

현장 시험치를 이용한 단일 쇄석다짐말뚝의 Bulging 및 General Shear Failure시의 극한지지력 제안식에 관한 비교 연구

Comparison of Ultimate Bearing Capacity Formulas for Single Stone column in Bulging and General shear failure using in-situ test results

천병식* · 김원철** · 서덕동***

Chun, Byung-Sik · Kim, Won-Cheul · Seo, Deok-Dong

Abstract

Stone column is a soil improvement method and can be applicable for loose sand or weak cohesive soil. Since the lack of sand, stone column seems one of the most adaptable approach for poor ground as a soil improvement technique. However, this method was not studied for practical application. In this paper, the bearing capacity of single stone column at the Gaduk, Ulsan and Gwangyang under the bulging and general shear failure mode were compared with those of the suggested formulas. Especially, a test result of single stone column at the Busan area by static load was compared with the bearing capacity of suggested formulas. The analysis results showed that there were not much bearing capacity differences among those suggested bearing capacity formulas. However, the bearing capacity by static load test was almost double of those with suggested formula. The result also showed that the undrained shear strength was the most important parameter for the bearing capacity estimation of stone column.

Keywords : Stone column, bearing capacity, undrained shear strength

요 지

쇄석다짐말뚝(Stone Column Method)은 연약한 점성토 지반이나 느슨한 사질토 지반의 개량에 사용되는 연약지반처리공법이다. 여러 가지 현장 시험과 실내 시험 결과, 쇄석다짐말뚝은 기존의 모래말뚝공법에 비해 지지력증대, 지반보강, 사면보강, 액상화 방지억제 등의 효과를 극대화할 수 있는 공법으로 알려져 있으나, 국내에서는 그 연구가 미약하여 설계 실무에서는 경험적인 방법이나 공식에만 의존하여 설계가 이루어지고 있는 상태이다(천병식, 2001). 또한 기존의 제안식에 대하여 검증 없이 사용되고 있어 기존에 제안된 지지력 이론식에 대해 검증할 필요가 있다. 본 연구에서는 부산 00 0호교 건설공사지역 A1교대 구간의 실제 정재하시험 데이터와 가덕, 광양, 울산 신항만건설현장에 대한 비배수전단강도(c_u)를 이용하여 단일 쇄석다짐말뚝에 대한 Bulging 및 General shear failure시의 기존의 이론식들을 각각 비교분석하고, 실제 재하시험에서 얻은 극한지지력과 함께 비교 분석하였다. 분석결과, 지지력 이론식으로 구한 극한지지력이 정재하시험의 실측치 보다 매우 적은 결과를 보였으며, 원지반의 비배수전단강도(c_u)는 극한지지력에 큰 영향을 미치는 것으로 나타났다. 향후 실내 및 현장시험을 통해 보다 정확한 지반물성치와 현장 재하시험을 통해 국내적용시 실용적인 극한지지력을 산정하고 기존의 이론식을 개선해 나가야 할 것이다.

주요어 : 쇄석다짐말뚝, 극한지지력, 정재하시험, 비배수전단강도

* 정희원 · 한양대학교 토목공학과 교수
** 정희원 · 한양대학교 토목공학과 겸임교수(ritakim@korea.com)
*** 정희원 · 한양대학교 토목공학과 박사과정

1. 서론

동북아 물류 중심국가 건설을 위해 추진되고 있는 신항만의 대부분이 연약지반에 건설되고 있다. 국내 해안지역의 연약지반은 유동성이 큰 포화 점성토 층이 깊은 심도로 분포하고 있고, 대부분이 압밀진행성 점토로서 상부구조물 등의 상재하중 작용시 압밀침하, 전단변형 등이 발생하므로 안정성 확보를 위한 연약지반처리는 필수적이라고 할 수 있다. 국내의 경우 조립토를 이용한 연약지반 처리공법으로 모래다짐말뚝공법(Sand Compaction Pile, SCP)이 많이 활용되고 있으나, 모래자원의 고갈과 단가상승으로 인해 적용이 제한되고 있어 대체공법이 필요한 실정이다. 이에 따라 우리나라 건설현장여건에 맞는 경제적이고 시공성이 뛰어난 연약지반 보강공법의 개발의 필요성이 증대하고 있다. 쇄석다짐말뚝공법(Stone Column Method)은 6~40mm의 쇄석을 진동치환에 의해 다져서 Column형 토체를 형성시키는 공법으로서, 연약한 점성토 지반이나 느슨한 사질토 지반에 시공시, 원지반과 쇄석다짐말뚝이 함께 거동하는 복합지반을 형성하여 복합강도를 가지게 되므로 지지력증대, 침하저감, 액상화 방지역제 등의 효과를 기대할 수 있으며, SCP공법에 비해 강성이 크고 쇄석재료의 확보 등이 용이하여 향후 연약지반 보강공법으로의 활용이 더욱 증대될 전망이다. 해외의 경우는 극한지지력, 침하저감효과 등에 관하여 여러 연구가 진행된 바 있으나, 국내의 경우는 공법의 적용사례가 적고, 공법의 효과를 확보한 시험사례가 거의 없으며, 국내 지반조건에 적용할 경우에 대한 상세 연구가 제대로 이루어지지 않은 실정이다. 특히 지지력이나 침하 예측시 적용지반 및 쇄석말뚝에 관한 기본 물성시험 없이 공법을 설계하고 있어 실제 거동과 상이한 결과를 초래할 가능성이 커서 국내 적용시의 지지력, 침하저감, 복합지반효과 등에 관한 다각적인 연구가 시급하다.

따라서 본 연구에서는 국내 쇄석말뚝공법 적용을 위한 연구의 일환으로 국내 현장에서 시행한 재하시험 결과를 이용하여 현재 주로 이용되고 있는 지지력 예측 이론들의 적용성을 고찰하고자 하였다. 또한, 쇄석말뚝의 내부마찰각과 함께 쇄석다짐말뚝의 지지력에 가장 크게 영향을 미치는 설계 Parameter로 알려진 점성토의 비배수전단강도(c_u)의 영향을 검토하기 위해 4개 현장에서 측정된 비배수전단강도(c_u)를 이용하여 단일 쇄석다짐말뚝의 주요 파괴 Mechanism인 Bulging과 General Shear Failure시의

지지력을 산정한 후 c_u 값의 변화에 따른 지지력 값의 변화 경향을 각 지지력 이론별로 비교분석하였다.

