

단지 조성을 위한 과압밀점토의 설계침하량에 대한 고찰

Study on the Design Settlement of Over-Consolidated Clay for a Complex Development

김지성* · 임은상** · 강세연*** · 강기천****

Kim, Jiseong*, Im, Eun-Sang**, Kang, Sei-Yeon***, and Kang, Gichun****

Abstract

The purpose of this study was to understand the consolidation settlement characteristics of the west coast, where overconsolidation has occurred, and to identify the problems of existing consolidation design through field tests and the re-evaluation of design parameters. The settlement ratio (measurement settlement/design settlement) obtained using the existing design method was calculated to be 56.0%; however, the settlement ratio obtained through the re-evaluation of the preconsolidation stress and compression index suggested in this study was 95.6-96.6%. It was applicable to the west coast region, where the condition of overconsolidation developed. In addition, the consolidation test curve of the low-plasticity silt ground in the west coast region showed a rounded curve with no clear inflection point. It was difficult to determine the preconsolidation stress when applying the Casagrande method, and it tended to be underestimated. Analysis showed that it is preferable to apply the compression index obtained from the compaction curve as it is, rather than to apply Schmertmann's modified compression index.

Key words : Over-consolidated Clay, Consolidation Settlement, Pre-consolidation Stress, Compression Index, Settlement Ratio

요 지

본 연구는 과압밀상태가 발달된 서해안의 압밀침하특성을 파악하고 현장시험과 설계정수 재평가를 통해 기존 압밀설계의 문제점을 파악하고자 하였다. 기존의 설계방법으로 설계시 침하비(계측 침하량/설계 침하량)가 56.0%로 산정이 되었으나, 본 연구에서 제시한 선행압밀응력과 압축지수 재평가를 통한 침하비는 95.6~96.6%로 나타나 과압밀상태가 발달된 서해안 지역에 적용 가능한 것으로 나타났다. 또한 서해안 지반과 같이 저소성 실트 지반의 압밀시험곡선은 전반적으로 변곡점이 명확하지 않는 둥근 곡선(rounded curve)을 나타내므로 Casagrande 방법 적용시 선행압밀압력을 결정하기 어려우며 과소평가되는 경향이 나타났으며, Schmertmann의 보정압축지수를 적용하는 것 보다는 압밀곡선에서 얻어진 압축지수를 그대로 적용하는 것이 바람직한 것으로 분석 되었다.

핵심용어 : 과압밀점토, 압밀침하, 선행압밀응력, 압축지수, 침하비

1. 서 론

국내에서의 연약지반처리는 대부분 Pre-Loading공법과 더불어 현장지반의 투수계수를 증가시키거나 배수거리를 줄여서 압밀시간을 단축시키는 연직배수공법이 주로 이용

되고 있다. 또한 연약지반의 압밀침하량에 대한 설계는 Terzaghi의 1차원압밀이론(Terzaghi and Peck, 1967)을 적용하고 있으며, 연약지반의 상부에 과압밀층이 존재하는 경우에도 재압축지수를 적용하여 산정하고 있다. 그러나 연약지반의 압밀거동은 지반의 불균질성과 설계정수의 불확실성

*정회원, 전주비전대학교 지적토목학과 조교수(E-mail: kimjs@jvision.ac.kr)

Member, Assistant Prof, Dept. of Cadastre & Civil Eng, Vision College of Jeonju

**정회원, K-water연구원 물인프라·에너지연구소 책임연구원

Member, Principal Researcher, Water Energy & Infra. Research Center, KWRI, K-water

***K-water 시화사업본부 송산사업단 부장

General Manager, Songsan Green City Project Office, Sihawa Business Division, K-water

****교신저자, 정회원, 경상대학교 토목공학과 조교수(Tel: +82-55-772-1792, Fax: +82-55-772-1799, E-mail: gkang@gnu.ac.kr)

Corresponding Author, Member, Assistant Professor, Dept. of Civil Engineering, Gyeongsang National University

그리고 압밀이론의 한계로 인하여 정확히 설계하기는 어렵고 Terzaghi의 1차원압밀이론을 적용할 경우에는 실측치와 계산치의 비가 약 0.7~1.5의 범위(MacDonald and Skempton, 1955)에 있어 비교적 신뢰성이 낮다고 할 수 있다.

Jin et al. (2012)은 한국농어촌공사의 자료(59개 사업조사 지구, 1,465개 시료)를 분석한 결과를 이용하여 서해안과 남해안의 대부분의 점토는 유기물 함유량이 1.1% 이하의 무기질 점토이고, 경기지역이 실트함유량이 가장 높고, 남쪽으로 갈수록 실트질 함유량이 감소하는 것으로 검토하였다. 또한 Mitchell (1976)과 Skempton (1953)의 연구결과로부터 액성한계 및 활성도로 광물특성을 분석하였고 그 결과 서해안에 분포하고 있는 지반은 Kaolinite 광물이었고 남해안에 분포된 지반은 Illite로 추정하였다. 과압밀비는 각 지역 평균 값이 1.48~2.43의 범위를 나타내고, 지표면으로부터 5 m까지의 심도에서 큰 값을 보이고, 그 하부에서는 거의 정규압밀에 가까운 특성을 나타냈으며, 액성지수 포화도 및 과압밀비의 값에 근거하여 우리나라 서남해안의 연약지반층은 지표면으로부터 약 5 m를 기준으로 양분되어 있다고 분석하였다.

이렇듯 과압밀층이 발달한 서해안 지역의 경우 실측치와 계산치의 비가 0.2~0.49%로서 현저히 작은 침하량을 보이는 사례가 존재하였고, 그에 반하여 정규압밀층이 발달한 남해안에 조성된 여수산업단지의 경우에는 대략 0.8~1.2로 MacDonald and Skempton (1955)이 제안한 범위에 속하는 것을 확인하였다. 다시 말해서 상부에 과압밀층이 존재하는 연약지반의 압밀설계에 Terzaghi의 1차원압밀이론을 적용할 경우에는 침하량을 과대평가할 가능성이 높다고 할 수 있다.

이러한 과압밀층이 발달한 서해안 지역에서의 침하량 설계요류는 토취장 및 불필요한 공사기간의 낭비뿐만 아니라 저성토의 도로구간에서는 노상에 필요한 심도를 확보할 수 없어 지반지지를 확보하지 못하는 등의 다양한 문제가 발생하였고, 이를 해결하기 위하여 개발 지역의 전체 계획고를 조정하는 등은 추가적인 비용발생이 초래되었다.

Park (1996)은 소성지수와 액성한계 측정결과를 바탕으로 서해안은 중 또는 저소성의 무기질 점토, 남해안은 중 또는 고소성의 무기질 점토에 속한다고 제시하였으며, 초기간극비와 함수비는 동해안, 남해안, 서해안 순으로 커진다고 분석하였다.

Jin et al. (2012)의 연약지반 현장조사 자료로부터 분석한 결과에서도 서해안 연약지반이 남해안의 연약지반에 비하여 실트질의 함유량이 높고, 함수비 및 압축지수가 작은 경향을 보인다고 검토하였으며, 설계침하량과 실제침하량을 비교한 결과 대부분 실제 발생한 침하량에 비해 설계이 현저히 크게 평가되고 있다고 분석하였다. 이러한 경향의 원인은 상부 과압밀층의 전단저항에 의하여 상재하중이 충분히 하부로 전달되지 않기 때문으로 판단하였다. 즉 압밀은 토립자가 재배열되면서 간극이 축소되면서 발행한 과잉

간극수압의 소산에 의한 토립자의 재배열이 완성되는 과정이라 할 수 있다. 다시 말하면 상재하중이 지중에 전달되는 응력에 의한 재배열되면서 과잉간극수압이 발생하게 되고 이 과잉간극수압이 소산되면서 압밀침하가 발생하게 되는데 상부에 존재하는 과압밀층에 의하여 상재하중이 100% 지중에 전달되지 않기 때문에 일반적인 압밀설계에서처럼 상재하중의 100%가 과잉간극수압으로 발현된다고 계산하는 경우에는 침하량이 과대평가가 될 가능성이 높아진다는 것을 의미한다고 할 수 있다.

