

## 암반에 근입된 대구경 현장타설말뚝의 침하특성

### The Settlement Characteristics of Large Drilled Shafts Embedded into the Rocks

홍원표<sup>1)</sup>, Won-Pyo Hong, 여규권<sup>2)</sup>, Geu-Guwen Yea, 남정만<sup>3)</sup>, Jung-Man Nam, 이재호<sup>4)</sup>, Jae-Ho Lee

<sup>1)</sup>중앙대학교 건설환경공학과 교수, Professor, Department of Civil & Environmental Engineering, Chung-Ang University

<sup>2)</sup>삼부토건(주) 기술연구실 과장, Ph.D. Technology Research Office, Sambu Construction Co., LTD.

<sup>3)</sup>제주대학교 해양과학부 부교수, Associate Professor, Faculty of Marine Science, Cheju National University.

<sup>4)</sup>중앙대학교 대학원 토목공학과 박사과정, Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Chung-Ang University.

**SYNOPSIS :** The purpose of this study is to investigate the settlement characteristics of large drilled shafts embedded into bed rocks. To perform this research, 35 pile load test results for the large drilled shafts are used, because these deep foundations generally used as substructure systems for grand bridges. In case of the yield load can not be easily determined by load(P)-settlement(S) curve from the pile load test at the maximum loads, the standard settlements which can determine a yield load is established. The residual settlement equation of pile embedded in gneiss and igneous rocks is presented in this study. Also a equation is proposed to characterize the relationship between loads and elastic settlements in pile load tests on the large drilled shaft embedded into bedrock. Then, large drilled shaft's settlement characteristics are examined on pile length, pile diameter and pile's socked depth into rock at the pile tip.

**Key words :** large drilled shaft, pile load test, settlement of pile, residual settlement, p-s curve

## 1. 서 론

초고층건물과 장대교량 같은 대형구조물은 하부기초에 작용하는 하중이 크므로 상부구조물의 큰 하중을 안전하게 지지층에 전달하기 위한 대구경 현장타설말뚝의 활용도가 증가되고 있는 추세이다(이원제 외 3인, 1995). 대구경 현장타설말뚝은 말뚝 본당 지지하는 하중이 크기 때문에 소요지지력이 확보되지 않을 경우 말뚝의 파괴나 과다침하가 발생할 수 있고, 이로 인해 상부구조물에 심각한 피해를 줄 수 있다. 그러므로 현장타설말뚝 시공시 현장에서는 이에 대한 확인시험이 거의 필수적으로 실시되고 있는 실정이다. 현장타설말뚝의 안정성을 평가하기 위해서는 먼저 말뚝의 역학적인 거동특성에 대한 고찰이 필요하다. 또한, 말뚝의 시공법에 따라 품질이 직접적인 영향을 받으므로 말뚝시공법에 대한 이해가 선행되어야 한다.

지금까지 현장타설말뚝에 대한 연구는 주로 말뚝재하시험결과에 대하여 수행되거나 말뚝선단부에서 채취한 암석시료의 일축압축강도에 의하여 지지력을 추정하는 방법으로 수행되어 왔다(김정환, 1997; Zhang & Einstein, 1998). 그러나 암반에 근입된 현장타설말뚝의 침하거동분석은 미진한 상태이다.

암반에 근입된 35개의 현장타설말뚝에 대한 말뚝재하시험 측정자료를 근거로 현장타설말뚝의 침하특성에 관한 다음과 같은 연구를 수행한다. 먼저, 35개소에서 실시된 현장타설말뚝의 재하시험결과를 이용하

여 전체침하량기준, 잔류침하량기준 등에 의한 극한하중 평가법의 적용성을 검토한다. 그리고 말뚝길이, 말뚝직경, 작용하중, 지지 지반의 근입심도에 따른 침하거동특성을 분석한다.

## 2. 말뚝재하시험 사용자료

본 연구에 활용된 말뚝재하시험사례는 현장타설말뚝의 설계하중에 대한 안정성평가를 주 목적으로 총 35개 지점에서 수행한 말뚝재하시험이다. 표 1은 1997년 이후 실시된 재하시험사례를 정리하여 놓은 결과이다. 하중 재하방식은 Earth Anchor의 반력을 이용하는 방법, 주변말뚝의 인발저항력을 이용하는 방법 그리고 사하중(콘크리트 블록)을 직접 재하하는 방법 순으로 많이 수행되었다. 재하시험사례에 의하면, 시험하중이 클 경우는 Earth Anchor 반력 또는 콘크리트 블록을 이용한 재하방법을 많이 사용하였고 시험하중이 작은 경우는 주변말뚝의 인발저항력을 이용하는 방법을 사용하고 있다. 시험하중의 크기는 거의 획일적으로 설계하중의 두 배를 취하였으며, 말뚝두부에 하중을 가하는 방법은 반복하중재하방법을 주로 이용하였다.

