

보강토 옹벽의 거동에 관한 유한요소 해석 Finite Element Analysis of Reinforced Earth Wall Behavior

최인석¹⁾, In-Seok Choi, 장연수²⁾, Yeon-Soo Jang, 조광철³⁾, Kwang-Chul Cho

¹⁾ (주)한진중공업, Hanjin Heavy Industries & Construction

²⁾ 동국대학교 토목환경공학과 부교수, Associate Professor, Dept. of Civil & Environmental Eng.,
Dong-Guk University

³⁾ 동국대학교 토목환경공학과 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil & Environmental Eng.,
Dong-Guk University

SYNOPSIS : The purpose of this study is to evaluate the behavior of a reinforced earth wall by modeling the properties of the interface between soil and reinforced elements as well as the non-linear stress-strain characteristics of soil. The effect of lateral earth pressures induced during construction is also included in the analyses. The interface element used to evaluate the relative movement of the interface between soil/reinforcement and soil/wall-facing has a zero thickness and essentially consists of normal and shear springs. The behavior of soil element is calculated based on the hyperbolic model. The computer program SSCOMPPC which includes the interface element, hyperbolic model and bi-linear model is applied in this study. From the analyses, it is showed that the locus of maximum tension were closed to the bi-linear failure line of theoretical analyses. The lateral displacement of SSCOMPPC is larger than that of the FLAC which adopts the elastic model. This means the analysis which is adopted the hyperbolic model and interface element induced more larger displacement.

Key words : Reinforced earth wall, Interface element, Hyperbolic model, SSCOMPPC

1. 연구목적 및 범위

보강토 옹벽은 전면판과 보강재, 뒷채움재로 구성되어있는 토류구조물로 흙과 보강재의 보강효과에 의해 우수한 인장 및 압축특성을 나타내는 구조물이다. 보강토 구조물에 대한 연구는 보강토 구조물의 거동에 관한 실험적 연구와 설계 해석법에 관한 이론적인 연구로 구분되며, 최근에는 수치해석 기법의 발달과 컴퓨터의 보급확대로 인하여 보강토 구조물의 거동에 대한 해석에 수치해석 기법이 보편화되고 있다. 그러나 보강토 옹벽의 수치해석에 있어서 기존에는 보강토 옹벽을 구성하고 있는 흙과 구조물을 하나의 매체로 보고 해석해야 하는 한계가 있었으나, 근래들어 흙과 구조물을 물성이 다른 특성을 가진 매체로 보고 경계면 특성을 고려한 연구가 진행중이다. 본 연구에서는 흙과 구조물의 경계면 특성을 모사 할 수 있는 모델링 기법 및 흙의 비선형 응력-변형 특성을 고려한 모델링 기법을 적용하여 보강토 옹벽의 거동을 예측하고자 하였다.

2. 보강토 옹벽의 유한요소 모델링

보강토 옹벽을 구성하고 있는 요소는 전면판(facing), 보강재(reinforcement), 뒤채움재(back fill)가 있으며, 보강토 옹벽의 응력-변형거동을 모사하기 위해서는 각 요소 및 요소간 작용하는 상호 메커니즘에 대한 합리적인 모델링이 필요로 하다. 본 연구에서는 보강토 옹벽의 유한요소 모델을 흙요소, 경계면 요소, 보강재와 전면판 모델등 4가지 요소로 나누어 해석하고 있으며, 각 요소의 물리적 거동특성에 대한 모델링 기법을 설명하였다.

2.1 흙요소의 모델링

흙요소의 거동특성은 Duncan et al.(1980)이 제안한 hyperbolic 모델에 의해 모사된다. hyperbolic 모델은 비선형 탄성모델로 그림 1과 같이 흙의 응력-변형특성을 비선형거동으로 설명하고 있다. hyperbolic 모델에서 초기탄성계수(E_i)는 식 1과 같으며 구속응력(σ_3')의 함수로 정의된다.

$$E_i = K P_a \cdot (\sigma_3' / P_a)^n \quad (1)$$

여기서 P_a : K와 n을 무차원 상수로 만들기 위한 대기압

K, n : 모델 매개변수이다.

