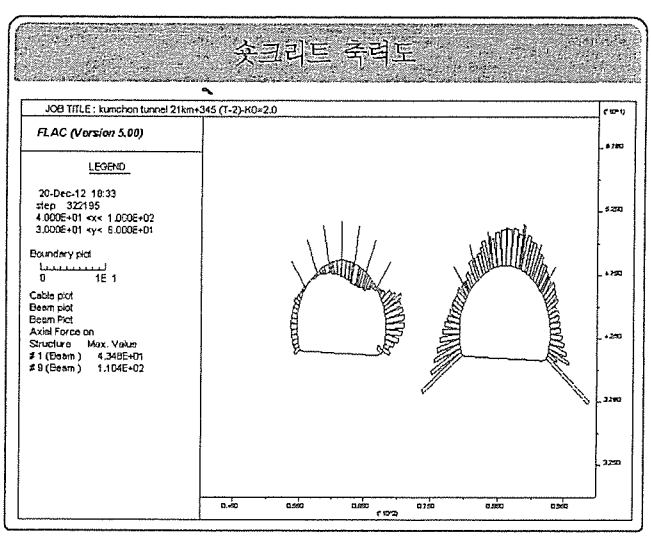
최소주응력도



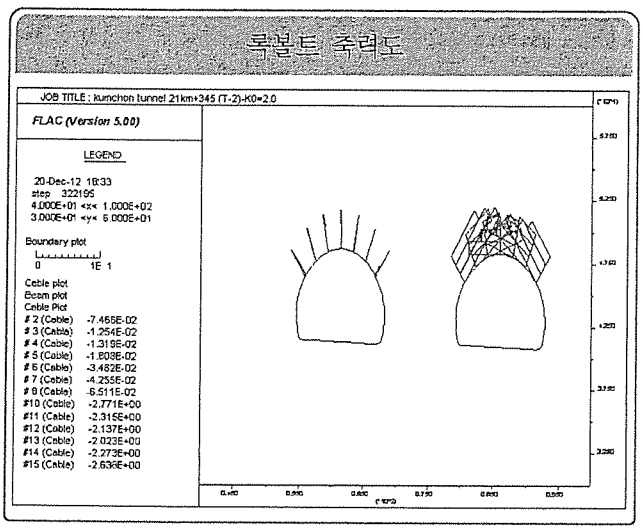
숏크리트 모멘트도



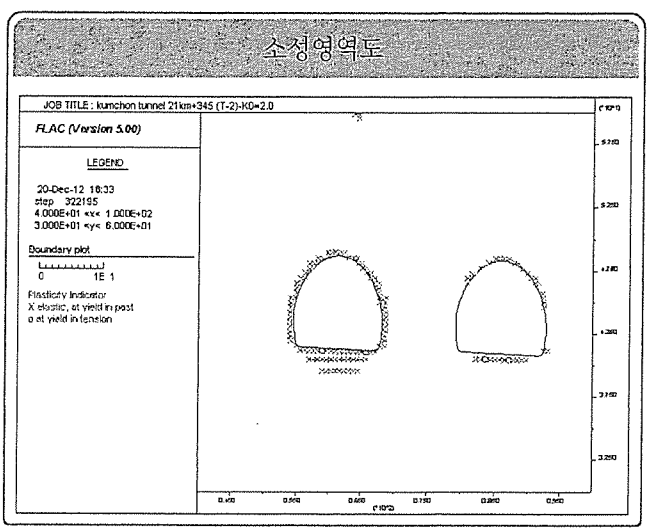
숏크리트 축력도



록볼트 축력도



소성영역도



2.1.3 지보패턴 T-3 안정성 검토

○ 해석개요 및 주안점

- 터널이 시공되는 구간 중 지보패턴 T-3에 해당하는 구간을 선정하여 해석을 수행함
- 지반등급Ⅱ 구간에 계획된 지보패턴 T-3의 적정성과 안정성을 검토하기 위하여 STA.21+300 지점을 대표단면으로 선정하여 2차원 해석을 수행함
- 계획된 굴착공법 및 설치된 지보재의 적정성과 안정성을 해석적으로 검토하고자 함

○ 결과검토 요약

- 터널시공에 따라 발생하는 천단침하량은 최대 1.276mm, 내공변위는 최대 1.671mm가 나타남
- 숏크리트 최대휨압축응력은 1.578MPa, 록볼트 최대 축력은 1.247kN로 나타났으며, 이는 모두 허용치 이내로 설치된 지보재의 안정성에는 문제가 없을 것으로 판단됨
- 지반등급Ⅱ의 암질로 변위 및 지보재의 응력이 허용치 범위내 발생
- 지보패턴 T-3 적용구간은 응력 및 변위가 허용치 이내로 발생하므로 터널의 안정성에는 문제가 없을 것으로 판단되며, 철저한 품질관리와 계측 수행으로 정밀시공이 이루어지도록 하여야 함

○ 해석방법

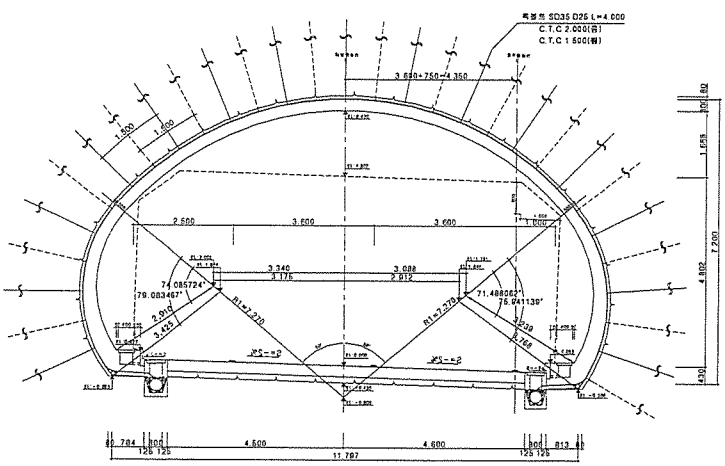
▮ 해석조건

구 분	해 석 조 건
지중응력	•터널심도는 지형을 모델링하고 지반조사 결과에서 얻어진 측압계수를 적용하여 터널계획 심도에서의 초기응력상태를 모사함
해석영역	•예비해석 결과를 반영하여 터널 좌우측은 4.0D, 하부영역은 3.0D을 해석영역으로 설정하여 경계에 의한 영향을 배제함
측압계수	•측압계수에 따른 터널거동 검토를 위하여 K_o는 0.5, 1.0, 1.5, 2.0을 적용함
지보패턴	•물리탐사 및 시추조사 결과, 적용된 지보패턴은 T-3, 지반등급은 Ⅱ등급을 적용함
프로그램	•FLAC 2D Ver 5.0
해석모델	•Mohr-Coulomb 파괴기준에 의한 탄소성 해석

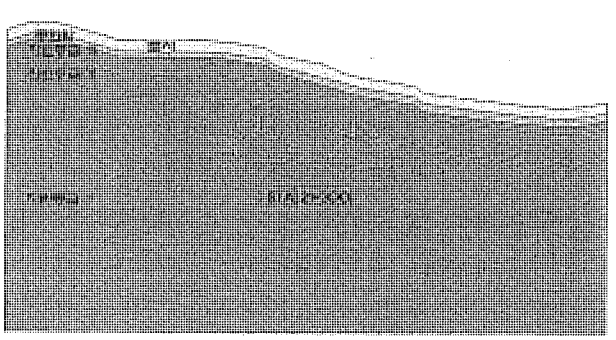
해석적용 물성치

구 분	탄성계수 (MPa)	단위중량 (kN/m^3)	포아송비 (v)	내부마찰각 (°)	점착력 (MPa)
붕 적 층	6	18.0	0.35	28	0.005
풍 화 암	280	21.0	0.30	32	0.030
지반등급 Ⅳ	1,200	24.0	0.25	34	0.900
지반등급 Ⅲ	6,000	25.0	0.24	38	2.200
지반등급 Ⅱ	12,000	27.0	0.22	40	3.500

적용 표준단면 및 지보패턴

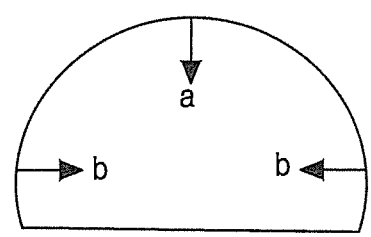
지보패턴 T - 3	지보 내용	
	1회 굴진장	전단면 굴착
		2.0 m
	숏크리트 두께	8 cm(강섬유)
	록볼트 길이	4 m
	록볼트 설치간격	종방향 : 2.0 m
		횡방향 : 1.5 m
	보조공법	-

2차원 해석단면

해석 단면 (STA.21+300)	중점사항
	•지보패턴 T-3 적용구간 중, 터널의 안정성에 불리한 것으로 판단되는 STA. 21+300지점을 대표단면으로 선정함 •대표단면을 이용하여 설계된 지보재 및 굴착공법의 적정성을 검토함 •터널구간의 암질은 지반등급Ⅱ 구간임

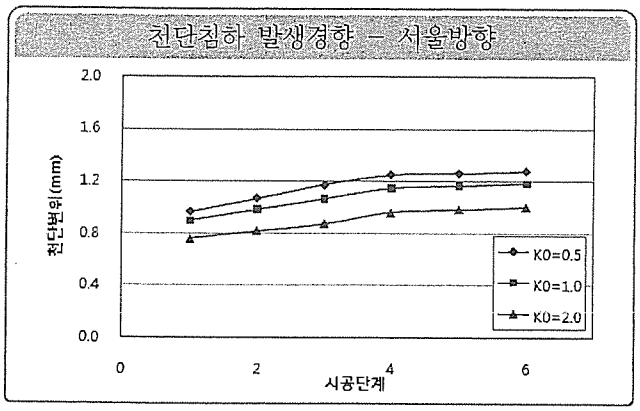
○ 해석결과

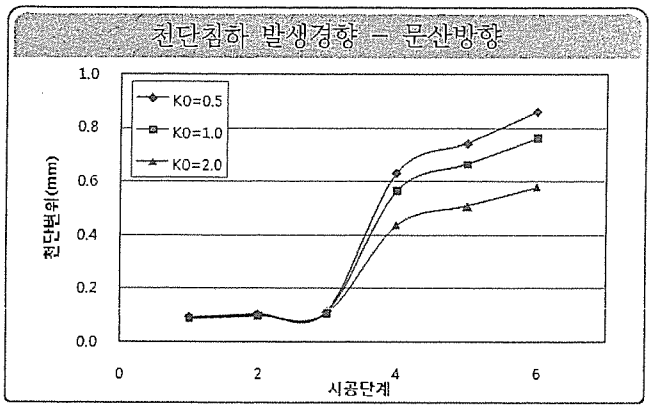
▮ 2차원 안정성 해석결과 요약

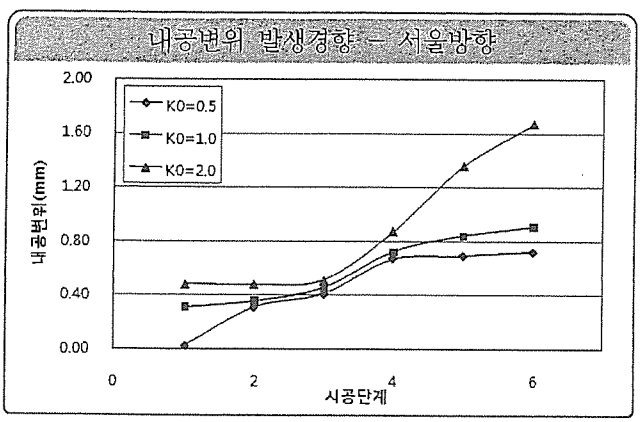
구 분		좌측터널	우측터널
변위량 (mm)	천단(a)	1.276	0.861
	내공(b)	1.671	0.257
	부호규약	•천단변위(a) : ↓ (+) 방향 •내공변위(b) : → ← (+) 방향	
천단변위 및 내공변위 모 식 도			
숏크리트 압축응력 (MPa)	STEP 6	1.578 MPa	
	허용압축응력	$f_{ck} = 0.4 \times 21 = 8.4MPa$	
록볼트 축 력 (kN)	STEP 6	1.247 kN	
	허용 축력	$0.5f_yA = 88.670kN$	
결 과 분 석		•최대 천단변위 : 1.276mm, 최대 내공변위 : 1.671mm •숏크리트 최대 휨압축응력 : 1.578 MPa •록볼트 최대 축력 : 1.247 kN •지보패턴 T-3에 대하여 안정성 해석 수행 결과 숏크리트 응력 및 록볼트 축력이 허용치 이내로 안정하며 변위 발생량이 적어 안정한 것으로 사료됨	

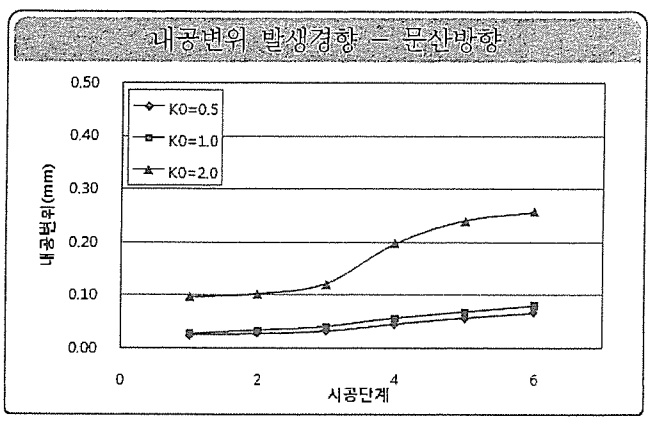
시공단계별 변위 및 지보재 응력 발생경향

- 천단침하 및 내공변위

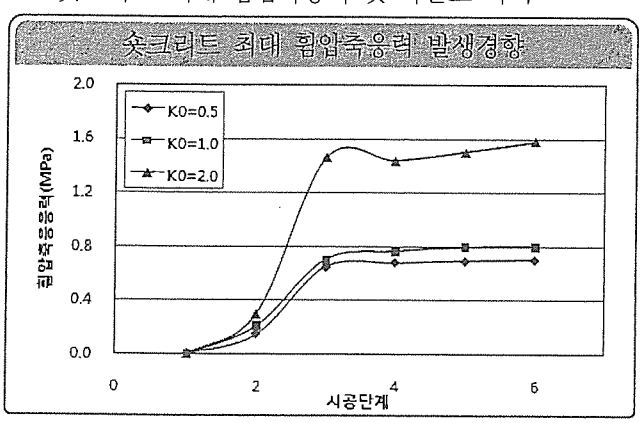


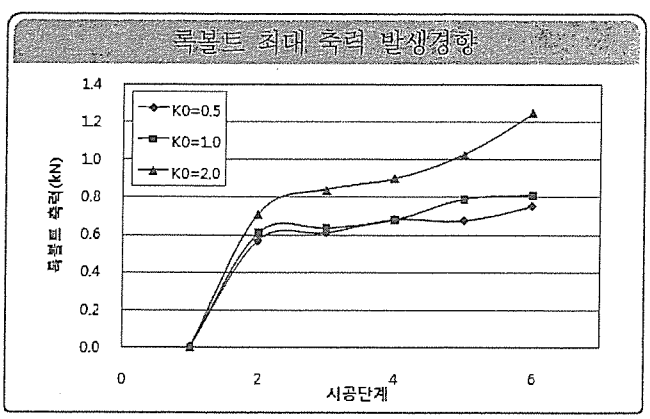






- 숏크리트 최대 휨압축응력 및 록볼트 축력





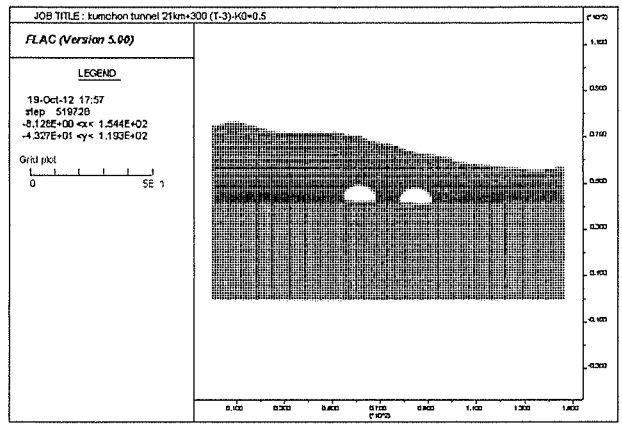
검토결과 및 반영사항

- 굴착단계에 따라 변위 및 지보재 응력은 증가하나 굴착 직후 일정한 값에 수렴
- 지보패턴 T-3로 암질이 양호하여 지보재 응력 및 변위가 크게 발생하지 않음
- 최대 발생 숏크리트 응력은 1.578MPa이며 최대 록볼트 축력은 1.247 kN로서 각각의 허용치 8.4MPa, 88.670kN 이내로 안정성 확보
- 해석 결과는 차후 시공과정에서 계측을 통한 결과와 비교 분석이 실시되어야 하며, 설계조건과 시공조건의 변경 및 지반이 상이한 경우에는 반드시 Feedback을 실시하여 굴착방법, 굴진장, 지보방법 등을 현장조건에 부합하도록 변경하여야 함

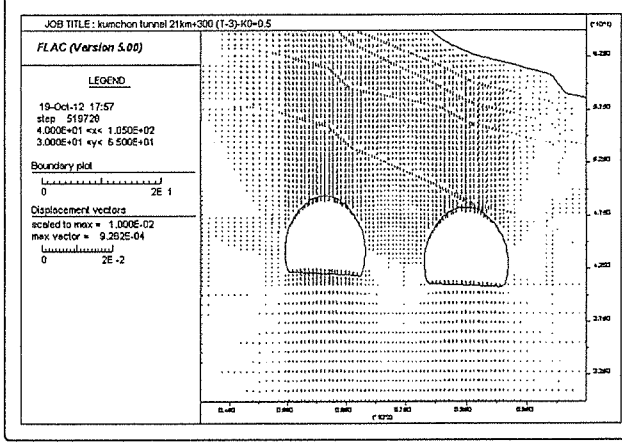
○ 해석 결과도

■ 지보패턴 T-3 (K_0=0.5)

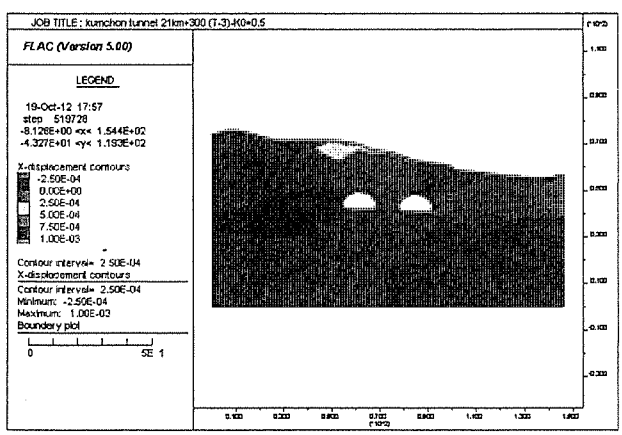
모델링도



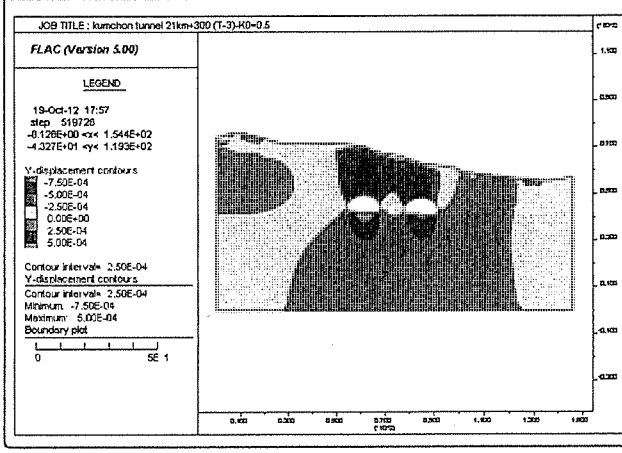
변형도



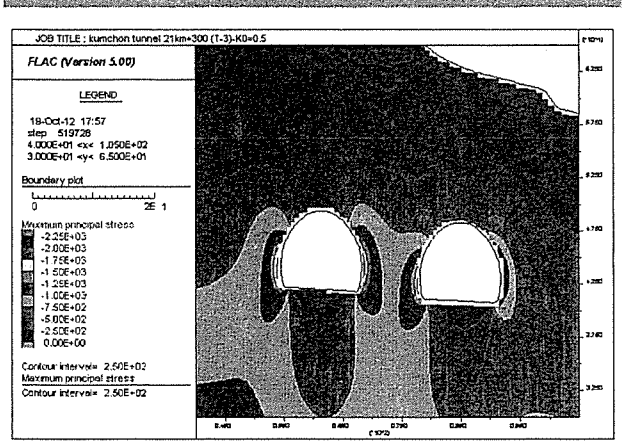
수평변위도



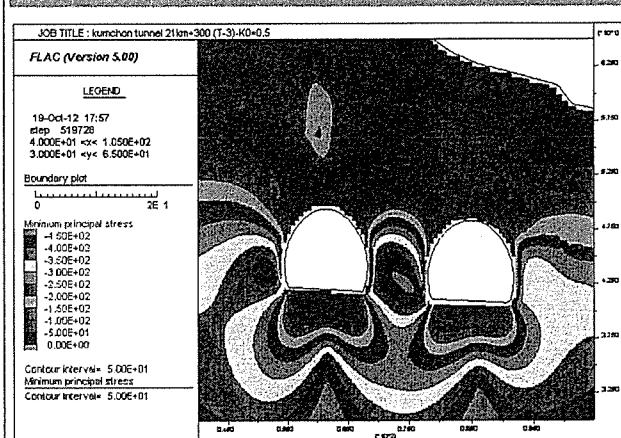
수직변위도



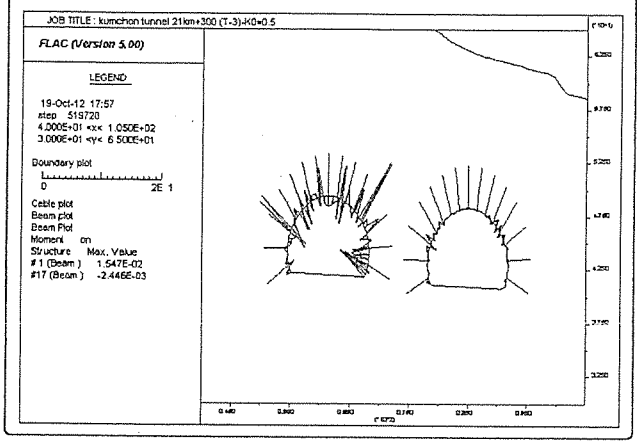
최대주응력도



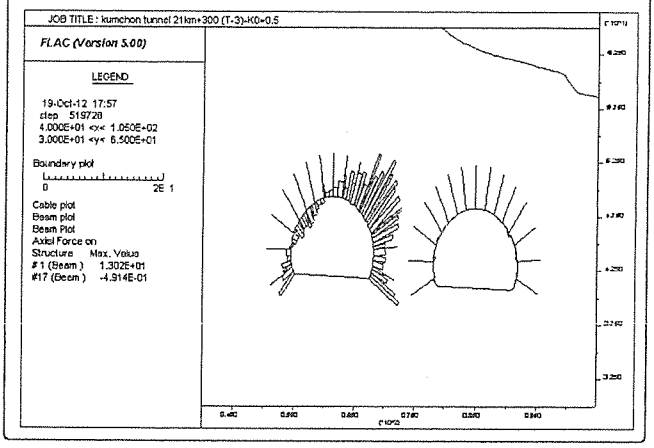
최소주응력도



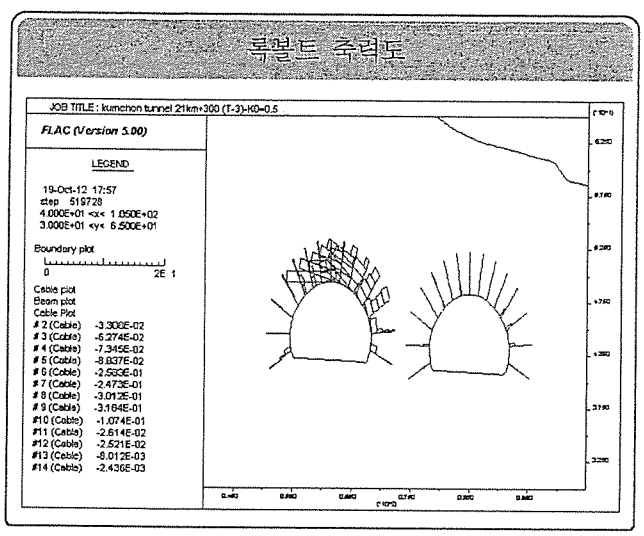
숏크리트 모멘트도



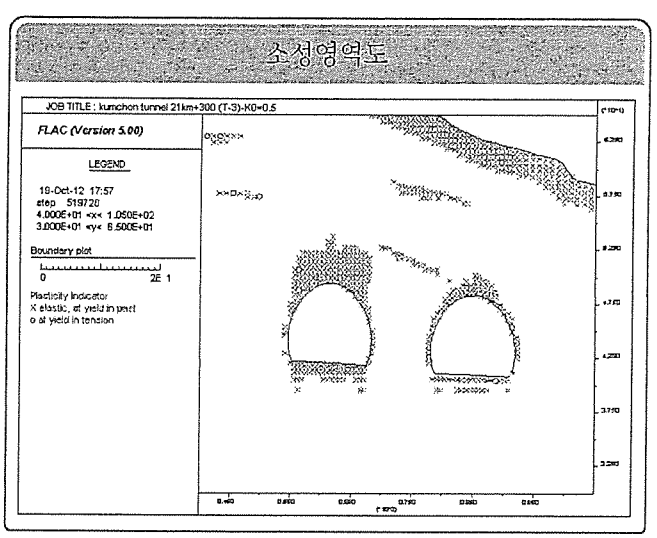
숏크리트 축력도



록볼트 축력도

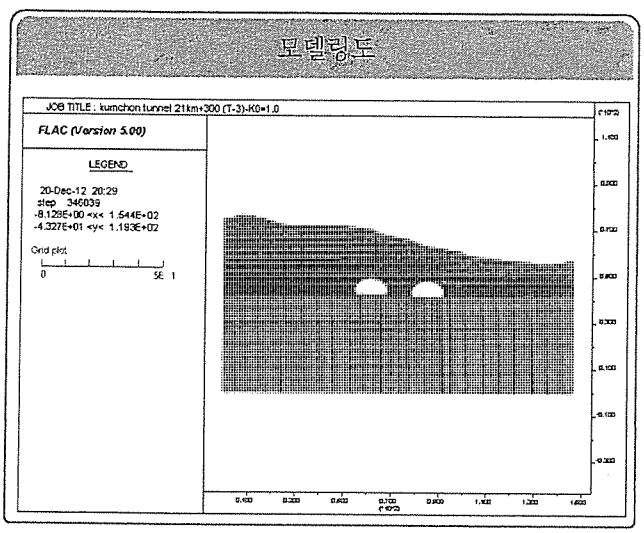


소성영역도

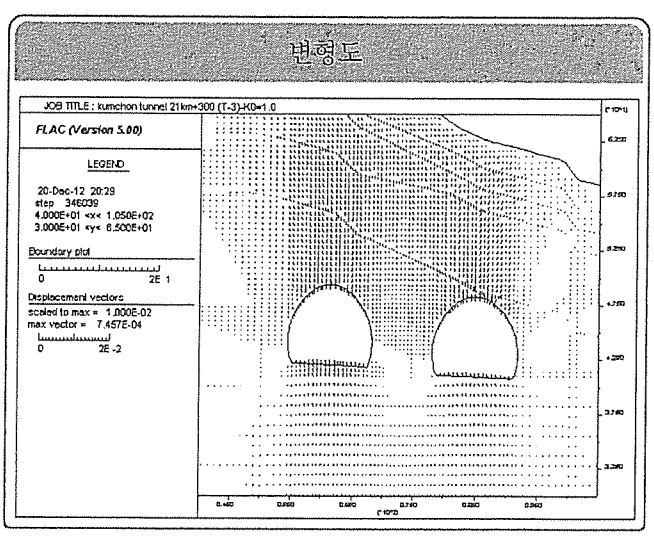


▌지보패턴 T-3 (K_0=1.0)

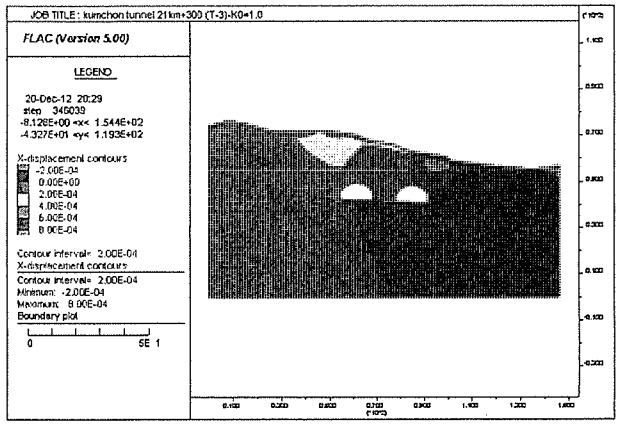
모델링도



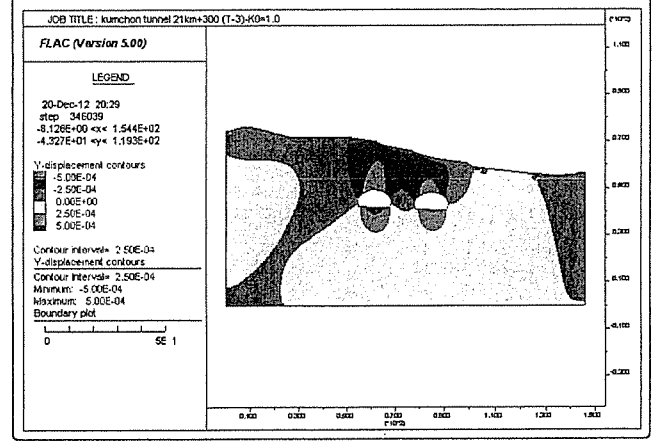
변형도



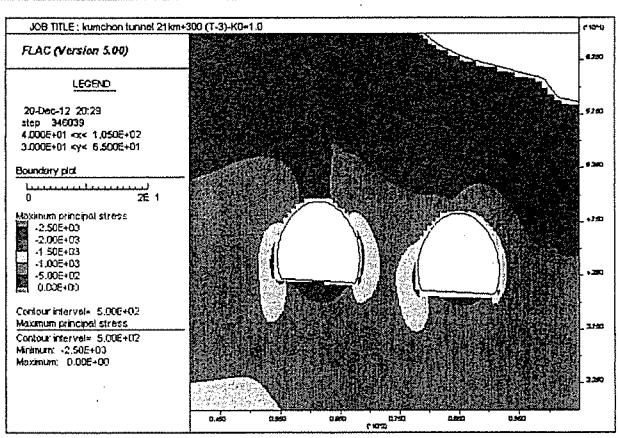
수평변위도



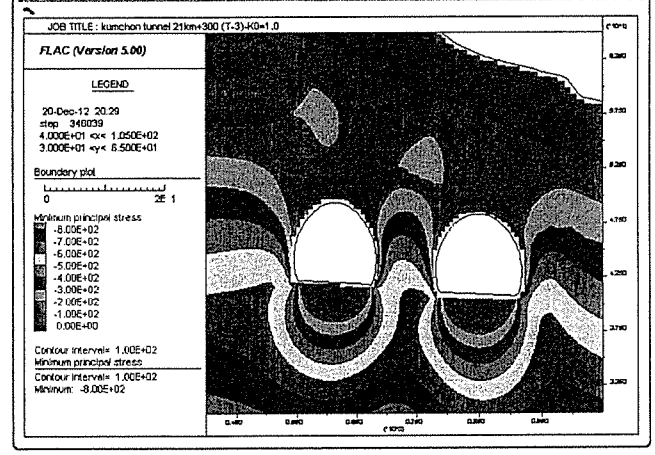
수직변위도



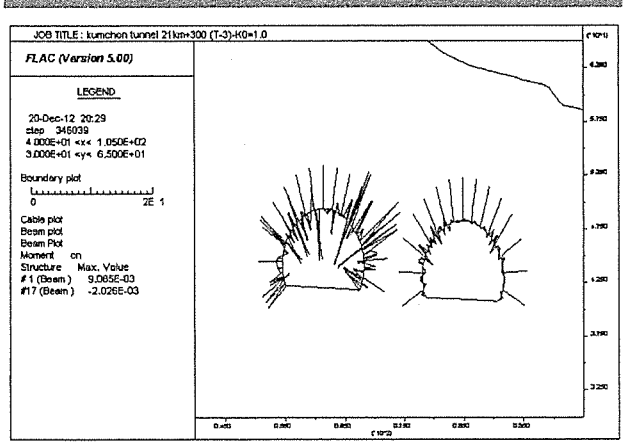
최대주응력도



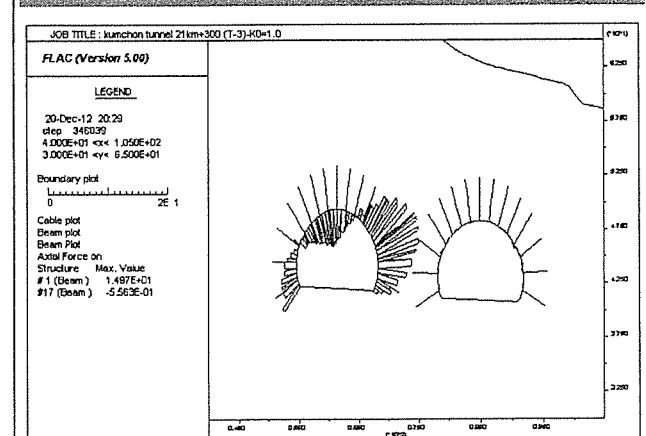
최소주응력도



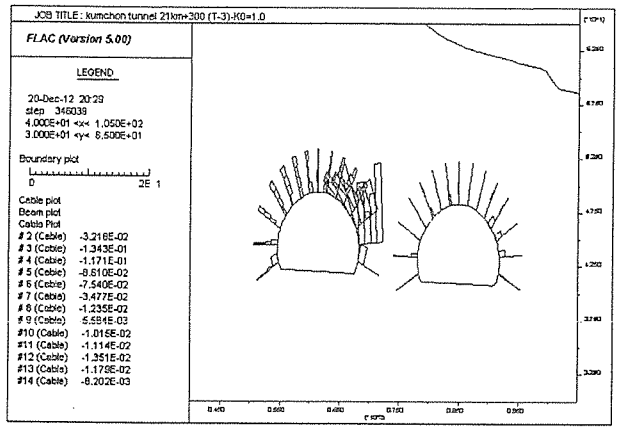
숏크리트 모멘트도



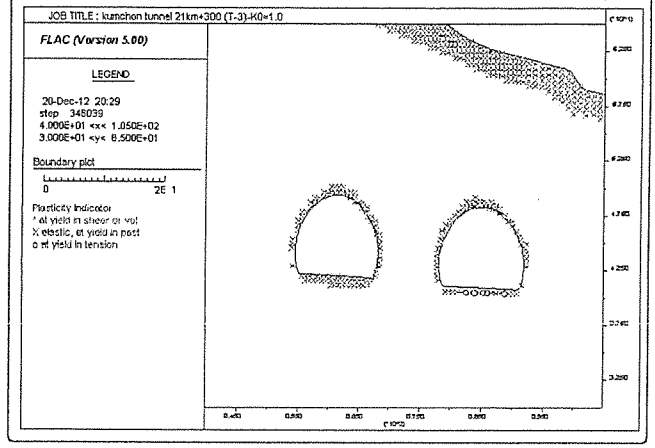
숏크리트 축력도



록볼트 축력도

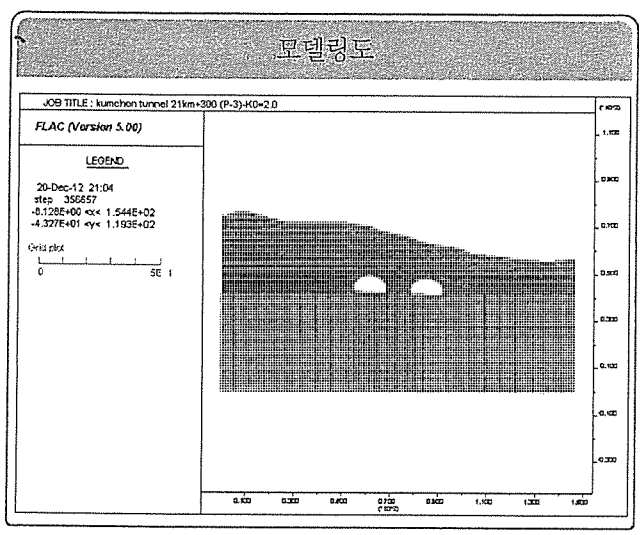


소성영역도

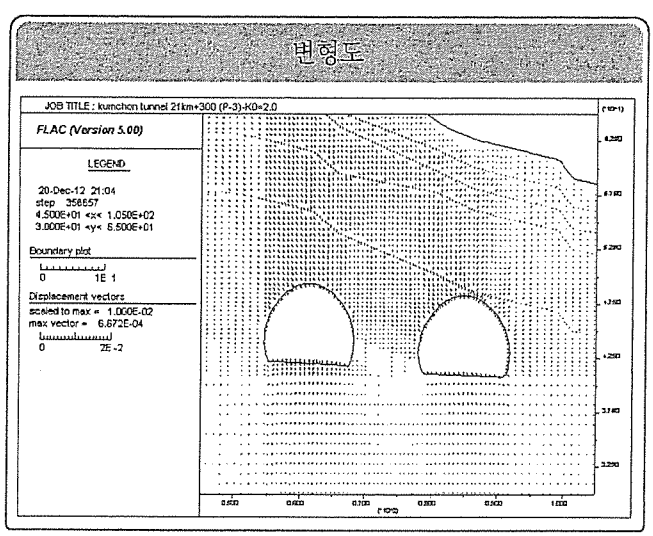


지보패턴 T-3 (K_0=2.0)

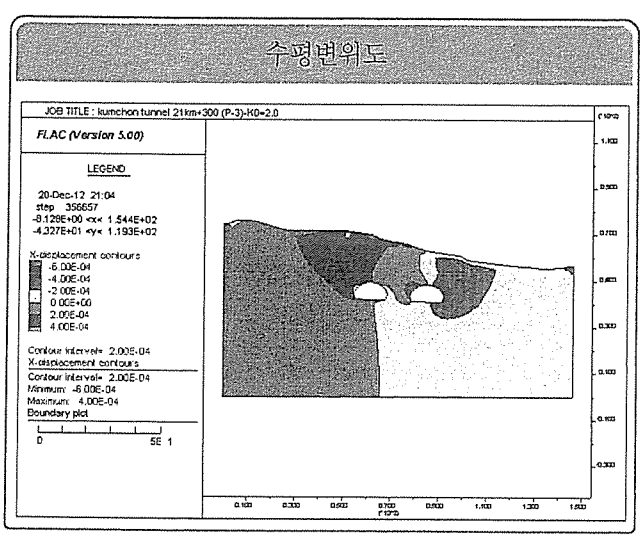
모델링도



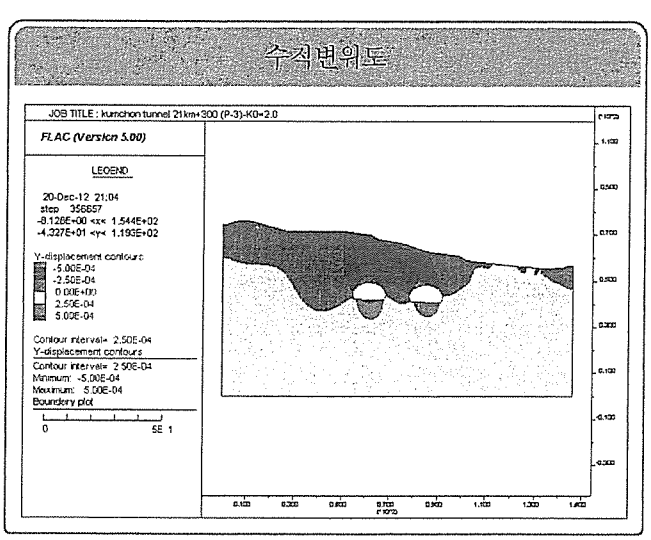
변형도



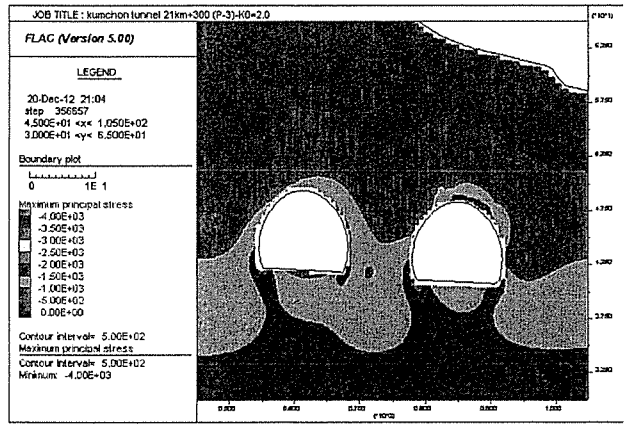
수평변위도



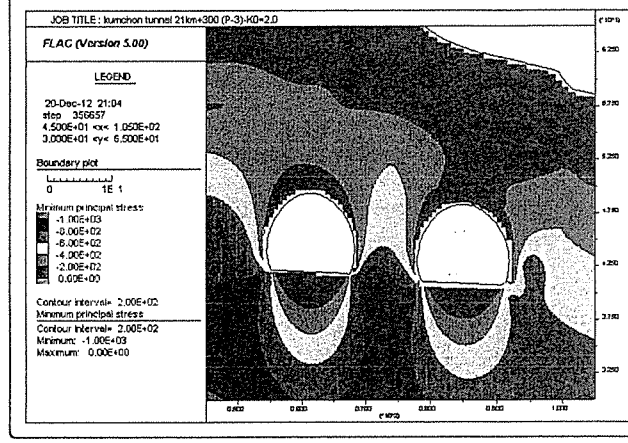
수직변위도



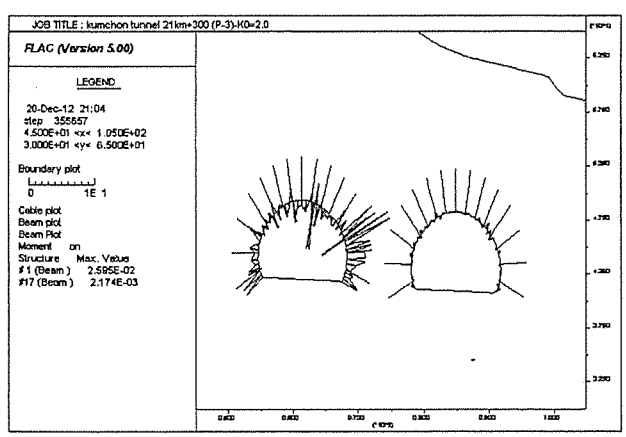
최대주응력도



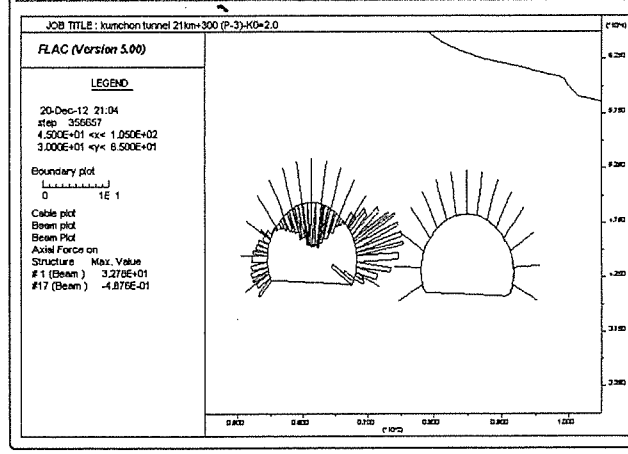
최소주응력도



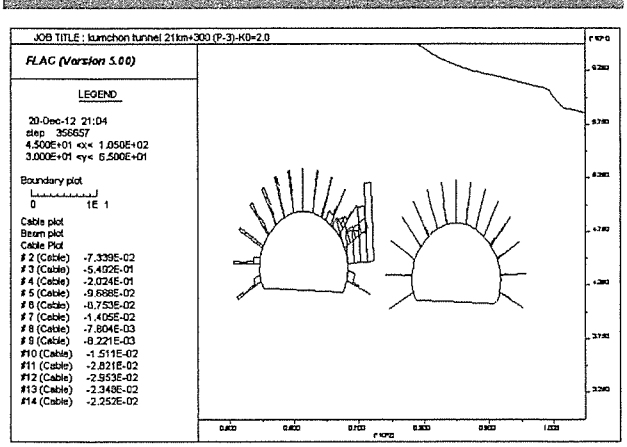
숏크리트 모멘트도



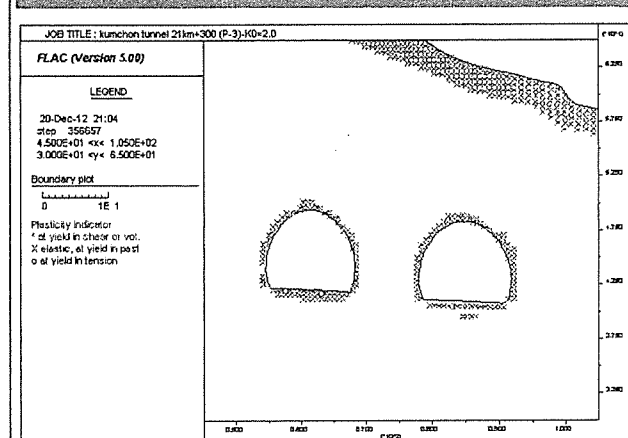
숏크리트 축력도



록볼트 축력도



소성영역도



2.1.4 지보패턴 T-4 안정성 검토

○ 해석개요 및 주안점

- 터널이 시공되는 구간 중 지보패턴 T-4에 해당하는 구간을 선정하여 해석을 수행함
- 지반등급Ⅲ 구간에 계획된 지보패턴 T-4의 적정성과 안정성을 검토하기 위하여 STA.21+405 지점을 대표단면으로 선정하여 2차원 해석을 수행함
- 계획된 굴착공법 및 설치된 지보재의 적정성과 안정성을 해석적으로 검토하고자 함

○ 결과검토 요약

- 터널시공에 따라 발생하는 천단침하량은 최대 4.692mm, 내공변위는 최대 2.863mm가 나타남
- 숏크리트 최대휨압축응력은 3.838MPa, 록볼트 최대 축력은 8.279kN로 나타났으며, 이는 모두 허용치 이내로 설치된 지보재의 안정성에는 문제가 없을 것으로 판단됨
- 지반등급Ⅲ의 암질이며 서울방향은 저비저항이상대로 변위 및 지보재의 응력이 허용치 이내로 발생
- 지보패턴 T-4 적용구간은 응력 및 변위가 허용치 이내로 발생하므로 터널의 안정성에는 문제가 없을 것으로 판단되며, 철저한 품질관리와 계측 수행으로 정밀시공이 이루어지도록 하여야 함

○ 해석방법

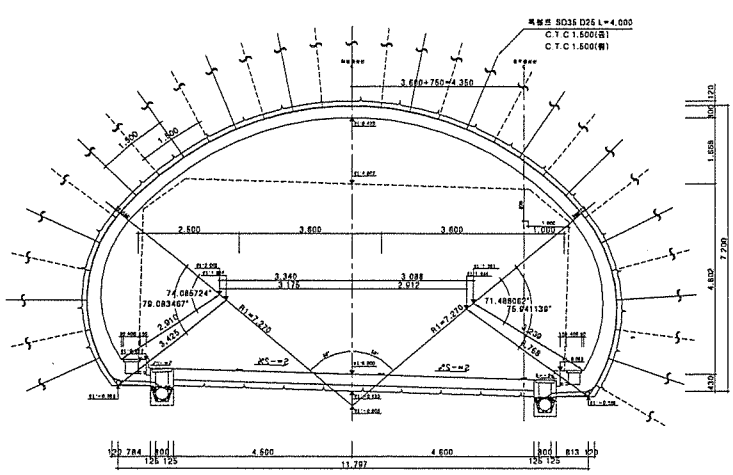
▮ 해석조건

구 분	해 석 조 건
지중응력	•터널심도는 지형을 모델링하고 지반조사 결과에서 얻어진 측압계수를 적용하여 터널계획 심도에서의 초기응력상태를 모사함
해석영역	•예비해석 결과를 반영하여 터널 좌우측은 4.0D, 하부영역은 3.0D을 해석영역으로 설정하여 경계에 의한 영향을 배제함
측압계수	•측압계수에 따른 터널거동 검토를 위하여 K_o는 0.5, 1.0, 1.5, 2.0을 적용함
지보패턴	•물리탐사 및 시추조사 결과 암질이 비교적 양호한 것으로 나타났으며, 적용된 지보패턴은 T-4, 지반등급은 Ⅲ등급을 적용함
프로그램	•FLAC 2D Ver 3.3
해석모델	•Mohr-Coulomb 파괴기준에 의한 탄소성 해석

해석적용 물성치

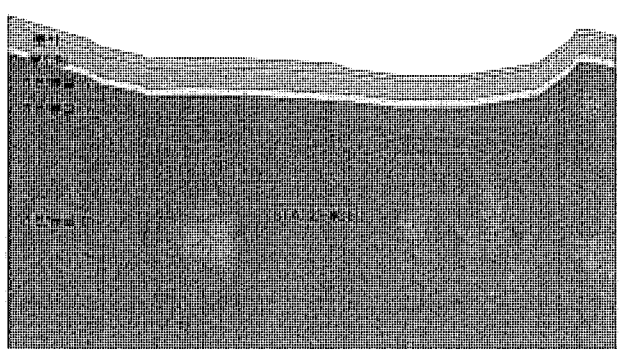
구 분	탄성계수 (MPa)	단위중량 (kN/m^3)	포이송비 (ν)	내부마찰각 (°)	점착력 (MPa)
붕 적 층	6	18.0	0.35	28	0.005
풍 화 토	60	19.0	0.33	29	0.018
풍 화 암	280	21.0	0.30	32	0.030
지반등급 Ⅴ	500	23.0	0.26	33	0.400
지반등급 Ⅳ	1,200	24.0	0.25	34	0.900
지반등급 Ⅲ	6,000	25.0	0.24	38	2.200

적용 표준단면 및 지보패턴

지보패턴 T - 4	지보 내용	
	1회 굴진장	상하분할굴착
		1.5/3.0 m
	숏크리트 두께	12 cm(강섬유)
	록볼트 길이	4 m
	록볼트 설치간격	종방향 : 1.5 m
		횡방향 : 1.5 m
	보조공법	필요시 FOREPOLING

2차원 해석단면

해석 단면 (STA.21+405)

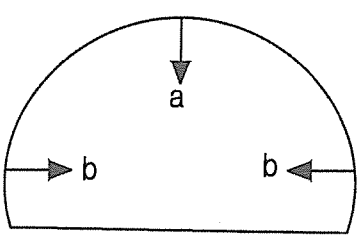


중점사항

- 지보패턴 T-4 적용구간 중, 터널의 안정성에 불리한 것으로 판단되는 STA.21+405(문산방향) 지점을 대표단면으로 선정함
- 대표단면을 이용하여 설계된 지보재 및 굴착공법의 적정성을 검토함
- 터널구간의 암질이 양호한 지반등급Ⅲ 구간임

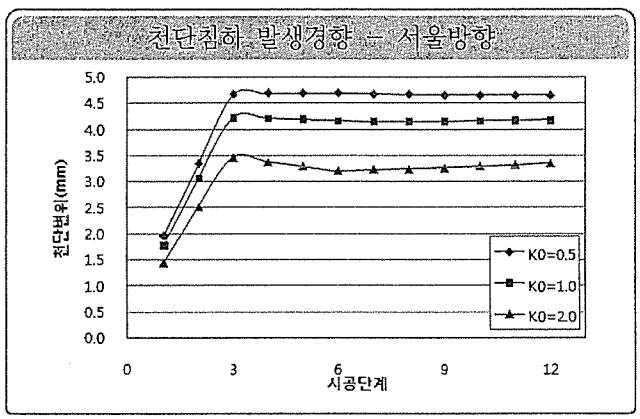
○ 해석결과

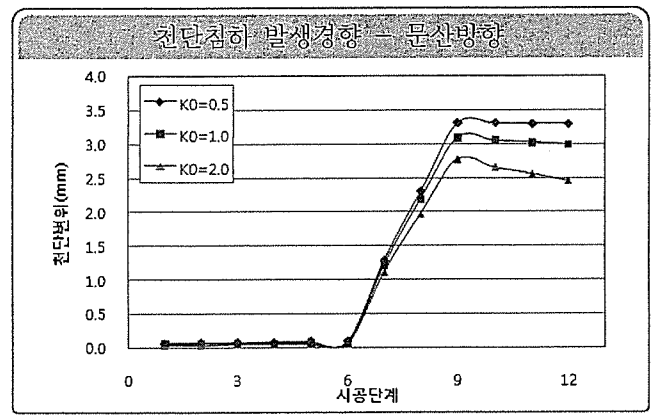
■ 2차원 안정성 해석결과 요약

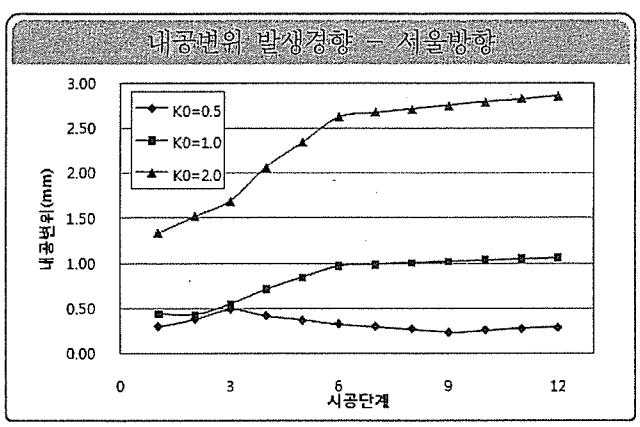
구 분		좌측터널	우측터널
변위량 (mm)	천단(a)	4.692	3.306
	내공(b)	2.863	1.492
	부호규약	•천단변위(a) : ↓ (+) 방향 •내공변위(b) : → ← (+) 방향	
천단변위 및 내공변위 모 식 도			
숏크리트 압축응력 (MPa)	STEP 12	3.838 MPa	
	허용압축응력	$f_{ck} = 0.4 \times 21 = 8.4MPa$	
록볼트 축 력 (kN)	STEP 12	8.279 kN	
	허용 축력	$0.5f_yA = 88.670kN$	
결 과 분 석		•최대 천단변위 : 4.692mm, 최대 내공변위 :2.863mm •숏크리트 최대 휨압축응력 : 3.838 MPa •록볼트 최대 축력 : 8.279 kN •지보패턴 T-4에 대하여 안정성 해석 수행 결과 숏크리트 응력 및 록볼트 축력이 허용치 이내로 안정하며 변위 발생량이 적어 안정한 것으로 사료됨	

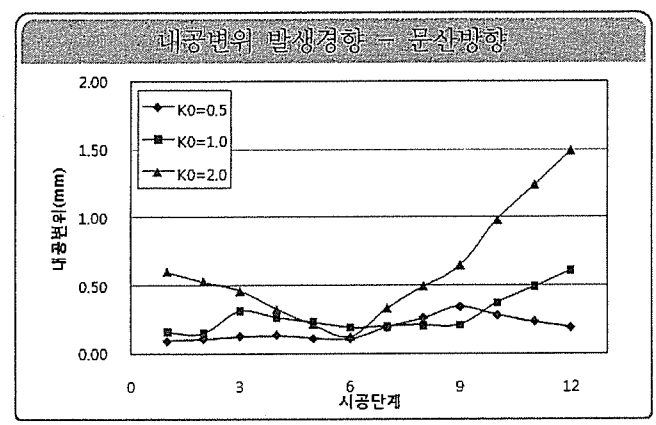
시공단계별 변위 및 지보재 응력 발생경향

- 천단침하 및 내공변위

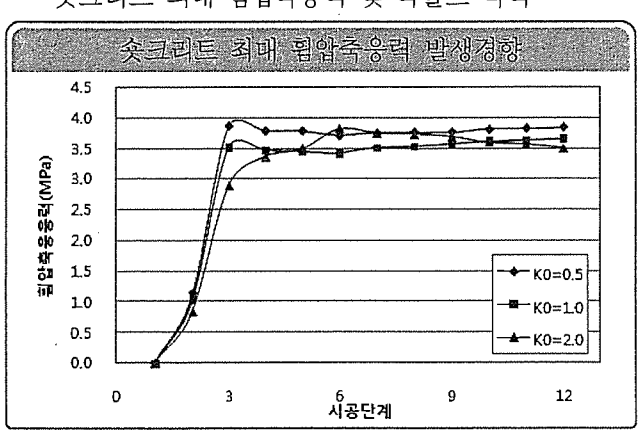


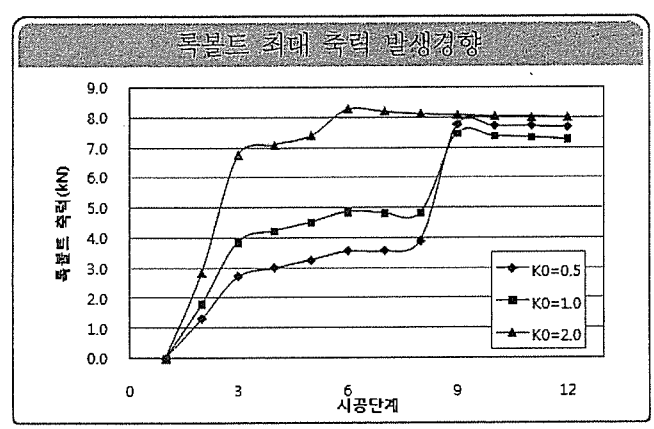






- 숏크리트 최대 휨압축응력 및 록볼트 축력





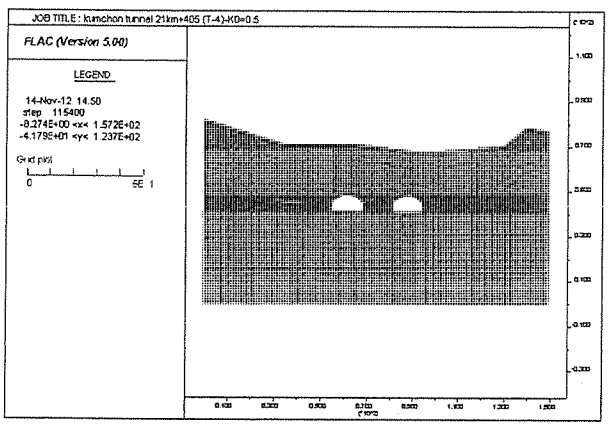
검토결과 및 반영사항

- 굴착단계에 따라 변위 및 지보재 응력은 증가하나 굴착 직후 일정한 값에 수렴
- 지보패턴 T-4로 암질이 양호하여 지보재 응력 및 변위가 크게 발생하지 않음
- 최대 발생 숏크리트 응력은 3.838MPa이며 최대 록볼트 축력은 8.279kN로서 각각의 허용치 8.4MPa, 88.670kN 이내로 안정성 확보
- 해석 결과는 차후 시공과정에서 계측을 통한 결과와 비교 분석이 실시되어야 하며, 설계조건과 시공조건의 변경 및 지반이 상이한 경우에는 반드시 Feedback을 실시하여 굴착방법, 굴진장, 지보방법 등을 현장조건에 부합하도록 변경하여야 함

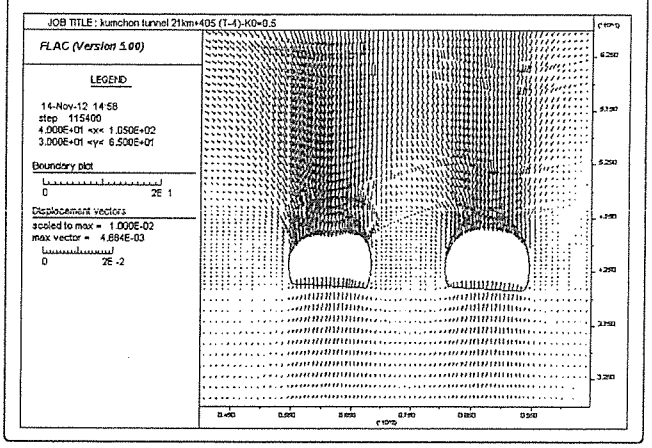
○ 해석 결과도

▮ 지보패턴 T-4 (K_0=0.5)

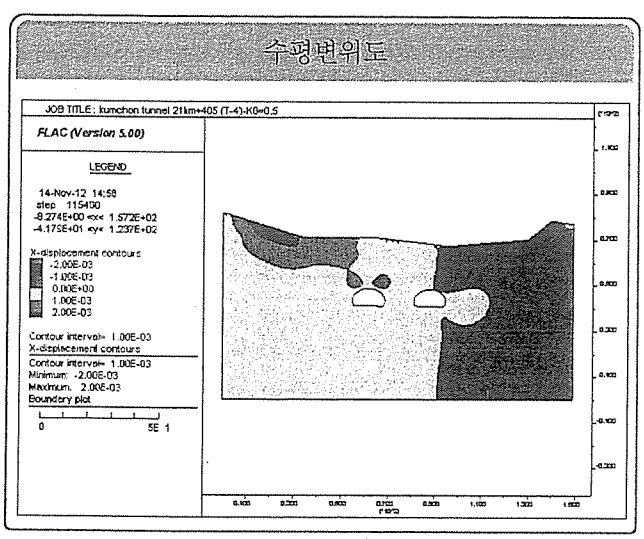
모델링도



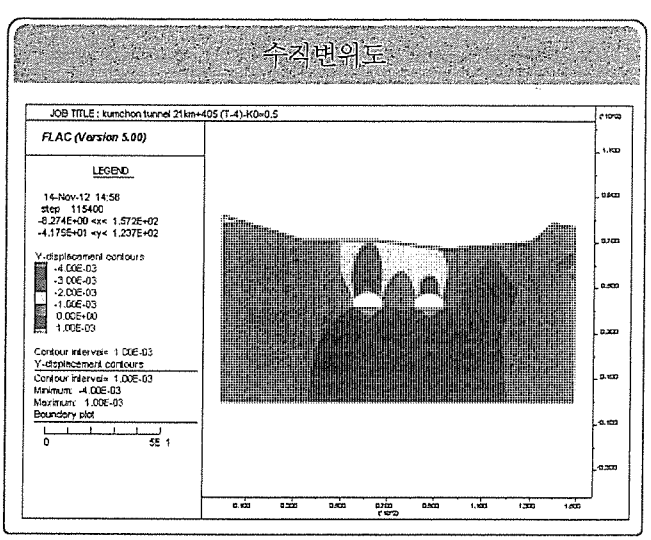
변형도



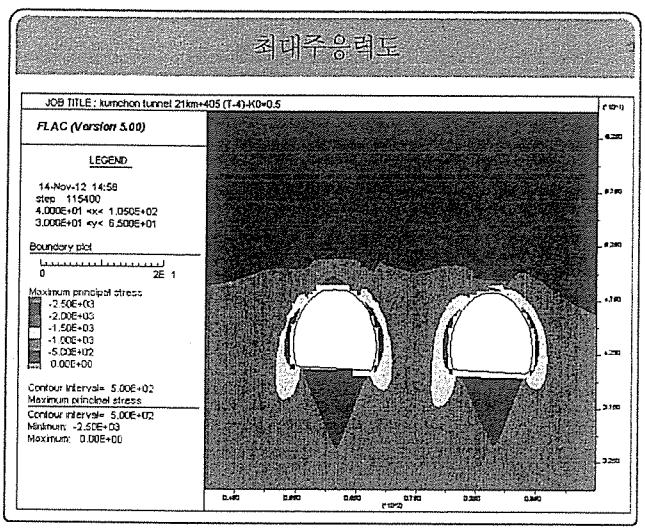
수평변위도



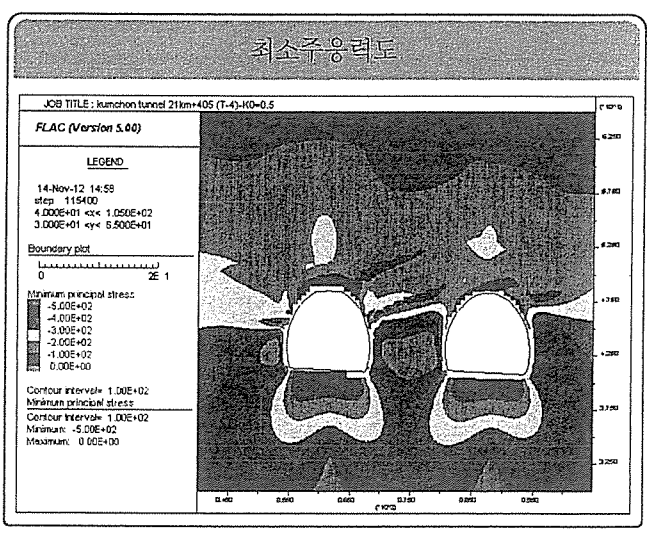
수직변위도



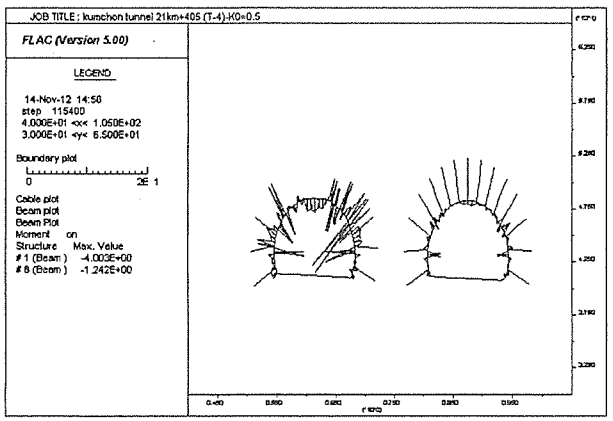
최대주응력도



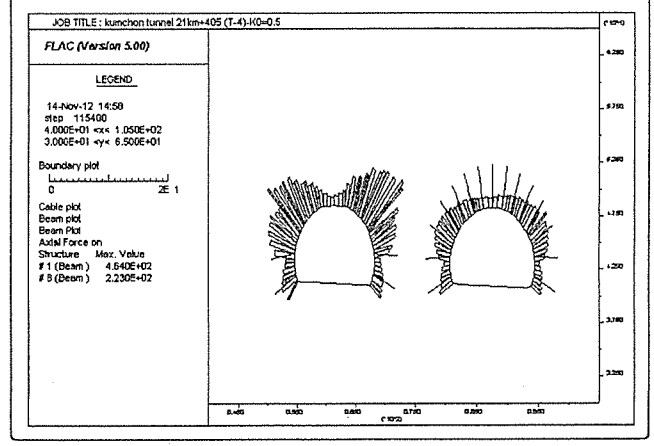
최소주응력도



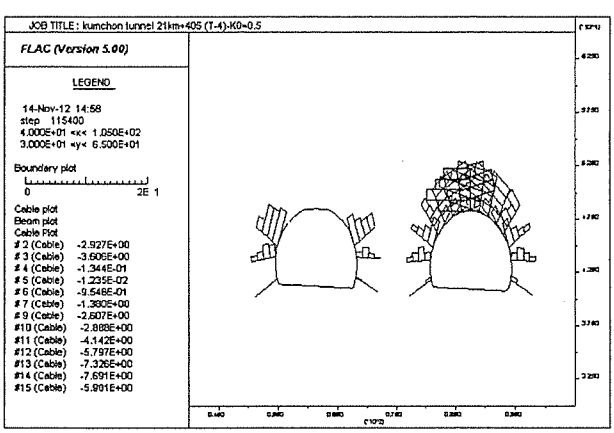
숏크리트 모멘트도



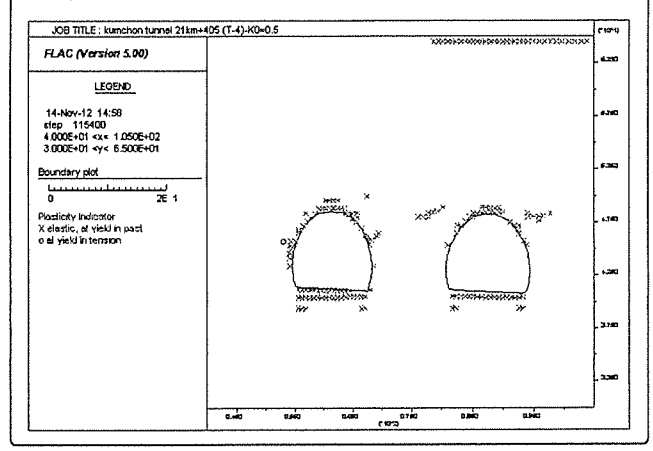
숏크리트 축력도



록볼트 축력도

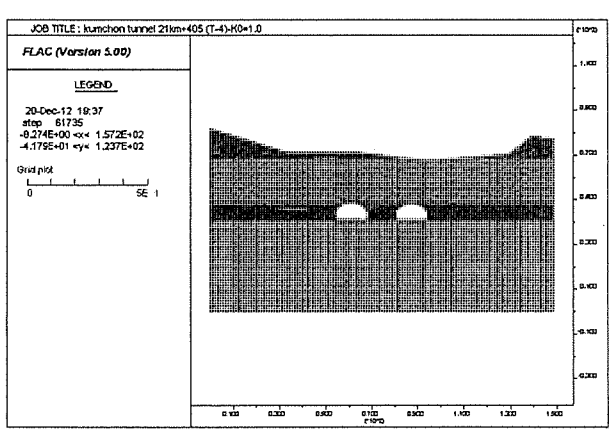


소성영역도

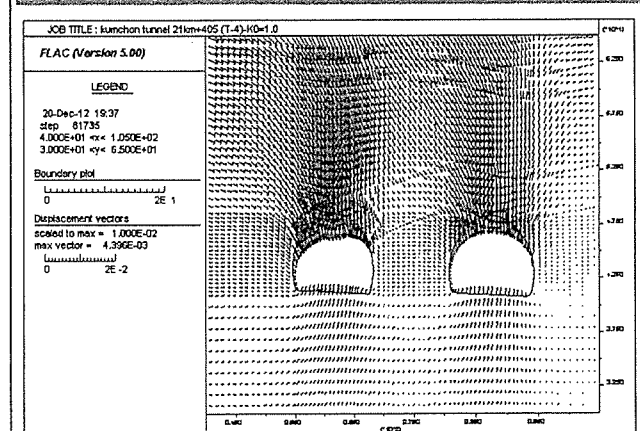


지보패턴 T-4 (K_0=1.0)

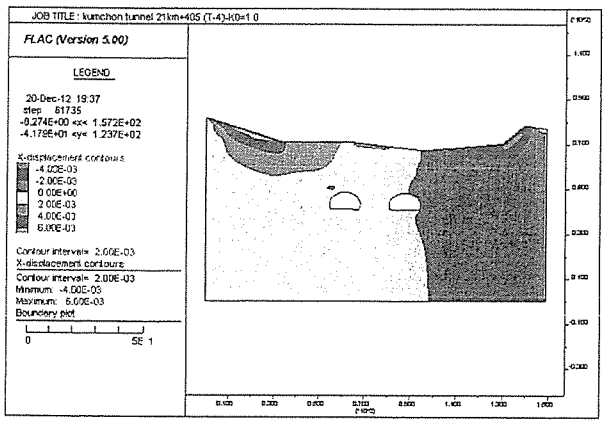
모델링도



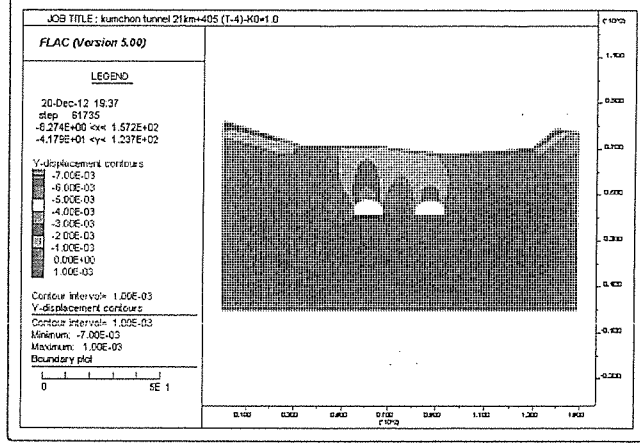
변형도



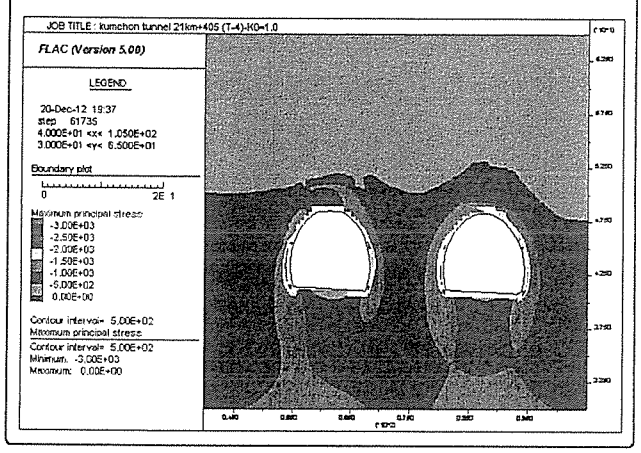
수평변위도



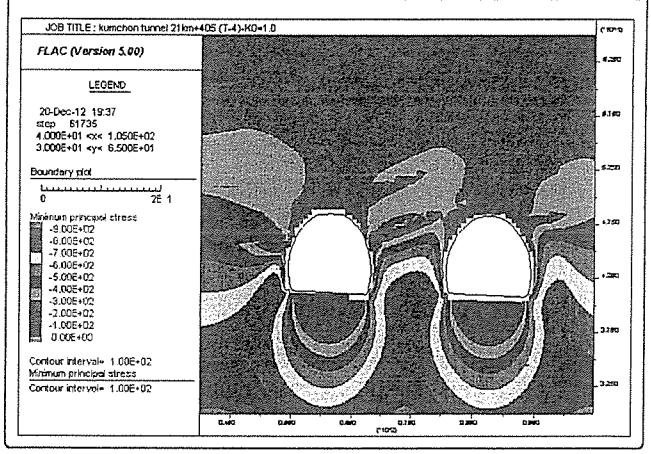
수직변위도



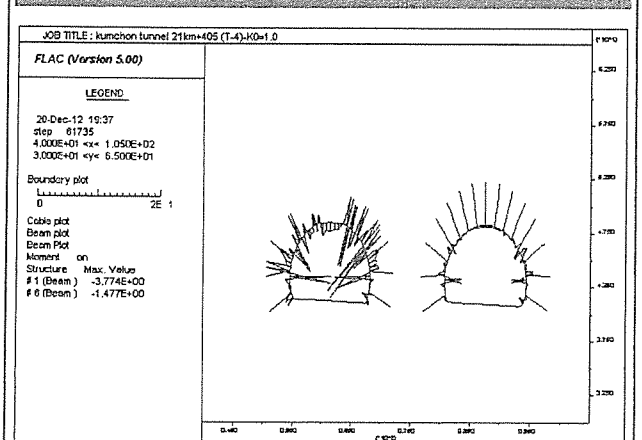
최대주응력도



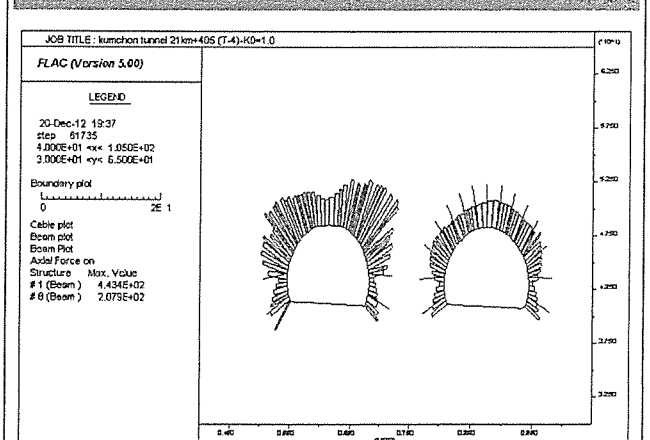
최소주응력도



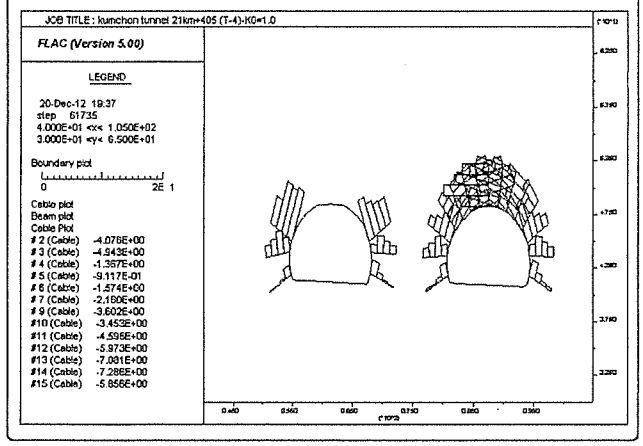
숏크리트 모멘트도



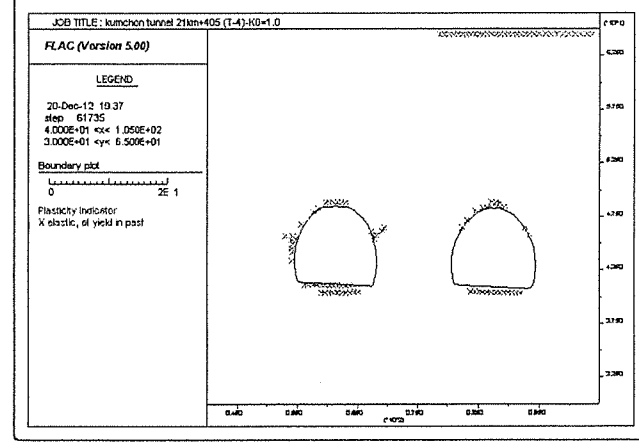
숏크리트 축력도



록볼트 축력도

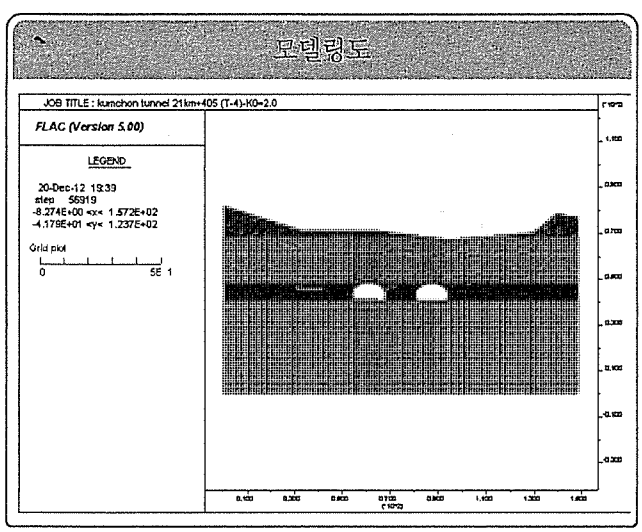


소성영역도

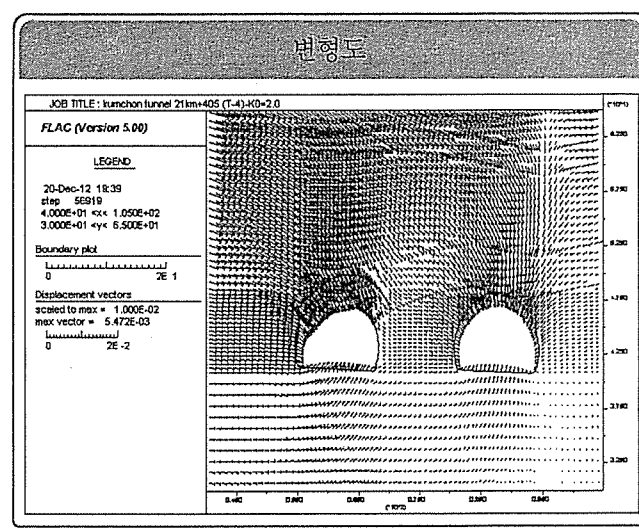


지보패턴 T-4 (K_0=2.0)

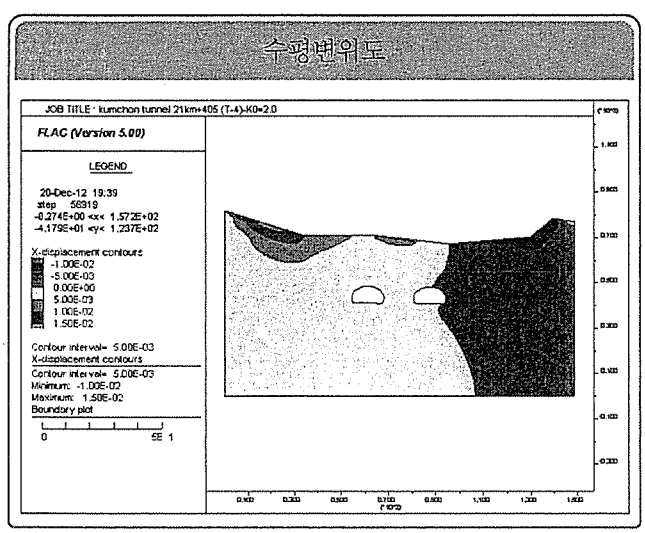
모델링도



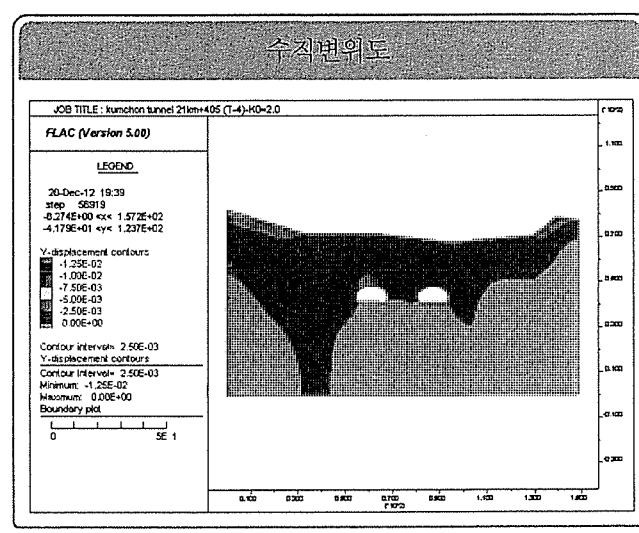
변형도



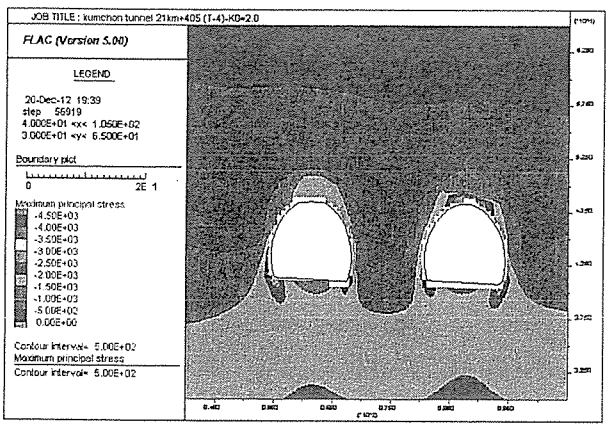
수평변위도



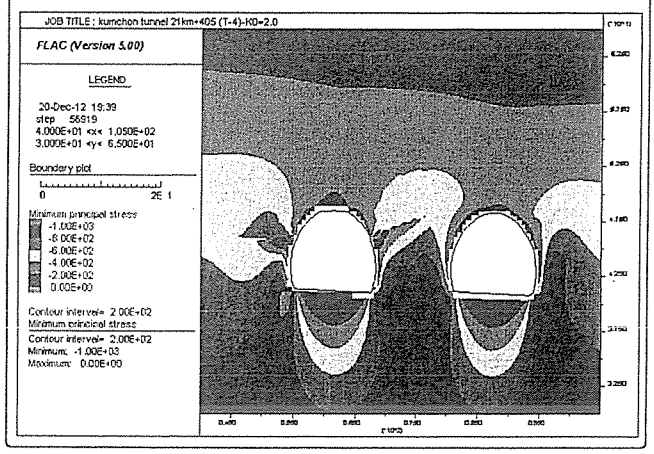
수직변위도



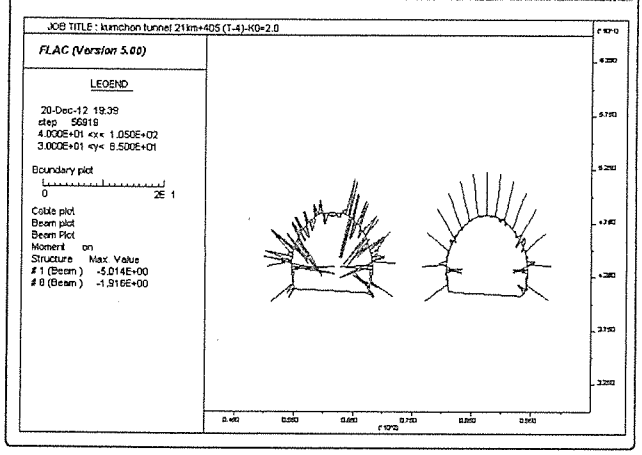
최대주응력도



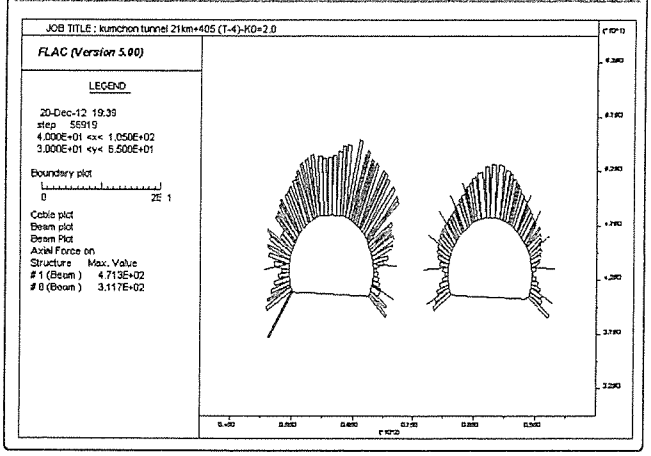
최소주응력도



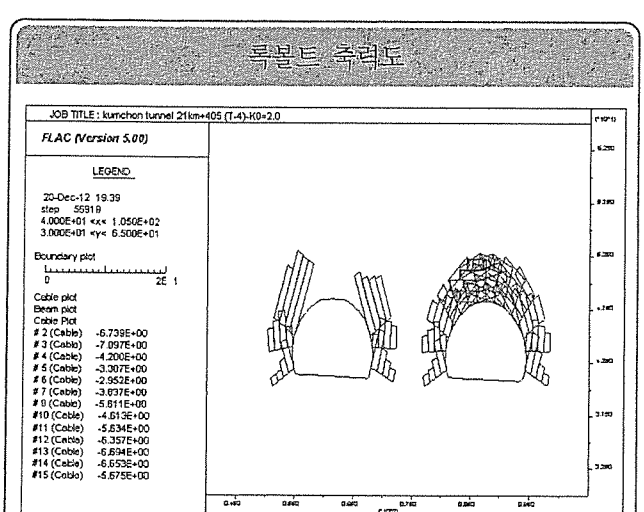
숏크리트 모멘트도



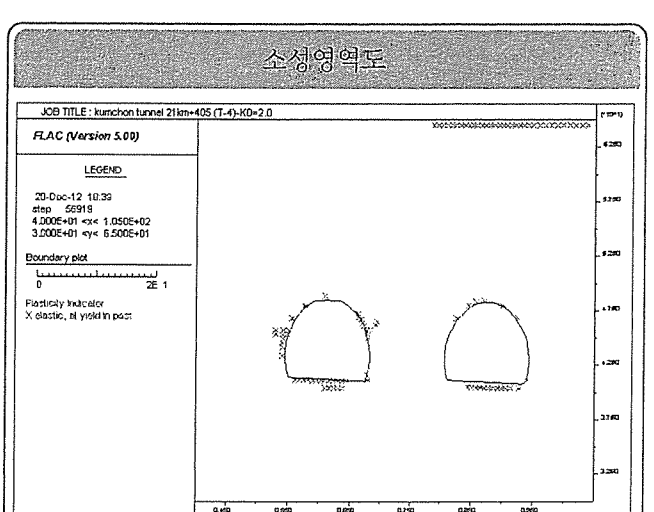
숏크리트 축력도



록볼트 축력도



소성영역도



2.2 터널 불연속체 안정성 검토

2.2.1 금촌터널 불연속체 안정성 검토

○ 해석 개요

- 금촌터널 계획구간 내 터널계획심도에서의 불연속면의 발달로 인한 터널의 불연속체 역학적 거동을 파악하고 설계된 지보재의 적정성을 검토하기 위하여 대표단면을 선정하여 개별요소법에 의한 2차원 불연속체 해석(UDEC)을 실시
- 해석단면은 터널 횡방향으로 지층의 형상을 실제와 유사하게 모델링 하여 해석을 수행함으로서 터널의 2차원적 지반거동 및 안정성을 검토
- 해석결과는 굴착단계별로 본선터널의 천단 및 내공변위, 록볼트에 발생하는 최대축력, 숏크리트에서 발생하는 모멘트 및 휨압축응력을 검토

○ 결과검토 요약

- 터널시공에 따라 발생하는 천단침하량은 최대 3.11mm, 내공변위는 최대 1.61mm가 나타남
- 숏크리트 최대휨압축응력은 2.23MPa, 록볼트 최대 축력은 29.21kN로 나타났으며, 이는 모두 허용치 이내로 설치된 지보재의 안정성에는 문제가 없을 것으로 판단됨
- 지보패턴 T-3 적용구간은 응력 및 변위가 허용치 이내로 발생하므로 터널의 안정성에는 문제가 없을 것으로 판단됨

