

가로널식 방파제의 횡방향 거동에 관한 수치모형실험 Numerical Analysis on the Lateral Behaviour of Soldier Pile Type Breakwater

장인성¹, 권오순¹, 박우선¹, 정원무¹

In Sung Jang¹, O Soon Kwon¹, Woo Sun Park¹ and Weon Mu Jeong¹

1. 서 론

현재 우리나라의 소규모 항만 및 어항에서 필요로 하고 있는 방파제의 대부분이 수심이 비교적 얇고 설계파가 낮은 지역에 위치하기 때문에 소규모로 계획되고 있지만, 방파제가 시공될 지반 조건이 열악하여 지반 개량에 상당한 비용이 예상되기 때문에 실제 예산을 집행하지 못하고 있는 경우가 많다. 따라서 비교적 설계파가 낮고 지반이 연약한 경우에 적합하면서도 저렴하고 안전하게 시공할 수 있는 새로운 방파

식 방파제의 일종으로 기존의 H형 파일 사이에 소정의 길이를 갖는 토류판을 설치하여 파랑을 막는 구조 형식을 가지는 가로널식 신형 방파제를 그림 1과 같이 개발하였는데(해양수산부, 2003), 육상 굴착 작업 시 사용하는 토류벽과 상당히 유사한 개념이다. 이 구조형식은 크게 벽체가 일직선으로 되어 있는 일반적인 형태의 일자형 방파제(그림 1a)와 벽체가 지그재그로 설치된 톱니형 방파제(그림 1b)로 구분된다. 일자형 방파제는 설계파고가 낮고 비교적 지반조건이 양호한 경우에 적용이 가능한 형식으로 연약지반

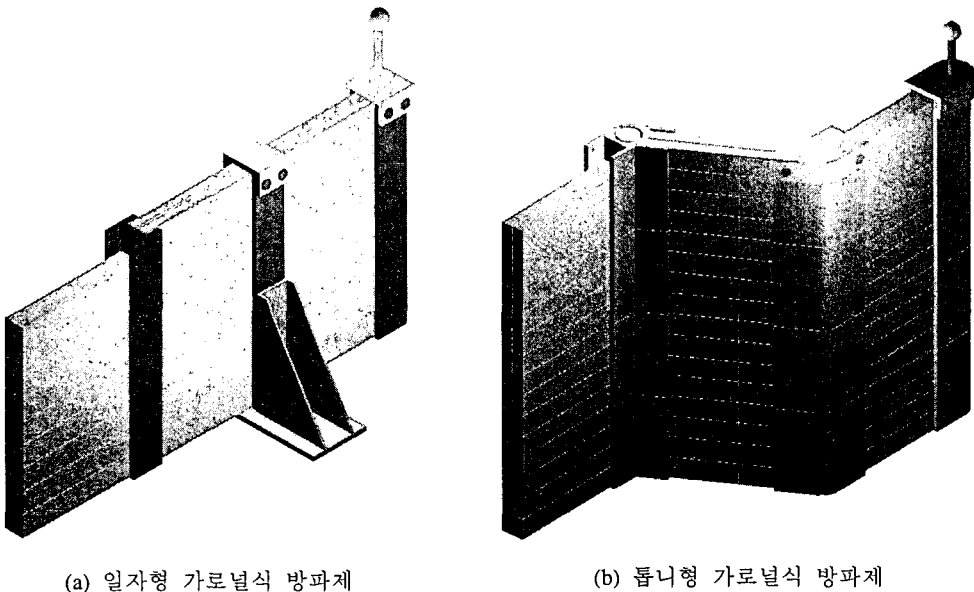


Fig. 1. 가로널식 방파제의 개념도

제 형식의 개발이 필요하다. 이에 본 연구진은 커튼 에 대한 적용성이나 수평 파력에 대한 저항성을 키우

¹ 한국해양연구원 연안·항만공학연구본부

기 위해 경사 버팀보(raker)나 앵커 케이블, 경사식 말뚝 형태 등으로 보강할 수 있는 구조물이다. 반면, 톱니형 방파제는 H형 파일이 소정 각도로 꺾여진 형태로 형성되어 수평파력에 따른 휨모멘트에 대한 저항성을 크게 증가시킬 수 있는 구조적인 특징을 가지고 있어 상대적으로 설계 파고가 높고 지반이 연약한 경우에도 적용이 가능한 형태이다.

