

# 연약지반에 설치된 안벽구조물의 측방이동 평가

## Lateral Movement of Quaywall on Soft Grounds

홍 원 표<sup>1</sup>      Hong, Won-Pyo  
이 광 우<sup>2</sup>      Lee, Kwang-Wu  
조 삼 덕<sup>3</sup>      Cho, Sam-Deok

### Abstract

Field monitoring data of nine sites were investigated to suggest an evaluation method on lateral movement of the quaywall on soft grounds. It was found that in order to evaluate the lateral movement of quaywalls with foundation piles such as the landing pier, the safety factor of slope should be applied with consideration of the stabilizing effect of the piles. If the required safety factor of slope is greater than 1.6 in slope stability analysis with consideration of the stabilizing effect of the piles, the quaywalls are considered to be safe against lateral movement. On the other hand, for the gravity-type quaywalls such as the caisson type quaywall, the required safety factor of slope should be greater than 1.3.

### 요 지

국내현장에서 수집된 9개소 안벽구조물의 측방이동 실측자료에 대한 분석을 통해 연약지반상 안벽의 측방이동을 평가할 수 있는 방안을 제안한다. 잔교식 안벽 등과 같이 말뚝이 시공되어 있는 호안 안벽구조물의 측방이동 가능성을 효과적으로 판정하기 위해서는 말뚝의 사면안정 기여효과를 반영한 사면안정해석을 수행해야 하며, 측방이동을 방지하기 위해서는 말뚝의 사면안정효과 고려시 최소 1.6 이상의 사면안전율을 확보하여야 한다. 한편, 케이슨식 안벽과 같이 말뚝이 시공되지 않은 연약지반상 호안구조물의 안정을 위한 소요 사면안전율은 1.3 이상으로 규정하는 것이 바람직하다.

**Keywords :** Landing pier, Lateral movement of quaywall, Safety factor of slope, Soft ground

## 1. 서 론

국제교역의 증대와 더불어 대형선박이 정박할 수 있는 부두시설을 지반조건이 열악한 연약지반에 건설하는 경우가 빈번하여 졌다. 대형선박의 정박이 가능한 장소에 부두시설을 건설하기 위해서는 안벽과 같은 호안

구조물을 시공하여야 한다. 또한 항만시설의 유지관리를 위한 준설토 투기장 건설도 날로 증가함에 따라 연약지반상 호안구조물의 축조가 더욱 필요하게 되었다.

호안 안벽은 중력식, 널말뚝식, 선반식, 셀식, 벽강관식 등의 여러 가지 방법으로 축조되고 있다. 국내에서는 연약한 지반상에 안벽구조물 축조시, 그림 1에 도시한

1 정회원, 중앙대학교 건설환경공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil & Environmental Eng., CAU)

2 정회원, 한국건설기술연구원 토질및기초연구실 연구원 (Member, Researcher, Earth Structure & Foundation Eng. Research Div., KICT, kwangwu@kict.re.kr, 교신저자)

3 정회원, 한국건설기술연구원 토질및기초연구실 책임연구원 (Member, Research Fellow, Earth Structure & Foundation Eng. Research Div., KICT)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2009년 5월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

바와 같은 잔교식 안벽(널말뚝식이나 벽강관식 안벽에서 주로 채용)과 중력식 안벽의 일종인 케이슨식 안벽이 주로 채용되고 있다. 잔교식 안벽은 부산항, 인천항, 광양항, 목포항, 마산항, 군산외항, 군·장신항, 포항신항, 동해항 등에 적용되었으며, 케이슨식 안벽은 아산항, 울산항, 여수항, 부산신항 등에 적용된 바 있다.

이러한 안벽구조물의 배면에는 통상적으로 뒤채움 매립을 실시하게 된다. 안벽구조물을 연약지반상에 건설한 후 배면매립을 하게 되면, 매립에 의한 뒤채움하중이 연약지반상에 편재하중으로 작용하게 되어 연약지반 측방유동 및 이로 인한 안벽구조물의 측방이동이 발생하게 된다. 즉, 안벽 배면 뒤채움 매립은 안벽에 막대한 측방토압을 유발시킨다. 이 측방토압은 안벽을 포함하는 사면지반과 안벽구조물 모두의 안정에 막대한 영향을 미치게 된다. 이 경우 안벽구조물에 작용하는 측방토압에 저항할 수 있는 사면지반의 저항력이 충분치 않으면 안벽이 수평방향으로 이동하게 된다. 특히 말뚝기초로 지지된 잔교식 안벽의 경우는 안벽을 구성하고 있는 말뚝에 직접 측방유동압이 전달되면서 말뚝사이로

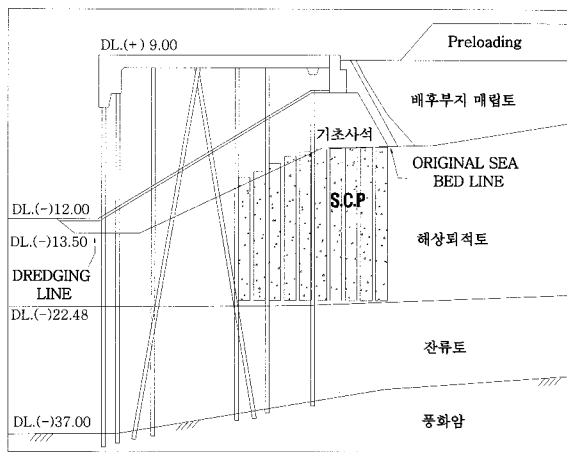
지반이 빠져나가려고 하는 현상이 발생하게 된다(홍원표 등, 1990). 이 경우, 안벽구조물의 거동은 측방유동지반상 교대기초말뚝의 거동과 흡사하다.

본 연구에서는 국내에서 많이 채용되고 있는 잔교식 및 케이슨식 안벽에 대한 현장계측사례를 조사 분석하고, 이를 토대로 안벽구조물의 측방이동 가능성을 평가할 수 있는 소요 사면안전율을 제안 한다.

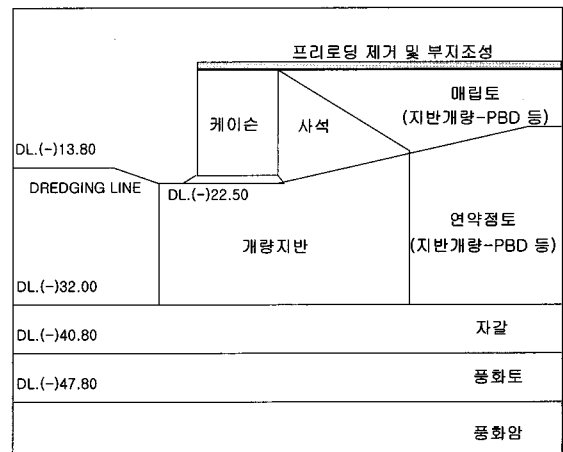
## 2. 안벽구조물의 측방이동 사례

안벽구조물의 측방이동 가능성을 평가할 수 있는 방안을 마련하기 위하여 국내에서 시공된 잔교식 및 케이슨식 안벽구조물의 현장계측자료를 수집, 분석하였다. 표 1은 사례현장 현황 및 측방변위 측정결과를 보여주고 있다.

