

강재로 보강된 슛크리트 거동의 수치해석적 연구

이상돈¹⁾, 박연준^{2)*}, 임두철³⁾, 손정훈⁴⁾, 유광호²⁾, 김수만²⁾

A Numerical Study on the Behavior of Shotcrete Reinforced by Various Steel Supports

Sangdon Lee, Yeonjun Park, Doochul Lim, Jeonghun Son, Kwangho You, Suman Kim

Abstract The steel ribs which are used to enhance the supporting capability of the shotcrete are estimated to be very effective, but their characteristics depending on the types of steel support are not well understood enough to be considered in the design stage. This paper describes the behavior of the shotcrete reinforced by various types of steel supports. Through flexural toughness test, major strength parameters such as flexural tensile strength, equivalent flexural tensile strength and residual tensile strength were obtained and used in the numerical analyses. Test results show that steel rebar was not as dependable as H-beam or lattice girder but close examination of the test results revealed that the specimen was failed in shear because of the shorter span than desired. Therefore tests on the properly dimensioned specimens are necessary for valid evaluation of the steel rebar reinforced shotcrete. In the first set of numerical stability analyses, shotcrete and steel supports were modelled separately. Then compared with the second set of analyses in which shotcrete and steel supports were regarded as a composite material. The two results coincided reasonably and this equivalent model turned out to be useful.

Key words Shotcrete, Flexural tensile strength, Steel supports

초 록 슛크리트의 지보성능을 보완하기 위해 사용되는 강지보재는 매우 효과적인 것으로 평가되지만 강지보재 종류별 성능이 파악되지 못하여 설계에 제대로 반영하지는 못하고 있다. 본 연구에서는 여러 가지 강지보재에 의해 보강된 슛크리트의 특성을 휨인장 시험을 통하여 파악하고, 그 결과를 수치해석에 반영하고자 하였다. 시험결과 철근보강 슛크리트는 H형강이나 격자지보에 비해 지보능력이 다소 못 미치는 것으로 나타났는데, 이는 시험체가 휨인장 파괴를 유도하기에는 다소 짧아서 전단파괴가 발생하였기 때문인 것으로 나타났다. 수치해석을 이용한 안정성 해석 시 슛크리트와 강지보재를 별도로, 그리고 이들 복합체에 대한 등가물성을 구하여 각각 해석한 바 두 결과가 잘 일치하여 등가물성을 이용한 복합체 해석으로도 간편하게 강지보재의 효과를 모사할 수 있었다.

핵심어 슛크리트, 휨인장강도, 강지보재

1. 서론

지반 자체의 지보능력을 최대한 활용하면서 슛크리트와 록볼트를 지보재로 하는 NATM(New Austrian Tunneling Method)공법은 발파 또는 기계굴착에 의해 지반을 굴

착한 후 강지보재 설치와 함께 뿔어 붙임 콘크리트(shotcrete)를 타설함으로써 지반의 강도를 최대한 유지하도록 한다.

NATM터널에서 슛크리트, 록볼트, 강지보재 등은 터널굴착 후 설치되는 주요 지보재이며 이 중에서 H-beam과 같은 강지보재는 무지보 지반의 직접적인 보강, 슛크리트 라이닝의 하중분산을 위한 보강, 슛크리트 또는 록볼트의 지보 기능이 충분히 발휘될 때까지의 일시적인 지압지지와 더불어 터널 단면의 형상을 유지하고 포어폴링(forespalling) 설치를 용이하게 하기 위한 지점의 역할 등의 목적으로 사용되고 있다.

터널의 주요 지보재로 사용되는 강섬유 보강 슛크리

¹⁾ 한국도로공사 도로교통기술원 지반연구그룹 수석연구원

²⁾ 수원대학교 공과대학 토목공학과 교수

³⁾ 극동엔지니어링(주)

⁴⁾ 한라산업개발(주)

* 교신저자 : yjpark@suwon.ac.kr

접수일 : 2008년 6월 17일

심사 완료일 : 2008년 6월 25일

게재 확정일 : 2008년 6월 26일

트의 경우 외국에서는 성능이나 품질기준이 확립되어 가는 단계에 있는 반면 국내에서는 지보재로서의 중요성에 비하여 연구가 별로 진행되지 않고 있다. 최근 들어서는 몇 개 기관에서 연구가 수행된 바 있다(한국도로공사, 2003; 이상필, 2006; SK건설, 2004).

한편, 기존의 터널 지보재 설계에서는 지반이 불량한 경우에 강지보재를 설계에 반영하고 있는데 실제 터널 시공현장에서는 강지보재가 최대의 지보 효과를 발휘할 수 있는 방식으로 시공이 이루어지지 않고 있을 뿐만 아니라 일체화된 강지보재와 슛크리트의 지보능력에 대한 검증 및 이를 설계에 직접 반영할 수 있는 방법 등이 아직 제시되지 않고 있다. 또한 다소 불량한 지반 조건에서 일반적으로 사용되는 H-beam은 너무 무거워서 시공시 불편함이 따르고 지보재 설치 후 배면에 슛크리트가 완전히 채워지지 않아 배면에 공동이 생기는 등의 문제점이 종종 발생하고 있다.

이런 문제의 해결을 위해 스위스와 독일에서는 원형 강봉을 삼각대 형태로 엮어 만든 격자지보를 사용하고 있으며, 최근 국내에서도 여러 현장에서 적용을 하고 있지만 외국의 경험적인 평가에 따라 시공이 이루어지고 있는 실정이다. 국내 실정에 맞는 경제적이고 경량의 지보재를 도입할 필요성이 대두되고 있는데, 이러한 지보재로서 NMT(Norwegian Method of Tunnelling)에서 이용하고 있는 철근 보강 슛크리트(RRS; Reinforced Ribs of Shotcrete)의 도입을 고려해볼 수 있으며 이러한 부분들은 아직 국내에서는 구체적인 연구가 진행되지 않고 있다.

본 연구의 목적은 휨인성 시험을 통하여 강섬유 보강 슛크리트와 강지보재 보강 슛크리트의 거동특성을 파악하고 강지보재별로 성능을 비교분석하여 이를 근거로 지보재별 특성을 터널의 지보설계 및 시공에 체계적

으로 반영할 수 있는 기법을 연구하는 데에 있다.

이를 위하여 국내에서 터널 보강재로 널리 사용되고 있는 H-beam과 격자지보, 그리고 NMT에서 불량한 압반에 적용되는 RRS의 강지보재에 해당하는 철근을 선정하여 강지보재 보강 슛크리트 시험체를 제작하여 휨인성 시험을 수행하였다.

시험결과로부터 보강재 종류별로 최대강도와 잔류강도, 파괴인성 및 잔류강도비 등을 구하여 하중지지 능력을 파악하고 이 결과로부터 터널의 지보설계 및 수치해석에 적용할 수 있는 주요 설계정수를 도출하였다.

또한 강섬유 및 강지보재 보강 슛크리트의 파괴 후 지지능력을 반영할 수 있는 수치모형을 선정하여 검토하고, 강지보재의 지보효과를 수치해석상에 반영할 수 있는 방안을 제시하였다.

2. 강섬유 및 강지보재 보강 슛크리트의 휨인성 시험

2.1 시험체의 종류 및 규격

시험체의 크기는 (160×400×1,200)mm와 (160×160×1,200)mm의 두 종류로 제작하였으며, 이 크기의 시험체는 모두 슛팅하지 않고 거푸집에 타설하는 방법(이하 콘크리트 시험체)으로 제작하였다. 그리하여 총 2종류의 시험체를 제작하였는데, 제작된 시험체의 종류와 규격은 표 1에 나타낸 바와 같다.

2.2 시험방법

본 연구에서 KS F 2408 콘크리트 휨강도 시험법(단순보의 3등분점 하중법)에 따라 수행하였다. 보 시험체의 경우 그림 1과 같이 기존의 Yoke 방식에 의거하여 시험체의 순수처짐을 측정할 수 있도록 하여 시험을 수행하였으며, 거치대를 지지점으로 사용하고 시험체 양

표 1. 시험체의 종류 및 규격

시편번호	지보재 종류	강섬유 종류	시편크기	시편수	비고
HB-FW	H-beam 100×100	강섬유	(400×160×1,200)mm	3	콘크리트
HB-FN			(160×160×1,200)mm		
LG-FW	격자지보 50×20×30	강섬유	(400×160×1,200)mm	3	콘크리트
LG-FN			(160×160×1,200)mm	3	
RB6-FW	철근6개 16mm, SD400	강섬유	(400×160×1,200)mm	3	Steel ratio :0.024
RB4-FW	철근4개 16mm, SD400	강섬유	(400×160×1,200)mm	3	Steel ratio :0.0163
RB2-FN	철근2개 16mm, SD400	강섬유	(160×160×1,200)mm	3	Steel ratio :0.0203
SF-FW	-	강섬유	(400×160×1,200)mm	3	콘크리트
SF-FN			(160×160×1,200)mm		

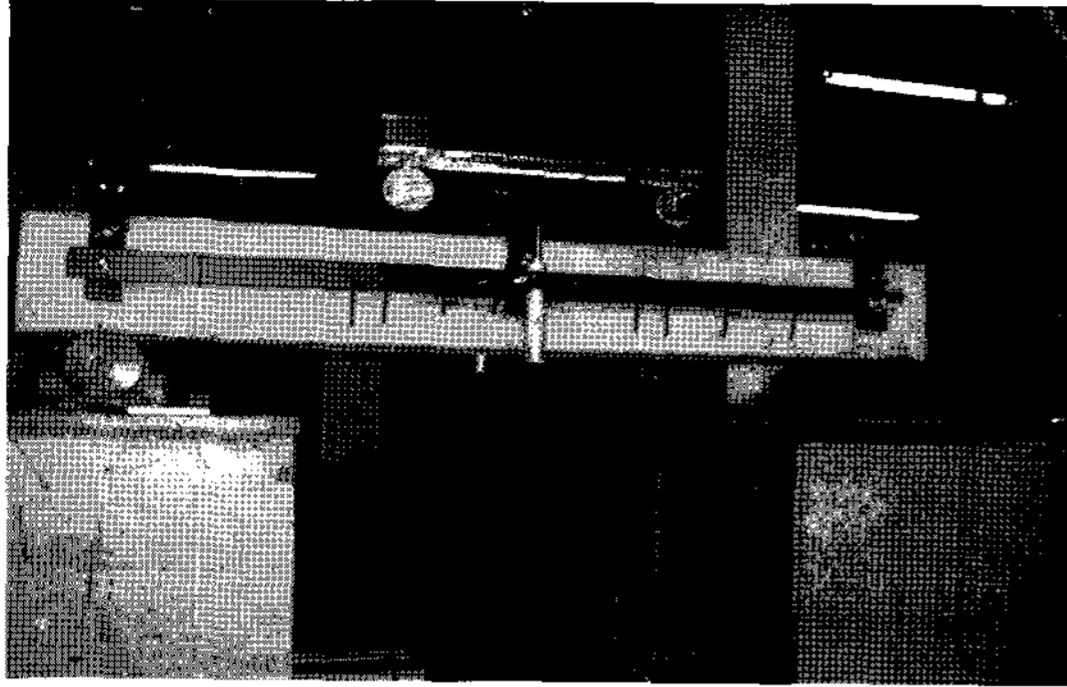


그림 1. 3등분점 하중재하 방식의 휨인성 시험 장면

쪽 중앙에 LVDT를 설치하여 처짐을 측정하였다.

Yoke 방식에서의 시험기는 정확한 시험결과를 제공할 수 있도록 충분히 견고해야 하며, 하중제어방식이 아닌 처짐제어 방식이어야 한다. 그리고 3등분점 하중을 재하하기 위한 장치는 소정의 처짐까지 시험체의 변형을 구속하지 않는 구조이어야 한다. 통상적으로 시험기는 KS B 5533(압축시험기)에 규정되어 있는 것으로서 휨 시험장치의 부착이 가능하고 최대용량이 100tonf 이하인 유압식을 표준으로 한다. 하중의 재하속도는 경간거리의 1/1,500~1/3,000(mm/min)로 일정한 속도를 유지되어야 하므로, 본 연구에서는 하중재하속도를 최소경간거리인 1m의 1/1,500인 0.66mm/min로 하여 시험을 진행하였다.

3등분점 하중재하 시험의 휨강도는 식(1)로 구할 수 있다.

$$f_b = \frac{Pl}{bh^2} \tag{1}$$

- 여기서, f_b : 휨강도(MPa)
- P : 시험기가 나타내는 최대하중(N)
- l : 경간(mm)
- b : 파괴단면 폭(mm)
- h : 파괴단면 높이(mm)이다.

2.3 강지보재별 휨인성 시험결과

2.3.1 파괴형태와 하중변위 곡선

그림 2는 휨인성 시험을 수행한 후 강지보재별로 대표적인 파괴형태를 나타내고 있다. 강섬유, H-beam, 격자지보로 보강된 시험체의 경우에는 하중 재하점 근처에서 휨인장 파괴가 발생한 모습을 볼 수 있지만, 그림 2(d)의 철근 보강 시험체에서는 휨인장 균열이 발생하지 않고 45°의 경사를 이루는 사인장파괴 현상이 지배적이다.

