

## 국내 터널 설계를 위한 지반정수 산정 현황 및 문제점

김학준

대전대학교 지질공학과

신흐성

한국건설기술연구원 지반연구부

배규진

한국건설기술연구원 지반연구부

이성호

대전대학교 지질공학과

### 1. 서 론

터널 설계에서는 지반조건에 따라 설계 및 시공방법이 달라지며 경제성, 안정성까지 좌우되므로 정확한 지반정수의 산정은 매우 중요하다. 본 논문에서는 합리적인 지반정수 산정 방법을 제시하고 국내외 터널 설계를 위한 지반정수 산정 사례를 상세히 조사·검토하여 기존 국내 터널 지반 정수 산정의 문제점 및 해결 방안을 제안하고자 한다. 또한 터널 설계 사례 연구를 통하여 국내 암종별 지반정수값의 범위를 제시하였다.

### 2. 터널 설계를 위한 지반정수

터널 설계를 위하여 이용되는 주요 지반정수는 탄성계수(E), 포아송비(v), 점착력(c), 내부마찰각( $\Phi$ ) 등이 있다. 변형계수는 터널 굴착주변의 응력과 변형의 분석을 위한 수치해석시 사용되는 인자들 중 가장 중요하다. 현재 변형계수를 얻기 위해 현장에서 사용되고 있는 모든 측정방법들은 시간과 비용뿐만 아니라 기술적으로도 많은 어려움이 있으며 시험 방법에 따라 매우 다른 시험 결과가 나올 수 있다. Bieniawski(1989)에 의하면 심지어 상당히 균질하고 양호한 암반 상태에서 집중적인 월지반 시험을 수행하는 경우라도 변형도 자료는 25% 정도의 편차, 혹은 평균 월지반 변형계수가 40 GPa인 경우 10 GPa 까지 차이를 보일 수 있다. 그러므로 설계를 위한 변형계수의 선정은 공학적 판단의 문제가 되었다. 즉, 단지 하나의 현장시험에 의존하여 변형계수를 선정하는 것은 바람직하지 않고 두 가지 이상의 방법이 서로 비교·검토되어야 한다. 변형계수 결정의 어려움으로 인하여 Clerici(1993)는 직접 현장에서 변형계수를 측정할 경우라도 절대값을 구하기보다는 변형계수의 대략적인 크기를 산정하는 것을 목표로 해야 한다고 결론지었다. 일반적으로 무결암의 변형계수는 현장암반보다 5-20배 더 큰 것으로 조사되었는데 암반에 존재하는 절리의 정도 차이가 이러한 변형계수의 다양성을 야기 시킬 수 있다. Bieniawski(1978)와 Heuze(1980)는 현장과 실험실에서의 변형계수비를 도표로 제시하였다.

결론적으로, 여러 연구자들에 의하여 현지암반 변형계수를 산정하기 위하여 다양한 식들이 제시되었는데 이들을 종합하면 표 1과 같으며 다음의 적용 원칙을 제안할 수 있다.

- 1) RMR을 이용하여 변형계수를 산정할 경우에는, RMR값이 60 이하일 경우 Serafim과 Pereira(1983)에 의해 제안된 식을 적용함을 원칙으로 한다.
- 2) RMR값이 60 이상일 경우에는 Bieniawski(1978)와 Serafim과 Pereira(1983)에 의해 제안된 식을 모두 적용하여 변형계수를 산정하되 공내재하시험 등으로부터 측정된 현지암반 변형계수 측정치와의 비교를 통하여 해석자의 판단에 따라 결정한다.

- 3) Q값을 이용하여 변형계수를 산정할 경우에는 Grimstad와 Barton(1993)에 의하여 제안된 식을 적용하되 Q값이 1.0이하이거나 40.0 이상일 경우에는 신뢰도가 저하되므로 다른 방법을 고려하여야 한다.
- 4) Serafim과 Pereira(1983)에 의해 제안된 식은 다른 식들에 비해 적용성이 높으며 넓은 RMR범위에 걸쳐 적용이 가능함을 알 수 있다. 그러나 RMR>80에서는 변형계수는 가파르게 증가하여 대부분의 무결암 변형계수보다 높은 값을 보이므로 적용성이 떨어진다.
- 5) 지반의 변형계수는 해당지역의 암종, 지질구조 및 불연속면의 분포 및 역학적 특성 등에 따라서 많은 영향을 받으므로 어느 하나의 제안식을 적용하기 보다는 현장시험결과로부터 변형계수를 추정하는데 참고자료로 활용하는 것이 바람직하다.

