

수직하중을 받는 모형 강널말뚝의 거동

Behavior of Model Sheet Piles under Vertical Loads

윤 여 원*¹

Yoon, Yeo-Won

김 두 균*²

Kim, Du-Kyun

Abstract

In order to study the behavior of the sheet pile under vertical load in sands, model pile tests using calibration chamber are performed. For this research, five model piles, with the same section area and different degree of inclination of flange, were made. And model pile tests were conducted for each of these piles with different relative density and direction of applied load.

For model pile which has the same shape, compression capacity is about 100% higher than pullout capacity and the difference increases with increasing relative density. Pullout ultimate capacity and corresponding displacement increase with increasing relative density and the pullout capacities remained almost the same irrespective of the inclination of flanges for the same density. The ultimate capacity under compression load is highest at 30° of inclination of flanges and the trend is more evident with increasing relative density. From the analysis of load distribution, the higher loading capacity at 30° of inclination of flanges with same section area may be attributed to the partial soil plug between flanges.

요 지

모래지반에서 모형강널말뚝의 수직하중에 대한 거동을 알아보기 위하여 말뚝단면적이 동일하고 플랜지의 개구정도가 각기 다른 5개의 모형말뚝을 제작하였으며, 각 말뚝에 대해 상대밀도, 하중작용방향(압축, 인발)을 달리하여 토조내에서 실내 모형말뚝시험을 수행하였다.

동일한 말뚝에 대해 인발하중을 받는 경우보다 압축하중을 받는 경우가 극한지지력에 있어 100%가량 크며, 상대밀도가 조밀할수록 그 차이는 더욱 증가하였다. 인발재하시험에서 극한지지력과 극한상태의 침하량은 상대밀도가 증가함에 따라 증가하였으며, 동일한 지반조건하에서 개구정도의 변화에 따른 극한지지력과 침하량은 일정한 범위내에 존재하였다.

*1 정희원, 인하대학교 공과대학 토목공학과 부교수

*2 인하대학교 대학원 토목공학과

압축하중조건하에서 극한지지력은 개구정도가 30°이내에 있을 경우 가장 크게 나타났으며, 상대 밀도가 커질수록 이러한 경향이 뚜렷하게 나타났다. 단면의 변화에 따른 극한하중 변화는 하중분포의 해석결과 부분폐색효과에 기인된 것으로 생각된다.

Keywords : Sheet pile, Compression load, Pullout load, Soil plug, Bearing capacity

1. 서 론

기존의 여러 연구결과에 의하면 말뚝지지력은 관입깊이, 응력조건, 흙의 전단특성 및 압축 특성, 압축입자의 파쇄정도, 흙의 구조, 시멘테이션, 말뚝의 형태, 표면의 거친 정도, 설치방법 등 다양한 요소에 영향을 받는 것으로 알려졌다. 또한 강관말뚝, H말뚝, 강널말뚝 등과 같이 선단부가 개방된 말뚝을 타입할 경우, 말뚝 속으로 밀려 올라가는 흙에 의한 말뚝 선단의 막힘으로 인한 관내토의 폐색효과 등이 있다. 개단말뚝 선단지지력의 합리적 산정을 위해서는 이 폐색효과의 정량적 예측이 필수적으로 요구되어진다. 개단 말뚝의 폐색효과에 관한 연구는 현장 재하실험을 통한 개·폐단 강관 말뚝의 지지력 비교, 모형 말뚝 실험에 의한 관내토의 폐색효과 분석, 그리고 관내토 폐색효과에 대한 이론적 해석적 연구 등이 현재까지 이루어졌으나 (최와 김, 1989; 백, 1994; 勝見과 貴谷;1982 기타) 학자들이 공통적으로 인정하는 객관성 있는 연구결과는 없는 실정이다.

개단말뚝의 하나인 강널말뚝(sheet pile)은 타입될 때 전개되는 높은 응력에 대해 저항할 수 있기때문에 사용하기 편리하고, 또한 가볍고 재사용이 가능하여 차수벽과 토류벽 등의 가시설물과 방파제, 도크, 호안 등의 영구 구조물용 목적으로 주로 횡하중에 저항하는데 이용되고 있다. 또한, 강널말뚝은 수직 하중에 대한 지지력에 있어서도 유리한 특징들을 갖추고 있는데 Bustamante와 Gianeselli(1991)는 현장에서 말뚝재하실험을 통하여 비슷한 단면적을 갖는 상자형말뚝보다 큰 지지력을 갖는다고 보

고한 바 있다. 강널말뚝과 같은 미소변위말뚝(low displacement pile)을 수직하중에 대해 이용할 경우 그 지지력 형태는 강관말뚝과는 다르다. 또한, 말뚝주면을 따라 형성되는 흙뭉개(soil plug)는 상대밀도, 구속응력 등 지반조건과 하중재하방향 및 말뚝의 형태에 따라 달라질 것이다. 만약 플랜지간에 흙뭉개가 형성된다면 흙-말뚝 마찰력과 흙-흙 마찰력을 조합해서 써야할 것이며, 파괴가 발생하기 가장 쉬운 영역이 압축과 인발에 대해 가장 적은 저항력을 가질 것이다(Hegedus and Khosla, 1984).

따라서, 말뚝 기초에 대한 올바른 지지력 해석과 경제적인 설계를 위해서는 말뚝이 설치되는 동안이나 하중이 재하되는 동안에 말뚝 조건과 지반 조건이 말뚝의 지지력에 미치는 영향을 정확히 구명하는 것이 필요하다. 또한 개단강관말뚝과 H말뚝에 대한 단면 결정의 예는 이미 여러차례 연구되어 왔으나, 본 실험의 대상이 되는 강널말뚝에 대한 연구는 찾아보기 어려운 실정이다. 따라서 본 연구에서는 모래지반에서 실험 조건의 조절이 용이하고 경제적인 모형 실험을 통하여 주된 영향 인자인 흙의 밀도, 응력이력 및 강널말뚝의 기하학적 형태 등에 따른 말뚝의 거동에 대한 연구를 수행하였다.