현재 현장타설말뚝의 직경(D)은 1.2m 또는 1.5m가 주로 많이 사용되고 있으며, 현장타설말뚝의 시공길이는 11.1m에서 36.6m까지 다양하였고 현장타설말뚝의 선단부는 연암층에 1m 또는 말뚝직경이상 관입되었다. 현장타설말뚝의 길이는 지지층의 분포심도와 직접적인 상관관계가 있는 것으로 조사되었다. 따라서, 현장타설말뚝의 설계길이는 시추조사결과를 기준으로 연암층 분포심도까지의 깊이에다가 말뚝직경의 (1~2)배 이상의 관입길이를 더한 길이와 일치하고 있다.

## 3. 분석 및 고찰

### 3.1 기준침하량에 의한 극한하중

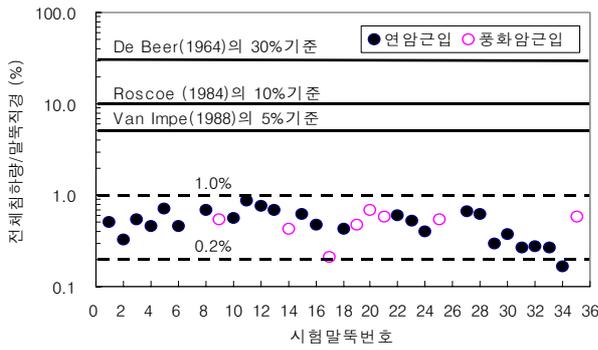
기준침하량에 의해 극한하중을 평가하는 방법은 말뚝의 전체침하량 또는 잔류침하량의 기준치를 정하고 말뚝의 침하가 이 침하량에 도달한 지점의 하중을 극한하중으로 판정하는 방법이다. 그러나 여기서 기준침하량에 대응하는 하중이 어떤 물리적의미를 갖는지는 명백하지 않으나, 기준침하량이 구조물의 허용침하량으로부터 결정된다면 설계상의 실용성이 고려되기 때문에 이러한 하중을 실용적 극한하중(파괴하중)이라 할 수 있다.

#### 3.1.1 전체침하량 기준

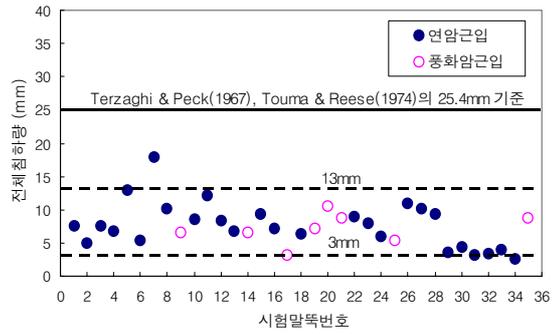
Terzaghi & Peck(1967), Touma & Reese(1974) 및 New york시 기준은 25.4mm 침하시에 대응하는 하중을 극한하중으로 정의하고 있다. De Beer(1964)는 타입말뚝의 경우 말뚝직경의 10%에 해당하는 침하량을 극한하중 판정시의 기준값으로 하고, 현장타설말뚝의 경우 말뚝직경의 30%에 해당하는 침하량을 극한하중 평가시 기준값으로 제안하고 있다. 그러나 Roscoe(1984)는 현장타설말뚝에 대하여 직경의 10%를 기준침하량으로 제시하였고 Van Impe(1988)는 5%D(D는 말뚝직경)을 기준침하량으로 하고 있으며 이 기준침하량에 해당하는 하중을 극한하중으로 평가하고 있다. 그러나 표 1에 정리된 35개의 현장타설말뚝의 전체침하량은 풍화암에 근입된 경우는 평균 7.10mm이고, 연암에 근입된 경우는 평균 7.33mm로 전체침하량기준치 25.4mm보다는 상당히 미달되는 것으로 나타난다. 또한, 표 1에서 제시한 현장타설말뚝의 재하시험결과를 이용하여 전체침하량과 말뚝직경에 대한 침하량의 비를 정리하여 극한하중 기준침하량제안치와 비교 도시하여 나타내면 그림 1과 같다. 그림 1(a)의 분석결과에 의하면 각 현장타설말뚝에 발생된 전체침하량을 이에 대응하는 말뚝직경으로 나누었을 때 0.2%에서 1.0% 범위로 나타났다. 따라서, 말뚝직경에 대한 침하량은 최고 1.0%로 De Beer(1964)가 제안한 극한하중에 대응하는 말뚝직경의 30% 침하량과 비교할 때 매우 작은 침하특성을 나타내고 있다.

