

석재기둥 기초의 실험적 연구

An Experimental Study on Stone - Columns Foundations

정 철 호*
Chung, Chul-Ho

Abstract

This paper was focused on the design and construction of stone columns as a method of reinforcements in slightly soft clay or loose silty sand overlying the firm strata. It was intended to find out the effects of soil improvement by field tests in Kwangmyoung Haan Site by comparing the test results performed before and after the installation of stone columns.

The results of this experimental study are as follows: the bearing capacity was increased by 3.33 times and the SPT N-valued was increased by 3.9 times by installing the stone columns; the stone column method can cut down the construction cost almost 35% compared to the precast concrete pile method in economic viewpoints.

요 지

본 논문은 견고한 지층위에 존재하는 불량한 연약점토와 느슨한 실트질 모래지반에 대한 기초 안정화의 보강방안으로서 석재기둥 기초의 설계 시공법을 고찰하고, 광명하안현장에서 석재기둥을 설치전, 후의 지반에 대한 현장시험을 각각 실시하여 이 공법의 개량효과를 규명한 것이다.

실험연구 분석한 결과, 석재기둥 기초 위에서의 허용지지력과 표준관입시험치는 원지반 보다 각각 3.33배 및 3.9배 증가되어 지지력이 크게 강화됨을 확인하였다. 석재기둥과 기성콘크리트 말뚝 기초의 경제성을 비교 검토하여보면 석재기둥이 약 35%의 공사비 절감 효과가 있는 것으로 나타난다.

1. 서 론

국내에서는 현재까지 현장시험이나 설계 시공

사례가 없는 석재기둥 기초공법은 견고한 지층 위에 존재하는 불량한 연약 점토와 느슨한 실트 질 모래지반위에 설치되는 각종 구조물을 지지 하고 기초지반을 보강 안정시키는 공법이다.¹⁰⁾

* 정희원, 대한주택공사 연구개발실 부장

이 공법은 개량해야할 연약층의 두께가 지표면 하 10.0m 이상이면 통상 사용되는 말뚝 기초 공법에 비해 경제적이지 못한다. 이는 토층심도가 깊어질수록 공벽의 유지가 어렵기 때문이다. 따라서, 6~9.0m 정도의 깊이에서 최적이고 6.0m 이하인 심도에서는 모래 및 잡석치환 기초의 대안으로 이 공법이 매우 실용적이고 경제적일 수 있다. 또한 이 공법으로 개량할 연약지반은 비배수 전단강도가 최소 0.7 t/m^2 이상, 최대 $4.88 \sim 9.76 \text{ t/m}^2$ 범위에서 실시한다.^{1) 2)}

이 공법의 특징은 현장에서 생산되는 파쇄암, 입경이 12~75mm인 거친 양입도의 자갈, 잡석, 쇄석, 건설 잔재인 벽돌조각이나 콘크리트조각(입경:10~100mm정도) 등으로 석재기둥을 시공할 수 있는 장점이 있다.^{1) 2)}

시공 최적 사례를 보면 성토지지, 제방, 사면 안정, 창고, 공장건물, 단층 내지 2층 건물, 교대, 지하저수조, 우수 정화 시설, 암거 등의 연속 기초 구조물 등에 적용 가능한 공법으로 배수로의 역할 뿐만 아니라 일차 압밀에 소요되는 시간을 크게 단축 시킬 수 있고 전체적인 침하나 부등침하를 감소시킬 수 있다.¹⁰⁾ 또한 사질토 지반

에서는 지진이 일어나는 동안 간극수압의 발생을 감소시켜 액상화 방지 대책으로 유효한 공법이다.^{2) 4) 7)}

Barksdale, R.D.와 Bachus, R.H.(1983)^{2) 3)}에 의하면 점성토 지반에 설치된 석재기둥당 작용하는 기초의 대표적인 설계하중은 15~30톤으로 보고 되고 있으며, 공벽의 직경은 보통 0.7~1.2m 이고 석재기둥의 간격은 대략 1.8~2.7m (최소 : 1.5m 이상)로 설계하는 것으로 알려져 있다. 본 연구에서는 문헌으로부터 조사된 석재기둥기초 공법에 대한 해석법을 고찰하고, 광명하안 현장에서 원지반과 석재기둥 위에서 각각 토질조사 및 현장재하시험을 실시하여 개량효과를 규명한 것이다.

2. 석재기둥의 해석

2.1 기본설계 개념

석재기둥 설계시 우선, 고려 해야할 사항은 석재기둥의 배치형태, 면적치환비, 응력집중계수를 설정하는 것으로, 배치 형태는 그림 1에서

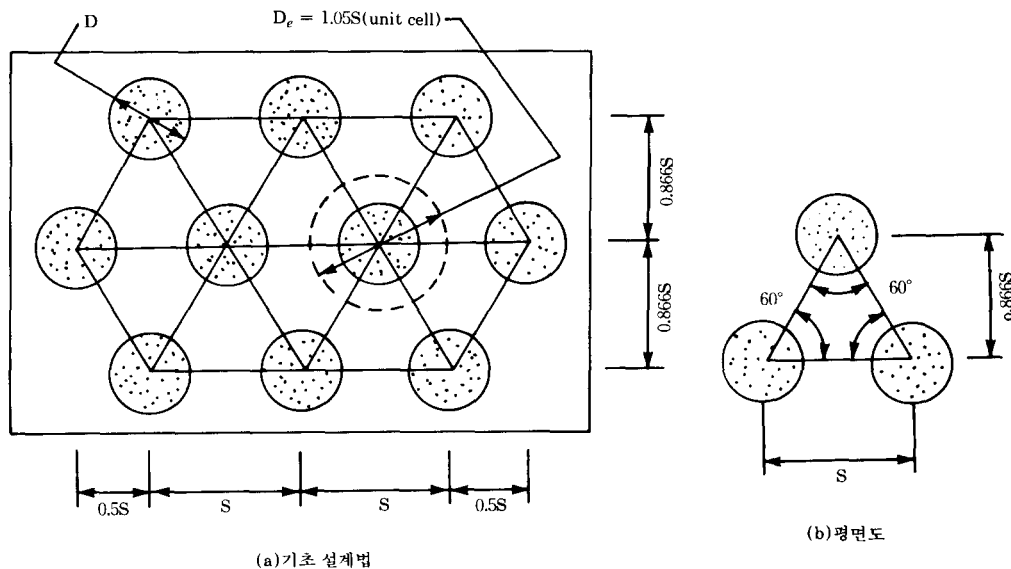


그림 1. 석재기둥의 이등변 삼각형태

보인 바와 같이 가장 조밀한 배치를 할 수 있는 이등변삼각형이 적절하며, ^{2) 4) 6)} 면적치환비 (a_s)는 식(1)에 의하여 구할 수 있다.

$$a_s = A_s/A \quad (1)$$

여기서, A_s 는 다짐후 석재기둥의 단면적(m^2)이며, A 는 단위기둥의 단면적 (m^2)이다. 또한, 점성토나 사질토 지반보다는 단단한 석재기둥에 응력이 집중됨을 나타내는 응력집중계수는 단위기둥에 작용하는 수직응력의 분포를 식(2)의 응력집중계수 n 으로 표시 되어진다.

$$n = \sigma_s/\sigma_c \quad (2)$$

여기서, σ_s 는 석재기둥이 받는 응력(t/m^2)이며, σ_c 는 주변 점토지반의 응력(t/m^2)이다.

