軟弱地盤 上에 築造된 構造物의 變形對策 檢討事例

藤 井 俊 逸*,　高 在 晩**1)
(FUJII SHUNITSU), (KOH JAEMAN)

Ⅰ. 사례 1 : 연약지반상에 설치한 吊橋의 변형대책 검토 例

1. 개 요

연약지반상에 (그림 1)과 같은 보행자 전용 적교(폭 2.0m)가 설치된 현장에서 공사 완료시인 1980년 1월 부터 8년6개월동안에 교대 및 케이블 고정용 앵카체(Enchorage)가 서서히 이동하였다(그림 1참조). 본 사례는 이 교량의 이동원인을 조사하고 대책공법을 검토한 자료를 정리한 것이다.

2. 이동원인의 검토

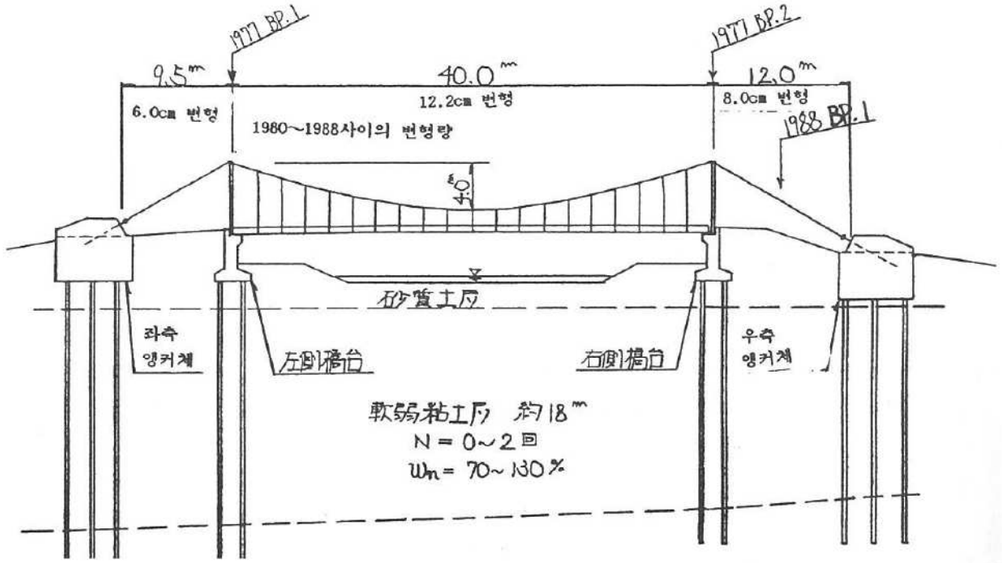
1) 압밀시험에서 얻어진 압밀항복응력 및 주변의 지반침하량 측정결과로부터 교대배면부 성토에 의한 압밀은 종료되었다고 판단하였다.
2) 일축압축 시험결과로부터 토질강도를 구해 교대부의 원호활동계산을 실시한 결과 안전율은 Fs = 1.16으로 나타났으며 현재상태는 활동에 대해서 안정되었다고 판단하였다. 강도증가율 m에 의해 성토전의 토질강도를 추정해서 안전율을 구한 결과 Fs<1.0으로 나타났다. 이것으로 부터 교대의 이동원인의 하나로서 측방유동이 고려되었다.
3) 앵카체의 이동원인은 다음의 2가지로 판단하였다.
   ① 교대이동에 의한 수동저항의 감소.
   ② 지반침하에 의해 앵카체 저면에 공동이 생겨 저면마찰력이 감소.

3. 대책안의 검토

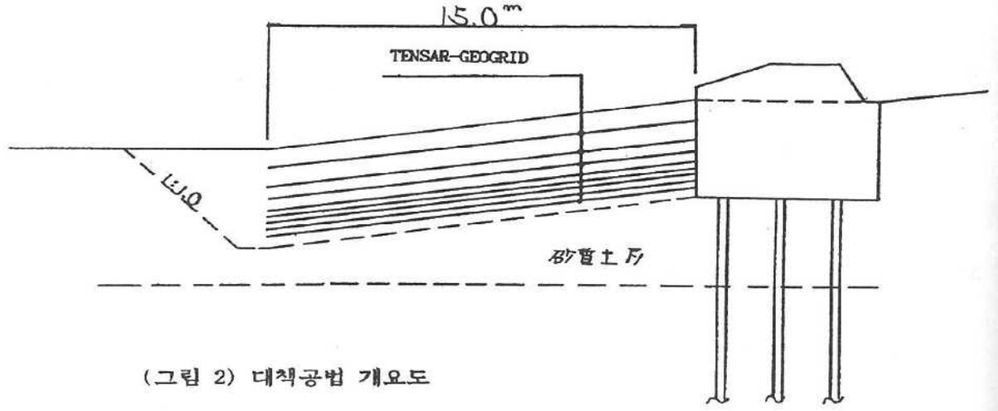
1) 이동원인으로부터 앵카체가 케이블 장력에 대해 이동하지 않는다면 안정한 것으로 고려하였다.
2) 그래서 앵커고정부와 배후토괴를 (그림 2)와 같이 지오그리드(제품명 TENSAR)에 의해 일체화 시킴으로써 앵커체의 중량을 증가시켜 케이블 장력에 대해 지오그리드가 파괴, 인발되지 않게하여 일체화된 토괴전체의 이동이 없도록 설계하였다.

