

## 교대변위 및 도로침하에 대한 사례분석

### Case Analysis of Abutment Displacement and Pavement settlement

박찬호(CHAN-HO PARK)<sup>\*1</sup>, 김수일(SOO-IL KIM)<sup>\*2</sup>, 이승래(SEUNG-RAE LEE)<sup>\*3</sup>, 정상섬(SANG-SEOM JEONG)<sup>\*4</sup>, 백세환(SAE-HWAN BAIK)<sup>\*5</sup>

- \*1. 도화지질, 사장, President, Dohwa Soil Engineers, Seoul
- \*2. 연세대학교 토목공학과, 교수, Professor, Dep. of Civil Eng. Yonsei Univ., Seoul
- \*3. 한국과학기술원 토목공학과, 조교수, Assistant Professor, Dep. of Civil Eng., Korea Advanced Institute of Science and Technology
- \*4. 연세대학교 산업기술연구소, 선임연구원, Senior Researcher, Eng. Research Institute, Yonsei Univ., Seoul
- \*5. 도화지질, 실장, Manager, Dohwa Soil Engineers, Seoul

#### SYNOPSIS

This paper reports a case study of abutment displacement and pavement settlement observed at the construction site for highway bridges. The emphasis was on quantifying the horizontal deflections of abutment and pavement settlement on the backfill surface. It is shown that in soft clay, bridge abutments on pile foundations are subjected to lateral earth pressures due to lateral soil movement. Based on the results analyzed, the earth pressure was predicted by the deflection shape of piles based on the results of a numerical analysis and an analytical study. Also, the long term settlement of soil below pavement was estimated.

#### 1. 서론

연약지반에 위치한 교대의 기초공법으로써 말뚝기초를 채택할 경우 교대배면의 성토재에 의하여 지반은 침하와 함께 축방유동압을 일으키는 사례가 빈번히 발생하고 있다. 이와같은 현상은 원천적으로는 교량설치 지점의 기초지반이 매우 연약한 점성토로 구성되어 있어서 그 위에 재하되는 교대배면의 편차성토고와 그 외 과도한 압밀침하로 발생가능하며 이로 인하여 상부교량 및 배면 노면에 피해를 주게 된다. 축방유동압에 대한 연구는 1973년 Tschebotarioff가 제안한 이래 주로 일본을 중심으로 진행되어 연구보고서와 함께 교대의 축방유동에 대한 판정방법과 설계법, 대책공법이 발표되고 있다.

우리나라도 이제 본격적으로 열악한 지반상태를 갖는 지역의 활용이 활발히 증대됨에 따라 이와같은 연약지반에서 발생할수 있는 교대축방유동 및 배면침하의 지반공학적 문제점들이 많이 제기될 것으로 판단되어 본 연구에서는 연약지반에 시공된 교량에서 관측된 교대의 축방변위 및 노면침하 원인을 규명하고 이에 대한 기초말뚝의 안정을 고려한 교대말뚝의 설계방안을 제시하고자 한다.

#### 2. 공사개요 및 변위발생 현황

본 연구의 대상지역은 도로공사를 위한 연약지반내 성토구간으로 공사개요를 설명하면 다음과 같다.

##### 2.1 지층개요 및 전단강도 특성

##### 2.1.1 지층개요 및 지하수위

본 지역의 기초지반은 그림 1과 같이 생성기원 및 층서에 따라서 매립성토층(Fill), 퇴적토층(Deposit), 잔류토층(Residual soil) 및 기초암반으로 구성되어 있으며 지하수위는 현 성토층 상단으로부터 약 2.5 ~ 5.4 m의 심도에 분포하는 것으로 계측되었다. 이는 도로축조물 위한 매립성토 이전의 원지반으로부터 약 0.0 ~ 0.7 m 상부에 분포하고 있다.

##### 2.1.2 전단강도 특성

현장조사 성과 및 일련의 실내토질시험성과를 토대로 하여 각 교대지역의 매립토 하단 기초말뚝이 시공된 퇴적토층의 비배수 전단강도는 그림 2 ~ 그림 4 에 나타나 있으며 각 층의 단위체적중량은 다음과 같다.

- $\gamma_s = 1.69 \text{ (ton/m}^3\text{)}$  - 소성이 높은 점토 (CH)
- $\gamma_s = 1.80 \text{ (ton/m}^3\text{)}$  - 소성이 낮은 점토 (CL) 또는 실트

##### 2.2 지반개량 공법 개요

본 구간은 노선을 따라서 연약지반의 분포상황이 크게 변하여 구간별로 여러종류의 지반개량공법을 적용하여 설계되었다. 설계당시에 성토사면의 안정에 대한 검토가 없었을 뿐만 아니라, 설계시에 고려하지 못한 연약지반이 여러지역에 분포하고 있어 성토공사중 사면붕괴가 발생하였으며, 이로 인하여 추가적으로 지반개량공사 및 성토사면의 안정성을 확보하기 위한 압성토공법이 시행되었다.