2. 말뚝의 지지력

2.1 극한지지력

말뚝의 극한하중을 구하는 방법에는 재하시험에 의한 방법과 지지력 이론에 의한 방법 등이 있으며 지지력 공식은 말뚝의 축방향 극한

지지력, Q_u 를 결정하는데 흔히 사용된다. 일반적으로 널리 알려진 지지력 공식은 다음과 같다.

$$Q_u = Q_p + Q_s = q_p A_p + f_s A_s \quad (1)$$

여기서, Q_p 는 극한선단지지력, Q_s 는 극한주면마찰력, q_p 는 단위선단지지력, f_s 는 단위주면마찰력, A_p 는 말뚝 선단면적이며 A_s 는 말뚝주면적이다. 그리고 단위 선단지지력과 주면마찰력은 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$q_p = q_o N_q \quad (2)$$

$$f_s = \sigma_v K_s \tan \delta \quad (3)$$

위 식에서 q_o 는 선단부에서의 유효상재압, N_q 는 지지력 계수, σ_v 는 말뚝축을 따라 작용하는 유효상재압력, K_s 는 횡토압계수, $\tan \delta$ 는 말뚝주면과 흙의 마찰계수이다.

말뚝의 단위지지력들은 매개변수에 따라 변화하며 가장 중요한 것은 흙의 강도와 변형특성 그리고 기초의 크기, 형상, 재료특성, 설치방법 등을 포함한 지반의 초기응력 상태이다. 강널말뚝과 같이 특별한 단면형상을 갖는 경우에는 선단면적, 주면적의 결정과 더불어 횡토압계수, 단위마찰력을 정량화해야 한다.

Paikowski(1990)는 개단강관말뚝에 대하여 폐색효과를 고려한 다음과 같은 정적지지력 공식을 제안하였다.

$$Q_{unplugged} = \sum f_{so} \cdot A_o + \sum f_{si} \cdot A_i + q_p \cdot A_t \quad (4)$$

$$Q_{plugged} = \sum f_{so} \cdot A_i + q_p \cdot A_p = Q_{closed-ended} \quad (5)$$

(4)식은 말뚝이 완전개방(unplugged) 또는 부분폐색(partially plugged)된 경우로서, 하중이 외주면마찰력(f_{so})과 관내토에 의한 내주면마찰력(f_{si}), 그리고 말뚝의 선단면부(A_t)에 작용하는 저항력에 의해 지지된다. 한편, (5)식은 완전폐색된 경우로서 외주면마찰력과 말뚝 선단부에 균등하게 작용하는 선단지지력에 의해 하중이 지지되어 폐단말뚝과 하중지지구조가 같아진다.

Coduto(1994)는 개단강관말뚝과 H말뚝에

대해 정적지지력 공식을 이용하기 위한 말뚝의 단면을 결정하기 위하여 다음과 같이 가정하였다. 먼저, 개단강관말뚝에서 흙쇄기가 형성되는 경우에 주면마찰력과 말뚝 선단 단면적은 폐단일 때와 같다고 보았으며, 이는 Paikowski가 가정한 식(4)와 동일하다고 볼 수 있다. 또한, Coduto는 H말뚝에서 플랜지간에 형성되는 흙쇄기는 선단지지력과 주면마찰력 모두에 영향을 끼치게 된다고 하였다. 그는 안전측으로 하기 위해 H말뚝의 선단은 반흙쇄기(half-plug)가 형성되었다고 가정하고, 주면마찰력은 완전한 흙쇄기가 이루어졌다고 가정하여 해석하도록 권장하고 있다(그림 1).

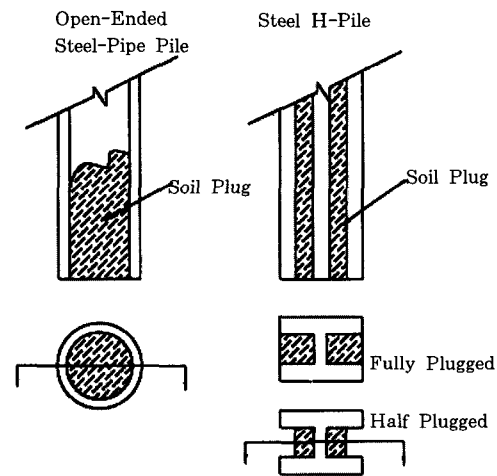


그림 1. 개단 강관말뚝과 H말뚝에서의 흙쇄기 (Coduto, 1994)

또한, Fleming 등(1994)과 GRLWEAP manual에서는 H말뚝의 플랜지 외측으로 둘러싼 면적과 같은 등가원형단면적을 취하여 해석하였다(그림 2). Hegedus와 Khosla(1984)는 현장에 타입된 H말뚝의 인발시험 결과로부터 이론적으로 예측한 H말뚝의 인발저항력이 말뚝파괴면의 가정, 말뚝길이, 그리고 흙의 토질정수에 따라 상당히 다르다고 주장하였다. 가

령 모래지반에서 H말뚝의 실제 주면을 파괴면으로 가정한 말뚝의 인발저항력은 100% 이상 과대평가된 값을 나타내는 것으로 보고하고 있다.

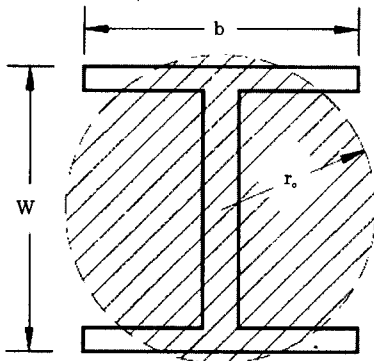


그림 2. H말뚝 단면의 이상화 (Fleming 등, 1994)

Bustamante와 Gianceselli(1991)는 수직하중을 받는 U형 강널말뚝과 상자형말뚝에 대한 현장시험을 통하여 다음과 같이 선단면적(A_p)과 주면적(A_s)을 사용하도록 추천하고 있으며, 그림 3에 그 예를 나타내었다.