---

* 日本 FUJII 基礎設計事務所, 日本技術士(土質 및 基礎)
** 正會員, 大同 技術研究所 責任研究員



(그림 1) 교량 형상 및 변형량 설명도



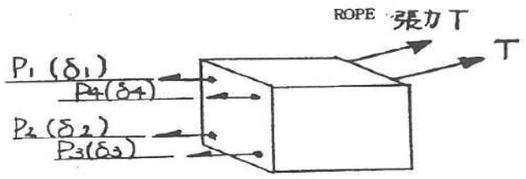
(그림 2) 대책공법 개요도

3) 토괴의 일체화에는 다음의 이유로서 지오그리드를 사용하였으며 사용 지오그리드의 물성치는 <표 1>과 같다.

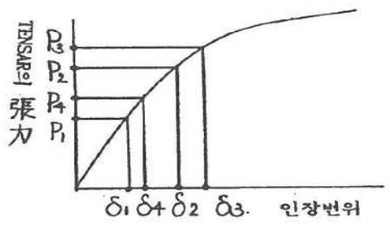
① 연약지반상에 설치되기 때문에 부등침하에 대응가능한 구조이어야할 필요가 있었다.

② 케이블 장력에 의한 앵커체의 이동량은 (그림 3)과 같이 장소마다 다르기 때문에 재료내의 인장력도 (그림 4)와 같이 변화한다. 재료 부설시의 느슨함(이완)도 재료에 작용하는 인장력의 差를 발생시킨다. 예를 들어 강재의 경우는 지오그리드에 비해 영계수가 커서 인장력의 差를 발생하기 쉽다. 따라서 강재의 단면선정시에는 안전율을 크게할 필요가 있다.

③ 지오그리드는 인장력이 클수록 크리프 변위가 큰 성질이 있어 인장력의 대소에 따라 응력완화량이 다르다. 그렇기 때문에 시간과 함께 설치장소에 의한 인장력의 차가 적게 되어 안전측이 된다.



(그림 3)케이블 장력에 의한 앵커체의 이동량

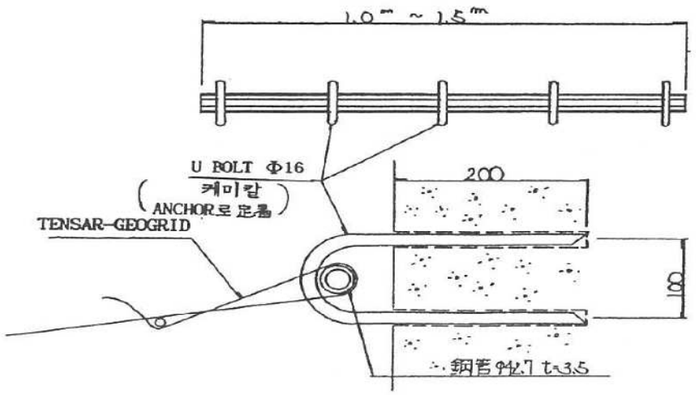


(그림 4) 지오그리드의 인장력과 변위와의 관계

4) 지오그리드 채용의 문제점과 대책

① 지오그리드와 앵카체의 접합은 지오그리드가 전단력, 지압력에 약한 재료이기 때문에 (그림 5)와 같은 구조로 설치하였다.

② 지오그리드의 크리프변위는 항복강도의 40%를 넘으면 크게되기 때문에 장기설계하중을 항복강도의 40% 이내로 하였다.



(그림 5) 지오그리드와 앵커체 접합부의 구조

5) 시공방법의 검토

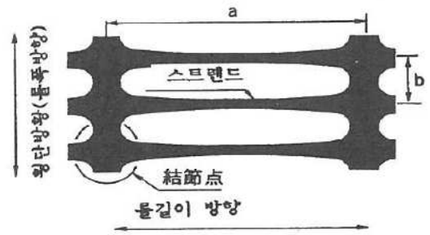
시공은 다음의 수순으로 시행, Girder 자중에 상당하는 프리스트레스를 지오그리드에 도입시켰다.

