

노르웨이 Oslofjord 해저터널의 설계경향

신희순^{1)*}, 박의섭²⁾

Design of the Oslofjord Subsea Tunnel: A Case Study

Hee-Soon Shin and Eui-Sub Park

Abstract In Norway, about 30 subsea tunnels have been constructed over the last 20 years. The minimum depth of 17 subsea tunnels is 56 m and rock cover are between 23 and 49 m. As the project areas for subsea tunnel are covered by water, special investigation techniques need to be applied and the investigation results are more uncertain than that of most conventional tunnel projects. The indefinite potential of water inflow and the salinic character of ingress water represent considerable problems for tunnel equipment and rock support materials. The least stable conditions are represented by major faults or weakness zones containing heavily crushed rock and clay gouge. This paper introduces the Oslofjord subsea tunnel project including minimum rock cover requirement, risk of water inflow, investigation costs, construction costs, and traffic & operation costs.

Key words Subsea tunnel, Minimum rock cover, Bed rock depth, Investigation cost

초 록 노르웨이에는 최근 20여년간 전세계 해저터널의 반이상인 약 30개의 해저터널이 건설되었다. 이중 17개의 해저터널의 최소심도는 56 m이며 암반두께는 23~49 m였다. 최근 수년간 해저터널을 건설하면서 매우 복잡하고 어려운 지반을 경험하면서 터널의 안정성과 누수 등을 결정하는 핵심요소들에 대해 좀 더 명확한 이해가 요구되고 있다. 해저터널은 육상터널과는 여러 가지 면에서 커다란 차이가 있는 데 특히 사업대상지역이 물로 덮혀있어 특별한 조사방법이 적용되어야 하며 조사결과에 대한 해석에서는 육상터널의 경우에서보다 더 많은 불확실성이 있다는 점이다. 해수의 유입가능성이 많은데 지형에 따라서는 펌프를 이용하여 터널밖으로 펴내야하며 유입된 해수는 염분을 함유하고 있어 터널장비 및 지보재에 부식 등 심각한 영향을 준다. 노르웨이의 해저터널자료 분석을 통하여 수심, 최소 암반두께, 누수 등 국내 해저터널 설계시 고려해야 할 설계요소들을 제시하고자 한다.

핵심어 해저터널, 수심, 최소 암반두께, 기반암심도, 지반조사비용

1. 서 론

노르웨이에서는 최초의 해저터널이 Vardø에 1981년에 건설된 이래로 지난 20여년간 약 30여개의 해저터널이 건설되었는데 이는 전세계 해저터널의 반이상을 차지한다. 노르웨이의 해저터널은 34개소 130 km이며, 해저도로터널은 23개소 95 km에 달한다. 대부분의 해저터널은 2차선이나 Tromsøysund 터널의 경우 복선터널로 4차선의 대단면 터널이다. 해저터널 중 가장 깊은

터널은 해저 264 m인 Hitra터널이며, 가장 긴 해저터널은 Bømlafjord 터널로써 총연장이 7,931 m이며 해저 262.5 m에 위치한다. 대부분 단면적 50 m²인 2차선 또는 70 m²인 3차선 도로터널이지만 단면적이 약 25 m²인 수로터널, 하수터널, 석유 또는 가스 수송 터널도 있다. 모든 터널은 발파로 굴착되었다.

노르웨이의 해저터널은 주로 선캠브리안기의 화강편마암인 경암에 건설되었으며 일부 해저터널은 견고하지 않은 셰일이나 편암 내에 건설된 것도 있다. 본 논문에서 다룬 해저터널들의 최소심도는 56 m이며 암반두께는 23~49 m였다. 최근 수년간 해저터널을 건설하면서 매우 복잡하고 어려운 지반을 마주치고 있다. Blindheim & Nilsen(2001)의 보고서를 바탕으로 주로 노르웨이의 해저터널자료 분석을 통하여 수심, 최소 암반두께(rock

¹⁾ 한국지질자원연구원 지반안전연구부 책임연구원

²⁾ 한국지질자원연구원 지반안전연구부 선임연구원

* 교신저자 : shinhs@kigam.re.kr

접수일 : 2007년 2월 2일

심사 완료일 : 2007년 2월 15일

cover) 등 국내 해저터널 계획시 참고할만한 설계사례를 소개하고자 한다.

