

돌망태석축의 변형거동 및 전단특성 분석

정	철	호*1
권	형	석*2
백	영	식*3

1. 서 론

현행 택지조성에 있어 비탈의 보호시설, 제방, 사방, 철도, 도로성토부의 보호공 등에 주로 석축쌓기, 콘크리트 및 철근콘크리트 옹벽을 적용해 오고 있다.

외국에서는 그 대체공법으로 아연도금한 철망에 의한 직사각형 상자속에 돌채움을 한 옹벽공법을 창안하여 이미 많은 시공실적을 통해 그 경제성과 시공성의 효율성을 입증시켜왔다. 반면, 국내에서는 돌망태형옹벽이나 Gabion 옹벽으로 명명되어 1980년대 후반부터 도로 절개부에 국한되어 간헐적으로 옹벽구조물로서 시공된 실적이 있으나, 실험연구에 의한 변형거동 및 전단특성 등의 구조적 안정성에 대한 검증은 미흡한 상태이다. 또한 국내 기술수준과 현장여건을 고려한 설계 및 시공기준이 제정되어 있지 않아 현장에서 건설기술자들이 쉽게 활용하기에는 기술적으로 해결해야 할 문제점이 많이 남아 있으며, 이 공법에 대한 인식의 부족(돌망태자재의 국산화, 표준품셈의 현실화)으로 국내에서는 활성화되지 못하고 있는 실정이다.

이 공법에 사용되는 아연도금한 철선의 두께는 2.7mm 상당으로 인장강도가 38~50kg/cm² 정도이어야 하며, 염해의 작용을 많이 받는

해안지방에서는 PVC로 코팅(두께 0.55mm)이 된 철망이 효과적인 것으로 조사되었다.⁴⁾

이 공법의 특징은 배수성이 양호하기 때문에 설계시에 수압의 작용을 고려할 필요가 없고, 동절기에도 시공이 가능하므로 공기를 단축할 수 있으며 시공과정을 쉽게 파악할 수 있어 특별한 품질관리가 필요하지 않다.¹⁾³⁾⁴⁾ 채움재는 하천석재, 깎잡석, 현장에서 생산되는 부순돌(입경: 10~20cm 정도)등을 사용함으로써 자원 재활용이 가능하고 주변환경의 미관을 고려한 시공이 가능한 장점이 있다.

Maccaferri Gabions 사(1987)⁵⁾에서 실시한 단순전단시험에 의하여 구해진 대표적인 전단 탄성계수의 값은 2.5~3.5kg/cm²으로 보고되고 있다. 본 연구에서는 문헌으로부터 조사된 돌망태석축공법에 대한 해석법을 고찰하고, 실물크기의 변형시험과 전단시험을 실시하여 전단응력(τ_n)과 전단 탄성계수(G_n) 및 변형량(Z_n)과의 상관성을 알아내고자 한다.

2. 돌망태석축 해석방법

돌망태석축은 연성체인 중력식옹벽 구조물로 생각할 수 있는 독특한 특성으로 인해 벽체에 전달되는 배면토의 토압을 구하고 구조물 안정성의 여러가지 기준에 대한 정밀한 고찰이 요구

*1 정희원, 대한주택공사 연구개발실 부장

*2 대한주택공사 연구개발실 연구원

*3 정희원, 경희대학교 공과대학 토목공학과 교수

된다. 구조계산에서는 일반 옹벽과 같이 벽체에 전달되는 배면토의 토압산정, 벽체와 주변지반에 대한 안정해석은 물론 벽체의 독특한 변형 및 거동을 산정하는 것이 필요하다.¹⁾²⁾⁵⁾

2.1 배면토의 토압

벽체에 작용하는 배면토의 토압은 강도정수의 역학적특성과 벽체의 변형정도에 의해 결정된다. 일반적으로 옹벽에 작용하는 주동토압은 벽체에 충분한 변위가 발생할 때만 일어난다. 돌망태석축에 작용하는 토압분포의 모양은 일반적으로 삼각형으로 가정하고 있으며,⁴⁾ 이 주동토압을 발생시킬 수 있는 최소의 변위량(δ)은 비점성토와 점성토에서 각각 0.001H, 0.004H로 알려져 있다.

