

보강재의 변형을 고려한 연약지반위 섬유보강성토제체의 안정해석 Geosynthetic Embankment Stability on Soft Ground Considering Reinforcement Strain

이광열¹⁾, Kwang Yeol Lee, 정진교²⁾, Chin Gyo Chung,
황재홍³⁾, Jae Hong Hwang, 홍진원³⁾, Jin Won Hong, 안용수³⁾, Yong Soo Ahn,

¹⁾ 동서대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Dongseo University

²⁾ 부산정보대학 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Busan Technical College

³⁾ 동서대학교 토목공학과 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Dongseo University

SYNOPSIS : 섬유보강재를 이용한 성토제체의 설계에서 기존의 방법은 보강재의 변형을 무시하고 흙의 변형만을 중요시하고 있다. 보강재에 의해 보강된 성토제체의 파괴면에서 보강재와 흙의 거동은 초기응력단계에서는 일체거동현상을 나타내지만 응력의 증가에 따라 변형량에서 차이를 보인다. 이러한 문제는 토공구조물의 보강재를 설계하는데 있어서 중요한 요소로서 보강효과에 큰 영향을 미칠 수 있다. 본 연구에서는 연약지반 위에 PET Mat로 보강하여 축조한 성토제체에서 보강재와 흙의 응력 - 변형거동을 수치해석을 통하여 분석하였다. 연구결과, 파괴면에서 보강재의 변형은 보강재의 인장강도 크기에 따라 큰 차이를 보이고 있다. 외부하중에 의해 보강재에 발생하는 최대응력은 보강재의 항복인장강도를 초과하지 않으며, 보강재에 발생하는 응력이 성토체에서 발생하는 응력이상일 때 이상적인 것으로 나타났다. 또한 제체의 전단파괴에 대한 안전율은 보강재의 항복인장강도가 증가할수록 증가하는데 보강재와 흙의 변형이 일치되는 이후부터는 안전율의 증가율은 거의 미미한 것으로 나타났다.

KEY WORDS : Embankment; Soft ground; Reinforcement; PET Mat; Stress: Geosynthetics.

1. 서론

연약지반상에 축조된 제방은 상재하중에 의해 전단응력이 발생된다. 만약 하부지반이 충분한 전단강도를 가지고 있지 않다면 제체내 또는 제체의 저부에서 전단파괴가 일어날 수 있을 것이다. 이러한 경우에 하부지반의 파괴에 대한 지지력확보와 제체의 안정성을 확보하기 위하여 연약처리공법을 시행하는데, 기존의 방법으로는 치환공법, 압밀공법, 말뚝지지공법, 경량성토공법, 보강공법 등이 있다. 특히 고분자 합성섬유 제품인 토목섬유를 보강재로 사용하여 연약지반을 안정처리하는 방법은 보다 효율적이고 경제적인 방법으로 평가되고 있다. (1999, 한국지반공학회)

연약지반상에 보강용 토목섬유를 수평으로 포설한 후 성토를 할 경우 보강재는 하부지반 전단파괴에 대한 안정성과 지지력을 증가시키고, 성토제체의 전단파괴에 대한 보강역할을 한다. 또한 보강재는 하부지반의 수평 및 수직변위를 줄일 수 있으며 부등침하를 감소시킬 수 있다.

지금까지의 토목섬유 보강제방에 대한 해석적 연구는 대부분 한계평형이론을 토대로 하여 수행되어 왔으나, 복잡한 흙-토목섬유 시스템 해석에 한계평형이론을 적용하는 데는 몇가지 문제점을 내포하고 있다. 대표적인 문제점으로는 성토 흙과 토목섬유의 상호작용에 의한 변형효과를 고려하지 못한 것을 들 수 있다. 따라서 토목섬유를 이용한 연약지반 안정처리 설계시 흙 - 토목섬유의 변형을 고려한 설계가 요구되어진다.

본 논문에서는 보강재의 강도의 차이에 따른 흙과 보강재의 거동과 응력차이를 비교분석하여 성토제체 설계에서 기존의 보강재설계에서 간과하였던 부분을 보완하려고 한다.

