

절리암반사면의 안정해석 방법에 관한 비교연구

A Comparative study on slope stability modeling of highly fractured rock slopes

유충식¹⁾, Chungsik Yoo, 김선빈²⁾, Sunbin Kim, 양기호³⁾, Kiho Yang, 정하승⁴⁾, Ha-Seung Jung

¹⁾ 성균관대학교 건설환경시스템공학과 교수, Professor, Dept. of Civil & Envir. Engrg, Sungkyunkwan Univ

²⁾ 성균관대학교 건설환경시스템공학과 박사과정, Graduate Student, Dept. of Civil & Envir. Engrg, Sungkyunkwan Univ.

³⁾ 성균관대학교 건설환경시스템공학과 석사졸업, Graduate Student, Dept. of Civil & Envir. Engrg, Sungkyunkwan Univ.

⁴⁾ 성균관대학교 건설환경시스템공학과 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil & Envir. Engrg, Sungkyunkwan Univ.

SYNOPSIS : Slope stability analysis is an essential part of rock slope design. For highly fractured rock, the limit equilibrium method (LEM) based slope stability analysis with a circular failure surface is often carried out assuming the rock mass behaves more or less as a continuum. This paper examines first, the applicability of the finite-element method (FEM) based shear strength reduction (SSR) technique for highly fractured rock slope, and second the use of Mohr-Coulomb (MC) failure criterion in conjunction with generalized Hoek-Brown (HB) failure criterion. The numerical results on a number of cases are compared in terms of the factor of safety (FS). The results indicated that the FEM-based SSR technique yields almost the same FSs from LEM, and that the MC and HB failure criteria yield almost identical FSs when the strength parameters for MC failure criterion are obtained based on the modified HB failure criterion if and only if value of the Hoek-Brown constant m_i is smaller than 10 and slope angle is smaller than 1:1, otherwise MC failure criteria over-estimate the factor of safety.

Keywords : limit equilibrium method, shear strength reduction method, finite difference method, Hoek-Brown failure criterion, Mohr-Coulomb failure criterion

1. 서론

경제규모의 확장과 산업의 발달로 인한 기간 도로망 확충에 따라 대형 도로가 건설되면서 대절토 암반사면이 빈번하게 형성되고 있으나 현장의 암반조건을 충분히 반영하지 못한 설계와 시공으로 인하여 사면붕괴에 의한 대형사고가 자주 발생하고 있다.

암반사면의 경우 토사사면과는 달리 파괴형태가 평면파괴, 쉐기파괴, 전도파괴 및 원호파괴 등 다양하게 나타나게 되는데 이러한 파괴는 암석 자체의 강도보다는 암반내 존재하는 절리와 불연속면 등의 발달상태에 따라 그 형태가 달라질 수 있다. 즉, 절리와 불연속면 등의 방향과 간격, 그리고 불연속면의 연속성, 틈새, 거칠기, 충전물질, 풍화정도로 평가되는 불연속면의 상태 등이 암반사면의 안정에 있어 중요한 역할을 하게 된다. 따라서 해석모델링 적용시에도 이러한 암반의 특성을 잘 반영하여야 현실적인 결과를 얻을 수 있다. 현재 암반사면의 안정해석을 위한 해석기법으로는 한계평형해석법(Limit Equilibrium Method, LEM)과 유한요소/유한차분법(FEM/FDM)을 이용한 전단강도감소기법(Shear Strength Reduction Method, SSR)이 있으며, Block 이론에 근거한 개별요소법(Distinct Element Method, DEM)과 확률론적 분석법 및 Fuzzy 이론을 이용한 기법 등이 다양한 방법이 제안된바 있다. 그러나 실무에서는 한계평형해석과 평사투영법에 의존하는 경우가 대부분이며, 설계시 요구되는 지반정수 또한 제한적인 시추조사와 인근지역 설계자료 및 경험식 등에 의존하는 경우가 많아 실제 지반조건

을 제대로 반영하지 못하는 실정이다(양기호, 2007).

본 저자는 준연속체로 간주할 수 있는 절리암반사면의 안정성 해석시 현장 지반조건을 반영한 현실적인 모델링 기준을 마련하기 위한 기초연구 차원에서 암반사면의 안정해석기법 중 가장 널리 사용되고 있는 한계평형해석법(LEM)과 전단강도감소기법(SSR)을 대상으로 비교연구를 수행한 바 있다(유충식 등, 2007). 본 논문에서는 기 수행한 LEM과 SSR에 대한 비교연구를 보완하고 아울러 절리암반에 가장 근접한 구성모델로 알려져 있는 Hoek-Brown 파괴규준과 실무에서 일반적으로 사용되는 Mohr-Coulomb 파괴규준과의 비교연구를 수행함으로써 절리암반사면에 대한 합리적인 안정해석 방법을 제안하였다.

2. 절리 암반사면 안정해석

2.1 일반화된 Hoek-Brown 모델

Hoek-Brown 파괴규준은 1980에 처음 발표된 이후 계속 수정되어온 이론으로 암반의 파괴를 예측할 수 있는 가장 적당한 암반 강도모델이며, 특히 낮은 응력범위에서 적합한 강도모델로 알려져 있다. Hoek-Brown 모델의 주목할 만한 장점은 현장에서 지질학적 관측결과와 Hoek-Brown 강도정수가 서로 연결되어 있으며, 또한 Hoek-Brown 모델의 예측결과와 관측된 암반 거동이 잘 부합한다는 점이다.

