
보강사면의 설계 및 시공 : Nailing 공법의 역할 및 시공사례

○김홍택¹⁾, 심영중²⁾, 성안재³⁾

1. 서론

본 고에서는, (잠재적으로) 불안정사면 또는 creeping 사면 등의 2종류로 크게 구분되는 사면의 안정화를 위해 현재 이용되고 있는, 다양한 보강공법(rigid piles, nails 및 micropiles 등)의 적용조건, 각 공법의 설계방법 및 실제의 시공사례 등을 정리 기술하였다.

2. 적용공법

2.1 개요 및 분류

nailing에 의한 사면보강은 활동면에 인장력, 전단력 및 휨모멘트 등에 저항할 수 있는 선형 형태의 수동(passive linear) 보강재를 설치하는 것으로 이루어진다. 일반적으로 보강재는 불안정한 사면전단 부근의 위험영역 또는 활동토체 및 creeping 토체내에 균일한 밀도로 설치되어, 비교적 균일한 점착성의 보강토체를 형성하게 된다.

soil nailing은 크게 2가지 형태로 구분되는 경사면 지반의 움직임을 억제하는 데 효율적으로 이용 가능하다. 첫번째는 잠재적으로 불안정한 또는 불안정한 사면의 경우로서, 이 경우에는 움직임이 현재로서는 거의 없으나 예상파괴면에 대한 안전율이 지극히 낮아 잠재적인 활동 가능성을 항상 지니고 있는 경우이다. 이와같은 사면은 실제로 정적평형상태에 있고, 원지반의 파괴규준에도 위배되지 않으며 활동면도 거의 관찰할 수 없다. 따라서 이 경우 보강재의 설치목적은 안전율 향상에 있으며, 기존의 사면안정해석법을 응용하여 예상파괴면에 가로질러 설치된 보강재에서 발휘되는 저항력을 평가할 수 있다.

creeping 사면으로 정의되는 두번째 경우는 빠른 속도로 움직임이 퍼지는 상황과 관련되어 있다. 상부의 움직임 영역은, 일반적으로 두개의 서로 다른 층 경계면 사이에 존재하는 비교적 얇은 두께의 파괴영역 또는 유발된 전단응력이 연속적인 creeping 현상을 유발시키기에 충분한 비교적 큰 크기의 영역에 의하여, 안정된 하부영역과 구분된다. 이 경우에 파괴면은 경사계 측정을 통해 확인할 수 있으며 이 파괴면에 대한 안전율은 1.0이다. 왜냐하면 발휘되는 전단응력이 지반

- 1) 홍익대학교 토목공학과 부교수
- 2) 홍익대학교 대학원
- 3) (주)동아지질

흙의 전단강도와 동일하기 때문이다. 이 경우 보강재를 설치하는 목적은 활동(또는 creeping)속도를 적당한 값까지 줄이는 데 있다. 그러므로 설계기준은 활동속도에 따른 흙-보강재 사이의 상호작용 효과를 고려해야 하며, 또한 흙과의 상대변위를 토대로 보강재에 발휘가 예상되는 저항력을 예측하여야 한다.

일반적으로 불안정한 사면의 경우, 보강재는 불안정한 영역 전체에 걸쳐 균등한 밀도로 설치된다. creeping 사면의 경우는 creeping 사면 전체에 균등한 밀도로 설치되거나 또는 사면선단 부근의 위험영역내에 설치한다. 시공과정, 보강재의 선택 그리고 보강토체의 거동 등은, 현장여건, 흙의 종류와 상태(즉 creeping 또는 불안정한 사면), 파괴면에 대한 보강재의 경사각도, 보강재의 설치간격 그리고 흙과 관련된 보강재의 강성 등에 따라 결정된다.

나무말뚝, 대구경 말뚝, micropiles 및 driven rails 등을 포함하는 다양한 보강공법이 적용되어 왔으며, 이를 개략적으로 정리하면 다음과 같다.

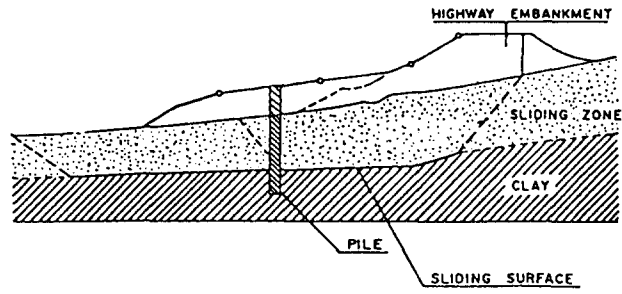
강성말뚝(rigid piles): 대구경 강성말뚝은 산사태 방지를 위해 적용되며[Yamada et al., 1971; Fukomoto, 1972; Kerisel, 1976; Sommer, 1977 & 1979], 일반적으로 경사면의 미끄러짐에 저항하도록 사면선단에 1~2열의 말뚝을 위치시킨다. 공사과정은 기존의 말뚝과 교각의 설치기법을 따른다. 강성말뚝은 종방향으로 강성벽체 역할을 하며, 사면의 변위형태에 있어 불연속 요소로 작용한다(그림 1-a).

연성보강재(flexible inclusions): nail로 정의되는 소구경 연성 구조부재를 이용한다. 시공과정은 일반적인 굴착벽체에 적용되는 soil nailing 공법의 시공과정과 유사하다. 보강재(tubes, bars, metallic profiles, rails)를 천공구멍에 넣은 후 시멘트 그라우트에 의해 원지반에 고정시키거나, 원지반내에 직접 타입한다. 일반적으로 활동 예상영역에 보강재를 비교적 조밀한 간격으로 설치한다(그림 1-b). 조밀하게 설치된 nail은 흙과의 상호작용에 의해 전체적인 안정성을 도모하며, 보강재 자체에서 발휘되는 전체 전단력보다 더 큰 크기의 점착력을 nail로 보강된 토체에 제공한다. 이러한 상호작용 및 군효과(group effect) 때문에, 전체 nail에 의해 저항되는 수평토폰은 각 nail에 의한 저항효과를 단순히 산술적으로 합한값 보다 더 큰 것으로 판단된다.

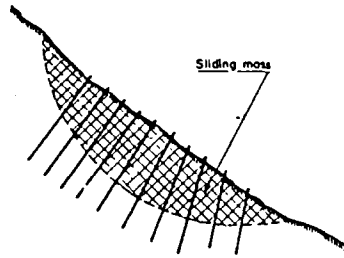
micropiles(root piles): Lizzi[1971]에 의하여 개발된 이 방법은 파괴면 아래쪽 깊이까지 확장된 보강토체를 단일체의 강체 블록으로 만드는 것이다(그림 1-c). 이 방법과 앞에서 언급된 soil nailing 방법의 주된 차이점은, micropiles의 경우 거동이 기하학적 배치형태에 크게 영향을 받는다는 점이다[Lizzi & Carnavale, 1979; Schlosser & Juran, 1979]. 십자꼴(criss-crossed)의 배치형태 때문에, micropiles는 보강사면의 구조적 안정을 위해 요구되는 압축력과 인장력을 모두 받게 된다.

2.2 연혁

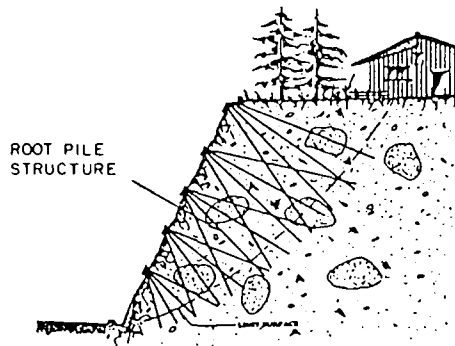
강성말뚝, 연성말뚝 그리고 그 밖의 다른 형태 보강재에 의한 사면안정은 오래전에 시작된 지반보강 예종의 하나이다. 목재말뚝을 이용하여 철도사면을 안정화시킨 사례는 19세기 초에 일본에서 보고되었다. 이 방법은 Niigata Prefecture Noo-Tsutsuishi 철로변의 산사태를 방지하기 위한 대책으로 이용되었다. Fukuoka[1977]는 1955년에 철근콘크리트 말뚝, 그리고 1965년에 강말뚝을 이용한 사면안정 사례를 보고했다. 또한 거의 같은 시기에 현장타설(cast-in-place) 콘크리트 말뚝이 사용되기 시작했으며, 계속해서 H형 강말뚝으로 보강한 후 빈 공간을 콘크리트로 채우는



a) Slope stabilization using large diameter piles



b) Slope stabilization using flexible nails



c) Slope stabilization using root piles (Lizzi, 1977)

그림 1. Available systems for slope stabilization using soil nailing.

형태의 말뚝이 이용되어 왔다. 프랑스 철도청은 철로의 지속적인 침하변형이 발생하는 오래된 제방의 안정화에 soil nailing 공법을 적용한 많은 경험을 가지고 있다[Verrier & Merlette]. 안정을 위한 소단이 사면선단에 설치되지 않을 경우, 항상 soli nailing 공법이 이용되어 왔다. 일반적으로 낮은 휨강성을 지닌 소구경말뚝 또는 micropile이 이용되어 왔다. 미국의 경우는 초기에 다른 형태의 보강재를 사용하여 사면을 안정시킨 사례가 Baker와 Yoder에 의하여 보고된 바 있다[1958].

2.3 적용

앞에서 언급된 것처럼, 사면에 있어 soil nailing 공법의 두가지 주된 적용은 첫째로 한계정적 평형조건이 아닌 잠정적으로 불안정한 사면의 안정성을 증가시키는 경우, 둘째로 creep가 일어나고 있는 사면의 안정성을 증가시키는 경우이다.

2.4 장점

nailing 공법은 불안정한 사면을 보강하거나 토체를 보강하는데 있어, 연약점토에서 균열이 발생된 이회토(marl)에 이르는 다양한 지반흙에 경제적으로 이용할 수 있다. 다양한 공법의 사용상의 특허 제한은 없다. 사실상 다양한 공법의 적용조건은 현장(부지)여건에 관련되어 있다. nailing공법의 몇가지 주된 장점은, 보강재의 선택, 시공과정, nailed-soil system(기하학적 조건, 보강재 설치각도, 그리고 보강재의 밀도)의 설계가 시공중에 현장여건에 맞도록 쉽게 수정될 수 있다는 것이다. 따라서, 사용할 수 있는 시공장비와 재료에 따라 설계상의 응용성이 쉽게 확대될 수 있다.

특히 짧은 시공기간동안 잠정적인 지반의 안정이 중요성을 가질때 국부적으로 이용할 수 있는 보강재의 형태(나무말뚝, rails)는 효과적, 경제적, 그리고 빠른 공학적 해결책을 제공하는데 종종 이용될 수 있다.

3. 구조와 거동

3.1 흙-보강재 사이의 상호작용 원리와 이와 관련된 파괴형태

naill로 보강된 사면의 흙-보강재 상호작용은 주로 흙에 대한 보강재의 상대강성, 보강재의 삽입각도, 경사면의 움직임 정도 등에 주로 영향을 받는다.

3.1.1 강성 보강재

강성보강재(예: 대구경 말뚝)인 경우, 흙-보강재 상호작용에 있어서의 주요 매카니즘은 보강재 면에서 발휘되어지는 흙의 수동저항이다. 말뚝에 작용하는 토압이 한계토압 p_1 에 이르면 요구되는 흙-말뚝 상대변형은 말뚝 직경에 비하여 작다. 그림 2-a에서와 같이, 한계수동토압($p-y$ 곡선상에서 p 의 한계값과 유사함.)은 파괴면 양쪽부분에 인접하여 발휘된다고 볼 수 있다

(Brinch-Hansen & Lundgren,1960; Kerisel,1976). 불안정영역에 존재하는 말뚝부분에 작용하는 수평토압은 말뚝의 전단 및 휨저항 등에 의하여 안정한 영역으로 전달된다.

3.1.2 연성 보강재

보강재로 연성인 즉, 튜브, bars, driven rails 등과 같은 소구경 말뚝을 사용할 경우, 말뚝에 작용하는 토압이 한계수평토압 p_1 에 이르는데 요구되는 흙-말뚝의 상대변형은 훨씬 커져 흙-보강재 사이에 마찰을 유발시킨다(그림 2-b). 따라서, 전단력과 휨모멘트에 인장력이 추가적으로 발휘되게 된다(그림 2-c). 보강재에 발생하는 인장력은 주로 파괴면에 대한 보강재의 설치위치에 영향을 받는다(Jewell, 1980).

3.2 보강재에 작용하는 수평력

3.2.1 불안정 사면

수평하중을 받는 말뚝에 발생하는 흙의 수평저항력의 매카니즘에 대해서는 이미 많은 연구가 진행되어 있다(Brinch-Hasen,1961; Baguelin & Jezequel,1972). 또한 nail로 보강된 토체와 같은 특정한 경우에 대해서도, nail의 하중이 어떠한 역학구조로 파괴면의 한쪽면에서 다른쪽면으로 전달되는지에 관하여 살펴보기 위해 각각 강성이 다른 bar를 점토질 흙에 삽입하여 직접전단시험을 시행한 바 있으며,(Juran et al.,1981) 실험의 주요 결과는 다음과 같다.