또한 기존에 탄성체로 해석하였던 토목섬유의 거동을 유한차분법 프로그램을 이용하여 강도 및 제체내의 응력에 따른 소성거동을 파악하여 보강재 설치위치에서의 흙과 보강재의 변형차에 의한 설계법을 제시하고자 한다.

2. 제체내 보강재의 역학적 거동 원리

토목섬유에 의한 보강은 보강재의 큰 변형으로 인하여 앞에서 언급한 기존의 보강 시스템과 다르다. 이것은 약한 관성모멘트와 상대적으로 작은 탄성계수 때문에 큰 유동성을 가지게 된다. 따라서 토목섬유는 오직 인장응력에 의한 거동만이 인정되고 있다. 그 이유는 휨모멘트와 압축강도가 인장응력과 비교해서 무시할 수 있을 정도로 약하기 때문이다. 토목섬유(PET Mat) 보강 성토제체에서 보강재의 보강 효과는 보강재와 흙사이에서의 변형이 일체로 거동할 때 최대효과를 나타낼 수 있다. Fig. 3에서는 하중이 재하되었을 때 제체내 토목섬유의 변형을 보여준다. 중간의 불연속 구간에서 변위가 크게 발생하며, 양단으로 갈수록 변위량은 누적되어 변형량은 더욱 크게 발생한다.

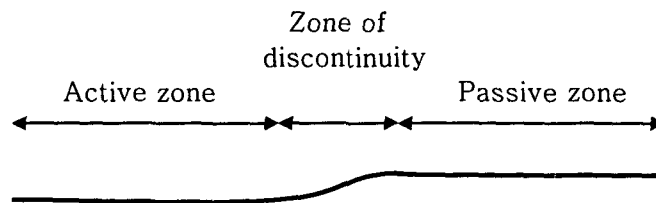


Fig. 1 사면내 경사진 토목섬유

2.1 인장거동

일반적으로 토목섬유의 인장응력은 탄성법칙과 탄소성 모델에 의해 모델링되어졌다. Fig. 2는 토목섬유의 인장강도시험에 의한 인장력 - 변형의 표준곡선(Typical curve)이다. 여기서 세가지 파라미터들을 유추할수 있는데, 이는 토목섬유의 거동을 나타내는데 중요한 요소이다. 파단전 선형부분에서의 기울기는 인장강도시험 토목섬유의 강성계수 J (kN/m)이고, 파단시의 인장강도가 이 토목섬유의 인장강도이다. 또한 그 시점에서의 변형율이 파단변형율을 의미한다.

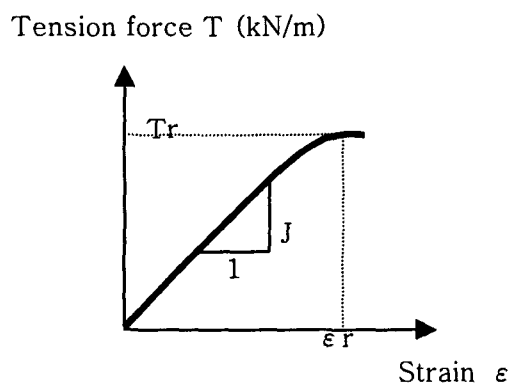


Fig. 2 토목섬유의 인장강도 시험모델

2.2 마찰저항거동

Fig. 3에서 나타낸 바와 같이 마찰저항거동은 흙과 보강재 사이의 마찰력에 의한 접선력의 회복으로 구성된다. 이 메커니즘은 보강시스템에 있어서 기본적인 원리이다. Equation (1)은 보강재의 기본요소에 대한 표면마찰저항력 τ 와 반대편으로의 인장력 dT 가 평형을 이루어서 보강재가 인발되지 않고 제체내에서 보강역할을 할 수 있는 것을 나타낸다. (Bourdeau et al. 1994, Gotteland 1991).