초기에 Hoek-Brown 파괴규준을 적용하는데 있어서 어려운 점 중의 하나는 Hoek-Brown 파괴규준이 주응력의 관계로부터 유도되었으나 실무에서의 사면안정해석은 주응력의 개념보다는 전단응력과 수직응력의 관계를 이용한 Mohr-Coulomb 파괴규준이 일반적으로 사용된다는 것이었다. 이러한 점을 고려하여 Hoek(1990)은 사면안정해석시 실무에 직접 적용할 수 있도록 Hoek-Brown 파괴규준으로부터 등가 점착력과 마찰각을 유도하기 위한 연구를 수행하였다.

Hoek(1994)는 Mohr의 비선형 파괴포락선의 접선을 이용하여 결정한 점착력은 상한 값을 주어 암반구조물의 안정검토시 위험한 결과를 얻게 되므로 선형으로 표현되는 Mohr-Coulomb 관계를 최소자승법으로 회귀분석하여 얻은 평균 강도가 보다 적절하다고 판단하고 Mohr-Coulomb 파괴규준의 등가 점착력과 내부마찰각을 산정하는 식을 유도하였으며, 실무에서는 이렇게 구한 강도정수를 사용하여 암반구조물의 안정해석에 적용하고 있다.

또한 Reginald 등(2004)은 일반화된 Hoek-Brown 파괴규준이 암반구조물의 안정검토에 매우 유용하다는 인식하에 전단강도감소기법에 Hoek-Brown 모델을 적용할 수 있는 식을 유도하였다.

Hoek-Brown 파괴규준은 암반의 강도를 최대주응력과 최소주응력의 항으로 나타내고 있으며, Hoek 등(2002)은 여러 차례의 수정을 거쳐 일반화된 Hoek-Brown 파괴규준의 관계식을 다음과 같이 표현하였다.

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (1)$$

여기서, σ_1' 과 σ_3' 는 파괴시 최대주응력과 최소주응력이며, σ_{ci} 는 무결암의 일축압축강도이다.

m_b 는 재료상수 m_i 의 감소된 값으로 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (2)$$

여기서, m_i 는 무결암에 대한 값이며 s 와 a 는 암반상수로서 다음의 식으로 결정된다.

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad (3)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (4)$$

지질강도지수(geological strength index, GSI)는 현장에서 관측된 지질학적 특성과 관련된 계수로 절리가 매우 발달하여 암질이 불량한 암반에 Bieniawski(1989)의 RMR 분류법의 적용은 부적합하다는 인식이 일반화 되면서, Hoek 등(1992), Hoek(1994), Hoek 등(1995)에 의해 암반의 강도를 평가하는 개념으로 도입된 후 Hoek 등(1998), Marinos와 Hoek(2000, 2001)에 의해서 암질이 불량한 암반까지 적용할 수 있게 확장되었으며, D는 발파에 의한 손상 및 응력이완에 의한 암반의 교란의 정도에 따라 결정되는 계수로써 불교란 암반의 경우에는 0을 적용하고 매우 심하게 교란된 암반에 대하여는 1을 적용한다.

Barmer(1952)의 방정식을 이용하여 수직응력과 전단응력은 다음과 같이 주응력과 연관시킬 수 있다.

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cdot \frac{d\sigma'_1/d\sigma'_3 - 1}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1} \quad (5)$$

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \frac{\sqrt{d\sigma'_1/d\sigma'_3}}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1} \quad (6)$$

여기서, $d\sigma'_1/d\sigma'_3 = 1 + am_b(m_b\sigma'_3/\sigma_{ci} + s)^{a-1}$

2.2 등가 Mohr-Coulomb 파라메타 산정

대부분의 지반공학 소프트웨어는 Mohr-Coulomb 파괴규준이 사용되고 있으므로, 주어진 암반과 응력의 범위에서 등가 점착력과 내부마찰각 결정해야 한다. 이것은 그림 1에서 보이는 바와 같이 $\sigma_t < \sigma'_3 < \sigma'_{3max}$ 에 의해 정의되는 최소주응력(σ'_3)의 범위에서 식 (2)를 사용하여 얻은 Hoek-Brown 파괴포락선으로부터 Mohr-Coulomb 파괴포락선을 Hoek-Brown 파괴포락선 상하 부분의 면적이 균형을 이루도록 최소자승법으로 회기분석한 평균 직선을 통하여 얻을 수 있으며, 이러한 과정을 통하여 산정한 점착력 c' 과 내부마찰각 ϕ' 에 대한 방정식은 다음과 같다.

$$c' = \frac{\sigma_{ci}((1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n})(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + \frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}} \quad (7)$$

$$\phi' = \sin^{-1}\left(\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}\right) \quad (8)$$

여기서, $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max}/\sigma_{ci}$ 이다.

Hoek-Brown 파괴규준과 Mohr-Coulomb 파괴규준 사이의 상관성을 고려할 때 사용되는 최대 구속압 σ'_{3max} 는 각각의 개별적인 경우에 대하여 다르게 고려되어야 한다. Hoek 등 (2002)은 여러 가지 경험과 자료 축적을 통해 명확한 σ'_{3max} 값을 결정하기 위한 조건으로 사면의 경우 계산된 안전율과 파괴면의 형상과 위치가 같아야 한다고 하였으며, Bishop의 간편법으로 광범위한 사면의 기하학적 형상과 암반

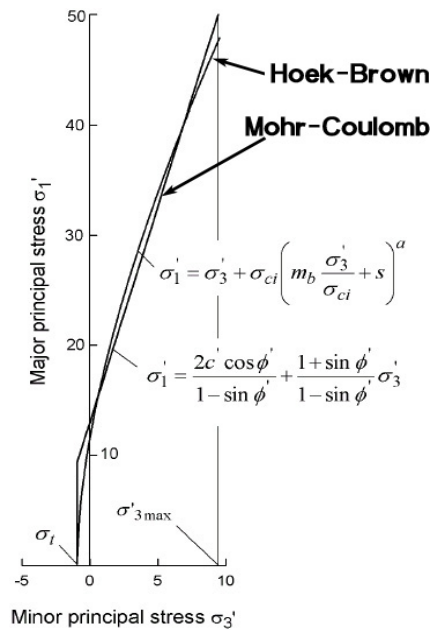


그림 1. Hoek-Brown 모델과 Mohr-Coulomb 파괴규준의 비교

물성치에 대한 연구를 수행하여 다음과 같은 관계식을 얻었다.