2. 해저터널의 특징

해저터널은 육상터널과는 여러 가지 면에서 커다란 차이가 있다. 사업지역이 바닷물로 덮혀있어 특수한 조사기술들이 적용되어야 하며 조사결과의 해석에는 육상터널보다 더 많은 불확실성이 존재한다. 해수유입의 가능성이 불확실하며, 모든 유입수는 펌프를 이용하여 터널 밖으로 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 선캄브리아기의 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 연약대들이다. 이러한 구간에서의 해수유입은 터널자립시간을 극적으로 감소시키며 붕괴사례를 몇차례를 겪었지만 상부지반의 대규모 붕괴전에 굴착을 중단하고 지반보강하여 안정화시켰다. 해수유입이 주요단층이나 연약대와 직접적으로 연결된 사례는 비교적 드물었는데 이는 이 구간 중앙부에 낮은 투수성의 점토가 많이 존재

했기 때문일 것이다. 단층대 인접 암반에서는 연속성있는 뚜렷한 개구절리들이 발견되는데 이것이 전체적인 해수유입에 중요한 역할을 한다. 암반응력의 크기와 방향도 영향을 끼치며 또한 지질구조적 이동에 의해 열려진 절리를 통하여 해수유입이 몇차례 발생하였다.

Fig. 1은 해저터널의 최소 암반지층 두께의 최적화의 중요성을 보여준다. 상부 암반두께가 증가하면 터널이 필요 이상으로 길어져 추가적 건설비용이 소요되며 터널 운영 시에도 유지관리비와 교통비용이 증가한다. 반면 지나치게 얇은 상부 지층두께는 굴착작업의 불안정성, 과도한 해수유입 등 문제를 발생시켜 과도한 그라우팅 및 높은 양수비용을 들게 된다. Table 1은 노르웨이 해저터널들의 길이와 심도를 보여주고 있다.

가장 우려되는 사태는 터널이 붕괴되어 급격한 다량의 해수유입으로 터널전체가 침수되는 것이다. 상황에 따라서 침수된 터널이 복구될 수 있으나 상당한 공사지

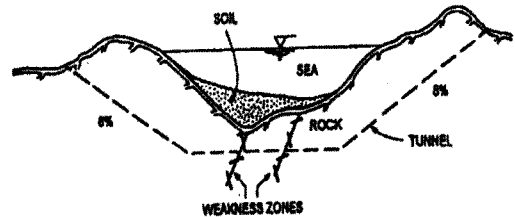


Fig. 1. Typical geometry of subsea tunnel

Table 1. Norwegian subsea road tunnels (Blindheim & Nilsen, 2005)

구분	번호	완공 년도	주요암종	단면 (m ²)	연장 (km)	최소상부 암반두께 (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
18	Skatestraum	2002	Gneiss	52	1.9	40	80
19	Eiksund	2007	Gneiss/gabbro/limestone	71	7.8	50	287

연과 막대한 추가비용이 소요되어 사업의 경제성이 쉽게 손상될 수 있다.

3. 상부암반 두께

3.1 경험적 설계

새로운 해저터널을 계획하는 데 기본적으로 중요한 것은 시공경험이다. Fig. 2는 시공경험의 분석결과로 해저터널의 최소 암반두께를 나타내고 있다. 한계평형이론이나 수치모델링과 같은 이론적 분석은 적정 입력자료 수집의 어려움 때문에 한계가 있다.

Fig. 2에서의 숫자는 Table 1에서의 터널번호이다. 그림에서 각 점은 각각의 해저터널에 대한 임계암반두께(critical rock cover)를 나타낸다. 임계암반두께는 대부분 해저 기반암 아래의 터널 레벨까지의 두께를 나타낸다. 기반암 심도는 해저 토층심도와 수심을 더한 값이다. 암반두께는 신선한 암반뿐 아니라 파쇄된 암반과 점토 가우지(gouge)도 포함한다. Fig. 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 170 m까지에서 탄성파속도가 5.5~6.0 km/sec인 양질의 암반조건에서 암반두께를 7~8 m로 하여 석유가스 운반용 터널을 성공적으로 굴착한 적이 있다. 그림에서와 같이 대부분의 해저 도로터널이 최소암반두께 40 m 이하에서 설계되고 건설되었다. 이것은 단층과 연약대구간을 포함한 암반두께이다. 암반두께가 25 m 이하이고 수심이 20 m인 몇가지 드문 사례도 있었다. 이 경우 암반두께는 토층이 없거나 얇고 탄성파속도로 표시되는 양호한 암반으로 구성되어 있었다.