표 1에 나타낸 바와 같이 말뚝기초로 지지된 잔교식 안벽이 시공된 4개 현장 5개소 계측지점과, 케이슨식 안벽이 적용된 2개 현장 4개 계측지점에 대한 자료수집 및 분석을 수행하였다. 사례현장에 대한 개략적인 단면



(a) 잔교식 안벽



(b) 케이슨식 안벽

그림 1. 안벽구조물 시공 단면의 예

표 1. 호안구조물 측방이동 사례현장

구분	위치	안벽형식(말뚝열수)	측방변위(cm)	연약층 두께(m)	연약지반개량공법
A01	부산	잔교식(8열)	9.2	18.5	SCP
B01	OO	잔교식(8열)	18.9	15	SCP
B02	OO	잔교식(8열)	15.4	15.8	SCP
C01	광양	잔교식(5열)	19.9	11.2	-
D01	인천	잔교식(8열)	8	18	사질토 부분치환
E01	진해	케이슨식	-4.2	8.9	사석치환
E02	진해	케이슨식	12.8	9.4	심층혼합처리
F01	부산	케이슨식	24.3	29	SCP+사석치환
F02	부산	케이슨식	11.2	36.7	SCP+사석치환

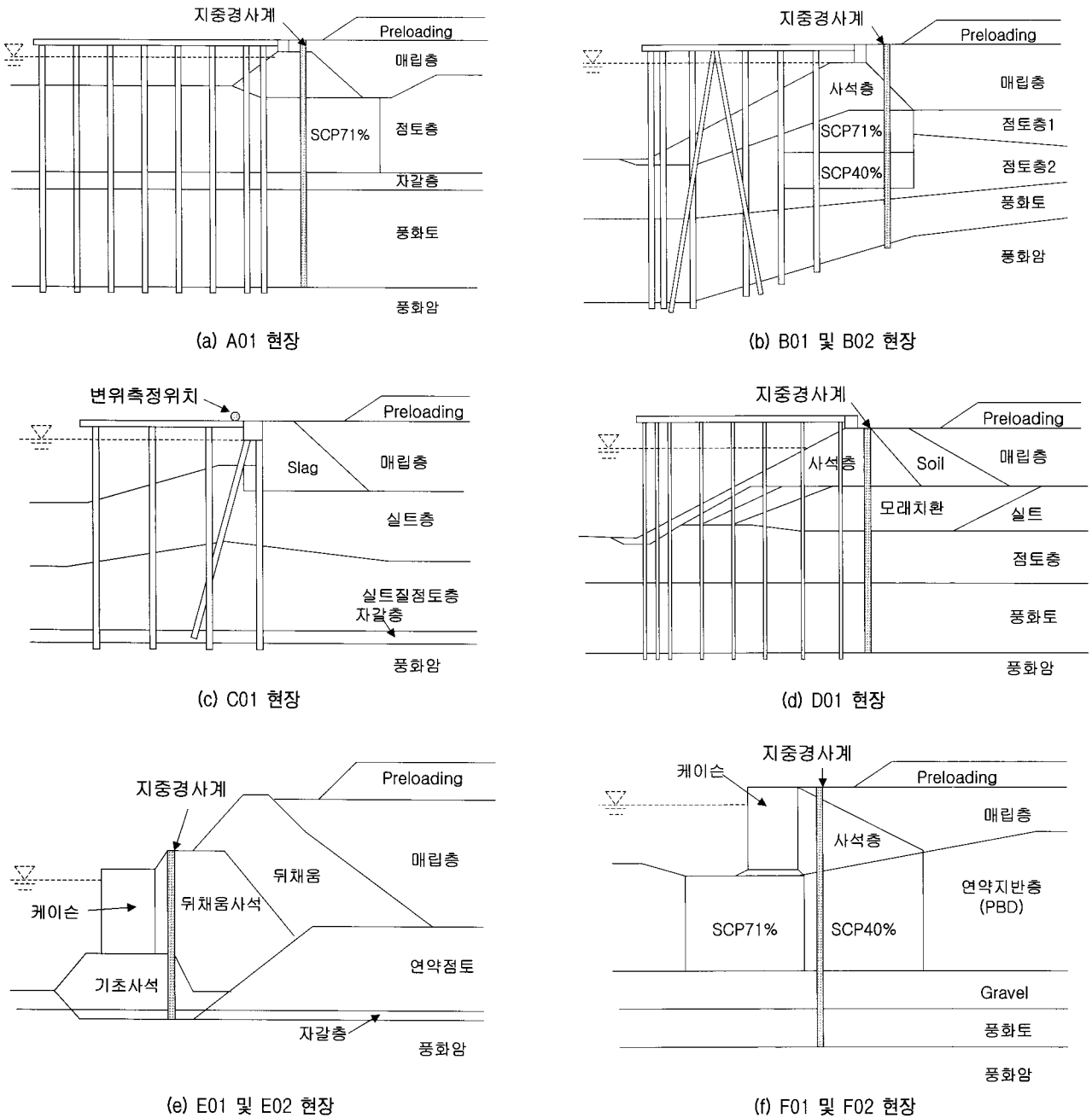


그림 2. 사례현장 개략 단면도

도는 그림 2와 같다.

### 2.1 A01 사례현장

그림 2(a)에 보인 바와 같이, 잔교식 안벽을 축조한 후 항만 배후부지 조성을 위해 매립 및 성토가 계획되었다. 원지반 하부에는 두께 약 4~31m의 연약점토층이 분포하고 있으며, 그 하부에는 풍화토층 및 풍화암층이 각각 1~16.5m 및 0.2~8.6m 두께로 존재하고 있다. 지반조사 및 실내시험 결과 연약지반의 평균 비배수전단강도는

36kPa인 것으로 나타나, 접속호안제체 시공전에 제체하부 연약지반을 개량하기 위해 SCP공법이 71%의 치환율로 시공되었다. 연약지반 개량 후 호안제체가 8.5m 높이로 시공되었으며, 이후 배면 매립, 횡간교 상부 슬래브설치, 프리로딩이 순차적으로 실시되었다. 본 현장에서는 지반조건 및 시공여건을 고려하여 호안 제체의 바다측 80%를 선시공한 후 기초말뚝을 시공하였으며, 이후 나머지 제체부분을 뒤채움 매립 형태로 시공하였다.

그림 3은 그림 2(a)에 도시된 지중경사계 설치 위치에서의 시공단계별 측방변위 측정 결과를 정리하여 보여

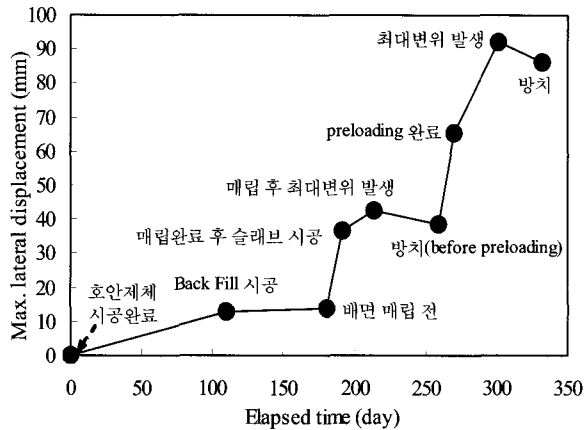


그림 3. 시공단계별 측방변위 - A01 현장

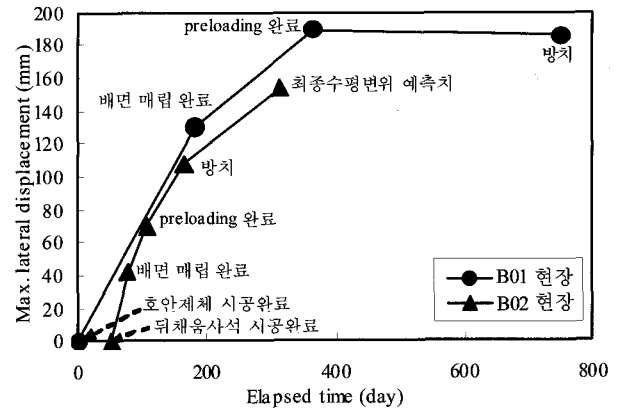


그림 4. 시공단계별 측방변위 - B01 및 B02 현장

주고 있다.

