

## 합리적인 슛크리트 거동 모델링 방안에 대한 연구

### A study on the proper method of modeling the behavior of shotcrete

조병욱(SK건설), 이상돈(한국도로공사)

박연준, 김수만, 유광호(수원대학교)

#### 1. 서론

현재의 터널 안정성 해석은 2차원해석이 주류를 이루고 있는데, 2차원 해석은 요소의 수가 적고 자유도도 낮아서 빠르고 간편하지만, 터널의 막장전진에 따라 지보재에 작용하는 하중을 인위적으로 하중분배율의 개념을 이용하여 구현하는 실정이다. 또한 평면변형률 조건으로 가정하므로 슛크리트와 같은 연속적인 지보재의 지보효과를 모사(simulation)하는 데에는 큰 문제가 없으나, 록볼트나 강지보재와 같이 단속적으로 시공되는 지보재의 역할은 설치간격으로 변형성과 강도관련 파라미터를 나누는 방식으로 수행되고 있어 현실과 다소 다른 결과를 보여준다. 또한 슛크리트는 수치해석상 선형 탄성거동을 하는 것으로 가정하여 해석을 실시하고 있으나 현재 대부분 터널현장에서 사용되고 있는 강섬유보강 슛크리트는 연성거동의 특성을 보이기 때문에 이에 걸맞는 해석방법의 연구가 필요한 실정이다. 따라서 기존의 해석방법과는 다른 강섬유보강 슛크리트의 파괴인성 개념을 수치해석상에서 고려할 수 있는 방법을 모색해야 할 필요가 있다.

본 연구에서는 슛크리트의 거동을 모사함에 있어 현재 사용되고 있는 탄성 beam모델과 더불어 강섬유보강 슛크리트의 파괴인성을 부분적으로 고려할 수 있는 두가지 방법을 동원하여 해석하고 비교분석하여 적합한 해석방법을 제안하고자 한다.

#### 2. 강섬유보강 슛크리트

##### 2.1 슛크리트의 역할

스�크리트는 압축공기를 사용하여 호스를 통해 시멘트, 혼합제(aggregate), 물 그리고 첨가제 등을 터널 굴착면에 분사하여 보강효과를 발생토록 하는 콘크리트를 말한다.

현재 터널 굴착 시 기초 지보수단으로 활용되고 있는 슛크리트는 암반의 굴착 특성상 초기에 얇게 타설하여도 높은 강도를 유지할 수 있다는 장점 때문에 우수한 장비와 재료의 개발과 더불어 비약적인 발전을 거듭해 오고 있다. 터널에서는 원지반의 강성을 최대한 활용하는 것이 중요하며 굴착 시 지반조건에 따라 록볼트, 슛크리트 등을 선택적으로 사용하여 지반 자체의 자립력이 확보될 수 있게 한다. 특히 슛크리트는 굴착 즉시 지반에 밀착하여 타설이 가능하므로 지반의 변형과 이완을 초기에 억제할 수 있고 암반의 변형에 대한 지보압력을 제공하게 된다. 따라서 급결제를 첨가하여 초기에

강도가 발현되고 가능한 빠른 시간 안에 지보효과를 발휘할 수 있도록 해야 한다.

숏크리트에는 인장강도, 휨강도, 균열에 대한 저항성, 인성 및 내충격성을 개선시킬 목적으로 강섬유 등의 보강재를 혼입함으로써 숏크리트가 가지는 취성을 보완하여, 어느 정도의 변형을 허용하면서도 지보기능이 유지되면서 강도저하의 역제가 가능하게 되었다.

## 2.2 강섬유보강 숏크리트의 설계방법

현재의 강섬유보강 숏크리트의 활용범위를 살펴보면 암반등급이 1등급인 경우를 제외하고는 터널 현장에서 강섬유보강 숏크리트를 사용하도록 설계기준에 명시되어 있다. 강섬유보강 숏크리트의 경우 앞장에서 언급한 것처럼 휨인성시험으로 품질기준을 정하고 있으나 대다수의 수치해석에서는 숏크리트의 압축강도인 19.6MPa를 기준으로 허용응력을 산정하여 허용응력 초과여부에 따라서 지보재의 파괴여부를 판단하고 있다. 그러나 강섬유보강 숏크리트는 파괴 시 연성거동을 나타내며 동시에 인성도 양호하므로 소성설계법의 개념을 효과적으로 적용함으로써 실제 구조물의 파괴 메커니즘에 근접한 설계결과를 얻을 수 있다. 이 때 인장강도는 시험에 의한 실제 실험에 근거하여 추정될 수 있다.

현재 철근콘크리트 구조물 설계방법에서 사용하고 있는 강도설계법이나 허용응력설계법(탄성설계법), 그리고 소성설계법(한계설계법)의 개념을 살펴보고, 강섬유보강 숏크리트의 파괴인성을 고려할 수 있는 설계법의 개념을 도입하여 숏크리트를 모델링한다면 수치해석에서 숏크리트에 작용하는 응력을 산정하는데 신뢰성이 향상될 것으로 생각된다.