2. 쇄석다짐말뚝 공법

2.1 공법 개요

쇄석다짐말뚝은 연약지반에 원통형으로 쇄석을 다지면서 압입하여 비교적 지름이 큰 쇄석말뚝을 지중에 형성시켜 지반을 개량하는 공법으로서, 모래지반인 경우 밀도증대와 액상화 방지, 수평저항력 등을 증가시키고 점토지반에서는 원지반과 다져진 쇄석말뚝으로 이루어진 복합지반을 형성함으로써 지반의 전단강도 및 지지력 증대, 측방변위억제, 압밀침하저감 등의 효과를 목적으로 한다(천병식, 2002). 쇄석다짐말뚝의 시공방법은 습식방법(wet process, vibro-replacement)과 건식방법(dry process, vibro-displacement)의 두 가지 방법이 있으며 각 방법별 시공순서는 각각 그림 1, 그림 2와 같다.

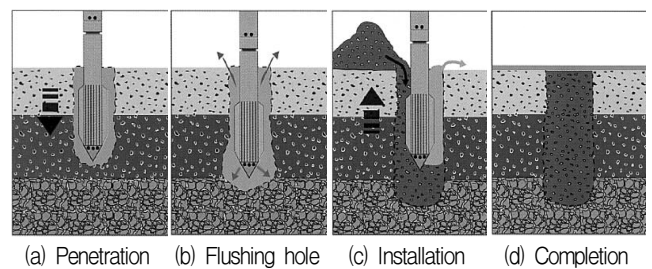


그림 1. 쇄석다짐말뚝의 시공순서 - 습식방법 (wet process, vibro-replacement)

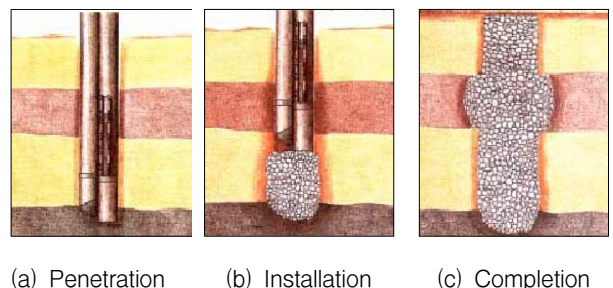


그림 2. 쇄석다짐말뚝의 시공순서 - 건식방법 (dry process, vibro-displacement)

2.2 파괴 메커니즘

쇄석다짐말뚝은 일반적으로 연약층을 통과하여 지지층에 도달되도록 설계·시공하며, 연약층 침도가 깊은 경우에 선단이 연약층 내에 있도록 하는 경우도 있다. 파괴형상은 단일말뚝 또는 무리말뚝 그리고 짧은말뚝 또는 긴말뚝에 따라 차이가 있다. 단일쇄석다짐말뚝의 파괴거동은 그림 3, 4와 같다.

(1) 균질한 지반에서 단일쇄석다짐말뚝의 파괴거동

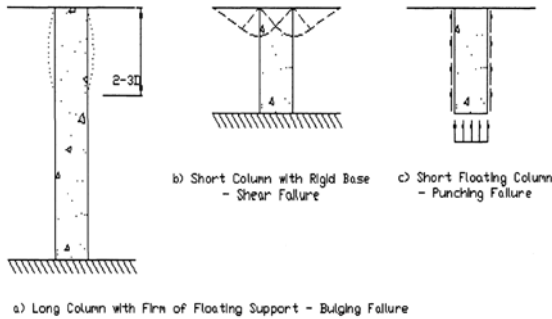


그림 3. 균질한 지반에서의 단일쇄석다짐말뚝의 파괴거동(Barksdale & Bachus, 1983)

그림 3.에 나타낸 것과 같이 균질한 지반에서 단일쇄석말뚝의 파괴거동은 3가지 유형으로 나타나며 요약하면 다음과 같다.

- ① Bulging(그림 3(a)) : 말뚝의 길이가 말뚝직경의 2~3배 이상인 긴 쇄석다짐말뚝인 경우
- ② General Shear(그림 3(b)) : 단단한 지지층에 지지된 길이가 짧은 쇄석다짐말뚝(Gravel Column)인 경우
- ③ Punching(그림 3(c)) : 선단이 연약층내에 있고 길이가 짧은 말뚝인 경우

(2) 비균질 지반에서 단일 쇄석다짐말뚝의 파괴거동

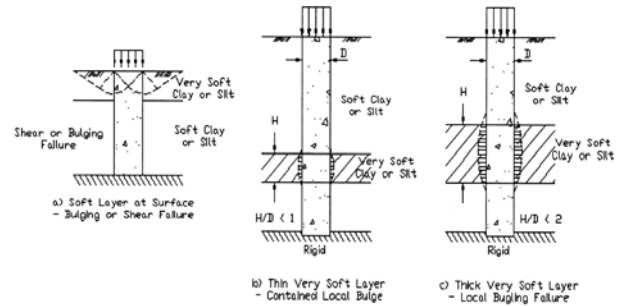


그림 4. 비균질 연약지반에서 단일 쇄석다짐말뚝의 파괴거동

하부층에 비해 상부층이 연약한 경우에는 지지력과 침하에 미치는 영향이 크고(그림 4(a)), 연약층 중간에 이탄 등 매우 연약한 층이 존재할 경우에는 쇄석다짐말뚝의 형성에 매우 심각한 영향을 줄 수 있다(그림 4(b), (c)).

2.3 단일 쇄석다짐말뚝의 지지력이론

2.2절에서 언급한 바와 같이 단일쇄석다짐말뚝의 파괴 메커니즘은 Bulging failure, General Shear failure, Punching Failure로 나누어지는데 단일 쇄석다짐말뚝의 파괴는 주로 Bulging failure, General Shear failure의 형태로 일어나며, Bulging failure, General Shear failure시의 기존의 지지력이론식을 정리하면 표 1과 같다.