표 1. 암반분류방법에 의한 변형계수 산정 제안식

$E_m = 2RMR - 100$ (단위: GPa)	RMR > 60	Bieniawski(1978)
$E_m = 10^{\frac{(RMR - 10)}{40}}$ (단위: GPa)	RMR ≤ 60	Serafim과 Pereira(1983)
$E_m = 25 \log_{10} Q$ (단위: GPa)	For Q > 1	Grimstad와 Barton(1993)
$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} 10^{\frac{(GSI - 10)}{40}}$ (GPa)	$\sigma_c < 100 \text{ MPa}$	Hoek(1998)
$E_m = E_{r, stat} \times \frac{E_{m, dyn}}{E_{r, dyn}}$		Clerici(1993)
$E_m = 5.6 \text{ RMi}^{0.375}$ (단위: GPa)	$\text{RMi} > 0.1$	Palmström(1996)

Palmstrom과 Singh(2001)은 현장 시험으로부터의 변형계수와 암반분류로부터 간접적으로 얻어진 변형계수를 비교하여 표 2와 같은 결론을 얻었다.

표 2. 암반변형계수를 간접적으로 추정하기 위한 제안식

방법	$E_m$ (GPa), 보통의 절리를 포함한 암반		$E_m$ (GPa), 괴상 혹은 약간의 절리를 포함한 암반
RMR	$E_m = 2RMR - 100$ $E_m = 10^{\frac{(RMR - 10)}{40}}$	55 < RMR < 90 30 < RMR < 55	RMR분류는 사용되어서는 안됨
Q	기준식: $E_m = 25 \log_{10} Q$ (for $Q > 1$ )	제안식: $E_m = 8Q^{0.4}$ (for $1 < Q < 30$ )	Q분류는 매우 강하고 괴상인 암반에 대해서만 적용( $\sigma_c > 150 \text{ MPa}$ )
RMi	기준식: $E_m = 5.6 \text{ RMi}^{0.375}$ (for $\text{RMi} > 0.1$ )	제안식: $E_m = 7\text{RMi}^{0.4}$ (for $1 < \text{RMi} < 30$ )	$E_m = 7\text{RMi}^{0.4}$ 은 $\sigma_c < 100 \text{ MPa}$ 에 대해서는 한정적으로 정확성을 보임
실내 시험	N.A.		$E_m \approx 0.2\sigma_c$ 혹은 암종을 알고 있을 경우는 $E_m \approx 0.5\sigma_c \times (E/\sigma_c)/1000$

포아송비는 일축압축시험 등을 통해 구하는데, 일반적으로 경암에서 0.1-0.25, 연약지반에서 0.45 정도이다. 수치해석에서는 터널 내공변위의 형상, 즉, 천단침하량과 측방 변위량의 비율이 포아송비가 높은 쪽이 전단면 변형을 일으키기 쉬우므로 측방 변위량이 커진다. 포아송비의 산정은 일축압축시험과 같은 실내시험, RMR 암반분류를 이용한 Tsuchiya(1984)나 김교원(1993)의 경험식, 혹은 기존 설계적용사례 검토에 의한 방법을 이용해 구할 수 있다.

점착력과 내부마찰각은 현장 시료를 이용한 삼축압축시험이나 직접전단시험을 통해 구한다. 지하발전소와 같은 중요 구조물에서는 원위치시험을 통해 구하기도 하는데 사례는 많지 않다. 실내 시험을 할 수 없는 경우에는 암반등급 등을 이용하여 추정하는 방법이 있으나 기술자의 정확한 검증이 뒷받침되어야 한다. RMR 분류를 이용한 경험식은 Bieniawski & Orr(1976), Bieniawski(1989), Trueman(1988), Tsuchiya(1984), 김교원(1993) 등에 의하여, GSI를 이용한 방법은 Hoek & Brown(1988)에 의하여 제시되었다. 탄성해석에서 점착력 및 내부마찰각은 지반의 변형에 영향을 미치지 않으며, 국부파괴 안전율을 평가할 때만 이용된다. 그러나 비선형해석이나 탄소성 해석에서는 항복규준의 인자이므로 해석결과에 큰 영향을 미친다. 따라서, 점착력 및 내부마찰각을 산정할 때는 시험결과 및 과거의 사례 등을 참고로 하여 신중히 결정할 필요가 있다.