주어진 깊이하에서 단위기둥의 단면적에 가해지는 평균응력은 식 (3)과 같다.

$$\sigma = \sigma_s \cdot a_s + \sigma_c (1 - a_s) \quad (3)$$

식(2)을 식(3)에 대입하여 정리하면 식(4. a 및 4. b)와 같이 표시할 수 있다.

$$\sigma_c = \sigma/[1 + (n-1)a_s] = \mu_c \cdot \sigma \quad (4. a)$$

$$\sigma_s = n\sigma/[1 + (n-1)a_s] = \mu_s \cdot \sigma \quad (4. b)$$

여기서, μ_c 는 점성토 지반에서의 응력비를 말하며, μ_s 는 석재기둥에서의 응력비를 나타낸다.

2.2 극한하중 해석

하중을 받거나 다짐을 할 경우 석재기둥은 단부가 팽창하고 동시에 하향으로 움직일때 이 석재기둥의 재료들은 주변지반으로 응력을 전달하게 된다. 일반적으로 석재기둥은 단부팽창 파괴로 발달하고, 주변지반과 석재기둥의 파괴는 외부에서 작용하는 하중이 증가함에 따라 단부가 팽창하는 초기에 일어난다. 석재기둥이 파괴 상태에 있다고 가정하면, 소성이론에 의해 극한 수직응력 σ_1 은 주변지반의 수평구속응력 σ_3 에 석재기둥에 대한 수동토압계수를 곱한 것과 같으며 식(5)와 같이 표시된다. ^{2) 5) 8)}

$$\sigma_1/\sigma_3 = 1 + \sin\phi_s / 1 - \sin\phi_s \quad (5)$$

여기서 ϕ_s 는 석재기둥의 내부마찰각($^\circ$)이며,

σ_1/σ_3 는 수동토압계수(K_p)이다. 이 극한하중 $qult$ 는 수직응력 σ_1 과 같으며, 수평구속응력 σ_3 을 구하는 방법으로 Vesic²⁾⁴⁾⁵⁾의 공동팽창 이론 (Vesic cavity expansion theory)에 따라 식 (6)과 같이 표시할 수 있다.

$$\sigma_3 = C \cdot F_c' + q \cdot Fq' \quad (6)$$

여기서, C 는 점착력(t/m^2), q 는 파괴되는 깊이에서의 평균응력 ($(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$, t/m^2), F_c' , Fq' 는공동팽창계수로 그림 2로부터 구할 수 있다.

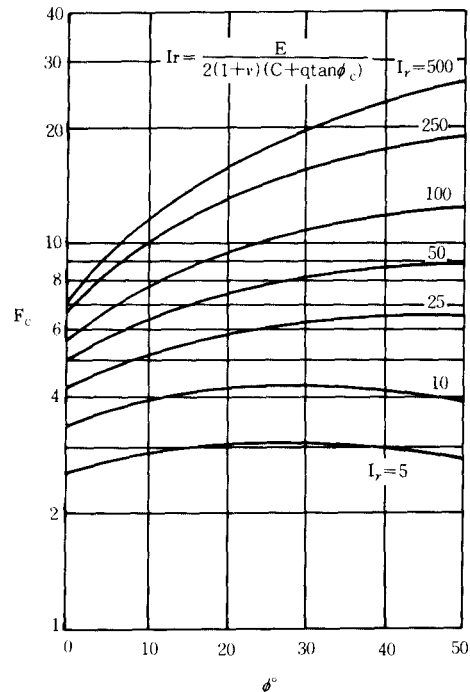
강성지수(Rigidity index) :

$$Ir = \frac{E}{2(1 + \nu)(C + q \cdot \tan\phi_c)} \quad (7)$$

식(6)을 이용하면 극한하중 $qult$ 는 식(8)로 표시되어진다.

$$qult = \sigma_1 = kp \cdot \sigma_3$$

$$= [C \cdot F_c' + q \cdot Fq'] \left(\frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s} \right) \quad (8)$$



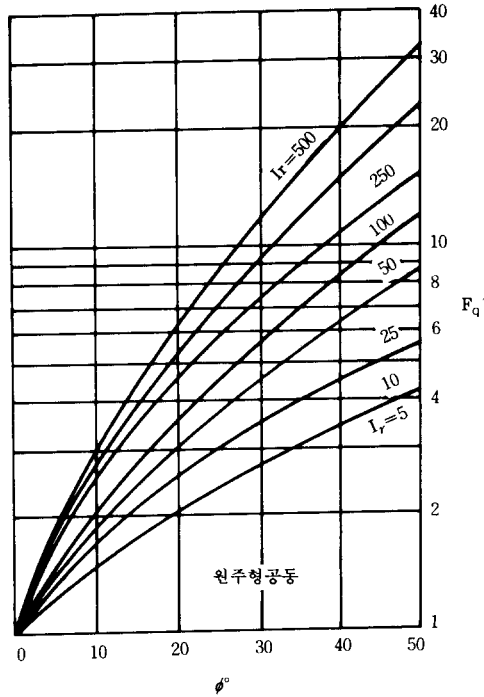


그림 2. Vesic의 원주형 공동 팽창 계수

2.3 석재기둥군의 극한하중

석재기둥군의 극한하중은 다음과 같은 가정을 전제로 산정된다.^{2) 4)}

우선, 점성토 지반에서는 기초하중이 일시에 가해져 비배수 전단강도가 발달하고 내부 마찰력을 무시하며, 석재기둥의 점착력은 무시된다. 석재기둥과 점성토지반의 전단강도는 완전히 발달되며, 석재기둥군의 극한 지지력은 그림 3과 같은 두개의 직선파괴면으로 가정하여 구할 수 있다.

