

특집논문

지반조사 및 시험결과 활용과 문제점

신 희 순

정회원, 한국자원연구소

1. 서 론

지반조사의 목적은 노선선정, 토공, 구조물공 및 터널 공의 계획, 설계, 시공 및 유지관리를 보다 합리적이고 경제적으로 수행하기 위해 자료를 수집하는 것이다. 그러나 지반조사의 문제점은 성과물인 지반조사보고서상의 각종 지반조사결과가 설계시 활용이 안되고 있다는 점이다. 설계자가 조사결과를 설계에 활용하지 않고 있는 원인의 하나로는 지반조사와 설계에 필요한 충분한 시간이 주어짐이 없이 공사발주가 됨으로써 지반조사와 설계가 별개로 진행된다는 점이고 설계단계의 지반조사와 각종 시험이 불충분하여 설계에 사용하기에는 신뢰성이 결여되어 있는 것도 그중 하나이다

이와같은 지반조사의 세부적인 문제점들로는 불충분한 조사항목과 조사수량, 부적절한 조사방법의 문제, 과업지시서와 내역서의 불일치, 정산문제, 토지보상 및 산림훼손 문제, 지반설계 검토비 누락 등이 있다¹⁾. 조사대상지역의 지질상태와 무관하게 시추공수, 시추심도가 정해져 있기 때문에 극히 제한된 국부적인 시추지질조사로서는 지반상태를 충분히 파악할 수 없으며 제한된 노두조사, 불규칙한 지반상태등으로 인한 지질조사 자체의 한계성이 있다. 또한 각종 토목공사에서 지질조사, 설계, 시공 및 감리단계에서 필요한 일관된 표준화된 암반분류기준이 없고 각 발주처마다 암반분류기준이 다르다는 점이다²⁾. 또한 시추결과와 현장지질상태의 차이를 들 수 있는데 이는 시추코어채취기술, 조사자료의 미흡, 철저히 못한 관리, 감독 등으로 인한 것들이 있다. 본고에서는 이러한 문제점들을 포함하여 지반조사 및 시험결과와 활용에 대하여 시험항목별로 다루고자 한다.

2. 지반조사항목 개요

다음 Fig. 1 은 국내 신설도로건설 과업지시서 내용중 지반조사항목의 예이다. 본 과업지시서에서는 과업노선에

대하여 노반조사, 교량기초조사, 터널부 지반조사, 사면안정조사 및 토취장 골재원조사등을 실시하며 그 조사기준은 다음 Table 1을 기준으로 한다고 명시되어 있다. 이를 바탕으로 각 지반조사 항목들에 대한 문제점들을 기술하면 다음과 같다.

1) 기존조사자료 수집 및 분석

기존자료를 수집·정리하고 노선선정단계에서 피해야 할 지형·지질·수문의 개요, 문제점을 파악하고 이후의 조사계획 입안을 위한 자료로 활용할 목적으로 실시되는데, 문제점은 일반적으로 도면류의 정확도가 떨어지고 지역과 관련된 자료가 없는 경우가 많다.

불안정지형, 포층지질, 단층과쇄대 등 지질구조를 파악하기위하여 공중사진과 기존자료를 병행하면 보다 정밀한 성과를 얻을 수 있으나 문제점은 조사자의 능력과 경험에 성과물이 크게 좌우되며 판정상 오류의 가능성이 있

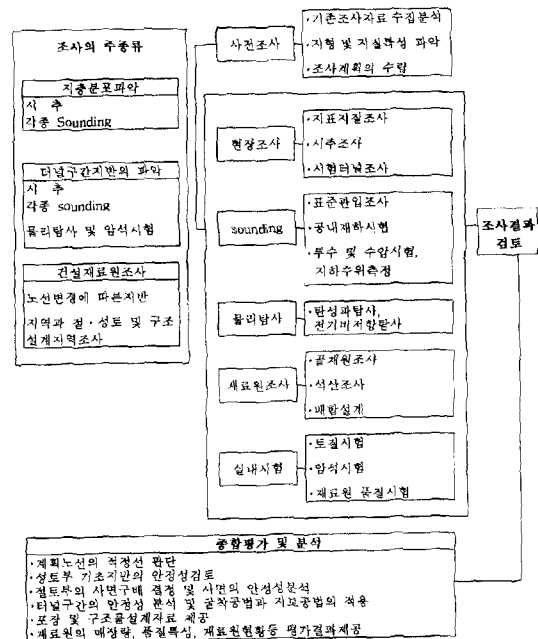


Fig. 1. Site investigations procedure¹⁾

Table 1. Determination of site characterization method¹⁾

구분	지반조사법	조사기준	시험내용
노반조사	시굴조사(T.P) 및 오가보링(HAB), 절토부시추조사	- 250m 이내로 실시 - 중단계획고 1m 까지 실시 (시추조사)	- 함수비·다짐시험 - 실내CBR
교량기초조사	보링(시추조사: NX)	- 매교대교각 - 시추심도는 경암층 2m 까지	- 시추공내 수위측정 - 표준관입시험(1.5m간격) - 실내시험
터널조사	보링탄성파탐사	- 개소당 3개소 이상	- FEM해석자료 - 동역학시험
사면안정조사	시추조사 및 탄성파탐사	- 대절토(절토고 20m이상)부 1개소이상 - 시추심도는 계획고하 1m까지	- 시추공내 수위측정 - 표준관입시험(1.5m간격) - 실내시험
토취장 및 골재원 조사	시추조사(T.P) 및 시추조사	- 2개소 이상 선정비교 (매장량, 토취가능여부)	- 비중 - 함수비 - 기타 필요한시험

으며 반드시 현지확인이 필요하다.

2) 지표지질조사

단층, 습곡, 절리 등이 표시된 지질구조도와 암종이 표시된 지질도를 작성한다. 문제점은 조사자의 능력, 경험에 크게 좌우된다. 노두가 적은 경우나 지질이 복잡한 경우에는 다른 조사법을 병용할 필요가 있다.

3) 시추조사

코어로부터 실제 지층의 암석이 확인할 수 있으며 시추공을 이용하여 각종 시험, 검층이 가능하다. 코어의 관찰, 물리시험으로부터 층서, 지질학적·역학적 암질이 확인된다. 문제점은 점의 조사로서 여러개의 시추 및 지질 조사의 성과가 없으면 지질구조파악이 어렵다.

4) 시험터널조사

현장에서 실제로 조사터널 및 수직갱을 시공하여 지질 상황, 용수상황 등 대단면으로 관찰이 가능하다. 주로 설계, 시공계획단계에서 필요에 의하여 실시하며 시공중에서도 지질상황이 변화하고 시공법에 문제점이 발생할 때 실시한다. 문제점은 터널공사에 필요하지만 조사비가 매우 크다.

5) 공내재하시험

공벽면을 가압하여 공벽면의 변형량을 측정하여 지반의 변형계수, 항복강도 등 특성을 규명한다. 저압용과 고압용이 있으며 지반상태에 따라 기종을 선정한다. 문제점은 측정치가 공벽상태에 좌우되며 여러지점에서의 시험이 필요하며 굴착후 시간이 지나면 값이 저하될 가능성이 있다.

6) 수문지질조사

가. 양수시험

공내에서 주수 또는 지하수의 양수를 일정시간 행하여 이후 수위변화를 측정하여 투수계수를 구한다. 측정이 용이하며 지질·지하수 상태에 따라 적절한 측정방법선정을 할 수 있으며 지하수위가 없는 구간에서도 측정이 가능하다. 트레스등을 사용하면 지하수의 흐르는 방향, 유속을 직접 측정하는 방법도 있다. 문제점은 대구경의 굴착공이 필요하며 조사비가 크다.

나. JFT

시험구간을 외부와 차단하고 수압측정기를 설치한 뒤 수위상승속도를 측정하여 지반의 투수성을 파악한다. 측정이 용이하며 절리에 의한 용수·용수개소의 확인이 가능하다. 터널의 지질조사에서 투수성파악을 위하여 사용되며 현장투수시험과 양수시험을 병행하는 것이 바람직하다.

7) 물리탐사

가. 굴절법탄성파탐사

지표부근에서 발생하는 탄성파가 지층간에서 굴절전파하는 상황을 지표에 설치한 수신기로 측정하고 해석하여 지반의 속도와 구조를 파악한다. 풍화층, 두터운 표토, 단층파쇄대의 위치·규모, 암반의 상태 등이 파악이 가능하다. 일본에서는 속도값이 지반평가 지표의 하나로 중요한 설계조건이 되고 있다. 문제점은 저속도합재층의 유무와 단층 등의 경사는 파악되지 못하며 또한 도심지와 주택에서는 화약사용이 불가능하다.

나. 반사법탄성파탐사

지표에서 탄성파를 발생시켜 지층의 경계로부터의 반사파를 지표에서 수신하여 지질구조를 파악한다. 퇴적암 등의 성층이 있는 지층의 연속성을 심부까지 파악이 가

능하다. 문제점은 도심터널 등의 평탄한 지역의 지질구조 파악에 적용하고 있으나 산악에서는 부적합하다. 장치가 크고 고도의 해석기술이 필요하며 조사비용이 크다.

다. 2차원 전기비저항탐사

대지를 구성하는 암석의 비저항은 암석의 종류, 간극수 등에 따라 고유의 값을 가진다. 지표면에 전위전극과 전류전극을 설치하고 전류를 흘려 전위차를 측정하여 지반의 비저항치를 측정하여 구성지질, 지하수 상황등을 파악한다. 해석기술의 발전으로 터널부근 지질조사에도 이용된다. 탄성과탐사에서는 측정이 안되는 심부의 지질구조도 파악이 가능하고 변질대 등 특수지반의 분포파악에 적용된다. 500m를 경제적인 가탐심도의 한계로 볼 수 있다. 쌍극자배열 전기비저항탐사에서 최대가탐심도는 전극간격의 5배로 보는 것이 타당하다. 지질단면상에서의 비저항 분포파악이 가능하고 전극간격을 조밀히 하면 정확도를 높일 수 있다. 문제점은 수평·수직탐사에비하여 높은 해석기술이 필요하다.

국내에서는 지하매질의 전기비저항이 외국에 비해 매우 높아 측정전위차가 매우 크기때문에 쌍극자배열(dipole array)로 탐사하는 것이 효과적이나 일부 업체에서는 일본에서 많이 사용하고 있는 단극배열(pole-pole array)로 측정하는 예가 많다.

라. 전자탐사

변동하는 전자장에 의한 지중에 발생하는 2차전자장을 측정하여 지하의 비저항치를 구한다. 복수의 주파수에 대하여 측정하여 심도별 비저항분포를 파악한다. 천부탐사가 가능하기 때문에 토목지질에 적용이 되며 공중전자법에 의하면 신속히 광범위한 탐사가 가능하다. CSMT 탐사방법의 가탐심도는 수십m~1 km 내외이다. 문제점은 동일한 저항치를 구하는 전기탐사에 비하여 정밀도가 낮고 고도의 해석기술이 필요하며 조사비가 크다.

마. 지층레이다탐사

전자탐사의 일종으로 지하에 전자파(VHF)펄스를 방사하여 지층경계 및 매질물로부터의 반사파를 수신하여 이동하면서 연속적으로 측정하여 지하의 단면구조를 파악한다. 탐사가 용이하며 영상을 통하여 지하구조파악이 가능하며 영상처리에 의하여 매질물의 확인이 가능하다. 표층부의 탐사로서 매질물 및 지하공동의 탐사에 적용되며 터널조사에서는 라이닝배면의 공동탐사 등 유지관리조사에 많이 사용된다. 문제점은 탐사심도가 일반적으로 3~4m로 알고 지하수가 염수화된 경우에는 탐사가 불가능하다.

