

건물 침하 방지를 위한 Underpinning 사례연구

A Case Study of Underpinning for Building Settlement Reduction

박병기, Byung-Kee Park<sup>\*1</sup> 이인모, In-Mo Lee<sup>\*2</sup> 신민호, Min-Ho Sin<sup>\*3</sup> 오해진, Hae-Jin Oh<sup>\*4</sup>  
문장수, Jang-Soo Moon<sup>\*5</sup> 최효범, Hyo-Pum Choi<sup>\*6</sup> 이정학, Jeong-Hark Lee<sup>\*7</sup>

- \*1. 전남대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engrg., ChonNam National Univ., KwangJu
- \*2. 고려대학교 토목환경공학과 부교수, Associate Professor, Dept. of Civil Engrg., Korea Univ., Seoul
- \*3. (주)광주고속 건설기술연구소 선임연구원, Chief Research Engineer, KwangJu Highway Lines, Inc., Seoul
- \*4. (주)표준개발 이사, Director, Standard Engineering & Construction Inc., Seoul
- \*5. (주)광주고속 건설기술연구소 책임연구원, Chief Research Engineer, KwangJu Highway Lines, Inc., Seoul
- \*6. (주)광주고속 건설기술연구소 주임연구원, Assistant Research Engineer, KwangJu Highway Lines, Inc., Seoul
- \*7. 고려대학교 대학원 박사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Korea Univ., Seoul

SYNOPSIS : Settlements of maximum 23 cm have occurred in an Apartment building constructed on a fill layer with pile foundations. The main reason of the settlements was due to the negative skin friction applied to the pile, and settlement of adjacent ground since most pile tips are acted as a floating foundation founded on the stratum where the SPT N value was mostly less than 30. To underpin this building, the Jumbo Special Pile grouting was adopted, and instrumented data showed little differential settlement after the JSP underpinning.

1. 서론

산업 발달로 인한 건설부지 확보의 어려움이 증가하면서 점차로 열악한 지반에서의 공사도 증가하고 있으며, 이로 인하여 산업재해도 종종 발생하고 있다.

이와같은 산업재해중의 하나로 연약한 지반위에 아파트와 같은 고층 건물을 시공할 경우 건물의 침하와 기초의 지지력에 문제가 발생할 수 있으며, 이의 방지를 위하여 말뚝기초와 같은 깊은 기초를 많이 사용하고 있다. 이러한 말뚝기초를 사용하여 건물을 시공할 경우 시공당시에는 하자가 발생하지 않았으나 완공 후 과다한 침하의 발생으로 건물이 손상을 받는다면 이미 건설된 구조물을 폐기처분하고 다시 시공하기에는 경제적으로나 시간상 큰 손해라 아니할 수 없다.

이에 본 연구에서는 말뚝기초로 설계된 아파트 건물의 시공 후 과대한 침하에 따른 건물의 더 이상의 손상을 방지하기 위하여 실시한 보강공법에 대한 사례에 대하여 검토 하고자 한다.

2. 침하 현황

구조물 침하의 발생원인은 여러가지가 있을 수 있겠으나, 일반적으로 지반의 침하나 기초의 지지력 부족으로 인하여 발생한다고 할 수 있다.

본 연구에서 살펴볼 구조물은 대략 폭 11.66m, 길이 81m, 높이 40.5m의 15층 120세대분의 말뚝기초로 이루어진 아파트로서, 다음 그림 1과 같이 침하가 발생하였다. 이 그림 1의 (a)에서 보듯이 아파트 전면 중심부의 침하가 약 23cm, 후면부가 27cm 정도 발생하였고, 아파트 상층부의 횡방향 변형이 서쪽은 약 11cm, 동쪽은 약 7cm 정도이며, 그림 1의 (b)에서 보듯이 동측면의 횡방향 변형이 약 31cm 정도 발생되었음을 알 수 있다.

