

工學碩士 學位論文

준설매립 점토지반의 압밀특성과
잔류침하 사례 연구

A Study of Consolidation Characteristics and Residual
Settlement of Reclaimed Clay Ground

지도교수 김 태 형

2021년 2월

한국해양대학교 해사산업대학원

토목환경공학과

이 성 문

本 論 文 을 李 星 文 의 工 學 碩 士 學 位 論 文 으 로 認 准 함

委 員 長 金 度 三



委 員 李 重 雨



委 員 金 泰 亨



2021 年 2 月

한국해양대학교 해사산업대학원

목 차

목 차	i
List of Tables	iii
List of Figures	iv
Abstract	vi
제 1 장 서 론	
1.1 연구 배경 및 목적	1
1.2 연구 구성	3
제 2 장 기존 연구	4
2.1 압밀이론의 개요	4
2.1.1 Terzaghi의 일차원 압밀이론	5
2.1.2 압밀도 산정	9
2.1.3 시간 t 에서의 점토층 전체(높이 $2H_{dr}$)의 평균압밀도	21
2.2 현장 계측에 의한 장래침하량의 예측 방법	15
2.2.1 쌍곡선법(Hyperbolic method)	51
2.2.2 호시노(星棼)법	7
2.2.3 Asaoka(淺岡)법	8
2.3 국내 및 일본의 연약지반 침하 예측 및 실측 사례	20
2.3.1 국내의 연약지반 침하 예측 및 실측 사례	20
2.3.2 일본의 연약지반 침하 예측 및 실측 사례	21

제 3 장	준설매립점토의 특성 및 분석	52
3.1	현장 개요	25
3.2	준설매립점토의 특성	27
3.2.1	부산항 신항 북컨테이너터미널 배후부지	27
3.2.2	부산항 신항 옹동배후단지 1단계	33
3.3	준설매립점토의 특성 분석 결과	41
제 4 장	준설매립현장의 계측 사례 분석	54
4.1	준설매립현장의 설계 및 실측침하량 분석	45
4.2	준설매립현장의 성토완료후 침하속도 분석	45
4.2.1	준설매립현장 계측결과	45
4.2.2	준설매립현장 계측결과 고찰	55
4.3	준설매립현장의 침하량 분석 사례 연구	56
4.3.1	준설매립현장의 Data 범위에 따른 예측침하량 비교	56
4.3.2	침하량분석시 분석 data 범위에 대한 고찰	58
제 5 장	결 론	62
참고문헌	64

List of Tables

Table 2.1 Classification of settlements	4
Table 2.2 Summary of Fig. 2.7	41
Table 2.3 Predicted and actual measured of soft ground settlement in Korea	20
Table 3.1 Physical properties of reclaimed clay	82
Table 3.2 Consolidation characteristics of reclaimed clay	94
Table 3.3 Physical properties of reclaimed clay	13
Table 3.4 Physical property analysis	33
Table 3.5 Test results for consolidation properties	6
Table 3.6 Test result for strength characteristics	8
Table 3.7 Physical properties of reclaimed clay	14
Table 3.8 Strength properties of reclaimed clay	24
Table 3.9 Consolidation properties of reclaimed clay	24
Table 3.10 Comparison of characteristics of reclaimed clay and sedimentary clay at the North Container Terminal site	34
Table 3.11 Comparison of characteristics of reclaimed clay and sedimentary clay on site in the 1st stage of the Ungdong distripark	44
Table 4.1 Comparison of design and measured settlement	54
Table 4.2 Consolidation waiting period after completion of embankment	14
Table 4.3 Leave period for consolidation after completion of embankment	54
Table 4.4 Settlement and analysis result according to data range after completion of loading at the dredging reclamation site	85

List of Figures

Fig. 2.1 Principle of settlement by static load	5
Fig. 2.2 Consolidation model	6
Fig. 2.3 Consolidation settlement curve over time	6
Fig. 2.4 Definition of drainage distance(H_{dr}) according to drainage condition	10
Fig. 2.5 Isochronous curve(The relationship between the time coefficient T_v and degree of consolidation $U(t,z)$, H is the consolidation layer thickness)	11
Fig. 2.6 Initial excess pore water pressure $u_{e0}(z)$ depends on depth distribution form when constant u_{e0}	13
Fig. 2.7 Relationship between average degree of consolidation density and time factor	14
Fig. 2.8 Schematic diagram of the hyperbolic method	16
Fig. 2.9 식 How to obtain α , β of equation (2.24)	16
Fig. 2.10 Method of prediction of settlement by hoshino method	18
Fig. 2.11 Prediction of settlement by Asaoka	19
Fig. 2.12 Comparison of measured values of time to settlement and predicted values by hyperbolic method (瀬在, 1986)	22
Fig. 2.13 Long-term settlement prediction and measured values of improved ground	23
Fig. 2.14 Comparison of characteristics of reclaimed clay and sedimentary	24
Fig. 3.1 Location of study site	25
Fig. 3.2 Reclaimed clay survey location plan : Busan new port north container terminal distripark (section 2)	26
Fig. 3.3 Reclaimed clay survey location plan : Busan new port north container terminal distripark (section 3)	26
Fig. 3.4 Plasticity chart	27

Fig. 3.5 Overconsolidation ratio(OCR)	29
Fig. 3.6 Undrained shear strength	30
Fig. 3.7 Undrained shear strength (P-II area of section 3)	32
Fig. 3.8 Undrained shear strength (P-IV area in section 3)	32
Fig. 3.9 Physical properties of reclaimed clay and sedimentary clay	35
Fig. 3.10 Consolidation properties	37
Fig. 3.11 Undrained shear strength distribution (laboratory test)	39
Fig. 3.12 Undrained shear strength distribution (field test)	39
Fig. 3.13 Undrained shear strength distribution (Synthesis)	40
Fig. 3.14 Intensity increase rate distribution	40
Fig. 4.1 Settlement measurement results	50
Fig. 4.2 Settlement velocity change during consolidation period after completion of embankment	51
Fig. 4.3 Settlement measurement results	54
Fig. 4.4 Changes in settlement velocity during consolidation period after completion of embankment	54
Fig. 4.5 Settlement and analysis result according to the data range after completion of loading (North Container Terminal)	56
Fig. 4.6 Settlement and analysis result according to data range after completion of loading and loading soil (Ungdong distripark)	57
Fig. 4.7 Schematic diagram of the method of estimating settlement by the hyperbolic method	59
Fig. 4.8 Settling velocity during the leave period for consolidation	59
Fig. 4.9 Schematic diagram of settlement analysis	60
Fig. 4.10 Settlement analysis result in case of including shear settlement after embankment	61
Fig. 4.11 Settlement analysis result in case of excluding shear settlement after embankment	61

A Study of Consolidation Characteristics and Residual Settlement of Reclaimed Clay Ground

by
Sung Moon, Lee

Department of Civil and Environmental Engineering
Graduate School of Maritime Industries
Korea Maritime and Ocean University

Abstract

For a dredging and reclamation site, excessive residual settlement due to the long term settlement after completion causes many problems. It is related to the big difference in the compression characteristics between the reclaimed clay ground and the sedimentary clay. For instance, the site formed by reclaimed clay in the upper area followed by soft ground is sold after improving according to the 10cm of residual settlement criterion. Here, it should be noted that the residual settlement is considered the primary settlement, not including the secondary settlement. Since this improved land shows a big residual settlement much more than expected, the dispute among the client, constructor, and the man who bought the land is intensified.

So far, the study about the reclaimed clay ground has not been systematically conducted. The reason is that the boring, investigation, and test on reclaimed clay are difficult compared to the sedimentary clay, and, thus, it is difficult to define the characteristics of reclaimed clay ground.

Therefore, to solve the problems, first, the physical, consolidation, and strength characteristics of reclaimed clay are analyzed using available data of reclaimed clay in this study. Moreover, the predicted settlement in design and

measured settlements were analyzed. From the study results, the following things are redrawn.

The dredged reclaimed clay ground showed different stratum characteristics compared to the sedimentary clay. The reason is that the dredged reclaimed clay ground was formed quickly by re-deposition process after dredged seabed clay moved through conveying pipe. The dredged reclaimed clay ground showed a heterogeneity stratum layer where coarse particles deposited near the outlet location of conveying pipe, and small particles deposited far area from that. Thus the dredged reclaimed clay ground showed a big difference in physical properties compared to sedimentary clay. In other words, the dredged reclaimed clay ground's physical properties are dependent on the location of the discharge pipe and spillway.

According to measured settlement results of North container terminal distripark and Uudong distripark, the residual settlement of Uudong distripark is bigger than that of North container terminal distripark. The difference in the consolidation waiting period between the two distriparks causes this result, even though the reclaimed clay ground is not much different.

The result of the settlement was analyzed using the entire data obtained during the consolidation waiting period after completion of the embankment and the partial data of the section with good linearity in the back part. It was found that there was a difference between them for the case of the North container terminal. Therefore, when analyzing settlement for evaluation of ground improvement, it is judged that the use of data of a section with good linearity in the back part rather than using the entire data after completion of the embankment is in good agreement with reality.

As a result of evaluating the degree of analysis according to the consideration of the amount of shear settlement occurring immediately after embankment completion, it was found that there is a difference when the amount of shear settlement is included. The shear settlement is a settlement that has the characteristics of causing not only vertical but also horizontal settlement. It is known that about 20 to 30% of the total vertical settlement is caused by shear settlement. In conclusion, it was found that the accuracy of the analysis result can be improved by excluding the shear settlement from the settlement analysis.

KEY WORDS: Reclaimed clay, Residual settlement, Shear settlement, Sedimentary clay, Consolidation waiting period

제 1 장 서 론

1.1 연구 배경 및 목적

연약 점성토 지반에 도로, 교량, 건물 등의 구조물이 축조될 때 과도한 침하나 지지력의 부족으로 지반공학적인 문제가 발생할 수 있다. 극단적인 경우, 축조된 구조물의 전단 파괴 또는 과도한 침하로 인한 구조물의 사용성에 문제가 생길 수 있어 지반의 강도 증가 및 잔류침하 감소 등을 위하여 지반개량공법이 필수적으로 요구되기도 한다.

연약지반에서 침하축진 및 강도증가를 위한 대표적인 공법으로는 연직배수재를 이용한 지반개량공법이 있다. 연약지반개량공법을 적용하기 위해서는 우선 대상지반의 지층 구성상태 및 압밀침하 해석에 필요한 지반정수의 결정을 위한 각종 물성시험뿐만 아니라 압밀시험이 선행되어야 한다. 일반적으로 압밀침하량 및 시간은 여러 형태의 압밀이론을 적용하여 예측이 가능하나 지반의 불균질성, 압밀이론의 한계성, 지반정수 산정의 불확실성 및 수치해석의 문제, 복잡한 현장 특성을 고려하지 못한 분석 등의 여러 요소로 인하여 예측침하속도 및 침하량은 현장의 실제 침하속도 및 침하량과 차이가 나는 경우가 많다.

특히, 준설매립현장의 경우 준설매립점토의 압축특성이 원지반점토와 차이가 커 이로 인한 장기침하발생으로 인하여 준공 후 과도한 잔류침하 발생 등 여러 가지 문제를 초래하게 된다. 예를 들어 원지반이 연약지반인 지반에 상부를 준설토로 매립된 연약지반은 일반적으로 잔류침하 10cm 기준에 맞춰 지반 개량 후 분양한다. 여기서 잔류침하는 1차압밀기준으로 2차압밀은 포함하지 않는다. 이런 개량된 지반에서 예상했던 것보다 훨씬 큰 침하량이 발생되고 있어 발주처, 시공사, 물류창고 업자 간의 분쟁이 격화되고 있다. 본 연구대상 현장 중 하나인 응동 배후단지의 경우 운영개시 1 ~ 4년 이후, 허용침하량을 초과하는 침하 발생으로 분쟁이 있는 상황이다(부산지방해양항만청 부산항건설사무소, 2009).

연약지반 개량에서 가장 어려운 점이 신뢰할 수 있는 침하거동의 예측인데 (Arulrajah et al., 2004, 2006, 2013), 잔류침하 문제는 그중에서도 가장 문제가 되는 영역이다. 잔류침하는 PBD 개량층과 미개량층에서 발생할 수 있는데 PBD 개량 층에서는 1차 잔여 압밀침하와 2차 압밀침하가 복합적으로 발생되며 미개량 층에서는 1차 압밀침하에 의해 발생하는 것으로 추정되고 있다. 대심도 지반에서 이들의 침하 메커니즘 매우 복잡하고 상호 유기적으로 발생하고 있어 명확한 구분은 현재 어려운 실정이다(Tan, 2007). 그래서 PBD가 적용된 연약지반 개량 현장에서는 침하계측 자료를 토대로 침하거동을 예측, 평가하고 있지만 단지 조성 시 예측된 침하량과 실제 침하거동 사이에는 여전히 차이가 발생하고 있다(Chung, 1999; Choa et al., 2001; Bo et al., 2003).

준설된 매립점토지반은 원점토지반과는 다른 지층 특성을 보이는데 준설 매립층은 펌핑준설하여 이송관으로 압송되어 형성되며 토출 후 입자가 분리된 후 재퇴적되므로 토출구와 가까운 지역은 굵은 입자가 토출구에서 먼 곳은 세립의 입자라 층을 이루며 새롭게 형성되는 구조로 되어 있어 원지반 퇴적토와는 다른 특성이 있다. 다시 정리하면, 준설매립점토 지반은 배사관이나 여수토의 위치에 따라 다른 토질 특성을 보인다는 것이다. 그리고 준설매립점토 지반은 단기간에 조성된 지반으로 아주 오랜 시간 동안 형성된 원지반 점토지반과는 확연히 다른 역학적 특징을 가지고 있을 것이다.

아직까지 준설매립 점토지반에 대한 체계적인 연구는 미비한 실정이다. 이유는 원지반 점토처럼 시추나 조사 및 시험이 쉽지 않기 때문에 준설매립점토지반의 특성을 단편적으로 규정하는 것이 어렵기 때문이다. 그래서 본 연구에서는 이런 문제를 해결 하기 위하여 먼저 유용 가능한 준설매립점토에 자료에 대하여 준설매립점토에 대한 물리적, 압밀, 강도 특성을 분석하고자 한다. 또한 준설매립된 현장을 대상으로 침하계측 자료를 분석하여 잔류침하에 대한 분석을 실시하였다. 본 연구 결과를 토대로 점토로 준설매립 된 부산신항만 지역 현장의 지반개량 설계 및 계측을 위한 합리적인 방법을 제안하고자 한다.

1.2 연구 구성

연구를 위하여 준설매립점토로 조성된 부산항 신항 북컨테이너터미널 배후부지 조성 공사와 부산항 신항 옹동배후단지 1단계 조성공사 두 현장을 연구대상으로 선정하였다. 준설매립점토에 대한 물리적 압밀, 강도 특성 분석과 잔류침하를 포함한 침하 예측 분석이 본 연구에서 이루어졌으며 총 5장으로 논문을 구성하였다. 각 장의 내용을 서술 하면 다음과 같다.

2장은 준설매립점토에 대한 압밀이론이나 침하에 대한 자료가 별도로 없어 기존 압밀이론과 침하 관련에 대하여 서술하였다. 침하의 경우 전단침하와 압밀침하의 차이점을 서술하였으며, 침하계산에 사용되는 Terzaghi 압밀이론에 대하여 서술하였다. 그리고 침하량 산정에 많이 사용되는 쌍곡선법, 호시노법, 아사오카법 등에 대하여 서술 하였다. 특히 쌍곡선을 많이 적용하고 있는데 이 방법을 이용한 국내외 연약지반 침하 예측 및 실측 사례를 보여주었다.

3장에서는 준설매립점토에 대한 현장시험 및 실내시험결과를 분석하였으며 원지반 점토와의 비교를 통해 준설매립점토의 특징에 대하여 서술하였다. 통일 분류법에 의한 흙의 분류, 함수비, 액소성한계, 비중 등 기본 물리적 특성에 대한 결과와 압밀특성, 강도특성 등에 대하여 서술하였다. 부산항 신항 북컨테이너 터미널 배후부지의 경우 약 6m 내외의 준설매립점토층이 존재하고, 옹동배후단지 현장의 약 10m 정도의 준설매립점토층이 분포하고 있다.

4장에서는 부산 신항의 준설매립 현장 두 곳에 대한 지표침하판 자료에 대한 분석이 현장 여건을 고려하여 이루어졌다. 원지반 점토지반과 다른 특징을 가지는 준설매립점토지반은 주변 상황에 영향을 많이 받는다. 그래서 계측기 주변 성토, 중차량 이동 등 지표 침하판에 영향을 미칠 수 있는 상황과 성토완료 직후 압밀대기 동안 발생하는 전단침하량 고려 유무에 따른 침하 정도의 분석이 이루어졌으며 발생 된 이상침하를 보정 한 침하 분석을 제시하였다.

5장에서는 본 연구의 결론을 서술하였다.

제 2 장 기존 연구

준설매립점토를 대상으로 따로 개발된 압밀이론은 존재하지 않아서 이 장에서는 점토에 대하여 적용되는 기존 압밀이론에 대하여 서술하였다. 계층 부분에서도 준설매립점토를 대상으로 개발된 계층방법이 존재하지 않아서 기존에 많이 사용되고 있는 계층방법에 대하여 서술하였다.

2.1 압밀이론의 개요

지반의 침하는 흙의 종류에 따라 분류할 수 있다. 점성토의 경우 압밀침하가 사질토의 경우 다짐에 의하여 주로 침하가 발생한다. 지반의 침하 종류를 요약하면 Table. 2.1과 같다. Fig. 2.1은 전단침하와 압밀침하의 모양을 나타낸 것으로 전단침하는 수직뿐만 아니라 수평방향의 변위도 같이 발생함을 알 수 있다.

Table 2.1 Classification of settlements

대분류	소분류		설명	주 검토대상 지반
주로 정하중 (static load)에 의한 침하	전단 침하	즉시침하(또는 탄성침하)	재하에 의해 발생하는 지반의 전단변형에 의해 발생.	모든 종류의 지반
		소성침하	즉시침하는 탄성적으로 재하순간에 발생하고, 소성침하는 소성적으로 재하순간에 발생하나 점성침하는 시간이 경과하면서 발생.	
		점성(전단 크리이프)침하		
	압밀침하 (consolidation settlement)		재하에 의해 발생하는 간극의 감소, 즉 압축(compression)에 의해 발생. 사질토는 재하 후 단기간에, 점성토는 재하 후 장기간에 걸쳐 발생.	점성토 지반
진동이나 함수비 변화에 의한 침하	다짐(compactation)		입자의 하향 이동에 의해 발생하는 체적 감소 현상.	사질토 지반
하향 침투수에 의한 침하	—		하향 침투에 의해 발생하는 증가 유효응력에 의한 재하 효과에 의해 발생.	모든 지반

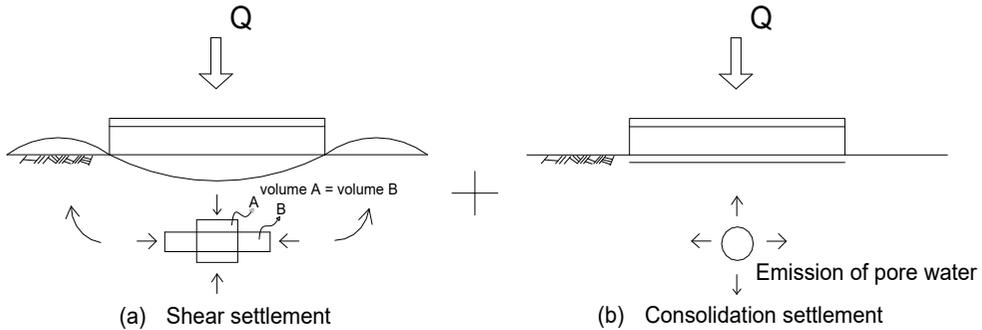


Fig. 2.1 Principle of settlement by static load

2.1.1 Terzaghi의 일차원 압밀이론

1924년 Terzaghi는 1차원 압밀이론을 발표하고 압밀의 메카니즘을 해석적으로 설명하였다. 압밀현상을 설명하기 위해 Terzaghi는 Fig. 2.2와 같이 스프링과 작은 구멍을 가진 피스톤에서 실린더에 물이 차 있는 압밀 모형을 나타내었다. 스프링은 점토 골조구조의 변형저항을 나타내고 작은 구멍이 붙은 피스톤은 점토의 투수성을 나타낸다. 이 모형에 압축응력이 작용하면 압축응력의 증분 Δp 는 스프링(점토의 골조)에 작용하는 유효응력의 증분 $\Delta\sigma'$ 과 실린더 내의 수압(간극수압)의 증분 Δu 로 지지된다.

$$\Delta p = \Delta\sigma' + \Delta u \quad (2.1)$$

이 수압의 증분 Δu 는 실린더내의 물이 배수됨에 따라 소실되며 최종적으로 수압은 원래의 정수압으로 돌아간다는 의미로 과잉간극수압이라 한다. 피스톤의 구멍(점토의 투수성)이 작고 물의 압축성도 극히 작으므로 재하 직후에는 거의 압축변형률이 생기지 않아 스프링(점토의 골조)에는 거의 응력이 생기지 않는다. 식 (2.1)에서 알 수 있는 것처럼 실린더 내에는 Δp 와 동일한 과잉간극수압이 발생하고 이 과잉간극수압을 초기 과잉간극수압이라 부른다. 시간의 경과에 따라 실린더 내의 물은 상부의 피스톤(배수면)의 작은 구멍

을 통하여 외부로 배출되고 스프링에는 압축 변형율이 생긴다. 그 사이 과잉간극수압으로 지탱하고 있던 Δp 의 일부를 압축변형율에 따라 스프링이 부담하고 그 비율만큼 과잉간극수압은 감소한다. 시간이 경과하여 Δp 전부를 스프링이 지지하면 과잉간극수압은 0이 되고 물의 배출이나 피스톤의 침하도 정지해서 압밀은 완료된다. 이 모형의 압밀과정은 간극수압에서 점토의 골조에 응력을 전환하는 과정이며 응력의 전환에 따라서 점토의 골조는 변형한다. 그리고, 간극수압이 응력으로 전환이 완료했을 때 압밀은 완료한다(임종철, 2010; Taylor, 1948).