Kim (1998)은 한국 해안에 퇴적된 연약지반의 점토광물의 종류와 분포관계에서 서해안과 남해안에서는 Kaolinite와 illite가 발견되었으며, montmorillonite는 서해안에서만 존재한다고 밝혔다.

이렇듯 Park (1996), Jin et al. (2012) 및 Kim (1998)의 연구 내용을 바탕으로 서해안은 저소성 점토지반으로 볼 수 있다.

Mikasa (1963)는 연약 점토의 압밀은 m_v 나 k 가 일정하다고 하는 조건은 불합리하다고 하여 변형률에 의한 새로운 압밀이론을 제안하고 침하해석을 수행하였다. 이 이론에서는 C_v 일정이면 m_v 와 k 가 일정하지 않아도 되며 그런 의미에서 Terzaghi의 확장한 이론이라고 할 수 있지만 Terzaghi의 압밀이론에서는 과잉으로 발생한 간극수압이 완전히 배제하도록 압밀방정식을 유도하고 있기 때문에 침하해석 과정 중에는 응력-변형률 관계를 포함하고 있지 않는다. 그러나 실제의 해석에는 변형률에 관한 미분방정식(Terzaghi와 상사형의 열전도형)을 풀어서 응력-변형률 관계를 도입할 필요성이 있기 때문에 Mikasa는 이 응력-변형률 관계에 비선형탄성($e - \log p$ 의 직선관계)을 가정하여 자중이나 층 두께의 변화까지도 고려한 해를 구하였고, 그 결과 열전도형의 압밀 방정식에 따르는 것은 간극수압이 아니라 변형률이라는 견지에서 침하를 해석하는 이론식이 정립되었다.

Mikasa (1963)의 연구는 Terzaghi이론의 m_v , k , C_v 일정 조건과 미소변형률의 가정하에서 얻어진 결과이지만 하중증가율이 압밀특성에 미치는 영향을 검토한 결과, 하중증가율이 작으면 압축곡선이 오른쪽 위로 반대로 클 때는 왼쪽 아래에 위치하고 정규압밀이라도 선행응력이 실제의 값보다 크게 된다는 것을 Leonards and Altschaeffl (1964)가 실험적을 검토하였다. 이러한 결과는 선행압밀하중이 Casagrande (1936)가 제안한 과거에 받은 최대하중이라고 하기보다는 Cementation이나 틱스토르피의 영향으로서 압밀곡선의 굴곡을 항복점으로 취한 쪽이 명확하다고 하는 견해에 제시되었다. 또한 점토골격의 변형률 속도 의존성과 크리프의 존재도 가미하여 압축곡선의 굴곡에 달할 때까지를 탄성체, 굴곡 이후에는 소성체로서 판단하게 되었다. 특히 압축곡선의 굴곡을 항복으로 해석하는 쪽은 현재까지도 점토골격구조를 탄소성체로 취급하는 근거로 되었다. 그 탄소성체로 처음 구성 식을 구한 것이, Cambridge 학파의 일련의 연구이

며, 이 이론은 Cam-Clay라고 하는 이상체 점토를 고려하여 점성토의 한계상태를 고려하고 소산 에너지에 대한 관계식을 부여함과 동시에 Drucker and Prager (1952)의 가설에 근거하여 확립한 것으로, Critical state energy theory라고도 불린다. 이 구성식은 항복을 부여함으로써 유도되었으며, 소산에너지에 대한 일련의 연구는 지금까지 별도로 취급되었던 변형현상과 파괴현상을 분리하지 않고 통일적으로 설명이 가능한 것과 특별한 파라메타를 새롭게 도입할 필요가 없는 것 등으로도 많은 연구자나 기술자에게 널리 받아들여져 전자계산기의 발달도 있어 FEM을 이용한 지반해석에의 구성식으로 현재도 계속해서 이용되고 있다.

압밀침하량 산정을 위한 다양한 요소들이 있지만 특히 선행압밀하중 및 압축지수는 주요한 요소중의 하나이다. 선행압밀하중의 경우 기존에 널리 사용되고 있는 Casagrande (1936) (e-log p')방법, Sridharan et al. (1991) (log (1+e) - log p')방법, 그리고 Onitsuka and Hong (1995) (ln (1+e) - log p')방법 등 다양하게 제시되어 있다. 압축지수의 경우 경험식을 통해 제안된 연구들이 많이 쓰이고 있는데 그중 Rendon-Herrero (1980)는 재성형점토, 시카고 점토 및 다양한 점토의 압축지수값을 산정하는 방정식을 제안하였고, Kim (1998)은 유럽 및 북미지역의 대표적인 압축지수범위를 정리하였으며, Lee et al. (2001)은 한국 해양지역 토양의 압축지수를 제시하였다.

Kim et al. (2002)은 응력이력과 시간이력이 과압밀 상태에서의 간극수압계수에 미치는 영향을 검토하기 위해서 삼축 압축시험을 수행하였으며, 간극수압계수는 과압밀비가 증가할수록 감소하는 경향을 보이고 있으나 변형이 진행될수록 그 영향이 적어지는 것으로 확인하였다. Ahn (2011)은 광양항의 해성점토에 대한 실내모형실험을 수행하여 과압밀비의 변화에 따라서 일차 및 이차침하를 포함한 최종침하량이 크게 감소되고, 선행압밀하중 재하기간의 압밀도가 70~80% 도달 시에 하중을 제거하여도 장기압밀에는 큰 영향이 미치지 않는다고 분석하였다. Kim and Jo (2011)는 간극수압을 측정할 수 있는 Oedometer Cell을 사용하여 80 kPa의 과압밀 상태, 140 kPa의 선행압밀하중과 160 kPa의 정규압밀상태에 의한 과잉간극수압의 변화($\Delta u/\Delta \sigma$)를 측정하여 과압밀상태, 선행압밀하중 및 정규압밀상태 순으로 과잉간극수압의 발생이 커진다는 것을 확인하였다. 이차압축지수와 압축지수의 관계는 정규압밀영역 및 과압밀영역에서 동일하게 선형

적인 관계를 갖지만 그 값은 정규압밀영역이 더 크게 나타난다고 분석하였다. 또한, Fukazawa and Kurihara (1991)은 불교란 연약지반에 일정한 크기의 하중을 가한 후 이 하중을 제거할 때 발생하는 연직 팽창량을 시료 두께로 정규화한 반발비를 산정하였으며, 이 반발비가 OCR과 선형적인 관계를 갖는다고 제시하였다.

이렇듯 기존의 이론으로 우리나라 서해안 지반에 널리 분포하고 있는 과압밀점토지반에서의 압밀침하량을 보다 정확하게 산정하기 위한 연구가 필요하다.

따라서 본 연구에서는 과압밀상태가 발달된 서해안 00지구의 압밀침하특성을 파악하고 현장시험과 설계정수 재평가를 통해 실무에서 적용되고 있는 기존 압밀설계의 문제점과 한계점을 알고자 한다.

2. 현장조사

2.1 지반조사

본 연구에서 연약지반 개량을 위해 수행한 프리로딩 성토 전 원지반과 성토 후 원지반에 대하여 연약지반의 강도 등 지반정수의 변화를 확인하고 개량효과 등을 분석하기 위하여, 확인 보링을 수행하였으며, 성토 전·후 동일한 위치에서 표준관입시험 등의 현장시험과 불교란시료를 채취하여 실내시험을 수행하였다.

시추조사 결과, 각 지층의 층후 및 구성 상태는 Table 1과 같으며, 과압밀층이 약 12 m까지 존재하는 것으로 분석되었다.

2.2 지반개량효과 평가 결과

성토전(NH-1, NH-2) 및 성토 후 80일이 경과한 시점에서(NNH-1, NNH-2)의 연약지반 개량효과를 알아보기 위하여 성토 전·후의 연약지반에 대한 표준관입시험과 물성 및 역학시험을 수행하여 N치 및 간극비와 일축압축강도의 비교 분석하였다. Fig. 1은 표준관입시험의 결과를 나타내고 있는데 성토고 9 m 구간에는 N치가 약 3 증가한 반면 성토고 6 m 구간에는 N치가 약 1.5 증가한 것을 알 수 있다.

