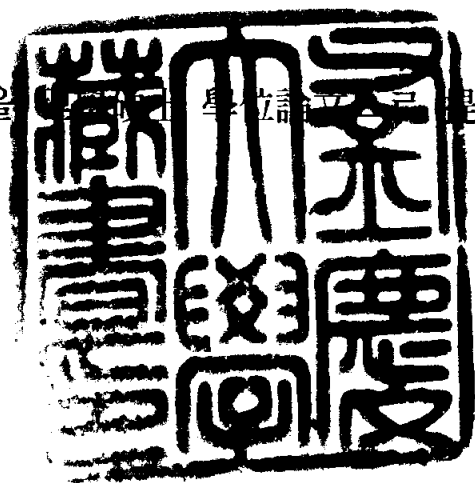


이학석사 학위논문

포항 유강 · 유금지역의
성토재하에 따른 압밀침하 분석

지도교수 최 정 찬

이 論文을 韓國大學 學位論文으로 提出함



2002년 8월

부경대학교 산업대학원

지구환경과학과

정 홍 식

이 논문을 정홍식의 이학석사 학위논문으로 인준함

2002년 6월 일

주 심 이 학 박 사 정 상 용 (인) 

위 원 이 학 박 사 이 민 희 (인) 

위 원 이 학 박 사 최 정 찬 (인) 

목 차

목차	i
List of Tables	ii
List of Figures	iii
 I. 서 론	 1
 II. 유강·유금지역의 지반특성 및 성토공사	
1. 대상현장 및 주변지역의 지형지질개요	
가. 지형 및 지질	3
나. 주변지역의 지형지질.....	4
다. 지반의 공학적 특성	9
2. 연약지반상의 도로구조물 설계	
가. 이론침하량 계산	15
나. 선행재하공법(Preloading)	21
다. 연직배수공(Vetical Drain)의 설계	25

III. 현장계측 및 분석

1. 현장계측위치 및 종류	28
2. 침하예측기법	32
3. 확인시험.....	41
4. 현장계측결과 및 분석.....	50
가. 침하관리결과 및 분석	50
나. 성토제거시기의 결정	51
다. 확인시험결과	52

IV. 압밀침하량에 대한 고찰

1. 설계상의 문제점.....	55
가. 최종 압밀침하량의 산정	55
나. 이론침하량과 실제침하량의 차이	56
2. 압축곡선의 재구성에 의한 압밀침하량의 산정	58

V. 결론	64
-------------	----

참고문헌		66
요 약		69
부 록		71
감사의 글		85

List of Table

Table 2.1	Geologic system in the study area -----	6
Table 2.2	Ground conditions and material properties of-----	15
Table 2.3	Summary of theoritical settlement caculation -----	20
Table 2.4	Applied improval method at each station-----	27
Table 3.1	Quanty of Installation & Type of applied instrumentation-----	29
Table 3.2	Measuring frequency -----	32
Table 3.3	Types of in situ tests applied -----	41
Table 3.4	Plan of the laboratory test -----	42
Table 3.5	Summary of the laboratory test -----	42
Table 3.6	The laboratory result of W_n (moisture ratio)-----	43
Table 3.7	The laboratory result of void ratio-----	44
Table 3.8	The result of uniaxial compressible stregh-----	45
Table 3.9	Stregh Incremental ratio of stregh(m)-----	47
Table 3.10	The caculated result of degree of consolidation-----	48
Table 3.11	The caculated result of resudial settlement-----	49
Table 3.12	Determining time of surcharge removal -----	51
Table 4.1	Volumetric strain correspond to pre-consolidation stress(σ_{pc}) -----	59
Table 4.2	Specimen Quality Terms of Volumetric Strain (Andresen & Kolstad, 1979) -----	61
Table 4.3	Engineering characteristic of clay for each soil profile -----	61

Table 4.4	Comparison between theoretical consolidation settlement and final settlement by observation method (Fadum's method) -----	62
-----------	---	----

Table 4.5	Comparison between theoretical consolidation settlement and final settlement by observation method (Osterbeg's method) -----	63
-----------	--	----

List of Figures

Fig. 2.1	Gedlogic map of the study site-----	7
Fig. 2.2	Location map of the study site -----	8
Fig. 2.3	Cross section soil profiles -----	14
Fig. 2.4	Typical preloading soil layers and conditions -----	16
Fig. 2.5	Compensation for primary compression using surchargge loading -----	24
Fig. 3.1	Location of installation measuring instrument(#1) -----	30
Fig. 3.2	Location of installation measuring instrument(#2) -----	31
Fig. 3.3	Asaoka Method -----	35
Fig. 3.4	Hyperbolic Method -----	36
Fig. 3.5	Hosino Method -----	39
Fig. 3.6	The plot of physical & mechanical properties before and after preloading -----	53
Fig. 3.7	The plot of compressuible & N-value & mechanical properties before and after preloading -----	54
Fig. 4.1	Influence chart for vertical stress -----	60
Fig. A	Plot for construction control of embankment -----	72
Fig. B	Plot of different observation method -----	78

I. 서 론

최근 우리나라는 산업규모의 급성장에 따른 부족한 국토자원의 이용 및 사회간접자본의 활용의 필요성이 대두되어 토지의 효율적 이용이 증가하는 추세이다. 이러한 여건속에서 지리적으로나 지질적으로 불리한 연약지반을 활용해야할 필요성이 높아지고 있다. 일반적으로 연약지반 위에 구조물을 설치하거나 도로, 건설 등의 성토를 하는 경우 지지력의 부족 및 과도한 침하 등의 문제가 발생한다. 사질토 지반이나 암반지반의 침하와는 달리 연약지반의 침하는 침하량이 상당히 크고 장기간에 걸쳐 발생하므로 구조물의 안정에 큰 영향을 끼친다. 연약지반의 침하문제는 최종적으로 어느정도 침하를 할 것인가 하는 최종침하량의 문제와 침하가 종료하는데 어느정도 시간이 소요될 것인가 하는 두 가지 문제로 대두된다.

시간의 경과에 따른 압밀 침하량에 대한 연구는 1924년 Terzaghi가 1차원 압밀이론을 제안한 이후 지금까지 널리 사용하고 있으나 Terzaghi 압밀이론은 가정 및 경계조건의 단순화 등으로 인해 실측치와 많은 차이를 나타내는 실정이다. 특히, 연약지반은 압축변형량이 크고 투수성이 작기 때문에 침하 및 변형이 장기간에 걸쳐 발생한다. 따라서 지반에 대한 시추 및 실내시험을 통해 이론적인 침하량만을 산정하여 연약지반의 압밀침하 등을 예측하는 것은 정확한 결과를 얻을 수 없다.

본 연구에서는 경상북도 포항시에 위치한 유강,유금지역의 초연약 점토에 대해 압밀침하를 단기에 완료시켜 시공후의 잔류침하를 최소화하고 지반의 강도를 증

가시킴을 위해 연직드레인(VERTICAL DRAIN)을 병행한 선행재하공법(PRELOADING)을 사용하였다. 이 부지에 지표면침하판, 층별침하계, 간극수압계, 경사계, 지하수위계 등의 계측기를 설치하였다. 계측기에 따른 현장계측 결과를 이용하여 항목별로 침하량, 간극수압의 시간에 따른 상관성을 종합 분석하고 현장계측 자료를 이용하여 장래침하량을 예측하는 방법인 쌍곡선법, 아사오카법, 호시노($\sqrt{t}$) 법, $\sqrt{s}$ 법을 이용하여 침하량을 추정하였다. 이 추정된 침하량을 실제 계측자료와 비교를 통해 어느 방법이 실제로 계측된 침하량에 근접하는지 비교하였다. 그리고 실내 압밀시험에 의해 구해진 이론적인 예상침하량과 실제 계측자료와 비교하였으며, 본 현장에서 수행된 실내시험과 현장시험 결과를 퇴적층의 형성 과정에 따른 지질학적 고찰과 더불어 연구대상지역의 점토에 대한 압밀특성을 파악하고자 하였다.

II. 유강·유금지역의 지반특성 및 성토공사

1. 대상현장 및 주변지역의 지형지질의 개요

가. 대상현장의 지형 및 지질

본 논문의 대상현장은 “국도 7호선 유강 외팔교 도로 4차선 확포장 공사”로서 행정구역상으로 경상북도 포항시 유강 및 유금지역 일원의 형산강에 의한 충적지대, 산릉 그리고 계곡부 등의 지형의 기복이 심한 지역을 통과하고 있어 수차레의 성·절토, 교량, 터널공사 등이 계획되었다.

본 노선의 시점부인 0+000 ~ 0+780 구간과 종점부인 1+900 ~ 2+868 구간에는 남서에서 북동방향으로 사행하는 형산강의 범람에 의한 Point Bar 퇴적물이 광범위하게 분포하고 있으며, 계곡에서 발원하는 1차 수계인 자명천등에 의한 퇴적물도 피복되어 있어 그 분포심도가 지표하 20.2 ~ 34.8m 까지 이르고 있다.

터널이 계획되어 있는 본 노선의 중앙부에는 북측에서 남-북 방향으로 발달하고 있는 도음산($\Delta 384.6\text{m}$), 못안봉($\Delta 174.0\text{m}$)등과 같은 연봉들의 남측능선인 제산($\Delta 180.0\text{m}$)이 발달하고 있는 데 이는 형산강 남측의 형산($\Delta 257.0\text{m}$)과 연결되고 있다.

본 예정노선 지역에는 백악기의 집괴암질 석영반암(Agglomeratic Quarto Porphyry)이 기반암으로 분포하고 있으며, 노선 서측에는 동시대의 규장암(Felsite)이, 그리고 북측에서 동측으로 가면서 제 3기의 연일통에 속하는 퇴적 암류들이 지질연대순으로 분포하고 있다(Fig 2.1).

나. 주변지역의 지형 및 지질(문덕·유강지역을 중심으로)

한반도에서는 동해안에 점재하여 소규모로 분포되고 있는 제3기층이 본 조사지역의 주요 구성암층이 된다. 이는 신 제3기 중, 신세에 해당하는 것으로서 영일만의 내륙부를 따라 장발통 및 연일통이 분포한다. 이들은 풍화저항성이 약하여 본 암석의 분포지역은 구릉성 저지대와 하천에 따라 넓은 충적층을 이루고 있다.

특히 북동부에서는 석영조면암과 제3계의 연일통의 상부층 일부가 부정합으로 접촉되고 있다.

장발통은 구룡반도에서 내륙쪽으로 연장 발달하는데 화산쇄설암인 눌태리조면암질응회암과 이를 관입한 눌태리조면암이 약간 분포될 뿐이며 이들은 다시 제4계 분출암인 연일현무암, 양휘석안산암 등에 의해서 관입 당하고 있다.

연일통은 암상이 매우 점이적으로 변화하는데 경상계암석과 부정합 접촉을 하는 기저역암인 천북역암을 최하부로 하여 학림층, 홍해층, 이동층, 두호층, 여남층으로 세분된다.

이들은 모두 정합관계이며 지질계통 상부에 속하는 홍해층, 이동층, 여남층은

불국사통에 관입된 석영조면암을 부정합으로 피복하고 있다. 또 남단에서는 천북역암과 학림층 중에 제4계에 분출된 현무암이 암맥상으로 산재하고 있다.

서단에 대상분포를 보이는 경상계의 암석도 모두 남북 내지 북북동방향을 갖고 있으며, 본역중 최고기 암층인 신라통의 적색세일과 회색사암은 비교적 넓게 관입 분포된 불국사통의 화성암에 의하여 포획되어 있다.

이와 같이 신라통의 퇴적암이 일부에서 국부적인 고립 분포를 보이는 것은 후기 불국사통에 4내지 5차에 걸쳐 화성활동이 일어나 포획된 것으로 판단되며 그 예로는 북북에 양월형으로 잔류되어 있는 신라통 퇴적암을 들 수 있다.

불국사통 화성암의 관입 순서는 집괴암질석영반암이 관입한 후 흑운모화강암, 다시 규장암이 신라통 퇴적암의 주향방향을 따라 관입했다. 한편 석영조면암은 시대적 대비가 곤란하다. 북서단에서는 흑운모화강암 중에 석영의 세맥이 발달되어 있다.

본 조사 지역내에 분포된 각 지층을 지질연대순으로 상호관계를 표시하면 다음과 같다.(Table 2.1)

본 조사 지역의 지질구조는 비교적 단조로우며 대부분이 제3기층이 분포된 지역으로 특이할만한 습곡 작용을 받지 않았고 불국사세에 관입된 화성암은 지질구조에 특징적인 방향성을 보이며 주변 기성암에 심한 교란 작용을 하지 않는 증거로 곳곳의 경상계 신라통의 포획암과 경사가 급변하지 않은 사실을 볼 수 있다.

제 3기층의 상부에 속하는 두호층은 사랑동에서 완만한 향상 구조를 보이지만 향사곡부만이 이동층에 얹혀있어 그 좌우익은 모두 삭박되었다.

지질시대	지 층 명	암 석 명	분포지역 및 특성
제 4 기	제 4 계	충 적 층	형산강을 따라 분포하며, 점토, 모래, 자갈등으로 구성
제 3 기	제 3 계	세일, 사암	연일읍, 달전리, 학전리 및 포항시 일대의 NS/10E의 방향으로 분포
	연 일 통	역 암	도음산-못안봉 등의 연봉을 따라 남북방향으로 분포
백 약 기	경 상 계	규 장 암	노선 서측의 양동리, 안계리, 다산리 일대에서 남북 방향으로 분포
	불국사통	집괴암질 석영반암	노선 지역 및 제산, 형산 등지에 암주상으로 분포하며, 노선에는 각력질보다는 반정질암이 우세함

Table 2.1 Geologic system in the study area

지질구조를 지배할만한 대규모의 단층은 볼 수 없으나 송곡동(리) 남부, 즉 본 노선 시점부에 소규모의 수직단층이 있다. 단층면의 방향은 N35°W로 추정되며 이동층과 두호층이 이단층으로 접촉되고 있고, 송학동 주변의 소규모 계단단층이 발달하고 있으며, 여남동 동부 해안에서 관찰되는 N22°E의 단층방향과 50°NW의 경사를 보이며 2 ~ 2.5M의 낙차로서 수차례 반복된다. 해안에서는 단층활면이 잘 보이며 단층력도 함유한다. 제 3기 계층간의 지질경계선은 기복이 심한 구릉성산지에 지극히 완만한 지층경사 때문에 요철이 매우 심한편이다.

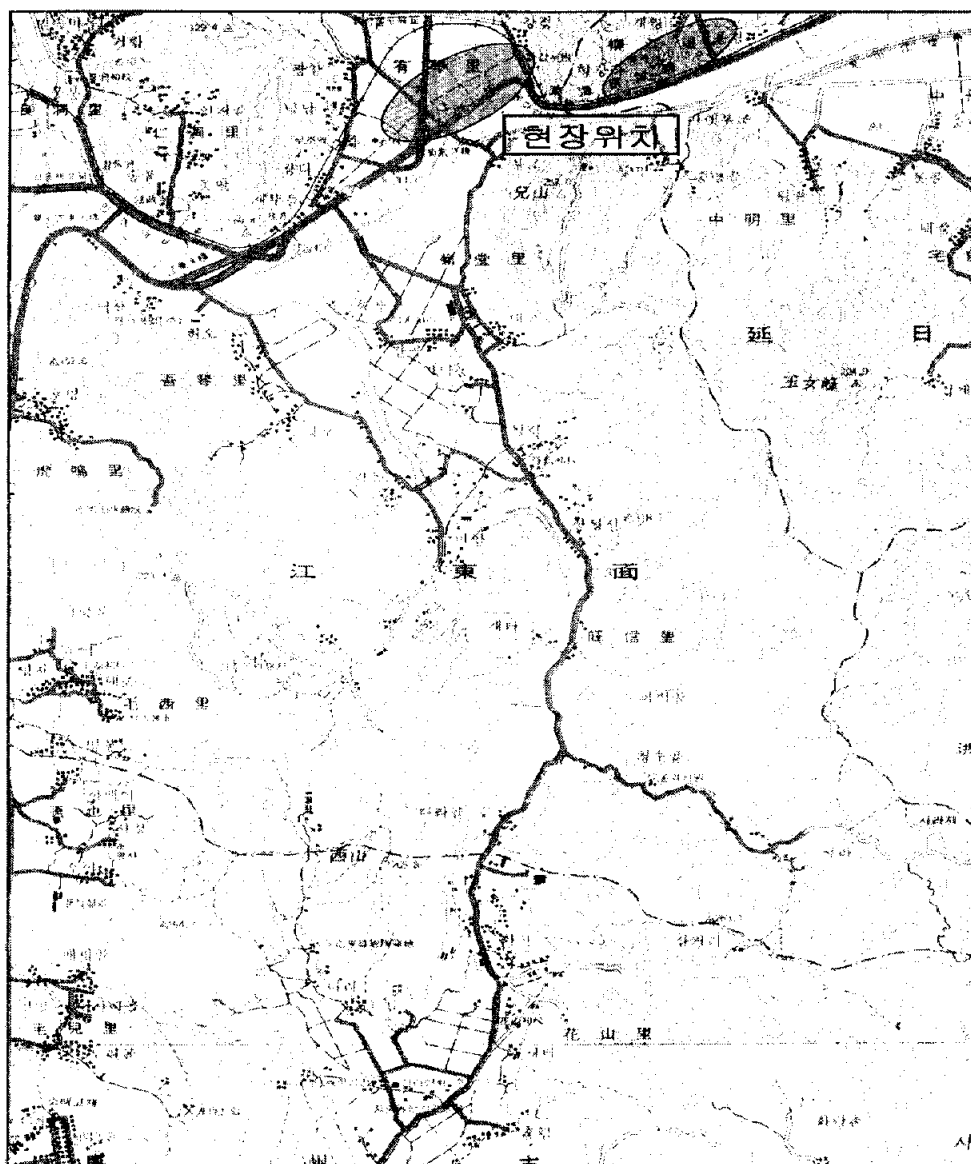
구룡반도에 보이는 장발통은 제 3기층 암석으로는 놀대리 조면암질 응회암이 피복한 후 이후에 관입된 놀대리 조면암과 현무암이 불분명한 분포를 보이고 있어 구조적인 특징을 설명할 수는 없다.

The figure is a detailed geologic map of a study area. It displays various geological units with different patterns and textures. A prominent fault line, labeled '현장노선' (Hyangjangnosun), runs diagonally across the center. The units are labeled as follows:

- Kaqp**: Kimpyeomgneiss (김피암결석영반암)
- Kqf**: Gneiss (각섬석석영장석규장반암)
- Tech**: Tertiary (연일현암)
- Qa**: Quaternary (충적층)

The map also shows topographic features like contour lines and a river or stream.

Fig 2.1 Geologic map of in study area



축 적 1 : 50,000



fig. 2.2 Location map of the study site

다. 지반의 공학적 특성

본 예정노선 일대에는 석영반암(Quartz Porphyry)이 기반암으로 발달, 분포하고 있으며, 지층발달은 일반적으로 지표로부터 1)매립층, 2)붕적층 또는 충적층, 3)풍화대층, 4)기반암층 등으로 구분할 수 있으나 구간별로 층후가 불규칙하게 나타난다. 조사지역의 개략적인 지하지질 발달상태는 <Fig 2.3> 지질단면에 표시한 바와 같으며, 이들 각 층의 특성을 요약, 기술하면 다음과 같다.

(1). 지층구조

(가). 매립층

본 층은 도로시공시 성토재료로 사용되었거나 전답지로 경작되어온 층으로 본 조사지역 일대에 걸쳐 0.4 ~ 8.0m의 매우 불규칙한 두께로 분포하고 있다. 성토재료로 형성된 층은 0.4 ~ 8.0m의 두께로 주로 실트질 모래, 자갈, 호박돌 등으로 구성되어 있으며, 전답지 지역의 본층은 1.2 ~ 3.0m의 비교적 균일한 두께이며, 대부분 연약한 실트질 점토로 구성되어 있다.

