

돌망태를 이용한 호안구조물의 수리학적 특성

배상수¹⁾ · 임기석²⁾ · 허수영³⁾ · 지홍기⁴⁾

1. 서론

돌망태(Gabion)는 지반의 침식을 제어하고 흙의 안정화에 사용되며, 철망내에 돌을 채운 호안 구조물이다. 돌망태 철망의 강성과 유연성은 평탄하지 않는 곳이나 흐르는 물에 세굴이 발생하는 곳에서도 파괴없이 모양을 바꾸도록 할 수 있으며, 돌망태는 침투성이 있어 수리학적 부력으로 인한 문제점을 제거할 수 있다. 또한 식물의 생장을 가능하게 하여서 안정성을 더욱 높여준다. 마지막으로 돌망태는 경제적이고 안정성과 부식성에 대해 효과적이다. 따라서 제방의 안정은 돌망태의 가장 보편적인 적용이라 할 수 있고 더욱이 이것은 새로운 도시의 개발에서 자연경관을 고려하고 하상을 안정화시키는 적절한 방법이라 할 수 있다.

본 연구에서는 물의 흐름특성에 대한 돌망태 호안공의 안정성을 증명하기 위하여 콜로라도 주립대학교(Fort Collins - U.S.A.) 수리실험실에서 시행한 실험을 기초로 하여 소류력과 변형에 대한 호안공의 안정성, 호안공 상/하부 경계면에서 유속에 대한 안정성을 검토하였다. 그리고 물의 흐름에 대한 호안공의 설계기준을 제시하였다. 또한 Sogreah Ingenieurs Conseils(Grenoble - France) 등에서 파랑작용에 대한 돌망태 호안공 설계기준 등을 제시하여 호안공의 설계 및 계산기준을 정립하고 돌망태의 적용지침과 설계 및 시공방법은 현장에서의 경험과 분석 그리고 수리학적 모형에 대한 연구를 통하여 확립해야 하며, 이러한 방법들은 특별한 수리학적 및 기하학적 조건에서 돌망태가 알맞은 거동을 한다는 것이 입증되어야 한다.

2. 돌망태 호안공의 안정성 이론

2.1 소류력의 기본이론

본 연구에서는 수리학적 및 기하학적 특성에 관계되는 유효전단응력과 재료에 관계되는 허용전단응력 사이에서 비교에 근거한다.

1) 유효전단응력

수로바닥에서 호안공 위에 수평부분에 대한 최대전단응력 τ_b 은 동수반경에 관계되며, 식 (1)에서 구할 수 있다.

$$\tau_b = \gamma_w R i_f \quad (1)$$

여기서, γ_w : 물의 단위중량(kg/m^3), R : 동수반경(m), i_f : 하상경사이다.

자연수로와 같이 폭이 넓은 수로에서 동수반경은 거의 수심과 같다. 따라서 식 (1)에서 수로바닥 위의 유효한 점에서 수평부분에 대한 최대전단응력 τ_b 은 식 (2)와 같다.

$$\tau_b = \gamma_w (Y_{\max} - z_i) i_f \quad (2)$$

여기서, Y_{\max} : 설계유량에 대한 수위(m), z_i : i 번째 검토되는 지점의 표고이다.

영남대학교 대학원 토목공학과 박사과정 053-810-3791
영남대학교 대학원 토목공학과 박사과정 053-810-3791
Maccaferri Gabions Ltd./Maccaferri Korea Representative
영남대학교 토목공학과 교수 · 공학박사 053-810-2414

만약 지점이 수평면상에서 직선수로 제방에 대한 최대전단응력 τ_m 은 식 (3)과 같이 감소된다.

$$\tau_m = 0.75 \gamma_w (Y_{\max} - z_i) i_f \quad (3)$$

만곡수로에서 제방에 대한 최대전단응력 τ_m 은 곡률반경과 수면폭에서 굴곡부에 따른 제방 외제 의 전단응력 증가계수 K 에 의해서 그림 1과 같이 제방 외제를 따라 증가하며, 식 (4)와 같이 나타 낼 수 있다.