표 1. 현장타설말뚝 재하시험사례

시험 말뚝	말뚝길이 (m)	직경 (m)	지지층 (심도,m)	설계하중 (ton)	시험하중 (ton)	허용지지력 (ton)	전체침하량 (mm)	잔류침하량 (mm)
1	29.5	1.5	연암(1.50)	400	1,100	498( $F_S = 1.5$ )	7.61	1.82
2	27.3	1.5	연암(1.05)	400	1,200	494( $F_S = 1.5$ )	4.95	0.16
3	24.0	1.0	연암(7.20)	453	1,400	508( $F_S = 2.0$ )	7.563	2.037
4	24.5	1.0	연암(6.50)	453	1,400	544( $F_S = 2.0$ )	6.857	1.340
5	19.7	1.8	연암(2.70)	919	1,860	930( $F_S = 2.0$ )	12.98	2.36
6	32.7	1.2	연암(1.00)	394	800	400( $F_S = 2.0$ )	5.43	0.51
7	16.7	1.5	연암(1.50)	930	1,880	940( $F_S = 2.0$ )	17.88	5.39
8	23.4	1.5	연암(2.00)	630	1,400	700( $F_S = 2.0$ )	10.18	2.00
9	11.1	1.2	풍화암(5.0)	486	1,000	500( $F_S = 2.0$ )	6.50	1.53
10	14.8	1.5	연암(3.30)	710	1,500	750( $F_S = 2.0$ )	8.57	0.79
11	20.0	1.5	연암(2.50)	900	1,800	900( $F_S = 2.0$ )	12.20	2.75
12	21.5	1.5	연암(1.50)	710.5	1,500	750( $F_S = 2.0$ )	8.29	2.86
13	31.8	1.5	연암(4.20)	803	1,600	800( $F_S = 2.0$ )	6.82	1.520
14	15.8	1.5	풍화암(2.5)	356	800	400( $F_S = 2.0$ )	6.510	1.89
15	21.0	1.5	연암(7.20)	500	1,759	879( $F_S = 2.0$ )	9.393	1.00
16	19.3	1.5	연암(2.90)	670.5	1,350	750( $F_S = 2.0$ )	7.10	1.41
17	15.5	1.5	풍화암(12.5)	594.8	1,208	604( $F_S = 2.0$ )	3.15	0.247
18	28.4	1.5	연암(1.50)	520	1,200	600( $F_S = 2.0$ )	6.370	1.520
19	25.58	1.5	풍화암(14.6)	750	1,500	750( $F_S = 2.0$ )	7.10	1.41
20	25.60	1.5	풍화암(13.8)	750	1,500	750( $F_S = 2.0$ )	10.57	4.80
21	26.80	1.5	풍화암(2.6)	482	1,200	600( $F_S = 2.0$ )	8.762	1.650
22	32.99	1.5	연암(1.5)	489	1,000	500( $F_S = 2.0$ )	9.04	2.17
23	8.9	1.5	연암(1.70)	572	1,300	650( $F_S = 2.0$ )	7.87	3.27
24	33.0	1.5	연암(1.50)	499	1,000	500( $F_S = 2.0$ )	5.98	2.19
25	33.5	1.0	풍화암(7.0)	241	720	360( $F_S = 2.0$ )	5.43	0.50
26	34.5	1.5	풍화토(14.8)	336	800	350( $F_S = 2.0$ )	10.85	6.0
27	20.0	1.5	연암(1.50)	652	1,400	700( $F_S = 2.0$ )	10.05	2.13
28	25.9	1.5	연암(1.02)	760	1,560	780( $F_S = 2.0$ )	9.36	1.93
29	27.9	1.2	연암(1.10)	300	600	300( $F_S = 2.0$ )	3.58	0.76
30	22.5	1.2	연암(1.50)	300	600	300( $F_S = 2.0$ )	4.45	1.18
31	24.4	1.2	연암(1.50)	300	600	300( $F_S = 2.0$ )	3.23	0.24
32	36.6	1.2	연암(1.50)	300	600	300( $F_S = 2.0$ )	3.31	0.15
33	18.3	1.5	연암(1.60)	421	900	450( $F_S = 2.0$ )	4.00	0.89
34	12.2	1.5	연암(2.50)	421	900	450( $F_S = 2.0$ )	2.50	0.24
35	30.6	1.5	풍화암(2.60)	564	1,200	600( $F_S = 2.0$ )	8.762	1.65