① Girder의 지보
② 케이블의 장력제거
③ 앵커체 배후굴착
④ 지오그리드 포설후 성토
⑤ 케이블의 재긴장

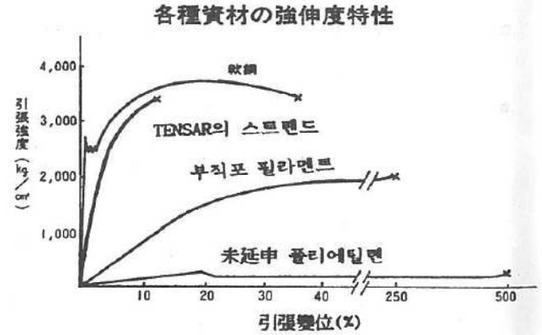
또 성토의 충분한 다짐 및 지오그리드 설치시의 이완방지를 위하여 웰포인트 공법에 의해 시공기면을 건조상태로 하여 시공하였다.

< 표 1> 사용 지오그리드의 물성치 (일본 M사 제품)

치 수			인 장 강 도 (tf/m)			재질	연신 (延伸)
폭(m)	롤 길이(m)	a×b (mm)	품질관리	제품기준	설계CREEP 고려시		
1	30	166×22	5.75	5.0	3.0(제품기준의60%)	HDPE	일축



各種資材の強伸度特性



4. 소 결

본 사례의 기술적 특징은 앵커체의 수평저항력의 증가에 배후토괴를 이용한 것으로 배후토괴의 일체화에 지오그리드(Tensar)를 사용한 것을 들 수 있다. 흙속에 설치되는 지오그리드에 작용하는 인장력의 차를 적게 하는 것이 안전하고 경제적인 설계로 연결되지만 이 경우 지오그리드의 크리프변위가 크다고 하는 일견 불리하다고 생각되는 성질을 이용한 것이 중요한 포인트가 되고 있다.

본 사례에서는 크리프 변위에 의해 앵커체의 다소의 이동은 예상하였지만 현재까지 관측한 바로는 앵커체, 교대 모두가 전혀 이동하지 않고 있다. 금후 지오그리드를 설치하는 경우의 흙의 거동과 인장력의 관계의 파악, 재료의 연구, 신공법에의 적극적인 이용이 필요하리라 생각된다.

Ⅱ. 사례 2 : EPS에 의한 연약지반상의 고량접속구간 성토의 침하방지 대책 例

1. 개 요

최근 EPS(Expanded Poly-Styrol)에 의한 연약지반 대책공법이 증가하고 있다. 본 사례는 교량 접속구간 성토부의 침하방지 대책을 EPS로 시공한 사례이다. 설계는 1994년 4월~7월에 완료되어 1995년 3월에 시공이 완료되었다. 따라서 아직 완공후의 계측이 계속되고 있는 현장이다.

2. 대책공의 필요성 검토

1) 지반상황 및 침하상황

(그림 6)에 본검토지역의 모식도를 나타내었다. 함수비 ω_n = 100% 의 연약점토가 30m, 그위에 10m의 모래층이 분포한다. 교량의 교각은 말뚝기초이므로 침하하지 않았지만 교량접속성토부에 설치된 교대는 직접기초였기 때문에 (그림 7)과 같이 침하에 의한 변형이 발생하였다. <사진 1>은 대책전의 상황 사진이다.
(그림 7)의 A점의 성토고는 약 5m이며 침하량은 50cm로 나타났다. (그림 8)에 A점의 침하량~시간 관계를 보였다.

2) 잔류침하량의 산정

침하량 산정은 압밀이론식에 의한 방법(방법 1)과 실측결과로부터 추정하는 방법(방법 2)이 있지만 본사례에서는 다음과 같은 이유로 방법2를 채택하였다.

① 침하계측 데이타가 있음.

② 연약층이 30m로 층이 깊기때문에 1차원 압밀이론의 적용 정도(精度)를 벗어났다고 판단.

방법 2의 침하량 추정식은 몇가지의 방법이 제안되어 있지만 본 사례에서는 쌍곡선법을 사용하였다. 資料-1의 방법으로 검토한 결과는 다음과 같다.

금후의 침하량 ΔS_1 = 31cm, 금후 3년간의 침하량 $\Delta S_1'$ = 4 cm (그림 8 참조)

3) 성토계획 및 성토재의 침하량

(그림 9)와 같이 성토계획을 수립하였다. 성토하중 P_1과 침하량 S는 資料-2에 나타낸 바와 같이 비례관계는 아니지만 계산상으로는 직선으로 근사화하여 증가성토에 의한 침하량을 산출한다.

$\Delta S_2 = 208/10.1 \times (0.49m \times 2.0t/m^3) = 20cm$

금후 3년간의 침하량은 (그림 8)의 침하그래프의 관계로부터 전침하량의 47%가 되며 다음과 같이 구해진다.

