

## 연약지반 방파제의 압밀 침하량에 관한 실험적 평가 Experimental Evaluation on the Consolidation Settlements of the Soft Ground Breakwater

장인성<sup>1</sup> · 권오순<sup>1</sup> · 박우선<sup>1</sup> · 염기대<sup>1</sup>

In-Sung Jang<sup>1</sup>, O-Soon Kwon<sup>1</sup>, Woo-Sun Park<sup>1</sup>, and Ki-Dai Yum<sup>1</sup>

### 1. 서 론

최근 국내에서 건설되고 있거나 계획 중인 신항만의 대부분은 우리나라의 대표적인 연약지반 지역에 위치하고 있어 항만 건설에 있어 경제성 및 시공성에 많은 어려움을 겪고 있으며, 방파제의 경우에도 연약지반 위에서 안전성을 확보하기 위해 엄청난 비용을 투입하여 지반개량을 실시하고 있다. 이러한 문제를 해결하기 위하여 경제적이면서도 안전성을 확보할 수 있는 새로운 형식의 연약지반용 방파제의 개발이 시도되고 있다(권오순 등, 2001; 권오순 등, 2002).

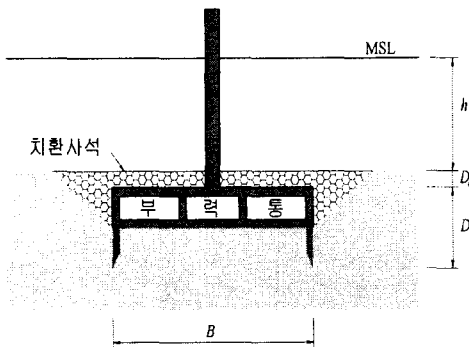


Fig. 1. 연약지반 방파제 개념도.

본 연구에서 대상으로 한 연약지반 방파제는 Fig. 1에서 보는 바와 같이, 방파제 자중으로 인한 과도한 압밀 침하를 저감하기 위하여 최소의 부재만으로 이

루어진 켈테레버식 역 T형 방파제를 기본 형태로 하여 추가적으로 자중을 경감하기 위한 부력통을 기초부에 설치하였다. 또한, 설계파랑에 대해 지지력과 활동 및 전도에 대한 안전성을 확보하도록 지중에 연속벽을 설치하여 수동토압으로 저항력을 발휘하도록 하였다.

본 연구에서는 다양한 단면의 역 T형 연약지반 방파제에 대하여 실내 모형 토조를 이용한 압밀실험을 수행하고, 방파제의 압밀 침하량 산정시 일반적으로 사용하고 있는 1차원 Terzaghi 압밀 이론해와 실내토조실험 결과를 비교함으로써 연약지반 방파제의 압밀 침하량을 평가하는 기법에 대하여 알아보았다.

### 2. 압밀 침하량의 산정기법

일반적으로 연약지반에서 발생하는 압밀 침하는 Terzaghi(1943)의 1차원 압밀이론에 근거한 약식계산법을 사용하여 계산한다. 그리고, 연약지반 위에 놓인 방파제로 인해 발생하는 압밀 침하를 고려하기 위한 연구는 대부분 한계상태 이론(Scfield and Wroth, 1968)에 근거한 Modified Cam-Clay model 과 Biot (1941)의 압밀이론을 적용한 수치해석을 통해 이루어지고 있다. 하지만, 실제 설계에서 수치해석을 통한 압밀 침하 평가는 다소 어려움이 있기 때문에 대부분 1차원 압밀 이론에 의한 침하량 산정이 이루어지고 있다. 여기서, Boussinesq (1885)의 탄성해를 이용하여 방파제 자중에 따른 지반의 응력증분을 추정하고, 이를 이용하여 1차원 압밀 침하량을 산정하고 있다.