### 1) 강도설계법

재료가 극한상태까지 응력을 발휘한다고 가정하여 설계하는 비탄성, 비선형 설계방법이다. 이 때 설계하중은 사용하중에 하중계수를 곱하여 구한다. 또한 단면이 극한 상태에서 발휘할 수 있는 저항능력을 설계강도라 하며 이는 공칭강도( $M_n$ )에 강도감소계수( $\phi$ )을 곱하여 구한다. 이러한 관계는 다음 식 (1)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\phi M_n \geq M_u \quad (1)$$

여기서,  $M_u$ 는 설계계수 모멘트이다.

이러한 강도설계법에서는 하중에 곱해진 하중계수와 공칭강도에 곱해지는 강도감소계수에 의해 안전을 확보한다. 이 설계방법은 파괴에 근접된 구조거동에 초점을 맞추어 개발된 방법이므로 반드시 사용성에 대한 설계도 병행되어야 한다. 이러한 설계방법과 유사한 설계방법으로 하중저항계수설계법(LRFD)와 한계상태설계법(LSD)이 있다.

### 2) 허용응력설계법

부재에 작용하는 사용하중으로 부재단면의 응력을 탄성이론에 따라 계산하고 이를 설계기준에 규정된 허용응력과 비교하여 안전을 판정하는 설계방법으로 탄성설계법이라고도 한다. 이 설계방법에서는 재료의 극한저항능력을 허용응력으로 나눈 안전율에 기초하여 설계한다. 일반적으로 안전율은 2.5 정도이나 콘크리트의 비탄성적인 재료특성을 고려하면 탄성개념에 기초를 둔 이 설계방법은 안전에 대한 여유를 추정하기가 쉽지 않다. 따라서 미국(ACI)에서는 2002 CODE 개정에서 허용응력 설계법

을 삭제하였으며, 우리나라에서도 2007년 개정될 콘크리트 구조설계기준에서 삭제될 예정이다.

### 3) 소성설계법

소성힌지개념을 도입한 설계방법으로 한계설계법이라고도 칭한다. 강도설계법에서는 설계강도,  $\phi M_n$ 이 부재의 한 단면에 작용하면 부재가 파괴되는 것으로 설계하는 반면 소성설계법에서는 부정구조물인 경우 설계강도하에서도 부재는 파괴되지 않고 추가하중을 더 받을 수 있는 파괴 메커니즘을 나타내고 있다. 이러한 설계방법은 소성거동을 잘 나타내는 강구조물에 적용하는 것이 일반적이며 철근콘크리트 구조물에서는 부분적으로 적용하고 있는 실정이다.

위의 3가지의 설계방법 중 강섬유보강 슛크리트의 파괴인성을 고려하여 사용할 수 있는 적합한 설계방법으로 세 번째의 소성설계법을 선택할 수 있다. 이때 콘크리트 압축강도는 기존의 28일 강도 시험에 근거한 설계기준강도의 85%를 취하는 것이 일반적이나 강섬유의 영향을 고려하여 보수적인 설계에서는 이보다 작은 값을 사용할 수도 있다.

## 2.3 슛크리트의 역학적 거동

일반적인 슛크리트는 취성적인 거동을 하므로 파괴 후에는 지보력을 상실한다. 슛크리트의 인장 저항 능력을 증대시키고 국부적인 균열의 생성 및 성장을 억제하기 위해 불연속의 짧은 강섬유를 콘크리트 속에 균등하게 분산시켜 인장강도, 휨강도, 균열에 대한 저항성 등을 개선한 슛크리트를 강섬유보강 슛크리트라 한다. 그림 1은 일반 슛크리트, 메쉬보강 슛크리트, 강섬유보강 슛크리트를 사용했을 경우의 하중-변위곡선을 나타낸 것이다.

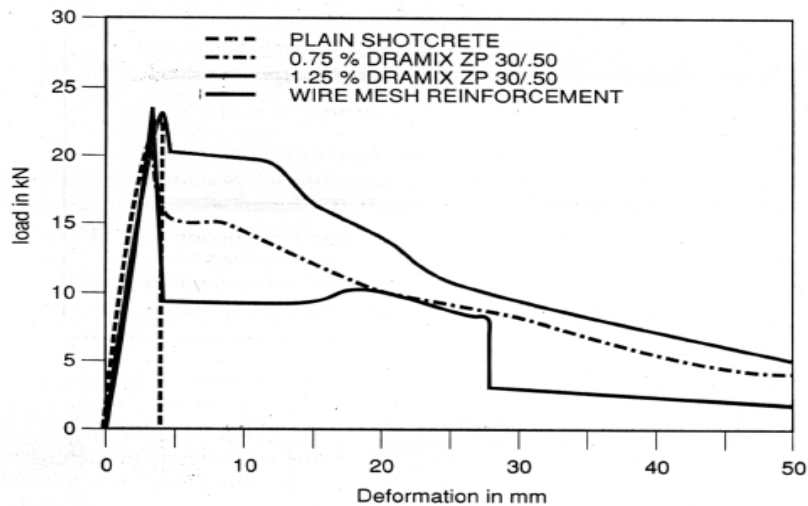


그림 1. 일반 슛크리트, Mesh, SFRS의 하중-변위 곡선  
(Marc Vandewalle., 1997)

