성토지지말뚝공법 중 섬유보강재의 인장력 검토에 관한 연구

A Study on the tension of Geogid on Pile-supported Construction Method

문인호* 박종관** 이일화***

Moon, In-ho Park, Jong-Gwan, Lee, Il-Wha

ABSTRACT

Road or Railway construction over soft ground is needed to be considered on secondary consolidation which will be caused differential settlement, lack of transport serviceability, higher maintenance cost. Especially for the railway construction in the second phase of Gyung-Bu or Ho-Nam high speed railway, concrete slab track has been adapted as a safe and cost effective geotechnical solution. In this case controlling the total settlement under the tolerance is essential. And pile supported geogrid reinforced construction method is suggested as a solution for the problem of the traditional method on soft soil treatments.

Pile supported geogrid reinforced construction method consists of piles that are designed to transfer the load of the embankment through the compressible soil layer to a firm foundation. The load from the embankment must be effectively transferred to the piles to prevent punching of the piles through the embankment fill creating differential settlement at the surface of the embankment. The arrangement of the piles can create soil arching to carry the load of embankment to the piles. In order to minimize the number of piles geogrid reinforced pile supported construction method is being used on a regular basis. This method consists of one or more layers of geogrid reinforcement placed between the top of the piles and the bottom of the embankment.

This paper presents several methods of pile supported geogrid reinforced construction and calculation results from the several methods and comparison of them.

* 서울산업대학원 철도전문대학원 건설공학과 석사과정, (주)대우건설 부장, 일반회원
E-mail : 8917490@dwconst.co.kr
TEL : (031)953-4145 FAX : (031)953-4147
** 서울산업대학교 철도전문대학원 건설공학과 교수, 정회원
*** 한국철도기술연구원 선임연구원, 정회원

1. 서론

콘크리트궤도는 시공비 기준으로 비교적 고가이나 하중에 대한 부담력 및 저항력이 자갈도상궤도에 비하여 크기 때문에 궤도틀림이 거의 발생되지 않아 궤도보수비용을 대폭 절감시킬 수 있는 궤도구조이다. 또한 양호한 선형을 지속적으로 유지함으로써 고속, 고밀도의 운행선로에서도 차량의 주행안정성이 높고 이용승객에게 양호한 승차감을 제공할 수 있는 장점을 갖고 있다. 세계적으로도 강성노반구간에서 콘크리트궤도 부설은 일반화되어가고 있는 추세이며, 철도기술 선진국을 중심으로 연성노반인 토사노반에도 콘크리트궤도를 부설하는 사례가 점차 증가하고 있는 추세이다. 국내에서도 터널구간에서의 적용을 시작으로 고속선에서 궤도틀림의 발생 및 자갈비산 등 자갈도상궤도에 대한 문제점이 크게 인식되어 그 대안으로서 콘크리트궤도 부설이 적극 검토되었고, 신설되는 경부고속철도 2단계구간(대구-부산 간) 및 호남고속철도 전 구간을 콘크리트궤도로 부설하는 방안이 추진 중에 있다.

그러나 연약지반 상에 성토하여 부설되는 궤도 노반의 경우 성토자체의 안정성과 함께 성토 후 발생하는 허용침하에 대한 기준을 만족시켜야 하는 조건이 제시된다. 고속철도의 경우 콘크리트궤도를 부설하기 위한 허용잔류침하량이 30mm로서 이는 1차 압밀침하량은 물론 2차 압밀침하량과 크리프침하량을 함께 고려해야 하는 조건이므로 이를 만족하는 공법의 제시가 필요하다.

고속철도 콘크리트궤도의 엄격한 허용잔류침하량을 만족하기 위한 대책공법으로 재래의 모래다짐공법, 쇄석다짐말뚝공법, 심층혼합공법 등이 제시되고 있으나 엄격한 침하관리 기준과 시공기간의 제한성을 가지고 있는 우리나라 고속철도에 적용할 콘크리트궤도에 적용하는 데는 한계가 있으며, 이러한 문제를 근본적으로 해결할 수 있는 대안으로 성토지지말뚝공법이 새롭게 부각되고 있다.

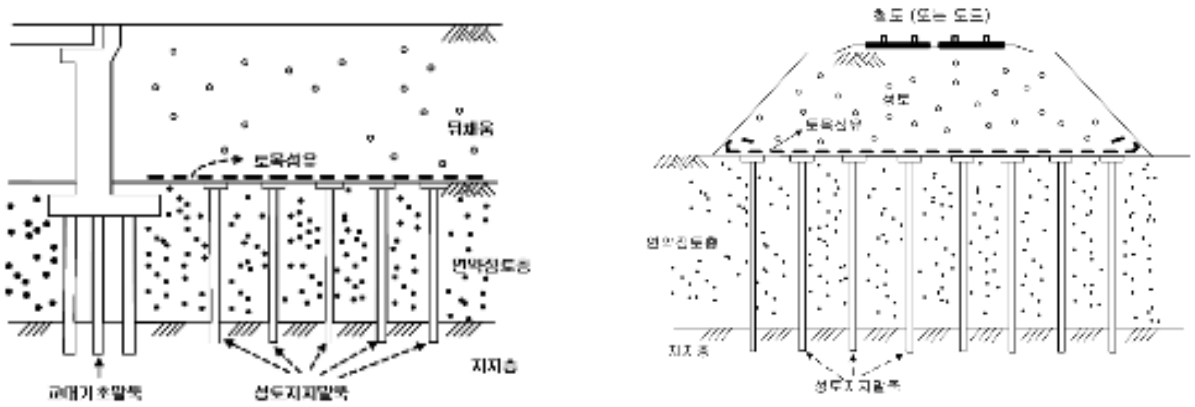
성토지지말뚝 공법은 연약지반에 지지층까지 말뚝을 시공하고 그 위에 성토하는 공법으로 시공비 면에서 다소 고가이나 유지보수 측면이나 사용성 측면에서 그 효용성이 입증되어 최근에는 미국, 유럽 등에서 경제적 설계가 가능하도록 많은 연구가 활발히 이루어지고 있다. 본 연구에서는 이와 같은 성토지지말뚝 공법에 대하여 현재까지 제안된 여러 가지 설계방법들을 소개하고, 특히 가정된 연약지반에 대하여 각각의 이론에 대한 토목섬유보강재에 작용하는 인장력을 산출 분석하여 소정의 조건에 대한 성토지지말뚝공법을 적용하기 위해 필요한 방안을 제시하고자 한다.

