

현장계측을 통한 소일네일링 벽체의 거동 분석

Analysis of Soil Nailed Wall Behaviour Based on Field Measurements

이 철 주¹ Lee, Cheol-Ju

이 도 섭² Lee, Do-Seob

김 홍 택³ Kim, Hong-Taek

박 재 역⁴ Park, Jae-Uk

김 충 규⁴ Kim, Choong-Kyu

Abstract

Behaviour of soil nailed walls in Korea has been analysed based on a number of field measurements. The investigation has included interface shear strength development at the nail-soil interface from pull-out tests, lateral ground displacements, tensile force distributions along soil nails and mobilised interface shear stress distributions. Insights into the soil nailed wall behaviour based on the shear transfer mechanism at the soil-nail interface and partial mobilisations of the interface shear strength, governed by relative shear displacement, are reported and discussed. It is expected that results from the current research can provide relevant parameters required for preliminary design of soil nailed walls in Korea.

요 지

본 논문에서는 현장계측을 통해 관측된 소일네일링 벽체의 거동을 분석하였다. 연구의 주요내용으로는 인발시험을 통해 산정한 네일과 지반의 경계면에서 전단강도의 발생, 지반의 수평변위, 네일에 발생하는 인장력의 분포 및 경계면에서의 전단강도의 발현 등이다. 특히, 경계면에서의 전단응력 발생 과정 및 전단강도 발현에 대한 심도있는 분석을 실시하였다. 본 연구에서 분석된 자료는 국내 소일네일링의 예비설계 단계시 참고 자료로 활용될 수 있을 것으로 기대된다.

Keywords : Excavations, Field monitoring, Interface, Shear strength mobilization, Soil nails

1. 서 론

소일네일링 공법은 1993년 이후 국내에 도입되어 가시시설 및 영구벽체의 지지, 사면보강등에 널리 이용되어 오고 있다. 소일네일링 공법은 일반적으로 널리 이용되어 온 앵커나 스트리트 공법보다 상대적으로 시공이 용이하고 안정성이 높은 장점을 가지고 있다. 그러나 소일네일링의 발전에 있어서는 소일네일링의 거동에 대

한 충분한 공학적 이해보다는 시공이 앞서서 발전해 온 측면이 있다(김홍택, 2001). 또한 그동안 국내에서 이루어진 설계 및 시공은 주로 일본, 미국이나 유럽의 설계 자료에 근거하여 왔으며, 약 10여년의 시공 실적을 통한 많은 현장계측자료가 축적되어 있음에도 불구하고 이에 대한 체계적인 분석은 상대적으로 부족한 실정이다. 그러나 외국의 사례에 근거한 소일네일링의 설계 및 시공은 국내 현장의 지반조건상의 특수성 및

1 정희원, 삼성중공업 건설사업부 토목기술팀 (Member, Civil Technical Team, Construction Division, Samsung Heavy Industries Co., Ltd., cj10725.lee@samsung.com)
2 정희원, 홍익대학교 대학원 토목공학과 (Member, Dept. of Civil Engrg., Hongik Univ.)
3 정희원, 홍익대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Hongik Univ.)
4 정희원, 경인엔지니어링 (Member, Kyung In Engrg. and Construction Co., Ltd.)

시공성등을 충분히 반영하지 못하는 문제가 있다. 이에 따라 본 논문에서는 국내 다수의 현장으로부터 구축된 데이터베이스에 근거하여, 인발시험으로 부터 측정된 네일과 지반 경계면에서 전단강도의 발현과 소일네일링 벽체 주변지반의 변위 발생을 분석하였다. 또한 대표적인 2개소의 현장에서 관측된 자료를 심도 있게 분석하여 네일에 발생하는 인장력 및 파괴포락선등을 분석하였다. 이로부터 네일과 지반사이에 발생하는 전단강도의 발현 메커니즘에 대한 연구를 실시하였다. 네일에 작용하는 인장력 측정자료를 근거로 하여 겉보기 토압을 산정하여 Peck(1969)이 제시한 경험토압과 비교하였다. 본 연구를 통해 얻은 결과는 국내의 소일네일링 예비설계 단계시 참고 자료로 이용될 수 있을 것으로 기대된다.

2. 현장 및 계측 개요

본 연구에서는 총 21개 현장, 100개소의 소일네일링으로 시공된 굴착면에서 측정된 계측자료를 이용하여 체계적인 분석을 실시하였다. 각 현장의 지층 구성은 일반적으로 지표로부터 매립토/붕적토, 풍화토, 풍화암, 연암, 경암의 순서로 구성되어 있다. 최종 굴착 심도는 최저 3m에서 최고 37m까지 분포되어 있고, 네일을 설치하기 위한 천공직경은 100mm이고, D25(25mm) 또는 D29(29mm) 철근이 사용되었다. 또한 네일은 수직 및 수평에 대해 1.0-1.5m 간격으로, 수평면에 대해 10°-15°의 경사로 설치되었다. 일반적인 소일네일링 벽체의 시공은 굴착(1-2m), 굴착면 정리 및 1차 shotcrete 타설, 천공, 네일 설치 및 그라우팅, wire mesh, steel plate 및 bolt 설치, 2차 shotcrete 타설 및 2차 그라우팅의 순서로 구성되어 있다. Shotcrete의 최종두께는 대략 100-250mm이다. 지반의 물성치는 표준관입시험, 실내시험, 국내 및 외국의 설계자료에 근거하여 산정하였으며, 네일의 설계는 한계평형이론에 근거한 컴퓨터 프로그램을 이용하여 실시되었다.