(나). 붕적층

본 층은 산지부 풍화쇄설물등이 주로 중력작용의 영향을 받아 비교적 가까운 저지대로 붕락, 집적되어 형성된 층으로 B-6, B-7 등 터널이 통과하는 산지부에 분포하며, 주로 느슨 내지 매우 조밀한 실트질 모래, 자갈로 구성되어 있다. 본 층은 산사면 및 계곡지역 대부분을 점하고 있으며, 층후는 1.2 ~ 11.1m 내외

로 지형에 따라 다양한 변화를 보여주고 있다.

(다). 층적층

본 층은 사행하는 형산강의 범람에 의하여 본 조사지역 일대에 광범위하게 퇴적된 층으로 터널구간 및 절토부를 제외한 전구간에 걸쳐 10.0 ~ 32.7m(평균 24.7m)의 매우 두꺼운 층후로 분포하고 있다.

본 층은 시점부측 성토 및 교량구간에서 상부로부터 4.8 ~ 9.5m 두께의 모래, 자갈층, 6.2 ~ 12.8m 두께의 연약 내지 보통 견고한 실트질 점토층 그리고 기저부의 7.6 ~ 9.9m 두께의 모래질 자갈, 호박돌층이 퇴적된 층서를 보여주고 있다. 그리고 종점부측 성토 및 교량구간의 B-8 ~ B-10 구간은 상부로부터 7.0 ~ 24.4m 두께의 연약 내지 보통 견고한 실트질 점토층과 3.0 ~ 5.5m 두께의 모래질 자갈, 호박돌층이 퇴적된 층서를 보여주고 있는 반면 B-11 ~ B-16 구간은 시점부와 유사하게 상부로부터 모래, 자갈층, 실트질 점토층, 기저부의 모래질 자갈, 호박돌층이 퇴적된 층서를 보여주고 있어 퇴적물의 공급과 퇴적 환경의 차이를 나타내고 있다. 본 층적층은 부분적으로 조개껍질 등이 함유되어 있는 것으로 보아 본 지역까지도 해수가 간헐적으로 유입되었음을 시사하고 있다.

(라). 풍화대층

본 층은 기반암이 오랜 풍화과정을 통하여 완전 풍화를 받아 생성된 층으로 대부분의 조사지역에 걸쳐 발달, 분포하고 있다. 본 층은 풍화정도에 따라 ,

1) 암석들이 완전분해되어 원위치에서 굳고 치밀하며, 모암의 원구조를 지니는
 풍화토층,

2) 암석조직의 분해는 완료되지 않았으나 암석 내부까지 풍화가 진행되어 충격
에 의하여 쉽게 흩으로 부서지는 풍화암층등으로 구분할 수 있으나 그 관계는
매우 점이적이며, 본 조사에서는 관입저항치(N치)를 기준으로 50회/15cm 이상
은 풍화암층으로 그 이하는 풍화토층으로 구분하였다.

본 층은 주로 실트질 점토 내지 실트질 모래로 구성되어 있으며 성토 및 교량
구간에서는 16.0 ~ 34.8m의 심도에서 1.5 ~ 4.8m의 두께, 터널구간 및 절토부
에서는 0.5 ~ 11.5m의 심도에서 0.8 ~ 5.5m의 두께로 분포하고 있다.

본 층은 원위치에서 비교적 굳고 치밀한 상태이나 충격에 의하여 쉽게 부서지
고 대기에 노출되거나 물과 접촉할 시는 연약한 상태로 급변하는 토질특성이 있
다.

(마). 기반암층

본 조사지역에서는 주로 석영반암이 기반암으로 발달, 분포하고 있으나 시추조
사 결과 B-1(STA.0+308), B-3(STA.0+732), B-4(STA.0+734), B-5(STA.
0+780), B-7(STA.1+858), B-8(STA.2+000) 지점에서는 포획암(Xenolith)으
로 보이는 셰일 및 실트스톤 등도 기반암층으로 나타나고 있다.

상부 기반암인 연암층은 불연속적인 파쇄면이나 절리를 따라서 암석 내부까지
심한 풍화를 받아 암체가 압괴상으로 분리를 시작하고 있는 층으로 성토 및 교
량구간에서는 17.5 ~ 38.5m의 심도, 터널구간 및 절토부에서는 2.0 ~ 13.0m의

심도부터 분포하고 있으며, 심도가 깊어짐에 따라 경암층으로 이행하고 있다. 본 층의 풍화상태는 심한풍화 내지 보통풍화(H.W. ~ M.W.) 정도이며, 코아회수율(T.C.R) 5 ~ 40%, 암질지수(R.Q.D) 0 ~ 8%로 R.Q.D로 판단한 암질은 매우 불량한 상태를 보여주고 있다.

하부기반암인 경암층은 터널구간인 B-6지점에서 조사되었으며, 본 층의 상태는 보통 풍화 내지 약간 풍화(M.W. ~ S.W.)로, 코아회수율(T.C.R) 60 ~ 97%, 암질지수(R.Q.D) 18 ~ 68%(평균 52%)의 범위를 나타내고 있어 R.Q.D로 판단한 암질은 보통상태를 보여준다.

(2). 성토구간의 지반의 물리적·역학적 특성

(가). 성토구간 지반의 안정성 검토

본 지역의 토층 구분은 STA. 0+000 ~ STA. 0+730은 상부로부터 모래·자갈·호박돌층, 점토층, 자갈·호박돌층, 풍화대 및 연암층, STA. 1+840 ~ STA. 2+150은 점토층, 자갈·호박돌층, 풍화대 및 연암층, STA. 2+470 ~ STA. 2+879는 모래·자갈층, 점토층, 모래·자갈층, 풍화대 및 기반암층으로 구성되어 있다. 이 중 점토층의 두께는 9.0m ~ 11.8m, 0 ~ 29m의 분포를 가지며, 표준관입저항치(N치)는 대체로 5회/30cm 이하로 매우 연약한 상태이다.

따라서 본 지역 지반의 안정성검토는 점토층에 대하여 실시하며, 대상구간은 토질성상이 유사하고 산에 의해서 지역이 구분되는 시추공 번호 B-1 ~ B-3지역, B-8 ~ B-9 지역 및 B-16 지역의 3구역으로 대별하여 침하량 및 지지력을 검토하는 것으로 수행되었다.

2. 연약지반상의 도로구조물 설계

가. 이론침하량 계산

(1) 지반조건 및 토질정수

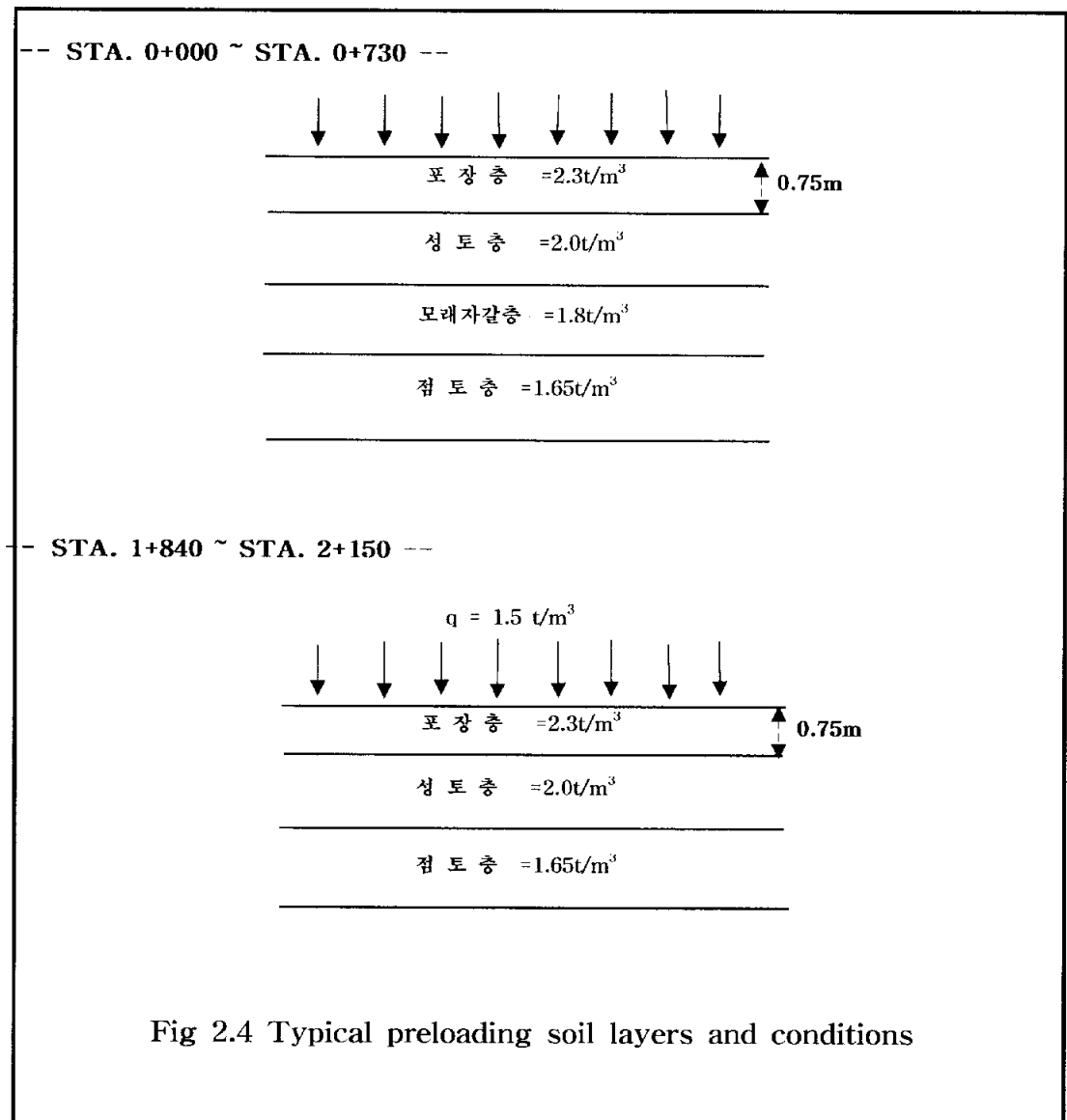
연약지반상의 성토 설계시 사용된 지역별 지반조건 및 토질정수는 Table 2.2 과 같다

Table 2.2 Ground conditions and material properties of clay

STA. NO.	연약층후 (m)	계획성토 고 (m)	초기간극 비 e_o	압축지수 C_c	제압축지 수 C_r	압밀계수 C_v	비 고
0+200	9.4	2.16	0.846	0.24	0.037	0.004	상행선
0+300	10.1	4.41	0.846	0.24	0.037	0.004	상행선
0+420	10.9	7.30	0.846	0.24	0.037	0.004	상행선
0+540	11.8	12.84	0.846	0.24	0.037	0.004	상행선
0+726	9.7	16.65	0.846	0.24	0.037	0.004	하행선
2+000	13.0	12.48	1.728	0.70	0.078	0.0008	상행선
2+314	29.0	15.05	1.183	0.44	0.044	0.0006	상행선
2+480	19.0	6.72	0.783	0.20	0.027	0.003	하행선
2+500	19.1	3.12	0.783	0.20	0.027	0.003	상행선

(2) 지층구조 및 성토계획

본 현장의 대표적인 지층구조 및 성토조건은 Fig. 2.4에서와 같다. 성토높이는 지역에 따라 2.16 ~ 16.65m 높이로 변한다.



(3) 즉시침하

(가) 사질토의 즉시침하

모래지반에서는 점토지반에서와 같은 장시간의 압밀침하가 없으므로 즉시침하를 전침하로 고려하여도 무방하다. 본 논문에서는 Schmertmann(1970)이 제안한 반 경험적 변형영향계수를 사용하여 사질토의 즉시침하량을 산정하였다.

$$S_i = C_1 C_2 q_n \sum_0^{2B} \frac{I_z}{E_s} \Delta z \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (2.1)$$

여기서, S_i : 즉시침하량

I_z : 변형영향계수(Strain Influence Factor)

E_s : 지반의 탄성계수

C_1 : 기초깊이에 대한 보정계수 = $1 - 0.5 [q'/(q - q')]$

C_2 : 흙의 Creep에 대한 보정계수 = $1 + 0.2 \log(\text{year}/0.1)$

q : 접지압

q' : 토피압

q_n : $q - q'$

Δz : 하부지반 두께

(나) 점성토의 즉시침하

점성지반에서의 즉시침하는 지반의 탄성체로서의 침하와 흙의 횡방향의 소성유동에 의한 것으로 생각할 수 있다. 그러나 점성지반의 횡방향 유동은 지지력에 관한 안전율의 크기에 따라 다르며, 또 상당히 장시간에 걸친 현상으로서 정량적으로 취급하는 것은 현재로서는 불가능하다. 따라서, 여기서의 즉시침하는 적당한 강도를 가진 점토지반을 탄성체로 가정하여 산정하였다. 점토지반에서는 즉시침하가 압밀침하에 비하여 대단히 작으며, 보통 0 ~ 10일 사이에 일어나는 침하이다. 여기서는, $\mu=0.5$ 로 가정하고 포화점토 지반상 가요성 기초에 대하여 유효두께의 흙층과 깊이를 고려하여 평균침하량을 산정하는 Janbu, Bjerrum 및 Kjaensli (1956)의 제안식을 적용하였다.

$$S_i = \mu_0 \mu_1 \frac{q \cdot B}{E_u} \dots \dots \dots (2.2)$$

여기서, μ_0, μ_1 : 계수

q : 접지압

B : 폭

E_u : 탄성계수

(4) 압밀침하

(가) 점성토의 압밀침하

앞에서 거론한 바와 같이 본 현장의 실내압밀시험 결과에 의하면 과압밀비 (OCR)의 분포가 0.3 ~ 0.9사이에 존재하고 있어 미압밀지반처럼 보여진다. 따라서 이러한 지층에 대한 압밀해석은 보편적인 방법으로 수행할 수 없다. 침하 검토는 Schmertman(1953) 식에 의하여 압밀침하를 검토하였다.

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_0} H \log \frac{\sigma_0'}{\sigma_p'} + \frac{C_c}{1 + e_0} H \log \frac{\sigma_0' + \Delta\sigma}{\sigma_p'}$$

$$= \frac{C_c}{1 + e_0} H \log \frac{\sigma_0' + \Delta\sigma}{\sigma_p'} \quad \dots \dots \dots (2.3)$$

여기서, C_c : 압축지수(압밀시험에서 e -logP 곡선의 기울기)

e_0 : 초기간극비

H : 연약지반의 두께

σ_p' : 선행압밀하중

σ_0' : 유효상재하중

$\Delta\sigma$: 외부에서 가해진 증가유효하중

(나) 침하기간

압밀침하는 흙속의 간극을 통하여 과잉간극수가 빠져나가는 현상이므로 이것이 발생하는 데는 상당한 시간이 소요된다. 본 지역의 점성토는 정규압밀점토로서

Terzaghi 압밀이론에 의하여 검토하였다. 본 검토에서 산정된 침하량과 침하 기간은 Table 2.3와 같다.

(5) 이론침하량의 산정

본 지반에 대한 이론침하량은 사질토와 점성토층의 즉시침하와 압밀침하를 포함할 때 최대 4.019m의 침하량이 발생할 것으로 계산되었다. 그리고 개략적인 계산에 의한 침하시간은 10 ~ 1928개월로 얻어졌다.

Table 2.3 Summary of theoretical settlement calculation

STA. NO.	총침하량 (cm)	요구 침하량 (cm)	계획 성토고 (m)	최종 성토고 (m)	침하기간 (month)	작용하중 (t/m ²)	극한 지지력 (t/m ²)	배수 조건	비 고
0+200	9.98	-	2.16	2.3	-	7.55	35.9	양면	
0+300	20.46	10.46	4.41	4.6	10	12.05	35.2	양면	
0+420	33.33	33.33	7.30	7.6	12	17.83	34.8	양면	
0+540	66.04	56.04	12.84	13.5	24	28.91	29.2	양면	
0+726	60.60	50.60	16.65	17.3	16	36.53	31.0	양면	단계 성토
2+000	307.70	297.70	12.48	15.6	267	28.19	20.0	양면	지반 개량
2+134	411.98	401.98	15.05	19.2	1928	33.33	20.0	양면	지반 개량
2+480	63.00	53.00	6.72	7.3	72	16.67	27.7	양면	지반 개량
2+560	34.77	24.77	3.12	3.5	49	9.47	27.9	양면	지반 개량

* 허용침하량 : 10 cm

* 침하기간은 허용침하량까지 소요되는 시간

나. 선행재하공법(Preloading공법)

(1) 공법의 기본이론

Preloading공법의 설계에 있어서 문제는 과재하중의 크기와 재하기간의 결정이다. 선행하중 재하에 의한 1차 압밀침하는 Aldrich(1965)와 Johnson (1970) 등에 의해 연구되었다.

지반에 설계하중 σ'_d 만큼 재하하였을 때 시간-침하의 관계를 나타내면 점선과 같은 곡선이 나타난다. 여기서 S_d 는 선행압축 없이 순수한 설계하중에 의해서 나타나는 최종침하량이다. 설계하중에 대해 과재하중 σ'_s 를 가하면 시간-침하의 관계에서 실선으로 나타나게 된다. Fig. 2.5에서 보는 바와 같이 설계하중에서의 S_d 와 같아지는 t_c 가 경과하면 과재하중을 제거하여도 더 이상의 1차 압밀침하는 일어나지 않는다는 원리이다.

1차 압밀침하량과 시간의 관계는 테르자기 1차원 압밀이론을 이용하여 구할 수 있다. 설계하중 σ'_d 와 과재하중을 더한 $\sigma'_d + \sigma'_s$ 아래 정규압밀점토의 침하량을 나타내면 다음과 같다.

$$S_d = \frac{H}{1 + e_0} C_c \log\left(\frac{\sigma_{v0}' + \sigma_d'}{\sigma_{v0}'}\right) \quad \dots \dots \dots (2.4)$$

$$S_{d+s} = \frac{H}{1 + e_0} C_c \log\left(\frac{\sigma_{v0}' + \sigma_d' + \sigma_s'}{\sigma_{v0}'}\right) \quad \dots \dots \dots (2.5)$$

σ_{vo}' : 초기 연직유효응력
$$S_d = U_c \cdot S_{d+s} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \quad (2.6)$$
$$U_c = \frac{\log(1 + \frac{\sigma_{d'}}{\sigma_{vo}})}{\log[1 + (\frac{\sigma_{d'}}{\sigma_{vo}})(1 + \frac{\sigma_{s'}}{\sigma_{vo}})]} \dots \dots \dots (2.7)$$

- 22 -

역의 연약지반상에 성토를 실시하여 도로구조물을 축조하는 것이다.

성토구간의 연약층 심도는 최대 29m까지 분포하며, 도로의 폭은 상하행선 과 중앙분리대를 포함하여 약 30m정도이며, 제방의 경사는 1:1.5의 구배로 시공되었다.

(나) 성토고

본 대상지역에서는 하부약점성토의 중심이 유급지역에서는 10.0m, 유강지역에서는 20m 내외이며, 성토고는 2.16 ~ 16.65m의 고성토를 실시했다.