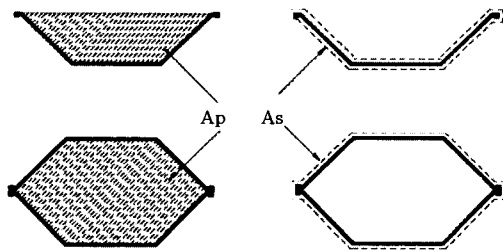


그림 3. 선단면적과 주면적 (Bustamante and Gianceselli, 1991)

2.2 흠새기로 인한 선단폐색 효과

개단말뚝의 선단지지력은 말뚝 내부에 막혀 있는 흠과 말뚝 내면 사이의 마찰력에 의해 발휘된다. 따라서, 내부에 막힌 흠의 성질이 개단말뚝의 선단지지력에 크게 영향을 미칠 것이

다. 사질토지반에서 마찰저항력은 말뚝내면에 작용하는 수직응력과 마찰계수에 의해 결정되어지며, 아치작용, 흠의 압축성, 토립자의 파쇄 등의 현상에 의해 복잡하게 될 것이다 (일본토질공학회, 1985). 개단말뚝에서 발생하는 관내토의 폐색효과는 말뚝 안으로 밀려 올라가는 흠의 다일러턴시로 인한 횡방향 응력의 증대와 말뚝 선단부 부근 관내토에 형성되는 아칭현상과 상관이라고 생각된다. 말뚝 선단에 위치한 흠은 말뚝이 타입되면서 말뚝 내외로 분리되어지며, 이때 흠의 다일러턴시로 인하여 말뚝 내외토는 각각 말뚝 안쪽과 바깥쪽의 변위를 수반하게 되어 횡방향 응력은 정지 토압상태보다 큰 값을 가지게 되는데, 특히 말뚝의 선단부에 있는 관내토의 경우에는 공간의 제한성 때문에 수동상태에 이를 것으로 보인다. 또한 말뚝 선단부에서는 아칭현상이 발생하게 되는데, 기존의 연구 결과에 의하면 말뚝 선단으로부터 말뚝 직경의 2배 높이까지의 관내토에 아치가 형성된다고 한다.

勝見과 貴谷(1982)에 의하면 직경이 작은 개단강관말뚝 기초의 연직지지력에 관한 설계 방법은 말뚝의 타입에 따라서 관내토의 마찰저항이 증가하여 선단부에서 완전한 폐색상태를 나타내는 것으로 생각하고, 선단 유효지지 면적으로는 말뚝의 실제 단면에 흠에 의한 폐색단면적을 더한 전체 폐단면적을 취하였다. 그러나 현장에서의 일련의 실험을 통하여 대구경 강관말뚝에 있어서는 폐색효과가 완전히는 발휘되지 않고, 종래의 지지력 이론에서는 설명을 할 수 없을 정도로 작은 지지력밖에 얻을 수 없다고 설명하고 있다. 따라서 설계시 모든 개단강관말뚝의 선단면적(A_p)을 폐단강관말뚝과 동일하게 보는 것은 바람직하지 않으며, 말뚝의 직경에 따라 폐색효과는 변화할 수 있다고 보는 것이 타당할 것이다. 또한, 폐색효과는 지반의 성질 및 상태, 관내로 압입된 흠의 성상, 지지층으로의 관입깊이, 말뚝 직경 등에 의해서도 다르게 된다고 여겨졌다. 현재까지 폐색효과에 대한 연구는 수 많은 연구자에 의해

계속해서 행하여지고 있는데도 불구하고, 폐색 효과에 관한 완전한 이론은 아직까지 확립되지 않고 있는 것이 현실이다.

3. 모형 시험

3.1 시험 계획

말뚝의 거동을 알아보기 위하여 총 20회의 시험을 수행하였으며, 구체적인 시험계획을 표 1에 나타내었다. 지반의 상대밀도가 말뚝의 거동에 미치는 영향을 알아보기 위하여 지반의 상대밀도를 40%(느슨), 70%(조밀) 두가지 상태로 조성하였으며, 구속압력은 1.0kg/cm^2 을 작용시켰다. 하중재하는 일정침하율 방식에 의해 수행되었으며, 0.04mm/min 의 속도로 하중을 재하하며 침하량을 측정하였다. 또한, 압축재하의 경우에 한하여 일부 말뚝에 대해서 말뚝 표면에 변형율게이지를 부착하여 주변에서의 하중분포를 측정하였다.

표 1. 시험 목록

Direction of applied load	Relative density (%)	Pile type(α°)	Remarks
Compression	40	10,20,30,40,50	
	70	10,20,30,40,50	
Pulot	40	10,20,30,40	
	70	10,20,30,40	
Compression	70	30,40	strain gauge

3.2 시험장치 및 시험절차

3.2.1 모형 지반

본 연구를 위해서 B3형($d\epsilon_s = 0, \sigma_v = \text{constant}$)의 시험용 토조를 제작하였다. 제작된 토조는 높이 1380mm, 내경 1200mm, 외경 1600mm의 콘크리트로 된 원통형으로서(그림 4) 경계조건을 고려하여 제작하였다. 경계조건이 시험결과에 미치는 영향은 모형말뚝이 실제적으로 구형 또는 실린더형의 어느 것에도 해당

되지 않으나 강널말뚝의 단면적에 해당하는 등가원형단면적으로 환산하여 Baligh(1976)가 제시한 모래에서의 공동확장이론으로 검토하였다. 검토 결과 확장된 공동직경이 불과 10cm 내외로서 경계의 영향은 없는 것으로 간주하였다.

