

## 국외 초고층 건축물의 대형기초 적용 사례

### A Case Study on the Design of High Capacity Foundations for High-Rise Buildings

조성한<sup>1)</sup>, Sung-Han Cho, 한병권<sup>2)</sup>, Byoung-Kwon Han, 이제만<sup>3)</sup>, Je-Man Lee, 김태범<sup>2)</sup>, Tae-Bum Kim

<sup>1)</sup> GS건설(주) 기술연구소 수석연구원, Chief Research Engineer, Research Institute, GS E&C

<sup>2)</sup> GS건설(주) 토질및기초팀 과장, Senior Engineer, Soil&Foundation Team, GS E&C

<sup>3)</sup> GS건설(주) 토질및기초팀 차장, Senior Engineer, Soil&Foundation Team, GS E&C

**SYNOPSIS** : Two design examples of deep foundations for high-rise buildings on soft ground are introduced in this paper. The first one is a 54-story building in Ho-Chi-Minh city, Vietnam, which was designed to be founded on 2.8m×1.0m barrette foundations with approximately 60m to 75m depth. Based on a number of design guides and existing load test data from the construction sites in Ho-Chi-Minh city, the capacity of a barrette foundation in sand or clay layered ground was calculated to be 17.2MN to 27.8MN depending on the installing depth.

The second one is a 40-story building in Baku city, Azerbaijan, which was designed to be supported by 2.0m diameter bored pile foundations with approximately 23m depth. As analytical or empirical guides for the local ground conditions were very limited, the design procedure from the SNiP Code, one of Russian specifications, was adopted and used to calculate the pile capacity. The capacity of bored pile foundation in highly weathered soil was expected to be 14.8MN to 15.5MN depending on the boring depth.

**Keywords** : Barrette Foundation, Bored Pile, Bearing Capacity

## 1. 서론

산업의 발달에 따른 도시의 인구 집중과 이에 따른 토지 가격의 상승으로 인해 도심지 건물은 필연적으로 고층화 되어 왔다. 여기에 설계 및 시공기술의 발달과 초고층 빌딩이 갖는 여러 가지 상징성 때문에 최근 각 나라마다 초고층 빌딩의 건축이 붐을 이루고 있는 실정이다. 초고층 빌딩의 역사는, 미국 뉴욕의 Empire State 빌딩(1931년, 381m)을 시작으로 세계무역센터(1972년, 417m), 시카고 Sears Tower (1974년, 443m), 말레이시아의 Petronas Tower(1998년, 452m), 대만의 Taipei 101(2004년, 448m), 그리고 현재 시공중인 UAE의 Burj Dubai 까지 이어져 왔다.

최근 우리나라에서도 초고층 빌딩의 건축이 날로 증가하고 있으며, 그 높이도 경쟁적으로 높아지고 있다. 여의도 대한생명 빌딩(1985년, 249m), 무역센터 빌딩(1998년, 228m), 목동 하이페리온(2003년, 256m), 타워팰리스Ⅲ(2004년, 264m) 등이 대표적인 국내의 초고층 빌딩이며, 이외에도 인천 송도신도시의 인천타워, 부산 롯데월드, 상암동 국제 비즈니스 센터, 서울 랜드마크 빌딩 등이 시공 중이거나 착공을 눈앞에 두고 있다.

이상과 같이, 적지 않은 초고층 빌딩의 건축 실적에도 불구하고, 국내의 초고층 구조설계 기술은 선진국에 비하여 매우 부족한 수준이며, 아직도 국내 초고층 빌딩의 구조설계를 대부분 선진 외국회사에 의뢰하고 있는 실정이다. 초고층 빌딩의 기초구조에 대한 국내 설계 수준은 상부구조에 비해 상대적으로

높은 편이나, 지반의 불확실성 및 시공품질의 편차를 고려하여 보수적인 설계가 이루어지고 있는 상황이다. (대한건축학회, 2005)