○ 해석방법

▌해석조건

구 분	해 석 조 건
절리자료	•지표지질조사를 통해 얻은 절리데이터를 통계적 과정을 이용하여 절리면을 발생시키고, 터널 축방향에 맞게 절리 방향을 변경하여 해석을 실시
지반 특성치	•불연속체 해석은 암반의 변형계수를 저하시키는 불연속면의 영향을 명시적으로 고려할 수 있기 때문에 연속체 해석에서의 암반 물성치 보다는 크게 적용해야하지만 본 설계에서는 안전측 설계를 위해 연속체 해석에 적용한 암반 물성치를 적용함
해석영역	•터널 좌·우측은 4.0D, 하부영역은 3.0D을 해석영역으로 설정하여 경계에 의한 영향을 배제함
측압계수	•K_o는 1.0, 2.0을 적용함
프로그램	•2차원 불연속체 해석 프로그램인 UDEC(Itasca Consulting Group, Inc) 이용
해석모델	•블록(Mohr-Coulomb Slip Model), 절리면(Barton-Bandis Model)

▌굴착순서 및 하중분담율

해 석 단 계	해 석 조 건		하 중 분 담 율
STEP 0	초기응력 재현		100
STEP 1~3	서울방향	굴착	60
		연한 숏크리트+록볼트	80
		굳은 숏크리트	100
STEP 4~6	문산방향	굴착	60
		연한 숏크리트+록볼트	80
		굳은 숏크리트	100

○ 입력 물성치

– 연속체 물성값

구 분	변형계수(MPa)	단위중량(kN/m^3)	포와송비	점착력(kPa)	내부마찰각(°)
풍화토	60	19	0.33	18	29
풍화암	280	21	0.30	30	32
암반등급 V	500	23	0.26	400	33
암반등급 IV	1,200	24	0.25	900	34
암반등급 III	6,000	25	0.24	2,200	38
암반등급 II	12,000	27	0.22	3,500	40
암반등급 I	20,000	27	0.21	4,200	44

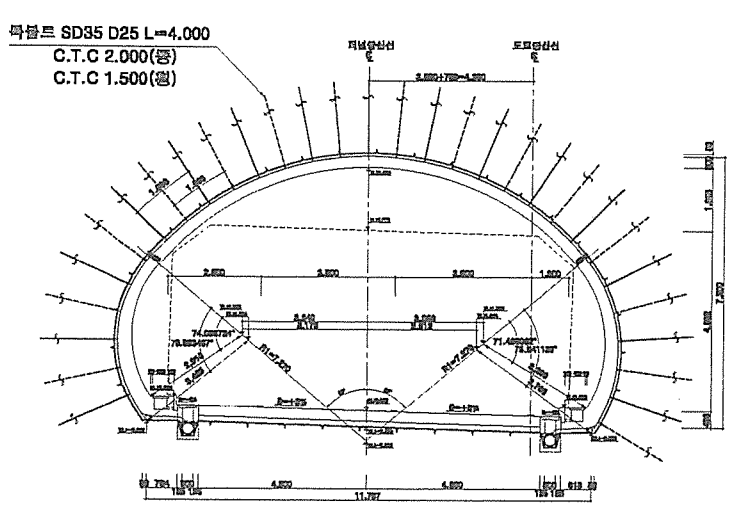
– 불연속체 물성값

구 간	Joint Set	Dip/ Direction	σc (MPa)	JRC	JCS (MPa)	ør (°)	Kn (MPa/mm)	Ks (MPa/mm)
HDF-3-2	set 1	56/187	61.6	9.9	66.2	32.4	16.02	1.08
	set 2	46/039				32.0	18.37	1.32
	set 3	56/259				32.4	16.02	1.08

– 지보재 물성값

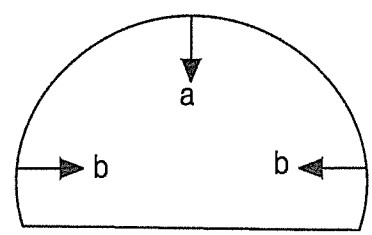
구 분	탄성계수 E (MPa)	Area (m^2)	설계 강도(MPa)
연한 숏크리트	5,000	var.	10
굳은 숏크리트	15,000	var.	21
록 볼 트	21,000	5.067×10^{-4}	175

◉ 적용 표준단면 및 지보패턴

지보패턴 T – 3	지보 내용	
	1회 굴진장	전단면 굴착
		2.0 m
	숏크리트 두께	8 cm(강섬유)
	록볼트 길이	4 m
	록볼트 설치간격	종방향 : 2.0 m
		횡방향 : 1.5 m
	보조공법	–

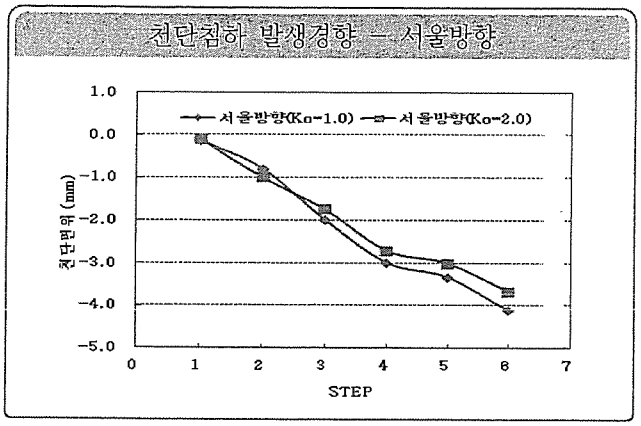
○ 해석결과

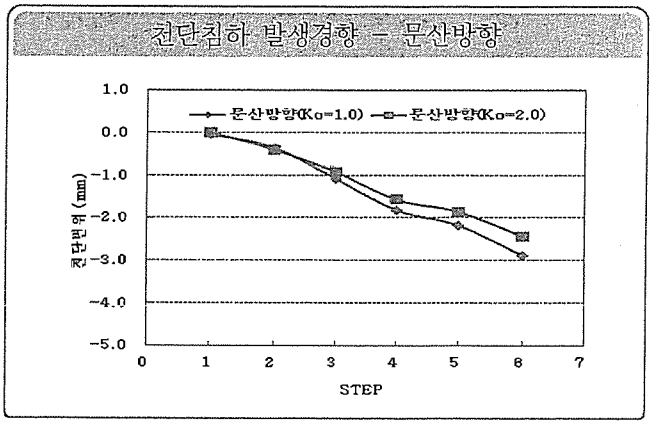
▮ 2차원 안정성 해석결과 요약

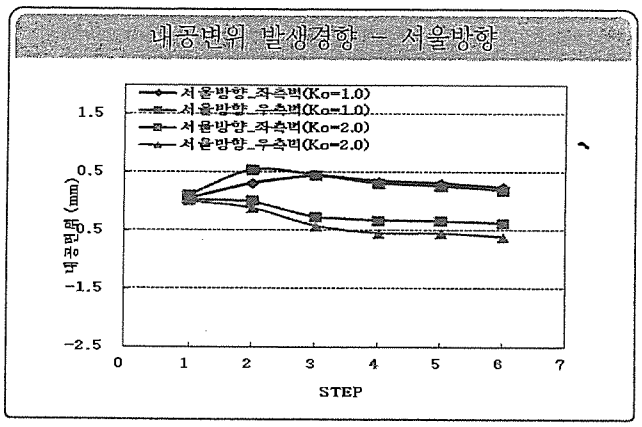
구 분		좌측터널	우측터널
변위량 (mm)	천단(a)	2.88	3.11
	내공(b)	1.61	0.30
	부호규약	•천단변위(a) : ↓ (+) 방향 •내공변위(b) : → ← (+) 방향	
천단변위 및 내공변위 모 식 도			
숏크리트 압축응력 (MPa)	STEP 6	2.23 MPa	
	허용압축응력	$f_{ck} = 0.4 \times 21 = 8.4MPa$	
록볼트 축 력 (kN)	STEP 6	29.21 kN	
	허용 축력	$0.5f_yA = 88.67kN$	
결 과 분 석		•최대 천단변위 : 3.11mm, 최대 내공변위 : 1.61mm •숏크리트 최대 휨압축응력 : 2.23 MPa •록볼트 최대 축력 : 29.21 kN •지보패턴 T-3에 대하여 안정성 해석 수행 결과 숏크리트 응력 및 록볼트 축력이 허용치 이내로 안정하며 변위 발생량이 적어 안정한 것으로 사료됨	

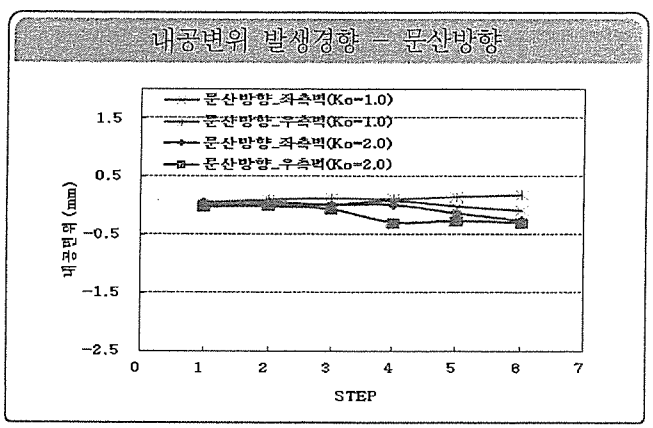
시공단계별 변위 및 지보재 응력 발생경향

- 천단침하 및 내공변위

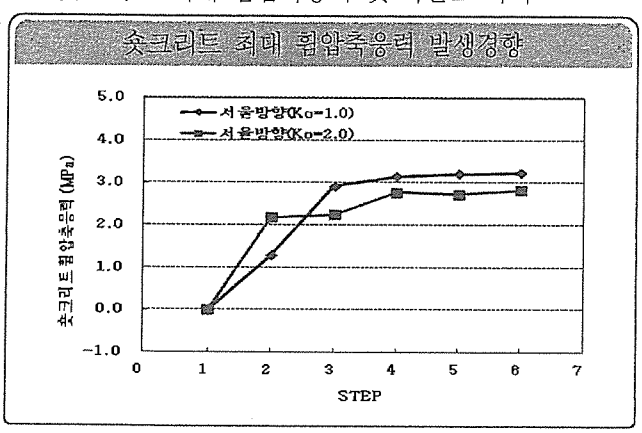


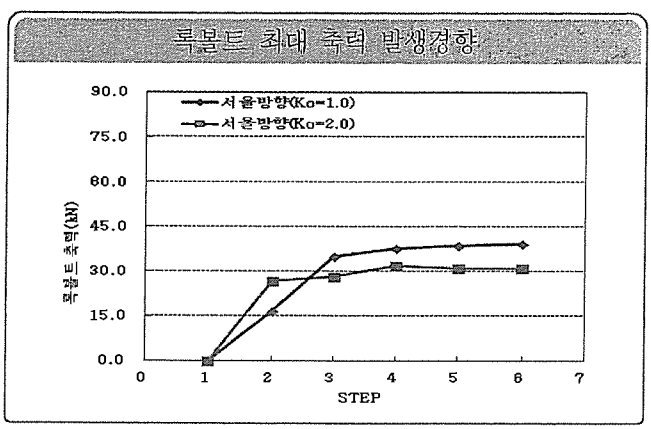






- 숏크리트 최대 휨압축응력 및 록볼트 축력



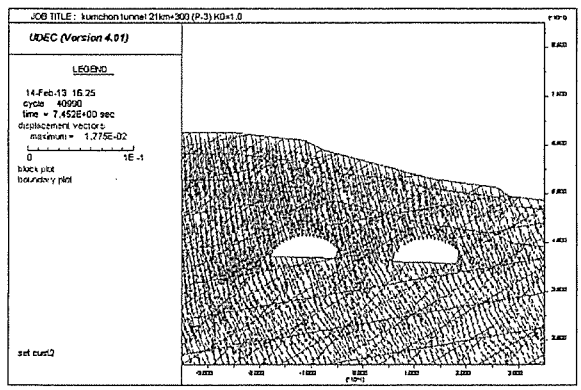


검토결과 및 반영사항

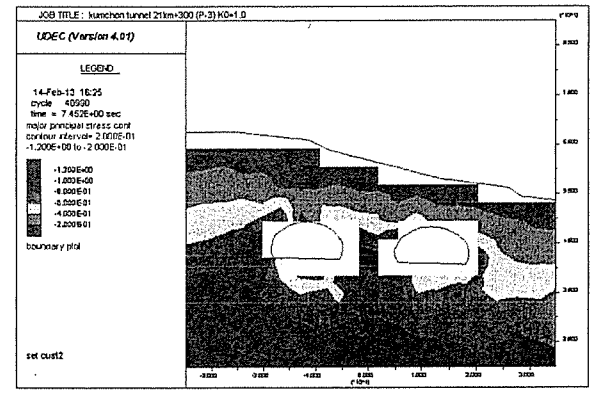
- 본 금촌터널의 지보패턴 T-3에 대해 불연속체 해석 결과, 천단변위 및 측벽변위가 작고, 지보재의 부재력도 허용치(숏크리트-8.4MPa, 록볼트-88.67kN) 이내의 범위이므로 터널의 안정성에는 큰 영향을 미치지 않을 것으로 판단됨
- 시공시 막장면의 암반상태가 추정된 지반조건과 상이하거나 계측결과가 수치해석 결과와 상이한 경우에는 Feed Back에 의하여 현장여건에 적합한 지보패턴으로 재결정하여 터널의 안정성을 확보하는 것이 합리적이라고 판단됨

○ 해석 결과도(K_0=1.0)

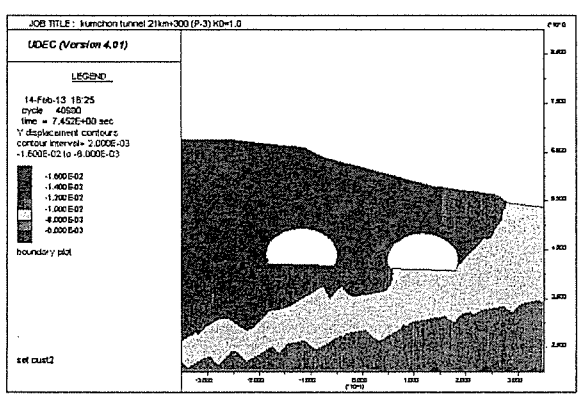
지반 변위도



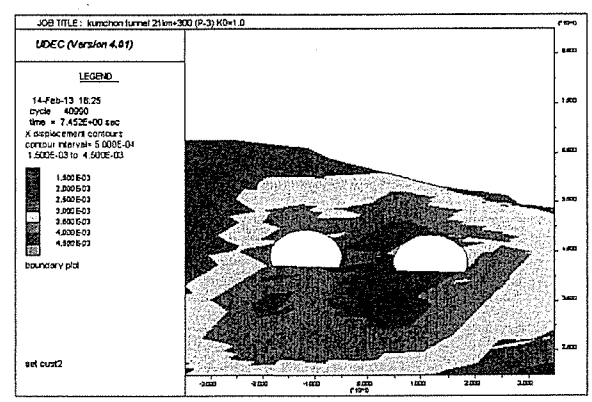
최대주응력도



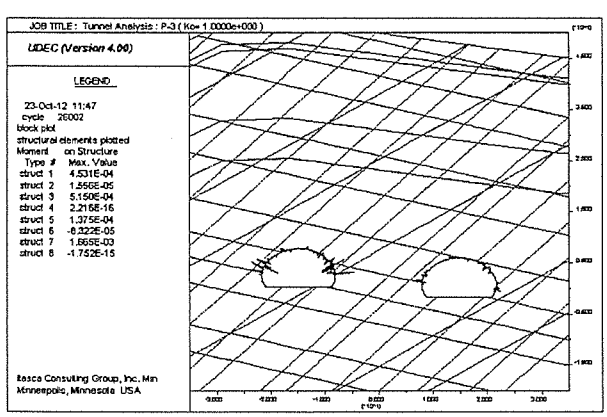
수직 변위도



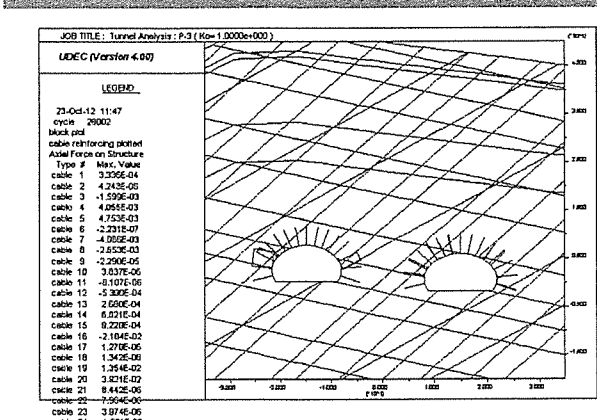
수평 변위도



숏크리트 모멘트도

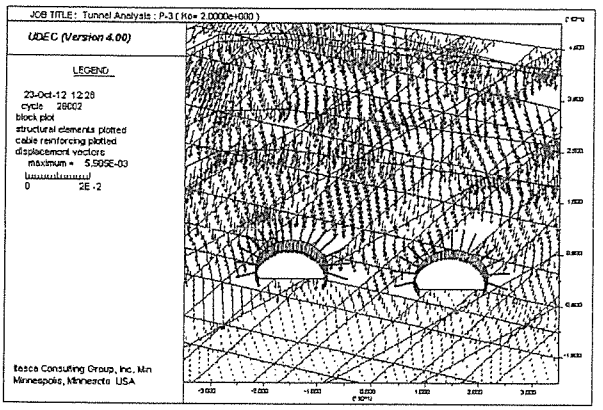


록볼트 축력도

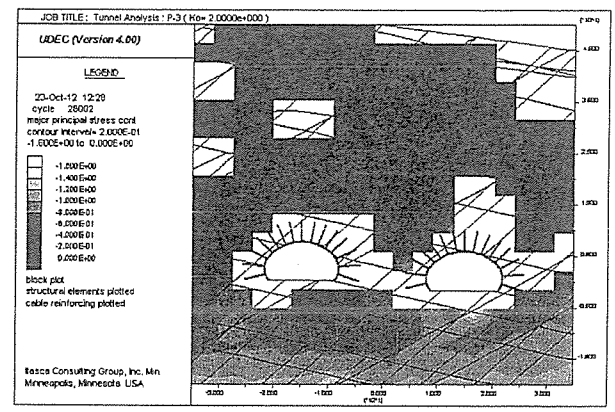


○ 해석 결과도(K_0=2.0)

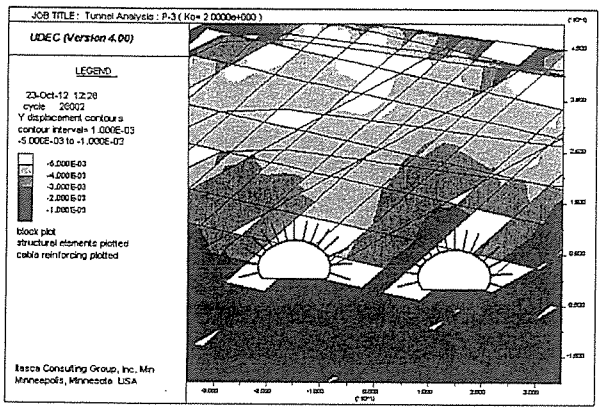
지반 변위도



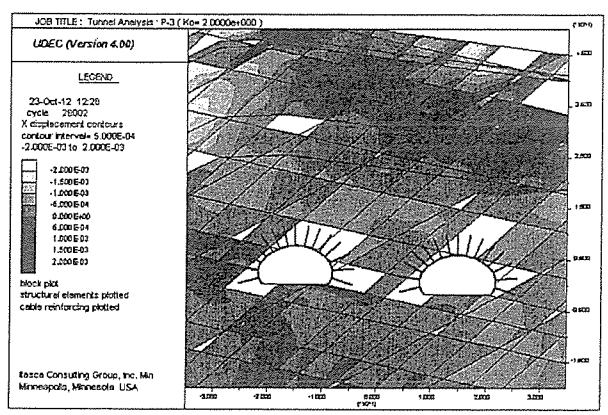
최대주응력도



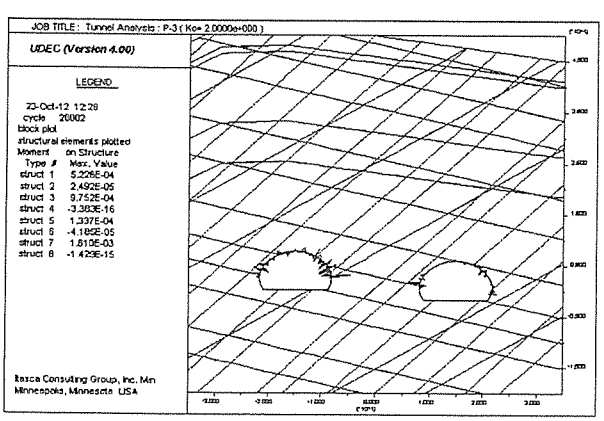
수직 변위도



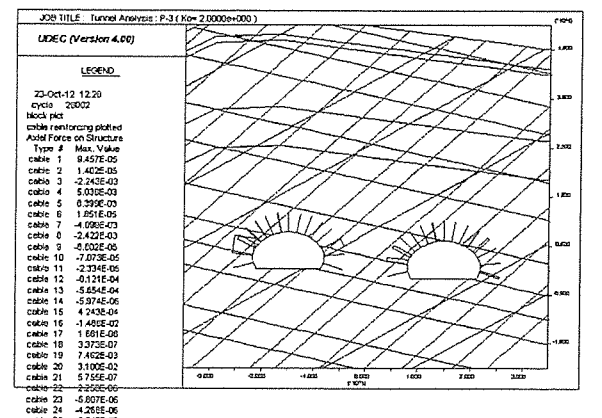
수평 변위도



숏크리트 모멘트도



록볼트 축력도



2.3 주요구간 안정성 검토

2.3.1 저비저항구간 안정성 검토

○ 해석개요 및 주안점

•터널이 시공되는 구간 중 저비저항 이상대에 해당하는 구간을 선정하여 해석을 수행함

•지반등급V 구간에 계획된 지보패턴 T-5-1의 적정성과 안정성을 검토하기 위하여 STA.21+400(서울방향), 21+395.5(문산방향)지점을 대표단면으로 선정하여 2차원 해석을 수행함

○ 결과검토 요약

•터널시공에 따라 발생하는 천단침하량은 최대 9.002mm, 내공변위는 최대 7.764mm가 나타남

•숏크리트 최대휨압축응력은 8.06MPa, 록볼트 최대 축력은 39.28kN로 나타났으며, 이는 모두 허용치 이내로 설치된 지보재의 안정성에는 문제가 없을 것으로 판단됨

•지보패턴 T-5-1 적용구간은 응력 및 변위가 허용치 이내로 발생하므로 터널의 안정성에는 문제가 없을 것으로 판단되며, 철저한 품질관리와 계측 수행으로 정밀시공이 이루어지도록 하여야 함

○ 해석방법

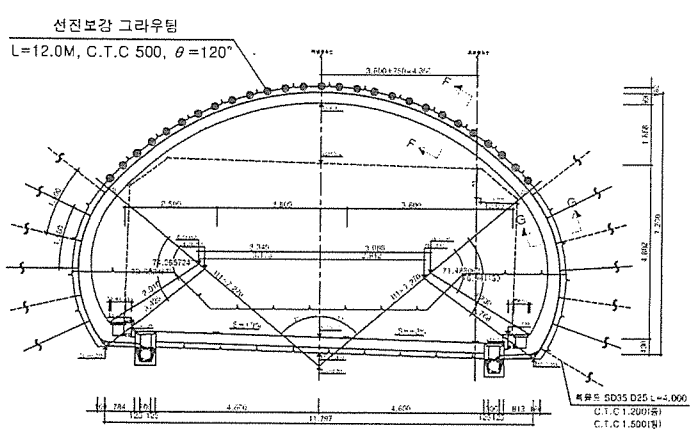
▮ 해석조건

구 분	해 석 조 건
지중응력	•터널심도는 지형을 모델링하고 지반조사 결과에서 얻어진 측압계수를 적용하여 터널계획 심도에서의 초기응력상태를 모사함
해석영역	•예비해석 결과를 반영하여 터널 좌·우측은 4.0D, 하부영역은 3.0D을 해석영역으로 설정하여 경계에 의한 영향을 배제함
측압계수	•측압계수에 따른 터널거동 검토를 위하여 K_o는 0.5, 1.0, 1.5, 2.0을 적용함
지보패턴	•물리탐사 및 시추조사 결과 암질이 불량한 것으로 나타났으며, 적용된 지보패턴은 T-5-1, 지반등급은 V등급을 적용함
프로그램	•FLAC 2D Ver 5.0
해석모델	•Mohr-Coulomb 파괴기준에 의한 탄소성 해석

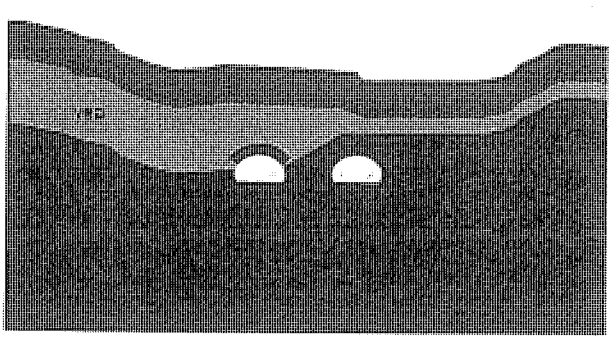
해석적용 물성치

구 분	탄성계수 (MPa)	단위중량 (kN/m^3)	포아송비 (v)	내부마찰각 (°)	점착력 (MPa)
풍 화 토	60	19.0	0.33	29	0.018
풍 화 암	280	21.0	0.30	32	0.030
지반등급 Ⅴ	500	23.0	0.26	33	0.400
지반등급 Ⅳ	1,200	24.0	0.25	34	0.900
지반등급 Ⅲ	6,000	25.0	0.24	38	2.200
지반등급 Ⅱ	12,000	27.0	0.22	40	3.500
지반등급 Ⅰ	20,000	27.0	0.21	44	4.200

적용 표준단면 및 지보패턴

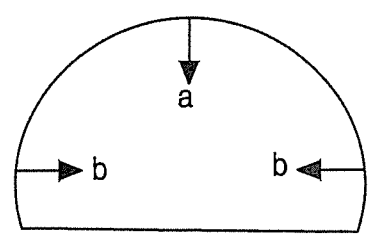
지보패턴 T - 5 - 1	지보 내용	
	1회 굴진장	상하분할굴착
		1.2 m
	숏크리트 두께	16 cm(강섬유)
	록볼트 길이	4 m
	록볼트 설치간격	종방향 : 1.2 m
		횡방향 : 1.5 m
	보조공법	선진보강그라우팅

2차원 해석단면

해석 단면 (STA.21+400)	중점사항
	•지보패턴 T-5-1의 적용구간 중, 터널의 안정성에 불리한 것으로 판단되는 STA.21+400 지점을 대표단면으로 선정함 •대표단면을 이용하여 설계된 지보재 및 굴착공법의 적정성을 검토함 •터널구간의 암질이 불량한 지반등급Ⅴ 구간임

○ 해석결과

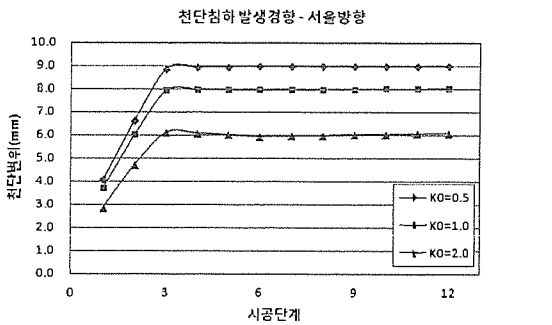
▮ 2차원 안정성 해석결과 요약

구 분		좌측터널	우측터널
변위량 (mm)	천단(a)	9.002	2.327
	내공(b)	7.764	0.473
	부호규약	•천단변위(a) : ↓ (+) 방향 •내공변위(b) : → ← (+) 방향	
천단변위 및 내공변위 모 식 도			
숏크리트 압축응력 (MPa)	STEP 12	8.06 MPa	
	허용압축응력	$f_{ck} = 0.4 \times 21 = 8.4MPa$	
록볼트 축 력 (kN)	STEP 12	39.28 kN	
	허용 축력	$0.5f_yA = 88.670kN$	
결 과 분 석		•최대 천단변위 : 9.002mm, 최대 내공변위 : 7.764mm •숏크리트 최대 휨압축응력 : 8.06 MPa •록볼트 최대 축력 : 39.28 kN •지보패턴 T-5-1에 대하여 안정성 해석 수행 결과 숏크리트 응력 및 록볼트 축력이 허용치 이내로 안정하며 변위 발생량이 적어 안정한 것으로 사료됨	

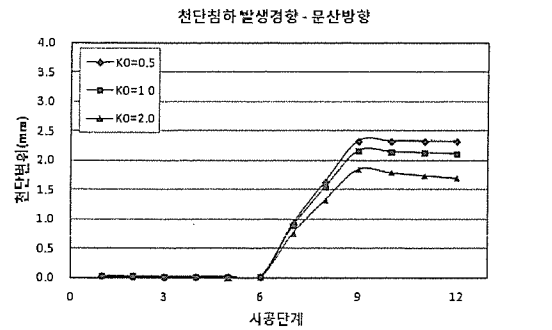
시공단계별 변위 및 지보재 응력 발생경향

- 천단침하 및 내공변위

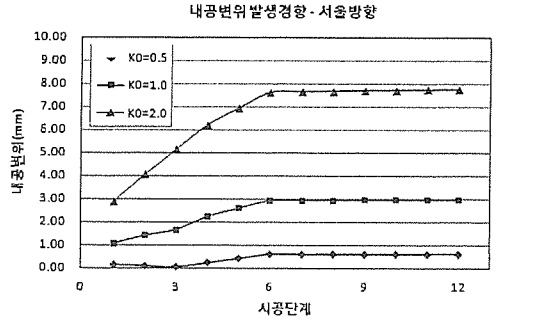
천단침하 발생경향 – 서울방향



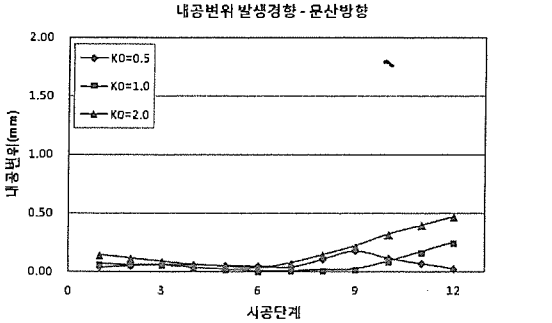
천단침하 발생경향 – 문산방향



내공변위 발생경향 – 서울방향

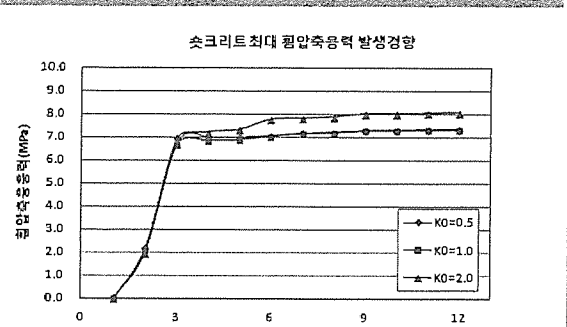


내공변위 발생경향 – 문산방향

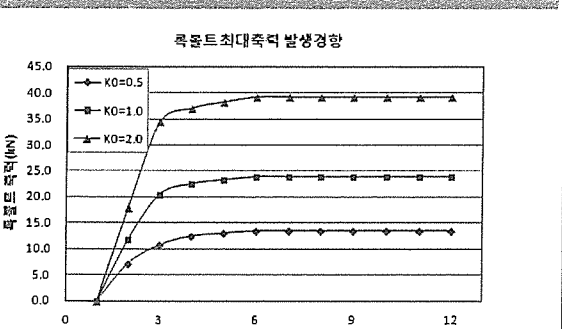


- 숏크리트 최대 휨압축응력 및 록볼트 축력

숏크리트 최대 휨압축응력 발생경향



록볼트 최대 축력 발생경향



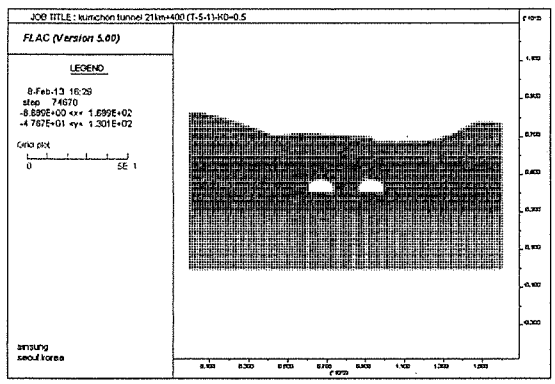
검토결과 및 반영사항

- 굴착단계에 따라 변위 및 지보재 응력은 증가하나 굴착 직후 일정한 값에 수렴
- 지보패턴 T-5-1로 암질이 불량하나 지보재 응력 및 변위가 크게 발생하지 않음
- 최대 발생 숏크리트 응력은 8.06MPa이며 최대 록볼트 축력은 39.28kN로서 각각의 허용치 8.4MPa, 88.670kN 이내로 안정성 확보
- 해석 결과는 차후 시공과정에서 계측을 통한 결과와 비교 분석이 실시되어야 하며, 설계조건과 시공조건의 변경 및 지반이 상이한 경우에는 반드시 Feedback을 실시하여 굴착방법, 굴진장, 지보방법 등을 현장조건에 부합하도록 변경하여야 함

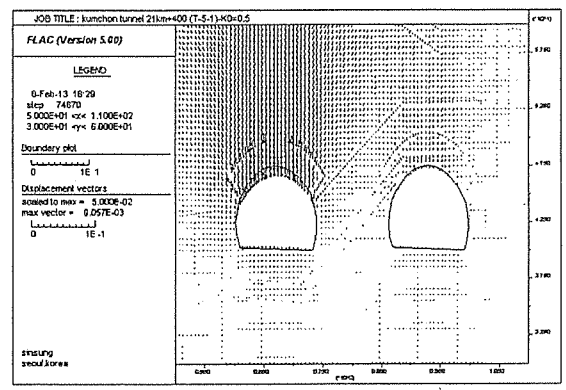
○ 해석 결과도

▮ 저비저항 이상대 구간[T-5-1] (K_0=0.5)

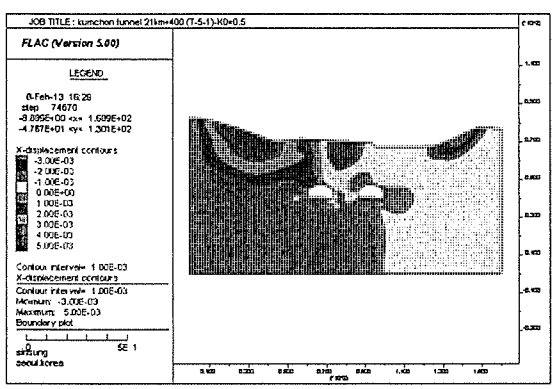
모델링도



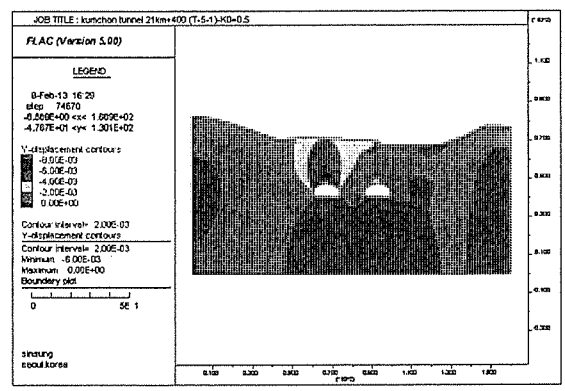
변형도



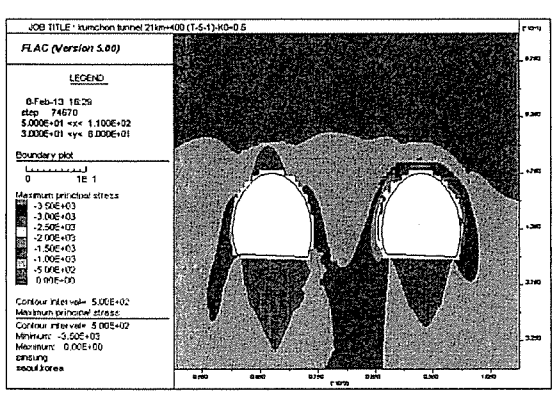
수평변위도



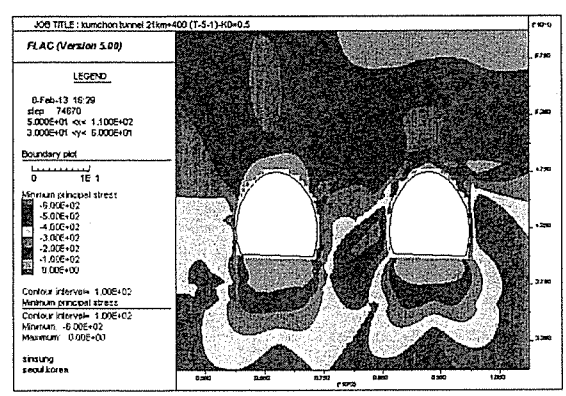
수직변위도



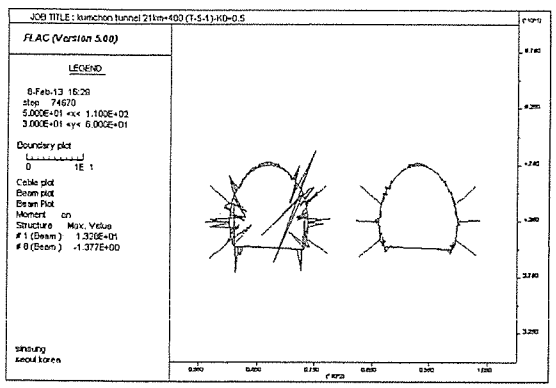
최대주응력도



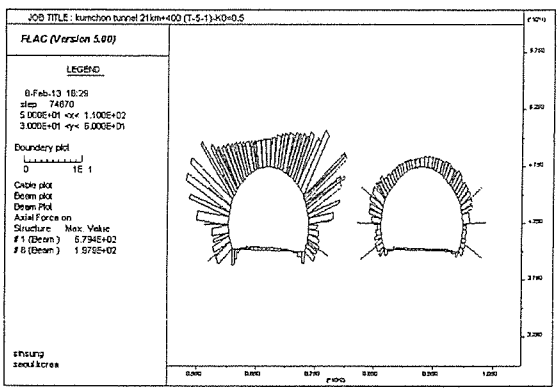
최소주응력도



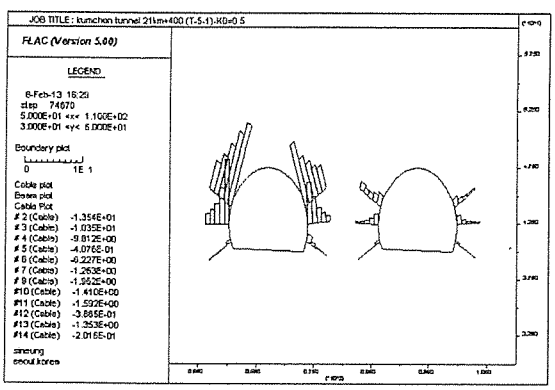
숏크리트 모멘트도



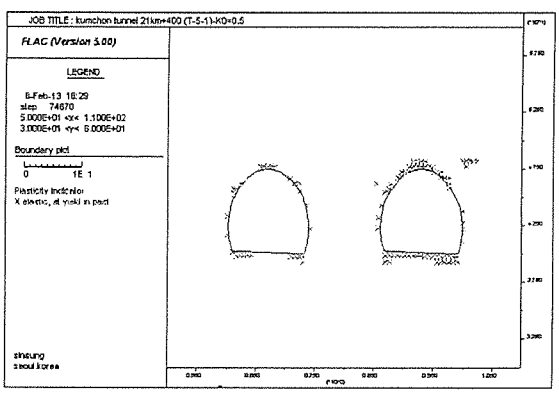
숏크리트 축력도



록볼트 축력도

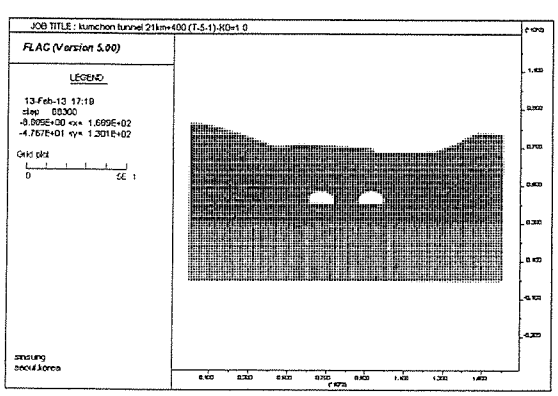


소성영역도

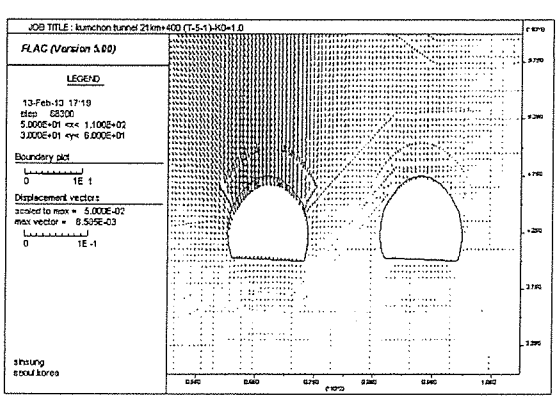


▌저비저항 이상대 구간[T-5-1] (K_0=1.0)

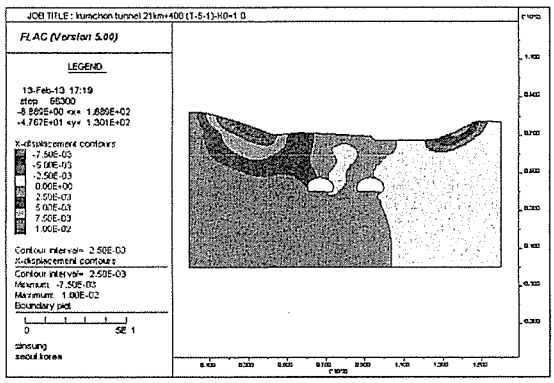
모델링도



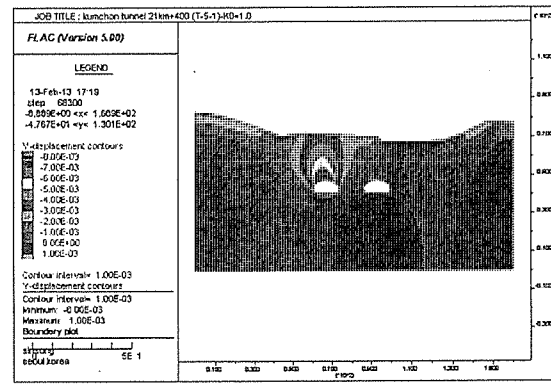
변형도



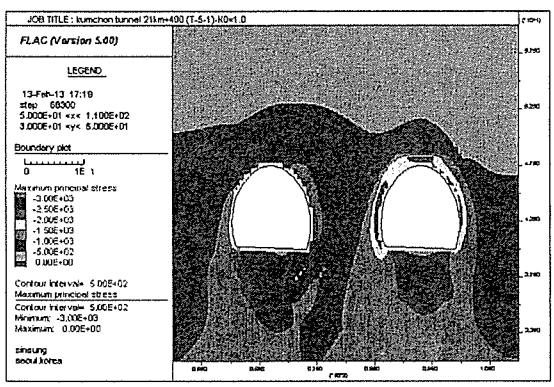
수평변위도



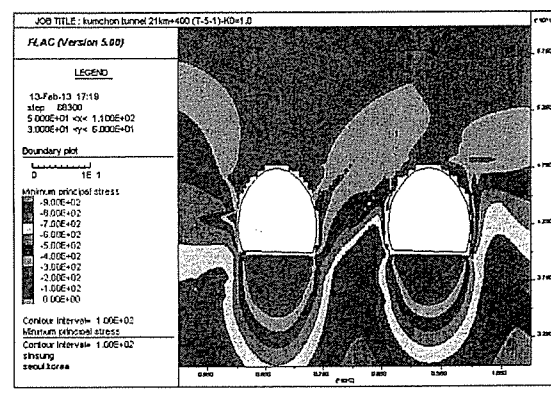
수직변위도



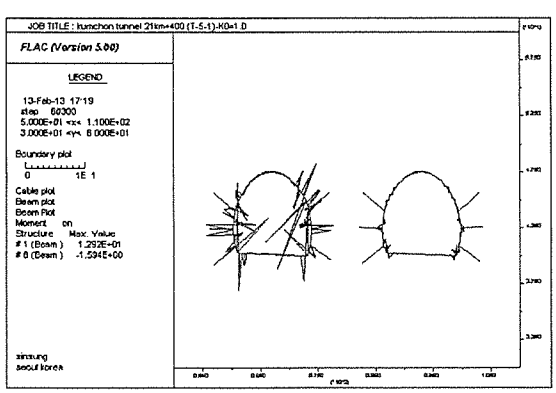
최대주응력도



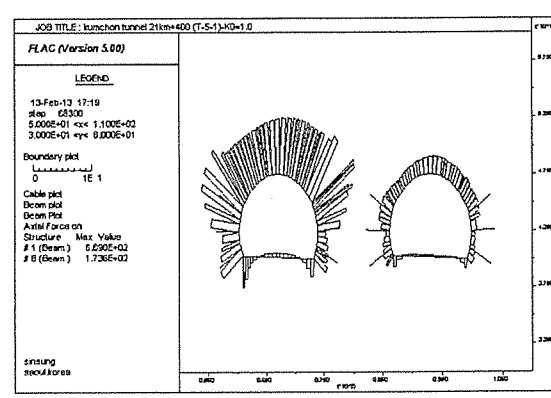
최소주응력도



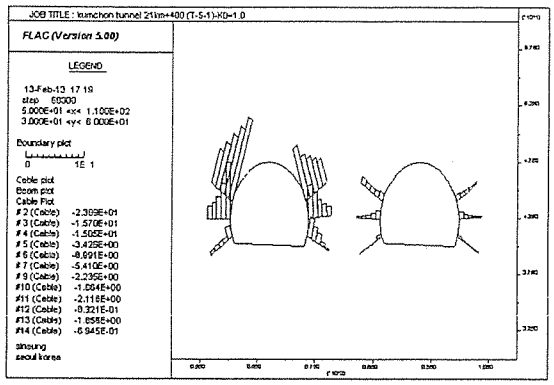
숏크리트 모멘트도



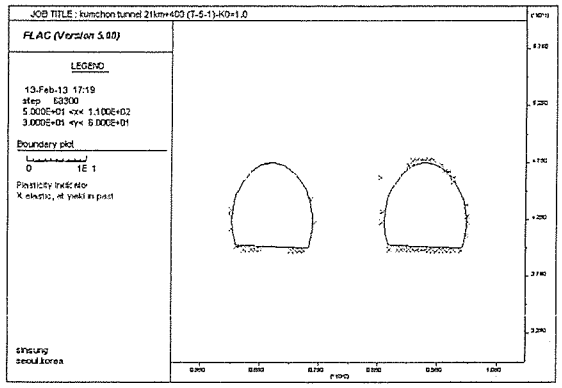
숏크리트 축력도



록볼트 축력도

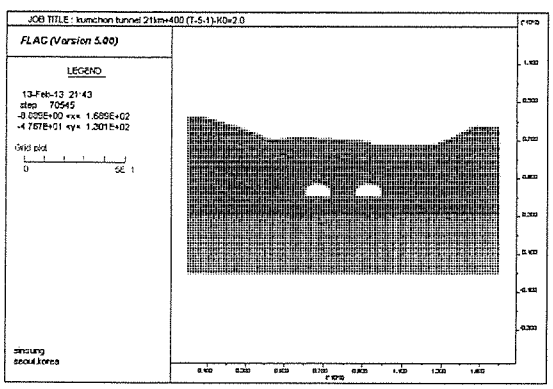


소성영역도

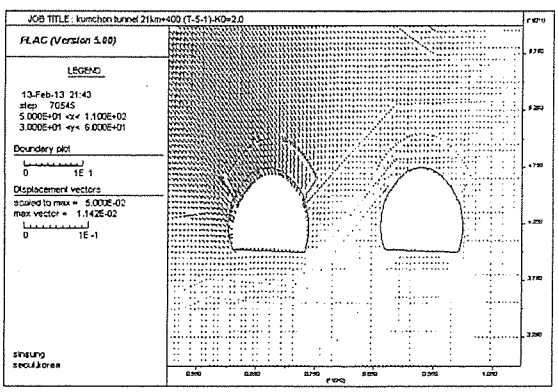


▌저비저항 이상대 구간[T-5-1] (K_0=2.0)

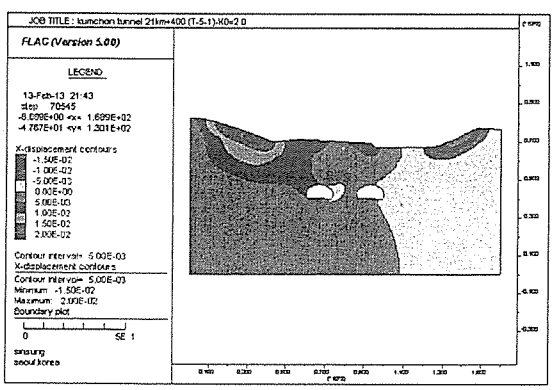
모델링도



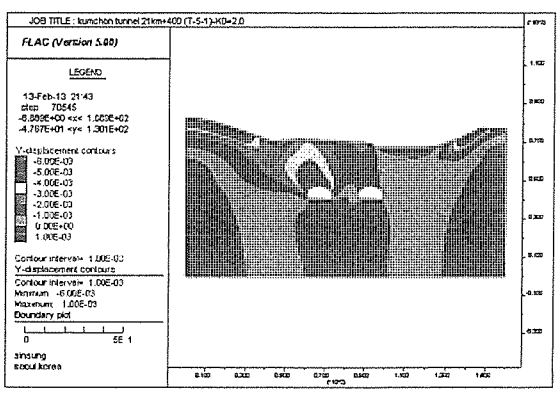
변형도



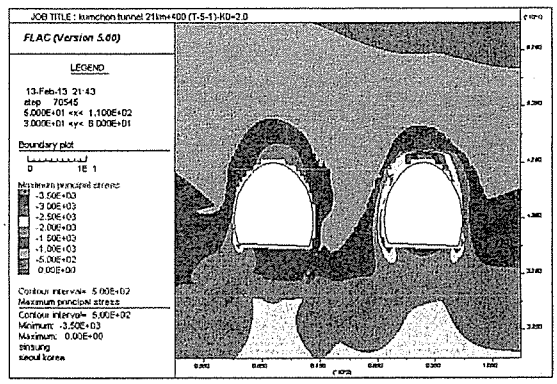
수평변위도



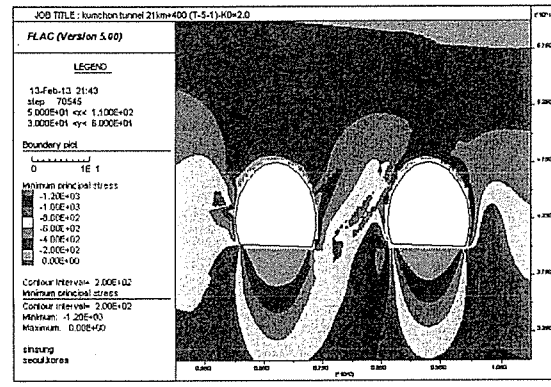
수직변위도



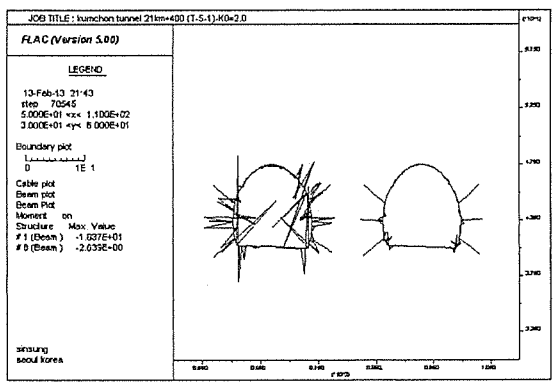
최대주응력도



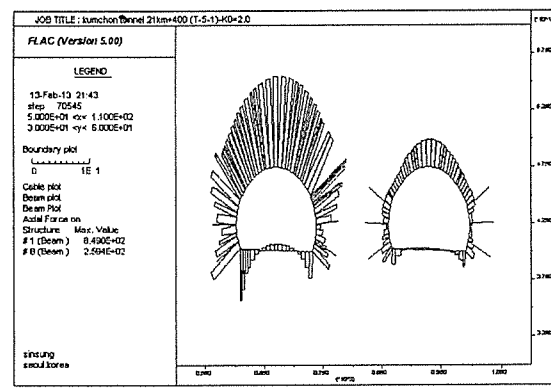
최소주응력도



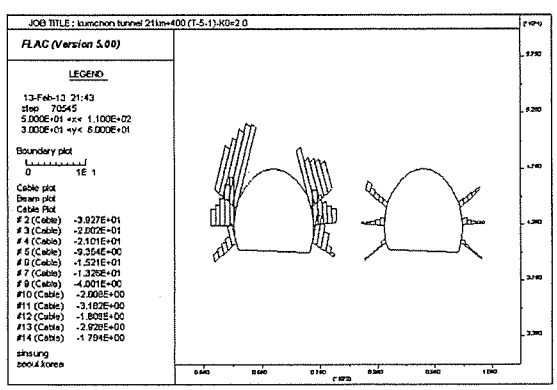
숏크리트 모멘트도



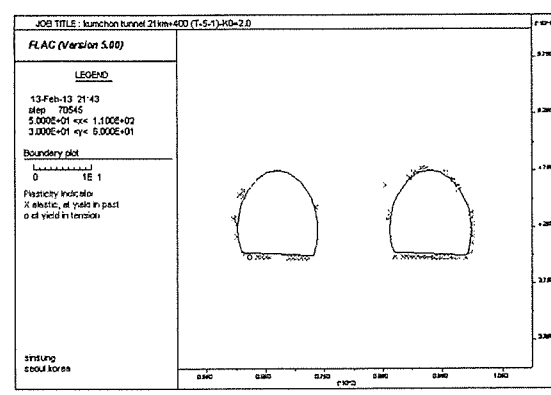
숏크리트 축력도



록볼트 축력도



소성영역도



2.3.2 터널 갱구부 3차원 안정성 검토

○ 해석 개요 및 주안점

•본 사업구간에서의 지보패턴 T-6-1의 적용구간 중 STA.21+251~21+300 구간으로 3차원 연속체 해석을 시행하여 터널의 안정성과 지보재의 적정성을 검토함

○ 결과검토 요약

•터널 시공에 따라 발생하는 천단침하량은 최대 0.457mm, 내공변위는 최대 0.198mm가 나타남
•숏크리트 최대휨압축응력은 0.488MPa, 록볼트 최대 축력은 5.151kN로 나타났으며, 이는 모두 허용치 이내로 설치된 지보재의 안정성에는 문제가 없을 것으로 판단됨
•금촌터널 종점 갱구부는 설계 지보패턴 6-1을 적용할 경우 지반에 발생된 변위와 지보재에 발생된 응력이 허용치 이내로 발생하므로 터널의 안정성에는 문제가 없을 것으로 판단됨

○ 해석방법

▮ 해석조건

•본 3차원해석에서는 서울방향은 지보패턴 T-6-1, T-4, T-3을 문산방향은 지보패턴 T-6-1, T-3을 적용
•록볼트와 숏크리트를 지보재로 적용하며, 지보패턴 T-6-1은 선진보강그라우팅 공법을 적용
•적용된 지반등급은 안전측 검토를 위해 Ⅲ등급으로 선정하였으며 굴착과정을 실제 시공과정과 동일하게 모델링
•해석을 위한 지반경계범위는 터널 좌우측 경계는 5.0D(D는 터널직경), 하부경계까지는 6.0D로 설정
•해석프로그램 : 3차원 연속체 해석 프로그램인 MIDAS-GTS 이용
•해석모델 : Mohr-Coulomb 파괴기준에 의한 탄소성 해석
•본 해석에서는 강관은 Beam요소, 숏크리트는 Plate요소로 모델링함
•NATM시점으로부터 0.5D, 1.0D지점에서의 천단변위 및 측벽변위 경향을 파악

구 분	굴진장	Ko	굴진방법	좌·우측 해석영역
STA.21+251~21+300	1.0m~3.0m (지보패턴별 적용)	K_x = 1.0 K_y = 1.0	상·하분할 및 전단면굴착	5.0D

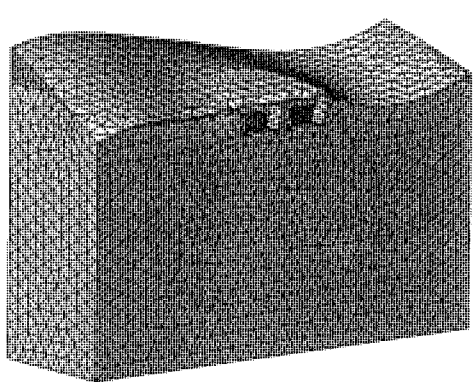
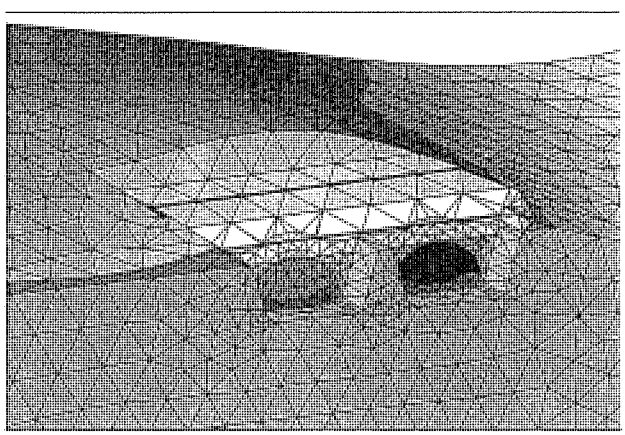
해석적용 물성치

구 분	탄성계수 (MPa)	단위중량 (kN/m^3)	포아송비 (ν)	내부마찰각 (°)	점착력 (MPa)
붕 적 층	6	18.0	0.35	28	0.005
풍 화 암	280	21.0	0.30	32	0.030
지반등급 Ⅲ	6,000	25.0	0.24	38	2.200

적용 표준단면 및 지보패턴

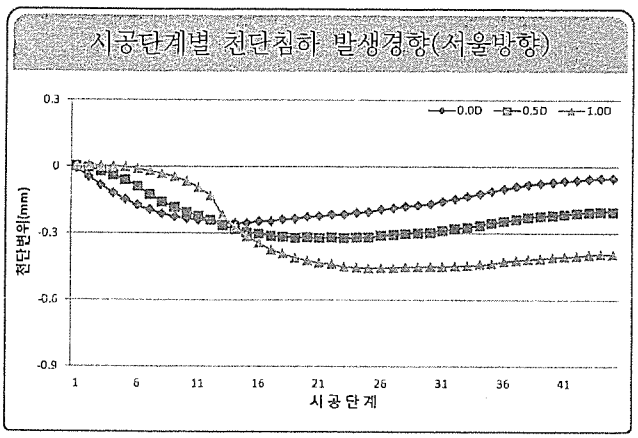
구 분	T-3	T-4	T-6-1
1회 굴진장	전단면 굴착	상하분할굴착	상하분할굴착
	2.0 m	1.5/3.0 m	1.0 m
숏크리트 두께	8 cm(강섬유)	12 cm(강섬유)	16 cm(강섬유)
록볼트 길이	4 m	4 m	4 m
록볼트 설치간격	종방향 : 2.0 m	종방향 : 1.5 m	종방향 : 1.0 m
	횡방향 : 1.5 m	횡방향 : 1.5 m	횡방향 : 1.5 m
보조공법	-	필요시 FOREPOLING	선진보강그라우팅

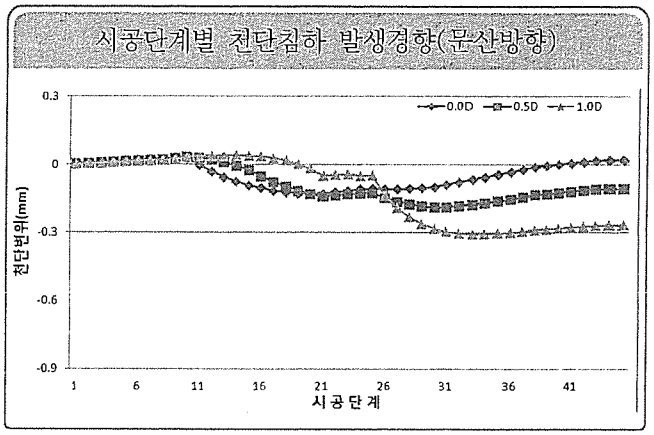
터널 갱구 종점부 굴착모델링

터널 갱구 시점부 모델링	터널 갱구 시점부 굴착모델링	
	STEP-0	초기 지반응력 재현
	STEP-1	서울방향 1차 상반굴착
	STEP-2	서울방향 2차 상반굴착 1차 숏크리트 지보설치
	STEP-3	서울방향 3차 상반굴착 2차 숏크리트 지보설치
	STEP-4~38	서울방향 상·하반 굴착 및 지보설치
	STEP-10~44	문산방향 상·하반 굴착 및 지보설치

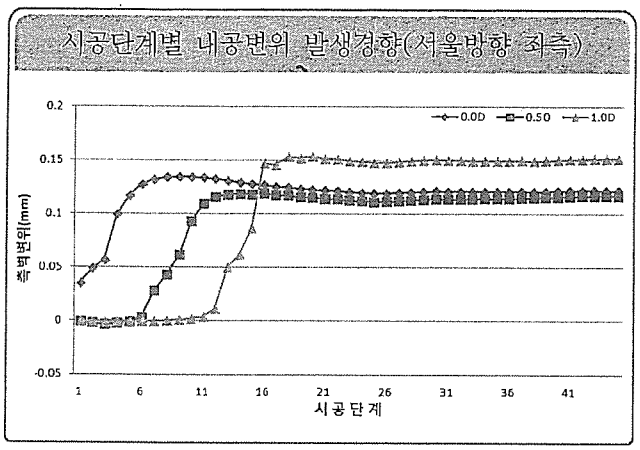
○ 해석 결과

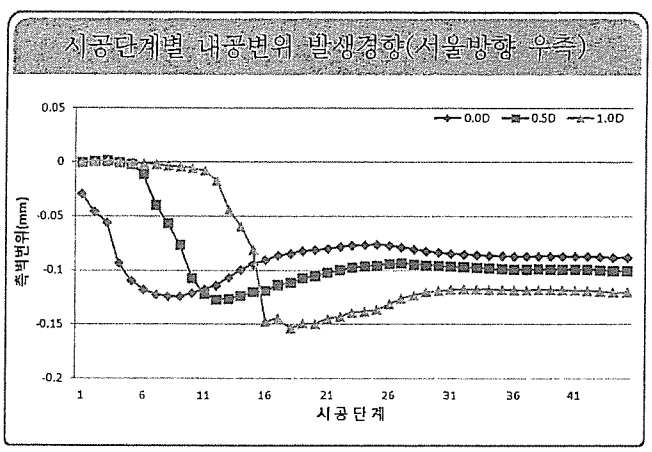
▮ 천단침하

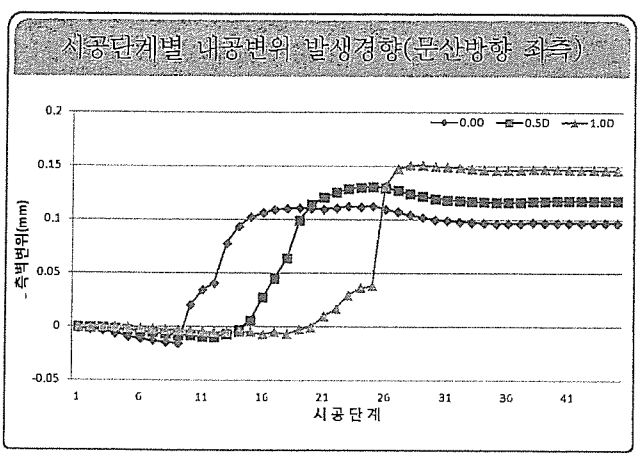


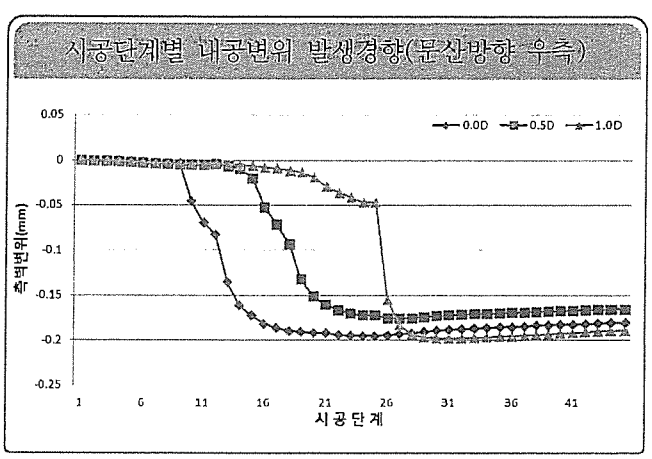


▮ 내공변위





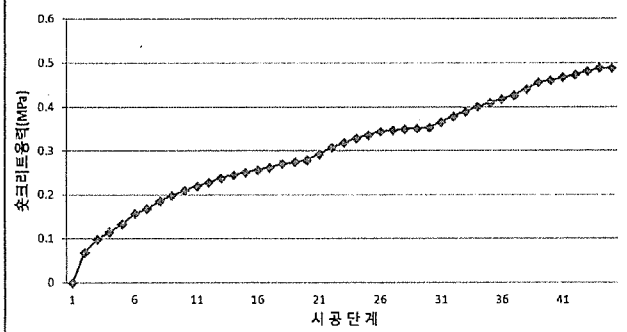




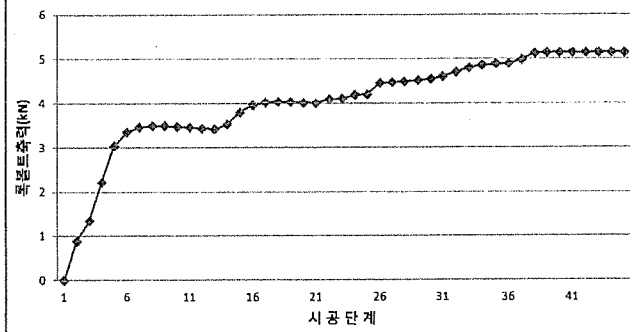
- 갱구부 굴착으로 인하여 천단침하는 서울방향에서 최대 0.457㎜발생하며 문산방향에서 최대 0.305㎜ 발생하며 변위값이 수렴함
- 내공변위는 서울방향에서 최대 0.154㎜의 변위가 발생, 문산방향에서 최대 0.198㎜발생하며 변위값이 수렴함
- 천단 및 내공변위는 굴착이 진행됨에 따라 증가하며, 굴착전 약 10m정도부터 영향을 받아 약 20m정도 굴착이 진행된 후 변위값이 수렴함

지보재응력도

시공단계별 숏크리트 최대 휨압축응력



시공단계별 록볼트 최대축력



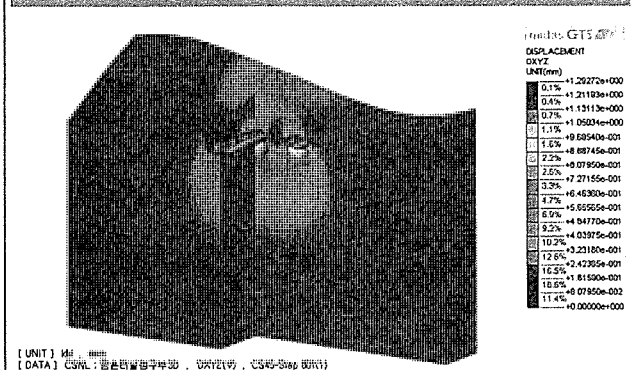
- 숏크리트에 발생한 휨압축응력은 최대 0.488 MPa로 숏크리트 허용응력인 8.4MPa에 못 미치는 것으로 나타나 지보 설계는 적정한 것으로 나타남
- 록볼트의 축력은 강관보강그라우팅 적용 구간에서 최대 4.031kN, T-4구간에서 5.151kN, T-3구간에서 3.955kN이 발생하는 것으로 나타나 허용력인 88.67kN에 못 미치는 것으로 나타남

해석결과 분석

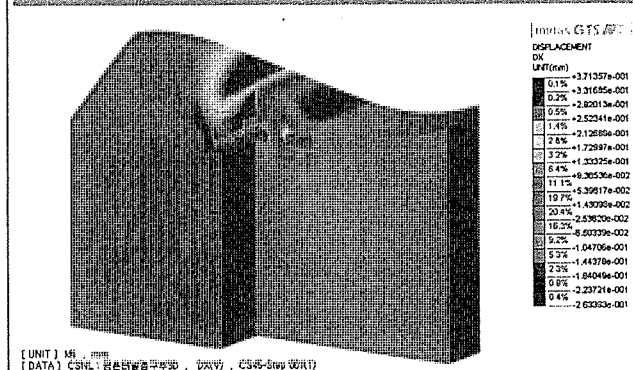
- 천단에서 발생된 변위는 최대 0.457mm, 측벽에서 발생된 최대 변위는 0.198mm를 나타내었음
- 숏크리트에 발생한 휨압축응력은 최대 0.488MPa로 숏크리트 허용응력인 8.4MPa에 크게 못 미치는 것으로 나타났으며, 록볼트의 축력 또한 최대 5.151kN이 발생하는 것으로 나타나 허용력인 88.67kN에 크게 못 미치는 것으로 나타났음
- 지반에 발생된 변위와 지보재에 발생된 응력을 검토한 결과 금촌터널 시점 갱구부는 설계 지보패턴 6-1을 적용할 경우 안정성을 확보할 것으로 판단됨

○ 해석결과도

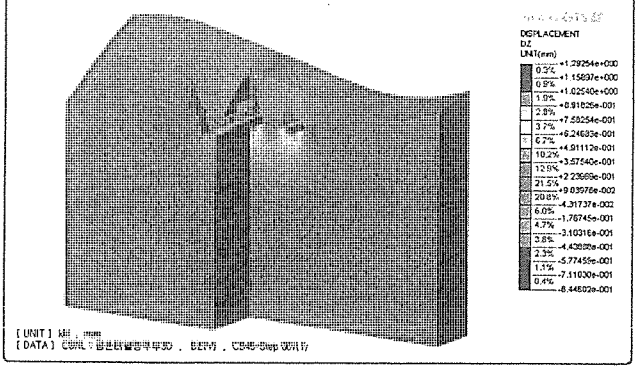
연직방향 및 수평방향 합변위도



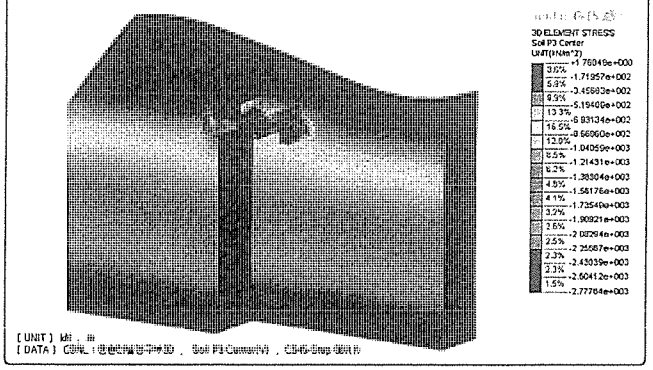
수평방향 변위도



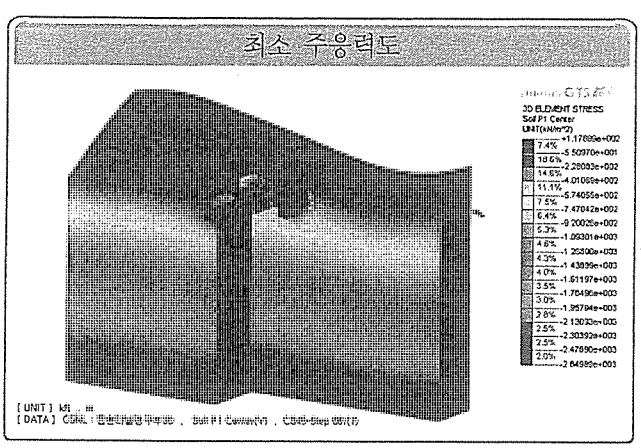
연직방향 변위도



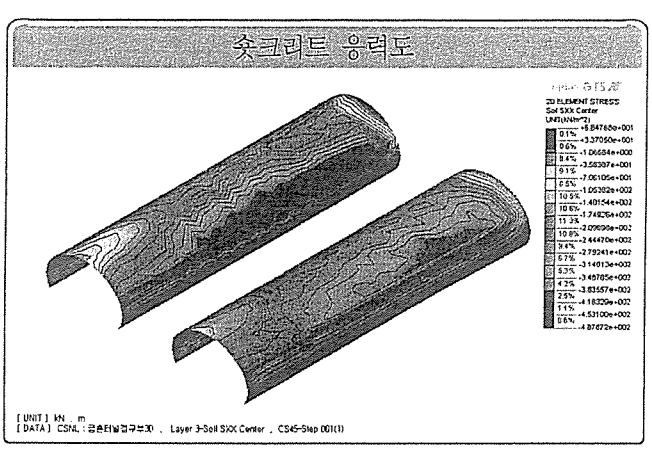
최대 주응력도



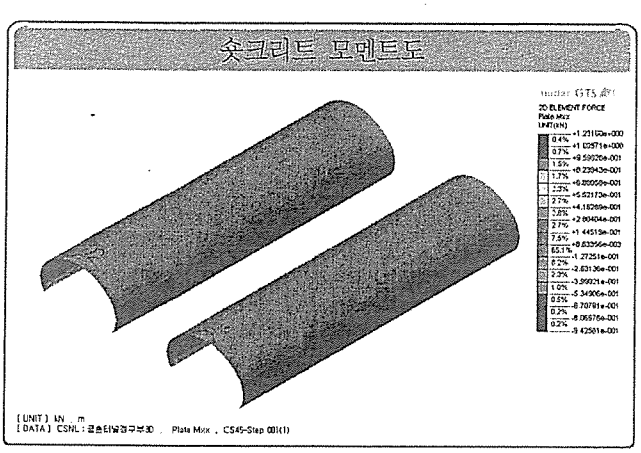
최소 주응력도



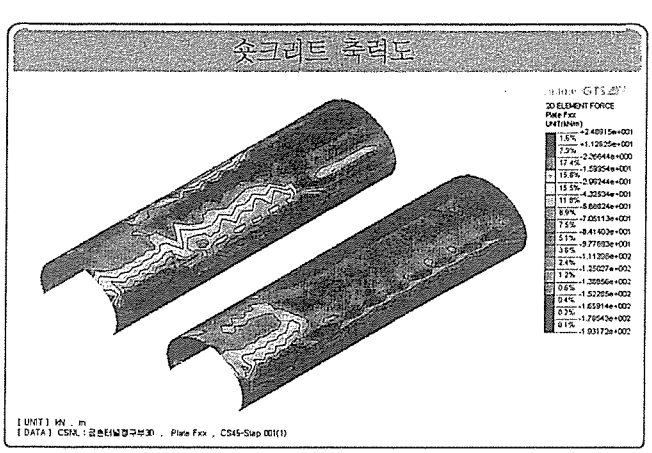
숏크리트 응력도



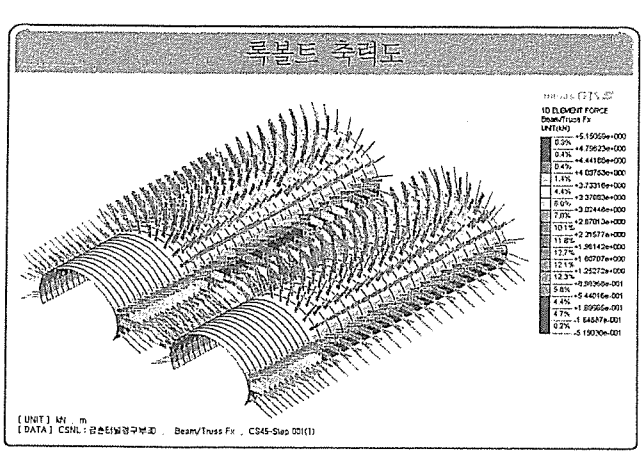
숏크리트 모멘트도



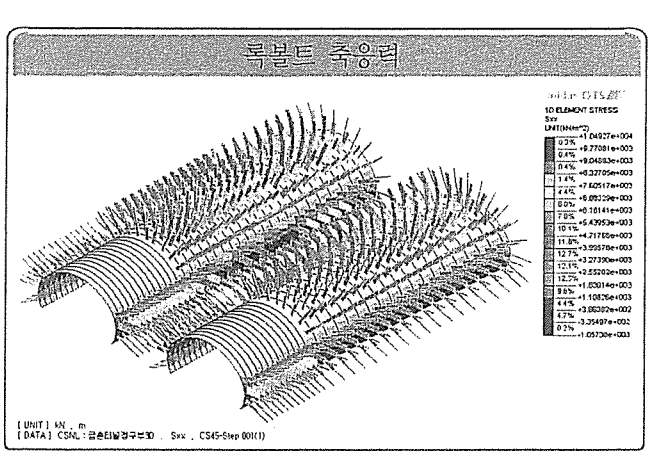
숏크리트 축력도



록볼트 축력도



록볼트 축응력



제4편 구조물 설계

제1장 콘크리트 라이닝 설계

제2장 개착터널 설계

제3장 기타 구조물 설계

제 1 장 콘크리트 라이닝 설계

1.1 개요 및 설계기준

○ 설계개요

단면형상 및 적용하중		•터널 건축한계 및 여유폭 만족 •시간경과에 따른 1차 지보재의 기능저하가 예상되는 구간에 대해 이완하중을 외력으로 적용하여 사용성 및 내구성 확보
구조설계	안정성 검토	•개정된 구조설계기준에 의한 철근 구조도 작성 •Terzaghi의 암반분류법을 통한 이완하중 적정성 검토 후 적용 •유도 배수시설의 장기적인 기능저하를 고려한 잔류수압 적용
	균열방지 대책	•지름이 작은 철근을 적절한 간격으로 배근 •철근 이음위치 및 피복 두께 확보 (콘크리트 구조기준) •거푸집 변형 및 동바리 조기제거 방지 및 철저한 품질관리

○ 해석조건

▮ 관련법규 및 적용 기준 · 시방서

- 콘크리트 표준시방서(국토교통부, 2009)
- 콘크리트 구조기준(국토교통부, 2012)
- 도로교 표준시방서(국토교통부, 2013)
- 구조물 기초 설계기준(국토교통부, 2008)
- 터널 설계기준(국토교통부, 2007)
- 터널표준시방서(국토교통부, 2009)
- 도로교 설계기준(국토교통부, 2010)

▮ 사용재료 및 강도특성

재 료 명	단위중량 (kN/m^3)	재료강도 (MPa)	탄성계수 (MPa)
무근 콘크리트	23.5	f_{ck}=24	26,637
철근 콘크리트	25.0	f_{ck}=24	29,227
철 근	78.5	f_y=300	200,000

○ 설계 지반조건

구 분		터널 주변 지반조건			
		라이닝 두께(cm)	암반등급	탄성계수(MPa)	단위중량(kN/m^3)
금 촌 터 널	T-1,2,3	30	Ⅲ	6,000	25
	T-4	30	Ⅳ	1,200	24
	T-5	30	Ⅳ	1,200	24
	T-6	30	Ⅴ	500	23

○ 설계기준

▮ 철근의 겹이음길이

•철근의 이음길이는 피복두께 및 철근간격을 고려한 다음 식에 의한 방법으로 산정함

정착길이 $\ell_d = \frac{0.90 d_b f_y}{\sqrt{f_{ck}}} \times \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\frac{c+K_{tr}}{d_b}}$

위 식에서 $\frac{c+K_{tr}}{d_b}$ 은 2.5이하이어야 한다. 단, ℓ_d는 300mm이상이어야 한다.

여기서, γ= 철근 또는 철선의 크기 계수

D19 이하의 철근과 크기 계수 ·····0.8

D22 이상의 철근 ·····1.0

c = 철근간격 또는 피복두께에 관련된 치수

(철근 또는 철선의 중심으로부터 콘크리트 표면까지의 최단거리 또는 정착되는 철근 또는 철선의 중심 간 거리의 1/2 중 작은 값을 사용하여 mm 단위로 나타냄)

K_{tr} = 횡방향 철근지수

$= \frac{A_{tr} f_{yt}}{10.7sn}$

(횡방향 철근이 배근되어 있더라도 설계를 간편하게 하기 위해 K_{tr} = 0으로 사용)

α = 철근배근 위치계수 (상부철근 : 1.3, 기타철근 : 1.0)

β = 에폭시 도막계수 (도막되지 않는 철근 : 1.0)

λ = 경량콘크리트계수 (일반콘크리트 : 1.0)

•겹침이음 등급

- A급 이음 : 1.0 ℓ_d 이상

배근된 철근량이 이음부 전 구간에서 해석결과 요구되는 소요 철근량의 2배 이상이고 소요 겹침이음 길이 내에 겹침이음 된 철근량이 전체 철근량의 1/2이하인 경우에는 A급 이음으로 한다.

- B급 이음 : 1.3 ℓ_d 이상

A급 이음에 해당되지 않는 경우에는 B급 이음이어야 한다.

- 단, 이음길이는 300mm이상이어야 함

철근 호칭	공칭 단면적 (cm^2)	단위 무게 (kgf/m)	공칭 지름 (mm)	본선터널 (f_{ck}=24, f_y=300) 피복두께 60mm, 철근간격 125mm			
				A급 이음		B급 이음	
				일반(mm)	상부(mm)	일반(mm)	상부(mm)
D13	1.267	0.995	12.7	300	300	300	380
D16	1.986	1.560	15.9	300	370	370	480
D19	2.865	2.250	19.1	340	440	440	570
D22	3.871	3.040	22.2	490	640	640	830
D25	5.067	3.980	25.4	600	780	780	1,010
D29	6.424	5.040	28.6	760	980	980	1,270
D32	7.942	6.230	31.8	930	1,210	1,210	1,570

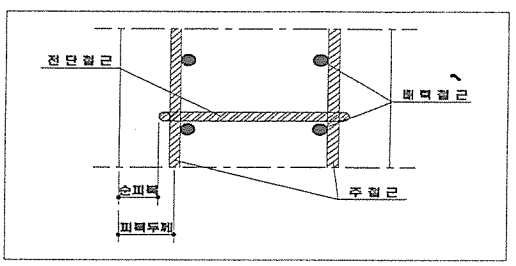
철근의 피복두께

구 분		피 복 두 께
현장치기 콘크리트	흙에 접하거나 옥외의 공기에 직접 노출되는 콘크리트	•D29 이상의 철근 ⇒ 60mm •D25 이하의 철근 ⇒ 50mm •D16 이하의 철근 ⇒ 40mm
	옥외의 공기나 흙에 직접 접하지 않는 콘크리트	•슬래브, 벽체, 장선 : D35 초과 ⇒ 40mm D35 이하 ⇒ 20mm •보, 기둥 ⇒ 40mm •쉘, 절판부재 ⇒ 20mm
콘크리트 구조설계 기준해설 (2012)		•옥외의 공기에 직접 노출되는 콘크리트란 온도변화 뿐만 아니라 습도 변화에도 직접 노출된 경우를 말함 •슬래브 또는 얇은 쉘의 밑면은 액화상태 또는 노출된 상부 표면으로부터 직접적인 누수, 누출, 유사한 영향으로 건습상태가 반복적으로 발생하지 않으면 직접 노출되는 콘크리트로 보지 않음

•본선 콘크리트 라이닝

피복두께 = 30(순피복) + 19(주철근) / 2 + 13(전단철근)
= 52.5 ≒ 60mm (6cm)

피복두께 = 30(순피복) + 22(주철근) / 2 + 13(전단철근)
= 54 ≒ 60mm (6cm)



배력철근, 건조수축 및 온도에 대한 철근

구 분	내 용
건조수축 및 온도철근에 대한 철근규정	•휨철근이 1방향으로만 배치되어 있는 경우에는 휨철근에 직각방향으로 건조수축 및 온도철근을 두어야 하며 노출면에서의 철근간격은 150mm를 넘지 않아야 함. •설계기준 강도가 400MPa 이하인 이형철근을 사용한 슬래브의 P_{min}=0.002 이상이어야 하며 주철근량 미만이어야 함.
배력철근 규정	•슬래브 및 벽체의 배력철근량은 인장주철근의 1/2이상 또는 온도철근량(슬래브 : $P=0.0025A_g$, 벽체 : $P=0.0030A_g$) 이상을 배치하고 철근간격은 150~300mm로 함. •배력철근과 건조수축 및 온도에 대한 철근이 동일한 철근인 경우 큰 값을 적용
설 계 적 용	•콘크리트 총단면적에 대한 철근비 P_{min}=0.002이상, 인장주철근의 1/5이상 중 큰 값 적용

사용성 검토

•콘크리트의 인장연단에 가장 가까이에 배치되는 철근의 중심간격 s는 다음식 중 작은값 이하로 하여야 함 (콘크리트 구조기준, 2012)

$$s = 375\left(\frac{210}{f_s}\right) - 2.5c_c \quad , \quad s = 300\left(\frac{210}{f_s}\right)$$

여기서, c_c = 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면 사이의 최소 두께이며, 철근이 하나만 배치된 경우에는 인장연단의 폭을 s로 함

f_s = 사용하중 상태에서 인장연단에서 가장 가까이에 위치한 철근의 응력으로 사용하중 휨모멘트에 대한 해석으로 결정하여야 함

1.2 라이닝 설계 적용하중 산정

○ 발파이완하중의 산정

▮ 개요

- 콘크리트라이닝은 시간의 경과에 따라 풍화 등으로 인한 지반조건의 변화 및 1차지보재의 기능저하의 경우에 대비하여 터널 인접지반에 전이되지 않은 하중을 지지하는 지보 및 유지관리 측면의 기능을 수행하도록 설계함
- 이러한 콘크리트라이닝 설계시 작용하는 암반이완하중을 산정하는 과정에 있어서 암반과 지보의 상호작용해석 이론식 및 경험적 방법에 의한 검토를 통하여 합리적인 설계적용 이완하중을 산출
- 또한, 암반이완하중을 적용하지 않는 T-1, T-2, T-3구간에 대하여 발파로 인한 암반손상권을 고려하여 이완하중으로 적용

▮ 발파이완하중

- 발파 진동의 크기가 원 암반의 손상에 미치는 영향은 일본 터널 기술 협회 및 Yu 등의 연구 결과에 의하면 다음과 같다

암반손상권 이용한 이완하중

- 발파를 하면 폭파면의 주변 암반에 많은 균열이 형성되며, 이와 같은 암반의 균열은 이완의 원인이 되어 붕락 및 부석으로 인한 작업의 위험, 막장의 자립시간 단축으로 1발파당 굴진장의 제한, 하중 증가에 따라 지보공 및 복공의 증대 등 터널 굴진 작업에 나쁜 영향을 미친다. smooth blasting 적용시, 일반 발파의 경우보다 이완 영역이 훨씬 감소되는데 폭파방법, 약경, 장약량에 따른 균열의 깊이는 대체로 다음과 같다.

작업구분	약경(mm)	약 종	장약량(kg/m)	균열대의 깊이(m)	장약상태
Smooth Blasting	11	S.B용 폭약(G.A)	0.08	0.25	약장약
	17	〃	0.18	0.45	
	22	S.B 폭약(S)	0.38	0.80	
보통발파	40	일반폭약	1.60	2.00	과장약
	51	〃	2.60	2.80	
	70	〃	5.60	4.60	

※ G : Gurit, A : Abanite, S : Slurry

- 본 터널에 적용되는 smooth blasting의 경우, 균열대의 깊이는 약경, 약종 및 장약량에따라 0.25~0.80m 사이의 값을 보인다. 지보패턴 1, 2, 3 구간에 적용될 암반손상권을 고려한 이완하중고는 시공 및 발파시의 불확실성 등을 감안하여 1.0m의 값을 적용한다.

○ 이완하중의 산정

▮ Rose에 의해 수정된 Terzaghi 암반이완하중

•지보재가 터널천단 상부로부터 임의의 높이, Hp를 갖는 이완영역의 자중으로 인한 하중을 지지하는 것으로 가정

암 반 상 태	RQD	암반하중 높이(Hp)	비 고
1. 경질의 무결암	95~100	0	스폴링이나 포핑이 일어날 경우에만 얇은 라이닝
2. 경질의 층상 혹은 편상	90~99	0~0.5B	스폴링 방지를 목적으로 간단한 지보, 암반 하중은 위치에 따라 불규칙하게 변할수 있음
3. 괴상,보통정도의 절리	85~95	0~0.25B	
4. 보통정도의 블록상,균열상	75~85	0.25B~0.20(B+Ht)	측압이 없음
5. 심한 블록상, 균열상	30~75	(0.20~0.60)(B+Ht)	측압이 아주작거나 없음
6-1. 완전히 파쇄되었으나 화학적으로 신선함	3~30	0.60~1.10(B+Ht)	상당한 측압-지하수 유출로 터널 바닥이 약화되는 경우, 철재지보의 바닥받침대를 설치하거나 원형철재지보를 설치해야함
6-2. 모래와 자갈	0~30	1.10~1.40(B+Ht)	
7. 압착성 암반, 보통정도의 심도	NA	(1.10~2.10)(B+Ht)	큰 측압이 작용하며 인버트 버팀대가 필요. 원형 철재지보를 사용하는 것이 좋다.
8. 압착성 암반,대심도	NA	(2.10~4.50)(B+Ht)	-
9. 팽창성 암반	NA	(B+Ht)값에 관계없이 250ft까지	원형 철재지보가 필요. 극단적인 경우 가축성 지보를 사용

- 지보패턴별 암반이완하중 산정결과

해 석 단 면	암반분류	비 고
T-1,2,3 구간	Ⅲ	1.0 m
T-4 구간	Ⅳ	0.2(B+Ht)
T-5 구간	Ⅳ	0.3(B+Ht)
T-6(갱구부) 구간	Ⅴ	0.4(B+Ht)

○ 잔류수압

▮ 잔류수압 산정방법

•터널 시공후 시간경과에 따른 숏크리트와 라이닝 사이에 설치되는 부직포의 배수기능 저하로 인하여 지하수 배수가 제대로 이루어지지 않을 경우(Clogging현상) 콘크리트 라이닝에 잔류수압이 작용하게 되며 터널 구조물의 안정성에 불리하게 작용할 수 있다.

