

저치환율 SCP에 의한 복합지반의 압밀 과정중에 발생하는 응력분담거동과 그 메커니즘

Stress Sharing Behaviors and its Mechanism During Consolidation Process of Composition Ground Improved by Sand Compaction Piles with Low Replacement Area Ratio

유 승 경* You, Seung-Kyong

Abstract

In order to design accurately sand compaction pile (SCP) method with low replacement area ratio, it is important to understand the mechanical interaction between sand piles and clays and its mechanism during consolidation process of the composition ground. In this paper, a series of numerical analyses on composition ground improved by SCP with low replacement area ratio were carried out, in order to investigate the mechanical interaction between sand piles and clays. The applicability of numerical analyses, in which an elasto-viscoplastic consolidation finite element method was applied, could be confirmed comparing with results of a series of model tests on consolidation behaviors of composition ground improved by SCP. And, through the results of the numerical analyses, each mechanical behavior of sand piles and clays in the composition ground during consolidation was elucidated, together with stress sharing mechanism between sand piles and clays.

요 지

저치환율 샌드컴팩션파일공법(SCP공법)을 합리적으로 설계하기 위해서는 압밀중에 발생하는 복합지반 내부의 모래말뚝과 점토 양자의 상호역학거동을 정확히 파악하고 그 메커니즘을 이해하여야 할 필요성이 있다. 본 논문에서는 저치환율 SCP공법에 의해 개량된 복합지반의 압밀중에 발생하는 역학적 상호작용을 규명하기 위하여 일련의 수치해석을 실시하였다. 수치해석은 탄점소성 압밀 유한요소법을 적용하였으며, 그에 대한 신뢰성은 SCP에 의해 개량된 복합지반의 압밀거동에 대한 일련의 모형실험 결과와의 비교를 통해 검증할 수 있었다. 또한, 수치해석의 결과들로부터 저치환율의 모래말뚝이 타설된 복합지반의 모래말뚝과 점토에 대해 압밀중에 발생하는 각각의 역학거동과 복합지반 내부에 대한 응력분담 메커니즘에 대하여 규명하였다.

Keywords : Composition ground, Low replacement area ratio, Numerical analyses, Sand compaction pile, Stress sharing

1. 서 론

샌드컴팩션파일공법(SCP공법)은 진동 또는 충격하중을 이용하여 연약점토지반중에 일정간격으로 모래

말뚝을 타설함으로써 연약점토지반과 모래말뚝이 일체를 이루도록 하는, 즉 복합지반을 형성하는 공법으로, 연약지반 개량공사에 일반적으로 사용되는 공법의 하나이다. 본 공법에 의해 기대되는 지반개량효

* 정회원, 한국해양연구원 연안항만공학연구본부, 위촉선임연구원 (Member, Ph.D Geotechnical Engrg., Senior Researcher, Costal & Harbor Engrg. Research Lab., Korea Ocean Research & Development Institute, yousk@kordi.re.kr)

과중 주목할 만한 것은 모래말뚝의 강성에 의한 개량지반의 지지력증대효과나 침하저감효과이다. 특히, 주로 연약한 해성점토지반상에 건설되는 해안구조물의 경우, 기초지반개량에 본 공법을 적용함으로써 성토하중이나 구조물등의 상재하중을 지지하고 또한 그에 의해 지속적으로 발생하는 압밀침하를 억제하는 효과를 얻을 수 있다.

최근 치환율 약30% 이하의 저치환율 SCP공법은 육상공사는 물론 해상공사에서도 그 적용사례가 증가하고 있다(北詰, 1994). 그러나 이 공법에 의해 형성된 복합지반의 역학거동은 그 메커니즘이 상당히 복잡하다. 즉, 샌드드레인공법(SD공법)이나 고치환율 SCP공법이 적용된 복합지반의 역학거동은 모래말뚝부 또는 점토부의 어느 한쪽의 역학거동에 의해 지배되지만, 저치환율 SCP공법에 의한 복합지반의 역학거동은 모래말뚝부와 점토부 양자의 역학거동의 상호작용에 의해 결정된다. 따라서 저치환율 SCP공법을 합리적으로 설계하기 위해서는 복합지반내부의 역학거동을 정확히 파악하고 그 메커니즘을 이해하여야 할 필요성이 있다.

저치환율 SCP공법에 의해 개량된 복합지반의 역학거동에 큰 영향을 미치는 요인중의 하나로 모래말뚝과 점토와의 응력분담거동을 들 수 있다. 村山(1973)등, 松井(1983)등, 石崎(1989)등은 복합지반을 구성하는 모래와 점토의 응력-변형거동을 수치해석적으로 규명하기 위한 연구를 수행하여왔다. 그러나 이러한 연구들은 모래말뚝과 점토의 배수조건을 제한된 조건으로 설정하여 복합지반의 응력분담거동을 검토하고 있기 때문에, 상재하중에 의해 발생하는 압밀과정중의 복합지반내부의 응력분담거동은 아직 충분히 밝혀져 있지 않다.

본 논문에서는 저치환율 SCP공법의 합리적인 설계법 확립의 일환으로, 재하직후로부터 압밀종료시까지의 복합지반의 역학거동, 특히 응력분담 메커니즘을 일련의 수치해석을 통해 규명하고자 한다. 우선, 필자는 저치환율 SCP에 의한 복합지반의 응력분담 메커니즘에 대한 실험적 연구에서 저치환율의 모래말뚝에 의해 개량된 연약점토지반의 압밀거동에 관한 일련의 실내모형실험을 실시한 바 있다(유승경, 2003). 따라서 본 논문에서는 유한요소해석에 의해 모형실험을 재현하여 수치해석기법의 타당성을 정량적으로 검증한다. 또한 수치해석결과를 토대로 하여 복합지반을 구성하는 모래

말뚝과 점토 각각의 역학거동과 응력분담 메커니즘을 규명하고자 한다.

2. 복합지반의 압밀거동에 대한 수치해석

2.1 수치해석개요

수치해석에서는 탄점소성 축대칭 다차원압밀 유한요소법(Matsui, et al, 1996)을 사용하였다. 본 해석기법에는 리턴매핑기법(Return mapping procedure)을 적용하여 모래 및 점토가 파괴상태에 도달한 후에도 안정적인 해석이 가능하다(Ortiz, et al, 1986).

