

# 연약지반 개량공법의 실제와 문제점

전남대학교 교수 박 병 기

## 1. 서론

우리나라에서 대규모의 연약지반 개량공법이라고 하면 그 대표가 샌드 드레인, 플라스틱 보드 드레인, 팩 드레인, 콤팩션 샌드 드레인의 각종 공법이 주종을 이룬다. 이른바 버티칼 드레인 공법이라고 총칭되는 이 공법은 두꺼운 점성토 연약지반에 수직배수재료를 일정 간격으로 삽입하여 다단계의 재하공법 즉 성토를 Sand mat위에 시공하면서 배수재료간의 수평방향의 과잉간극수압을 흡수하여 배수함로서 침하를 촉진시켜 지반전단강도의 향상을 도모하고 성토를 완성시키는 공법이다. 이 가운데 콤팩션 샌드 드레인은 지반의 압밀침하를 촉진하는 목적보다는 강성이 매우 큰 모래기둥을 지중에 다수 설치하므로서 복합지반을 형성하려는 의도가 더 크다. 이 경우를 제외하고는 이들 버티칼 드레인 공법은 그 이론적 배경이 Terzaghi의 압밀이론에서 출발한것인만큼 거의 Terzaghi의 압밀이론의 발표(1925년)시기 만큼 오래되었다. 1926년에 미국의 D.E Moran이 Terzaghi의  $H^2$ 법칙을 이용 수직방향으로 모래기둥을 박아 배수거리를 단축하는 공법으로 특허를 받았다고 한다. 그러나 실제 공사는 1934년에 Porter에 의해 캘리포니아 주도로에서 첫 시공이후 세계적으로 Sand Drain공법이 크게 보급되었다고 한다. 그 직접적 이유는 1948년 Barron에 의한 이론적 해석법이 확립되고 시공기술상으로는 타입식 폐관 멘드렐 공법(Driven Closedend Mandrel공법)이 개발되므로서 빠른시공이 가능해진 것이 그 이유이고, 1949년에는 SGI의 Kellman에 의해 Paper Drain이 개발되고 실용화되었다. 우리나라에서는 일본이 1950년대 임해공업지대에 많은 S.D공법을 시공하여 그 실적이 인정된 후 1967년경 최초로 서울-김포간의 도로에서 시공 또는 검토된 것으로 안다. 필자가 1967년 일본에서 당시 오양건설(五洋)의 Dr.Watari(渡)를 만났을 때 S.D공법의 자문기술자로서 한국을 방문하게 되었다는 이야기와 공사현황을 들은바 있다.

그런데 이 Vertical Drain공법은 과거 여러 차례에 걸쳐 이 공법의 유효성과 무효성에 대해 미국과 일본등 여러곳에서 논쟁이 있었고 아직도 그 결론은 내리지 못하고 있다.

우리 나라에서도 수많은 시공 예가 있으나 침하가 예정대로 잘 진행되지 않는다거나 계산치와는 차이가 있다거나하는 이야기는 들은바 있지만 Vertical Drain공법 자체가 효과가 없다거나 무용론을 주장하는 이야기는 들어본 적이 없다. 우리 나라에서는 어디에서나 이 공법을 유효하다고 믿고 의심하지 않는 것 같다.

이웃 일본에서는 1972년과 1983년에 이 유효·무효론을 갖고 토론된 적이 있으며 주로 도로공단을 중심으로 내륙의 연약지반만을 다루는 쪽에서는 무효론이 항만관계등 바다쪽 충적지반을 다루는 쪽에서는 유효론을 주장하고 있다. 필자의 경험으로는 남쪽의 M시에서 해수

에 의해 관수되지 않는 오래된 간사지에 육지의 구능부에서부터 바다 쪽으로 단지를 조성하기 위해 계획도로부에 P.D를 시공하는데 육지 쪽에서는 일찍 침하가 종료되었으나 바다 쪽에서는(P.D구간) 동일 조건인데도 침하가 지지부진하고 무처리 구간과 비교하여 의의가 있는 침하가 발생하지 않는 경우를 경험하였다. 우리 나라에서도 반드시 Vertical Drain공법이 어디에서나 유효한 것이 아니라는 것을 실감했는데 이 당시는 지금처럼 계측장치가 과학적으로 관리되거나 측정되지 않고 지표침하판을 설치하여 육안관측에 의한 것이지만 처리구간과 무처리구간의 침하량이 대국적으로 보아 같다고 판단할 수밖에 없었다.

세계적으로 이 공법에 의문을 제기한 학자는 1954년 미국의 Housel이 최초이고 1960년대에 들어서는 현장 비교관측자료가 축적되므로써 L.Casgrand나 Polous, Sowers등 유명한 학자들이 부정적인 견해를 발표하고 있다. 반면 유효론으로서는 Broms, Hansbo등의 강력한 반론이 제기되고 1970년에는 Harvard대학에서 공개토론회가 개최되었는데 토론자로서 학계에서는 L.Casgrand, Ladd, 실무에서는 Johnson, Kapp등이 토의에 참가하여 의견이 일치되는 부분과 견해를 달리하는 부분이 극명하게 들어났다. 본 문은 언급한바와 같은 유효·무효론의 논쟁배경과 이와 같은 문제의 해결에 중대한 영향을 미칠것으로 예상되는 1940년대 이후 현재까지 무처리 지반과 Vertical Drain 지반에 대해 장기침하를 관측하고 있는 SGI에서의 시험성토 및 기타 외국에서의 시험성토 결과를 살펴보고 우리 나라 이 분야에서의 타산지석이 되고자 한 것이다.

## 2. 1970년 미국에서의 유효·무효론 토의에서의 결론 (Harvard대학에서)

1934년 미국에서 Porter에 의해 최초로 S.D공법이 시공된 이후 1969년까지 많은 실적이 있었는데 이에 관한 논문만도 100편 이상이 발표되었다. 그러나 여기에는 거의 성공사례만이 논의되고 있다고 Casagrand(1969)는 전제하면서 1954년 Housel이 무효론을 제기한 후 가장 강력한 부정적 견해를 발표하였다. 그는 S.D주변의 교란 영향으로 투수계수가 저하되므로써 S.D의 유효성이 낮아지고 peat에 대해서는 전혀 효과가 없으며 매우 예민한 점토에 대해서는 오히려 해롭고 mud flow를 유발시킨 사례를 들었으며 반드시 무처리의 동일 지반과 비교해야 한다고 주장하였다. 이에 대해 Broms등(1970)은 Casagrand가 인용한 Hausbo의 현장 비교실험은 그후 10년간의 관측 Data가 있으며 분명히 침하속도에 큰 차가 있어 유효하다고 주장하였다.

69년, 70년의 논쟁이 있게 된 것은 그 동안의 현장 관측자료등이 축적되어 논란의 여지가 발생한 것과 유효론만 믿고 실제의 실패를 단순히 실험치나 계산의 잘못 또는 관측의 부적절등으로 생각하고 공표하지 않고 있다가 재검토하게 된 것으로 이해된다. 이들 논쟁에 대해 결말을 내고자 Boston 토목학회 주최로 1970년 5월 Harvard대학에서 공개토론회가 개최되어 토의자로서 언급한바 같이 학계와 실무에서 각각 2인씩 4명이 유효와 무효에 대해 토의를 벌린 결과 서로의 주장이 일치한 부분과 일치하지 않는 부분으로 분류되어 결말을 맺었고 양자가 같은 견해를 갖는 부분은 다음과 같다.

1) S.D의 유효성을 판단하기 위해서는 무처리 지반과의 비교성토 시험이 반드시 필요하

다.

- 2) S.D가 필요한가를 판단하기 위해서는 철저한 토질 및 지반조사가 필요하다.
- 3) S.D는 1차 압밀에 대해서만 유효하고 2차 압밀에 대해서는 효과가 없으므로 이에 대처하기 위해서는 Surcharge공법을 병행해야한다.
- 4) S.D는 peat층이나 유기토에서는 무효이고 그 이유는 이들 지반은 S.D가 없어도 침하가 빠르고 2차 압밀이 탁월하기 때문이다.
- 5) S.D의 사용에는 주의 깊은 안정해석과 충분한 현장계측에 의한 시공관리가 수반되어야 한다.

그러나 의견이 엇갈린 부분은 다음과 같다.

- 1) S.D는 일반논으로서 연약지반대책공법으로서 유효한 방법이 될 수 있으나 예민한 점토지반에 타입식 공법(배제형 멘드렐)에 의한 시공은 유해하고 S.D가 필요하지 않는 경우에도 이용되고 있다. Varved clay에 대한 시공도 그 예이다.
- 2) 타입식 S.D시공법에 대해서는 전혀 의견이 접근하지 못했고 이는 현장 비교시험에 의한 결과를 판단하기로 한다.
- 3) 점토의 강도증가가 꼭 S.D에 의해서만 발휘되는가에 대해서는 의견을 달리 하였다.
- 4) peat에 대해서 무효하다는 것은 의견이 같았지만 그러면 이 층을 제거하고 압밀할 것인가 그대로 두고 압밀할 것인가에 대해서는 의견이 대립되었다.

### 3. 일본에서의 유효·무효론

일본에서는 1952년의 첫 시공을 효시로 현재까지 세계에서 유례없는 시공실적을 보이고 있다. 그러나 초기에는 기초적 지식이 충분히 이해되지 않는 상태에서 시공되어 많은 문제점이 발생하였지만 이는 시공상의 결함으로 보고 이공법의 유효성을 의심하지 않았으며 이 공법이 거의 연약지반처리공법의 주종으로서 정착되고 신간생 철도나 고속도로에 이용되면서 현장비교시험을 통해 비로서 도로공단이나 국철의 기술자간에 무효론이 대두되고 큰 충격으로 받아 드러졌다. 논의 초점은 시험성토에서 S.D시공구간과 무시공구간의 침하상태를 비교해 본 결과 거의 침하에 의의가 있는 차이가 없었고 따라서 종래에 불필요한 S.D공법을 시공한 것이 아닌가 의문점을 제기하고 S.D를 시공하지 않아도 같은 속도의 침하가 발생했을 것이라고 주장하였다. 동시에 미국에서의 전기 토론 결과에 대한 영향을 받아 지금까지의 현장 관측자료의 재검토를 통해 Saito(1968, 齋藤), Mochinaga(1978, 持永)등에 의해 무효론이 강력히 제기되었다. 이들의 주장은 무처리구간과 S.D시공구간의 시험성토 결과 성토의 침하속도에는 거의 차이가 없으며 이공법은 침하촉진에는 효과가 없지만 처리후 강도의 증가에는 의의가 있다고 결론을 내리고 이 경우에 한해서만 도로공단이나 국철에서는 사용하도록 지침을 세우고 현재까지 이 지침이 통용되고 있다. 반면에 항만이나 간척 해안매립 등에 종사한 바다쪽 공사관계자쪽에서는 초기부터 각종의 설계시공, 실패등의 경험을 통해 큰 자신감을 갖고 연약지반의 개량공법하면 Vertical Drain공법이라고 할만큼 유효하다고 확신하고 있으며 무효론자가 제시하고 있는 시험성토의 대부분이 S.D의 효과가 없는 peat나 니

탄층에 축조되고 있으며 매립과 같이 1차원적 압밀조건이 아니고 도로와 같은 부분재하조건이기 때문이며 특히 무처리시공의 경우는 침하가 빨리 발생하지만 강도의 증가가 없는점과 무엇보다도 단시일에 그 광대한 유효 개량실적이 S.D공법의 유효를 입증하고 있다는 것이다. 일본에서는 이와 같은 두 대립논이 지반공학회 주최로 1972년과 1982년 두차례에 걸쳐 발표되었다. 10년을 사이에 두고 재론되었지만 기본적인 관점에서의 변화는 없고 각각 대상토질이나 토성에서 차이가 있기 때문이라고 보는 것 같다. 두 차례에 걸친 이 논쟁의 총괄을 맡은 Aboshi교수 (1973, 1983, 網干)는 다음과 같은 결론을 내리고 있다.

