

스톤컬럼(Stone Column)공법의 최신 설계법과 적용

이충호*1, 김종수*2, 강현준*3

1. 스톤컬럼(Stone Column)의 역사

스톤컬럼의 역사는 17세기 경으로 거슬러 올라가 인도에서 건립된 호화분묘 타지마할(Taj Mahal)의 기초공사로부터 시작된다. 인도에서 적용된 인력작업에 의한 스톤컬럼은 기초보강에 있어서 효율적인 방법이긴 했으나, 막대한 공사비가 투입되었을 것으로 추정된다. 당시 수행된 스톤컬럼 시공방안은 국제학회에서 다양하게 발표된바 있다.

미국에서 최초로 시도된 스톤컬럼공법은 Salt Lake시에 위치한 모르몬교도 교회 건립공사에서 기초공법으로 사용되었다. 당시 스톤컬럼 시공방법은 독립전쟁에서 사용되었던 오래된 대포를 이용하여 지표면으로부터 자갈골재를 강제 타설하는 방법으로 시행되었다.

최초의 근대화된 진동탐침기를 이용한 진동다짐 공법은 1934년에 이르러 등장하게 된다. 당시 Wilhelm L. Degen과 Sergj Steuermann은 도로하부의 자갈층을 대상으로 진동탐침을 이용하여 진동

다짐을 시행하는 동시에 시멘트 생석회를 분사하는 시공기술에 대한 아이디어를 가지고 있었다. 그러나 이러한 시도는 결국 좋은 성과를 이루지 못하게 되었으며, Wilhelm L. Degen은 대신에 진동다짐공법을 이용하여 느슨한 모래층을 다짐 개량하는 시공기술을 발전시키게 된다(그림 1. 참조).

최초의 스톤컬럼공법은 현장 작업인부에 의한 우

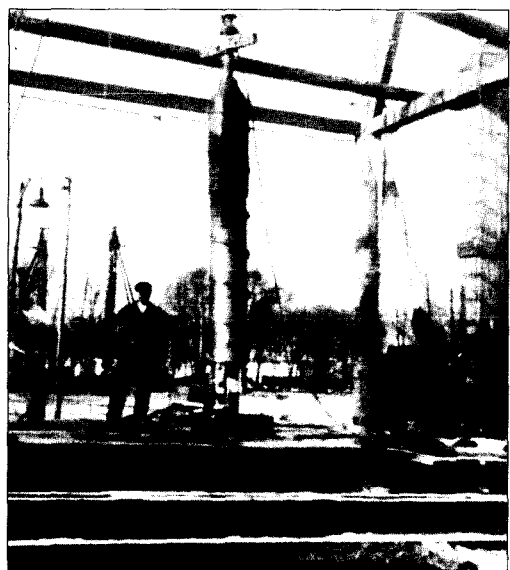


그림 1. 초기 시공장비 형태, 1937년

*1 (주)헤인이앤씨 전무(smamets@nate.com)

*2 (주)현대산업개발 부장

*3 (주)풀레땅시범양 이사

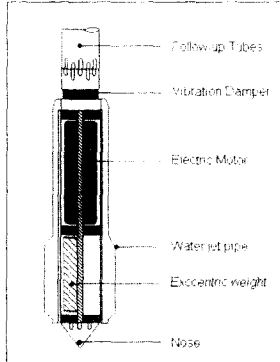


그림 2. 근대화된 진동탐침기, V23 by SOLETANCHE

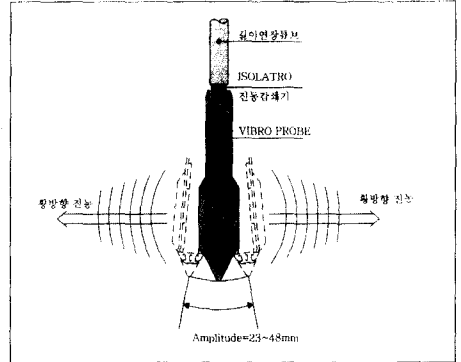


그림 3. 진동탐침 작동원리

연한 계기로 시도되었다. 당시 다짐이 잘되지 않던 실트질 모래층을 대상으로 진동다짐공법을 시공하던 중에 뭔가 좋은 효과가 있지 않을까 하는 현장 기능공의 바람으로 자갈골재를 진동다짐공 내에 타설하게 되었다. 후에 이러한 시도가 진동다짐 만에 의한 지반개량효과가 아니라는 것이 밝혀지게 되었으며, 이리하여 형성된 지중 자갈말뚝은 기대이상의 큰 지지효과를 발휘할 수 있었다.

최초의 대규모 스톤컬럼 공사는 1960년 제철소 플랜트 건립공사 중 기초공사에 적용되었으며, 꾸준한 기술개발을 거쳐 1972년에 이르러 건식스톤컬럼(Dry Bottom Feed Stone Column) 시공방법으로 발전하게 되었다.

오늘날 사용되는 진동탐침기(그림 2)는 외형상 개발초기의 그것과 상당히 유사한 모습을 띠고 있으나, 과거에는 진동폭(amplitude)이 2mm에 불과하던 것이 약 25mm까지 증가하게 되었으며, 장비출력 또한 30kW에 불과하던 것이 현재의 장비에서는 130kW 이상의 고출력을 가능하게 하였다.

시공방법 또한 많은 발전을 거듭하여, 과거 초기의 시공방식은 프리보링(pre-boring)에 의존하여 지반내 근입이 가능하였으나, 오늘날에는 진동탐침기의 자체 관입력 만으로 프리보링 없이 최대 지중

60m까지의 시공이 가능케 되었다.