$\Delta S_2' = \Delta S_2 \times 47\% = 20 \times 0.47 = 10cm$

4) 대책의 필요성의 판정

資料-3은 일본의 침하량에 관한 기준을 정리한 것이다.
이 기준을 참고하여 포장후 3년간의 허용침하량 S_a 를 10cm하였다.
본 사례의 금후 3년간의 침하량인 침하량 $\Delta S'$는 다음과 같다.
$\Delta S' = \Delta S_1'$(당초 성토 잔류침하량) + $\Delta S_2'$(증가성토에 의한 침하량)
$= 4 + 10 = 14cm > S_a = 10$ cm
따라서 대책을 강구할 필요가 있다.

3. 대책공법의 검토

1) 성토부 대책공법

본지역은 성토에 의한 침하량을 감소시키는 대책공법을 강구할 필요가 있다고 판단하였다. 일반적인 대책공법으로는 다음의 3가지 공법이 있다.

① 경량성토공법 : 증가하중을 ZERO에 가깝게 한다.

② 고 결 공 법 : 압밀층을 개량하여 압밀을 방지한다.

③ 항 타 공 법 : 증가하중을 말뚝에 의해 직접 지지층에 전달한다.

본지역은 비압밀층(지지층)이 성토면 아래 40m로 깊고 또 증가하중이
$q = 0.49m \times 2.0\ t/m^2 = 0.98\ t/m^2$ 로 작다는 것으로 부터 경량성토 공법이 유리하다고 판단되어 채용하였다.

2) 경량성토의 단면결정

경량성토는 EPS를 적용하였다. 사용 EPS의 물성치는 <표 2 >와 같다.
EPS의 두께는 현성토의 잔류침하방지와 증가성토에 의한 침하방지를 고려하여 1.5m로 하였다. 資料-4에 EPS두께의 결정방법을 나타내었고 (그림 10)은 대책공의 단면을 나타낸 것이다.

<표 2> 사용 EPS의 물리적 특성 (일본 K사 제품)

구 분	밀 도(kg/m³)	압축강도(kgf/cm²)	연 소 성	난 연 성
사용 EPS (두께 50cm)	20.0(+1.5) (-1.0)	1.0 이상	자기소화성	산소지수26이상
시험방법	JIS K 7222	JIS K 7220	JIS A 9511	JIS K 7201

3) 교량부 대책공법

교량부는 유압 잭(JACK)에 의해 Girder를 들고 교대의 교좌고를 높게 변화시켰다.

4. 소 결

본 검토사례는 주로 EPS의 두께 결정을 실무적인 입장에서 기술하였다. 본 사례의 설계기간은 4개월간 이였으며 그 대부분을 기존 데이타의 수집 정리에 소비하였다. 연약지반 문제의 설계와 시공에 있어서는 현장의 중요도, 공기 등에 따라 이론식의 단순화(근사화)와 경제적이고도 안전한 공법의 선택에 대한 공학적 판단이 중요하다고 사려된다.

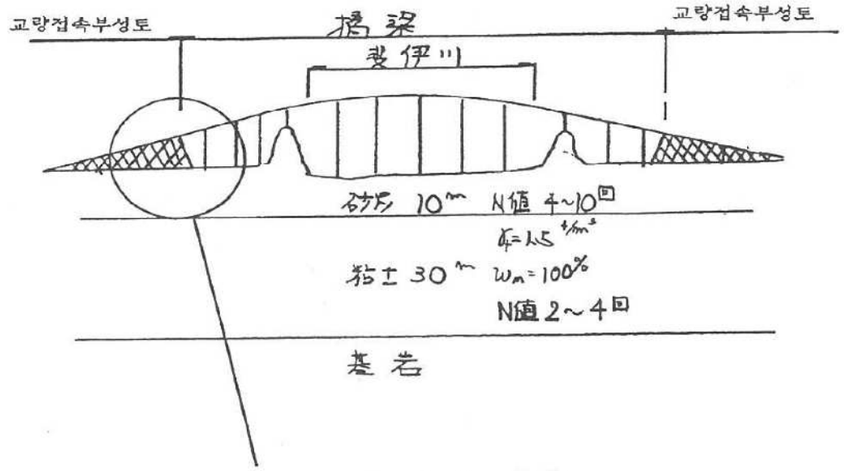
Ⅲ. 結 言

연약지반 대책공의 설계는 <표-3>과 같은 수순으로 하는 것이 일반적이다. 조사에 있어서도 설계에 있어서도 횟수와 방법의 선택에 의해 정도(精度)가 변화한다.