그림 3을 살펴보면, 호안제체 시공이 완료된 후 뒤채움매립, 배면매립 및 슬래브 시공과정 동안 점차 측방변위가 증가하다가, 대략 45일간의 방치기간이 지난 후 일부 측방변위(약 4.2mm)가 회복되는 경향을 보이고 있다. 그러나 프리로딩이 시작되면서 다시 측방변위가 증가하다가 프리로딩 완료 후 대략 1개월이 경과한 시점에서 측방변위가 약 92mm까지 증가하였다. 이후 약 33일간의 방치기간 동안 다시 측방변위가 6mm 정도의 탄성회복을 보이고 있다. 이와 같이 방치기간 중에 일부 측방변위가 회복을 보이는 원인은 안벽 배면에 하중재하시 기초말뚝에 작용하는 측방토압이 급격히 증가하여 말뚝이 해양측으로 이동되었다가 선단지지된 강관말뚝의 탄성회복력, 조위변화의 영향 및 배후지 연약층의 압밀효과 등에 의해 호안제체의 측방변위가 일부 회복되었기 때문인 것으로 판단된다. 배면 매립으로 인해 급격히 증가했던 과잉간극수압이 방치기간 동안 점차 소산되어, 소산된 간극수압 만큼 말뚝에 작용하는 측방토압이 감소하게 됨으로써 말뚝의 탄성회복이 가능하였던 것으로 판단된다. 본 현장의 호안구조물은 비록 상당한 크기의 누적 측방이동량이 발생되었음에도 불구하고, 변위발생의 추이로 보아 사면 및 말뚝이 안정한 상태를 유지하고 있는 것으로 판단된다.

## 2.2 B01 및 B02 사례현장

50,000DWT급 4선식 항만조성을 위해 잔교식 안벽이 시공되었다(그림 2(b)). 본 현장에서는 A01현장에서와 달리 8열의 강관말뚝을 선시공한후 제체가 시공되었

다. 시추조사결과, 연약한 해상퇴적토층이 6~18.7m 두께로 분포하고 있는데, 표층부는 N값이 4정도인 비교적 느슨한 상태의 실트질모래층(SM)이 약 3.5m 정도의 두께로 분포하고 있으며, 그 하부에는 N값이 7~20정도인 점토층(CL)이 분포하고 있다. 연약층 하부는 통일분류법상 ML/SM으로 분류되는 잔류토층이 1.7~19m 두께로 분포하고 있으며, 그 하부에는 풍화암층이 존재한다. 토질시험결과, 연약층의 비배수전단강도는 43~60kPa인 것으로 나타났다. 호안제체의 하부 연약지반을 개량하기 위해 SCP공법이 적용되었는데, 상부퇴적토층과 하부퇴적토층에 대해 각각 치환율 40% 및 71%를 적용하였다. B01 및 B02 현장은 동일한 항만공사 현장에 위치하고 있으나, 두 현장이 위치하고 있는 각각의 안벽상부 콘크리트 블록이 서로 결속되어 있지 않아 상호 거동에 크게 영향을 미치지 않고 독립적으로 거동한 것으로 사료된다.

그림 4는 B01 및 B02 현장에서 측정된 시공단계별 측방변위를 보여 준다.

그림 4에서 B01현장의 시공단계별 측방변위 측정결과를 살펴보면, 배면매립 및 프리로딩 중에 189mm까지 측방변위가 지속적으로 증가하다, 프리로딩 이후 388일의 방치기간동안 약 3.5mm의 측방변위가 회복되는 거동을 보이고 있다. 이와 같이 방치기간 중 일부 측방변위가 회복되는 이유는, A01현장에서와 마찬가지로 과잉간극수압의 소멸에 의한 강관말뚝의 탄성회복력, 조위변화의 영향 및 배후지 연약층의 압밀효과 등에 기인한 것으로 판단된다. 따라서 본 현장의 호안구조물은 비록 상당한 크기의 누적 측방이동을 겪었음에도 불구하고, 변위발생의 시간에 따른 추이로 보아 사면 및 말뚝

이 안정한 상태를 유지하고 있는 것으로 판단된다.

반면에, B02현장의 계측결과를 살펴보면, A01 및 B01 현장에서와는 달리 배면매립 이후에도 측방변위가 지속적으로 증가하는 경향을 보이고 있다. 이는 매립 및 프리로딩으로 인해 발생한 측방토압에 의해 제체가 다소 해양쪽으로 밀리는 불안정한 상태에 있기 때문인 것으로 판단된다. 프리로딩 종료 후 약 60일이 경과한 시점에서 수행한 현장 육안 관찰 결과, 횡잔교 상부 콘크리트 슬래브에 미소한 수평균열이 발생된 상태이고 일부 말뚝두부와 보강플레이트 사이의 용접부가 이탈된 상태였다. 한편, 계측결과에 대해 쌍곡선법을 이용하여 장래 최종 측방변위량 예측결과, 그림 5에서 점선으로 나타낸 바와 같이 향후 150일 경과시까지 약 47mm의 측방변위가 더 발생할 수 있는 것으로 예측되었다.

### 2.3 C01 사례현장

그림 2(c)에 보인 C01 현장은 연약지반의 측방유동으로 인해 횡잔교 상부슬래브에 균열 및 수평변형이 발생한 현장이다(Hong & Ahn, 1993).

매립층 하부의 원지반은 EL(-) 21.6m 까지 15m 두께의 실트질 모래의 퇴적층으로 형성되어 있고, 그 아래의 중간층에는 실트질점토층이 11.2m 두께로 분포되어 있으며, 그 하부는 세사, 모래자갈, 호박돌 및 풍화암으로 구성되어 있다. 상부모래층은 N값이 대략 6 전후이며 중간점토층은 일축압축강도  $q_u$  값이 9~10kPa 이었다.

부두 공사도중 제1블록의 상부구조물 공사를 완료하고 임항부지 매립공사를 진행하던 중, 상부슬래브에 균열이 발생하기 시작하였다. 이에 횡잔교 상판에 15개소의 측점을 설치하고 계측을 시작하였다. 그림 5는 15개

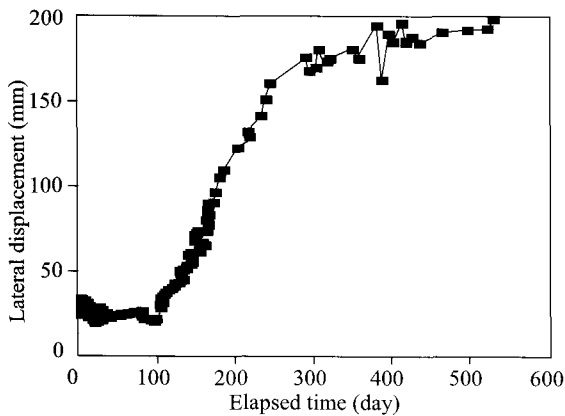


그림 5. 경과시간에 따른 측방변위 - C01 현장(Hong & Ahn, 1993)

소에 설치된 측점 중 측방변위량이 가장 큰 것으로 나타난 지점에서의 시간에 따른 측방변위를 보여 준다. 그림에서 알 수 있는 바와 같이 최대 199mm의 측방변위가 발생하였다. 이 지점에서 측방변위가 가장 크게 발생한 원인은, 이 부분이 1블록과 2블록의 경계부분으로 블록 사이가 연결되어 있지 못하여 철근콘크리트 상판의 강성에 의한 수평변위 저항효과를 기대할 수 없었기 때문인 것으로 판단된다.