주동토압은 일반적으로 Coulomb의 쉘기이론에 의해 계산된다. 배수설비가 없는 불투수성의 벽체는 일반적으로 점착력의 효과를 무시하나, 돌망태석축은 완전한 배수를 허용하므로 점착력을 계산에 고려할 수 있다. 또한 일반 옹벽과 같이 수평배면에 상재하중이 작용할 경우의 토압도 실용적으로 고려해야 한다.

2.2 안정해석

앞에서 이미 논의한 바와 같이 돌망태석축은 활동, 전도, 벽체, 지지력 및 변형량에 대하여 안전하게 설계되어야 하며, 특히 벽체 하단에서 최대응력이 발생하는 점에 대한 응력과 발생 가능한 변형량을 검토해야 한다. 그림 1은 돌망태석축의 대표적인 구조도를 보인 것이다.

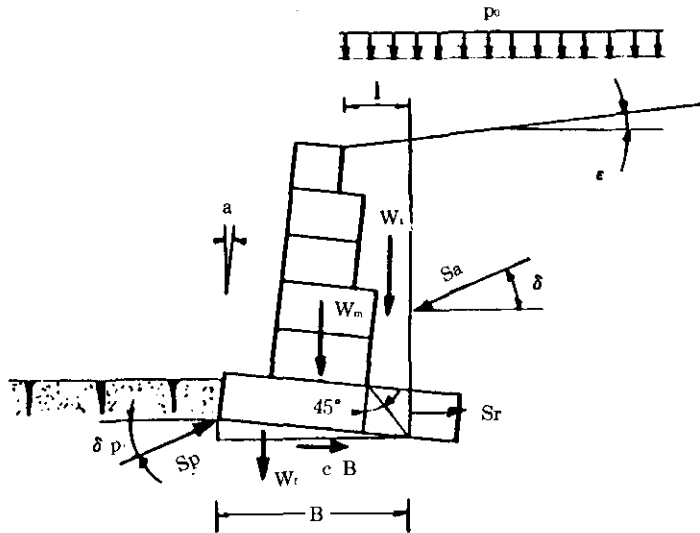


그림 1 돌망태석축의 구조도

2.2.1 활동에 대한 안정

활동에 대한 저항력(R_s)은 기초저면의 마찰력(fN), 활동저면의 점착력(CB), 벽체압급의 수동토압(Sp)과 뒷급의 정착력(Sr)의 합으로 식(1)과 같이 구할 수 있다.

$$R_s = fN + CB + Sp \cdot \cos\delta + Sr \quad (1)$$

여기서, f 는 기초저면과 흙 사이의 마찰계수이며, N 는 활동력에 수직방향으로 작용하는 힘의 합으로서, 식(2)로 표시되어 진다.

$$N = W_m + W_t + W_i + Sa \cdot \sin\delta - Sp \cdot \sin\delta_p + P_0 \cdot l \quad (2)$$

여기서 W_m 은 벽체의 자중(t), W_t 은 벽체

배면에서 저항력으로 작용하는 흙의 자중(t), W_t 는 벽체의 경사로 인해 기초저면에 깔리는 흙의 자중(t), S_a 는 주동토압(t/m), P_o 는 유효상재하중(t/m^2), l 는 상재하중의 유효폭(m)이다.

뒷굽의 정착력(S_r)은 정착부에 작용하는 수직하중과 정착부 상, 하면과의 마찰력이다.