$$\tau_m = K 0.75 \gamma_w (Y_{\max} - z_i) i_f \quad (4)$$

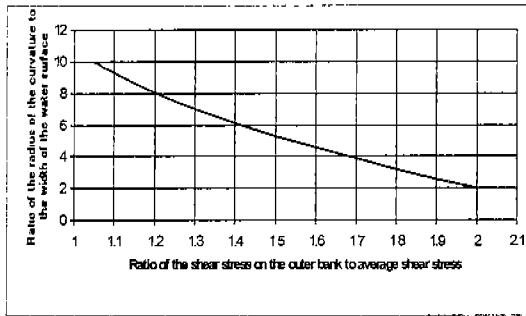


그림 1 제방 외제에 작용하는 전단응력

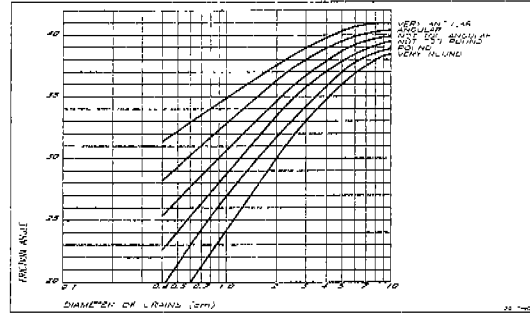


그림 2 비점착성 흙의 내부마찰각

2) 저항응력

호안공의 저항전단응력은 호안공 재료들이 움직이기 시작할 때의 한계값으로 수평부분에 작용하는 허용전단응력 τ_c 으로 정의한다. 비점착성 흙인 경우 허용전단응력은 식 (5)에서 구할 수 있다.

$$\tau_c = 80 d_{75} \quad (5)$$

여기서, τ_c : 허용전단응력(kg/m²), d_{75} : 하상재료의 75%통과를 허용하는 체직경(cm)이다.

만약 하상 위의 임의의 지점에서 식 (6)을 만족한다면 호안공은 안정하다.

$$\tau_b \leq \tau_c \quad (6)$$

비점착성 흙이 수평으로 놓여진 경우는 식 (7)에서 제방에 대한 허용전단응력 τ_s 과 최대전단응력 τ_m 을 비교하는 보정계수에 의해서 제방법면의 허용전단응력 τ_s 감소를 고려해야 한다.

$$\tau_m \leq \tau_s \quad (7)$$

여기서, 제방의 허용전단응력 τ_s 은 식 (8)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\tau_s = \tau_c \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi}} \quad (8)$$

여기서, ϕ : 제방을 형성하는 비점착성 흙의 내부마찰각, θ : 제방의 법면경사이다.

그림 4는 비점착성 흙의 내부마찰각을 결정하기 위하여 시험값이 없을 때 이용할 수 있다.

2.2 돌망태 호안공의 소류력에 대한 안정

일반적으로 돌채움 호안공은 각각의 돌이 어떠한 움직임도 없을 때 안정화되었다고 할 수 있다. 그러므로 사석 호안공과는 달리 돌망태 호안공은 철망내에 돌로 채워지며, 이들 구조물에서 호안공의 안정성의 한계는 전단응력이 돌을 막 이동시키려는 초기이동응력 지점과 같다. 호안공에서 수평부분에 대한 최대전단응력은 식 (2)에서 주어졌다.

동일한 직경을 가지는 돌은 채움재의 평균직경 d_m (돌의 50%를 통과하는 체의 크기)과 동일하다. 또한 돌의 크기는 식 (9)에서 구할 수 있으며, Shield's 매개변수로서 정의된다.

$$C^* = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma_w) d_m} \quad (9)$$

여기서, γ_c : 초기이동의 한계조건에서 전단응력, γ_s : 돌의 비중이다.