대부분의 현장에서 본 굴착이전에 시험네일을 시공한 후 인발 시험을 실시하여 네일과 지반의 경계면에서 발생하는 전단강도의 크기에 대한 측정을 실시하였다. 네일링 벽체의 안정성은 지반의 수평변위를 지중경사계를 설치하여 측정하였으며, 네일에 발생하는 인장력은 진동현식 변형률계(vibrating wire strain gage)를 네일에 설치하여 측정하였다. 일반적으로 계측은 시공 중일 경우 주 2회, 시공 완료 후에는 주 1회의 간격으로 실시하였다.

본 연구에서는 대표적인 2개소의 굴착단면 A 와 B에

서 얻은 측정자료를 근거로 하여 구체적인 분석을 실시하였고 전체적인 경향과 비교하였다. 단면 A는 매립토 및 붕적토, 단면 B는 연암으로 구성된 단일지층이다. 단면 A의 경우 표준관입시험에 의한 N 값은 지표부근은 약 10으로 느슨한 상태이며, 심도가 깊어짐에 따라 약간 증가하는 양상을 보이고 있다. 각 단면에서 네일의 재원, 설치 간격 및 각도는 유사하나, 최대 굴착고는 각각 7.5m, 12.5m이다. 네일의 직경은 29mm, 길이는 10m이고 수평면에 대해 15°의 경사로 설치하였다. 네일의 간격은 단면 A, B에 대하여 모두 수직으로 1.0m이고, 수평으로 각각 1.0m, 1.1m이다.

3. 현장계측 결과

3.1 인발시험을 통한 발생 전단력 분석

네일시공의 품질확인 및 네일과 지반 경계면에서의 전단강도 τ_p (interface shear strength)를 측정하기 위하여, 네일의 본시공에 앞서 시험 네일을 시공한 후 인발 시험(그림 1 참조)을 실시하였다. 인발시험 결과에 의하면 전단파괴는 철근-그라우팅체의 경계면이 아닌 그라우팅체-지반의 경계면에서 발생하고 있다. 이로부터 네일의 거동은 그라우팅체-지반의 상호거동에 지배를 받을 수 있다. 따라서 본 연구에서 전단이 발생하는 면은 철근과 그라우팅체는 일체 거동한다고 가정하여, 그라우팅체의 외부면과 지반의 경계면으로 정의하였다. 한편, 소일네일 변위의 산정시 인장력에 의한 철근의 이론적인 탄성변형량은 제외하였다.

그림 2는 단면 A, B에서 실시된 인발시험을 통해 측정된 인발력(jacking force)과 네일 두부에서의 변위 관계를 보여주고 있다. 단면 A, B에서 시공된 시험 소일네일의



Fig. 1. Configuration of pull-out test

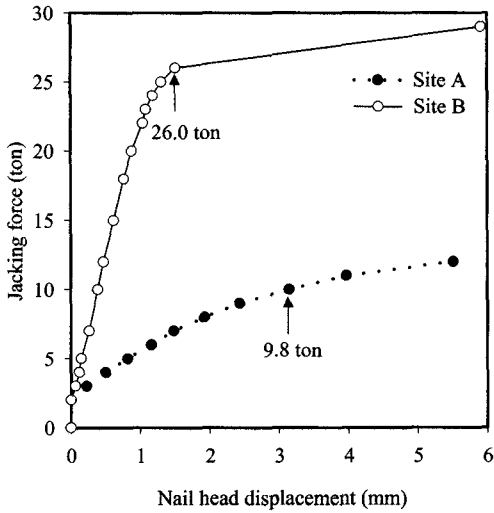
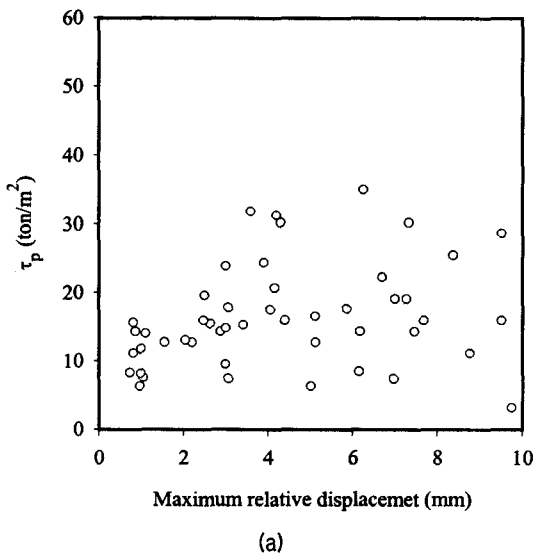
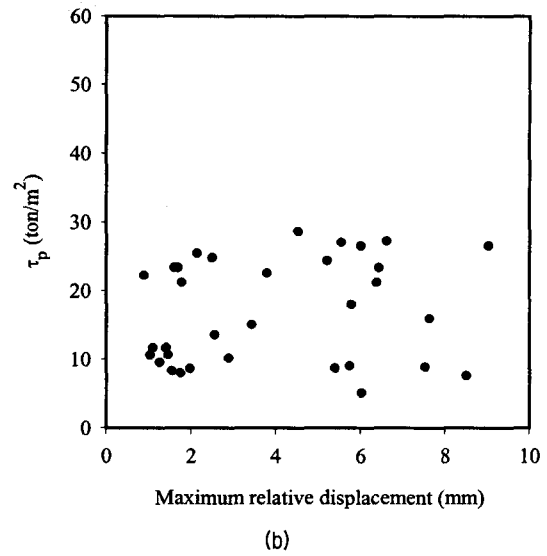