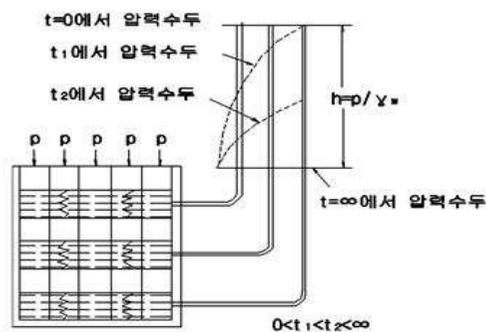


Fig. 2.2 Consolidation model

Terzaghi는 점토 골조구조의 변형특성을 보고 이론을 세우고 압밀현상을 정리하였으나 실제의 점토의 변형특성은 오히려 비탄성적이다. 그러므로, Fig. 2.3과 같이 실제침하는 일정한 값에 머물지 않고 과잉간극수압이 거의 다 소실한 후에도 지속적인 침하를 보인다. 이 같은 점토의 거동을 2차 압밀이라 한다.

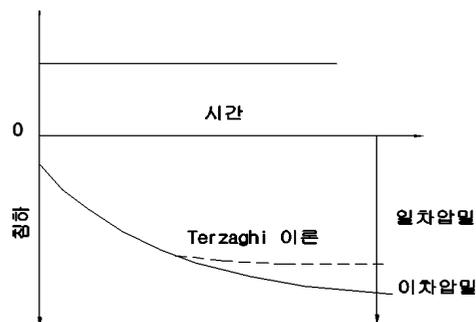


Fig. 2.3 Consolidation settlement curve over time

Terzaghi의 압밀이론은 다음의 가정을 토대로 하고 있다.

- 1) 점토는 균질하다.
- 2) 점토는 완전포화이다.
- 3) 점토입자와 간극수는 비압축성이다.
- 4) 점토에 걸리는 압밀하중은 압밀기간 동안 점토층 중 어디를 취해도 동일한 일정치를 갖는다. 또한 점토층의 자중에 의한 응력은 무시한다.
- 5) 간극수의 흐름은 Darcy의 법칙을 따르고 투수계수는 유효응력에 의존하지 않는다.
- 6) 토층의 변형은 미소하고, 연직방향으로만 압축된다.
- 7) 간극수는 연직방향으로만 흐른다.

이들 가정을 토대로 전개한 압밀식을 식 (2.2) ~ 식 (2.7)에 나타내었다.

$$n_z = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} (\because v_x = v_y = 0) \quad (2.2)$$

$$\frac{\partial e_v}{\partial t} = \frac{\partial v_z}{\partial z} (\because v_x = v_y = 0) \quad (2.3)$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = 0 (\because \tau_{xz} = \tau_{yz} = 0) \quad (2.4)$$

$$\sigma_z' = \frac{1}{m_v} \epsilon_z = \frac{1}{m_v} e_v (\because \epsilon_x = \epsilon_y = 0) \quad (2.5)$$

$$\epsilon_z = -\frac{\partial u_z}{\partial z} (\because u_x = u_y = 0) \quad (2.6)$$

$$\sigma_z = \sigma_z' + u \quad (2.7)$$

가정에 기초한 식 (2.4)를 적분하면 다음과 같은 식을 얻을 수 있다.

$$\sigma_z = \text{const} \quad (2.8)$$

$z=0$ (표면)에서 $\sigma_z = P$ 인 것과 식 (2.7)을 고려하면 식 (2.8)은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma_z = \sigma'_z + u = p \quad (2.9)$$

식 (2.9)에 식 (2.5)를 대입하여 식 (2.10)과 식 (2.11)을 얻을 수 있다.

$$\frac{1}{m_v} \epsilon_z + u = p \quad (2.10)$$

$$\frac{1}{m_v} e_v + u = p (\because e_v = \epsilon_z) \quad (2.11)$$

위의 식 (2.11)을 단위시간에 있어서의 변화로 생각하면 식 (2.12)를 얻을 수 있다.

$$\frac{1}{m_v} \frac{\partial e_v}{\partial t} + \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{dp}{dt} \quad (2.12)$$

식 (2.2) 및 식 (2.3)에 의하여 식 (2.13)을 구할 수 있다.

$$\frac{\partial e_v}{\partial t} = - \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.13)$$

또한 식 (2.13)을 식 (2.12)에 대입하면 식 (2.14)를 얻을 수 있다.

$$\frac{\partial u}{\partial t} - c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{dp}{dt} \quad (2.14)$$

여기서 $c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v}$ 이고 이를 압밀계수라 부르며, 이는 압밀진행의 속도를 나타내는

정수이다. 하중이 일정($\frac{dp}{dt}=0$)하다면 압밀방정식은 식 (2.15)로 나타낼 수 있다.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.15)$$

식 (2.15)는 체적의 변화가 간극수압의 변화에 비례한다는 것을 나타낸다. 식 (2.15)를 도입하는 과정에서 미소변형과 변형율의 적합조건을 나타내는 식 (2.6)을 사용하지 않아도 변형율의 적합조건은 자동으로 만족하며, 미소변형율은 식 (2.6)을 적분해서 연직방향의 변위를 구하는데 사용된다.

즉, 정하중을 토대로 압밀방정식을 도입하는 과정에서 나타난 식 (2.15)는 하중이 시간적으로 변동하는 경우의 압밀방정식이다.

2.1.2 압밀도 산정

Terzaghi의 일차원압밀의 기본방정식은 식 (2.16)과 같다.

$$\frac{\partial u_e}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} : \text{테르자기의 일차원압밀의 기본방정식} \quad (2.16)$$

$$\text{여기서, } c_v(\text{압밀계수}) = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w} \quad (\text{cm}^2/\text{s})$$

식 (2.16)을 경계조건인 식 (2.17)을 이용해서 풀면, 재하직후인 초기 과잉간극수압이 깊이에 따라 일정한 값(u_{e0})으로 발휘되는 경우에 한해서 식 (2.18)과 같다.

$$\begin{aligned} \text{식 (2.16)의 경계조건 : } z = 0, 2H_{dr} \text{ 일 때 } u_e &= 0 \\ t = 0 \text{ 일 때 } u_e &= u_{e0} \end{aligned} \quad (2.17)$$

$$u_e = \sum_{m=0}^{\infty} \left\{ \frac{2u_{e0}}{M} \sin\left(\frac{Mz}{H_{dr}}\right) \right\} e^{-M^2 T_v} \quad (2.18)$$

여기서, $u_e = u_e(t, z)$

$$M = \frac{\pi}{2}(2m+1)$$

$$T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2} \quad (H_{dr} \text{에 대해서는 Fig. 2.4 참조})$$

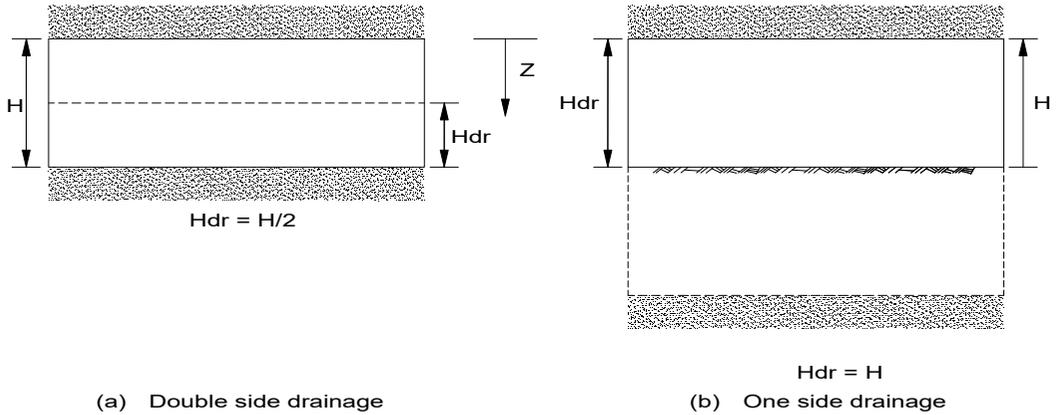


Fig. 2.4 Definition of drainage distance(H_{dr}) according to drainage condition

식 (2.18)의 u_e 는 깊이와 압밀시간에 따라 달라지므로 $u_e(t, z)$ 로 나타내기로 하며, 이를 이용하여 압밀시간 t 일 때 깊이 z 에서의 압밀도 $U(t, z)$ 는 식 (2.19)와 같다.

$$U(t, z) = \frac{u_{e0}(z) - u_e(t, z)}{u_{e0}(z)} = 1 - \frac{u_e(t, z)}{u_{e0}(z)} = \frac{\Delta \sigma_v'(t, z)}{\Delta \sigma_v(z)} \quad (2.19)$$

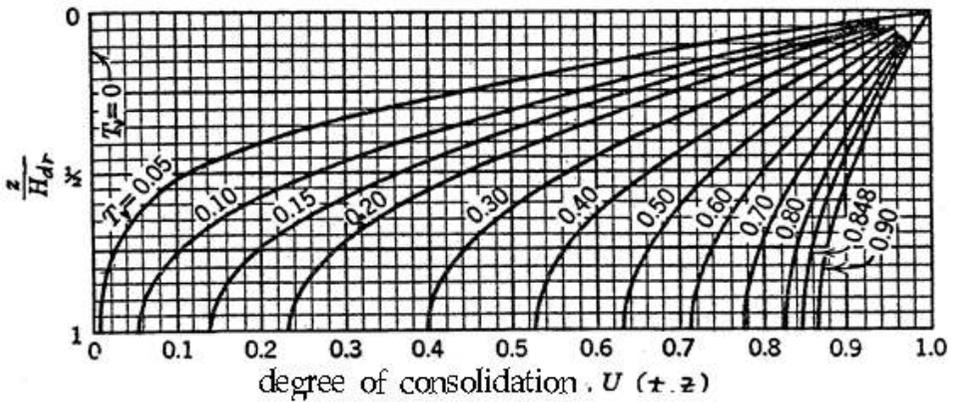
여기서, $u_{e0}(z)$: 재하 직후(압밀 직후, 즉 시간 $t=0$ 일 때) 깊이 z 에서의 과잉간극수압으로, 깊이에 따라 일정할 경우는 식 (2.18)에서의 u_0 와 동일.

$u_e(t, z)$: 재하 후 t 시간 경과 후 깊이 z 에서의 과잉간극수압

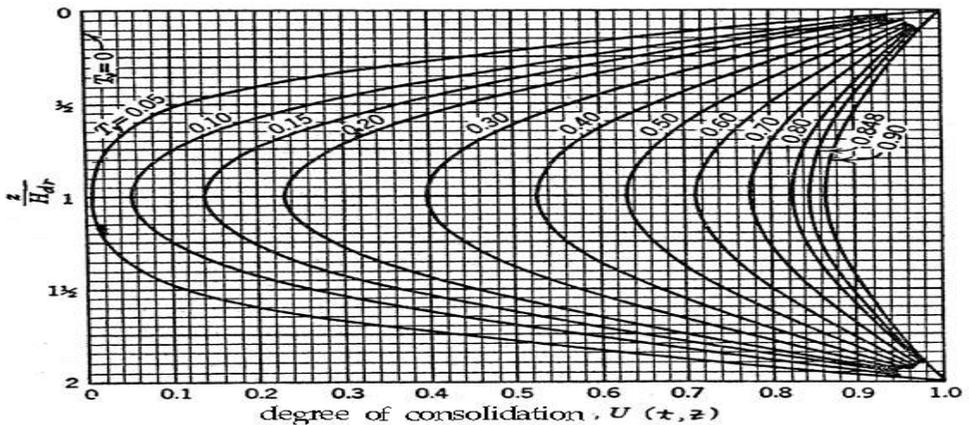
$\Delta\sigma'_v(t, z)$: 재하 후 t시간 경과 후 깊이 z에서의 유효응력의 증가량

$\Delta\sigma'_v(z)$: 재하에 의해 증가된 전응력(또는 압밀완료시의 유효응력의 증가량)

초기과잉간극수압이 깊이에 따라 일정한 경우에는, 식 (2.18)에서 $t=0$ 을 대입해서 u_e 를 구하여 식 (2.19)의 $u_{e0}(z)$ 에 대입하면 압밀도가 구해진다. 그리고 식 (2.18)에서 구한 $u_{e0}(z)$ 와 $u_e(t, z)$ 를 식 (2.19)에 대입하되, 간략화하기 위해 t 대신 T_v 의 함수로 표현하면 $U(t, z)$ 는 $U(T_v, z)$ 로 나타내어지며, 이 값의 깊이비(z/H_{dr})에 따른 변화를 나타낸 곡선 Fig. 2.5를 등시곡선(isochrone)이라고 한다.



(a) One side drainage ($H=H_{dr}$)



(b) Double sided drainage ($H=2H_{dr}$)

Fig. 2.5 Isochronous curve(The relationship between the time coefficient T_v and degree of consolidation $U(t, z)$, H is the consolidation layer thickness)

2.1.3 시간 t에서의 점토층 전체(높이 $2H_{dr}$)의 평균압밀도

식 (2.19)를 이용해서 압밀시간 t에서의 점토층 전체 두께에 대한 평균압밀도 $U_{av}(t)$ 를 구하면 식 (2.20)과 같이 된다. 이 때 적분하는 깊이의 범위를 $2H_{dr}$ 로 하면 양면배수, 일면배수에 관계없이 동일한 평균치를 얻을 수 있다. 양면배수일 때는 시료두께가 H_{dr} 이어서 H_{dr} 로 평균해도 되지만 그렇게 되면 평균압밀도를 일면배수와 양면배수로 나누어서 정리해야 하므로 일면배수의 경우에도 Fig. 2.4(b)와 Fig. 2.5에서 알 수 있는 바와 같이 $2H_{dr}$ 로 평균하더라도 상하가 대칭이므로 동일한 결과가 나와 양면배수, 일면배수의 구분 없이 식 (2.20)과 같이 정의하는 것이 편리하다.

$$U_{av}(t) = 1 - \frac{\frac{1}{2H_{dr}} \int_0^{2H_{dr}} u_e(t, z) dz}{\frac{1}{2H_{dr}} \int_0^{2H_{dr}} u_{e0}(z) dz} \quad (2.20)$$

특히 $u_{e0}(z)$ 가 깊이에 따라 일정할 경우에는 $u_{e0}(z) = u_{e0}$ 로 나타내어서 식 (2.20)의 분모가 u_{e0} 로 되며 이 때 식 (2.20)의 $u_e(t, z)$ 에 식 (2.18)의 u_e 를 대입하면 식 (2.21)이 얻어진다.

$$U_{av}(t) = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \quad (2.21)$$

식 (2.20)에서 $u_{e0}(z)$ 의 깊이에 따른 분포가 Fig. 2.6과 같을 때, 즉 깊이에 관계없이 일정할 때의 평균압밀도와 시간계수의 관계를 식 (2.21)에서 구하여 정리하면 Fig. 2.7 또는 Table. 2.2와 같다. 또한 이때의 식 (2.21) 또는 Fig. 2.7을 간략식으로 나타내면 식 (2.22)와 같다.

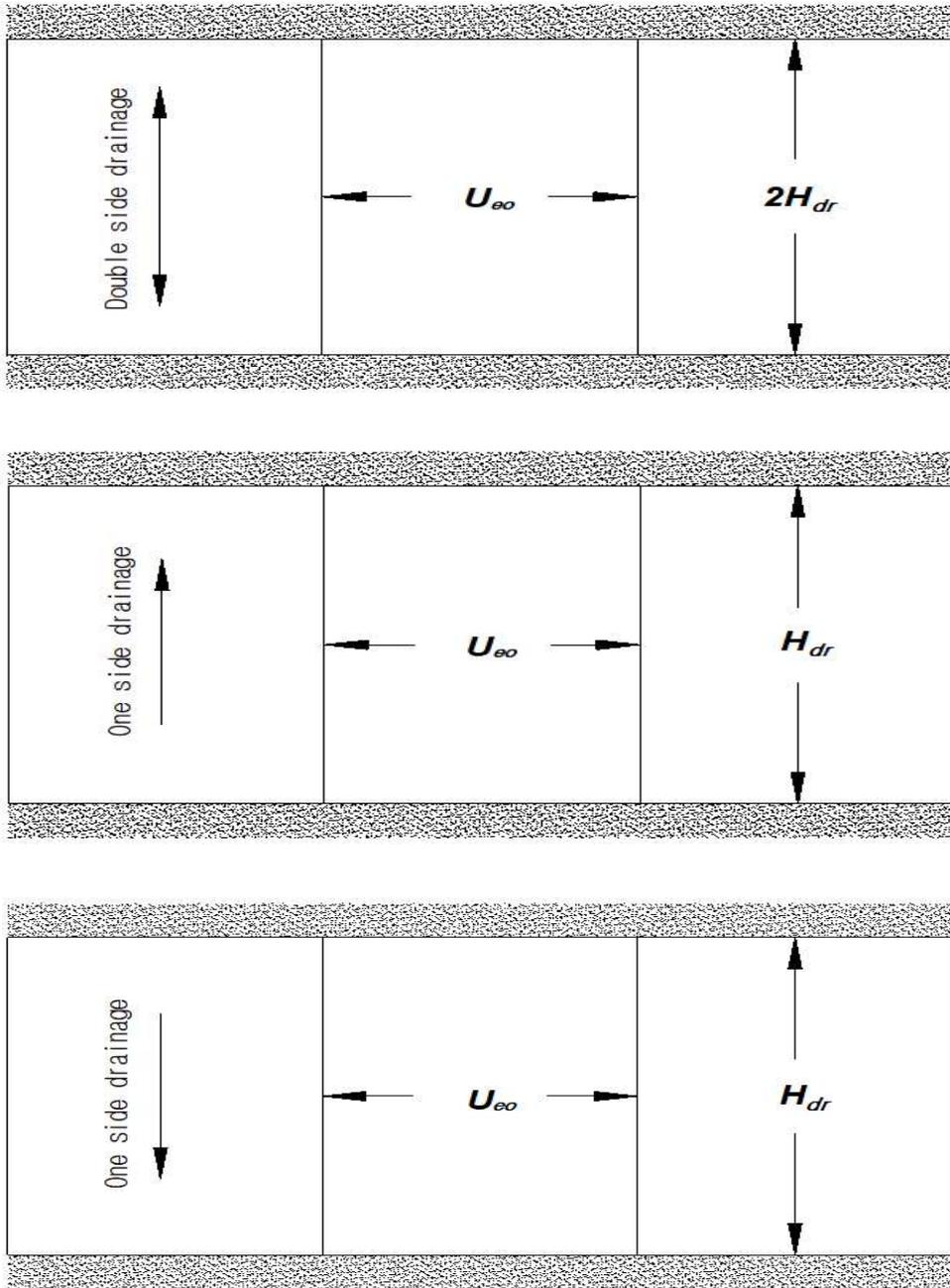


Fig. 2.6 Initial excess pore water pressure $u_{e0}(z)$ depends on depth distribution form when constant u_{e0}

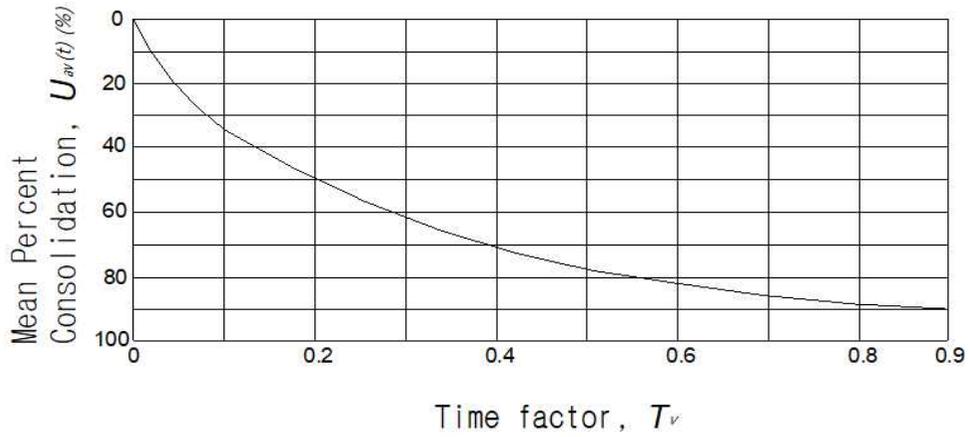


Fig. 2.7 Relationship between average degree of consolidation density and time factor

Table. 2.2 Summary of Fig. 2.7

Consolidation degree, $U_{av}(t)$ %	Time coefficient, T_v
0	0.000
10	0.008
20	0.031
30	0.071
40	0.126
50	0.197
60	0.287
70	0.403
80	0.567
90	0.848
100	∞

$$\begin{aligned}
 U_{av}(t) = 0 \sim 60\% \text{ 일 때} : T_v &= \frac{\pi}{4} \left[\frac{U_{av}(t)}{100} \right]^2 \\
 U_{av}(t) > 60\% \text{ 일 때} : T_v &= 1.781 - 0.933 \log[100 - U_{av}(t)]
 \end{aligned}
 \tag{2.22}$$

2.2 현장 계측에 의한 장래침하량의 예측 방법

대심도 연약지반이 존재하고 그 위에 준설매립 점토층이 형성된 지반에 대하여 지반개량 설계 시 완벽한 설계가 이루어질 수도 없고 필요한 모든 사항을 고려할 수가 없다. 그것은 지반이 가지고 있는 지반의 불균질성, 기존 압밀이론의 한계성, 시험에서 지반정수 산정의 불확실성 및 수치해석의 문제, 복잡한 현장특성 등 때문이다(Lakkoju et al., 2020). 설계에서 충분히 고려하지 못한 이런 다양한 문제점을 보완하는 것이 계측이다. 계측결과는 모든 상황이 고려된 것으로 일반적인 지반개량 프로젝트에서 계측을 통해 얻은 자료는 설계 시 제안된 침하량의 재산정에 이용하고 있다. 본 절에서는 계측기종류, 설치방법, 측정방법 등은 다루지 않고 계측결과의 분석방법만 서술하였다.