식 (9)에서 분모는 돌의 수중단위중량 때문에 수로저부에서 수직응력에 비례한다. Shield's 매개변수는 그 결과 마찰계수와 유사하다. 수로저부에서 전단응력은 자갈이동이 없는 상태인 수평부분에 작용하는 허용전단응력에 도달될 수 있으며, 그 결과는 식 (10)과 같다.

$$\tau_c = C^* (\gamma_s - \gamma_w) d_m \quad (10)$$

그러므로 돌망태 호안공은 식 (2)와 (10)에서 얻은 값을 식 (6)에서 비교하여 만족하면 안정하다.

철망에 의한 안정효과를 고려하기 위하여 제한된 변형은 돌의 움직임 때문에 제한된 변형을 가지는 이들 값과 함께 저항 20%증가에서 돌망태 호안공에서 허용할 수 있다. τ_l 은 한계전단응력으로서 정의되고 식 (11)과 같이 수평부분에 대한 최대전단응력과 비교할 수 있다.

$$\tau_b < \tau_l \quad (11)$$

여기서, $\tau_l = 1.2 \tau_c$ 이다.

철망에 채워지지 않는 자갈사석의 Shield's 매개변수는 약 0.047이며, 철망에 채워진 돌망태에 함유된 돌의 C^* 값은 0.10이다. 주어진 동일크기의 돌로 채워진 돌망태는 일반적인 자갈사석보다 전단응력이 2배 이상 크게 저항할 수 있다. 왜냐하면 철망에 의해 채워졌기 때문이다.

수로저부의 호안공에 관계되는 제방에서 허용전단응력은 식 (8)로 나타낼 수 있으며, 여기서, ϕ : 돌채움의 내부마찰각이며, 돌망태는 $\phi=41^\circ$ 로 가정할 수 있다. 제방근 내의 값이 0이 되는 경향이 있고 $\theta \geq 41^\circ$ 의 값이 음수가 되기 때문에 본 연구에서는 제방근 내에 남아있는 상수의 값을 $\theta \geq 39^\circ$ 로 가정한다. 이에 반하여 $\theta=39^\circ$ 이면 남아있는 이 값은 가정된 값과 같다. 넓게 뻗은 만곡된 수로에서 제방바깥쪽의 전단응력은 증가할 것이다.

2.3 돌망태 호안공의 변형에 대한 안정

전단응력이 초기이동 조건의 한계값에 도달할 때 돌망태 호안공의 돌채움 부분이 움직이는 하류부에서 각각의 구획된 부분은 그림 3과 같다. 만약 전단응력이 점점 더 증가한다면 돌망태 아랫부분의 기초 흙이 드러나게 되어 호안공이 효력을 상실하거나 철망이 허용되는 강도의 범위 내에서 새로운 평형상태에 도달하게 될 것이다.

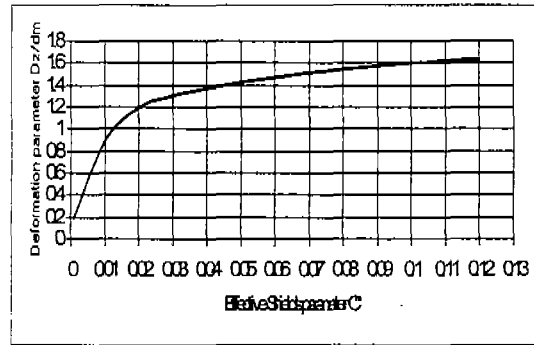
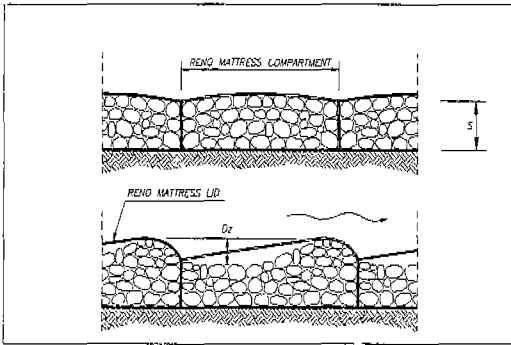