3.2 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 50 m로 기초한 설계를 하여야 하며 상세한 조사가 이루어져 양호한 조건이 문서화가 된다면 최소 암반두께를 40 m 이하로도 인정될 수 있다. 이 지침에서는 다른 터널에 비해 해저터널에서는 훨씬 더 철저한 지반조사의 필요성을 강조하고 있다. 이 지침에는 기반암 심도와 노선에 따른 암질 평가를 하기 위해 광범위한 굴절법탄성파탐사의 사용이 포함되어 있다. 암질평

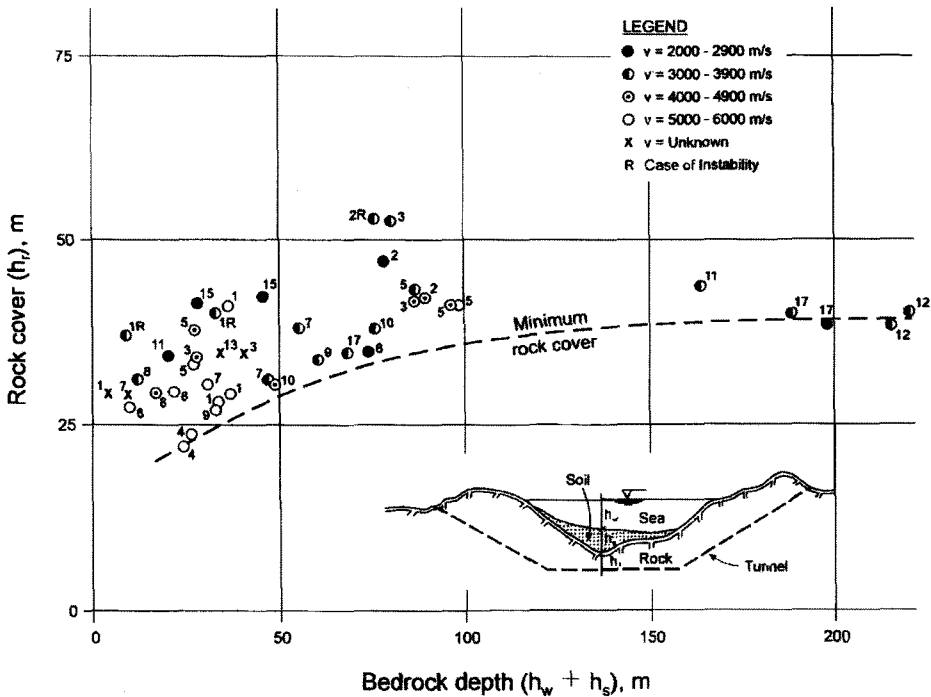


Fig. 2. Minimum rock cover under sea as function of the bedrock depth (Blindheim & Nilsen, 2001)

가에는 직접적인 시추나 탄성과 토모그래피의 적용을 제안하고 있다. 경우에 따라서는 선상 시추결과로부터 암반두께의 조절이 요구될 수도 있지만, 많은 경우 경비 면에서 효과적인 방법은 아니며, 기반암의 심도를 전체적으로 항상 확인해주는 것도 아니다. 이 지침은 막장 전방 암질과 사전 그라우팅의 필요성을 평가하고 또한 암반두께를 결정하기 위해 선진 천공과 터널막장 전방 사전 그라우팅을 엄격히 요구하고 있다(Fig. 3 참조). 요구되는 응급대책에는 터널붕괴의 위험성이 있는 경우, 긴급히 사용되는 콘크리트 플러그(plug)를 현장타설 할 수 있게 하는 막장차폐물의 이동성과 추가 양수능력이 포함되어 있다.

여러 해저터널에서는 양호 이하의 암반조건에서도 최소암반두께를 40 m 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 Oslofjord 해저터널의 사례가 보여주듯이 Fig. 2로부터 안전한 암석두께를 택하는 것만이 성공을 보장하는 것은 아니다.