(a) 전체침하량에 대한 말뚝직경의 비



(b) 암종에 따른 전체침하량

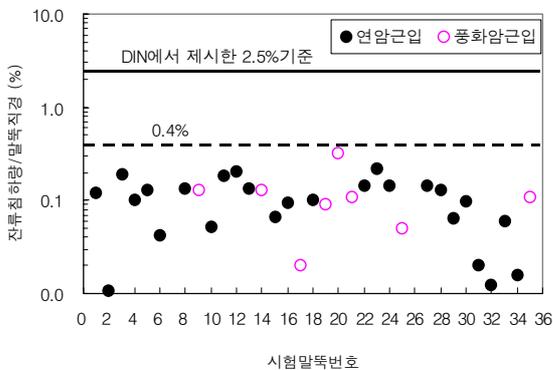
그림 1. 말뚝재하시험에서 측정된 전체침하량

그러나 Van Impe(1988)가 제시한 말뚝직경의 5%에 대한 기준침하량과 비교할 때 De Beer(1964)의 기준침하량보다 실제 전체침하량에 대한 말뚝직경의 비에 훨씬 근접하여 있으므로 Van Impe(1988)의 침하량 기준이 실용적인 면에서 더 합리적인 것으로 판단된다. 표 1에 수집된 35개의 현장타설말뚝에 대하여는 그림 1(b)에서 실제침하량은 13mm 정도 발생되고 있기 때문에 극한하중평가를 위한 전체침하량기준보다 작게 발생되고 있다. 이는 이들 말뚝이 마찰말뚝이 아니고 단단한 기반암에 근입되어 있는 선단지말뚝으로 설계 시공되었기 때문으로 생각된다. 그러므로 이들 외국기준을 암반에 근입된 대구경 현장타설말뚝의 극한하중평가를 위한 기준침하량으로 적용하기에는 말뚝의 직경과 지지지반의 조건이 상이하므로 국내실정에 맞는 실용적인 기준의 정립이 필요한 것으로 판단된다.

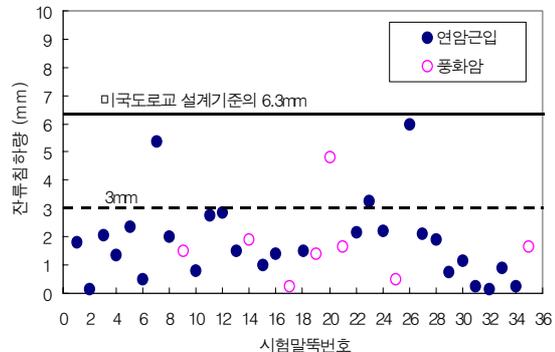
### 3.1.2 잔류침하량 기준

잔류침하량기준은 전체침하량에서 탄성침하량을 배제한 순침하량으로 미국도로교 설계기준에서 제시한 6.3mm와 DIN에서 제시한 말뚝직경의 2.5%에 해당하는 잔류침하량을 주로 사용하고 있다. 표 1에 정리된 35개의 현장타설말뚝에 대한 말뚝재하시험사례에 의하면 잔류침하량은 풍화암에 근입된 말뚝의 경우는 평균 1.71mm이고 연암에 근입된 말뚝의 잔류침하량은 평균 1.59mm로 측정되었다.

한편, 그림 2(a)에서는 잔류침하량을 말뚝직경으로 나누어 백분률로 나타내어 기존의 말뚝직경에 대한 잔류침하량기준과 비교하여 본 결과이다. 이 결과에 의하면 35개의 현장타설말뚝의 잔류침하량에 대한 말뚝직경의 비는 최고 0.4%로 잔류침하량에 의한 극한하중평가 기준치인 말뚝직경의 2.5%에 비하여 아주 작은 값을 보이고 있다. 또한 그림 2(b)에서와 같이 미국도로교 설계기준인 6.3mm와 비교할 때도 본 현장타설말뚝의 잔류침하량은 3mm 정도로 기준치에 비하여 50% 정도 발생되는 것으로 나타났다. 이는 이들 말뚝이 단단한 기반암에 근입되어 있는 선단지말뚝으로 시공되었기 때문으로 생각된다.