바. Borehole televiewer와 Bips

공내에 초음파 빔(Borehole televiewer)이나 빛(Bips)을 이용하여 공벽의 상태를 영상촬영하여 단층을 비롯한 절리의 간격, 주향, 경사를 직접 파악이 가능하다. 문제점은 Borehole televiewer 는 공내수의 탁도에 영향을 적게 받으나 공내수가 반드시 필요하며 나공상태이어야 하며 Bips는 공내수와 무관하나 공내수가 탁하면 해상도가 많이 떨어지며 함몰우려시 투명 PVC케이싱을 사용하여야 한다.

7) 실내시험

시추, 현장 샘플링으로부터 얻은 시료를 대상으로 실내에서 각종 물리·역학특성파악시험을 실시한다. 시험결과는 물리적 성질에서 설계도입의 산정, 지반의 안정성검토, 시공법의 검토가 이루어진다. 역학적 성질로부터 지반분류 및 지반의 공학적 평가지표로 사용된다. 문제점은 시험결과에 편차가 크고 다수의 시료에 대한 시험이 필요하다. 시료채취, 정형 상태에 따라 시험치가 좌우된다.

3. 시추조사

3.1 시추위치선정

터널의 지반조사시에는 시추공이 터널단면내에 굴착되지 않도록 주의해야한다(Fig. 2). 시추공이 관통되는 경우 새로운 물이 유입되어 터널바닥이 질퍽거리는 등 작업환경이 악화되며 물을 유도하는 시추공이 막장에 접근하게

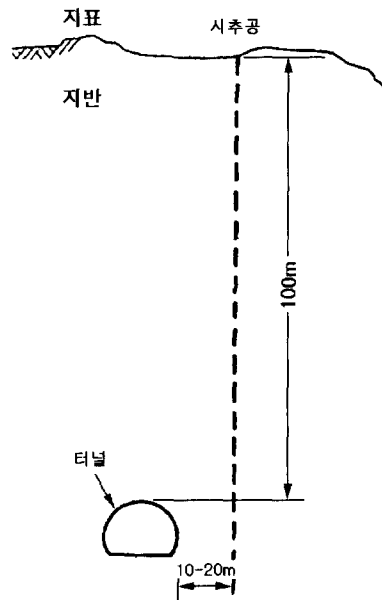


Fig. 2. Determination of drilling site

되면 막장이 불량되는 경우가 있다. 일반적으로 시추종료 후에는 시추공을 세멘트 등으로 충분히 충전하여야 한다. 심도가 깊은 경우에는 시멘트모르터를 붓드를 통하여 주입하여도 결과가 불량한 경우가 많다. 터널노선이 결정된 설계를 위한 조사시에는 터널측면으로부터 대략 10~20m 정도 거리를 두어 시추되도록 하는 것이 좋다.

3.2 수문지질조사

터널공사에 수반하는 다량의 터널내 용수는 지반의 성질을 악화시켜 굴착작업에 영향을 주며, 막장의 붕괴유출, 토압 증대의 원인이 되며 시공의 안전성과 경제성에도 매우 중요한 문제이다. 터널에 있어 수문조사는 막장의 자립성, 터널내 용수의 형태와 규모, 감·갈수의 영향범위와 규모, 배수구나 양수시설 등의 계획, 설계의 평가, 검토를 가능하게 자료를 제공하도록 하여야 한다. 수리지질, 수문환경, 사례조사결과에 따라 지하수위의 분포, 대수층 특성, 터널내의 용수상태와 용수량에 대하여 예측하고 대상지역의 지하수정보를 평가하여 사전조사와 비교검토하여야 한다. 시공을 저해하는 주요 요인인 파쇄대의 특성과 분포 및 용수에 대한 예측을 하여야 한다. 일반적으로 단층등의 파쇄대는 양호한 대수층을 형성하므로 이 구간을 굴착하는 경우, 고압용수가 돌출하여 사고를 일으키기도 하며 집중용수는 막장으로부터의 대규모의 토사유출, 지표침하 및 함몰 등의 원인이 된다. 유출수는 대수층의 규모, 수리적 성질, 지질구조, 투수성, 지하수위, 수압 등에 따라 발생빈도와 규모가 다르지만 터널 중심선상의 지형형상, 단층, 투수성 지층의 분포특성으로 미루어 가능성을 예측할 수 있다. 또한 부분적인 막장전방의 굴진진행에 따른 용수량 및 용수압의 시간적 변화상태는 막장전방 상황을 예측하는데 귀중한 자료가 된다. 일반적으로 지반이 연약하면 굴착중의 용수방지를 위하여 광범위하고 정밀한 사전조사를 실시하고 상황을 파악하여야 한다.

용수에 의한 감수나 갈수를 사전에 정확히 예측하는 것은 불가능하므로 시공을 통하여 사전의 예측이나 실제 상황을 비교하여 보다 정확히 터널내의 용수, 지표의 갈수 등을 예측하고 설계변경, 시공관리, 보상 등을 위한 자료를 얻도록 하여야 한다. 암석의 투수계수는 구성광물입자의 크기, 배열상태, 형상 및 공극률 등에 의해 달라지며, 불연속면의 존재는 투수계수에 지배적인 영향을 미치게 된다. 암석의 투수계수 변화는 암종 및 풍화상태, 파쇄정도에 따라 광범위한 값의 분포를 보인다.

3.3 고수압과 대용수발생이 예상되는 지반

터널의 시공시에는 사용후 유지에 중대한 지장을 주는 요소중의 하나가 터널의 용수이다. 일반적으로 지하수의 분포는 지형과 지질에 크게 의존하고 용수의 상태 및 갈수의 형태는 지하수의 부존상태에 깊은 관계가 있다. 지질적으로 Fig. 3과 같은 단층점으로 차단되는 지하수, 화산쇄설물 등의 미고결층에 있는 대량의 지하수, 절리, 균열 등에 있는 물, 석회암과 용암 등의 공동에 함유된 동굴수 등에서는 고수압의 대용수가 돌연 용출하고 경우에 있어서는 붕괴·유출사고를 발생시킨다.

터널의 시공에 동반하여 발생한 용수는 작업환경을 손상시키고 막장의 자립을 방해하며 슛크리트 및 록볼트의 시공불량의 원인이 된다. 그러나 완성후의 터널에서는 누수 및 이에따른 구조물의 열화 등 유지관리상의문제가 된다. 이외에 용수가 대량, 고압으로 유출하는 경우 중대한 사고의 원인이 되지만 공법변경, 보조공법의 추가등으로 인하여 건설공정의 지연 및 공사비 증가 등 계획의 대폭적인 변경 사례가 많다. 보조공법에 의하여 용수를 처리하는 경우, 수질혼탁과 갈수문제 등 시공중의 영향외에도 완성후의 장기적인 유지관리 및 수리환경의 영향을 미친다. 따라서 터널의 시공계획시에는 이들 요소들을 충분히 이해하고 설계하는 것이 필요하다.

사갱의 설계를 위한 조사는 일반적으로 일반터널의 경우와 동일하지만 용수의 발생에 대하여 강제배수를 하지 않으면 수몰될 가능성이 있기 때문에 용수량의 예측이 필요한 사항 등에 대하여 충분히 조사를 하여야 한다. 또한 수직갱에 있어서는 조사개소가 한정되어있으므로 시추조사가 주이며 이 시추공을 이용한 공내검층, 원위치시

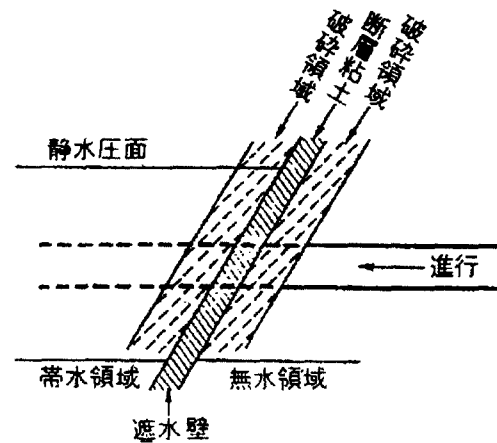


Fig. 3. Ground water and fault clay layer

Table 2. Laboratory testing with ISRM suggested methods

시험종류	ISRM규정		시험편수	국내 시험조건
	시험편수	시험규정		
일축압축강도	최소 5개이상	높이/지름 = 2.5~3.0 지름은 암석내부의 최대입자보다 최소 10배 지름 ≥ 54 mm인 원주형 시험편 끝 평면도 0.02 mm이내 횡축의 수직으로부터 0.001 radian이내 50 mm에서 0.05 mm이내 재하속도 0.5~1.0 MPa/sec 시험시간 5~10분내	1개	규정없음 각주(5m×5×5)와 원주형 재하속도무시
영률, 포아송비	최소 5개이상	축.횡의 gauge길이가 입자크기의 10배이상 시험편지름의 1/2이하	1개	규정없음
간접인장강도	10개	양단면 0.2 5mm 이내로 평편 두께의 불규칙성 < 0.025 mm NX core size ≥ 54 mm 두께/반경 = 1 시험시간 15~30 sec 재하속도 200 N/sec	1개	규정없음
삼축압축강도	구속압의 범위에서 strength envelope를 정의하는 데 충분한 양	원주형 시험편 높이/직경 = 2.0~3.0 직경 ≥ 54 mm 시험편 직경/암석의 최대입자크기 = 10 시험편 끝 ± 0.01 mm 횡축의 수직으로부터 0.001 radian이내 50 mm에서 0.05 mm이내	3개	규정없음
탄성파속도		횡방향 최소 크기 파장의 10배 파의 전파거리 = 평균 입자크기의 ≥ 10 배	1개	규정없음
점하중강도	10개	시험시간 10~60초 이방성, 연약면 방향 명시, 수분함량 명시	1개	규정없음

험, 지하수조사 등으로 수직갱의 안정과 용수를 종합적으로 평가하고 경우에 따라서 위치 등의 변경을 고려할 필요가 있다.

4. 실내암석시험

골재에 대한 단위중량시험, 안정성시험, 비중, 흡수율, 마모시험에 대한 한국산업규정이 있으며 석재에 대해서는 압축강도시험방법(KS F 2519), 흡수율 및 비중시험방법(KS F 2518), 인성시험(KS F 2517) 규정이 있는데 암석에 대한 시험규정은 없다. 미국, 독일, 일본의 경우 암석시험방법에 대한 규정은 각각 ASTM, DIN, JIS에 규정되어 있으며 규정안되어 있는 시험방법은 국제암반역학회(ISRM: International Society for Rock Mechanics)의 시험규정에 따르고 있다.