$$dT = 2 \tau ds \quad (1)$$

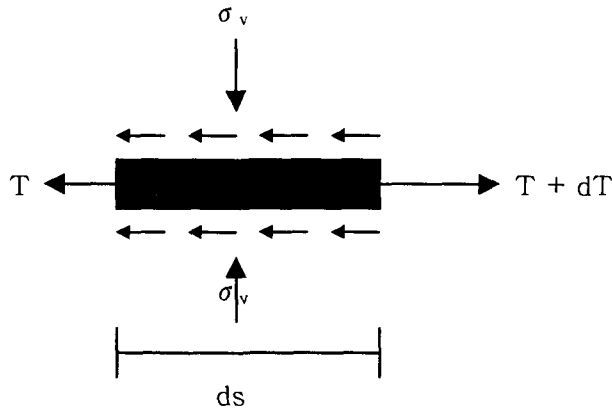


Fig. 3 Anchorage equilibrium of a geosynthetic element

Fig. 4에서 나타낸 보강재와 흙의 접합면에서의 거동은 강한 탄소성 모델에 의해 정의되어졌다. 이 모델에서 작용하는 응력은 mohr-coulomb 파괴기준에 의한 응력과 연관되어진다. ϕ_g 와 C_g 는 흙-보강재에서의 마찰력과 점착력이다. 일반적으로 C_g 는 무시한다. 일반적으로 흙의 강도감소계수(μ)는 흙의 고유의 성질로부터 정의되어지는데, 이 계수가 0.5(부직포) ~ 1(직포 또는 지오그리드)사이에서 접합면에서의 최적의 마찰상태를 가진다. 체체보강에 사용되는 토목섬유는 계수 μ 가 0.8 ~ 1 사이의 값을 가진다.

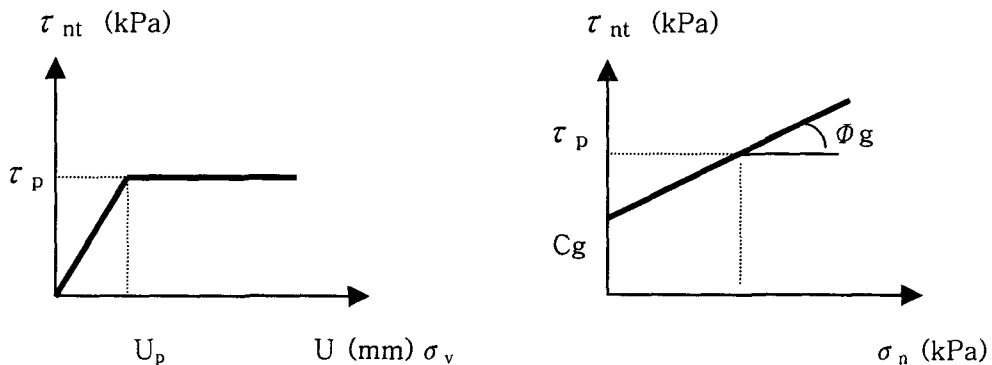


Fig. 4 흙과 보강재의 접합면에서의 특성

3. 해석조건 및 재료

연구에서 채택한 토공구조물은 연약지반 위에 토목섬유를 이용하여 성토한 체체이며, 하부연약지반은 SCP(Sand Compaction Pile)공법으로 개량하였으며, 그 결과 하부연약지반은 체체 중앙부와 우측이 지반강도가 크게 증가된 것으로 적용하였다. Table 1과 Fig. 5에서 Zone1(원지반), Zone2(체체사면하부지반) 그리고 Zone3(체체중앙하부지반)의 토질물성을 나타내었다. 본 체체는 하부지반을 개량한 후 양방향 PET Mat를 체체의 횡방향으로 40.1m 설치한 후 상부 8.5m까지 성토하는 것으로 하였으며, 적용한 보강재의 인장강도는 50, 100, 130, 170, 320kN/m이다. 그에 따른 해석단면은 아래의 Fig. 5와 같으며 하부지반은 위에서 언급한 개량공법에 의해 구간별 토질정수가 틀리다. 성토체체의 안정성해석에서 설계하중은 철도하중으로 50kN/m를 적용하였다. 본 해석에서 사용한 체체성토재료와 하부지반의 지반정수는 Table 1에 제시하였고, 보강재의 응력-변형 시험결과를 Fig. 6에 제시하였다.