초고층 빌딩의 경우 상부 구조물의 하중이 매우 크므로 기초 구조물의 대형화가 필연적이며, 이에 따라 기초 공사비의 규모도 유례없는 수준으로 증가하고 있다. 또한, 상부구조물의 공사비를 절감하는 것은 한계에 이르고 있는 반면, 기초 구조물에서는 보수적인 설계에서 탈피하여 최적설계를 구현할 경우 원가를 절감할 수 있는 여지가 많으므로, 기초 구조물에 대한 설계 기술력이 시급히 향상되어야 할 것으로 사료된다. 뿐만 아니라, 최근 들어 국내의 건설시장 축소에 따른 국내 건설회사들의 해외 시장 진출로 인해, 동남아시아 등 지반조건이 열악한 지역에서의 초고층 빌딩 시공사례가 빈번히 발생하고 있으므로, 이 분야에 대한 지반공학자들의 깊은 관심과 노력이 필요하다.

본 논문에서는, 초고층 빌딩에서 주로 적용되는 몇 가지 기초공법을 간략히 소개하고, 이와 함께 국내 건설사가 시공 중인 해외 초고층 빌딩 프로젝트 중 비교적 지반조건이 열악한 2개 현장을 선정하여, 해외의 선진설계 업체에서 수행된 기초구조물의 설계 사례를 자세히 소개하고자 한다.

## 2. 초고층 빌딩의 기초 공법

### 2.1 직접 기초

직접기초 공법은 상부 구조물로부터 전달되는 연직하중을 기초판 하부의 지반에서 직접 지지하는 형식이므로, 지반의 지지력이 양호한 경우에만 사용 가능하다. 표 1에서는 실무에서 일반적으로 적용되는 대표적인 지반의 종류별 설계 허용지지력 값을 나타내었다. 이 값은 국내에서 건축물의 직접기초 설계 시 보편적으로 적용되고 있는 허용지지력의 범위를 나타낸 것이며, 허용지지력은 암반의 강도 및 절리 발달 상태 등에 따라 달라지므로 정확한 지지력 산정을 위해서는 실내 및 현장에서의 역학실험이 선행되어야 한다. 암반 지지 직접기초에 대한 여러 가지 설계기준식과 비교해 볼 때, 연암과 경암 지반의 허용지지력에 대한 국내의 설계 관행은 매우 보수적인 것으로 판단된다.

표 1. 지반 종류별 허용지지력 설계 관행

지반 조건	산정 기준	허용지지력 (kN/m <sup>2</sup> )
사질토 지반	SPT N = 30 기준	약 300
풍화암	SPT N = 50/2 기준	약 500
연암		약 1,000 ~ 1,500
경암		약 2,000 이상

초고층 빌딩의 경우 상부 하중이 매우 크므로 암반에 지지될 경우에 한하여 직접기초 공법이 적용될 수 있으며, 단위면적당의 접지압력을 최소화하기 위해 전면기초를 적용하는 것이 필수적이다. 예로서 60층 빌딩의 경우 일반적으로 접지압력이 약 1,000kN/m<sup>2</sup> 이상이므로, 연암 이상의 지반이 분포할 경우 직접기초로 적용 가능하다.

## 2.2 현장타설 말뚝

### 2.2.1 공법 개요

현장타설 말뚝은, 말뚝 본체가 공장에서 제작되는 기성 말뚝 공법과 달리, 현장에서 지반을 천공한 후 Hole 내에 철근망을 건입하고 콘크리트를 타설하여 말뚝기둥을 형성하는 공법이다. 일반적으로 말뚝의 직경이 1.0~2.5m 정도이므로, 직경 400~600mm의 PHC 말뚝에 비해 훨씬 큰 하중을 지지할 수 있다.