hyperbolic 모델에서 접선탄성계수(E_t)는 식 2로 표현되며, 구속응력(σ_3')과 응력레벨(SL)의 함수로 정의된다. 접선탄성계수(E_t)는 구속응력(σ_3')이 증가할수록 증가하고 응력레벨이 증가할수록 감소하는 관계를 갖게되며, 처녀하중(primary load)이 작용할 때의 흙의 거동을 모사하는 탄성계수이다. 처녀하중이란 응력레벨(SL)이 과거의 응력레벨과 같거나 큰 상태의 하중을 의미한다.

$$E_t = (1 - R_f \cdot SL)^2 K \cdot P_a \cdot (\sigma_3' / P_a)^n \quad (2)$$

여기서 R_f : 모델 매개변수(일반적인값의 범위 0.6~0.9)이다.

응력레벨(SL)은 흙의 현재 응력상태를 나타내는 지수로 파괴시 흙이 받을 수 있는 축차응력과 현재 흙이 받고 있는 축차응력을 비율로 나타냄으로써 현재 흙의 응력 상태가 어느 정도인가를 나타내는 지표이다(식 3 참조). SL은 0에서 1의 범위에 존재하게 되고, SL=1이면 흙의 파괴상태에 도달했음을 나타낸다.

$$SL = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \quad (3)$$

현재의 응력레벨이 과거의 최대 응력레벨보다 낮은 경우 즉, 과거에 현재의 응력보다 더 큰응력을 받은 이력이 있는 경우 흙요소의 응력상태는 하중 재하-제하(unloading-reloading)상태로 간주하며 이 경우의 흙의 거동특성을 나타내는 탄성계수는 그림 2와 같이 선형으로 모델링 된다. 하중 제하-재하곡선에서 탄성계수(E_{ur})은 식 4와 같다.

$$E_{ur} = K_{ur} \cdot P_a \cdot (\sigma_3' / P_a)^n \quad (4)$$

여기서 K_{ur} : 무차원 매개변수로 일반적으로 $(1.2 \sim 3) \times K$ 의 값을 갖는다.

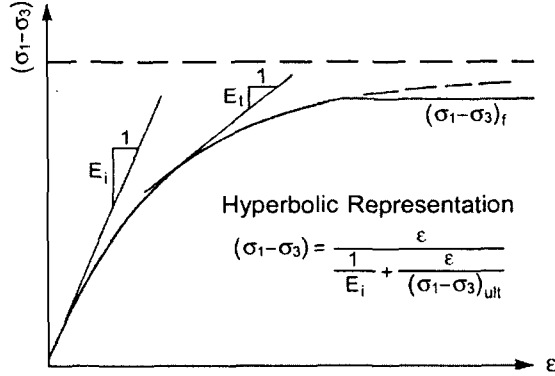


그림 1. 처녀하중재하시
hyperbolic 응력-변형 곡선

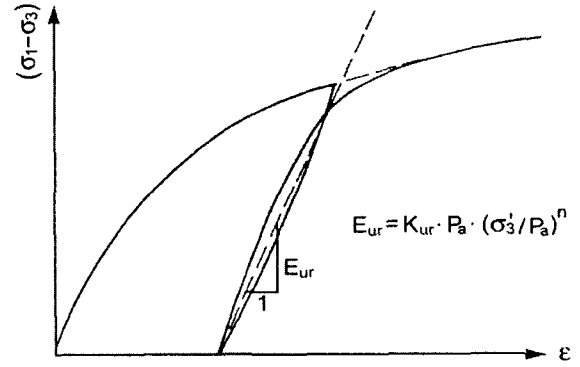


그림 2. 하중 제하-재하시
선형 응력-변형 곡선

2.2 경계면요소의 모델링

유한요소 해석에서 요소들 사이의 변위는 요소의 연속성과 변위의 적합성을 만족해야 한다. 그러나 서로 다른 물성치를 갖고있는 흙과 구조물 사이에는 상호 거동특성의 차이로 인한 불연속면이 발생하게 되어 변위 적합조건을 만족시키지 못하게 된다. 이러한 문제점을 해결하기 위하여 본 연구에서는 흙요소와 구조물 요소의 경계부에 경계면 요소(interface element)를 도입하여 해석하였다.