표 1. 쇄석다짐말뚝의 Bulging 및 General shear failure시의 극한지지력 이론식

파괴유형	산정공식	참고문헌	비고
Bulging	$q_u = \left[\sigma_{r0} + c_u \left(1 + \ln \frac{E_c}{2c_u(1+\nu)} \right) \right] \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s}$ <p>σ_{r0} : (초기) 횡방향응력(initial in-situ lateral stress), E_c : 점성토지반의 탄성계수, c_u : 점성토지반의 비배수전단강도, ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각 ν_c : 점성토의 프와송비</p>	Gibson & Anderson (1961)	Single Stone column
	$q_u = (\gamma_c z K_{pc} + 2c_u \sqrt{K_{pc}}) \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s}$ <p>γ_c : 점성토지반의 단위중량, z : 복합지반의 깊이, K_{pc} : 점토의 수동토압계수, c_u : 점성토지반의 비배수전단강도, ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각</p>	Greenwood (1970)	Single Stone column
	$q_u = (c_u F'_c + q F'_q) \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s}$ <p>c_u : 주변점성토지반의 비배수전단강도, ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각 q : 등가파괴심도에서의 평균(등방)응력 (= $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$) F'_c, F'_q : 공동확장계수(cavity expansion factors)</p>	Vesic(1972), Datye & Nagaraju (1975)	Single Stone column
	$q_u = (\sigma_{r0} + 4c_u) \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s}$ <p>σ_{r0} : (초기) 횡방향응력(initial in-situ lateral stress)(= $K_0(\gamma_c \cdot h + p)$) c_u : 점성토지반의 비배수전단강도, ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각</p>	Hughes & Withers (1974)	Single Stone column
	$q_u = \left[\sigma_{r0} + \left(1 + \ln \frac{E_c}{3 \cdot c_u} \right) \cdot c_u \right] \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s}$ <p>σ_{r0} : (초기) 횡방향응력(initial in-situ lateral stress), E_c : 점성토지반의 탄성계수, c_u : 점성토지반의 비배수전단강도, ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각</p>	Brauns (1978)	Single Stone column
	$q_u = (\sigma_{r0} + 5c_u) \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s}$ <p>σ_{r0} : (초기) 횡방향응력(initial in-situ lateral stress), c_u : 점성토지반의 비배수전단강도, ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각</p>	Hansbo (1994)	Single Stone column
General Shear	$q_u = c_u N_c + \frac{1}{2} \gamma_c B N_\gamma + \gamma_c D_f N_q$ <p>c_u : 주변지반의 비배수전단강도, γ_c : 주변지반의 단위중량, B : 하중재하폭, D_f : 기초 근입깊이, N_c, N_γ, N_q : 지지력계수(bearing capacity factors)</p>	Madhav & Vitkar (1978)	Single Stone column
	$q_u = 2A_s (K_{pc} q_0 + 2c_u \sqrt{K_{pc}}) + \left(\frac{1}{K_{as}} \right) \left[3d_s K_{pc} \gamma_c \left\{ 1 - \left(\frac{3d_s}{2L} \right) \right\} \right]$ <p>A_s : 쇄석다짐말뚝의 단면적, c_u : 주변지반의 비배수전단강도, γ_c : 주변지반의 단위중량, q_0 : 유효상재하중, K_{pc} : 주변지반의 수동토압계수, K_{as} : 쇄석다짐말뚝의 주동토압계수, d_s : 쇄석다짐말뚝의 직경, L : 쇄석다짐말뚝의 길이</p>	Wong (1975)	Single Stone column
	$q_u = c_u \left(\frac{q}{c_u} + \frac{2}{\sin 2\delta} \right) \cdot \left(1 + \frac{\tan \delta_s}{\tan \delta} \right) \tan^2 \delta_s$ <p>q_u : 극한응력, c_u : 원지반의 비배수 전단강도, q : 상재하중, δ : 점성토의 전단파괴면 각, δ_s : 쇄석다짐말뚝의 전단파괴면 각</p>	Brauns(1978)	Single Stone column

3. 지지력 제안식을 이용한 극한지지력 계산

3.1 설계 물성치

단일 쇄석다짐말뚝(Single Stone Column)의 주요 파괴 Mechanism은 2.2절에서 언급한 바와 같이 Bulging Failure와 General Shear Failure로 구분할 수 있으며, 이들 파괴 Mechanism 별로 제안된 지지력 예측이론들은 표 1에 요약하였다. 표 1에 의하면 Bulging Failure일 경우 주요 설계 물성치(Parameter)로는 초기 횡방향응력 (σ_{r0} , initial in-situ lateral stress), 점성토의 비배수 전단강도(c_u), 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각(ϕ_s), 점토의 탄성계수(E_c), 점토의 포아송 비(ν_c), 등이 있으며 또한 General Shear Failure의 경우 주요 설계 물성치로는 점토의 비배수 전단강도(c_u), 주변지반의 단위중량(γ_c), 유효상재하중 등을 들 수 있다(표 2 참조).

기존 연구 결과에 의하면 점성토의 비배수전단강도(c_u)와 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각(ϕ_s)이 지지력 예측시 가장 크게 영향을 미치는 것으로 알려져 있다(해양수산부 2000).

3.2 현장시험 결과의 적용

기존에 제안된 지지력 이론의 적용성을 검토하기 위해 부산광역시 OO O호교 건설공사지역 교대(A1)구간의 단일 쇄석다짐말뚝의 현장 정재하시험 결과를 이용하여 실측치와 계산치를 비교분석 하였다. 재하시험 결과와 그래프

Greenwood(1970)와 Wong(1975)이 제안한 식은 K_{pc} 의 적용시 또다른 불확실성이 내포할 수 있는 등의 문제점이 예상되어 지지력 산정 및 비교 분석에는 이용하지 않았다.

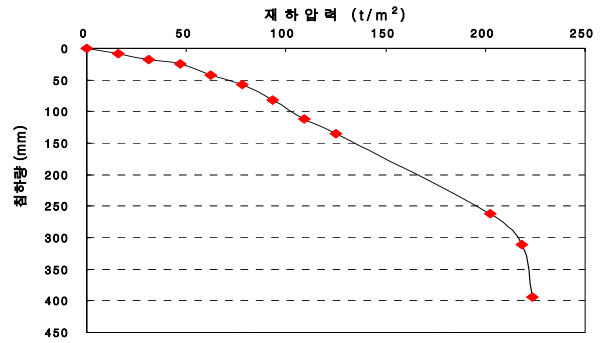


그림 5. 부산 OO O호교 현장재하시험결과(치환율 40%)