보강재에 휨강성과 전단력이 발휘되어 nail로 보강된 흙에 비등방성 점착력 C^* 가 발생하게 되는데, 이와같은 점착력은 bar에 의해 추가되는 전단저항 $C_o^* (= \Sigma V_o/A$, 여기서 ΣV_o =철근에 작용하는 전단력의 합, A = 활동면의 단면적)보다 크다. 이러한 차이가 나는것은 보강재가 변위 및 전단이 발생한 흙의 응력장에 영향을 미치게 되어 파괴면에 균등한 응력분포가 발생되기 때문이다. 이러한 효과는 파괴면의 수직응력 및 보강재의 설치간격, 삽입각도 등에 따라 그 영향이 달라진다.

이와같은 점착력이 발휘되는데 소요되는 흙과 보강재 사이의 상대적 변위는 흙과 보강재의 마찰이 발휘되는데 요구되는 변위보다 일반적으로 매우 크다. 이러한 상대적 변위는 nail의 상대적 강성과 보강재의 직경에 따라 크게 영향을 받는다. 보강재에 작용하는 수평토압의 유동을 모형화하기 위한 흙-보강재 사이의 상호작용에 대한 간단한 모델링이 Juran등(1981)에 의해 제안되었다. 이 모델은 nail을 하중재하에 따라 변화하는 스프링계수를 연속적으로 갖는 수평 탄소성 스프링에 의해 지지되는 수평방향의 하중을 받는 수직말뚝으로 간주하였다. 이 모델에서 철근의 상대적 강성은 전이길이(transfer length)에 의해 규정된다.

$$L_o = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_s d}} \quad (1)$$

여기서, EI = nail의 휨강성
 K_s = 지반반력계수
 d = nail의 직경

스프링계수 E_s 는 지반반력계수와 nail 직경의 곱이다. 그림 3은 연직응력 $\sigma_v = 2,100 \text{ psi}$ 인 경우, 보강재의 소요전단력 V_0 및 전체 안전율의 증가 $\Delta F_s / F_s$ (여기서, F_s 는 보강안된 흙의 안전율)를 충분히 확보하기 위해 필요한 변위 δ 에 대해 전이길이(transfer length)가 미치는 영향을 Juran등(1983)이 유한요소법을 이용하여 분석한 연구결과를 보여주고 있다. 이에 따르면, 요구변위는 전이길이(transfer length)가 증가함에 따라 감소한다.

nail로 보강된 토체의 파괴는 과도한 뽑에 의해 보강재가 항복되거나, 보강재 주변 지반흙의 점진적인 소성흐름(progressive plastic flow) 등에 의해 발생된다고 볼 수 있다. 따라서, 실제상의 목적으로 보강재에 작용하는 한계토압은 흙의 한계토압보다 작아야 한다. 안전율이 약 2.0인 경우, 이 한계토압은 p - y 곡선상의 p 의 극한값이나, pressuremeter 시험결과로부터 얻어지는 creep pressure와 일치한다.

3.2.2 creeping 사면

creep가 진행되고 있는 사면인 경우에 보강재의 주요역활은 전단변형률 $\dot{\epsilon}$ 를 감소시키는 것이다. 흙과 보강재 사이의 접촉면에 유발되는 횡토압은 creep 영역안에서 변형률 $\dot{\epsilon}$ 의 크기와 증가율 $d\dot{\epsilon}/dz$ 에 따라 변화한다.

개념적으로, 보강재와 creep가 일어나는 흙 사이의 상호작용은 다음과 같이 설명될 수 있다. 보강안된 creeping 지반흙에서는 흙에 유발되는 전단응력은 creep가 발생할 때의 변형률에 해당하는 흙의 전단강도와 같은 값을 나타낸다.

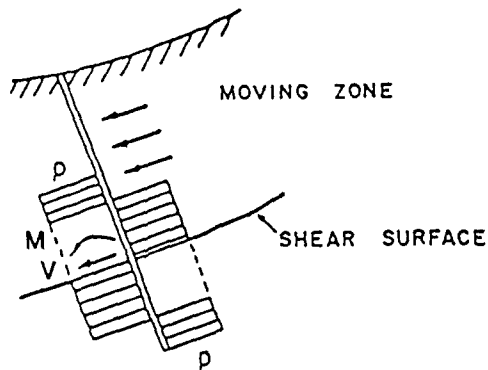
변형률제어시험(strain-controlled test)에 의하면 흙의 전단강도는 변형률이 증감에 따라 전단강도도 같은 경향을 나타내므로 주어진 지반의 실제강도에서 전단응력이 큰 경우에는 작은 변형률보다 큰 변형률 값을 나타내게 된다. 이와 반대로, 변형률이나 creep율은 발휘되는 전단응력의 크기에 무관하고 creep율은 발휘되는 전단응력이 감소하게 되면 감소하게 된다.

soil nail이 creeping 영역으로 삽입되게 되면 사면의 creeping을 유발하는 활동력이 nail에 의해 감소한다. 그러므로, 흙에 발휘되는 전단응력은 변형률의 감소와 더불어 감소하는 경향을 보인다.

이러한 상호작용에 대한 역학적 표현을 위해 Leinenkugel(1976)에 의해 제안되고 사면안정에 대한 soil nail의 설계를 위해 Winter등(1983)에 의해 고려되었던 흙의 소성유동방정식(plastic flow equation)이 사용되었다. 이 방정식에 의하면, 변형률 $\dot{\epsilon}$ 에서의 흙의 비배수 전단강도는 다음식과 같이 점성지수 I_v 를 사용하여 기준변형률 $\dot{\epsilon}_0$ 에 대한 전단강도와의 관계식으로 표현할 수 있다.

$$S_u(\dot{\epsilon}_c) = S_u(\dot{\epsilon}_0) \left[1 + I_v \log_e \left(\frac{\dot{\epsilon}_c}{\dot{\epsilon}_0} \right) \right] \quad (2)$$

여기서, $S_u(\dot{\epsilon}_0)$ 는 변형률 $\dot{\epsilon}_0$ 에서의 비배수 전단강도를 나타내고 $S_u(\dot{\epsilon}_c)$ 는 변형률 $\dot{\epsilon}_c$ 에 해당하는 전단강도를 의미한다. 또한, 점성 지수는 Leinenkugel(1976)에 의해 제안된 실험과정에 의한 포화압밀흙 시험체에 대한 비배수 삼축시험에 의해 구할 수 있다. 실험은 변형을 제어할 수 있는 조건하에서 전단응력이 점차적으로 증가되는 흙시료를 가지고 표준 삼축시험을 한다. 한편

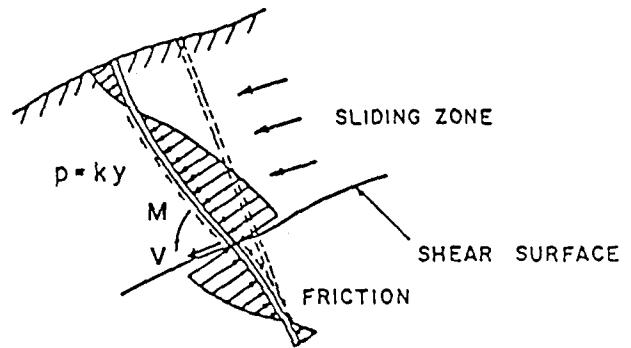


a) Rigid inclusions

Assumption · Perfect plastic behavior

Brlinch Hansen 1960 $p = \alpha C_u$

Kerisel 1976 $p = p_c$



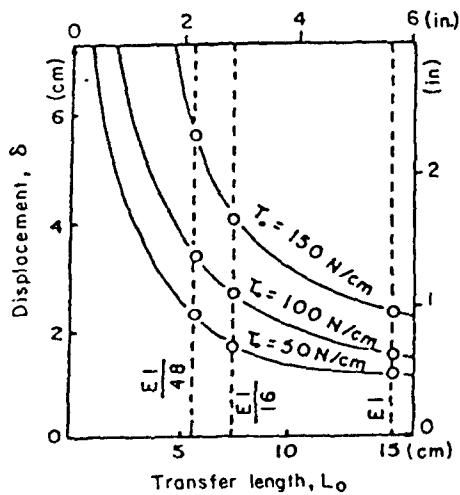
b) Flexible inclusions

Assumption · Perfect elastic behavior

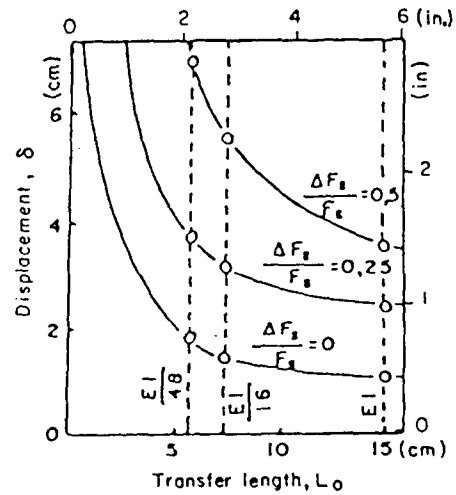
(modulus of lateral reaction)

$p = ky$

그림 2. Soil-reinforcement interaction in an unstable slope stabilized by nailing.



(A) Shear Force in Bars (V_0)



(B) Increase of the Overall Shear Resistance ($\Delta F_s/F_s$)

그림 3. Effect of transfer length on the displacement necessary to mobilize:

(a) shear force in bars, V_0 , and

(b) increase of the overall shear resistance (F_s/F_s).

전단강도가 잔류 전단강도에 이르르게 되면 각각의 변형률에 대한 전단강도는 변형률이 증가함에 따라 증가하거나 감소한다. 실험을 도식적으로 표현하면 그림 4와 같다. 전단강도는 특히 변형률에서 log cycle이 증가함에 따라 약 10% 정도 증가한다(Whitman,1957; Briaud등,1984). 액성한계 (liquid limit) w_l 과 점성지수와의 대표적인 관계식은 Gudehus & Leinenkugel(1978)에 의해 제시되었다.

흙의 creep영역은 그림 5와 같다. 보강재에 앞서, creeping 영역의 흙 요소는 탄성적 초기 전단변형률 $\dot{\epsilon}_i$ (여기서, $\dot{\epsilon} = dx/dz$)에서 creep나 전단변형이 진행되기 시작한다. 그 이유는 전단변형률을 탄성적으로 가정하고 보강안된 흙에 발휘되는 전단응력 τ_i 는 특정 변형률에서의 전단강도 S_u 와 같은 값을 갖는다고 가정한다.

보강재가 삽입한 경우에는 creep영역에 유발되는 전단응력이 보강재로 전달되는 하중으로 감소한다. 그러므로, 그림 5의 dz요소에서 발휘전단응력 $d\tau$ 의 감소는 다음과 같다.

$$p(z) d dz = S_{eq} \cdot d\tau \quad (3)$$

또는,

$$p(z) = \frac{S_{eq}}{d} \cdot \frac{d\tau}{dz} \quad (4)$$

여기서, p : 보강재에 작용하는 횡토압

d : 보강재의 직경

dz : 흙 요소의 높이

S_{eq} : 전단응력이 작용하는 유효단면적

$d\tau$: $\dot{\epsilon}_i$ 에서 $\dot{\epsilon}$ 로 전단변형이 감소할 경우 흙요소내의 발휘전단응력의 감소량

식 (4)를 풀기 위해서는 $d\tau/dz$ 의 함수를 알아야 한다. 그러나, creep 영역과 그 위쪽 부분을 분리하는 파괴면을 따라 발휘되는 전단응력은 특정 변형률에서의 흙의 비배수 전단강도 즉, $\tau = s_u$ 와 같고 따라서 파괴면 근처에서는

$$\frac{d\tau}{dz} = \frac{dS_u}{dz} \quad (5)$$

깊이에 따른 전단응력의 변화율은 creep 영역에서는 일정하다고 본다.

그림 5의 dz 요소인 경우, 변형률은 다음식과 같다.