SSCOMPPC에서는 흙과 보강재 사이의 경계면 거동을 합리적으로 모델링하기 위하여 Clough and Duncan (1969)이 제안한 경계면 요소를 도입하였다. Clough and Duncan (1969)이 제안한 경계면 요소는 그림 3과 같이 수직스프링으로 표현된 수직강성(K_n)과 전단스프링으로 표현된 전단강성(K_{st})이 쌍으로(Link 1, Link 2) 구성된 두께가 없는 요소로 묘사하고 있다.

경계면 요소의 연직 변형과 전단변위는 식 5에 의해서 계산된다. 경계면 요소의 연직변형의 경우 경계면요소의 두께를 zero로 모델링 함으로써 압축력에 대한 연직변형을 zero로 해석하게 된다.

$$K_n \Delta_n = \sigma_n, \quad K_{st} \Delta_s = \tau \quad (5)$$

여기서, Δ_n : 경계면 요소의 연직변위, Δ_s : 경계면 요소의 전단변위

경계면 요소의 전단변형은 그림 4와 같이 비선형 응력-변형 곡선으로부터 계산되는 접선 전단강성(K_{st})에 의해 해석된다. 처녀하중 및 재하중 재하시(primary loading과 reloading)의 전단강성은 식 6과 같으며, 하중제하시(unloading)는 식 7로 정의된다.

$$K_{st} = k_s \gamma_w \left[\frac{\sigma_n}{P_a} \right]^n \left[1 - \frac{R_f \tau}{\tau_f} \right]^2 \quad (6)$$

$$K_{st} = k_{ur} \gamma_w \left[\frac{\sigma_n}{P_a} \right]^n \quad (7)$$

여기서, k_s : 전단 스프링 계수 P_a : 대기압
 n, R_f : 모델 매개변수 $\tau_f = c + \sigma_n \tan \delta$
 δ : 경계면 마찰각 c : 경계면 점착력
 σ_n, τ : 경계면에 작용하는 수직응력과 전단응력
 k_{ur} : 하중제하시 전단스프링 계수

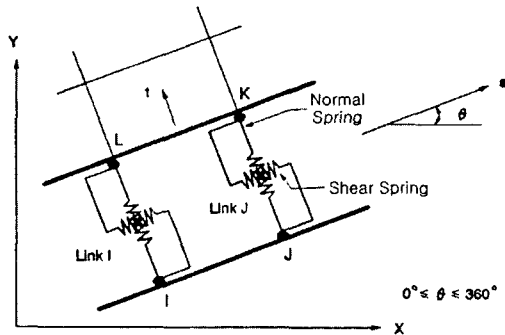


그림 3. 경계면 요소의 구성

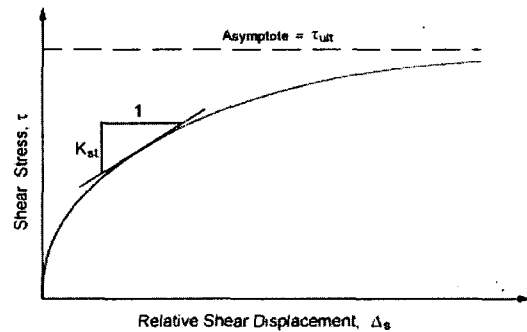


그림 4. 경계면 요소의 전단 응력-변위 곡선

3. 해석프로그램 및 해석요소망 구성

흙과 구조물의 응력-변형을 해석하기 위해 개발된 유한요소프로그램인 SSCOMPPC 프로그램은 흙과 구조물의 상호 작용 및 반복되는 다짐하중에 의한 흙의 응력-변형 효과를 고려한 지반구조물의 정적해석을 목적으로 개발된 프로그램이다.

본 연구에서는 1.5m×1.5m 면적의 콘크리트 전면판으로 구성된 높이 6m되는 보강토 옹벽을 해석대상 옹벽으로 적용하였다. 보강재는 압연강재로 만들어졌으며, 4.2m 길이의 보강재를 0.75m 간격으로 전체 8개를 삽입하였다. 뒷채움재는 단위중량이 2.08 t/m³ 이고, 내부마찰각이 40° 인 사질토를 사용하였다.