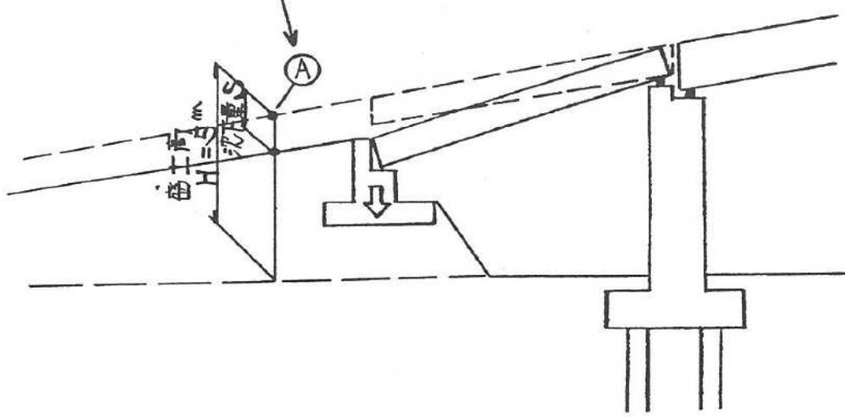
일반적으로는 정도가 높을수록 조사·설계에 소요되는 비용과 시간이 보다 많이 필요하게 된다. 설계자는 대상구조물의 중요도 ,기능, 제약조건 가운데서 적절한 精度로 조사·설계를 수행하지 않으면 안된다. 그러기 위해서는 설계자가 자기의 기술력을 향상시키고 경험을 축적하여함은 물론 발주자, 시공업자, 자재생산업자 등과도 충분히 상담하여 현장에 가장 적합한 설계를 하는 것이 중요하다고 하겠다.

〈표 3〉 연약지반 대책공의 조사·설계 FLOW

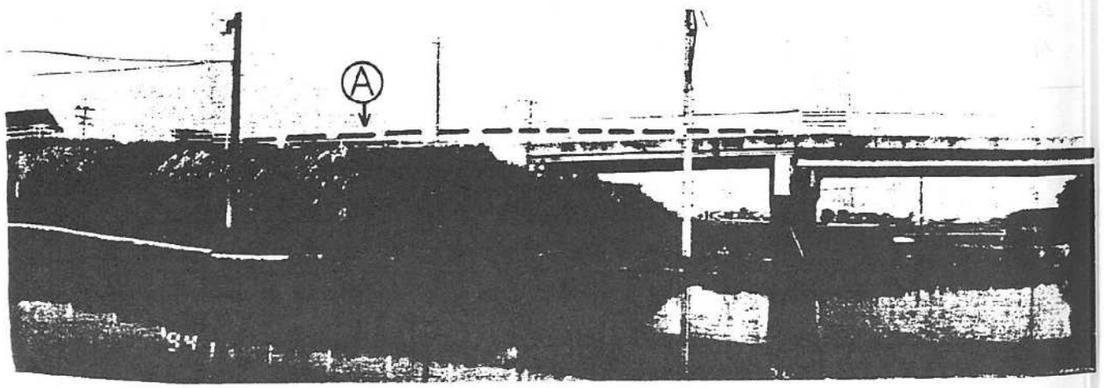
구 분	내 용	COMMENT
조 사	① 지 층 분 포	보링 조사의 공수(孔數)을 늘리면 정도 상승
	② 각 층의 성질	시험횟수, 항목을 많이 할수록 정도 상승
설 계	③ 설계방향의 결정	문제점을 열거하고 그것들에 대한 해결책을 찾는다.
	④ 허용치의 결정	변형에 대한 허용치,시공기간에 대한 허용치 등을 고려
	⑤ 토질정수의 결정	변동치(분포치)를 판단하여 설계치를 정한다.
	⑥ 이론식의 선택	압밀,사면활동계산식 등 정도가 높은것과 낮은것이 있다.
	⑦ 계산 및 과거실적과의 비교	계산결과가 과거의 실적과 극단적으로 다르면 수정 또는 재검토 한다.
	⑧ 대책공법 선정	시공성, 경제성, 공기 등에 의해 판단.