이러한 사인장 파괴는 H-beam과 격자지보로 보강된 시험체의 파괴거동과는 달리 지보재로서는 바람직하지 못한 취성파괴에 가깝다. 취성파괴의 양상은 시험체의 파괴형태와 더불어 그림 3의 하중-변위곡선에서도 확인된다. 그림 3(d)는 철근 보강 시험체의 하중-변위 곡선으로 최대하중점 이후에서 지지하중이 급격히 떨어짐을 보이고 있는데, 이러한 철근 보강 시험체의 취성파괴는 다른 시험체에 비해 등가휨강도와 잔류강도의 저하 문제로 나타났다.

철근 콘크리트에서 사인장파괴 가능성 여부는 그림 4에 도시한 바와 같이 하중재하점 사이의 거리로 표현되는 전단경간 a 와 보의 유효깊이 d 에 따라 결정된다. a/d 가 6 이상이어야 휨인장 파괴가 나타나며 a/d 가 6 이하이면 사인장 파괴가 발생하게 된다. 따라서 강섬유보강 슛크리트의 품질평가를 위한 3등분점 재하 방식으로는 휨인장을 유도하기에는 무리가 있었던 것으로 판단되었으며, 안전측으로는 a/d 를 7 또는 8 이상으로 했어야 함을 알 수 있었다.

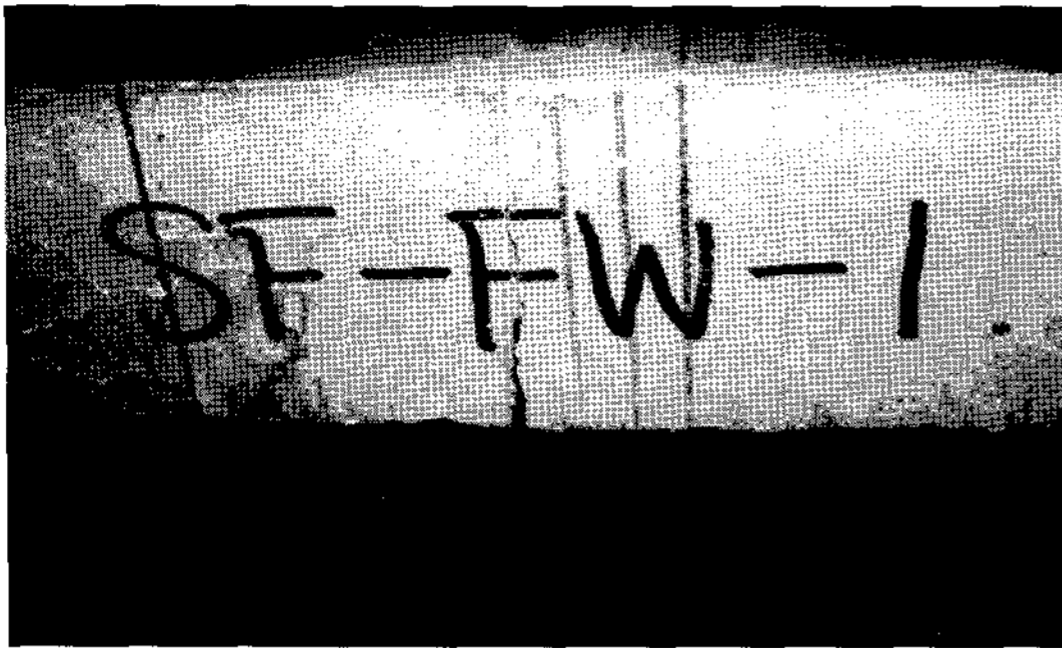
2.3.2 시험결과

표 2는 JSCE 기준으로 시험체의 경간이 1,000 mm의 1/150에 해당되는 처짐 6.66 mm에서의 보강재별 강도 평가결과를 정리한 것이다. HB-FN(H-beam 보강)과 LG-FN(격자지보 보강) 시험체의 경우에는 잔류강도가 매우 높았다. 이는 시험체에 휨인장 균열이 발생된 후에도 강지보재가 인장부재의 역할을 하여 처짐이 발생하여도 강지보재에 의한 지보력의 상당부분이 발현됨을 의미한다.

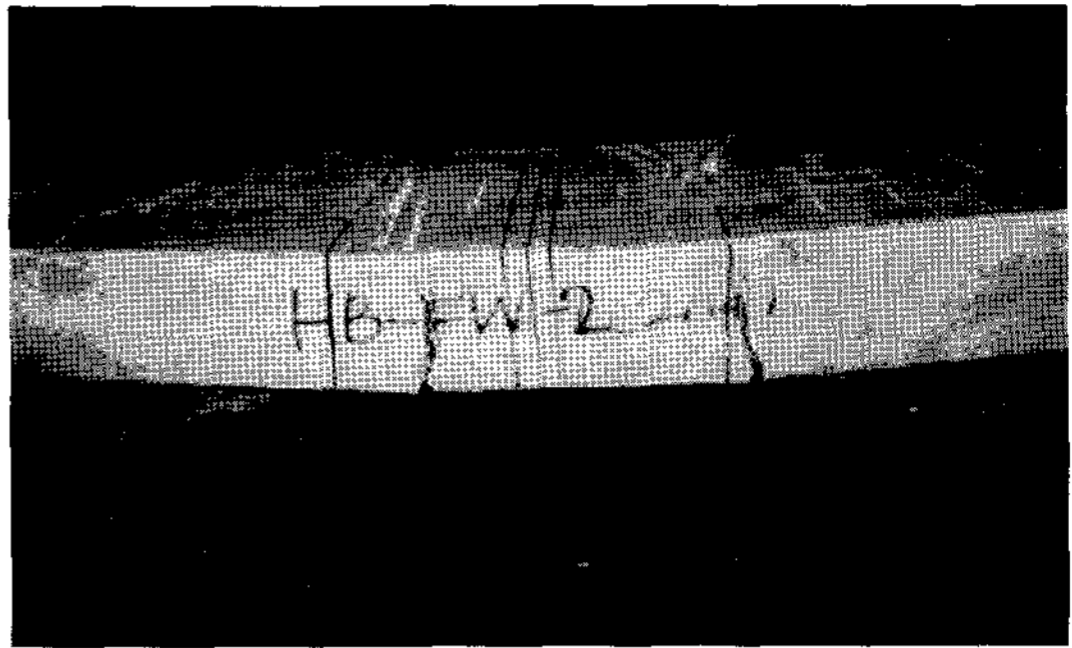
RB2-FN(철근 보강)의 등가휨강도는 그림 2와 그림 3의 사진과 하중-변위곡선에 나타난 바와 같이 사인장파괴의 영향으로 낮게 나타났다.

SF-FN(강섬유 보강)은 예상대로 강지보재에 비해 매우 낮은 휨강도를 보였으며, 등가휨강도 또한 휨강도에 비해 더욱 낮은 결과를 나타내었다. 그러나 이 시험은 슛크리트 품질기준에 명시된 시험체의 규격과 다르기 때문에 본시험결과로써 콘크리트 또는 슛크리트의 품질을 평가할 수는 없다는 점을 밝혀둔다.

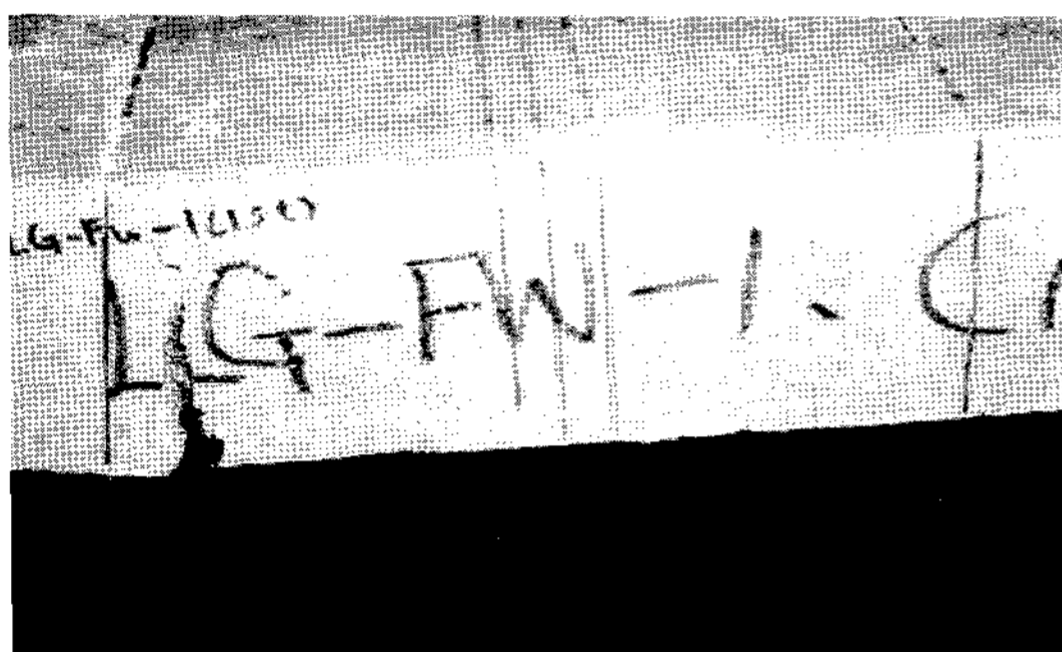
표 3은 폭 400 mm 시험체에서의 보강재별 강도를 처짐이 6.66 mm 발생하였을 때와 25 mm 발생하였을 때에 대해 각각 비교하여 정리한 것이다. 처짐이 6.66 mm까지 발생한 경우는 폭 160 mm 시험체와 마찬가지로 강지보재로 보강된 시험체의 최대휨강도는 강섬유로만 보강된 슛크리트의 5~6배로 매우 높았다. 잔류강도 역시 H-beam과 격자지보로 보강된 시험체가 가장 높았으나 철근보강 시험체의 경우 타 강지보재 보강의 경우보