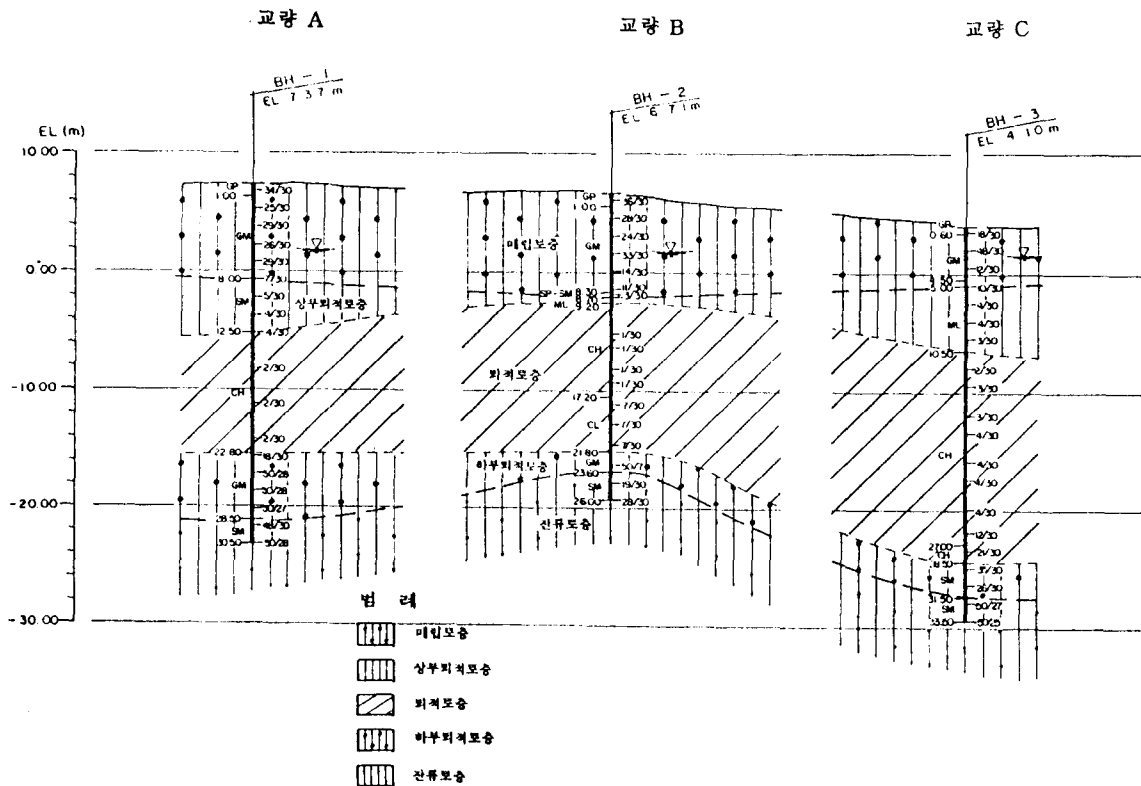


그림 1 지층단면도

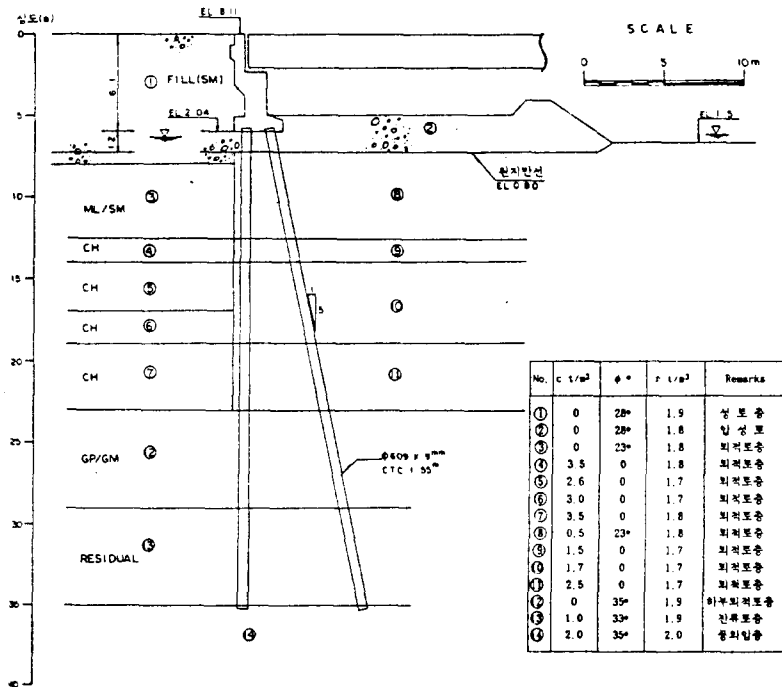


그림 2 교량 A A-1 지역의 전단강도

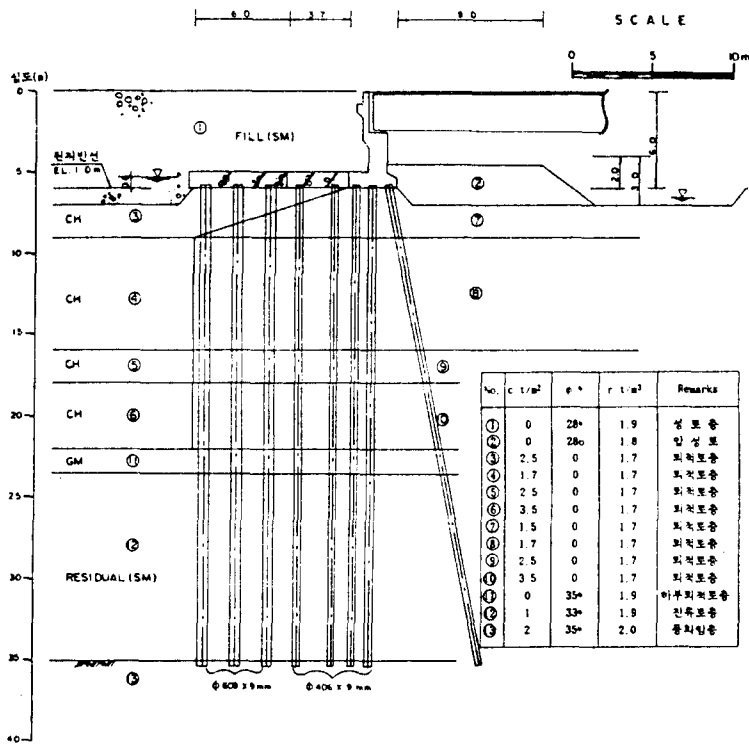


그림 3 교량B A-1 지역의 전단강도

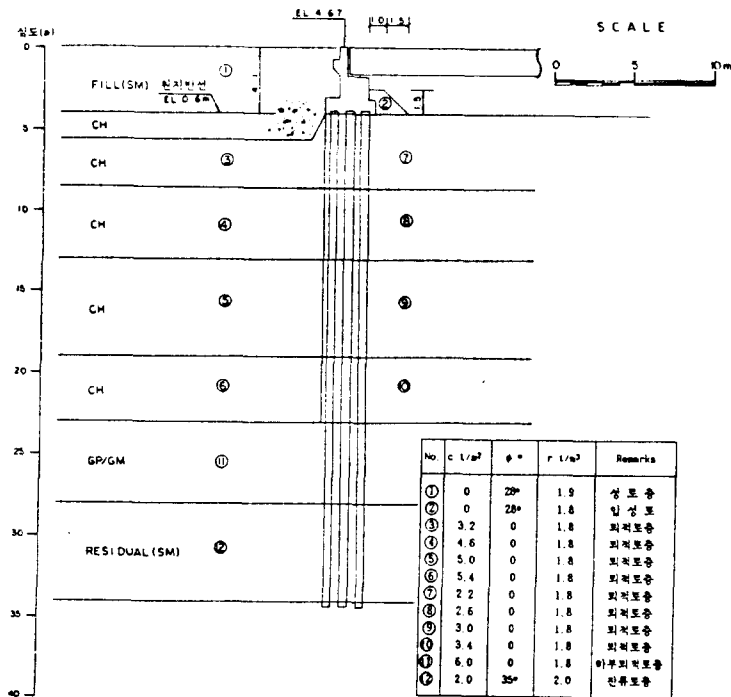


그림 4 교량C A-1 지역의 전단강도

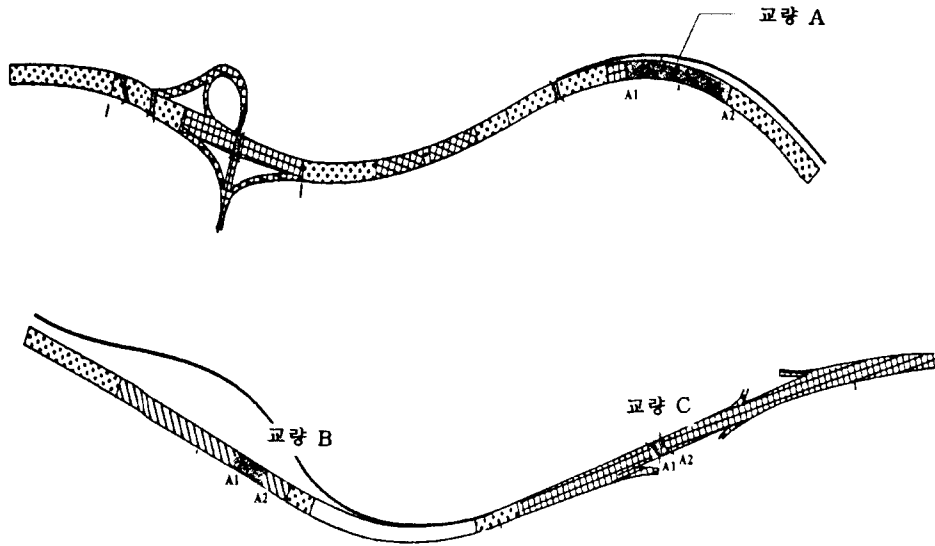


그림 5 연약지반 개량공법 현황

본 지역에서 최종적으로 시행된 지반개량공법으로는 그림 5 와같이 선행재하공법 (Pre-loading), Sand drain 공법, Paper board drain 공법등이 적용되었다. 각 교대배면의 개량공법을 요약하면 표 1과 같다.