4. Oslofjord 해저터널사례

4.1 건설공사개요

다음 사례는 불량한 지반조건 하(Fig. 4)에서의 비교적 얇은 암반두께로 최근에 건설된 해저터널에 관한 것이다. Oslofjord 터널은 오슬로 피요르드를 연결하는 고속도로 터널로서 7.2 km의 긴 터널인데 해저부분은 약 2.0 km 정도이다. 서쪽부터 터널굴착을 하여 서쪽 협곡 아래 도달했을 때, 계속적으로 실시하고 있던 층격식 시추에 의해 단층대를 당초 예상하였던 위치에서 발견하였다. 그러나 터널막장 전방 상부쪽에서는 단층대가 심하게 침식되어 있었고 투수성이 매우 큰 이완된 암질(점토, 모래, 자갈 등)로 채워져 있었으며 120 m 수압 하에 있었다. 양호한 암질의 막장에서 굴착을 중지하고 코아시추를 포함한 선진시추(Fig. 5)를 하여 단층대가 예상했던 기반암 표면아래 35 m 심도(터널 천정부 수준아래 3 m)까지 침식되어 있음을 확인하였다.

공정문제는 단층대 내에 우회 운반터널을 더 깊은 심도에 굴착하여 해결하였다(Fig. 6).

단층대에 700톤의 시멘트와 모래의 그라우팅을 시행

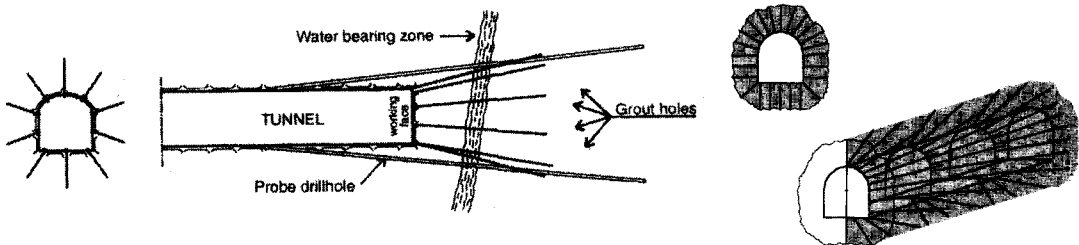


Fig. 3. Principles of the basic probe drilling system and pre-grouting (Blindheim & Nilsen, 2001)

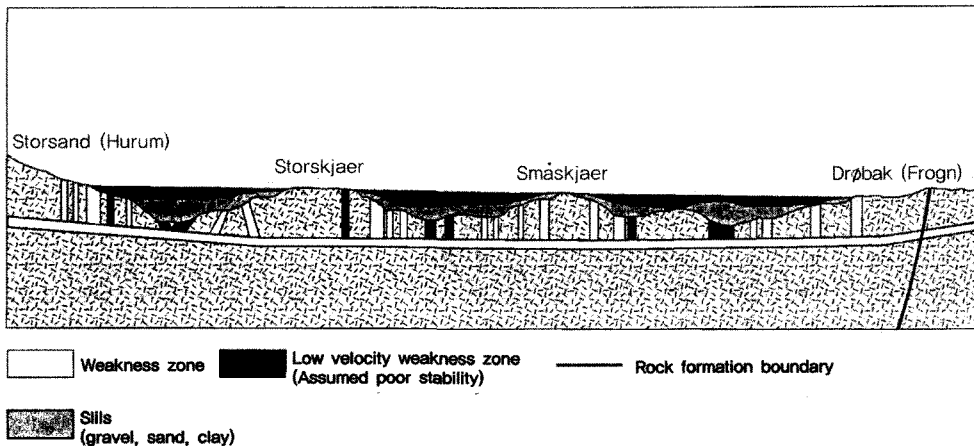


Fig. 4. Section of the subsea part of the Oslofjord tunnel based on the preinvestigations (Backer and Blindheim, 1999)

