

스크류 제원이 스크류 앵커 파일의 인발저항 특성에 미치는 영향에 관한 축소모형실험

Effect of Screw Geometries on Pull-out Characteristics of Screw Anchor Piles Using Reduced Scale Model Tests

유 충 식¹ Yoo, Chung-Sik

Abstract

This paper presents the results of an investigation into the pull-out characteristics of screw anchor piles for use in braced excavation and cut-slope. A series of reduced-scale model tests were performed on model screw anchor piles with different geometric characteristics such as screw size and pitch length. The results indicated that the pullout resistance increases with decreasing the pitch length for a given screw size. It was also observed that the pullout capacity of a screw anchor pile increases with the screw size up to a certain size beyond which the increase becomes minimal. The results are presented in such a way that the pullout characteristics of screw piles with different screw geometric characteristics can be identified. Practical implications of the findings are discussed.

요 지

본 논문에서는 지하굴착 혹은 절토사면에 적용할 수 있는 스크류 앵커 파일의 인발저항 특성에 관한 연구내용을 제시하였다. 이를 위해 스크류의 크기(직경) 및 피치길이 등 스크류 앵커 파일의 기하적 특성을 달리하는 모형 스크류 앵커 파일을 이용하여 모형실험을 수행하였다. 실험 결과 분석내용을 토대로 할 때 일정한 스크류 크기를 갖는 스크류 앵커 파일의 인발 저항력은 피치길이가 감소할수록 증가하는 것으로 검토 되었다. 또한 일정한 피치길이의 조건에서 스크류 앵커 파일의 인발저항력은 스크류 크기가 증가하면 일정 크기까지는 선형적으로 증가하나 일정 크기 이상에서는 증가량이 거의 일정해지는 것으로 검토 되었다. 본 논문에서는 실험결과를 스크류 앵커 파일의 다양한 제원과 인발저항 특성에 대한 상관관계를 파악할 수 있도록 제시하였으며 연구결과의 실무적 관점에서의 검토 내용을 기술하였다.

Keywords : Pullout capacity, Reduced-scale model test, Screw anchor pile

1. 서 론

호주 및 북미에서는 헬리컬 스크류 앵커 파일(screw anchor pile, SAP) 형태의 인장부재를 개발하여 굴착 및 사면보강에 적용하고 있다. 이러한 헬리컬 스크류 앵커 파일은 기존의 앵커 혹은 네일에 비해 비용 대비 효율적일 뿐만 아니라 우수한 시공성으로 활발히 적용되고 있

다. 헬리컬 스크류 앵커 파일을 이용한 사면 보강공법의 대표적인 공법으로서 스크류 앵커 공법을 들 수 있는데 이 공법은 뉴질랜드 소재 Piletech社(Piletech, 1997)에서 특허를 갖고 있는 공법으로서 사면 보강 및 가시설 굴착 공사에 적용할 수 있는 것으로 알려져 있다(그림 1). 본 공법의 장점은 천공시 특별한 케이싱이 필요치 않으며 스크류 앵커 샤프트 자체가 천공시 필요한 케이싱 역할

¹ 정회원, 성균관대학교 사회환경시스템공학과 교수 (Professor, Dept. of Civil & Environmental Engineering, Sungkyunkwan Univ., csyoo@skku.edu, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2012년 7월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

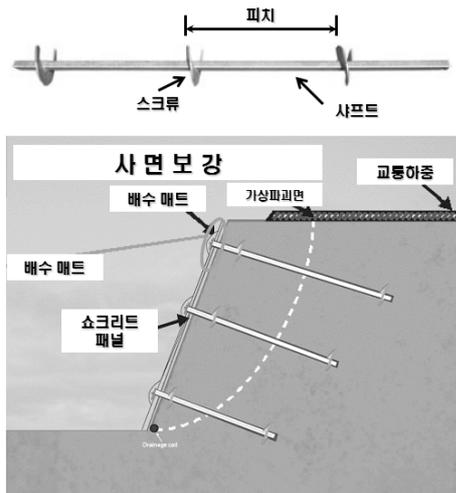


그림 1. 사면 보강용 스크류 앵커 공법 개요도(Piletech, 1992)

을 한다는데 있다. 이러한 스크류 앵커 파일은 다양한 형태로 개발되어 현장에 적용되고 있으며 일반적인 스크류 앵커 파일의 제원은 샤프트 직경이 88.9~100mm, 스크류 직경이 250~1000mm이다. 한편, 스크류간 피치는 약 50~250mm 정도이며 2~3개의 스크류가 설치되는 경우가 일반적으로 최대인발저항력은 1500kN 정도인 것으로 보고되고 있다.

현재 까지 진행된 스크류 앵커 파일에 관한 연구는 대부분 헬리컬 형태의 스크류 앵커 파일의 인발저항력에 대한 연구가 주를 이루고 있다. 예를 들어 Mitsch와 Clemence(1985)와 Mooney 등(1985)은 각각 사질토와 점성토에 근입되어있는 단일 및 다중 헬리컬 스크류 앵커의 인발저항 특성에 대한 연구를 수행하고 그 결과를 토대로 헬리컬 스크류 앵커의 물침깊이, 스크류 날개의 직경, 그리고 지반 조건에 따른 인발저항력을 산정할 수 있는 경험식을 제안한 바 있다. 한편, Narasimha 등(1991)은 스크류 앵커 파일의 인발력을 결정하는 영향 인자인 스크류 날개의 수, 흙의 최적함수비, 스크류 간격 등이 인발력에 미치는 영향에 대한 연구를 통해 관련된 스크류 앵커 파일과 스크류 설치 제원과의 관계를 제안하였다. 아울러 Zhang(1999)과 Narasimha 등(1993a,b)은 스크류 앵커 파일의 인발파괴 메커니즘에 대한 연구를 수행한 바 있는데 특히 Zhang(1999)은 스크류 직경(D)에 대한 샤프트 물침깊이(H)의 비 H/D에 따라 얇은 혹은 깊은 스크류 앵커 파일로 분류하였으며 $H/D \geq 5$ 인 경우 깊은 스크류 앵커 파일로 규정하고 그에 따른 다양한 파괴 모델을 제시하였다. 한편, 최근에 들어서도 헬리컬 스크류 앵커의 인발저항력에 관한 연구들이 진행

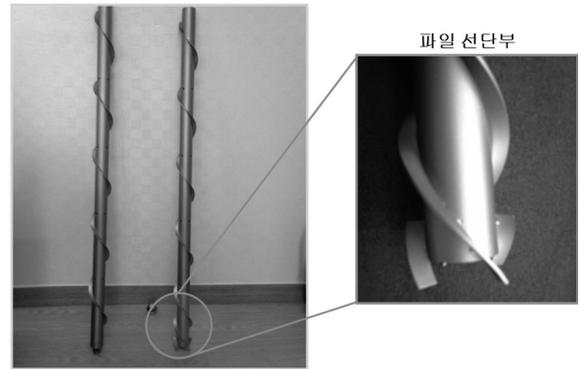


그림 2. 스크류 앵커 파일 개요도

되고 있는데 Merifield와 Smith(2010)은 점토에 설치되는 헬리컬 앵커 파일의 극한 인발저항에 관한 수치해석적 연구를 수행하고 그 결과를 토대로 극한 인발저항과 헬리컬 앵커의 설치 제원과의 관계를 고찰하였다. 가장 최근 들어 Merifield(2011)은 스크류 앵커 파일과 유사한 헬리컬 앵커의 인발저항에 관한 수치해석적 연구를 수행하고 그 결과를 토대로 인발저항력 산정에 관한 반경험식을 제안한 바 있다.

국내에서도 최근 들어 스크류 앵커 파일 형태의 인장 부재를 굴착사면 및 절토사면 보강공법의 일환으로 적용하기 위한 연구개발이 진행되고 있다. 국내에서 연구되고 있는 스크류 앵커 파일은 기존의 헬리컬 앵커 파일과는 달리 그림 2와 같이 강관에 스크류 날개를 부착하여 회전 관입시공이 가능하고 고압 시멘트 페이스트 주입이 가능하도록 개발되고 있다. 이러한 공법은 비배토 시공으로 주변지반의 교란을 최소화하고 시멘트 페이스트의 압력분사를 통해 주변지반의 간접 다짐효과 확보 및 구근형성이 가능하다는 장점이 있다. 본 연구에서는 이러한 공법 개발의 일환으로 실내 모형실험을 토대로 스크류 앵커 파일의 인발저항력을 결정하는 스크류의 제원 즉, 피치 및 날개 폭 등에 따른 인발저항 특성을 고찰하고 나아가서 스크류 설치 조건과 인발저항력과 상호관계로부터 스크류 제원을 최적화하기 위한 기초 연구를 시도하였다.

2. 축소모형실험

2.1 스크류 앵커 파일 시험조건

스크류 제원의 최적화를 최종 목표로 한 본 연구 목적을 달성하기 위해 수행한 모형실험에서는 다양한 스

크류의 피치 및 직경이 고려된 스크류 앵커 파일을 제작하여 인발실험을 실시하였다. 그림 3은 본 연구에서 사용한 스크류 제원을 나타내는 기호를 보여주고 있으며 표 1과 2는 각각 스크류 앵커 파일의 재료 특성과 본 연구에서 사용한 스크류 앵커 파일의 구체적 제원을 열

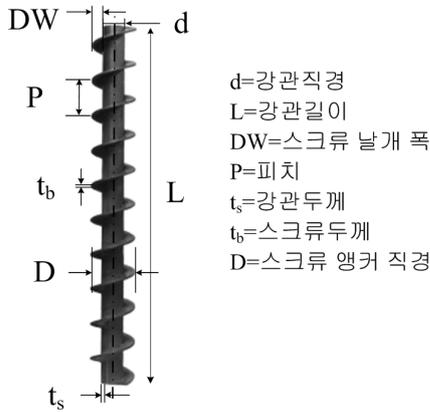


그림 3. 스크류 제원 표기 기호

거하고 있다. 스크류 앵커 파일의 강관 두께는 6mm이며 스크류는 두께 4mm의 강관을 이용하여 제작한 후 스크류 효과를 유도할 수 있도록 강관에 부분 용접하여 부착하였다. 한편, 스크류파일과 인발용 로드셀의 볼트 조임식 체결을 위해 스크류파일 강관 두부의 내부에 너트를 용접하여 부착하였다. 표 3에서는 시험조건을 요약정리하고 있다.

2.2 인발시험

2.2.1 모형토조

그림 4는 축소모형실험에서 사용된 모형토조를 보여주고 있다. 이 그림에서 보이는 바와 같이 모형토조는 가로 800mm 세로 800mm 높이 1200mm의 제원을 가지며 전·후면은 30mm 두께의 아크릴판으로 제작하였다. 토조의 전·후면에는 브레이싱 빔을 설치하여 배부름이 발생하지 않도록 하였다. 본 연구에서 사용한 모형토조

표 1. 스크류 앵커 파일의 재료적 특성

스크류 앵커 파일구성	재 질	인장강도(MPa)	탄성계수(GPa)	포아송비(ν)
파일	S45C 일반구조용 탄소강재(봉강)	690	205	0.29
날개	SS400 일반구조용 탄소강재(강판)	400	206	0.3

표 2. 스크류 앵커 파일의 제원

파일 분류 기호	강관직경 $d(mm)$	길이 $L(mm)$	스크류 날개 폭 $DW(mm)$	피치 $P(mm)$	강봉두께 $t_s(mm)$	스크류두께 $t_b(mm)$	무게 (kg)
P45D45	30	600	15	45	6	4	2.47
P60D45	30	600	30	45	6	4	2.54
P45D60	30	600	15	60	6	4	2.72
P60D60	30	600	30	60	6	4	2.89
no screw	30	600	0	∞	6	N/A	1.61

표 3. 축소모형시험 조건

SERIES	구분	물침깊이 ED(mm)	피치 간격 P(mm)	스크류 날개 폭 DW(mm)	비고
A	ED-1	150	P60	DW30	물침깊이에 따른 인발저항력 분석
	ED-2	300	P60	DW30	
	ED-3	500	P60	DW30	
	ED-4	600	P60	DW30	
	ED-5	300	P45	DW15	
	ED-6	600	P45	DW15	
B	no screw	500	P30	DW0	스크류 피치 및 직경에 따른 인발저항력 분석
	PT-1	500	P45	DW15	
	PT-2	500	P45	DW30	
	PT-3	500	P60	DW15	
	PT-4	500	P60	DW30	

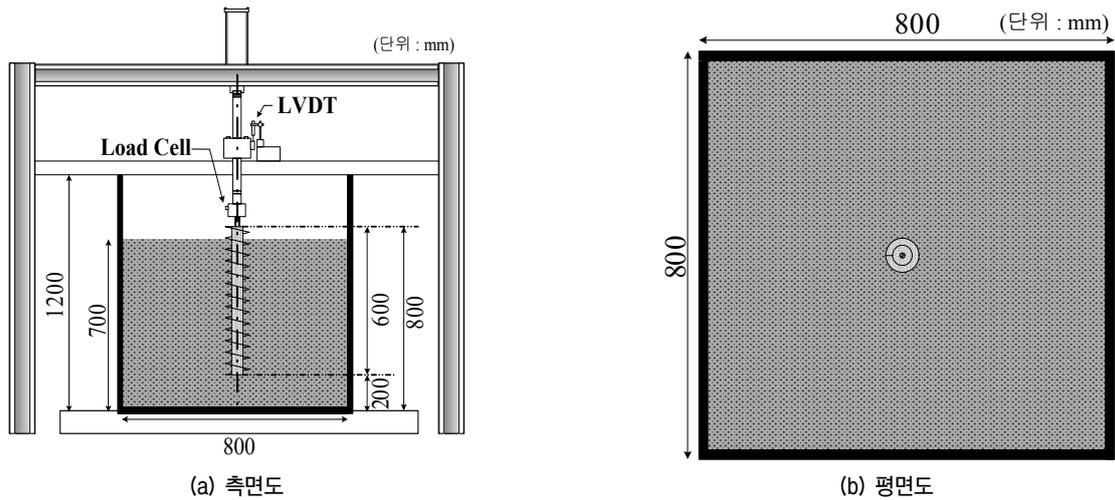


그림 4. 축소 모형실험에 사용된 토조

표 4. 실험장치의 세부사항

구성장치		세부사항
유압재하장치		정적 및 동적재하 변위제어/하중제어 가능 변위제어-재하속도 : 0.001~100mm/min 하중제어-재하속도 : 0.8~2kPa/min 최대재하능력 : 200.0kN 0.001~1.0Hz의 정현파형 구현
모형토조		800mm(가로) × 800mm(세로) × 1200mm(높이)
계측 센서부	수직인발하중 로드셀	정격용량(R.C.) : 20ton 정격출력(R.O.) 3.0mv/v ± 0.3% 비직선성 ≤ 0.1% R.O. 히스테리시스 ≤ 0.1% R.O. 연결부 : M12(13mm) 볼트 / 길이(60mm)
	인장변위 측정 LVDT	정격용량 : 50mm 비직선성 ± 0.2% FS - ± 0.4% FS 히스테리시스 ± 0.05% FS - ± 0.1% FS
정보 수집시스템	TDS-303 데이터로거	원격제어 및 데이터로거 시스템

의 좌우 측면 경계는 스크류 앵커 파일의 중심으로부터 25D 이상의 거리에 위치하므로 스크류 앵커 파일의 인발 저항에 영향을 미치지 않는 것으로 판단되었으며 예비시험 및 본 실험 수행 과정에서도 관찰을 통해 확인할 수 있었다.

인발시험에서는 표 4에서와 같이 단순재하하중(continuous monotonic loading, CML), 지속하중(sustained loading, SL) 및 반복하중(cyclic loading, CL)의 구현이 가능한 유압 재하 장치를 사용하여 스크류 앵커 파일에 인발하중을 가하였다. 또한 시험중 가해지는 인발하중은 그림 4에서와 같이 인발용 로드셀과 스크류 앵커 파일을 볼트 조임식으로 연결시켜 측정하였으며 용량 50mm의 LVDT를 설치하여 인발시 변위를 측정하였다. 한편, 인

발용 로드셀 및 LVDT 변위계로부터 측정되는 데이터는 TDS-303 데이터 로거를 활용하여 수집하였다.

2.2.2 모형지반

모형지반은 화강풍화토를 사용하여 조성하였으며 그림 5와 6은 각각 화강풍화토의 입도분포곡선과 다짐시험 KS F 2312(시험방법 A)에 의한 다짐곡선을 보여주고 있다. 이 데이터를 바탕으로 통일분류법(USCS)으로 분류한 결과 균등계수(C_u)와 곡률계수(C_c)가 각각 5.3 및 1.02인 입도분포가 좋지 않은 모래질 흙 SP로 분류되었으며 최대건조단위중량은 약 $\gamma_{d,max} = 19kN/m^3$ 그리고 최적함수비는 약 $w_{op} = 12\%$ 로 측정되었다.

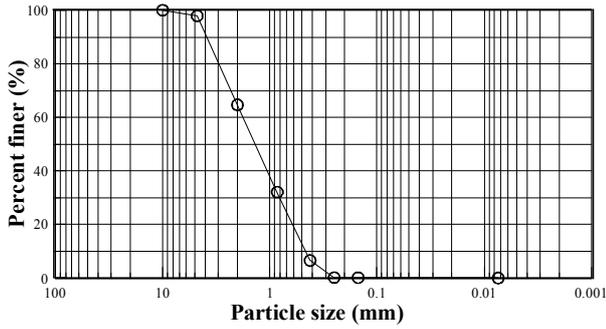


그림 5. 입도분포곡선

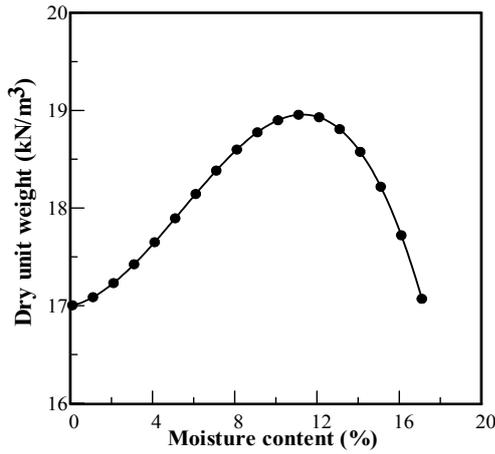


그림 6. 다짐곡선

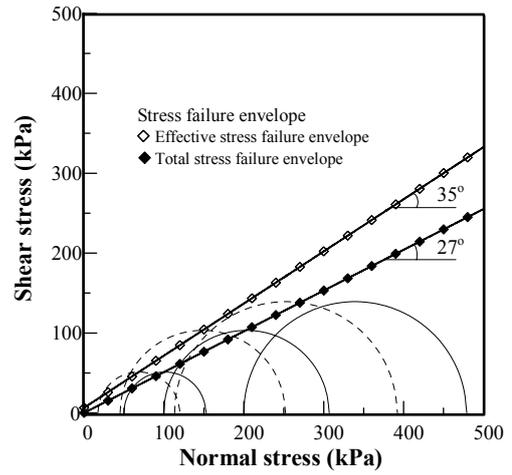
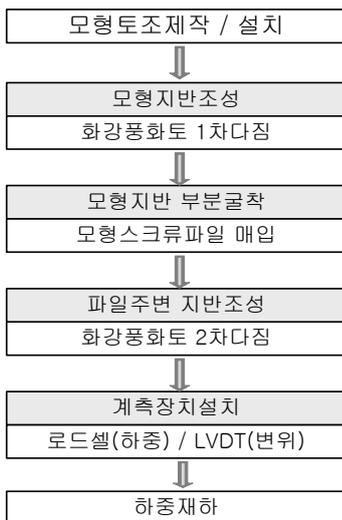


그림 7. CU 시험결과

2.2.3 시험방법

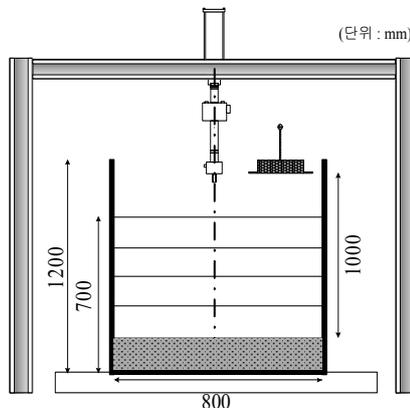
본 실험에서는 그림 8에서 같이 먼저 화강풍화토를 일정높이까지 1차 다짐하여 조성한 후 스크류 앵커 파일이 설치될 중앙부를 문힘깊이를 고려하여 부분적으로 굴착하고 스크류 앵커 파일 설치 후 되메우는 방법으로 지반을 조성하였다. 지반 조성시에는 굴착시 주변지반의 다짐도가 교란되지 않도록 정밀하게 작업하였으며 앞서 스크류 앵커 파일 설치 후 동일한 다짐도로 스



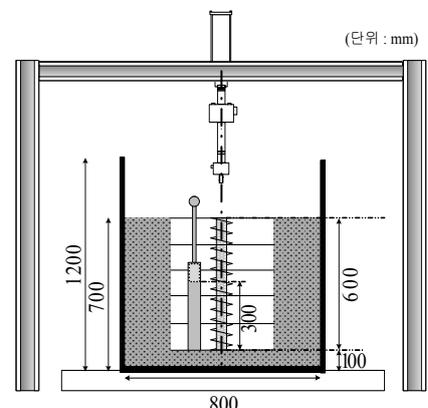
(a) 지반조성 및 스크류 앵커 파일 매입



(b) 되메움 및 인발



(c) 지반조성 개요도



(d) 되메움 및 인발 개요도

그림 8. 모형지반 조성 방법

표 5. 다짐방법 요약

1차 다짐(지반조성)	다짐기구	강판(추)	무게(kg)	10
			면적(m ²)	0.05
	다짐방법	낙하높이(mm)	1000	
		타격횟수	40회/층, 5층 다짐	
다짐 부피(m ³)			0.448	
2차 다짐(파일주변)	다짐기구	다짐봉	무게(kg)	2.5
			면적(m ²)	0.007854
	다짐방법	낙하높이(mm)	300	
		타격횟수(CF)	100회/층, 5층 다짐	
다짐 부피(m ³)			0.073947	

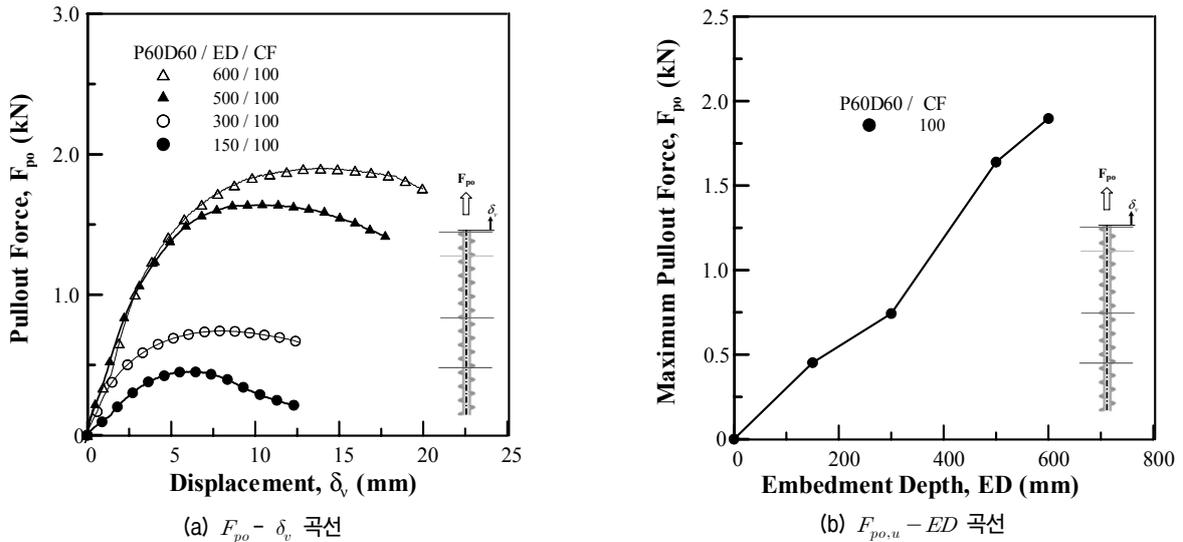


그림 9. 스크류 앵커 파일의 물림깊이에 따른 인발 특성

크류 앵커 파일 주변부를 3층 다짐을 통해 지반을 조성하였다. 특히, 스크류 앵커 파일의 주변에 대한 일정한 다짐도 확보를 위해 예비실험을 통해 다짐과정을 표준화하여 지반을 조성하였다. 모든 인발시험은 동일한 방법으로 조성된 지반을 대상으로 수행하였으며 반복 시험을 통해 시험결과의 반복성을 확보하였다. 조성된 모형지반의 시료에 대한 CU시험 결과는 그림 7과 같다. CU시험 결과 배수 점착력과 내부마찰각은 각각 $c' = 8kPa$, $\phi' = 35^\circ$ 로 측정되었다.

이러한 지반조성 방법은 현장에서 스크류 앵커 파일을 회전 관입하여 시공하는 방법과는 다소 거리가 있으나 스크류 앵커 파일의 인발저항 특성을 상대적으로 확인하는 데는 큰 무리가 없을 것으로 판단되었다. 한편, 스크류 앵커 파일의 수직도 또한 인발저항력에 영향을 미치기 때문에 수직도를 유지하기 위해 층별 다짐시마다 수평계를 이용하여 수직도를 보정 및 유지하였다. 표 5에서는 시험과정을 지반조성 방법을 중심으로 상세히

요약·정리하고 있다. 한편, 인발하중은 Clouterre 연구 보고서(Schlosser, 1991)에 소개된 변위제어방식의 현장 인발시험 방법을 참고하여 1mm/min(허용오차 $\pm 10\%$ 이내)의 속도로 작용시켰으며 인발력이 최대치를 지나 연화(softening) 경향을 나타내거나 일정한 값에 수렴한 이후 시험을 종료하였다.

3. 결과 분석 및 고찰

3.1 물림깊이에 따른 인발저항력 변화 경향

그림 9에는 스크류 앵커 파일 제원 중 피치 P 와 스크류 날개 폭 DW 를 모두 고정한 실험조건에서 스크류 앵커 파일의 물림깊이 ED 에 따른 스크류 앵커 파일 인발저항력 F_{po} 와 인발변위 δ_v 의 관계에 대한 실험결과를 층당 다짐횟수 $CF=100$ 로 조성한 지반에 대해 나타내고 있다. 이 그림에서 관찰할 수 있는 바와 같이 스크류 앵

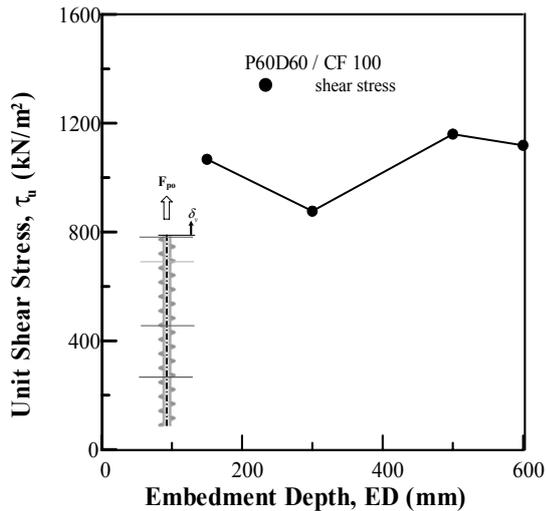
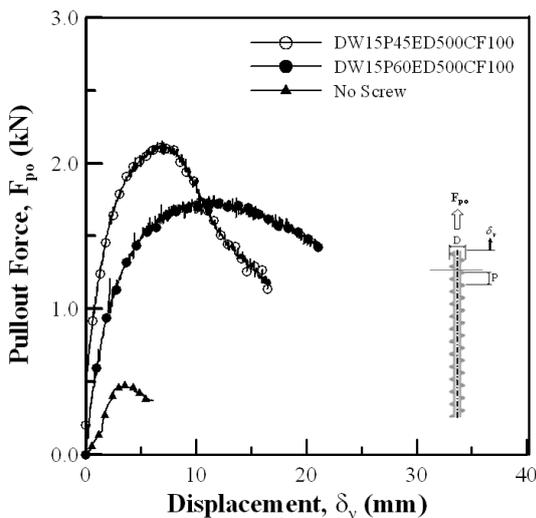


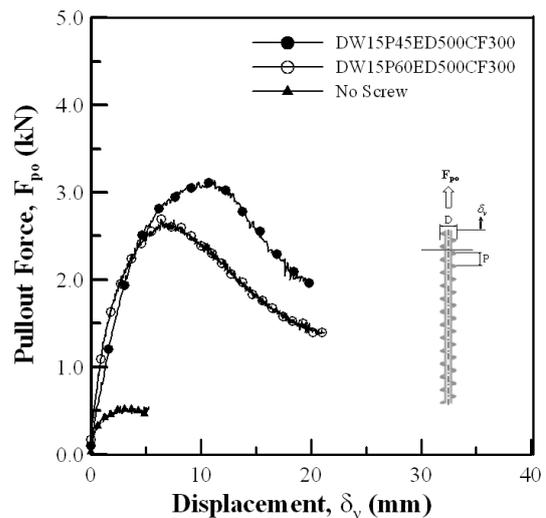
그림 10. 물힘깊이에 따른 단위전단저항력 변화경향

커 파일의 인발 저항력 F_{po} 은 스크류 앵커 파일의 물힘 깊이가 깊어짐에 따라 증가하며, 최대 인발저항력 $F_{po,u}$ 또한 선형적으로 증가하는 것으로 나타났다. 한편 실험에서 얻어진 최대 인발저항력과 식 (1)을 이용하여 스크류로 인해 형성되는 원통형 구근 주변의 단위전단 저항력(unit shear resistance) τ_u 를 역산한 결과 단위 전단력 τ_u 는 그림 10에서와 같이 약 $850 \sim 1200 \text{ kN/m}^2$ 의 범위를 보이는 것으로 나타났다. 이 수치는 본 실험에 국한된 결과로서 현장적용을 위해서는 대형실험이 필요할 것으로 판단된다.

$$F_{po,u} = \tau_u \times D^2 \times \pi / 4 \times ED \quad (1)$$



(a) $CF=100$



(b) $CF=300$

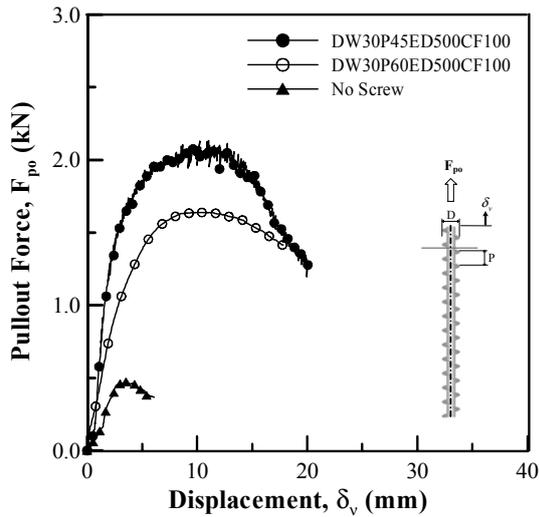
그림 11. 스크류 피치에 따른 $F_{po} - \delta_v$ 곡선($DW=15\text{mm}$)

여기서, $F_{po,u}$ = 최대인발저항력, τ_u = 단위면적당 전단 응력, D (스크류 앵커 파일 직경) $=d+2DW$, ED = 스크류 앵커 파일의 물힘깊이를 나타낸다.

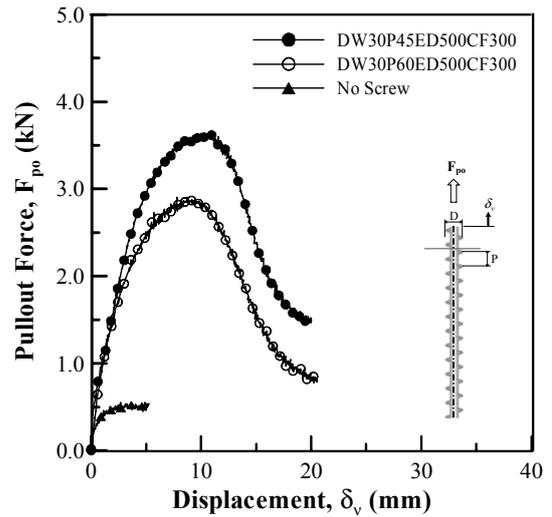
3.2 피치간격에 따른 스크류 앵커 파일의 최대인발하중 변화 경향

그림 11~13은 스크류 피치 간격 P 에 따른 인발저항 특성을 보여주고 있다. 여기에서는 스크류 날개 폭 $DW=30\text{mm}$ 및 15mm 에 대해 물힘깊이 ED 를 500mm 로 고정시키고 스크류 피치를 45mm 와 60mm 로 변화시킨 결과를 도시하고 있다. 한편, 지반의 강성도(stiffness)에 따른 변화 경향을 간접적으로 확인하기 위해 지반조성시 층별 다짐 횟수(CF)를 100회 및 300회로 변화시킨 결과도 함께 보여주고 있다. 또한 각각의 스크류 앵커 파일의 인발저항력을 스크류가 없을 경우와 비교하기 위해 스크류가 없는 일반강관, 즉, $DW=0$ 에 대해서도 실험을 수행하여 비교하였다.

먼저 그림 11과 12는 스크류 날개 폭 $DW=15\text{mm}$ 및 $DW=30\text{mm}$ 의 경우에 대한 결과를 $CF=100$ 및 $CF=300$ 에 대해 하중-변위($F_{po} - \delta_v$) 곡선의 형태로 보여주고 있다. 이 그림에서는 피치 간격이 감소함에 따라 $F_{po} - \delta_v$ 곡선의 기울기가 다소 증가하고 최대인발저항력이 증가하는 경향을 관찰할 수 있다. 그림 13에서는 그림 11과 12에서 결정된 최대인발저항력($F_{po,max}$)을 도시하고 있는데 여기서 최대인발저항력은 시험항목별 최대값으

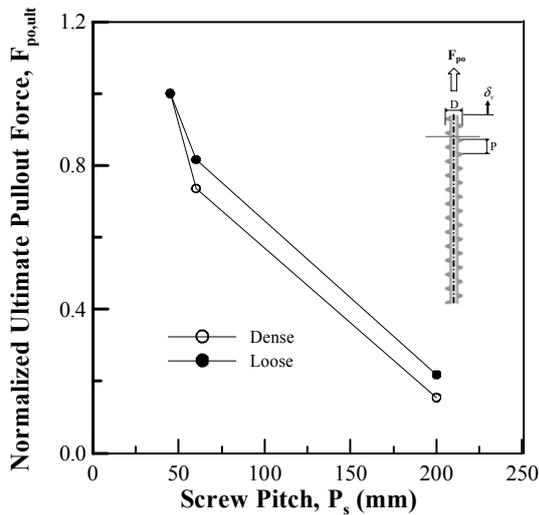


(a) $CF=100$

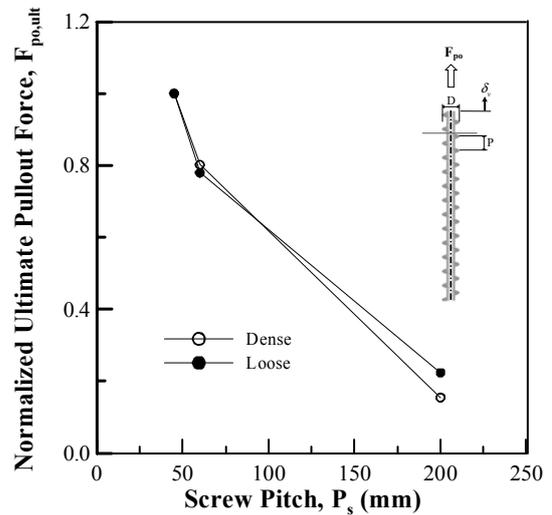


(b) $CF=300$

그림 12. 스크류 피치에 따른 $F_{po} - \delta_v$ 곡선($DW=30mm$)



(a) $DW=15mm$



(b) $DW=30mm$

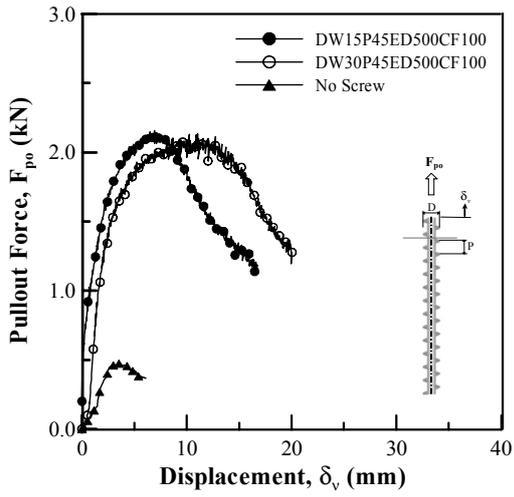
그림 13. 스크류 피치에 따른 $F_{po,max}$ 변화경향

로 정규화하였다. 한편, 스크류가 설치되지 않은 일반 강관의 피치는 강봉자체의 길이인 $L=300mm$ 로 적용할 수도 있으나 횡축이 길어져 표현의 어려움이 있어 임의로 $P=200mm$ 으로 간주하여 표현하였는데 전반적인 경향을 관찰하는 측면에는 별 차이가 없는 것으로 검토 되었다. 여기서 관찰할 수 있는 바와 같이 각각의 실험조건에서의 최대인발저항력 $F_{po,max}$ 이 스크류가 설치되지 않은 일반파일에 비해 평균적으로 약 4~5배 정도 증가하는 경향을 보여주고 있으며 피치가 $P=60mm$ 에서 $P=45mm$ 로 감소하면서 $F_{po,max}$ 가 급격히 증가되는 것으로 검토 되었다. 이와 같이 스크류 설치에 따라

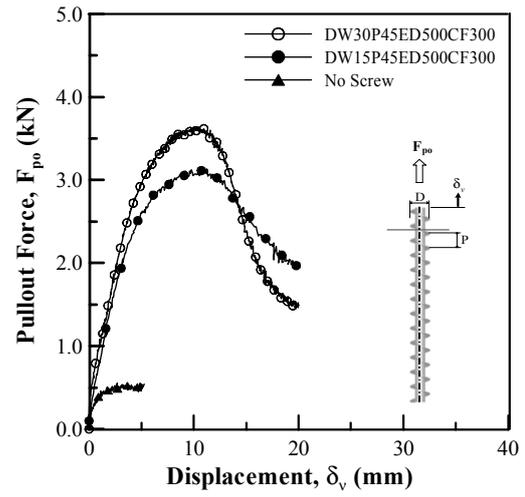
인발저항력이 현저히 증가하는 현상을 뚜렷하게 관찰할 수 있었으며 이와 같은 경향은 지반조건 및 스크류 날개 폭(DW)의 직경과 관계없이 거의 동일한 경향을 보이는 것으로 분석되었다.

3.3 스크류 날개 폭에 따른 스크류 앵커 파일의 최대인발하중 변화 경향

스크류 날개 폭 DW 에 따른 인발저항력 특성이 그림 14~16에 제시되어 있다. 여기에서는 스크류 피치와 지반의 강성도에 따른 변화 경향을 검토하기 위해 물침깊이 ED 를 500mm로 고정시켰다. 먼저 그림 14와 15는

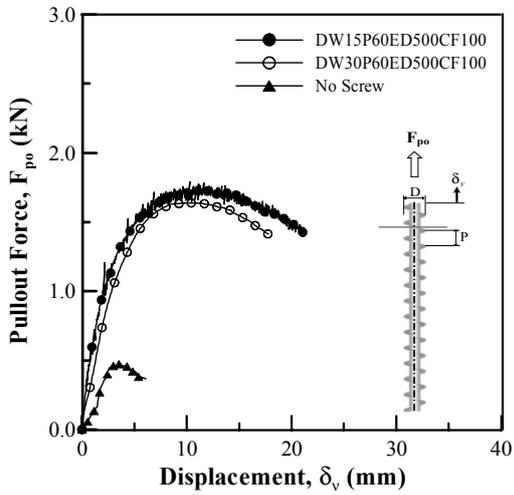


(a) $CF=100$

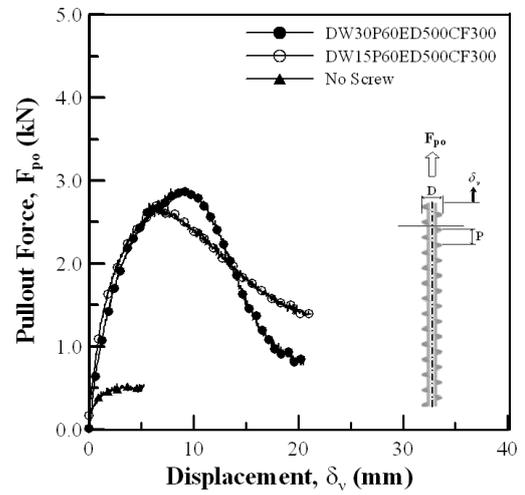


(b) $CF=300$

그림 14. 스크류 폭에 따른 $F_{po} - \delta_v$ 곡선($P=45mm$)

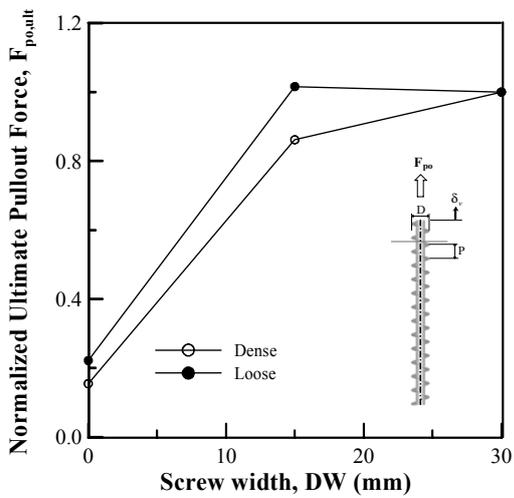


(a) $CF=100$

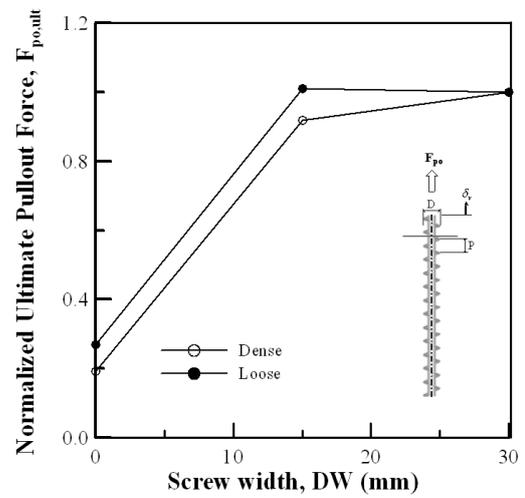


(b) $CF=300$

그림 15. 스크류 폭에 따른 $F_{po} - \delta_v$ 곡선($P=60mm$)



(a) $P=45mm$



(b) $P=60mm$

그림 16. 스크류 날개 폭에 따른 $F_{po,max}$ 변화경향

$P=45mm$ 과 $P=60mm$ 에 대한 $F_{po}-\delta_v$ 곡선을 DW 및 CF 에 대해 보여주고 있는데 보이는 바와 같이, 피치간격 및 지반 강성도에 관계없이 $DW=15mm$ 와 $DW=30mm$ 의 $F_{po}-\delta_v$ 곡선이 큰 차이를 보이지 않는 것으로 나타났다. 이러한 경향은 각 실험조건에 대해서 시험항목별 최대값으로 정규화한 최대인발저항력($F_{po,max}$)을 스크류 폭 DW 에 대해 도시하고 있는 그림 16에서 잘 관찰할 수 있는데 보이는 바와 같이 스크류 날개 폭을 $DW=0mm$ 에서 $15mm$ 로 증가시킬 경우 $F_{po,max}$ 가 세배 정도 증가하나 그 이상에서는 스크류 날개 폭을 증가시켜도 $F_{po,max}$ 가 거의 일정한 값을 나타내는 것으로 나타났다. 이러한 경향은 스크류 앵커 파일의 인발저항력과 스크류 날개 폭의 관계는 선형적인 관계가 아닌 비선형적인 관계를 나타냄을 의미하며 스크류 날개 폭의 효과를 최대로 하는 임계 스크류 날개 폭(DW_{cr})이 존재함을 암시한다고 하겠다. 이는 스크류 제원의 최적화에서 매우 중요한 시사점이 있으며 이에 관해서는 보다 다양한 조건의 실험 및 현장시험 등 추후 연구를 통해 확인할 필요가 있는 것으로 판단된다.