활동을 일으키려는 힘(F_i)는 식(3)과 같이 표시된다.

$$F_i = S_a \cdot \cos \delta \quad (3)$$

활동에 대한 안전율(F_s)은 식(4)로부터 구한다.

$$F_s = R_s / F_i \geq 1.3 \text{ 또는 } 1.5 \quad (4)$$

2.2.2 전도에 대한 안정

전도에 대한 안정은 그림 2에서 보인 바와 같이 벽체의 자중 등에 의해 주동토압에 저항하며, 전도모멘트(M_i) 및 저항모멘트(M_s)는 식(5)와 (6)으로부터 구할 수 있다.

$$M_i = S_a \cdot l_s \quad (5)$$

$$M_s = W_{tot} \cdot l_w + S_p \cdot l_p \quad (6)$$

여기서, $W_{tot} = W_m + W_t + P_o \cdot l$ 이며, W_{tot} 는 그림 2의 벽체자중과 뒷굽위의 저항력으로 작용하는 토괴의 합력(t/m)을 말한다. 또한 l_s , l_w , l_p 는 각 힘 S_a , W_{tot} , S_p 에 대한 모멘트 길이(m)이다.

전도에 대한 안전율(F_r)은 식(7)로부터 구한다.

$$F_r = M_s / M_i \geq 1.5 \quad (7)$$

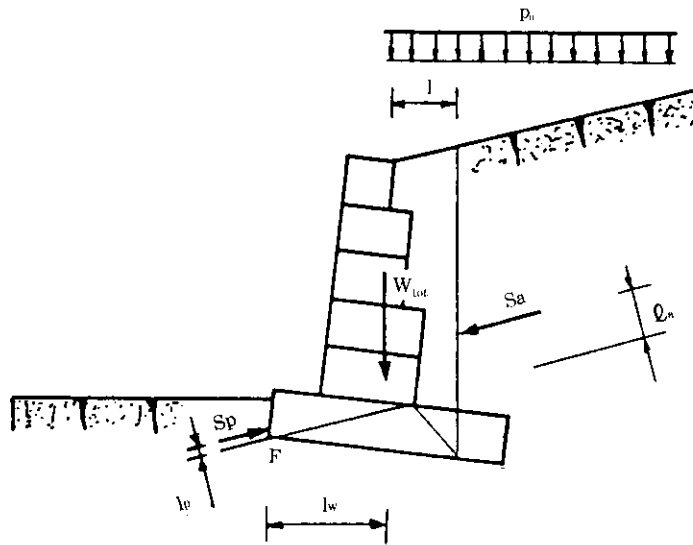


그림 2 전도모멘트를 검토할 때 고려해야 할 요소

2.2.3 벽체에 대한 안정

그림 2에 보인 바와 같이 벽체의 단면이 변하는 부분은 안정검토가 필요하며, 벽체에 작용하는 모든 외력을 알 수 있으면 벽체 내부에 발생하는 내력을 산정할 수 있다.

벽체단면에 발생하는 전단응력(τ) 및 허용전단응력(τ_a)은 식(8)과 (9)로서 표시된다.

$$\tau = T/B \quad (8)$$

$$\tau_a = \sigma \tan \phi^* + C_g \quad (9)$$

여기서 σ 는 해석단면 높이에서의 평균수직 응력(kg/cm^2)이며, ϕ^* 는 채움재의 다짐효과를 고려한 흙의 내부마찰각($^\circ$)으로 채움재의 단위중량 γ_g (t/m^3)와의 관계에서 식(10)과 같은 경험적인 상관성이 있음을 알 수 있다.

$$\phi^* = 25\gamma_g - 10^\circ \quad (10)$$

C_g 는 철망의 무게와 돌망태석축의 부피와의 비에 따라 결정되는 값으로서, 돌망태석축의 철망이 갖는 전체점착력(kg/m^2)을 말하며 간막이를 설치하거나 중량이 무거운 철망을 사용하면 C_g 값이 증가한다. 경험적으로 C_g 는 식(11)과 같이 산정할 수 있다.

$$C_g = 0.03P_u - 0.05 \quad (11)$$

여기서, P_u 는 벽체의 단위부피당 중량(kg/cm^3)이다.