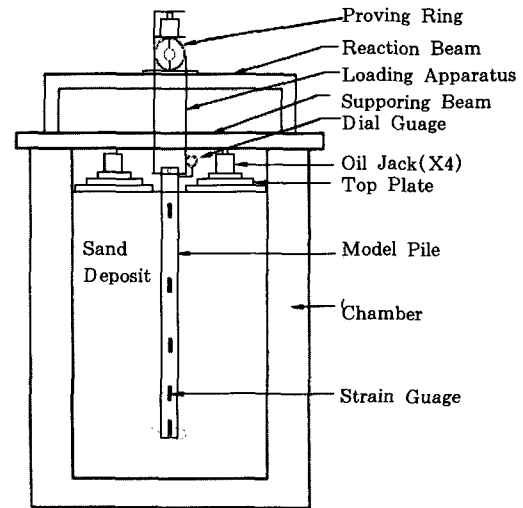


그림 4. 시험용 토조

지반조성을 위하여 사용한 시료는 인천 연안의 바다모래로 공기중에서 장시간 건조시켰

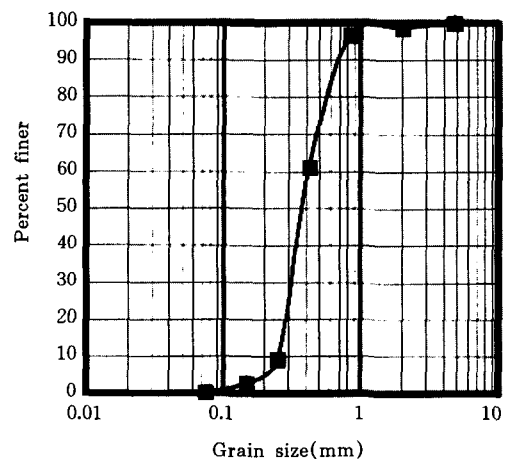


그림 5. 모래의 입경가적곡선

다. 이 시료는 균등계수(Cu)가 1.68이고 곡률계수(Cg)가 0.92로 통일 분류법상의 분류기호는 SP에 해당되며 비중은 2.70이다 (그림 5).

시료의 강도정수와 시료-모형말뚝간의 마찰각은 직접전단시험으로부터 구했으며, 전단시험에서 시료조성은 실험용 토조에서 모래지반을 조성할 때와 마찬가지로 Undercompaction 방법(Ladd, 1978)에 의하여 이루어졌다. 표 2는 각각의 상대밀도에 대한 내부마찰각과 벽면마찰각을 나타낸 것으로 벽면마찰각은 실험조건과 동일한 응력상태에서 직접전단시험으로부터 구한 값이다.

표 2. 모래의 상대밀도와 강도정수

Dr (%)	γ_s (g/cm ³)	ϕ (°)	ϕ_r (°)	δ (°)
40	1.495	38	26	18
70	1.548	40	32	20

모형지반은 반복성과 균일성의 확보가 양호하고 시료의 건조단위중량을 미리 정할 수 있는 Undercompaction 방법에 의해 형성되었다. Undercompaction 방법에 의한 지반 조성방법은 눈금이 그어진 토조안에 동일한 무게의 모래를 넣은 후 일정한 층 두께가 되도록 철판다짐판으로 다져서 원하는 단위중량을 얻을 수 있도록 지반을 조성하는 방법이며 구체적인 내용은 문헌에 상술되어 있다.

3.2.2 모형 말뚝

본 실험에서 사용된 모형 강널말뚝은 탄성계수 $E=2.1 \times 10^6$ kg/cm²인 강철재로서 두께 2mm, 폭 150mm, 길이 1200mm의 판을 개구정도(α)를 달리하여 5개를 제작하였으며 그림 6과 표 3에 그 제원을 나타내었다. 재하시험용 말뚝은 모형말뚝 설치 전 지반의 상태가 말뚝의 거동에 미치는 영향을 알기 위해, 말뚝 타입에 따른 주변지반의 조밀화 또는 교란이 없도록 말뚝을 실험함 상단에 고정시킨 후 정해진 깊이까지 모래를 조심스럽게 다진 후 실험하였다.

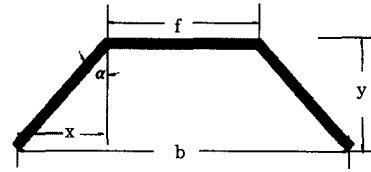


그림 6. 모형 강널말뚝

표 3. 모형 강널말뚝의 치수

α (°)	y (mm)	x (mm)	b = f + 2x	f/b
10	36.93	6.51	88.02	0.85
20	35.24	12.83	100.65	0.75
30	32.48	18.75	112.50	0.67
40	28.73	24.10	123.21	0.61
50	24.11	28.73	132.45	0.57

3.2.3 시험 절차

하중재하를 위해 5 ton 용량의 유압잭이 사용되었으며 반력장치는 철제 보를 만들어 토조 상단에 연결하였으며, 침하량 측정을 위해 0.01 mm 다이알게이지가 사용되었다. 실험절차를 설명하면 다음과 같다.

1) Undercompaction 방법을 이용하여 상대 밀도에 맞추어 말뚝 선단부까지 매 층 모래를 포설한 후 다진다. 2) 토조 중앙에 맞추어 모형 말뚝을 상재압 철판 보에 매단다. 3) Undercompaction 방법에 의해 토조상부까지 지반을 조성한다. 4) 토층의 상부에 철판을 세겹으로 놓고, 철판위에는 4개의 유압잭을 거치하여 1 kg/cm²의 구속압을 지반 상부에 가한 후에 반력보와 하중재하장치를 설치하고, 침하량 측정을 위해 말뚝 상단부에 다이알게이지를 연결한다. 5) 말뚝 상부에 0.04mm/min.의 속도로 하중을 가하면서 하중과 침하량을 기록한다.

4. 결과 및 토론

본 장에서는 앞 장에서 설명된 바와 같이 토조에 시료를 다짐한 후, 절차에 따라 말뚝을 설치하고, 하중을 재하한 시험의 결과를 수록

하여 이에 대한 고찰을 수행하였다.

4.1 지지력시험 결과

4.1.1 인발하중시험

인발시험에서 관찰된 말뚝 두부에서의 하중과 침하량과의 관계를 그림 7, 8에 나타내었다. 그림 7에 나타난 바와 같이 상대밀도가 40%인 경우, 하중-침하량 곡선은 모든 단면형상에 대해서 전반전단파괴의 양상을 보이며, 이때 극한지지력에 해당하는 말뚝두부의 침하량은 2~2.2mm로서 비교적 일정하게 나타났다.