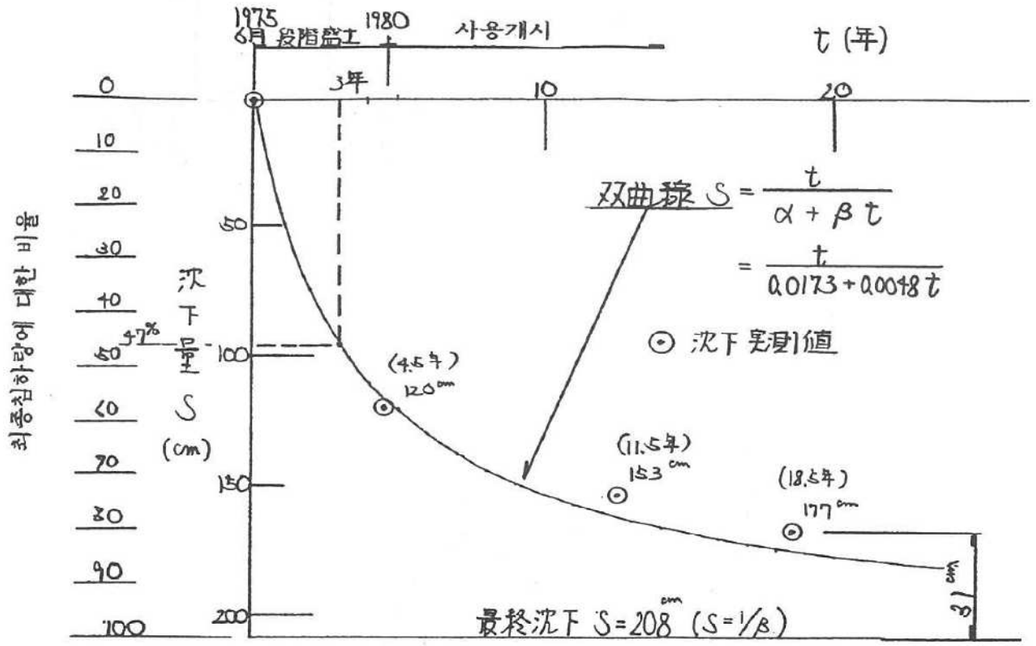
(그림 6) 사례 2 지역의 모식 단면도



(그림 7) 접속 성토부의 침하상황 모식도



〈 사진 1 〉 (그림 7)에 대응하는 현장사진



(그림 8) A 점의 침하량 S ~시간 t 관계

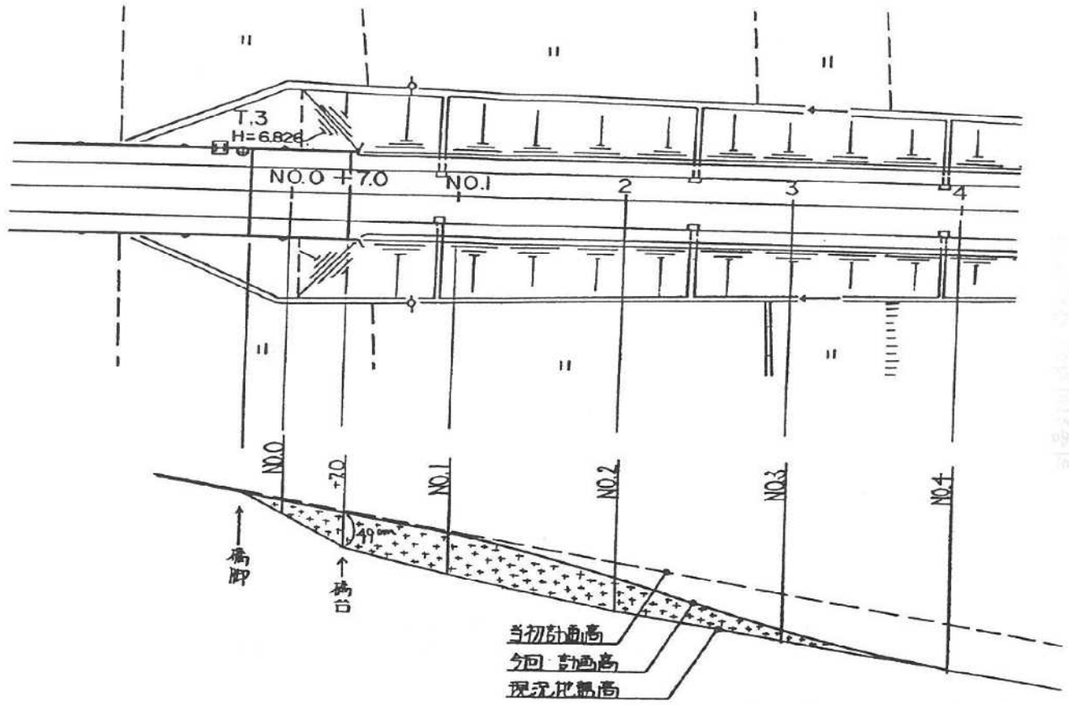
資料-1 침하량의 추정(쌍곡선법) : 일본 도로토공-연약지반 대책공 지침 P190