2.2.4 기초의 지지력에 대한 안정

기초의 지지력은 Hansen(1970)⁵⁾의 식을 이용하여 구할 수 있다. 편심거리는 일반 응벽과 같이 $e = M/N$ 으로 산정된다. 여기서 M 는 저면의 중심에 대한 모멘트의 합이며, N 는 수직력의 합력이다.

$e < B/6$ 이면, 벽체의 기초저면에 발생하는 최대 및 최소응력은 식(12)와 같이 표시된다.

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{N}{B} (1 \pm \frac{6e}{B}) \quad (12)$$

$e > B/6$ 이면, 벽체의 기초저면에 발생하는 최대응력은 식(13)과 같이 표시된다.

$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{3U} \quad (13)$$

여기서, $U = B/2 - e$ 이며, σ_{\max} 이 기초지반의 허용지지력 보다 작으면 안전하다.

2.3 변형량의 산정

벽체에 발생하는 변형량을 구하기 위해서는 실물시험을 실시하여 전단탄성계수를 산정해야 하며, 변형량은 식(14)로부터 구할 수 있다.⁴⁾

$$Z_n = \Delta h \frac{T/b}{G} \quad (14)$$

여기서, Z_n 은 높이 Δh 인 돌망태석축의 1개의 모서리에서 발생하는 변형량(그림 3 참조), T 는 수평력의 합, T/b 는 1개의 단에서 작용하는 전단력, G 는 전단탄성계수이다.

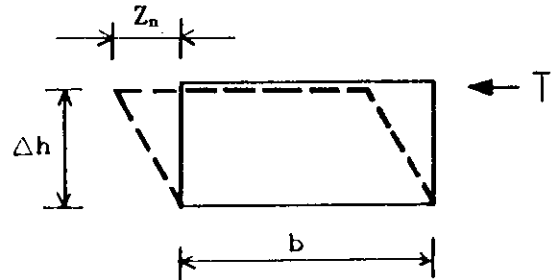


그림 3 돌망태석축의 변형량

3. 실물시험

돌망태석축의 설계시에는 식(14)에서 정의한 변형량의 검토가 필요한데, 이를 위해서는 전단탄성계수 G 에 대한 합리적인 적용기준이 있어야 한다. 본 연구에서는 돌망태 석축에 대한 변형시험과 전단시험을 실시하여 변형거동 특성과 전단탄성계수를 규명하였다.

변형시험에 사용된 돌망태석축은 양질의 사질토지반위에 단면의 크기가 $1.0 \times 1.5\text{m}$, 높이가 3.0m , 각 철망의 크기는 $1.0 \times 1.0 \times 1.5\text{m}$ 이고 육각형망의 크기는 $8 \times 10\text{cm}$, 철선의 직경은 2.7mm 인 아연도금한 철망이다. 채움재는 입경이 $10 \sim 15\text{cm}$ 인 시공공간에서 발생된 화강암질의 부순돌을 사용하였다.

그리고, 지표면으로부터 $1/3$ 지점을 토압의 작용점이라고 가정하여 유압식 잭으로 하중을 가하였다. 이는 실제의 분포토압과는 상이한 하중 조건이지만, 현실적 제약조건 때문에 불

가피하게 등치집중하중을 사용하였다. 수압등을 이용한 본격적 시험은 차후의 연구과제로 남겨둔 셈이다.

하중단계별(n=1~6) 하중지속시간을 10분으로 하고, 구조물의 전방변위량을 높이(h=0.25, 1.00, 1.50, 2.00, 2.50, 3.00m)에 따라 스틸테이프와 고정밀광파측량기를 사용하여 측정하였다(사진 1).