가로널식 방파제와 유사한 말뚝 시스템의 횡방향 지지력과 관련한 연구는 Chang(1937), Matlock(1970), Poulos(1971) 등의 이론적 연구 이외에도 Naggar and Wei(1999), Patra and Pise(2001), 배종순 등(2004) 등에 의해의 실험적 연구가 수행된 바 있다. 특히 장인성 등(2004)은 가로널식 방파제의 횡방향 거동과 관련하여 느슨한 모래지반을 대상으로 한 모형실험을 통해 다양한 보강기법 및 벽체의 배치 형태에 따른 검토를 수행한 바 있다. 하지만, 이러한 연구에서는 다양한 조건의 지반이나 근입깊이 등에 대해서는 심도깊게 나타나 있지 않다.

본 논문은 2가지 가로널식 방파제 중 일자형 방파제에 대하여 지반의 종류, 방파제의 근입깊이, 그리고 보강 기법 유무 등의 다양한 조건에 대한 수치모형실험을 수행하여 방파제의 지반 내 설치시 안전성에 대한 검토를 하고자 하였다. 먼저, 점성토로만 이루어진 지반에서 물성을 달리한 해석을 통해 지반 종류 및 근입깊이 등에 따른 방파제 안정성 분석을 수행하였고, 또한 전라남도에 위치하고 있으면서 현재 벽강관 파일식 방파제 건설이 계획되어 있는 A 어항을 대상으로 한 해석을 수행하여 실제 현장에의 적용 가능성을 파악하고자 하였다.

2. 해석 방법 및 조건

2.1 해석 방법

모든 경우에 대하여 유한요소해석 범용 프로그램인 ABAQUS(2002)를 사용하였다. 2차원 평면 변형률 조건을 적용하였으며, 지반은 연속체 요소로 그리고 방파제는 강재 범요소를 사용하였다. 구성모델의 경우, 점토층은 탄소성 모델인 Von Mises 항복규준을 사용하여 지반의 소성적인 특성을 고려한 반면, 다른 재료(실펀, 모래, 방파제)는 탄성 모델을 적용하였다. 그림 2는 점성토 지반으로만 이루어진 경우(Case 1)의 해석 단면도를 나타낸 것이고, 그림 3은 A 어항 조건(Case 2)에 대한 해석 단면도를 나타낸 것이다. 경계조건은 그림에서 보는 바와 같이 양끝단은 roller로, 그리고 하단부는 hinge로 두고 해석하였다. 설계파력의 경우 그림 2와 3에 나타낸 바와 같이 Goda의 파압

식을 사용하여 산정하였는데, 설계파고 및 주기는 해석 단면과 상관없이 모두 A 어항에 해당되는 값인 2.142m와 3.62sec를 사용하였으며, 수심(H) 및 천단고(Hc)의 경우 Case 1(H=6.5m, Hc=1.5m)과 Case 2(H=10m, Hc=1.2m)에 서로 다른 값을 적용하였다. 방파제의 선단부는 구속하지 않았으며 방파제 간격은 1m로 가정하였다. 두가지 해석단면에 대하여 모두 근입깊이를 달리한 해석을 수행하였다. 지반의 물성의 경우, Case 1은 표준관입시험값인 N값을 기준으로 가정하였는데 N값을 다양하게 변화시켜 여러 가지 지반조건을 구현하였고, Case 2는 A 어항에서 가장 위험한 단면에 대한 지반 주상도를 바탕으로 해석하였다.

2.2 해석조건

Case 1의 경우에는 점성토 지반에 다양한 N값을 적용하여 지반의 종류에 따른 영향을 살펴보고, 또한 같은 지반 조건에 대해 근입깊이를 달리 하였을 때, 그리고 경사 버팀보(경사재 또는 Raker)를 설치하여 보강한 경우에 대한 해석을 각각 수행하였다. Case 2의 경우에는 A 어항에서 적용 가능한 일자형 방파제에 대한 해석을 수행하였는데, 동일한 지반조건에서 근입깊이 및 보강기법에 대한 영향을 살펴보았다. 표 1과 표 2는 Case 1과 Case 2에 대해서 해석 조건 및 수치해석에 사용한 입력값을 각각 나타낸 것이다. 여기서, 비배수 전단강도 및 탄성계수는 아래의 식에 나타낸 바와 같이 표준관입시험치인 N값과의 상관관계(Bowles, 1988)를 이용하여 산정하였다.