콘크리트의 압축강도 시험방법(KS F 2405)에서 시험편의 형태는 원주형이고 수는 3개 이상이어야 한다고 규정되어 있으며 석재의 압축강도 시험방법(KS F 2519)에서는 시험편의 형태로 직육면체, 사각기둥형 또는 원주형

인 것을 사용하며 각 시험조건마다 5개 이상이어야 한다고 규정하고 있다. 표준품셈의 토공용 토질 및 암의 분류에서 시험편의 형태는 시험편을 5×5×5 cm의 입방체로 제작하여 압축강도시험을 실시하는 것으로 되어 있으나 시험편에 대한 숫자는 명시되어 있지 않다. 국내에서는 각주형태의 암석시험편을 대상으로 시험을 실시하는 경우가 많다. 그러나 각주의 경우 시험편 제작이 국제시험기준이 되는 정확도유지에 문제점이 있기 때문에 ASTM 또는 ISRM에서는 각주는 인정치 않고 원주형을 권하고 있다. 크기의 경우에도 국내에서는 직경에 대한 높이의 비를 1.0으로 하고 있으나 일본의 규정(JIS M 0302)에서는 약 2.0, ASTM(D2938) 또는 ISRM에서는 2.0~3.0을 규정하고 있어 외국의 시험결과와의 비교시 주의를 하여야 한다.

국내에서의 암석시험에서 최소한의 시료개수를 지키지 않는 경우가 많다. 대부분 시추공당 1곳에서 채취한 암석시험편 1개를 대상으로 밀도, 공극율, 탄성파속도, 일축압축강도, 인장강도, 영률, 포아송비 등을 구하고 있다. 이는 ISRM이나 ASTM 규정에 비해 크게 시험편수가

부족한 상태이다. ISRM규정에는 일축압축시험용 시험편은 5개 이상, 인장시험편은 10개이상으로 하여야 한다고 규정되어 있다. 암석의 불균질성 등을 고려하여 앞으로는 시험대상 시험편수는 적어도 3개로 하여 평균값을 사용하여야 할 것이다. 1개 암석시험편을 채취하여 이를 대상으로 일축압축강도를 측정할 값을 이 심도의 대표값으로 하여 RMR, Q 등 암반분류를 하고 이를 토대로 지반정수를 구하고 있는 데 문제점이 적지 않다.

실내 암석의 시험결과에 영향을 미치는 요소에는 암석 시험편의 크기와 형태, 시험편 상하 가압면의 성형상태, 압축시험기의 가압판과 시험편의 가압면 사이의 접촉상황, 하중속도나 변형률속도와 같은 가압조건, 함수상태, 시험편 자체의 이방성 등이 있다. 그러나 실제로 이에 대한 인식없이 검증이 안된 시험장치를 사용하여 1개 시험편을 대상으로 암석시험을 하고 있어 시험결과에 대한 신뢰도가 떨어져 국제적으로 전혀 인정받을 수 없는 실정이다.

5. 암반의 변형성

암반의 변형 특성은 터널 굴착에 따르는 원지반의 거동을 추정할 경우의 가장 기본으로 되는 특성이며 내공 변위나 지표 침하량의 계산에는 변형 계수를 정확히 구할 필요가 있다. 암반의 변형성은 암반을 구성하는 암석의 성질, 암반내에 존재하는 불연속면, 응력상태 및 지하수에 의한 공극수압 등에 의해 좌우된다. 공내재하시험은 기층에 따라 연질암반부터 경질암반까지 넓은 범위의 지반에 적용할 수 있지만 최대하중이나 압력측정 정밀도, 최대측정가능 범위나 변위측정 정밀도 등을 고려해서 적절한 기층이나 형식의 것을 선택하여야 한다.

5.1 시험장치

가) Dilatometer

팽창성 고무튜브로 공벽 전체를 가압하면서 가압하중에 따른 공경 변형량을 측정하는 장비를 통칭하여 Dilatometer라고 한다. Dilatometer에 의한 공벽 재하의 모식도는 Fig. 4와 같다.

현재 국내에 많이 알려져 있는 Dilatometer로는 일본 OYO사의 Elastometer가 있다. Elastometer-100은 최대압력이 100 kg/cm²이고 Elastometer-200은 최대압력이 200 kg/cm²이며, 최대 측정가능 변위량은 15 mm(0.6inch)이다. Elastometer의 외경은 60 mm(2.4inch)로서 적용

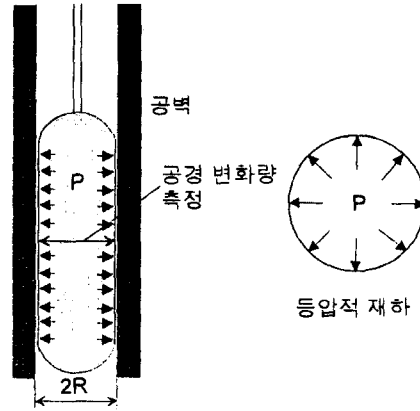


Fig. 4. Dilatometer in a borehole

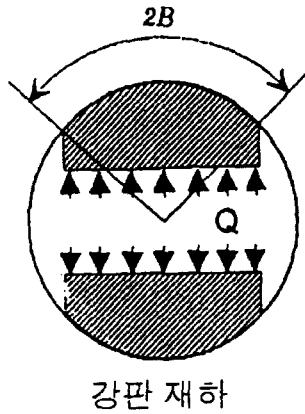
되는 시험공의 직경은 62 mm(2.4inch)이다. Dilatometer를 이용한 공내재하시험으로 압력-공경변화량 관계곡선이 얻어졌을 때, 이로부터 변형계수(D) 또는 탄성계수(E)는 다음식으로부터 계산된다.

$$E, D = (1 + \nu) \times R_m \times K = (1 + \nu) \times \frac{R_1 + R_2}{2} \times \frac{\Delta R}{\Delta P} \quad (1)$$

여기서, ΔP 는 각 재하단계별 직선구간의 압력증분, ΔR 은 공경변화량, R_1 는 공경변화량, R_1, R_2 는 가압전후의 시험공 반경이며 ν 는 포아송비이다. 이 방식은 시험공 공벽에 대하여 동등한 하중이 가해지기 때문에 응력분포가 축대칭이 되고 이론적인 취급이 용이하지만 불균질 암반이나 이방성 암반의 경우에는 얻어지는 변형계수가 시험지점의 공벽 전둘레의 평균값이 된다.

나) Borehole jack

1쌍의 강관을 이용하여 시험공벽 원주의 일부를 가압하면서 가압하중에 따른 공경 변형량을 측정하는 장비를 통칭하여 Borehole jack이라고 한다. 이 방식은 시험시 지반내의 응력분포가 복잡하지만 등분포하중 방식에 비하여 큰 하중이 걸리는 장점이 있다. 불균질암반이나 이방성암반의 경우에는 재하방향에 따라 시험값이 다른 경우가 있으므로 재하방향을 반드시 명확하게 할 필요가 있다. Borehole jack에 의한 공벽 재하의 모식도는 Fig. 5와 같다. 현재 널리 알려져 있는 Borehole jack으로는 미국 SINCO사의 Goodman jack이 있다. Borehole jack은 연암용 및 경암용이 있는데, jack내의 작동피스톤의 최대 압력을 10,000 psi(68.95 MPa)로 할 때 각 모델에 따라 가압 강관을 통해 가해지는 최대 압력은 다음 Table 3과 같다. Borehole jack은 직경이 76.2 mm로서



강판 재하

Fig. 5. Borehole jack in a borehole

NX공에서 사용하게 되어 있으며, LVDT의 최대 공경변형 측정범위는 $\pm 3.81 \text{ mm}$ 이다

Borehole jack을 이용한 풍내재하시험으로부터 얻어진 압력-공경변화량 관계곡선으로부터 탄성계수(E) 또는 변형계수(D)의 계산식은 다음과 같다.

$$E, D = 0.86 \times K(v) \times d \times \frac{\Delta Q}{\Delta U_d} \quad (2)$$

여기서, ΔQ 는 강판에 가해지는 압력 증분, ΔU_d 는 공경변형량 증분, d 는 시추공직경, $K(v)$ 는 암반의 포아송비에 따른 보정상수이다. Goodman jack의 경우에 측정압력은 작동피스톤의 압력(Q_H)인데, 실제 강판에 가해지는 유효압력(Q)은 경암용 및 연암용 jack에 따라 다르다. 경암용인 모델 52101에서는 $Q=0.93Q_H$ 이고, 연암용인 모델 52102에서는 $Q=0.55Q_H$ 이다. 포아송비의 차이에 따른 변형계수의 값은 큰 변화가 없는 것으로 알려져 있다. 일반적으로 암반의 포아송비는 0.25 내외이므로 상기 계산식에서 $K(v)$ 값으로 1.438을 사용하는 것이 일반적이다.

5.2 시험준비

구조물의 기초암반등 대상으로 하는 지질구분이나 암

Table 3. Specifications of Goodman jack

제품 모델	최대 강판 압력 psi (MPa)	가압 강판	
		길이	공벽 접촉각
모델 52101 (경암용)	9,300 (64.12)	(204 mm) 8 inch	90°
모델 52102 (연암용)	5,544 (38.22)		

Table 4. $K(v)$ value with Poisson's ratio

v	0.1	0.2	0.25	0.3	0.33	0.4	0.5
$K(v)$	1.519	1.474	1.438	1.397	1.366	1.289	1.151

반구분의 설계지반정수를 얻기위해서는 그들의 대표적인 값 또는 평균적인 값을 얻는 것이 필요하며 같은 지질 또는 암반구분에 속한다고 판단되는 부분에서 적어도 3 점이상의 시험을 실시하는 것이 바람직하다. 시험지점은 대상으로 하는 범위의 지질조건을 고려하면서 시추코어의 관찰을 주의깊게 행하고 대표적으로 동일 코어상태의 장소를 선정한다. 동일공내에서의 측정점 간격은 인접위치의 시험에 의한 영향을 피하기 위하여 재하부분의 중심점 거리에서 약 1.0m 이상 떼어 놓는 경우가 많다. 경암에서는 변위가 매우 작고 변위측정 정밀도가 높은 것이 요구되며 사소한 오차라도 결과에 미치는 영향이 크므로 재하부의 열화나 변형센서부분의 이상 등 측정계 전체의 점검이나 calibration을 시험에 앞서 하여야 할 필요가 있다.

시험공의 굴착공격은 측정판 외주와의 간격을 5 mm 정도 범위로 하는 것이 바람직하다. 공지름이 큰 것이 지나치면 시험도중에 측정판의 변위측정 한계를 넘고 측정이 불가능하게 되는 일이 있다. 시험공의 굴착은 공벽 및 주변 지반의 교란이나 붕괴를 최대한 적게하기 위하여 비트압력, 회전수, 송수압, 송수량 등 굴착조건을 신중하게 하여야 한다. 공지름이 굴착경에 비해 현저하게 넓어지고 있는 경우에는 그 위치에서의 시험은 피하고 재굴착해서 하부에서 시험을 하도록 하여야 한다. 굴착에 의한 응력해방이나 흡수의 영향으로 시간이 경과할수록 공벽면이 교란될 위험성이 커진다. 동일공에서 여러개소의 시험을 행하는 경우는 가장 깊은 시험깊이까지의 굴착을 행하고 나서 한꺼번에 시험하는 것이 아니고 개개의 측정깊이 까지 굴착해 조속히 시험하는 것이 바람직하다.