3. 지반조건

본 구조물이 위치한 곳의 원지반은 계곡부였으나, 그림 2에서 보

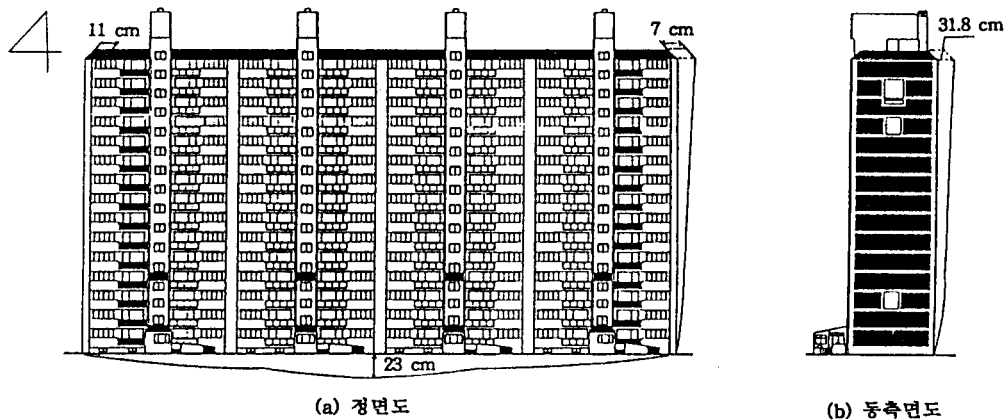


그림 1. 아파트 건물의 침하 현황

는 바와 같이 아파트 시공을 위한 부지정리 공사시 매립을 실시하여, 지표에서부터 매립토, 퇴적토, 잔류토, 풍화암층으로 구성되어 있다. 이 그림에서 보듯이 매립토층은 5~6m 깊이로 존재하며, 점토 및 세립내지 중립의 모래 섞인 실트층으로 통일분류법상 ML로 분류할 수 있으며, N 값은 5~10 정도의 느슨한 상태이다.

퇴적토층은 3~4m 깊이로 존재하며, 점토 및 세립내지 중립의 모래섞인 실트질(ML) 지반으로 N 값은 15~30 정도의 중간 정도의 조밀함을 보인다.

잔류토층은 13~18m 깊이의 세립내지 중립의 모래섞인 실트층(ML) 지반으로 매우 조밀하여 N 값은 36~50 이상이며, 그 이하는 풍화암 층이 존재하고 있다.

이상의 지반조사 결과는 과거 택지조사 당시의 시추결과 중 본 구조물이 위치한 곳인 B-22, B-23, B-24의 결과이며, 깊이에 대한 N 값의 변화는 그림 3과 같다.

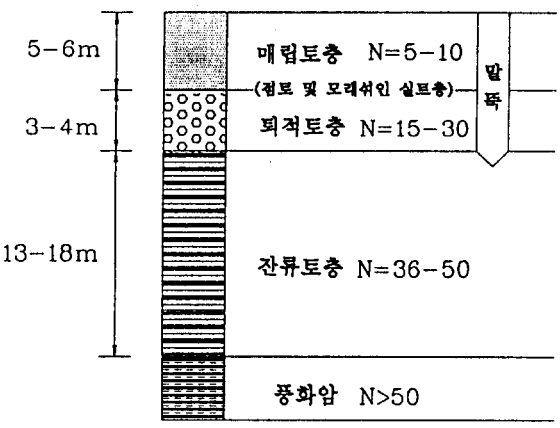


그림 2. 아파트 건물 지반의 대표적 주상도

#### 4. 침하원인 분석

본 아파트 건물은 앞에서 살펴본 바와 같이 구조물의 하중을 전 단벽으로 전달하여 말뚝기초가 지지하도록 설계되어 있으며, 말뚝은  $\phi 350$ 의 PC 말뚝으로 K-25 디젤햄머로 8m~11m 까지 타입하였으며, 총 600여개가 시공되었다. 또한 말뚝의 설계하중은 40ton으로 산정되어 있다.

이러한 아파트 건물의 침하원인의 규명을 위하여 말뚝기초의 지지력을 검토하였으며, 동역학적 공식용 이용하여서도 지지력을 산정하였다. 말뚝의 지지력을 검토하기 위하여 사용되는 여러가지 값들은 그림 3의 N 값을 참조로 하여 산정하였을 뿐만아니라 지반조사의 타당성 검토를 위하여 그림 4에 보인 바와같이 기존의 조사 위치와 다른 곳에 총 10개의 추가 시추를 하였으며, 이 중 기존의 조사결과와 차이를 보이는 4개소의 N 값의 변화를 나타내면 그림 5와 같다. 이들 그림 3과 그림 5에서 보듯이 말뚝의 선단부가 위치한 곳의 N 값이 그림 3에서는 32~36 정도의 값을 가지며, 재조사한 그림 5에서는 20~23 정도를 나타냄을 알 수 있다. 이들을 사용하여 말뚝의 지지력을 검토하기 위하여 사용한 N 값을 정리하면 다음 표 1과 같다.