<sup>1</sup> 한국해양연구원 연안·항만공학연구본부 (Coastal and Harbor Engineering Research Laboratory, Korea Ocean research and Development Institute, Ansan, Seoul 425-600, Korea)

그러나 실제 현상들이 2차원 또는 3차원 문제이기 때문에 1차원 이론을 그대로 적용하기가 어려울 뿐만 아니라, 특히 본 연구에서 대상으로 한 연약지반 방파제와 같이 지중벽이 있는 경우에는 압밀 침하 거동이 1차원 압밀 거동과는 상당히 차이가 있을 것으로 예측되기 때문에 1차원 압밀 이론을 직접적으로 적용하기에는 무리가 있다.

한편, 2차원 유한요소해석을 통하여 연약지반 방파제의 압밀 거동을 분석한 권오순 등(2002)의 연구에 따르면, 일반적으로 실무에서 사용하고 있는 Terzaghi (1943)의 1차원 압밀 침하량은 수치해석에서 소성을 고려한 압밀 침하량보다 크게 나타나고, 지중벽 끝 위치를 압밀하중 작용점으로 두고 1차원 압밀 침하를 계산한다면 방파제의 압밀 침하량을 적절하게 평가할 수 있다고 제안하였다(Fig. 2 참조). 이는 말뚝과 말뚝 캡의 자중에 의한 압밀 침하를 계산할 때, 말뚝 하단에서 2/3 위치를 하중 작용점으로 보는 방법(Duncan and Buchignani, 1976)과는 다소 차이가 있으며, 방파제 저면에 설치된 지중벽이 말뚝형상의 기초보다 압밀 침하에 유리한 구조형태라는 것을 의미한다고 판단할 수 있다.

### 3. 모형실험

연약지반 방파제의 실험에서 사용한 토조의 내부 크기는 폭 30cm, 높이 60cm, 길이 720cm이다. 양쪽 측면은 1cm 두께의 유리로 구성되어 있고, 바닥에 배수구가 설치되어 있다. 실험에 사용된 연약지반은 카울

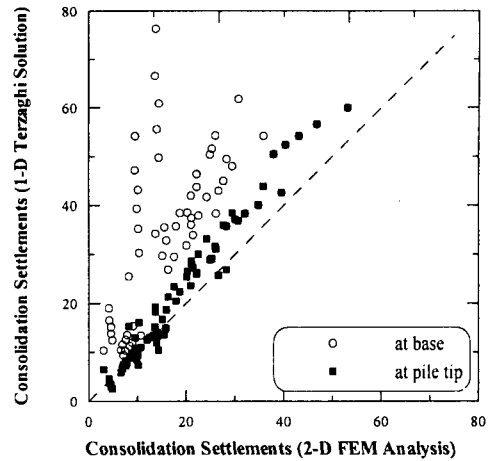


Fig. 2. 1차원 압밀 침하 산정위치에 따른 2차원 FEM 해석결과와 비교(권오순 등, 2002).

리나이트(kaolinite)를 반죽하여 현탁액(slurry) 상태로 토조에 담아 두었다가 어느 정도 안정된 후 몰타르로 제작된 블록의 사하중을 재하하여 약 44cm 정도의 압밀층을 조성하였다. 연약지반 조성에 사용된 카울리나이트의 기본 물성치는 다음 Table 1 과 같다.

각 하중단계에서 시간에 따른 압밀 침하를 상세히 측정하기 위해 6개 단면의 방파제 모형에 대하여 압밀실험을 실시하였다. 모형실험에서 사용한 방파제 모형의 기초 폭(B)과 지중벽의 길이(D)는 Table 2 와 같다.