그림 3의 (a) 및 (b)에서 보인 바와 같이 평균 전단저항은 합성지반(석재기둥과 원지반)의 파괴면을 따라 발달하는데, 이 때 파괴블럭의 힘의 균형으로부터 삼각형 파괴블럭내의 평균 전단강도계수는 식(9)로 구해진다.

$$[\tan \phi]_{avg} = \mu_s \cdot \tan \phi_s (a_s) \quad (9)$$

$$C_{avg} = C \cdot (1 - a_s)$$

여기서, $[\tan \phi]_{avg}$ 와 C_{avg} 는 합성지반의 평균 전단강도 계수이며, 지표면과 파괴블럭이 이루는 각 β 는 식(10)과 같이 표시된다.

$$\beta = 45^\circ + \frac{\phi_{avg}}{2} \quad (10)$$

$$\phi_{avg} = \tan^{-1} (\mu_s \cdot \tan \phi_s \cdot a_s)$$

수평구속력 σ_3 는 식(11)로부터 구한다.

$$\sigma_3 = \frac{\gamma_c \cdot B \cdot \tan \beta}{2} + 2C \quad (11)$$

여기서, σ_3 는 평균구속응력 (t/m^2), γ_c 는 점성토지반의 포화 또는 습윤 단위 중량(t/m^3), B 는 기초폭(m), C 는 점성토의 비배수 전단강도(t/m^2)이다.

식 (9), (10)과 (11)을 이용하여 극한하중 q_{ult} 를 구하면 식(12)와 같다.

$$q_{ult} = \sigma_3 \cdot \tan^2 \beta + 2 C_{avg} \cdot \tan \beta \quad (12)$$

3. 현장시험

3.1 토질조사

광명 하안 주변도로 공사현장에서 직경 0.7m, 길이 6.5m인 현장시험용 석재기둥이 설치될 위치에 보어링 조사로 나타난 대표적인 토층단면도와 토층의 저항치인 N치의 측정결과를 그림 4와 같이 작성하였다. 그리고, 실트질 점토층에 대한 실내토질시험(토립자의 비중, 입도분포, 자연함수비, 아터버그 한계, 일축압축시험)을 실시하고 분석한 결과를 요약하면 다음과 같다.

- 비중 : 2.68
- 액성한계 : 43.4%
- 입도분포 : 그림 5참조
- 소성지수 : 19.75%
- 자연함수비 : 28.9%
- 비배수일축강도 : $0.63kg/cm^2$

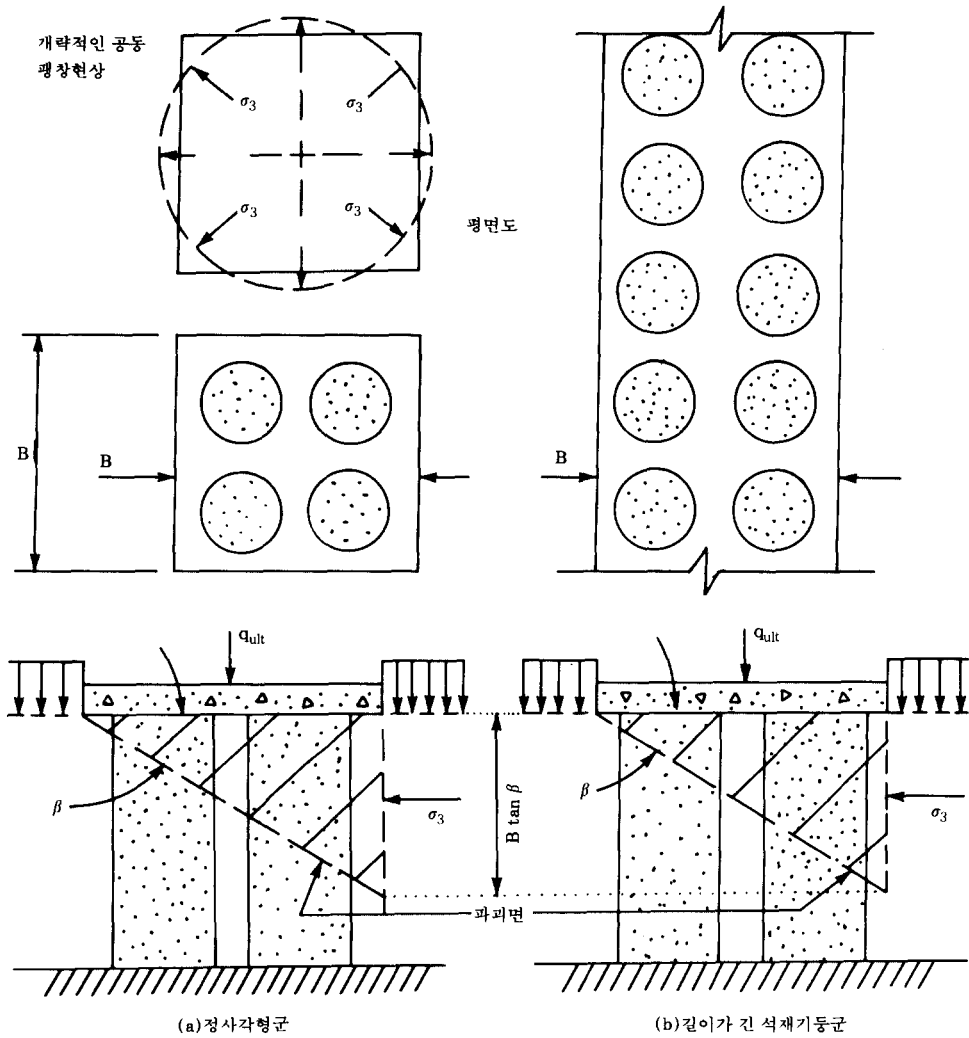


그림 3. 석재기둥군의 해석 - 견고 내지 굳은 점성토지반

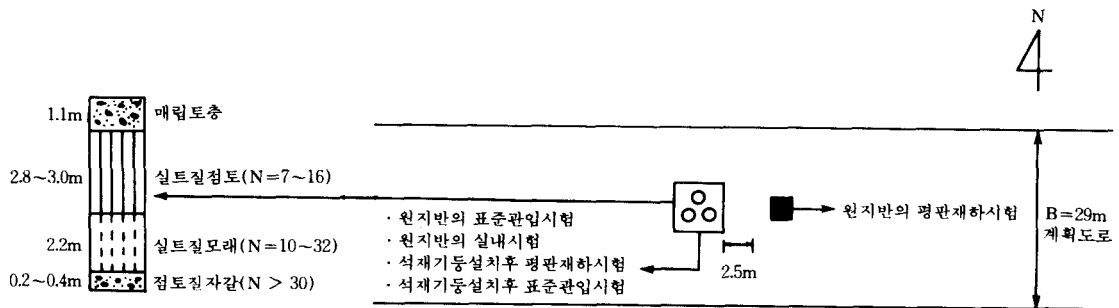


그림 4. 설치 위치도 및 대표적인 토층단면도(광명 하안현장, 1991)