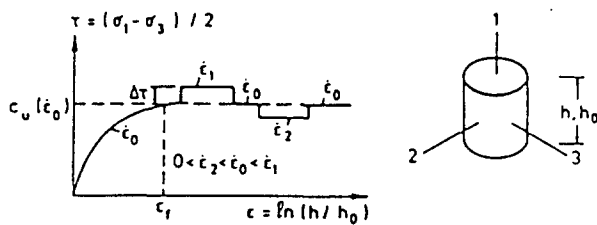


그림 4. Undrained triaxial test with jump technique. [Leinenkugel, 1976]

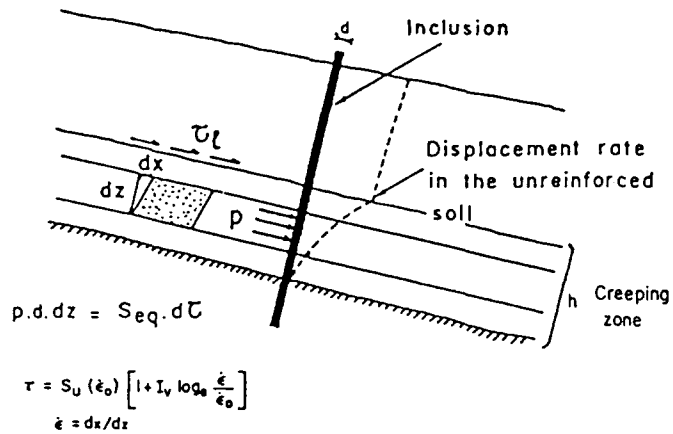


그림 5. Mechanism of soil-inclusion interaction in a creeping soil slope. [Schlosser et al., 1983]

$$\dot{\epsilon} = \frac{dx}{dz} \quad (6)$$

그러므로, 식 (5)를 다시 정리하면,

$$\frac{d\tau}{dz} = \frac{dS_u}{dz} = \frac{dS_u}{d\dot{\epsilon}} \cdot \frac{d\dot{\epsilon}}{dz} \quad (7)$$

초기 변형률 $\dot{\epsilon}_i$ 를 기준변형률로 간주하여 $dS_u/d\dot{\epsilon}$ 를 얻기위해 식 (2)를 미분하고 식 (4)에 대입하면 nail에 작용하는 횡토압 p에 대한 다음의 일반식을 구할 수 있다.

$$p(z) = \frac{S_{eq}}{d} \cdot \frac{S_u(\dot{\epsilon}_i) I_v}{\dot{\epsilon}_i} \left(-\frac{d\dot{\epsilon}}{dz} \right) \quad (8)$$

이 방정식을 다시 정리하면,

$$p(z) \cdot d \cdot dz = S_{eq} \cdot S_u(\dot{\epsilon}_i) I_v \left(-\frac{d\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_i} \right) \quad (9)$$

creeping 영역의 전 깊이 Z_0 로 적분하면 파일에 작용하는 전 횡토압 Q_s 를 구할 수 있다.

$$Q_s = \int_{z_0} p(z) \cdot d \cdot dz = S_{eq} \cdot S_u(\dot{\epsilon}_i) I_v \cdot \ln w = S_{eq} \cdot \Delta\tau \quad (10)$$

여기서, w : 소요활동율감소계수 (*required sliding rate reduction factor*, $w = \dot{\epsilon} / \dot{\epsilon}_i$)

$\Delta\tau$: 초기값 $\dot{\epsilon}_i$ 에서 더 낮은 비 $\dot{\epsilon}$ 까지의 creep 율에서의 감소와 함께 파괴면을 따라 유발되는 전단용력(또는 전단강도)의 감소량

이러한 가정으로,

$$\Delta\tau = S_u(\dot{\epsilon}_i) - S_u(\dot{\epsilon}) \quad (11)$$

여기서, $S_u(\dot{\epsilon}_i), S_u(\dot{\epsilon})$ 는 각각 변형률 $\dot{\epsilon}_i$ 와 $\dot{\epsilon}$ 와 관련된 전단강도

3.3 군 상호작용(group interaction)

안정사면 또는 creeping 사면에서 보강재가 조밀한 간격으로 설치될 때, 아직까지 명확히 규

명된 것은 아니나 군효과(group effect)가 예상된다. 그러나 이를 다루기 위한 역학적 모델은 현재까지 완전히 개발되지는 못하고 있다. 하나의 보강재 요소가 사면에 근입되는 경우에는 이 요소에 의해 저항되는 총 횡도압은 보강재의 휨저항에 의해 제한된다. 그러나, 보강재가 균으로 설치되는 경우에는 흙의 둘러싸인 체적과 보강재 사이의 상호작용에 의해 전단변형율과 토체 내부의 파괴면을 따라 전단응력장이 변화하는데, 단항에 단지 보강재의 숫자를 곱한 횡방향 저항력보다 훨씬 큰 저항력의 유발이 예상된다. 그러나, 이러한 상호작용은 완전히 정량적으로 규명되지 않았으므로 현재의 설계법에서는 고려되지 않고 있다.

4. 설계방법

4.1 설계접근

원래부터 다른 역학적 거동과 목적때문에 불안정사면과 creep사면에 대한 다른 설계접근들이 개발되어왔다.

잠재적 불안정사면에 대해 개발된 접근은 nail 사면과 주변환경의 일반적 정적 평형조건을 고려한다. 절편에 대한 Fellenius 또는 Bishop과 같은 고전적 사면안정 해석법이 가상파괴면에 대해 적용되었다. 이 분석은 흙의 전단저항뿐만 아니라 가상 활동면과 교차하는 보강재의 유효인장력, 전단력, 휨모멘트 등을 고려한다.

creeping 사면에 대해서는 creeping 지반흙과 보강재사이의 상호작용의 단순 모델이 보강재에서의 횡도압을 예측하기 위해 점소성, 흙의 흐름을 고려하여 사용된다. 이 방법은 흙에서의 발휘된 전단응력의 감소량의 함수로써 사면의 creep 율의 감소량을 고려한다. 물론, 발휘된 전단응력의 감소량은 보강재에서 발휘되는 저항력과 균형을 이루어야 한다.

4.2 불안정사면의 한계평형해석

보강토체의 전체안정해석을 분석하기 위해서는 Schlosser에 의해 개발된 일반 사면안정해석법이 가상파괴면과 교차하는 보강재의 유효인장력과 전단력을 고려하여 사용될 수 있다. 이 해석은 가상 파괴면, 흙의 단면과 보강재의 배열(경사, 간격, 길이)의 기하학적 변화를 고려한다.

nail로 보강된 사면은 합성토체로 간주되며, 흙, 보강재 그리고 흙과 보강재의 상호작용에 대한 파괴규준이 충족된다. 균상호작용의 영향을 제외하고는 3장에서 설명된 흙과 보강재의 상호작용의 서로 다른 역학적 특성이 이 해석법에서는 모두 고려되었다. 이 방법은 인장력과 전단력에 모두 저항하는 작은 직경의 유연한 보강재에 의한 사면안정설계에 특히 중점을 두었다. 물론 보강재의 전단저항을 유발하기 위해 요구되는 흙-보강재 사이의 상대변위를 고려하였다. 흙-보강재 사이의 상대변위를 계산하기 위해서는 보강재에 작용하는 응력 p 를 흙-보강재 상대변위 y 의 함수로 정의하는 적절한 횡하중 전이곡선(소위 p - y 곡선)이 요구된다.

p - y 변수를 계산하기 위한 방정식은 원래 반경험적이고, 이는 연약점토나 경점토(stiff clay)에서 뿐만 아니라 모래지반에 묻힌 말뚝에 적용된 실험 크기의 횡하중 말뚝시험에 근거를 둔 것이다.

p-y 곡선의 형상은 그림 6에서 도식적으로 보여주고 있다. 점성토에서 p-y 곡선을 그리기 위한 방법은 Matlock(1970)에 의해 제안되었고, 사질토에 대해서는 Reese등(1974)에 의해 제안되었다. p-y 곡선을 구하기 위해 가장 많이 사용되는 computer program은 COM 624 이다.

유럽에서는 말뚝과 흙사이의 응력과 처짐곡선과의 관계를 pressuremeter 시험을 통해 주로 결정하며, 이는 pressuremeter 주위의 팽창공동과 횡하중을 받는 말뚝의 유발횡하중 사이의 유사성때문이다(Menard(1962,1969), Baquelin & Jezequel(1972), Braud(1983))

횡방향응력 전이(transfer) 변수를 알고 있다면, 한계평형 불안정사면에 대한 soil nailing의 설계는 굴착벽체에 대한 soil nailing 공법설계와 유사하며, 여기서 이를 일부 정리하면 다음과 같다.

4.2.1 French method

Schlosser(1983)에 의해 제시된 사면안정해석 접근방법은 보강토체를 합성요소로 다루고 있으며, 이 방법은 Davis 한계평형해석법과 유사하다. 그러나 Schlosser 방법은, 그림 7에서 보는 바와 같이 다음의 네가지 파괴기준을 고려하고 있다.

1) 흙의 전단저항

Mohr-Coulumb의 파괴기준을 토대로,

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

여기서, c : 흙의 점착력

ϕ : 흙의 내부마찰각

2) 흙-보강재의 마찰

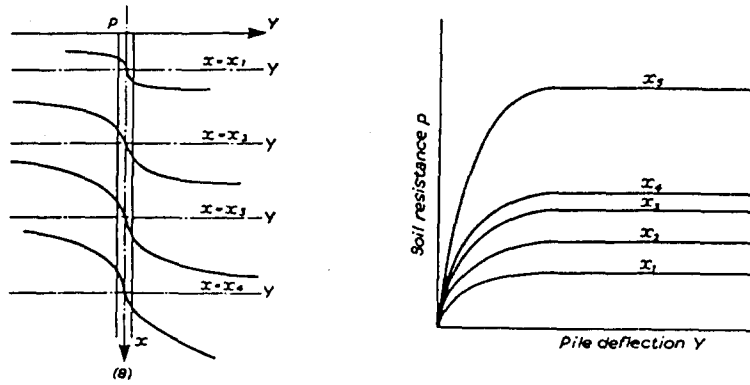
보강재의 발휘인장력 T 는 파괴면 바깥쪽에 존재하는 저항영역(passive zone)의 흙-보강재 사이의 유효마찰과 비교되어야 한다.

직경이 D 인 원형 보강재의 경우, 파괴면 바깥쪽 보강재의 유효길이 L_e 에 한계표면마찰 f_{max} 가 일정하게 발휘된다고 가정하면 발휘 인발저항력 T_m 은 다음과 같이 계산된다.

$$T_m < \pi D L_e f_{max} = T_{\mu} \tag{12}$$

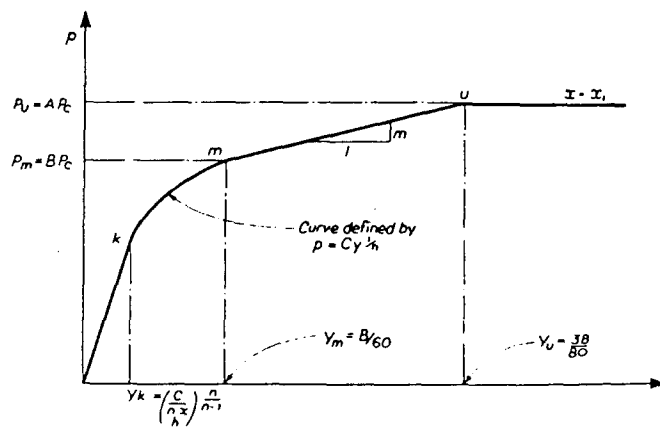
여기서, T_{μ} : 인발 저항력

Cartier & Gigan(1983)의 한정된 실험결과에 의하면, 한계표면마찰 f_{max} 는 깊이에 상관없이 거의 일정함을 나타내고 있다. f_{max} 값은 실내 또는 현장시험결과를 토대로 한 상관관계에 의해 예측 가능하다. 프랑스에서는, 마찰말뚝 설계에의 적용을 위해 Bustamante & Ganeselli(1981)가 제안한 관계식이 종종 이용된다. 그러나, 이러한 예측은 soil nailing인 경우에 충분히 신뢰성이 있다고 볼 수 없다. 그러므로, 실제 설계에 쓰이는 보강재에 대해서 인발시험을 직접 시행하여 설계에 적용될 수 있는 신뢰성 있는 f_{max} 값을 결정할 필요가 있다.



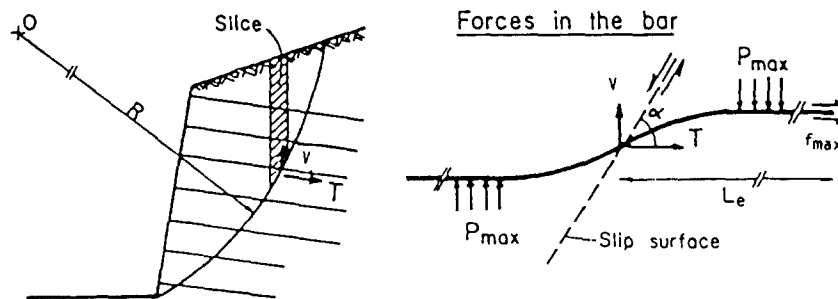
p-y curves for laterally-loaded piles

(a) Shape of curves at various depths x below soil surface (b) Curves plotted on common axes



(c) Shape of p-y curve in sand (Reese, Cox and Coop)

그림 6. Schematic illustration of p-y curve. [Tomlinson, 1981]



- Failure criteria -

$$\text{Shear resistance of the bar } T \leq R_n, V \leq R_c = R_n/2$$

$$\text{Soil bar friction } T \leq \pi D L_e f_{\max}$$

$$\text{Normal lateral earth thrust on the bar } P \leq P_f$$

$$\text{Shear resistance of the soil } \tau < C + \sigma \tan \theta$$

그림 7. Design of nailed soil walls by a slope stability analysis method. [Schlosser, 1983]

3) 흙과 보강재 사이의 상호작용

흙과 상대적으로 강성이 큰 보강재와의 상호작용에 의해 보강재에 수동 횡토압이 점진적으로 발휘되게 된다. 이러한 횡토압 p 는 흙에서 발휘될 수 있는 최대 수동토압보다 작다. 프랑스에서는, 이러한 횡토압은 pressuremeter 시험에 의해 결정되는 크리이프 압력 p_c 보다 낮은 값에서 결정된다. 이러한 횡토압의 상한치 기준을 세우기 위해 횡하중을 받는 말뚝의 설계에 일반적으로 사용하는 p - y 해석법의 확장·이용이 가능하다. 그러나, 이러한 상한치에 대한 기준이 명확하지 못하기 때문에 상한치를 $p_{lim} = \frac{p_{ult}}{2}$ 로 나타낸다. 여기서, p_{ult} 는 p - y 곡선상에서의 극한 횡토압

이다.