### 3. 국내 지반정수 산정 현황

국내 지반정수 선정은 일반적으로 평면 영역 구분(평면 영역별, 지반등급별 지반정수 산정), 지반 등급 분류(현장시험 결과 등을 활용하여 구간별로 개략적인 지반분류 수행), 현장 및 실내시험, 추정경험식 결과 분석(현장시험, 실내시험 결과와 추정 경험식에 의한 지반 특성값을 지반등급별로 산출), 현장 적용성의 판정(현장 시험값, 실내시험 보정 결과, 경험식 등의 적용 제한 범위를 검토하여 현장적용성이 없는 값을 제외), 신뢰도 분석(실내 및 현장시험의 결과와 다양한 경험식에 의한 결과에 대한 통계적 분석), 기존사례 비교 검토(조사된 현장 적용사례에 대한 비교 검토), 지반정수의 선정과 같은 절차에 의하여 수행되고 있다. 이중 신뢰도 및 통계적 분석항목은 턴키 공사 등 대형 사업 등이 늘어남에 따라 새롭게 나타난 결정 단계로서 기본설계 또는 중소형 사업의 실시설계 등에는 나타나지 않던 방법이다. 지반조사의 경향의 변화는 기본설계, 실시설계, 턴키 또는 대안설계와 같은 해당 사업의 종류에 따라 조사항목이나 수량 등에 차이가 있으며 또한 지반물성값의 결정방법 역시 현장 및 실내시험에서 얻어진 자료 위주였던 것이 경험식, 문헌자료, 기존사례 등으로 다양화되고 이들을 통합하기 위한 통계기법 도입 등의 단계로 나아가고 있다. 이러한 변화경향은 1995년 이후 국가 사회기반시설 사업이 턴키형태로 발주되기 시작하면서 국내 각사들의 경쟁체제가 유도됨으로써 촉발된 것으로 판단된다. 즉 1995년 이후 수행된 대형사업의 경우 지반조사보고서 내의 지반물성값은 기존 결정방법을 망라한 후 엔지니어의 판단이나 각 경우의 특수 상황으로부터 결정되었으나 이에 대한 통합방법의 공학적 판단기준을 확보하기 위한 통계기법의 적용이 활발하게 이루어지고 있다.

### 4. 국내 터널 지반정수 산정 사례

김치환 등(2000)은 강원도 추곡-웅진간 도로터널에서 4개 설계사의 설계사례를 비교·검토하였다. 이 지역은 선캠브리아기의 변성 퇴적암류와 후기에 관입한 각섬암과 이를 관입한 화강암류로 구성되어 있다. 공내재하시험의 경우 A사는 시추공 25공에서 58회, B사는 시추공 16공에서 16회, C사는 시추공 21공에서 32회, D사는 시추공 22공에서 39회를 실시하여 시추공당 약 1-2.3회의 시험

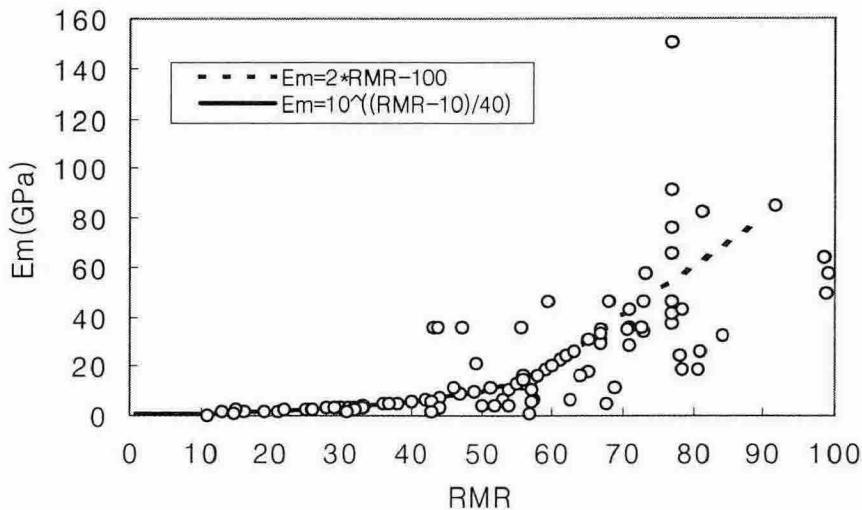
을 실시하였다. 기본적인 실내 암석 시험은 최소 8회에서 최대 60회까지 시행하였으며 4개사 평균은 약 30회 정도 수행하였다. 시험 결과에 의하면 회사별로 동일한 암반에 대하여 상당한 차이를 보이고 있다. 예를 들면, 터널 연장 대비 1등급 구간의 구성비는 최소(D사) 24.4%에서 최대(C사) 58.06%, 2등급 구간의 구성비는 최소(C사) 17.16%에서 최대(D사) 57.21%까지 약 2~3배 이상의 편차를 나타내기도 하였으며, 특히 4등급과 5등급 구간의 구성비가 전혀 없는 경우(C사)에서부터 4.82%(A사의 5등급 구간)-8.19%(B사의 4등급 구간)까지 분류 등급 구성비의 차이를 현저히 보이고 있다. 따라서 지반정수 산정을 위한 지반조사 결과의 신뢰성이 문제가 되고 있다.