Fig. 2. Results from pull-out tests at sites A and B

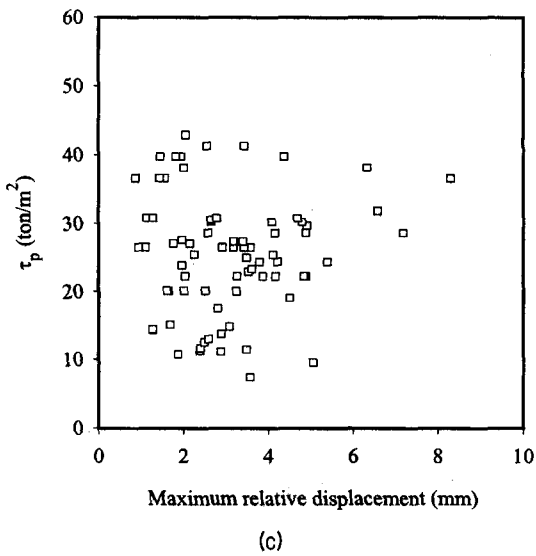
길이는 각각 3.3m, 1.5m이다. 인발력은 설계축력의 150% 까지 분당 약 1ton/min의 속도로 가하였다. 최대 인발력은 Recommendations Clouterre(1991)의 방법에 의하여 결정하였다. 이 방법을 적용한 단면 A, B에서 각 시험내일의 최대 인발력은 각각 9.8ton, 26.0ton으로 산정되었다. 이로부터 단면 B에서의 전단강도는 단면 A에 비하여 약 5.8배임을 알 수 있다. 그림 2에서 보이는 것처럼 단면 A는 연성 거동, 단면 B는 취성 거동을 보여준다. 단면 A, B에 대하여 네일의 변위가 각각 약 3.0mm, 1.5mm 일 때 최대 인발력이 발생하는 것으로 측정되었다. 인발시험에서 측정된 최대 인발력을 그라우팅체의 단면적(직경: 100mm) 및 길이를 이용하여 산정한 경계면에서의 전단강도는 각각 약 9.5ton/m²과 55.0ton/m²이다.



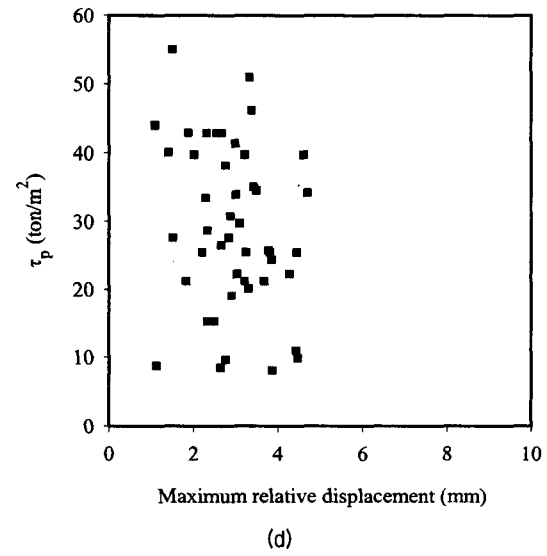
(a)



(b)



(c)



(d)

Fig. 3. Distributions of maximum shear displacement with interface shear strength (a: fill/colluvium, b: weathered soil, c: weathered rock, d: soft rock)

그림 3은 총 208 개소에 걸친 네일 인발시험을 통하여 얻은 전단강도(τ_p)의 값과 전단강도 발생시의 최대전단 변위(maximum relative shear displacement)를 지반의 종류별로 구분하여 나타내 주고 있다(3a: 매립층/붕적층, 3b: 풍화토, 3c: 풍화암, 3d: 연암). 표 1은 지반의 종류별 평균 전단강도(τ_p)와 전단강도 발생시의 최대전단변위를 나타내고 있다. 그림 3 및 표 1에 나타나 있듯이 지반별로 어느 정도 일정한 경향을 보이고는 있으나, 전단강도 및 최대전단변위의 표준편차가 각각 7.6-11.7ton/m², 0.9-2.6 mm로 자료들이 다소 불규칙하게 분포하고 있다. 이는 그라우팅체의 정확한 단면 산정의 어려움, 시공 중 공벽의 붕괴, 계측시스템상의 문제 등에 기인하는 것으로 판단된다(Smith, 1992).