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91} \quad (9)$$

여기서, H는 사면의 높이이며, σ'_{cm} 은 암반강도를 나타내며 다음 식 (10)로부터 산정된다.

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \cdot \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (10)$$

2.3 한계평형기법(LEM)과 전단강도감소기법(SSR)

사면안정해석에서 대표적으로 사용되는 방법은 한계평형기법과 전단강도감소기법이다. 한계평형기법에 근거한 해석법은 임의의 활동면을 가정하고 한계평형식을 이용하여 최소안전율을 주는 활동면을 찾는 방법이다. 한계평형식은 미끄러짐을 유발시키는 힘이 저항하는 힘과 균형을 이루는 조건을 의미하며 사면의 안전율은 미끄러짐을 유발하는 합력에 대한 미끄러짐에 저항하는 합력의 비로 정의된다. 이 방법은 비교적 단순한 형태의 암반사면에 적용하는데는 무리가 없으나 복잡한 지형조건이나 대규모 사면에서의 안정성을 평가하는데는 다소 문제가 있으며, 사면의 안전율 산정시 팽창각을 고려하지 못하는 결과를 주는 한계를 지니고 있다.

유한요소법 혹은 유한차분법을 이용한 전단강도감소기법은 사면이 한계파괴상태에 도달했을 때의 응력감소계수(stress reduction factor, SRF) 또는 안전율을 체계적으로 찾기 위한 접근 방법이며, 전단강도감소기법을 이용한 사면안정해석시 안전율은 다음과 같이 정의된다(Duncan, 1996).

$$F = \frac{\text{Shear strength of material(soil or rock)}}{\text{Shear strength required for equilibrium}} = \frac{\tau}{\tau^*} \quad (11)$$

Mohr-Coulomb 파괴규준을 적용하여 감소된 전단강도는 식 (12)로 결정되며, Hoek-Brown 파괴규준을 적용하여 감소된 전단강도는 식 (13)으로 결정할 수 있다.

$$\frac{\tau}{F^{trial}} = \frac{c'}{F^{trial}} + \frac{\tan\phi'}{F^{trial}} \quad \text{또는} \quad \frac{\tau}{F^{trial}} = c^* + \tan\phi^* \quad (12)$$

$$\frac{\tau'}{F^{trial}} = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{F^{trial}} \frac{\sqrt{1 + am_b \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}}}{2 + am_b \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}} = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \frac{\sqrt{1 + am_b^* \left(m_b^* \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}^*} + s^* \right)^{a^*-1}}}{2 + am_b^* \left(m_b^* \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}^*} + s^* \right)^{a^*-1}} \quad (13)$$

여기서, $c^* = \frac{c'}{F^{trial}}$ 와 $\phi^* = \tan^{-1} \left(\frac{\tan\phi'}{F^{trial}} \right)$ 는 감소된 Mohr-Coulomb 전단강도 정수이며, σ_{ci}^* , m_b^* , s^* 및 a^* 는 감소된 Hoek-Brown 전단강도정수이다.

따라서 지반의 전단강도 파라미터를 위의 식 (12), (13)에서와 같이 시험안전율(F^{trial})로 나누게 되는데 파괴가 일어나는 F^{trial} 의 값은 첫 번째로 상한과 하한을 설정한다. 초기하한 그룹은 수렴이 되는 모든 F^{trial} 이며 초기상한 그룹은 수렴하지 않는 모든 F^{trial} 값이다. 다음으로 상한과 하한의 1/2이 되는 값으로 시험을 한 후 만약 이 값으로 수렴되지 않으면 상한 해가 대체되며, 이 과정이 상한과 하한의 차이가 지정된 허용오차 보다 작을 때까지 계속된다. 이와같은 안전율 계산과정을 그림 2에서 보여주고 있다.

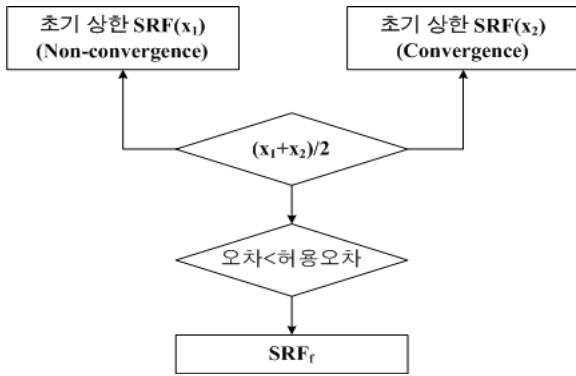


그림 2. 안전율 계산과정 흐름도

수 있고 파괴시 거동특성을 확인할 수 있다는 장점이 있다(Dawson 등 2000). 국내에서도 유광호 등(2001)은 전단강도감소기법을 이용한 안전율 산정방법에 대한 연구결과를 보고한 바 있으며 이동엽과 유충식(2003)은 토사절취사면과 성토사면 문제에 비연계흐름법칙(non-associated flow rule)에 근거한 Mohr-Coulomb 항복규준전단강도감소기법을 적용하고 한계평형해석 결과와의 비교 결과를 제시한 바 있다.