$$s_u = 10 \times N / 16 \quad (t/m^2)$$

$$E = 50 \times (N + 15) \quad (t/m^2) \quad \text{for Sand}$$

$$= 30 \times (N + 6) \quad (t/m^2) \quad \text{for Silt}$$

$$= 200 \times s_u = 125 \times N \quad (t/m^2) \quad \text{for Clay}$$

3. 해석 결과

3.1 Case 1에 대한 해석 결과

횡방향 소규모 방파제 중 하나인 일자형 말뚝식 방파제가 점성토만으로 이루어진 지반에 설치된 경우(Case 1)에서, 다양한 조건에 대한 수치해석 결과가 표 3에 나타나 있다. 각 경우에 대하여 방파제 천단 및 지표면 지점에서의 횡방향 변위를 비롯하여 최대 모멘트의 크기 및 발생 위치를 함께 나타내었다.

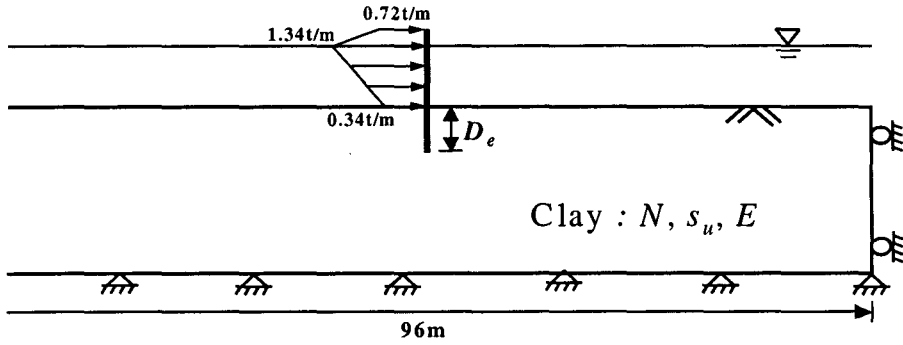


Fig. 2. 점성토 지반으로만 이루어진 경우(Case 1)의 해석 단면도

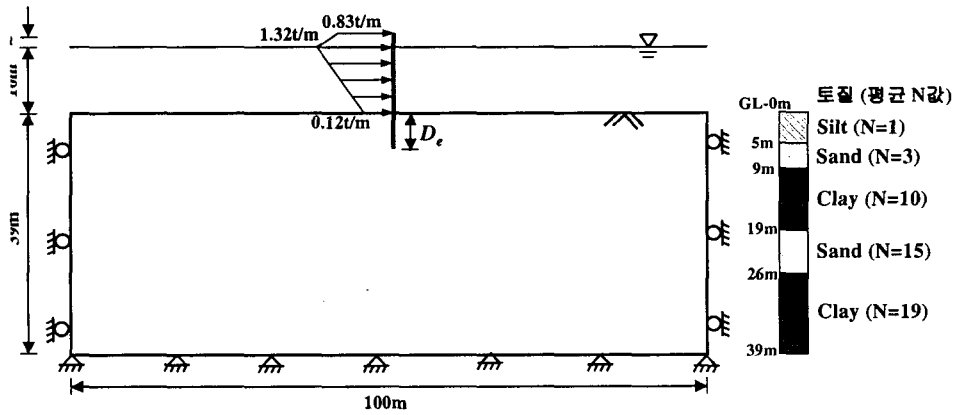


Fig. 3. A 어항 조건(Case 2)에 대한 해석 단면도

Table 1. 점성토 지반으로만 이루어진 경우(Case 1)의 해석 조건 및 수치해석 입력값

	건조단위 중량 (t/m^3)	투수계수 (m/sec)	점성토 지반의 N값	점성토의 비배수 전단강도 ($s_u, t/m^2$)	탄성계수 (t/m^2)	근입깊이 (D_e, m)	비고
Case 1-1	1.0	5×10^{-8}	2	1.25	250	6	지반조건 비교
Case 1-2	1.0	5×10^{-8}	4	2.5	500	6	기본조건
Case 1-3	1.0	5×10^{-8}	6	3.75	750	6	지반조건 비교
Case 1-4	1.0	5×10^{-8}	8	5.0	1,000	6	지반조건 비교
Case 1-5	1.0	5×10^{-8}	10	6.25	1,250	6	지반조건 비교
Case 1-6	1.0	5×10^{-8}	4	2.5	500	4	근입깊이 비교
Case 1-7	1.0	5×10^{-8}	4	2.5	500	8	근입깊이 비교
Case 1-8	1.0	5×10^{-8}	4	2.5	500	10	근입깊이 비교
Case 1-9	1.0	5×10^{-8}	2	1.25	250	6	Raker(6.5m× 4m) 설치
Case 1-10	1.0	5×10^{-8}	4	2.5	500	6	Raker(6.5m× 4m) 설치
방파제	7.6	-	-	-	2.1×10^7	-	포아송비: 0.27