그림 3 돌망태 구획내에서 돌이동의 일반적인 경향 그림 4 변형요소와 유효 Shield 매개변수와의 관계 돌망태가 설치된 곳에서 피복보호공의 정도는 기초를 이루는 바닥의 흙을 유지하기 위하여 이러한 수로저부에 제공된 바닥재료는 노출되지 않아서 어떠한 변형에도 변화하지 않을 것이다. 따라서 돌망태 아래에서 중요한 사실은 물의 흐름으로 인하여 변화하지 않는 것이다.

돌망태 호안공에서 변형의 정도를 구하기 위하여 매개변수 Dz/d_m 이 사용된다. 여기서, Dz : 돌망태의 구획된 부분 내에서 가장 높은 돌의 표면과 가장 낮은 돌의 표면과의 높이차이다. 유효 Shield's 매개변수로서 정의될 수 있으며, 식 (12)에서 구할 수 있다.

$$C^* = \frac{(\tau_m - \tau_s)}{(\gamma_s - \gamma_w) d_m} \quad (12)$$

여기서, Dz/d_m 과 C^* 와의 관계는 그림 4에서 곡선으로 나타난다.

돌망태 호안공의 구획된 부분 상류부에서 채움돌의 두께감소는 $Dz/2$ 이다. 따라서 기초를 이루는 바닥의 흙은 보호공이 없으므로 흐름에 직접적으로 노출되어 바닥의 흙이 유실되는 것을 방지할 수 있으며, 기본적인 이론은 식 (13)과 같다. 여기서, s : 돌망태의 두께이다.

$$Dz/d_m \leq 2(s/d_m - 1) \quad (13)$$

그러므로 변형에 대한 검토에서 돌망태 호안공은 C^* 값보다 크고 Dz/d_m 는 증가하지 않는다. 이러한 이유 때문에 파괴됨이 없이 초기설계보다 더욱 불리한 조건에서도 저항할 수 있다. τ_b 는 τ_c 의 범위를 넘는 것을 허용되지만 20%이상은 안 된다. 이것은 주어진 설계유량에서 변형을 조절하기 위해서 필요하다.

2.4 상/하부 피복공 경계면에서 유속에 안정

돌망태와 사석 호안공에서 피복공의 두께와 돌의 크기는 흐름에 의해 야기된 움직임에 저항해야 한다. 또한 재료표면의 침식을 막아야 한다. 물의 유속 v_b 는 돌망태층의 경계면에서 또한 바닥의 흙은 흩입자 형태가 움직이지 않을 만큼 충분히 느려야 한다. 수로바닥 기울기와 돌사이 공극의 크기에 주로 의존하는 호안공 내에 물의 유속 때문에 흐름의 탁월방향은 돌망태의 표면에 평행하고 유속은 돌망태의 다양한 수리학적 조건들과 두께에 직면하여 실제로 상수만 남게될 것이라고 가정한다. 수로바닥 위에 돌망태가 설치된 상태에서 유속은 바닥의 흙이나 다공성 물질의 경계면에서

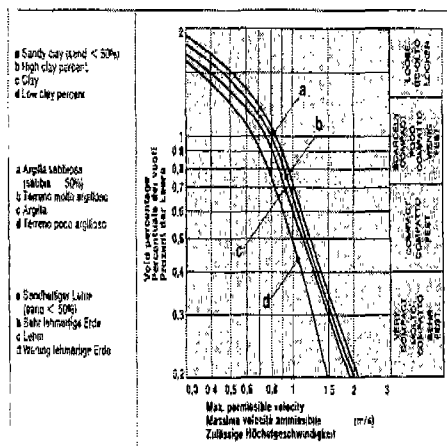


그림 5 점착성 흙의 최대허용유속

식 (14)처럼 Manning 공식으로부터 결정될 수 있다.

$$v_b = \frac{1}{n_f} \left(\frac{d_m}{2} \right)^{2/3} \sqrt{i_f} \quad (14)$$

여기서, n_f : 수로 바닥의 조도계수이며, 토목섬유 n_f : 0.020, 자갈여과 n_f : 0.025이다.