방파제 자중으로 인해 발생하는 압밀을 모사하기

Table 1. 모형실험에 사용한 kaolinite의 기본 물성치

기본 물성치	비중 ( $G_s$ )	초기 간극비( $e_0$ )	액성한계 (LL)	소성한계 (PL)	압축지수 ( $C_c$ )
Value	2.61	1.21	46.3	22.0	0.275

Table 2. 연약지반 방파제 모형 실험 조건

	Type 1	Type 2	Type 3	Type 4	Type 5	Type 6
저판 폭 (B, cm)	12	16	16	16	16	20
지중벽 길이 (D, cm)	3.5	0	3.5	5.5	7.5	3.5

Note: 근입깊이( $D_p$ )와 천단고(H)는 모든 경우에 있어 각각 0cm 와 8cm 이다.

위해서 사하중을 방파제 상단에 가하는 방식으로 압밀하중을 적용하였다. 압밀하중은 총 8 단계(2.26, 6.79, 15.84, 24.89, 33.94, 43.56, 54.61, 64.61kgf)로 구분하여 적용하였다. 또한, 응력이력에 따른 압밀 침하양상을 살펴보기 위해서 54.61.kgf 하중단계에서 15.84kgf로 하중을 감소시켰다가 다시 54.61kgf로 증가시키는 제하-재하 시험도 수행하였다. 각 하중 단계에서 더 이상 침하가 발생하지 않는 시간에 도달하면 다음 단계로 하중을 증가시켰다. 방파제 모형 앞 좌측과 뒤 우측에 각각 30cm 자를 부착하여 변위를 측정하고 그 평균값으로부터 방파제의 압밀 침하량을 결정하였다. 한편, 기초 폭( $B$ )이 16cm, 지중벽의 길이( $D$ )가 0.0cm 인 경우에는 다섯번째 하중 단계(33.94 kgf)의 종료 시점에 방파제 모형이 완전히 침하하여 방파제 천단이 거의 수면에 위치하여 더 이상 실험이 불가능하였다. 그리고  $B=12$ cm 이고  $D=3.5$ cm 인 경우도 세번째 하중단계(15.84 kgf) 과정에서 방파제 모형이 완전히 침하하여 더 이상 실험을 진행할 수 없었다.

#### 4. 실험결과 및 해석

##### 4.1 시간과 하중에 따른 압밀 침하

Fig. 3에 지중벽 길이와 기초 저판 폭의 변화에 따른 하중-침하량 곡선의 거동을 나타내었다. 그림을 보면, 각 하중단계의 시간-침하량 곡선은 연약지반에서 나타나는 전형적인 시간-침하량 곡선과 유사하며, 지중벽의 길이가 상대적으로 짧은 경우( $D \leq 3.5$ cm) 그리고 기초의 폭이 짧을수록 재하 하중이 증가함에 따라 방파제의 침하가 급격히 증가한 것을 알 수 있다.

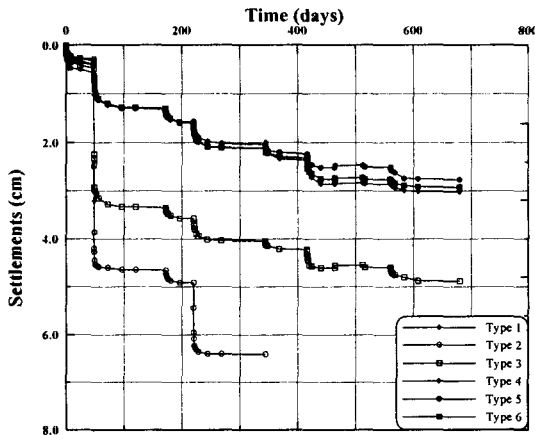


Fig. 3. 시간-침하곡선.