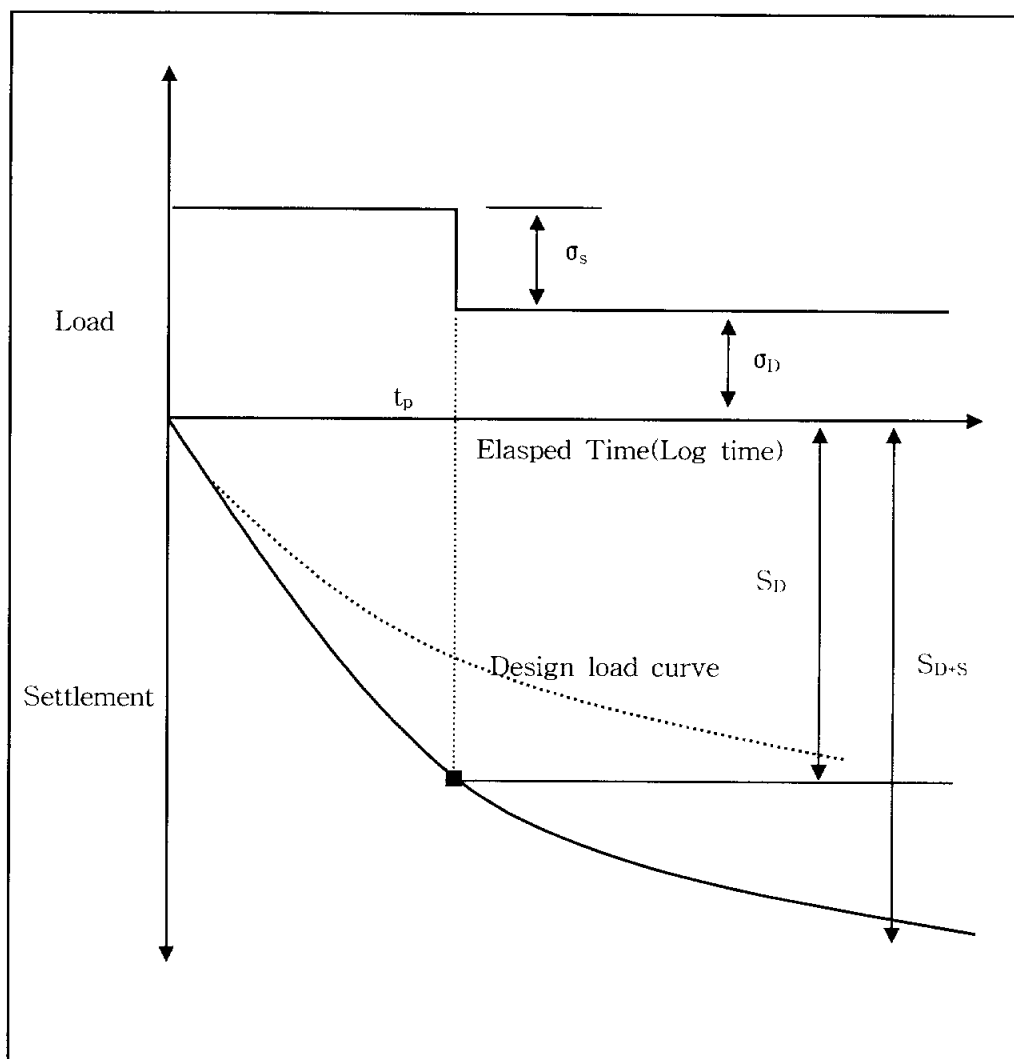


Fig 2.5 Compensation for primary compression using surcharge loading

다. 연직배수공(Vertical Drain)의 설계

(1) 공법의 기본이론

연직배수공법이란 압축성 지반에서 수평배수 간격을 배수거리가 긴 연직방향 경로보다 짧게 하기 위하여, 지반 중에 모래말뚝 또는 다른 투수성이 좋은 재료를 타입하여 압밀을 촉진시키는 방법이다. 따라서 구조물 건설후의 예상되는 유해한 침하를 단기간에 미리 성취하고 전단강도도 증가시킬 수 있다. 지반이 매우 두껍거나 투수성이 작은 경우에 preloading 등의 재하하중에 의한 배수는 상당히 긴 시간이 요구되므로, 1차압밀이 침하의 대부분을 차지하는 점토지반에 대하여 압밀속도를 가속화시키기 위한 처리가 불가피하게 된다. 연직배수공법은 압밀에 소요되는 시간이 배수거리의 자승에 비례하고, 또 대부분의 퇴적토는 비등방성(anisotropy)이기 때문에 수평방향의 투수성이 연직방향보다 크다는 점에 착안한 공법이다. 따라서 2차압밀량이 큰 peat나 유기질 지반에 대하여는 이 방법이 부적절하다.

수평 및 수직방향을 조합한 경우의 배수거동에 관한 연구는 Barron(1948)등 많은 토질공학자들에 의해 이루어져 왔다. Barron은 Terzaghi의 압밀이론을 기본으로 하여, 순간하중에 의한 모든 압밀정수들은 일정하다고 보고 다음과 같은 기본 방정식을 제시하였다.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \left(\frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) C_h \quad \dots \dots \dots (2.8)$$

임의시간 t에서 수평방향의 압밀도 U_h 는 다음과 같이 된다.

$$U_h = 1 - \exp\left[\frac{-8 T_h}{F(n)} \right] \quad \dots \dots \dots (2.9)$$

여기서, $F(n) = \frac{n^2}{n^2-1} \ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2}$

$T_h(\text{수평방향의 시간계수}) = C_h \cdot t / d_e^2$

$n(\text{드레인 간격비}) = d_e / d_w$

$d_e(\text{영향원의 직경}) : (\text{삼각형배치} : 1.05s, \text{사각형배치} : 1.13s)$

$d_w(\text{드레인 직경}) : \text{paper drain의 경우 } d_w = 2(b+t)\pi$

(Hansbo, 1981)

또, 연직방향의 압밀도와 수평방향의 압밀도를 고려한 전압밀층 arillo(1942)에 의해 제안되었다.

$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_h) \quad \dots \dots \dots (2.10)$$

여기서, U_h : 수평방향의 평균압밀도 C_h : 수평방향 압밀계수

U_v : 수직방향의 평균압밀도 C_v : 수직방향 압밀계수

U : 압밀도 r : 배수공의 직경

(2) 공법의 설계

대상지역에서 성토를 할 경우 표층의 지지력을 증가 시키기 위해 표면처리 공법을 시행 하였다.

표면처리공법에는 토목섬유공법, 지오그리드공법, 강제치환공법, NET+Rope 조립공법 등이 있으나 본 지역에서는 일반적으로 가장 널리 쓰이고 있는 토목섬유공법을 적용하였다.

그리고 연약지반의 표면의 지지력을 향상시키고 Sanddrain에 의해 연약층 심부로부터 배출되는 과잉간극수가 지표에서 신속이 배출 될 수 있도록 Sand Mat를 시공하고, 심층처리 공법으로 Sand Drain을 시공 하였다.

Table 2.4 Applied improval method at each station

STA .NO		토목섬유	Sand Mat	재하중	Sand Drain
유급	0+000 ~ 0+750			○	
유강	1+840 ~ 2+150	○	○	○	○
	2+470 ~ 2+879	○	○	○	○

III. 현장계측 및 분석

1. 현장계측위치 및 종류

본 연구대상지역의 연약지반 침하안전관리를 위한 계측기 설치 및 현장계측을 시행하여 시공의 안정성, 원지반 점성토층 및 사질토층의 거동특성과 압밀침하에 의한 강도증가 등을 검토하고, 재하성토 기간 및 하중제거 시기 등을 결정하였다.

계측기 설치위치는 Fig. 3.1, 3.2에 나타낸 것과 같이 유급,유강지역으로 구분하여 각지역에 경사계, 층별침하계, 간극수압계, 지하수위계, 지표침하판을 설치하여 계측을 실시 하였다.

성토체의 성토량 산정과 지표면 침하를 확인하기 위해 성토체에 Station 별로 지표면 침하판을 설치, 레벨측량을 통해 지표면 침하량을 측정하였으며, 계측기 설치위치 배열시 고려한 사항은 성토체 중앙부에 층별침하계, 지표면침하판 간극수압계를 설치하여 성토에 따른 침하양상과 간극수압의 거동을 판단하고, 성토사면 단부에 경사계를 설치 성토진행에 따른 지중수평변위를 측정하여 성토체 안전관리에 필요한 데이터를 수집하였다.

계측기의 종류 및 설치수량과 계측빈도는 각각 Table 3.1와 Table 3.2와 같다.

Table. 3.1 Quantity of Installation & Types of applied instrumentation

구분	설치수량	위 치	심 도	비 고
침 하 판	30	0+460 상,하 (3) 0+540 상,하 (3) 0+720 상,하 (3) 1+960 상,하 (2) 2+060 상,하 (2) 2+120 상,하 (2)	6.418 6.255 6.121, 4.281 6.0 5.72, 4.77 5.0, 4.0	Steel
층별침 하계	12	0+460 상,하 0+540 상,하 0+720 상,하 1+960 상,하 2+060 상,하 2+120 상,하	3 point	magnetic
경 사 계	16	0+460 상,하 0+540 상,하 0+720 상,하 1+960 상,하 2+060 상,하,T 2+120 상,하,C,T,W	27.5 28.7 22.0 14.0 15.7, 27.0, 11.2 16.5, 32.0, 30.5, 21, 29.5	Forced Ballanced
간극수압계	46	0+460 상,하 (2) 0+540 상,하 (2) 0+720 상,하 (3) 1+960 상,하 (2) 2+060 상,하,T (2) 2+120 상(3) 2+120 하(3) 2+120 T (3) 2+120 W(3)	1.0, 11.5 4.0, 8.6 0.9, 0.4, 8.9 1.0, 16.0 1.0, 14.0 상부 0.3~7, 하부 15 1.6, 11.6, 25.6 5.5, 8.5, 10.5 12.6, 13.6, 19.6 5.5, 10.5, 19.5	Vibrating Wire
지 하수위계	13	0+460 상,하 0+540 상,하 0+720 상,하 1+960 상,하 2+060 상,하 2+120 상,하, 교대	13.0 15.0 14.7 5.0 10.2 12.5, 16.8	Casagrande

수출기설치공도(1) -유지관리지역-

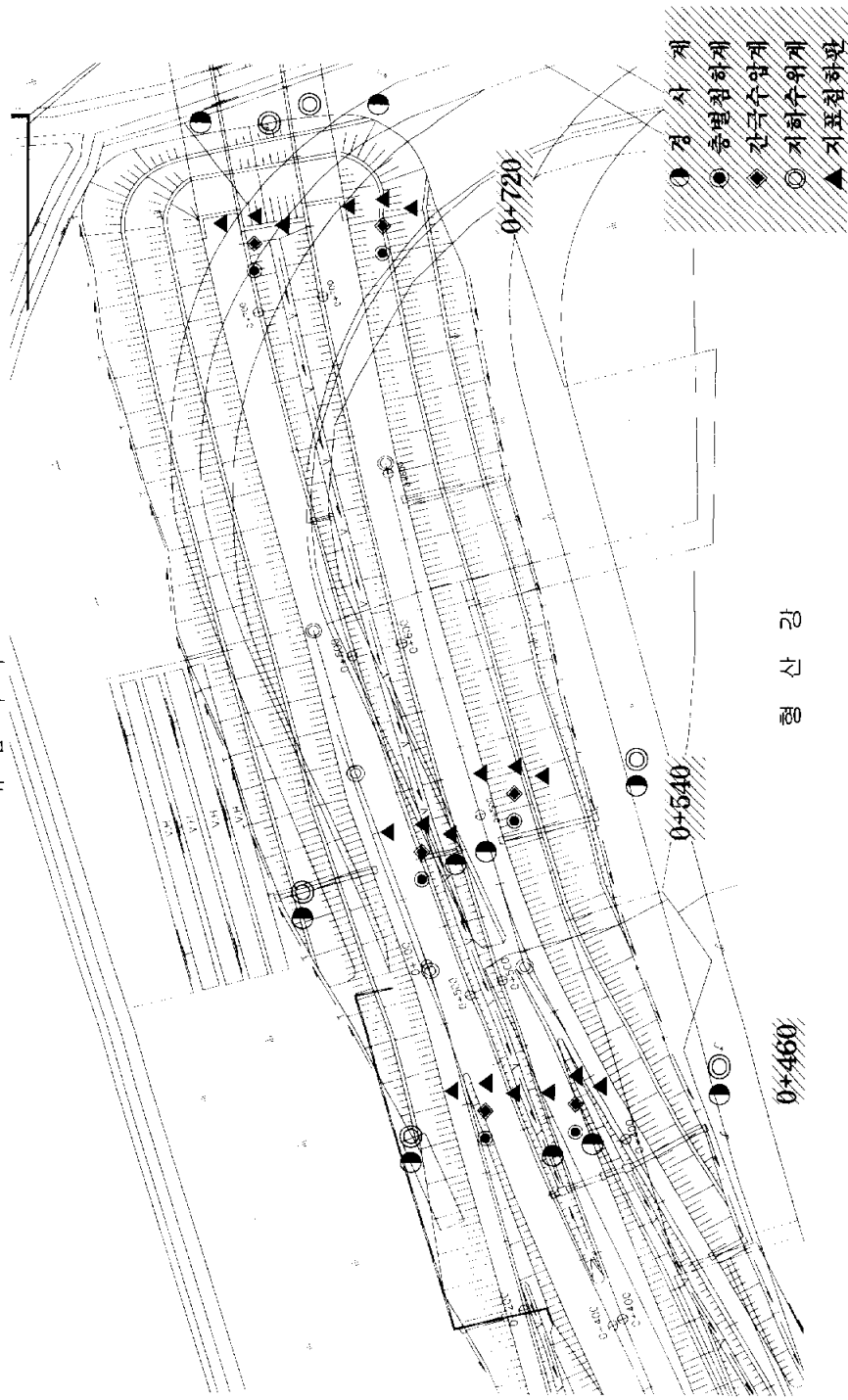


Fig. 3.1 Location of installation measuring instrument(#1)

계측기 설치 평면도(2)

- 유 강 지 역 -

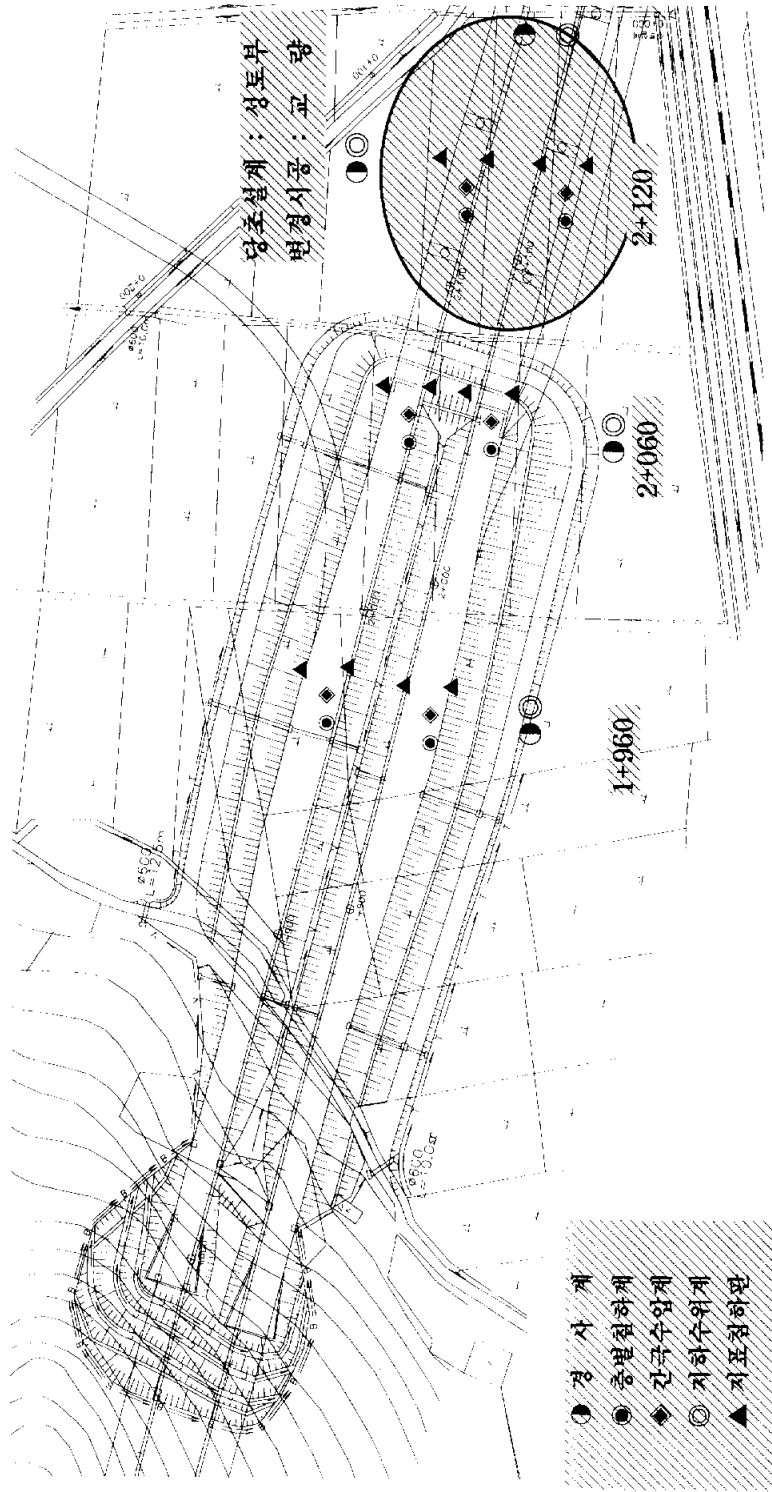


Fig. 3.2 Location of installation measuring instrument(#2)

Table. 3.2 Measuring frequencies of monitoring instruments

계측기 종류	계 측 빈 도(회)				
	지반개량중	성토시공중 ~ 성토완료 3개월까지	성토 완료후		
			6개월까지	12개월까지	12개월 이후
초 기 치	5회				
경 사 계	1회/1일	1회/2일	1회/3일	1회/1주	1회/2주
층별침하계	1회/1일	1회/2일	1회/2일	1회/1주	1회/2주
간극수압계	1회/1일	1회/2일	1회/2일	1회/1주	1회/2주
지하수위계	1회/1일	1회/2일	1회/2일	1회/1주	1회/2주

2. 침하에측기법

(1) Asaoka법(Asaoka, 1978)

Asaoka(1978)는 Mikasa(1963)에 의해 유도된 압밀이론은 기본식으로 하여
장래침하량 및 최종침하량을 구하는 새로운 방법을 제안하였다.

$$c_v \frac{\partial^2 \epsilon_v}{\partial z^2} = \frac{\partial \epsilon_v}{\partial t} \quad \dots \dots \dots (3.1)$$

식 (3.1)은 하중이 일정한 조건하에서 상미분방정식의 급수형태로 근사화하면 다음식과 같이 된다.

$$s + a_1 \frac{ds}{dt} + a_2 \frac{d^2 s}{dt^2} + \dots + a_n \frac{d^n s}{dt^n} + \dots = b \quad \dots$$

(3.2)

여기서, s 는 압밀침하량을 나타내며, $a_1, a_2, \dots, a_n, b$ 등은 압밀계수와 토층의 경계조건에 의존하는 상수계수이다.

식 (3.2)를 n 차의 회귀관계식으로 나타내면 다음식과 같다.

$$s_j = \beta_0 + \sum_{i=1}^n \beta_i s_{j-i} \quad \dots \quad (3.3)$$

식 (3.3)을 1차 근사식으로 나타내면 다음식과 같이 나타낼 수 있다.

$$s + a_1 \frac{ds}{dt} = b, \quad \left(a_1 = \frac{5}{12} - \frac{H_d^2}{c_v} \right) \quad \dots \quad (3.4)$$

여기서, C_v : 수직압밀계수

ε_v : 수직 변형률

Z : 연약층 심도

t : 압밀시간

Hd : 배수거리

경계조건하에서 미분방정식의 해는 다음과 같다.

$$s_t = s_f - (s_f - s_o) \exp\left(-\frac{t}{a_1}\right) \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \quad (3.5)$$

여기서, $s_f : t = \infty$ 일때의 최종침하량

s_o : 초기침하량

또한 $t = \infty$ 일 때 $s_j = s_{j-1} = s_f$ 의 경계조건을 대입하면 s_f 는 다음식으로 구할 수 있다.

$$s_f = \frac{\beta_i}{1 - \beta_o} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \quad (3.6)$$

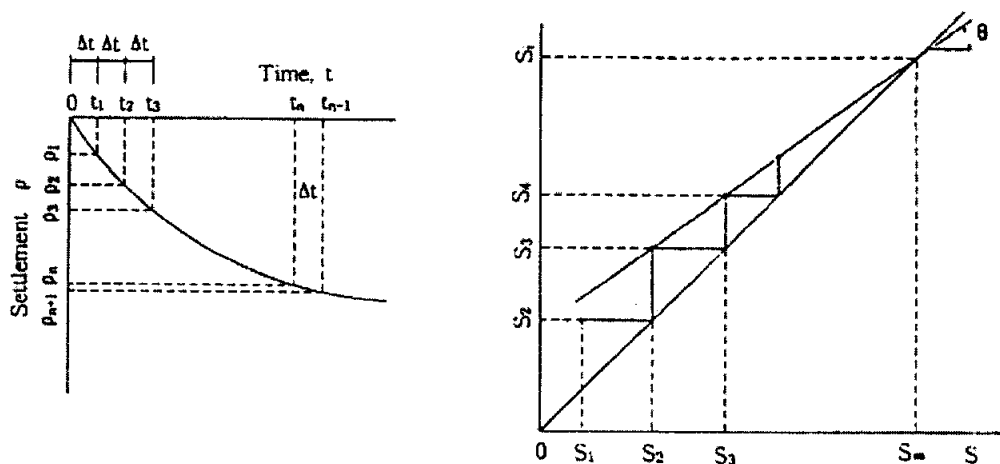


Fig.3.3 Asaoka Method

한편, Asaoka는 장래침하량을 도해법으로 결정하는 방법을 제안하였다. 이 방법에 의한 침하량 산정의 개략적인 순서는 다음과 같다.