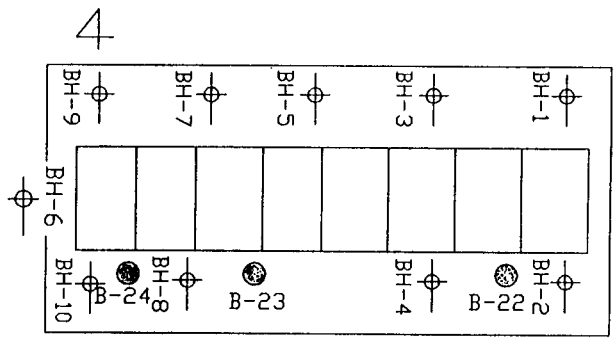


그림 4. 추가 지반 조사 위치도

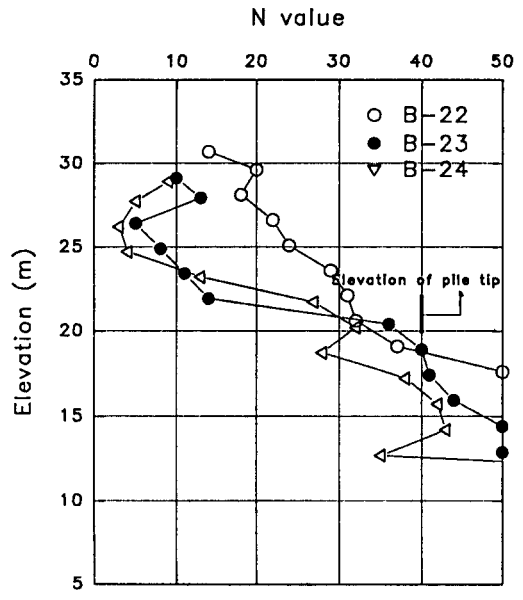


그림 3. 지반고에 따른 N 값의 변화

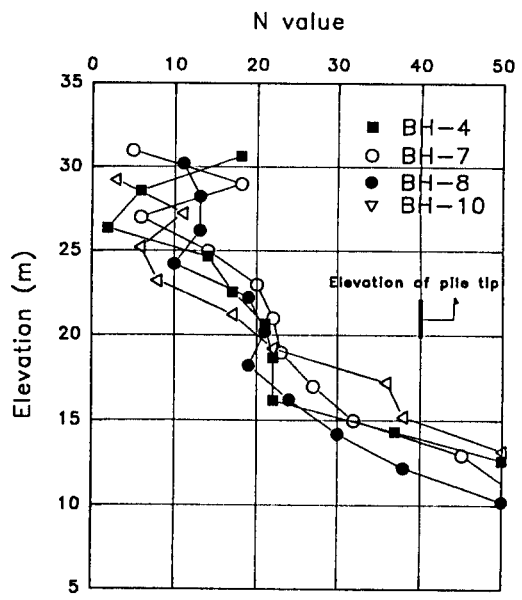


그림 5. 추가 지반 조사에 의한 N 값의 변화

표 1. 말뚝의 지지력 산정을 위한 N 값

N 값	초기 조사 결과	재조사에 의한 결과
선단부의 N 값	34	22
주면부의 평균 N 값	10	10

4.1 단일 말뚝에 대한 허용 지지력

말뚝의 지지력은 말뚝 선단부에서의 저항인 선단지지력과 말뚝 주면의 마찰에 의한 저항인 주면마찰력의 합으로 나타난다. 이러한 말뚝의 지지력을 산정하기 위하여 수많은 이론식과 경험식이 제안되었으며, 그 중 식 (1)과 같이 N치에 기초를 둔 Meyerhof의 경험식을 사용하여 지지력을 계산하는 방법이 가장 보편적으로 사용되고 있다(Meyerhof, 1976).

$$Q_u = 40N A_p + \frac{1}{5} \bar{N} A_s \quad (1)$$

여기서,  $Q_u$  : 극한지지력 (ton)  
 $N$  : 말뚝 선단부의 N 값  
 $A_p$  : 말뚝 선단부의 단면적 ( $m^2$ )  
 $\bar{N}$  : 말뚝 주면의 N 값  
 $A_s$  : 말뚝 주면의 면적 ( $m^2$ )

그러나 국내의 여러 현장에서 실시한 말뚝재하시험 결과 Meyerhof의 공식은 선단지지력의 경우, 상한치에 가까운 값을 보이거나 과대 평가하는 경향이 있으며, 이에 아래의 수정식을 사용할 것을 이명환등(1992)의 연구에서 추천하였다.

$$Q_p = 30N A_p \quad (2)$$

여기서,  $Q_p$  : 선단지지력 (ton)

앞의 표 1의 결과를 참조하여 말뚝의 극한 선단지지력 및 허용지지력을 구하여 보면 다음 표 2와 같다.