2. 스톤컬럼의 공법개요

점성토 및 실트질의 세립토 지반의 경우(그림 4의 영역 C&D) 탐침(Vibroprobe)의 진동만으로 지반

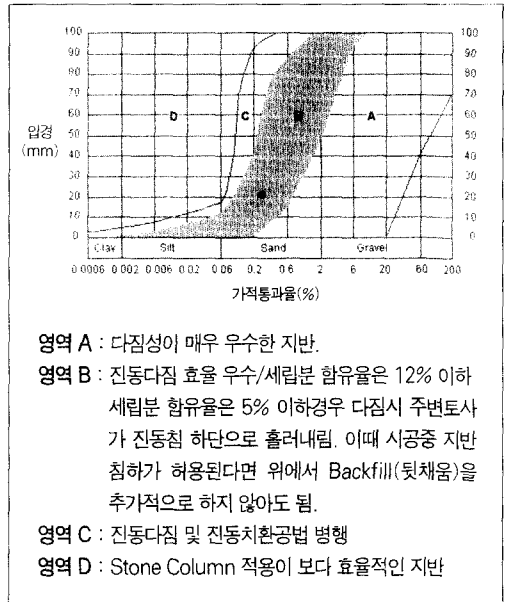
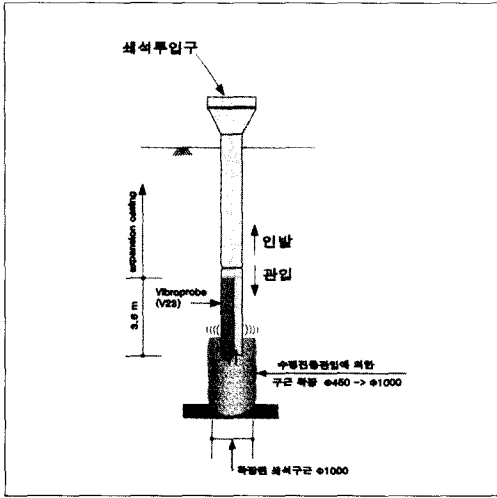
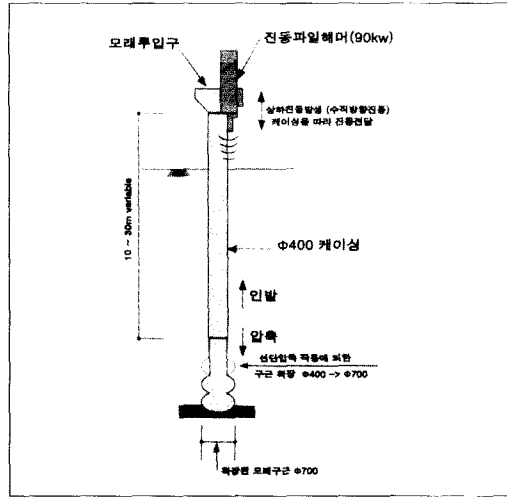


그림 4. 지반종류에 따른 지반개량공법

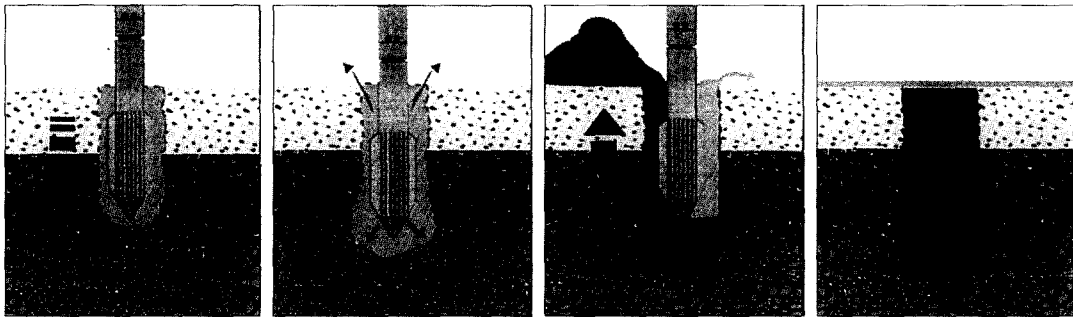


(a) 스톤컬럼 시공개요도



(b) 모래다짐말뚝 시공개요도

그림 5. 다짐말뚝 공법별 시공개요



습식 스톤컬럼(Wet Top Feed Stone Column) 시공 과정의 네 단계: 1. 소요깊이까지 진동을 이용하여 관입, 2. 진동탐침주변영역을 쇄석이 투입 될 수 있도록 침수, 3. 상부에서 쇄석을 투입하여 쇄석 다짐말뚝 형성 (다중관입단계), 4. 지표면까지 스톤컬럼 형성 후 지표면 정리

그림 6. 습식 스톤컬럼(Wet Top Feed Stone Column)

을 개량하기는 어렵다. 이러한 지반에 지지력 증대, 침하감소, 액상화 방지 등의 목적으로 진동을 이용한 쇄석다짐말뚝을 형성하는 시공기술을 스톤컬럼 공법이라 한다.

SCP공법의 경우, 케이싱 하단에 선단압축력을 가하여 모래말뚝을 확장시키는 방법을 적용하는 반면, 스톤컬럼공법은 진동탐침기를 지반에 관입시켜 형성된 공내부에 자갈 또는 쇄석 등의 입상재료를

투입함과 동시에 횡방향 진동에너지를 주변지반과 쇄석을 다짐하여 일정크기의 쇄석기둥을 형성하게 된다. 이때 진동탐침기의 구근내 재관입 횟수에 따라 직경 800~1,200mm 정도의 스톤컬럼이 형성된다(참조-그림 5. 다짐말뚝공법별 시공개요).