(a) 강섬유



(b) H-beam

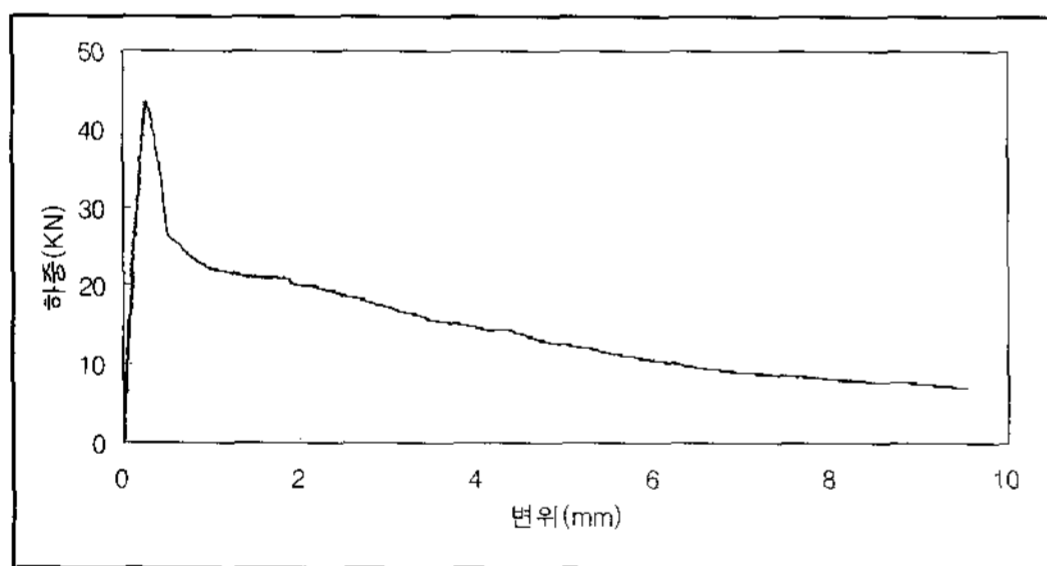


(c) 격자지보

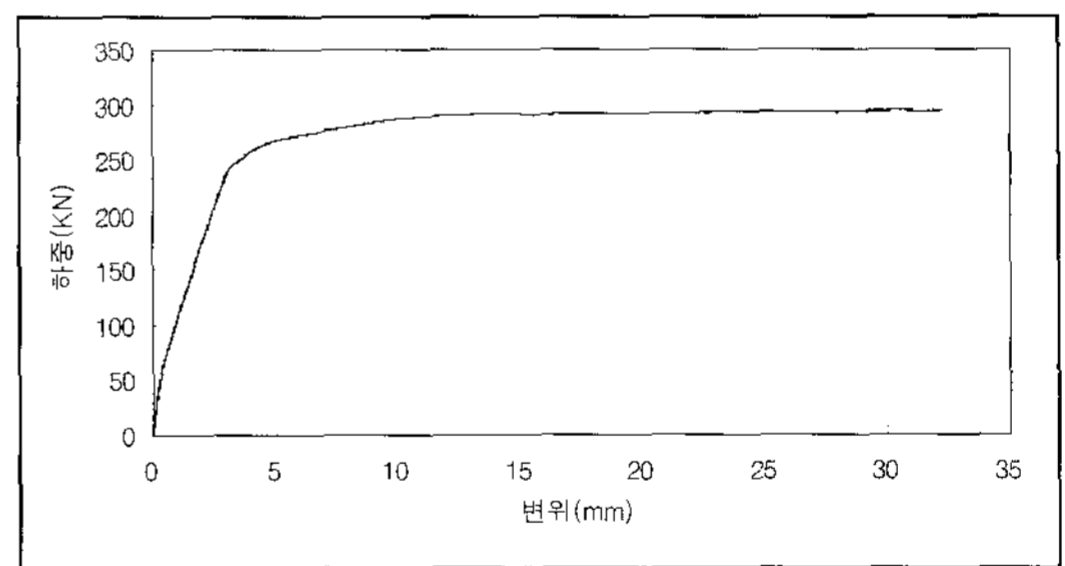


(d) 철근

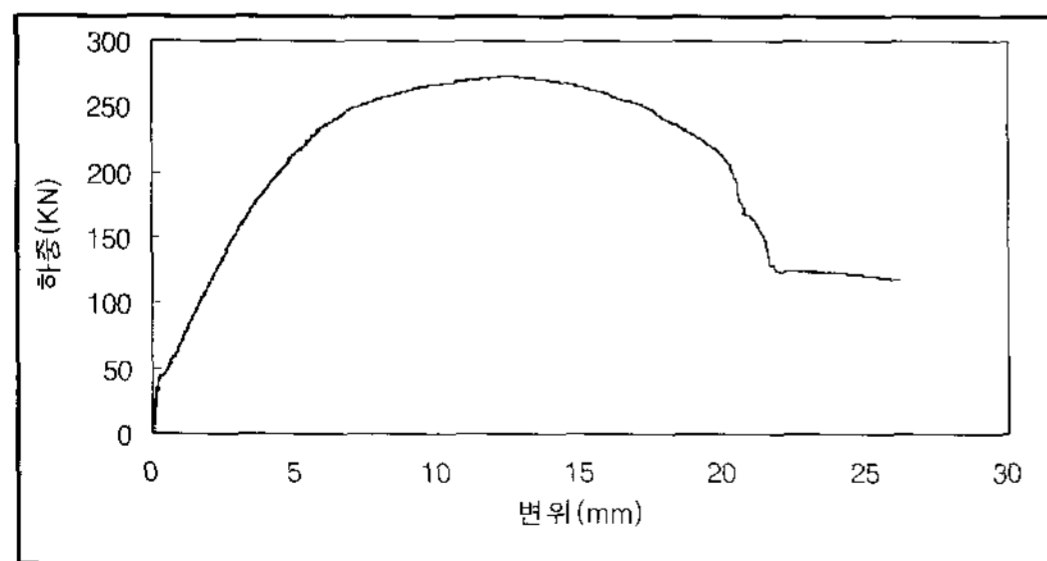
그림 2. 휨인성 시험에서의 보강재별 파괴 형태



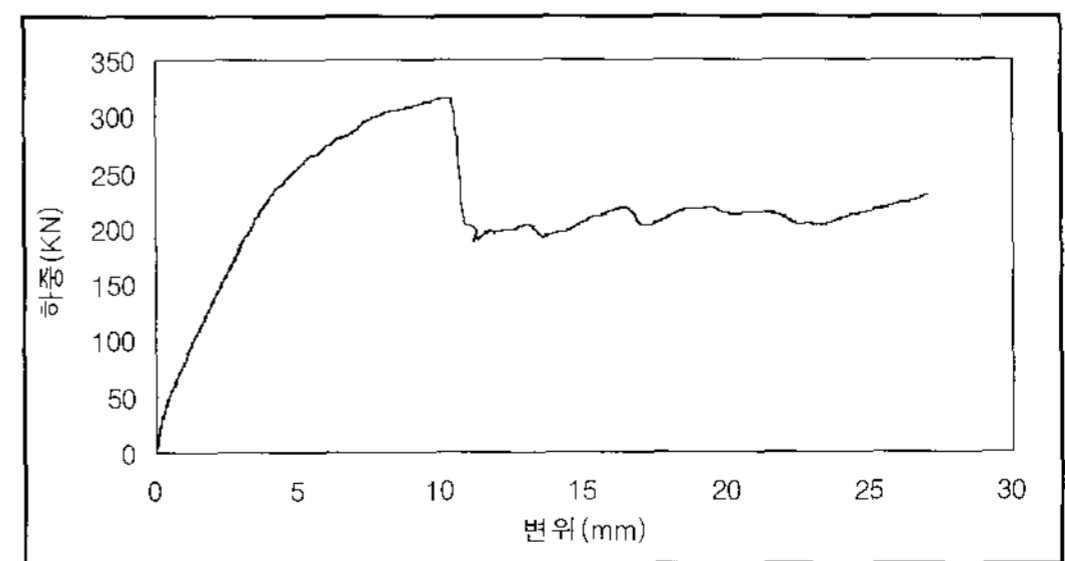
(a) 강섬유



(b) H-beam



(c) 격자지보



(d) 철근

그림 3. 보강재별 하중-변위곡선

다 매우 낮았다. 25 mm 처짐에서 철근보강 시험체의 등가휨강도가 상대적으로 낮은 것은 사인장파괴의 영

향인 것으로 평가할 수 있다. 따라서 사인장 파괴의 발생시점은 처짐 6.66 mm 이후 처짐 25 mm 이전임을 알 수 있다.

실제 터널에 철근보강을 할 경우에 파괴모드를 정확히 예측하기는 어려우나, 본 시험의 결과는 철근보강 숏크리트의 파괴 후 최소지지능력을 반영하는 것으로 볼 수 있다.

시험체 폭에 따른 최대휨강도의 영향을 알아보기 위하여 폭 160 mm와 400 mm의 휨인성 시험에서 얻은 최대휨강도 결과를 바탕으로 강지보재 보강 숏크리트에서 강지보재가 반영하는 최대휨강도를 비율로 구하여 폭의 변화에 따른 최대휨강도를 유추하였다.

표 4는 시험체 폭에 따른 강지보재 보강 숏크리트의 최대휨강도를 계산하여 나타낸 것이다. 그림 5는 실험 결과 값을 이용하여 폭 10 m 일 때 까지 선형회귀 분석

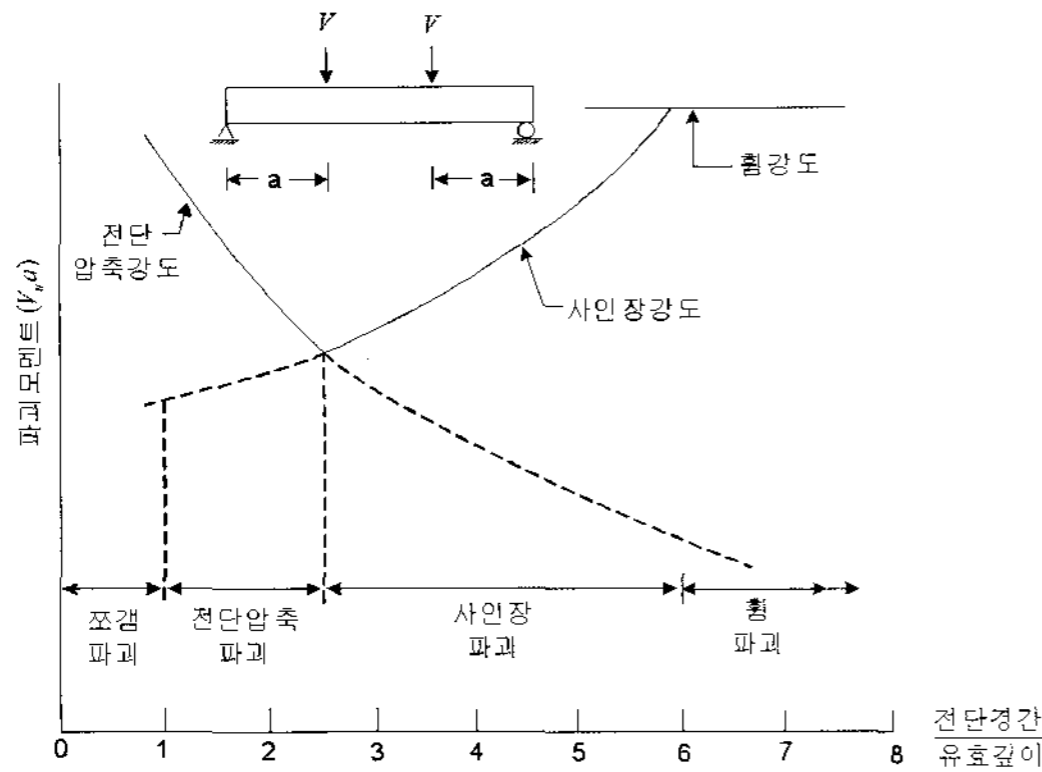


그림 4. $\frac{a}{d}$ 의 비에 따른 보의 파괴

표 2. 폭 160mm 시험체의 보강재별 강도 평가결과

구 분	평균 초기휨강도 (MPa)	평균 최대휨강도 (MPa)	평균 등가휨강도 (MPa)	평균 잔류강도 (MPa)
HB-FN	42.95	52.53	34.79	49.88
LG-FN	30.33	43.07	19.97	40.19
RB2-FN	20.30	20.67	14.61	11.72
SF-FN	4.72	4.72	1.74	0.82

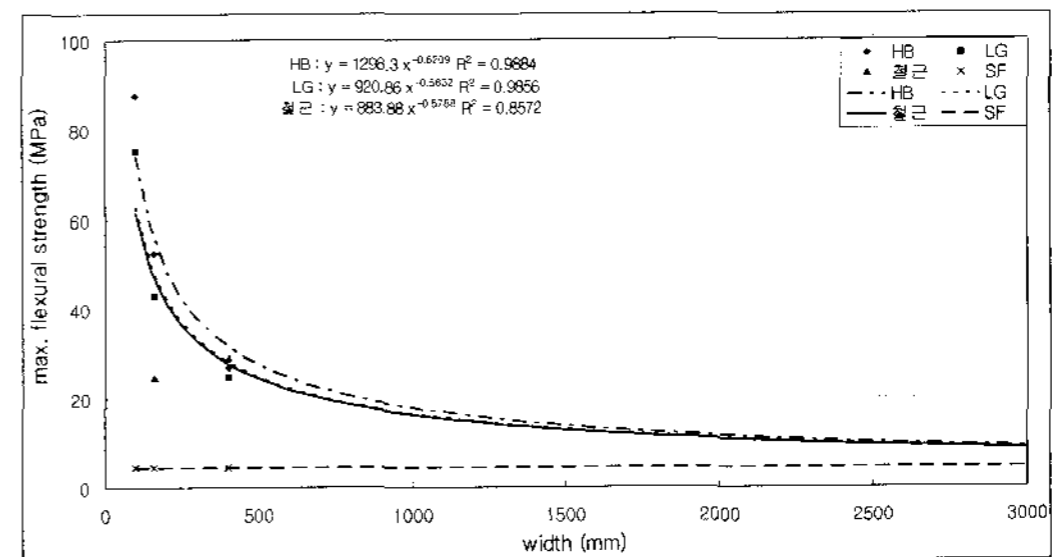


그림 5. 회귀분석을 이용한 시험체 폭에 따른 최대휨강도 양상

표 3. 폭 400 mm 시험체의 보강재별 강도 평가결과

구 분	평균 초기휨강도 (MPa)	평균 최대휨강도 (MPa)	평균 등가휨강도 (MPa)		평균 잔류강도 (MPa)	
			$\delta_{bb} = 6.66\text{mm}$	$\delta_{bb} = 25\text{mm}$	$\delta_{bb} = 6.66\text{mm}$	$\delta_{bb} = 25\text{mm}$
HB-FW	21.58	26.80	18.13	23.87	26.07	26.11
LG-FW	4.33	24.53	15.47	18.04	17.89	10.65
RB6-FW	26.95	30.49	23.26	14.90	11.90	12.15
RB4-FW	26.29	27.44	17.41	17.63	17.06	14.55
SF-FW	4.69	4.69	2.22	-	1.09	-

표 4. 시험체 폭에 따른 강지보재 보강 숏크리트의 최대휨강도

폭(mm)	H-beam 최대휨강도(MPa)	격자지보 최대휨강도(MPa)	철근 최대휨강도(MPa)
160	52.53	43.07	24.54
400	26.80	24.54	28.97
1,200	11.42*	10.41*	12.97*
1,500	10.03*	9.23*	11.27*

*시험결과를 바탕으로 계산한 추정치

하여 폭 3 m까지의 그래프를 도시 하였다. H-beam과 격자지보의 경우 시험체 폭과 최대휨강도의 상관계수는 0.98이상으로 밀접한 관계가 있음을 알 수 있었고 철근의 상관계수도 다른 강지보재 보다는 낮은 0.86이지만 공학적으로는 수용이 가능한 범위에 있음을 알 수 있다. 시험체 폭이 늘어날수록 강지보재의 영향이 적어짐에 따라 강지보재 보강 슛크리트의 최대휨강도는 작아졌으며 폭 1,200 mm와 1,500 mm의 최대휨강도에 안전율을 고려하여 등가물성 해석 시 최대인장 강도에 반영하였다.

3. 강지보재 성능평가 결과를 고려한 2차원 해석

터널 설계시 강지보재는 슛크리트의 강도가 발현되기 이전에 지보재 역할을 수행하는 임시 지보재로서의 역할만 하는 것으로 고려되나, 시험결과에서 볼 수 있듯이 불량한 지반조건에서는 슛크리트와 일체화 되어 지속적인 지보효과를 발휘한다. 본 연구에서는 슛크리트와 강지보재를 따로 구분하여 강지보재의 현실적인 거동 및 지보효과를 확인하였다. 또한 간편한 해석으로 신뢰성있는 해석 결과를 얻을 수 있도록 여러 가지 강지보재로 보강된 슛크리트에 대한 등가 물성을 구하여 해석에 적용할 수 있는 기법을 제안하였다.