- 1) S.D는 Terzaghi-Barron의 이론으로부터 출발한 공법이므로 현실지반이 이 이상적인 지반과 거리가 멀수록 적합성이 불량해진다. 특히 2차압밀이 탁월한 지반이나 잔류침하 또는 잔류간극수압이 예상보다 크게 발생하는 지반에서는 주의해야한다.
- 2) 타입방법에 의한 S.D공법의 효과는 교란대의 영향을 고려해야 한다. 엄밀하게는 점토층의  $k_h$ ,  $c_h$ , 교란후의  $k_h$ ,  $c_h$ 등을 측정하여 pitch나 n값에 대해 교란대가 있는 경우의 수식을 이용하면 된다. 그러나 보통 균질한 해성점토는 일본의 경우  $c_h = (4-6)c_v$ 이고 타입식 S.D에 의한 실질  $c_h$ 는 pitch에도 관련되지만  $c_v$ 와 거의 같거나 약간 작다. 그 외에 S.D 및 Sand mat의 손실수두를 고려하면 보다 더 정밀한 해석이 가능할 것이다.
- 3) auger식 또는 Jet식 S.D는 교란 정도를 크게 감소시키므로 타입식보다 빠른 속도로 침하가 발생한다는 보고가 있어 무처리시의 침하와 대비하여 검토되어야 한다.
- 4) peat나 유기질토등 2차압밀이 탁월한 지반과 또 기타의 경우 잔류침하량을 감소시키는 방법으로서 Surcharge 공법이 유효하다. 과거와는 달리 공용개시후의 잔류침하가 문제가 되는 시점에서는 Surcharge 공법을 적극 활용하여 잔류침하량이 실용상 없을만큼의 지반개량이 요구되는 시대가 올 것이다.
- 5) 논쟁에서는 다루어지지 않았으나 일차원 압밀의 경우 중앙부의 간극수압은 침하가 100%압밀되어도 상당량 잔류하고 있음이 확인되고 있으므로 무처리의 관측결과에 대해서는 꽤 큰 잔류간극수압이 장기간 존속될 것이다. 따라서 보다 더 장기간의 관측 결과가 필요하며 이 때 S.D의 결과와 비교해야 할 것이다.
- 6) 과압밀 점토, 또는 준설점성토에 대한 적용한계, 또는 Rowe가 지적한  $c_v$ 가 큰 지반 ( $c_v \geq 0.18cm^2/min$ )에서의 적용한계등은 앞으로의 중요 연구과제가 될 것이다.

#### 4. 논쟁의 요점

이상과 같은 마무리를 통해 현재 더 이상의 논쟁은 없지만 그후 전기 Saito(1992)는 그의 저서에서 유효론에 대한 강한 비판과 실증자료를 통한 주장을 펴고 있다. 그러나 이 두 나라의 논쟁을 살펴보면 그 저변은 S.D가 압밀침하를 촉진하는데 Terzaghi-Barron계열의 이론이 잘못되어 있거나 또는 공법자체가 무효라는 논의는 없다. 무효론의 초점은 (1) S.D처리구간과 무처리구간에서의 침하현상이 전자는 거의 해석결과를 따르는 경향이 있는데 비해

후자의 자연상태의 침하는 더 빨리 진행되고 침하량에 있어서 차이가 없다는 점과 (2) 타입식의 S.D는 지반을 교란시켜 투수성이나 침하속도를 늦추는 현상과 함께 침하량을 증가시키고 있으며 이 침하량의 증대가 S.D의 침하촉진효과로 나타나고 있다는 점 특히 타입식 S.D공법은 예민한 점토에서는 매우 유해하고 그 후 충분한 압밀작업에 의해서도 강도회복이 이루어지지 않고 따라서 강도증가 목적으로도 부적당하다는 의견도 곁들여 있다(미국). 이 점에 대해서는 일본에서는 유·무효 양쪽 모두 강도증가가 있다고 보는 관점과 다르다. (3)은 peat나 고유기질토에서는 효과가 거의 없다는 점이다. 이 세 가지 문제점에 대해서 전기Aboshi교수는 유효론적 관점에서 다음과 같은 견해를 밝히고 있다.

(1)의 논점인 무처리 지반의 침하 속도가 이론보다 더 빨리 진행되는 것은 실험실에서 결정한  $c_v$  또는  $c_h$ 는 자연지반에서의 값과 차이가 있기 때문이며 1978년 Murray는 자연지반 점토의 투수계수와 압밀시험에서 얻은 값과는 전자가 10배 이상의 차이가 있어 이 값을 이용하여 해석하면 침하속도의 차이는 충분한 정도로 일치한다는 보고를 예로 들고 특히 도로 성토와 같이 유한폭을 갖는 재하상태에서는 배수가 수평방향으로 이루어지고  $k_h$ 도 크기 때문에 무처리시 빠른 속도로 침하가 일어난다고 보고 있다. 또한 이와 같은 경우 무시할 수 없는 것은 무처리에서는 측방이동이 반드시 수반되므로 이때의 침하 때문에 겹보기 압밀속도를 크게 하고 있다고 주장한다. (2)에 대해서 S.D타입식의 교란의 영향은 지금까지 많은 말뚝공사에서 확인된바와 같이 타입에 의한 교란의 범위는 꽤 크지만 완전교란된 범위는 말뚝에 의해 배제되는 용적의 범위라는 것이 거의 실용적으로 확인되어 있기 때문에 이는 말뚝의 주변에서 말뚝반경의 1.4배정도의 범위가 완전교란대이다. 따라서 점토시료의 완전교란에 의한  $k_h$ 나  $c_v$  또는  $c_h$  값을 구하여 S.D반경의 1.4배 범위에 대해 Barron이 초기부터 강조하고 있는 Smearred Zone에 대한 계산식을 이용하여 침하속도를 계산하면 되는데 그는 구체적으로 계산 예를 들어서 교란대를 고려한 경우와 고려하지 않는 경우 침하곡선을 대비시켜 계산값과 실제곡선이  $c_h \approx c_v$ 가 되는 n의 한계와  $c_h > c_v$ 가 되는 n의 한계를 보여주고 있다. ( $n = \frac{de}{dw}$ )

결국 엄밀하게 계산한다면 교란의 영향 때문에 발생하는 침하량이나 침하속도는 이론침하곡선과 실용상 접근한다고 보고 있다. 그리고 교란에 의해 교란대의 압밀량이 많아지기 때문에 무처리 지반에서의 최종 침하량보다 S.D 설치 지반의 최종 침하량이 더 크게 나타난다는 논란에는 정면으로 반박하고 있다. 그는 과거 여러 시험을 통해서도 확인한 바이지만 분명히 S.D 주변에는 일시적으로 유동상태에 가까운 교란대가 존재하지만 그 중앙에 있는 모래기둥은 거의 Hydraulic fill에 의한 한계밀도에 가깝고 체적변화가 일어나지 않는다. 이 기둥에 교란부가 둘러싸고 있는데 주위 압력과 맨드렐의 진동이나 압력으로 재하 이전에 압밀이 이루어지기 때문에 전체로서의 지반 침하특성은 상쇄되어 그리 큰 차이가 없다고 단정하고 있다. 무효론에서 제시한 자료에서 수십년후의 무처리 지반의 최종 침하량을 확인하지 않고서는 결론을 맺기 어렵다는 논지에 대해 현재까지의 침하량이 양자에 차이가 없는 경우는 몰라도 현격한 차이가 있는 경우는 논외라고 반박하고 있다. 마지막 (3)에 대해서는 peat

처럼 2차 압밀이 탁월한 유기질토에 대해서는 S.D는 어디까지나 Terzaghi이론을 따르는 점토의 1차 압밀이 대상이 되므로 이와 같은 고유기질토는 논의의 대상이라고 제외시키고 있다.

한편 무효론의 대표격인 Saito의 견해를 발췌해 본다. 그는 먼저 이론적으로는 타당한 이와 같은 공법이 시험성토나 현장에서 압밀 촉진효과가 없는 이유에 대해서 다음과 같이 고찰하고 있다.

(1) 이 공법은 특정한 토질이나 지반에 적합하지 않다는 것 특히 peat나 유기질 점토 또는 항만 같은 곳에 퇴적되어 있는 매우 연약한 니토등에는 적용되지 않으며 그렇다고 이와 같은 지반을 피해서 공사할 수 없으며 이와 같은 대상에 종래의 토질역학적 수법을 적용하려는 것이 무리이다. (2) 그렇지 않은 지반에 대해서도 종래의 방법에 의해 토질 특성을 파악했다고 하더라도 국부적인 것으로서 지반 전체의 투수성이나 강도 특성은 미지이므로 압밀 해석 결과가 실제와 달라진다. Rowe가 지적한 것처럼 지질학 세부구조나 2차구조가 발달되어 있으면 처리·무처리에서 차이가 나오지 않는다. (3) Drain의 설치 방법에 문제가 있다. 타입식 Drain공법은 교란대를 형성하여 투수성을 저하시키며 특히 멘드렐타입식은 그 체적에 상당한 점토를 배제하므로 교란대는 물론 그 주위까지도 영향을 미치어 본래의 목적인 배수, 압밀촉진, 강도증가를 상쇄하고 특히  $k_h$ 를 감소시켜 수직방향의 압축성을 크게 중대시키며 예민한 점토일수록 이 영향이 크다. 1930년대부터 연구되어온 말뚝타입시 주위 교란 영향의 중대성이 지금도 간과되고 있으며 이와 같은 영향으로 S.D효과가 상쇄된 경우는 Housel의 비판(미국 Norfolk 배항장 시공사례)이나 Weber의 비교시험(Napa강의 시공사례) 등에서 얼마든지 그 예를 들수 있다. (4) 고유기질토에 대한 S.D의 영향은 이 토질은 상대적으로 높은 투수성과 교란에 대한 고도의 예민성 그리고 2차 압밀의 탁월성을 갖는 특성이 있으므로 결코 타입식 S.D는 사용해서는 안되며 오히려 현장강도를 파괴하고 수평투수성을 감소시키며 그나마 전체의 2차 압밀을 지연시킨다. (5) 이상과 같이 S.D를 필요로 하지 않은 토질이나 또는 이의 조사, 시험방법, 판정, S.D설치방법은 많은 배려해야 할 문제점이 노출되어 있는데 이와 같은 문제를 해결하기 위해서는 S.D를 시공한 경우와 무처리의 경우에 대해서 모든 조건을 일정하게 하고 최종 침하량이 결정될 때 그 결과를 비교해야 한다.

이상 일본에서의 무효론은 미국에서와 비슷하게 S.D자체의 무효론 보다는 고유기질토등을 포함하여 적용이 되는 토질과 그렇지 않은 경우가 있으며 적용되는 경우는 결코 무효라고 할 수 없지만 보다 더 종합적이고 신중한 판단을 요한다는 뜻으로 이해할 수 있다.

##### 5. 논쟁의 대상이 된 대표적 사례들

S.D공법에 대한 최초의 무효론은 1954년 Michigan대학의 Housel교수에 의해 제기되고 그 이후 유효론과의 논쟁에 이어 1970년에는 Harvard대학에서 양론의 열띤 공방이 있는 후 일본에서도 1972년, 1982년에 비슷한 토론회가 개최되었다는 것은 언급한바와 같다. 이들의 논쟁에서 인용된 대표사례중 몇가지를 다음 표에 나타낸다. 그리고 이들 관측 결과의 대표적인 것도 그림으로 나타낸다. (여기서는 주로 무효론에 대한 예를 실었다.)

공사명	개 요	유효/무효	발표자 (연도)	논 쟁 점
①버지니아 Norfolk공항 활주로	고함수비(소택지) S.D설치에도 불구하고 mud wave발생, 효과전 무, 이상침하 발생.	무 효	Housel (1954)	전혀 S.D의 효과가 없고 타설지역에 따라 붕괴, 침 하 압밀이론 비판
②캘리포니아 Napa강	만내 퇴적된 매우 연약점 토(LL 87%, PI 38%) 약 20m두께, S.D 1.2~2.4m 간격과 무처리구간에 대 한 시험성토	무 효	Weber (1966)	S.D구간과 비처리구간의 관측결과 계산값에 비해 S.D지구는 침하속도가 $\frac{1}{2}$ , 무처리는 1.0~2.0배, S.D 침하속도 무효, 최종 침하 량 차이 없음.
③캘리포니아 주도로	습지, 회전굴착, Jet water, 멘드렐공법 적용 S.D평균 12.6m타설	유 효	Porter (1936)	S.D에 의해 급속한 압밀 촉진
④Themes강 하구	고소성점토 S.D	무 효	Lewis (1963)	최종 침하량 차이 없음
⑤Scà-Edeby 시험성토 (SGI)	균질 점토 S.D구간과 비 처리구간의 시험성토 S.D $\phi 18$ (0.5, 1.5, 2.2 $\Delta$ m) 10m 두께중 -5~-10m는 Vared clay	유 효	Hansbo(1960) Holtz & Bromes (1972)	1947년부터 현재까지 관 측 S.D지구는 1961년부터 Creep침하 무처리구간 진행중 Varved clay에도 유효
⑥일본 도로 공단 아쓰기 시험성토	유기질점토 $\approx 14$ m LL=33%, PL=40% $c_v = 2 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$ S.D $\phi 40$ , 2.0m, P.D 1.25m 무처리구간 비교	무 효	Saito (1968)	S.D, P.D 무처리 침하량, 속도 별무차이
⑦일 본 매이신고속도 오가기 지구	점토층 35m 중간대 8m의 사층, S.D (1.6~2.4m), 개량깊이 8~20m, 무처리 지구와 비교	무 효	Mochinaga (1972)	침하속도, 침하량 차이없음 전단강도의 증가 인정
⑧일 본 이와미자와 시험성토	peat층 두께 15m S.D, P.D(2.0m, 1.25m) 무처리 7m 성토	무 효	일본도로공단 (1977)	peat층이므로 전혀 무효

이들에 대하여 논거가 된 관측결과의 중요한 것만 설명하면 다음과 같다.