지반 천공시 공벽붕괴를 방지하기 위해 케이싱 또는 안정액을 사용하며 굴착하게 되는데, 근래에는 천공장비의 대형화에 따라 주로 케이싱을 사용하고 있다. 지반내에 케이싱을 압입하는 과정에서는 요동식 압입장치(Oscillator)와 전선회식 압입장치(Rotator)가 사용되며, 케이싱 내부의 지반굴착 과정에서는 Hammer Grab, Earth Drill, RCD(Reverse Circulation Drill) 등의 장비가 사용된다. 특히 최근에는 대형장비의 개발로 매우 깊은 심도 (60m)까지 All Casing 공법으로 굴착이 가능하다. 국내의 경우 대부분 다층 지반이므로 상부의 연약한 지반에만 Casing을 사용하고, 공벽붕괴 우려가 없는 견고한 지층에서는 Slurry 안정액이 아닌 청수를 사용하여 RCD 장비로 굴착하는 것이 일반적이다.

과거에는 굴착장비의 종류에 따라 Benoto 공법, Calweld 공법, RCD 공법 등으로 달리 칭하였으나, 근래에는 현장 실무자들 사이에서 현장타설말뚝을 RCD 공법으로 통칭하고 있기도 하다. 이는, 국내의 경우 현장타설말뚝이 대부분 암반에 정착됨으로 인해, 최종 심도에서의 암반굴착시 RCD 장비를 필수적으로 사용하는 데서 기인한 것으로 사료된다.

### 2.2.2 시공 순서

현장타설 말뚝의 시공은 케이싱 설치, 내부 굴착, 공내부 슬라임 제거, 철근망 건입, 콘크리트 타설의 순서로 이루어지며, 각 시공 단계별 작업 광경을 아래 그림에 나타내었다.

