

섬유 보강토벽체의 인장력 평가 및 변형 예측

Evaluation of Tensions and Prediction of Deformations
for the Fabric Reinforced - Earth Walls

김 홍 택*1

Kim, Hong - Taek

이 은 수*2

Lee, Eun - Soo

송 병 응*3

Song, Byung - Woong

Abstract

Current design methods for reinforced earth structures take no account of the magnitude of the strains induced in the tensile members as these are invariably manufactured from high modulus materials, such as steel, where strains are unlikely to be significant. With fabrics, however, large strains may frequently be induced and it is important to determine these to enable the stability of the structure to be assessed.

In the present paper internal design method of analysis relating to the use of fabric reinforcements in reinforced earth structures for both stress and strain considerations is presented. For the internal stability analysis against rupture and pullout of the fabric reinforcements, a strain compatibility analysis procedure that considers the effects of reinforcement stiffness, relative movement between the soil and reinforcements, and compaction-induced stresses as studied by Ehrlich & Mitchell is used. However, the soil-reinforcement interaction is modeled by relating nonlinear elastic soil behavior to nonlinear response of the reinforcement. The soil constitutive model used is a modified version of the hyperbolic soil model and compaction stress model proposed by Duncan et al., and iterative step-loading approach is used to take nonlinear soil behavior into consideration. The effects of seepage pressures are also dealt with in the proposed method of analysis.

For purposes of assessing the strain behavior of the fabric reinforcements, nonlinear model of hyperbolic form describing the load-extension relation of fabrics is employed. A

*1 홍익대학교 토목공학과 부교수

*2 (재)한국건설구조안전연구원 원장

*3 (주)유원건설 연구개발부

procedure for specifying the strength characteristics of paraweb polyester fibre multicord, needle punched non-woven geotextile and knitted polyester geogrid is also described which may provide a more convenient procedure for incorporating the fabric properties into the prediction of fabric deformations. An attempt to define improvement in bond-linkage at the interconnecting nodes of the fabric reinforced earth structure due to the confining stress is further made.

The proposed method of analysis has been applied to estimate the maximum tensions, deformations and strains of the fabric reinforcements. The results are then compared with those of finite element analysis and experimental tests, and show in general good agreements indicating the effectiveness of the proposed method of analysis. Analytical parametric studies are also carried out to investigate the effects of relative soil-fabric reinforcement stiffness, locked-in stresses, compaction load and seepage pressures on the magnitude and variation of the fabric deformations.

요 지

기존의 보강토벽체에 주로 이용되어온 steel strip 등 고강도 인장보강재는 주변 뒤채움흙에 비해 상대적으로 변형이 작기 때문에, 설계검토시 보강재 자체에서 유발되는 변형의 크기에 대해서는 크게 유의할 필요가 없었다. 그러나 비교적 저강도인 섬유보강재의 경우, 한계상태에서 예상되는 섬유보강재 자체의 변형량은 주변 뒤채움흙의 소성변형 유발에 필요시 되는 변형량을 종종 초과하게 되며, 이와같은 크기의 과도한 변형량은 보강토벽체 구조체 자체의 안정성 확보 측면에서 허용할 수 없는 경우가 대부분이다. 결국 보강토벽체 구조체의 전면부 발생변위에 대한 일반적인 허용조건을 충족하기 위해서는, 극한강도 보다 훨씬 작은 크기의 강도가 섬유보강재의 경우 발휘하는 것으로 보아야 할 것이며, 따라서 최종적인 구조체 안정검토를 위해서는 보강재 자체의 예상변형량에 대한 평가가 섬유보강재의 경우 특히 중요시 된다.

보강재의 인장응력-변형률 관계는 강보강재의 경우 선형탄성거동으로 가정할 수 있으나, 섬유보강재의 경우에는 일반적으로 비선형거동을 나타낸다. 본 연구에서는 쌍곡선 함수를 이용하여 섬유보강재의 비선형 거동특성을 모델링하였으며, 또한 뒤채움흙 다짐으로 인한 유발응력등을 고려하기 위해 Ehrlich & Mitchell, Duncan 등이 제안한 방법을 수정하여 섬유 보강토벽체의 안정해석법을 제시하였다. 본 안정해석법에서는 침투수압의 영향 및 뒤채움흙의 구속효과에 따른 섬유보강재의 부분적인 상대강성 변화 등을 고려하였으며, 이를 토대로 깊이별 각 섬유보강재의 최대인장력 및 변형량 등의 예측이 가능하다.

본 연구에서는 제시하고자 하는 안정해석법의 적용성을 위해, paraweb polyester fibre multicord, non-woven polyester 지오텍스타일 및 knitted polyester 지오그리드 등 3가지 종류 보강재의 인장응력-변형률 관계 실험결과를 회귀분석하여 쌍곡선 함수형태로 이와같은 섬유보강재의 비선형거동을 모델링하였다. 또한 이를 토대로 한 본 연구 해석법의 적합성 검토를 위해, Ho & Rowe가 제시한 유한요소해석결과 및 LCPC, FHWA 등에서 시행한 시험결과와 깊이별 각 섬유보강재의 최대인장력, 변형량 및 지점별 변형률 등에 대해서도 비교하였다. 아울러 섬유보강재의 상대강성, 뒤채움흙의 깊이별 구속효과의 정도, 다짐정도 및 침투수압 등이 각 섬유보

강재의 변형량 및 전체적인 변형형태 등에 미치는 영향을 종합적으로 분석하였다.

Keyword : Fabric reinforcement, Nonlinear hyperbolic model, Deformation prediction

1. 서론

최근에 들어, 합성물질 제조기술 등의 발달과 더불어 강도가 비교적 크고 전기화학적인 내구성이 우수한 토목섬유를 보강토벽체의 보강재로 많이 활용하고 있는 추세이다. 이외에도 경제적인 측면, 가벼운 중량, 높은 마찰특성 또한 운반 및 관리의 용이함 등도 토목섬유를 보강재로 많이 활용하는 이유로 작용하고 있다.

기존의 보강토벽체에 주로 이용하여온 steel strip 등 고강도 인장보강재는 주변 뒤채움흙에 비해 상대적으로 변형이 작기 때문에, 설계 검토시 보강재 자체에서 유발되는 변형의 크기에 대해서는 크게 유의할 필요가 없었다. 그러나 비교적 저강도(low modulus)인 섬유보강재(fabric reinforcements)의 경우, 한계상태에서 예상되는 섬유보강재 자체의 변형량은 주변 뒤채움흙의 소성변형 유발에 필요한 변형량을 종종 초과하게 되며, 이와같은 크기의 과도한 변형량은 보강토벽체 구조체 자체의 안정성 확보 측면에서 허용할 수 없는 경우가 대부분이다. 결국 보강토벽체 구조체의 전면부 발생변위에 대한 일반적인 허용조건을 충족하기 위해서는, 극한강도(ultimate strength) 보다 훨씬 작은 크기의 강도를 섬유보강재의 경우 발휘하는 것으로 보아야 할 것이며, 따라서 구조체의 최종적인 안정검토를 위해서는 보강재 자체의 예상변형량에 대한 평가가 섬유보강재의 경우 특히 중요시 된다.

보강재의 인장응력-변형률 관계는 강보강재(steel reinforcements)의 경우 선형탄성거동으로 가정할 수 있으나, 섬유보강재의 경우에는 일반적으로 비선형(nonlinear) 거동을 나타낸다. 본 연구에서는 쌍곡선 함수를 이용하여 섬유보강재의 비선형 거동특성을 모델링하

였으며, 또한 뒤채움흙 다짐으로 인한 유발응력 등을 고려하기 위해 Ehrlich & Mitchell, Duncan 등이 제안한 방법을 수정하여 섬유보강토벽체의 안정해석법을 제시하였다. 본 안정해석법에서는 침투수압의 영향 및 뒤채움흙의 구속효과에 따른 섬유보강재의 부분적인 상대강성(relative stiffness) 변화 등을 고려하였으며, 이를 토대로 깊이별 각 섬유보강재의 최대인장력 및 변형량 등의 예측이 가능하다.

본 연구에서는 우선 제시하고자 하는 안정해석법의 적용성을 위해, paraweb polyester fibre multicord, non-woven polyester 지오텍스타일 및 knitted polyester 지오그리드 등 3가지 종류 보강재의 인장응력-변형률 관계 실험결과를 회귀분석하여 쌍곡선 함수형태로 이와같은 섬유보강재의 비선형거동을 모델링하였다. 또한 이를 토대로 한 본 연구 해석법의 적합성 검토를 위해, Ho & Rowe가 제시한 유한요소해석결과 및 LCPC, FHWA 등에서 시행한 대형시험결과와 깊이별 각 섬유보강재의 최대인장력, 변형량 및 지점별 변형률 등에 대해 비교가 이루어 졌다. 아울러 섬유보강재의 상대강성, 뒤채움흙의 깊이별 구속효과 정도, 다짐정도 및 침투수압 등이 각 섬유보강재의 변형량 및 전체적인 변형형태 등에 미치는 영향을 종합적으로 분석하였다.

2. 섬유보강재의 최대인장력 결정

섬유보강재는 일반적으로 응력-변형률 관계가 비선형이며, 예를들어 McGown 등(1978)이 밝힌 non-woven fabric의 거동(그림 1)은 쌍곡선 형태에 가까움을 알 수 있다.

따라서 섬유보강재의 비선형 거동특성에 대해, 쌍곡선 함수를 이용해 깊이별 각 섬유보강재에서 예상되는 최대인장력 T_{max} 의 계산식을

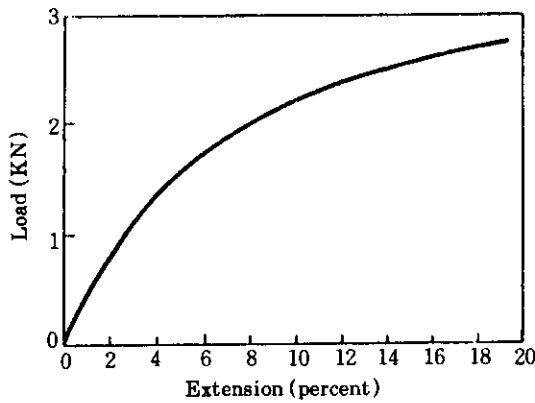


그림 1. Non-woven fabric 비선형 거동특성 (McGown et al.)