표 2. 단일 말뚝에 대한 허용지지력 산정

극한 선단지지력 (ton)	조사 종류	식(1) 사용	식(2) 사용
	34	초기 조사	130.6
재조사		84.5	63.4
허용지지력 (ton)	조사 종류	식(1) 사용	식(2) 사용
	10	초기 조사	43.5
재조사		28.2	21.1

위의 표 2의 허용지지력은 안전율 3을 사용하여 구한 값들로서 부주면마찰력은 고려하지 않은 결과이다.

주면마찰력은 말뚝과 흙과의 상호작용에 의하여 발생하며, 정주면마찰력의 경우 말뚝의 침하가 주면 흙의 침하보다 커서 그림 6의 (a)에서 보듯이 저항력으로 나타나는 경우와, 그림 6의 (b)와 같이 말뚝보다는 오히려 주면의 흙이 더 많이 침하되어 저항력이 아닌 하중으로 나타나는 부주면마찰력의 2가지 경우가 있다.

또한 부주면마찰력은 말뚝과 흙과의 상대변위가 15mm (Vesic, 1977) 정도만 발생하여도 충분히 작용하는 것으로 발표된 바 있다. 부주면마찰력은 말뚝의 전 길이에 대하여 작용하는 것이 아니라 증립축을 중심으로 하여 정주면마찰력과 부주면마찰력으로 나뉘어 진다. 증립축의 위치는 일반적으로 0.75L (Endo et al., 1969)로 보며 분포는 그림 7과 같다.

본 구조물의 경우 앞에서 언급하였듯이 상당한 양의 침하가 발생하였음을 볼 때, 마찰력은 부주면마찰력으로 작용하였을 것으로

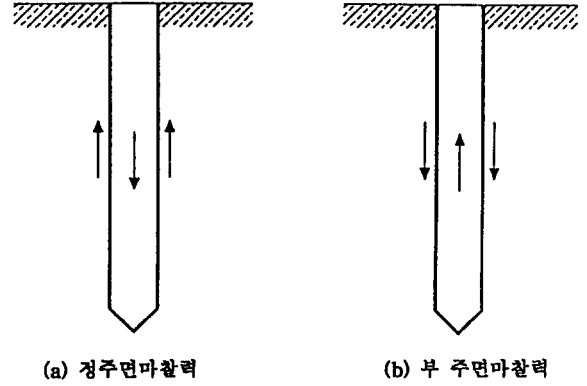


그림 6. 주면마찰력과 말뚝의 상대 변위와의 관계

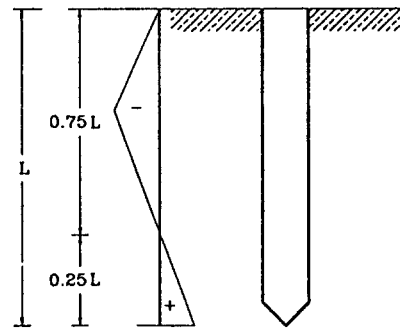


그림 7. 주면마찰력의 분포와 증립축의 위치

판단된다. 부주면마찰력의 적용은 여러가지로 제안되고 있으나, 허용지지력에 대한 하중으로 보는 것이 일반적이다. 이와같이 부주면마찰력을 고려한 설계하중을 산정하기 위하여 말뚝 주면의 평균 N 값을 구하여 보면, 초기조사 시나 재조사 시 모두 10 정도의 값을 가지며, 말뚝의 길이는 평균 9.14m 이다. 이에 다음 식(3)과 같이 부주면마찰력을 고려한 허용지지력을 산정하면 다음 표 3과 같다.

$$Q_m = \frac{1}{5} \bar{N} A_s \quad (3)$$

여기서,  $Q_m$  : 부주면마찰력 (ton)

$$\bar{N} = 10$$

$$A_s = \pi \times D \times 0.75L$$

$$= \pi \times 0.35 \times 0.75 \times 9.14 = 7.5 m^2$$

$$\therefore Q_m = 1/5 \times 10 \times 7.5 = 15 ton$$

표 3. 부주면마찰력을 고려한 허용지지력 산정(단위:ton)