3. 절리암반사면 안정해석

3.1 대상조건

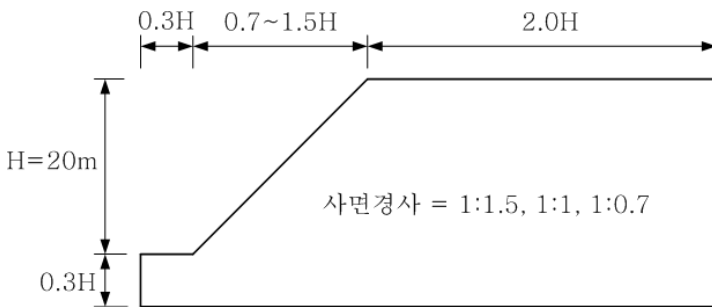


그림 3. 암반사면 해석조건

반사면을 대상으로 불연속면의 발달상태 및 풍화정도에 따른 암반의 강도특성을 충분히 반영할 수 있도록 선정하였으며, 표 1은 사면안정해석에 적용한 Hoek-Brown 파괴규준의 강도정수와 등가 Mohr-Coulomb 파괴규준으로 환산한 강도정수를 나타내었다.

본 연구에서는 절리암반사면의 안정해석에 있어서 해석모델링 방법에 따른 비교연구를 수행하기 위하여 다양한 지반조건에 대해 한계평형해석기법과 전단강도감소기법을 적용한 해석을 수행하였다. 해석조건은 준연속체로 간주할 수 있는 암반조건을 대상으로 국내 설계기준을 참조하여 암반조건에 따른 지반정수 및 사면경사와 높이를 결정하였다. 그림 3에서 보이는 바와같이 사면높이는 20m, 사면경사는 1:1.5, 1:1, 1:0.7 인 절리암

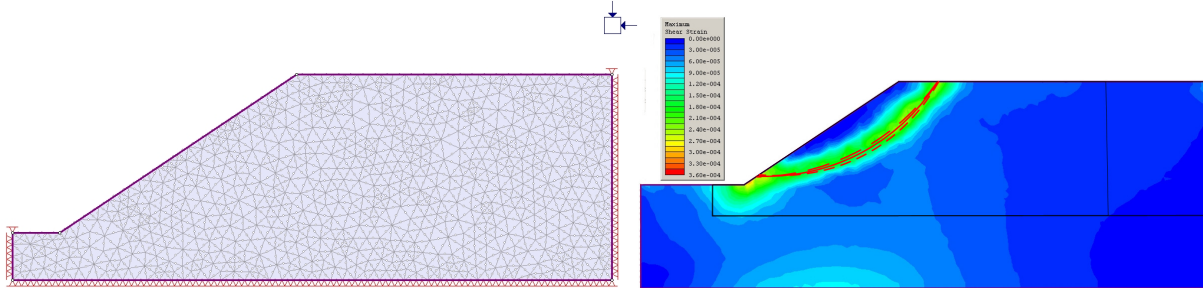
표 1. 해석에 적용된 암반사면의 강도정수

구분	γ (kN/m ³)	m_i	σ_{ci} (MPa)	GSI	D	m_b	s	a	E (MPa)	ν	c (kPa)	ϕ (°)	암종
m_i 변화	25	5	20	20	0.7	0.062	9.219×10^{-6}	0.544	517	0.3	40.7	21.3	이암
		10				53.3					26.7	천매암	
		20				69.7					32.7	안산암	
		30				81.1					36.3	편마암	
GSI 변화	25	5	20	5	0.7	0.027	1.049×10^{-6}	0.619	218	0.3	12.6	10.6	이암
				10		0.036	2.164×10^{-6}	0.585	291		21.0	14.4	
				30		0.107	3.927×10^{-5}	0.522	919		63.5	27.2	
				40		0.185	1.673×10^{-4}	0.511	1,635		92.8	32.3	
σ_{ci} 변화	25	5	10	30	0.7	0.107	3.927×10^{-5}	0.522	650	0.3	46.6	22.6	퇴적암
			15						796		55.8	25.3	
			30						1,126		76.5	30.0	

2 해석 프로그램 및 해석모델링

대상 절리암반사면에 대한 안정해석을 위해 SLIDE(TAC 2002)과 Phase2(TAC 2002) 프로그램을 사용하였다. 먼저 SLIDE는 LEM을 근간으로 한 해석 프로그램으로서 재료의 구성모델을 Mohr-Coulomb 모델과 Hoek-Brown 모델을 비롯 다양한 모델을 제공하고 있다. Phase2은 유한요소법을 이용한 해석 프로그램으로서 프로그램 내부에 SSR 기능이 내제되어 있으며 SLIDE와 마찬가지로 다양한 암반에 대한 다양한 구성모델을 제공하고 있다.

안정해석을 위한 유한요소해석 모델 이산화에서 경계범위와 유한요소망의 수는 예비해석을 통해 해석 결과에 영향을 주지 않도록 결정하였다. 먼저 해석영역 범위는 사면을 중심으로 좌측경계범위를 사면 높이(H)의 0.3배(0.3H)로 결정하였으며, 우측경계범위는 2.0H, 하부경계는 사면 바닥부로부터 0.3H로 결정하였다. 좌·우측 수평경계는 수평변위를 구속하였으며, 하부경계는 수평·수직변위를 모두 구속하였다. 요소망의 수는 1,500개 적용하였다. 그림 4는 SSR 적용을 위해 구축한 해석모델을 나타내고 있다.