*) 최대파고(H_{max})=2.142m, 주기(T)=3.62sec, 수심(H)=6.5m, 천단고(H_c)=1.5m, 지반의 포아송비=0.3

Table 2. A 어항(Case 2)에 대한 다양한 해석 조건 및 수치해석 입력값

해석조건	근입깊이 (D_e , m)	비고	지반 조건	건조단위 중량 (t/m^3)	투수계 수 (m/sec)	점성토 지반의 N값	점성토의 비배수 전단강도 (s_u , t/m^2)	탄성계수 (t/m^2)	포아송비
Case 2-1	6	기본조건	Silt	1.2	1×10^{-6}	1	-	210	0.33
Case 2-2	2	근입깊이 비교	Sand1	1.3	1×10^{-4}	3	-	900	0.33
Case 2-3	4	근입깊이 비교	Clay1	1.0	5×10^{-8}	10	6.25	1,250	0.3
Case 2-4	8	근입깊이 비교	Sand2	1.4	1×10^{-4}	15	-	1,500	0.33
Case 2-5	10	근입깊이 비교	Clay2	1.2	5×10^{-8}	19	11.88	2,375	0.3
Case 2-6	6	Raker(10m× 4m) 설치	방파제	7.6	-	-	-	2.1×10^7	0.27

*) 최대파고(H_{max})=2.142m, 주기(T)=3.62sec, 수심(H)=10.0m, 천단고(H_c)=1.2m

그리고 Fig. 4에는 점성토 지반의 N값과 방파제의 근입깊이에 따른 횡방향 변위를 각 위치별로 비교하였다. 한편, 여기서의 결과는 2차원 평면변형을 조건의 가정 하에서 구한 것으로 실제 3차원 해석에 비해 안전측의 결과를 제시하기는 하지만, 본 해석에서는 이러한 3차원 효과는 모든 경우에 대하여 고려하지 않았다.

표와 그림을 보면, 점성토 지반의 N값이 커짐에 따라, 즉 지반이 단단해짐에 따라 방파제 천단 및 지표면 지점에서의 횡방향 변위가 작아지는 반면, 최대 모멘트는 거의 변함이 없음을 알 수 있다. 그리고, 방파제 근입깊이에 따른 횡방향 변위를 비교해보면, 근입깊이가 4m일 때에 비해 6m일 때는 방파제 천단 및 지표면에서의 횡방향 변위의 감소가 확연히 드러나지만, 근입깊이가 6m보다 클 경우에는 횡방향 변위에 미치는 근입깊이의 영향이 거의 나타나지 않는 것을 알 수 있다. 이는 지표면 위쪽의 작용력인 파력에 대하여 지반이 반력으로 영향을 미칠 수 있는 범위가 GL-6.0m 정도까지로 표층 부근의 지반의 물성에 따라 방파제의 변위에 큰 영향을 미치고, 방파제 근입깊이가 6m 이상이 될 경우, 그 이후의 근입깊이에 해당되는 지반에서의 토압의 변화가 거의 없기 때문이다. 따라서 표층 부근의 지반 물성 및 지층 변화 등의 영향을 고려한 일정 정도의 심도 이상으로 방파제를 근입할 필요가 없음을 예측할 수 있다. 한편, Table 3을 보면 보강기법의 하나로서 방파제에 raker(경사 버팀보)를 설치한 경우(Case 1-10), 지반 조건이나 근입깊이 등이 동일한 상태에서 raker로 보강하지 않은 경우(Case 1-2)에 비해 횡방향 변위나 모멘트가 각각 1/7 및 1/13 정도로 줄어드는 효과를 나타내고 있다. 이러한 경향은 N=2인 연약한 지반(Case 1-1, Case 1-9)에

서도 나타나는데, 이로부터 아주 연약한 지반이라 하더라도 raker를 이용하여 방파제를 보강함으로써 방파제의 안전성 평가에 큰 요소들인 횡방향 변위와 모멘트를 제어할 수 있을 것으로 판단된다.