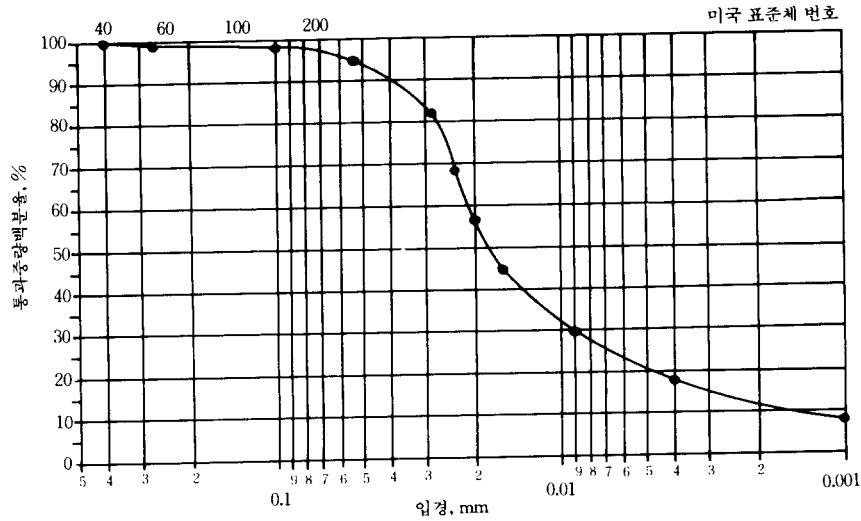
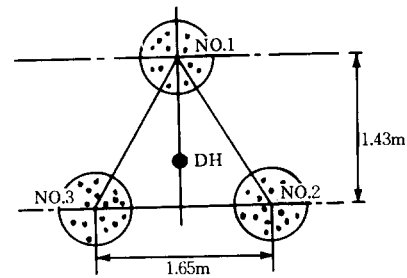


그림 5. 실트질 점토의 입도분포곡선

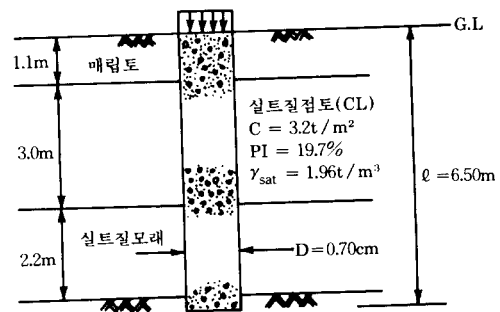
3.2 시험석재기둥의 설치

그림 4의 설치위치도에 표시된 지점에서 그림 6과 같은 시험석재기둥을 견고한 점토질 자갈층 위에 설치하였다.⁹⁾ 석재기둥에 소요된 재료는 입경이 5~100mm 정도의 크기를 갖는 깨끗하고 단단하며 풍화되지 않는 쇄석으로, 80mm체의 통과율은 95%, 65mm 및 13mm체의 통과율은 각각 70%, 5%이며, 0.42mm체에는 모두 잔류하는 것으로 나타났다.

석재기둥의 시공은 다짐진동체를 크레인에 부착시켜 자중과 사수에 의해 소정의 깊이까지 관입되면 석재투입과 동시에 진동다짐되어 석재와 주변 흙의 역물림으로 석재기둥이 형성되는 다짐진동체법이 가장 경제적인 방법으로 알려져 있으나,⁷⁾ 본 연구에서는 케이싱을 설치하지 않고 석재기둥을 구축하는 공법을 이용하였다.⁹⁾ 시공순서는 직경 0.7m의 시추공내에 표1 및 그림 7에 보인 바와 같이 처음 1.0m는 0.44m³의 쇄석을 투입하고 63.5kg의 해머로 1.5m 높이에서 타격하여 30회 다짐하였는데, 매 10회마다 침하량을 측정하였으며, 그후로는 매회 깊이 0.50m씩 쇄석을 투입하여 동일한 방법으로 다짐하고 침하량을 측정하였다.



(a) 정삼각형 배치도



견고한 점토질 자갈층

(b) 단면도

그림 6. 시험석재기둥의 정삼각형 배치도 및 단면도

3.3 수평범위의 추정

문헌조사로부터 견고한 지층 위에 길이가 긴 석재기둥을 설치하고 외부에서 하중이 작용하

면, 균질한 연약 점토층 내에 있는 석재기둥이 어떠한 형태로 변위가 일어나고 마침내 파괴되는지 그 파괴형태를 그림 8에 나타내었다. 또한 고결된 지층 위에 두꺼운 연약한 점토나 유기질

표 1. 시험석재기둥의 시공과 침하량 측정결과 (NO.1)

순서	깊이(m)	채움량(m ³)	침 하 량 (m)			비 고
			10회 다짐	20회 다짐	30회 다짐	
1	6.5	0.44	0.14	0.16	0.17	· 해머의 중량 : 63.5kg · 낙하고 : 1.5m
2	5.5	0.30	0.06	0.08	0.08	
3	5.0	0.26	0.07	0.09	0.09	
4	4.5	0.26	0.03	0.07	0.08	
5	4.0	0.26	0.06	0.09	0.09	
6	3.5	0.26	0.04	0.06	0.06	
7	3.0	0.25	0.06	0.09	0.12	
8	2.5	0.27	0.06	0.09	0.09	
9	2.0	0.26	0.06	0.08	0.08	
10	1.5	0.26	0.07	0.09	0.09	
11	1.0	0.26	0.06	0.08	0.08	
12	0.5	0.26	0.08	0.11	0.13	