또한 스톤컬럼은 시공방식에 따라 습식(Wet Top Feed)과 건식(Dry Bottom Feed)방식으로 구분되어진다. 습식 스톤컬럼 방식은 전통적인 진동다짐공

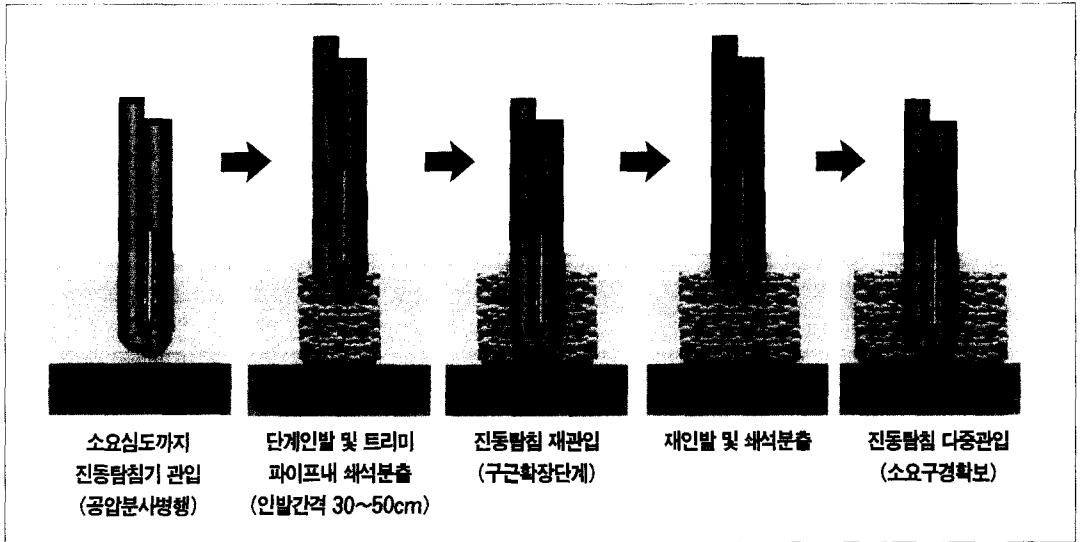


그림 7. 건식 스톤컬럼(Dry Bottom Feed Stone Column)

법과 같이 진동과 워터젯팅을 병행하며 지표면으로부터 쇄석 또는 자갈골재들이 진동체하단으로 흘러 들어와 다짐되면서 일정구경의 쇄석구경을 형성하는 방식을 취하고 있다(참조 - 그림 6. 습식 스톤컬럼).

반면에 건식 스톤컬럼 방식은 진동탐침과 일체를 이루는 별도의 트리미파이프(tremie pipe)를 장착하고 공압을 이용하여 진동탐침하단으로 쇄석재료를 분출하는 동시에 다짐하여 일정구경의 쇄석구경을 형성하는 방식이다. 두 가지 방식 모두 기 형성된 쇄석구경 내 재관입 및 인발 횟수에 따라 스톤컬럼의 확장된 구경이 조정된다(참조 - 그림 7. 건식 스톤컬럼).

3. 시공 및 품질관리 방안

연약지반의 분포는 다층퇴적구조와 심도의 영향으로 연약정도에 대하여 많은 변화를 가질 수 있다. 따라서 복합지반효과를 발휘하는 다짐말뚝의 경우,

심도에 따라 변화하는 현장여건을 충분히 반영한 지반개량이 시행되어야 하는데 설계시에 이러한 모든 조건을 반영하기란 쉽지 않다. 오히려 전반적인 지층의 변화를 산정하고 치환율과 적정 구경의 스톤컬럼을 설계한 후, 실제 시공시 지반 연경도에 따라 스톤컬럼의 구경을 변화시키어 일정기준 이상의 다짐도를 유지하는 스톤컬럼을 시공하는 방안이 적용되어야 한다.



그림 8. 지반 연경도 변화에 따른 스톤컬럼 시공모식도

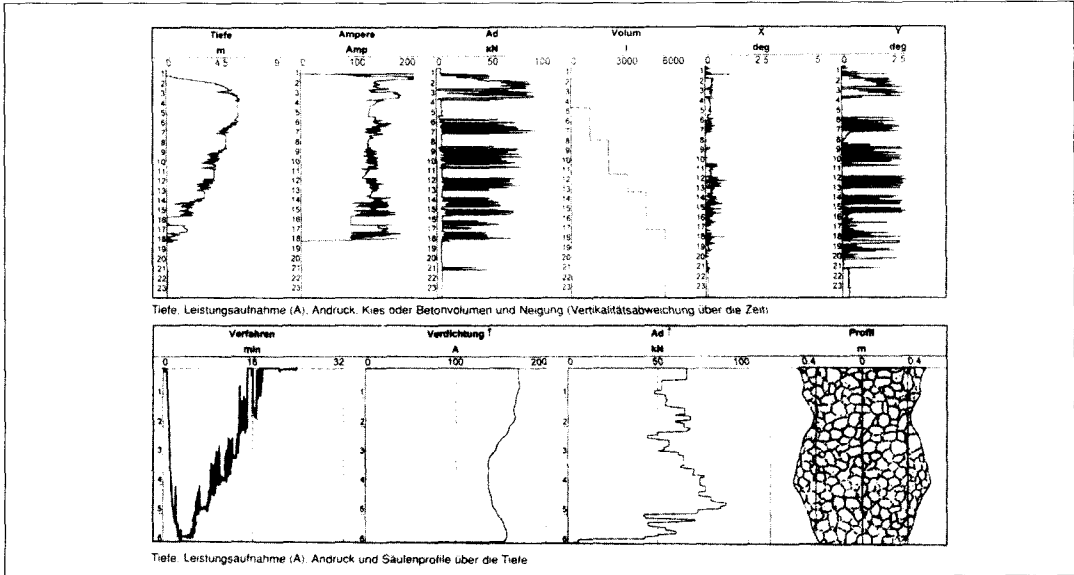
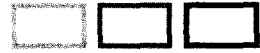