부주면마찰력 고려	조사 종류	식(1) 사용	식(2) 사용
	고려	초기 조사	43.5
재조사		28.2	21.1
고려	초기 조사	28.5	17.6
	재조사	13.2	6.1

#### 4.2 동역학적 지지력 공식에 대한 허용지지력

동역학적 공식은 현장에서 말뚝의 극한지지력을 예측하는데 널리 사용되고 있는 공식이다. 이는 현장에서 함타장비의 낙하에너지와 판입량등의 간단한 측정만으로 말뚝의 지지력을 예측할 수 있다는 장점으로 인해 여러가지 공식이 제안되고 있다. 본 연구에서는 그 중 가장 널리 사용되고 있는 Hiley 공식을 사용하였으며, Hiley 공식은 식 (4)와 같이 표현된다.

$$Q_u = \frac{e_h \cdot E_n}{s + 0.5 \cdot (C_1 + C_2 + C_3)} \cdot \frac{W_R + e^2 W_P}{W_R + W_P} \quad (4)$$

여기서,  $e_h$  : 함타장비의 효율  
 $E_n$  : 함타장비의 최대에너지  
 $s$  : set value  
 $C_1, C_2, C_3$  : 말뚝, 쿠션, 흙의 탄성 변형량  
 $e$  : 햄머의 반발계수  
 $W_R$  : 햄머의 무게  
 $W_P$  : 말뚝의 무게

함타시 사용된 장비는 Kobe-25였으며, 함타장비의 효율은 일반적으로 사용하는 0.85를 적용하였다. 말뚝의 최종 판입량(set value)은 말뚝 20본 마다 하나씩 측정하였으며, 그 결과는 3~14mm에 이르고 대부분 3~6mm에 집중되어 있으며, 평균값을 산정하여 보면 4mm이다.

위 (4)의 공식을 사용하여 극한지지력 및 허용지지력을 구하기 위한 각 계수들의 값은 각각 다음과 같다.

- $e_h = 0.85$
- $E_n = 7500 \text{ kg-m} = 295 \text{ ton-in}$
- $s = 4 \text{ mm} = 0.16 \text{ in}$
- $C_1 = 0.25$  for concrete pile
- $C_2 = 0.004L$  for concrete pile = 1.57 in
- $C_3 = 0.1$  for all pile
- $e^2 = 0.1$  for concrete pile
- $W_R = 2.5 \text{ ton}$
- $W_P = 1.51 \text{ ton}$

이상의 값들로 부터 극한지지력  $Q_u$ 를 구하여 보면 다음과 같다.

$$\therefore Q_u = \frac{0.85 \times 295}{0.16 + 0.5 \times (0.25 + 1.57 + 0.1)} \cdot \frac{2.5 + 0.1 \times 1.51}{2.5 + 1.51} = 148 \text{ ton}$$

허용지지력을 산정하기 위하여 Hiley 공식에 적용되는 안전율 3을 사용하면 허용지지력은 다음과 같다.

$$\text{허용지지력} = Q_u / FS = 148 \text{ ton} / 3 = 49 \text{ ton}$$

#### 4.3 말뚝 본체의 용력검토

말뚝 본체의 허용용력에 대한 over stress의 문제는 함타시 충격 하중에 대한 검토와 장기하중에 대한 검토로 나뉘어진다. 충격하중에 대한 검토는 기타설된 말뚝이므로 생략하고 장기하중에 대한 검토만 실시하기로 하였다. 콘크리트 말뚝(PC pile)의 28일 강도는 KSF 4302 기준  $500 \text{ kg/cm}^2$ 이다. 그러나 장기하중에 대한 허용압축

용력은 국내설계기준에서 콘크리트 28일 강도의 25%를 사용하도록 되어있으므로 장기하중에 대한 허용압축용력은  $500 \times 0.25 = 125 \text{ kg/cm}^2$ 이 된다.

장기하중에 대한 허용하중을 검토하여 보면 다음과 같다.

- $\phi 350$  PC 말뚝의 순단면적 =  $582 \text{ cm}^2$
  - 장기하중에 대한 허용압축용력 =  $125 \times 582 \approx 73000 \text{ kg} = 73 \text{ ton}$
  - 작용하중 = 설계하중 + 부 주변마찰력에 의한 하중  
 $= 40 \text{ ton} + 15 \text{ ton} = 55 \text{ ton}$
  - ∴ 허용압축용력 > 작용하중
- 따라서 말뚝 본체가 파괴되었다고는 볼 수 없었다.