(a) 사면경사 30°의 Phase2 Mesh

(b) 사면 경계범위 결정(예비해석)

그림 4. 전단강도감소기법 적용을 위한 해석모델

3.3 해석결과 및 분석

3.3.1 LEM과 SSR 비교

본 절에서는 LEM과 SSR을 이용한 해석결과를 비교한 내용을 제시하였다. 먼저 표 2와 그림 5에서는 표 1에서 제시한 암반사면의 강도정수 범위에 대하여 Hoek-Brown 파괴규준의 강도정수를 등가의 Mohr-Coulomb 파괴규준의 강도정수로 환산하여 LEM과 SSR에 적용한 해석결과로서 사면경사 1:1.5, 1:1, 1:0.7에 대한 안전율과 파괴면을 각각 비교하고 있다.

표 2에서 보이는 바와같이 사면경사 1:1.5에 대한 안전율을 비교한 결과 안전율에 대한 편차가 0.01에서 최대 0.03으로 나타났으며, 사면경사 1:1의 경우 0.00~0.05, 사면경사 1:0.7의 경우는 0.02~0.05 범위로 대상조건에서 무시할 수 있는 정도의 수치로 나타났다. 또한 그림 5에서 나타내고 있는 대상사면의 파괴면 또한 근사한 형상을 보이고 있어 결과의 타당성을 충분히 확보한 것으로 판단되었다.

표 2. LEM과 SSR 안전율 비교

절리암반 전단강도		사면경사 1:1.5			사면경사 1:1			사면경사 1:0.7		
c (kPa)	ϕ (°)	LEM	SSR	편차	LEM	SSR	편차	LEM	SSR	편차
40.7	21.3	1.46	1.44	0.02	1.18	1.17	0.01	1.02	1.00	0.02
46.6	22.6	1.61	1.58	0.03	1.30	1.28	0.02	1.13	1.11	0.02
53.3	26.7	1.89	1.87	0.02	1.54	1.52	0.02	1.33	1.29	0.04
69.7	32.7	2.44	2.41	0.03	1.99	1.97	0.02	1.71	1.69	0.02
63.5	27.2	2.07	2.05	0.02	1.69	1.69	0.00	1.47	1.43	0.04
76.5	30.0	2.41	2.38	0.03	1.98	1.94	0.04	1.71	1.67	0.04
81.1	36.3	2.81	2.78	0.03	2.29	2.24	0.05	1.98	1.95	0.03
92.8	32.3	2.77	2.74	0.03	2.28	2.24	0.04	1.98	1.93	0.05

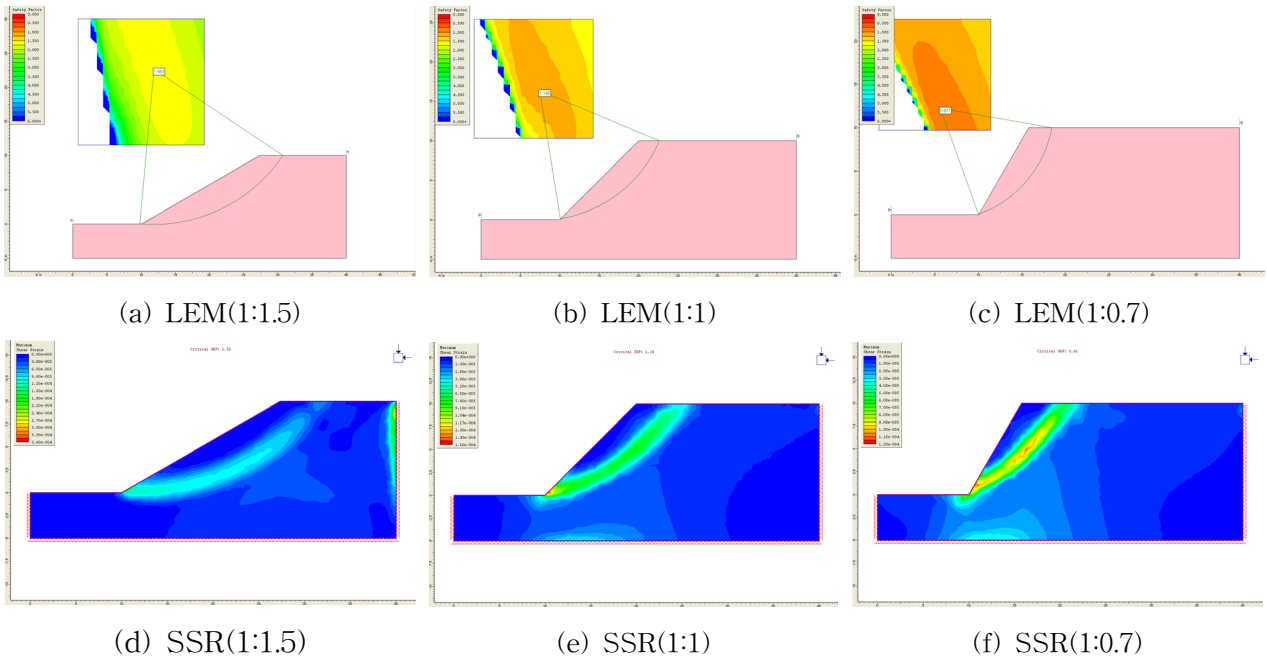


그림 5. LEM과 SSR 해석결과 파괴면 비교

3.3.2 Hoek-Brown 모델과 Mohr-Coulomb 모델 비교

설계지반정수는 지반구조물의 안정해석시 영향을 미치는 가장 중요한 요소이며, 지반정수의 정확도에 따라 해석결과는 참해에 가까운 결과를 얻게 되므로 Hoek-Brown 파괴규준을 적용하여 사면안정해석시 Hoek-Brown 강도정수를 결정하는 요소인 Hoek-Brown 암석계수(m_i), 지질강도지수(GSI), 일축압축강도(UCS, σ_{ci})의 값을 변화시키면서 사면경사 1:1.5, 1:1, 1:0.7인 조건에 대하여 안정해석을 수행하고 각각의 계수가 해석결과에 미치는 영향을 분석하였다. 사면안정해석시 앞서 LEM과 SSR 해석결과가 거의 일치하는 결과를 주는 것으로 확인된 바 LEM 결과를 토대로 분석하였다.