그림 9. 스톤컬럼 시공시 진동탐침기를 이용한 모니터링 기록 데이터

그림 8은 이러한 단적인 상황을 가정하여 지반의 연경도에 따라 이상적으로 시공된 스톤컬럼 시공모 식도를 보여주고 있다. 이러한 품질관리기법의 적용이 가능케 할 수 있는 주요 기술에 대하여 약술하면 다음과 같다.

품질관리장치에 의하여 매 2초 간격으로 기록되는 "Ampere 대비 깊이" 주상도는 그림 9와 같이 쇄석말뚝의 전 깊이에 대하여 형성된 축방구속정도 (=Ampere에 비례)에 관한 정보를 제공한다. 이러한 모든 시공관련 변수의 완벽한 문서화는 작업의 지속적인 품질 확보 및 현장인부의 작업성을 이중 검토할 수 있으므로 진동탐침을 2m 인발 후 1m만 재관입하는 것과 같은 실수를 안전하게 탐지할 수 있으며, 또한 설계상의 스톤컬럼 구근과 실제 지반 조건을 반영하는 구근의 최소 다짐도를 유지하기 위한 스톤컬럼의 소요직경을 평가할 수 있는 기능을 부여한다.

진동지향치에 대한 보다 쉬운 이해를 돕기 위하여

아래의 그림 10은 어느 현장의 지반다짐개량 시공 현장의 실제 기록 자료를 보여준 것이다.

아래 그림에서 수직방향(↑)은 시간축을 나타내며 바닥에서 상향으로 각각의 수평선은 1분을 나타낸다. 4m 깊이까지 도착한 후 한번의 flushing을 거

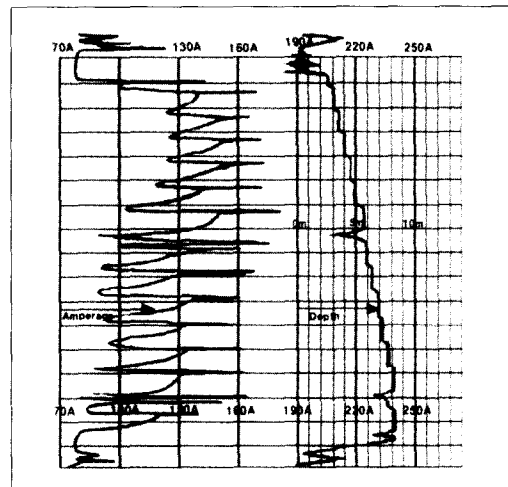


그림 10. 시간 대비 Ampere(좌) 및 시간 대비 깊이(우)

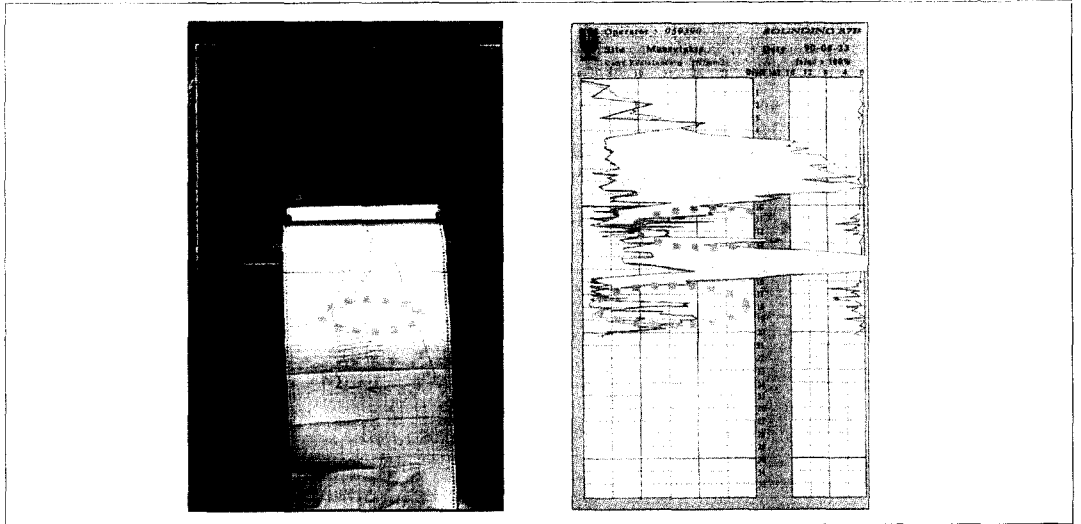


그림 11. 진동저항치(Ampere)와 콘관입저항치(CPT)의 비교

친 후 약 1.5분만에 8m 깊이까지 도달하였다. 최종 개량깊이까지 도달 후 진동탐침은 다짐을 시작한다. 위 그림에서 진동탐침기는 약 0.5m 간격으로 약 45초간 다짐을 수행한 것을 나타낸다. 바닥(-8m)에서 약 2m(-6m)까지는 Ampere가 160A까지 증가되며, -6m에서 -2.5m까지는 약 170A로 증가되었음을 알 수 있다.