▮ 잔류수압 산정결과

•부직포의 폐색으로 인하여 장래 라이닝에 예상되는 잔류수압영향을 고려하여 안전측으로 암반등급 Ⅰ~Ⅳ는 1/3×Ht, Ⅴ는 1/2×H_t (H_t는 터널높이(m))를 적용하는 것이 적합할 것으로 판단

○ 온도하중

▮ 내·외면 온도하중

구 분	적용온도 하중	콘크리트 선팽창계수(α)
내·외면 온도차 하중	±5℃	1℃에 대하여 1×10^{-5}

▮ 계절별 온도하중

구 분	적용온도 하중	콘크리트 선팽창계수(α)
계절별 온도하중 [도로교 설계기준(국토교통부, 2010)]	±15℃	1℃에 대하여 1×10^{-5}

▮ 건조수축 온도하중

구조물의 종류		건조수축변형율	온도하중환산	적 용
라 멘		0.00015	−15℃	
아 치	철근량 0.5%이하	0.00015	−15℃	◎
	철근량 0.1~0.5%	0.00020	−20℃	

○ 하중조합 (※ 갱구부에서 50m구간의 콘크리트 라이닝에 대하여 온도하중 고려)

하중조합 \ 하중종류		자중	연직 이완하중	수평 이완하중	잔류수압	온도하중		비고
						온도가 올라갈때	온도가 내려갈때	
허용응력 설계	W1	1.00	1.0	1.0	1.0	–	–	
	W2	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	–	
	W3	1.00	1.0	1.0	1.0	–	1.0	
강도설계	U1	1.4	–	–	–	–	–	
	U2	1.2	$1.6\alpha_H$*	1.6	1.6	1.2	–	
	U3	1.2	$1.6\alpha_H$*	1.6	1.6	–	1.2	
	U4	1.0	1.0	1.0	1.0	–	1.0	사용성

* 여기서 h ≦ 2일 때, α_H = 1.0, h > 2일 때, α_H = 1.05−0.025h ≧ 0.875(h : 이완하중)

○ 스프링계수

•일반적으로 콘크리트라이닝 해석에서 사용되는 지중골조모델(Embedded Frame Model)은 콘크리트를 보요소의 연속체로, 지반과의 상호작용은 탄성스프링으로서 모델링하며 해석과정의 임베드먼트는 콘크리트라이닝 중심선에 직각방향으로 설치되는 스프링요소로서 모델링 된다. 터널주변의 지반스프링계수는 Wőelfer 공식에 의해 산정함

$$K_s = \frac{E_s}{R} L$$

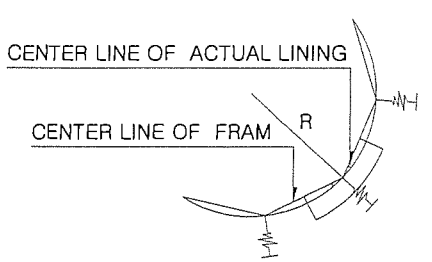
(인장력이 작용하는 스프링 : 지반반력계수 0)

K_S : 단위접선길이당 스프링계수

E_S : 주변지반의 변형계수

R : 라이닝 콘크리트의 등가반경

L : 부재길이



○ 적용 프로그램

프로그램명	개 요	비 고
MIDAS Civil 2012	•2차원 및 3차원프레임요소, ASOLID요소, PLATE요소, SHELL요소 및 AXISYMMET- RIC 요소 등을 이용한 선형 정적해석 및 동적해석이 가능한 범용 구조해석 프로그램	•구조물의 단면력 및 변위 산정
RC mania	•구조해석 결과를 근거로 보, 슬래브, 벽체, 기둥 등의 단면을 설계하는 프로그램	•강도설계법에 의한 철근보강량 검토

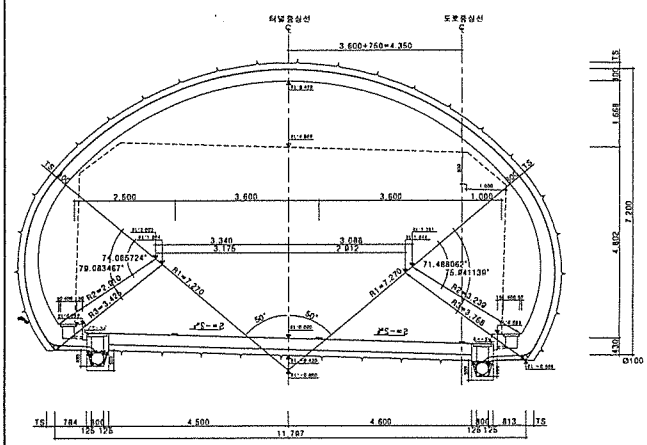
1.3 금촌터널 지보패턴별 라이닝 설계

1.3.1 본선(T-3) 무근 콘크리트라이닝 설계

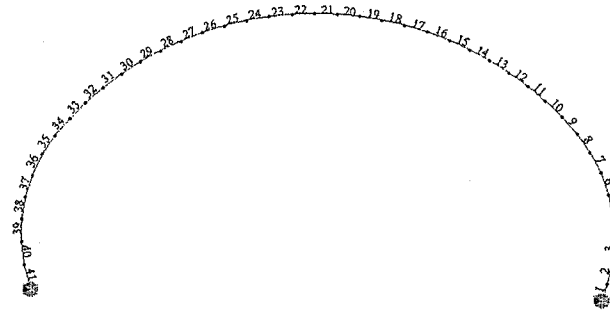
○ 해석조건

■ 해석단면 및 모델링

해 석 단 면



모 델 링



■ 단면제원

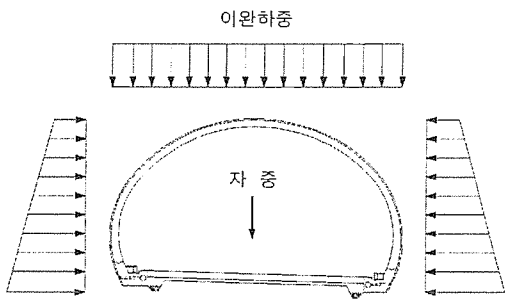
구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I(m^4)	해당부재	비 고
아 치 부	1.000	0.300	0.300	2.25×10^{-3}	9 ~ 34	
좌우측벽부	1.000	0.301~0.419	0.301~0.407	2.27×10^{-3} ~ 5.62×10^{-3}	1 ~ 8 35 ~ 41	

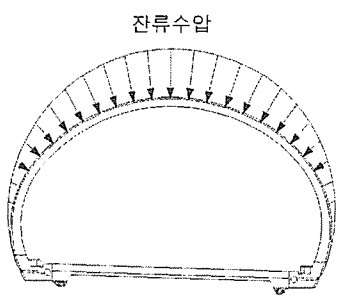
■ 스프링계수 산정

구 분	지반탄성계수 (kN/m^2)	터널반경 (m)	부재길이 (m)	지반스프링 계수(kN/m^2)	비 고
아 치 부	6,000,000	5.111	0.498	584,656	$K_S = \frac{E}{R}L$ $R=\sqrt{\frac{A}{\pi}}$
좌측벽부	6,000,000	5.111	0.452	530,652	
우측벽부	6,000,000	5.111	0.559	656,270	

○ 적용하중

자 중		프로그램 내에서 자동으로 고려
발파이완하중	수직	$P = 1.0 \times \gamma_{sub} = 15.000\ kN/m^2$
	수평	$P_1 = K_a \times P = 3.568\ kN/m^2$ $P_2 = P_1 + (K_a \times H_t \times \gamma_{sub}) = 29.259\ kN/m^2$
잔류수압		$Pw = \frac{1}{3} \times H_t \times \gamma w = \frac{1}{3} \times 7.2 \times 10 = 24.000\ kN/m^2$





○ 하중조합

구 분	자중	이완하중	잔류수압	계절별온도하중		내외면온도차		건조수축
				+15℃	−15℃	+5℃	−5℃	−15℃
Comb.1	1.0	1.0	1.0	−	−	−	−	−

○ 해석결과 및 검토

▮ 단면력 결과

구 분	구분	모멘트(kN·m)	축력(kN)	검토위치	하중조합	전단력(kN)	검토위치	하중조합
아 치 부	M_{max}	6.37	306.83	요소22	Comb. 1	16.69	요소34	Comb. 1
	P_{max}	3.16	314.23	요소13	Comb. 1			
좌측벽부	M_{max}	6.59	301.83	요소8	Comb. 1	22.94	요소2	Comb. 1
	P_{max}	0	320.77	요소1	Comb. 1			
우측벽부	M_{max}	6.95	300.09	요소35	Comb. 1	23.64	요소41	Comb. 1
	P_{max}	0	313.55	요소41	Comb. 1			

허용응력검토

- 허용휨압축응력 $f_{ca} = 0.4 \cdot f_{ck} = 0.4 \times 24$ MPa = 9.60 MPa
- 허용휨인장응력 $f_{ta} = 0.13 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.13 \times \sqrt{24}$ MPa = −0.637 MPa
- 허용전단응력 $v_a = 0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.08 \times \sqrt{24}$ MPa = 0.392 MPa

구 분	구분	압축응력(MPa)	검토	인장응력(MPa)	검토	전단응력(MPa)	검토
아 치 부	M_{max}	1.45	O.K	압축응력발생	O.K	0.06	O.K
	P_{max}	1.26	O.K	압축응력발생	O.K		
좌측벽부	M_{max}	1.44	O.K	압축응력발생	O.K	0.06	O.K
	P_{max}	0.79	O.K	압축응력발생	O.K		
우측벽부	M_{max}	1.46	O.K	압축응력발생	O.K	0.06	O.K
	P_{max}	0.79	O.K	압축응력발생	O.K		

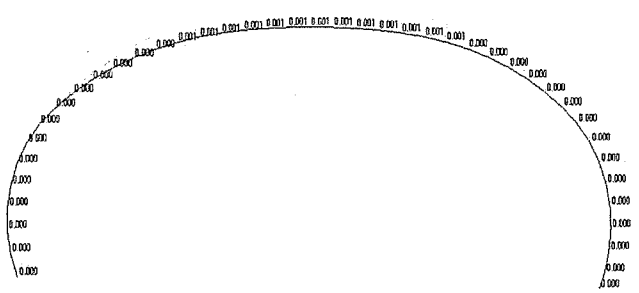
검토결과

- T-3구간의 응력검토 결과 허용응력을 초과하지 않으므로 별도의 철근보강은 필요없는 것으로 검토됨

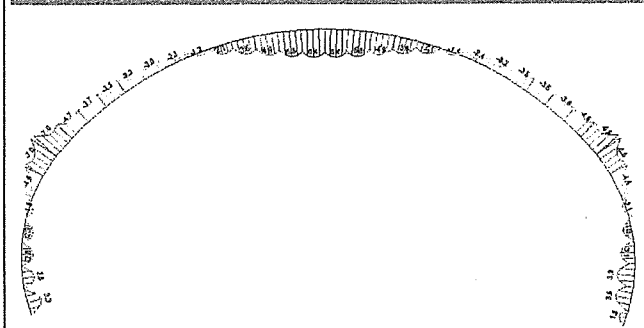
○ 해석결과

하중조합 Comb.1

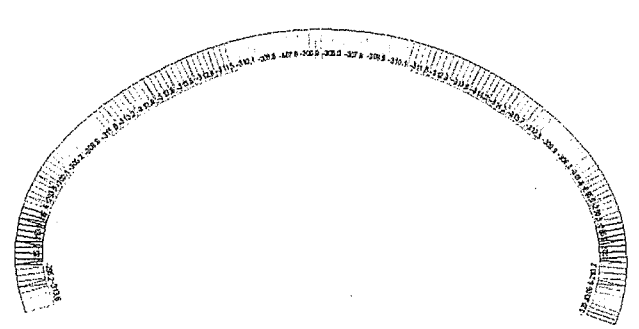
변위도



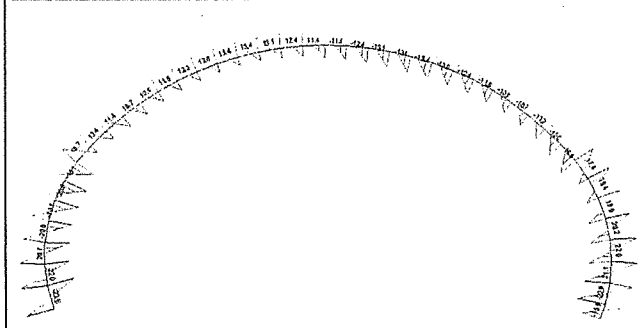
모멘트도



축력도



전단력도

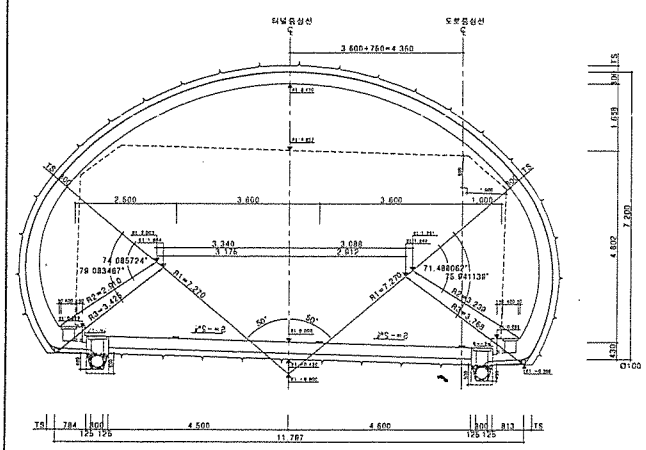


1.3.2 본선(T-4) 무근 콘크리트라이닝 설계

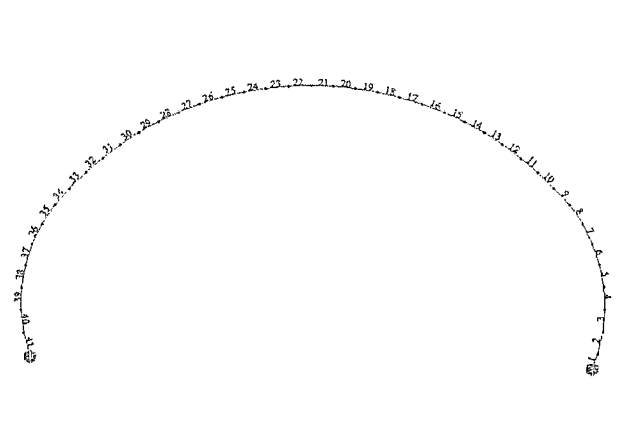
○ 해석조건

▮ 해석단면 및 모델링

해 석 단 면



모 델 링



▮ 단면제원

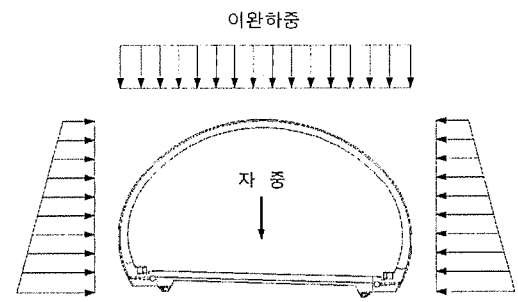
구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I(m^4)	해당부재	비 고
아 치 부	1.000	0.300	0.300	2.25×10^{-3}	9 ~ 34	
좌·우측벽부	1.000	0.301~0.419	0.301~0.407	2.27×10^{-3} ~ 5.62×10^{-3}	1 ~ 8 35 ~ 41	

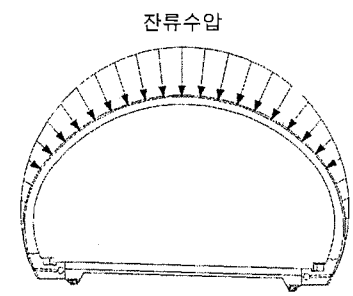
▮ 스프링계수 산정

구 분	지반탄성계수 (kN/m^2)	터널반경 (m)	부재길이 (m)	지반스프링 계수(kN/m^2)	비 고
아 치 부	1,200,000	5.111	0.498	116,931	$K_S = \frac{E}{R}L$ $R=\sqrt{\frac{A}{\pi}}$
좌측벽부	1,200,000	5.111	0.452	106,130	
우측벽부	1,200,000	5.111	0.559	131,254	

○ 적용하중

자 중		프로그램 내에서 자동으로 고려
발파이완하중	수직	$H_p = 0.2 \times (B + H_t) = 4.100m$ $P = (H_p - H_w) \times \gamma_t + H_w \times \gamma_{sub}$ $= 74.400kN/m^2$
	수평	$P_1 = K_a \times P = 21.0.34\ kN/m^2$ $P_2 = P_1 + (K_a \times H_t \times \gamma_{sub}) = 49.532\ kN/m^2$
잔류수압		$Pw = \frac{1}{3} \times H_t \times \gamma w = \frac{1}{3} \times 7.200 \times 10$ $= 24.000\ kN/m^2$





○ 하중조합

구 분	자중	이완하중	잔류수압	계절별온도하중		내외면온도차		건조수축
				+15℃	-15℃	+5℃	-5℃	-15℃
Comb.1	1.0	1.0	1.0	-	-	-	-	-

○ 해석결과 및 검토

▌단면력 결과

구 분	구분	모멘트(kN·m)	축력(kN)	검토위치	하중조합	전단력(kN)	검토위치	하중조합
아치부	M_{max}	34.39	881.12	요소22	Comb. 1	48.39	요소17	Comb. 1
	P_{max}	16.38	976.43	요소9	Comb. 1			
좌측벽부	M_{max}	26.48	1003.50	요소2	Comb. 1	79.12	요소1	Comb. 1
	P_{max}	0	1035.25	요소1	Comb. 1			
우측벽부	M_{max}	26.82	994.81	요소40	Comb. 1	80.61	요소41	Comb. 1
	P_{max}	0	1027.09	요소41	Comb. 1			

허용응력검토

- 허용휨압축응력 $f_{ca} = 0.4 \cdot f_{ck} = 0.4 \times 24$ MPa $= 9.60$ MPa
- 허용휨인장응력 $f_{ta} = 0.13 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.13 \times \sqrt{24}$ MPa $= -0.637$ MPa
- 허용전단응력 $v_a = 0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.08 \times \sqrt{24}$ MPa $= 0.392$ MPa

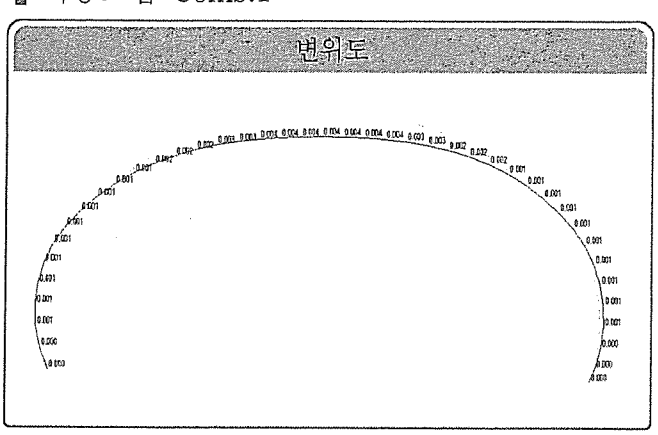
구 분	구분	압축응력(MPa)	검토	인장응력(MPa)	검토	전단응력(MPa)	검토
아 치 부	M_{max}	5.23	O.K	압축응력발생	O.K	0.16	O.K
	P_{max}	4.35	O.K	압축응력발생	O.K		
좌측벽부	M_{max}	3.71	O.K	압축응력발생	O.K	0.19	O.K
	P_{max}	2.54	O.K	압축응력발생	O.K		
우측벽부	M_{max}	3.90	O.K	압축응력발생	O.K	0.20	O.K
	P_{max}	2.60	O.K	압축응력발생	O.K		

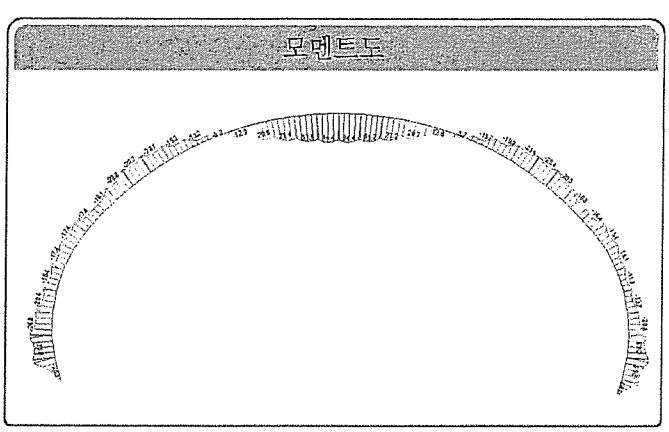
검토결과

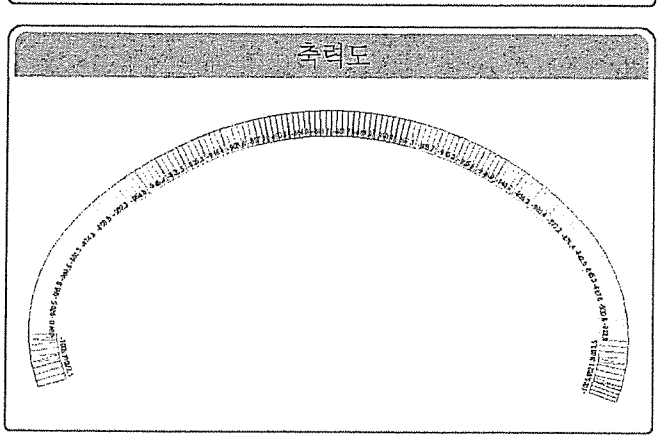
- T-4구간의 응력검토 결과 허용응력을 초과하지 않으므로 별도의 철근보강은 필요없는 것으로 검토됨

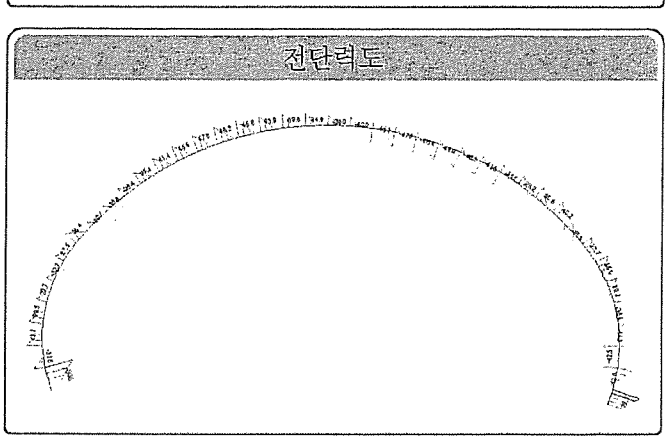
○ 해석결과

하중조합 Comb.1





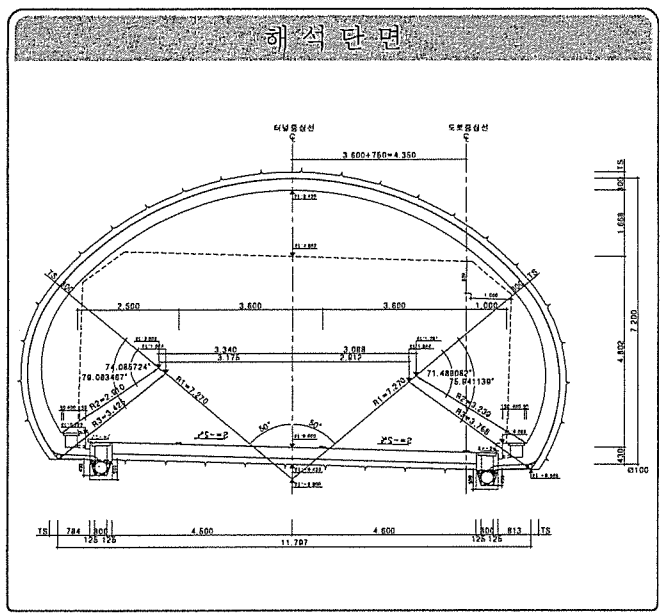


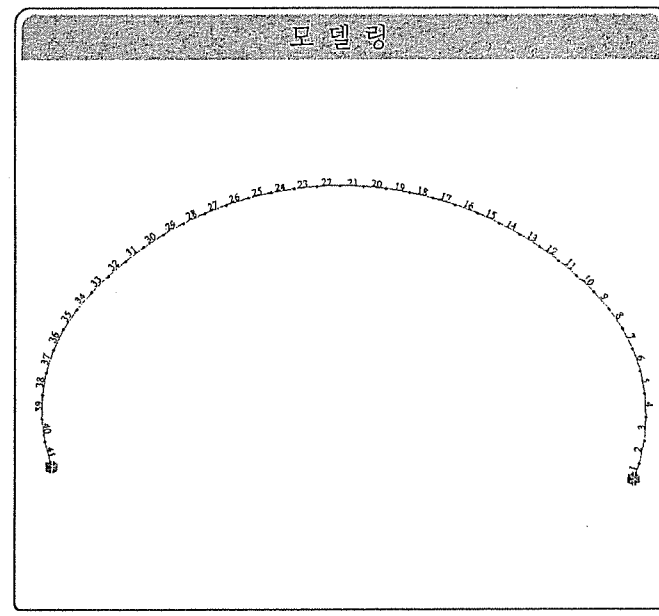


1.3.3 본선(T-5) 철근 콘크리트라이닝 설계

○ 해석조건

■ 해석단면 및 모델링





■ 단면제원

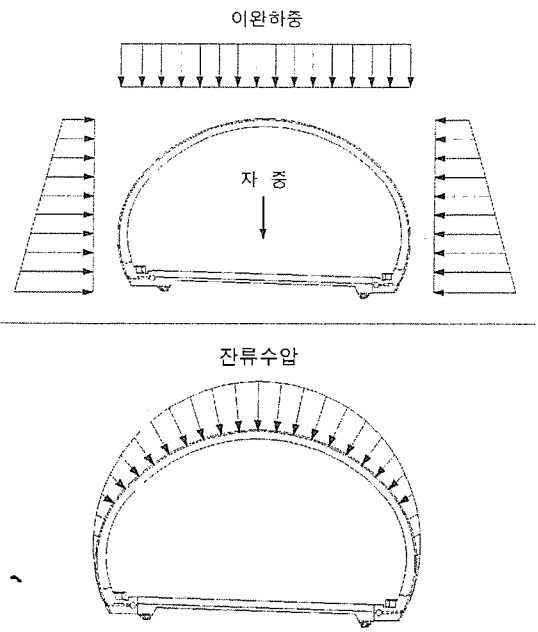
구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I(m^4)	해당부재	비 고
아 치 부	1.000	0.300	0.300	2.25×10^{-3}	9 ~ 34	
좌우측벽부	1.000	0.301~0.419	0.301~0.407	2.27×10^{-3} ~ 5.62×10^{-3}	1 ~ 8 35 ~ 41	

■ 스프링계수 산정

구 분	지반탄성계수 (kN/m^2)	터널반경 (m)	부재길이 (m)	지반스프링 계수(kN/m^2)	비 고
아 치 부	1,200,000	5.111	0.498	116,931	$K_S = \frac{E}{R}L$ $R=\sqrt{\frac{A}{\pi}}$
좌측벽부	1,200,000	5.111	0.452	106,130	
우측벽부	1,200,000	5.111	0.559	131,254	

○ 적용하중

자 중		프로그램 내에서 자동으로 고려
발파이완하중	수직	$H_p = 0.3 \times (B + H_t) = 6.150m$ $P = (H_p - H_w) \times \gamma_t + H_w \times \gamma_{sub}$ $= 123.600kN/m^2$
	수평	$P_1 = K_a \times P = 34.944\ kN/m^2$ $P_2 = P_1 + (K_a \times H_t \times \gamma_{sub}) = 63.442\ kN/m^2$
잔류수압		$Pw = \frac{1}{3} \times H_t \times \gamma w = \frac{1}{3} \times 7.200 \times 10$ $= 24.000\ kN/m^2$



○ 하중조합

구 분	자중	이완하중	잔류수압	계절별온도하중		내외면온도차		건조수축
				+15℃	−15℃	+5℃	−5℃	−15℃
Comb.1	1.0	1.0	1.0	−	−	−	−	−
Comb.2	1.0	1.0	1.0	1.0	−	1.0	−	−
Comb.3	1.0	1.0	1.0	−	1.0	−	1.0	1.0

○ 해석결과 및 검토

▮ 단면력 결과

구 분	구분	모멘트(kN·m)	축력(kN)	검토위치	하중조합	전단력(kN)	검토위치	하중조합
아 치 부	M_{max}	85.20	1,281.90	요소34	Comb. 3	81.73	요소34	Comb. 2
	P_{max}	10.89	1,335.22	요소9	Comb. 2			
좌측벽부	M_{max}	82.33	1,282.74	요소8	Comb. 3	142.20	요소1	Comb. 2
	P_{max}	0	1,420.15	요소1	Comb. 2			
우측벽부	M_{max}	85.21	1,282.17	요소35	Comb. 3	142.97	요소41	Comb. 2
	P_{max}	0	1,412.91	요소41	Comb. 2			

▮ 허용응력검토

•허용휨압축응력 $f_{ca} = 0.4 \cdot f_{ck} = 0.4 \times 24$ MPa = 9.60 MPa

•허용휨인장응력 $f_{ta} = 0.13 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.13 \times \sqrt{24}$ MPa = −0.637 MPa

•허용전단응력 $v_a = 0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.08 \times \sqrt{24}$ MPa = 0.392 MPa

구 분	구분	압축응력(MPa)	검토	인장응력(MPa)	검토	전단응력(MPa)	검토
아 치 부	M_{max}	9.95	N.G	−1.41	N.G	0.27	O.K
	P_{max}	5.18	O.K	압축응력발생	O.K		
좌측벽부	M_{max}	9.71	N.G	−1.19	N.G	0.35	O.K
	P_{max}	3.49	O.K	압축응력발생	O.K		
우측벽부	M_{max}	9.90	N.G	−1.38	N.G	0.36	O.K
	P_{max}	3.58	O.K	압축응력발생	O.K		

▮ 검토결과

•T−5구간의 응력검토 결과 허용응력을 초과하므로 철근보강이 필요한 것으로 검토됨

○ 철근량산정(강도설계법)

▮ 하중조합

구 분	자중	수직 이완하중	수평 이완하중	잔류수압	계절별온도하중		내외면온도차		건조수축	비고
					+15℃	−15℃	+5℃	−5℃	−15℃	
Comb.1	1.4	−	−	1.4	−	−	−	−	−	단면검토
Comb.2	1.2	1.6*	1.6	1.6	1.2	−	1.2	−	−	
Comb.3	1.2	1.6*	1.6	1.6	−	1.2	−	1.2	1.2	
Comb.4	1.0	1.0	1.0	1.0	−	1.0	−	1.0	1.0	사용성

* α_H(토피두께에 따른 연직방향 하중에 대한 보정계수)를 고려하여 보정하중계수 적용

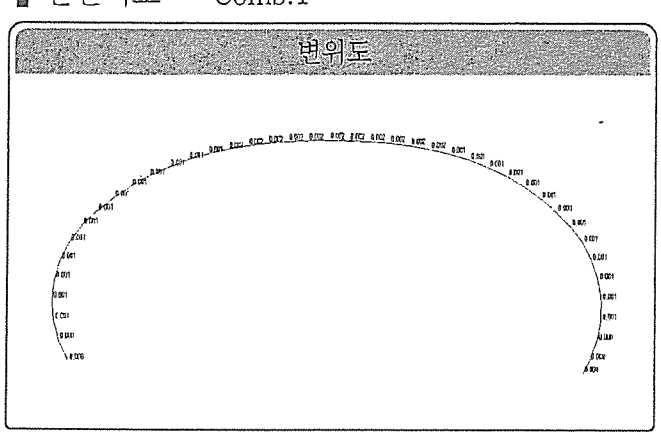
− h ≤ 2m인 경우 : $\alpha_H = 1.0$

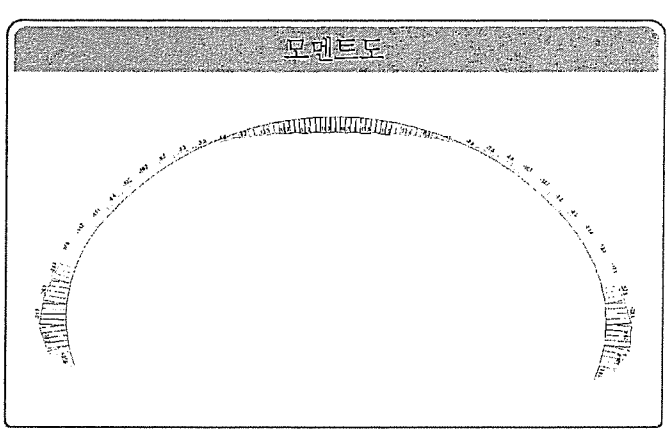
− h > 2m인 경우 : $\alpha_H = 1.05 - 0.025h \geq 0.875$

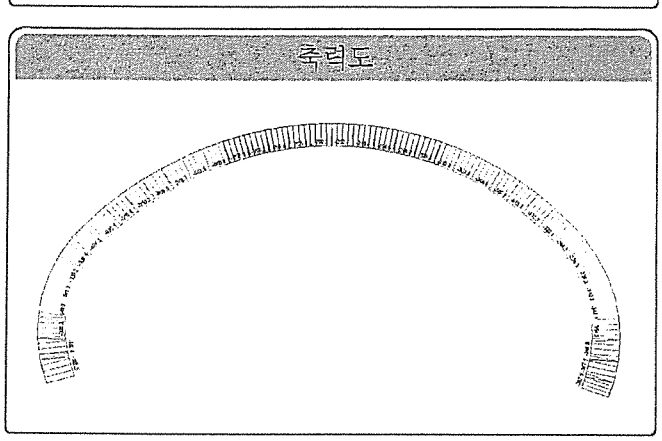
단면력산정

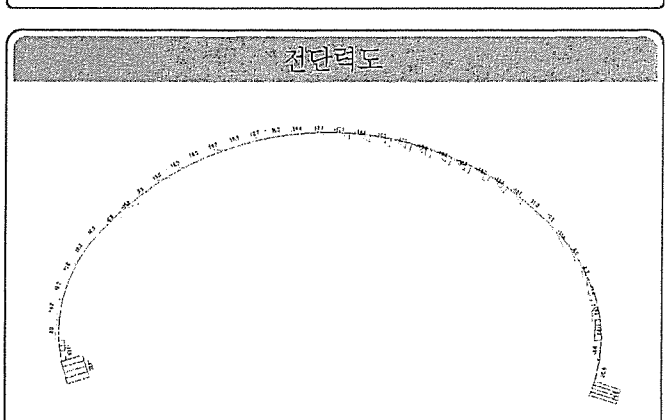
구 분	구분	모멘트(kN·m)	축력(kN)	검토위치	하중조합	전단력(kN)	검토위치	하중조합
아 치 부	M_{max}	120.13	1,803.59	요소34	Comb. 3	118.72	요소34	Comb. 2
	P_{max}	20.92	1,869.57	요소9	Comb. 2			
좌측벽부	M_{max}	115.94	1,805.85	요소8	Comb. 3	191.20	요소1	Comb. 2
	P_{max}	0	1,973.67	요소1	Comb. 2			
우측벽부	M_{max}	120.13	1,804.78	요소35	Comb. 3	198.86	요소41	Comb. 2
	P_{max}	0	1,962.55	요소41	Comb. 2			

단면력도 – Comb.1



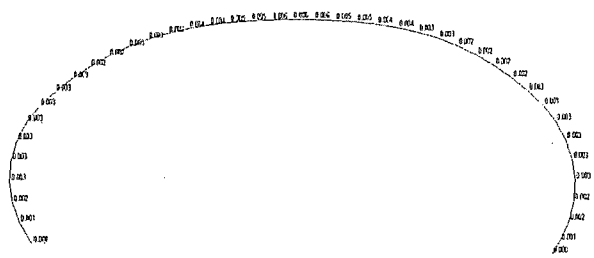




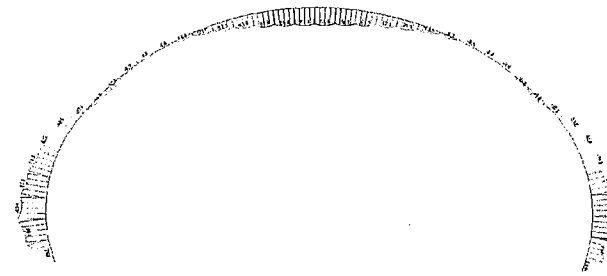


단면력도 - Comb.2

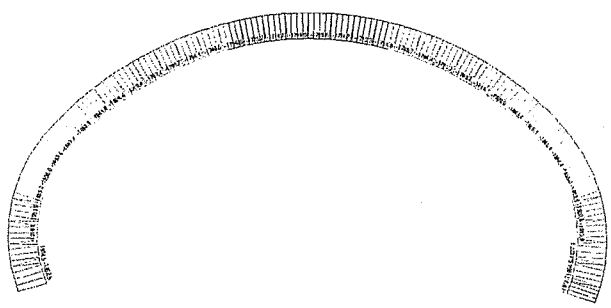
변위도



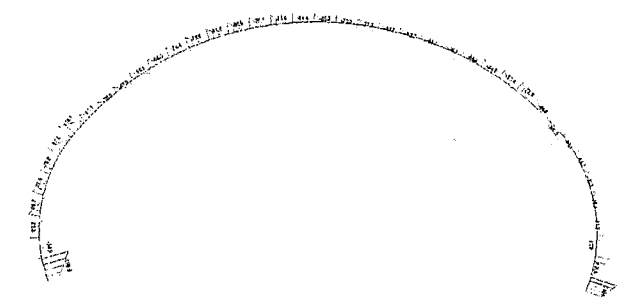
모멘트도



축력도

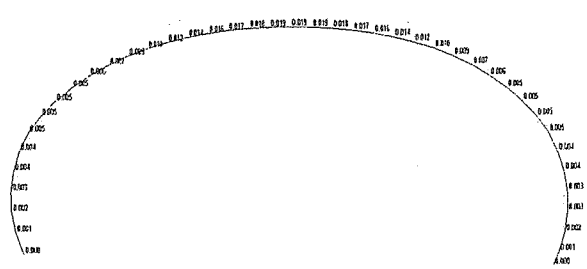


전단력도

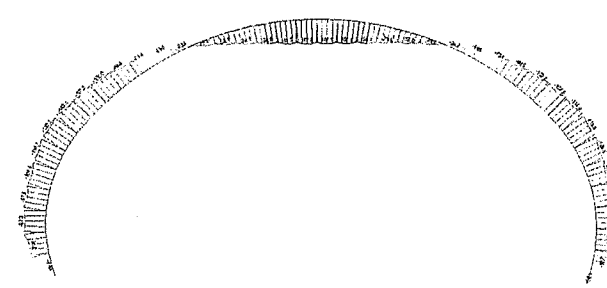


단면력도 - Comb.3

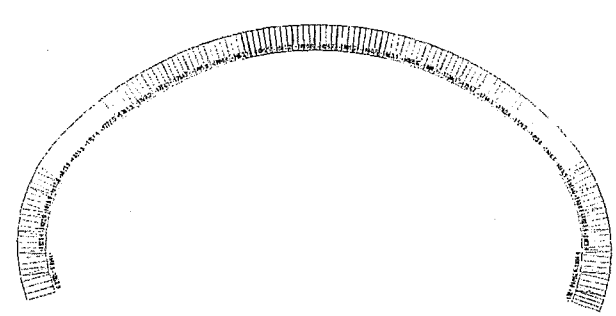
변위도



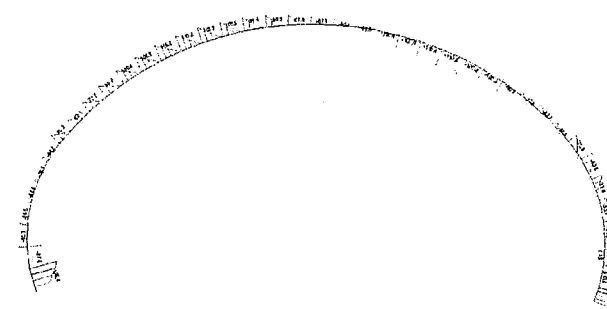
모멘트도



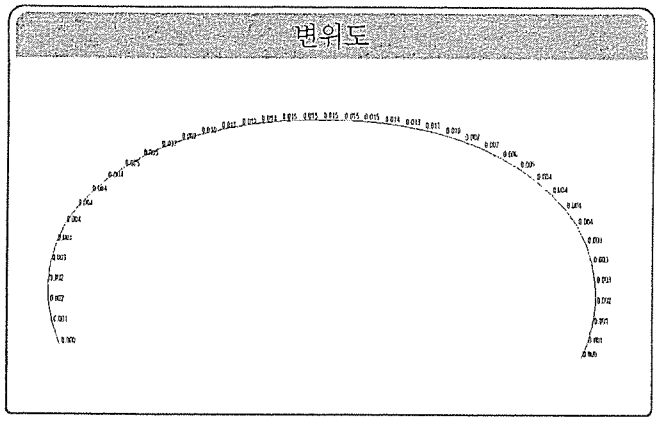
축력도

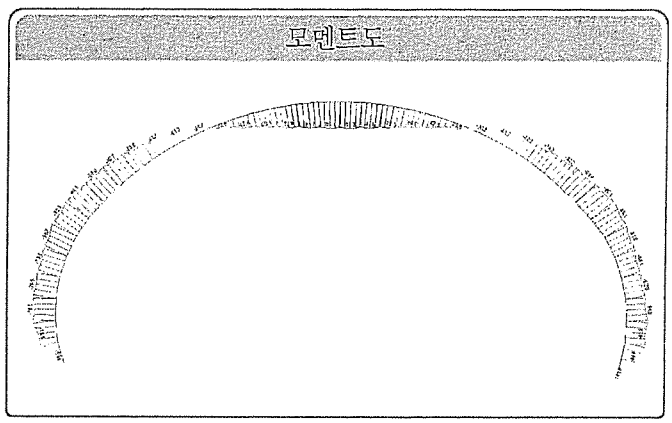


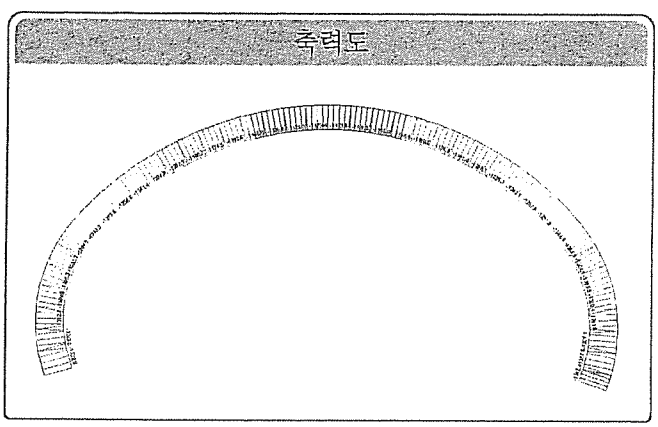
전단력도

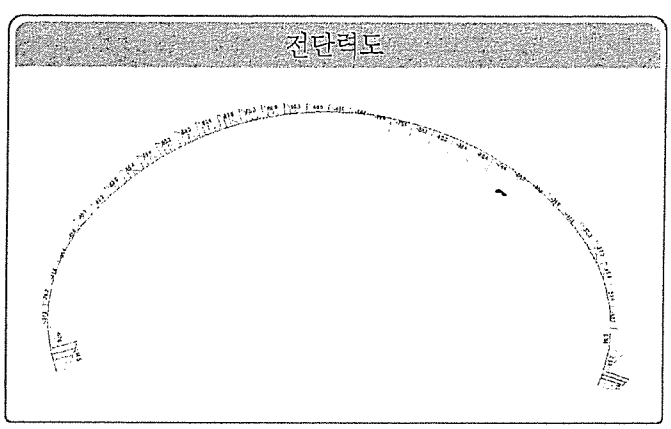


단면력도 – Comb.4









철근량검토-휨설계

구 분	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	Pu (kN)	ΦPn (kN)	사용철근	검 토
아치부	120.13	175.06	1,803.59	2,628.35	D16@125	O.K
좌측벽부	115.94	173.30	1,805.85	2,699.28	D16@125	O.K
우측벽부	120.13	175.93	1,804.78	2,642.96	D16@125	O.K

철근량검토-전단설계

구 분	Vu (kN)	ΦVn (kN)	사용철근	검 토
아치부	118.72	210.08	전단보강 불필요	O.K
좌측벽부	191.20	210.83	전단보강 불필요	O.K
우측벽부	198.86	210.79	전단보강 불필요	O.K

사용성 검토

구 분	최외단철근 평균배근간격 (mm)	최외단철근 소요중심간격 (mm)	검 토
아치부	125	311.99	O.K
좌측벽부	125	329.97	O.K
우측벽부	125	313.92	O.K

단면검토 및 철근량 산정

구 분	M (kN·m)	P (kN)	V (kN)	부 재 두 께 (mm)	피복 두께 (mm)	인장철근		압축철근		전단철근		
						직경	간격 (mm)	직경	간격 (mm)	직경	다리수 (EA)	간격 (mm)
아치부	120.13	1,803.59	118.72	300	60	16	125	16	125	13	2	400
좌측벽부	115.94	1,805.85	191.20	301~419	60	16	125	16	125	13	2	400
우측벽부	120.13	1,804.78	198.86	301~419	60	16	125	16	125	13	2	400

배력철근 검토

- 지하구조물에 작용하는 하중의 원활한 분포를 유도하기 위해 콘크리트 구조설계기준을 적용
- 콘크리트 구조기준(2012) : 철근의 항복강도(fy)가 300MPa이므로 콘크리트 총면적에 대한 철근비 P=0.0025를 적용

구 분	사용 배력철근 (cm^2/m)	폭 (mm)	높이 (mm)	철근비	소요철근량 (cm^2/m)	비 고
라이닝	12.67 (D13@200)	1,000	300	0.0025	7.5	만 족

▮ 철근량 검토

◈ 아치 모멘트최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa　　fy = 300.0 MPa　　λ = 1.00
Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 120.130 KN · m　　극 한 축 력 Pu = 1803.590 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 66.606 mm

인장측 철근 Ast = 1588.800㎟
1단 (dc = 60mm) : D 16 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 1588.800㎟
1단 (dc = 60mm) : D 16 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 160.000 mm
k1 = 0.850　　a = k1 · c = 136.00 mm
Cck = 0.85 · fck · B · H = 6120000.0 N
소성중심 x = (Cck · H/2 + fy · Asc · dc + fy · Ast · d)/(Cck + fy · Asc + fy · Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85 · fck · a · b = 2774400.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85 · fck) · Asc = 444228.5 N
(εsc > εy —> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy · Ast = 476640.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2741989.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 310378900.0 N · mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 113.19 mm
e < eb ————> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 28.97 mm < e = 66.61 mm
—> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 214.199 mm로 가정하면.. a = k1 · c = 182.069 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = 72.27 MPa
Pn = 0.85 fck · a · B + Asc · fsc - Ast · fst = 4043608.0 N
Mn = 0.85 fck · a · B · (x-a/2) + Asc · fsc · (x-dcc) - Ast · fst · (d-x)
= 269325200.0 N · mm
e' = Mn/Pn = 66.605 mm ≒ e = 66.606 mm —> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00036
εt = 0.00036 ≤ εy = 0.0015 ————> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.

ØPn = 2628.345 KN ≥ Pu = 1803.590 KN ∴O.K
ØMn = 175.061 KN · m ≥ Mu = 120.130 KN · m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 118.720 KN
ØVc =Øv · 1/6 · (1+Pu/(14 · Ag)) · λ√(fck) · B · D/1000 = 210.082 KN
Øv · Vc = 210.082 KN ≥ Vu = 118.720 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 아치 축력최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 20.920 KN · m 극 한 축 력 Pu = 1869.570 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 11.190 mm

인장측 철근 Ast = 1588.800㎟
1단 (dc = 60mm) : D 16 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 1588.800㎟
1단 (dc = 60mm) : D 16 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 160.000 mm
k1 = 0.850 a = k1 · c = 136.00 mm
Cck = 0.85 · fck · B · H = 6120000.0 N
소성중심 x = (Cck · H/2 + fy · Asc · dc + fy · Ast · d)/(Cck + fy · Asc + fy · Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85 · fck · a · b = 2774400.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85 · fck) · Asc = 444228.5 N
(εsc > εy --> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy · Ast = 476640.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2741989.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 310378900.0 N · mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 113.19 mm
e < eb ———> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 28.97 mm ≥e = 11.19 mm
편심이 최소편심보다 작으므로..
Pn = 0.85 · fck · (Ag - As) + fy · As = 7008457.0 N
Mn = Pn · e_min = 203037600.0 N · mm

Ø = 0.650 α = 0.800
α ØPn = 3644.397 KN ≥ Pu = 1869.570 KN ∴O.K
ØMn = 105.580 KN · m ≥ Mu = 20.920 KN · m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 118.720 KN
ØVc =Øv · 1/6 · (1+Pu/(14 · Ag)) · λ √(fck) · B · D/1000 = 212.391 KN
Øv · Vc = 212.391 KN ≥ Vu = 118.720 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 좌측벽부 모멘트 최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 115.940 KN · m 극 한 축 력 Pu = 1805.850 KN
단면의 두께 H = 301.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 241.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 64.202 mm

인장측 철근 Ast = 1588.800㎟
1단 (dc = 60mm) : D 16 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 1588.800㎟
1단 (dc = 60mm) : D 16 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 160.667 mm
k1 = 0.850 a = k1 · c = 136.57 mm
Cck = 0.85 · fck · B · H = 6140400.0 N
소성중심 x = (Cck · H/2 + fy · Asc · dc + fy · Ast · d)/(Cck + fy · Asc + fy · Ast)
= 150.50 mm
콘크리트 Cc = 0.85 · fck · a · b = 2785960.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85 · fck) · Asc = 444228.5 N
(εsc > εy —> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy · Ast = 476640.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2753549.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 312390900.0 N · mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 113.45 mm
e < eb ————> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 29.08 mm < e = 64.20 mm
—> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.

c = 219.308 mm로 가정하면.. a = k1 · c = 186.412 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = 59.35 MPa
Pn = 0.85 fck · a · B + Asc · fsc - Ast · fst = 4152738.0 N
Mn = 0.85 fck · a · B · (x-a/2) + Asc · fsc · (x-dcc) - Ast · fst · (d-x)
= 266614000.0 N · mm
e' = Mn/Pn = 64.202 mm ≒ e = 64.202 mm ——> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.0003
εt = 0.0003 ≤ εy = 0.0015 ————> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 2699.279 KN ≥ Pu = 1805.850 KN ∴O.K
ØMn = 173.299 KN · m ≥ Mu = 115.940 KN · m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 191.200 KN
ØVc =Øv · 1/6 · (1+Pu/(14 · Ag)) · λ√(fck) · B · D/1000 = 210.826 KN
Øv · Vc = 210.826 KN ≥ Vu = 191.200 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 좌측벽부 축력 최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa	fy = 300.0 MPa	λ = 1.00
Øc = 0.65	Øv = 0.75	α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 0.000 KN · m	극 한 축 력 Pu = 1973.670 KN
단면의 두께 H = 407.000 mm	단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 347.000 mm	피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 0.000 mm	

인장측 철근 Ast = 1588.800㎟
1단 (dc = 60mm) : D 16 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 1588.800㎟
1단 (dc = 60mm) : D 16 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 231.333 mm
k1 = 0.850 a = k1 · c = 196.63 mm
Cck = 0.85 · fck · B · H = 8302800.0 N
소성중심 x = (Cck · H/2 + fy · Asc · dc + fy · Ast · d)/(Cck + fy · Asc + fy · Ast)
= 203.50 mm
콘크리트 Cc = 0.85 · fck · a · b = 4011320.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85 · fck) · Asc = 444228.5 N
(εsc > εy —> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy · Ast = 476640.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 3978909.0 N

평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 554068600.0 N · mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 139.25 mm
e < eb ———> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 40.66 mm ≥e = 0.00 mm
편심이 최소편심보다 작으므로..
Pn = 0.85 · fck · (Ag - As) + fy · As = 9191257.0 N
Mn = Pn · e_min = 373708700.0 N · mm
Ø = 0.650 α = 0.800
α ØPn = 4779.454 KN ≥ Pu = 1973.670 KN ∴O.K
ØMn = 194.329 KN · m ≥ Mu = 0.000 KN · m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 191.200 KN
ØVc =Ø$\hat{v}$ · 1/6 · (1+Pu/(14 · Ag)) · λ √(fck) · B · D/1000 = 286.097 KN
Øv · Vc = 286.097 KN ≥ Vu = 191.200 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 우측벽부 모멘트 최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 120.130 KN · m 극 한 축 력 Pu = 1804.780 KN
단면의 두께 H = 301.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 241.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 66.562 mm

인장측 철근 Ast = 1588.800㎟
1단 (dc = 60mm) : D 16 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 1588.800㎟
1단 (dc = 60mm) : D 16 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 160.667 mm
k1 = 0.850 a = k1 · c = 136.57 mm
Cck = 0.85 · fck · B · H = 6140400.0 N
소성중심 x = (Cck · H/2 + fy · Asc · dc + fy · Ast · d)/(Cck + fy · Asc + fy · Ast)
= 150.50 mm
콘크리트 Cc = 0.85 · fck · a · b = 2785960.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85 · fck) · Asc = 444228.5 N
(εsc > εy —> fs = fy = 300.00 MPa)

인장철근 Ts = fy · Ast = 476640.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2753549.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 312390900.0 N · mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 113.45 mm
e < eb ————> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 29.08 mm < e = 66.56 mm
——> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 215.406 mm로 가정하면.. a = k1 · c = 183.095 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = 71.29 MPa
Pn = 0.85 fck · a · B + Asc · fsc - Ast · fst = 4066093.0 N
Mn = 0.85 fck · a · B · (x-a/2) + Asc · fsc · (x-dcc) - Ast · fst · (d-x)
= 270649300.0 N · mm
e' = Mn/Pn = 66.563 mm ≒ e = 66.562 mm ——> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00036
εt = 0.00036 ≤ εy = 0.0015 ————> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 2642.960 KN ≥ Pu = 1804.780 KN ∴O.K
ØMn = 175.922 KN · m ≥ Mu = 120.130 KN · m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 198.860 KN
ØVc =Øv · 1/6 · (1+Pu/(14 · Ag)) · λ√(fck) · B · D/1000 = 210.788 KN
Øv · Vc = 210.788 KN ≥ Vu = 198.860 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 우측벽부 축력 최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 0.000 KN · m 극 한 축 력 Pu = 1962.550 KN
단면의 두께 H = 395.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 335.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 0.000 mm

인장측 철근 Ast = 1588.800㎟
1단 (dc = 60mm) : D 16 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 1588.800㎟
1단 (dc = 60mm) : D 16 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 223.333 mm
k1 = 0.850 a = k1 · c = 189.83 mm
Cck = 0.85 · fck · B · H = 8058000.0 N
소성중심 x = (Cck · H/2 + fy · Asc · dc + fy · Ast · d)/(Cck + fy · Asc + fy · Ast)
= 197.50 mm
콘크리트 Cc = 0.85 · fck · a · b = 3872600.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85 · fck) · Asc = 444228.5 N
(εsc > εy —> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy · Ast = 476640.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 3840189.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 523883600.0 N · mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 136.42 mm
e < eb ———> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 39.36 mm ≥e = 0.00 mm
편심이 최소편심보다 작으므로..
Pn = 0.85 · fck · (Ag - As) + fy · As = 8946457.0 N
Mn = Pn · e_min = 352129200.0 N · mm
Ø = 0.650 α = 0.800
α ØPn = 4652.158 KN ≥ Pu = 1962.550 KN ∴O.K
ØMn = 183.107 KN · m ≥ Mu = 0.000 KN · m ∴O.K

▷ 전단력 검토

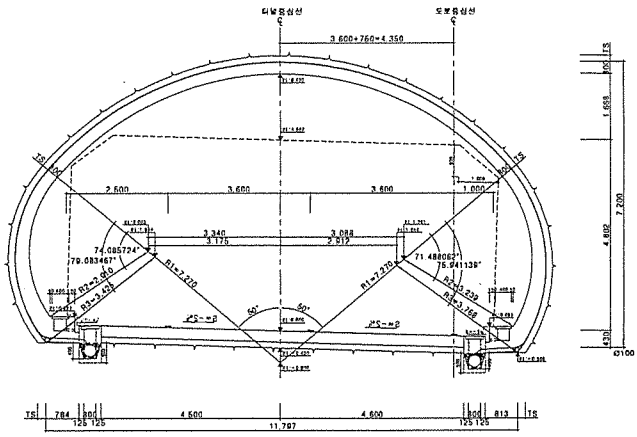
작용전단력 Vu = 198.860 KN
ØVc =Øv · 1/6 · (1+Pu/(14 · Ag)) · λ √(fck) · B · D/1000 = 277.949 KN
Øv · Vc = 277.949 KN ≥ Vu = 198.860 KN.. ∴전단철근 필요없음.

1.3.4 본선(T-6) 철근 콘크리트라이닝 설계

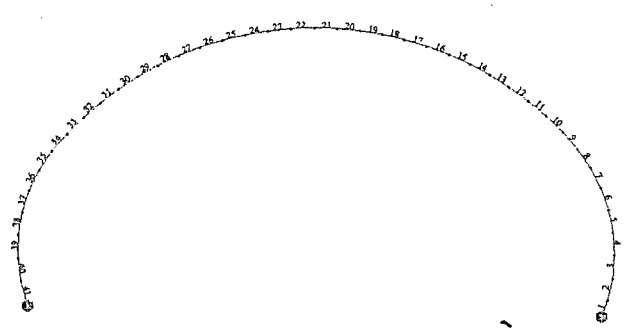
○ 해석조건

■ 해석단면 및 모델링

해 석 단 면



모 델 링



■ 단면제원

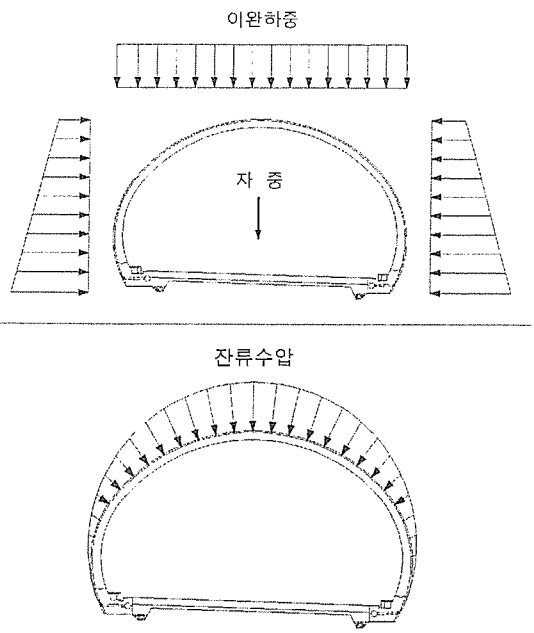
구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I(m^4)	해당부재	비 고
아 치 부	1.000	0.300	0.300	2.25×10^{-3}	9 ~ 34	
좌우측벽부	1.000	0.301~0.419	0.301~0.407	2.27×10^{-3} ~ 5.62×10^{-3}	1 ~ 8 35 ~ 41	

■ 스프링계수 산정

구 분	지반탄성계수 (kN/m^2)	터널반경 (m)	부재길이 (m)	지반스프링 계수(kN/m^2)	비 고
아 치 부	500,000	5.111	0.498	48,721	$K_S = \frac{E}{R}L$ $R=\sqrt{\frac{A}{\pi}}$
좌측벽부	500,000	5.111	0.452	44,221	
우측벽부	500,000	5.111	0.559	54,689	

○ 적용하중

자 중		프로그램 내에서 자동으로 고려
발파이완하중	수직	$H_p = 0.4 \times (B + H_t) = 8.200m$ $P = (H_p - H_w) \times \gamma_t + H_w \times \gamma_{sub}$ $= 152.600kN/m^2$
발파이완하중	수평	$P_1 = K_a \times P = 44.987\ kN/m^2$ $P_2 = P_1 + (K_a \times H_t \times \gamma_{sub}) = 72.580\ kN/m^2$
잔류수압		$Pw = \frac{1}{2} \times H_t \times \gamma w = \frac{1}{2} \times 7.200 \times 10$ $= 36.000\ kN/m^2$



○ 하중조합

구 분	자중	이완하중	잔류수압	계절별온도하중		내외면온도차		건조수축
				+15℃	-15℃	+5℃	-5℃	-15℃
Comb.1	1.0	1.0	1.0	-	-	-	-	-
Comb.2	1.0	1.0	1.0	1.0	-	1.0	-	-
Comb.3	1.0	1.0	1.0	-	1.0	-	1.0	1.0

○ 해석결과 및 검토

▮ 단면력 결과

구 분	구분	모멘트(kN·m)	축력(kN)	검토위치	하중조합	전단력(kN)	검토위치	하중조합
아 치 부	M_{max}	87.53	1,363.16	요소34	Comb. 3	86.69	요소16	Comb. 3
	P_{max}	13.08	1,416.53	요소9	Comb. 2			
좌측벽부	M_{max}	84.63	1,364.08	요소8	Comb. 3	153.42	요소1	Comb. 2
	P_{max}	0	1,501.47	요소1	Comb. 2			
우측벽부	M_{max}	87.53	1,363.58	요소35	Comb. 3	152.85	요소41	Comb. 1
	P_{max}	0	1,494.52	요소41	Comb. 2			

허용응력검토

- 허용휨압축응력 $f_{ca} = 0.4 \cdot f_{ck} = 0.4 \times 24$ MPa = 9.60 MPa
- 허용휨인장응력 $f_{ta} = 0.13 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.13 \times \sqrt{24}$ MPa = −0.637 MPa
- 허용전단응력 $v_a = 0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.08 \times \sqrt{24}$ MPa = 0.392 MPa

구 분	구분	압축응력(MPa)	검토	인장응력(MPa)	검토	전단응력(MPa)	검토
아 치 부	M_{max}	10.38	N.G	−1.29	N.G	0.29	O.K
	P_{max}	5.59	O.K	압축응력발생	O.K		
좌측벽부	M_{max}	10.14	N.G	−1.07	N.G	0.38	O.K
	P_{max}	3.69	O.K	압축응력발생	O.K		
우측벽부	M_{max}	10.33	N.G	−1.27	N.G	0.39	O.K
	P_{max}	3.79	O.K	압축응력발생	O.K		

검토결과

- T-6구간의 응력검토 결과 허용응력을 초과하므로 철근보강이 필요한 것으로 검토됨

○ 철근량산정(강도설계법)

하중조합

구 분	자중	수직 이완하중	수평 이완하중	잔류수압	계절별온도하중		내외면온도차		건조수축	비고
					+15℃	−15℃	+5℃	−5℃	−15℃	
Comb.1	1.4	−	−	1.4	−	−	−	−	−	단면검토
Comb.2	1.2	1.6*	1.6	1.6	1.2	−	1.2	−	−	
Comb.3	1.2	1.6*	1.6	1.6	−	1.2	−	1.2	1.2	
Comb.4	1.0	1.0	1.0	1.0	−	1.0	−	1.0	1.0	사용성

* α_H(토피두께에 따른 연직방향 하중에 대한 보정계수)를 고려하여 보정하중계수 적용

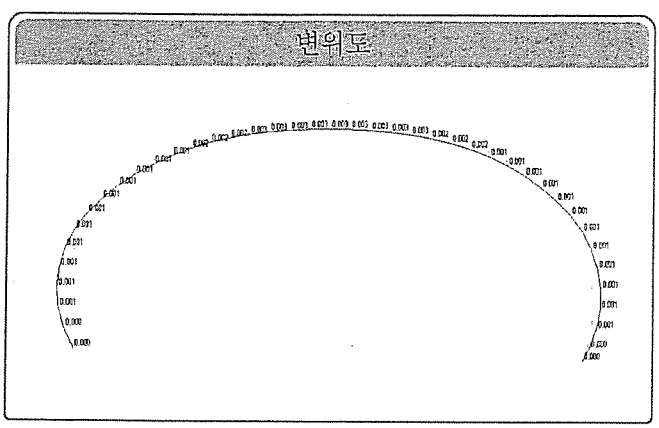
− h ≤ 2m인 경우 : $\alpha_H = 1.0$

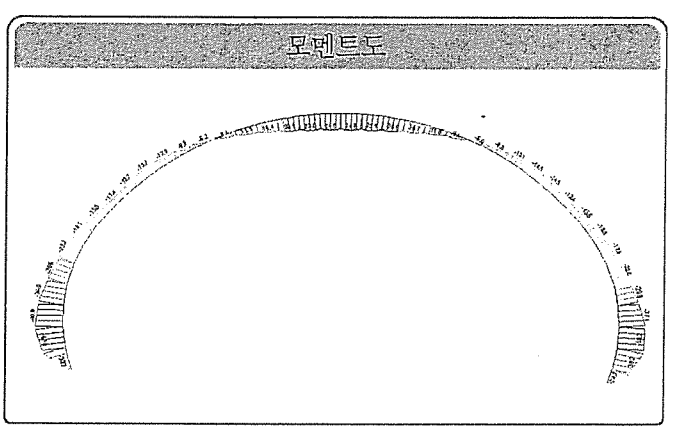
− h > 2m인 경우 : $\alpha_H = 1.05 - 0.025h \geq 0.875$

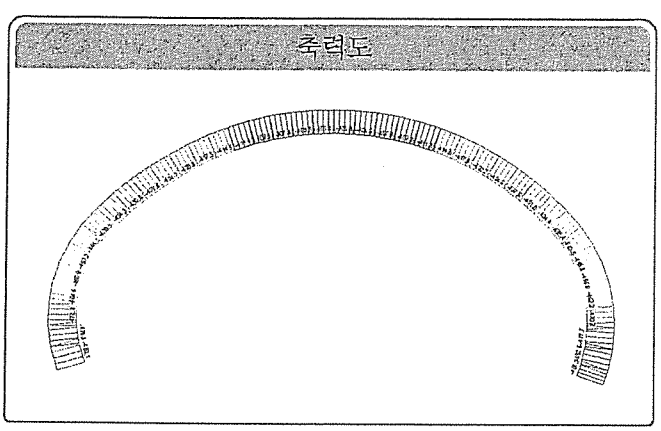
단면력산정

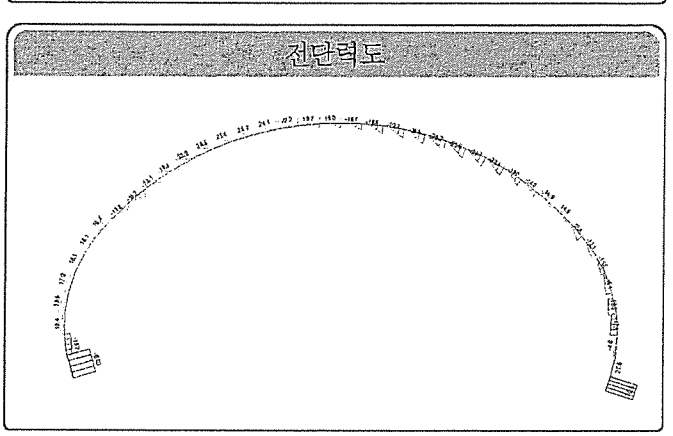
구 분	구분	모멘트(kN·m)	축력(kN)	검토위치	하중조합	전단력(kN)	검토위치	하중조합
아 치 부	M_{max}	124.23	1,933.46	요소34	Comb. 3	124.40	요소34	Comb. 2
	P_{max}	24.75	1,999.57	요소9	Comb. 2			
좌측벽부	M_{max}	119.95	1,935.86	요소8	Comb. 3	209.69	요소1	Comb. 2
	P_{max}	0.00	2,103.63	요소1	Comb. 2			
우측벽부	M_{max}	124.23	1,934.91	요소35	Comb. 3	215.19	요소41	Comb. 2
	P_{max}	0.00	2,092.97	요소41	Comb. 2			

단면력도 - Comb.1



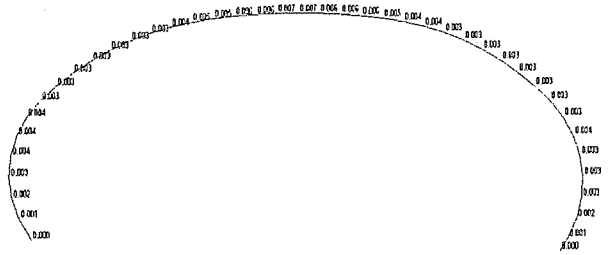




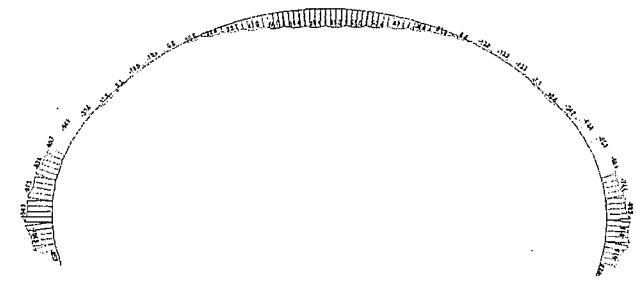


단면력도 - Comb.2

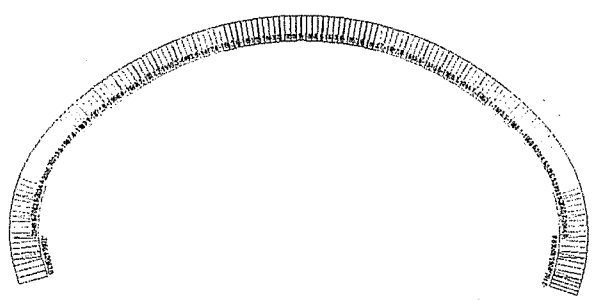
변위도



모멘트도



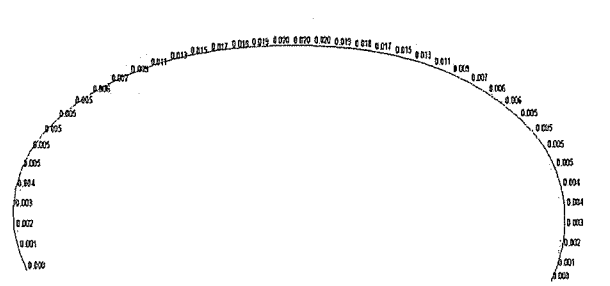
축력도



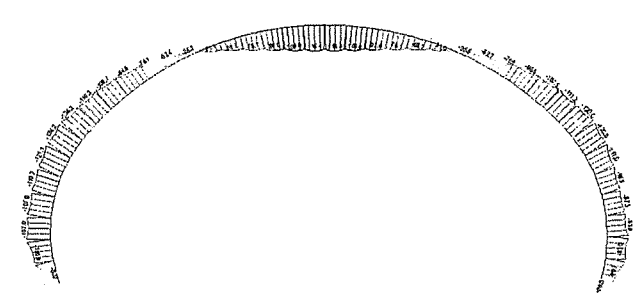
전단력도

단면력도 - Comb.3

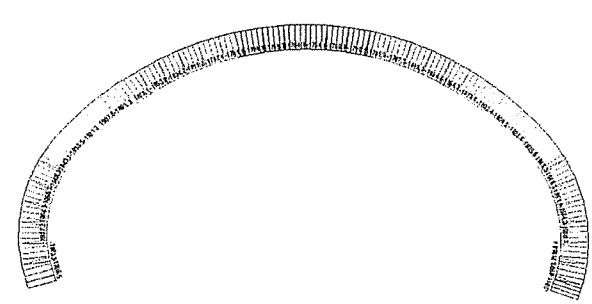
변위도



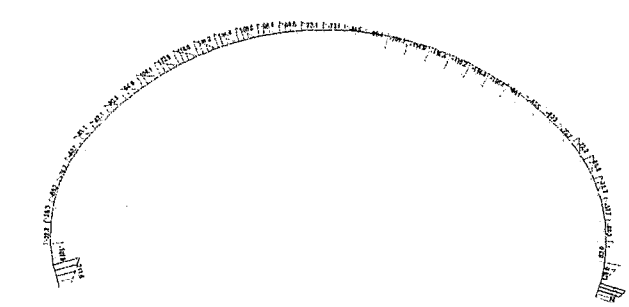
모멘트도



축력도

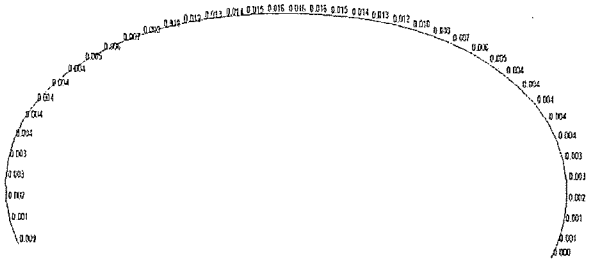


전단력도

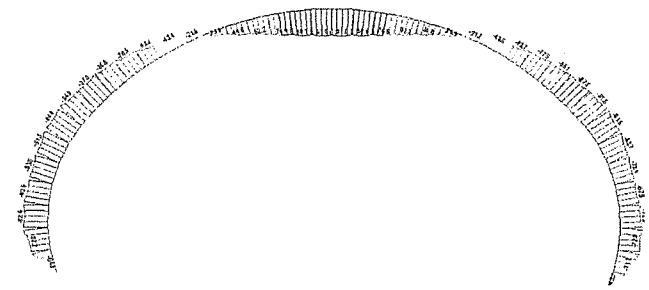


단면력도 – Comb.4

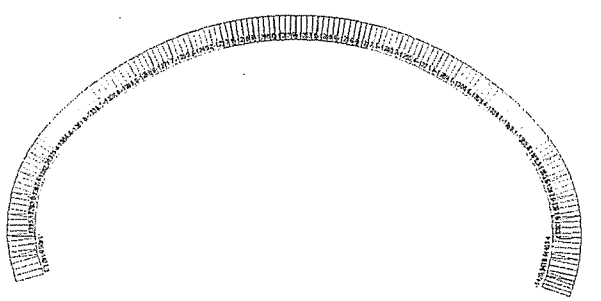
변위도



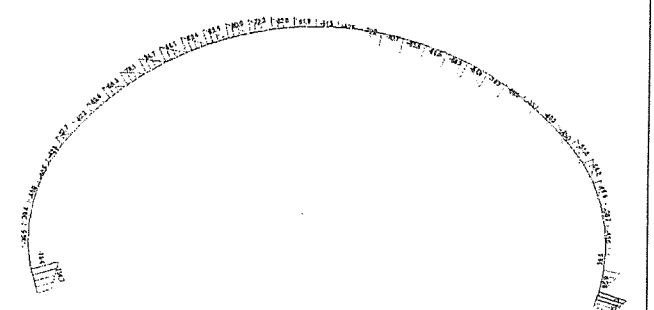
모멘트도



축력도



전단력도



철근량산정

구 분	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	Pu (kN)	ΦPn (kN)	사용철근	검 토
아치부	124.23	183.09	1933.46	2,849.47	D19@125	O.K
좌측벽부	119.95	180.92	1935.86	2,919.82	D19@125	O.K
우측벽부	124.23	183.93	1934.91	2,864.64	D19@125	O.K

구 분	Vu (kN)	ΦVn (kN)	사용철근	검 토
아치부	124.40	214.63	전단보강 불필요	O.K
좌측벽부	209.69	215.38	전단보강 불필요	O.K
우측벽부	215.19	215.35	전단보강 불필요	O.K

사용성 검토

구 분	최외단철근 평균배근간격 (mm)	최외단철근 소요중심간격 (mm)	검 토
아치부	125	478.06	O.K
좌측벽부	125	480.73	O.K
우측벽부	125	480.73	O.K

단면검토 및 철근량 산정

구 분	M (kN·m)	P (kN)	V (kN)	부 재 두 께 (mm)	피복 두께 (mm)	인장철근		압축철근		전단철근		
						직경	간격 (mm)	직경	간격 (mm)	직경	다리수 (EA)	간격 (mm)
아치부	124.23	1933.46	124.40	300	60	19	125	19	125	13	2	400
좌측벽부	119.95	1935.86	209.69	301~419	60	19	125	19	125	13	2	400
우측벽부	124.23	1934.91	215.19	301~419	60	19	125	19	125	13	2	400

배력철근 검토

- 지하구조물에 작용하는 하중의 원활한 분포를 유도하기 위해 콘크리트 구조설계기준을 적용
- 콘크리트 구조기준(2012) : 철근의 항복강도(fy)가 300MPa이므로 콘크리트 총면적에 대한 철근비 P=0.0025를 적용

구 분	사용 배력철근 (cm^2/m)	폭 (mm)	높이 (mm)	철근비	소요철근량 (cm^2/m)	비 고
라이닝	12.67 (D13@200)	1,000	300	0.0025	7.5	만 족

철근량 검토

◈ 아치 모멘트최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa　　fy = 300.0 MPa　　λ = 1.00
Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 124.230 KN · m　　극 한 축 력 Pu = 1933.460 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 64.253 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : D 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : D 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 160.000 mm
k1 = 0.850　　a = k1 · c = 136.00 mm
Cck = 0.85 · fck · B · H = 6120000.0 N
소성중심 x = (Cck · H/2 + fy · Asc · dc + fy · Ast · d)/(Cck + fy · Asc + fy · Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85 · fck · a · b = 2774400.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85 · fck) · Asc = 640843.2 N
(εsc > εy —> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy · Ast = 687600.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2727643.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 347060700.0 N · mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 127.24 mm
e < eb ————> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 28.56 mm < e = 64.25 mm
—> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 222.207 mm로 가정하면.. a = k1 · c = 188.876 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = 48.04 MPa
Pn = 0.85 fck · a · B + Asc · fsc - Ast · fst = 4383796.0 N
Mn = 0.85 fck · a · B · (x-a/2) + Asc · fsc · (x-dcc) - Ast · fst · (d-x)
= 281670800.0 N · mm
e' = Mn/Pn = 64.253 mm ≒ e = 64.253 mm —> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00024
εt = 0.00024 ≤ εy = 0.0015 ————> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.

ØPn = 2849.467 KN ≥ Pu = 1933.460 KN ∴O.K
ØMn = 183.086 KN·m ≥ Mu = 124.230 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 124.400 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 214.626 KN
Øv·Vc = 214.626 KN ≥ Vu = 124.400 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 아치 축력최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 24.750 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1999.570 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 12.378 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : D 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : D 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 160.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 136.00 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6120000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2774400.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 640843.2 N
(εsc > εy —> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 687600.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2727643.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 347060700.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 127.24 mm
e < eb ————> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 28.56 mm ≥e = 12.38 mm
편심이 최소편심보다 작으므로..
Pn = 0.85·fck·(Ag - As) + fy·As = 7401687.0 N
Mn = Pn · e_min = 211413200.0 N·mm

Ø = 0.650 α = 0.800
αØPn = 3848.877 KN ≥ Pu = 1999.570 KN ∴O.K
ØMn = 109.935 KN·m ≥ Mu = 24.750 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 124.400 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 216.940 KN
Øv·Vc = 216.940 KN ≥ Vu = 124.400 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 좌측벽부 모멘트 최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 119.950 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1935.860 KN
단면의 두께 H = 301.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 241.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 61.962 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : D 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : D 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 160.667 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 136.57 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6140400.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.50 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2785960.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 640843.2 N
(εsc > εy —> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 687600.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2739204.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 349276400.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 127.51 mm
e < eb ———> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 28.68 mm < e = 61.96 mm
—> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 226.993 mm로 가정하면.. a = k1·c = 192.944 mm

fsc = 300.00 MPa, fst = 37.02 MPa
Pn = 0.85 fck · a · B + Asc · fsc - Ast · fst = 4492035.0 N
Mn = 0.85 fck · a · B · (x-a/2) + Asc · fsc · (x-dcc) - Ast · fst · (d-x)
= 278333700.0 N · mm
e' = Mn/Pn = 61.962 mm ≒ e = 61.962 mm ⟶ say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00019
εt = 0.00019 ≤ εy = 0.0015 ⟶ 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 2919.823 KN ≥ Pu = 1935.860 KN ∴O.K
ØMn = 180.917 KN · m ≥ Mu = 119.950 KN · m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 209.690 KN
ØVc =Øv · 1/6 · (1+Pu/(14 · Ag)) · λ√(fck) · B · D/1000 = 215.379 KN
Øv · Vc = 215.379 KN ≥ Vu = 209.690 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 좌측벽부 축력 최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa	fy = 300.0 MPa	λ = 1.00
Øc = 0.65	Øv = 0.75	α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 0.000 KN · m	극 한 축 력 Pu = 2103.630 KN
단면의 두께 H = 407.000 mm	단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 347.000 mm	피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 0.000 mm	

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : D 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : D 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 231.333 mm
k1 = 0.850 a = k1 · c = 196.63 mm
Cck = 0.85 · fck · B · H = 8302800.0 N
소성중심 x = (Cck · H/2 + fy · Asc · dc + fy · Ast · d)/(Cck + fy · Asc + fy · Ast)
= 203.50 mm
콘크리트 Cc = 0.85 · fck · a · b = 4011320.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85 · fck) · Asc = 640843.2 N
(εsc > εy ⟶ fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy · Ast = 687600.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 3964564.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 612555600.0 N · mm

평형편심 eb = Mb / Pb = 154.51 mm

e < eb ———> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 40.56 mm ≥e = 0.00 mm

편심이 최소편심보다 작으므로..

Pn = 0.85 · fck · (Ag - As) + fy · As = 9584486.0 N

Mn = Pn · e_min = 388740800.0 N · mm

Ø = 0.650 α = 0.800

α ØPn = 4983.933 KN ≥ Pu = 2103.630 KN ∴O.K

ØMn = 202.145 KN · m ≥ Mu = 0.000 KN · m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 209.690 KN

ØVc =Øv · 1/6 · (1+Pu/(14 · Ag)) · λ √(fck) · B · D/1000 = 290.943 KN

Øv · Vc = 290.943 KN ≥ Vu = 209.690 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 우측벽부 모멘트 최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa	fy = 300.0 MPa	λ = 1.00
Øc = 0.65	Øv = 0.75	α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 124.230 KN · m	극 한 축 력 Pu = 1934.910 KN
단면의 두께 H = 301.000 mm	단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 241.000 mm	피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 64.205 mm	

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟

1단 (dc = 60mm) : D 19 @ 125 mm

압축측 철근 Asc = 2292.000㎟

1단 (dc = 60mm) : D 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 160.667 mm

k1 = 0.850 a = k1 · c = 136.57 mm

Cck = 0.85 · fck · B · H = 6140400.0 N

소성중심 x = (Cck · H/2 + fy · Asc · dc + fy · Ast · d)/(Cck + fy · Asc + fy · Ast)

= 150.50 mm

콘크리트 Cc = 0.85 · fck · a · b = 2785960.0 N

압축철근 Cs = (fs-0.85 · fck) · Asc = 640843.2 N

(εsc > εy —> fs = fy = 300.00 MPa)

인장철근 Ts = fy · Ast = 687600.0 N

평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2739204.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 349276400.0 N · mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 127.51 mm
e < eb ————> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 28.68 mm < e = 64.20 mm
——> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 223.436 mm로 가정하면.. a = k1 · c = 189.921 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = 47.16 MPa
Pn = 0.85 fck · a · B + Asc · fsc - Ast · fst = 4407130.0 N
Mn = 0.85 fck · a · B · (x-a/2) + Asc · fsc · (x-dcc) - Ast · fst · (d-x)
= 282961000.0 N · mm
e' = Mn/Pn = 64.205 mm ≒ e = 64.205 mm ——> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00024
εt = 0.00024 ≤ εy = 0.0015 ————> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 2864.635 KN ≥ Pu = 1934.910 KN ∴O.K
ØMn = 183.925 KN · m ≥ Mu = 124.230 KN · m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 215.190 KN
ØVc =Øv · 1/6 · (1+Pu/(14 · Ag)) · λ√(fck) · B · D/1000 = 215.346 KN
Øv · Vc = 215.346 KN ≥ Vu = 215.190 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 우측벽부 축력 최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 0.000 KN · m 극 한 축 력 Pu = 2092.970 KN
단면의 두께 H = 395.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 335.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 0.000 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : D 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : D 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 223.333 mm

k1 = 0.850 a = k1 · c = 189.83 mm
Cck = 0.85 · fck · B · H = 8058000.0 N
소성중심 x = (Cck · H/2 + fy · Asc · dc + fy · Ast · d)/(Cck + fy · Asc + fy · Ast)
= 197.50 mm
콘크리트 Cc = 0.85 · fck · a · b = 3872600.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85 · fck) · Asc = 640843.2 N
(εsc > εy —> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy · Ast = 687600.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 3825844.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 579925100.0 N · mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 151.58 mm
e < eb ————> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 39.23 mm ≥e = 0.00 mm
편심이 최소편심보다 작으므로..
Pn = 0.85 · fck · (Ag - As) + fy · As = 9339686.0 N
Mn = Pn · e_min = 366364400.0 N · mm
Ø = 0.650 α = 0.800
α ØPn = 4856.637 KN ≥ Pu = 2092.970 KN ∴O.K
ØMn = 190.510 KN · m ≥ Mu = 0.000 KN · m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 215.190 KN
ØVc =Øv · 1/6 · (1+Pu/(14 · Ag)) · λ √(fck) · B · D/1000 = 282.787 KN
Øv · Vc = 282.787 KN ≥ Vu = 215.190 KN.. ∴전단철근 필요없음.

제 2 장 개착터널 설계

2.1 개요 및 설계기준

○ 설계개요

해석단면 선정	•본 사업구간의 라이닝 구조계산은 갱구부를 기본해석구간으로 선정
2차원 구조물 해석	•실제지반조건을 감안한 지반반력계수 및 토압산정 •반토압 및 활하중, 온도영향을 고려한 하중조합
지진시 검토	•응답변위법 해석수행으로 지진시 안정성 검토
구조물 안정화 대책수립	•해석결과 허용응력을 초과하는 경우에 대하여는 강도설계법에 의한 필요철근량 산출 및 사용성 검토 수행으로 안전성 및 내구성 확보

○ 해석조건

- 철근콘크리트 구조물의 설계방법은 부재의 파괴상태 또는 파괴에 가까운 상태에 기초를 둔 강도설계법(Ultimate Strength Design)과 콘크리트를 탄성체로 보고 탄성이론을 적용한 허용응력설계법(Working Stress Design)의 두가지 방법으로 나누어짐
- 철근콘크리트 구조물의 경우 철근과 콘크리트의 합성구조물로 파괴에 대한 안전도의 확보가 확실하고, 하중계수에 의하여 하중의 특성을 반영할 수 있는 강도설계법을 적용
- 그러므로, 개착터널의 경우 강도설계법을 적용하여 설계하고 추가적으로 균열, 처짐 등 사용성 확보를 위하여 사용하중을 적용하여 구조물의 안정성과 사용성을 확보
- 설계방법 : 강도설계법
- 구조물 형식 : 아치형 구조물
- 용도 : 갱구부 개착 터널

▪ 사용재료 및 강도특성

재 료 명	단위중량(kN/m^3)	재료강도(MPa)	탄성계수(MPa)
무근 콘크리트	23.5	f_{ck}=24	26,637
철근 콘크리트	25.0	f_{ck}=24	29,227
철 근	78.5	f_y=300	200,000

▪ 해석단면 및 지반조건

구 분		암반등급	변형계수(MPa)	단위중량(kN/m^3)
금촌터널	시점부	Ⅲ	6,000	25
	종점부	Ⅱ	12,000	27
되메움 토사		-	28	18

○ 설계기준

▮ 철근의 겹이음길이

•철근의 이음길이는 피복두께 및 철근간격을 고려한 다음 식에 의한 방법으로 산정함

정착길이 $\ell_d = \frac{0.90 d_b f_y}{\sqrt{f_{ck}}} \times \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\frac{c+K_{tr}}{d_b}}$

위 식에서 $\frac{c+K_{tr}}{d_b}$ 은 2.5이하이어야 한다. 단, ℓ_d는 300mm이상이어야 한다.

여기서, γ= 철근 또는 철선의 크기 계수

D19 이하의 철근과 크기 계수 ·····0.8

D22 이상의 철근 ·····1.0

c = 철근간격 또는 피복두께에 관련된 치수

(철근 또는 철선의 중심으로부터 콘크리트 표면까지의 최단거리 또는 정착되는 철근 또는 철선의 중심 간 거리의 1/2 중 작은 값을 사용하여 mm 단위로 나타냄)

K_{tr} = 횡방향 철근지수

$= \frac{A_{tr} f_{yt}}{10.7sn}$

(횡방향 철근이 배근되어 있더라도 설계를 간편하게 하기 위해 K_{tr} = 0으로 사용)

α = 철근배근 위치계수 (상부철근 : 1.3, 기타철근 : 1.0)

β = 에폭시 도막계수 (도막되지 않는 철근 : 1.0)

λ = 경량콘크리트계수 (일반콘크리트 : 1.0)

•겹침이음 등급

- A급 이음 : 1.0 ℓ_d 이상

배근된 철근량이 이음부 전 구간에서 해석결과 요구되는 소요 철근량의 2배 이상이고 소요 겹침이음 길이 내에 겹침이음 된 철근량이 전체 철근량의 1/2이하인 경우에는 A급 이음으로 한다.

- B급 이음 : 1.3 ℓ_d 이상

A급 이음에 해당되지 않는 경우에는 B급 이음이어야 한다.