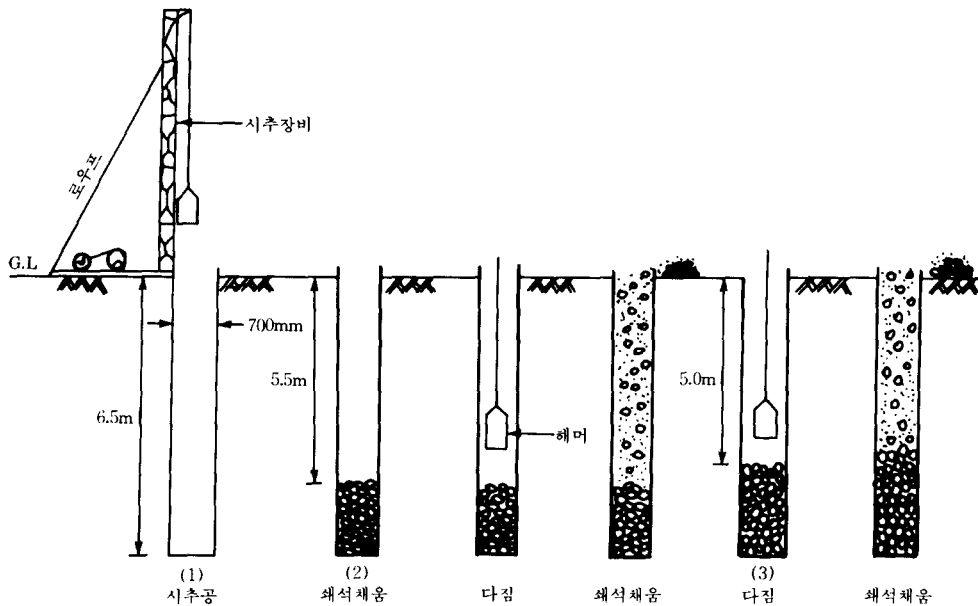


그림 7. 시험석재기둥의 시공순서

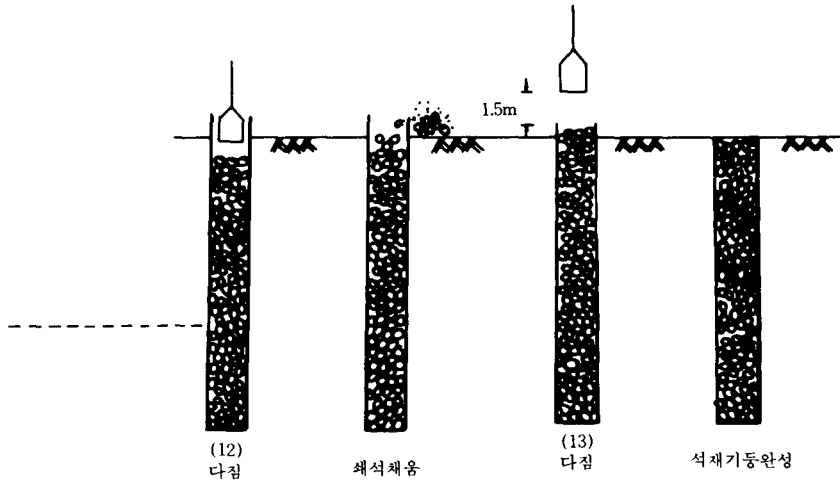


그림 7. 시험석재기둥의 시공순서 (계속)

토층이 존재하면 작용하중에 따라 연약지반 내에 있는 석재기둥은 그림 9와 같이 국부적 팽창 파괴를 일으키는 것으로 조사되었다.²⁾

본 연구에서는 평판재하시험 완료후 기술부족으로 수평변위를 측정하지 못하였다. 따라서 직경 0.7m, 길이 6.5m의 공내 굴착토량(2.50m³)과 0.5m씩 쇄석을 투입하고 다짐한 실제 소요량(3.34m³)를 산정, 비교하여 보면 직경 0.7m, 길

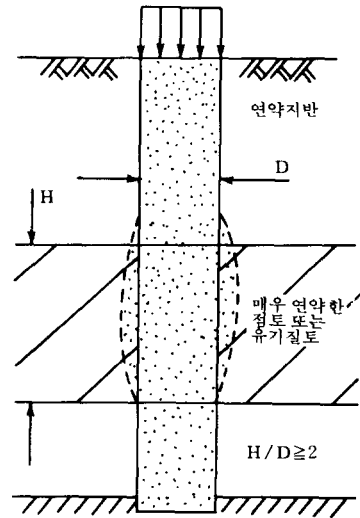


그림 9. 석재기둥의 국부적 팽창 파괴

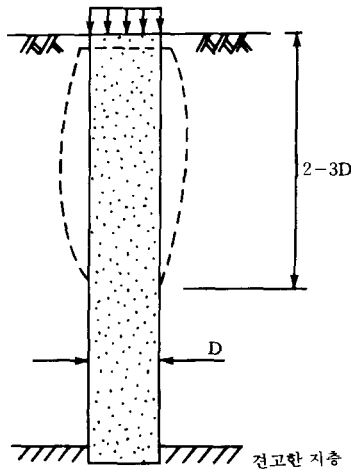


그림 8. 단일 석재기둥의 파괴 형태

이 6.5m의 석재기둥에 대한 수평변위량은 반지름 5cm 정도 팽창되는 것으로 추정할 수 있다.

3.4 원지반과 석재기둥 위의 재하시험

원지반의 평판재하시험은 그림 4의 설치위치

도에 표시된 바와 같이 토질조사를 수행한 지점에서 수평방향으로 2.5m 이격된 거리에서 실시되었다. 점토질 모래로 다짐된 1.1m두께의 매립층을 폭 4.0m, 길이 5.5m 크기로 굴착하고, 그 하부의 실트질 점토지반을 수평으로 고르고 건조한 모래를 얇게 깔아 펴고 큰 다음 직경 61cm의 재하판을 설치하였다. 초기재하 하중을 1t으로 하고 단계별로 각 1t씩 증가시켰다. 6t에서 7t으로 하중 증가시 6.5t에서 더 이상의 하중 증가 없이 침하량만 증가하여 극한하중으로 판단하고 시험을 종료하였다.

석재기둥위의 평판재하시험⁷⁾⁸⁾은 그림6(a)의 No.1지점에서 실시되었으며, 그림 10에서 보는 바와 같이 직경 0.7m인 석재기둥을 설치하고 원지반과 같이 동일한 방법으로 재하판을 설치하였다. 초기 재하 하중을 5t으로 최대하중 20t까지 5단계로 재하시켰으며, 23t에서 더 이상의 하중 증가없이 침하량만 증가하여 극한하중으로 판단하고 시험을 종료하였다. 시험에 소요된

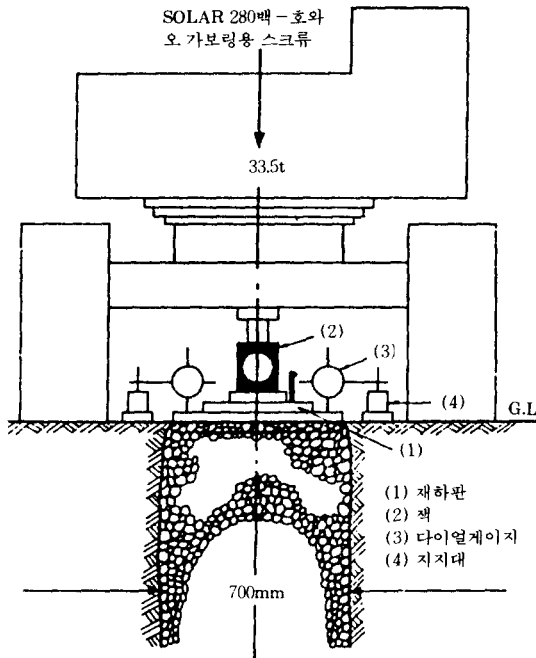


그림 10. 시험석재기둥위의 평판재하시험

총 시간은 원지반과 석재기둥 위에서 각각 5시간 30분, 4시간 30분으로 측정되었다.