5.3 시험

연질암반에서는 최대하중을 일반적으로 100 kg/cm^2 정도로 하며 경질암반에서는 수 100 kg/cm^2 라도 변곡점이 발견되지 않는 경우가 많지만 특수한 경우를 제외하고 200 kg/cm^2 정도를 최대하중으로 한다. 하중의 유지시간은 특수한 예를 제외하고 일반적으로 2분간으로 하는 것이 많다. 재하 및 제하 속도는 분당 $1 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$ 의 범위로 설정한다. 최대하중이 100 kg/cm^2 이하의 경우나

함수비가 높은 연질암반을 대상으로 하는 경우 분당 1~5 kg/cm² 로 비교적 작은 속도로 재하 및 제하하지만, 최대하중이 큰 경질암반에서는 분당 5~10 kg/cm² 의 속도로 재하 및 제하 하는 경우가 많다. 측정간격은 설정한 최대하중의 1/10 이하의 하중변화마다 측정한다. 시험결과로서 시험목적, 시험지점(시추공번호, 심도, 구경), 지반상황(측정중심에서 상하 각 50 cm 정도의 구간의 압중, 압질, RQD, 균열 등의 불연속면의 상황, 지하수 등), 시험방법(사용한 기종, 재하패턴, 재하속도 등을 기록한 data sheet), 측정값(측정일시, 하중강도, 변형량 등이 기록된 data sheet), 하중강도-변위곡선, 변곡점 및 변형계수 등이 작성되어야 한다.

5.4 시험법과 적용상의 문제점

국내에서는 시험장비로서 연암용과 암반용을 사용하고 있는 데 절리 및 균열이 많은 지반이나 풍화대지반에서의 측정은 기술이 미숙하여 대부분 공벽붕괴가 발생하지 않는 양호한 지반에서 실시되는 경우가 많다.

공내재하시험은 재하면적이 작기 때문에 암반중의 국부적인 틈 등의 영향을 직접받고 암반의 대표적인 변형특성과 현저히 다른 결과를 얻는 경우가 있기 때문에 시험위치선정, 시험점수 등에 충분히 주의를 하여야 한다. 측정치의 신뢰성은 공벽조건에 좌우되기 때문에 공격은 요철이 없도록 평활하게 완성시키는것과 함께 측정치를 잘 분석할 필요가 있다. 공벽의 교란이나 느슨함은 초기의 하중강도와 변위곡선을 통하여 어느정도 파악할 수 있다.

Elastometer 사용시험시 유의점으로는 변위를 측정하는 경우 변형량이 작은 경질암반에서는 물의 압축성이나 rubber tube의 두께 변화 등의 보정이 필요하며 또한 불균질성이 현저한 암반에서는 검출부가 국부적인 변형특성을 나타내는 경우가 있기 때문에 충분히 주의를 하여야 한다.

Goodman jack 사용시험에서는 강관재하를 하기 때문에 공벽요철이나 교란, 굴착공경확대 등에 의하여 재하관과 공벽의 접촉불량이 생겨 변형계수가 과소로 평가하는

경우가 있다. 또한 이 시험은 공내의 한쪽방향으로 재하하기 때문에 공벽주변의 틈 분포방향에 의해 구해진 변형계수 값이 다르게 되므로 시험시에는 틈분포와 재하면 관계에 대하여 유의하여야 한다. 재하시 심도마다 재하관을 90각도로 변화시켜가면서 시험하는 것이 바람직하다.

Elastometer와 Goodman jack 방식의 차이에 의한 측정치 차이유무에 대해서는 동일조건하에서 비교시험 예가 적기 때문에 명확하지 않다. 현 상황에서는 측정치에 차이가 생길 가능성을 고려해서 시험계획을 세우는 것이 바람직하다. 불균질 암반에서는 측정치가 상당히 흩어지며 대표치 결정이 곤란하게 되는 경우가 있다. 공벽교란이나 느슨함에 기인하는 흩어짐은 공벽을 측정함으로써 어느정도 체크하여 이상치를 제외시키는 것은 가능하지만 물리검층 등을 병용하고 그들의 제반 측정치와 비교, 검토함으로써 변형계수의 대표치를 결정할 필요가 있다.

5.5 시험결과와 평가

현장암반의 변형특성은 불연속면등의 여러 가지 요인들로 인해 실내시험에서 얻어지는 무결암석시험의 변형특성과는 다를 수 밖에 없다. 일반적으로 현장암반의 변형계수는 실험실에서 얻어지는 무결암석 시험편의 변형계수에 비해 10~50% 수준인 것으로 알려져 있다. 절리가 발달한 화강암에 대한 현장 삼축압축시험을 포함한 여러 시험결과는 시험방법별로 변형계수결과가 다양하게 나타나 적용시 주의를 요하고 있다. 일반적으로 Borehole jack과 Dilatometer를 사용하여 구한 현지암반의 변형계수는 평판재하시험으로 구한 값보다 2~3배 작은 값으로 나타난다(Shuri, 1981).

Goodman 은 암석의 탄성계수에 대한 암반 탄성계수의 비(E_{rock}/E_{mass})에 대한 연구결과를 요약하면 다음 Table 5와 같다.

실험실에서 측정된 결과를 이용하여 현지 암반의 변형계수를 추정하는 데 RQD와 변형계수 감소비(E_M/E_L)의 상관관계를 이용하기도 한다(Fig. 6 참조). 여기서 E_M 은 현지암반의 변형계수이며 E_L 은 작은 무결암석 시험편을 대상으로 실험실에서 측정된 변형계수이다. 변형

Table 5. 암석의 탄성계수에 대한 암반 탄성계수의 비(E_{rock}/E_{mass})

E_{rock}/E_{mass}	대상 암반
1.0~1.3	풍화화강암, 괴상, 사암, 괴상석회암, 신생대 퇴적암, 점토질퇴적암
1.3~2.0	화강암, 변성암, 철산화물 또는 방해석으로 고결된 사암
2.0 이상	절리가 발달한 화강암 및 변성암, 척어트, 규질사암, 화산암

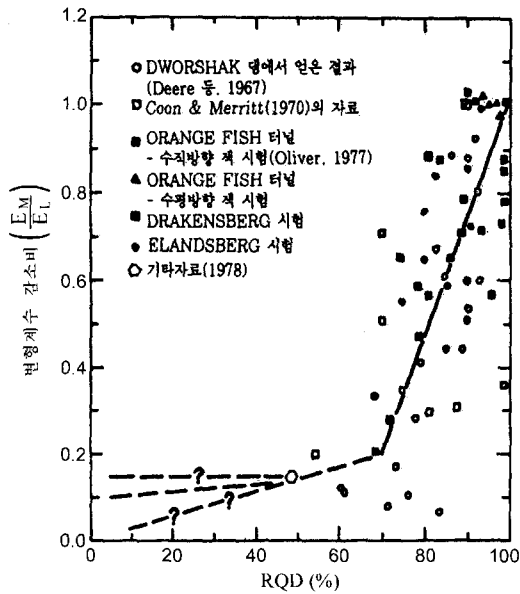


Fig. 6. Correlation between RQD and E_M/E_L (Bieniawski, 1978)

계수 감소비(E_M/E_L)는 그림에서와 같이 암질에 따라 변화한다.

실내시험결과로부터 RQD, RMR, Q 시스템 등의 현장암반평가자료를 이용해 현장암반의 변형특성으로 유추하는 방법이 많이 이용되기도 하지만, 직접 현장시험을 통하여 암반의 변형계수 또는 탄성계수를 구하는 것이 정확한 설계자료 획득을 위하여 필요하다.

Fig. 7은 RMR과 MRF(Modulus reduction factor) 사이의 상관관계를 보여준다.

MRF는 코어로부터 채취한 암석의 탄성계수에 대한 암반의 변형계수의 비로 정의된다. 그러므로 암반의 변형계수는 주어진 RMR값(Fig. 7)에 대한 MRF와 다음관계식으로 정의되는 암석의 탄성계수(E_r)를 곱하여 구할 수 있다⁽⁴⁾.

$$E_d = E_r \times MRF \quad (3)$$

심도 50m 가 넘는 곳에 위치한 지하공동주위의 건조 및 연약암반($q_c < 100\text{MPa}$)의 변형계수는 overburden 에 의한 구속압에 영향을 받으며 다음 관계식으로 구할 수 있다(Verman, 1993).

$$E_d = 0.3H^\alpha \cdot 10^{(RMR-20)/30}, \text{ GPa} \quad (4)$$

여기서

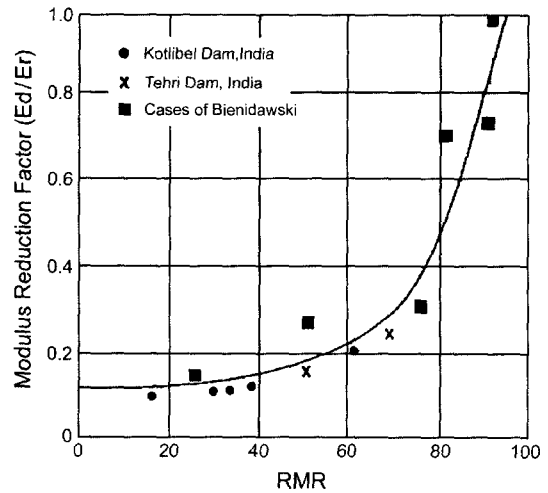


Fig. 7. Relationship between rock mass rating (RMR) and modulus reduction factor(Singh, 1979)

$\alpha = 0.16-0.3$ (poor rocks 에서는 더 높다)

H = 지포하 심도 (m), $\geq 50\text{m}$

물에 매우 민감한 불량한 암반의 변형계수는 굴착후 포화되고 시간이 경과되면 심하게 감소된다. 댐기초설계 시 특히 포화된 불량한 암반(poor rock masses)에서는 터널 굴착후 즉시 매우 조심하면서 변형성측정시험을 실시하여야 한다.

5. 시험결과의 활용

실내암석시험으로부터 측정되는 강도 및 변형계수 등은 무결암석 자체의 특성으로서 현장 불연속 암반의 강도 및 변형 특성을 나타내지는 않는다.

따라서 실제 시공설계나 안정성평가를 위한 수치해석 등에서는 실내시험결과로부터 대상 암반의 강도나 변형계수를 추정하여 적용하는 것이 보통이다. 이를 위해서는 기본적으로 RMR 및 Q시스템 등에 의한 현장암반평가 자료를 이용한다.

Mohammad 등(1997)은 최근 수년동안 발표된 약 40여 편의 수치해석결과들을 참고하여 각각의 논문들에서 수치해석용 입력변수가 어떻게 적용되었는지를 살펴보았다. 이들 입력변수 중에서도 실내시험으로부터 구해진 영률이 모델링에서 적용된 예를 직선회귀분석을 통하여 실내 시험치가 모델링에 적용될 때는 약 0.46배 가량으로 감소된 것을 알 수 있었다.

일축압축강도, 인장강도, 포아송비에 대해서도 사례분석을 통하여 감쇠지수를 구해본 결과, 일축압축강도는 실내시험치의 약 0.28배, 인장강도는 실내시험치의 약 0.49배, 그리고 포아송비는 실내시험치와 거의 유사한 값으로 적용됨을 확인하였다.

현지암반의 변형계수(deformation moduli)는 어떤 형태의 수치해석에서도 매우 중요한 변수로 적용되지만 현장시험을 통해 이를 정확히 산정해 내는 것은 비용적인 측면뿐만 아니라 실험적으로도 대단히 어려운 문제이다. 따라서 암반분류를 근거로 현지암반의 변형계수를 산출하려는 많은 노력들이 있어왔는데, 1960년대 Deere가 처음으로 RQD를 이용하여 현지암반 변형계수를 산출한 적이 있지만 근래에는 거의 사용되지 않는다.