- i) 계측에 의한 시간-침하량 곡선을 동일한 시간간격 Δt 로 나눈다. Δt 는 보통 7일 내지 10일 간격으로 한다. t_1, t_2, t_3 에 대응하는 침하량을 구한다. (Fig. 3.3a)
- ii) 종축에 s_{i-1} , 횡축에 s_i 로 이루어진 좌표계에 침하량 $s_1, s_2, s_3, \dots$ 를 (s_{i-1}, s_i) 형태로 나타낸다. 원점을 기준으로 1 : 1이 되는 직선을 긋는다. (Fig. 3.3b)
- iii) 좌표계상의 점들을 지나가는 가장 근사한 직선을 그은 후 1 : 1 직선과 만나는 점이 최종침하량이 된다. (Fig. 3.3b)

(2) 쌍곡선법(Tan, 1991)

연약지반상에 성토를 하였을 때 쌍곡선법은 “침하의 평균속도가 쌍곡선을 따라 감소한다”는 가정 아래 초기의 실측침하량으로부터 장래침하량을 예상하는 방법으로 침하예측을 위한 기본식은 다음과 같다.

$$s_t = s_o + \frac{t}{\alpha + \beta t} \quad \dots \dots \dots (3.7)$$

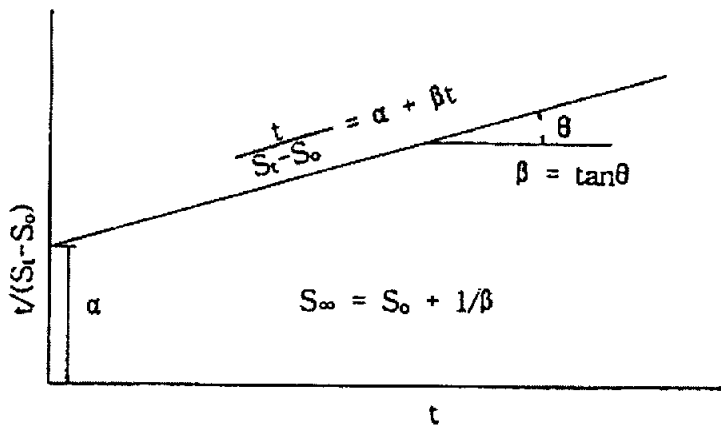


Fig.3.4 Hyperbolic Method

여기서, s_t : 성토종료후 경과시간 t 에서의 침하량

s_0 : 성토완료직후의 침하량

t : 성토종료시점으로 부터의 경과시간

α, β : 실측침하량으로 구한 계수

윗 식을 변형하면,

$$\frac{t}{s_t - s_0} = \alpha + \beta t \quad \dots \dots \dots (3.8)$$

식 (3.8)은 다음 Fig. 3.4에서와 같이 $t/(s_t - s_0)$ 와 t 의 관계곡선을 나타낼 수 있고 여기서 기울기 β , 절편 α 가 결정되면 식 (3.7)에 의해 임의의 시간 t 에서의 침하량 s_t 를 구할 수 있다. 여기서, 최종침하량 s_f 는 $t = \infty$ 일 때 다음 식으로 구할 수 있다.

$$s_f = s_0 + \frac{1}{\beta} \quad \dots \dots \dots (3.9)$$

(3) Hoshino법 (Hoshino, 1962)

이 방법은 $\sqrt{t}$ 법이라고도 하며 “순간적으로 하중을 가했을 때 t 시간 후에 생기는 전침하량은 시간의 제곱근에 비례한다.”는 기본원리를 토대로 한다.

Hoshino는 $t=\infty$ 에서 일정한 값이 되도록 시간-침하량 관계를 다음 식으로 나타내었다.

$$s_t = s_o + s_d = s_o + \frac{AK\sqrt{t}}{\sqrt{(1 + K^2 t)}} \quad \dots \dots \dots (3.10)$$

여기서, s_t : 성토종료 후 경과시간 t 일 때의 침하량

s_o : 성토종료 직후의 침하량

s_d : 시간경과와 함께 증가하는 침하량

t : 성토종료 후부터 측정한 경과시간

A : 하중에 영향을 받는 계수

K : 침하속도에 영향을 받는 계수

상기 식을 변형하면 다음 식과 같다.

$$\frac{t}{(s_t - s_o)^2} = \frac{t}{A^2} + \frac{1}{A^2 k^2} \quad \dots \dots \dots (3.11)$$

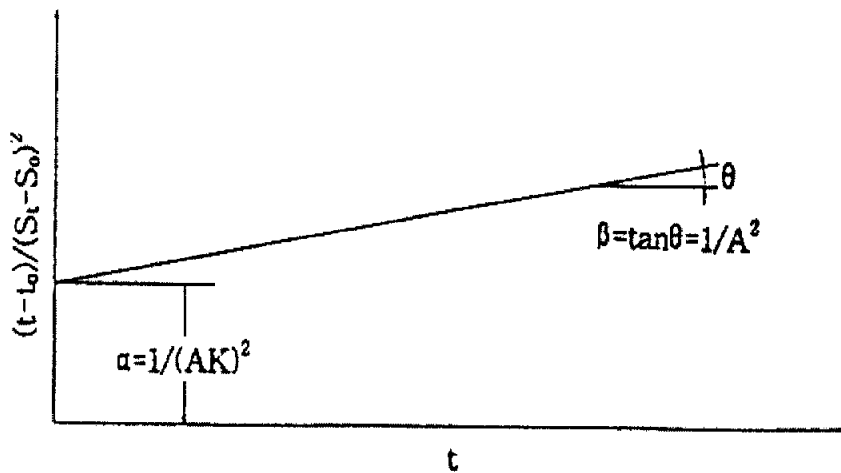


Fig 3.5 Hosino Method

여기서, $t/(s_t-s_0)^2$ 과 t 는 직선관계를 나타낸다. 따라서 s_0 를 적당히 선정하여 $t/(s_t-s_0)^2$ 과 t 의 관계가 직선이 되도록 하면, 그 직선의 절편과 구배로부터 계수 A , K 를 구할 수 있다. 즉, 성토 종료 후 t 시간 동안의 실측 침하량을 토대로 $t/(s_t-s_0)^2$ 을 계산하고, Fig. 3.5와 같이 t 와 $t/(s_t-s_0)^2$ 의 관계도를 작성하면 직선이 구해지는데 이 직선의 종축 절편을 $1/(AK)^2$, 직선 구배를 $1/A^2$ 로 하여 A 와 K 를 구한다.

한편, 최종 침하량은 $t=\infty$ 로 보면 다음식으로 구할 수 있다.

$$s_f = s_0 + A \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \quad (3.12)$$

(4) $\sqrt{s}$ 법(정 등, 1997)

보완된 쌍곡선법인 $\sqrt{s}$ 침하예측법은 기존의 침하예측법을 실제현장에 적용할 경우에 종종 문제가 되고 있는 직선성을 확보하기 위하여 아래 식 (3.13)과 같이 압밀침하량의 제곱근($\sqrt{s}$)과 시간(t) 관계를 쌍곡선으로 가정한다.

$$\sqrt{s} = \frac{t}{\alpha + \beta t} \quad \dots \dots \dots (3.13)$$

그러므로,

$$\lim_{t \rightarrow \infty} s = \lim_{t \rightarrow \infty} \frac{1}{\frac{1}{t^2} + \frac{2\beta}{t} + \beta^2} = \frac{1}{\beta^2} \quad \dots \dots \dots (3.14)$$

따라서, 식 (3.13)은 식 (3.15)과 같이 표현할 수 있다.

$$\frac{t}{\sqrt{s}} = \alpha + \beta t \quad \dots \dots \dots (3.15)$$

식 (3.15)은 $t / \sqrt{s} : t$ 관계를 직선식으로 나타낸 것이다. 즉, α 는 절편이며, β 는 이 직선의 기울기를 나타내고 있다. 따라서 최종 침하량(s_f)은 식 (3.14)에서와 같이 기울기의 제곱에 대한 역수인 $1/\beta^2$ 로부터 얻을 수 있다. 실제적으로 압밀초기에 침하계측을 수행할 수 없었던 경우에는 Fig. 3.4와 같이 $(t - t_i)/\sqrt{s - s_i} : (t - t_i)$ 관계를 사용하는 것이 현실적이다. 여기서 s_i 는 임의시간 t_i 후의 측정된 침하량이다. 따라서 임의시간 이후로부터 도시하였을

때에 식 (3.15)은 식 (3.16)와 같이 표현할 수 있다.

$$s_f = s_i + \frac{1}{\beta^2} \quad \dots \dots \dots (3.16)$$

3. 확인시험

가. 확인조사시험

본 현장에서 지반개량을 위한 성토에 따라 모래층 및 점성토층에서 침하가 발생하게 되며, 이에 따라 지반개량이 촉진될 것이다. 이러한 지반개량을 확인하기 위하여 <Table 3.3>와 <Table 3.4> 같이 현장 및 실내시험을 실시하였다.

Table 3.3 Types of in-situ tests applied

	계측기기매설단계	개량확인단계	개량완료단계	비 고
● Dutch Cone	8	8	8	
● Boling (N.X)	8	8	8	
● S.P.T	160	160	160	
● 자연시료채취	16	16	16	

Table 3.4 Plan of the laboratory test

	계측기기매설단계	개량확인단계	개량완료단계	비 고
● Dutch Cone	8	8	8	
● Boling (N.X)	8	8	8	
● S.P.T	160	160	160	
● 자연시료채취	16	16	16	

Table 3.5 Summary of the laboratory test

시추번호	심 도	함수비 (Wn)	비 중 (Gs)	일 축 압 축 (qu)	삼축압축 (UU)	삼 축 압 축 (CU)	압 밀	
	(m)	(%)		(kg/cm ²)	Cu (kg/cm ²)	Φcu	Cc	Pc (kg/cm ²)
BH-1 (STA. 0+460)	22.0~22.8	32.22	2.703	1.39	0.74	28.5	0.348	1.682
	25.0~25.8	36.01	2.707	1.61			0.273	2.371
BH-2 (STA. 0+540)	23.0~23.8	31.87	2.707	2.13	1.17	29.1	0.319	3.181
	26.0~26.8	30.14	2.715	2.25			0.343	1.696
BH-3 (STA. 0+720)	30.0~30.8	32.04	2.707	1.61	0.89	29.4	0.272	2.426
	33.0~33.8	33.41	2.714	1.87			0.279	2.050
BH-4 (STA. 1+960)	17.0~17.8	42.20	2.704	2.78	1.39	32.3	0.336	1.689
	20.0~20.8	43.69	2.713	2.63			0.352	2.290
BH-5 (STA. 2+060)	22.0~22.8	41.40	2.708	1.76	0.96	29.6	0.290	2.796
	26.5~27.3	40.70	2.710	1.79			0.274	1.646

Table 3.6 The laboratory result of Wn(moisture ratio)

STA.	함수비(Wn, %) (사전조사, '97. 5)	함수비(Wn, %) (확인조사, '01. 7)	개량효과 (%)
0 + 460	33.4 ~ 36.4 (34.9)	32.22 ~ 36.01 (34.12)	2.0
0 + 540	34.6 ~ 41.2 (37.9)	30.14 ~ 31.87 (31.00)	18.2
0 + 720	34.7 ~ 35.1 (34.9)	32.04 ~ 33.41 (32.73)	6.2
1 + 960	58.6 ~ 59.8 (59.2)	42.2 ~ 43.69 (42.95)	27.4
2 + 060	54.2 ~ 58.6 (56.4)	40.7 ~ 41.4 (41.05)	27.2

* () : 평균

(1) 간극비(e)

간극비는 흙 입자의 용적에 대한 간극의 용적의 비로서 $e = \frac{V_v}{V_s}$ 이며, 간극비도 함수비와 동일하게 압밀이 진행될 시 간극이 작아지므로 초기의 간극비에 비하여 작아지게 되는데, 본 연구대상지역의 간극비를 사전시험시와 개량후로 나누어 비교하면 19.6 ~ 44.4% 정도의 개량효과가 있는 것으로 나타났으며, 상세한 내용은 Table 3.7와 같다.

Table 3.7 The laboratory result of e(Void ratio)

STA.	간극비(e) (사전조사, '97. 5)	간극비(e) (확인조사, '01. 7)	개량효과 (%)
0 + 460	0.965 ~ 1.045 (1.00)	0.74 ~ 0.84 (0.79)	21.0
0 + 540	0.967 ~ 1.184 (1.08)	0.63 ~ 0.69 (0.66)	44.4
0 + 720	0.944 ~ 1.015 (0.97)	0.74 ~ 0.82 (0.78)	19.6
1 + 960	1.705 ~ 1.707 (1.706)	0.93 ~ 1.06 (1.00)	41.4
2 + 060	1.618 ~ 1.633 (1.636)	0.92 ~ 1.01 (0.97)	40.7

* () : 평균

(2)일축압축강도(q_u)

일축압축시험은 마치 콘크리트 공시체에 대한 압축시험처럼 축방향으로만 압축하여 흙을 파괴시키는 것으로 비배수조건하에서의 전단강도 밖에 얻을 수 없다.

확인조사 결과에 의하면 사전조사시의 q_u 값에 비하여 607.3 ~ 1092.7% 정도의 개량효과를 확인 할 수 있으며, 상세한 내용은 Table 3.6과 같다.

Table 3.8 The result of uniaxial compressible strength

STA.	q_u (kg/cm ²) (사전조사, '97. 5)	q_u (kg/cm ²) (확인조사, '01. 7)	개량효과 (%)
0 + 460	0.232 ~ 0.262 (0.247)	1.39 ~ 1.61 (1.50)	607.3
0 + 540	0.200 ~ 0.240 (0.220)	2.13 ~ 2.25 (2.19)	995.5
0 + 720	0.210 ~ 0.253 (0.232)	1.61 ~ 1.87 (1.74)	750.0
1 + 960	0.237 ~ 0.258 (0.248)	2.63 ~ 2.78 (2.71)	1092.7
2 + 060	0.230 ~ 0.249 (0.240)	1.76 ~ 1.79 (1.78)	741.7

* () : 평균

나. 잔류침하량 검토

(1) 강도증가율 (m)

점토질 지반에서 Preloading, 단계완속성토 등의 하중에 의해 압밀이 진행되면 처음의 상재하중은 간극 중의 간극수가 부담하다가 시간이 경과함에 따라 간극수가 배출되어 압밀응력이 점차 흙 입자가 부담하게 되어 유효응력이 증가되어 결국 전단강도가 증가하게 된다.

a) 소성지수(PI)로부터 추정하는 방법 (Skempton)

$$m = \frac{C_u}{P_o} = 0.11 + 0.0037 PI \quad (C_u : \text{비배수 전단강도}, P_o : \text{유효상재하중})$$

b) 액성한계(W_L)로부터 추정하는 방법 (Hansbo)

$$m = \frac{C_u}{P_o} = 0.0045 \cdot W_L \quad (W_L : \text{액성한계})$$

c) Mesri에 의한 방법

$$m = \frac{C_u}{P_o} = 0.22$$

d) 삼축압축시험(CU)에 의한 방법

$$m = \frac{C_u}{P_o} = \frac{\sin \Phi}{1 - \sin \Phi} \quad (\Phi : \text{내부마찰각})$$

e) 일반적인 흙의 종류에 따른 강도증가율

흙의 종류	강도증가율(m)
점 성 토	0.25 ~ 0.30
Silt	0.30 ~ 0.45
점 토	0.25 ~ 0.40
Peat	0.35 ~ 0.50

일반적인 흙의 종류에 따른 강도증가율은 0.25 ~ 0.50이며, 본 연구지역에 적용한 강도증가율(m)은 구간에 따라 0.22 ~ 0.25를 적용하였다.

Table 3.9 Stregth Incremental ratio of streghth(m)

지 점	Skempton 산정 방법	Hansbo 산정 방법	Mesri 산정 방법	ϕ_{cu} 산정 방법	흙의 분류에 의한 방법	적 용	비 고
BH-1 (STA. 0+460)	0.182	0.193	0.22	0.86	0.25~0.30	0.22	Mesri
BH-2 (STA. 0+540)	0.182	0.191	0.22	0.94	0.25~0.30	0.22	Mesri
BH-3 (STA. 0+720)	0.197	0.210	0.22	0.94	0.25~0.30	0.22	Mesri
BH-4 (STA. 1+960)	0.213	0.238	0.22	1.10	0.25~0.30	0.25	흙의 분류
BH-5 (STA. 2+060)	0.212	0.229	0.22	0.93	0.25~0.30	0.25	흙의 분류

(2)압밀도(U) 산정

심도별 점착력(C)의 변화는 자연상태에 상응하는 상재하중에 관련하는 것으로 인위적인 상재하중에 대하여도 정규압밀상태에 도달시 같은 특성으로 점착력이 증가한다.

따라서, 금번에 실시한 확인조사시 삼축압축시험(UU)에서 구한 C_u 값에 상응하는 압밀도(U) 산정식은 아래와 같으며, 자세한 산출결과는 <Table 3.8>와 같다.

$$C = C_o + m \cdot \Delta P \cdot U$$

$$\therefore U = \frac{C - C_o}{m \cdot \Delta P}$$

여기서, C : 점착력

C_o : 초기 점착력

m : 강도증가율 (<표 5.4> 참조)

ΔP : 증가하중

ΔP = 성토체 단위중량(1.8t/m³) × 성토고(m)

U : 압밀도

Table 3.10 The caculated result of degree of consolidation

지 점	C _o (kg/cm ²)	성토고 (m)	ΔP (kg/cm ²)	m	C (kg/cm ²)	U (%)
BH-1 (STA. 0+460)	0.21~0.24 (0.23)	13.4	2.41	0.22	0.74	96.2
BH-2 (STA. 0+540)	0.18~0.20 (0.19)	13.0	2.34	0.22	1.17	100.0
BH-3 (STA. 0+720)	0.22~0.23 (0.225)	17.6	3.17	0.22	0.89	95.4
BH-4 (STA. 1+960)	0.12~0.14 (0.13)	15.7	2.83	0.25	1.39	100.0
BH-5 (STA. 2+060)	0.15~0.16 (0.155)	15.0	2.70	0.25	0.96	100.0

* () : 평균

압밀도(U) 산정결과에 의하면 95.4 ~ 100.0% 정도로 분석되었으며, 일부 구간에서는 압밀도(U)가 100%를 만족하는 구간도 있었다. 이러한 원인은 상재하중의 단위중량을 1.8t/m³으로 가정한 점과 강도증가율(m=0.22 ~ 0.25)의 가정에 따른 것이다.

(3) 잔류침하량 검토

확인조사시 시행한 삼축압축시험(UU)결과와 강도증가율(m)을 고려하여 산정한 압밀도(U)에 의한 본 구간의 최종침하량(S_f)은 Table 3.11과 같이 산정되었다.