보강재에 발휘되는 전단력과 휨모멘트는 탄성방정식을 고려하여 계산하고 흙은 연속의 탄소성 스프링을 지닌다고 가정하여 하중에 대한 흙의 반응을 수평반력계수 K_s 로 정의한다. 보강재의 탄성적 휨 방정식의 해석에서는 식 (13)으로 정의되는 전이길이(transfer length)라는 보강재와 흙의 상대적 강성에 관련된 설계변수를 포함하고 있다.

$$L_o = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_s d}} \quad (13)$$

nail에서 발휘되는 횡토압을 계산하기 위해서는 보강재에서 멀어지는 흙의 변위에 대한 추가적인 가정이 요구된다. 이러한 변위를 예측하기란 어려우므로 실제 설계상에서는 제한적으로 그림 8에서 보듯이 초기에 파괴면에 수직인 면은 어느 활동단계에서도 이 면은 직각상태를 유지한다고 가정을 한다.

일반적으로, nailed-soil 구조체에서는 보강재의 길이를 전이길이(transfer length)의 3배이상으로 한다. 그러므로, 이론상으로 보강재의 길이를 무한히 길다고 볼 수 있으며 따라서 보강재가 없는 상태에서의 흙의 변위는 $2y_0$ (그림 8)와 같다. 파괴면과의 교점 O점에 작용하는 최대전단력 V_o 와 O점에서 $(\pi/4) \cdot L_o$ 의 지점에서 발휘되는 최대 휨모멘트는 다음의 방정식으로 간단히 계산할 수 있다.

$$V_o = p \frac{D}{2} L_o \quad (p < p_{lim}) \quad (14)$$

$$M_{max} = 0.16 p D L_o^2 < M_p \quad (15)$$

여기서, M_p : 보강재의 한계 휨 저항모멘트

p : 보강재에 작용하는 수동토압

p_{lim} : 보강재에 작용하는 수동토압의 상한값

(1) p_{lim} 값 또는 (2) 그림 8에서 O점을 소성한지로 보았을 때의 토압중 작은것을 취할 경우, 보강재의 최대 전단력은 다음 중 작은값으로 결정된다.

$$V_o = \frac{DL_o}{2} p_{lim} \quad (16-a)$$

또는,

$$V_o = \frac{DL_o}{2} [M_p / (0.16 DL_o^2)] \quad (16-b)$$

4) 보강재의 강도

보강재가 인장력 T와 전단력 V에 저항하여야 할 경우, 설계기준은 금속재 보강요소는 Tresca의 파괴기준을 따른다고 보고 보강재에 작용하는 응력에 대하여 Mohr원 해석으로 부터 유도한다.

$$\frac{T^2}{R_n^2} + \frac{V^2}{R_c^2} < 1 \quad (17)$$

여기서, R_n : 보강재의 인장강도

R_c : 보강재의 전단강도; $R_c = R_n / 2$

그림 9-a는 보강재의 응력상태에 대한 Mohr원을 나타낸다. 파괴시의 보강재에 발휘되는 인장력 T_f 와 전단력 V_f 는 파괴면과의 접선각도 α 에 영향을 받는다. 식 (17)의 파괴기준, 보강재에 작용하는 인장력 T 성분과 전단력 V 성분의 실제 합력 \vec{T} 그리고 수직·수평변위 $\vec{\delta}_n$ 과 $\vec{\delta}_c$ 의 합성변위 벡터 $\vec{\delta}$ 는 그림 9-b에서 보는 바와 동일축을 토대로 표현 가능하다. 최대 소성일의 원리(principle of maximum plastic work)는 보강재 파괴상태의 응력에 일치하는 $\vec{T}_f(T, V)$ 점에서 파괴면을 나타내는 타원의 접선은 변위벡터 $\vec{\delta}$ 의 방향에 직각되어야 함을 의미한다. 최대일의 원리와 Tresca 파괴기준으로부터 nail 파괴면에서의 인장력과 전단력은 다음 식과 같이 α 의 함수로 계산되어진다.

$$V_f = \frac{R_c}{[1 + 4 \cdot \tan^2(\frac{\pi}{2} - \alpha)]^{\frac{1}{2}}}$$

$$T_f = 4 \cdot V_f \cdot \tan(\frac{\pi}{2} - \alpha) \quad (18)$$

여기서, $R_c = R_n / 2$

$\alpha=0$ 인 경우는 보강재에 인장력만 발휘되고 $\alpha=\pi/2$ 인 경우에는 전단력만 발휘되는 것을 의미한다.

보강재를 그라우팅하는 경우, 보강재가 그라우팅부의 중앙부에 설치되었다면 그라우트의 압축강도를 고려할 수 있다.

이러한 복합적 해석방법(multicriteria analysis method)을 실제 경우에 적용하기 위해서 TARLEN 프로그램이 프랑스의 토질회사 TERRASOL(1980)에 의해 개발되었다. 이 프로그램은 각각 다른 파괴기준에 대하여 안전율을 달리하여 고려되었다.

보강재의 전단저항과 인장력: 일반적으로 R_n 은 보강재의 탄성한계에 의해 정의되고 $R_c = R_n / 2$ 이다. 그러므로, 보강재의 인장력과 전단력은 안전율이 고려된 설계값이므로 각각의 인장과 전단저항에 대해서 안전율이 고려되지 않는다. 따라서, R_n 과 R_c 의 안전설계값(safe design values)에 대해서는 안전율 FS=1 이다.

보강재에 연직으로 발휘되는 흙의 토압 흙의 크리이프에 의한 토압의 정확한 산정은 어렵지만 pressuremeter에 의해 측정된 크리이프 토압 p_f 는 안전설계값으로 본다. 그러므로, 크리이프 토압 p_f 와 같은 값으로 간주되는 보강재의 연직한계토압 p_{lim} 에 대해서는 안전율을 고려하지 않는다. 이러한 방법은 또한 p_{lim} 값을 p-y곡선상의 극한평토압 p_{ult} 의 1/2 값으로 할 수 있다. 따라서, 보강재에 발휘되는 연직토압 p_{lim} 는 극한연직토압 p_{ult} 에 안전율 2를 적용한다.

흙-보강재의 마찰: 안전율 FS는 흙의 전단저항에 고려되는 값과 같은 값으로 하여 일반적으로 적용되는 1.5나 또는 그 이상의 값을 사용한다.

흙의 전단저항 사면안정에 일반적으로 적용되는 최소안전율 FS=1.5를 고려한다.

활동모멘트와 보강재에 발휘되는 힘의 성분 및 흙의 발휘 전단저항력으로 유발되는 저항모멘트는 평형상태 즉, $M_D = M_R$ 이어야 한다. 안정해석은 반복계산에 의해 수행되므로 보강재의 인발저항력 및 가능 파괴면에 작용하는 흙의 극한전단저항에 대한 안전율 FS값을 얻을 수 있다.

4.3 흙의 소성거동을 토대로 한 creeping 사면의 안정화를 위한 Soil Nailing 설계

소성변형을 하는 활동지반(creeping soil)과 억지말뚝 사이의 상호작용이 이론적 및 실험 등에 의해 연구되어 왔다(Fukumoto(1976), Ito & Matsui(1975, 1977), Wang & Yen(1974)). 여기서는 Ito & Matsui 해석법을 정리하면 다음과 같다.

Ito & Matsui(1975)는 두가지 해석적 접근방식을 제안하였으며 이는 (1) 말뚝주변 흙의 소성

변형(한계평형 접근방식)과 (2) 말뚝주변 흙의 점소성 흐름 등이다.

한계평형분석 접근방식(견고한 과압밀점토에 적절)은 말뚝의 위쪽 경사면쪽 흙이 소성상태(그림 10)이고 이 흙은 More-Coulomb의 파괴규준을 따르는 완전소성 고체(soild)로 가정한다. 이러한 소성고체의 정적평형조건은 말뚝직경, 설치간격, 흙의 유효강도특성 등의 함수로서 단위길이당 말뚝에 작용하는 횡하중 P 에 대한 해를 구한다. 이 해석법에 근거를 둔 전형적인 분석결과는 그림 11과 같다. 이 해석법은 흙의 아칭현상을 고려하지 않았고 또한 활동지반의 creep 거동역시 고려하지 않았다. 따라서, 정규압밀점토, 포화점토 및 연약점토 등에 대해서는 유효하게 적용될 수 없다.

연약토에 적용하기 위한 점소성 흐름 분석은 점소성 흐름의 준정상(quasi-steady) 상태에서 말뚝주변의 흙은 점소성고체(즉, 항복응력 τ_y 와 소성점성 η_p 를 가진 Bingham 고체)로 거동한다고 가정한다. 횡방향 주동토압에 의한 준정적(quasi-static) 횡하중과 흙-말뚝의 상호작용에 의한 점성저항력의 합은 말뚝직경, 설치간격 및 흙의 점소성(τ_y 와 η_p) 등과 활동속도의 함수로서 말뚝의 단위길이당 작용하는 횡하중 P 를 구할 수 있다. 이 두번째 접근은 creeping 흙의 점성흐름 조건을 만족하지만 흙-말뚝 경계면에서의 경계조건, 흙의 점성요소와 흐름속도의 합리적인 정확한 값의 결정에 대해서 어려움을 지니고 있다.

4.4 creeping 사면에 대한 Winter등의 의사정적(pseudostatic) 설계

최근 Winter등(1983)에 의해 creeping 점성토에 대한 의사정적 설계접근이 제안되었다. 이 접근방식은 정규압밀점토에 대해 Leinen-Kugel(1976)이 유도한 실험적 점성법칙에 근거를 두었고, 횡토압에 대한 해가 3.2.2절에 제시한 억지말뚝(Winter,1982)에 대한 점성흐름토에 적용되었다. 이것은 말뚝의 허용휨모멘트값을 고려하여 요구되는 사면의 활동을 감소량에 대해 최적설계(말뚝과 말뚝사이의 간격)를 얻기 위한 방법론을 제시한다.

4.4.1 설계가정

Winter등(1983)에 의해 고려된 creeping 사면에 대한 흙-말뚝 상호작용의 역학적 특성은 3.2.2절에 서술되었다. 기본가정은 사면에서 발휘된 전단응력은 특정한 초기 변형률 ϵ_i 와 관계있는 전단강도와 같다. nail 보강재의 삽입은 전단응력을 낮은 수치로 감소시킨다. 따라서, 사면은 좀 더 낮은 속도로 creeping 하게 된다. 만약 creeping이 이러한 낮은 속도로 계속된다면 발휘되는 전단저항 τ 은 감소한다. 파괴면에 적용된 전단응력은 creeping zone으로 부터 한방향 변위를 발생시키는 위쪽 활동지역을 분리하면서 일정한 종속적인 변형률을 유지한다. 결과적으로 평형이 되기 위한 요구조건은 흙의 발휘된 전단저항의 감소가 nail 보강재에서 생긴 저항전단력에 의해 평형이 되어야 함을 나타낸다.