4. 시험결과와 고찰

4.1 하중과 침하량과의 관계

그림 11은 원지반과 석재기둥 설치후의 재하시험에 의한 하중과 침하량과의 관계에서 재하상태에 따른 침하곡선을 비교한 것이다. 원지반의 침하곡선(실선)은 재하초기부터 곡선이 변곡하여 뚜렷한 항복점을 나타내지 않고 점진적으로 국부적인 지반파괴가 일어나면서 사진 1과 같이 진행성 파괴가 계속되는 형태를 보인다. 반면, 석재기둥의 침하곡선(점선)은 재하초기에 완만한 경사로 변화하다가 항복점 이후에는 하중증가에 따른 침하량이 점차 커지면서 파괴점에 도달하면 그림 12에서 보는 바와 같이 전반전단 파괴 현상이 발생함을 확인할 수 있다.

또한 원지반과 석재기둥 위에서 하중을 단계별로 6t 및 20t까지 재하했을 때 측정된 최대침

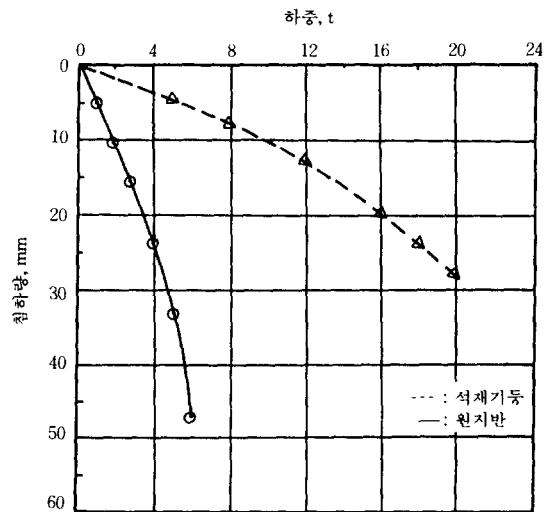


그림 11. 하중과 침하량과의 관계

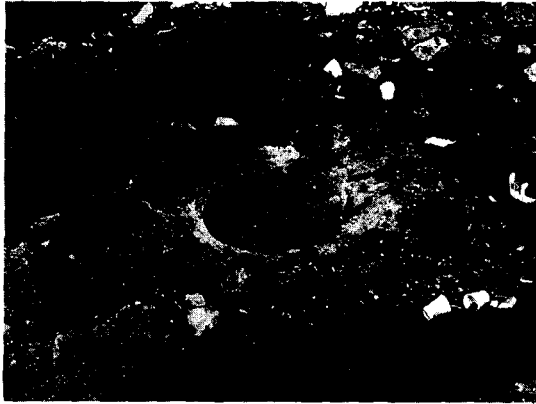


사진 1. 원지반위의 재하시험후 침하상태

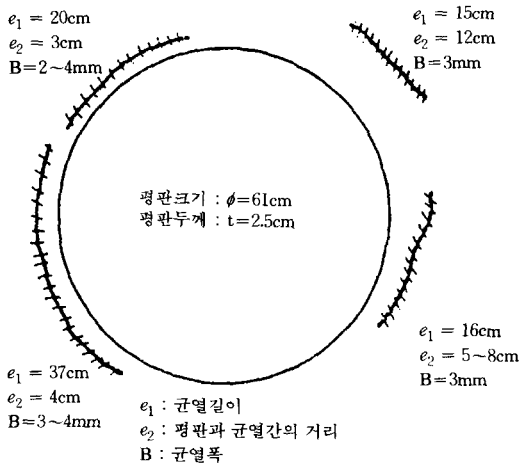


그림 12. 전반전단 파괴현상

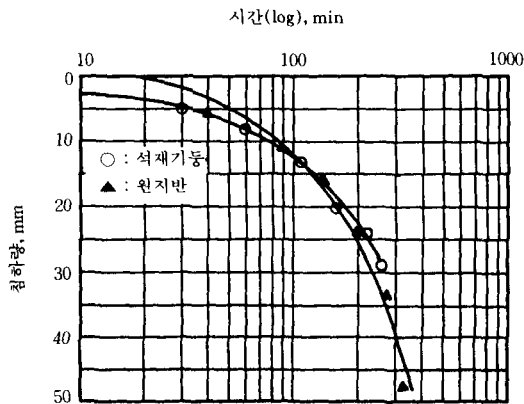


그림 13. 시간과 침하량과의 관계

하량은 각각 47.3mm, 28.4mm로 나타났으며, 그림 13은 시간과 침하량과의 관계에서 시간의 경과에 따른 침하량을 보인 것이다.

4.2 극한하중의 산정

석재기둥에 대한 극한하중의 이론값은 2절에서 이미 논의한 바와 같이 면적치환비(a_s), 응력 집중비(μ_s), 석재기둥군의 합성전단강도, Vesic의 공동팽창이론을 사용하여 석재기둥군의 주변점토지반에 대한 극한 수평구속력(σ_3) 및 석재기둥위에 작용할 수 있는 극한 연직응력(qult)를 구하고 기초가 받을 수 있는 극한하중(Pult)을 계산 하였다. 여기서, 석재기둥의 내부마찰각(ϕ_s)은 42° 로 가정하였다. 안전율(F_s)을 2.0으로 보면, 실제 기초가 받을 수 있는 하중(Pall)을 구할 수 있으며, 실트질 점토가 하중을 전혀 받지 못한다고 간주하여 각 석재기둥이 받을 수 있는 극한하중을 산정하였다.

반면, 석재기둥에 대한 극한하중의 실측값은 평판재하시험 결과에 의한 하중강도와 침하량 곡선에서 곡선이 침하량 축과 거의 평행되기 시작하는 점의 하중강도를 극한하중으로 산정하였다.

위와 같은 해석법으로 석재기둥의 극한 하중에 대한 이론값과 실측값을 구하여 비교한 결과는 표2와 같다. 이 표에서 보는 바와 같이 실측값이 이론값 보다 적게 산정되었는데, 이는 석재기둥 설치시 다짐에너지의 부족으로 판단된다.

표2. 이론값과 실측값의 비교

흙의 종류	극한하중(t/분)	
	이론값	실측값
실트질점토 $C = 0.32\text{kg/cm}^2$	44.56	30.27

4.3 허용지지력의 산정

그림 14에서는 하중과 침하량과의 관계에서 $\log p - \log s$ 법을 이용하여 항복하중을 구하고 그때의 침하량을 알아낸 것이다. 구해진 항복하중을 이용하여 원지반의 항복 하중강도는 $p_y = 3.3/0.2912 = 11.3t/m^2$ 이며, 허용지지력은 $q_a = 11.3/2 = 5.65t/m^2$ 로 산정된다. 반면, 동일한 방법으로 석재기둥위의 항복하중강도와 허용지지력을 구하여 보면 각각 $37.7t/m^2, 18.8t/m^2$ 로 산정된다.