그림 6은 지질강도지수(GSI)의 변화에 따른 사면안정 해석결과를 먼저 보여주고 있는데, 사면경사 1:1.5에서의 안전율 편차는 0.00~0.06, 사면경사 1:1에서는 0.00~0.13, 사면경사 1:0.7에서는 0.02~0.15 범위로 나타나고 있으며, 사면의 경사가 급할수록 안전율 편차가 증가하는 경향을 보여주고 있다. GSI 변화에 따라서는 GSI가 증가 할수록 안전율 편차가 미소하게 증가하는 것으로 분석되었는데, GSI 변화 보다는 사면경사가 해석결과의 차이에 지배적인 영향을 미치는 것을 알 수 있었다.

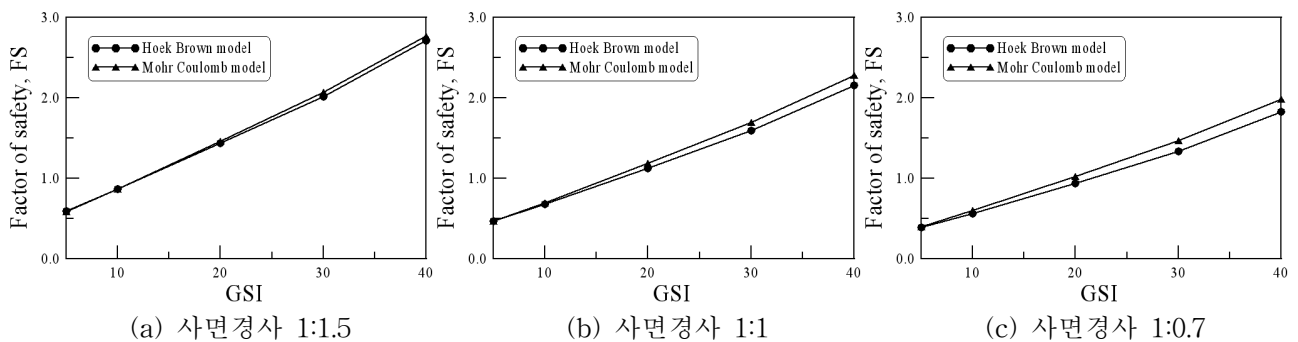


그림 6. 지질강도지수(GSI) 변화에 따른 H-B 모델과 M-C 모델의 안정해석 결과 비교

그림 7에서는 일축압축강도(UCS)의 변화에 따른 사면안정 해석결과를 나타내고 있다. Hoek-Brown 파괴규준의 강도정수와 등가의 Mohr-Coulomb 강도정수를 각각 적용하여 해석한 결과 사면경사 1:1.5에

서의 안전을 편차는 0.02~0.07, 사면경사 1:1에서는 0.06~0.13, 사면경사 1:0.7에서는 0.09~0.16으로 나타났다. 앞선 결과와 마찬가지로 사면경사가 급해 질수록 안전을 편차가 점차 증가하는 것을 알 수 있으며, UCS 변화에 따라서는 그 영향이 크진 않으나 UCS가 큰 조건에서 안전을 편차가 다소 증가되는 것으로 확인되었다.

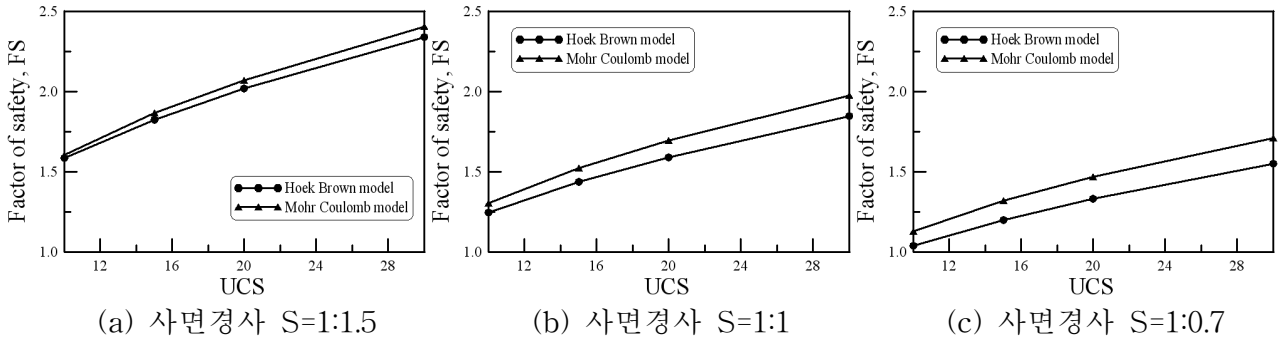


그림 7. 일축압축강도(UCS) 변화에 따른 H-B 모델과 M-C 모델의 안정해석 결과 비교

그림 8은 Hoek-Brown 암석계수(m_i)의 변화에 따른 사면안정 해석결과를 보여주고 있다. 보이는 바와 같이 사면경사 1:1.5에서 안전을 편차는 0.02~0.22, 사면경사 1:1에서는 0.06~0.29, 사면경사 1:0.7에서는 0.08~0.35 범위로 m_i 와 사면의 경사에 비례하여 두 파괴규준간의 편차는 점차 증가하는 경향을 보이고 있다. 특이한 점은 앞서 절리암반의 GSI와 UCS 변화에 따른 결과와 비교시 m_i 변화에 따른 안전을 편차가 현저히 증가하는 것을 확인할 수 있었다.