본 연구에서 수행한 수치해석의 해석모델에 대한 개요는 그림 1과 같다. 해석모델은 그림 2에 나타난 저치환율SCP에 의해 개량된 복합지반의 압밀거동에 대한 일련의 모형실험을 대상으로 작성하였으며, 모형지반 압밀거동의 대칭성을 고려하여 그림 2에서 파선으로 둘러싸여 있는 부분을 수치해석 대상으로 하였다. 이 모델에는 모형실험에서와 같이 중심부에 1본의 모래말뚝이 표현되어 있고 그 주위는 연약점토에 의해 둘러싸여 있는 축대칭모델이다. 또한 모형지반의 점토부만 다차원 압밀해석을 적용하였으며, 간극수에 관한 경계조건은 해석모델의 측면 및 저면에 대하여 비배수, 재하판과 모래말뚝에 접하는 부분의 경계를 배수조건으로 하였다. 한편, 그림 1의 모델중 요소A는 선형 모형실험에서의 EPS-2와 EPS-3의 계측기 설치위치와 대응되고 있으며, 또한 요소B는 EPC-2와 EPC-3, 그리고 PP-2와 PP-3의 계측기 설치위치와 대응되고 있다.

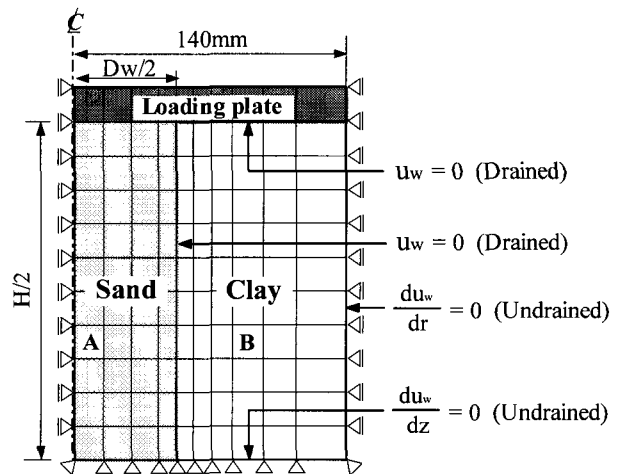
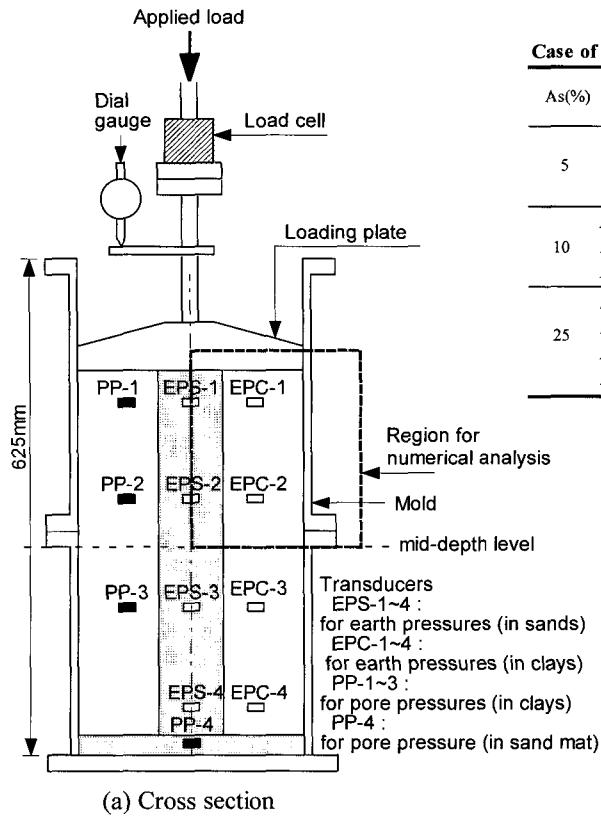


그림 1. 수치해석모델



Case of Model Tests

As(%)	Case	Initial Height of Model Ground (mm)	Total (kPa)	Increment Pressure (kPa)
5	As-5-1	379	39.2	29.4
	As-5-2		68.6	29.4
	As-5-3		98.0	29.4
10	As-10-1	377	39.2	29.4
	As-10-2		68.6	29.4
	As-10-3		98.0	29.4
25	As-25-1	394	49.0	39.2
	As-25-2		88.2	39.2
	As-25-3		127.4	39.2
	As-25-4		161.7	34.3

그림 2. 실내모형실험의 개요

2.2 해석지반재료의 모델화

2.2.1 점토의 역학모델

모형지반을 구성하고 있는 점토는 고풍수비, 저응력 상태이기 때문에 일차원압밀 뿐만이 아니라 이차원압밀을 포함하는, 모래말뚝에 비하여 압축성이 상당히 큰 복잡한 거동을 나타내리라 생각된다. 따라서, 점토의 역학거동은 Matsui-Abe(1986)에 의하여 제안된 탄점소성 구성모델에 의해 표현 하였다. 이 모델의 유동곡면(f)은 식 (1)에 의해 표현된다.

$$f = \mu \ln \left[\frac{1}{\delta} \left\{ 1 - \exp \left(-\frac{\delta \dot{v}_r^v}{\mu} t \right) \right\} \exp \left(\frac{v^p}{\mu} \right) + \delta \exp \left(-\frac{\delta \dot{v}_r^v}{\mu} t \right) \right] - v^p = 0 \quad (1)$$

여기서 v^p , μ , \dot{v}_r^v , δ 및 t 는 각각 점소성체적변형률, 이차원압밀계수, 기준점소성체적변형률속도, 내부구속변형률 및 시간을 나타내고 있다. 또한, v^p 는 소성체적변형률이고 식 (2)에 의해 정의된다.

주동축) $\eta \geq \eta_{k_0}$

$$v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \left[\ln \left(\frac{p'}{p'_{y_0}} \right) + \left(\frac{\alpha_a}{\alpha_a - 1} \right) \ln \left\{ \frac{M_a + (\alpha_a - 1)\eta}{M_a + (\alpha_a - 1)\eta_{k_0}} \right\} \right] \quad (2a)$$

수동축) $\eta \leq \eta_{k_0}$

$$v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \left[\ln \left(\frac{p'}{p'_{y_0}} \right) + \left(\frac{\alpha_p}{1 - \alpha_p} \right) \ln \left\{ \frac{M_p + (\alpha_p - 1)\eta_{k_0}}{M_p + (\alpha_p - 1)\eta} \right\} \right] \quad (2b)$$

여기서 λ , κ , e 및 η 와 각각 압축지수, 팽창지수, 간극비 및 응력비를 나타내고 있으며, 첨자의 K_0 는 K_0 상태에 대한 값을 나타내고 있다. 한편, M 및 α 는 각각 한계상태에 대한 응력비 및 소성증분비 파라메타이며 또한 첨자의 a 및 p 는 각각 주동상태 및 수동상태의 값을 나타내고 있다. 표 1은 수치해석에 사용한 점토의 모델특성치와 그 값을 나타내고 있다. 해석에 사용한 점

표 1. 점토의 모델특성치

Parameters		Value
Compression index	λ	0.3777
Swelling index	κ	0.0354
Stress ratio at critical state	M^*	1.15
Stress ratio at K_0 state	η_{k_0}	0.710
Poisson ratio	ν	0.341
Coefficient of secondary compression (1/min)	μ	2.2×10^{-3}
Reference viscous volumetric (1/min)	\dot{v}_r^v	2.2×10^{-7}
Internal confining strain	δ	0.001

토의 모델특성치들은 모형실험에서 사용한 점토시료에 대한 실내요소시험들을 실시하여 결정하였으며, 또한 이들에 대한 수치해석을 실시하여 본 구성모델의 적용성을 검증하였다(Oda, et al, 2001).