2. 성토지지말뚝 공법 개요

성토지지말뚝 공법은 성토지반의 지반아칭현상을 이용하여 성토하중을 말뚝을 통해 직접 지지층에 전달시킴으로써 성토구조물의 안정성을 도모하고 침하를 근본적으로 억제하는 공법이다. 최근에는 그림1과 같이 말뚝 상부의 연약지반과 성토지반 경계부에 토목섬유를 보강하여 말뚝에 전달되는 하중을 증가시키는 공법(Geogrid-Reinforced Pile-Supported Construction Method)이 주로 적용되고 있다.

이 경우는 말뚝, 캡, 연약지반, 성토지반, 토목섬유 등 많은 지지요소들 사이의 상호작용이 발생하기 때문에 지지 메커니즘이 매우 복잡해진다.

<그림1> 성토지지말뚝의 전형적인 시공단면



현재까지 성토지지말뚝 공법에 관한 많은 설계방법들(BS8006(1995); EBGEO(1997); Hewlett & Randolph(1998); 수정 Terzaghi 방법(1997); 이광우(2006); Collin(2006)방법; TENSAR(2006)방법 등)이 제안되어 왔다.

아직까지 국내에서는 이 공법의 적용실적이 많지 않은 실정이지만 외국 특히, 북미, 북유럽 및 동남아시아에서는 많이 활용되고 있는 공법이다. 외국에서의 성토지지말뚝 공법의 시공사례에 의하면, 연약지반의 측방유동을 적극 억지할 수 있을 뿐만 아니라, 시공성 및 경제성 측면에서도 효과적임이 입증되고 있다. 즉, 성토지지말뚝 공법은 말뚝 설치 후(현장 상황에 따라 토목섬유로 보강), 즉시 성토를 시

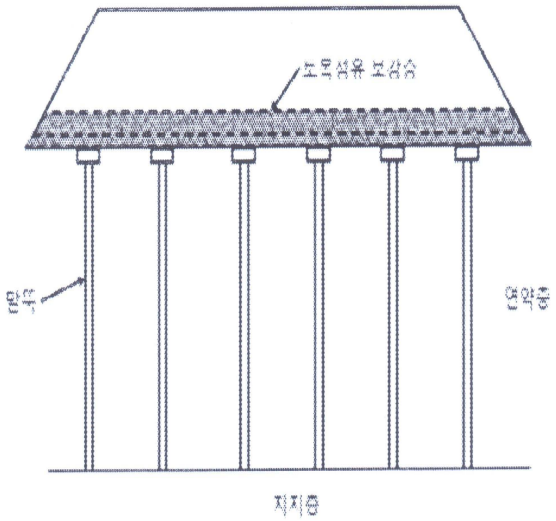
공할 수 있기 때문에 지반개량을 위한 압밀소요기간이 필요 없게 되어 공사기간을 단축 시킬 수 있을 것으로 기대 된다.

2.1 공법의 기본 개념

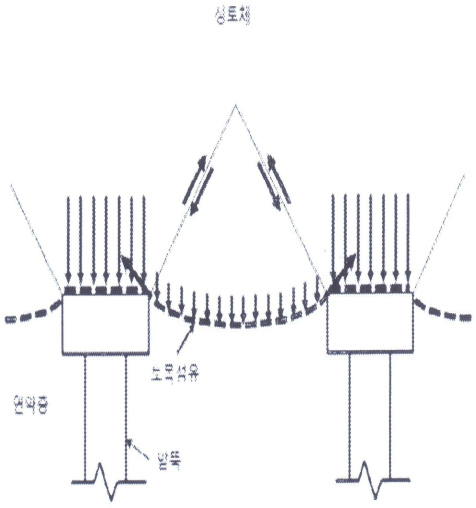
Terzaghi(1943)는 작은 trap door를 가지고 있는 판 위에 모래를 놓았을 때 이 trap door를 저면으로 조금 이동시키면 door에 작용하는 압력은 상당히 감소하는 한편 인접부근의 압력이 증가하는 현상을 보이게 되는데 이를 “지반아칭현상”이라고 불렀다.

성토지지말뚝 공법에서는 성토지반의 아칭현상에 의하여 대부분의 성토하중이 말뚝 혹은 말뚝 캡으로 전달되는 메카니즘을 적용 한다. 경험적으로 연약저면부의 10.6%의 면적을 가진 단독캡 공법에서 아칭현상으로 인해 전체 하중의 82%를 담당하게 된다는 것이 보고된 바 있다.(Reid and Buchanan, 1984)

성토지지말뚝 공법에서 지반아치 성토고가 일정 높이 이상이 될 경우에 발달하게 되며 상부의 연직하중은 발달된 지반아치를 통해 말뚝으로 전달된다. 그림2는 지반아치에 의하여 지지력이 형성되는 현상을 보여주며, 그림3은 토목섬유 보강 성토지지말뚝 공법의 하중전달 메카니즘을 보여준다.