그림 1을 살펴보면 일반 슛크리트는 최대하중에 도달한 후 즉시 파괴가 일어나는 것을 볼 수 있지만 철망으로 보강한 경우나 강섬유보강 슛크리트는 최대하중에서 파괴가 된 후에도 지지력을 상실하지 않고 연성파괴 거동과 유사한 거동을 보이는 것을 알 수 있다. 그림 2는 실제 휨인성 시험을

통하여 강섬유보강 슛크리트의 하중-변위 곡선을 도시한 것이며, 최대 하중에 도달 후에도 잔류강도를 가지면서 연성파괴를 거동을 보이는 것을 볼 수 있다.

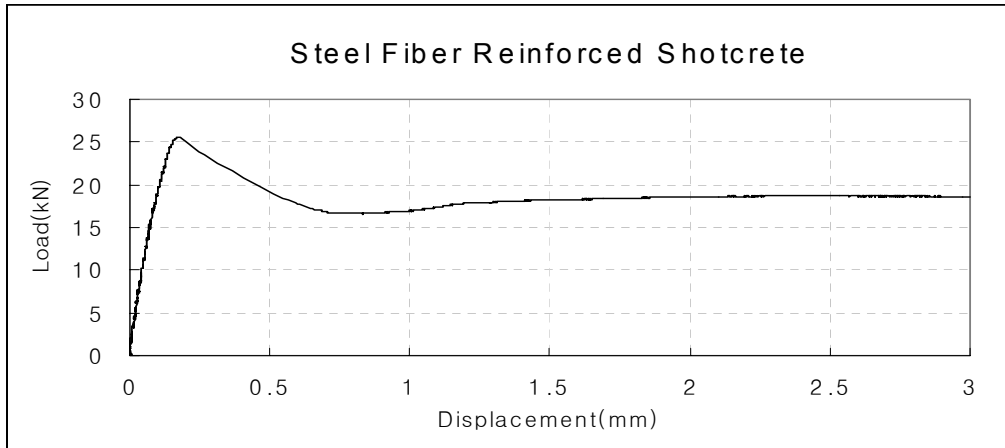


그림 2. 강섬유보강 슛크리트의 하중-변위 곡선

지보재 파괴여부를 판단할 경우 설계기준강도를  $f_{ck}$  라 하면 일반 슛크리트에서는 식 (2)과 식(3)에 의해 허용압축응력( $f_{ca}$ )과 허용인장응력( $f_{ta}$ )을 구하여 설계에 적용할 수 있다(건설교통부, 1999).

$$f_{ca} = 0.4 f_{ck} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (2)$$

$$f_{ta} = 0.42 \sqrt{f_{ck}} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (3)$$

그러나 여기에서 쓰이는 슛크리트는 강섬유보강 슛크리트로 일반 슛크리트의 설계기준  $f_{ck}$  보다 약 10%정도 증가한다고 알려져 있으며, 파괴 후에도 지지력을 상실하지 않아 에너지 흡수량이 수백% 증가한다고 알려져 있다(한국도로공사 도로교통기술원, 2003).

이러한 사항을 고려하여 강섬유보강 슛크리트의 허용압축응력 및 허용인장응력은 일반 슛크리트 재령 28일 설계기준강도를 약 50%를 증가시킨 식 (4) 및 (5)을 사용하는 것이 타당하다(유광호 등, 2005).

$$f_{ca} = 0.6 f_{ck} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (4)$$

$$f_{ta} = 0.63 \sqrt{f_{ck}} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (5)$$

그러나 위의 식으로 계산한 값 역시 어느 한 요소에서 허용응력이 초과하게 되면 파괴되었다고 판단하기 때문에 강섬유보강 슛크리트의 실제거동을 모사하기에는 한계가 있다.

따라서 슛크리트의 파괴인성을 고려할 수 있는 소성모멘트한계나 최대인장강도, 최대잔류강도, 압축강도 등의 값을 적용할 수 있는 방법을 모색하여 수치해석에 반영하여야 한다.

현재 널리 사용되고 있는 지반해석 프로그램인 FLAC-2<sup>D</sup> ver 4.0 이하에서는 슛크리트를 beam

모델을 사용하고 있으며, 이 모델은 재료가 선형탄성거동을 하는 것으로 가정한다. beam모델은 일반 쏿크리트를 사용하는 경우에는 어느 정도 부합된다고 할 수 있으나 강섬유보강 쏿크리트를 사용하는 경우에는 실제의 거동과 다르기 때문에 쏿크리트에 과도한 응력이 발생하는 결과를 나타낸다. 따라서 쏿크리트의 파괴인성을 고려할 수 있는 소성모멘트한계나 최대인장강도, 최대잔류강도, 압축강도 등의 값을 적용할 수 있는 두 가지 방법을 모색하였다.