특히 성토고가 9 m 구간인 NNH-1에서는 연약지반 상부로 갈수록 개량효과가 증가하고 있다는 것을 알 수 있는데 이는 상재하중의 영향이 연약지반 전 층에 동일하기 작용하지 않고 상부에는 더 큰 영향을 미치기 때문으로 판단된다. 이러한 경향은 상부 및 하부의 지반이 동일하여 탄성계수비

Table 1. Soil Parameters Used in Analysis

No	Over-consolidated clay layer		Sedimentary layer		Weathering soil layer		Boring depth (m)
	Thickness	Depth	Thickness	Depth	Thickness	Depth	
NH-1	1.2	0.0~1.2	16.4	1.2~17.6	0.4	17.6~18.0	18.0
NH-2	1.2	0.0~1.2	16.3	1.2~17.5	0.5	17.5~18.0	18.0

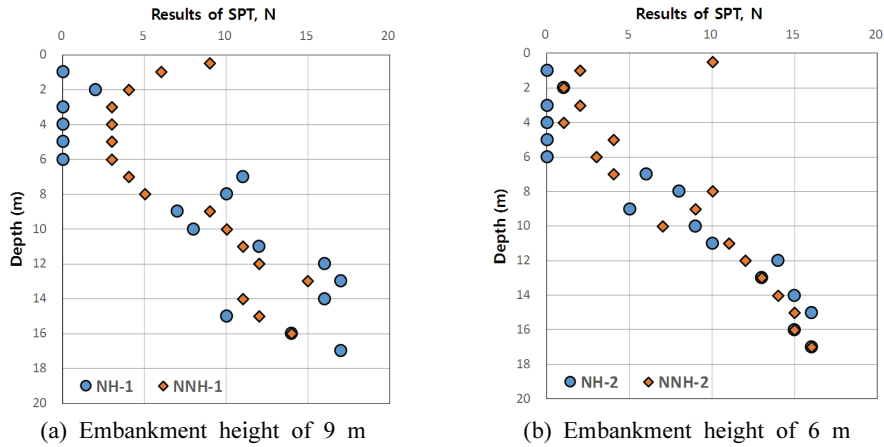


Fig. 1. SPT Values before and after Preloading

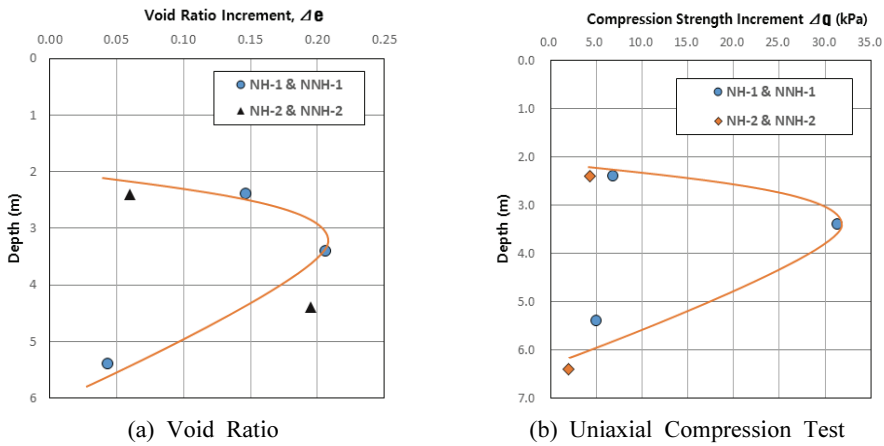


Fig. 2. Void Ratio & Uniaxial Compression Test before and after Preloading

가 동일한($E_1/E_2 = 1$) Boussinesq의 이론해보다도 상부지층과 하부지층의 탄성계수비(E_1/E_2)가 클수록 유사한 경향을 나타내는 것을 알 수 있다. 따라서 이러한 결과로부터 과압밀층이 상부에 존재하는 연약지반의 압밀침하량을 산정하기 위한 상재하중은 2층 지반에서의 지중응력을 반영하여 산정하는 것이 보다 신뢰할 수 있는 압밀침하량 산정이 될 것이라고 추정할 수 있다.

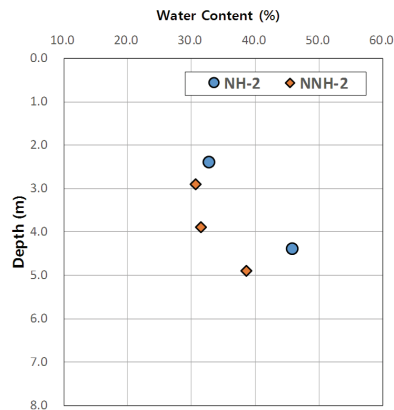
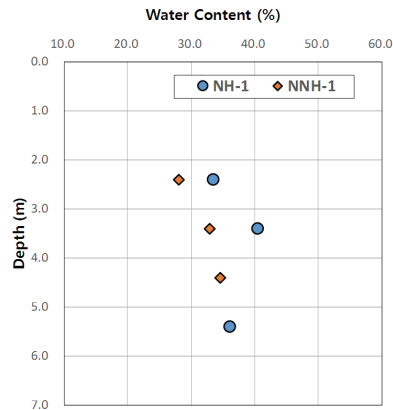
이 연약지반 개량효과를 보다 명확히 확인하기 위해서 성토전·후의 간극비 및 일축압축강도의 변화량을 Fig. 2에 나타냈다. 연약지반의 개량효과측면에서 살펴보면 과압밀층하부에 해당하는 심도 2.4 m부터 간극비 및 일축압축강도의 변화량 급격히 증가하다가 약 3.5 m 심도부터 이들 변화량 점차 감소하는 경향을 보이고 있는데 이는 상재하중에 의해 발생하는 지중응력이 연약점성토층의 하부로 갈수록 감소하기 때문에 나타나는 현상으로 판단되며, 또한, 성토노가 높은 즉 상재하중이 클수록 개량효과인 간극비의 감소 및 일축압축강도의 증가가 상대적으로 크게 나타나는 것으로 확인할 수 있다.

2.3 지반 특성

성토 전·후의 함수비 및 액성한계와 200번체 통과율을 각각 Figs. 3~5에 나타냈으며 연약지반 개량효과를 판단할 수 있는 함수비의 경우 성토고 9 m일 때, 심도 -3.4 m 지점에서 성토 전 함수비 40.5%, 성토 후 함수비 32.9%로 나타났으며, 전체적으로 성토 후가 성토 전보다 작은 함수비로 나타났다. 이는 간극비가 작아져 압밀이 발생했다는 것을 알 수 있다.

액성한계와 200번체 통과율은 지반고유의 물성이기 때문에 성토 전·후에서 유사한 값을 갖고 있어야 하며, 시험결과 역시 유사한 값을 나타내고 있다.

연약지반 심도에 따른 비배수전단강도 증가비를 산정하기 위하여 압밀설계 실무에서는 일축압축시험을 보편적으로 적용하고 있으나 본 실험대상지와 같이 저소성 지반에서는 투수성이 커 불교란 시료의 채취시 발생하는 교란의 영향이 커지게 되어 신뢰성이 떨어지는 비배수 전단강도 증가비를 얻을 수 밖에 없다. 따라서 이러한 교란의 영향을 줄이기 위하여 간이 CU시험을 수행하였으며, Fig. 6과 같이 표준관입시험과 함수비의 결과와 같이 심도 -3 m 이하에서 일축압축시험에서 산정한 비배수전단강도보다 그 선형성이 확실하게 나타남을 알 수 있다.