수로바닥재료와의 경계면에서 유속 v_b 는 허용유속 v_1 과 비교되어야 한다. 점착성 흙의 v_1 은 그림 5에서 구할 수 있고 비점착성 흙은 식 (15)에서 구할 수 있다.

$$v_1 = 16.1d \quad (15)$$

여기서, v_1 : m/sec로 표현되고 d : m로 표현되고 유지되기 위한 흩입자의 크기이다.

토목섬유 등 여과물질이 사용된 곳에서 토목섬유를 통하여 통과하는 유속은 감소된다. 흙의 경계면에서 식 (14)에서 구한 v_b 의 값의 1/2~1/4이고 토목섬유의 형태에 의존한다.

만약 토목섬유 여과물질 아래에 돌망태를 사용한다면 돌망태/흙의 경계면에서 유속은 허용유속보다 크며, 이것은 돌망태 같은 여과물질을 이용하는 것이 필요하게 될 것이다. 이러한 여과물질은 0.15~2.00m의 두께를 가져야 하고 적어도 식 (16)보다 더 커야 한다.

$$S = \frac{d_v}{f} \left[1 - \left(\frac{v_1}{v_b} \right)^2 \right] \quad (16)$$

여기서, f : Darcy-Weisbach계수 ($f = 0.05$ 로 가정), d_v : 등가공극직경(m)이다.

3. 돌망태 호안공의 규모결정

3.1 물의 흐름에 대한 돌망태 호안공의 설계

제방 또는 물의 침식작용에 저항에 국부적으로 부적당한 흙으로 이루어진 직선하천의 전단면에는 호안공이 필요하다. 돌망태 호안공은 철망과 돌로 구성되어 있으므로 이런 재료로 시공되는 호안공

은 먼저 돌의 활동에 대한 저항력을 판단하여야 한다. 전체적으로 구조물이 안정할지라도 개개의 돌의 중량뿐만 아니라 철망내에 들어있는 돌의 활동에도 안정성이 달려있다. 전 절에서 설명한 설계기준들을 그림 6의 흐름도와 같이 다음 단계별로 요약할 수 있다.

단계1 : 돌망태의 두께 (t), 철망의 형태 및 철선의 직경 등 돌망태의 형태를 선택한다. 그리고 채움재의 형태와 크기를 선택하고 그것에 대한 d_{90} 및 d_m 을 결정한다.

단계2 : 돌망태 호안공은 식 (2)와 (10)에서 얻은 값을 식 (6)에서 비교하면서 호안공의 안정여부를 판단한다. 호안공의 변형한계는 $\tau_b \leq 1.2 \tau_c$ 까지 허용한다. 그리고 식 (3)과 (8)에서 얻은 값을 식 (7)을 만족해야 한다. 그리고 곡선의 측면 경사에 대해서는 식 (4)를 적용한다.

단계3 : 바닥 흙에 대한 허용유속 v_e 를 평가한다. 점착성 흙에 대한 v_e 는 그림 5에서 구할 수 있고 비점착성 흙에 대한 v_e 는 식 (15)에서 구할 수 있다. 다음에는 돌망태와 바닥 흙에 접한 유속을 식 (14)를 이용하여 계산한다. 만약 필터가 없으면 식 (17)로 검토한다