$$M_E = \sigma_y \frac{bh^2}{6} \quad (6)$$

$$M_P = \sigma_y \frac{bh^2}{4} \quad (7)$$

여기서,  $\sigma_y$  = 항복응력  
 $b$  = 단면의 폭  
 $h$  = 단면의 높이

PML(plastic moment limit)모델은 beam모델에 소성모멘트 한계만을 추가한 것이다. 이 모델을 사용할 경우 소성모멘트 한계를 적절히 산정하는 방법이 필요한데, 식 (7)을 이용하여 소성모멘트 한계를 산정할 수 있으나 쏿크리트의 경우 중립축의 이동량을 정확히 계산하기가 어렵다. 따라서 중립축이 일정하다고 가정하고 식 (6)을 이용하여 최대 탄성모멘트를 계산하여 사용하는 것이 보다 현실적일 것으로 생각된다. 이 식에서는 항복응력을 사용하여 계산하지만, 강섬유보강 쏿크리트의 경우 잔류응력을 기준으로 설계하는 것이 바람직하며, 안전측이다. 따라서 한국도로공사의 휨강도 기준인 4.4MPa의 68%인 3.0MPa를 항복강도로 가정하여 모멘트한계를 산정하였다.

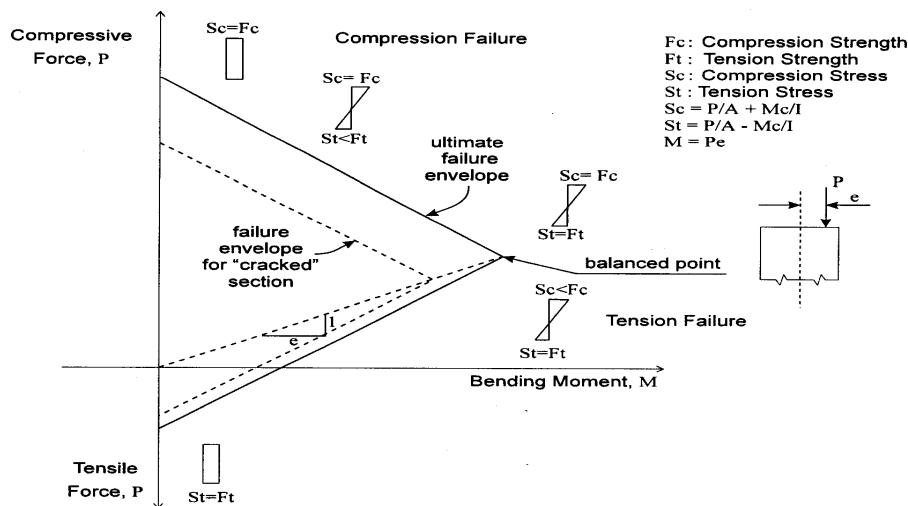


그림 3. 모멘트 상관도

Liner모델은 보요소와 유사하며 2차원 요소로 3자유도를 가진다. 보요소와 다른 점은 재료의 인장 및 압축강도와 잔류인장강도를 지정할 수 있다는 점이다. 콘크리트나 쏿크리트 같은 무보강이나 보강

된 시멘트 재료뿐만 아니라 철과 같이 연성적 거동을 나타내는 재료도 포함하는데 취성거동과 연성 거동 둘 다 나타낼 수 있다.

탄소성 재료 모델의 거동은 주어진 그림 3에서와 같이 모멘트 상관도에 의해서 나타낼 수 있으며 보통 콘크리트 기둥설계에서 사용된다. 극한 파괴포락선은 무보강과 보강시멘트 재료에서 유사하지만 보강된 재료는 극한하중의 파괴로부터 남아있는 잔류량을 가지며 무보강 시멘트 재료는 전형적으로 잔류량이 없다.

상관도는 알고 있거나 또는 명시된 재료의 기하학적 단면의 압축력과 인장강도로 구성되어진다. 두께, 압축력, 인장력 그리고 다양한 극한지지력을 사용한 모델이다. 계산 과정에서와 같이, 구조요소에서의 축력과 모멘트는 극한지지력과 비교한다. 요소에 작용하는 힘이 극한지지력에 도달할 때 크랙이 발생하고 이후 해당 요소는 잔류강도만을 가지게 된다.

위의 3가지의 모델을 알아보기 쉽게 도시화 하면 그림 4와 같으며, 각 model 별 주요 파라미터를 정리하면 표 1과 같다.