2.2.2 모래의 역학모델

본 연구에서는 모래의 역학모델로써 식 (3)에 표시한 Drucker-Prager타입의 파괴기준을 항복함수(f)로 하는 구성모델을 사용하였다. 이 구성모델을 적용한 이유는 파괴에 따르는 비선형거동과 양(+)의 다이레이턴시거동의 표현이 가능하고, 모래의 강성의 구속압 의존성을 고려할 수 있는 비교적 간단한 모델이기 때문이다. 또한 구성모델의 파라메타의 물리적, 공학적인 의미가 명확함과 동시에 그것들은 통상의 삼축압축시험등으로 부터 간단히 결정할 수 있는 장점을 지니고 있다. 단, 이 구성모델은 파괴에 의한 비선형 거동에 주목한 모델이기 때문에 파괴에 도달하기 전까지의 비탄성거동은 고려할 수 없으며, 등방적인 모델이기 때문에 이방적인 변형 및 강도특성을 표현할 수는 없다.

$$f = q - \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} p' - \frac{6 \cos \phi'}{3 - \sin \phi'} c' = 0 \quad (3)$$

여기서, ϕ' 및 c' 는 각각 유효응력에 기준하는 내부마찰각 및 점착력을 나타내고 있다. 또한, p' 및 q 는 각각 평균유효응력(Mean effective stress) 및 일반화 전단응력(Mises equivalent stress)을 나타내고 있으며 식 (4)와 (5)에 의해 구할 수 있다.

$$p' = \frac{\sigma'_r + \sigma'_z + \sigma'_\theta}{3} \quad (4)$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2} \{ (\sigma'_r - \sigma'_z)^2 + (\sigma'_z - \sigma'_\theta)^2 + (\sigma'_\theta - \sigma'_r)^2 + 6\tau_{rz}^2 \}} \quad (5)$$

여기서 σ'_r , σ'_z 및 σ'_θ 는 각각 반경방향, 연직방향 및 원주방향의 수직유효응력을 나타내고 있으며 τ_{rz} 는 전단응력을 나타내고 있다.

소성변형률증분은 식 (6)에 나타내는 소성포텐셜함수(g)와 흐름법칙에 의해 결정된다.

$$g = q - \alpha_{dil} p' \quad (6)$$

여기서 α_{dil} 는 소성변형률증분비를 나타내고 있으며 식 (7)에 의해 정의 된다.

$$\alpha_{dil} = -\frac{dv^p}{d\gamma^p} \quad (7)$$

표 2. 모래의 모델특성치

Parameters		Value
Elastic modulus at reference state (kPa)	E_o	2.54×10^4
Mean effective stress at reference state (kPa)	p'_o	98.0
Material constant	m	0.6
Internal friction angle (°)	ϕ'	36.0
Plastic strain increment ratio	η_d	0.15
Poisson ratio	ν	0.05

여기서 dv^p 및 $d\gamma^p$ 는 각각 소성체적변형률증분 및 소성전단변형률증분을 나타내고 있다. 또한 모래의 강성에 대한 구속압 의존특성은 식 (8)에 의해 표현한다.

$$K = K_o \left(\frac{p'}{p'_o} \right)^m \quad (8)$$

여기서 K 및 m 은 각각 체적탄성계수 및 재료정수를 나타내고 있으며 또한 첨자의 0은 기준상태의 값을 나타내고 있다.

표 2는 수치해석에 사용한 모래의 모델특성치와 그 값을 나타내고 있다. 이 값들은 점토의 경우와 마찬가지로 모형실험에서 사용한 모래시료에 대한 실내요소 시험들을 실시하여 결정하였으며, 또한 이들에 대한 수치해석을 실시하여 본 구성모델의 적용성을 검증하였다(Oda, et al, 2001).

2.2.3 점토의 투수성에 대한 모델화

일반적으로 점토의 투수계수는 간극비의 감소에 따라서 저하한다. 본 수치해석에서는 이러한 특성을 다음과 같은 식으로 표현하였다.

$$k = k_o \exp\left(\frac{e - e_o}{C_k}\right) \quad (9)$$

여기서 e , k 및 C_k 는 각각 간극비, 투수계수 및 투수계수 변화지수를 나타내고 있다. 또한, 첨자 0은 초기상태임을 나타내고 있다.

2.2.4 모형지반의 초기응력상태

수치해석에서는 선행 모형실험의 예비압밀 종료시점을 초기상태로 하였다. 따라서, 연직방향의 초기응력(σ'_{z0})은 예비압밀시의 재하압력(9.8kPa)과 같은 값으로 결정하였으며, 반경방향 및 원주방향의 초기응력(σ'_{r0} 및 $\sigma'_{\theta 0}$)은 모래말뚝의 타설에 의한 응력변화가 미미하다고 판

표 3. 모형지반의 초기상태에 대한 정수

Items		Value
Coefficient of earth pressure at rest	K_0	0.518
Void ratio at reference state	e_0	2.74
Coefficient of permeability at reference state (cm/min)	k_0	0.529×10^{-4}
Permeability change index	C_k	0.524

단하여 정지토압계수 K_0 를 사용함으로써 식 (10)에 의해 결정하였다.

$$\sigma'_n = \sigma'_{\theta_0} = K_0 \sigma'_{z_0} \quad (10)$$

표 3은 수치해석에 사용된 모형지반의 초기상태에 대한 정수를 나타내고 있다.

2.3 수치해석 조건

수치해석은 저치환율 SCP에 의해 개량된 복합지반의 압밀거동에 대한 일련의 모형실험에서와 같이 치환율 (As)의 변화 즉, As가 5%, 10% 및 25%인 경우에 대해서 하중단계별에 따라 모두 10가지의 경우에 대하여 수행하였다(그림 2 참조). 또한, 수치해석에서는 재하단계 중 제1단계의 초기상태만 표 3에 나타난 상태에 있으므로 하였고, 2단계이후는 각각 전단계의 수치해석 최종상태를 초기상태로 하였다. 또한 수치해석에서는 표 1 및 표 2에 나타내는 모델특성치를 사용하였다.

3. 치환율에 따른 수치해석 및 모형실험의 결과 비교

본 연구에서 사용한 수치해석기법의 신뢰성을 검증하기 위해 수치해석결과와 선행의 모형실험결과 즉, 복합지반의 침하량, 점토의 과잉간극수압 및 모래말뚝과 점토의 연직응력증분에 대해 그것들의 경시변화를 비교하였다.