<그림2> 토목섬유 보강 발뚝지지 성토공법 개념도



<그림3> 하중전달 메카니즘

첫 번째 작용인 지반의 아칭효과는 성토하중이 가해지면 연약지반은 침하되고 이로 인하여 말뚝 사이의 성토지반의 침하가 발생한다. 반면 말뚝 상부의 성토지반은 말뚝의 지지효과로 인해 침하가 매우 작게 발생하며 침하가 상대적으로 큰 주변지반의 침하를 억제하는 전단저항을 유발하게 된다.

두 번째 작용은 성토지지말뚝에 토목섬유가 보강된 경우에 발생하며 그림3에서와 같이 연약지반에 전달되는 하중을 토목섬유가 일정부분 부담하게 됨에 따라, 토목섬유에 발생하는 인장력의 수직성분이 말뚝에 전달되는 것이다.

2.2 하중전달 특성을 나타내는 계수

성토지지말뚝 공법의 하중전달 특성을 표현하기 위한 대표적인 설계변수는 응력감소비(stress reduction ratio, SRR)로 전체 성토하중, 말뚝에 작용하는 응력, 말뚝사이 연약지반에 작용하는 응력 사이의 관계를 정의한다. 응력감소비(SRR)는 성토 및 상재하중에 의해 말뚝이 설치되지 않은 경우 연약지반에 전달되는 평균응력(σ)에 대한 말뚝이 설치된 경우 말뚝 사이 연약지반(또는 토목섬유)에 작용하는 응력(σ_s)의 비로 아래의 식(1)과 같이 정의된다.

$$SRR = \frac{\sigma_s}{\sigma} = \frac{\sigma_s}{\gamma \cdot H + q} \qquad \text{식1}$$

여기서, γ는 성토지반의 단위중량, H는 성토높이, q는 교통하중 등의 상재하중을 나타낸다. 응력감소비가 작을수록 연약지반에 전달되는 하중이 작아져서 말뚝으로의 성토하중 전달이 잘 되었다는 것을 의미한다. 토목섬유가 보강된 경우에는 응력감소비를 이용하여 토목섬유에 작용하는 응력을 구할 수 있으며, 이를 통해 토목섬유의 설계인장 강도를 산정할 수 있다.

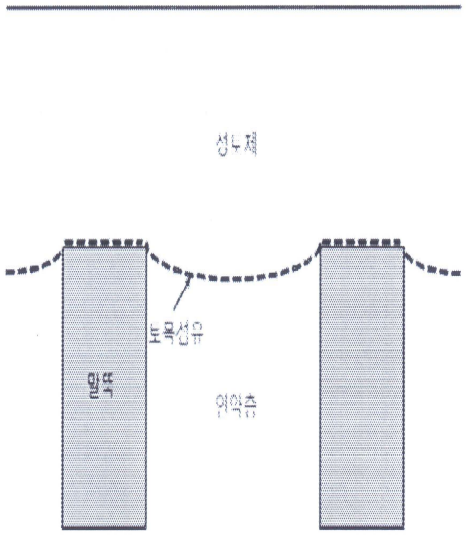
3. 토목섬유 보강 성토지지말뚝 설계 방법

3.1 설계방법의 분류

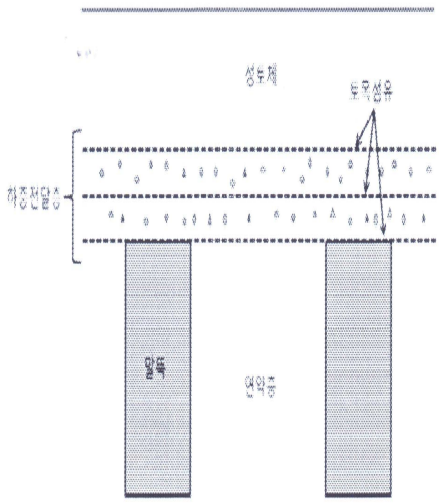
표1에는 현재까지 발표된 대표적인 성토지지말뚝 공법의 설계방법을 정리하여 나타내었다. 이들 설계방법은 크게 두 가지 형태로 구분할 수 있으며, 첫 번째 형태는 아칭효과가 일반성토지반 내에서 형성된다는 조건의 이론을 토대로 한 설계방법으로 토목섬유가 그림4a와 같이 일종의 막(membrane)과 같이 변형하여 인장응력의 수직성분을 통해 말뚝으로의 성토하중의 전달을 향상시킨다고 가정한다. 이를 막방법(membrane method 또는 catenary method)이라고 한다. 2000년대 전반기까지 개발된 설계방법은 모두 이러한 가정을 따르고 있다.

<표1> 성토지지말뚝 공법 설계 방법

설계 개념	막방법	보방법
설계 방법	BS 8006 (1995) EBGEO (1997) Nordic 방법 일본종합연구소 (2000) Hewlette & Rendolph (1988) 수정 Terzaghi 방법 (1997) 이광우 (2006)	Collin (2006) 방법 TENSAR (2006) 방법 Guido 방법 (1987)



<그림4a> 막방법(membrane method)



<그림4b> 보방법(beam method)

두 번째 형태는 최근 대두되고 있는 방법으로 그림4b와 같이 양질의 조립재료와 토목섬유로 이루어진 일정 두께 이상의 하중전달층 내에 아칭효과가 국한되어, 하중전달층이 보 또는 슬래브로 작용한다는 이론을 토대로 한 방법이다. 이를 보방법(beam method 또는 Collin method)이라 한다.
본 연구에서는 이들 중 막방법으로 분류되는 3종류와 보방법으로 분류되는 1가지 방법에 대하여 특성을 소개하고 각 방법에 의한 토목섬유에 작용하는 인장력 산출 방법을 제시, 분석 한다.