상대밀도가 70%로서 비교적 조밀한 경우

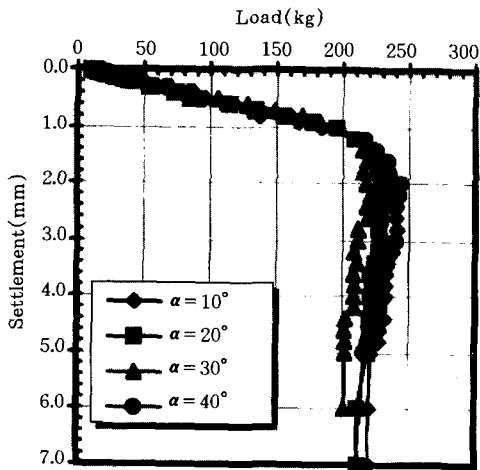


그림 7. 하중-침하곡선(pullout test, $D_r = 40\%$)

말뚝의 선단지지력에 대한 하중-침하량 관계는 지반조건, 말뚝설치방법에 따라 상이하나, 말뚝의 주면마찰력에 대한 하중-침하량 특성은 분명한 극한하중이 나타나는 경우가 대부분이다. 인발하중조건에서의 극한하중 측정값은 말뚝의 자중을 공제한 결과이며, 인발시험은 말뚝기초의 지지력 성분 중에서 주면마찰력을 나타내는 것으로 볼 수 있을 것이다. 따라서 선단지지력의 불확실성이 배제되어 시

(그림 8), 하중-침하량 곡선은 극한하중을 지나면서 경사가 급하게 되어 거의 직선에 가깝게 나타났다. 이때의 침하량은 2.6~3.0mm이며, 상대밀도가 40%인 경우에 비해 극한하중과 침하량은 약간씩 증가하였다.

같은 상대밀도에서 극한하중은 단면형상에 관계없이 일정한 범위내에 있으며, 흙층기와 같은 지반내의 거동 변화는 일어나지 않은 것으로 보인다. 다만 상대밀도의 증가로 인한 말뚝과 모래와의 벽면마찰각(δ)의 증대로 인하여, 상대밀도가 증가함에 따라 극한지지력은 다소 증가되는 것으로 생각되어진다.

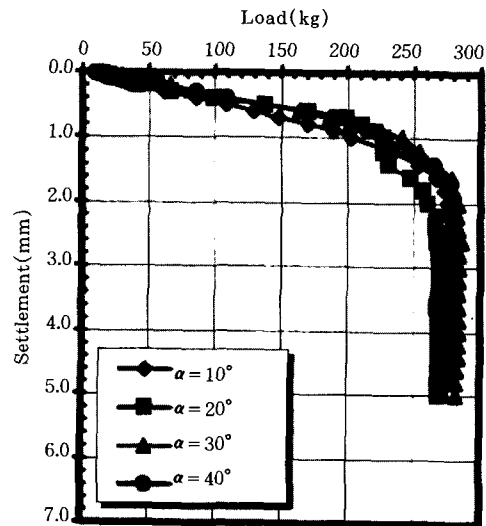


그림 8. 하중-침하 곡선 (pullout test, $D_r = 70\%$)

험결과에 있어서도 비교적 분명한 결과를 얻을 수 있었는데 인발 하중-침하량 곡선의 정점을 극한하중(Q_{up})으로 하여 쉽게 결정할 수 있었으며, 표 4에 그 결과를 나타내었다. 이 결과에 따르면 인발하중조건에서의 극한지지력은 매우 작은 값을 나타내며, 개구정도에 따른 극한지지력의 변화는 무시할 만큼 작게 나타나고 있다.

표 4. 인발시험 결과

Dr(%) $\alpha(^{\circ})$	40		70	
	Q_{up} (kg)	S(mm)	Q_{up} (kg)	S(mm)
10	241	2.2	280	2.6
20	231	2.2	269	3.0
30	222	2.2	286	2.6
40	271	2.0	280	2.8

4.1.2 압축하중시험

그림 9와 10에는 압축하중을 받는 말뚝의 하중-침하량 곡선을 나타냈다. 이 곡선에서 단성 거동을 하는 초기부의 침하량은 인발하중을 받는 경우(그림 7.8)보다 적음을 알 수 있다. 이는 동일한 상대밀도에 대해 인발하중을 받는 경우보다 압축하중을 받는 경우가 말뚝의 강성이 크게 되고, 따라서 상대적으로 침하량은 작아지는 것으로 보여진다. Kishida와 Uesughi(1987)의 강철관과 모래에 대한 단순전단시험 결과에 따르면 전단강도가 클수록 초기강성은 크고 변위량은 작게 나타났다.

상대밀도가 40%이고 말뚝두부에 압축력이 작용하는 경우(그림 9), 개구정도(α)가 큰

40°, 50°에서 하중은 극한지지력에 도달한 후 거의 일정하게 나타나고 있지만, α 가 30° 이하에서는 극한지지력에 도달한 후에도 하중이 계속 증가하는 경향을 보인다.

상대밀도가 70%로서 비교적 조밀한 경우는 모든 단면형상에 대해서 극한지지력 도달 후에도 하중이 계속하여 증가하고 있음을 알 수 있다.

따라서 인발재하시보다 압축재하시 상대밀도가 증가할수록 극부전단파괴의 양상을 보이는 것으로 나타났으며, 이는 말뚝선단부에서의 모래와 말뚝간의 상호작용효과가 다름에 기인한다고 할 수 있다. Tomlinson(1977)은 말뚝주면부의 지반조건, 선단부 하부 지반조건 등에 따라 여러 가지 형태의 하중-침하량 관계를 예시한 바 있으며, 이에 의하면 본 실험에 사용한 말뚝은 마찰지지말뚝으로 볼 수 있다.