3.1 침하량의 경시변화

그림 3은 모형실험 As-5-1, As-10-1 및 As-25-1에 대한 침하량의 경시변화와 그것에 대한 수치해석 결과를 나타내고 있다. 모든 경우에서 수치해석에 의한 결과는 모형지반의 침하량의 경시변화와 최종침하량을 잘 재현하고 있음을 알 수 있다.

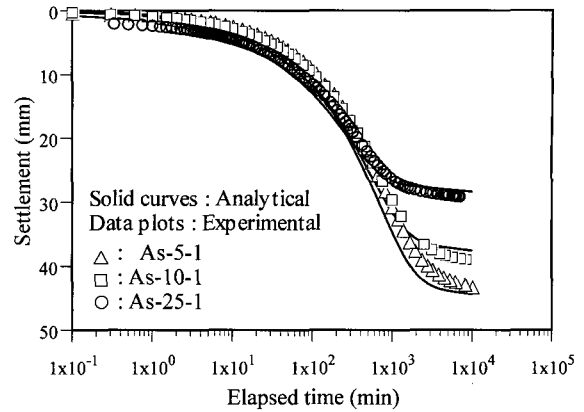


그림 3. 침하량의 경시변화

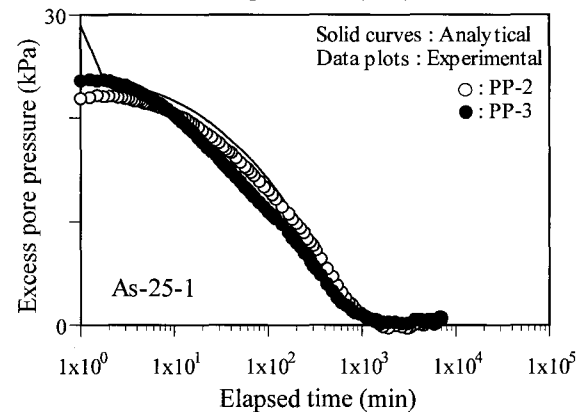
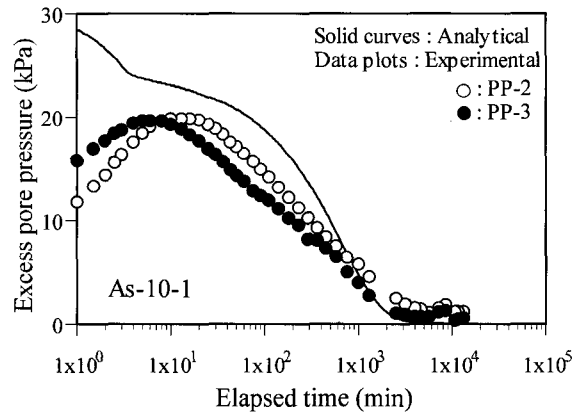
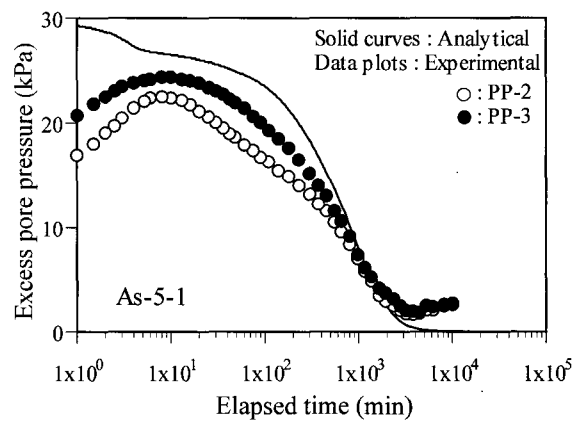


그림 4. 과잉간극수압의 경시변화

3.2 과잉간극수압의 경시변화

그림 4는 모형실험 As-5-1, As-10-1 및 As-25-1에서의 PP-2와 PP-3에 의한 과잉간극수압과 그것들의 설치위치에 상응하는 수치해석모델의 요소B(그림 2)의 과잉간극수압의 경시변화를 나타내고 있다. 모형실험에서 과잉간극수압은 재하직후로부터 약10분정도까지 증가하지만 그 후 감소로 전화하고 있다. 이것은 모형지반중 그리고 간극수압측정계에 미소량의 기포가 존재하여 완전하게 포화되지 못했기 때문이라고 생각된다. 그러나 압밀의 경과시간 약10분정도 이후에는 모형실험과 수치해석의 결과들이 모든 경우에서 거의 일치하고 있다.

3.3 연직응력증분의 경시변화

그림 5는 As-5-1, As-10-1 및 As-25-1에서의 모래말뚝과 점토 각각의 연직방향의 수직응력증분($\Delta\sigma_z^s$ 와 $\Delta\sigma_z^c$)의 경시변화를 나타내고 있다. 단, $\Delta\sigma_z^s$ 와 $\Delta\sigma_z^c$ 는 각각 그림 2의 요소A와 B에 대한 값들이며 전응력에 의한 예비압밀압력으로부터의 증분이다. $\Delta\sigma_z^s$ 은, 모형실험 As-5-1과 As-10-1의 재하후 약5분정도까지를 제외하면 모든 실험결과와 수치해석결과는 거의 일치하고 있다. 한편, 수치해석에 의한 $\Delta\sigma_z^c$ 의 경시변화는 모든 경우에서 모형실험의 EPC-2와 EPC-3의 중간적인 거동을 나타내며 잘 일치하고 있다.

4. 복합지반의 응력분담메커니즘

모형실험으로부터 얻은 $\Delta\sigma_z^s$ 와 $\Delta\sigma_z^c$, 그리고 과잉간극수압의 계측치로부터 지반내의 전반적인 역학거동을 엄밀히 고찰하는 것은 어려운 일이다. 3장에서는 모형실험과 수치해석의 결과들을 비교함으로써 본 연구에서 사용하는 수치해석기법의 신뢰성을 검증하였다. 따라서, 이하에서는 수치해석의 결과로부터 재하직후로부터 압밀종료까지의 모형지반내부의 역학거동, 특히 응력분담 메커니즘을 고찰한다.