2.2.1 쌍곡선법(Hyperbolic method)

쌍곡선법의 이론은 지반 침하의 평균속도가 쌍곡선적으로 감소해 간다고 하는 가정하에서, 초기의 실측침하량을 사용하여 장래의 침하량을 예측하는 것이다(Tan, 2011). Fig. 2.11은 시간~침하 곡선을 모식적으로 나타낸 것으로, 재하로부터 임의 시간 t 후의 침하량 S_t 는 식 (2.23)과 같이 된다. 이 쌍곡선 근사는 재하가 완료된 시점부터의 시간에 따른 침하량에 적용되는데, 이는 재하가 완료되기 전까지 인 점중 재하시의 침하량은 Fig. 2.12에서 알 수 있는 바와 같이 쌍곡선과 전혀 다른 거동을 하기 때문이다.

$$S_t = S_0 + \frac{t}{\alpha + \beta t} \quad (2.23)$$

여기서, S_0 : 재하 완료 시점에서의 침하량(초기침하량)

t : 재하 완료 시점으로부터의 경과 시간

α, β : 실측침하량으로부터 구해지는 계수

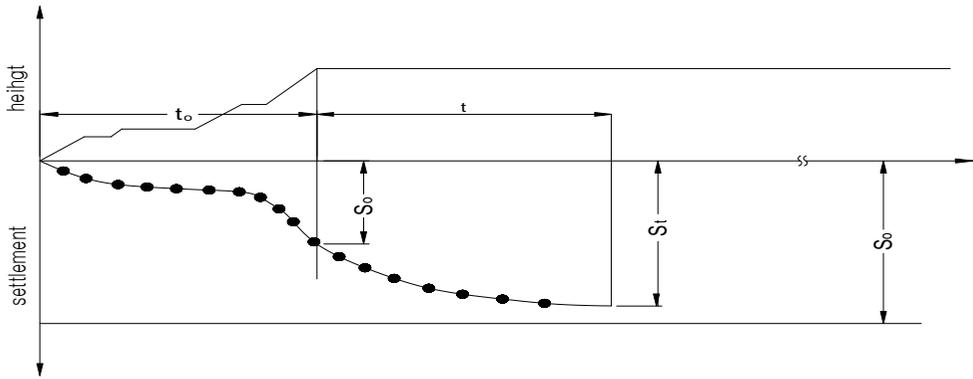


Fig. 2.8 Schematic diagram of the hyperbolic method

식 (2.55)을 변형하면,

$$\frac{t}{S_t - S_0} = \alpha + \beta t \quad (2.24)$$

가 되고, Fig. 2.8에 나타낸 바와 같이 $t \sim \frac{t}{S_t - S_0}$ 의 관계를 플롯하면 직선이 얻어진다. 이 직선의 종축 절편 및 구배로부터 각각 α , β 를 구할 수 있다. 이 경우, 재하 후 초기 단계(약 1개월 이하)에서의 실측치는 산만하고, 또 직선으로부터 벗어나므로 적어도 3개월 정도 이상 경과하는 것이 바람직하다(도로설계요령(2009), 한국도로공사).

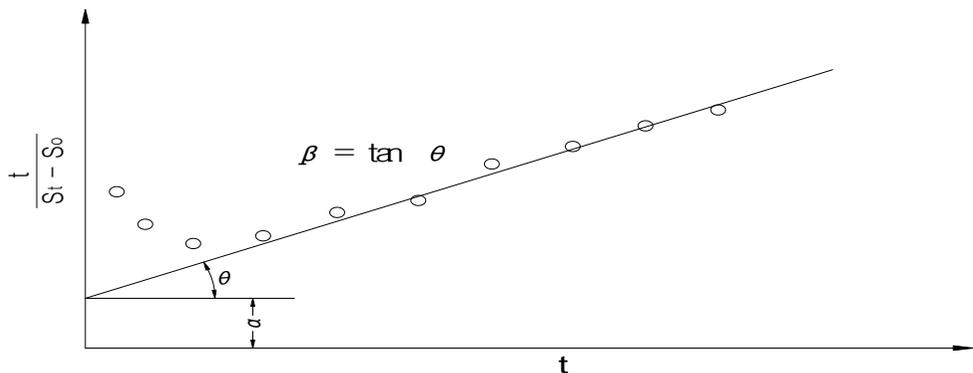


Fig. 2.9 식 How to obtain α , β of equation (2.24)

또, $t = \infty$ 일 때, 즉 최종침하량 S_∞ 는 식 (2.23)에서부터 식 (2.25)와 같이 되며, 재하 후 t 시간 경과했을 때의 잔류침하량 ΔS 는 식 (2.26)과 같다.

$$S_\infty = S_0 + \frac{1}{\beta} \quad (2.25)$$

$$\Delta S = S_\infty - S_t \quad (2.26)$$

2.2.2 호시노(星柵)법

호시노법은 \sqrt{t} 법이라고도 하는데 침하량이 시간의 평방근에 비례한다고 가정하고 초기의 실측침하량으로부터 장래침하량을 예측하는 방법이다.

침하예측 모델로서 식 (2.27)을 사용한다.

$$S_t - S_0 = \frac{AK\sqrt{t}}{\sqrt{1 + K^2t}} \quad (2.27)$$

여기서, t : 즉시침하나 점증재하 등의 재하가 완료된 후부터의 경과시간

S_t : t 시간 후의 전침하량

S_0 : 즉시침하나 점증재하 등에 의해 발생하는 재하 완료 이전의 침하

A, K : 침하실측치로부터 구해지는 계수

위의 기호의 정의는 Fig. 2.9의 경우와 동일.

식 (2.27)을 다시 쓰면 식 (2.28)과 같이 되며 최종침하량 S_∞ (식 (2.27)에서 $t \rightarrow \infty$ 일 때의 S_t)를 구하면 식 (2.29)와 같이 된다. 식 (2.28)을 그래프로 나타내면 Fig. 2.10와 같다.

$$\frac{t}{(S_t - S_0)^2} = \frac{1}{(AK)^2} + \frac{1}{A^2}t \quad (2.28)$$

$$S_\infty = S_0 + A \quad (2.29)$$

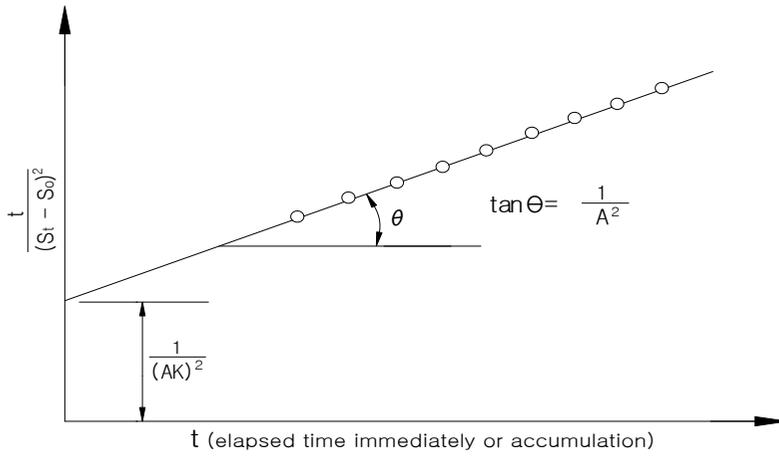


Fig. 2.10 Method of prediction of settlement by hoshino method

호시노법은 쌍곡선법에 비해 더 잘 정의된 직선을 나타내지만 일반적으로 실측된 데이터와의 부합성은 쌍곡선법에 낮은 것으로 알려져 있다. 또한 이 방법은 S 와 t 의 선정방법에 따라 추정결과가 달라지므로 회귀분석 시 직선성이 좋도록 계측 결과를 수정할 필요가 있다. 요시쿠니(吉國)등은 얻어진 침하실측치에 대해서 $(S_t - S_0)$ 의 값이 크게 되도록 (t_0, S_0) 를 선택하면 예측정도가 향상된다고 한다.

2.2.3 Asaoka(淺岡)법

Asaoka(1978)는 일차원 압밀방정식에 기초해서 침하예측모델을 다음과 같이 제안했다.

$$S_i = \beta_0 + \sum_{s=1}^n \beta_s S_{i-s} \quad (2.30)$$

여기서 S_i 는 시간 t 를 $t_i = \Delta t \times i$ ($i=0,1,2, \dots$)와 같이 표현한 때의 t_i 에서의 침하량, n 은 침하예측을 위한 차분모델의 최고차수, β_0, β_s 는 실측침하량으로부터 구해지는 정수이다. 차분모델의 차수 n 은 클수록 예측정도는 높아지는데, 1~2차

근사를 이용하면 실용상 충분하다고 생각된다. 여기서, t 는 즉시침하나 점증재하가 완료된 시점에서부터의 경과시간을, S_i 는 전침하량, S_0 는 즉시침하나 점증재하 등에 의해 발생하는 $t=0$ 시의 침하량을 의미한다.

가장 간단한 1차 근사의 경우의 관계식은 식 (2.31)과 같다. Fig. 2.11과 같이 초기의 침하실측치를 S_i 와 S_{i-1} 의 관계로써 플롯하면 거의 일직선상에 놓이므로 이것으로부터 β_0 와 β_1 을 구해서 이 β_0 와 β_1 을 이용하면 임의시각에서의 침하량이 예측될 수 있다. 또, 이 직선과 45° 선과의 교점이 최종침하량을 나타낸다. 즉, 최종침하량 S_∞ 은 $S_{i-1} = S_i$ 일 때의 S_i 가 되며, 식 (2.32)와 같이 나타내어진다. 여기서, 2차근사식 이상을 사용한 경우의 침하예측모델의 계수를 구하는 방법도 같은 방법으로 행할 수 있다.

$$S_i = \beta_0 + \beta_1 S_{i-1} \quad (2.31)$$

$$S_\infty = \frac{\beta_0}{1 - \beta_1} \quad (2.32)$$

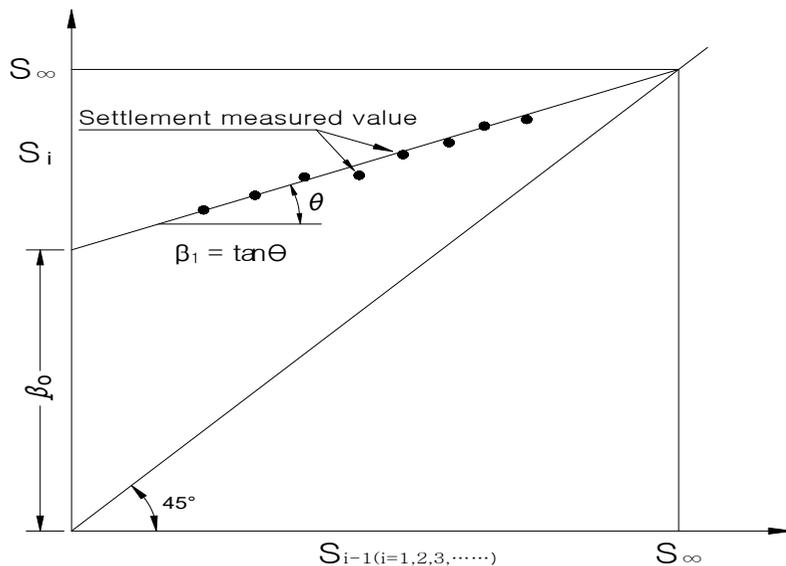


Fig. 2.11 Prediction of settlement by Asaoka

2.3 국내 및 일본의 연약지반 침하 예측 및 실측 사례

2.3.1 국내의 연약지반 침하 예측 및 실측 사례

국내의 연약지반 침하 예측 및 실측 사례는 Table 2.3과 같다. 신호지방산업 단지의 경우 설계침하량에 비해 실측침하량이 최대 2.9배까지 발생하였으며, 녹산국가산업단지의 경우에도 약 2배의 침하량이 발생하였다. 이처럼 설계 시 침하량과 시공 시 실측 침하량은 차이가 크게 발생하는 사례가 많으므로, 지반개량도 평가 시 적용되는 침하량분석방법의 중요성은 매우 크다고 볼 수 있다.

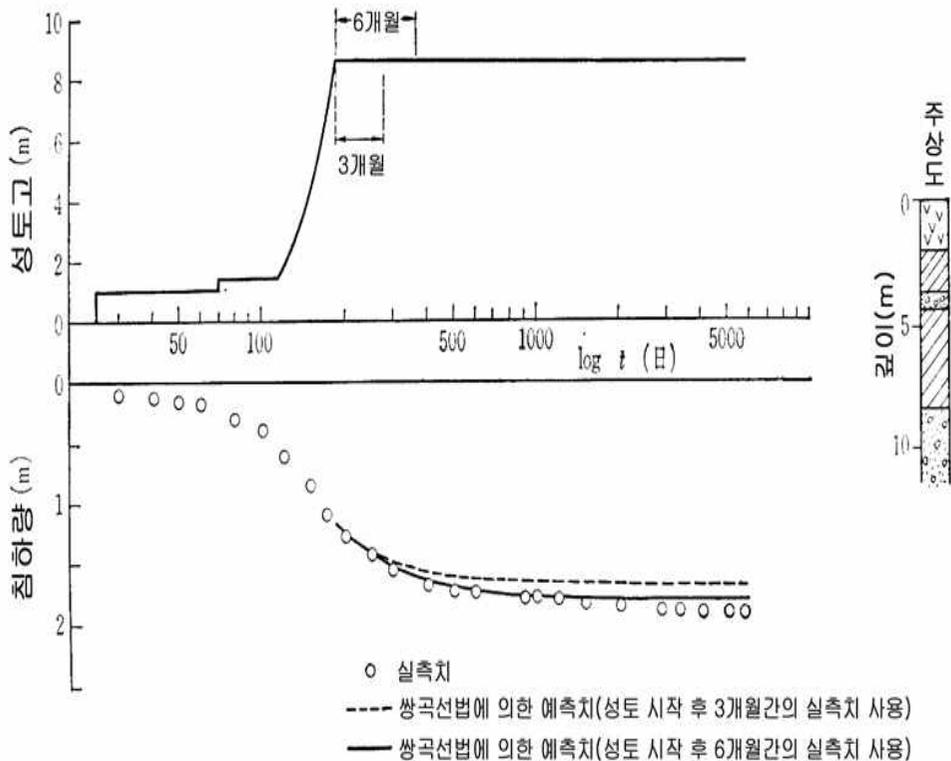
Table 2.3 Predicted and actual measured of soft ground settlement in Korea

위 치	연약층두께 (m)	성토두께 (m)	설계침하량 (cm)	계측후 추정침하량 (cm)
명지 주거단지	19.5 (15.2-21.2)	5.4	106.0	171.1
		6.5	106.0	87.9
		(5.0-10.0) 5.9	116.0	(62.2-97.9) 148.2
신호지방 산업단지	26.2 (21.0 -33.5)	3.6	79.7	228.5
		(2.9-4.6)	(45.2-124.6)	(172.6-318.2)
녹산국가 산업단지	36.8 (1.4-59.8)	5.5 (4.3-10.5)	132.8 (70-220)	251.4 (90-450)
양산물금 주거단지	26.7 (22.2-34.0)	8.0	218.5	389.5
양산ICD	23.0 20.2 29.5	8.5	193.0	335.1
		4.2	124.0	151.4
		8.0	267.0	304.3
양산복합 화물터미널	22.0	5.0	116.1	190.6
광양항 2-2 컨테이너 터미널	12.4	10.5	244	328.9 (275.7-364.7)
웅동배후단지 (1단계)	42.3 31.2 27.7	6.0	734.0	764.0
		4.0	550.0	741.0
		3.8	510.0	693.0

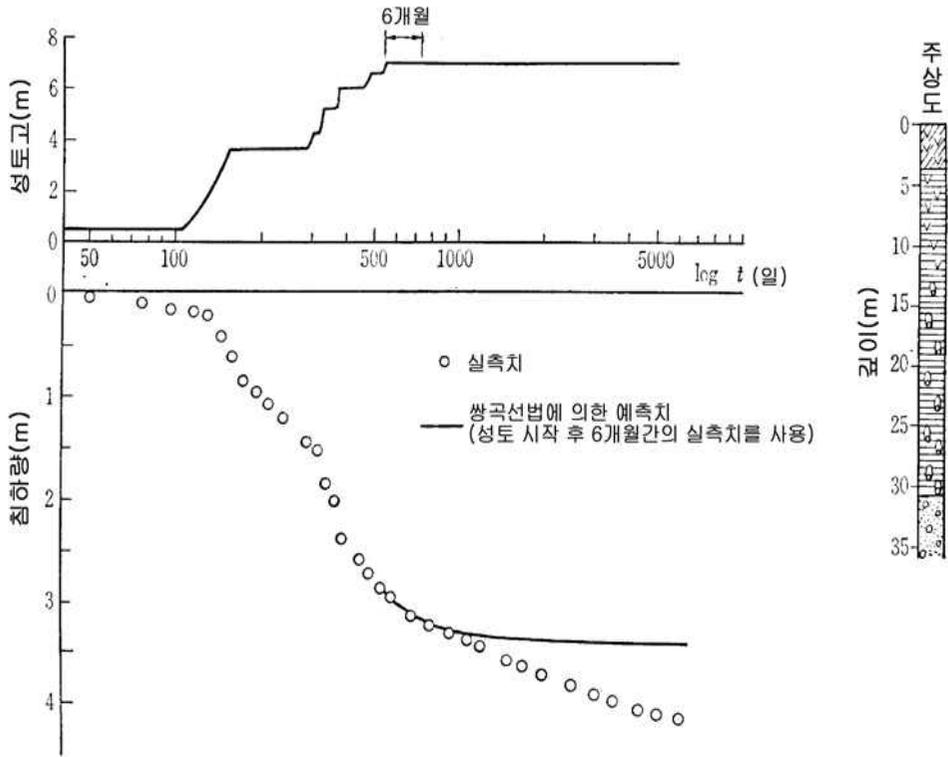
2.3.2 일본 연약지반 침하예측 및 실측 사례

1) 일본고속도로의 사례(瀬在, 1986)

Fig. 2.12은 연약층 두께가 얇은 경우와 두꺼운 경우의 침하실측치와 예측치를 비교한 것이다. 연약층 두께가 10m 이내로 얇은 경우 그림(a)는 성토 완료 후 3~6개월의 침하 계측치로써 장래침하량을 예측해도 별 차이가 없으나, 연약층 두께가 30m 정도로 두꺼운 경우 그림(b)는 6개월간의 실측치로써 장래를 예측해도 시간이 지날수록 예측치와 실측치의 차이가 크게 발생하게 된다. 즉 연약층의 두께에 따라 수학적인 장래침하량 예측 정도(精度)가 상당히 차이가 날 수 있으므로 시간이 허용되는 범위 내에서 가급적 장기간의 계측치를 사용해서 장래를 예측해야 더 정확한 예측이 가능하다는 것을 알 수 있다.



(a) Thin soft layer



(b) Thick soft layer

Fig. 2.12 Comparison of measured values of time to settlement and predicted values by hyperbolic method (瀬在, 1986)

2) 일본 사일시 LNG탱크의 사례(平井 등, 2007)

일본 사일시(四日市) LNG탱크의 건설 후부터 개시되고 있는 기지 내의 장기 침하 관측결과와 성토 제거 후의 침하실측치를 이용해서 쌍곡선법으로 예측한 장기침하량(연간의 침하량)을 Fig. 2.13에 나타낸다. 이 그림은 사전 설계 시에 함수비에 의한 방법, 소성지수에 의한 방법, 압밀시험으로부터 얻어진 정수로 추정된 설계예측 범위를 파선으로 나타내고 있다. 지반개량 범위 내에서는 실측침하곡선으로부터 쌍곡선법에 의해 장기침하를 예측한 폭을 나타내고 있다. 이 그림을 보면 지반개량(압밀축진공법) 범위 외에 있는 성토 어깨부에서는

잔류침하량이 크지만, 빗금으로 나타낸 지반개량 범위 내(성토 어깨로부터 15m 내측의 전영역)에서는 성토 제거로부터 최단으로 2년, 늦어도 5년 정도에서 0.5cm/yr 이하의 침하가 된다고 예측될 수 있다. 또, 기지 내의 장기침하 관측 결과는 지반개량 범위 내에서 당초 사전 예측폭보다도 작게 나타나고 있고, 실측침하곡선으로부터 추정한 예측폭 내에 들어가 있다. 이와 같이 연간의 침하량이 적을 때는 장기침하 예측의 정확도가 비교적 높은 경우도 있다.

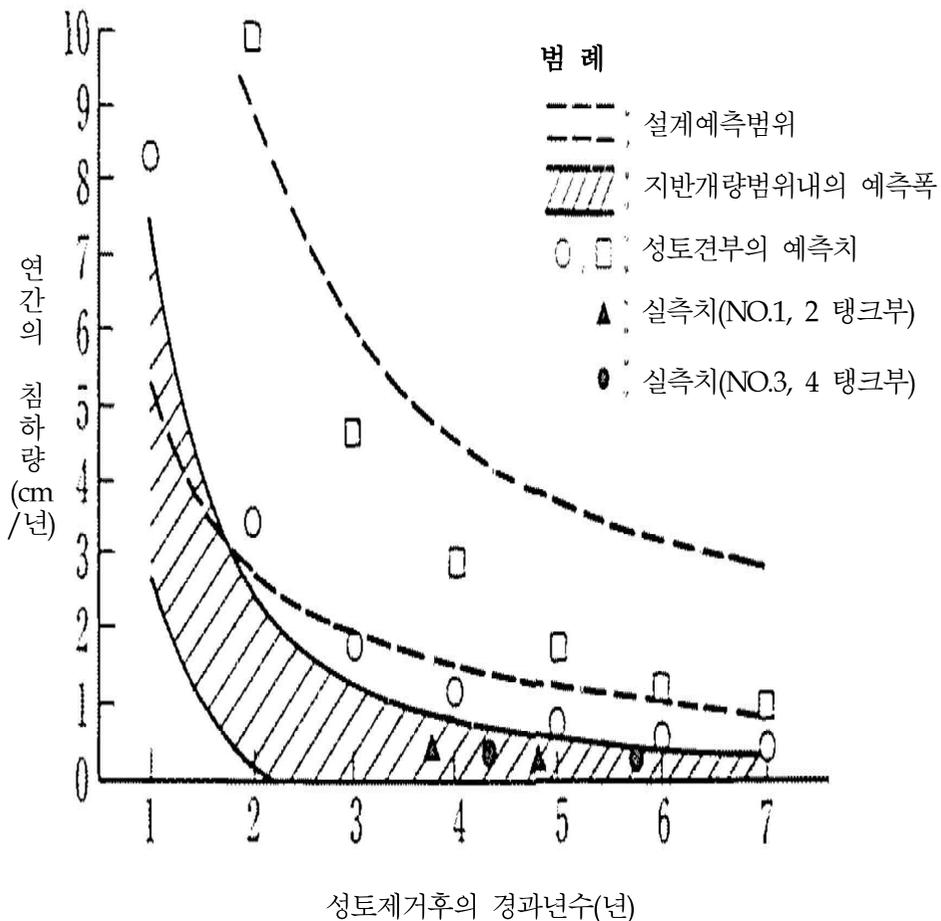


Fig. 2.13 Long-term settlement prediction and measured values of improved ground

3) 일본관서국제공항의 사례(鈴木 등, 2008)

Fig. 2.14은 총침하량 측정점 17개소와 깊은 홍적층의 침하 측정점 1개소의 데이터로부터 추정된, 총적층과 얇은 홍적층의 합계침하량의 추이와 폭을 가진 사전 예측의 침하곡선을 나타내고 있다. 사전 예측의 계산조건, 특히 배수조건은 실제의 현상과 차이가 있고, 그림으로부터 알 수 있는 바와 같이 깊은 홍적층의 침하가 없었다고 하면 실측침하는 사전 예측의 폭 중에서 이동하고 있다. 총적층과 얇은 홍적층의 실측침하량은 시간이 경과함에 따라 점차로 이론치의 범위를 벗어나서 증가하고, 특히 침하를 무시했던 깊은 홍적층도 점차로 증가해서 전체적으로 큰 차이를 나타내고 있다.