Fig. 4는 하중 증가에 따른 침하량 거동을 나타낸 것이다. 여기서 침하량은 각 하중단계에서 더 이상의 침하가 발생하지 않는 상태의 값으로 사용하였다. 그림에서 대수 축으로 표시한 하중( $\log P$ )과 침하량은 전형적인 압밀하중-침하곡선을 보이지만,  $B=16$ cm 이고  $D=0.0$ cm 인 방파제와  $B=16$ cm 이고  $D=3.5$ cm 인 방파제의 경우에는 하중 15.84 kgf 단계에서 급격한 침하가 발생하는 것을 알 수 있다. 이렇듯 두 곡선이 급격한 기울기 변화를 보이는 것은 마치 압밀  $e$ - $\log P$  곡선에서 곡선의 기울기가 선형압밀하중에서 급격히 바뀌는 것과 유사한 형태이지만, 여기에서는 선형 압밀하중과 같은 응력이력에 관계된 것이라기보다는 가상의 항복하중을 의미하는 것으로 볼 수 있다. 즉, 실제 실험에서는 현탁액에 가까운 상태부터 압밀이 진행되었고 지반 조성을 위해 재하했던 초기 압밀압이  $0.05 \text{ kg/cm}^2$ 보다 작은 아주 미소한 값이기 때문에 선형압밀하중에 대한 영향이라고 보기는 어려우며, 작용하중으로 인한 즉시 침하의 영향이 침하량 곡선에 반영된 것으로 보여진다.

일반적으로 즉시 침하는 탄성침하를 의미하지만, 여기에서 계산된 탄성침하는 1 mm 미만으로 무시할 수 있을 만큼 작기 때문에 탄성이 아닌 소성상태의 즉시 침하가 발생한 것으로 볼 수 있다. 지반공학적인 측면에서 볼 때, 느슨한 모래층이나 정규압밀 점성토 위에 놓인 얇은 기초에서 임의의 하중단계에 도달하여 침하가 급격하게 발생하는 현상을 관입전단파괴(punching shear failure)라고 하는데, 여기에서도 이러한 관입전단파괴의 양상을 보이는 것으로 판단된다. 즉, 연약지반 위에 놓인 방파제 기초에 하중이 작용할 때 방파제의 단면에 따라 방파제 기초의 전단파

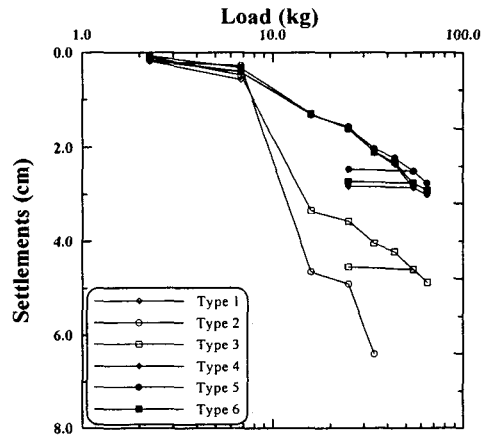


Fig. 4. 하중-압밀 침하량 곡선.

괴모드가 전반전단파괴(*general shear failure*) 모드가 아닌 관입전단파괴 모드에 가까운 경우가 나타나고, 이 때 하중 재하 직후에 발생하는 즉시 침하가 탄성해석으로 계산할 수 있는 침하량보다 상당히 큰 값을 보이게 된다는 것이다. 따라서, 연약지반 위에 설치되는 연약지반 방파제의 경우 관입전단파괴에 대한 고려가 필요하다는 것을 알 수 있다.