4.1 모래말뚝의 응력상태

그림 6은 As-5, As-10 및 As-25에 대한 모래말뚝의 요소 A(그림 2)의 응력경로를 나타내고 있다. 재하과정(제 1단계: $\circ \rightarrow \square$, 제 2단계이후: $\blacksquare \rightarrow \square$)에서는 모두

일반화전단응력의 감소에 따라 평균유효응력이 증가하고 있다. 이것은 주변의 점토에 의해 모래말뚝의 반경방향의 변형이 구속되어 구속압이 증가하기 때문이라고 생각된다. 즉, 모형지반에 재하가 순간적으로 이루어지기 때문에 점토는 비배수 상태로 되며, 연직변형이 발생한다고 하더라도 체적변화가 거의 발생되지 않는 상태로 된다. 그러나 모래말뚝은 배수상태이기 때문에 개량지반 전체로써는 체적변화가 발생되어 침하가 발생되

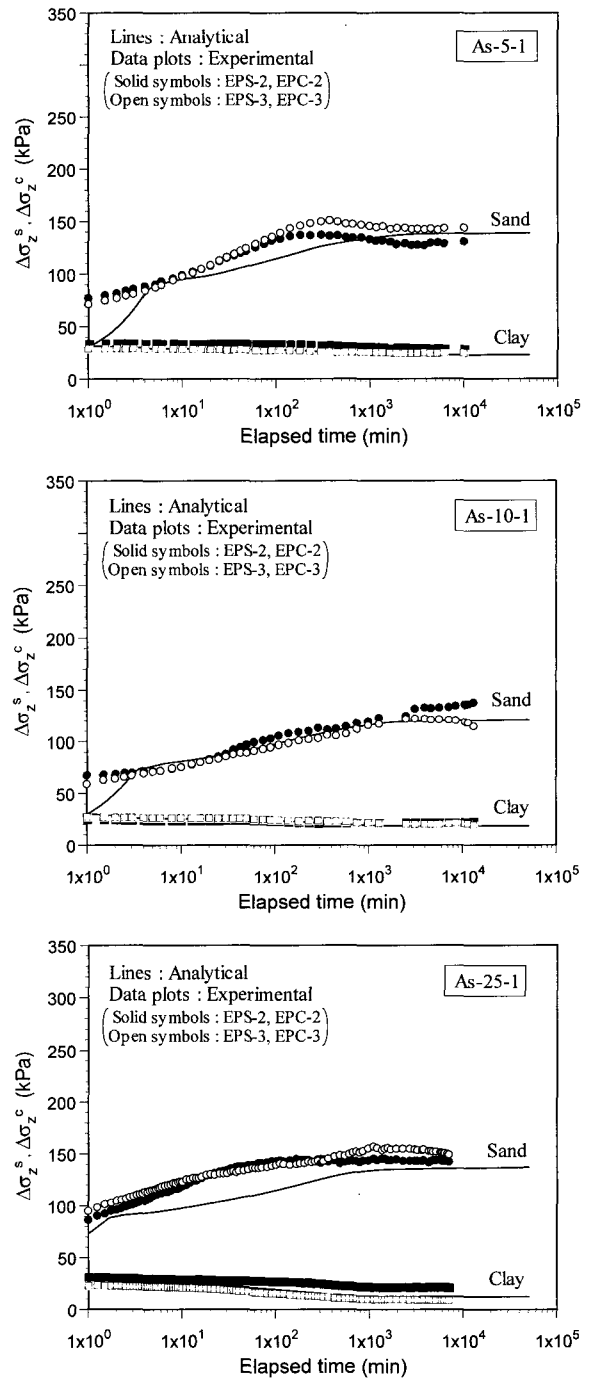


그림 5. 연직응력증분의 경시변화

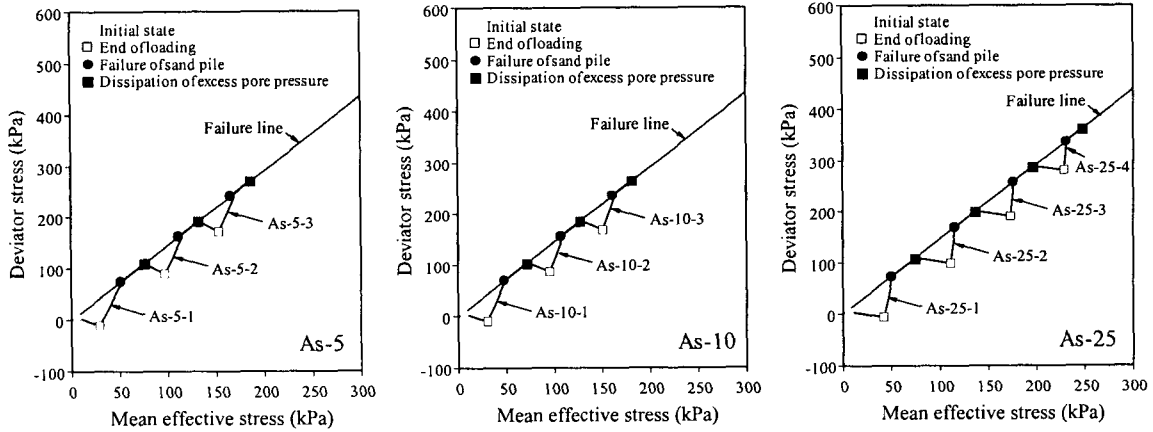


그림 6. 모래말뚝의 응력경로

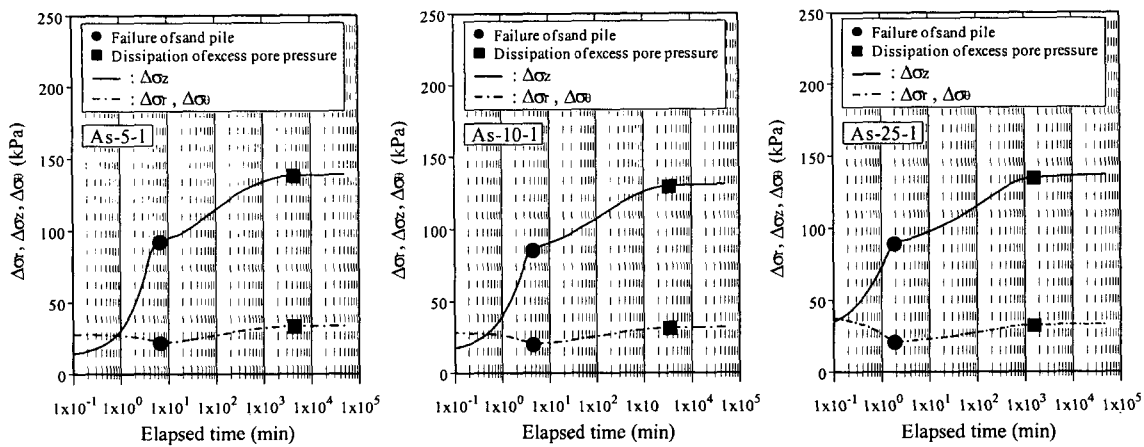


그림 7. 모래말뚝의 응력증분의 경시변화

지만, 점토는 체적이 일정하게 구속되기 때문에 모래말뚝의 반경방향의 변형을 구속하고 그 결과 모래말뚝에 대한 구속압이 증가하게 된다. 따라서 모래말뚝에서는 평균유효응력이 증가한다. 그 후 재하종료(□)와 동시에 응력경로는 그 방향을 바꾸어 평균유효응력의 증가에 따라서 일반화전단응력도 현저히 증가된다. 응력경로는 즉시 파괴선에 도달(●)하며 그 후 일반화전단응력과 평균유효응력의 증가와 함께 과잉간극수압이 소산(■)될때까지 파괴선상을 이동한다. 한편, 모든 치환율에서, 각 재하단계에서의 응력경로는 정성적으로 같은 거동을 나타내고 있다. 따라서 모래말뚝은 어떠한 재하단계에 대해서도 동일한 역학거동을 나타내고 있음을 알 수 있다.