### 2.4 D01현장

그림 2(d)에 나타낸 D01 현장의 지층구성을 살펴보면, 지표의 최상부에 실트층, 점토층 및 모래층으로 구성된 해성퇴적층이 약 16~27m 두께로 분포하고 있다. 퇴적층 상부는 모래 섞인 실트, 모래 및 점토 섞인 실트로 구성된 실트층이 8.5~11.5m 두께로 분포하고 있으며, 표준관입시험에 의한 N값은 1~22 범위를 보인다. 실트층 하부에는 점토층이 1.0~10m 두께로 분포하며, 표준관입시험에 의한 N값은 1~32로 일부 구간에서만 매우 연약한 상태이고, 대부분 굳은 내지 매우 굳은 상태의 연경도를 나타낸다. 또한 퇴적층 최하부에는 모래층이 2.5~4.5m 두께로 분포하고 있다. 한편, 해성퇴적층 하부에는 풍화토층 및 풍화암층이 순차적으로 분포한다.

연약층의 평균 비배수전단강도는 대략 30kPa인 것으로 판명되었으며, 호안제체의 기초부분은 퇴적층 상부의 9m 두께를 사질토로 부분치환하였다. 강관말뚝을 8열 시공한 후 사석제체를 조성하고 상부에 콘크리트 블록을 시공하여 호안구조물을 축조하였다.

본 현장의 시공단계별 측방변위 계측결과는 그림 6에 나타내었다. 측방변위는 배면매립중 완만히 증가하다

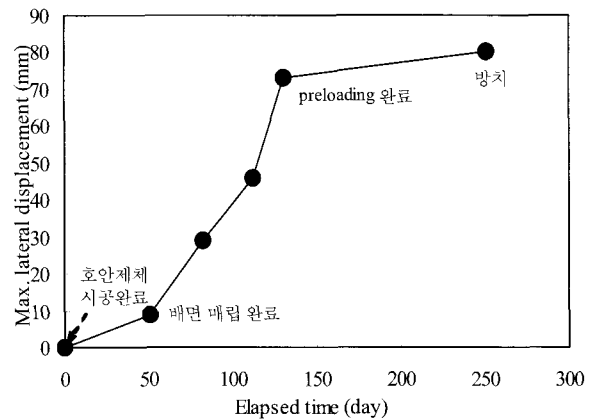


그림 6. 시공단계별 측방변위 - D01현장

프리로딩을 위한 단계별 성토시 급격히 증가하는 형태를 보였고, 성토종료 후에는 수렴하는 경향을 보인다. 즉, 프리로딩을 위한 성토종료시점에서의 측방변위 계측치는 대략 73mm인 것으로 나타났으나, 이후 120일간의 방치기간동안 측방변위의 증가는 7mm로 미소한 것으로 나타나 본 현장의 호안구조물은 안정된 상태에 있는 것으로 판단되었다.

## 2.5 E01 및 E02 현장

그림 2(e)에 나타낸 E01 및 E02 현장에서는 안벽배면에 준설토 투기가 완료된 후 부지활용을 위한 연약지반처리공사(PBD+재하성토)가 시공되었다. 안벽 호안의 구조형식은 중력식으로 제체는 케이슨식으로 시공되어 있다. 원지반 지층구성을 살펴보면, 상부에 연약한 실트질 점토층이 대략 8~10m 두께로 분포하고 있으며, 이층의 평균비배수전단강도는 대략 20kPa이다. 연약층 하부에는 모래자갈층이 대략 두께 1m 정도로 얇게 분포하고 있으며, 그 하부에는 풍화암이 존재하고 있다. 본 현장에서는 공구에 따라 사석치환 및 심층혼합처리 공법이 제체하부의 연약지반개량 목적으로 시공되었다. E01현장은 제체하부를 사석치환한 현장이고, E02현장에는 제체하부에 심층혼합처리공법이 적용되었다.

E01 및 E02 현장의 시공단계별 측방변위 계측결과는 그림 7에 나타내었다.

그림 7을 살펴보면, E01 현장의 측방변위가 음(-)의 값을 보이고 있는데, 이는 육지측으로 변위가 발생하였음을 의미한다. 케이슨 배면에 설치된 지중경사계(그림 2(e) 참조)에 의한 측방변위가 육지측으로 발생한 원인은

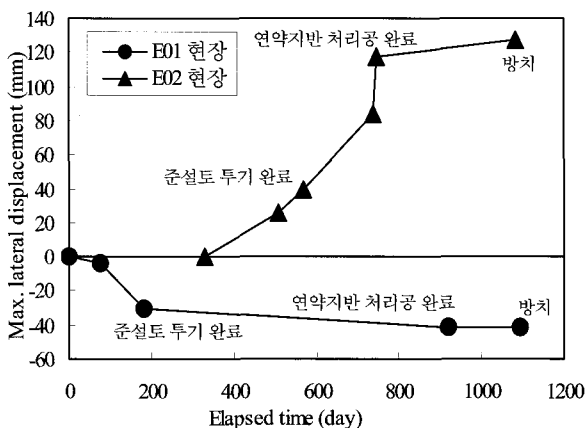


그림 7. 시공단계별 측방변위 - E01 및 E02 현장

은 제체 하부에 잔류하는 점성토의 침하가 영향을 미친 것으로 판단된다. 계측종료시점에서 케이슨의 기울기를 측정한 결과 케이슨이 해양측으로 약 1 : 214의 기울기로 기울어져 있는 것으로 나타났는데, 이는 케이슨 상부가 하부에 비해 약 57mm 해양측으로 기울어져 있음을 의미한다. 케이슨 상부가 바다측으로 기울어진 원인은, 본 현장의 경우 케이슨 배면에 성토한 제체가 케이슨의 상부보다 대략 7.5m 높게 성토되어 케이슨 상부에 막대한 토압이 작용하게 되었기 때문이며, 이로 인해 케이슨의 전도가 일어나면서 기초지반에 부등침하가 발생한 것으로 사료된다. 또한 이러한 부등침하가 케이슨 배면부의 사석제체를 육지측으로 이동시킨 원인인 것으로 판단된다. 그러나 준설투기 도중 급격히 증가하던 측방변위가 연약지반처리공이 시공되는 과정에서 점차 그 증가속도가 감소한 후 방치기간 중에는 일정한 값에 수렴하는 경향을 나타내는 것으로 보아 현재는 안정된 상태를 유지하고 있는 것으로 판단된다.

한편, E02현장의 계측결과를 살펴보면, 준설토투기 및 재하성토 완료시까지 대략 117mm의 측방변위가 발생한 이후, 약 11개월의 방치기간동안 측방변위가 10mm 정도 미소하게 증가하는 것으로 나타나 현재 안정된 상태를 유지하고 있는 것으로 판단된다.

## 2.6 F01 및 F02 현장

본 현장 안벽 호안구조물의 형식 및 시공순서는 E01 및 E02 현장과 유사하다. 다만 본 현장에서는 그림 2(f)에 나타낸 바와 같이 E01 및 E02 현장에서와는 달리 연약지반개량을 위해 SCP와 사석부분치환이 적용되었다. 본 현장에서는 케이슨 하부에 치환율 71%의 SCP를 타설하고 사석제로 부분치환을 실시하였으며, 케이슨 배면부의 제체 하부에는 치환율 40%의 SCP를 타설하였다. 원지반 상부는 N값이 8 이하인 연약 점토 및 실트 퇴적층이 약 27~40m 두께로 두껍게 분포하고 있고, 그 하부에는 실트질모래층, 자갈층, 풍화암층이 차례로 분포하고 있다. 케이슨 거치부의 경우 연약지반 상부를 20m 이상 준설한 후 SCP를 71%의 치환율로 타설하고 그 상부에 7m정도의 두께로 사석기초를 포설하였다. 케이슨 배면으로 갈수록 준설심도는 1 : 3의 기울기로 감소하며, 이 구간 중 일부구간(대략 34m)은 SCP를 40%의 치환율로 타설하여 지반을 개량하였다. 한편, F01 및 F02 현장의 차이는 연약지반 두께가 각각 F01현장은

29m이고, F02현장의 경우는 36.7m인 점이다.