관입전단파괴 양상으로 인해 즉시 침하량을 엄밀하게 계산할 수 없기 때문에 측정된 전체 침하량에서 실제 압밀 침하량을 정확하게 산정하기는 어렵다. 이번 연구에서는 전체 침하량에서 즉시 침하량의 크기를 적절히 평가하기 위한 목적으로 실내 표준압밀시험에서 시간에 따른 압밀 침하곡선으로부터 압밀계수( $c_v$ )를 산정하는 방법의 하나인  $\sqrt{t}$  법을 적용하였다. Fig. 5는 시간에 따른 침하량을  $\sqrt{t}$  축에 도시한 것으로 초기 곡선의 기울기를 이용하여 압밀 침하시작점인  $t_0$  점을 찾아 도해적으로 초기 즉시 침하량을 구하였다. 이 방법이 즉시 침하를 산정하는 가장 정확한 방법으로 보기는 어렵지만 이론적인 압밀 침하곡선을 근거로 하여 압밀 침하시점을 찾는 방법이므로 차선책으로 사용할 수 있다고 판단하였다. 각 하중단계에서  $\sqrt{t}$  법을 적용하여 도출한 즉시 침하량을 전체 침하량에서 뺀 값이 순수한 압밀 침하량으로 보고 각 조건에 따른 하중-압밀 침하량 곡선을 도시한 것이 Fig. 6이다. 급격한 기울기의 변화가 발생했던  $B=16\text{cm}$  이고  $D=0.0\text{cm}$ ,  $D=3.5\text{cm}$  인 경우도 대체적으로 다른 경우와 마찬가지로 전반적인 하중-침하곡선을 보이고 있다. 다만,  $B=16\text{cm}$  이고  $D=0.0\text{cm}$  인 경우

에는 하중 24.89kgf 단계에서 여전히 급격한 침하를 보이고 있는 것을 알 수 있다. 이것은  $\sqrt{t}$  법을 이용하여 즉시 침하를 산정하는 방법이 적절하지 못해 발생한 것이라기보다는, 실험적인 오차나 관입전단파괴 모드를 완전한 모사의 어려움 등이 종합적으로 작용되어 나타난 현상으로 판단된다.

#### 4.2 Terzaghi 1 차원 압밀이론에 따른 침하량 산정결과와 비교

앞에서 언급한 바와 같이 연약지반 방파제는 기초의 형상이 특이하여 일반적으로 실무에서 사용하고 있는 Terzaghi(1943)의 1 차원 압밀이론에 근거한 약식계산법을 그대로 적용하기에는 어려움이 있다. 그러나 실제 현장의 설계에서 모든 경우에 대한 유한요소 해석이나 실험역 재하실험을 실시할 수 없으므로 1 차원 압밀 침하 계산방법에 의한 결과와 실험결과에 대한 상관관계를 도출할 필요가 있다. 여기에서는 실험을 수행한 단면과 동일한 조건에 대하여 Table 1에서 제시한 기본 물성치와 압밀특성을 고려하여 1 차원 압밀 침하량을 산정하였다. 각각의 경우에 대한 압밀 침하량을 계산하기 위한 응력증분은 Boussinesq (1885)의 탄성 해에 근거하였으며, 전체 압밀층에 대해 평균하여 계산하였다. 권오순 등(2002)의 연구에서 제시한 바와 같이 지중벽이 있는 경우에는 지중벽의 끝단 위치를 압밀하중 작용점으로 두었으며 연약한 지반에 비해 방파제 기초가 강성기초이므로 방파제 기초 중앙 위치와 끝 위치에서 압밀 침하량을 계산하여 두 값의 평균을 방파제의 압밀 침하량으로 보았다.

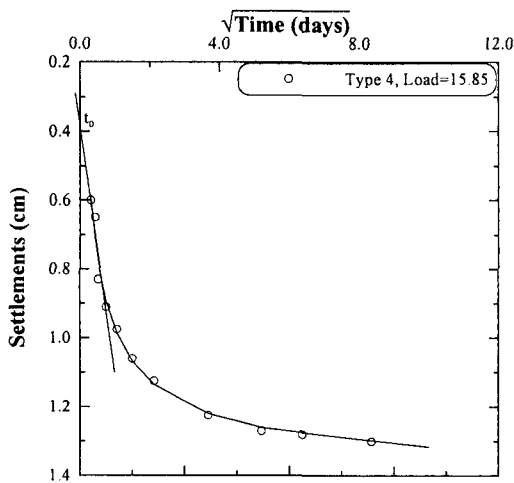


Fig. 5.  $\sqrt{t}$  법에 의한 즉시 침하량 결정.