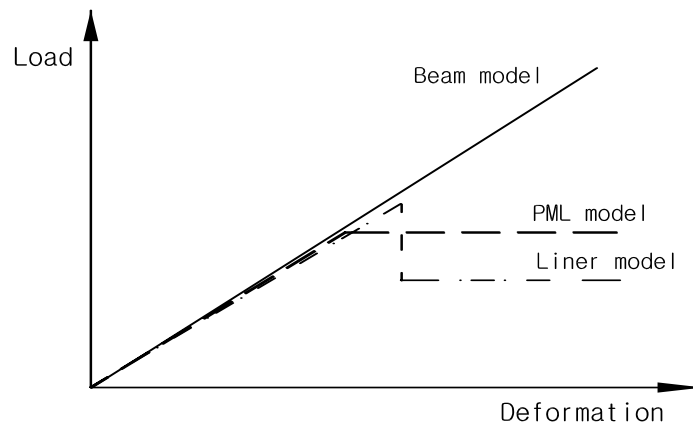


그림 4. 각 모델별 역학적 특성

표 1. 각 모델별 주요 파라미터

|         | Beam model | PML model | Liner model |
|---------|------------|-----------|-------------|
| 탄성계수    | ○          | ○         | ○           |
| 단면적     | ○          | ○         | ○           |
| 단면2차모멘트 | ○          | ○         | ○           |
| 소성모멘트한계 | -          | ○         | -           |
| 최대 인장응력 | -          | -         | ○           |
| 최대 잔류응력 | -          | -         | ○           |
| 압축응력    | -          | -         | ○           |

### 3. 휨강도시험에 대한 적용 사례

Beam모델을 적용한 경우와 PML모델을 적용한 경우 그리고 liner모델을 적용한 경우를 비교하여 강섬유보강 슛크리트를 모사할 수 있는 적절한 방법을 모색하고자 하였다.

터널에 적용하기에 앞서 4점 휨강도시험(third-point bending test)을 통하여 모델링을 다르게 할 경우의 각각의 요소에 대해 비교분석 하였다. 표 2는 휨강도시험에서 사용된 물성이다.

표 2. Third-point bending test에 사용된 입력 파라미터

| Model | 탄성 계수 (GPa) | 면적 (m <sup>2</sup> ) | 단면 2차모멘트 (m <sup>4</sup> ) | 소성 모멘트 (N-m) | 두께 (m) | 최대 인장응력 (MPa) | 최대 잔류응력 (MPa) | 압축 응력 (MPa) |
|-------|-------------|----------------------|----------------------------|--------------|--------|---------------|---------------|-------------|
| Beam  | 15.63       | 0.15                 | 2.8125e-4                  | -            | 0.15   | -             | -             | -           |
| PML   | 15.63       | 0.15                 | 2.8125e-4                  | 1.125e4      | 0.15   | -             | -             | -           |
| Liner | 15.63       | 0.15                 | 2.8125e-4                  | -            | 0.15   | 3.0           | 3.0           | 17          |

길이 3m의 보를 3개의 요소로 나누어 각 요소의 길이를 1m로 하고 3등분 지점에서 10<sup>-8</sup>m/sec의 속도로 변위를 가하여 하중을 대신하였다. 경계조건은 실제 시험과 동일하게 하였다. 그림 5는 휨강도시험에 사용된 모델이다.