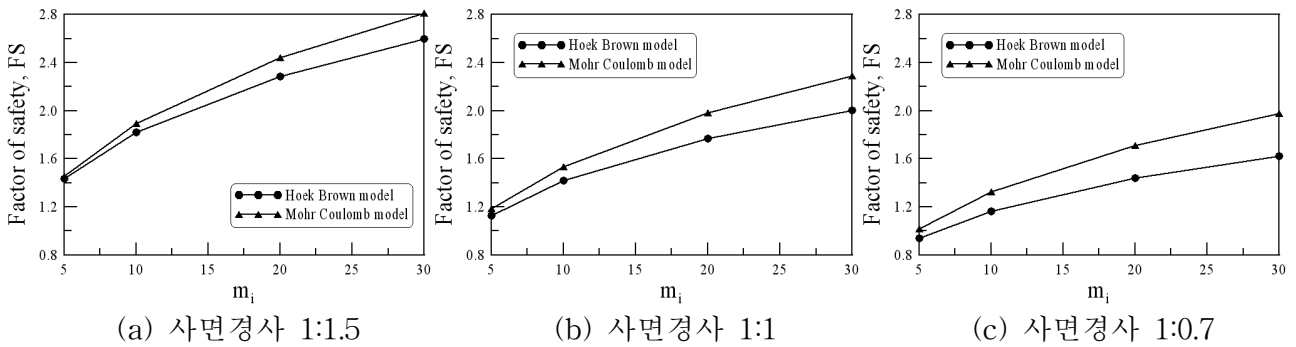


그림 8. 암석계수(m_i) 변화에 따른 H-B 모델과 M-C 모델의 안정해석 결과 비교

한편, 사면의 경사와 m_i 변화에 따라 등가의 Mohr-Coulomb 모델 강도정수로 환산 적용한 해석결과에서 안전을 편차가 크게 발생한 원인을 살펴보면, Hoek-Brown 파괴규준의 전단응력과 수직응력 관계에 대한 파괴포락선으로부터 등가의 Mohr-Coulomb 모델 강도정수로 환산하는 과정에서의 제한사항에 있기 때문인 것을 알 수 있다. 일반적으로 사면경사가 급할수록 응력해방에 의한 교란 영향이 증가하게 되는데 식 (9)와 (10)에서는 최대구속압(σ'_{3max}) 산정시 암반의 단위중량(γ)과 사면의 높이(H)는 고려하고 있으나, 사면의 경사는 고려하지 않기 때문에 상대적으로 교란영향이 큰 사면경사가 급한 조건에서는 등가의 Mohr-Coulomb 모델 강도정수가 과대평가 하게 된다는 점을 알 수가 있다. 또한 Hoek-Brown 파괴규준의 전단응력과 수직응력 관계에 대한 파괴포락선으로부터 등가의 Mohr-Coulomb 모델 강도정수로 환산하는 기본적인 개념은 Mohr-Coulomb 파괴포락선이 Hoek-Brown 파괴포락선 상·하부의 면적을 같게 한 조건에서 다중회귀분석에 의해 등가 점착력과 내부마찰각을 유도하게 된다는 점인데 그림 9(b)의 예와 같이 사면의 높이에 해당하는 연직응력(σ_n)이 최대구속압(σ'_{3max})에 크게 미치지 못하는 조건에서는 해당 수직응력 범위에서 전단응력이 차이가 발생하게 되므로 상호간의 해석결과는

차이가 발생하게 된다. 여기서 $\sigma'_{3\max}$ 는 m_i 와 GSI, D와 같은 계수 값을 토대로 산정된 m_b , s, a에 의해 계산되는 값이므로 절리암반의 특성값에 지배된다. 이들 절리암반의 특성값에 따라 등가로 환산되는 Mohr-Coulomb 모델의 점착력과 내부마찰각 또한 지배되므로 절리암반사면의 안정해석시 합리적인 적용범위를 제안할 필요가 있다. 앞서 살펴본 바에 의하면 이들 Hoek-Brown 파괴규준에 사용되는 계수들 중 m_i 에 따라 그 영향이 비교적 큰 것을 알 수 있었으며, 따라서 m_i 가 큰 절리암반조건에서는 사면안정 해석시 등가의 Mohr-Coulomb 모델 강도정수로 환산하여 적용하는 경우 결과의 타당성을 재고할 필요가 있으며, 이에 대한 개선을 위해서는 보다 심층적인 연구가 필요한 것으로 판단되었다.