3.1 수치 모델링 및 해석방법

3.1.1 해석에 사용된 지반 모델링

수치해석은 구조요소의 최대 및 잔류인장강도를 고려할 수 있는 Liner 모델을 내장한 지반 해석용 프로그램인 FLAC-2D ver. 5.0을 사용하여 수행하였다. 지반은 높이 100 m, 폭 50 m이며, 터널의 대칭성을 이용하여 터널의 우측 반만을 모델링 하였다. 이 경우 요소의 수를 반으로 줄일 수 있어 계산량을 줄일 수 있다.

그림 6은 2차원 해석에 사용된 요소망이며, 터널형상은 한국도로공사의 2차선 도로터널 표준단면을 사용하였다. 경계효과를 배제하기 위해 천단부에서 상부경계와 바닥면에서 아래경계까지는 각각 5D(D: 터널 폭)로 측벽부에서 좌, 우측경계까지는 4D로 모델링 하였다. 해석에 사용된 요소망수는 5400개이며 전체 요소의 좌, 우측면 경계는 x방향(수평방향)변위를 구속하였고, 하부경계는 y방향(수직방향)을 구속하는 것으로 경계조건을 설정하였다. 또한 지반 심도가 터널에 미치는 영향을 알아보기 위하여, 지표에 추가하중을 가하는 방법으로 지반심도를 변화시켜가며, 응력조건에 따른 지보재의 거동을 살펴보았다.

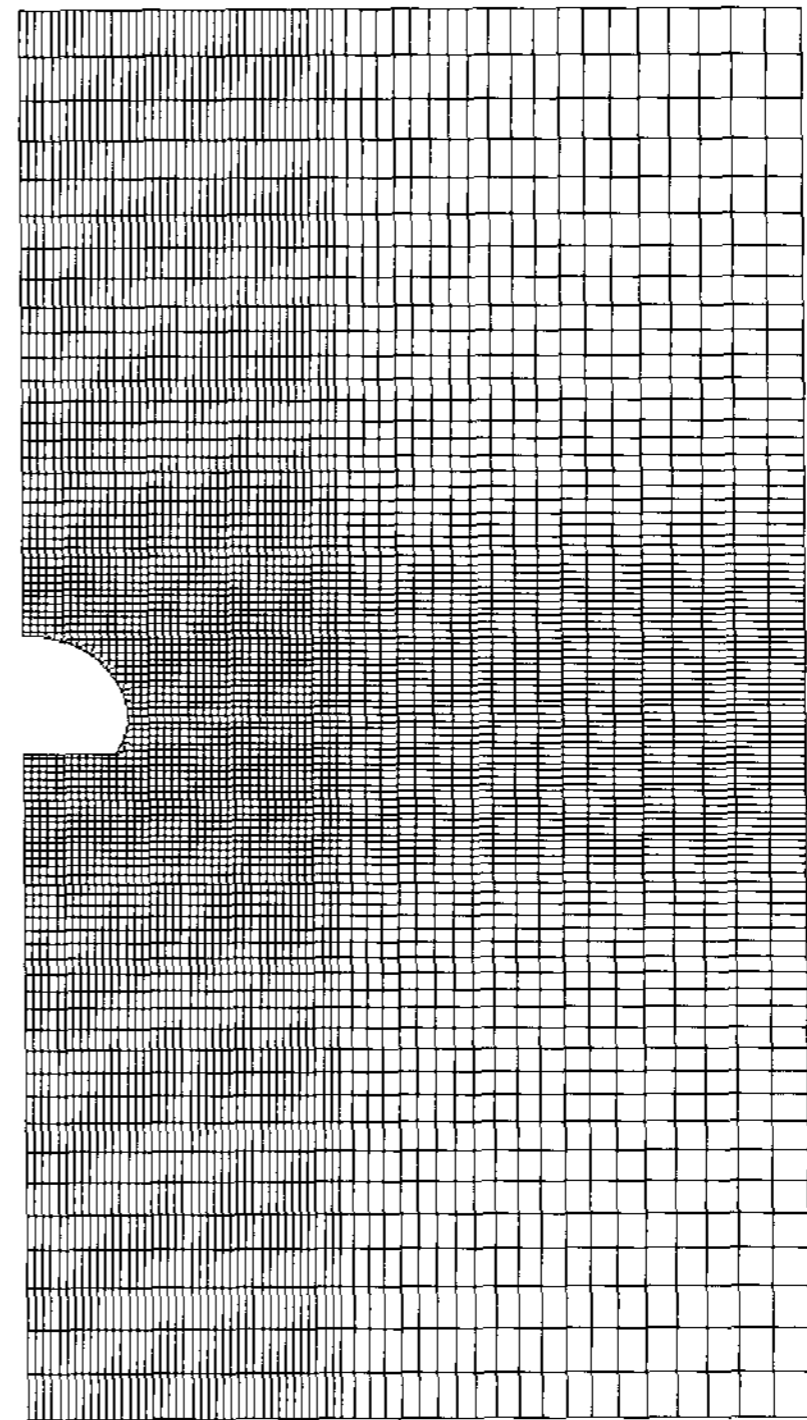


그림 6. 2차원 해석에 사용된 요소망

3.1.2 지반 및 지보재의 입력 변수와 특성

해석에 사용된 지반에 대한 입력 물성치는 표 5와 같으며 한국도로공사에서 제안한 암반등급별 변형성 및 강도정수 중 강지보재가 사용되는 4등급과 5등급 암반을 수치해석 시 입력 자료로 활용하였다.

표 6은 한국도로공사 도로설계요령 (4)터널 (5)포장에서 2차로 터널의 지보 패턴별 지보현황이다. 표 7은 수치해석 시 슛크리트를 Liner 요소 적용 시 타설 시기에 따른 입력변수를 정리한 것이다.

록볼트의 직경은 25 mm, 길이는 4 m로 하였으며 초기인장은 가하지 않는 것으로 가정하였다. 암반등급에 따라 록볼트의 종간격이 달라지는데 2차원 해석의 경우 터널의 종방향의 길이는 1m로 가정되므로 록볼트의 탄성계수(E), 접합강성(K_bond, bond stiffness), 접합강도(S_bond, bond strength), 압축항복강도(Yc, compressive yield strength), 인장항복강도(Yi, tensile yield strength) 값을 종간격으로 나누어 단위길이당의 값으로 환산하여 사용하였다. 표 8은 해석에 사용된 록볼트의 물성 및 관련 파라미터이다.

강지보재는 표 9에서 제시된 H-beam과 대응되는 강지보재의 단면 특성을 나타낸 것으로 한국도로공사 도로설계요령에서 규격이 (100×100×6×8)mm인 H-beam

표 5. 해석에 사용된 암반등급별 변형계수 및 강도정수

(한국도로공사 도로교통기술원, 2002)

암반 등급	물성	탄성 계수 (GPa)	체적탄성 계수 (GPa)	전단탄성 계수 (GPa)	마찰각 (deg.)	점착력 (Pa)	밀도 (kg/m ³)	포아송비	인장 강도 (Pa)
4 등급		6.04	4.03	2.42	35	1e5	2600	0.25	5e4
5 등급		2.80	1.87	1.12	31	5e4	2600	0.25	2.5e4

표 6. 터널 지보패턴별 적용 지보 현황

(한국도로공사 도로설계요령 (4)터널 (5)포장, 2002)

터널단면	1회 굴착거리	굴착 방법	숯크리트 두께	록볼트		강지보공		적용 암질	
				길이	간격	규격	간격		
2차로	type-IV	1.5 m/3.0 m ²)	반단면	12 cm ¹⁾	4 m	중1.5 m 횡1.5 m	100×100×6×8	1.5 m	풍화암
	type-V	1.2 m/1.2 m ²)	반단면	16 cm ¹⁾	4 m	중1.2 m 횡1.5 m	100×100×6×8	1.2 m	풍화암 (토)

¹⁾강섬유 보강 숯크리트 적용

²⁾상부/하부

표 7. 숯크리트의 입력변수(Liner 모델)

구분	탄성계수 (GPa)	면적 (m ²)	단면 2차모멘트 (m ⁴)	두께 (m)	최대 인장강도 (MPa)	잔류 인장강도 (MPa)	압축강도 (MPa)	
4등급	1차	5.20	0.08	4.27e-5	0.08	-4.41	-3.0	17.5
	2차	12.15	0.12	1.440e-4	0.12			
	3차	15.63	0.12	1.440e-4	0.12			
5등급	1차	5.20	0.08	4.27e-5	0.08			
	2차	10.42	0.16	3.413e-4	0.16			
	3차	15.63	0.16	3.413e-4	0.16			

표 8. 록볼트의 물성 관련 파라미터

구분	록볼트 종간격 (m)	면적 (m ²)	탄성계수 (Pa)	인장항복 강도 (N)	접합강성 (N/m/m)	접합강도 (N/m)	압축항복 강도 (N)
4등급	1.5	4.9e-4	140e11	0.67e5	3.67e8	1e5	3.33e4
5등급	1.2	4.9e-4	175e11	0.84e5	4.59e8	1.25e5	4.17e4

표 9. 강지보재의 수치해석 입력변수(Beam 모델)

Member	H-beam 100×100×6×8	철근 (6 개)	격자지보 50×20×30
면적 (m ²)	2.19e-3	1.21e-3	1.36e-3
단면2차모멘트 (m ⁴)	3.83e-6	1.929e-8	1.93e-6
탄성계수 (GPa)	205.94	1176.78	231.44
종간격(m)	4등급 암반	1.5m	
	5등급 암반	1.2m	

과 이에 대응하는 규격 (50×20×30)mm의 격자지보를 선택하였고 철근은 향후 현장 적용성 및 가공성을 고려

하여 지름 16mm, SD 400의 고강도 이형철근을 적용하는 것으로 하였다.

3.1.3 해석방법

강지보재로 보강된 숏크리트를 모델링하기 위해 1)강지보재와 숏크리트를 별도로 모델링하는 방법과 2)강지보재와 숏크리트의 복합체에 대한 등가물성을 구하여 해석하는 2가지 방법을 적용하였다.

4등급 및 5등급 암반에 터널을 굴착하는 경우에 대하여 표 6의 type-IV 및 type-V의 지보패턴을 각각 적용하였으며, 굴착 방법은 상·하분할 굴착을 실시하였다. 측압계수의 영향을 알아보기 위해 측압계수가 1.0인 경우와 2.0인 경우에 대해 해석하였으며, 심도는 토피고 90 m(수직압 2.3 MPa)로 가정하여 해석을 실시하였다. 숏크리트의 두께는 4등급에서 12 cm, 5등급에서는 16 cm를 적용하였으며, 강지보재의 설치 시 종간격을 고려하여 4등급 암반에서는 1.5 m, 5등급 암반에서는 1.2 m를 수치해석 시 적용하였다.

H-beam과 격자지보, 철근 등의 강지보재는 beam 요소를 사용하였고, RRS에 사용된 철근은 6개를 한 묶음으로 시공하는 것을 고려하여 수치해석 시 입력 변수인 단면적과 단면 2차모멘트를 구하여 적용하였다.

해석 시 숏크리트는 양생기간과 타설 시기를 고려하여 soft 숏크리트와 hard 숏크리트로 구분하여 탄성계수를 달리 적용하였으며 해석모델은 Liner 요소를 사용하였다.

강지보재와 숏크리트를 별도로 고려하는 해석은 숏크리트에 걸리는 하중을 평가하는데에는 유용하지만, 해석상에서는 동일한 위치에 두 개의 지보재가 겹쳐져 시

공되는 것으로 가정하므로 해석이 번거로우며, 해석결과를 검토하는데에도 이종의 노력이 필요하여 번거롭다.

본 연구에서는 강지보재와 숏크리트가 복합체로 거동한다는 가정 하에 두 재료의 물리적 특성이 합리적으로 고려된 등가물성을 구하여 해석하는 방법을 제안하고자 한다.

등가물성을 구하기 위해서는 복합체에서 각각의 재료가 차지하는 비중에 따라 등가탄성계수와 등가단면 2차모멘트를 구하여야 한다.

숏크리트와 강지보재를 복합체로 간주하여 복합체의 등가탄성계수(E_0)와 등가단면 2차모멘트(I_0)는 다음의 식(2)과 (3)에 의해 결정된다.

$$\text{등가 탄성계수 } E_0 = \frac{E_c A_c + E_s A_s}{A_c + A_s} \quad (2)$$

$$\text{등가 단면 2차모멘트 } I_0 = \frac{I_s E_s + I_c E_c}{E_0} \quad (3)$$

- 여기서, E_c : 숏크리트의 탄성계수
- E_s : 강지보재의 탄성계수
- A_c : 숏크리트의 단면적
- A_s : 강지보재의 단면적
- I_c : 숏크리트 단면 2차모멘트
- I_s : 강지보재 단면 2차모멘트이다.