Bieniawski(1978)는 수많은 사례분석을 통하여 모델링을 위한 변형계수를 산정하는 다음의 (5)식을 제안하였는데, 이 식은 RMR이 50 보다 큰 경우 18.2%의 오차범위 내에서 허용되는 것으로 알려져 있으므로, RMR이 50 이하인 경우에는 달리 적용되어야 할 것이다.

$$E_d = 2RMR - 100 \text{ (GPa)} \quad (5)$$

한편, Serafim 과 Pereira(1983)는 댐 기초에 관련된 여러 가지 사례분석을 바탕으로 변형률의 측정치를 통한 역해석으로부터 다음의 (6)식을 제안한 바 있는데, 이 식은 Bieniawski의 RMR system을 이용하여 모든 RMR 값에 대해 적용될 수 있는 것으로 알려지고 있다.

$$E_d = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \text{ (GPa)} \quad (6)$$

또한 최근에는 Barton(1980, 1992) 및 Grimstad 와 Barton(1993) 등에 의해 다음의 (7)식이 제안되고 있는데, 이 식을 이용하여 구해진 현지암반 변형계수를 수치해석에 적용한 결과 시공 중의 변형량을 양호하게 예측할 수 있음을 알았다.

$$E_d = 25 \text{Log}_{10} Q \text{ (GPa)} \quad (7)$$

이상의 3가지 제안식을 Bieniawski(1978)의 사례분석 및 Serafim 과 Pereira(1983)의 사례분석 결과와 함께 Fig. 8에 나타내었다.

즉 그림에서 보는 바와 같이 (5)식의 경우 RMR이 50 이상인 경우에만 적용될 수 있다는 단점은 있으나, 가장 쉽게 가장 널리 적용되고 있는 식이며, (7)식의 경우 Q값을 이용하여 변형계수를 산정할 수 있는 장점은 있으나, Q값이 1.0 이상인 경우에만 적용될 수 있으며

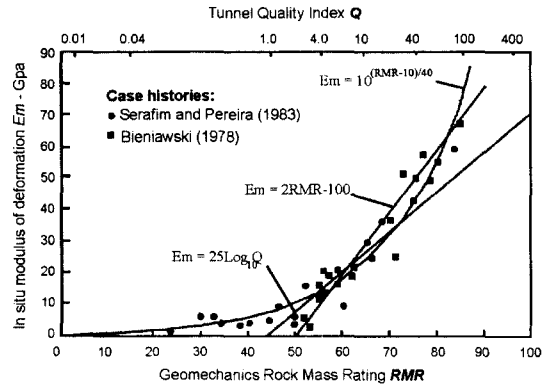


Fig. 8. Correlation between the in-situ modulus of deformation and RMR (Hoek et al., 1998)

또한 Q값이 100 이상일 경우 다른 제안식들에 비해 변형계수가 과소평가 된다는 단점이 있다.

반면 Serafim 과 Pereira(1983)에 의해 제안된 (6)식은 다른 두 식들에 비해 적합도가 뛰어나며 전체 RMR에 대해 적용이 가능함을 알 수 있다. 따라서 수치해석을 위한 현지암반 변형계수를 산정함에 있어 다음과 같은 적용원칙을 제안하였다.

- 1) RMR을 이용하여 변형계수를 산정할 경우에는, RMR이 58 이하일 경우 (6)식을 적용함을 원칙으로 한다.
- 2) RMR이 58 이상일 경우에는 (5)식과 (6)식을 모두 적용하여 변형계수를 산정하되 공내재하시험 등으로부터 측정된 현지암반 변형계수 측정치와의 비교를 통하여 해석자의 판단에 따라 결정한다.
- 3) Q값을 이용하여 변형계수를 산정할 경우에는 (7)식을 적용하되 Q값이 4.0 이하이거나 40.0 이상일 경우에는 값의 신뢰도가 저하되므로 다른 방법을 고려하여야 한다.

한편, Nicholson 과 Bieniawski (1990)는 암반의 RMR과 실험실에서 구한 영률을 이용하여 암반의 변형계수를 구하기 위하여 다음과 같은 경험식을 제시하였다.

$$\frac{E_m}{E_{lab}} = 0.0028 RMR^2 + 0.9e^{-\frac{RMR}{22.82}} \quad (8)$$

여기서 E_m 과 E_{lab} 는 각각 암반과 무결암의 변형계수 Mitri et al.(1994)은 RMR을 이용한 현지암반 상태를 표현하기 위해 다음의 (9)식을 이용하여 암반의 변형

계수를 유도하고 Hoek-Brown 상수를 감소시키는 식을 제안하였다.

$$\frac{E_m}{E_{iub}} = 0.5 \times \left[1 - \cos\left(\pi \times \frac{RMR}{100}\right) \right] \quad (9)$$

이들 두 식을 비교해 보면, (8)식의 경우는 RMR이 30 이하일 경우 강성(stiffness)이 매우 크게 감소 되는 경향이 있으나, (9)식의 경우는 RMR 또는 강성이 낮은 범위에서도 현실성 있는 감소 값을 보이고 있다.

또한, Trueman(1988)은 여러 사람들에 의해 제안된 갖가지 감소지수들을 바탕으로 RMR을 이용하여 다음과 같이 강도 변수에 대한 식을 제안하였다.

- 암반에 대한 압축강도 ; $\sigma_m = 0.5 \exp(0.06RMR)$ (MPa)
 - 암반에 대한 점착력 ; $C_m = 0.25 \exp(0.05RMR)$ (MPa)
 - 암반에 대한 내부마찰각 ; $\phi_m = 0.5RMR + 5$ (degree)
- (10)

(10)식은 Lloyd(1995), Follington(1988), Chileshe(1992) 등에 의해 이미 그 적용성이 검증된 바 있다.

Hoek과 Brown(1980)은 전체적인 암반의 상태를 고려하여 사용될 수 있는 기준식을 개발한 바 있는데, (11)식에서 보는 바와 같이 이 식은 intact rock의 반응뿐만 아니라 joint의 영향, 암반 내 불연속면의 거동 등도 고려한 것이다.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_3\sigma_c + s\sigma_c^2} \quad (11)$$

- 여기서, σ_1 과 σ_3 : 각각 최대주응력 및 최소주응력
- σ_c : 암석의 일축압축강도
- m, s : 암석의 물성과 관련된 상수

Hoek과 Brown(1988)은 다시 Bieniawski의 암반분류법을 토대로 (11)식을 수정한 바 있는데, 불교란 및 교란 시료에 대해 m과 s 를 결정하는 새로운 식을 제안하였다.

불교란 암반에 대해 ;

$$\begin{aligned} m &= m_i \exp\left(\frac{RMR-100}{28}\right) \\ s &= \exp\left(\frac{RMR-100}{9}\right) \end{aligned} \quad (12)$$

- 여기서, m_i : 무결암에 대한 상수.
- 교란된 암반에 대해 ;

$$\begin{aligned} m &= m_i \exp\left(\frac{RMR-100}{14}\right) \\ s &= \exp\left(\frac{RMR-100}{6}\right) \end{aligned} \quad (13)$$

이들 식은 전체 파괴포락선에서의 암반의 영향을 허용하고 따라서 초기의 간단한 감소지수보다 훨씬 정교하다는 점에서 현재로서 가장 발전된 형태인 것으로 알려지고 있다. Hoek과 Brown(1988)에 의해 제안된 m과 s의 전형적인 값이 있는 데, 이를 이용하여 암반에 대한 일축압축강도(q_m)와 인장강도(σ_t)를 다음과 같이 구할 수 있다.

$$q_m = \sigma_c \sqrt{s}, \quad \sigma_t = \frac{1}{2} \sigma_c [m - \sqrt{m^2 + 4s}] \quad (14)$$

Hoek 과 Brown(1988)는 RMR으로부터 물질상수를 추정하는방법을 제안하였는데 이방법은 RMR 값이 25이상 일때만 유효하여 매우 불량한 암반에 대해서는 적용할 수 없었다. 이러한 한계를 극복하기 위하여 1994년 새로운 지수인 지질강도지수(Geological Strength Index, GSI)를 도입하였다. GSI값은 매우 불량한 암반의 10에서부터 무결암의 100가지의 값을 나타낸다. 기존의 Bieniawski(1989)의 암반분류로부터 GSI를 계산할 수 있다.

RMR > 23 이면 GSI= RMR-5

RMR < 23 이면 Q 값을 이용

Q 시스템 분류항목의 자료가 있으면 RQD, J_n , J_r , J_a 를 이용한다.

$$GSI = 9 \log\left(\frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a}\right) + 44 \quad (15)$$

Hoek과 Brown은 다음의 수정된 Serafim 과 Pereira 식을 제안하였다.

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} 10^{(GSI-10)} \text{ (GPa)}, \text{ for } \sigma_c < 100 \quad (16)$$

여기서, σ_c 는 암반의 일축압축강도이다.

이식은 σ_c 가 100이하로 떨어지면 E_m 도 점차 감소한다는 사실을 알수 있다 암반이 양호한 경우에는 대부분이 변형이 불연속면에 의해 발생하지만 암반이 불량한 경우에는 무결암 자체의 변형이 전체 변형과정에 기여한다는 사실을 고려했다는 점에서 기존의 Serafim & Pereira 제안식보다 더욱 합리적으로 적용될 수 있는 식

이다.

7. 암반내 초기응력

초기응력이란 지하굴착 이전에 현지암반내에 존재하는 교란받지 않은 상태의 응력을 말한다. 초기지압의 생성 및 지역적 변화의 주요 요인으로는 중력, 측방향 구속과 관련된 포아송 효과, 지각운동, 지질구조, 암석 특성, 지형 등이 있다. 구조물을 설치하면 그 영향을 받아서 응력 상태가 변화하고 새로운 응력 상태로 된다. 재배분된 응력에 대해서 암반이 안정한가 어떤가가 주된 검토의 대상이며 초기 지압은 검토를 할 때에 가장 중요한 데이터이다.

Brown과 Hoek는 연직 방향의 응력 σ_v 와 깊이 Z와의 관계로 측정치를 plot한 경우, 흠어짐은 크지만 거의 직선 관계식을 제시하였다. 또한, 수평 방향의 응력에 관해서는 수평의 2 성분의 평균치에 대한 k의 값과 깊이의 관계를 plot해서 조사한 결과, k의 값은 탄성론에서 구해지는 상한의 0.5보다 거의 모든 경우에서 크고, 또한, Heim의 가설에서 가정되는 1을 넘어가는 것이 적지 않으며 큰 것은 3을 넘어가는 것도 있었다.

또한, Jamison과 Cook은 비슷한 plot를 지질 구조별 즉, 정단층 상태, 역단층 상태, 주향이동단층 상태의 세 가지 상태에 나누어서 실시하고 k의 값이 큰 것은 역단층 상태에 있는 경우의 측정치이며, 정단층 상태에서는 k는 0.5 부근에 분포하고, 주향이동단층 상태에서는 그의 중간에 있는 것을 명백히 했다(Fig. 9 참조).

이것은 수평 방향의 응력이 지질 구조적인 힘의 영향을 받고 있는 것을 제시하는 것이다. 또한, 수평 방향의

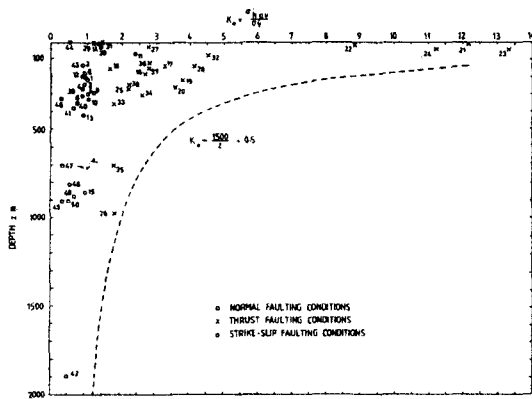


Fig. 9. Change of horizontal/vertical stress ratio with faults (Jamison & Cook, 1979)

응력은 침식에 의해 두꺼운 상재 하중이 제거된 결과, 잔류 응력으로서 남는 경우도 생각된다. 또한, 지하의 지질 구성의 국부적인 이상, 예컨대 특정 광상의 형성에 따르는 체적 변화 등의 영향을 받는 것도 알려지고 있으며 같은 지역 내에서도 장소에 따른 변화가 큰 경우도 있다.