3.2.2절에 나타낸 것과 같이 초기변형률 ϵ_i 에서 ϵ 까지 발휘된 전단저항의 감소 $\Delta \tau$ 는 :

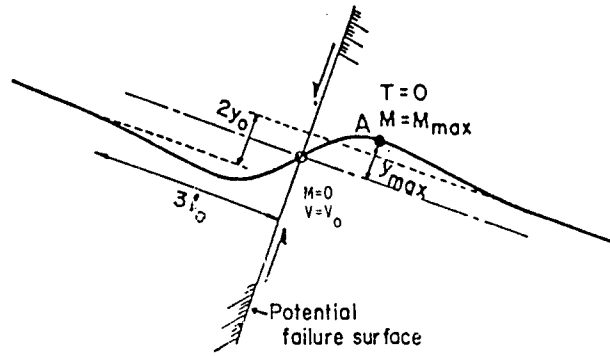


그림 8. Theoretical solution for an infinitely long bar adopted for design purposes. [Schlosser, 1983]

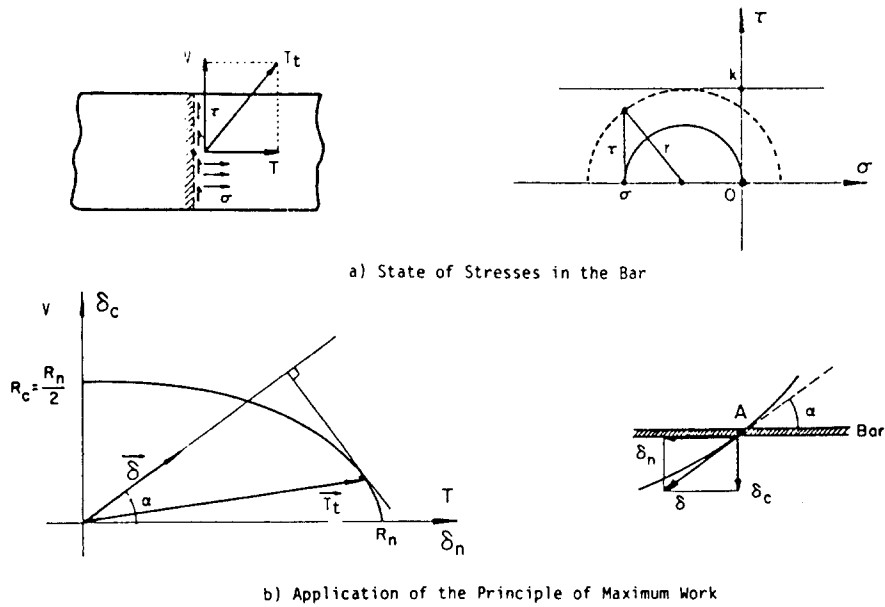


그림 9. Determination of the maximum force in the bar. [Schlosser, 1983]

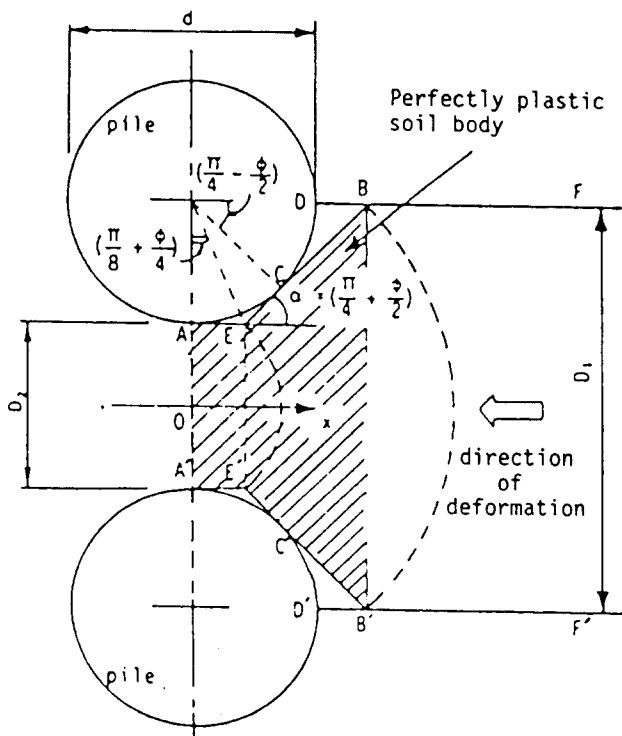
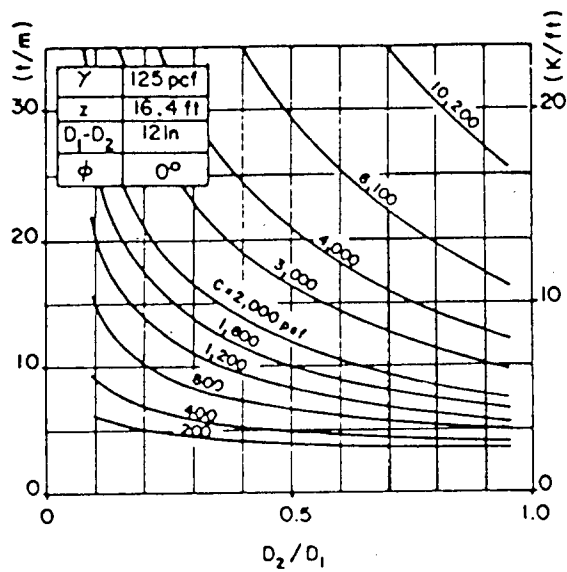
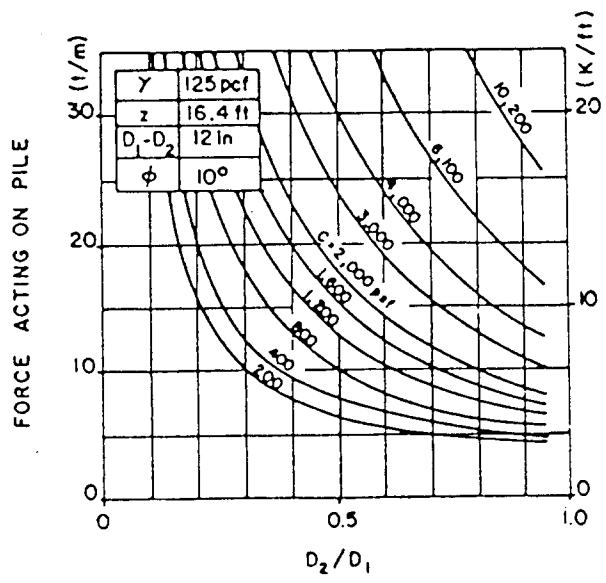


그림 10. State of plastic deformation in the ground around piles. [Ito and Matsui, 1975]

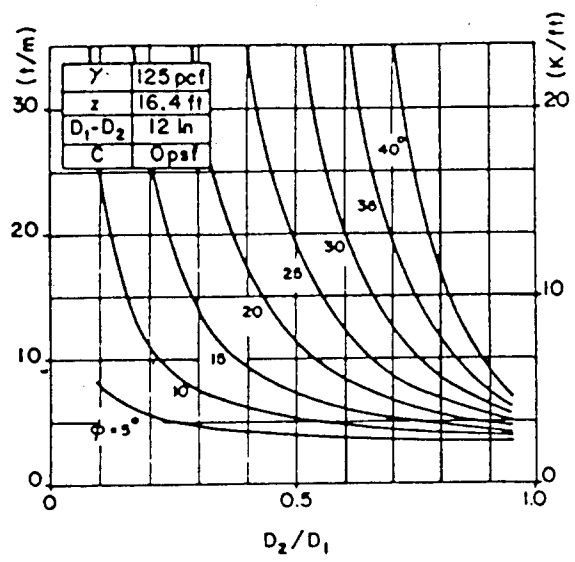


a) $\phi = 0^\circ$ Depth: $z = 16.4$ ft

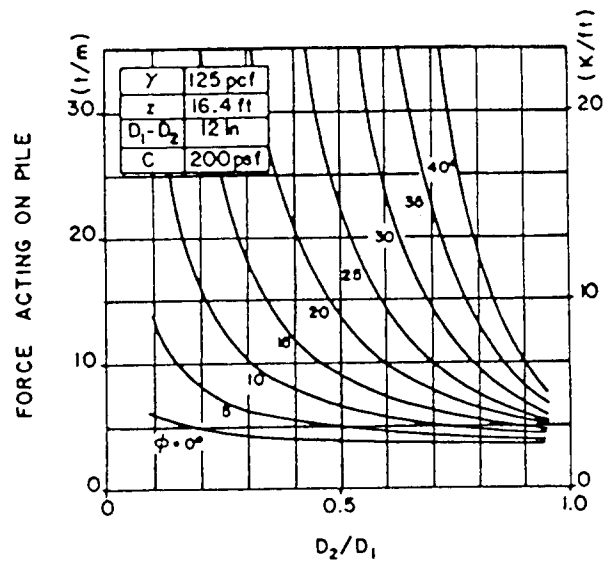


b) $\phi = 10^\circ$ Depth: $z = 16.4$ ft

The effect of cohesion C on the theory of plastic deformation



a) $C = 0$ psf Depth: $z = 16.4$ ft



b) $C = 200$ psf Depth: $z = 16.4$ ft

The effect of angle internal friction ϕ on the theory of plastic deformation

그림 11. Typical results of the deformation analysis of a perfectly plastic soil body between rigid piles. [Ito and Matsui, 1975]

$$\Delta\tau = -S_u(\varepsilon_i)I_v \log_e \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_i} \right) \quad (19)$$

각 nail 또는 말뚝은 S_{eq} 에 해당하는 유효면적이 있다고 가정한다. 흙에서 발휘된 $\Delta\tau$ 에 해당하는 전단저항의 감소를 위해서 nail은 $\Delta\tau \times S_{eq}$ 에 해당하는 힘을 발휘해야 한다. 이 힘은 말뚝에 의해 생긴 저항력 Q 에 의해 평형이 된다. 따라서,

$$Q = S_{eq}\Delta\tau = -S_{eq}S_u(\varepsilon_i)I_v \log_e \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_i} \right) \quad (20)$$

경험적 자료[Whitman(1957), Briaud(1984)]를 근거로 비배수 전단강도는 변형률 \log_{10} 에 약 10% 정도 증가한다. 이것은 약 4%정도의 점성지수에 해당한다. 그러한 흙의 대해 식 (20)은 발휘하는 힘의 10%가 nail에 의해 지지된다면 creep 율은 감소될 수 있다는 것을 의미한다. 최적설계는 2가지 조건을 만족해야 한다. 즉 (1) 보강재의 최대모멘트 M 은 허용모멘트 M_a 또는 그 이내 이어야 한다. (2) 보강재에서 발휘되는 횡토폰 $p(z)$ 는 흙에서의 전단응력이 허용 creep 율을 감소시킬수 있도록 충분히 커야 한다.

실제로, 말뚝사이의 윗방향 사면과 아래방향 사면의 간격(L), 말뚝의 직경 d (그림 12)는 지형학적, 또는 이용가능한 건설장비에 의해 결정된다. 따라서, 설계절차는 사면에 수직인 말뚝사이의 간격 a , 그리고 creep 지역 아래로의 묻힌 말뚝의 길이 h 의 최적화를 목표로 한다.

간단한 설계절차는 (1) 말뚝의 간격 a (그림 12), (2) 영향면적 S_{eq} 계산 ($a \times$ column spacing L), (3) 식 (20)을 사용하여 nail이 발휘하는 전단력을 계산하기 위해 creep 율의 요구감소량을 계산하여, 만약 nail의 전단저항이 초과된다면 a 와 L 은 허용된다. (4) nail의 허용휨모멘트가 초과되지 않음을 입증한다. nail에서 발휘되는 휨모멘트를 계산하기 위해 nail에 작용하는 횡토폰의 분포를 알아야 한다. 이것은 보강재 사이의 흙이 완전히 소성흐름[Brinch-Hansen(1961), Wenz(1963), Fukuoka(1977b), Ito(1982)]이라는 가정하에 간편지지력법에 근거를 두고 계산되어진다. 또한 더욱 세련된 p - y 분석, Ito & Matsui(1975)와 Wang & Yen(1974)에 의한 점탄성 흐름분석과 같은 흙-말뚝 상호작용 분석이 사용될 수 있다.

4.4.2 설계절차의 예

설계절차를 설명하기 위해 그림 13-a에 나타난 설계예가 생각될 수 있다. 말뚝의 직경은 d 이고 creeping zone과 noncreeping zone의 경계가 Z_1 의 깊이에 있다. 그림 12에서 보는 것 처럼 말뚝사이의 간격은 a 와 L 이다. 말뚝은 creeping zone과 noncreeping zone의 경계에서 h 만큼 더 묻혀있다. 길이 h 가 L_0 (식 (1))의 3배보다 짧거나 같다면 creeping zone과 noncreeping zone까지 하중을 전달하는 유효길이라고 생각할 수 있다.

말뚝간격 L 과 a , 말뚝직경 d , 유효길이 h 를 최적화하기 위한 설계변수로서 고려될 수 있다.

단순화된 Brinch-Hansen 압력도는 creeping zone과 noncreeping zone 사이의 주위에서 반대 방향으로 대칭적으로 그림 13-b와 같이 나타내진다. 또한, 말뚝 단위길이당 발휘되는 힘의 크기

P는 길이에 따라 일정하다. 즉 P는 creeping zone, noncreeping zone 어느 곳에서도 유효장으로 정의된 지역안에서 증가하거나 감소하지 않는다.

x_0 와 y_0 의 차원은 그림 13-b에서 정의되므로 $x_0 + y_0 = h$ 이다.