표현하면,

$$T_{max} = \frac{\epsilon_{sr}}{(\alpha_1 \zeta) \epsilon_{sr} + (\alpha_2 \eta)} \quad (1)$$

식 (1)을 직선형태로 변환하면,

$$\frac{\epsilon_{sr}}{T_{max}} = (\alpha_1 \zeta) \epsilon_{sr} + (\alpha_2 \eta) \quad (2)$$

식 (1) 및 (2)의 쌍곡선 함수에 포함된 변수 ζ 및 η 의 크기 결정은, 섬유보강재에 대한 인장 강도시험 등을 통해 결정 가능하다. $1/\zeta$ 값은 섬유보강재의 극한인장강도(ultimate tensile strength)를 의미하며, 초기접선계수(initial tangent modulus)에 관련된 η 값은 쌍곡선 함수를 직선형태로 변환시키는 경우 절편을 의미한다. 또한 식 (1) 및 (2)에 포함된 α_1 및 α_2 는 깊이별 각 섬유보강재 주위에 실질적으로 존재하는 뒤채움흙의 구속영향 및 이에 따른 섬유보강재의 상대강성(relative stiffness) 변화 등을 근사적으로 반영하기 위해 적용된 계수이다. 또한 본 연구 해석법에서는 계수 α_1 및 α_2 의 깊이별 변화를 구체적으로 정의하기 위해, 그림 2와 같이 선형형태(linear form)의 변화를 각각 가정하였다. 즉,

$$\alpha_1 = \alpha_{1u} - (\alpha_{1u} - \alpha_{1b}) \frac{z}{H} \quad (3-1)$$

$$\alpha_2 = \alpha_{2u} - (\alpha_{2u} - \alpha_{2b}) \frac{z}{H} \quad (3-2)$$

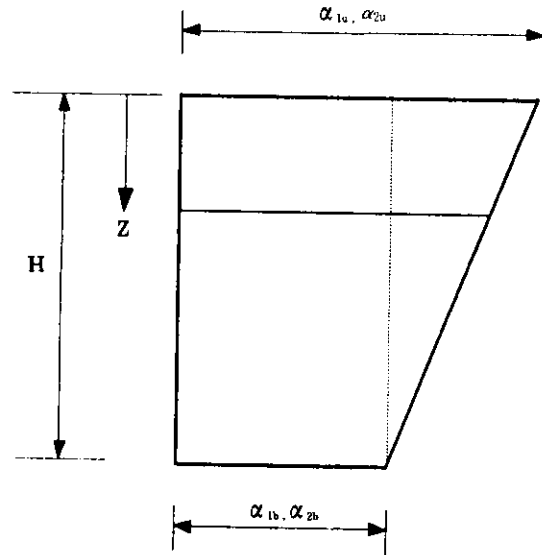


그림 2. 계수 α_1 및 α_2 의 깊이별 변화

아울러 본 해석법에서는 비선형(nonlinear) 거동의 섬유보강재와 뒤채움흙 사이의 상대강성을 표현하는 지수를 다음과 같이 2가지 값으로 각각 정의하였다.

$$S_m = \{1/(\zeta \cdot A_s)\} / (k \cdot s_v \cdot s_h) \quad (4-1)$$

$$S_r = \{1/(\eta \cdot A_s)\} / (k \cdot s_v \cdot s_h) \quad (4-2)$$

식 (4)에서 A_s 은 섬유보강재의 단면적, k 는 Duncan & Chang(1970)이 하중조건에 대해 제시한 modulus number를 또한 s_v 및 s_h 는 깊이별 각 섬유보강재의 수직방향 및 수평방향 설치간격 등을 각각 의미한다.

또한 Ehrlich & Mitchell(1994)이 밝힌 Jewell 등의 연구결과(사용하중상태에서는 보강재와 뒤채움흙 사이의 완전한 부착성(perfect adherence)이 합리적인 가정)을 인정하

면, 식 (1) 및 (2)에 포함된 섬유보강재의 변형률 ϵ_{xy} 은 주변 뒤채움흙의 변형률 ϵ_{zs} 와 동일하다고 볼 수 있다. 여기서 ϵ_{zs} 는 평면변형률(plane strain) 조건에 대한 흙의 미소 응력-변형률 관계 및 쌍곡선 함수형태의 흙의 거동 특성에 대해 Duncan & Chang, Duncan & Seed(1986) 등이 제시한 연구결과를 토대로 하중(loading) 조건 및 제하중(unloading) 조건 각각에 대해 결정 가능하며, 이를 정리하면 다음과 같다.

$$\epsilon_{zs}(\text{loading}) = \frac{(1-v_0^2)(1-K_{aa})^2(K_0-K_c)K_0}{kP_a(\sigma'_{xc}/P_a)^n(K_c-K_{aa})(K_0-K_{aa})}(\sigma'_{xc}) \quad (5)$$

$$\epsilon_{zs}(\text{unloading}) = \frac{(1-v_{un}^2)[(K_c-K_{\Delta 2})OCR-(K_r-K_{\Delta 2})]}{k_u P_a(\sigma'_{xc}/P_a)^n(K_c OCR-K_r)}(\sigma'_{xc}-\sigma'_{xc}) \quad (6)$$

- 여기서, v_0 = 정지토압상태의 포아슨비 = $\{K_0 / (1+K_0)\}$
 K_0 = 정지토압계수 = $(1-\sin\phi)$
 $K_{aa} = K_a / [(1-K_a)(c/(\sigma'_{xc}K_a \tan\phi) + 1) / R_f + K_a]$
 K_a = 주동토압계수 = $\tan^2(45^\circ - \phi / 2)$
 c = 뒤채움흙의 점착력
 σ'_{xc} = 다짐시공중의 최대연직응력
 K_c = 다짐시공중의 횡방향 토압계수
 R_f = Duncan & Chang이 제시한 파괴비(failure ratio)
 k, k_u = Duncan & Chang이 하중조건 및 제하중(unloading) 조건 등에 대해 각각 제시한 modulus number
 P_a = 대기압
 n = Duncan & Chang이 제시한 modulus exponent

K_r = 시공완료단계의 잔류토압계수

식 (5) 및 (6)에 포함된 σ'_{xc} 은 다짐시공중의 최대수평토압을, 또한 식 (6)에 포함된 σ'_{xc} 은 시공완료단계에서의 잔류수평토압을 각각 의미한다. 또한 각 섬유보강재와 파괴면과의 교차지점에서 작용이 예상되는 이와같은 수평토압은 단위보강영역(그림 3) 내에서 발생하는 토압의 평균치 $\sigma_{h(ave)}$ 로 평가한다.

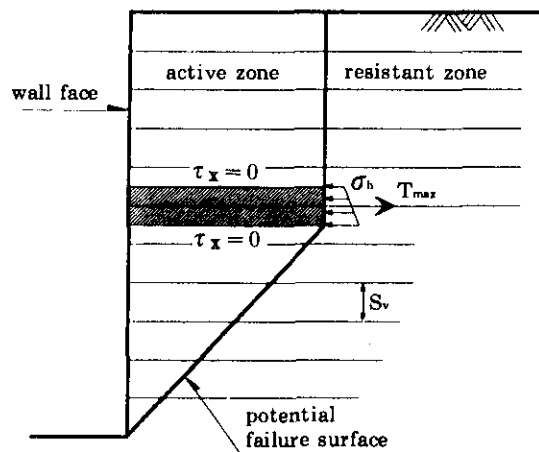


그림 3. 단위보강영역 개요

또한 식 (6)에 포함된 과압밀비 OCR의 계산식은,

$$OCR = \frac{\sigma'_{xc}}{\sigma'_z} \quad (7)$$

만약 다짐을 시행하지 않거나, 다짐에 의해 유발되는 연직응력 σ'_{xc} 가 상해하중 및 뒤채움흙의 자중 등에 의한 유효연직응력 σ'_z 보다 작을 경우에 OCR값은 1.0(즉, $\sigma'_{xc} = \sigma'_z$)이 되며, 이 경우에 잔류토압계수 K_r 은 다짐시공중의 횡방향 토압계수 K_a 와 같게 된다. 그러나 $\sigma'_z < \sigma'_{xc}$ 의 경우에는 $\sigma'_{xc} = \sigma'_{xc}$ 이다. 여기서 다짐에

의해 유발되는 연직응력 σ'_{z_i} 는 보강토층의 횡방향 변형과는 무관한 것으로 가정하여 제시된 Duncan & Seed(1986)의 비점착성(cohesionless) 흙에 대한 1차원 다짐모델(그림 4)을 토대로 다음과 같이 결정된다.

$$\sigma'_{z_i} = \sigma'_{x_{p_i}} / K_0 \quad (8)$$

여기서, $\sigma'_{x_{p_i}} = \nu_0(1+K_0)\{(1/2) \gamma QN_r/l\}^{1/2}$

$$N_r = \tan(45^\circ + \phi/2) \{ \tan^2(45^\circ + \phi/2) - 1 \}$$

Q = roller drum에 의해 가해지는 최대연직력

l = roller drum 길이

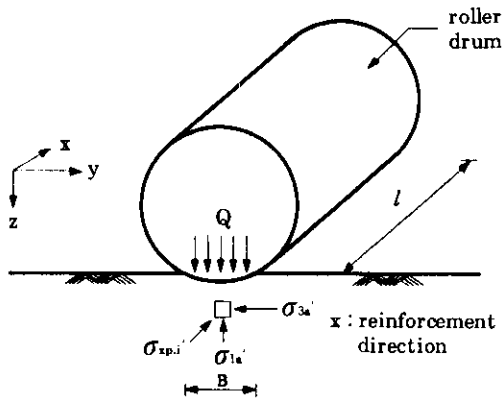


그림 4. 1차원 다짐모델(Duncan & Seed) 개요

또한 식 (6)에 포함된 제하중(unloading) 조건의 포아슨비 ν_{un} 은 다음의 식 (9)를 토대로 결정된다.

$$\nu_{un} = K_{\Delta 2} / (1 + K_{\Delta 2}) \quad (9)$$

식 (6) 및 (9)에 포함된 $K_{\Delta 2}$ 는 제하중 조건에 관련된 정지토압계수를 의미하며 그 계산식은 다음과 같다.

$$K_{\Delta 2} = K_0(OCR - OCR^{\beta})(OCR - 1) \quad (10)$$

식 (10)에 포함된 β 는 Duncan & Seed가 제시한 제하중 계수(unloading coefficient)이며 그 크기는 다음과 같다.

$$\beta = 0.7 \sin \phi \quad (11)$$

또한 단위보강영역(그림 3 참조)에 대한 수평방향 힘들의 평형조건을 토대로, 각 섬유보강재와 파괴면과의 교차지점에서 예상되는 최대인장력 T_{max} 의 결정식을 정리하면

$$T_{max} = s_v s_h \sigma_{h(ave)} = s_v s_h K_r \sigma'_z \quad (12)$$

식 (12)에 포함된 σ'_z 은 T_{max} 의 발생지점에서 상재하중 및 뒤채움흙의 자중 등에 의한 유효연직응력을, K_r 은 시공완료단계에서의 잔류토압계수를, 또한 s_v 및 s_h 는 섬유보강재의 수직 및 수평방향 설치간격 등을 각각 의미한다.