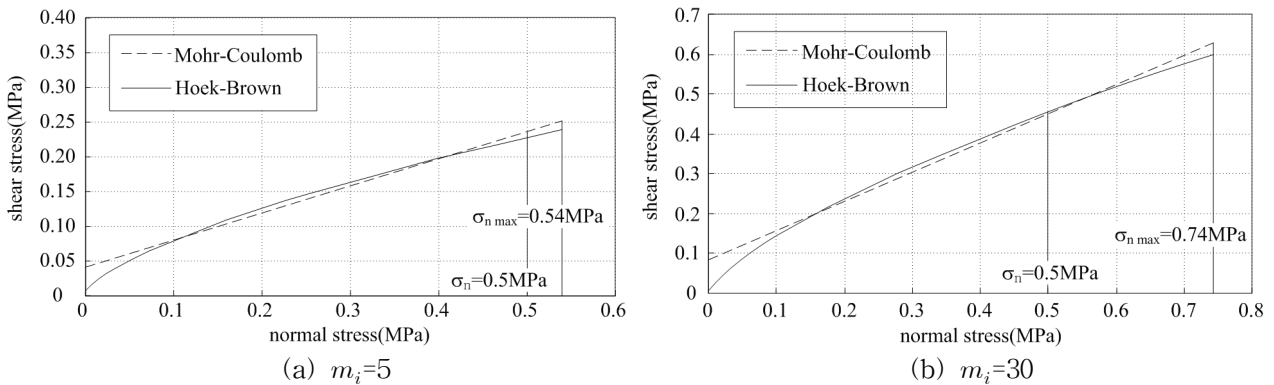


그림 9. Hoek-Brown과 Mohr-Coulomb 파괴포락선의 관계

4. 결론

본 논문에서는 절리암반사면의 안정성 해석 있어 현실적인 모델링 방안을 마련하기 위한 기초연구 차원에서 안정해석기법 중 가장 보편적으로 사용되고 있는 한계평형해석법과 전단강도감소기법을 대상으로 비교연구를 수행하였다. 또한 암반의 특성을 고려하는 방안으로서 절리암반에 적용성이 우수한 파괴규준으로 알려져 있는 Hoek-Brown 파괴규준을 적용하였으며, 이를 실무에서 적용이 용이한 Mohr-Coulomb 파괴규준의 전단강도 정수로 변환한 결과와도 비교하여 그 적용 가능성을 검토하였다. 이를 위해 암반이 퇴적암으로 구성되어 있으며 불연속면의 발달 및 풍화정도가 심한 사면 조건을 대상으로 다양한 해석을 수행하였다. 본 연구에서 고려한 절리암반사면의 범위에서 연구결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 해석결과에 의하면 한계평형해석기법과 전단강도감소기법을 적용하여 해석을 수행한 결과 파괴면의 위치와 형상이 거의 유사하게 나타나며 안전율 편차 또한 최대 0.05로 나타나 두가지 해석법 모두 공히 충분한 신뢰도를 확보하였다.
- (2) 풍화암과 같이 암반내 절리/불연속면이 다수 발달하여 준연속체 해석이 가능한 해석조건에서 Hoek Brown 파괴규준의 강도정수를 등가의 Mohr Coulomb 파괴규준의 강도정수로 환산하여 적용하는 경우 안전율을 비교한 결과 대상 암반의 암석계수가 10이하로 작고, 사면경사가 1:1 이하로 완만한 경우 충분히 신뢰할 만한 수준인 것으로 나타났다.
- (3) 사면경사가 1:1 이상이며, 암반의 암석계수가 10이상으로 퇴적암 이상인 조건에서는 등가의 Mohr Coulomb 파괴규준의 강도정수를 적용한 경우의 안전율이 과대평가될 수 있으므로 적용시 충분한 검토가 필요하다.
- (4) 등가 Mohr-Coulomb 파괴규준으로 환산 적용시 오차의 발생원인을 분석한 결과 원인은 Hoek Brown 파괴규준의 수직응력과 전단응력과의 관계를 Mohr-Coulomb 파괴규준의 파괴포락선으로

변환하는 다중회귀분석하는 과정에서 발생할 수 있는 것으로 분석되었다. 이와 관련한 연구는 보다 심층적으로 다루어져야 할 것으로 판단되었다.

감사의글

이 연구는 소방방재청 자연재해저감기술개발사업(사면붕괴 예측 및 대응기술 개발) 연구비 지원으로 수행되었으며 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. 김범상, 권오순, 장인성 (2005), “일반화된 Hoek-Brown 모델의 정식화 및 Rounded Hoek-Brown 모델의 개발”, *한국지반공학회논문집*, 제21권, 제8호, pp. 37-43.
2. 이동엽, 유충식 (2003), “사면안정해석에 있어서의 유한요소법과 한계평형법의 비교연구”, *한국지반공학회논문집*, 제19권, 제4호, pp. 65-74.
3. 유광호, 박연준 (2001), “개별요소법에 의한 절리 암반사면의 안전을 평가”, *한국지반공학회논문집*, 제17권, 4호, pp. 241-247.
4. 양기호 (2007), “전단강도 감소기법을 적용한 암반 절취사면의 안정해석에 관한 비교 연구”, 석사학위논문
5. Balmer, G. (1951), "A General Analysis Solution for Mohr' Envelope", *Proceedings, American Society for Testing Materials*, Vol.52, pp. 287-332.
6. Dawson, Ethan., Motamed, Farid., Nesarajah, Saddanathapillai. and Roth, Wolfgang (2000), "Geotechnical Stability Analysis By Shear Strength Reduction", *Geodenvr 2000 ASCE special Publication*, pp. 99-113.
7. Hoek, E. and Brown, E.T. (1980), *Underground Excavation in Rock*, Institution of Mining and Metallurgy.
8. Hoek, E. (1990), "Estimating Mohr-Coulomb Friction and Cohesion Values from the Hoek-Brown Failure Criterion", *Intl. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts*. 12(3), pp. 227-229.
9. Hoek, E., Kaiser P. K. and Bawden W. F. (1995), *Support of Underground Excavation in Hard Rock*, Rotterdam, Balkema, pp. 214-215.
10. Hoek, E. (2002), A Brief History of the Hoek-Brown Failure Criterion, unpublished document.
11. Matsui, T. & San, K.C. (1992), "Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique", *Soils and Foundations* 32, No.1, pp. 59-70.
12. Tac2002 (2002), Toronto, Canada, Vol.1, pp. 267-273.
Phase2 v5.0 (2002), Two-dimensional finite element analysis program, Rocscience Inc.
SLIDE v5.0 (2002), Program for limit-equilibrium slope stability analysis, Rocscience Inc.
13. Zienkiewicz, O. C., Humpheson, C. and Lewis, R. W. (1975), "Associated and Non-associated Visco-Plasticity and Plasticity in Soil Mechanics", *Geotechnique*, Vol.25, No.4., pp. 671-689.