한 후에도 투수율은 상당히 감소되지 않아 동결공법을 적용하게 되었다(Fig. 7, Fig. 8). 양호한 암반에서 굴착이 중단되었기 때문에 터널막장의 안정성에 문제는 없었다. 그러나 높은 수압을 받고 있는 이완된 퇴적물 내에 동결공을 천공하는 것이 매우 어려웠고 시간도 많이 걸렸다. 단층대 통과에 있어서는 총 비용증가는 우회, 그라우팅, 지반동결, 주의깊은 굴착, 콘크리트 라이닝(Fig. 9)과 추가 운반비용 등을 포함하여 대략 6,152백만원(40백만 NOK, 1999년 불변가격)으로 추정되었다. 공사 초기단계에서 단층대를 마주치게 되었고 우회를 통한 피요르드하부 굴착 진행을 신속히 하였고 때문에 전체 공정상 지연은 없었다. 우회터널은 후에 영구 양수장소로 활용되었다. 정확한 실제 암반두께는 터널로부터 조사되지 않았다. 만일 깊은 침식이 발생했더라도 터널천반상부 20 m까지 도달하지는 않았음을 단층대에서 정기적으로 실시한 조사용 시추로 확인되었다.

방향성 코아시추공과 하향식 탄성과 토모그래피는 좋은 상관관계를 가졌으며 예상했던 32 m의 암반두께에 대한 해석에 신뢰성을 보여주었다. 단층대내 두 방향성 시추코아공은 터널레벨에서 단층대의 암질을 조사하기 위한 것과 침식된 해구 직하부로 상향시추공이 지나도록 하기 위함이었다. 굴착하는 동안 터널이 예상된 단층대에 접근하였을 때 조사시추공수를 점차 증가시켰

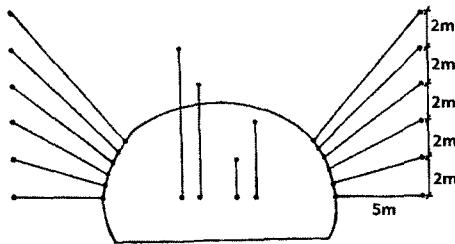


Fig. 5. Percussion probe drill holes. Target points are shown 15m ahead of the face

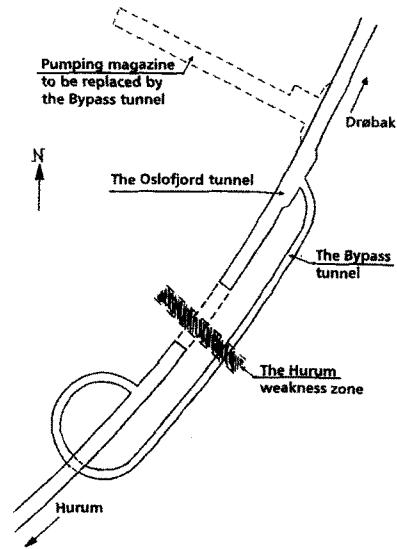


Fig. 6. The bypass tunnel, crossing the Hurum weakness zone at a lower elevation

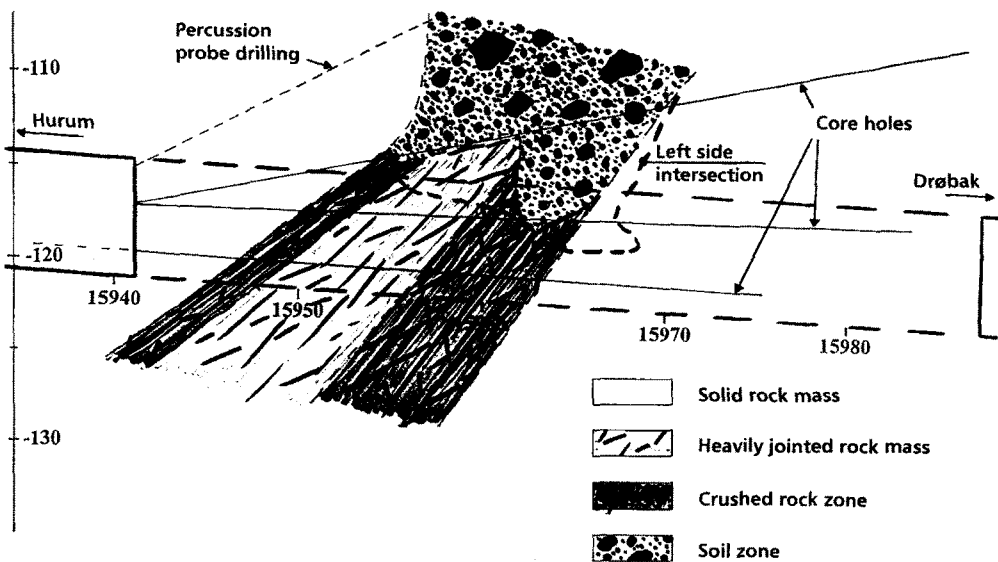


Fig. 7. Section through the Humrum weakness zone along the tunnel centre line (Backer and Blindheim, 1999)