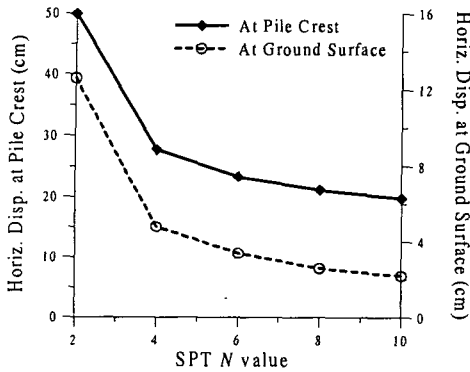
Table 3. 다양한 조건에 대한 횡방향 변위 및 말뚝 부재의 최대 모멘트(Case 1)

	횡방향 변위 (cm)		모멘트	
	방파제 천단	지표면 지점	최대 모멘트 (tfm)	발생 위치
Case 1-1	49.9	12.6	35.7	GL-1.0m
Case 1-2	27.7	4.8	33.0	GL-0.5m
Case 1-3	23.3	3.4	32.7	GL-0m
Case 1-4	21.1	2.6	32.7	GL-0m
Case 1-5	19.7	2.2	32.7	GL-0m
Case 1-6	33.6	6.0	32.8	GL-0m
Case 1-7	27.0	4.7	33.1	GL-0.5m
Case 1-8	26.9	4.6	33.1	GL-0.5m
Case 1-9	8.1	3.2	3.3	GL-2.0m
Case 1-10	4.0	1.6	2.5	GL-2.0m

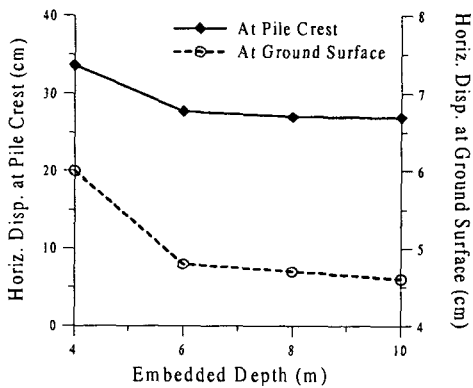
3.2 A 어항 조건(Case 2)에 대한 해석 결과

횡방향 소규모 방파제 중 하나인 일자형 말뚝식 방파제의 실제 현장 적용성을 살펴보기 위하여 현재 벽강판 파일식 방파제 건설이 계획되어 있는 A 어항을 대상으로 수치해석을 수행하였고, 그 결과가 Table 4

에 나타나 있다. 각 경우에 대하여 방파제 천단 및 지표면 지점에서의 횡방향 변위를 비롯하여 최대 모멘트의 크기 및 발생 위치를 함께 나타내었다.



(a) 점성토 지반의 N값에 따른 횡방향 변위



(b) 지반의 근입깊이에 따른 횡방향 변위

Fig. 4. 점성토의 물성 및 방파제 근입깊이 따른 횡방향 변위 비교(Case 1)

먼저, 방파제 근입깊이에 따른 횡방향 변위를 비교해보면, Case 1에 대한 해석결과를 나타낸 표 3에서도 나타난 바와 같이 근입깊이가 6m일 때까지는 방파제 천단 및 지표면에서의 횡방향 변위의 감소가 확연히 드러나지만, 그 이상일 경우에는 횡방향 변위에 미치는 근입깊이의 영향이 거의 나타나지 않는 것을 알 수 있다. 이는 방파제의 근입깊이에 따른 횡방향 변위를 각 위치별로 비교한 그림 5에서 확인할 수 있다. 따라서, 본 연구에서 제안한 일자형 방파제를 전장포 항에 설치할 경우, 방파제를 6m 이상 근입시킬 필요가 없을 것으로 판단된다. 한편, 기본조건(근입깊이 6m, raker 없음)에서 방파제 천단의 횡방향 변위가 87.7cm

로 근입깊이가 같은 Case 1-2에 비해 상당히 크게 나타나는데, 이는 그림 3의 지반 주상도에서 확인할 수 있듯이 표층부근에서의 지반상태가 비록 실트나 모래층이라 하더라도 N=1~3 정도로 상당히 연약한 토층이고, 또한 수심이 10m로 상대적으로 깊기 때문이다. 따라서 A 어항의 지반 및 파압 조건에서 일자형 방파제를 설치하기 위해서는 raker와 같은 보강재를 사용할 필요가 있을 것으로 보이는데, Table 4를 보면 raker를 사용한 Case 2-6의 경우 다른 조건은 동일한 Case 2-1에 비하여 방파제 천단에서의 횡방향 변위 및 최대 모멘트가 각각 0.06배, 0.07배 정도로 줄어들어 raker에 의한 보강 효과를 확인할 수 있다.