식(3)이 성립하려면 숏크리트와 강지보재의 결합정도가 매우 양호하고 균열 발생 시에도 강지보재와 숏크리

표 10. 강지보재별 등가 탄성계수와 등가 단면 2차모멘트

지보재 종류	암반 등급	숏크리트 타설 횟수	등가탄성계수(E_0) (Pa)	등가단면2차모멘트(I_0) (m^4)
철근 (6개)	4등급 암반	1차	7.16e9	3.14e-05
		2차	1.34e10	1.31e-04
		3차	1.69e10	1.34e-04
	5등급 암반	1차	7.66e9	2.94e-05
		2차	1.16e10	3.06e-04
		3차	1.68e10	3.18e-04
H-beam	4등급 암반	1차	8.86e9	8.44e-05
		2차	1.45e10	1.57e-04
		3차	1.79e10	1.55e-04
	5등급 암반	1차	9.78e9	8.99e-05
		2차	1.27e10	3.33e-04
		3차	1.78e10	3.37e-04
격자지보	4등급 암반	1차	7.76e9	6.69e-05
		2차	1.38e10	1.48e-04
		3차	1.73e10	1.48e-04
	5등급 암반	1차	8.40e9	7.07e-05
		2차	1.20e10	3.28e-04
		3차	1.72e10	3.33e-04

표 11. 등가물성을 고려한 등가지보재의 강도 입력정수

최대 인장강도(MPa)	잔류 인장강도(MPa)	압축강도(MPa)
-7.0	-4.0	19.25

트의 분리가 없어야 하는 등 다소 무리가 있는 가정이 필요하다. 본 연구에서는 이에 대한 고려로 시험결과에 의거하여 슛크리트 복합체에서 인장파괴가 발생되면 잔류인장강도로 강도가 저하되는 것으로 가정하였다.

표 10은 강지보재 종류별로 산정된 등가탄성계수(E_0)와 등가단면 2차모멘트(I_0)를 정리한 것이다. 슛크리트의 타설 시기에 따라 hard 슛크리트와 soft 슛크리트를 구분하여 탄성계수와 단면 2차모멘트를 산정하였으며, 암반등급에 따른 강지보재의 종간격을 고려하여 4등급 암반에서는 1.5 m, 5등급 암반에서는 1.2 m로 강지보재의 면적과 단면 2차모멘트를 나누어 산정하였다.

표 11은 등가물성을 고려하여 산정한 최대인장강도, 잔류강도 및 압축강도를 정리한 것이다. 시험 결과를 참조하여(표 4, 그림 5) 강지보재의 보강효과에 의해 압축강도는 10%, 최대인장강도는 60%, 잔류인장강도는 33% 증가하는 것으로 가정하였는데, 이는 슛크리트와 강지보재의 결합이 완벽하지 않음을 고려하여 보수적으로 결정한 것이다.

3.2 수치해석 결과

3.2.1 강지보재를 별도로 고려한 해석결과

그림 7은 4등급 암반에서 강지보재별 천단부와 측벽부의 변위 결과이다. 측압계수 1.0에서 천단과 측벽의 최대변위는 강지보재의 종류와 관계없이 유사하였으며, 모든 경우에서 천단변위가 측벽변위보다 60% 정도 크게 발생하였다.

측압계수 2.0에서는 강지보재의 종류와 관계없이 천단변위와 측벽변위가 유사하게 나타났으며, 여러 강지보재 중 격자지보를 사용한 경우에 미세하게나마 변위가 가장 작게 나타났다.

그림 8, 그림 9 및 그림 10은 4등급 암반, 토피고 90 m에서의 강지보재별 슛크리트 응력을 도시한 것이다. 슛크리트에 발생한 최대압축응력은 철근 보강 슛크리트에서 타 경우에 비해 4% 정도 높으나 최대압축응력은 지보재의 종류와 상관없이 압축강도 17.5 MPa에는 미치지 못하였다. 측압계수가 1.0인 경우나 2.0인 경우 모두 H-beam보강 슛크리트에서 가장 적은 응력이 발생하여 H-beam의 지보능력이 다른 강지보재에 비해 다소 우수하지만, 그 차이는 미미하였다.

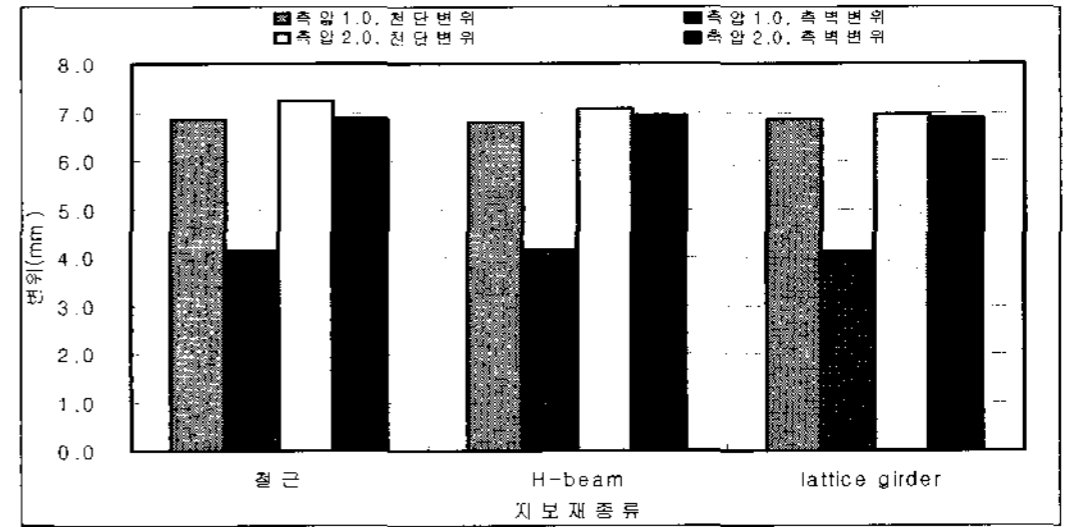


그림 7. 4등급 암반에서 측압계수에 따른 보강재별 변위

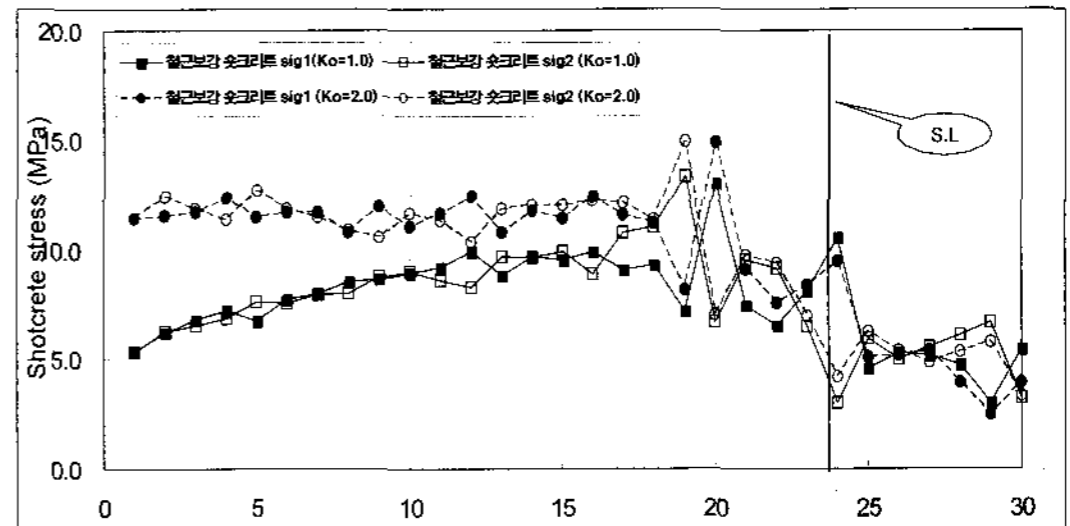


그림 8. 4등급 암반, 토피고 90 m에서 측압계수에 따른 슛크리트 응력(철근 보강)

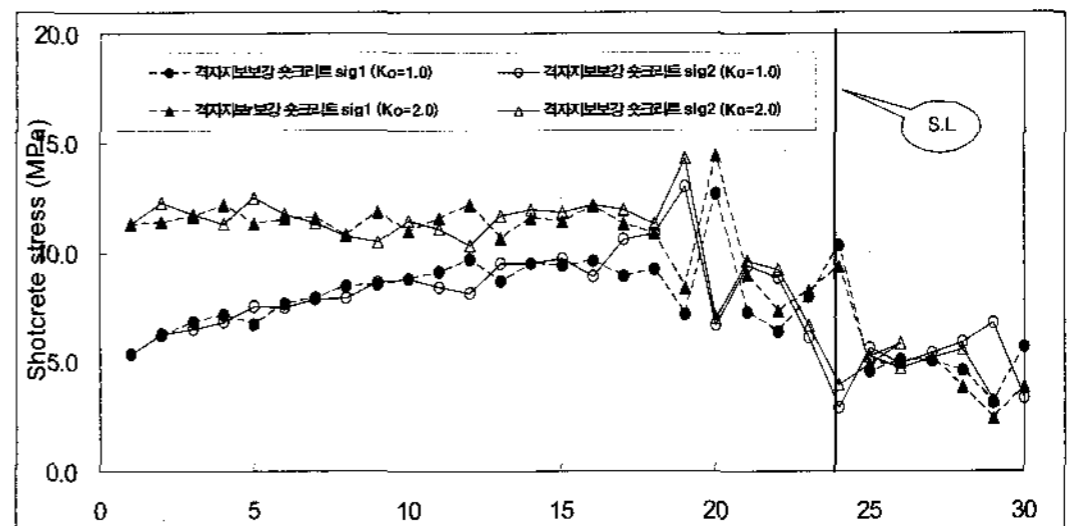


그림 9. 4등급 암반, 토피고 90 m에서 측압계수에 따른 슛크리트 응력(격자지보 보강)

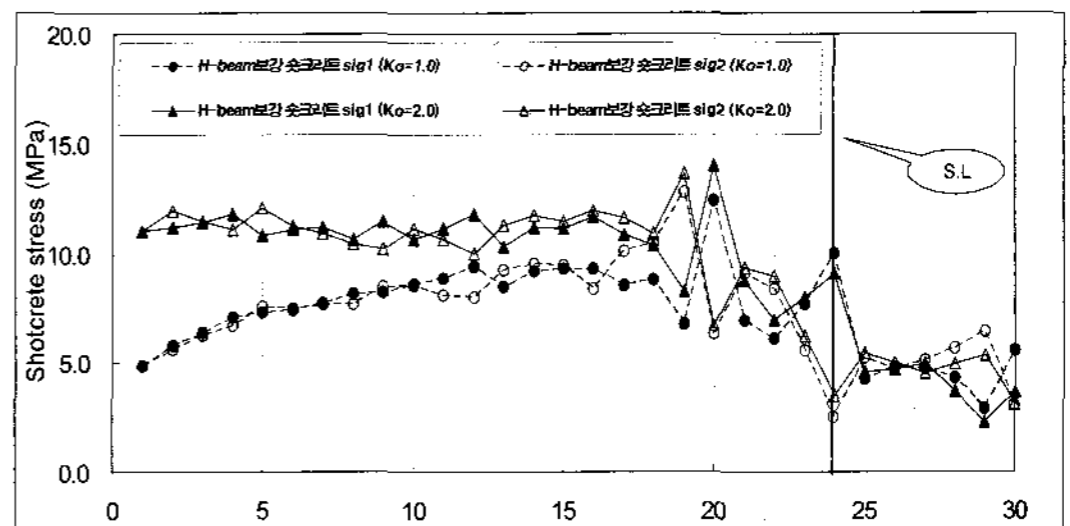


그림 10. 4등급 암반, 토피고 90 m에서 측압계수에 따른 슛크리트 응력(H-beam 보강)

spring line(S.L)은 터널단면중 최대폭을 형성하는 점을 종방향으로 연결하는 선이며, 그림 8에서 24번 요소의 위치가 spring line 위치이다.

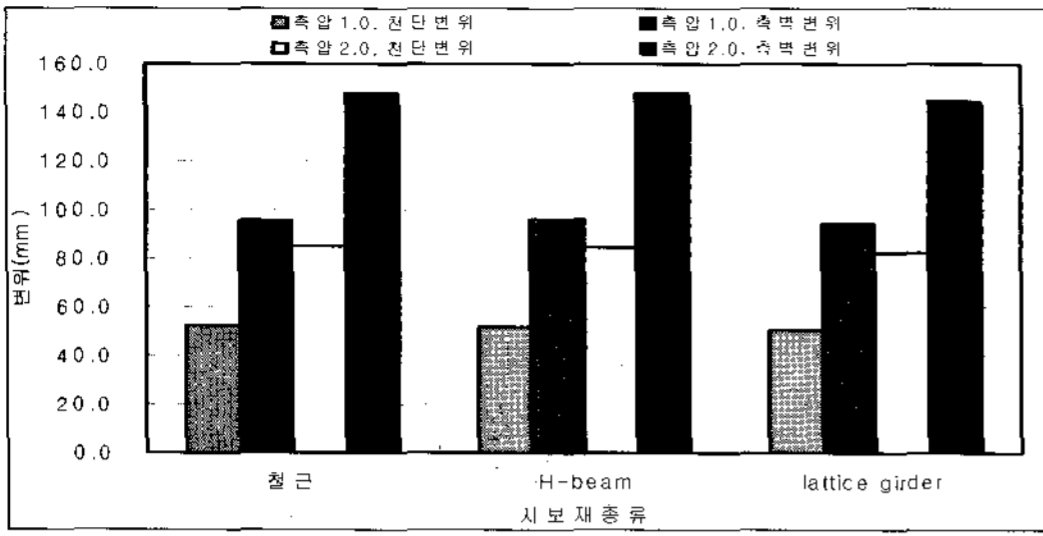


그림 11. 5등급 암반에서 측압계수에 따른 강지보재별 변위

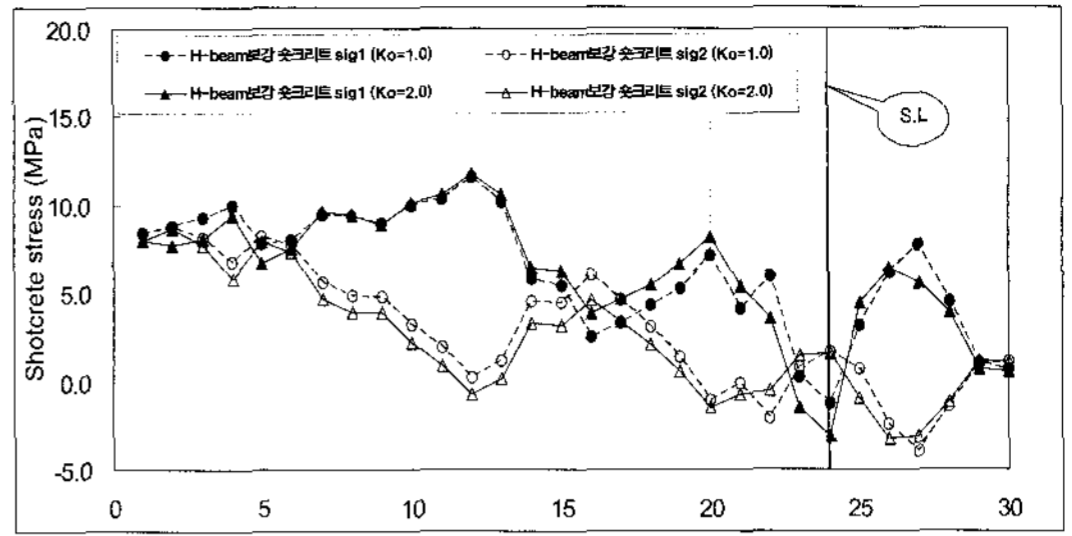


그림 14. 5등급 암반, 토피고 90 m에서 측압계수에 따른 슛크리트 응력(H-beam 보강)