본 연구의 사례분석을 위하여 8개 터널에 대하여 지반정수 산정방식을 추가적으로 조사하였다. 사례분석에 이용된 터널 현장은 경춘선 복선전철 제5공구 건설공사, 성남-장호원간 도로개설 건설공사, 양산-동면간 도로 4차로 확장공사, 거금도-연도교 가설공사, 수정산 터널배수지 설치 공사, 능동터널, 용마 터널, 청주-상주간 고속도로 건설공사 등이다. 8개 터널 현장의 설계에서 지반정수로 사용된 값들을 암석 강도별로 분류하여 그 범위를 조사하였다. 풍화암에서 경암으로 갈수록 변형계수의 값이 증가하는 것을 볼 수 있는데 변형계수의 범위는 풍화암( $0.04\text{--}7.8 \times 10^5 \text{tf/m}^2$ ), 연암( $0.5\text{--}16.3 \times 10^5 \text{tf/m}^2$ ), 보통암( $3.85\text{--}32.8 \times 10^5 \text{tf/m}^2$ ), 경암( $10.3\text{--}60 \times 10^5 \text{tf/m}^2$ )으로 나타나며 평균값은 풍화암( $1.13 \times 10^5 \text{tf/m}^2$ ), 연암( $4.04 \times 10^5 \text{tf/m}^2$ ), 보통암( $12.35 \times 10^5 \text{tf/m}^2$ ), 경암( $25.26 \times 10^5 \text{tf/m}^2$ )을 나타낸다. 단위중량은 풍화암에서 경암으로 갈수록 약간의 증가 경향을 보이고 있으며 범위는 풍화암( $2.0\text{--}2.4 \text{tf/m}^3$ ), 연암( $2.1\text{--}2.65 \text{tf/m}^3$ ), 보통암( $2.59\text{--}2.72 \text{tf/m}^3$ ), 경암( $2.57\text{--}2.74 \text{tf/m}^3$ )이다. 단위중량의 평균값은 풍화암( $2.16 \text{tf/m}^3$ ), 연암( $2.47 \text{tf/m}^3$ ), 보통암( $2.54 \text{tf/m}^3$ ), 경암( $2.65 \text{tf/m}^3$ )을 보인다. 포아송비는 풍화암에서 경암으로 갈수록 감소하는 경향을 나타내며 포아송비의 범위는 풍화암( $0.25\text{--}0.35$ ), 연암( $0.22\text{--}0.3$ ), 보통암( $0.20\text{--}0.25$ ), 경암( $0.18\text{--}0.23$ )이며, 평균값은 풍화암( $0.3$ ), 연암( $0.26$ ), 보통암( $0.23$ ), 경암( $0.21$ )을 보인다.

점착력은 경암으로 갈수록 큰 폭으로 증가하는 경향을 보이며 점착력의 범위는 풍화암( $1.5\text{--}120 \text{tf/m}^2$ ), 연암( $3.0\text{--}150 \text{tf/m}^2$ ), 보통암( $15\text{--}680 \text{tf/m}^2$ ), 경암( $33\text{--}1550 \text{tf/m}^2$ )으로 나타나며 평균값은 풍화암( $23.32 \text{tf/m}^2$ ), 연암( $122.57 \text{tf/m}^2$ ), 보통암( $269 \text{tf/m}^2$ ), 경암( $557.21 \text{tf/m}^2$ )이다.