표 1 지반개량 공법

		개량공법	세부사항
교량 A	A1 교대	Sand drain	· sand pile diameter = 500mm · sand pile 간격 = 2.3 × 2.3m · 배치형태 = 정사각형배열
	A2 교대	Pre -loading	
교량 B	A1 교대	Paper board drain	· drain board 간격 = 1.4 × 1.4m · 배치형태 = 정사각형 배열
	A2 교대	Paper board drain	· drain board 간격 = 1.4 × 1.4m · 배치형태 = 정사각형 배열
교량 C	A1 교대	Sand drain	· sand pile diameter = 500mm · sand pile 간격 = 2.5 × 2.5m · 배치형태 = 정사각형 배열
	A2 교대	Sand drain	· sand pile diameter = 500mm · sand pile 간격 = 2.5 × 2.5m · 배치형태 = 정사각형 배열

### 2.3 교대기초 공법개요

Sand drain 또는 Paper drain 등의 설치는 교대 뒷굽 (Heel)까지 시행되었으며, 교대 축조공사와 교대배면의 도로노반 성토공사가 동시에 진행되도록 설계되었다. 교대 공사에 필요한 작업공간으

로 사용된 배면 부분은 단계성토가 적용되지 못하였으며, 교대축조 이후에 뒷채움되는 순서로 설계, 시공되었다. 각 교대의 개요를 요약하면 표 2 와 같다.

표 2 각 교대의 형상개요

	교량 A	교량 B	교량 C
교대높이	6.0m	6.0m	4.0m
skew angle	15.8°	20.0°	30.0°
사용말뚝	φ609 × 10t	φ406 × 9t	φ406 × 9t
	2열	3열	3열
말뚝간격	1.55 m	1.60 m	1.20 - 1.60 m

### 2.4 변위발생 현황

Beam설치 이후부터 교대에 설치된 가동단 교좌 (shoe)의 상대적인 수평변위가 관측되었으며 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

#### 2.4.1 교량 A

##### (1) A1교대

A1교대는 고정단 교좌에 설치되어 있기 때문에 교대이동을 관측할 수 없었다. 그러나 배면의 침하량이 약 40 ~ 50cm 발생한 것, 주변의 지형과 하천의 퇴적환경 및 시추조사성과 등으로 미루어 축방유동압에 대한 검토가 필요할 것으로 판단되었다. 교대 전면부 약 15m 지점에 하천제방이 위치하고 있으며, 제외지층 제방고

는 약 1.5m 정도이다.

(2) A2교대

현장답사시 관측한 교각의 상대이동량.

- 상행선 (북측) : 약 2cm 정도
- 하행선 (남측) : 약 5 ~ 7 cm 정도로 관측되었다.

교대 전면부 압성토 상황.

- 상행선 : 약 4.0 ~ 4.5 m의 높이, 약 11m 정도 길이
- 하행선 : 약 3.5 ~ 4.0 m의 높이, 약 8m 정도 길이

주변의 지형으로 미루어 본 교대의 상행선은 구룡지측에 위치하고 있어 하행선측 보다는 양호한 상태일 것으로 추측되었다. 현재 압성토 전면부에는 소규모 수로가 위치하고 있으며, 압성토부에 인장균열의 발생이 관측되었다.

2.4.2 교량 B

(1) A1교대

본 교대는 뒷채움을 실시한 후, 수평변위가 발생하여 뒷채움을 제거하고 전면부에 압성토를 실시하고 배면에는 순차적으로 2차례에 걸쳐 pile slab 보강을 실시하였다. 각 시공단계에서의 교대변위량은 다음과 같다.

① 원설계안으로 교대를 시공하고 뒷채움을 실시한 후 발생한 수평변위량

- 상행선 : 13.2cm
- 하행선 : 21.7cm
- 변위방향 : 교대 직각방향

② 1차 보강 이후 추가발생한 변위

- 약 6 ~ 7 cm

③ 2차 보강 이후 추가발생한 변위

- 약 6 ~ 7 cm

④ 1993. 7. 23일 측량성과에 의하면 현재 전체적인 수평변위량은 다음과 같다.

- 상행선 : 22.1cm
- 하행선 : 43.9cm
- 변위방향 : 교대 직각방향

현장답사시 관측한 교각의 상하부 상대이동량은 다음과 같이 관측되었는데 이는 1차 보강 이후에 추가적으로 발생한 측방변위인 것으로 판단된다.

- 상행선 : 약 6cm
- 하행선 : 약 16cm

교대전면부 압성토 상황.

- 상행선 : 약 1.5 m의 높이, 약 9m 정도 길이
- 하행선 : 약 1.5 m의 높이, 약 6m 정도 길이

(2) A2 교대

교각의 상하부 상대이동량은 약 4cm 정도로 관측되었으며, 교대의

중앙부가 좌우로 약 5cm 정도 이격된 것이 관측되었다. 또한 교대전면에는 약 1m 높이의 압성토가 넓게 분포하고 있다.

2.4.3 교량 C

교량 C는 대체로 이동흔적이 경미하다. A1 교대는 중앙분리대 하부의 Backwall 과 Beam 사이의 유격거리로 보아 최대 2.0cm 정도의 이동이 추정되며, A2교대는 온도수축에 의한 변형정도인 약 0.5cm 정도가 추정된다.

3. 하중조건 및 말뚝의 용력과 변위해석

일반적으로 양호한 지반에 축조된 교대에 적용되는 하중조건에 부가하여 측방유동압과 벽체배면 및 말뚝주면에 작용하는 부마찰력을 하중으로 고려하였다. 본 해석시 고려된 하중과 이로인해 발생하는 말뚝의 용력 및 변위해석은 다음과 같다.

3.1 측방유동압

3.1.1 측방유동의 판정

측방유동압이란 연약지반상에 성토등을 실시하여 하부지반에 발생한 편차하중에 대한 저항력이 부족하여 그림 6 과 같이 연약지반이 수평방향으로 이동시 유발되는 측방토압을 말한다. 측방유동의 판정은 여러가지 방법이 제시되어 있으며 측방유동의 가능성을 판단하는 기준은 측방유동을 유발시키는 하중 메카니즘을 고려하여 설정되고 있다. 가장 근간이 되는 하중메카니즘은 편차성토고에 의한 사면 불안정에 기인되는 측방유동 가능성이며 그외에 과다한 압밀침하로 야기되는 측방유동의 가능성을 기준으로 삼고있다. 또한 이 두가지 요인들을 복합적으로 적용하여 기준으로 삼고있는 경우도 있으며 이때 압밀침하량은 연약지반의 두께에 의존되므로 연약지반의 두께와 사면안정계수를 복합적으로 적용하고 있다.