Table 3.11 The caculated result of resudial settlement

구 분 지 점	U (%)	S_t (cm)	S_f (cm)	S_r (cm)	판 정
BH-1 (STA. 0+460)	96.2	76.6	79.6	3.0	O.K
BH-2 (STA. 0+540)	95.41	147.7	154.8	7.1	O.K
BH-3 (STA. 0+720)	100.0	109.6	109.6	0.0	O.K
BH-4 (STA. 1+960)	100.0	106.5	106.5	0.0	O.K
BH-5 (STA. 2+260)	100.0	318.5	318.5	0.0	O.K

* S_t : 현재 침하량(02년 1월 30일 기준) S_f : 최종 침하량

S_r : 잔류 침하량($S_f - S_t$)

허용침하량 : 10cm

확인시험조사에 따른 최종침하량 분석결과 본 과업구간의 압밀도는 95.4 ~ 100.0% 정도이며, 잔류침하량은 3.0 ~ 7.1cm 정도로서 허용침하량 10cm를 만족하는 것으로 나타났다.

4. 현장계측결과 및 분석

본 연구대상에서는 연약지반 침하안정관리를 위한 현장계측을 시행하여 원지반 점성토층과 사질토층의 거동 특성 및 압밀침하에 의한 강도증가 등을 검토하여, 재하성토 기간 및 하중제거 시기 등을 결정하였다.

가. 침하관리결과 및 분석

연약지반 개량을 위한 공정은 원지반 정리, 계측기의 매설, Sand mat 포설, PBD 타설, 성토 순으로 이루어졌다. 이 후 성토는 최종성토고까지 단계적으로 시행되었으며, 최종성토고 이 후 대략 1000일 정도까지 현장계측이 수행되었다. 현장계측 결과에 대한 각 지점의 도시는 부록A에 수록하였다. 이 결과를 보면, 전체적으로 모래층에서는 침하는 거의 완료가 된 것처럼 보여지고 있으나 압밀 침하는 계속하여 완만하게 진행되고 있으며, 기후의 영향으로 지하수위의 변동 및 간극수압의 변화가 관찰되고 있다. 계측지점에 따라 지하수위 및 간극수압의 변화가 급변하는 것으로 관측되기도 했지만, 전반적인 변화추이는 압밀침하가 진행됨에 따라 과잉간극수압의 소산도 동시에 나타났다.

각종 침하계측기법을 이용한 최종압밀침하량의 분석결과를 부록 B에 수록하였다. Asaoka법, Curve Fitting법과 쌍곡선법에 의한 압밀침하량은 전 지역에서 압밀도 95%를 초과했으며, Curve Fitting법에 의한 현재의 압밀도는 대략 94% ~ 98% 사이에 있으며, 쌍곡선법에 의한 현재의 압밀도는 대략 94% ~

96% 사이에 있음을 알 수 있었다. Hoshino법에 의한 산정된 기울기가 모두 음(-)의 값을 보여 예측이 불가능하였다. 그리고, 각종 예측기법의 적용성을 관찰하기 위하여 쌍곡선법 및 Curve Fitting법에 의한 침하량 : 압밀시간 관계를 실측곡선에 유추시킨 결과, 본 연구대상지역에서는 쌍곡선식의 적용성이 타 방법에 비하여 본 연구지역에 가장 잘 일치됨을 알 수 있었다. 그러므로, 본 현장 분석은 쌍곡선법에 의한 결과에 대하여만 언급하기로 한다.

나. 성토제거시기의 결정

Terzaghi의 1차원 압밀이론에 근거하여 과재성토의 제거시기를 결정하였다. 성토체 중앙을 기준으로 점토층에 대한 현재의 압밀도와 제거시기의 압밀도를 구하였다.

Table 3.12 Determining time of surcharge removal

		0+460		0+560		0+720		1+960		2+060	
		상	하	상	하	상	하	상	하	상	하
유급, 유강 지역	현재의 압밀도 U(%)	96.1	94.7	95.3	97.2	95.8	95.3	94.1	95.9	95.8	96.5
	성토제거시기에 해당하는 압밀도 U(%)	95.0	94.5	93.5	95.2	95.6	94.8	94.7	94.7	95.0	95.0

다. 확인시험결과

Fig. 3.6, Fig. 3.7은 개량 전·후의 실내토질시험 및 표준관입시험(SPT)에 의한 N 값을 이용하여 각각 물리적 특성과 역학 및 압축성을 비교하여 도식한 결과이다. 성토로 유발된 과잉 간극수압이 소산됨에 따라 자연함수비 (w_n) 및 초기 간극비(e_o)가 개량전에 비하여 현단계에서 약간 감소된 경향을 나타내고 있다. 이에 반하여, 전체 단위중량은 개량전에 비하여 전반적으로 증가하고 있는 양상을 나타내고 있다. 정규압밀점토에서는 e_o , w_n 및 γ_t 는 거의 직선적인 관계가 있으므로 위의 관계는 예상되었던 결과이며, 상당히 지반이 개량되었음을 알 수 있다. 그리고 SPT시험에 의한 N 치도 모래층 및 점토층에서도 전반적으로 증가하는 경향을 나타내고 있다. 특히, 모래층에서 개량전에 비하여 N 치가 크게 증가된 원인은 연직배수재의 관입시에 발생되었던 진동이 지배적이며, 다음으로 과재성토의 영향이 작용하였을 것으로 사료된다.

Fig 3.7는 Fig 3.6에 비하여 훨씬 직접적인 비교로써 압축성 및 강도특성을 보여주고 있다. 먼저, 강도특성을 비교하면 일축압축강도가 개량전에 비하여 현시점에서 현저하게 증가하고 있다. 그리고 압밀시험결과에서 얻어진 선행압밀 응력(σ_{pc}')이 개량전에 83.3 ~ 183.3KPa이었으나, 개량 후에는 약 214 kPa까지 증가하는 경향을 나타내고 있다.

이러한 결과를 종합하면, 확인시험결과 개량전에 비하여 현시점에서 지반은 상당히 개량된 것으로 확인되었다. 이러한 결과는 흙의 물리적, 역학적 및 압축특성에서 확인 할 수 있었다.

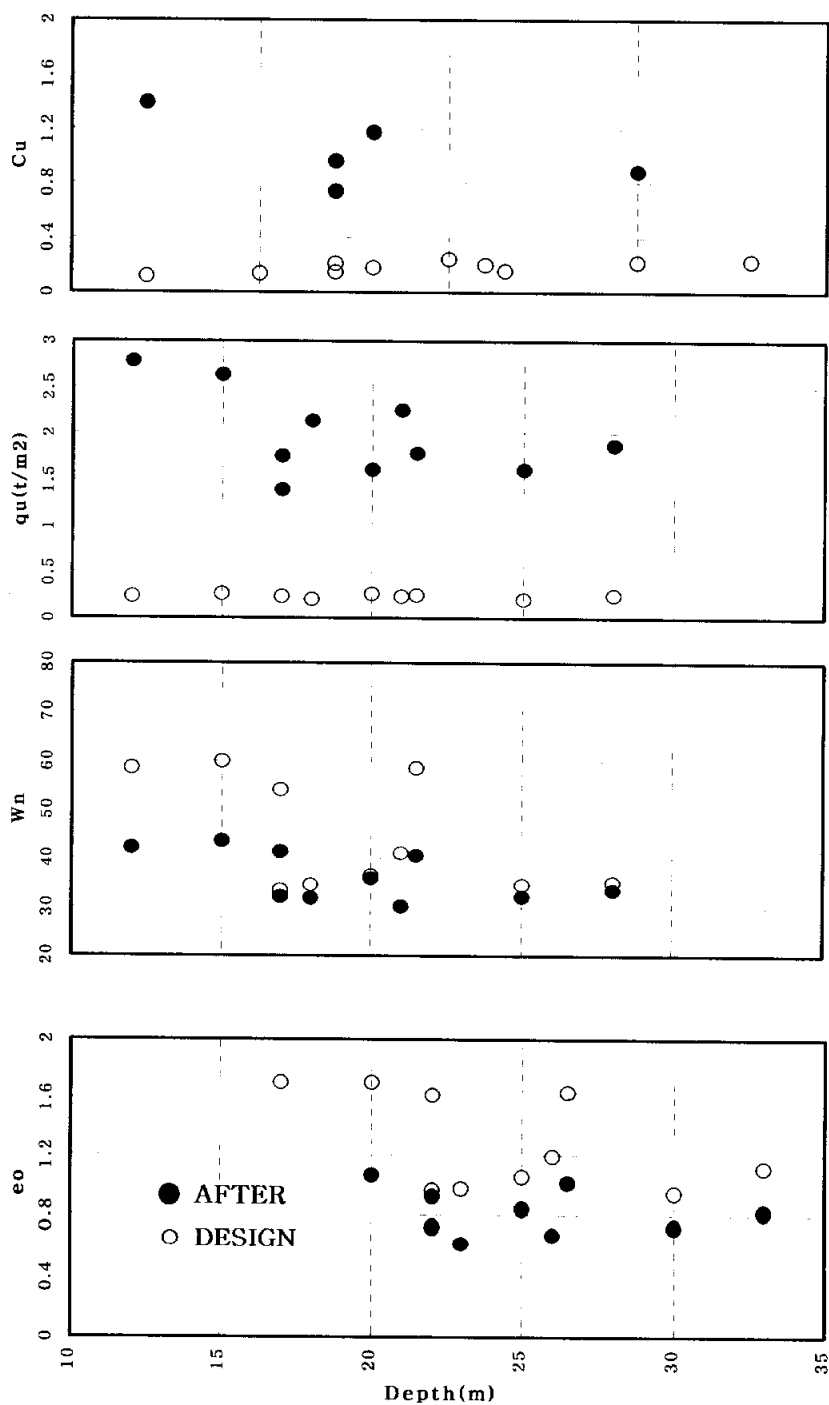


Fig.3.6 The plot of compressible & mechanical properties before and after preloading

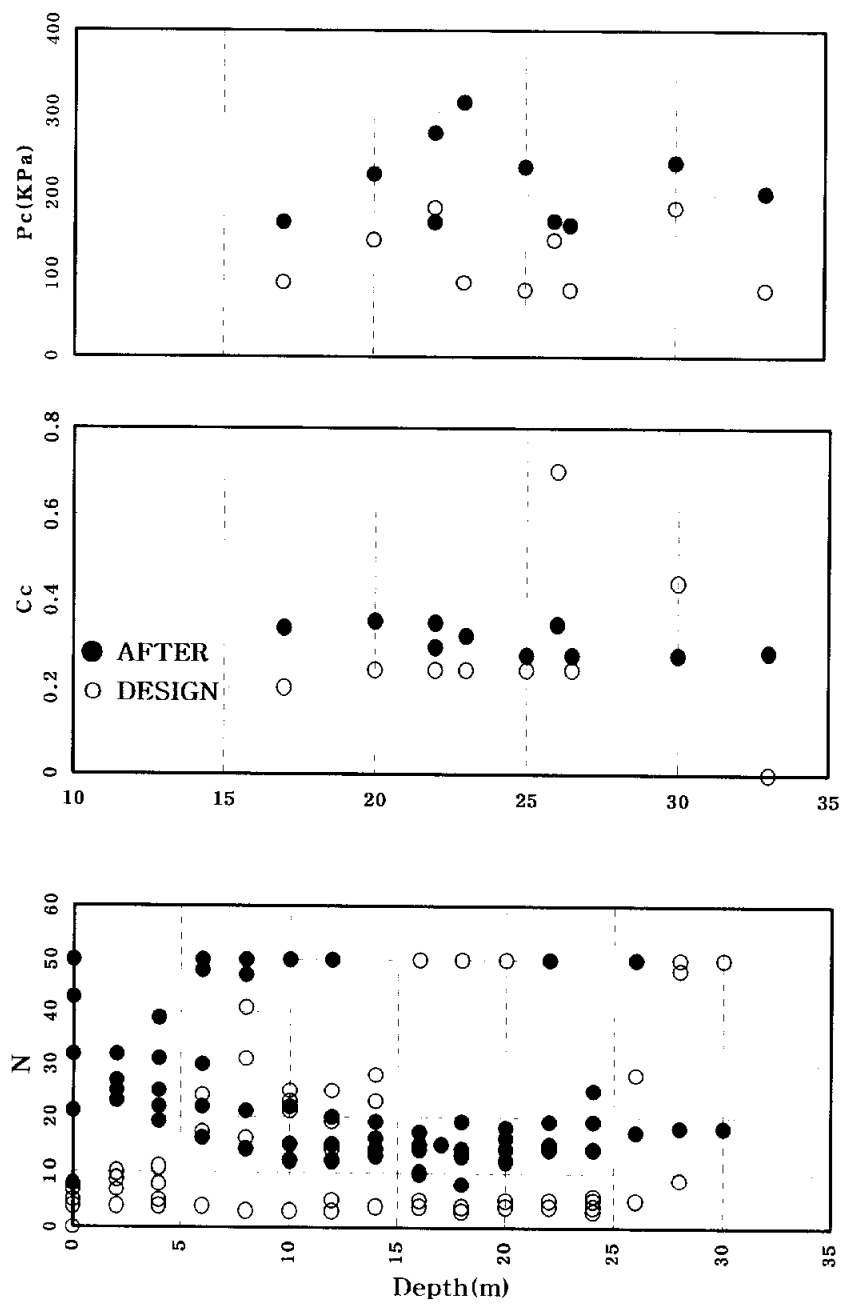


Fig.3.7 The plot of compressible & mechanical properties before and after preloading

IV. 압밀침하량에 대한 고찰

1. 설계상의 문제점

가. 최종 압밀침하량의 산정

연약지반의 최종 압밀침하량은 결국 유효응력 변화에 의한 지반의 간극비 변화에 의해 유발되므로 대부분 정규압밀 점토지반인 연약지반의 경우에는 식 5.1과 같이 산정될 수 있다.

$$S_f = \varepsilon H = \frac{\Delta e}{1 + e_o} H = \frac{C_c}{1 + e_o} H \log \frac{\sigma_{vo}' + \Delta \sigma'}{\sigma_{vo}'} \dots \dots \dots (5.1)$$

여기서, 압축지수 C_c 는 점토지반의 특성에 따라 달라지는 계수로 실내압밀 시험에서 얻어진 간극비, 하중관계로부터 구할 수 있다. 또한 Terzaghi와 Peck(1967)은 액성한계로부터 압축지수를 추정할 수 있는 경험식을 제시하였는데 비교란 점토의 경우에는 $C_c = 0.009(LL-10)$, 교란 점토의 경우에는 $C_c = 0.007(LL-10)$ 이다. 위의 식들에 의하면 교란된 점토의 경우 이미 상당부분 입자사이에 전단이 유발되어 압축성이 작아지며 액성한계가 클수록 압축성이 커지는 것을 알 수 있다.

또한 약간 과압밀된 연약지반의 경우에는 선행압밀응력까지 유발되는 침하량 산정시 팽창지수가 이용되며, 일반적으로 압축지수의 약 $1/5 \sim 1/10$ 정도이다.

과압밀된 점토에 대한 최종압밀 침하량 산정식은 다음과 같다.

$$S_f = \frac{C_s}{1 + e_o} H \log \frac{\sigma_{pc}'}{\sigma_{vo}'} + \frac{C_c}{1 + e_o} H \log \frac{\sigma_f'}{\sigma_{pc}'} \quad \dots \dots \dots (5.2)$$

여기서, C_s : 2차압축지수

$$\sigma_f' : \sigma_{vo}' + \Delta p$$

σ_{pc}' : 선행압밀 하중

이론적인 최종압밀 침하량 추정은 실제 지반의 불균질성, 지반변수들의 불확실성, 다차원적인 압밀특성 등으로 실제 관측되는 침하량과 일치하지 않는 것이 일반적이다.

나. 이론침하량과 실제침하량의 차이

현장 실제침하량과 설계시 이론침하량의 차이에 대하여 다음과 같이 그 원인을 고찰할 수 있다.

첫째로 일반적인 실내 시험용 시료는 다른 지역보다 연약한 층에서 채취되므로 실내에서 얻어지는 압축지수 값이 실제 지반을 대표하는 값보다 크다. 따라서, 설계시 예측되는 이론침하량보다 실제침하량이 작게 나타난다.

둘째로 성토하중은 유한한 폭을 가지므로 성토하중은 지중에 분산되어 하중강도가 낮아진다. 따라서 실측되는 값이 설계시 예측되는 값보다 작아진다. 즉

설계시 예측은 1차원 압밀이론에 의하여 산정되나, 실제 현장사정은 2차원 또는 3차원 압밀에 가깝다. 따라서 실제침하량이 설계시 예측되는 이론침하량보다 작아지게 된다.

셋째로 시료교란의 영향을 들 수 있다. 시료교란은 실내압밀시험에서 임의의 작용하중에 대한 간극비를 작게 하고 선행압밀하중의 위치를 명확하게 구분할 수 없게 할 뿐 아니라, 선행압밀하중(σ_{pc})과 압축지수(C_c)를 감소시킨다. 따라서 다른 요소가 무시된다면 실측되는 침하량 값은 설계시의 예측되는 이론침하량 값보다 크게 된다.

이러한 원인 중 처음의 항목은 Balasbramaniam & Brenner(1981)에 의하여도 보고된 바 있으며, 본 현장에서도 그 가능성이 있을 것으로 판단되나 정량적으로 확인할 수는 없었다. 두 번째 항목에 대하여 본 연구대상 지역에서는 지중응력의 영향을 고려하기 위해 Fadum(1948)과 Osterberg(1957)의 지중응력 분포이론을 이용하였다. 그리고 마지막 항목인 시료교란의 영향을 고려하기 위하여 Schmertmann(1953)의 보정법으로 압축지수(C_c')를 구하였다. 이러한 과정을 거쳐 이론침하량을 다시 산정하였다.

그리고 점성토의 압밀침하량도 역시 설계시의 이론침하량은 33.0 ~ 401.98cm로 산정되었으나 확인조사 시험결과에 따른 최종침하량 산정은 79.6cm ~ 318.5cm로 설계시의 침하량과는 큰 차이를 보이고 있다. 이러한 두 침하량의 차이는 앞에서 언급한 몇가지 이유로 설명될 수 있을 것이다.

2. 압축곡선의 재구성에 의한 압밀침하량의 산정

앞에서 언급한 것처럼 본 연구대상 지역에서의 지중응력의 영향을 고려하기 위해 Fadum(1948)과 Osterberg(1957)의 지중응력 분포이론을 이용하였다. 그 결과는 각 지점별 깊이에 따른 지중응력은 Fig. 5.1과 같다. 여기서보면 Osterberg법이 Fadum법보다 대체적으로 약간 큰 값을 보이고 있음을 알 수 있다.

실내압밀시험에 사용된 시편의 교란도를 선행압밀응력(σ_{pc}')까지의 변형률로서 산정한 결과 Table 5.1과 같았다. 이 표에서 보면 선행압밀응력(σ_{pc}')까지의 변형률 $\varepsilon_{pc}(\%)$ 는 6.21 ~ 9.74(%)의 범위에 있다.