F01 및 F02 현장의 시공단계별 측방변위 계측결과를 그림 8에 나타내었다.

그림 8을 살펴보면, F02현장의 경우가 연약지반두께가 상대적으로 더 두꺼움에도 불구하고 측방변위는 오히려 더 작게 발생하였음을 알 수 있는데, 이는 재하속도의 차이에 기인한 것으로 판단된다. 즉, F01현장의 경우 뒤채움사석시공 완료 후 5.4m 높이의 1단재하성토까지 92일이 소요된 반면에, F02현장의 경우는 5.7m 재하성토시까지 약 180일이 소요되어 F01현장의 재하속도가 2배 정도 빨랐기 때문이다. 따라서 F01현장의 경우가 상대적으로 급속시공이 이루어졌기 때문에, 과잉간극수압과 이에 따른 측방유동압이 보다 급격히 증가하게 되어 안벽구조물에 작용하는 측방토압이 상대적으로 커졌던 것으로 판단된다. 한편 두 현장 모두 재하성토 제거후 방치기간 동안 측방변위가 일정한 값에 수렴하는 것으로 나타나 안정된 상태를 유지하고 있는 것으로 판단된다.

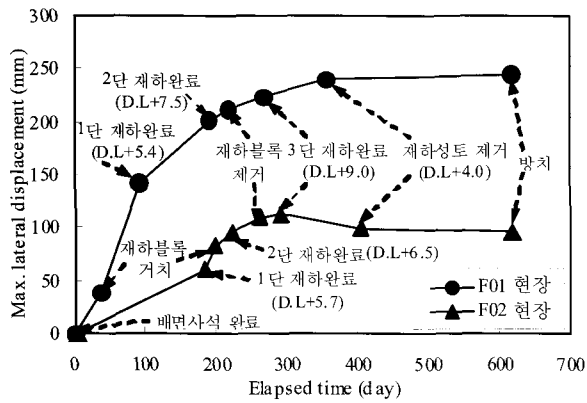


그림 8. 시공단계별 측방변위 - F01 및 F02 현장

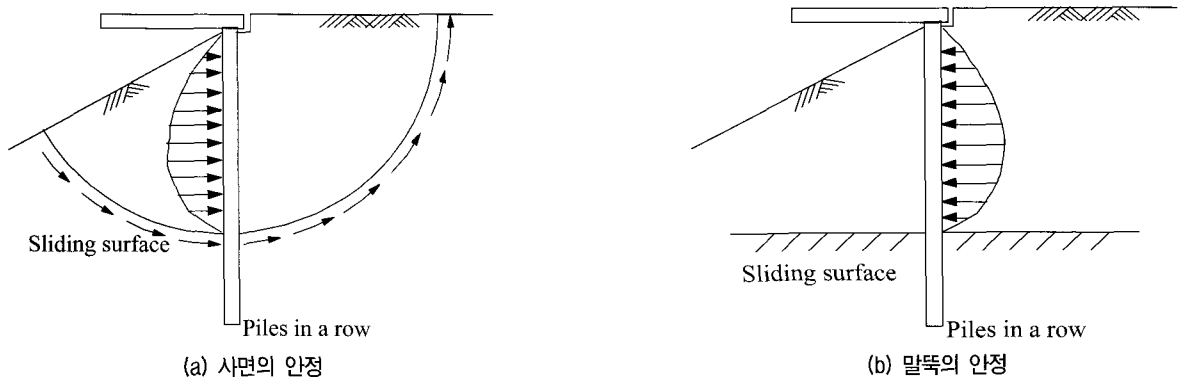


그림 9. 말뚝으로 지지된 잔교 설치지반의 안정

### 3. 잔교식 호안구조물의 안정 해석법

부두시설 건설을 위한 잔교가 연약지반상에 시공되는 경우가 많다. 이 경우 상부구조물의 하중을 지지시키기 위하여 기초말뚝을 사용하거나 배면 흠막이용 널말뚝을 사용하게 된다. 연약지반상에 잔교가 설치된 후 실시되는 뒤채움은 연약지반에 편재하중으로 작용하게 되어 측방유동을 유발시킨다.

이와 같이 지반의 측방유동으로 인하여 발생하는 측방토압을 받는 말뚝은 수동말뚝(Passive pile)으로 취급된다(홍원표, 1994). 따라서 말뚝기초를 채용한 잔교식 안벽이 사면활동면을 관통하여 설치되어 있는 경우, 말뚝은 사면의 활동을 방지하는 효과를 발휘하게 된다. 한편, 사면에 설치된 말뚝은 사면활동면 상부의 토괴로부터 측방토압을 받게 된다. 이 문제에 대처하기 위해서는 이 측방토압을 정확하게 산정하는 것이 중요하다. 왜냐하면, 이 외력은 사면의 안정 및 말뚝의 안정에 동시에 관련되어 있기 때문이다. 즉, 이 측방토압을 실제보다 크게 산정하여 설계할 경우 말뚝의 안정에 관하여는 안정측이나 사면의 안정에 관하여는 위험측이 된다. 그러나 말뚝에 작용하는 측방토압의 발생기구는 복잡하기 때문에 정확한 산정이 매우 어려워 강성벽에 사용하는 고전적 토압론에 의거한 토압을 사용하는 경우가 빈번한 실정이다.

잔교식 안벽이 설치된 현장의 사면안정문제는 그림 9에서와 같이 사면의 안정과 말뚝의 안정에 대한 두 가지의 해석이 실시되어야 한다. 잔교구조물을 지지하는 말뚝이 설치된 전체 사면의 안정은 사면과 말뚝 모두의 안정이 확보되었을 경우에만 비로소 가능할 것이다. 이러한 사면안정해석 개념은 측방유동지반상 말뚝기초교대의 안정해석방법과 유사하다. 따라서 말뚝이 설치된

사면의 안정해석이 가능하도록 개발한 사면안정해석 프로그램인 SLOPILE(홍원표 등, 2001)을 이용하면, 잔교식 안벽에 대한 사면안정해석을 효과적으로 수행할 수 있다.

그림 10은 잔교식 안벽구조물의 사면안정해석 흐름도이다. 이 그림을 살펴보면, 말뚝기초교대에 대한 사면안정해석 흐름과의 차이를 발견할 수 있다. 즉, 두 해석 사이의 차이점은, 잔교식 안벽의 경우 말뚝의 허용변위를 고려하지 않는다는 점이다.

말뚝기초교대의 경우 상부구조물의 구조적인 안정을 위하여, 허용측방변위를 연구자 및 기관에 따라 1.5~5.0cm 범위로 규정하고 있다(홍원표 등, 2007). 따라서 홍원표 등(2001, 2007)은 말뚝의 응력과 변위를 모두 고려한 사면안정해석이 바람직함을 밝힌바 있다. 반면에 잔교식 안벽과 같은 호안구조물의 경우에는 일반적으로 말뚝을 포함한 제체의 안정이 이루어진 후에 상부구조물이 시공되기 때문에 허용 측방이동량에 대해 규정된 바가 없다. 즉, 호안구조물에서는 제체 및 기초지반의 변형거동에 대한 계측관리를 통해 지반이 충분히 안정되면, 횡잔교 슬래브 등의 상부구조물을 축조하기 때

문에, 말뚝의 응력만을 고려하여 사면안정해석을 수행하는 것이 바람직하다. 말뚝의 응력만을 고려한 해석이라 함은, 말뚝이 측방토압에 대해 충분히 안정할 수 있을 때까지의 측방변위를 허용한 해석이라 할 수 있다. 그러나 만약 잔교의 측방변위가 엄격히 제한되는 경우는 교대기초말뚝해석에서와 같이 허용변위를 고려한 해석을 실시하여야 한다. 다만 이 경우 허용측방변위는 교대에서와 같이 작지는 않을 것이다.