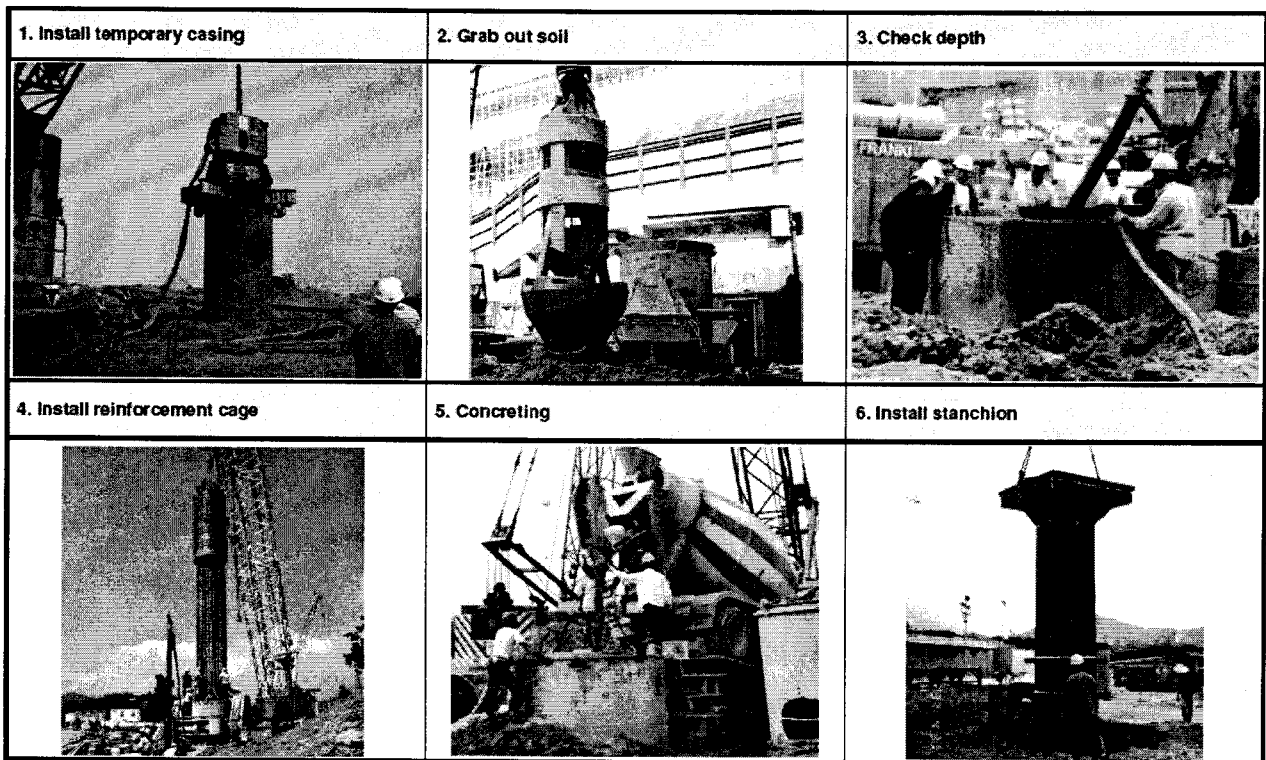


그림 1. 현장타설 말뚝 기초의 시공순서

## 2.3 Barrette 기초

### 2.3.1 공법 개요

Barrette 기초는 지하연속벽과 동일한 시공방법으로 지중에 사각형 단면의 철근콘크리트 부재를 형성하여 말뚝기초로 이용하는 공법이다. 일정폭의 트렌치(trench)내에 안정액(bentonite slurry)을 공급하면서 지하연속벽 굴착기로 견고한 지지층까지 굴착하고, 철근망 등의 응력재를 건입한 후 트레미관을 통해 콘크리트를 타설함으로써 완성된다. 지하연속벽과 마찬가지로 설치위치 및 수직도 유지를 위해 안내벽이 설치되며, 트렌치 굴착면의 붕괴를 방지하기 위해 트렌치 내에 안정액(bentonite slurry)을 공급하면서 굴착한다. 이외에도 굴착이 완료되면 디샌딩(desanding)을 통하여 안정액 속의 슬라임(slime)을 제거하는 과정이 모두 지하연속벽과 동일하다.

Barrette 기초는 지지력 확보에 필요한 다양한 형태의 단면(직사각형, 십자형, T자형, H자형 등)으로 시공이 가능하며, 깊은 심도까지 연약지층이 발달된 경우 80m 이상의 깊이까지도 시공할 수 있다. 그러나 수압, 토압 등의 수평력을 받는 지하연속벽에 비해 Barrette 기초는 1개 unit 당 6~30MN 정도의 연직하중을 지지 지반에 전달하는 기초 구조물이므로 지하연속벽 보다 높은 시공 정밀도를 요한다.

일반적인 원형의 현장타설말뚝 공법과 비교해 볼 때, 공벽유지를 위해 Casing을 사용하지 않고 안정액을 사용하므로 콘크리트를 타설 후의 케이싱 인발로 인한 문제가 발생하지 않으며, 부재의 수직도도 양호한 편이다. 다만, 안정액 사용으로 인해 사질토층 및 암반층에서의 단위면적당 주변저항력이 감소하는 단점이 있다.

### 2.3.2 시공 순서

Barrette 기초의 시공은 안내벽 설치, 트렌치 굴착, 안정액 충전, 굴착 완료후 슬라임 제거, 철근망 건입, 콘크리트 타설의 순서로 이루어지며, 각 시공 단계별 작업 광경을 아래 그림에 나타내었다.