(a) 잔류침하량에 대한 말뚝직경의 비



(b) 암종에 따른 잔류침하량

그림 2. 말뚝재하시험에서 측정된 잔류침하량

### 3.2 탄성영역내 하중과 침하량의 관계

표 1의 시험말뚝1부터 시험말뚝27의 현장타설말뚝에 대한 하중과 침하량 사이의 관계를 알아보기 위해 단계별 재하하중과 그 하중에서 발생된 전체침하량을 그림 3에 나타내었다. 시험말뚝17은 시험하중 1,208ton에서 전체침하량이 3.15mm로 재하시험사례중에서 가장 작게 발생하였다. 이는 말뚝길이 15.5m 중 풍화암층에 근입된 길이가 12.5m로 말뚝전체길이의 80%가 풍화암에 근입되어 있기 때문인 것으로 판단된다. 시험말뚝26은 시험하중 800ton에서 전체침하량이 10.85mm로 다른 말뚝에 비하여 상대적으로 크게 나타났다. 이는 말뚝길이가 34.5m로 상대적으로 긴편이나 주변지층 분포특성에 의하면 실트질점토층이 17.8m, 자갈층이 1.9m, 풍화토층이 14.8m이다. 따라서 시험말뚝26의 지지층은 풍화토층으로 재하하중 700ton에서 항복이 발생된 것으로 판단된다. 시험말뚝22는 단계별 재하하중에 의하여 발생하는 침하량의 크기가 다른 말뚝에 비하여 초기시부터 과대하게 발생하여 전체시험말뚝의 하중-침하거동과 상이하게 나타났다. 그러므로 시험말뚝 17, 22, 26과 그 외 시험말뚝에 대하여 항복하중으로 평가된 그 이후의 재하하중은 제외하고 순수하게 탄성거동을 보이는 하중-침하량 관계를 이용하여 회귀분석을 실시하였다. 이들 시험결과에 의하면 전체침하량과 시험하중의 관계는 식(1)과 같이 나타낼 수 있다.

$$S_t = (0.003 \sim 0.008) \times P \quad (1)$$

여기서  $S_t$  : 전체침하량 (mm),  $P$  : 재하하중 (ton)

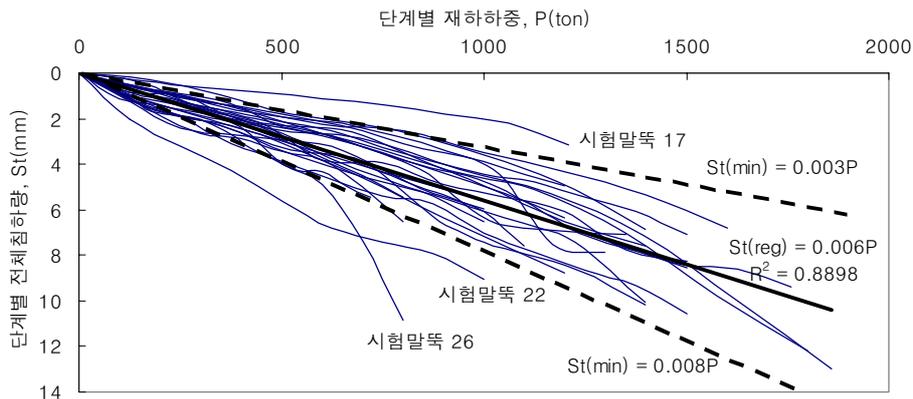
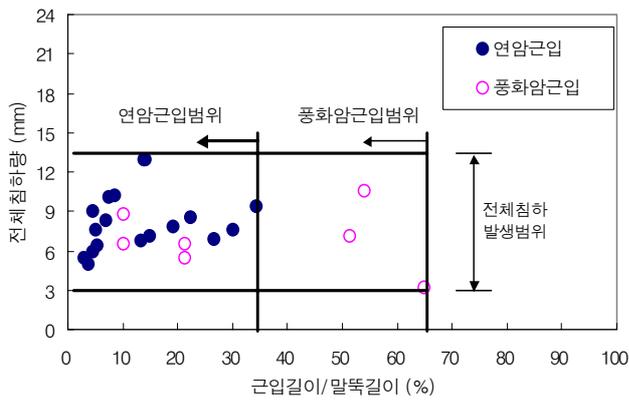