(a) Embankment height of 9 m (b) Embankment height of 6 m
Fig. 3. Water Contents before and after Preloading

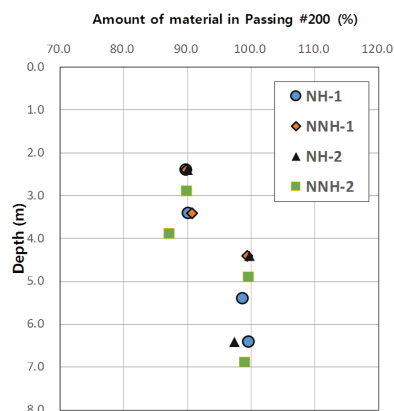
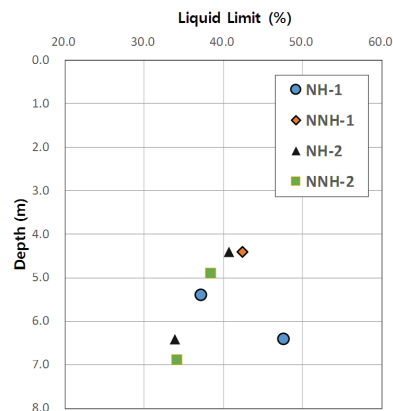
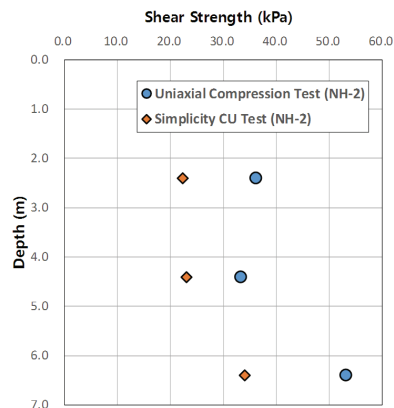
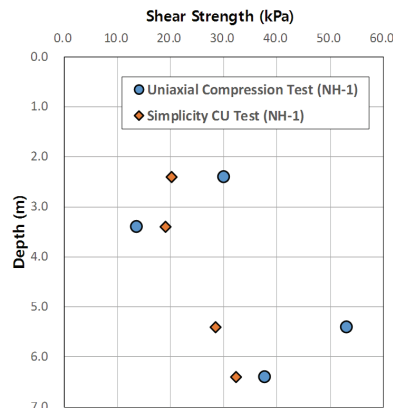


Fig. 4. Liquid Limit

Fig. 5. Amount of Passing No. 200 Sieve



(a) Embankment height of 9 m (b) Embankment height of 6 m
Fig. 6. Undrained Shear Strength

2.4 지반의 압밀특성

역학적 특성 및 압밀 분석을 위하여 일축압축시험과 표준 압밀시험을 수행하였다. 일축압축시험의 공시체 높이와 직경은 각각 100 mm, 50 mm이며, 전단 시 변형률 속도는 1 %/min이 적용되었다. 표준압밀시험의 경우는 직경 60 mm, 20 mm 높이의 압밀링을 사용하여 포화 공시체의 상하

부의 양방향 배수가 되도록 Porous Stone을 설치한 후, 각각의 하중 단계별 24시간 동안 재하시킨 후 전단계의 2배 하중을 적용하여 압밀시험을 수행하였고 Casagrande 방법을 사용하여 압밀항복력을 평가하였다.

선행압밀하중(p_c)의 경우에는 상재하중에 의하여 압밀침하 후 증가하고 있으며, 그 증가량은 상재하중이 클수록

커지는 것을 Fig. 7을 통해서 알 수 있다. 다만 상기에서 언급한 것처럼 상재하중에 의한 지중응력이 급격히 작아지는 과압밀층의 하부에 있는 연약지반에 대한 선행압밀하중을 산정했기 때문에 거의 동일한 증가량을 보이는 것으로 판단된다.

압축지수(C_c)의 경우 역시 Fig. 8에서와 같이 성토고 9 m의 경우 성토 전후의 평균값이 각각 0.241, 0.279로 나타났고, 성토고 6 m의 경우 성토 전후의 평균값이 각각 0.231, 0.262로 나타나 상재하중에 의하여 압밀침하 후 증가하고 있는 경향을 보이고 있는데 이는 압밀응력에 대한 압축지수의 영향이 고소성의 점성토는 압밀응력이 증가함에 따라서 압축지수가 감소하고(Mesri and Godlewski, 1977) 저소성의 실트질점성토에서는 증가한다(Robinson and Allam, 1998)는 연구결과를 감안하면 본 연구대상지는 저소성의 실트질점토성의 특성을 갖는다고 할 수 있다.

팽창지수(C_r)에 대한 압밀시험결과, Fig. 9와 같이 성토고 9 m의 경우 성토 전후의 평균값이 각각 0.031, 0.034로 나타났고, 성토고 6 m의 경우 성토 전후의 평균값이 각각 0.034, 0.042로 나타나, 팽창지수 역시 심도가 증가하여 압밀응력이

증가할수록 팽창지수가 증가하는 경향이 나타났다.

표준압밀시험 결과를 바탕으로 e-logP 곡선으로부터 깊이별 압축지수와 과압밀비(OCR), 선행압밀압력(P_c) 등을 나타내었으며, 압축지수는 국내 설계 실무에 보편적으로 사용되는 Casagrande (C_c) 방식과 Schmertman ($C_{c(mod)}$) 방식을 채택하여 비교하였다. 압축지수는 선행압밀압력(P_c) 이후의 정규압밀영역에 지배되어 산출되므로, 성토 전 압축지수와 성토 후 압축지수가 크게 차이 나지 않기 때문에, 정확한 인자값 산출을 위하여 성토 전 압축지수와 성토 후 압축지수를 모두 사용하여 산출하였다.

또한 서해안 저소성 실트지반의 지층 내 Sandseam이 다량을 분포하여 시험 시 작은 압축지수를 형성하고 있는 인자값들은 제거하고 분석한 결과, C_c 는 0.211~0.413의 범위에 평균 0.283을 $C_{c(mod)}$ 는 0.209~0.491의 범위에 평균 0.329를 나타내었다.

심도별 선행압밀압력은 Casagrande 방식을 채택하여 각 심도별로 나타냈다. 이러한 선행압밀하중을 이용하여 과압밀비를 각 심도별로 산정하였다. 그 결과 Fig. 10과 같이 나타냈으며, 이는 표층으로부터 약 5 m 심도까지는 과압밀비