이로부터 지반이 단단할수록 전단강도가 증가하며, 상대적으로 작은 최대전단변위에서 최대인발력이 발현되는 것으로 추정할 수 있다. 이러한 경향은 Smith(1992)가 홍콩의 풍화토 및 풍화암에 시공된 네일의 인발시험에서 조사한 전단강도와 네일 변위의 관계와 유사함을 알 수 있다. Smith(1992)는 홍콩의 화강풍화토 및 풍화암(completely decomposed granite, CDG)에 시공된 네일에 대해서 실시된 인발시험을 통하여 전단강도 및 최대전단 변위는 각각 7.5-20ton/m² 및 5mm이내인 것으로 보고한 바 있다. 한편, 매립/붕적토에 대한 τ_p 인 15.8ton/m²는 Bruce & Jewell(1987)이 붕적토에 대해서 제시한 설계값인 6-10ton/m²보다 다소 큰값이라 할 수 있다. 그러나 표 1에 제시된 값은 국내에서 널리 사용되는 일본앵커학회 제시 설계값과 비교하여 다소 작은 값으로 볼 수 있다(자갈: 10-70ton/m², 모래: 10-40ton/m², 풍화암: 40-100ton/m², 연암: 60-150ton/m²)(지반공학 시리즈 3, 굴착 및 흙막이 공법에서 재인용, 1997). 이는 지반조건의 상이성은 물론 앵커와 소일네일링의 근본적인 공학적 거동 차이에 기인한 것으로 추정된다.

일반적으로 전단강도는 지반의 강성이 매립층에서 연암으로 증가할수록 증가하고 있고, 최대전단변위는 반대의 경향을 보이고 있다. 최대전단변위는 10mm미만으로, 대체적으로 5mm이내에서 분포하고 있다. 표 1에

나타나 있듯이 최대전단 변위는 전단강도 크기에 비해 지반의 강성에 상대적으로 덜 영향을 받는 것으로 판단할 수 있다. 본 자료는 대체로 일정한 경향을 보이고 있어서, 향후 국내의 소일네일링 설계시 외국 설계자료의 대응으로 활용 될 수 있을 것으로 기대된다.

일반적으로 경계면에서의 전단강도는 지반의 심도증가에 따른 dilation 효과 감소 및 상재하중 증가의 효과가 서로 상쇄되어 대체로 일정한 것으로 알려져 있다(Recommendations Clousterre, 1991). 본 연구에서 측정된 관측자료를 검토한 결과에 의하면 전단강도의 크기는 네일의 심도와는 크게 상관관계가 없는 것으로 분석되었다. 한편, Lee & Ng(2003)에 의하면 dilation 효과가 지반의 변위 발생에 어느 정도의 영향을 미친다고 알려져 있으나, 실무적인 차원에서는 무시해도 좋을 것으로 판단된다. 또한, 토사지반에서 실시된 인발시험 결과에 의하면 표준관입시험(SPT) N 값과 전단강도의 상관관계는 크지 않은 것으로 분석되었으며, SPT-N값이 30-50인 범위에서 전단강도는 15.0-30.0ton/m² 정도의 범위에 분포하고 있다. 이는 SPT-N값이 30-50인 경우 일본앵커학회에서 제시한 값인 25-70ton/m²(자갈), 23-40ton/m²(모래)와는 약간 작지만 대체로 비슷하다고 볼 수 있다(지반공학 시리즈 3, 굴착 및 흙막이 공법에서 재인용, 1997).

3.2 벽체 주변지반의 최대수평변위

일반적으로 네일벽체의 안정성은 굴착 배면에 설치되는 지중경사계(inclinometer)를 이용하여 변위를 측정하여 판단하게 된다. 경사계는 벽체에서 0.5-1.0m떨어진 거리에 설치하였다. 본 연구에서는 영구사면 및 영구옹벽 77개소, 가시설 23개소에 대하여 측정된 지반의 변위에 대하여 분석을 실시하였다. 그림 4는 다양한 조건하에서 측정된 지반의 최대수평변위를 굴착심도(H)와 관련하여 보여주고 있다.

그림 4에서 일부의 경우 지반의 최대수평변위가 굴착면에서 멀어지는 방향으로 나타났는데(- 값의 측정변위)

표 1. 지반종류에 따른 평균 전단강도(τ_p) 및 최대전단변위

	매립/붕적토	풍화토	풍화암	연암
τ_p (ton/m ²)	15.8 (7.6) ⁺	16.9 (7.6) ⁺	25.5 (8.8) ⁺	28.6 (11.7) ⁺
최대전단변위 (mm)	4.4 (2.6) ⁺⁺	4.0 (2.5) ⁺⁺	3.1 (1.5) ⁺⁺	3.0 (0.9) ⁺⁺

*: 표준편차 (ton/m²), **: 표준편차 (mm)

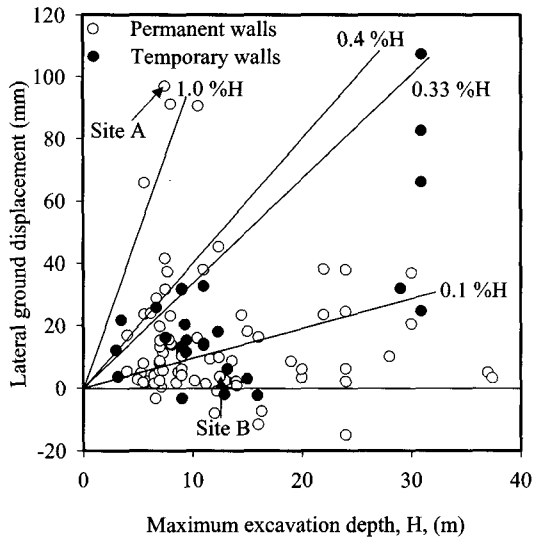


Fig. 4. Distributions of maximum lateral ground displacements with maximum excavation depth

