

공 학 석 사 학 위 논 문

터널 보조공법(강관다단) 수치해석과
현장계측의 비교 연구

지도교수 이 영 대

이 論文을 指導교수 學位論文으로 提出함



2004년 8월

부 경 대 학 교 산 업 대 학 원

토 목 공 학 과

황 선 균

황선균의 공학석사 학위논문을 인준함

2004년 6월 24일

주 심 공 학 박 사

정 진 호



위 원 공 학 박 사

이 중 출



위 원 농 공 학 박 사

이 영 대



목 차

표 목 차	i
그림 목차	ii
Abstract	v
1. 서 론	1
1.1 연구배경	1
1.2 연구목적	1
1.3 연구동향	2
2. 자료수집	3
2.1 공사개요	3
2.2 현장의 지형 및 지질조건	4
2.2.1 지형조건	4
2.2.2 지질조건	4
2.3 계측자료 수집	5
2.3.1 계측간격 및 빈도	5
2.3.2 계측기 설치 위치	6
3. 수치해석	7
3.1 개요	7

3.2 PENTAGON 2D의 해석과정	8
3.3 프로그램의 구성 및 적용분야	9
3.3.1 구 성	9
3.3.2 적용분야	9
3.3.3 특 징	10
3.3.4 해석이론	10
3.3.5 사용가능 요소	10
3.4 해석단면 및 물성치	11
3.4.1 해석단면	11
3.4.2 입력자료 물성치	13
3.4.3 해석순서	18
3.4.4 하중분배율	18
 4. 현장계측	22
4.1 계측자료 분석	22
4.1.1 내공변위 측정	22
4.1.2 천단침하 측정	23
4.2 막장 진행에 따른 계측 그림	25
 5. 결과 및 고찰	26
5.1 보강효과에 대한 해석결과	26
5.1.1 변위(Displacement)에 대한 해석	27
5.1.2 쏫크리트 전단력(Shear Force)에 대한 해석	30
5.1.3 쏫크리트 축력(Axial Force)에 대한 해석	33
5.1.4 쏫크리트 모멘트(Moment)에 대한 해석	37

5.1.5	랙볼트 축력(Axial Force)에 대한 해석	40
5.1.6	최대전단변형율(Max Shear Strain)에 대한 해석	43
5.2	고 찰	47
5.2.1	보강효과에 대한 고찰	47
5.2.2	보강패턴에 따른 고찰	54
5.2.3	보강패턴에 따른 해석결과 정리	60
6.	결 론	67
	참고문헌	69

표 목 차

<표 2.1> 공사 개요	3
<표 2.2> 간격 및 빈도의 표준	5
<표 3.1> 강관다단 보강 전·후의 지반물성치 적용사례	14
<표 3.2> 수치해석을 위한 지반 물성치	16
<표 3.3> 수치해석을 위한 지보재 물성치	16
<표 3.4> 시공과정에 따른 해석순서	18
<표 4.1> 터널구간 내공변위측정 결과표	22
<표 4.2> 터널구간 천단침하 측정 결과표	23
<표 5.1> 상반굴착 후의 지중침하(해석단계:1/6단계)	48
<표 5.2> 하반굴착 후의 지중침하(해석단계:4/6단계)	48
<표 5.3> 최종단계의 지중침하(해석단계:6/6단계)	48
<표 5.4> 상반굴착 후의 내공변위(X방향, 해석단계:1/6단계)	49
<표 5.5> 하반굴착 후의 내공변위(X방향, 해석단계:4/6단계)	49
<표 5.6> 최종단계의 내공변위(X방향, 해석단계:6/6단계)	50
<표 5.7> 숏크리트 전단력	51
<표 5.8> 상반굴착 후의 숏크리트 조합응력(STA. 12K+520.0)	51
<표 5.9> 하반굴착 후의 숏크리트 조합응력(STA. 12K+520.0)	52
<표 5.10> 최종단계의 숏크리트 조합응력(STA. 12K+520.0)	52
<표 5.11> 락볼트 축력	53
<표 5.12> 최종단계의 변위(STA. 12K+520.0)	61
<표 5.13> 최종단계의 숏크리트 전단력(STA. 12K+520.0)	63
<표 5.14> 최종단계의 숏크리트 축력(STA. 12K+520.0)	64
<표 5.15> 최종단계의 숏크리트 모멘트(STA. 12K+520.0)	65
<표 5.16> 최종단계의 락볼트 축력(STA. 12K+520.0)	65

그림 목차

<그림 2.1> 본 연구지역의 지반주상도	4
<그림 2.2> 현장계측기 설치위치도	6
<그림 3.1(a)> 터널 해석단면 (제1안)	11
<그림 3.1(b)> 터널 해석단면 (제2안)	12
<그림 3.1(c)> 터널 해석단면 (제2-1안)	12
<그림 3.2> 수치해석 도면(STA. 12K+520.0)	13
<그림 3.3> 지반주상도	15
<그림 3.4> 점 하중 시험에 의한 일축압축강도	15
<그림 3.5> 강관다단 보강영역	17
<그림 4.1> 막장진행에 따른 천단침하량 측정	25
<그림 4.2> 터널 종단방향 지표침하(STA. 12K+520.0)	25
<그림 5.1(a)> 상반굴착 후의 변위(STA. 12K+520.0, 무보강)	27
<그림 5.1(b)> 상반굴착 후의 변위(STA. 12K+520.0, 보강)	27
<그림 5.1(c)> 하반굴착 후의 변위(STA. 12K+520.0, 무보강)	28
<그림 5.1(d)> 하반굴착 후의 변위(STA. 12K+520.0, 보강)	28
<그림 5.1(e)> 최종단계의 변위(STA. 12K+520.0, 무보강)	29
<그림 5.1(f)> 최종단계의 변위(STA. 12K+520.0, 보강)	29
<그림 5.2(a)> 상반연성 슛크리트 타설 후의 슛크리트 전단력(STA 12K+520.0, 무보강) ..	30
<그림 5.2(b)> 상반연성 슛크리트 타설 후의 슛크리트 전단력(STA 12K+520.0, 보강) ..	31
<그림 5.2(c)> 하반굴착 후의 슛크리트 전단력(STA. 12K+520.0, 무보강) ..	31
<그림 5.2(d)> 하반굴착 후의 슛크리트 전단력(STA. 12K+520.0, 보강)	32
<그림 5.2(e)> 최종단계의 슛크리트 전단력(STA. 12K+520.0, 무보강)	32
<그림 5.2(f)> 최종단계의 슛크리트 전단력(STA. 12K+520.0, 보강)	33
<그림 5.3(a)> 상반굴착 후의 슛크리트 축력(STA. 12K+520.0, 무보강)	34

<그림 5.3(b)> 상반굴착 후의 슛크리트 축력(STA. 12K+520.0, 보강)	34
<그림 5.3(c)> 하반굴착 후의 슛크리트 축력(STA. 12K+520.0, 무보강)	35
<그림 5.3(d)> 하반굴착 후의 슛크리트 축력(STA. 12K+520.0, 보강)	35
<그림 5.3(e)> 최종단계의 슛크리트 축력(STA. 12K+520.0, 무보강)	36
<그림 5.3(f)> 최종단계의 슛크리트 축력(STA. 12K+520.0, 보강)	36
<그림 5.4(a)> 상반굴착 후의 슛크리트 모멘트(STA. 12K+520.0, 무보강) ..	37
<그림 5.4(b)> 상반굴착 후의 슛크리트 모멘트(STA. 12K+520.0, 보강)	38
<그림 5.4(c)> 하반굴착 후의 슛크리트 모멘트(STA. 12K+520.0, 무보강) ..	38
<그림 5.4(d)> 하반굴착 후의 슛크리트 모멘트(STA. 12K+520.0, 보강)	39
<그림 5.4(e)> 최종단계의 슛크리트 모멘트(STA. 12K+520.0, 무보강)	39
<그림 5.4(f)> 최종단계의 슛크리트 모멘트(STA. 12K+520.0, 보강)	40
<그림 5.5(a)> 상반굴착 후의 락볼트 축력(STA. 12K+520.0, 무보강)	40
<그림 5.5(b)> 상반굴착 후의 락볼트 축력(STA. 12K+520.0, 보강)	41
<그림 5.5(c)> 하반굴착 후의 락볼트 축력(STA. 12K+520.0, 무보강)	41
<그림 5.5(d)> 하반굴착 후의 락볼트 축력(STA. 12K+520.0, 보강)	42
<그림 5.5(e)> 최종단계의 락볼트 축력(STA. 12K+520.0, 무보강)	42
<그림 5.5(f)> 최종단계의 락볼트 축력(STA. 12K+520.0, 보강)	43
<그림 5.6(a)> 상반굴착 후의 최대전단변형율(STA. 12K+520.0, 무보강) ..	44
<그림 5.6(b)> 상반굴착 후의 최대전단변형율(STA. 12K+520.0, 보강)	44
<그림 5.6(c)> 하반굴착 후의 최대전단변형율(STA. 12K+520.0, 무보강) ..	45
<그림 5.6(d)> 하반굴착 후의 최대전단변형율(STA. 12K+520.0, 보강)	45
<그림 5.6(e)> 최종단계의 최대전단변형율(STA. 12K+520.0, 무보강)	46
<그림 5.6(f)> 최종단계의 최대전단변형율(STA. 12K+520.0, 보강)	46
<그림 5.7> 지중침하 분석위치	47
<그림 5.8> 내공변위 분석위치	49
<그림 5.9> 슛크리트 전단력 및 조합응력 분석위치	50

<그림 5.10> 제2안 최종단계의 변위(STA. 12K+520.0)	54
<그림 5.11> 제2안 최종단계의 슛크리트 전단력(STA. 12K+520.0)	55
<그림 5.12> 제2안 최종단계의 슛크리트 축력(STA. 12K+520.0)	55
<그림 5.13> 제2안 최종단계의 슛크리트 모멘트(STA. 12K+520.0)	56
<그림 5.14> 제2안 최종단계의 락볼트 축력(STA. 12K+520.0)	56
<그림 5.15> 제2-1안 최종단계의 변위(STA. 12K+520.0)	57
<그림 5.16> 제2-1안 최종단계의 슛크리트 전단력(STA. 12K+520.0)	57
<그림 5.17> 제2-1안 최종단계의 슛크리트 축력(STA. 12K+520.0)	58
<그림 5.18> 제2-1안 최종단계의 슛크리트 모멘트(STA. 12K+520.0)	58
<그림 5.19> 제2-1안 최종단계의 락볼트 축력(STA. 12K+520.0)	59
<그림 5.20> 지중변위 분석 위치	60
<그림 5.21> 슛크리트의 전단력, 축력, 모멘트의 분석위치	62

Comparative Study Between Numerical Analysis and Field Measurement in Tunnel Using UAM(Umbrella Arch Method)

Sun-Kyun, Hwang

*Department of Civil Engineering, Graduate School of Industry
Pukyong National University*

ABSTRACT

This study predicts the maintenance and operation level of the bridge based on the LCC concept.

In order to predict the LCC of the given case, suggested the maintenance and operation level after reviewing other related materials. Apply the real information of the maintenance and operation to the three cases of the maintenance and operation level (real, current, and prevented maintenance and operation level). And based on such analytical measures, maintenance and operation costs and LCC in maintenance and operation level have been predicted; therefore, suggests the basic information about maintenance and operation level for the bridge.

With a result of this study, we could obtain (1)the LCC of PSC-bridge and RC-bridge is more economy than Steel-bridge and (2)more active maintenance and operation of a bridge is absolutely necessary.

1. 서 론

1.1 연구 배경

현대사회의 산업화와 함께 여러 도시에서는 인구의 폭발적인 증가로 인하여 주택난, 교통난, 공해 등 여러 가지 문제점이 야기되고 있다. 특히 도시내 차량의 폭증과 인접도시간의 교통난은 도로혼잡, 산업발달저해, 공해유발 등 그 문제가 매우 심각하다. 그러므로 이런 문제해결을 위한 지하구조물의 개발이 중요시되고 있으며, 그 중에서 대중교통수단으로서의 지하철 및 지하도로시설의 확충이 필수적이므로 터널의 시공법이 다양하게 개발되어지고 있다.

도심지에서 터널굴착시 인접구조물의 손상과 붕괴사고는 막대한 시간과 경제적 손실을 가져올 수 있고 인명사고로까지 연결돼 심각한 사회문제로 대두될 수 있으며, 이로 인해 지반조건이 열악한 곳에서는 터널굴착의 안전성 확보를 위한 보조공법의 선택이 중요한 의미를 갖게 된다. 이와 관련하여 터널의 보강과 차수효과를 동시에 얻을 수 있는 강관다단공법에 관한 많은 연구가 요구되고 있으며, 정확한 수치해석기법의 개발과 현장 계측자료들의 비교, 분석이 활발히 진행될 경우 도심지 연약지반에서 NATM공법시 강관다단공법 적용성의 의미가 있을 것이다.

1.2 연구 목적

본 연구의 목적은 지하철 복선 터널 중 상부 반단면이 팽창성 지반인 풍화암층이 주류를 이루고 있어 강관다단 공법을 보조공법으로 선정한 구간으로서, 설계 과정을 기술하고 향후 비슷한 조건의 터널 시공 시에 참고자료로 활용하고자 사례터널에서의 수치해석과 현장계측을 비교·연구하는데 그 목적이 있다.

1.3 연구 동향

현재 강관다단공법은 현장시공에 많이 적용하고 있으나 명확한 설계기준 및 조건은 제시 되지 않고 있지만 터널 보조공법 중에서 경제성, 시공성, 안전성을 만족하는 보편타당한 공법으로 소개되고 있다.

최근 연구동향은 보고서, 논문, 시공사례 등을 검토한 결과 설계 시 보강 효과를 시공과정에서 확인하기 위해서는 정밀 계측이 필요한데 일반적으로 터널 공사 시 설치되는 계측기는 1차지보재 시공 후에 설치되는 항목이 대부분이므로 설계 시 예측한 변위량과 실 시공 때의 차이를 정밀하게 비교 검토하기가 어렵다.

부산대학교 생산기술연구소에서 작성한 "강관다단공법의 효과적 적용을 위한 계측 및 분석" 이란 보고서에서는 강관다단 설치 시에 별도의 계측용 강관을 설치하여 휘스톤 브리지(Wheaststone Bridge)회로를 이용한 정밀계측을 이용하면 길이별 변형량을 정밀 측정 할 수 있는 것으로 소개되어 변위량의 측정에 도움이 될 것으로 판단된다.

2. 자료수집

2.1 공사 개요

본 연구에서는 지상부는 고속도로 진입도로가 있어 대형차량의 통행이 집중되어 있으며, 지질조건은 터널상부는 매립토, 풍화대가 형성되어 있고 상부 반단면은 절리가 발달된 풍화암이 주류를 이루고 있으므로 일반적 지보재로는 굴착시 변형을 기준치내에서 관리하기가 어려운 조건이므로 터널 보조 공법으로 강관다단 공법을 선택한 구간이다. 본 연구에서의 공사 개요는 다음과 같다.

① 시점 : STA.12K+260.00~STA.13K+805.00

② 정거장 (L=318m)

· A 정거장 (L=169m)

· B 정거장 (L=149m)

③ 본선(L=1,127m)

· 개착 (BOX) : 942.7m (환기구 4개소 포함)

· 터널 : 302.3m (환기구 1개소 포함)

<표 2.1> 공사 개요

형식	STA. NO	연장(m)	비고
PD-5(R=350)	12K260.0~12K320.0	60	
PD-4(R=400)	12K320.0~12K360.0	40	
PD-3(R=400)	12K360.0~12K492.9	132.9	강관다단
	12K507.1~12K575.5	68.4	
	소 계	201.3	
계		301.3	

2.2 현장의 지형 및 지질조건

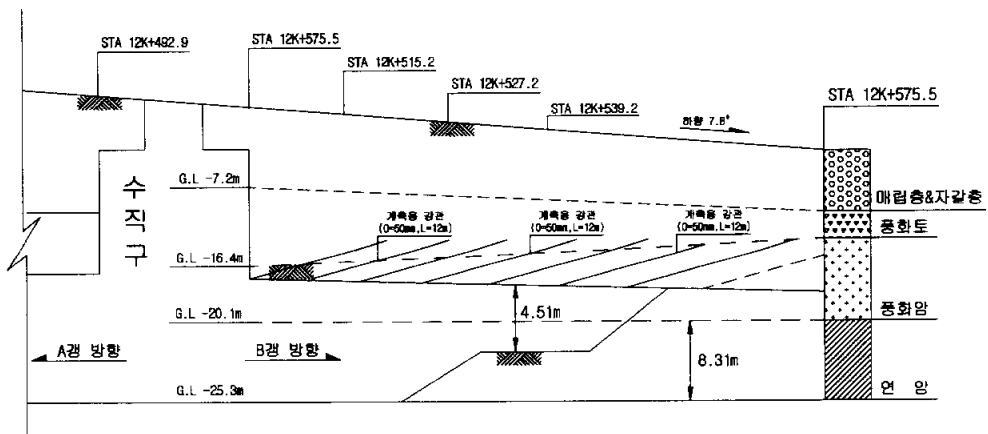
2.2.1 지형조건

본 연구 구간의 노선 서측부는 낙동강하구 김해평야 동단부 일대와 낙동강 하구 일부에 해당되며, 노선 동측부는 동서방향으로 평행하게 발달되는 두 개의 산계 [노선 북측의 355m 고지-상학봉 (538m) - 544m 고지와 노선 남측의 백양산 (642m)- 금정봉]사이의 계곡부에 위치하는 도심지 일대이다.

수계는 대저 지역을 제외한 만덕, 덕천 지역에서 약 6~7km 연장의 세천으로 노선과 평행하게 분포하며, 낙동강 하구지역은 언양단층의 영향으로 직류하고 있다.

2.2.2 지질조건

본 지역의 지층은 중생대 백악기의 안산암류, 화강섬록암, 규장암이 기반암으로 각각 분포하고 있으며, 이들 기반암은 구간별로 정도는 차이는 있으나 상당한 심도까지 풍화작용을 받아 풍화토와 풍화암들이 먼 거리에서 이동 퇴적된 퇴적층에 의해 피복되어 있다. 본 연구지역의 개략적인 지반 주상도는 <그림 2.1>과 같다.



<그림 2.1> 본 연구지역의 지반주상도

2.3 계측자료 수집

2.3.1 계측간격 및 빈도

<표 2.2> 간격 및 빈도의 표준

	계측 항목	계측 간격	배 치	빈 도				설치시기
				-21 -0일	0~15일 (0~14일)	15~30일 (8~14일)	30일~ (14일~)	
계측 A (S.M.S)	갱내관찰조사	전 연장	각 막장		1회/일	1회/일	1회/일	
	내공변위측정	15~50mm	수평2측선 대각선- 4측선	-	1~2회 /일	2회/주	1회/주	막장후방 1m
	천단침하측정	"	1점	-	"	2회/주		
	Rock-Bolt 인발시험	50본당 1본정도	1단면 5면	-	-	-	-	정착 효과 발생후 즉시
계측 B (M.M.S)	지표 지중의 침하 측정	300~ 500m	터널상부 3~5개소	1회/ 2~7일	1회/일	1회/1주	1회/2주	터널전방 15~30m
	Shotcrete 응력 측정	200~ 500m	접선, 반경 방향3~5개소	-	1회/일	1회/1주	1회/2주	막장후방 1~3m
	지중변위측정	200~ 500m	3~5개소/단면, 3~5의 다른심도	-	1~2회 /일	1회/2일	1회/주	막장후방 1~3m
	Rock-Bolt 축력 측정	"	3~5개소/단면, 3~5점이상	-	"	"	"	"
	지중 수평 변위 측정	200~ 500m	터널양측	1회/ 2~7일	1회/일	1회/주	1회/2주	터널전방 15~30m

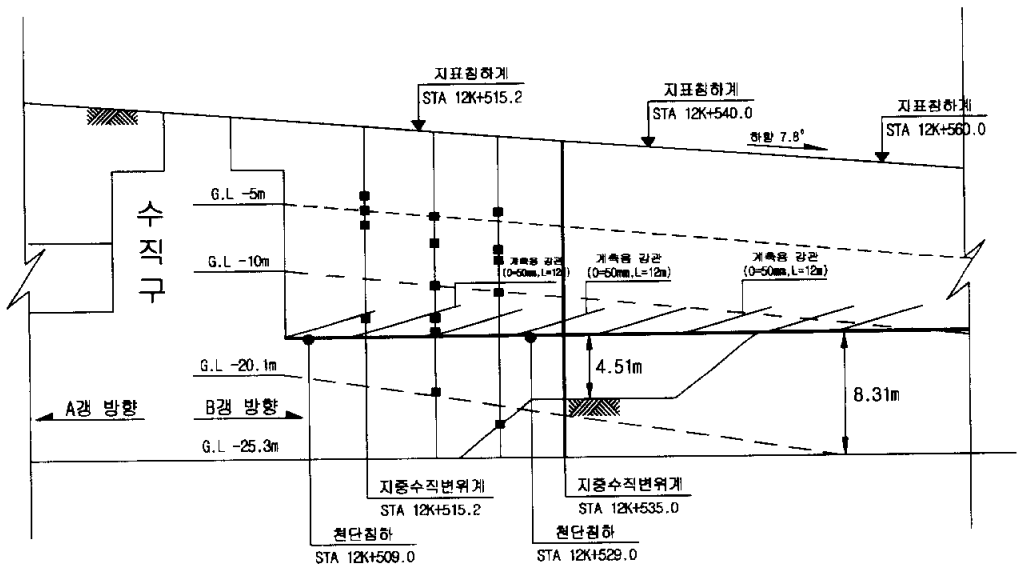
※ 빈도란 중 () 은 수렴이 빨리 되어 버리는 경우의 빈도이다.