유한요소 해석을 위한 보강토옹벽의 유한요소망 및 각 절점의 좌표는 그림 5와 같다. 요소망 전체의 절점은 372개이고, 200개의 흙 요소로 구성되어있다. 또한 전면판과 보강재를 모델링하기 위하여 16개의 beam 요소와 56개의 bar 요소를 사용하였으며, 흙과 전면판, 흙과 보강재 사이의 경계면 특성을 고려하여 128개의 경계면 요소를 추가하여 모델링 하였다. 흙요소와 구조물 요소사이에 경계면 요소를 사용하였으며, 경계면 요소는 두쌍의 스프링으로 이루어진 두께가 zero인 요소로 모델링 하였다.

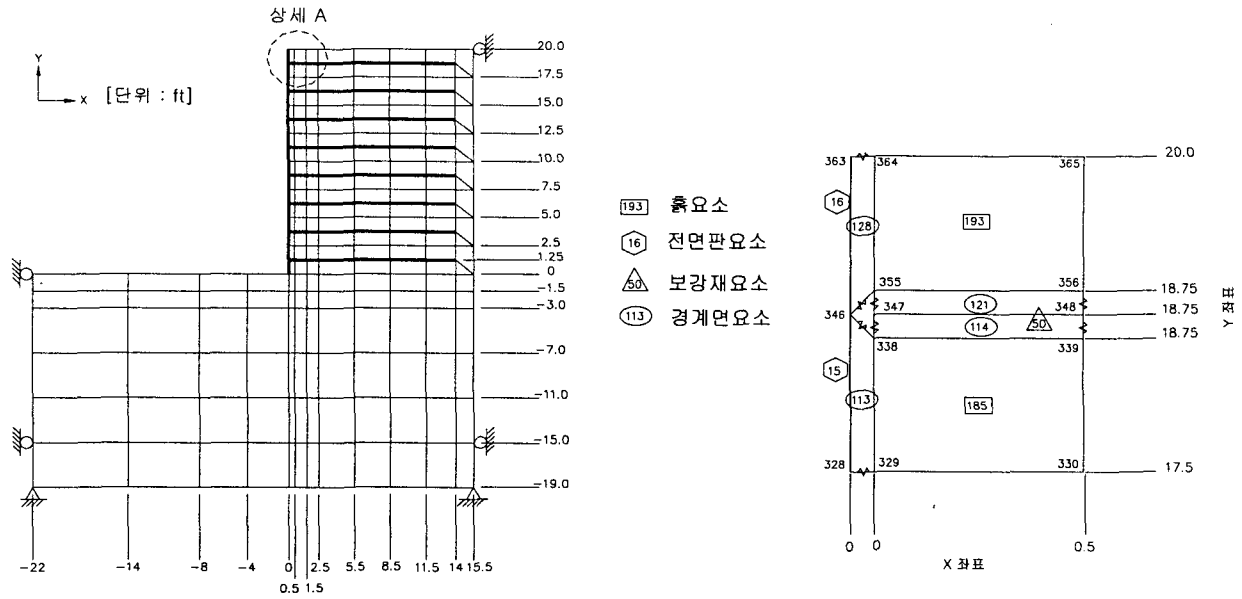


그림 5. 보강토 옹벽의 유한요소망

4. 보강토 옹벽의 응력-변형 해석결과

4.1 유한요소해석에 필요한 입력정수

보강토 옹벽의 유한요소 해석을 위해서는 필요한 입력정수는 아래 표와 같다. 흙에 관련된 입력정수는 삼축압축시험을 통해서 구할 수 있으며, 경계면 특성은 보강재 인발시험을 통해서, 그리고 다짐응력에 대한 수평토압의 변화 특성은 물성치들 사이의 상관 관계식에서 구할 수 있다.

표 1. 흙요소의 Hyperbolic 모델에 대한 입력정수

구분	정수	γ_t (t/m^3)	c (t/m^2)	ϕ ($^\circ$)	접선탄성계수(E_t)			체적팽창계수(B)		하중 제하-재하시 탄성계수(E_{ur})
					R_f	K	n	K_B	m	
뒷채움재		2.08	0	40	0.7	460	0.50	230	0.5	690
기초지반		2.08	0	36	0.7	600	0.25	450	0	900

표 2. 흙요소의 Bi-linear 모델에 대한 입력정수

구분	정수	K_o	$K_{1,\phi',B}$	c_B' (t/m^2)	K_2	K_3
뒷채움재		0.357	3.07	0	0.157	0.157
기초지반		0.412	2.57	0	0.220	0.220