인발하중조건에서의 하중-침하량 곡선과는 달리 압축하중조건에서는 극한지지력이 명확히 규명되지 못하므로, De Beer(1967), Vesic(1963) 등이 제안한 기준을 사용하여 말뚝의 극한지지력과 침하량을 결정하여 표 5, 6

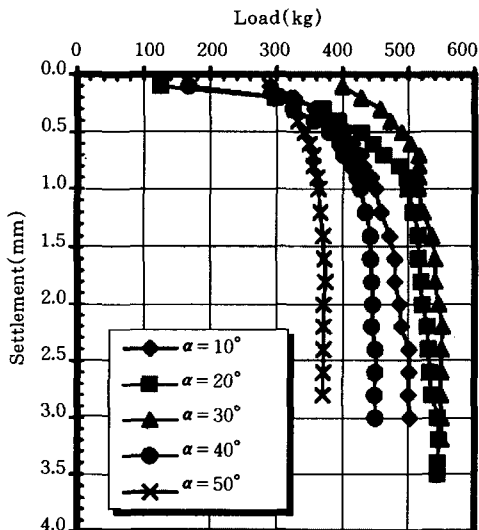


그림 9. 하중-침하 곡선(compression test, Dr = 40%)

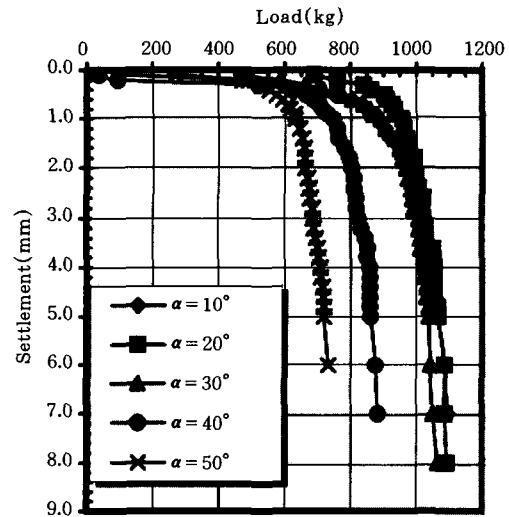


그림 10. 하중-침하 곡선(compression test, Dr = 70%)

에 나타내었다. 인발하중조건에서의 극한지지력 결정은 하중-침하량 곡선 자체의 곡률반경을 의미하는 것이며, De Beer방법은 하중과 침하 양변을 대수로 취하고 직선의 변곡점을 구하고, Vesic의 방법은 침하량 증분과 하중증분의 비가 최대인 점을 구하는 것으로 이 두 방법은 서로 비슷한 개념으로 볼 수 있을 것이다. 따라서 본 연구에서는 De Beer방법을 이용하여 구한 압축 극한지지력과 인발 극한지지력을 서로 비교하였고, 극한지지력은 De Beer방법보다 Vesic의 방법이 5~8% 크게 산정하고 있음을 알 수 있다.

표 5. 압축재하시험 결과(Dr=40%)

Method $\alpha(^{\circ})$	De Beer		Vesic	
	$Q_{up}(kg)$	S(mm)	$Q_{up}(kg)$	S(mm)
10	450	1.0	486	2.0
20	490	0.9	497	2.2
30	515	0.9	546	2.0
40	427	1.0	444	1.8
50	363	1.0	374	1.8

표 6. 압축재하시험 결과(Dr=70%)

Method $\alpha(^{\circ})$	De Beer		Vesic	
	$Q_{up}(kg)$	S(mm)	$Q_{up}(kg)$	S(mm)
10	906	1.2	987	2.4
20	962	1.2	994	2.0
30	900	1.1	992	2.8
40	750	1.0	812	2.2
50	600	0.9	661	1.8

표 6에서 보는 바와 같이 극한지지력에 대응하는 침하량은 0.9~1.2mm(De Beer), 1.8~2.8mm(Vesic)로서 매우 작은 값을 보이고 있다. 그리고 압축재하시의 극한지지력은 인발시 지지력값의 약 2배임을 알 수 있다. 또한 그림 11에 나타낸 바와 같이 인발하중조건(PDR 40,70)의 극한지지력값은 분산되지 않고 개구정도에 관계없이 일정한 범위내에 존재하는데 비하여, 압축하중조건하(CDR40,70)에서의 극

한지지력은 개구정도에 따라 극한 지지력에 변화가 있음을 볼 수 있다. 극한지지력은 개구정도 α 가 10°, 20°, 30°인 말뚝이 40°와 50°도인 말뚝에 비해 매우 크게 나타나고 있다. 이는 개구정도가 어느 한도, 즉 약 30°를 넘어서면 말뚝선단부에서의 폐색효과의 변화로 인하여 주면마찰력과 선단지지력의 합으로 나타나는 극한지지력의 변화에 기인된 것으로 생각된다. 상대밀도가 70%인 경우 극한지지력은 상대밀도가 40%인 경우보다 모든 단면에서 100%가량 크게 증가되었으며, 이는 주면마찰력의 영향을 고려하더라도 선단지지력의 변화가 있었던 것으로 여겨진다.

이러한 영향을 알아보기 위하여 McClelland (1974)가 제안한 인발시의 주면마찰력과 압축시의 주면마찰력의 비를 70%로 가정하여 압축 극한지지력에서의 주면마찰력의 비율을 계산하여 표 7에 나타내었다. 이 결과에 의하면, 상대밀도가 40%인 경우 주면마찰력비는 62~91%(평균 74%)로 주면마찰력이 차지하는 비율이 비교적 크게 나타났으나, 상대밀도가 70%인 경우 주면마찰력비가 차지하는 비율이 40~53%(평균 42%)로 나타났다. 이는 상대밀도가 커짐에 따라 말뚝의 선단부에 흠쇄기가 형성되어 선단지지력을 증가시켜 극한지지력을 증가시켰다고 생각된다.