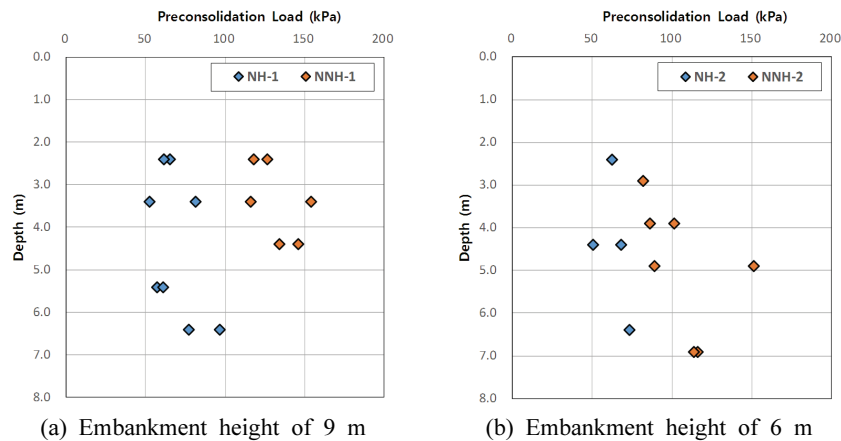


Fig. 7. Preconsolidation Load

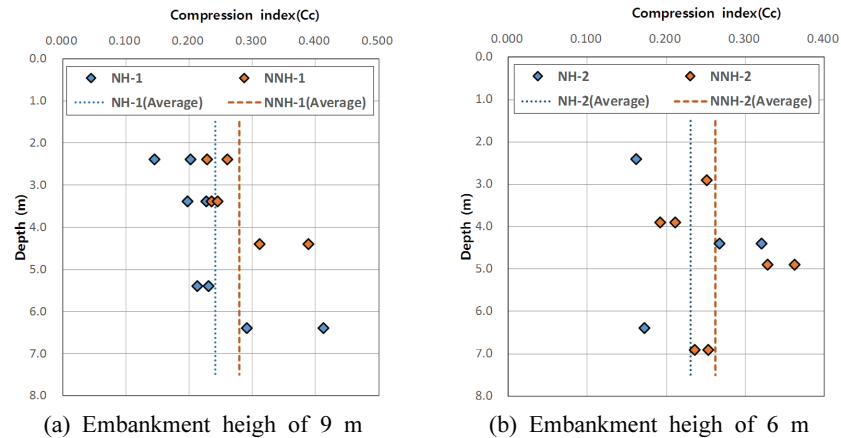


Fig. 8. Compression Index

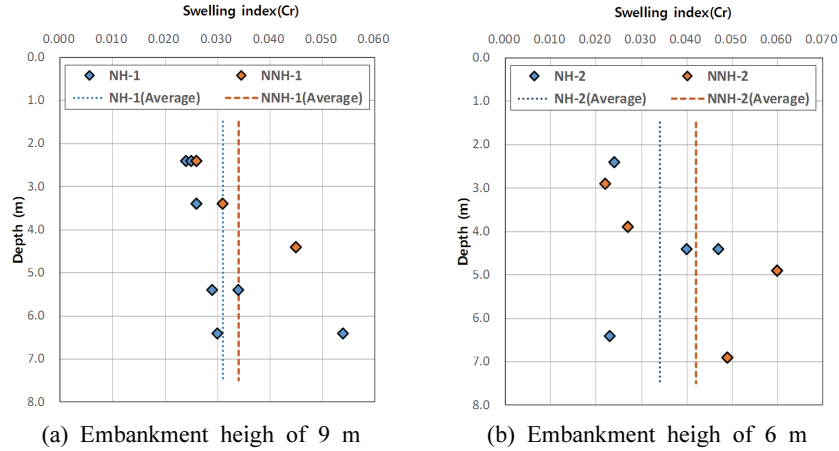


Fig. 9. Swelling Index

(OCR) 2.7 정도의 과압밀 상태를, 그 이하의 심도에서는 1.5 정도의 과압밀비로 분석되었다. Hanzawa and Adachi (1983)가 제시한 바와 같이, 이러한 표층부의 과압밀 특성은 원지반 점토의 Aging Effect로 인해 유효상재압을 경험하지 않은 상태에서도 전단강도가 증가되는 현상 때문에 발생된 것으로 판단된다.

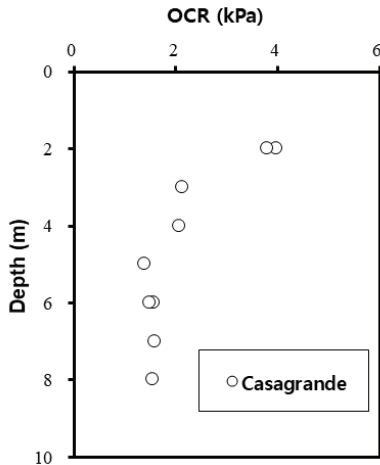


Fig. 10. Results of the OCR

3. 현장계측

본 연구에서는 연약지반의 상부에 과압밀층이 존재하는 연구대상 지역의 기존 압밀설계방법에 의한 설계침하량 및 실측 침하량의 오류정도를 파악하고 그 원인을 공학적으로 분석하기 위하여 두 곳(Section I, II)에 시험시공을 수행하였다. 연구대상 지역에서는 Preloading공법을 적용하였으며 정량적인 연약지반의 침하 거동을 분석하기 위하여 성토높이를 Section I에서는 9 m, Section II에서는 6 m로 차등하게 시공하였다.

3.1 계측기 설치현황

연약지반의 압밀 침하에 목적에 따라 성토 높이에 맞춰 지표 침하관, 간극 수압계 등을 설치하였으며, 지표 침하관의 경우 PP Mat 상부에 설치하였고, 간극 수압계의 경우 과압밀 점토와 정규압밀 점토를 구분하여 각각 2, 5, 8 m 위치에 설치하였다. 본 연구에서는 성토 중에는 1회/1일, 성토완료 후 3개월 동안은 1회/1주, 성토완료 후 3개월 이후에는 1회/2주의 계측빈도로 측정하였다.

3.2 지표침하

침하량은 성토 높이에 따라 비례적으로 많이 발생하였으며, 성토 시 침하량은 급격히 증가하였다. 88일 경과 시점을 기준으로 Section I에서의 침하량은 38.25 cm이며, Section II에서의 침하량은 27.70을 나타내고 있으며 전체 결과는 Fig. 11과 같이 나타났다.

3.3 간극수압계

간극수압의 경우 침하관측만으로는 현재 압밀도(U)가 몇 인지를 알 수 없으므로 침하관측과 동시에 점성토층의 간극수압을 측정하여 압밀도를 산출하였다. 성토 높이가 높을수록 압밀도는 높게 나타나는 경향을 보였으며, Table 2와 Fig. 12는 성토 높이 및 설치 심도에 따른 간극수압의 변화 경향을 나타내고 있다.

3.4 압밀해석을 통한 압밀침하량 산정

Fig 13과 같이 기존 설계지반정수를 적용하여 SPT결과 연약 지반으로 평가된 심도 7.5 m까지의 침하량을 산정한 결과, I 구간(성토고 9.0 m)은 67.35 cm, II구간(성토고 6.0 m)은 53.23 cm로 산출되었다. 계측 분석 침하량과 비교·분석한 결과, I 구간(성토고 9.0 m)은 설계압밀침하량에 비해 현장 계측침하량이 60.9% 발생하는 것으로 나타났으며, II구간(성토고 6.0 m)은 설계압밀침하량에 비해 현장 계측침하량이 56.0% 산정 되었다.

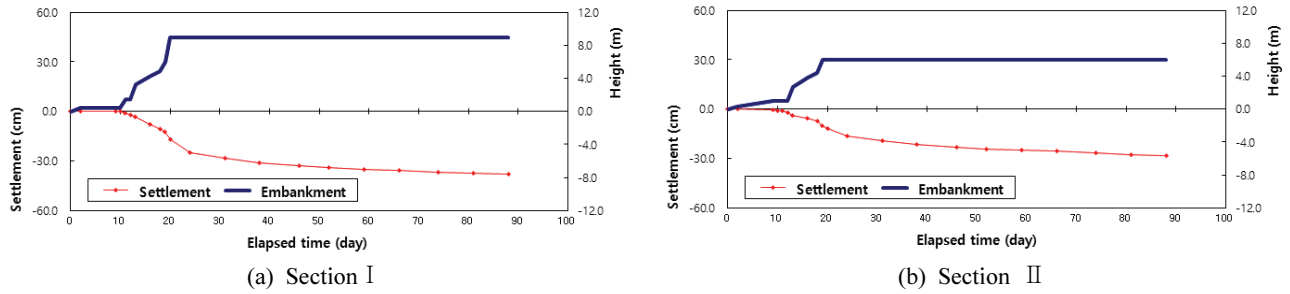


Fig. 11. Surface Settlements by Elapsed Time

Table 2. Result of Pore Pressure

Section	Elapsed time (day)	Installation depth (m)	Excess pore water pressure (kPa)	Percent consolidation (%)	Embankment height (m)
I	88	5.0	16.10	79.1	9
II	88	5.0	8.59	78.4	6