Ho & Rowe(1993)는 여러 연구자의 실제 측정결과를 분석하여, 깊이별 각 보강재의 길이를 따라 예상되는 상재하중 및 뒤채움흙의 자중 등에 의한 유효연직응력 σ'_z 의 분포는 기존 설계에 일반적으로 적용하는 방식의 응력분포(uniform, trapezoidal 및 Meyerhof 응력분포 등)와는 차이가 있으며, 이를 규명하기 위해서는 더욱 많은 분석자료가 필요함을 보고한 바 있다. 본 연구 해석법에서는 Terzaghi(1956)의 이론식을 일부 수정하여 유효연직응력 σ'_z 의 깊이별 크기 변화를 예측하였으며, 관련식을 정리하면 다음과 같다.

$$\sigma'_z = \frac{2 \cdot L_{ave} \cdot (\gamma - (c / 2L_{r(ave)}))}{K \tan \phi} (1 - e^{-K \tan \phi \cdot z / 2L_{r(ave)}}) + \Delta \sigma'_z \cdot e^{-K \tan \phi \cdot z / 2L_{r(ave)}} \quad (13)$$

여기서, K = 토압계수(일반적으로 주동토압계수 K_a 를 적용)

$L_{r(ave)}$ = 섬유보강재 길이의 평균치

$\Delta\sigma'_z$ = 등분포 상재하중 q 에 의한 각
깊이별 유효연직응력의 증가분.

식 (1), (2), (5), (6) 및 (12) 등을 토대로
다짐시공중의 횡방향 토압계수 K_r 및 시공완
료단계에서의 잔류토압계수 K_r 등의 결정식을
유도하여 순차적으로 각각 정리하면 다음과 같
다.

$$1.0 = \alpha_1 \zeta_s s_h K_r \sigma'_{xz} + \alpha_2 \eta s_r s_h \frac{A_1}{A} \quad (14)$$

여기서, $A_1 = (1 - \nu_0^2)(1 - K_{aa})^2(K_0 - K_c)K_0$

$$A_2 = kP_a \left(\frac{\sigma'_{xz}}{P_a}\right)^n (K_c - K_{aa})(K_0 - K_{aa})$$

또한,

$$1.0 = \alpha_1 \zeta_s s_h (K_r \sigma'_{xz} - K_r \sigma'_z) - \alpha_2 \eta s_r s_h \left(\frac{B_1}{B_2}\right) \quad (15)$$

여기서,

$$B_1 = (1 - \nu_{an}^2) \{ (K_c - K_{a2})OCR - (K_r - K_{a2}) \}$$

$$B_2 = k_v P_a \left(\frac{\sigma'_{xz}}{P_a}\right)^n (K_c \cdot OCR - K_r)$$

결과적으로 시공완료단계에 해당되는 잔류
토압계수 K_r 값은 식 (14) 및 (15)를 이용한 순
차적인 반복계산을 통해 결정하며, 이와같이
결정된 K_r 값 및 식 (12)를 이용해 각 섬유보강
재와 파괴면과의 교차지점에서 예상되는 최대
인장력 T_{max} 값이 최종 확정된다.

3. 섬유보강재의 변형량 예측

앞의 2장에서 기술된 방법에 의해 결정되는
최대인장력 T_{max} 및 인장력 크기의 수평방향
변화형태를 선형(linear)으로 가정하여, 각 섬

유보강재의 길이 방향을 따라(벽체 전면부
부터의 거리 x 에 따라, 그림 5) 예상되는 지점
별 인장력 T_x 의 크기를 결정하면

$$T_x = T_{max} \frac{(1-\rho)x}{(L_r - L_r')} + T_{max} \rho, \quad (0.0 < x \leq L_r - L_r' \text{ case}) \quad (16-1)$$

$$T_x = T_{max} \frac{(L_r - x)}{L_r'}, \quad (L_r - L_r' < x < L_r \text{ case}) \quad (16-2)$$

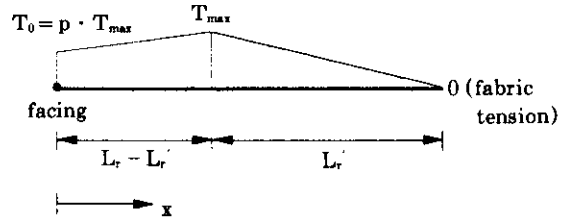


그림 5. 섬유보강재 인장력 분포도

위의 식 (16)에서 L_r 은 각 섬유보강재의 전
체길이를 나타내며, L_r' 은 유효길이로서 예상
파괴면(본 연구 해석법에서는 예상파괴면의
형태를 2개의 직선(bilinear) 형태 또는 대수나
선으로 가정하였음) 바깥쪽에 위치하는 보강
재의 길이를 의미한다. 또한 ρ 는 벽체 전면부
($x = 0.0$ 인 지점, 그림 5 참조)에서 예상되는
인장력의 크기를 정의하기 위한 계수이다.

결국 깊이별 각 섬유보강재에서 예상되는 수
평방향 총변형량 δ_h 은, 식 (1) 및 (2)에 표현된
쌍곡선 함수형태의 응력-변형을 관계 및 식
(16)에 의해 결정되는 섬유보강재 각 지점별
인장력 T_x 등을 토대로 미소길이 dx 에 대한 예
상 변형량 $\delta_x (= \epsilon_x \cdot dx)$ 를 계산한 다음, 이를
섬유보강재 전체길이에 대해 적분하여 결정되
며, 최종식을 정리하면 다음과 같다.

$$\delta_h = -\frac{c}{m} (L_r - L_r') + \frac{DF + EG}{D^2}$$

$$\{\ln G - \ln(DL_r' - DL_r + G)\} - \frac{c}{m} L_r' - \ln(1 - T_{max} m) \frac{L_r' c}{m^2 T_{max}} \quad (17)$$

$$\text{여기서, } D = m T_{max} \frac{(1-\rho)}{(L-L_r')}$$

$$E = c T_{max} \frac{(1-\rho)}{(L-L_r')}$$

$$F = c T_{max} \rho,$$

$$G = 1 - m T_{max} \rho$$

또한, 단위폭당의 변형량은 식 (17)에 포함된 T_{max} 값을 섬유보강재의 수평방향 설치간격 s_h 로 나눈 다음 이 값을 적용하여 결정한다.

4. 침투수압 예측

뒤채움흙등 배면지반 내부로 지하수 침투등에 의한 수압 영향이 예상되는 경우, 이를 적절히 다루기 위해 예상파괴면을 따라서의 침투수압 산정이 이루어 졌다. 이를 위해 Gray 침투이론 및 4-point Gauss quadrature 수치적분방법 등을 적용하였으며, 2개의 직선(bilinear) 형태 예상파괴면에 대해 유도된 침투수압합력 P_{w1} 및 P_{w2} 의 계산식을 각각 정리하면(그림 6),

$$P_{w1} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \left[\left(\frac{H_a}{H} \right)^2 + \frac{32}{\pi^3} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{(-1)^m}{(2m+1)^3} e^{-(2m+1) \frac{\pi H_a}{2H}} \left\{ \cos \left((2m+1) \frac{\pi H_a}{2H} \right) - 1 \right\} \right] \quad (18-1)$$

$$P_{w2} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \left[\sec \alpha \left(1 - \left(\frac{H_a}{H} \right)^2 \right) - \frac{32}{\pi^3} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{(-1)^m}{(2m+1)^3} e^{(2m+1) \frac{\pi}{2} \tan \alpha} \cos \alpha \cdot J_a \right] \quad (18-2)$$

여기서,

$$J_a = e^{(2m+1) \frac{\pi}{2} \tan \alpha} \tan \alpha (-1)^m - e^{-(2m+1) \frac{\pi}{2} \frac{H_a}{H} \tan \alpha} \times \left[\tan \alpha \sin \left((2m+1) \frac{\pi}{2} \frac{H_a}{H} \right) - \cos \left((2m+1) \frac{\pi}{2} \frac{H_a}{H} \right) \right]$$

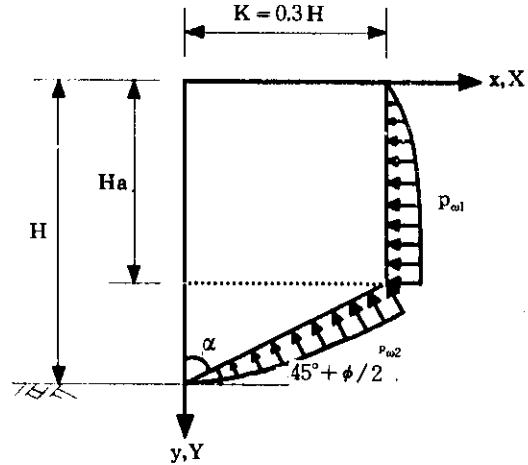


그림 6. 침투수압 분포도

또한 2개의 직선형태 예상파괴면 바깥쪽에 위치한 각 섬유보강재 자체에 작용하는 침투수압도 참고문헌 17에 기술된 방식을 토대로 하여 결정한다.

5. 안정검토

식 (12)를 이용해 최종 확정되는 각 섬유보강재의 최대인장력 T_{max} 값은 내적안정(internal stability) 조건의 충족을 위해서, 첫째로는 각 보강재-주변 뒤채움흙 사이에서 실제로 발휘가 예상되는 마찰저항력(최대 마찰저항력에 적절한 안전율 FS_s 를 적용한 값) 보다는 작아야 하며 또한 둘째로는 보강재 자체의 허용인장항복강도(최대 인장항복강도에 적절한 안전율 FS_s 를 적용한 값) 보다는도 작아야 한다. 만약 지하수 유입등 수압의 영향이 예상되는 경

우에는, 식 (18) 및 (19)를 토대로 계산되는 침투수압을 포함하여 본 내적안정 검토를 수행한다.

이외에도 3장에서 기술된 방식에 의해 예측되는 각 섬유보강재의 변형량 δ_s 중 최대값이 보강토벽체 구조물 허용변위 기준에 충족되는지 여부도 추가 검토하여야 한다.

6. 섬유보강재의 강도특성 분석

본 연구에서는 섬유보강재의 일반적인 비선형 거동특성을 모델링하기 위해 쌍곡선 함수를 이용하였다(식 (1) 및 (2) 참조).

참고문헌 16에 제시되어 있는 paraweb polyester fibre multicord의 인장응력-변형률 관계 실험결과를 회귀분석하여 그 결과를 식 (2)의 형태로 정리하면 그림 7과 같으며, 참고문헌 3에 제시되어 있는 knitted polyester 지오그리드의 응력-변형률 관계를 분석하여 그 결과를 정리하면 그림 8과 같다.