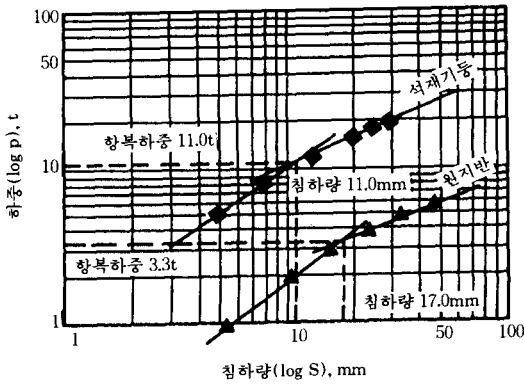


그림 14. $\log P - \log S$ 곡선

4.4 표준관입시험치의 변화

원지반과 석재기둥 설치후 석재기둥간의 중심점(그림6.a-DH)에서 각각 표준관입시험을 실시하였다.^(6) 7) 그림 15는 석재기둥설치 전.후의 N치를 비교한 것으로, 실트질 점토층에서 N치가 최대 20회 정도 증가하였음을 알 수 있다. 그리고 2.8m 두께의 실트질점토층에서 N치를 2회 측정하기로 계획하였으나, 보오링시 매립토층에서 허물어져 잔류한 전석으로 인하여 계획된 위치에서의 표준관입시험이 불가능하였다.

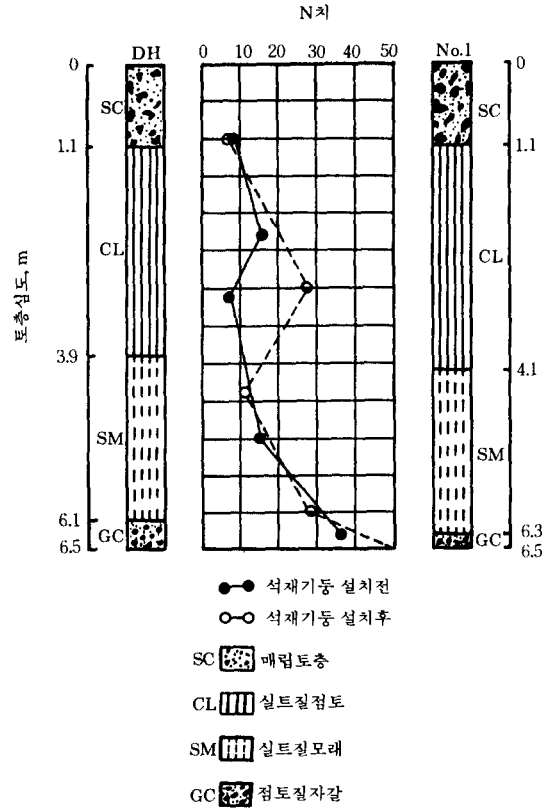


그림 15. 표준관입시험치

5. 경제성 분석

석재기둥과 기성 콘크리트 말뚝기초의 경제성을 비교하기 위하여 바닥면적 $100m^2$ 에 대한 말뚝 배치 설계 결과 직경 0.7m, 길이 9m의 석재기둥은 말뚝중심간격 1.5m인 정삼각형 배치로 할때 68본, 직경 0.3m, 길이 9m의 기성콘크리트 말뚝기초는 말뚝중심간격을 장변 1.1m, 단변 1.0m의 이등변삼각형 배치로 할때 116본이 소요되는 것으로 나타났다. m^2 당 공사비를 비교하면 보면, 석재기둥이 기성콘크리트 말뚝에 비하여 다짐진동체로 시공할 경우 약 45%, 오오거 보오링으로 시공할 경우 약 25%의 공사비가 절감되는 것으로 분석되었다.(부록참조)

6. 결 론

연약점성토와 느슨한 사질토층에 대한 기초 안정화의 보강방안으로서 석재기둥 기초의 해석법을 고찰하고, 현장시험을 실시하여 그 실용성을 규명한 본 논문의 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 원지반과 석재기둥 위에서 하중을 단계별로 6t 및 20t까지 재하했을 때 시간의 경과에 따른 최대침하량은 각각 47.3mm, 28.4mm로 측정되어 석재기둥을 설치하기 전보다 18.9mm가 감소되는 것으로 나타났다.
- (2) 석재기둥당 극한하중에 대한 이론값과 실측값은 각각 44.56t, 30.27t으로 산정되었으며, 실측값이 적게 계산된 것은 석재기둥 설치시 다짐에너지의 부족으로 사려된다.
- (3) 석재기둥 위에서 항복하중강도와 허용지지력은 원지반 보다 각각 3.34배 및 3.33배 증가되었다.
- (4) 석재기둥 설치후의 표준관입시험에 의한 N치는 원지반 보다 약 3.9배 증가됨으로서 지반 지지력이 크게 강화되었다.
- (5) 기성콘크리트 말뚝기초와 경제성을 비교 분석 한 결과 다짐진동체로 시공할 경우 약 45%, 오오거 보오링으로 시공할 경우 약 25%의 공사비가 절감되는 것으로 분석되었다.

참 고 문 헌

1. 대한주택공사, 현장타설 석재기둥공법의 실험적 연구, 주택연구소, 1992. 6.
2. Barksdale, R.D., and Bachus, R.C., Design and Construction of Stone Columns Volume I, School of Civil Engineering Georgia Institute of Technology Atlanta, Georgia, 1983.
3. Barksdale, R.D., and Bachus, R.C., Design and Construction of Stone Columns Volume II, School of Civil Engineering Georgia Institute of Technology Atlanta, Georgia, 1984.

4. Bergado, D.T., Alfaro, M.C., and Chai, J.C., The Granular Pile : Its Present State and Future Prospects for Improvement of Soft Bangkok Clay, Journal of Southeast Asian Geotechnical Society, 1992, pp.143-170.
 5. Daty, K.R., Settlement and Bearing Capacity of Foundation System with Stone Columns, Symposium on Soil and Rock Improvement, Techniques Including Geotextiles, Reinforced Earth and modern Piling Methods, 1986.
 6. Enghardt, K., and Golding, H.C., Field Testing to Evaluate Stone Column Performance in a Seismic Area, The Institution of Civil Engineering London, 1976.
 7. Glover, J.C., Sand Compaction and Stone Columns by the Vibrofloation Process, Symposium on Soil and Rock Improvement, Techniques Including Geotextiles, Reinforced Earth and modern Piling Methods, 1986.
 8. Hughes, J.M.O., Withers, N.J., and Greenwood, D.A., A Field Trial of the Reinforcing Effect of a Stone Column, The Institution of Civil Engineering London, 1976.
 9. Nayak, N.V., Stone Columns and Monitoring Instruments, Symposium on Soil and Rock Improvement, Techniques Including Geotextiles, Reinforced Earth and modern Piling Methods, 1986.
 10. Rathgeb, E., and Kutzner, C., Some Applications of Vibro-replacement Process, The Institution of Civil Engineering London, 1976. Volume I, School of Civil Engineering Georgia Institute of Technology Atlanta, Georgia, 1983.
- (집수일자 1993. 5. 6)