본 검토에서는 Tschebotarioff가 제안하였으며, 일본 건설성 토목연구소에서 적용하고 있는 다음 방법을 채택하여 측방유동의 가능성을 판정하였다. 이 방법은 교대 배면과 전면의 편차성토고로 유발되는 사면불안정만을 기준으로 측방유동의 가능성을 판정하는 기준이다.

$$N_b = \frac{\gamma H}{C} > 3 : \text{측방유동발생가능} \quad (1)$$

- 여기서,  $N_b$  : 안정계수
- $\gamma$  : 성토층의 단위중량
- H : 교대배면과 전면의 편차 성토고
- C : 연약지반의 비배수 전단강도

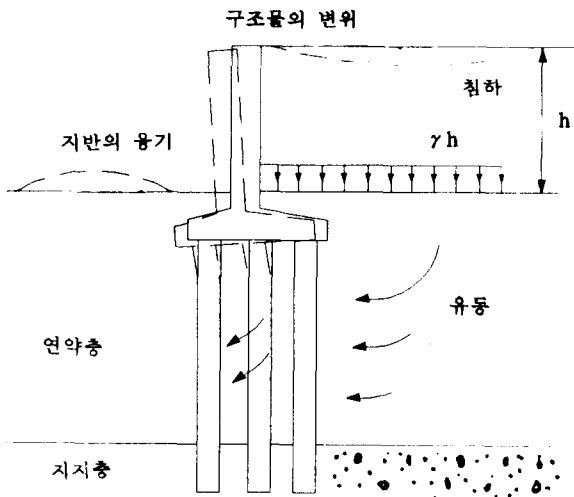


그림 6 측방유동 개념도

상기 방법을 적용하여 각 교대의 측방유동 가능성을 산정하면 표 3 과 같다.

표 3 측방유동의 판정

교량	심도 (m)	$\gamma H$ (t/m <sup>2</sup> )	전단강도 (t/m <sup>2</sup> )	$N_b$	측방유동 판정
교량 A	12.5 - 19.0	9.50	1.7	5.6	o
	19.0 - 23.0	9.50	2.5	3.8	o
교량 B	9.0 - 17.2	8.55	1.7	5.0	o
	17.2 - 22.0	8.55	3.5	2.4	x
교량 C	전구간	7.60	3.0 이상	2.5 이하	x

주) o : 측방유동 가능성 높음, x : 측방유동 가능성 낮음

### 3.1.2 측방유동압의 형태

앞의 측방유동 가능성 기준에 의거하여 측방유동의 가능성이 판단 되는 경우 말뚝에 작용하는 측방유동압은 말뚝 전면에서 저항가능한 토압과 측방유동으로 인하여 말뚝 배면에 작용하는 토압의 차로 부터 산정될 수 있다. 이러한 측방유동압의 크기에 대한 연구는 1973년 Tschbotarioff가 제안한 이래 주로 일본을 중심으로 진행되었으며, 그림 7에 도시된 바와 같이 각 연구기관에 따라서 상이한 형태 및 크기의 측방유동압을 제시하고 있다. 발표된 연구성과에 따르면 측방유동압은 연약지반의 강도, 편차성토고, 성층상태, 정지토압계수 및 수평변위 등에 따라서 형태와 크기가 결정되는 것으로 추정된다.

특히 측방유동의 형태는 측방유동을 일으키는 하중메카니즘에 크게 좌우될 수 있으므로 이러한 측방유동이 주로 사면 불안정에 의해 야기되는 경우에는 최소안전율을 주는 활동면 위에 놓여있는 말뚝단면에는 사면불안정에 포함된 토체로부터 주어지는 하중이 Broms이 가정한 수평지반반력의 형태와 유사할 것으로 판단되며, 활동면 아래지반에 포함된 말뚝단면에서는 점차 감소될 것으로 판단된다. (그림 7-a 참조)

또한 측방유동을 일으키는 하중메카니즘이 주로 과도한 압밀침하에 기인되는 경우에는 이로 인하여 발생하는 변위형태에 비례하여 측방유동이 유발된다고 가정할 수 있다. 그러나 실제로는 이들 두가지 하중요인이 복합적으로 작용하는 경우가 많으므로 좀더 실제적인 측방유동압의 형태를 예측하기 위해서 유한요소법과 같은 수치해석방법을 적용하여 얻어진 말뚝의 변위형태와 말뚝 주변지반의 응력상태 등을 고려하여 정하였다.

기초말뚝이 수동말뚝으로 거동할때 말뚝변위의 형태는 측방유동압의 분포와 매우 유사할 것으로 볼 수 있으므로 유한요소해석에서 분석한 말뚝과 지반의 거동형태를 토대로 하여 측방유동압의 형태를 구하였다. 즉 교량 A 에 있어서는 삼각형분포, 교량 B 의 경우는 사다리꼴형태를 이루는 것으로 추정된다. 산정된 측방유동압은 지반의 수평지반력을 초과할 수 없으므로 최대 측방유동압을  $P_u = 10.5 C_u$  로 가정하였다.

본 연구에서는 기본적으로 측방유동압이 정지토압계수와 흙의 수동저항력 및 편차성토고에 비례하는 것으로 가정하고 그 크기는 Tschbotarioff (그림 8)가 제안한 다음 식을 사용하였다.

$$P_{max} = K_o \cdot \gamma H < 10.5 C_u \quad (2)$$

여기서,  $P_{max}$  : 측방유동압의 최대값  
 $\gamma$  : 성토층의 단위중량  
 $H$  : 교대 배면과 전면의 편차 성토고  
 $C_u$  : 연약층의 비배수 전단강도