(주) 다음의 경우는 계측 간격, 계측 빈도를 변경할 수 있다

- ① 팽창성 지질에서 장기간 지반이 안정치 않을 경우.
- ② 굴착의 진행이 현저히 빠르거나 늦은 경우.
- ③ 터널의 연장이 길거나 혹은 짧은 경우.
- ④ 양호하며 같은 형의 지질이 연속될 경우.
- ⑤ 지질의 변화가 현저한 경우.
- ⑥ 변위가 대단히 빨리 수렴해 버리는 경우.

2.3.2 계측기 설치 위치

계측기 설치 위치는 <그림 2.2>에 나타내었다.



<그림 2.2> 현장계측기 설치위치도

3. 수치해석

3.1 개요

지반은 터널의 굴진으로 인하여 원래의 평형상태가 흐트러지고, 새로운 평형상태로 도달하기 위한 거동을 한다. 터널 해석은 이러한 거동의 영향을 고려하여 설계된 터널굴착공법, 지보 패턴의 적정성 여부를 판정하고, 시공 단계별로 터널의 안정성을 확보할 수 있는 지표를 제시하며 최종적인 완공 후 지반이 평형상태에 도달하여 안정되는 지를 검토하는 것을 목적으로 한다. 따라서 해석은 지반조건, 하중조건, 시공방법, 시공순서 및 지보재의 특성을 정확히 반영하여 굴착에 따른 실제 지반거동을 예측할 수 있어야 한다.

3.2 PENTAGON 2D의 해석과정

PENTAGON 2D는 유한요소법을 사용하며 지반요소의 소성을 고려하기 위해서 Mohr-Coulomb, Drucker-Prager 항복규준을 사용한다. 또한 기타 요소의 소성을 고려하기 위해서는 General Elastic-Perfectly Plastic Theory를 사용한다.

본 프로그램은 8절점, 6절점의 평면 변형요소, 2절점의 Frame, Truss, Spring 요소 등을 포함하고 있어 다양한 지반해석에 사용할 수 있으며, 일반적으로 터널 해석수행 시에는 지보재 중 Shotcrete는 Frame 요소, Rock bolt는 Truss 요소, 지반은 8절점 및 6절점의 평면변형 요소를 사용하여 해석을 수행한다.

3.3 프로그램의 구성 및 적용분야

3.3.1 구성

- ① Automesh : 유한요소 해석에 반드시 필요한 Mesh 및 입력데이터를 자동으로 생성해 주는 Pre-Processor이다.
- ② Pen2pre : 입력데이터 검증 프로그램으로 PEN2POST와 거의 동일한 프로그램이나 해석결과 필요 없이 입력 파일만을 읽어 단계시공이 진행되는 과정을 그림으로 보여주므로 입력자료의 오류를 쉽게 발견할 수 있도록 도와준다.
- ③ Pen2_dbx : 입력데이터를 사용하여 유한요소 해석을 수행하는 해석기이다.
- ④ Pen2post : 해석결과 그래픽출력 프로그램으로서 지반변위, 지반응력에 대한 Contour 및 Vector출력, 지반응력의 소성상태에 대한 비(Ratio)를 나타내는 파괴율(Failure Rate), 보요소에 대한 부재력(축력, 전단력, 모멘트) 및 응력(축응력, 외단응력, 내단응력), 봉요소에 대한 부재력(축력) 및 응력(축응력), 동수경사(Hydraulic Gradient), 유속벡터(Flow Vector), 유량(Flow Rate), 간극수압(Pore Water Pressure), 전수두(Total Head) 등 다양한 해석결과를 출력한다.

3.3.2 적용분야

- ① NATM 터널해석과 같은 시공단계를 고려하는 지반 해석 문제
- ② 침투류 해석 문제
- ③ 지하 굴착, 토류벽 등의 시공 단계를 고려하는 지반 해석 문제
- ④ 사면 안정 해석문제
- ⑤ 탄소성 문제를 포함한 범용 구조 해석 분야

3.3.3 특징

- ① 시공단계를 고려하는 2차원 터널 해석과 같은 큰 문제를 적은 Memory로 빠른 시간 내에 해석한다.
- ② 시공단계를 고려하는 2차원 지반(터널포함) 해석 문제에 요구되는 복잡한 입력 데이터를 손쉽게 작성 가능.
- ③ 해석 결과를 원하는 부분만 그래픽으로 출력 가능.

3.3.4 해석이론

- ① 해석이론 : 유한요소법
- ② 소성이론 : 지반요소 Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Hoek-Brown
기타요소 General Elastic-perfectly Plastic Theory
- ③ 기하비선형이론 : Updated Lagrangianformulation

3.3.5 사용가능 요소

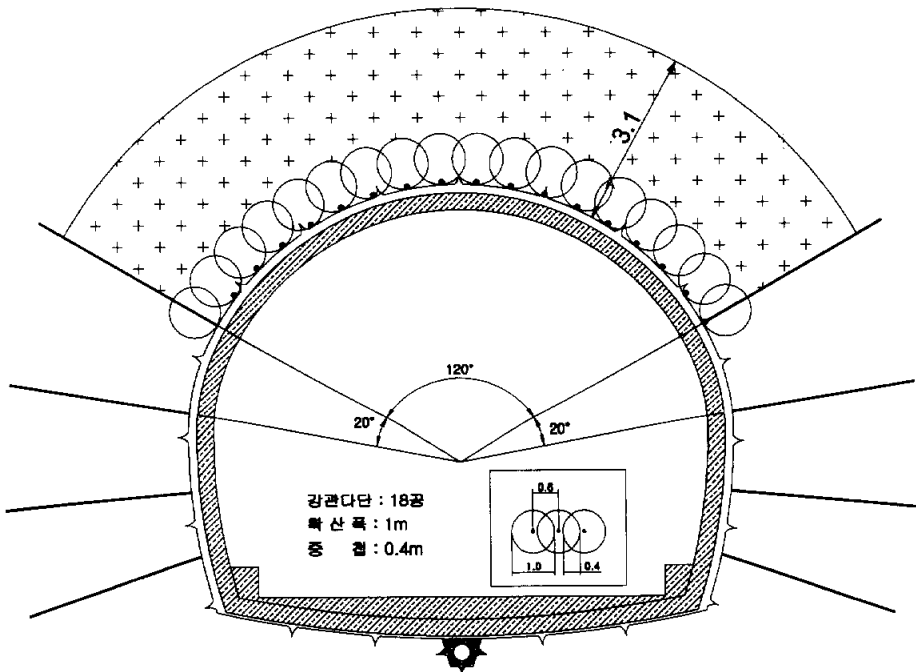
- ① 8절점 평면변형 요소(Plane Strain Element)
- ② 6절점 평면변형 요소(Plane Strain Element)
- ③ 2절점 평면트러스 요소 (봉요소)
- ④ 2절점 평면스프링 요소 (지반스프링요소)
- ⑤ 2절점 평면프레임 요소 (보요소)

3.4 해석단면 및 물성치

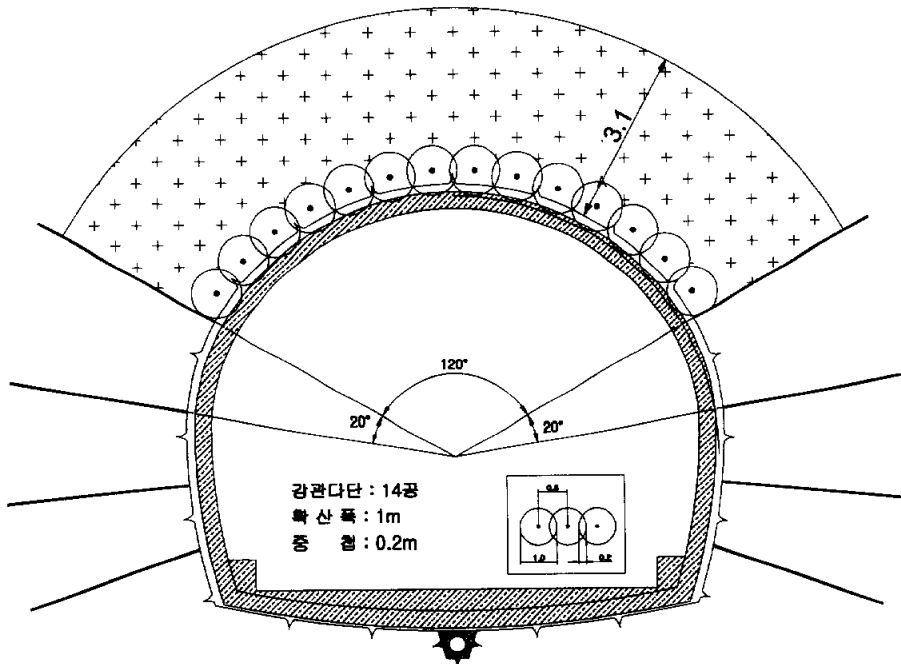
본 연구에서는 강관다단공법의 보강효과와 보강패턴의 영향을 PENTAGON 2D를 이용하여 분석하였다. 해석단면은 현장에서 계측기가 설치된 영역과 계측용 강관이 설치된 영역 내에서 대표단면(STA.12K+520.0)을 설정하여 해석을 수행하였고, 그 결과를 현장에서 계측한 결과와 비교하였다.

3.4.1 해석단면

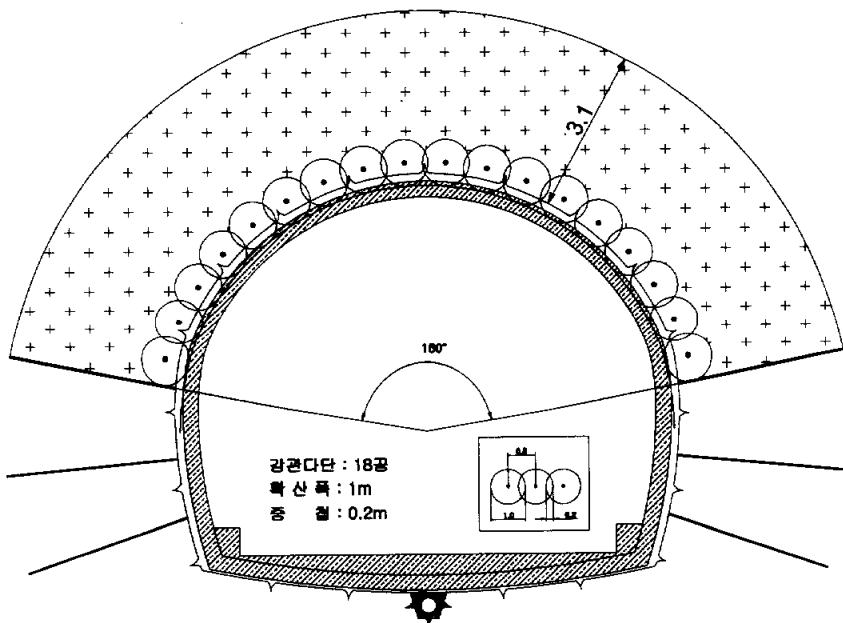
해석대상 단면은 <그림 3.1>과 같이 세 가지 단면으로 대별할 수 있으며, <그림 3.1(a)> 단면에 대해서는 보강의 영향을 파악하고, 강관 보강영역의 물성치를 개략적으로 정하는 방법을 제안하기 위해 해석을 수행하였다. 또한 강관 보강패턴에 따른 영향을 분석하고 더욱 적절한 보강패턴을 제안하기 위해 <그림 3.1(b)> 및 <그림 3.1(c)>를 추가로 해석하였다.



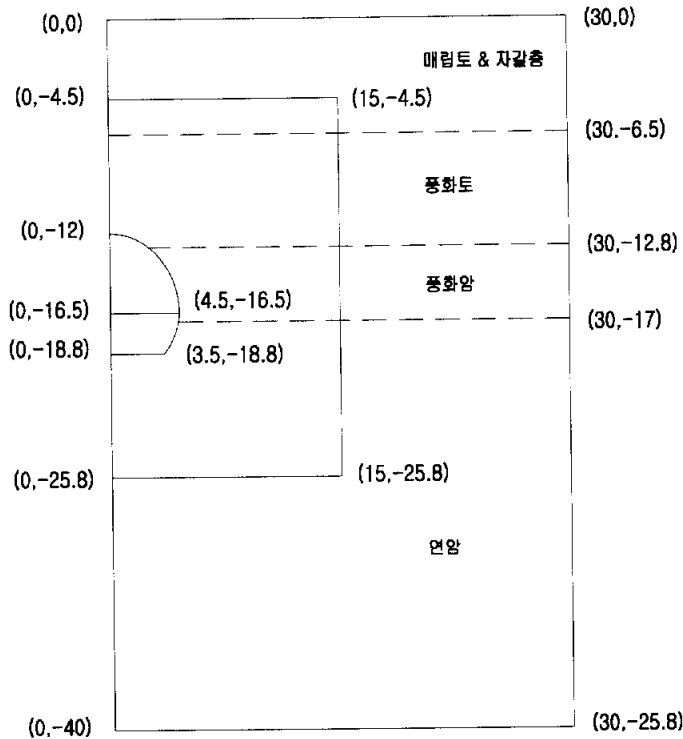
<그림 3.1(a)> 터널 해석단면 (제1안)



<그림 3.1(b)> 터널 해석단면 (제2안)



<그림 3.1(c)> 터널 해석단면 (제2-1안)



<그림 3.2> 수치해석 도면(STA.12K+520.0)

3.4.2 입력자료 물성치

수치해석에 있어서 강관다단 보강시의 물성치를 어느 정도로 정하여야 하는지에 대한 명확한 결과는 아직 없는 듯하다. 국내에서 조사된 자료에 의하면, <표 3.1>과 같은 정도로 적용되고 있는 것으로 알려져 있다. <표 2.1>에 의하면 강관다단이 시공되는 지반은 풍화토, 풍화암, 연암 등이 대부분인데, 원지반과 상관없이 변형계수 E 는 약 $200,000\text{tf/m}^2$ 정도의 값이 일괄 적용되고 있음을 알 수 있다. 그러나 이러한 일괄적용은 바람직하지 않다고 판단되며, 현장 계측을 통한 보강 전·후 지반의 물성을 확인하여 적용하는 것이 가장 바람직하다고 할 수 있다.

본 연구에서는 강관 다단에 의한 지반 물성의 증가를 등가변형계수의

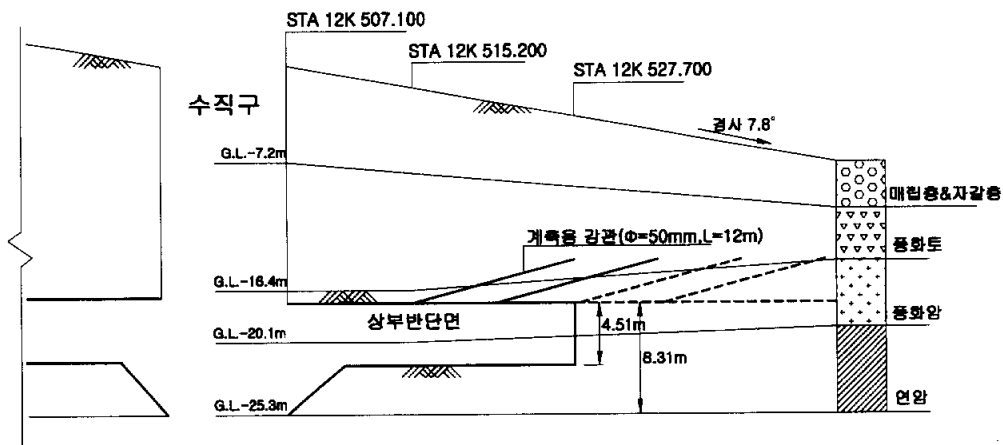
개념을 적용하였으며, 이렇게 적용하여 해석에서 구한 지반의 변형 정보와 현장 계측에서 구해진 값을 비교·분석함으로써 등가변형계수의 개념을 강관 다단이 보강된 지반에 적용 가능성 여부를 판단해 보고자 한다.

<표 3.1> 강관다단 보강 전·후의 지반물성치 적용사례

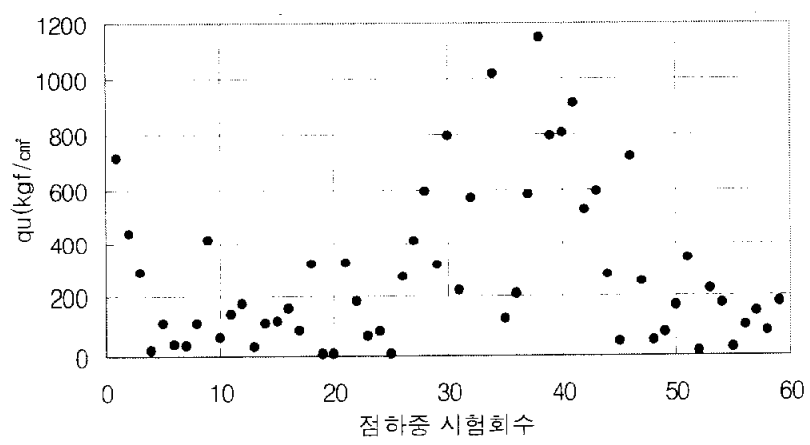
적용 PROJECT	지층명	E(tf/m ²)		ν		φ		C(tf/m ²)		γ(tf/m ³)	
		보강전	보강후	보강전	보강후	보강전	보강후	보강전	보강후	보강전	보강후
한국건설기술연구원 정책연구보고서 1995. 12	풍화토	8,000	200,000	0.35	0.33	35	-	0	-	2.0	2.2
	풍화암	51,000	200,000	0.33	0.33	40	-	30	-	2.0	2.2
대구지하철	자갈, 전석	2,000	100,000	0.35	0.35	28	-	0	-	2.0	2.0
	풍화암	5,000	200,000	0.33	0.33	25	-	1.0	-	2.1	2.1
	연암	50,000	200,000	0.25	0.25	32	-	5.0	-	2.5	2.5
서울지하철	풍화암	5,000~ 20,000	200,000	0.35	0.33	25~35	-	0~5	-	2.0~2.2	2.0~2.2
	연암	30,000~ 100,000	200,000	0.33	0.33	30~40	-	5~40	-	2.2~2.5	2.2~2.5
경부고속철도	풍화암	15,000	200,000	0.35	0.33	20	-	5	-	2.2	2.2
	연암	85,000	250,000	0.30	0.25	30	-	25	-	2.4	2.4

본 연구의 대상이 되는 현장은 터널이 통과하는 지반의 상태를 막장면에서 관찰한 결과, RQD는 대부분 0~40의 범위에 있으며, 90 정도의 값을 나타내는 경우도 있다. 또한 점하중시험에 의한 일축압축강도는 200~400 kgf/cm² 이하가 대부분이고(<그림 3.4> 참조), 국부적으로 1000kgf/cm² 이상의 것도 있었다. 막장 면에서의 용수량은 그리 크지 않으나, 막장 면 전체가 젖은 상태인데다 풍화의 정도가 극심하여 풍화암 지반 자체도 풍화암이라기 보다는 풍화토에 가까운 상태의 지반으로 보아야 할 정도이다. 그러나 풍화암과 연암의 경계부의 연암은 풍화암보다 훨씬 단단하여 발파가 요구되는 정도여서 터널 보조공법의 역할이 더욱 중요한 상황에 있는 현장이다.

터널이 굴착되는 지반은 시험 및 막장면의 관찰 등을 근거로 할 때 터널 시공 전에 예측되었던 지반 주상도<그림 3.3>와는 약간 달리 풍화토/풍화암층이 주를 이루는 것으로 판단된다.



<그림 3.3> 지반 주상도



<그림 3.4> 점 하중 시험에 의한 일축압축강도

강관다단이 보강된 지반의 물성치를 <그림 3.5>와 같이 면적에 의한 등가변형계수를 구하여 적용하였으며, 지반 및 지보재의 물성치는 <표 3.2>, <표 3.3>과 같다.