쇄석다짐말뚝의 지지력에 영향을 미치는 설계 물성치들 중 점성토의 비배수전단강도(c_u)가 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각(ϕ_s)과 함께 지지력 예측시 가장 크게 영향을 미치는 것으로 알려져 있어 본 연구에서는 가덕 신항만 현장, 광양 항건설현장, 울산신항만 현장 등 쇄석다짐말뚝의 적용이 예정되어 있는 현장의 c_u 값을 이용하여 c_u 값이 지지력 이론들에 미치는 영향을 비교분석 하였다. FHWA(1983)에 따르면 연약지반에서 c_u 의 최소치는 $0.7t/m^2$, 적용사례를 통한 비배수전단강도(c_u)의 최소치는 $0.48t/m^2$, 실용성 측면에서 비배수전단강도(c_u)의 상한치는 $5\sim 10t/m^2$ 로

표 2. Single Stone Column의 주요 설계 Parameter

구분	Bulging Failure	General Shear Failure	비고
주요 설계 물성치	$\sigma_{r0}(K_0, \gamma_c, z)$: (초기)횡방향응력	c_u : 점성토지반의 비배수전단강도	
	c_u : 점성토지반의 비배수전단강도	γ_c : 주변지반의 단위중량	
	ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각	q_0 : 유효상재하중	
	E_c : 점성토지반의 탄성계수	δ : 점성토의 전단파괴면 각	
	ν_c : 점성토의 포아송비	δ_s : 쇄석다짐말뚝의 전단파괴면 각	
	K_{pc} : 점성토의 수동토압계수	K_{pc} : 점성토의 수동토압계수	
		K_{as} : 쇄석다짐말뚝의 주동토압계수	

하였다. 가덕 신항만건설현장의 비배수전단강도(c_u)는 쇄석다짐말뚝의 형성하한치인 $0.7t/m^2$ 을 크게 상회하여 $5t/m^2$ 정도까지 값이 나타났고 광양항 건설공사현장도 최연약지반에서 쇄석다짐말뚝을 형성할 수 있는 범위를 제시하였다. 가덕 신항만건설현장의 비배수전단강도(c_u)는 쇄대 $4t/m^2$ 정도의 값을 보였으며, 또한 울산 신항만건설현장의 비배수전단강도(c_u)는 가덕신항 및 광양항 건설현장의 지반보다 다소 연약한 것으로 나타나고 있으나 쇄석다짐말뚝의 형성하한치인 $0.7t/m^2$ 을 상회하여 $1.5t/m^2$ 정도의 값을 보이고 있어 FHWA(1983) 기준 적용시 쇄석다짐말뚝의 형성에 문제가 없는 것으로 판단되어 본 논문의 지지력 비교검토에 이용하였다.

지반물성치 추정에 사용된 부산광역시 OO O호교 건설공사지역 A1교대 구간의 현장의 시험 말뚝은 지름 0.7m, 지중관입 깊이가 17.6m로 시공하였다. 쇄석말뚝의 내부마찰각은 보통 $42\sim 45^\circ$ 이지만 시공 및 관리에 따른 손실을 고려하여 40° 를 적용하였으며, 시공지역의 비배수 전단강도는 지질조사에 의하여 비배수전단강도(c_u) = $2.4 t/m^2$ 를 적용하였다(김태훈 외 2003). 또한 가덕신항만건설현장과 광양항건설공사현장, 울산신항만건설현장의 비배수 전단강도(c_u)는 각 현장의 상한치를 사용하였고, 탄성계수는 정규압밀점토로 하여 Bowles(1996)이 제시한 식 (1)에 의해 얻어진 평균값을 사용하였으며 단위중량(γ_c)과 소성지수(PI), 포아슨비(ν)는 국내 토질의 일반적인 물성치로 추정하여 같은 조건 하에서 비교검토 하였다. 지지력 공식에 사용된 쇄석과 지반물성치는 표 3에 나타내었다. 또한 (초기)횡방향응력(σ_{r0})의 산정을 위한 정지토압계수(K_0)는 표 4식에서 제안된 식을 이용하여 지지력 산정시 적용하였다.

$$E_c = (200 \sim 500) \times c_u \quad (\text{단, Normally consolidated sensitive clay}) \quad (\text{Bowles, 1996}) \quad (1)$$

여기서, E_c : 점성토지반의 탄성계수
 c_u : 점성토지반의 비배수전단강도

표 3. 지지력 공식에 사용된 쇄석과 지반 물성치

	단위 중량 $\gamma_c (t/m^3)$	내부마 찰각 $\phi(^{\circ})$	비배수 전단강도 $c_u (t/m^2)$	PI	탄성계수 $E_c(t/m^2)$	포아슨 비 ν	비 고
부산 OO O호교 시험시공	1.7	0	2.4	19.7	840	0.4	-
가덕신항만 건설현장	1.7	0	5	19.7	1750	0.4	-
광양항건설 공사현장	1.7	0	4	19.7	1400	0.4	-
울산신항만 건설현장	1.7	0	1.5	19.7	525	0.4	-
쇄석	1.8	40	-	-	-	-	-

표 4. K_0 산정식

	For normally consolidated clay	For overconsolidated clay
Brooker & Ireand(1965)	$K_0=0.4+0.007(PI)(PI=0\sim 40\%)$ $K_0=0.64+0.001(PI)(PI=40\sim 80\%)$	$K_{0,OCR} = K_0 \times \sqrt{OCR}$
Alpan(1967)	$K_0=0.19+0.233 \log(PI)$	$K_{0,OCR} = K_0 \times OCR^n$ $n=0.42 (PI < 40\%)$ $n=0.32 (PI > 40\%)(Wroth \& Hously 1985)$
Holtz & Kovacs(1981)	$K_0=0.44+0.0042 PI$	-

3.3 지지력 제안식을 이용한 극한지지력 계산

부산광역시 OO O호교 현장정재하시험은 치환율 20%, 30%, 40%의 쇄석말뚝에 대하여 각각 실시되었다. 본 연구에서는 하중재하판과 말뚝직경의 크기와 가장 유사한 치환율 40%일 때의 시험결과를 이용하였고 침하량 1 in일 때의 재하응력을 극한지지력으로 보고 분석하였다. 또한 정재하시험의 실측치와 비교하기 위해 표 3의 지반물성치를 이용하여 기존의 제안식에 의한 극한 지지력을 계산하였다(표 5).