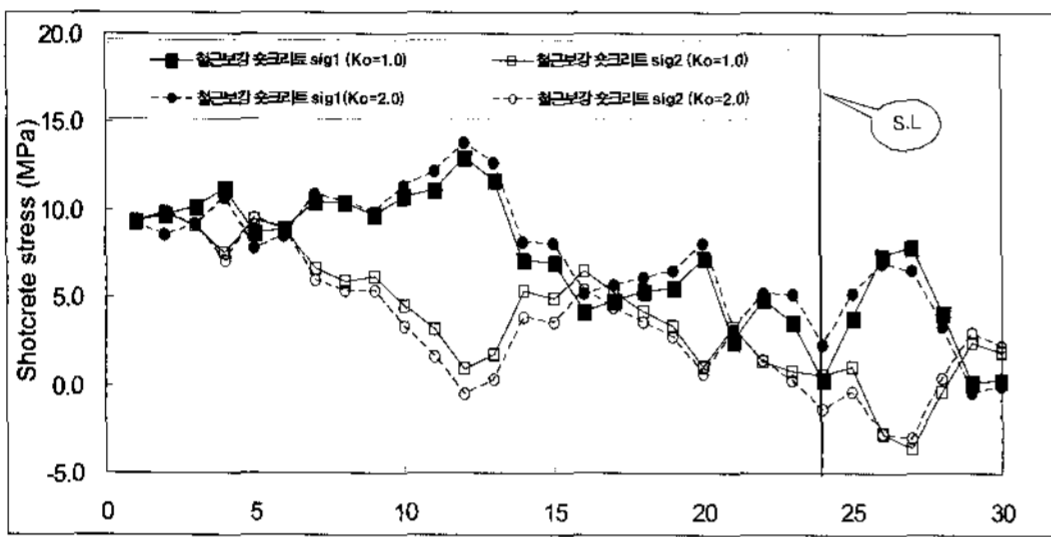


그림 12. 5등급 암반, 토피고 90 m에서 측압계수에 따른 슛크리트 응력(철근 보강)

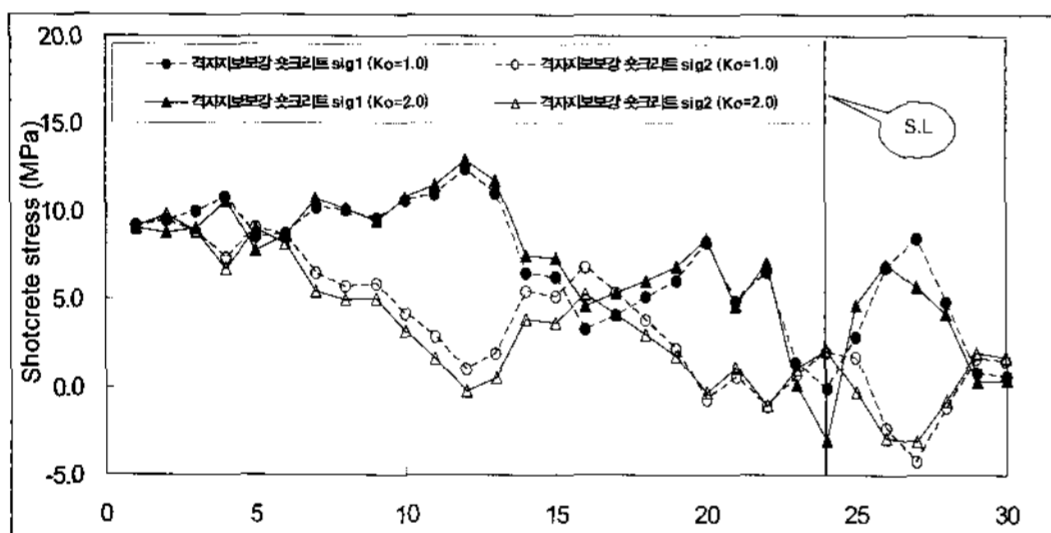


그림 13. 5등급 암반, 토피고 90 m에서 측압계수에 따른 슛크리트 응력(격자지보 보강)

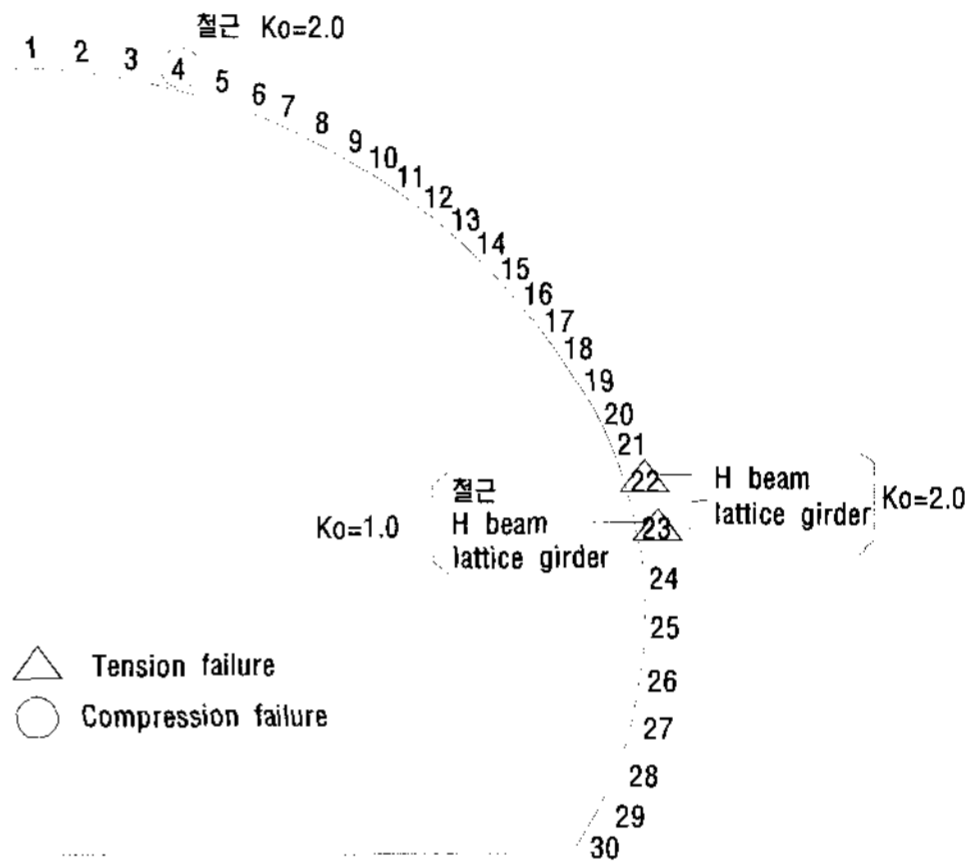


그림 15. 5등급 암반에서 강지보재별 슛크리트 파괴양상(토피고 90 m)

그림 11은 5등급 암반 $\alpha_v=2.3$ MPa(토피고 90 m)일 때 측압계수별 강지보재별 천단부와 측벽부의 변위 결과이다. 측압계수 1.0에서 천단과 측벽의 최대변위는 강지보재의 종류와 관계없이 유사하였으며 측벽변위가 천단변위보다 46% 정도 크게 발생 하였으며, 측압계수 2.0에서는 측벽변위가 천단변위보다 43% 정도 크게 발생하였다.

5등급 암반, 토피고 90 m에 대한 각 보강재별 응력분포는 그림 12, 그림 13 및 그림 14와 같다. 모든 경우에서 슛크리트의 최대휨인장응력은 측벽인 27번 요소에서 발생하였으며, 격자지보의 경우 인장강도에 근접한 값을 보인다. 최대휨압축응력은 어깨부인 12번 요소에서 발생하였다. 그러나 실제 인장 파괴는 H-beam 보강 슛크리트와 격자지보 보강 슛크리트의 스프링 라인 근

처인 22번과 23번 요소에서 발생하였으며, 철근 보강 슛크리트의 경우에는 천단부 근처인 4번 요소에서 압축 파괴가 발생하였다. spring line 근처를 제외하고는 세 경우 모두 유사한 응력분포를 보였다.

그림 15는 5등급 암반에서의 모델별 파괴양상을 도시한 것이다. 측압계수가 1.0인 경우에는 강지보재 종류에 관계없이 spring line 근처에서 인장파괴가 발생하였고, 측압계수 2.0인 경우에는 22번과 23번 요소에서 H-beam 보강과 격자지보 보강 슛크리트의 인장파괴가 발생하였고, 철근보강 슛크리트의 경우에는 천단부 4번 요소에서 압축파괴가 발생하였다.

이 경우에는 안정성 제고를 위해 별도의 수평 앵커로 굴착 경계부를 보강하는 방안 등이 강구되어야 할 것으로 판단된다.

3.2.2 등가물성을 이용한 슛크리트-강지보재 복합체에 대한 해석결과

그림 16은 4등급 암반에서 측압계수에 따른 등가지보재의 해석결과이다. 강지보재와 슛크리트를 등가물성으

로 고려하지 않은 그림 7의 4등급 암반에 대한 변위결과와 비교해 볼 때 천단변위와 측벽변위가 모두 유사한 값을 알 수 있다.