Table 4. 다양한 조건에 대한 횡방향 변위 및 말뚝 부재의 최대 모멘트(Case 2)

	횡방향 변위 (cm)		모멘트	
	방파제 천단	지표면 지점	최대 모멘트 (tf·m)	발생 위치
Case 2-1	87.7	12.2	60.2	GL-0m
Case 2-2	83.6	10.9	60.4	GL-0.5m
Case 2-3	83.5	10.9	60.4	GL-0.5m
Case 2-4	279.3	28.0	61.0	GL-0m
Case 2-5	121.1	16.8	60.4	GL-0m
Case 2-6	5.6	2.0	4.4	GL+0.5m

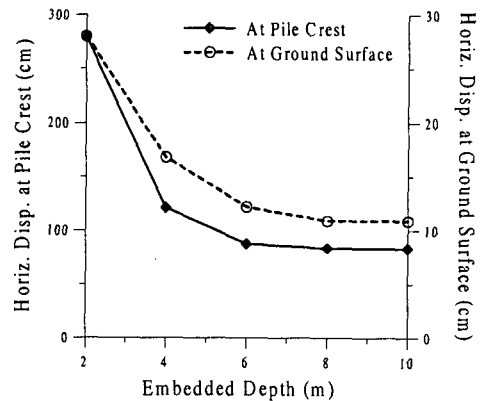


Fig. 5. Case 2 조건에서 방파제 근입깊이 따른 횡방향 변위 비교

4. 요약 및 결론

소규모 방파제 중 하나인 일자형 말뚝식 방파제의 지반 내 안전성을 검토하기 위해 점성토로만 이루어진 지반과 국내의 A 어항 조건에 대하여 지반의 종류, 방파제의 근입깊이 및 보강효과 등에 대한 수치해석을 수행한 결과, 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 점성토 지반의 N값이 커짐에 따라, 즉 지반이 단단해짐에 따라 방파제 친단 및 지표면 지점에서의 횡방향 변위가 작아지는 반면, 최대 모멘트는 거의 변함이 없다.
2. 표층 부근의 지반 물성 및 지층 변화 등의 영향을 고려한 일정 정도의 심도 이상에서는 횡방향 변위에 미치는 근입깊이의 영향이 거의 나타나지 않는다.
3. 지반조건이 상당히 연약하다 하더라도 경사 버팀보(raker)를 이용하여 방파제를 보강함으로써 방파제의 안전성 평가에 큰 요소들인 횡방향 변위와 모멘트를 제어할 수 있을 것으로 판단된다.
4. 실제 현장으로서 국내 A 어항에 대한 해석결과, 국내 A 어항의 지반 및 파압 조건에서 일자형 방파제를 설치하기 위해서는 raker와 같은 보강재를 사용할 필요가 있다. 하지만, 보강기법을 활용한 일자형 방파제 대신에 톱니형 방파제를 적용하여 그만큼의 보강효과를 확보할 수 있을 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 해양수산부의 “신형소규모 방파제 개발(II)”사업의 지원을 받았으며 이에 감사드립니다.

참고문헌

- 배종순, 김성호, 김재현 (2004). 반복수평하중이 작용하는 단독말뚝의 하중작용방향에 따른 거동 특성. 대한토목학회논문집, 제 24권, 제1C호, pp. 11-17
- 장인성, 이구영, 권오순, 박우선, 정원무, 김병일 (2004). 모래지반에 설치된 가로널식 방파제의 횡방향 거동에 관한 모형실험. 한국지반공학회 논문집, Submitted
- 해양수산부 (2003). 신형 소규모 방파제 개발(I), 159p.
- Bowles, J. E. (1988). Foundation analysis and design. McGraw-Hill International Edition, 1004p.
- Chang, Y.L. (1937) Lateral pile-loading tests, Trans. ASCE, Vol. 91, pp. 272-278.
- Matlock, H. (1970). Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay. Proceedings of the Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Paper OTC 1204.
- Naggar, M.H.E and Wei, J.Q. (1999). Response of tapered piles subjected to lateral loading. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36, pp. 52-71.
- Patra, N.R. and Pise, P.J. (2001). Ultimate lateral resistance of pile groups in sand. Journal of the geotechnical and geoenvironmental engineering, ASCE, 127(6), pp. 481-487.
- Poulos, H.G. (1971). Behaviour of laterally loaded piles: I. Single piles. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 97(5), pp. 711-731.