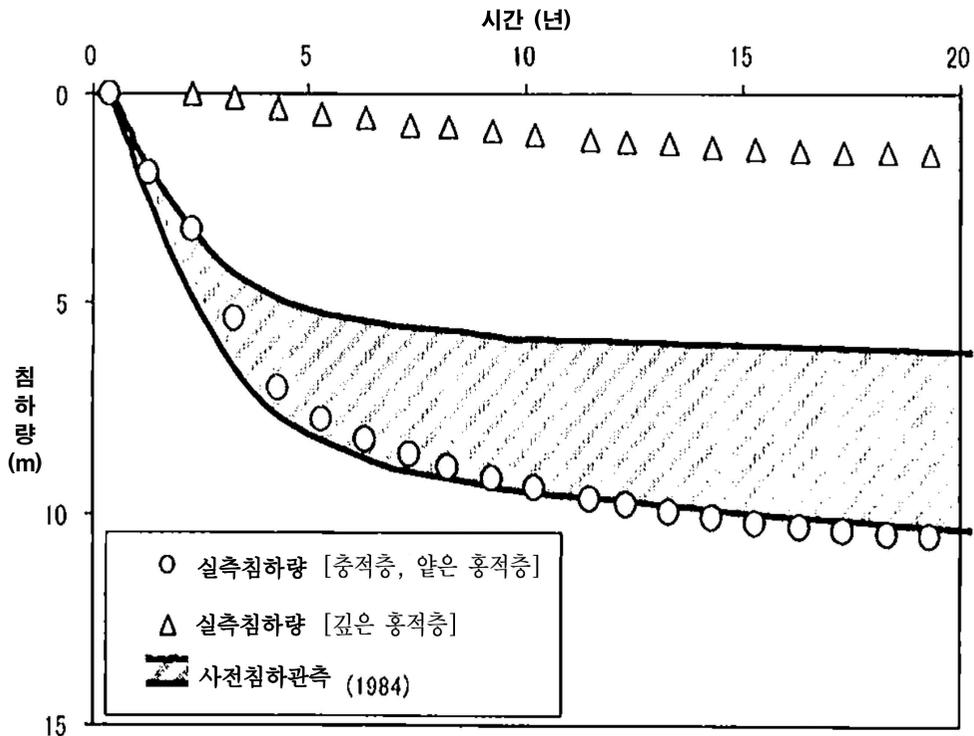


Fig. 2.14 Comparison of pre-prediction and measured settlement data

제 3 장 준설매립점토의 특성 및 분석

3.1 현장 개요

준설매립점토층에 대한 연구를 위하여 두 곳의 현장을 선정하였다. Fig. 3.1은 대상 현장을 나타낸 것이다. Fig. 3.1에서 ①번은 부산항 신항 북컨테이너터미널 배후부지 조성공사 현장이며, ②번은 부산항 신항 옹동배후단지 1단계 조성공사 현장이다((주)대우건설, 2014; 부산항만공사, 2019). 두 현장은 부산 신항만 계획에 따라 조성된 단지로 ①번 현장이 먼저 조성되었으며 ②번 현장은 뒤이어 조성되었다. 두 현장 모두 준설점토 투기로 조성된 지반으로 투기 후 준설매립점토의 특성을 알아보기 위하여 연구 대상으로 선정하였다.

북컨테이너터미널 배후부지 조성공사 현장의 경우 준설점토 지층은 6.0 ~ 8.6m 이며, 옹동배후단지 1단계 조성공사 현장의 경우 약 10m로 분포하고 있다. 준설매립점토의 분포 심도가 10m 내외인 점을 고려하며 물성값의 변동성이 어느 정도는 발생할 수 있음을 예상할 수 있다. 통상적으로 시료의 채취심도가 10m 이내인 경우가 10m 이상의 깊이보다 더 큰 결과 차이 분포를 나타내는 것으로 알려져 있다.



Fig. 3.1 Location of study site

부산항 신항 북컨테이너터미널 배후부지에서는 2공구와 3공구 2곳을 선정하였다. 북컨테이너터미널 배후부지 조성공사(2공구) 현장의 세부적인 위치는 Fig. 3.2와 같다. 북컨테이너터미널 배후부지 조성공사(3공구)의 준설점토 조사위치는 Fig. 3.3과 같다. (부산도시공사, 2006, 2011).

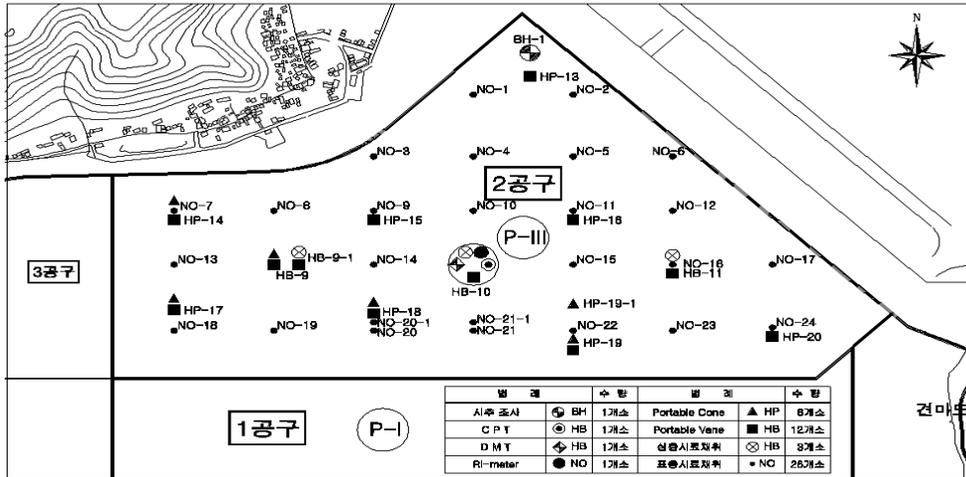


Fig. 3.2 Reclaimed clay survey location plan : Busan new port north container terminal distripark (section 2)

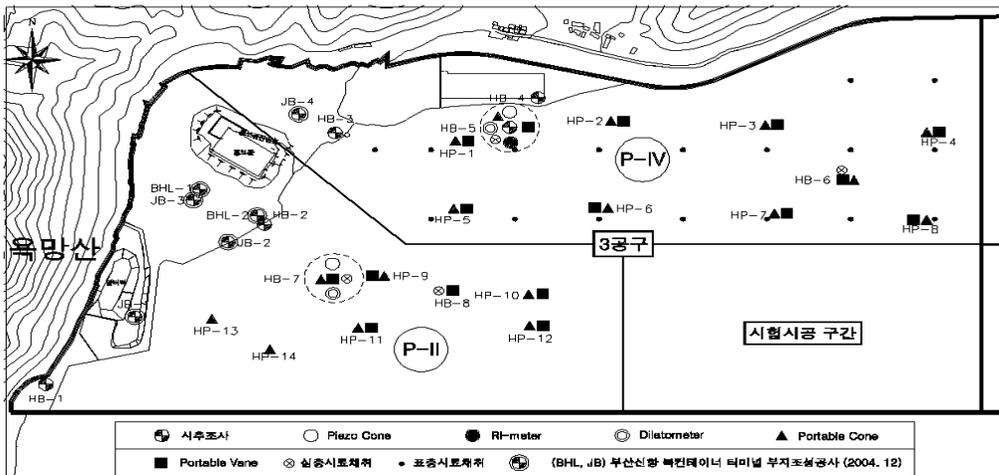


Fig. 3.3 Reclaimed clay survey location plan : Busan new port north container terminal distripark (section 3)

3.2 준설패립점토의 특성

3.2.1 부산항 신항 북컨테이너터미널 배후부지

1) 2공구

부산항 신항 북컨테이너터미널 배후부지 조성공사(2공구) 현장은 준설패립점토 투기 완료 후 자연건조로 약 7개월이 경과한 시점에서 지반조사가 이루어졌다. 7개월이 경과한 시점에 지반조사를 실시 한 이유는 준설패립점토는 투기 후 침강 자중압밀의 단계를 거치는데 이 압밀단계 이전의 점토의 물리적 역학적 특성을 위한 시료 채취가 어렵기 때문이었다.

① 물리적 특성

2공구의 준설패립점토는 저소성점토(CL)로 분류되는데 Fig. 3.4 소성도표에서 CL은 액상한계 50%로 나타났었다. 준설패립된 점토에 대한 실내시험결과 함수비는 72% 내외, 간극비는 1.96이고, 단위중량은 $1.58t/m^3$ 내외로 나타났었다(Table. 3.1). 준설패립점토가 함수비가 높고 준설패립으로 인한 입자간 배열 파괴로 간극비가 크고 단위중량이 낮은 것을 알 수 있다.

토양분석결과 준설패립점토는 석영, 장석 등의 조암광물과 버미큘라이트 녹니석 운모 일라이트 계열의 점토 광물들로 구성되어있는 것으로 나타났다. 유기물 함량시험결과 6.18%의 유기물 및 조개껍데기가 포함된 것으로 나타났다.

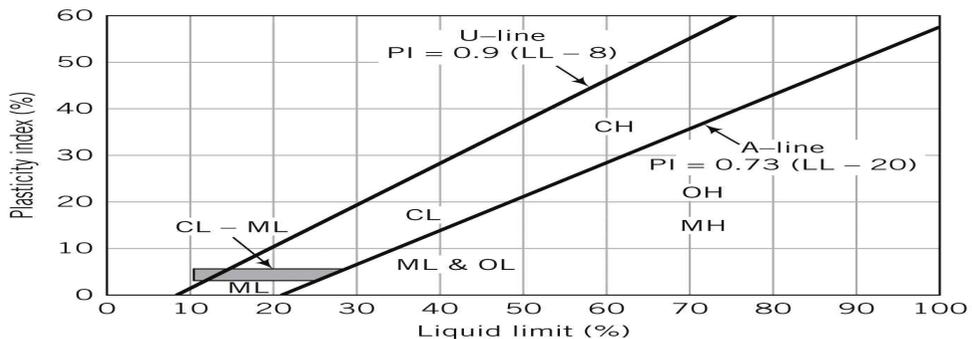


Fig. 3.4 Plasticity chart

Table. 3.1 Physical properties of reclaimed clay

구 분	통일분류	비 중	함수비	간극비	포화단위중량
준설풀토	CL	2.70	72.4%	1.96	15.8kN/m ³

② 압밀특성

불료란시료 채취가 곤란할 정도의 연약한 상태를 보여 준설풀토지반의 압밀 이력을 확인하기 위한 원위치시험(dilatometer)을 실시하였다. Dilatometer 시험은 납작한 판형 시험기구를 지중에 삽입하고 시험기구 속으로 압력을 주어 steel membrane을 팽창시켜 지반의 물질지수와 횡방향 응력지수를 산정하는 시험으로 점성토지반의 정지토압계수, 비배수전단강도, 과압밀비, 압밀계수, 체적변화계수, 변형계수를 추정할 수 있다.

$$K_0 = \left(\frac{K_D}{1.5} \right)^{0.47} - 0.6$$

$$OCR = 0.5 K_D^{1.56}$$

$$S_u = 0.22 \sigma_{vo} (0.5 K_D)^{0.54}$$

여기서, K_D = 딜라토미터의 수평응력지수

$$\sigma_{vo} = \text{유효수직하중}$$

Dilatometer 시험 결과 과압밀비가 약 0.6으로서 아직 자중압밀이 진행 중인 상태로 확인되었다. 과압밀비는 흙이 과거에 받았던 최대의 하중과 초기유효상재하중의 비로 표층부에서 과압밀비가 크게 나타난 것은 표층건조로 인한 영향이기 때문이다. 보통 정규압밀점토의 경우 과압밀비는 1.0이다. 압밀정수는 불료란시료 채취가 곤란하여 원설계시(부산신항 북컨테이너터미널 배후부지 조성공사 1공구 설계변경 및 3공구 시험시공 설계) 산정된 값을 적용한 것으로 나타났다 (Table. 3.2, Fig. 3.5).

준설풀토지반이 미압밀상태의 지반이므로 예상할 수 있는 것은 압밀

침하량이 원지반점토지반에 비하여 훨씬 클것으로 예상된다는 것이다. Kim et al.(2003)은 퇴적지반의 미압밀 상태 평가에 대하여 연구를 하였는데 본 현장과 같이 투기에 의하여 빠르게 퇴적된 지반의 경우 더 큰 잔류과잉간극수압이 존재하여 미압밀 상태가 오래 유지되는 것을 지적하였다.

Table 3.2 Consolidation characteristics of reclaimed clay

구 분	압축지수(Cc)	압밀계수(Cv)	과압밀비(OCR)
준설표토	1.05	$0.40 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$	0.60 (분포 0.5 ~ 1.8)

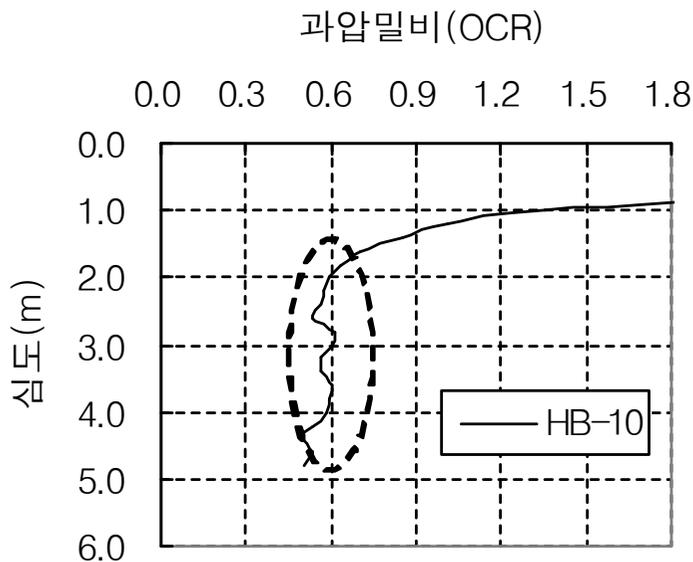


Fig. 3.5 Overconsolidation ratio(OCR)

③ 비배수전단강도특성

비배수전단강도는 점성토의 강도정수로 하중재하시 전단변형과 관련되는 중요한 요인이다. 현장에서 피에조콘관입시험, dilatometer 시험, 현장배인시험 등을 이용하여 비배수전단강도를 산정하고 있다. 부산항 신항 북컨테이너 터미널 배후부지 조성공사(2공구) 현장의 dilatometer 시험결과는 Fig. 3.6과

같다. dilatometer 시험결과 비배수전단강도가 매우 낮은 것을 알 수 있다. 이것은 준설투기로 인한 점토 입자 간 연결 구조의 파괴가 주원인으로 보인다. 그리고 충분하지 못한 침강자중압밀 시간도 한 원인으로 보인다. 특징적인 것은 서론에서 언급한 바와 같이 배사관 및 여수토의 위치에 따라 준설패립지반 강도가 $0.05 \sim 0.60 \text{tf/m}^2$ 로 큰 폭의 분포현황을 보인다는 것이다. 상층부에서 분포가 좀 더 넓게 형성되어 있으면 하단부에서는 그 경향 폭이 다소 줄어드는 것을 볼 수 있다.

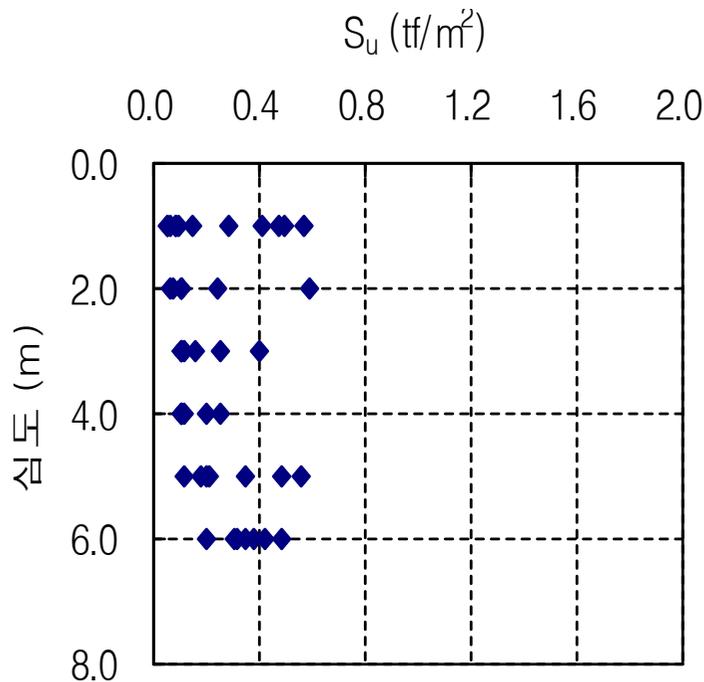


Fig. 3.6 Undrained shear strength

2) 3공구

① 물리적 특성

3공구는 준설투기 완료 후 약 2년이 경과된 상태에서 준설패립점토에 대한 시험을 실시한 현장이다. 2공구에 비해 1년 5개월을 더 방치한 것이다. 이 지역 준설패립점토는 CL 및 CH로 분류되며, 함수비는 70%내외로 2공구와

별 차이는 없는 것으로 나타났다. 간극비 1.90, 단위중량 16.0kN/m^3 으로 측정되었다(Table. 3.3). 2공구와 비교 시 간극비가 아주 약간 감소하였고 단위중량도 아주 약간 증가한 것을 알 수 있다. 이것은 준설토 투기 완료 후 경과시간이 더 길었기 때문으로 판단된다.

Table 3.3 Physical properties of reclaimed clay

구 분	통일분류	비 중	함수비	간극비	포화단위중량
준설점토	CL, CH	2.71	70.0%	1.90	16.0kN/m^3

② 압밀특성

3공구 준설매립지반의 압밀이력을 확인하기 위해 원위치시험(dilatometer)을 실시하였다. 시험결과 과압밀비는 평균적으로 약 0.6으로 자중압밀이 진행 중인 상태로 확인되었다. 불료란시료 채취가 곤란하여 역학시험은 이루어지지 않았다.

과압밀비 분포 상태를 보면 표층의 경우 건조에 따른 수분증발로 과압밀비가 크게 나타났으나 표층 하부에서는 과압밀비가 급격히 감소하여 2공구와 별 차이가 없는 값의 분포를 보여주고 있다. 2공구와 비교해 보면 3공구의 경우 방치기간이 길어 표층 건조 두께가 더 깊게 형성되어 상부 표층에서 과압밀비가 크게 나오고 평균적으로 과압밀비 0.6으로 비슷하지만 전반적으로 약간 큰 경향을 보임을 알 수 있다.

③ 비배수전단강도 특성

현장 원위치 시험결과 준설매립지반의 비배수전단강도가 $0.05\sim 5.0\text{tf/m}^2$ 로 큰 폭의 분포현황을 나타내고 있다(Fig. 3.7, Fig. 3.8). 2공구의 결과와 마찬가지로 강도의 분포 폭이 큰 것을 알 수 있다. 그리고 같은 공구라 할지라도 위치에 따라 서로 다른 것을 알 수 있는데 이것은 투기 시 배사관 및 여수토의 위치에

따라 준설매립지반의 특성이 서로 다르기 때문이다. 비배수전단강도 측면에서 전체적으로 2공구의 준설점토보다는 3공구의 준설점토가 큰 것도 알 수 있다.