그림 17은 5등급 암반에서 측압계수 변화에 따른 변

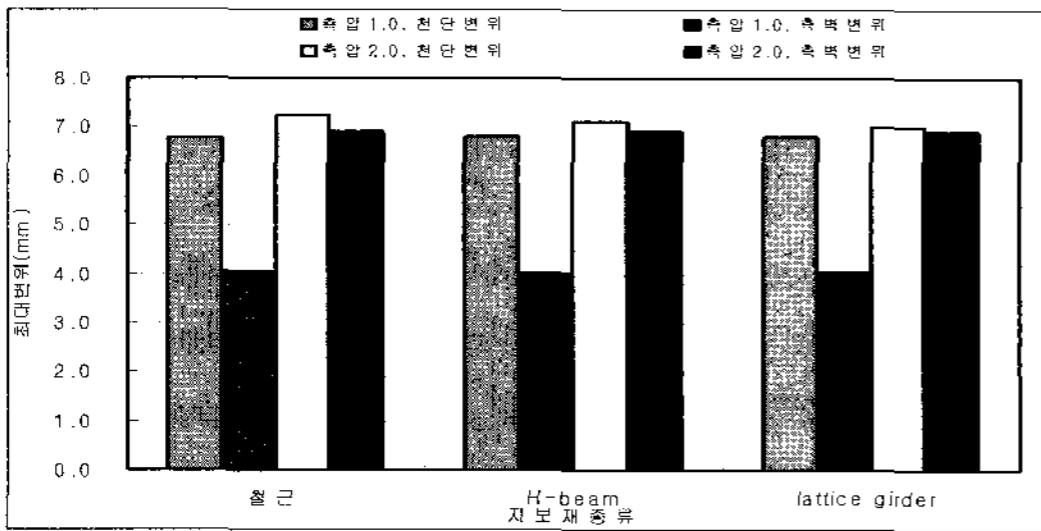


그림 16. 4등급 암반에서 측압계수에 따른 등가지보재별 변위

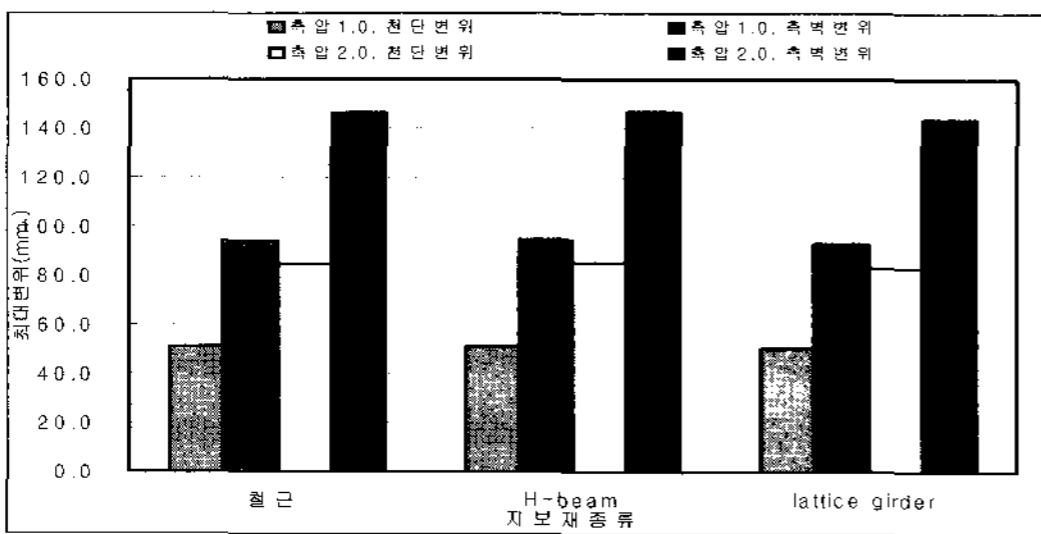


그림 17. 5등급 암반에서 측압계수에 따른 등가지보재별 변위

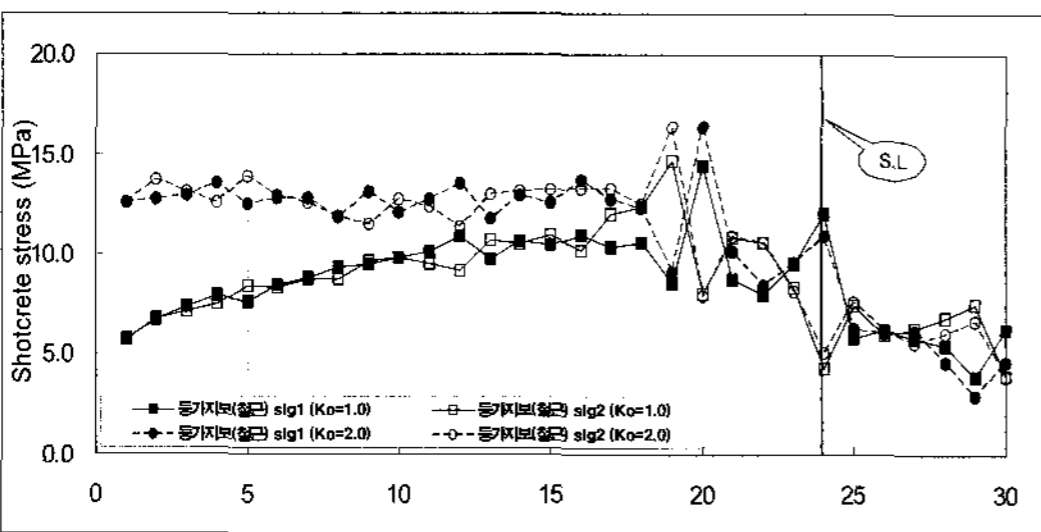


그림 18. 4등급 암반, 토피고 90 m 측압계수에 따른 등가지보재 응력(철근 보강)

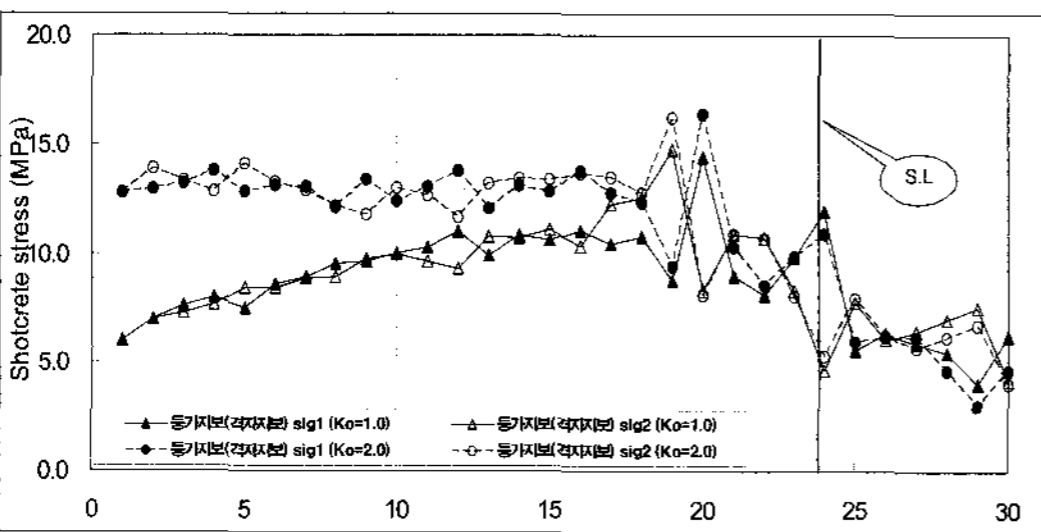


그림 19. 4등급 암반, 토피고 90 m 측압계수에 따른 등가지보재 응력(격자지보 보강)

위의 차이를 비교한 것이다. 그림 11의 슛크리트와 강지보재를 별도로 고려한 5등급 암반에 대한 결과와 유사함을 알 수 있다.

그림 18에서 그림 23까지는 4등급과 5등급 암반에서의 등가지보재별 응력을 도시한 것이다. 4등급 암반에서는 모두 유사한 거동을 보였고, 측압계수 2.0에서 1.0보다 천단부에 휨압축응력이 증가하였다. 또한 어깨부에서 최대휨압축응력을 나타냈으며, 최대휨인장응력은 두 경우에서 모두 발생하지 않았다.

이러한 응력의 증가분은 앞선 해석에서 강지보재가 부담하던 응력이며, 강지보재와 슛크리트를 등가물성으로 고려하지 않은 해석결과와 비교해 보면 다소 크지만 (4등급의 경우 약 7%) 지보압의 크기는 지보 방법에 따라 달라짐을 고려할 때 올바른 경향이라고 판단된다.

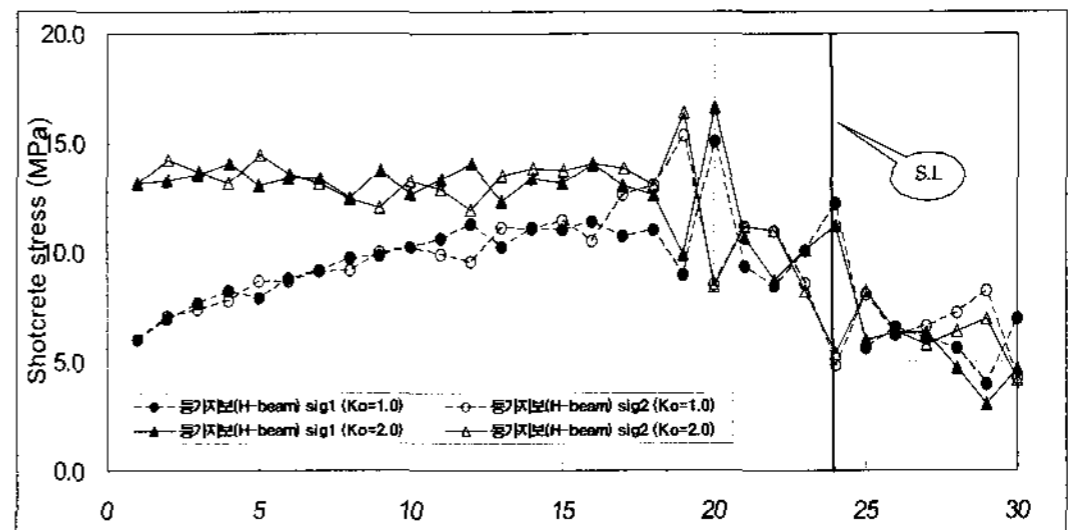


그림 20. 4등급 암반, 토피고 90 m 측압계수에 따른 등가지보재 응력(H-beam 보강)

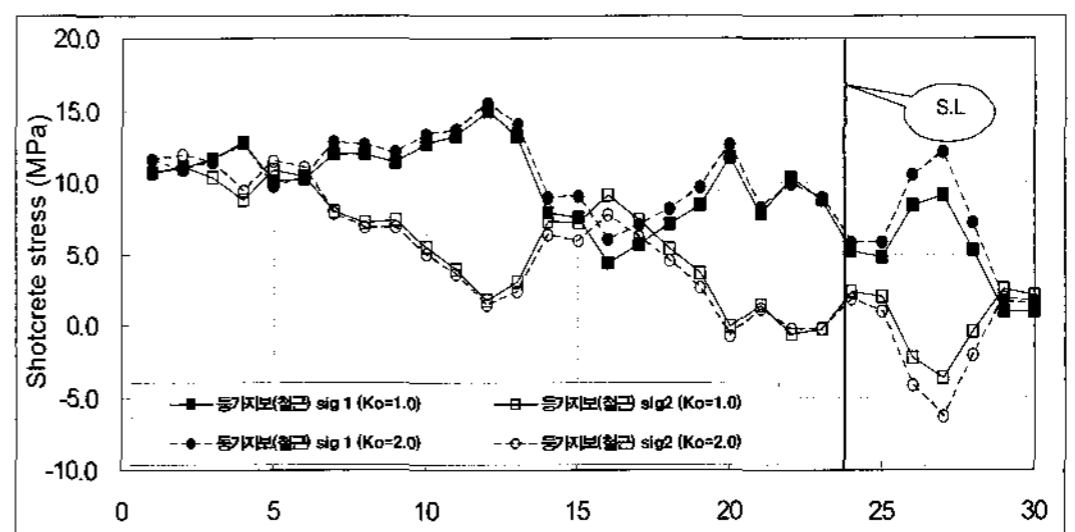


그림 21. 5등급 암반, 토피고 90 m 측압계수에 따른 등가지보재 응력(철근 보강)

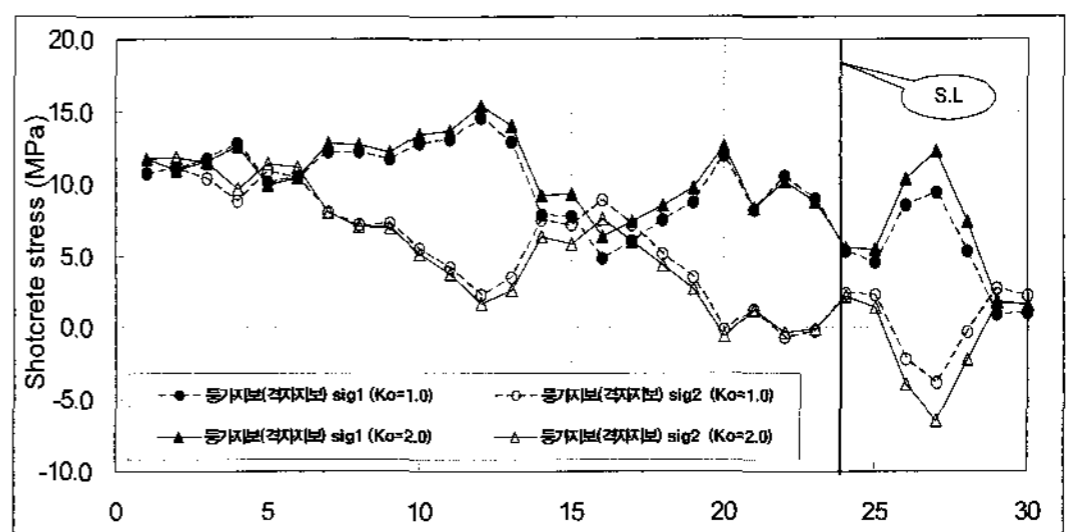


그림 22. 5등급 암반, 토피고 90 m 측압계수에 따른 등가지보재 응력(격자지보 보강)

5등급 암반에서는 어깨부에서 최대휨압축응력, 측벽부에서 최대휨인장응력을 나타냈으며 최대휨압축응력은 등가지보재에서 평균 약 20% 증가하였다. 이 역시 강지보재와 슛크리트를 등가물성으로 고려하지 않은 해석결과(5등급의 경우 약 13%)를 상회하는 결과이다.

최대휨인장응력은 측압계수 1.0에서는 유사하였으나 측압계수 2.0에서는 등가물성을 고려한 경우에서 평균 약 95%정도 증가하였다. 이는 최대인장강도가 증가되었기 때문인 것으로 판단된다. 한편 최대휨압축응력과 최대휨인장응력의 발생위치는 동일하였다.

4등급 암반, 측압계수 1.0과 2.0의 해석결과 등가지보재의 파괴는 발생하지 않아 슛크리트와 강지보재를 별도로 고려한 경우와 동일한 결과를 보인다. 그러나, 5등급 암반, 측압계수 1.0에서는 등가물성을 고려한 경우 spring line 주위에 인장파괴가 발생하였으나 한편 등가지보재에서는 파괴가 발생하지 않았다.