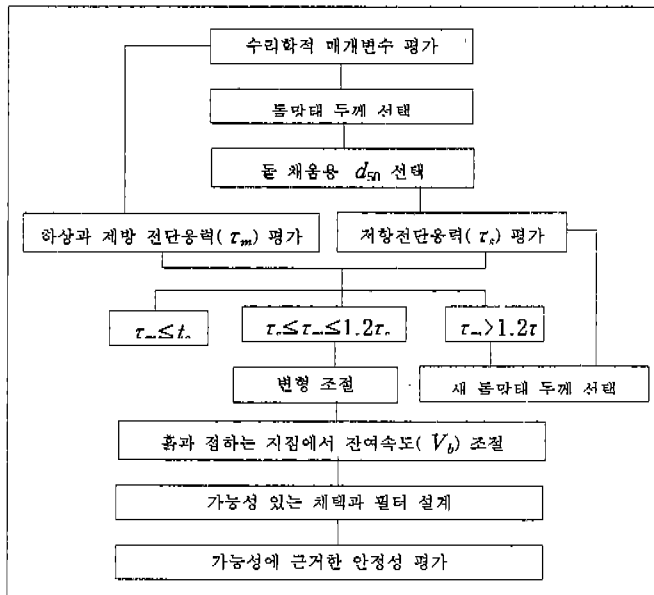


그림 6 돌망태호안 설계흐름도

$$v_b \leq v_e \quad (17)$$

토목섬유 필터이면 식 (18)로 검토한다.

$$v_b \leq (2 \div 4) v_e \quad (18)$$

단계4 : 바닥 또는 측면경사에서 설계유량에 대한 변형을 단계2의 결과에서 식 (19)에 적용하여 허용도를 검토한다.

$$\tau_c \leq \tau_b \leq 1.2 \tau_c \quad \tau_s \leq \tau_m \leq 1.2 \tau_s \quad (19)$$

초기이동 보다 큰 구조물의 여유강도를 평가하기 위하여 유량을 증가시켜 위와 같은 과정을 반복한다. 또한 수로 바닥과 사면경사를 결정하기 위해서는 식 (12)를 이용한다.

C_s 의 함수인 Dz/d_m 을 그림 4에서 구하여 식 (13)으로 검토한다.

3.2 파랑작용에 대한 돌망태 호안공 설계

대수로, 관개유역 및 큰 호수의 호안은 해안과 같은 바람에 의한 파랑으로 설계된다. 또한 항해용 운하의 호안은 선박에 의해 발생하는 파도에 의해 계획된다. 이 파도의 높이는 선박의 용적 및 속도와 운하의 단면에 의해 결정된다. 이러한 목적의 호안공을 설계하는데 있어서 가장 중요한 인자는 파도의 높이이다. 파랑작용에 의한 돌망태 호안공의 거동은 프랑스 Grenoble의 Sogreah 등에서 연구를 하였다.

호안공 요소들의 중량을 알고 있을 때 돌의 평균용적 d_m 은 구체의 직경과 입방체의 중량 W 및 비중 γ_s 의 평균치를 사용한다. C. T. Brown은 연안 호안공으로서 돌망태의 사용에 관한 연구를 수행하여 미끄러짐은 1:2이상의 경사에서의 파괴에 주된 원인이 있는 반면 상승에 의한 파괴는 그보다 작은 경사에 일어난다는 것을 알아냈다. 호안공에 사용되는 돌망태 두께를 구하기 위하여 식 (20)과 같이 두 가지의 공식을 개발하였다.

$$t = \frac{H_D}{3(1-V)(S_r-1) \cot \theta} \quad (1:3.5 \text{ 이상}) \quad t = \frac{H_D}{7(1-V)(S_r-1) \cot^{1/3} \theta} \quad (1:3.5 \text{ 이하}) \quad (20)$$

여기서, t : 돌망태의 두께, V : 채움재의 공극율이다.

식 (20)을 비교해 보면 돌망태 호안공을 사용할 때 보다 사석 호안공을 사용할 때 훨씬 많은 재료가 사용되는 것을 알 수 있다.