3.2 주요 설계 요소

현재까지의 설계방법에서는 말뚝의 지지력 설계시 모든 성토하중 및 상재하중이 말뚝에 전달된다는 매우 보수적인 가정을 토대로 하고 있다. 실제로는 아칭효과나 토목섬유의 보강효과로 인해 모든 성토하중 및 상재하중이 말뚝에 전달되지는 않는다. 현행 설계에서는 말뚝에 전달되는 하중을 단순히 말뚝배치에 의해서만 결정하고 있으며, 이와 같은 매우 안전한 가정으로 인하여 성토지지말뚝 공법에서 말뚝의 지지력 측면의 문제가 생길 가능성은 매우 희박하다. 따라서 현재 여건에서 토목섬유 보강 성토지지말뚝 공법에서 가장 주된 설계요소는 토목섬유에 전달되는 하중을 결정하여 적절한 토목섬유의 인장강도를 결정하는데 있다. 토목섬유에 전달되는 하중은 앞에서 설명한 응력감소비를 합리적으로 산정하여 구할 수 있으며, 본 연구에서는 몇 가지의 토목섬유보강 성토지지말뚝 설계방법별 토목섬유 인장강도 계산 방안에 대한 비교 고찰을 시행한다.

3.3 설계방법의 특성

3.3.1 막방법(membrane method, catenary method)

(1) BS 8006

현행 영국의 설계기준인 BS 8006(1995)에 포함된 성토지지말뚝 공법에 관한 이론식은 Jones et al.(1990)에 의하여 처음 제안 되었다. Jones et al.은 단독캡을 사용한 성토지지말뚝의 지반아칭 현상으로 인하여 말뚝캡 상부에 작용하게 되는 하중을 지하에 매설된 암거에 대한 Marston 방식(Spangler and Handy, 1973)에 근거하여 식2와 같이 제시하였다. 이때 성토면에서의 국부적인 부등변형이 발생되지 않도록 하기 위해 성토고와 말뚝 간격 사이의 상호관계를 다음과 같이 유지할 것을 제안하였다.

$$H \geq 0.7(s-a) \qquad \text{식2}$$

여기서, a : 말뚝캡의 크기, s : 인접한 말뚝 사이의 중심거리, H : 성토고

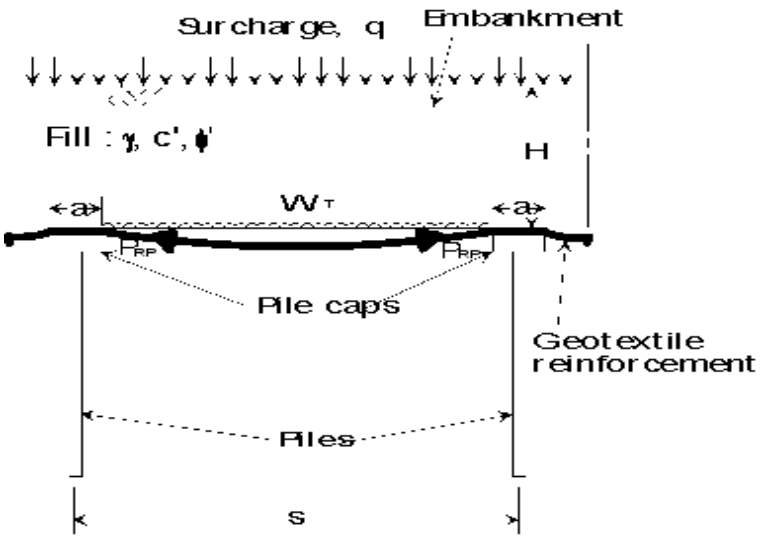
말뚝캡 상부에 작용하는 연직응력과 연약지반기초에 작용하는 평균 연직응력의 비(p'_c/σ'_v)는,

$$\frac{P_c}{\sigma'_v} = \left(\frac{A_c}{H}\right)^2 \qquad \text{식3}$$

여기서, P'_c : 말뚝캡 상부에 작용하는 연직응력, σ'_v : 연약지반에 작용하는 평균 연직응력‘ H : 성토고, a : 말뚝캡의 크기(또는 직경), A_c : 아칭계수 (표2 참조)

말뚝 배열	아칭계수
선단지지말뚝(견고한)	A_c = 1.95H/a -0.18
마찰말뚝 또는 다른 말뚝(통상적인)	A_c = 1.5H/a - 0.07

<표2> 성토지지말뚝시스템에서의 아칭계수(BS 8006, 1995)



<그림5> BS 8006(1995) 해석모델

그림5는 BS 8006(1995)의 성토지지말뚝 공법의 해석모델을 나타내는 것으로서 인접한 말뚝사이의 보강재에 작용하는 하중(W_T)은 식4와 식5으로부터 산정된다.