1) 지반물성치

<표 3.2> 수치해석을 위한 지반 물성치

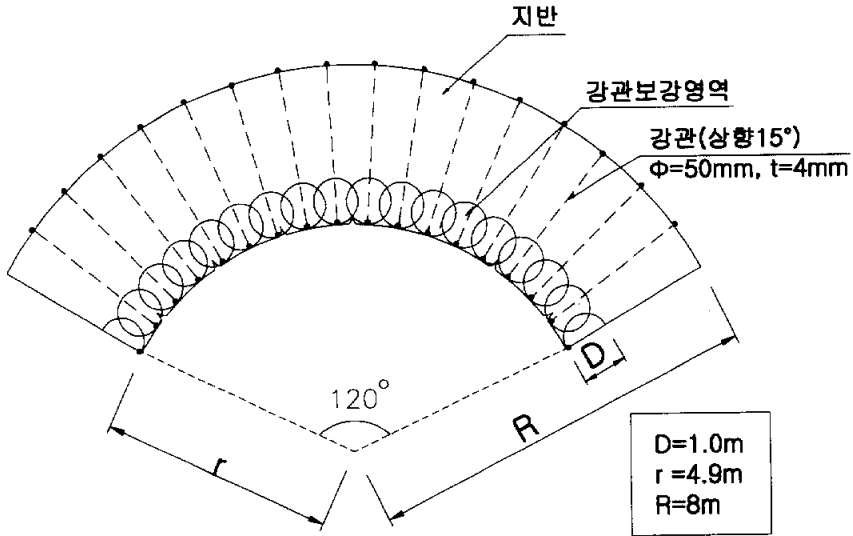
구 분		단위중량 (tf/m^3)	변형계수 ($10^3 tf/m^2$)	점착력 (tf/m^2)	내부마찰각 (Deg.)	포아송비	측압계수
풍 화 토		2.0	2.0	3.0	30	0.35	0.6
풍 화 암		2.2	7.5	10	30	0.3	0.6
연 암		2.50	20.0	15.0	35	0.25	1.2
강관다단 그라우팅 영역	A단면(제1안)	2.10	64	15	30	0.3	0.6
	B단면(제2안)	2.10	52	15	30	0.3	0.6
	C단면(제2-1안)	2.10	63	15	30	0.3	0.6
매립층 & 자갈		1.9	1.0	0.0	25	0.3	0.6

2) 지보재 물성치

<표 3.3> 수치해석을 위한 지보재 물성치

구 분	단면적(m^2)	탄성계수($10^5 tf/m^2$)	포아송비
연성 슛크리트	0.1	5	0.17
강성 슛크리트		15	0.17
록볼트	0.00049	200	-

3) 보강영역 물성치(강관다단 그라우팅에 의한 보강영역)의 계산



<그림 3.5> 강관다단 보강영역

$$E_{mean} = \frac{E_s A_s + E_m A_m + E_G A_G}{A_s + A_m + A_G}$$

① 강관 : $A_s = \frac{\pi}{4} [0.05^2 - (0.05 - 0.008)^2] = 0.009954 m^2$

$$E_s = 2 \times 10^7 tf/m^2$$

② 지반 : $A_G = \frac{120\pi}{360} [R^2 - (r+d)^2] = 25.76 m^2$

$$E_G = 7500 tf/m^2$$

③ 그라우팅 영역 : $A_m = \frac{120\pi}{360} [(r+d)^2 - r^2] - \pi(dt - t^2) = 9.37 m^2$

$$E_m = 2 \times 10^5 tf/m^2$$

$\therefore E_{mean} \approx 64000 tf/m^2$ (지반의 E_G 보다 약 8.5배 증가)

3.4.3 해석순서

해석과정에 있어서 강관다단 보강시는 1단계 상반굴착 전에 이미 터널 천단부의 지반이 보강되었으므로 별도의 강관 다단 시공과정을 삽입하지 않고 무보강시와 지반의 물성치만을 다르게 적용 하였다. 시공과정을 고려한 해석순서는 <표 3.4>와 같다.

<표 3.4> 시공과정에 따른 해석순서

해석단계	내 용	하중분담률(%)
1/6단계	상반 굴착(강관 다단 보강 후)	50
2/6단계	Soft 슛크리트+ 록볼트	25
3/6단계	Hard 슛크리트	25
4/6단계	하반 굴착	50
5/6단계	Soft 슛크리트+ 록볼트	25
6/6단계	Hard 슛크리트(최종단계)	25

3.4.4 하중분배율

1) 2차원 해석모델을 사용한 시공중인 터널의 해석

시공단계에 있는 터널은 평면 변형조건을 이용하여 2차원 해석을 할 경우에 아직 굴착되지 않은 막장면의 지지로 인한 3차원 저항 효과로 종 방향 굴착이 어느 정도 진전될 때까지는 굴착 상당력이 곧바로 100% 해방되지 않는다. 따라서 2차원 해석 모델로 이를 반영하기 위해서는 하중분배율의 개념을 사용한다. 하중분배율의 개념이란 해석하려는 단면이 굴착 단계이면 굴착면을 따라 굴착 상당력이 100% 해방되도록 놓아두지 않고 굴착 상당력에 일정한 비율(25~60%)을 곱한 힘만이 해방되도록 하중을 조정하며, 굴착이 전진하여 해석단면에 1일 강성의 슛크리트가 존재하는 단

계와 최종 단계로 변화함에 따라 굴착면을 따라 남아 있는 굴착 상당력이 각 단계마다 적당히 분배되어 해방되도록 하중을 조정하는 하중분배 모델링 방법이다.

일반적인 지반 해석 Program으로 이를 반영하려면 굴착 단계마다 해석하고, 그 결과를 사용하여 다음 단계의 데이터를 작성해야 함으로 많은 해석시간과 여러 번의 데이터 편집이 요구된다.

PENTAGON 2D는 굴착 단계에서 얻어지는 굴착 상당력을 각 절점에 저장해 두었다가 필요시 저장해 둔 굴착 상당력에 대한 율을 각 절점에 가하는 방법을 사용한다. 이렇게 함으로써 NATM 터널과 같은 여러 번의 시공 단계를 거쳐야 완성되는 구조물의 입력 데이터를 한번에 작성할 수 있으며, 한꺼번에 전체 시공 공정을 해석할 수 있다. 그 외에도 PENTAGON 2D는 각 단계별 해석 결과를 조합한 결과를 보여주는 기능을 가지고 있기 때문에 신속한 설계를 가능하게 한다.

2) 하중분배율의 적용 실태

유한요소법 혹은 유한차분법으로 2차원 터널단면에 대한 수치해석을 실시하는 경우 실제 현장의 3차원적인 하중작용을 묘사하기 위하여 터널 시공 과정을 굴착 직후 - 1차 숏크리트 타설 - 2차 숏크리트 타설의 3단계로 분류하여 하중분담율을 적용하고 있다.

합리적인 하중분담율의 적용은 대상 지반의 특성에 따라 분류되어야 한다. 이러한 측면에서 국내 터널 설계의 수치해석에서 적용하고 있는 하중분담율의 적용 실태를 조사한 결과 풍화암 내 터널이 위치하는 경우에는 산악 및 도심지 구분 없이 40-30-30의 하중분담율을 약 50~60% 내외로 적용하고 있었다. 그리고 연암의 일부 또는 경암에서는 초기 굴착단계의 무 지보 상태에서 하중분담율 크게 하여 60-20-20 및 50-25-25의 경우를 주로 적용하며, 그 범위는 약 25~35% 내외로 나타나고 있다. 이외에 국

내 터널 설계 시 적용하고 있는 여러 경우의 하중분담율 형태를 살펴보면 다음과 같다.

- 2단계 적용 : 하부반단면 굴착시, TBM 굴착시 또는 수렴속도가 극히 빠른 경암의 경우 (예 : 50-50)
- 굴착 직후, 1,2차 숏크리트, 콘크리트 라이닝 타설의 경우
(예 : 50-25-25, 30-70-0)
- 기타 33-33-33, 30-35-35, 30-30-40 등을 적용하고 있는 경우도 있다.

3) 하중 분배율의 적용 시 문제점

터널시공에 따른 주변지반의 응력-변형을 관계는 막장의 효과로 인하여 3차원적 거동을 보이게 된다. 다시 말해서 굴착으로 인한 굴착상당력은 터널 막장에 근접한 단면에서는 횡방향 Arch뿐만 아니라, 막장전면부에서는 종방향 Arch에 의해서도 지지되기 때문에 수치해석 기법을 통해 터널시공에 따른 응력-변형을 관계를 모사하기 위해서는 3차원 해석이 필수적이다. 그러나 3차원 해석 시에는 입력 및 출력자료가 방대하여 처리 및 분석의 어려움이 따르고, 많은 해석시간을 요하는 등 시간적·경제적인 문제에 봉착하게 된다. 이러한 문제점을 해결하는 방안으로서 단계별 시공과정으로 인한 3차원 효과를 모사할 수 있는 2차원 해석모델들이 제안되었는데, 이 중 하나가 바로 하중분담 모델이다.

하중분담 모델을 이용한 하중분담율은 막장으로부터 종축방향으로 떨어진 위치에 따라 종방향 아치효과가 변화하는 경향을 반영하기 위하여 2차원 해석의 각 해석단계를 3차원 터널 축 상의 각 위치와 대응시켜 해석 단계별로 굴착에 의해 발생하는 굴착 상당력을 분배하여 적용시킨다. 터널 막장의 진행에 따라 터널 주변에서 발생하는 응력 재분배를 2차원 해석으로 적절하게 묘사하는 하중분담율 모델링 방법에는 강성변화법(Stiffness Variation Method), 응력분배법(Stress Distribution Method), 내부압력으

로 하중분담율을 조절하는 방법 등이 있다.

먼저 강성변화법은 터널 굴착시 주변 응력의 3차원 배열이 지반의 강성과 직접 관계된다고 보고 지반의 변형계수를 하중분담율에 따라 적절히 줄여주는 방법으로서 즉, 터널 굴착 및 지보 설치 단계별로 터널 내부의 강성을 감소시키는 방법이다.

응력분배법은 터널 막장의 진행에 따른 응력상태의 재배열을 직접터널에 가해서 3차원 효과를 고려하는 방법으로 각 하중 분담율마다 중력가속도 상수를 줄여주는 방법이다.

마지막으로 내부압력으로 하중 분담율을 조절하는 방법은 터널 굴착시 발생하는 초기 최대 불평형력을 각 절점으로부터 구한 후, 이 값의 분담율에 해당하는 계수를 곱해 경계면에 반대 방향으로 압력을 가하여 하중분담율로 이용하는 방법이다.

우리나라에서 터널해석 시 일반적으로 하중분담율은 지반의 종류에 따라 굴착-1차숏크리트-2차숏크리트 단계에서 40%-30%-30%, 50%-25%-25% 또는 60%-20%-20%를 사용하고 있다. 그러나 이러한 값들은 하중 분담율에 영향을 주는 요소를 한두 가지만 고려하여 하중 분담율을 결정하므로 다소 무리가 있다.

하중 분담율 결정 시에는 터널의 무 지보 굴착 길이와 지반 변형계수의 영향, 축압계수, 터널 단면의 크기와 심도 그리고 암반의 종류와 지질 상태 등과 같은 요인들을 고려해야 함은 물론 하중 분담율은 이러한 요인들이 복합적으로 작용하여 다양하게 변화하므로 정밀한 시공을 위하여 이러한 요소들이 다양하게 고려되어야 한다.

앞에서 살펴보았듯이 하중 분담율은 어느 정도 일반적인 기준에 의하여 적용하고 있지만, 역시 영향을 주는 요소들을 많이 고려하지 못하고 있는 것이 현실이다. 따라서 이를 극복하기 위하여 가능한 많은 조사와 수치해석을 이용한 다양한 수치 실험으로 실제에 가까운 수치를 택하여야 할 것이다.

4. 현장계측

4.1 계측자료 분석

4.1.1 내공변위 측정

<표 4.1> 터널구간 내공변위측정 결과표

관리번호		설치일자	막장거리 (m)		초기치 (mm)	경과 일수	측정치 (mm)		변위량 (mm)		변위 속도 (mm/ day)	비고/ 판정
			상 반	하 반			현재치	최대치	최대	현재		
12K+509 측선 (대표단면) B갱	CDL1	2002.05.02.	33.0	9.0	5420.37	151	5412.66	5412.65	-7.940	-7.730	-0.05	강관다단 1안적용
	CDL2	2002.07.16.	33.0	9.0	5450.24	78	5450.01	5450.05	-0.230	-0.230	0.00	강관다단 1안적용
	CDR1	2002.05.02.	33.0	9.0	5417.50	151	5412.98	5412.98	-4.530	-4.530	-0.03	강관다단 1안적용
	CDR2	2002.07.16.	33.0	9.0	5382.17	78	5381.96	5381.96	-0.220	-0.220	0.00	강관다단 1안적용
	CH1	2002.05.02	33.0	9.0	9374.50	151	9367.00	9367.05	-7.500	-7.500	-0.05	강관다단 1안적용
	CH2	2002.07.16	33.0	9.0	9362.41	78	9362.19	9362.19	-0.240	-0.240	0.00	강관다단 1안적용
12K+529 측선 B갱	CDL1	2002.08.28.	14.0	-	4457.71	34	4456.45	4456.25	-1.460	-1.260	-0.04	강관다단 2-1안적용
	CDR1	2002.08.28.	14.0	-	4476.60	34	4476.97	4478.57	1.970	0.370	0.01	강관다단 2-1안적용
	CH1	2002.08.28.	14.0	-	8542.90	34	8542.64	8545.35	2.449	-0.261	-0.01	강관다단 2-1안적용

1) STA. 12K+509 측선(B갱, 대표단면)-강관다단 1안 적용

이 구간에서는 계측기의설치와 초기치 측정을 마치고 일 계측(설치 후 14일간)이후 주 2회 계측을 실시하였으며, 현재는 주 1회 측정중이다.

측정기간(151일)중의 계측결과에 따르면, 상부단면 변위는 -4.530~-7.940mm의 최대변위를 보인 것으로 나타났으며, 측정기간 및 불량한 지반을 감안한다면 지반보강으로 변위를 최소화시킨 것으로 보여 지며, 점차 수렴되는 안정 상태를 지속중이다. 변위속도 또한 0.03~0.05mm/day의 속도를 보여 일일 변위량은 매우 작게 나타나 안정상태를 유지하였으며, 하부단면 변위는 미세한 -0.22~-0.240mm를 보였다. 이 단면은 강관다단 그라우팅의 지반보강

으로 불량한 지반조건임에도 충분한 주변지반의 보강을 통해 변위속도 및 변위량은 점차 미세하게 나타나 수렴되는 구간이다.

2) STA. 12K+529 측선(B갱)-강관다단 2-1안 적용

이 구간 또한 일일 변위량의 증감이 없는 상태를 지속하여 현재는 주 1회의 측정 주기로 변위를 파악하고 있다.

측정기간(34일)중의 계측결과에 따르면 -1.460~2.449mm의 최대변위를 보인 것으로 나타났으며 0.01~-0.04mm/day의 변위속도를 보여 안정상태를 유지하고 있는 것으로 판단된다. 이 구간 또한 강관다단 그라우팅으로 지하수의 유출 및 변위를 최소화시킬 수 있었고 점차 수렴되는 안정된 상태를 보여 보강 공법으로 충분한 주변 지반을 보강한 것으로 판단된다.

4.1.2 천단침하 측정

<표 4.2> 터널구간 천단침하 측정 결과표

관리번호		설치일자	막장거리 (m)		초기치 (mm)	경과 일수	측정치 (mm)		변위량 (mm)		변위 속도 (mm/ day)	비고/ 판정
			상반	하반			현재치	최대치	최대	현재		
12K+509측선 (대표 단면) B갱	CS2	2002.05.02.	33.0	9.0	109.721	151	109.712	109.712	-9.0	-9.0	-0.06	강관다단 1안적용
12K+529측선 B갱	CS3	2002.08.28.	14.0	-	111.235	34	111.224	111.224	-11.0	-11.0	-0.32	강관다단 2-1안적용

1) STA. 12K+509 측선(B갱, 대표단면)-강관다단 1안 적용

이 구간에서는 계측기의설치와 초기치 측정 이후 주 1회의 측정 주기로 변위파악에 주목한 계측을 실시 중이다.

측정기간(151일)중의 계측결과에 따르면 -9.00mm의 최대변위를 보인 것으로 나타났으며, 관리기준치(20mm) 대비 이상적인 시공을 하고 있다고 판

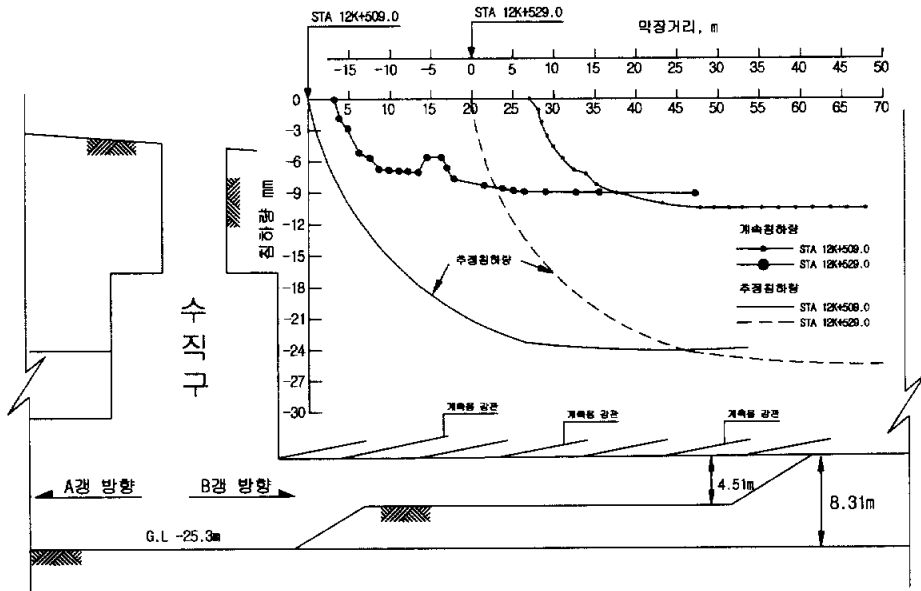
단된다. 변위속도 또한 -0.06mm/day 의 변위속도를 보여 현재로선 안정상태를 유지하고 있는 것으로 보여 진다.

2) STA. 12K+529 측선(B갱)-강관다단 2-1안 적용

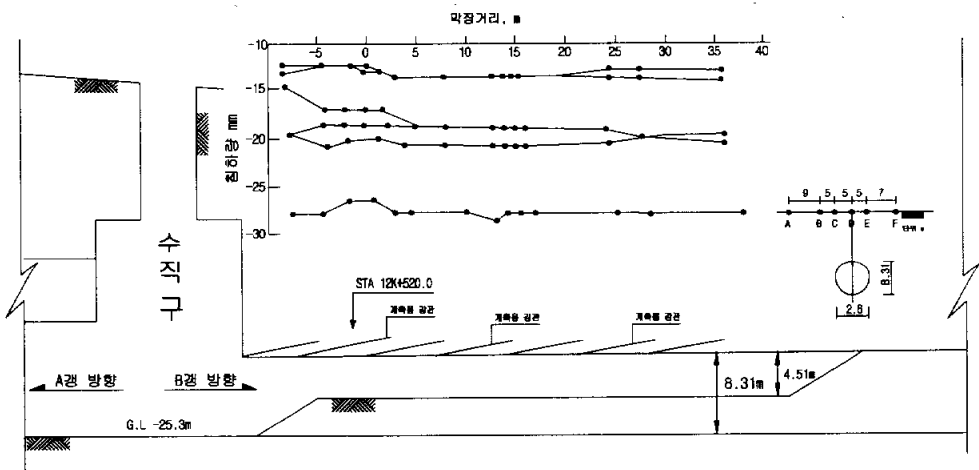
이 구간에서는 계측기의설치와 초기치 측정을 마치고 일 계측(설치 후 14일간)이후 주 2회 계측을 실시하였으며 현재는 주 1회 측정중이다.

측정기간(34일)중의 계측결과에 따르면 -11.0mm 의 최대변위를 보인 것으로 나타났으며, 관리기준치(20mm)대비 이상적인 시공을 하고 있다고 판단된다. 변위속도 또한 -0.32mm/day 의 변위속도를 보여 현재로선 안정상태를 유지하고 있는 것으로 보여 진다.

4.2 막장 진행에 따른 계측 그림



<그림 4.1> 막장진행에 따른 천단침하량 측정



<그림 4.2> 터널 종단방향 지표침하(STA.12K+520.0)

5. 결과 및 고찰

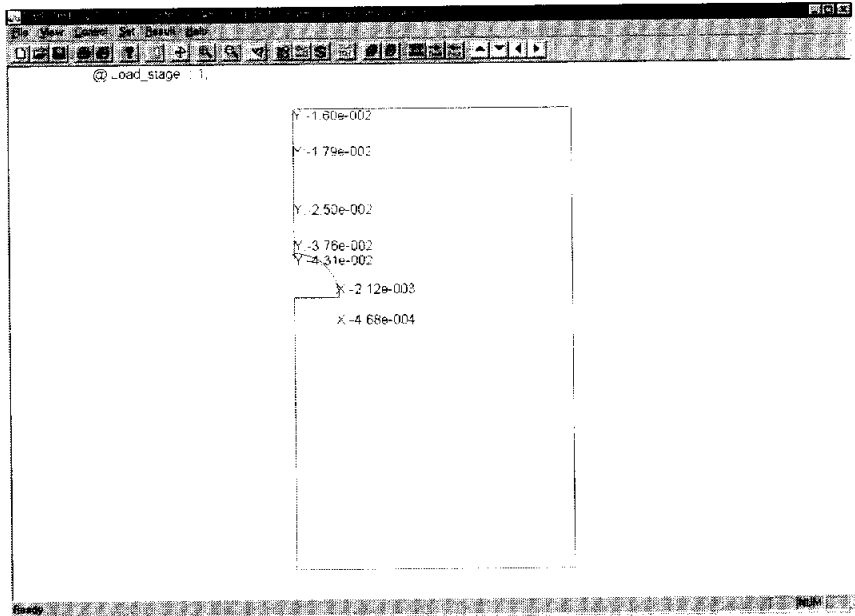
5.1 보강효과에 대한 해석결과

강관다단의 효과를 해석적으로 구하기 위해서는 강관 그라우팅 영역에 대한 물성을 결정하는 방법을 확보하는 것이 중요한데, 본 연구에서는 강관다단공법이 적용된 지반의 물성을 강관과 그라우트, 강관이 설치되는 지반의 등가변형계수를 구하여 사용하였다. 이하에서는 등가변형계수를 사용하는 데 있어서 현장계측결과와 비추어 그 타당성을 확보하고, 향후 해석에 적용할 수 있도록 방법을 제시한다.