표 3. 경계면 요소의 입력정수

구분	정수	n	R_f	ϕ ($^\circ$)	c (t/m^2)	k_n	k_s	k_{ur}
뒷채움재		1.0	0.9	33	0	100,000,000	1640	2460
기초지반		0.5	0.7	32	0	100,000,000	5000	7500

4.2 보강재에 발생하는 인장력 해석결과

보강재의 인장강도는 보강토 응벽의 내적 안정성을 판단하는 기준이 된다. 즉 보강재에 발생하는 최대 인장강도(T_{max})와 보강재 재료의 허용 인장강도를 비교함으로써 보강재의 단면적 및 재료의 강성을 결정하게 된다.

해석결과 각 보강재에 발생하는 최대인장력의 궤적을 그려보면 그림 6의 점선과 같이 전면판에서 약 2.1m되는 위치에서 최대인장력이 발생하고 있으며, 하부에서는 전면판 방향으로 직선적으로 감소하고 있음을 알 수 있다. 최대인장력의 궤적은 파괴면의 개념으로 이해 할 수 있다. 보강토 응벽의 설계방법 중 하나인 복합 중력식 이론에서는 보강토 응벽의 한계평형 해석시 파괴면을 Bi-linear 파괴면으로 가정하여 해석하게 된다. Bi-linear 파괴면은 전면판으로부터 0.3H 되는 위치에서의 직선과 $45^\circ + \phi/2$ 의 기울기를 가진 Rankine의 파괴 포락선과 결합되어 만들어진 파괴면이다. 그림 6에서 실선은 이론적인 파괴면을 나타내고, 점선은 유한요소 해석에 의해 계산된 파괴면을 나타내고 있는데 두 방법의 파괴면이 거의 비슷함을 보여주고 있어 SSCOMPC에 의한 해석결과가 이론적인 해석결과와 잘 일치하고 있음을 확인해 주고 있다.

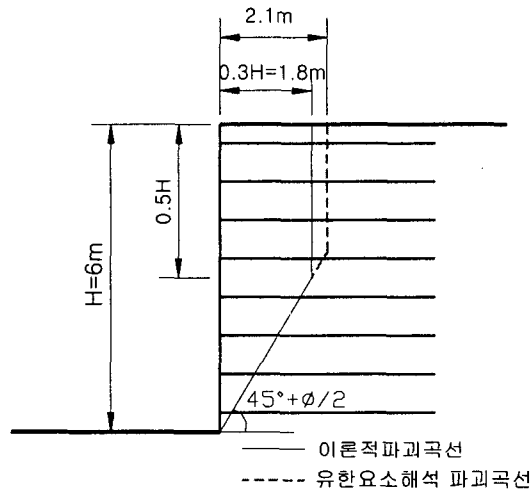


그림. 6 이론적 파괴곡선과 유한요소 해석의 파괴곡선 비교

4.3 보강토응벽의 변위 해석결과

SSCOMPPC 프로그램 해석결과 보강토 응벽에서 발생한 변위는 그림 7과 같이 나타난다. 그림에서 실선은 해석전 보강토 응벽의 요소망이고, 점선은 해석후 각 절점의 변위벡터를 연결한 요소망이다. 수평변위는 보강토 응벽 상단으로 갈수록 증가하는 경향을 보이고 있으며, 그림 8과 같이 보강토 응벽상단에서 최대수평변위 2.7cm가 발생하였고 FLAC의 수치해석 결과 최대수평변위는 2.0cm가 발생하였다. 결론적으로 보강토 응벽의 응력-변형 해석에 있어서 경계면 요소 및 흙 요소의 hyperbolic 모델과 다짐영향에 대한 bi-linear 모델이 고려되는 경우 경계면 요소를 사용하지 않거나, 흙의 다짐응력을 일정하게 보고 해석하는 경우보다 수평변위가 더 크게 발생하였음을 알 수 있다.