H > 1.4(s-a)인 경우

$$W_T = \frac{1.4s\gamma(s-a)}{s^2-a^2}[s^2-a^2\frac{P_c'}{\sigma_v'}] \quad \text{식4}$$

0.7(s-a)≤H≤1.4(s-a)인 경우

$$W_T = \frac{s(\gamma H+W_s)}{s^2-a^2}[s^2-a^2\frac{P_c'}{\sigma_v'}] \quad \text{식5}$$

또한 그림6에서 토목섬유 보강재에 작용하는 인장력은 식6과 같이 제시하고 있다.

$$T_{rp} = \frac{W_T(s-a)}{2a}\sqrt{1+\frac{1}{6\epsilon_G}} \quad \text{식6}$$

토목섬유보강재의 허용인장강도를 구하기 위해서는 BS Code에서 기중으로 제시하고 있는 다음과 같은 부분안전계수를 고려해서 극한 인장력이 계산되어야 한다.

$$T_D = T_{rp} \cdot f_n \quad \text{식7}$$

$$T_{ult} = T_D \cdot f_m \cdot f_{cr} \cdot f_{dyn} \quad \text{식8}$$

토목섬유보강재는 성토사면의 측방미끌림(Lateral Sliding)에서 발생되는 수평하중에 저항해야 한다. 따라서 보강재에 작용하는 인장력에 다음 식9과 같이 계산되는 추가적인 수평하중이 고려되어야 한다.

$$T_{ds} = 0.5K_a[f_{fs}\gamma H+2f_q w_s]H \quad \text{식9}$$

$$K_a = \tan^2(45+\frac{\Phi_{cv}}{2}) \quad \text{식10}$$

결국 토목섬유의 파괴에 저항하기 위해서 요구되는 인장력은 다음 식12와 같다.

$$T_{tot} = T_{ult} + T_{ds} \quad \text{식11}$$

(2) 이광우(2006)의 방법

이광우(2006)는 그림7와 유사한 돔 형상의 아치가 말뚝캡의 1/4 단면이 아닌 전단면에 걸쳐 형성되는

모델을 이용한 설계법을 제안하였다. 이 방법은 아칭효과에 대하여 이재호(2006)가 수행한 모형시험의 실제 관측 결과를 토대로 해석적으로 개발한 방법으로 토목섬유에 전달되는 하중을 구하기 위한 하중 감소비는 아래 식12으로 구할 수 있다.

$$SRR = \gamma\left(H-R_1-\frac{R_1}{2N_\Phi-3}\right)\left(\frac{R_2}{R_1}\right)^{2(N_\Phi-1)} + \gamma \bullet \frac{R_2}{2N_\Phi-3} - \frac{\frac{2cN_\Phi^{\frac{1}{2}}}{N_\Phi-1}\left[1-\left(\frac{R_2}{R_1}\right)^{2(N_\Phi-1)}\right]+R_2\gamma}{\gamma\ H+q} \qquad \text{식12}$$

이때 말뚝 사이 토목섬유에 작용하는 수직응력 σ_s는 토목섬유 무보강시의 연약지반 작용응력과 동일한 값이 적용된다. 또한 토목섬유의 변형형상은 반경이 R이고 중심각이 2Θ인 원호형태로 가정한다. 말뚝캡 사이 토목섬유에 작용하는 연직하중은 그림7에서 $\sigma_s \bullet D'_2$ 로 나타낼 수 있다. 또한 인장력이 T, 처짐각이 Θ인 토목섬유의 연직하중은 2TsinΘ로 표현된다. 따라서 연약지반 지반반력을 무시한 상태에서 연직방향 힘의 평형을 고려하면 식13과 같으며, 토목섬유의 인장력 T는 식14로 나타낼 수 있다.

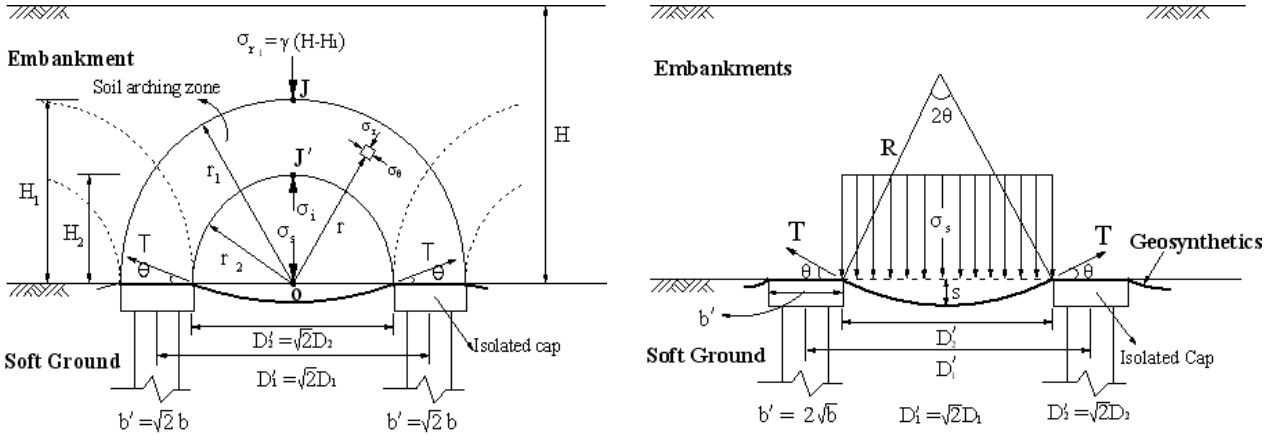
$$\sigma_s \bullet D'_2 = 2T\sin\Theta \qquad \text{식13}$$

$$T = \frac{\sigma_s D'_2}{2\sin\theta} = R \bullet \sigma_s \qquad \text{식14}$$

한편, 토목섬유의 인장력은 토목섬유의 인장강성(K_G)와 인장병형률(ε_G)의 관계로 나타낼 수 있다. 이때 T는 식15과 같다.

$$T = K_G \bullet \varepsilon_G \qquad \text{식15}$$

또한 그림6의 기하학적인 형상을 통해 토목섬유의 처짐각Θ(라디안)과 토목섬유 변형률(ε_G)의 관계는 식16으로 나타낼 수 있다.