- 단, 이음길이는 300mm이상이어야 함

철근 호칭	공칭 단면적 (cm^2)	단위 무게 (kgf/m)	공칭 지름 (mm)	개착터널 (f_{ck}=24, f_y=300) 피복두께 80mm, 철근간격 125mm			
				A급 이음		B급 이음	
				일반(mm)	상부(mm)	일반(mm)	상부(mm)
D13	1.267	0.995	12.7	300	300	300	380
D16	1.986	1.560	15.9	300	370	370	480
D19	2.865	2.250	19.1	340	440	440	570
D22	3.871	3.040	22.2	490	640	640	830
D25	5.067	3.980	25.4	570	740	740	970
D29	6.424	5.040	28.6	730	940	940	1,220
D32	7.942	6.230	31.8	900	1,160	1,160	1,510

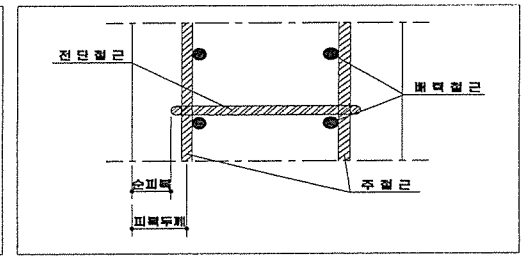
철근의 피복두께

구 분		피복 두께
현장치기 콘크리트	흙에 접하거나 옥외의 공기에 직접 노출되는 콘크리트	•D29 이상의 철근 ⇨ 60mm •D25 이하의 철근 ⇨ 50mm •D16 이하의 철근 ⇨ 40mm
	옥외의 공기나 흙에 직접 접하지 않는 콘크리트	•슬래브, 벽체, 장선 : D35 초과 ⇨ 40mm D35 이하 ⇨ 20mm •보, 기둥 ⇨ 40mm •쉘, 절판부재 ⇨ 20mm
콘크리트 구조설계 기준해설 (2007)		•옥외의 공기에 직접 노출되는 콘크리트란 온도변화 뿐만 아니라 습도 변화에도 직접 노출된 경우를 말함 •슬래브 또는 얇은 쉘의 밑면은 액화상태 또는 노출된 상부 표면으로부터 직접정인 누수, 누출 유사한 영향으로 건습상태가 반복적으로 발생하지 않으면 직접 노출되는 콘크리트로 보지 않음

•본선 콘크리트 라이닝

피복두께 = 50(순피복) + 19(주철근) / 2 + 13(전단철근)
= 72.5 ≒ 80mm (8cm)

피복두께 = 50(순피복) + 22(주철근) / 2 + 13(전단철근)
= 74 ≒ 80mm (8cm)



배력철근, 건조수축 및 온도에 대한 철근

구 분	내 용
건조수축 및 온도철근에 대한 철근규정	•휨철근이 1방향으로만 배치되어 있는 경우에는 휨철근에 직각방향으로 건조수축 및 온도철근을 두어야 하며 노출면에서의 철근간격은 150mm를 넘지 않아야 함. •설계기준 강도가 400MPa 이하인 이형철근을 사용한 슬래브의 P_{min}=0.002 이상이어야 하며 주철근량 미만이어야 함.
배력철근 규정	•슬래브 및 벽체의 배력철근량은 인장주철근의 1/2이상 또는 온도철근량(슬래브 : $P=0.0025A_g$, 벽체 : $P=0.0030A_g$) 이상을 배치하고 철근간격은 150~300mm로 함. •배력철근과 건조수축 및 온도에 대한 철근이 동일한 철근인 경우 큰 값을 적용
설 계 적 용	•콘크리트 총단면적에 대한 철근비 P_{min}=0.002이상, 인장주철근의 1/5이상 중 큰 값 적용

사용성 검토

•콘크리트의 인장연단에 가장 가까이에 배치되는 철근의 중심간격 s는 다음식 중 작은값 이하로 하여야 함 (콘크리트 구조기준, 2012)

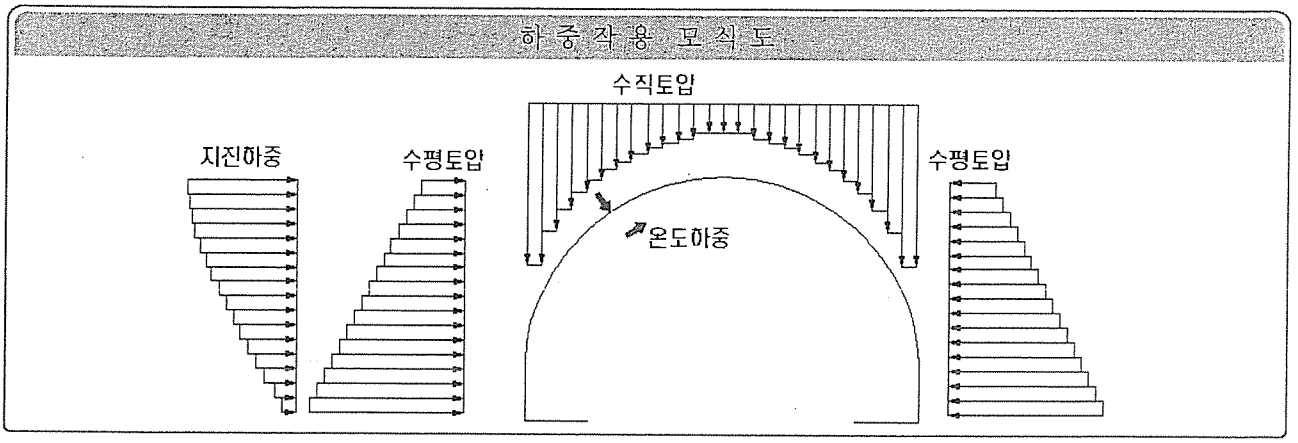
$$s = 375\left(\frac{210}{f_s}\right) - 2.5c_c \quad , \quad s = 300\left(\frac{210}{f_s}\right)$$

여기서, c_c = 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면 사이의 최소 두께이며, 철근이 하나만 배치된 경우에는 인장연단의 폭을 s로 함

f_s = 사용하중 상태에서 인장연단에서 가장 가까이에 위치한 철근의 응력으로 사용하중 휨모멘트에 대한 해석으로 결정하여야 함

2.2 개착터널 설계 적용하중 산정

○ 하중작용 모식도



○ 토압

•되메우기 작업은 모래 또는 양질의 저압축성 토사를 사용하고 지표면 침하를 최소화하기 위해 충분한 다짐을 실시하게 되므로 되메우기 토사는 양질의 보통 모래층 정도로 볼 수 있으며 본 설계에서는 안전측의 값으로 판단되는 다음 값을 토압 계산시 적용

▌되메움 토사 설계정수

단위중량(kN/m^3)	내부마찰각	토압계수 K_0
18	28	$1-\sin\phi=0.5$

○ 온도하중

•구조물의 설계에서는 일반적으로 구조물에 균일한 온도의 승강이 있는 것으로 하며 이에 따른 온도 변화에 대한 영향을 고려

▌내·외면 온도하중

구 분	적용온도 하중	콘크리트 선팽창계수(α)
내·외면 온도차 하중	±5℃	1℃에 대하여 1×10^{-5}

▌계절별 온도하중

구 분	적용온도 하중	비 고
계절별 온도 하중	±15℃	도로교 설계기준(국토교통부, 2010)

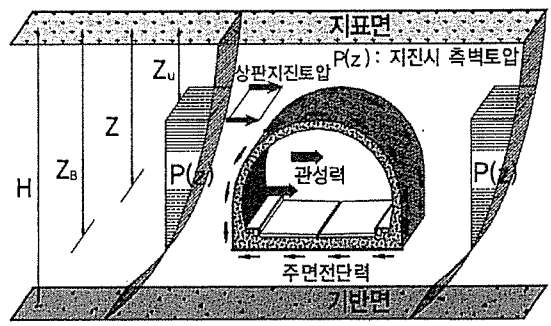
▌건조수축 온도하중

구조물의 종류		건조수축변형율	온도하중환산	적 용
라 멘		0.00015	−15℃	
아 치	철근량 0.5%이하	0.00015	−15℃	◎
	철근량 0.1~0.5%	0.00020	−20℃	

○ 지진하중

- 갱구부에 위치한 개착터널은 원지반에 둘러쌓여 있는 NATM 터널내 라이닝구조물에 비해 대기에 노출되거나 되메움 시공이 이루어지는 지상구조물 특성상 구조물과 지반사이의 상대 변위가 크게 발생하여 지진에 의한 영향이 크게 발생하므로 다음과 같이 지진하중을 설계에 적용하여 지진시 안정성 검토 수행
- 응답변위법을 이용하여 지진시 지중구조물에 발생하는 지반변위에 의한 지진토압과 지중구조물과 주변지반 관계에서의 경계조건을 적절히 모델링하여 정적으로 구조물의 부재력과 변위를 계산하여 해석

응답변위법 개요도



■ 지진시 수평하중

- 지진시 수평하중은 상대변위량을 이용하여 변위에 의한 지진력을 산정, 적용함
  $P(z) = k_h | U(z) - U(z_E) |$, 여기서 k_h:대상구조물이 위치한 지반의 수평방향 지반반력계수

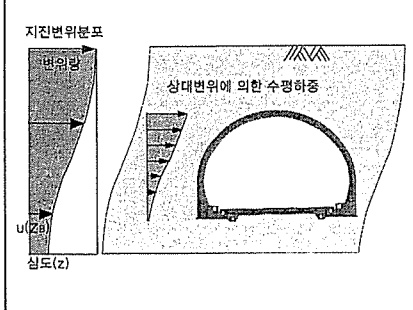
■ 지진시 주면전단력

- 주면전단력 $\tau(z) = \frac{G_D}{\pi H} \cdot S_v \cdot T_G \cdot \sin(\frac{\pi z}{2H})$, 여기서 G_D : 동전단변형계수(kN/m²)
- 터널의 아치부는 곡면의 부재이므로 주면전단력을 절점별 터널곡면에 대해 법선방향(τ_n)과 접선방향(τ_s)로 분리하여 모델링한 절점과 부재에 적용함

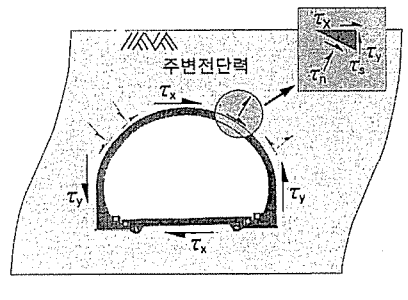
■ 지진시 관성력

- 지진시 관성력 P = W×K_h W : 구조물 중량 K_h : 설계수평지진계수
- K_h (S_B 지반) → 기능수행수준 : 0.063g , 붕괴방지수준 : 0.154g 적용

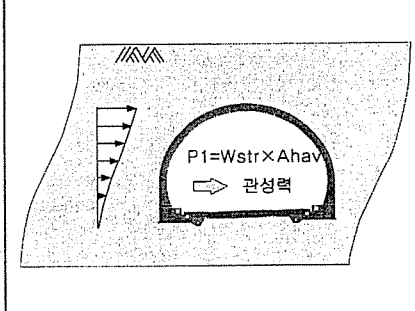
수평하중



주면전단력



관 성 력



내진설계인자

•현재 설계지반운동의 결정에 고려되는 인자는 지진구역, 재현주기, 내진성능 그리고 지반의 종류로서 국내에서의 분류기준은 다음과 같음(건설교통부 주요시설물의 내진설계 성능수준)

지중구조물의 내진등급

구조물 종류	내진 1등급	내진 2등급
교통시설	지하철 · 철도 · 도로터널	지하주차장, 지하차도
재현주기	1,000년	500년

내진성능목표

성능수준 / 재현주기(년)	기 능 수 행	붕 괴 방 지
50년	II 등급	–
100년	I 등급	–
200년	특등급	–
500년	–	II 등급
1,000년	–	I 등급
2,400년	–	특등급

지진구역

지 진 구 역		행 정 구 역
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도

지진구역계수(재현주기 500년 기준)

지 진 구 역	I	II
구역계수, Z	0.11	0.07

지반종류에 따른 지진계수 Ca, Cv

지반종류	지진구역	
	I	II
SA	0.09	0.05
SB	0.11	0.07
SC	0.13	0.08
SD	0.16	0.11
SE	0.22	0.17

지반종류	지진구역	
	I	II
SA	0.09	0.05
SB	0.11	0.07
SC	0.18	0.11
SD	0.23	0.16
SE	0.37	0.23

■ 재현주기에 따른 보정계수

재현주기(년)	50	100	200	500	1,000	2,400
위험도 계수, I	0.40	0.57	0.73	1.0	1.4	2.0

■ 지진가속도계수 산정

설계성능수준	재현주기	구역계수	위험도계수	지진가속도
기능수행수준(내진 I 등급)	100년	0.11	0.57	0.063g
붕괴방지수준(내진 I 등급)	1,000년	0.11	1.40	0.154g

○ 하중조합

하중조합 \ 하중종류		자중	토 압 (상재하중)	토 압 (측벽하중)	차량하중 (상재 활하중)	차량하중 (측벽 활하중)	온도하중		지진 하중
							온도가 올라갈때	온도가 내려갈때	
허용응력 설계 (사용성)	W1	1.00	1.0	1.0	–	–	1.0	–	–
	W2	1.00	1.0	1.0	–	–	–	1.0	–
강도설계	U1	1.4	–	–	–	–	–	–	–
	U2	1.2	$1.6\alpha_H$*	1.6	1.6	1.6	1.2	–	–
	U3	1.2	$1.6\alpha_H$*	1.6	1.6	1.6	–	1.2	–
	U4	1.2	$1.6\alpha_H$*	0.8	1.6	1.6	1.2	–	–
	U5	1.2	$1.6\alpha_H$*	0.8	1.6	1.6	–	1.2	–
	U6	0.9	0.9	1.6	–	–	–	–	–
	U7	0.9	0.9	0.8	–	–	–	–	–
지진시 (기능수행)	E1	1.2	1.2	1.0	1.0	1.0	–	–	1.0
	E2	1.2	1.2	0.5	1.0	1.0	–	–	1.0
	E3	0.9	0.9	1.0	–	–	–	–	1.0
	E4	0.9	0.9	0.5	–	–	–	–	1.0
지진시 (붕괴방지)	E5	1.2	1.2	1.0	1.0	1.0	–	–	1.0
	E6	1.2	1.2	0.5	1.0	1.0	–	–	1.0
	E7	0.9	0.9	1.0	–	–	–	–	1.0
	E8	0.9	0.9	0.5	–	–	–	–	1.0

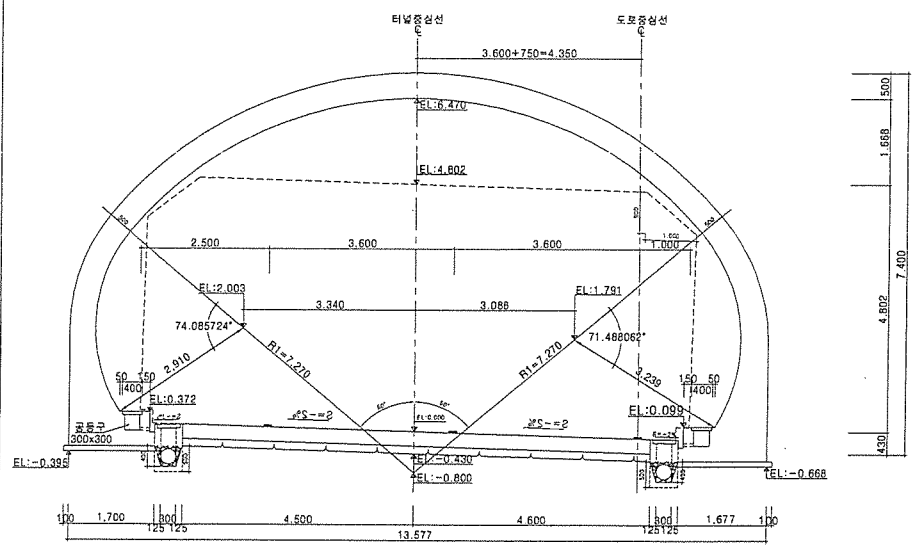
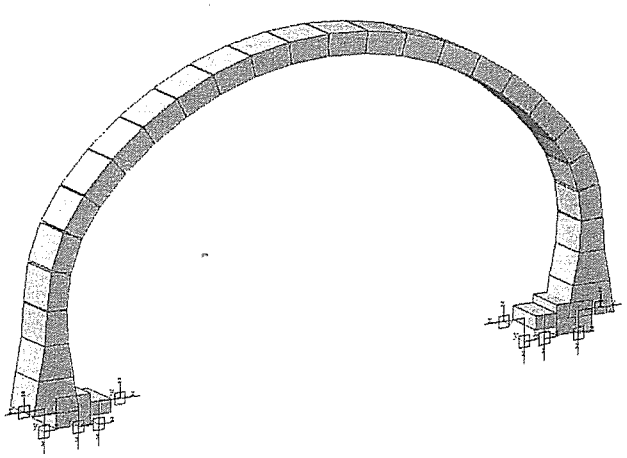
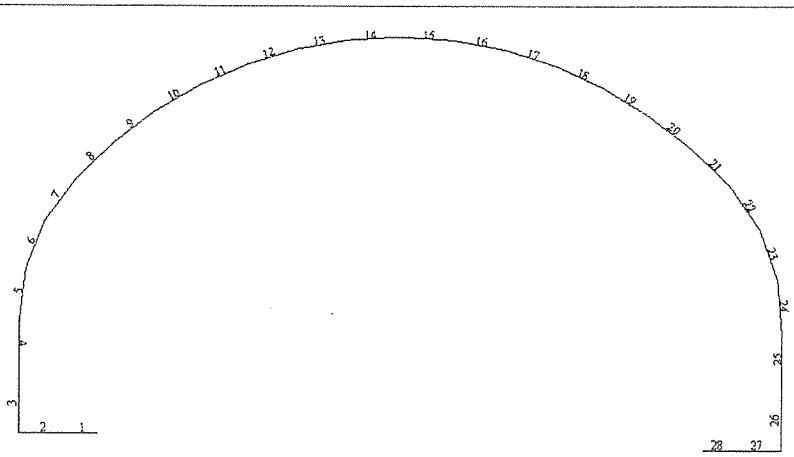
* 여기서 $h \leqq 2$일 때, $\alpha_H = 1.0$, $h > 2$일 때, $\alpha_H = 1.05-0.025h \geqq 0.875$(h : 이완하중)

2.3 금촌터널 개착터널 설계

2.3.1 시점부 개착터널 설계 – 평상시

○ 해석조건

▮ 해석단면 및 모델링

해석단면		
해석모델	경계 조건	
	부재 번호	

단면제원

No	B(m)	H(m)	A(m²)	I(m⁴)	부재번호
1	1.000	0.500	0.500	0.0104	6-23
2	1.000	0.535	0.535	0.0127	5
3	1.000	0.644	0.644	0.0222	4
4	1.000	0.894	0.894	0.0595	3
5	1.000	0.549	0.549	0.0137	24
6	1.000	0.671	0.671	0.0251	25
7	1.000	0.935	0.935	0.0681	26
8	1.000	0.667	0.667	0.0247	2,27
9	1.000	0.307	0.307	0.0241	1,28

지반반력계수

구 분	지 반 조 건	변형계수(E_0, MPa)	비 고
개착터널	암반등급(Ⅲ)	6,000	

연직방향 지반반력계수

K_v : 연직방향 지반반력계수(kN/cm^3)

$$K_V = K_{VO}\left(\frac{B_v}{30}\right)^{-3/4}$$

K_{vo} : 지름 30cm의 강체원판에 의한 평판 재하시험의 값에 상당하는 연직방향 지반반력계수(kN/cm3)로서, 각종 토질시험·조사에 의해 구한 변형계수로부터 추정하는 경우는 다음 식에서 구한다.

$$K_{vo} = \frac{1}{30}\,\alpha\,E_0$$

B_V : 기초의 환산재하폭(cm)

$$B_V = \sqrt{A_v}$$

A_V : 연직방향의 재하면적(cm^2)

수평방향 지반반력계수

K_H : 수평방향 지반반력계수(kN/cm^3)

$$K_H = K_{HO}\left(\frac{B_H}{30}\right)^{-3/4}$$

K_{HO} : 지름 30cm의 강체원판에 의한 평판 재하시험의 값에 상당하는 수평방향 지반반력계수(kN/cm3)로서, 각종 토질시험 조사에 의해 구한 변형계수로부터 추정하는 경우는 다음 식에서 구한다.

$$K_{HO} = \frac{1}{30}\,\alpha\,E_0$$

B_H : 하중방향에 직교하는 기초의 환산 재하폭 (cm)

$$B_H = \sqrt{A_H}$$

A_H : 하중방향에 직교하는 기초의 재하면적 (cm^2)

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (MPa)	α	
	평 상 시	지 진 시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링 공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N 값에서 E_o = 28N으로 추정한 변형계수	1	2

- 연직지반반력계수

$$K_V = K_{VO} \times \left(\frac{B_V}{0.3}\right)^{-(3/4)}$$

- 좌측 바닥부

$K_{Vo} = \frac{1}{0.3}\,\alpha\, E_o = (1 / 0.3)\times 4\times 6{,}000{,}000 = 80{,}000{,}000\ kN/m^3$

여기서, $\alpha = 4$ (도로교설계기준·해설, 2010)

$E_o = 6{,}000{,}000kPa$

바닥부의 환산재하폭(cm) : $B_V = \sqrt{1.29\times 1.000} = 1.136m$

$K_{V1} = K_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4} = 80{,}000{,}000\times(1.136 / 0.3)^{-3/4} = 29{,}471{,}156\ kN/m^3$

- 우측 바닥부

$K_{Vo} = \frac{1}{0.3}\,\alpha\, E_o = (1 / 0.3)\times 4\times 6{,}000{,}000 = 80{,}000{,}000\ kN/m^3$

여기서, $\alpha = 4$ (도로교설계기준·해설, 2010)

$E_o = 6{,}000{,}000kPa$

바닥부의 환산재하폭(cm) : $B_V = \sqrt{1.34\times 1.000} = 1.158m$

$K_{V2} = K_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4} = 80{,}000{,}000\times(1.158 / 0.3)^{-3/4} = 29{,}050{,}225\ kN/m^3$

- 수평지반반력계수

$$K_H = K_{HO} \times \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-(3/4)}$$

- 좌측 바닥부

$K_{Ho} = \frac{1}{0.3}\,\alpha\, E_o = (1 / 0.3)\times 4\times 6{,}000{,}000 = 80{,}000{,}000\ kN/m^3$

여기서, $\alpha = 4$ (도로교설계기준·해설, 2010)

$E_o = 6{,}000{,}000kPa$

바닥부의 환산재하폭(cm) : $B_H = \sqrt{0.667\times 1.000} = 0.817m$

$K_{H1} = K_{Ho}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} = 80{,}000{,}000\times(0.817 / 0.3)^{-3/4} = 37{,}736{,}740\ kN/m^3$

- 우측 바닥부

$K_{Ho} = \frac{1}{0.3}\,\alpha\, E_o = (1 / 0.3)\times 4\times 6{,}000{,}000 = 20{,}000{,}000\ kN/m^3$

여기서, $\alpha = 4$ (도로교설계기준·해설, 2010)

$E_o = 6{,}000{,}000kPa$

바닥부의 환산재하폭(cm) : $B_H = \sqrt{0.667\times 1.000} = 0.817m$

$K_{H2} = K_{Ho}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} = 80{,}000{,}000\times(0.817 / 0.3)^{-3/4} = 37{,}736{,}740\ kN/m^3$

○ 적용하중

■ LOAD - 1 [자 중]

■ LOAD - 2 [연직토압]

절 점	토 피(H) (m)	연직토압 (kN/m²)	절 점	토 피(H) (m)	연직토압 (kN/m²)
5	6.979	125.622	16	2.156	38.808
6	6.094	109.692	17	2.323	41.814
7	5.269	94.842	18	2.599	46.782
8	4.557	82.026	19	2.979	53.622
9	3.933	70.794	20	3.458	62.244
10	3.390	61.020	21	4.029	72.522
11	2.934	52.812	22	4.683	84.294
12	2.573	46.314	23	5.435	97.830
13	2.312	41.616	24	6.296	113.328
14	2.153	38.754	25	7.208	129.744
15	2.100	37.800			

■ LOAD - 3 [수평토압]

$$Ko = 1 - \sin\phi = 0.53 \qquad \phi = 28^\circ \qquad \gamma_t = 18kN/m^3$$

절 점	토 피(H) (m)	수평토압 (kN/m²)	절 점	토 피(H) (m)	수평토압 (kN/m²)
3	8.772	83.685	17	2.323	22.161
4	7.873	75.108	18	2.599	24.794
5	6.979	66.580	19	2.979	28.420
6	6.094	58.137	20	3.458	32.989
7	5.269	50.266	21	4.029	38.437
8	4.557	43.474	22	4.683	44.676
9	3.933	37.521	23	5.435	51.850
10	3.390	323.341	24	6.296	60.064
11	2.934	27.990	25	7.208	68.764
12	2.573	24.546	26	8.126	77.522
13	2.312	22.056	27	9.048	86.318
14	2.153	20.540			
15	2.100	20.034			
16	2.156	20.568			

LOAD - 4 [차량(DB24)하중 (되메움시공중)]

$$Ko = 1 - \sin\phi = 0.53 \qquad \phi = 28° \qquad \gamma_t = 18kN/m^3$$

토 피 (m)	도로면의 활하중 (MPa)	토 피 (m)	도로면의 활하중 (MPa)	비 고
1.0	0.05	5.0	0.015	• 10m 이상의 토피에대한 노면 활하중은0.009(MPa)
1.5	0.038	6.0	0.015	
2.0	0.021	7.0	0.015	
2.5	0.017	8.0	0.012	
3.0	0.015	9.0	0.011	
4.0	0.015	10.0	0.009	

LOAD - 5 ~ 8 [온도하중]

•외기의 온도 영향을 크게 받는 갱구부측 라이닝은 계절별 온도차 적용
  단면두께 70cm 이하 : ±15 ℃
  단면두께 70cm 이상 : ±10 ℃
•내외면 온도차 영향 ±5 ℃ 고려 , $\alpha = 1.0\times10^{-5}$

LOAD - 9 [건조수축]

• -15℃의 온도하중으로 변환 적용 : $\Delta T = \frac{\varepsilon}{\alpha} = \frac{15\times10^{-5}}{1.0\times10^{-5}} = 15$ ℃

○ 하중조합

구 분	자중	토 압		차량하중	계절별 온도하중		내외면 온도하중		건조수축
		수직	수평		+15℃	-15℃	+5℃	-5℃	-15℃
Comb. 1	1.4	-	-	-	-	-	-	-	-
Comb. 2	1.2	$1.6\alpha_H$*	1.6	1.6	1.2	-	1.2	-	-
Comb. 3	1.2	$1.6\alpha_H$*	1.6	1.6	-	1.2	-	1.2	1.2
Comb. 4	1.2	$1.6\alpha_H$*	0.8	1.6	1.2	-	1.2	-	-
Comb. 5	1.2	$1.6\alpha_H$*	0.8	1.6	-	1.2	-	1.2	1.2
Comb. 6	0.9	0.9	1.6	-	-	-	-	-	-
Comb. 7	0.9	0.9	0.8	-	-	-	-	-	-
Comb. 8 (사용성)	1.0	1.0	1.0	-	-	1.0	-	1.0	1.0

○ 해석결과 및 검토

▮ 단면력 결과

구 분			모멘트(kN·m)	축력(kN)	검토위치	하중조합	전단력(kN)	검토위치	하중조합
허용응력설계	아 치 부	M_{max}	199.25	632.12	요소6	comb.8	112.81	요소7	comb.8
		P_{max}	179.84	651.19	요소23	comb.8			
	측 벽 부	M_{max}	199.25	622.62	요소5	comb.8	141.39	요소4	comb.8
		P_{max}	0.71	786.55	요소26	comb.8			
	바 닥 부	M_{max}	11.01	12.17	요소2	comb.8	18.88	요소2	comb.8
		P_{max}	0.71	35.68	요소27	comb.8			
강도설계	아 치 부	M_{max}	467.53	961.89	요소6	comb.5	219.60	요소21	comb.4
		P_{max}	461.81	998.34	요소23	comb.5			
	측 벽 부	M_{max}	467.53	951.19	요소5	comb.5	241.89	요소4	comb.5
		P_{max}	12.07	1199.68	요소26	comb.5			
	바 닥 부	M_{max}	138.45	202.99	요소27	comb.6	173.58	요소27	comb.6
		P_{max}	0.00	1334.77	요소1	comb.2			

▮ 허용응력검토

- 허용휨압축응력 $f_{ca} = 0.4 \cdot f_{ck} = 0.4 \times 24$ MPa $= 9.60$ MPa
- 허용휨인장응력 $f_{ta} = 0.13 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.13 \times \sqrt{24}$ MPa $= -0.637$ MPa
- 허용전단응력 $v_a = 0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.08 \times \sqrt{24}$ MPa $= 0.392$ MPa

구 분		f_{ca}=9.6(MPa)		f_{ta}=-0.637(MPa)		v_{ca}=0.392(MPa)	
		f_{max} (MPa)	검토결과	f_{min} (MPa)	검토결과	v(MPa)	검토결과
아 치 부	M_{max}	6.05	O.K	-3.52	N.G	0.23	O.K
	P_{max}	5.62	O.K	-3.01	N.G		
측 벽 부	M_{max}	5.34	O.K	-3.01	N.G	0.26	O.K
	P_{max}	1.49	O.K	압축응력발생	O.K		
바 닥 부	M_{max}	0.17	O.K	-0.13	O.K	0.03	O.K
	P_{max}	0.06	O.K	압축응력발생	O.K		

▮ 검토결과

- 개착터널 구간의 응력검토 결과 콘크리트 허용응력을 초과하여 철근보강이 필요함

○ 철근량 검토

▮ 휨설계

구 분		Mu (kN.m)	φMn (kN.m)	Pu (kN)	φPn (kN)	사용철근	검 토
아치부	M_{max}	467.53	497.509	961.89	1023.568	D22@125	O.K
	P_{max}	461.81	510.847	998.34	1104.347	D22@125	
측벽부	M_{max}	467.53	566.580	951.19	1152.708	D22@125	O.K
	P_{max}	12.07	349.968	1199.68	6575.779	D22@125	
바닥부	M_{max}	138.45	724.473	202.99	1062.194	D22@125	O.K
	P_{max}	0.00	540.351	1334.77	7976.036	D22@125	

전단설계

구 분	Vu (kN)	ϕVn (kN)	사용철근	검 토
아치부	219.60	293.878	전단보강 불필요	O.K
측벽부	241.89	323.258	전단보강 불필요	O.K
바닥부	173.58	410.844	전단보강 불필요	O.K

사용성 검토

구 분	최외단철근 평균배근간격 (mm)	최외단철근 소요중심간격 (mm)	검 토
아치부	125	291.95	O.K
측벽부	125	332.42	O.K
바닥부	125	9,530.11	O.K

단면검토 및 철근량 산정

구 분		M (kN·m)	P (kN)	V (kN)	부재두께 (mm)	피복두께 (mm)	인장철근		압축철근		전단철근		
							직경	간격 (mm)	직경	간격 (mm)	직경	다리수 (EA)	간격 (mm)
아치부	M_{max}	467.53	961.89	219.60	500	80	22	125	22	125	13	2	400
	P_{max}	461.81	998.34										
측벽부	M_{max}	467.53	951.19	241.89	535	80	22	125	22	125	13	2	400
	P_{max}	12.07	1199.68										
바닥부	M_{max}	138.45	202.99	173.58	667	80	22	125	22	125	13	2	400
	P_{max}	0.00	1334.77										

배력철근 검토

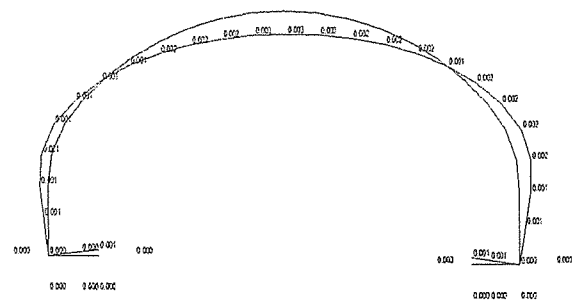
•건조수축 및 온도철근 (콘크리트구조기준, 2012)
철근의 항복강도(f_y)가 300 MPa이므로 콘크리트 총면적에 대한 철근비 P=0.0025를 적용

구 분	사용 배력철근 (cm^2/m)	폭 (mm)	높이 (mm)	철근비	소요철근량 (cm^2/m)	비 고
라이닝	19.86 (D16@200 × 2)	1,000	500	0.0025	12.5	만 족

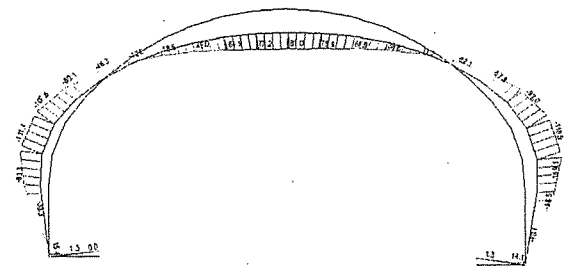
○ 해석결과

■ 하중조합 comb.1

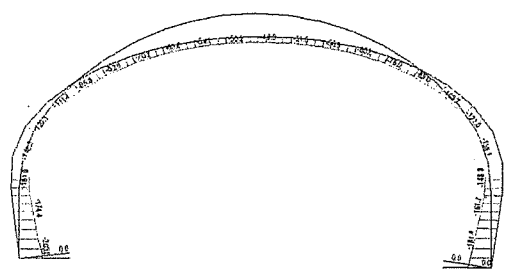
변위도



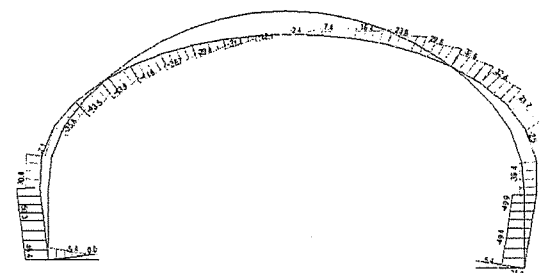
모멘트도



축력도

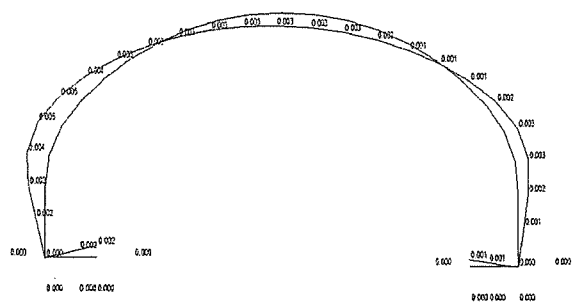


전단력도

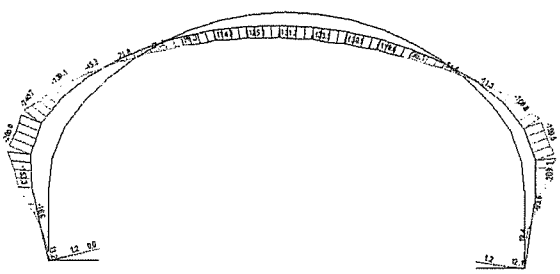


■ 하중조합 comb.2

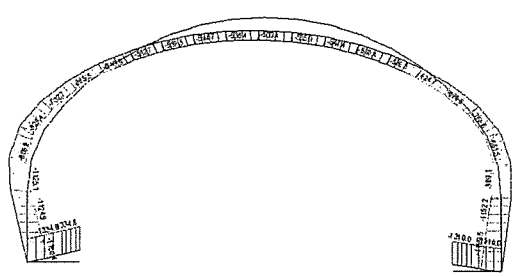
변위도



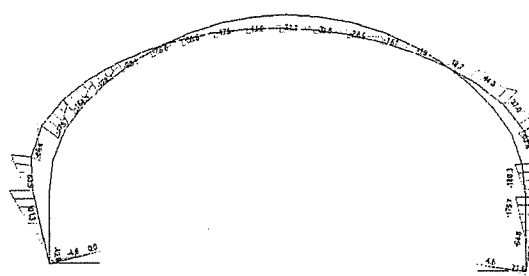
모멘트도



축력도

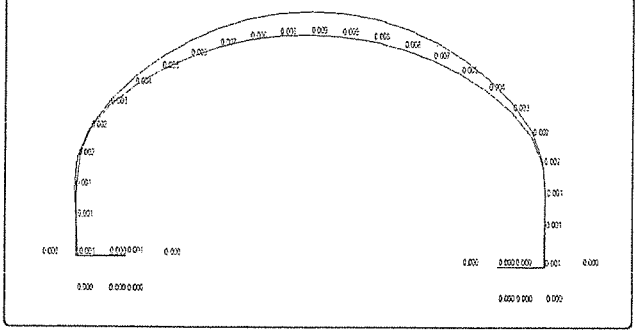


전단력도

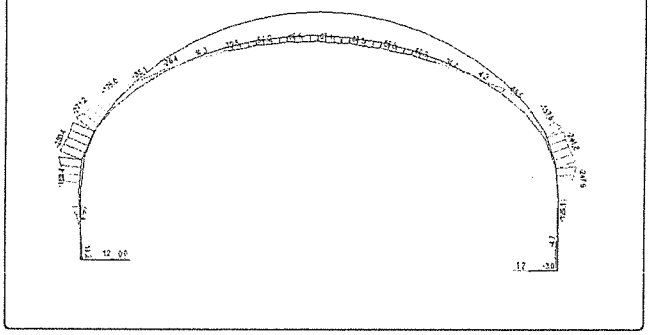


하중조합 comb.3

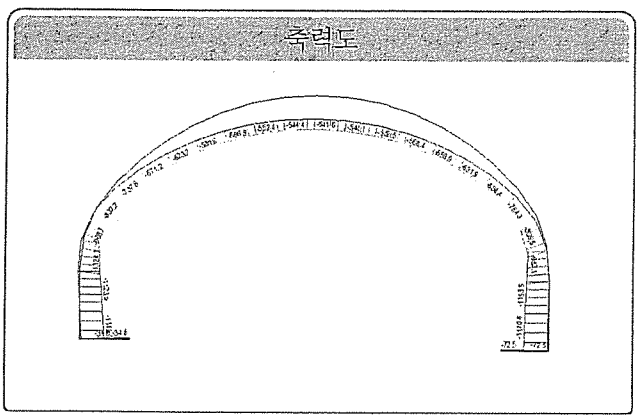
변위도



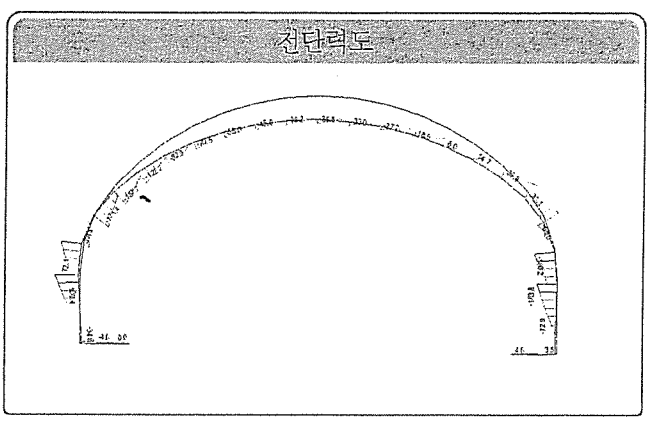
모멘트도



축력도

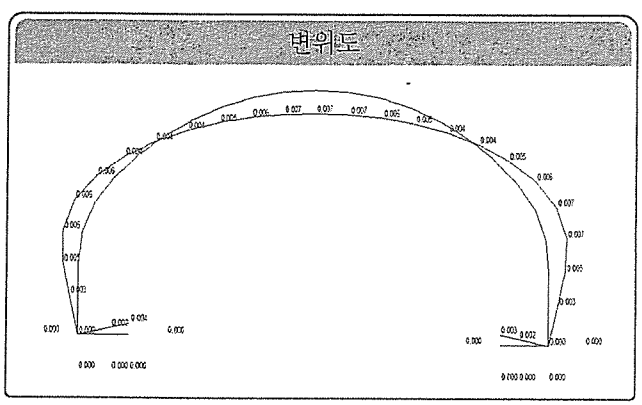


전단력도

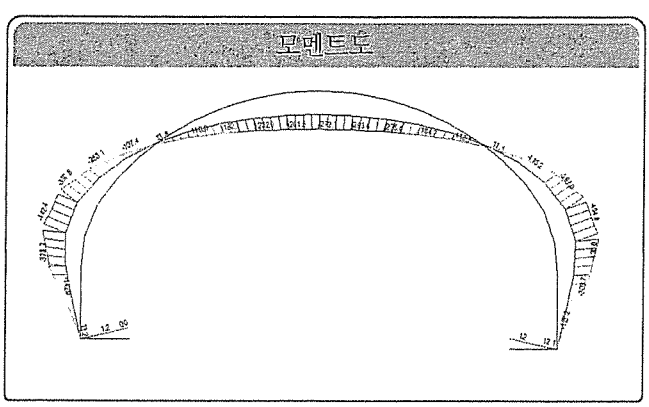


하중조합 comb.4

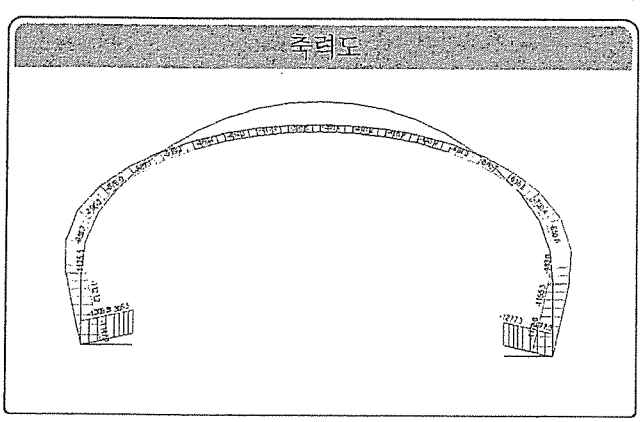
변위도



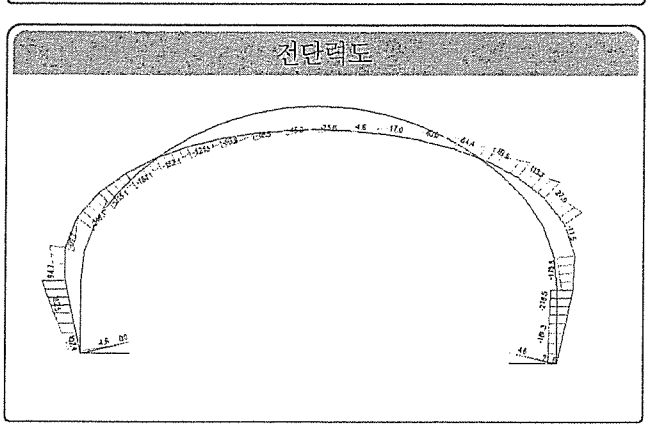
모멘트도



축력도

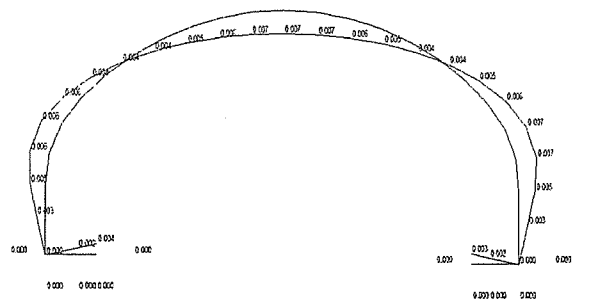


전단력도

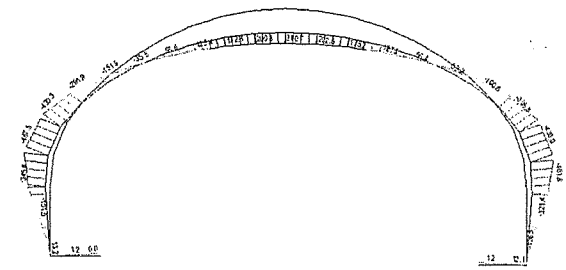


하중조합 comb.5

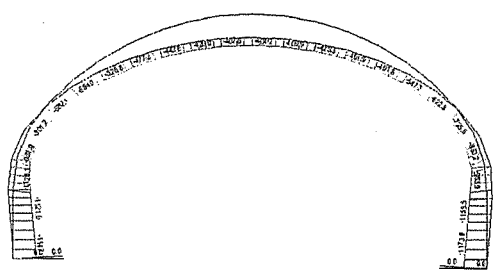
변위도



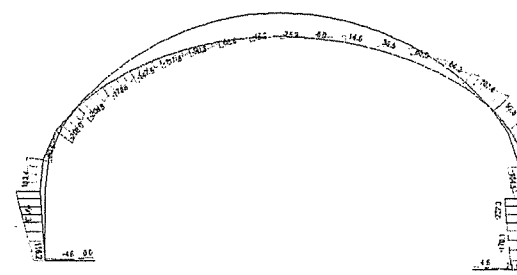
모멘트도



축력도

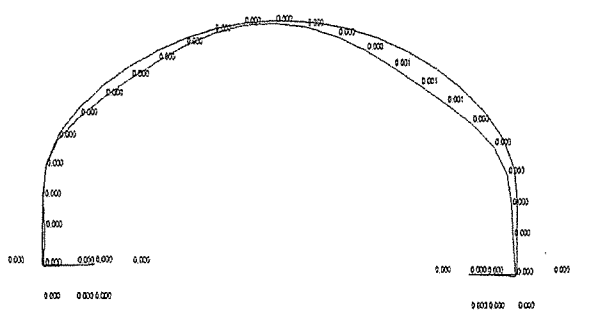


전단력도

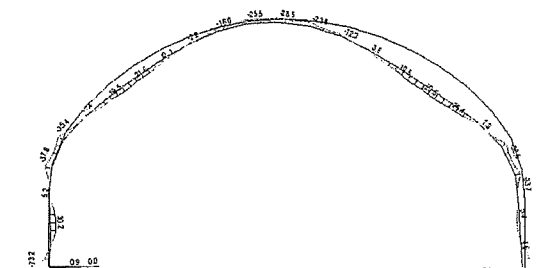


하중조합 comb.6

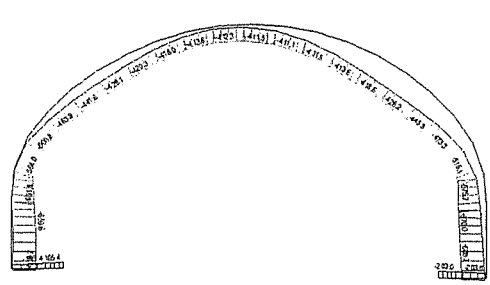
변위도



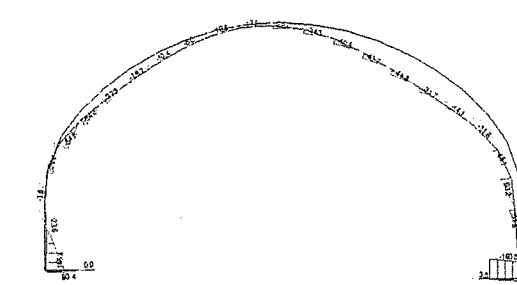
모멘트도



축력도

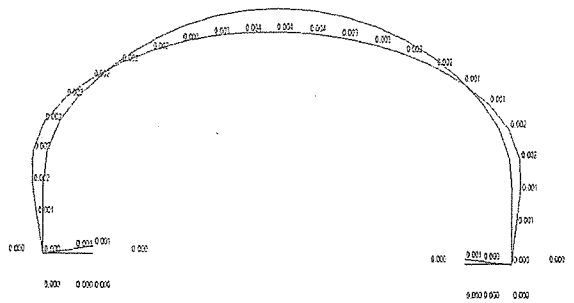


전단력도

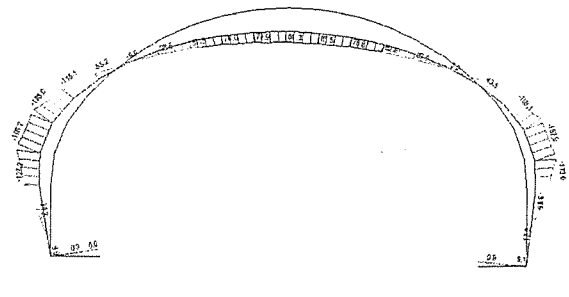


하중조합 comb.7

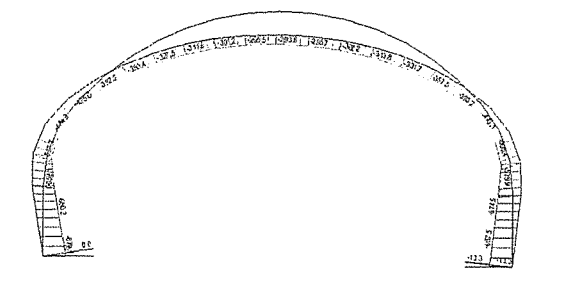
변위도



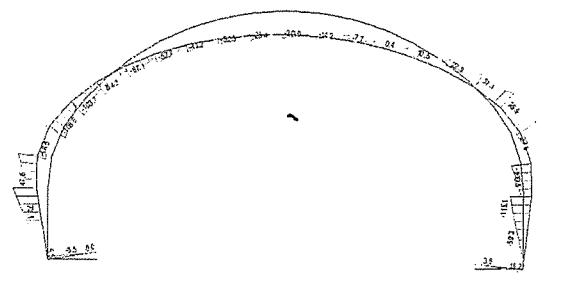
모멘트도



축력도

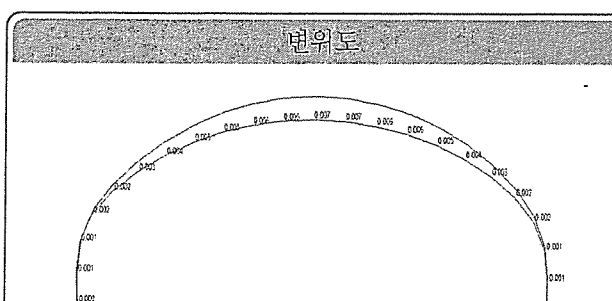


전단력도

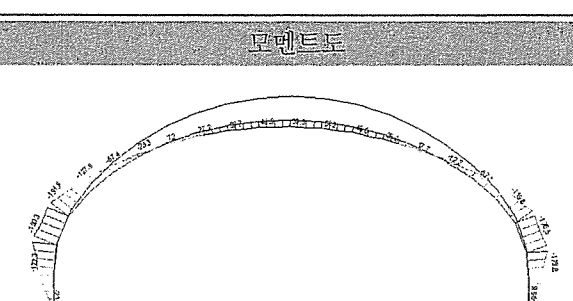


하중조합 comb.8

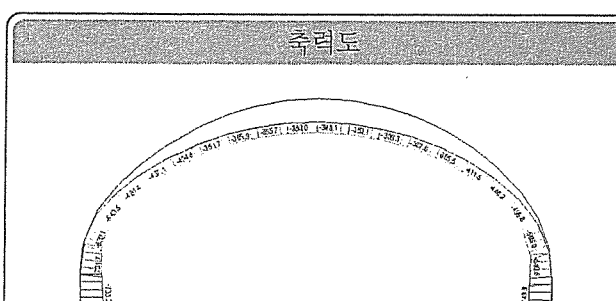
변위도



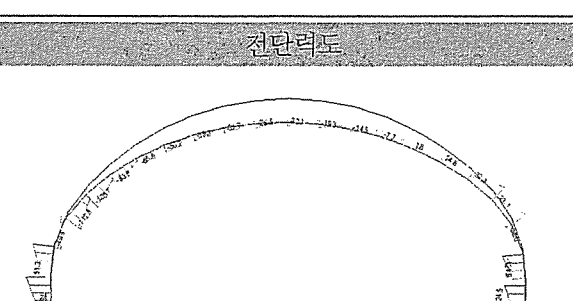
모멘트도



축력도



전단력도



철근량 검토

◈ 아치부_모멘트최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa　　fy = 300.0 MPa　　λ = 1.00
Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 467.530 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 961.890 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 420.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 80.000 mm
작 용 편 심 e = 486.054 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 80mm) : D 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 80mm) : D 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 280.000 mm
k1 = 0.850　　a = k1·c = 238.00 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 10200000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 250.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 4855200.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 865865.3 N
(εsc > εy --> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 929040.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 4792026.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 941165200.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 196.40 mm
e ≥eb --------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 102.856 mm로 가정하면.. a = k1·c = 87.428 mm

εsc = 0.0007 fs = 133.33 MPa

Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc−0.85·fck) − Ast·fy

= 1204198.0 N

Mn = 0.85·fck·a·b·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dc) + Ast·fst·(d−x)

= 585304600.0 N·mm

e' = Mn/Pn = 486.053 mm ≒ e = 486.054 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00925

0.005 ≤ εt = 0.00925 --------> 인장지배단면

0.005 ≤ εt 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.

보정 Ø= 0.85

ØPn = 1023.568 KN ≥ Pu = 961.890 KN ∴O.K

ØMn = 497.509 KN·m ≥ Mu = 467.530 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 219.600 KN

ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 292.539 KN

Øv·Vc = 292.539 KN ≥ Vu = 219.600 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 아치부_축력최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 461.810 KN·m 극 한 축 력 Pu = 998.340 KN

단면의 두께 H = 500.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm

유 효 깊 이 D = 420.000 mm 피 복 두 께 Dc = 80.000 mm

작 용 편 심 e = 462.578 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟

1단 (dc = 80mm) : D 22 @ 125 mm

압축측 철근 Asc = 3096.800㎟

1단 (dc = 80mm) : D 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 280.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 238.00 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 10200000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 250.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 4855200.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 865865.3 N
(εsc > εy --> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 929040.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 4792026.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 941165200.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 196.40 mm
e ≥eb --------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 105.923 mm로 가정하면.. a = k1·c = 90.035 mm
εsc = 0.0007 fs = 146.84 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc−0.85·fck) − Ast·fy
= 1299232.0 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dc) + Ast·fst·(d−x)
= 600995800.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 462.578 mm ≒ e = 462.578 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.0089
0.005 ≤ εt = 0.0089 --------> 인장지배단면
0.005 ≤ εt 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.
보정 Ø= 0.85
ØPn = 1104.347 KN ≥ Pu = 998.340 KN ∴O.K
ØMn = 510.847 KN·m ≥ Mu = 461.810 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 219.600 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·√(fck)·B·D/1000 = 293.878 KN
Øv·Vc = 293.878 KN ≥ Vu = 219.600 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 측벽부_모멘트최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa　　fy = 300.0 MPa　　λ = 1.00
Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 467.530 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 951.190 KN
단면의 두께 H = 535.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 455.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 80.000 mm
작 용 편 심 e = 491.521 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 80mm) : D 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 80mm) : D 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 303.333 mm
k1 = 0.850　　a = k1·c = 257.83 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 10914000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 267.50 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 5259800.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 865865.3 N
(εsc > εy --> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 929040.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 5196626.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 1065465000.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 205.03 mm
e ≥eb --------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 107.797 mm로 가정하면.. a = k1·c = 91.628 mm
εsc = 0.0008　　fs = 154.72 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc−0.85·fck) − Ast·fy

= 1356127.0 N

Mn = 0.85·fck·a·b·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dc) + Ast·fst·(d−x)

= 666564700.0 N·mm

e' = Mn/Pn = 491.521 mm ≒ e = 491.521 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00966

0.005 ≤ εt = 0.00966 --------> 인장지배단면

0.005 ≤ εt 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.

보정 Ø= 0.85

ØPn = 1152.708 KN ≥ Pu = 951.190 KN ∴O.K

ØMn = 566.580 KN·m ≥ Mu = 467.530 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 241.890 KN

ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 314.014 KN

Øv·Vc = 314.014 KN ≥ Vu = 241.890 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 측벽부_축력최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 12.070 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1199.680 KN

단면의 두께 H = 535.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm

유 효 깊 이 D = 455.000 mm 피 복 두 께 Dc = 80.000 mm

작 용 편 심 e = 10.061 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟

1단 (dc = 80mm) : D 22 @ 125 mm

압축측 철근 Asc = 3096.800㎟

1단 (dc = 80mm) : D 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 303.333 mm

k1 = 0.850 a = k1·c = 257.83 mm

Cck = 0.85·fck·B·H = 10914000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 267.50 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 5259800.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 865865.3 N
(εsc > εy --> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 929040.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 5196626.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 1065465000.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 205.03 mm
e < eb --------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 53.22 mm ≥e = 10.06 mm
편심이 최소편심보다 작으므로..
Pn = 0.85·fck·(Ag − As) + fy·As = 12645730.0 N
Mn = Pn · e_min = 673014800.0 N·mm
Ø = 0.650 α = 0.800
αØPn = 6575.779 KN ≥ Pu = 1199.680 KN ∴O.K
ØMn = 349.968 KN·m ≥ Mu = 12.070 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 241.890 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·√(fck)·B·D/1000 = 323.258 KN
Øv·Vc = 323.258 KN ≥ Vu = 241.890 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 바닥부_모멘트최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 138.450 KN·m 극 한 축 력 Pu = 202.990 KN
단면의 두께 H = 667.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 587.000 mm 피 복 두 께 Dc = 80.000 mm

작 용 편 심 e = 682.053 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 80mm) : D 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 80mm) : D 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 391.333 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 332.63 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 13606800.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 333.50 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 6785721.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 865865.3 N
(εsc > εy --> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 929040.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 6722546.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 1589468000.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 236.44 mm
e ≥eb --------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 104.313 mm로 가정하면.. a = k1·c = 88.666 mm
εsc = 0.0007 fs = 139.85 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc−0.85·fck) − Ast·fy
= 1249640.0 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dc) + Ast·fst·(d−x)
= 852321000.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 682.054 mm ≒ e = 682.053 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.01388
0.005 ≤ εt = 0.01388 --------> 인장지배단면
0.005 ≤ εt 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.
보정 Ø= 0.85
ØPn = 1062.194 KN ≥ Pu = 202.990 KN ∴O.K

ØMn = 724.473 KN·m ≥ Mu = 138.450 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 173.580 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 367.277 KN
Øv·Vc = 367.277 KN ≥ Vu = 173.580 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 바닥부_축력최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 0.000 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1334.770 KN
단면의 두께 H = 667.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 587.000 mm 피 복 두 께 Dc = 80.000 mm
작 용 편 심 e = 0.000 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 80mm) : D 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 80mm) : D 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 391.333 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 332.63 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 13606800.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 333.50 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 6785721.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 865865.3 N
(εsc > εy --> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 929040.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 6722546.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 1589468000.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 236.44 mm

e < eb --------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 67.75 mm ≥e = 0.00 mm
편심이 최소편심보다 작으므로..
Pn = 0.85·fck·(Ag − As) + fy·As = 15338530.0 N
Mn = Pn · e_min = 1039137000.0 N·mm
Ø = 0.650 α = 0.800
αØPn = 7976.036 KN ≥ Pu = 1334.770 KN ∴O.K
ØMn = 540.351 KN·m ≥ Mu = 0.000 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 173.580 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·√(fck)·B·D/1000 = 410.844 KN
Øv·Vc = 410.844 KN ≥ Vu = 173.580 KN.. ∴전단철근 필요없음.

■ 균열검토

◈ 아치부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 199.250 KN·m
단면의 두께 H = 500.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 420.000 mm 피 복 두 께 Dc = 80.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 199.250 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D22 ×8.00 EA (Dc = 80.00 mm)
= 3096.800 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 8
p = As/(B·D) = 0.00737
k = −np + √((np)²+ 2np) = 0.290 j = 0.903

x = k·d = 121.596 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 8.636 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 169.555 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 169.555 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 291.95 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 69.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 291.95 mm ..... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 199.250 KN·m
단면의 두께 H = 535.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 455.000 mm 피 복 두 께 Dc = 80.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 199.250 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D22 ×8.00 EA (Dc = 80.00 mm)
= 3096.800 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 8
p = As/(B·D) = 0.00681
k = −np + √((np)²+ 2np) = 0.280 j = 0.907
x = k·d = 127.405 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 7.582 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 155.965 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 155.965 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 332.42 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 69.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 332.42 mm ..... ∴ O.K

◈ 바닥부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa　　fy = 300.0 MPa　　λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 11.010 KN·m
단면의 두께 H = 667.000 mm　　단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 587.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 80.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

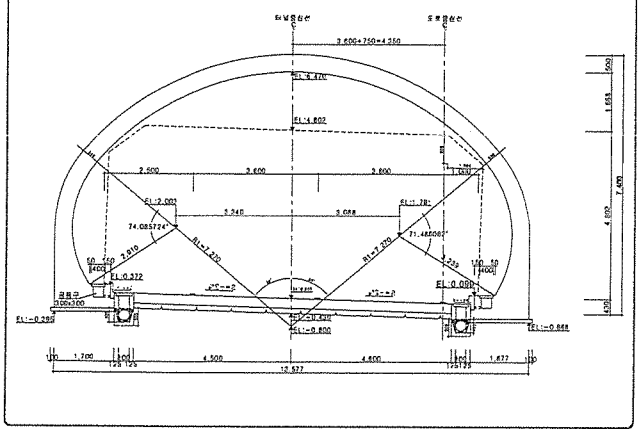
Mo = 11.010 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D22 ×8.00 EA (Dc = 80.00 mm)
= 3096.800 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * $\sqrt[3]{(Fck + \Delta f)}$} = 8
p = As/(B·D) = 0.00528
k = $-np + \sqrt{((np)^2 + 2np)}$ = 0.251　　j = 0.916
x = k·d = 147.559 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 0.277 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 6.611 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 6.611 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 9530.11 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 69.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 9530.11 mm ..... ∴ O.K

2.3.2 시점부 개착터널 설계 – 지진시

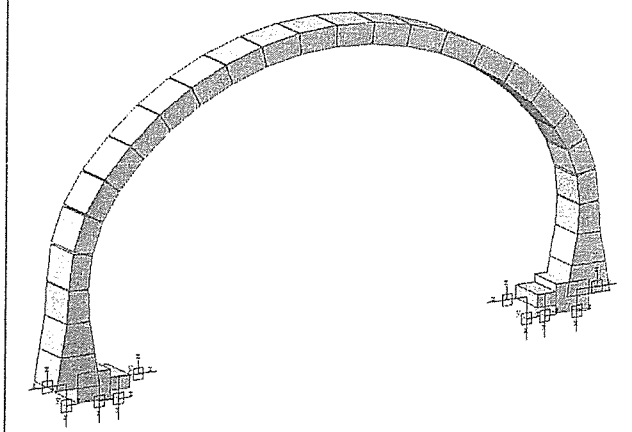
○ 해석조건

▮ 해석단면 및 모델링

해 석 단 면



모 델 링



▮ 지반조건

구 분	탄성파속도 Vs(m/s)	변형계수(E) (MPa)	단위중량(γ) (kN/m³)	내부 마찰각 (φ)	포아송비 (ν)
암반등급(Ⅲ)	1,700	6,000	25	38	0.24
되메움토사	172.4	–	18	28	

▮ 단면제원

No	B(m)	H(m)	A(m²)	I(m⁴)	부재번호
1	1.000	0.500	0.500	0.0104	6–23
2	1.000	0.535	0.535	0.0127	5
3	1.000	0.644	0.644	0.0222	4
4	1.000	0.894	0.894	0.0595	3
5	1.000	0.549	0.549	0.0137	24
6	1.000	0.671	0.671	0.0251	25
7	1.000	0.935	0.935	0.0681	26
8	1.000	0.667	0.667	0.0247	2,27
9	1.000	0.307	0.307	0.0241	1,28

지반반력계수

– 연직지반반력계수

$$K_V = K_{VO} \times \left(\frac{B_V}{0.3}\right)^{-(3/4)}$$

$K_{V0} = \frac{1}{0.3}\,\alpha\, E_o = (1 / 0.3)\times 8\times 6{,}000{,}000 = 160{,}000{,}000\ kN/m^3$

$E_o = 6{,}000{,}000kPa$ – $\alpha = 8$

– 좌측 바닥부

바닥부의 환산재하폭(cm) : $B_V = \sqrt{1.290\times 1.000} = 1.136m$

$K_{V1} = K_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4} = 160{,}000{,}000\times(1.136 / 0.3)^{-3/4} = 58{,}942{,}313\ kN/m^3$

– 우측 바닥부

바닥부의 환산재하폭(cm) : $B_V = \sqrt{1.340\times 1.000} = 1.158m$

$K_{V2} = K_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4} = 160{,}000{,}000\times(1.158 / 0.3)^{-3/4} = 58{,}116{,}261\ kN/m^3$

– 수평지반반력계수

$$K_H = K_{HO} \times \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{(-3/4)}$$

– $E_o = 28{,}000\ kN/m^3$ (되메움 토사의 N치 약 10으로 가정) – $\alpha = 2$

– $K_{HO} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times Eo = 186{,}667\ kN/m^3$

– $B_H = \sqrt{A_H} = \sqrt{7.130\times 100} = 2.670\ m$

– $K_H = K_{HO} \times \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{(-3/4)} = 36{,}231\ kN/m^3$

동적전단탄성계수

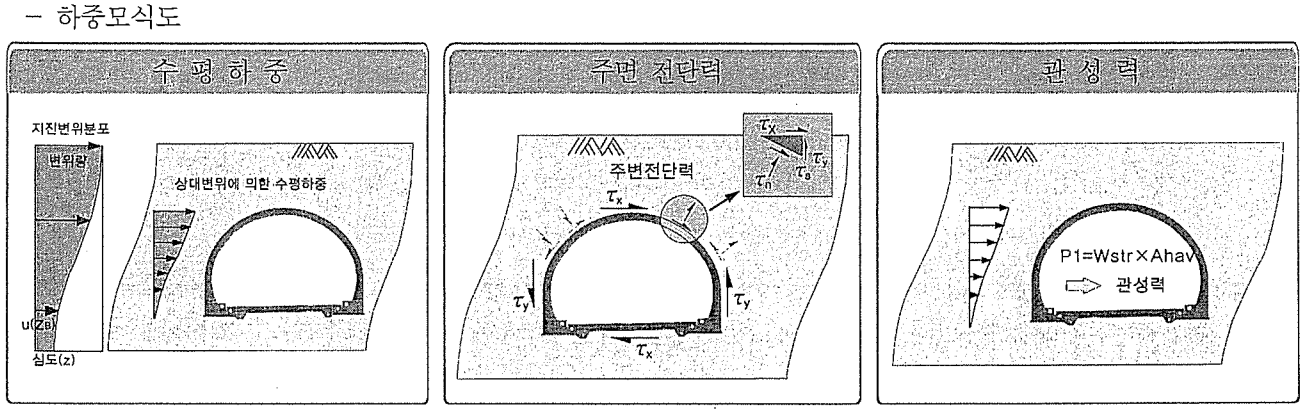
$$G_D = \left(\frac{\gamma_t}{g}\right) \times (V_{SD})^2$$

여기서, γ_t : 지반의 단위중량, g : 중력가속도(m/sec^2)

V_{SD} : 지층의 설계 전단파 속도

C : 지반변형에 대한 보정계수(기능수행수준 0.8, 붕괴방지수준 0.5)

– 하중모식도



○ 적용하중

■ LOAD - 1 [자 중]

• 프로그램 내에서 자동적으로 계산되어 고려됨

■ LOAD - 2 [토 압]

• 되메움토 단위중량 : 18.0 kN/m^3
• 되메움 토피고 : 2.1m
• 연직토압 : 되메움토 단위중량 × 되메움 토피고
• 수평토압 : 연직토압 × K_o(K_o = 1−sin ϕ)

■ LOAD - 3,4 [수평하중 및 주면 전단력]

• 설계수평 가속도계수 : 지진계수 × 위험도계수(Ⅰ)
 - 기능수행 수준 : 0.57 × 0.11 = 0.063g
 - 붕괴방지 수준 : 1.4 × 0.11 = 0.154g
• 지반의 수평방향 변위 진폭산정
 - Proshake해석후 지진시 심도에 따른 지반변위 산출
• 지진시 수평하중은 상대변위량을 이용하여 변위에 의한 지진력을 산정하여 적용함

$$P(z) = k_h\{U(z) - U(z_B)\}$$

여기서, kh : 대상구조물이 위치한 지반의 수평방향 지반반력계수

절 점	토 피(H) (m)	기능 수행 수준		붕괴 방지 수준	
		상대변위 (mm)	수평지진력 (kN)	상대변위 (mm)	수평지진력 (kN)
15	2.100	0.392	14.188	0.962	34.849
14	2.153	0.390	14.135	0.958	34.717
13	2.312	0.385	13.966	0.947	34.301
12	2.573	0.377	13.664	0.926	33.560
11	2.934	0.364	13.197	0.895	32.414
10	3.390	0.346	12.529	0.849	30.773
9	3.933	0.321	11.625	0.788	28.553
8	4.557	0.288	10.451	0.708	25.669
7	5.269	0.247	8.953	0.607	21.991
6	6.094	0.194	7.038	0.477	17.286
5	6.979	0.133	4.814	0.326	11.824
4	6.873	0.067	2.445	0.166	6.006
3	8.772	0.000	0.000	0.000	0.000

• 주면전단력은 다음과 같이 산정함

$$\tau(z) = \frac{G_D}{\pi H} \cdot S_v \cdot T_G \cdot \sin(\frac{\pi z}{2H}) = \frac{dU(z)}{dz} G_D \text{ , (여기서 } G_D \text{ : 동적 전단변형계수)}$$

절 점	토 피(H) (m)	기능 수행 수준	붕괴 방지 수준
		τ_z (kN)	τ_z (kN)
15	2.100	0.966	0.927
14	2.153	0.989	0.949
13	2.312	1.058	1.016
12	2.573	1.170	1.122
11	2.934	1.320	1.266
10	3.390	1.501	1.440
9	3.933	1.704	1.634
8	4.557	1.917	1.839
7	5.269	2.130	2.044
6	6.094	2.334	2.240
5	6.979	2.497	2.395
4	6.873	2.597	2.492
3	8.772	2.631	2.524

■ LOAD – 5 [지진시 관성력]

• $P_I = W \times K_h$, (W : 구조물 중량, K_h : 설계수평지진계수)

• K_h(S_B지반) : – 기능수행수준 : 0.063g –붕괴방지수준 : 0.154g 적용

○ 하중조합

• 기능수행수준의 검토 : 상시하중에 의한 하중조합에 추가하여 강도설계법에 의한 단면 설계시 적용

• 붕괴방지수준의 검토 : 비선형거동에 대한 검토로 부재의 손상레벨 정도 확인

구 분		자중	수직토압	수평토압	수평하중	주면전단력	관성력
기능수행	CASE1	1.2	1.2	1.0	1.00	1.00	1.00
	CASE2	1.2	1.2	0.5	1.00	1.00	1.00
	CASE3	0.9	0.9	1.0	1.00	1.00	1.00
	CASE4	0.9	0.9	0.5	1.00	1.00	1.00
붕괴방지	CASE5	1.2	1.2	1.0	1.00	1.00	1.00
	CASE6	1.2	1.2	0.5	1.00	1.00	1.00
	CASE7	0.9	0.9	1.0	1.00	1.00	1.00
	CASE8	0.9	0.9	0.5	1.00	1.00	1.00

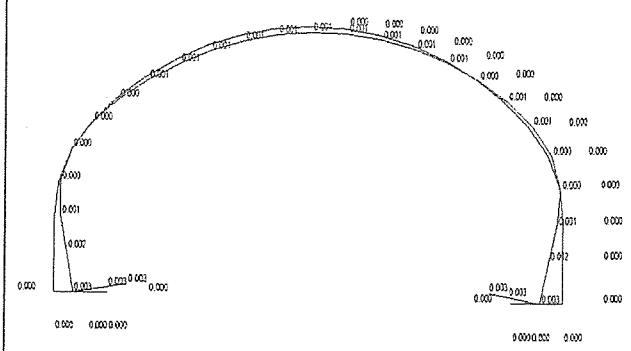
○ 해석결과 및 검토

▮ 기능수행수준 단면력 결과

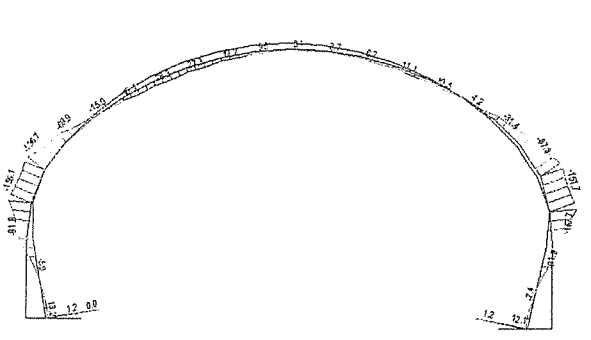
구 분		Mu (kN.m)	ϕMn	Pu (kN)	ϕPn	주철근	Vu (kN)	ϕVn	전단철근	검 토
아치부	M_{max}	237.37	576.137	623.46	1,513.244	D22@125	144.95	282.419	D13@400	O.K
	P_{max}	162.64	647.227	686.46	2,731.770					
측벽부	M_{max}	237.37	671.717	621.68	1,759.251	D22@125	136.21	309.522	D13@400	O.K
	P_{max}	12.07	349.968	830.45	6,575.779					
바닥부	M_{max}	13.21	888.025	25.91	1,741.766	D22@125	22.66	361.817	D13@400	O.K
	P_{max}	9.91	916.701	61.16	5,657.483					

- 지진하중에 의한 부재의 거동특성으로 인해 상시 해석결과와 비교할 때 발생단면력은 전체적으로 감소하는 경향을 보임
- 기능수행수준의 검토결과 상시해석상에서 산정된 철근량으로도 라이닝의 항복강도를 초과하지 않는 것으로 내진설계기준의 기능수행수준에 부합하는 것으로 판단됨

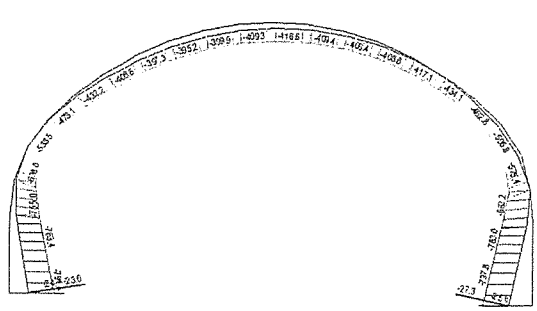
변위도



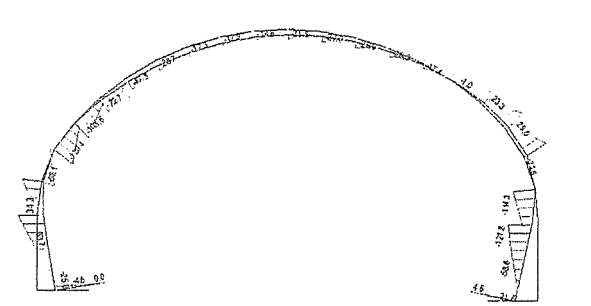
모멘트도



축력도



전단력도

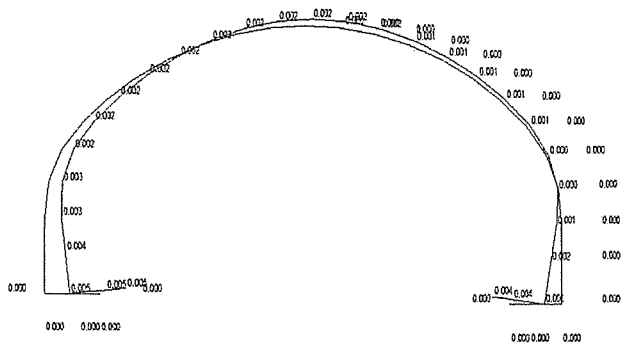


붕괴방지수준 단면력 결과

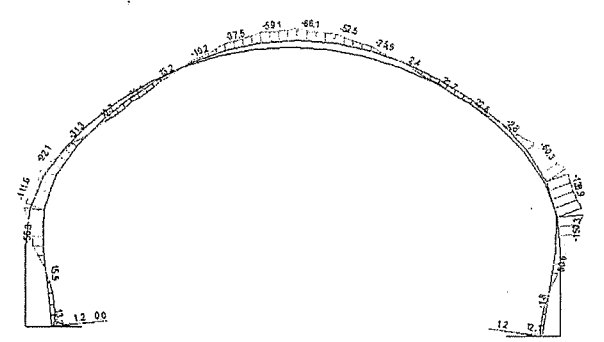
구 분		Mu (kN.m)	φMn	Pu (kN)	φPn	주철근	Vu (kN)	φVn	전단철근	검 토
아치부	M_{max}	166.91	668.497	614.25	2,460.153	D22@125	144.12	282.449	D13@400	O.K
	P_{max}	137.50	615.668	687.30	3,077.438					
측벽부	M_{max}	166.91	750.555	615.65	2,768.434	D22@125	115.26	309.701	D13@400	O.K
	P_{max}	12.07	349.968	835.26	6,575.779					
바닥부	M_{max}	13.21	1,094.075	47.16	3,905.871	D22@125	22.66	362.632	D13@400	O.K
	P_{max}	9.91	794.264	82.32	6,597.804					

- 붕괴방지수준의 검토결과 상시해석상에서 산정된 철근량으로도 라이닝의 항복강도를 초과하지 않는 것으로 내진설계기준의 붕괴방지수준에 부합하는 것으로 판단됨

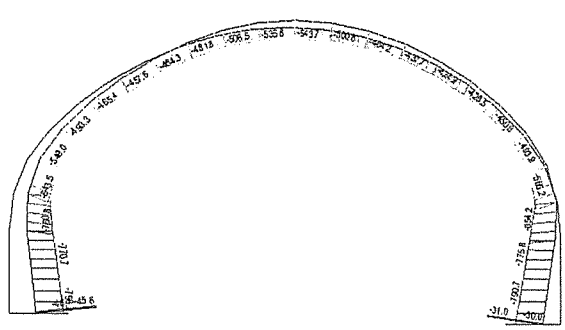
변위도



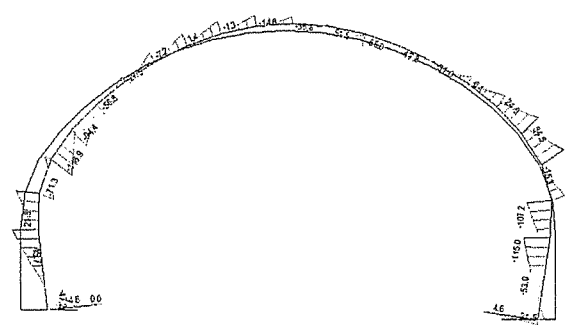
모멘트도



축력도



전단력도

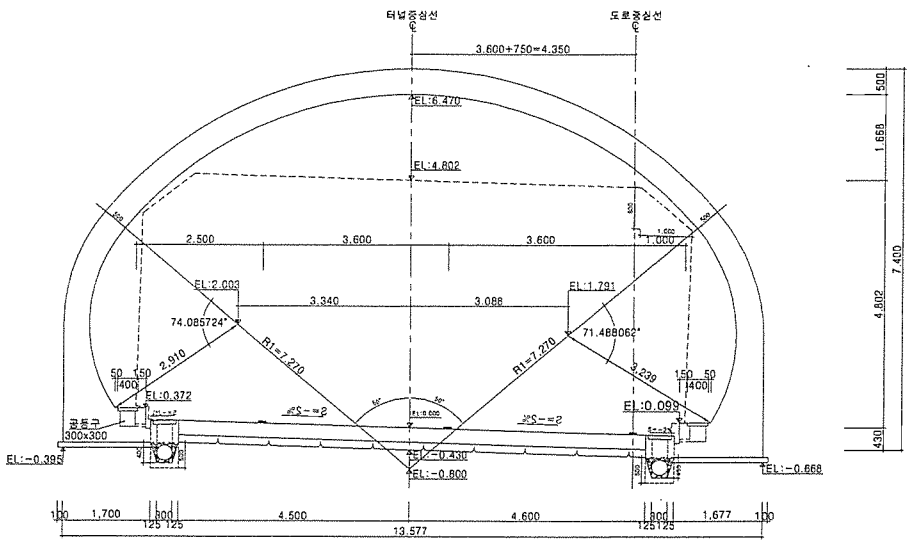


2.3.3 종점부 개착터널 설계 – 평상시

○ 해석조건

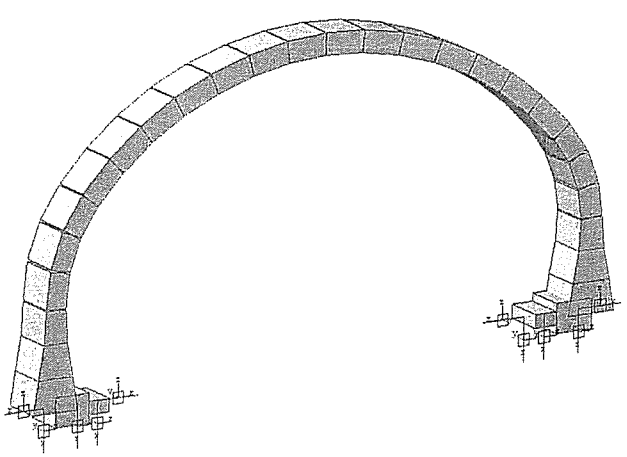
▮ 해석단면 및 모델링

해석단면

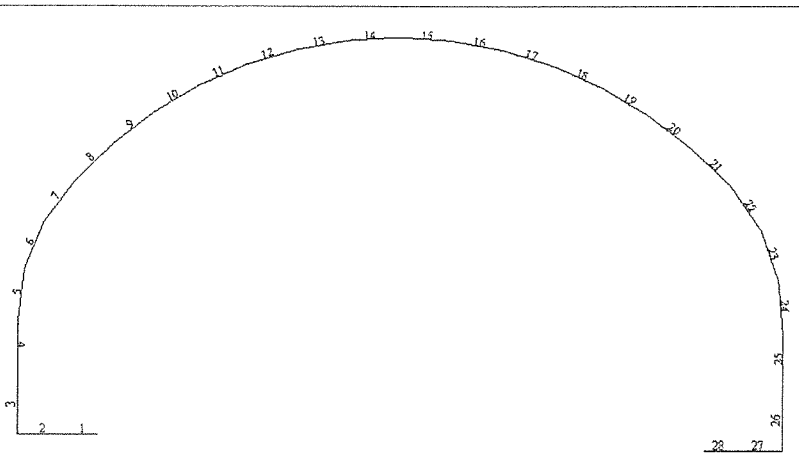


해석모델

경계 조건



부재 번호



단면제원

No	B(m)	H(m)	A(m²)	I(m⁴)	부재번호
1	1.000	0.500	0.500	0.0104	6-23
2	1.000	0.535	0.535	0.0127	5
3	1.000	0.644	0.644	0.0222	4
4	1.000	0.894	0.894	0.0595	3
5	1.000	0.549	0.549	0.0137	24
6	1.000	0.671	0.671	0.0251	25
7	1.000	0.935	0.935	0.0681	26
8	1.000	0.667	0.667	0.0247	2,27
9	1.000	0.307	0.307	0.0241	1,28

지반반력계수

구 분	지 반 조 건	변형계수(E_O, MPa)	비 고
종점부 개착터널	암반등급(Ⅱ)	12,000	

연직방향 지반반력계수

K_v : 연직방향 지반반력계수(kN/cm³)

$$K_V = K_{VO}\left(\frac{B_v}{30}\right)^{-3/4}$$

K_{vo} : 지름 30cm의 강체원판에 의한 평판 재하시험의 값에 상당하는 연직방향 지반반력계수(kN/cm³)로서, 각종 토질시험·조사에 의해 구한 변형계수로부터 추정하는 경우는 다음 식에서 구한다.

$$K_{vo} = \frac{1}{30}\,\alpha\,E_O$$

B_V : 기초의 환산재하폭(cm)

$$B_V = \sqrt{A_v}$$

A_V : 연직방향의 재하면적(cm²)

수평방향 지반반력계수

K_H : 수평방향 지반반력계수(kN/cm³)

$$K_H = K_{HO}\left(\frac{B_H}{30}\right)^{-3/4}$$

K_{HO} : 지름 30cm의 강체원판에 의한 평판 재하시험의 값에 상당하는 수평방향 지반반력계수(kN/cm³)로서, 각종 토질시험 조사에 의해 구한 변형계수로부터 추정하는 경우는 다음 식에서 구한다.

$$K_{HO} = \frac{1}{30}\,\alpha\,E_O$$

B_H : 하중방향에 직교하는 기초의 환산 재하폭 (cm)

$$B_H = \sqrt{A_H}$$

A_H : 하중방향에 직교하는 기초의 재하면적 (cm²)

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_O (MPa)	α	
	평 상 시	지 진 시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링 공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N 값에서 E_o = 28N으로 추정한 변형계수	1	2

- 연직지반반력계수

$$K_V = K_{VO} \times \left(\frac{B_V}{0.3}\right)^{-(3/4)}$$

- 좌측 바닥부

$K_{Vo} = \frac{1}{0.3}\,\alpha\,E_o = (1 / 0.3)\times 4\times 12{,}000{,}000 = 160{,}000{,}000\ kN/m^3$

여기서, α= 4 (도로교설계기준-해설, 2010)

E_o = 12,000,000kPa

바닥부의 환산재하폭(cm) : $B_V = \sqrt{1.29\times 1.000} = 1.136m$

$K_{V1} = K_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4} = 160{,}000{,}000\times(1.136 / 0.3)^{-3/4} = 58942313.11\ kN/m^3$

- 우측 바닥부

$K_{Vo} = \frac{1}{0.3}\,\alpha\,E_o = (1 / 0.3)\times 4\times 12{,}000{,}000 = 160{,}000{,}000\ kN/m^3$

여기서, α= 4 (도로교설계기준-해설, 2010)

E_o = 12,000,000kPa

바닥부의 환산재하폭(cm) : $B_V = \sqrt{1.34\times 1.000} = 1.158m$

$K_{V2} = K_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4} = 160{,}000{,}000\times(1.158 / 0.3)^{-3/4} = 46{,}022{,}277.68kN/m^3$

- 수평지반반력계수

$$K_H = K_{HO} \times \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-(3/4)}$$

- 좌측 바닥부

$K_{Ho} = \frac{1}{0.3}\,\alpha\,E_o = (4 / 0.3)\times 1\times 12{,}000{,}000 = 160{,}000{,}000\ kN/m^3$

여기서, α= 1 (도로교설계기준-해설, 2010)

E_o = 12,000,000kPa

바닥부의 환산재하폭(cm) : $B_H = \sqrt{0.667\times 1.000} = 0.817m$

$K_{H1} = K_{Ho}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} = 160{,}000{,}000\times(0.817 / 0.3)^{-3/4} = 75{,}494{,}273\ kN/m^3$

- 우측 바닥부

$K_{Ho} = \frac{1}{0.3}\,\alpha\,E_o = (4 / 0.3)\times 1\times 12{,}000{,}000 = 160{,}000{,}000\ kN/m^3$

여기서, α= 1 (도로교설계기준-해설, 2010)

E_o = 12,000,000kPa

바닥부의 환산재하폭(cm) : $B_H = \sqrt{0.667\times 1.000} = 0.817m$

$K_{H2} = K_{Ho}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} = 160{,}000{,}000\times(0.817 / 0.3)^{-3/4} = 75{,}494{,}273\ kN/m^3$

○ 적용하중

▮ LOAD - 1 [자 중]

▮ LOAD - 2 [연직토압]

절 점	토 피(H) (m)	연직토압 (kN/m²)	절 점	토 피(H) (m)	연직토압 (kN/m²)
5	6.379	114.829	16	1.556	28.008
6	5.494	98.899	17	1.723	31.014
7	4.669	84.042	18	1.998	35.976
8	3.957	71.227	19	2.378	42.818
9	3.333	59.994	20	2.857	51.442
10	2.789	50.218	21	3.428	61.714
11	2.334	42.019	22	4.082	73.485
12	1.973	35.517	23	4.835	87.035
13	1.711	30.808	24	5.696	102.528
14	1.553	27.955	25	6.607	118.940
15	1.500	27.000			

▮ LOAD - 3 [수평토압]

$Ko = 1 - \sin\phi = 0.53$ $\phi = 28°$ $\gamma_t = 18kN/m^3$

절 점	토 피(H) (m)	수평토압 (kN/m²)	절 점	토 피(H) (m)	수평토압 (kN/m²)
3	8.361	79.763	17	1.723	16.437
4	7.273	69.384	18	1.998	19.067
5	6.379	60.859	19	2.378	22.693
6	5.494	52.416	20	2.857	27.264
7	4.669	44.542	21	3.428	32.708
8	3.957	37.750	22	4.082	38.947
9	3.333	31.796	23	4.835	46.128
10	2.789	26.615	24	5.696	54.339
11	2.334	22.270	25	6.607	63.038
12	1.973	18.824	26	7.525	71.788
13	1.711	16.328	27	8.634	82.368
14	1.553	14.816			
15	1.500	14.310			
16	1.556	14.844			

■ LOAD - 4 [차량(DB24)하중 (되메움시공중)]

$$Ko = 1 - \sin\phi = 0.53 \qquad \phi = 28° \qquad \gamma_t = 18kN/m^3$$

토 피 (m)	도로면의 활하중 (MPa)	토 피 (m)	도로면의 활하중 (MPa)	비 고
1.0	0.05	5.0	0.015	• 10m 이상의 토피에 대한 노면 활하중은 0.009(MPa)
1.5	0.038	6.0	0.015	
2.0	0.021	7.0	0.015	
2.5	0.017	8.0	0.012	
3.0	0.015	9.0	0.011	
4.0	0.015	10.0	0.009	

■ LOAD - 5 ~ 8 [온도하중]

•외기의 온도 영향을 크게 받는 갱구부측 라이닝은 계절별 온도차 적용
단면두께 70cm 이하 : ±15 ℃
단면두께 70cm 이상 : ±10 ℃
•내외면 온도차 영향 ±5 ℃ 고려 , $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$

■ LOAD - 9 [건조수축]

• -15℃의 온도하중으로 변환 적용 : $\Delta T = \frac{\varepsilon}{\alpha} = \frac{15 \times 10^{-5}}{1.0 \times 10^{-5}} = 15$ ℃