#### 4. 안벽구조물의 측방이동 판정

##### 4.1 사면안전율에 의한 측방이동 판정

현행 항만 및 어항 설계기준(2005)에 의하면, 사면의 설계기준안전율은 상시에 1.3으로 되어 있으나, 항만구조물의 구조적인 형식이나 시공방법 등이 명확히 규정되어 있지 않다. 예를 들어 말뚝기초로 지지된 잔교식 안벽의 경우는 말뚝의 직경, 설치간격, 종류 등이 사면안정에 기여하는 효과가 달라지기 때문에 이를 합리적으로 반영한 사면안정해석이 수행되어야 하나 이에 대

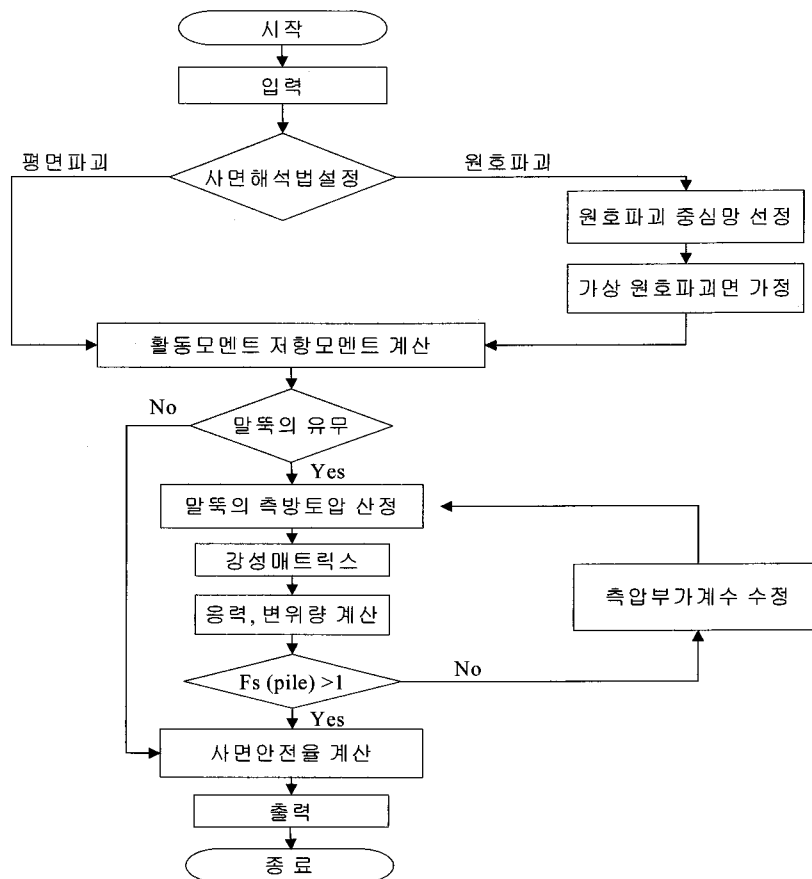


그림 10. 말뚝으로 지지된 호안구조물의 사면안정해석 흐름도



한 기준이 없는 실정이다. 따라서 본 연구에서는 2장에서 설명한 측방이동 사례현장에 대한 일련의 사면안정 해석을 통해 안벽구조물의 형식에 따라 소요 사면안전율을 구분, 제시함으로써 설계시 측방이동의 판정에 효율적으로 활용될 수 있도록 하고자 한다.

표 1에 나타난 9개 안벽구조물 사례현장에 대한 사면안정해석 결과는 표 2와 같다.

본 해석시 잔교식 안벽에 대해서는 앞서 설명한 바와 같이 SLOPILE 프로그램을 사용하여 말뚝의 사면안정 기여효과를 반영한 사면안정해석을 수행하였다.

표 2에서 안벽구조물의 실측 측방변위를 살펴보면, B01 현장의 경우 시간경과에 따른 측방변위 계측자료의 분석을 통해 안정된 상태에 있다고 판정되었음에도 불구하고, 실측 측방변위가 18.9cm로 상당히 큰 값을 보이고 있다. 또한 모든 잔교식 안벽 현장에서 실측 측방변위가 8cm 이상으로 상당히 큰 측방변위가 발생하고 있다. 말뚝기초교대의 경우에는 상부구조물의 안정을 위해 교대 허용측방변위가 1.5~5.0cm 사이로 규정되어

있다. 따라서 측방유동지반상 말뚝기초교대의 안정해석 및 측방이동 판정시에는 말뚝의 응력뿐 아니라 허용변위를 고려한 해석이 수행되어야 한다(홍원표 등, 2001, 2006b). 그러나 잔교식 안벽의 경우에는 말뚝을 포함한 제체의 안정이 이루어진 후에 상부구조물이 시공되고, 말뚝과 횡잔교 상부 라멘구조의 강성에 따라 측방변위의 크기가 달라질 수 있다. 따라서 잔교식 안벽의 경우에는 허용 측방이동량에 대한 규정이 크게 의미를 가지지는 못할 것으로 판단된다.

그림 11 및 그림 12는 안벽구조물의 사면안전율과 실측 측방변위의 관계를 보여 준다.

그림 11은 말뚝기초가 시공된 잔교식 안벽에 대한 사면안전율과 실측 측방변위의 관계를 나타낸다. 그림 11에서 흰원은 말뚝의 사면안정 기여효과를 고려하지 않은 사면안정해석결과를 나타내고, 검정원은 말뚝의 효과를 고려한 해석결과를 나타낸다. 이 그림에는 현행 항만 및 어항 설계기준(2005)에 의한 소요 사면안전율 1.3 이 함께 표시되어 있다.

표 2. 사면안정해석 결과

현장	안벽형식(말뚝열수)	연락층 두께(m)	측방변위(cm)	사면안전율		안정성 판단결과
				말뚝효과 무시	말뚝효과 고려	
A01	잔교식(8열)	18.5	9.2	2.79	3.35	안정
B01	잔교식(8열)	15	18.9	1.18	1.58	안정
B02	잔교식(8열)	15	15.4	1.22	1.57	다소 불안정
C01	잔교식(5열)	11.2	19.9	0.97	1.23	피해발생
D01	잔교식(8열)	18	8	0.94	1.76	안정
E01	케이슨식	8.9	-4.2	1.56	-	안정
E02	케이슨식	9.4	12.8	1.47	-	안정
F01	케이슨식	29	24.3	1.45	-	안정
F02	케이슨식	36.7	11.2	1.44	-	안정