(a) 단독캡 말뚝의 해석모델 (b) 토목섬유 해석모델- 지반반력 무시

<그림6> 해석모델

$$\varepsilon_G = \frac{2R\theta - D'_2}{D'_2} = \frac{\theta - \sin\theta}{\sin\theta} \qquad \text{식16}$$

식14, 식15, 식16의 관계로부터 다음과 같이 정리될 수 있다.

$$\frac{\sigma_s D'_2}{2K_G} = \theta - \sin\theta \qquad \text{식17}$$

각 단계별 성토시 말뚝캡 사이로 작용하는 σ_s는 다음 식18와 같이 계산할 수 있다.

$$\sigma_s = \sigma_i + r_2\gamma$$

$$\sigma_{r2} = \sigma_i = \gamma(H - r_i - \frac{r_1}{2N_\Phi - 3})(\frac{r_2}{r_1})^{2(N_\Phi - 1)} + \gamma \frac{r_2}{2N_\Phi - 3} - \frac{2cN_\Phi^{\frac{1}{2}}}{N_\Phi - 1}[1 - (\frac{r_2}{r_1})^{2(N_\Phi - 1)}] \qquad \text{식18}$$

말뚝 순간격(D_2)과 토목섬유 특성치인 K_G를 알면 미지수인 토목섬유 처짐각 Θ를 구할 수 있다. 이때의 Θ값을 식19에 대입함으로써 단계별 성토고에 따른 토목섬유 변형율 및 인장력 T를 구할 수 있다. 토목섬유 인장력 T는 캡 주면장을 따라 작용하므로 단위 말뚝에 전이되는 연직하중 P_{G1}은 식19과 같이 나타낼 수 있다.

$$P_{G1} = 4b \times T\sin\Theta \qquad \text{식19}$$

전체 성토지지말뚝시스템의 효율은 기존의 토목섬유 무보강시 지반아칭 이론효율에 식19를 대입함으로써 구할 수 있으며, 식20과 같이 나타낼 수 있다.

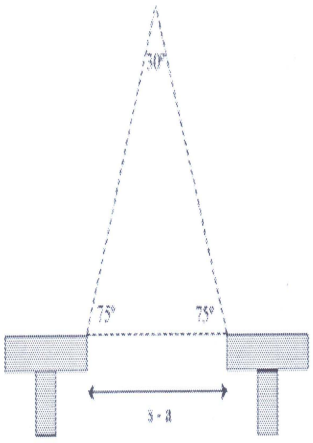
$$E_{f3} = \frac{P_{v2} + P_{G1}}{\gamma HD_1^2} \times 100(\%) \qquad \text{식20}$$

여기서, P_{v2}는 토목섬유 무보강시 기존 아칭이론에 의한 말뚝에 작용하는 연직하중으로서 $\gamma HD_1^2 - \sigma_s(D_1^2 - b^2)$의 값이다.

그러나 설계상에 반영된 지반의 아칭효율 감소와 말뚝 사이 연약지반의 장기적 침하 등 불확실성에 대비하고, 장기적인 안정성 확보를 위해 토목섬유의 인장력에 대한 안전율을 3 이상으로, 최소 2장 이상의 토목섬유를 포설해야 한다.

(3) 일본종합연구소 방법

일본철도종합연구소의 방법(2000)도 첨단각이 30도인 쐐기형의 아치가 형성된다고 가정하며, 이방법은 아칭효과에 대하여 Nordic 방법과 동일한 방법을 적용하고 있다고 볼 수 있다. Nordic 방법은 Nordic Geotechnical Societies(2003)에 의해 제안된 방법으로 그림8과 같이 말뚝 사이에 첨각이 30도인 쐐기 모양의 아치가 형성되어 흙 쐐기 무게가 토목섬유에 작용하는 것으로 가정한다. 쐐기 상부의 하중은 모두 말뚝으로 전달된다고 가정한다. 이때 쐐기의 높이는 1.87(s-a)이며, 이를 아칭이 발생하기 위한 한계높이(critical depth)라고 한다. 일본에서는 특히 토목섬유와 더불어 말뚝을 연결한 철근망을 사용하여 보강효과를 증대시키는 방법을 적용하고 있다.



3.3.2 보방법(Beam method, Collin method)

보방법으로는 수정 Guido(1987) 방법, Collin(2006) 방법, Tensar(2006) 설계법 등이 있으나 대표적인 방법인 Collin(2006) 방법을 소개하고자 한다.

Collin에 의해 제안된 이 방법은 최소 3층 이상의 토목섬유가 설치되어 흙과 함께 하중전달층을 형성하는 경우 보강층의 강성이 증가된 보로 작용하여 성토하중을 말뚝으로 전달한다는 것을 전재로 한다. 이 방법은 최소 3층 이상의 토목섬유를 보강하고 유효내부마찰각이 34도 이상인 양질의 조립재료를 사용하는 것을 전제로 하고 있으며, 토모섬유의 주된 기능은 하층전달층 내 재료를 횡방향으로 구속하여 하중전달층 내에서 아칭효과가 발생하도록 하는 것이며, 부가적으로 아치 내부의 흙 쐐기 부게를 지지하는 역할도 한다고 가정한다. 각 층의 토목섬유가 받는 수직하중은 말뚝 배치 형태와 토목섬유의 수직간격에 따라 결정된다. 각 풂은 하중전달층의 아치하부의 흙 쐐기 안에 있는 무게에 해당하는 하중을 지지할 수 있도록 설계한다. 각 층의 토목섬유에 작용하는 성토하중은 토목섬유 사이의 재료의 무게에 해당한다. 아칭각이 45도인 경우 n번째 층에 작용하는 등분포 수직응력은 식21에 의해 결정된다.

$$W_n = \frac{(A_n + A_{n+1})h_n\gamma}{2A_n} \qquad \text{식21}$$

여기서, A_n= n번째 토목섬유의 흙쐐기 내 면적

h_n = n전째 토목섬유와 직전 토목섬유와의 간격

γ = 하중전달층의 단위중량

식22로부터 구한 각 층의 토목섬유에 전달되는 수직응력으로부터 토목섬유의 소요 인장강도를 결정하게 된다.