표에서 ②의 Napa강에 대한 S.D구간과 무처리 구간의 침하 및 강도 증가의 측정결과를 그림-1에 나타낸다. 시험 성토는 1200ft구간을 4분하여 S.D구간과 무처리구간을 교호로 두고 성토높이를 10ft와 15ft로 올려 측정된 것이다. 그림-1(a)는 15ft 성토한 경우이다.

그림-1(a) 실측 곡선과 이론 곡선(Barron식)의 침하량을 비교하면 S.D구간은 모두 이론이 더 크게 진행되고 무처리에서는 그 반대이다. 중요한 것은 S.D와 무처리의 침하량의 차이다. 실측값의 양상으로 보아 침하는 더 계속될 것이 예상되지만 15ft 재하시의 실측침하를

비교해 볼 때 S.D의 침하량이 더 크다. 이 차이는 S.D주변 교란의 영향에 의해 발생한 것으로 이것을 고려한다면 대차가 없다는 것이 그리고 최종 침하량은 큰 차이가 없을 것이라는 것이 무효론의 견해이다. 한편 그림-1(b)에는 두 구간에 있어서 강도의 증가는 시간이 갈수록 증가하고 있는 것은 분명하다.

표에서 ④의 Themes강 하구에 대해서는 상세한 정보는 생략되고 그림-2에서 처럼 약 3000일에 걸친 관측결과인데 S.D의 유무에 따라 최종 침하량은 차이가 없고(약 22inch와 26inch) S.D가 있을 경우 교란의 영향으로 상당기간(1000일 이상) 큰 침하가 발생된 것이며 이 영향을 고려한다면 두 경우 다 침하곡선에 큰 차가 없다는 것이다. ⑤의 Scà-Edeby 시험성토는 다음장 장기 침하곡선에서 함께 논의한다. 표에서 ⑥,⑦,⑧의 무효론의 근거가 된 관측결과를 그림-3, 그림-4, 그림-5에 나타낸다. 그림-3은 길이 200m의 성토를 3분하여 N구간은 무처리, S구간은  $\phi 400$  2m 간격으로 10m 개량한 S.D구간이고, P구간은  $\Delta 1.25$ m 간격 Paper Drain 10m 개량 구간이다. S.D타설 중 최대 18cm의 지반 용기가 관측되고 이점을 제외하면 3자 어느 경우나 침하에 차이는 없다. 예측값은 N구간(무처리)은 크게 빛나가고 있으며 S.D구간에서는 비교적 잘 맞고 있다. 그러나 이론적인 예측값은 실제 침하에 비해 잘 맞는다고 할수 없으며 특히 무처리 지반에서의 실제 침하값 또는 침하속도는 예측값보다 더 크다는 사실은 잘 알려진 사실이다. 이 시험성토에서는 Vertical Drain공법이 사실상 소용없다는 결론을 내리고 있다. 표에서 ⑦의 경우도 그림에 나타냈는데 구간 A,B,C,D는 각각 S.D의 간격을 표에 기입한것처럼 무처리 -1.6m-2.4m( $\phi 400$ ) 구간으로 나누고 중간에 8m의 모래층이 있으므로 개량깊이를 이를 관통하는 경우와 그렇지 않은 경우로 나누어 관측한 것이다. 성토 높이 8m에 이르기까지의 침하량은 그림-4(a)에서 B구간이 크지만 그외는 거의 차이가 없다. 특히 점토층을 상하로 나누어 침하를 나타낸 것이 그림-4(b),(c)이다. (b)의 상부 점토는 성토가 완성되면 침하도 중반으로 향하고 침하량에 차이는 있지만 침하속도는 거의 동일하다. 즉 침하속도는 개량공법의 유무에 상관이 없다고 볼수 있으며 그림(c)의 하부 점토층을 보면 개량하지 않은 C,D구간과 개량구간 B와 비교할 때 침하량에 차이가 없고 침하경향이 거의 같다. 또한 그림(a)에서 B구간의 총 침하량이 크게 나타난 것은 상부 점토층의 침하가 크다는 것을 의미하고 그 하부층에 S.D의 효과가 있었는지에 대해서는 의문을 제기하고 있다.

그림-5(표⑧번)는 전형적인 peat층에 대한 시험성토로서 그림(a)에서와 같이 P.D, S.D의 개량구간을 3종으로 나누고(P.D, S.D I, S.D II) 비처리 구간은 압성토의 크기 및 없는 경우에 대해(NT. I, II, III) 7m의 성토를 시행 관측한 것이다. 침하현상을 살펴보면 분명하게 2그룹으로 나누어지고 P.D나 S.D를 전면 시공한 구간의 침하가 다른 구간보다 크게 나타나고(①,②) 성토 완성후의 침하경향은 거의 평행하다. 이것이 효과가 있다고 보아야 하는가 교란에 의한 과대침하인가 의문을 제시하고 있다. 언급한 것처럼 peat는 S.D효과가 없다는 것이 이 시점에서는 이미 알려진 시대이므로 이 사례는 peat지반에의 적용성은 불가하다는 근거가 되고 있다. 마지막으로 유효하다고 보는 많은 사례는 표에서 ⑤의 경우만 설명하고 생략한다.



## 6. SGI에서의 장기 침하 관측 시험성토의 의의

자연지반 특히 연약지반에 직접 재하하거나 또는 지반 개량을 실시하여 재하 후의 여러 가지 동태를 장기간 계측하여 서로 비교한다면 원 지반의 상세한 조사가 이루어지고 있을 경우 이 비교를 통해 중요하고도 확실한 견해를 수립할수 있으며 나아가 어느 정도의 정확도로서 예측이 가능한가에 대한 기존의 이론 검토도 가능하다. 따라서 세계 각지에서 많은 시험성토가 이와 같은 목적으로 시험되고 있지만 거의가 공사 구간의 일부를 이용하거나 한시적이며 계측면에서도 그렇게 충분하다고 할 수 없다. 무엇보다도 중요한 것은 확실한 결론을 내기 위해서는 수십년을 계속해서 관측해야 된다는 점일 것이다. 이와 같은 목적에 적합한 장기동태 관측이 현재도 1947년 이래 계속되고 있는 곳이 스웨덴의 SGI에서 주관하고 있는 Väsby와 Scå-Edeby의 대규모 시험성토이다. 우리나라에서도 이와 같은 장기시험의 의의를 이해하고 추진해 줄 기관이 있기를 바라면서 이 시험성토의 내용을 살펴본다. 부정기적으로 SGI(1981)에서 보고서가 출판되는데 1981년 No13의 보고서를 중심으로 살핀다. (그 이후의 보고서는 아직도 접하지 못했다.)

1936년 SGI의 소장 W.Kjellman은 그가 창안한 Paper Drain공법의 첫 시공지를 찾던중 1945년 Väsby(Storkholm 북쪽 40km)일대의 공항 예정지에 대규모의 시험성토를 실시하고 1946년 Terzaghi를 초청 회의를 여러차례 갖었다. 결론적으로 지반이 연약하고 깊으므로 공항에는 부적당하지만 장래에는 이와 같은 지반에 공항을 비롯한 고층건물의 건설이 불가피할것이므로 그때를 위해서도 이와 같은 성토시공을 계속하여 관찰하도록 권장하고 이 시험 결과는 공개되어야 하며 특히 2차 압밀효과에 관점을 모우도록 당부하였다. 이 건의는 모두 받아들여지고 공항을 Scå-Edeby의 또 한곳으로 계획하고 Väsby의 P.D시험성토는 계속하되 비교를 위해 P.D구간과 똑같은 조건의 무처리 시험성토를 하나 더 추가하라는 Terzaghi의 권유를 받아들이고 오늘까지도 계측되고 있다. 한편 후보지로 선정된 Scå-Edeby에 대해서는 면밀한 지반 조사외에 지반 변형특성을 조사하기 위하여 (S.D에 의한 시간-침하 관계의 면밀한 계측을 위한) 세밀한 조사방법이 계획되고 위치, 계측설치 장소, 계측장치(SGI에서 공급), 계측항목, 분석방법까지 검토되고 1957년부터 관측이 시작되었다. 그러나 공항 건설은 경제성 때문 파기되었지만 정부는 장래의 공항을 위해 모든 배려를 다하고 계측사업은 Väsby시험성토와 함께 SGI의 관리 아래 운영하도록하여 오늘까지 계속되고 있다.

Väsby시험성토의 주요사항을 그림-6,7,8,9,10,11에 나타낸다.

Kjellman은  $30 \times 30m$ 의 범위에 P.D를 삽입하고 1945년 10월부터 2.5m의 성토를 한다(자갈성토) 8개월 후에 0.8m의 성토를 제거하여 이것을 그림에서 중간에 있는  $30 \times 30m$ 의 또 다른 시험성토 구간에 0.3m의 높이로 재하하는 것이 있었는데 Terzaghi의 권고에 의하여 1947년 10월에 P.D와 규모가 똑 같은 무처리 시험성토를 시작하였다. 후자를 비배수성토(Undrain fill)라 하고 P.D시험성토를 배수성토(Drain fill)라고 하였다. 계측 책임자로 Y.C.E. Chang이 참가하여 1966~79년까지의 관측결과를 정리하고 있으며 이후에도 계속 계측이 이루어 진다. 그림-8은 비배수성토에서 다층계 이론에 의한 1차원 침하-시간관계를 측정된  $c_v$ 를 계산한 예측 결과와 실측값(지표계측)과를 비교한것이며 그림-9는 단일 층대표  $c_v$ 값

에 대한 예측값과 실측값과를 대비시킨것인데 실측곡선에 접근하는 이론적 해석이 얼마나 어려운가를 보여주고 있다. 그림-10은 그림-6의 Black clay층의 압밀시험결과인데 ring friction은 보정하여 그린것이다. 그림-11(a),(b)는 두 시험성토의 시간-침하관계이다. 현재 2차 압밀이 진행중인데 앞으로의 성토에 의해 침하가 어떻게 발전할지 궁금하다. 배수성토는 당시의 기술때문 5m 깊이밖에 개량하지 못했는데 깊이와 pitch를 변화시키는 시험이 어렵다. 이것에 대한 해답을 위한 것이 아마도 Scà-Edeby시험성토이다.

Scà-Edeby시험성토는 그림-12에 보인 것 처럼 Test area I, II, III, IV에 독립적인 시험성토를 실시하고 무처리(1개소), S.D(3개소  $\phi 180$ ) Pitch를 여러 가지로 바꾸어 1957년부터 동태 관측이 계속되고 있다. 각 Test area의 개요는 다음과 같다.

Test area I : area의 직경 70cm, 3개로 분할되어 Drain pitch는 0.9, 1.5, 2.2m, 성토는 자갈로서 1.5m 성토

Test area II : area의 직경 35cm, Drain pitch 1.5m, 기타는 같다.

Test area III : area의 직경 35cm, Drain pitch 1.5m, 성토높이 2.2m, 폭 12m, 높이 0.7m의 압성토를 들렀다.

Test area IV : area의 직경 35cm, 성토높이 1.5m, 무처리구간

이는 S.D공법의 대표적 사례로서 현재까지 관측되고 있는데 여기에는 Hansbo, Bromes등이 참가하여 유효론의 보고서가 제출되고 있음은 언급한바와 같다. 이 가운데서 Test area No II와 IV가 S.D와 무처리 시험성토인데 지반은 두곳이 모두 똑같다. S.D는 타입식 멘드렐 공법에 의했다. 지반은 그림-13과 같고, 빙하점토이고 예민비가 10이상이다. 또한 압밀 효과가 없다고 논의된 Varved clay가 빙하점토층 아래 약 5m 두께로 존재한다.  $c_v$ 는 최소값이  $(0.4 \sim 0.5) \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$ 이다.  $c_v$ 를 제외하고는 모두 무효론에서 금기시된 조건을 시험한 셈이다. 여기서 이 두경우에 대해서만 그림-14에 나타낸다. 이 그림에서 S.D의 성토 II는 1961년부터는 Creep 단계에 이르고 있음이 확인되지만 무처리의 IV는 아직도 1차 압밀의 단계에 있는 것으로 보인다. 아래 그림은 이것을 시간의 대수로 정리한것인데 점선은 쌍곡선법을 적용하여  $S_f$  값을 추정한 것이다. 거의 동일지반이고 처리와 무처리의 차이뿐(하중은 똑같이  $2.7t_f/m^2$ )이므로 무효론에서 주장하는 교란대의 영향이 침하의 차이일수도 있다. 이러한 관점에서 실험실에서 측정된  $c_h$ 와  $c_v$ 는  $c_h \approx 4c_v$ 였으므로 이 값과 II의 실제 침하곡선에서 역산한 실효  $c_h$  값  $(1.0 \sim 1.2) \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$ 을 비교하면  $4 \times (0.4 \sim 0.5) \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$ 와 비교되므로 수용할만한 범위이다. 한편 무처리 IV의 침하곡선에서 역산한 실효값은  $c_v = 3 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{sec}$ 로 계산되었으므로 이 두 실효  $c_h$  및  $c_v$  값의 차이가 교란대의 영향일지도 모른다. 이러한 차이가 어떻게 침하속도에 영향을 주는가는 많은 연구가 필요하며 7절에서 언급한다. 이 지반에는 S.D가 적용되지 않는 Varved clay층을 포함하고 있으며 또한 타입식 S.D공법으로 침하 측진에 성공한 예로서 꼽힌다.