4. 결론

본 연구에서는 스크류 앵커 파일 형태의 인장부재를 굴착사면 및 절토사면 보강용으로 적용하는 공법개발의 일환으로 실내 모형실험을 이용하여 스크류 앵커 파일의 인발저항력을 결정하는 스크류의 제원, 피치, 날개 폭 등에 따른 인발저항 특성을 고찰하고 나아가서 스크류 설치 조건과 최대인발저항력과의 상호관계를 분석하였다. 본 연구의 결과는 다음과 같이 요약된다.

- (1) 스크류 앵커 파일 제원 중 피치 P 와 스크류 직경 D 를 모두 고정한 실험조건에서 스크류 앵커 파일의 물힘깊이 ED 에 따른 인발저항력 변화 특성을 고찰한 결과 스크류 앵커 파일의 인발 저항력 F_{po} 은 인발력 작용시 물힘깊이 ED 가 깊어짐에 따라 증가하며, 스크류 앵커 파일의 최대 인장저항력 $F_{po,u}$ 또한 선형적으로 증가하는 것으로 나타났다.
- (2) 스크류 앵커 파일의 피치 간격이 감소함에 따라 $F_{po}-\delta_v$ 곡선의 기울기가 다소 증가하고 최대인발저항력이 증가하는 경향을 보였으며 최대인발저항력 $F_{po,max}$ 은 스크류가 설치되지 않은 일반파일에 비해

평균적으로 약 4~5배 증가하는 것으로 나타났으며 스크류 피치가 $60mm$ 에서 $45mm$ 로 감소하면서 급격한 $F_{po,max}$ 증가를 보이는 것으로 검토되었다. 한편, 이와 같은 경향은 지반조건이 강성도 및 스크류의 직경과 관계없이 거의 동일한 경향을 보이는 것으로 분석되었다.

- (3) 스크류 날개 폭 DW 에 따른 $F_{po,max}$ 변화경향을 검토한 결과 스크류 날개 폭을 $DW=0mm$ (no screw)에서 $15mm$ 로 증가시킬 경우 $F_{po,max}$ 가 세배 정도 증가하나 그 이상에서는 스크류 날개 폭을 증가시켜도 $F_{po,max}$ 가 거의 일정한 값을 나타내는 것으로 나타났다. 이러한 경향은 스크류 앵커 파일의 인발저항력과 스크류 날개 폭의 관계는 비선형적인 관계를 나타냄을 의미하며 스크류 날개 폭의 효과를 최대로 하는 임계 스크류 날개 폭(DW_{cr})이 존재함을 암시한다고 하겠다. 이는 스크류 제원의 최적화에서 매우 중요한 시사점이 있으며 보다 다양한 조건의 실험이 필요한 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 (주)이엑스티, (주)현대산업개발, (주)한라건설, (주)씨지이엔씨 연구비 지원과 한국연구재단 일반연구자 지원사업(과제번호 20100008227)에 의한 것이며 연구비 지원에 감사드립니다. 또한 실험을 수행한 신부남군의 노고에 감사드립니다.

참고 문헌

1. Merifield, R. S. (2011), "Ultimate Uplift Capacity of Multiplate Helical Type Anchors in Clay", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.137, No.7, pp.1090-0241.
2. Merifield, R. S. and Smith C. C. (2010), "The ultimate uplift capacity of multiplate strp anchors in undrained clay", *Computers and Geotechnics*, Vol.37, No.4, pp.504-514.
3. Mitsch, M. P., and Clemence, S. P. (1985), "The uplift capacity of helix anchors in sand: Uplift Behavior of Anchor Foundations in Soil", *Proc., ASCE*, New York, N. Y., pp.26-47
4. Mooney, J. M., Adamczak, S., and Clemence, S. P. (1985), "Uplift capacity of helical anchor in clay and silt: Uplift Behavior of Anchor Foundation in Soil", *Proc., ASCE*, New York, N. Y., pp.48-72
5. Narasimha Rao, S., Prasad, Y. V. S. N. (1993a), "Estimation of uplift capacity of helical anchors in clays", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.119, No.2, pp.352-357.
6. Narasimha Rao, S., Prasad, Y. V. S. N., Shetty, M. D. (1991),

- “The behavior of model screw piles in cohesive soils”, *Soils and Foundations*, Vol.31, No.2, pp.35-50.
7. Narasimha Rao, S., Prasad, Y. V. S. N., Veeresh, C. (1993b), “Behavior of embedded model screw anchors in soft clays”, *Geotechnique*, Vol.43, No.4, pp.605-614.
8. Piletech (1997), “Anchors and Retaining Structures”, <http://www.piletech.co.nz>
9. Schlosser, F. (1991), *Recommendations Clouterre*, 1991 (English Translation), Federal Highway Administration, FHWA-SA-93-026
10. Zhang, D. J. Y. (1999), “Predicting Capacity of Helical Screw Piles in Alberta Soils”, M.S. Thesis, *Dept. of Civil and Environmental Engineering*, University of Alberta.

(접수일자 2010. 11. 22, 심사완료일 2011. 12. 26)

송도신도시 압밀층 두께의 국부적 불확실성 평가

Local Uncertainty of Thickness of Consolidation Layer for Songdo New City

김 동 휘¹ Kim, Dong-Hee

류 동 우² Ryu, Dong-Woo

채 영 호³ Chae, Young-Ho

이 우 진⁴ Lee, Woo-Jin

Abstract

Since geologic data are often sampled at sparse locations, it is important not only to predict attribute values at unsampled locations but also to assess the uncertainty attached to the prediction. In this study the assessment of the local uncertainty of prediction for the thickness of the consolidation layer was performed by using the indicator approach. A conditional cumulative distribution function (ccdf) was first modeled, and then E-type estimates and the conditional variance were computed for the spatial distribution of the thickness of the consolidation layer. These results could be used to estimate the spatial distribution of secondary compression and to assess the local uncertainty of secondary compression for Songdo New City.

요 지

압밀층 두께와 같은 지층 변수들은 공간적인 분포 추정 자체도 중요하지만 추정에 수반되는 불확실성을 정량적으로 평가하는 것도 중요하다. 본 연구에서는 송도신도시 압밀층 두께 추정결과의 국부적 불확실성을 지시자 방법을 이용하여 평가하였다. 지시자 방법을 이용하여 작성한 각 위치에서의 조건부 누적분포함수의 평균을 이용하여 송도신도시 압밀층 두께의 공간적 분포를 추정하였으며, 추정결과의 불확실성은 조건부 분산을 이용하여 평가할 수 있었다. 이러한 분석결과는 송도신도시 이차압축침하량의 공간적 분포추정과 추정결과의 불확실성 평가에 활용할 수 있었다.

Keywords : Geostatistics, Indicator approach, Indicator kriging, Local uncertainty, MultiGaussian approach

1. 서 론

연약지반상에 계획된 대규모 해안 매립지반의 설계를 위해서는 연약지반의 공간적 분포를 추정해야 한다. 이러한 광범위한 지역의 연약지반 분포를 추정하기 위해서는 일부 지점에서 수행된 시추조사결과를 이용하여 하는 경우가 대부분이다. 따라서 역거리가중치법 및 크리깅 등의 공간분포 추정방법들을 사용하여 미시추 지점을 포함한 분석대상 전체의 지층분포를 추정해야

한다. 그러나 미시추 지점에서의 지층분포를 추정하는 과정에는 불확실성이 수반되며, 이러한 추정결과의 불확실성은 연약지반 설계결과에 영향을 미치게 된다. 따라서 연약지반 분포의 추정과 함께 불확실성의 분석이 연약지반 설계를 위해 필요하다.

연약지반 두께 및 심도 등의 변수의 공간적 분포 추정 및 추정결과의 불확실성 분석에 지구통계학(geostatistics)은 유용한 방법들을 제공한다. 지구통계학은 지역화 변수(regionalized variable)의 개념을 도입하여 조건부 누

1 정회원, SK건설 Infra기술팀 과장 (Member, Manager, Infrastructure Engineering Team, SK E&C)

2 한국지질자원연구원 지구환경연구본부 선임연구원 (Senior Researcher, KIGAM)

3 고려대학교 건축·사회환경공학부 석사과정 (Graduate Student, School of Civil, Environmental and Architectural Engrg, Korea Univ.)

4 정회원, 고려대학교 건축·사회환경공학부 교수 (Member, Prof., School of Civil, Environmental and Architectural Engrg, Korea Univ., woojin@korea.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2012년 7월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

적분포함수(conditional cumulative distribution function, ccdf)의 계산을 통해 예측과 관련된 불확실성을 정량적으로 평가할 수 있다(Goovaerts, 1997; Deutsch와 Journel, 1998; 류동우 등, 2003). 국내 지반공학분야에서는 유광호(2003) 등이 터널 설계를 위한 암반등급 산정에 국부적 불확실성 평가방법을 적용한 바 있다. 지구통계학은 국부적 불확실성 모델링을 위해 모수적 방법(parametric approach)과 비모수적 방법(non-parametric approach)을 사용하며, 모수적 방법과 비모수적 방법으로는 각각 다중 가우시안 방법(MultiGaussian approach)과 지시자 방법(indicator approach)이 대표적이다(유광호, 1993; 유광호, 1995; Goovaerts, 1997; Deutsch와 Journel, 1998; 유광호, 1998; 박노옥, 2010).

본 연구에서는 송도신도시 암밀층 두께의 국부적 불확실성 모델링을 다중 가우시안 방법과 지시자 방법을 이용하여 수행하였다. 또한, 지시자 방법을 이용하여 작성한 송도신도시 암밀층 두께의 ccdf를 이용하여 암밀층 두께분포를 추정하였으며, 이러한 분석결과를 암밀침하량 추정에 활용한 예를 제시하였다.

2. 국부적 불확실성 평가방법

지구통계학에서 불확실성은 식 (1)과 같이 특정 위치 u 에서 미지값 $z(u)$ 를 확률변수 $Z(u)$ 로 간주하여 특정값 z 보다 작을 확률인 조건부 누적분포함수(ccdf) $F(u; z | (n))$ 를 통하여 모델링 된다(Goovaerts, 1997; 박노옥, 2010).

$$F(u; z | (n)) = \text{Prob}\{Z(u) \leq z | (n)\} \quad (1)$$

여기서, (n) 은 추정하고자 하는 위치에 인접한 n 개의 측정값 $z(u_a)$ 를 나타내며, a 는 측정값의 위치이다. 지구통계학에서 예측값의 불확실성을 평가하기 위해서는 누적분포함수 $F(u; z | (n))$ 를 결정해야 한다.

2.1 다중 가우시안 방법

측정자료를 대칭분포인 정규분포로 변환시키는 방법으로 로그변환이 많이 사용된다. 그러나 로그변환을 통해 완전한 대칭 분포인 정규분포를 얻을 수 없다. 지구통계학에서는 측정자료를 완전한 정규분포로 변환하기 위해서 정규점수변환(normal score transform)을 수행한다. 정규점수변환은 원 자료를 크기순으로 배열하여 얻

어지는 누적분포함수를 평균 0, 분산 1인 표준정규분포에 일대일 대응시킴으로써 원 자료의 분포모양에 상관없이 원 자료의 분포를 표준정규분포로 변환하는 방법이다(Goovaerts, 1997; Deutsch와 Journel, 1998).

다중 가우시안 방법은 정규점수변환된 자료 $y(u_a)$ 에 대하여 단순크리깅(Simple Kriging, SK)으로 산정한 위치 u 에서의 예측값 $y^*_{SK}(u)$ 와 단순크리깅 분산(SK variance) $\sigma_{SK}(u)$ 를 식 (2)에 대입하여 누적분포함수를 결정한다. 따라서 예측값이 식 (3)으로 정규점수변환된 y 값보다 작거나 클 확률을 식 (2)를 이용하여 산정할 수 있다.

$$[G(u; y | (n))]^*_{SK} = G\left(\frac{y - y^*_{SK}(u)}{\sigma_{SK}(u)}\right) \quad (2)$$

$$y(u) = \phi(z(u)) \quad (3)$$

여기서, $G(\cdot)$ 는 표준정규 누적분포함수, $\phi(\cdot)$ 는 정규점수변환함수이다.

다중 가우시안 방법은 분석영역 내에서의 자료값이 정규확률집합체(Gaussian random field)를 따른다는 가정 하에서 예측값의 불확실성을 평가한다. 그러나 다중 가우시안 방법은 정규확률집합체 가정하에서 크리깅을 적용하더라도 그 확률집합체가 정규확률집합체임을 확인할 수 없는 단점이 있다. 또한, 크리깅 분산은 자료값이 아닌 사용자료의 배치(data configuration)에 영향을 받는 특성이 있으므로 불확실성 추정에 한계가 있다(Journel과 Huijbregts, 1978; Goovaerts, 1997; 류동우 등, 2003; 유광호, 2003). 다중 가우시안 방법을 이용한 미지값의 불확실성 평가순서는 다음과 같이 요약할 수 있다. 먼저 식 (3)을 이용하여 자료값을 정규점수로 변환(normal score transform)한다. 정규점수를 이용하여 실험적 베리오그램 및 베리오그램 모델을 결정하며, 이 결과를 이용하여 단순크리깅으로 추정하고자 하는 위치에서의 추정값과 분산을 결정한다. 다음 단계에서는 추정값과 분산을 이용하여 식 (2)의 표준정규 누적분포함수를 작성한다. 이 표준정규 누적분포함수를 이용하여 미지값이 특정값 이상 또는 이하일 확률을 평가한다(Goovaerts, 1997; Deutsch와 Journel, 1998).

2.2 지시자 방법

비모수적 방법인 지시자 방법은 원 자료의 비선형 변환에 이론적 기반을 두고 있다(Journel, 1983). 지시자

방법에서는 각각의 자료값 즉, 측정값을 분석자가 정한 K개의 임계값(threshold value)에 따라 K개의 지시자 값들로 변환한다. 식 (4)와 같이 측정 지점의 자료값이 특정 임계값 z_k 보다 작거나 같으면 1로, 크면 0을 갖도록 지시자 변환(indicator transform)을 수행한다.

$$i(u_\alpha; z_k) = \begin{cases} 1 & \text{if } z(u_\alpha) \leq z_k \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad k = 1, \dots, K \quad (4)$$

식 (4)로 얻은 지시자 변환된 변수들을 이용하여 실험적 베리오그램을 구한 후 이 결과를 이용하여 베리오그램 모델을 결정한다. 또한, 베리오그램 모델을 이용하여 지시자 크리깅(indicator kriging)을 K개의 임계값에 대하여 수행하면 일련의 임계값 z_k 에 대한 조건부 확률을 식 (5)와 같이 얻을 수 있다.

$$\begin{aligned} [i(u; z_k)]^* &= [F(u; z_k | (n))]^* = \text{Prob}\{Z(u) \leq z_k | (n)\}^* \\ &= \sum_{\alpha=1}^{n(u)} \lambda_\alpha(u; z_k) i(u_\alpha; z_k) \end{aligned} \quad (5)$$

여기서, $n(u)$ 는 지시자 크리깅에 사용된 지시자 자료의 수이며, $\lambda_\alpha(u; z_k)$ 는 지시자 $i(u_\alpha; z_k)$ 에 할당되는 가중치이다. 지시자 크리깅은 임계값별로 수행되기 때문에 확률의 일반적인 특성인 다음 2가지 조건을 만족시키지 않을 수 있다(Deutsch와 Journel, 1998; You, 1995; 박노욱, 2010).

$$0 \leq [F(u; z_k | (n))]^* \leq 1 \quad (6)$$

$$[F(u; z_{k'} | (n))]^* \leq [F(u; z_k | (n))]^*, \quad z_{k'} < z_k \quad (7)$$

이러한 순서위반(order violation) 문제와 관련하여 첫 번째 조건(식 (6))은 0보다 작거나 1보다 큰 추정값은 0과 1로 재조정하여 해결할 수 있다. 두 번째 조건(식 (7))은 ccdf값의 상향, 하향 보정 결과의 평균값을 통해 만족시킬 수 있다(Deutsch와 Journel, 1998; 박노욱, 2010).

이와 같이 지시자 크리깅을 통해 결정한 임계값별 조건부 확률을 통해 ccdf를 구성하여 값을 알지 못하는 위치 u 에서의 불확실성을 확률론적으로 표현할 수 있다. 특정 임계값 z_c 보다 클 확률은 ccdf를 이용하여 식 (8)과 같이 간단히 계산할 수 있다.

$$\text{Prob}\{Z(u) > z_c\} = 1 - F(u; z_c | (n)) \quad (8)$$

지반공학에서의 일반적인 관심은 측정되지 않은 위치에서의 예측과 그 예측값의 불확실성을 함께 평가하는 것이다. 연구지역에서의 미측정 위치에서의 예측값은 일반적으로 ccdf의 기대값(E-type estimate) 또는 평균값이며, 식 (9)와 같이 계산된다.

$$\begin{aligned} z_E^*(u) &= \int_{-\infty}^{+\infty} z \, dF(u; z | (n)) \\ &\approx \sum_{k=1}^{K+1} \bar{z}_k \cdot [F(u; z_k | (n)) - F(u; z_{k-1} | (n))] \end{aligned} \quad (9)$$

여기서, z_k 는 K개의 임계값, z_0 와 z_{K+1} 은 자료값 z 의 최소값과 최대값, \bar{z}_k 는 구간(z_{k-1} , z_k) 사이의 평균이다. \bar{z}_k 는 구간(z_{k-1} , z_k) 사이의 내삽모델(interpolation model)에 따라서 변하며, 내삽모델로 선형모델(linear model)을 사용할 경우 $\bar{z}_k = (z_{k-1} + z_k)/2$ 이다. 특정 위치 u 에서 ccdf를 알고 있기 때문에 예측값 즉, ccdf의 기대값의 불확실성은 식 (10)으로 표현되는 조건부 분산(conditional variance) $\sigma^2(u)$ 으로 평가할 수 있다(Goovaerts, 1997; Deutsch와 Journel, 1998).

$$\begin{aligned} \sigma^2(u) &= \int_{-\infty}^{+\infty} [z - z_E^*(u)]^2 \cdot f(u; z | (n)) \, dz \\ &\approx \sum_{k=1}^{K+1} [\bar{z}_k - z_E^*(u)]^2 \cdot [F(u; z_k | (n)) - F(u; z_{k-1} | (n))] \end{aligned} \quad (10)$$

3. 분석대상 지반

인천광역시 연수구에 위치한 송도신도시는 표고(elevation)가 약 E.L+7m인 지표면으로부터 매립층, 퇴적층, 풍화토, 풍화암, 기반암이 차례대로 분포하고 있으며, 퇴적층은 실트질 점토층 및 모래층이 번갈아 분포하고 있다. 퇴적층 상부에 분포하는 평균 N값 5인 실트질 점토층에서 압밀침하가 발생할 것으로 판단되며, 이 층의 분포에 대한 불확실성을 지구통계학적 기법을 사용하여 평가하였다. 송도신도시 분석영역(1~4공구, 2.8km×3.4km) 및 분석에 사용한 시추공 위치는 각각 그림 1(a), (b)와 같다. 분석에 사용한 시추자료는 1~4공구 내의 총 676개 시추공으로부터 얻은 것이다.

4. 압밀층 두께분포 예측 및 불확실성 평가

4.1 다중 가우시안 방법

다중 가우시안 방법이 분석자료들의 확률집합체가

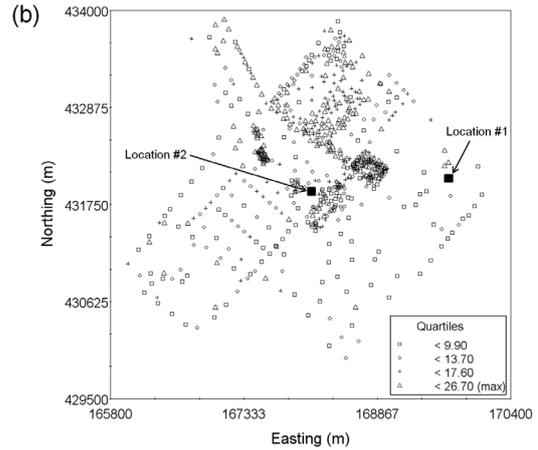
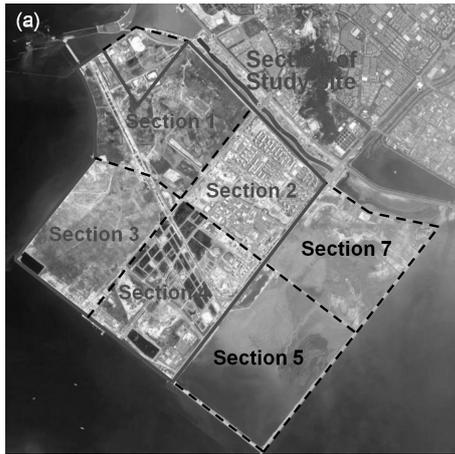


그림 1. (a) 연구 지역; (b) 시추공 위치

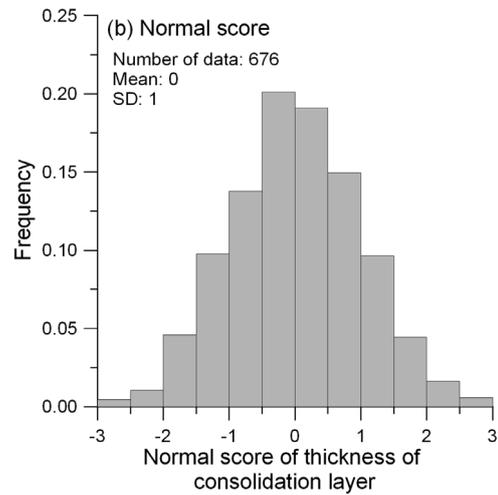
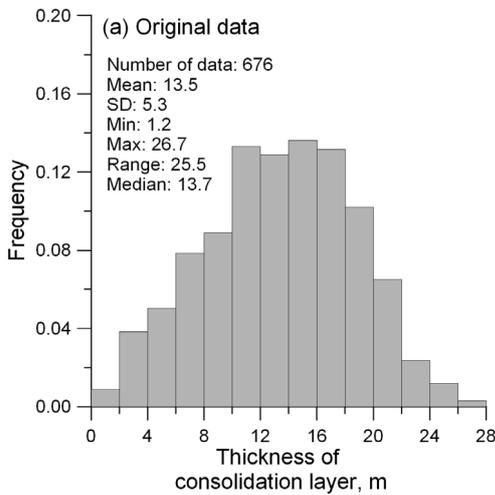


그림 2. 정규점수변환 이전 및 이후 압밀층 두께의 히스토그램

정규확률집합체임을 확인할 수 없고, 크리깅 분산은 자료값이 아닌 사용자자료의 배치에 영향을 받는 특성이 있어 불확실성 추정에 한계가 있음을 앞에서 언급하였다. 그러나 이러한 한계에도 그 사용의 간편함으로 많은 분야에 적용되고 있어(Goovaerts, 1997) 본 논문에서는 지시자 방법과 함께 다중 가우시안 방법으로도 송도신도시 압밀층 두께의 국부적 불확실성을 평가해 보았다.

다중 가우시안 방법을 적용하기 위해서는 우선 압밀층 두께를 정규점수로 변환해야 한다. 압밀층 두께의 히스토그램 및 통계량과 정규점수변환 결과는 각각 그림 2(a) 및 2(b)와 같다. 정규분포를 보이지 않는 압밀층 두께가 정규점수변환 후 평균 0, 표준편차 1인 표준정규분포를 보이는 것을 그림 2에서 확인할 수 있다. 그림 2(a)에 압밀층 두께의 평균(mean), 표준편차(SD), 최소값(min), 최대값(max), 자료범위(range) 및 중앙값(median)을 제시하였다. 압밀층 두께를 정규점수 변환한 후에는

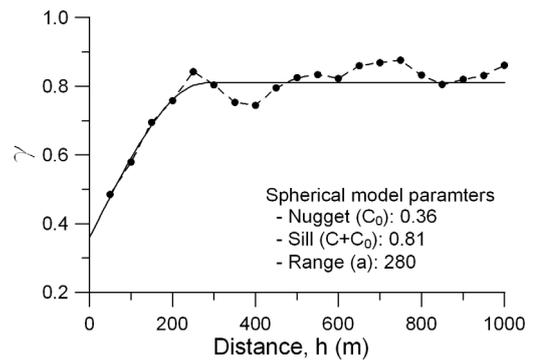


그림 3. 압밀층 두께에 대한 정규점수의 실험적 베리오그램 및 베리오그램 모델

정규점수를 이용하여 실험적 베리오그램 및 베리오그램 모델을 결정해야 한다. 압밀층 두께에 대한 정규점수의 실험적 베리오그램(점선)과 베리오그램 모델(실선)은 그림 3과 같으며, 베리오그램 모델로는 구형모델을 사용하였다. 구형모델의 너깃(nugget, C_0), 문턱값(sill,

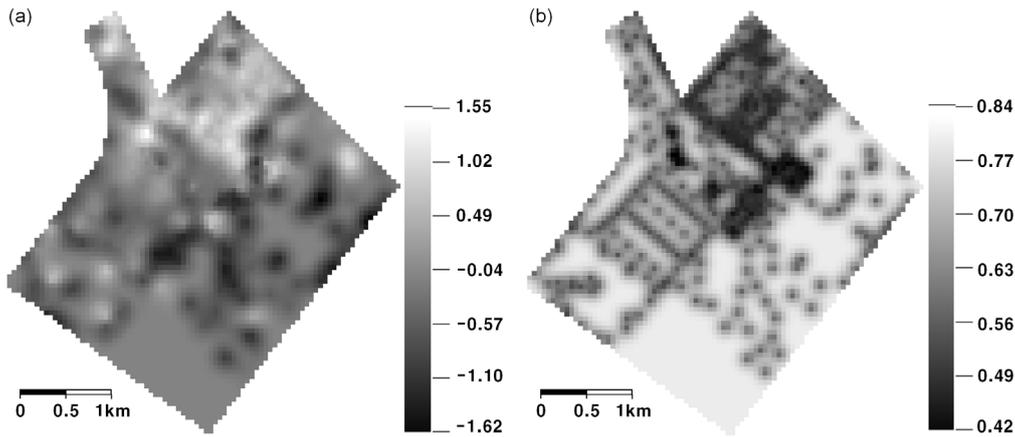


그림 4. 압밀층 두께의 정규점수 예측값과 크리깅 분산의 공간적 분포: (a) 정규점수; (b) 정규 점수 분산

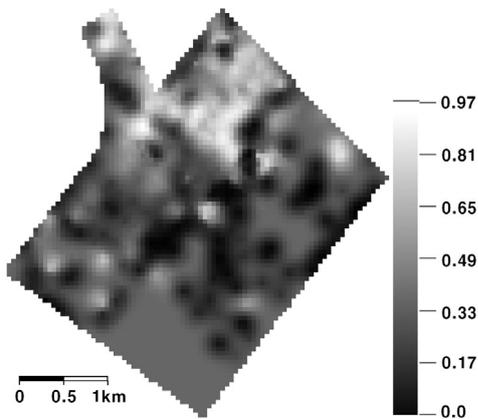


그림 5. 임계값 15m 이상 압밀층 두께의 확률분포도

C+C₀) 및 상관거리(range, a)는 각각 0.36, 0.81, 280m이다. 그림 4(a), 4(b)는 단순크리깅으로 추정된 정규점수의 예측값과 크리깅분산의 공간적 분포이다. 본 논문에서는 분석영역을 50m×50m의 격자로 구분한 후 각각의 위치에서 정규점수를 추정하였다. 그림 4(a)에서 볼 수 있듯이 1공구 지역이 압밀층 두께가 가장 크기 때문에 압밀층 두께의 정규점수도 가장 크게 나타났다. 그림 4(b)는 크리깅 분산의 분포로 조사자료의 밀도가 낮은 위치에서 상대적으로 큰 크리깅 분산을 보이는 것으로 나타났다. 이는 전술한 바와 같이 크리깅 분산이 사용자 자료의 배치 및 밀도에 영향을 받기 때문이다.

압밀층 두께가 특정값 이상일 확률은 식 (2)와 (3)을 이용하여 평가하였다. 압밀층 두께의 특정값을 식 (3)을 이용하여 정규점수로 변환한 후 이 값을 식 (2)에 입력하여 분석위치에서의 예측값이 특정값보다 작을 확률을 계산한다. 또한, 이 확률을 1에서 빼면 특정값보다 클 확률을 계산할 수 있다. 그림 5는 압밀층 두께가 15m

보다 클 확률의 공간적 분포이다. 그림 5에서 볼 수 있듯이 1공구의 압밀층 두께가 15m 이상일 확률은 개략적으로 0.65~0.97의 범위를 보이며, 다른 구간에 비해 상대적으로 큰 것으로 나타났다. 따라서 1공구가 다른 구간에 비하여 큰 압밀침하가 발생할 가능성이 크다는 것을 알 수 있다.

4.2 지시자 방법

최근에는 다중 가우시안 방법의 단점 때문에 비모수적 방법인 지시자 방법이 불확실성 평가 방법으로 많이 채택되고 있다. 따라서 본 논문에서는 지시자 방법을 이용하여 송도신도시 압밀층 두께의 국부적 불확실성을 평가하고 평가결과의 활용 예를 제시하였다.

지시자 크리깅을 수행하기 전에 압밀층 두께 측정자료를 이용하여 지시자 변환과 베리오그램 모델링을 수행하였다. 지시자 변환을 위한 임계값은 백분위수 9개 (10%, 20%, ..., 90%)로 설정하였으며, 각각의 임계값별로 실험적 지시자 베리오그램을 산정한 후 이 결과를 이용하여 베리오그램 모델을 결정하였다. 그림 6은 9개의 임계값에 대해 변환된 측정자료의 베리오그램 모델링 결과이며, 임계값에 상관없이 공간적 상관성은 유지되는 것을 볼 수 있다. 표 1은 각 임계값에 따른 지시자 베리오그램 모델과 매개변수이다. 표 1에서 볼 수 있듯이 4번째 이상의 임계값(threshold 4~9)의 베리오그램 모델의 상관거리가 4번째 미만의 임계값(threshold 1~3)에서의 베리오그램 모델의 상관거리보다 큰 것으로 나타났다. 이는 4번째 임계값인 10.8m 이하의 압밀층 두께의 자료들의 상관성이 10.8m 이상의 압밀층 두께 자

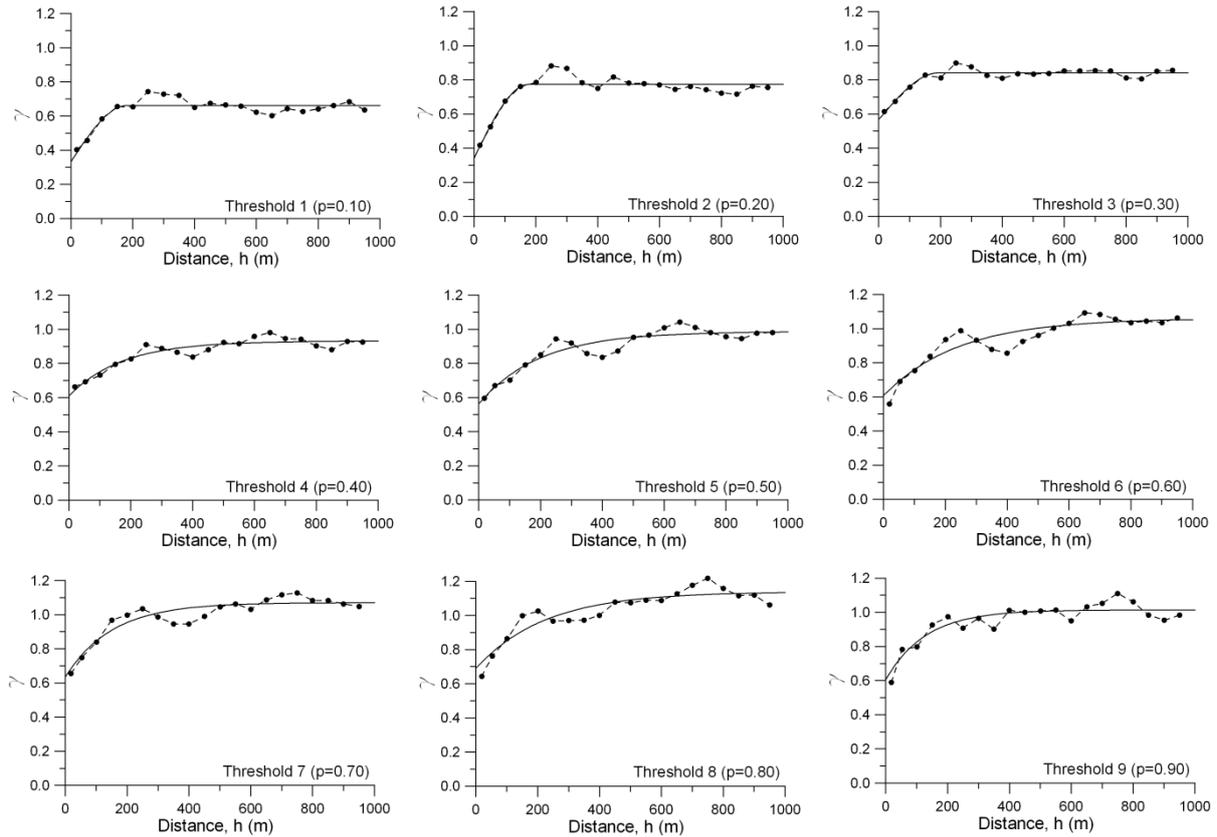


그림 6. 1~9의 임계값에 대해 변환된 측정 자료의 베리오그램 모델 결과

표 1. 이론적 베리오그램 모델 매개 변수

Threshold value	Semivariogram model	Nugget(m ²)	Sill(m ²)	Range(m)
1(6.2m)	Spherical	0.3315	0.6615	180.53
2(8.9m)	Spherical	0.3417	0.7733	175.54
3(10.8m)	Spherical	0.5669	0.8417	194.31
4(12.1m)	Exponential	0.6100	0.9321	518.47
5(13.7m)	Exponential	0.5621	0.9864	592.29
6(15.1m)	Exponential	0.6065	1.0593	721.93
7(16.8m)	Exponential	0.6343	1.0702	453.62
8(18.1m)	Exponential	0.6892	1.1387	670.84
9(20.3m)	Exponential	0.6051	1.0144	386.69

료들의 상관성보다 상대적으로 작다는 것을 의미한다.

임계값별로 베리오그램 모델링을 수행한 후 정규지시자 크리깅(ordinary indicator kriging)을 수행하여 분석 영역의 미조사 위치에서 임계값별 조건부 확률을 그림 7과 같이 계산함으로써 각 위치에서의 ccdf를 결정하였다. 지시자 방법에서도 다중 가우시안 방법에서도 같이 분석영역을 50m×50m의 격자로 나눈 후 각 위치에서 ccdf를 산정하였다. 지시자 크리깅 수행시 국부적인 압밀층 두께의 변동성을 고려하기 위하여 예측위치 주변의 15개 측정값을 사용하였다. 또한, 본 논문에서 사용

한 임계값 이외의 모든 압밀층 두께에서 ccdf값을 산정하기 위해 내삽 및 외삽을 수행하였으며, 내삽 및 외삽 모델로 선형 모델을 이용하였다.

그림 8은 분석대상 지역의 특정 두 위치(location #1, #2, Fig. 1(b))에서의 지시자 크리깅으로부터 얻어진 ccdf이다. Location #1은 측정지점과의 거리가 상대적으로 먼 곳에 위치하고 주변에 높고 낮은 값들이 분포하고 있는 위치이며, location #2는 location #1에 비하여 주변에 상대적으로 압밀층 두께가 일정한 값들이 몰려 있는 위치에 해당된다. Location #2의 경우 주변에 일정한 값

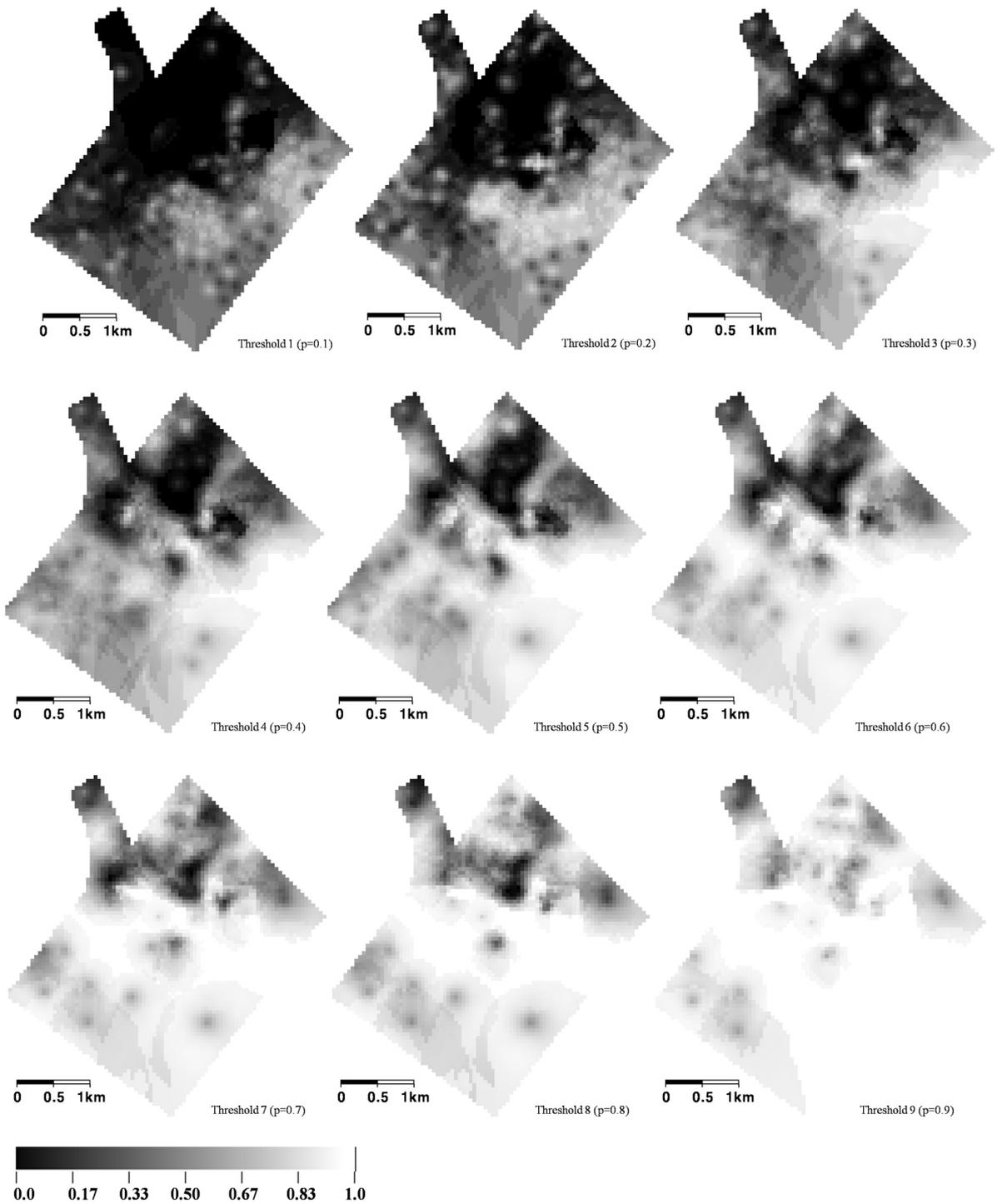


그림 7. 1-9 임계값의 정규지시자 크리깅 평가

들이 모여 있어 ccdf가 급격하게 증가하는 경향을 보이고 있으나 location #1의 경우에는 주변에 측정지점과의 거리가 멀고 크기가 다른 값들이 존재하고 있어 ccdf가 넓게 분포하고 있는 것을 관찰할 수 있다. 이러한 경향으로 location #2가 location #1에 비해 예측의 불확실성이 작음을 확인할 수 있다. 이러한 ccdf의 분포에 따른

불확실성 판단은 예측값과 크리깅 분산을 제시하는 일반적인 크리깅과는 차별화된 정보이다. 크리깅 분산은 측정값의 위치로부터 멀어질수록 측정값의 크기와 분포와는 상관없이 커지는 정보를 제공한다. 반면, 지시자 크리깅을 통해 ccdf를 추정할 경우에는 예측값의 추정뿐만 아니라 전술한 바와 같이 ccdf의 모양을 통해 예측

에 수반되는 불확실성의 정도를 파악할 수 있다.

이와 같이 분석영역 내의 각 위치에서 ccdf를 산정한 후 압밀층 두께가 특정값 이상 또는 이하일 확률을 산정하였다. 그림 9(a), (b)는 압밀층 두께가 각각 15m, 20m 보다 클 확률의 공간적 분포이다. 그림 9(a)에서 볼 수

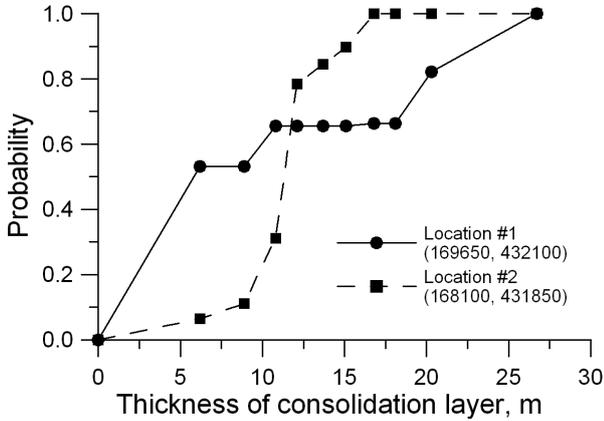


그림 8. 분석 대상 지역 내 특정 두 위치의 조건부 누적분포함수

있듯이 1공구의 대부분의 위치에서 압밀층 두께가 15m 이상일 확률은 0.33~1.0의 범위를 보이고 있으며, 다른 구간에 비하여 큰 것으로 나타났다. 따라서 1공구가 다른 구간에 비하여 큰 압밀침하량이 발생할 가능성 크다고 예측할 수 있다. 압밀층 두께가 20m 이상일 확률은 1공구 일부 지역에서 0.50 이상인 것으로 나타났으나 대부분의 지역에서는 매우 낮은 확률을 보이는 것으로 나타났다.