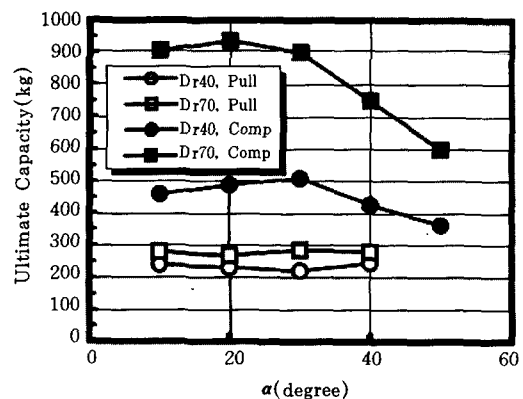


그림 11. 모형 강널말뚝의 $\alpha(^{\circ})$ 에 따른 극한지지력

표 7. 압축재하시험에서 주면마찰력과 극한지지력의 비

$\alpha(^{\circ})$	40		70	
	$Q'_{s}(kg)$	Q'_{s}/Q	$Q'_{s}(kg)$	Q'_{s}/Q
10	344	0.75	400	0.44
20	330	0.67	384	0.40
30	317	0.62	409	0.45
40	351	0.82	400	0.53

Q_u : compressive ultimate capacity under
 $Q'_{s} = (Q_{up}/0.7)$
 Q_{up} : pullout ultimate capacity

4.2 극한하중과 정역학적 지지력의 비교

말뚝에서 흙으로 전달되는 하중전달구조는 매우 복잡하므로 사용하기에 편리하도록 간단한 현장시험을 통해 얻을 수 있는 시험치를 이용하여 정역학적 지지력을 산출하는 방법을 많이 사용하고 있다. 본 연구에서는 이러한 정역학적 지지력 산정 공식들 중에서 식(1)로 표시되는 1976년에 제안된 Meyerhof 공식, Berezantzev 식(1957)을 사용하여 정역학적 지지력을 산정하여 보았다. 말뚝의 극한지지력을 산정하기 위해서는 지반내의 응력분포와 흙의 성질을 추정하는 것이 필요하며, 본 연구에서 사용된 모형강널말뚝의 경우는 선단부의 단면적을 특별히 결정할 필요가 있을 것이다.

지반내의 응력분포를 추정하기 위하여 지반을 반무한 탄성체로 가정하였으며, 선단면적(A_s)과 주면적(A_p)은 2.1절에서 예시한 Coduto(1994), Bustamante와 Gianeselli(1991)의 방법을 적용

하였다. 표 8에 지지력의 측정값과 공식을 이용하여 계산한 값을 나타내었다.

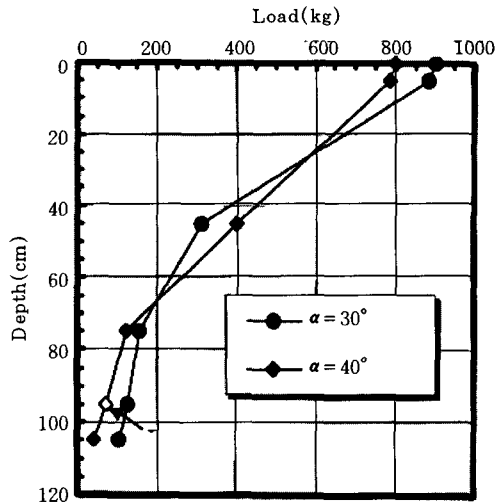
표 8의 결과를 살펴보면 본 실험에서 사용한 강널말뚝에 대해서 Meyerhof 시에 Coduto의 선단면적 가정에 의한 계산치가 비교적 측정값에 근접하는 경향을 가지고 있으며, Bustamante의 산정방법은 큰 차이를 보이고 있다. 또한 Coduto의 산정방법으로 계산한 극한지지력과 측정값을 비교해 본 결과에 따르면, 상대밀도가 40%인 경우에는 모든 단면에 대해 계산값이 다소 크게 나타났으며, 상대밀도가 70%로 조밀한 경우 10°, 20°, 30°는 실측값이 크게 나타나고, 40°와 50°는 실측값과 비교적 근사한 값을 나타내고 있다. 전반적으로 어느 특정의 지지력 공식과 일치하는 현상은 나타나지 않고 있으며 이는 강널말뚝의 기하학적인 형상과 선단부분의 플랜지 내에서의 흙쇄기 효과를 정확하게 반영하지 못함으로 인한 것으로 생각된다.

4.3 하중전이 현상

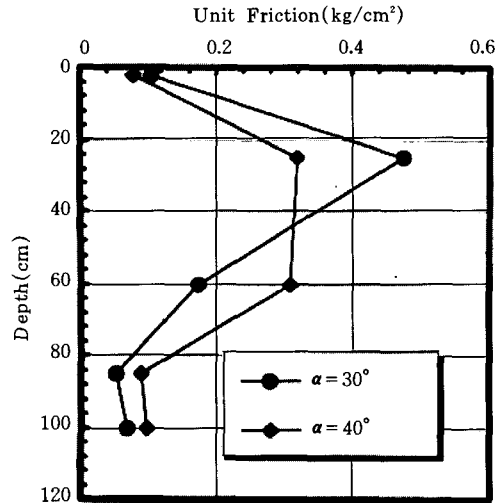
압축하중을 받는 말뚝에서 측정한 깊이별 하중전이와 단위주면마찰력을 각각 그림 12(a)와 (b)에 나타내었다. 본 연구에 사용된 모형말뚝은 내관과 외관을 따로 분리하지 않고 표면의 일부를 갈아내고 변형율게이지를 부착시켜 측정한 값으로 주면마찰력값에는 게이지의 일부 돌출부로 인한 저항력이 포함되었다고 볼 수 있다. 그림 12는 개구정도가 30°, 40°인

표 8. 정역학적 지지력 공식에 의한 극한 지지력(kg)

α	Dr	Meyerhof				Berezantzev				Measured	
		Coduto		Bustmante		Coduto		Bustmante			
		40	70	40	70	40	70	40	70	40	70
10		587	805	1396	1405	236	392	440	732	450	906
20		590	808	1430	1439	234	389	452	753	490	962
30		578	787	1410	1418	217	373	445	741	515	900
40		550	743	1309	1318	199	343	408	679	427	750
50		506	677	1189	1198	175	300	363	606	363	600