그림 7은 각각 치환율 변화에 따른 재하1단계 즉, As-5-1, As-10-1 및 As-25-1에 대한 모래말뚝의 요소A(그림 2)의 응력증분의 경시변화를 나타내고 있다. 재하직후($1 \times 10^{-1} \text{min}$)에 대한 응력증분을 보면 As-5-1와

As-10-1에서는 $\Delta\sigma_z$ 에 비하여 $\Delta\sigma_r$ 와 $\Delta\sigma_\theta$ 가 큰 값을 나타내고 있고 As-25-1에서는 $\Delta\sigma_z$, $\Delta\sigma_r$ 및 $\Delta\sigma_\theta$ 모두 거의 같은 값을 나타내고 있다. 이것은 앞에서도 언급한 바와 같이 주변의 점토에 의해 모래말뚝이 압축되기 때문이라고 생각된다. 모래말뚝이 파괴상태(●)에 도달하기 까지 모든 경우의 $\Delta\sigma_z$ 는 압밀시간의 경과와 함께 급격하게 증가하고 있다. 이와같이 $\Delta\sigma_z$ 가 현저하게 증가하는 것은 모래말뚝과 점토의 강성의 차이에 의한 응력집중에 기인하는 것으로 생각할 수 있다. 또한 모래말뚝이 파괴에 도달하기까지의 시간은 치환율이 클수록 짧음을 알 수 있다. 이것은 치환율이 클수록 점토층내의 배수거리가 짧기때문이라고 판단된다.

모래말뚝이 파괴상태(●)에 도달한 후 $\Delta\sigma_z$ 는 그 증가속도가 감소하지만 $\Delta\sigma_r$ 와 $\Delta\sigma_\theta$ 의 증가와 함께 과잉간극수압이 소산(■)될때까지 증가하고 있다. 그리고 과잉간극수압이 소산된 후에는 어떠한 응력증분의 변화도 보이지 않는다.

4.2 점토의 응력상태

그림 8은 As-5, As-10 및 As-25에 대한 점토부의 요소 B(그림 2)의 응력경로를 나타내고 있다. 재하과정(제 1 단계: ○→□, 제 2단계이후: ■→□)에서의 유효응력의 변화는 거의 볼 수 없으며 과잉간극수압만 상승하고 있다. 재하종료후 모래말뚝이 파괴상태(●)에 도달하기까지는 유효응력의 변화가 거의 보이지 않고 과잉간극수압만이 감소하고 있다. 감소의 비율은 치환율이 작은 As-5에 비하여 치환율이 큰 As-25 쪽이 현저하다. 그 후 과잉간극수압이 소산(■)될때까지 유효응력경로는 K_0 선상을 이동하고 있다. 한편, 모든 치환율에서 각 재하 단계에서의 응력경로는 정성적으로 같은 거동을 나타내고 있다. 따라서 모래말뚝부와 마찬가지로 점토부는 어떠한 재하단계에 대해서도 동일한 역학거동을 나타내고 있음을 알 수 있다.

그림 9는 각각 As-5-1, As-10-1 및 As-25-1에 대한 점토부의 요소B(그림 2)의 유효응력증분과 과잉간극수압

의 경시변화를 나타내고 있다. 모든 케이스에서 재하과정에서는 비배수조건이 만족 되어지기 때문에 재하압력과 상등한 과잉간극수압이 발생되고 있다. 따라서, 재하직후 (1×10^{-1} min)에서는 $\Delta\sigma_z$ 을 제외한 유효응력성분의 변화는 거의 보이지 않는다. 모래말뚝이 파괴상태(●)에 도달하기전까지 점토부의 과잉간극수압은 치환율이 클수록 신속히 소산되며 또한 그 양도 많다. 그러나 어떠한 케이스에서도 유효응력성분의 변화는 거의 보이지 않는다. 모래말뚝이 파괴상태에 도달한 시점 이후, 과잉간극수압이 소산(■)되기까지 모든 케이스에서 각 유효응력성분은 증가하고 있다. 특히, $\Delta\sigma'_z$ 와 $\Delta\sigma'_r$ 의 증가가 현저하다. 또한 치환율이 커질수록 $\Delta\sigma'_z$ 의 증가는 현저해 지고 As-25-1에서는 $\Delta\sigma'_z$ 보다도 커진다. 이것은 다이러턴시 현상에 의한 모래말뚝의 팽창으로 인해 점토가 압축 되기 때문이라고 생각된다. 그런데 그림 8로 부터 알 수 있는 바와 같이 점토의 유효응력경로는 K_0 선상을 이동하고 있지만, 압밀종료시점에서는 그 응력상태가 자연지반과 같은 응력상태($\Delta\sigma'_z$ 가 최대)