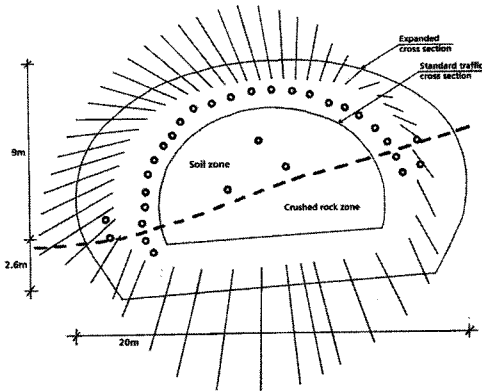


Fig. 8. Expanded cross section with freeze holes in original pattern of one row, supplementary holes indicated by rings

다. 피요르드 하부에 심도가 더 깊은 우회터널을 통하여 터널굴착을 계속하고 지반동결공법을 실시한 것이 공정을 단축시켰고 전체적인 경제성도 증가시켰다. 결론적으로, 32 m의 암석두께는 너무 얇아 확인되지 않은 지반변화에 대한 여유폭을 제공하지 못했다. 터널 천정부 상부 5~10 m를 향하여 방향성 코아시추를 하였다면 터널 선형은 시공 전에 조정되었을 것이다.

4.2 경제성분석

4.2.1 지반조사 비용

지반조사 비용에 있어서 탄성파 탐사 축선길이, 코아시추 수량 등 어떤 것이 적정수준인지에 대해 일반적으로 규정하기 쉽지 않다. 사전 지반조사량이 많았고, 터널 굴착 중 실제 지반조건이 예상했던 것과 크게 다르지 않았을 때는 지반조사비용이 적절했다고 결론짓게 되기 쉽다. 공사 후에 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 코아시추공을 터널 천정부 상부 5~10 m 위에 뚫었다면 깊게 침식된 트렌치(trench)가 발견되었을 것이다. 이것은 트렌치의 정확한 심도를 확인하기 위해 좀더 많은 방향성 코아시추공(하향식 시추공 탄성파탐사)을 수행하게 하였을 것이다. 대략적으로 코아시추공당 154백만원(1백만 NOK)의 비용에 대하여 지반조사비용은 적어도 시추공당 154~

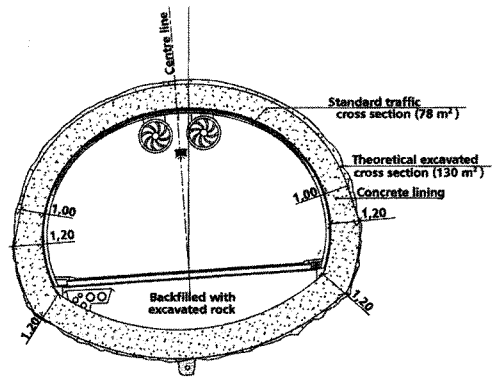


Fig. 9. Concrete lining for the Hurum weakness zone

308백만원 증가되어 770백만원까지도 될 수 있다. 시추선을 이용해 코어시추를 하게 되면 그 비용은 상당히 증가한다.