Table 1 성토체체 및 하부지반의 토질물성

	γ_d (kN/m^3)	γ_t (kN/m^3)	C (kpa)	ϕ ($^\circ$)
성토체체	16.9	19	15	25
Sand Mat	18	23	-	33
Zone 1	10.4	16.6	20	-
Zone 2	10.4	16.6	46	12.4
Zone 3	10.4	16.6	31	12.4

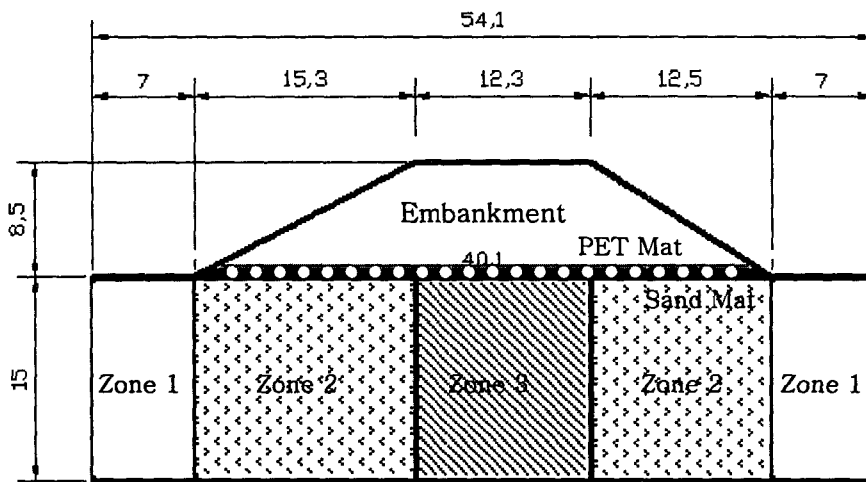


Fig. 5 해석단면의 Dimension

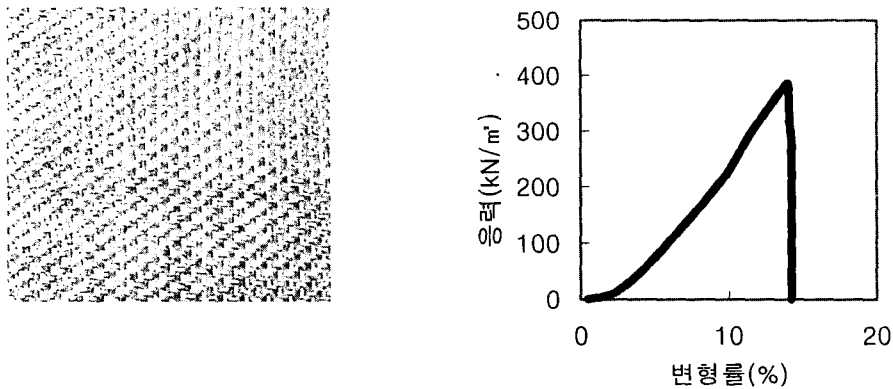


Fig. 6 직포형 PET Mat 및 응력-변형시험 결과

보강재는 시공중 보강용으로 많이 쓰이는 양방향 직포(woven) PET(polyestere) Mat를 사용하였으며, 보강재의 인장강도를 50, 100, 130, 170, 320kN/m로 변화시켜가며 해석하였고 보강재 위치에서 흙과 보강재의 변형 및 응력의 거동을 분석하였다. 또한 보강재의 인장강도증가에 따른 체체의 전단파괴에 대한 안전율의 변화를 분석하였다. 본 논문에 사용된 프로그램은 ITASCA사의 FLAC ver.4.0으로, 유한차분법(FDM) 프로그램이다. Ver. 4.0은 이전보다 해석시간이 단축되었으며 다른 프로그램과 비교하여 사면 체체의 안전성 해석시 실제상태와 유사한 값을 갖는 것으로 알려져 있다.