보강재 인장력(T_{rpn})=$W_{Tn}\Omega D/2$ 식22

여기서 D = 보강재의 설계간격

= $1.41[(s-a)-2(\Sigma$수직간격$/\tan 45)]^2$ 정방형 파일배치 시

= $0.867[(s-a)-2(\Sigma$수직간격$/\tan 45)]^2$ 삼각형 파일배치 시

Ω = 인장력을 받는 보강재 이론의 무차원 factor <표3>

Ω	ε (reinforcement strain, %)
2.07	1
1.47	2
1.23	3
1.08	4
0.97	5

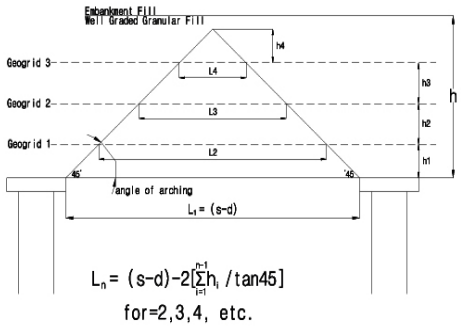
수정된 Collin 법

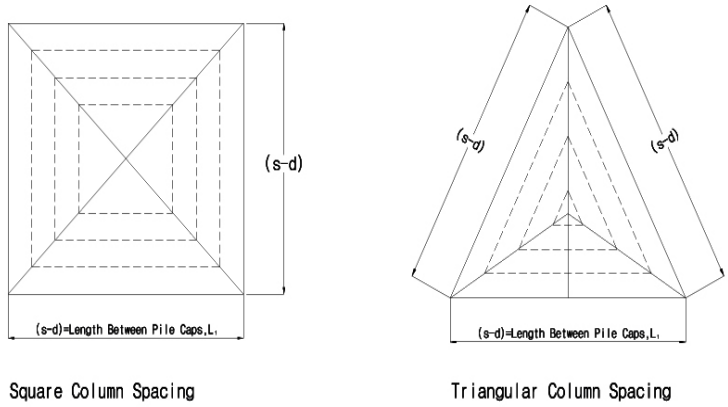
위에 제시된 설계방법은 최근들어 범용되는 수치해석 결과를 수행하여 검토한 결과 다음과 같은 수정안이 도출되었다.

$W_{TCn} = h_n\gamma/3$ (정방형, 삼각형 배치 공용) 식23

여기서 h_n : 아칭 아래의 피라미드 체적

$T_{rpC} = W_{TC}\Omega D/2$





<그림7> Collin 방법의 해석모델

3.4 토목섬유 인장력 계산

3.4.1 BS 8006 (1995) 에 의한 인장력 계산

a=1.0(m)

s=2.8(m)

H=10(m)

i) H(10m)≥0.7(2.8-1)=1.26 (O.K)

ii) $A_c = 1.95\frac{H}{a} - 0.18 = 1.95(\frac{10}{1}) - 0.18 = 19.32$

$$\frac{P'_c}{\sigma'_v} = (\frac{A_c\ a}{H})^2 = (\frac{19.32 \times 1.0}{10})^2 = 3.73$$

iii) H>1.4(s-a)=1.4(2.8-1.0)=2.52

$$\Rightarrow W_T = \frac{1.4 \times s \times \gamma(s-a)}{s^2 - a^2}[s^2 - a^2 \times \frac{P'_c}{\sigma'_v}]$$

$$= \frac{1.4 \times 2.8 \times 1.9(2.8-1.0)}{2.8^2 - 1.0^2}[2.8^2 - 1.0^2 \times 3.73] = 8.1(t/m)$$

$$T_{rp} = \frac{w_T(s-a)}{2a}\sqrt{1+\frac{1}{6\epsilon_G}} = \frac{8.1(2.8-1)}{2\times 1}\sqrt{1+\frac{1}{6\times 0.06}} = 14.2(t/m)$$

$$T_D = T_{rp}\times f_n = 14.2\times 1.1 = 15.6(t/m)$$

$$f_m = f_{m11}\times f_{m12}\times f_{m21}\times f_{m22} = 1.3\times 1.0\times 1.1\times 1.0 = 1.43$$

$$T_{wt} = T_D\times f_m\times f_{cr}\times f_{dyn} = 15.6\times 1.43\times 1.67\times 1.1 = 40.9(t/m)$$

3.4.2 Japan법에 의한 보강재 인장력 계산

square 배치 시

$1.24D_1\times(\gamma\times H+q)\le r$

1.24×2.8×(1.9×10+7)=90(t/m)

3.4.3 이광우(2006)법에 의한 보강재 인장력 계산

$K_G = 200(t/m)$ 토목섬유 이용시

$\sigma_s = \sigma_i + r_2\gamma$

$$\sigma = \gamma(H - r_1 - \frac{r_1}{2N_\Phi - 3})(\frac{r_2}{r_1})^{2(N_\Phi - 1)} + \gamma\times\frac{r_2}{2N_\Phi - 3} - \frac{2cN_\Phi^{\frac{1}{2}}}{N_\Phi - 1}[1-(\frac{r_2}{r_1})^{2(N_\Phi - 1)}]$$