그림 3. 재하하중과 침하량 관계

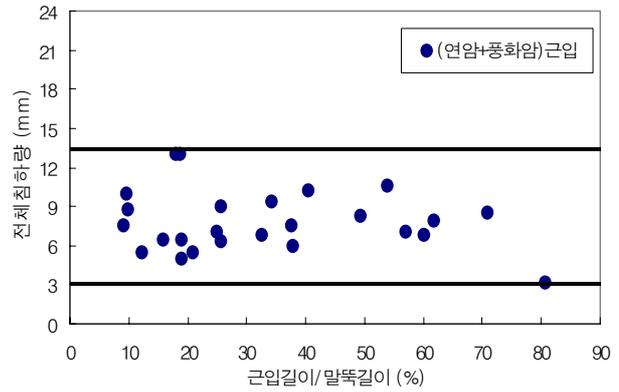
여기서 한가지 고려할 사항은 시험말뚝 일부에서 항복응력이 발생되었으나 대부분의 경우 최대시험하중까지 변곡점이 발생하지 않는 선형탄성거동을 보이고 있다. 이는 재하시험 중 현장타설말뚝 또는 지지지만 어느 한쪽에 파괴나 항복이 발생되지 않게 사전에 시험하중을 결정하여 재하하였으므로 거의 항복하중 발생전에 재하시험이 종료되었다. 그러므로 제시한 회귀분석에 의한 관계식은 항복하중이전의 하중-침하량 거동특성을 제시할 수 있을 것이다. 그러나 실제 말뚝두부에 작용하는 설계하중의 크기와 비교할 때 본 사례현장의 시험하중은 600ton~1,880ton으로 충분히 크므로 말뚝설계시 침하특성을 평가하기 위한 경험식으로 활용이 가능할 것으로 판단된다.

### 3.3 암 근입비의 영향

그림 4(a)는 표 1의 재하시험 사례중 지층구성정보가 있는 27개의 현장타설말뚝을 대상으로 지지층이 풍화암층 혹은 연암층에 근입된 말뚝길이를 말뚝전체길이로 나눈 근입비를 횡축에 나타내고, 종축에 전체침하량을 나타내어 암 근입비가 현장타설말뚝의 침하에 미치는 영향을 조사한 결과이다. 이 결과에 의하면 전체침하량은 거의 일정한 범위내에서 발생되고 있음을 알 수 있다.



(a) 연암 혹은 풍화암에 대한 근입효과



(b) 기반암층에 대한 근입효과

그림 4. 근입비와 전체침하량

과잉침하가 발생한 시험말뚝7을 제외하고 연암층에 근입된 말뚝의 전체침하량과 풍화암층에 근입된 말뚝의 전체침하량은 3mm~13mm사이의 거의 비슷한 영역내에서 발생 하였음을 알 수 있다. 말뚝의 근입비는 연암층에 근입되어 있는 경우는 말뚝전체길이에 대하여 35%이내이나 풍화암층에 근입되어 있는 경우는 65% 이내로 나타났다. 그러나 말뚝의 전체침하량이 두 경우 모두 동일한 범위에서 발생된다는 것은 풍화암층의 강도특성을 고려하여 연암보다 깊게 근입시켜 침하에 저항하였기 때문인 것으로 생각된다. 반면에 풍화암층보다 단단한 연암층에 근입된 경우는 풍화암층에서 보다는 근입길이를 짧게 하여도 큰 침하가 발생되지 않음을 보여주고 있다. 결국 현장타설말뚝 설계시는 침하량이 이 범위내에 발생 되도록 암 근입비를 결정함이 바람직하다.

한편 그림 4(b)는 그림 4(a)에 도시된 27개의 현장타설말뚝에 대하여 풍화암층과 연암층의 두께를 모두 합한 길이를 말뚝전체길이를 나타내고 종축에는 전체침하량을 나타내어 암반층에서 말뚝길이를 전체말뚝길이를 나누어 풍화암층과 연암층에 대한 근입비가 말뚝의 전체침하량에 미치는 영향을 조사한 결과이다. 이 결과에 의하면, 그림 1(a)에서 보는 바와 같이 이들 현장타설말뚝의 전체침하량은 암층에 근입된 말뚝의 길이에 관계없이 3mm에서 13mm사이에 발생되고 있다. 그러나 이들 사례의 현장타설말뚝은 암층 근입비는 말뚝전체길이에 대하여 10%에서 80%사이에 분포하고 있으며 암근입비가 10~30%인 경우 전체침하량과 암 근입비가 50~80%에서 전체침하량의 변화는 비슷하게 발생되고 있으므로 경제적인 근입비에 대한 연구가 수행되어야 할 것으로 판단된다.