그림 10(a), (b)는 각각 식 (9)와 (10)을 이용하여 계산된 송도신도시 압밀층 두께의 공간적 분포도와 이러한 예측과 관련된 조건부 분산 분포도를 나타내고 있다. 송도신도시의 압밀층 두께는 그림 10(a)에서 볼 수 있듯이 1공구가 가장 두꺼운 것으로 나타났으며, 2, 4공구가 상대적으로 작은 것으로 나타났다. 그림 10(b)의 조건부 분산 분포도에서는 유사한 압밀층 두께의 값들이 분포하고 있는 곳, 특히 두꺼운 압밀층이 분포하고 있는 1공구 및 3공구 일부 지역과 얇은 압밀층이 분포하고 있는

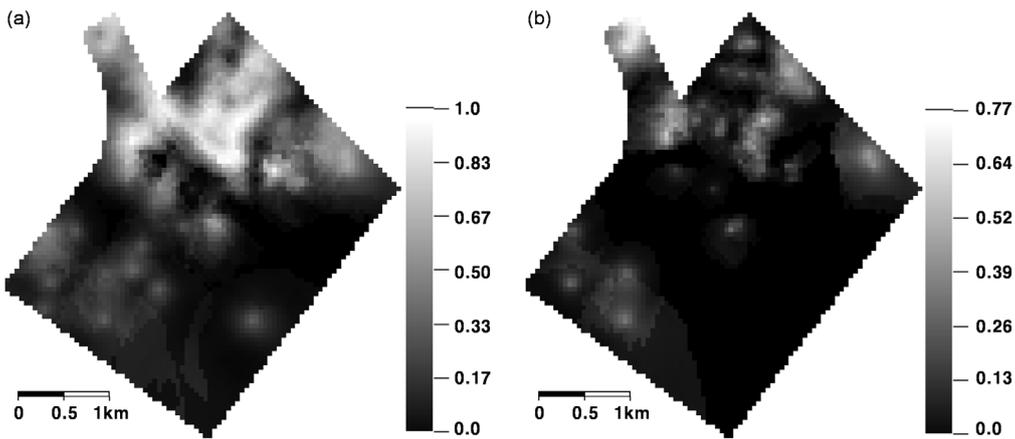


그림 9. 지시자 접근법을 통한 확률분포도: (a) 임계값 15m: (b) 임계값 20m

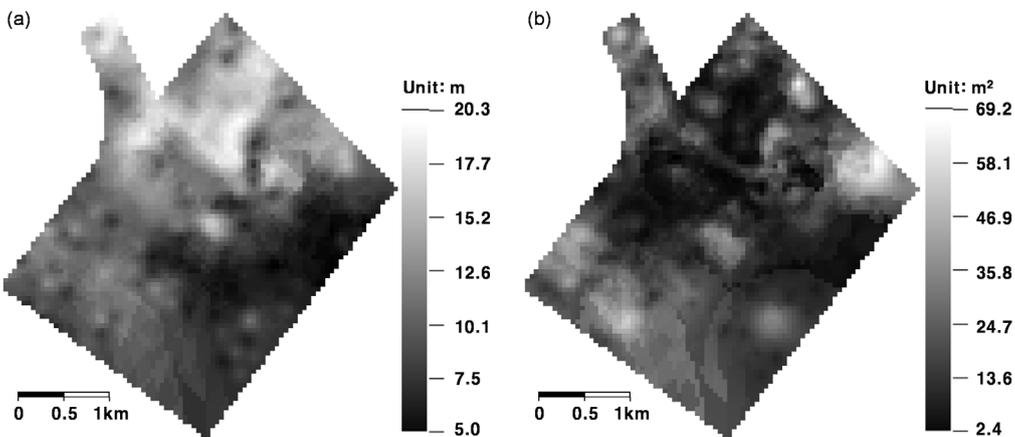


그림 10. 압밀층 두께의 공간적 분포도: (a) 압밀층 두께의 E-type 평가: (b) 조건부 분산 분포도

2공구와 4공구 일부 지역이 상대적으로 조건부 분산이 작은 것으로 나타났다. 그러나 주변에 두꺼운 압밀층과 얇은 압밀층이 분포하는 2공구 상부와 3공구 하부는 상대적으로 조건부 분산이 큰 것으로 나타났다. 예측값의 불확실성을 나타내는 지표로 조건부 분산 이외에 IQR (interquartile range)을 사용하기도 하며, 그림 11은 송도신도시 압밀층 두께의 IQR 분포이다. IQR은 전체 자료 중 75% 위치에 있는 값에서 25% 위치에 있는 값을 뺀 것이다. IQR이 클수록 자료의 분산이 크므로 예측값의 불확실성이 크다는 것을 의미한다. 그림 11에서 볼 수 있듯이 그림 10(b)의 조건부 분산 분석결과에서 불확실성이 크게 나타난 구간이 그림 11의 IQR 분포에서도 불확실성이 큰 것으로 나타났다. 이와 같이 지시자 크리깅을 이용하여 분석 영역 내의 각 위치에서 cdf를 산정할 경우 예측값뿐만 아니라 예측값과 관련된 불확실성도 함께 평가할 수 있다.

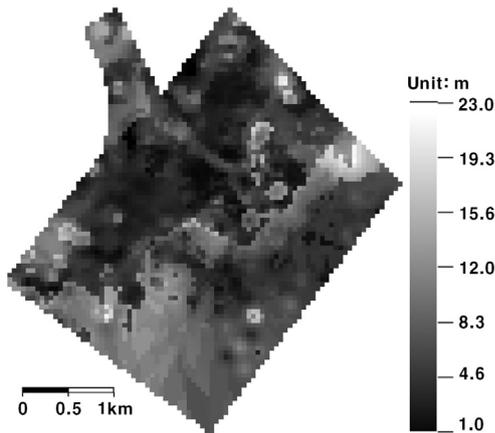


그림 11. 압밀층 두께의 Interquartile range(IQR)

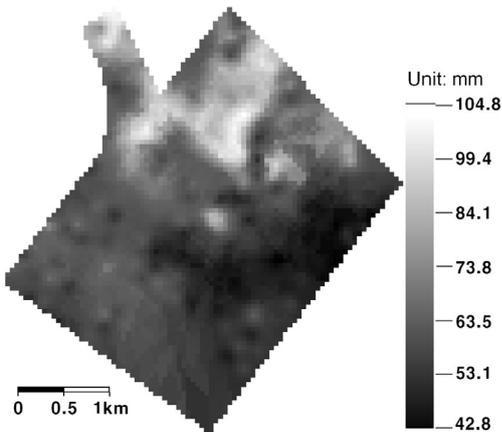


그림 12. 50년 이후 이차압축침하량 분포

5. 설계활용

전 절에서는 분석대상 지반의 각 위치별로 지시자 방법으로 결정한 cdf의 평균을 이용하여 그림 10(a)와 같은 압밀층 두께 분포를 추정하였다. 이와 같은 분석영역 전체의 지층분포 자료는 해안매립지반에서의 압밀침하 분포 추정에 활용할 수 있다. 본 논문에서는 그림 10(a)의 압밀층 두께 분포를 이용하여 송도신도시의 이차압축침하량의 분포 및 불확실성을 평가해 보았다. 이차압축침하량은 Mesri와 Godlewski(1977)가 제안한 C_a/C_c 방법을 사용하여 산정하였다. 이 방법에서는 이차압축지수 C_a 를 압축지수 C_c 와 C_a/C_c 의 곱으로 표현한 식 (11)을 이용하여 최종압밀하중에 의존하는 이차압축침하량을 추정할 수 있다.

$$S_c = \frac{(C_a/C_c) \times C_c}{1 + e_{EOP}} H_0 \log \frac{t_f}{t_p} \quad (11)$$

여기서, H_0 는 압축되는 지반의 두께, t_p 는 일차압밀이 종료되는 시점, t_f 는 일차압밀 종료 후 이차압축침하를 추정하고자 하는 시간, e_{EOP} 는 1차압밀이 완료된 시점의 간극비이다. 김동휘 등(2010)의 연구결과에 의하면 송도신도시의 C_a/C_c 는 0.0337 값을 보이고 있으며, 이는 Mesri와 Castro(1987)가 제안한 비유기질 점토에 대한 C_a/C_c 값의 범위인 0.04 ± 0.01 와 유사한 것으로 나타났다. 또한, $C_c/(1+e_0)$ 와 t_p 결정에 필요한 압밀계수 c_v 는 각각 0.122와 0.00622cm/sec²의 값을 보이는 것으로 조사되었다(김동휘 등, 2010).

본 논문에서는 3년 이내에 일차압밀이 완료된다고 가정 후 50년 경과 후의 이차압축침하량 분포를 산정하였다. 그림 12와 13은 각각 50년 후 송도신도시의 이차

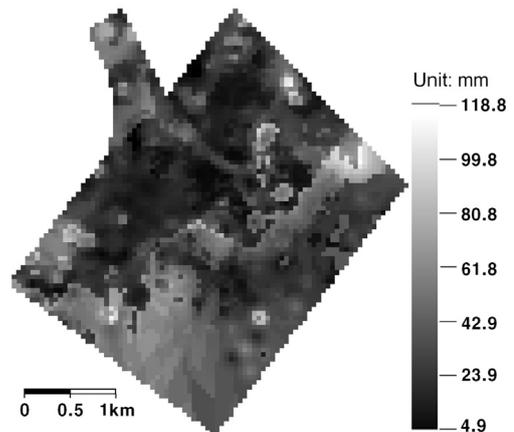


그림 13. 50년 이후 이차압축침하량의 IQR 분포

압축침하량 분포와 이차압축침하량의 IQR 분포이다. 그림 12에서 볼 수 있듯이 국내 장기침하량 기준인 100mm를 초과하는 영역이 일부 발생하는 것으로 나타났으나 전체 면적의 1% 정도로 매우 적은 면적인 것으로 나타났다. 또한, 그림 9에서 볼 수 있듯이 유사한 압밀층 두께의 값들이 분포하고 있는 지역, 특히 두꺼운 압밀층이 분포하고 있는 1공구 지역이 상대적으로 다른 지역에 비하여 IQR이 작으므로 예측한 이차압축침하량의 불확실성이 적은 것으로 나타났다. 또한, IQR과 같은 불확실성 분석결과는 추가 시추조사를 결정하는 근거로 활용될 수 있다. 즉, 이차압축침하량 추정결과의 불확실성이 큰 지역은 추가 시추조사를 수행하여 추정결과의 불확실성을 감소시킬 수 있다. 이와 같이 지시자 방법으로 분석영역의 각 위치에서 압밀층 두께의 cdf를 산정할 경우 침하량의 평균 분포뿐만 아니라 그 예측값의 불확실성을 추정할 수 있는 것으로 나타났다.

6. 요약 및 결론

지층분포자료와 같은 변수들은 공간적인 분포 추정 자체도 중요하지만 추정에 수반되는 불확실성을 정량적으로 추정하는 것이 중요하다. 본 연구에서는 송도신도시 압밀층 두께의 국부적 불확실성 모델링을 다중 가우시안 방법과 지시자 방법을 이용하여 수행하였으며, 지시자 방법을 이용하여 작성한 송도신도시 압밀층 두께의 cdf를 이용하여 압밀층 두께분포를 추정하였다. 또한, 이러한 분석결과를 이차압축침하량 추정에 활용한 예를 제시하였다.

송도신도시 압밀층 두께 분포는 정규분포를 보이지 않아 다중 가우시안 방법을 적용하기 위해서는 정규점 수변환이 필요한 것으로 나타났다. 압밀층 두께의 정규점수의 베리오그램 모델로 구형모델을 사용하였으며, 구형모델의 너깃, 문턱값 및 상관거리는 각각 0.36, 0.81, 280m로 분석되었다. 다중 가우시안 방법에서는 분석 영역 각 위치에서의 크리깅 추정값과 분산을 이용하여 결정한 누적분포함수로 압밀층 두께가 특정값 이상일 확률을 평가할 수 있었다.

지시자 방법을 사용하기 위해 압밀층 두께 측정자료를 9개의 임계값(백분위수 10%, 20%, ..., 90%)을 사용하여 지시자 변환을 수행하였다. 각각의 임계값별로 베리오그램 모델링을 수행한 결과 첫 번째부터 세 번째 임계값과 네 번째부터 아홉 번째 임계값에 대해 변환된

측정자료의 베리오그램 모델은 각각 구형모델과 지수모델이 적합한 것으로 나타났다. 또한, 네 번째 이상의 임계값의 베리오그램 모델의 상관거리가 네 번째 미만의 임계값에서의 베리오그램 모델의 상관거리보다 큰 것으로 나타났다. 이는 10.8m 이하의 압밀층 두께의 자료들의 상관성이 10.8m 이상의 압밀층 두께 자료들의 상관성보다 상대적으로 작다는 것을 의미한다. 각각의 임계값별로 베리오그램 모델링을 수행한 후 정규지시자 크리깅을 수행하여 분석영역의 미조사 위치에서 임계값별 조건부 확률을 계산함으로써 각 위치에서의 cdf를 결정할 수 있었다. 각 위치에서의 cdf를 이용하여 송도신도시 압밀층 두께의 공간적 분포뿐만 아니라 추정결과의 불확실성을 조건부 분산과 IQR을 이용하여 평가하였다. 이러한 분석결과를 이용하여 송도신도시 이차압축침하량의 공간적 분포를 추정한 결과 국내 장기침하량 기준인 100mm를 초과하는 영역이 일부 발생하는 것으로 나타났으나 전체 면적의 1% 정도로 매우 적은 면적인 것으로 나타났다. 또한, 유사한 압밀층 두께의 값들이 분포하고 있는 지역, 특히 두꺼운 압밀층이 분포하고 있는 1공구 지역이 상대적으로 다른 지역에 비하여 IQR이 작으므로 예측한 이차압축침하량의 불확실성이 적은 것으로 나타났다. 이와 같이 지시자 방법으로 분석영역의 각 위치에서 압밀층 두께의 cdf를 산정할 경우 압밀침하량의 평균 분포뿐만 아니라 그 예측값의 불확실성을 추정할 수 있었다.

참 고 문 헌

1. 김동휘, 배경두, 고성권, 이우진 (2010), “확률론적 방법을 이용한 인천송도지반 이차압축침하량의 공간적 분포 평가”, *한국지반공학회논문집*, 제26권 제9호, pp.25-35.
2. 박노옥 (2010), “지화학 자료의 확률론적 불확실성 및 위험성 분석을 위한 지시자 지구통계학의 응용”, *한국지구과학회지*, 제31권 제4호, pp.301-312.
3. 유광호 (1993), “이분적 터널 암반 분류를 위한 정성적 자료의 지구통계학적 연구 -I. 이론”, *한국지반공학회논문집*, 제9권 제3호, pp.61-65.
4. 유광호 (1995), “다분적 암반분류를 위한 정성적 자료의 지구통계학적 연구 -I. 이론”, *한국지반공학회논문집*, 제11권 제2호, pp.71-77.
5. 유광호 (1998), “다분적 암반분류를 위한 정성적 자료의 지구통계학적 연구 -II. 응용”, *한국지반공학회논문집*, 제14권 제1호, pp.29-35.
6. 유광호 (2003), “터널 설계를 위한 암반등급 산정 기법에 관한 연구”, *한국지반공학회논문집*, 제19권 제5호, pp.319-326.
7. 류동우, 김택곤, 허종석 (2003), “RMR의 불확실성 모델링을 위한 지구통계학적 시뮬레이션 기법에 관한 연구”, *터널과 지하공*

- 지, Vol.13, No.2, pp.87-99.
8. Deutsch, C. V., and Journel, A. G. (1998), *GSLIB: Geostatistical Software Library and User's Guide*, Oxford University Press, New York, USA.
 9. Goovaerts, P. (1997), *Geostatistics for Natural Resources Evaluation*, Oxford University Press, New York.
 10. Journel, A. G., and Huijbregts, C. J. (1978), *Mining geostatistics*: Academic Press, London.
 11. Journel, A. G. (1983), "Non-parametric estimation of spatial distributions", *Mathematical Geology*, 15, pp.445-468.
 12. Mesri, G. and Castro, A. (1987), "The C_u/C_c concept and K_0 during secondary compression", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.113, No.GT3, pp.230-247.
 13. Mesri, G. and Godlewski, P. M. (1977), "Time and stress compressibility interrelationship", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.103, No.GT5, pp.417-430.
 14. You, K. H. (1995), "A solution for order relation problems in multiple indicator kriging", *Journal of the Korean Geotechnical Society*, KGS, Vol.11, No.3, pp.17-26.
- (접수일자 2011. 3. 4, 심사완료일 2011. 11. 1)

유한차분해석과 개별요소해석을 이용한 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단지지력 연구

A Study on the Ultimate Point Resistance of Rock Socketed Drilled Shafts Using FLAC^{3D} and UDEC

이 재 환¹ Lee, Jae-Hwan

조 후 연² Cho, Hoo-Yeon

유 광 호³ You, Kwang-Ho

정 상 섭⁴ Jeong, Sang-Seom

Abstract

The maximum unit point resistance (q_{max}) of rock socketed drilled shafts subjected to axial loads was investigated by a numerical analysis. A 3D Finite Difference Method (FDM) analysis and a Distinct Element Method (DEM) analysis were performed with varying rock elastic modulus (E), discontinuity spacing (S_j), discontinuity dip angle (i_j), and pile diameter (D). Based on the results of obtained, it was found that the ultimate point resistance (q_{max}) increased as rock elastic modulus (E) and rock discontinuity spacing (S_j) increased. But, it was found that q_{max} decreased as pile diameter (D) increased. As for the influence of the dip angle of rock discontinuity (i_j), it was shown that q_{max} decreased up to 50% of maximum value within the range of $0^\circ < i_j < 60^\circ$ due to the shear failure at rock discontinuities. Furthermore, it was found that if $20^\circ \leq i_j \leq 40^\circ$, influence of i_j should be taken into account because q_{max} tended to approach a minimum value as i_j approached a value near the friction angle of the discontinuity (ϕ_j).

요 지

본 연구에서는 암반근입 현장타설말뚝의 선단지지력에 영향을 미치는 주요 영향인자들과 이들 영향인자에 따른 선단지지력의 변화특성을 수치해석을 통하여 분석하였다. 수치해석은 일반적으로 널리 사용되는 연속체해석 중 유한차분해석(FDM)과 암반에 존재하는 불연속면(절리, 단층 등)의 특성을 고려할 수 있는 불연속체해석 중 개별요소해석(DEM)을 병행함으로써 해석의 정확도를 높였다. 그 결과, 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단지지력(q_{max})은 암반의 탄성계수(E_m), 불연속면의 간격(S_j)에 비례하여 증가하였으며, 말뚝의 직경(D)에는 반비례하는 것을 확인할 수 있었다. 또한 불연속면의 경사(i_j)에 대해서는 불연속면의 경사(i_j)가 $0^\circ < i_j < 60^\circ$ 일 때의 선단지지력은 그 외 경사의 선단지지력에 비해 최대 약 50%까지 감소하였으며 이는 말뚝으로부터 전해진 하중에 의하여 말뚝하부 암반 자체 보다 암반의 불연속면에서 먼저 전단파괴가 발생하였기 때문인 것으로 판단된다. 불연속면의 경사(i_j)가 불연속면의 내부마찰각(ϕ_j)과 근접할 때 선단지지력이 최소치에 가까운 것으로 나타났으며, 따라서 불연속면의 경사가 일반적인 암반 및 암반 불연속면 내부마찰각의 범위인 $20^\circ \sim 40^\circ$ 에 존재할 때는 선단지지력의 산정 시 반드시 불연속면 경사의 영향을 고려해야 하는 것으로 나타났다.

Keywords : DEM analysis, Drilled shaft, FDM analysis, Rock interface, Ultimate point resistance

1 정희원, 연세대학교 토목공학과 박사과정 (Graduate student, Dept. of Civil Engineering, Yonsei Univ.)

2 정희원, 동명기술공단 지반지하공간부 상무 (Managing Director, Dept. of Geotechnical eng. & Underground Space, DMEC)

3 정희원, 수원대학교 토목공학과 부교수 (Associate Professor, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Suwon, khyou@suwon.ac.kr, 교신저자)

4 정희원, 연세대학교 토목공학과 교수 (Professor, Dept. of Civil Engineering, Yonsei Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2012년 7월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서론

현장타설 말뚝은 연육교, 연도교 등의 해상 교량, 송도를 비롯한 신도시들을 중심으로 하는 초고층 빌딩, 신행만 구조물 등의 대형 구조물과 경전철 및 자기부상열차 등의 도심지 통과 구조물 등 대다수의 토목건설공사에서 기초공법으로 널리 이용되고 있다. 현장타설말뚝은 일반적으로 중요도가 높고 작용하중이 큰 대규모 구조물을 지지하게 되어 점차 대구경화되며, 따라서 양호한 암반층에 근입되는 형태로 설계되고 있다. 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력은 주변마찰력과 선단지지력으로 구분할 수 있으며 암반의 구속상태, 굴착면의 거칠기, 암반의 변형계수, 암중에 따른 이방성, 암반 불연속면의 상태, 풍화의 정도, 암반의 강도 등 여러 요인에 따라 그 지지특성이 달라지므로 지지력 산정 시 이러한 요소들이 충분히 고려되어야 한다.

암반에 근입된 현장타설말뚝은 주변마찰력 또는 선단지지력만으로 지지되도록 설계되거나, 혹은 두 지지력 성분이 동시에 발현되는 것으로 설계된다. 이 중 주변마찰력에 대해서는 1970년대 중반 이후 연구가 활발히 수행되었으나 선단지지력에 대한 연구는 미미한데, 이는 일반적으로 주변마찰력이 발휘되는 변위는 수 mm에 불과하지만(O'Neill과 Reese, 1972) 선단지지력이 발휘되는 변위는 10mm 이상 또는 말뚝직경의 5~10%로(Vesic, 1977; Chang과 Broms, 1990, Jeong et al., 2010), 사용하중 범위 내에서 주변마찰력이 대부분의 재하하중을 지지하는 경우가 많아 상대적으로 주변마찰력에 관심이 집중되었기 때문이다.

국외의 연구 결과에 따르면 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단지지력은 암반 불연속면의 수, 간격, 방향, 충전물 조건 등에 따라 그 값의 차이가 매우 큰 것으로 알려져 있으며(Carter와 Kulhawy, 1988) 현재 이에 대한 연구가 활발히 진행 중이다. 하지만 국내의 경우 현장타설말뚝의 선단지지력에 대한 연구는 미미해서, 그 결과 현장타설말뚝 설계 시 선단지지력의 산정은 주로 암반의 일축압축강도만을 이용하는 보수적인 방법(Rowe와 Armitage, 1987; ARGEMA, 1992; Findlay et al., 1997; Zhang과 Einstein, 1998)을 이용하고 있다. 그러나, 이러한 방법으로 산정된 현장타설말뚝의 선단지지력은 일반적으로 보수적인 값을 갖는 것으로(Seidel과 Harberfield, 1994) 알려져 있으며, 국내 암반에 시공된 현장타설말뚝의 경우에도 김원철 등(2002)은 이러한 방법들로 예

측된 선단지지력이 실측 선단지지력에 크게 못 미치는 것으로 보고하는 등, 기초의 과다설계로 인한 경제적인 손실을 초래하고 있는 현실이다. 더구나, 김원철 등(2002)의 사례 외에도 권오성과 김명모(2008)는 이 방법들에 의한 국내 현장타설말뚝의 선단지지력 예측치는 실측치에 비해 10배 이상 차이가 나는 것으로 보고하는 등 기존의 일축압축강도만을 이용하는 현장타설말뚝의 선단지지력 설계법은 국내암반에의 적용성도 매우 낮다고 할 수 있다. 이처럼 암반근입 현장타설말뚝의 선단지지력 설계에 있어서 비경제적이고 국내 암반에의 적용성조차 낮은 설계법을 적용하고 있는 현실을 감안할 때, 비교적 복잡한 암반조건을 가지고 있는 국내의 지질특성을 고려한 현장타설말뚝의 선단지지력에 대한 연구는 반드시 필요하다.

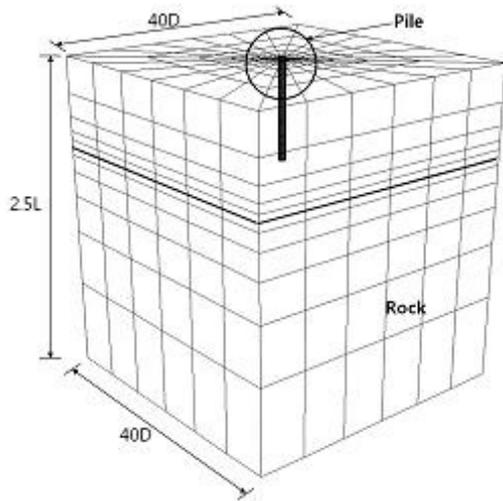
이에 본 연구에서는 암반의 일축압축강도뿐만 아니라 근입부 암반불연속면의 특성, 말뚝 특성 등 다양한 요소가 암반근입 현장타설 말뚝의 선단지지력에 미치는 영향을 3차원 유한차분해석 및 개별요소해석을 통하여 분석하였다.

2. 수치해석

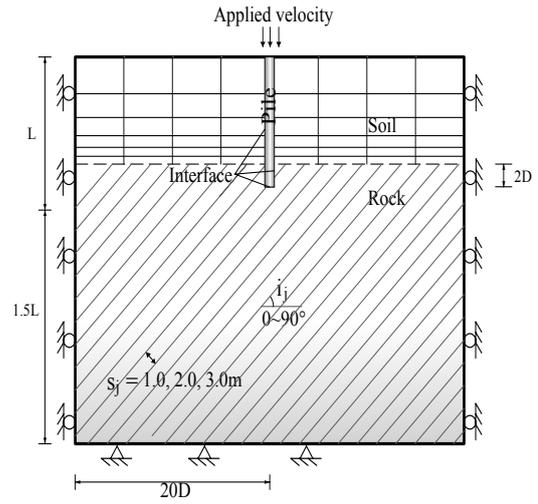
본 연구에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단지지력을 연속체해석(3차원 유한차분해석)을 이용하여 말뚝, 암반, 불연속면 특성 상태에 따라 분석하였다. 또한 연속체해석(유한차분해석)에서의 불연속면 모델링의 한계를 극복하기 위하여 불연속체해석(개별요소해석)을 수행하여 불연속면의 특성에 따른 현장타설말뚝의 극한선단지지력 변화를 분석하였다. 3차원 유한차분해석(연속체해석)은 범용 지반해석 프로그램인 FLAC^{3D}(Fast Lagrangian Analysis of Continua)를, 개별요소해석은 UDEC(Universal Distinct Element Code)을 이용하였다.

2.1 해석영역 및 경계조건

해석 영역(단면)은 그림 1과 같이 상부토사층과 하부 암반층으로 구성되어 있으며, 말뚝은 상부토사층을 지나 암반층에 말뚝 직경(D)의 2배 깊이로 근입된 선단지 말뚝으로 모델링하였다. 이때, x축, y축, z축 경계는 그림 1(b)와 같이 말뚝의 거동이 경계면에 영향을 받지 않도록 수평방향으로 말뚝 직경의 20배, 연직방향으로 말뚝길이(L)의 1.5배를 적용하여(Seol 등, 2008) 모델링



(a) 유한차분해석



(b) 개별요소해석

그림 1. 수치해석에 사용된 격자망(Mesh) 및 경계조건

하였고, 좌우측 경계면에서 z축 방향으로 변위를 허용하기 위해 롤러구속조건을 적용하였으며, 하부 경계면에는 모든 축방향으로 변위가 발생하지 않도록 힌지구속조건을 적용하였다.

본 수치해석에서 말뚝은 탄성체로 모델링하였으며, 연속체해석에서는 말뚝 주변지반을 Mohr-Coulomb의 파괴규준을 따르는 탄소성체로, 불연속체해석에서는 주변 지반을 불연속면으로 경계가 구분된 변형가능한(deformable) 블록으로 모델링하였다. 또한 말뚝에 작용하는 하중은 말뚝단면 전체에 등분포하중 형태로 각 하중 단계별로 재하하였다. 이때, 말뚝 인접부에서는 두 재료 간의 큰 강성 차이로 인해 큰 전단변형이 예상되어 조밀한 격자망(Mesh)을 사용하였고, 말뚝으로부터 거리가 멀어질수록 격자망(Mesh)의 크기를 증가시켰다.

2.2 불연속면 모델링 및 지반물성

불연속체해석(개별요소해석) 시 불연속면은 불연속면을 따라 변형가능한(deformable) 블록들이 접촉점 및 접촉면에서 수직과 전단스프링으로 연결되어 있는 것으로 모델링하였으며, 불연속면의 거동은 Coulomb 모델, 즉 단순히 마찰력과 점착력에 의해 전단거동을 하며 이러한 전단 하에서의 불연속면의 파괴 진행을 고려한 모델을 적용하였다.

한편, 연속체해석(유한차분해석) 시에는 말뚝주면-지반 경계면과 암반내의 불연속면을 연속체해석 적용 프로그램인 FLAC^{3D}의 경계면(interface) 요소로 모델링하

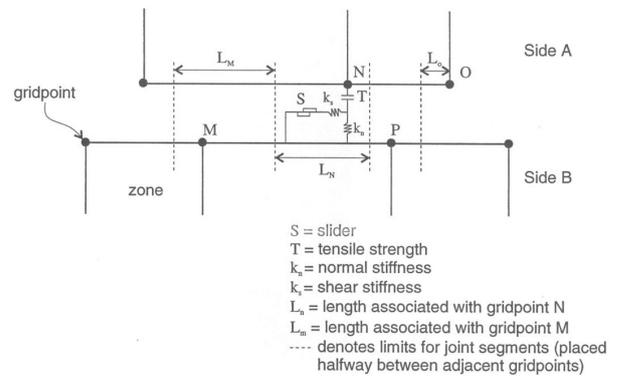


그림 2. 수직과 전단스프링으로 나타낸 경계면의 모식도(Itasca Consulting Group, Inc., 2002)

였으며, 경계면(Interface) 요소는 그림 2와 같이 마주하는 두 면(Side A & B)에 설치된 수직과 전단 스프링으로 모사되며 면과 면 사이의 미끄러짐(slip)은 불연속체해석(UDEC)과 마찬가지로 Coulomb 모델을 적용하였다(Itasca Consulting Group, Inc., 2002).

연속체해석 프로그램의 특성 상, 경사가 있는 불연속면의 직접적인 모델링이 용이하지 않으므로, 선단지력에 미치는 불연속면 경사의 영향을 검토하기 위해 FLAC^{3D}의 구성모델 중 하나인 편재절리모델(Ubiquitous Joint Model, UJM)을 이용하였다. FLAC^{3D}의 편재절리모델은 Mohr-Coulomb 파괴규준을 기본 구성방정식으로 적용하며, 경사방향(dip direction)과 경사각(dip angle)을 입력함으로써 불연속면을 모델링할 수 있다.

본 연구에서는 연속체해석 시 지반과 말뚝의 경계면과 암반의 불연속면을 기본적으로 FLAC^{3D}의 경계면

표 1. 말뚝-암반 경계면 및 암반 불연속면의 수직강성(K_n), 전단강성(K_s)

구 분	참고문헌	K_n (MPa/m)	K_s (MPa/m)
말뚝-암반 경계면	Chen과 Martin(2002)	100	100
	조천환 등(2003)	350~1,000	-
	Seol 등(2008)	300~1,050	-
	국내 현장 설계자료 ^a	2,000~36,000	250~1,650
암반 불연속면	Seidel과 Haberfield(1994)	150~600	150~600
	FLAC Manual(Itasca Consulting Group, Inc., 2002)	10~100 이상	10~100 이상
	국내 현장 설계자료 ^a	1,000	1,000

^a전라남도 광양시(세종-중군 구간), 충청남도 천안시(북부대로 구간), 경상남도 진주시(진주-광양 구간), 인천광역시(제2연육교), 경상남도 진해시(소사-녹산 구간), 동해남부선, 전라남도 광양시, 춘천-양양 구간, 부산지하철 3호선 일부구간, 서울지하철 9호선 917공구

표 2. 적용된 말뚝-지반 경계면 및 암반 불연속면의 물성

구 분	지층구분	불연속면 물성치			
		K^n (MPa/m)	K^s (MPa/m)	ϕ (°)	c (kPa)
말뚝-토사	토사	30	15	원지반 물성의 50%	
말뚝-암반	풍화암	700	350		
	연암	2,000	1,000		
암반 불연속면	연암	400	400	35	150

표 3. 수치해석 입력 물성치

구 분	분포깊이 (m)	물성치						
		E (MPa)	k_n (MPa)	k_s (MPa)	ν	ϕ (°)	c (kPa)	γ (kN/m ³)
말뚝	0~13.8	28,000	-	-	0.2	-	-	23
토 사	0.3~11.7	50	-	-	0.3	30	10	18
암 석	11.7 이하	2,400	-	-	0.3	35	1,500	21
암 반 (유비쿼터스 조인트 모델 적용시)	11.7 이하	343	-	-	0.3	35	1,500	21
말뚝-토사 경계면	0~11.7	-	30	15	-	15	5	-
말뚝-암반 경계면	11.7~13.8	-	2,000	1,000	-	17	750	-
암반 불연속면	11.7 이하	-	400	400	-	35	150	-

(Interface)요소를 이용하여 모델링하였으며, 불연속면의 경사에 따른 암반근입 현장타설말뚝의 선단지지력 분석 시에는 편재절리모델(UJM)을 이용하여 해석의 정확도 및 효율을 높였다. 불연속면의 수직, 전단 강성에 대한 정량적인 기준은 아직 국내외적으로 명확하지 않으며, 경험적인 방법을 토대로 다양한 연구자들에 의해 제안된 결과 및 국내 설계물성 범위를 요약하면 표 1과 같다.

본 연구에서는 표 2와 같이 국내 암반 근입 현장타설 말뚝의 말뚝-지반 경계면 및 암반불연속면의 수직, 전단 강성을 기존 제안값의 중간값으로 적용하였으며, 마찰각과 점착력의 경우 말뚝-지반 경계면에서는 원지반 물성치의 50%(O'Neill과 Hassan, 1994)를, 암반 불연속면

에서는 기존연구결과(Booker, 1991; Alehossein et al., 1992; Yu와 Sloan, 1994)에서와 같이 마찰각은 암반과 동일하게, 점착력은 암반의 10%를 적용하였다. 또한 암반 불연속면에서의 K_n 과 K_s 는 일반적으로 같지 않으나 본 수치해석의 목적인 불연속면의 방향과 간격에 따른 말뚝의 선단지지력 변화 확인에는 큰 영향을 미치지 않을 것으로 판단하여 같게 적용하였다. 해석에 적용된 물성을 표 3에 정리하였다.

2.3 연속체해석(유한차분해석) 결과 및 분석

수치해석 시 고려한 매개변수, 즉 말뚝의 선단지지력에 영향을 미치는 영향인자를 문헌 및 기존연구 결과

표 4. 수치해석 시 고려한 매개변수

매개변수	연속체 해석	불연속체 해석
말뚝직경, D(m)	0.5, 1.0, 1.5, 2.0	-
암석 탄성계수, E(MPa)	600, 1,200, 2,400, 4,800	-
불연속면의 간격, S _j (m)	무결암, 0.6, 0.8, 1.0, 1.2	1.0, 2.0, 3.0
불연속면의 경사, i _j (°)	0, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90	

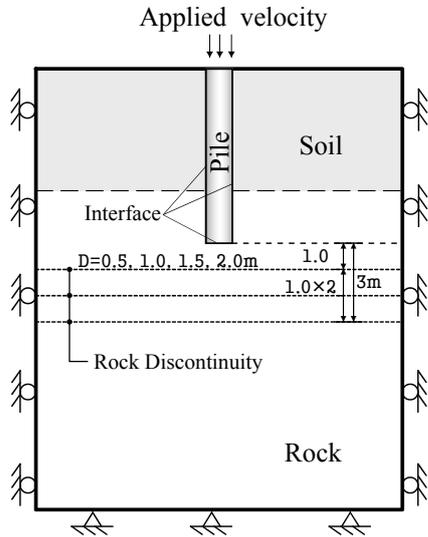


그림 3. 수치해석 개요도(말뚝의 직경 변화)

등을 참고로 선정하였으며, 표 4에는 본 해석에서 고려된 매개변수 및 그 값을 나타내었다.

매개변수 연구결과인 말뚝의 선단하중-변위(q-w) 곡선에서 선단지지력이 점진적으로 증가하고 일정한 값으로 수렴하지 않는 경우가 다소 존재하여, 일관성 있는 극한 선단지지력(q_{max})의 산정 및 분석을 위하여 말뚝직경의 10%에 해당하는 순침하량을 발생시키는 선단지지력을 극한선단지지력(q_{max})으로 산정(Hansen, 1963)하였다.

2.3.1 말뚝직경(D)

말뚝직경 변화에 따른 선단지지력의 변화특성을 파악하기 위하여 말뚝직경을 0.5, 1.0, 1.5, 2.0m로 변화시키면서 해석을 수행하였다. 해석에 적용된 말뚝 주변 지층구성 및 불연속면 조건 등의 수치해석 모델링 개요는 그림 3과 같다.

본 연구의 수치해석결과, 대부분의 해석 경우에서 말뚝에 재하된 하중이 말뚝선단하부 약 3D의 범위이내에 영향을 미치는 것으로 나타나, 선단으로부터 3.0m(3D) 깊이 이내의 암반에 경사가 0°(수평)인 불연속면이 일정한 수직 간격(S_j=1.0m)으로 분포하는 것으로 모델링하고 말뚝직경을 변화시키면서 수치해석을 수행하였다.

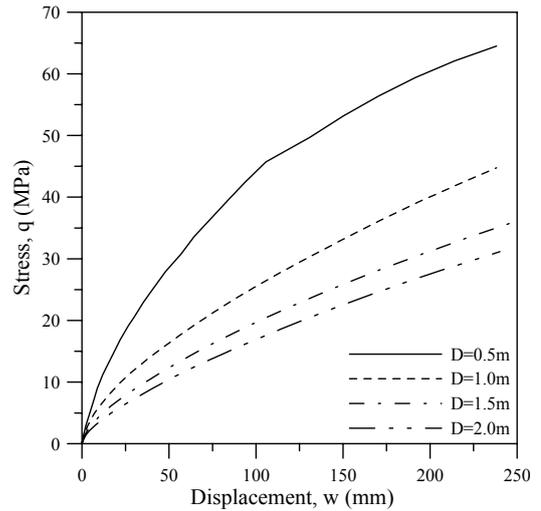


그림 4. 말뚝의 직경 변화에 따른 q-w곡선

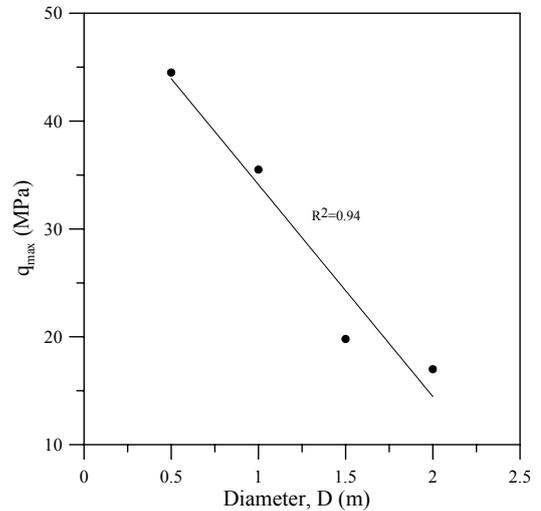


그림 5. 말뚝의 직경 변화에 따른 q_{max}의 변화(δ=0.1D)

그림 4는 말뚝의 직경 변화에 따른 q-w 곡선들을, 그림 5는 말뚝의 직경 변화에 따른 q_{max}의 변화를 나타낸 것이다. 그림 5와 같이 말뚝직경(D)이 증가할수록 q_{max}는 감소하고 그 감소량은 점진적으로 작아지는 것으로 나타났으며, 이는 기존 연구결과(Baquelin et al., 1982; Gwizdala, 1984)와 유사한 결과를 나타내고 있음을 알 수 있다.

2.3.2 암석의 탄성계수(E)

암석의 탄성계수의 변화에 따른 암반근입 현장타설 말뚝의 선단지지력 변화특성을 분석하기 위하여 탄성계수가 600MPa, 1,200MPa, 2,400MPa, 4,800MPa의 4가지인 경우에 대하여 수치해석을 수행하였다. 2.3.1절에서와 같이 말뚝선단으로부터 3.0m(3D) 깊이 이내의 암

반에 경사각이 0°(수평)인 불연속면이 일정한 수직 간격 ($S_j=1.0m$)으로 분포하는 것으로 모델링하고 암석의 탄성계수를 변화시키면서 수치해석을 수행하였다(그림 6).

그림 7은 탄성계수 변화에 따른 $q-w$ 곡선들을, 그림 8은 탄성계수 변화에 따른 q_{max} 의 변화를 나타낸 것이다. 그림 8로부터 암석의 탄성계수가 증가함에 따라 극한선단지지력은 증가하며 그 증가량은 점차 감소함을 알 수 있었다. 탄성계수는 일축압축강도와 선형적으로 비례하므로 이 결과는 일축압축강도로부터 극한선단지지력을 산정하는 기존 제안식들과 유사한 결과임을 알 수 있었다.

2.3.3 불연속면 간격(S_j)

불연속면의 간격 변화에 따른 암반근입 현장타설말뚝의 선단지지력 변화특성을 분석하기 위하여 불연속면이 존재하지 않는 무결암(Intact rock)상태와 불연속면의 간격(S_j)이 0.6m, 0.8m, 1.0m, 1.2m의 4가지인 경우에 대하여 수치해석을 수행하였다. 해석에 적용된 말뚝 주변 및 불연속면 조건 등의 수치해석 모델링 개요는 그림 9와 같다.

그림 10은 불연속면의 간격 변화에 따른 $q-w$ 곡선들을, 그림 11은 불연속면의 간격 변화에 따른 q_{max} 의 변화를 나타낸 것이다. 그림 11로부터 불연속면의 간격이 증가함에 따라 극한선단지지력은 증가하고 그 증가량은 점차 감소하는 것을 알 수 있었다. 이는 불연속면의 간격이 증가함에 따라 암반(rock mass)이 무결암(intact rock)의 특성에 가까워지기 때문인 것으로 판단된다.