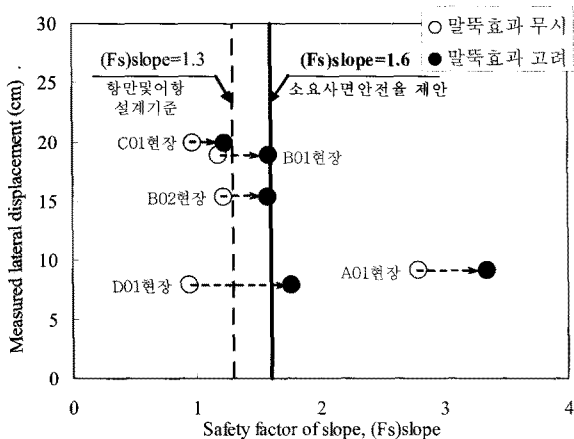


그림 11. 호안구조물 실측측방변위와 사면안전율의 관계 - 잔교식 안벽

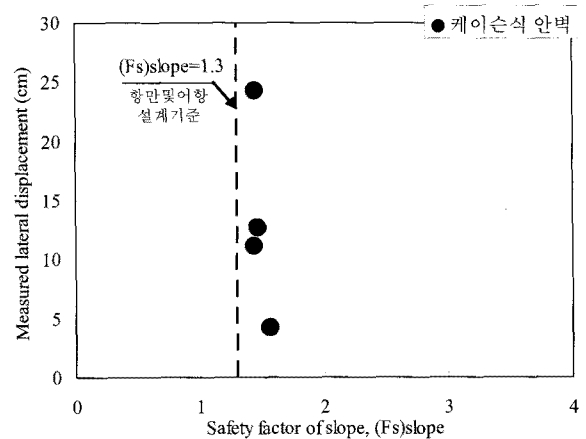


그림 12. 호안구조물 실측측방변위와 사면안전율의 관계 - 케이슨식 안벽

표 2 및 그림 11에서 잔교식 안벽이 적용된 5개 안벽 구조물 현장의 사면안전율을 살펴보면, 말뚝의 사면안정 기여효과에 의하여 사면안전율이 상당히 증가되었음을 알 수 있다. B01 및 D01 현장의 경우, 계측결과분석에 의해 현재 안정된 상태를 유지하는 것으로 판단되었으나 말뚝효과를 고려하지 않은 사면안전율이 각각 1.18 및 0.94로 나타나 항만 및 어항 설계기준(2005)에서 규정한 설계사면안전율 1.3을 만족하지 못하고 있다. 그러나 말뚝효과를 고려한 사면안전율은 각각 1.58 및 1.76으로 나타나 말뚝이 안벽구조물의 안정에 크게 기여하고 있음을 알 수 있다. 즉, 말뚝을 적절히 시공하면 안벽구조물의 사면안정성을 증대시켜 연약지반의 측방유동 및 안벽의 측방이동을 방지할 수 있음을 알 수 있다.

한편, B02 현장에 대한 사면안정해석결과, 말뚝효과를 고려시 사면안전율이 1.57로 항만 및 어항 설계기준(2005)에 규정된 1.3보다 큰 것으로 나타났으나, 3장에서 설명한 계측결과에 따르면 일부 구조물에 결함이 발견되어 지속적인 계측관리가 요구되는 것으로 판정된 바 있다. 또한 C01현장의 경우에도 말뚝효과를 고려한 사면안정해석결과 사면안전율이 1.22로 항만 및 어항 설계기준(2005)인 1.3에 거의 근접하나, 심각한 구조적 결함이 발생되었다. B02 및 C01 현장에서의 해석결과로부터 알 수 있는바와 같이, 잔교식 안벽과 같이 말뚝이 시공되어 있는 호안구조물의 측방이동 가능성을 판정할 때 항만 및 어항 설계기준(2005)에 의한 설계사면안전율 1.3은 말뚝의 사면안정효과를 고려하지 않을 경우에는 적용될 수 있지만 이 기준을 만족하지 못하는 경우가 많다. 그러나 이 기준을 만족하지 못함에도 불구하고 사면이 안정을 유지하는 것은 말뚝의 사면안정 기여효과 때문이므로, 말뚝의 사면안정효과를 고려한 새로운 사면안전율 기준을 마련할 필요가 있다.

결론적으로 말뚝이 시공되어 있는 호안구조물의 측방이동 가능성을 효과적으로 판정하기 위해서는, 말뚝 자체의 안정을 저해하지 않는 한도 내에서 말뚝이 사면안정에 기여하는 효과를 엄밀히 반영한 사면안정해석을 수행해야 하고 말뚝의 사면안정 기여효과를 고려한 소요 사면안전율 기준을 마련하여 설계하는 것이 합리적일 것이다. 따라서 말뚝이 시공된 호안구조물의 측방이동 판정을 위한 소요 사면안전율은 말뚝효과를 무시하여 1.3으로 하거나 말뚝효과를 고려하여 1.6으로 하여 적용할 필요가 있다.

그러나 본 연구에서 고찰한 잔교식 안벽 사례현장이

5개로 그다지 많지 않은 점을 고려하면, 향후 지속적인 자료 축적 및 분석을 통해 본 연구에서 제안한 말뚝효과를 고려하여 소요 사면안전율을 1.6으로 하는 실용성을 더 검증할 필요가 있다.

그림 12는 케이슨식 안벽이 적용된 호안구조물의 사면안전율과 실측측방변위의 관계를 보여준다. 케이슨식 안벽이 시공된 4개소 사례현장의 경우 계측결과 분석에서 현재 안정한 상태를 유지하고 있는 것으로 나타났다. 4개 현장에 대한 사면안정해석결과, 4개 현장 모두 사면안전율이 1.4이상인 것으로 나타나 이들 현장이 안전하게 설계·시공되었음을 확인할 수 있다. 따라서 말뚝이 시공되지 않은 연약지반상 호안구조물의 안정을 위한 소요 사면안전율은 현행 항만 및 어항 설계기준(2005)에서 제시한 1.3을 사용하여도 무방할 것으로 판단된다.

#### 4.2 사면안전율과 측방유동관련 경험지수의 비교

말뚝으로 지지된 호안구조물의 측방이동 거동은 연약지반의 측방유동으로 인해 유발된 측방토압이 말뚝에 작용한다는 점에서 연약지반상 말뚝기초교대의 측방이동 거동과 흡사하다. 즉, 두 경우 모두 기초말뚝이 전형적인 수동말뚝의 거동형태를 따른다. 한편 케이슨식 안벽과 같이 말뚝이 설치되지 않은 중력식 호안구조물의 측방이동거동은 성토하부 연약지반의 측방유동거동과 유사한 거동 형태를 보인다.

본 절에서는 연약지반상 교대에 대하여 제안된 기존의 경험지수와 9개소의 안벽구조물에 대한 사면안정해석결과를 비교·분석하여 보고, 이들 경험지수들이 안벽구조물의 측방이동 예측에 활용될 수 있을지를 검토해 보고자 한다.

우선, 그림 13은 사면안전율과 안정수  $N_s(= \gamma H/c_u)$ 사이의 관계를 나타내고 있다. Tschebotarioff(1973)는 성토고의 증가에 따라 증가되는 상재압력( $P = \gamma H$ )이 연약지반 비배수전단강도의 3배가 되면 전단변형이 발생하기 시작하고, 5.14배 이상일 때 전단파괴가 일어난다고 하였다. 다시 말해, 3 및 5.14의 안정수를 각각 전단변형 및 전단파괴에 대한 기준으로 제시하였다. 따라서 안정수를 이용한 측방유동 관련 기준이 안벽구조물에도 활용 가능한지를 평가하기 위하여, 그림 13에 이들 기준을 함께 나타내었다.

