

외국 해저터널의 사례를 통한 설계경향분석

신희순, 박의섭 (한국지질자원연구원)

1. 서론

노르웨이에서는 최초의 해저터널이 Vardø에 1981년에 건설된 이래로 지난 20여년간 약 30여개의 해저터널이 건설되었는데 이는 전세계 해저터널의 반이상을 차지한다. 노르웨이의 해저터널은 34개소 130km이며, 해저도로터널은 23개소 95km에 달한다. 대부분의 해저터널은 2차선이나 Tromsøysund 터널의 경우 복선터널로 4차선의 대단면 복선터널이다. 해저터널 중 가장 깊은 터널은 해저 264 m인 Hitra 터널이며, 가장 긴 해저 터널은 Bømlafjord 터널로써 총연장이 7,931 m이며 해저 262.5 m에 위치한다. 대부분 단면적 50m^2 인 2차선 또는 70m^2 인 3차선 도로터널이지만 단면적이 약 25m^2 인 수로터널, 하수터널, 석유 또는 가스 수송 터널도 있다. 모든 터널은 발파로 굴착되었다. 노르웨이의 해저터널은 주로 선캠브리아기의 화강편마암인 경암에 건설되었으며 일부 해저터널은 견고하지 않은 셰일이나 편암내에 건설된 것도 있다. 본 논문에서 다른 해저터널들의 최소심도는 56m이며 암반두께는 23~49m였다. 최근 수년간 해저터널을 건설하면서 매우 복잡하고 어려운 지반을 마주치고 있다. Blindheim & Nisen(2001)의 보고서를 바탕으로 주로 노르웨이의 해저터널자료 분석을 통하여 수심, 최소 암반두께(rock cover) 등 국내 해저터널 계획시 고려해야 할 설계사례들을 소개하고자 한다.

2. 해저터널의 특징

해저터널은 육상터널과는 여러 가지 면에서 커다란 차이가 있다. 사업지역이 바닷물로 덮혀있어 특수한 조사기술들이 적용되어야 하며 조사결과와 해석에는 육상터널보다 더 많은 불확실성이 존재한다. 해수유입의 가능성이 불확실하며, 모든 유입수는 펌프를 이용하여 터널밖으로 퍼내야한다. 유입된 해수는 염분을 함유하고 있어 터널장비 및 지보재에 부식 등 심각한 영향을 준다.

해저터널의 연속적인 붕괴 또는 상당한 양의 해수유입은 대형 참사로 이어질 수 있다. 따라서 이러한 위험에 대한 대책마련이 필수적이다. 노르웨이의 경우 선캠브리아기의 발틱선상지를 구성하는 경암으로 되어 있음에도 불구하고 해저터널공사시 매우 불량한 암질의 암반을 자주 마주치게 된다. 가장 불안정한 조건은 심하게 파쇄된 암석과 팽창성 점토를 지닌 큰 단층 또는 연약대 들이다. 이러한 구간에서의 해수유입은 터널자립시간을 극적으로 감소시키며 붕괴사례를 몇차례를 겪었지만 상부 지반의 대규모 붕괴전에 굴착을 중단시켜 안정화시켰다. 해수유입이 주요단층이나 연약대와 직접적

으로 연결된 사례는 비교적 드물었는데 이는 이 구간 중앙부에 낮은 투수성이 낮은 점토를 많이 함유했기 때문일 것이다. 단층대의 측면암반에서는 뚜렷하고 연속성있는 부분적 개구절리들이 발견되는 데 이것이 전체적인 해수유입에 중요한 역할을 한다. 암반응력의 크기와 방향도 영향을 끼치며 또한 지질이동에 의해 열려진 절리를 통하여 해수유입이 몇차례 발생하였다.