재하시험에 이용된 쇄석다짐말뚝의 경우 17.6m 길이로 시공되어 비교적 긴 말뚝으로서 실제파괴는 General Shear 보다는 Bulging Failure 형태로 일어났을 가능성이 크지만 본 분석시에는 Bulging 외에도 General Shear 일 때의 이론지지력도 함께 계산하였으며, 여기서 사용된 지지력 이론식은 표 1에서 제시한 바와 같이 Bulging Failure 시에서는 Gibson & Anderson(1961), Vesic(1972), Dartye & Nagaraju(1975), Hughes &

Withers(1974), Brauns (1978), Hansbo(1994)에 의해 제안된 식을 따른 것이고, General Shear Failure 시에서는 Madhav & Vitkar(1978), Brauns(1978)에 의해 제안된 식을 따른 것이다. 이때, 지반은 정규압밀조건으로 가정하였고, 정지토압계수(K0)는 Brooker & Ireand(1965), Alpan(1967), Holtz & Kovacs(1981)이 제안한 식을 이용하여 계산하였다(표 4. 참조).

표 5. Bulging Failure시의 극한지지력

	K ₀ 산정식	부산	가덕	광양	울산
		극한 지지력 (t/m ²)	극한 지지력 (t/m ²)	극한 지지력 (t/m ²)	극한 지지력 (t/m ²)
Gibson & Anderson (1961)	Brooker & Ireand(1965)	71.67	141.38	114.57	47.57
	Alpan(1967)	71.06	140.75	113.94	46.93
	Holtz & Kovacs(1981)	71.48	141.17	114.37	47.36
Vesic(1972), Danye & Nagaraju (1975)	Brooker & Ireand(1965)	73.80	143.49	116.68	49.67
	Alpan(1967)	73.37	143.06	116.26	49.25
	Holtz & Kovacs(1981)	73.66	143.35	116.54	49.53
Hughes & Withers (1974)	Brooker & Ireand(1965)	51.51	99.34	80.94	34.95
	Alpan(1967)	50.88	98.70	80.31	34.32
	Holtz & Kovacs(1981)	51.30	99.13	80.73	34.75
Brauns (1978)	Brooker & Ireand(1965)	70.93	139.79	113.31	47.09
	Alpan(1967)	70.29	139.16	112.67	46.46
	Holtz & Kovacs(1981)	70.72	139.58	113.10	46.88
Hansbo (1994)	Brooker & Ireand(1965)	62.55	122.33	99.34	41.85
	Alpan(1967)	61.91	121.70	98.70	41.22
	Holtz & Kovacs(1981)	62.34	122.12	99.13	41.64
정재하시험 실측치		200	-	-	-

표 6. General Shear Failure시의 극한지지력

	부산	가덕	광양	울산
	극한 지지력 (t/m ²)	극한 지지력 (t/m ²)	극한 지지력 (t/m ²)	극한 지지력 (t/m ²)
Madhav & Vitkar(1978)	83.76	104.56	96.56	76.56
Brauns(1978)	61.15	127.39	101.91	38.22
정재하시험 실측치		200	-	-

3.4 결과 분석 및 고찰

3.4.1 실측치와 이론치의 비교

부산 OO O호교 교대(A1) 구간에서 실시된 정재하 시험결과 1 in(25.4mm) 침하 발생시의 지지력을 극한지지력으로 하여 Bulging Failure와 General Shear Failure 시의 이론 지지력값을 비교한 결과는 그림 6 및 그림 7과 같다.

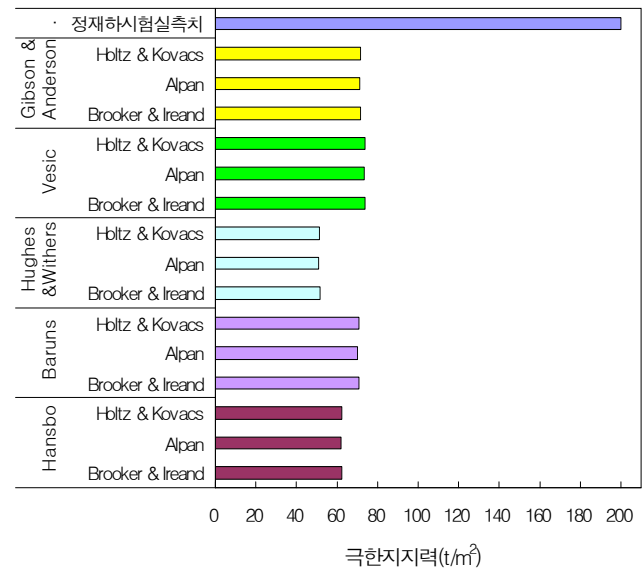


그림 6. Bulging Failure 시의 지지력 이론식값과 재하시험 실측값과의 비교(부산, c_u=2.4t/m²)

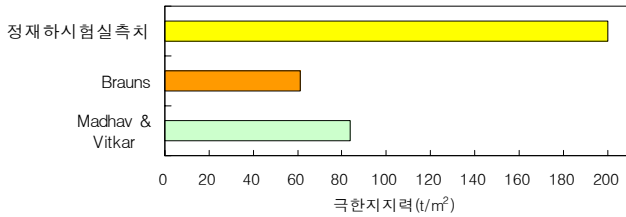


그림 7. General Shear Failure 시의 지지력 이론식값과 재하시험 실측값과의 비교(부산, $c_u=2.4t/m^2$)

분석 결과 Bulging Failure Mode의 경우 계산된 이론 지지력 값은 $50.88t/m^2 \sim 73.80t/m^2$ 으로 나타나 실측에 의한 극한지지력 $200t/m^2$ 과 비교하면 실측치가 이론치에 비해 약 3~4배 더 큰 것으로 나타나고 있다. 한편 General Failure Mode 시의 경우 계산된 지지력은 $61.15t/m^2 \sim 83.76t/m^2$ 으로서, 실측치가 이론치의 약 2.5~3.3배 크게 나타나고 있다. 따라서 본 연구에 이용된 시험결과로 볼 때 계산에 적용된 일부 물성치들의 불확실성이나 어떤 이론에 의한 파괴 Mode를 적용하는가에는 크게 상관없이 기존의 지지력 값이 쇄석다짐말뚝의 실제 지지력에 비해 매우 과소 평가되고 있음을 알 수 있다. 따라서 쇄석다짐말뚝의 국내 적용시 지지력 평가 방법에 대한 새로운 접근 방법이 검토되어야 할 것으로 보이며, 이를 위해 적용지반에 대한 상세한 물성시험(c_u , E_c , v_c 등)과 쇄석말뚝의 물성시험(ϕ_s , γ_s 등), 그리고 현장재하시험을 통한 극한지지력 검증, 시험후 파괴 Mode의 확인 등을 통해 국내 실정에 적합한 지지력 평가방법의 제안이나 기존 이론의 개선, 안전율의 변경 적용 등에 대한 추가적인 연구가 시급한 것으로 판단된다.