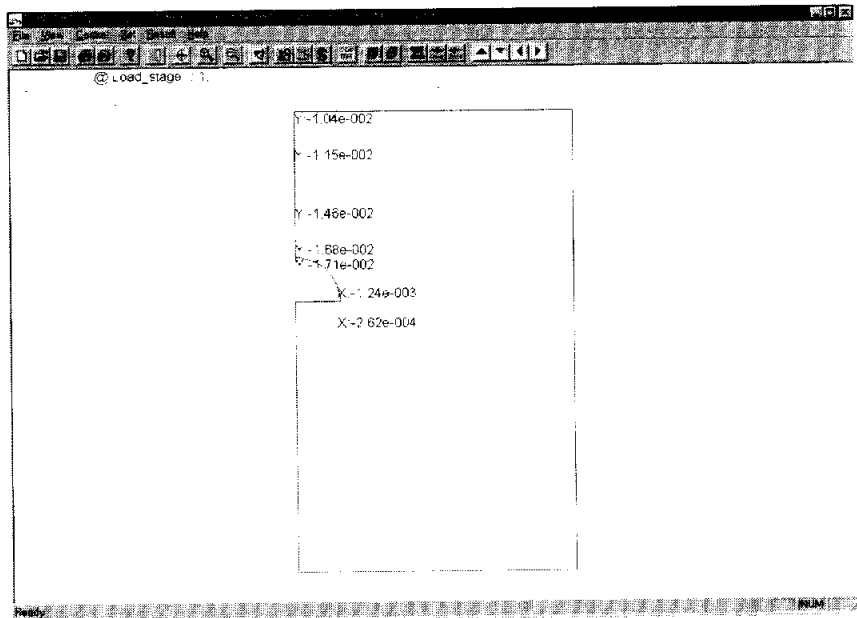
보강효과를 확인하기 위해서 지표침하, 지중침하, 쏫크리트의 전단력 및 축력, 모멘트, 그리고 락볼트의 축력, 지반의 최대전단변형율의 분포 등을 무보강과 보강에 대해 상호 비교하였다. 비교결과표는 각 해석결과의 최종편에 정리하였다.

터널 굴착단계에 따른 STA.12K+520.0 지점에 대한 변위를 <그림 5.1>~<그림 5.5>에 나타내었다.

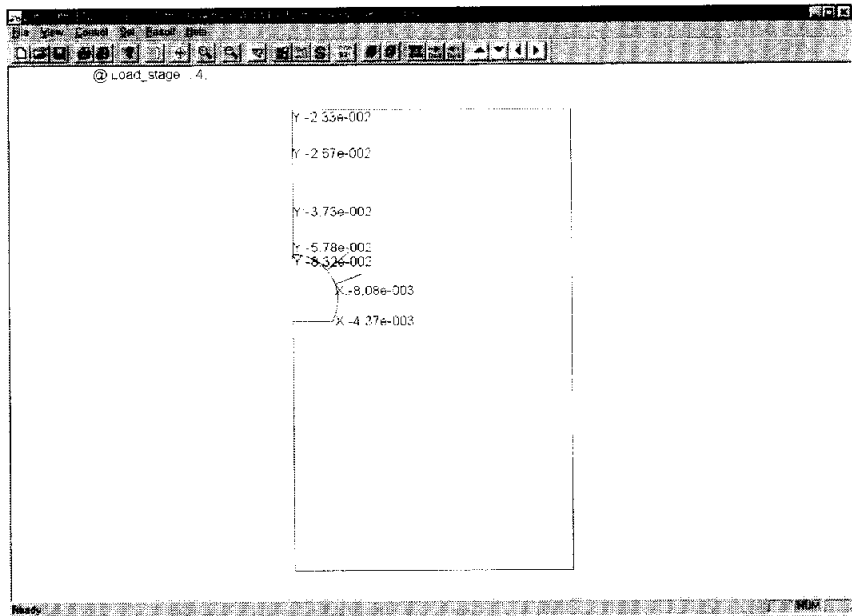
5.1.1 변위(Displacement)에 대한 해석



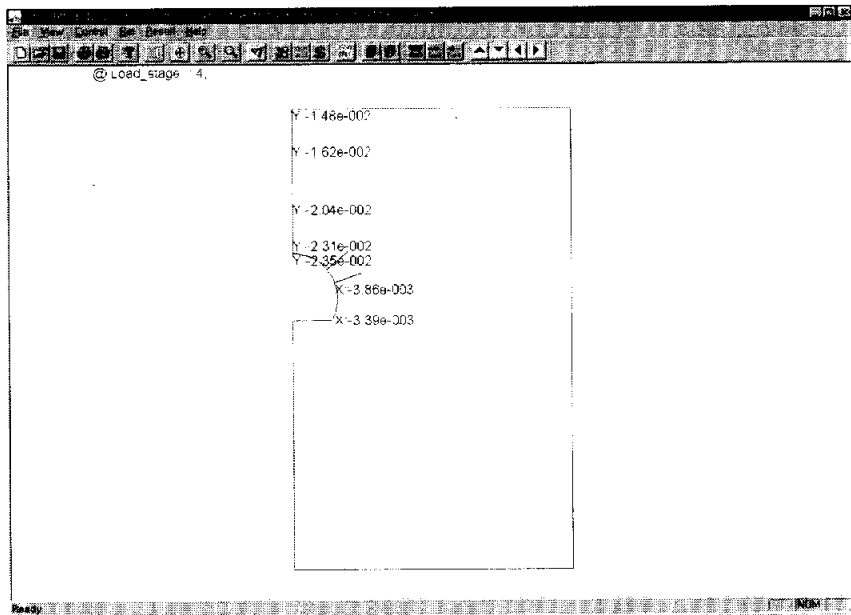
<그림 5.1(a)> 상반굴착 후의 변위 (STA.12K+520.0, 무보강)



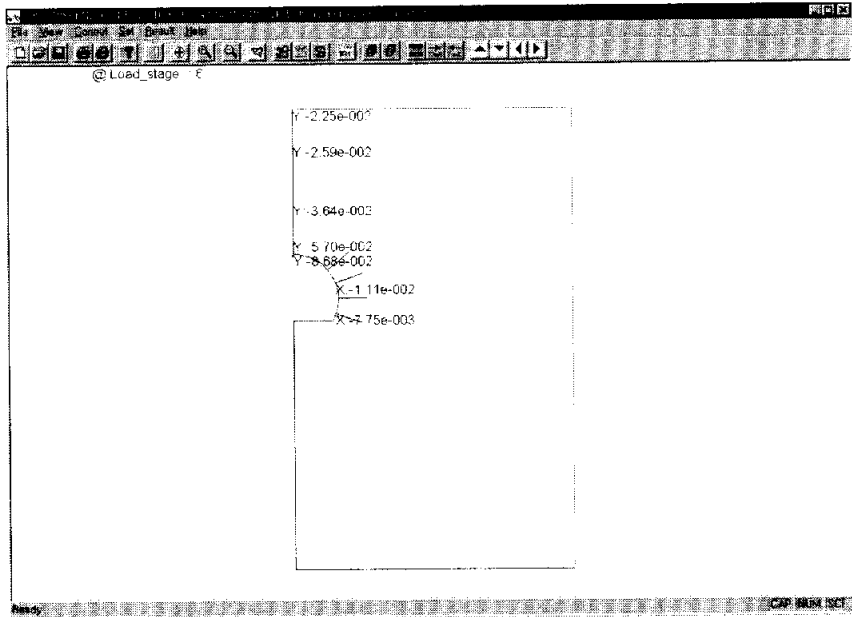
<그림 5.1(b)> 상반굴착 후의 변위 (STA.12K+520.0, 보강)



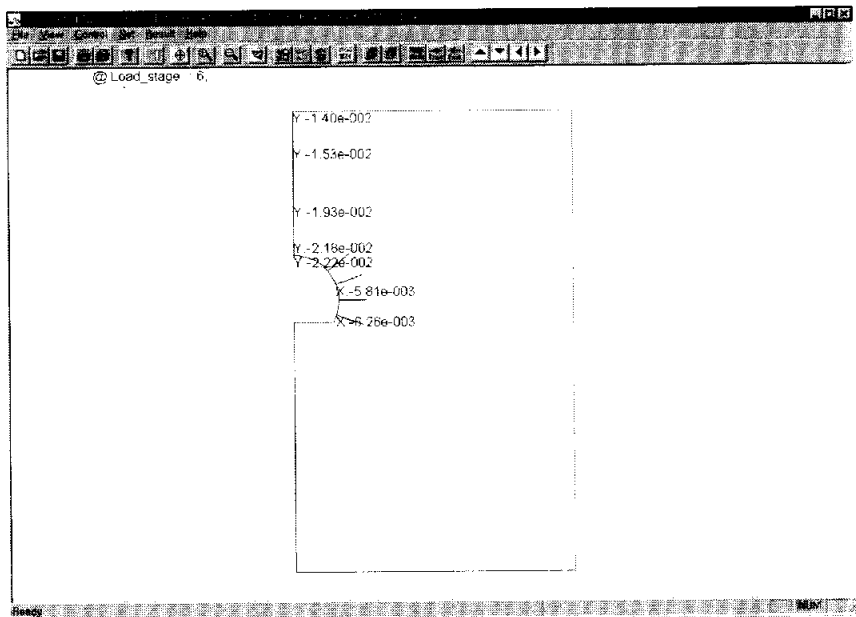
<그림 5.1(c)> 하반굴착 후의 변위 (STA.12K+520.0, 무보강)



<그림 5.1(d)> 하반굴착 후의 변위 (STA.12K+520.0, 보강)



<그림 5.1(e)> 최종단계의 변위 (STA.12K+520.0, 무보강)



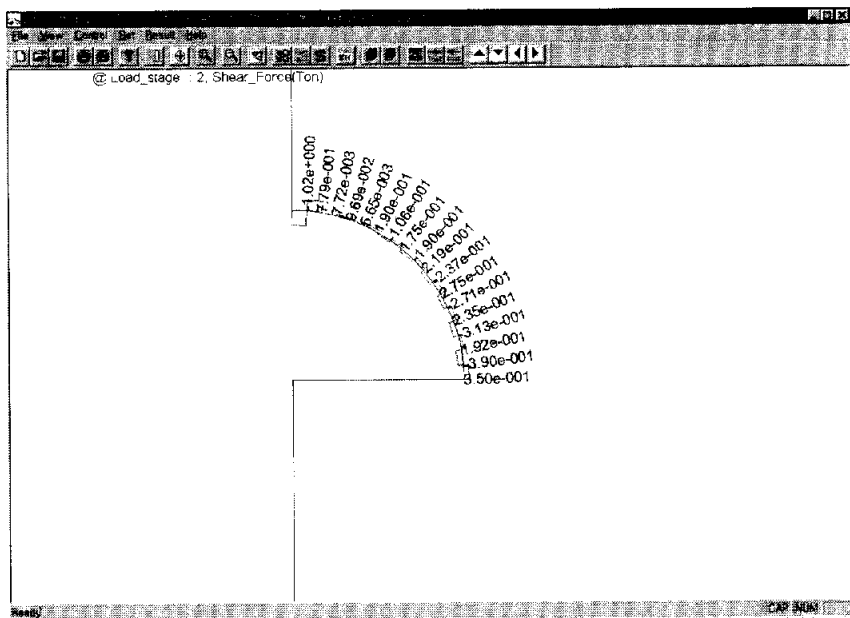
<그림 5.1(f)> 최종단계의 변위 (STA.12K+520.0, 보강)

응력해방이 100% 일어난 최종단계에서 무보강시의 천단 지표점의 침하량은 22.5mm인데, 강관다단이 보강된 경우에는 지표면 침하량이 14.0mm로 8.5mm 정도의 지표침하 감소효과가 있었으며, 현장 계측에 의한 천단 지표점의 침하량은 18mm 정도로서 해석 결과와 큰 차이는 없는 것으로 보인다.

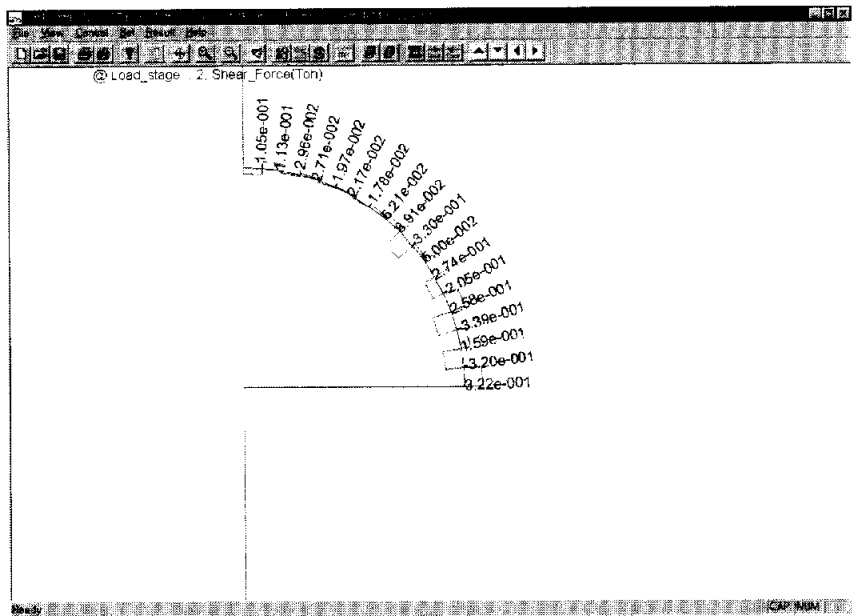
5.1.2 슛크리트 전단력(Shear Force)에 대한 해석

보 요소로 모델링된 슛크리트에 발생하는 전단력은 무보강인 경우, 최종 굴착시 천단부에서 최대 3.17tf가 발생하고, 제1안으로 보강되었을 경우에는 2.76tf로 감소된다.

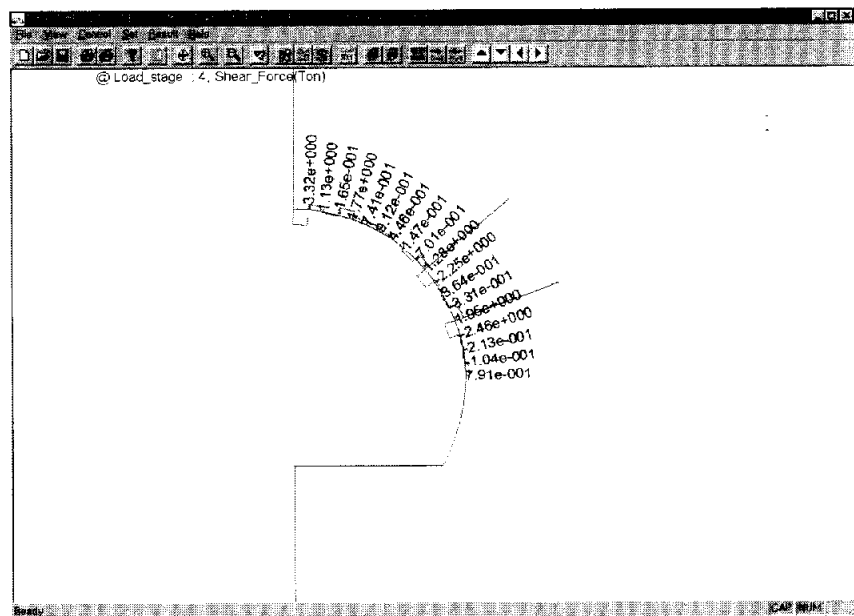
터널 굴착단계에 따른 전단력의 변화를 <그림 5.2>에 나타내었다.



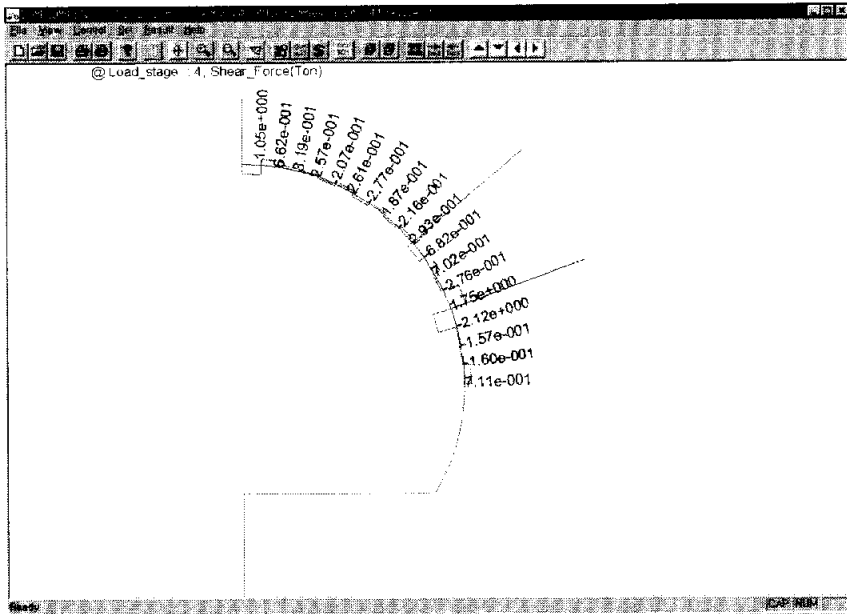
<그림 5.2(a)> 상반 연성 슛크리트 타설 후의 슛크리트 전단력
(STA.12K+520.0, 무보강)



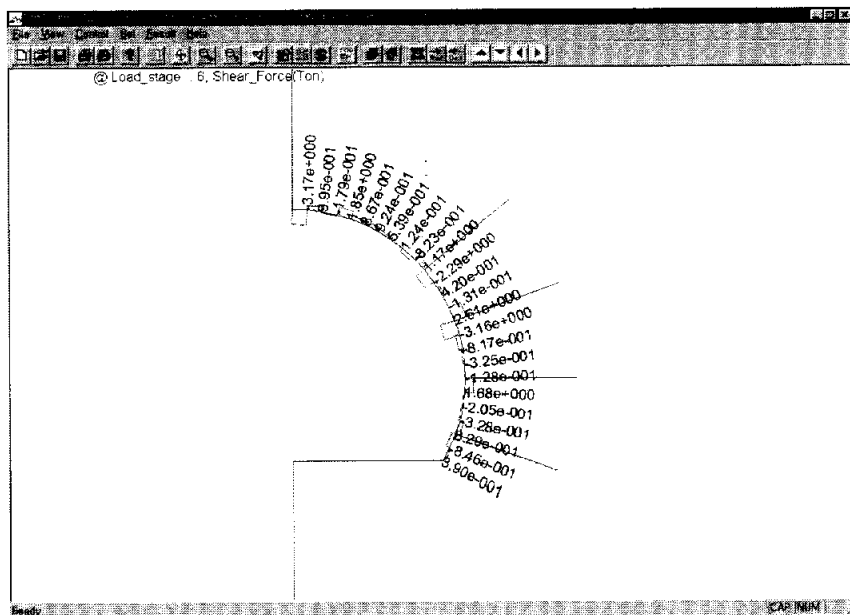
<그림 5.2(b)> 상반 연성 슛크리트 타설 후의 슛크리트 전단력 (STA.12K+520.0, 보강)



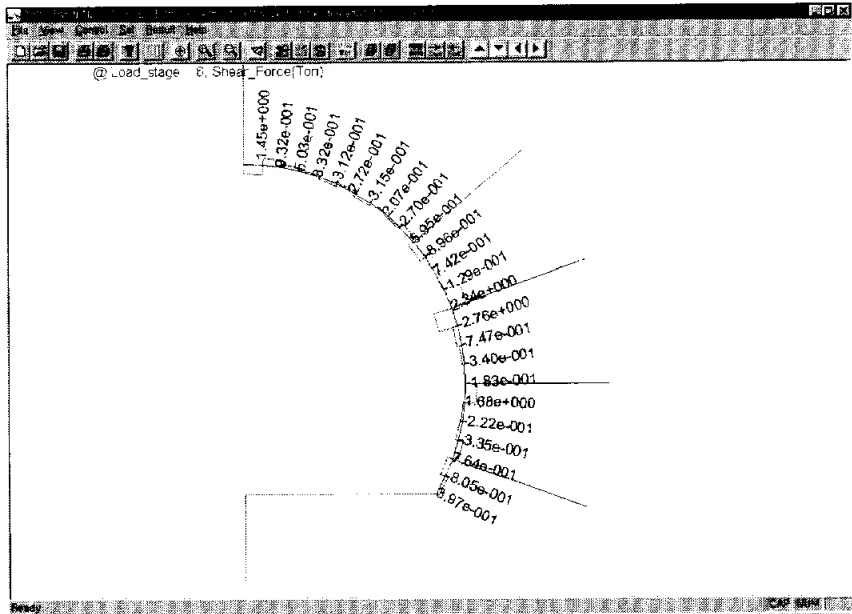
<그림 5.2(c)> 하반굴착 후의 슛크리트 전단력 (STA.12K+520.0, 무보강)



<그림 5.2(d)> 하반굴착 후의 숏크리트 전단력 (STA.12K+520.0, 보강)



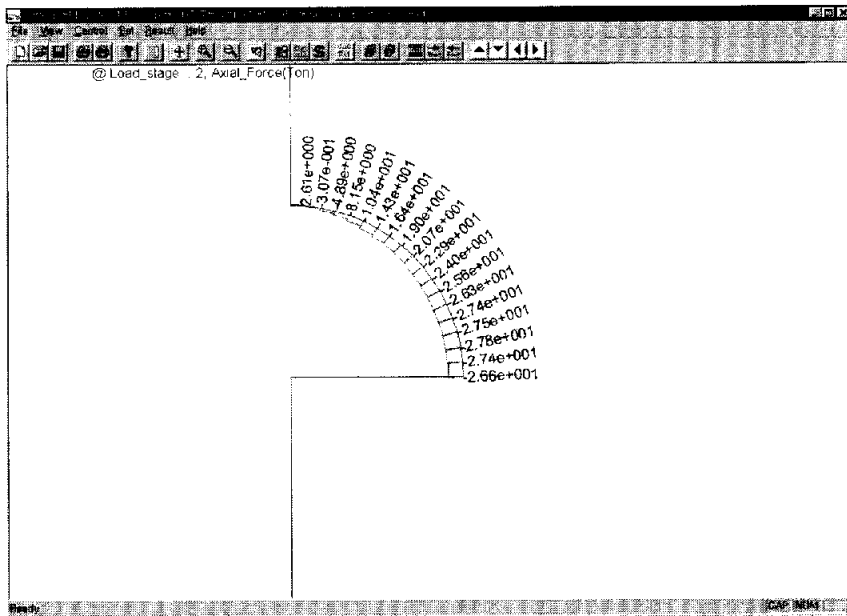
<그림 5.2(e)> 최종단계의 숏크리트 전단력 (STA.12K+520.0, 무보강)