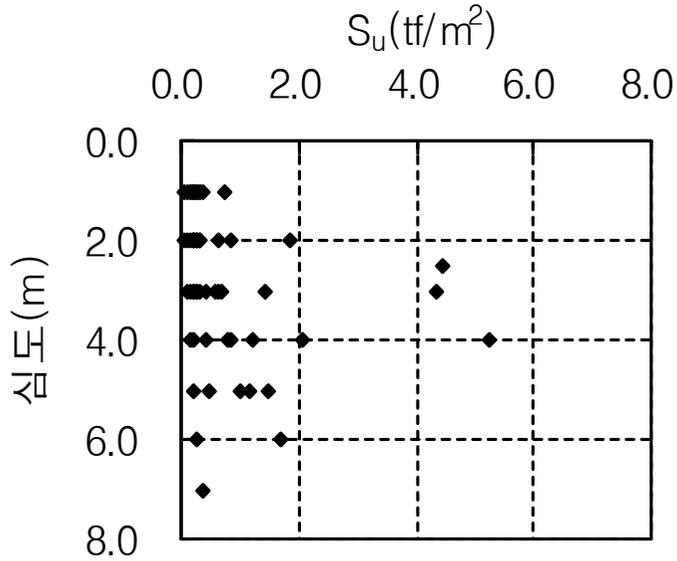


Fig. 3.7 Undrained shear strength (P-II area of section 3)

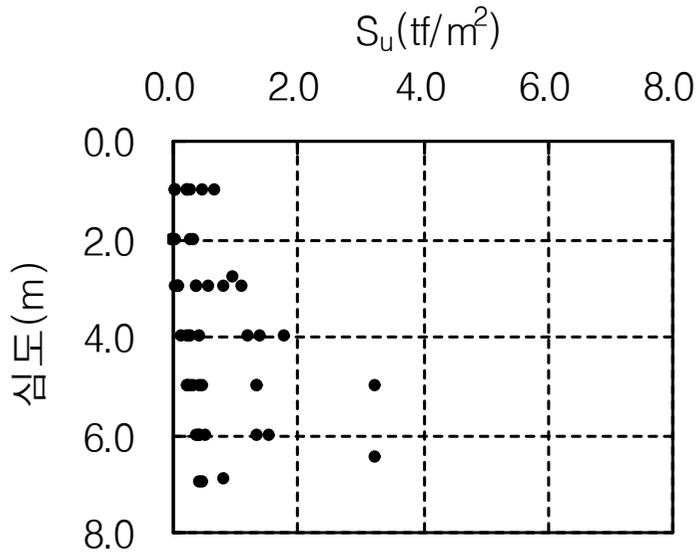


Fig. 3.8 Undrained shear strength (P-IV area in section 3)

3.2.2 부산항 신항 옹동배후단지 1단계 조성공사

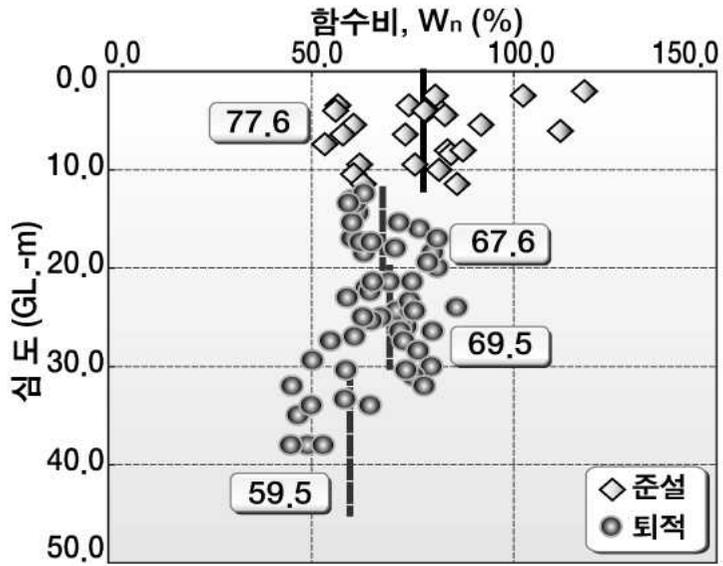
(1) 준설점토 및 원지반점토의 물리적 특성

부산항 신항 옹동배후단지 1단계 조성공사 현장의 준설점토 및 원지반점토에 대한 현장 및 실내시험은 2009년 3~4월에 실시된 것으로, 이는 준설토 투기 후 약 3년 정도 경과 한 시점이다. 준설점토 및 원지반점토에 대한 물리적 시험 결과는 아래와 같다. 이 현장의 준설점토는 약 10m 로 분포되어 있으며 그 하부에 원지반 점토가 약 50m 내외 분포되어 있다.

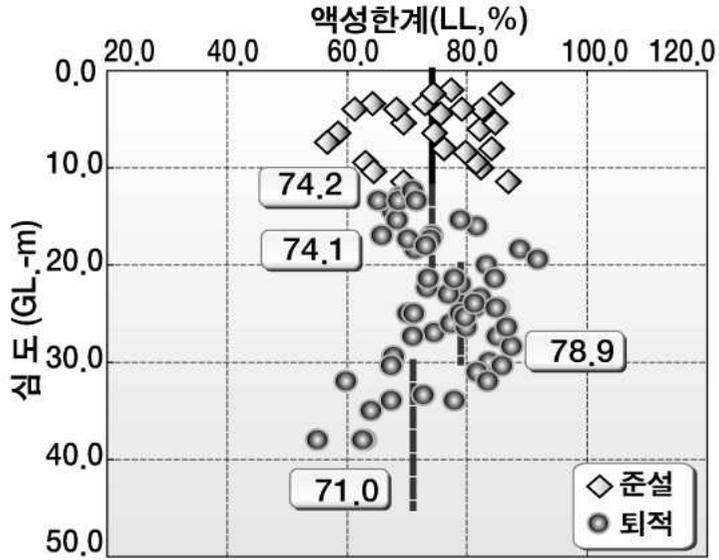
준설점토층 및 원지반 점토층의 물리적특성은 Table 3.4와 같다. 검토된 항목은 함수비, 액성한계, 소성지수, 비중, 단위중량, 초기간극비 등이다. Fig. 3.9의 소성도표에서 흙의 분류로는 준설점토와 원지반 점토 모두 고소성 점토(CH)로 분류되므로 액성한계가 50% 이상임을 알 수 있다. 준설점토와 원지반점토를 서로 비교하면, 함수비, 단위중량, 초기간극비 등이 준설점토의 경우 약간 높으나 액성한계, 소성지수, 비중 등은 원지반 점토와 비교 시 별 차이가 없는 것으로 나타났다. Fig. 3.9의 함수비와 초기간극비의 경향을 보면 준설점토층과 원지반 점토층의 차이를 분명하게 볼 수 있다. 앞서 언급한 바와 같이 이와 준설점토층의 높은 함수비와 초기간극비는 향후 압밀침하에서 큰 영향을 미칠 수 있다는 것을 예상할 수 있다.

Table 3.4 Physical property analysis

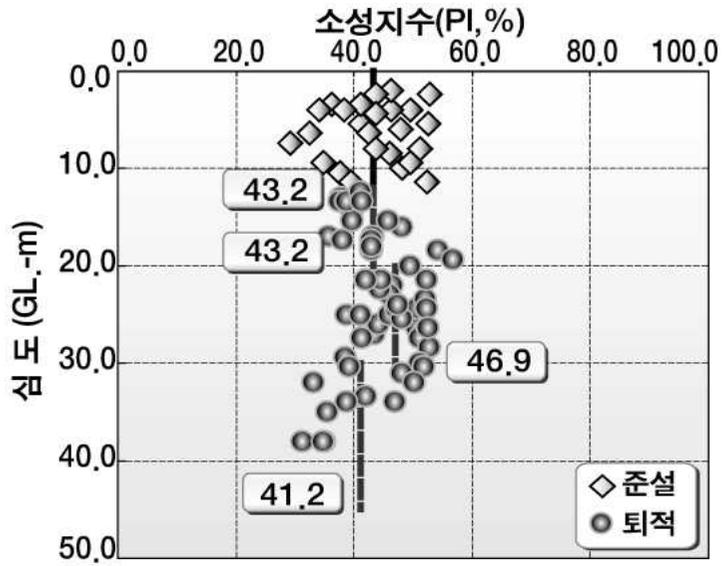
구 분		함수비 (W_n , %)	액성한계 (LL , %)	소성지수 (PI)	비 중 (G_s)	흙의 분류	단위중량 (γ_t , kN/m^3)	초기간극비 (e_0)
준설점토		53.4~117.3	56.8~86.9	29.3~52.7	2.73~2.76	CH	13.6~16.7	1.56~2.67
원지반 점토	12.0~20.0m	59.2~81.2	65.2~91.8	35.7~56.8	2.74~2.76		14.8~16.3	1.66~2.22
	20.0~30.0m	50.4~85.9	67.9~87.4	38.5~52.9	2.73~2.76		14.6~16.3	1.72~2.23
	30.0m이하	45.1~77.9	55.1~85.9	31.2~51.8	2.74~2.76		15.1~17.0	1.33~2.04



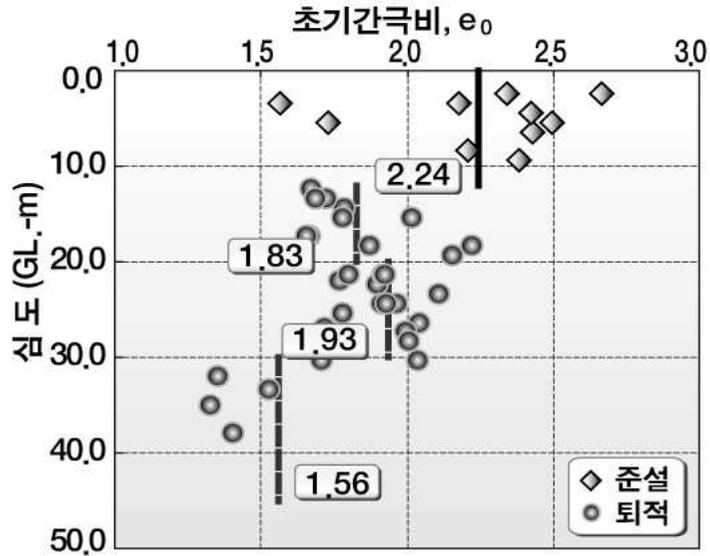
(a) water content



(b) Liquid limit



(c) Plasticity index



(d) Initial void ratio

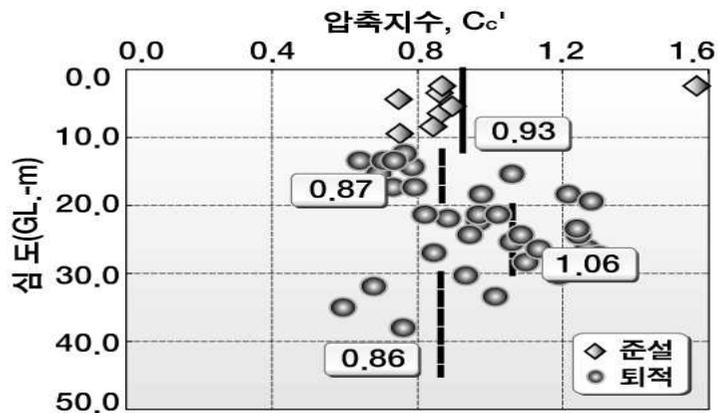
Fig. 3.9 Physical properties of reclaimed clay and sedimentary clay

(2) 압밀특성

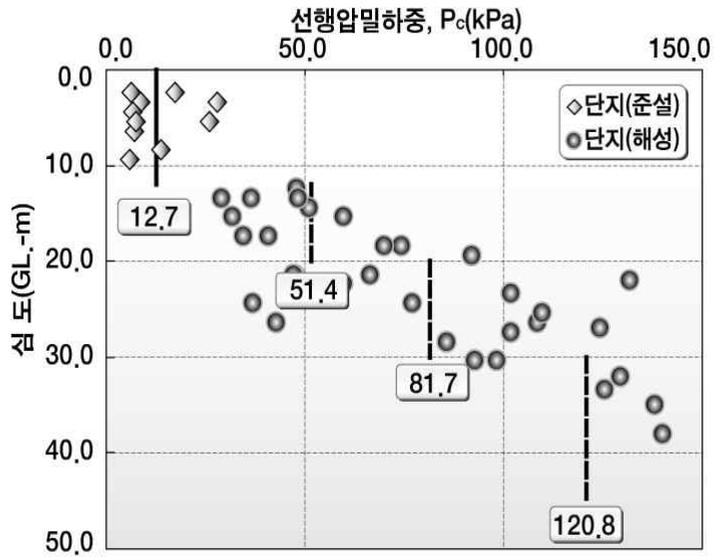
웅동배후단지의 경우 준설편토층에서 자연시료를 채취하여 역학적 특성시험을 실시하였다. 압밀 특성 및 강도특성에 대한 시험결과는 Table. 3.5와 같고, 심도에 따른 압밀특성값은 Fig. 3.10에 도시하였다. 준설편토지반의 선행압밀하중은 원지반에 비하여 작는데 투기라는 현장 상황으로 과거 큰 하중을 받지 않았기 때문이다. 준설편토지반의 압밀특성 값인 압축지수와 압밀계수를 보면 원지반점토지반에 비하여 압축지수가 크고 압밀계수 약간 작은 것으로 나타났다. 압축지수가 크다는 것은 Terzaghi 압밀이론(2.1절)에서 알 수 있는 바와 같이 큰 압밀침하량이 발생할 수 있다는 것을 의미한다. 압밀계수(식 2.14)는 압밀속도를 지배하는 항으로 이 값이 작다는 것은 압밀이 지연되어 진행된다는 것을 의미한다. 그러므로 준설편토의 경우 하중재하 시 압밀속도가 느리고 침하량이 크게 발생하는 경향을 보일 것으로 예상된다.

Table 3.5 Test results for consolidation properties

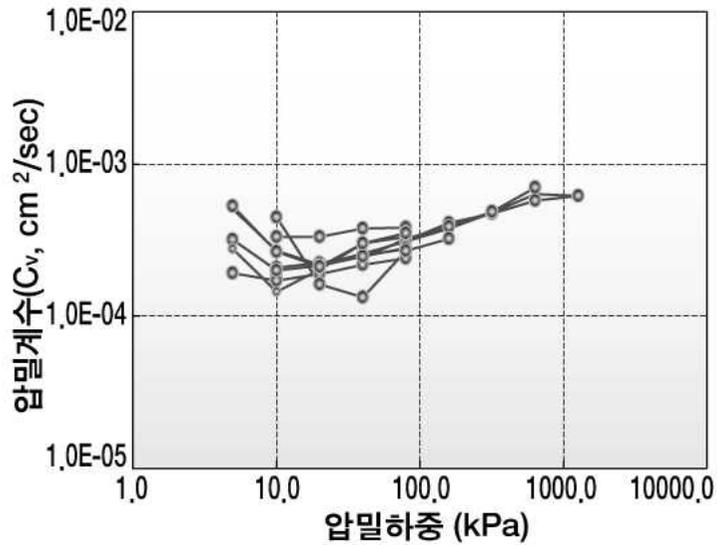
구분	선행압밀하중 (P_c , kPa)	압축지수 (C_c)	압밀계수 (C_v , cm ² /s)
준설편토	0~12m	6.0~27.9	0.75~1.57
원지반 점토	12.0~20.0m	29.0~92.0	0.64~1.28
	20.0~30.0m	37.2~131.8	0.82~1.30
	30.0m이하	93.0~140.3	0.60~1.19



(a) Compression Index (C_c)



(b) Preconsolidation load distribution



(c) Consolidation coefficient distribution

Fig. 3.10 Consolidation properties

(3) 강도 특성

준설점토와 원지반 점토의 비배수전단강도(S_u)는 피조콘 관입시험에 의한 현장시험결과와 실내토질시험(일축압축시험, 삼축압축시험)의 결과를 종합적으로 분석하였다. 시험결과는 Table 3.6, Fig. 3.11 ~ 3.13과 같다. 준설점토의 경우 0.1 ~ 16.6kPa, 원지반점토의 경우 1.8 ~ 142.6kPa로 나타났으며, 원지반점토에 비해 준설점토의 비배수전단강도는 매우 낮게 산정되었다. 준설점토의 경우 심도에 따른 강도증가가 거의 없으며, 원지반점토는 심도에 따라 강도가 증가하는 경향을 보였다. 이는 준설점토층의 경우 침강압밀 완료후 자중압밀이 진행 중인 상태로서 유효응력에 의한 강도증가가 크지 않았기 때문으로 판단된다. 강도증가율의 분포범위를 보면 분포범위는 Table 3.6, Fig. 3.14에서와 같이 0.20 ~ 0.39로 나타났으며, 준설점토와 원지반점토의 차이는 크지 않은 것으로 나타났다.

Table. 3.6 Test result for strength characteristics

구 분		비배수전단강도 (S_u , kPa)	강도증가율 (%)
준설점토	0~12m	0.1~16.6	0.21~0.39
원지반 점토	12.0~20.0m	1.8~34.7	0.21~0.41
	20.0~30.0m	5.4~56.8	0.22~0.39
	30.0m이하	15.2~142.6	0.20~0.39

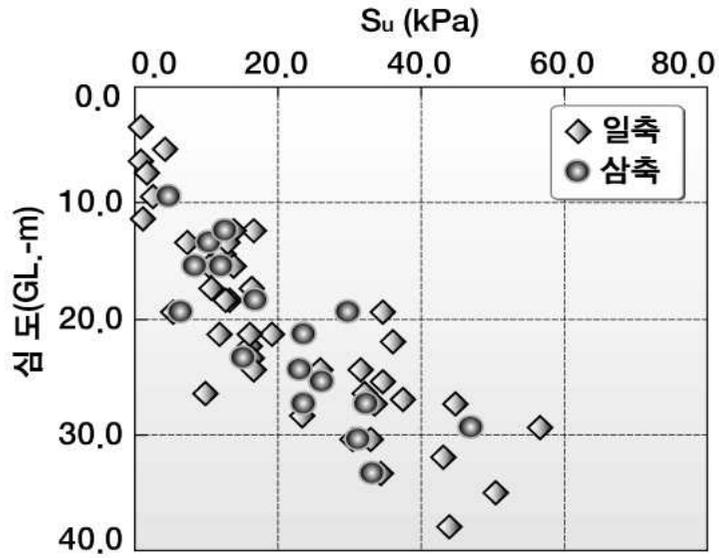


Fig. 3.11 Undrained shear strength distribution (laboratory test)

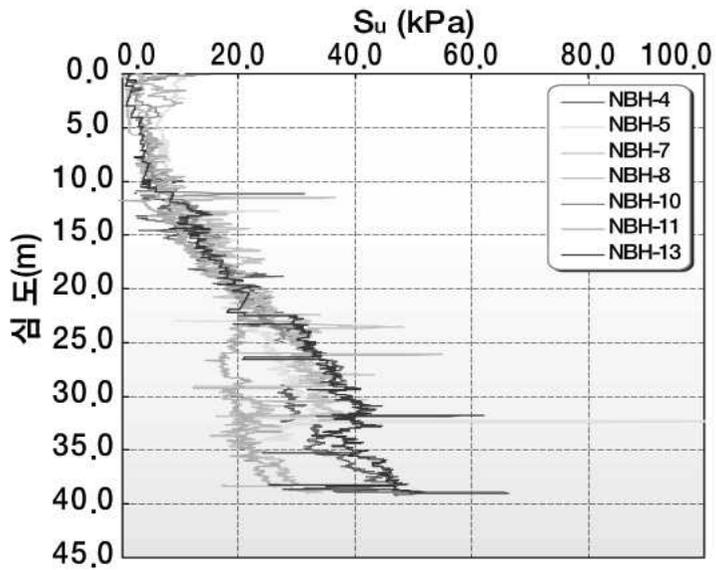


Fig. 3.12 Undrained shear strength distribution (field test)

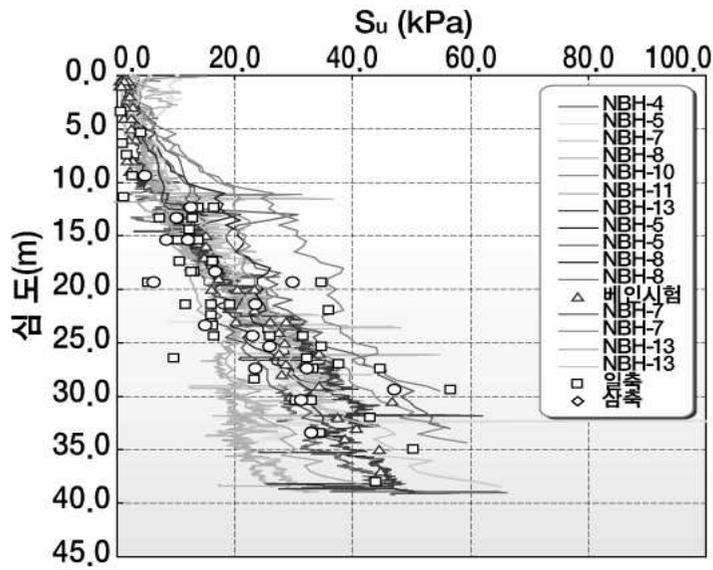


Fig. 3.13 Undrained shear strength distribution (Synthesis)

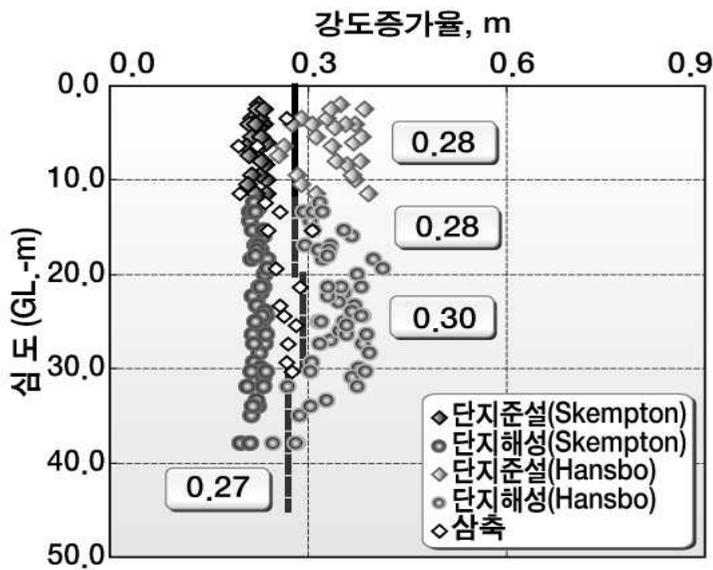


Fig. 3.14 Intensity increase rate distribution

3.3 준설매립점토의 특성 분석 결과

(1) 물리적 특성

북컨테이너터미널 배후부지와 응동 배후단지 1단계 조성공사 현장에 대한 준설매립점토의 물리적특성을 정리하면 Table 3.7과 같다. 비중과 함수비는 큰 차이가 없는 것으로 나타났다. 간극비는 응동배후단지 1단계 현장이 북컨 배후부지 2, 3공구보다 작고, 포화단위중량은 북컨배후부지 현장이 큰 것으로 조사되었다.