3.4.2 비배수전단강도의 영향

부산 OO O호교, 가덕, 광양, 울산 신항만 현장 등 국내 4개 현장에서 조사된 비배수 전단강도(c_u)를 이용하여 비배수전단강도(c_u)가 지지력 산정시 미치는 영향에 대해 검토하였으며, 그 결과는 그림 6~13과 같다. 이때, 점토의 E_c 값은 비배수전단강도(c_u)에 따라 Bowles(1996)이 제안한 식으로 값을 변화시켜 적용하였으며 점토의 v_c , PI , γ_s , ϕ_c 값은 동일하게 적용하여 c_u 값의 변화($1.5t/m^2$, $2.4t/m^2$, $4.0t/m^2$, $5.0t/m^2$)에 따른 영향을 분석하였다.

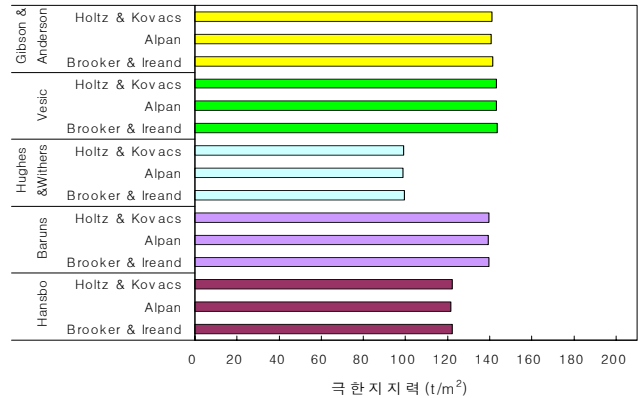


그림 8. Bulging Failure 시의 지지력 이론식의 극한지지력 비교(가덕, $c_u=5.0t/m^2$)

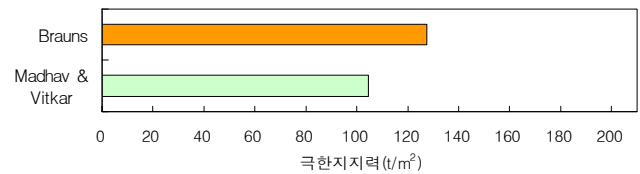


그림 9. General Shear Failure 시의 지지력 이론식의 극한지지력 비교(가덕, $c_u=5.0t/m^2$)

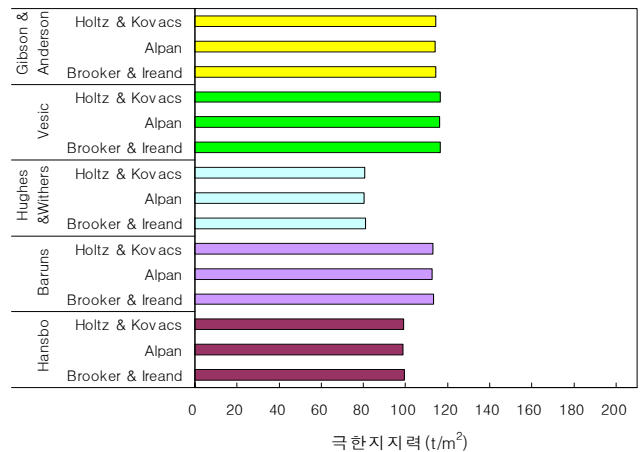


그림 10. Bulging Failure 시의 지지력 이론식의 극한지지력 비교(광양, $c_u=4.0t/m^2$)

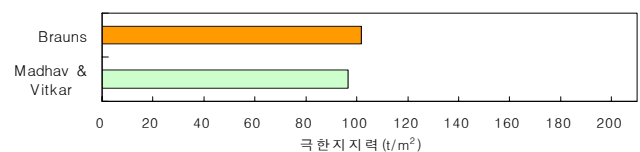


그림 11. General Shear Failure 시의 지지력 이론식의 극한지지력 비교(광양, $c_u=4.0t/m^2$)

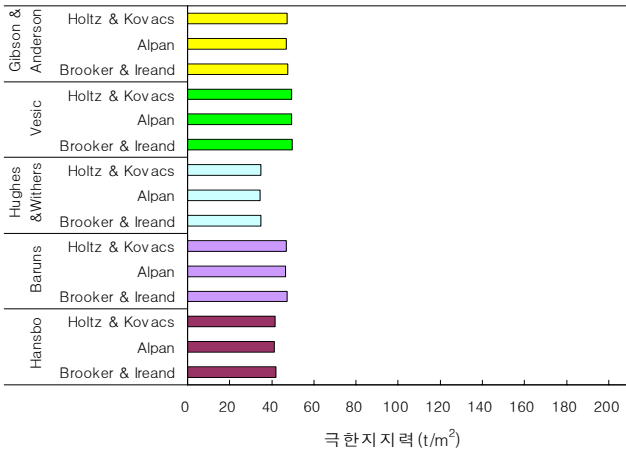


그림 12. Bulging Failure 시의 지지력 이론식의 극한지지력 비교(울산, $c_u=1.5t/m^2$)

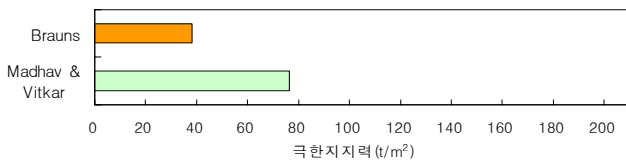
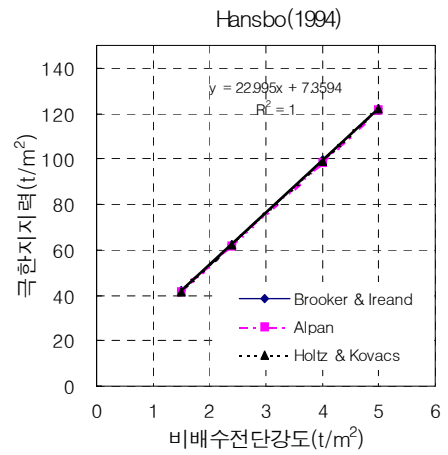