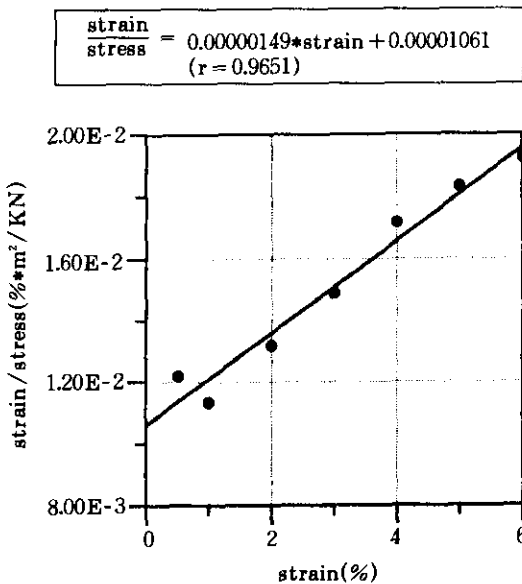


그림 7. ϵ/σ - ϵ 관계(paraweb polyester fibre multicord)

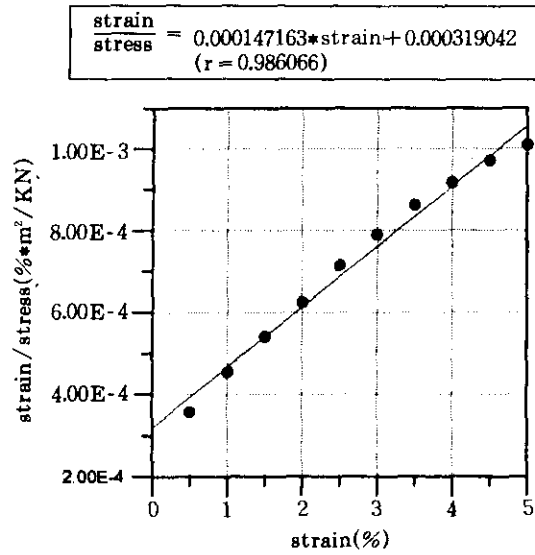


그림 8. ϵ/σ - ϵ 관계(knitted polyester 지오그리드)

또한 참고문헌 4에 제시되어 있는 needle-punched nonwoven polyester 지오텍스타일 (550g/m²)의 응력-변형률 관계를 분석하여 그 결과를 정리하면 그림 9와 같다. 그림 9의 결과는 70KN/m² 크기의 구속응력을 가한 상태의 실험결과 분석에 해당된다.

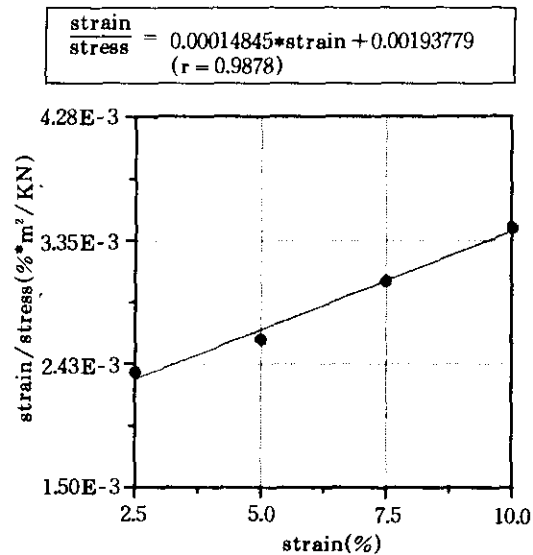


그림 9. ϵ/σ - ϵ 관계(needle-punched nonwoven polyester 지오텍스타일)

이외에도 McGown등(1981)은 건조모래 내부에 TERRAM 1000으로 명명된 melt bonded 섬유보강재(67% polypropylene 37% polyester, 170g/m²)를 설치하고 구속응력의 크기를 서로 달리하여 비교적 체계적인 실험을 실시한 바 있으며, 이에 대한 응력-변형률 관계를 회귀분석하여 그 결과를 정리하면 그림 10과 같다.

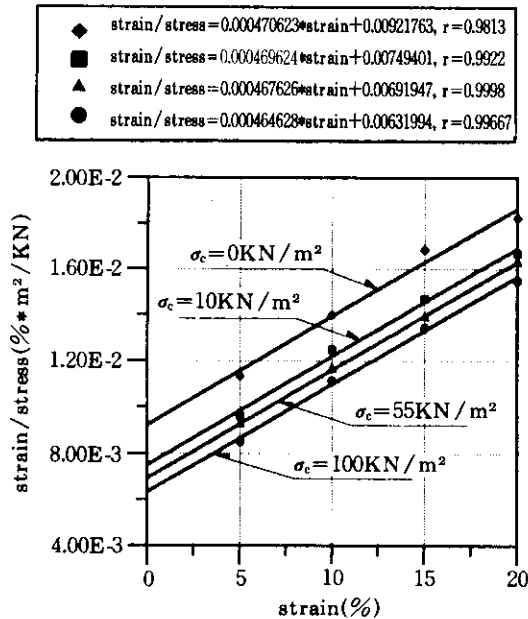


그림 10. $\varepsilon/\sigma - \varepsilon$ 관계 (melt bonded 섬유보강재)

Cazzuffi등(1994)도 thermo-bonded nonwoven polyethylene-polypropylene 지오텍스타일에 대해 구속응력의 영향 정도를 살펴보기 위한 실험을 실시하였으며, 그 결과를 회귀분석하여 정리하면 그림 11 및 12와 같다. 그림 10~12의 결과를 종합적으로 살펴볼 때, 보강재 주변 뒤채움흙의 구속정도가 커짐에 따라 (구속응력이 커짐에 따라) ζ 값(식 (1) 및 (2) 참조)은 거의 변화가 없는 반면에 η 값(식 (1) 및 (2) 참조)은 비교적 크게 감소함을 알 수 있다.

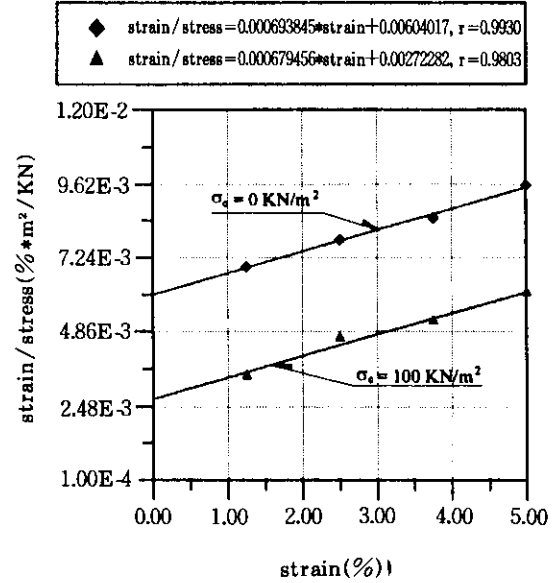


그림 11. $\varepsilon/\sigma - \varepsilon$ 관계 (thermo-bonded nonwoven polyethylene-polypropylene 지오텍스타일 / Leighton Buzzard Sand)

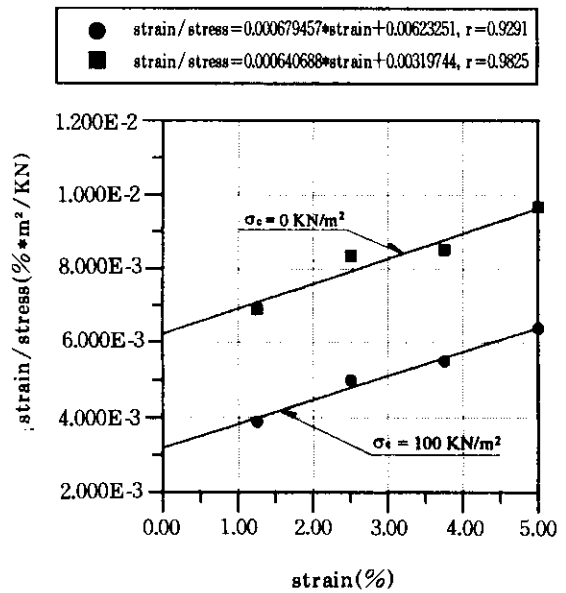


그림 12. $\varepsilon/\sigma - \varepsilon$ 관계 (thermo-bonded nonwoven polyethylene-polypropylene 지오텍스타일 / Lago di Massaciucoli Sand)

Cazzuffi 등은 wovens 및 geocomposites 등의 인장응력-변형률 거동은 주변 뒤채움흙의 구속정도 변화에 거의 영향을 받지 않는다고 아울러 보고한 바 있다.

7. 유한요소 해석결과 및 대형시험결과와의 비교

본 장에서 본 연구를 통해 제시하고자 하는 섬유보강토 벽체의 비선형거동 안정해석법의 적합성 확인을 위해, 최대인장력 및 전면부 변위 등에 대해 이용 가능한 시험결과와 본 연구 해석법에 의한 예측치와의 비교 분석이 이루어졌다. 본 연구 해석법에 의한 분석에서 예상 파괴면의 형상은 2개의 직선(bilinear) 형태를 적용하였으며, 지표면과 교차하는 예상파괴면의 폭 κ 는 벽체높이 H 의 30% 정도로(즉 $\kappa = 0.3 \cdot H$, 그림 6 참조), 또한 벽체 전면부($x = 0.0$ 인 지점, 그림 5 참조)에서 예상되는 인장력의 크기를 정의하기 위한 계수 ρ 값은 0.3으로 가정하였다. 이와 같은 가정은, 보강토 벽체에 관련된 여러 연구자의 현재까지 연구결과를 종합한 Hausmann(1990)의 기술내용을 토대로 이루어졌다. 아울러 6장에서 기술된 바와 같이 McGown 및 Cazzuffi 등이 실험을 통해 밝힌 섬유보강재의 깊이별 구속영향의 정도 분석결과(보강재 주변 뒤채움흙의 구속 정도가 커짐에 따라(구속응력이 커짐에 따라) ζ 값(식 (1) 및 (2) 참조)은 거의 변화가 없는 반면에 η 값(식 (1) 및 (2) 참조)은 비교적 크게 감소하는 경향)를 본 연구 해석법에 근사적으로 반영하기 위해, 식 (3)에 명기된 α_1 및 α_2 값의 깊이별 변화를 다음과 같이 가정하여 본 연구 해석법에 의한 계산이 수행되었다.

$$\alpha_{1a} = 1.0, \alpha_{1b} = 0.9 \text{ 및 } \alpha_{2a} = 1.0, \alpha_{2b} = 0.2$$

7.1 최대인장력 비교

Ho & Rowe(1993)는 2차원 평면변형률

(plane strain)유한요소해석법을 이용해 각 보강재에서 예상되는 최대인장력 T_{max} 의 크기 및 깊이별 변화 등을 분석하였다. 분석에 적용된 보강토벽체의 높이는 6.0m이고, sheet-like 섬유보강재가 사질토 뒤채움흙($\gamma = 20\text{KN}/\text{m}^3, \phi = 35^\circ, c = 0.0$) 내부에 6개층으로 설치되는 것으로 가정하였다. 또한 6개 보강재의 길이는 모두 동일한 값($L_r = 4.25\text{m}$)으로 가정하였으며, 각 보강재의 수직 및 수평 설치간격도 동일한 값($s_v = s_h = 1.0\text{m}$)으로 가정하였다. Ho & Rowe의 분석에서 상재하중은 고려하지 않았으며, Ho & Rowe의 유한요소해석결과를 본 연구에서 제시된 해석법을 토대로 계산된 T_{max} 값과 서로 비교하면 그림 13과 같다.