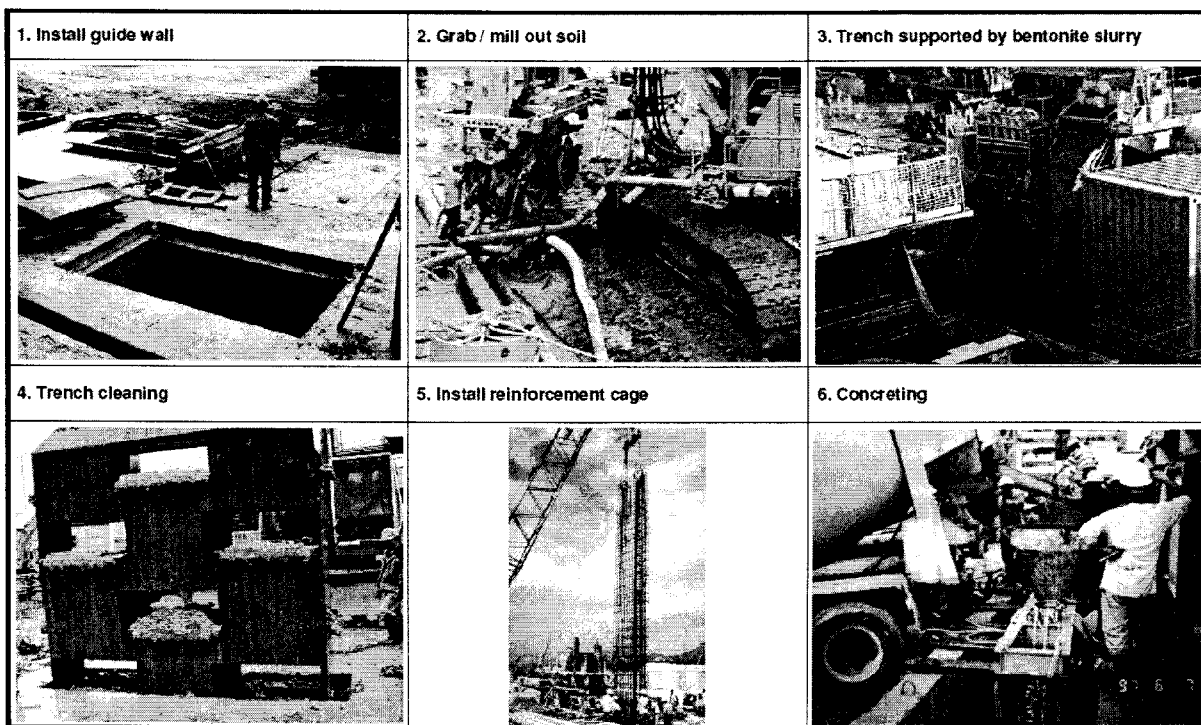


그림 2. Barrette 기초의 시공순서

### 3. 국외 현장 기초설계 사례

#### 3.1 베트남 호치민시 A 현장

##### 3.1.1 현장 개요

본 현장은 베트남 호치민시에 위치하고 있으며, 연면적 약 18만m<sup>2</sup> 규모의 주상복합 건물로서 지상 54층의 Tower 구간과 지상 6층의 Podium 구간으로 구성되어 있다. 구조형식은 기본적으로는 RC 구조이며, 부분적으로 Post-tensioned Slab, CFT (Concrete Filled Tube) 기둥이 적용되었다. 기초형식은 Barrette 기초 및 현장타설말뚝으로 이루어져 있다.



대지면적	12,000m <sup>2</sup>
연면적	175,800m <sup>2</sup>
건물 용도	주거 (27~54층) 사무실 (6~26층) 백화점 (B1~5층)
구조 형식	RC 구조 (일부 Post-tensioned Slab 및 CFT 기둥 적용)
기초 형식	Barrette 기초 (총수량 127본) 현장타설말뚝 (총 수량 68본)

그림 3. 현장 개요 및 조감도

##### 3.1.2 지반 조건

본 현장의 지층 분포는 상부로부터 모래질 점토층, 점토질 모래층, 굳은 점토층, 매우 조밀한 모래층의 순서로 구성되어 있다. 지하수위는 상부 모래층 내 G.L-1.0~2.3m에 분포하고 있으며, 각 지층별 평균 분포 깊이, SPT N치, 지층 개요는 아래 표 2 및 그림 4와 같다.