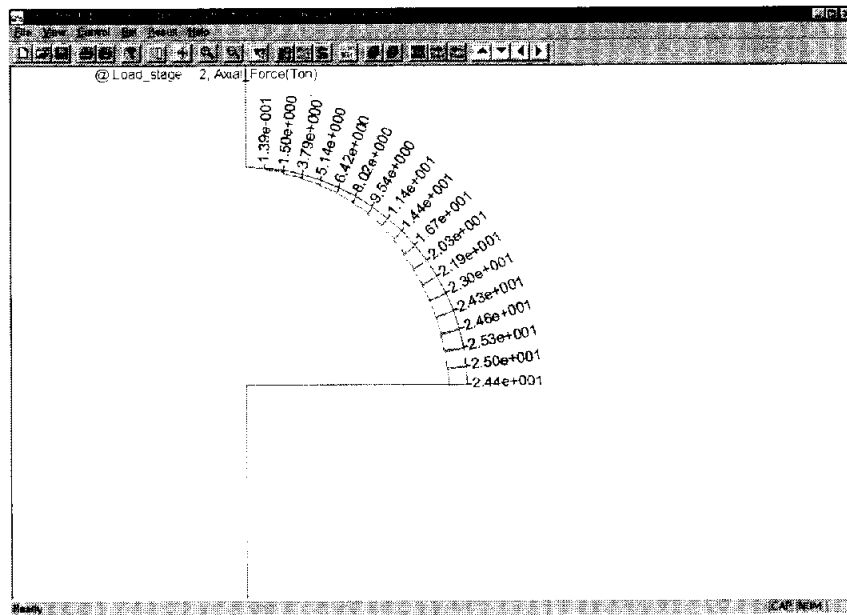
<그림 5.2(f)> 최종단계의 슛크리트 전단력 (STA.12K+520.0, 보강)

5.1.3 슛크리트 축력(Axial Force)에 대한 해석

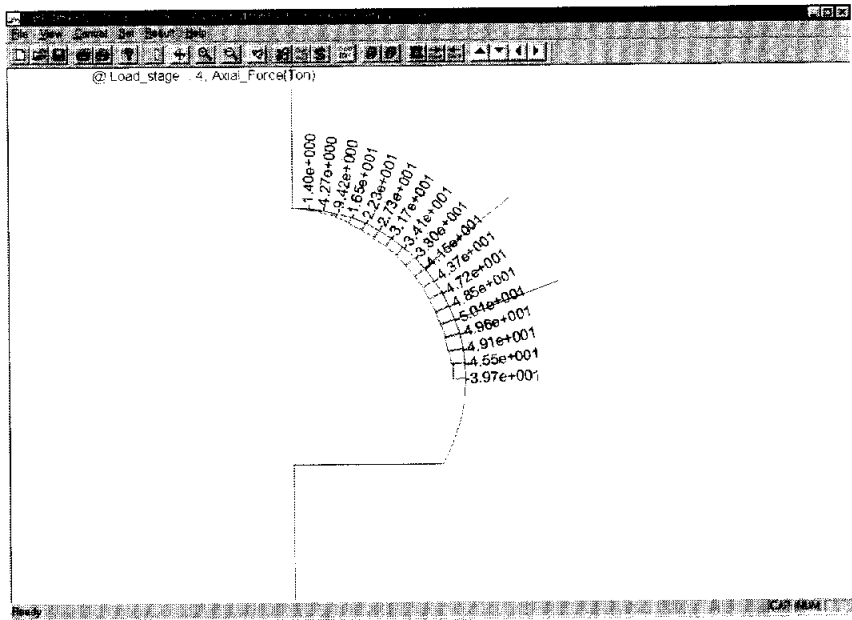
터널 굴착단계에 따라 슛크리트에 발생하는 축력의 변화를 <그림 5.3>에 나타내었다. 슛크리트에 발생하는 축력은 굴착이 완료된 최종단계에서 보면, 무보강시 최대 26.6tf 발생 하였는데, 제1안으로 보강되었을 경우에는 최대 24.4tf로 감소되었다.



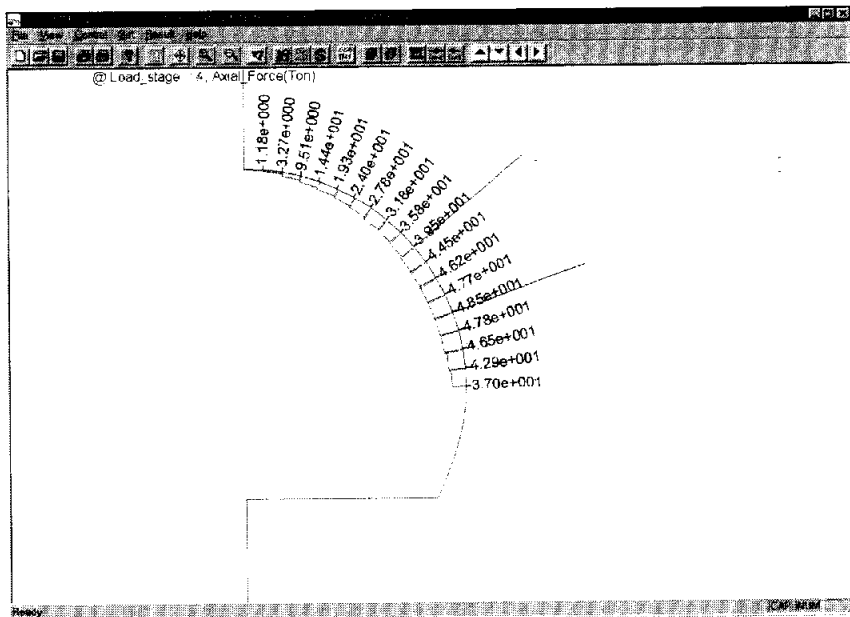
<그림 5.3(a)> 상반굴착 후의 숏크리트 축력 (STA.12K+520.0, 무보강)



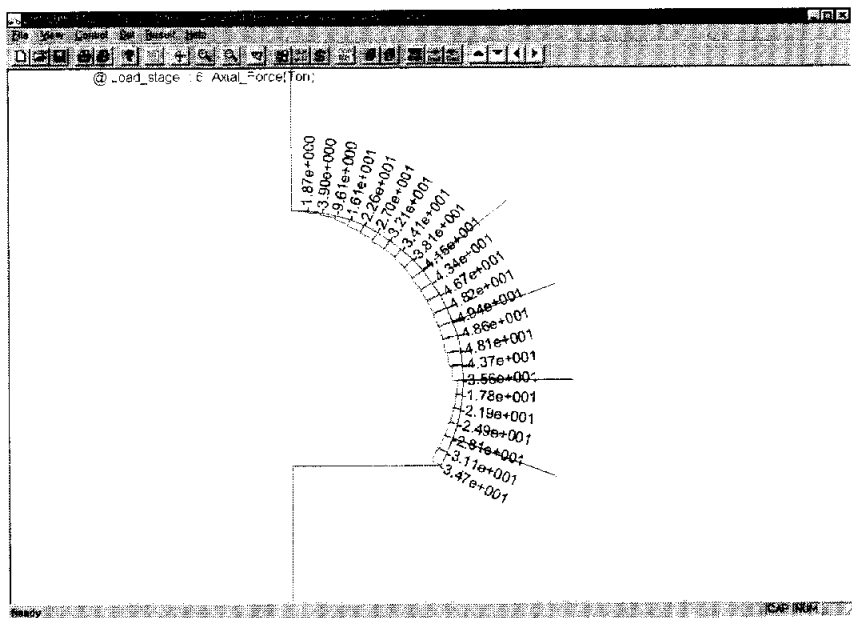
<그림 5.3(b)> 상반굴착 후의 숏크리트 축력 (STA.12K+520.0, 보강)



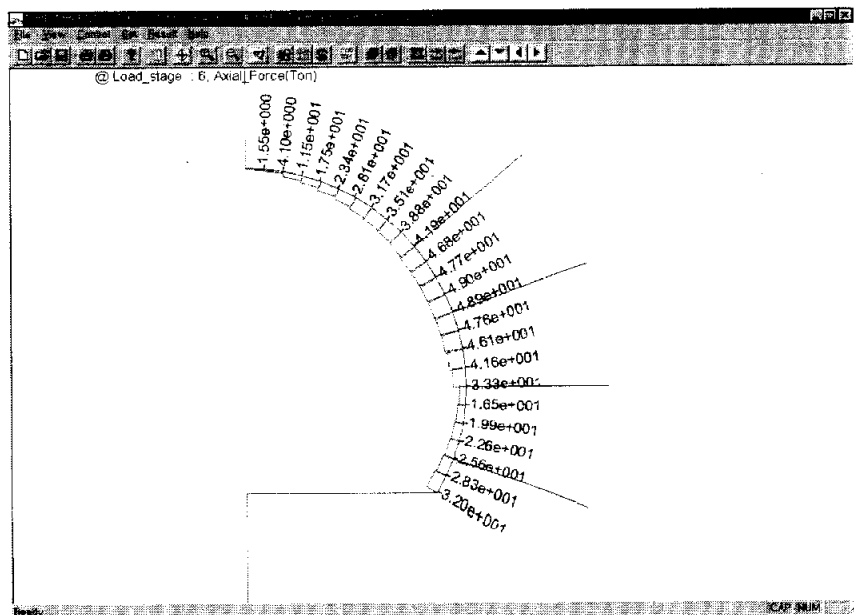
<그림 5.3(c)> 하반굴착 후의 슛크리트 축력 (STA.12K+520.0, 무보강)



<그림 5.3(d)> 하반굴착 후의 슛크리트 축력 (STA.12K+520.0, 보강)



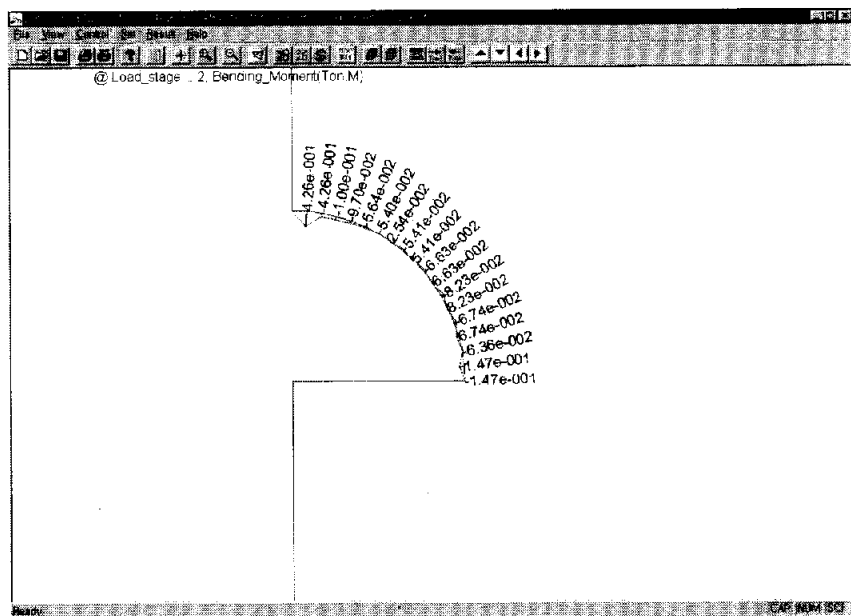
<그림 5.3(e)> 최종단계의 슛크리트 축력 (STA.12K+520.0, 무보강)



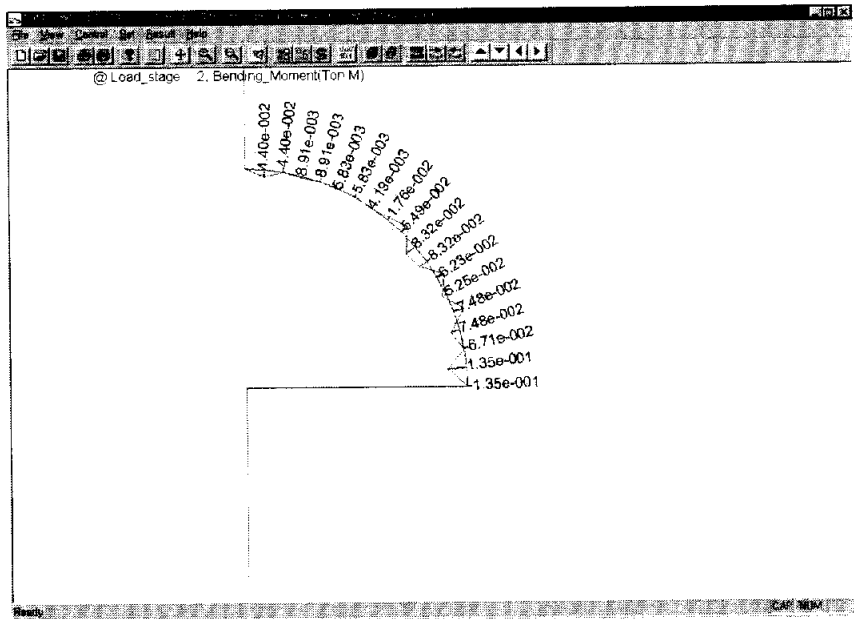
<그림 5.3(f)> 최종단계의 슛크리트 축력 (STA.12K+520.0, 보강)

5.1.4 숏크리트 모멘트(Moment)에 대한 해석

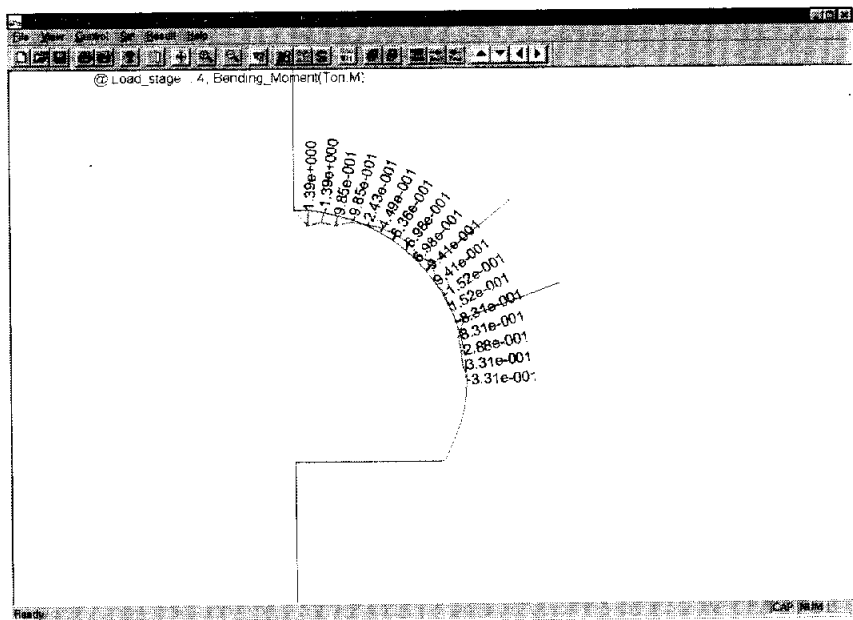
터널 굴착단계에 따라 변화하는 숏크리트의 모멘트를 <그림 5.4>에 나타내었다. 터널 굴착이 완료된 최종단계에서 보면 무보강시 측벽부에서 최대 $0.147\text{tf} \cdot \text{m}$ 가 발생하고 제1안으로 보강되었을 경우에는 측벽부 동일한 위치에서 최대 $0.135\text{tf} \cdot \text{m}$ 로 감소된다. 숏크리트의 축력과 모멘트에 의한 조합응력도 최대 $42.91\text{kgf}/\text{cm}^2$ 에서 $40.42\text{kgf}/\text{cm}^2$ 으로 감소된다.



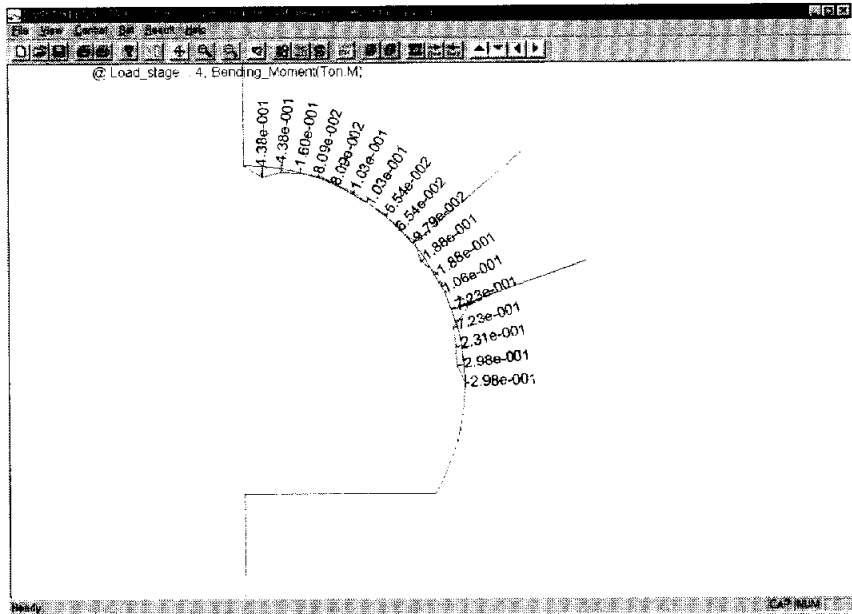
<그림 5.4(a)> 상반굴착 후의 숏크리트 모멘트 (STA.12K+520.0, 무보강)



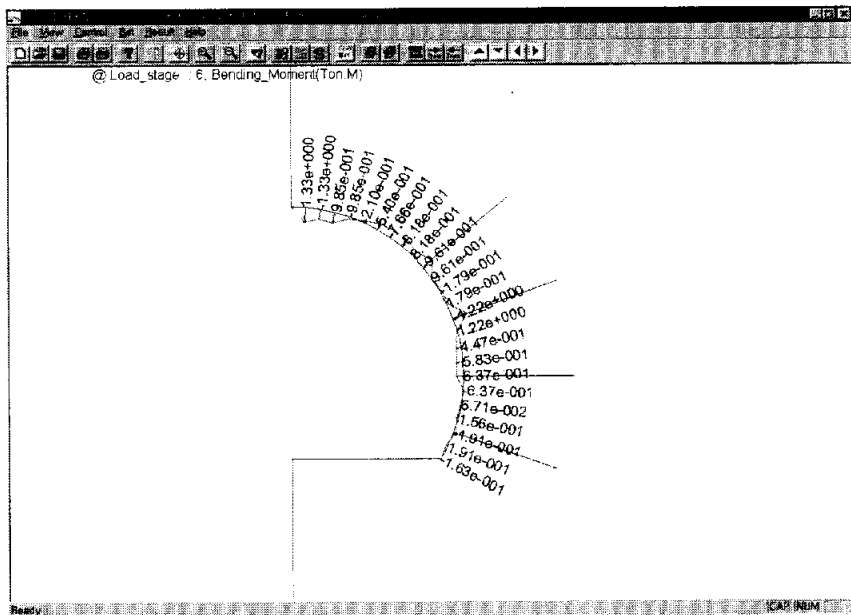
<그림 5.4(b)> 상반굴착 후의 숏크리트 모멘트 (STA.12K+520.0, 보강)



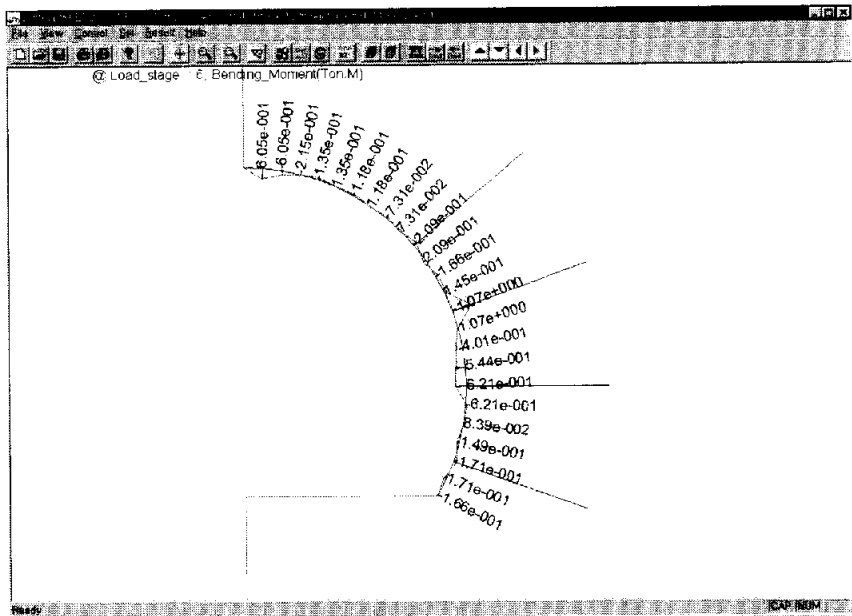
<그림 5.4(c)> 하반굴착 후의 숏크리트 모멘트 (STA.12K+520.0, 무보강)