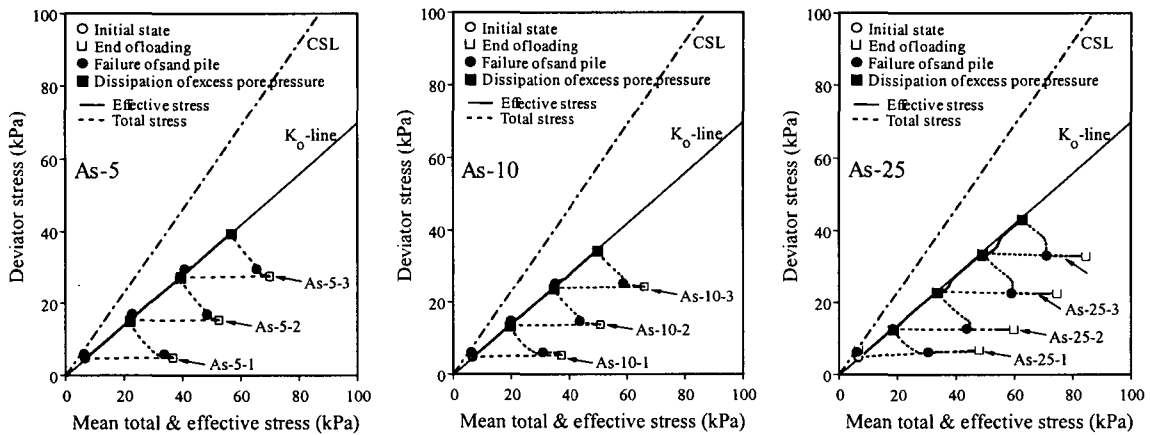


그림 8. 점토의 응력경로

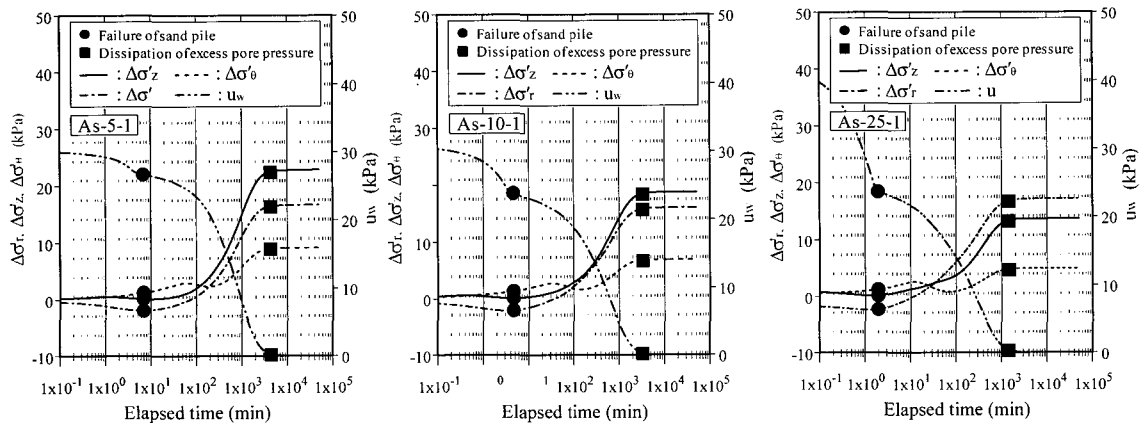


그림 9. 점토의 응력증분의 경시변화

고 $\Delta\sigma'_z = \Delta\sigma'_\theta$ 이 최소인 상태)에 있지 않고, $\Delta\sigma'_z$ 또는 $\Delta\sigma'_\theta$ 가 최대값, $\Delta\sigma'_\theta$ 가 최소값을 나타내는 응력상태를 나타낸다.

4.3 응력분담 메커니즘

이상에서 고찰한 모래말뚝과 점토의 역학거동에 근거하여 압밀중에 발생하는 복합지반내의 응력분담거동에 대하여 고찰 한다.

복합지반에 대한 재하 직후에는, 모래말뚝에서는 재하압력과 거의 동일하거나 그보다 작은 $\Delta\sigma'_z$ 의 증가가 발생하며(그림 7), 점토부에서는 비배수조건이 유지되기 때문에 재하압력과 거의 동일한 과잉간극수압만이 발생한다(그림 8, 그림 9). 따라서, 재하직후에 복합지반 전체적으로는 모래말뚝의 연직응력과 점토부의 과잉간극수압에 의해 재하압력을 지지하게 된다.

그 다음으로 복합지반의 압밀과정 초기에서는, 과잉간극수압의 소산에 의하여 전파되는 유효응력의 증가는 응력집중 현상에 의해 모래말뚝에만 발생하고, 점토에는 거의 발생하지 않는다(그림 7, 그림 9). 이러한 경향은 치환율이 커질수록 현저하게 나타난다. 모래말뚝에의 응력집중은 즉시 모래말뚝을 파괴상태에 도달하게 하고(그림 6), 그 결과 모래말뚝에 의한 재하압력의 지지메커니즘은 상실되게 된다.

모래말뚝의 파괴 이후 소산하는 과잉간극수압은 점토의 유효응력의 증가에도 전파되게 된다(그림 9). 그런데 모래말뚝은 다이러턴시 특성을 가지고 있기 때문에 복합지반의 침하에 의한 전단변형의 증가에 따라서 그

체적이 팽창 되려고 한다. 따라서 모래말뚝 주변의 점토는 측방으로부터의 압축을 받아 σ_z 이 증가한다(그림 9). 한편 이러한 특성은 모래말뚝에 작용하는 구속압력을 증가시키고, 모래말뚝의 평균유효응력이 증가한다(그림 6). 여기서 모래말뚝은 파괴상태에 있기 때문에 평균유효응력의 증가는 일반화전단응력의 증가를 피하여(그림 6), 결과적으로 σ_z 의 증가를 피하게 된다(그림 7). 이러한 특성은 치환율이 커질수록 현저하다.

그림 10과 그림 11은 각각 모래말뚝이 파괴상태에 이르는 시점 및 과잉간극수압이 소산하는 시점의 압밀 경과시간과 침하량을 나타내고 있다. 모래말뚝이 파괴상태에 이르는 시간은 재하후 대략 20분 이내이며, 과잉간극수압이 소산되기 위한 시간에 비교하여 상당히 짧음을 알 수 있다(그림 10). 또한 모래 말뚝이 파괴상태에 이르렀을때의 침하량은 과잉간극수압이 소산된 시점의 침하량에 비교하여 상당히 작음을 알 수 있다(그림 11). 따라서 재하직후를 제외하고 거의 모든 압밀기간에서 모래말뚝은 파괴상태에 있음을 알 수 있고, 그로 인하여 압밀중에 대한 개량지반의 역학거동은 모래의 다이러턴시 거동과 점토의 압밀거동의 상호작용에 의해 지배된다고 생각할 수 있다.

5. 결론

본 연구에서는, 저치환율의 모래말뚝에 의해 개량된 점토지반의 압밀거동에 관한 일련의 수치해석을 실시하였다. 우선 본 연구에서 사용한 수치해석기법을 이용하여 모형실험에 대한 재현성에 대해서 검증하였고, 수