압력도에 따르면 creeping zone과 noncreeping zone 경계에서 말뚝에 생기는 휨모멘트는 0이다. 따라서,

$$P y_0 \left(\frac{y_0}{2} + x_0 \right) = P \left(\frac{x_0^2}{2} \right) \quad (21)$$

$x_0 + y_0 = h$ 에서 x_0 와 y_0 는 각각 $0.707h$ 와 $0.293h$ 이다. 따라서, 한 개의 말뚝에서 creeping zone에서 noncreeping zone까지 전달되는 총 전달력 Q_s 는

$$Q_s = P(0.707 - 0.293)h = 0.414Ph \quad (22)$$

편의상 Winter등(1983)에 의해 개발된 설계도를 사용하면 식 (22)는 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$Q_s = P(\eta h) \quad (23)$$

휨모멘트도를 작성함으로써 말뚝에 작용하는 최대휨모멘트는 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$M_{\max} = 0.085Ph^2 \quad (24)$$

편의상

$$M_{\max} = P(\lambda h)^2 \quad (25)$$

여기서, $\lambda = 0.292$

a 와 h 를 최적화하기 위해 말뚝에서의 최대휨모멘트 M_{\max} 는 허용휨모멘트 M_a 와 같아야 한다. 따라서 식 (25)로 부터

$$P(\lambda h)^2 = M_a \quad (26)$$

식 (23)과 (26)으로 부터 다음과 같이 다시 쓸 수 있다.

$$\frac{Q_s}{\eta h} (\lambda h)^2 = M_a \quad (27)$$

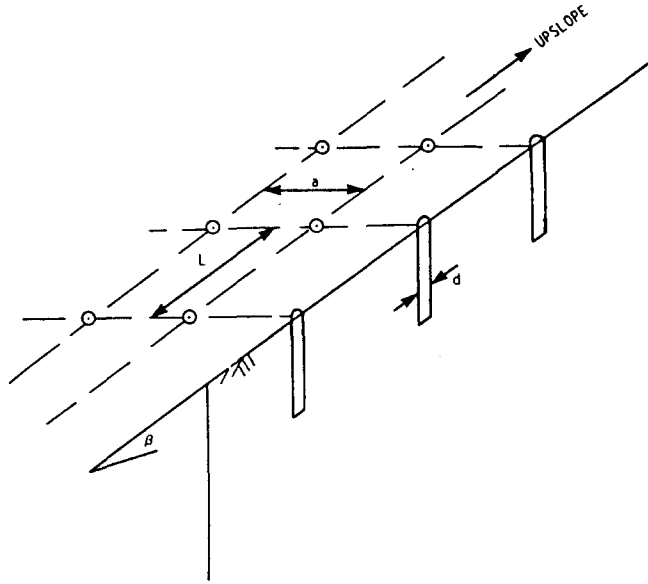
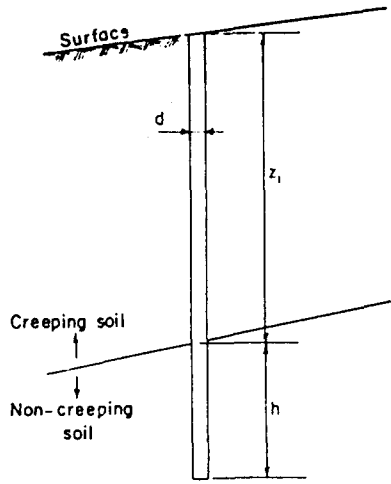
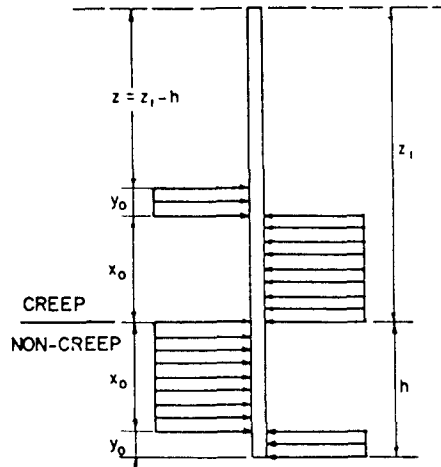


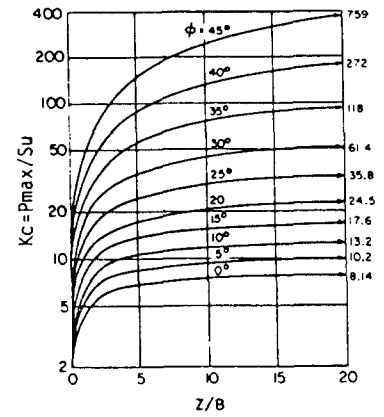
그림 12. Definition of spacings a and L and pile diameter d .



a) Design conditions



b) Idealized pressure diagram (Brinch-Hansen theory)



c) Lateral bearing capacity factors (Brinch-Hansen, after Tomlinson, 1981)

그림 13. Parameters for design example.

반면에 식 (20)으로 부터

$$Q_s = -S_u(\epsilon_i) I_v a L \log_a \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\epsilon_i} \right) \quad (28)$$

따라서,

$$-\left[S_u(\epsilon_i) I_v a \log_a \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\epsilon_i} \right) \right] \frac{\lambda^2}{\eta} h = M_a \quad (29)$$

식 (23), (28)로 부터 다시 쓸 수 있다.

$$P = \frac{-S_u(\epsilon_i) I_v a L \log_a \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\epsilon_i} \right)}{\eta h} \quad (30)$$

식 (28), (29) 및 (30)은 3개의 미지수(말뚝의 단위길이당 힘 P, 말뚝사이의 간격 a 그리고 유효장 h)를 포함한다.

h를 가정함으로써 P값을 전단강도에 적용되는 지지력계수 K_c (비배수 강도 S_u 와 말뚝상의 최대횡토압 P_{max} 의 비)를 보여주는 Brinch-Hansen 설계곡선으로 부터 얻을 수 있다. 이 곡선은 그림 13-c과 같다. 말뚝 유효높이의 윗부분의 깊이($z = Z_1 - h$, 그림 13-b)는 지지력계수를 선택하기 위해 사용되어야 한다.

P와 h를 알면, a는 식 (29)로부터 계산되어지고 식 (28)은 말뚝의 전단강도가 초과하지 않는지를 입증하는데 사용된다. h, P 그리고 a값은 반복적인 절차로 최적화될 수 있다. 최적상황은 h의 설정과 계산된 P와 a값이 식 (30)을 적절히 만족시킬 때 얻어질 수 있다. Winter등(1983)은 이 과정을 위해서 설계차트를 제시하고 있다.

4.4.3 다른 설계접근

이전까지의 설계 절차는 깊이에 따른 변형률과 말뚝상에 생기는 압력의 분포를 고려한 가정을 근거로 하였다. 말뚝상의 횡토압은 말뚝-흙의 상대변위의 함수로 알려져 있다. 따라서 Brinch-Hansen 응력도는 말뚝주변의 흙이 소성흐름상태에 도달하지 않으면 전부 유효한 것은 아니다.

이러한 가정을 없애기 위해 Winter(1982)는 식 (8)을 일반화하고 말뚝의 단위길이당 힘 P를 계산하기 위해 수치해석을 수행하였다. 그의 해를 사용하기 위해서 흙과 말뚝의 초기상호속도와 깊이의 함수인 초기 creep 율을 알아야 한다.

Gudehus(1983)는 점성법칙을 근거로 한 설계접근을 개발했다. 그의 분석은 다음과 같은 가정을 하였다. (1) 말뚝수에 의해 저항되는 총횡토압은 creep 변위에 비례한다. (2) 각 말뚝에 의해 저항되는 총토압은 전단력과 같고, (3) 각 말뚝에서의 전단력(모든 말뚝에서 같다고 가정)은 흙에서 발휘된 전단저항의 평균감소량과 일치한다. p-y 변수를 사용하여 creeping 흙의 변위량을 계산하여 nail 설치후 허용변위량과 설계에서의 활동율을 계산하였다.

Winter의 해를 구하는데 있어서 요구되는 변수들의 계산상 어려움과 creeping 흙에서의 p-y 곡선의 불확실성때문에 4.4.2에서 간략히 소개된 간단한 설계접근이 실제 설계에서 적당한 듯 하다. 이 점은 만약 초기에 설치된 nail이 적절하게 creep 율을 감소시키지 못한다면 nail이 추가적으로 설치될 때 특히 적절하게 적용된다.

5. 시공사례

5.1 Paris-Lyon 철도성토 [GUILLOUX AND SCHLOSSER, 1984]

약 50년전 프랑스 Yerres 근처의 Paris와 Lyon 사이를 연결하는 철도확장 성토작업이 시행되었다. 그러나 성토가 완료된 다음해에 대량 침하가 발생하였다. 따라서 70년대 말 거의 6ft 높이의 자갈 및 입상재료가 경사도 유지를 위해 새로이 성토된 부분에 추가로 포설되었다. 79년도 초에 경사계 케이싱이 성토선단에 설치되었고 심각한 움직임이 관찰되었다. 파괴면이 대략 10ft 정도 깊이에서 관찰되었다.

여러가지 토층을 지니고 있는 성토단면은 그림 14와 같다. 경사계 케이싱 위치와 보강대책으로 적용된 5열 nail의 위치는 그림 15와 같다. 원래 지반흙의 구성은 5ft 정도의 표토와 10ft 정도의 녹색점토(green clay) 및 붕적토, 그리고 이회토 등으로 되어 있다. 새로운 성토는 이회토와 녹색점토로 구성되어 있다. back analysis를 통해 안전율 = 1.0인 완전배수상태인 흙의 강도정수를 얻을 수 있었다.

새 성토	녹색 점토와 붕적토
$\gamma = 127 \text{ pcf}$	$\gamma = 127 \text{ pcf}$
$\phi' = 20^\circ$	$\phi' = 15^\circ$
$c' = 0$	$c' = 0$

안정시스템은 경사면 위로 부터 대략 5ft 정도 떨어져 수직으로 박힌 직경 2in 정도의 구멍뚫린 강관으로 구성되어 있고(그림 15-b), 강관은 경사면을 따라 11ft 정도의 간격으로 설치되었다. 0.6in 직경의 강봉(steel rod)이 박힌 강관 내부로 삽입되었고, 44psi 정도의 압력으로 시멘트그라우팅 되었다. 그라우팅 양(quantity)을 토대로 한 간접계산에서, 각 nail의 평균직경은 6 in 정도로 결정할 수 있었다. 허용최대휨모멘트 8848 lb-ft이고, 안정해석에 사용된 EI의 이론치는 208psi 이다. 각 nail에서 발휘되는 전단저항은 대략 4500에서 5625 lb정도로 추정되었다.

자연 녹색점토와 붕적토 뿐만 아니라, 성토재료에 대한 한계횡말뚝 저항치와 흙-스프링 상수를 pressuremeter 시험을 토대로 추정하면 각각 10.4와 167 kip/ft² 정도이다.

Terrasol이 개발한 TALREN 프로그램을 이용하여 예측된 nail보강사면의 안전율은 1.38 정도

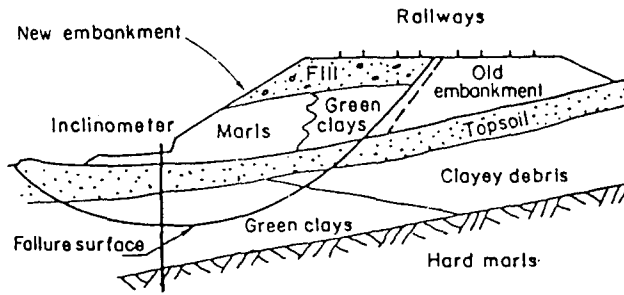


그림 14. SNCF embankment—geotechnical cross-section.
[Guilloux and Schlosser, 1984]

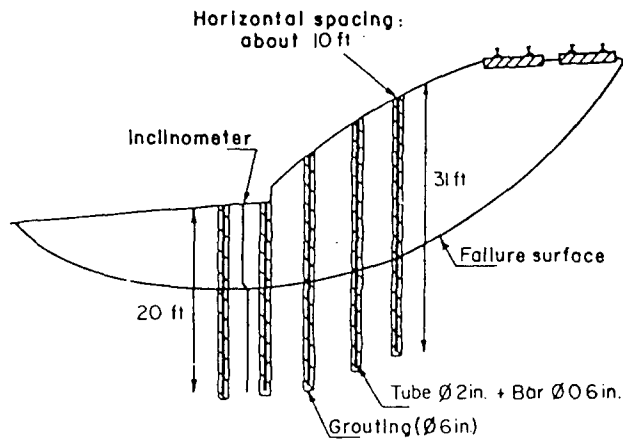


그림 15. Example of a sliding slope stabilization by nailing.
[Guilloux and Schlosser, 1984]

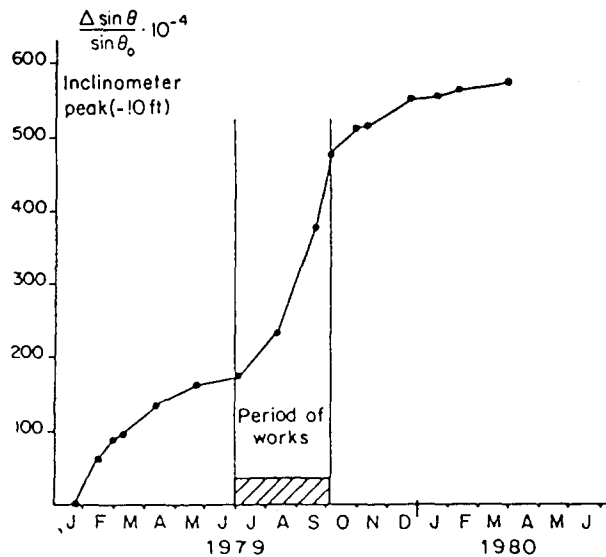


그림 16. Inclinometer movements recorded prior and subsequent to nailing.
[Guilloux and Schlosser, 1984]

이다. nail 설치후 9개월 동안 경사계 측정이 이루어졌다. 시간경과와 더불어 사면의 움직임 정도는 급격히 감소하였으며, 마지막 3개월 동안은 움직임이 실제로 거의 없었다(그림 16).