Table 3.7 Physical properties of reclaimed clay

구 분	층후 (m)	통일분류	비 중	함수비 (%)	간극비	포화단위중량 (kN/m ³)
북컨배후부지 2공구	6.0~8.6m	CL	2.70	72.4	1.96	15.8
북컨배후부지 3공구		CL, CH	2.71	70.0	1.90	16.0
응동배후단지 1단계	9.3~12.0m	CH	2.71	71.4	1.70	16.7

(2) 비배수전단강도 특성

준설매립점토의 비배수전단강도 현장시험결과는 Table. 3.8과 같으며, 시험 결과 비배수전단강도는 0.1 ~ 16.6kN/m²으로 나타나, 매우 연약한 강도를 보였다. 앞서 언급한 바와 같이 비배수전단강도는 점성토의 강도정수로 하중재하 시

전단변형과 관련되는 중요한 요인이며 지반개량을 위한 후속 공정에서 준설점토 지반이 전단변형의 위험성을 크게 내포하고 있음을 알려준다.

Table 3.8 Strength properties of reclaimed clay

구 분	비배수전단강도(kN/m ²)
북컨테이너터미널 배후부지 2공구	0.5 ~ 5.8
북컨테이너터미널 배후부지 3공구	0.5 ~ 3.0
웅동배후단지 1단계	0.1 ~ 16.6

(3) 압밀 특성

압밀특성값은 Table 3.9와 같으며, 압축지수는 0.82 ~ 1.05로 북컨테이너터미널 배후부지 현장이 웅동배후단지 1단계 현장에 비해 높은 압축특성을 보였다. 단, 압밀시간과 관계된 압밀계수값의 경우 큰 차이는 보이지 않았다. 과압밀비는 두 현장 모두 1보다 작았으며, 준설매립후 압밀이 진행 중인 상태로 평가되었다.

Table. 3.9 Consolidation properties of reclaimed clay

구 분	압축지수(C _c)	압밀계수(C _v)	과압밀비(OCR)
북컨테이너터미널 배후부지 2, 3공구	1.05	4.0×10 ⁻⁴ cm ² /sec	0.60
웅동배후단지 1단계	0.82	6.1×10 ⁻⁴ cm ² /sec	0.60

(4) 원지반 점토 특성과 비교

① 북컨테이너터미널 배후부지 현장

북컨테이너터미널 배후부지 현장 준설점토와 원지반점토의 지반특성을 비교하면 Table 3.10과 같다. 비중의 경우 큰 차이가 없으며, 자연함수비는 준설

점토가 높게 나타났고, 단위중량은 원지반 점토층이 높은 것으로 조사되었다. 압축지수는 준설향토가 1.05로 원지반점토보다 약간 높게 평가되었고, 비배수 전단강도는 준설향토가 원지반점토에 비해 상당히 낮게 평가되었다. 압밀기간과 관계되는 압밀계수의 경우 큰 차이는 보이지 않는 것으로 나타났다.

Table 3.10 Comparison of characteristics of reclaimed clay and sedimentary clay at the North Container Terminal site

구 분	준설향토층	원지반 점토층		
		심도 관계식	GL -10 ~ -30m인 경우	
비 중	2.71	$2.708+0.0002 \cdot Z$	2.710 ~ 2.714	
자연함수비(W_n , %)	70.0	$62.4-0.0009 \cdot Z$	62.4	
간 극 비	1.90	$1.69+0.0001 \cdot Z$	1.691 ~ 1.693	
단위중량(γ_t , kN/m ³)	16.0	$16.9-0.0005 \cdot Z$	16.9	
압축지수	1.05	S1:0.72 , S2:1.01 S3:1.03 , S4:0.30	S1:0.72 , S2:1.01 S3:1.03 , S4:0.30	
압밀계수 ($\times 10^{-3}$ cm ² /sec)	수직	0.40	$0.40-0.0015 \cdot Z$	0.355 ~ 0.385
	수평	0.40	0.275 ~ 0.359	0.275 ~ 0.359
전단강도(S_u , kN/m ²)	0.5~3.0	$1.6 \cdot Z+5(N \leq 6)$ $N/0.16 (N \geq 6)$	21.0 ~ 53.0	
강도증가율	0.18	0.24	0.24	

② 용동배후단지 1단계 현장

Table 3.11에서는 용동배후단지 1단계 현장의 준설향토와 원지반점토의 지반 특성을 비교하였다. 자연함수비는 큰 차이가 없으며, 단위중량은 원지반 점토층이 약간 높은 것으로 나타났다. 압축지수는 준설향토가 0.82로 원지반점토와 큰 차이는 보이지 않았다. 비배수전단강도는 북컨테이너터미널 배후부지와 같이 준설향토가 원지반점토에 비해 상당히 낮게 평가되었다. 압밀계수의 경우도

북컨테이너터미널 배후부지와 같이 큰 차이는 보이지 않았다.

Table 3.11 Comparison of characteristics of reclaimed clay and sedimentary clay on site in the 1st stage of the Ungdong distripark

구 분	준설편토층	원지반 점토층		
	0~12m	12~20m	20~30m	30m 이하
자연함수비(W_n , %)	77.6	67.6	69.5	59.5
단위중량(γ_t , kN/m^3)	15.29	15.84	15.47	16.62
압축지수	0.82	0.71	0.93	0.71
전단강도(S_u , kPa)	1.5	11.6	21.7	36.3
강도증가율	0.28	0.28	0.28	0.28
수직압밀계수 ($C_v, \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$)	2.72	3.47	2.36	3.71

제 4 장 준설매립현장의 계측 사례 분석

4.1 준설매립현장의 설계 및 실측침하량 분석

부산항 신항 북컨테이너터미널 배후부지와 옹동배후단지 1단계 조성공사의 경우 설계침하량과 실측침하량은 Table 4.1과 같다. 실측침하량은 지표침하판 자료이다. 이 자료를 보면 실측침하량이 설계침하량보다 크게 발생한 것을 알 수 있다(부산도시공사, 2006, 2011; (주)대우건설, 2014; 부산항만공사, 2019).

Table 4.1 Comparison of design and measured settlement

구 분		설계 침하량 (m)	실측 침하량 (m)
북컨테이너터미널 배후부지 조성공사	2공구	3.8~5.5m	3.1~6.0m
	3공구	2.7~6.1m	1.2~7.6m
부산항 신항 옹동배후단지 1단계 조성공사		4.7~7.3m	3.1~8.1m

4.2 준설매립현장의 성토완료후 침하속도 분석

4.2.1 준설매립현장 계측결과

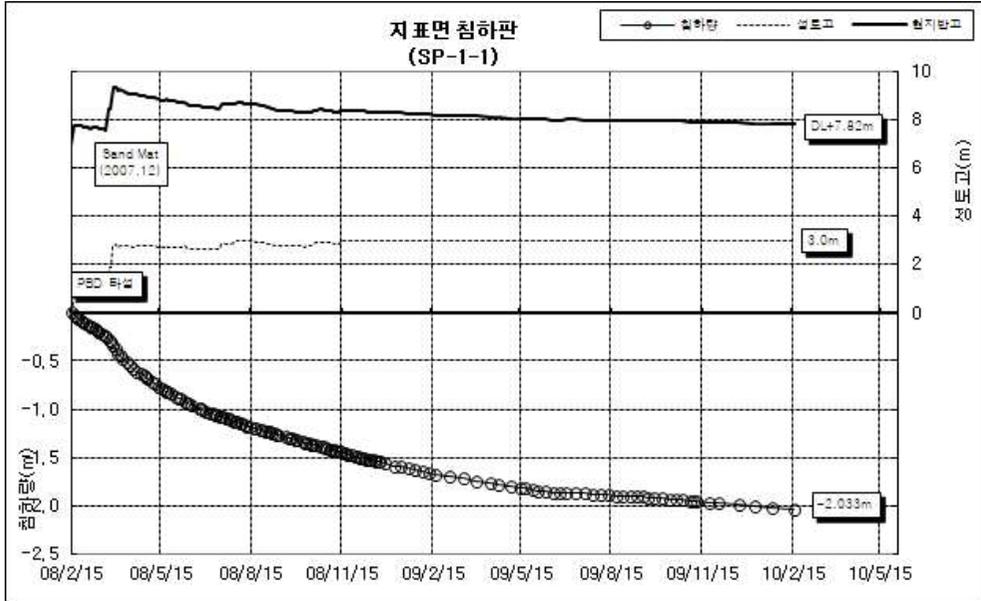
(1) 부산항 신항 북컨테이너터미널 배후부지

부산항 신항 북컨테이너터미널 배후부지 조성공사 현장의 침하량 측정결과는 Fig. 4.1과 같다. 지반 개량 시 지반고는 약 D.L. 7.0m이며, 성토는 약 40 ~ 200일 동안 2단계에 걸쳐 3.0 ~ 4.7m 정도 진행되었고, 이후 16 ~ 25개월 동안 압밀대기 후 지반개량도 평가를 통하여 지반개량이 완료되었다.

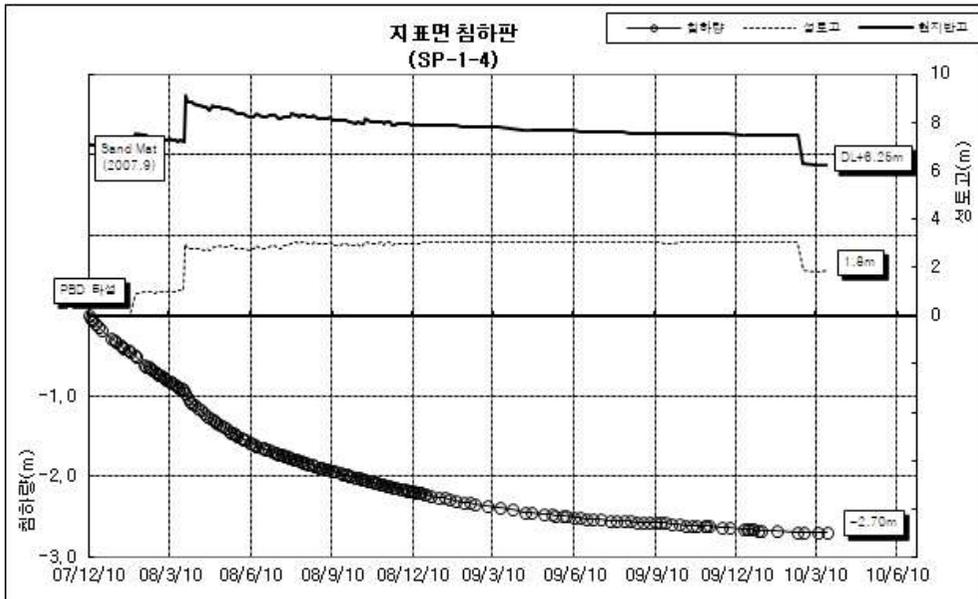
성토 중 침하속도가 증가하고 이후 압밀대기기간 동안 침하량이 점차 수렴되는 일반적인 경향을 보이며, 지표침하판 SP-9-1, SP-12-1의 일부 구간에서는 침하속도가 일정하게 수렴하지 않는 구간이 나타났다.

① 침하량 측정 결과

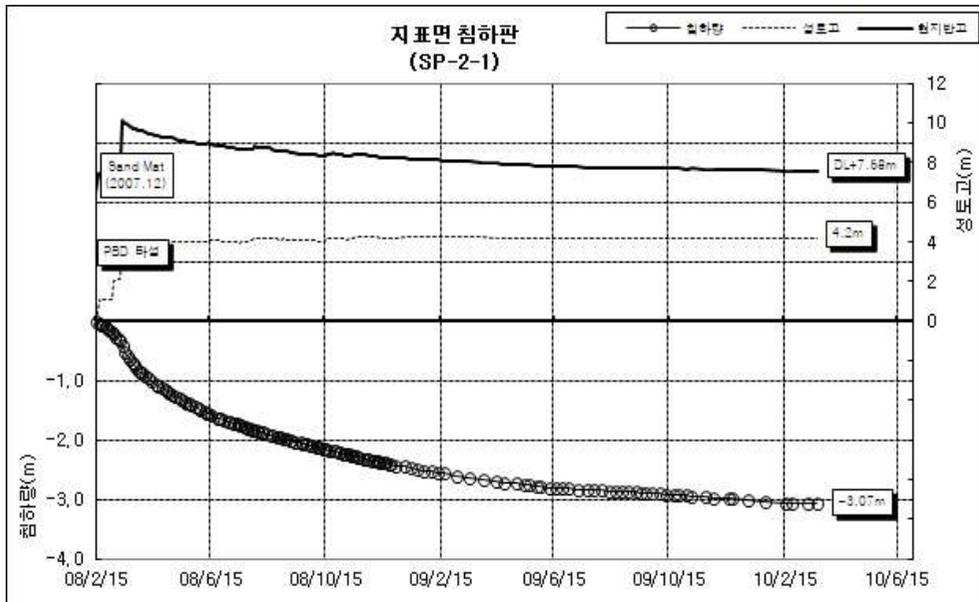
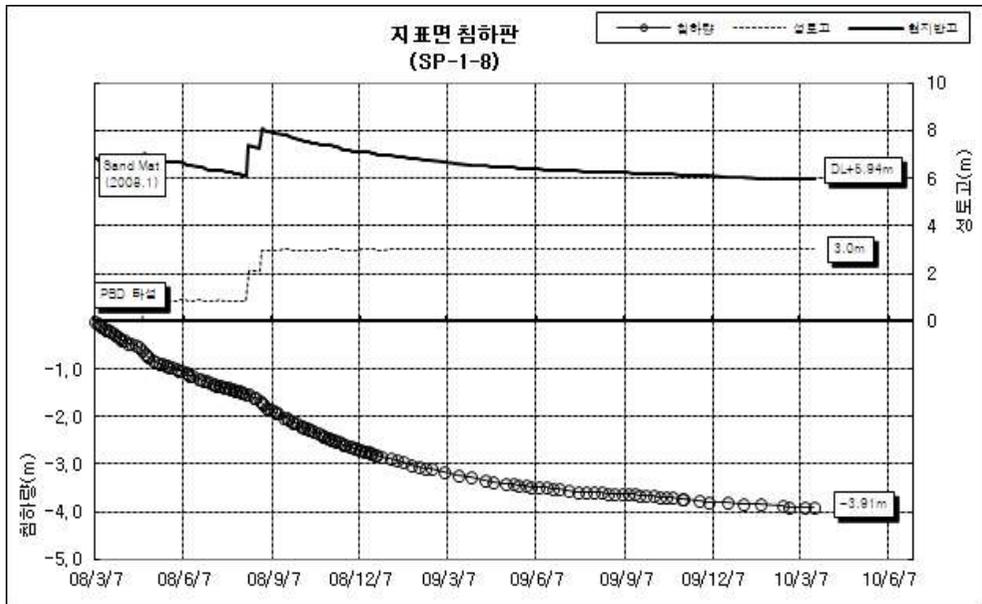
지표침하판 측정 자료는 다음과 같다.

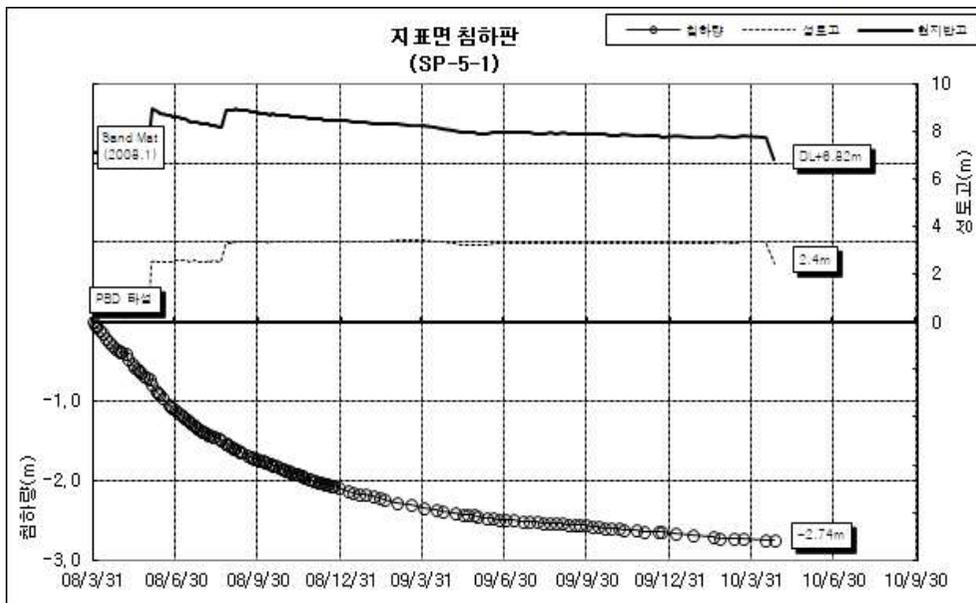
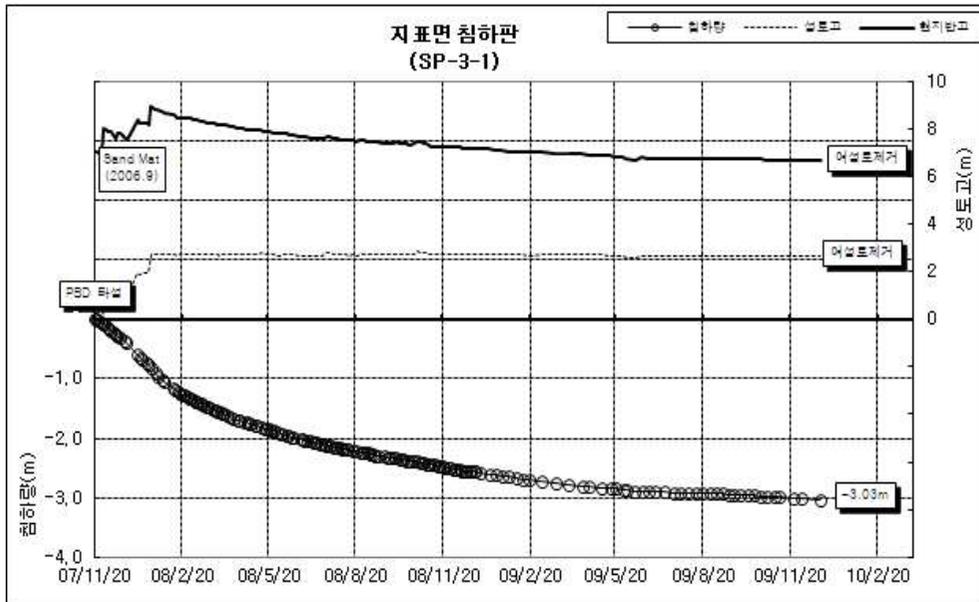


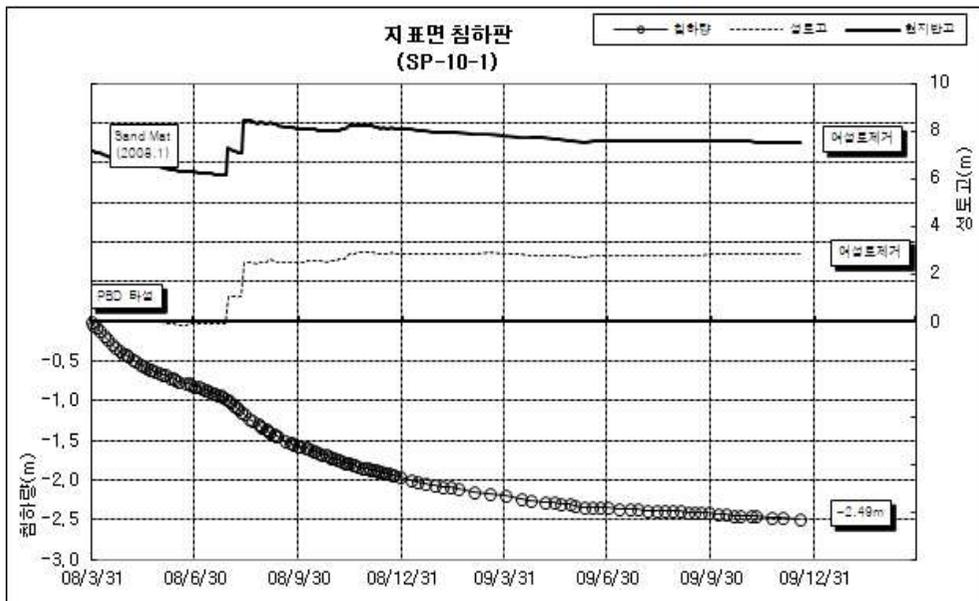
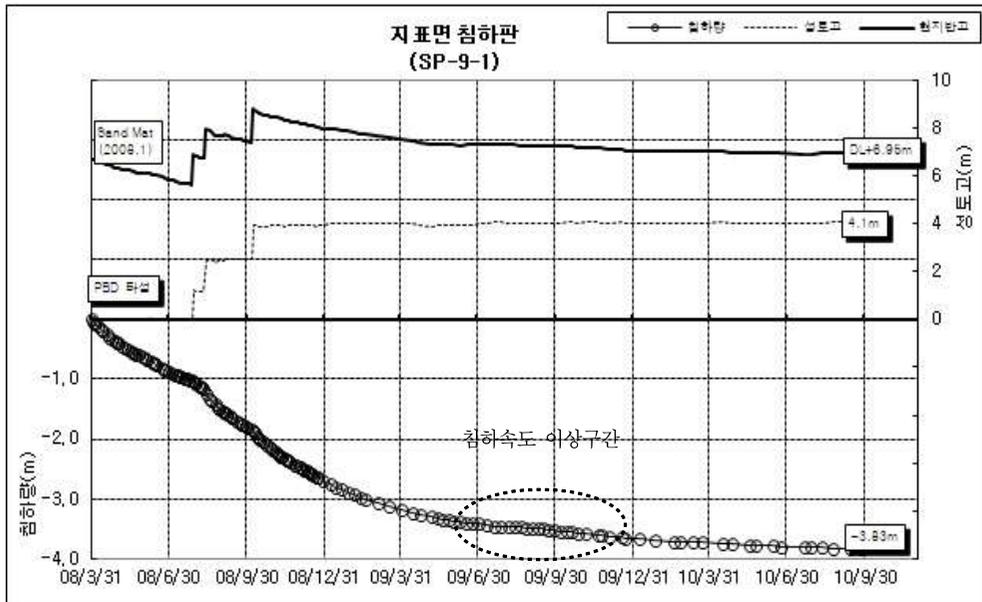
(a)