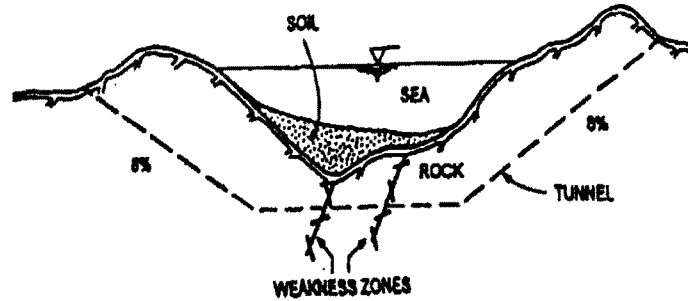


그림 1. 해저터널 건설시 마주치는 단층 또는 연약대

그림 1은 해저터널의 최소 암반지층 두께의 최적화의 중요성을 보여준다. 상부 암반두께(rock cover)의 증가는 터널이 필요이상으로 길게되어 추가적 건설비용이 소요되게 하며 터널 운영시에도 유지관리비와 교통비용을 증가시킨다. 지나치게 얇은 상부 지층두께는 굴착작업의 불안전성, 심한 해수유입 등 문제를 발생시켜 과도한 그라우팅 및 높은 양수비용을 들게 한다.

표 1. 노르웨이 일부 해저터널의 제원

구분	번호	완공 년도	주요암종	단면 (m ²)	연장 (km)	최소상부암반 두께 (m)	해수면하부 최저수준 (m)
1	Vardø	1981	shale, sandstone	53	2.6	28	68
2	Ellingsøy	1987	gneiss	68	3.5	42	140
3	Valderøy	1987	gneiss	68	4.2	34	137
4	Kvalsund	1988	gneiss	43	1.6	23	56
5	Godøy	1989	gneiss	52	3.8	33	153
6	Hvaler	1989	gneiss	45	3.8	35	121
7	Flekkerøy	1989	gneiss	46	2.3	29	101
8	Nappstraumen	1990	gneiss	55	1.8	27	63
9	Fannefjord	1990	gneiss	54	2.7	28	100
10	Freifjord	1992	gneiss	70	5.2	30	100
11	Byfjord	1992	phyllite	70	5.8	34	223
12	Hitra	1994	gneiss	70	5.6	38	264
13	Bjørøy	1996	gneiss	53	2.0	35	82
14	North Cape	1999	shale, sandstone	50	6.8	49	212
15	Frøya	2000	gneiss	52	5.2	41	157
16	Oslofjord	2000	gneiss	79	7.2	32	130
17	Bomlafjord	2000	greenstone, gneiss and phyllite	74	7.9	35	260

가장 우려되는 사태는 터널이 붕괴되어 급격한 다량의 해수유입으로 터널전체가 침수되는 것이다. 상황에 따라서 침수된 터널이 복구될 수 있으나 상당한 공사자연과 막대한 추가비용이 소요되어 사업의 경제성이 쉽게 손상될 수 있다.

3. 상부암반 두께

3.1 경험적 설계

새로운 해저터널을 계획하는 데 기본적으로 중요한 것은 공사 경험이다. 그림 2는 시공경험의 분석결과이다. 한계평형이론이나 수치모델링과 같은 이론적 분석은 적정 입력자료 수집의 어려움 때문에 한계가 있다. 그림 2는 해저터널의 최소 암반두께를 나타내고 있다.