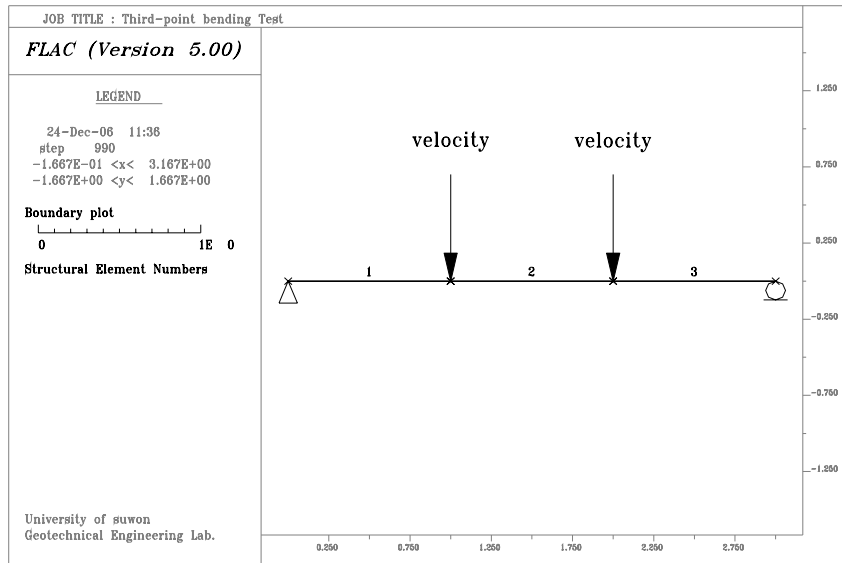


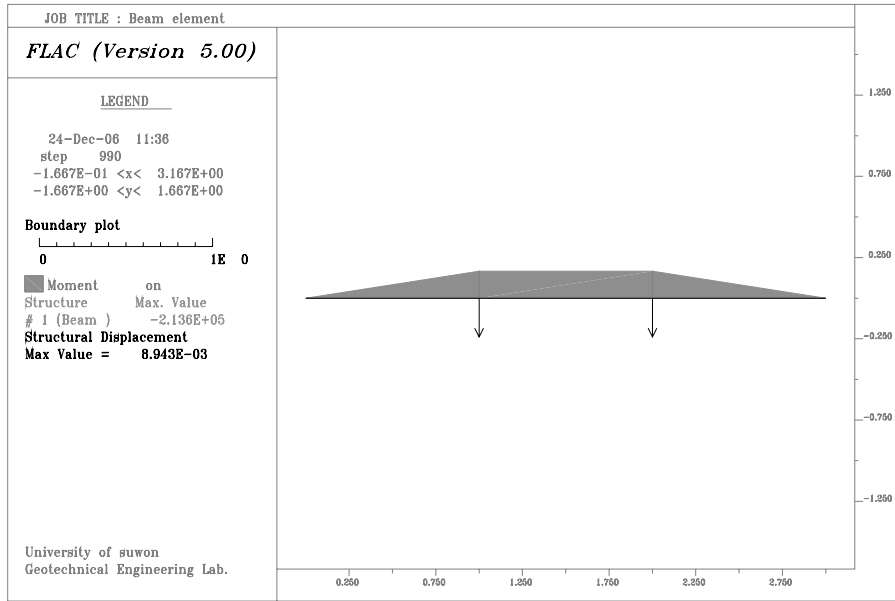
그림 5. Third-point bending test에 사용된 모델

### 3.1 해석 결과의 고찰

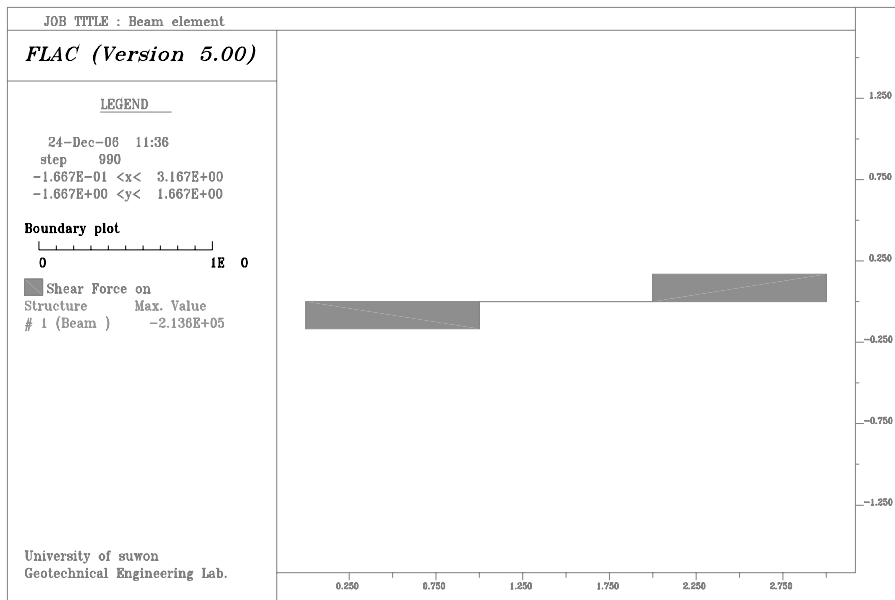
시험결과를 살펴보면 beam모델을 적용한 경우에는 변위의 증가에 따라 모멘트와 전단력이 계속 증가하지만 PML모델을 적용한 경우나 liner 모델을 적용한 경우에는 소성모멘트한계인  $1.125 \times 10^4 \text{ Nm}$ 에 도달하면 더 이상 증가하지 않음을 알 수 있다. 여기서 축력은 고려하지 않아서 PML모델과 liner 모델이 동일한 결과를 보였으나 실제의 터널에서는 식 (8)에 의해 응력이 산정되므로 liner 모델에서는 압축력에 따라서 한계응력이 달라지지 않으나 PML 모델의 경우 한계응력이

달라져 실제 강섬유보강 슛크리트의 거동과는 차이를 보일 수 있다.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{My}{I} \quad (8)$$