전단시험에 사용된 돌망태석축은 양질의 사실토 지반위에 단면의 크기가 1.0×2.0m, 높이

가 1.0m, 각 철망의 크기는 1.0×1.0×2.0m이고 육각형망의 크기는 8×10cm, 철선의 직경은 3.87mm(P.V.C 코팅 두께 0.55mm 포함)인 아연도금한 철망이다. 채움재는 입경이 10~20cm인 조약돌을 사용하였다.

그리고, 최상단지점에 유압식 잭으로 하중을 가하면서 하중단계별(n=1~8) 하중지속시간을 10분으로 하고, 구조물 최상단(h=1.0m)의 전방변위량을 스틸테이프와 고정밀광파측량기를 사용하여 측정하였다.



4. 결과의 분석 및 고찰

4.1 전단응력에 따른 변형특성

변형시험을 통하여 실측된 전단하중(t)에 따른 벽체의 전단변형량을 이용하여, 각 하중단계별로 임의 높이의 벽체두께(b_i)에 작용하는 단위폭당 전단응력(τ_i)을 계산할 수 있으며, 그림 4에 나타낸 바와 같이 임의점 i에서의 전단변형률(γ_i)을 식(15)와 같이 산정할 수 있고 전단탄성계수(G_i)는 식(16)과 같이 표시된다.³⁾

$$\gamma_i = \frac{Z_{i+1} - Z_i}{H_{i+1} - H_i} \quad (15)$$

$$G_i = \frac{\tau_i}{\gamma_i} \quad (16)$$

표 1은 돌망태석축의 변형시험결과를 보인 것이며, 측정된 변위량 및 변형형태를 도시하여 보면 그림 5와 같이 높이에 비례하여 직선적으로 나타난다. 또한 표 1에서 각 하중단계별(n=1~6)로 실측된 높이에 따른 변형량을 이용하여 표 2에 예시한 것과 같은 방법으로 전단응력과 전단탄성계수를 산정할 수 있다.

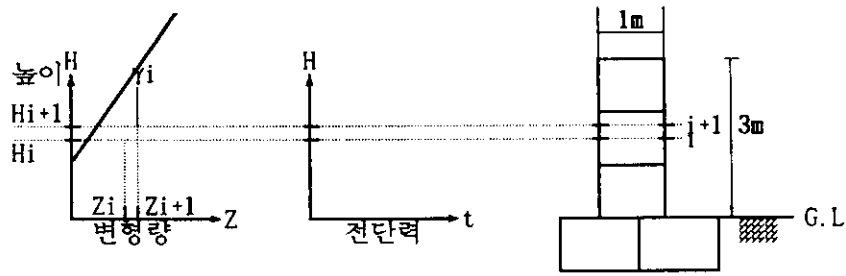


그림 4 높이에 따른 변형량과 전단하중의 관계

표 1 변형시험결과

하중단계, n	하중 (ton) ①	변형량, Zn(mm)						전단응력, τ_n (kg/cm ²) ②	등가계수, $K_a \cdot \gamma$ (kg/cm ²) ③
		H=0.25	H=1.00	H=1.50	H=2.00	H=2.50	H=3.00		
1	1.194	7.0	15.0	21.0	27.0	30.0	34.0	0.080	0.1769
2	1.769	22.0	47.0	53.0	69.0	80.0	92.0	0.118	0.2621
3	1.942	29.0	69.0	82.0	104.0	125.0	142.0	0.130	0.2877
4	1.582	41.0	112.0	135.0	170.0	202.0	234.0	0.105	0.2344
5	1.480	55.0	145.0	175.0	224.0	266.0	307.0	0.099	0.2193
6	1.420	63.0	179.0	215.0	271.0	326.0	376.0	0.095	0.2104
제한시		70.0	181.0	220.0	276.0	336.0	389.0	0	0

$$\textcircled{2} = \frac{\textcircled{1}}{1 \times 1.5} \times \frac{1}{10} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\textcircled{3} : \textcircled{1} = 1/2 \cdot (k_a \cdot \gamma)_n \cdot 3^2 \cdot 1.5 \quad \therefore \textcircled{3} = \frac{\textcircled{1}}{6.75}$$