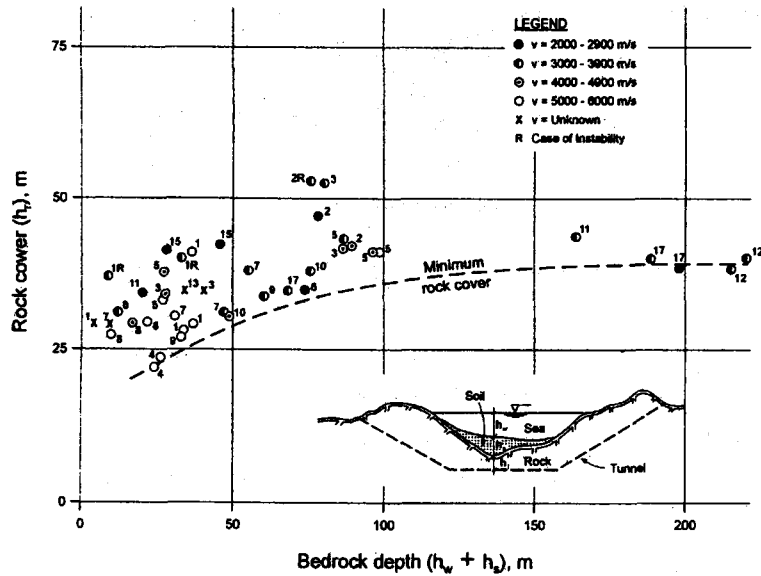


그림 2. 기반암 심도와 해저 최소암반두께

그림 2에서의 숫자는 표 1에서의 터널번호이다. 그림에서 각 점은 각각의 해저터널에 대한 임계암반두께(critical rock cover)를 나타낸다. 임계암반두께는 대부분 해저 기반암아래의 터널 레벨까지의 두께를 나타낸다. 기반암 심도는 해저 토층심도와 수심을 더한 값이다. 암반두께는 신선한 암반뿐 아니라 파쇄된 암반과 점토 가우지(gouge)도 포함한다. 그림 2와 같이 경험을 기초로 한 그림은 새로운 터널계획을 할 때 매우 유용하지만 이러한 그림은 각각의 터널의 안전율을 나타내는 것은 아니다. 그림에서의 최소 암반두께는 비교적 높은 안전율을 나타낸다는 의미이다. 노르웨이에서는 수심이 170m 까지에서 탄성파속도가 5.5-6.0 km/s 인 양질의 암반조건에서 암반두께를 7-8m로 하여 석유-가스 운반용 터널을 성공적으로 굴착한 적이 있다. 그림에서와 같이 대부분의 해저도로터널이 최소암반두께 40m 이하에서 설계되고 건설되었다. 이것은 단층과 연약대구간을 포함한 암반두께이다. 암반두께가 25m 이하이고 수심이 20m 인 몇가지 드문 사례도 있었다. 이경우 암반두께는 토질층이 없거나 얇고 탄성파속도로 표시되는 양호한 암반으로 구성되어 있었다.

2.2 설계지침

Norwegian Public Roads Administration (Statens Vegvesen, 1992)에 의해 현재의 지침이 만들어졌다. 건설공사시 잠재적 불안정성에 대비한 최소 암반두께를 요구하고 있다. 정밀 지반조사를

하기 전에는 최소 암반두께를 50m로 기초한 설계를 하여야 하며 상세한 조사가 이루어져 양호한 조건이 문서화가 된다면 최소 암반두께를 40m 이하로도 인정될 수 있다. 이 지침에서는 다른 터널에 비해 해저터널에서는 더 철저한 지반조사의 필요성을 강조하고 있다. 이 지침에는 기반암 심도와 노선에 따른 암질 평가를 하기 위해 광범위한 굴절법탄성파탐사의 사용이 포함되어 있다. 암질평가에는 직접적인 시추나 탄성파 토모그래피의 적용을 제안하고 있다. 경우에 따라서는 선상시추로부터 암반두께를 조절하는 것이 요구될 수도 있지만, 많은 경우 경비면에서 효과적인 방법은 아니며, 기반암의 심도를 항상 확인해주는 것도 아니다. 이 지침은 전방 암질과 사전 그라우팅의 필요성을 평가하고 또한 암반두께를 결정하기 위해 선진 천공과 터널막장 전방 사전 그라우팅을 엄격히 요구를 하고 있다. 요구되는 응급준비에는 터널붕괴의 위험성이 있는 경우, 긴급히 사용되는 콘크리트 plug 를 현장타설 할 수 있게 하는 막장차폐물의 이동성과 추가 양수능력이 포함되어 있다.

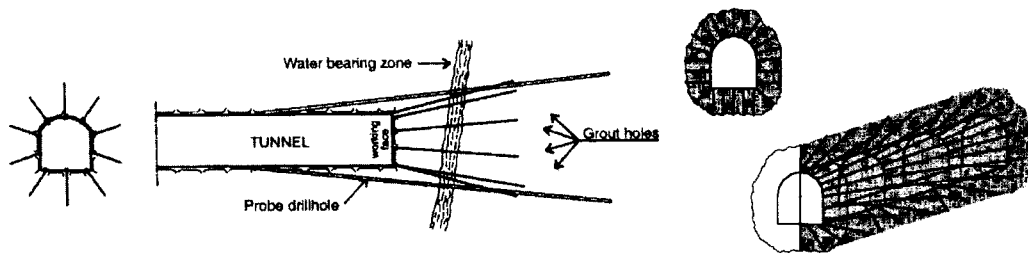


그림 3. 막장 전방 지반평가를 위한 선진천공과 그라우팅

여러 해저터널에서는 양호한 암반이하의 조건에서도 최소암반두께를 40m 이하를 적용하기도 하였다. 이렇게 한 이유는 터널심도와 연장을 줄이는 큰 경제적 잇점과 지반조사 및 건설에 적용된 방법들에 대한 신뢰 때문이다. 해수유입에 의한 터널붕괴가 없었기 때문에 일반적으로 실제 적용이 성공적이었다. 그러나, 다음의 사례가 보여주듯이 그림 2으로부터의 분명히 안전한 암석두께를 택하는 것 만이 성공을 보장하는 것은 아니다.