위 그림 11은 실제 현장에서 측정된 품질관리자료를 한 예로 보여주고 있다. 오른쪽의 CPT 값에서 시공 전·후의 q_c (색칠된 영역)값은 매우 크게 증가되었음을 보여준다. 그러나 2군데 영역에서는 개량 효과가 미비함을 보여주고 있다. 왼쪽사진은 진동탐침에 의해서 시공중에 측정되는 Ampere 곡선으로 각 심도별 다짐도를 간접적으로 보여준다. 콘관입저항 그래프에서 다짐상태가 미비한 것으로 확인된 심도는 Ampere 곡선상에서도 동일한 위치에서 확인되는 것을 비교해 볼 수 있다.

이러한 스톤컬럼 시공중 측정된 data를 이용하여 다짐성의 불량정도를 판정할 수 있다. 특히 Ampere

곡선을 활용한 다짐정도의 평가는 모든 시공위치에서 심도별로 평가될 수 있기 때문에 경제적이며 정밀한 시공품질 관리와 다짐도 평가를 가능하게 한다.

4. 설계에 - 스톤컬럼을 이용한 연약지반상의 성토제방 안정성 검토

다음은 임의의 연약지반상에 성토제방을 축조하

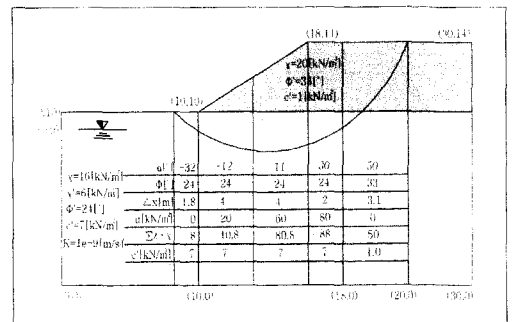


그림 12. 성토제방 및 하부연약지반 조건

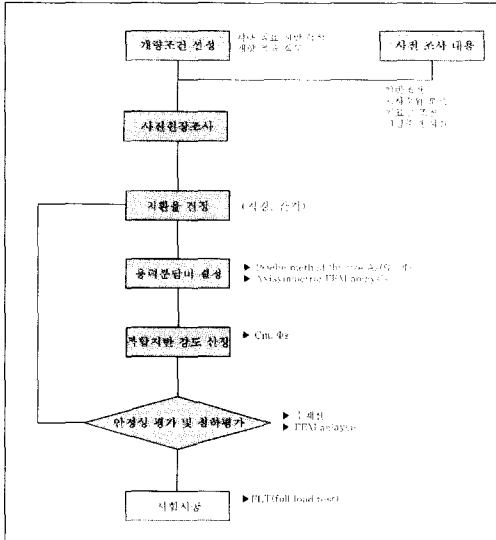


그림 13. 스톤컬럼으로 개량된 연약지반상의 사면안정성 검토순서도

표 1. 한계평형해석결과, Bishop 절편법

Slope Stability (Bishop)							
Project	Demoproject	Without Stone Columns, t=0, delta u = delta sigma eff					
Failure mechanism #	Element #	1	2	3	4	5	6
phi'	Deg	24.0	24.0	24.0	24.0	33.0	0.0
c'	kN/m2	7.0	7.0	7.0	7.0	1.0	0.0
x	m	1.8	4.0	4.0	2.0	3.1	0.0
z1	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0
gamma 1 (eff., above water)	kN/m3	8.0	40.8	80.8	88.0	50.0	0.0
z2	m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
gamma 2 (eff., below water)	kN/m3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
q	kN/m2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
V	kN/m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
H	kN/m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
a / R	--	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
alfa	Deg	-32.0	-12.0	11.0	30.0	50.0	0.0
beta	Deg	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
du	kN/m2	0.0	30.0	60.0	80.0	0.0	0.0
S=z2*x*gamma*w*sin(beta)	kN/m	0	0	0	0	0	0
G= Sum(gamma*a*zi*x)	kN/m	14	163	323	176	155	0
Sv=S*sin(beta)	kN/m	0	0	0	0	0	0
V=G+Sv+V+q*x	kN/m	14	163	323	176	155	0
Z=c*x+(V'-du*x)tg phi	kN/m	19	47	85	21	104	256.2
Sh=S*cos(beta)	kN/m	0	0	0	0	0	0
b/R	--	0	0	0	0	0	0
N=V*sin(alfa)+H(a/R)+Sh(b/R)	kN/m	-8	-34	62	88	119	226.8
F0=	1.129	0.64	0.90	1.06	1.06	1.08	1.00
Z0= Z/m(alfa, F0)		29.7	52.7	61.5	19.9	95.8	259.6
F1=	1.145	0.64	0.90	1.06	1.06	1.08	1.00
Z1= Z0/m(alfa, F1)		29.6	52.6	61.6	19.9	96.3	260.1
F2=	1.147	0.64	0.90	1.06	1.06	1.08	1.00
Z2= Z1/m(alfa, F2)		29.6	52.6	61.6	19.9	96.4	260.1
F3=	1.147						

는 경우에 대하여 스톤컬럼을 이용한 지반개량 후 사면안정성 평가과정을 보여준다. 그림 12와 같은 연약지반조건에서 지표면으로부터 4m 높이의 성토 제방을 축조할 경우, 한계평형해석(Bishop의 절편법)상의 사면활동에 대한 안전율은 표 1에 정리된 것과 같이 약 1.15 정도로 허용안전율을 만족시키지 못하는 것으로 선행 검토되었다.