#### 4.4 침하의 원인 검토

앞에서 살펴본 바와 같이 본 현장의 말뚝타입길이는 8~10m가 대부분인데 이 지층은 ML로 분류되는 육상점토로서 많은 수의 말뚝을 타입할 때 말뚝의 타입저항이 커지며, 최종타입 과정에서 말뚝이 지지층에 이르지 못하였는 데에도 마치 지지층에 말뚝 선단부가 놓인 상태와 같게된다. 이러한 때에 말뚝의 타입을 계속하게 되면 말뚝 두부가 파괴되므로 사실상 더 이상의 타입은 불가능하다.

최초의 설계에 있어서 지반여건을 감안하지 않고 Meyerhof의 제안식 (1)로 구한 허용지지력과 동역학적 지지력 공식으로 구한 허용지지력만을 보면 설계하중 40ton에 대하여 안전한 것으로 보인다. 그러나 부 주변마찰력을 고려할 때 말뚝 1본당 설계하중이 6.1~28.5ton 정도에 불과함을 볼 때 근본적인 문제는 앞 절에서 본 바와 같이 말뚝에 부 주변마찰력을 일으킨 것이 가장 중요한 침하 원인으로 판단되며, 군 효과를 고려하면 지지력은 더 작아질 것으로 사료된다. 또한 본 현장의 지반은 토질분류에 의하면 ML로 표시되나 현장조사시의 관찰결과에 의하면 200번체 통과량이 50% 이상인 점을 볼 때, 근본적으로 점성토로서 거동하므로 매립을 한 연후에 계속적으로 압밀침하를 이루어 온 것으로 판단되며, 말뚝 선단부가 제조사에 의한 결과를 보면, 지지층까지 판입되지 않은 부분이 있으며(N 값>22), 퇴적토와 잔류토의 경계선 근처에 위치한 것으로 보아 말뚝이 주변의 흙과 같이 침하를 해 온 것으로 보인다. 따라서 본 현장의 경우 최대 23cm여가 침하한 것으로 보아 침하의 근본 원인을 단순히 극한지지력의 부족으로만 평가하기 어려우며, 주변 지반침하로 인한 말뚝의 동반 부등침하로 볼 수 있을 것이다.

#### 5. 보강대책

본 현장은 전절에서 서술한 바와 같이 단순히 지지력 부족으로만 침하가 발생하였다고 보기는 어려우며, 약 23cm의 침하가 발생한 것으로 비추어 보아 기존에 타설된 말뚝은 더 이상 말뚝으로서의 역할은 못할 것으로 판단되어, 보강대책 수립시 기 타설된 말뚝의 지지력은 무시하는 것이 보다 안전할 것으로 판단되었다.

본 현장의 보강공법으로는

- ① 말뚝기초의 저면만을 보강하여 기초의 선단지지력을 증대시키는 방법
- ② Micropile등으로 시공하는 방법
- ③ JSP(Jumbo Special Pile) 공법 등을 들 수 있으나 첫번째 방법은 그 보강효과에 의문이 있고, 더우기 보강후 침하를 완전히 방지할 수 없다는 약점이 있으며, 두번째 방법은 지하실의 작업공간이 협소하여 시공에 문제점이 있는 것으로 평가 되었다.

따라서 본 현장에서는 지반의 강도 증가 및 지지력을 증대시킬 수 있고, 침하를 방지할 수 있는 JSP 공법을 underpinning 공법으로 채택 하였다. JSP 공법은 고압(200kg/cm<sup>2</sup>)의 jet류를 이용하여 연약지반을 개량하는 고압분사 주입공법으로 이중 rod 선단에 장착된 jetting nozzle를 통해 경화제(cement paste)를 분사하면서 nozzle이 1 또는 1.5 회전하면 rod가 자동적으로 일정한 높이로 상승되며, 이와같은 동작을 연속적으로 반복하여 지반중에 원추형의 고결체를 조성하는 공법이다. 이 공법은 여러 지반조건에 적용이 가능하며, 고결체의 일축압축 강도는 점성토의 경우 20~40kg/cm<sup>2</sup>, 사질토의 경우 40~150kg/cm<sup>2</sup> 정도의 값을 가진다고 알려져 있으며, 소형장비로 좁은 장소에서의 시공이 가능하다는 장점이 있다. 이에 본 현장의 JSP 보강공법에 대한 JSP 본당 설계하중은 다음과 같다(표준개발,1993).