<그림 5.4(d)> 하반굴착 후의 숏크리트 모멘트 (STA.12K+520.0, 보강)

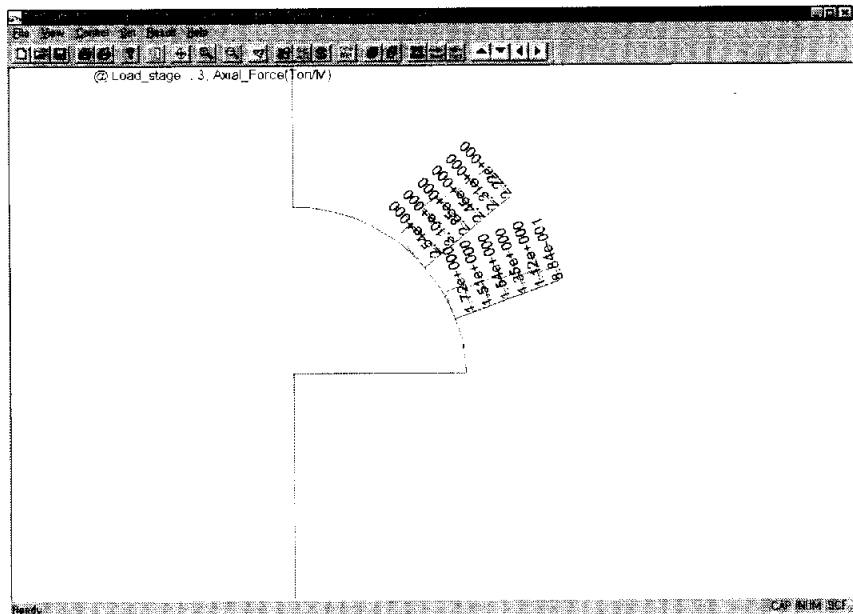


<그림 5.4(e)> 최종단계의 숏크리트 모멘트 (STA.12K+520.0, 무보강)

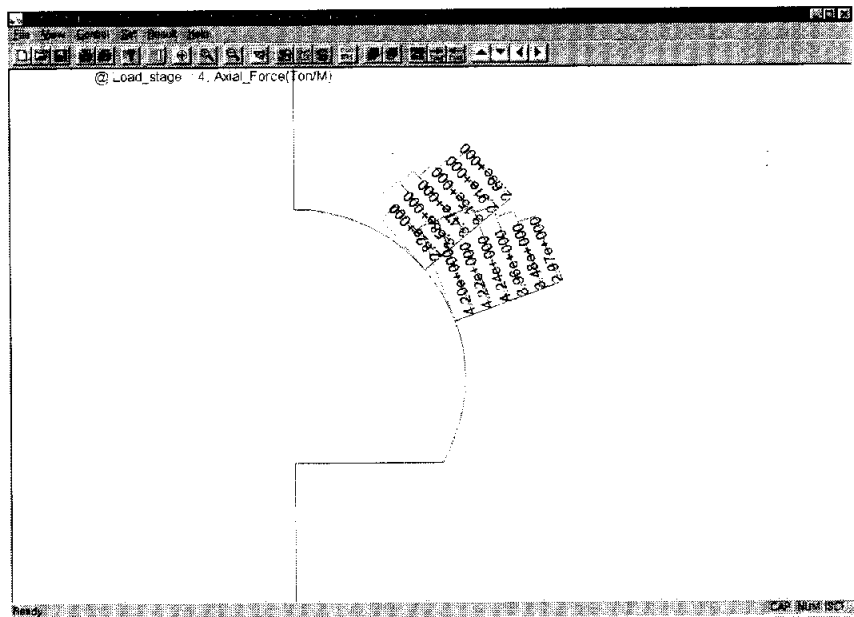
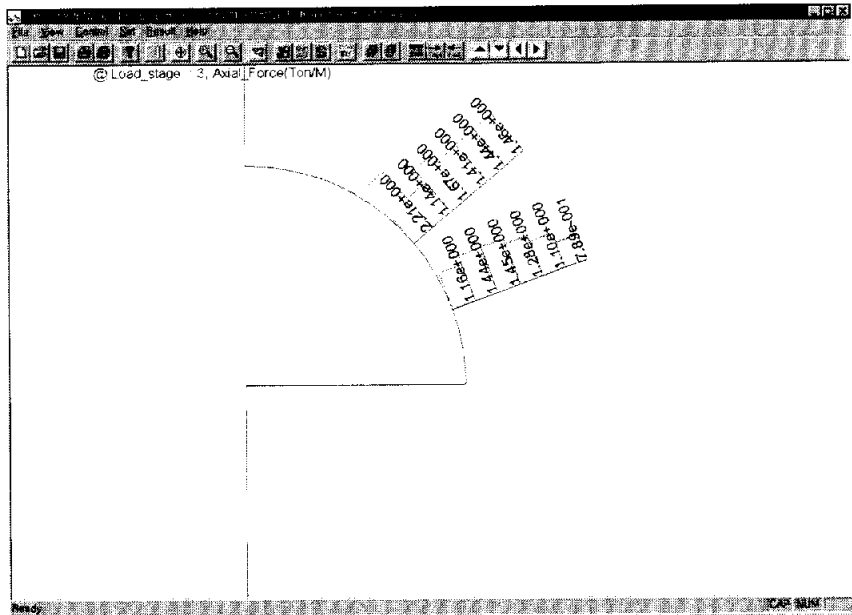


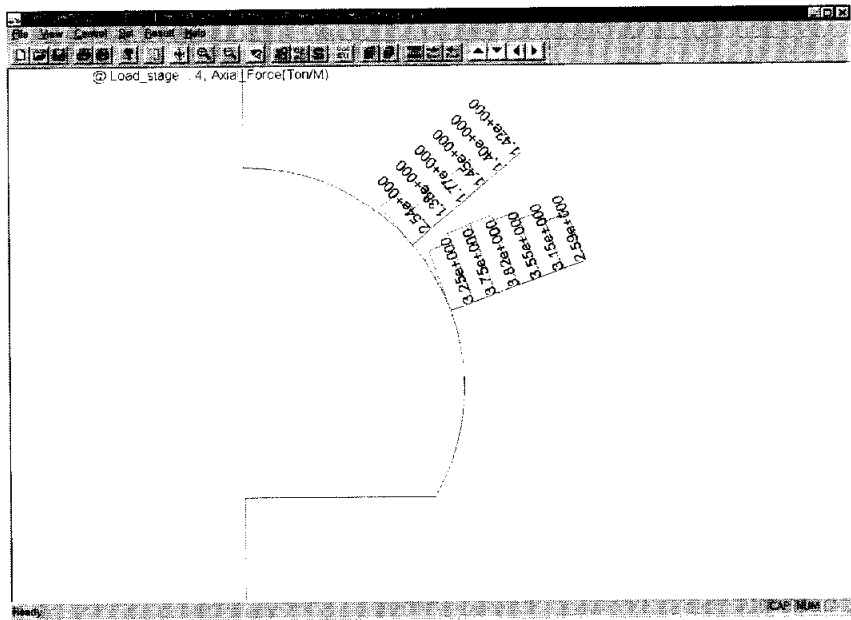
<그림 5.4(f)> 최종단계의 슛크리트 모멘트 (STA.12K+520.0, 보강)

5.1.5 락볼트 축력(Axial Force)에 대한 해석

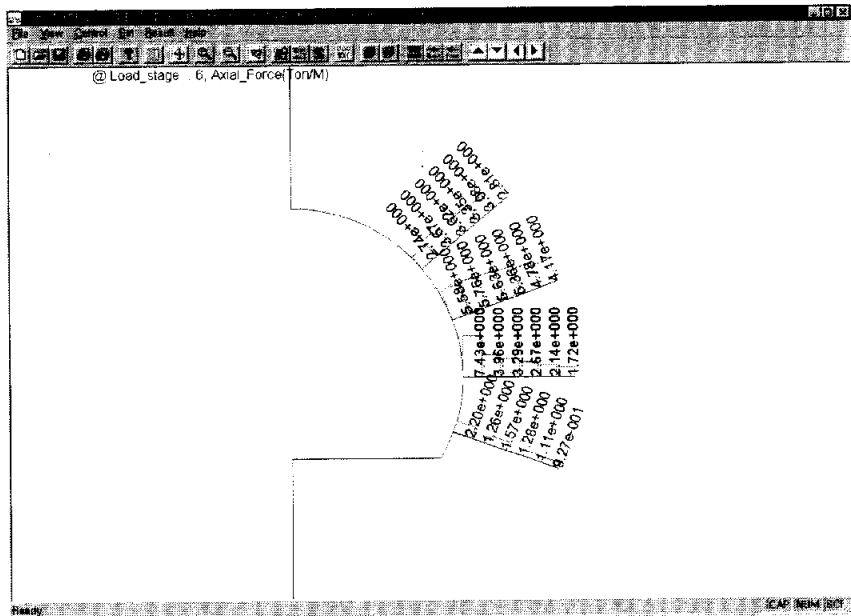


<그림 5.5(a)> 상반굴착 후의 락볼트 축력 (STA.12K+520.0, 무보강)

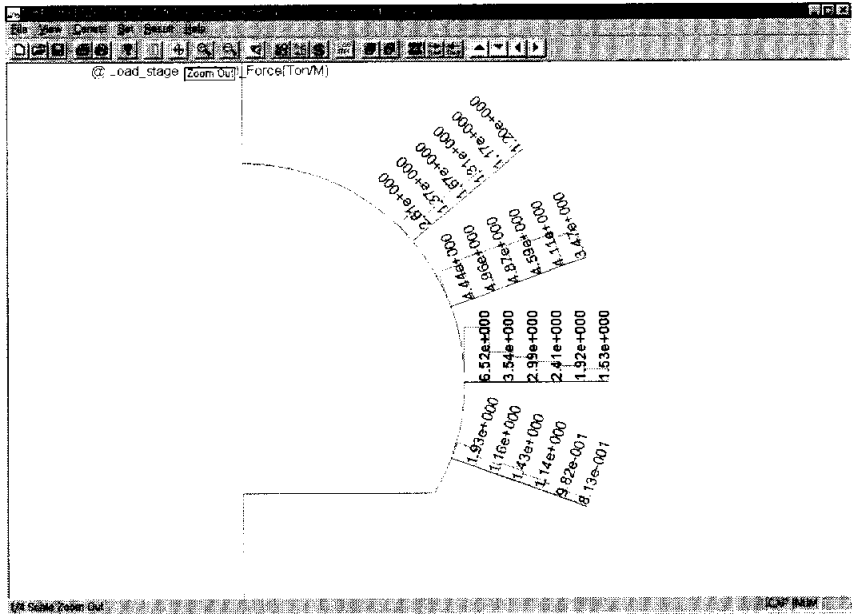




<그림 5.5(d)> 하반굴착 후의 락볼트 축력 (STA.12K+520.0, 보강)



<그림 5.5(e)> 최종단계의 락볼트 축력 (STA.12K+520.0, 무보강)



<그림 5.5(f)> 최종단계의 락볼트 축력 (STA.12K+520.0, 보강)

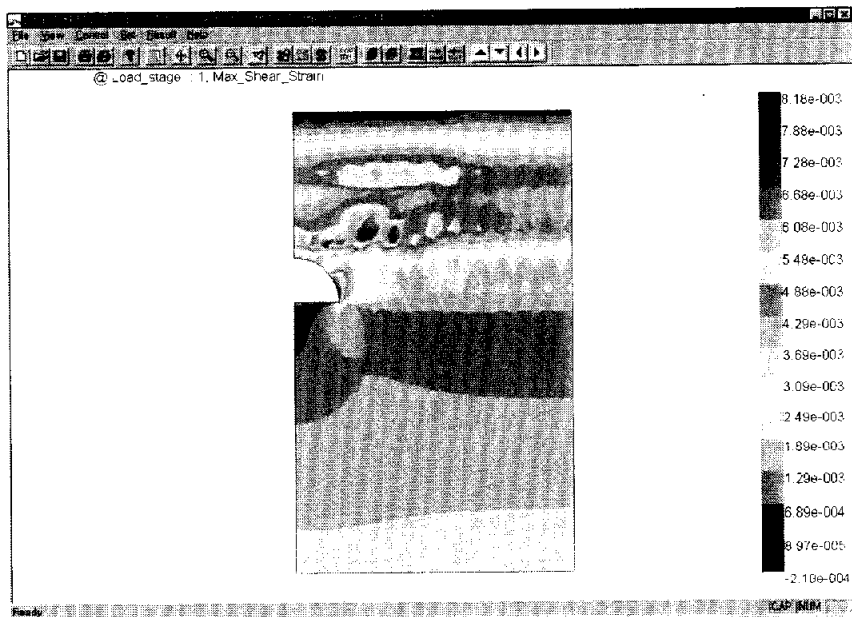
5.1.6 최대전단변형율(Max Shear Strain)에 대한 해석

최대전단변형율 등고선의 집중면으로 부터 일반적으로 파괴면을 추정하고, 보강 시 그 주변위주로 보강함으로써 보강효과를 크게 한다. 또한 파괴면을 예상할 수 있으므로 보강방향도 결정할 수 있어 현장에서 활용하면 효과적이다. 또한 현장 상황에 따라 적절한 계측위치를 결정하는 데에도 도움이 된다.

무 보강시의 최대전단변형율이 터널 상반의 어깨부에서 집중하고 있으나 제1안에 의해 강관 다단이 보강되었을 경우에는 최대전단변형율의 집중면이 명확하게 나타나지 않아 지반에 파괴면이 발생하지 않는 것을 알 수 있다. 그 크기 또한 최대값이 6.72%에서 1.26%로 크게 줄어든 것을 알 수 있다.



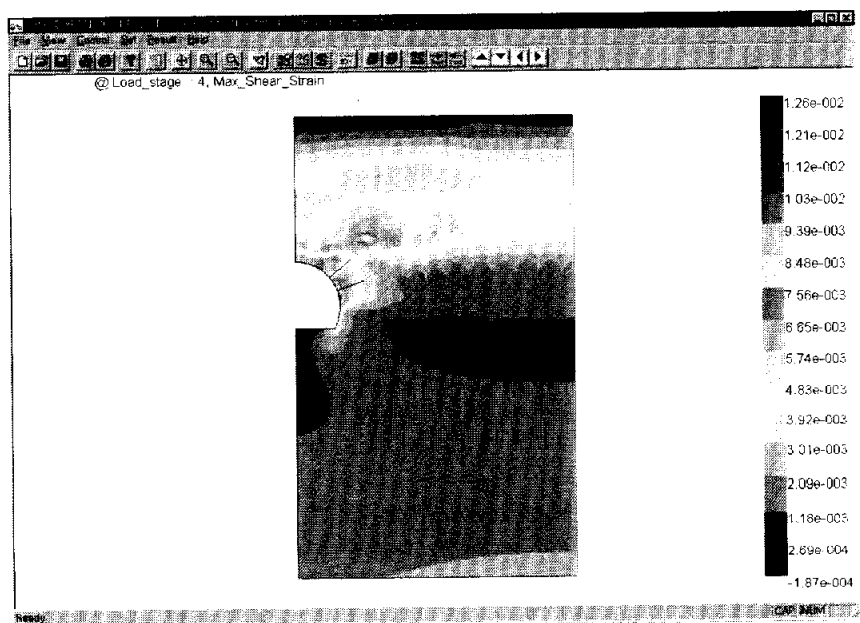
<그림 5.6(a)> 상반굴착 후의 최대전단변형률 (STA.12K+520.0, 무보강)



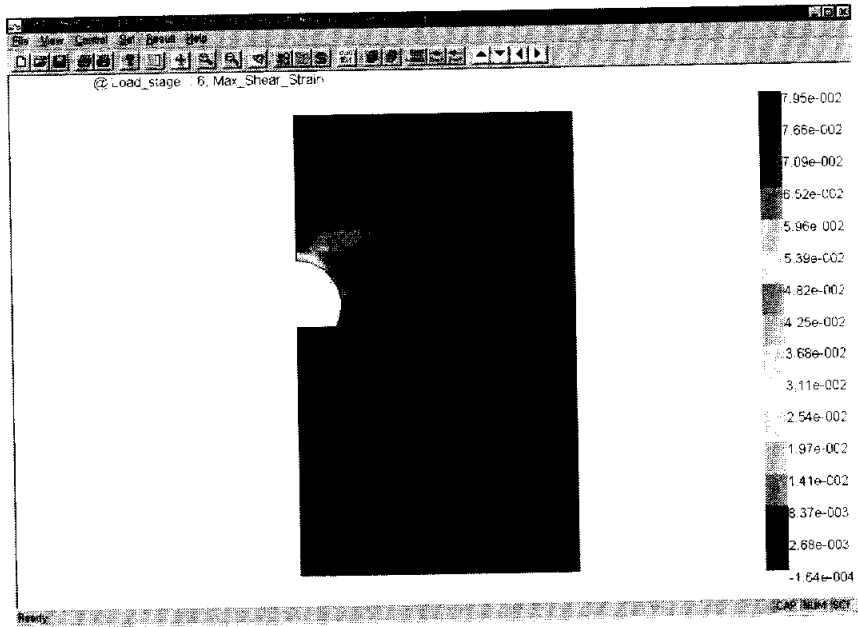
<그림 5.6(b)> 상반굴착 후의 최대전단변형률 (STA.12K+520.0, 보강)



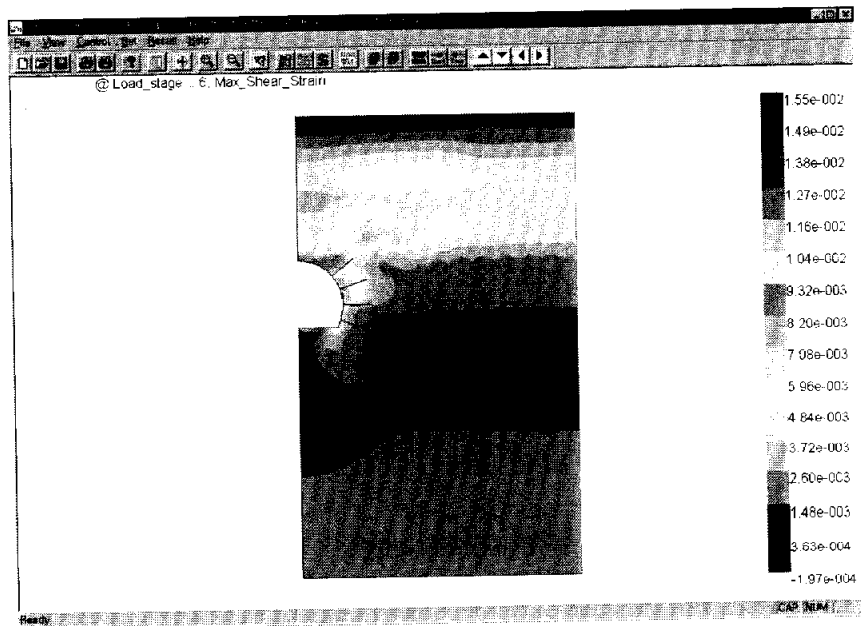
<그림 5.6(c)> 하반굴착 후의 최대전단변형률 (STA.12K+520.0, 무보강)



<그림 5.6(d)> 하반굴착 후의 최대전단변형률 (STA.12K+520.0, 보강)



<그림 5.6(e)> 최종단계의 최대전단변형률 (STA.12K+520.0, 무보강)



<그림 5.6(f)> 최종단계의 최대전단변형률 (STA.12K+520.0, 보강)

5.2 고찰

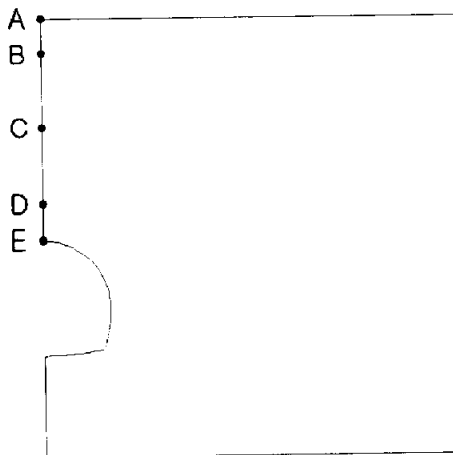
5.2.1 보강효과에 대한 고찰

PENTAGON 2D를 이용하여 해석한 결과에 대해 다음 위치에서 지중침하, 내공변위 및 조합응력 값을 보강, 무 보강에 대해 상반굴착 후, 하반굴착 후, 최종단계로 구분하여 다음과 같이 상호 비교하였다.

1) 지중침하 비교

지중침하의 분석위치는 다음 <그림 5.7>에 나타내었으며, <표 5.1>~<표 5.3>을 보면 강관다단 보강에 의한 지반의 변형억제 효과를 알 수 있다. 강관다단이 시공되어 있는 천단부에서의 침하 억제효과가 가장 크며, 최종단계에서 천단 지표점 침하(A)는 계측값과 해석값이 거의 일치하고 있다<표 5.3>.

그러나 지표에서 터널 천단쪽으로 갈수록(A→E) 터널 굴착에 의한 침하량이 커지는 경향이 해석 결과에서는 잘 나타나고 있는데 반해, 계측 결과는 지중침하의 결과가 해석 결과와 크게 다르게 나타났다. 이는 지중침하 편에 의한 지중침하 계측기의 침하 반영이 원활하지 못하였던 것으로 판단된다.