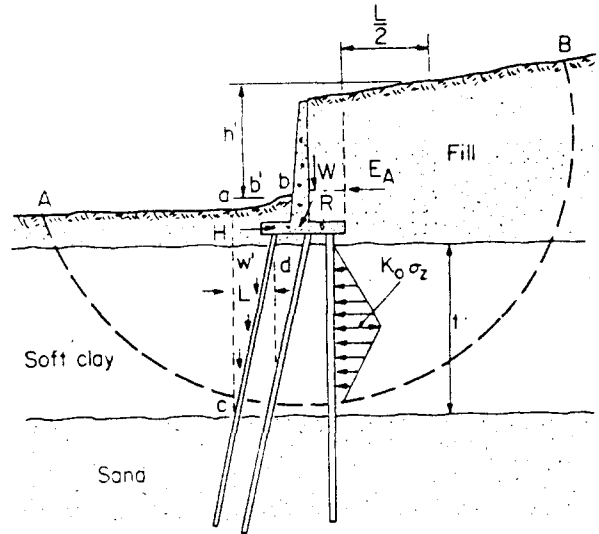
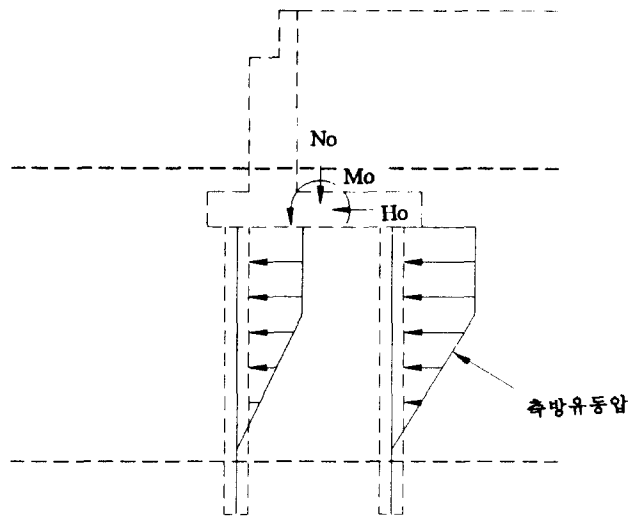
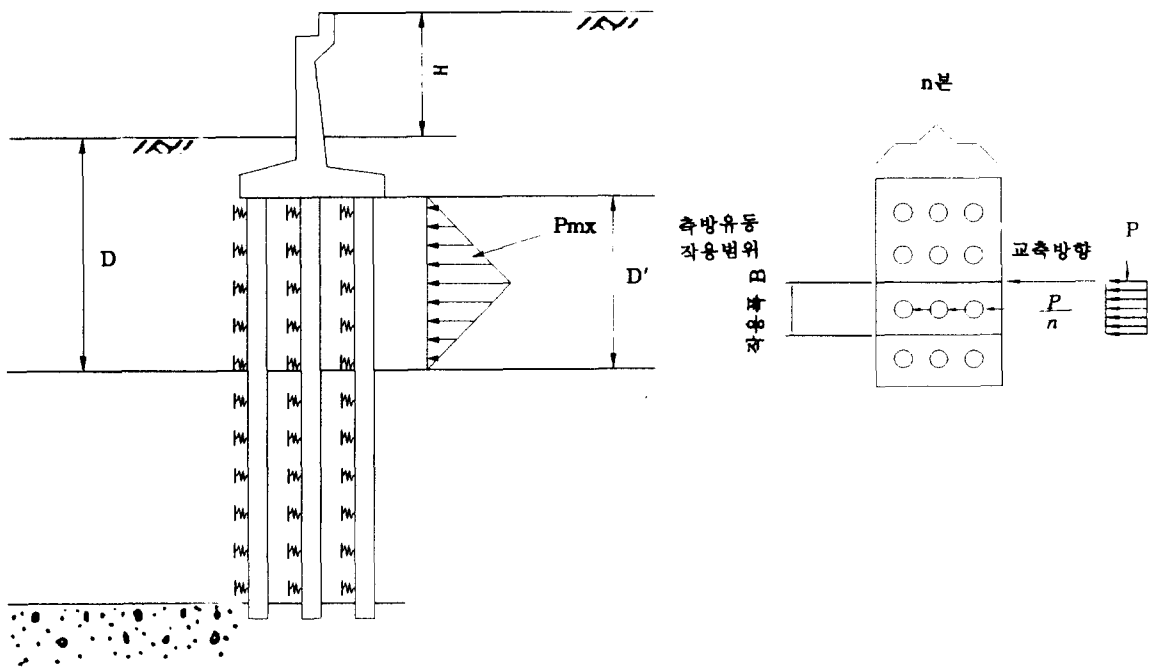


그림 8 Tschbotarioff의 측방유동압 분포

교량 A 의 경우 상부에는 측방유동이 발생하지 않는 느슨한 사질토층이 분포하고 있어 상당한 수동저항이 예상되므로 그림 9-a와 같이 상부에는 측방유동압이 작으며 연약층의 중심부에 최대측방유동압이 작용하고 하층부에서는 다시 유동압이 감소하는 삼각형 형태의 유동압 분포를 가정하였다. 그리고 현재 과잉간극수압이



(a) 일본 건설성 토목연구소



(b) 일본 도로 공단

그림 7 여러형태의 측방유동압

완전히 소산되지 않았으므로 압밀도를 고려하여  $K_0 = 0.6$  을 택하였다.

교량 B 의 경우 상부로부터 연약한 점성토층이 분포하고 있어 말뚝두부에서부터 최대 측방유동압이 작용하여 그림 9-b 와 같이 사다리꼴 형태의 측방유동압의 분포를 가질 것으로 예상된다. 그리고 계반 토질조사 결과 교대 주위는 평균압밀도가  $U = 25\%$  정도에 불과할 것으로 추정되며, 평균과잉간극수압하중의 대부분이 간극수압의 형태로 말뚝에 분포할 것으로 예상되고 있어  $K_0 = 0.8$  을 가정하였다.

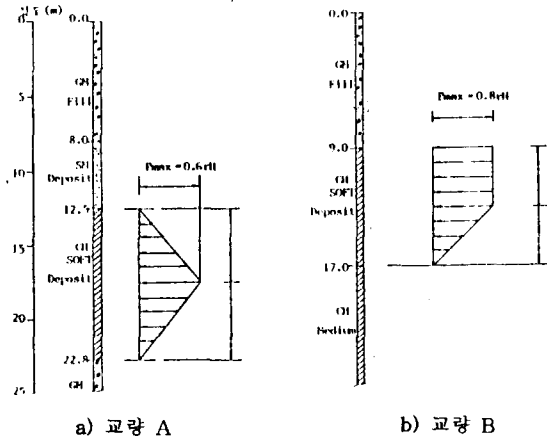


그림 9 측방유동압의 분포

교량 C 는 앞의 표에 표시된 바와같이 지반조건이 양호하여 측방유동의 가능성이 낮은 것으로 추정된다.

### 3.1.3 측방유동의 대책공법

교대의 측방유동의 해결책으로서는 편차압력을 발생시키는 배면토를 제거하는 공법과 교대전면에 지지구조물을 설치하여 수평하중에 저항하도록하는 공법과 교대전면에 압성토를 실시하여 편차압력을 감소시키는 공법이 있다.

## 3.2 하중산정

설계하중을 고려하여 각 교대에 작용하는 하중을 산정하면 표 4와 그림 10 및 그림 11 과 같다.

표 4 각 교대에 작용하는 하중

	연직력 (ton/m)	수평력 (ton/m)	편심거리 (cm)
교량 A	70.75	13.76	17.5
교량 B	72.22	10.43	21.8
교량 C	67.84	5.52	22.6

주) 이 값은 1m 폭에 대한 것임.