4. 해석결과 분석

PET Mat의 인장강도를 50, 100, 130, 170, 320kN/m로 변화시켜가면서 해석한 결과 고강도의 보강재를 설치한 경우에는 사면내 파괴나 선단부파괴가 발생하였으며, 저강도의 보강재는 사면저부파괴를 유발시켰다. 파괴형상이 바뀌는 시점을 파악하기 위하여 10kN/m 단위로 인장강도를 변화시켜가며 해석하였는데, 10 ~ 120kN/m의 보강재를 설치하였을 때 사면저부파괴가 발생하였고, 130 ~ 320kN/m의 보강재를 설치한 경우에는 사면내 파괴나 선단부 파괴가 발생하였으며 보강재의 강도를 증가시킴에 따라 체내 전단변형의 크기가 감소하였다. PET Mat 보강 전 체체의 전단파괴에 대한 안전율은 1.32를 보였는데, 그 이유는 하부지반개량에 따른 지반지지력의 확보에 기인한 것으로 판단된다. 여러가지 인장강도의 보강재를 설치한 경우에 대하여 보강재 위치에서의 흙과 보강재의 변형과 응력을 구하고, 그에 따른 안전율의 변화를 구하여 적절한 보강재 설계를 하고자 한다. 100kN/m와 320kN/m의 보강재를 포설하였을 때의 체체의 전단변형을 Figs. 7~8에 나타내었다.

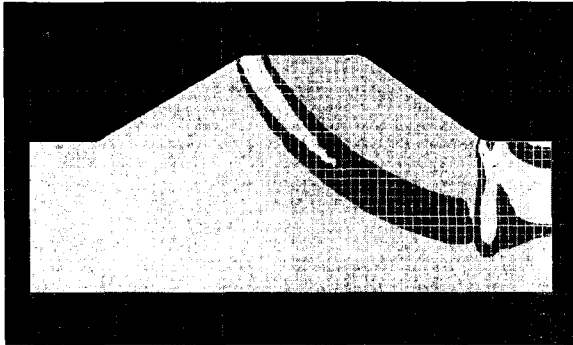


Fig. 7 체체의 전단변형 (보강재 100kN/m)

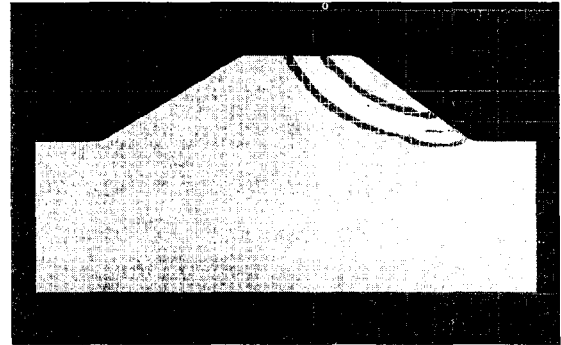


Fig. 8 체체의 전단변형 (보강재 320kN/m)

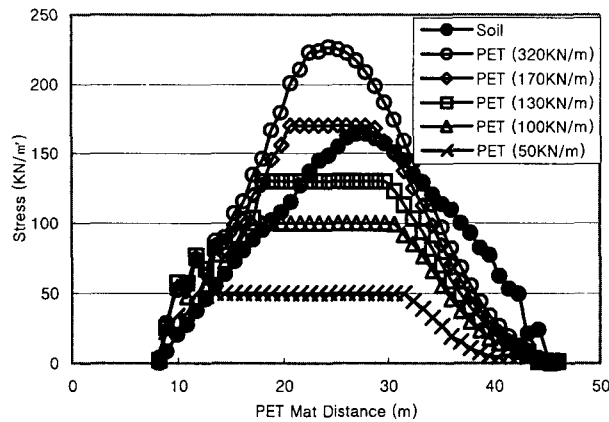


Fig. 9 보강재 위치에서의 보강재-흙의 응력분포

Fig. 9에 나타난 바와 같이 보강재가 설치된 위치에서의 흙은 중앙부에서 최대 164kN/m^2 의 전단응력을 받게 된다. 인장강도 50, 100, 130kN/m의 보강재를 설치한 경우에는, 보강재의 인장강도만큼만 응력을 받으며 흙의 전단응력을 받지 못하고 파괴되는 경향을 보인다. 보강재의 인장강도를 170kN/m 이상의 고강도로 적용하였을 때는 보강재의 인장강도가 흙의 전단응력보다 높아 보강재의 기능을 다할 수 있을 것으로 판단된다. 또한 320kN/m의 보강재를 사용하여도 보강재가 체체내에서 227kN/m 밖에 받지 못하므로 과다설계가 된다. 따라서 체체내 흙의 전단응력과 경제성을 고려하여 보강재의 인장강도를 170kN/m이상으로 설계하여야 한다.