결국 그림 4의 결과에 의하면 전체침하량에 대한 상한계는 13mm가 적절하며 이는 현행 극한하중에 해당하는 기준침하량인 25.4mm의 50%에 해당하는 값이다.

### 3.4 말뚝 직경과 길이의 영향

그림 5는 말뚝길이를 횡축에 나타내고 전체침하량을 말뚝길이를 나누어 종축에 나타내었다. 그림 5에 의하면 말뚝의 전체침하량은 말뚝전체길이에 대하여 0.01%에서 0.1%까지 발생하는 것으로 나타났으며 말뚝길이가 증가함에 따라 말뚝길이에 대한 전체침하량의 비율은 감소하는 것으로 나타났다.

그림 6은 말뚝직경에 대한 전체침하량을 변화를 말뚝의 세장비를 고려하여 나타내었다. 여기서 세장비는 말뚝의 길이를 직경으로 나눈값으로 6에서 27의 값을 보이고 있으며 이에 대한 전체침하량의 변화율은 일정한 것으로 나타났다.

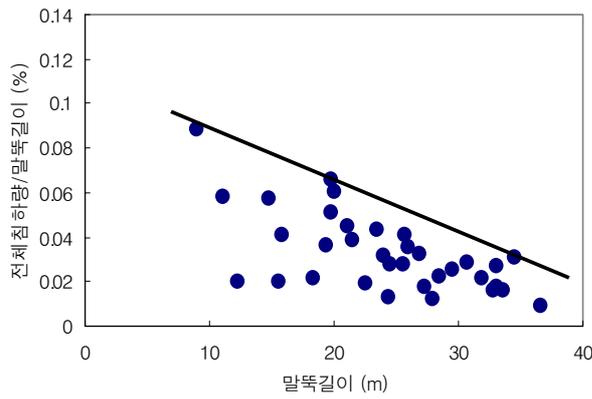


그림 5. 말뚝길이에 대한 전체 침하량

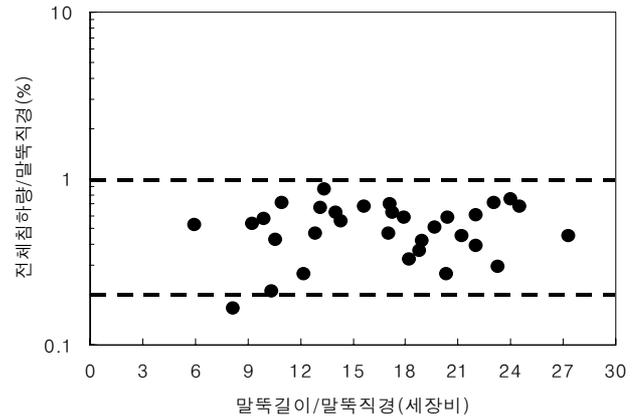


그림 6. 말뚝세장비에 대한 전체침하량 변화를

#### 4. 결론

대구경 현장타설말뚝에 대한 35개소의 정재하시험 결과로부터 하중-시간-침하량을 측정하여 침하거동 특성을 집중적으로 분석하였으며, 이들 결과를 정리하면 다음과 같다.

- 1) 현장타설말뚝 재하시험중 발생된 침하량에 말뚝직경을 나눈 침하율은 전체침하량에 대한 경우는 0.2%~1.0%이고, 잔류침하량에 대한 경우는 0.4%이하로 나타난다. 본 재하시험사례는 현재 공용중인 사용말뚝으로 기능상에서 안전한 상태이다. 따라서 말뚝직경을 고려한 전체침하율과 잔류침하율의 상한치인 1%와 0.4%를 현장타설말뚝에 대한 기능상의 안전성을 평가하는 기준으로 사용이 가능할 것으로 판단된다.
- 2) 풍화암층과 연암층에 근입된 현장타설말뚝중 전체침하량의 최대치는 13mm이고 잔류침하량의 최대치는 3mm로 나타났다. 이는 현재 주로 사용하고 있는 극한하중 판정기준인 전체침하량기준(25.4mm)과 잔류침하량기준(6.3mm)의 50%에 해당하는 침하량이다. 따라서, 암에 근입된 현장타설말뚝의 하중-침하량관계 곡선에서 항복하중분석법 또는 기준침하량에 의한 허용지지력 평가가 불가능하고 전체침하량이 13mm 이상 발생한 경우 말뚝재하시험 사례로부터 전체침하량기준과 잔류침하량기준을 각각 13mm와 3mm로 하여 이에 대응 하는 하중을 항복하중으로 규정하는 것이 현실적인 것으로 판단된다.
- 3) 말뚝재하시험결과 탄성한도 범위내에서 단계별 재하하중과 그 하중에서 발생한 침하량은 상관관계가 높으며, 말뚝의 침하특성은 암근입비, 말뚝의 직경과 말뚝길이 등에 의해 복합적으로 영향을 받고 있는 것으로 나타났다.