(2) 시공후에 계속되는 침하량의 추정

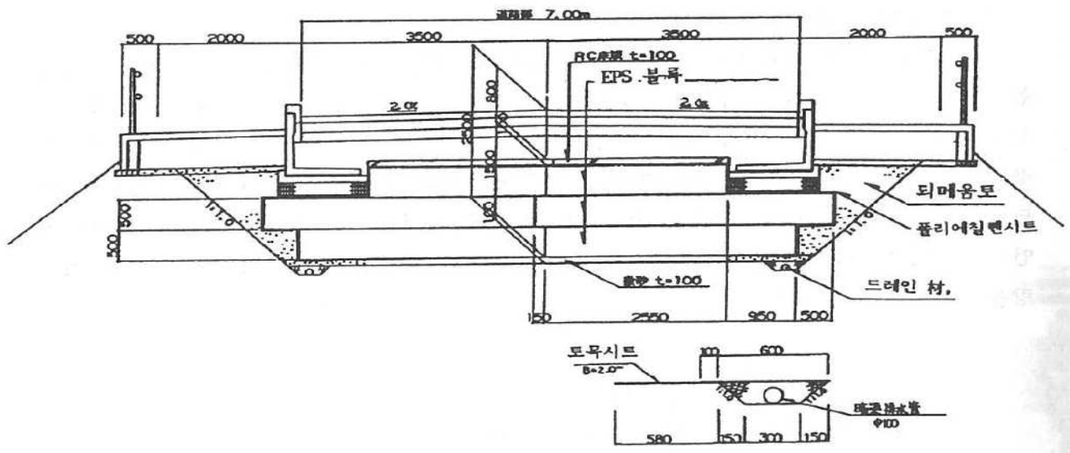
침하량의 경과시간에 대한 측정결과로부터 시공후에 계속되는 침하량을 추정하는 방법은 여러가지가 있다. 이 가운데 쌍곡선법은 성토 시공시에 있어서 시공도중의 단기간의 추정에 적용하고, log t법은 완공후의 장기의 침하량을 추정하는 경우에 사용되고 있다. 이들 방법은 이제까지의 경험으로부터 어느정도 적합한 방법이라고 판단되어 진다. 쌍곡선법 에서는 시간-침하곡선에 의해서 침하의 평균속도가 쌍곡선에 언해서 감소한다는 것을 가정하고 이 가정으로부터 재하후의 임의의 시점에서의 침하량을 다음식으로 추정한다.

$$S_t = S_o + \frac{t}{\alpha + \beta \cdot t}$$

여기서 S_t : 시간 t 시의 침하량 (cm)
S_o : 초기침하량 (t = 0) (cm)
t : 기점일 부터의 경과시간 (day)
α, β : 실측치로부터 얻어진 상수



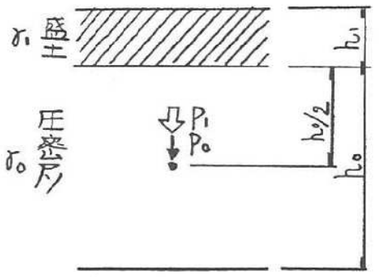
(그림 9) 침하상황 과 성토계획)



(그림 10) EPS 대책 단면도

資料 -2 상재하중의 크기와 최종 압밀침하량의 관계

1) 참고도-1은 압밀층 위에 균질의(homogeneous) 성토를 행한 경우의 지반내 응력의 변화를 나타낸 것이다.
2) 참고도-2는 정규압밀의 경우 e～log P 관계로서 직선으로 근사화 한 것이다.
3) 참고도-3은 횡축에 성토에 의한 증가응력 P_1, 종축에 침하량 S를 PLOTTING한 것이다.
4) 침하량 S 는 e～log P 를 직선으로 한 경우 다음식과 같이 된다.



盛土前荷重 $P_0 = \gamma_0 \cdot (h_0/2)$
盛土増加荷重 $P_1 = \gamma_1 \cdot h_1$
참고도-1 성토전후의 지반내 응력

$$S = \frac{C_c}{1+e_0} \times H \times \log \frac{P_0 + P_1}{P_0} \quad \text{여기서 } C_1 = \frac{C_c}{1+e_0} \text{ 라 하면}$$

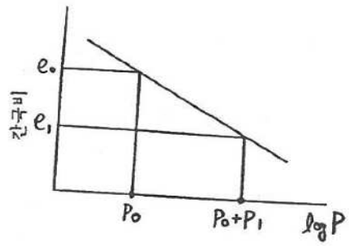
$$= C_1 \times \log \frac{P_0 + P_1}{P_0}$$