2.3.4 불연속면의 경사(i_j)

불연속면의 경사 변화에 따른 암반근입 현장타설말뚝의 선단지지력 변화특성을 분석하기 위하여 FLAC^{3D}의 편재절리모델(UJM)을 이용하여 불연속면의 경사가 0°, 10°, 20°, 30°, 40°, 50°, 60°, 70°, 80°, 90°의 10가지인 경우에 대하여 수치해석을 수행하였다. 해석에 적용된 말뚝 주변 지층구성 및 불연속면 조건 등의 수치해석 모델링 개요는 그림 12와 같다.

그림 13은 불연속면의 경사 변화에 따른 $q-w$ 곡선들을, 그림 14는 불연속면의 경사 변화에 따른 q_{max} 의 변화를 나타낸 것이다. 그림 14로부터 말뚝의 극한선단지지력(q_{max})은 불연속면의 경사가 0°< i_j <60°의 경우, 그 외의 불연속면 경사의 극한선단지지력에 비해 감소하는 것을 알 수 있었다. 이러한 결과는 암반위에 놓인 얇은

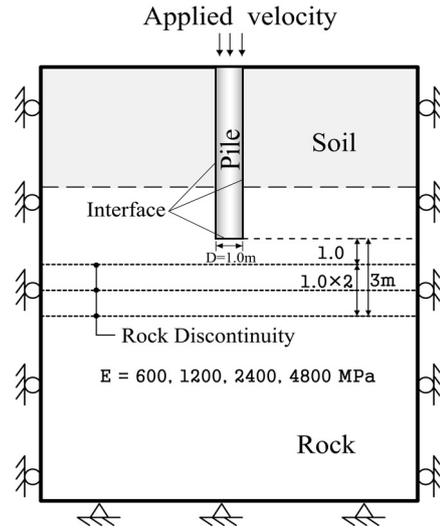


그림 6. 수치해석 개요도(암석의 탄성계수 변화)

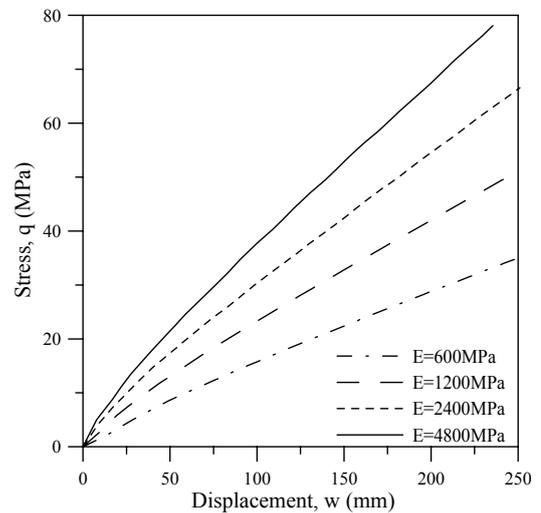


그림 7. 암석의 탄성계수 변화에 따른 $q-w$ 곡선

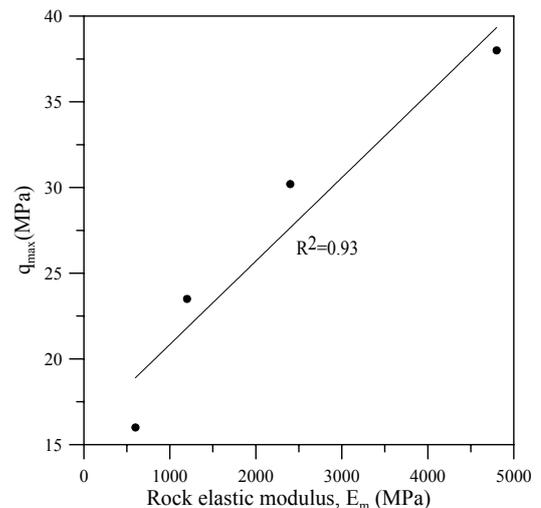


그림 8. 암석의 탄성계수 변화에 따른 q_{max} 의 변화($\delta=0.1D$)

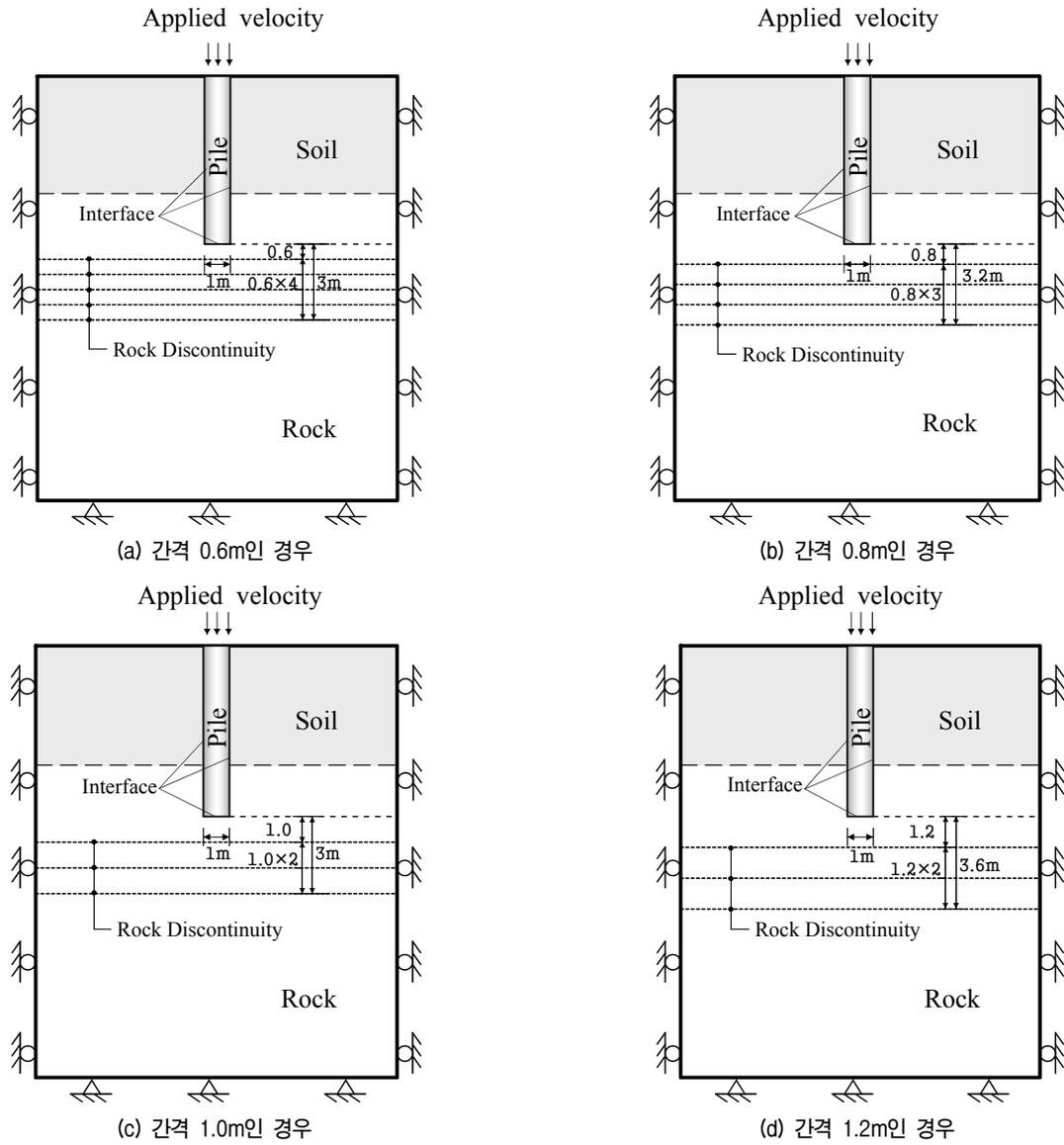


그림 9. 수치해석 개요도(불연속면의 간격 변화)

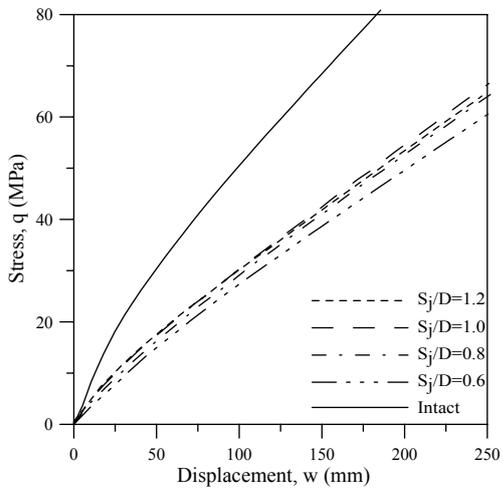


그림 10. 불연속면 간격 변화에 따른 q-w곡선(D=1m인 경우)

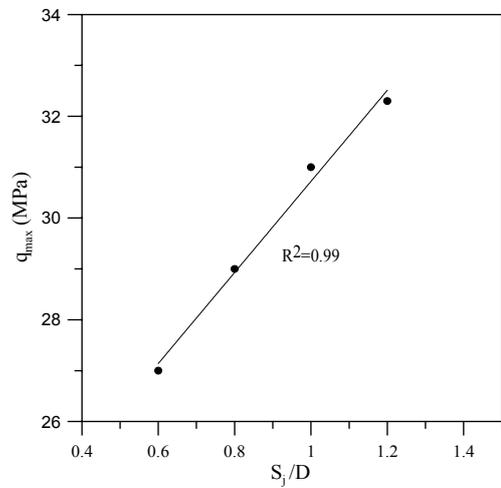


그림 11. 불연속면 간격 변화에 따른 q_{max} 의 변화($\delta=0.1D$)(D=1m인 경우)

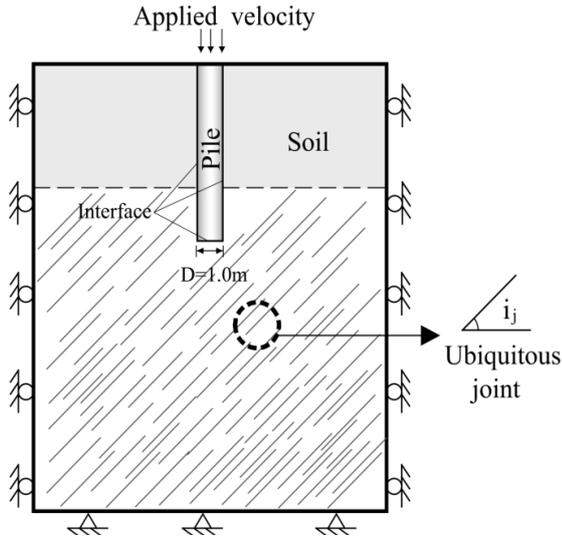


그림 12. 수치해석 개요도(불연속면의 경사 변화)

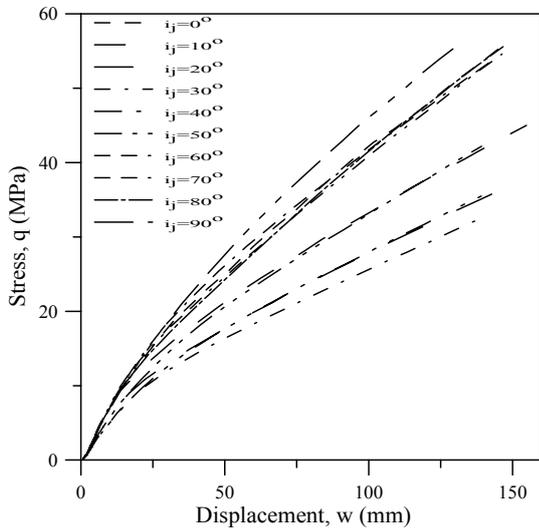


그림 13. 불연속면 경사 변화에 따른 q-w곡선

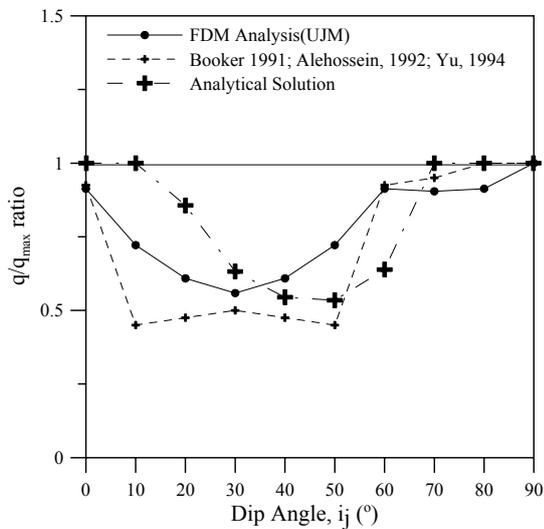


그림 14. 불연속면 경사 변화에 따른 q_{max} 의 변화($\delta=0.1D$)

기초의 하부에 불연속면이 존재하는 경우 불연속면의 경사에 따른 기초의 지지력 변화를 수치해석을 통해 연구한 기존연구(Booker, 1991; Alehossein et al., 1992; Yu 와 Sloan, 1994)와 유사한 결과이다.

2.4 불연속체해석(개별요소해석) 결과 및 분석

연속체해석(유한차분해석)에서의 불연속면 모델링의 한계를 극복하기 위하여 불연속체해석(개별요소해석)을 수행하였으며, 불연속면의 간격과 경사 변화에 따른 선단지지력(q_{max})의 변화특성을 분석하였다.

2.4.1 불연속면 간격(S_j)

불연속면의 간격 변화에 따른 암반근입 현장타설말뚝의 선단지지력 변화특성을 분석하기 위하여 개별요소해석 프로그램인 UDEC을 이용하여 불연속면의 경사(i_j)가 각각 $0^\circ, 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ, 50^\circ, 60^\circ, 70^\circ, 80^\circ, 90^\circ$ 일 때 불연속면의 간격(S_j)이 각각 1.0m, 2.0m, 3.0m의 30가지인 경우에 대하여 수치해석을 수행하였다. 수치해석 모델링 개요는 그림 15와 같다.

전체 해석결과 중에서, 대표적으로 경사(i_j)가 50° 인 경우의 해석결과를 그림 16과 그림 17에 각각 나타내었다. 그림 16은 불연속면의 간격 변화에 따른 q-w 곡선들을, 그림 17은 불연속면의 간격 변화에 따른 q_{max} 의 변화를 나타낸 것이다. 연속체해석의 결과와 마찬가지로 그림 17로부터 불연속면의 간격이 증가함에 따라 극한선단지지력이 증가하는 것을 알 수 있었다.

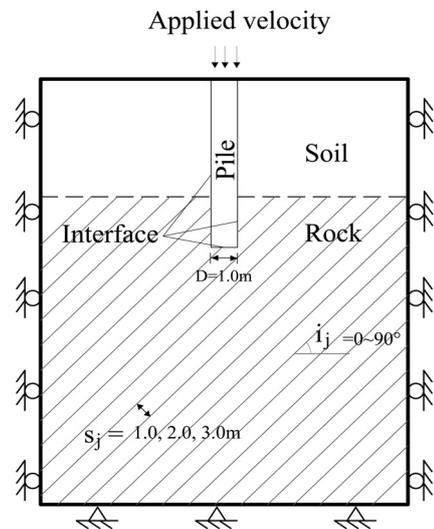


그림 15. 수치해석 개요도(불연속면의 간격, 경사 변화)

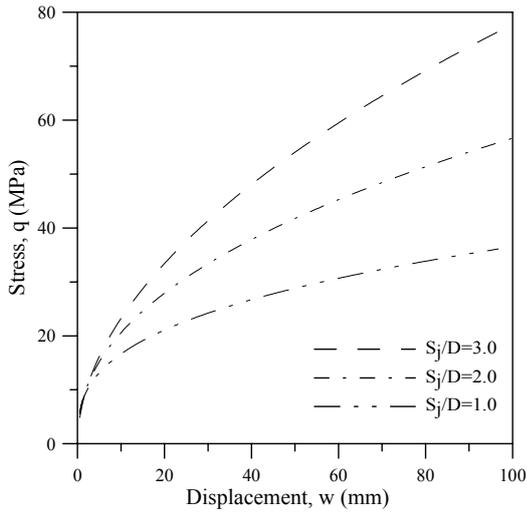


그림 16. 불연속면 간격 변화에 따른 q-w곡선($i_j=50^\circ$ 의 경우)

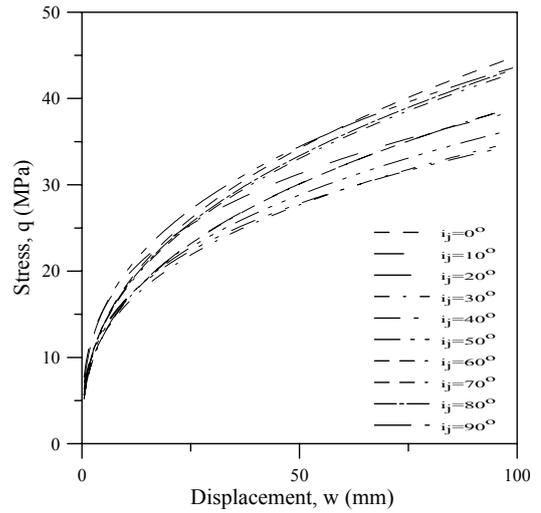


그림 18. 불연속면 경사 변화에 따른 q-w곡선($S_j=1.0m$ 의 경우)

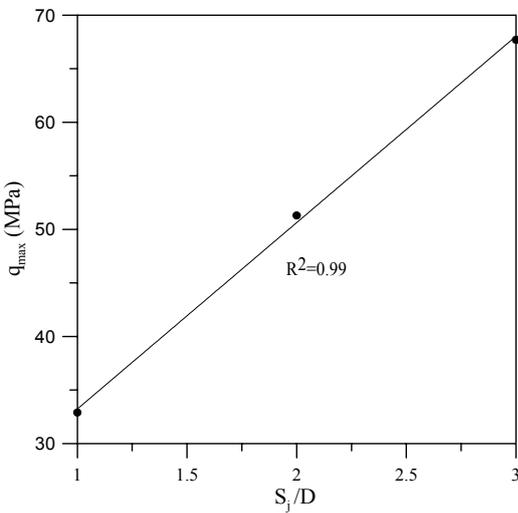
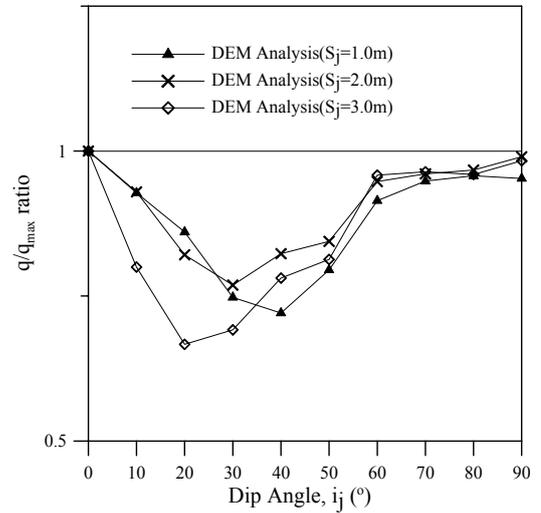


그림 17. 불연속면 간격 변화에 따른 q_{max} 의 변화($i_j=50^\circ$ 의 경우)

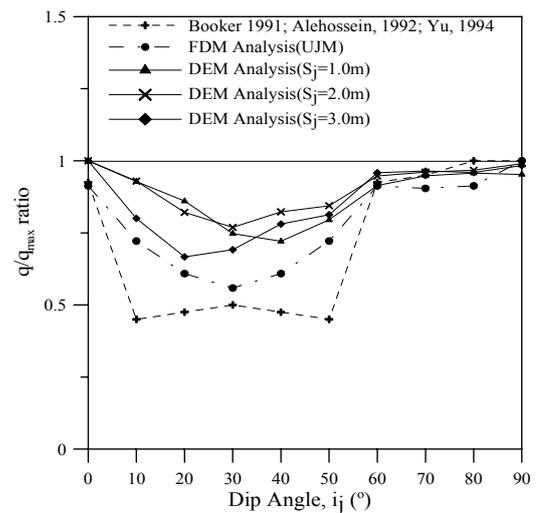


(a) 불연속체해석(DEM) 결과

2.4.2 불연속면 경사(i_j)

불연속면의 경사 변화에 따른 암반근입 현장타설말뚝의 선단지지력 변화특성을 분석하기 위하여 UDEC을 이용하여 불연속면의 간격이 1.0m, 2.0m, 3.0m일 때, 불연속면의 경사가 각각 $0^\circ, 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ, 50^\circ, 60^\circ, 70^\circ, 80^\circ, 90^\circ$ 인 30가지의 경우에 대하여 수치해석을 수행하였다. 수치해석 모델링 개요는 그림 15와 같다.

그림 18은 $S_j=1.0m$ 인 경우 불연속면의 경사 변화에 따른 q-w 곡선들을, 그림 19는 불연속면의 경사 변화에 따른 q_{max} 의 변화를 나타낸 것이다. 그림 19로부터 말뚝의 선단지지력(q_{max})은 불연속면의 경사가 $0^\circ < i_j < 60^\circ$ 의 경우 그 외의 불연속면 경사의 선단지지력에 비해 감소하는 것을 알 수 있었다. 이러한 결과는 본 연구의 연속체해석 결과와 유사하며, 기존연구(Booker, 1991; Alehossein



(b) 기존연구결과와의 비교

그림 19. 불연속면의 경사 변화에 따른 q_{max} 의 변화($\delta=0.1D$)

et al., 1992; Yu와 Sloan, 1994)와도 유사한 결과이다(그림 19(b)).

2.5 수치해석 결과 분석

본 연구에서 수행한 연속체 해석 및 불연속체 해석 결과, 암반근입 현장타설말뚝의 선단지지력은 말뚝직경(D)이 작아질수록, 암석의 탄성계수(E)가 커질수록, 불연속면의 간격(S_j)이 넓어질수록 증가하였다.

또한, 불연속면의 경사(i_j)가 $0^\circ < i_j < 60^\circ$ 일 때 선단지지력은 그 외 경사의 선단지지력에 비해 감소하였으며, 말뚝으로부터 전해진 하중에 의하여 말뚝하부 암반 자체보다 암반의 불연속면에서 먼저 전단파괴가 발생하였기 때문인 것으로 판단되었다. 이러한 암반 불연속면에서의 파괴 경향은 기존 연구결과(Booker, 1991; Alehossein et al., 1992; Yu와 Sloan, 1994)에서도 확인할 수 있었다.

또한, 불연속면의 경사(i_j)가 불연속면의 내부마찰각(ϕ_j)과 근접할 때 q_{max} 가 최소치에 가깝게 나타났으며, 기존 수치해석 연구(Booker, 1991; Alehossein et al., 1992; Yu와 Sloan, 1994)에서도 유사한 경향을 확인할 수 있었다.

이와 같이 본 연구 결과에서는 해석에 적용된 불연속면의 내부마찰각(35°)과 근접한 $20^\circ \sim 40^\circ$ 에 불연속면의 경사가 존재할 때 선단지지력이 최대치의 약 50%까지 감소하는 것으로 나타나, 불연속면의 경사가 일반적인 암반 및 암반 불연속면 내부마찰각의 범위인 $20^\circ \sim 40^\circ$ 에 존재할 때는 선단지지력의 산정 시 반드시 불연속면 경사의 영향을 고려해야 하는 것으로 나타났다.

3. 결론

본 연구에서는 문헌조사 및 기존연구 결과를 참고로 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단지지력의 영향인자를 말뚝직경, 암반의 탄성계수, 불연속면 간격, 불연속면 경사 등으로 선정하고 이들 인자의 영향을 연속체해석(유한차분해석)과 불연속체해석(개별요소해석)을 통해 분석하였다.

(1) 수치해석결과, 말뚝직경이 증가함에 따라 선단지지력이 감소하였고, 암반의 탄성계수가 증가함에 따라 선단지지력이 증가하는 것을 알 수 있었다. 또한 불연속면 간격이 증가함에 따라 선단지지력이 증가하는 결과를 얻을 수 있었다.

- (2) 불연속면의 경사(i_j)가 $0^\circ < i_j < 60^\circ$ 일 때 선단지지력은 그 외 경사의 선단지지력에 비해 감소하였으며, 이는 말뚝으로부터 전해진 하중에 의하여 말뚝하부 암반 자체보다 암반의 불연속면에서 먼저 전단파괴가 발생하였기 때문인 것으로 판단된다.
- (3) 불연속면의 경사(i_j)가 불연속면의 내부마찰각(ϕ_j)과 근접할 때 선단지지력이 최소치에 가까운 것으로 나타났으며, 따라서 불연속면의 경사가 일반적인 암반 및 암반 불연속면의 내부마찰각의 범위인 $20^\circ \sim 40^\circ$ 에 존재할 때는 선단지지력의 산정 시 불연속면 경사의 영향을 고려해야 하는 것으로 나타났다.

감사의 글

이 연구는 초장대교량 사업단 제1핵심과제를 통하여 지원된 국토해양부 건설기술혁신사업(08기술혁신E01)에 의하여 수행되었습니다. 연구 지원에 감사 드립니다.

참고 문헌

1. 권오성, 김명모 (2008), “풍화된 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단지지거동”, *대한토목학회논문집*, 제28권 4C호, pp.197-203.
2. 김원철, 황영철, 황성식 (2002), “암반에 근입된 현장타설말뚝의 정재하시험결과와 지지력이론식의 비교”, *한국지반환경공학회 논문집*, 제3권 4호, pp.51-58.
3. 조천환, 이명환, 김성희 (2003), “국내 현장타설말뚝의 주변 접촉부에 대한 일정강성도 전단시험”, *한국지반공학회 정기학술대회*, pp.147-152.
4. Alehossein, H., Carter, J. P., and Booker, J. R. (1992), “Finite element analysis of rigid footings on jointed rock”, *Proc., 3rd Int. Conf. on Comp. Plasticity*, Vol.1, pp.935-945.
5. ARGEMA (1992), *Design guides for offshore structures : Offshore pile design*, ED: P. L. Tirant, Editions Technip, Paris, France.
6. Baquelin, F., Frand, R., and Jezequel, J. F. (1982), “Parameters for friction piles in marine soils”, *2nd International Conference in Numerical Methods for Offshore Piling*, Austin, April.
7. Booker, J. R. (1991), “Analytical methods in geomechanics”, *Proc., 7th Int. Conf. on Comp. Methods and Advances in Geomech.*, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, Vol.1, pp.3-14.
8. Carter, J. P. and Kulhawy, F. H. (1988), *Analysis and design of drilled shaft foundations socketed into rock*, Final report, EL 5918/ Project 1493-4 / Electric Power Research Institute, Conell Univ., Ithaca, NY.
9. Chang, M. F. and Broms, B. B. (1990), “Design of bored piles in residual soils based on field-performance data”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.28, pp.200-209.
10. Chen, C. Y. and Martin, G. R. (2002), “Soil-structure interaction for landslide stabilizing piles”, *Computers and Geotechnics*, Vol.29, pp.363-386.

11. Findlay, J. D., Brooks, N. J., Mure, J. N. and Heron W. (1997), *Design of axially loaded piles*, United Kingdom practice.
12. Gwizdala, K. (1984), *Determination of the bearing capacity and settlement from the results of static penetration tests CPT and standard penetration tests SPT*, Report No. 26, Swedish Geotechnical Institute, Linkoping, pp.1-129.
13. Hansen, B. J. (1963), "Discussion, hyperbolic stress-strain response, cohesive soils", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE*, Vol.89, No.SM 4, pp.241-242.
14. Itasca Consulting Group, Inc. (2002), *FLAC, Fast lagrangian analysis of continua, Ver. 5.0, Vol. I : User's Manual*. Itasca Consulting Group, INC.
15. Jeong, S. S., Cho, H. Y., Cho, J. Y., Seol, H. I., and Lee, D. S. (2010), "Point bearing stiffness and strength of socketted drilled shafts in korean rocks", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Vol.47, pp.983-995.
16. O'Neill, M. W. and Reese, L. C. (1972), "Behavior of bored piles in beaumont clay", *Journal of the Soil mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol.98, No.SM 2, pp.195-213.
17. O'Neill, M. W., and Hassan, K. M. (1994), "Drilled shaft : effects of construction on performance and design criteria", *Proceedings of the International Conference on Design and Construction of Deep Foundations*, Federal Highways Administration, Washington D.C., Vol.1, pp.137-187.
18. Rowe, P. K., and Armitage, H. H. (1987), "Theoretical solutions for axial deformation of drilled shafts in rock", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.24, pp.114-125.
19. Seidel, J. P. and Harberfield, C. M. (1994), "A new approach to the prediction of drilled pier performance in rock", *Proc. of the International Conf. on Design and Construction of Drilled Pier*.
20. Seol, H. I., Jeong, S. S., Cho, C. H., and You, K. H. (2008), "Shear load transfer for rock-socketted drilled shafts based on borehole roughness and geological strength index (GSI)", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Vol.45, pp.848-861.
21. Vesic, A. S. (1977), *Design of pile foundations*, N.C.H.R.P., Synthesis of Highway Practice 42, pp.22-26.
22. Yu, H. S., and Sloan, S. W. (1994), "Bearing capacity of jointed rock", *Proc., 8th Int. Conf. on Comp. Methods and Advances in Geomech.*, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, Vol.3, pp.2403-2408.
23. Zhang, L., and Einstein, H. H. (1998), "End bearing capacity of drilled shafts in rock", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.124, No.7, pp.574-584.

(접수일자 2011. 6. 10, 심사완료일 2011. 12. 16)

변형된 이론해를 이용한 연직배수재 설치 지반의 압밀해석

Consolidation Analysis for PVD Installed Soft Ground Using a Modified Theoretical Solution

홍 성 진¹ Hong, Sung-Jin

김 동 휘² Kim, Dong-Hee

김 윤 태³ Kim, Yun-Tae

김 형 섭⁴ Kim, Hyung-Sub

이 우 진⁵ Lee, Woo-Jin

Abstract

As the permeability of soil adjacent to the vertical drain has a decisive effect on the rate of consolidation, the permeability of smear zone governs the rate of radial consolidation of PVD installed soft ground. In this study, a method was suggested to analyze the radial consolidation, based on consolidation characteristics of remolded clay, and was used to evaluate the consolidation of soft clay layer in Busan Newport. The suggested method provides more reliable consolidation behaviors than the conventional approach, which is based on the consolidation characteristics of undisturbed clay. The suggested method is also observed to be relatively insensitive to the uncertainty of k_r/k_s . The comparison between the analysis and field measurement revealed that the suggested method provided a reliable prediction on the rate of consolidation of PVD installed Busan new port clay and that an appropriate extent of smear zone was evaluated as about $3d_w$ by back analysis.

요 지

연직배수재를 타설한 지반의 압밀은 배수재 근처 지반의 투수성에 큰 영향을 받으므로 스미어 영역의 투수성이 방사방향 압밀속도를 지배한다. 본 연구에서는 기존의 이론해와 수치해석을 이용하여 스미어 영역의 압밀특성을 기준으로 새로운 방사방향 압밀해석을 수행할 수 있는 방법을 제안하였다. 제안방법에 의한 압밀해석결과는 비교란점토의 압밀특성을 기준으로 압밀해석을 하는 기존방법 보다 불확실성이 큰 k_r/k_s 에 큰 영향을 받지 않고 신뢰성 있는 결과를 주는 것으로 관찰되었다. PVD를 설치한 부산신항만 연약지반에 대해 압밀해석 결과와 현장 계측데이터를 비교해 본 결과, 제안방법은 부산신항만 압밀속도를 잘 예측하였으며 스미어 영역의 크기는 $3d_w$ 정도로 추정되었다.

Keywords : Consolidation, Disturbance, Permeability, Remolding, Smear, Vertical drain

1. 서 론

연직배수재가 설치된 지반의 방사방향 압밀이론은

Rendulic(1935)과 Barron(1944)이 이론해를 제안한 후 Barron(1948), Yoshikuni와 Nakanodo(1974), Hansbo(1981), Onoue(1988), Indraratna 등(2005), Basu 등(2006), Kim

1 정회원, 고려대학교 건축·사회환경공학부 박사후과정 (Member, researcher, School of Civil, Environ. & Arch. Engrg., Korea Univ.)

2 정회원, SK건설 과장 (Member, Manager, SK Engineering and Construction.)

3 정회원, 부경대학교 해양공학과 부교수 (Member, Associate Professor, Dept. of Ocean Engrg., Pukyong National Univ.)

4 삼성물산 건설부문 상무 (Managing Director, Samsung Engineering and Construction)

5 정회원, 고려대학교 건축·사회환경공학부 교수 (Member, Professor, School of Civil, Environ. & Arch. Engrg., Korea Univ., woojin@korea.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2012년 7월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

등(2011) 등이 다양한 영향인자를 고려한 이론해를 발표하였다. 스미어, 통수저항, 배수재 형상, 압밀 중 투수성 변화, 하중재하 이력 등의 다양한 인자들이 방사방향 압밀에 영향을 미치지만, 이러한 모든 영향인자를 이론적으로 고려하는 것이 매우 어렵기 때문에 연직배수재 형상과 경계조건을 자유롭게 입력할 수 있는 수치해석을 통해서도 방사방향압밀에 대한 연구가 활발히 진행되어 왔다(김윤태, 1996; 윤찬영 등, 2008; Basu와 Prezzi, 2007; Mesri와 Choi, 1985; Madhav 등 1993). 이론해와 수치해석 등의 이론적 방법이 가지는 한계를 극복하고 연직배수재가 설치된 지반의 압밀에 영향을 미치는 다양한 요소를 직접적으로 연구하기 위한 실내시험도 지속적으로 진행되어 왔다(신동현, 2007; 윤찬영 등, 2009; 최영민, 2010; Indraratna와 Redana, 1998; Sathanathan과 Indraratna, 2006; Onoue 등, 1991; Sharma와 Xiao, 2000).

스미어와 통수저항은 PVD(Prefabricated Vertical Drain)가 설치된 지반의 방사방향 압밀속도에 큰 영향을 미치며 현장에서의 스미어 및 통수저항 효과는 정확하게 알기 힘들기 때문에 이에 대한 많은 연구가 이루어져 왔다. 방사방향 압밀은 배수재에 근접할수록 유로 폭이 줄어들고 유량은 증가하여 수두손실이 급격히 커지는 특성을 가진다. 그러므로 배수재 근처 스미어 영역의 투수성(permeability)이 방사방향압밀 속도에 큰 영향을 미친다. 배수재의 경우 주변지반에 비해 투수성이 월등히 크다는 가정으로 설계가 되며, 배수재의 통수능이 소요통수능을 넘을 경우 압밀속도에 큰 영향을 미치지 않는다고 알려져 있다(김상규 등, 2001; 강민수, 1998; Holtz 등, 1987; Indraratna와 Redana, 2000, Rixner 등, 1986). 최근에는 PVD의 성능개량으로 통수능이 많이 향상되었으며, 현재 사용되고 있는 PVD는 충분한 통수능을 발휘하기 때문에 압밀속도에 큰 영향을 미치지 않는 것으로 알려져 있다(Hansbo, 1997; Holtz 등 1991; Indraratna 등, 1994; Indraratna 등, 2005).

반면, 스미어 효과는 맨드릴 관입에 의해 배수재 주변 지반이 교란되어 투수성이 낮아지는 현상으로 배수재 근처 지반의 수두손실은 더욱 커지게 되므로 배수재 근처 스미어 영역의 투수성이 압밀속도를 지배하게 된다. 많은 연구자들이 배수재 근처의 지반은 완전 교란되어 재성형(remolding) 상태라고 하였으며, 재성형 점토 압밀시험으로부터 스미어 영역의 압밀특성을 파악하기도 하였다(Busu 등, 2006; Busu와 Prezzi, 2007; Bergado 등, 1991; Bergado 등, 1993, Hansbo, 1981; Hawlader 등,

2002; Hird와 Moseley, 2000; Lo, 1991; Onoue 등, 1991; Sathanathan과 Indraratna, 2006; Sharma와 Xiao 2000; Rujikiatkamjorn과 Indraratna 2009; Tavenas 등, 1983).

본 연구에서는 스미어 영역의 압밀특성을 기준으로 하여 배수재가 설치된 지반의 방사방향압밀을 해석하는 방법을 제안하고, 기존의 해석방법과 결과를 비교하여 보았다. 이를 통해 스미어 영역과 비교란 영역의 압밀특성이 방사방향압밀 속도에 미치는 영향을 분석하였다. 제안방법의 검증을 위해 PVD로 개량된 부산신항만 연약지반의 현장계측결과와 해석결과를 비교 분석하였다.

2. PVD가 설치된 연약지반 압밀해석

연직배수재가 설치된 지반의 방사방향 압밀해석을 위해서는 대상지반의 투수특성(c_h 또는 k_h)을 알아야 한다. 그러나 현장지반의 횡방향 투수특성은 투수이방성이나 현장과 실내시험의 조건 차이로 인해 정확히 산정하기 어렵다(강민수, 1998; Bergado 등, 1991; Chai와 Miura, 1999; Sharma와 Xiao 2000). 자연점토의 투수이방성(k_h/k_v)은 퇴적조건에 따라 1~2에서 10 이상으로 알려져 있으며, 현장과 실내시험의 차이($k_h/k_{(lab)}$) 역시 지반 조건에 따라 1에서 10이상으로 큰 차이가 나타나는 것으로 알려져 있다(Bergado 등, 1992; Bergado 등, 1993; Bergado 등, 2002; Chai 등, 2001; Indraratna 등, 2005; Lo, 1991; Terzaghi 등, 1996). 횡방향 투수특성을 정확하게 파악하기 위해서는 대규모의 현장 투수시험을 수행해야 하나 현장투수 시험은 비용과 시간이 많이 소요되며 수행심도도 한계가 있다. 반면에 맨드릴 관입으로 인해 완전교란된 스미어 영역은 균질하고 투수이방성도 없는 것으로 알려져 있다(강민수, 1998; Indraratna와 Redana, 1998; Lo, 1991; Onoue 등, 1991; Sathanathan과 Indraratna, 2006).

2.1 방사방향압밀 해석방법 제안

식 (1)에 주어진 Hansbo(1981)의 이론해는 실무와 연구에서 널리 사용되는 이론해로 등변위(equal strain) 조건에 수직방향 변형만 고려한 근사해이다. 선행연구자들에 의하면 Hansbo(1981)의 해는 엄밀해 및 수치해석 결과와 매우 유사하며, 특히 50% 이상의 압밀도에서는 해석결과의 차이가 거의 없다(김윤태, 1996; Lo, 1991; Onoue, 1988; Zeng과 Xie, 1989).

$$\bar{U}_r = 1 - \exp\left[-\frac{8T_h}{\mu_s}\right], \quad T_h = \frac{c_h t}{d_e^2} \quad (1)$$

$$\mu_s = \ln(d_e/d_w) + (k_h/k_s - 1)\ln(d_s/d_w) + \pi z(2L - z)(k_h/q_w) - 0.75$$

여기서, \bar{U}_r 은 방사방향 평균압밀도, T_h 는 시간계수, c_h 는 비교란 영역에서의 횡방향 압밀계수, d_e 는 배수재 영향직경, d_w 는 배수재 등가경, d_s 는 스미어 존의 직경, k_h 는 비교란 영역의 횡방향 투수계수, k_s 는 스미어 영역(교란 영역)의 횡방향 투수계수, L 은 배수재 길이, z 는 배수층까지의 거리, q_w 는 배수재의 통수능이다.

기존의 방사방향 압밀해석은 비교란 영역의 압밀특성을 기준으로 해석을 수행하며, 이 경우에는 투수이방성이나 현장 횡방향 투수특성을 정확히 알아야 한다. 따라서 본 연구에서는 투수이방성이나 현장과 실내시험의 조건차이 등에 큰 영향을 받지 않으며 실제적으로 방사방향 압밀속도에 큰 영향을 미치는 스미어 영역의 압밀특성을 기준으로 압밀해석을 수행하는 방법을 제안하고자 한다. Hansbo(1981)의 이론해는 교란 영역과 비교란 영역의 압축성이 동일하다고 가정하므로, 교란 및 비교란 영역의 압밀계수 비(c_h/c_{hs})는 투수계수의 비(k_h/k_s)와 동일하다. 이러한 성질을 이용, 식 (1)의 비교란 영역의 횡방향 압밀계수(c_h)를 기준으로 하는 시간계수(T_h)에 c_{hs}/c_h 를 곱하여 스미어 영역의 압밀계수(c_{hs})를 기준으로 하는 시간계수(T_{hs})로 대체하고, 분모항인 μ_s 에 k_s/k_h 를 곱하면 Hansbo의 이론해는 스미어 영역의 압밀계수를 기준으로 하는 식 (2)와 같이 표현할 수 있다.

$$\bar{U}_r = 1 - \exp\left[-\frac{8T_{hs}}{\mu'_s}\right], \quad T_{hs} = \frac{c_{hs}t}{d_e^2} \quad (2)$$

$$\mu'_s = \ln(d_s/d_w) + \frac{\ln(d_e/d_s) + \pi z(2L - z)(k_h/q_w) - 0.75}{k_h/k_s}$$

여기서, T_{hs} 는 스미어 영역의 압밀계수를 기준으로 한 시간계수이다. 기본적으로 식 (1)과 식 (2)은 동일한 식으로, 두 식의 차이점은 어떠한 영역(비교란 영역 or 스미어 영역)의 압밀특성을 기준으로 하여 압밀해석을 수행하느냐이다.

2.2 제안방법의 특성 분석

맨드릴 관입으로 인한 투수성 감소율(k_h/k_s)과 교란영역의 크기(d_s/d_w)는 연직배수공법에 영향을 미치는 중요한 인자이다. 본 절에서는 식 (1)과 식 (2)를 이용하여

k_h/k_s 와 d_s/d_w 가 연직배수재가 설치된 지반의 압밀속도에 미치는 영향을 분석하였으며, 두 결과를 비교하여 본 논문에서 제안한 해석방법의 특징을 확인하였다.