5.2 대구경말뚝[Cartier & Gigan, 1983]

대구경 강성말뚝을 이용한 사면안정의 예는 Cartier와 Gigan에 의해 보고된 바 있다. 단면의 조건 및 지반흙의 상태는 그림 17과 같다. 이 경우에 보강은 3열의 현장타설 콘크리트말뚝(직경 16 in, H-pile로 보강된)으로 제한되었고, 활동사면 선단근처에 설치되었다. 구조체 안정조건이 충족되는 허용변위량을 고려하여, 파괴에 대한 전체안전율에 미치는 보강효과 정도를 평가하기 위해 비교적 간단한 설계절차가 개발되었다. 4.2절에서 기술된 설계접근방식(한계평형 불안정상태에서의 안정해석)의 한 예에 해당된다.

Cartier와 Gigan에 의해 제안된 설계절차의 원리는 그림 18과 같다. 활동사면에 의하여 말뚝에 발휘되는 수평토압이 전단력과 휨모멘트를 유발시키는 것으로 가정하였다. 전단력은 말뚝이 일련의 횡방향 탄소성지지(p-y 해석법과 유사한, 그러나 pressure meter 시험결과로 부터 추론된) 시스템에 의해 지지되는 것으로 가정하여 계산되며, 이는 흙과 말뚝의 상대변위 $y(z) - g(z)$ 를 일으키는 휨하중에 모멘트를 받는다. 여기서 $y(z)$ 와 $g(z)$ 는 각각 말뚝의 변위 및 흙의 변위를 의미한다. 이러한 접근방식은 p-y 해석법과 유사하지만, 탄소성지지의 반작용곡선(reaction curve, $p(y) = f(y(z) - g(z))$)은 압력계 시험결과로 부터 얻어지게 된다. 수평으로 하중을 받는 말뚝에 대한 탄성해는 말뚝과 흙의 상대변위의 함수로 부터 전단력과 휨모멘트를 평가를 할 수 있다.

원호활동으로 가정된 보강사면의 안전율은 다음과 같이 계산된다.

$$F = F_i + \Delta F \quad (31)$$

여기서, $F = M_R / M_D$ 는 안정되기 이전의 초기안전율이다. 사면이 불안정하기 때문에, 안전율은 1.0으로 가정한다. M_R 은 흙의 전단강도에 의한 저항모멘트이다(그림 18). M_D 는 활동모멘트이다(그림 18). ΔF 는 보강재에 의해 추가 증가된 안전율이며 계산식은 다음과 같다.

$$\Delta F = \frac{VR \cos \beta - M}{M_D} \quad (32)$$

여기서, V는 말뚝의 A 지점에서 발생된 전단력이다. M은 말뚝 A지점의 휨모멘트이다. R은 활동면의 반지름이다(그림 18).

결과적으로,

$$F = \frac{M_R + VR \cos \beta - M}{M_D} \quad (33)$$

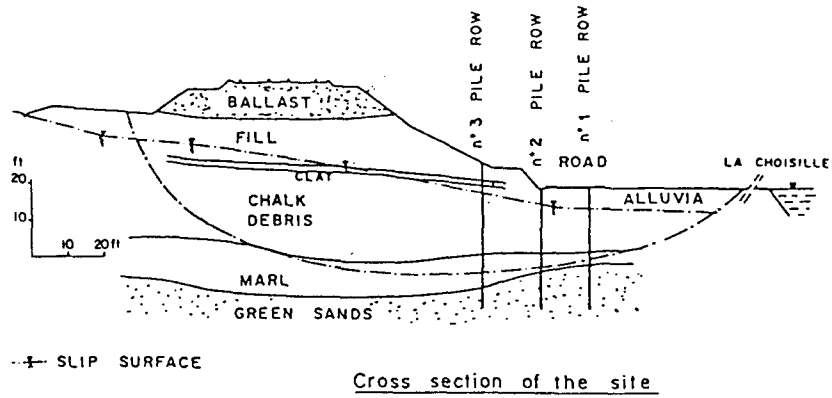
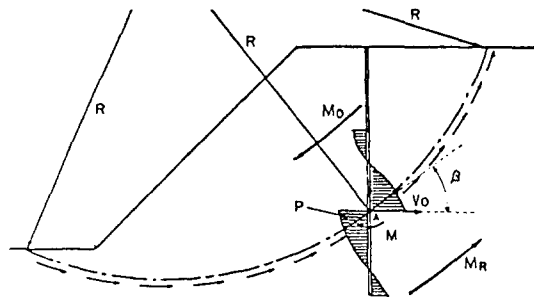


그림 17. Example of limit equilibrium slope stabilization.
[Cartier and Gigan, 1983]

Safety factor

$$F_1 + \Delta F = \frac{M_R + V_0 R \cdot \cos \beta - m}{M_D}$$



Design criteria

- . Required increase of safety factor ($\Delta F / F_s = 20\%$)
- . Lateral earth pressure $\cdot p = p_c$ (p_c : pressuremetric creep pressure)
- . Bending resistance of the reinforcement
- . Admissible displacements of the soil and the reinforcement

그림 18. Slope stabilization by nailing—design principles.
[Cartier and Gigan, 1983]

여기서, F 는 안정된 다음의 안전율을 말한다.

따라서 설계절차는 다음의 4가지 기준에 대한 동시 확인이 가능하다. (1) 사면의 안정성 증가, $\Delta F/F_i = 20\%$ (2) pressuremeter 시험에서 측정된 항복압력 P_f (이것은 p - y 곡선에서 극한치 P_{ult} 정도에 해당되는 한계 p 값과 동등하다) 보다 말뚝에 작용하는 수평토압이 반드시 작아야 한다 (3) 보강재료에 대한 허용휨모멘트를 고려하는 말뚝강도 (4) 사면에 설치된 구조체에 대한 허용변위량최적화를 위한 반복계산절차를 통해 설계는 첫째로 31 in의 말뚝간격으로 1열 설치방안과 3열설치에 6.6 ft의 말뚝간격이 두번째로 제안되었다. 여기서는 후자의 방법이 적용되었다. 본 설계에서는 말뚝의 설치간격이 비교적 넓다고 판단되어 균효과는 고려하지 않았다.

또한 Cartier와 Gigan은 2년 동안 경사계에 의한 횡방향 변위를 측정하였다. 이러한 측정치들은 점차적인 사면안정 효과를 분명히 보여주고 있다. 즉, 4 in/year 정도의 활동율이 사면보강 이후 0.1 in 정도까지 급격히 감소하는 현상을 보여주고 있다. 3열 말뚝처짐의 측정치를 토대로 전단력과 휨모멘트의 역계산이 가능하고, 그 예는 그림 19와 같다. 말뚝에 작용하는 수평토압은 흙의 항복응력 보다 현저히 작고, 경사계 변위측정결과로부터 역계산된 힘과 모멘트는 약 7% 정도의 안전율 증가를 나타냈다.

5.3 성토체 하부의 자연사면 안정, Stahlberg, Germany [Sommer, 1979]

Sommer[1979]에 의해 보고된 대구경말뚝 사면안정 사례는 Winter 설계접근방식[4.4.2절]과 관련된 설계개념을 설명하고 있다. 사면형상과 지반흙의 성질은 그림 20과 같다. 33ft 정도의 두꺼운 점토사면 부분은 한달에 0.55 in 비율로 creeping 되고 있다. creeping을 안정화 시키기 위해서 10 ft 직경의 철근콘크리트 말뚝이 30 ft 간격으로 설치되었다. 지반 움직임과 전단영역이 경사계 측정에 의해 제어되었다(그림 21-a). 말뚝에 작용하는 수평토압은 그림 21-b와 같다.

사면조건은 다음과 같다. 파괴면 경사각, $\beta = 7^\circ$; 초기 지표면으로 부터 파괴면까지의 깊이, $z = 50$ ft; 초기 활동속도, $v_i = 0.6$ in/month; 파괴면 길이, 430 ft.

설계에 사용된 흙의 특성(그림 20)은 $S_u(\epsilon) = 840$ psf, $\gamma = 134$ pcf, $W_1 = 60\%$, $I_v = 3\%$ 이다. 말뚝 직경은 9.9 ft이고 설치간격은 말뚝직경의 3배이다.

실제 설계에서는 이와같이 직경이 큰 말뚝의 경우 허용휨모멘트의 완전한 발휘를 허용하지 않으므로, 따라서 Brinch-Hansen 도표는 사용될 수 없다. 그림 21-b에서와 같이 현장 측정결과에 의하면 말뚝에 작용하는 수평토압은 Brinch-Hansen식을 토대로 계산된 값 보다 작다. Brinch-Hansen의 해에서 의미하는 것처럼 깊이에 따라 크기가 거의 일정하다기 보다는, 측정된 토압은 깊이에 따라 거의 선형으로 증가하며 파괴면 위로 약 43 ft의 유효높이 h_e 에 대해 삼각형 형태의 토압분포가 고려될 수 있다.

4.3.2절에 간단히 소개된 원리에 따라 예상되는 말뚝의 수평토압은 대략 $7.5S_u$ 정도이다. 왜냐하면 $(z_1-h)/d$ 의 비가 대략 5(3.4.2 절 및 그림 14-c 참조) 정도이기 때문이다. 현장측정에 의한비는 대략 4.5(그림 21-b) 정도이다.

식 (28)로 부터 말뚝에 발휘되는 힘과 관련된 변형률의 감소는 다음과 같이 계산되어진다.

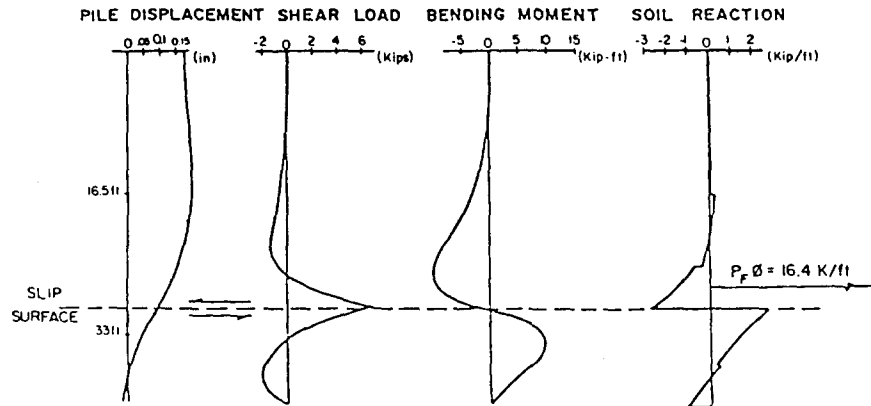


그림 19. Measured displacement profile and back-calculated lateral soil reaction, shear forces, and bending moments in the inclusion [Cartier and Gigan, 1983]

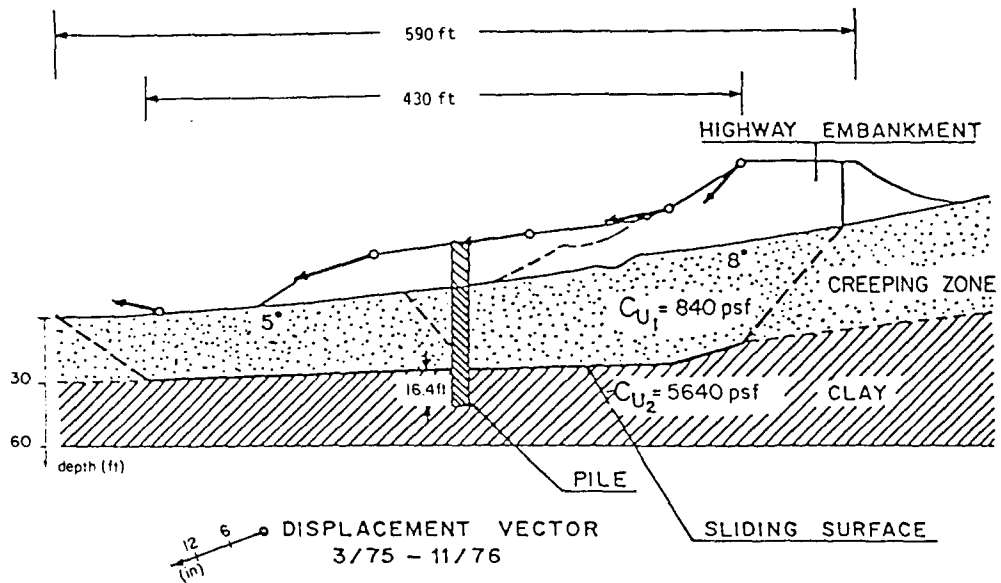
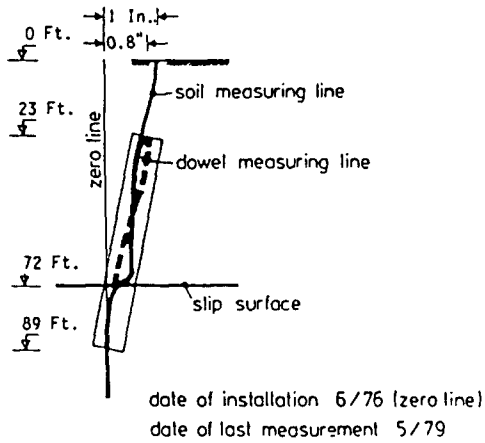
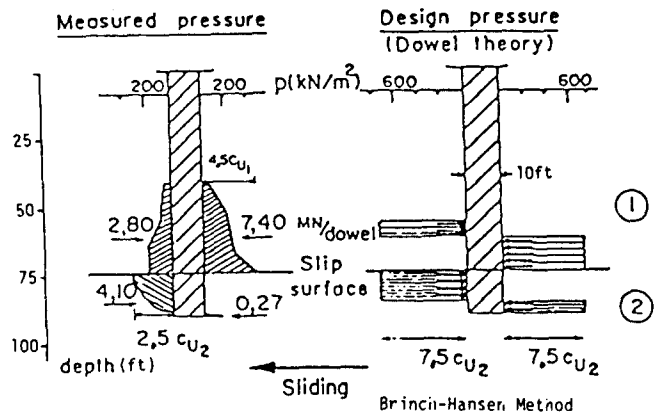