이러한 Andresen & Kolstad(1979)의 연구결과에 의하며 시편이 매우 교란이 많이 된 D등급에 속함을 알 수 있다. 이러한 교란의 영향을 고려하기 위해 실내압밀시험 데이터를 Schmertmann(1953)의 보정법으로 서로 다른 몇 개의 압축지수(C_c)를 구하여 침하량을 산정하였다. 압축지수 C_c 는 실내압밀시험에 의한 값이며, C_c' 는 선행압밀응력(σ_{pc}')로서 보정하여 구한 값이며, C_c'' 는 유효연직응력(σ_{vo})까지 보정하여 구한 값이다. 이러한 방법들로서 구한 지층별 토질상수는 Table 5.3과 같다. 그리고 Fadum(1948)과 Osterberg(1957)의 지중응력 분포이론을 이용하여 각각의 토질상수로서 이론침하량을 산정하였다. 그 결과는 Table 5.4와 Table 5.5와 같다. 여기서 보면, Fadum(1948)의 지중응력 분포이론을 이용하여 구한 이론침하량이 Osterberg(1957)의 이론침하량보다 조금 작은 값을 보이고 있으며, 유효상재응력(σ_{vo}) - 압축지수(C_c')로서 구한 이론침

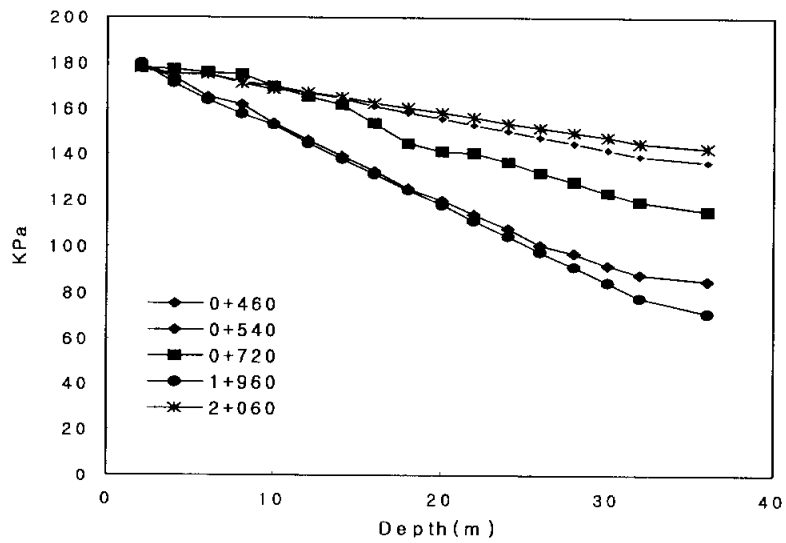
하량이 예측기법에 의해 구해진 최종침하량 및 확인시험결과에 의한 최종침하량과 매우 근사값을 보이고 있음을 알 수 있다. 이 결과로부터 본 연구대상지역의 점토층에 대한 이론압밀침하량을 산정하기 위한 식을 본 논문에서는 다음과 같이 제시하고자 한다.

$$S_f = \frac{C_c'}{1 + e_o} H \log \frac{\sigma_{vo}' + \Delta\sigma'}{\sigma_{vo}'} \quad \dots \dots \dots (5.3)$$

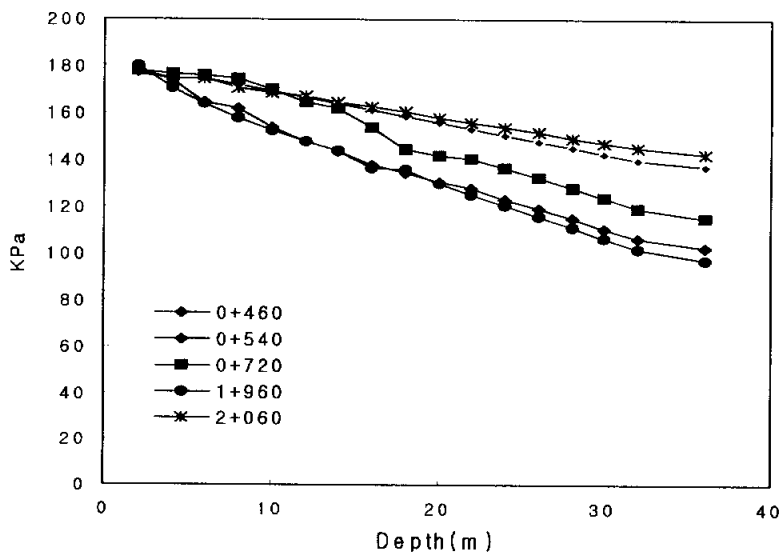
여기서, C_c' 는 Schmertmann(1953)의 보정법으로 선행압밀응력(σ_{pc}')까지 보정하여 구한 값이다.

Table 4.1 Volumetric strain correspond to pre-consolidation stress(σ_{pc})

No.	Depth(m)	e_o	e_{pc}	$\varepsilon_{pc}(\%)$
0+460	22.0	0.965	1.059	7.68
	22.8	1.040	1.030	8.41
0+560	23.0	0.967	0.988	8.84
	23.8	1.184	1.027	7.34
0+720	30.0	0.944	1.228	6.62
	30.8	1.015	1.125	8.49
1+960	17.0	1.705	1.111	8.91
	17.8	1.707	1.156	9.74
2+060	20.0	1.618	1.228	6.86
	22.8	1.633	1.364	6.21



(a) Fadum Method



(a) Osterberg Method

Fig 4.1 Influence chart for vertical stress

Table. 4.2 Specimen Quality Terms of Volumetric Strain
(Andresen & Kolstad, 1979)

Volumetric Strain(%)	Specimen Quality Designation
< 1	A
1 - 2	B
2 - 4	C
4 - 8	D
> 8	E

Table. 4.3 Engineering characteristic of clay for each soil profile

지층분류	No.	γ_{sat}	e_0	C_c	C_c'	C_c''
점토층	0+460	1.948	0.846	0.24	0.348	0.551
	0+540	1.948	0.846	0.24	0.343	0.603
	0+720	1.624	0.846	0.24	0.279	0.598
	1+960	1.624	1.728	0.70	0.352	0.712
	2+060	1.665	1.183	0.70	0.290	0.733

Table 4.4 Comparison between theoretical consolidation settlement and final settlement by observation method(Fadum's method)

No.	Settlement(m)					
		$\sigma_{pc}-C_c$	$\sigma_{pc}-C_c'$	$\sigma_{vo}-C_c'$	$\sigma_{vo}-C_c''$	$\sigma_{pc}-C_c$
0+460	이론압밀침하량 (cm)	3.657	4.404	1.203	1.180	0.333
	예측기법에 의한 최종침하량 (cm)	1.163				
0+540	이론압밀침하량 (cm)	3.103	3.769	1.637	1.344	0.560
	예측기법에 의한 최종침하량 (cm)	1.651				
0+720	이론압밀침하량 (cm)	2.421	2.862	1.307	1.109	0.506
	예측기법에 의한 최종침하량 (cm)	1.502				
1+960	이론압밀침하량 (cm)	2.509	3.093	1.077	1.119	2.977
	예측기법에 의한 최종침하량 (cm)	1.177				
2+060	이론압밀침하량 (cm)	2.671	3.064	3.069	1.018	4.019
	예측기법에 의한 최종침하량 (cm)	3.152				

Table 4.5 Comparison between theoretical consolidation settlement and final settlement by observation method(Osterbeg's method)

No.	Settlement(m)					
		$\sigma_{pc}-C_c$	$\sigma_{pc}-C_c'$	$\sigma_{vo}-C_c'$	$\sigma_{vo}-C_c''$	$\sigma_{vo}-C_c$
0+460	이론압밀침하량 (cm)	3.795	4.571	1.120	2.585	0.333
	예측기법에 의한 최종침하량 (cm)	1.163				
0+540	이론압밀침하량 (cm)	3.145	3.820	1.088	2.334	0.560
	예측기법에 의한 최종침하량 (cm)	1.651				
0+720	이론압밀침하량 (cm)	2.437	2.882	1.327	1.499	0.506
	예측기법에 의한 최종침하량 (cm)	1.502				
1+960	이론압밀침하량 (cm)	2.524	3.111	1.396	1.635	2.977
	예측기법에 의한 최종침하량 (cm)	1.177				
2+060	이론압밀침하량 (cm)	2.736	3.138	3.243	2.289	4.019
	예측기법에 의한 최종침하량 (cm)	3.152				

V. 결론

포항시 유강,유금지역의 매우 연약한 점토에 대하여 지반개량을 위해 시행한 연직드레인(Sand drain)을 병행한 선행재하공법(Preloading)에 따른 지반의 거동을 관찰, 분석하고, 설계시 이론침하량과 현장계측을 이용한 예측기법에 의한 최종침하량과의 차이를 재검토하였다. 모래층의 이론침하량은 실내시험 데이터가 부족할 뿐 아니라, 모래층이 순수한 모래로만 구성되어있지 않고 실트질이 많이 섞여있어 침하량 산정에 많은 어려움이 있어 본 연구에서는 고려하지 않았다.

그리고 실내시험과 현장시험의 자료를 이용하여 각종 방법으로 예측침하량과 실제침하량을 산정한 결과로부터 다음과 같은 사실은 알 수 있었다.

- (1) 본 지역의 점성토에 대하여 실시된 실내압밀시험의 결과로부터 대상지반은 정규압밀점토 지반이었다.
- (2) 최종침하량 산정을 위하여 각종 예측기법을 실측침하량에 적용한 결과, 본 현장의 침하거동에 대해 쌍곡선법과 아사오카법이 실측침하량과 가장 잘 일치됨을 보여주었고, 이러한 예측기법으로 산정한 최종예측침하량은 확인시험 결과에 의한 최종침하량값과 상당히 근접함을 보여 주었다.
- (3) 성토에 따른 지반개량 효과를 확인하기 위해 실내토질시험과 현장시험을 시

행한 결과, 지반의 물리적, 역학적 및 압축특성이 상당히 개량된 것을 확인할 수 있었다.

(4) 압밀이론침하량과 실제 현장에서 측정하는 침하량과는 많은 차이를 보였는데, 이러한 이유는 첫째, 토질시험시험용 시료가 현장을 대표할 수 없다는 것과 둘째, 성토하중은 지중에 분산되어 지중의 깊이가 깊어질수록 하중강도가 작아진다는 것과 셋째, 시료의 교란정도 등을 들 수 있었다.

(5) 실내토질시험에 사용된 현장 샘플시편의 교란정도를 선행압밀응력(σ_{pc}')의 변형률로서 산정한 결과, 변형률 $\varepsilon_{pc}(\%)$ 은 5.21 ~ 10.75(%)의 범위에 있다. Andresen & Kolstad(1979)의 연구결과에 의하며 이값들은 시편이 매우 교란된 D등급에 속함을 알 수 있었다.

(6) Fadum(1948)과 Osterberg(1957)의 지중응력 분포이론을 이용하여 압밀시험값을 Schmertmann(1953)의 보정법으로 몇 개의 압축지수(C_c)를 구하여 침하량을 산정한 결과, Fadum방법을 이용하여 구한 이론침하량이 Osterberg방법으로 구한 이론침하량 보다 조금 작은 값을 보이고 있으며, 유효상재응력(σ_{vo}')-압축지수(C_c')로서 구한 이론침하량이 예측기법에 의해 구해진 최종침하량과 매우 근사값을 보이고 있음을 알 수 있었다.

- 참고문헌 -

1. Aris C. Stamatopoulos, Panaghiotis C. Kotzias (1985) "Soil Improvement by Preloading"
2. Asaoka, A. (1978). "Observational procedure of settlement prediction", Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 18, No. 4, pp.87-101.
3. Baligh, M. M. and Levadoux, J.-N., 1986. Consolidation after undrained piezocone penetration. II: Interpretation. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 112(7) : 727-745.
4. Barron, R. A (1948). "Consolidation of fine-grained soils by drain wells," Trans ASCE, Vol. 113, pp.718-754.
5. Becker, D.E., Crooks, J.H.A., and Been, K., 1988. Interpretation of the field vane test in terms of in-situ and yield stresses. Vane Shear Strength Testing of Soils : Field and Laboratory Studies, ASTM STP 1014: 71-87.
6. Carrillo, N.(1942), "Simple two and three dimension cases in the theory of consolidation of soils, " Journal of Mathematics and Physics, Vol. 21, No. 1, Pt. 1, pp. 1-5.
7. Chang, M.F., 1991. Interpretation of over consolidation ratio from in-suit tests in Recent clay deposits in Singapore and Malaysia. Canadian geotechnical Journal, 28(2) : 210-225
8. Dave, J. R., Senapathy, H., and Murphy, W., 1994. Settlement predictions using piezocone. Vertical and Horizontal Deformation of Foundations and Embankments, ASCE GSP 40: 818-829.

9. Debeer, E., "Settlement Records of Bridges Founded on Sand", Proceedings
Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation
Engineering, 1948, Vol. 11, The Netherlands, p. 111
10. Hamamdshiev, K. B. and Lutenegger, A. J., 1985. Study of OCR of loose
by flat dilatometer. Internation Conference on Soil Mechanics and
Foundation Eng., 11(4): 2409-2414.
11. Hansbo, S. "Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drain",
Proceeding of the 10th ICSMFE, Stockholm, Sweden, Vol. 3, pp. 53-56.
12. Hansbo(1979), " Consolidation of clay by bandshaped prefabricated drains",
Ground Engineering. July. vol. 12, No.5
13. Hyperboilc method : Tan, S. A.(1971), "An empical method of estimating
secondary and total settlement", Proceedings of 4th ACSMFE, Bangkok,
Vol. 2, pp. 147-151.
14. Janbu, N., Bjerrum, L. and Kjaensli(1956), "Norwegian Geotechnical
Institute Publication". No. 16
15. Johnson, S.J., "Precompression for Improving Foundation Soil, "J. of Soil
Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 96, 1970, pp. 111-144.
16. Masood, T. and Mitchell, J. K., 1993. Estimation of in situ lateral stresses
in soils by cone-penetration test. ASCE Journal of geotechnical
Engineering, 119(10): pp. 1624-1639.
17. Morin, P., Leroueil, S., and Samson, L., 1983. Preconsoildation pressure of
Champlain clays. Part I. In-situ datermination. Canadian Geotechnical
Journal, 20(4): pp. 782-802.

18. Rafalovich, A. and Chaner, R.C., 1990. Cprrelation between OCR and depth for deep-sea sediments. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 116(11): pp. 1744-1749.
19. Schmartzmann, J. H. (1970), "Static cone to compute static settlement over sand", Journal of the soil Mechanics and foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM3, pp. 1011-1043.
20. Schmertman, J. H. (1953), " Estimating the True Consolidation Behaviour of Clay from Laboratory Test Result", Proceedings. ASCE. Vol. 79
21. Terzaghi, K., and Peck, R. B. (1967). Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd ed., Wiley, New York.
22. Asaoka, A. (1978). "Observational procedure of settlement prediction." Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 18, No. 4, pp.87~101.
23. 아진엔지니어링(주) 토목과 계측
24. 김상규 "토질역학"
25. 연약지반처리위원회 "양산물금지구 현지 세미나 발표 및 공사현황 설명자료" 1996.3 한국지반공학회.
26. (주)삼안건설기술공사 "명지주거단지 조성사업 침하계측관리 압성토 제거 검토보고서 1995.11

==요 약==

포항 유강·유금지역의 성토제하에 따른 압밀거동 분석

An Analysys on consolidation behavior of soft clay resulted from
preloading at the Yugeum and Yugang area, Pohang city

지구환경공학과 정 홍 식

지 도 교 수 최 정 찬

포항시 유강,유금지역의 매우 연약한 점토에 대하여 지반개량을 위해 시행한 연직드레인(Sand drain)을 병행한 선행제하공법(Preloading)에 따른 지반의 거동을 관찰, 분석하고, 설계시 이론침하량과 현장계측을 이용한 예측기법에 의한 최종침하량과의 차이를 재검토하였다. 모래층의 이론침하량은 실내시험 데이터가 부족할 뿐 아니라, 모래층이 순수한 모래로만 구성되어있지 않고 실트질이 많이 섞여있어 침하량 산정에 많은 어려움이 있어 본 연구에서는 고려하지 않았다.

그리고 실내시험과 현장시험의 자료를 이용하여 각종 방법으로 예측침하량과 실제침하량을 산정한 결과로부터 다음과 같은 사실은 알 수 있었다.

- (1) 본 지역의 점성토에 대하여 실시된 실내압밀시험의 결과로부터 대상지반은 정규 압밀점토 지반이었다.

- (2) 최종침하량 산정을 위하여 각종 예측기법을 실측침하량에 적용한 결과, 본 현장의 침하거동에 대해 쌍곡선법과 아사오카법이 실측침하량과 가장 잘 일치됨을 보여주었고, 이러한 예측기법으로 산정한 최종예측침하량은 확인시험결과에 의한 최종침하량과 상당히 근접함을 보여 주었다.
- (3) 성토에 따른 지반개량 효과를 확인하기 위해 실내토질시험과 현장시험을 시행한 결과, 지반의 물리적, 역학적 및 압축특성이 상당히 개량된 것을 확인할 수 있었다.
- (4) 압밀이론침하량과 실제 현장에서 측정하는 침하량과는 많은 차이를 보였는데, 이러한 이유는 첫째, 토질시험시험용 시료가 현장을 대표할 수 없다는 것과 둘째, 성토하중은 지중에 분산되어 지중의 깊이가 깊어질수록 하중강도가 작아진다는 것과 셋째, 시료의 교란정도 등을 들 수 있었다.

주용어 : 압밀이론 압밀침하 연직드레인 선행압밀제하 정규압밀점토 쌍곡선법

부 록

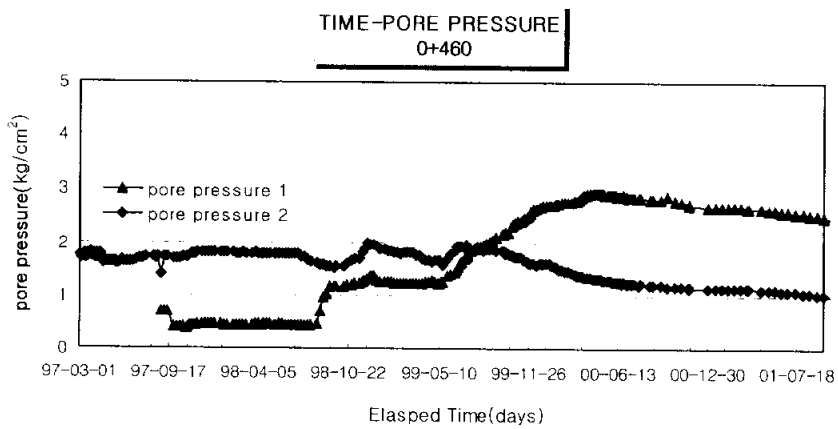
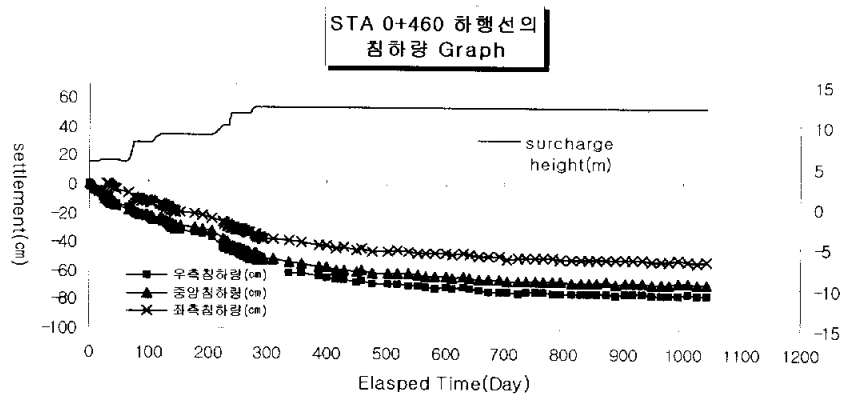
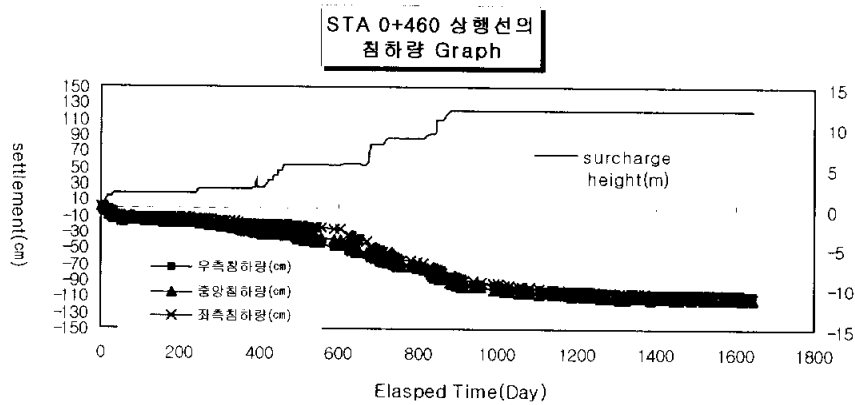