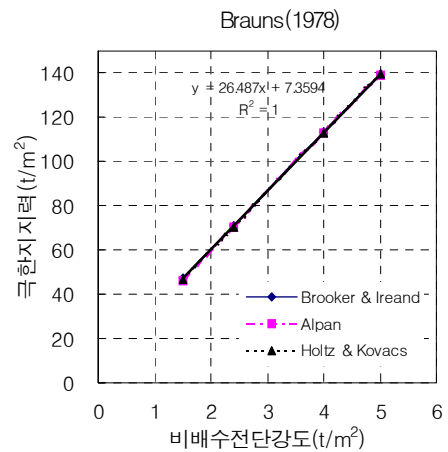
그림 13. General Shear Failure 시의 지지력 이론식의 극한지지력 비교(울산, $c_u=1.5t/m^2$)

그림 14는 Bulging Failure Mode에서의 c_u 에 따른 지지력 예측값의 변화경향을 나타낸 것으로 c_u 의 증가에 따라 지지력이 선형적으로 증가함을 보이고 있다. 특히, Vesic (1972)의 제안식이 가장 영향을 크게 받고 있음을 보이고 있으며 와 Brauns(1978), Gibson & Anderson(1961)도 비슷한 경향을 보이고 있는 반면, Hughes & Withers(1974)의 제안식이 Bulging Failure Mode에서는 c_u 의 영향을 가장 적게 받고 있음을 알 수 있다.

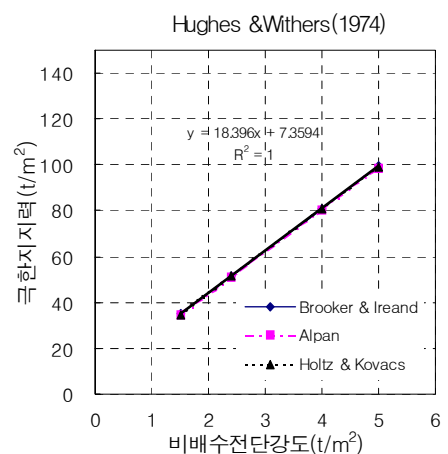
한편, Bulging Failure Mode 시의 극한지지력 계산시 (초기)횡방향응력(σ_{ro}) 산정을 위해 소성지수(PI)를 이용하여 Brooker & Ireland(1965), Alpan(1967), Holtz & Kovacs(1981) 등이 제안한 정지토압계수(K_0) 산정식들을 이용하였으며, 제안식별로 지지력 값은 큰 차이를 보이지 않아 그 영향은 거의 없는 것으로 나타나고 있다(그림 14, 표 5 참조).



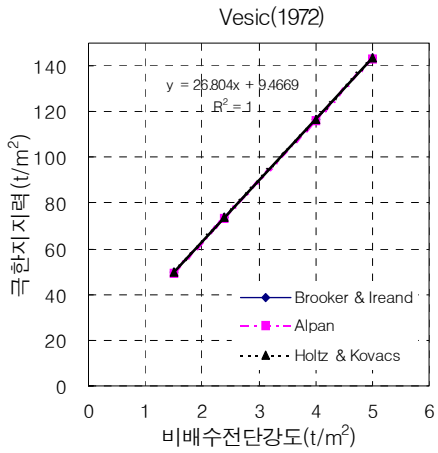
(a)



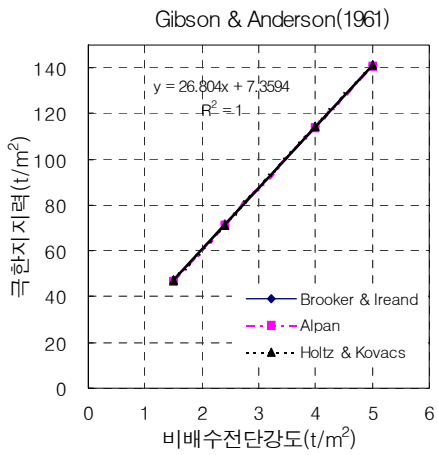
(b)



(c)



(d)



(e)

그림 14. Bulging Failure 시의 비배수전단강도에 따른 극한지지력

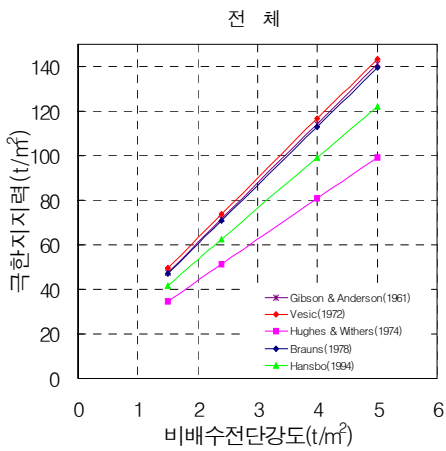
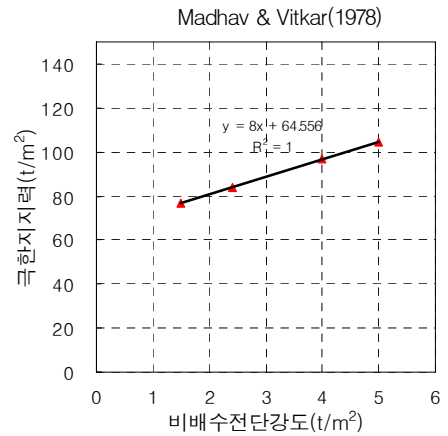
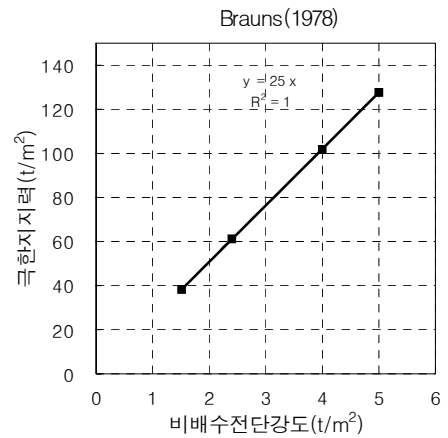


그림 15. Bulging Failure 시의 비배수전단 강도에 따른 극한지지력(전체)

그림 16는 General Shear Failure Mode에서의 c_u 에 따른 지지력 예측값의 변화 경향을 보이고 있으며, Bulging Failure Mode 시와 마찬가지로 c_u 에 따라 지지력이 선형적인 증가를 보이고, Brauns(1978)의 제안식이 c_u 의 영향을 크게 받고 있음을 알 수 있는 반면, Madhav & Vitkar(1978)의 제안식은 c_u 에 따른 증가 경향이 가장 작아서 c_u 의 영향을 가장 작게 받고 있는 것으로 분석되었다.