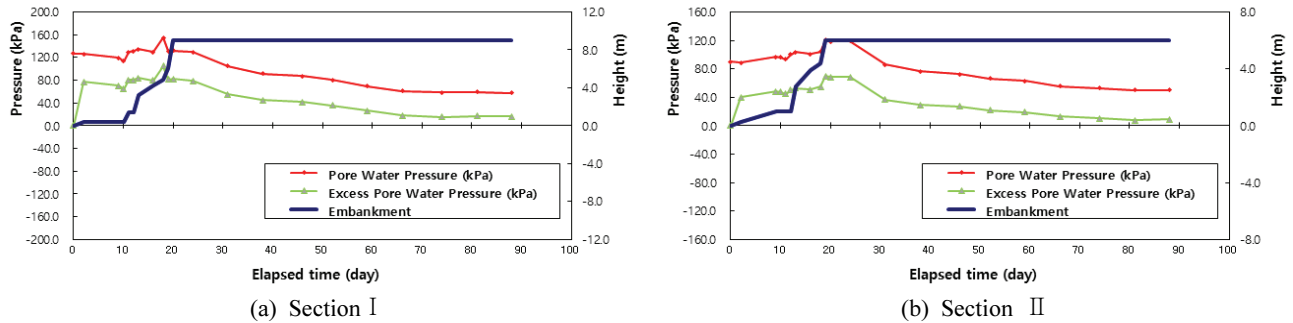


Fig. 12. Pore Pressures by Elapsed Time

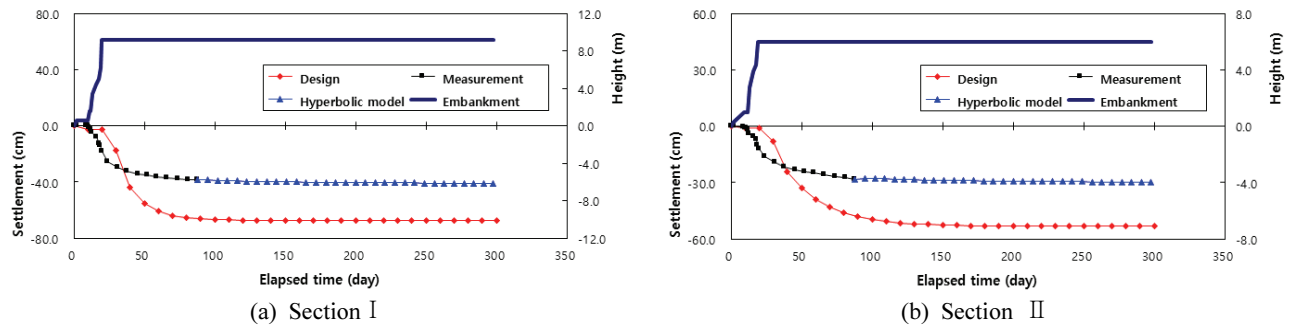


Fig. 13. Compare Existing Design Settlement with Measured Settlement

이러한 원인은 연약지반 설계압밀 평가 시 선행압밀압력 평가의 문제점, 비배수 전단강도 평가의 문제점, 강도증가율 적용의 문제점 등을 엔지니어들이 인식하지 못하고 지반정수를 적용하는데 있다.

4. 설계정수 재평가

연구대상 지역에 대한 압밀침하량을 산정한 결과 설계/실

제 침하량 비가 약 58%로서 과다설계가 된다는 결과를 알 수 있었다.

본 연구에서는 기존의 설계정수 산정 시 한계성을 극복하기 위하여 선행압밀압력 평가(Becker et al., 1987; Onitsuka et al., 1995)를 개선하고, 시료의 교란정도를 고려한 압축지수를 산정방법을 개선하여 새로운 설계정수를 산정하였다. 새롭게 도출된 지반정수를 이용한 압밀 침하량과 계측 침하량을 비교·분석 하였다.

4.1 선행압밀응력의 재평가

저소성 실트 지반의 압밀시험곡선 특성을 반영한 선행압밀압력을 결정하기 위하여 Casagrande (1936)방법 외에 Onisuka et al. (1995) 및 Pacheco Silva (1970), Becker et al. (1987)방법을 사용하여 선행압밀압력을 산정 하였으며, 이에 대한 과압밀비는 Fig. 14와 같이 나타냈다. 상부의 5.0 m까지를 과압밀층으로 산정하여 5.0 m 미만에서 각각 평균 2.7, 3.7, 2.7, 3.4의 과압밀비, 5.0 m 이상에서 각각 평균 1.6, 1.8, 1.6, 1.7의 과압밀비를 얻었으며, 여기서 Casagrande과 Pacheco Silva 방법이 과압밀비를 작게 평가하는 경향이 확인되었다.

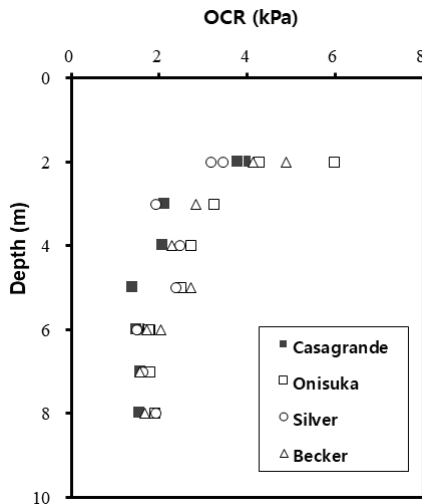


Fig. 14. Re-calculated OCR by Depth

4.2 압축지수의 재평가

Andersen and Kolstad (1979)는 압밀시험을 통하여 시료의 품질평가방법을 제시하였으며, 이 방법은 각각의 압밀시험의 재압축 구간의 체적 변형률이 1.0% 미만일 때 “매우 우수(very good to excellent)”, 1~2% 에 분포할 때는 “우수(good)”, 2~4%인 경우는 “보통(fair)”, 4~8%는 “불량(poor)”, 8% 이상일 때는 “매우 불량(very poor)”으로 구분하였다. 본 연구에서는 압밀시료의 품질평가 결과, Fig. 15에 나타난

바와 같이, 압밀시험에 의한 재압축 구간의 체적 변형률은 평균 1.4로 우수한 시료의 품질로 분류되며, 여기서 상부 구간인 2.0 m에서는 2.64~2.12로 보통 상태의 시료 품질을 나타내었으나, 그 외 2.0 m 이하 지층에서는 대체적으로 우수한 시료 품질을 나타냈다. 따라서 Schmertmann (1955) 보정방법을 적용한 수정압축지수(Cc^*) 대신에 표준압밀시험에 얻어낸 압축지수(Cc)를 채택하였다. 본 연구대상 지역 압밀침하량 재산정을 위하여 Table 3과 같이 설계지반정수를 재평가하여 제시하였다.

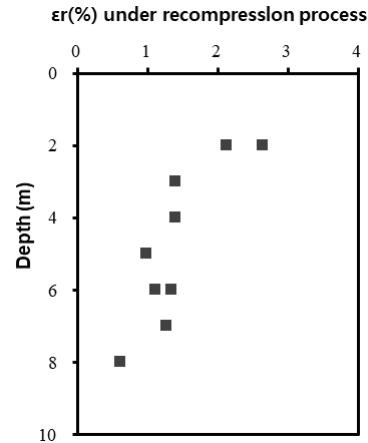


Fig. 15. Volume Change Rate by Depth

4.3 압밀침하량 재산정

새롭게 산출된 지반정수의 신뢰성을 확보하기 위하여 수치해석 프로그램(MIDAS SoilWorks)을 이용하여 기존의 압밀침하량 산정시와 동일한 지층에 대하여 압밀침하량을 산정하였으며, Fig. 16과 같이 설계 침하량과 계측 침하량 비교·분석 하였다. I 구간의 경우 실측침하량 41 cm, 수정 설계침하량 42.90 cm로 침하비 95.6%를 나타냈으며, II구간의 경우 실측침하량 30.45 cm, 수정 설계침하량 31.51 cm로 침하비 96.6%를 나타내 두 구간 모두 설계 침하량과 계측 침하량이 거의 비슷한 결과가 도출되어, 본 연구에서 새롭게 구한 설계정수 값은 신뢰성을 확보한 것으로 사료 된다.