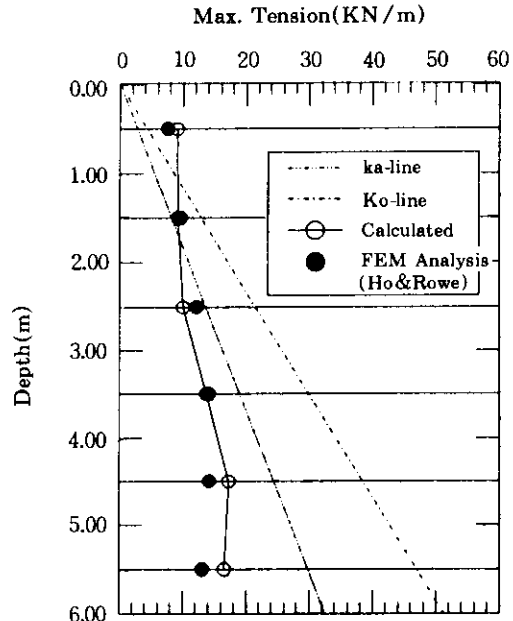


그림 13. Ho & Rowe 유한요소해석결과와의 비교

또한 본 경우에, 앞의 2장 식 (13)을 토대로 예측되는 본 연구 해석법에 의한 유효연직응력 σ_v' 의 깊이별 크기 변화와, Ho & Rowe가 제시한 여러 측정결과와의 개략적인 비교 결과를 도시하면 그림 14와 같다.

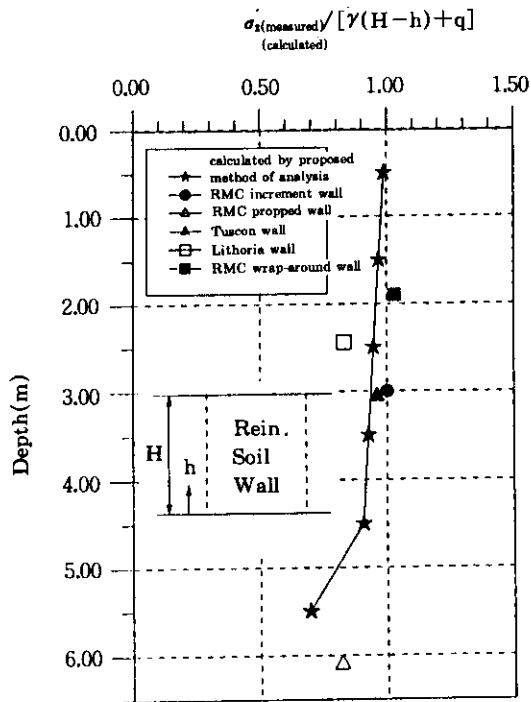


그림 14. 유효연직응력 σ'_z 의 깊이별 크기 변화에 대한 비교

또한 Ho & Rowe는 최대인장력 T_{max} 의 크기가 깊이 z 에 따라 비례적으로 증가하지 않고 특히 벽체 하단부 쪽으로 갈수록 T_{max} 값이 현저히 감소하는 이유에 대해, 기초와 뒤채움흙 사이의 상호작용에 의해 뒤채움흙의 횡방향 변위가 상당히 억제되는 데 그 원인이 있다고 견해를 밝힌 바 있다. 이와 유사한 견해를 Ehrlich & Mitchell도 밝힌 바 있으며, 따라서 본 연구 해석법에서는 이와같은 기초-보강재 사이의 구속효과를 근사적으로 반영하기 위해 식 (13)에 적용된 토압계수 K 를 최하단부 보강재에 한해서는 주동토압계수가 아닌 정지토압계수 $K_0 (= 1 - \sin\phi)$ 를 적용하여 본 비교에서의 계산을 수행하였다.

또한 그림 13의 비교에서, 본 연구 해석법에 적용된 쌍곡선 함수 형태의 sheet-like 섬유보강재(두께 $t = 5\text{mm}$ 로 가정) 비선형 거동특성

은 앞의 6장에서 기술된 needle-punched non-woven polyester 지오텍스타일($550\text{g}/\text{m}^2$)의 응력-변형을 관계 분석결과(그림 9 참조)를 토대로 하였다. 그림 13의 비교결과를 살펴보면, Ho & Rowe의 유한요소해석결과와 본 연구의 계산치는 대체적으로 잘 일치하는 경향을 보이고 있으며, 구체적인 차이는 깊이에 따라 $0.34 \sim 3.50\text{KN}$ 정도이다. 또한 본 연구 해석법에 적용되는 뒤채움흙의 비선형 거동특성 관련 계수 등은 Duncan & Chang, Katona & Smith(1976) 등이 제시한 참고자료를 토대로 결정하였으며, 이를 요약하면 표1과 같다.

표 1. Ho & Rowe 유한요소해석결과 비교에 적용된 값들

$$k = 460, k_v = 552, n = 0.50, R_f = 0.7$$

아울러 본 경우에 본 연구 해석법에 의해 계산된 잔류토압계수 K_r 값의 깊이별 변화는 그

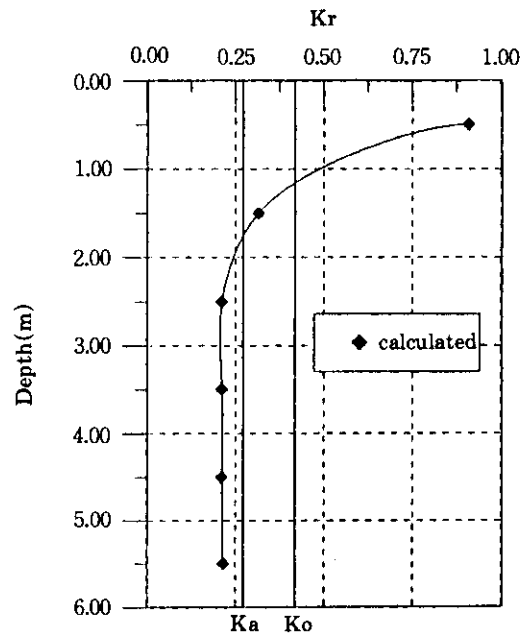


그림 15. 잔류토압계수 K_r 의 깊이에 따른 변화

림 15에 명시하였으며, 그림 15의 결과를 살펴 보면 다짐영향이 예상되는 깊이(즉 K_0 값이 정지토압 계수 K_0 값을 초과하는 깊이)는 벽체 최상단으로부터 1.1m 정도의 깊이까지이다. 이와같이 비교적 얇은 깊이 정도로 다짐영향이 한정되는 이유는, 본 분석에서 다짐장비에 의해 유발되는 힘을 비교적 작게($Q = 3.0\text{KN}$, $l = 0.9\text{m}$, 식 (8) 참조) 가정한 점 또한 metal strip 등의 강보강재에 비해 섬유보강재는 상대강성(relative stiffness)이 상당히 작은 점 등이다. 이와같은 결과는 Ehrlich & Mitchell이 보고한 FHWA 지오그리드 보강토벽체 실험에 대한 분석결과와 거의 유사하다.

7.2 변위 비교 1

Balzer등(1990)은 지오텍스타일 보강토벽체에 대한 시험을 시행하였으며, 벽체높이는 2.88m이고, 5개층의 non-woven polyester 지오텍스타일이 뒤채움흙 내부에 순차적으로 포설되었다. 측정된 지오텍스타일의 인장강도는 $0.32\sim 0.64\text{KN/m}$ 이고, 수직방향 설치간격 s_v 는 각 층별로 다소의 차이가 있으나 대략적으로

0.5m 정도이다. 자갈질 모래($\gamma = 18.93\text{KN/m}^3$, $c = 8.0\text{KN/m}^2$, $\phi = 39^\circ$)로 뒤채움 되었으며, 지오텍스타일이 뒤채움흙을 감싸는 형태로 거의 연직에 가까운 전면벽체가 형성되었고(그림 16), 5개층 지오텍스타일의 길이 L 은 2.0m로 모두 동일하였다.

본 시험에서 시행된 다짐정도에 대해서는 구체내용이 언급되어 있지 않아, 본 분석에서도 다짐장비의 재원을 앞의 7.1절의 경우와 마찬가지로 $Q = 3.0\text{KN}$, $l = 1.0\text{m}$ (식 (8) 참조)로 가정하였다. 또한 본 연구 해석법에 적용되는 뒤채움흙의 비선형 거동특성 관련계수 등은 Duncan & Chang, Katona & Smith 등이 제시한 참고자료를 토대로 결정하였으며, 이를 요약하면 표 2와 같다.