그림 1(a)와 (b)는 각각 식 (1)과 식 (2)로 산정한 것으로, k_h/k_s 변화에 따른 $\bar{U}_r - T_h$ 및 $\bar{U}_r - T_{hs}$ 관계를 도시한 것이다. 이 분석에서는 $n=25$, $d_s/d_w=5$ 를 사용하였으며, 통수저항은 고려하지 않았다. 그림 1에서 볼 수 있듯이 배수재에서 거리가 먼 비교란 영역의 압밀계수를 고정시키고 스미어 영역의 압밀계수를 감소시킬 경우(기존 방법, 식 (1)), k_h/k_s 가 증가함에 따라 동일한 압밀도에 도달하는 시간이 지속적으로 증가한다. 반면, 배수재 근처 스미어 영역의 압밀계수를 고정시키고 비교란 영역의 압밀계수를 증가시킬 경우(제안방법, 식 (2)), k_h/k_s 가 증가함에 따라 동일한 압밀도에 도달하기 위한 시간은 감소하다가 일정한 값에 수렴한다. 이는 영향요소(μ_s 와 μ'_s)가 k_h/k_s 가 증가함에 따라 식 (1)에서는 계속 증가하는 반면 식 (2)에서는 일정하게 수렴하기 때문이다. 이러한 결과는 스미어 영역의 투수성이 방사방향압밀 속

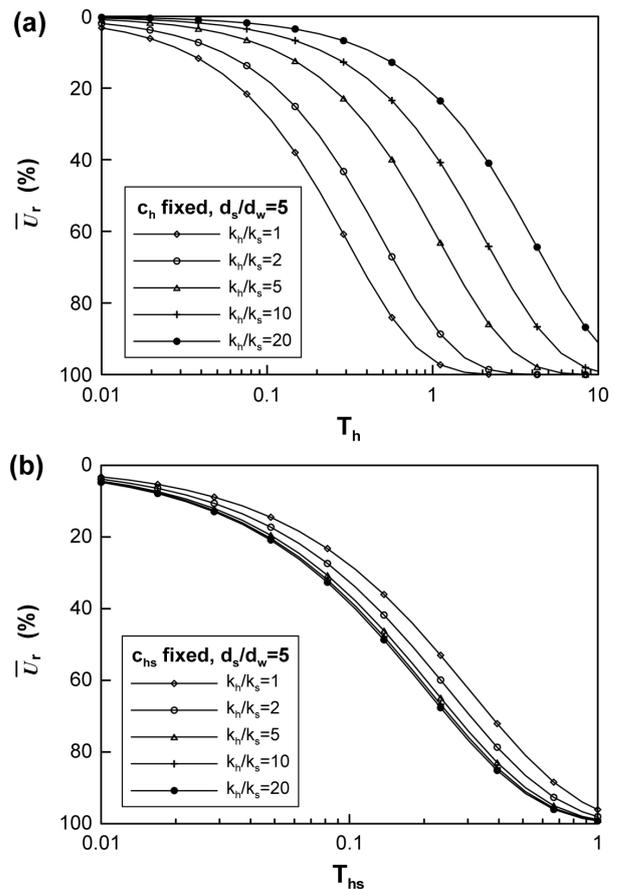


그림 1. k_h/k_s 에 따른 $\bar{U}_r - T_h$ 및 $\bar{U}_r - T_{hs}$ 그래프

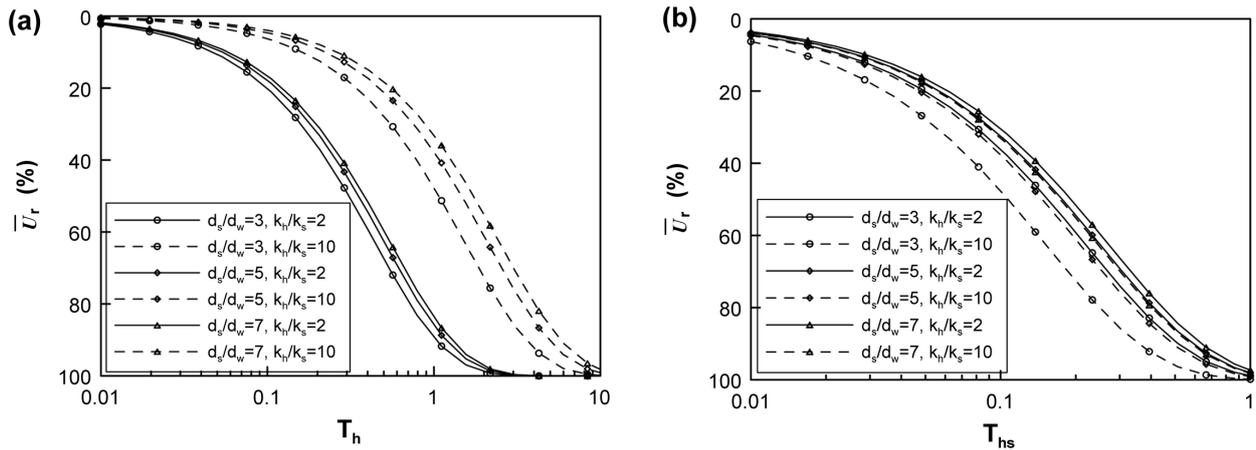


그림 2. d_s/d_w 에 따른 $\bar{U}_r - T_h$ 및 $\bar{U}_r - T_{hs}$ 그래프

표 1. 식 (1)과 식 (2)를 이용한 방사방향 압밀해석 결과

구분		압밀도 (%)				
		50	60	70	80	90
식 (1) 해석결과	T_h	0.769	1.020	1.339	1.788	2.566
	t(day)	89	118	155	207	297
식 (2) 해석결과	T_{hs}	0.154	0.204	0.268	0.358	0.513
	t(day)	89	118	155	207	297

도를 지배한다는 것을 보여준다. 그림 2(a)와 (b)는 각각 기존방법과 제안방법으로 산정한 d_s/d_w 와 k_h/k_s 변화에 따른 $\bar{U}_r - T_h$ 및 $\bar{U}_r - T_{hs}$ 관계 그래프이다. 그림 2(a)에서 볼 수 있듯이 기존 방법으로 해석할 경우 k_h/k_s 가 압밀속도에 큰 영향을 미치는 반면, d_s/d_w 의 영향은 상대적으로 크지 않았다. 이것은 k_h/k_s 가 d_s/d_w 보다 방사방향 압밀속도에 큰 영향을 미친다는 선행연구자들의 연구결과와 일치한다(윤찬영 등, 2008; Basu와 Prezzi, 2007; Madhav 등, 1993). 그러나 제안방법으로 해석을 할 경우 k_h/k_s 가 압밀속도에 미치는 영향이 제한적이며, 도리어 d_s/d_w 의 역할이 상대적으로 중요해짐을 알 수 있다. 그리고 d_s/d_w 가 클수록 k_h/k_s 가 압밀속도에 미치는 영향이 줄어드는 것으로 나타났다.

실제 현장에서 비교란 지반의 횡방향 투수계수는 샌드심이나 퇴적특성 등에 영향을 받으므로 변동성이 크지만, PVD 설치에 의해 완전교란된 영역은 샌드심이나 퇴적특성에 의한 투수계수 변동성이 사라질 것이다.(강민수, 1998; Indraratna와 Redana, 1998; Lo, 1991; Onoue 등, 1991; Sathanathan과 Indraratna, 2006). 즉, 퇴적특성에 따른 외측 비교란 영역의 투수계수 변화에 의해 k_h/k_s 가 변한다고 해도 스미어 영역의 투수계수가 일정

하다면 k_h/k_s 는 실제 압밀속도에 큰 영향을 미치지 못하며, 스미어 영역의 크기가 압밀속도에 보다 큰 영향을 미치는 것을 식 (2)의 결과로부터 알 수 있다.

식 (1)과 식 (2)는 해석의 기준만 다를 뿐이고, 동일한 조건에 대해서는 동일한 해석결과를 준다. 예를 들어 $c_h=0.001\text{cm}^2/\text{s}$, $c_{hs}=0.0002\text{cm}^2/\text{s}$, $d_s/d_w=5$, $d_e=100\text{cm}$, $d_w/d_e=25$ 에 통수저항이 없다고 가정되는 지반에 대한 해석결과는 다음 표 1과 같다. 해석결과를 보면 일정한 압밀도 (\bar{U}_r)에 대한 T_h 와 T_{hs} 는 차이가 있지만 실제 시간(t)은 동일하다. 즉, 식 (1)과 식 (2)는 동일한 해석결과를 주지만, 그림 1과 2에서 보듯이 기준이 되는 압밀계수를 다르게 함으로써 불확실성이 높은 물성값인 k_h/k_s 의 영향이 줄어드는 효과를 얻을 수 있다.

3. 현장위치 및 대상지반 특성

3.1 현장 위치

본 연구는 부산신항만 북 컨테이너터미널 현장을 대상으로 수행하였다. 그림 3은 현장의 위치이다. 대상현장은 낙동강 하구 해안에 위치하며, 경위도는 E128°47'56", N35°04'30"이다. 대상현장은 항만건설을 위해 PVD

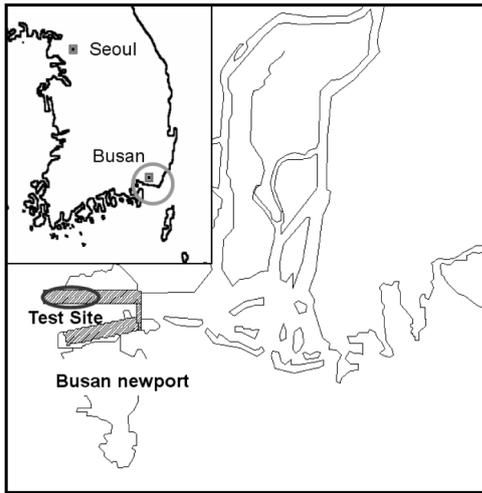


그림 3. 현장 위치

와 프리로딩 공법을 이용하여 지반을 개량하였다. 원지반에 5m 정도의 모래층을 매립하고 배수재를 설치한 후 13m 정도 두께의 자갈층을 쌓아 지반을 개량하였다. 시험구간 내 시료를 채취하여 기본 물성 및 압밀시험을 수행하였으며, 층별 침하계를 설치하여 지반개량에 따른 침하량을 계측하였다.

3.2 기본물성

그림 4는 대상지반의 물성치를 심도에 따라 나타낸

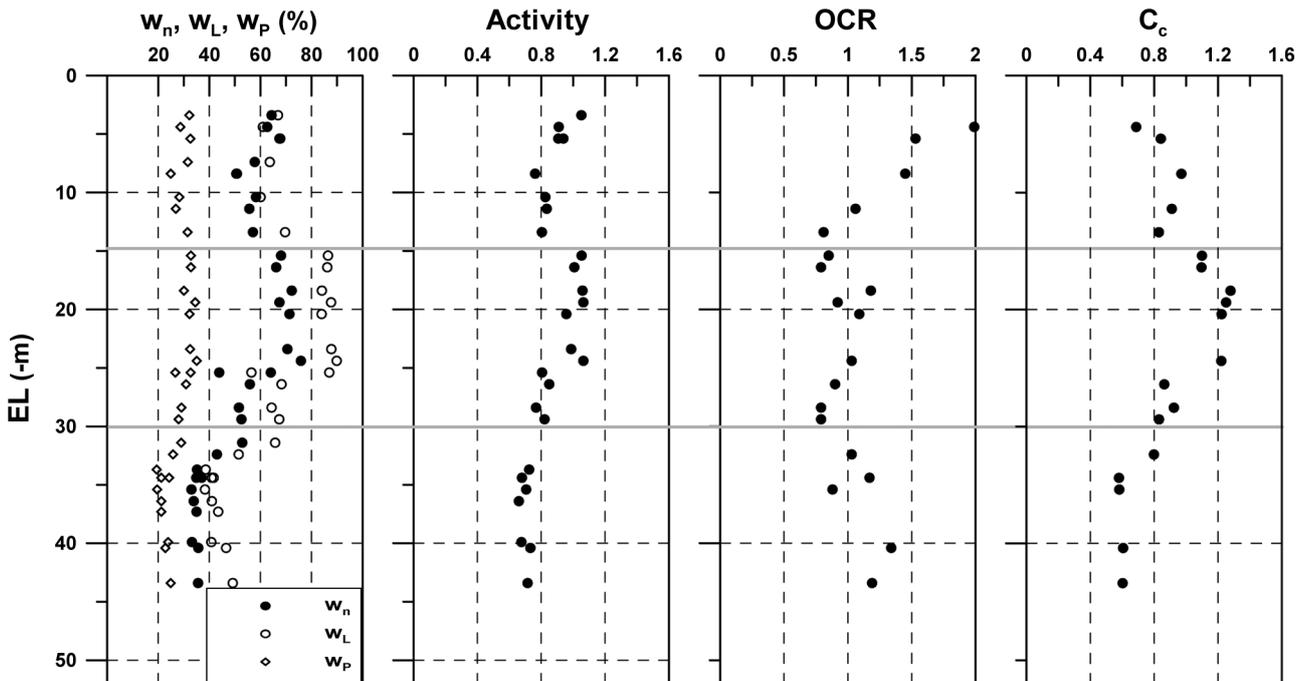


그림 4. 심도에 따른 지반물성치

것으로 본 현장의 점토층은 EL-40m~EL-50m까지 퇴적되어 있으며 EL-30m 정도를 기준으로 상·하부 점토층이 구분된다. 이는 부산점토가 심도 10m~30m를 경계로 퇴적환경과 지반물성치가 다른 2개 층으로 구분된다고 한 김상규와 김윤태(2006), Chung 등(2005)의 결과와 일치한다. 대상점토의 함수비, 액성한계, 소성한계는 각각 30%~75%, 40%~90%, 20%~35%이며, 이 값들은 EL-25m까지 서서히 증가하다 그 이상의 심도에서 급격히 감소하는 것으로 나타났다. 대상점토의 활성도(Activity)는 0.7~1.1로 나타나 illite 계열의 점토로 판단된다. 이는 Locat과 Tanaka(1999)와 홍성진 등(2009)의 XRD 분석 결과와 일치한다. 대상지반의 과압밀비(OCR)는 약간 과압밀된 상부층을 제외하고는 대부분 0.7~1.5 정도로 정규압밀된 지반으로 판단된다. 압축지수는 0.5~1.2 사이에 분포하며, 심도에 따른 변화경향은 함수비 및 액성한계와 유사하게 EL-25m까지 증가하다 감소한다. 대상지반은 물성치 변화를 고려하여 상부 점토층의 경우 EL-15m 기준으로 2개의 층으로 구분하고 하부 점토층은 1개 층으로 구분하여, 총 3개 층으로 압밀해석을 수행하였다.

3.3 압밀특성

본 연구에서는 대상지반의 압밀특성을 파악하기 위

해 36개 자연점토 표준압밀시험 결과를 분석하였다. 그리고 스미어 영역의 압밀특성을 파악하기 위해 액성한계 등을 고려하여 3개 층을 대표하는 재성형시료를 조성하고 표준압밀시험을 수행하였다. 이로부터 대상지반의 압축 및 투수특성을 파악하고 PVD가 설치된 부산방향만 연약지반 압밀해석의 자료로 활용하였다.

점토의 교란으로 발생하는 현상 중 가장 대표적인 것이 간극비(e) 감소이다(신동현, 2007; 최영민, 2010; Onoue 등, 1991; Sathananthan과 Indraratna, 2006; Sharma와 Xiao 2000). 그림 5는 자연 및 교란 점토의 e -log σ'_v 곡선을 모사한 그림으로, 자연점토의 교란으로 인한 간극비 감소와 압축성 변화를 나타냈다. 자연점토가 교란되면 그림 5와 같이 간극비가 감소하고, 완전하게 교란되면 재성형점토의 간극비로 변할 것이다. 재성형점토의 간극비와 구속응력 관계는 연경도와 일정한 관계를 가지며, 식 (3)과 같이 표현할 수 있다(Burland, 1990; Nagaraj와 Srinivasa Murthy, 1983).

$$e = e_L(A - B \log \sigma'_v) \quad (3)$$

여기서 e_L 은 액성한계에서 간극비, σ'_v 는 연직유효응력, 계수 A와 B는 재성형점토의 압축특성을 나타내는

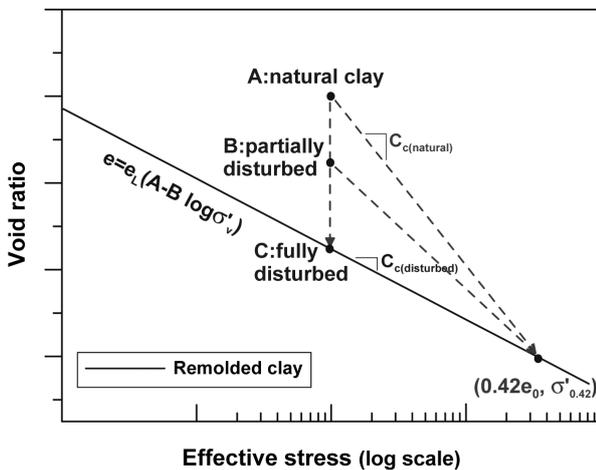


그림 5. 자연 및 교란점토의 e -log σ'_v

계수로서 홍성진 등(2011)에 의하면 σ'_v 가 kPa 단위일 때 부산점토의 A와 B는 각각 1.224와 0.256이다.

스미어 영역의 압축성은 교란으로 인해 증가하는 것으로 알려져 있다(Hansbo, 1981; Indraratna와 Redana, 1998; Onoue, 1988). 그러나 이것은 교란으로 인한 간극비 감소를 포함할 경우 스미어 영역의 압축량이 비교란 영역에 비해 크다는 의미로, 교란으로 인한 간극비 감소 후 개량하중으로 인한 압밀 압축량은 스미어 영역이 비교란 영역에 비해 작아진다(Burland, 1990; Leroueil, 1988; Lo, 1991; Schmertmann, 1955). 표 2는 대상지반 각 층을 대표하는 자연 및 교란점토의 간극비와 압축지수를 나타낸 것이다. 자연점토의 간극비와 압축지수는 자연점토 압밀시험 결과의 평균값을 사용하였다. 교란점토의 압축지수는 재성형점토 압밀시험 결과로부터, 간극비는 식 (3)으로 구하였다.

간극비와 log k_v 는 선형적인 관계로 알려져 있으며, 선행연구자들은 이를 이용하여 점토의 투수특성을 연구하였다(김동휘 등, 2001; 윤찬영 등, 2009; 정성교 등, 2006; Lo, 1991; Mesri와 Choi, 1985; Tavenas 등, 1983). 본 연구에서는 점토의 e -log σ'_v 곡선과 e -log k_v 곡선을 부산방향 압밀해석 자료로 활용하였다. 그림 6(a)는 압밀시험으로부터 구한 부산방향 점토의 e -log k_v 곡선이다. 압밀시험에서 k_v 는 log t 방법을 이용하여 구하였으며, 정규압밀 상태의 e -log k_v 곡선을 도시하였다. 그림 6(a)에서 볼 수 있듯이 부산방향만 점토의 k_v 는 대부분 10^{-6} cm/s~ 10^{-8} cm/s 범위에 분포하고 있으며, 액성한계가 클수록 e -log k_v 곡선의 기울기인 투수계수변화지수(C_k)가 컸으며 동일간극비에서 k_v 가 작게 나타났다. 부산방향만 점토는 $C_k \approx 0.4e_0$, $C_k/C_c \approx 0.7$ 정도로서 선행연구자들의 결과와 유사한 범위를 가진다(정성교 등, 2006; Lo, 1991; Tavenas 등, 1983). 그림 6(b)는 해석에 사용한 e -log k_v 곡선으로, 실선은 각 층을 대표하는 자연점토의 e -log k_v 곡선이며 점선은 재성형점토의 e -log k_v 곡선이다.

지반개량으로 유효응력이 증가하면 투수계수와 압축성이 변하게 되며 압밀계수도 변하게 된다. 그림 7(a)와

표 2. 지층별 간극비와 압축지수

구분	e_L	자연점토		재성형점토	
		초기간극비(e_0)	압축지수(C_c)	초기간극비(e_0)	압축지수(C_c)
층 1	1.81	1.65	0.84	1.32	0.46
층 2	2.22	1.95	1.04	1.46	0.57
층 3	1.35	0.94	0.57	0.78	0.34

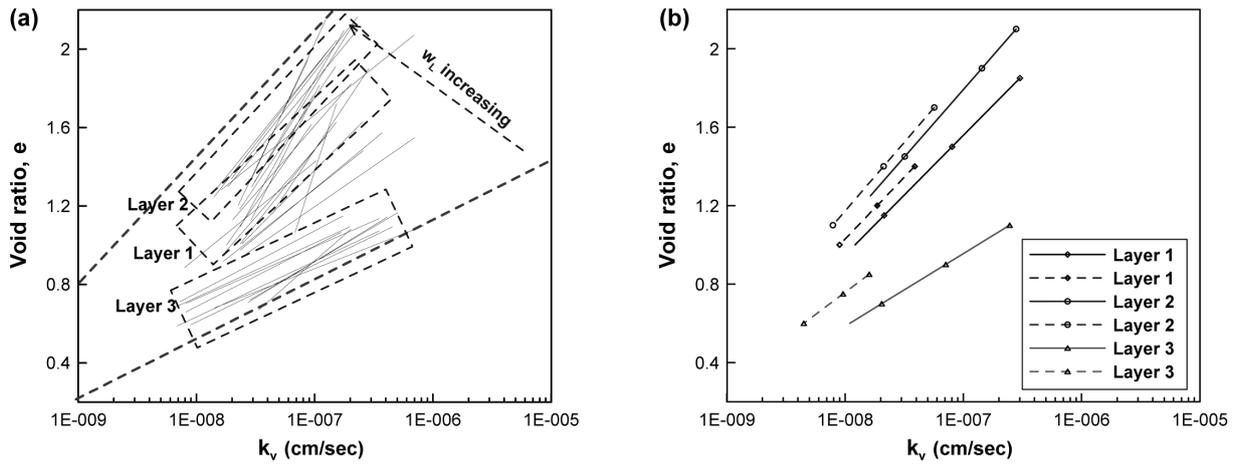


그림 6. 자연 및 교란점토의 e-log k_v

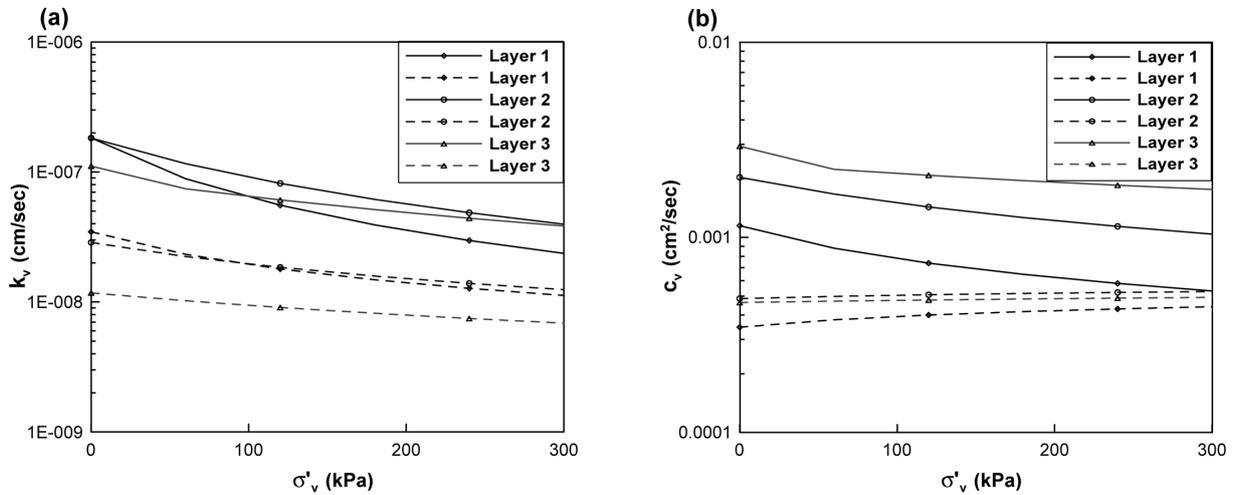


그림 7. $\Delta\sigma'_v$ 에 따른 투수계수(k_v)와 압밀계수(c_v)

(b)는 각각 연직유효응력 증가($\Delta\sigma'_v$)에 따른 자연점토 및 재성형점토의 투수계수(k_v)와 압밀계수(c_v)의 변화를 도시한 것으로, e-log σ'_v 곡선과 e-log k_v 곡선을 이용하여 산정하였다. 자연점토(실선)와 재성형점토(점선)의 초기 투수계수와 압밀계수를 비교해 보면, 투수계수의 경우 자연점토가 재성형점토 보다 4~8배 정도, 압밀계수는 2~4배 정도 컸으며, 이러한 결과는 Shogaki and Kaneko(1994)의 연구결과와 유사하다. 교란으로 간극비가 감소하면 투수계수뿐만 아니라 압축성도 감소하여 압밀계수의 감소폭은 투수계수에 비해 작다. 그림 7(b)를 보면 $C_k/C_c < 1$ 인 자연점토는 유효응력 증가에 따라 압밀계수가 감소하며, $C_k/C_c > 1$ 인 재성형점토는 유효응력 증가에 따라 압밀계수가 증가한다. 압밀계수가 일정하다고 가정하여 해석을 수행하는 이론해에서는, 초기 압밀계수를 사용할 경우 C_k/C_c 값에 따라 압밀속도를 과

대 혹은 과소평가하게 된다(윤찬영 등, 2005; Indraratna 등, 2005). 본 연구에서는 부산신항만 현장의 성토에 의한 응력 증가를 고려해 압밀해석에 사용될 적합한 압밀계수를 결정하였다. 층 1, 2, 3에 대하여 자연점토의 압밀계수는 각각 $7.1 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{sec}$, $1.3 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$, $2.2 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$, 재성형점토의 압밀계수는 각각 $3.8 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{sec}$, $4.8 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{sec}$, $5.0 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{sec}$ 이다.

4. 대상지반 압밀해석

4.1 이론해를 이용한 압밀해석

본 연구에서 제안한 해석방법의 유효성을 검증하기 위해서 기존방법(식(1))과 제안방법(식 (2))으로 추정된 압밀속도를 부산신항만 현장의 계측자료와 비교해 보았

다. 부산신항만 점토층을 3개의 층으로 구분하여 해석을 수행하였으며, 각 지층의 물성치는 3장의 결과를 이용하였다. PVD 등가경(d_w)은 6cm, 영향원(d_e)은 135cm, PVD 통수능(q_w)은 15cm³/sec를 사용하였다. 본 해석에서 사용한 통수능은 충분히 큰 값으로 압밀속도에 거의 영향을 미치지 않는다.

표 3은 해석조건으로, 스미어 영역의 크기(d_s/d_w)의 영향을 분석하기 위하여 각 case에 대해 $d_s/d_w=3$ 과 $d_s/d_w=5$ 두 조건으로 해석을 수행하였다. 표 3에서 c_v 와 c_{hs} 는 각각 비교란 영역의 연직방향 압밀계수와 스미어 영역의 횡방향 압밀계수로, 실내 압밀시험으로 결정하였다. c_v 는 불교란 시료를 이용하여 결정하였으며, c_{hs} 는 재성형 점토를 사용하여 결정하였다. 기존방법의 해석조건 중 case 1과 case 2는 선행연구자들이 제안한 해석방법을 적용한 것이다. Case 1은 스미어 영역을 구분하지 않고 압밀시험에서 구한 c_v 를 적용하여 해석한 것이다(강민수, 1998; Holtz와 Broms, 1972). 그리고 case 2는 스미어 영역의 투수특성은 비교란 영역의 연직방향 투수특성과 동일하다는 가정으로 해석한 것이다(Bergado 등, 1991; Bergado 등, 1993; Hansbo, 1987). Case 3 ~ case 6에서는 비교란 영역의 횡방향 압밀계수를 c_v 로 가정하고 k_h/k_s 를 변화시키며 해석을 수행하였다. 제안방법의 해석조건에서 case 1과 case 2는 스미어 영역을 구분하지 않고 전체지반의 압밀계수를 c_v 와 c_{hs} 로 가정한 해석조건이다. 해석조건 case 3 ~ case 6에서는 스미어 영역의 압밀계수를 c_{hs} 로 고정하고 비교란 영역의 투수성을 증가시키는 해석조건이다.

그림 8과 그림 9는 각각 기존방법과 제안방법으로 산정한 침하율-시간 분석결과와 침하량 계측결과를 비교한 것이다. 침하량은 층별침하계를 이용하여 상부점토층(층 1과 2)과 하부점토층(층3)에 대해 각각 측정하였다. 압밀속도를 비교하기 위해 계측 데이터는 최종침하에 대한 침하율(식 (4))로 표시하였다.

$$Settlement\ rate = \frac{S_t}{S_f} \quad (4)$$

여기서 S_t 는 일정 시간에서의 계측된 침하량, S_f 는 Asaoka(1978)방법으로 추정된 최종침하량이다. 이론해 해석의 경우 Carillo(1942)방법을 이용하여 연직방향 압밀을 고려한 평균압밀도(\bar{U})를 산정하였다.

그림 8에서 case 1과 case 2의 해석결과는 계측결과보다 압밀속도를 과대평가 하는 것으로 나타났다. 이러한 결과는 case 1과 case 2에서는 스미어 영역의 압밀계수(c_{hs})가 c_v 와 동일하다고 가정하였기 때문이다. 기존방법 해석결과와 계측데이터를 비교해 보면 상부층에서는 case 3($k_h/k_s=2.5$)이 하부층에서는 case 4($k_h/k_s=5$)가 가장 잘 맞는 것으로 나타났다. 이는 $c_h=c_v$ 라는 조건에서의 결과일 뿐 현장에서 c_h 는 c_v 보다 크다. 즉, 기존방법의 해석은 c_h 가정에 따라 계측결과에 근접한 예측치를 제공하는 k_h/k_s 가 변할 것이므로, c_h 와 k_h/k_s 를 명확하게 알지 못하면 압밀속도를 예측할 수 없다. 또한 영향이 크지는 않지만 d_s/d_w 에 따라서도 해석결과가 변하게 된다.

그림 9를 보면 제안방법에 의한 해석결과는 k_h/k_s 가 증가하더라도 침하율-시간 곡선이 좁은 범위에 분포하였으며, case 6 조건 해석결과는 수렴하는 압밀속도와 거의 일치한다. 식 (2)에서 k_h/k_s 는 식 (5)와 같이 구분하여 볼 수 있다.

$$\frac{k_h}{k_s} = \frac{c_h}{c_{hs}} = \frac{c_h}{c_v} \frac{c_v}{c_{hs}} \quad (5)$$

여기서 c_v/c_{hs} 는 자연점토 및 재성형점토 압밀시험을 통해 구할 수 있는 값인 반면, c_h/c_v 는 이방성과 현장투수 특성이 반영되는 불확실성이 높은 값으로 반드시 1보다 크다. 압밀시험결과 상부층의 c_v/c_{hs} 는 2.5이며 하부층의 c_v/c_{hs} 는 5정도로 나타났다. 그러므로 상부층 계측데이터는 case 3과 case 6 사이에 위치하여야 하며, 하부층 계측데이터는 case 4와 case 6 사이에 위치하여야

표 3. 부산신항만 압밀해석 조건

기존방법(c_h 기준, k_h/k_s 변화)		제안방법(c_{hs} 기준, k_h/k_s 변화)	
Case 1	No smear, $c_h=c_v$	Case 1	No smear, $c_h=c_v$
Case 2	Smear($d_s/d_w=3$ or 5), $c_h=2c_v$, $c_{hs}=c_v$	Case 2	No smear, $c_h=c_{hs}$
Case 3	Smear($d_s/d_w=3$ or 5), $c_h=c_v$, $k_h/k_s=2.5$	Case 3	Smear($d_s/d_w=3$ or 5), $k_h/k_s=2.5$
Case 4	Smear($d_s/d_w=3$ or 5), $c_h=c_v$, $k_h/k_s=5.0$	Case 4	Smear($d_s/d_w=3$ or 5), $k_h/k_s=5.0$
Case 5	Smear($d_s/d_w=3$ or 5), $c_h=c_v$, $k_h/k_s=10$	Case 5	Smear($d_s/d_w=3$ or 5), $k_h/k_s=10$
Case 6	Smear($d_s/d_w=3$ or 5), $c_h=c_v$, $k_h/k_s=20$	Case 6	Smear($d_s/d_w=3$ or 5), $k_h/k_s=20$

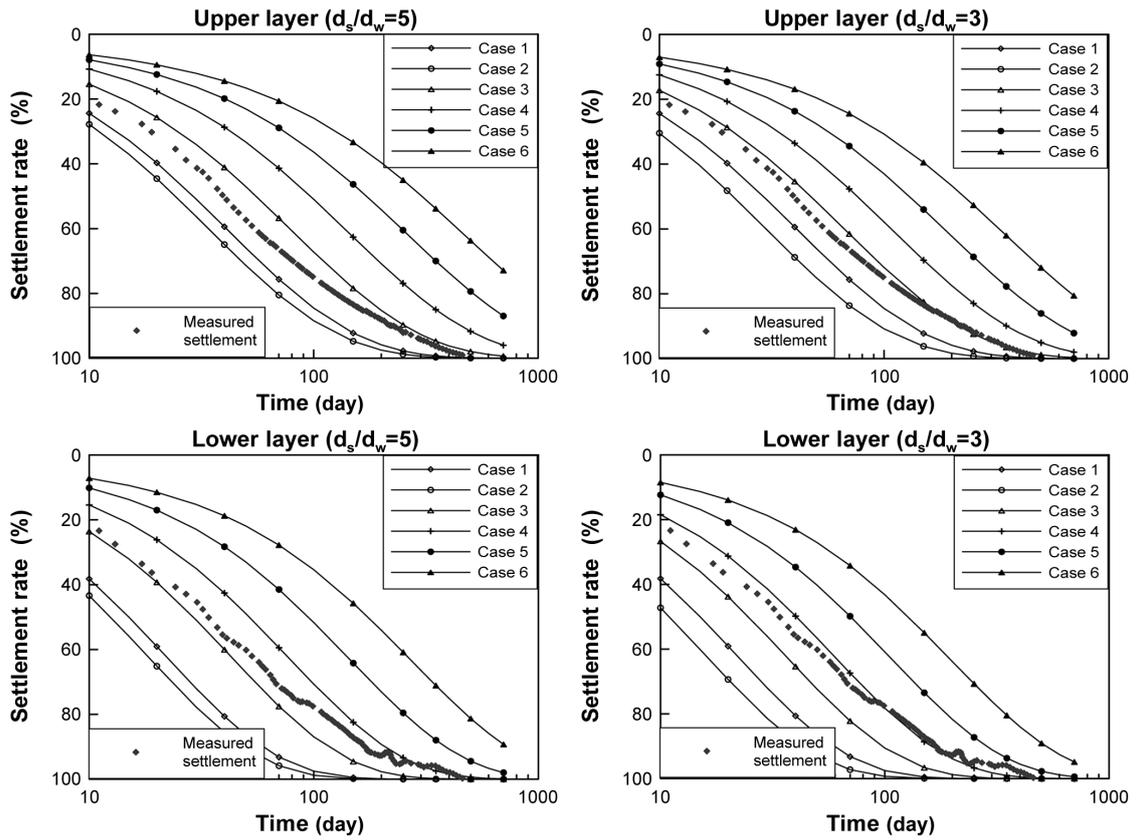


그림 8. 이론해를 이용한 부산신항만 압밀해석(기존방법)

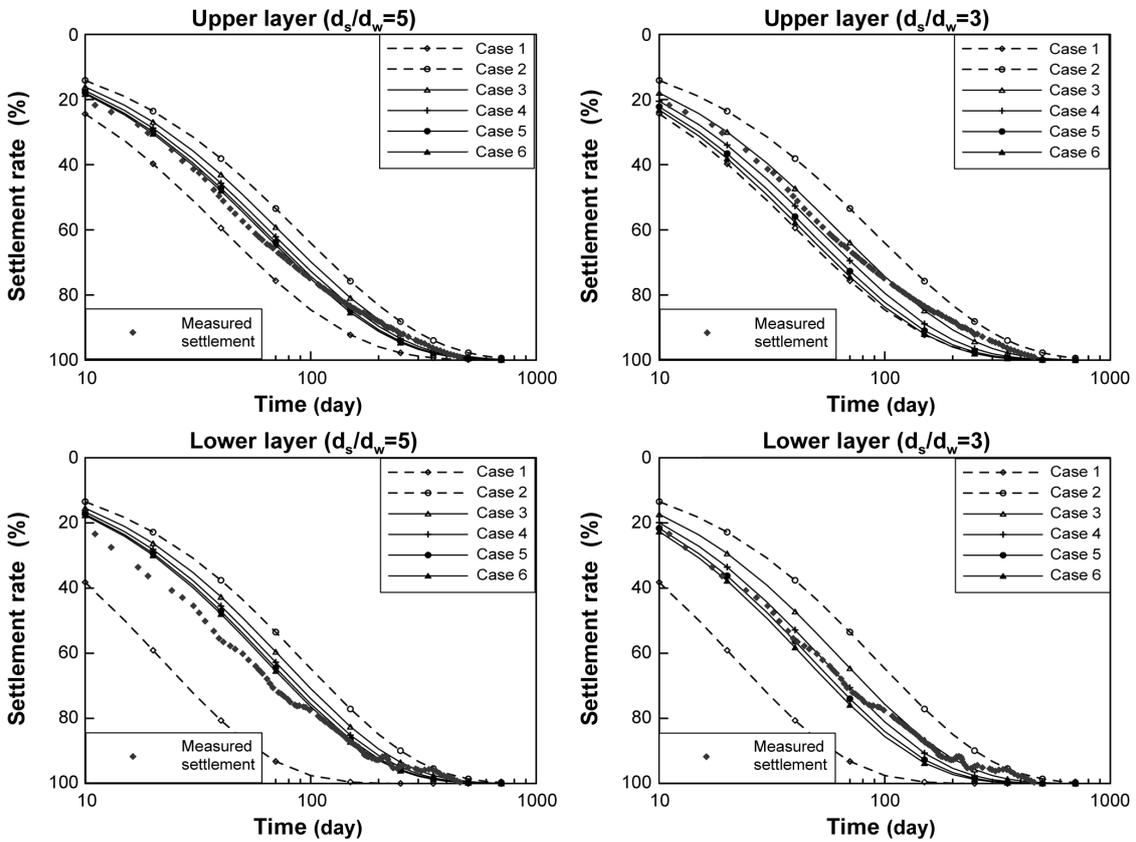


그림 9. 이론해를 이용한 부산신항만 압밀해석(제안방법)

한다. 제안방법 해석결과 case 3과 case 6의 조건에서 압밀속도 차이는 크지 않은 것으로 나타났다. 즉, 투수성 방성이나 현장특성 등으로 $c_h/c_v(k_h/k_s)$ 가 커진다고 해도 압밀속도에 큰 영향을 미치지 못하였다. 제안방법으로 산정한 압밀속도와 계측데이터를 비교해 본 결과(그림 9), 제안방법은 PVD가 설치된 부산신항만 연약지반의 압밀속도를 비교적 정확하게 예측할 수 있었다. $d_s/d_w=5$ 조건에서의 해석결과는 상·하부 점토층 모두 계측한 압밀속도가 case 6 해석결과보다 약간 빠른 것으로 나타났다. 반면, $d_s/d_w=3$ 조건에서의 해석결과는 계측한 압밀속도가 case 3 해석결과와 유사하거나 약간 느린 것으로 나타났다. 즉, $d_s/d_w=3\sim 5$ 일 경우 해석결과와 계측결과가 유사함을 알 수 있으며, 이는 기존 연구자들의 d_s/d_w 제안과 유사하다(Holtz와 Holm, 1973; Hansbo, 1981; Hansbo, 1987; Bergado 등, 1991).

그림 8과 그림 9의 분석결과를 종합해 보면, 기존방법은 비교란 영역 및 스미어 영역의 횡방향 압밀계수(c_h 와 c_{hs})를 정확히 알아야 압밀속도의 예측이 가능한 반면 제안방법은 현장지반의 횡방향 압밀계수가 불확실해도 압밀속도를 비교적 정확히 예측할 수 있다. 그리고

제안방법을 이용한 압밀해석과 계측데이터를 비교한 결과 d_s/d_w 가 3~5일 때 해석결과와 계측결과가 비슷한 것을 알 수 있다.

4.2 수치해석을 이용한 해석

이론해의 경우 압밀진행 과정에 상관없이 하나의 압밀계수를 이용하여 해석을 수행하기 때문에 압밀이 진행되면서 발생하는 압밀계수의 변화나 단계하중에 대한 고려를 하기 어렵다. 본 연구에서는 이러한 문제점을 극복하기 위해 수치해석 프로그램인 ILLICON으로 압밀해석을 수행하였다. ILLICON은 축대칭 압밀해석 프로그램으로 단계성도, 배수재 부분관입, 이차압밀침하, 스미어 등을 고려하여 해석을 수행할 수 있는 프로그램이다. 또한, ILLICON은 비교란 및 스미어 영역의 $e\text{-log } \sigma'_v$ 와 $e\text{-log } k$ 를 입력값으로 사용하는 비선형 압밀해석 프로그램이다(양정훈 등, 2009; Lo, 1991; Mesri와 Choi, 1985).

그림 10은 수치해석을 이용하여 제안방법으로 PVD가 설치된 부산신항만 연약지반 압밀해석을 수행한 결

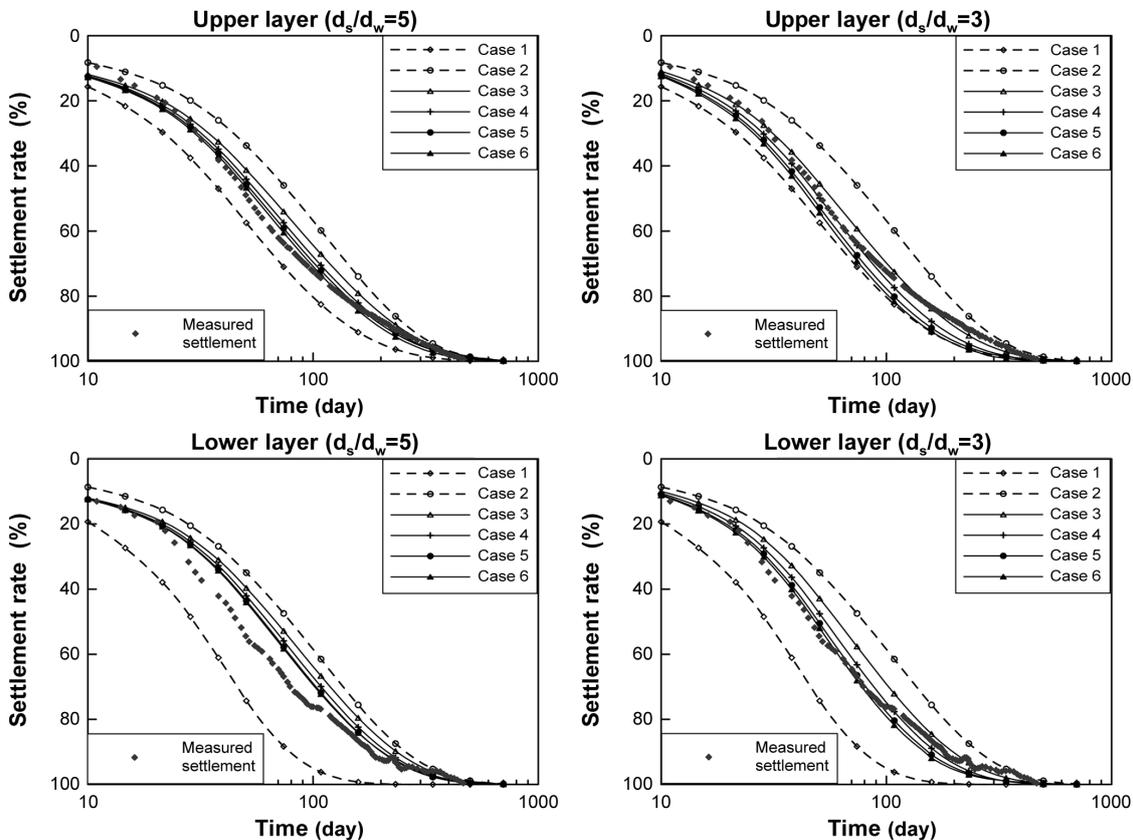


그림 10. 수치해석을 이용한 부산신항만 압밀해석(제안방법)

과와 계측결과를 비교한 것이다. 수치해석의 조건은 이론해 해석조건과 동일하며, 수치해석 결과는 이론해와 유사하게 나타났다. 수치해석결과는 이론해와 마찬가지로 d_s/d_w 가 압밀속도에 큰 영향을 미치며, k_h/k_s 가 변하더라도 압밀속도는 좁은 범위에 분포하는 것으로 나타났다. 계측데이터와 비교한 결과 실내시험에서 구한 c_{hs} 와 c_v 로 PVD가 설치된 부산신항만 연약지반의 압밀속도를 정확하게 예측할 수 있었다. 그리고 상·하부 점토층 모두 $d_s/d_w=5$ 인 경우는 계측한 압밀속도가 해석결과에 비해 약간 빠르며, $d_s/d_w=3$ 인 경우는 계측한 압밀속도가 해석결과와 거의 유사하거나 약간 느리게 나타났다. 즉, 수치해석결과 d_s/d_w 는 3 또는 이보다는 약간 큰 값이 적합한 것으로 나타났다.