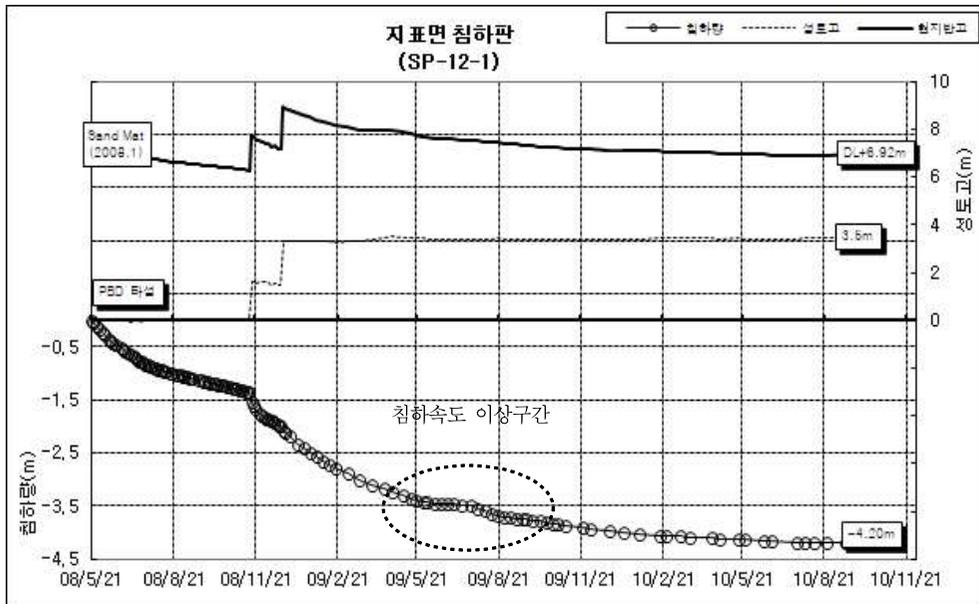


(b)

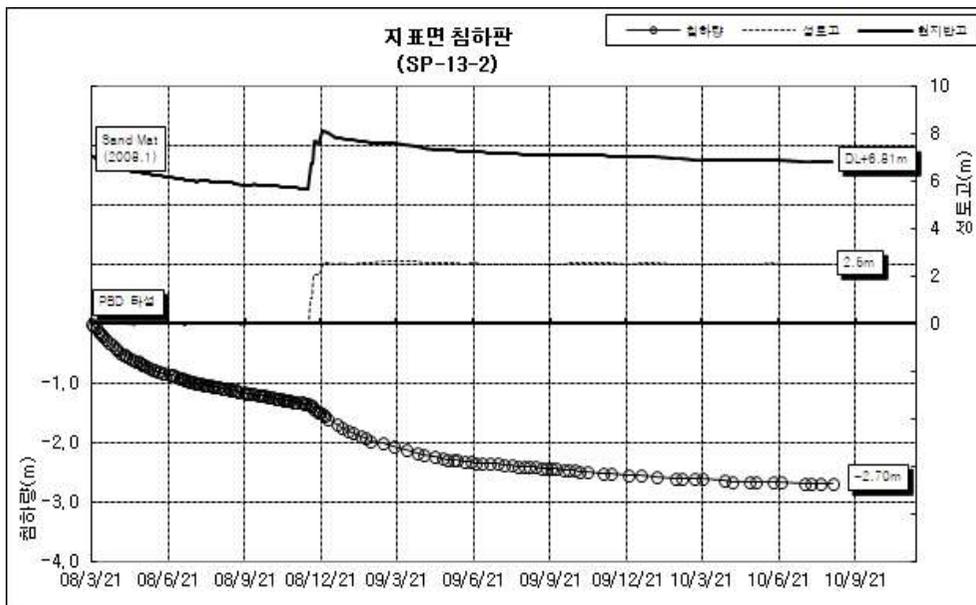








(i)



(j)

Fig. 4.1 Settlement measurement results

② 성토 종료 후 압밀대기기간 및 침하속도

성토 종료 후 침하속도는 Fig. 4.2와 같으며, 압밀대기기간은 Table 4.2와 같다. 침하속도는 성토 종료 후 약 300일 이후부터 0.25cm/day이하로 발생하였으며, 이후 16 ~ 25개월 동안 압밀대기하였고 최종적인 침하속도는 0.1cm/day 이하로 나타났다.

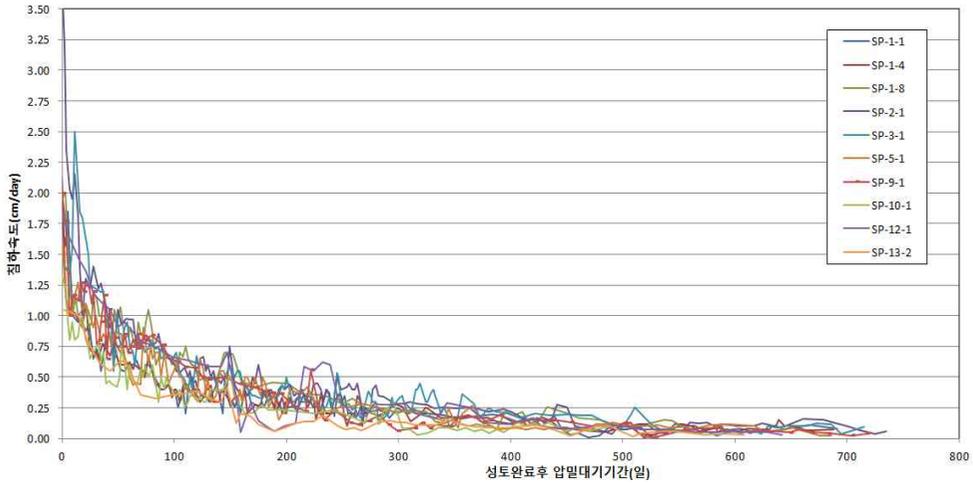


Fig. 4.2 Settlement velocity change during consolidation period after completion of embankment

Table 4.2 Consolidation waiting period after completion of embankment

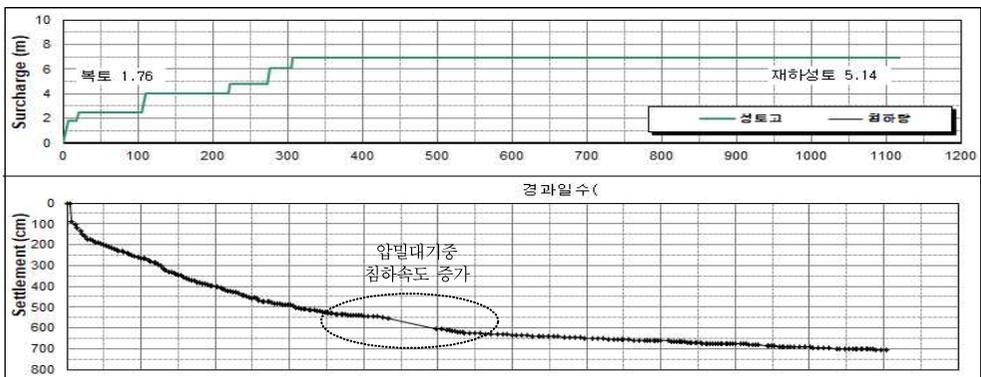
구 분	압밀대기기간(일)	압밀대기기간(개월)	비 고
SP-1-1	691	23	성토두께 : 3.0~4.7m
SP-1-4	688	23	
SP-1-8	570	19	
SP-2-1	735	25	준설토층 두께: 6.0~8.6m
SP-3-1	715	24	
SP-5-1	686	23	
SP-9-1	717	24	설계압밀 대기기간: 16개월
SP-10-1	487	16	
SP-12-1	642	21	
SP-13-2	608	20	

(2) 부산항 신항 옹동배후단지 1단계

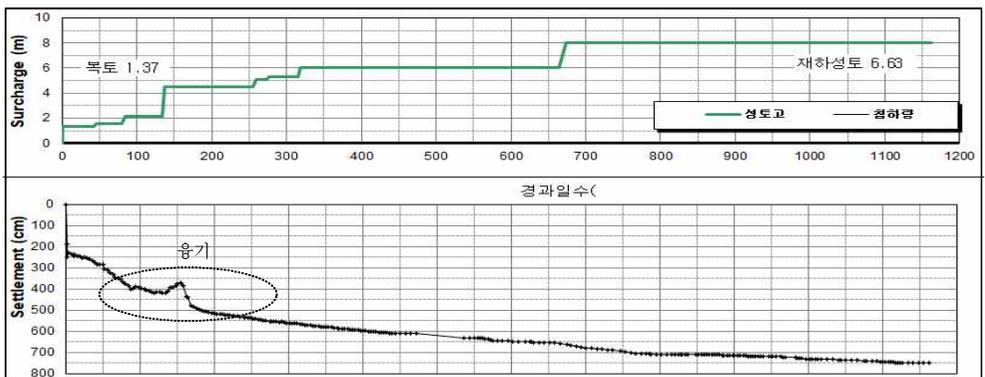
① 침하량 측정 결과

부산항 신항 옹동배후단지 1단계 조성공사 현장의 침하량 측정결과는 Fig. 4.3과 같다. 지반개량 시 지반고는 약 D.L. 8.0m이며, 성토는 2단계에 걸쳐 5.1 ~ 6.6m 정도 진행되었고, 이후 5 ~ 27개월 동안 압밀 대기하였다.

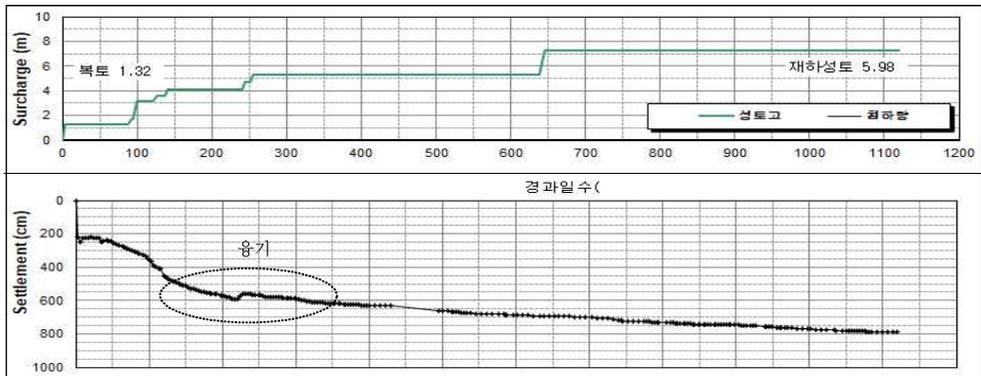
옹동배후단지 1단계 현장의 경우 북컨테이너터미널 배후부지에 비해 성토고가 높아 단계 성토 기간도 상대적으로 길게 소요 되었다. 또한, 성토 중 융기 현상이 나타나기도 하였으며, 급속침하 등의 이상 변위도 발생한 것으로 나타났다.



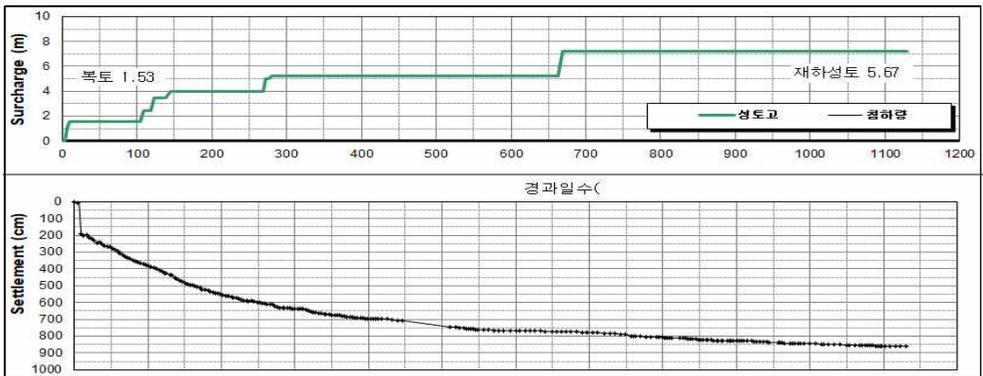
(a)



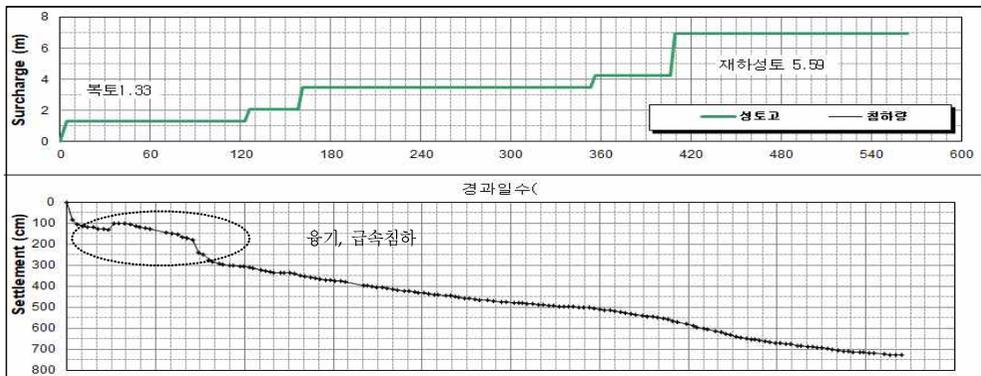
(b)



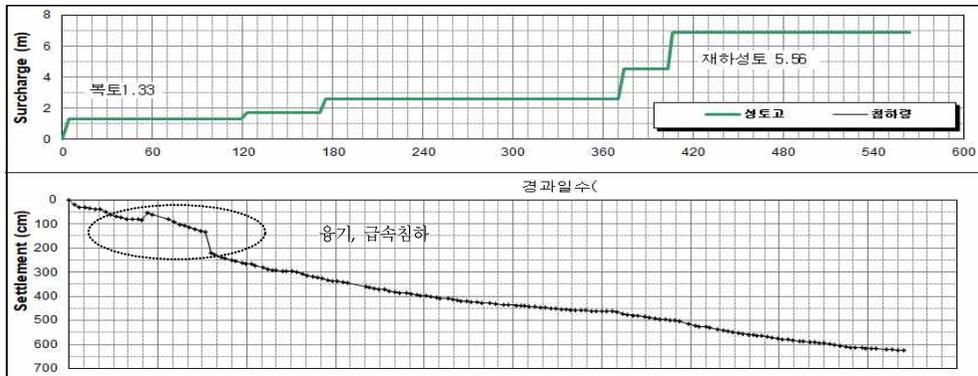
(c)



(d)



(e)



(f)

Fig. 4.3 Settlement measurement results

② 성토 종료 후 압밀 대기기간 및 침하속도

성토 종료 후 침하속도는 Fig. 4.4와 같다. 침하속도는 성토 종료 후 약 300일 이후부터 0.50cm/day 이하로 발생하였으며, 일부 침하판의 경우 500일 이후에도 침하속도가 1.0cm/day로 발생하였으나 이는 인접성토에 의한 영향으로 판단된다. 최종성토 완료 이후 5 ~ 27개월 동안 압밀 대기하였고, 최종적인 침하속도는 최대 0.04 ~ 0.5cm/day로 발생하였다.

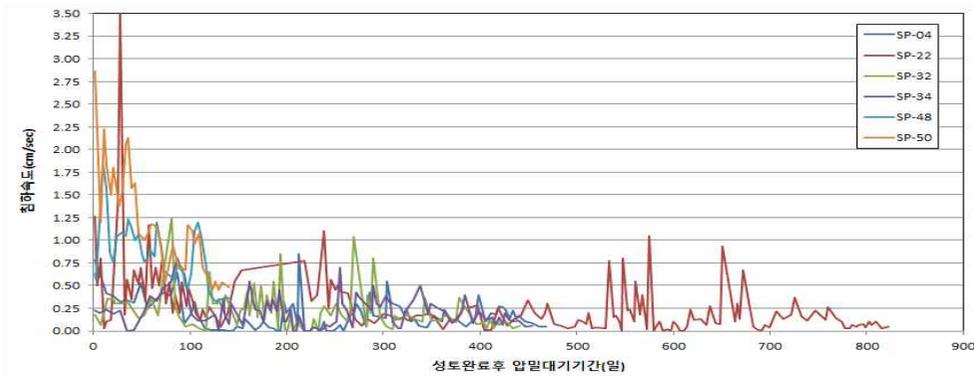


Fig. 4.4 Changes in settlement velocity during consolidation period after completion of embankment

Table. 4.3 Leave period for consolidation after completion of embankment

구 분	압밀대기기간(일)	압밀대기기간(개월)	비 고
SP-04	468	16	성토두께 : 3.0~4.7m 준설토층 두께 : 9.3~12.5m 설계압밀 대기기간 : 6~17개월
SP-22	823	27	
SP-32	441	15	
SP-34	454	15	
SP-48	143	5	
SP-50	140	5	

4.2.2 준설매립현장 계측결과 고찰

북컨테이너터미널 배후부지와 응동배후단지 1단계 현장은 현재 시공 완료 후 공용 중인 상태로서 북컨테이너터미널 배후부지에 비해 응동배후단지 1단계 구간은 상대적으로 잔류침하가 크게 발생하였다.

두 부지의 주된 압밀대상층인 준설점토층의 지반특성은 압축지수가 북컨테이너터미널 배후부지 현장이 응동배후단지 1단계 현장보다 크지만, 압밀 대기기간은 북컨테이너터미널 배후부지 현장의 경우 16 ~ 25개월이고, 응동배후단지 1단계 현장은 5 ~ 27개월로 북컨테이너터미널 배후부지가 평균적으로 더 오랫동안 압밀 대기 후 지반개량을 완료하였다.

이와 같은 설계·시공 및 공용 중 침하 경향으로 볼 때 준설점토가 매립된 현장에서의 지반개량 시 충분한 압밀 대기기간을 두고 지반개량도 평가를 실시하되 침하량 분석 시점의 침하속도를 고려하여 종합적인 검토가 이루어져야 할 것으로 판단된다.

4.3 준설매립현장의 침하량 분석 사례 연구

4.3.1 침하 Data 적용범위에 따른 예측 침하량 비교

침하량 분석 시 성토 완료 후 data의 적용범위에 따라 예측 최종 침하량의 차이가 발생하며, 부산항 신항 현장의 계측 결과를 이용하여 성토 완료 후 전체 침하량을 이용하여 분석한 결과와 성토 완료 후 후반부의 직선성이 양호한 구간의 침하량을 이용하여 분석한 결과를 비교 및 고찰하였다.

(1) 부산항 신항 북컨테이너터미널 배후부지

성토 완료 후의 전체 구간을 포함한 분석결과와 직선성이 양호한 data 구간만을 이용한 분석결과는 Fig. 4.5와 같이 각각 4.252m, 4.389m로 0.137m의 차이가 발생하는 것으로 분석되었다.

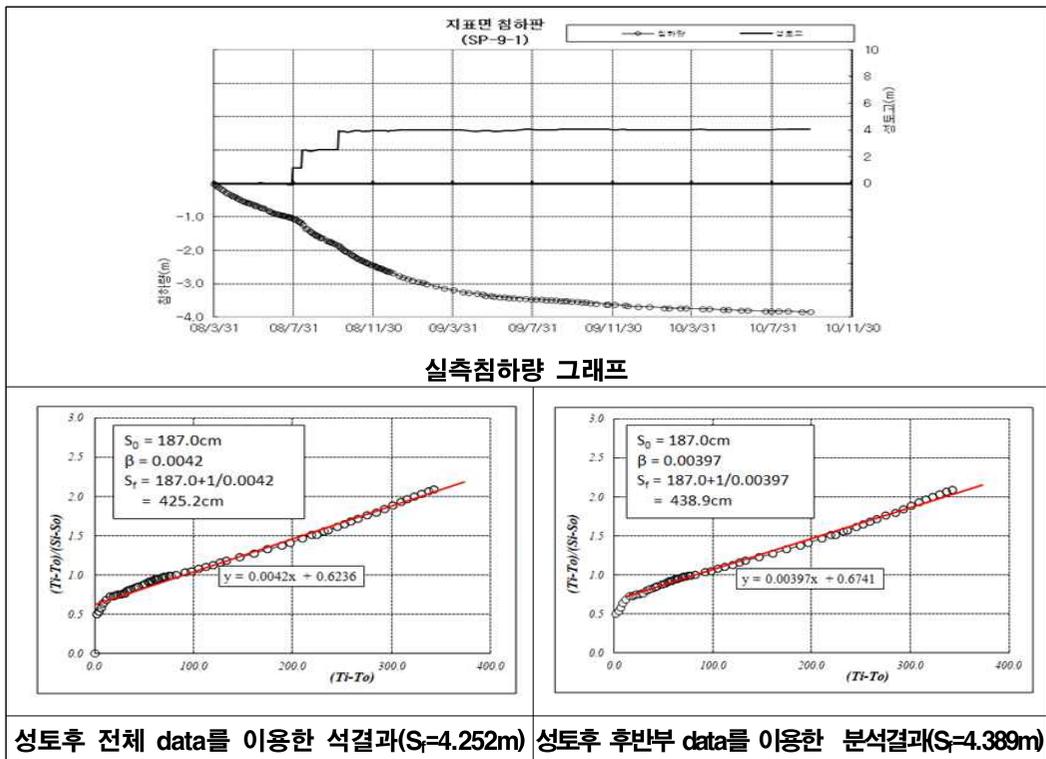


Fig. 4.5 Settlement and analysis result according to the data range after completion of loading (North Container Terminal)

(2) 부산항 신항 옹동배후단지 1단계

Fig. 4.6은 옹동배후단지 1단계 조성공사 현장의 지표 침하관 결과 중 하나이다. 성토 완료 후의 전체 data를 이용하여 분석결과와 후반부 직선성이 양호한 data를 이용하여 분석한 결과 각각 예상 최종침하량은 7.593m, 7.897m로 0.304m의 차이가 발생하는 것으로 분석되었다.