## 7. Vertical Drain공법의 여러 가지 문제점

### 1) 침하 예측문제

Vertical Drain공법은 아마도 여러 가지 개량공법 가운데 유일하게 이론이 선도한 개발공법일 것이다. 인위적으로 연약지반에 타설한 배수재에 의해 배수거리를 단축하고 압밀을 촉진하는 공법이므로 침하촉진이라는 관점에서 볼 때 반드시 무처리 지반의 압밀 현상과 대비시켜야 그 효과를 판단할수 있다. 우리나라에서의 몇 안되는 시험성토에서 무처리 시험성토를 생략한 경우를 볼수 있는데 무엇을 기준으로 효과를 판단할것인가가 문제가 될 것이다. 이와 같은 무처리 지반을 S.D지반과 같은 조건으로 재하하여 침하 현상을 관측하고 상호 비교하는데 이론적 예측 즉 이론 침하-시간 곡선을 계산하여 각각의 관측자료와 비교하여 실제 침하와 이론 침하곡선등을 비교하게 된다. 무처리의 경우는 거의 1차원 압밀이론에 의해 예측하고 S.D의 경우는 Barron이론에 의한 것이 상례이다. 이 결과 무처리의 경우는 예측값보다 실제 침하가 더 빨리 진행되고 침하량은 대차가 없다는 것은 잘 알려진 사실이다. 이 현상을 설명하는데 공학적으로 정당하다고 평가되는 Terzaghi계의 침하 이론이 실제와 맞지 않는 이유는 주지하다시피 실제 지반의 구성이나, 특성과 관계되고 또한 예측에 사용되는 제반 상수의 시험값에 문제가 있다는 것등 많은 원인을 생각할수 있다. 이 예측값이 실제값과 비슷해 주어야 우리는 마음놓고 공사를 진행할수 있는데 실제로는 그와 같은 경우는 드물고 무처리 지반에서는 실내 시험에서 결정된  $c_v$ 값을 더 크게 가정하여야 실제값에 접근하는 경우가 많다. 한편 S.D에서는 수평방향으로 배수가 진행되므로  $c_v$ 대신  $c_h$ 를 써야 한다는 것은 원칙이다. 퇴적조건으로 볼 때  $c_v > c_h$  인것은 분명하지만 S.D타입에 의한 교란을 받아  $c_h$ 가 저하되므로  $c_v = c_h$ 로 보고 계산한다. 그러나 무처리 지반을 포함하여 1차원 압밀이 일어나는 성토 조건을 제외하고 도로와 같은 2차원 구조물이 재하되는 경우는 배수가 횡방향으로도 일어나므로 이때  $c_h$ 값에 의해 침하 속도가 결정된다. 침하 예측에 사용하는 이와 같은  $c_v$ (또는  $c_h$ )는 압밀시험을 통해 결정하는데 내경  $60 \times 20mm$ 의 압밀시료가 실제의 두꺼운 점토층의 거동을 표현하는데도 ①시료채취, 공시체 제작까지의 교란 ②벽면 마찰이나 시험 방법의 문제 ③점토층을 대표할만한 시료인가 ④여기서 얻은 상수를 실제에 적용하는데 있어서 상사법칙이나 Scale effect등의 문제점이 먼저 떠오르게 된다.

전기 ①,②문제는 많은 실험연구가 있어 이의 영향은 정량적 보정은 어렵지만 주의깊은 취급이나 정교한 시험을 통해 오차를 줄일수 있다. ③의 대표성의 문제에 있어서는 많은 압밀 시험을 통해 그 결과를 통계적 처리로 신뢰성을 갖도록 하는 것은 어렵지 않다. 그러나 어느나라에서나 이와 같은 예는 볼수없고 소수의 시험을 갖고 전체를 판단하는 것이 상례이다. 따라서 이 결과를 대표적 시험치로 판단하기 위해서는 많은 경험과 판단력이 필요하다. ④의 Scale effect 상사법칙의 문제는 이론상으로도 전혀 접근 할수 없고 Scale effect문제에 대해서는 Aboshi(1973)의 연구가 큰 시사를 주고 있다. 그림-15는 완전히 교란시킨 Hiroshima점토를 6년간 대형압밀조에서 압밀시켜 균질한 인공점토를 만든 후 이로부터 직경과 두께의 비를 3으로 하는 크기가 다른 5종의 공시체를 만들어 1차원 압밀시험을 시행한

것이다. 최대시료는 두께 1m, 직경 3m이다. 압밀 용력은  $2t/m^2 \sim 8t/m^2$ , 수 백일에 걸쳐 실측된 결과인데 이로부터 알수 있는 것은 (가) 시료가 두꺼울수록 1차 압밀침하량은 크고 2차 압밀부의 직선부를 공유 할 만큼 발달하지 않는다. 그림에서 화살표는 100%압밀이 끝나는 점인데 이에 대응하는 Strain은 시료의 크기에 따라 증가하지만 이 증가 만큼  $\Delta e$ (증가분)는 작아지지 않으므로  $m_v$ 는 시료 size에 따라 커진다.  $m_v$ 가 커진다는 것은 실제지반의 침하량을 과소 평가하게 된다. (나) 2차 압밀의 진행은 모두 평행선이다. 따라서 균질점토에 대한 압밀시험결과에서 얻는 2차 압밀을  $c_a$  값은 직접 원지반에 대해 사용할수 있다. 그림에서 D점은 표준 압밀시험시의 24시간때의 값이다. 이 D점의 Strain은(화살표) 100%압밀점의 Strain과 비교할 때 약 3% 더 크다. 한편 No.5(1m 두께)시료의 100%(화살표)와도 1%이상의 Strain 차이가 있다. 만일 시료가 더 두껍거나 균질 점토지반이 10m가 넘는다면 표준 시험의 24시간 Strain 값이 그때의 100%압밀량에 해당될것으로 보인다. 즉 우리가 관행으로 쓰이는 24시간 압밀량으로부터의 모든 계산은 ①의 오차를 완화시켜 실제 압밀침하량에 접근시키고 있다. (다)  $c_v$ 는 시료의 두께와 더불어 커진다. 그림에서 점선은 표준시험(No.1)의 결과로부터 얻어지는 2차 압밀의 직선부는 시료의 두께에 상관없이 공유된다는 이론으로부터 크기가 다른 시료에 대한 시간-침하 관계를 예측한 것이다. 이 이론 곡선은 어느 경우나 실측값보다 늦게 압밀이 진행된 것을 보이며 실측곡선에서 얻어지는  $c_v$  값은 시료 두께와 더불어 증가 되어 1m 두께의 시료에서는 표준시험의 2.3배를 보이고 있다.

이상과 같이 논의를 통해서 보면 표준시험에서 얻어진 결과가 실제와는 기본적으로 많은 차이점을 내포하고 있다.

이 연구는 균질시료를 만들어 공시체 치수의 변화를 통해 Scale effect를 고찰한것인데 ㉑과 ㉒는 압밀 침하량이 비교적 실제와 가깝다는 현장의 경험에 대해 뒷받침하는 연구이지만 마지막은 시간과 침하의 관계 즉 침하속도 관계는  $c_v$  값이 실제는 더 크다는 사실외에는 정량적 관계를 설정하지 못한다.  $c_v$  값이 1m 두께의 시료에 대해 표준시험시의  $c_v$ 의 2.3배 정도는 표준시험시  $\sqrt{t}$  법이나  $\log t$  법에서 얻어지는 차이 정도이다. 실제 지반은 이보다 더 두껍고 구성자체가 매우 복잡하므로  $c_v$  값이 수십배 크다는 보고는 많다. 복잡한 퇴적조건을 갖는 층적 점토층은 Terzaghi가 언급한것처럼 ASTM의 규격에 따라 제조된 제품이 아니다. 우리가 1m 미만의 Sampler로부터 얻어 낸 점토시료의 압밀 자료는 이와 같은 기본 문제외에도 점토층에 끼여 있는 seam 또는 parting이라고 부르는 얇아도 배수층으로서 기능 할수 있는 배수층이 있으면 압밀에 소요되는 시간을 대폭 단축되고 이 층을 무시한 시간-침하관계는 아무런 의미가 없게 된다. 그러나 다행히 시공과정에서 침하 관측을 통해 비록 크게 어긋나지 않는다면 이와 같은 잘못된 예측을 수정할수 있으므로 합리적인 방향으로 공사를 진행할 수 있지만 이와 같은 예측은 정보화 시공을 위해서도 매우 중요하고 빼 놓을수 없는 작업이다. 작은 시료를 통해서 얻어낸 정보가 큰 자연지반에 적용하는데는 한계가 있음을 Aboshi의 연구를 통해 알수 있지만 거시적인 투수계수의 결정이 바로 실제에 가까운

예측을 가능케 한다는 주장은 설득력이 있다. 즉 Rowe(1972)는 그의 Rankin Lecture에서 연약점토층의 mass permeability를 논하고 있는데 불균질한 연약 점토층의 압밀특성은 적어도 직경 25cm이상의 불교란 시료에 의해 압밀시험을 수행해야 되며 이 보다는 현장 투수시험에 의해 투수계수를 결정해야 한다고 강조하고 있다. 그는 영국의 case study를 통해 표준 압밀시험을 통해 결정된  $c_v$  ( $2 \sim 30 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ ) 값을 갖는 점토층에 S.D의 필요성을 평가하기 위해 현장 투수시험을 시행한 결과로부터 얻은  $c_v$ 는 약 100배 크고 대형시료의 압밀시험 결과로부터는 성토에 의해 압밀이 종료된 유효응력에서도 약 10배의  $c_v$  값이 측정되어 S.D개량의 필요성이 없다고 판단했다. 그는 이 case study에서 이와 같은 mass permeability를 통해 예측한 결과와 직경 75mm 높이 25mm의 압밀시험에서 예측한 결과를 실제 침하에 대해 그림-16을 제시하고 있어 이와 같은 문제의 해결에 큰 희망을 주고 있다. 그리고 이 방법의 이용은 그리 어려운 것이 아니다.

한편 예측곡선과 실측곡선과의 대비가 잘 나타나고 있는 그림-3을 다시 살펴 본다. 이는 앞절 5의 표 ⑥에 나타난 것인데 성토구간 길이 약 200m를 무처리구간(N구간)과 S.D구간(S구간 S.D  $\phi 430$ ,  $l=10\text{m}$ ,  $\Delta 2.0\text{m}$  pitch, 타입 멘들렐 공법) 그리고 P.D구간(P구간,  $\Delta 1.25\text{m}$ ,  $l=10\text{m}$ )으로 나누어 동일 조건으로 시험성토 한 것이다. S구간은 타설에 의해 최대 18cm의 지반 융기가 관측되고 P구간에서는 약간의 융기가 관측되었는데 시간-침하곡선 형태를 보면 대차가 없다. N구간의 실제 침하는 계산값(Terzaghi 1차원 압밀) 보다 크게 진전되고 있는데 S구간은 실측값과 계산값(Barron 이론)이 비교적 잘 맞고 있다. P구간은 같은 Barron이론에 의한 예측값이지만 실측값이 매우 느리게 진행되고 있다. 여기서 N구간의 예측이 크게 달라진 이상 S, P 두 구간의 예측곡선은 그 신뢰성을 완전히 상실했다고 볼수밖에 없다. 이때는 예측곡선의 대비는 아무런 의미가 없다. 이 경우는 만일 N구간의 실측값이 없다면 Vertical Drain은 크게 성공한 것이고 Barron이론에 의한 예측은 실측값에 매우 근사하다고 볼수 있다. 우리나라를 포함해서 외국의 S.D실시예를 살펴보면 타입공법(배제, 비배제형)을 막론하고 인접 구역에 무처리 시험구간을 설치하여 동일 조건의 재하에 의해 침하를 관측하고 여기에서 S.D의 효과를 비교검토하는 경우는 그리 많지 않다. 1950년대 Väsby에서 Kjellman의 최초 시험성토에서도 그 과정을 보면 최초의 P.D구간과 여기서 압밀이 끝나면 하중을 제거하여 이것을 인근 무처리 구간에 성토하도록 되어 있는데 이때 P.D구간과는 재하조건이 다르다. 후에 Terzaghi의 권고로 더 멀리 떨어진 곳에 무처리성토를 시행하였지만 이들이 많은 시차를 두고 관측 된것이기 때문에 보고서를 검토 하는데 혼란이 많다. 이점에서 Scà-Edeby성토는 완벽하다고 볼수 있다.

S.D가 없는 Terzaghi이론에 의한 계산값, S.D를 시공했을때의 Barron이론에 의한 계산값, 그리고 이들 실측값과의 대비가 아니면 S.D의 효과는 판정할수 없다.