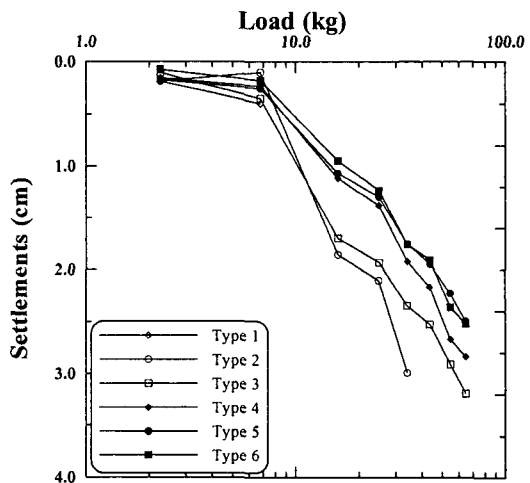


Fig. 6. 하중-압밀 침하량 곡선 (즉시 침하량 보정 후).

Fig. 7은 Terzaghi 1차원 압밀이론에 따라 계산된 압밀 침하량과 실제 모형실험의 결과를 비교한 것이다.  $B=16\text{cm}$ 인 방과제의 지중벽 길이 변화에 따라 하중 24.89kgf, 64.61kgf의 두 단계에 대한 압밀 침하를 비교한 것으로  $\sqrt{t}$  법을 이용하여 즉시 침하를 고려하여 보정한 압밀 침하량과 1차원 압밀이론에 따라 계산된 압밀 침하량을 비교한 것이다. 실제 침하량과 계산 침하량 모두에서 지중벽의 길이가 길어짐에 따라 감소하는 경향을 보이고 있다.

한편, 1차원 압밀이론과 2차원 유한요소해석을 이용하여 연약지반 방과제의 압밀 침하를 비교한 권오순 등(2002)의 연구에 의하면, 1차원 압밀이론에 따라 계산된 압밀 침하량이 2차원 유한요소해석에서 구한 침하량보다 더 크게 나타난다. 이는 탄성이론을 통해 계산된 응력증분이 실제 응력상태를 과대평가할 뿐 아니라(Boussinesq, 1885), 1차원 압밀이론에 의한 침하량이 2차원 효과가 반영된 압밀 침하량에 비해 크기 때문이라고(Skempton and Bjerrum, 1957) 알려져 있다.

Fig. 8은 모형실험 결과와 압밀하중 작용점을 지중벽 끝 위치로 두고 계산한 1차원 압밀 침하량을 서로 비교한 것이다. Fig. 7과 Fig. 8을 보면 보정한 압밀 침하량은 1차원 압밀 침하량보다 더 작게 나타나 기존 연구에 부합하는 것으로 나타났으며, 유한요소해석 결과와 마찬가지로 실험에서도 지중벽 끝단 위치를 압밀하중 작용점으로 보는 것이 안전측으로 타당한 결과를 제시하는 것으로 나타났다.

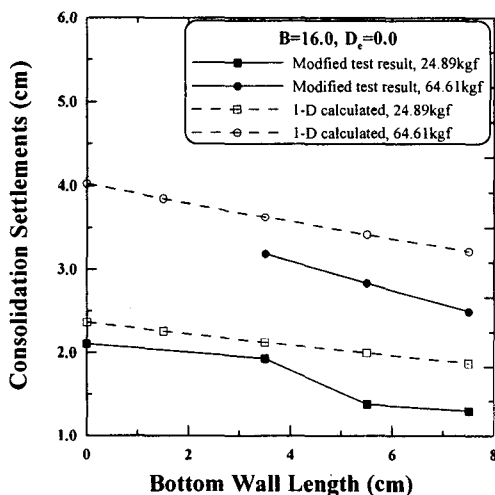


Fig. 7. 지중벽 길이에 따른 압밀 침하량 비교.