내부마찰각은 경암으로 갈수록 증가하는 경향을 보인다. 내부마찰각의 범위는 풍화암( $23^\circ\text{--}38^\circ$ ), 연암( $31^\circ\text{--}40^\circ$ ), 보통암( $35^\circ\text{--}46^\circ$ ), 경암( $38^\circ\text{--}50^\circ$ )이며 평균값은 풍화암( $32^\circ$ ), 연암( $36^\circ$ ), 보통암( $41^\circ$ ), 경암( $44^\circ$ )을 보인다.

이들 현장에서의 RMR과 변형계수와의 상관관계는 그림 1에 도시되었다.  $55 < \text{RMR} < 90$ 의 범위에서는  $E_m = 2\text{RMR} - 100$ 의 식을 점선으로 나타내고,  $30 < \text{RMR} < 55$ 에서는  $E_m = ((\text{RMR}-10)/40)$  식을 실선으로 나타내었다. 그림 1에 의하면 현장에서 얻은 변형계수가  $\text{RMR} < 65$ 에서는  $E_m = ((\text{RMR}-10)/40)$ 의 기준식과 잘 일치하고 있으나  $\text{RMR} > 65$ 에서는 상당히 분산된 값을 보인다.

그림 1. 기존 8개 터널사례에서의  $E_m$ -RMR의 관계

## 5. 국내 터널 지반정수 산정의 문제점 및 해결 방안

최근 도로, 철도, 지하철 그리고 고속전철 등의 건설로 인하여 터널 설계 및 시공에 따라, 지반 조사도 급격히 증가하고 있다. 그러나 국내 터널 설계에 대한 사례조사 결과 지반정수 산정의 문제점이 다수 파악되었다. 첫째, 대상 지반 특성과는 무관하게 획일적인 지반조사방법 및 장비가 적용되는 사례가 많다. 경우에 따라서는, 반드시 필요하지 않은 시험을 수행하여 실제 설계에는 제대로 반영하지 못하는 경우도 발생하고 있다. 따라서 사전조사를 통하여 대상 지반의 특성 및 예상되는 문제점을 파악한 후 실제 설계에 필요한 지반조사항목 및 수량이 결정되어야 한다. 특히, 지반조사자와 설계자 간에 조사 전 충분한 협의를 거친 후 지반조사를 수행하여 불필요한 조사를 수행하거나 필요한 조사항목을 누락시키는 경우가 발생하지 않도록 해야 한다.

지반정수 산정의 다른 문제점은 지반조사의 신뢰성이다. 통상적으로 지반조사는 설계자가 아닌 별개의 조사전문 업체가 전적으로 수행하고 있는데 경우에 따라 조사결과에 대한 신뢰성이 문제가 되는 경우가 있다. 즉, 같은 지역을 여러 조사업체가 지반조사를 한 경우에도 서로 상이한 지반조사 결과가 나오는 경우가 빈번하다. 또한 공사비의 단가를 높이기 위하여 지반조사업체에서 단가가 높은 쪽으로 암반상태를 평가하는 경우도 있다. 지반의 변형계수 결정과정을 예로 들면 지반조사시 많은 비용을 들여 시추를 하고 실내 및 현장시험, RMR, Q값을 이용한 환산 등 여러 방법을 이용하여 그 값을 구하지만 실제 해석에 적용되는 값은 이전의 유사 터널 공사에 적용되었던 값을 그대로 쓰는 경우가 많다. 이는 시험결과의 오차가 크고 결과들의 상호간 관련성이 별로 없어 설계자가 특정한 어느 값을 선택하기가 어렵기 때문이다. 따라서 지반조사 계획단계는 물론 조사 진행과정, 결과 분석 등에 설계자가 적극 참여하여 실제 설계에 쓰일 수 있는 신뢰성 있는 조사결과의 획득이 필요하다.

또한, 지반조사와 설계에 시간이 불충분한 경우가 빈번히 발생하고 있다. 이러한 경우 지반조사와 설계가 별개로 진행되는 경우가 발생한다. 즉, 설계회사에서 지반조사업체에 조사결과를 급하게 요청하는 경우, 지반조사업체는 필요한 시험결과 없이 암반분류를 수행하거나 암석시료를 관찰하지 않고 주상도만을 가지고 암반분류를 하는 경우도 발생하고 있다. 또한 암석시료를 가지고

암반분류를 하는 경우 암반내의 지하수 상태에 대한 값 산정도 명확한 기준을 갖지 못하고 있다.