이후 그림 13과 같은 검토순서를 따라 직경 1000mm의 스톤컬럼으로 치환율 14.5% 정도로 지반개량을 시행한 조건으로 복합지반의 전단강도(유효강도정수)를 산정하여 수치해석을 수행한 결과, 안전율이 약 1.65로 증가된 것으로 검토되었다. 이상의 일련의 과정을 요약하면 다음과 같다.

4.1 원지반 조건에 대한 수치해석평가 (t=0 조건)

예상되어지듯 원호파괴는 제방 선단을 지나가며, 원호 중심은 성토사면의 중심부에 위치하는 것으로 보인다. Plaxis(FEM) 해석에 사용된 지반물성치는 Bishop법에 사용한 것과 같다.

Plaxis에서의 안전율은 Bishop법에서 동일하게, 회전전단응력에 대한 파괴시 전단강도비 즉, τ_f/τ 로 정의된다. 그러나, 안전율이 최소가 되는 원호의 결정은 한계평형해석에 의한 방법과는 다르다. Plaxis에서는 mesh의 안정성이 더 이상 가능하지 않을 때까지 (fs=1) 순차적으로 c' , ϕ' 값을 감소시킨다. 그러면 한계원호파괴면은 변형도가 최대인 (이웃한 지반요소간의 변형차가 큰 곳)곳에 나타나게 된다. 또한 실제 파괴원호면은 원호가 아닌 경우가 많다. Plaxis는 안정적으로 관련된 파괴메카니즘을 발견한다.

Identification	gam_dry [kN/m ³]	gam_wet [kN/m ³]	k_x [m/s]
Gravel Fill	20	21	0.001
Clay	18	16	1E-09

4.2 복합지반의 지반강도정수 및 설계변수 산정

Barron and Kjellman이론:

$$t = \frac{d_e^2 \cdot \alpha}{8 \cdot C_H} \cdot \ln\left(\frac{1}{1-U_H}\right)$$

여기서, $\alpha = \frac{n^2}{n^2-1} \cdot \left[\ln(n) - \frac{3}{4} + \frac{1}{n^2} \cdot \left(1 - \frac{1}{4n^2}\right)\right]$

$$n = \frac{d_e}{\phi \text{ of drain}}$$

Drain의 직경은 1.0m, d_e (삼각형 배치)=1.05×
S=2.625m

수평압밀계수 C_H 는 다음으로 추정할 수 있다.

$$C_H = \frac{k_h}{k_v} C_v$$

k_y [m/s]	nu [-]	E_ref [kN/m ²]	c_ref [kN/m ²]	phi [°]
0.001	0.3	80000	1	33
1E-09	0.35	2000	7	24

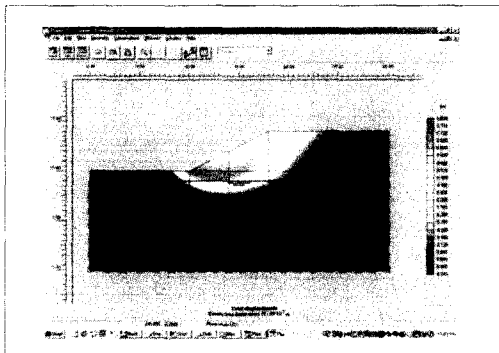


그림 14. 수치해석결과 - 변위도

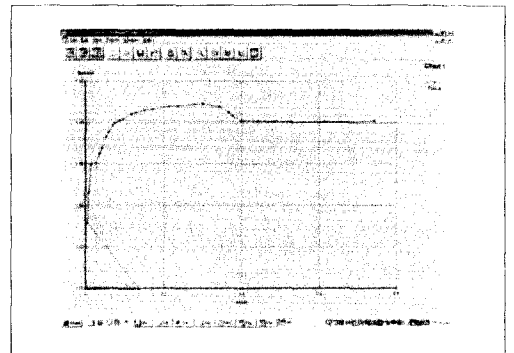


그림 15. 수치해석결과 - 사면활동안전율 1.08



표 2. 개량된 복합지반의 압밀관련 설계변수

Consolidation of Vertical Drain		Hexagon	Rectangle	Triangle 1	Triangle 2	Triangle 3
Pattern distance	[m]	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Diameter of drain	[m]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
de=	[m]	3.23	2.83	2.63	2.63	2.63
n=		2.63	2.63	2.63	2.63	2.63
		0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
		0.14	0.14	0.14	0.14	0.14
		0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
a=		0.42	0.42	0.42	0.42	0.42
Ch=kh*Es/gw=	[m^2/s]	2.00E-07	2.00E-07	2.00E-07	2.00E-07	2.00E-07
Uh=	[%]	80	80	80	90	95
t=	[s]	4,343,764	3,333,065	2,877,832	4,117,247	5,356,661
	[min]	72396	55551	47964	68621	89278
	[h]	1207	926	799	1144	1488
	[d]	50	39	33	48	62
	[month]	1.68	1.29	1.11	1.59	2.07
	[year]	0.14	0.11	0.09	0.13	0.17
kh=		1.00E-09m/s	=	1.00E-07cm/s		
Es=		2000kN/m2				
Ch=		2.00E-07m2/s	=	6.31E+00m2/year		