표 2. 지오텍스타일 보강토벽체(Balzer등) 비교에 적용된 값들

$$k = 150, k_u = 180, n = 0.6, R_f = 0.7$$

벽체 최상단부 지표면에 재하장치를 설치하여(그림 16 참조) 파괴시까지 단계별로 하중을

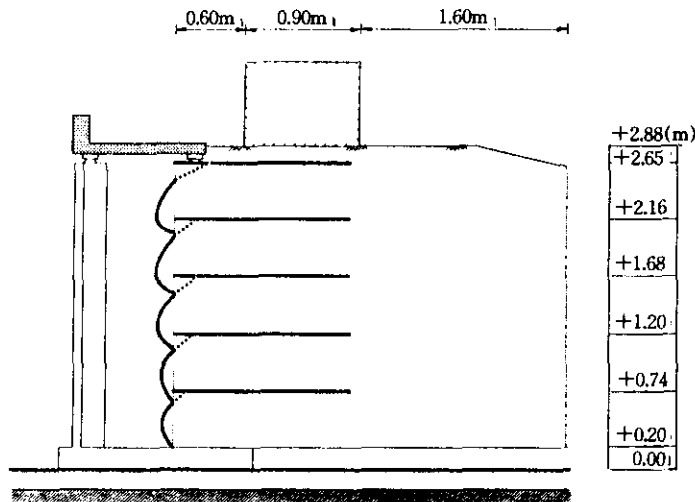


그림 16. Balzer등의 시험장치 개요

증가시켜, 각 하중단계에서의 전면부 발생변위 등 관련거동을 측정 분석하였다. 파괴시점에 최종적으로 가해진 하중의 크기는 640KN 이었으며, 파괴에 도달하기 이전 3가지 하중단계

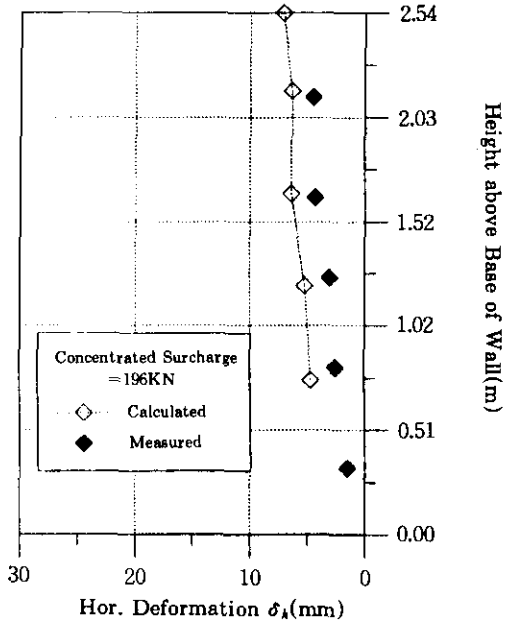


그림 17. 측정변위(Balzer등)와의 비교 1

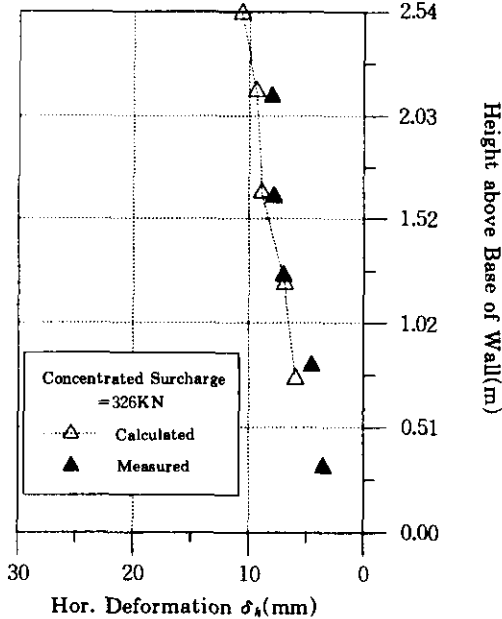


그림 18. 측정변위(Balzer등)와의 비교 2

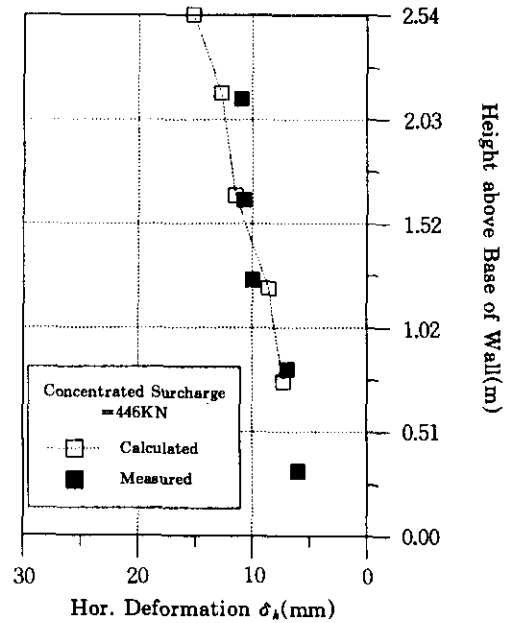


그림 19. 측정변위(Balzer등)와의 비교 3

에서 각각 측정된 전면부 발생변위와 본 연구 해석법을 토대로 예측된 지오텍스타일 보강재의 변형량과 서로 비교한 결과는 그림 17~19에 각각 명시되어 있다. 본 연구 해석법에서는 각 단계에서 가해진 지표면 상재하중의 크기 및 2:1 지중응력 분포를 토대로, 깊이별 각 점유보강재에서 예상되는 유효연직응력의 증가분 $\Delta\sigma'_v$ (식 (13) 참조)을 평가하였다.

그림 17~19의 비교에서, 본 연구 해석법에 적용된 쌍곡선 함수 형태의 점유보강재(두께 $t = 5\text{mm}$ 로 가정) 비선형 거동특성은 앞의 6장에서 기술된 needle-punched nonwoven polyester 지오텍스타일($550\text{g}/\text{m}^2$)의 응력-변형률 관계 분석결과(그림 9 참조)를 토대로 하였다. 그림 17~19의 비교결과를 살펴보면, Balzer등의 측정결과와 본 연구의 예측치는 대체적으로 잘 일치하는 경향을 보이고 있으며, 구체적인 차이는 각각의 하중단계에 대해 1.87~2.24mm 및 0.12~1.38mm 정도이다.

7.3 변위 비교 2

Bathurst(1992)는 FHWA에서 지원한 연구 프로젝트 결과중 지오그리드 보강토벽체에 대한 대형시험결과를 정리하여 보고한 바 있다. Bathurst가 보고한 지오그리드 보강토벽체에 대한 대형시험 개요를 간략히 정리하면, 시험벽체의 높이는 6.1m이었고, 8개층의 지오그리드가 뒤채움흙 내부에 순차적으로 포설되었다. 8개층 지오그리드 보강재의 수직방향 설치간격 s_v 는 각 층별로 다소 차이가 있으며, 그 범위는 0.61~1.017m이다. 시험에 사용된 뒤채움흙의 토질정수는 $\gamma = 20.41\text{KN}/\text{m}^3$, $\phi = 40^\circ$ 및 $c = 0.0$ 등으로 보고되었으며, 흙으로 내부가 채워진 콘크리트 블럭을 이용해 1:20 경사도의 전면벽체가 형성되었고(그림 20), 8개층 지오그리드의 길이 L_v 은 4.27m로 모두 동일하였다.

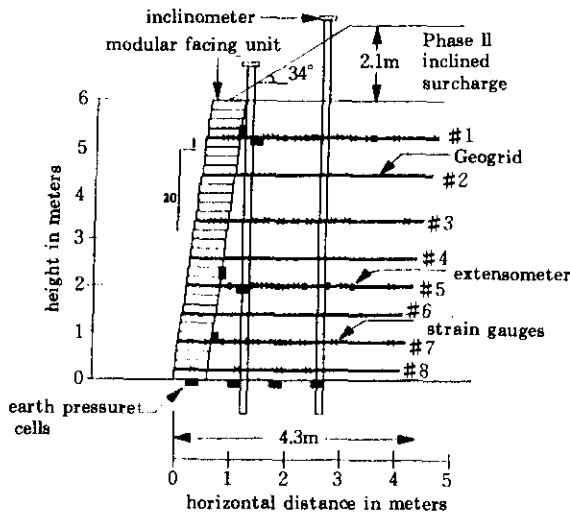


그림 20. 지오그리드 보강토벽체 대형시험 (FHWA) 개요

본 연구 해석법에 적용되는 뒤채움흙의 비선형 거동특성 관련계수 및 다짐장비의 재원 등은, Ehrlich & Mitchell이 보고한 본 지오그리

드 보강토벽체에 관련된 또다른 분석자료를 토대로 결정하였으며, 이를 요약하면 표 3과 같다.

표 3. FHWA 지오그리드 보강토벽체 분석에 적용된 값들

$k = 460, k_a = 690, n = 0.5, R_f = 0.7$ $Q = 17.8\text{KN}, l = 0.9\text{m}$
--

Bathurst가 보고한 본 대형시험의 결과는, 2가지 하중조건(Phase I : 상재하중을 포함하지 않은 경우, Phase II : Phase I 이후에 높이 2.1m의 경사진 성토 상재하중을 추가로 가한 경우, 그림 21 참조) 각각에 대해 시간경과에 따른 경사계 측정결과 및 strain gauge 측정결과 등이다. 경사계는 전면벽체 뒤쪽으로 0.9m 및 2.7m 지점 등 두 곳에 설치하였으며, strain gauge는 5개층 지오그리드 보강재의 길이를 따라 설치되었다(그림 20 참조). 벽체 설치완료 이후 104일이 경과된 시점에서의 경사

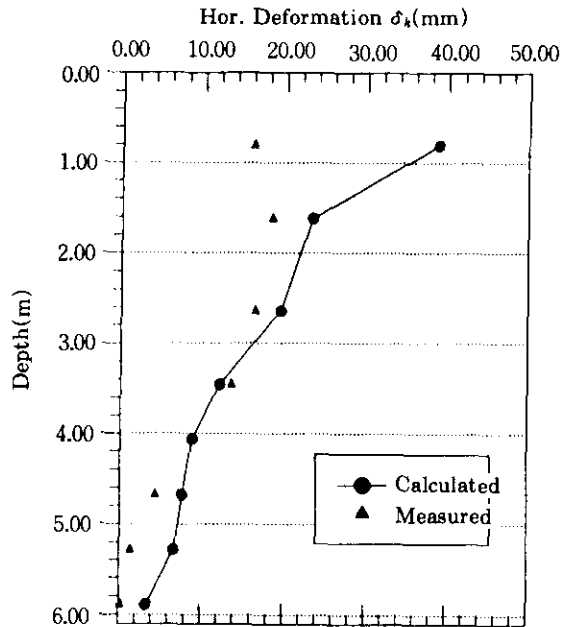


그림 21. 지오그리드 보강토벽체 대형시험 (FHWA) 측정변위와의 비교 1

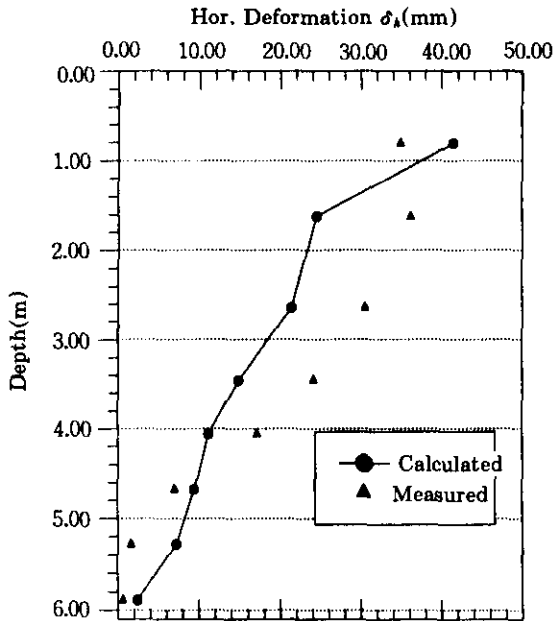


그림 22. 지오그리드 보강토벽체 대형시험(FHWA) 측정변위와의 비교 2

계 측정결과와 본 연구 해석법을 토대로 예측된 각 깊이별 지오그리드 보강재의 총변형량 δ_h 과 서로 비교한 결과는 그림 21에, 또한 2.1m 높이의 경사진 성토하중을 가한후 54일이 경과된 시점에서의 경사계 측정결과와 서로 비교한 결과는 그림 22에 명시되어 있다. 벽체 설치가 완료된 직후의 경사계 측정결과와는 Bathurst가 보고한 자료(참고문헌 2)에 명시되어 있지 않아, 104일이 경과된 시점의 측정결과를 토대로 본 비교가 이루어 졌다.