현지암반은 중력에 의한 지반의 자체하중 뿐만 아니라 과거의 지각운동, 지표의 퇴적이나 침식 등의 작용을 받아 왔다. 이로 인한 지형학적 또는 지질구조적 영향을 받는 조건에서 초기지압은 지역적 특성 및 심도에 따라 크기와 작용방향이 다르게 나타난다(Fig. 10~Fig. 13).

측압계수(K)는 수직응력 대 수평응력의 비를 말하는데, 최소 및 최대 수평응력에 대한 범위 또는 평균 수평응력에 대한 평균값으로 나타낸다.

$$\frac{S_h}{S_v} < K < \frac{S_h}{S_v} \text{ 또는 } K_{avg} = \frac{(S_{H1} + S_{H2})}{2 \cdot S_v} \quad (17)$$

또한 터널방향이 정해져서 터널 측방향과 최대수평응력방향이 이루는 각이 θ 라면, 터널측방향의 측압계수(K_t) 및 터널 단면방향의 측압계수(K_r)는 다음과 같이 결정된

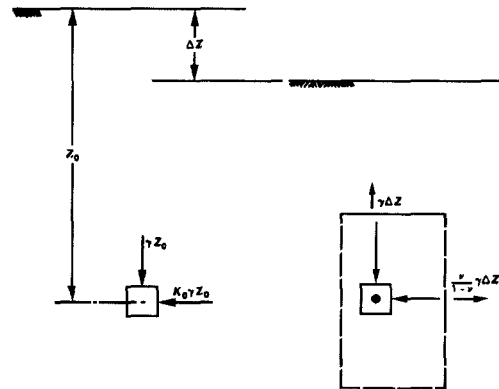


Fig. 10. The effect of erosion on stresses at depth

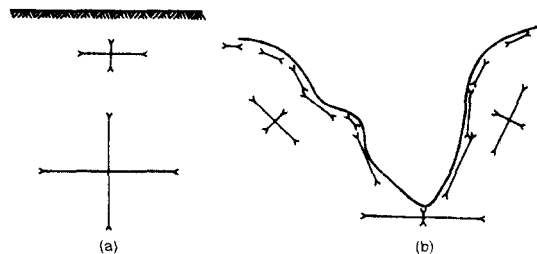


Fig. 11. The influence of topography on initial stresses

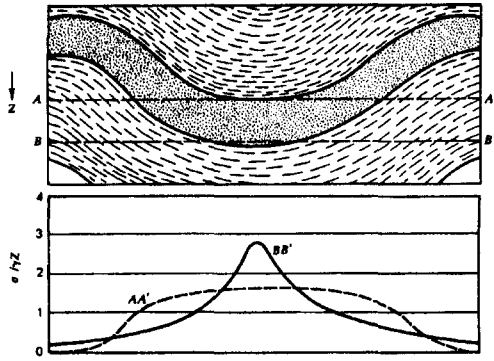
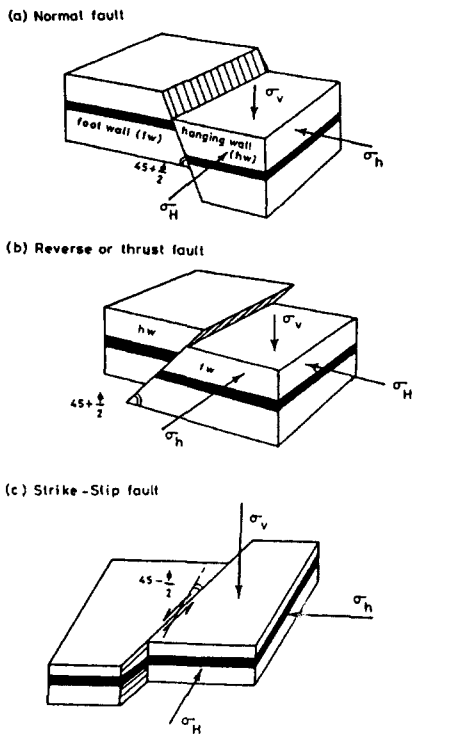


Fig. 12. The influence of folds in heterogeneous, layered rock on vertical stresses.



Normal fault $\sigma_v > \sigma_H > \sigma_h$
 Reverse or thrust fault $\sigma_H > \sigma_h > \sigma_v$
 Strike-Slip fault $\sigma_H > \sigma_v > \sigma_h$

Fig. 13. Fault development in relation to stresses

다. 이 축압계수는 터널의 굴착지보패턴 설계 및 수치해석을 통한 안정성평가 등을 위해서 매우 중요한 요소이다.

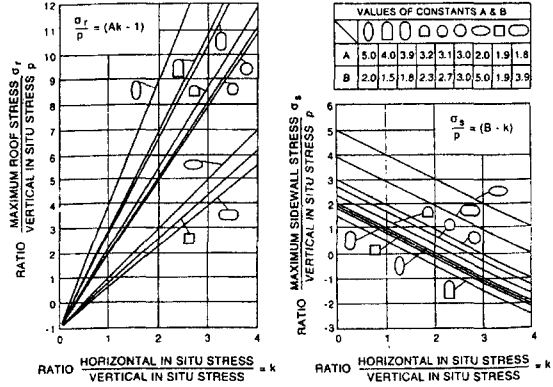
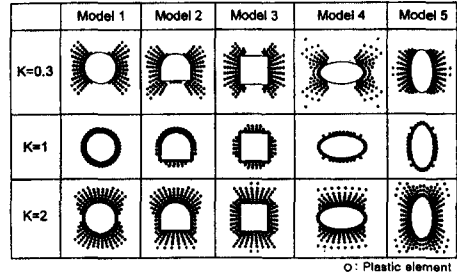


Fig. 14. Influence of excavation shape and ratio of applied stresses upon maximum excavation boundary stress⁸¹.

$$K_L = \frac{S_H \cdot \cos^2 \theta + S_h \cdot \sin^2 \theta}{S_v}$$

$$K_T = \frac{S_H \cdot \sin^2 \theta + S_h \cdot \cos^2 \theta}{S_v} \tag{18}$$

이와같은 축압계수의 변화에 따른 터널 등 공동의 소성영역의 분포위치는 Fig. 14에서와 같다.

현지암반은 중력에 의한 지반의 자체하중 뿐만 아니라 과거의 지각운동, 지표의 퇴적이나 침식 등의 작용을 받아 왔다. 이로 인한 지형학적 또는 지질구조적 영향을 받는 조건에서 초기지압은 지역적 특성 및 심도에 따라 크기와 작용방향이 다르게 나타난다. 전체적인 경향을 보면, 수직응력은 암반의 단위중량과 심도의 곱으로 주어져도 큰 무리가 없는 것으로 나타나고 있지만, 수평응력은 특히 천부에서 변화가 심하여 수직응력에 대한 수평응력의 비가 심부에서는 1에 가까워지나(정수압 상태에 접근) 천부에서는 최대 3 이상의 값도 보이고 있다.

국내에서는 한국자원연구소를 중심으로 1980년대초 이래로 지금까지 강원도, 경상북도 등 광산지역과 지하양수 발전소, 지하유류비축기지 등에서 응력해방법(Overcoring method, Leeman method), 수압파쇄법(Hydrofracturing

method)에 의한 초기지압을 측정하여 오고 있으며 1994년부터는 수압과쇄법에 의하여 국내 도로 및 지하철 터널지반을 대상으로 초기지압측정작업을 수행하여 오고 있다. 초기지압의 측정결과와 분석을 통하여 국내의 심도에 따른 수직응력(σ_v)과 평균수평응력($\sigma_{h,ave}$)의 관계는 분산은 다소 크지만 다음과 같은 관계식으로 대략 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned} \sigma_v &= 0.027H \text{ (MPa} = 10 \text{ kg/cm}^2\text{)} \\ \sigma_{h,ave} &= 1.297 + 0.024H \text{ (MPa)} \end{aligned} \quad (19)$$

여기서 H : 심도(<900m)

상기식으로부터 측압계수(K_0)는 대략 다음과 같이 표시될 수 있다.

$$K_0 = 0.889 + \frac{48.04}{H} \quad (20)$$

참고로 일본의 측압계수(K_0)는 다음과 같다.

$$K_0 = 0.482 + \frac{92.59}{H} \quad (21)$$

Fig. 15는 측압계수와 심도와의 관계를 나타낸 것이다. 점선으로 된 경계는 Brown과 Hoek이 전세계의 지압측정자료를 종합하여 나타낸 지압분포양상의 하한 및 상한 경계($100/H + 0.3 < K_0 < 1500/H + 0.5$)를 나타낸 것인데, 이것과 비교해 볼 때 국내의 측압계수는 전세계의 평균 측압계수보다 낮은 쪽에 속하는 것으로 나타난다. Fig. 16은 수압과쇄에 의해 측정된 각 지역별 최대수평응

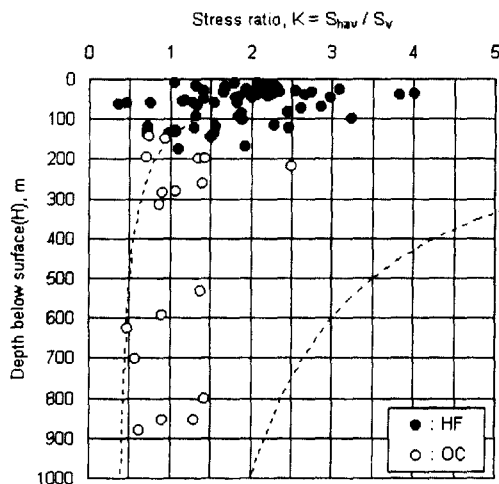


Fig. 15. Results of stress measurements



Fig. 16. Direction of maximum horizontal compression in Korean peninsula⁷⁾

력의 상대적 크기 및 작용방향을 나타낸 것이다. 국내 전 지역에 걸쳐 최대수평응력의 작용방향은 동서방향이다.

초기지압상태에 영향을 미치는 인자로서 그 지점으로부터 지표까지의 암반자중외에 plate tectonics에 의한 지각구조에 관련된 힘이나 그 암반이 과거에 받은 지각변동 등과 관계 있다는 것이 많은 연구를 통하여 밝혀지고 있다. 비교적 얇은 경우에는 지형의 영향을 받는다는 지, 단층에 의한 응력장의 교란 등이 발생된다. 초기응력은 비교적 작은 지역 차이에 의하여서도 변화할 때가 있고 일반적으로 복잡한 것으로 되어 있는 것이 측정결과에 의해서도 밝혀지고 있다. 따라서 어느지점의 초기응력상태를 깊이나 지형 및 주변에서 과거에 실시된 측정결과 등으로 추정하는 것은 어느 정도는 가능하지만 그 정밀도는 충분하지 않다고 판단된다.