이는 지중경사계의 설치 깊이가 충분하지 못하였거나, 경사계 매설시 그라우팅 부실로 인하여 변위측정의 기준점이 되는 경사계 선단부에서 변위가 발생하여 신뢰성있는 측정이 실시되지 못했기 때문인 것으로 추정된다(Ng 등, 2004a). 그러나, 대부분의 경우 지반의 변위가 굴착면을 향하여 발생한 것으로 관측되었다(+ 값의 측정변위). 본 연구에서 측정된 지반의 최대수평변위는 Thompson & Miller(1990), Recommendations Clouterre (1991) 및 Byrne 등(1996)등이 보고한 0.1-0.4% H 범위 이내에 대부분 분포하고 있다. 한편, 단면A는 지반이 매립층과 붕적층으로 구성된 느슨한 상태이므로 지반의 변형계수가 작아서 약 1.3% H의 큰 최대수평변위가 측정된 반면에(H: 7.5m, 최대수평변위: 97.0mm), 단면B에서는 매우 작은 변위인 0.03% H정도의 최대수평변위가 발생하였다(H: 12.5m, 최대수평변위: 3.7mm).

대부분의 단면에서 발생한 최대수평변위는 Recommendations Clouterre(1991)의 기준에 의거하여 일반적으로 국내에서 변위관리기준으로 이용되는 0.33% H 미만인 것으로 나타났다. 하지만 일부 구간에서는 변위가 0.4-1.3 H%인 경우도 있었으나, 지반의 과도한 변형으로 인한 문제는 관측되지 않았다. 따라서 허용 최대수평변위 0.33% H의 기준은 현장여건에 따라 수정될 수 있는 여지가 있다고 판단되며, 이에 대한 좀더 심화된 연구가 필요할 것으로 판단된다. 한편, 본 연구결과에 의하면 지반의 변위와 최대굴착고의 상관관계나, 지층조건에 대한 변위와의 상관관계는 찾기 어려운 것으로 나타났다.

3.3 네일의 인장력 분포 및 파괴포락선

네일에 발생하는 인장력은 진동현식 변형률계 (vibrating wire strain gauge)를 이용하여 측정하였다. 여기서 변형률계의 간격은 각각 2.0m이다. 그림 5, 6은 네일 시공 완료 후 단면 A, B에서 측정된 네일에 분포되는 인장력의 분포를 나타내고 있다. 또한 그림 5, 6은 굴착 종료 후 단면 A, B에서 각 네일에서 최대인장력이 발생한 지점을 연결하여 근사적인 파괴포락선으로 가정하여 산정한 파괴포락선을 보여주고 있다(Schlosser & De Buhan, 1990).

각 네일에 작용하는 인장력은 일반적으로 알려져 있

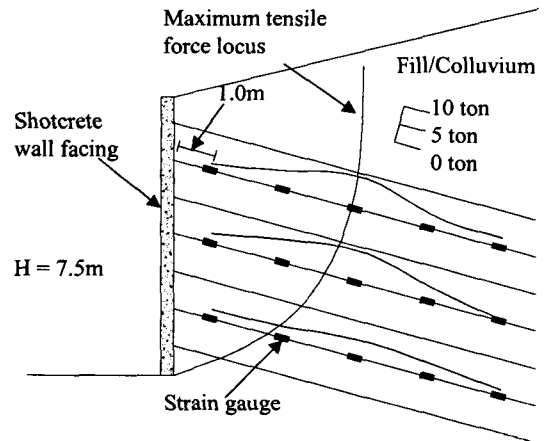


Fig. 5. Tensile force distributions and maximum tensile force locus at site A

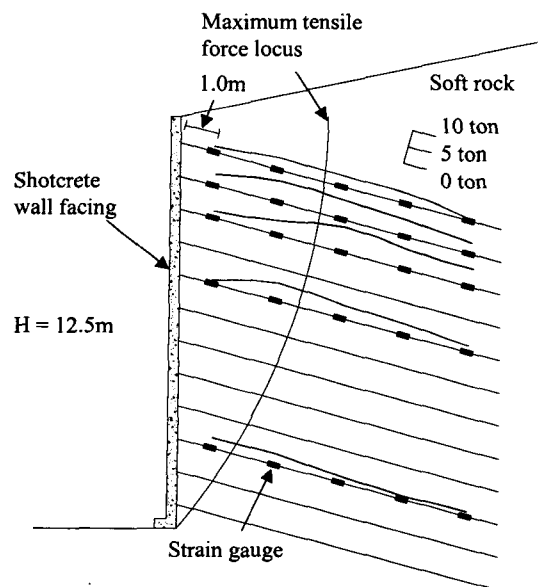


Fig. 6. Tensile force distributions and maximum tensile force locus at site B

듯이 포물선 형상으로 분포하고 있으며, 최대값이 분포하는 위치는 지반부근에서 아래로 갈수록 네일 벽체 부근으로 이동하는 경향을 보인다. 단면 A, B에 대하여 최대 인장력은 각각 8.7ton, 7.8ton의 값이 측정되었다. 단면 A, B는 전단강도의 차이가 매우 크나, 네일의 최대 인장력은 유사함을 보여준다. 이는 네일과 지반의 상대 변위에 따른 지반의 전단강도 발현 정도에 관련된 사항으로 아래에서 다루기로 하겠다. 한편, 파괴포락선은 벽체로부터 단면 A는 약 0.6 H, 단면 B는 약 0.35 H 떨어진 지점에 위치하고 있다. 본 연구에서 검토한 대부분 단면은 복합지층으로 구성되어 지층별 파괴포락선의 산정에 다소 어려움은 있지만, 대체로 토사지반이나 풍화토의 경우 0.4-0.6 H, 풍화암과 연암으로 구성된 지반의 경우 0.3-0.4 H로 나타났다. 이러한 경향은 기존의 연구 결과와 유사하다고 볼 수 있다(Recommendations Clousterre, 1991).