3. 적용사례-Oslofjord 터널

다음 사례는 불량한 지반조건하에서의 비교적 얇은 암반두께로 최근에 건설된 해저터널에 관한 것이다. Oslofjord 터널은 오슬로 피요르드를 연결하는 고속도로로서 7.2km 의 긴 터널인데 해저부분은 약 2.0km 정도이다. 서쪽부터 터널굴착을 하여 서쪽 협곡아래 도달했을 때, 연속적으로 실시하여 왔던 충격식 시추에 의해 단층대를 당초 예상하였던 위치에서 마주쳤다. 그러나 터널막장 전방 상부 쪽에서 단층대가 두드러지게 침식되어있었고 투수성이 매우 큰 이완된 암설(점토, 모래, 자갈 등)로 채워져 있었으며 120m 수압하에 있었다. 양호한 암질의 막장에서 굴착을 중지하고 코아시추를 포함한 선진시추를 하여 단층대가 예상했던 기반암 표면아래 35m 심도(터널 크라운 수준아래 3m)까지 침식되어 있음을 확인하였다.

공정문제는 단층대내에 우회 운반터널을 더 깊은 심도에 굴착하여 해결하였다.

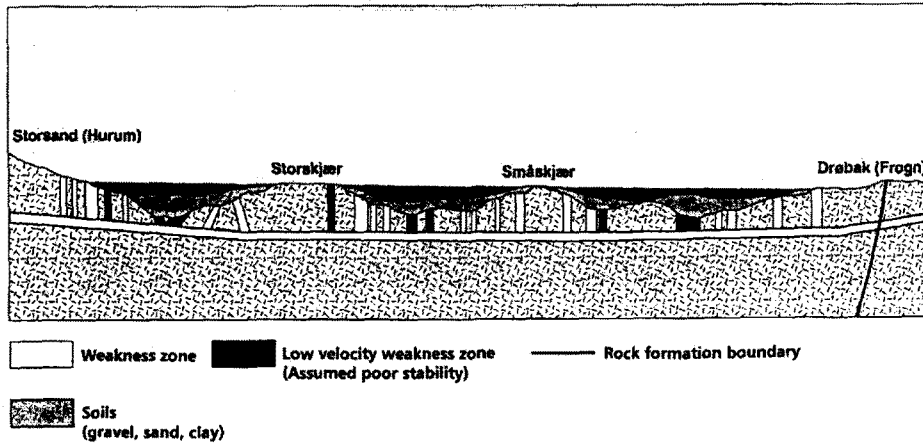


그림 4. 사전 조사에 기초로 한 Oslofjord 터널 해저단면

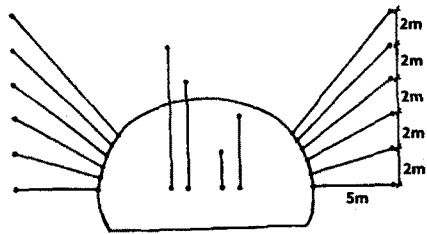


그림 5. 막장 전방 15m 충격식 시추공

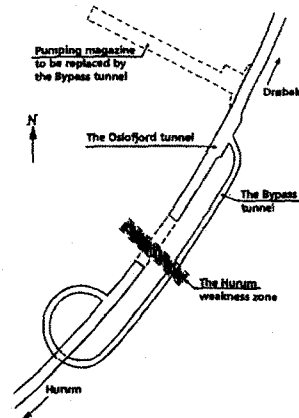


그림 6. 연약대를 가로지르는 우회터널

단층대에 700톤의 시멘트와 모래의 그라우팅을 시행한 후에도 투수율은 상당히 감소되지 않아 동결공법을 적용하게 되었다. 양호한 암반에서 굴착이 중단되었기 때문에 터널막장의 안정성에 문제는 없었다. 그러나 높은 수압을 받고있는 이완된 퇴적물내에 동결공을 천공하는 것이 매우 어려웠고 시간도 많이 걸렸다. 단층대 통과에 있어서는 총 비용증가는 우회, 그라우팅, 지반동결, 주의깊은 굴착, 콘크리트 라이닝 과 추가 운반비용 등을 포함하여 대략 6,152백만원(40백만 NOK)으로 추정되었다. 