8. 암반분류

8.1 암질지수(RQD)

8.1.1 RQD의 정의

공학적인 목적으로 암반을 분류할 때 암질지수(RQD) 개념이 자주 사용되고 있다. 암질지수의 개념은 Deere (1966)에 의하여 불연속면의 간격을 정량화할 목적으로 도입되었는데 RQD는 시추시 회수되는 코어로부터 계산된다. RQD(Rock Quality Designation)는 가장 널리 사용되는 시추코어 회수율인 TCR(Total Core Recovery)를 발전시킨 개념으로 채취된 코어중 길이가 10cm이상인 코어들의 길이의 합으로 다음과 같이 정의 된다.

$$R.Q.D. = \frac{10\text{cm 이상인 core 길이의 합}}{\text{총 시추길이}} \times 100 (\%) \quad (22)$$

$$TCR = \frac{\text{회수된 core 의 길이}}{\text{총 시추길이}} \times 100 (\%) \quad (23)$$

예를 들어 전체 시추코어길이를 120 cm라 하면 이중 회수된 코어의 길이의 합이 84 cm였고 10 cm이상인 코어 길이의 합이 72 cm였다면 코어 회수율(TCR)은 $(84/120) \times 100=70\%$ 이고 RQD는 $(72/120) \times 100=60\%$ 이다. 퇴적암이나 엽상(foliation)조적을 갖는 변성암 등에서는 시추시 발생된 신선한 파쇄면인지 아니면 기존의 불연속면인지의 여부를 구별하기 위해 세심한주의를 기울여야 한다. RQD 계산시 0.1m이상의 코어만을 택하는 것은 순전히 경험으로부터 나온 것이다.

8.1.2 직접측정방법

RQD값 산정시 시추구간 길이는 1.5m 보다 크지않게 한다. 일본의 경우는 RQD는 시추구간 길이 1m 마다 측정한다. 암질이 불량하면 코어의 회수율이 낮고 RQD 값도 작아지며 시추장비가 노후되고 기능공의 숙련이 미숙하여도 코어의 회수율이 나빠지므로 국제암반역학회(ISRM)에서는 코어의 직경이 적어도 NX크기(54.7mm)인 2중관 시료채취기(Double tube core barrel)의 사용을 권장하고 있다. 암질이 양호할수록 RQD 값은 커지며, 심하게 풍화된 암석의 경우는 0의 값을 갖게 된다. RQD값은 절리의 파다만을 포함하는 지수 즉 압괴의 크기만을 나타내는 지수이므로 합리성이 결여된 단점이 있지만, 하나의 암반평가요소인 암질지수는 이 항목하나 만

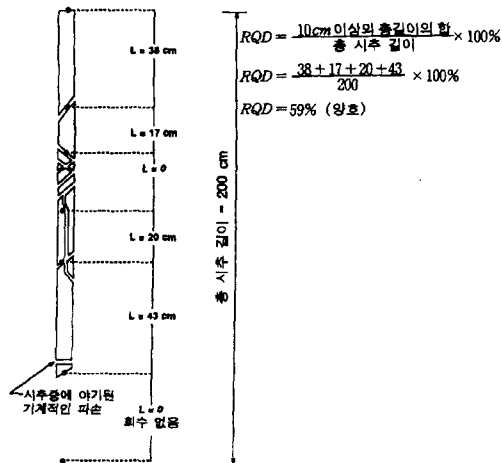


Fig. 17. Procedure for measurement and calculation of rock quality designation(After Deere, 1989)

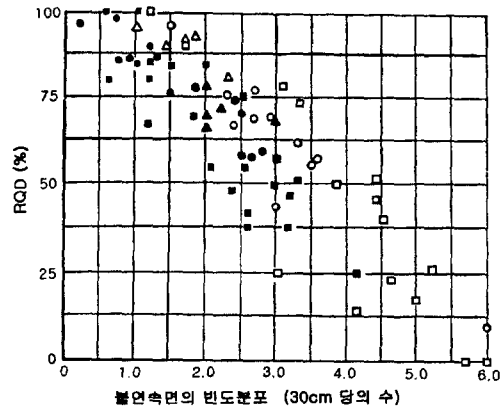


Fig. 18. RQD and discontinuity frequency

으로도 경암터널의 지보의 설계에 이용될 만큼 적용성이 뛰어나다. 현재 RQD는 시추코어의 logging에서 표준요소로 사용되고 있으며, 세계적으로 널리 사용되고 있는 주요 암반분류 시스템인 RMR과 Q시스템에서 사용되는 기본 요소이다.

RQD가 간단하며 저렴한 지수임에도 불구하고 암반을 적절하게 묘사하는 것이 충분하지 못한 것은 절리의 방향이나 견고성, 충전물질 등을 고려하지 않고 단지 시추공내 절리간격 요소 하나만으로 지보량을 산정하기 때문에 한계가 있고, 절리가 얇은 점토 충전물 또는 풍화물질을 함유하는 지역에서도 제한을 갖는다. 이는 점토가 절리 경계면을 따라 마찰저항을 감소시키므로 절리간격이 넓고 RQD가 높더라도 불안정을 초래하기 때문이다. 그렇지만 이외의 조건에서는 이 시스템은 잘 적용될 수 있다. Fig. 18은 RQD와 불연속면의 관계를 나타내는 것이다.

8.1.3 간접추정방법

1) 탄성파속도

RQD는 절리빈도(discontinuity frequency), 탄성파속도와, 전기적 저항과는 좋은 상관성을 보이나 현지 암반의 투수계수(permeability)와는 상관성이 없는 것으로 알려져 있다. Table 6은 RQD에 의한 암반분류, RQD와 절리빈도의 상관성, RQD와 탄성파속도의 상관성을 보여준다. RQD는 실험실에서 구한 변형계수에 대한 현장암반의 변형계수비인 mass factor(j)와도 상관성이 있음을 보여주고 있다.

$$RQD(\%) = \text{Velocity ratio} = (V_f/V_i)^2 \cdot 100 \quad (24)$$

Table 6. Correlation among RQD, fracture frequency, velocity index, and mass factor

RQD (%)	Quality classification	Fracture frequency (per meter)	Velocity index ²⁾ V_F^2/V_L^2	Mass factor ³⁾ j
0~25	Very poor	>15	0~0.2	0.2
25~50	Poor	8-15	0.2~0.4	0.2
50~75	Fair	5-8	0.4~0.6	0.2~0.5
75~90	Good	1-5	0.6~0.8	0.5~0.8
90~100	Excellent	1<	0.8~1.0	0.8~1.0

¹⁾ Deere and Miller (1966)

²⁾ V_F : insitu compressional wave velocity, V_L : compressional wave velocity in intact rock core

³⁾ Coon and Merritt (1970)

2) 절리빈도수

Hudson과 Priest(1979)는 시추코어나 노두에 나타나는 불연속면의 간격을 측정함으로써 다음식을 이용하여 RQD를 계산할 수 있음을 보였다.

$$RQD = 100 \cdot e^{-0.1\lambda} (0.1\lambda + 1) \tag{25}$$

여기서 λ 는 절리빈도를 나타낸다. λ 의 범위가 6~16/m 인 경우 측정된 RQD는 와 다음의 선형관계가 있는 것으로 나타났다.

$$RQD = -3.68\lambda + 110.4 \tag{26}$$

Fig. 19는 식(25), 식(26)에 의한 결과와 실제로 측정된 결과를 비교 도시한 것이다

Palmstrom(1982)은 시추가 불가능하여 코어를 얻기가 곤란한 경우에는 체적당 절리의 수로부터 간접적으로 RQD값을 추정할 수 있는 다음과 같은 경험식을 제안하였다.

$$RQD = 115 - 3.3J_v \text{ (대략적인 값)} \tag{27}$$

($J_v < 4.5$ 이면 RQD=100)

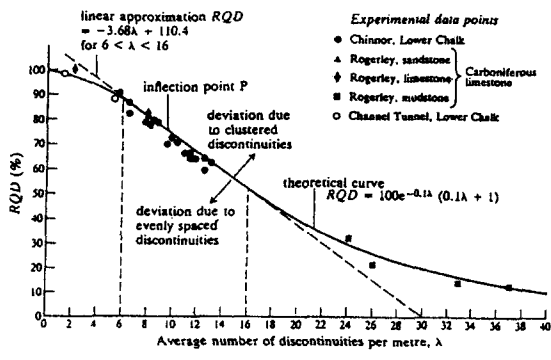


Fig. 19. RQD and average discontinuity frequency (Priest & Hudson, 1976)

여기서 체적절리계수 (volumetric joint count, J_v) 는 각 절리군에 대해 단위 길이 m당 나타나는 절리수의 총합(절리수/m³)으로 정의된다. 관련된 절리군에 수직으로 만나는 기준선을 설정하여 각 절리군에 대한 절리의 수를 센다. 기준선의 길이는 5이나 10m가 적당하며 결과는 m³당 절리의 수로 표시한다.

예를 들어 3개의 절리군과 불규칙한 절리가 한 개 있는 경우

$$J_v = \frac{6\text{개}}{10\text{m}} + \frac{5\text{개}}{5\text{m}} + \frac{24\text{개}}{10\text{m}} + \frac{1\text{개}}{10\text{m}} = \frac{(6+10+24+1)\text{개}}{10\text{m}^3}$$

$$= 4.1\text{개}/\text{m}^3 \text{가 된다.}$$

$$J_v \neq \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} + \dots + \frac{1}{S_n} \text{ (} S_n \text{은 각 절리군의 평 간격)} \tag{28}$$

다음 Table 7은 체적절리계수의 분류를 나타낸다.

8.1.4 RQD 산정 및 해석시 주의할 점

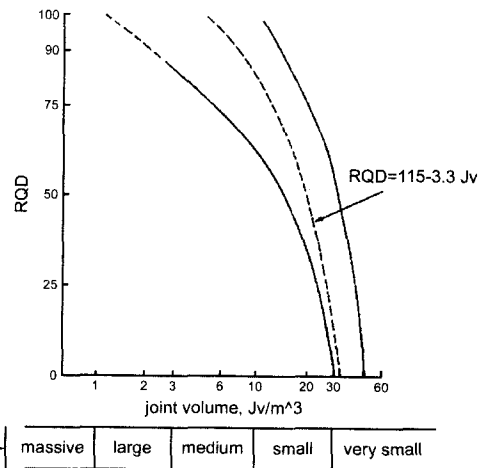


Fig. 20. Approximate relationship between RQD and joint volume J_v (block size) (after Palmstrom, 1975)

Table 7. Classification of volumetric joint count J_v (Palmstrom, 1982& 1996)

No.	Term for Jointing	Term for J_v	J_v
1	Massive	Extremely low	<0.3
2	Very weakly jointed	Very low	0.3-1.0
3	Weakly jointed	Low	1-3
4	Moderately jointed	Moderately high	3-10
5	Strongly jointed	High	10-30
6	Very strongly jointed	Very high	30-100
7	Crushed	Extremely high	>100

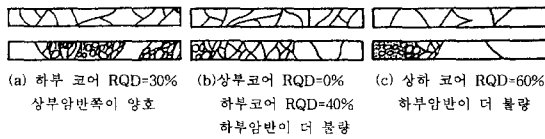


Fig. 21. RQD and soundness of rockmass

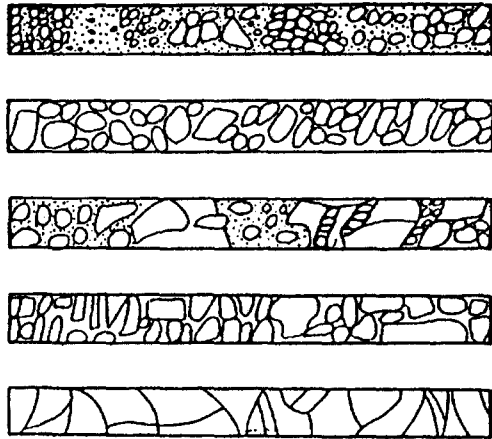


Fig. 22. Core with RQD about 0%

Fig. 21과 Fig. 22는 코어형상에 따라 암질이 다를 수 있음을 보여준다.