○ 하중조합

구 분	자중	토 압		차량하중	계절별 온도하중		내외면 온도하중		건조수축
		수직	수평		+15℃	-15℃	+5℃	-5℃	-15℃
Comb. 1	1.4	-	-	-	-	-	-	-	-
Comb. 2	1.2	$1.6\alpha_H$*	1.6	1.6	1.2	-	1.2	-	-
Comb. 3	1.2	$1.6\alpha_H$*	1.6	1.6	-	1.2	-	1.2	1.2
Comb. 4	1.2	$1.6\alpha_H$*	0.8	1.6	1.2	-	1.2	-	-
Comb. 5	1.2	$1.6\alpha_H$*	0.8	1.6	-	1.2	-	1.2	1.2
Comb. 6	0.9	0.9	1.6	-	-	-	-	-	-
Comb. 7	0.9	0.9	0.8	-	-	-	-	-	-
Comb. 8 (사용성)	1.0	1.0	1.0	-	-	1.0	-	1.0	1.0

○ 해석결과 및 검토

▮ 단면력 결과

구 분			모멘트(kN·m)	축력(kN)	검토위치	하중조합	전단력(kN)	검토위치	하중조합
허용응력설계	아치부	M_{max}	152.72	537.13	요소6	comb.8	96.45	요소7	comb.8
		P_{max}	148.65	558.09	요소23	comb.8			
	측벽부	M_{max}	152.72	530.81	요소5	comb.8	109.55	요소4	comb.8
		P_{max}	28.13	688.90	요소26	comb.8			
	바닥부	M_{max}	28.13	50.09	요소27	comb.8	28.62	요소27	comb.8
		P_{max}	28.13	50.09	요소27	comb.8			
강도설계	아치부	M_{max}	364.49	850.17	요소23	comb.5	181.13	요소7	Comb.4
		P_{max}	364.49	850.17	요소23	comb.5			
	측벽부	M_{max}	364.49	838.93	요소24	comb.5	202.83	요소26	Comb.6
		P_{max}	12.07	1,042.24	요소26	comb.5			
	바닥부	M_{max}	152.59	202.83	요소27	comb.6	190.55	요소27	Comb.6
		P_{max}	0.00	2,540.98	요소1	comb.2			

▮ 허용응력검토

- 허용휨압축응력 $f_{ca} = 0.4 \cdot f_{ck} = 0.4 \times 24$ MPa $= 9.60$ MPa
- 허용휨인장응력 $f_{ta} = 0.13 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.13 \times \sqrt{24}$ MPa $= -0.637$ MPa
- 허용전단응력 $v_a = 0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.08 \times \sqrt{24}$ MPa $= 0.392$ MPa

구 분		f_{ca}=9.6(MPa)		f_{ta}=-0.637(MPa)		v_{ca}=0.392(MPa)	
		f_{max} (MPa)	검토결과	f_{min} (MPa)	검토결과	v(MPa)	검토결과
아치부	M_{max}	4.74	O.K	-2.59	N.G	0.19	O.K
	P_{max}	4.68	O.K	-2.45	N.G		
측벽부	M_{max}	4.19	O.K	-2.21	N.G	0.21	O.K
	P_{max}	1.88	O.K	압축응력발생	O.K		
바닥부	M_{max}	0.45	O.K	-0.30	O.K	0.04	O.K
	P_{max}	0.45	O.K	-0.30	O.K		

▮ 검토결과

- 개착터널 구간의 응력검토 결과 콘크리트 허용응력을 초과하여 철근보강이 필요함

○ 철근량 검토

▮ 휨설계

구 분		Mu (kN·m)	ϕMn (kN·m)	Pu (kN)	ϕPn (kN)	사용철근	검 토
아치부	M_{max}	364.49	421.202	850.17	982.451	D19@125	O.K
	P_{max}	364.49	421.202	850.17	982.451	D19@125	
측벽부	M_{max}	364.49	482.640	838.93	1,110.871	D19@125	O.K
	P_{max}	12.07	338.377	1,042.24	6,341.756	D19@125	
바닥부	M_{max}	152.59	529.861	202.83	704.318	D19@125	O.K
	P_{max}	0.00	523.324	2,540.98	7,742.013	D19@125	

전단설계

구 분	Vu (kN)	ϕVn (kN)	사용철근	검 토
아치부	181.13	288.434	전단보강 불필요	O.K
측벽부	202.83	317.401	전단보강 불필요	O.K
바닥부	190.55	457.277	전단보강 불필요	O.K

사용성 검토

구 분	최외단철근 평균배근간격 (mm)	최외단철근 소요중심간격 (mm)	검 토
아치부	125	277.94	O.K
측벽부	125	317.33	O.K
바닥부	125	2,791.55	O.K

단면검토 및 철근량 산정

구 분		M (kN·m)	P (kN)	V (kN)	부재두께 (mm)	피복두께 (mm)	인장철근		압축철근		전단철근		
							직경	간격 (mm)	직경	간격 (mm)	직경	다리수 (EA)	간격 (mm)
아치부	M_{max}	364.49	850.17	181.13	500	80	19	125	19	125	13	2	400
	P_{max}	364.49	850.17										
측벽부	M_{max}	364.49	838.93	202.83	535	80	19	125	19	125	13	2	400
	P_{max}	12.07	1,042.24										
바닥부	M_{max}	152.59	202.83	190.55	667	80	19	125	19	125	13	2	400
	P_{max}	0.00	2,540.98										

배력철근 검토

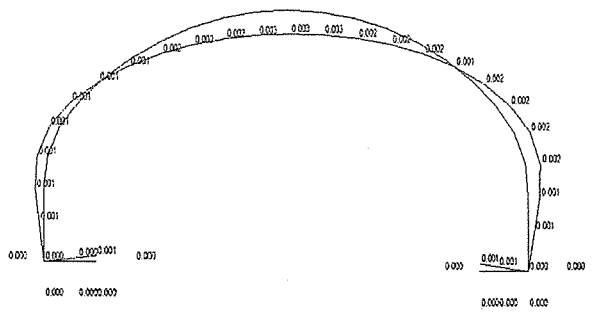
•건조수축 및 온도철근 (콘크리트구조기준, 2012)
철근의 항복강도(f_y)가 300 MPa이므로 콘크리트 총면적에 대한 철근비 P=0.0025를 적용

구 분	사용 배력철근 (cm^2/m)	폭 (mm)	높이 (mm)	철근비	소요철근량 (cm^2/m)	비 고
라이닝	19.86 (D16@200 × 2)	1,000	500	0.0025	12.5	만 족

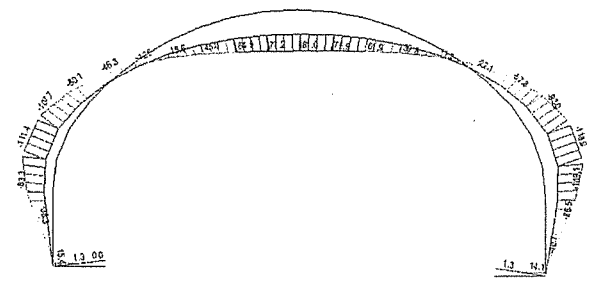
○ 해석결과

▮ 하중조합 comb.1

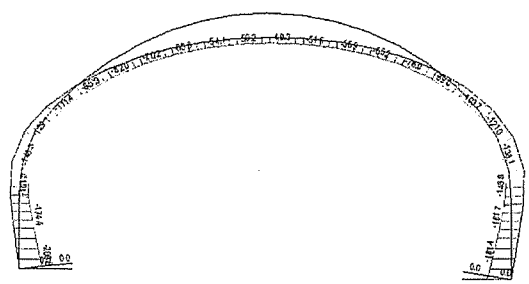
변위도



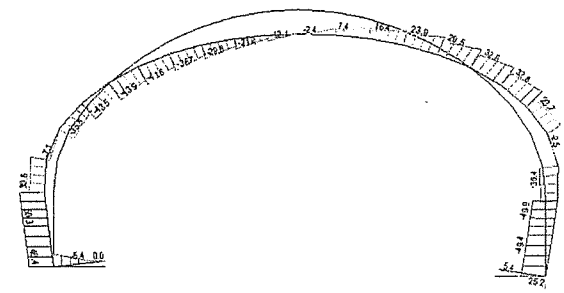
모멘트도



축력도

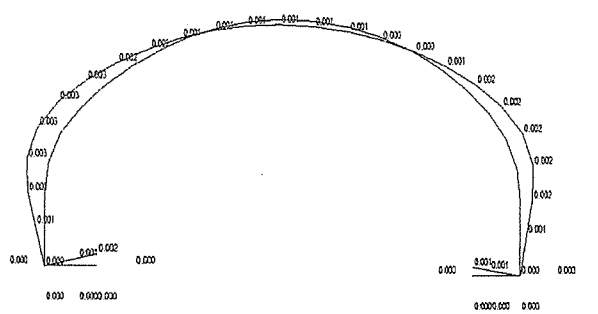


전단력도

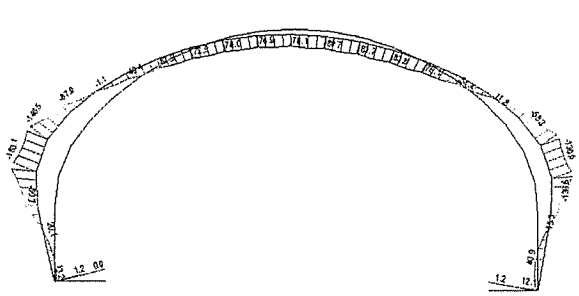


▮ 하중조합 comb.2

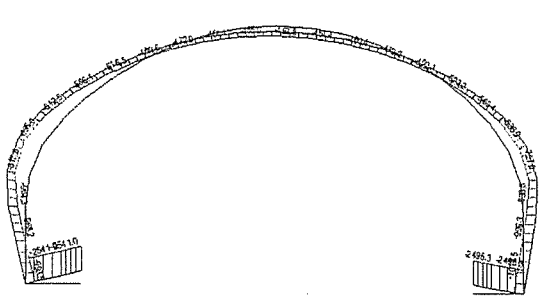
변위도



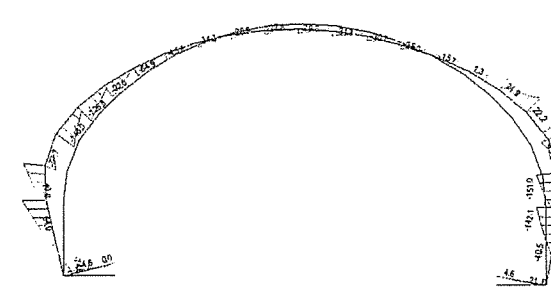
모멘트도



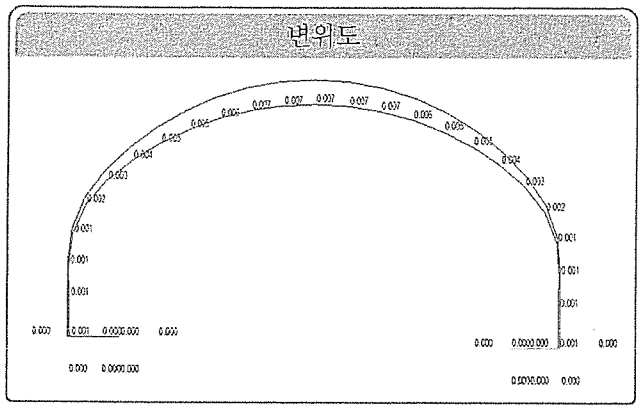
축력도

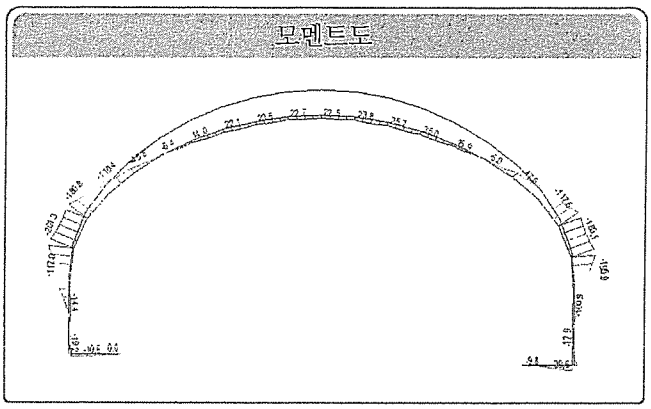


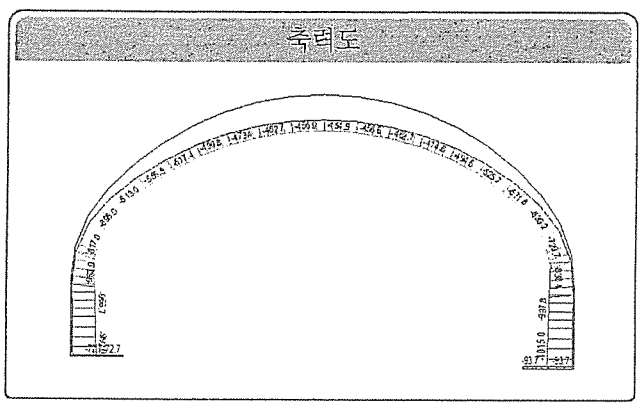
전단력도

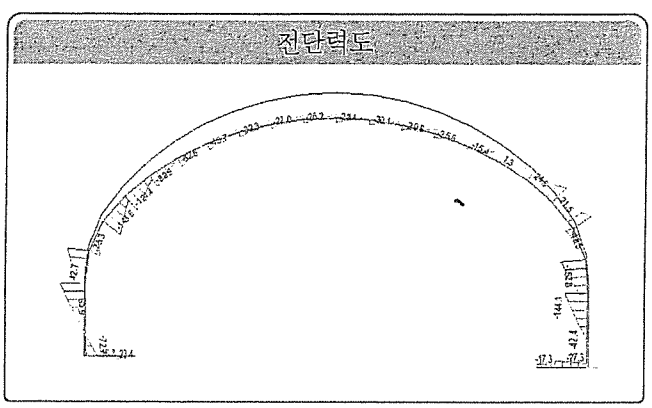


하중조합 comb.3

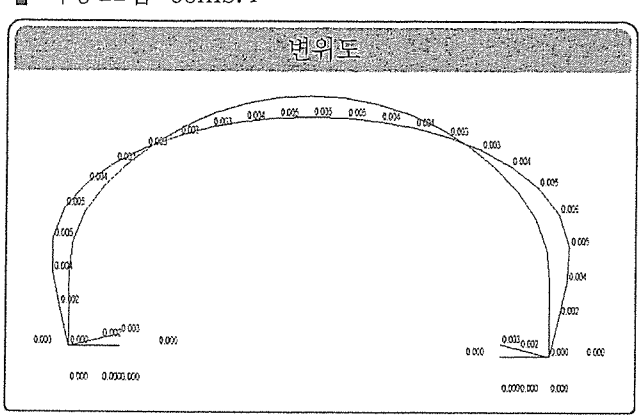


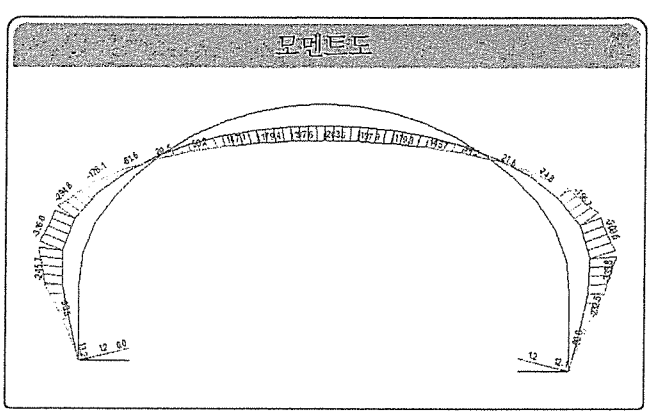


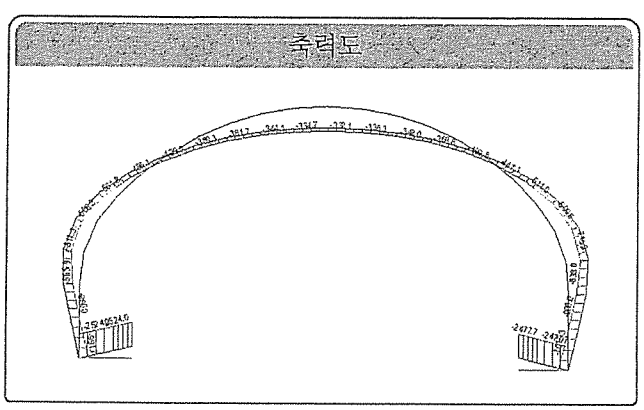


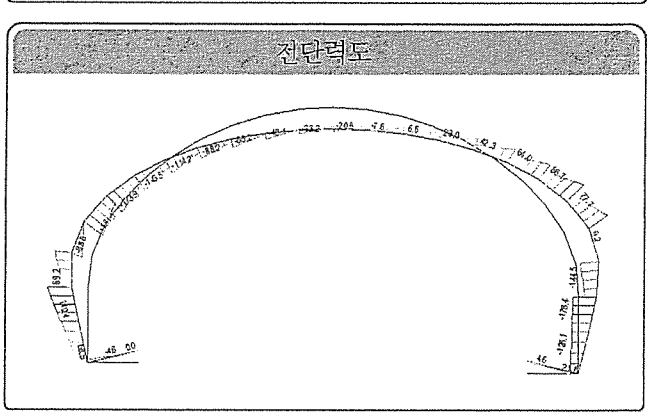


하중조합 comb.4



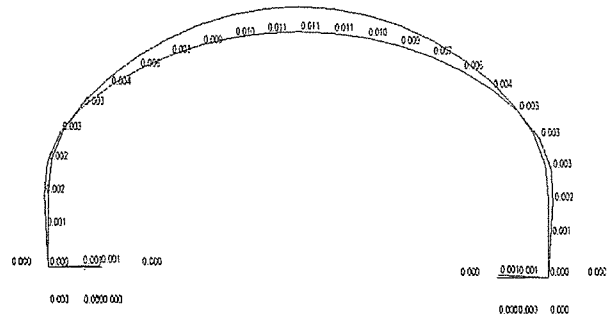




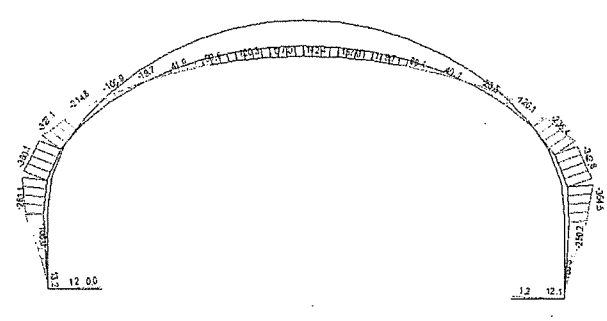


하중조합 comb.5

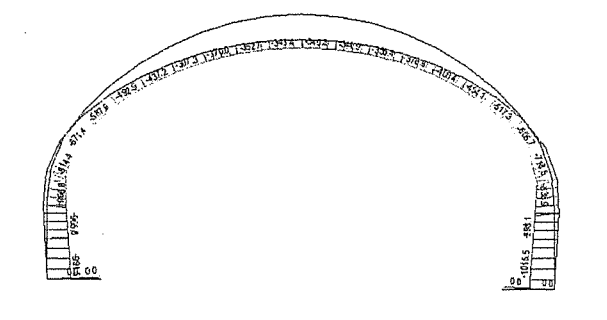
변위도



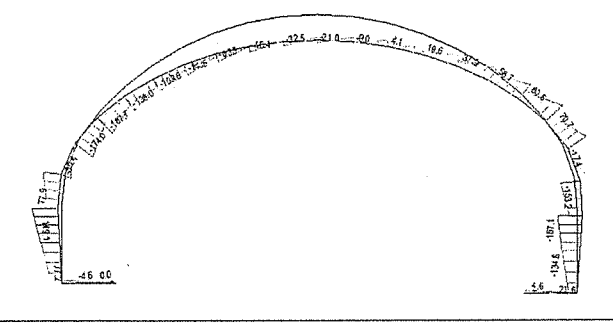
모멘트도



축력도

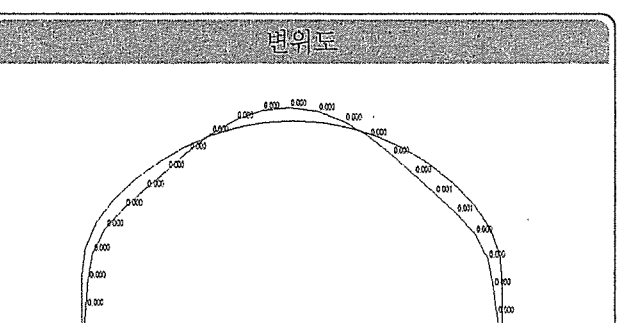


전단력도

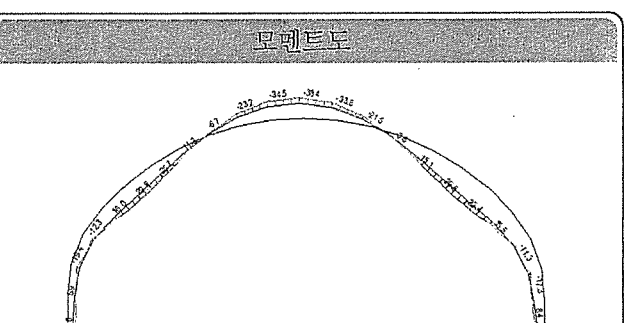


하중조합 comb.6

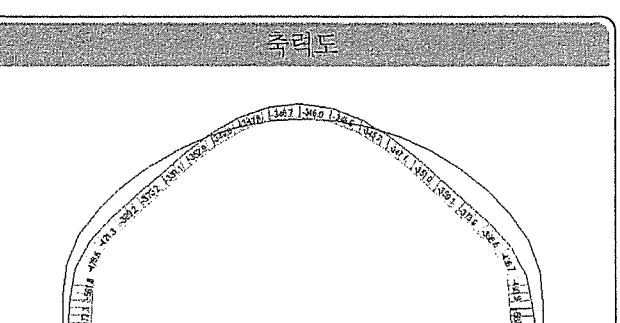
변위도



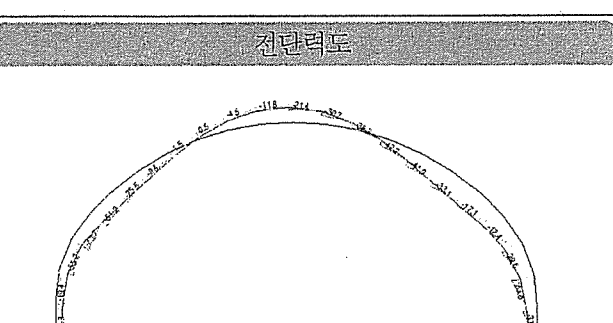
모멘트도



축력도

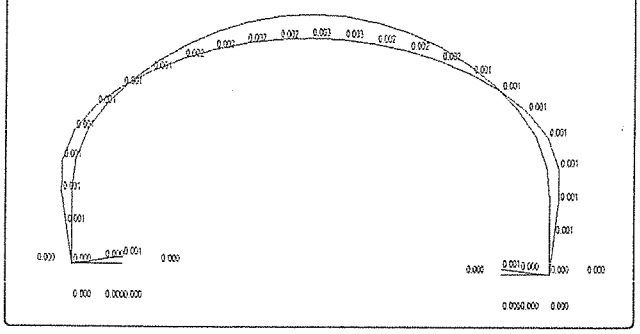


전단력도

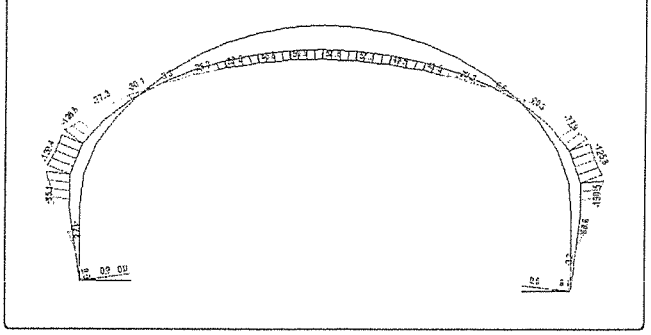


하중조합 comb.7

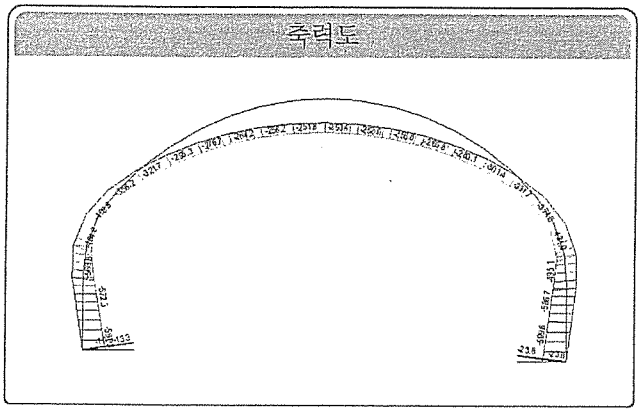
변위도



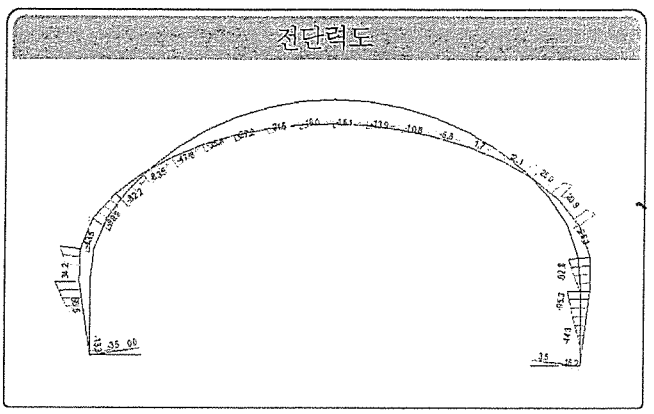
모멘트도



축력도

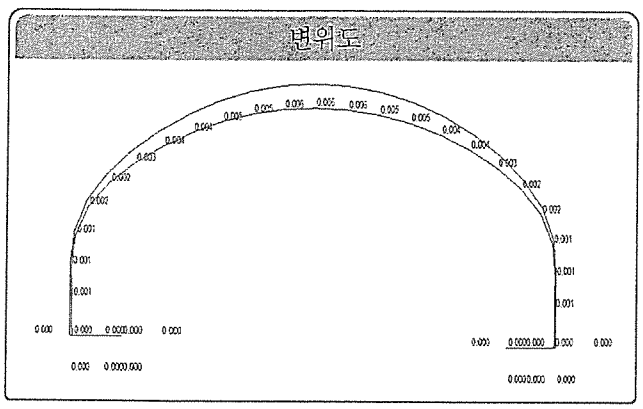


전단력도

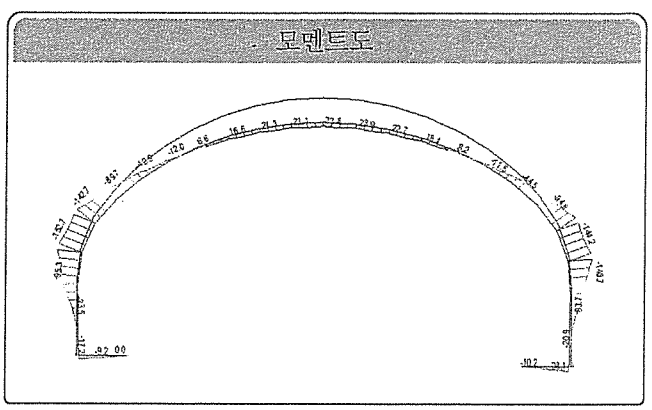


하중조합 comb.8

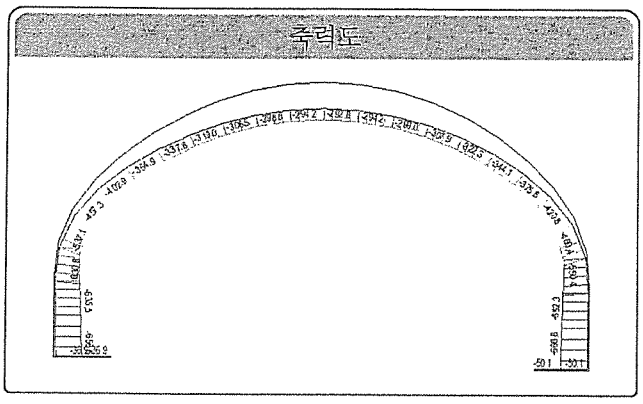
변위도



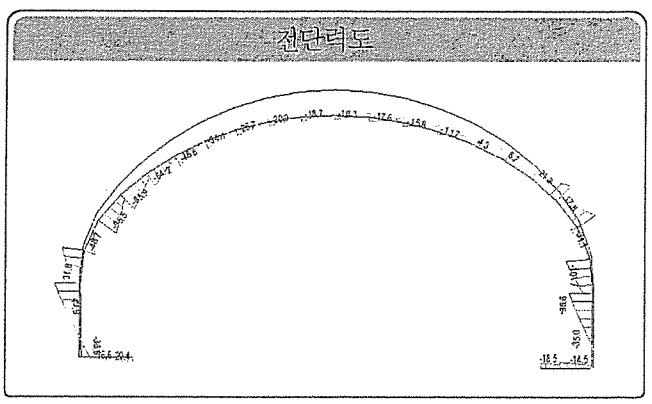
모멘트도



축력도



전단력도



철근량 검토

◈ 아치부_모멘트최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa　　fy = 300.0 MPa　　λ = 1.00
Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 364.490 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 850.170 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 420.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 80.000 mm
작 용 편 심 e = 428.726 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 80mm) : D 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 80mm) : D 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 280.000 mm
k1 = 0.850　　a = k1·c = 238.00 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 10200000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 250.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 4855200.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 640843.2 N
(εsc > εy --> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 687600.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 4808443.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 861866600.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 179.24 mm
e ≥eb --------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 95.875 mm로 가정하면.. a = k1·c = 81.494 mm

εsc = 0.0005 fs = 99.35 MPa

Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc−0.85·fck) − Ast·fy

= 1155824.0 N

Mn = 0.85·fck·a·b·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dc) + Ast·fst·(d−x)

= 495531400.0 N·mm

e' = Mn/Pn = 428.726 mm ≒ e = 428.726 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.01014

0.005 ≤ εt = 0.01014 --------> 인장지배단면

0.005 ≤ εt 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.

보정 Ø= 0.85

ØPn = 982.451 KN ≥ Pu = 850.170 KN ∴O.K

ØMn = 421.202 KN·m ≥ Mu = 364.490 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 181.130 KN

ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 288.434 KN

Øv·Vc = 288.434 KN ≥ Vu = 181.130 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 아치부_축력최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 364.490 KN·m 극 한 축 력 Pu = 850.170 KN

단면의 두께 H = 500.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm

유 효 깊 이 D = 420.000 mm 피 복 두 께 Dc = 80.000 mm

작 용 편 심 e = 428.726 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟

1단 (dc = 80mm) : D 19 @ 125 mm

압축측 철근 Asc = 2292.000㎟

1단 (dc = 80mm) : D 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 280.000 mm

k1 = 0.850 a = k1·c = 238.00 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 10200000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 250.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 4855200.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 640843.2 N
(εsc > εy --> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 687600.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 4808443.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 861866600.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 179.24 mm
e ≥eb --------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 95.875 mm로 가정하면.. a = k1·c = 81.494 mm
εsc = 0.0005 fs = 99.35 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc−0.85·fck) − Ast·fy
= 1155824.0 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dc) + Ast·fst·(d−x)
= 495531400.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 428.726 mm ≒ e = 428.726 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.01014
0.005 ≤ εt = 0.01014 --------> 인장지배단면
0.005 ≤ εt 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.
보정 Ø= 0.85
ØPn = 982.451 KN ≥ Pu = 850.170 KN ∴O.K
ØMn = 421.202 KN·m ≥ Mu = 364.490 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 181.130 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 288.434 KN
Øv·Vc = 288.434 KN ≥ Vu = 181.130 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 측벽부_모멘트최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 364.490 KN·m 극 한 축 력 Pu = 838.930 KN
단면의 두께 H = 535.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 455.000 mm 피 복 두 께 Dc = 80.000 mm
작 용 편 심 e = 434.470 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 80mm) : D 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 80mm) : D 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 303.333 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 257.83 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 10914000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 267.50 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 5259800.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 640843.2 N
(εsc > εy --> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 687600.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 5213043.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 978003600.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 187.61 mm
e ≥eb --------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 101.142 mm로 가정하면.. a = k1·c = 85.971 mm
εsc = 0.0006 fs = 125.42 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc−0.85·fck) − Ast·fy

= 1306907.0 N

Mn = 0.85·fck·a·b·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dc) + Ast·fst·(d−x)

= 567811400.0 N·mm

e' = Mn/Pn = 434.470 mm ≒ e = 434.470 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.0105

0.005 ≤ εt = 0.0105 --------> 인장지배단면

0.005 ≤ εt 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.

보정 Ø= 0.85

ØPn = 1110.871 KN ≥ Pu = 838.930 KN ∴O.K

ØMn = 482.640 KN·m ≥ Mu = 364.490 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 202.830 KN

ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 309.838 KN

Øv·Vc = 309.838 KN ≥ Vu = 202.830 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 측벽부_축력최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 12.070 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1042.240 KN

단면의 두께 H = 535.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm

유 효 깊 이 D = 455.000 mm 피 복 두 께 Dc = 80.000 mm

작 용 편 심 e = 11.581 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟

1단 (dc = 80mm) : D 19 @ 125 mm

압축측 철근 Asc = 2292.000㎟

1단 (dc = 80mm) : D 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 303.333 mm

k1 = 0.850 a = k1·c = 257.83 mm

Cck = 0.85·fck·B·H = 10914000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 267.50 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 5259800.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 640843.2 N
(εsc > εy --> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 687600.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 5213043.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 978003600.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 187.61 mm
e < eb --------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 53.36 mm ≥e = 11.58 mm
편심이 최소편심보다 작으므로..
Pn = 0.85·fck·(Ag − As) + fy·As = 12195690.0 N
Mn = Pn · e_min = 650725600.0 N·mm
Ø = 0.650 α = 0.800
αØPn = 6341.756 KN ≥ Pu = 1042.240 KN ∴O.K
ØMn = 338.377 KN·m ≥ Mu = 12.070 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 202.830 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 317.401 KN
Øv·Vc = 317.401 KN ≥ Vu = 202.830 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 바닥부_모멘트최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 152.590 KN·m 극 한 축 력 Pu = 202.830 KN
단면의 두께 H = 667.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 587.000 mm 피 복 두 께 Dc = 80.000 mm
작 용 편 심 e = 752.305 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 80mm) : D 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 80mm) : D 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 391.333 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 332.63 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 13606800.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 333.50 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 6785721.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 640843.2 N
(εsc > εy --> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 687600.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 6738964.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 1471220000.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 218.32 mm
e ≥eb --------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 85.251 mm로 가정하면.. a = k1·c = 72.464 mm
εsc = 0.0002 fs = 36.96 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc−0.85·fck) − Ast·fy
= 828609.1 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dc) + Ast·fst·(d−x)
= 623366300.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 752.304 mm ≒ e = 752.305 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.01766
0.005 ≤ εt = 0.01766 --------> 인장지배단면
0.005 ≤ εt 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.
보정 Ø= 0.85
ØPn = 704.318 KN ≥ Pu = 202.830 KN ∴O.K
ØMn = 529.861 KN·m ≥ Mu = 152.590 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 190.550 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 367.271 KN
Øv·Vc = 367.271 KN ≥ Vu = 190.550 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 바닥부_축력최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 0.000 KN·m 극 한 축 력 Pu = 2540.980 KN
단면의 두께 H = 667.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 587.000 mm 피 복 두 께 Dc = 80.000 mm
작 용 편 심 e = 0.000 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 80mm) : D 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 80mm) : D 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 391.333 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 332.63 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 13606800.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 333.50 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 6785721.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 640843.2 N
(εsc > εy --> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 687600.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 6738964.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 1471220000.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 218.32 mm
e < eb --------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 67.60 mm ≥e = 0.00 mm
편심이 최소편심보다 작으므로..
Pn = 0.85·fck·(Ag − As) + fy·As = 14888490.0 N
Mn = Pn · e_min = 1006392000.0 N·mm
Ø = 0.650 α = 0.800
αØPn = 7742.013 KN ≥ Pu = 2540.980 KN ∴O.K
ØMn = 523.324 KN·m ≥ Mu = 0.000 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 190.550 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 457.277 KN
Øv·Vc = 457.277 KN ≥ Vu = 190.550 KN.. ∴전단철근 필요없음.

균열검토

◈ 아치부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 152.720 KN·m
단면의 두께 H = 500.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 420.000 mm 피 복 두 께 Dc = 80.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 152.720 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D19 ×8.00 EA (Dc = 80.00 mm)
= 2292.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 8
p = As/(B·D) = 0.00546
k = −np + √((np)²+ 2np) = 0.255 j = 0.915
x = k·d = 107.117 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 7.420 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 173.387 MPa

fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 173.387 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 277.94 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 70.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 277.94 mm ..... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 152.720 KN·m
단면의 두께 H = 535.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 455.000 mm 피 복 두 께 Dc = 80.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 152.720 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D19 ×8.00 EA (Dc = 80.00 mm)
= 2292.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 8
p = As/(B·D) = 0.00504
k = −np + √((np)²+ 2np) = 0.246 j = 0.918
x = k·d = 112.132 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 6.522 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 159.550 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 159.550 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 317.33 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 70.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 317.33 mm ..... ∴ O.K

◈ 바닥부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 28.130 KN·m
단면의 두께 H = 667.000 mm　　단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 587.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 80.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

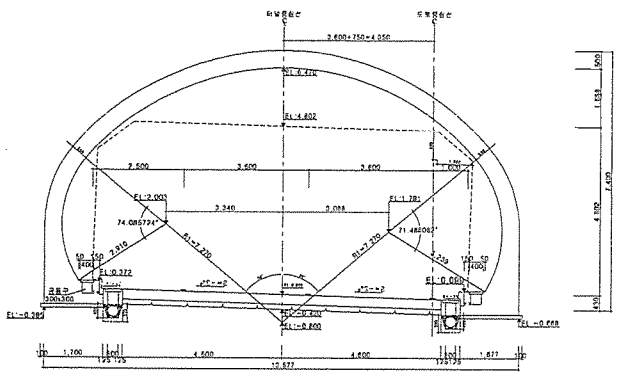
Mo = 28.130 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D19 ×8.00 EA (Dc = 80.00 mm)
= 2292.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * $\sqrt[3]{(Fck + \Delta f)}$} = 8
p = As/(B·D) = 0.00390
k = −np + $\sqrt{((np)^2 + 2np)}$ = 0.221　　j = 0.926
x = k·d = 129.524 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 0.799 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 22.568 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 22.568 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 2791.55 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 70.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 2791.55 mm ..... ∴ O.K

2.3.4 종점부 개착터널 설계 – 지진시

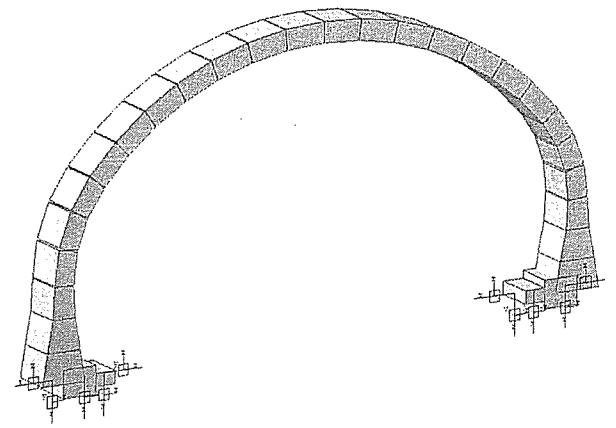
○ 해석조건

▮ 해석단면 및 모델링

해 석 단 면



모 델 링



▮ 지반조건

구 분	탄성파속도 V_S(m/s)	변형계수(E) (MPa)	단위중량(γ) (kN/m³)	내부 마찰각 (φ)	포아송비 (ν)
암반등급(Ⅱ)	2,400	12,000	27	40	0.22
되메움토사	172.4	–	18	28	

▮ 단면제원

No	B(m)	H(m)	A(m²)	I(m⁴)	부재번호
1	1.000	0.500	0.500	0.0104	6–23
2	1.000	0.535	0.535	0.0127	5
3	1.000	0.644	0.644	0.0222	4
4	1.000	0.894	0.894	0.0595	3
5	1.000	0.549	0.549	0.0137	24
6	1.000	0.671	0.671	0.0251	25
7	1.000	0.935	0.935	0.0681	26
8	1.000	0.667	0.667	0.0247	2,27
9	1.000	0.307	0.307	0.0241	1,28

지반반력계수

– 연직지반반력계수

$$K_V = K_{VO} \times \left(\frac{B_V}{0.3}\right)^{-(3/4)}$$

$K_{Vo} = \frac{1}{0.3}\,\alpha\, E_o = (1 / 0.3)\times 8\times 12{,}000{,}000 = 320{,}000{,}000\ kN/m^3$

$E_o = 12{,}000{,}000kPa$ – $\alpha = 8$

– 좌측 바닥부

바닥부의 환산재하폭(cm) : $B_V = \sqrt{1.290\times 1.000} = 1.136m$

$K_{V1} = K_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4} = 320{,}000{,}000\times(1.136 / 0.3)^{-3/4} = 117{,}884{,}626.2\ kN/m^3$

– 우측 바닥부

바닥부의 환산재하폭(cm) : $B_V = \sqrt{1.340\times 1.000} = 1.158m$

$K_{V2} = K_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4} = 320{,}000{,}000\times(1.158 / 0.3)^{-3/4} = 92{,}044{,}555.37\ kN/m^3$

– 수평지반반력계수

$$K_H = K_{HO} \times \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{(-3/4)}$$

– $E_o = 28{,}000\ kN/m^3$ (되메움 토사의 N치 약 10으로 가정) – $\alpha = 2$

– $K_{HO} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times Eo = 186{,}667\ kN/m^3$

– $B_H = \sqrt{A_H} = \sqrt{7.130\times 100} = 2.670\ m$

– $K_H = K_{HO} \times \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{(-3/4)} = 36{,}231\ kN/m^3$

동적전단탄성계수

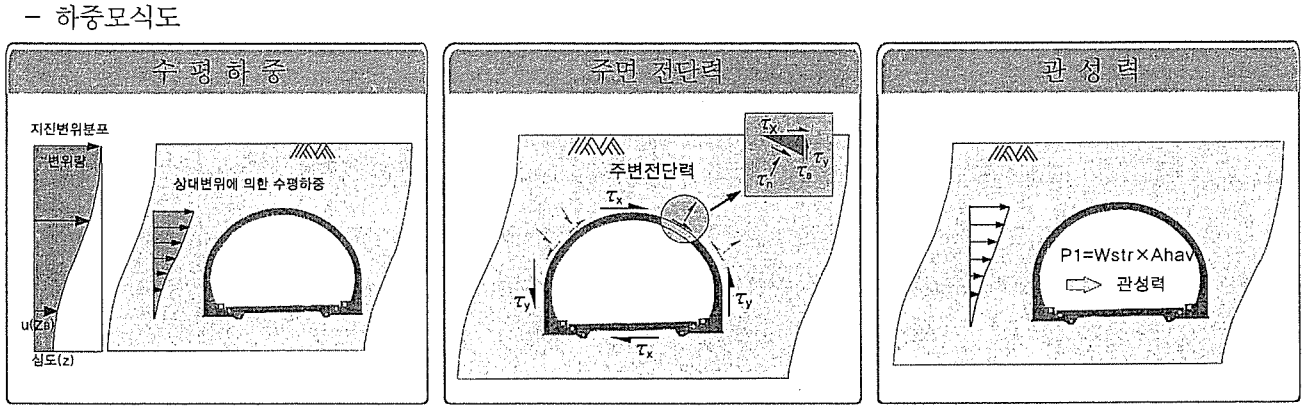
$$G_D = \left(\frac{\gamma_t}{g}\right) \times (V_{SD})^2$$

여기서, γ_t : 지반의 단위중량, g : 중력가속도(m/sec^2)

V_{SD} : 지층의 설계 전단파 속도

C : 지반변형에 대한 보정계수(기능수행수준 0.8, 붕괴방지수준 0.5)

– 하중모식도



○ 적용하중

▮ LOAD - 1 [자 중]

• 프로그램 내에서 자동적으로 계산되어 고려됨

▮ LOAD - 2 [토 압]

• 되메움토 단위중량 : 18.0 kN/m^3
• 되메움 토피고 : 1.5m
• 연직토압 : 되메움토 단위중량 × 되메움 토피고
• 수평토압 : 연직토압 × $K_o(K_o = 1-\sin\phi)$

▮ LOAD - 3,4 [수평하중 및 주면 전단력]

• 설계수평 가속도계수 : 지진계수 × 위험도계수(I)
 - 기능수행 수준 : 0.57 × 0.11 = 0.063g
 - 붕괴방지 수준 : 1.4 × 0.11 = 0.154g
• 지반의 수평방향 변위 진폭산정
 - Proshake해석후 지진시 심도에 따른 지반변위 산출
• 지진시 수평하중은 상대변위량을 이용하여 변위에 의한 지진력을 산정하여 적용함

$$P(z) = k_h\{U(z) - U(z_B)\}$$

여기서, kh : 대상구조물이 위치한 지반의 수평방향 지반반력계수

절 점	토 피(H) (m)	기능 수행 수준		붕괴 방지 수준	
		상대변위 (mm)	수평지진력 (kN)	상대변위 (mm)	수평지진력 (kN)
15	1.500	0.399	14.459	0.980	35.513
14	1.556	0.398	14.417	0.977	35.410
13	1.723	0.394	14.283	0.968	35.080
12	1.999	0.387	14.032	0.951	34.465
11	2.379	0.376	13.630	0.924	33.477
10	2.858	0.360	13.030	0.883	32.004
9	3.429	0.336	12.186	0.826	29.931
8	4.083	0.305	11.059	0.750	27.162
7	4.835	0.264	9.571	0.649	23.507
6	5.696	0.211	7.649	0.519	18.786
5	6.608	0.149	5.410	0.367	13.287
4	7.526	0.083	3.006	0.204	7.384
3	8.634	0.000	0.000	0.000	0.000

• 주면전단력은 다음과 같이 산정함

$$\tau(z) = \frac{G_D}{\pi H} \cdot S_v \cdot T_G \cdot \sin(\frac{\pi z}{2H}) = \frac{dU(z)}{dz} G_D \text{ , (여기서 } G_D \text{ : 동적 전단변형계수)}$$

• 터널 아치부는 곡면 부재이므로 주면전단력은 터널곡면에 대하여 법선방향(τ_n)과 접선방향(τ_s)으로 분리하여 적용함

절 점	토 피(H) (m)	기능 수행 수준			붕괴 방지 수준		
		전단변형률	τ_n (kN)	τ_s (kN)	전단변형률	τ_n (kN)	τ_s (kN)
15	1.500	0.000021	0.00	−0.72	5.082E−05	0.00	−0.69
14	2.608	0.000022	0.09	−0.77	5.442E−05	0.09	−0.74
13	3.526	0.000025	0.31	−0.82	6.150E−05	0.29	−0.79
12	4.438	0.000029	0.57	−0.85	7.180E−05	0.55	−0.81
11	5.299	0.000035	0.89	−0.81	8.489E−05	0.86	−0.78
10	6.051	0.000041	1.25	−0.68	1.002E−04	1.20	−0.66
9	6.705	0.000048	1.60	−0.43	1.168E−04	1.54	−0.41
8	7.276	0.000055	1.91	−0.05	1.342E−04	1.83	−0.05
7	7.755	0.000062	1.85	1.10	1.513E−04	1.77	1.06
6	8.135	0.000068	1.09	2.10	1.664E−04	1.05	2.01
5	8.411	0.000072	1.16	2.24	1.775E−04	1.12	2.15
4	8.578	0.000075	1.21	2.32	1.839E−04	1.16	2.23
3	8.634	0.000000	0.00	0.00	0.000E+00	0.00	0.00

LOAD − 5 [지진시 관성력]

• $P_I = W \times K_h$, (W : 구조물 중량, K_h : 설계수평지진계수)

• K_h(S_B지반) : − 기능수행수준 : 0.063g −붕괴방지수준 : 0.154g 적용

○ 하중조합

• 기능수행수준의 검토 : 상시하중에 의한 하중조합에 추가하여 강도설계법에 의한 단면 설계시 적용

• 붕괴방지수준의 검토 : 비선형거동에 대한 검토로 부재의 손상레벨 정도 확인

구 분		자중	수직토압	수평토압	수평하중	주면전단력	관성력
기능수행	CASE1	1.2	1.2	1.0	1.00	1.00	1.00
	CASE2	1.2	1.2	0.5	1.00	1.00	1.00
	CASE3	0.9	0.9	1.0	1.00	1.00	1.00
	CASE4	0.9	0.9	0.5	1.00	1.00	1.00
붕괴방지	CASE5	1.2	1.2	1.0	1.00	1.00	1.00
	CASE6	1.2	1.2	0.5	1.00	1.00	1.00
	CASE7	0.9	0.9	1.0	1.00	1.00	1.00
	CASE8	0.9	0.9	0.5	1.00	1.00	1.00

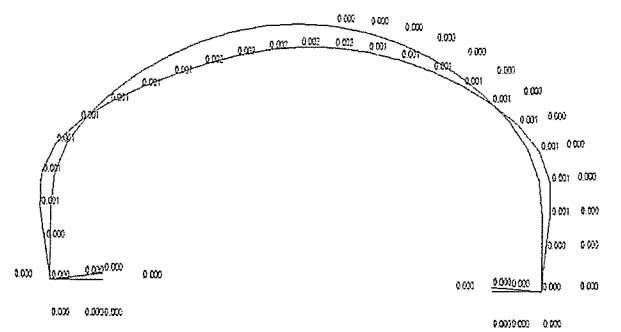
○ 해석결과 및 검토

▮ 기능수행수준 단면력 결과

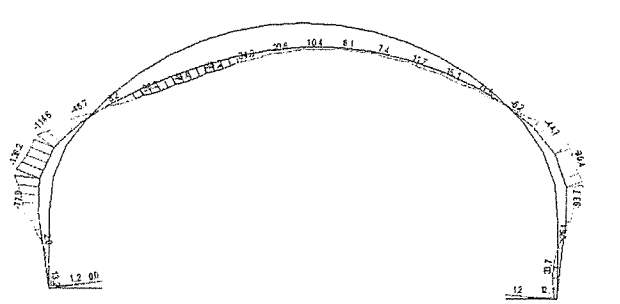
구 분		Mu (kN.m)	ϕMn	Pu (kN)	ϕPn	주철근	Vu (kN)	ϕVn	전단철근	검 토
아치부	M_{max}	249.56	443.955	628.55	1,118.160	D19@125	142.31	282.241	D13@400	O.K
	P_{max}	150.64	594.138	681.62	2,688.374					
측벽부	M_{max}	249.56	515.667	625.63	1,292.743	D19@125	140.92	309.381	D13@400	O.K
	P_{max}	12.07	338.377	826.64	6,341.756					
바닥부	M_{max}	33.59	883.855	82.99	2,183.719	D19@125	45.70	362.657	D13@400	O.K
	P_{max}	33.59	883.855	82.99	2,183.719					

- 지진하중에 의한 부재의 거동특성으로 인해 상시 해석결과와 비교할 때 발생단면력은 전체적으로 감소하는 경향을 보임
- 기능수행수준의 검토결과 상시해석상에서 산정된 철근량으로도 라이닝의 항복강도를 초과하지 않는 것으로 내진설계기준의 기능수행수준에 부합하는 것으로 판단됨

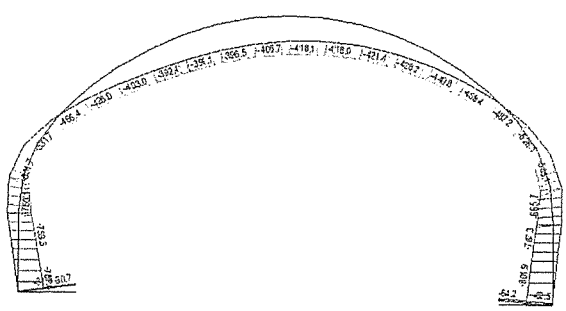
변위도



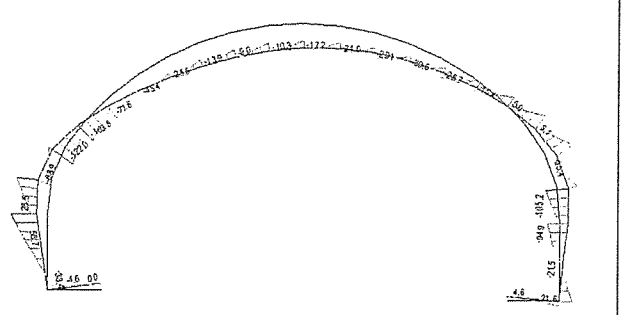
모멘트도



축력도



전단력도

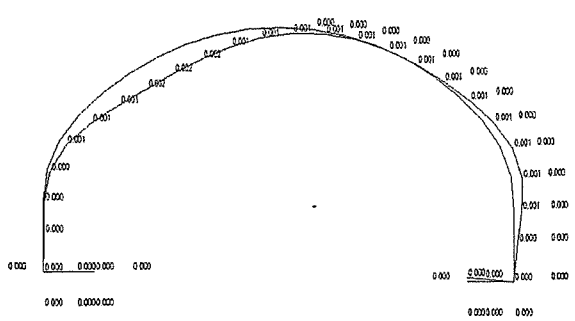


붕괴방지수준 단면력 결과

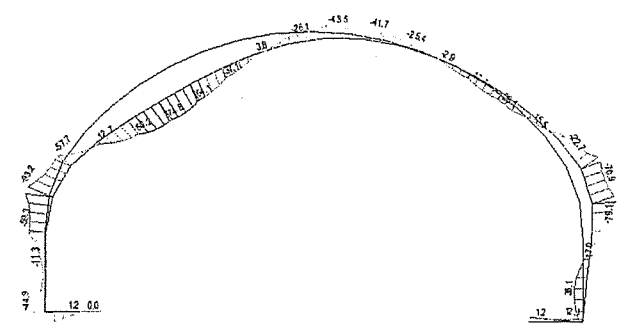
구 분		Mu (kN·m)	φMn	Pu (kN)	φPn	주철근	Vu (kN)	φVn	전단철근	검 토
아치부	M_{max}	171.05	604.644	619.35	2,189.341	D19@125	142.41	282.298	D13@400	O.K
	P_{max}	126.79	566.809	683.19	3,054.172					
측벽부	M_{max}	176.76	670.992	590.32	2,240.887	D19@125	143.17	309.537	D13@400	O.K
	P_{max}	12.07	338.377	830.84	6,341.756					
바닥부	M_{max}	176.76	438.945	143.17	355.532	D19@125	207.50	364.974	D13@400	O.K
	P_{max}	176.76	438.945	143.17	355.532					

- 붕괴방지수준의 검토결과 상시해석상에서 산정된 철근량으로도 라이닝의 항복강도를 초과하지 않는 것으로 내진설계기준의 붕괴방지수준에 부합하는 것으로 판단됨

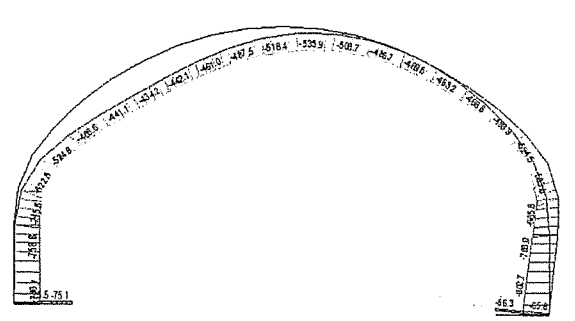
변위도



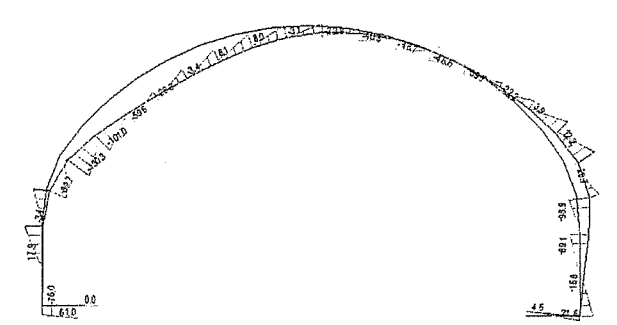
모멘트도



축력도



전단력도



제 3 장 기타 구조물 설계

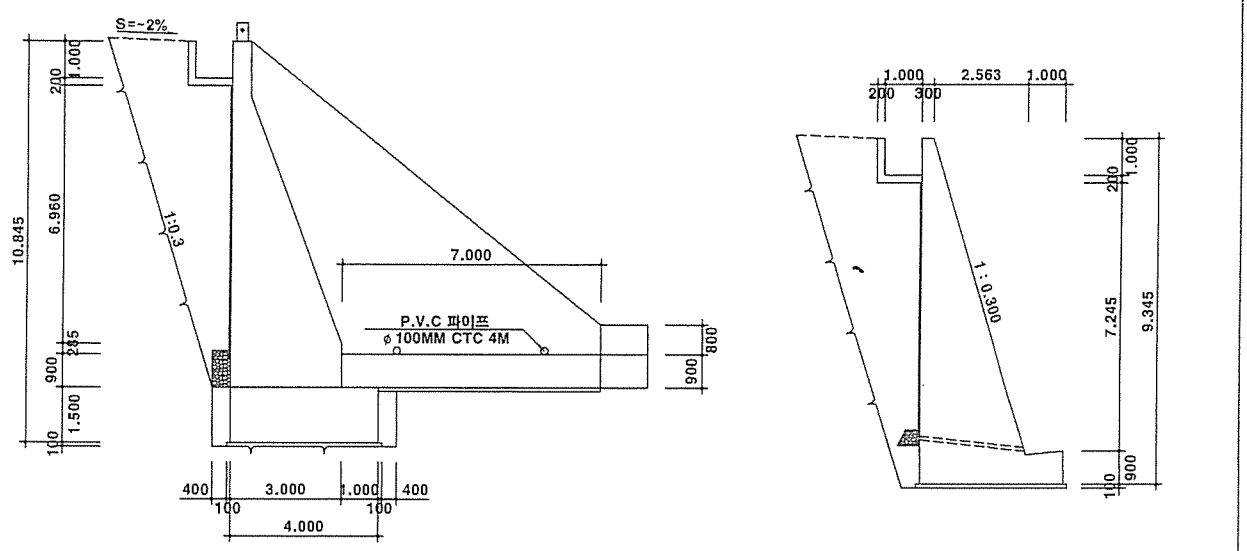
3.1 터널 갱문 및 옹벽 설계

3.1.1 금존터널 옹벽 안정성 검토

○ 해석조건

▮ 해석단면

해석 단면



▮ 설계조건

옹벽의 제원	지반 조건
•옹벽형식 : 중력식 옹벽 •기초형식 : 직접기초 •옹벽높이 : H = 1.7m ~ 9.345m •옹벽저판 : B = 1.57m ~ 3.863m	•콘크리트 단위중량 : 23.5 kN/m^3 •뒷채움 흙의 단위중량 : 18.0 kN/m^3 •뒷채움 흙의 내부마찰각 : 28.0° •지지지반의 내부마찰각 : 40.0° •지지지반의 점착력 : 3,500 kN/m^2 •벽배면과 연직면이 이루는 각 : 0.0° •지표면과 수평면이 이루는 각 : 0.0°

▮ 사용토압

•안정 검토시 : 시행 흙쐐기 토압
•단면 검토시 : 시행 흙쐐기 토압

▮ 과재하중

•과재하중 q = 0.0 kN/m^2

○ 안정계산

▌안정검토용 하중계산

구 분	체적(m^3)	단위중량(kN/m^3)	연직력(kN)	팔길이 x(m)	모멘트 M_r(kN·m)
A1	2.564	23.50	60.242	3.013	181.510
A2	12.232	23.50	287.456	1.909	548.658
소계	14.796		347.698		730.167

▌토압계산

•– 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

$$P = \frac{W\sin(\theta-\varphi)}{\sin(90°+\alpha+\delta-\theta+\varphi)} = \frac{1}{2}(\gamma H^2 K_a)$$

$$= \frac{209.862\times\sin(73.38-28)}{\sin(90+0+18.67-73.38+28)} = \frac{1}{2}\times 18\times 9.345^2\times K_a$$

$$\therefore Ka = 0.213$$

여기서, $W = \gamma\times$파괴면적 $= 18\times 11.659 = 209.862KN/m$

$\theta = 73.38°(1:0.3)$

$\varphi =$ 옹벽 뒤채움재의 내부마찰각(28°)

$\alpha =$ 벽배면과 연직면이 이루는 각(0°)

$\delta =$ 옹벽과 뒤채움재 사이의 내부마찰각($2/3\varphi = 18.67°$)

$$\therefore P_a = \frac{1}{2}\times 18\times 9.345^2\times 0.213 = 167.41KN/m$$

$P_{ah} = 167.41\times\cos 18.67° = 158.604KN/m$

$P_{av} = 167.41\times\sin 18.67° = 53.582KN/m$

$y = H/3 = 9.345/3 = 3.115m$

$x = 4.163m$

$M_o = P_{ah}\times y = 158.604\times 3.115 = 494.051KN\cdot m$

$M_r = P_{av}\times x = 53.582\times 4.163 = 223.062KN\cdot m$

▌안정검토용 하중집계

구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN·m)	Mo(kN·m)
콘크리트 자중	427.138	0	1241.165	0
토 압	53.582	158.604	223.062	494.051
합 계	480.720	158.604	1,464.227	494.051

○ 안정검토

전 도

$e = B/2 - (\Sigma M_r - \Sigma M_o) / \Sigma V$

$4.163 / 2 - (1464.227 - 494.051) / 480.72$

$= 0.063m \leq B/6 = 0.694m$ ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토

$e = 0.063m \leq B/6 = 0.694m$ ∴ O.K

▷ 안전율 검토

$S.F = \Sigma M_r / \Sigma M_o = 1464.227 / 494.051$

$= 2.964 \geq 2.0$ ∴ O.K

지지력

- 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.

최대 지반반력은 도.시. P.623 해설 표 7.3.2의 값($q_a = 600KN/m^2$)을 넘지 못한다.

$q_u = \alpha \cdot C \cdot N_c + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B_e \cdot N_r$

여기서 $\alpha = 1.000$ $\beta = 0.500$

$B_e = B - 2e = 4.163 - 2 \times 0.063 = 4.036m$

$N_c = 95.66$ $N_q = 115.31$ $N_r = 81.27$

$q_u = 341,729.15KN/m^2$ $q_u/3 = 341,729.15/3 = 113,909.7182KN/m^2$

∴ $q_a = 600.00KN/m^2$

- 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$Q1 = \Sigma V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 135.800KN/m^2$

$Q2 = \Sigma V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 113.084KN/m^2$

$q_{max} = 135.800KN/m^2 \leq q_a = 600KN/m^2$ ∴ O.K

활 동

- 검토조건

암과 콘크리트의 경우

마찰계수 $\mu = \tan(\phi B) = 0.600$

기초와 지반사이의 조건이 흙과 콘크리트인 경우 점착력은 무시한다.

- 상시 안정검토

$\Sigma V = 480.720KN$

$\Sigma H = 158.604KN$

$H_u = (C \times A_e) + (\Sigma V \times \tan(\phi B))$ (도.시. P629)

$= 0.000 + (480.720) \times 0.6$

$= 288.432KN$

여기서 A_e(유효재하면적) $= 4.036m^2$, $C = 0$

▷ 안전율 검토

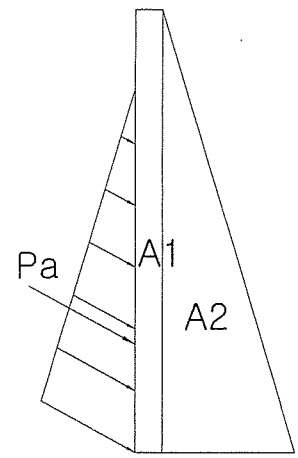
$S.F = H_u / \Sigma H = 288.432 / 158.604$

$= 1.819 \geq 1.5$ ∴ O.K

○ 벽체의 단면검토

■ 해석단면

검토 단면도



■ 자중

구 분	체적(m^3)	단위중량(kN/m^3)	연직력(kN)	팔길이 x(m)	모멘트 M_r(kN·m)
A1	2.564	23.50	60.242	3.013	181.510
A2	12.232	23.50	287.456	1.909	548.658
소계	14.796		347.698		730.167

■ 토압계산

$$P_a = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H^2$$

$$= 1/2 \times 0.213 \times 18 \times 8.545^2 = 139.974KN$$

$$P_{ah} = P_a \times \cos\delta = 139.974 \times \cos 18.67 = 132.611KN$$

$$Y_{ah} = 8.545/3 = 2.848m$$

$$P_{av} = P_a \times \sin\delta = 139.974 \times \sin 18.67 = 44.800KN$$

$$X_{av} = 3.163m$$

■ 안정검토용 하중집계

구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN·m)	Mo(kN·m)
콘크리트 자중	347.698	0	730.167	0
토 압	44.800	132.611	141.703	377.719
합 계	392.498	132.611	871.870	377.719

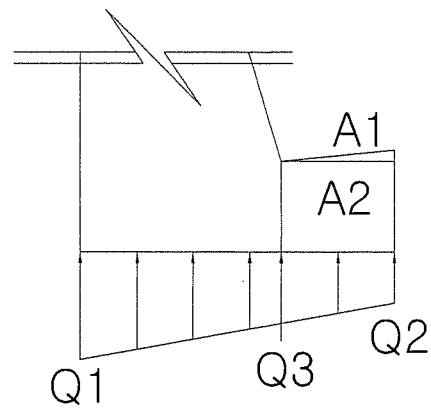
단면력 산정

하중 집계	● 연직력 $\Sigma V = A1 + A2 + P_{av} = 392.498KN/m$ ● 전단력 $\Sigma S = P_{ah} = 132.611KN/m$ ● 모멘트 $\Sigma M = M + M_o - M_r = 0$ $M + 377.719 - 871.870 = 0$ $\therefore M = 494.151KN \cdot m/m$
벽체단면 제 원	단면적 $A = 3.163 \times 1 = 3.163m^2$ 단면 2차 모멘트 $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 3.163^3}{12} = 2.637m^4$
휨응력 검토	● 허용 휨압축응력 $\sigma_{ac} = 0.4 \times f_{ck} = 9.6MPa = 9,600KN/m^2$ ● 허용 휨인장응력 $\sigma_{at} = 0.13 \times \sqrt{f_{ck}} = 0.637MPa = 637KN/m^2$ $\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{I} \times y$ $= \frac{392.498}{3.163} \pm \frac{494.151}{2.637} \times 1.582$ $= 124.091 \pm 296.355KN/m^2$ $\sigma_c = 420.446KN/m^2 < \sigma_{ac} = 9,600KN/m^2$ $\therefore$ OK $\sigma_t = -172.265KN/m^2 < \sigma_{at} = 637KN/m^2$ $\therefore$ OK
전단응력 검토	● 허용 전단응력 $\tau_a = 0.08 \times \sqrt{f_{ck}} = 0.392MPa = 392KN/m^2$ $\tau = \frac{S}{A} = \frac{132.611}{3.163} = 41.926KN/m^2 < \tau_a = 392KN/m^2$ $\therefore$ OK

○ 앞굽판의 단면검토

■ 해석단면

검토 단면도



■ 자중

구 분	체적(m^3)	단위중량(kN/m^3)	연직력(kN)	팔길이 x(m)	모멘트 M_r(kN·m)
A1	0.050	23.50	1.175	0.667	0.783
A2	0.800	23.50	18.800	0.500	9.400
소계	0.850		19.975		10.183

■ 지반 반력

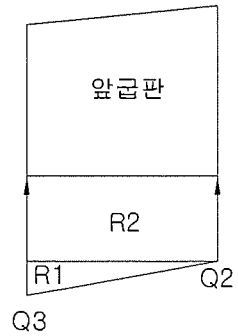
Q1 = 135.800KN/m

Q2 = 113.084KN/m

$$Q3 = 113.084 + \frac{(135.800 - 113.084)}{4.163} \times 1 = 118.541 \ KN/m^2$$

■ 자중

검토 단면도



구 분	체적 (m^3)	팔길이 x (m)	모멘트 M (kN·m)
R1	2.728	0.333	0.909
R2	113.084	0.500	56.542
소계	115.812		57.452

단면력 산정

하중 집계

● 전단력

$\Sigma S = S + S(\text{앞굽판 자중}) + S(\text{지반반력}) = 0$

$S = S(\text{앞굽판 자중}) - S(\text{지반반력}) = 19.975 - 115.812 = -95.837 KN/m$

$\therefore S = 95.837 KN/m$

● 모멘트

$\Sigma M = M + M(\text{앞굽판 자중}) + M(\text{지반반력}) = 0$

$M = M(\text{지반반력}) + M(\text{앞굽판 자중}) = 10.183 - 57.452 = -47.268 KN\cdot m/m$

$\therefore M = 47.268 KN\cdot m/m$

단면 제원

단면적 $A = 0.8 \times 1 = 0.8 m^2$

단면 2차 모멘트 $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.8^3}{12} = 0.043\ m^4$

휨응력 검토

● 허용 휨압축응력 $\sigma_{ac} = 0.4 \times f_{ck} = 9.6MPa = 9{,}600 KN/m^2$

● 허용 휨인장응력 $\sigma_{at} = 0.13 \times \sqrt{f_{ck}} = 0.637MPa = 637 KN/m^2$

$$\sigma = \pm \frac{M}{I} \times y$$

$$= \pm \frac{47.268}{0.043} \times 0.4$$

$$= \pm\ 443.139 KN/m^2$$

$\sigma_c = 443.139 KN/m^2 < \sigma_{ac} = 9{,}600 KN/m^2$ $\therefore$ OK

$\sigma_t = -443.139 KN/m^2 < \sigma_{at} = 637 KN/m^2$ $\therefore$ OK

전단응력 검토

● 허용 전단응력 $\tau_a = 0.08 \times \sqrt{f_{ck}} = 0.392MPa = 392 KN/m^2$

$\tau = \frac{S}{A} = \frac{95.837}{0.8} = 119.797 KN/m^2 < \tau_a = 392 KN/m^2$ $\therefore$ OK

3.2 콘크리트 중성화 및 내화를 고려한 피복두께 검토

○ 해석개요

•철근 콘크리트에서 중성화 및 피복두께 미확보로 인한 철근부식은 심각한 위험을 초래함
•따라서, 사용기간 동안 충분한 내구성 확보를 위해서 콘크리트 구조설계 기준, 내구성 결과 검토, 추정식 및 철근의 부식 확률을 고려한 신뢰성 해석을 이용하여 적정 피복두께 산정

○ 설계기준에 의한 피복두께 산정

- 흙에 접하거나 옥외의 공기에 직접 노출되는 콘크리트의 경우 다음 규정의 최소 피복두께를 사용 (콘크리트구조기준, 2012)

철근 구분	적용 최소피복(mm)
D29 이상 철근	60
D25 이하 철근	50
D16 이하 철근	40

- 옥외의 공기나 흙에 직접 접하지 않는 콘크리트의 경우 다음 규정의 최소 피복두께를 사용 (콘크리트구조기준, 2012)

구 분		적용 피복(mm)
슬래브, 벽체, 장선	D35를 초과하는 철근	40
	D35 이하 철근	20
보, 기둥		40
쉘, 절판부재		20

•내화를 필요로 하는 구조물의 피복두께는 화열의 온도, 지속시간, 사용골재의 성질 등을 고려하여 정하여야 하며, 규정된 최소 피복두께보다 더 큰 값이 요구될 때에는 동등한 내화성능의 재료나 피복 재료를 사용하거나 피복 두께의 값을 증가시켜야 한다. (콘크리트구조기준, 2012)

○ 중성화속도 추정식에 의한 두께산정

▮ 중성화의 이론적 배경

•개 요

- 시멘트는 수산화 칼슘을 주성분으로 하는 강한 알칼리 성분으로 되어 있어 철근의 부식을 억제하고 있으나 시간이 경과함에 따라 재료적 및 외적 요인에 의해 알칼리 성분을 잃어가는 것을 중성화라 한다

•중성화에 따른 철근콘크리트의 화학적 변화

- $Ca(OH)_2 + CO = CaCO_3 + H_2O$
- $Ca(OH)_2$ + 산 = 중화로 알카리성 소실
- Fe(철)+CO_2 = 산화철(철근 부식에 의한 강도 손실)

•중성화 요인

- 환경 오염
- 지표상 탄산가스의 농도가 연차적으로 증가
- 산성 강우로서 콘크리트의 열화 가속
- 골재의 고갈에 따른 해사 사용의 요인

•중성화 억제대책

- 재료의 선정 : 중성화 속도가 적은 골재 및 시멘트 사용
- 콘크리트 배합에서의 대책 : 단위수량 및 시멘트량 최소화 하여 중성화 속도 낮춤
- 콘크리트 시공에서 대책 : 밀실 시공 및 최소순피복 두께 확보
- 콘크리트 구조물 유지관리에서 대책 : 물의 침입 및 해풍 등에 의한 대책 수립

▮ 중성화 추정식

- w : 물 시멘트 비(W/C)=47%, t : 기간(100년), χ : 중성화 깊이, R=1 : 중성화율

제 안 자	추 정 식	계 수
浜田 捻	$t=\frac{k}{R^2}X^2$	$k=\frac{0.3(1.15+3w)}{(w-0.25)^2}$
岸谷孝一	$t=\frac{7.2}{R^2(4.6w-1.76)^2}X^2(X\leq 0.6)$	γc, γa, γs : 시멘트 종류, 골재의 종류, 표면 활성제의 유무에 따른 중성화율
依田彰彦	$t=\alpha\beta\gamma\frac{262}{(100W/C-18)^2}X^2$	α : 콘크리트의 품질계수 β : 중성화지연 효과계수 γ : 환경 조건

■ 浜田 捻

- $k=\frac{0.3(1.15+3w)}{(w-0.25)^2}=\frac{0.3(1.15+3\times0.47)}{(0.47-0.25)^2}=$ 15.87mm
- $x=\sqrt{\frac{t\times R^2}{k}}=\sqrt{\frac{100\times1^2}{15.87}}=$ 2.51cm = 25.1mm

■ 岸谷孝一

- $x=\sqrt{\frac{t\times R^2\times(4.6w-1.76)^2}{7.2}}/=\sqrt{\frac{100\times1^2\times(4.6\times0.47-1.76)^2}{7.2}}=$ 15.0mm

■ 依田彰彦

- $x=\sqrt{\frac{t(100w/c-18)^2}{262}}=\sqrt{\frac{100\times(100\times0.47-18)^2}{262}}=$ 17.92mm

제 안 자	浜田 捻	岸谷孝一	依田彰彦
산성피복두께	25.1mm	15.0mm	17.92mm

○ 신뢰성해석에 의한 피복두께 산정

•중성화깊이:f(C_t), 정규분포:Nc(C_t, $C_t^2 \cdot v^2$), 피복두께:f(D) 정규분포:ND(D, σ^2)

•소요 피복두께

$$f(D-C_t)=\frac{1}{\sqrt{2\pi(C_t^2\cdot v^2+\sigma^2)}}\exp\left(\frac{-\{(D-C_t)-(D-C_t)\}^2}{2(C_t^2\cdot v^2+\sigma^2)}\right)$$

•변수계산 :$\alpha=\beta=1$

$CD=\alpha\times\beta\times\gamma\times t1/2=1\times1\times0.1487\times1001/2=1.487cm=14.87mm$

$\gamma=0.37\times1.0\times(4.6W-1.76)=0.37\times1.0\times(4.6\times0.47-1.76)=0.1487$

$v=0.4,\quad \sigma=10,\quad \sigma'=(14.872\times0.42+102)1/2=11.6$

•95% 신뢰도 기준

$\mu/\sigma'=1.635,\quad \mu=1.635\times11.6=18.97\quad \therefore Dt=18.97+14.87=33.84mm$

•최소 피복두께는 35mm로 설정한다.

○ 결론 및 설계반영

▮ 구조물별 적용 피복두께 산정

구 분	콘크리트 라이닝 설계피복(mm)	개착터널 및 갱문 설계피복(mm)
설계기준	20 + 19/2 + 13 = 42.5	50 + 22/2 + 13 = 74
중성화	35 + 19/2 + 13 = 57.5	35 + 22/2 + 13 = 59
내화	30 + 19/2 + 13 = 52.5	30 + 22/2 + 13 = 54
최대치	57.5	74
적용피복	60	80

결 론	•현장치기 콘크리트 피복기준, 중성화 및 내화기준을 고려하여 구조물의 적정 피복두께를 검토한 결과 본선 라이닝 60mm, 개착터널 및 갱문 80mm의 피복이 적정한 것으로 검토되어 설계에 반영함

3.3 구조물 내구성 및 내화성 검토

3.3.1 내구성 지수 검토 개요

○ 개요

- 구조성능 위주의 안전성 설계개념으로 설계, 시공된 콘크리트 구조물은 노출환경의 열화외력에 의해 사용연한에 이르기도 전에 성능저하로 구조적인 문제가 발생하는 경우가 빈번
- 경제적이고 합리적인 콘트리트 구조물의 설계 및 시공, 유지관리의 지침기준을 정량적으로 수립하여 구조물의 장기적인 안정성 및 내구성을 확보하여 내구수명 연장 도모

○ 해석조건

▮ 기본 개념 및 필요성

- 최근까지 철근콘크리트 구조물의 내구성능은 주로 콘크리트 품질, 시멘트 종류, 단위 시멘트량, W/C비, 양생방법, 피복두께 등에 대한 제한조건에 의해 정성적으로 보장되어 왔으며, 대부분의 설계기준에서 제시한 조건을 만족하는 경우 거의 반영구적으로 구조물을 사용할 수 있는 것으로 믿어져 왔음
- 60년대 이후 구미 각국 및 일본에서 알칼리-골재 반응, 화학적 침식 등의 콘크리트 자체의 열화나 철근 부식 및 이에 따른 균열과 같은 개개의 열화요인에 의한 철근콘크리트 구조물의 수명저하가 보고됨
- 이에 따라, 정성적인 방법이외에 철근콘크리트 구조물의 내구수명을 정량적으로 보장하기 위한 새로운 개념의 내구성 설계방안의 필요성이 대두
- 내구성 설계가 기존의 구조설계와 같은 체계적인 설계흐름을 가지기 위해서는 내구저항정도의 정량적 평가 및 환경에 따른 내구저하정도의 정량적인 평가가 어루어져야 함
- 정량적인 수치의 직접적인 비교를 통하여 정해진 목표수명에 대한 구조물의 안전·불안전의 평가방법이 구현되어야 함

▮ 검토방법

- 콘크리트 구조의 내구저항을 물리적 지표로 표현한 내구지수(DT), 콘크리트 외부로부터의 열화작용을 물리적 지표로 표현한 환경지수(ET)를 도출한 후, 구조물의 목표내용년수에 대해 내구지수, 환경지수의 비교로부터 콘크리트 구조물의 내구성에 대한 정량적 평가를 실시
- 사용기간 중의 환경지수의 최대값과 내구지수의 최소값을 비교하여 내구성능을 평가
- $DT \geq rT \times ET$ ..... $DT = DO + \sum \Delta DT$

$$ET = ES + \sum \Delta ET$$

DT : 구조물 내구지수, D_0 : 기본 내구지수

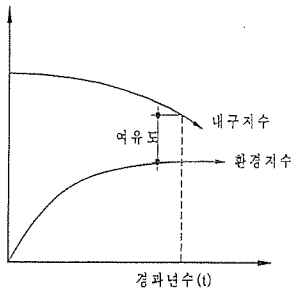
ΔDT : 재료, 설계, 시공분야의 내구지수 증분치

rT : 내구 구조물 계수(안전율 개념으로 여유도라 할 수 있음)

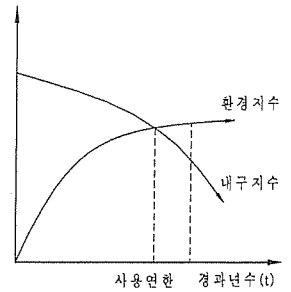
ET : 구조물 환경지수, ES : 표준 환경지수

ΔET : 환경지수 증분치

경과년수(t) 안전



사용연한 경과년수(t) 불안전

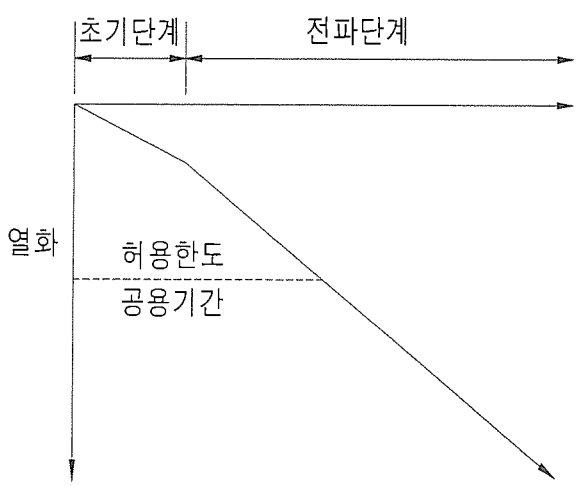


○ 관련 설계 기준검토

▌구조 설계기준

- 국내의 경우 현행 도로교 표준시방서에는 내구성에 관련된 일반적인 규정이 수록되어 있지 않으며, 구조설계기준에서는 CEB-FIP Model Code 90의 내구성 설계 방안을 도입하여 개념적인 내구성 확보 방안을 제시
- 미국의 ACI 규정에는 콘크리트 구조물의 내구년한에 대한 명확한 규정은 주어져 있지 않으며, ACI 318-95(Building Code and Commentary)와 ACI 2001(Guide to Durable Concrete)에는 내구성을 가지는 콘크리트에 대한 일반적인 지침이 규정
- 유럽의 경우 CEB-FIP Code 90 및 Euro Code는 정량적으로 내구년한을 산출하여 목표내구년한을 보장하는 내구설계기법은 제시하고 있지 않으나, CEB-FIP Code 90의 경우에는 Code에서 제시한 제반규정을 준수하여 설계할 경우 50년 이상의 내구년한을 확보할 수 있다고 제시
- 유럽의 CEB-FIP에서는 콘크리트 구조물의 명확하고 일반적인 내구설계 과정을 확립하기 위해 1997년 내구한계상태에 대한 정량화 및 확률론적인 접근방법을 통한 내구설계의 새로운 개념을 제시

CEB-FIP MODEL CODE의 내구년한 설계개념



○ 환경지수(ET)의 산정

▮ 표준환경지수 ES산출

분 류	목표내구년한	
표준환경지수	50년	100년
	85	128

•중요 구조물임을 감안하여 내구연한을 100년으로 설정

▮ 환경지수 증분치 △ET 산출

– 염해에 대한 환경지수 증분치 △ET(S) 산출

상 태	특 징 / 목표내구년한	환경지수 증분치 50년	환경지수 증분치 100년
양 호	•해안가의 영향이 없는 지역, 지중 구조물	0	0
보 통	•해안으로부터 100~250m 정도의 거리에 있고		
	습도가 70% 이하, 연평균온도 20℃ 미만	5	8
	습도가 70% 이하, 연평균온도 20℃ 이상	10	15
	습도가 70% 초과, 연평균온도 20℃ 미만	10	15
	습도가 70% 초과, 연평균온도 20℃ 이상	15	23
불 량	•해안으로부터 100m 이하의 거리에 있고		
	습도가 70% 이하, 연평균온도 20℃ 미만	20	30
	습도가 70% 이하, 연평균온도 20℃ 이상	25	38
	습도가 70% 초과, 연평균온도 20℃ 미만	25	38
	습도가 70% 초과, 연평균온도 20℃ 이상	30	45
매 우 불 량	•간만대, 비말대, 정선부근의 지역에 있고		
	습도가 70% 이하, 연평균온도 20℃ 미만	40	60
	습도가 70% 이하, 연평균온도 20℃ 이상	50	75
	습도가 70% 초과, 연평균온도 20℃ 미만	50	75
	습도가 70% 초과, 연평균온도 20℃ 이상	60	90
비 고	•비래입자로부터 차폐물이 없을 경우	5	8
	•염해의 환경 및 직사광선에 직접적으로 노출이 된다고 판단되는 부재	5	8
	•표면농층이 심해서 육안으로 뚜렷이 구별될 경우	5	8
	•염해에 대한 최대환경지수 증분치의 제한	70	105

- 중성화에 대한 환경지수 증분치 (△ET(n)) 산출

상 태	특 징 / 목 표 내 구 년 한	환경지수 증분치 50년	환경지수 증분치 100년
양 호	•대기오염이 없다고 판단되고 수중이나 지중에 있는구조물	0	0
보 통	•평균 CO_2의 농도가 보통 : 300~650ppm		
	습도가 45% 미만이거나 85~98% 일때	10	15
	습도가 65%~84% 일때	15	23
	습도가 45%~64% 일때	20	30
불 량	•평균 CO_2의 농도가 높음 : 650~1,000ppm		
	습도가 45% 미만이거나 85~98% 일때	25	38
	습도가 65%~84% 일때	30	45
	습도가 45%~64% 일때	35	53
매 우 불 량	•평균 CO_2의 농도가 1,000ppm 이상		
	습도가 45% 미만이거나 85~98% 일때	45	68
	습도가 65%~84% 일때	55	83
	습도가 45%~64% 일때	65	98
비 고	•강우 및 직사광선의 영향을 직접받는 부재	5	8
	•연평균온도가 30℃ 이상인 지역	5	8
	•중성화에 대한 최대환경지수 증분치의 한계	70	105

- 동해에 대한 환경지수 증분치(-5℃ 이하인 평균일수를 기준으로) △ET(f) 산출

연간동해일수 / 목표내구년한	환경지수 증분치 50년	환경지수 증분치 100년
10일 이내	0	0
10~20일	10	15
20~40일	20	30
40~60일	30	45
60일 이상	40	60

- 황산염 침해에 대한 환경지수 증분치

황산염 이온에 노출정도	지하수의 황산염 이온(SO_4^{2-}) : ppm	환경지수 증분치
목 표 내 구 년 한		50년 / 100년
무시해도 좋을 정도	0~150	0 / 0
보통 정도	150~1,500	5 / 8
심한 정도	1,500~10,000	10 / 15
매우 심한정도	10,000 이상	20 / 30

○ 내구지수(DT)의 산정

▮ 내구지수(DT)의 산정

분 야	재 료	설 계	시 공	총 계
내구지수 범위	116 ~ -140	131 ~ -147	88 ~ -145	345 ~ -447

▮ 내구지수의 항목별 구분

구 분	항 목	
재료분야(9항목)	1. 시멘트의 종류 3. 골재의 입도 5. 유동성 및 재료분리 저항성 7. 단위수량 9. 콘크리트 제품의 생산체계	2. 골재의 흡수율 4. 혼화재의 종류 6. 물-시멘트비 8. 염화물 함유량
설계분야(10항목)	1. 주임기술자의 수준 3. 배근의 세부사항 5. 시공이음 7. 온도균열지수 9. 거푸집의 종류	2. 철근의 덮개 4. 가외철근비 6. 설계도명의 명시여부 8. 허용균열폭의 검토 10. 표면보호재의 종류
시공분야(9항목)	1. 주임기술자의 수준 3. 운반, 타설, 성형과정 5. 철근의 가공 7. 거푸집공 9. 그라우트공	2. 콘크리트 반입과정 4. 표면마무리 및 양생 6. 철근의 조립 8. 동바리공

▮ 재료분야 내구지수 증분치

- 시멘트의 종류

시멘트의 종류		내구지수 산정
보통시멘트		0
건조수축 및 자기수축이 적은 시멘트		10
혼합시멘트 (고로슬래그, 플라이 애쉬)		10
특수시멘트		10
중용열포틀랜드시멘트, 저열	매스콘크리트	10
조강포틀랜드시멘트	급속, 한중시공	
저알칼리시멘트	알칼리반응	
내황산염포틀랜드시멘트	황산염침해	

- 골재의 흡수율

$\Delta DT = 2(2-A21) + 4(1-A22) \geq -10$

여기서, A21은 잔골재의 흡수율(%), A22는 굵은골재의 흡수율(%)

골재의 흡수에 대한 내구지수 증분치의 최소값은 -10으로 제한한다.

- 골재의 입도

골재의 입도	내구지수 산정
모두 KS F 2502에 근거한 입도분포를 따르고 조립률이 잔골재인 경우는 2.3~3.1을, 굵은 골재인 경우는 6~8을 만족할 경우	0
둘 중 하나라도 위배시	-5

- 혼화재의 종류

혼화재의 종류		내구지수 산정
팽창재를 적절하게 사용했을 경우		10
실리카흄·건조수축 저감제를 소요목적에 맞도록 적절하게 사용했을 경우		10
동결융해 작용이 현저한 경우	공기연행제 사용시	0
	공기연행제 미사용시	-15

- 유동성 및 재료분리 저항성

영향인자	내구지수의 산정
D11 - 부재의 최소치수 (최소값은 0.5m) D12 - 1회 타설높이 (최대치는 $\sqrt{10}$m) D13는 단면의 변단면 유무 B10은 슬럼프치 (최대치 30cm) B12는 재료분리저항성 # 재료분리저항제를 충분히 사용한 경우 0이고 보통의 경우 0.06 사용	• 유동성항 $\Delta DT = 2(B10-10) + B11(1-B10/30) \geq 30$ $B11 = (10-8/D11) + (5-D12)+D13$ D13 : 위면보다 아랫면이 커서 다짐이 불리하다고 예상되는 단면 -5, 그렇지 않은 경우 0 • 재료분리저항성 $\Delta DT = 5 - B12(B10)2 \geq -25$

유동성 및 재료분리 저항성의 최대값과 최소값은 35와 -30으로 제한한다.

- 물-시멘트비

$\Delta DT = 55 - B2\ (20 \sim -15)$, B2 : 물시멘트비 (%)

물-시멘트비에 대한 최대값과 최소값은 각 20 과 -15 로 제한한다.