공사 초기단계에서 단층대를 마주치게 되었고 우회를 통한 피요르드하부 굴착 진행을 신속히 하였기 때문에 전체 공정상 지연은 없었다. 우회터널은 후에 영구 양수장소로 활용되었다. 정확한 실제 암반두께는 터널로부터 조사되지 않았다. 만일 깊은 침식이 발생했더라도 터널천반상부 20m 까지 도달하지는 않았음을 단층대에서 정기적으로 실시한 조사용 시추로 확인되었다.

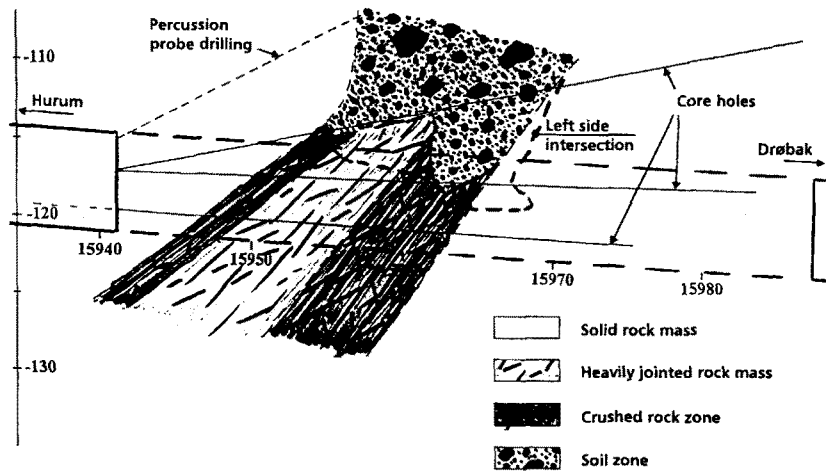


그림 7. 연약대를 관통하는 터널

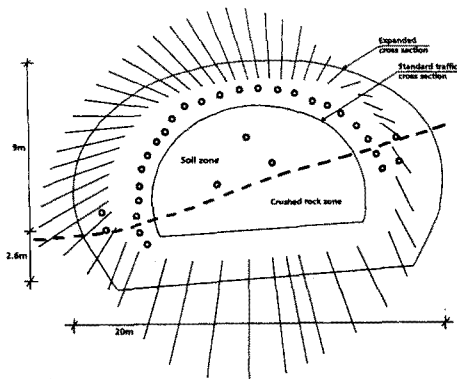


그림 8. 동결공이 배치된 터널

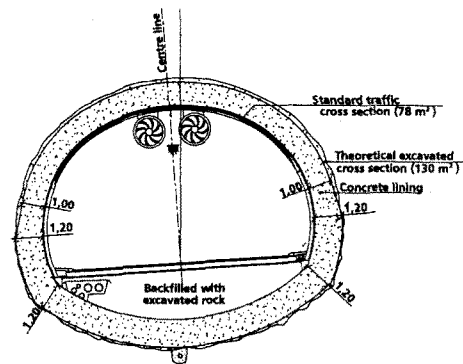


그림 9. 연약대 통과구간 콘크리트 라이닝

굴절법 탄성파탐사의 해석에 있어서는 심도에 따른 매우 불량한 해석결과에 대하여서는 다시 점검하였다. 방향성 코아시추공과 하향식 탄성파 토모그래피는 좋은 상관관계를 가졌으며 예상했던 32m의 암반두께에 대한 해석에 신뢰성을 보여주었다. 단층대내 두 방향성 시추코아공은 터널레벨에서 단층대의 암질을 조사하기 위한 것과 그리고 깊게 침식된 해구 직하부로 상향시추공이 지나도록 하기 위함 이었다. 굴착하는동안 터널이 예상된 단층대에 접근하였을 때 조사시추를 점차 증가시켰다. 예상치 못한 지반조건들이 발견되었을 때는 굴착을 중단하여 부주의하여 이완된 퇴적물로 진입하는 위험성을 없었다. 피요르드 하부에 심도가 더 깊은 우회터널을 통하여 터널굴착을 계속하고 지반동결공법을 실시한 것이 공정을 단축시켰고 전체적인 경제성도 증가시켰다. 결론적으로, 32m의 암석두께는 너무 얇아 확인되지 않은 지반변화에 대한 여유분을 제공하지 못했다. 터널 크라운 상부 5-10m 를 향하여 상향의 방향성 코아시추공을 천공하였었다라면 터널 선형은 시공전에 조정되었을 것이다.