- 직경: φ 800 mm
- ML 지반에 대한  $\sigma_c = 30 \text{ kg/cm}^2$

- 허용압축응력 ( $\sigma_c$ )<sub>allow</sub> =  $\sigma_c / FS$   
 $= 30 \text{ (kg/cm}^2) / 3$   
 $= 10 \text{ kg/cm}^2$
- 본당 허용지지력: ( $\sigma_c$ )<sub>allow</sub> \* A<sub>p</sub> =  $10 \times \frac{80^2 \times \pi}{4} \approx 50 \text{ ton}$

JSP로 보강공사를 실시할 경우 그림 8과 같이 더 이상의 침하를 방지하기 위하여 풍화암층까지 선단부가 근입되도록 시공을 계획 하였으며, 각 전단벽 형태별 JSP 공 배치는 그림 9와 같이 시공된 말뚝의 설계하중을 무시하고 JSP 공의 갯수를 산정하여 배치 시공하도록 하였다.

JSP 시공으로 인한 건물의 안정화 검토를 위하여, tiltmeter등으로 계측을 실시하였으며, 그림 10에 대표적인 tiltmeter 결과를 보여주고 있다. 이 결과를 보면 underpinning이 시작되면서 더 이상의 큰 부등 침하 양상은 보이지 않으므로 안정화 된 것으로 판단 되었다.