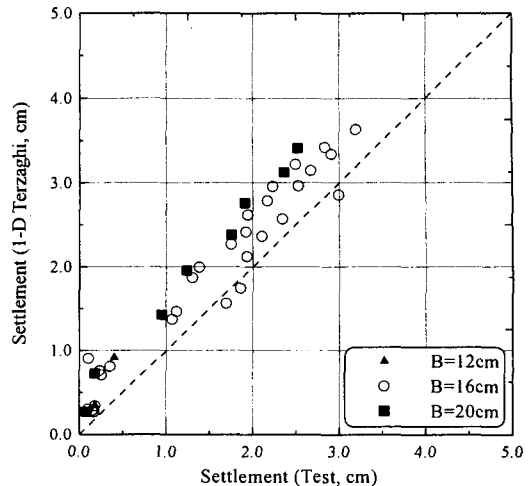


Fig. 8. 실험결과와 1차원 압밀 침하량의 비교.

## 5. 결 론

본 연구에서는 실내 모형토조실험을 통하여 연약지반용 방과제의 압밀침하 특성을 알아보고, 압밀 침하량 산정기법에 대하여 고찰하였다. 실험결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 각 하중단계의 시간-침하량 곡선은 연약지반에서 나타나는 전형적인 시간-침하량 곡선과 유사하며, 지중벽의 길이와 기초의 폭이 짧을수록 재하 하중이 증가함에 따라 방과제의 침하가 급격히 증가하는 것으로 나타났다.
2. 연약지반 방과제에서는 재하 하중이 지반의 항복 하중 이상이 될 경우, 탄성이 아닌 소성상태의 즉시 침하가 발생하는 판입전단파괴의 파괴양상을 보인다.
3. 시간-침하량곡선에서  $\sqrt{t}$  법을 이용하여 즉시 침하량을 계산하고, 이를 고려하여 수정한 하중-압밀 침하량 곡선은 실내 표준압밀시험에서 전형적으로 나타나는 압밀하중-침하량 곡선과 유사한 결과를 보인다.
4. Terzaghi 1차원 압밀이론에 의거하여 계산된 압밀침하량과 실험결과를 서로 비교한 결과, 압밀하중 작용위치를 지중벽의 끝단으로 보고 1차원 압밀이론에 따라 계산할 경우 안전측의 결과를 얻을 수 있을 것으로 판단된다.

## 사 사

본 연구는 해양수산부 '대수심방과제 및 연약지반 관련기술 (IV)' 연구용역의 일환으로 수행된 것입니다.

## 참고문헌

- 권오순, 장인성, 박우선, 염기대, 2001. 팽하증을 받는  
연약지반용 방파제의 거동, 대한토목학회  
논문집, 21(3-B) : 237-247.
- 권오순, 장인성, 박우선, 염기대, 2002. 연약지반  
방파제의 압밀 침하 거동, 대한토목학회 논문집,  
22(1-B) : 57-66.
- Biot, M.A., 1941. General theory of three - dimensional  
consolidation, *Journal of Applied Physics*, vol.12, pp.  
155-164.
- Boussinesq, J., 1885. *Application des Potentials a  
L'Etude de L'Equilibre et du Mouvement des Solides  
Elastiques*. Gauthier-Villars, Paris.
- Duncan, J.M. and Buchignani, A.L., 1976. An  
engineering manual for settlement studies,  
*Geotechnical Engineering Report*, Department of  
Civil Engineering, University of California at  
Berkeley, vol.94
- Schofield, A.N. and Wroth, C.P., 1968. *Critical state soil  
mechanics*, New York, McGraw-Hill.
- Skempton, A.W. and Bjerrum, L., 1957. A contribution to  
the settlement analysis of foundations on clay.  
*Geotechnique*, vol. 7, p. 168.
- Terzaghi, K., 1943. *Theoretical soil mechanics*, Wiley,  
New York.