그림 21 및 22의 비교에서, 본 연구 해석법에 적용된 섬유보강재의 비선형 거동특성은 앞의 6장에서 기술된 knitted polyester 지오그리드의 응력-변형률 관계를 분석결과(그림 9참조)를 토대로 하였다. 그림 21 및 22의 비교결과를 살펴보면, Bathurst가 보고한 경사계 측정결과(배면쪽으로 0.9m 지점에 설치된)와 본 연구의 계산치는 깊이별로 0.14~22.77mm

(Phase I, 그림 21) 및 1.78~11.7mm(Phase II, 그림 22) 정도의 차이를 보이고 있다. 이는 주로 시간경과에 따른 거동변화에 기인하는 것으로 사료되며, 특히 벽체 설치도중에 경사계로 측정된 벽체 최상단부의 변위량은 36mm 정도이었으나 시간경과에 따라 이와같은 발생 변위가 부분적으로 점차 회복되었다는 Bathurst의 보고결과를 토대로 할 때 그림 21에 명시된 본 연구 해석법에 의한 예측치 38mm 정도는 당초 측정치에 비교적 근접하는 값을 알 수 있다.

또한 앞에서 기술된 2가지 하중조건 각각에 대해, FHWA 대형시험을 통해 제시된 각 보강재의 strain gauge 측정 변형률(%)을, 본 연구 해석법 식(1) 및 (13)을 토대로 예측되는 섬유

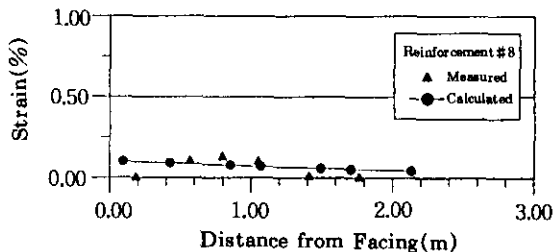
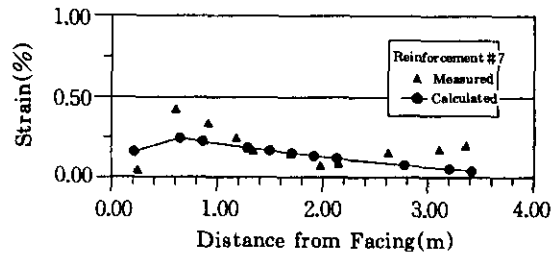
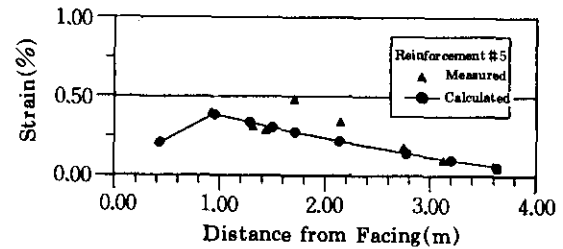


그림 23. 지오그리드 보강토벽체 대형시험(FHWA) 측정변형률(%)과의 비교 1

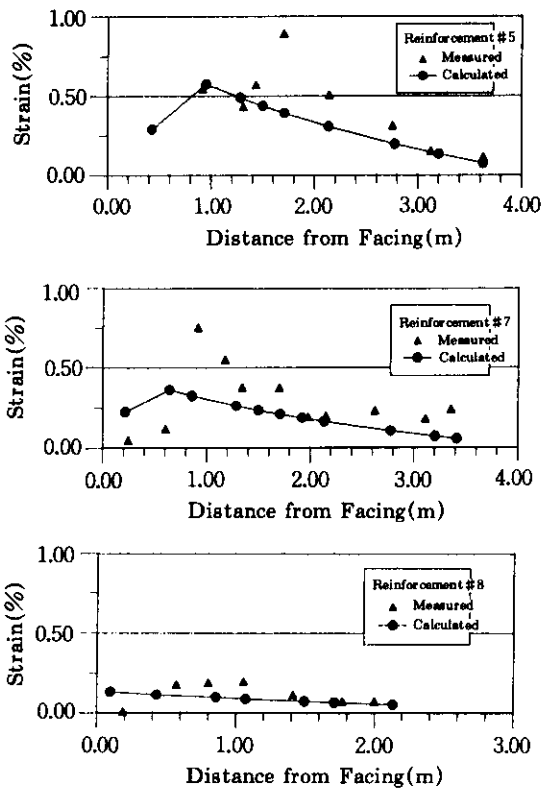


그림 24. 지오그리드 보강토벽체 대형시험(FHWA) 측정변형률(%)과의 비교 2

보강재 길이방향 각 지점별 변형률 ϵ_{rr} (%) 값과 서로 비교하였으며, 그 결과는 그림 23 (phase I 하중조건인 경우로서, 벽체 설치완료 이후로 104일이 경과된 시점) 및 그림 24 (phase II 하중조건인 경우로서, 2.1m 높이의 경사진 성토하중을 가한후 54일이 경과된 시점)에 각각 명시되어 있다.

8. 분 석

8.1 분석 1

Paraweb polyester fibre multicord 10개를 동일한 수평 및 수직 간격으로 설치한 예(표 4 참조)에 대해, 본 연구 제시 해석법을 토대로, 식 (1) 및 (2)에 포함된 계수 α_1 및 α_2 (섬유보

강재 주위에 실질적으로 존재하는 뒤채움흙의 깊이별 구속영향 및 이에 따른 섬유보강재의 상대강성변화 등을 근사적으로 반영하기 위해 본 연구 해석법에 적용된 계수), 침투수압 및 예상파괴면의 형상 등이, 깊이별 각 섬유보강재의 변형량 δ_s 에 미치는 영향을 종합적으로 분석하여 보았으며, 그 결과는 그림 25에 도시하였다.

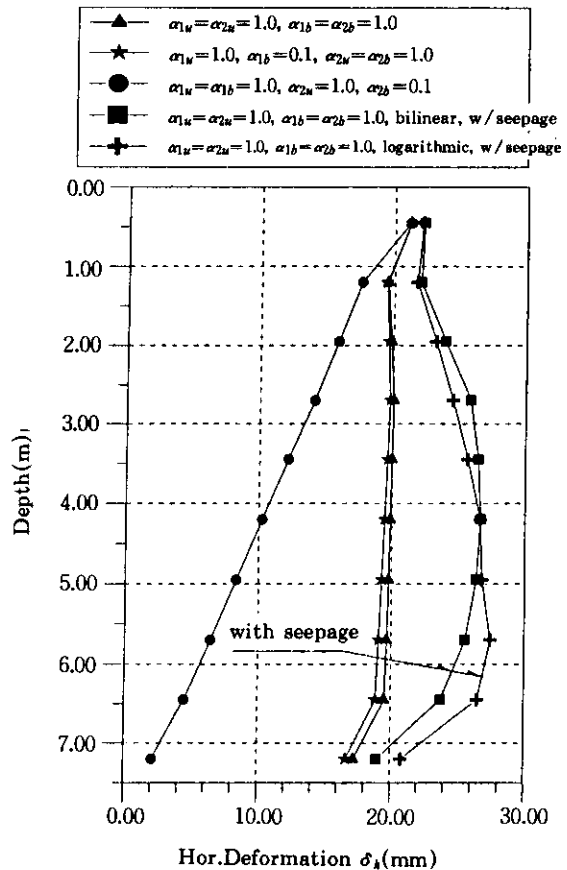


그림 25. 분석 1

그림 25의 분석에서, 본 연구 해석법에 적용된 쌍곡선 함수 형태의 섬유보강재 비선형 거동 특성은 앞의 6장에서 기술된 paraweb polyester fibre multicord의 인장응력-변형률 관계 실험결과를 회귀분석하여 얻어진 결과(그

림 7 참조)를 토대로 하였다. 또한 본 분석에서 지표면 상재하중 q 는 고려하지 않았다.

표 4. 분석 1 적용 제원

$\phi = 40^\circ, c = 0.0, \gamma = 20.6\text{KN}/\text{m}^3, H = 7.5\text{m}, L_r = 7.5\text{m}$
$k = 2000, k_u = 2120, n = 0.54, R_f = 0.91$
$s_v = s_h = 0.75\text{m}, Q = 120\text{KN}, l = 2.1\text{m}$
$\alpha_{1a} = 1.0, \alpha_{1b} = 1.0, 0.1, \alpha_{2a} = 1.0, \alpha_{2b} = 1.0, 0.1$

그림 25의 결과를 살펴볼 때, 침투수압의 영향을 고려하는 경우, 예상파괴면의 형상(bilinear 또는 대수나선)에 따라 깊이별 각 섬유보강재에서 예상되는 수평방향 변형량 δ_h 의 크기가 다소 다르기는 하나, 전체적인 변형형태는 대체적으로 포물선에 가까움을 알 수 있다. 또한 η 값에 관련된 계수 α_2 의 크기에 따라 깊이별 각 섬유보강재의 변형량 δ_h 및 변형형태는 크게 변화함을 알 수 있다. 즉 계수 α_2 의 크기가 깊이에 상관없이 동일한 경우($\alpha_{2a} = 1.0, \alpha_{2b} = 1.0$)에 비해, 계수 α_2 의 크기가 깊이에 비례하여 선형형태(linear form)로 점차적으로 감소하는 경우($\alpha_{2a} = 1.0, \alpha_{2b} = 0.1$) 특히 벽체 최하단부 설치 보강재의 변형량은 급격히 감소하여 ($\delta_h = 2.11\text{mm}$) 전체적인 변형형태가 역삼각형에 가까운 경향을 보이고 있다. 그러나 ζ 값에 관련된 계수 α_1 의 깊이에 따른 크기 변화는 섬유보강재의 변형량에 거의 영향이 없음을 (1mm 정도 이하) 그림 25의 분석결과를 통해 알 수 있다.

그림 25의 결과중 대수나선 형상의 파괴면에 대해 침투수압을 고려한 경우가 변형량이 비교적 가장 크게 예상됨을 알 수 있으며, 이 경우 깊이별 각 섬유보강재의 변형량중 최대값은 벽체 최하단부로부터 3번째 보강재의 경우에 해당되며, 그 값은 27.41mm 정도로서 이는 벽체 높이($H = 7.5\text{m}$)의 0.37% 정도에 해당된다.