<그림 5.7> 지중침하 분석위치

<표 5.1> 상반굴착 후의 지중침하(해석단계:1/6단계)

단면	위치	무보강	보강	계측값
STA.12K+520.0	A	-16	-10.4	-12
	B	-17.9	-11.5	-0.82
	C	-25	-14	-0.03
	D	-37.6	-16.8	-0.15
	E	-43.1	-17.1	-10

-:침하, +:융기 (단위 : mm)

<표 5.2> 하반굴착 후의 지중침하(해석단계:4/6단계)

단면	위치	무보강	보강	계측값
STA.12K+520.0	A	-23.3	-14.8	-13
	B	-26.7	-16.2	-0.84
	C	-37.3	-20.4	-0.04
	D	-57.8	-23.1	-1.17
	E	-83.2	-23.5	-10

-:침하, +:융기 (단위 : mm)

<표 5.3> 최종단계의 지중침하(해석단계:6/6단계)

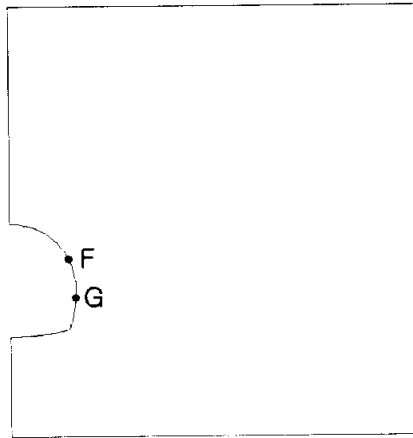
단면	위치	무보강	보강	계측값
STA.12K+520.0	A	-22.5	-14	-14
	B	-25.9	-15.3	-0.84
	C	-36.4	-19.3	-0.04
	D	-57	-21.8	-1.18
	E	-86.8	-22.2	-11

-:침하, +:융기 (단위 : mm)

※ 변위감소효과 60%

2) 터널 내공변위(X방향) 비교

터널의 내공변위는 <그림 5.8>의 위치에 대해 상호비교하고, 보강효과를 살펴보았다. 최종단계에서 보면 강판다단이 120°영역에 강판 순 간격 0.5m(0.4m 중첩)로 총 18공의 보강을 실시하였을 경우 무보강시 내공변위의 절반 정도만이 발생하는 것을 알 수 있다.



<그림 5.8> 내공변위 분석위치

<표 5.4> 상반굴착 후의 내공변위(X방향, 해석단계:1/6단계)

단면	위치	무보강	보강	계측값
STA.12K+520.0	F	-2.12	-1.24	-0.95
	G	-0.468	-0.262	-0.20

-:왼쪽, +:오른쪽 (단위 : mm)

<표 5.5> 하반굴착 후의 내공변위(X방향, 해석단계:4/6단계)

단면	위치	무보강	보강	계측값
STA.12K+520.0	F	-8.08	-3.86	-3.50
	G	-4.37	-3.39	-3.00

-:왼쪽, +:오른쪽 (단위 : mm)

<표 5.6> 최종단계의 내공변위(X방향, 해석단계:6/6단계)

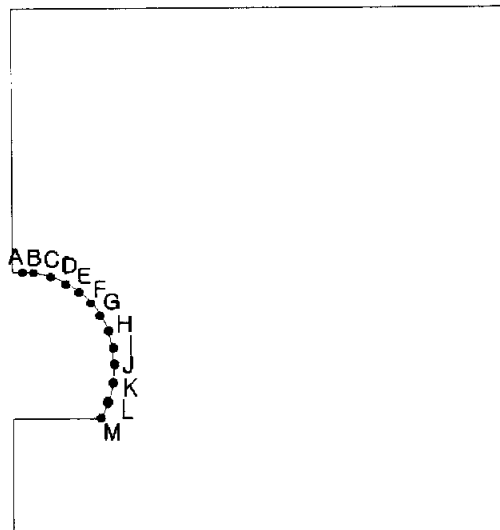
단면	위치	무보강	보강	계측값
STA.12K+520.0	F	-11.1	-5.81	-3.82
	G	-7.75	-6.20	-4.20

-:왼쪽, +:오른쪽 (단위 : mm)

※ 변위감소효과 36%

3) 숏크리트 전단력 비교

숏크리트에 발생하는 전단력을 보강시와 무보강시에 대해 <표 5.7>에서 비교하였다. <표 5.7>에서 잘 알 수 있듯이 설치영역 120°, 강관 순간격 0.5m(0.4m 중첩)보강에 의해 무보강시 숏크리트에 발생하던 전단력이 2단계(상반굴착 후)에서는 약 60%정도 감소(1.02→0.339tf)하고, 최종적으로는 약 15% 가량 감소(3.17→2.76tf)된 것을 알 수 있다. 숏크리트 전단력 및 조합응력 분석위치는 <그림 5.9>와 같다.



<그림 5.9> 숏크리트 전단력 및 조합응력 분석위치

<표 5.7> 숏크리트 전단력

단면	시점	무보강	보강
STA.12K+520.0	상부 숏크리트 타설직후 (해석단계 : 2/6단계)	-1.02	-0.339
	하반굴착 직후 (해석단계 : 4/6단계)	3.32	-2.12
	최종단계 (해석단계 : 6/6단계)	3.17	2.76

(단위 : tonf)

※ 최종단계 감소효과 13%

4) 숏크리트 조합응력 비교

숏크리트에 발생하는 축력과 모멘트를 조합한 조합응력 $\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{I}y$

를 굴착단계에 따라 구한 값을 <표 5.8>~<표 5.10>에 나타내었다. <표 5.8>~<표 5.10>에서 알 수 있듯이 조합응력은 최대 40.42kgf/cm² 정도로 일반적인 숏크리트의 허용응력을 초과하지 않는 것을 알 수 있다. 또한 무보강에 비해 보강시의 응력값이 약간씩 감소되어 있는 것을 알 수 있다.

<표 5.8> 상반굴착 후의 숏크리트 조합응력(STA. 12K+520.0)

단면	위치	무보강			보강		
		축력 (tonf)	모멘트 (tonf · m)	조합응력 (kgf/cm ²)	축력 (tonf)	모멘트 (tonf · m)	조합응력 (kgf/cm ²)
STA.12K+520.0	A	-2.61	0.426	-28.16	-0.139	-0.044	-2.78
	B	-0.307	0.426	-25.86	-1.50	-0.044	-4.14
	C	-8.15	0.097	-13.97	-5.14	-0.00891	-5.67
	D	-14.3	-0.054	-17.54	-8.02	-0.0583	-8.37
	E	-19	-0.0541	-22.25	-11.4	-0.0176	-12.46
	F	-22.9	-0.0663	-26.88	-16.7	-0.0832	-11.71
	G	-25.6	-0.0823	-30.54	-21.9	-0.0623	-25.64
	H	-27.4	-0.0674	-31.44	-24.3	-0.0748	-28.79
	I	-27.8	-0.0636	-31.62	-25.3	-0.0671	-29.33
	J	-26.6	-0.147	-36.62	-24.4	-0.135	-32.50

<표 5.9> 하반굴착 후의 숏크리트 조합응력(STA. 12K+520.0)

단면	위치	무보강			보강		
		축력 (tonf)	모멘트 (tonf · m)	조합응력 (kgf/cm ²)	축력 (tonf)	모멘트 (tonf · m)	조합응력 (kgf/cm ²)
STA.12K+520.0	A	-1.4	1.39	-20.05	-1.18	-0.438	-7.13
	B	-4.27	1.39	-22.88	-3.27	-0.438	-8.17
	C	-16.5	-0.985	-22.95	-14.4	-0.0809	-8.41
	D	-27.3	-0.449	-20.35	-24	-0.103	-13.54
	E	-34.1	-0.698	-27.47	-31.8	-0.00654	-16.88
	F	-41.5	-0.941	-34.79	-39.5	-0.0989	-21.23
	G	-47.2	-0.152	-25.87	-46.2	-0.188	-25.91
	H	-50.1	0.831	-37.45	-48.5	-0.723	-35.04
	I	-49.1	0.288	-20.25	-46.5	0.231	-19.80
	J	-39.7	-0.331	-24.79	-37	-0.298	-22.95

<표 5.10> 최종단계의 숏크리트 조합응력(STA. 12K+520.0)

단면	위치	무보강			보강		
		축력 (tonf)	모멘트 (tonf · m)	조합응력 (kgf/cm ²)	축력 (tonf)	모멘트 (tonf · m)	조합응력 (kgf/cm ²)
STA.12K+520.0	A	-1.87	1.33	-20.79	-1.55	-0.605	-9.80
	B	-3.9	1.33	-21.80	-4.4	-0.605	-11.23
	C	-16.1	-0.985	-22.75	-17.5	-0.135	-10.76
	D	-27	-0.54	-21.56	-28.1	-0.118	-15.81
	E	-34.1	-0.818	-29.26	-35.1	-0.0731	-18.64
	F	-41.6	-0.961	-35.14	-41.9	-0.209	-24.07
	G	-46.7	-0.179	-26.02	-47.7	-0.168	-26.36
	H	-49.4	-1.22	-42.91	-48.9	-1.07	-40.42
	I	-48.1	0.447	-17.38	-46.1	0.401	-29.04
	J	-35.6	0.637	-8.29	-33.3	0.621	-25.92
	K	-21.9	0.0671	-9.95	-19.9	0.0839	-11.20
	L	-28.1	0.191	-16.90	-25.6	0.171	-15.35
	M	-34.7	0.163	-19.78	-32.0	0.166	-18.48

5) 락볼트 축력 비교

무보강시와 보강 시 락볼트에 발생하는 축력을 터널 굴착단계에 따라 <표 5.11>에 나타내었다. 보강시에 락볼트의 축력이 약 1tf가량 감소되어 나타나는 것을 알 수 있고, 보강시에 대해 최종단계에서 계측된 락볼트의 축력은 2tf 정도로 작은 값이지만, 이 값은 보강시의 수치해석 결과인 6.52tf에 비해 1/3 정도의 작은 값에 해당한다. 다이얼 게이지식으로 계측되는 락볼트의 축력은 대체적으로 실제보다 작은 값이 계측되는 편이다.

<표 5.11> 락볼트 축력

단면	시점	무보강	보강	계측값
STA.12K+520.0	상부 락볼트 설치직후	2.54	2.21	-
	하반굴착 직후	4.2	3.25	-
	최종단계	7.43	6.52	2.01

(단위 : tonf)

※ 최종단계 감소효과 12%

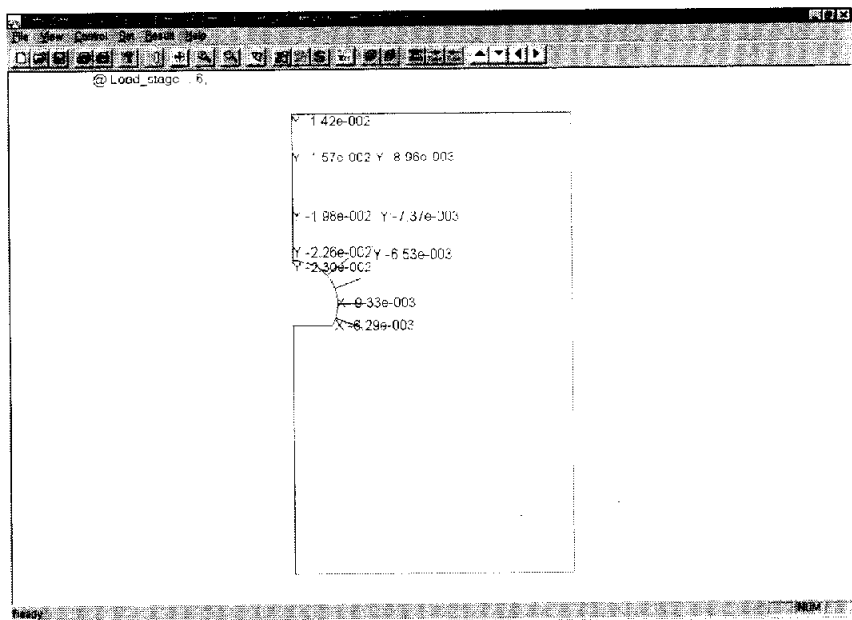
5.2.2 보강패턴에 따른 고찰

1) A단면(제1안)에 대한 해석

A단면(제1안) STA. 12K520.0의 해석결과(5.2.2절의 2))를 참조.

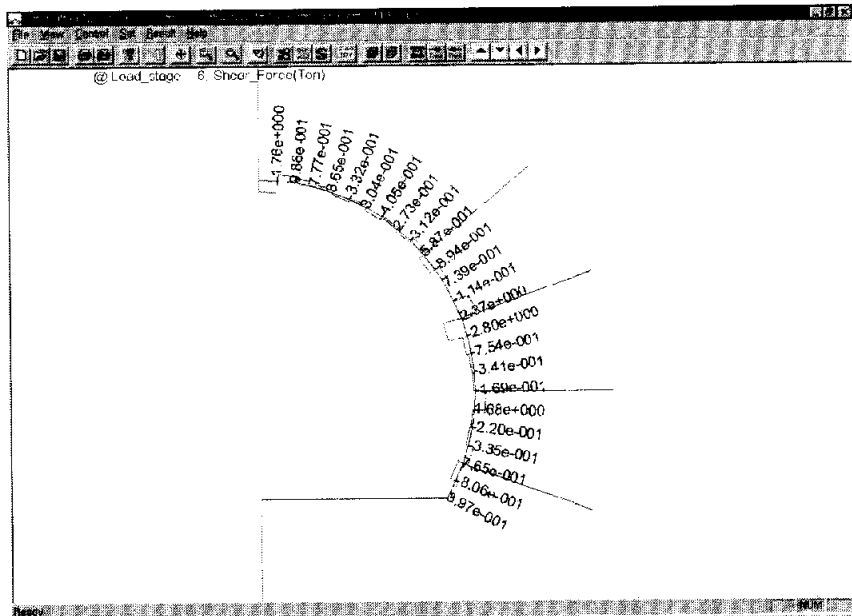
2) B단면(제2안)에 대한 해석

① 변위(Displacement)



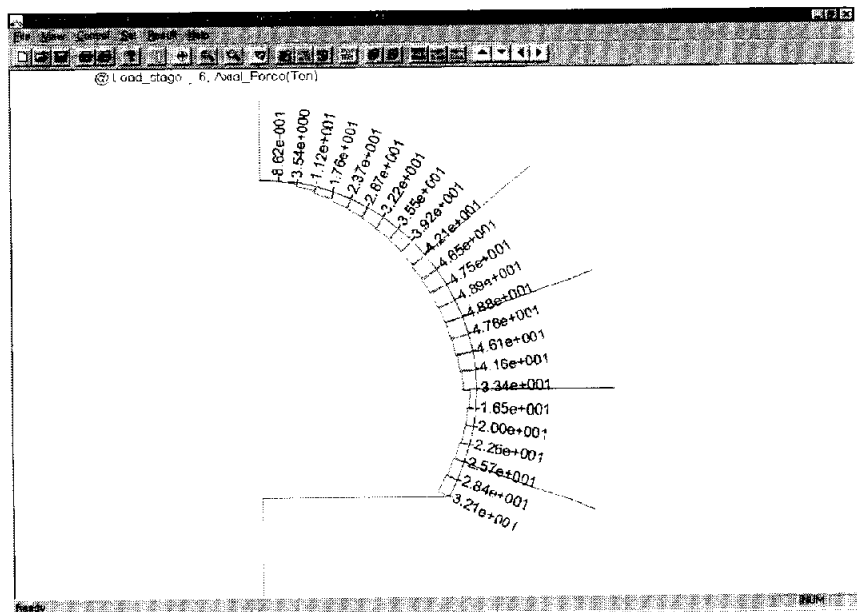
<그림 5.10> 제2안 최종단계의 변위 (STA.12K+520.0)

② 슛크리트 전단력(Shear Force)



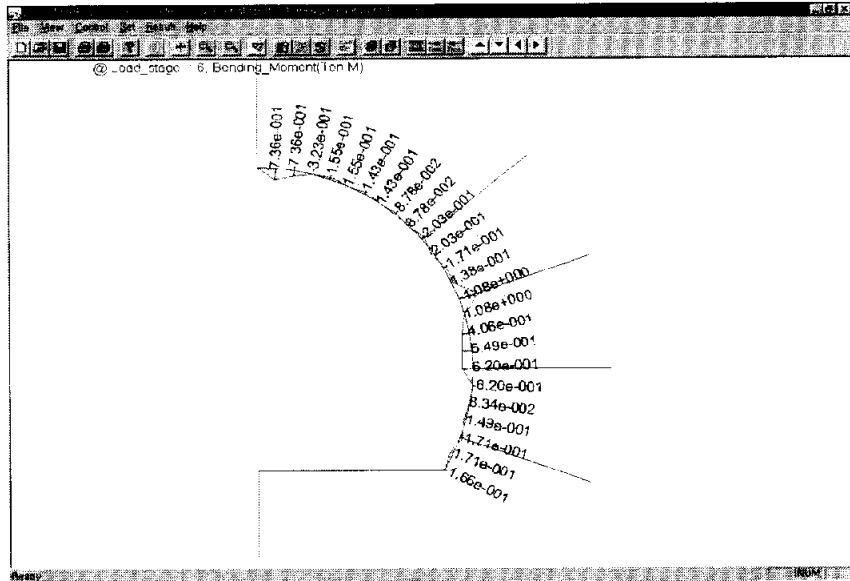
<그림 5.11> 제2안 최종단계의 슛크리트 전단력 (STA.12K+520.0)

③ 슛크리트 축력(Axial Force)



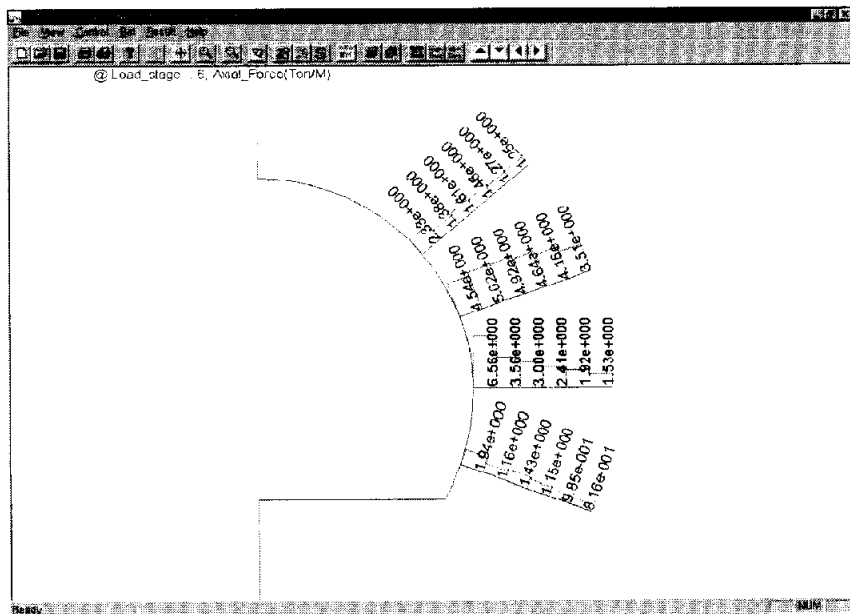
<그림 5.12> 제2안 최종단계의 슛크리트 축력 (STA.12K+520.0)

④ 슛크리트 모멘트(Moment)



<그림 5.13> 제2안 최종단계의 슛크리트 모멘트 (STA.12K+520.0)

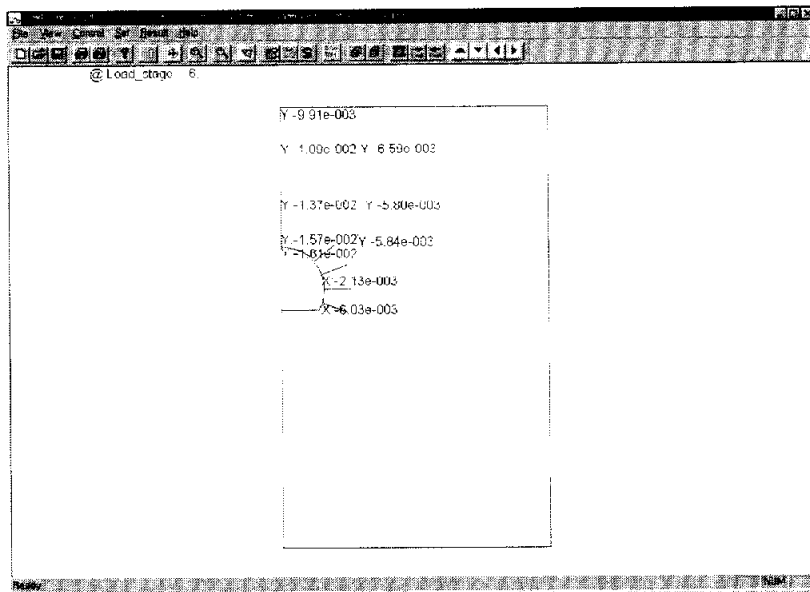
⑤ 락볼트 축력(Axial Force)



<그림 5.14> 제2안 최종단계의 락볼트 축력 (STA.12K+520.0)