Fig. 21(a), (b), (c)의 각각의 코어 상태를 볼 때 10cm 이하의 코어의 길이의 합만을 고려하면 아래그림 쪽의 암반이 RQD값이 크게되지만 암반상태는 아래쪽 암반이 더 불량하다.

따라서 주상도상에는 암반의 풍화상태는 물론 절리의 간격, 절리의 형태, 절리면의 거칠기, 절리각도 등을 기재할 필요가 있다.

8.1.5 시추와 불연속면 조사⁶⁾

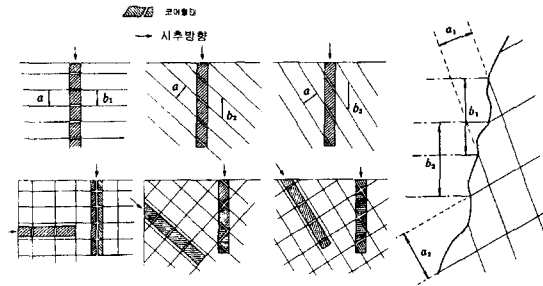


Fig. 23. Core drilling and joints

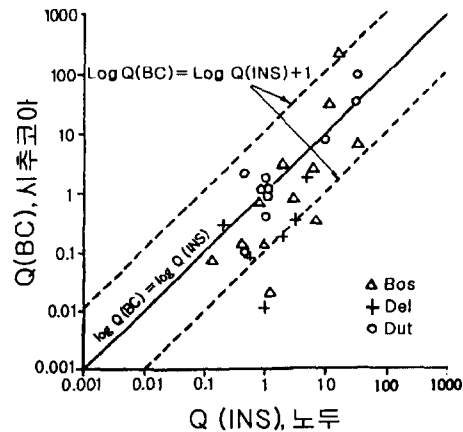
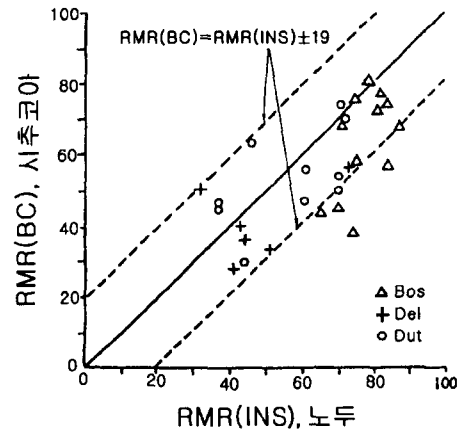


Fig. 24. Difference between core and field observation (Cameron-Carke, 1980)

RMR과 Q시스템 두 암반분류법에는 여러 요소가 포함된다. 이들을 시추코어로 측정한 경우와 암반에서 직접 측정한 경우에 어떠한 차이가 생기는데 대해 1980년 Cameron-Clarke와 Budavari는 퇴적암, 용암, 화강암을 대상으로 상세히 검토하였다. 직접측정은 조사시추후에 시공된 직경 약 3m의 터널 막장에서 수행하였다.

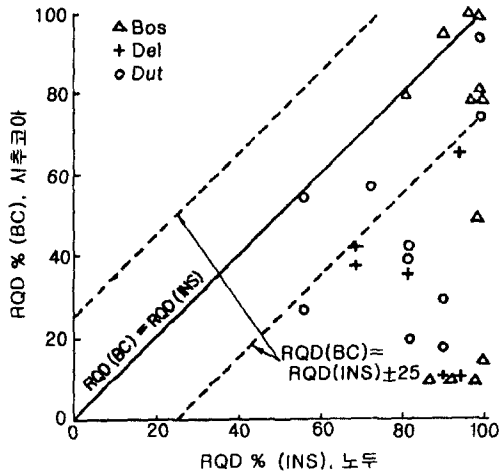


Fig. 25. RQD with core and field observation (Cameron-Carke, 1980)

Fig. 24는 RMR과 Q 값이 시추코어에서 분류한 결과와 직접 노두(원위치)에서 관찰하여 분류한 결과의 차이가 어떻게 다른지를 나타내는 것이다. 그림에서 BC는 시추코어에서의 관찰을 나타내고 INS는 원위치 노두에서 관찰한 것을 나타낸다. RMR과 Q 모두 시추코어에 의한 판정이 암반을 나쁜 쪽으로 평가하며, Q는 나쁜 쪽의 암반을 보다 나쁜 방향으로 평가하는 경향을 알 수 있다.

Fig. 25는 RQD에 대해 시추코어와 직접 노두(원위치)에서 관찰한 판정의 차이를 나타내는 것이다. 일반적으로 예상대로 시추코어에 의한 판정은 상태를 현저히 나쁘게 하고 있는 것이 명백하다. 단지 원위치 판정은 미세한 균열을 못보고 빠뜨릴 가능성이 있으며 코어에서는 균열이 과장되기 쉬운 것도 고려할 필요가 있다.

8.2 RMR

발파는 새로운 균열을 발생시킨다. 경험상 터널 굴착시 TBM이나 road headers를 사용하는 경우는 손상되지 않은 암반에 대해서 10점이 추가되며 조절발파의 질에 따라서는 3~5 점을 부가할 수 있다. 대규모 터널이나 공동에서는 RMR값이 소규모터널보다 작게될 수 있다. 소규모터널에서는 연약암반의 관입이나 낮은 등급의 절리군을 발견되지 않는경우가 있기 때문이다.

RMR 값은 critical joint set에 대한 터널축방향을 고려하여 각각 별개로 구하여야 한다.

RMR값에 대한 상관관계식들은 어디까지나 타당성검토나 사전설계시에만 사용되어야 한다.

자립시간(Stand-up time)은 공동의 유효간격(공동의 폭 또는 터널막장과 최종지보재간격)에 좌우된다. 아치형 공동의 경우는 자립시간이 평편한 천반의 경우보다 상당히 길다. 조절발파는 암반의 손상을 감소시키므로 자립시간을 더 증가시킨다. Lauffer(1988)는 TBM으로 굴착하는 경우 자립시간은 RMR 값의 한 등급 상향됨을 밝혔다. 한 요소를 암반구조물의 전산해석시와 암반등급분류시 2중으로 계산해서는 안된다. 예를들어 암반구조물 전산해석시 공극수압(pore water pressure)를 고려한다면 RMR 등급분류시 지하수와 관련된 평점을 해서는 안된다. 마찬가지로 암반사면의 안정성 해석시 절리군의 방향을 고려한다면 RMR평가시 불연속면방향에 따른 평점보정을 해서는 안된다.

RMR법은 매우 불량한 암반등급(very poor rock masses)에서는 신뢰성이 떨어짐에 주의해야 한다. 따라서 이와같은 암반에 대해 RMR을 적용할 경우 주의를 특히 기울여야 한다.

암반을 Coulomb material로 거동한다는 가정하에 전단강도는 점착력과 내부마찰각에 좌우된다. RMR값은 점착력과 내부마찰각을 추정하는 데 사용된다(RMR 표참조). 통상 강도는 peak failure 과 residual failure conditions이 다르다. RMR 표에서는 단지 peak failure 값만 주어졌다. 경험상으로 RMR표에서의 점착력과 내부마찰각값은 포화되어 있고 풍화된 암반사면에만 적용될 수 있다. 터널의 경우는 사면에서보다 절리틈이 비교적 조밀하고 넓은 간격이기 때문에 점착력의 크기는 수십배 크다.

9. 맺는말

지반조사는 구조물의 노선선정, 설계, 시공 및 완성후의 유지관리에 중대한 영향을 미치는 사항으로 충분한 기초자료를 얻을 수 있도록 실시하여야 한다. 구조물의 목적과 규모 등을 고려하여 조사내용, 방법, 범위, 정도를 결정하며 설계 및 시공시 도움이 되도록 조사성과를 종합, 정리하여야 한다. 현장 및 실내 시험으로부터 얻어지는 암반의 물리적, 역학적 특성은 굴착대상 암반의 평가 및 구조물의 설계, 시공을 위한 가장 기본적인 자료가 되므로 획득한 자료에 대하여 객관성과 정확성이 확보되어야 한다. 이를 위해서는 시험장소 선정, 시료의 채취에서부터 시험결과해석에 이르기 까지 규정된 기준 및 절차에 의하여 이루어져야 한다.

참 고 문 헌

1. 장찬수의, 1999, 국내 지반조사 현황 및 개선방향, 1999지반조사세미나집, 한국지반공학회 지반조사위원회, 107-138.
2. 이수근, 1996, 지질공학적 조사 및 암반분류, 한국지반공학회 시리즈 7, 터널, 65-73.
3. 신중호, 1998, 암석 및 암반시험, 건설기술자를 위한 지반조사 및 시험기술 기술강좌, 483-539.
4. 신희순, 신중호, 1988, 토목기술자를 위한 암반공학(V), 한국지반공학회지, 14. 6, 169-190.
5. 신희순, 1998, 터널의 기본계획, 조사 및 시험, 암반분류, 토목기술강좌, 69-129.
6. 선우춘, 1998, 건설기술자를 위한 지반조사 및 시험기술, 75-78
7. 최성웅, 1998, 설계정수, 건설기술자를 위한 지반조사 및 시험기술 기술강좌, 599-621.
8. 한국석유개발공사, 1997, 표준발파공법(I), pp.314.
9. Hoek, E. and Brown, E.T., 1980a, Underground Excavations in Rock, Instn. Min.Metall., London.
10. Hoek, E. and Brown, E.T., 1980b, Empirical Strength Criterion for Rock Masses", J. Geotech. Engng. Div. ASCE, 106, 1013-1035.
11. International Society for Rock Mechanics, 1981, Rock characterization, Testing and Monitoring-ISRM Suggested Methods, E.T.Brown(Editor), Pergamon, Oxford, 211p.
12. Lim, H.U. & Lee, C.I., 1995, Fifteen years experience on rock stress measurements in South Korea, Int. Workshop on Rock Stress Measurement at Great Depth, Japan, 7-12.
13. Serafim, J.L. and Pereira, J.P., 1983, Consideration of the Geomechanical classification of Bieniawski, Proc. of the Int. Symp. on Engineering Geology and Underground Construction, Vol.2, 33-42.
14. Singh. D and R.K.Goel, 1999, Rock classification, Elsevier, 267p.
15. 일본지반공학회(윤지선역), 1991, 암석·암반의 조사와 시험, 구미서관, 351-361, 389-402.



신 희 순

- 1976년 서울대학교 공과대학 자원
공학과, 공학사
- 1978년 서울대학교 대학원 자원공
학과, 공학석사
- 1986년 서울대학교 대학원 자원공
학과, 공학박사
- 1988년 영국 Newcastle 대학, 지반
공학과 객원연구원

TEL : 042-868-3240

E-mail : shinhs@kigam.re.kr

현 재 한국자원연구소 암반공학연구그룹 그룹장