- 단위수량

혼화재의 종류	내구지수 산정
단위수량 : B3 (N/m^3)	160kg 미만일 때 0.5(160-B3)
	160kg 이상일 때 1.0(160-B3) (≤ 0) 단, 최대값과 최소값은 10, -25로 제한한다.

- 염화물 함유량

$\Delta D_T = 5 - 0.5(10 \cdot B_4)2\ (5 \sim -30)$, B_4 : 염화물 함유량 (N/m^3)

B4 : 염화물 함유량(N/m^3), 염화물 함류량에 대한 최대값과 최소값은 5 와 -30로 제한 한다.

- 콘크리트재료의 생산체계

항 목	
제조공장이 KS 표시 허가공장이 아닌 경우	-10
일반적인 경우	0
자동계량기록장치가 설치되어 있는 경우	4
믹서의 성능이 양호한 믹서를 사용하고 있는 경우	2
지붕등이 있는 양호한 저장시설이 확보되어 있는 경우	2
잔골재의 표면수량관리 ±0.5%	4
잔골재의 표면수량관리 ±1.0%	2
믹서내에서 충분히 반죽질기가 관리되고 있는 경우	4

▮ 설계분야 내구지수 증분치

- 설계 주임기술자의 수준

ΔDT = A12 − 7 + (자격점수)

A12는 설계주임기술자의 경험년수, 자격소지여부에 따라 2 혹은 0으로 나누어 합산,
설계주임기술자의 수준에 대한 최대값과 최소값은 각각 6, −2로 제한한다.

- 철근의 덮개

$\Delta D_T = 7.5 \cdot (D_2 - 5)$, $(-30 \sim 30)$: D_2은 철근의 덮개(cm)
철근의 덮개에 대한 최대값과 최소값은 각 : 30 혹은 −30으로 제한한다.

- 배근의 세부사항

$$\Delta DT = 15\left(1 - \frac{\sqrt{(2D_{30})}}{D_{31}}\right), (15 \sim -25)$$

D_{30}은 철근의 단수, D_{31}은 철근의 순간격 / 굵은골재의 최대치수
$\Delta D_T = 0.5\ (10 - D_{32})$, $(0 \sim -10)$
D_{32}는 진동기가 기타설된 콘크리트에 닿지 않는 깊이(cm)
배근의 세부사항에 대한 최대값은 15, 최소값은 −25로 한다.
진동기가 닿지 않는 깊이의 최대값은 0, 최소값은 −10으로 제한한다.

- 가외철근비(주철근 이외의 철근비)

$\Delta D_T = 25D_4 \leq 10$ D_4는 해당단면적의 가외철근비 (%)
가외 철근비에 대한 최대값과 최소값은 10, 0으로 제한한다.

- 시공이음

시 공 방 법	내구지수의 산정
수 평 이 음	$-10X10^5$
연 직 시 공	$-20X10^5$
역방향치기	$-25X10^5$
신 · 구 콘크리트의 처리방법(E5)	샌드블라스트 또는 치핑후 고압공기 또는 물로 세척한 경우 : 0.3
	응결지연제 살포 후 고압수 또는 고압공기로 표면을 세척한 경우 : 0.5
	단순히 고압수, 고압공기로 표면을 세척한 경우 : 0.7
	무처리(처리하지 않고 시공이음을 한 경우) : 1.0

- 철근의 가공

항 목	내구지수
원치수의 정규제품을 사용하는 경우 혹은 가공형상을 확인하는 작업을 행한 경우	5
그렇지 않는 경우	0

- 설계도면의 명시여부

항 목	내구지수
덮개가 불명확하게 그려짐	-15
시공이음부가 정확히 명시되지 않은 경우	-25
구조물의 연속된 도면에 명시되지 않은 경우	-5

- 온도균열지수

$\Delta D_T = 20 \times (1 - 1 / C_1)$

C_1 : 공인된 수화열 프로그램이나 간이식으로 구한 온도균열지수

온도균열지수에 대한 최대값과 최소값은 10, -20으로 제한한다.

- 허용균열폭

$\Delta D_T = 10 \times (C_2^2 - 7 \times C_2 + 6)$

C_2 : 균열폭 / 허용균열폭의 비 - 콘크리트 구조설계기준이나 공인된 프로그램을 이용한 균열폭과 콘트리트 구조설계기준에 의한 허용균열폭의 비

허용 균열폭에 대한 최대값과 최소값은 30, 0으로 제한한다.

- 거푸집의 종류

거푸집의 종류	내구지수 산정
특수거푸집의 사용	10
강재 및 특수거푸집	5
프리케스트 매설거푸집	5
부재형상에 맞추어 특별하게 제작된 거푸집	0
보통의 목재거푸집	0

- 표면보호재의 종류

항 목	내구지수 산정
표면에 석재부착 또는 타일부착	20
내구성이 확인된 수지도장	15
표면에 플라스틱 부착	10
폴리머 시멘트 마감, 수지함침 마무리	5
특수마무리, 특수콘크리트사용	5

▮ 시공분야의 내구지수의 증분치

- 주임기술자의 수준정도

항 목	내구지수 산정
1 등급 : 품질시험기술사	20
2 등급 : 시공기술사	15
3 등급 : 기사 1 급	5
4 등급 : 기사 2 급	-10

- 콘크리트의 반입과정

항 목	내구지수 산정
반입장소에 원청기술자를 상주시키지 않은 경우	-5
배합현황을 현장에서 즉시 확인하는 경우	5

- 운반, 타설, 다짐과정

항 목		내구지수 산정
타설장소에 원청기술자를 상주시키지 않는 경우		-5
콘크리트의 자유낙하높이	⊿DT = 2 × (1.5 - E33) : E33는 자유낙하높이(m)	최대값 0 최소값 -5
최대타설속도	⊿DT = 20 - E34 : E34는 최대타설속도(m^3/h)	최대값 10 최소값 -10
다 짐	내부진동기에 의해 다지지 않은 경우	-25
	공장에서 거푸집 진동기	10
	현장에서 거푸집 진동기 병용	5
	내부진동기	0

자유낙하 높이에 대한 내구지수의 최대값과 최소값은 0, -5로, 최대타설속도에 대한 최대값과 최소값은 10, -10으로 제한한다.

- 표면마무리와 양생

피막양생제의 사용		5
보통의 습윤양생 관리		0
다지기(탬핑)을 하지 않을때	표면적이 넓은 슬래브	-15
	기둥, 보	-5
시멘트의 종류	내구지수의 산정	
보통시멘트	E42 ≤ 5 : -8 ≤ 2 (E42 - 5) ≤ 0 E42 > 5 : (E42 - 5) ≤3 E42 : 양생일수	
조강시멘트	E42 ≤ 3 : -6 ≤ 3 (E42 - 3) ≤ 0 E42 > 3 : (E42 - 3) ≤3 E42 : 양생일수	
고로, 플라이애쉬 시멘트	E42 ≤ 7 : -10 ≤ 2 (E42 - 7) ≤ 0 E42 > 7 : (E42 - 7) ≤3 E42 : 양생일수	
양생을 안함(겨울)	-20	
양생을 안함(여름)	-15	

보통시멘트에 대한 내구지수의 최대값 3, -8로, 조강시멘트에 대해서는 3, -6
고로, 플라이애쉬 시멘트에 대해서는 3, -10으로 제한한다.

- 철근의 가공

항 목	내구지수 산정
원치수의 정규제품을 사용하는 경우	5
가공형상을 확인하는 작업을 행한 경우	5
그렇지 않는 경우	0

- 철근의 조립

항 목		내구지수 산정
간격재의 종류	세라믹제 · 모르터재	0
	플라스틱재	-5
	강 재	-10
간격재의 수	수평철근에 4개/m^2 이상 사용하지 않는 경우	-10
	연직철근에 2개/m^2 이상 사용하지 않는 경우	
결속선 처리	결속선 자체에 대한 녹방지 처리	5
	결속선을 덮개의 반대방향으로 구부림	5

- 거푸집공

항 목		내구지수 산정
녹방지한 인서트의 사용		5
거푸집 조립용 금속부분(강봉)이 덮개콘크리트에 남아있는 경우		-10
거푸집 조립용 금속부분(강봉)을 제거하고 채움제 사용	무수축모르터, 프리캐스트 콘크리트	5
	모르터	0
	플라스틱	-5

- 동바리공

항 목	내구지수 산정
공장 또는 제작장에서 반복 사용되는 동바리	5
상기이외의 강재동바리	0
목재동바리	-5

- 그라우팅

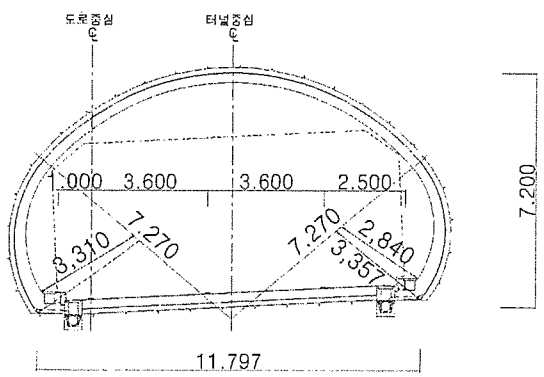
항 목		내구지수 산정
녹방지한 인서트의 사용		5
채움콘크리트의 품질	보통콘크리트의 사용	-10
	팽창콘크리트의 사용	
팽창그라우트 (non bleeding type)		5
그라우트 시공시 기록정리 및 체크리스트 유무		0
		-5

3.3.2 2차로 터널 콘크리트 라이닝 내구성 검토

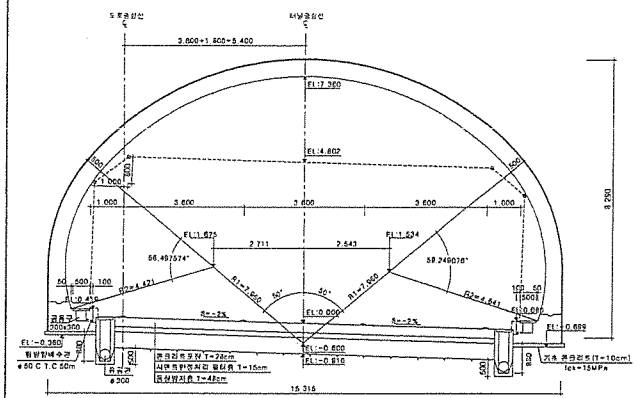
○ 설계조건

▮ 설계 단면

본선 라이닝



개착터널 라이닝



▮ 배합비

– 기본사항

배합강도 (MPa)	슬럼프 (mm)	시멘트	굵은골재 최대치수 (mm)	W/C (%)	W (N/m^3)	C (N/m^3)	잔골재흡수율(%)	굵은골재 흡수율(%)	잔골재량 (N/m^3)	굵은골재량 (N/m^3)
24	150	보통 시멘트	25	50.0	1,730	3,460	1.00	0.80	7,050	10,540

•본 배합은 도로공사 표준배합비임. 도로공사 표준배합비를 적용하여 설계함

○ 분야별 내구지수 증분

▮ 환경지수(E_T)의 산출

항 목	조 건		본선	개착터널
표준환경지수	중요구조물임을 감안하여 내구연한을 100년으로 산정		128	128
환경지수 증분치 (⊿ET)	염 해	해안가의 영향이 없는 지역, 지중구조물	0	0
	중성화	양호	0	0
	동 해	10일 이내	0	0
	황산염침해	무시해도 좋을 정도	0	0
환경지수	ET = ES + ∑⊿ET		128	128

내구지수(D_T)의 산출

– 재료부문

항 목	조 건	본선	개착터널
1. 시멘트	•보통시멘트	0	0
2.골재의 흡수율	•잔골재1.0%, 굵은골재0.8%	3	3
3.골재의 입도	•잔골재의 조립율 : 2.65, 굵은골재의 조립율 : 6.75	0	0
4.혼화재의 종류	•팽창재를 적절하게 사용했을 경우	10	10
5.유동성 및 재료분리저항성	•부재의 최소치수0.3m, 1회 타설높이 3m, 정단면 •슬럼프 150mm, 재료분리저항성 : 0	5	10
6.물-시멘트비	•50.0%사용	5	5
7.단위수량	•1,730N/m^3사용	-13	-13
8.염화물 함유량	•10N/m^3사용	5	5
9.재료의생산체계	•자동계량기록장치 + 양호한 믹서 + 양호한 저장시설 + 잔골재의 표면수량관리 ±0.5% + 충분한 반죽질기	16	16
∴ 재료분야의 내구치수 증분치 (⊿DT(재료분야))		31	36

– 설계부문

항 목	조 건	본선	개착터널
1. 기술자수준	•설계경험년수12년, 자격증소지여부:있음	6	6
2. 철근의 덮개	•본선라이닝 철근의 순덮개 4.90cm •개착터널라이닝 철근의 순덮개 6.90cm	-1	13
3. 배근세부사항	•철근의 단수 : 1단, 본선라이닝 철근의 순간격 : 103mm, 개착터널라이닝 철근의 순간격 : 103mm •굵은골재의 최대치수 25mm	10	10
4. 가외철근비	•가외철근비 0.7%	10	10
5. 시공이음	•연직이음	-6	-6
6. 도면의 명시여부	•설계도면에 덮개, 타설이음, 보강재가 명시되어 있음	0	0
7. 온도균열지수	•온도균열지수 1.2	3	3
8. 허용균열폭	•본선라이닝 균열폭/허용균열폭 = 0.98 •개착터널라이닝 균열폭/허용균열폭 = 0.99	0	0
9. 거푸집의종류	•투수거푸집	10	10
10. 표면보호재	•표면에 타일부착	20	20
∴ 설계분야 내구지수 증분치 (△DT(설계분야))		52	66

- 시공부문

항 목	조 건	본선	개착터널
1. 기술자수준	•1등급 : 품질시험기술사	20	20
2. 반입과정	•원청기술자의 상주 및 도착즉시 배합현황 확인	5	5
3. 운반, 타설 및 다짐과정	•원청기술자의 타설장소상주, 자유낙하높이 2.5m •최대타설속도 24m³/h	4	4
4.표면마무리와 양생	•일반적인 습윤양생	8	8
5. 철근의 가공	•원치수의 정규제품 사용	5	5
6. 철근의 조립	•모르터재, 간격제 충분히 사용 •결속선의 처리 : 덮개의 반대방향으로 구부림	5	5
7. 거푸집공	•거푸집 조립용 금속을 제거함 채움제 : 무수축모르터	5	5
8. 동바리공	•공장 또는 제작장에서 반복 사용되는 동바리	5	5
9. 그라우팅	•적용하지 않음	–	–
∴ 시공분야 내구지수 증분치 (△DT(시공분야))		57	57

○ 해석결과 및 검토

▮ 검토결과

- 본선 콘크리트 라이닝에 대한 내구지수 (DT) =

DO + (△DT(재료분야) + △DT(설계분야) + △DT(시공분야))
• 본선라이닝 = 30 + (31 + 52 + 57) = 170
∴ 본선라이닝 구조물계수 (rt) = DT/ET = 170/128 = 1.33 > 1.0 ⇒ O.K

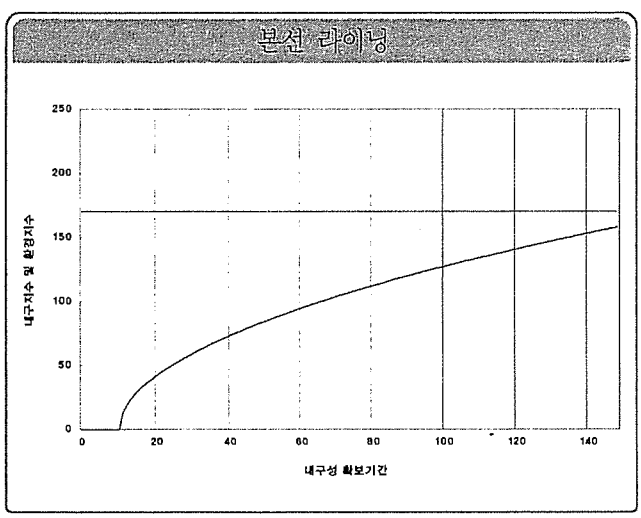
- 개착터널 콘크리트 라이닝에 대한 내구지수 (DT) =

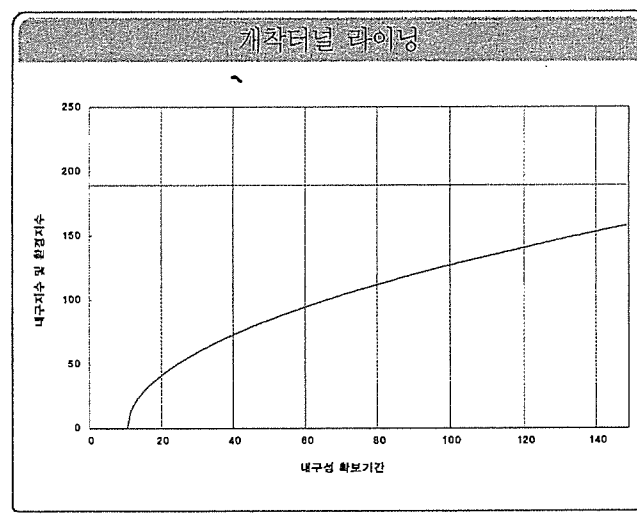
DO + (△DT(재료분야) + △DT(설계분야) + △DT(시공분야))
• 개착터널라이닝 = 30 + (36 + 66 + 57) = 189
∴ 개착터널라이닝 구조물계수 (rt) = DT/ET = 189/128 = 1.48 > 1.0 ⇒ O.K

▮ 검토결과 분석

•콘크리트 라이닝의 내구성 검토 결과 본선라이닝 설계내구지수는 170.0, 개착터널 라이닝 설계내구지수는 189.0로서 기준환경지수 128.0을 만족함
•검토결과 구조물의 환경지수와 내구지수의 비인 내구구조물 계수값이 내구년한 100년에 해당하는 1.0 값보다 크므로 콘크리트 구조물의 내구성에 대한 검토는 목표내구수명에서 부재 각 부분에서의 내구지수가 환경지수 이상인 것으로 검토됨

구 분		본선	개착터널
기본내구지수 D0		30.0	30.0
내구지수증분치 △DT	재료분야	31.0	28.0
	설계분야	52.0	67.0
	시공분야	57.0	56.0
구조물내구지수 DT		170.0	181.0
환경지수 ET		128.0	128.0
평 가		O.K	O.K





▌설계반영사항

- 새로운 구조물일 경우 내구지수는 일정하고 환경지수는 구조물의 노출환경에 의해 시간에 따라 증가하는 형태를 가질 것이나, 실제 구조물의 경우는 시간의 증가에 따라 내구지수의 감소가 동시에 발생할 것이므로 설계 및 시공단계에서 뿐만 아니라 유지보수단계까지 감안한 구조물 설계
- 구조성능 위주로 설계된 구조물은 노출환경에 따라 장기적으로 성능저하를 야기하고 결국은 구조적 손상으로 확대되기도 하므로 설계단계에서부터 내구성을 감안하여야 하며 또한, 터널은 중요구조물이므로 시공단계 뿐만 아니라 시공후 보수나 보강을 통한 유지관리를 철저히 하여 내구성 감소를 둔화시키거나 개선하여 사용 목표년한까지 구조적 이상이 없도록 하여야 함
- 100년의 목표내구수명을 보장하기 위해서는 시공시 확실한 배합관리와 시공이음부의 처리 및 적절한 건조수축 저감제 사용 등에 의하여 내구성을 증진시키고 일관성 있고 합리적인 유지관리 방안에 따른 시공이 이루어져야함

3.3.3 철근 콘크리트 라이닝 내화 검토

○ 설계개요

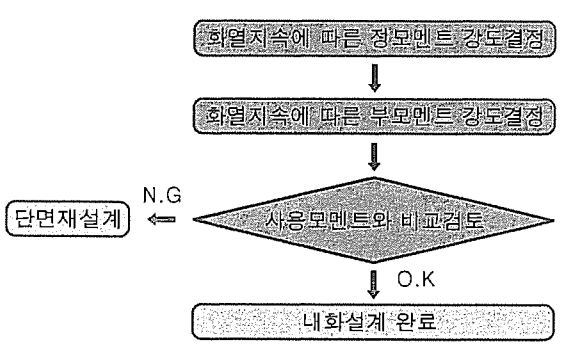
- 폐쇄된 지하공간에서의 화재 발생시 고온의 화열에 의한 구조물의 붕괴위험 등 구조물의 안전성 및 사용성 검토
- 이용자의 안전확보 및 재산 손실방지, 붕괴에 의한 인접구조물의 손상방지

○ 설계기준

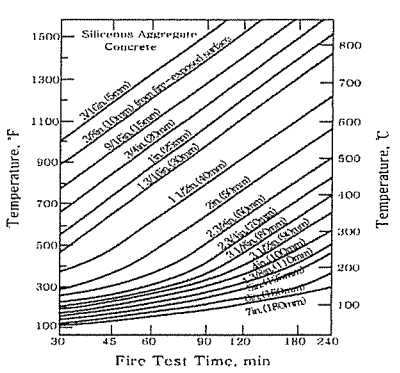
구 분	관련규정	내 용
국 내	콘크리트 구조설계기준	•내화에 필요한 피복두께는 화열의 온도, 지속시간, 사용골재 등을 고려하여 정하는 것으로 부재별로 피복두께를 설정. 그러나, 구체적인 계산 방법은 제시하고 있지 않음
	내화구조의 지정 및 관리기준	•건축물의 벽, 기둥, 바닥 또는 지붕에 대하여 화재시의 가열에 대하여 부재별로 정해진 시간 이상을 견딜 수 있는 내화구조로 하여야 한다고 규정되어 있음 •각 부재별로 피복두께를 설정하고 있으나, 구체적인 계산 방법은 제시하고 있지 않음
국 외	NFPA220 (미국방재협회)	•구조물의 특성에 따라 약간의 차이는 있지만 대략 3시간 이상의 내화 성능을 확보하도록 규정하고 있음
	ACI 261R-89	•사용 골재의 종류, 화열 지속시간에 따른 콘크리트의 심도별 발생 온도, 콘크리트와 철근의 강도감소를 정량적으로 제시하고 있음
	EURO CODE	•철근 및 콘크리트를 재료 특성, 발생 온도에 따른 강도 및 변형을 산정 •도표화된 계산 방법 및 열전도 해석에 의한 진보된 해석 모델 제시

○ 해석개요

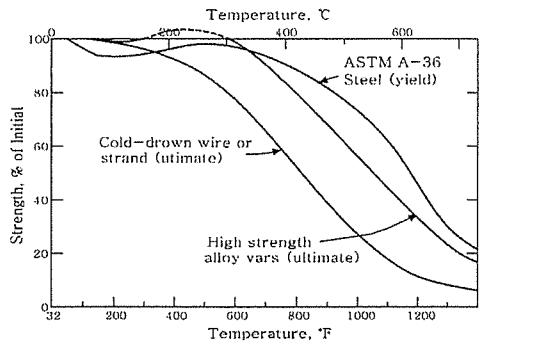
해석 순서도



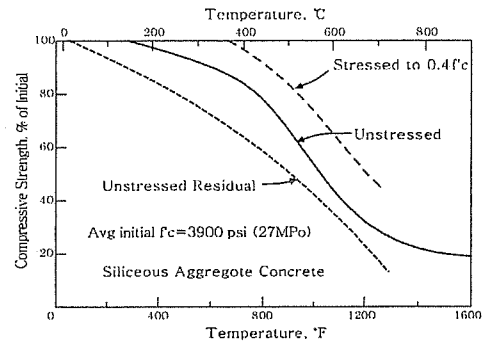
화열지속에 따른 부재내 온도분포



화열에 의한 철근의 강도 감소

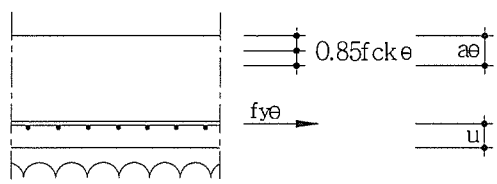


화열에 의한 콘크리트의 강도 감소



○ 해석방법

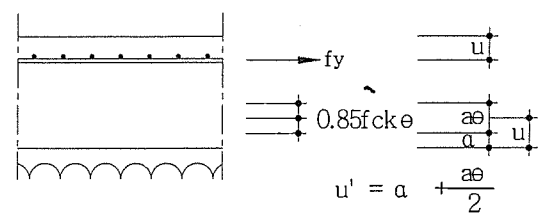
정 모 멘 트 부



$$a_\theta = \frac{A_s \cdot f_{y\theta}}{0.85 f_{ck} \cdot b}$$

$$+M_{n\theta} = A_s f_{y\theta}\left(d - \frac{a_\theta}{2}\right)$$

부 모 멘 트 부



$$-M_{n\theta} = A_s f_y\left\{d - \left(\alpha + \frac{a_\theta}{2}\right)\right\}$$

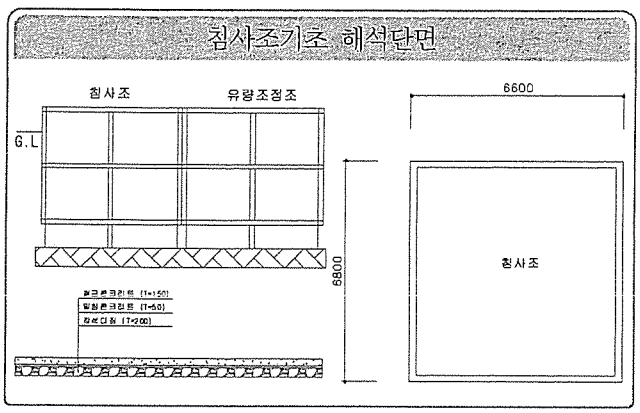
○ 해석결과

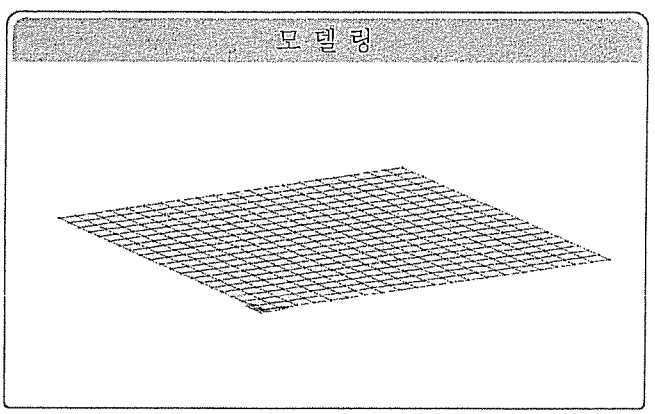
구 분		피복 두께 (mm)	콘크리트		철 근		Mnθ (kN·m)	Mmax (kN·m)	비 고
			θ(℃)	fckθ(MPa)	θ(℃)	fyθ(MPa)			
금촌터널 (2차로)	천정부	60	–	24	446.25	220.26	217.34	187.12	O.K
	측벽부	60	535.89	24	–	300.00	238.77	226.79	O.K

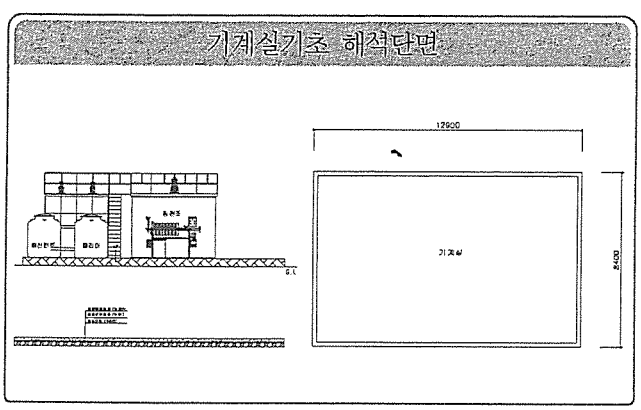
•본선 콘크리트 라이닝 구간의 화재발생시 구조물의 강도저하에 따른 안정성 검토결과 미국방재협의(NFPA220)에서 제시한 3시간 화열지속 시간에 대해 모든 구조물이 충분히 저항하는 것으로 검토되어 구조검토를 통한 콘크리트 라이닝의 설계는 적절한 것으로 판단되며, 따라서 화재 발생시 구조물 붕괴 등에 의한 피해는 없을 것으로 판단됨

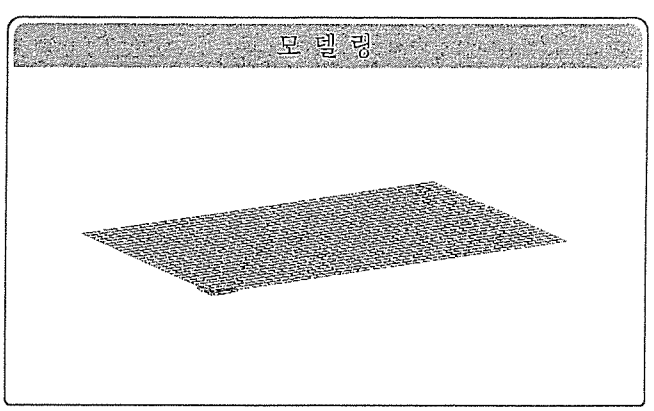
3.4 공사중 오탁수 처리시설 구조검토

○ 해석단면 및 모델링









▌단면제원

No	B(m)	H(m)	A(m^2)	I(m^4)	부재번호
1	1.0	0.150	0.150	0.00028	침사조 기초
2	1.0	0.150	0.150	0.00028	기계실 기초

▌지반반력계수

- 연직지반반력계수

- 변형계수 $E_o = 28N = 42$ (MPa) (N=15, α=1)

$$K_{vo} = \frac{1}{0.3}\cdot\alpha\cdot E_o = \frac{1}{0.3}\times 1 \times 42 = 140{,}000\ \text{kN/m}^3$$

- $B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{6.60\times 6.80} = 6.699$ m

- $K_v = K_{vo}\times\left[\frac{B_v}{0.3}\right]^{-\frac{3}{4}} = 140{,}000\times\left[\frac{6.699}{0.3}\right]^{-\frac{3}{4}} = 13{,}629\,\text{kN/m}^3/\text{m}$

○ 적용하중

▌LOAD - 1 [자 중]

▌LOAD - 2 [고정하중]

▌LOAD - 3 [연직 활하중]

○ 침사조 기초 하중조합

구 분	자중	고정하중	수 압	활하중	비 고
Comb.1	1.4	1.4	1.4		강도설계법
Comb.2	1.2	1.2	1.2	1.6	
Comb.3	1.0	1.0	1.0		허용응력설계법
Comb.4	1.0	1.0	1.0	1.0	

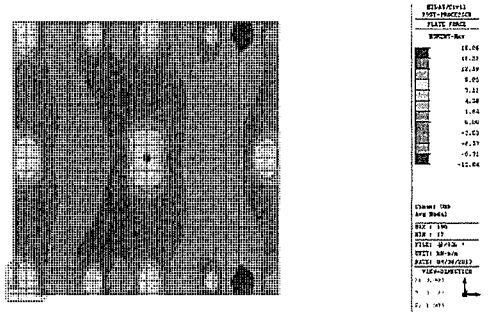
○ 침사조 기초 해석결과 및 검토

▌단면력 결과

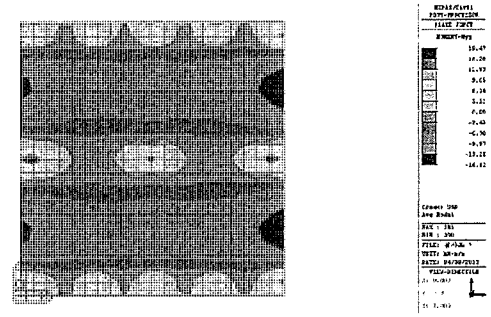
구 분	M (kN.m) V (kN)	ΦMn ΦVn	철근량 주철근	철근량 전단철근	ΦMn	ΦPn	ΦVn	검 토
바닥슬래브 (Mxx)	18.06	22.04	D16@150		57.07	23.91	92.05	O.K
바닥슬래브 (Myy)	19.47	22.04	D16@150		179.29	67.29	339.98	O.K

▌작용응력도

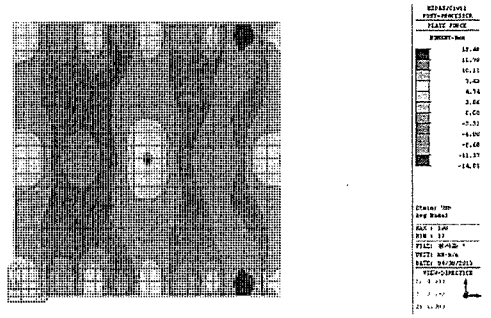
B.M.D (ENVELOPE MAX Mxx)



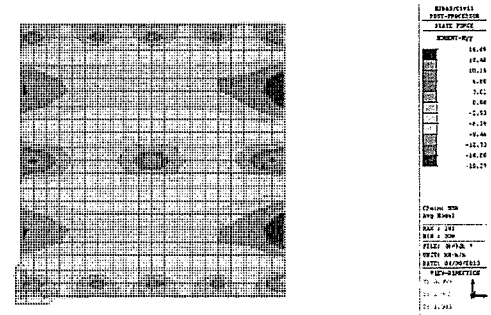
B.M.D (ENVELOPE MAX Myy)



B.M.D (ENVELOPE MIN Mxx)



B.M.D (ENVELOPE MIN Myy)



▮ 침사조 기초 철근량 검토

◈ 침사조 바닥 슬래브

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa

β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.80

pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00467

계수 모멘트 Mu = 19.470 KN·m 계수 전단력 Vu = 0.000 KN

단면의 두께 H = 150.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm

유 효 깊 이 D = 75.000 mm 피 복 두 께 Dc = 75.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토

사용철근량 = D16 @ 150.00 mm (Dc = 75.00 mm)

= 1324.000 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.01765

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 19.471 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.00682 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K

...여기서 εt = 0.003·(H − a/β1 − Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D − a/2) = 22034670.000 N·mm

= 22.035 KN·m ≥ Mu = 19.470 KN·m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 16.868 mm로 가정

As = Mu /{ Øf·fy·(D−a/2)} = 1147.026 ㎟

a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 16.868 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{ Øf·fy·(D−a/2)}] / (B·D) = 0.01529 ⇒ 4/3 Preq = 0.02039

∴ 필요철근량 req.As = Preq × (B·D) = 1147.026 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + 8)^(1/3)} = 7

p = As/(B·D) = 0.01765

k = −np + √((np)²+ 2np) = 0.389 j = 0.870

x = k·d = 29.152 mm

fst = 2/3·fy = 200.000 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 226.25 mm

...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 67.00 mm

최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 226.25 mm ..... ∴ O.K

○ 기계실 기초 하중조합

구 분	자중	고정하중	활하중	비 고
Comb.1	1.4	1.4		강도설계법
Comb.2	1.2	1.2	1.6	
Comb.3	1.0	1.0		허용응력설계법
Comb.4	1.0	1.0	1.0	

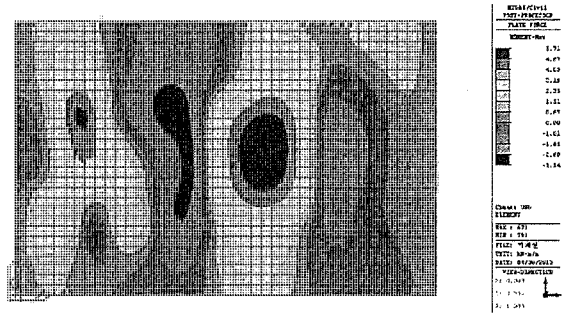
○ 해석결과 및 검토

▮ 단면력 결과

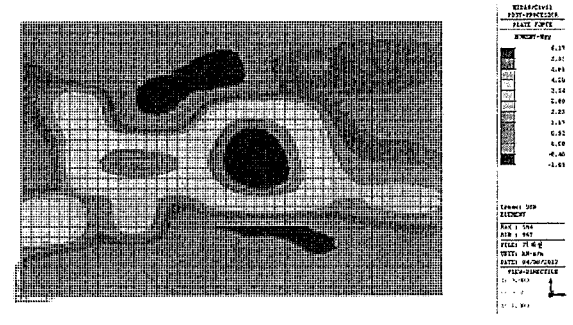
구 분	M (kN.m) V (kN)	ΦMn ΦVn	철근량		ΦMn	ΦPn	ΦVn	검 토
			주철근	전단철근				
바닥슬래브 (Mxx)	5.71	14.82	D13@150	-	57.07	23.91	92.05	O.K
바닥슬래브 (Myy)	6.17	14.82	D13@150	-	179.29	67.29	339.98	O.K

▮ 작용응력도

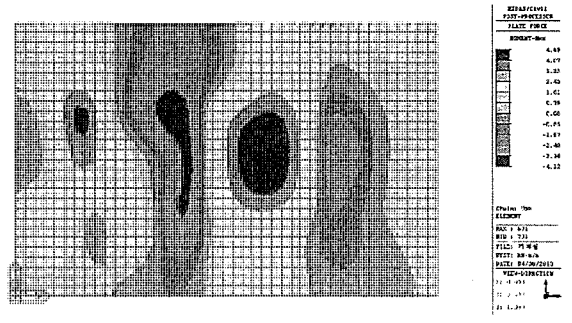
B.M.D (ENVELOPE MAX Mxx)



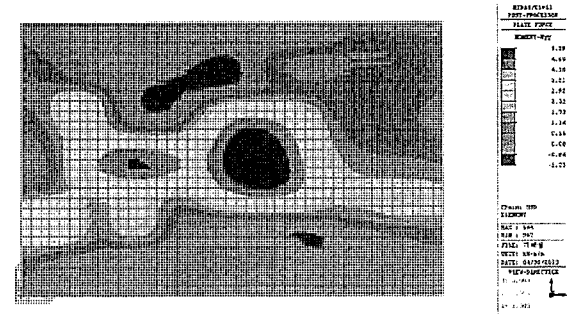
B.M.D (ENVELOPE MAX Myy)



B.M.D (ENVELOPE MIN Mxx)



B.M.D (ENVELOPE MIN Myy)



철근량 검토

◈ 기계실 기초 바닥 슬래브

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa

β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.80

pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00467

계수 모멘트 Mu = 6.170 KN·m 계수 전단력 Vu = 0.000 KN

단면의 두께 H = 150.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm

유 효 깊 이 D = 75.000 mm 피 복 두 께 Dc = 75.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토

사용철근량 = D13 @ 150.00 mm (Dc = 75.00 mm)

= 844.667 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.01126

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 12.422 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.01240 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K

...여기서 εt = 0.003·(H − a/β1 − Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D − a/2) = 14816510.000 N·mm

= 14.817 KN·m ≥ Mu = 6.170 KN·m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 4.905 mm로 가정

As = Mu /{ Øf·fy·(D−a/2)} = 333.520 ㎟

a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 4.905 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{ Øf·fy·(D−a/2)}] / (B·D) = 0.00445 ⇒ 4/3 Preq = 0.00593

∴ 필요철근량 req.As = Preq × (B·D) = 333.520 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + 8)^(1/3)} = 7

p = As/(B·D) = 0.01126

k = −np + √((np)²+ 2np) = 0.326 j = 0.891

x = k·d = 24.449 mm

fst = 2/3·fy = 200.000 MPa

최외단철근 소요중심간격

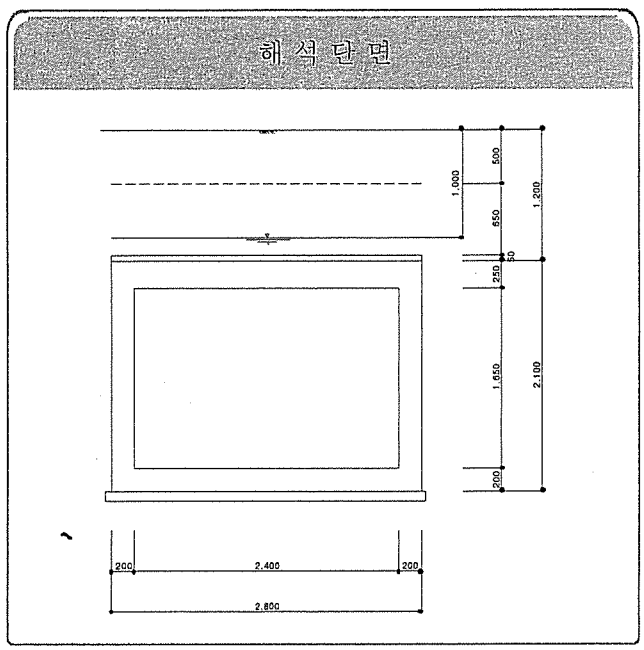
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 222.50 mm

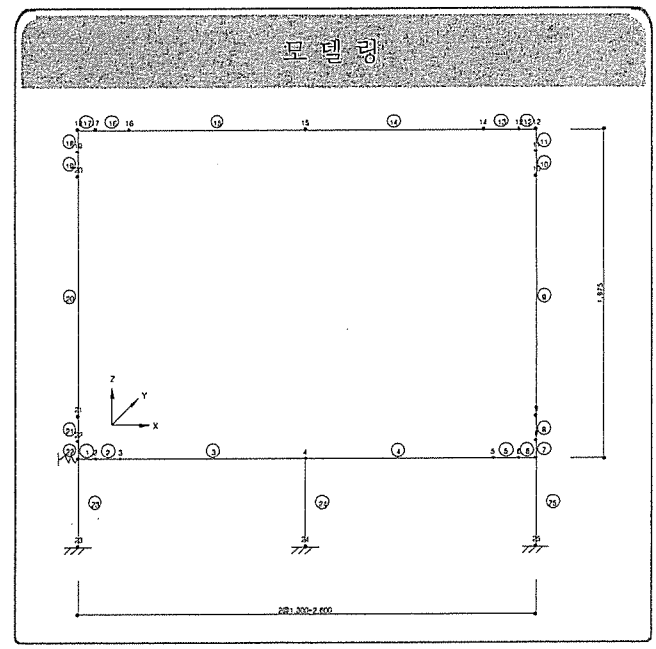
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 68.50 mm

최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 222.50 mm ..... ∴ O.K

3.5 터널 세척수 처리시설 구조검토

○ 해석단면 및 모델링





▌단면제원

No	B(m)	H(m)	A(m²)	I(m⁴)	부재번호
1	1.0	0.200	0.200	0.00067	1~11,18~22
2	1.0	0.250	0.250	0.00130	12~17

▌지반반력계수

- 연직지반반력계수

- 변형계수 $E_o = 2,800 \times N = 84,000\ (kN/m^2)\ (N=30)$

$$K_{vo} = \frac{1}{0.3}\cdot\alpha\cdot E_o = \frac{1}{0.3}\times 1 \times 84000 = 280,000\ kN/m^3$$

- $B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{2.8\times 1.8} = 2.245\ m$

- $K_v = K_{vo}\times\left[\frac{B_v}{0.3}\right]^{-\frac{3}{4}} = 280000\times\left[\frac{2.245}{0.3}\right]^{-\frac{3}{4}} = 61,885.303\,kN/m^3$

○ 적용하중

▮ LOAD - 1 [자 중]

• 프로그램 내에서 자동적으로 계산되어 고려됨

▮ LOAD - 2 [고정하중]

• ASPHALT 포장하중, 토사, 방수 Mortal

▮ LOAD - 3 [노면 활하중]

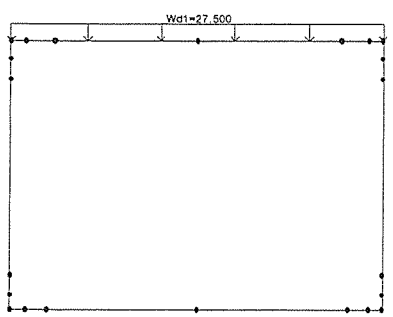
• DB-24 적용 : 30.0 kN/m^2

▮ LOAD - 4 [토 압]

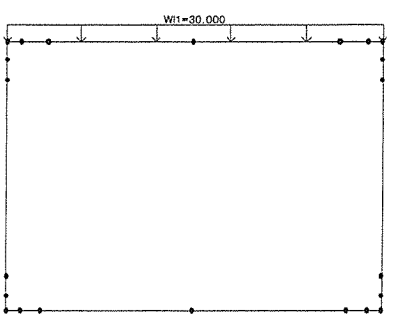
• 되메움토 단위중량 : 18.0 kN/m^3
• 내부마찰각 : 28°
• 배면 내부마찰각에 의한 토압
• 수평토압 : 연직토압 × Ko(Ko = 1−sin ϕ)

▮ LOAD - 5 [건조수축]

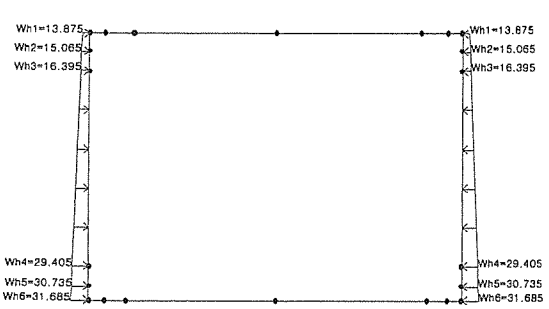
고정하중



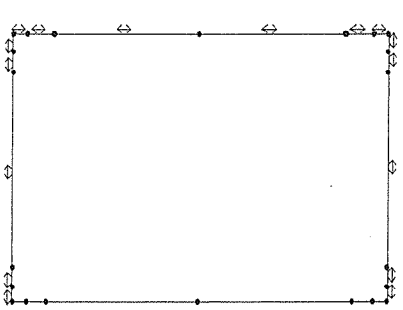
활 하 중



토압



건조수축



○ 하중조합

구 분	고정하중	활하중	토압	건조수축	비 고
Comb.1	1.4				강도설계법
Comb.2	1.2	1.6	1.6	1.2	
Comb.3	1.2	1.0			
Comb.4	0.9		1.6		
Comb.5	1.0				허용응력설계법
Comb.6	1.0	1.0	1.0	1.0	
Comb.7	1.0	1.0			
Comb.8	1.0		1.0		

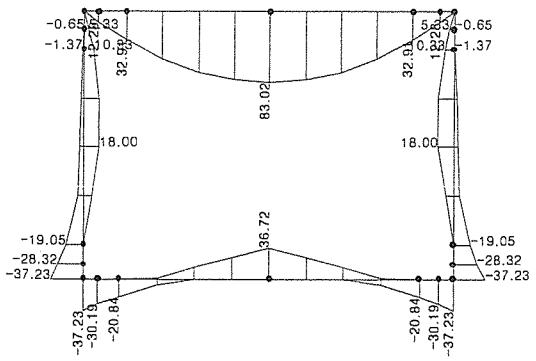
○ 해석결과 및 검토

▮ 단면력 결과

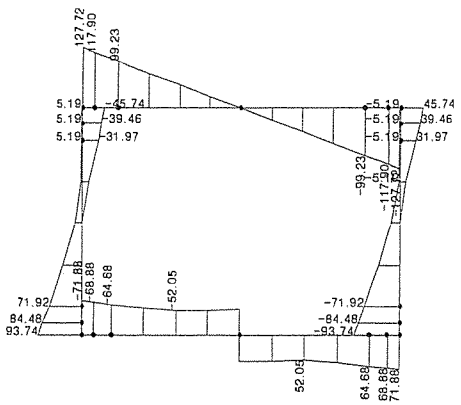
구 분	M (kN.m)	P (kN)	V (kN)	철근량		ΦMn	S.F	ΦVn	검 토
				주철근	전단철근				
상부슬래브 : 중앙부	83.02	45.75	-	H19@125	H13@300	114.97	1.39	199.23	O.K
하부슬래브 : 단지점부(좌)	37.23	93.74	64.68	H13@125	H13@150	44.82	1.20	199.55	O.K
하부슬래브 : 중앙부	36.72	93.74	-	H16@125	H13@300	56.41	1.54	140.64	O.K
하부슬래브 : 단지점부(우)	37.23	93.74	64.68	H13@125	H13@150	44.82	1.20	199.55	O.K
좌측벽체 : 중앙부	18.00	133.31	-	H13@125	H13@300	37.93	2.11	103.89	O.K
좌측벽체 : 하부	37.23	138.75	71.92	H13@125	H13@150	44.82	1.20	156.68	O.K
우측벽체 : 중앙부	18.00	133.31	-	H13@125	H13@300	37.93	2.11	103.89	O.K
우측벽체 : 하부	37.23	138.75	71.92	H13@125	H13@150	44.82	1.20	156.68	O.K

작용응력도

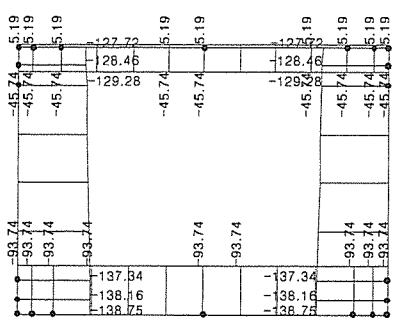
극한하중 검도시 : 최대 휨 모멘트도



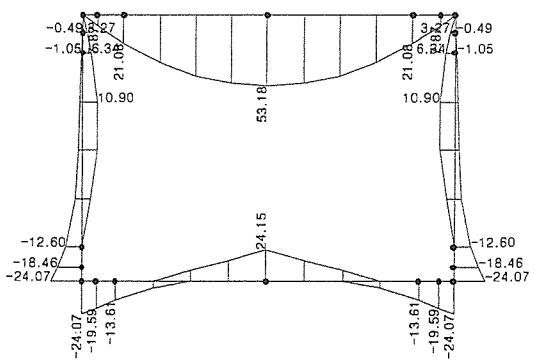
극한하중 검도시 : 최대전단력도



극한하중 검도시 : 최대 축력도



사용하중 검도시 : 최대 휨 모멘트도



제5편 발파설계

제1장 발파설계 기본방향

제 1 장 발파설계 기본방향

1.1 개요

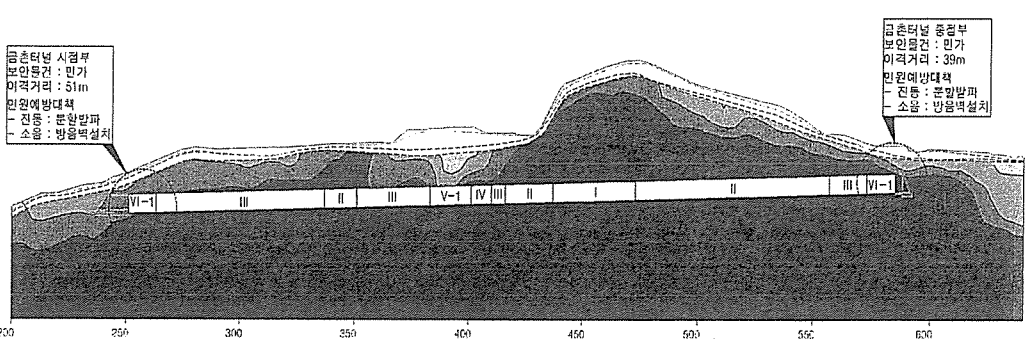
1.1.1 발파설계 기본방향

기본방향	•계획노선 주변 환경과 지반 조건을 고려하여 합리적이고 경제적인 발파설계 •계획노선 인접지역에서 시험발파를 수행하여 발파진동 추정식 및 발파설계 인자 도출 •터널 주변에 존재하는 보안물건의 발파진동 및 소음 피해 최소화

1.1.2 발파설계 개요

구 분	주 요 내 용	기 대 효 과
발파공법 선정	•발파공사 경제성 및 시공성을 고려한 발파공법 선정	•경제적인 발파공사 시현
발파수량 산출	•계획노선 암종 및 주변환경을 고려하여 발파수량 결정	•효율 극대화 및 민원 최소화
여굴 최소화	•굴착선 손상범위 추정을 통한 외곽공 발파패턴 설정	•보강비 절감 및 안정성 제고
진동 및 소음 영향 평가	•시험발파를 통한 진동추정식 및 소음예측식 추정과 예측 • 수치해석을 통한 진동 및 소음 전달특성 시뮬레이션	•보안물건 피해 최소화 •안전발파 수행

1.1.3 터널별 계획노선 주변 발파영향 분석

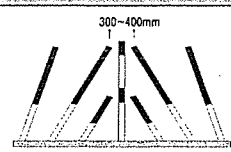
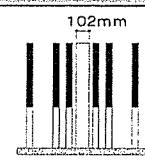
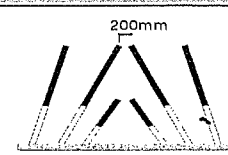
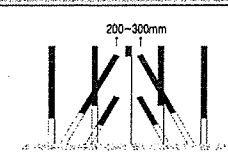
구 분	금존터널
터널 노선도	
주요 보안물건 이 격 거 리	•시점부 민가 : 51m •종점부 민가 : 39m
발파영향분석	•터널 계획노선에 근접해서 존재하는 보안물건의 발파진동 및 소음의 피해가 우려됨 •보안물건의 발파공해 피해방지를 위하여 적합한 발파패턴 설정 및 발파기술 적용

1.2 발파공법 및 발파 시스템 선정 설계 기준 및 수량산출

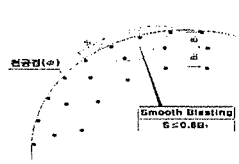
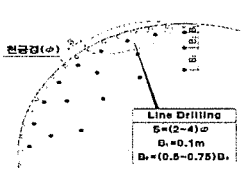
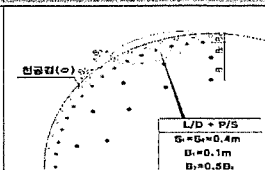
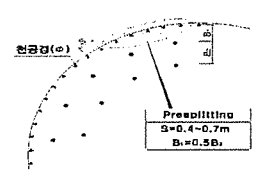
1.2.1 설계 기준

설계기준	• 발파효율 극대화와 시공성 향상을 위해 SAV-Cut(건설신기술 518호) 발파공법 적용 • 계획노선 암반특성과 주변환경을 고려한 화약류 및 뇌관 시스템 적용 • 터널 여굴 최소화를 위해서 외곽공에 Smooth Blastig 발파공법 적용 • 발파패턴을 위한 기본적 계산식은 Langefors 및 Olofsson 등에 의해 제안된 경험식을 적용

1.2.2 심발공법 선정

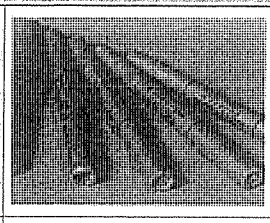
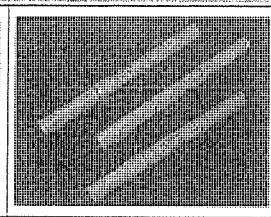
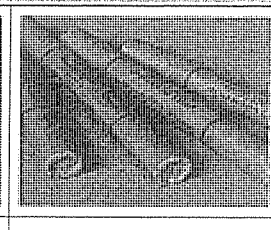
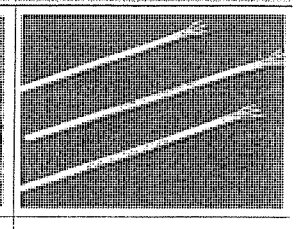
구 분	SAV-Cut	Cylinder-Cut	V-Cut	Supex-Cut
개 요 도				
공 법 개 념	•경사공과 중앙공을 이용한 압축 파괴	•4개의 무장약공을 천공하여 발파	•대칭의 경사공을 천공하여 발파	•경사공, 수평공을 교차천공, 시간차발파
공 법 특 징	•부분 파쇄효과 우수 •진동 및 소음저감 효과 우수	•장공·경암발파 유리 •천공에 장시간 소요 및 공사비 증가	•단공, 연암발파 우수 •파쇄저항 증가로 발파효율 저조	•숙련된 작업자가 필요하며 특허 사용료 부담
선 정	◎			
선 정 사 유	•SAV-Cut 은 기존의 V-Cut과 Cylinder-Cut의 단점을 보완한 국내 개발 발파 공법으로서 경제적이고 친환경적임. •장공·단공발파 효율 및 진동 및 소음 저감효과가 우수한 SAV-Cut을 심발공법으로 선정함			

1.2.3 제어발파공법 및 선정

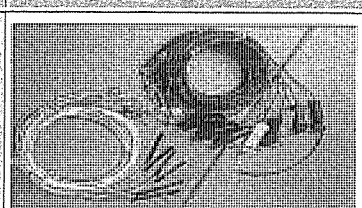
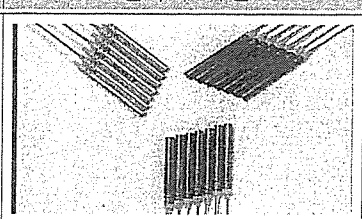
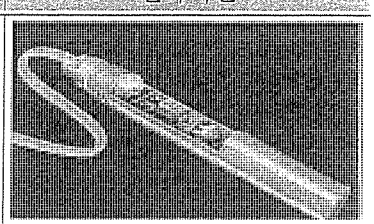
구 분	Smooth Blasting	Line Drilling	Complex Blasting	Pre Splitting
개 요 도				
장 · 단 점	•장약이 용이 •암반 이완 및 손상최소 •여굴량이 작고 평활한 굴착면 확보	•진동 경감 •암반균열 최소 •무장약공으로 유지 •천공비 증가	•균열효과 우수 •여굴확대 방지 가능 •진동저감 가능 •조절발파 공수 증가	•균질한 암반에서 효과적 •암반균열 최소 •선행발파시 소음 및 진동이 크게 발생
선 정	◎	◎		
선 정 사 유	•국내 터널발파에서 가장 일반적으로 사용되는 제어발파공법이며, 시공성이 우수한 Smooth Blasting 공법 적용을 제어 발파 공법으로 선정함 •발파진동 민원 예상구간에서 Line Drilling공법을 적용함			

1.2.4 폭약 및 뇌관 선정

○ 폭약 선정

구 분	다이너마이트류	고성능에멀젼폭약류	에멀젼류	정밀폭약
화약류 모습				
특 징	•경암에 적합 •고폭성 폭약 •진동,소음 크다	•보통암 적합 •중폭성 폭약 •진동,소음 작다	•연암에 적합 •저폭성 폭약 •진동,소음 작다	•여굴감소 제어발파용 •외곽공에 적용
폭 발 속 도 (m / s e c)	6,100 ~ 6,700	5,800 ~ 6,000	5,700 ~ 5,900	3,900 ~ 4,400
선 정		◎	◎	◎
선 정 사 유	•Type-1,2 : 고성능 에멀젼폭약 -암종 및 암반특성상 파쇄성 및 효율이 우수한 고성능 에멀젼폭약 적용 •Type-3,4,5,6 : 에멀젼 폭약 -연암구간에 적용시 파쇄성과 발파진동 저감효과 우수 •굴착선 외곽공에 정밀폭약 적용시 여굴방지 가능			

○ 뇌관 선정

구 분	비전기식 뇌관	전기식 뇌관	전자뇌관
뇌관류 모습			
기 폭 원 리	충격에너지	전기에너지	전자회로
특 징	•전기적 요인에 안전 •뇌관시차 무한대	•전기적요인으로 기폭사고 •대중적이고 경제적임	•지발시간 초정밀 조정 •가격이 고가 및 전량 수입
선 정	◎		
선 정 사 유	•전기뇌관은 전기적 요인으로 결선작업중에 안전사고가 발생할 우려가 높다 •전자뇌관은 국내에서 생산되지 않고 고가 •비전기식뇌관은 연결방식이 단순하고 전기적 요인에 안전하기 때문에 사업구간에 적용		

검토의견

•뇌관 및 화약류 : 비전기식뇌관 및 에멀젼 폭약류 ⇒ 안정성 및 발파성능 우수
•심발 및 제어발파 공법 : SAV-Cut 및 Smooth Blasting ⇒ 시공성 및 발파효율 우수

1.3 발파패턴별 설계기준 및 수량산출

1.3.1 설계 기준

기본방향	•터널발파는 기반암의 공학적 암반상태와 물리역학적 특성에 많은 영향을 받으므로 발파패턴별 적용 수량은 계획노선 편마암류의 암반특성을 고려하여 발파설계 수량 산출 •발파패턴을 위한 기본적 계산식은 Langefors 및 Olofsson 등에 의해 제안된 경험식을 이용하되, SAV-Cut 발파공법 설계기준에 준하여 설계 •터널 여굴 최소화를 위해서 외곽공 발파패턴 개선 적용 •암종별 물리역학적 특성 및 구조 역학적 특성을 고려하여 최소저항선 및 공간격 설정

1.3.2 SAV-Cut 발파공법 심발부 설계기준

○ 심발부 설계 기본요소

구 분	기 본 요 소
중앙공 장약단수	Type-1, 2 : 2단, Type-3, 4, 5 : 1단
보조경사공 설치기준	터널 자유면과 SAV-Cut 경사공의 저항선 최대치 : 2.0 m 초과시
경 사 공 의 각 도	70°
경사공의 공간격	700 mm~900 mm
경사공의 천공장	확대공 천공장 ÷ sin70°
중앙공의 공간격	700 mm~900 mm
중 앙 공 천 공 장	경사공 천공장과 동일
경사공의 공저간격	300 mm 내외

○ 심발공 장약밀도 산출기준

구 분	중앙공	보조경사공	주경사공
연 암	0.10~0.15 kg/m	-	0.30~0.50 kg/m
경 암	0.10~0.20 kg/m	0.40~0.60 kg/m	0.45~0.70 kg/m

1.3.3 확대공 천공배열 및 장약량 산출기준

○ 천공배열 산출기준

구 분	기 본 요 소
최 소 저 항 선 (W)	W = {L/(C×l)}0.5
공 간 격 (d)	d = W × 1.0~1.2

○ 장약량 산출 적용식(Hauser 식)

적용식	$L = C \cdot l \cdot W^2$, $C = f(W) \cdot g \cdot e \cdot d \cdot t$
단위설명	• L : 공당 장약량(kg), • C : 발파계수 • l : 천공장(m), • W : 최소저항선(m) • f(W) : 파괴도 계수, • g : 암반의 저항계수 • e : 폭약의 위력계수, • d : 전색계수 • t : 장전계수

○ 폭약의 위력계수(e)

구분		가비중	순폭도	위력계수(e)
Gelatine Dynamite		1.3~1.4	4~5	1.0
Emulsion	고성능	1.2~1.3	3	1.1
	일반	1.1~1.2	2	1.1
초안폭약		1.0~1.1	2~3	1.1

○ 폭약의 전색계수(d)

구분	기본요소
Mortar Tamping	0.8
Sand Clay Tamping	1.0
Wooden Tamping	1.05

○ 암반의 저항계수(g)

압축강도(MPa)	암석의 종류	암반저항계수(g)	
		터널	대발파
200	화강암, 화강섬록암, 섬록암, 쳐트	1.0	1.0
170	화강암, 화강섬록암, 섬록암, 쳐트, 사암, 편암	0.90	0.92
150	안산암, 현무암, 편마암, 휘록응회암, 쳐트	0.83	0.86
140	화강암, 화강섬록암, 섬록암, 응회질안산암	0.80	0.83
130	분암, 안산암, 현무암, 점판암	0.77	0.81
120	응회질안산암, 석회암, 천매암, 편암, 석영	0.73	0.78
100	각력 응회암, 편마암	0.66	0.72
90	점판암, 력암, 녹리편암	0.62	0.69
80	사암, 혈암, 석영조면암, 반암	0.59	0.66

○ 장약계수(t)

구 분	장약계수(t)
밀 장 전	0.9
보 통 장 전	1.0
경 장 전	1.1

○ 파괴도 계수(f(w))

구 분		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
암석파괴 경우		작은 균열		균열 있음		큰버력 비석 없음		작은버력 ,비석 있음		분쇄	
최소 저항선 (m)	0.3	0.5	0.69	0.88	1.08	1.15	1.26	1.37	1.48	–	–
	0.4	0.375	0.52	0.68	0.82	0.9	1.01	1.12	1.24	–	–
	0.5	0.3	0.42	0.55	0.68	0.75	0.86	0.97	1.08	1.20	1.30
	0.6	0.25	0.36	0.47	0.58	0.65	0.76	0.87	0.98	1.10	1.20
	0.7	0.21	0.31	0.41	0.50	0.58	0.69	0.80	0.91	1.03	1.13
	0.8	0.19	0.28	0.36	0.45	0.52	0.64	0.74	0.86	0.97	1.07
	1.0	0.15	0.225	0.3	0.38	0.45	0.56	0.67	0.78	0.90	1.0
	1.2	0.13	0.19	0.26	0.32	0.4	0.51	0.62	0.74	0.85	0.95
	1.5	0.1	0.12	0.22	0.28	0.35	0.46	0.57	0.68	0.80	0.90
	2.0	–	0.10	0.18	0.22	0.3	0.41	0.52	0.64	0.75	0.86

1.3.4 바닥공 천공배열 및 장약량 산출기준

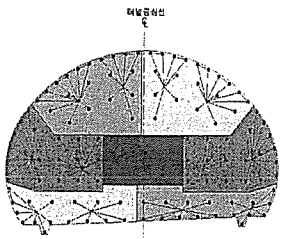
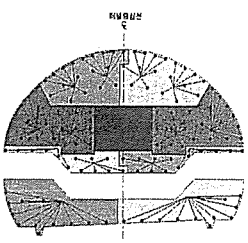
구 분	산 출 기 준
천공각도(수평터널)	3°~5°
최 소 저 항 선	확대공 최소저항선 × (0.8~0.9)
공 간 격	최소저항선 × 1.1
공 당 장 약 량	확대공 장약량 × (1.1~1.2)

1.3.5 외곽공 천공배열 및 장약량 산출기준

구 분	산 출 기 준
적 용 공 법	Smooth Blasting
천공각도(수평터널)	2°~ 3°
최 소 저 항 선	확대공 최소저항선 × 0.75~0.8
공 간 격	600mm
공 당 장 약 밀 도	0.25kg/m 내외

1.3.6 지보패턴별 발파설계 요약

○ 금촌터널)

TYPE-1~3		TYPE-4~6-1	
	•심발 : 장공용 SAV-Cut •설계굴착선 : Smooth Blasting •화약 : 고성능 에멀젼, 정밀폭약 •비장약량 : 0.938~1.057kg/m³		•심발 : 단공용 SAV-Cut •설계굴착선 : Smooth Blasting •화약 : 일반 에멀젼, 정밀폭약 •비장약량 : 0.748~0.901kg/m³

구 분		심발공법	굴진장 (m)	천공장 (m)	굴착단면적 (m^2)	천공수	총장약량 (kg)	비장약량 (kg/m^2)
TYPE-1,2	전단면	SAV-Cut	3.5	3.7	80.722	134	298.600	1.057
TYPE-3	전단면	SAV-Cut	2.0	2.1	81.416	148	152.700	0.938
TYPE-4	상 반	SAV-Cut	1.5	1.6	60.259	119	81.425	0.901
	하 반	-	3.0	3.2	22.086	24	53.100	0.801
TYPE-5, TYPE-5-1	상 반	SAV-Cut	1.2	1.3	61.005	123	58.050	0.793
	하 반	-	1.2	1.3	22.273	39	20.875	0.781
TYPE-6, TYPE-6-1	상 반	SAV-Cut	1.0	1.1	61.005	129	45.650	0.748
	하 반	-	1.0	1.1	22.273	39	16.125	0.724

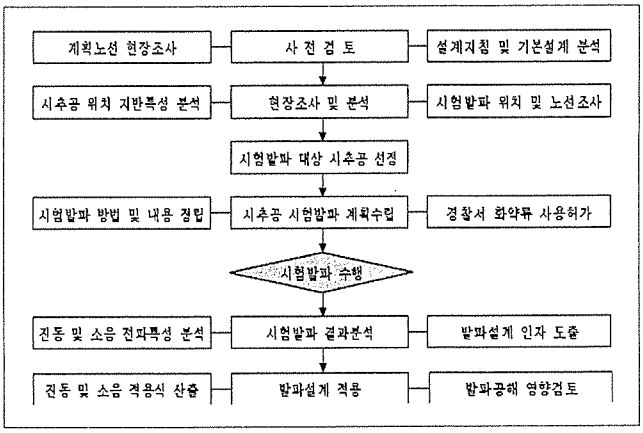
1.4 시험발파에 의한 발파설계자료 산출

설계기준

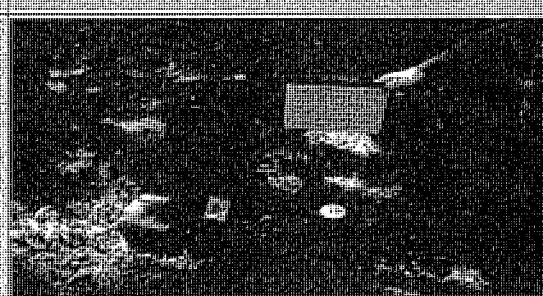
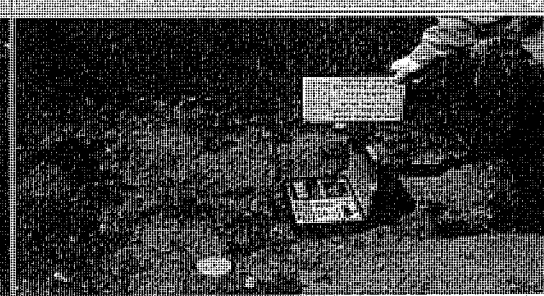
- 발파진동 및 소음은 발파지점과 이격거리에 따라 또는 발파패턴별로 적용되는 지발당 장약량에 따라 진동 및 소음이 다양하게 전달됨
- 본 계획노선 주변지형 지물 검토 결과 민가, 축사, 군부대 및 마을 등이 산재해 있으므로 정밀한 발파진동 및 소음에 대한 영향 검토가 필요함
- 주변의 보안물건의 발파공해 피해 가능성 여부를 검토하기 위해서 본 계획노선에서 각종 시험발파를 수행하여 발파 진동추정식 및 발파 소음예측식을 산출.
- 시험발파를 통해 산출된 진동추정식과 소음예측식에 의해 발파공해 영향검토를 수행하고 프로그램에 의한 수치해석 방법에 의해 적합성을 검토함.

1.4.1 시험발파 원리 및 방법

- 시추공 공저에서부터 1회 발파를 시행하고 시추공 상태 확인후 5차 발파를 시행
- 공당장약량 변화에 따른 발파상수와 장약지수 등을 파악 (1회 장약량 : 0.125 ~ 0.500kg)
- 매 발파마다 5m이상 모래전색으로 철포현상을 방지하며 공구에 복토 시행
- 보안물건 축선 방향으로 이격거리를 두고 계측지점을 달리하여 진동측정
- 시추공 시험발파 현황



○ 계측장비

구 분	MINIMATE PLUS	BLASTMATE - III
장 비 사 진		
진동속도의 측정범위	최저 0.13mm/s, 최대 254mm/s	최저 0.13mm/s, 최대 254mm/s
최대진동속도	•최대진동속도(PPV, Peak Particle Velocity)의 수직성분과 진행성분, 접선성분의 세성분이 동시에 각각 측정되며, 세 성분의 벡터(Vector)합의 최대값(PVS, Peak Particle Sum)이 측정됨	

○ 계측방법

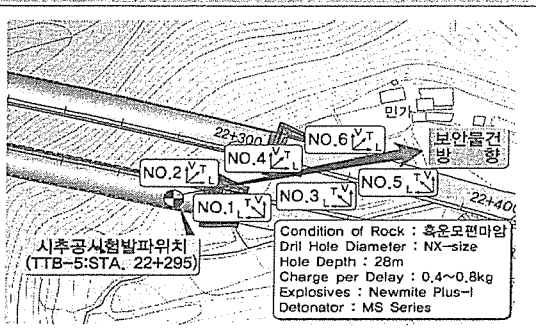
- Sensor(수신기)는 진동에 매우 민감하므로 발파진동에 의한 자체의 진동발생을 막기 위하여 토사에서는 Sensor에 Spike를 부착하여 지면에 박아 고정시켰으며, 바닥면과 밀착시켜 측정면과 센서가 가능한 한 일체화되도록 함
- Trigger Source를 Geophone으로 설정하고, Trigger Level은 0.3~0.51mm/s으로 설정
- 수진시간 (Record time)은 1회 발파시간을 계산하여 충분한 여진까지 측정 가능하도록 Continuous로 설정

○ 발파방법

- 발파에 의해 공벽의 붕괴를 막고 소음의 제어를 목적으로 소량의 화약을 사용
- 진동의 수신 여부를 확인하기 위해 100g의 화약을 이용하여 TEST Blasting을 실시
- 발파시 발생하는 소음을 차단하기 위하여 일부공에 대해서는 전색을 실시하였으며 일부 자연 지하수를 이용
- 발파는 시추공 저부에서 부터 시작하여 상부로 진행하며, 사용폭약은 NewMITE(ψ32, 250g)를 시추공당 5회 발파 실시

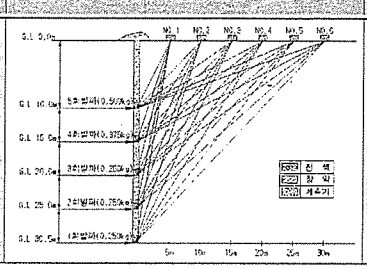
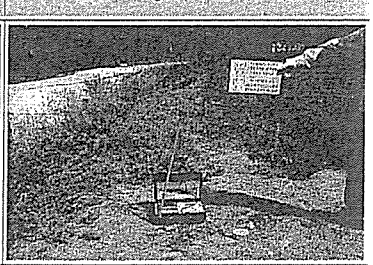
1.4.2 시험발파 현황

구 분	TTB-5
소 재 지	파주시 아동동 산 55-2
발 파 횟 수	5 회
발 파 심 도	28 m
장 약 량	0.4 Kg ~ 0. 8Kg
사 용 화 약	NEWMITE ϕ50mm
계 측 지 점	6 지점

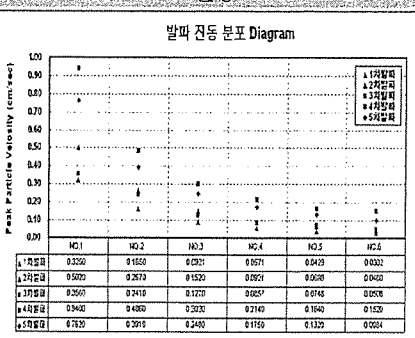


1.4.3 시험발파 결과

○ 시추공 시험발파 진행 및 전경모습

구 분	장약배열 및 계측기 설치도	시험발파 기장비모습	진동측정기 설치모습
현황및전경			

○ 시추공 시험발파 발파진동 분포도

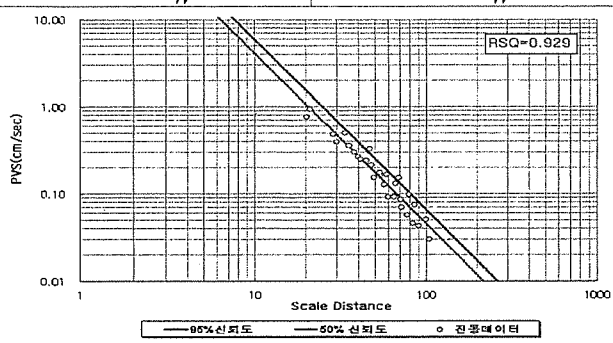
구 분	진동
T T B - 5	

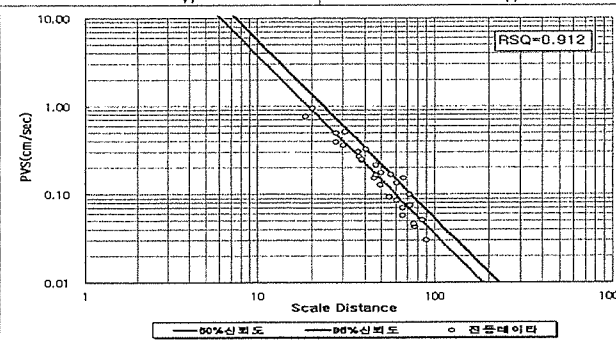
1.4.4 시험발파 결과분석

○ TTB-5 발파진동 결과분석

– 발파진동 추정식 산출

자승근 회귀식 및 도표		삼승근 회귀식 및 도표	
50% 신뢰선	95% 신뢰선	50% 신뢰선	95% 신뢰선
$V=368.995(\frac{D}{W^{1/2}})^{-1.95}$	$V=530.511(\frac{D}{W^{1/2}})^{-1.95}$	$V=390.510(\frac{D}{W^{1/3}})^{-2.02}$	$V=587.673(\frac{D}{W^{1/3}})^{-2.02}$



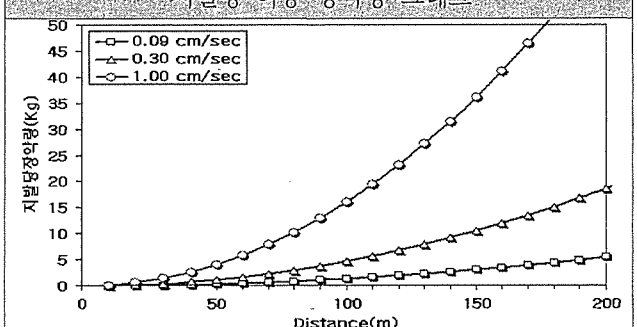


검토의견

- 발파진동 추정식은 95% 회귀선을 사용
- 자승근과 삼승근중에서 발파진동 허용치별 지발당 장약량이 적게 산출된 회귀식을 이용하여 본 사업구간의 적용 장약량으로 활용

– 발파진동 허용치별 보안거리 변화에 따른 지발당 장약량 산출

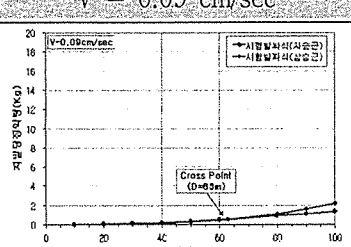
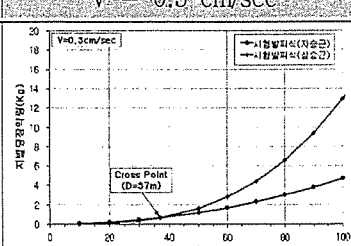
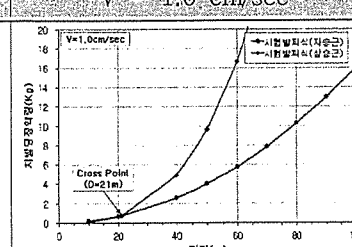
지발당 허용 장약량 그래프



발파진동 허용기준 : 0.09, 0.3, 1.0 cm/s

보안거리	허용기준치(V)별 지발당 허용 장약량(kg)		
	V = 0.09 cm/s	V = 0.3 cm/s	V = 1.0 cm/s
50	0.270	1.167	4.012
100	1.358	4.668	16.049
150	3.055	10.504	36.110
200	5.432	18.673	64.195
250	8.487	29.177	100.305
300	12.221	42.014	144.439

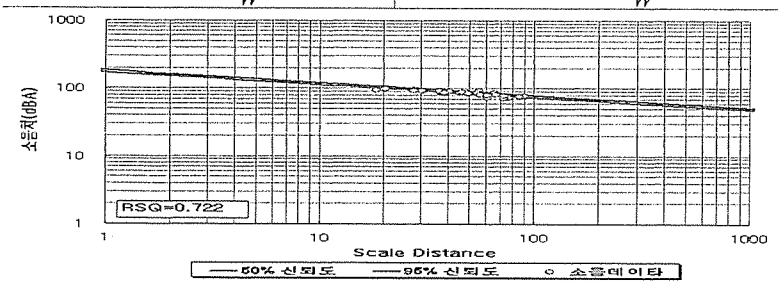
– 발파진동 허용치별 회귀선 교차지점 추정

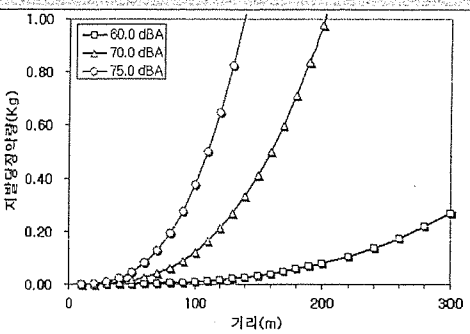
구 분	V = 0.09 cm/sec	V = 0.3 cm/sec	V = 1.0 cm/sec
교차분석 그래프			
교 차 지 점	삼승근<D=63m≤자승근	삼승근<D=37m≤자승근	삼승근<D=21m≤자승근

○ 발파소음 결과분석

- TTB-5 발파소음 추정식 산출 및 장약량 산출

삼승근 회귀식 및 도표		지발당 허용 장약량 그래프
50% 신뢰선	95% 신뢰선	
$dB(A)=172.804(\frac{D}{W^{1/3}})^{-0.1843}$	$dB(A)=186.133(\frac{D}{W^{1/3}})^{-0.1843}$	



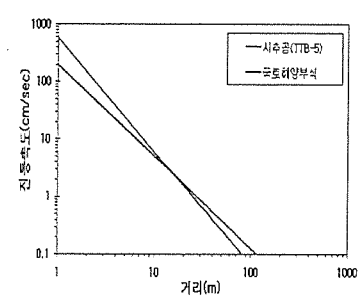


발파소음 허용기준 : 60, 70, 75 dB(A)

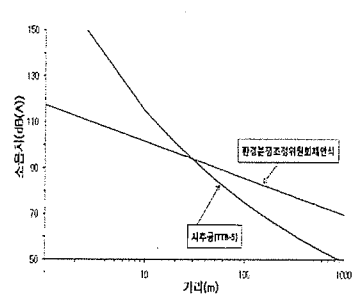
설계활용 방 안 •현지 지반특성이 고려된 발파소음 예측식의 발파상수(K) 및 감쇠지수(n)를 산출하여 발파소음의 전파특성 예측 및 환경피해 최소화하는 발파설계 유도

1.5 현장시험별 진동추정식 및 소음예측식 비교분석

1.5.1 발파진동추정식 비교분석

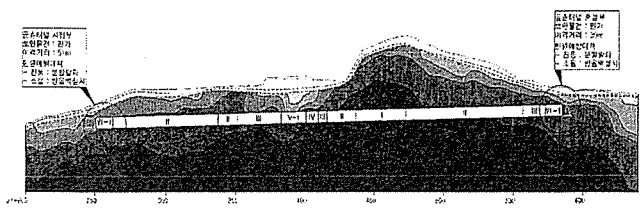
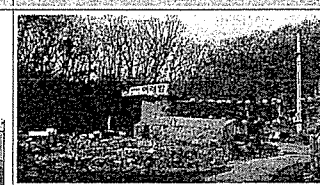
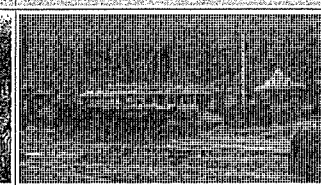
구 분	비교분석 그라프	분석내용
TTB - 5		•발파진동 추정식 비교검토는 국토교통부식과 계획노선에서 수행된 시추공 시험발파 결과의 진동 추정식을 비교 검토 함. •금촌터널 구간의 발파진동 추정식은 TTB-5 시추공에서 수행된 시험발파의 발파진동 추정식을 적용. •시추공 시험발파를 통해 산출된 발파진동 추정식은 계획노선의 지반에서 수집된 데이터를 활용하여 산출 되었기 때문에 비교 진동추정식보다 신뢰성이 높고 적합 함

1.5.2 발파소음예측식 비교분석

구 분	비교분석 그라프	분석내용
TTB - 5		•발파소음 예측식 비교검토는 환경분쟁조정위원회 제안식과 계획노선에서 수행된 시추공시험발파 결과의 소음 예측식을 비교 검토 함. •금촌터널 구간의 발파소음 예측식은 TTB-5 시추공에서 수행된 시험발파의 발파진동 추정식을 적용. •시추공 시험발파를 통해 산출된 발파소음 예측식은 계획노선의 지반에서 수집된 데이터를 활용하여 산출 되었기 때문에 비교 소음예측식보다 신뢰성이 높고 적합 함

1.6 보안물건별 발파진동 및 발파소음 영향검토

1.6.1 주요 보안물건 이격거리 현황

금촌터널 주요지장물 현황	시점부 보안물건	종점부 보안물건
		
	•민가 51m 이격 ⇒ 발파진동, 소음 검토	•민가 39m 이격 ⇒ 발파진동, 소음 검토

1.6.2 발파진동 및 소음 허용 기준치 선정

○ 발파진동 허용기준

구 분	서울지하철 기준	노동부	터널표준시방서	독일 DIN 4150
문화재(기념물등)	0.2	0.2	0.3	0.3~0.8
주 택 , 아 파 트	0.5	0.5	1.0~2.0	0.5~1.5
상 가 , 공 장 등	1.0	1.0	3.0~5.0	2.0~4.0
콘크리트구조물	1.0~4.0	1.0~4.0		

○ 소음 기준(생활소음 규제 기준)

구 분	조석 (05:00~08:00/18:00~22:00)	주간 (08:00~18:00)	심야 (22:00~05:00)
주거지역, 녹지지역 등에 소재한 학교, 병원, 도서관	60 이하	65 이하	50 이하
기 타 지 역	65 이하	70 이하	50 이하

○ 가축대상 허용 발파 기준

•가시적 피해 사례 및 중앙환경분쟁 조정위원회 권고 기준 참고
•진동 0.02cm/sec 이하, 소음 60dB 이하 기준 적용

○ 설계적용 허용기준치 선정

대상보안물건	진동(cm/sec)	소음(dB(A))	비 고
축 사	0.02	60	•중앙환경분쟁 조정위원회 권고 기준 적용
민가 및 군부대	0.3	75	•서울민사지법 판례, 중앙환경분쟁 조정위원회 사례
공 장	0.5	75	•국토교통부 암발파 설계 지침, 국내 적용 사례
송 전 탑	1.0	-	•스위스 송전탑 적용기준
교 량 구 조 물	1.0	-	•스위스 발파진동 허용기준(SN640 312a)

1.6.3 발파진동 추정식 및 소음 예측식 선정

적용구간	발파진동추정식		발파소음예측식
	자승근	삼승근	
금 촌 터 널 (T T B - 5)	$V=530.51(\frac{D}{W^{1/2}})^{-1.95}$	$V=587.67(\frac{D}{W^{1/3}})^{-2.02}$	$dB(A)=186.13(\frac{D}{W^{1/3}})^{-0.184}$
적 용 근 거	•시추공 시험발파를 통해서 산출된 발파진동·추정식 및 소음예측식이 본 계획노선의 지반특성과 지형조건이 반영된 적용식이기 때문에 신뢰성이 높고 적합함		

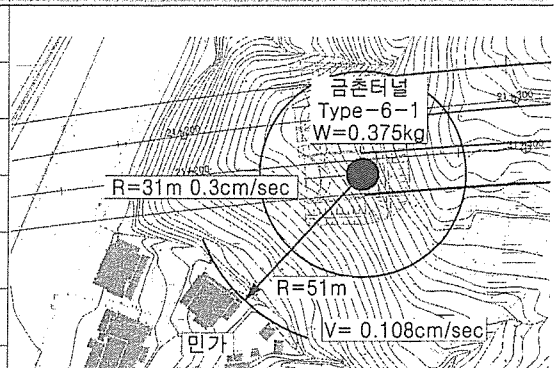
1.6.4 터널별 발파진동 및 소음 영향권 범위 예측

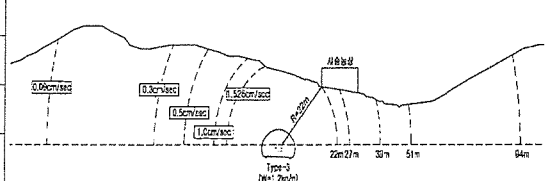
○ 금촌터널 발파진동 및 소음 영향권 범위 예측

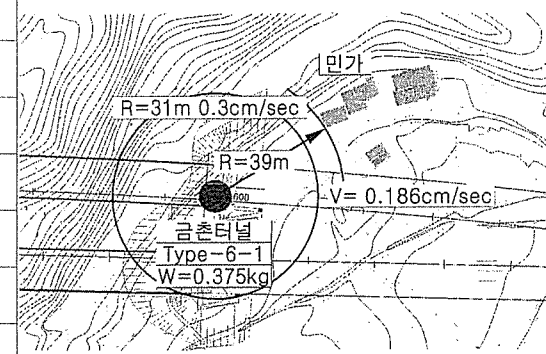
굴착패턴별	지발당 최대 장약량(Kg)	영향권 범위(m)						
		발파진동(cm/sec)					발파소음(dB(A))	
		0.02	0.2	0.3	0.5	1.0	60	75
Type-1,2	2.8	310	96	78	60	42	197	74
Type-3	1.2	203	63	51	40	28	149	56
Type-4	0.75	160	50	41	31	22	127	48
Type-5	0.5	131	42	34	27	19	111	42
Type-6	0.375	113	38	31	24	17	101	38

1.6.5 보안물건별 발파진동 영향권 검토

○ 금촌터널 발파진동 영향권 검토

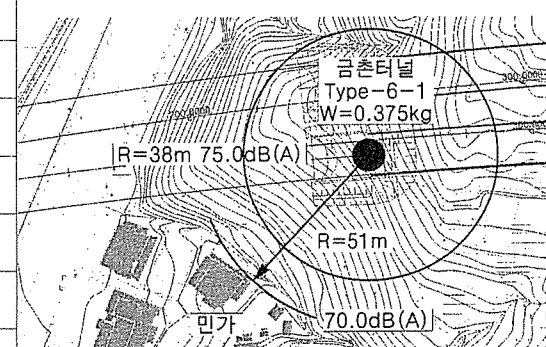
보안물건	항 목	내 용	영 향 원
시점부 민가	발파위치	STA. 21+251	
	이격거리	51 m	
	굴착패턴	Type-6-1	
	굴 진 장	1.0 m	
	지발당장약량	0.375 kg/delay	
	영향권 범위	31 m	
	예상 진동값	0.108 cm/sec	
검 토 결 과	•발파진동 예측결과 : 0.108 cm/sec < 0.3 cm/sec (O.K)		