Fig A Plot for construction control of embankment

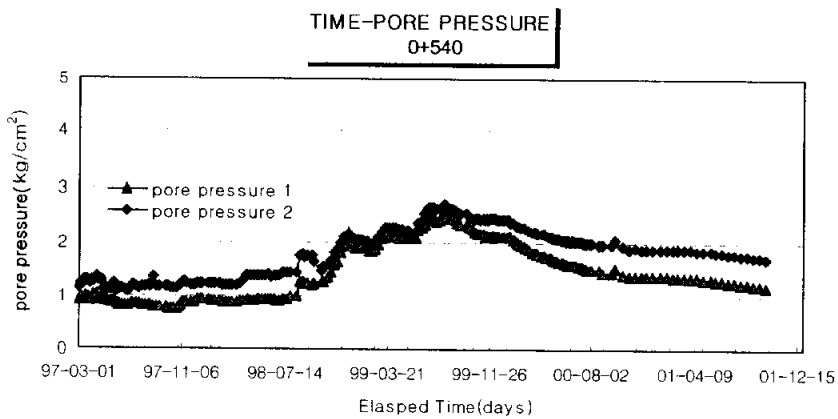
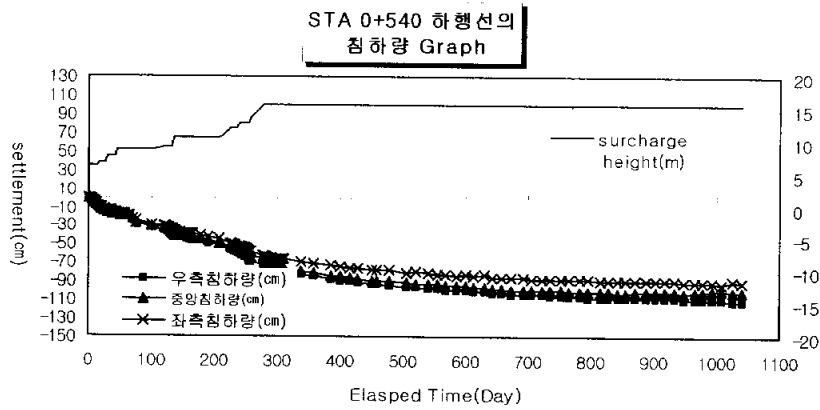
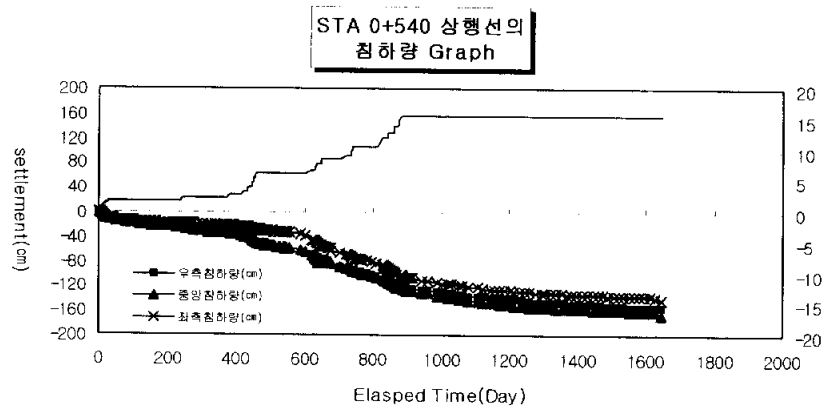


Fig A Continued

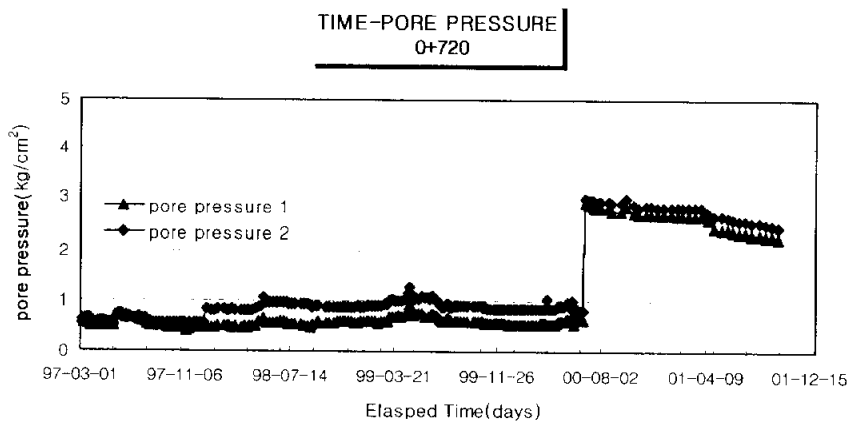
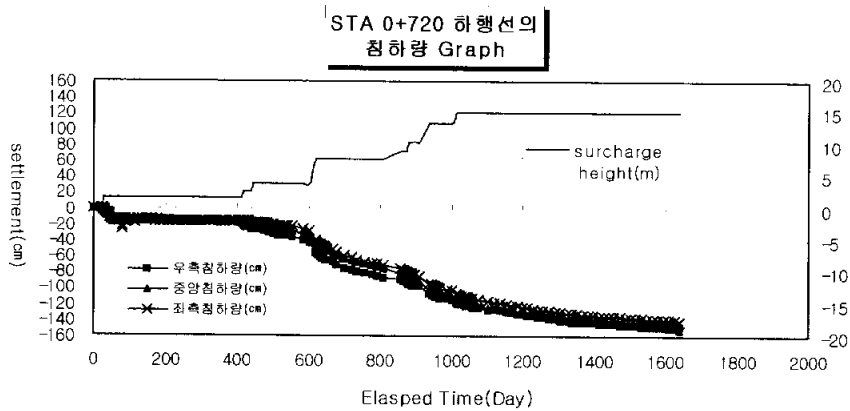
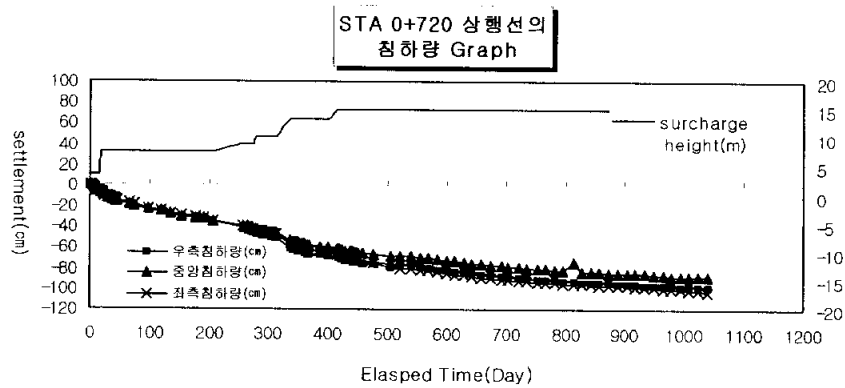


Fig A Continued

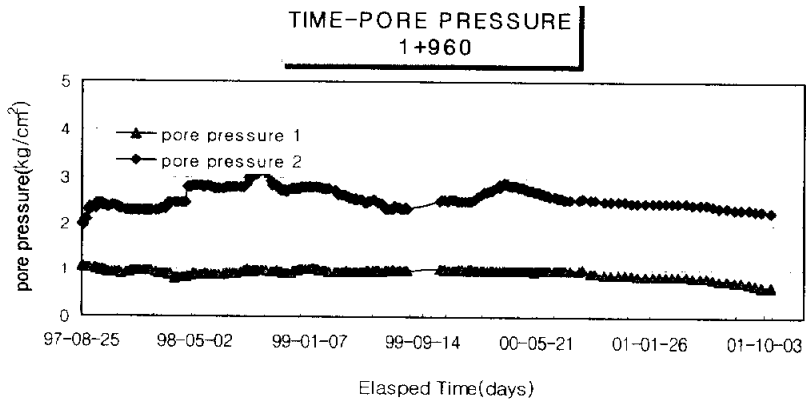
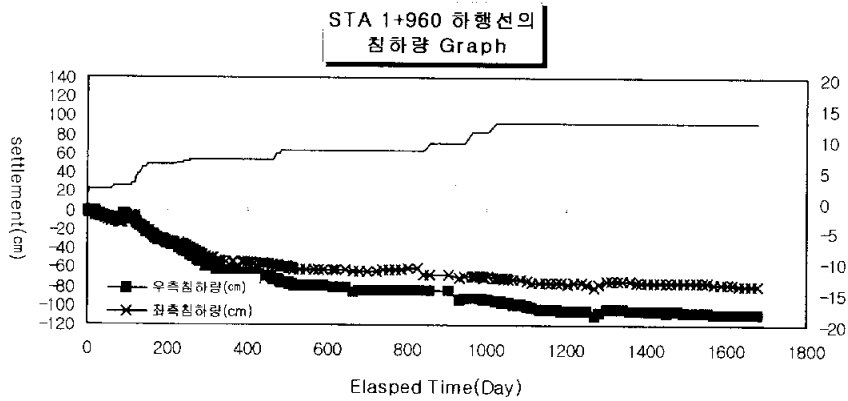
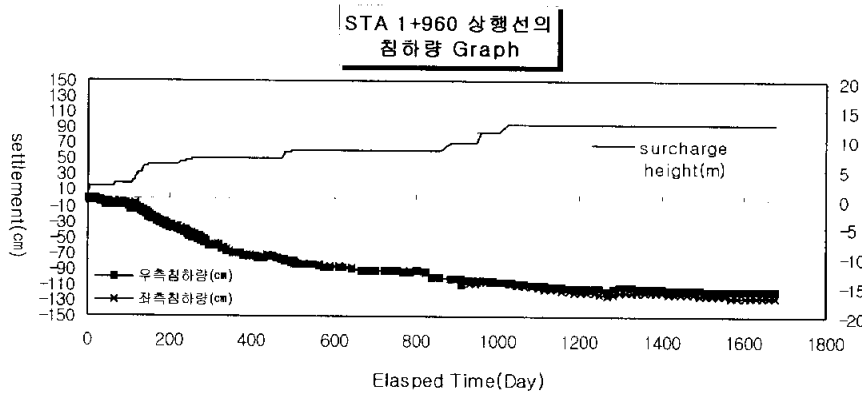


Fig A Continued

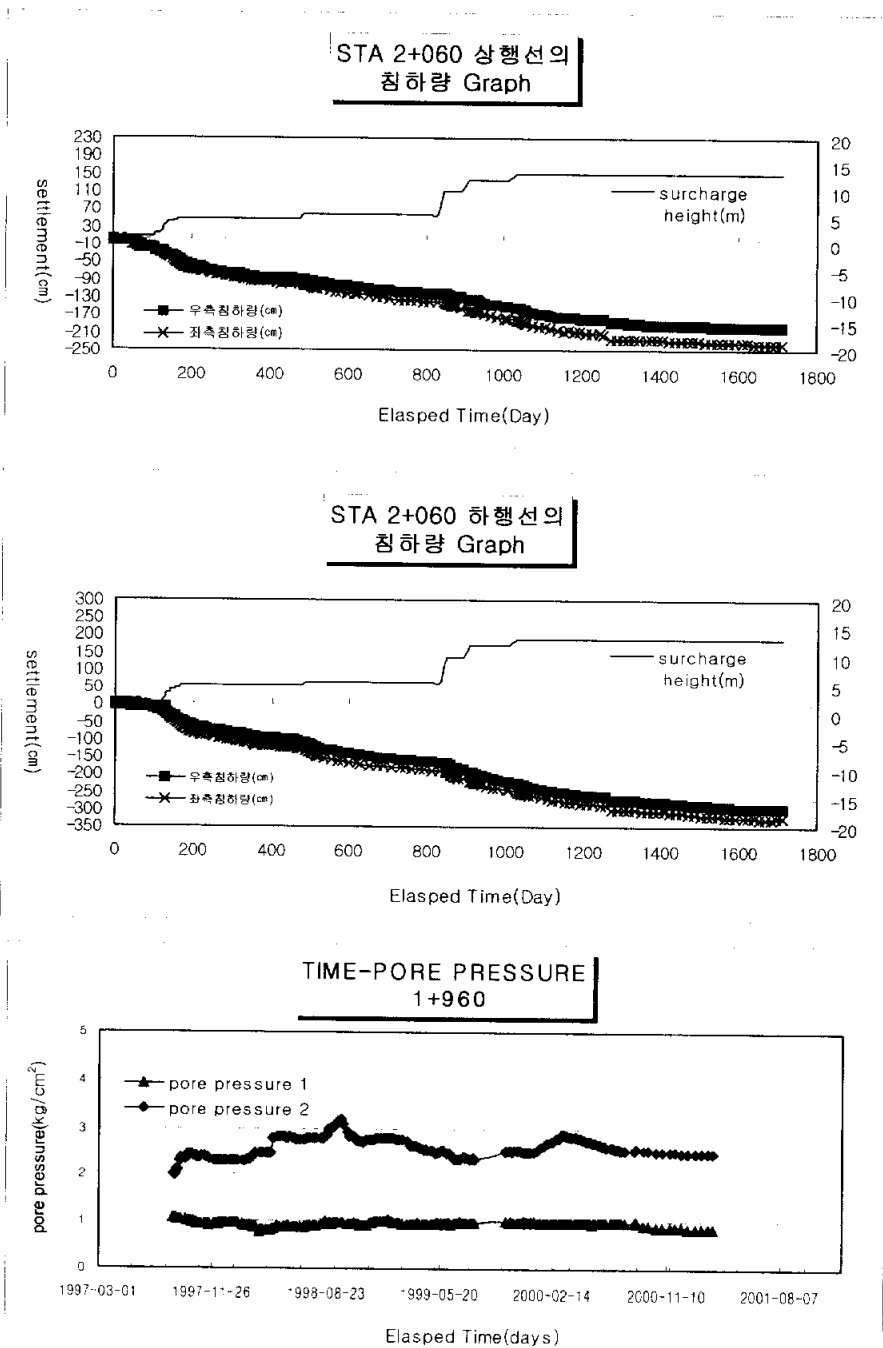


Fig A Continued

Table A Comparison between observed and caculated settlement by different methods(center)

STATION	0+460					0+540					0+720					1+960					2+060				
	Design settle. (cm)	Boling Test settle. (cm)	Hyper Method (cm)	Asaoka Method (cm)	Design settle. (cm)	Boling Test settle. (cm)	Hyper Method (cm)	Asaoka Method (cm)	Design settle. (cm)	Boling Test settle. (cm)	Hyper Method (cm)	Asaoka Method (cm)	Design settle. (cm)	Boling Test settle. (cm)	Hyper Method (cm)	Asaoka Method (cm)	Design settle. (cm)	Boling Test settle. (cm)	Hyper Method (cm)	Asaoka Method (cm)	Design settle. (cm)	Boling Test settle. (cm)	Hyper Method (cm)	Asaoka Method (cm)	
So	-	-	92.3	-	-	-	-	124.0	-	-	-	60.6	-	-	-	105.8	-	-	-	-	-	-	-	249.6	
Sp	-	-	111.9	-	-	-	-	157.5	-	-	-	82.4	-	-	-	119.0	-	-	-	-	-	-	-	325.8	
Sf	-	-	24.85	20.28	-	-	-	41.11	39.86	-	-	25.38	22.17	-	-	15.35	-	-	-	-	-	-	-	85.38	88.39
Sf'	33.3	79.6	116.35	112.58	56.0	154.8	165.11	163.86	50.6	109.6	85.98	82.77	297.7	106.5	121.15	-	401.9	318.5	334.9	-	-	-	-	337.9	
Sr	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
U(%)	-	-	96.1	99.4	-	-	95.3	96.1	-	-	95.8	99.5	-	-	98.2	-	-	-	-	-	-	-	-	97.2	96.4
a	-	-	5.333	3.333	-	-	4.934	3.886	-	-	6.506	3.859	-	-	12.61	-	-	-	-	-	-	-	2.917	7.267	
b	-	-	0.042	0.836	-	-	0.021	0.903	-	-	0.0329	0.826	-	-	0.065	-	-	-	-	-	-	-	0.0117	0.918	
So : 성토 종료후의 침하량 Sp : 현재 침하량 Sf : 성토 종료후의 예상 침하량																									
Sf' : So +Sf a : 결편 b : 기울기 U(%) : 안밀도																									

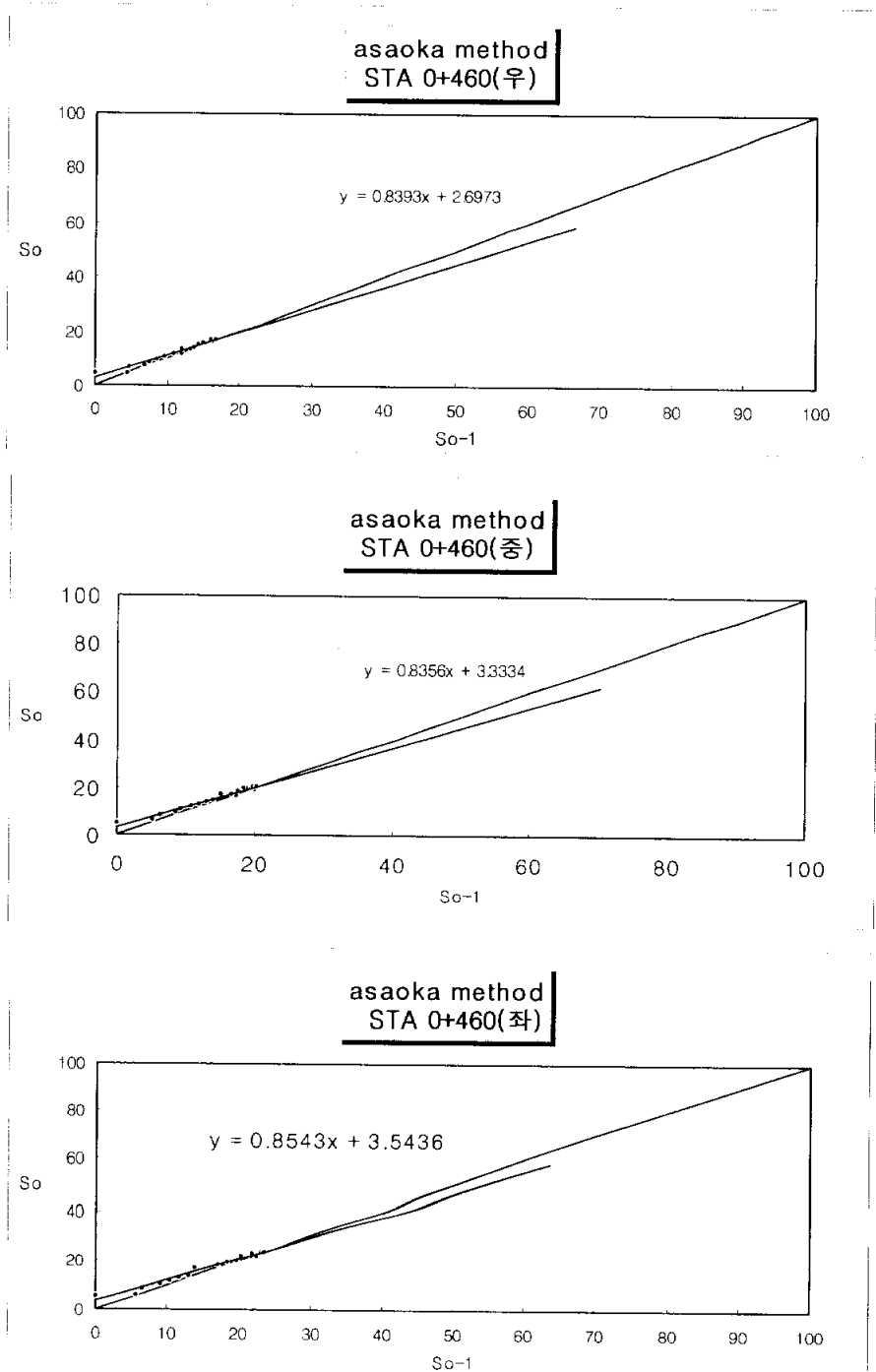
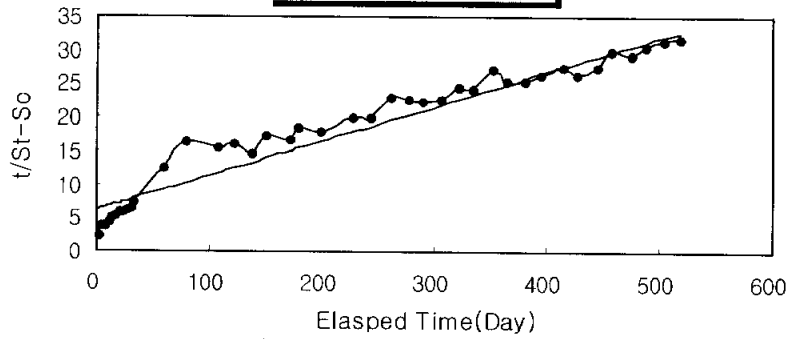
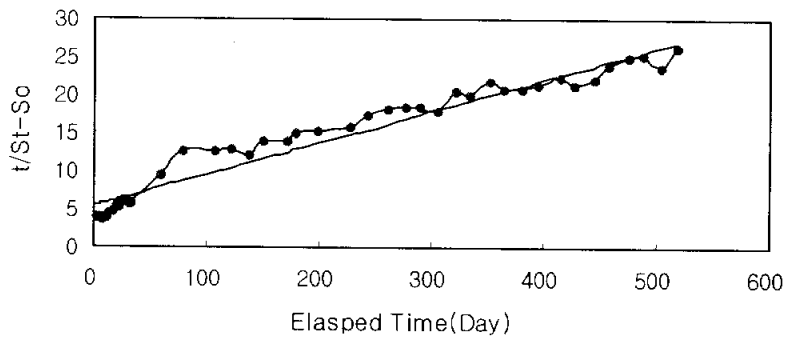