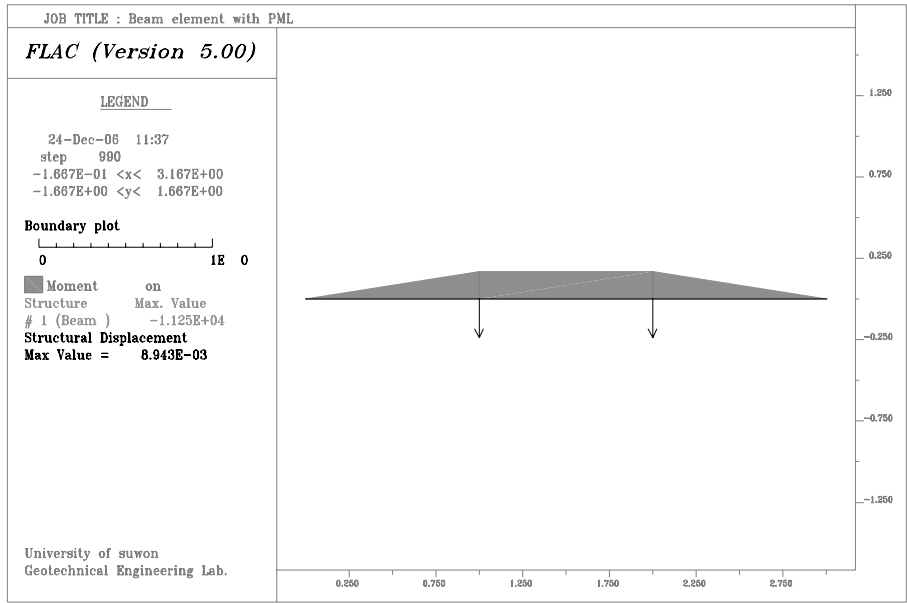
moment



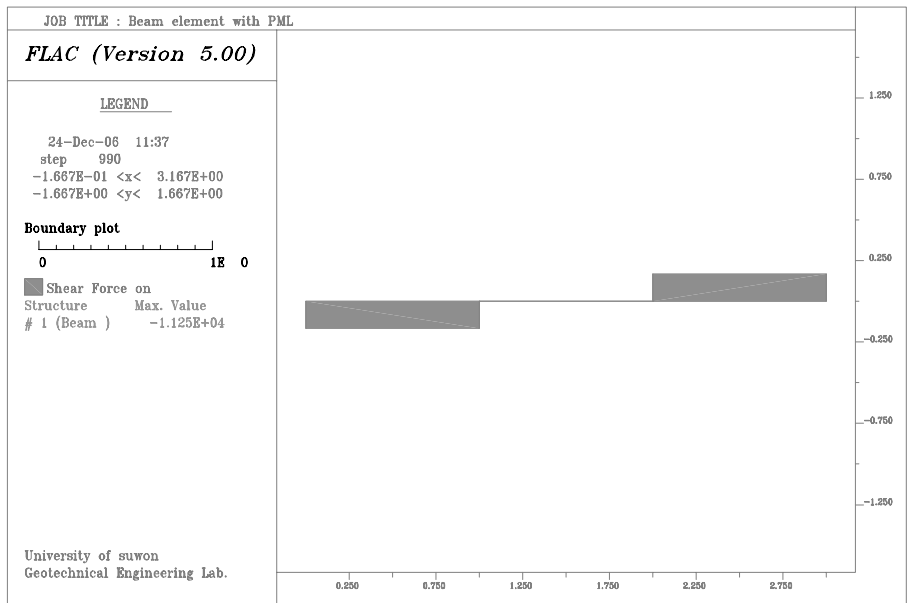
shear force

그림 6. Beam모델 적용 시 모멘트도 및 전단력도



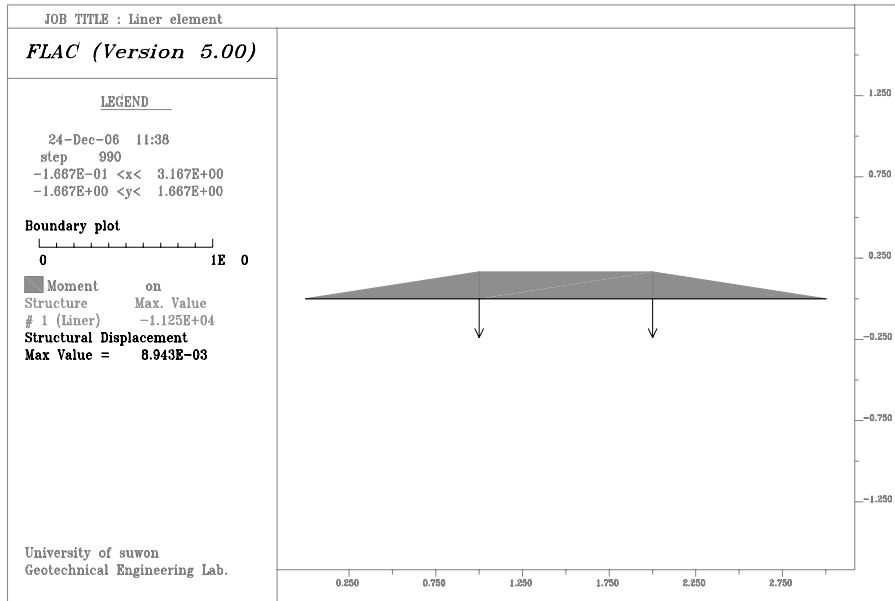


moment

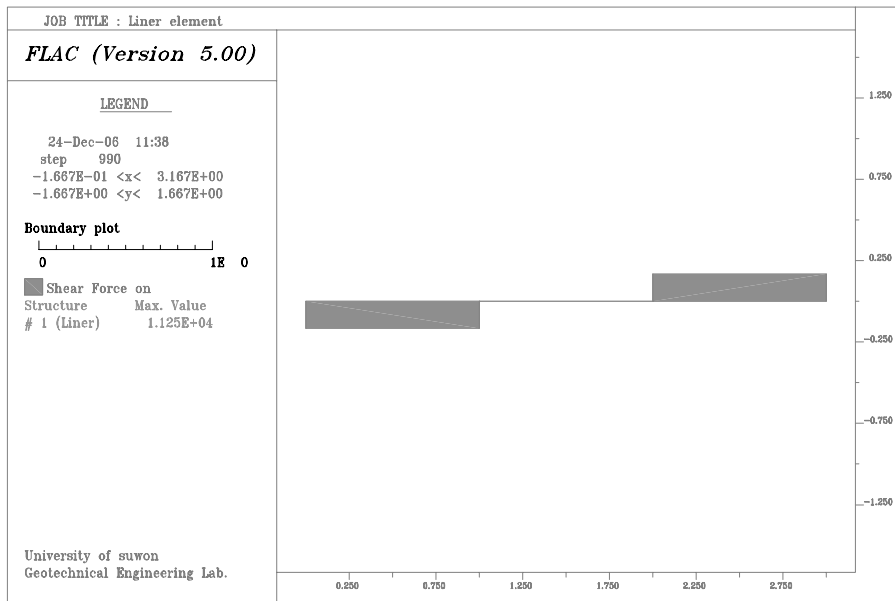


shear force

그림 7. PML모델 적용 시 모멘트도 및 전단력도



moment



shear force

그림 8. Liner모델 적용 시 모멘트도 및 전단력도

## 4. 결론

본 연구에서는 슛크리트의 거동을 모사함에 있어 현재 사용되고 있는 탄성 beam모델과 더불어 강섬유보강 슛크리트의 파괴인성을 부분적으로 고려할 수 있는 PML모델과 Liner모델을 동원하여 휨강도시험에 적용하여 비교분석함으로써 적합한 해석방법을 제안하고자 하였다.

PML모델의 경우 축하중의 효과를 반영하지 못하므로 모멘트만에 의한 응력이 인장강도를 초과하면 더 이상 모멘트의 증가가 발생하지 않게되어 축하중을 고려한 Liner 모델보다는 강섬유보강 슛크리트의 거동을 제대로 표현하지 못하였다. 그러나 탄성 beam 모델 적용시 나타나는 과도한 인장력의 발생은 배제될 수 있었다.

결론적으로 강섬유보강 슛크리트를 모사할 경우 FLAC-2<sup>D</sup> ver 5.0이 있는 경우에는 Liner모델을 이용한다면 강섬유보강 슛크리트의 거동 특성을 나타내는데에는 기존의 해석보다 신뢰성 높은 해석을 수행할 수 있을 것이다. 또한 version이 낮은 프로그램을 사용할 경우에는 PML모델을 적용하여 사용되 모멘트의 발생이 큰 지점에서는 강섬유보강 슛크리트의 응력이 과소평가될 수 있으므로 소성모멘트한계를 산정하는 단계에서 인장강도를 잔류강도 대신 최대인장강도인 4.4MPa를 사용하여도 기존의 beam모델로 해석을 수행한 결과보다는 더 신뢰성이 있는 결과를 얻을 수 있을 것으로 사료된다.

## 참고 문헌

1. 백승한, 문현구, 1998, "터널링에 의한 암반-지보 반응거동에 관한 연구", 한국암반공학회 논문집, Vol. 8, pp 321~331.
2. 안종필, 박경호, 김석우, 2001, "터널의 암반분류와 지보설계의 상관성 분석", 대한토목학회 학술발표회 논문집 pp 1~4.
3. 이상필, 2006, "터널 영구 지보재로서의 슛크리트 고성능화 및 내구성 평가에 관한 연구", 서울대학교 대학원 박사학위논문.
4. 에스케이건설(SK건설), 2004, "터널 지보특성 개선을 위한 보강합성섬유 습식 슛크리트 공법 개발".