4. 경제성

4.1 지반조사 비용

지반조사 비용에 있어서 탄성파 탐사 축선길이, 코아시추 수량 등 어떤 것이 적정수준인지에 대해 일반적으로 규정하기 쉽지 않다. 사전 지반조사량이 많았고, 터널굴착 하는 중에 예상했던 것보다 지반조건이 크게 다르지 않았을 때는 지반조사비용이 적정했다고 결론짓게 되기 쉽다. 공사후에 절약이 가능했을 것들을 찾아내는 것도 용이하다. 문제는 이것들을 미리 알아내는 것이 어렵다는 것이다. 지반조건이 예상했던 것과는 매우 다를 경우에는 너무 적은 조사를 실시하였다고 결론 내리기 쉽다. 마주친 문제들을 피하기 위해서 추가적인 조사의 필요는 분명해 보이지만 그러나 반드시 올바른 것은 아니다. Oslofjord 터널은 이러한 예이다. 여러 가지 시나리오를 상상할 수 있다. 만일 상향방향의 코아시추공을 터널 크라운 5-10m 위에 뚫었다면 깊게 침식된 트렌치(trench)가 발견되었을 것이다. 이것은 트렌치의 정확한 심도 확인하기 위해 좀더 많은 방향성 코아 시추공(하향식 시추공 탄성파탐사)을 수행하게 하였을 것이고 굴절법 탄성파탐사 단면상으로 터널의 위치가 평탄한 깊은 안부를 지나고 있음을 확인되었더라도 좀더 양호한 교차지점을 조사하기 위해 여러 시추공을 뚫게 되었을 것이다. 대략적으로 코아시추공당 말하자면 154백만원(1백만 크로네, 1999년 불변가격)의 비용에 대하여 지반조사비용은 적어도 시추공당 154-308백만원 증가되어 770백만원까지도 될 수 있다. 시추선으로 부터의 코아시추가 요구되면 비용은 실제로 상당히 증가된다.

4.2 건설 비용

암반두께의 증가는 터널의 길이가 증가하게 되어 건설비용의 증가를 가져온다. Oslofjord 터널의 서쪽 협곡의 경우에는 터널의 심도가 깊어짐에 따라 비용증가는 다음과 같았다. 터널의 최대 경사도는 7%였고 이로 인해 1m 깊어짐에 따라 약 14.3m의 연장되었다. 몇가지 시나리오를 고려할 수 있다. 한 시나리오는 암반 두께를 기존 정보를 바탕으로 좀더 보수적으로 정하는 경우이다. 예상건설비용이 대략 m 당 10.8백만원이 증가될 것이다. 암반두께가 42m에서 10m 증가시 예상건설비용은 약 1,538백만원이 증가될 것이다. 사전 지반조사의 해석상의 신뢰성 때문에 암반두께 증가의 필요성을 고려될 것 같지는 않다. 좀더 조사가 진행되어 부식된 채널바닥의 정확한 수준이 결정되었더라면 터널은 아마도 낮아 졌을 것이다. 120m 이상의 수압을 받는 10-15m 폭의 단층대내 점토층을 포함한 심하게 파쇄된 물질내의 암반두께는 시공전에 터널폭인 15m의 2배로 제안되었다면 승인되지 않았을 것이다. 결과적으로 30m 레벨을 낮추게 되어 $14.3m \times 30 = 429m$ 의 터널연장을 가져오고 대략 4,620백만원의 비용증가를 가져오게 된다.