5. 결론

본 연구에서는 스미어 영역의 압밀특성을 기준으로 방사방향 압밀해석을 수행하는 방법을 제안하였으며 이를 이용하여 PVD가 설치된 부산신항만 연약지반의 압밀해석을 수행하였다. 그리고 압밀해석 결과를 현장 계측데이터와 비교하여 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 기존방법의 경우 k_h/k_s 가 압밀속도를 지배하는 것으로 나타난 반면 제안방법은 k_h/k_s 가 압밀속도에 큰 영향을 미치지 못하며 k_h/k_s 가 증가하더라도 압밀속도는 일정한 범위에 분포하였다. 제안방법의 경우 k_h/k_s 보다 d_s/d_w 가 압밀속도에 미치는 영향이 컸으며, d_s/d_w 에 의해 k_h/k_s 가 압밀속도에 미치는 영향이 결정되었다.
- (2) 본 연구에서는 기존방법과 제안방법을 이용하여 PVD가 설치된 부산신항만 연약지반 압밀해석을 수행하였다. 기존방법의 경우 비교란 및 스미어 영역의 횡방향 압밀계수를 정확히 알아야 압밀속도 예측이 가능하다. 반면, 제안방법은 정확하게 측정이 어려운 비교란 영역의 횡방향 투수 물성이 불확실하더라도 실내시험으로 구한 c_{hs} 로 압밀속도를 비교적 정확히 예측할 수 있었다. 그리고 계측데이터와의 비교를 통해 $d_s/d_w=3\sim 5$ 라는 결과를 도출할 수 있었다.
- (3) 본 연구에서는 이론해를 이용한 압밀해석의 문제점을 극복하기 위해 비선형 압밀해석 프로그램인 ILLICON을 이용하여 PVD가 설치된 부산신항만 압밀을 해석하였다. 해석결과는 압밀속도는 k_h/k_s 가 증가하더

라도 일정한 범위에 분포하였다. ILLICON 해석결과 제안방법은 실내시험으로 구한 c_{hs} 와 c_v 로 PVD가 설치된 부산신항만 압밀속도를 예측할 수 있었으며, 상·하부 점토층에 대하여 $d_s/d_w \approx 3$ 이라는 결과를 도출할 수 있었다.

감사의 글

본 연구는 삼성물산 ‘대심도 해안 연약지반 개량을 위한 이중코어 PBD 성능 연구’ 과제와 관련 북컨테이너 2-1단계 축조현장의 도움으로 진행되었습니다. 이에 깊은 감사를 드립니다.

참고 문헌

1. 강민수 (1998), *영향인자를 고려한 연직배수기술의 개발에 관한 연구*, 박사학위논문, 중앙대학교.
2. 김동휘, 김진원, 임형덕, 김대규, 이우진 (2001), “실내시험을 통한 양산점토의 투수특성 평가”, *한국지반공학회 논문집*, 제17권 제4호, pp.249-257.
3. 김상규, 김현태, 공길용 (2001), “연직배수재의 소요 통수능 평가”, *한국지반공학회 논문집*, 제17권 제1호, pp.35-45.
4. 김상규, 김윤태 (2006), “낙동강 하구 델타 퇴적토의 특성과 기초 설계와의 관련”, *낙동강하구 연약지반에서의 중·저층 빌딩의 최적 기초형식에 관한 Workshop 논문집*, ATC-7, Seoul, Korea, pp.19-101.
5. 김윤태 (1996), *배수재가 설치된 연약지반의 압밀해석과 역해석 기법의 적용*, 박사학위논문, 한국과학기술원.
6. 신동현 (2007), *Micro-cone과 electrical resistance probe를 이용한 스미어 존의 탐지*, 석사학위논문, 고려대학교.
7. 양정훈, 홍성진, 김형섭, 이우진, 최항석 (2009), “단일 및 이중코어 PBD에 의한 대심도 연약지반 개량 효과에 관한 비교연구”, *한국지반공학회 논문집*, 제25권 제8호, pp.33-45.
8. 윤찬영, 정충기 (2005), “연직배수재가 설치된 정규압밀 점성토 지반의 점진적 압밀이 압밀거동에 미치는 영향”, *한국지반공학회 논문집*, 제21권 제6호, pp.5-18.
9. 윤찬영, 조경진, 정충기 (2008), “다층지반 및 스미어 경계면 해석을 위한 유한차분 압밀해석 기법”, *대한토목학회 논문집*, 제28권 제5호, pp.283-292.
10. 윤찬영, 손대진, 천성호, 정충기 (2009), “스미어로 인한 점성토 지반의 간극비 및 투수계수의 위치별 차이와 압밀 중 변화 거동에 대한 연구 : Part 1. 시험 및 거동 분석”, *대한토목학회 논문집*, 제29권 제4호, pp.137-144.
11. 정성교, 장우영, Ninjarav, E., 김성렬 (2006), “실내시험에 의한 부산 점토의 투수특성”, *한국지반공학회 논문집*, 제22권 제11호, pp.133-142.
12. 최영민 (2010), *Electrical resistance probe를 이용한 스미어 존 내 물성치 변화의 평가*, 석사학위논문, 고려대학교.
13. 홍성진, 이문주, 김태준, 이우진 (2009), “간극수압비를 이용한 부산점토의 CPTu 콘 계수 추정”, *한국지반공학회 논문집*, 제25권 제1호, pp.77-88.
14. 홍성진, 김동휘, 최영민, 이우진 (2011), “부산과 인천점토의 퇴적 상태를 고려한 압축지수 추정”, *한국지반공학회 논문집*, 심사중.
15. Asaoka, A. (1978), “Observational procedure of settlement prediction”,

- Soils and Foundation*, Vol.18, No.4, pp.87-101.
16. Basu, D., Basu, P. and Prezzi, M. (2006), "Analytical solutions for consolidation aided by vertical drains", *J. Geomechanics and geoengineering*, Vol.1, No.1, pp.63-71.
 17. Basu, D. and Prezzi, M. (2007), "Effect of the smear and transition zones around prefabricated vertical drains installed in a triangular pattern on the rate of soil consolidation", *J. Geomechanics*, ASCE, Vol.7, No.1, pp.34-43.
 18. Barron, R. A. (1944), "The influence of drain wells on the consolidation of fine-grained soils", *Diss. Providence*, U. S. Engineering office.
 19. Barron, R. A. (1948), "Consolidation of fine-grained soils by drain wells", *Trans. ASCE*, Vol.113, pp.718-742.
 20. Bergado, D. T., Asakami, H., Alfaro, M. C. and Balasubramaniam, A. S. (1991), "Smear effects of vertical drains on soft Bangkok clay", *J. Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.117, No.10, pp.1509-1530.
 21. Bergado, D. T., Enriquez, A. S., Sampaco, C. L., Alfaro, M. C. and Balasubramaniam, A. S. (1992), "Inverse analysis of geotechnical parameters on improved soft Bangkok clay", *J. Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.118, No.7, pp.1012-1030.
 22. Bergado, D. T., Alfaro, M. C. and Balasubramaniam, A. S. (1993), "Improvement of soft Bangkok clay using vertical drains", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.12, pp.615-663.
 23. Bergado, D. T., Balasubramaniam, A. S., Fannin, R. J. and Holtz, R. D. (2002), "Prefabricated vertical drains (PVDs) in soft Bangkok clay: a case study of the new Bangkok international airport project", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.39, pp.304-315.
 24. Burland, J. G. (1990), "On compressibility and shear strength of natural clay", *Geotechnique*, Vol.40, No.3, pp.329-378.
 25. Carillo, N. (1942), "Simple two and three dimensional cases in the theory of consolidation of soils", *J. Mathematics and Physics*, Vol.21, No.1, pp.11-18.
 26. Chai, J. C. and Miura, N. (1999), "Investigation of factors affecting vertical drain behavior", *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.125, No.3, pp.216-226.
 27. Chai, J. C., Shen, S. L., Miura, N. and Bergado, D. T. (2001), "Simple method of modeling PVD-improved subsoil", *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.127, No.11, pp.965-972.
 28. Chung, S. G., Ryu, C. K., Jo, K. Y. and Huh, D. Y. (2005), "Geological and geotechnical characteristics of marine clays at the Busan new port", *Marine Georesources and Geotechnology*, Vol.23, No.3, pp.235-251.
 29. Hansbo, S. (1981), "Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains", *Proc. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Vol.3, pp.677-682.
 30. Hansbo, S. (1987), "Design aspects of vertical drains and lime column installation", *Proc., 9th Southeast Asian Geotech. Conference, Bangkok, Thailand*, 8-1 to 8-12.
 31. Hansbo, S. (1997), "Aspects of vertical drain design: Darcian or non-darcian flow", *Geotechnique*, Vol.47, No.5, pp.983-992.
 32. Hawlader, B. C., Imai, G. and Muhunthan, B. (2002), "Numerical study of the factors affecting the consolidation of clay with vertical drains", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.20, pp.213-239.
 33. Hird, C. C. and Moseley, V. J. (2000), "Model study of seepage in smear zones around vertical drains in layered soil", *Geotechnique*, Vol.50, No.1, pp.89-97.
 34. Holtz, R. D. and Broms, B. (1972), "Long term loading test at Ska-Edeby, Sweden", *Proc. Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, Purdue University, Vol.1, pp.435-464.
 35. Holtz, R. D. and Holm, G. (1973), "Excavation and sampling around some sand drains at Ska-Edeby, Sweden", *Proc. Nordic Geot. Meeting, Norwegian Geotechnical Institute*.
 36. Holtz, R. D., Jamiolkowski, M. B., Lancellotta, R. and Pedroni, S. (1987), *Performance of prefabricated band-shaped drains*, Construction Industry Research and Information Association (CIRIA) Report, Research project 364.
 37. Holtz, R. D., Jamiolkowski, M. B., Lancellotta, R. and Pedroni, R. (1991), *Prefabricated vertical drains: Design and Performance*, Construction Industry Research and Information Association Report.
 38. Indraratna, B., Balasubramaniam, A. S. and Ratnayake, A. M. P. (1994), "Performance of embankment stabilized with vertical drains on soft clay", *J. Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.120, No.2, pp.257-273.
 39. Indraratna, B. and Redana, I. W. (1998), "Laboratory determination of smear zone due to vertical drain installation", *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.124, No.2, pp.180-184.
 40. Indraratna, B. and Redana, I. W. (2000), "Numerical modeling of vertical drains with smear and well resistance installed in soft clay", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.37, pp.132-145.
 41. Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C. and Sathananthan, I. (2005), "Radial consolidation of clay using compressibility indices and varying horizontal permeability", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.42, pp.1330-1342.
 42. Kim, R. Hong, S. J., Lee, M. J. and Lee, W. (2011), "Time dependent well resistance factor of PVD", *Marine Georesources & Geotechnology*, Vol.29, No.2, pp.131-144.
 43. Leroueil, S. (1988), "Tenth Canadian geotechnical colloquium: Recent developments in consolidation of natural clays", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.25, pp.85-107.
 44. Lo, D. O. K. (1991), *Soil improvement by vertical drains*, Doctor thesis, University of Illinois.
 45. Locat, J. and Tanaka, H. (1999), "Microstructure, mineralogy and physical properties ; Techniques and application to the Busan clays", *Proc. KSG'99 Dredging and Geoenvironmental conference, Seoul*, pp.15-31.
 46. Madhav, M. R., Park, Y. M. and Miura, N. (1993), "Modelling and study of smear zones around band shaped drains", *Soils and Foundation*, Vol.33, No.4, pp.135-147.
 47. Mesri, G. and Choi, Y. K. (1985), "Settlement analysis of embankments on soft clays", *J. Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.111, No.4, pp.441-464.
 48. Nagaraj, T. S. and Srinivasa Murthy, B. R. (1983), "Rationalization of skempton's compressibility equation", *Geotechnique*, Vol.33, pp.433-443.
 49. Onoue A. (1988), "Consolidation by vertical drains taking well resistance and smear into consideration", *Soils and Foundation*, Vol.28, No.4, pp.165-174.
 50. Onoue A., Ting, N. H., Germaine, J. T. and Whitman, R. V. (1991), "Permeability of disturbed zone around vertical drains", *Proc. 1991 ASCE Geotechnical Engineering Congress, Boulder, Colorado*, Vol.2, pp.879-890.
 51. Rendulic, L. (1935), "Der hydrodynamische spannungsausgleich in zentral entwässerten tonzylindern", *Wasserwirtsch. U. Tech.*, Vol.2,

- pp.250-253.
52. Rixner, J. J., Kraemer, S. R. and Smith, A. D. (1986), *Prefabricated vertical drains*, Vol.1, Engineering Guidelines, Federal Highway Administration (FHWA) Report.
 53. Rujikiatkamjorn, C. and Indraratna, B. (2009), "Design procedure for vertical drains considering a linear variation of lateral permeability within the smear zone", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.46, pp.270-280.
 54. Sathanathan, I. and Indraratna, B. (2006), "Laboratory evaluation of smear zone and correlation between permeability and moisture content", *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.132, No.7, pp.942-945.
 55. Schmertmann, J. H., (1955), "The undisturbed consolidation behavior of clay", *Trans. ASCE*, Vol.120, pp.1201-1233.
 56. Sharma, J. S. and Xiao, D. (2000), "Characterization of a smear zone around vertical drains by large-scale laboratory tests", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.37, pp.1265-1271.
 57. Shogaki, T. and Kaneko, M. (1994), "Effect of sample disturbance on strength and consolidation parameters of soft clay", *Soils and Foundations*, Vol.34, No.3, pp.1-10.
 58. Tavenas, F., Jean, P., Leblond, P. and Leroueil, S. (1983), "The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.20, pp.645-660.
 59. Terzaghi, K., Peck R. B. and Mesri, G. (1996), *Soil mechanics in engineering practice*, John Wiley and Sons, New York.
 60. Yoshikuni, H. and Nakanodo, H. (1974), "Consolidation of soils by vertical drain wells with finite permeability", *Soils and Foundations*, Vol.14, No.2, pp.35-46.
 61. Zeng, G. X. and Xie, K. H. (1989), "New development of the vertical drain theories", *Proc.12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brazil*, Vol.2, pp.1435-1438.

(접수일자 2011. 8. 16, 심사완료일 2012. 1. 25)

쏘일네일링과 앵커가 결합된 하이브리드 공법의 하중전이 메커니즘

Load Transfer Mechanism of Hybrid Model of Soil-nailing and Compression Anchor

서 형 준¹ Seo, Hyung-Joon

김 현 래² Kim, Hyun-Rae

한 신 인³ Han, Shin-In

이 인 모⁴ Lee, In-Mo

Abstract

The load transfer mechanism of hybrid model of soil-nailing and compression anchor is studied in this paper. The hybrid model is composed of an anchor bar (installed at the tip) with two PC strands and a steel bar. It can make active behavior of skin friction by applying the pre-stress. In this paper, the load transfer mechanisms of soil-nailings, compression anchors, and hybrid models, respectively, are obtained from skin friction theory and load transfer theory. Field pullout tests are performed to identify the load transfer mechanism and experimental results are compared with analytical solution. In case of soil-nailings, the tension load is transferred from face to tip, however, in case of compression anchors, the compression load is transferred from tip to face. The experimental behavior of the hybrid model is similar to that of compression anchor when only pre-stress is applied. If the pullout test is performed by simultaneously pulling out the anchor and the nail, the compression load is dominant at the tip and tension load is dominant at the face. The load transfer mechanism of the hybrid model shows the combined behavior of soil-nailings with compression anchors.

요 지

본 논문에서는 쏘일네일링 공법, 앵커 공법, 또한 이 두공법의 장점을 결합한 하이브리드 공법의 하중전이 메커니즘에 대한 연구를 수행하였다. 하이브리드 공법은 철근과 PC강연선을 보강재로 하며, 프리스트레스를 가함으로써 능동적인 주면마찰력 양상을 유도하고자 한다. 본 논문에서는 주면마찰력 산정 이론과 하중전이 이론을 바탕으로 각 공법의 하중전이 메커니즘을 파악하였다. 또한 현장인발시험을 실시하여 측정된 계측결과와 분석 및 하중전이 이론과의 비교 검토를 통해서 하이브리드 공법의 하중전이 메커니즘을 규명하였다. 쏘일네일링 공법은 인발거동 시 전면에서부터 선단으로 인장력이 전이되는 양상을 보이는 반면, 앵커 공법은 내하체가 위치한 선단에서 프리스트레스를 가함에 따라 선단에서 전면으로 압축력이 전이된다. 이 두 공법을 결합시킨 하이브리드 공법은 프리스트레스를 가할 때에는 앵커공법과 같이 선단에서 압축력이 발생하지만 동시인발 시에는 선단에서는 압축력이 전면에서는 인장력이 발생하게 된다. 따라서 하이브리드 공법의 하중전이 메커니즘은 쏘일네일링의 거동과 앵커의 거동이 모두 나타난다.

Keywords : Hybrid Model of Soil-nailing and Compression Anchor, Load Transfer Mechanism, Pre-stress, Skin Friction

1 고려대학교 건축·사회환경공학부 박사과정 (Graduate Student, School of Civil, Environmental and Architectural Engineering, Korea Univ.)

2 하리기술22(주) 대표이사 (CEO, Ghari Geotechnology 22 co., Ltd.)

3 (주)서영엔지니어링 상무 (Director, Seoyeong Engineering Co., Ltd.)

4 정회원, 고려대학교 건축·사회환경공학부 교수 (Prof., School of Civil, Environmental and Architectural Engineering, Korea Univ., inmolee@korea.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2012년 7월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서론

쏘일네일링 공법은 보강재를 삽입하고 그라우팅을 함으로써 지반과 그라우팅과의 주면마찰력과 보강재의 인장력을 통해서 사면안정을 이루는 공법이다. 쏘일네일링 공법은 지반의 변위가 발생하여야 저항을 하는 수동적인 공법인 것에 반해 앵커 공법은 초기에 프리스트레스를 가하면서 지반의 변위를 억제하는 능동적인 공법이다. 하지만 앵커공법은 초기에 보강재가 저항할 수 있는 하중을 사용하기 때문에 프리스트레스 후에 저항할 수 있는 잔여하중이 프리스트레스를 가한 만큼 감소하게 된다. 따라서 이러한 두 공법의 장점을 결합하고 단점을 보완하기 위해 두 공법을 결합한 하이브리드 공법이 개발되었다. 하이브리드 공법은 PC강연선과 철근이 결합된 보강재를 가지고 있으며, 초기에는 PC강연선을 통해서 프리스트레스를 가할 수 있으며, 프리스트레스 후에도 철근 및 두 보강재의 상호작용을 통해서 저항할 수 있다.

김태섭(2009)은 압축형 앵커에 대한 연구를 통해서 앵커의 거동 메커니즘에 대해서 연구하였으며, 이와 유사하게 김낙경(2001)은 인장형 앵커와 압축형 앵커의 하중전이에 대해서 실험을 통해서 연구를 진행하였다. 박시삼 등(2004)은 프리텐션 쏘일네일링 시스템의 안정 해석 및 설계에 관한 연구를 수행하였다. 프리텐션 쏘일네일링은 선단부에 고정너트를 장착하여 프리텐션 하중을 가할 경우, 네일 선단부에서 주면마찰력이 크게 발휘될 수 있도록 고안한 공법으로 주면마찰력이 선단에서 작용될 수 있도록 프리스트레스를 가하는 것은 하이브리드 공법과 동일하나 본 하이브리드 공법은 프리스트레스를 PC강연선을 통해 내하체에서 직접 가한다는 점에서 차이가 있다. Liang과 Feng(1997)이 그라운드 앵커에서 작용하는 주면마찰력을 식으로 제안하였다. 본 연구에서는 Wang과 Richwien(2002)이 제안한 식을 통해서 주면마찰력을 산정하고자 한다. 하이브리드 공법의 거동 특성은 서형준 등(2010)에 의해서 현장시험과 이론을 통해서 규명이 되었다. 하지만 서형준 등(2010)은 철근과 PC강연선 사이의 상호 거동에 집중하여 연구를 진행하였다. 따라서 본 연구에서는 쏘일네일링과 앵커가 결합된 하이브리드 공법의 하중전이 메커니즘을 하중전이 이론 및 현장인발시험을 통해서 규명하고자 한다.

2. 배경이론

2.1 주면마찰력 산정이론

본 논문에서는 쏘일네일링, 앵커 그리고 하이브리드 공법의 주면마찰력을 산정하기 위해서 주면마찰력을 발휘시키는 지반의 주요 인자에 대한 고찰과 이를 바탕으로 주면마찰력을 산정하기 위한 이론식을 소개한다.

Wang과 Richwien(2002)은 직접전단시험을 바탕으로 지반과 보강재 사이에서 작용하는 지반의 저항요소를 인발마찰계수(f^*)로 규정하였으며, 인발마찰계수와 지반에 작용하는 평균연직응력(σ_m)을 바탕으로 지반과 그라우팅 사이의 주면마찰력을 산정하였다.

$$f^* = \frac{F}{\pi DL\sigma_m} \quad (1)$$

여기서, F 는 인발력, D 는 삽입된 보강재의 직경, L 은 보강재의 정착길이를 나타낸다. 인발마찰계수(f^*)는 모래가 조밀할수록 증가하며 마찰계수(f)보다 더 커지게 되는 것을 알 수 있으며, 이는 지반의 다일레이턴시 효과에 의한 것으로 평가하였다. 인발모델은 보강재가 강성이며 탄성계수가 주위의 흙보다 매우 큼을 전제한다. 또한 모래는 탄성이라는 가정을 포함하고 있다. 그림 1에서 인발력(F)을 가할 경우 모래의 체적은 일정하며 모래의 팽창각(ψ)은 밀도에 의존한다. 따라서 팽창각(ψ)의 변화에 따라 소성 체적팽창 변형율(Δe_v^p)은 다음과 같이 나타낼 수 있다(Roscoe(1970), Vermeer(1990)).

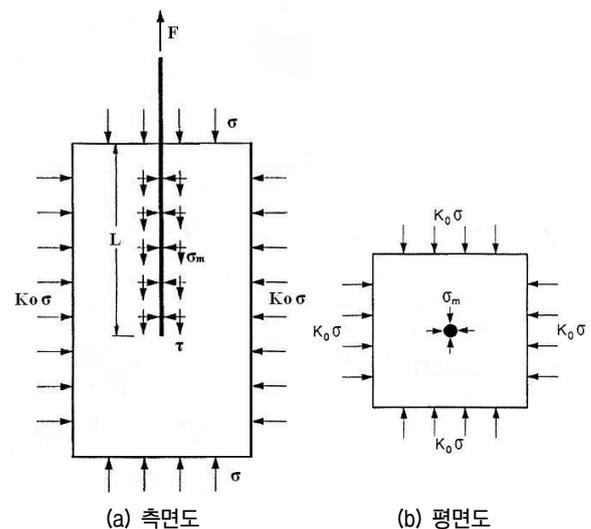


그림 1. 흙-보강재간 작용응력 개요도(Wang과 Richwien(2002))

$$\Delta\epsilon_v^p = -\Delta\gamma \tan\psi \quad (2)$$

여기서, γ 는 전단변형률이다. 전체지반의 체적이 일정하다고 가정하였을 때, 소성체적변형률은 탄성체적변형률과 동일하다.

$$\Delta\epsilon_v^e = -\Delta\epsilon_v^p = \frac{\tau}{G} \tan\psi \quad (3)$$

여기서, τ 는 보강재에 작용하는 평균 전단응력, G 는 전단탄성계수이다. Hooke의 법칙에 의해서 탄성체적변형($\Delta\epsilon_v^e$)과 다일레이턴시에 의해 증가하는 평균연직응력($\Delta\sigma_m$)의 관계는 다음과 같다.

$$\Delta\epsilon_v^e = \frac{1}{E}(1-2\nu)(1+2K_0)\Delta\sigma_m \quad (4)$$

여기서, E 는 지반의 탄성계수이고 K_0 는 횡방향 정지 토압계수이다. 지반의 탄성계수(E)와 전단탄성계수(G) 사이의 관계를 고려하여 식 (3)을 식 (4)에 대입하여 정리하면,

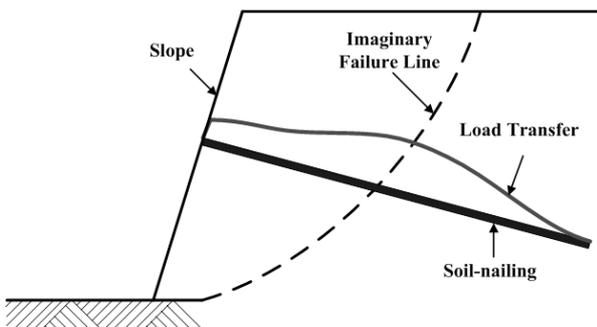
$$\Delta\sigma_m = \frac{2(1+\nu)}{(1-2\nu)(1+2K_0)} \tau \tan\psi \quad (5)$$

여기서 인발력이 최대값에 도달하면 파괴가 발생하므로, 파괴 시의 전단강도(τ_f), 즉 극한주면마찰력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

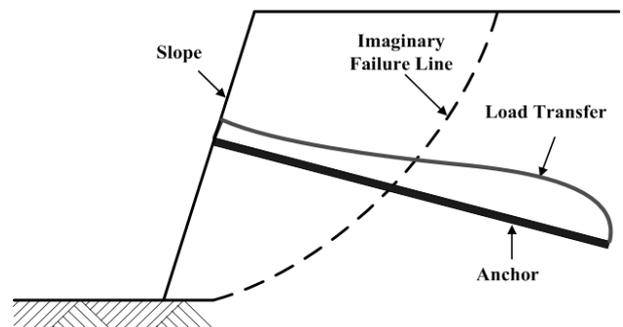
$$\tau_f = (\sigma_m + \Delta\sigma_m)f = \left(\sigma_m + \frac{2(1+\nu)}{(1-2\nu)(1+2K_0)} \tau_f \tan\psi \right) f \quad (6)$$

식 (6)을 정리하게 되면 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\Rightarrow \tau_f = \frac{f}{1 - [2(1+\nu)/(1-2\nu)(1+2K_0)]f \tan\psi} \sigma_m \quad (7)$$



(a) 쏘일네일링의 하중전이



(b) 앵커 공법의 하중전이

그림 2. 각 공법의 하중전이 메커니즘 개념도

인발마찰계수(f^*)는 평균연직응력(σ_m)과 전단강도(τ_f) 사이의 관계이므로 다음과 같이 얻어진다.

$$f^* = \frac{f}{1 - [2(1+\nu)/(1-2\nu)(1+2K_0)]f \tan\psi} \quad (8)$$

인발마찰계수(f^*)는 초기마찰계수($f = \tan\phi$)와 비선형의 관계를 가지며, 인발마찰계수는 지반의 다일레이턴 시 효과에 영향을 받는다. 또한 팽창각(ψ)이 0이면 f 와 f^* 는 같게 된다(Wang과 Richwien(2002)).

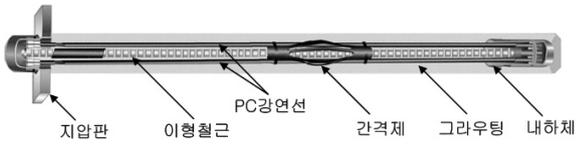
식 (8)은 점착력이 없는 사질토에서 인발할 경우, 인발마찰계수(f^*)가 초기마찰계수(f)에 비해 다일레이턴 시 효과에 의해서 얼마나 증가할 것인지를 나타낸 것이다. 만약 점착력이 있는 지반에 대해 인발마찰계수를 산정할 경우, 팽창에 의한 효과가 마찰계수의 증가에 지배적이라면 인발저항력은 식 (9)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\tau_f = f^* \sigma_m + c \quad (9)$$

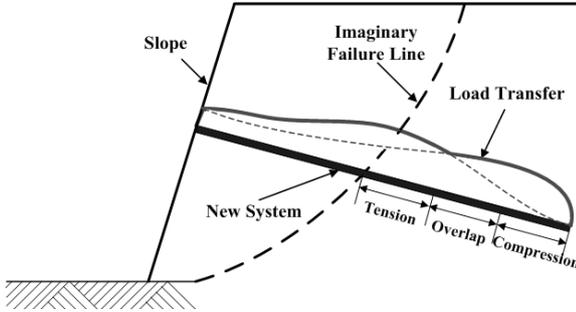
2.2 하중전이 이론

쏘일네일링, 앵커 그리고 하이브리드 공법은 각 공법의 저항특성에 따라 하중전이 방식이 달라지게 된다. 먼저, 쏘일네일링 공법 같은 경우 지반의 변위가 발생하게 되면 저항을 하게 되는 수동적인 공법으로 하중이 파괴면의 전면에서 선단으로 전이되게 된다(그림 2(a) 참조). 하지만 앵커 공법은 지반의 변위를 억제하기 위해 선단의 내하체에서 프리스트레스를 가하기 때문에 하중이 선단에서부터 발생하게 되며 전면으로 전이된다(그림 2(b) 참조).

쏘일네일링과 앵커가 결합된 하이브리드 공법은 그림 3에서 보이는 것과 같이 철근과 PC강연선이 결합된



(a) 하이브리드 공법의 모식도



(b) 하이브리드 공법의 하중전이
 그림 3. 하이브리드 공법의 구성

표 1. 보강재의 물성

	탄성계수 (GPa)	항복하중 (kN)	직경 (mm)	단면적 (mm ²)
PC 강연선	200	318	12.7	197.4
철근	204	203	25	506.7

신공법으로 쏘일네일링과 앵커의 장점을 모두 고려한 하이브리드 공법이라고 할 수 있다. 하이브리드 공법에서 사용하는 보강재의 물성은 표 1에 나타나 있다. ABG 하이브리드 공법의 선단부를 보게 되면 PC강연선과 내하체가 연결되어 있어 PC강연선에 프리스트레스를 가하여 내하체에서 전면부로 하중이 전이되게 된다. 또한

인발거동이 발생하게 되면 선단부의 내하체로부터 하중이 전이되어 파괴면 밖에서의 주면마찰력은 작용하는 토압에 대하여 능동적으로 저항할 수 있다는 장점이 있다. 전면부에서는 PC강연선에 프리스트레스를 가한 후 콘을 이용해 PC강연선을 고정하여 지속적으로 내하체에 하중을 전달할 수 있도록 구성되어 있다.

따라서, 두공법의 하이브리드 공법 같은 경우 초기에는 프리스트레스를 가하기 때문에 앵커 공법과 동일한 거동을 보이나 프리스트레스 후 파괴거동 시에는 전면에서는 쏘일네일링과 같이 하중이 전이되고 선단에서는 앵커와 같이 하중이 전이되어 중심부에서 하중이 중첩되는 것을 알 수 있다(그림 3(b) 참조).

쏘일네일링 공법의 하중전이 메커니즘을 보게 되면 그림 4와 같이 나타낼 수 있다. 인발 초기에는 인발하중 (F)이 작기 때문에 주면마찰력(τ)에 의해서 감소하여 하중이 선단부까지 전이되지 않게 되다가 하중이 어느 시점 이후부터는 선단부까지 전이되는 전이하중(F_{trans})이 발생하게 된다. 그 후 더 큰 하중을 가하게 되면 극한 하중(F_{ult})까지 하중이 증가하여 쏘일네일링의 파괴가 발생하게 된다. 따라서 쏘일네일링의 하중전이는 인발 하중(F), 주면마찰력(τ) 그리고 전이되는 하중으로 나타낼 수 있다.

$$F - T_s + F_{tip} = 0 \quad (10)$$

여기서, F_{tip} 는 선단으로 전이되는 하중, T_s 는 인발저항력으로 주면마찰력(τ)에 원주와 길이성분을 곱한 하

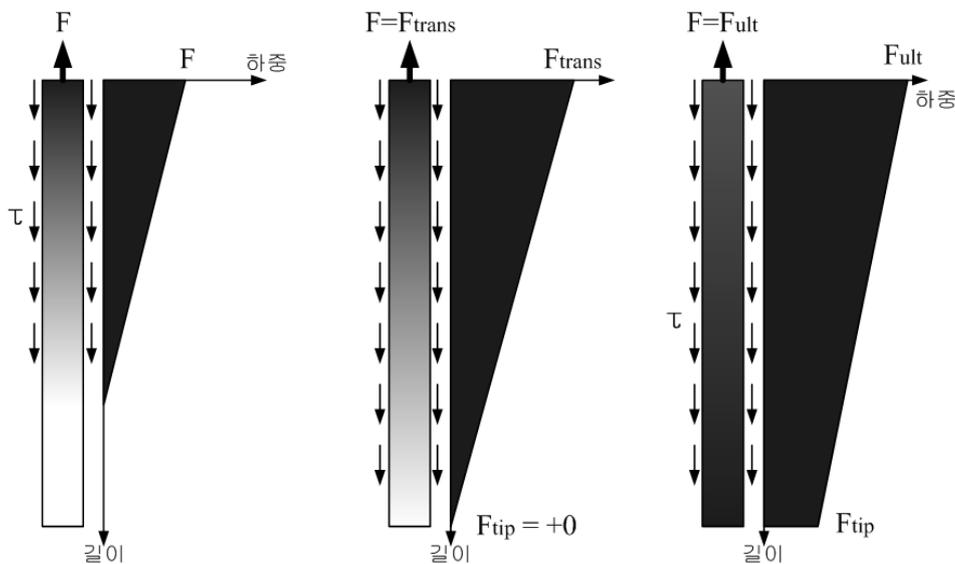


그림 4. 쏘일네일링의 하중전이 메커니즘

중값이다.

앵커공법은 쏘일네일링과 반대방향인 선단에서 프리스트레스(Q_i)를 가하게 된다. 프리스트레스를 가하게 되면 초기에는 주면마찰력에 의해 하중이 감소하여 전면까지 하중이 전이되지 않지만 프리스트레스를 더 크게 가하게 되면 하중이 전면으로 전이되어 전이하중(Q_{trans})이 발생하게 된다. 그 후 더 큰 프리스트레스를 가하게 되면 결국 극한하중(Q_{ult})에 도달하게 되며, 이를 나타내면 식 (11)과 같다(그림 5 참조).

$$Q_i - T_s + Q_{i,face} = 0 \quad (11)$$

하이브리드 공법은 먼저 앵커공법과 동일하게 선단에서 프리스트레스(Q_i)를 가하게 된다. 프리스트레스 하중이 전면으로 모두 전이되게 되면(전이하중(Q_{trans}))

작용) 프리스트레스를 그만 가하게 된다. 따라서 초기에 프리스트레스를 가하는 단계에서 하이브리드 공법의 철근, PC강연선 및 그라우팅 부분은 압축력을 받게 된다. 하지만 지반의 변위가 발생함에 따라 전면부에서부터 인발하중(F)이 가해지게 되고, 인발하중이 점점 증가함에 따라(극한하중(F_{ult})) 프리스트레스에 의해 발생한 압축력은 점점 감소하게 된다. 또한 PC강연선이 지속적으로 인장저항을 함에 따라 선단부의 내하체에서는 압축력이 지속적으로 가해지게 된다. 따라서 전면부는 인발하중이 지배적이고 선단부는 압축력이 지배적이며 중심부에서 중첩현상이 발생하는 구간이 나타나게 된다(그림 6 참조).

하이브리드 공법은 초기 프리스트레스에 의한 압축하중, 인발거동 시 전면부에서 작용하는 인장하중 및 내

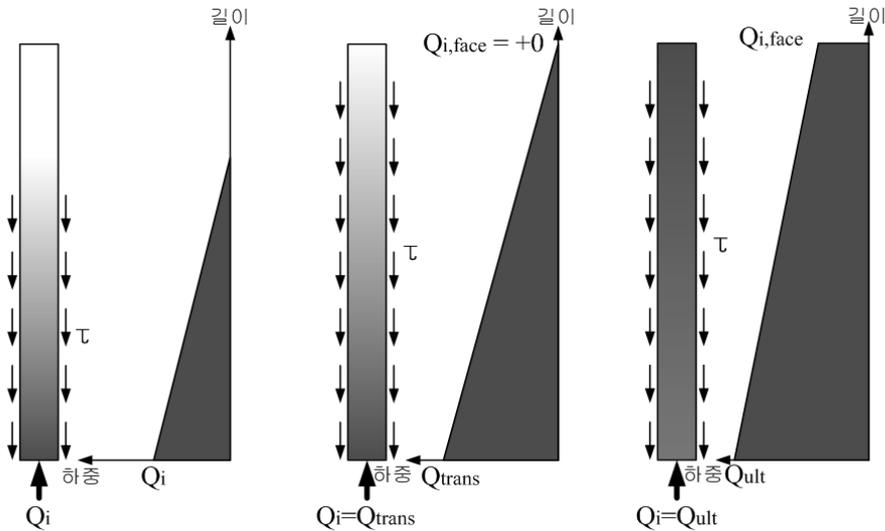


그림 5. 앵커공법의 하중전이 메커니즘

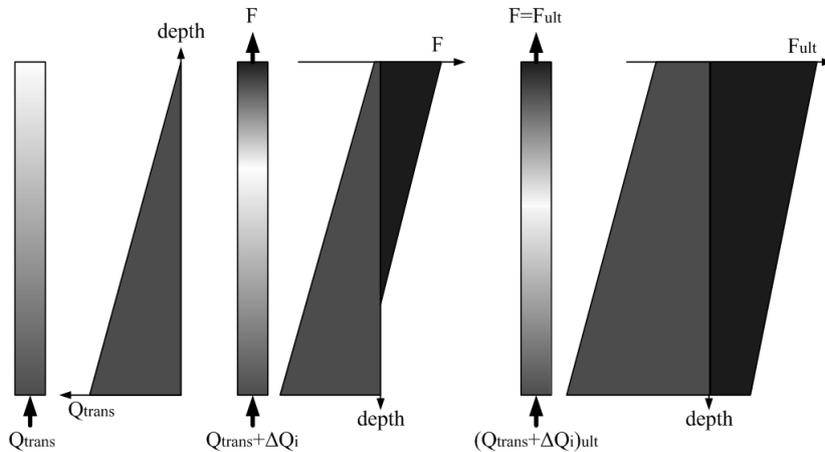


그림 6. 하이브리드 공법의 하중전이 메커니즘

하체에서 지속적으로 가해지는 압축하중에 대한 고려를 해주어야 한다. 서형준 등(2010)은 하중전이 이론을 바탕으로 프리스트레스를 가할 경우와 인발거동이 발생할 경우에 철근이 받는 압축력을 산정하였다. 식 (12)는 프리스트레스를 가할 경우 철근이 받는 압축력이며, 식 (13)은 동시인발 거동이 발생할 경우 철근이 받는 인장력 증가량이다.

$$F_s = \frac{Q_i}{\left(A_s + \frac{E_g}{E_s} A_g\right)} A_s \quad (12)$$

$$\Delta Q_{i+1,comp} = 2.6Q_i - \frac{3.6Q_i}{\left(A_s + \frac{E_g}{E_s} A_g\right)} A_s \quad (13)$$

여기서, F_s 는 철근이 받는 하중, Q_i 는 프리스트레스 하중, A_s 는 철근의 단면적, A_g 는 그라우팅의 단면적, E_s 는 철근의 탄성계수, E_g 는 그라우팅의 탄성계수, 그리고 $\Delta Q_{i+1,comp}$ 는 동시인발 시 압축력을 고려한 철근의 인장력 증가량이다. 이 식을 통해서 하이브리드 공법의 두 보강재 사이에서 작용하는 하중에 대해서 판단할 수 있다. 식의 자세한 유도과정은 서형준(2010) 등의 논문을 참조하기 바란다.

3. 현장인발시험

본 연구에서 현장인발시험은 쏘일네일링, 앵커, 그리고 두공법이 결합된 하이브리드 공법의 하중전이 메커니즘을 규명하고자 실시하였다. 따라서 철근과 그라우팅 내부에 변형률계를 설치하여 보강재의 선단 및 전면부에서부터 발생하는 하중전이 양상을 파악하였다. 현장시험 결과는 앞서 제안한 주변마찰력 산정이론과 하중전이 이론을 바탕으로 제안된 이론식과 비교해 보았으며, 이론식의 정용성을 판단하였다.

표 2. 각 시공 공법별 정리

공법	종류	주변마찰력 작용시점	하중 증가(kN)					
			0	59	98	137	167	196
쏘일네일링	S.N.	전면부	인 발					
앵커	C.A.	선단부	프리스트레스					
하이브리드	H.M.	선단부	프리스트레스			동시인발		

3.1 현장시험의 계획 및 대상지반

현장시험은 강원도 원주시 지정면에서 실시하였으며, 쏘일네일링 1공, 앵커 1공, 하이브리드 모델 1공에 대해서 계측을 실시하였다. 모든 공법은 4.3m로 연직으로 시공하였으며, 인발시험 시 각 공법의 하중변화 양상을 측정하기 위해 그림 7에서 보는 것과 같이 계측간격을 두어 철근 변형률계와 그라우팅 변형률계를 설치하였다. 그림 7에서 보는 것과 같이 각각의 공법이 시공된 장소에 2공의 시추조사를 실시하여 지층의 구성을 판단하였으며, 표준재하시험, 공내재하시험, γ 선을 이용한 밀도검측, 직접전단시험을 통해서 지반물성치를 산정하였다. 대상지반은 N치가 16정도인 지반으로 탄성계수는 5.5GPa, 단위중량은 17.8kN/m³, 내부마찰각 35.9°, 점착력 45.5kPa로 나타났다.