Figs. 10~11에 나타난 바와 같이 보강재의 인장강도를 변화시켜가며 적용하였을 때, 보강재 위치에서의 흙과 보강재의 변위가 달라졌다. 변위가 가장 큰 구간은 앞에서 언급한 전단변형파괴가 발생하는 구간이다. 고강도 보강재보다 저강도의 보강재를 설치하였을 때 흙과 보강재의 변위가 크게 나타났는데,

응력분석결과에 의한 170kN/m 보다 작은 인장강도의 보강재를 설치하였을 때 보강재와 흙의 변위가 4.5 ~ 10.5cm로 크게 나타났다. 이는 보강재의 인장강도가 흙의 전단응력을 받지 못하여 보강재의 인장파괴에 이르는 것으로 판단된다. 따라서 보강재의 강도를 증가시켜도 더 이상 변위차이가 발생하지 않는 시점의 보강재의 인장강도를 최적변형인장강도(Tos - Tensile Optimal Strength)라 하면, 보강재와 흙의 변위를 고려한 최적변형인장강도는 170kN/m 이다.

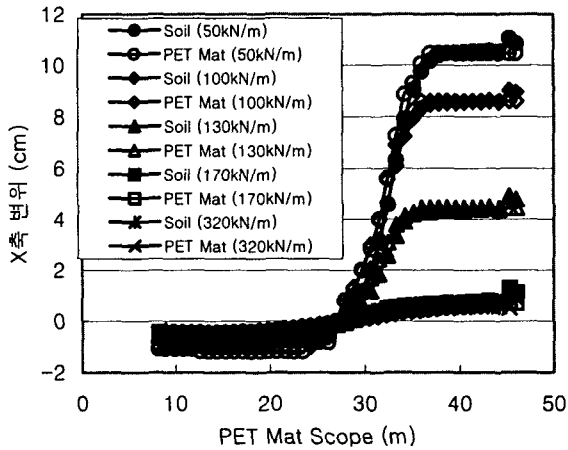


Fig. 10 보강재-흙의 변위량비교 (수평방향)

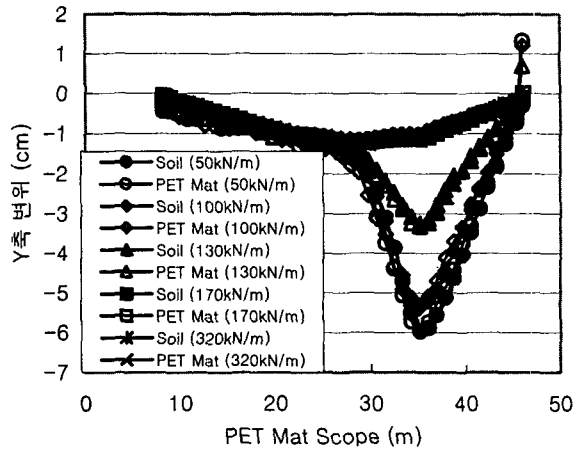


Fig. 11 보강재-흙의 변위량비교 (연직방향)

저강도의 보강재를 설치한 제체는 보강재 위치에서의 보강재-흙의 변위차가 크기 때문에, 보강재를 흙과 같은 거동을 하는 재료로 볼 수 없다. 그러므로 제체의 부등침하로 인한 응력집중에 의해 사면붕괴가 발생할 것으로 판단된다. 흙의 전단응력보다 큰 인장강도의 보강재를 설치한 경우에는 보강재위치에서의 흙과 보강재의 변위가 2cm 이내로 생기며 보강재의 강도를 증가시켜도 흙과 보강재의 변위에 별다른 영향을 끼치지 않는다.