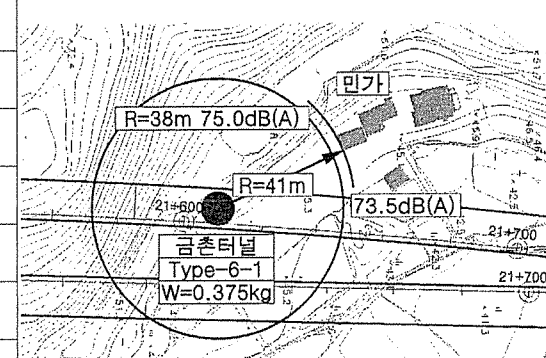
보안물건	항 목	내 용	영 향 원
시점부 사슴농장	발파위치	STA. 21+294.35	
	이격거리	22 m	
	굴착패턴	Type-3	
	굴 진 장	2.0 m	
	지발당장약량	1.2 kg/delay	
	영향권 범위	203 m	
	예상 진동값	1.528 cm/sec	
검 토 결 과	•발파진동 예측결과 : 1.528 cm/sec > 0.02 cm/sec (N.G) ⇒ 민원해결 후 공사시작		

보안물건	항 목	내 용	영 향 원
종점부 민가	발파위치	STA. 21+598	
	이격거리	39 m	
	굴착패턴	Type-6-1	
	굴 진 장	1.0 m	
	지발당장약량	0.375 kg/delay	
	영향권 범위	31 m	
	예상 진동값	0.186 cm/sec	
검 토 결 과	•발파진동 예측결과 : 0.186 cm/sec < 0.3 cm/sec (O.K)		

1.6.6 보안물건별 발파소음 영향권 검토

○ 금촌터널 발파소음 영향권 검토

보안물건	항 목	내 용	영 향 원
시점부 민가	발파위치	STA. 21+251	
	이격거리	51 m	
	굴착패턴	Type-6-1	
	굴 진 장	1.0 m	
	지발당장약량	0.375 kg/delay	
	영향권 범위	38 m	
	예상 소음값	70.0 dB(A)	
검 토 결 과	•발파소음 예측결과: 70.0 dB(A) < 75 dB(A) (O.K)		

보안물건	항 목	내 용	영 향 원
종점부 민가	발파위치	STA. 21+598	
	이격거리	39 m	
	굴착패턴	Type-6-1	
	굴 진 장	1.0 m	
	지발당장약량	0.375 kg/delay	
	영향권 범위	38 m	
	예상 소음값	74.3 dB(A)	
검 토 결 과	•발파소음 예측결과: 74.3 dB(A) < 75 dB(A) (O.K)		

1.7 여굴 최소화 방안

○개 요

개 요	•암반 절리패턴에 의해 발생 •외곽공 천공시 장비특성으로 인하여 굴착진행방향과 평행한 천공불가로 여굴 발생 •천공 각도의 오차나 발파면의 요철로 인해 정확한 천공을 하지 못함에 의해 발생

○여굴최소화 방안

구 분	주 요 내 용
절리패턴에 따른 대책	• 절리간격/밀집도에 따른 심발공 위치 조정 •심발 위치를 절리 간격이 넓은 지역에 편향 적용 •절리 밀집지역 외곽공내 무장약공+장약공 배치
천 공 개 선	•공간격/최소저항선(E/V)의 비 = 0.8 준수 •최외곽공간 기폭지연시차 동일하게 유지 Smooth Blasting 효과 극대화 유도
외 곽 공 개 선	•최외곽공 직전열의 Emulsion계열 폭약 적용 및 Decoupling 효과 활용 •최외곽공 직전열의 장약밀도 조절
바 닥 부 개 선	•각도제어장치(TAS)가 장착된 점보드릴 사용으로 고각도 천공방지(10°미만) •천공전 바닥 암편 철저히 제거 및 습관적 과장약 방지 위한 감독 철저

제6편 내진설계

제1장 내진설계 개요

제2장 터널 내진설계 개념

제3장 본선터널 내진해석

제 1 장 내진설계 개요

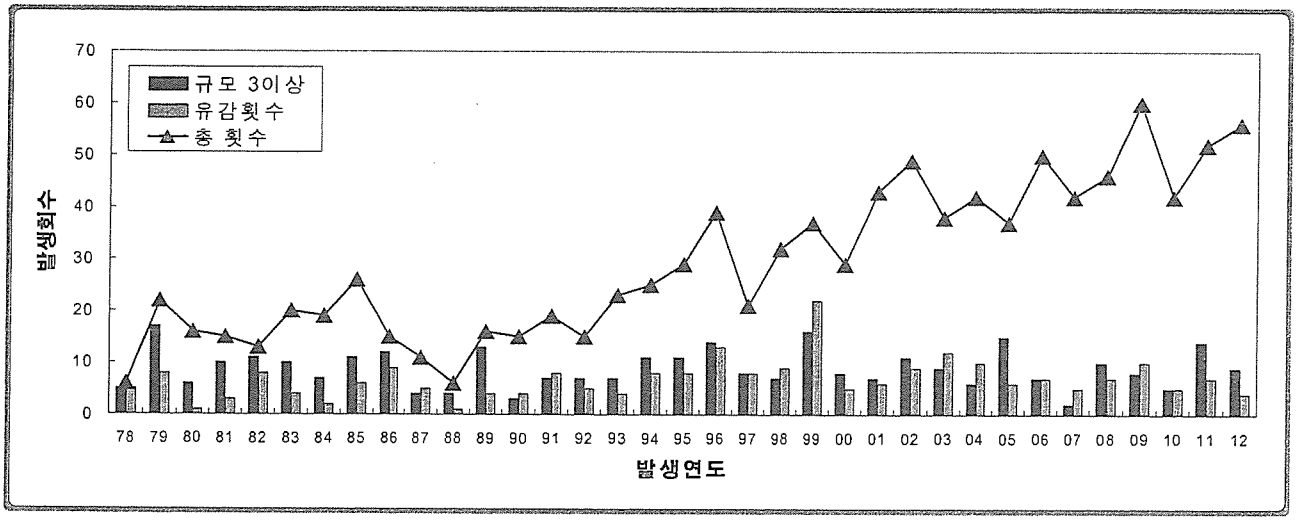
1.1 설계 개요

- 내진설계는 지진으로 인한 하중이 가해질 경우 지중구조물에 발생하는 응력과 변형거동을 해석이론을 통하여 분석하고 이를 통해 지중구조물이 소요강도 및 연성을 확보할 수 있도록 구조물의 형태 및 단면을 결정하는 과정
- 사회기반 구조물 및 공공 건축물의 설계는 비용 대비 사회에 미치는 유익이 극대화 될 수 있도록 내진설계 기술개념은 구조물로 인하여 사회에 유발되는 비용을 최소화하는 것을 주목적으로 함
- 사업구간의 지역적 특성 및 중요도를 고려하여 내진성능수준을 결정하고 합리적인 내진설계방법을 선정하여 터널 설계 수행

○ 내진설계 기본방향

현황분석 및 지반운동 산정	내진해석 수행	안정검토 및 구조물 설계
•사업구간 지진발생 현황 분석 •합리적인 동적 지반물성치 산정 •내진성능 수준별 설계지반운동 산정	•구조물의 특성을 고려하여 합리적인 내진설계방법 선정 – 유사정적방법 – 응답변위법 – 동적해석법	•상시 단면력과 비교하여 성능수준별 내진안정성 검토 •검토 후 필요시 추가보강 계획 수립하여 재검토 수행

○ 지진 발생현황



- 기상청 제공 지진자료 분석결과 1978년~2012년 동안 국내에서 발생한 지진 총횟수는 1,026회 관측되었으며, 지진규모가 3.0 이상인 지진은 312회 발생
- 국내 지진발생 현황을 분석해 보면 전체적으로 지진발생 횟수 및 지진규모가 증가하는 경향을 보이고 있어 한반도 역시 지진에 의한 큰 피해가 발생할 가능성이 내재한다고 판단됨

1.2 지진시 지반 및 구조물 진동특성

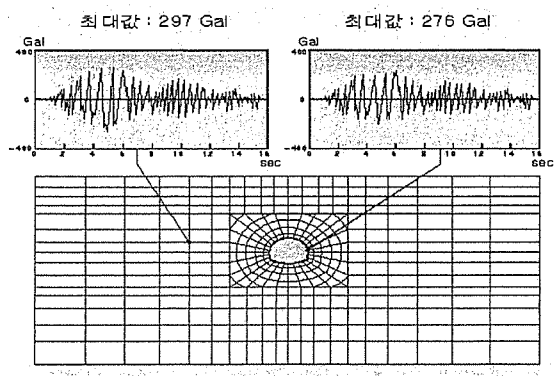
지하구조물의 진동특성

- 지하구조물은 지상구조물에 비해 겉보기 단위체적중량이 작거나 같아서 지진발생시 작용하는 관성력이 작고 지반운동에 순응하여 구조물이 진동하기 때문에 교량 등과 같은 지상구조물과는 달리 지하구조물에서는 증폭현상이 발생하지 않음
- 지하구조물은 지반에 의해 둘러싸여 있기 때문에 진동발생시 구조물로부터 주변지반으로 빠져나가는 에너지 감쇄가 상당히 큼
- 지하구조물의 진동특성은 지반과 구조물의 가속도 크기 및 파형이 거의 동일하게 나타나며 지상구조물의 진동특성은 지중 및 지표면에서의 파형과는 다르게 독자적으로 진동하여 나타남
- 이와같이 지하구조물은 지반에 대해 상대적인 진동을 일으키기 어렵고 일어난 진동도 곧 소멸되며 지반의 변위나 변형에 순응하여 거동하는 특성을 나타내므로 지상구조물에 비하여 지진발생시 피해는 적은 것이 일반적임

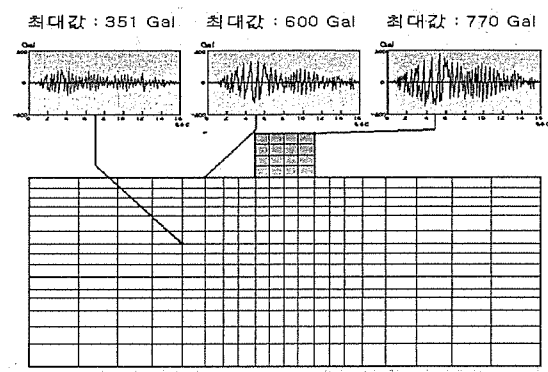
구조물의 진동특성

- 동일한 형상과 중량을 갖는 구조물이 지상 및 지중에 있는 경우로써 기반면에서의 동일한 지진동 작용 가정
- 지하구조물의 진동특성은 지반과 구조물의 가속도 크기 및 파형이 거의 동일하게 나타남
- 지상구조물의 진동특성은 구조물의 최대가속도가 지표면의 약 1.3배로 나타나며, 지중 및 지표면에서의 파형과는 다르게 독자적으로 진동하여 나타남

지하 구조물의 진동특성

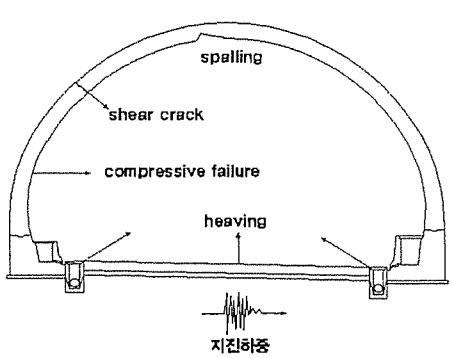


지상 구조물의 진동특성



1.3 지진시 터널 손상모드

개 요 도



지진시 터널의 손상

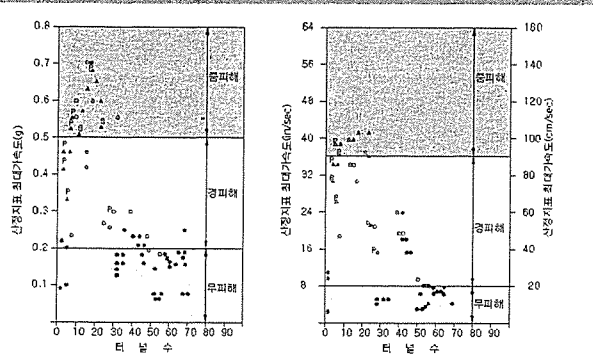
- 라이닝 종방향, 횡방향 균열
- 단면균열과 대각선방향 균열
- 아치부와 측벽의 낙석에 의한 전단 및 압축파괴
- 기존 균열의 심화
- 아치 최상단의 침하
- 터널 종방향 시공이음부의 충돌
- 갱구부 입출구부의 붕괴
- 갱구부 벽체의 균열
- 인버트 균열과 히빙발생

○ 지진시 터널의 손상모드

구 분	손 상 모 드
갱 구 부	•지진시 터널 갱구부의 비탈면 불안정성 초래
불량한 지반조건	•지반조건이 나쁜 경우 터널 내부에서 지진동에 따른 손상발생 •콘크리트 라이닝과 지반사이에 접착성을 향상시키면 지진동에 대한 손상을 최소화 할 수 있음 •터널 주변지반을 안정화 시키지 않고 단순히 콘크리트 라이닝 두께와 강성을 늘리면 라이닝에 과도한 지진하중이 걸리게 되어 오히려 더 위험할 수 있으므로 콘크리트 라이닝을 개선시킬 경우에는 지반조건 개선이 우선시 되어야 함(Okamoto, 1993)
편압을 받는 천층터널	•비대칭하중을 받는 천층터널은 대심도 터널에 비해 지진에 의한 손상을 크게 받음
공진 및 동적하중	•지진이 발생하거나 발파시 증요한 운동을 포함하는 주파수 대역은 1Hz~100Hz 사이에 있어 터널의 경우 공진을 일으킬 확률이 거의 없지만(Glass, 1973) Rayleigh파와 같은 표면파의 경우 터널의 반지름보다 파의 길이가 같거나 짧은 경우 중요하게 작용할 수 있음
지진파의 응력집중	•터널구조물과 지진파의 충돌시 동적응력의 집중은 정적응력에 비해 적어도 10~20% 정도 크게 발생

○ 지진동에 따른 터널의 파괴메카니즘

지표산정 최대가속도와 지진피해 사례



지표가속도(g)	지표최대속도(cm)	피해정도
0.19	20이하	•지진피해없음
0.19~0.25	20~40	•콘크리트 라이닝에 미소균열 발생
0.25~0.52	40~80	•부분적인 붕괴 (산사태, 재래식 갱문터널)

•지진피해 사례조사
- 리히터 규모 5.8~8.3에 해당하는 다양한 지진을 경험한 터널에 대한 사례조사 수행

•피해사례조사 결과
- 지표면에서 측정된 최대가속도가 0.19g 이하인 경우에는 콘크리트 라이닝에 피해가 없었고 0.19~ 0.25g 사이에서 콘크리트 라이닝에 미소균열이 발생하며 0.25g 이상에서 대부분의 손상이 발생하기 시작함
- 지반조건이 불량한 터널은 굴착시 뿐만 아니라 지진시에도 손상이 발생하기 쉬우며 대심도 터널이 천층터널에 비해 지진에 대해 안전한 것으로 조사됨
- 지진시 변형을 일으킬 수 있는 단층대에 위치한 터널은 매우 심각한 국부손상을 일으키게 되며 손상의 정도는 단층의 변위 및 암반과 콘크리트 라이닝의 상태에 의존함

제 2 장 터널 내진설계 개념

2.1 내진설계 절차

•내진설계는 지진으로 인한 동적하중이 가해질 경우 지중구조물에 발생하는 응력과 변형거동을 해석이론을 통하여 분석하고 이들이 지중구조물의 강도(특히 전단강도)와 허용변위보다 작도록 구조물의 크기를 결정하는 과정임

•본 설계시에는 건설교통부 "내진설계기준연구"(1997.12)에 제시된 내진성능 수준에 기초한 설계개념을 적용, 지진력에 대한 안정성을 확보하도록 설계함

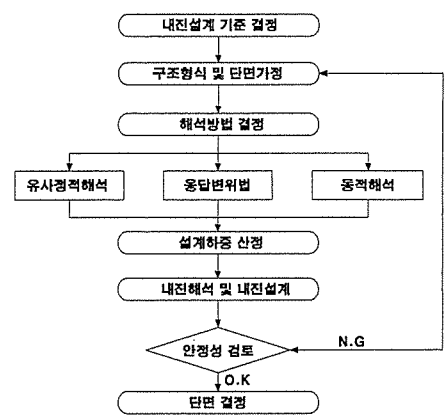
○ 설계 세부사항

•내진설계기준 결정
- 대상구조물의 내진등급 결정
- 지진구역계수 및 지진계수 결정
- 성능수준별 지진가속도 산정

•해석방법 결정
- 해당구조물의 거동특성에 따라 선정

•설계하중 산정
- 유사정적해석 : 지진토압 산정
- 응답변위법 : 변위하중, 전단력, 관성력 산정
- 동적해석 : 동적하중 산정

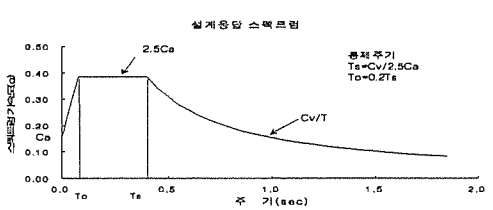
내진설계 흐름도



표준응답스펙트럼 작성

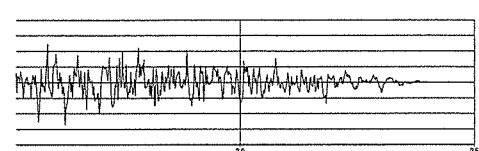
•지반종류별 지진계수결정(Ca, Cv)

•재현주기별 위험도 계수(I) 결정



설계 가속도 시간이력 산정

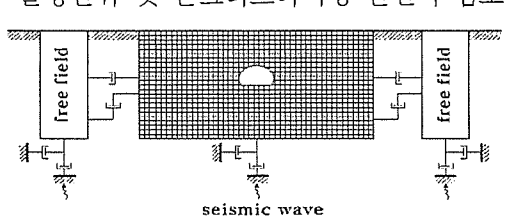
•응답스펙트럼결과를 토대로 인공지진파 산정



지진해석

•Eigen Value해석 : 감쇄계수, 주기 결정

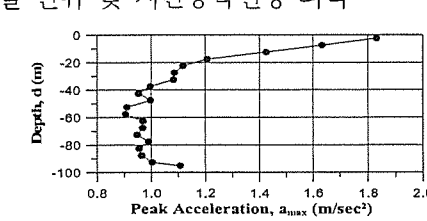
•발생변위 및 콘크리트라이닝 단면력 검토



지반응답해석

•지반응답해석 수행

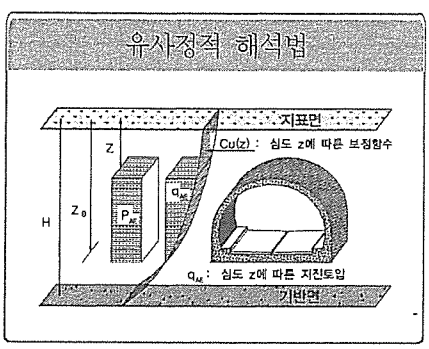
•지층별 변위 및 지반증폭현상 파악

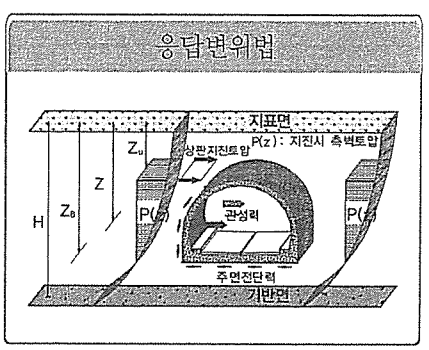


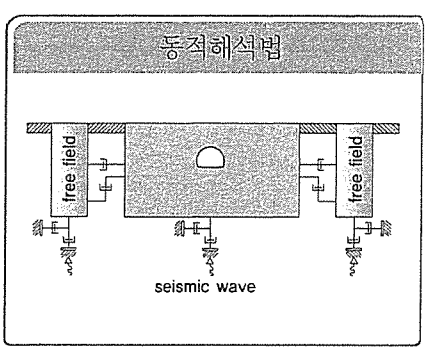
2.2 내진해석 방법

○ 내진해석방법별 특징

구 분	내 용 및 특 징	적 용
유사정적 해석법	•구조물의 중량에 설계진도를 곱해 산정된 힘인 관성력과 동토압을 구조물에 작용시켜서 구조물에 발생하는 부재력을 구하는 방법	•비교적 심도가 얕은 개착터널
응답변위법	•지진시 지중구조물에 발생하는 지반변위에 의한 지진토압과 지중구조물과 주변지반 관계에서의 경계조건을 적절히 모델링하여 정적으로 구조물의 부재력과 변위를 계산하는 방법	•비교적 심도가 깊은 개착터널
동적해석법	•터널 구조물 및 주변지반을 일체로 모델링하여 기반암에서의 지반가속도 시간이력을 하중으로 사용하여 지진응답해석 수행 •구조물 주변 지반물성에 따른 지진파 증폭현상 정밀고려 및 시간에 따른 거동 예측 가능	•정밀해석이 요구되는 터널구조물







○ 설계기준 검토

▮ 터널 내진설계 적용기준 검토 (2006.11, 한국도로공사 설계처)

•최근의 한국도로공사에서 제시한 내진설계 개선방안을 살펴보면, 비개착 터널에 대해서는 내진설계를 수행하지 않는 것이 원칙이며, 아래의 경우에는 터널의 안정성 증진을 위하여 내진설계를 수행함

- 개착하여 시공하는 개착부
- 토피가 작고 지반이 연약하거나 편토압이 발생하는 갱구부
- 단층대 등 활동성 지각운동이 예상되는 터널부

•터널에 대한 내진설계 방법은 응답변위법을 우선으로 하고 필요에 따라 동적해석법 수행

- 터널은 내공부를 포함한 단위체적중량이 주변지반의 단위체적중량에 비교하여 일반적으로 가벼우므로 주변지반에 발생하는 변위, 변형 등이 중요하게 되어 응답변위법 적용
- 다만 구조물 형상 및 지형·지질의 급변화로 지진시 지반의 거동이 복잡한 경우는 구조물 및 주변지반을 모델링하여 해석하는 동적해석법 적용

2.3 내진설계 기준에 따른 제반사항 산정

•내진설계기준 설정은 대상구조물의 내진등급, 설계성능수준 등을 결정하여 최종적으로 내진설계시 필요한 설계지진가속도를 산정하는 과정으로 내진설계 기준준칙(국토교통부, 1998)에서 제시된 설계기준에 근거하여 결정함

○ 내진 설계기준 결정

■ 내진등급

구 분	내 용 및 특 징
내 진 특 등 급	•긴급 구조 및 구호, 국방, 치안유지에 필요한 터널로 설계지진 발생 후에도 터널로서의 기능이 유지되어야 하며 다른 내진 특등급 구조물과 연계되어 하나의 연결체계를 이루는 터널
내 진 1 등 급	•구조물이 파해를 입으면 사회적 혼란이 야기되고 많은 인명과 재산상의 손실을 줄 수 있는 구조물로서 설계지진 발생 후에도 터널로서의 기능이 유지되어야 하며 내진 1등급 구조물과 연계된 터널
내 진 2 등 급	•그 외의 일반적인 터널

■ 지중구조물의 내진등급

구 분	내진 1등급	내진 2등급
주거 · 문화시설	•지하박물관, 지하음악당, 도서관, 지하상가	•지하사무실, 스포츠센터
교통시설	•지하철, 철도·도로터널	•지하주차장, 지하보도
파이프라인 시설	•가스·석유 수송시설, 상수도, 전력·통신관로	•하수도, 도수터널
산업시설	•식수·정수처리장, 지하발전시설, 핵폐기물 처리시설	•폐하수 처리장, 산업폐기물 처리장
방어시설	•지하대피소, 지휘·통신시설, 군사기지	–

■ 설계성능수준

구 분	내 용 및 특 징
기 능 수 행 수 준	•구조물에 심각한 구조적 손상이 발생하지 않고 지진시나 지진경과 후에도 구조물의 기능은 정상적으로 유지될 수 있는 성능수준
붕 괴 방 지 수 준	•구조물에 제한적인 구조적 피해는 발생하나 긴급보수를 통해 단시간에 구조물로서의 기능이 발휘될 수 있는 수준

■ 설계성능수준에 따른 내진성능목표

구 분	50년	100년	200년	500년	1,000년	2,400년
기 능 수 행 수 준	내진2등급	내진1등급	내진특등급	–	–	–
붕 괴 방 지 수 준	–	–	–	내진2등급	내진1등급	내진특등급

•본 사업구간의 터널은 내진1등급에 해당하며 설계성능수준에 따라 기능수행수준과 붕괴방지수준을 모두 만족하도록 설계를 수행함

– 기능수행수준 : 재현주기 100년 지진에 대해 설계

– 붕괴방지수준 : 재현주기 1,000년 지진에 대해 설계

○ 설계지진 가속도 산정

■ 지진구역 구분 및 지진구역 계수

지 진 구 역		행 정 구 역	구역계수 (재현주기 500년 기준)
Ⅰ	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
Ⅱ	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

■ 재현주기에 따른 보정계수

재현주기(년)	50	100	200	500	1,000	2,400
위험도 계수, I	0.40	0.57	0.73	1.0	1.4	2.0

■ 설계 지진가속도 산정

설계성능수준	재현주기	구역계수	위험도계수	지진가속도
기능수행수준(내진Ⅰ등급)	100년	0.11	0.57	0.063g
붕괴방지수준(내진Ⅰ등급)	1,000년	0.11	1.40	0.154g

2.4 인공지진파 작성

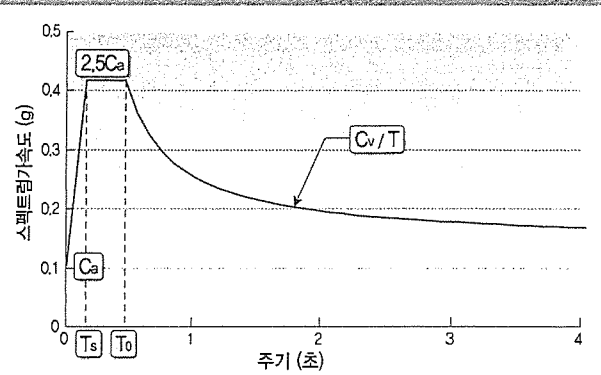
- 동적해석법에서의 입력지진파는 건설지점, 지반특성, 구조물의 고유주기 등을 고려하여 건설지점과 흡사한 지형 또는 지반조건을 갖는 지점에서 관측된 강진기록을 사용하거나 인공지진 가속도 시간이력을 사용할 수 있음 [내진설계기준연구(Ⅱ), 국토교통부, 1997]
- 인공지진파는 설계기준에 의한 표준설계응답스펙트럼과 잘 부합되도록 생성하여야 하며 지진가속도의 지속시간은 지진의 규모와 전파경로, 부지조건의 영향을 고려하여 합리적으로 결정하도록 규정

○ 표준설계응답스펙트럼 결정

결 정 방 법

- 구조물의 중요도에 따른 내진성능목표, 지역, 재현주기, 지진계수에 의한 지반특성 등을 만족하는 설계응답스펙트럼 결정
- 지진구역: Ⅰ구역
- 지반종류: 보통암지반(S_B)
- 지진계수: C_a=0.11, C_v=0.11
- 위험도계수
  - 기능수행수준: 0.57
  - 붕괴방지수준: 1.40

설계응답스펙트럼



○ 인공지진파 산정

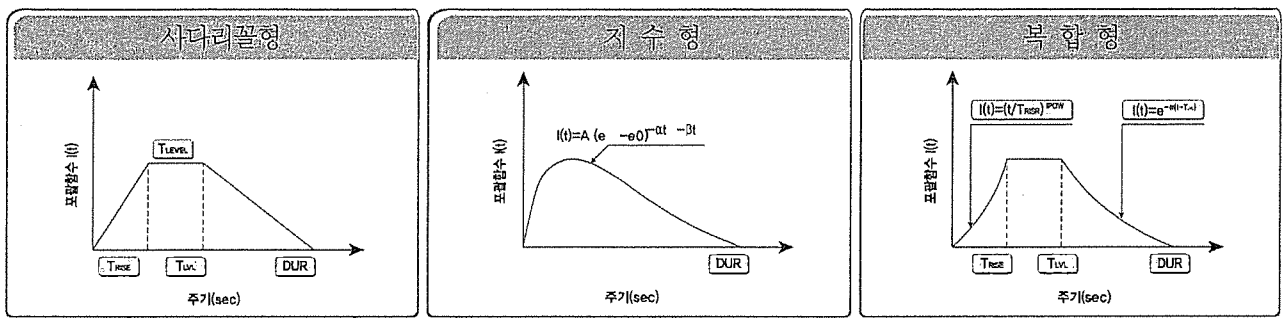
▮ 포괄함수 결정

•인공지진 이력은 주기와 위상각, 진폭이 다양한 정현함수, 포괄함수를 중첩하여 다음과 같은 시간의 함수로 나타낼 수 있음

$$Z(t) = I(t)\sum_{i=1}^{n} A_i \sin(w_i t + \phi_i)$$

여기서, A_i, w_i, ϕ_i는 각각 I번째 성분파의 진폭, 진동수(rad/sec), 위상각

•$I(t)$는 가속도-시간이력곡선의 진도포괄함수로 지진파의 비정상 특성을 표시, 진도포괄함수는 특정지역에서 발생한 가속도 시간이력의 기록을 사용하여야 그 지역의 지반특성에 따라 계산될 수 있으며 일반적으로 사다리꼴형, 지수형, 복합형 등 세가지의 다른 형태를 이용함



▮ 지속시간 및 강진지속시간 산정

•지진동의 지속시간은 포괄함수의 시간축으로서 지진동이 유지되는 총시간으로 정의되며, 지진 규모(Magnitude)에 대한 함수로서 그 지속시간을 정의함

$$T_{DUR} = 10^{(M-2.5)/3.23}$$

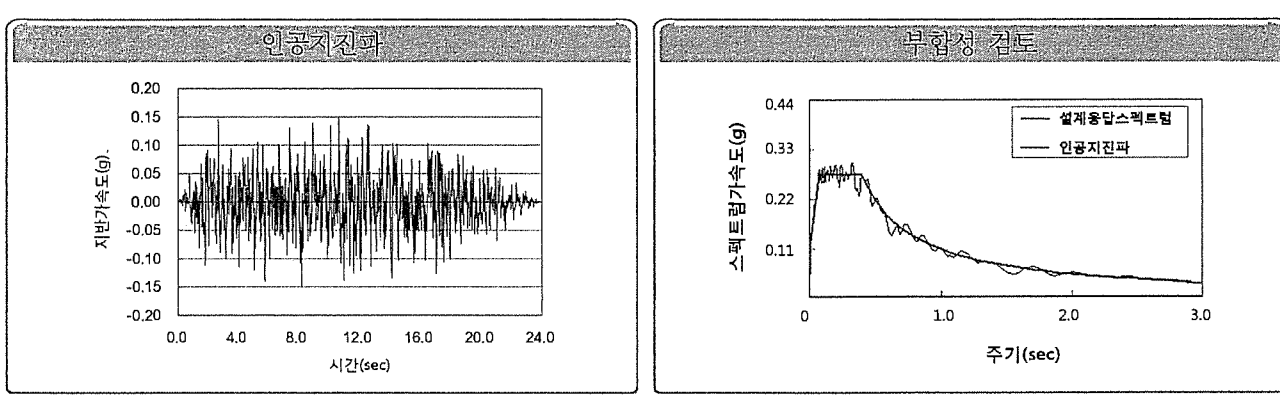
여기서, M: 지진규모 [지진공학회 논문집 제2권, 제2호 p35~44]

•포괄함수의 강진지속시간은 지진규모, 진원거리, 부지조건에 따라 다름

•강진의 시작시간은 지속시간의 10% 이후에서 발생하는 것으로 함

•따라서, 강진시작시간 및 강진지속시간을 포함한 정상구간 지속시간을 충분히 반영할 수 있는 지진지속시간 24초적용

○ 인공지진파 산정결과 및 적정성 검토



•설계지진가속도에 부합하는 장·단주기파 및 인공지진파를 Scaling하여 입력지진파로 활용

•지반응답해석, 액상화 검토, 등가정적해석, 시간이력해석에 대한 설계 입력치로 활용

제 3 장 본선터널 지진해석

3.1 개 요

○ 개요 및 기본이론

- 터널의 일부가 노출된 갱구부, 지표면까지의 높이가 낮고 지반의 강성이 비교적 작은 경우, 터널이 현저히 변화하는 지반에 시공되는 경우, 터널하부의 지반의 심도에 따라 급격히 변하고 있는 경우, 터널 지반조건이 급변하는 단층대와 같은 경우에 대해서는 지진이 터널에 미치는 영향이 큰 것으로 예상되므로 이에 대한 충분한 검토가 필요
- 본 해석에서는 토피가 작고 지반조건이 상대적으로 불량한 본선터널의 갱구부에 대해 지진해석을 수행함
- 지진시 암반층에서 상향 전파되는 전단파에 의해 발생하는 구조물 주변 지반의 상대변위 및 변형을 중심으로 콘크리트 구조물에 미치는 영향을 검토
- 수평 및 수직방향의 지진파를 모두 고려하였으며, 인공지진파의 경우에 대하여 해석을 수행함

▮ 동적해석 개요도

내진설계 필요성 검토 및 해석위치 선정

- 지하구조물의 진동특성파악, 지진시 터널피해사례 및 피해형태 조사
- 설계기준 검토(갱구부, 지층변화 구간, 단층대 구간)
- 지형조건이 불리한 터널 시·종점 갱구부 선정

⇒

지진하중 산정

- 내진성능목표: I 등급(붕괴 방지수준 재현주기1,000년)
- 지진구역 : I 구역
- 지진구역계수 : 0.11
- 위험도계수 : 1.40
- 설계지진하중 : 0.154g
- 보통암 노두운동에 대한 표준응답스펙트럼 작성

⇒

설계지진파 생성

- 프로그램 : EQMAKER
- 국내 가속도 시간이력 자료 부족으로 사다리꼴형 진도포락함수 사용, 설계응답스펙트럼에 부합하는 인공지진파 작성
- 지속시간 : 24초
- 감쇄비 : 0.6%

지반운동 증폭현상 해석

- 프로그램 : ProShake
- 지층, 심도별 가속도, 속도, 변위, 감쇄비, 최대전단변형율 파악
- 장주기, 단주기 성분 고려

⇒

동 적 해 석

- 2·3차원 해석 수행
- 인공지진파, 장주기파, 단주기파 고려
- 지반운동의 수직성분 (수평성분의 2/3) 고려
- 감쇄경계조건 및 자유 장 경계조건 도입, 해석 적정성 유도

⇒

해석결과검토

- 시간이력별 발생변위 및 부재응력 검토
- 철근콘크리트 라이닝 허용응력 검토

3.2 금촌터널 내진설계 (STA.21+260)

○ 개요

- 터널이 설치되는 지반의 특성을 고려하여 지중구조물의 지진시 거동을 검토하기 위해 등가선형해석기법을 적용하여 터널 심도에서의 지진동의 증폭을 구함
- 앞 절에서 산정한 터널 심도에서의 지진시 시간가속도이력을 적용하여 터널 안정성을 검토함
- 지진시 라이닝에 발생하는 응력을 검토하여 라이닝의 안정성을 확보하도록 함

중점 검토 사항

터널심도에서의 지진동 증폭 산정

↓

증폭 지진파를 적용하여 지진시의 라이닝 안정성 평가

○ 해석조건

- 해석단면은 갱구부 3D 단면을 3차원 해석으로 검토함
- 터널심도에서의 지진파를 입력하중으로 적용하여 동해석을 실시함
- 응답스펙트럼과의 부합성을 검토하여 장주기 내역의 부합성을 높인 인공지진파를 설계지진파로 적용

▌동적해석에 적용한 물성치

구 분		V_p(m/sec)	Vs(m/sec)	밀도(kN/m^3)	ν_d	G_d(MPa)	E_d(MPa)	K_d(MPa)
터널 구간	붕적층	450	180	18.0	0.40	50	160	280
	풍화토	680	330	19.0	0.35	200	550	600
	풍화암	970	480	21.0	0.34	480	1,290	1,330
	V등급	2,800	1,300	23.0	0.36	3,880	10,590	12,840
	Ⅳ등급	3,000	1,550	24.0	0.32	5,760	15,190	13,910
	Ⅲ등급	3,150	1,700	25.0	0.29	7,220	18,700	15,170
	Ⅱ등급	4,250	2,400	27.0	0.27	14,970	37,910	26,990
	Ⅰ등급	4,350	2,550	27.0	0.24	17,550	43,470	27,680

▌콘크리트라이닝 입력특성치

구 분	압축강도 (MPa)	탄성계수 (MPa)	단위중량 (kN/m^3)	단면적 (m^2)
콘크리트라이닝	24	30,557	25.0	0.3

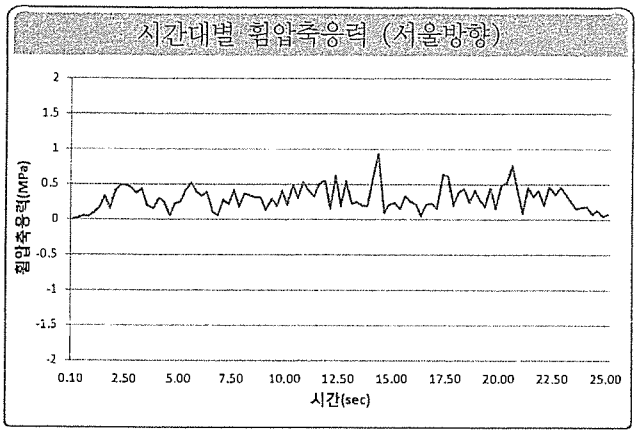
○ 해석결과 요약

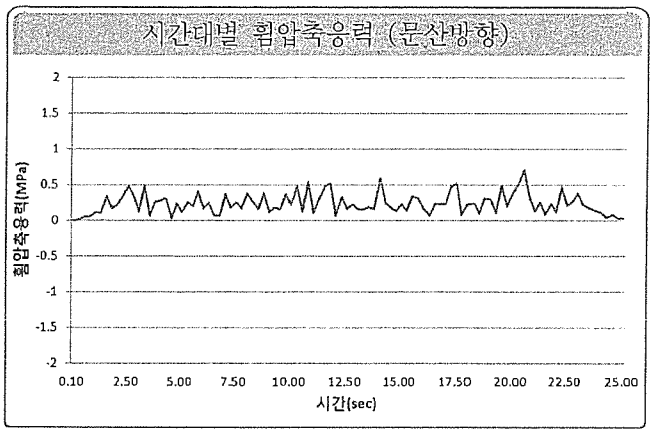
- 인공지진파를 적용한 결과 입력 지진파에 대한 각 측점별 변위, 속도, 가속도는 지진파의 형태와 거의 유사한 결과를 보이며 이는 지중구조물이 지반과 일체로 거동함을 나타냄
- 인공지진파를 적용한 동적해석 결과, 천단부 및 측벽부의 상대변위는 모두 작게 나타났으며 라이닝 응력은 허용치 이내로 발생하므로 지진시 안정할 것으로 판단됨

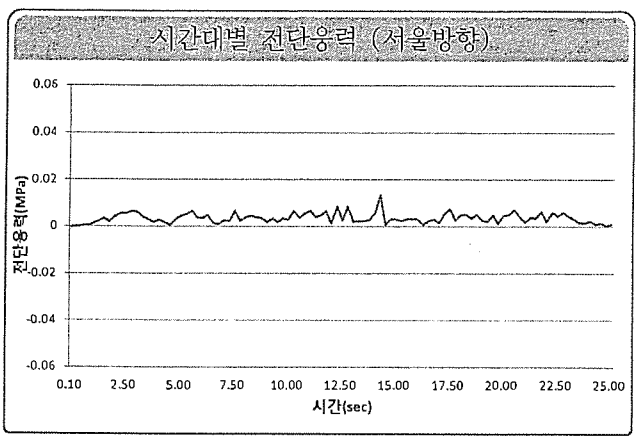
▌지진시 발생한 부재력 검토

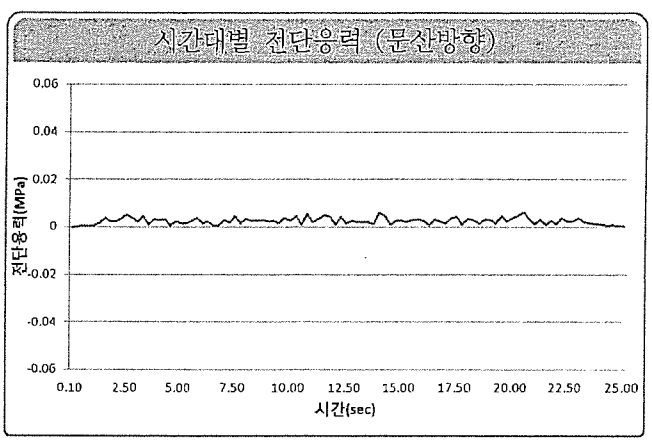
구 분	연직변위 (mm)	수평변위 (mm)	콘크리트 라이닝 응력 (MPa)				비 고
	천단부	측벽부	휨압축응력	허용응력	전단응력	허용응력	
서 울 방 향	0.271	4.393	0.941	9.60	0.014	0.391	O.K
문 산 방 향	0.571	4.393	0.711	9.60	0.006	0.391	O.K

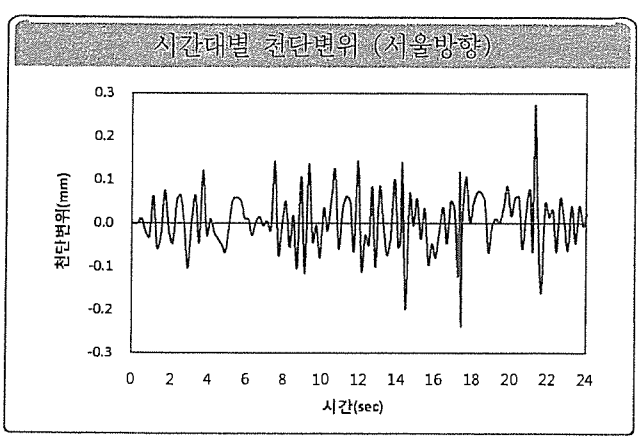
○ 해석결과

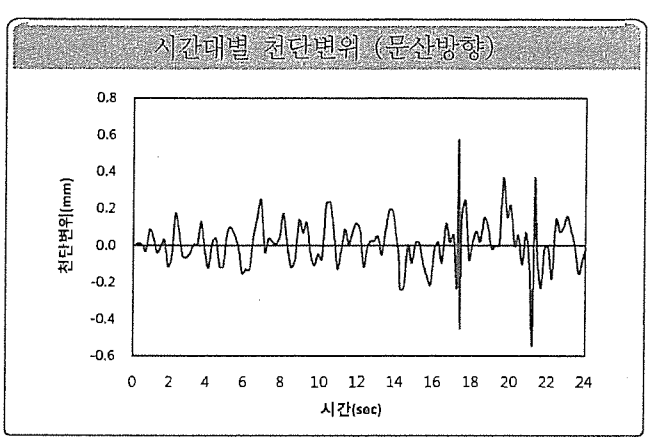

시간대별 휨압축응력 (서울방향)
휨압축응력(MPa)
시간(sec)

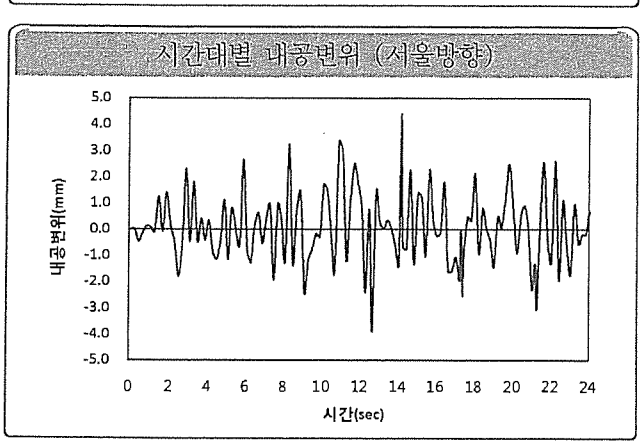

시간대별 휨압축응력 (문산방향)
휨압축응력(MPa)
시간(sec)

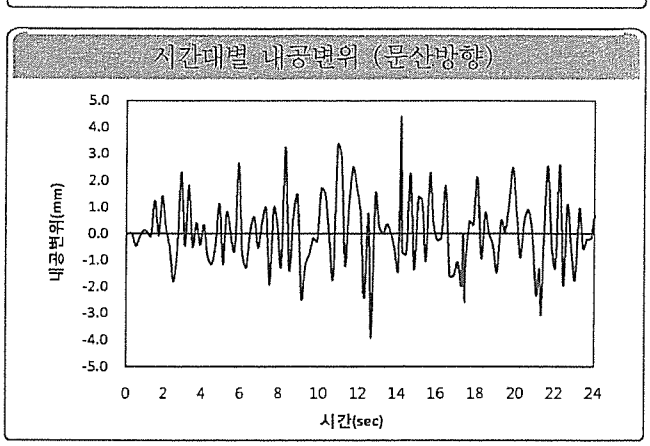

시간대별 전단응력 (서울방향)
전단응력(MPa)
시간(sec)


시간대별 전단응력 (문산방향)
전단응력(MPa)
시간(sec)


시간대별 전단변위 (서울방향)
전단변위(mm)
시간(sec)


시간대별 전단변위 (문산방향)
전단변위(mm)
시간(sec)

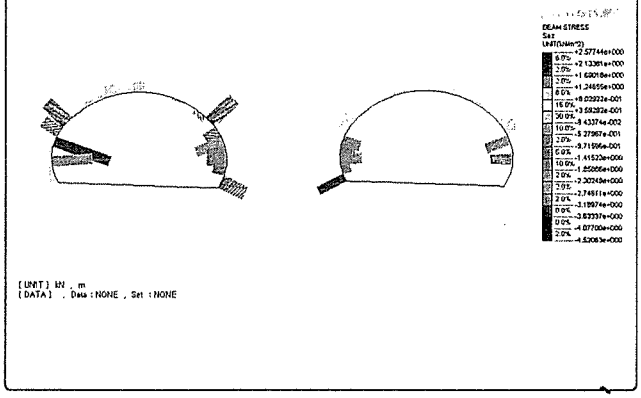

시간대별 내공변위 (서울방향)
내공변위(mm)
시간(sec)


시간대별 내공변위 (문산방향)
내공변위(mm)
시간(sec)

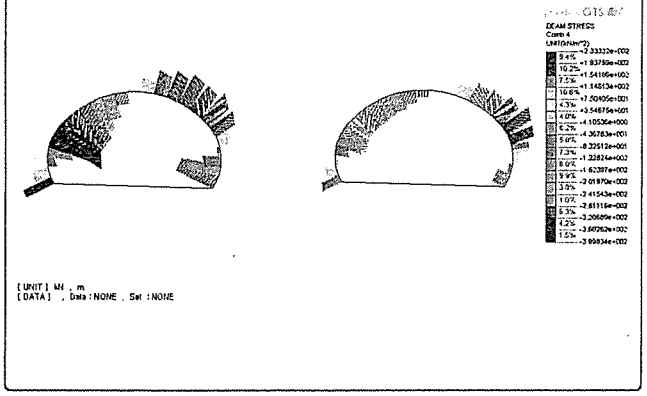
○ 해석 결과도

▌2초 경과후

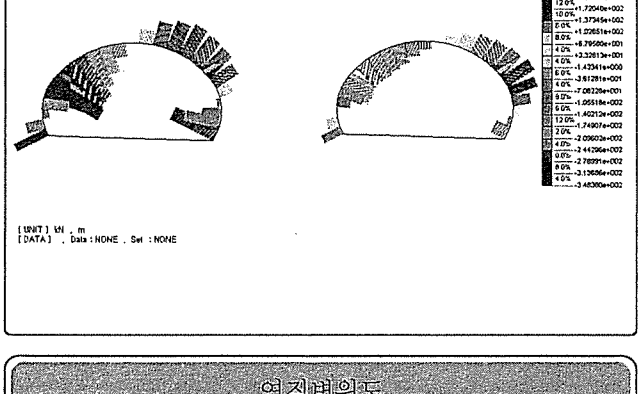
라이닝 전단응력도



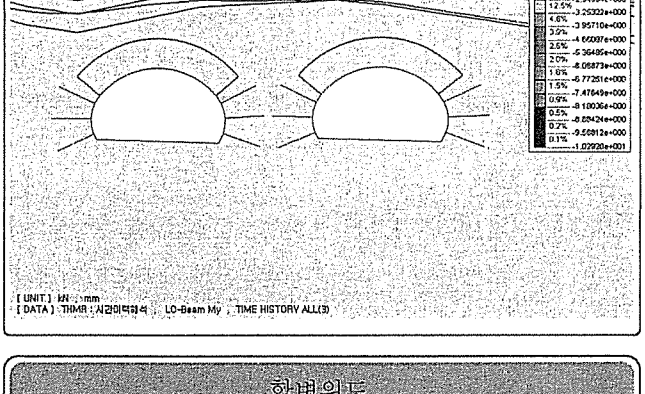
라이닝 휨응력도



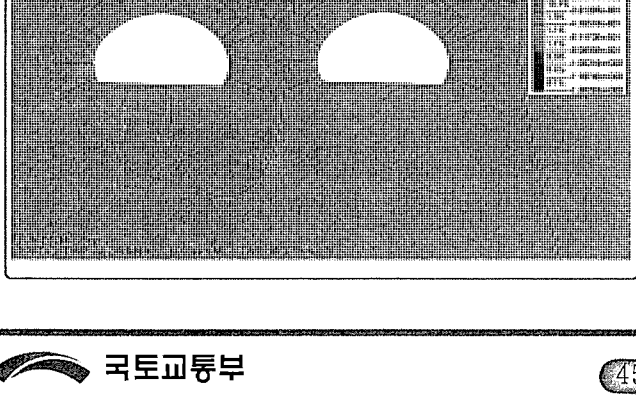
라이닝 축응력도



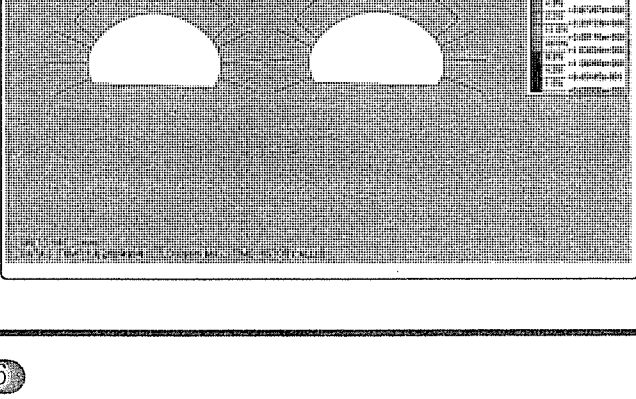
수평변위도



연직변위도

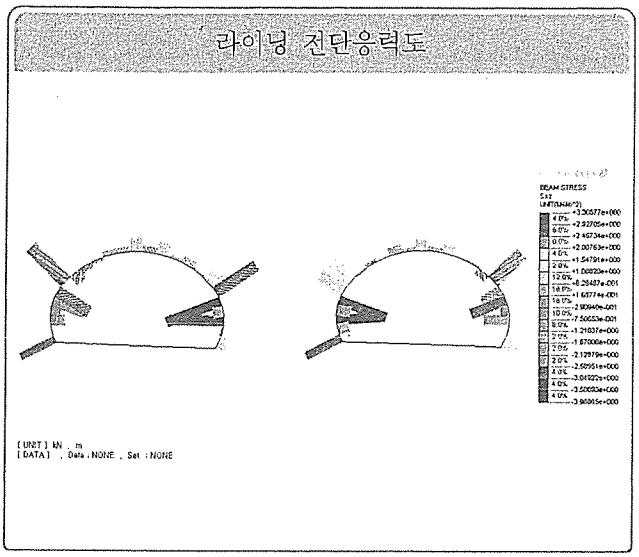


합변위도

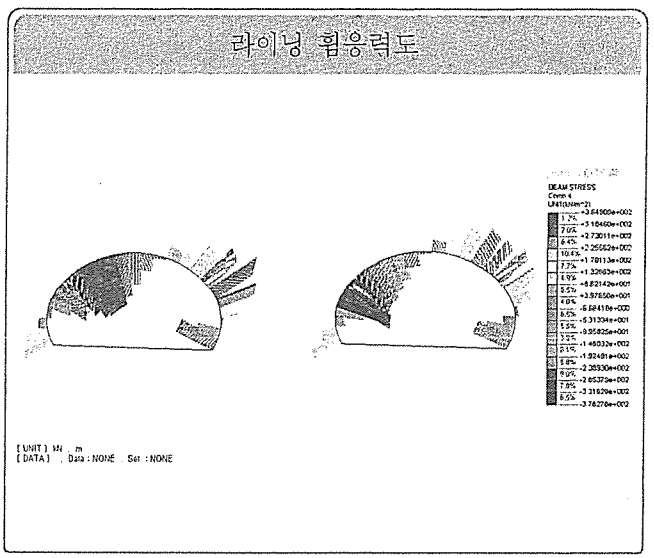


8초 경과후

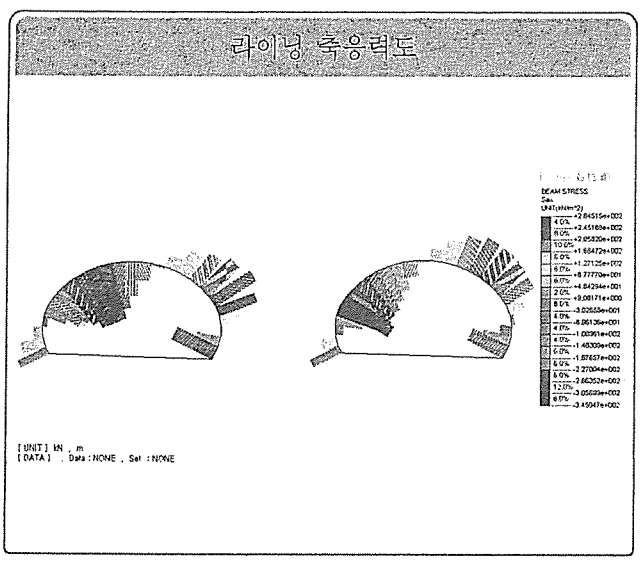
라이닝 전단응력도



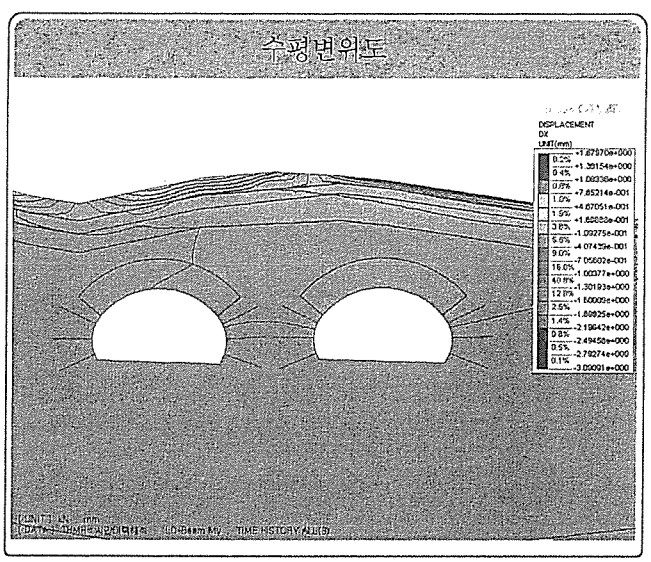
라이닝 휨응력도



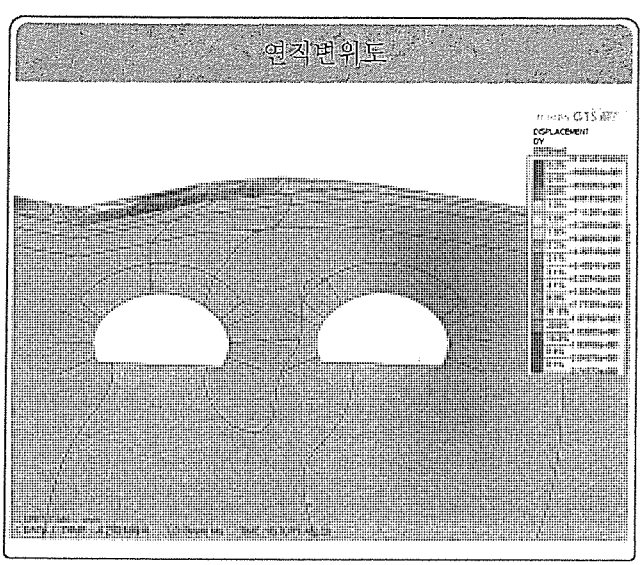
라이닝 축응력도



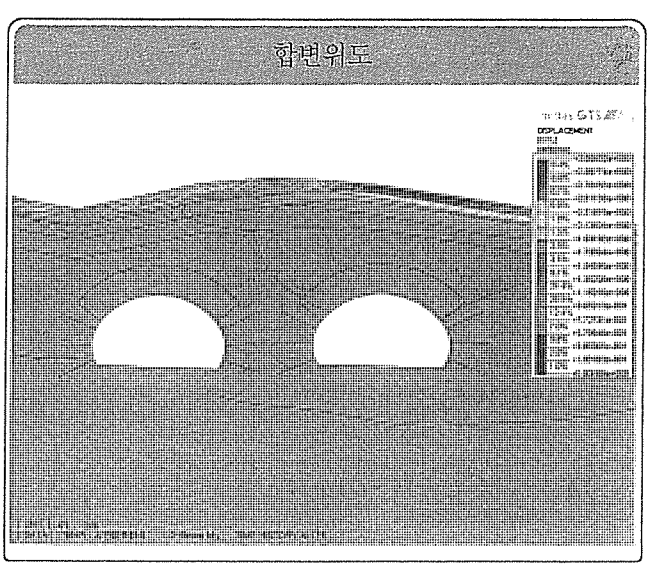
수평변위도



연직변위도

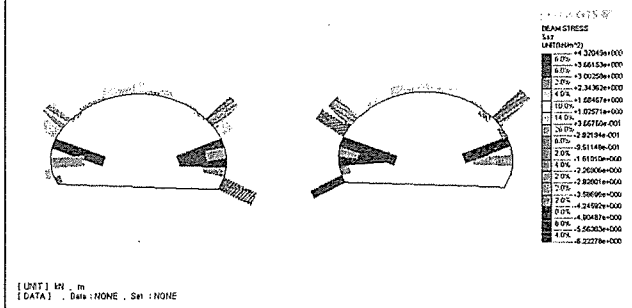


합변위도

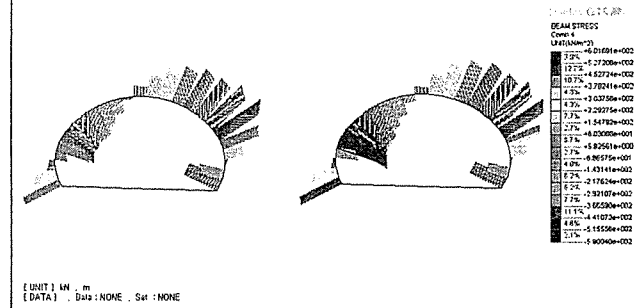


14초 경과후

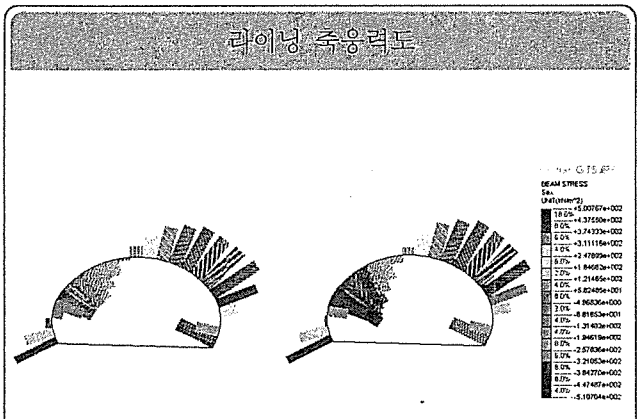
라이닝 전단응력도



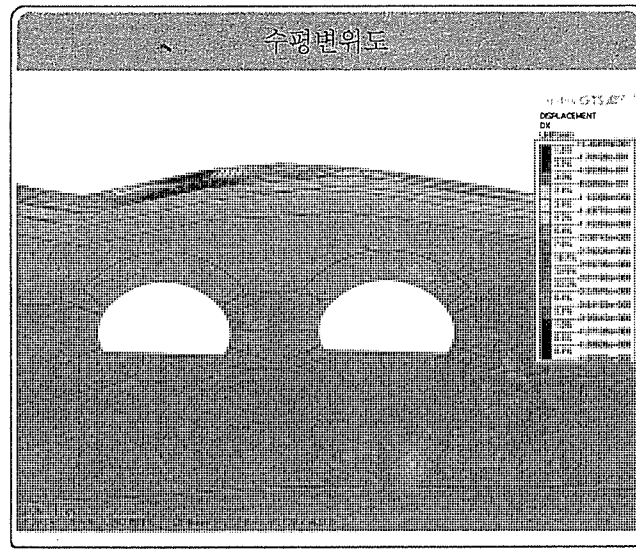
라이닝 휨응력도



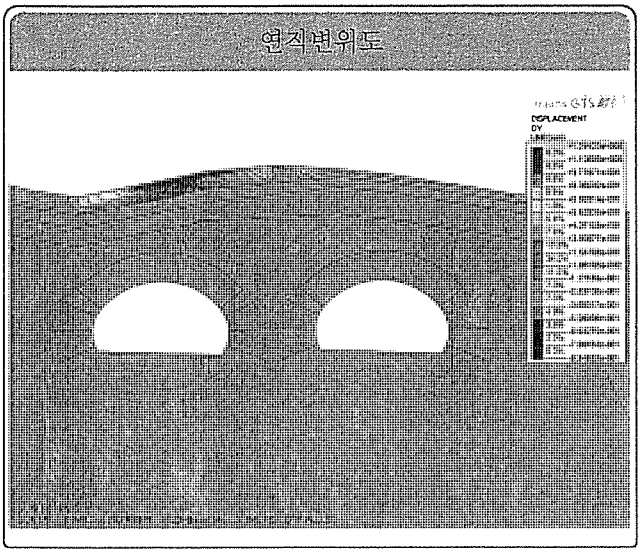
라이닝 축응력도



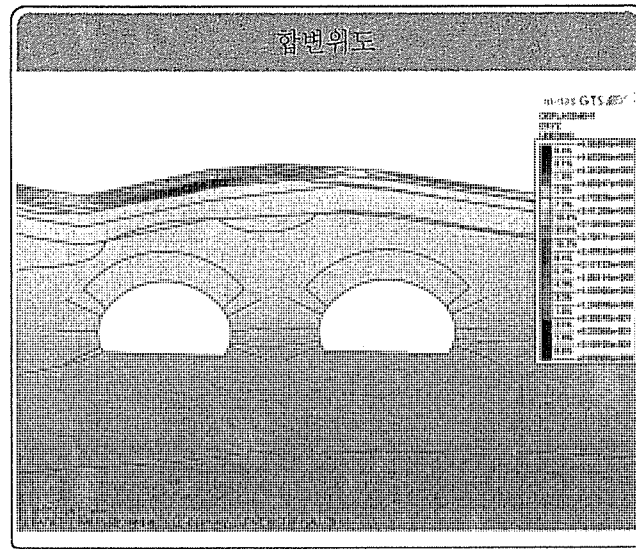
수평변위도



연직변위도

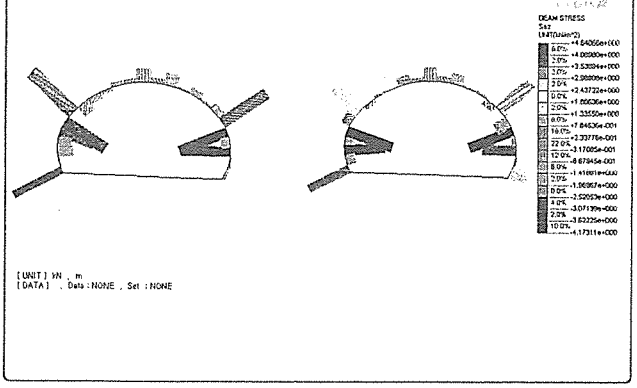


합변위도

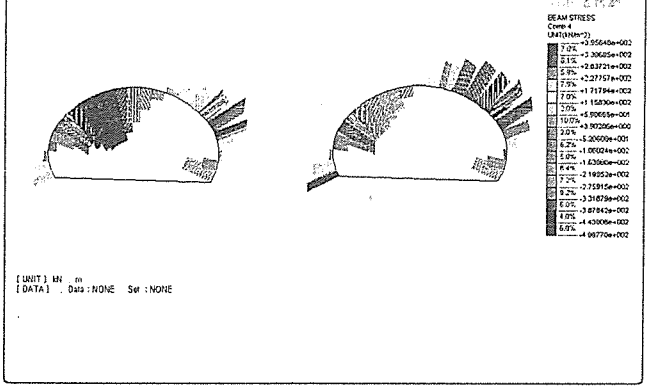


20초 경과후

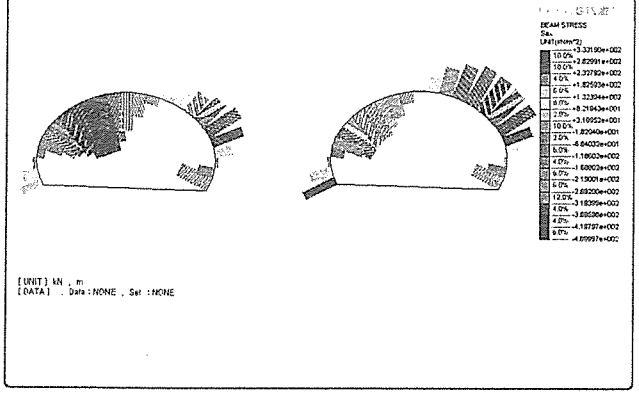
라이닝 전단응력도



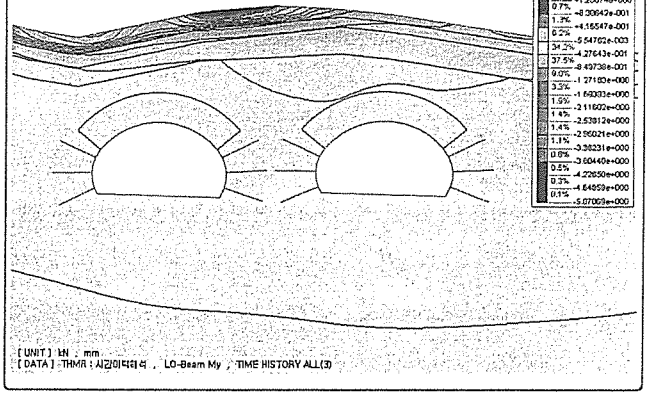
라이닝 휨응력도



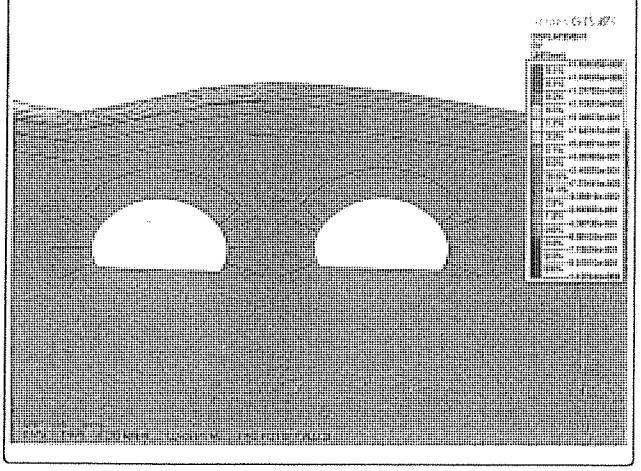
라이닝 축응력도



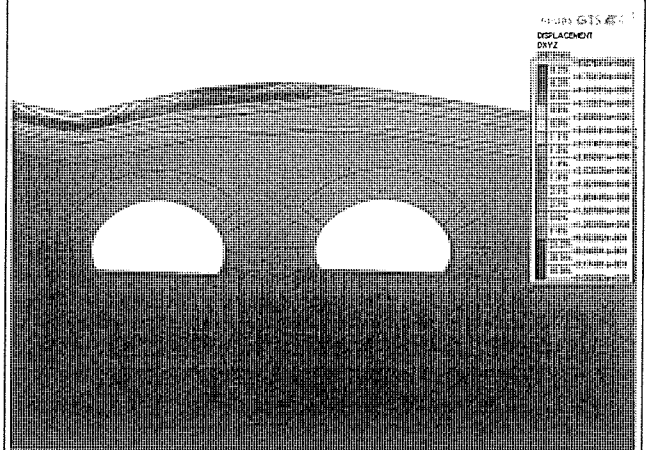
수평변위도



연직변위도

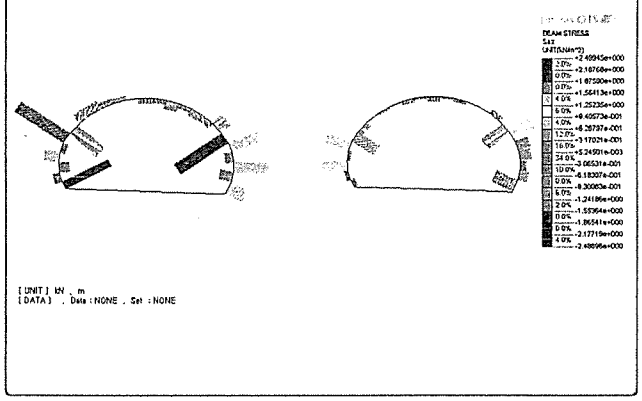


합변위도

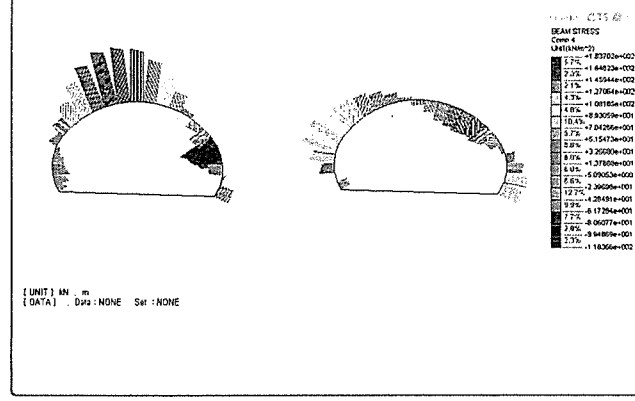


24초 경과후

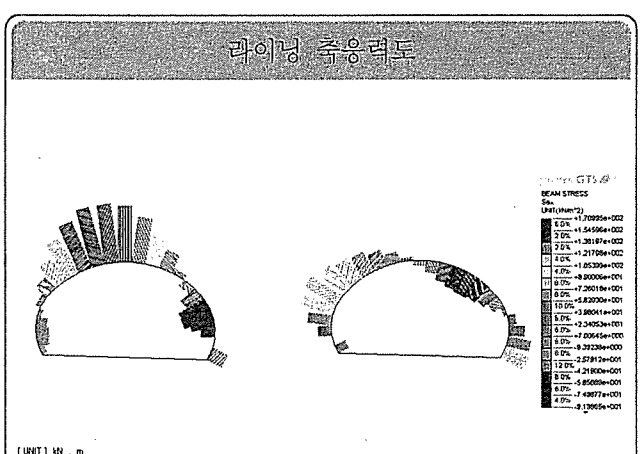
라이닝 전단응력도



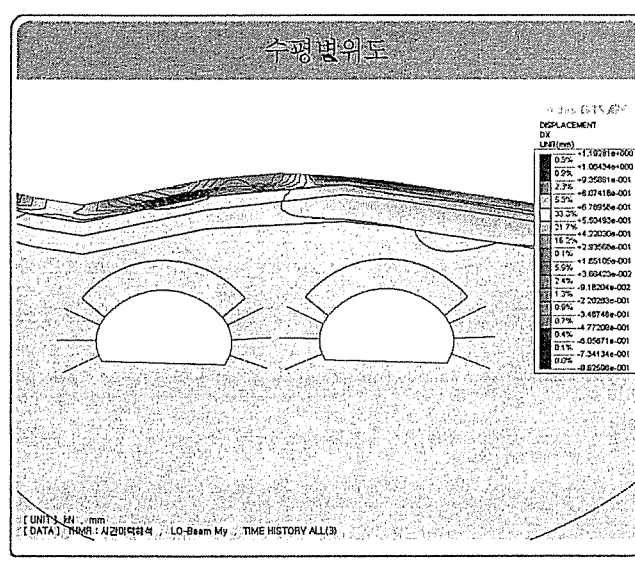
라이닝 휨응력도



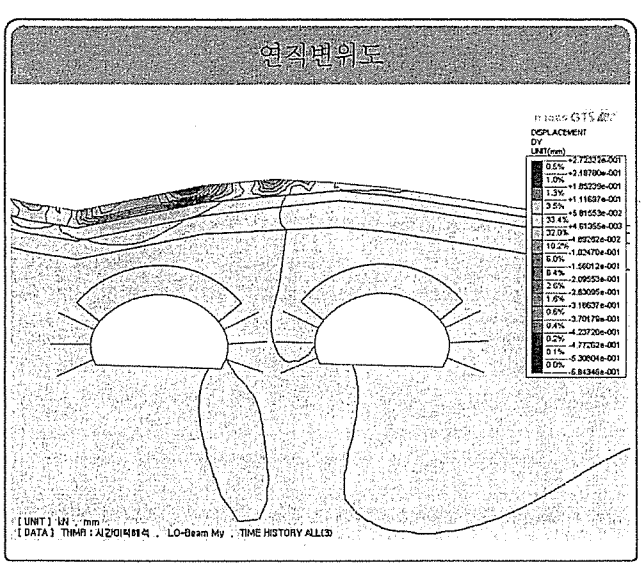
라이닝 축응력도



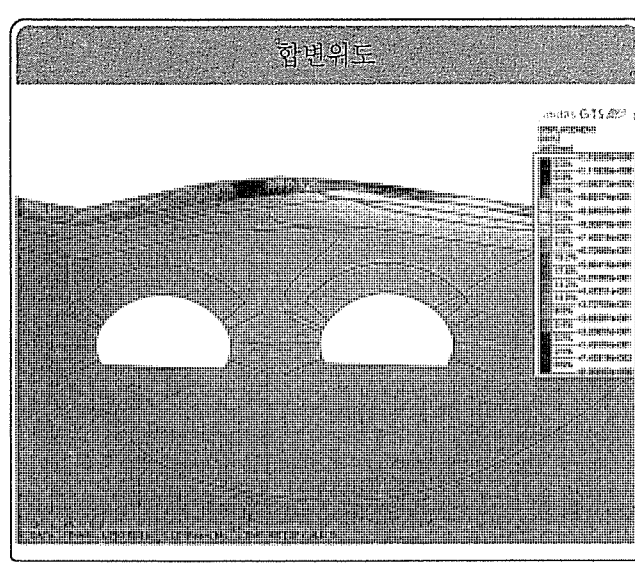
수평변위도



연직변위도



합변위도



제7편 침투해석 및 배수시설 검토

제1장 금촌터널 배수용량 검토

제2장 지하수 유동 분석

제 1 장 금촌터널 배수용량 검토

1.1. 설계용수량 결정

1.1.1 기존 운영 및 설계 적용자료, 실측용수량 검토

○ 기존설계 적용자료

구 분	도심지 지하철터널	산악철도 터널(일본)	육십령 터널	둔내 터널	대관령 2, 3, 4터널	지하철 3, 4호선	
						BOX구간	단선터널
지 반 조 건	토사~연암	경암	경암	경암	경암	–	–
투 수 계 수	비교적 큼	매우 작음	작음	작음	작음	–	–
용 수 량 (m^3/min/km)	1.547~2.390	0.657~1.210	2.0	3.0	3.0	2.0	3.0

○ 국내 지하철 실측용수량

구 분	지하철 3호선					지하철 4호선	
	독립문	홍제사거리	경복궁	종로 3가	강남고속터미널	동대문	길음동
통 과 하 천 (이 격 거 리)	인왕산 지류	홍제천 (60m)	북악산 지류	청계천 (55m)	반포천 (105m)	청계천 (80m)	정릉천 (45m)
터 널 구 성	단선병렬	단선병렬	단선병렬	단선병렬	2-Arch	단선병렬	단선병렬
용 수 량 (m^3/min/km)	3.79	2.30	2.24	2.41	0.35	1.80	0.87

1.2 운영중 터널 침투수 유량 산정

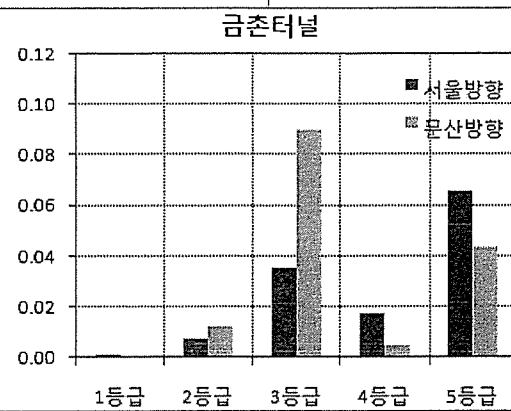
1.2.1 해석목적

- 운영중 터널내 침투수 유량의 산정
- 운영중 침투수 처리를 위한 배수구 규격 결정에 반영

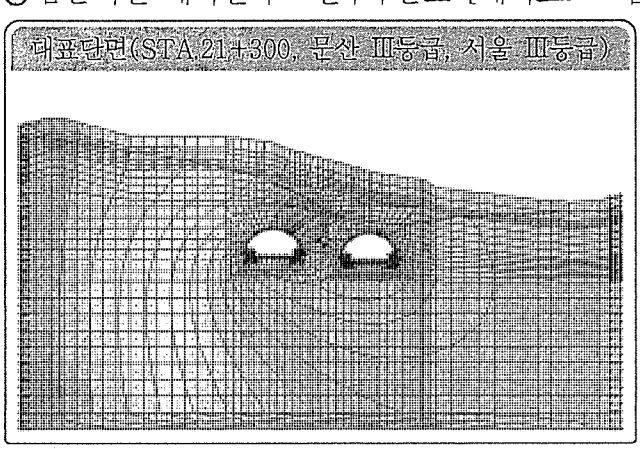
1.2.2 지반의 투수계수

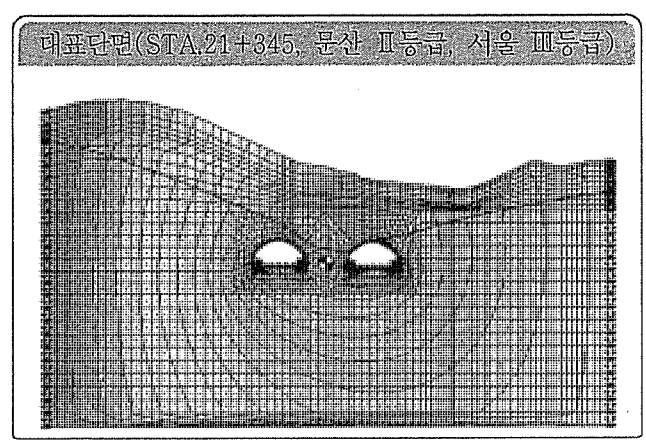
금존터널	암반등급					풍화암	풍화토	토사
	I	II	III	IV	V			붕적층
투 수 계 수 (cm/sec)	9.2×10^{-7}	2.9×10^{-6}	5.1×10^{-6}	4.9×10^{-5}	6.4×10^{-5}	7.4×10^{-5}	6.2×10^{-4}	6.9×10^{-4}

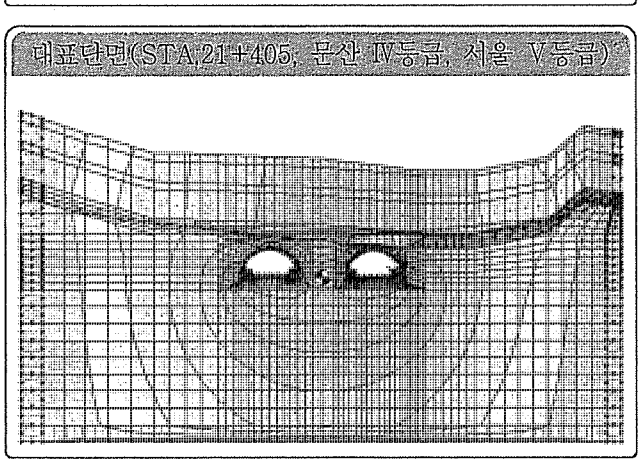
1.2.3 운영중 터널 침투유량

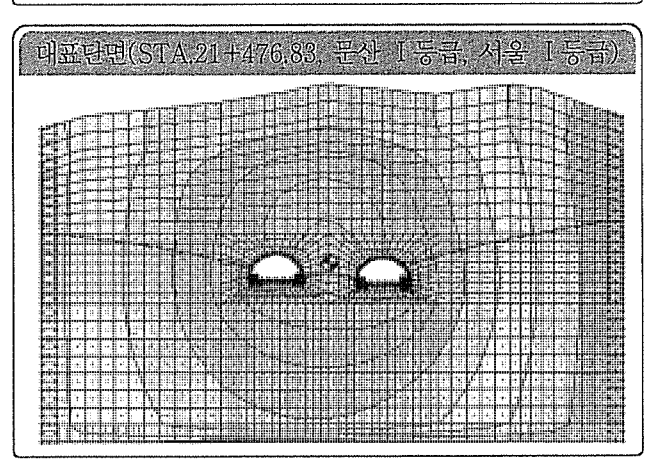
금촌터널	금촌터널	
	서울방향	문산방향
적용구간(STA.)	21+234 ~ 21+598	21+234 ~ 21+588
연장	364m	354m
연장비율별 단위유출량 (m^3/min/km)		

○ 금촌터널 해석결과 : 전수두분포 [해석프로그램 : SEEP/W]









검토결과

- 운영중 터널의 누적유량
  - 0.127 m^3/min (서울방향)
  - 0.151 m^3/min (문산방향)
- 운영중 발생되는 침투유량은 시점측으로 배수 되도록 설계
- 계산결과 용수량은 0.005 ~ 0.344 m^3/min/km의 범위로 파악

1.3 운영중 침투수 처리를 위한 배수구 규격 검토

○ 저면배수관 규격결정

▮ 터널내 유입량 추정

기시공사례	1.21~3.00 m³/min/km
SEEP/W 해석결과	0.005 ~ 0.344 m³/min/km
터널 적용	2.0m³/min/km

- 강우 등으로 인한 지하수위의 상승 및 예상치 못한 과다유출 등을 고려하여 수치해석에 의한 예상치 보다 많은 지하수의 유입이 있더라도 수압에 의한 문제가 발생하지 않고 원활한 배수가 이루어지도록 배수 관경을 설계
- 터널 전구간에서 지하수 유입량이 2.0m³/min/km일 때의 유입량

  Qreq = 2.0m³/min/km × 0.354km = 0.708m³/min

▮ φ300으로 선정시 처리유량 산정

적용된 직경	φ = 300 mm
80% 통수시 단면적 A80	A80 = π/4 × (300/1000)² × (1−2×53.13/360) + (300/1000/2)²× SIN(53.13)×COS(53.13) = 0.0606m²
80% 통수시 주변장 P80	P80 = π×300/1000×(360−2×53.13)/360 = 0.6643m
80% 통수시 동수반경 R80	R80 = A/P = 0.0606/0.664 = 0.0913m
조도계수 n	n = 0.013 (아연도강관)
동수경사 I	I = 0.025 (종단경사 2.5%)
80% 통수시 유체속도 V80	V80 =(1/n)$R^{2/3}I^{1/2}$=(1/0.013)×$0.0913^{2/3}$×$0.025^{1/2}$= 2.465m/s
80% 통수시 처리가능유량 Q80	Q80 = A×V = 0.0606×2.465×60 = 8.967m³/min
양쪽배수시 처리가능유량 Qallow	Qallow = 2×Q80 = 2×8.967 = 17.934m³/min > 0.708 = Qreq (O.K)

▮ 저면 배수관 선정요약

관경(mm)	경사(%)	소요 유량(Qreq)	처리가능 유량(Qallow)	비 고
φ300	2.5	0.708 m³/min	17.934 m³/min	처리가능

○ 측벽종방향 배수관 규격결정

▮ 처리유량 산정

•금촌터널 전구간에서 지하수 유입량이 2.0m³/min/km일 때의 유입량

•집수 연장 : 10m (하단 횡방향 PVC관에 연결)

Qreq = 2.0m³/min/km × 0.01km = 0.02m³/min

▮ φ100으로 선정시 처리유량 산정

적용된 직경	φ = 100mm
80% 통수시 단면적 A80	A80 = π/4 × (100/1000)² × (1−2×53.13/360) + (100/1000/2)² × SIN(53.13) × COS(53.13) = 0.0067m²
80% 통수시 주변장 P80	P80 = π×100/1000×(360−2×53.13)/360 = 0.2214m
80% 통수시 동수반경 R80	R80 = A/P = 0.0067/0.2214 = 0.0304m
조도계수 n	n = 0.014 (P.V.C관)
동수경사 I	I = 0.025 (종단경사 2.5%)
80% 통수시 유체속도 V80	V80 $=(1/n)R^{2/3}I^{1/2}=(1/0.014)\times0.0303^{2/3}\times0.025^{1/2}=1.185$m/s
80% 통수시 처리가능유량 Q80	Q80 = A×V = 0.0067×1.185×60 = 0.479m³/min
양쪽배수시 처리가능유량 Qallow	Qallow = 2×Q80 = 2×0.479 = 0.958m³/min > 0.02 =Qreq (O.K)

▮ 측벽 종방향 배수관 선정요약

관경(mm)	경사(%)	소요 유량(Qreq)	처리가능 유량(Qallow)	비 고
φ100	2.5	0.020m³/min	0.958m³/min	처리가능

○ 노면 Ditch 규격결정

▮ 처리유량 산정

•터널 세정수 : 15 L/m (터널설계 실무자료집(한국도로공사, 1995)

- Q = (15÷1,000m^3) × 1,000m/hr × 1 / 60 = 0.25m^3/min ⇒ 적용안

•소화용수 : 0.15m^3/min (한국도로공사 설계실무자료집 1999년 12월)

•총용출수량 : 0.40m^3/min

▮ 100 × 150으로 선정시 처리유량 산정

적용된 규격	100 × 150mm
80% 통수시 단면적 A80	A80 = 0.1 × 0.15 × 0.8= 0.012m^2
80% 통수시 주변장 P80	P80 = 0.1 + 2 × 0.15 × 0.8 = 0.34m
80% 통수시 동수반경 R80	R80 = A/P = 0.012/0.34 = 0.035m
조도계수 n	n = 0.013
동수경사 I	I = 0.025 (종단경사 2.5%)
80% 통수시 유체속도 V80	V80 =(1/n)$R^{2/3}I^{1/2}$=(1/0.013)×$0.035^{2/3}$×$0.025^{1/2}$= 1.309m/s
80% 통수시 처리가능유량 Q80	Q80 = A×V = 0.012×1.309×60 = 0.942m^3/min
양쪽배수시 처리가능유량 Qallow	Qallow = 2×Q80 = 2×0.942 = 1.884m^3/min > 0.40 = Qreq (O.K)

▮ 노면 배수구 선정요약

관경(mm)	경사(%)	소요 유량(Qreq)	처리가능 유량(Qallow)	비 고
100 × 150	2.5	0.40 m^3/min	1.884 m^3/min	처리가능

제 2 장 지하수 유동 분석

2.1 3차원 지하수 유동분석 개요

2.1.1 해석개요 및 기본이론

○ 기본방향

- 터널굴착으로 인한 지하수 거동특성 및 인접지역의 영향정도를 파악하고자 금촌터널에 대해 3차원 지하수 유동분석을 수행함
- 서울기상관측소의 10년간 기상자료획득과 지질특성, 수리수문자료, 현장시험결과 등을 분석하여 모델링에 적용
- 다공질포화매질 내에서의 지하수유동을 모의할 수 있는 3차원 유한차분 모형인 Modflow(McDonald and Harbaugh, 1988)를 사용하여 터널 시공에 따른 지하수위 유동 상태를 사전 예측 분석 및 검토 수행

○ 적용프로그램 개요

- 본 해석에서 사용한 Visual Modflow는 USGS(United States Geological Survey, McDonald and Harbaugh, 1983)에서 개발한 PMWIN(Processing MODFLOW for Windows)로서 각 부분을 모듈화한 유한차분법을 적용한 3차원 유동분석 모델로 3차원 지하수 거동분석을 위해 널리 사용되는 공인된 프로그램임
- 가정 : 모델에서 지하수는 포화되어 있다고 가정되며, 대수층의 변형이 고려되지 않고, 유체는 비압축성이며 등온조건임
- 대수층내의 유동을 소위 block-centered된 유한차분법 근사식을 적용하여 자유면 대수층, 피압대수층, 혼합대수층의 경우를 모두 처리할 수 있으며, 주 프로그램과 외부로부터의 유출입원인 well(우물), recharge(함양), 증발, 배수, 하천 등의 영향을 모사할 수 있는 모듈들로 구분됨
- 3차원 지하수 유동관련식의 유한차분법에 의한 단순화는 비교적 관련식의 해석이 단순한 장점이 있으나 경계면이 연속적이 아닌 경우의 처리에 문제 발생 가능성이 있음
- 유한차분법의 해는 PCG(Preconditioned Conjugate Gradient), SIP(Strongly Implicit Procedure), SSO(Slice-Successive Overrelaxation), SOR(Successive Over-Relaxation) 등의 방법으로 구할 수 있음

○ 기본이론

- Darcy' Law
  - 포화수가 연결된 공극을 갖는 다공질 매체내를 침투할 때 유출속도 v는 동수경사 i에 비례하고, 침투유량 Q는 동수경사와 투수단면적 A에 비례

$$Q = K \cdot i \cdot A$$

- Darcy's Law과 지하수의 공급원·배출원을 적용하여 산정한 3차원 지하수 거동 지배방정식을 구하면 다음과 같음

$$\frac{\partial}{\partial x}(K_x \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y}(K_y \frac{\partial h}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial x}(K_z \frac{\partial h}{\partial z}) \pm W = S_s \frac{\partial h}{\partial t}$$