본 논문에서는 3가지 공법의 파괴거동을 고려하여 인발시험을 실시하였으며, 각각의 인발시험은 하중제어 방식을 통해 진행하였다. 쏘일네일링 공법은 전면에서 철근을 인장하여 약 160kN까지 인발시험을 실시하였으

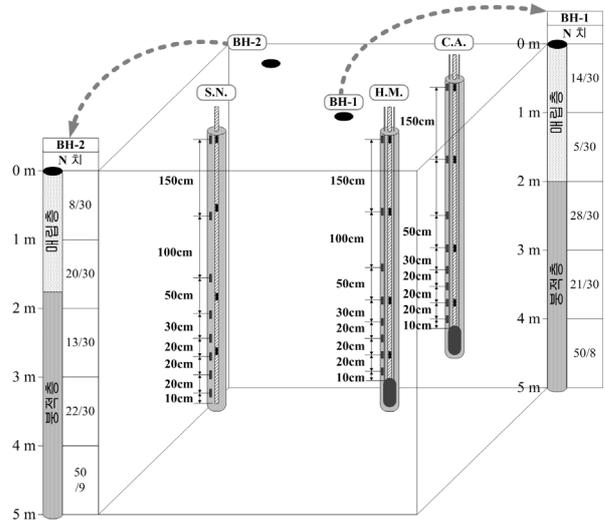


그림 7. 현장인발시험의 개요

며, 앵커 공법은 PC강연선에 프리스트레스를 196kN까지 가하는 인발시험을 진행하였다. 하이브리드 공법은 프리스트레스를 137kN까지 가한 후 철근과 함께 동시인발을 실시하였으며, 각 공법의 인발시험 개요는 표 1에서 보는 것과 같이 간략하게 나타나 있다. 따라서 쏘일네일링 공법은 전면에서부터 주면마찰력이 발휘되며, 앵커공법은 선단에서부터 주면마찰력이 발휘된다. 또한 하이브리드 공법은 초기에 프리스트레스를 가할 때에는 선단부에서 주면마찰력이 발휘되지만 동시인발 시에는 전면과 선단 모두에서 주면마찰력이 발휘될 것으로 판단된다.

3.2 현장인발시험 결과분석 및 이론적 검증

현장인발시험은 3가지 공법에 대해 각각 인발시험을 실시하였으며, 인발시험과 동시에 삽입된 철근 및 콘크리트 변형률계를 통해서 계측을 실시하였다. 현장시험에서 계측한 3가지 공법의 시험결과는 본 현장시험에 국한되기 때문에 이를 보완하기 위해 본 논문에서 제안한 이론식을 바탕으로 이론적 검증을 실시하였다.

쏘일네일링 공법은 지반의 변위가 발생하면 가상의 파괴면 밖에서 주면마찰력이 발휘가 된다. 따라서 인발시험은 전면부에서 철근을 인장하여 실시하였으며, 이때 계측결과는 그림 8과 같다. 또한 식 (9)를 통해 구한 주면마찰력을 식 (10)에 대입하여 쏘일네일링의 길이별 하중전이 양상을 이론적으로 전개하였다(그림 8 참조).

쏘일네일링을 인장하게 되면 전면부에서 인장하중이 크게 발생하며 주면마찰력에 의해 인장력이 감소하는 것을 알 수 있다. 또한 이론적으로 보았을 때 125kN으로 인장하중을 가하였을 때 전면에서 가해진 인장하중이 선단으로 전이되는 전이하중(F_{trans})이 나타나는 것을 알 수 있었다. 인발시험결과를 보았을 때도 약 100kN 정도에서 인장하중이 선단으로 전이되는 것으로 판단된다.

앵커 공법은 지반의 변위를 최대한 억제하기 위해서 초기에 프리스트레스를 가하게 된다. PC강연선에 가해진 프리스트레스 하중은 내하체로 직접 작용하게 되고, 내하체에서 가해지는 프리스트레스하중은 앵커체에 압축력으로 작용하게 된다. 그림 9의 인발시험 결과에서 보는 것과 같이 프리스트레스를 가하게 되면 내하체와 근접한 계측지점에서 압축력이 크게 작용하는 것을 알 수 있으며, 선단부에서 전면부로 갈수록 주면마찰력의 저항에 의해 압축력이 감소하는 것을 알 수 있다. 하중 전이의 이론값은 식 (9)에서 산정한 주면마찰력을 식 (11)에 대입하여 앵커체의 길이별로 산정하였으며, 이 결과는 앵커의 인발시험 결과와 유사하게 나타나는 것을 알 수 있다. 또한 내하체에서 가해지는 프리스트레스가 전면부로 전해지는 전이하중(Q_{trans})은 125kN으로 나타나는 것을 알 수 있다.

쏘일네일링 공법과 앵커공법을 보게 되면 쏘일네일링 공법은 전면에서 선단으로, 그리고 앵커공법은 선단에서 전면으로 가해진 하중이 전이되는 전이하중이 발

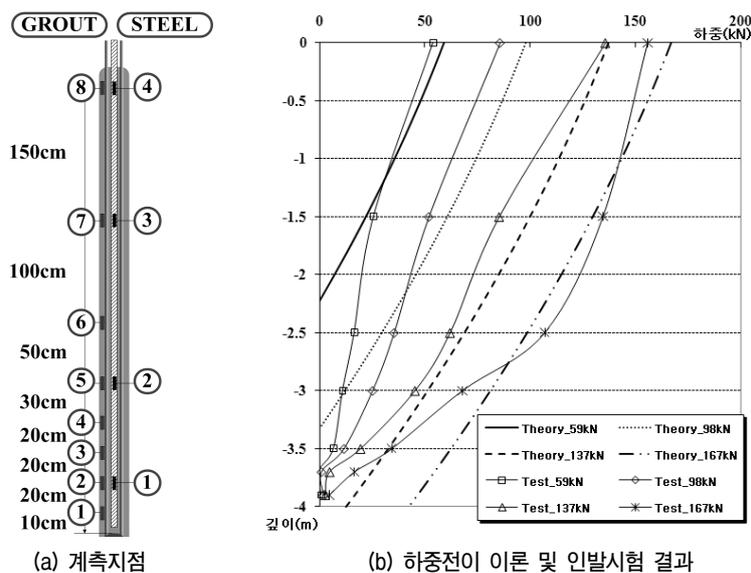


그림 8. 쏘일네일링 공법의 하중전이 메커니즘

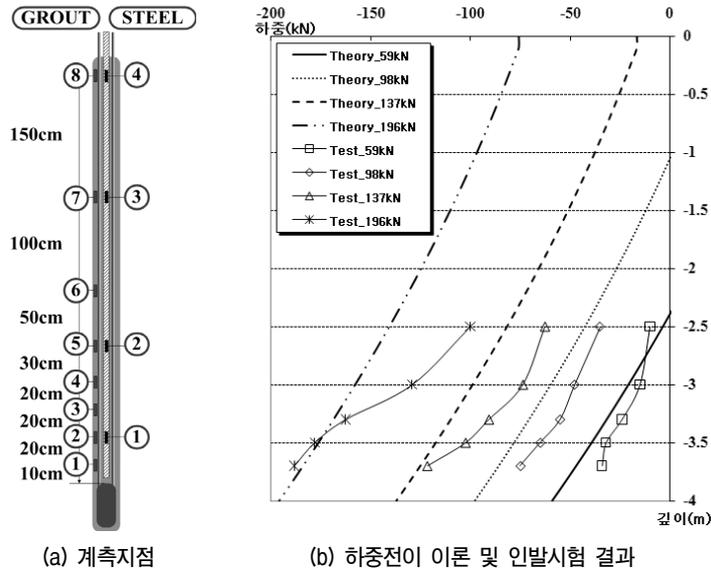


그림 9. 앵커 공법의 하중전이 메커니즘

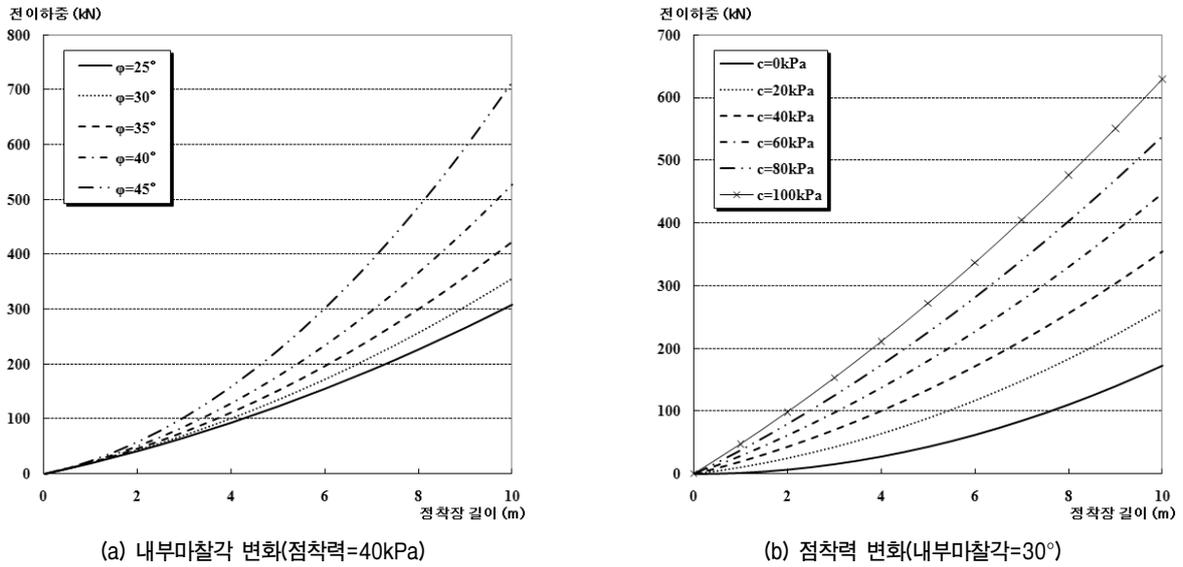
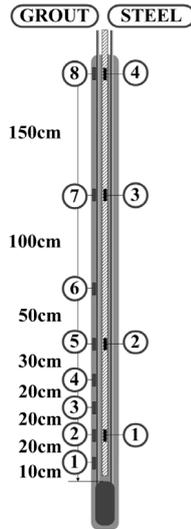


그림 10. 전이하중의 변화양상

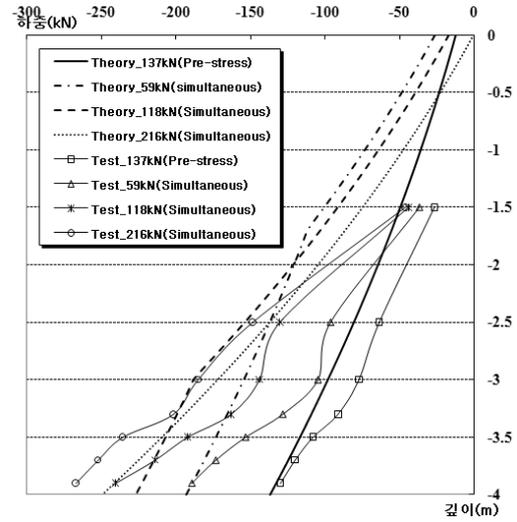
생하는 것을 알 수 있다. 본 논문은 현장시험에서 붕적층 지반에 네일의 길이가 4.3m인 경우에 대해서 인발시험을 실시하였으며, 전이하중이 약 125kN으로 나타났다. 하지만 그림 10에서 보는 것과 같이 전이하중은 지반의 조건과 네일의 정착장의 길이에 따라 크게 변화한다. 정착장의 길이가 길어질수록 주변마찰력이 증가하기 때문에 전이하중이 급격히 증가하는 것을 알 수 있다. 또한 정착장의 길이가 길어질수록 내부마찰력에 의한 영향이 지배적인 것을 알 수 있다. 그림 10a에서 보는 것과 같이 정착장의 길이가 짧을 경우에는 내부마찰각 변화에 따른 전이하중의 변화폭이 크지 않지만 정착

장의 길이가 길어지게 되면 내부마찰각의 변화에 따른 전이하중의 변화폭이 큰 것을 알 수 있다. 하지만 그림 10b에서 보는 것과 같이 점착력을 변화시킨 경우에는 정착장의 길이가 짧은 경우에도 전이하중의 변화폭이 큰 것을 알 수 있다. 따라서 정착장의 길이가 짧은 경우에는 점착력이 전이하중의 변화양상에 지배적이며, 정착장의 길이가 길어질 경우에는 내부마찰력에 의한 영향이 큰 것을 알 수 있다.

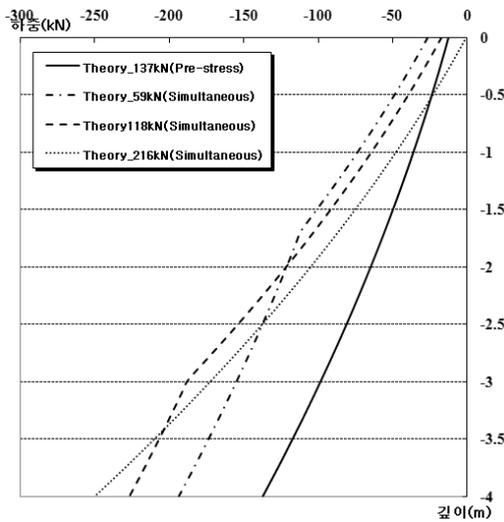
하이브리드 공법은 쏘일네일링 공법과 앵커 공법이 결합된 공법으로 초기에는 프리스트레스를 가하고 난 후 동시인발을 하였다. 따라서 초기에는 앵커공법과 같



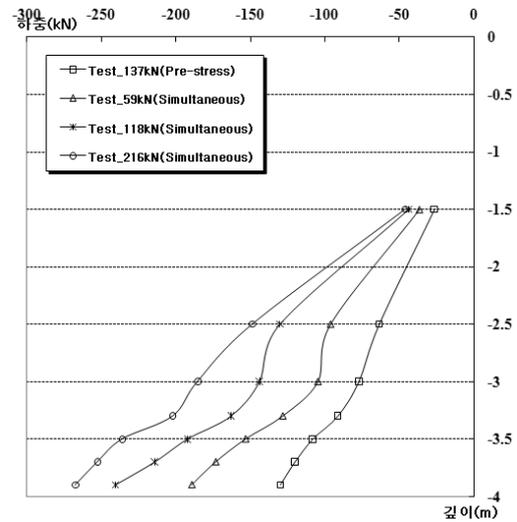
(a) 계측지점



(b) 하중전이 이론 및 인발시험 결과



(c) 하중전이 이론 결과



(d) 하중전이 인발시험 결과

그림 11. 하이브리드 공법의 하중전이 매커니즘

은 거동을 보이게 되지만 프리스트레스를 모두 가한 후 동시인발을 하게 될 때에는 쏘일네일링과 앵커의 거동을 모두 보이게 된다. 주면마찰력 산정 및 하중전이 이론을 통해 산정한 하이브리드 공법의 길이별 작용하중을 보게 되면 그림 11c와 같다. 먼저, 프리스트레스를 단계별로 137kN까지 가하는 경우에는 앵커의 거동과 동일하게 선단에서 압축력이 크게 작용하고 압축력은 전면으로 전이된다. 그리고 137kN 이후에 동시인발을 하게 되면 전면에서는 인장력이 작용하고 선단에서는 압축력이 작용하게 된다. 프리스트레스에 의해 압축거동을 보이던 하중전이 양상은 전면에서 인장력이 선단으로 작용하게 되면서 선단에서 작용하던 압축력이 감소하게 된다. 따라서 프리스트레스를 가하는 단계(앵커

거동)와 비교해 보았을 때 압축력이 감소하는 기울기가 가파른 것을 알 수 있다. 이러한 압축력 감소양상은 동시인발 하중이 증가함에 따라 더 크게 나타난다. 예를 들어, 동시인발하중이 59kN인 경우와 216kN인 경우를 비교해보면 216kN으로 인발하였을 때 인발하중은 매우 크지만 실제 작용하는 압축하중은 59kN으로 인발하는 경우에 비해 더 작은 것을 알 수 있다. 이는 철근의 신장량이 PC강연선보다 더 작기 때문에 철근에 하중이 집중되어 동시인발 이후의 인발하중의 분배가 내하체에서 가해지는 선단의 압축력보다 철근에서 가해지는 전면의 인장력이 약 2.6배 정도로 더 크기 때문이다. 따라서 동시인발 이후에는 전면에서 가해지는 인장력에 의해 그라우팅 구근 및 철근에 작용하고 있던 압축력이 감소

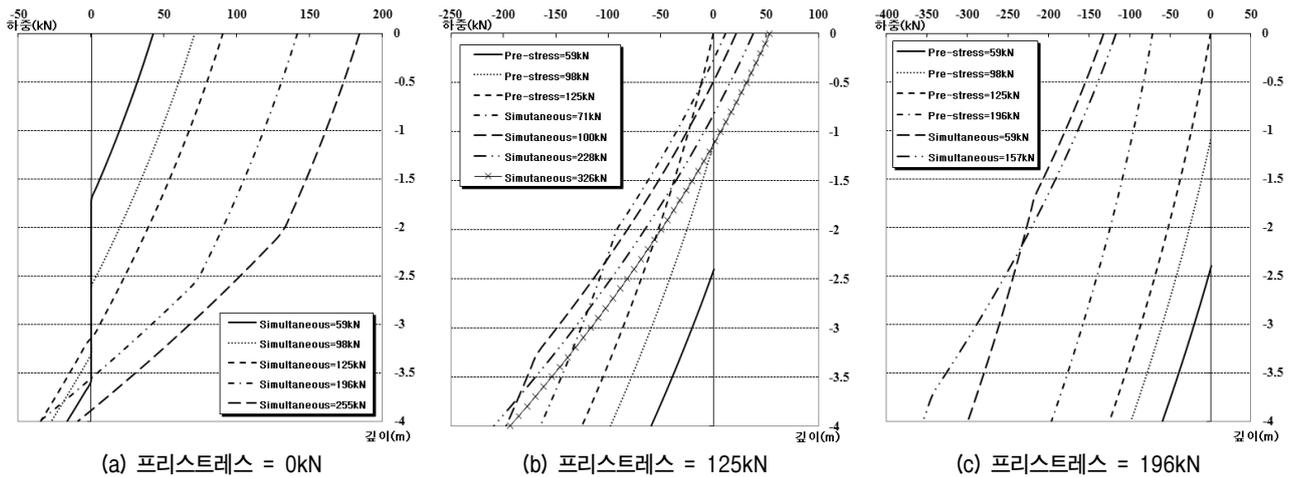


그림 12. 프리스트레스 변화에 따른 하중전이 양상

하는 것을 알 수 있다. 그림 11d에서 보는 것과 같이 현상인발시험에서도 프리스트레스를 가한 후에 동시인발을 하게 되면 압축력이 크게 감소하는 것을 볼 수 있다. 그림 11b에서 보는 것과 같이 하중전이 이론을 통해 산정한 하중의 분포양상과 실제 시험 값이 유사하게 나타나는 것을 알 수 있다. 결론적으로 인발하중이 커질수록 전면에서 작용하는 인장력이 증가하게 되고 증가한 인장력은 선단에서 가해지는 압축력과 중첩하여 압축력을 감소시키게 된다. 따라서 하이브리드공법은 프리스트레스를 가할 때는 앵커공법과 같이 선단에서 압축력이 강하게 작용하고 동시인발을 하게 되면 선단에서는 압축력이 우세하고 전면에서는 인장력이 우세한 것을 알 수 있다.

하이브리드 공법은 쓰일네일링과 앵커가 결합된 공법으로 가장 큰 특징 중 하나가 프리스트레스를 가하는 것이다. 프리스트레스를 가하게 되면 초기 지반의 변위를 억제시킬 수 있으며, 굴착에 의해 느슨해진 지반을 다져주게 된다. 따라서 전면에서 발생할 수 있는 얇은파괴를 방지할 수 있다. 본 논문에서는 하이브리드 공법에서 프리스트레스 하중의 강도를 정량적으로 파악하기 위해서 프리스트레스를 가하지 않았을 경우, 전이하중으로 가하였을 경우, 그리고 전이하중에 비해 상대적으로 크게 가하였을 경우에 대해 비교하였다(그림 12 참조).

그림 12a에서 보는 것과 같이 프리스트레스를 가하지 않고 동시인발을 하게 되면 철근이 PC강연선에 비해 약 2.6배의 하중을 더 받은 만큼 인장력이 전면에서 작용하게 되고, 선단의 내하체에서 전면의 인장력보다 작은 압축력을 가하게 된다. 동시인발 하중이 125kN 정도에서

전면에서 인장력과 선단에서의 압축력이 서로 중첩되게 되며, 이때 중첩되는 지점은 전면에서부터 3m 떨어진 지점보다 뒤에 위치하는 것을 보았을 때 네일 전체에서 인장력이 우세한 것을 알 수 있다. 인발하중이 증가할수록 전체 네일에 작용하는 인장력은 더 증가하는 것을 알 수 있다. 따라서 255kN으로 동시인발하였을 때는 전체 네일에서 거의 인장력이 작용하는 것을 알 수 있다. 하지만 이 경우 철근의 항복하중이 약 200kN인 것을 고려해 보았을 때 거의 항복에 다다른 것을 알 수 있다. 따라서 프리스트레스를 가하지 않은 하이브리드 공법은 인장하중이 전체 하중전이에 있어서 나타나게 되며, 이 경우 큰 인발하중을 얻을 수 없게 된다. 두 번째로 프리스트레스를 196kN으로 가하게 되면, 그림 12c에서 보는 것과 같이 전체 네일에는 압축력이 지배하는 것을 알 수 있다. 프리스트레스를 가한 후 동시인발 상태에서 철근이 PC강연선보다 약 2.6배의 하중을 받은 만큼 네일에 인장력으로 작용하게 되지만 이미 네일은 압축력을 과하게 받고 있어 인장력이 작용하기는 역부족인 것을 알 수 있다. 따라서 PC강연선에 하중이 과하게 실리게 되어 PC강연선의 항복이 발생하는 것을 알 수 있다. 마지막으로 전이하중만큼 프리스트레스를 가한 경우이다. 프리스트레스를 가하는 동안 네일은 압축력에 의해 하중이 전이되는 양상을 보인다. 압축력이 지배적이던 네일은 동시인발을 함에 따라 하중전이 양상이 바뀌게 된다. 선단의 압축력보다 2.6배 정도 더 큰 전면의 인장력이 동시인발 과정에서 지속적으로 작용함에 따라 인장력과 압축력이 전체 네일에 고루 분포하는 것을 알 수 있다. 앞선 현장시험 계측결과에서 나타

나는 것과 같이 전면에서는 인장력이 지배적인 양상을 나타내며, 선단에서는 압축력이 지배적인 양상을 나타내는 것을 알 수 있다. 또한 프리스트레스를 가하는 동안 압축력이 네일에 지배적으로 작용하면서 동시인발을 하게 되면 PC강연선에서 항복이 발생할 것으로 판단되었지만(그림 12b의 그래프에서 좌측으로 이동) 동시인발을 함에 따라 철근이 하중을 집중적으로 받으면서(그림 12b의 그래프에서 우측으로 이동) 최종 인발하중이 크게 증가하는 것을 알 수 있다.

4. 결론

본 논문에서는 쓰일네일링과 앵커가 결합된 하이브리드 공법의 하중전이 메커니즘을 규명하기 위하여 하중전이 이론 및 현장인발시험을 실시하였으며, 이에 대한 결론은 다음과 같다.

- (1) 주면마찰력 산정 이론 및 하중전이 이론을 바탕으로 쓰일네일링, 앵커, 하이브리드 공법의 하중전이 메커니즘을 규명하였으며, 또한 각 공법에 대해 계측기를 설치하여 네일의 위치별로 하중의 전이 양상을 계측하였다. 적용된 이론과 시험결과는 유사한 결과를 나타내는 것을 알 수 있으며, 주면마찰력 분포양상을 판단하기에 하중전이 이론의 적절성을 판단할 수 있었다.
- (2) 현장인발시험에서 적용된 지반과 네일의 제원의 경우 전면에서 선단으로, 또는 선단에서 전면으로 전이되는 전이하중이 약 125kN로 나타났다. 하지만 지반의 조건변화 및 시공조건에 따라 전이하중은 변화하게 된다. 따라서 이러한 전이하중 발생조건을 고려하기 위해 본 연구에서는 각 지반의 조건과 정착장의 길이에 따라 전이하중의 변화양상을 이론적으로 규명하였으며, 정착장의 길이가 짧은 경우 점착력에 의한 영향이 크며 정착장의 길이가 긴 경우 내부마찰력에 의한 영향이 큰 것을 알 수 있었다.
- (3) 쓰일네일링 공법의 경우, 전면에서 가해진 인장력이 작용하게 되며 주면마찰력에 의해 감소하면서 선단으로 하중이 전이되는 양상을 보였다. 반대로 앵커 공법의 경우, 선단에서 가해진 프리스트레스에 의해 압축력이 선단에서 작용하게 되며 주면마찰력에 의해 압축력이 감소하면서 전면부로 전이되었다. 하이브리드공법은 프리스트레스를 가할 때는

앵커공법과 같이 선단에서 압축력이 강하게 작용하고, 동시인발을 하게 되면 선단에서는 압축력이 우세하고 전면에서는 인장력이 우세하게 나타난다.

- (4) 하이브리드 공법은 프리스트레스 후 동시인발을 할 때 인발하중이 증가할수록 네일에 작용하는 압축력이 감소하는 것으로 나타났다. 이는 철근의 신장량이 PC강연선보다 더 작기 때문에 철근에 하중이 집중되어 동시인발 이후의 인발하중의 분배가 내하체에서 가해지는 선단의 압축력보다 철근에서 가해지는 전면의 인장력이 약 2.6배 정도로 더 크기 때문이다. 따라서 동시인발 이후에는 전면에서 가해지는 인장력이 네일에 작용하고 있던 압축력을 감소시키는 것을 알 수 있다.
- (5) 하이브리드 공법에서 프리스트레스 하중을 정량적으로 검토하였으며, 프리스트레스를 가하지 않았을 경우에는 하중이 전면에서 선단으로 가는 인장거동이 지배적인 양상을 보였다. 이와 반대로 프리스트레스를 과하게 주었을 경우 전체 거동이 압축력이 지배적인 양상을 보였다. 두 경우 인장력과 압축력이 조화를 이루지 못해 철근이나 PC강연선의 항복이 발생하기 쉬운 조건이었다. 하지만 프리스트레스를 약 125kN으로 가하였을 경우, 프리스트레스를 가하는 동안에는 압축력에 의해 하중이 전이되었지만 동시인발 이후에는 압축력에 비해 약 2.6배 큰 인장력이 작용하여 인장거동과 압축거동이 네일 전체에서 작용하게 된다.

감사의 글

본 연구는 국토해양부 건설기술혁신사업(과제번호: 10기술혁신E04)의 연구지원에 의하여 수행된 결과의 일부로서 관계당국에 심심한 사의를 표합니다.

참고 문헌

1. 김낙경 (2001), 인장형 앵커와 압축형 앵커의 하중전이에 관한 연구, *한국지반공학회논문집*, 제17권 제3호, pp.59-68.
2. 김태섭 (2009), 가압식 압축형 지반 앵커의 인발저항 증대효과 연구, *박사학위논문 고려대학교*.
3. 박시삼, 김홍택, 최영근 (2004), 프리텐션 쓰일네일링 시스템의 안정해석 및 설계, *한국지반공학회논문집*, 제20권 제7호, pp.197-206.
4. 서형준, 김현래, 정남수, 이인모 (2010), 쓰일네일링과 앵커가 결합된 하이브리드 공법의 거동 메커니즘, *한국지반공학회논문집*, 제26권 제7호, pp.117-133.

5. Liang, Y. R. and Feng, Y. X. (1997), "Development and Application of Anchor-Soil Interface Models", *A Short Course on Soil Nailing, Ground Anchoring, and Anchored Excavation*, The Graduate School of Industrial Technology and Environment, Dongguk University.
6. Wang, Z. and Richwien, W. (2002), "A study of soil-reinforcement

interface friction", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.128, No.1, pp.92-94.

(접수일자 2011. 9. 26, 심사완료일 2011. 12. 21)

원심모형 실험을 이용한 건조토 지반에서의 군말뚝 효과 분석

Evaluation of Dynamic Group Pile Effect in Dry Sand by Centrifuge Model Tests

유 민 택¹ Yoo, Min-Taek

차 세 환² Cha, Se-Hwan

최 정 인³ Choi, Jung-In

한 진 태⁴ Han, Jin-Tae

김 명 모⁵ Kim, Myoung-Mo

Abstract

In this study, a series of centrifuge shaking-table tests for a 3×3 group pile and a single pile applied by sinusoidal wave was performed in dry sand for various pile spacings, ranging from three to seven times the pile diameter. A comparison of centrifuge tests of both single pile and group pile showed that the lateral ground response of the group pile was smaller than that of the single pile. In addition, the reduction in subgrade reaction for the group pile increased with decreasing pile spacing. The side piles, that is, the 1st row and 3rd row piles showed identical dynamic p-y behavior and the center pile in the 2nd row caused a lower reduction effect compared with the 1st and 3rd row piles. From the comparison between the p-y curves of the 2nd row piles, it was found that the lateral ground response of the outer pile in the 2nd row was less than that of the center pile in the 2nd row. The p-multipliers for the side piles, for the center pile and for the outer pile ranged from 0.28 to 0.77, from 0.55 to 1.0 and from 0.39 to 0.87, respectively.

요 지

본 연구에서는 조밀한 건조 사질토 지반에서 단말뚝 및 3×3 군말뚝에 대해 정현파를 이용하여 동적 원심모형실험을 수행하였으며, 군말뚝의 경우 말뚝 중심간격을 지름의 3배, 5배, 7배로 변화시켜 실험을 실시하였다. 실험 결과로 얻은 단말뚝과 군말뚝의 동적 p-y 곡선들을 비교하여, 말뚝 중심 간격 및 군말뚝 말뚝 위치에 따른 말뚝의 동적 군말뚝 효과를 분석하였다. 분석 결과, 첫 번째 열과 세 번째 열의 말뚝인 측면 말뚝에서 유사한 동적 p-y 거동이 나타났으며, 두 번째 열 말뚝들은 측면 말뚝들에 비해 지반반력 감소 효과가 작게 나타났다. 또한, 두 번째 열 내에서 말뚝 위치에 따른 동적 p-y 거동을 비교한 결과, 두 번째 열의 바깥 말뚝에서 중앙 말뚝보다 지반반력 감소 효과가 크게 나타났다. 실험 결과를 바탕으로 제안된 말뚝 중심 간격에 따른 p-승수 값은 측면 말뚝에서 0.28 ~ 0.77, 중앙 말뚝에서 0.55 ~ 1.0, 바깥 말뚝에서 0.39 ~ 0.87로 나타났다.

Keywords : Dynamic centrifuge test, Dynamic group pile effect, Dynamic p-multiplier, Dynamic p-y curve, Pile spacing

1 정희원, 서울대학교 건설환경공학부 박사과정 (Graduate student, Dept. of Civil & Environmental Engineering, Seoul National Univ.)

2 정희원, 서울대학교 건설환경공학부 석사과정 (Graduate student, Dept. of Civil & Environmental Engineering, Seoul National Univ.)

3 정희원, UCLA Dept. of Civil & Environmental Engineering 박사 후 연구원 (Post doc. Researcher)

4 정희원, 한국건설기술연구원 수석연구원 (Senior Researcher, Korea Institute of Construction Technology)

5 정희원, 서울대학교 건설환경공학부 교수 (Professor, Dept. of Civil & Environmental Engineering, Seoul National Univ. geotech@snu.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2012년 7월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서론

현장에서 널리 사용되는 군말뚝의 경우 말뚝에서 지반으로 전달되는 응력이 서로 중첩되며 군말뚝 내의 개별 말뚝들의 지지력의 합이 단일말뚝의 지지력과 말뚝의 개수를 곱한 지지력보다 작게 되는 군효과가 발생하게 된다. 마찬가지로 횡방향 하중을 받는 군말뚝에서도 인접한 말뚝간의 상호작용 때문에 단일말뚝에 비하여 지반반력이 감소하는 군말뚝 효과가 발생하게 되며, 실무에서는 이를 정량적으로 평가하기 위하여 단일말뚝과 군말뚝에 발생하는 지반반력의 비인 p-승수(p-multiplier) 개념을 활용하고 있다.

군말뚝의 횡방향 거동 연구는 주로 정적인 하중 조건에서 수행되었으며 대부분의 p-승수 값 역시 정적인 하중 조건에 대하여 제안되었다(US Army, 1993; Reese 등, 1996; AASHTO, 2000; Reese & Van Impe, 2001; WSDOT, 2002). 이 중 AASHTO(2000)에서 제안한 p-승수가 실무에서 가장 널리 이용되고 있으며(Rollins 등, 2006), 이는 US Navy(1982)와 캐나다 지반공학회(Canadian Geotechnical Society, 1992)에서 제안하고 있는 값과 동일하다. 그러나 기존에 AASHTO(2000)에서 제안한 p-승수 값은 말뚝 위치에 관계없이 동일한 p-승수를 제안하였으나, 최근 AASHTO(2010)에서는 Hannigan(2006) 연구를 바탕으로 말뚝 위치별로 다른 p-승수를 제안하고 있다. PoLam 등(1998)은 반복하중으로 인한 흙의 강도 감소와 군말뚝 효과를 함께 고려할 수 있도록 p-승수 0.5를 정적 p-y 곡선에 적용할 것을 제안하였고, NCHRP (National Cooperative Highway Research Program, 2001)는 El Naggar & Novak(1996)의 수치모델을 이용하여 말뚝 두부에서의 변위와 말뚝 중심간 간격을 기준으로 동적 p-승수 값을 제안하였다. 그러나 PoLam 등(1998)의 방법은 적용하기는 간편하지만 말뚝 중심 간격과 군말뚝 내 말뚝 위치에 따른 p-승수의 차이를 고려하지 못하였으며, NCHRP(2001)의 방법은 수치 모델링 기법으로 제안되었기 때문에 현장 혹은 모형실험을 통한 검증이 필요하다. 국내의 기준을 살펴보면, 항만 및 어항시설의 내진설계표준서(1999)에서는 말뚝 중심 간격이 말뚝 지름의 3배일 경우 횡방향 지반반력을 50% 감소시키며, 말뚝 지름의 6배 이상일 경우에는 군말뚝 효과를 무시할 수 있다고 제안하고 있다. 또한, 도로교설계기준(2001)에서는 말뚝 중심 간격이 말뚝 지름의 3배일 경우 횡방향 지반반력을 25% 감소시키고, 8배 이상일 경우

에는 군말뚝 효과를 무시할 수 있다고 제안하고 있다.

이처럼 국내의 기준 모두에서 각각 서로 다른 p-승수를 제안하고 있으며, 또한 지진하중과 같은 동적 하중 조건에 적합한 p-승수에 대해서는 많은 연구가 이루어지지 않은 실정이다. 김성렬 등(2002)과 양의규 등(2010)은 1g 진동대 실험으로부터 사질토 지반에 대한 동적 p-승수를 제안한바 있으나, 현장의 구속압을 적절히 모사하지 못하는 1g 진동대 실험으로 얻은 결과이므로, 실무에 적용하기에는 무리가 있다.

이에 본 연구에서는 조밀한 건조 사질토 지반을 조성하고, 군말뚝의 중심 간격을 말뚝 직경의 3배, 5배, 7배의 세 가지 경우로 달리하며 정현파를 이용하여 현장의 구속압을 적절히 모사할 수 있는 동적 원심 모형실험을 수행하였다. 실험 결과로 얻은 동적 p-y 곡선들을 비교하여 말뚝 간격 및 군말뚝 내 말뚝 위치에 따른 동적 군말뚝 효과를 분석하였으며, 이를 정량적으로 평가할 수 있는 동적 p-승수를 산정하고자 하였다.

2. 원심모형실험 개요 및 절차

본 연구는 KAIST(Korea Advanced Institute of Science and Technology)에 위치한 지오센트리퓨지 실험센터에서 동적 원심 모형 실험기를 이용하여 원심가속도 40g 조건에서 실험을 수행하였다. 실험에 사용된 모형 토조는 ESB(Equivalent Shear Beam) 상자로서 모형 토조의 크기는 길이 49cm, 폭 49cm, 높이 63cm 이다. ESB 상자는 층이 고무 버클로 연결되어 있어 지반의 변형만큼 토조가 변형되며 반사파에 의한 경계효과를 줄여주는 작용을 한다.(Kim et al. 2010)

모형 지반은 Hammer Crusher 공정에 의해 인공적으로 생산한 규사를 이용하여 조성하였으며 사용된 규사의 입도분포 곡선 및 물리적 특성을 그림 1과 표 1에

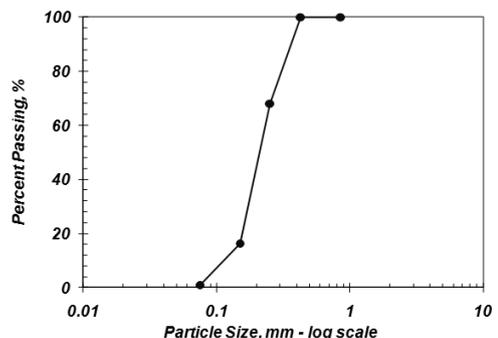


그림 1. 모형 지반 흙의 입도분포곡선

표 1. 모형 지반 흙의 기본 물성값

지반분류 (USCS)	소성지수 (PI)	D_{50} (mm)	곡률계수 (C_c)	균등계수 (C_u)	비중 (G_s)	$\gamma_{d, \max}$ (kN/m^3)	$\gamma_{d, \min}$ (kN/m^3)
SP	NP	0.22	1.11	1.96	2.65	16.45	12.44

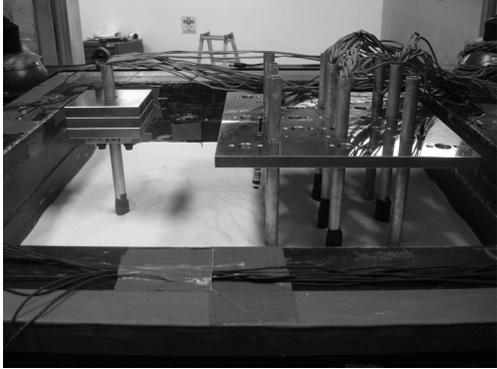


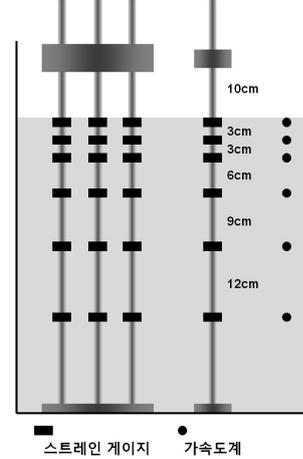
그림 2. 모형 균말뚝 및 단말뚝

표 2. 모형말뚝제원

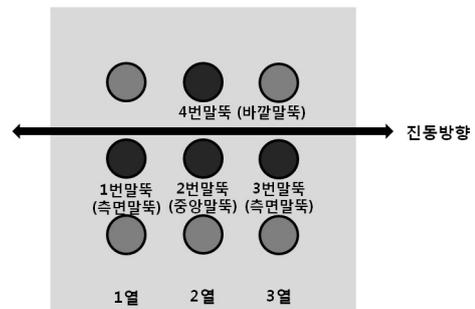
물성값	모형	상사비	원형
직경 (cm)	1.3	λ	52
두께 (cm)	0.1	λ	4
길이 (cm)	70	λ	2,800
지중근입깊이 (cm)	50	λ	2,000
강성 ($kgf \cdot cm^2$)	47,255	λ^4	1.2×10^{11}

각각 나타내었다. 본 연구에서 사용된 규사는 소성지수 (PI)가 0인 모래로서, 평균입경(D_{50})이 약 0.22mm, 균등 계수(C_u)가 1.96으로 통일분류법에 의해 SP로 분류된다.

그림 2와 같이 길이 70cm의 3×3 모형 균말뚝 및 단말뚝을 제작하여 실험을 수행하였으며, 이는 원형 기준으로 28m이다. 모형 말뚝은 알루미늄 관으로 제작되었으며, 모형 말뚝의 제원은 표 2와 같다. 모형 균말뚝의 상부질량은 상부질량이 1,000t인 원형을 모사하기 위하여 상사비를 적용한 결과 4.5kg으로 결정하였으며, 단말뚝의 상부하중은 균말뚝내 개별말뚝이 분담하는 하중과 동일하도록 제작하였다. 말뚝 직경은 시료 평균입경 (D_{50})의 60배로 말뚝 직경이 평균입경(D_{50})의 35배 이상이 되면 원심모형실험에서 입자 크기가 말뚝에 미치는 영향이 없다는 Ovesen(1979)의 기준을 만족시켰다. 말뚝의 근입깊이는 50cm로 횡방향 하중을 받는 말뚝의 임계깊이(infinite depth)보다 깊어 말뚝이 긴 말뚝(long pile) 거동을 하게 된다. 이 경우, 임계 깊이 이하에서는 말뚝에 모멘트 및 변위가 발생하지 않아 선단 고정인 말뚝의 횡방향 거동에 큰 영향을 미치지 않는다.



(a) 균말뚝 및 단말뚝 실험 단면도



3×3 균말뚝

(b) 균말뚝 내 스트레인게이지 부착 말뚝

그림 3. 실험 단면 및 균말뚝 배치 평면도

그림 3과 같이 모형 말뚝은 암반 근입 말뚝을 모사하기 위해 토조 바닥면에 고정시켰으며 상부질량은 지표면으로부터 10cm 높이에 위치시켰다. 실제 말뚝의 경우, 말뚝 캡이 토사지반에 근입되어 있는 경우가 많지만 본 연구에서는 비선형영역에서의 말뚝 거동을 확인하기 위해 상대적으로 큰 말뚝 변위가 요구되어 지반과 말뚝 캡을 분리시켰다. 지진하중이 작용하는 방향의 양 끝에 위치한 두 개의 측면 말뚝과 한가운데 위치한 중앙 말뚝, 그리고 중앙 말뚝으로부터 진동하중방향의 직각 방향에 위치한 바깥 말뚝에서 진동 중 발생하는 깊이에 따른 모멘트 분포를 알기 위하여 깊이 방향으로 6쌍의 스트레인 게이지를 부착하였으며, 각각의 게이지와 동일한 깊이에서 자유장 지반변위를 측정하기 위한 가속도계를 설치하였다. 그림 3(b)와 같이 스트레인 게이지

표 3. 실험 조건(원형 기준)

입력 가속도	말뚝 중심 간격 (D: 말뚝 직경)	입력 지진파	상대 밀도
0.04g, 0.1g, 0.15g, 0.2g, 0.25g, 0.3g	3D, 5D, 7D	1Hz 정현파	80%

를 부착한 각 말뚝을 1번 말뚝, 2번 말뚝, 3번 말뚝, 4번 말뚝으로 명명하였으며, 설명 상 편의를 위하여 지진하중이 작용하는 방향의 양 끝열에 위치한 1번 말뚝과 3번 말뚝을 측면 말뚝으로, 가운데 열의 중앙에 위치한 2번 말뚝을 중앙 말뚝으로, 그리고 중앙 말뚝과 하중방향의 직각방향으로 위치한 4번 말뚝을 바깥 말뚝으로 정의하였다.