3.4 네일에 작용하는 전단응력의 분포

위에서 설명한 각 네일에 발생한 인장력의 분포로부터 식 (1)을 이용하여 네일과 지반사이에 발생한 전단응력 τ_m (mobilized interface shear stress)을 구할 수 있다.

$$\tau_m = (T_i - T_{i+1}) / \pi DL_i \quad (1)$$

(T_i, T_{i+1} = 측정점 $i, i+1$ 에서 관측된 네일의 인장력, D = 네일의 천공경, L_i = 측정점 $i, i+1$ 사이의 거리)

그림 7은 이러한 과정을 거쳐 계산된 전단응력을 인발시험을 통해 구한 경계면에서의 전단강도(τ_p)로 정규화하여 구한 값(τ_m / τ_p)의 분포를 네일의 위치(X/L)에 대하여 보여주고 있다. 여기서 X 는 네일 두부로 부터의 거리, L 은 네일의 길이이다. 인발시험을 통해 측정된 전단강도는 앞서 언급했듯이 단면 A, B에서 각각 9.5ton/m²과 55.0ton/m²이다. 또한 외국의 측정 사례와의 비교를 위하여 Ng 등(2004b)에 의해 보고된 풍화토/풍화암층(CDG)에 시공된 소일네일링 계측자료에서 분석된 τ_m / τ_p 을 그림 7에 포함시켰다. 최대전단응력은 단면 A, B에서 각각 7.9t/m², 6.9ton/m²으로 산정되었다. 따라서 단면 A, B에서는 각각 최대 83.4%, 12.6%의 전단강도가 발현되었음을 알 수 있다. 본 연구에서 관찰된 전단강도 발현의 경향은 Ng 등(2004b)이 보고한 관측치와 대체로 유사함을 알 수 있다. 단면 A의 경우 전단강도(τ_p)가

단면 B에서 보다 매우 작으나, 지반의 변위가 커서 (97mm) 단면 B에 비해 상대적으로 전단강도가 크게 발현되어 큰 전단응력이 발생한 것으로 추정된다. 그러나 단면 B의 경우는 전단강도가 55.0ton/m²로 매우 크나, 지반의 최대 수평변위가 3.7mm로 경계면에서 전단강도를 충분히 발현시키기에는 부족했을 것으로 판단된다. 따라서 네일에 작용하는 인장력은 네일의 전단강도만이 아니라 지반변위의 크기에도 큰 영향을 받을 수 있다. 전체적으로 단면 A, B에 대하여 τ_m / τ_p 의 값은 각각 평균 43.3%, 4.3%인 것으로 분석되었다.

τ_m / τ_p 는 일반적으로 네일의 양쪽 끝에서 최대값이 발생하고 있다. 한편, 네일 중앙부근에서의 τ_m / τ_p 는 매우 작은 값으로 나타났는데, 이는 네일과 주변지반의 변위가 같은 중립면(neutral plane) 부근에서는 지반과 네일 상호간의 상대변위가 매우 작아서 전단강도가 충분히 발현될 수 없기 때문이다. 또한 네일에 작용하는 전단응력의 방향은 중립면을 중심으로 바뀌고 있다. 이러한 현장계측 결과는 Lee & Ng(2003)이 3차원 유한차분 해석을 통해 얻은 결과와도 일치한다. 이는 지반과 네일 사이의 상대변위 발생을 고려하여 설명할 수 있다. 즉 지반의 변위가 네일의 변위보다 더 큰 active zone에서는 지반의 변위에 의해 네일에 전단응력이 발생하고, 반대로 네일이 주변지반보다 더 많이 이동하는 resistant zone의 경우는 네일의 변위를 지반이 저항하게 된다(그림 7 참조). 이러한 네일과 지반의 상호작용으로 인하여 네일에 인장력이 발생하게 되는 것이다. 일반적인 네일의 설계시 네일에 작용하는 전단응력은 네일의 위치와

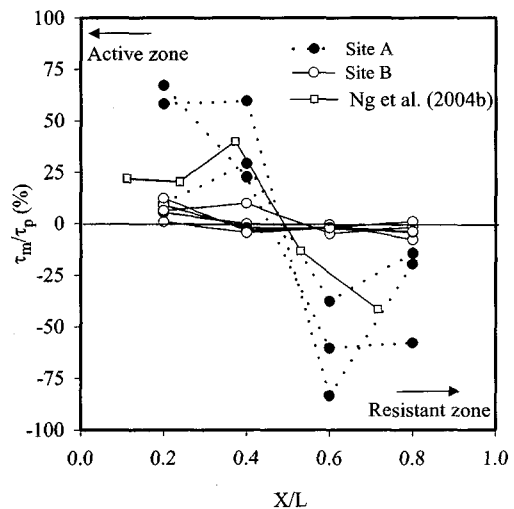


Fig. 7. Distributions of degree of shear strength mobilization

는 무관하게 전체구간에서 일정한 것으로 가정한다. 그러나 본 연구결과는 네일에 발생하는 전단응력은 네일의 위치별로 크게 변화함을 보여주고 있다.