4.2.2 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 1 m 깊어짐에 따라 약 14.3 m의 연장되었다. 몇가지 시나리오를 고려할 수 있다. 한 시나리오는 암반 두께를 기존 정보를 바탕으로 좀더 보수적으로 정하는 경우이다. 예상건설비용이 대략 m당 10.8백만원이 증가될 것이다. 암반두께가 10 m 증가하여 42 m가 되면 예상건설비용은 약 1,538백만원이 증가될 것이다. 사전 지반조사의 해석상의 신뢰성 때문에 암반두께 증가의 필요성을 고려될 것 같지는 않다. 좀더 조사가 진행되어 부식된 해저기반암의 정확한 수준이 확인되었더라면 터널은 아마도 낮아졌을 것이다. 120 m 이상의 수압을 받는 10~15 m 폭의 단층대내 점토층을 포함한 심하게 파쇄된 물질 내의 암반두께는 시공 전에 터널폭인 15 m의 2배로 제한되었다면 승인되지 않았을 것이다. 결과적으로 30 m를 낮추게 되어 14.3 m×30 = 429 m의 터널연장을 가져오고 대략 4,620백만원의 비용증가를 가져오게 된다.

4.2.3 수송 및 유지관리 비용

비교적 가파른 경사를 지닌 터널의 연장효과는 차량의 교통량 등에 좌우된다. 노르웨이 조건(연료, 시간소요 등)에서 예상 교통량에 대한 통상적인 지침은 7%의 경사도에서 교통작업 비용은 터널 연장 m당 662천원/

년에 달한다. 암반두께 10 m 증가(143 m 연장)시 대략 1,080백만원이 증가하고 30 m 암반두께 증가는 3,230 백만원이 증가한다. 증가되는 운영비는 높아진 양수할 높이에 따라 펌핑비용이 증가하고 증가된 터널연장 상에 해수유입의 가능성이 높아진다(통상적으로 300 리터/분-km 는 허용). 그리고 모든 토목 및 전기, 기계의 유지관리비(통기, 배수, 조명, 교통신호 등)가 증가한다. 간단히 산정하면 암반두께 각각 10 m에서 30 m로 증가하면 308~923백만원이 증가한다.

4.2.4 시나리오의 비교

Table 2는 앞서 언급한 각각의 시나리오에 있어서 주요 비용증가를 나타낸다. 이 비교에는 예상치 않은 지반조건으로 인한 비용증가의 위험성에 대한 실질적 평가는 포함되어 있지 않다. 굴착하기 전에는 동결작업의 예상 비용증가는 실제보다 훨씬 적게 평가되었다. 실제로 당초 예상치보다 2배인 6,152백만원(400MNOK)이 소요되었다. 지반조사결과의 해석을 신뢰하였고, 또한

그 구간을 통과하는 데 대한 안정대책비 1,846백만원은 상당하다고 판단하여 32 m의 암반두께는 충분한 것으로 간주되었다. 사전조사를 더하여 30 m 낮출 경우 비용은 상당히 증가될 것이라는 사실이 증명되었다. 10 m를 낮추는 시나리오는 만일 130 m의 수압 조건에서 단지 7 m의 상부암반 두께만으로 동결작업 없이 단층대를 통과하는 시나리오는 다른 시나리오보다 붕괴 위험이 훨씬 크다. 만일 터널붕괴 및 침수 후의 복구비용을 포함하여 이 건설사업 전체 공정상 상당한 지연의 위험성이 고려한다면 Table 3에서와 같이 상황은 달라진다.

이 비교는 상세한 위험분석의 결과가 아니다. 첫째 심도에 따라 증가한다는 회수기간 및 비용은 매우 불확실하며 여기에는 여러 가정들이 포함되어 있다. 터널에서의 다른 작업뿐아니라 오슬로 피오르드를 따라 배의 운항이 빈번한 곳에서 특수선박을 이용한 붕괴지역에 대한 시추, 충전, 그라우팅의 집중적인 작업이 포함된다. 이 경우 투자에 대한 이자비용은 26 km의 고속도로와 5개 이상의 육상터널을 포함한 전체 건설사업 총비용이

Table 2. Comparison of different rock cover scenarios (Blindheim & Nilsen, 2001)

(단위: 백만원)

시나리오	실제	10 m 낮아짐	30 m 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 확인됨

Table 3. Assessment of total cost increase including risk (Blindheim & Nilsen, 2001)

(단위: 백만원)

시나리오	실제	10 m 낮아짐		30 m 낮아짐
침수된 터널의 복구 (MNOK)	15,380(100)	16,918(110)		19,994(130)
복구시간 (년)	1	1.1		1.3
활용안된 자본투자비용 (MNOK *)	13,996(91)	15,380(100)		18,148(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)	9,228(60)
위험을 포함한 총 비용 (MNOK)	6,444(41.9)	6,921(45)	7,859(51.1)	9,997(65)