여기에서, K_x, K_y, K_z : x, y, z 방향의 투수계수(LT-1)
h : 지하수의 수두(L)
W : 지하수의 공급원과 배출원(단위포화체적당 유출입량, T-1)
Ss : 다공질 포화매체의 비저유계수 (L-1)

○ 지하수유동 모델 해석 흐름도

1. 모델링 설계	2. 보정 및 정류상태 모의	3. 부정류 상태 영향분석
• 집수유역 설정 • 격자망 설정 • 대수층 설정 • 경계조건 설정 • 수리지질 상수 입력	• 현장의 실측자료 이용 • 민감도 분석 반복수행 • 지하수유동 모델 보정 • 터널굴착 이전 지하유동 분석	• 터널굴착진행에 따른 지하수위 변화 검토 • 터널내 지하수 유입량 검토 • 지하수 저하에 따른 인접지역 영향정도 파악

2.1.2 프로그램 입력치

○ 입력정수 정의

•저류계수(storage, S)
- 단위 수두(piezometric head)변화시에 단위표면적을 통하여 흐르는 지하수 양을 의미
- 피압 대수층의 경우, S = Ss·b
- 비피압 대수층의 경우, S = Sy + Ss·b ≈ Sy

•비저류계수(specific storage, Ss)
- 단위수두 변화시 단위체적의 다공질 매체로부터 배수될 수 있는 지하수의 체적

$$S_s = \gamma_w(\alpha + n\beta)$$

여기서, γ_w : 물의 단위중량
α : 대수층의 압축률
β : 유체(지하수)의 압축률
n : 간극률

- 포화된 매체의 압축성을 나타내는 항으로 물의 압축성과 대수층이 압축성으로 나타냄
- 일반적으로 대수층의 압축률에 비하여 물의 압축률은 매우 작기 때문에($\alpha \gg \beta$), 비저류계수는 근사적으로 지하수위 변화에 기인하는 대수층의 압축률로 보기도 함 (Freeze and Cherry, 1979)

•비산출률(specific yield, Sy)
- 단위체적의 포화 다공질 매체(soil mass)에서 중력 배수되는 수량을 나타냄
- 비피압대수층의 경우 비산출율은 간극률과 같음(Sy≒n)

○ 경계조건

•River package : 강으로 유입·유출되는 지하수 모사

•Recharge package : 지하수계로 침루되는 강수 모사

•Well package : 지하수 관정에 대한 자료로부터 지하수계로 주입·채수되는 물의 양을 계산

•Drain package : 대수층에서의 수두차에 의해 배수되는 농업용 배수로와 같은 영향을 모사

•Evapotranspiration package : 지하수가 대기로 직접 증발하거나 식물에 의해 증산되는 현상을 모사

•General Head Boundary package : 대규모 하천, 댐, 호수 등의 모사를 위해고안된 패키지

•Constant Head Boundary package : 일정한 수두조건을 갖는 경계조건을 모사하기 위하여 고안된 패키지

2.2 3차원 오염물 거동 분석 개요

2.2.1 해석개요 및 기본이론

○ 기본방향

- 터널공사 중 발생가능한 오염원은 토사 및 암반굴착/운반 과정에서의 미세립분에의 한 오탁수 누출, 터널 벽면 세척으로 인한 오탁수 누출, 숏크리트 cement 누출과 grout등의 수용액 누출로 인한 탁수 발생 등이 있으며 본 해석에서는 오탁수의 대부분을 차지하고 있는 SS(Solid Solution)의 거동을 파악하고자 함
- 오염원 거동 및 확산범위 예측을 통해 주변지역 대책 마련 시 활용

○ MT3D개요

- 본 해석에서 사용한 MT3D는 Chunmaio Zheng이 1990년에 고안한, 복잡한 수리지질학적 구조에서의 용질이동에 대해 널리 이용되는 3차원 유한차분 수리모형임
- Visual MODFLOW와 유사한 모듈구조를 이용함으로 Visual MODFLOW와의 상호호완성이 뛰어남
- Visual MODFLOW는 셀의 수리수두와 유출입량을 구하며, MT3D는 이를 이용하여 오염물질의 농도분포를 예측함
- 각각의 용질이동에 대한 해석은 서로 영향을 주는 경우, 그렇지 않은 경우가 모두 가능하며 정상류(Steady-State Flow)와부정류(Transient Flow) 흐름, 이방성의 분산 (Anisotropic Dispersion), 일차 감쇄 (First-Order Decay), 용질간의 화학 반응, 선형과 비선형의 흡착 등을 모두 고려함과 동시에 이송에 의한 용질이동도 모사할 수 있음
- 용질거동 지배방정식의 4가지 요소인 이송, 분산, 공급/배출원의 혼합현상과 화학적·생물학적 반응항의 해를 각각 구하여 합산하는 방식으로 해를 구함

2.2.2 오염물질 배출허용기준

○ 수질오염물질의 배출허용기준(제34조 관련)

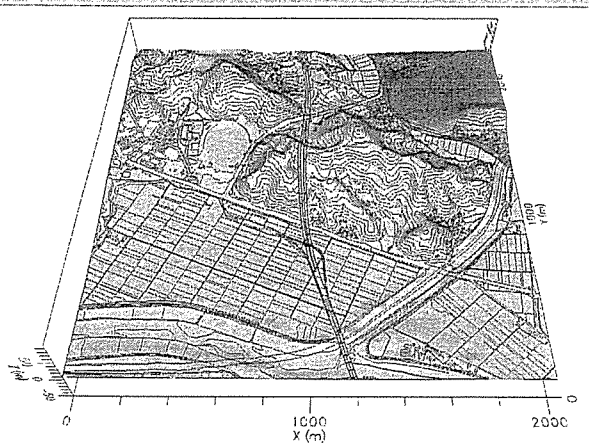
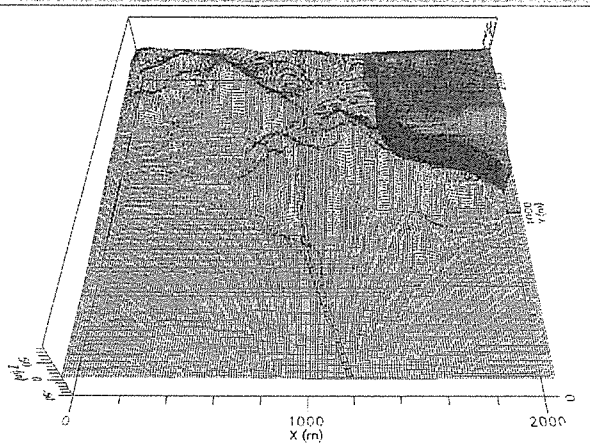
구분	1일폐수량 2,000m³이상 부유물질량(mg/l)	1일폐수량 2,000m³미만 부유물질량(mg/l)	비 고
청정지역	30 이하	40 이하	수질 및 수생태계 환경기준 매우 좋음(Ⅰa)등급 정도의 수질을 보전하여야 한다고 인정되는 수역의 수질에 영향을 미치는 지역으로서 환경부장관이 정하여 고시하는 지역
가지역	60 이하	80 이하	수질 및 수생태계 환경기준 좋음(Ⅰb), 약간 좋음(Ⅱ)등급 정도의 수질을 보전하여야 한다고 인정되는 수역의 수질에 영향을 미치는 지역으로서 환경부장관이 정하여 고시하는 지역
나지역	80 이하	120 이하	수질 및 수생태계 환경기준 보통(Ⅲ), 약간 나쁨(Ⅳ), 나쁨(Ⅴ) 등급 정도의 수질을 보전하여야 한다고 인정되는 수역의 수질에 영향을 미치는 지역으로서 환경부장관이 정하여 고시하는 지역
특례지역	30 이하	30 이하	환경부장관이 법 제49조제3항에 따른 공동처리구역으로 지정하는 지역 및 시장·군수가 「산업입지 및 개발에 관한 법률」 제8조에 따라 지정하는 농공단지

* 수질및수생태계보전에 관한 법률 시행규칙 별표13의2

2.3 금촌터널 지하수 유동 분석

2.3.1 모델영역 설정

- 터널굴착에 따른 지하수의 거동과 지표수의 흐름에 대한 영향을 충분히 파악할 수 있도록 공릉천 등의 수리적 경계를 기준으로 2,000×2,000m의 영역으로 설정
- 1:5,000 수치지형도를 이용하여 MODFLOW 내에서 조사 지형을 모사
- 터널 지형 및 고도분포 현황 파악, 고도에 따른 초기수두(initial head) 현황 파악
- 모델의 전체 격자는 200행×200행×4층으로 10m×10m의 격자로 구성

모델영역 설정	격자망 구성
	

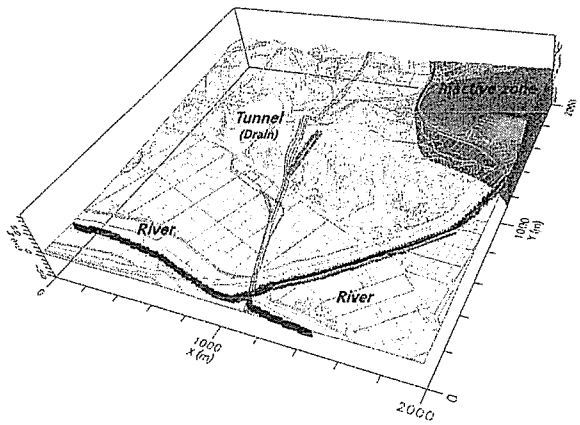
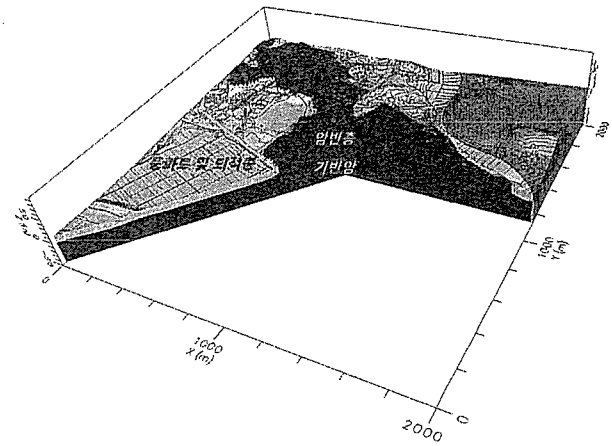
2.3.2 모델의 입력자료 및 구성

- 투수시험, 수압시험 및 양수시험등의 현장시험 분석자료 및 문헌자료를 이용 지층별 수리상수를 산정
- 공릉천은 하천수위를 바탕으로 하천경계조건, 터널은 배수경계조건으로 설정
- 서울기상청의 10년간 기상연보 데이터를 바탕으로 손실량(Turc, Coutagne법) 및 증발산량(Thornthwaite법) 분석을 통해 지하수함양량을 산정

○ 지반수리특성 정수 산정

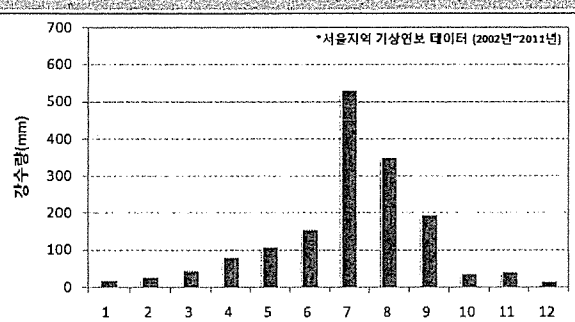
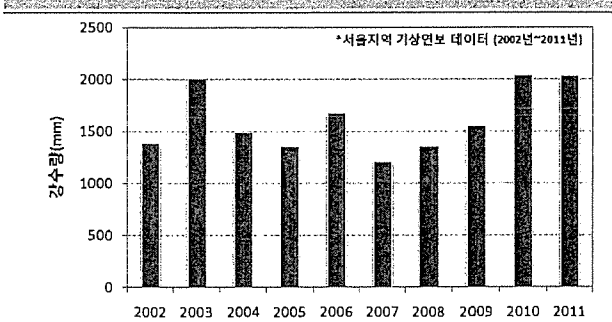
구분	수리전도도 (K, cm/sec)	비저류계수 (Ss, 1/m)	비산출율 (Sy)
풍화토 및 퇴적층	1.77×10^{-3}	1.0×10^{-4}	0.20
연암 및 보통암	3.60×10^{-5}	1.0×10^{-5}	0.10
기반암	1.62×10^{-6}	1.0×10^{-6}	0.05

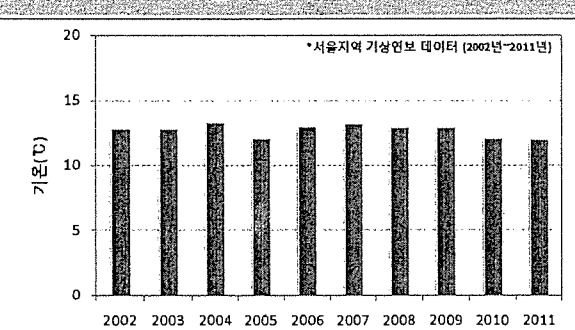
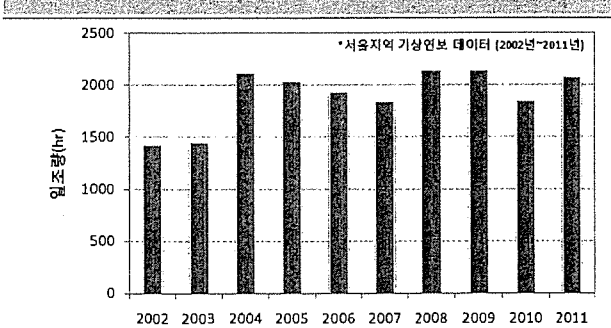
○ 해석모델 경계조건 및 수리전도도

경계조건 설정	수리전도도 분포
	

○ 기상현황 및 지하수함양량 산정

- 서울기상관측소에서 관측된 10년간 기상연보 데이터를 분석한 결과 강수량은 1212.3~2043.5mm/yr, 기온은 12.0~13.3℃, 일조량은 1421.4~2145.4hr의 범위로 관측됨
- 기상데이터 분석 결과를 바탕으로 손실량(Turc, Coutagne법) 및 증발산량(Thornthwaite법) 분석을 통한 지하수함양량은 연간강수량의 22.8~23.9%로 산정됨
- 산정결과 함양량은 10년간 평균강수량 1,615.5mm/yr의 23.4%인 377.45mm/yr로 산정됨

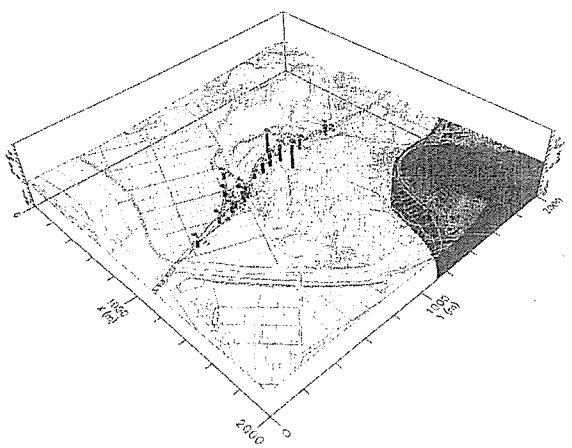
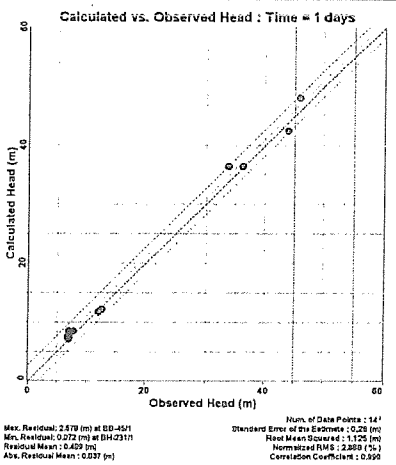
월평균 강수량(mm)	연평균 강수량(mm)
	

연평균 기온(℃)	연평균 일조량(hr)
	

2.3.3 모델보정 및 정상류 모의결과

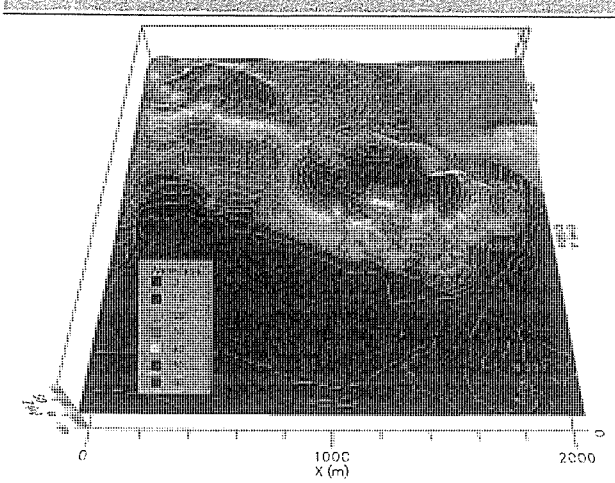
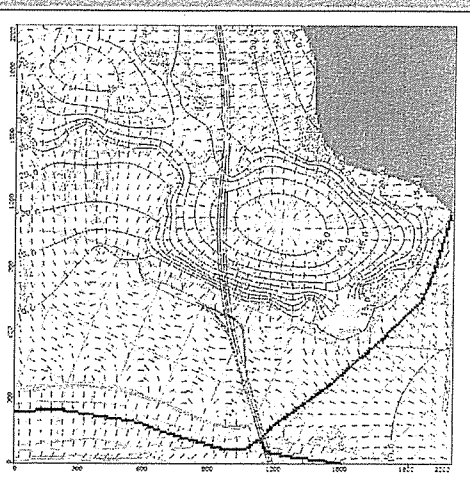
○ 모델보정

•시추조사 시 실측된 지하수위와 모델에서 계산된 지하수위를 비교 분석한 결과 Root Mean Squared(RMS)는 1.125m, Normalized RMS는 2.89%로 모델링에서 설정한 개념모델이 합리적으로 모사하는 것으로 평가됨

수위관측 위치	관측수위와 계산수위 비교
	

○ 정상류 모의결과

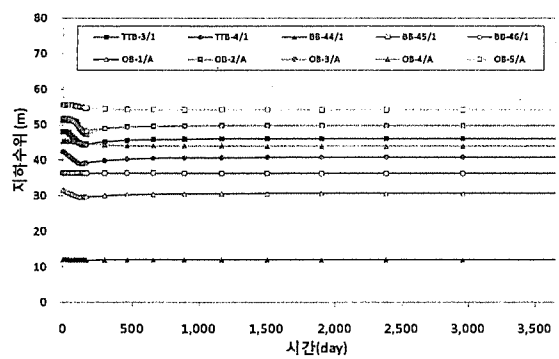
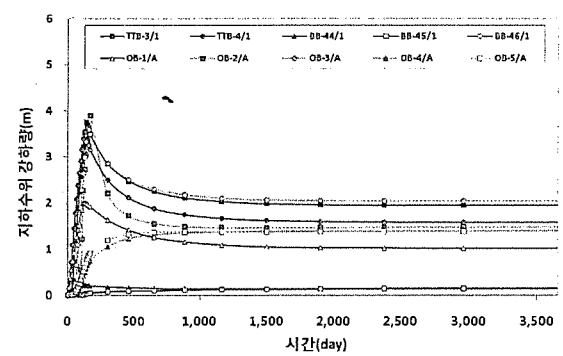
•금촌터널굴착전 현재 자연 상태의 지하수위 분포 및 지하수 흐름특성 파악
•터널굴착이후의 유동변화를 모사하기 위한 초기수위로 활용
•분석결과 모의영역내 지하수위는 EL+3.77~58.98m로 분포하며, 전반적인 지하수 유동은 지표면에서 함양되어 공릉천으로 유출되는 것으로 나타남

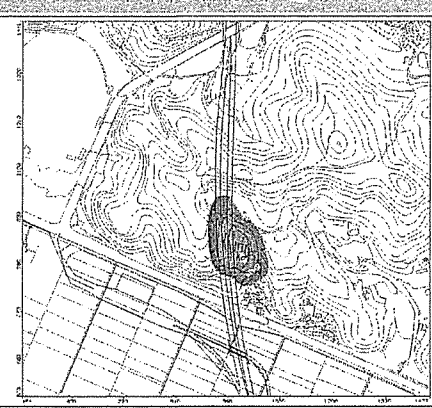
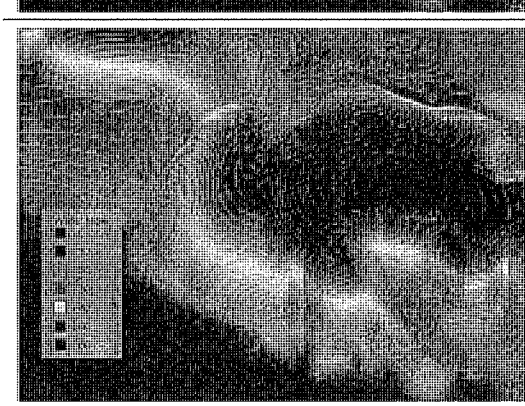
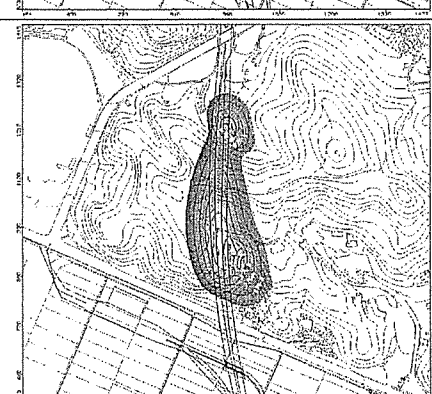
정류상태 지하수위 분포	정류상태 지하수 유동 방향
	

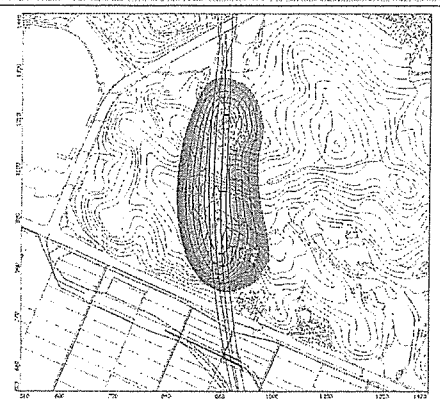
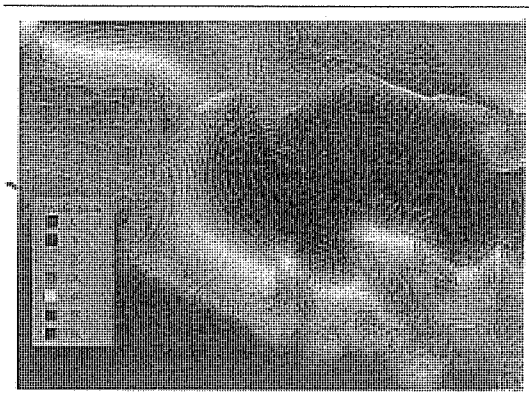
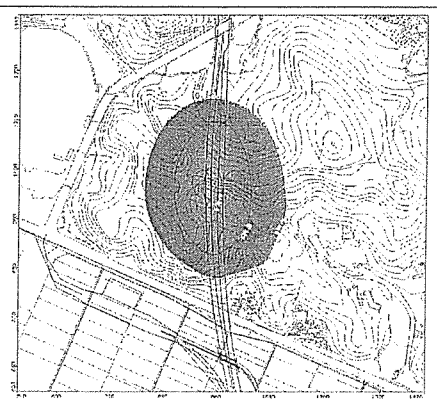
2.3.4 부정류 모의결과 (터널굴착에 의한 지하수 유동분석)

○ 터널공사에 따른 지하수위 분포

- 터널공사에 의한 주변지역 지하수위 변화, 인접지역 영향범위 파악 및 터널내 지하수위 유입량 검토
- 분석결과 터널시공 중 지하수위는 OB-2관측점에서 최대강하량이 발생하는 것으로 나타남
- 원지반수위 51.20m에서 최대 3.89m(92.39%)강하는 것으로 나타났으나, 시공완료 1년 후 원지반수위의 -1.72m(96.6%)까지 지하수위가 회복되며 시공완료 10년 후에는 원지반수위의 -1.48m(97.1%)까지 지하수위가 회복되는 것으로 분석됨
- 터널굴착에 의해 1m이상의 지하수 강하가 발생하는 영향범위는 터널시공완료시 최대 약 163m로 예측되나 이후 지하수함양에 의한 수위회복으로 영향범위 감소함

지하수위 변화 곡선	지하수위 강하 곡선
	

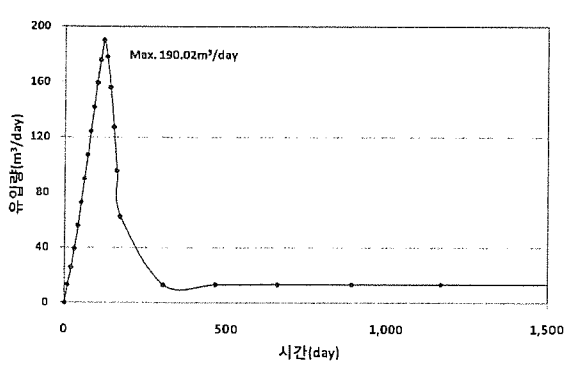
구분	지하수위	지하수위 강하 분포
터널굴착 50%		
터널굴착 완료		

구분	지하수위	지하수위 강하 분포
터널시공 완료		
터널시공 완료 10년후		

○ 터널내 지하수 유입량 분석

- 터널굴착에 의한 터널내 지하수 유입량은 터널굴착 중 유입량이 점점 증가하여 최대 190.02m^3/day로 예측됨
- 굴착완료 후 방수처리에 의해 터널내 유입량은 감소하며, 터널운영기간에는 13.22m^3/day로 예측됨

터널내 지하수위 유입량

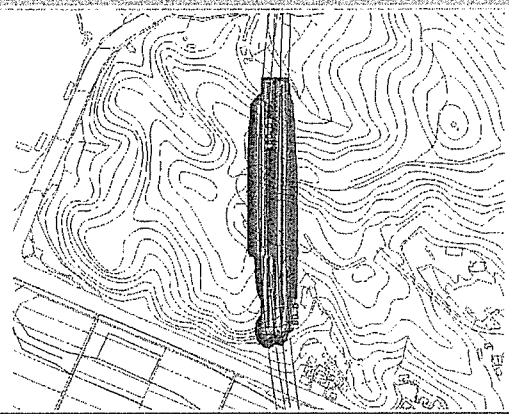


구분	터널내 유입량 (m^3/day)	터널내 유입량 (m^3/day/m)
터널굴착 50%	89.69	0.242
터널굴착 완료	190.02	0.514
터널시공 완료 (굴착 + 방수처리)	62.49	0.169
터널시공완료 1년 후	13.05	0.035
터널시공완료 10년 후	13.22	0.036

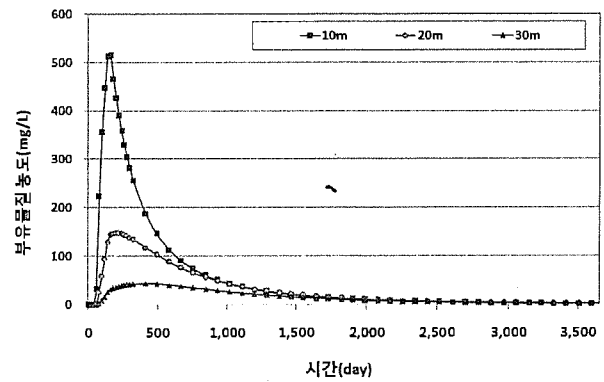
2.3.5 터널공사에 따른 오염확산 분석 결과

- Modflow의 터널굴착에 의한 지하수 유동분석 모델 및 결과를 적용하여 오염원 거동분석 수행
- 보수적인 검토를 위하여 오염원이 항시 굴착된 터널 저면에 분포하는 것을 가정하여 해석을 수행
- SS의 발생 농도는 환경영향평가 결과와 문헌자료를 참고로 1,750 *mg/l*로 적용
- 수질및수생태계보전에 관한 법률상 과업지역의 배출수 농도기준은 80 *mg/l*로 터널굴착에 의해 발생하는 오탁수의 수평방향 최대확산거리는 21m로 나타남

굴착완료 직후 오염확산 범위



터널로부터 거리별 오염물 농도변화



2.3.6 결과분석

- 터널시공 중 지하수위는 최대 3.89m까지 강하는 것으로 나타났으나, 시공완료 1년 후 본래 수위의 96.6%까지 지하수위가 회복되며 시공완료 10년 후에는 본래수위의 97.1%까지 지하수위가 회복되는 것으로 분석됨
- 터널굴착에 의한 지하수 강하 영향범위는 터널시공완료시점에서 최대 약 163m로 예측되어 시공완료 이후 수위회복으로 영향범위가 감소하며, 범위내 지하수위 저하에 큰 영향을 받는 습지 및 관정 등이 존재하지 않음
- 터널내 지하수 유입량 분석결과 최대 190.02m^3/day로 예측되었으며, 약 0.514m^3/day/m가 유입될 것으로 예측됨
- 터널굴착에 의해 발생하는 오탁수의 최대확산거리는 21m로 나타났으며 이는 터널굴착으로 인한 터널 인접부근에서의 지하수 흐름이 터널을 향하기 때문에 오염원의 확산거리가 적게 발생하는 것으로 판단됨
- 위의 결과를 종합한 결과 터널 굴착이 인접 지하수계에 미치는 영향은 미비할 것으로 판단됨

제8편 기계설비 계산서

제1장 터널환기설비

제2장 터널방재설비

제 1 장 터 널 환 기 설 비

1.1 터널 환기 계획

1.1.1 터널 환기 개요

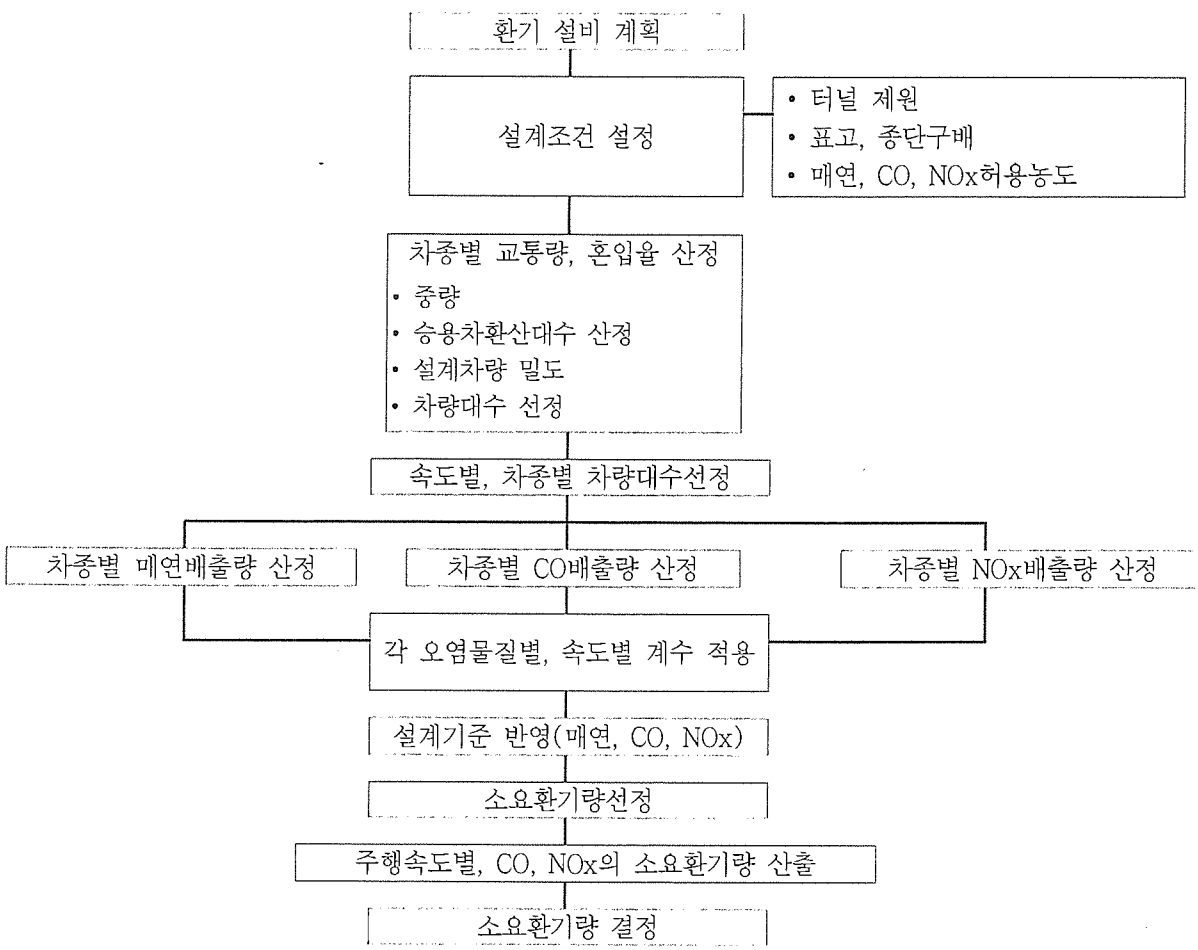
○ 도로 터널의 환기 목적

- 자동차 주행에 따라 터널 내부의 유해한 배기가스에 의한 오염을 막기 위한 환기 필요
- 자동차 배기가스에 의하여 오염된 공기에 노출된 운전자 및 탑승객의 건강 보호도모
- 자동차 배기가스 중 매연은 가시거리에 영향을 미치므로 운전자의 안전운전을 위하여 적절한 가시거리 확보에 필요한 환기설비
- 터널 내 화재발생시 운전자 및 탑승객의 안전한 대피가 가능하도록 방재설비

○ 소요환기량 산정

- 도로터널 소요환기량을 산정하는 방식은 일본도로협회, 일본도로공단의 일본방식, 국제상설도로협회방식(PIARC), 미국연방 도로공사(FHWA)방식 등이 있으나 본 설계에서는 PIARC 방식 및 국토교통부 도로설계편람 터널 환기 설계기준을 기초로 하여 산출하였음

○ 소요환기량 산출 방법



1.1.2 환기대상 물질 및 영향

- 터널 내 차량주행에 의한 배출 오염가스는 다양한 성분이 포함된다. 이들 유해성분 중 터널의 환기에서 배출량과 그 영향에 관련될 가능성이 있는 것은 매연, 일산화탄소, 질소산화물이다.
- 환기설계는 매연, 일산화탄소, 질소산화물을 대상으로 계획하며, 상기물질의 발생원인 및 터널 통행자에 미치는 영향은 다음과 같다.

오염물질	발생원인	영향
매연	· 자동차의 배출가스 속에 포함된 흑연 등으로 디젤차량에서 배출	· 운전자 시야의 지배적 장애요인
일산화탄소	· 자동차 엔진의 불완전 연소	· 저산소증 유발
질소산화물	· 배출가스에 포함된 질소가 산소와 반응하여 생성	· 호흡기 및 폐 기능 장애

1.1.3 주요 설계 기준

오염물질	설계적용기준			
기준배출량	• 국토교통부 제정 「도로설계편람 (2011.11)」 적용			
매연 허용 소광계수	차량속도	Klim	차량속도	Klim
	10 km/h	0.009 m^{-1}	50 km/h	0.005 m^{-1}
	20 km/h	0.007 m^{-1}	60 km/h	0.005 m^{-1}
	30 km/h	0.007 m^{-1}	70 km/h	0.005 m^{-1}
	40 km/h	0.007 m^{-1}	80 km/h	0.005 m^{-1}
CO허용농도	•전속도 70 ppm			
NOx허용농도	•전속도 20 ppm			
유지보수시 허용농도	•PIARC 95 권고치 준용 •매연 : 0.003 m^{-1} •CO : 20 ppm			
터널폐쇄시 허용농도	•PIARC 95 권고치 준용 •매연 : 0.012 m^{-1} •CO : 200 ppm			
기타	•CO가스 및 NOx 가스 환기량 산정은 차량 주행속도 전속도(10~80km/h)에서 고려한다. •화재 시 터널 내 차량수는 화재의 위치와 화재직전의 터널 내 평균 주행속도에 따라서 달라진다. 따라서 화재직전의 터널 내 평균 주행속도는 60km/h를 기준으로 한다. •교통지체시의 환기 및 화재시의 배기에 대하여도 충분히 고려하여야 한다. •터널 내 제트팬 설치는 건축한계에서 0.2m 여유를 두어야 하며 천정벽 이격거리는 0.5D(D : 제트팬 구경)를 표준으로 한다. •터널 내 풍속은 10m/s 이내로 한다.			

1.2 터널 제원 및 교통량

1.2.1 터널 개요

구분	금촌터널	
	서울방향	문산방향
도로교통방법	2차로 병설	
연장 (m)	364	354
내공단면적 (m^2)	66.9	
둘레길이 (m)	33.2	
종단구배 (%)	2.5	2.5
표고 (m)	24.92	

1.2.2 교통량 제원

차종 구분	승용차		버스		트럭				AADT	HGV
	휘발유	경유	소형	대형	소형	중형	대형	특수		
교통량	12,556	8,371	1,326	1,020	4,748	1,720	1,480	211	31,432	14.1
구성비(%)	39.9	26.6	4.2	3.2	15.1	5.5	4.7	0.7	100.00	
승용차환산계수										PCE
승용차환산계수	1.0	1.0	1.0	1.5	1.0	1.5	1.5	2.0	1.0739	
환산교통량	12,556	8,371	1,326	1,530	4,748	2,580	2,220	422	33,753	20.0
구성비(%)	37.2	24.8	3.9	4.5	14.1	7.6	6.6	1.3	100%	

1.2.3 차종별 차량제원

구분		승용차	버스		트럭				
			소형	보통	소형	보통	대형	세미 트레일러	풀 트레일러
단위중량당 마력(PS/톤)		68.6	33.6	18.6	33.5	17.8	13.5	7.4	8.6
무게 (톤)	차중량	1.08	1.48	9.49	1.41	3.25	8.3	13.83	14.45
	총중량	1.37	2.2	12.16	2.39	6.22	18.55	45.02	36.45
차체 규격 (cm)	길이	434	450	1.077	452	610	874	1831	1872
	너비	168	165	245	168	202	248	261	260
	높이	144	197	312	168	227	321	286	307
마력(PS)		94	74	226	80	111	250	332	315

1.2.4 기준배출량 산정에 적용한 차종별 소요마력

구분	승용차		버스		트럭			
	휘발유	경유	소형	대형	소형	중형	대형	특수
마력(PS)	94	94	74	226	80	111	250	323.5

1.2.5 환경부기준 대기환경보전법상의 오염물질별 제작차 배출기준

구분	승용차		버스		트럭			
	휘발유 (g/km)	경유 (g/km)	소형 (g/km)	대형 (g/kWh)	소형 (g/km)	중형 (g/kWh)	대형 (g/kWh)	특수 (g/kWh)
매연	0.000	0.005	0.005	0.030	0.005	0.030	0.030	0.030
CO	1.060	0.500	0.630	4.000	0.630	4.000	4.000	4.000
NOx	0.031	0.180	0.235	2.000	0.235	2.000	2.000	2.000

1.2.6 환기설계 적용 기준배출량

구분	승용차		버스		트럭			
	휘발유 (g/km)	경유 (g/km)	소형 (g/km)	대형 (g/kWh)	소형 (g/km)	중형 (g/kWh)	대형 (g/kWh)	특수 (g/kWh)
매연 (m^2/h)	0.000	0.787	0.787	23.375	0.788	11.481	25.857	33.460
CO (m^3/h)	0.030	0.014	0.018	0.554	0.018	0.272	0.613	0.793
NOx (m^3/h)	0.001	0.003	0.004	0.166	0.004	0.082	0.184	0.238

1.2.7 매연의 주행속도별 비차량 배출분진 배출량

차속(km/h)	10	20	30	40	50	60	70	80
승용(m^3/h)	0.9	1.8	2.6	3.6	4.4	5.4	6.2	7.2
대형(m^3/h)	4.5	9.1	13.7	18.2	22.8	27.3	31.9	36.5

1.2.8 터널 내 설계농도

차속(km/h)	10	20	30	40	50	60	70	80
매연(m^{-1})	0.009	0.007	0.007	0.007	0.005	0.005	0.005	0.005
CO(ppm)	70							
NOx(ppm)	20							

1.3 환기량 산정

1.3.1 터널 내 차량대수(PCU) 계산

주행속도별 교통밀도

차속(km/h)	10	20	30	40	50	60	70	80
교통밀도 (pcu/km.lime)	109	83	66	53	44	37	32	27

주행속도별 교통량

주행속도(km/h)	10	20	30	40	50	60	70	80
차량대수 (대/km.line)	101	77	61	49	41	34	30	25
총차량대수 (대/km)	203	155	123	99	82	69	60	50
교통량(대/h)	2,030	3,092	3,687	3,948	4,097	4,134	4,172	4,023

주행속도별 차종별 교통량

차속 (km/h)	승용차		버스		트럭				대/시
	휘발유	경유	소형	대형	소형	중형	대형	특수	
10	811	541	86	66	307	111	96	14	2,030
20	1,235	823	130	100	467	169	146	21	3,092
30	1,473	982	156	120	557	202	174	25	3,688
40	1,577	1,051	167	128	596	216	186	26	3,948
50	1,637	1,091	173	133	619	224	193	27	4,097
60	1,652	1,101	174	134	625	226	195	28	4,135
70	1,666	1,111	176	135	630	228	196	28	4,172
80	1,607	1,071	170	131	608	220	189	27	4,023

터널 내 차량대수(PCU) 계산

차속 (km/h)	승용차		버스		트럭				PCU
	휘발유	경유	소형	대형	소형	중형	대형	특수	
10	30	20	3	4	11	6	5	1	79
20	22	15	2	3	8	5	4	1	60
30	18	12	2	2	7	4	3	1	48
40	14	10	2	2	5	3	3	0	39
50	12	8	1	1	5	2	2	0	32
60	10	7	1	1	4	2	2	0	27
70	9	6	1	1	3	2	2	0	23
80	7	5	1	1	3	2	1	0	20

1.3.2 차종별 EPP 계산

차종	년식	PCU차종별 구성비 (%) A	차령비율 (%) B	주행거리 비율 (REM,%) C	차종별 실주행 구성비 (%) A×B×C/10000	PCU대당 배출비율 (1/PCE) D	EPP (%) A×B×C×D
승용 (휘발유)	0~4	37.20	10.00	101.30	3.768	1.000	3.768
	5~9	37.20	7.50	101.30	2.826	1.000	2.826
	10~14	37.20	2.50	97.44	0.906	1.000	0.906
승용 (경유)	0~4	24.80	10.00	101.30	2.512	1.000	2.512
	5~9	24.80	7.50	101.30	1.884	1.000	1.884
	10~14	24.80	2.50	97.44	0.604	1.000	0.604
버스 (소형)	0~4	3.93	10.00	101.30	0.398	1.000	0.398
	5~9	3.93	7.50	101.30	0.299	1.000	0.299
	10~14	3.93	2.50	97.44	0.096	1.000	0.096
버스 (대형)	0~4	4.53	10.00	101.30	0.459	0.667	0.306
	5~9	4.53	7.50	101.30	0.344	0.667	0.230
	10~14	4.53	2.50	97.44	0.110	0.667	0.074
트럭 (소형)	0~4	14.07	10.00	101.30	1.425	1.000	1.425
	5~9	14.07	7.50	101.30	1.069	1.000	1.069
	10~14	14.07	2.50	97.44	0.343	1.000	0.343
트럭 (중형)	0~4	7.64	10.00	101.30	0.774	0.667	0.516
	5~9	7.64	7.50	101.30	0.581	0.667	0.387
	10~14	7.64	2.50	97.44	0.186	0.667	0.124
트럭 (대형)	0~4	6.58	10.00	101.30	0.666	0.667	0.444
	5~9	6.58	7.50	101.30	0.500	0.667	0.333
	10~14	6.58	2.50	97.44	0.160	0.667	0.107
트럭 (특수)	0~4	1.25	10.00	101.30	0.127	0.500	0.063
	5~9	1.25	7.50	101.30	0.095	0.500	0.047
	10~14	1.25	2.50	97.44	0.030	0.500	0.015

(단, 구성비는 PCU 환산 차종별 구성비이며, 차종별 EPP 계산은 5년 단위로 계획한다.)

1.3.3 터널 내 차량대수(PCU) 계산

○ 금촌터널

차속 (km/h)	승용차		버스		트럭				PCU
	휘발유	경유	소형	대형	소형	중형	대형	특수	
10	30	20	3	4	11	6	5	1	79
20	22	15	2	3	8	5	4	1	60
30	18	12	2	2	7	4	3	1	48
40	14	10	2	2	5	3	3	0	39
50	12	8	1	1	5	2	2	0	32
60	10	7	1	1	4	2	2	0	27
70	9	6	1	1	3	2	2	0	23
80	7	5	1	1	3	2	1	0	20

1.3.4 환기량 산정

○ 금촌터널(서울방향)

▮ 오염물질에 대한 소요환기량

구분	차속(km/h)								Qreq
	10	20	30	40	50	60	70	80	(㎥/s)
매연	13.2	16.1	17.9	19.9	32.5	29.4	28.5	25.7	32.5
CO	30.1	24.1	20.0	16.8	14.6	12.8	11.8	10.6	30.1
NOx	10.7	16.3	19.5	20.9	21.7	21.8	28.3	31.9	31.9

▮ 시간당 환기횟수에 의한 소요환기량

구분	환기횟수기준 (회/h)	터널단면적 (㎡)	터널연장 (m)	Qreq (㎥/s)
1구간	3	66.9	364	20.3
합계	3	66.9	364	20.3

▮ 최소풍속에 대한 소요환기량

구분	최소풍속기준 (m/s)	터널단면적 (㎡)	터널연장 (m)	Qreq (㎥/s)
1구간	1.5	66.9	364	100.4
합계	1.5	66.9	364	100.4

차속별 환기 요구승압력 계산

10km/h		1구간
차속	km/h	10
교통량	대/h	2,030
구간차량수	대	74
Am	m²	1.56
소요환기량	m³/s	100.35
차도풍속	m/s	1.50
자연풍저항	Pa	10.23
통기저항	Pa	3.68
slip.str	0.7~1	0.70
교통환기력	Pa	1.18
요구승압력	Pa	12.74
요구승압력합계		12.74

20km/h		1구간
차속	km/h	20
교통량	대/h	3,092
구간차량수	대	56
Am	m²	1.56
소요환기량	m³/s	100.35
차도풍속	m/s	1.50
자연풍저항	Pa	10.23
통기저항	Pa	3.68
slip.str	0.7~1	1.00
교통환기력	Pa	12.93
요구승압력	Pa	0.99
요구승압력합계		0.99

30km/h		1구간
차속	km/h	30
교통량	대/h	3,687
구간차량수	대	45
Am	m²	1.56
소요환기량	m³/s	100.35
차도풍속	m/s	1.50
자연풍저항	Pa	10.23
통기저항	Pa	3.68
slip.str	0.7~1	1.00
교통환기력	Pa	29.18
요구승압력	Pa	-15.26
요구승압력합계		-15.26

40km/h		1구간
차속	km/h	40
교통량	대/h	3,948
구간차량수	대	36
Am	m²	1.56
소요환기량	m³/s	100.35
차도풍속	m/s	1.50
자연풍저항	Pa	10.23
통기저항	Pa	3.68
slip.str	0.7~1	1.00
교통환기력	Pa	46.36
요구승압력	Pa	-32.44
요구승압력합계		-32.44

50km/h		1구간
차속	km/h	50
교통량	대/h	4,097
구간차량수	대	30
Am	m²	1.56
소요환기량	m³/s	100.35
차도풍속	m/s	1.50
자연풍저항	Pa	10.23
통기저항	Pa	3.68
slip.str	0.7~1	1.00
교통환기력	Pa	63.94
요구승압력	Pa	-50.02
요구승압력합계		-50.02

60km/h		1구간
차속	km/h	60
교통량	대/h	4,134
구간차량수	대	25
Am	m²	1.56
소요환기량	m³/s	100.35
차도풍속	m/s	1.50
자연풍저항	Pa	10.23
통기저항	Pa	3.68
slip.str	0.7~1	1.00
교통환기력	Pa	80.58
요구승압력	Pa	-66.66
요구승압력합계		-66.66

70km/h		1구간
차속	km/h	70
교통량	대/h	4,172
구간차량수	대	22
Am	m²	1.56
소요환기량	m³/s	100.35
차도풍속	m/s	1.50
자연풍저항	Pa	10.23
통기저항	Pa	3.68
slip.str	0.7~1	1.00
교통환기력	Pa	97.56
요구승압력	Pa	-83.64
요구승압력합계		-83.64

80km/h		1구간
차속	km/h	80
교통량	대/h	4,023
구간차량수	대	18
Am	m²	1.56
소요환기량	m³/s	100.35
차도풍속	m/s	1.50
자연풍저항	Pa	10.23
통기저항	Pa	3.68
slip.str	0.7~1	1.00
교통환기력	Pa	109.77
요구승압력	Pa	-95.85
요구승압력합계		-95.85

차속별 환기용 제트팬 대수

차속	차량수 (n)	소요 환기량	평균 풍속	교통 환기력	통기 저항	자연풍 저항	요구 승압	승압 계수	대당 승압	제트팬 대수
(km/h)	대	m³/s	m/s	pa	pa	pa	pa	0.9~0.99	pa	EA
10	74	100.4	1.50	1.2	3.7	10.2	12.7	0.99	18.63	0.68
20	56	100.4	1.50	12.9	3.7	10.2	1.0	0.99	18.63	0.00
30	45	100.4	1.50	29.2	3.7	10.2	-15.3	0.99	18.63	-0.82
40	36	100.4	1.50	46.4	3.7	10.2	-32.4	0.99	18.63	-1.74
50	30	100.4	1.50	63.9	3.7	10.2	-50.0	0.99	18.63	-2.68
60	25	100.4	1.50	80.6	3.7	10.2	-66.7	0.99	18.63	-3.58
70	22	100.4	1.50	97.6	3.7	10.2	-83.6	0.99	18.63	-4.49
80	18	100.4	1.50	109.8	3.7	10.2	-95.9	0.99	18.63	-5.14

제트팬 대수 선정

주행속도 (km/h)	10	20	30	40	50	60	70	80
제트팬(EA)	1	0	-1	-2	-3	-4	-5	-6

검토 결과

- V/C값 적용 결과 10km/h는 환기제외속도이므로 자연환기방식 적용
- 소요환기량에 의한 제트팬 미설치 – 오염물질에 의한 최대 소요환기량은 32.5CMS가 되는데 이를 터널 구간 풍속으로 환산하면 32.5/66.9(터널단면적)=0.49m/s로 매우 작은 환기량과 풍속을 요구하므로 팬을 설치할 필요가 없다. 일반적으로 터널구간 자연풍속이 1~2m/s가 항시 형성되므로 이보다 작은 풍속을 내기 위한 기계환기는 불필요함.
- 위험도 기준에 의한 제트팬 미설치 – 도로설계편람에 의거 위험도 기준 등급이 4등급으로서, 단터널(500m~1,000 이하)의 경우 매연 및 CO 처리를 위한 제트팬의 설치 대수가 1대 미만일 경우 교통상황 및 경제성 등을 고려하여 자연환기방식을 채택하는 것이 합리적인 바, 본 사업구간도 자연환기방식을 채택함

○ 금촌터널(문산방향)

■ 오염물질에 대한 소요환기량

구분	차속(km/h)								Qreq
	10	20	30	40	50	60	70	80	(m³/s)
매연	12.8	15.6	17.4	19.4	31.6	28.6	27.7	25.0	31.6
CO	29.3	23.4	19.5	16.4	14.2	12.4	11.5	10.3	29.3
NOx	10.4	15.9	19.0	20.3	21.1	21.2	27.6	31.0	31.0

■ 시간당 환기횟수에 의한 소요환기량

구분	환기횟수기준 (회/h)	터널단면적 (m²)	터널연장 (m)	Qreq (m³/s)
1구간	3	66.9	354	19.7
합계	3	66.9	354	19.7

■ 최소풍속에 대한 소요환기량

구분	최소풍속기준 (m/s)	터널단면적 (m²)	터널연장 (m)	Qreq (m³/s)
1구간	1.5	66.9	354	100.4
합계	1.5	66.9	354	100.4

■ 차속별 환기 요구승압력 계산

10km/h		1구간
차속	km/h	10
교통량	대/h	2,030
구간차량수	대	72
Am	m²	1.56
소요환기량	m³/s	100.35
차도풍속	m/s	1.50
자연풍저항	Pa	10.12
통기저항	Pa	3.64
slip.str	0.7~1	0.70
교통환기력	Pa	1.15
요구승압력	Pa	12.61
요구승압력합계		12.61

20km/h		1구간
차속	km/h	20
교통량	대/h	3,092
구간차량수	대	55
Am	m²	1.56
소요환기량	m³/s	100.35
차도풍속	m/s	1.50
자연풍저항	Pa	10.12
통기저항	Pa	3.64
slip.str	0.7~1	1.00
교통환기력	Pa	12.57
요구승압력	Pa	1.19
요구승압력합계		1.19

30km/h		1구간
차속	km/h	30
교통량	대/h	3,687
구간차량수	대	44
Am	m²	1.56
소요환기량	m³/s	100.35
차도풍속	m/s	1.50
자연풍저항	Pa	10.12
통기저항	Pa	3.64
slip.str	0.7~1	1.00
교통환기력	Pa	28.38
요구승압력	Pa	-14.62
요구승압력합계		-14.62

40km/h		1구간
차속	km/h	40
교통량	대/h	3,948
구간차량수	대	35
Am	m²	1.56
소요환기량	m³/s	100.35
차도풍속	m/s	1.50
자연풍저항	Pa	10.12
통기저항	Pa	3.64
slip.str	0.7~1	1.00
교통환기력	Pa	45.08
요구승압력	Pa	-31.32
요구승압력합계		-31.32

50km/h		1구간
차속	km/h	50
교통량	대/h	4,097
구간차량수	대	29
Am	m²	1.56
소요환기량	m³/s	100.35
차도풍속	m/s	1.50
자연풍저항	Pa	10.12
통기저항	Pa	3.64
slip.str	0.7~1	1.00
교통환기력	Pa	62.18
요구승압력	Pa	-48.42
요구승압력합계		-48.42

60km/h		1구간
차속	km/h	60
교통량	대/h	4,134
구간차량수	대	24
Am	m²	1.56
소요환기량	m³/s	100.35
차도풍속	m/s	1.50
자연풍저항	Pa	10.12
통기저항	Pa	3.64
slip.str	0.7~1	1.00
교통환기력	Pa	78.37
요구승압력	Pa	-64.61
요구승압력합계		-64.61

70km/h		1구간
차속	km/h	70
교통량	대/h	4,172
구간차량수	대	21
Am	m²	1.56
소요환기량	m³/s	100.35
차도풍속	m/s	1.50
자연풍저항	Pa	10.12
통기저항	Pa	3.64
slip.str	0.7~1	1.00
교통환기력	Pa	94.88
요구승압력	Pa	-81.12
요구승압력합계		-81.12

80km/h		1구간
차속	km/h	80
교통량	대/h	4,023
구간차량수	대	18
Am	m²	1.56
소요환기량	m³/s	100.35
차도풍속	m/s	1.50
자연풍저항	Pa	10.12
통기저항	Pa	3.64
slip.str	0.7~1	1.00
교통환기력	Pa	106.76
요구승압력	Pa	-93.00
요구승압력합계		-93.00

차속별 환기용 제트팬 대수

차속	차량수 (n)	소요 환기량	평균 풍속	교통 환기력	통기 저항	자연풍 저항	요구 승압	승압 계수	대당 승압	제트팬 대수
(km/h)	대	m³/s	m/s	pa	pa	pa	pa	0.9~0.99	pa	EA
10	72	100.4	1.50	1.1	3.6	10.1	12.6	0.99	18.63	0.68
20	55	100.4	1.50	12.6	3.6	10.1	1.2	0.99	18.63	0.00
30	44	100.4	1.50	28.4	3.6	10.1	−14.6	0.99	18.63	−0.78
40	35	100.4	1.50	45.1	3.6	10.1	−31.3	0.99	18.63	−1.68
50	29	100.4	1.50	62.2	3.6	10.1	−48.4	0.99	18.63	−2.60
60	24	100.4	1.50	78.4	3.6	10.1	−64.6	0.99	18.63	−3.47
70	21	100.4	1.50	94.9	3.6	10.1	−81.1	0.99	18.63	−4.35
80	18	100.4	1.50	106.8	3.6	10.1	−93.0	0.99	18.63	−4.99

제트팬 대수 선정

주행속도 (km/h)	10	20	30	40	50	60	70	80
제트팬(EA)	1	0	−1	−2	−3	−4	−5	−5

검토 결과

- V/C값 적용 결과 10km/h는 환기제외속도이므로 자연환기방식 적용
- 소요환기량에 의한 제트팬 미설치 – 오염물질에 의한 최대 소요환기량은 31.6CMS가 되는데 이를 터널 구간 풍속으로 환산하면 31.6/66.9(터널단면적)=0.48m/s로 매우 작은 환기량과 풍속을 요구하므로 팬을 설치할 필요가 없다. 일반적으로 터널구간 자연풍속이 1~2m/s가 항시 형성되므로 이보다 작은 풍속을 내기 위한 기계환기는 불필요함.
- 위험도 기준에 의한 제트팬 미설치 – 도로설계편람에 의거 위험도 기준 등급이 4등급으로서, 단터널(500m~1,000 이하)의 경우 매연 및 CO 처리를 위한 제트팬의 설치 대수가 1대 미만일 경우 교통상황 및 경제성 등을 고려하여 자연환기방식을 채택하는 것이 합리적인 바, 본 사업구간도 자연환기방식을 채택함

제 2 장 터 널 방 재 설 비

2.1 방재설비 개요

2.1.1 방재설비 설치 계획

○ 방재등급 구분 기준

등급	터널 연장(L) 기준등급	위험도지수(X) 기준등급
1 등급	3,000 m이상 (L ≧ 3,000 m)	X > 29
2 등급	1,000 m이상 ~ 3,000m미만 (1,000 ≦ L < 3,000 m)	19 < X ≦ 29
3 등급	500 m이상 ~ 1,000 m 미만 (500 ≦ L < 1,000 m)	14 < X ≦ 19
4 등급	연장 500m 미만 (L < 500)	X ≦ 14

○ 연장에 따른 방재등급

구 분	연장	연장에 따른 방재등급	비 고
금촌터널	364 [m]	4 등급	L < 500 m

○ 위험도 평가

세부평가항목			범 위	위험도 지수	점수	산출근거
사고 확률	주행거리계 (교통량 × 터널연장) (Veh·km/ tube·day)		8,000 미만	1.5	1.5	(31,432/2)×0.364 = 5,721
			8,000이상~16,000미만	2.5		
			16,000이상~32,000미만	5.0		
			32,000이상~64,000미만	7.5		
			64,000이상~128,000미만	10.0		
			128,000이상~256,000미만	12.5		
			256,000이상	15.0		
터널 특성	표고차 및 경사도	입출구 표고차(m)	10 미만	0.5	0.5	29.495−20.650 = 8.845 m
			10이상~20미만	1.0		
			20이상~30미만	1.5		
			30이상~40미만	2.0		
			40이상~50미만	2.5		
			50이상	3.0		
		진입부 경사도(%)	3.0 미만	0.5	0.5	2.50 %
			3.0 이상	1.0		
	터널 높이(m)		7.5 이상	1.0	2.0	6.5 m
			5.0 이상~7.5 미만	2.0		
			5.0 미만	3.0		
	터널곡선반경(m)		1,800 이상	0.5	0.5	2,000 m
			1,800 미만	1.0		

세부평가항목			범 위		위험도 지수	점수	산출근거
대형 차량	위험물 수송 관련	대형차 혼입률(%)	10 미만		0.5	1.0	(1,020+1,720+1,480+211) /31,432 = 0.141 X 100% =14.1
			10 이상~17.5 미만		1.0		
			17.5 이상~25 미만		1.5		
			25이상~32.5미만		2.0		
			32.5이상~47.5미만		2.5		
			47.5이상		3.0		
		대형차주행 거리계 (대·km/ tube·day)	500 미만		0.5	1.0	(3,411/2)×0.364 = 620.8
			500 이상~1,000 미만		1		
			1,000 이상~2,500 미만		2		
			2,500 이상~5,000 미만		4		
			5,000 이상~7,500미만		6		
			7,500이상~10,000미만		8		
			10,000이상		10		
		감시시스템	있음		0	1.0	없음
			없음		1		
		유도시스템	있음		0	1.0	없음
			없음		1		
정체 정도	서비스 수준		LOS A~LOS C		1	1.0	서비스 수준 "B"
			LOS D		2		
			LOS E~LOS F		3		
			대면통행		3		
	터널내 합류/분류		없음		0	0	없음
			있음		2		
	교차로/신호등/TG		없음		0	0	없음
			있음		2		
통행 방식	구분		시설		–	–	–
			길어깨	중분대			
	일방통행		O	–	1	1.0	일방통행
			×	–	2		
	대면통행		O	O	3		
			×	O	4		
			O	×	5		
			×	×	6		
계						11.0	4등급

2.1.2 방재시설 적용 기준

■ 등급별 방재시설 설치기준

방재시설 \ 방재등급			1등급	2등급	3등급	4등급	비 고
소화설비	소화기구		●	●	●	●	
	옥내소화전설비		●	●			
	물 분무설비		○				
경보설비	비상경보설비		●	●	●		
	자동화재탐지설비		●	●			
	비상방송설비		○	○	○		
	긴급전화		○	○	○		
	CCTV		○	○	△		
	영상유고감지설비		△	△	△		
	라디오재방송설비		○	○	○	△	△ : 200m이상 4등급 터널
	정보표시판		○	○			
	진입차단설비		○	○			
피난설비	비상조명등		●	●	●	△	△ : 200m이상 4등급 터널
	유도표지판		○	○	○		
	피난대피시설	피난연락통로	●	●	●		
		피난대피터널(1)	○	△			
		피난대피소(1)	○	△			
		비상주차대	○	○			
소화활동설비	제연설비		○	○			
	무선통신보조설비		●	●	●	△(2)	
	연결송수관설비		●	●			
	비상콘센트설비		●	●	●		
비상전원설비	무정전전원설비		●	●	●	△(3)	
	비상발전설비		●	●			

● 기본시설 : 연장기준등급에 의함
○ 기본시설 : 위험도지수기준등급에 의함
△ 권장시설 : 설치의 필요성 검토에 의함
(1) 피난연결통로의 설치가 불가능한 터널에 설치
(2) 4등급 터널의 경우, 라디오재방송설비가 설치되는 경우에 병용하여 설치함
(3) 4등급 터널은 방재시설이 설치되는 경우에 시설별로 설치함

■ 방재시설 설치위치 및 설치간격

방 재 시 설			설치위치와 설치방법	설치간격
소화설비	소화기구		•주행차로 우측 측벽에 격납상자를 설치하고 그 내부에 2개 1조로 하여 격납(대면통행 터널은 양측벽)	50m 이내
	옥내소화전설비		•4차로 미만의 일반통행 터널은 주행차로 우측 측벽	50m 이내
	물 분무설비		•측벽설치(도로면 전체에 균일하게 방수되도록 한다)	물분무 헤드 간격 : 5m정도 방수구역 : 50m 이내
경보설비	비상경보설비		•소화기 또는 소화전함에 병설	-
	화재탐지설비		•화재탐지기 최적성능을 확보할 수 있는 위치	환기방식별 필요인식 범위
	비상방송설비		•측벽설치(피난연락갱, 피난대피소, 피난갱, 비상주차대 설치)	50m 이내
경보설비	비상전화		•피난대피시설(피난연락갱, 피난대피소, 피난갱, 비상주차대 설치)에 설치	250m 이내
	CCTV		•측벽설치(피난대피시설 및 터널 전구간 감시가 가능하도록 설치)	200~400m간격
	라디오재방송설비		•터널 전구간에서 청취 가능하도록 설치	-
	정보표시판		•터널입구 정보표지판 : 터널전방 500 m이내	-
			•차로 이용규제 신호	400~500m 간격
피난설비	비상조명등		•야간 점등회로를 이용하여 설치	-
	유도표지판	A	•피난대피시설 부근	-
		B	•피난대피시설이 설치된 측벽설치	피난대피시설간에 최소 4개소 이상
	피난대피시설	피난연락갱	•쌍굴터널(차단문 설치)	250~300m 이내
		피난갱	•본선터널과 평행하게 설치하는 것을 원칙으로 함.	-
		피난대피소	•본선터널의 측벽이나 하부에 안전공간을 확보하여 설치	250~300m이내
		비상주차대	•주행차선 갓길, 대면통행 터널은 양측벽	-
소화활동설비	제연설비		•환기설비와 병용	-
	무선통신보조설비		•라디오 재방송 설비와 병용	-
	연결송수관설비		•송수구 : 터널입출구부 •방수구 : 옥내소화전설비와 병설	50m 이내
	비상콘센트설비		•소화전함에 병설	50m 이내
비상전원설비	무정전 전원설비		•시설별 설치	시설별
	비상발전설비		•별도로 구획된 실내에 설치	-

2.1.3 터널 등급별 적용 방재시설 선정

방재시설 \ 구 분 (방재등급)			금촌터널 (4등급)	비 고
소화 설비	소화기구		◎	
	옥내소화전설비			
	물 분무설비			
경보 설비	비상경보설비			
	자동화재탐지설비			
	비상방송설비		◎	
	긴급전화			
	CCTV			
	영상유고감지설비			
	라디오재방송설비		◎	
	정보표시판			
	진입차단설비			
피난 설비	비상조명등		◎	
	유도표지판			
	피난 대피 시설	피난연락통로		
		피난대피터널(1)		
		피난대피소(1)		
		비상주차대		
소화 활동 설비	제연설비			
	무선통신보조설비		◎	
	연결송수관설비			
	비상콘센트설비			
비상 전원 설비	무정전전원설비		◎	옥외변전실 [30kVA]
	비상발전설비			

제9편 전기설비 계산서

제1장 터널조도계산

제 1 장 터 널 조 도 계 산

1.1 개요

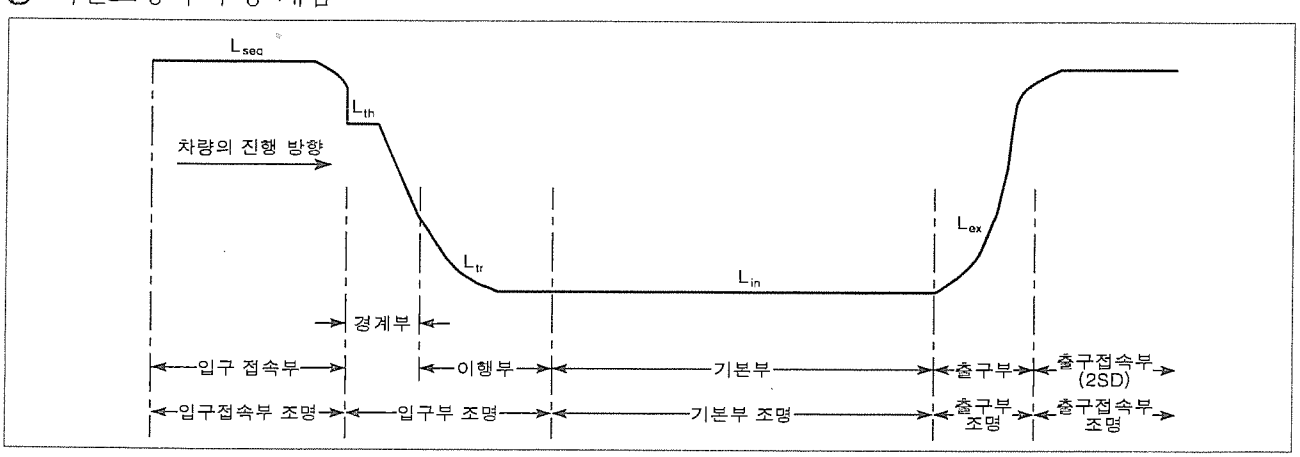
•본 사업구간의 터널 조도계산은 터널조명기준 KS C 3703(2010), 도로조명기준 KS A 3701(2007), 도로안전시설 설치 및 관리지침(국토교통부 2012) 및 공공기관 에너지이용 합리화 추진지침(LED 등기구)을 적용하여 차량의 원활한 소통과 운전자의 안전한 시야확보에 중점을 두고 설계 수행

1.2 설계조건

구 분		금촌터널	
		서울방향	문산방향
설계속도		100 km/h	
교 통 량(AADT)		31,432 대/일	31,432 대/일
교 통 량(PPDHV)		보통	보통
터널길이		364 m	354 m
구 배		+2.5 %	+2.5 %
갱문	시점부	벨마우스변형	벨마우스변형
	종점부	면벽식	면벽식
통행방식		편도 2차로	
터널 내장재		천장 : 콘크리트, 벽면 : 내오염도장(2m), 바닥 : 콘크리트	

1.3 설계적용 조도기준

○ 터널조명의 구성 개념



구 분	구 성 내 용
입 구 부 조 명	• 주간에 터널 입구부근의 시각적 문제를 해결하기 위해 기본 조명에 부가하여 설치하는 조명 • 입구부 조명은 조도순응을 위하여 경계부, 이행부 등으로 구성
기 본 부 조 명	• 주간, 야간에 터널 내 운전자에게 충분한 인지성을 제공하기 위하여 터널길이, 전체에 균일한 휘도를 확보하는 조명
출 구 부 조 명	• 주간에 터널 출구를 통해 보이는 야외의 높은 휘도로 인한 눈부심에 의하여 일어나는 시각적 문제를 해결하기 위하여 필요에 따라 기본 조명에 부가하여 설치하는 조명

○ 설계속도와 정지거리(KS C 3703 터널조명기준, 2010)

설계속도[km/h]	100	80	60
시 거	160	100	60

○ 경계부 평균 노면 휘도(KS C 3703 터널조명기준, 2010)

20°원추형 시야 내의 경계부 평균 노면휘도 L_{th} (cd/m²)									
20도 원추형 시야 내의 하늘의 비율		20 % 초과		20%이하~10%초과		10%이하~5%초과		5% 이하 ~ 0%	
시야 내의 밝기 상황		터널 방위				주변반사			
		남향	북향	남향	북향	보통	높음	보통	높음
설계속도 [km/h]	60	200	250	150	200	125	175	75	150
	80	260	360	200	300	180	270	150	240
	100	370	480	280	400	240	360	200	320

- 터널 입구의 방위 (남향 : 남쪽 입구, 북향 : 북쪽 입구)
- 터널 입구의 방위가 동-서쪽의 경우 노면 휘도는 남향과 북향의 중간치를 선택함
- 터널 입구 주변의 반사에 따르는 영향
  - 높음 : 터널 입구 부근의 지물이 흰색, 회색 등의 반사율이 높을 경우를 말하며 입구 부근에 장기간 적설상태가 계속되는 경우도 여기에 포함됨
  - 보통 : 상기 이외의 경우를 말함

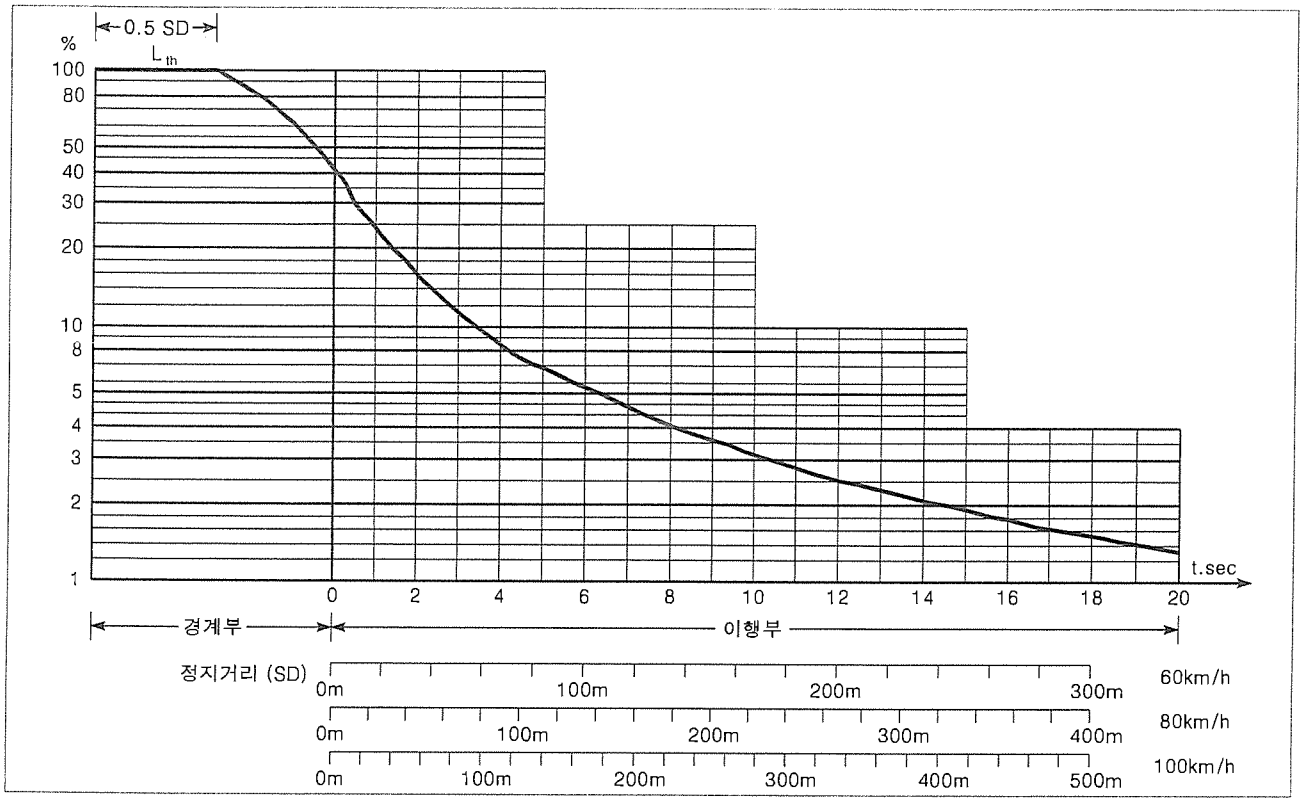
○ 기본부 조명의 평균 노면 휘도(KS C 3703 터널조명기준, 2010)

정지거리(설계속도)	터널의 교통량		
	적음	보통	많음
160 m (100km/h)	7.0	9.0	11.0
100 m (80km/h)	5.0	6.5	8.0
60 m (60km/h)	3.0	4.5	6.0

○ 평균조도 환산계수(도로안전시설 설치 및 관리지침, 2012)

노면상태	평균조도 환산계수	적 용
콘크리트	13 lx/cd/m²	◉
아스팔트	18 lx/cd/m²	

■ 각 구간별 조명수준 곡선 그래프



○ 기본부 조명

- 이행부 도로상의 휘도 감소는 원칙적으로 각 구간별 조명수준 곡선 그래프에 따라 적용
- 이행부에서의 단계별 휘도값 $L_{tr}=L_{th}(1.9+t)-1.4$ 으로 계산 (L_{th} = 경계부 노면 휘도)
- 계단식 곡선 형태로 휘도를 감소시킬 경우 모든 위치에서의 휘도는 곡선상의 수치 이상 적용
- 계단식으로 감소하는 경우 한 단계와 그다음 단계의 최대 휘도비는 3이하
- 이행부 최종단계의 휘도는 기본부 휘도의 2배 이하

○ 출구부 조명

- 출구부 조명에 의한 주간 휘도는 정지거리 이상의 구간에 걸쳐 점차 증가
- 기본부 휘도에서 시작하여 출구 접속부 전방 20m 지점의 휘도가 기본부 휘도의 5배가 되도록 단계적상승

○ 야간 조명

- 터널이 연속조명구간인 경우 터널내부조명 질적수준은 접근도로의 기준이상 적용
- 야간터널 조명에서의 균제도와 플리커는 주간터널조명 기준과 동등이상 적용

○ 구간별 조도기준 계산

- 터널이 연속조명구간인 경우 터널내부조명 질적 수준은 접근도로의 기준이상 적용
- 야간터널 조명에서의 균제도와 플리커는 주간터널조명 기준과 동등이상 적용

○ 금촌터널 구간별 조도기준 계산

구 분		경계부 노면휘도 (cd/m²)	평균 조도 계산	계산 조도	기준조도적용(lX) (도로공사기준)
터널방향	구 간				
문산방향	경계부1	200	200(cd/m²)×13(lx/cd/m²)	2,600	2,600
	경계부2	200	200(cd/m²)×13(lx/cd/m²)	2,600	2,600
	경계부3	160	160(cd/m²)×13(lx/cd/m²)	2,086	2,090
	경계부4	121	121(cd/m²)×13(lx/cd/m²)	1,572	1,580
	이행부1	81	81(cd/m²)×13(lx/cd/m²)	1,058	1,060
	이행부2	41	41(cd/m²)×13(lx/cd/m²)	531	530
	출구부2	27	27(cd/m²)×13(lx/cd/m²)	351	360
	출구부3	36	36(cd/m²)×13(lx/cd/m²)	468	480
	출구부4	55	55(cd/m²)×13(lx/cd/m²)	585	600

구 분		경계부 노면휘도 (cd/m²)	평균 조도 계산	계산 조도	기준조도적용(lX) (도로공사기준)
터널방향	구 간				
서울방향	경계부1	200	200(cd/m²)×13(lx/cd/m²)	2,600	2,600
	경계부2	200	200(cd/m²)×13(lx/cd/m²)	2,600	2,600
	경계부3	160	160(cd/m²)×13(lx/cd/m²)	2,086	2,090
	경계부4	121	121(cd/m²)×13(lx/cd/m²)	1,572	1,580
	이행부1	81	81(cd/m²)×13(lx/cd/m²)	1,058	1,060
	이행부2	41	41(cd/m²)×13(lx/cd/m²)	531	530
	출구부2	27	27(cd/m²)×13(lx/cd/m²)	351	360
	출구부3	36	36(cd/m²)×13(lx/cd/m²)	468	480
	출구부4	55	55(cd/m²)×13(lx/cd/m²)	585	600

○ 보수율(도로안전시설 설치 및 관리지침, 2012)

구 분	광속 유지계수 (LLMF)	램프 잔존계수 (LSF)		조명기구 유지계수 (LMF)		표면 유지계수 (SMF)		보수율 M			
		터널 위치		오염등급		오염등급		오염등급			
		북부	중부 남부	중간	낮음	중간	낮음	중간		낮음	
								북부	중부/남부	북부	중부/남부
입구부(고압나트륨 램프)	0.91	0.97		0.92	0.93	0.97	0.98	0.79		0.80	
기본부(형광램프)	0.92	0.80	0.86	0.92	0.93	0.97	0.98	0.66	0.71	0.67	0.72
기본부(LED)	0.80	0.10		0.92	0.93	0.97	0.98	0.71		0.73	

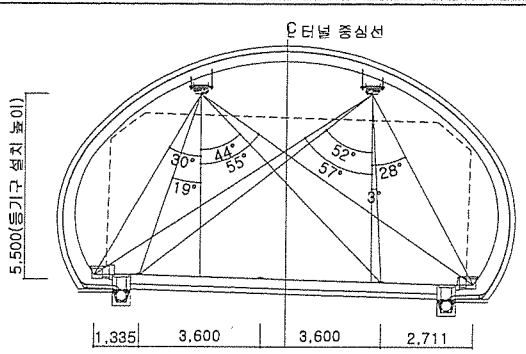
•고압나트륨 램프의 평균 동작시간은 10,000시간, LED의 평균 동작시간은 10,000시간으로 가정.
•북부: 경기,강원 위치 터널 / 중·남부 : 충정, 경남·북, 전남·북 위치 터널
•터널의 오염등급 : 중간 등급(미세먼지 농도 600μg/m3 이하)
낮음 등급(미세먼지 농도 150μg/m3 이하)
•터널 내 사용 조명기구의 IP 등급 : IP6X
•유지보수 조건 램프 교체회수 : 2회/년 조명기구 / 청소 주기 : 1회/년 / 터널 벽면 세척 주기 : 2회/년
•LED는 한국도로공사 고속도로 조명 설계 가이드라인 개발 2차년도 연구결과 보고 참고치

○ 조도계산의 기본식

$$E = \frac{N \times F \times U \times m}{W \times S} (lx)$$

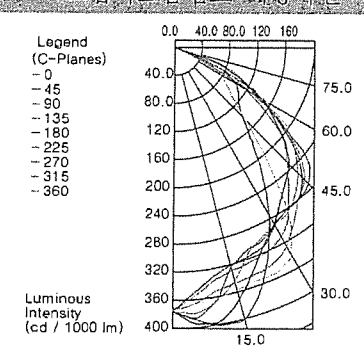
E : 기준조도
F : 광원의 광속
M : 보 수 율
U : 조 명 율
W : 노면유효폭
S : 조명기구 취부 간격
N : 배열계수 (양측배열 2적용)

○ 조명률 계산

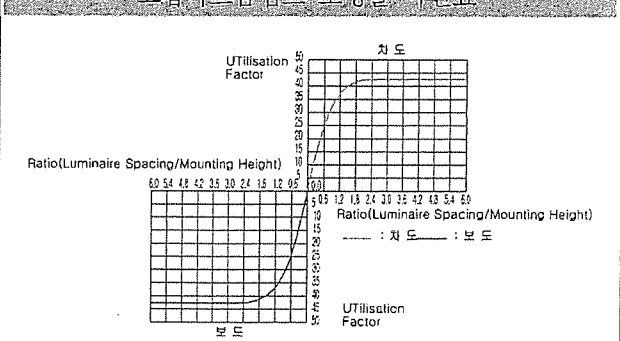
종 류	단 면 도
금 촌 터 널	

○ 조명률 곡선표

고압나트륨램프 배광곡선



고압나트륨램프 조명률 곡선표



•피조면적내 도달한 광원의 광속이 전광속에 대한 비율로 광원, 조명기구 기타 설치위치 및 배광, 노면, 벽면, 천정면의 반사율로 결정되며, 터널 형상 및 조명기구의 취부위치와 조명률 곡선표를 참고하여 조명률 계산

1.4 각 구간별 계산결과

■ 금촌터널 – 문산방향(북향) (조명제외구간:7.55m+8m, 벨마우스 구간 4.45m)

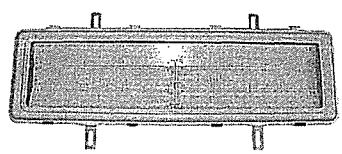
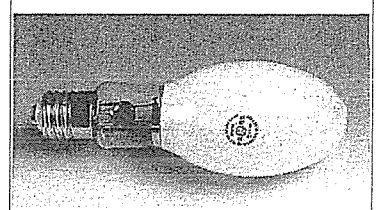
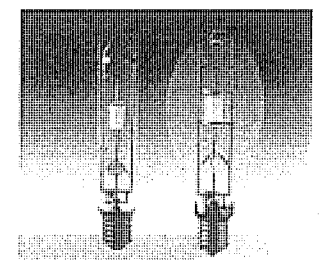
구 분		경계부				이행부			출구부		
		1	2	3	4	1	2	3	2	3	4
길이(m)		80	27	27	27	34	34	–	47	47	20
설계길이(m)		82.5	30.0	30.0	32.5	37.5	39.0	–	7.5	52.5	22.5
기준휘도(cd/m²)		200	200	160	121	81	41	–	27	36	45
기준조도(lx)		2,600	2,600	2,090	1,580	1,060	530	–	360	480	600
설계조도(lx)	맑은날	2,765	2,765	2,105	1,668	1,115	559	–			
	흐린날	1,445	1,445	1,115	906	620	352	–	368	483	663

■ 금촌터널 – 서울방향(남향) (조명제외구간:9m+9.05m, 벨마우스 구간 4.45m)

구 분		경계부				이행부			출구부		
		1	2	3	4	1	2	3	2	3	4
길이(m)		80	27	27	27	34	34	–	47	47	20
설계길이(m)		82.5	30.0	30.0	32.5	37.5	39.0	–	15.0	52.5	22.5
기준휘도(cd/m²)		200	200	160	121	81	41	–	27	36	45
기준조도(lx)		2,600	2,600	2,090	1,580	1,060	530	–	360	480	600
설계조도(lx)	맑은날	2,765	2,765	2,105	1,668	1,115	559	–			
	흐린날	1,445	1,445	1,115	906	620	352	–	368	483	663

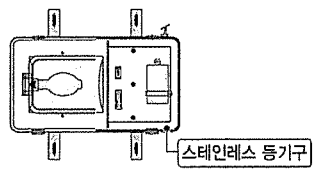
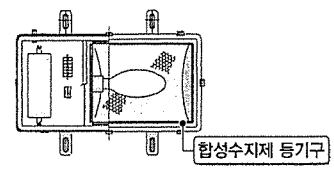
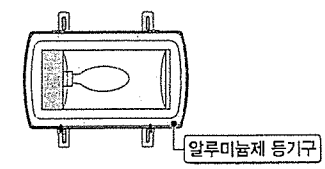
1.5 광원의 선정

•"공공기관 에너지이용 합리화 추진지침"에 의한 고효율 기자재 LED 제품으로 기본부 조명을 적용하며 그 외 광원은 종류, 크기, 효율, 광색, 휘도, 수명등을 고려하여 터널 조건에 가장 적합한 것을 사용한다

종 류	LED램프	고압 나트륨램프	세라믹메탈 램프
개 요 도			
용 량(W)	3/25W	100 ~ 250W	150W
효율(lm/W)	75	90	144
수 명(h)	50,000	12,000	16,000
점등부속장치	안정기 필요	안정기 필요	안정기 필요
광원의 장 · 단점	• 초기 투자비가 높음 • 연색성이 우수하고 효율이 좋고 즉시 재점등 가능 • 친환경 광원으로 절력 절감 및 탄소배출 가장 적음 • 수명이 길다	• 효율이 낮음 • 순시 재점등 불가능 • 배광제어가 쉽다 • 수명이 길다 • 국산품으로 구입이 용이	• 전압변동에 의한 영향이 큼 • 친환경 광원으로 전력 절감 및 탄소배출이 적음 • 자재구입 용이
적 용	◎	◎	

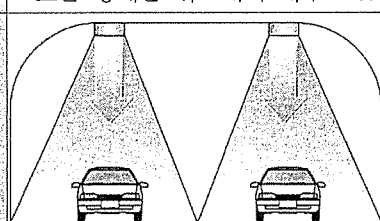
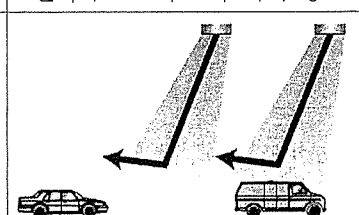
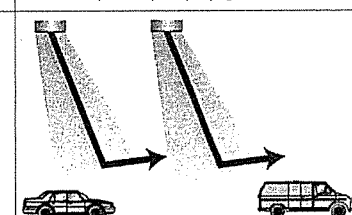
- 터널조명용 광원으로는 유지관리성, 호환성 구입의 용이성을 고려 LED램프 및 고압나트륨램프를 설치 하였으며 이의 특징은 다음과 같다.
  - 친환경 LED 제품 사용으로 이산화탄소 및 전력 사용(유지관리비용)절감
  - 정부 주요 과제인 녹색성장을 위한 에너지 절감, 탄소배출 감소, 환경오염 방지
  - 국산품으로 구입이 용이하다.

1.6 조명기구의 선정

종 류	스테인레스	합성수지제	알루미늄제
개 요 도			
배 광 특 성	매우 우수	우수	우수
열 전 도 율	우수	낮음	매우 우수
내 구 성	변형이 없음	열에 변형	변형이 없음
적 용	◉		

•조명기구는 광원으로부터 나오는 빛을 제어하고 배광과 휘도, 눈부심 감소 등 조명목적에 적합하게 광원을 보호하는 역할을 한다. 본 설계에서는 추후 유지보수측면과 청소등을 감안하여 LED조명기구 및 고압나트륨 조명기구를 사용하고 제설용 염화칼슘에 부식이 없는 스테인레스형으로 선정하였다.

1.7 터널조명 검토 및 선정

종 류	대칭 조명방식	카운터 빔 조명방식	프로빔 조명방식
개 요	• 진행방향의 동일 방향 및 반대방향으로 같은 크기의 빛이 투사 • 표준 장해물 휘도대비 계수 : 0.2	• 진행방향의 반대로 조명 • 진행방향의 반대방향 으로 연직각 60° 부근이 최대 광도	• 운전자의 진행방향으로 조명 • 운전자 진행방향으로 연직각 60° 부근이 최대광도임
개 념 도			
적 용 장 소	• 기본 조명 • 국내터널 일반적용	• 교통량이 비교적 적은 터널 입구조명	• 교통량이 비교적 많은 도심 터널(대칭조명의 부가 조명)
장 단 점	• 노면과 벽면의 밝기가 균일 • 반사판 설계에 의한 최적의 배광제작 가능 • 노면휘도대비 벽면휘도 값을 1.5배 이상의 값으로 설치가 용이(Simulation) • 터널입구가 밝으므로 운전자 의 불안감 해소 (Black-hole 현상 제거) • 터널 입구 조도 순응시설과 조도완화의 접속이 용이 • 조 명 효율이 다소 낮다	• 노면과 장애물의 휘도대비를 높여 장애물의 인식이 용이함 • 조명효율이 다소 높다 (약 25% 향상) • 터널입구가 어두워 운전자 에게 불안감 유발 Black-hole 현상고려 필요함 • 앞선 대형차량이 뒤쫓는 소형 차량에 그림자를 제공 • 벽면이 어둡고 균일하지 않다	• 선행차의 뒷면을 조명하여 시인성을 높임 • 대칭조명용과 프로빔용의 2가지 조명기구를 사용 • 프로빔 조명만 할 경우 선행 행차가 한순간 사라지는 현상이 발생 가능 • 조명율이 다소 높다
적 용	◉		

•조명기구를 터널 상부에 시설, 조명율 향상으로 인한 등기구수 감소로 공사비 절감 및 대칭조명에 의한 대형차의 차광을 방지하여 운전자의 시환경을 개선할 수 있는 천장 배열 대칭 조명방식 선정