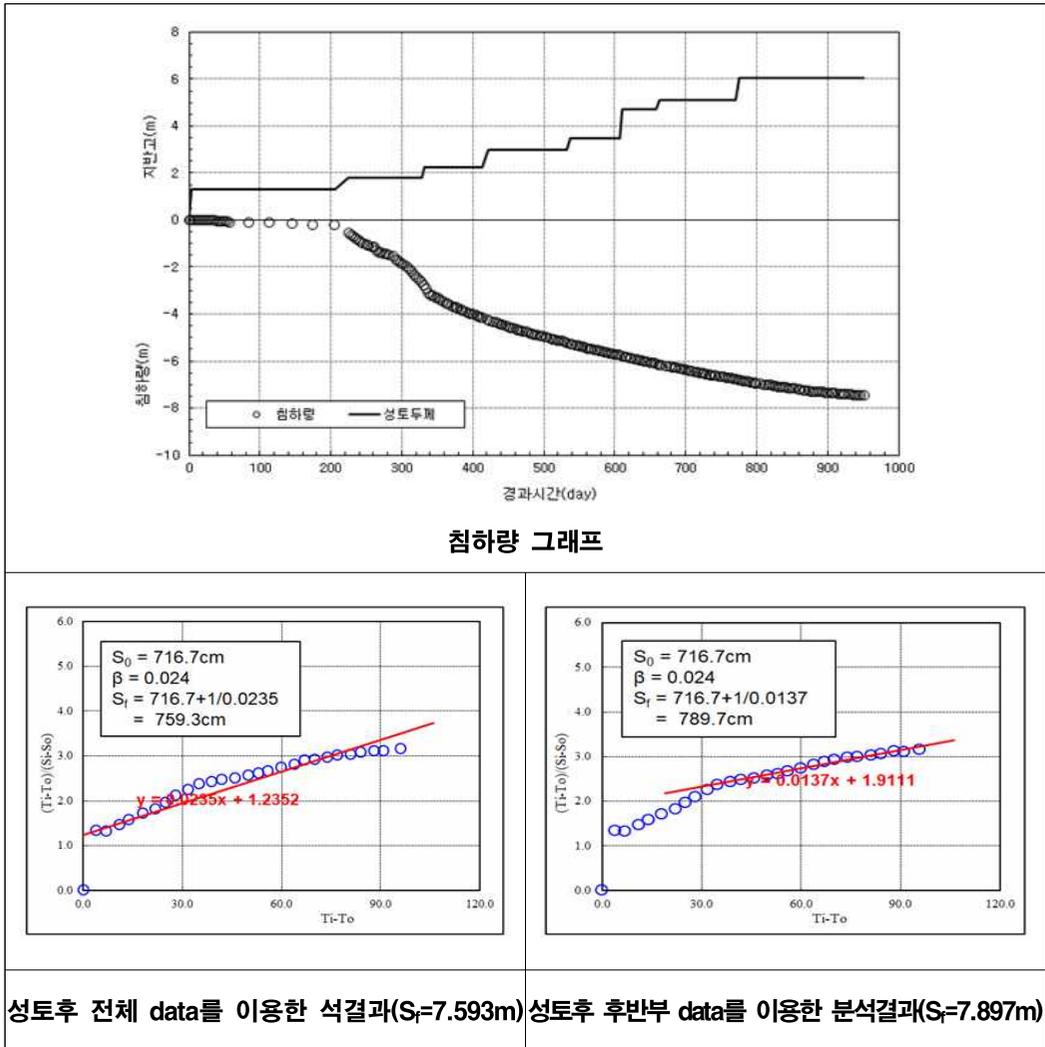


Fig. 4.6 Settlement and analysis result according to data range after completion of loading and loading soil (Ungdong distripark)

(3) 분석결과 고찰

성토 완료 후 압밀 대기기간의 data 전체를 이용하여 침하량을 분석한 결과와 성토 완료 후 후반부의 직선성이 양호한 구간의 data를 이용하여 분석결과를 비교하면 Table 4.4와 같으며, 북컨테이너터미널 배후부지의 경우 0.137m, 옹동배후단지 1단계 현장의 경우 0.304m의 차이가 발생하는 것으로 나타났다.

현재 북컨테이너터미널 배후부지와 옹동배후단지 1단계 현장은 준공 후 잔류 침하량이 허용 침하량을 초과하여 발생하고 있다. 특히 옹동배후단지 1단계 현장에서 상대적으로 큰 잔류침하가 발생하고 있으며, 침하량 분석 시 이와 같은 data 범위에 따른 영향이 포함된 결과로 볼 수 있을 것이다.

Table 4.4 Settlement and analysis result according to data range after completion of loading at the dredging reclamation site

구 분	성토후 전체 data 이용시 (m)	성토후 후반부 직선성 양호구간 data 이용시(m)	차이 (m)
북컨테이너 터미널 배후부지	4.252	4.389	0.137
옹동배후단지 1단계	7.593	7.897	0.304

4.3.2 침하량 분석 시 분석data 범위에 대한 고찰

(1) 최종성토 완료 후 압밀 대기기간 동안 침하량 및 침하속도

침하량 분석 시 적용하는 data는 Fig. 4.7에서와 같이 최종성토 완료일 침하량(S_0) 이후의 값을 적용하게 된다. 하지만 사실은 성토가 완료되더라도 성토 직후 일정 기간 동안 전단변형에 의한 침하량이 발생하므로 분석결과의 정도에 영향을 미치게 된다.

압밀대기기간 동안의 침하속도를 도시하면 Fig. 4.8과 같다. 사각형으로 표시한 부분을 보면 압밀대기기간 동안의 침하속도가 다른 기간에 비해 큰 것을

알 수 있다. 이 부분이 전단침하 영향 구간으로 성토 직후 전단침하량이 침하량 예측결과의 정도에 영향을 미칠 수 있다.

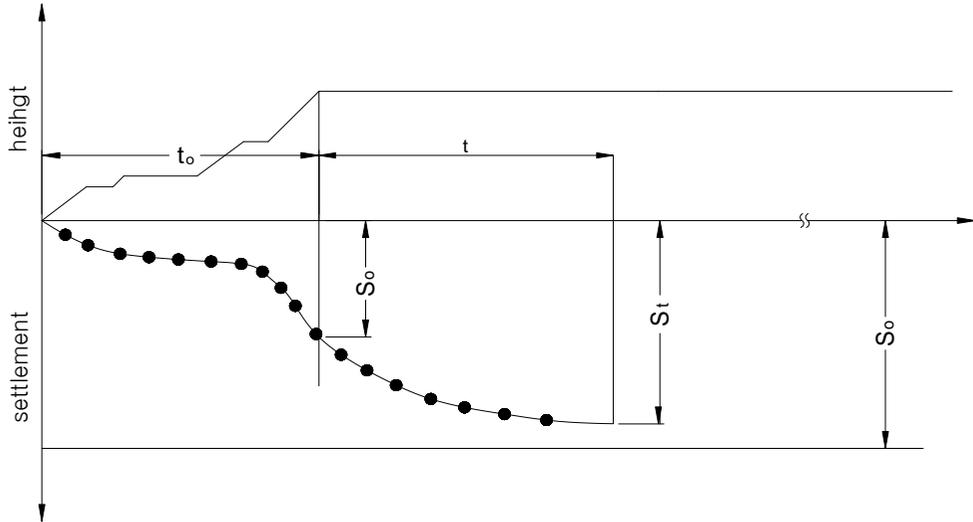


Fig. 4.7 Schematic diagram of the method of estimating settlement by the hyperbolic method

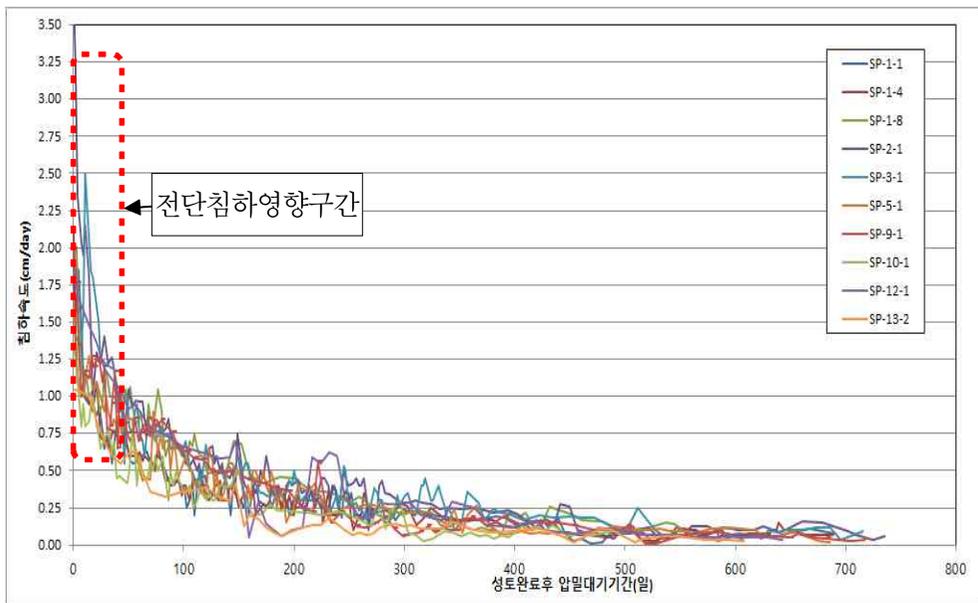


Fig. 4.8 Settling velocity during the leave period for consolidation

(2) 최종성토 완료 후 전단침하 data에 따른 정도 분석

① 분석 방법

침하량분석은 Fig. 4.9에서와 같이 성토 직후 전단침하 영향구간을 포함한 경우(CASE A)와 포함하지 않은 경우(CASE B)의 data에 대하여 성토 완료 후 470일까지의 침하량으로 최종실측침하량(압밀대기 후 715일 경과시점 침하량)을 예측하여 정도를 평가하였다.

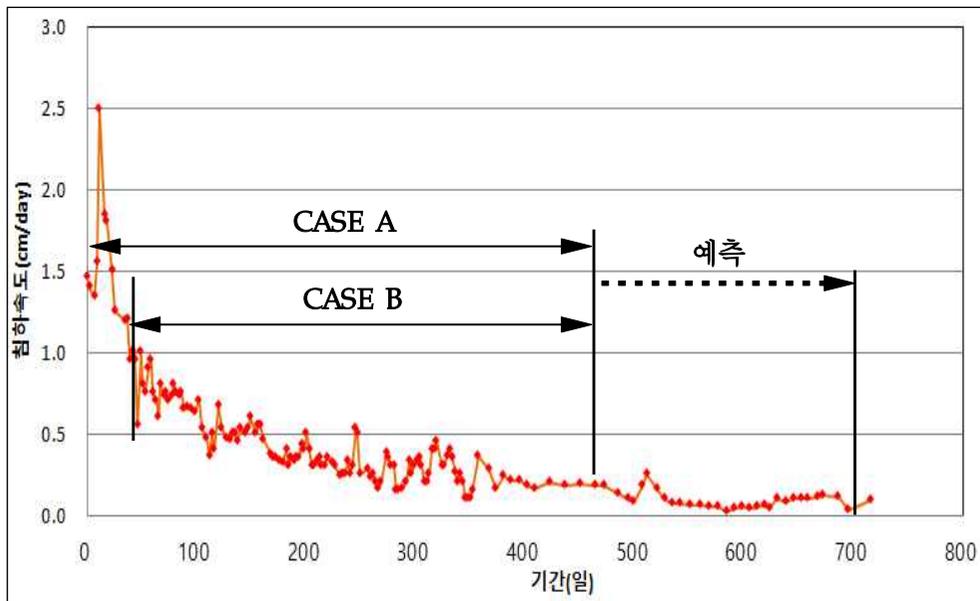


Fig. 4.9 Schematic diagram of settlement analysis

② 분석 결과

Fig. 4.10는 CASE A에 대한 침하량 분석결과로 성토 직후 발생하는 전단 침하량을 포함할 경우 오차는 0.093m이고, 오차율은 3.1%(0.093m/3.031m)로 계산되었다. 성토 직후 전단침하가 발생한 일정구간을 제외하여 전단침하량의 영향을 제외한 CASE B의 경우 오차는 0.058m로 오차율은 1.9%(0.058m/3.031m)로 나타났다(Fig. 4.11). 전단침하량은 수직뿐만 아니라 수평방향 침하를 유발하는 특징을 가지고 있는 침하이다. 보통 전체 수직 침하의 20~30% 정도가 수평침하로

인하여 발생하는 것으로 알려져 있다. 이 결과 분석을 통해 성토 완료 직후 발생하는 전단침하량을 제외하는 것이 필요하다. 결론적으로 전단침하량을 침하 분석에서 제외시킴으로 분석결과의 정도를 높일 수 있는 것으로 나타났다.

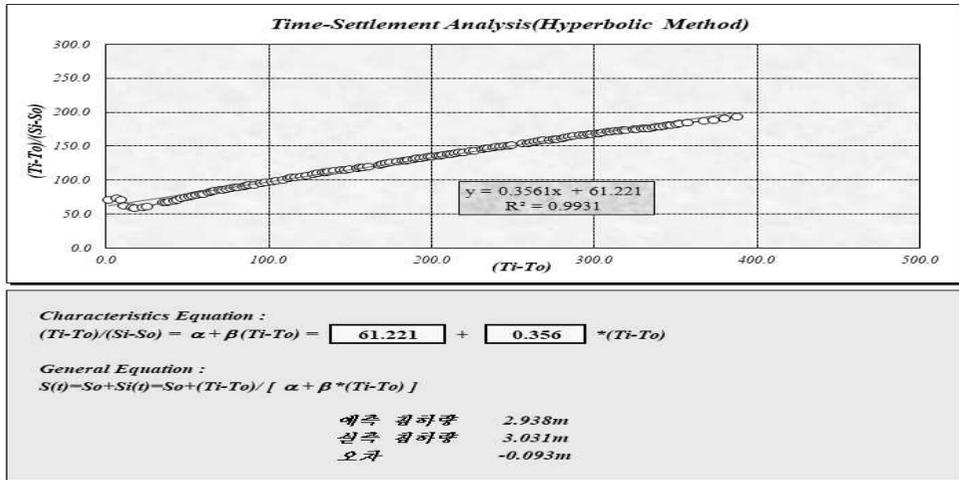


Fig. 4.10 Settlement analysis result in case of including shear settlement after embankment

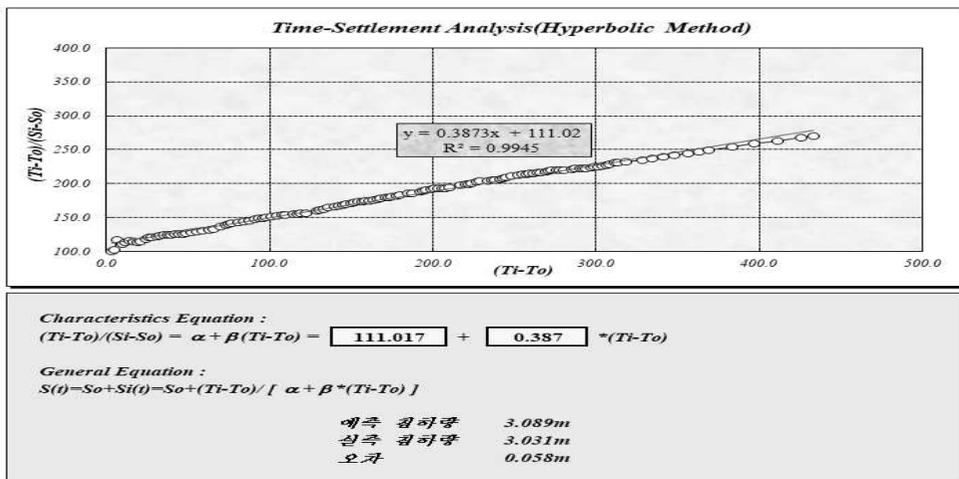


Fig. 4.11 Settlement analysis result in case of excluding shear settlement after embankment

제 5 장 결 론

준설매립에 의한 초연약지반의 지반개량에 있어서 합리적이고 신뢰성 있는 설계 및 시공을 위해서는 준설매립점토에 대한 특성을 정확히 평가하고 이를 설계에 반영하는 것이 중요하다. 본 연구에서는 잔류침하가 예상보다 많이 발생하는 부산항 신항의 준설매립 현장에 대한 지반조사, 설계, 시공 자료들을 분석하여 준설매립 점토의 특성을 평가하고, 침하량분석 통해 잔류침하의 예측의 문제점을 제시하였다. 그 결과를 요약하면 아래와 같다.

1) 부산 신항의 준설매립현장에 대한 지반조사결과 준설매립점토는 압밀이 진행 중인 미압밀점토로서 과압밀비가 0.6 ~ 0.8로 조사되었다. 이로 인하여 지반개량 시 성토에 따른 압밀침하가 상당히 크게 발생하고 부지 공용 중 잔류침하 문제도 클 것으로 보인다. 그리고 시험위치에 따른 지반특성 차이가 상당히 큰 것으로 나타났다. 준설매립점토 지반은 배사관이나 여수토의 위치에 따라 다른 물리적 토질 특성을 보였다. 그러므로 이와 같은 준설매립점토의 특성을 충분히 검토하여 설계에 반영이 필요한데 준설매립점토에 대한 연구는 매우 미비한 실정이다.

2) 북컨테이너터미널 배후부지와 웅동배후단지 1단계 현장에 대한 시공사례 분석결과 현재 시공완료 후 공용중인 상태로서 북컨테이너터미널 배후부지보다 웅동배후단지 1단계 구간은 상대적으로 잔류침하가 크게 발생하였다. 이유는 두 현장의 지반특성 차이는 크지 않으나 압밀 대기기간의 차이가 있는 것으로 나타나므로 압밀 대기기간 동안 지속적인 침하량분석을 통하여 지반개량도 평가가 이루어져야 할 것으로 판단된다.

3) 성토 완료 후 압밀대기기간의 data 전체를 이용하여 침하량을 분석한 결과와 성토 완료 후 후반부의 직선성이 양호한 구간의 data를 이용하여 분석결과, 북컨테이너터미널 배후부지의 경우 차이가 발생하는 것으로 나타났다. 따라서, 지반개량도 평가를 위한 침하량 분석 시에는 성토 완료 후 전체 data를 사용하기 보다는 후반부의 직선성이 양호한 구간의 data를 이용하는 것이 실제와 잘 부합하는 것으로 판단된다.

4) 성토 완료 직후 발생하는 전단침하량 고려유무에 따른 분석 정도를 평가한 결과 성토 직후 발생하는 전단침하량을 포함할 경우 차이가 있는 것으로 나타났다. 전단침하량은 수직뿐만 아니라 수평 방향 침하를 유발하는 특징을 가지고 있는 침하이다. 보통 전체 수직 침하의 20~30% 정도가 수평침하로 인하여 발생하는 것으로 알려져 있다. 이 결과 분석을 통해 성토 완료 직후 발생하는 전단침하량을 제외하는 것이 필요하다. 결론적으로 전단침하량을 침하 분석에서 제외시킴으로 분석결과의 정도를 높일 수 있는 것으로 나타났다.

참고 문헌

부산도시공사, 2006, 부산신항 북컨테이너터미널 배후부지 조성공사(2공구) 보고서

부산도시공사, 2011, 부산신항 북컨테이너터미널 배후부지 조성사업 중 연약
지반 침하안정관리 용역 종합보고서, (주)유신

부산지방해양항만청 부산항건설사무소, 2009, 부산항신항 응동지구 1단계
항만배후단지(제3공구) 조성공사 실시설계보고서

부산항만공사, 2019, 부산항 신항 응동배후단지 침하 원인 및 장기침하 예측에
관한 연구용역 최종보고서, (사)대한토목학회

(주)대우건설, 2014, 응동지구 1단계 항만배후단지(제3공구) 조성공사 중 계측
관리 최종보고서

임종철, 2010, 토질공학의 길잡이, 도서출판 새론, pp.196-238

한국도로공사, 2009, 도로설계요령 제2권 토공편, p.343

해양수산부, 2017, 항만 및 어항설계기준

Arulrajah, A., Nikraz, H. & Bo, M.W., 2006, Assessment of marine clay
improvement under reclamation fills by in situ testing methods, *Geotech.
Geol. Eng.*, 24, pp.219-226.

Arulrajah A., Bo. M.W., Leong, M. & Disfani, M.M., 2013, Piezometer measurements of prefabricated vertical drain improvement of soft soils under land reclamation fill, *Engineering Geology*, 162, pp.33-42.

Arulrajah A., Nikraz, H. & Bo, M.W., 2004, Observational method of assessing improvement of marine clay, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers Ground Improvement*, 8(4), pp.151-169

Asaoka, A., 1978, Observational procedure of settlement prediction, *Soils and Foundations*, 18(4), pp.87-101.

Bo, M.W., Choa, V. & Hong, K.H., 2003, Material characteristic of Singapore marine clay at Changi., *Q. J. Eng. Geol. Hydroge.*, 36(4), pp.305-321

Bo. M.W., Chang, M.F., Arulrajah, A. & Choa, V., 2000, Undrained shear strength of the Singapore marine clay at Changi from in situ tests, *Geotech. Eng. J. Southeast Asian Geotech. Soc.*, 31(2), pp.91-107.

Choa, V., Bo, M.W. & Chu, J., 2001, Soil improvement works for the hangi East reclamation project. *Ground Improv.* 5(4), pp.141-153.

Kim, C.Y. & Chung, C.K., 1999, Experimental investigation of settlement on soft clay deposits based on probable deformation Mode, *Proceedings of the second International Symposium on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, M. Jamiolkowski(ed.);R. Lancellotta(ed.);Lo Presti(ed.), 1, pp.341-348.

Kim, H.T., Hong, B.M., Baek, K.J. & Kim, S.G., 2003, Evaluation of under-consolidation state in the rapidly deposited ground, *Journal of the Korean Geotechnical Society*, 19(5), pp.89-98.

Lakkoju, V., Kommu, S., Reddy, M. & Sony, B., 2020, In-situ consolidation analysis by Asaoka and Hyperbola methods, *International Journal of Scientific & Technology Research*, 9(2), pp.6296-6302.

Tan, S.-A., 2011, Hyperbolic method for settlements in clays with vertical drains, *Canadian Geotechnical Journal*, 31(1), pp.125-131.

Tan, S.-A., 1970, An empirical method of estimating secondary and total settlement, *Proceedings of 4th ACSMFE*, Bangkok, 2, pp.147-151.

Taylor D.W., 1948, *Fundamentals of soil mechanics*. Wiley, New York

鈴木 등, 2008, 日本関西国際空港의 사례.

瀬在, 1986, 일본고속도로의 사례.

星 和, 1962, 最近における基礎の諸問題, 土木學會誌, 47(7), pp.63~67.