(a)



(b)

그림 16. General Shear Failure 시의 비배수전단 강도에 따른 극한지지력

4. 결론 및 제언

쇄석다짐말뚝의 합리적인 국내 적용을 위한 연구의 일환으로 기존에 제안된 극한지지력 이론들의 적용성 및 특징을 분석하였으며, 이를 위해 국내 1개 현장의 단일 쇄석다짐말뚝에 대한 정재하시험 결과와 4개 현장의 비배수전단강도(c_u) 측정치를 이용하여 단일 쇄석다짐말뚝의 주요 파괴 Mechanism인 Bulging과 General Shear Failure 시의 극한 지지력의 이론치와 시험치의 비교분석 및 점성토의 비배수전단강도가 지지력 이론에 미치는 영향을 검토하였다. 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

1) 단일 쇄석다짐말뚝의 정재하시험 실측치와 지지력 이론에 의해 산정된 이론치를 비교한 결과 Bulging Failure Mode 시에는 약 3~4배, General Failure Mode 시에는 약 2.5~3.3배 만큼 실측치가 이론치에 비해 크게 나타나고 있으며, Bulging Failure Mode일 때가 실측치에 비해 이론치가 더 큰 차이를 보이고 있음을 알 수 있었다.

2) 본 연구에 적용된 시험결과를 보면, 적용된 일부 지반물성치들의 불확실성이나 Failure Mode의 적용에 상관없이 기존 지지력 이론식들이 실제 지지력을 과소평가하고 있으므로 지지력 예측방법에 대한 새로운 접근 방법이 모색되어야 할 것으로 판단된다.

3) 4개 현장의 실측 c_u 값을 이용하여 c_u 값이 기존의 이론식에 미치는 영향을 검토한 결과 c_u 값의 증가에 따라 지

지력 산정값이 선형적으로 증가함을 보였으며, Vesic(1972)의 제안식이 가장 크게 영향을 받는 반면, General Failure 시의 Madhav & Vitkar(1978)의 제안식은 가장 작은 변화 경향을 보였다.

4) Bulging Failure Mode 시의 극한지지력 계산시 (초기)횡방향응력(σ_0) 산정을 위해 소성지수(PI)를 이용하여 Brooker & Ireland(1965), Alpan(1967), Holtz & Kovacs(1981) 등이 제안한 정지토압계수(K_0) 산정식들을 이용하였으며, 제안식별로 지지력 값은 큰 차이를 보이지 않아 영향의 거의 없는 것으로 나타났다.

5) c_u 등 설계 물성치에 따라 지지력은 크게 영향을 받으므로 쇄석다짐말뚝의 합리적인 국내 적용을 위해서는 적용지반에 대한 상세한 물성시험(c_u , E_c , v_c 등)과 쇄석말뚝의 물성시험(ϕ_s , γ_s 등), 그리고 현장재하시험을 통한 극한 지지력 검증, 시험 후 파괴 Mode의 확인 등을 통해 국내 실정에 적합한 지지력 평가방법의 제안이나 기존 이론의 개선, 안전율의 변경 적용 등에 대한 추가적인 연구가 시급한 것으로 판단된다.

6) 본 논문에서는 c_u 값의 지지력에 대한 영향이나 Failure Mode 별 지지력의 실측치와 이론치를 비교한 결과를 위주로 분석하였으나 쇄석다짐말뚝의 Group Effect, 복합지반효과(하중분담 등) 쇄석다짐말뚝의 지반조건 및 길이에 따른 Failure Mode의 확인, c_u 이외의 다른 설계 물성치들이 미치는 영향 등에 관해서는 추후 연구가 필요하다.

(접수일자 : 2003년 5월 6일)

참 고 문 헌

1. 경성대학교(2003), 쇄석말뚝공법의 현장실험을 통한 성능평가.
2. 김태훈, 이민희, 최용규(2003), 쇄석다짐말뚝 복합지반의 응력분담에 관한 현장실험 연구, 한국지반공학회 2003 봄학술발표회 논문집, pp. 717~724.
3. 천병식(2001), Gravel Pile에 의해 개량된 연약지반의 거동특성, 한국지반환경공학회 논문집 제2권 제4호, pp. 63~72.
4. 천병식, 최현석, 이용환(2000), Gravel Pile의 지지력 특성에 관한 연구, 대한토목학회 2000 학술발표회 논문집, pp. 493~496.
5. 해양수산부(1999), 대수심 방파제 및 연약지반 관련기술(I).
6. 해양수산부(1999), 대수심 방파제 및 연약지반 관련기술(II).
7. 해양수산부(2000), 대수심 방파제 및 연약지반 관련기술(III).
8. 해양수산부(2001), 모래다짐말뚝과 쇄석말뚝의 설계 및 시공 지침서.

9. Barksdale, R. D. & Bachus, R. C.(1983), Design and construction of Column stones, Vol. 1, Report No. FHWA/RD-83/026, National Technical Information Service, Springfield, Virginia.
10. Bowles, J. E. (1996), Foundation Analysis and Design, Fifth Edition, McGraw-Hill, New York. pp. 127.
11. Greenwood, D. A. & Kirsch, K., Specialist ground treatment by vibratory and dynamic methods piling and ground treatment for foundation, Thomas Telford press, London., 1983.
12. Hansbo, S.(1994), Foundation Engineering, Developments in Geotechnical Engineering, Elsevier Press, Vol. 95, pp. 450~455.
13. Hughes, J. M. O. & Withers, N. J.(1974), Reinforcing of soft cohesive soils with Stone column, Ground Engineering, Vol.7, No.3, May, pp. 42~49.
14. Hughes, J. M. O., Withers, A. J. & Greenwood, D. A.(1975), A field trial of reinforcing effect of a Stone column in soil, Geotechnique, Vol. 25, pp. 31~44.
15. Hu, W., Wood, D.M, and Stewart, W. (1997), Ground Improvement Using Stone column Foundation : Results of Model Test, Int, Conference on Ground Improvement Techniques, pp. 246-256.
16. Mitchell, J. K.(1981), State-of-the-Art Report on Soil improvement, Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
17. M. R. Madhav, J.K.Sharma & S.Chandra, Granular pile groups - An interaction analysis, Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul, Korea, 1999, Vol.1, pp.229-232.
18. Vesic, A. S.(1972) Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass, Journal of Soil Mechanics and Foundation, ASCE, Vol. 98, SM3, pp. 265~290.