4. 결론

수로와 제방법면에 안정성을 확보하기 위해 다양한 보호공이 개발되어 왔다. 돌망태는 이러한 요구에 알맞은 보호공이다. 자연적인 구조물과 침식방지의 용도로서의 돌망태의 이용은 아래와 같은 많은 장점을 가지고 있다.

먼저, 돌망태의 안정계산은 소류력의 이론에 근거하며, 흐름에 의한 움직임 방지하는 돌망태의 기능은 이것의 크기가 아니라 움직임에 저항하는 결속력에 달려있다. 돌망태 내에 돌은 철망에 의해 구속되어 있으며, 일반적으로 유속과 전단응력이 한계에 도달했을 때 돌망태 내에 돌은 물의 흐름방향으로 이동하기 시작한다. 돌망태 Shield's 매개변수는 사석의 약 2배이다. 이것은 동일한 수리학적 조건에서 돌망태에 사용된 돌의 평균크기는 사석의 1/2을 의미한다. 또한 동일한 크기의 돌이 채움재로 사용될 때 허용유속은 돌망태의 경우 사석보다 2배이상 심지어 3~4배까지 견딜 수 있다. 이 결과는 돌망태가 알맞게 설계되고 설치되어 있다면 사석 구조물보다 안정적이라는 것을 보여준다.

다음으로, 사석은 초기이동 조건의 범위를 넘어 한계조건에 도달하면 흐름에 의해 개개의 돌은 분리되면서 점진적으로 파괴되고 된다. 그러나 돌망태의 경우는 비록 초기이동 조건의 범위를 넘어 한계조건에 도달할지라도 철망에 의해 개개의 돌의 분리가 억제된다. 비록 변형된 돌망태 일지라도 새로운 형태의 평형을 얻을 수 있으며, 더 이상 변형과 악조건에도 저항할 수 있다.

마지막으로, 돌망태/필터의 경계면의 유속이 바닥 흙의 안정성에 영향을 준다면 자갈필터 또는 토목섬유/자갈필터의 혼합재를 바닥 흙을 손상시키는 돌망태/필터의 경계면의 유속을 감소시키기 위해 사용해야 한다. 돌망태와 필터의 경계면에서 유속은 동수반경이 대략적으로 돌망태 중앙의 1/2이고 Manning공식의 조도계수는 0.02를 가진다고 가정한 Manning공식을 이용하여 대략적으로 결정할 수 있다. 필터와 흙의 경계면에 있는 토목섬유 아랫부분의 유속은 토목필터 윗부분 유속의 1/4~1/2이다. 이 유속은 돌망태 호안공이 안정된 상태로 남아있다 할지라도 바닥의 흙을 움직일 만큼 충분히 크다. 이런 경우 유속을 충분히 감소시킬 수 있는 돌필터층이 바닥흙을 보호하는 좋은 방법이 될 것이다.

참고문헌

- D.B.SIMONS, Y.H.CHEN, L.J.SWENSON, Hydraulic Test to Develop Design Criteria for the Use of Reno Mattresses, Fort Collins, Colorado, 1983.
- SIMONS, LI & ASSOCIATES, Consideration of Risk in Hydraulic Design of Bank Protection Using Reno Mattress and Rip-Rap, Fort Collins, Colorado, 1983.
- D.B.SIMONS, R.H.LI, W.S. LIANG, Design Guidelines & Criteria. Channels & Hydraulic Structures on Sandy Soil, Fort Collins, Colorado, 1981.
- A.A.FIUZAT, Y.H.CHEN, D.B.SIMONS, Stability Tests of rip-rap in Flood Control Channels, Fort Collins, Colorado, 1982.
- C.T.BROWN, Report NO.156, Gabion Report on Factors Affecting the Use of Maccaferri Gabions and Reno Mattresses for Coastal Revertments, University of N.S.W., Manly Vale, N.S.W., 1979.