그림 20. Sliding slope stabilization by large-diameter piles. [Sommer, 1979]



a) movement of pile and soil



b) designed and measured lateral earth pressure on the dowel

그림 21. Sliding slope stabilization by large-diameter piles—design and observations. [Sommer,1979]

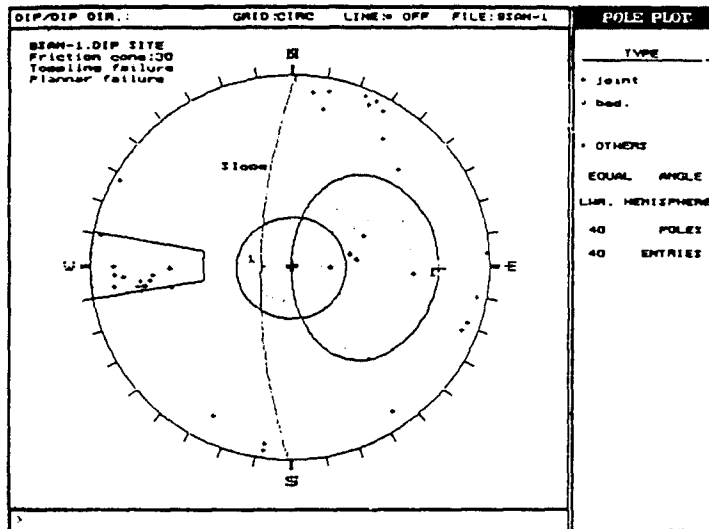


그림 22. 평사투영에 의한 안정해석 결과

$$\log_e \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\epsilon_i} \right) = \frac{Q_s}{S_u(\epsilon_i) I_v a L} = \frac{\frac{1}{2} P_{\max} h_{eff} d}{S_u(\epsilon_i) I_v a L} \approx 2.5 \quad (34)$$

가정된 L값이 활동지역의 길이(427ft)와 같다는 조건을 토대로 계산된 전단강도, 점성계수, 말뚝직경, 말뚝간격, 말뚝에 작용하는 최대용력을 가지고 식 (34)로 부터 역계산된 $\dot{\epsilon}/\epsilon_i$ 는 약 0.08 정도이다. Sommer[1979]에 의하면 이 예측값은 실제의 비율 0.1정도와 대체적으로 일치하는 결과이다.

5.4 soil nailing 사면보강(부산 해운대)

부산 해운대 신시가지 조서공사 중 9-2블럭의 경우는 사면에 인접한 아파트 부지이다. 당초 평면 계획상으로 아파트 배면 옹벽 높이가 10m 이상되는 구간에서 배면 경사면에 인접하여 지하 구조물이 배치되는 등 절토면이 신선한 암반 지역으로 간주되어 계획 설계되었다. 그러나 실제 부지 정지작업 중 문제의 사면부는 풍화가 매우 심한 풍화암 지역으로 판명되었다. 그러므로 계획법면대로 시공하지 못하고 완만한 경사로 법면을 조성함에 따라 아파트 건축 부지를 확보하지 못한 상태였으며, 당초 옹벽 마감선과 대지 경계선 사이의 법면을 보강하여 전체 사면 안정을 도모한 후 단지내 도모 및 아파트 부지를 확보할 수 있는 공법이 요청되었다. 당초 계획된 옹벽 설치의 옹벽타설을 위한 법면 절토공사 자체가 어렵고 별도의 가시설 계획을 세워야 되는 어려움이 있었고, 영구앵커 시공후 옹벽타설공법은 Pile 항타 등의 대규모 성토가 필요하고 공사기간이 길어지므로 곤란하다고 판단되었다. 따라서 경제성 및 작업효율성이 높고 공사기간이 상대적으로 짧은 soil nailing 공법을 이용하여 계획부지를 확보하고 사면의 안정을 도모하였다.

5.4.1 soil nailing 설계 및 제원

본 현장의 지표 지질조사를 실시한 바에 의하면 사면 방향성(경사방향/경사)은 270/73(주향과 경사는 NS, 73W), 불연속면의 마찰각은 30° 로 적용시켜 해석한 결과, 본 지역에서는 평면파괴(plane failure)와 전도파괴(toppling failure)의 가능성이 있는 것으로 해석되었다. 평면파괴는 불연속면의 경사방향이 258° (주향은 N12W)로서 사면 경사방향 270(주향은 NS)과 유사하고 경사각이 33° 로서 해석사면 경사각(73°)보다 작기 때문에 가능성이 큰 것으로 되었다. 전도파괴는 불연속면의 경사방향이 84NE(주향이 N6W)로서 절취사면의 경사방향 270W(주향이 NS)와 반대이고 주향이 유사하므로 가능성이 큰 것으로 해석되었다. 따라서 본 지역의 사면을 평사투영법 및 사면안정 계산을 통하여 건기시 안전율 1.5이상, 우기시 안전율 1.3을 유지할 수 있도록 설계되었다.

사용 nail : HD29(SBD40, 부식 2mm 고려)

nail 길이 : 15.0 m

연결 철근 : D16

nail 설치각도 : 30° (수평기준)

nail 설치간격 : 수직간격 1.0 m

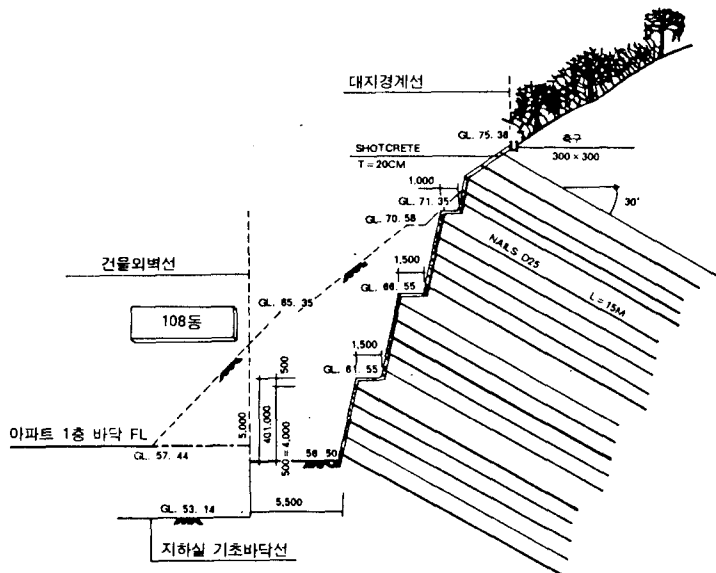


그림 23. 시공단면도

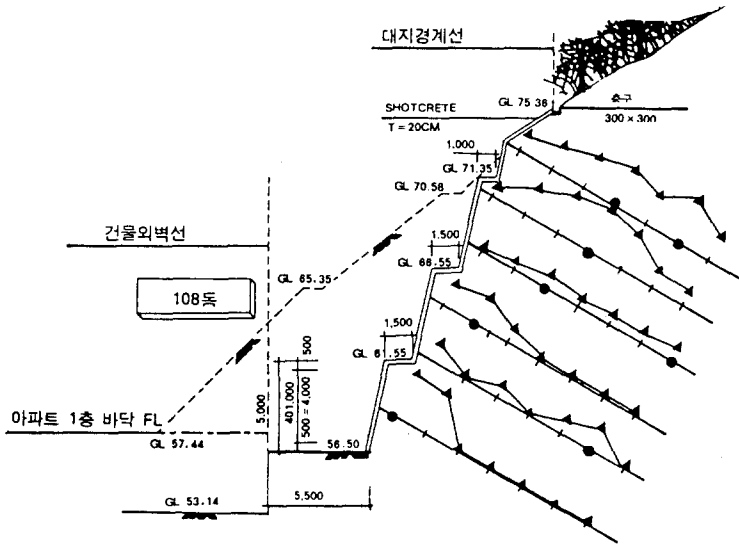


그림 24. 변형률계 측정결과

수평간격 1.2 m

강판 : 150×150×12 mm

볼트 : D29 사용(라이너 수쿠류)

숫크리트 : 두께 20 cm(강섬유 사용, $\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$ 이상)

5.4.2 배수 및 신축이음

배수는 사면의 장기안정에 대단히 큰 변수로 작용한다. 따라서 본 사면의 경우 10m 마다 5in 로 천공을(L=30m) 실시하여 배수공을 따로 설치하였으며, 굴토면을 확인하여 습기가 뚜렷한 지역 은 짧은 배수공과 함께 nail 길이 만큼 (15.0m)의 배수공을 따로 설치하였다. 또한 20m 시공 이음 부를 두어 신축팽창에 대응토록 하였다.

5.4.3 계측관리

실제 시공의 적정성 여부 및 사면의 안정문제 등을 파악하기 위하여 계측관리가 시행되었다.

계측기 종류 및 설치 개소

경사계 : 4개소(최대변위 12.525 mm)

지하수위계 : 2개소

변형틀계 : 98개소

인발시험 : 20개소

굴착 심도별 변형틀계에 의한 응력을 표시해 보면 다음표와 같다.

변형틀계 번호	Nail No.	측정 날짜	최종굴착 심도(m)	1 m (kgf/cm ²)	3m	5m	7m	9m	11m	13m
step-1	3단	1995.2.21	18.0	390.0	416.0	497.0	696.0	584.0	859.0	476.0
step-2	6단	1995.2.21	15.0	196.0	544.0	746.0	897.0	750.0	311.0	266.0
step-3	9단	1995.2.21	12.0	22.0	83.0	185.0	79.0	162.0	110.0	205.0
step-4	12단	1995.2.21	9.0	465.0	534.0	225.0	40.0	23.0	-49.0	67.0
step-5	15단	1995.2.21	6.0	384.0	939.0	292.0	-16.0	236.0	496.0	62.0
step-6	18단	1995.2.21	3.0	841.0	796.0	-64.0	-13.0	-21.0	-8.0	0.2

현장의 사면절취 법면과 비교하여 최대응력 발생지점을 연결해 보면 사면의 거동을 쉽게 파악할 수 있다. 이러한 현상은 대체적으로 원호활동면과 측정된 응력들은 철근의 허용응력에 못미치는 미소한 값을 나타내므로 시공된 사면은 안정을 유지하고 있다고 판단된다.

6. 결론

(잠재적으로) 불안정한 사면은 soil-nailing 굴착벽체의 경우와 유사한 방법으로 설계될 수 있다. creeping 사면의 경우는 모든 역학적 거동이 고려된 설계방법은 아직까지 제시된 바 없다. 따라서, 현재까지 제안된 방법들은 정확한 설계라기 보다는 적절한 말뚝의 간격과 숫자를 예측하기 위한 근사방법으로 간주되어야 할 것이다.

저항력을 발휘하기 위해서는 변위발생이 요구되어짐을 기억해야한다. creeping 사면의 경우에는 이러한 힘들이 완전히 발휘되기 위해서는 오랜시간이 요구된다. 결과적으로 creeping 사면의 경우 보강재 설치후 짧은시간 동안에는 많은 보강효과가 성취될 것 같지는 않다.

좀더 나은 기술개발과 향상된 설계기법의 정립을 위해서는 보다 체계적이고도 광범위한 현장 계측결과와 실험자료가 필요하다.

참고문헌

1. Schlossor, F.(1991). Recommendations Clouterre, Federal Highway Administration-SA-93-026
2. Soil Nailing Design and Applications(1991), Slurry Wall Committee of Deep Foundation Institute.
3. J.K. Mitchell and W.C.B. Willet (1987), "Soil Nailing in Slope Stabilization", Reinforcement of Earth Slopes and Embankments, *TRB*, National Research Council, Washington, D.C., 1987, pp297~312
4. (주)동아지질, 해운대 현장 계측결과 보고서(1995)
5. Soil Nailing Field Inspectors Manual, Soil Nail Walls-Demonstration Project 103(1995)