(a) 하중분포



(b) 단위주면 마찰력

그림 12. 극한상태에서의 하중분포와 단위주면 마찰력

모형말뚝의 극한지지력상태에서 측정된 값으로 지반의 상대밀도는 70%로 동일하게 조성하였다. 변형률 게이지의 부착위치는 말뚝 두부로부터 5, 45, 75, 95, 105cm 이며 그림 12(b)에 나타낸 단위주면마찰력은 변형률게이지의 중간에 표시하였다. 그림에서 보는 바와 같이 말뚝의 중앙부에서는 주면마찰력이 큰 반면에 선단부에서는 주면마찰력이 감소함을 알 수 있으며 특히 선단부 상단 20cm 부터는 주면마찰력에 거의 변화를 보이지 않고 있어 이 부분에서는 마찰보다 흡쇄기단면에서 하중을 받고 있는 것으로 생각할 수 있다. 주면마찰력이 일정한 부분은 반흡쇄기에 해당하는 등가직경의 약 5배, 플랜지 외주면의 연결선 내 흡쇄기에 해당하는 등가직경의 약 3배에 해당된다. 측정결과에 의하면 선단지지력은 개구정도가 30°인 말뚝에서 크게 나타나고 있으며, 40° 말뚝은 매우 작은 값을 보이고 있다. 이는 4.1절에서 설명한 바와 같이 개구정도가 30°를 넘어서면서 선단부의 폐쇄효과가 감소하기 때문인 것으로 보여진다.

5. 결 론

본 연구에서는 재료의 순단면적은 같고 단면형상(α)을 다르게 제작한 모형강널말뚝에 대하여 상대밀도, 하중재하방향을 달리하여 실험을 수행하였으며, 시험결과를 요약하면 다음과 같다.

- 1) 압축재하시의 지지력은 인발재하시의 지지력의 약 2배정도로 나타났으며, 같은 밀도에 대하여 말뚝의 단면의 개구정도의 변화에 따른 인발재하시의 지지력 변화는 거의 나타나지 않은 반면에 압축재하에 따른 극한지지력은 단면의 변화에 따라 지지력의 변화가 보다 분명히 나타났다.
- 2) 압축하중조건하에서 개구정도가 10°, 20°, 30°인 말뚝의 극한지지력은 개구정도가 40°, 50°인 말뚝의 극한지지력보다 훨씬 크게 나타났으며, 상대밀도가 커질수록 이러한 경향이 뚜렷해진다. 또한 극한지지력에 대응하는 침하량은 인발시보

다 작게 나타났으며, 같은 압축조건하에 서는 상대밀도, 단면형상에 관계없이 파괴시의 침하량은 거의 일정하게 나타났다.

- 3) 정적지지력 공식에 의해 추정된 극한지지력과 비교한 결과 강널말뚝의 극한지지력은 개구정도에 따라 지지력공식에 의한 값과 차이가 다르게 나타난다. 이는 기존의 공식이 단면의 변화에 따른 폐색효과를 반영하지 않음으로 인한 것으로 생각되며 계산시 폐색부의 단면결정방법에 따라 차이가 있을 수 있음을 알 수 있다.
- 4) 변형률개이지를 이용하여 하중전이 현상을 분석한 결과에 따르면 선단부에서 흙췌기 효과를 확인 할 수 있었으며 이는 등가지경의 약 3~6배에 해당되는 것으로 나타났다. 또한 말뚝 개구정도가 30°를 넘어서 40°가 되면 선단부의 폐색효과는 감소하는 것으로 나타났다.
- 5) 따라서 선단부의 폐색효과를 확인할 수 있는 좀 더 정교한 모형말뚝을 이용하여 하중전이 관계를 파악할 필요가 있으며, 현장말뚝과의 크기효과 등을 고려하여 본 시험결과와 비교하여야 할 필요가 있을 것으로 사료된다.

참 고 문 헌

1. 백규호(1994), "사질토지반에 타입된 개단강관말뚝의 지지력 특성", 공학박사학위 논문, 한국과학기술원.
2. 최용규, 김명모(1989), "개단 강관말뚝의 관내 토 폐색력 분석", 대한토질공학회지, 제5권 제4호, pp.27~36.
3. 勝見 雅, 貴谷 暢夫(1982), "開端杭の閉塞果に關する基礎的研究", 日本土木學會論文報告集, 第323, pp.133~139.
4. 日本土質工學會(1985), 杭基礎の設計法とその解説, 東京, pp.251~391.
5. Bustamante M. G., and Gianeselli L.(1991), "Predicting the bearing capacity of sheet piles under vertical load", *Proc. 4th International Conference on Piling and Deep Foundations*, Balkema, pp.185~192.
6. Coduto D. P.(1994), *Foundation design: Principles and practices*, Prentice-Hall, Inc., pp.358~360.
7. Fleming, W. G. K., Weltman, A. J., Randolph, M. F., and Elson, W. K.(1994), *Piling engineering*, Blackie & Son Ltd., 2nd Ed., pp.100~123.
8. Hegedus, E. and Khosla, V. K.(1984), "Pullout resistance of H piles", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.110, No.9, pp.1274~1290.
9. Kishida, H. and Uesughi, M.(1987), "Test of the interface between sand and steel in the simple shear apparatus", *Geotechnique*, Vol.37, No.1, pp. 45~52.
10. Ladd, R. S.(1978), "Preparing test specimens using undercompaction", *Geotechnical Testing Journal*, GTODJ, Vol.1, No.1, pp.16~23.
11. McClelland, B.(1974), "Design of deep penetration piles for ocean structures", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.100, No.GT7, pp.709~745.
12. Meyerhof G. G.(1959), "Compaction of sands and bearing capacity of piles", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol.85, No.SM6, pp.1~29.
13. Paikowsky, S. G. and Whitman, R. V.(1990), "The effects of plugging on pile performance and design", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.27, pp.429~440.
14. Tomlinson, M. T.(1977), "Pile design and construction practice", A viewpoint publication, pp. 386~389.
15. Vesic, A. S.(1970), "Tests on instrumented piles, Ogeechee River Site", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol.96, No.SM2, pp.561~584.

(접수일자 1998. 4. 17)