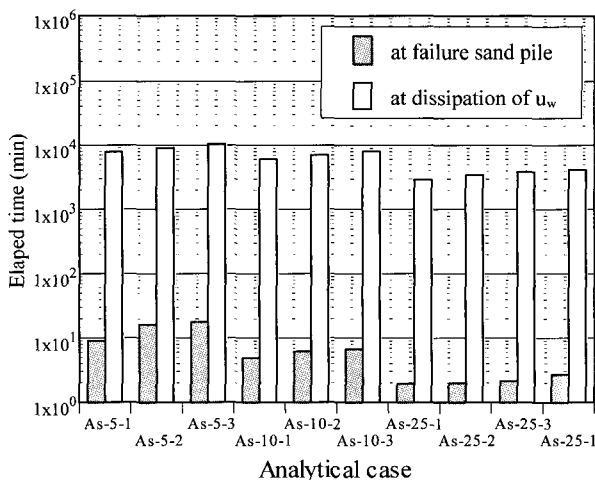


그림 10. 모래말뚝이 파괴상태에 이르는 시점 및 과잉간극수압이 소산하는 시점의 압밀경과시간

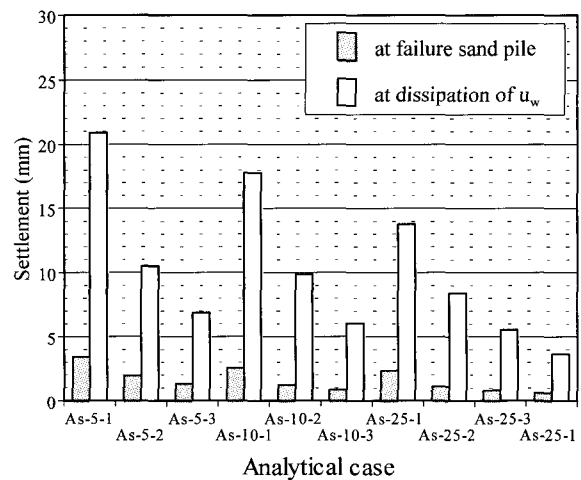


그림 11. 모래말뚝이 파괴상태에 이르는 시점 및 과잉간극수압이 소산하는 시점의 침하량

치해석의 결과를 이용하여 개량지반 내부의 응력분담 거동과 그 메커니즘을 고찰·해명하였다. 이하에 본 연구에 의해 얻은 결과를 요약한다.

- (1) 본 연구에서 실시한 저치환율의 모래말뚝에 의해 개량된 점토지반의 압밀거동에 관한 일련의 수치해석은 모래말뚝에 대하여 비교적 간단한 구성모델을 사용하였음에도 모형지반전체의 압밀거동과 지반내부의 역학거동을 충실히 재현하고 있다.
- (2) 모래말뚝의 응력거동은, 재하과정에서 주변 점토부의 구속에 의해 일반화전단응력이 감소하면서 평균 유효응력이 증가한다. 한편, 압밀과정에서는 초기 단계에서 응력집중효과에 의해 σ_v 가 급격히 증가하고, 그에 따라서 모래말뚝은 파괴상태에 도달한다. 그 후 과잉간극수압이 소산할 때까지 모래말뚝의 응력은 파괴상태를 유지하면서 각 성분의 값이 증가한다.
- (3) 점토의 응력거동은 재하과정에서 유효응력의 변동은 거의 보이지 않고 과잉간극수압만 상승하며, 재하종료후에도 모래말뚝이 파괴상태에 이르기까지는 유효응력의 변화는 거의 보이지 않고 과잉간극수압만 감소한다. 모래말뚝이 파괴상태에 도달한 이후, 각 응력성분의 값은 과잉간극수압이 소산될 때까지 계속 증가한다. 이때 유효응력경로는 K_0 선상을 이동한다. 단, 그 응력상태는 자연지반과 같은 응력상태에 있지 않고, σ_v 또는 σ_h 가 최대값을 나타내며 σ_v 가 최소값을 나타내는 응력상태를 나타낸다.
- (4) 재하과정에서의 응력분담거동은, 점토부에서는 비배수조건을 유지하고 있기 때문에 재하압력에 거의 동일한 과잉간극수압이 발생한다. 또한, 모래말뚝에서도 재하압력에 거의 동일하거나 약간 작은 σ_v 의 증가를 나타낸다. 따라서 이 양자에 의해 재하압력이 지지된다.
- (5) 압밀과정에서의 응력분담거동은, 압밀초기에서의 과잉간극수압의 소산에 의한 유효응력 증가는 응력집중에 의해 거의 모래말뚝에 발생하고 점토부에는 거의 발생하지 않는다. 응력집중에 의해 모래말뚝이

파괴상태에 도달한 후 모래말뚝에 의한 재하압력의 지지메커니즘이 상실되고 이에 따라서 점토부의 유효응력이 증가하기 시작한다. 복합지반전체의 침하와 모래말뚝의 다이러턴시효과에 의해 점토부는 모래말뚝으로부터 압축응력을 받아 σ_v 이 증가한다. 한편, 이러한 현상에 의해 모래말뚝에 작용하는 구속압력도 증가하여 결과적으로 σ_v 의 증가도 피하게 된다.

- (6) 재하압력에 대한 지지역할을 모래말뚝만이 수행하는 압밀초기시를 제외하면, 대부분의 압밀기간중에서 모래말뚝은 파괴상태에 있다. 따라서 개량지반의 역학거동은 모래말뚝의 다이러턴시 거동과 점토의 압밀거동의 상호작용에 의해 지배된다. 또한, 이러한 거동은 정성적으로 볼 때 재하단계의 영향을 받지 않는다고 판단된다.

참 고 문 헌

1. 유승경(2003), "저치환율 모래다짐말뚝에 의한 복합지반의 응력분담거동에 대한 실험적 연구", 한국지반공학회, 제19권, 5호, pp.253-261.
2. 北詰 昌樹(1994), "低置換率SCP工法の開発と港湾工事への適用", 基礎, 1, 42, No.2, pp.31-36.
3. 村山 朔郎, 松岡 元, 加茂 一郎(1973), "土の応力-ひずみ関係にもとづいた複合地盤の解析", 第8回土質工学研究発表会, pp.407-410.
4. 松井 保, 阿部 信晴(1983), "砂の弾塑性変形特性を考慮したバーチカルドレーン地盤の圧密解析", 第18回土質工学研究発表会, pp.233-234.
5. 石崎 仁, 松岡 元, 中井 照夫(1989), "砂杭を含む粘土の軸対称応力下の応力変形特性", 土木学会論文集, No.406/III-11, pp.127-136.
6. Matsui, T. and Abe, N. (1986), "Flow Surface Model of Viscoplasticity for Normally Consolidated Clay", *Proc. 2nd Int. Symp. Num. Models Geotech. Ghent*, pp.157-164.
7. Matsui, T., Oda, K. and Nabeshima(1996), "Analytical Study on Settlement Behavior of Soft Ground Improved by SCP", *Proceedings of ISOPE '96*, Vol.4, pp.582-587.
8. Oda, K., Matsui, T. and You, S. K. (2001), "Model Tests and Numerical Simulations on Consolidation Behavior of Clay Ground Improved by SCP with Low Replacement Area Ratio", *International Symposium on Recent Developments of Ground Improvement (ISRDMI 2001)*, Special Technical Publication-2, pp.9-12.
9. Ortiz, M. and Simo, J. C. (1986), "An Analysis of a New Class of Integration Algorithms for Elastoplastic Constitutive Relations", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol.23, pp.353-366.

(접수일자 2003. 7. 18, 심사완료일 2003. 10. 13)