보강재와 흙이 접한 구간에서의 보강재와 흙의 두 재료간의 변위차이를 Figs. 12~13에 나타내었다. 보강재의 강도에 따른 두 재료의 변위차이는 비선형으로, 보강재의 강도가 170kN/m 이상에서의 변위차이가 거의 동일해지는 것을 알 수 있다. 또한 연직방향에서는 오히려 인장강도 170kN/m 이상의 보강재를 설치한 경우에 두 재료간의 변위차이가 0.04cm 증가하는 양상을 보였다. 보강재의 인장강도를 증가시켜도 보강재 위치에서의 흙과 보강재의 변위차가 작아지지 않는 지점도 170kN/m로 나타났다. 동일지점에서의 보강재와 흙의 변위차가 발생하는 것은 두 물질이 상이한 탄성계수를 갖는 이질이기 때문인데, 제체내 토사의 점착력 및 보강재의 점착력, 마찰력, 강도 등에 따라 변위차이가 달라질 것으로 판단된다.

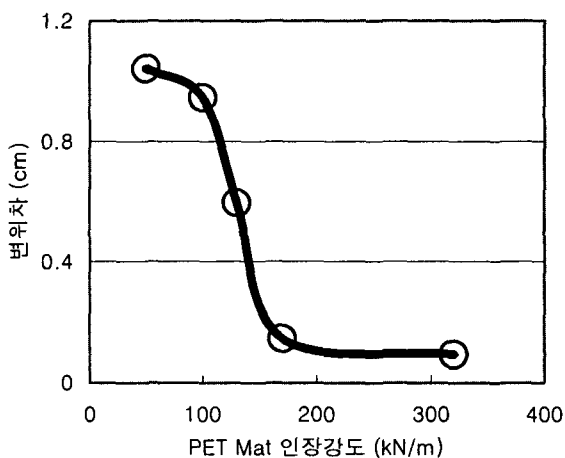


Fig. 12 보강재-흙의 수평변위차

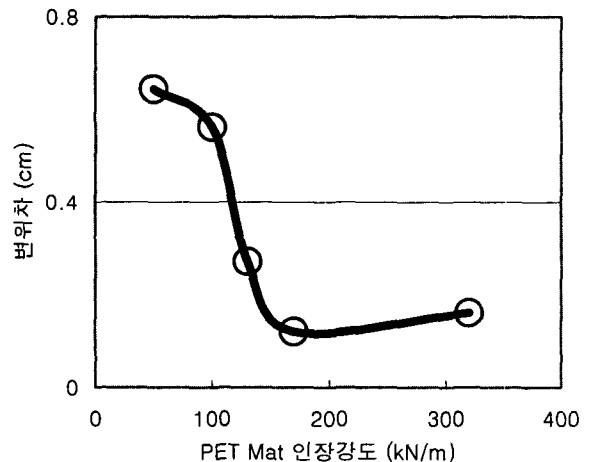


Fig. 13 보강재-흙의 연직변위차

현장에서 흔히 분리용으로만 쓰이는 50kN/m의 저강도 보강재부터 320kN/m의 고강도 보강재까지 여러가지의 보강재를 설치한 경우에 대하여 안전율을 분석하였다. 보강재를 설치하지 않았을 때는 1.32 50kN/m의 저강도의 보강재를 사용한 경우에도 안전율은 1.47로 높은 보강효과를 나타내고 있다. 이는 앞에서 언급한 바와 같이 연약지반 개량공법에 의해 지반지지력이 확보되어졌기 때문인 것으로 판단된다. 보강재의 강도증가에 따라 안전율도 선형적으로 증가하는 경향을 보였다. 그러나 보강재의 강도가 170kN/m 이상인 경우에는 안전율이 1.57로 동일하게 나타났다. 최적변형인장강도 이상의 보강재를 설치하였을 때 보강재 위치에서의 흙과 보강재의 변위가 2cm 이내, 흙과 보강재의 연직, 수평변위차이가 0.119 ~ 0.145cm로 최소값을 가진 것으로 보아 최적변형인장강도의 보강재를 사용하는 것이 구조적 안정성과 경제성을 고려할 때 최적설계인 것으로 판단된다.