*) 총 사업비는 약 199,940백만원 (1,300 MNOK)의 7%

해저터널비용의 약 3배로 집계되었다. 실제로 동결공사로 인한 상당한 비용증가가 있었음에도 10 m 낮추는 시나리오보다는 더 적은 비용이 들었다. 2가지 세부 시나리오가 있다. 첫 번째가 통상적인 안정대책을 적용하여 통과하는 데 769백만원의 비용증가와 10%의 붕괴 가능성이 존재한다. 두 번째가 동결공법으로 통과하는 데 4,614백만원(단층대에 천공하는 데 더 용이하기 때문)의 비용증가와 붕괴가능성은 1%로 줄어든다. 이런 비교는 동결작업이 건설사업의 전체적 완성을 지연시키지 않았다는 사실 하에서 이루어졌다. 만일 이 비교가 설계단계에서 이루어졌다면 이 사업완성의 지연가능성에 초점을 두어 평가가 되어야 했다.

만일 32 m 상부암반두께가 지반 동결작업을 해야 하는 상당한 위험이 있음을 알았다면, 터널선형은 10 m 낮추어 줬을 것이다. 예를 들어 0.5년 지연에는 7,075백만원의 자본비용이 들어가며 이러한 지연의 25% 발생가능성보다는 노선의 심도를 낮추는 데 드는 비용 1,769백만원이 더 매력적인 것으로 된다.

결론적으로 동결작업의 비용은 터널을 10 m 낮추는 것과 비교할 수 있음을 나타내고 있다. 만일 동결작업이 필요한 이완된 퇴적물을 마주칠 위험이 있다면 건설사업 완공상의 지연의 위험성은 수분을 함유한 이완된 퇴적물에 동결공을 천공하는 어려움 때문에 크다.

시공 전에 터널 천정부 상부에 대한 코어링에 의하여 암석두께를 실제로 확인할 수 없다면 충분한 암석두께를 적용하는 것이 바람직하다.

5. 결 론

노르웨이의 해저터널 설계사례를 통하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 굴절법 탄성과 탐사와 방향 시추코어링에 의한 암질 비교와 함께 여기서 적용된 최소 암석두께로부터 터의 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 산정 시에는 터널 막장에서 적용된 안전대책에도 불구하고 발생할 수 있는 붕괴 등에 대해서도 고려하여야 한다.
- 3) 시공전 조사에서는 기반암 표면이 정확하게 확인되어야 한다.
- 4) 시공 중의 안전과 대형재해방지를 위해서는 작업막장전방에 대한 체계적이고 계속적인 선진천공, 해수 조절, 사전 그라우팅, 사전 비상대책, 철저한 품질관리 등이 마련되어야 한다.

사 사

본 연구는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁 시행하는 2006년도 건설핵심기술연구개발사업(과제번호: 05건설핵심 D10-01, 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. Nilsen, 2001, Rock cover requirements for subsea road tunnels, Strait Crossing 2001, pp. 439-448.
3. Blindheim, O.T. and B. Nilsen, 2005, Nordic subsea tunnel projects, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol.20, No.6, pp. 570-580.
4. Norwegian Soil and Rock Engineering Association, 1991, Norwegian subsea tunnelling; Publication No.8. 88p.
5. Statens Vegvesen, 1992, Road tunnels, Norwegian Public Roads Administration Handbook No.021, 129p.

신 희 순

1976년 서울대학교 공과대학 자원공학과 공학사
 1978년 서울대학교 대학원 자원공학과 공학석사
 1986년 서울대학교 대학원 자원공학과 공학박사
 Tel: 042-868-3240
 E-mail: shinhs@kigam.re.kr
 현재 한국지질자원연구원 지반안전연구부 책임연구원



박 의 섭

1989년 서울대학교 공과대학 자원공학과 공학사
 1991년 서울대학교 대학원 자원공학과 공학석사
 2000년 서울대학교 대학원 자원공학과 공학박사
 Tel: 042-868-3098
 E-mail: espark@kigam.re.kr
 현재 한국지질자원연구원 지반안전연구부 선임연구원