4.3 수송 및 유지관리 비용

비교적 가파른 경사를 지닌 터널의 연장효과는 차량의 교통량 등에 좌우된다. 이들 효과는 사업에 따라 각각 다르게 고려되어야 한다. 노르웨이 조진(연료, 시간소요 등)에서 예상 교통량에 대한 통상적인 지침은 7%의 경사도에서 교통작업 비용은 터널 연장 m 당 662천원/년에 달한다. 암반두께 10m 증가(143m 연장)시 대략 1080백만원의 증가를 가져오고 30m 암반두께 증가는 3,230백만원의 증가가 발생한다. 증가되는 운영비는 높아진 양수할 높이에 따라 펌핑비용이 증가하고 증가된 터널연장상에 해수유입의 가능성이 높아진다(통상적으로 300 리터/분-km 는 허용). 그리고 모든 토목 및 전기, 기계

의 유지관리비(통기, 배수, 조명, 교통신호 등)가 증가된다. 간단히 산정하면 암반두께 각각 10m에서 30m 로 증가하면 308-923백만원이 증가된다.

4.4 시나리오의 비교

표 2는 앞서 언급한 각각의 시나리오에 있어서 주요 비용증가를 나타낸다. 이 비교에는 예상치 않은 조건으로 인한 비용증가의 위험성에 대한 실질적 평가는 없다. 굴착하기전에는 동결의 비용증가는 6,152백만원보다 적게 평가되기 쉽다. 10m 낮게 한 경우, 비교할 수 있는 실제 시나리오를 위해서는 총 비용(위험 즉 6,152백만 원 × 0.5=3,076백만원포함)에 대하여 동결(freezing)의 필요에 대해 50% 가정해야 했음을 보여준다. 이것은 왜 터널을 낮추어서는 안되는 간단한 이유를 나타내고 있다. 지반조사결과 해석에서의 신뢰로 인하여, 또한 그 구간을 통과하는 데 1,846백만원의 안정대책비가 이미 상당한 비용인 관점에서 예상했던 32m 의 암반두께는 충분한 것으로 간주되었다. 사전조사를 더하여 30m 더 낮출 경우 비용은 상당히 증가될 것이다. 그러나 상기 비용사례에는 예상보다 다르게 전개될 때의 위험은 포함되어 있지 않다. 예를들어 10m 를 낮추는 시나리오는 만일 130m 수압하에서 단층대물질내에서 단지 7m 두께만 지닌 채 동결작업 없이 이 단층대를 통과하는데 다른 시나리오에서보다도 더 높은 붕괴위험을 포함하고 있다. 만일 터널붕괴 및 침수후의 복구비용을 포함한 이 건설사업의 전체적인 완성에서 상당한 지연의 위험성이 고려되지 않았다면 표 3의 사례에서와 같이 그림은 달라진다.

표 2 상부암반두께의 비교

(단위: 백만원)

시나리오	실제 0m	10m 낮아짐	30m 낮아짐
가정된 암반두께(m)	32	42	27
터널길이 증가(m)	0	143	429
굴착비용증가(MNOK)	0	1,538(10)	4,614(30)
조사비용증가(MNOK)	0	0	461(3)
운송비용증가(MNOK)	0	1,077(7)	3,230(21)
운영비용증가(MNOK)	0	308(2)	923(6)
총 증가액(MNOK)	0	2,923(19)	9,228(60)

* 추가 지반조사로 확인되었다고 가정

이 간단한 비교는 상세한 위험분석의 결과가 아니다. 첫째 심도에 따라 증가한다고 가정된 제시된 회수기간및 비용은 매우 불확실하며 가정들이 포함되어 있다. 터널에서의 다른 작업뿐만아니라 오슬로 피오르드를 따라 배의 운항이 빈번한 곳에서 특수선박으로 부터의 붕괴지역에 대한 시추, 충전, 그라우팅의 집중적인 작업이 포함된다. 이 경우 투자에 대한 이자비용은 26km 의 고속도로와 5개이상의 육상터널을 포함한 전체 건설사업 총비용이 해저터널비용의 약 3배로 집계되었다. 물론 결과는 가정된 붕괴가능성에 크게 좌우된다. 이것은 매우 주관적이다. 가정된 비용과 확률에 있어서, 실제 사례는 동결공사로 인한 상당한 비용증가가 있었음에도 10m 낮추는 시나리오보다는 더 적은 비용이 들었다. 후자에 있어서 2개의 세부 시나리오가 보여진다. 1) 통상적인 안정대책으로 통과하는 데 769백만원의 비용증가와 10%의 붕괴가능성이 존재한다. 2) 동결공법으로 통과하는 데 4614백만원(단층대에 천공하는 데 더 용이하기 때문에)의 비용증가와 실제 시나리오에서와 같이 붕괴가능성은 1%로 줄어든다. 상기한 비교는 동결작업은 이 건설사업의 전체적인 완성을 지연시키지 않았다는

회고하에 이루어졌음을 깨달아야한다. 만일 이 비교가 설계단계에서 이루어졌다면 이 사업완성의 지연가능성에 초점을 두어 평가가 되어야 했다.