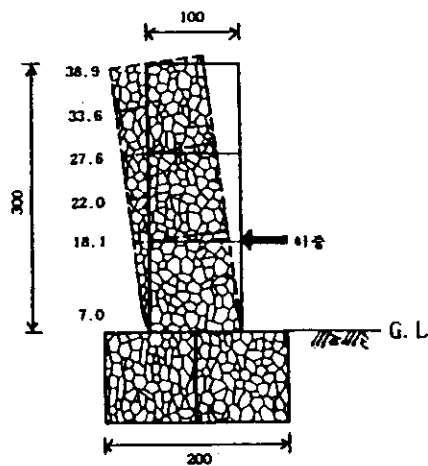


그림 5 변형형태(단위:cm)

표 2 하중단계 n=1 (등가계수: $Ka \cdot \gamma=0.1769$)에서의 전단응력과 전단탄성계수의 관계

높이, H_i (m) ①	전단응력, τ_i (kg/cm ²) ②	$(H_{i+1}+H_i)/2$ (m) ③	$H_{i+1}-H_i$ (m) ④	변형량, Z_i (mm) ⑤	$Z_{i+1}-Z_i$ (mm) ⑥	전단변형률, γ_i ⑦	전단탄성계수, G_i (Kg/cm ²) ⑧
0.00				-	-	-	-
	0.073	0.125					
0.25			0.25	7	7	0.029	2.61
	0.050	0.625					
1.00			0.75	15	8	0.011	4.54
	0.027	1.25					
1.50			0.50	21	6	0.012	2.26
	0.014	1.75					
2.00			0.50	27	6	0.012	1.15
	0.005	2.25					
2.50			0.50	30	3	0.006	0.83
	0.001	2.75					
3.00			0.50	34	4	0.008	0.07

②: $T_i = 1/21 \cdot (Ka \cdot \gamma)(3 - \frac{H_{i+1}+H_i}{2})^2$ (ton/m), $\tau_i = \frac{T_i}{1 \times 1} \times \frac{1}{10}$ (kg/cm²)
 ⑦: $\gamma_i = \frac{⑥}{④ \times 1000}$, ⑧ = $\frac{②}{⑦}$

4.2 전단응력과 변형량과의 관계

표 3은 전단시험을 통하여 실측된 전단시험 성과로서, 이를 이용하여 전단응력(τ_n)과 변형량(Z_n)과의 관계를 나타내면 그림 7과 같이

표시할 수 있다.

이 그림에서 알 수 있는 바와 같이 돌망태석 축은 전단응력의 증가에 따라 상당한 변형이 발생하며 동시에 채움재의 재배열이 이루어짐을 확인할 수 있다.

표 3 전단시험결과

하중단계, n ①	하중, (ton) ②	전단응력, τ_n (kg/cm ²) ③	높이, H(mm) ④	변형량, Z_n (mm) ⑤	전단변형률, γ_n ⑥	전단탄성계수, G_n (kg/cm ²) ⑦
1	0.600	0.0300	1000	15	0.0145	2.00
2	0.880	0.0440	1000	35	0.0350	1.26
3	1.137	0.0569	1000	69	0.0690	0.82
4	1.240	0.0620	1000	85	0.0850	0.73
5	1.507	0.0754	1000	145	0.1450	0.52
6	1.420	0.0710	1000	159	0.1590	0.45
7	1.368	0.0685	1000	203	0.2030	0.34

②: $\tau_n = \frac{①}{1 \times 2} \times \frac{1}{10}$ (kg/cm²), ⑤ = $\frac{④}{③}$, ⑥ = $\frac{②}{⑤}$