부 록

A.1 공사비 비교 검토

A.1.1 다짐진동체(ϕ 700m/ m)에 의한 석재기둥 공사비

1) 시간당 작업량

$$L = \frac{60 \cdot E}{\text{cm}} \text{ (분/hr)}$$

여기서

L : 1시간당 시공 석재기둥 본수(본/hr)
 cm : 석재기둥 1본당 사이클 시간(min/본)
 E : 작업 효율

- 사이클 시간(cm) : $cm = 2 + 1.1 \ell$
 $= 2 + 1.1 \times 9 = 11.9$
 (min/본)

- 작업효율 : $E = E_0 + f = 0.6 + 0 = 0.6$

$\therefore L = \frac{60 \times 0.6}{11.9} = 3 \text{본/hr} = 27 \text{m/hr}$

2) 중기 임대료

- 다짐진동체
- 가격 : 30,000천원(가정)
- 시간당 경비 계수 : $3,146 \times 10^{-7}$ (진동파일 해머)

$\times 30,000,000 \times 3,146 \times 10^{-7} = 9,438 \text{원/hr}$

- 30ton 크레인(무한레드) : 40,435
- 발전기(350KW) : 33,614
- 쇼벨(1.53m³) : 3,346
- 물탱크(5,500ℓ) : 8,980
- 기타(10%) : 8,637
- 소 계 : 95,012

$\times \text{m당} : 95,012 \div 27 = 3,518 \text{원/m}$

3) Shoe 소모비

- m 당 소모량 : 0.0032 EA/m
- 개당 단가 : 1,000,000원(추정)
- m 당 : $0.0032 \times 1,000,000 = 3,200 \text{원/m}$

4) 쇄 석

- 석재 말뚝용 : $(0.375)^2 \times \pi \times 1 \text{m} = 0.442 \text{m}^3$
- 깔기용 : $100 \text{m}^2 \times 0.4 \text{m} \div (68 \text{본} \times 9 \text{m})$
 $= 0.065 \text{m}^3$
- 소계 : $0.507 \text{m}^3/\text{m}$

$\times \text{m당} : 0.507 \text{m}^3/\text{m} \times 8,000 \text{원}/\text{m}^3 = 4,056 \text{원}/\text{m}$

5) 작업인부

- 1일 작업량 : $27 \text{m/hr} \times 8 = 216 \text{m/일}$
- 작업팀 구성
- 보통 인부 4인 $\times 19,300 = 77,200$

- 특수 인부 2인 $\times 26,100 = 52,200$
- 중기 기사 1인 $\times 28,200 = 28,200$
- 소 계 : 160,600

$\times \text{m당} : 160,600 \div 216 = 743 \text{원/m}$

계 : $3,518 + 3,200 + 4,056 + 743 = 11,517 \text{원/m}$

제잡비(30%) : 3,455

합 계 : 14,972 원/m

$\times \text{총 공사비}(100 \text{m}^2) : 14,972 \text{원/m} \times 68 \text{본}$
 $\times 9 \text{m/본} = 9,163,000 \text{원}$

$\text{m}^2 \text{ 당 공사비} : 91,630 \text{원}/\text{m}^2$

A.1.2 오거 보링에 의한 석재기둥($\phi 700 \text{m}/\text{m}$)

1) 천공장비 : D-120H($\phi 600 \sim 1,000 \text{m}/\text{m}$)

- 지층별 천공속도(광명 하안 설계 기준)
- 토 사 : 40m/hr
- 모래·자갈 : 8
- 풍 화 암 : 8
- 연 암 : 2

$\times \text{적용} : \text{토사 } 70\%, \text{ 모래} \cdot \text{자갈 } 30\% \text{ 기준}$
 $40 \times 0.7 + 8 \times 0.3 = 30.4 \text{m/hr}$

2) 중기 손료(시간당)

- 30ton 크레인(무한레드) : 40,435원/hr
- 천공 및 부속장비 : 150,000
- 발전기(350KW) : 33,614
- 쇼벨(1.53m³) : 3,346
- 소 계 : 227,395

$\times \text{m당} : 227,395 \div 30.4 = 7,480 \text{원/m}$

3) 비트 소모비

- 토사 : 0.00095 EA/m
- 모래·자갈 : 0.0011

$\times \text{적용} : (0.00095 + 0.0011) \div 2 = 0.001 \text{EA/m}$

$\times \text{m 당} : 720,000 \text{원}/\text{EA} \times 0.001 = 720 \text{원}/\text{m}$

4) 쇄석

· 석재 말뚝용 : $(0.375)^2 \times \pi \times 1 \text{m} = 0.442 \text{m}^3$

- 깔기용: $100\text{m}^2 \times 0.4\text{m} \div (68\text{본} \times 9\text{m})$
 $= 0.065\text{m}^3$
- 소계: $0.507\text{m}^3 / \text{m}$
- *m당: $0.507\text{m}^3 / \text{m} \times 8,000\text{원} / \text{m}^3 = 4,056\text{원} / \text{m}$

5) 작업 인부

- 1일 작업량: 50m / 일.조
- m당 채석량: 0.507m^3
- 1일 작업량: $25\text{m}^3 / \text{조} \div 0.507\text{m}^3 / \text{m} \div 50\text{m}$
일.조

· 편성인원

- 비계공: $1\text{인} \times 30,500 = 30,500$
- 보통인부: $3\text{인} \times 19,300 = 57,900$
- 특별인부: $1\text{인} \times 26,100 = 26,100$
- 중기기사: $1\text{인} \times 28,200 = 28,200$

소 계: 142,700

*m당: $142,700 \div 50 = 2,854\text{원} / \text{m}$

계: $7,480 + 720 + 4,056 + 2,854 = 15,470\text{원} / \text{m}$

제잡비(30%) 4,641

합계: 20,111원 / m
*총 공사비(100m^2): $20,111\text{원} / \text{m} \times 68\text{본}$
 $\times 9\text{m} / \text{본} = 12,308,000\text{원}$
 $\text{m}^2\text{당 공사비: } 123,000\text{원} / \text{m}^2$

A.1.3 기성 콘크리트 말뚝($\phi 300\text{m} / \text{m}$, 9m)공사비

- 기성 콘크리트 말뚝 : 70,200원 / 본
- 말뚝 운반비(L-11 KM) 1,728
- 말뚝 박기 : 27,083
- 두부 보강 : 10,656
- 소 계 109,667원 / 본

*m당: $109,667 \div 9 = 12,185\text{원} / \text{m}$

제잡비(30%) 3,655

합 계 15,840원 / m

*총공사비(100m^2): $15,840\text{원} / \text{m} \times 116\text{본}$

$\times 9\text{m} / \text{본} = 16,537,000\text{원}$

$\text{m}^2\text{당 공사비: } 165,370\text{원} / \text{m}^2$