지반정수 산정에서 조사결과의 공유 및 자료화에 있어서도 문제점이 제기되고 있다. 즉, 터널 설계나 대안설계의 경우 같은 지역을 동시에 여러 회사에서 지반조사를 실시하게 되어 비효율적이고 중복 투자적인 지반조사가 수행되고 있다. 이로 인하여 선정 사업자의 지반조사자료 이외의 다른 지반조사결과들은 사장되어버리기 때문에 상당한 비용을 투자하여 만들어진 지반조사자료들의 이용방안은 없게 된다. 따라서 지반조사의 공동수행방안, 지반조사결과의 상호이용 그리고 지반조사 자료의 데이터베이스 축적 등과 같은 합리적이고 효율적인 방안을 마련해야 할 것이다.

위에서 언급한 항목 이외에도 국내 지반조사 기술의 발전과 선진화를 이루기 위해서는 이외에도 개선해 나아가야 할 점이 많을 것이나 지반조사의 문제점은 설계, 시공, 유지관리 등과 유기적으로 결부되어 있으므로 인식의 변화와 합리적 보완이 필요할 것이다.

## 6. 결 론

본 논문에서는 설계정수 산정에 관한 국내외의 문헌 및 사례 조사를 통하여 지반 설계정수 산정 기법에 대한 조사 및 평가를 수행하였으며 이를 토대로 합리적인 지반정수 산정 방법을 제시하였다. 암반분류에 의한 변형계수 산정시 여러 연구자들에 의해 다양한 식들이 제안되었는데 이 식들을 적용하는 원칙을 국내외 현장시험결과와의 비교를 통하여 분석하였다. 암반분류와 현장시험으로부터 얻은 변형계수를 비교한 결과, 현장에서 얻은 변형계수가  $RMR < 65$  에서는  $E_m = ((RMR - 10) / 40)$ 의 기준식과 잘 일치하고 있으나  $RMR > 65$ 에서는 상당히 분산된 값을 보였다. 또한, 터널 설계 사례 연구를 통하여 국내 암반의 강도별 지반정수값의 범위를 제시하였고 국내 터널 지반정수 산정의 문제점 및 해결 방안을 제안하였다.

## 참고문헌

- 김교원, 1993, 지공학적 암반분류의 재평가, 지반공학과 터널기술, 93년도 봄 학술발표회 논문집, 한국지반공학회, 33-40.
- 김치환, 2000, 개별요소법에 의한 터널의 안정성 해석에 있어 설계정수의 결정, 터널과 지하공간, 한국암반공학회지, Vol. 10, 278-290.
- Bieniawski, Z. T., 1978, Determining rock mass deformability: experience from case histories, Int. J. Rock Mechanics Miner. Sci. Geomechanics Abstracts, 15, 237-247.
- Bieniawski, Z. T., 1989, Engineering rock mass classifications, John Wiley & Sons, 251 p.
- Bieniawski, Z. T. and Orr, C. M., 1976, Rapid site appraisal for dam foundations by the geomechanics classification, Proc. 12th Congr. Large Dams, ICOLD, Mexico City, 483-501.
- Clerici, A., 1993, Indirect determination of the modulus of deformation of rock masses -case histories, Proc. Conf. Eurock 1993, 509-517.
- Grimstad, E. and Barton, N., 1993, Updating the Q-system for NMT. Proc. int. symp. on sprayed concrete -modern use of wet mix sprayed concrete for underground support, Fagernes, Norwegian Concrete Association.
- Heuze, F. E., 1980, Scale effects in the determination of rock mass strength, Rock

Mechanics, 12, 167-192.

- Hoek, E., 1998, Rock engineering -Course notes by Evert Hoek, University of Toronto, 313 p.
- Hoek, E. and Brown, E. T., 1988, The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update, In rock engineering for underground excavations, Proc. 15th Canadian Rock Mech. Symp., 31-38.
- Palmstrom, A., 1996, Characterizing rock masses by the RMi for use in practical rock engineering, Part 2: Some practical applications of the rock mass index (RMi), Tunnelling and underground space technology, 11(3), 287-303.
- Palmstrom, A. and Singh, R., 2001, The deformation modulus of rock masses -comparisons between in situ tests and indirect estimates, Tunnelling and underground space technology, 16, 115-131.
- Serafim, J. L. and Pereira, J. P., 1983, Considerations on the geomechanical classification of Bieniawski, International symposium on engineering geology and underground construction, International association of engineering geology, II. 33-II. 41.
- Trueman, R. 1988, An evaluation of strata support techniques in dual life gateroad, Ph. D. Thesis, Univ. of Wales.