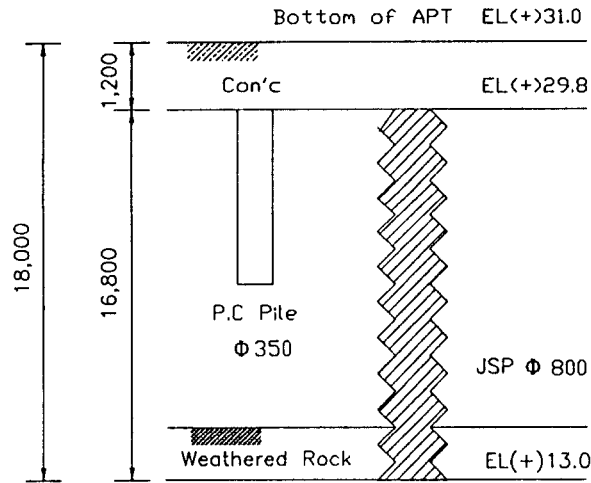


그림 8. JSP의 typical section

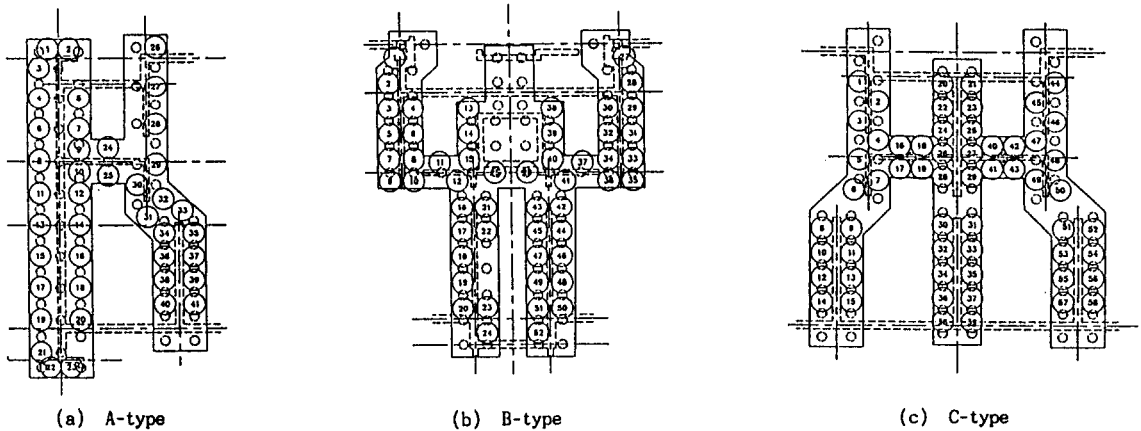


그림 9. 전단벽에 따른 JSP 배치도

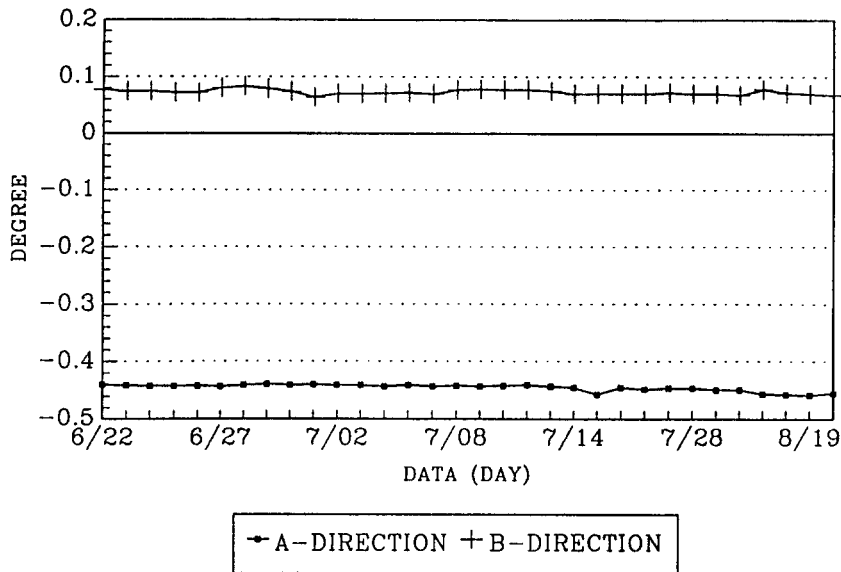


그림 10. Tiltmeter 계측 결과 (설치 장소 : 7층 바닥 Slab)

## 6. 요약 및 결론

본 아파트 침하원인 및 보강대책을 수립하면서 몇가지 설계 및 시공상의 문제점을 지적할 수 있었다. 판례상 아파트의 설계와 시공이 주로 건축을 전공하는 사람들이 담당함에 따라 건물 기초의 설계도 역시 예외가 아니라는 점이다. 본 현장은 지반여건으로 보아 점성토의 압밀침하 및 이에 의한 말뚝의 부마찰력에 대한 검토 정도는 시공전에 충분히 검토가 되었어야 된다고 보며, 특히 말뚝 기초에서 중요한 것이 말뚝의 항타시공성 문제이므로 이에 대한 검토도 반드시 이루어져야 되었음을 지적한다. 본 현장 지반의 경우와 같이 점성토 지층인 ML로서 비록 장기적으로 압밀침하가 유발될 수 있는 느슨하거나 중간경도의 조밀함을 가진 지반이라고 해도 많은 수의 말뚝을 타입함에 따라 말뚝의 저항도 점점 커져 최종타입 과정에서 말뚝이 지지층에 다다르지 않아도 더 이상 항타가 불가능 해 지게 될 수 있다. 따라서, 말뚝의 종류 및 항타장비에 따라 항타 가능한 말뚝의 선택 및 장비조합이 반드시 이루어져 완전한 지지층까지 말뚝을 관입하도록 말뚝설계 및 시공시 고려하여야 했다.

기초보강을 위하여 JSP 공법으로 underpinning이 이루어 지면서 추가적인 부동 침하가 거의 없이 안정화 되어가는 양상을 볼 때 건물의 추가적인 안정도에도 문제가 없게 된 것으로 보인다. 다만, 지하실에서 작업이 가능하도록 시공장비를 작게 개조하고 또한 협소한 장소에서 고압분사를 해야한다는 점등의 어려움과 함께 underpinning의 순서에서도 선행 underpinning 부분에서의 일시적인 용력집중을 방지할 수 있는 시공순서의 이론적 확립등 underpinning 설계 시공시 다각적 검토가 있어야 함을 밝혀둔다.

## 7. 참고문헌

1. 이명환, 윤성진 (1992), "말뚝의 설계하중 결정방법에 대한 비교," 한국지반공학회 춘계 학술 논문집, pp. 76-91

2. (주)표준개발, (1993), "APT 기초보강 JSP 공 구조 검토서"

3. Endo, M., Minou, A., Kawasaki, T., and Shibata, T., (1969), "Negative Skin Friction Acting on Steel Pipe Pile in Clay," Proceed. 7th Inter. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg., Vol. 2, Mexico City, pp. 85-92

4. Meyerhof, G. G., (1976), "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations," J. of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102, GT 3, pp. 58-74

5. Vesic, A. S., (1977), "Design of Pile Foundations," Highway Research Program Synthesis of Practice No. 42, Transportation Research Board, Washington, D. C.