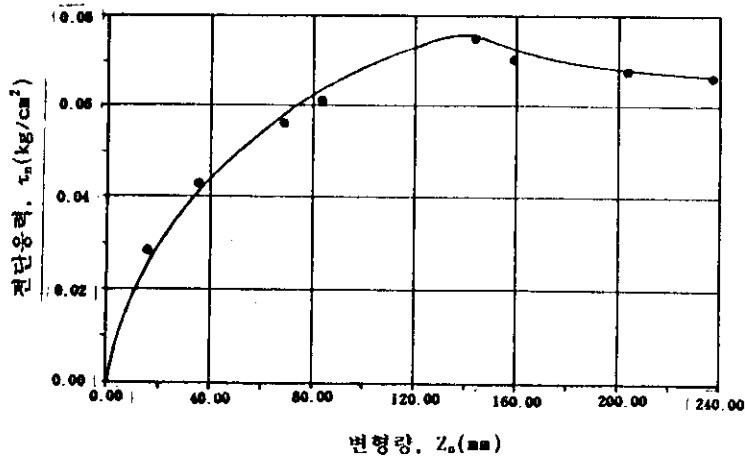


그림 7 전단응력과 변형량의 관계

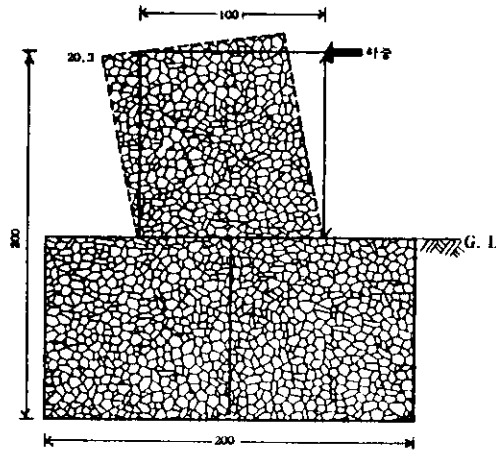


그림 8 변형형태(단위:cm)

4.3 전단탄성계수의 산정

표 4는 전단시험에서 도출된 전단응력과 변형량의 관계를 근거로 하여 통상적인 배면도³⁾에 의한 토압에 따른 돌망태석축의 전단탄성계수를 산정한 것으로서 돌망태석축 설계시에 설계지침으로 이용될 수 있을 것이다. 그리고 이 값은 대체적으로 외국의 관용치와 유사함을 알 수 있다.

예를 들면, 뒷채움 흙이 느슨한 사질토인 경

우 단위중량은 $1.4t/m^3$, 내부마찰각은 28° 일 때, 작용토압 $P_a = 1/2 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 = 1/2 \times \tan^2(45 - 28/2) \times 1.4 \times 1^2 = 0.253t/m$ 이고, 전단응력 $\tau_a = P_a / (1 \times 2) = 0.253/2 = 0.126t/m^2 = 0.0126kg/cm^2$ 이다.

그림 7에서 전단응력이 $0.0126kg/cm^2$ 일때 변형량은 약 $5.5mm$ 이므로 전단탄성계수

$$G = \frac{\tau_a}{\lambda} = \frac{0.0126}{(0.55/100)} = 2.3kg/cm^2 \text{ 이다.}$$

여기서 $\lambda = Z_n/H = 0.55/100 = 0.0055$ 이다.