3.5 네일에 작용하는 겉보기 토압계수의 분포

단면 A, B에서 측정된 네일에 작용하는 인장력의 분포를 바탕으로 하여 네일벽체에 작용하는 토압을 경험식에 의한 토압분포와 비교하기 위하여 무차원 토압계수 $K_{app} = T_{max} \cos \theta / \gamma H S_v S_h$ 를 깊이 (Z/H)에 대하여 정규화시켰다. 여기서 T_{max} 는 네일에 작용하는 최대인장력, θ 는 네일의 설치각도, γ 는 지반의 단위 중량, S_v 및 S_h 는 네일의 수직 및 수평간격, Z는 지표로부터의 거리이다. K_{app} 는 깊이별로 일정하지 않으므로 본 논문에서는 겉보기 토압계수(apparent earth pressure coefficient)으로 칭하기로 한다(Ng 등, 2004b). 그림 8은 인장력측정 결과에 의한 겉보기 토압계수의 분포를 깊이에 대하여 나타내고 있다. 겉보기 토압분포는 일반적으로 Terzaghi & Peck(1967)의 경험 토압분포와 비교하는데, 이런 경우 적절한 주동토압계수 산정에 어려움이 있다(Ng 등, 2004b). 따라서 본 연구에서는 Peck(1969) 토압의 분포를 이용하여 비교하였다(0.2 및 0.5 $\gamma H / \gamma H$). 또한 지반의 응력 상태를 추정하기 위해 겉보기 주동토압계수 $\sigma_a / \gamma H$ 포함하였다, 여기서 σ_a 는 Coulomb의 주동토압계수이다.

단면 A에서는 K_{app} 가 단면 B에서의 K_{app} 보다 매우 크게 발생하고 있다. 이는 위에서 언급하였듯이 단면 A에서는 전단강도가 크게 발현되었기 때문이다. K_{app} 의 값

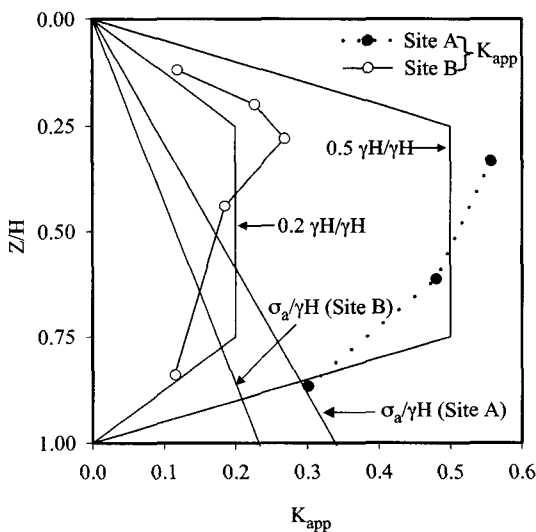


Fig. 8. Distributions of normalized earth pressure coefficient with depth

은 지표에서 Z/H=0.5 부근까지는 Peck 토압에 비해 매우 크지만, 굴착면 아래로 내려 갈수록 점점 감소하는 경향을 보인다. 한편, 얇은 깊이에서는 겉보기 토압계수가 $\sigma_a / \gamma H$ 보다 크고, 깊은 심도에서는 $\sigma_a / \gamma H$ 보다 작게 산정이 되었다. 이러한 경향은 여러 학자들에 의해 발표된 바 있다(Cartier & Gigan, 1983; Plumelle 등, 1990; Thompson & Miller, 1990). 이는 지반의 수평변위의 감소 및 soil arching의 영향에 의한 것으로 보고된 바 있다(Ng 등, 2004b).

K_{app} 값은 대체로 단면 A에서는 0.5 $\gamma H / \gamma H$, 단면 B에서는 0.2 $\gamma H / \gamma H$ 의 값을 보이고 있는데, 이러한 자료가 많이 축적되면 국내 소일네일링 설계시 경험자료로 효율적으로 활용될 수 있을 것으로 기대된다. 한편 이값은 풍화토/풍화암층에(CDG) 시공된 네일링벽체에 대하여 Ng 등(2004b)이 보고한 값인 0.13 $\gamma H / \gamma H$ 보다 매우 크다. 일반적으로 국내에서 측정된 인장력의 값은 외국의 사례에서 보고된 값보다 크게 산정이 된다(Lee 등, 2003). 그 이유는 명확하지 않지만, 국내 현장의 경우 소일네일이 대체로 풍화암이나 연암등의 단단한 지반에 시공이 되므로, 지반의 수평변위가 작더라도 경계면에서의 전단강도가 크기 때문에 결과적으로 소일네일에 인장력이 크게 발생하게 되는 것으로 판단된다.