그림 13을 살펴보면, 잔교식 안벽과 케이슨식 안벽 현장 모두 사면안전율과 안정수사이에 특별한 상관관

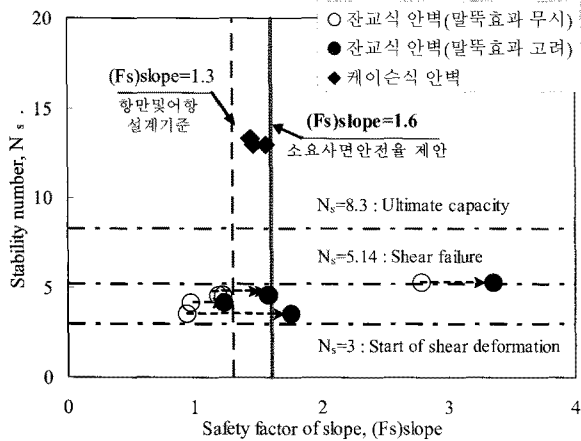


그림 13. 호안구조물의 사면안전율과 안정수의 관계

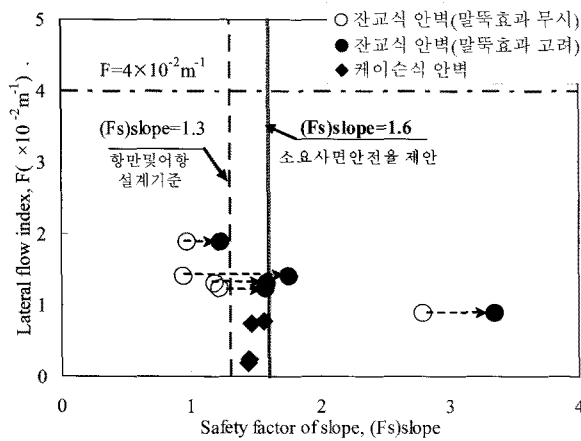


그림 14. 호안구조물의 사면안전율과 측방유동지수의 관계

계를 찾기 어렵다. 말뚝으로 지지된 잔교식 안벽 현장의 경우, 안정수는 3.5~5.3의 범위 내에 분포하고 있고 사면안전율이 1.3이하로 불안정한 상태이므로 서로 상관성이 있는 것으로 보인다. 그러나 잔교식 안벽은 기초말뚝의 사면안정효과로 인하여 현재 지반이 안정된 상태로 되어 안정수  $N_s$ 와의 상관성이 없게 되었다. 즉, Tschebotarioff(1973) 기준에 의하면 연약지반에 전단변형이 상당히 발생하는 것으로 판단할 수 있다. 그러나 그림에서 보는 바와 같이 말뚝의 억지효과로 인하여 현재 지반이 안정되어 있는 상태이다. 따라서 안정수  $N_s$ 에 말뚝의 효과를 고려할 수 없어 잔교식 안벽구조물의 측방이동 판정에 적합하지 않은 것으로 판단된다. 한편, 케이슨식 안벽을 적용한 중력식 호안구조물의 경우는 4개소 현장 모두 안정수가 13정도로 매우 높은 것으로 나타났다. 이는 Tschebotarioff(1973) 기준에 의하면 이미 전단파괴가 발생된 것으로 판정되나 현재 그런 징후는 보이지 않는다. 결론적으로 안정수를 이용하여 안벽

구조물의 측방이동을 판정하는 것은 합리적이지 못한 것으로 판단된다.

그림 14는 일본고속도로조사회(1981)에서 교대 측방이동 판정법으로 제안한 측방유동지수(F)와 사면안전율의 관계를 나타낸 결과이다. 일본고속도로조사회(1981)의 연구결과에 따르면, 측방유동지수가  $4 \times 10^{-2} \text{m}^{-1}$ 보다 작으면 교대측방이동으로 인한 피해가 발생한다. 안벽구조물이 설치된 사면의 안전율과 측방유동지수의 관계를 나타낸 그림 14를 살펴보면, 안벽구조물의 형식과 관계없이 9개 사례현장 모두 측방유동지수가  $4 \times 10^{-2} \text{m}^{-1}$ 보다 작은 것으로 나타났다. 즉, 현재 안정된 상태를 유지하고 있는 것으로 판명된 현장의 경우도 측방유동지수는 허용기준치 이하의 값을 보인다. 따라서 호안구조물의 측방이동을 판정하기 위해 측방유동지수를 활용하는 것은 적합하지 않을 것으로 판단된다.

## 5. 결론

연약지반상 안벽구조물의 측방이동판정법을 마련하기 위하여 측방변위가 실측된 9개소 현장에 대한 계측자료 분석 및 사면안정해석을 수행하였다. 연구결과 얻은 결론은 다음과 같다.

- (1) 잔교식 안벽의 경우 최대 18.9cm, 케이슨식 안벽의 경우 최대 24.3cm의 상당히 큰 측방변위가 발생한 현장에서도 안벽구조물이 안정한 상태를 유지하고 있으며, 안벽 구조물의 구조적인 성능에 문제가 발생하지 않을 경우 측방변위량과 안벽구조물의 안정성 사이에는 큰 상관성이 없는 것으로 나타났다.
- (2) 잔교식 안벽구조물의 측방이동 가능성을 효과적으로 판정하기 위한 소요 사면안전율은 말뚝의 사면안정효과를 무시하고 1.3으로 하거나 혹은 말뚝의 사면안정효과를 고려하여 1.6을 확보하도록 하여야 한다. 따라서 말뚝이 시공된 호안구조물의 설계시에는 사면만의 안전율이 1.3 미만이라도 말뚝의 사면안정 기여효과를 고려한 사면안정해석을 수행하여 사면안전율이 1.6 이상이 되도록 설계할 것을 제안 한다.
- (3) 말뚝이 시공되지 않은 연약지반상 케이슨식 안벽의 안정을 위해서는 현행 항만 및 어항 설계기준(2005)에서 제시하고 있는 상시 사면안전율 1.3을 소요 사면안전율로 사용하여도 무방하다.

(4) 사면의 안정수  $N_s$ 와 측방유동지수  $F$ 를 이용하여 연약지반상 안벽구조물의 측방이동 가능성을 판정하는 것은 합리적이지 못하다.

### 감사의 글

본 연구는 건설교통부에서 지원하는 2004년도 건설핵심기술연구개발사업(04 핵심기술A01-04: 연약지반 측방유동 판정기법 및 토목섬유/말뚝복합보강공법 개발)에 의하여 실시된 연구의 일부임을 밝히며, 이에 감사의 뜻을 전하는 바이다.

### 참고 문헌

1. 한국도로공사 (1996), *교대변위 억제대책에 관한 연구 II*. 도로연 96-46-12, 한국도로공사 도로연구소.
2. 해양수산부 (2005), *항만 및 어항 설계기준*.
3. 홍원표, 이우현, 남정만, 한중근 (1990), “편재하중을 받는 연약

- 지반속의 벽강관식 안벽의 안정 해석”, *한국강구조학회 논문집*, 제2권, 제4호, pp.213-226.
4. 홍원표 (1994), *수동말뚝*, 이진문화사.
5. 홍원표, 송영석, 신도순, 손규만 (2001), “측방유동 연약지반상 교대의 안정성”, *한국지반공학회 논문집*, 제17권, 제4호, pp.199-208.
6. 홍원표, 이광우, 조삼덕, 이재호 (2006), “성토하부 연약지반의 측방유동 평가”, *한국지반공학회 논문집*, 제22권, 제10호, pp.93-100.
7. 홍원표, 이광우, 조삼덕, 이재호 (2007), “측방유동지반상 말뚝기 초교대의 측방이동 평가”, *대한토목학회 논문집*, 제27권, 제5C호, pp.305-312.
8. 建設省土木研究所 (1981), *橋台の側方移動に関する研究*, 土木研究所資料第1804號, 日本.
9. 高速道路調査會 (1981), *軟弱地盤上の橋台移動に関する調査研究報告書*, 日本.
10. Hong, W. P. & Ahn, J. P. (1993), “Behavior of the waterfront quaywall constructed by steel pipe piles in soft soil slope”, *Proc. International Conference on Environmental Management Geo-Water and Engineering Aspects*, Wollongong, Australia, pp.789-794.
11. Tschebotarioff, G. P. (1973), *Foundations, retaining and earth structures*, McGraw-Hill Kogakusha, Ltd., pp.400-410.

(접수일자 2007. 9. 6, 심사완료일 2008. 10. 13)