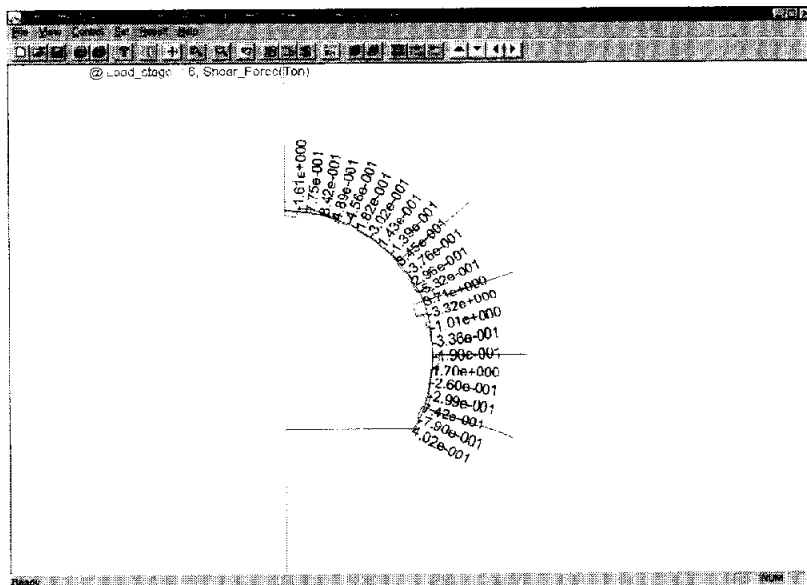
3) C단면(제2-1안)에 대한 해석

① 변위(Displacement)



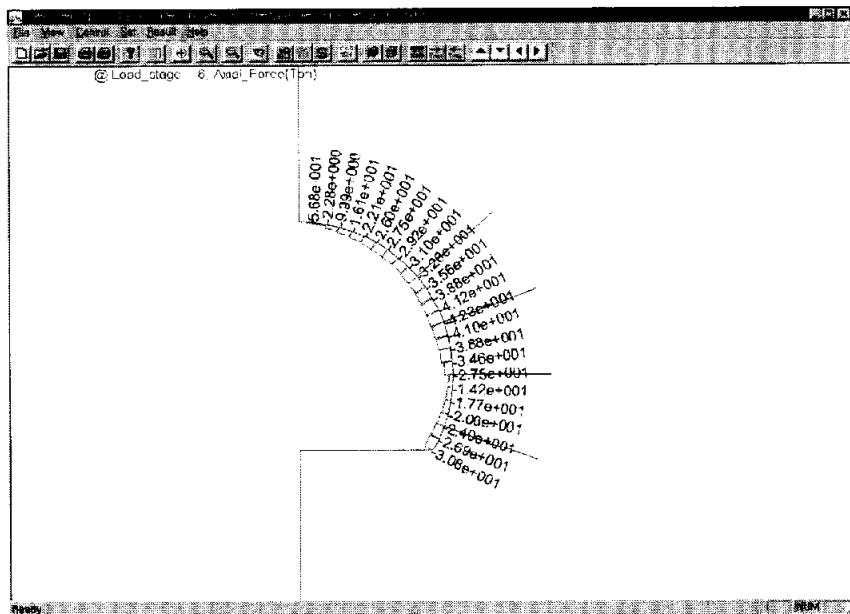
<그림 5.15> 제2-1안 최종단계의 변위 (STA.12K+520.0)

② 쏙크리트 전단력(Shear Force)



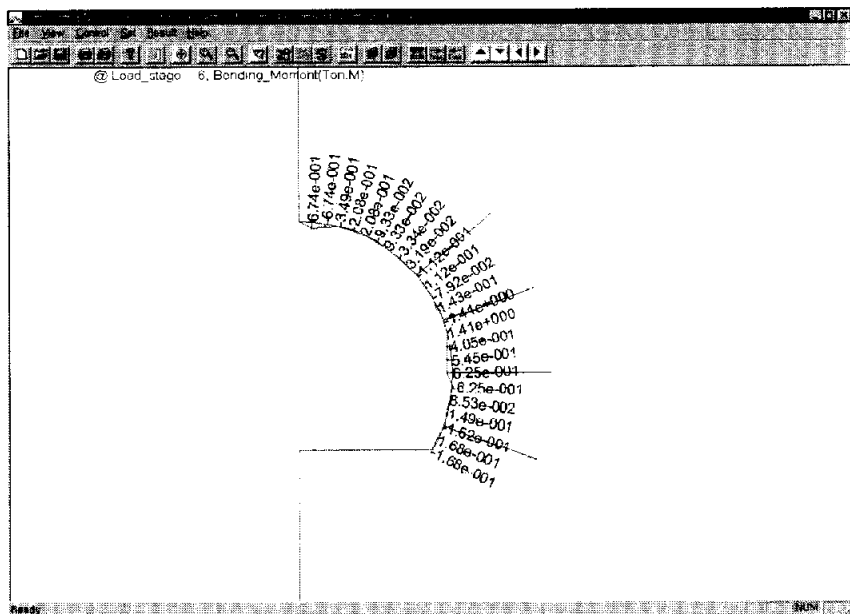
<그림 5.16> 제2-1안 최종단계의 쏙크리트 전단력 (STA.12K+520.0)

③ 쏫크리트 축력(Axial Force)



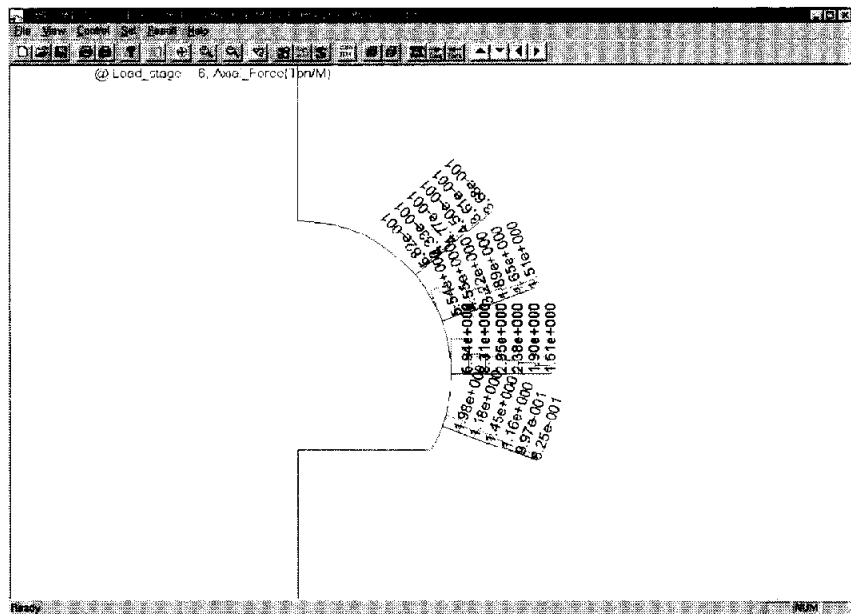
<그림 5.17> 제2-1안 최종단계의 쏫크리트 축력 (STA.12K+520.0)

④ 쏫크리트 모멘트(Moment)



<그림 5.18> 제2-1안 최종단계의 쏫크리트 모멘트 (STA.12K+520.0)

⑤ 락볼트 축력(Axial Force)



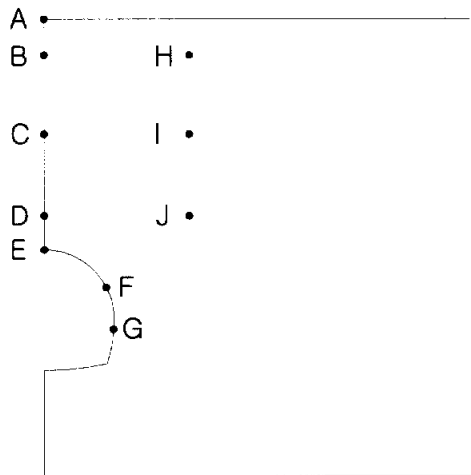
<그림 5.19> 제2-1안 최종단계의 락볼트 축력 (STA.12K+520.0)

5.2.3 보강패턴에 따른 해석결과 정리

상기에서 실시한 보강패턴에 따른 해석결과를 정리하면 다음과 같다. 본 연구에서는 강관의 길이 12m, 강관의 설치각도 15°로 고정하고, 강관의 설치영역을 120°, 160°로 변화시키고, 강관의 간격(중첩 0.2m, 0.4m)을 변화시켰다.

1) 변위의 비교

세 가지 안(제1안, 제2안, 제2-1안)에 대해서 해석한 결과를 상호 비교하기 위한 비교 대상위치는 <그림 5.20>과 같다.



<그림 5.20> 지중변위 분석 위치

<표 5.12>에 정리된 세 가지 안의 해석결과를 보면, 중첩을 0.2m에서 0.4m로 강관과 강관의 설치간격을 줄였을 경우에는 변위의 감소가 그리 크게 나타나지 않았다.

중첩을 0.2m로 강관 간격을 넓게 하고 강관 설치영역을 120°에서 160°로 넓혔을 때 변위의 감소효과는 크게 나타났다. 제2-1안(설치영역 160°, 중첩

0.2m)과 제1안(설치영역 120°, 중첩 0.4m)에 설치한 강관의 개수는 18개로 동일하다는 점에서 동일한 개수로 시공할 경우 강관의 설치 영역을 가능한 범위 내에서 최대한 넓히는 것이 강관의 효과를 높이는 방법인 것을 알 수 있다. 이러한 결과는 현장에서 계측한 강관의 응력 측정결과에서도 잘 나타나고 있다. 0.2m 중첩이 강관과 강관의 순간격이 0.8m, 0.4m 중첩이 순간격 0.5m를 의미하는데, 표 5.8의 국내 강관 순간격 사례(0.3~0.5m)에서 보면, 순간격을 0.8m 정도로 넓혀 시공하여도 큰 무리가 없었던 것으로 나타났다.

강관의 순간격은 보링공 내에 가압 주입한 그라우트의 막장면 내에서의 기능과 밀접한 관계가 있다고 판단되며, 본 현장의 경우 천단부에 그라우트를 실시할 때 보링공 부피의 10~20배 가량의 그라우트가 주입되었으며, 막장면에 그라우트가 스며 나오는 정도로 시공되었다.

<표 5.12> 최종단계의 변위 (STA.12K+520.0)

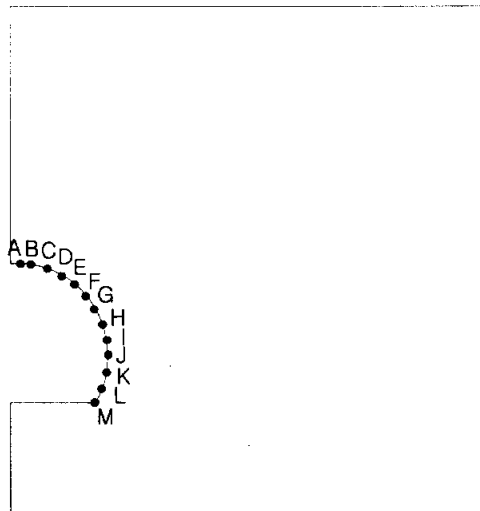
위치	제 1 안	제 2 안	제 2-1 안
	120°, 0.4m 중첩	120°, 0.2m 중첩	160°, 0.2m 중첩
A	14	14.2	9.91
B	15.3	15.7	10.90
C	19.3	19.8	13.7
D	21.8	22.6	15.7
E	22.2	23.0	16.1
F	5.81	9.3	2.13
G	6.20	6.3	6.03
H	8.78	9.0	6.59
I	7.24	7.4	5.80
J	6.47	6.5	5.84

· F, G 는 x 방향 변위
· 단위 : mm

2) 슛크리트 전단력의 비교

스�크리트의 축력, 전단력, 모멘트를 비교하기 위한 비교지점은 <그림 5.21>과 같다.

강관의 보강안에 따라 최종단계에서 슛크리트에 발생하는 전단력의 크기를 <표 5.13>에 나타내었다. 전단력의 크기는 제1안과 제2안의 크기는 거의 비슷한 편이나 강관의 설치영역을 120° 에서 160° 로 넓게 한 제2-1안의 경우가 대부분 가장 작은 값을 나타내고 있다.



<그림 5.21> 슛크리트의 전단력, 축력, 모멘트의 분석위치

<표 5.13> 최종단계의 슛크리트 전단력 (STA.12K+520.0)

위치	제 1 안	제 2 안	제 2-1 안
	120°, 0.4m 중첩	120°, 0.2m 중첩	160°, 0.2m 중첩
A	1.45	1.76	1.61
B	0.93	0.99	0.78
C	0.83	0.37	0.49
D	0.27	0.30	0.18
E	0.21	0.27	0.14
F	0.60	0.59	0.35
G	0.74	0.74	0.30
H	2.34	2.37	3.71
I	0.75	0.75	1.01
J	0.18	0.17	0.19
K	0.22	0.22	0.26
L	0.76	0.77	0.74
M	0.40	0.40	0.40

· 단위 : tonf

3) 슛크리트 축력의 비교

스�크리트에 발생하는 축력은 값의 차이가 그리 크지는 않으나 변위 결과 및 슛크리트에 발생하는 전단력의 크기와 마찬가지로 중첩(강관간격)의 변화에 대한 영향보다는 강관 설치영역을 넓히는 것이 더욱 효과적인 것으로 나타났다. 슛크리트의 모멘트<표 5.14>, 락볼트에 발생하는 축력<표 5.15>의 경우도 마찬가지이다.

<표 5.14> 최종단계의 슛크리트 축력 (STA.12K+520.0)

위치	제 1 안	제 2 안	제 2-1 안
	120°, 0.4m 중첩	120°, 0.2m 중첩	160°, 0.2m 중첩
A	1.55	0.8	0.57
B	4.4	3.5	2.28
C	17.5	17.6	16.1
D	28.1	28.7	26.0
E	35.1	35.5	29.2
F	41.9	42.1	32.8
G	47.7	47.5	38.8
H	48.9	48.8	42.3
I	46.1	46.1	38.8
J	33.3	33.4	27.5
K	19.9	20.0	17.7
L	25.6	25.7	24.0
M	32.0	32.1	30.8

· 단위 : tonf

4) 슛크리트 모멘트의 비교

터널 굴착이 완료된 최종단계에서 슛크리트에 발생하는 모멘트를 각 보강안에 대해 나타낸 것이 <표 5.15>이다. 강관의 간격을 0.7m(중첩 0.2m)로 넓히고 강관의 설치영역을 160°로 넓힌 제2-1안의 경우가 가장 작은 값을 나타내고 있는 것을 슛크리트 모멘트의 크기에서도 잘 보여주고 있다.

<표 5.15> 최종단계의 슛크리트 모멘트 (STA.12K+520.0)

위치	제 1 안	제 2 안	제 2-1 안
	120°, 0.4m 중첩	120°, 0.2m 중첩	160°, 0.2m 중첩
A	0.61	0.74	0.67
B	0.61	0.74	0.67
C	0.14	0.16	0.10
D	0.12	0.14	0.09
E	0.07	0.09	0.03
F	0.21	0.20	0.11
G	0.17	0.17	0.08
H	1.07	1.08	1.41
I	0.40	0.41	0.41
J	0.62	0.62	0.63
K	0.08	0.08	0.09
L	0.17	0.17	0.16
M	0.17	0.17	0.17

· 단위 : tonf · m

5) 락볼트 축력의 비교

수치해석에 의한 락볼트의 축력은 제1안과 제2안에서 6.5 *tf* 정도인데, 제 2-1안에서는 6 *tf* 정도로 감소되어 나타났다. 현장에서 계측에 의한 최종단계의 락볼트 축력은 2 *tf* 가량으로 계측되었다.

<표 5.16> 최종단계의 락볼트 축력 (STA.12K+520.0)

위치	제 1 안	제 2 안	제 2-1 안
	120°, 0.4m 중첩	120°, 0.2m 중첩	160°, 0.2m 중첩
축력	6.52	6.56	5.94

· 단위 : tonf/m

상기에서 보강패턴에 따른 보강효과를 살펴본 바에 의하면, 설치영역 120°, 중첩 0.4m(강관 순간격 0.5m)의 제1안의 보강은 120°의 영역에 0.2m

중첩(강관 순간격 0.7m)으로 한 제2안보다 약간은 효과적이었지만, 그 효과는 미미한 정도로 적은 편이었다. 그러나, 동일한 개수의 강관을 설치한 160°, 중첩 0.2m(강관 순간격 0.7m)의 제2-1안의 보강이 더욱 효과적인 것으로 나타났다.

6. 결 론

본 연구에서는 강관다단공법의 효과적인 적용방법(설치각도, 범위, 길이, 간격)과 개량지반의 적정 물성치를 산정하여 사례터널에서 수치계산과 현장 계측을 통하여 비교 연구한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) 지중침하

최종단계의 지중침하는 무보강시보다 보강 했을 때 60%정도의 변위감소효과가 있었으며 현장계측결과는 더 안전한 값으로 관측되었다.

(2) 내공변위

내공변위는 무보강시보다 보강했을 때 25%정도의 변위감소효과가 있었으며 계측결과도 비슷한 값으로 관측되었다.

(3) 쇼크리트 전단력 및 락볼트 축력

최종단계의 숏크리트 전단력과 락볼트 축력은 무보강시보다 보강했을 때 12~13%의 감소효과가 나타났다.

(4) 동일한 개수의 강관으로 보강할 경우, 강관의 순간격은 가능한 한 최대(본 연구에서는 최대 0.8m)로 하고 설치영역(즉, 설치중심각도)을 증가시키는 것이 더 효과적이다. 본 연구에서 설치영역(120°, 제2안, 160°, 제 2-1안)을 비교하였을 때 제2-1안이 가장 효과적인 보강 방법으로 연구되었고, 사례 터널에서는 강관의 순간격을 최대한 넓게 한 것은 0.8m 이며, 국내의 강관 시공사례분석에 의한 순간격의 범위는 0.3m~0.5m, 이탈리아의 시공사례는 0.35m~0.65m이다

(5) 현장계측값이 설계치 보다 적게 나오는 이유 중 하나는 계측 시기가 굴

착 즉시 시행하는 것이 아니고, 지보재 설치 후에 계측을 시행하는 경우가 대부분이기 때문인 것으로 판단된다.

참고문헌

1. F. G. Bell, "Engineering in Rock Masses", Butterworth-Heinemann, 1992.
2. F. O. FRANCISS, "Weak Rock Tunnelling", A. A. Balkema, pp. 1-37, 1994.
3. K. Szechy, "The Art of Tunnelling", Akademiai kiado, pp. 1034-1068, 1973.
4. M. A. Mahtab and P. Grasso, "Geomechanic Principles in the Design of Tunnels and Caverns in Rocks, Elsevier, 1992.
5. M. P. O'Reilly, "Settlements above tunnels in the United Kingdom their magnitude and prediction", Institution of Mining Metallurgy, pp. 173-181, 1982.
6. T. G. McCUSKER, "Soft Ground Tunnelling", Tunnel Engineering Handbook, pp. 70-92, 1982.
7. Wang Moonshu, "The Application of Tunnelling Method in Shallow Embeddied Beijing Metro", International Academic Publishers, pp. 169-176, 1990.
8. Ward, W. H., "Ground Supports for Tunnels in Weak Rocks",

Geotechnique28, No. 2, pp. 133-171, 1978.

9. Z. T. Bieniawski, "Rock Mechanics Design in Mining and Tunnelling", A. A. Balkema, 1984.
10. 배규진, "토사터널 굴착에 따른 주변지반의 변위 예측에 관한 연구", 박사학위논문, 1989.
11. 윤지선, "NATM공법의 조사·설계·시공", 구미서관, 1992.
12. 이상덕, 최수일, 구자갑, "안정된 지하구조물의 설계 및 시공, 도서출판 새론, 1994.
13. 이현범, "터널 굴진에 의한 3차원 지반거동의 2차원적 해석방법", 석사학위논문.
14. 이봉렬, 김광진, 김학문, "비선형 유한요소법을 이용한 터널해석 및 효용성평가", 한국토목학회논문집 제15권 제3호, pp. 699-714, 1994.
15. 한국지반공학회, "지반공학에서의 컴퓨터 활용", 추계학술논문집, pp. 103-231, 1991.
16. 한국지반공학회, "지반공학과 터널기술", 봄 학술발표회 논문집, 1993.
17. 한국건설기술연구원, "강관보강형 다단 그라우팅공법의 개발", 주식회사 지오택엔지니어링, 1994.

감사의 글

어제 내린 비로 창밖으로 보이는 젖은 도심의 아스팔트가 포근하게 느껴지는 이유는 늦게 시작한 학문의 결실 때문인 듯 합니다.

부족한 논문을 지도해 주시고 심사해 주셨던 이영대 교수님, 미국에서 잠시 귀국중 바쁜 일정 속에서도 잊지 않고 격려해 주시던 정두회 교수님, 평소 학문적 지도와 배려로서 은사님의 깊은 정을 한아름 느끼게 해주셨던 이종출 교수님, 정진호 교수님께 깊은 감사드립니다.

그리고 직장과 학업을 함께 할 수 있도록 배려해 주신 부산교통공단 임직원 분들께 감사드리고, 이 논문의 완성을 위하여 함께 연구하고 결과 분석에 적극적으로 참여해 주신 우리 회사 지하철 감리단 가족 분들과 현대산업개발 박인동 소장님, 그리고 직원분들께 감사의 정을 보냅니다.

늦게 시작한 학업을 보람있게 결실 맺어준 연구실 천용현, 김용득씨, 지반공학회 회원들과 맺은 소중한 인연을 아름답게 가꾸어 갈 것입니다.

3년간 나의 곁에서 내조해준 내사랑 영이, 항상 밝고 믿음직한 장녀 지나, 점점 남자다워져 가는 귀염둥이 아들 건우에게도 항상 고맙게 느껴지고, 마산에 계신 어머니, 장인, 장모님, 우리집안의 기둥이신 큰형님, 서울형님, 누님네 가족분들, 그리고 고향 선산에서 지켜보고 계실 아버님의 영전에 이 논문을 바칩니다.

2004년 8월

황 선 균