표 3. 개량된 복합지반의 설계변수

Composite Soil Parameters (Soil + Stone Column)					
Properties	Unit	Virgin soil	Treated soil		
			Parameter Set 1	Parameter Set 2	
Column diameter	m		1	1	
Column height	m		10	10	
No of drainage sides	No		1	1	
Drainage height	m		10	10	
Triangular grid	m		2.5	2.5	
Replacement factor	%		14.51%	14.51%	
Stone friction angle	°		40	40	
Stone comp. density	(kN/m³)		20	20	
Virgin ground improvement	%		0	25	
K _{sc}			0.2174	0.2174	
Priebe factor n ₀			1.802	1.802	
Priebe factor m'	-		0.445	0.445	
d _h (triangular grid)	m		2.625	2.625	
n	-		2.625	2.625	
z	-		0.415	0.415	
Time for U= 90%	sec		4117247	4117247	
γ _h	(kN/m³)	16	16.58	16.58	
v	-	0.30	-	-	
E	kPa	2000	3605	4506	
C _v ; (C _v) _{sc}	m²/day	2.00E-07	2.06E-05	2.06E-05	
C _h / C _v	-	1			
C _h	m²/day	2.00E-07			
k _v	m/day	1.00E-09	5.73E-08	4.58E-08	
k _h	m/day	1.00E-09	5.73E-08	4.58E-08	
φ'; φ' _{sc}	°	24	31.6	31.6	
c'; c' _{sc}	kPa	?	3.9	3.9	

일반적으로 균질한 퇴적토에서 $\frac{k_h}{k_v}$ 은 1~1.5 정도이다. 반면 호상(縞狀)점토에서는 그 범위가 10이상으로 가정된다.

$K_h = K_v$ 라 가정하면,

$$C_H = \frac{k_h \cdot E}{\gamma_w} = \frac{1 \cdot 10^9 \cdot 2000}{10} = 2 \cdot 10^7 \text{m}^2/\text{s}$$

$$\alpha = \frac{2.625^2}{2.625^2 - 1} \times \left\{ \ln(2.625) - \frac{3}{4} + \frac{1}{2.625^2} \right\}$$

$$\left(1 - \frac{1}{4 \cdot 2.625^2} \right) = 0.4152$$

$$t = \frac{d_e^2 \cdot \alpha}{8 \cdot C_H} \cdot \left(\frac{1}{1 - U_H} \right) = \frac{2.625^2 \times 0.4152}{8 \times 2 \times 10^7} \times$$

$$\ln\left(\frac{1}{1 - 0.95}\right) = 5.356.662 \text{sec}$$

따라서, 압밀도 95%까지 걸리는 시간은 약 62일

4.3 수치해석 검토결과 (지반개량후 t=2개월 조건)

Plaxis 해석값에서 보듯 주어진 지반물성치에 대하여 전단강도의 감소에 따른 파괴는 하부 지반에서는 더 이상 나타나지 않으며 성토체의 사면내에서 발생함을 보이고 있다. 해석에 사용된 지반물성치는 다음과 같다.

개량되지 않았을 경우에 발견된 파괴원호에 대하여, 한계평형해석결과, 개량 후에는 안전율이 2.64로 증가되었다. 그러나 Plaxis해석결과, 사면쇄석말뚝을 시공 후에는 더 이상 이 원호는 최소 안전율을 나타내지 않으며 파괴원호는 성토사면 상에 놓이게 된다.

Identification	gam_dry [kN/m ³]	gam_wet [kN/m ³]	k_x [m/s]	k_y [m/s]	nu [-]	E_ref [kN/m ²]	c_ref [kN/m ²]	phi [°]
Gravel Fill	20	21	0.001	0.001	0.3	80000	1	33
Clay	16	16	1E-09	1E-09	0.35	2000	7	24
Composite	16.58	16.58	5.73E-08	5.73E-08	0.3	3605	3.9	31.8