→ $C = 0,\ \Phi = 30$가정

$(N_\Phi = \frac{1+\sin\Phi}{1-\sin\Phi})$

$$\sigma_i = 1.9\times(10 - 1.98 - \frac{1.98}{2\times 3-3})\times(\frac{1.27}{1.98})^{2\times(3-1)} + 1.9\times\frac{1.27}{2\times 3-3}$$

$$= 1.9\times 7.36\times 0.17 + 1.9\times 0.423 = 3.18$$

$\therefore \sigma_s = 3.18 + 1.27\times 1.9 = 5.6(t/m^2)$

$$\frac{\sigma_s\times D'_2}{2K_G} = \theta - \sin\theta$$

$$\frac{5.6(t/m^2)\times 2.54(m)}{2\times 200(t/m)} = 0.036 = \theta - \sin\theta$$

$\theta = 34.6^\circ$

$$\epsilon_G = \frac{\theta - \sin\theta}{\sin\theta} = 0.063$$

$T = K_G\times\epsilon_G = 200(t/m)\times 0.063 = 12.6(t/m)$

3.4.4 Collin(2006) 법에 의한 보강재 인장력 계산

s=2,8, a=1.0, h_1=0.3, 사각형 파일배치로 가정

$W_{T1} = h_n \gamma / 3 = 1.8 \times 1.8 \times 1.8 / 3 \times 1.9 / 3 = 1.23$

$T_{rpn} = W_{Tn} \Omega D / 2$

여기서 D = 1.41[(2.8-1.0)-2×0.3] = 1.69

Ω = 0.88 (<표3> strain 대비 Ω값에서 추정)

$T_{rp1} = 1.23 \times 0.88 \times 1.69 / 2 = 0.9$

4. 결론 및 제언

<표4>는 4가지 대표적인 설계방법을 적용하여 성토지지말뚝의 토목섬유 보강재의 인장력을 구하고 비교한 값으로 동일한 지반에 대한 말뚝의 간격(s)의 비와 성토면적(a)에 대한 변화에 따라 계산한 결과이다.

<표4> 성토지지말뚝 설계방법별 보강섬유 인장력 비교

설계방법	토목섬유 인장력(t/m)		
	a/s=0.25	a/s=0.3	a/s=0.36
BS8006(1995)	151.8	51.1	40.9
Japan 설계법	129.0	107.4	90
이광우(2006) 설계법	13.7	16.3	12.6
Collin(2006) 설계법	17.4	2.6	0.9

표4에 제시된 섬유보강재의 인장력 계산값은 설계방법에 따라 현저한 차이를 나타낸다. 특히 현재 가장 널리 사용되고 있다는 BS8006(1995) 설계방법은 최근 제안되고 있는 다른 설계공법과 비교했을 때 많은 편차를 나타내고 있음을 알 수 있다. 특히 보방법(Collin(2006))에 의한 보강재의 인장력 계산 시에는 말뚝간의 간격에 의한 인장력의 편차가 크게 차이남을 알 수 있다. 일본 철도종합연구소의 설계방법으로는 지나치게 보수적인 결과가 나타남을 알 수 있다. 최근의 설계방법들은 수치해석, 실대형 시험 등을 통하여 경제적인 설계에 다가가는 추세이다.

본 연구에서는 연약지반에서의 성토 시 침하의 문제 및 시공기한의 제한적인 조건을 만족하기 위한 대안으로서의 성토지지말뚝 공법 중 현재까지 제시된 대표적인 공법 및 최근 제안된 공법 등을 소개하고, 성토지지말뚝 공법에서의 하중전달 메카니즘 중 토목섬유 보강재에 대한 인장력 계산값을 비교 분석하였다.

현재까지의 설계방법들은 우리나라에서는 아직 시공실적이 미흡하고 이에 대한 실대형 시험시공 및 수치해석을 통한 상세한 검증이 이루어지지 못한 실정이다. 또한 향후 경제적인 설계를 위해서는 말뚝에 전달되는 하중을 보다 정확히 산정하여 말뚝의 설치 개수나 토목섬유의 종류 및 설치간격, 단면을 줄일 수 있는 공법의 개발이 필요하다.

토목섬유를 보강한 성토지지말뚝 공법은 상대적으로 경제적이며 급속시공이 가능한 공법으로 공법에 대한 검증이 이루어지고 설계 및 시공방법에 대한 정형성이 확보된다면 다양한 주요구조물에 적용될 수 있을 것이다.

5. 참고문헌

1) BS8006, (1995), British Standard, Code of practies for:Strenthened/reinforced soils and other fills.
2) 이광우 (2006), 연약지반 측방유동 억지를 위한 토목섬유 보강 성토지지말뚝시스템의 설계법, 중앙대학교, 박사학위논문
3) 이재호 (2006), 토목섬유보강 성토지지말뚝시스템에서의 지반아칭, 중앙대학교, 박사학위논문
4) James G. Collin, J. Han, J. Huang (2006), Geosynthetic-Reinfirced Column-Support Embankment Design Guidelines
5) 이수형, 이일화, 이성진, 최정환 (20080, 토목섬유 보강 성토지지말뚝의 최신 설계동향, 한국지반공학회지, Vol.24, No.9 pp.36-43
6) 이일화, 이성진, 이수형, 방의석, 정장용 (2008), 콘크리트궤도 침하억제를 위한 파일네트공법 적용성 검토
7) Japan Railway Technical Service, "Measures for Stabilization of Railway Eat고 Structures"
8) Tensar (2006), Foundations over piles, Constructing over weak Ground without Settlement, Broshure Issue7, 79010035