표 4 흙의 종류에 따른 돌망태석축의 전단탄성계수

흙의 종류		단위중량, γ (t/m ³)	내부마찰각, ϕ (°)	점착력 C (t/m ²)	전단탄성계수, G (kg/cm ²)
느슨한 사질토	건조	1.4 - 1.8	28 - 34	0	2.75 - 2.30
	습윤	1.6 - 2.1			2.17 - 2.16
조밀한 사질토	건조	1.7 - 2.0	33 - 40	0	2.30 - 2.63
	습윤	1.9 - 2.3			2.27 - 2.18
느슨한 자갈	건조	1.8 - 1.9	31 - 35	0	2.17 - 2.40
	습윤	1.9 - 2.1			2.16 - 2.17
조밀한 자갈	건조	1.9 - 2.1	34 - 40	0	2.27 - 2.75
	습윤	2.0 - 2.3			2.17 - 2.18
점성토	보래질 점토	1.9 - 2.2	16 - 28	0.2 - 0.6	1.15 - 1.67
	굳은 점토	1.8 - 2.1	12 - 25	0.8 - 2.5	1.02 - 1.54
	연한 점토	2.0 - 2.2	10 - 12	1.0 - 2.0	0.74 - 1.64
실 트		1.8 - 2.2	20 - 25	0.5 - 2.0	1.52 - 1.44

5. 결론 및 향후 연구방향

돌망태석축의 설계 및 안정검토에서는 기존 용벽구조물의 설계시에 요구되는 안정해석은 물론, 변형량에 대한 검토가 추가적으로 실시되어야 한다. 본 연구에서는 안정해석법을 간략히 고찰하고, 변형량 검토에 필요한 기초적인 자료를 실험연구를 통하여 제시하였다. 이 연구 결과와 향후 연구방향은 아래와 같다.

- (1) 돌망태석축은 기존 콘크리트벽체와는 달리 채움재의 재배열에 의해 발생하는 변형량이 크고 하중제거시에도 변형은 회복되지 않는 특성을 보인다.
- (2) 본 연구의 결과에 의하면, 주어진 하중단계에서는 깊이에 따라 전단탄성계수가 거의 직선적으로 증가하며, 벽체에 작용하는 하중의 크기가 증가함에 따라 전단탄성계수는 감소한다.
- (3) 뒷채움 흙의 종류와 상태에 따라 토성치를 추정하여 돌망태석축의 전단탄성계수를 산정한 결과는 표 4와 같다. 사질토와 자갈의 경우는 2.16~2.75kg/cm², 점성토의 경우는 1.02~1.67kg/cm²으로 나타나며

이는 외국문헌에서 제시한 값과 비슷한 결과이다.

- (4) 본 연구에서 사용한 유압식 잭으로는 실제의 토압분포를 재현하기 힘들뿐만 아니라 벽체의 변형이 증가함에 따라 하중이 감소하게 되어 일정한 하중을 유지하기 어려운 것으로 나타났다. 따라서 실제 토압분포와 유사하게 하중을 가할 수 있는 실험장치(예: 수압을 이용)를 고안하는 것이 바람직하다고 생각된다.
- (5) 본 공법의 경제성에 주된 영향을 미치는 철망태를 국산화함으로써, 타 토류공법에 대한 경제성 재고를 이루어야 하며 이에 대한 지속적인 연구 및 개발이 필요하다.
- (6) 벽체의 형상, 채움재 및 철망의 특성 등 본 공법에 영향을 미치는 제반 요소에 대한 지속적 연구가 요구된다.

참 고 문 헌

1. Gifford, A.A., and Kirkland, T.E., Use and Abuse of Rockeries., Shannon and Wilson Inc., Seattle, Washington, 1985.
2. Maccaferri Ltd., Site Instructions for the As-

- sembly and Erection of Gabions, River and Sea Gabions(London) Ltd. 1987.
3. Maccaferri Ltd., Site Instructions for the Assembly and Erection of Reno Mattress, River and Sea Gabions(London) Ltd. 1987.
 4. Maccaferri Ltd., Gabions and Reno Mattress for Retaining Structures, River Works and Coast Defences, River and Sea Gabions (London) Ltd. 1987.
 5. Officine Maccaferri S.P.A Bologna Italy, Flexible Gabion Structures in Earth Retaining Works, 1987.