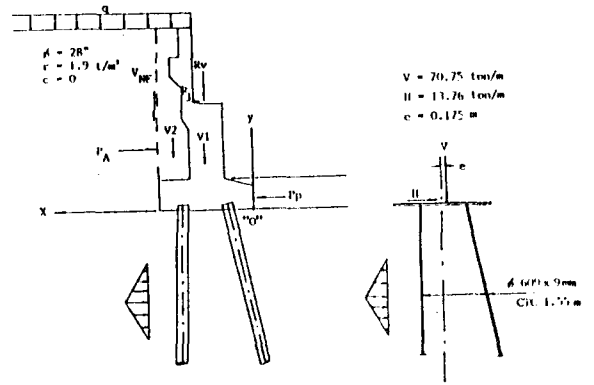


그림 10 검토시 하중조건 (교량 A)

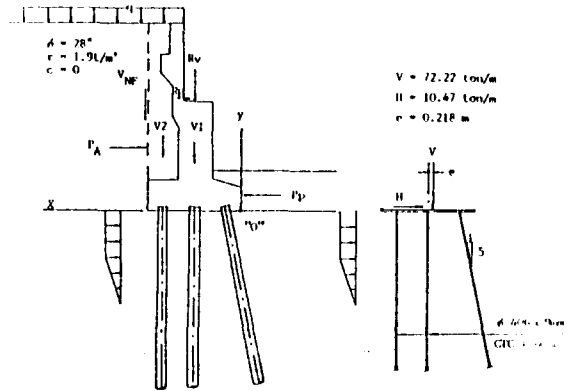


그림 11 검토시 하중조건 (교량 B)

## 3.3 기초말뚝의 용력과 변위해석

교대말뚝에 작용하는 하중은 상부로부터 작용하는 연직력과 수평력 그리고 연약층에 발생하는 측방유동압으로 구성되어 있다. 본 해석에서는 상부로부터 전달되는 주동토압과 연약점성토층에 작용하는 측방유동압으로 구성된 수평하중에 의해서 말뚝에 발생하는 용력과 수평변위를 구하였으며, 전체하중조건에 의해서 발생하는 말뚝의 용력검토시에는 중첩의 원리를 적용하였다.

### 3.3.1 수평하중에 대한 말뚝의 해석

수평력에 대한 말뚝의 거동해석은 그림 12 와 같이 "탄성지반에 놓인 보 이론 (Beam on an Elastic foundation)" 을 이용하여 유한차분법으로 탄소성거동을 해석하였다. 전절에서 산정한 말뚝머



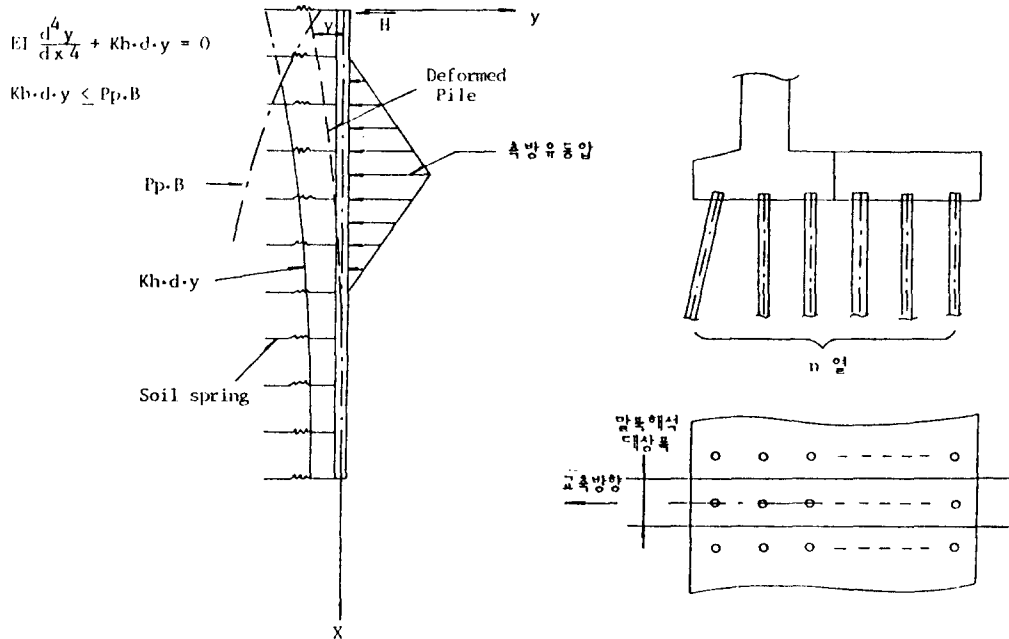


그림 12 해석모델 모식도

표 5 수평력에 대한 말뚝해석 결과

	교량 A	교량 B		교량 C
		원설계안	2차보강후	
해석대상폭	1.55	1.60	1.60	1.40
말뚝열수	2	3	7	3
말뚝크기	φ609 x 10	φ406 x 9	등가 φ510	φ406 x 9
y (mm)	38.6	382.6	53.5	13.9
M <sub>max</sub> (ton-m)	43.3/2	60.4/3	30.6/8	8.9/3
비 고	그림 13	그림 14	그림 15	그림 16

위 표에서,

y = 말뚝머리 변위

M<sub>max</sub> = 말뚝에 발생한 최대 휨모멘트

### 3.3.2 말뚝응력 검토

말뚝에 발생하는 응력은 다음과 같이 각 하중에 의해서 발생하는 응력을 중첩의 원리를 적용하여 구하였다.

$$\sigma = \frac{P_{Ni}}{A} + \frac{NF}{A} + \frac{M}{Z} + \frac{P_{Ni} \cdot y}{Z} + \frac{NF \cdot \frac{y}{2}}{Z} \quad (3)$$

여기서,

σ = 말뚝에 발생하는 응력 (kg/cm<sup>2</sup>)

P<sub>Ni</sub> = 각 말뚝에 작용하는 축하중 (kg)

NF = 말뚝 주면에 작용하는 부마찰력 (kg)

M = 수평력에 의해서 발생하는 최대 휨모멘트 (kg-cm)

y = 말뚝의 두부 변위 (cm)

A = 말뚝의 단면적 (cm<sup>2</sup>)

Z = 말뚝의 단면계수 (cm<sup>3</sup>)

상기방법에 따라서 각 말뚝에 발생하는 부재응력을 구하면 표 6 과 같다. 다음표에서

단기 : 부식에 대한 단면감소를 고려하지 않은 경우

장기 : 부식에 대한 단면감소를 고려한 경우이다.

표 6 교량 A 말뚝응력

	부마찰력 고려시			
	단기		장기	
	사항	직항	사항	직항
σ	1605.6	1427.0	1992.6	1770.4
	부마찰력 미고려시			
	단기		장기	
	사항	직항	사항	직항
σ	1305.0	1126.5	1618.5	1396.3

단위 : kg, cm

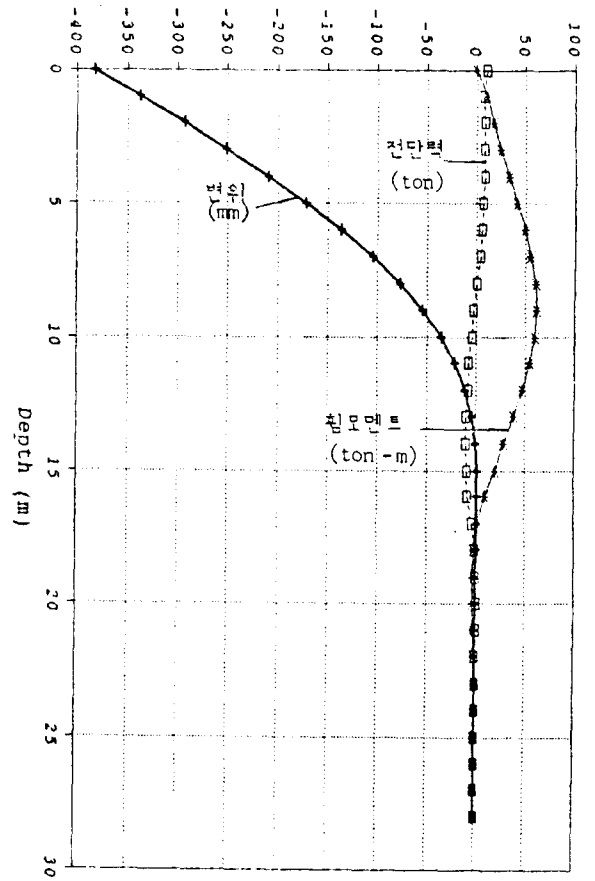


그림 14 교량B 수평하중 해석결과 (보강전)