그림 24는 5등급 암반, 측압계수 2.0에서의 등가지보재별 파괴결과이다. 23번 요소에서 모든 지보재의 인장 파괴가 발생하였으며, H-beam과 격자지보의 경우에는 천단부에서 압축파괴가 발생하였다. 슛크리트와 강지보

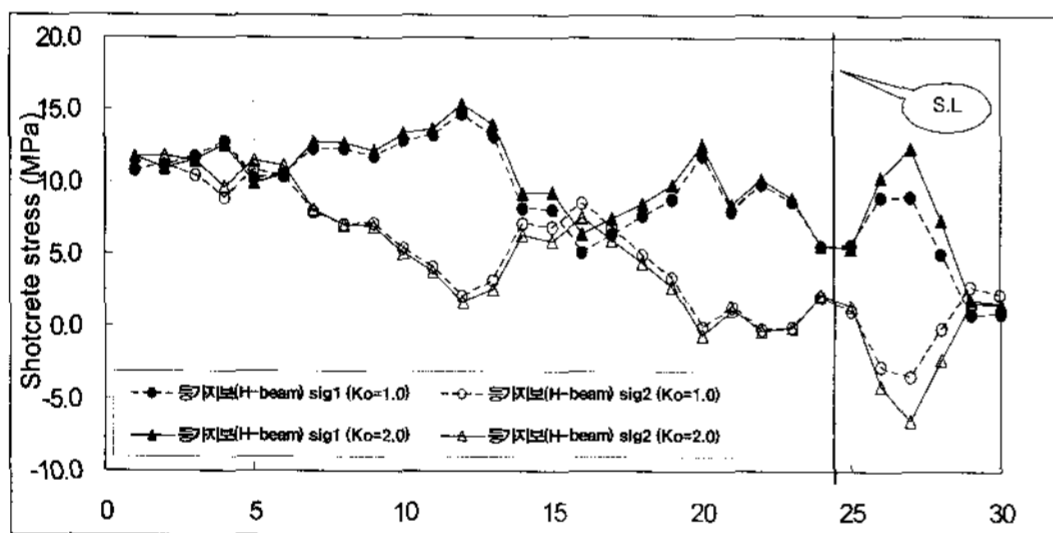


그림 23. 5등급 암반, 토피고 90 m 측압계수에 따른 등가지보재 응력(H-beam 보강)

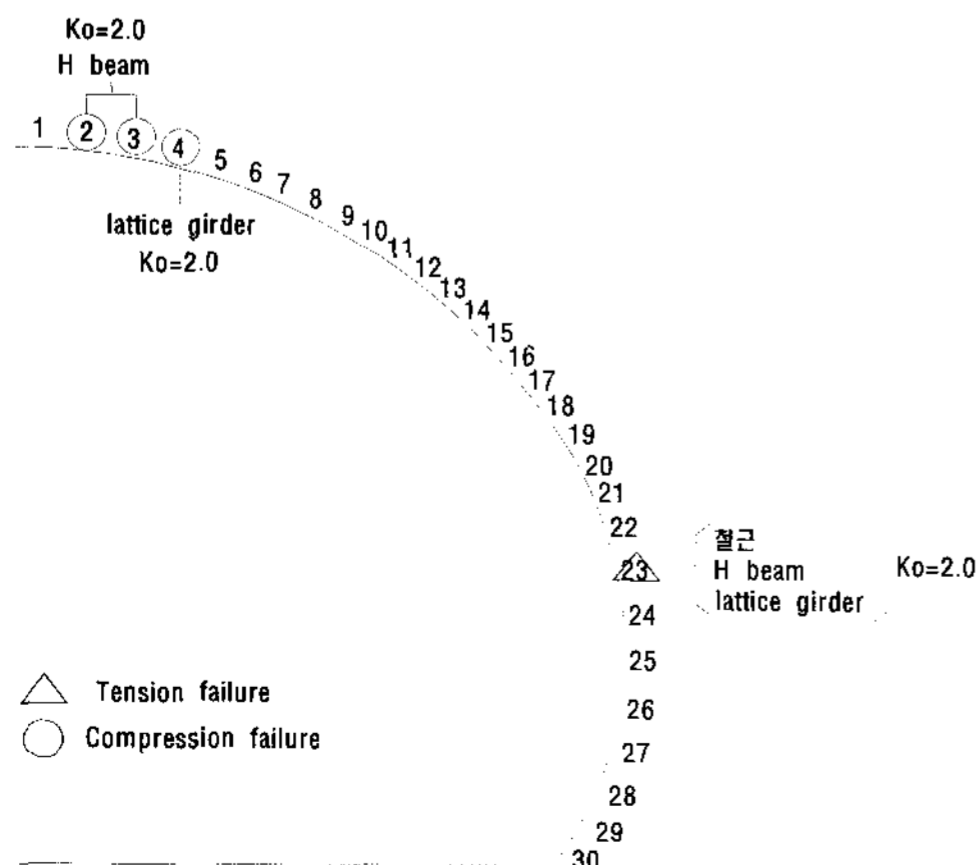


그림 24. 5등급 암반, 측압계수 2.0에서 등가 지보재별 파괴양상

재를 별도로 고려한 경우와 비교했을 때 spring line 주위 어깨부의 인장파괴와 천단부의 압축파괴 발생 경향은 유사하였다.

따라서 안정성 제고를 위해서는 천단부와 spring line 주위에 대한 적절한 보강이 필요한 것으로 사료된다.

4. 결론

본 연구에서는 H-beam 보강 슛크리트, 격자지보 보강 슛크리트, 철근 보강 슛크리트의 시편을 제작하여 휨인성 시험을 통해 강섬유 및 강지보재로 보강된 슛크리트의 복합체로서의 거동 특성과 강지보재별 성능을 비교·분석하였다.

수치해석상에서 강섬유 보강 슛크리트와 H-beam 보강 슛크리트, 격자지보 보강 슛크리트, 철근 보강 슛크리트의 성능을 고려하여 1)강지보재의 효과를 별도로 2)스�크리트 물성에 포함시켜 등가물성을 구하여 해석을 수행하였다.

본 연구에서 얻어진 주요 결과는 다음과 같다.

1. 휨인성 시험결과 강지보재로 보강된 시험체의 최대 휨강도는 강섬유 보강 슛크리트 최대휨강도의 수배에 달하였으며 강지보재의 지지효과가 결코 무시될 수 없음을 알 수 있었다.
2. 시험체의 폭을 160mm와 400mm, 길이를 1,200mm 등으로 변화시켜가며 시험을 수행한 바, 기존에 널리 사용되고 있는 H-beam과 격자지보의 지보 성능은 우수했으며, 시험 조건에 크게 영향을 받지 않아 안정적이었다. 그러나 이형철근을 이용한 철근 보강 슛크리트의 경우 시험 조건에 따라 많은 영향을 받았으며, 균열 발생 이후의 지지능력도 H-beam과 격자지보에 비해 낮았다.
3. 철근보강 시험체에서는 휨인장 균열이 발생하지 않고 사인장 파괴 현상이 지배적이어서 등가휨강도 및 등가휨강도비의 저하에 영향을 준 것으로 사료된다. 본 연구에서의 실험 결과는 철근보강 슛크리트의 파괴 후 최소 지지능력을 발휘하는 것으로 볼 수 있다.
4. 강지보재의 지지효과를 슛크리트의 물성에 포함시킨 등가물성을 고려한 수치해석 결과는 슛크리트와 강지보재를 별도로 고려한 경우와 유사하였으나 강지보재가 담당하던 응력이 등가물성의 슛크리트-강지보재 복합체로 전이되면서 4등급 암반의 경우 약 12%, 5등급 암반에서는 약 20%의 응력증가를 보였다. 증가된 응력은 강지보재가 부담하던 응력과 유사할 것으로 추측된다.

참고문헌

1. 문홍득, 1999, 격자지보의 터널지보재로서의 현장 적용성 평가연구, 한국암반회, Vol. 9, No. 3. pp 204~213.
2. 에스케이건설(SK건설), 2004, 터널 지보특성 개선을 위한 보강합성섬유 습식 슛크리트 공법 개발.
3. 이상필, 2006, "터널 영구 지보재로서의 슛크리트 고성능화 및 내구성 평가에 관한 연구", 서울대학교 대학원 박사학위논문.
4. 조병욱, 박연준, 유광호, 김수만, 임두철, 이상돈, 2007, 휨인성을 고려한 강섬유보강 슛크리트 거동의 수치해석적 연구, 터널과 지하공간, Vol.17, No. 5. pp 411~427.
5. 천원공업(주), 1996, 터널용 강지보(Lattice Girder), 홍보팜플렛.
6. 한국도로공사, 2002, 도로설계요령 (4)터널 (5)포장.
7. 한국도로공사, 2003, 터널스프링클러 품질개선.
8. 한국도로공사, 2005, 고속도로 공사 전문시방서 (토목편).
9. 한국도로공사 도로교통기술원, 2002, 암반등급에 따른 도로터널 지보 체계 개선 연구, 연구보고서.
10. 한국산업규격, 2005, "강섬유보강 콘크리트 휨인성 시험방법".
11. Baudendistel, M., 1985, Significance of the Unsupported Span in Tunnelling, Tunnelling '85, pp. 103~109.
12. JSCE, 1984, Steel fiber reinforced concrete research subcommittee, recommendation for design and construction of steel fiber reinforced concrete, Concrete Library of JSCE, No. 3.
13. Hoek, E. and Brown, E.T., 1980, Underground Excavations in Rock, The Institute of Mining and Metallurgy, London, pp.527.
14. Hoek, E. and Wood, D., 1992, Rock Support, World tunnelling, pp. 137~142.
15. Hoek, E., Kaiser, P.K. and Bawden, W.F., 1995, Support of Underground Excavations in Hard Rock, Balkema, pp. 215.

이상돈



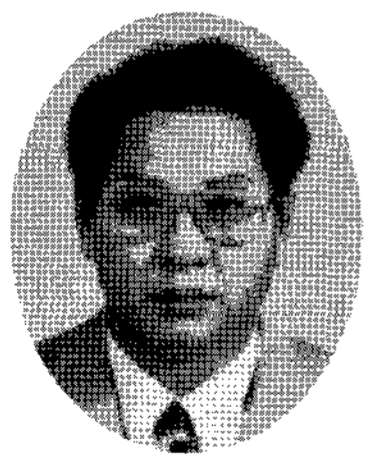
1988년 서울대학교 공과대학 자원공학과 공학사
 1990년 서울대학교 대학원 자원공학과 공학석사
 1996년 서울대학교 대학원 자원공학과 공학박사
 Tel: 031-371-3370
 E-mail: sdlee@freeway.co.kr
 현재 한국도로공사 도로교통기술원 지반연구그룹 수석연구원

박연준



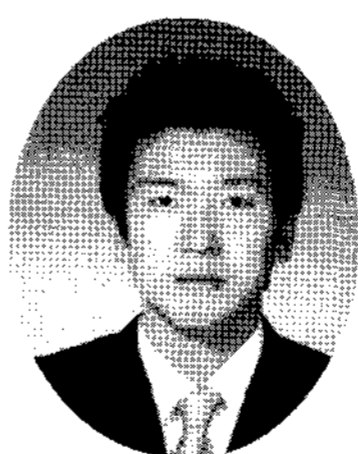
1981년 서울대학교 공과대학 자원공학과 공학사
 1983년 서울대학교 대학원 자원공학과 공학석사
 1992년 미국 Minnesota 대학교 대학원 토목공학과 공학박사
 Tel: 031-220-2580
 E-mail: yjpark@suwon.ac.kr
 현재 수원대학교 토목공학과 교수

임두철



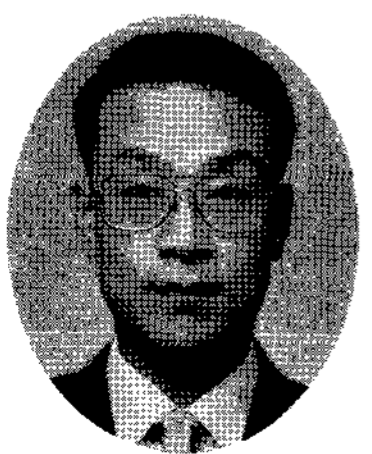
1978년 성균관대학교 토목공학과 공학사
 1999년 수원대학교 토목공학과 공학석사
 2008년 수원대학교 토목공학과 공학박사
 Tel: 018-312-0596
 E-mail: limdoo@korea.com
 현재 극동엔지니어링(주) 전문

손정훈



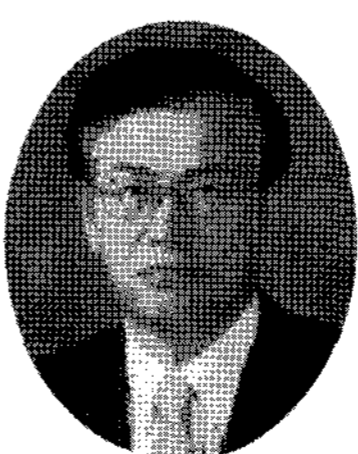
2006년 수원대학교 토목공학과 공학사
 2008년 수원대학교 토목공학과 공학석사
 Tel: 011-9002-4331
 E-mail: son657@naver.com
 현재 한라산업개발(주) 사원

유광호



1984년 연세대학교 공과대학 토목공학과 공학사
 1986년 연세대학교 대학원 토목공학과 공학석사
 1992년 미국 Minnesota 대학교 대학원 토목공학과 공학박사
 Tel: 031-220-2566
 E-mail: khyou@suwon.ac.kr
 현재 수원대학교 토목공학과 교수

김수만



1971년 고려대학교 토목공학 공학사
 1981년 고려대학교 토목공학 공학석사
 구조공학
 1985년 고려대학교 토목공학 공학박사
 구조공학
 Tel: 031-220-2159
 E-mail: smkim@suwon.ac.kr
 현재 수원대학교 토목공학과 교수