실험 조건을 표 3에 요약하였는데, 말뚝중심간 간격을 말뚝 지름의 3, 5, 7배로 달리하였고, 지반은 자동 강사장치를 이용하여 상대밀도 80%의 조밀한 건조토 지반을 균일하게 조성하였다. 진동하중으로는 정현파를 가하였으며, 입력한 진동 하중의 가속도 크기는 0.04g~0.3g로 변화시켰다. 하중의 진동수가 동적 p-승수에 영향을 미치지 않는다는 기존 연구 결과(NCHRP, 2001)에 따라 원형기준 1Hz인 정현파만을 이용하여 실험을 수행하였다. 균말뚝 실험과 동일한 조건에서 단말뚝 실험을 수행하여 균말뚝의 실험결과와 비교하였으며, 단말뚝의 상부하중은 균말뚝 내 단일 말뚝이 분담하는 하중과 동일하도록 제작하였다.

3. 원심모형실험 결과

본 장에서는 동적 p-y 곡선의 작성방법을 설명하고 이를 통해 얻은 단말뚝과 균말뚝에 대한 실험 결과를 비교하였으며, 비교를 위한 모든 결과는 상사비 40을 적용하여 원형의 값으로 나타내었다.

3.1 동적 p-y 곡선 작성 방법

동적 원심모형 실험에서 말뚝에 부착한 스트레인게이지 측정값으로부터 구한 모멘트 결과를 이용하여, 말뚝의 깊이별 모멘트 분포 곡선을 결정하고 식 (1), (2)와 같은 빔 이론에 따라 지반반력 p와 말뚝 변위 y_{pile} 을 산정하였다. 깊이별 모멘트 분포 곡선은 총 6곳의 깊이에서 측정된 모멘트 자료에 cubic spline 보간 방법을 적용하여 구하였다(Dou & Byrne, 1996).

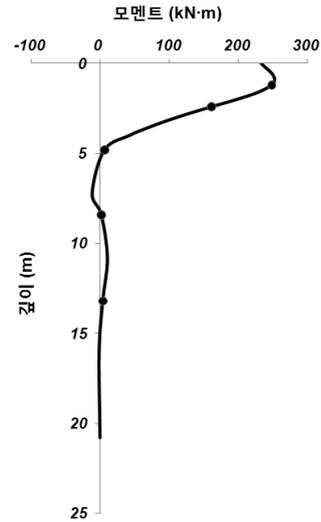


그림 4. cubic spline 방법으로 구한 말뚝 깊이별 모멘트 분포 곡선 (1Hz, 0.15g)

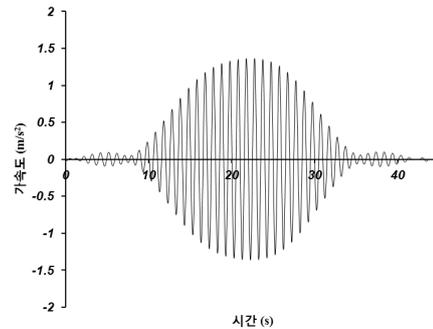


그림 5. 지반 내(깊이=1.2m) 계측 가속도(1Hz, 0.15g)

$$p = \frac{d^2}{dz^2} M(z) \tag{1}$$

$$y_{pile} = \iint \frac{M(z)}{EI} dz \tag{2}$$

여기서, EI는 말뚝의 휨강성이며, z는 깊이, M(z)는 깊이에 따른 모멘트 분포 곡선이다. 동적 p-y 곡선을 구성하는 y는 정적 p-y 곡선의 경우와 달리 지진 하중에 의해 지반에도 변위가 발생하므로 지반-말뚝 간의 상대 변위가 되어야한다. 따라서 동적 p-y곡선의 y는 식 (2)에서 구한 y_{pile} 에서 지반 변위 y_{soil} 을 빼서 산정한다. 이때 y_{soil} 은 각 높이에서 계측한 가속도 측정값을 2번 적분하여 구하였다. 그림 4는 입력가속도 0.15g였을 때 단말뚝에서 스트레인 게이지로 측정된 깊이별 모멘트와 이를 cubic spline 방법으로 보간한 결과를 나타내었다. 그림 5는 입력가속도 0.15g였을 때 1.2m 깊이에서 발생한 지반 가속도를 나타낸 그림이다.

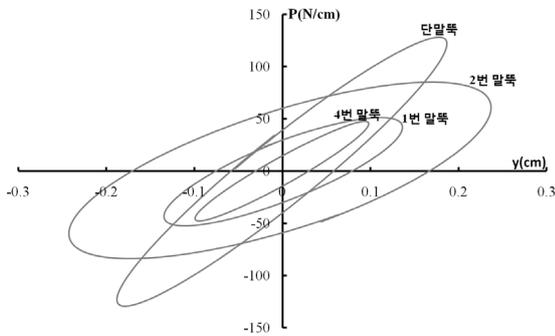
3.2 단말뚝과 군말뚝 실험 결과

앞에서 기술한 방법에 따라 동적 p-y 곡선을 작성하고, 말뚝 중심간격과 군말뚝 내 말뚝의 위치에 따른 동적 p-y 곡선의 차이를 분석하여 여러 인자들이 동적 군말뚝 효과에 미치는 영향을 알아내었다. 단말뚝의 동적 p-y 곡선과 각 열 별 말뚝의 동적 p-y 곡선을 비교하여 그림 6과 7에 도시하였는데, 말뚝 중심간격 3D(D: 말뚝 직경) 실험의 경우 3번 말뚝(그림 3 참조)이 계측기의 이상으로 각 그림에서 누락되었다.

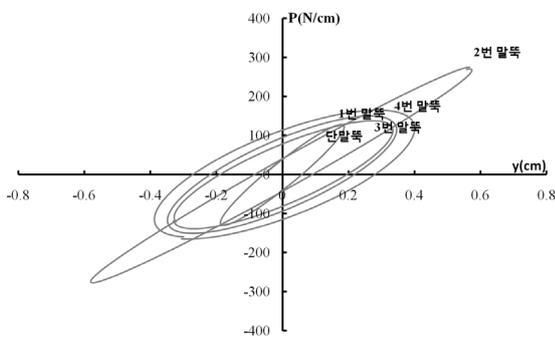
그림 6은 입력가속도가 0.04g 일 때, 깊이 40cm(말뚝 직경의 0.8배)에서의 군말뚝 및 단말뚝의 실험 동적 p-y

곡선을 보여준다. 말뚝의 변위는 52cm인 말뚝 직경의 1% 내외로 작게 발생하였으며, 단말뚝과 군말뚝의 실험 동적 p-y 곡선을 비교하면 군효과에 의한 지반-말뚝 시스템의 강성 감소 효과를 확인할 수 있다. 단말뚝과 군말뚝의 강성차이는 말뚝 중심 간격이 작을수록 크게 나타났으며 말뚝 중심간격이 7D인 경우에는 지반-말뚝 시스템의 강성을 의미하는 실험 동적 p-y 곡선의 할선 기울기 차이가 거의 발생하지 않았다. 또한 측면 말뚝인 1번 말뚝과 3번 말뚝에서 거의 동일한 p-y 거동을 확인할 수 있다.

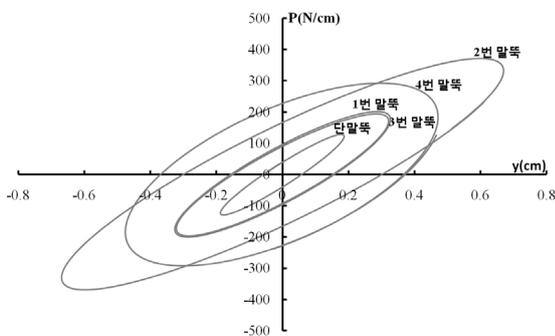
그림 7은 입력가속도가 0.3g일 때, 깊이 40cm(말뚝 직경의 0.8배)에서의 군말뚝 및 단말뚝의 실험 동적 p-y



(a) 말뚝 중심간격 3D

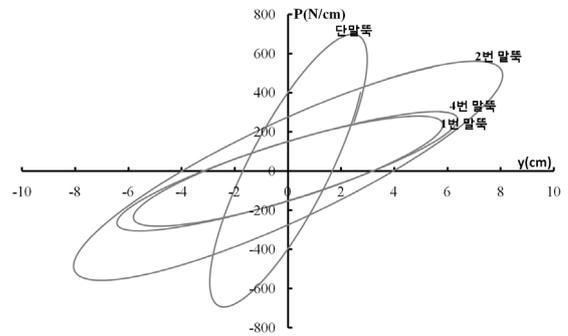


(b) 말뚝 중심간격 5D

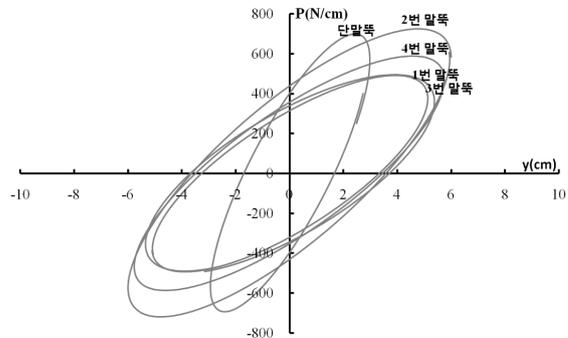


(c) 말뚝 중심간격 7D

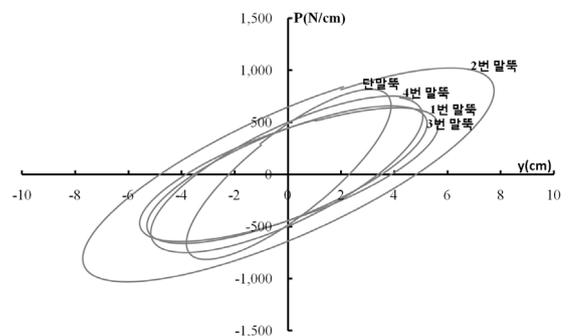
그림 6. 말뚝 중심간격에 따른 동적 p-y 곡선(깊이 0.8D, 입력가속도 0.04g)



(a) 말뚝 중심간격 3D

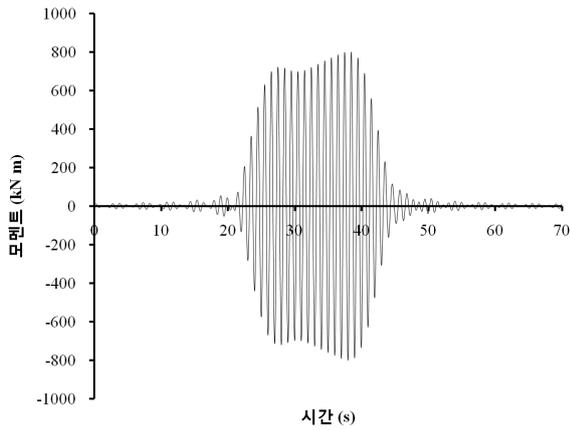


(b) 말뚝 중심간격 5D

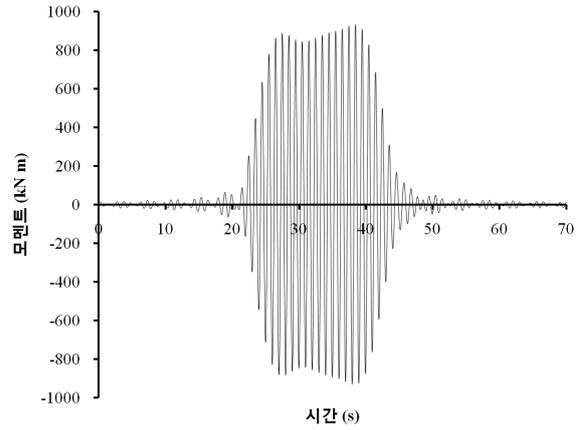


(c) 말뚝 중심간격 7D

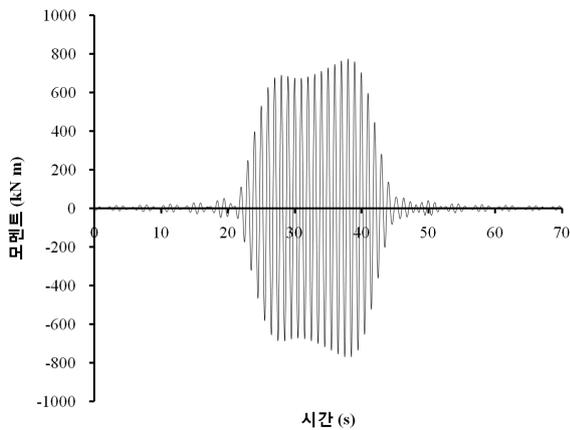
그림 7. 말뚝 중심간격에 따른 동적 p-y 곡선(깊이 0.8D, 입력가속도 0.3g)



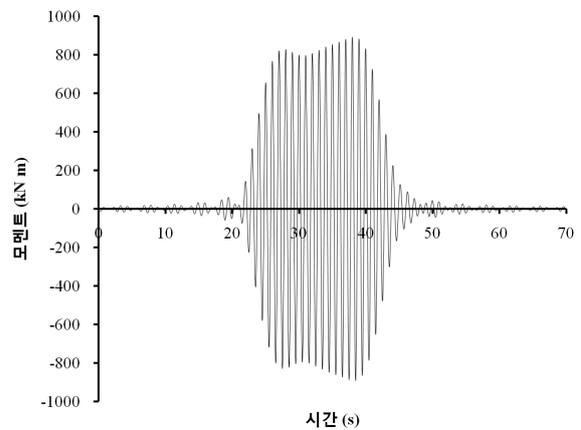
(a) 1번 말뚝



(b) 2번 말뚝



(c) 3번 말뚝



(d) 4번 말뚝

그림 8. 군말뚝 내 개별 말뚝의 모멘트 시간이력(말뚝 중심 간격 7D, 길이 3.2D, 입력가속도 0.2g)

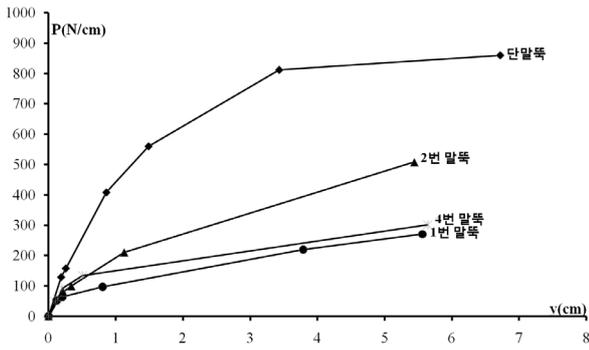
곡선을 보여준다. 말뚝의 변위는 직경의 10% 이상으로 크게 발생하였으며, 입력 하중의 크기가 작을 때에 비해 (그림 6) 군효과에 의한 지반-말뚝 시스템의 강성 감소 효과가 크게 발생한 것을 확인할 수 있다. 이러한 강성 감소효과는 말뚝 중심 간격이 작을수록 크게 발생하였으며 중앙 말뚝보다는 측면 말뚝에서 더 크게 발생하였다. 같은 열에 위치한 중앙 말뚝과 바깥 말뚝을 비교해 보았을 때, 오히려 인접한 말뚝의 개수가 상대적으로 더 적은 바깥 말뚝에서 중앙 말뚝보다 군효과에 의한 강성 감소효과가 크게 발생하였다.

그림 8은 말뚝 중심 간격이 말뚝 지름의 7배인 경우, 입력가속도 0.2g 조건에서 각 개별말뚝에서 최대 모멘트가 발생한 깊이에서의 모멘트 시간이력을 보여준다. 그림 6과 7의 결과에서 확인한 바와 같이 측면 말뚝(1번 & 3번 말뚝)들은 유사한 모멘트 시간이력을 보이고 있으며, 중앙 말뚝(2번 말뚝)의 경우 측면 말뚝보다 약 18% 큰 모멘트가 발생하는 것으로 나타났다. 같은 열에 위치한 중앙 말뚝과 바깥 말뚝(4번 말뚝)의 경우 동일한

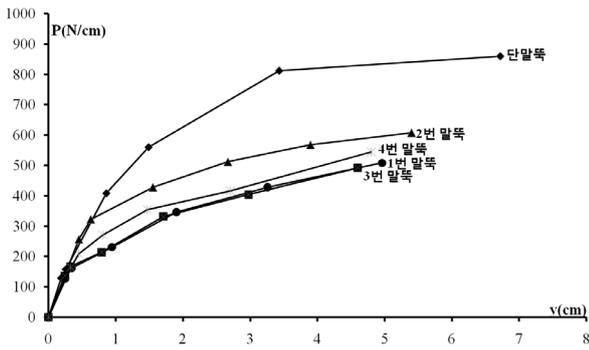
계 측면 말뚝보다 큰 모멘트가 발생하였으며, 중앙 말뚝과 바깥 말뚝을 비교해 보면 중앙 말뚝에서 바깥 말뚝에 비해 약 5% 큰 모멘트가 발생하였다.

4. 동적 군말뚝 효과 평가

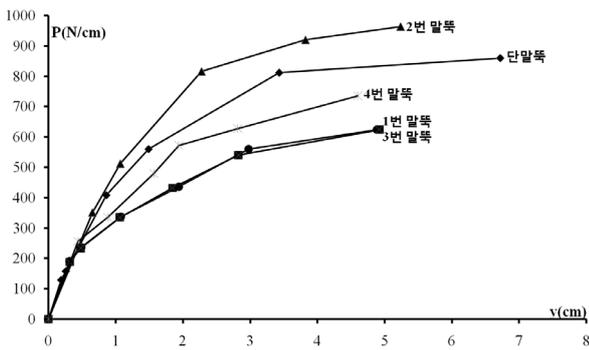
군말뚝에서 말뚝의 위치에 따른 동적 거동 차이를 다양한 실험 조건에서 비교하기 위하여 0.8D(40cm)깊이에서 동적 p-y 곡선의 최대 지반 반력점을 이용하였다. 최대 지반반력점이란, 동적 p-y 곡선(그림 6, 7)에서 최대 지반반력이 발생하는 꼭지점을 의미하며 각 가속도 조건에서 얻은 최대 지반반력점을 그림 9에 도시하였다. 이 그림에서 보면 단말뚝에 비해 군말뚝에서 횡방향 지반 반력이 작아지는데, 이러한 지반반력 감소효과는 말뚝 중심 간격이 작을수록 크게 나타난다. 앞에서 언급한 것처럼, 군말뚝 내의 측면 말뚝인 1번 말뚝과 3번 말뚝은 거의 동일한 p-y 거동을 보이고 있으며, 중앙 말뚝의 경우 측면 말뚝들에 비해 지반 반력 감소 효과가 작



(a) 말뚝 중심간 간격 3D



(b) 말뚝 중심간 간격 5D



(c) 말뚝 중심간 간격 7D

그림 9. 말뚝 위치별 실험 동적 p-y 곡선의 최대 지반반력점(깊이 0.8D)

게 나타난다. 이는 p-승수 값이 측면 말뚝보다 중앙 말뚝에서 크게 평가되는 것을 의미하는데, 이러한 결과는 선두말뚝에 비해 배후 말뚝의 지반반력이 작게 평가되는 기존의 연구결과(Rollins, 1998; Yang, 2010)와는 상반되는 것으로서, 지진하중의 하중 특성에서 기인한 것으로 판단된다.

기존 횡방향 균말뚝 거동에 관한 연구는 대부분 말뚝 머리에 직접 가해진 정적 하중에 대한 말뚝의 거동에 기초한 것이었기 때문에 하중 재하 방향에 따라 선두말뚝과 배후말뚝의 구분이 가능하였지만, 실제 지진 하중의 경우 일정한 방향으로 작용하지 않고 임의의 방향으

로 작용한다. 따라서 양쪽으로 번갈아 가면서 관성력이 발현되며 하중 재하 방향에 따라 선두말뚝부터 순서대로 지반반력이 작아지는 거동을 보이지 않고 가진 방향을 기준으로 양쪽 끝에 위치한 측면 말뚝들이 진동 방향에 따라 선두 말뚝과 최배후 말뚝이 되는 것을 반복하며 동일한 거동을 보이고, 중앙 열에 위치한 말뚝들은 이와 다른 거동을 보이게 되는 것으로 판단된다.

일반적으로 정적인 횡방향 하중을 받는 균말뚝의 경우, 하중 재하 방향이 일정하며 하중 재하 방향에 따라 선두말뚝, 1번 배후말뚝, 2번 배후말뚝 등으로 말뚝 위치별 구분이 가능하며, 이 경우에 선두 말뚝의 움직임으로 배후지반이 느슨해져 지반반력이 감소하는 “그림자 효과(shadowing effect)”가 발생하게 되고 이로 인해 하중방향의 선두 말뚝에서 배후 말뚝과 비교하여 지반 반력이 더 크게 발현된다(Rollins, 1998; Suzuki & Adachi, 2003). 그러나 본 연구와 같은 지진 하중의 경우, 정현파에 의한 관성력이 양쪽 방향으로 번갈아가면서 발생되며 “그림자 효과(shadowing effect)”에 의한 지반 반력 감소 효과 역시 양방향으로 발생되게 된다. 이에 선두 말뚝과 최배후 말뚝으로 반복적으로 거동하는 측면 말뚝의 경우, 최배후 말뚝으로 거동하게 될 때 지반반력이 크게 감소하게 되고 감소된 강성이 회복이 되지 않아 중앙 말뚝에 비해 지반 반력 감소효과가 크게 나타난 것으로 판단된다. 반면, 중앙 말뚝의 경우 계속해서 배후 말뚝으로 거동을 하면서 상대적으로 측면 말뚝에 비해 지반 반력 감소 효과가 적게 발생한 것으로 보인다. 또한, 기존의 연구는 같은 열에 존재하는 말뚝은 같은 거동을 보인다고 기술하고 있지만(Brown et al. 1987; Rollins et al. 1998; and Rollins and Sparks 2002), 본 연구 결과를 살펴보았을 때, 같은 열에 위치한 중앙 말뚝과 바깥 말뚝을 비교해 보면 차이가 존재함을 알 수 있다. 이는 하중의 수직방향으로도 군효과가 발생하며(항만 및 여항시설의 내진설계표준서, 1999) 앞선 측면 말뚝의 경우와 같은 원인으로 중앙 말뚝의 지반 반력 감소 효과가 더 적다고 판단된다. 단, 하중의 수직방향 군효과 발생 정도는 하중 방향에 비하여 작다고 할 수 있다.

5. 동적 p-승수 산정

5.1 동적 p-승수 산정방법

동적 p-승수를 산정하기 위하여, 앞에서 산정한 최대

지반 반력점들을 연결하여 동적 p-y 중추곡선(Ting, 1987, 양의규, 2011)을 구축하였는데, 이를 위하여, 각 실험 조건 별로 찾아낸 깊이별 동적 p-y 곡선의 최대 지반반력 점들을 Kondner(1963)가 제안한 쌍곡선 함수(식 3)를 이용하여 근사적으로 연결하였으며, 쌍곡선 함수를 산정하기 위하여 컴퓨터 프로그램을 통해 비선형 외삽을 수행하였다.

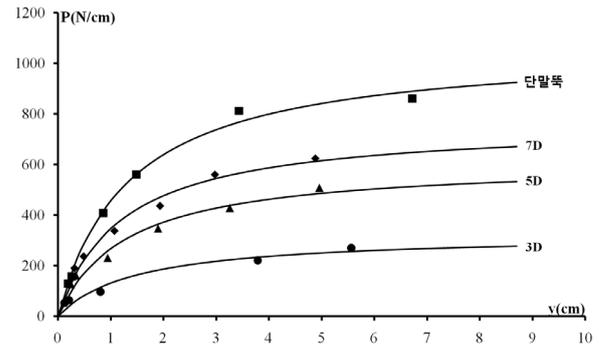
$$p = \frac{y}{\frac{1}{k_{ini}} + \frac{y}{p_u}} \quad (3)$$

여기서, k_{ini} 는 초기 지반 반력계수이며, p_u 는 극한 지반 반력, y 는 지반 말뚝 상대 변위이다.

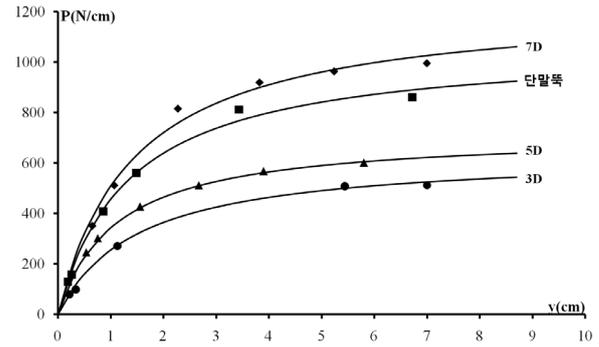
5.2 동적 p-승수 산정

그림 10에 말뚝 위치별 단말뚝과 균말뚝의 최대 지반 반력 점들과 이를 식 (3)을 이용하여 외삽한 p-y 중추곡선을 도시하였다. 모든 변위에서의 p-승수 산정은 불가능하므로 도로교 설계기준(2001)에서의 말뚝 탄성 한계인 말뚝 직경 1% 변위와 극한 지반 반력에서의 동적 p-승수를 산정하였다. 단, 그림 10(b)와 같이 균말뚝 내 개별말뚝의 지반반력이 단말뚝 보다 크게 나타난 말뚝 중심간격 7D 조건의 중앙 말뚝의 경우, 균말뚝에서 횡방향 지반반력의 감소를 나타내는 p-승수로 1보다 큰 값을 적용하기에는 무리가 있다고 판단하여, 보수적인 값으로 p-승수를 1로 제한하였다(양의규 등, 2010).

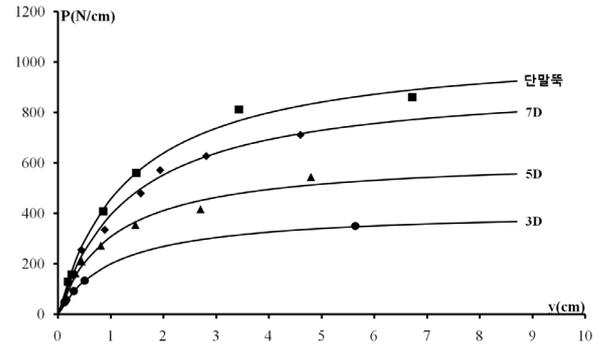
표 4는 실험 결과로부터 얻어낸 말뚝 중심 간격에 따른 동적 p-승수를 보여준다. 말뚝 직경 1% 변위에서의 p-승수 값은 상대적으로 작은 크기의 지진에 대한 내진 설계에 적용될 수 있으며 극한 지반반력에 대한 p-승수 값은 구조물의 변형이 크게 발생할 수 있는 큰 지진에 대한 내진설계에 적용할 수 있을 것으로 판단된다. 말뚝 간격에 따라 균말뚝 내 측면 말뚝에서의 p-승수는 0.28~0.77, 중앙 말뚝에서의 p-승수는 0.55~1.0, 바깥 말뚝에



(a) 측면 말뚝



(b) 중앙 말뚝



(c) 바깥 말뚝

그림 10. 말뚝 간격별 실험 동적 p-y 곡선의 최대 지반반력점(깊이 0.8D)

서의 p-승수는 0.39~0.87의 값을 나타내었으며, 말뚝 간격이 작을수록 p-승수가 감소하였다. 하중방향의 양 끝에 있는 측면 말뚝의 경우 하중 방향 중앙열의 말뚝보다 p-승수가 작게 평가 되었는데, 이는 앞서 4장에서 언급하였듯이 지진하중의 반복 특성으로 하중이 양방향

표 4. 동적 p-승수

말뚝 중심 간격	측면 말뚝		중앙 말뚝		바깥 말뚝	
	최대지반 반력기준	0.01D 지반반력기준	최대지반 반력기준	0.01D 지반반력기준	최대지반 반력기준	0.01D 지반반력기준
3D	0.30	0.28	0.60	0.55	0.39	0.45
5D	0.57	0.59	0.67	0.77	0.58	0.70
7D	0.72	0.77	1	1	0.87	0.86

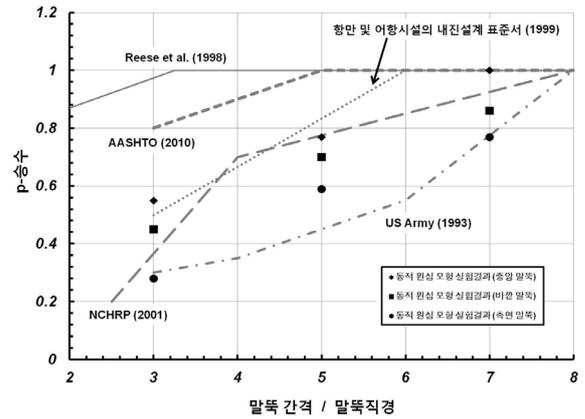
으로 작용하였기 때문에 판단되며, 가운데 열 말뚝 중 바깥 말뚝에서 p-승수가 작게 평가된 것은 하중방향의 수직방향으로도 균말뚝 효과가 발생하였음을 의미한다. 이는 말뚝 간격이 작을수록 지반 반력의 감소 정도를 나타내는 동적 균말뚝 효과가 크게 발생하였음을 의미한다. 또한, 말뚝 간격 7D에서는 중앙 말뚝에서 p-승수가 1.0으로 균말뚝 효과가 발생하지 않은 반면, 측면 말뚝에서는 p-승수 값이 0.72~0.77로서 비교적 큰 균말뚝 효과가 발생하였다. 바깥 말뚝에서도 중앙 말뚝에 비해 다소 작은 p-승수 값이 제안되었다. 이 결과는 말뚝 간격 7D 이상에서는 균말뚝 효과가 발생하지 않는다는 기존의 연구(양의규 등, 2010)와는 상이한 결과이다. 또한, 같은 열에 위치한 말뚝은 같은 거동을 보이며 같은 p-승수를 갖는다는 기존의 연구와 달리 본 연구에 따르면 중앙 말뚝과 바깥 말뚝의 거동이 차이를 보이며 바깥 말뚝의 p-승수가 중앙 말뚝의 p-승수에 비해 작게 제안되었다. 이렇게 산정된 p-승수와 단말뚝 p-y 곡선의 횡방향 지반반력을 이용하여 균말뚝 내 개별말뚝의 p-y 곡선을 산정할 수 있으며, 균말뚝의 횡방향 지반반력은 식 (4)와 같다.

$$p_g = (p\text{-multiplier}) \times p_s \quad (4)$$

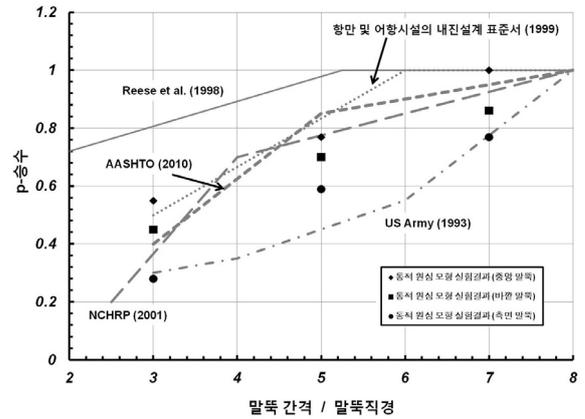
여기서, p_g 는 균말뚝에 발생하는 지반반력이며, p_s 는 단말뚝에 발생하는 지반반력, p-multiplier는 p-승수이다.

5.3 기존에 제시된 p-승수와의 비교

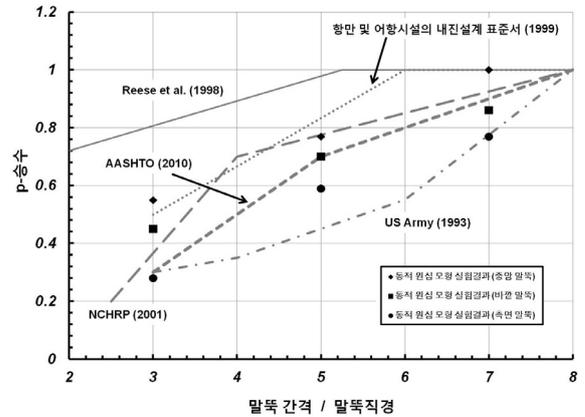
본 연구에서 제안한 동적 p-승수를 국내외에서 기존에 제시되었던 정적 p-승수와 비교해 보았다. 우리나라의 경우 중약진 지대에 속하므로 작은 말뚝 변위에서 산정한 p-승수 값을 이용하는 것이 타당할 것으로 판단되어, 말뚝 직경 1% 변위에서 산정한 p-승수를 기존의 p-승수와 비교하였다. 그림 11에서는 US Army(1993), Reese 등(1996), NCHRP(2001), AASHTO(2010), 그리고 국내 항만 및 어항 시설의 내진설계 표준서(1999)에서 각각의 말뚝 위치 별로 선두 말뚝과 첫번째 배후 말뚝 및 두번째 배후 말뚝에 대해 제안한 p-승수를 본 논문에서 제안한 동적 p-승수를 비교해 보았다. 그래프를 비교해 본 결과, Reese 등(1996)이 제안한 p-승수는 본 논문에서 제안한 동적 p-승수보다 최대 3배 정도 과다 예측하고 있다. 반면 US Army(1993)와 NCHRP(2001),



(a) 선두 말뚝



(b) 첫번째 배후 말뚝



(c) 두번째 배후 말뚝

그림 11. 본 연구에서 제시된 동적 p-승수와 기존에 제시된 정적 p-승수와의 비교

그리고 국내 항만 및 어항 시설의 내진설계 표준서(1999)에서 제안한 p-승수는 말뚝 위치별로 차이가 없으며, US Army(1993)에서 제안한 p-승수는 전반적으로 지나치게 보수적인 값으로 판단된다. 국내 항만 및 어항 시설의 내진설계 표준서(1999)에서 제안한 p-승수의 경우에는 본 논문에서 제안한 중앙 말뚝의 동적 p-승수와 매우 유사한 값을 나타내고 있지만, 전체적으로는 다소 크게 평

가하고 있다. 기존에 제안된 p-승수 중 수치해석모델을 바탕으로 제안된 NCHRP(2001)의 동적 p-승수는 중앙 그리고 바깥 말뚝에서는 비교적 잘 예측하고 있지만, 측면 말뚝에서는 다소 크게 평가하고 있다. 비교 대상의 p-승수 중에서 가장 최근에 제안된 AASHTO(2010)의 p-승수는 선두 말뚝에서는 다소 크게 예측하지만, 배후 말뚝으로 갈수록 보수적인 예측을 하고 있다. 이상에서 관찰한 바와 같이 기존의 p-승수들은 서로가 큰 차이를 보일 뿐만 아니라 정적 하중 조건에서 제안된 p-승수로서 지진 하중에서 나타날 수 있는 말뚝 위치별 p-승수의 경향성을 제대로 반영하지 못하는 것으로 나타났으며, 따라서 본 연구에서 제안한 p-승수가 지진 하중 조건에서 더 적합한 것으로 판단된다. 이상과 같은 연구 결과는 건조 사질토 지반에서 일정하게 반복적으로 작용하는 정현파를 이용하여 산정한 것이므로, 수치해석 등을 통해 다양한 하중 조건 및 지반-말뚝 조건에서의 균말뚝 내 개별말뚝의 거동을 추가적으로 연구할 필요가 있다.

6. 결론

본 연구에서는 건조 사질토 지반에서 단말뚝 및 중심 간격을 말뚝 지름의 3배, 5배, 7배로 변화시킨 3 × 3 균말뚝에 대해 정현파를 이용하여 동적 원심모형실험을 수행하였으며, 실험에서 얻은 동적 p-y 곡선을 분석하여 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 단말뚝과 균말뚝의 실험 동적 p-y 곡선을 비교한 결과, 진동방향의 양 끝열에 위치한 측면 말뚝에서 유사한 동적 p-y 거동이 나타났으며 이는 본 실험에서 이용한 정현파의 경우 동일한 관성력이 진동 하중이 가해지는 양쪽 방향으로 번갈아 가며 발생하기 때문으로 판단된다.
- (2) 가운데 열 말뚝에서 측면 말뚝보다 지반반력 감소 효과가 작게 나타났는데, 이는 진동 방향에 따라 측면 말뚝이 선두말뚝 혹은 최배후 말뚝으로 거동을 하게 되어 그림자 효과(Shadow effect)에 의한 지반반력 감소 효과가 크게 발생했기 때문이라고 판단된다. 또한, 가운데 열 내에서 중앙 말뚝이 바깥 말뚝보다 지반 반력 감소효과가 작게 나타났는데 이는 작용 하중의 수직방향으로도 균효과가 발생하기 때문이며, 균효과 발생 정도는 하중의 작용방향에 비하여 작게 나타났다.

- (3) 단말뚝과 균말뚝 각각의 동적 p-y 중추곡선을 이용하여 극한지반반력과 말뚝 직경 1% 변위에서의 지반반력을 기준으로 동적 p-승수를 각각 산정하였다. 말뚝 간격에 따라 p-승수 값은 양 끝열에 위치한 측면 말뚝에서 0.28~0.77, 가운데 열의 중앙 말뚝에서 0.55~1.0, 가운데 열의 바깥 말뚝에서 0.39~0.87의 값을 나타냈다. 말뚝 간격이 작을수록 p-승수가 감소하는 것으로 나타났으며, 말뚝 간격 7D에서는 측면 말뚝에서 비교적 큰 균말뚝 효과가 발생한 반면, 중앙 말뚝에서는 균말뚝 효과가 발생하지 않았다.
- (4) 본 연구에서 제안한 동적 p-승수를 기존에 제안된 p-승수들과 비교해본 결과, 기존의 p-승수들은 본 연구에서 제안된 동적 p-승수와 큰 차이를 보일 뿐만 아니라 말뚝 위치별 p-승수에 대한 지진 하중의 영향을 반영하지 못하고 있는 것으로 나타나, 본 연구 결과와 함께 실지진파를 이용한 추가적인 연구를 통해 동적 p-승수를 수정 보완할 필요가 있다고 판단된다.

감사의 글

이 논문은 서울대학교 SIR BK21(안전하고 지속가능한 사회기반건설)사업단과 2011년도 정부(과학기술부)의 재원으로 한국과학재단의 지원(No. 2011-0020414)을 받아 수행된 연구이며, 이에 감사의 뜻을 표합니다.

참고 문헌

1. 김성렬, 김성환, 정충기, 김명모 (2002), 실험 p-y 곡선을 이용한 동적 균말뚝 효과 분석, *한국지반공학회 논문집*, 제18권 1호, pp.127-132.
2. 도로교설계기준 (2001), 사단법인 대한토목학회.
3. 양의규, 최정인, 한진태, 김명모 (2010), 1g 진동대 실험을 이용한 사질토 지반에서의 동적 균말뚝 효과 분석, *한국지반공학회 논문집*, 제 26권 8호, pp.77-88.
4. 항만 및 어항시설의 내진설계표준서 (1999), 해양수산부.
5. ASSHTO (2000), *Bridge Design Specifications*, Washington, D.C.
6. ASSHTO (2010), *Bridge Design Specifications*, Washington, D.C.
7. Brown, D. A., Reese, L. C., and O'Neill, M. W. (1987), "Cyclic lateral loading of a large-scale pile group", *J. Geotech. Eng.*, Vol.113, No.11, pp.1326-1343.
8. Canadian Geotechnical Society (1992), *Canadian Foundation Engineering Manual*, 3rd Ed., BiTech Publishers, Ltd., Vancouver, B.C., Canada.
9. Dou, H, and Byrne, PM (1996), "Dynamic Response of Single

- Piles and Soil-Pile Interaction”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.33, No.1, pp.80-96.
10. El Naggar, MH, and Novak, M (1996), “Nonlinear Analysis for Dynamic Lateral Pile Response”, *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.15, No.4, pp.233-244.
 11. Kondner, R. L. (1963), “Hyperbolic stress-strain response: Cohesive soils”, *J. Soil Mechanics and Foundations Div.*, ASCE, Vol.89, No.1, pp.115-144.
 12. Nam-Ryong Kim and Dong-Soo Kim (2010), “A Shear Wave Velocity Tomography System for Geotechnical Centrifuge Testing”, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.33, No.6, pp.434-444.
 13. National Cooperative Highway Research Program (2001), “Static and Dynamic Lateral Loading of Pile Groups”, *NCHRP Report 461*, Transportation Research Board - National Research Council., pp.13-21.
 14. Ovesen, NK (1979), “The Scaling Law Relationship”, *Proceedings of the 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Brighton, Vol.4, pp.319-323.
 15. PoLam, I, Kapuskar, M, and Chaudhuri D (1998), *Modeling of Pile Footings and Drilled Shafts for Seismic Design*, Technical Report MCEER-98-0018, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
 16. Reese, LC, Wang, ST, Arrellaga, JA, and Hendrix, J (1996), *GROUP Version4.0 for Windows User’s Manual*, Ensoft, Inc. Austin, Tex.
 17. Reese, LC, and Van Impe, WF (2001), *Single Piles and Pile Groups under Lateral Loading*, Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
 18. Rollins, KM, Peterson, K. T., and Weaver, T. J., (1998), “Lateral Load Behavior of Full-Scale Pile Group in Clay”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.124, No.6, pp.468-478.
 19. Rollins, K. M., and Sparks, A. E. (2002), “Lateral resistance of full-scale pile cap with gravel backfill”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.128, No.9, pp.711-723.
 20. Rollins, KM, Olsen, KG, Jensen, DH, Garrett, BH, Olsen, RJ, and Egbert, JJ (2006), “Pile Spacing Effects on Lateral Pile Group Behavior: Analysis”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.132, No.10, pp.1272-1283.
 21. Suzuki, Y. and Adachi, N. (2003), “Relation between subgrade reaction and displacement of model pile group based on horizontal loading tests”, *Journal of Structural and Construction Engineering*, AIJ, 570 pp.115-122 (in Japanese).
 22. Ting, JM, Kauffman, CR, Lovicsek, M (1987), “Centrifuge Static and Dynamic Lateral Pile Behavior”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.24, pp.198-20.
 23. US Army (1993), *Design of Pile Foundations*, Technical Engineering and Design Guides No.1, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C.
 24. US Navy (1982), *Foundations and earth structures-design manual 7.2*, NAVFAC DM-7.2., Naval Facilities Engineering Command, Dept. of the Navy, Washington, D.C.
 25. Washington State Department of Transportation (2002), *Bridge Design Manual*, Chap.9, Olympia, Wash., 9.9-26.
 26. Yang, E. K., Jeong, S. S., Kim, J. H., Kim, M. M. (2011), “Dynamic p-y Backbone Curves from 1g Shaking Table Tests”, *KSCE Journal of civil engineering*, Vol.15, No.5, 813-821.

(접수일자 2011. 10. 11, 심사완료일 2011. 12. 16)