Table 3. Modified Parameters for Design

Division	Existing design ground integer	Modification design ground integer
Over consolidation ration (OCR)	2.33 (less than 5 m)	3.5 (less than 5 m)
	1.5 (over than 5 m)	1.5 (over than 5 m)
Compression index (C_c)	0.36	0.28
Undrained shear strength (s_u , kPa)	$s_u=1.69 \times \text{depth}+11$	$s_u=3.1 \times \text{depth}+13$
Intensity increase rate (s_w/p_c)	0.19	0.30
Initial void ratio (e_o)	1.07	1.07
Consolidation coefficient (cm^2/day)	700	700
Unit weight (γ_{sat} , kN/m^3)	18	18

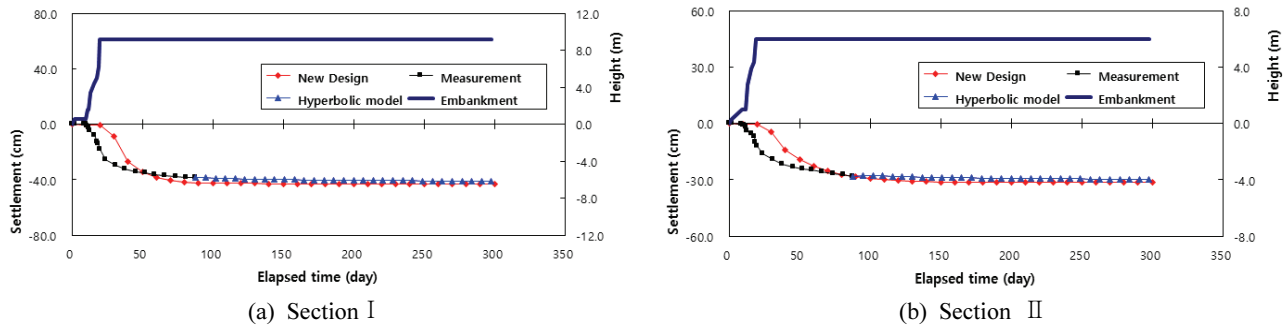


Fig. 16. Comparison Between Modified Design Settlement and Measured Settlement

5. 연약지반 설계에 대한 고찰

5.1 강도증가율 적용

국내 연약지반 설계실무에서는 흙의 물리적 특성인 소성지수(PI)와 강도증가율의 비례관계를 나타내는 Skempton and Bjerrum (1957)식을 주로 적용하여 강도증가율을 평가해 왔다. 하지만 이 제안식은 Scandinavia 반도 지역에 분포하는 점성토를 대상으로 연구되었기 때문에 국내의 서해안지역의 점성토 지반에 직접 적용하는 것은 문제가 있을 수 있다.

Sim (2015) 연구에 의하면 Norway의 Drammen지역의 토질은 통일분류법상 0.002 mm 이하의 토입자가 많이 포함되어 있지만 실제 점토 광물이 거의 포함되지 않은 특성을 갖고 있는데 이는 Scandinavia 지역은 빙하기 이후 암반이 용기되었을 때 암반 사이에 발생하는 마찰 작용에 의한 돌가루 형태(Rock Flour)로 분쇄되었기 때문인 것으로 알려져 있다. 이러한 지반조건에서 현장배인시험(FVT)을 수행하면 배인의 삽입에 의해 발생하는 주변 흙의 교란이 전단강도를 측정하는데 심각한 문제가 된다(La Rochelle et al., 1988). 이에 반해, 국내 서해안 저소성 지반 실트 지반의 경우의 지층 내 Sandseam이 다량으로 분포하며, Scandinavia 지역에 비해 투수성이 상당히 큰 특징을 나타낸다.

실제로 Norway 해안 지역에 분포된 점성토의 소성지수(PI)는 대략 17%이었다. 그리고 압밀계수(C_v)는 대략 27 cm^2/day 라고 밝혀졌다(Grozic et al., 2003). 그러나 국내 서해안에 분포하는 저소성 지반의 경우 그 소성지수(PI)는 대략 20%이고 압밀계수(C_v)는 대략 770 cm^2/day 인 것으로 고려하였을 때 투수성이 대략 20배~30배 정도로 큰 것을 알 수 있다. 이러한 지반 조건에서 배인의 삽입에 따른 과잉간극수압의 발생은 투수성이 높기 때문에 빠르게 소산되며 강도의 감소 현상이 비교적 최소화 된다. Skempton and Bjerrum (1957) 방법은 Scandinavia 지역의 점성토를 이용하여 제안되었으나, 소성지수(PI)와 점토함유율이 선형적인 관계를 나타내는 국내지반 조건에 그대로 적용하기에는 무리가 따르게 된다. Sim (2015)의 연구에서와 같이 국내 해성 점성토의 강도증가율은 저소성 실트지반에서 일축압

축강도가 저평가되어 강도증가율이 작게 평가된 값을 제외하면, 소성지수에 관계없이, 0.25~0.35의 범위에서 분포하는 것을 알 수 있다.

5.2 연구대상지역의 설계정수

현재의 연직 유효응력이 지금까지 받은 적이 있는 최대 연직 유효응력인 경우를 정규압밀상태로 정의하게 되며, 압밀압력의 증가에 따라 전단강도도 동시에 증가되는 선형적인 관계를 유지하게 된다. 따라서, 비배수전단강도(s_u)를 지금까지 경험한 최대 연직유효응력(정규압밀점토 지반 = 유효상재압, 과압밀점토지반 = 선행압밀압력)으로 나누어 표현되는 강도증가율은 항상 일정한 상수값을 갖게 된다. 즉, 지질학적으로 오랜 시간에 걸쳐 침강 및 퇴적 과정으로 형성된 정규압밀상태의 지반의 경우에는 이론상 지표면에서 발휘되는 전단강도는 0이 된다. 이러한 개념을 토대로 전단강도만을 고려한 경우에도 대상 지반의 압밀상태를 파악할 수 있게 된다.

본 연구대상 지역 시험성토구간의 압밀시험곡선의 전형적인 결과인 Fig. 17에 나타난 바와 같이, 과압밀 및 정규압밀 영역을 구분할 수 있는 명확한 변곡점이 확인되지 않는 초기간극비(e_0) 1.0 전후의 둥근형태의 곡선(Rounded Curve)이 얻어졌다. 따라서, Casagrande 방법으로 선행압밀압력을 구하기 어려워서 평가자의 주관적인 판단에 의존하게 되며 선행압밀압력도 과소평가되는 경향을 나타낸 것으로 판단된다.

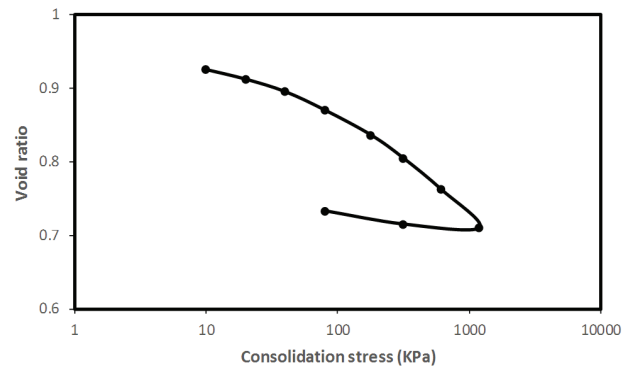


Fig. 17. Volume Change Rate by Depth

깊이방향으로 비교적 균질한 특성을 나타내는 광양 및 부산지역과 같은 고소성 점토지반과 달리 서해안 저소성 실트 지반은 모래 및 실트 함유량이 많은 불균질한 지층특성을 나타내므로, 깊이방향에 대해 1-2 m 간격으로 연속적인 불교란 시료를 채취하여 물리 및 역학적 특성을 파악하는 것이 매우 중요한 사항이 된다.

추가적으로 피에조콘관입시험(CPTU)을 실시하여 연속적인 지층특성을 파악하게 되면 더욱더 현장특성이 반영된 설계정수를 파악할 수 있게 된다.

5.3 현장계측을 통한 고찰

압밀설계정수 중에서 설계침하량의 크기에 가장 큰 영향을 끼치는 인자는 선행압밀응력이며, 저소성 실트 지반의 압밀시험 곡선은 전반적으로 변곡점이 명확하지 않는 둥근 곡선(Rounded Curve)을 나타내므로 Casagrande 방법 적용시 선행압밀압력을 결정하기 어려우며 과소평가되는 경향을 나타낸다.

또한, Boone (2010)의 연구결과에서 제시한 바와 같이, 초기 간극비(e_0) 1.0 전후의 저소성 실트 지반은 둥근 형태의 압밀곡선(Rounded Curve)을 나타내며, 상대적으로 높은 밀도 특성으로 인해 고소성 점토 지반 조건에 비해 시료 채취 및 시험과정에서 발생하는 필연적인 교란 현상이 상대적으로 작게 발생할 수 있다.