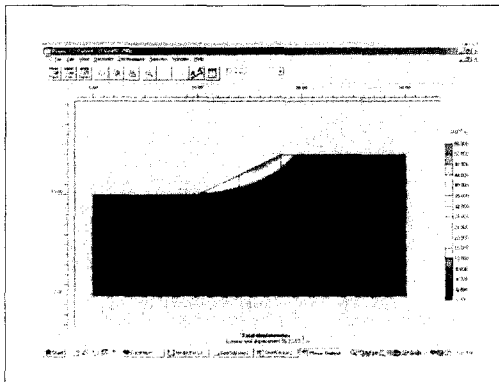


그림 16. 수치해석결과 - 변위도

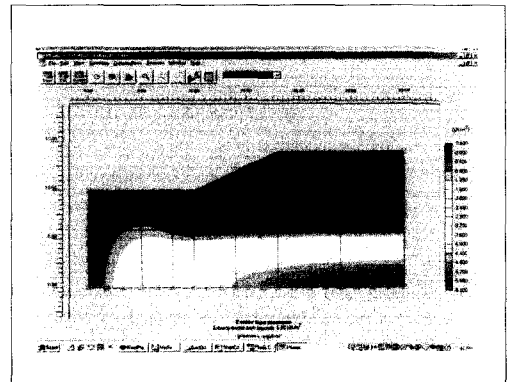


그림 17. 압밀도95% 과잉간극수압분포도



표 4. 압밀도95% 한계평형해석 결과

Slope Stability (Bishop)							
Project	Demoproject						
Failure mechanism #	With Stone Columns 2.5m Triang diam 1.0m, delta u = 0, same circle as before without columns						
Element #	1	2	3	4	5	6	
phi'	Deg	31.8	31.8	31.8	31.8	33.0	0.0
c'	kN/m2	3.9	3.9	3.9	3.9	1.0	0.0
x	m	1.8	4.0	4.0	2.0	3.1	0.0
z1	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0
gamma 1 (eff., above water)	kN/m3	8.0	40.8	80.8	88.0	50.0	0.0
z2	m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
gamma 2 (eff., below water)	kN/m3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
q	kN/m2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
V	kN/m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
H	kN/m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
a / R	--	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
alfa	Deg	-32.0	-12.0	11.0	30.0	50.0	0.0
beta	Deg	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
du	kN/m2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
S=z2*x*gammax* $\sin(\beta)$	kN/m	0	0	0	0	0	0
G= Sum(gamma \cdot zi*x)	kN/m	14	163	323	176	155	0
Sv=S* $\sin(\beta)$	kN/m	0	0	0	0	0	0
V=G+Sv+V+q*x	kN/m	14	163	323	176	155	0
Z=c*x+(V'-du*x)tg phi	kN/m	16	117	216	117	104	0 569.4
Sh=S*cos(beta)	kN/m	0	0	0	0	0	0
b/R	--	0	0	0	0	0	0
N=V* $\sin(\alpha)$ +H(a/R)+Sh(b/R)	kN/m	-8	-34	62	88	119	0 226.8
F0=	2.510	0.72	0.93	1.03	0.99	0.84	1.00
Z0= Z/m(alfa, F0)		22.2	126.0	209.9	118.2	123.4	0.0 599.7
F1=	2.644	0.72	0.93	1.03	0.98	0.83	1.00
Z1= Z0/m(alfa, F1)		22.0	125.7	210.4	118.9	124.9	0.0 601.9
F2=	2.653	0.72	0.93	1.03	0.98	0.83	1.00
Z2= Z1/m(alfa, F2)		22.0	125.6	210.5	119.0	125.0	0.0 602.0
F3=	2.654						

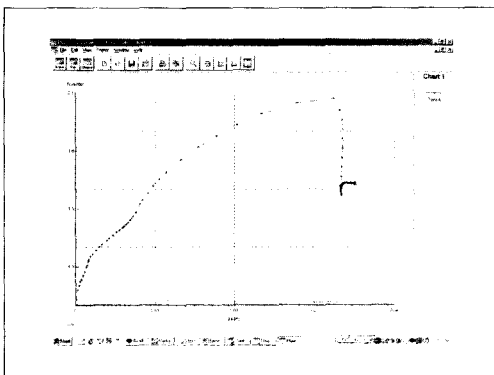


그림 18. 압밀도95% 최소안전율

5. 맺음말

스톤컬럼에 의한 연약지반 개량설계는 복합지반 효과를 발휘하는 다짐말뚝의 설계라고도 할 수 있으며, 이때 응역분담비에 따른 복합지반강도 결정에 스톤컬럼의 치환율과 구경, 그리고 다짐도가 함께 영향을 미친다. 그러나 현장여건은 지반의 다층퇴적 구조와 심도의 영향으로 연약정도에 대하여 많은 변화가 있으므로, 설계 시에 이러한 모든 조건을 반영하기란 쉽지 않다. 그래서 설계 시에는 전반적인 지

층의 변화를 산정하고 적정 치환율과 구경의 스톤컬럼을 설계한 후, 실제 시공 시 지반 연경도에 따라 스톤컬럼의 다짐도를 유지하는 시공 방안이 적용되어야 할 것으로 판단된다.

참고문헌

1. Baez, J. I.: A design model for the reduction of soil liquefaction by Vibro Stone Columns, Dissertation, University of Southern California, 1995
2. Balaam, N.P.: Load-Settlement behavior of granular piles, a thesis submitted to the degree of Doctor of Philosophy, University of Sidney, 1978
3. Balaam, N.P.; Booker, J.R. : Analysis of rigid rafts supported by granular piles, Int. Journal. f. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 5, p 379-403, Wiley & Sons, Chichester, 1981
4. Balaam, N.P.; Booker, J.R. : Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay, Int. Journ. f. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 9, No. 4, p 331-351, Wiley & Sons, Chichester, 1981
5. Bellotti, R.; Jamiolkowski, M. : Evaluation of CPT and DMT in crushable and silty sands, Third interim report ENEL C.R.I.S., Milano, 1991
6. Bergado, D.T. ; et al. : Improvement Techniques of Soft Ground in Subsiding and Lowland Environment, Balkema, Rotterdam, 1994
7. Bertok, J.; Barron, K.E. : Vibration measurement during foundation test installation at Vancouver International Airport ; Can. Geot. Journ. Vol. 22, pp. 258-263, 1985
8. Carrier, W.F.; Beckmann, J.F. : Correlation between index tests and the properties of remoulded clays, Geotechnique 34, pp. 211-228, 1984
9. Centre d' tudes Gotechniques Louis Mnard: Le Pressiomtre Louis Mnard. Notice gnrale D.60, (Edition 07.77), 1977
10. Cunning, J.C.; Robertson, P.K. : Shear wave velocity to evaluate in situ state of cohesionless soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 32, p 848-858, 1995
11. CUR : Building on soft soils, Centre for Civil Engineering Research and Codes, Balkema, Rotterdam, 1996
12. Debats, J.M.; Sims, M. : La vibroflotation dans les terrains gagnes sur la mer a Hong-Kong, Proceedings Premires Journe Louis Menard, Paris, 1995
13. Debats, J.-M.; Sims, M. : Vibroflotation in reclamations in Hong Kong, Ground Imporvement, 1 , pp. 127-145, 1997