#### 5. 참고 문헌

1. 김정환(1997), “편마암에 근입된 현장타설말뚝의 지지거동 분석”, 서울대학교, 박사학위논문.
2. 대한주택공사(1998), “말뚝재하시험 및 분석방법에 관한 매뉴얼 작성”, pp.53-55.
3. 이원제, 전영식, 홍현성, 이명환(1995), “시간경과에 따른 항타말뚝의 지지력 변화 연구”, 한국지반공학회, '95 봄학술발표논문집, pp.689~692.
4. 홍원표(2000), “울산 wal-mart 신축공사현장 지하굴착방안에 대한 연구보고서”, 중앙대학교.
5. 최용규(2000), “대구경 말뚝정재하시험 및 하중전이 측정사례”, 한국지반공학회, 2000년 말뚝기초 학술발표회 논문집, pp.109~141.
6. 홍원표, 양기석, 이장오, 성안제, 남정만(1989), “관입말뚝에 대한 연직재하시험시 항복하중의 판정

법”, 대한토질공학회, 제5권 제1호, pp.7~18.

7. Hansen, J. B.(1961),“The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces”, Danish Geotechnical Institute (Geoteknisk Institut) Bull. no.12, Copenhagen, pp.5~9.
8. Chin, F. K.(1971), "Discussion Pile Tests–Arkansas River Project", J. Soil Mech. Found. Div. ASCE. vol.97, no, SM6, pp.930~932.
9. Davisson, M. T.(1972), “High Capacity Piles”, Proceeding of Lecture Series Innovations in Foundation Construction, ASCE, Illinois Section, Chicago, pp.52.
10. De Beer, E. E.(1964), “Some Considerations Concerning the point Bearing Capacity of Board Piles” , Proc. Symp. Bearing Capacity of Piles, Roorkee, India.
11. Goodman, R. E.(1980), “Introduction to Rock Mechanics ” , John Wiley & Sons, New York.
12. Kulhawy, F. H., and Goodman, G. E.(1980), “Design of Foundations on Discontinuous Rock”, Proceeding of International Conference on structural foundations on Rock, Sydney, pp.209~222.
13. Ladanyi, B., and Roy, A.(1971), “Some Aspects of Bearing Capacity of Rock Mass”, Proceedings of the seventh Canadian Symposium on Rock Mechanics, Edmonton, pp.161~190.
14. Mazurkiewicz, B. K.(1972), “Test Loading of piles According to polish Regulations”, Royal swedish Academy of Engineering sciences commission on pile Research. Report No.35, Stockholm, pp.20.
15. Pells, P. J. N., and Turner, R. M.(1979), “Elastic Solutions for the Design and Analysis of Rock Socketed Piles” , Can. Geotech. J., vol. 16, pp.481~487.
16. Roscoe, K. H.(1984), “Comparison of Tied and Free Pier Foundation” , Proc. 4th Int. Conf. S.M. & F. E., vol.2, pp. 419.
17. Terzaghi, K., and Peck, R. B.(1967), “Soil Mechanics in Engineering Practice ”, New York; Wiley
18. Touma, F. T., and Reese, L. C.(1974), “Behavior of Board Poles in Sand” , ASCE J. Geotech. Eng. Div. vol. 100.
19. Van Impe, W. F.(1988), “Considerations on the auger pile design” , Deep Foundation on Board and Auger Piles (Rotterdam). pp. 193~218
20. Zhang, L., and Einstein, H. H.(1998), “End Bearing Capacity of Drilled Shafts in Rock”, Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, vol.124, no.7, pp.574~584.