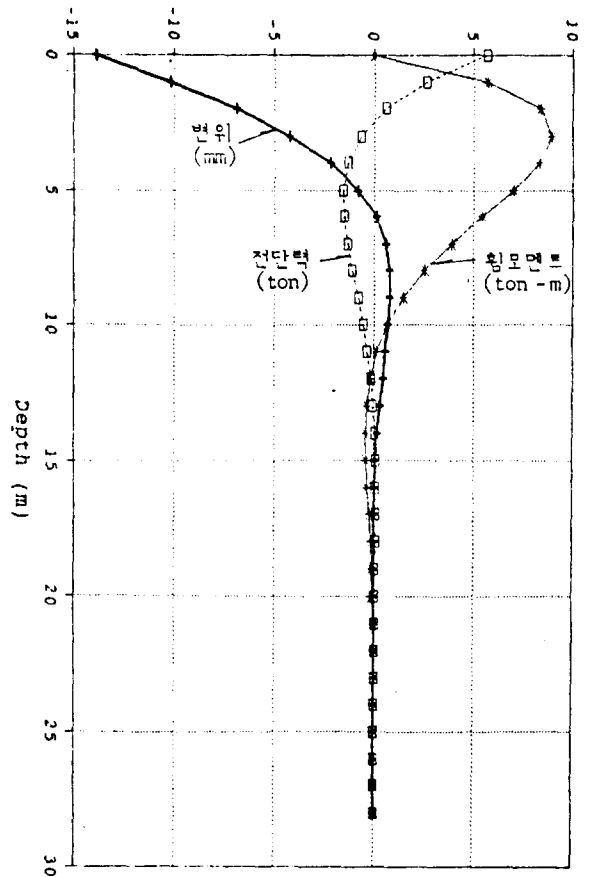


그림 16 교량C 수평하중 해석결과

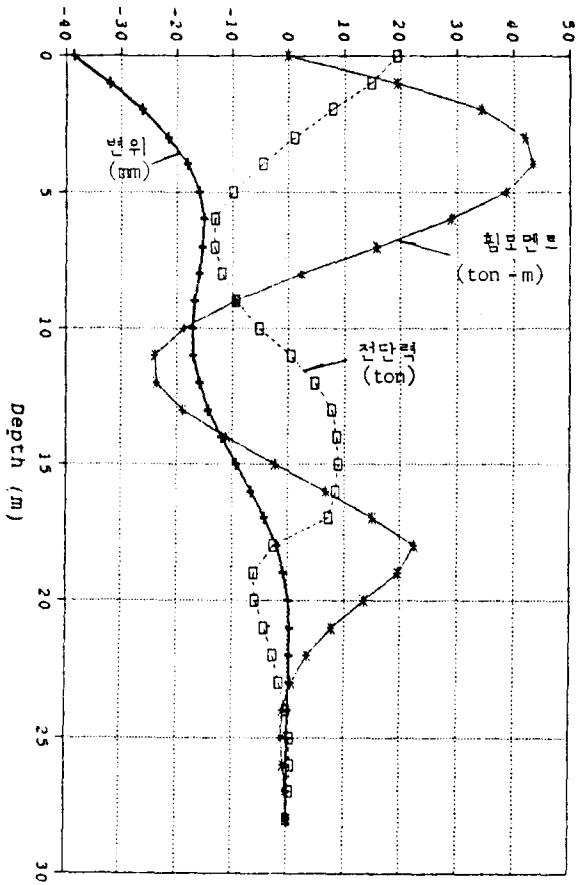


그림 13 교량A 수평하중 해석결과

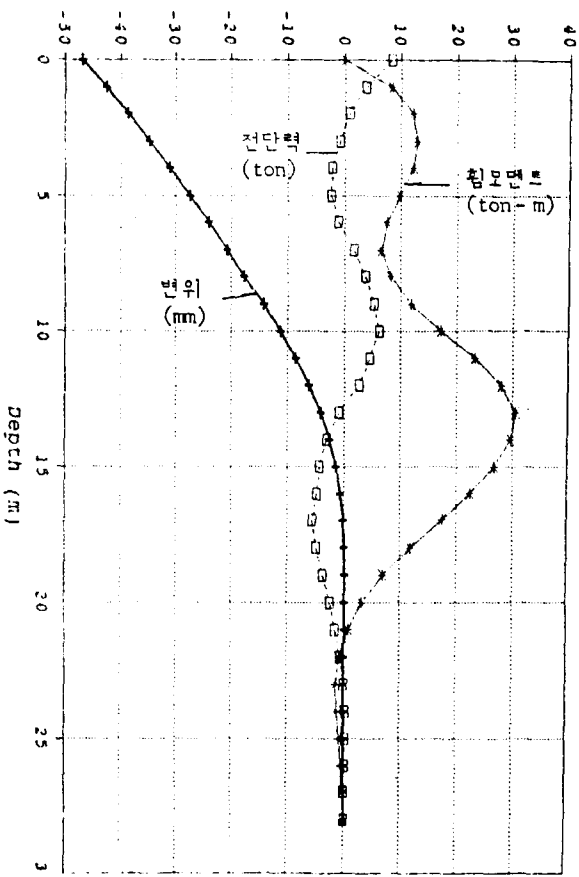


그림 15 교량B 수평하중 해석결과 (2차 보강후)

표 7 교량 B 2차 보강안 말뚝용력

부마찰력 고려시						
	단 기			장 기		
	1열 사항	2열 직항	3열 직항	1열 사항	2열 직항	3열 직항
σ	3303.9	2808.8	2375.6	4193.5	3565.2	3015.5
부마찰력 미고려시						
	단 기			장 기		
	1열 사항	2열 직항	3열 직항	1열 사항	2열 직항	3열 직항
σ	2397.8	1902.7	1469.5	3041.7	2413.5	1863.7

단위 : kg, cm

4 원호활동에 대한 검토

연약지반토에 성토를 실시할 경우에는 측방유동에 의한 수평변위 및 부재용력에 대한 검토 뿐만 아니라 전체 사면의 안정성에 대한 검토가 필요하다. 교대기초 말뚝은 부재의 저항모멘트에 의해서 부분적으로는 억지말뚝의 역할을 하여 사면안정에 대한 안정성을 증가시킨다.

일반적으로 말뚝을 포함한 경우의 사면활동면은 말뚝을 포함하지 않은 경우와 다르리라 예상되지만 본 검토에서는 일차적으로 기초 말뚝의 저항모멘트를 고려하지 않은 상태의 원호활동에 대한 안정성을 검토한 후, 구해진 활동면에서의 말뚝의 휨저항을 고려함으로써 말뚝이 포함된 경우의 사면활동에 대한 안정성을 검토하여 전체적인 구조물의 안정성을 평가하였다.

원호활동에 대한 안정성 검토는 한계평형상태에서의 모멘트의 평형을 고려하여 안전율을 구하는 Bishop의 간편법 (Modified Bishop Simplified Method)을 적용하였다.