5. 정인동, 2003, "암반조건에 따른 터널거동 및 암반-지보 반응거동 해석", 충북대학교 석사학위논문.
6. 한국도로공사 도로교통기술원, 2002, "암반등급에 따른 도로터널 지보 체계 개선 연구", 연구보고서.
7. 한국도로공사, 2002, "도로설계요령 (4)터널 · (5)포장".
8. 한동식, 유광호, 박연준 (2006), "터널의 안전을 평가를 위한 지보재 모델링 방법 비교 연구", 한국암반공학회 춘계학술발표회 논문집, pp.297~303.
9. A. E. Naaman., 2004, "Prestressed Concrete Analysis and Design", Techno Press 3000.
10. Brown E. T., Bray J. W., Ladanyi B, and Hoek E., Ground response curves for rock

- tunnels. Journal of Geotechnical engineering, ASCE, vol. 109, No. 1, 1983, pp 15~39.
11. Bauman, T. and Betzle M., 1984, "Investigation of the performance of lattice girders in tunnelling". Rock Mechanics and Rock Engineering. Vol.17, pp.67~81.
  12. Gnilsen., R., 1989, "Numerical Methods", Underground Structures Design and Instrumentation, Elsevier.
  13. J. G. Macgregor., 2005, "Reinforced concrete Mechanics and Design", Pearson
  14. Lunardi. P., 1995, "Preconfinement of an Excavation in Relation to New Orientations towards the Design and Construction of Tunnels", Periodico della Societa Italiana Gallerie, Anno X VIII-N. 45, pp.16~37.
  15. Marc Vandewalle., 1997, "Tunnelling the World", N.V. and Bekaert S.A.
  16. R. S. Shinha., 1989, "Underground structures Design & Instrumentation", Elsevier, pp 68~78, 105~126.
  17. R. S. Shinha., 1991, "Underground structures Design and construction", Elsevier, USA.