만일 32m 상부암반두께가 지반 동결작업을 하여야 하는 상당한 위험을 포함하고 있음을 알았다면, 터널선형은 10m 낮추어 졌을 것이다. 예를들어 0.5년 지연은 7,075백만원의 자본비용이 들게하며 이러한 지연의 25% 발생가능성은 노선의 수준을 낮추는 데 드는 비용 1,769백만원이 매력적인 것으로 된다.

결론적으로 이러한 비용과 위험의 간단한 비교는 동결작업의 경험비용은 터널을 10m 낮추는 것과 비교할 수 있음을 나타내고 있다. 그러나 전체적 경험은 또한 만일 동결작업이 필요한 이완된 퇴적물을 마주칠 위험이 있다면 건설사업완공상의 지연의 위험성은 수분을 함유한 이완된 퇴적물에 동결공을 천공하는 어려움 때문에 큰 것이다.

건설하기전에 터널크라운부 상부예의 코어링에 의하여 암석두께를 실제로 확인할 수 없다면 충분한 암석두께를 적용하는 것이 바람직하다.

표 3. 위험을 포함한 총 비용증가의 산정 (단위: 백만원)

시나리오	실제	10m 낮아짐		30m 낮아짐
침수된 터널의 복구(MNOK)	15,380 (100)	16,918 (110)		19,994 (130)
복구시간(년)	1	1.1		1.3
활용안된 자본투자비용 7% p.a., MNOK *)	13,996 (91)	15,380 (100)		18148 (118)
복구 및 지연 총비용	29,376 (191)	32,298 (210)		38,142 (248)
붕괴확률(%)	1	10	1	2
위험(MNOK) (위험=비용× 확률)	292 (1.9)	3,230 (21)	323 (2.1)	769 (5)
증가된 안정대책(MNOK)	6,152 (40)	769 (5)	4,614 (30)	0
표 2로부터의 총증가(MNOK)	0	2,922(19)	2,922(19)	9228 (60)
위험을 포함한 총 비용(MNOK)	6444 (41.9)	6,921 (45)	7,859 (51.1)	9,997 (65)

*) 총 사업비는 약 199,940백만원(1,300 MNOK)

5. 결 론

노르웨이의 해저터널 설계사례를 통하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 굴절법 탄성파 탐사와 방향 시추코어링에 의한 암질 비교와 함께 여기서 적용된 최소 암석두께로부터의 경험은 해저터널의 계획단계에서 지침이 될 수 있다. 그러나 수심 또는 암질 등 모든 지반조건에 적용할 수 있는 안전한 암석두께는 없으므로 각각의 상황은 독립적으로 평가되어야 한다.

- 2) 암석두께 산정시에는 터널 막장에서 적용된 안전대책에도 불구하고 발생할 수 있는 붕괴 등에 대해서도 고려하여야 한다.
- 3) 건설착수전 조사는 높은 신뢰성으로 기반암 표면이 확정되어야 한다.
- 4) 시공중의 안전과 대형재해방지를 위해서는 작업막장전방에 대한 체계적이고 지속적인 선진천공, 해수 조절, 사전 그라우팅, 사전 비상대책, 철저한 품질관리 등이 마련되어야 한다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁 시행하는 2005년도 건설핵심 기술연구개발사업(과제명: 해저시설물 차폐기술개발)에 의해 연구비가 지원된 것으로 이에 깊은 감사를 드립니다.

■ 참고문헌 ■

1. Backer, L. and Blindheim, O.T., 1999, The Oslofjord Subsea Road Tunnel. Crossing of a Weak Zone under High Water Pressure by Freezing; Challenges for the 21st Century, pp.309-316.
2. Blindheim, O.T. and B. Nisen, 2001, Rock Cover Requirements for Subsea Road Tunnels, Strait Crossing 2001, pp.439-448.
3. Norwegian Soil and Rock Engineering Association, 1991, Norwegian Subsea Tunnelling; Publication No.8. 88p.