Fig B. Plot of different observation methods

Hyperbolic Method
01+460(우측)



Hyperbolic Method
0+460(중앙)



Hyperbolic Method
0+460(좌측)

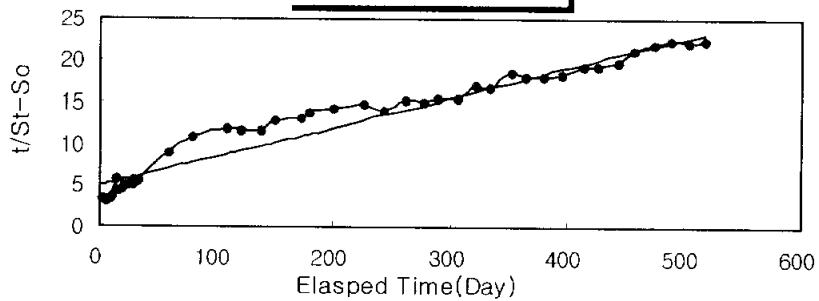


Fig B Continued

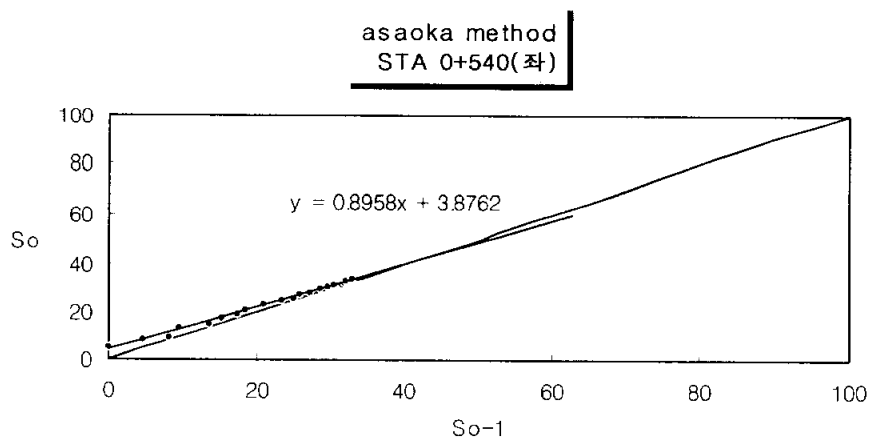
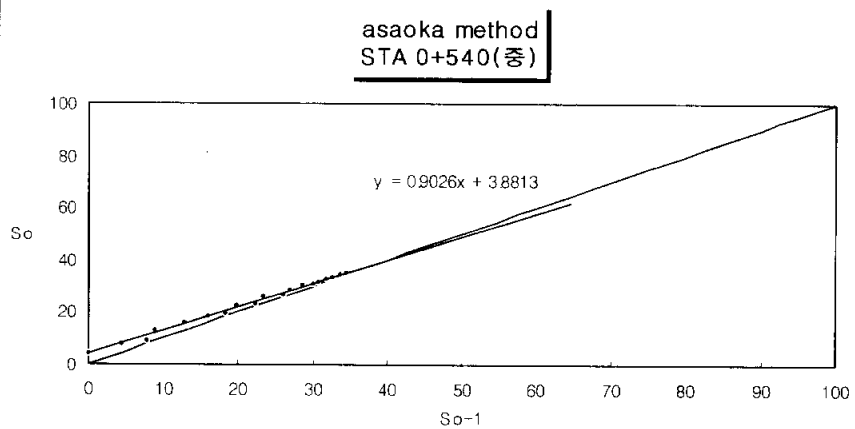
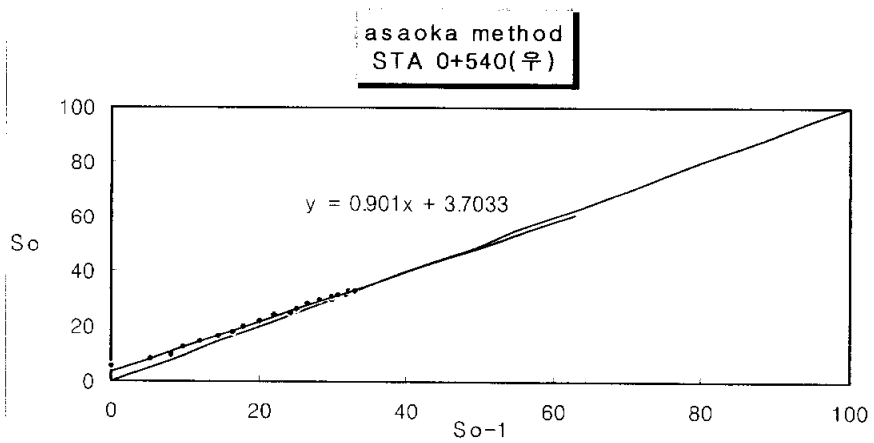


Fig B Continued

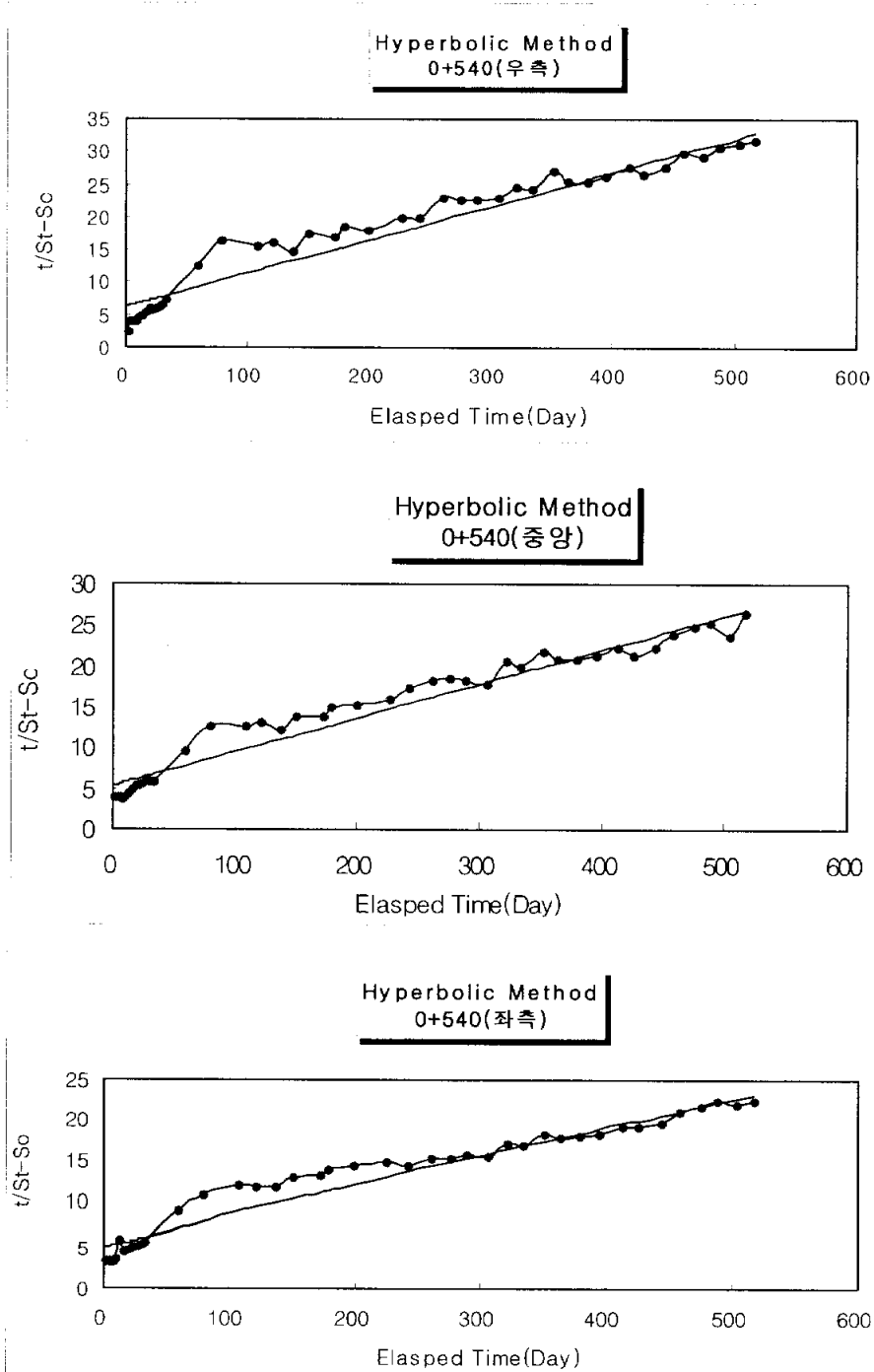
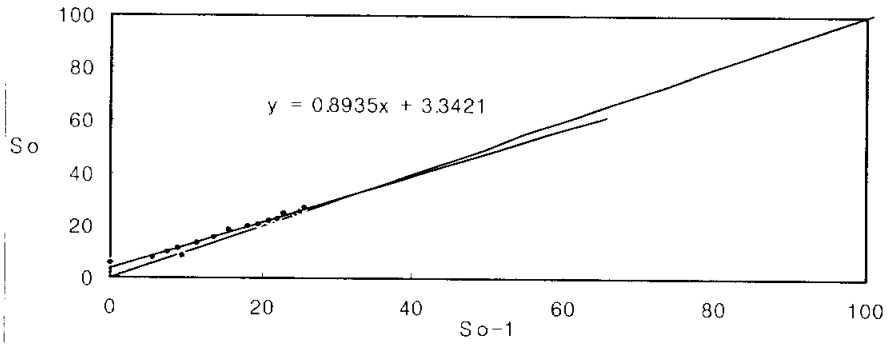
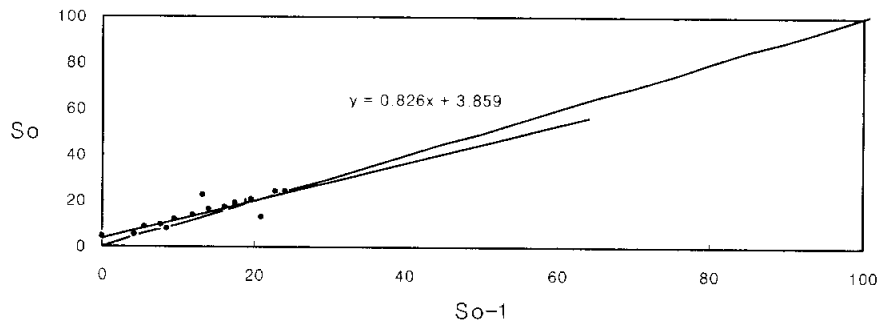


Fig B Continued

asaoka method
STA 0+720(우)



asaoka method
STA 0+720(중)



asaoka method
STA 0+720(좌)

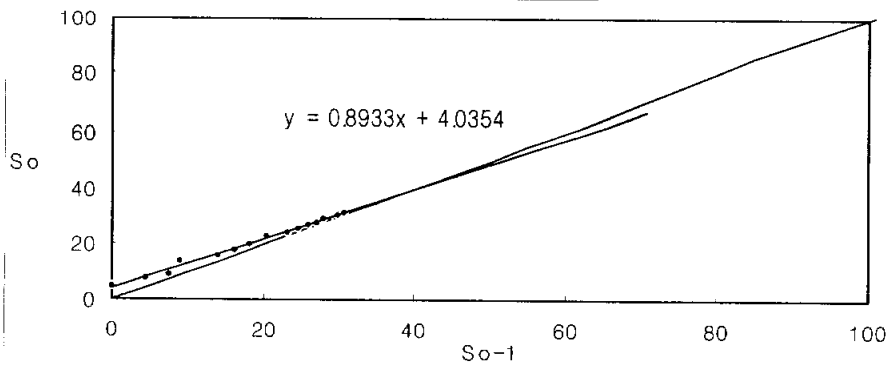


Fig B Continued

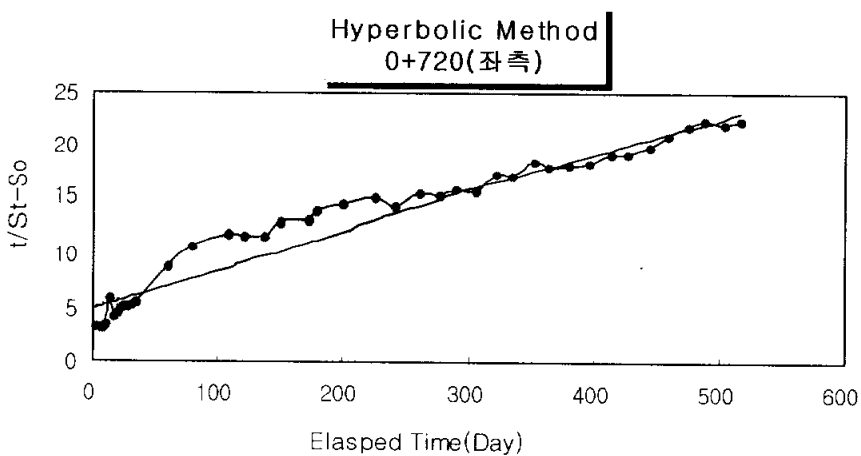
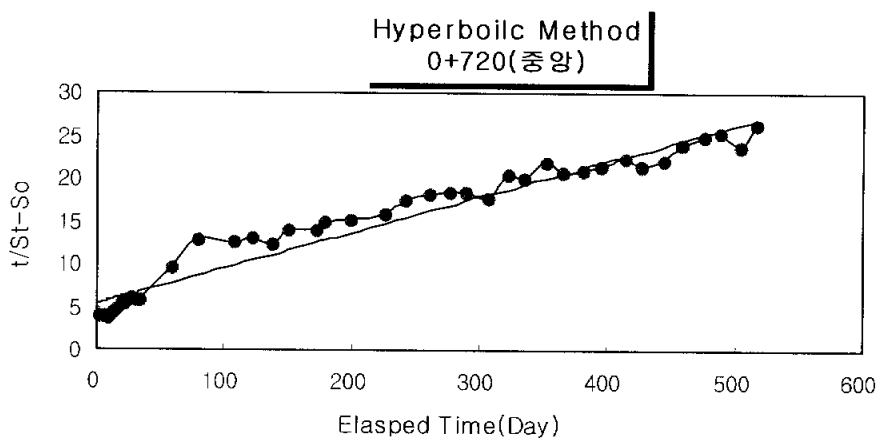
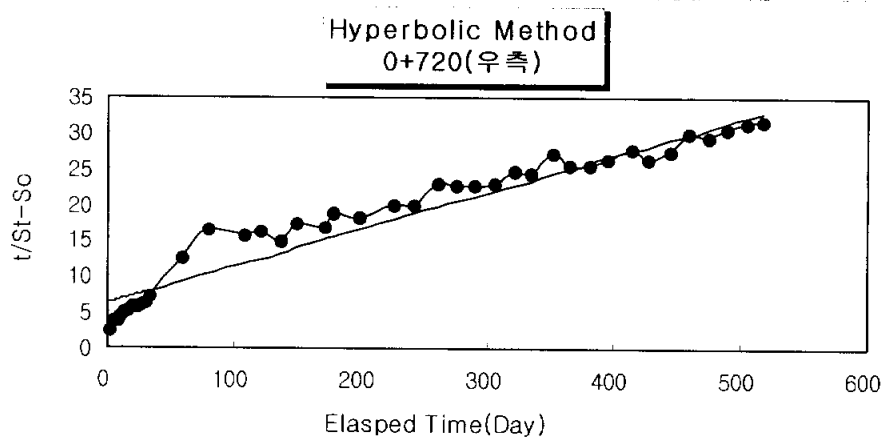


Fig B Continued

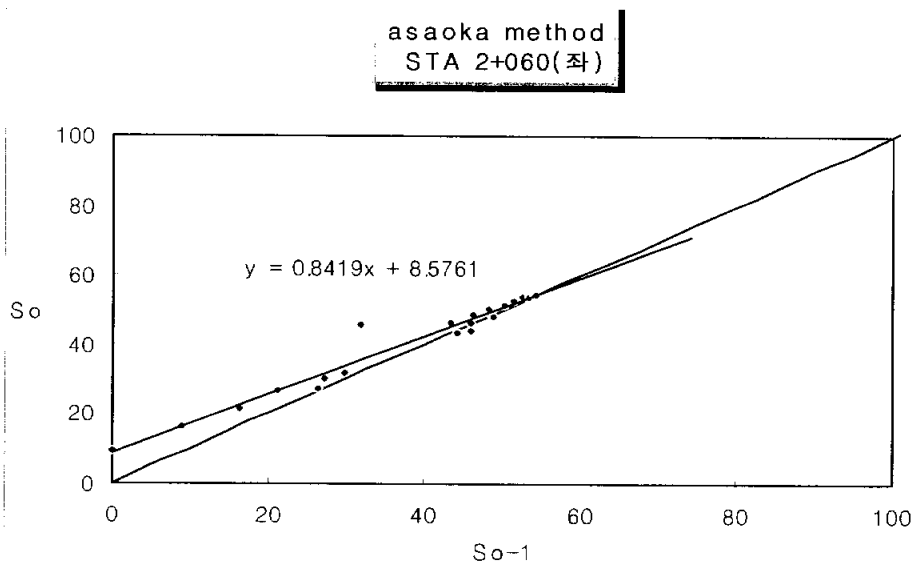
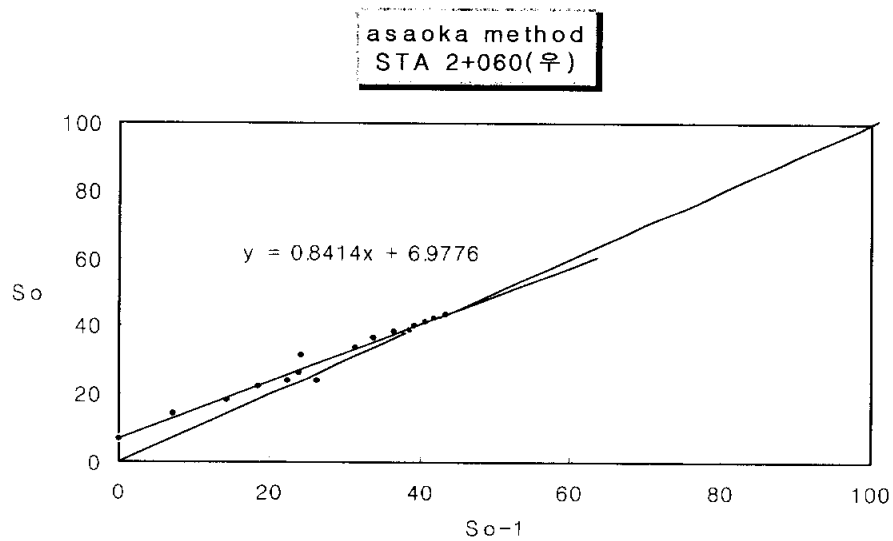


Fig B Continued