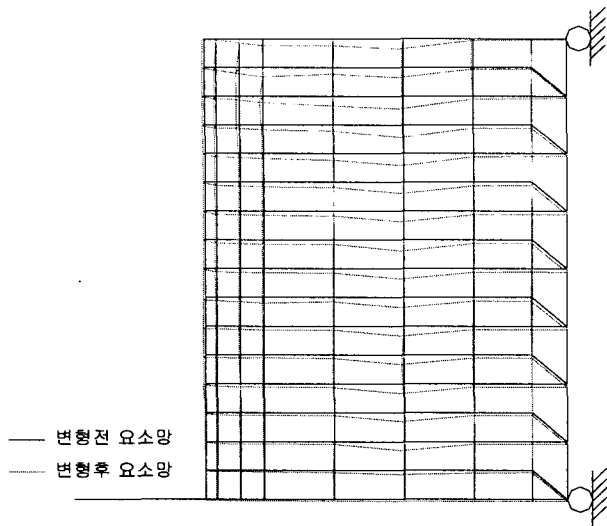


그림 7. 보강토 옹벽의 변위 해석 결과

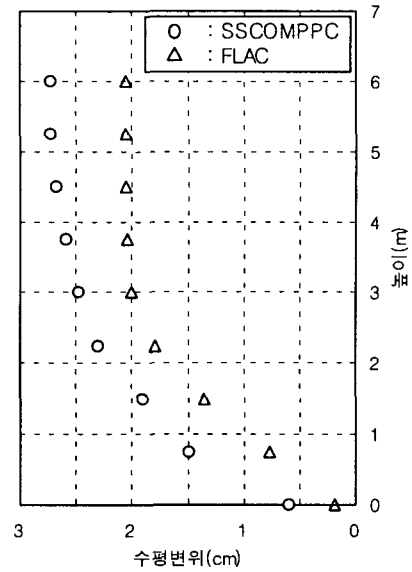


그림 8. SSCOMPPC 와 FLAC의 해석결과 비교

5. 결 론

본 연구에서는 유한요소 해석 프로그램인 SSCOMPPC를 이용하여 보강토 옹벽의 응력-변형 해석을 실시하였다. 유한요소 해석시 흙과 구조물의 경계면 마찰 특성 및 흙의 비선형 hyperbolic 모델, 다짐하중에 의한 수평 토압의 변화를 고려한 Bi-linear 모델을 도입하여 보강토 옹벽의 거동을 합리적으로 예측하였다. 유한요소 해석결과 보강재에서 발생하는 최대 인장력은 전면판으로부터 약 2.1m 위치에서 발생하였다. 최대 인장력을 연결한 곡선은 보강토 옹벽의 파괴선을 의미하며, 유한요소 해석결과로 나타난 파괴곡선이 중력 복합식 설계법에서 설명하고 있는 이론적인 bi-linear 파괴곡선과 거의 일치하고 있음을 보여주었다.

SSCOMPPC 수평변위 해석결과 보강토 옹벽에서 발생한 수평변위는 최대 2.7cm로 FLAC의 수평변위 2cm 보다 큰 값으로 해석되었다. 따라서 보강토 옹벽의 수치해석시 경계면 요소 및 흙의 hyperbolic 모델, 다짐시 bi-linear 모델을 고려하는 경우 수평변위가 더 크게 발생함을 알 수 있다.

감사의 글

본 연구는 21세기 프론티어연구개발사업인 수자원의 지속적 확보기술사업단의 연구비지원(과제번호 : 4-3-1)에 의해 수행되었습니다.

참고문헌

1. Clough, G.W. & Duncan, J.M. (1969), "Finite Element Analyses of Port Allen and Old River Lock", *University of California, Dept. of Civil Engineering, Geotechnical Engineering Report, TE-69-3*, Berkely, September.
2. Duncan, J.M., Bryne, P., Wong, K.S. & Mabry, P. (1980), "Strength, Stress-Strain and Bulk

- Modulus Parameter for Finite Element Analyses of Stress and Movements in Soil Masses",
Geotechnical Engineering Research Report No. UCB/GT/80-01, University of California, Berkeley.
3. Beer G. (1985), "An Isoparametric Joint/Interface Element for Finite Element Analysis", *Int. Jnl. Num. Meth. Eng.*, Vol. 21 No. 5, pp. 585-600
 4. Seed, R.B. and Duncan, J.M.(1984). "SSCOMPPC : A Finite Element Analysis Program for Evaluation of Soil-structure Interaction and Compaction Effects," *Geotechnical Engineering Research Report* No. UCB/GT/84-02, University of California, Berkeley.