## 2) Vertical Drain 시공에 따른 주변 교란의 문제

S.D 공법의 유효·무효론이 논의 될 때도 큰 흐름은 최종침하량에 있어서는 큰차가 없지만 침하속도는 개량구간이 초기부터 더 빠르게 그리고 함수비의 감소와 강도의 증가는 현저하다는 것은 인지되고 있다. 그러나 그 원인은 충분히 밝혀져 있지 않다. 배제형 멘들렐을

사용하는 S.D의 경우 관측되는 침하량은 압밀축진에 의해 발생하는 압밀량 뿐만 아니라 여러 가지 변형량이 포함되어 있다는 것은 정설이다. 점토속에 타설된 모래기둥과 같은 양의 체적이 배제되면서 점토는 비배수조건 즉 체적변화가 없는 상태에서 수직 수평방향의 압력을 받아 변위되므로 점토층에 간극수압이 급작히 상승하고 또한 지표면은 융기하면서 수평으로 이동한다. 그후 간극수압은 주로 수평방향으로 급속히 저하되고 이때 융기했던 지표면도 서서히 내려 앉는다. 즉 타설에 의한 점토 배제작용으로 상승한 간극수압은 그 양만큼 전응력을 증가시키고 그후 간극수압이 감소되면 그 양만큼 유효응력이 증가하는 것으로 이해되고 있다. 그래서 이 교란된 영역에서는 S.D의 타설에 의해 복잡한 응력장이 형성되지만 대략 3차원적 압밀이 발생하고 체적 감소가 일어나며 이 양에 상응한 함수비의 감소가 일어난다. 이와 같은 상황은 S.D타설이 끝나면 곧 성토시공이 시작되기 때문에 잘 알려져 있지 않지만 pitch가 짧은 S.D일수록 현저하다. plastic류를 쓰는 P.D에서도 Drain재 자체는  $10 \times 0.3\text{cm}$ 의 작은것이지만 이보다 훨씬 큰 멘드렐속에 넣어 압입하므로 같은 현상이 발생하지만 빠른 시간에 멘드렐은 제거되므로 배제된 점토는 곧장 P.D를 향해 다시 회복되어 체적변화가 크지 않다. 이 점이 타설한채 놔두는 S.D와는 다른점이다. 따라서 최근에는 점토를 배제하지 않는 Vertical Drain 기제가 예컨대 Jet식, Auger식등이 쓰이는 경향이 있다. 그러나 아직도 많은 경우 주로 경제성에 의해 배제형이 많이 쓰이고 있다. 이 배제형의 S.D 타설에 의해 발생하는 간극수압, 함수비의 감소, 지표면의 융기등을 S.D의 타설중, 타설후 관측한 결과가 그림-17이다. 이는 Bangkok 점토로서 Akagi(1981, 赤木)에 의해 발표된 것이다. pitch 1.2m  $\phi 300$ 의 S.D를 5행 5열로 타입식 멘드렐에 의해 8m 깊이 까지 시공된것인데 시공구간의 중앙에 설치한 간극수압계 A3(깊이 8m)와 지표면 변위계 No.31에서 S.D 타설중 과잉간극수압의 최대값은  $64\text{kPa}$ 와 지표면 융기는 135mm에 이른 것이 그림에 나타나 있다.

과잉간극수압의 감소는 매우 빨라 타설 17일 정도에서 완전 소멸되었다 한다. 그러나 융기는 서서히 침하되고 1979년 4월에 일정상태에 이른다. 체크 보링에 의한 함수비는 점토층의 2.5~6.0m 깊이에서의 평균함수비가 초기값 76.8%에서 타설후 6% 감소한 것을 보이고 있다. (이상 31의 예)

이러한 현상들은 타설에 의한 교란이 무시할수 없을 만큼 영향을 미치고 있음을 보여준다. 한편 그림-18(a)는 S.D 타설후 점토의 압밀과 강도의 변화를 살펴보기 위하여 시험한 결과인데 이문제는 말뚝을 점토층에 박을 때 일어난 현상과 똑 같다. 지금 압밀에 의한 체적변화를 함수비  $w$ 의 변화로서 나타낸다면 압밀압력  $p$ 와 비배수전단강도  $S_u$ 와는 그림과 같은 관계를 설정할수 있다. 먼저 이 그림에서 불교란 시료와 완전 교란된 시료의 압밀시험결과를  $w - \log p$ 곡선으로 나타내고 S.D를 타설한 직후, 1주일, 1개월, 1년의 기간을 두고 말뚝 인접부와 중앙부에서 불교란 점토시료를 채취하여 대비시킨 것이다. 말뚝 주변의 점토는 크게 교란되므로 강도곡선  $w - \log S_u$ 는 완전교란의 압밀곡선  $w - \log p$ 와 거의 평행이고 말뚝 중간부의 시료는 의외로 교란도가 작아  $w - \log p$ 이 불교란 압밀곡선에 평행이다. 말뚝

타설직후는 함수비는 불변상태에서 강도는 감소되고 말뚝중간부의 점토와 말뚝교란부 점토 상태는 각각 B, B'점에 온다. 이후 시간과 더불어 압밀이 진행되면 직선  $\overline{BC}$ ,  $\overline{B'C'}$ 를 따라 함수비가 낮아지고 강도는 증가된다. 이와 같은 상황은 S.D의 타입식 멘드렐 공법에서도 똑같은 상황이다. 그림-(b)는 그림-17의 시험결과를 그림-(a)처럼 정리 한 것이다.  $S_1$ ,  $S_2$ 는 S.D 타입후  $S_u$  또는  $p'$ 의 값이다. 원지반의 상태는 A점에 있고 이때  $S_{u0}$ 이고 교차점 B는 타설직후의  $S_{ur}$ 값이라고 볼수 있다. 여기서  $c_w$ 는  $c_c$ 와 같은 의미이다. 그림에서 이는 교란도를 나타내는 지표가 된다. 여기서는  $\alpha=0.53$ 이므로 타설에 의해 초기강도  $S_{u0}(21.7kPa)$ 의 53%로 저하되고 60일이 지나면 약 20 kPa정도로 회복된다. 타설후의 압밀곡선은 체크 보링에 의해 시험되지만 그림에서처럼 타설전, 타설후의 압밀곡선이 거의 평행이므로 원지반의 같은 깊이에서의 압밀곡선을 이용하여도 큰 차이가 없고 이때의 교란도  $\alpha$ 값은 거의 변화가 없다고 한다. 그림-(c)는 Akagi가 Scà-Edeby시험성토 중의 한 예를 정리한 것으로 S.D 0.9m pitch의 경우와 무처리구간의 경우이다. 여기서 S.D 타설 1년후를  $S_1$ , 초기 강도를  $S_0$ 라 하였는데 1년후  $S_1$ 이  $S_0$ 를 웃돌고 있으며 14년이 지난  $S_{14}$ 는 같은 조건의 무처리  $N_{14}$ 와 비교하면 크게 강도가 증가하고 있다. 이때의 침하량은 S.D구간이 무처리구간보다 크며 따라서 함수비의 저하도 크다. 이 침하량과 함수비의 감소량의 관계는 타입식 S.D공법이 무시할수 없는 교란의 영향을 보이는 것을 의미하며 이를 정량적으로 정의하는 방법을 제안하고 있다.

### 3) 다시 Vertical Drain 공법에 대해서

압밀효과의 촉진공법으로서의 이 공법은 현재 우리나라에서도 예외 없이 개량공법의 주종을 이루고 있다. 그러나 어떠한 조건이 만족되어야 배제형의 멘드렐을 사용한 이 공법이 확실히 유효한가에 대한 검토는 거의 없다고 보아진다. 이 효과가 확실한가의 판정은 동일조건의 무처리 시험성토를 통해서 확인하는 수 밖에 없다. 비록 이 공법의 적용성에 문제가 있는 토질이라고 하지만 그림-3의 경우를 살펴보면 무처리구간에서의 이론적 예측은 빗나가고 있으므로 그 이후의 S구간이나 P구간(S.D, P.D시공구간)의 Barron이론에 의한 이론곡선도 의미가 없다. 실제의 침하는 P구간과 무처리구간(N구간)은 뒤바뀌어 있고 S구간은 어느정도 근접하고 있으나 이들은 거의 평행이 수렴되어가고 있다. 정밀한 시험이나 고도의 고찰을 통해  $c_v$ 나  $c_h$ 가 측정되고 고려사항을 반영하여 계산한 결과와의 괴리는 충격적이다. 실측값과의 비교에서 오는 차이는 무엇에 기인한것인가는 상식적으로는 교란의 영향을 첫째로 들수밖에 없다. 따라서 사용기종과도 관계된다. 많은 경우 무처리구간과의 대비가 없이 실제 침하와 이론치의 비교에 골몰하고 있어 무처리에 비해 어느정도의 효과가 있었는지를 알지 못하는 경우가 우리나라에서는 많다.

S.D에 관한 이론적 연구는 매우 역사가 오래되고 특히 교란부의 영향에 대해 많은 논쟁이 있었으나 실증적 연구는 그리 많지 않고 이 영향이 지대하다고 보지만 아직 정량적 정의는 없는 상황이다. 오로지 현장의 무처리구간과의 대비가 유일한 방법이라고 할수 있다. 분명한 것은 교란에 의해 평균적  $c_h$ 는 크게 저하된다는 사실일 것이다. 대체로 S.D가 무효라

고 주장하는 사례를 보면 무처리 또는 개량구간을 막론하고 압밀침하가 비교적 단기간내 종료되는 경우가 많다. 즉 개량할 필요가 없는 지역을 개량한것이라고 생각할수도 있다. 이와 같은 점은 Rowe(1968)가 모래나 silt의 얇은 층을 내포하고 있는 silty clay층에서 mass permeability로서 압밀계수( $c_v$ )가  $3 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$  ( $100 \sim 150 \text{ft}^2/\text{gr}$ )보다 크면 S.D는 불필요하다는 한계는 음미해 볼 필요가 있다. 그는 또 점토층내에 있는 투수성이 큰 얇은 층이나 균열, 나무뿌리의 구멍 같은 것도 mass permeability에 크게 영향을 주므로 표준치수의 압밀시험으로서 S.D 같은 유효성을 판단할수 없다고 주장하고 있다. 그는 Scà-Edeby의 유효성도 점토가 매우 균질하고  $k_h$ 가 매우 낮기 때문에 유효했다고 보고 있다. 또 S.D의 효과를 부인 하지 않지만 타설시에 발생하는 간극수압이 후에 성토하중에 의해 발생하는 간극수압보다 크지 않다면 그리고 점토층이 매우 균질하다면 효과가 있다고 보고 있으며 이 경우 배제형 멘드렐의 사용도 경제성이 있다면 무처리구간을 두고 현장시험을 통해 결정할수 있다고 주장한다. 문제는 현재 경제성과 능률적이란 관점에서 그 효과와 메커니즘이 충분히 밝혀져 있지 않지만 대부분 배제형 V.D공법(멘드렐)이 시공되고 있는 반면 능률이 떨어지고 고비용인데도 그 효과가 확실히 확인되지 않는 값비싼 비배제형 S.D시공 기계를 도입하려는데는 문제점이 있다고 생각된다.

1970년 S.D의 종합적 연구결과로서 Johnson이 지적하였다는 다음 사항을 음미해볼 필요가 있다. (1) 배제형 S.D는 과연 유해한가? (2) 그외의 방법 즉 비배제형 S.D타설방법은 충분히 우수한 결과를 보여주는가? (3)배제형에 비해 고가의 이 방법이 과연 옳은 선택인가? 하는 점등이다.

마지막으로 Vertical Drain공법의 시공범위에 대해 언급하고 끝낼까 한다. 원칙적으로 시공 넓이와 깊이는 구조물의 안정 조건에 의해 필요한 강도 증가의 범위에서 결정되고 이때 개량깊이는 침하속도와 강도 증가속도 그리고 준공후의 잔류침하량의 허용한도에서 요구되는 범위 이내에서 결정된다. 그리고 V.D공법의 효과는 재하중에 의해 발휘되므로 재하범위를 벗어난 경우는 의미가 없다. 한편 도로나 기초지반같이 부분재하를 받는 지반에서는 재하면 단부 부근의 점토층이 큰 전단응력을 받아 용기와 같은 변형을 일으킨다. 이와 같은 점을 고려하여 범위를 정해야 한다. 따라서 도로와 같은 경우는 일시적인 압성토공법을 써서라도 단부 강화를 고려해야 하며 하중조건을 같게하고 난 뒤 사면을 정리하는 것이 단부부근에서의 문제점이 해결된다. 또한 S.D개량깊이는 -20m 정도가 확실한 효과를 기대할수 있으며 이보다 더 깊으면 시공상의 곤란, 공비의 급증, 배수능력과 관련된 손실수두의 증대가 있어 간극수압의 배제가 감소된다고 알려져 있다. 한편 P.D의 경우는 투수성은 크지만 단면이 작으므로 투수능력에 한계가 있어 적용한계가 있다. Pack Drain과 P.D의 비교 시험에서 Pack Drain은 개량깊이가 10m를 넘으면 압밀진행에 지연현상이 보이고 소형이기 때문에 토압에 의해 변형되고 투수성이 떨어진다고 한다. P.D는 토압에 의한 변형은 극소하다고 볼수 있으나 침하에 의한 심한 굴곡등에 의해 통수능력이 저하되는 것은 당연하다. 그러나 이와 같은 경우의 정량적 보정방법은 현재없다. 다만 개량지반의 대상심도에 대응하는 구속압 아래 통수능 시험을 통해 제점 폭당의 통수능력( $\text{cm}^2/\text{s}$ )을 정하고 시공깊이, 타설간격( $n$ 값) 대상



지반의  $c_v$ 에 따라 본당·부담하는 압밀배수량을 계산하고 소요 시간내에 배수능력이 확인 되도록 선정하는 수밖에 없다.