따라서, 시험성토 구간인 설계 및 계측침하량 분석 결과, 저소성 실트 지반에 대한 설계침하량 평가 시, Schmertmann (1955) 보정압축지수를 적용하는 것 보다는 압밀곡선에서 얻어진 압축지수를 그대로 적용하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

6. 결론

본 연구에서는 과압밀상태가 발달되어 있는 서해안 00지구의 압밀침하특성을 파악하고 선행압밀응력과 압축지수의 재평가를 통해 설계침하량과 계측침하량을 비교하였다. 그 결과는 다음과 같다.

- (1) 수직배수재 등을 설치하지 않았음에도 시험성토 축조 후 88일이 경과한 시점에서 침하가 수렴단계 접어들 정도로 빠른 압밀속도를 보이고 있으며 발생한 침하량 역시 성토고 9 m 구간의 침하량이 38.25 cm로서 성토고에 비해 상당히 작게 발생하는 특성이 있다는 것을 확인할 수 있었다.
- (2) 기존 설계방법으로 압밀침하량을 산정한 결과, 침하량이 성토고 9 m 구간에서는 67.35 cm, 성토고 6 m 구간에서는 53.23 cm로 산출되었으며, 이 결과를 계측 분석 침하량과 비교·분석한 결과, 성토고 9 m 구간에서는 설계압밀침하량에 비해 현장 계측침하량이 60.9% 발생하였고, 성토고 6 m 구간에서는 설계압밀

침하량에 비해 현장 계측침하량이 56.0% 산정되어 압밀침하량이 과대평가되는 것으로 검토되었다.

- (3) 선행압밀응력과 압축지수의 재평가를 통해 설계침하량과 계측침하량을 비교한 결과 성토고가 6-9m인 곳에서의 침하비가 95.6-96.6%로 나타나 새롭게 구한 설계정수 값의 신뢰성을 확보할 수 있었다.
- (4) 서해안 지반과 같이 저소성 실트 지반의 압밀시험곡선은 전반적으로 변곡점이 명확하지 않는 둥근 곡선(Rounded Curve)을 나타내므로 Casagrande 방법 적용시 선행압밀압력을 결정하기 어려우며 과소평가되는 경향을 나타냈다.
- (5) 저소성 실트 지반에 대한 설계침하량 평가 시, Schmertmann의 보정압축지수를 적용하는 것 보다는 압밀곡선에서 얻어진 압축지수를 그대로 적용하는 것이 바람직한 것으로 분석 되었다.

References

- Ahn, T.H. (2011). *A study on the characteristics of settlement behavior of overconsolidated clayey layer*. Master's thesis, Chonnam National University.
- Andersen, A., and Kolstad, P. (1979). The NGI 54mm samplers for undisturbed sampling of clays and representative sampling of coarser materials. *Proceedings of the International Symposium of Soil Sampling*, Singapore, pp. 13-21.
- Becker, D.B., Crooks, J.H.A., Been, K., and Jefferies, M.G. (1987). Work as a criterion for determining *in-situ* and yield stresses in clays. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 24, No. 4, pp. 549-564.
- Boone, S.J. (2010). A critical reappraisal of "preconsolidation pressure" interpretations using the oedometer test. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 47, No. 3, pp. 281-296.
- Casagrande, A. (1936). The determination of the preconsolidation load and its practical significance. *Proceedings of 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, pp. 60-64.
- Drucker, D.C., and Prager, W. (1952). Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly of Applied Mathematics*, Vol. 10, pp. 157-165.
- Fukazawa, E., and Kurihara, H. (1991). Field measurements of long-term settlement. *Tsuchi-to-Kiso*, JSSMFE, Series 403, Vol.39, No.8, pp.103-117.
- Grozić, J.L.H., Lunne, T., and Pande, S. (2003). An oedometer test study on the preconsolidation stress of glaciomar-

- ine clays. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 40, pp. 857-872.
- Hanzawa, H., and Adachi, K. (1983). Overconsolidation of alluvial clays. *Soils and Foundations*, Vol. 23, No. 4, pp. 106-118.
- Jin, K.N., Park, Y.B., and Hong, E.S. (2012). *Improvement of soft ground design criteria using in-situ DB*. Report No. 2012-79, Korea Land & Housing Corporation.
- Kim, S., Kim, B., Han, S., and Shin, H. (2002). The effects of stress and time history on pore pressure parameter of overconsolidated clay. *Journal of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers*, Vol. 14, No. 4, pp. 286-294.
- Kim, S.K. (1998). *Soil mechanics*. Seoul: Chungmungak.
- Kim, Y.T., and Jo, S.C. (2011). Long-term consolidation characteristics of Busan clay considering OC for NC states. *Journal of Ocean Engineering and Technology*, Vol. 25, No. 6, pp. 110-115.
- La Rochelle, P., Zebdi, M., Leroueil, S., Tavenas, F., and Virely, D. (1988). Piezocone tests in sensitive clays of eastern Canada. *Proceedings of 1st International Symposium on Penetration Testing*, Vol. 2, pp. 831-841.
- Lee, S., Sim, M.B., and Jeon, J.G. (2001). Soil Characteristics of West coast. *Proceedings of 2001 International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE) Asian Technical Committee (ATC) 7 Symposium*, Pusan National University, pp. 129-161.
- Leonards, G.A., and Altschaeffl, A.G. (1964). Compressibility of clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 90, No. SM5, pp. 133-156.
- Macdonald, D.H., and Skempton, A.W. (1955). A survey of comparisons between calculated and observed settlements of structures on clay. *Proceedings of Conference on Correlation between Calculated and Observed Stresses and Displacements in Structures*, London, Vol. 1, pp. 318-337.
- Mesri, G., and Godlewski, P.M. (1977). Time and stress compressibility interrelationship. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 103, No. 5, pp. 417-430.
- Mikasa, M. (1963). *The consolidation of soft clay - A new consolidation theory and its application*. Kajima-shuppankai Co. Ltd.
- Mitchell, J.K. (1976). *Fundamental of soil behavior*. New York, NY, USA: John Wiley&Sons.
- Onitsuka, K., and Hong, Z. (1995). A new method of correcting unconfined compressive strength of natural clays for sample disturbance. *Soils and Foundations*, Vol. 35, No. 2, pp. 95-105.
- Onitsuka, K., Hong, Z., Hara., Y., and Yoshitake, S. (1995). Interpretation of oedometer test data for natural clays. *Soil and Foundation*, Vol. 35, No. 3, pp. 61-70.
- Pacheco Silva, F. (1970). A new graphical construction for determination of the preconsolidation stress of a soil sample. *Proceedings of the 4th Brazilian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro, Vol. 2, No. 1, pp. 225-232.
- Park, Y.M. (1996). *A study on the soil characteristics of Korea's west and south coast and the possibility of soil improvement by PBD method*. Construction Technology & Information, Korea Institute of Civil Engineering and Building Technology, No. 151.
- Rendon-Herrero, O. (1980). Universal compression index equation. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 106, No. 11, pp. 1179-1200.
- Robinson, R.G., and Allam, M.M. (1998). Effect of clay mineralogy on coefficient of consolidation. *Clays and Clay Minerals*, Vol. 46, No. 5, pp. 596-600.
- Schmertmann, J.H. (1955). The undisturbed consolidation behavior of clay. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 120, pp. 1201-1227.
- Sim, J.R. (2015). *A study on the calculation technique of the shear strength of intermediate soils with low plasticity from western coastal areas*. Ph.D. dissertation, Chonnam National University.
- Skempton, A.W. (1953). The colloidal activity of clays", *Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich, Switzerland, ICOSOMEF, pp. 57-61.
- Skempton, A.W., and Bjerrum, L. (1957). A contribution to the settlement analysis of foundations on clay. *Géotechnique*, Vol. 7, No. 4, pp. 168-178.
- Sridharan, A., Abraham, B.M., and Jose, B.T. (1991). Improved technique for estimation of preconsolidation pressure. *Géotechnique*, Vol. 41, No. 2, pp. 263-268.
- Terzaghi, K., and Peck, R.B. (1967). *Soil mechanics in engineering practice* (2nd ed.). New York, NY, USA: John Wiley and Sons, Inc.

Received	May 28, 2020
Revised	May 29, 2020
Accepted	June 9, 2020