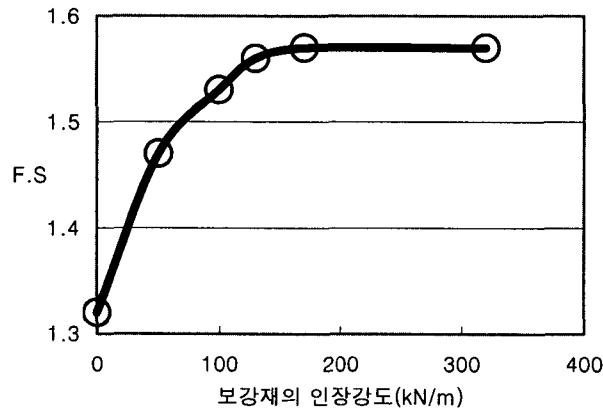


Fig. 14 설계인장강도의 F.S

5. 결론

1. 제체내 보강재 위치에서의 흙-보강재의 응력분포 비교에서, 최적변형인장강도 이하의 보강재는 인장강도가 흙의 전단응력보다 작아서 보강효과가 없을 것으로 판단된다.
2. 보강재의 강도차이에 의해 제체의 파괴형상 및 보강재 위치에서의 보강재와 흙의 변위차이가 발생하였는데, 보강재의 강도가 130kN/m보다 작은 인장강도의 보강재를 설치하였을 때는 사면저부파괴가 발생하는 것으로 나타났고 130kN/m 보다 큰 인장강도의 보강재를 설치하였을 때는 제체내 파괴 및 선단부 파괴가 발생하였다. 또한 보강재의 강도가 최적변형인장강도보다 작을 때 연직 및 수평방향에서 흙과 보강재의 변위가 3cm 이상으로 크게 발생하였다. 이는 앞에서 언급한 토목섬유의 불연속구간의 증가로 인한 부등침하 및 전단파괴를 유발시킨다고 볼 수 있다.
3. 보강재의 인장강도가 최적변형인장강도보다 작을 때 보강재위치에서의 보강재와 흙의 변위차가 커진다. 이는 제체가 전단파괴되는 경우 토목섬유는 인장응력을 받게 되며, 그로 인한 인장변형이 발생하게 되는데 이때의 토목섬유의 creep 변형과 소성거동 때문인 것으로 판단된다.
4. 보강재위치에서의 흙과 보강재의 응력, 변위, 변위차 그리고 안전율을 비교분석한 결과 최적변형인장강도(Tos)를 최적설계인장강도로 선택하는 것이 타당할 것으로 판단된다.

성토제체내 보강재의 설계에서 보강재의 위치변동에 따른 보강재 위치에서의 흙과 보강재의 응력, 변위, 두 재료간의 변위차 및 안전율을 파악하여 보강재의 설치위치까지 고려해야 할 것으로 사료된다. 초연약한 지반의 부등침하가 발생할 것으로 예측되는 경우 및 여러장의 분리용 보강재를 포설하는 경우 등 경제성을 고려한 보강재의 설계에 대한 연구를 향후 과제로서 제안한다.

참 고 문 헌

- C.Beneito, Ph. Gotteland (2001). "Three-dimensional numerical modeling of geosynthetics" *FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics, A.A.Balkema Publishers*, pp 191 – 192
- Chen, R.H., and Chameau, J.L., (1982), "The Three Dimensional Limit Equation Analysis of Slopes", *Geotechnique*, Vol. 32, No. 1
- Giroud, J.P., and Beech, J.F., (1989), "Stability of Soil Layers on Geosynthetic Lining Systems", in *Geosynthetics '89*, IFAI, San Diego, CA
- Guglielmetti, J.L., Koerner, G.R. and Battino, F.S.(1996), "Geotextile reinforcement of soft landfill process sludge to facilitate final closure: An instrumented case history", *Proc. GRI-9 conference on Geosynthetics in Infrastructure Enhancement and Remediation*, GII, Philadelphia, pp 195 – 211
- Koerner, R.M.(1996), "The state of the practice regarding in-situ monitoring of geosynthetics", *Proc. 1st European Geosynthetics Conference*, Netherlands
- Lee, K.Y. et. al., (1997), "Sorption Capacity of Marine Clay and Weathered Soil under Kimpo Metropolitan Landfill to Heavy Metals and Inorganic Contaminants" *International Symposium on Environmental Engineering, ISEE'97 Conference*, 1997. 9, pp 58