한편 V.D를 타설한 깊이에 대한 압밀 효과는 깊을수록 감소된다. 이는 Drain 깊이의 장단에 상관없이 나타난 현상이다. Drain의 투수성이 침하에 의해 굴곡되거나 점토분의 혼입으로 투수성이 저하되기 때문이며 광대한 매립지반에서는 비록 Drain의 투수성이 유지된다하여도 상부 배수층이 얇거나 자유수면까지의 거리가 큰 경우에도 압밀지연이 발생한다. 이와 같은 문제는 특히 매우 깊은 타설길이에 대해서는 Drain Well내에 손실수두가 발생하며 Barron 해보다 늦어지므로 Well Resistance를 고려한 Yoshikuni(1979)의 근사식으로 검토해 볼 필요가 있다.

현장에서 S.D 시공시 흔히 모래기둥이 잘 다져지고 강성이 커야 좋을것으로 이해되고 있는데 이것은 원리에 비추어 보면 정반대이다. Barron의 이론은 모래기둥에 재하에 의한 응력집중이 없는 경우를 가정하고 있다. 따라서 모래기둥도 가요성을 갖고 점토지반과 함께 변형되는 것이 이상이다. 그러나 실체는 모래기둥을 다지지 않는다 하여도 상대적으로 강성이 크므로 재하에 의해 응력이 집중되며 주위 변형에 대한 저항체가 된다. 따라서 철저한 관리에 의한 다짐기둥을 만드는 것은 금기사항이다. 연속성을 유지할수 있을정도의 다짐관리가 필요하며 그리고도 설계상의 허용범위내에서 짧게 타설하여 하부에 미개량부를 남겨두는 것이 상례이다. 하부에 있는 모래층까지 관통하는 경우를 보는데 신중한 적부검토가 필요하다. 다만 하부의 미 개량부를 남겨두되 이 부분의 침하가 잔류침하에 영향을 주어서도 안되는 길이 만큼 남겨 두어야 한다.

<참고 문헌>

1. Aboshi, H. (1973) : "Vertical Drain 工法에 의한 軟弱地盤 改良"  
日本土質工學會 "土と 基礎" Vol.20-8, No.174 pp5~12
2. Aboshi, H. (1973) : "An Experimental Investigation on the Similitude on the Consolidation of a Soft Clay Including the Secondary Creep Settlement" Proc. 8th. Int'l conf. on S.M. & F.E. Vol.4.3, p.88
3. Aboshi, H. (1983) : "깊은 기초지반 개량의 실제 강좌 5. V.D는 유효한가"  
日本土質工學會 "土と 基礎" Vol.31-2. No.301 pp69~74
4. Akagi, T. (1981) : "Effects of Mandrel-Driven Sand Drains on Soft Clay"  
Proc. 10th. International conf. on S.M. & F.E. Vol.3, pp581~584
5. Akagi, T. (1983) : 土木工學大系(34). 日本彰國社(1983)
6. Bromes, B. and  
Holtz, R.D. (1972) : "Long-Term Test at Scà-Edeby"  
ASCE, Vol.1 Part1, pp435~464, Proc. of the Special Conference on Earth-Supported Structures.
7. Casagrand, L. and  
Poulos, S. (1969) : "On the Effectiveness of Sand Drains"  
Canadian Geot. Journ. Vol.6, p287
8. Rowe, P.W. (1968) : "The Influence of Geological Features of Clay Deposits on the Design and Performance of Sand Drains" Proc. Supplement, Instn. Civil Engrs. 7058S. pp72
9. Mochinaga, R. (1978) : "岩見澤 試験盛土에 있어서 軟弱地盤의 舉動 測定"  
日本土質工學會 "土と 基礎" Vol.26, No.7. pp11~17
10. Saito, M. (1968) : 日本土質工學會刊 "土質調査試驗結果의 解釋과 適用例" pp1~28
11. Saito, M. (1981) : "實証 土質工學" 日本技報堂 出版 pp67~89
12. SGI (1981) : "Long term Consolidation Beneath the test fills at vàsby"  
by Chang, Y.C.U. Rep. No13. SGI
13. Yoshikuni (1979) : "Vertical Drain 工法의 設計와 施工管理" 日本技報堂 出版

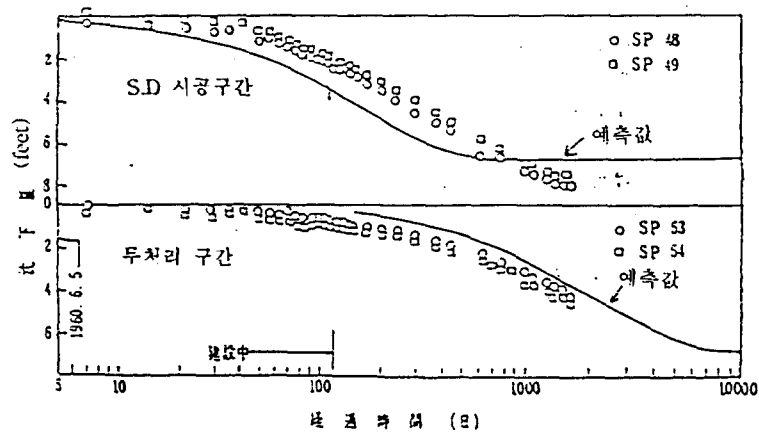


그림-1(a) Napa 강의 비교실험 (침하, 15ft성토)

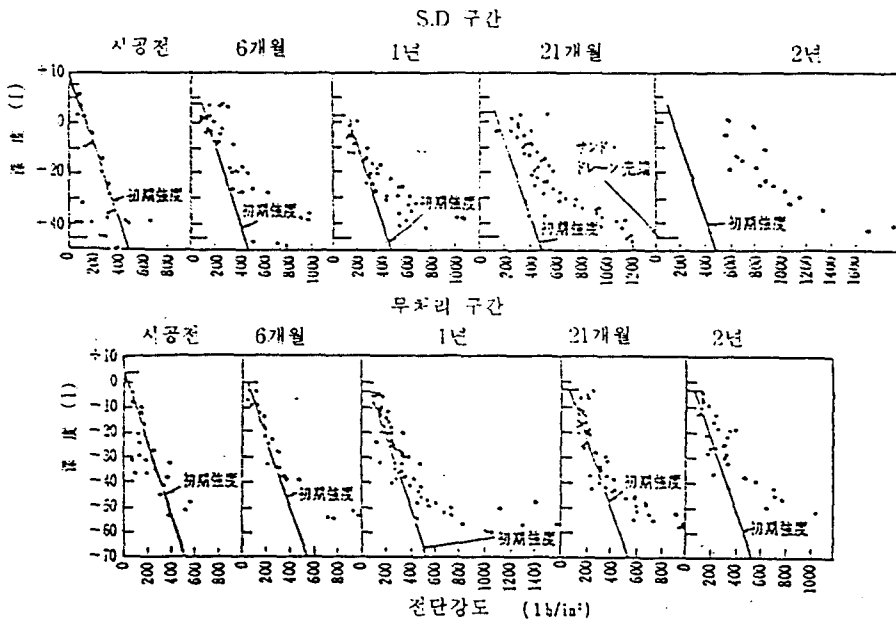


그림-1(b) Napa 강의 비교실험 (강도증가, 15ft성토)

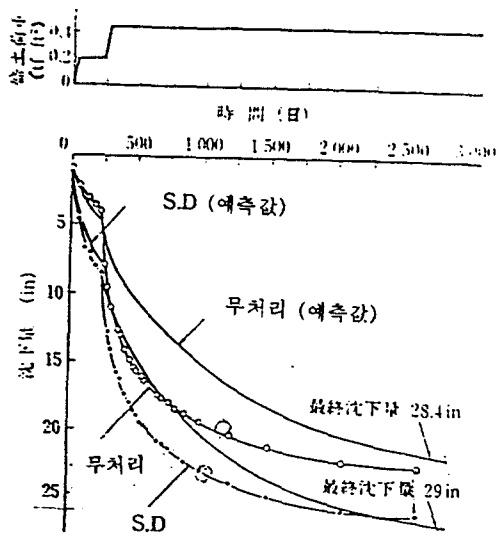


그림-2 S.D 무처리구간의 평균 침하곡선 (Lewis)

項目	區間 A	B	C	D
中心間隔	2.4 m	2.4 m	1.6 m	0 m
打設長	8 m	20 m	8 m	0 m

D 區間 無處理區間

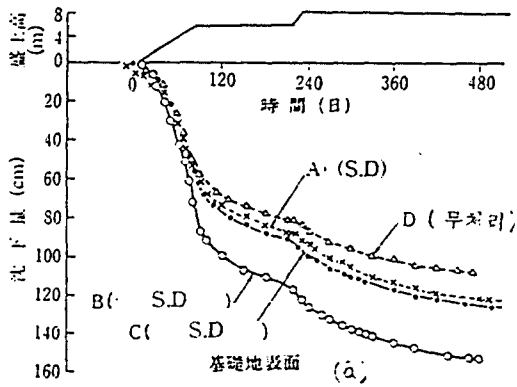


그림-4(a) 메인신 오가끼 무처리, S.D의 침하 비교(1)

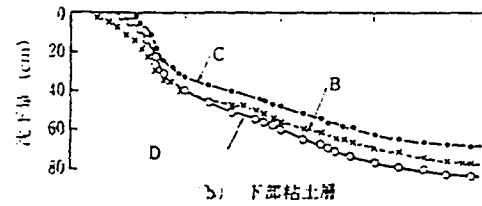
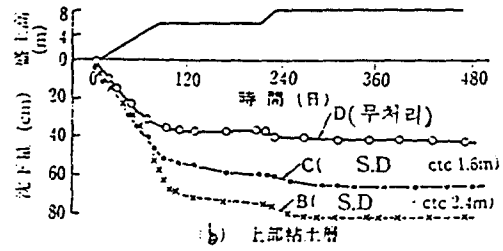


그림-4(b) 메인신 오가끼 무처리, S.D의 침하 비교(2)

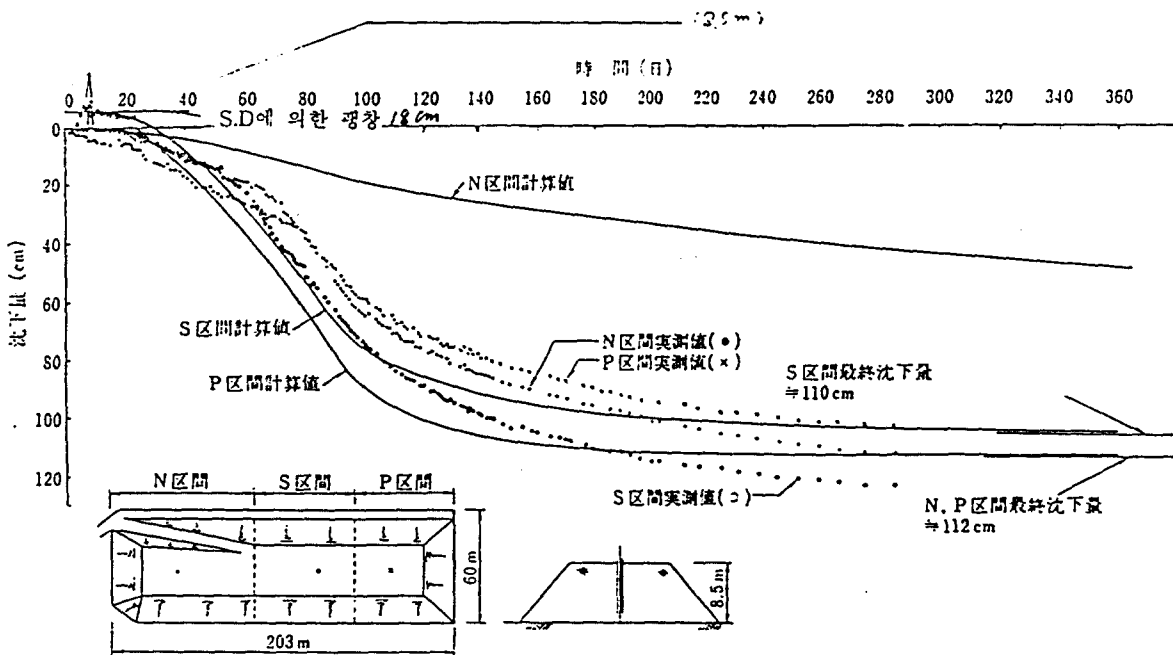
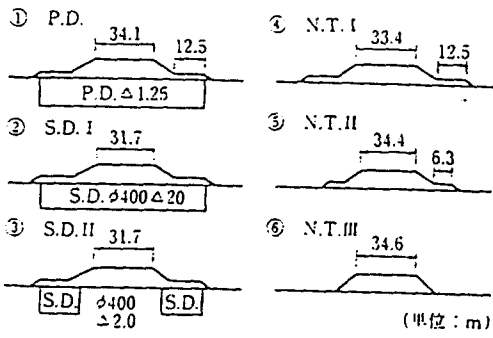
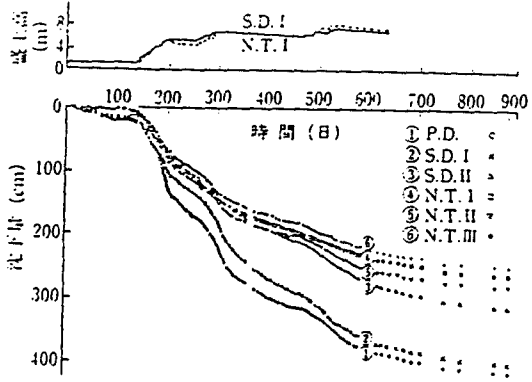