4. 결론

본 연구에서는 국내 다수의 시공현장에서 관측된 소일네일링 벽체의 거동에 대하여 상세한 분석을 실시하였고 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 인발시험을 통해 산정된 네일-지반 경계면에서의 전단강도는 대략 15.8-28.6ton/m²이며 전단강도 발현시 네일의 최대전단변위는 3.0-4.4mm이다. 본 분석결과는 대체적으로 일정한 경향을 보이므로 향후 국내의 소일네일링 예비 설계단계 및 소일네일링 시공의 정밀성 여부를 확인하는데 활용이 가능할 것으로 판단된다.
- (2) 지반굴착에 의한 소일네일링 벽체 주변지반의 최대 수평변위는 대체로 0.1-0.4% H 이내인 것으로 측정되었다. 그러나, 일부 현장의 경우 1.0% H이상 까지 발생하였으나 소일네일링 벽체는 안정을 유지하였다. 따라서 국내현장에서 지반변위의 관리기준으로 일반적으로 사용되는 0.33% H의 지반변위 허용기

준은 현장 상황이나 구조물의 특성 등에 따라 다소 완화될 수 있을 것으로 기대된다.

- (3) 각 네일에 발생하는 인장력은 일반적으로 포물선 분포를 보이고, 각 네일에서 최대인장력이 발생한 지점을 연결한 파괴포락선은 지반의 종류에 따라 0.3-0.6 H 이내의 값을 보인다. 토사로 구성된 지반은 대략 0.4-0.6 H이고, 암으로 이루어진 지반은 0.3-0.4 H의 값을 보였다.
- (4) 일반적인 경우 지반의 변위가 크지 않기 때문에 경계면에서의 전단강도는 일부만 발현되게 된다. 토사 지반의 경우 평균 43.3%의 전단강도가 발현되었지만, 암지반의 경우 단지 4.3%만이 발현되었다.
- (5) 국내의 현장에서 측정된 네일의 인장력은 대체로 외국의 사례에 비해 다소 크게 나타나는데, Peck (1969)의 경험토압 분포를 이용하는 경우 대체로 겘보기 토압계수 0.2-0.5 $\gamma H/\gamma H$ 를 사용해야 할 것으로 판단된다. 본 연구에서 분석된 제한적인 자료에 의하면 Peck의 경험토압을 이용한 겘보기 토압계수의 분포는 근사적으로 토사지반에서는 0.5 $\gamma H/\gamma H$, 암반지역에서는 0.2 $\gamma H/\gamma H$ 의 값을 보이고 있다. 본 연구에서 얻은 자료는 국내 소일네일링 설계의 기초적인 참고자료로 활용될 수 있을 것으로 기대되나, 향후 좀더 많은 자료의 축적 및 분석이 필요할 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

1. 김홍택 (2001), Soil Nailing 공법의 과거, 현재, 미래, 평문각.
2. 지반공학 시리즈 3 (1997), 굴착 및 흙막이 공법, 구미서관.
3. Bruce, D. A., & Jewell, R. A. (1987), Soil Nailing: The second decade., Int'l Conf. on Foundations and Tunnels, London, 68-83.
4. Byrne, R. J., Cotton, D., Porterfield, J., Wolschlag, C., & Ueblacker, G. (1996), Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Wall, Report No. FHWA-SA-96-096R., U.S. Department of Transportation.
5. Cartier, G., & Gigan, J. P. (1983), Experiments and observations on soil nailing structures., *Proc., 8th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Helsinki, 2, pp.473-476.
6. Lee, C. J., Lee, D. S., Kim, H. T., Park, J. E., & Kim, C.K. (2003), Observed performance of soil nailed walls in Korea based on field measurements, *12th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp.805-809.
7. Lee, C. J., & Ng, C.W.W. (2003), Parametric study of soil nailed structures: Effects of dilation and shear strength distribution at interface, *12th Panamerican Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2, pp.2147-2152.
8. Ng, C. W. W., Lee, C. J., & Wong, R. (2004a), Observed ground movements during diaphragm wall panel construction in sedimentary and residual soils, (submitted to *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE).
9. Ng, C. W. W., Lee, C. J., & Shui, Y. K. (2004b), Performance of soil nails in a natural cut slope, (tentatively accepted, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE).
10. Peck, R. B. (1969), Deep excavations and tunneling in soft ground, State of the art report. *Proc. 7th Int'l Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico, pp.225-290.
11. Plumelle, C., Schlosser, F., Delage, P., & Knochenmus, G. (1990), French national research project on soil nailing: Clouterre, Design and Performance of Earth Retaining Structures, *Geotechnical Special Publication*, No.25, ASCE, (Edited by Lambe and Hansen), pp.660-675.
12. Recommendations Clouterre. (1991), Soil Nailing Recommendations - 1991 (English translation by Federal Highway Administration), Report No.FHWA-SA-93-093.
13. Schlosser, F., & De Buhon, P. (1990), Theory and design related to the performance of reinforced soil structures, Performance of Reinforced Soil Structures, *Proc., Int'l Reinforced Soil Conference*, (Edited by McGown, Yeo and Andrawes), pp.1-14.
14. Smith, M. J. (1992), The effects of variable geology on soil nail pull-out test results in Hong Kong, *Earth Reinforcement Practice*, (Edited by Ochiai, Hayashi and Otani), Balkema, Rotterdam, pp.543-548.
15. Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1967), *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd Edition, Wiley, New York.
16. Thompson, S. R., & Miller, I. R. (1990), Design, construction and performance of a soil nailed wall in Seattle, Washington., Design and Performance of Earth Retaining Structures, *Geotechnical Special Publication*, No.25, ASCE, (Edited by Lambe and Hansen), pp.629-643.

(접수일자 2004. 4. 26, 심사완료일 2004. 8. 20)