기초말뚝을 원호활동에 대한 억지말뚝으로 고려하여 안정성을 검토하는 경우에는 말뚝머리에 전달되는 하중 및 측방유동압에 의해서 부재에 발생하는 용력을 제외한 부재의 휨용력에 해당하는 수평저항력이 원호활동면에 작용하는 것으로 가정하여 말뚝의 저항력을 고려하였다. 검토결과를 요약하면 다음 표 8 과 같다.

표 8 원호활동에 대한 검토 결과

	교량 A		교량 B		교량 C	비교
	단기	장기	단기	장기		
M <sub>D</sub>	2143.2		918.0		88.0	말뚝의 휨저항을 고려하지 않은 경우
M <sub>R</sub>	2291.1		694.0		57.5	
R	28.5		20.0		5.4	
min F <sub>s</sub>	1.069		0.756		1.532	
H <sub>u</sub>	10.7	7.8	21.8	14.8	-	말뚝의 휨저항을 고려한 경우
M <sub>TP</sub>	305.5	224.0	436.5	295.7	-	
F <sub>s</sub>	1.212	1.173	1.231	1.078	-	

위 표에서,

단기 ; 부식에 대한 단면감소를 고려하지 않은 경우  
 장기 ; 부식에 대한 단면감소를 고려한 경우

M<sub>D</sub> ; 활동 모멘트 (ton-m)  
 M<sub>R</sub> ; 저항 모멘트 (ton-m)  
 R ; 임계원의 반경 ( m )  
 min F<sub>s</sub> ; 최소 안전율  
 H<sub>u</sub> ; 수평저항력 (ton)  
 M<sub>TP</sub> ; 말뚝의 저항모멘트 (ton-m)  
 F<sub>s</sub> ; 말뚝의 저항을 고려한 안전율

5. 침하분석

5.1 압밀침하량 추정공식

현재 압밀진행중인 상태로 추정되는 본 지역의 압밀침하량은 기본적으로 다음공식을 적용하였다.

$$S_c = C_c \frac{H}{1+e_o} \log \frac{P_o' + \Delta P}{P_c} \quad (4)$$

여기서 ;  
 C<sub>c</sub>= 압밀지수  
 H = 층두께  
 e<sub>o</sub> = 초기간극비  
 P<sub>o</sub>' = 성토이전의 유효상재하중  
 ΔP= 성토하중에 의한 지중용력 증가량으로서 Osterberg 가 제시한 제방하중에 대한 영향계수를 적용  
 P<sub>c</sub> = 현재의 선행압밀하중

5.2 예상침하량

교량 A와 교량 B의 경우 콘크리트로부터 추정된 선행압밀하중을 적용하여 지반조사시기 이후 예상되는 압밀침하량을 추정하였다. 교량 A의 경우 약 35.5 cm의 압밀침하량이 예상되며, 교량 B의 경우는 약 60.6 cm의 압밀침하량이 예상되었다.

교량 C는 Piezometer로 측정한 과잉간극수압의 분포로부터 이후 예상되는 압밀침하량을 측정한 결과 약 35.3 cm의 압밀침하량이 예상된다. 이와같은 과도한 잔류침하의 원인은 설계 및 시공상에서 살펴보면 교대 배면의 지반개량을 위한 충분한 성토재하시간 및 개량구간에 대한 고려가 없었고 구조물 공사와 지반개량공사가 동시에 실시되어 준공당시 구조물배면의 지반이 개량되지 못하였으며, 교대하부 및 교대 전면부에는 지반개량이 실시되지 않아 결과적으로 교대주변에 대한 지반개량이 실시되지 못하여 특히 교대 주위에 과도한 침하가 진행되는 것으로 생각된다.

## 6. 요약

도로공사를 위한 연약지반의 성토구간내에 위치한 교량 A, 교량 B 및 교량 C 교대를 대상으로 안정검토 및 배면침하에 대하여 분석하였으며, 분석결과를 요약하면 다음과 같다.

교대안정에 대한 분석결과

교대의 안정성과 관련하여 분석된 내용을 요약해 보면:

- (1) 교량 A 및 교량 B 교대는 원호활동에 대하여 충분한 안전율이 확보되어 있지 않은 상태이다.
- (2) 교량 A 및 교량 B 의 교대기초 말단은 현재 허용응력을 크게 초과하는 응력과 허용범위를 훨씬 초과하는 과도한 수평변위가 발생된 것으로 판단된다.
- (3) 교량 C의 교대는 대체로 안정성에 있어서 큰문제는 없는 것으로 판단된다.

이들 문제점들은 원인적으로 이들 교량 설계지점의 기초지반이 매우 연약한 점성토로 구성되어 있으므로 그위에 재하되어 있는 교대배면의 성토하중에 기인하는 것으로 연약지반과 관련된 교대말단 설계 및 시공상에서 다음과 같은 사항들을 고려하는게 바람직하다.

(1) 현안 구조물같이 지반이 연약하여 변위가 크게 발생하는 경우에는 지반의 소성변위까지 고려하여 이에 상응하는 반력계수를 책정하지 않으면 기초말단의 횡방향 지지력을 과대추정하게 될 뿐만 아니라, 평변위가 클 경우에는 편심축하중이 발생하여 말단에 큰 반곡응력이 발생한다.

(2) 연약 지반에 현안 교대구조물과 같이 배면에 성토하중이 편재되어 있을 경우 성토하중에 의한 편차응력 및 배면침하에 의하여 기초말단에 축방유동압이 작용하게 되고, 이 축방유동압은 기초말단에 반곡응력을 발생시키는 동시에 기초말단의 횡변위를 가중시킨다.

(3) 지반개량 계획에 있어서 교대구조물 설치구간을 구조물 시공 전에 먼저 충분한 지반개량을 실시하여 지반의 전단강도를 증대시키고 배면 성토하중에 의한 예상침하를 초기에 침하시킴으로써 기초말단에 작용하는 부마찰력 및 축방유동압을 감소 또는 제거하여야 된다.

(4) 연약지반 개량에 있어 실제상황을 설계당시 정확히 예상한다는 것은 불가능한 일이므로 현장관리는 매우 중요하다.

## 참고문헌

1. 류기승 (1988), "취약지반에 설치된 교대의 축방이동과 그의 대책공법", 대한토질공학회지, 4(3), pp.63 - 68.
2. Hunt R.E. (1986), Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation, McGraw-Hill, pp.427 - 428
3. Poulos H.G., Davis E.H.(1980), Pile Foundation Analysis and Design, John Wiley & Sons.
4. 홍원표 (1984), "수동말단에 작용하는 축방토압", 대한토목학회 논문집, 4(2), pp. 77 - 88.
5. 홍원표·이우현·안중필·남경만(1991), "교대기초말단의 안정", 대한토질공학회지
6. 淺沼秀彌 (1983), "軟弱地盤上の 교대의側方移動", 일본 건설성 토목연구소 토목기술자료 25-27
7. 건설성토목연구소 (1975), "편재하중による 구조물의 수평이동에 관한 조사", 토목연구소자료, 제1150호.
8. 건설성토목연구소 (1981), "교대의 축방이동에 관한 연구", 토목연구소자료, 제1804호.
9. 수도권고속도로협회(1978), "극연약지반における 구조물설계법에 관한 조사연구(その3)"