그림-3. 일본 아쓰기 시험성토의 침하결과



(a)



(b)

그림-5. 일본 이와미자와 시험성토의 미처리, S.D의 침하비교

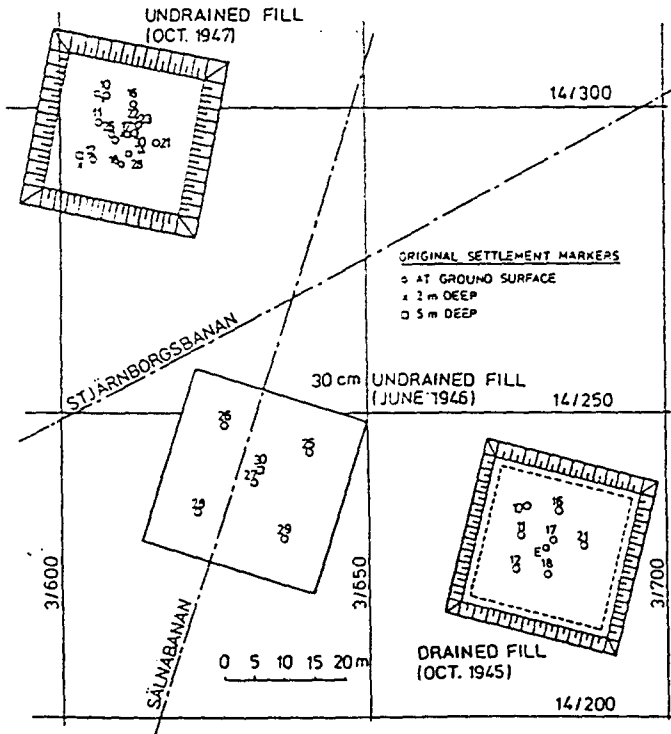
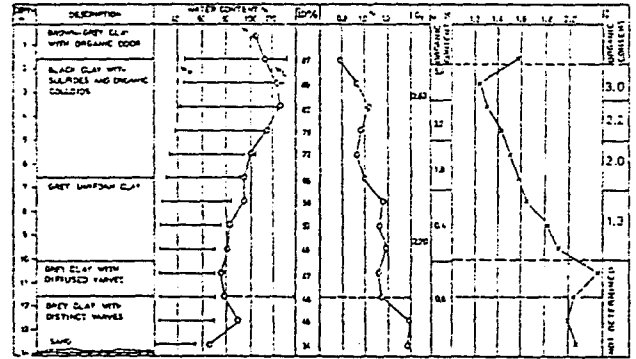


그림-6. Location of three loading (SGI, Väsby)



SUMMARY OF SOIL PROPERTIES AT THE VÄSBY TEST FIELDS

그림-7. Väsby 지반개요

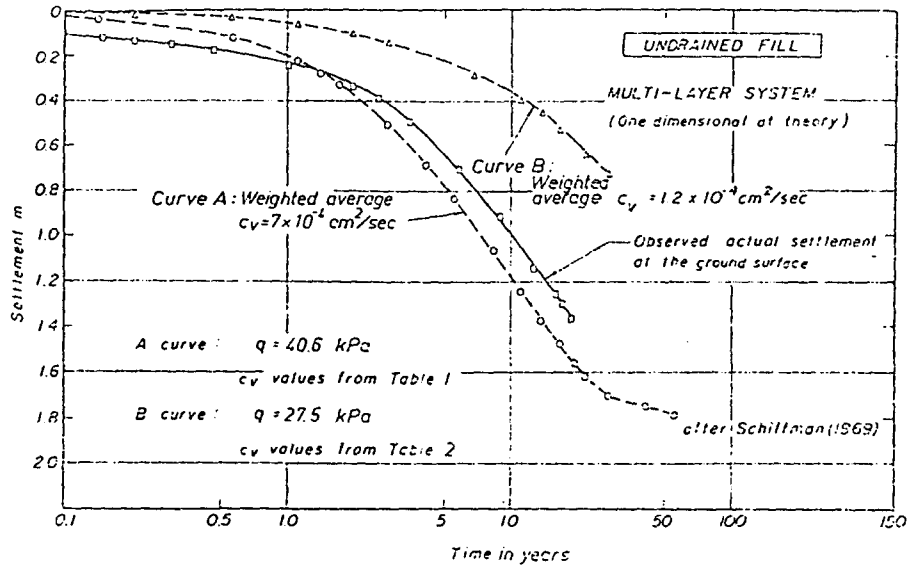


그림-8. 다층지반으로 계산한 침하곡선 (Väsby)

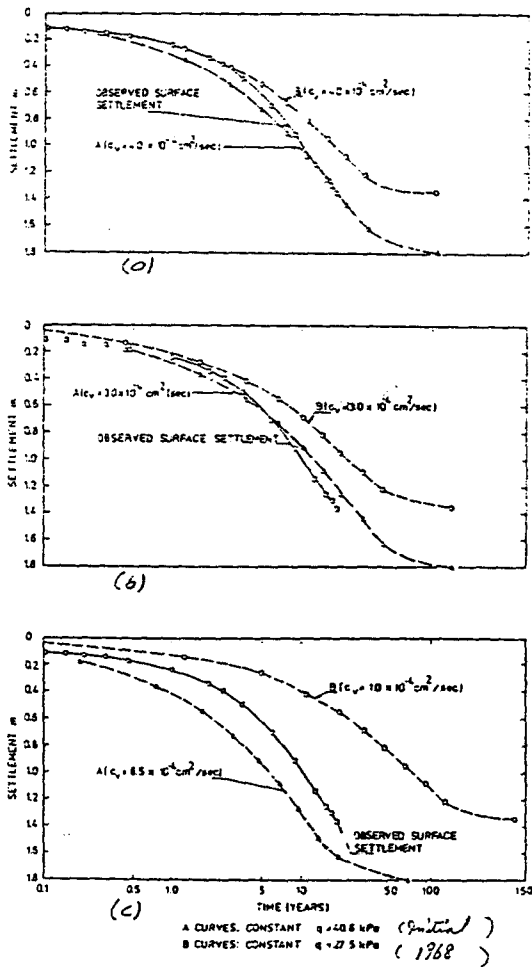


그림-9. 무처리 구간의  $c_v$  값에 의한 침하곡선의 비교 (Väsby)

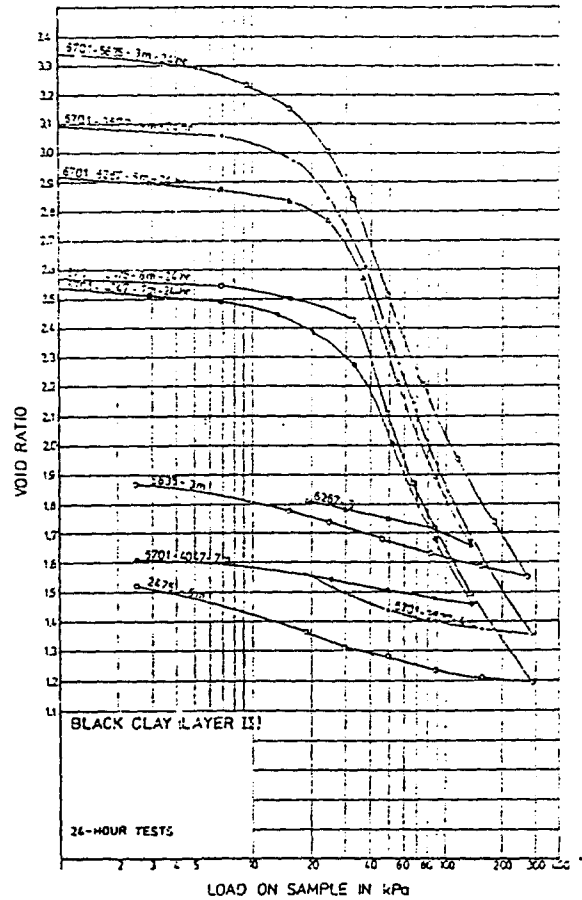
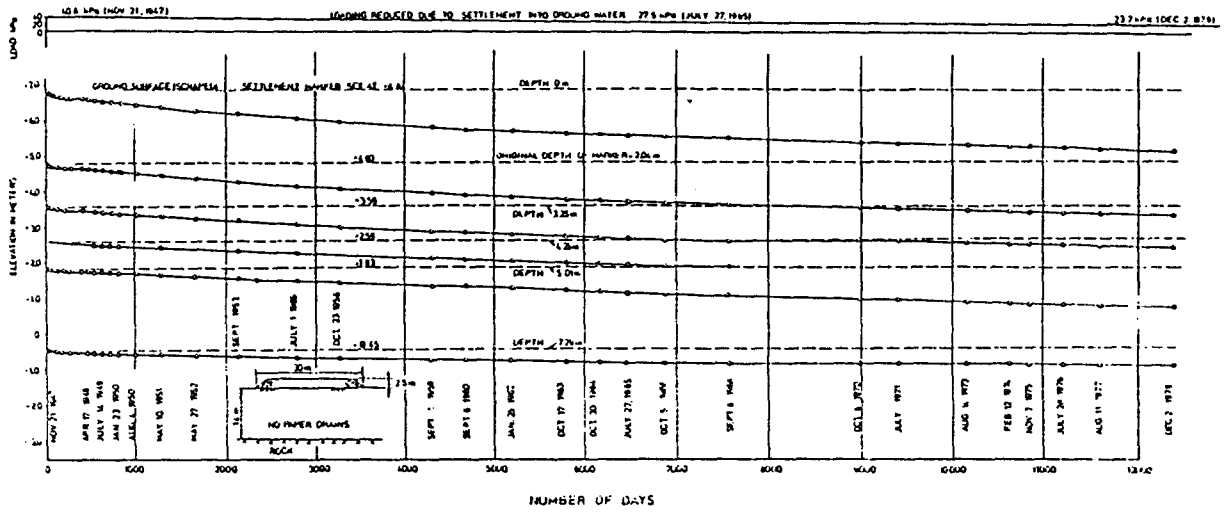
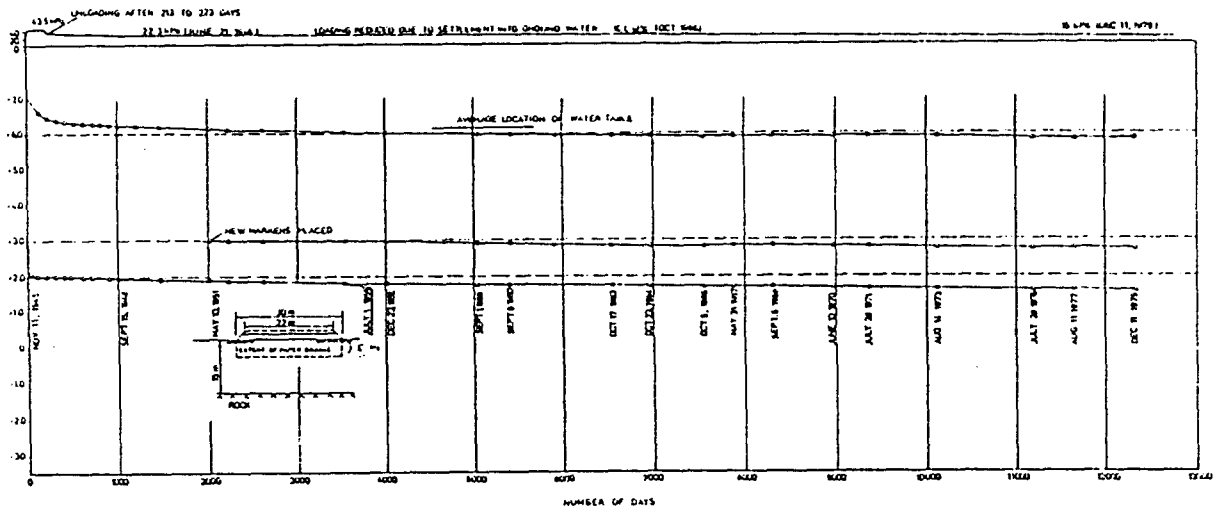