8.2 분석 2

Paraweb polyester fibre multicord, non-

woven polyester 지오텍스타일 또는 knitted polyester 지오그리드 등 3가지 종류의 섬유보강재 10개를 동일한 수평 및 수직 간격으로 설치한 예(표 5 참조)에 대해, 본 연구 제시 해석법을 토대로, 섬유보강재별 상대강성(relative stiffness) 정도 등 거동특성의 차이 및 다짐장비의 제원에 관련된 다짐효과의 차이 등이 깊이별 각 섬유보강재의 변형량 δ_h 에 미치는 영향을 종합적으로 분석하여 보았으며, 그 결과는 그림 26에 도시되어 있다.

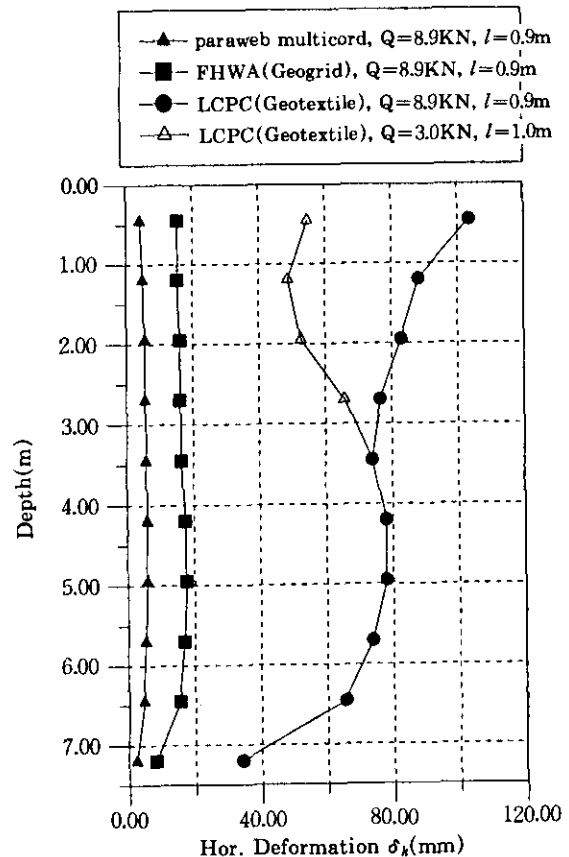


그림 26. 분석 2

그림 26의 분석에서, 본 연구 해석법에 적용된 쌍곡선 함수형태의 섬유보강재 비선형 거동 특성은 앞의 6장에서 기술된 각 섬유보강재의 인장응력-변형률 관계 분석결과(그림 7~9

참조)를 토대로 하였다. 또한 본 분석에서 예상 파괴면의 형상은 2개의 직선(bilinear) 형태로 가정하였으며, 지표면 상재하중 q 및 침투수압의 영향 등은 고려하지 않았다.

표 5. 분석 2 적용 제원

$\phi = 40^\circ$, $c = 0.0$, $\gamma = 18.93\text{KN}/\text{m}^3$, $H = 7.5\text{m}$, $L_r = 5.25\text{m}(L_r/H = 0.7)$ $k = 150$, $k_u = 180$, $n = 0.6$, $R_f = 0.7$ $s_o = 0.75\text{m}$, $s_h = 0.75\text{m}(\text{paraweb multicord})$, 1.0m (지오그리드 및 지오텍스타일) $Q = 8.9\text{KN}$, $l = 0.9\text{m}$ 및 $Q = 3.0\text{KN}$, $l = 1.0\text{m}$ $\alpha_{1u} = 1.0$, $\alpha_{1b} = 0.9$, $\alpha_{2u} = 1.0$, $\alpha_{2b} = 0.2$
--

그림 26의 결과를 살펴볼 때, 각 섬유보강재별 상대강성지수 S_{rm} 및 S_{rc} (식 (4) 참조)의 크기에 따라(표 6 참조) 변형량 δ_h 의 크기가 변화함을 알 수 있다.

표 6. 각 섬유보강재별 상대강성지수 S_{rm} 및 S_{rc}

	S_{rm}	S_{rc}
Paraweb polyester fibre multicord	3.616	0.508
Knitted polyester 지오그리드	0.275	0.127
Non-woven polyester 지오텍스타일	0.272	0.021

구체적으로는 상대강성의 크기가 감소함에 따라 즉 paraweb polyester fibre multicords, knitted polyester 지오그리드 및 non-woven polyester 지오텍스타일 등의 순서로 변형량 δ_h 은 전 깊이에 걸쳐 31.89~99.48mm 정도 커짐을 알 수 있다. 또한 본 분석에 적용한 3가지 섬유 보강재중 상대강성의 크기가 가장 작은 non-woven polyester 지오텍스타일 보강재의 경우를 살펴보면, 다짐효과가 영향을 미치는 범위(벽체 최상단으로부터 3.5m 정도의 깊이까

지)에 한해서 다짐효과의 정도가 감소함에 따라(Q 및 l 의 크기가 $Q = 8.9\text{KN}$, $l = 0.9\text{m}$ 에서 $Q = 3.0\text{KN}$, $l = 1.0\text{m}$ 로 바뀔 때, 식 (8) 참조) 과압밀비 OCR값 및 잔류토압계수 K 값이 작아지게 되어 결과적으로 변형량 δ_h 의 크기가 깊이에 따라 부분적으로 감소하는 등 변화하고 또한 이로 인해 전체적인 변형형태도 일부 바뀌게 됨을 알 수 있다. 본 분석에서 계수 α_1 및 α_2 의 깊이에 따른 변화는 표 5와 같이 가정하였으며, 이는 앞의 6장에서 기술한 대로 McGown 등 및 Cazzuffi 등의 실험 분석결과를 참고로하여 결정하였다.

9. 결 론

보강재의 인장응력-변형을 관계는 강보강재(steel reinforcements)의 선형탄성거동으로 가정할 수 있으나, 섬유보강재의 경우에는 일반적으로 비선형거동을 나타낸다. 본 연구에서는 쌍곡선 함수를 이용하여 섬유보강재의 비선형 거동특성을 모델링하였으며, 또한 뒤채움흙 다짐으로 인한 유발응력 등을 고려하기 위해 Ehrlich & Michell, Duncan 등이 제안한 방법을 수정하여 섬유보강토벽체의 안정해석법을 제시하였다. 본 안정해석법에서는 침투수압의 영향 및 뒤채움흙의 구속효과에 따른 섬유보강재의 부분적인 상대강성 변화 등이 고려되었으며, 이를 토대로 깊이별 각 섬유보강재의 최대인장력 및 변형량 등의 예측이 가능하다.

본 연구에서는 제시하고자 하는 안정해석법의 적용성을 위해, paraweb polyester fibre multicord, non-woven polyester 지오텍스타일 및 knitted polyester 지오그리드 등 3가지 종류 보강재의 인장응력-변형을 관계 실험결과를 회귀분석하여 쌍곡선 함수형태로 이와 같은 섬유보강재의 비선형거동을 모델링하였다. 또한 이를 토대로 한 본 연구 해석법의 적합성 검토를 위해, Ho & Rowe가 제시한 유한요소

해석결과 및 LCPC, FHWA 등에서 시행한 대형시험결과와 깊이별 각 섬유보강재의 최대인장력, 변형량 및 지점별 변형률 등에 대해 비교가 이루어 졌다. 아울러 섬유 보강재의 상대강성, 뒤채움흙의 깊이별 구속효과의 정도, 다짐정도 및 침투수압 등이 각 섬유보강재의 변형량 및 전체적인 변형형태 등에 미치는 영향을 종합적으로 분석하였다.

한정된 자료이긴 하나 이용 가능한 시험결과 등과 비교결과를 토대로 판단할 때, 본 연구에서 제시한 섬유 보강토벽체 안정해석법의 적용가능성은 충분한 것으로 사료된다. 그러나, 본 해석법에 포함된 여러가지 가정사항 및 다양한 섬유보강재의 강도특성 등을 더욱 명확히 규명하기 위한 체계적인 실험이 필요할 것이다.

참 고 문 헌

- Balzer, E., Matichard, Y. and Thamm, B.R. (1990), "Geotextile Reinforced Abutment: Full Scale Test and Theory", Performance of Reinforced Soil Structures, British Geotechnical Society, pp. 47~52.
- Bathurst, R.J.(1992), "Performance of Several Instrumented Geogrid Reinforced Soil Retaining Walls in North America", 2nd Tokyo Geotextile Seminar by Council Members of IGS, Japan Chapter of Int. Geotextile Society.
- Bathurst, R.J. and Cai, Z.(1994), "In-Isolation Cyclic Load-Extension Behavior of Two Geogrids", Geosynthetics International, Vol. 1, No. 1, pp. 1~19.
- Cazzuffi, D., Ghinelli, A. and Sacchetti, M. (1994), "In-Soil Tension Strain Behavior of Nonwoven Geotextiles", Fifth Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, pp. 419~422.
- Duncan, J.M. and Chang, C.Y.(1970), "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils", ASCE, Journal of the Soil Mechs. and
- Founds. Div., pp. 100~200.
- Duncan, J.M. and Seed, R.B.(1986), "Compaction-Induced Earth Pressures under Ko-Conditions", ASCE, Journal of Geotech. Eng., pp. 100~200.
- Ehrlich, M. and Mitchell J.K.(1994), "Working Stress Design Method for Reinforced Soil Walls", ASCE, Journal of Geotech. Eng., pp. 100~200.
- Hausmann, M.R.(1990), Engineering Principles of Ground Modification, Part V Modification by Inclusions and Confinement, McGraw-Hill Publishing Co.
- Ho, S.K. and Rowe, R.K.(1993), "Finite Element Analysis of Geosynthetics - Reinforced Soil Walls", Geosynthetics '93-Vancouver, Canada, pp. 203~216.
- Katona, M.G. and Smith(1976), J.M., CANDE : User Manual, FHWA, U.S. Dept. of Transportation.
- Koerner, R.M.(1994), Desiging with Geosynthetics, 3rd Ed., Prentice Hall, Inc.
- McGown A., Andrawes, K.Z. and Al-Hasani, M.M.(1978), *Effect of Inclusion Properties on the Behavior of Soil*, Research in Geotechnics Series, Univ. of Strathclyde, Glasgow.
- McGown A., Andrawes, K.Z. and Wilson-Fahmy, R.F.(1981), A New Method of Determining the Load-Extension Properties of Geotechnical Fabrics, TRRL Supplementary Report 704.
- Seed, R.B. and Duncan, J.M.(1986), "FE Analyses : Compaction-Induced Stresses and Deformations", ASCE, Journal of Geotech. Eng., pp. 23~43.
- Terzaghi, K.(1956), Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc.
- Websol Fictional Anchor System, Roads & Bridges Certificate No.83/24, BBA.
- 김홍택(1992), 새로운 보강석축의 안정해석에 관한 연구, 한국과학재단 결과보고서.
(접수일자 1996. 5. 19)