5) 본 지역에서의 결과치

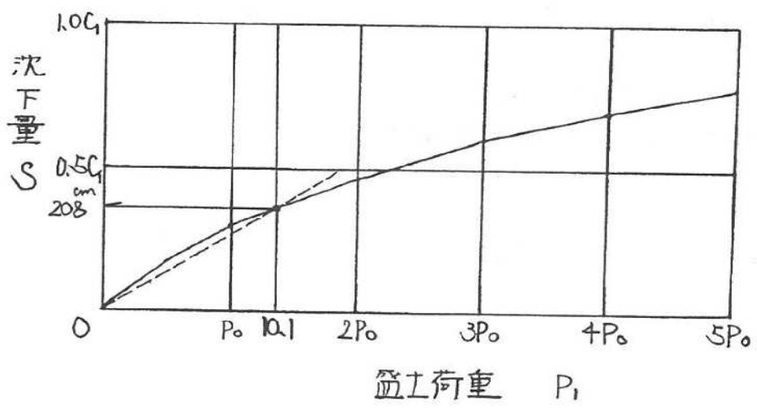
$P_0 = \gamma_0(h/2) = 0.5 \times (30/2) = 7.5\ t/m^2$

$P_1 = \gamma_1 \times h_1 = 1.9 \times 5.3 = 10.10\ t/m^2$

$= 1.35\ P_0$



참고도-2 e～log P 관계



참고도-3 침하량 S～성토에 의한 증가하중 P_1

資料-3 연약지반에 있어서의 허용치의 정리 (일본)

도로토공 - 연약지반 대책공지침 P.54 (일본도로협회)

(3) 설계목표치

계락검토에 있어서 성토의 안정과 침하에 관한 설계에 있어서는 다음 고려사항에 의해 설계목표치를 결정한다.

성토에 의해 발생하는 기초지반의 활동파괴에 대한 최소안전율로서는 1.2～1.3을 목표치로 하면 좋다. 또 본지침에 나타낸바에 의해 구한 성토중앙에서의 포장후 3년간의 허용잔류침하량은 도로의 중요성 등을 고려하여 다음에 나타낸 정도의 값을 목표치로 하는 것이 바람직하다.

교량·교가의 접속성토부 ····· 10～30㎝

그외의 구간에에 관해서는 성토내에 설치되는 구조물의 종류 및 허용잔류침하량, 노면까지의 복토깊이, 노면 및 연도(沿道)에 미치는 침하의 영향 등을 충분히 고려해서 목표치를 정하는 것으로 한다.

성토의 조사·설계부터 시공까지 P.356 (일본 토질공학회)

* 허용잔류침하량 (일본도로공단)

조 건	허용잔류침하량
포장공사 종료후의 노면의 요철에 관한 허용치	10 CM
칼버트 박스 시공시의 더높임에 관한 허용치	30 CM

** 설계요령 제 2집 (일본도로공단)

충적연약층의 두께 D	허용잔류침하량 S
D≤10 m	10 cm
D≤30 m	20 cm
30 < D	30 cm

資料 - 4 EPS 두께의 결정

1) 잔류침하량 저감을 위한 EPS 두께 ΔH_1

① 잔류침하량 ΔS_1 (그림 8)에 의해 31cm

② ΔS에 대응하는 하중 ΔP_1

$$\Delta P_1 = \frac{\text{성토하중}}{\text{최종침하량}} \times \Delta S_1 = \frac{10.1}{208} \times 31 = 1.51\ t/m^2$$

③ ΔP_1에 상당하는 EPS두께 ΔH_1

$$\Delta H_1 = \Delta P_1 / (\gamma_S - \gamma_{EPS}) = 1.51 / (1.9 - 0.02) = 0.8m$$

γ_S : 흙의 단위체적중량, γ_{EPS} : EPS의 단위체적중량

2) 증가 성토하중 저감을 위한 EPS 두께 ΔH_2

① 성토증가 두께 H　　H = 49cm

② 증가중량 ΔP_2　　참고도-1로부터 $\Delta P_2 = 1.06\ t/m^2$

③ ΔP_2에 상당하는 EPS의 두께 ΔH_2

$$\Delta H_2 = \Delta P_2 / (\gamma_S - \gamma_{EPS})$$
$$= 1.06 / (1.9 - 1.02) = 0.56\ m$$

49cm	표　층	0.10×2.3=0.23
	상층노반	0.29×2.0=0.58
	하층노반	
	콘크리트상판	0.10×2.5=0.25
		계 : 1.06

3) EPS의 두께

① 필요 EPS 두께 H　　$H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = 0.80 + 0.56 = 1.36m$

② 설계 EPS 두께　　EPS의 기본두께는 50cm 이므로
설계 EPS 두께는 1.5m 로 하였다.

Ⅳ. 参考文献

1) 日本道路協会　：道路土工－軟弱地盤対策工指針, 1986

2) 日本道路公団　：設計要領第二集, 1990

3) 土質工学会　：盛土の調査·設計から施工まで, 1979

4) 山口　柏樹　：土質力学, 技報堂, 1979

5) (財)土木研究ｾﾝﾀｰ：土木系材料技術·技術審査証明(ﾃﾝｻｰ)報告書, 1992

6) 発泡ｽﾁﾛｰﾙ土木工法開発機構：EPS設計ﾏﾆｭｱﾙ, 1993