그림-10. 압밀시험기의 측방 마찰을 제거한  $e - \log p$  곡선의 예 (Väsby)



(a) Undrained Fill: Load intensity and settlement vs time. (Väsby)



(b) Drained Fill: Load intensity and settlement vs time. (Väsby)

그림-11. S.D 및 무처리구간의 침하 관측 (Väsby)

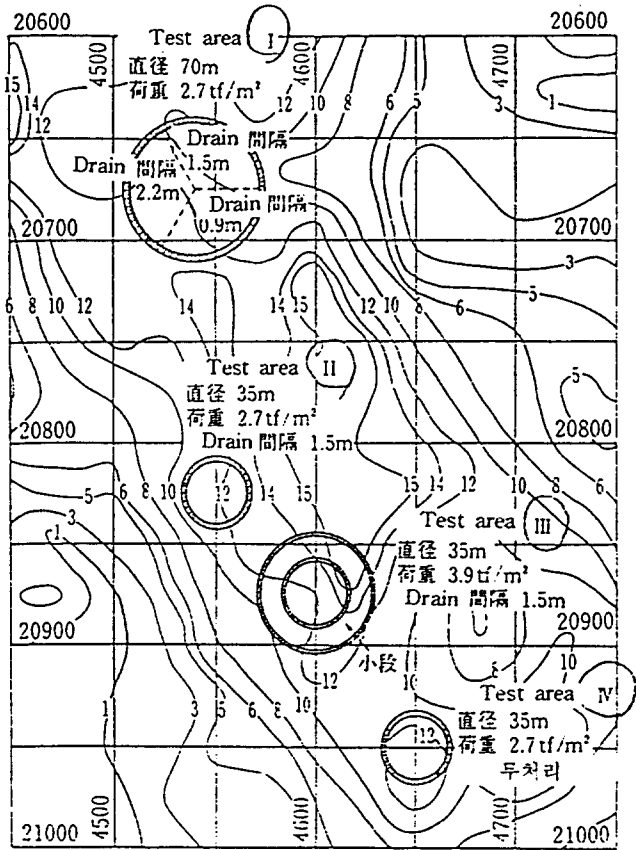


그림-12. Scä-Edeby 시험성토의 배치

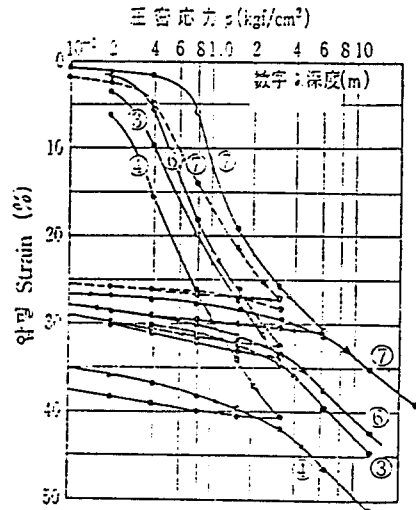
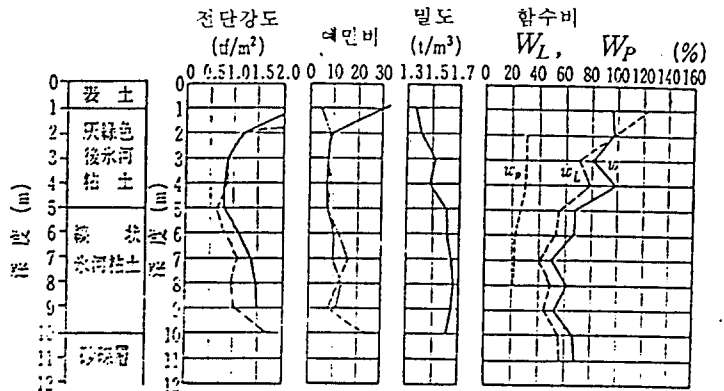


그림-13. Scä-Edeby의 지반 특성

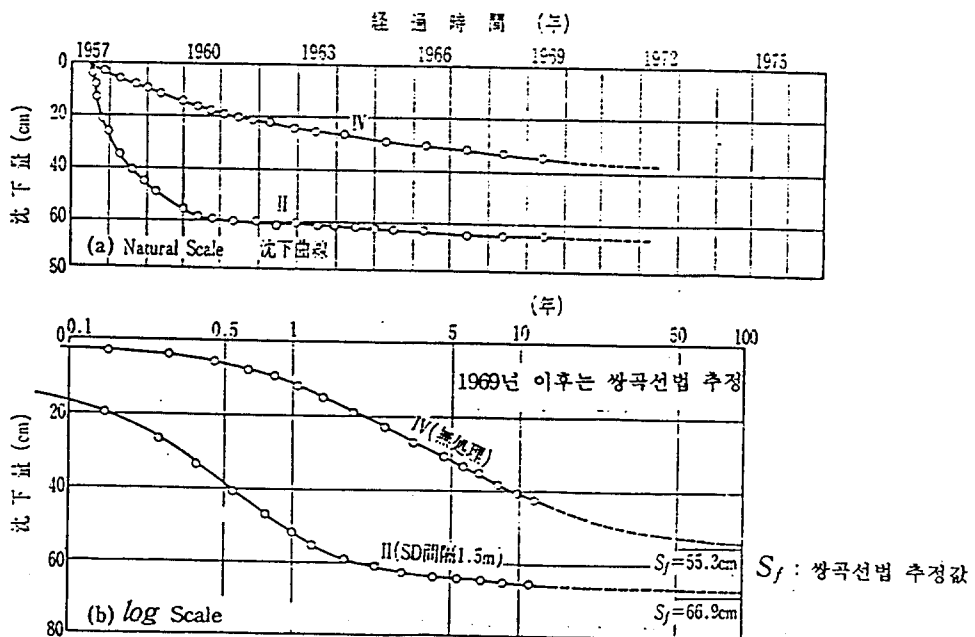


그림-14. Scä-Edeby의 비교시험성토의 침하곡선



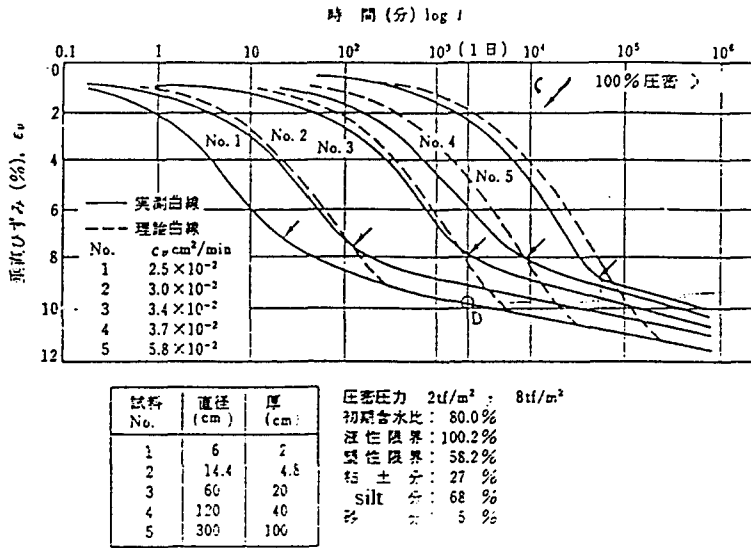


그림-15. 치수차이에 의한 압밀시험결과

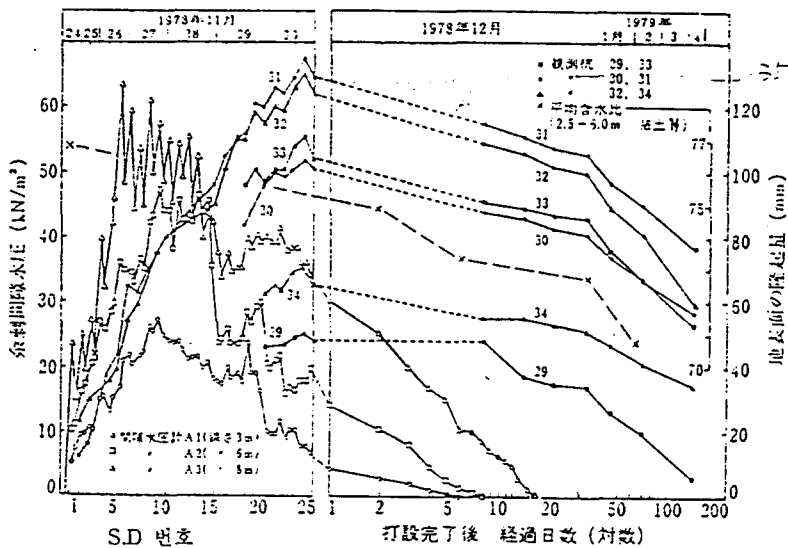


그림-16. 배제형 맨드렐 사용 S.D의 영향

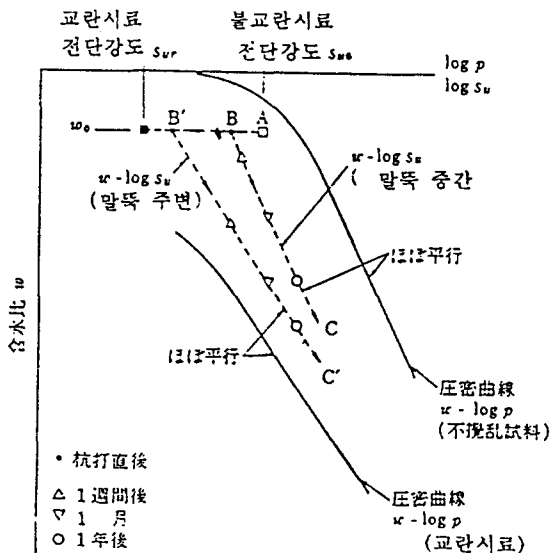
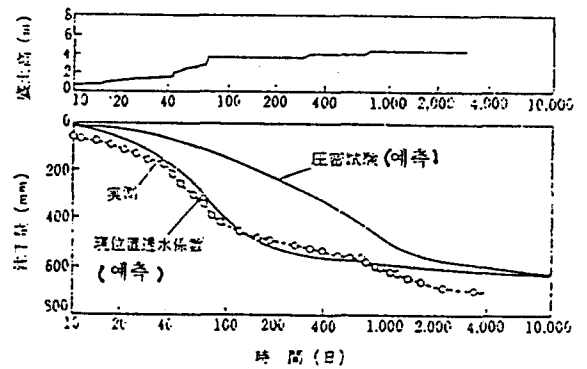
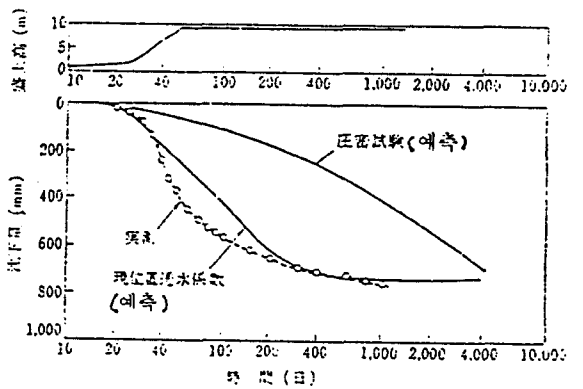


그림-18(a) 말뚝 타설후의 점토 압밀과 강도 변화



(a) Oxford 상토



(b) Avon 상토  
그림-17. 성토침하의 예측과 실측 (mass permeability를 적용)

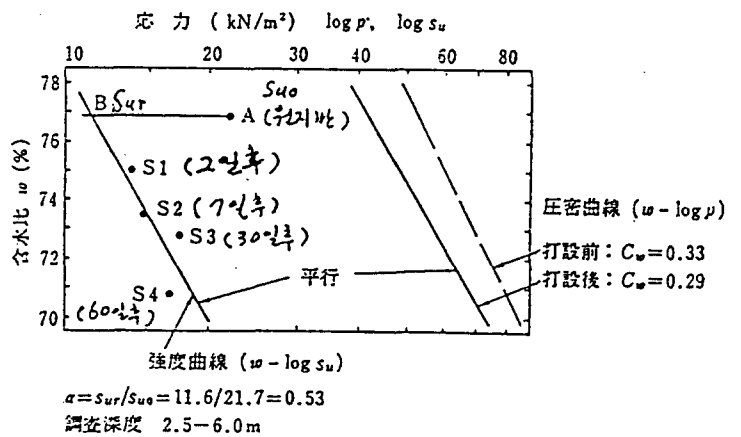


그림-18(b) 배제형 맨드렐로 S.D 타설후의 압밀과 강도 변화