표 2. 각 지층별 개요

구분	평균 깊이 (m)	SPT N치	지층 개요
모래질 점토	0~8	2~14	Medium Plasticity Sandy CLAY
점토질 모래	8~40	4~30	Loose to Medium Dense Silty SAND
굳은 점토	40~58	30~80	Very Stiff, Brown Silty, Sandy CLAY
모래	58~80	30~100	Very Dense Gray Silty SAND

SPT Blowcount (N/300mm)

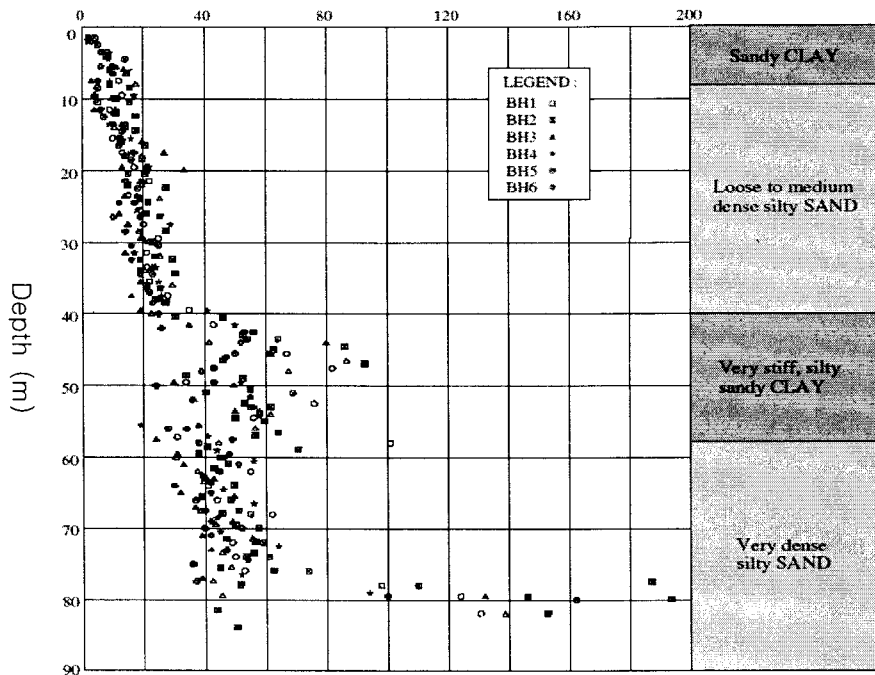


그림 4. 깊이별 SPT N치 분포도

또한, 실내시험을 통하여 얻어진 소성지수( $PI$ ), 공극비( $e$ ), 비중( $G_s$ ) 등의 기본적인 물성치와 SPT N치로부터 경험식(Stroud, 1988)을 통하여 산정된 내부마찰각( $\phi'$ ) 및 비배수전단강도( $C_u$ ) 값을 표 3에 수록하였다.

표 3. 각 지층별 대표 물성치

구분	단위중량 ( $kN/m^3$ )	$PI$ (%)	$e$	$G_s$	$\phi'$ ( $^\circ$ )	$C_u$ ( $kN/m^2$ )
모래질 점토	19	20	0.71	2.67	31	10~50
점토질 모래	20		0.63	2.68	33	0
굳은 점토	20	24	0.56	2.71	28	200
모래	20		0.60	2.68	42	0

### 3.1.3 기초 공법 설계 개요

#### 1) 공법 선정

본 건물은 지상 54층의 Tower 구간과 지상 6층의 Podium 구간으로 구성되어 있으며, 두 구간의 상부하중에 큰 차이가 있으므로 구간별로 구분하여 최적의 공법을 선정하였다. Tower 구간의 경우 개략적인 상부하중의 크기가 건물 바닥 면적을 기준으로  $1,200kN/m^2$  정도이며, 이와 같이 매우 큰 하중을 지지하기 위해서는 지지력이 가장 높은 Barrette 기초 공법의 적용이 필수적인 것으로 판단되었다. Barrette 기초의 단면적은 일반적인 트렌치 굴착 장비의 규격을 고려하여  $1.0m \times 2.8m$ 로 적용하였다.

Podium 구간의 경우, 상부하중이 상대적으로 작으므로 현장타설말뚝 기초를 채택하였다. 현장타설말뚝의 경우 단위면적당의 주변저항력은 Barrette 기초와 동일하다고 할 수 있으나, 시공 가능한 깊이가

최대 약 60m 내의이므로, Barrette에 비해 말뚝길이가 짧고 상대적으로 약한 지층에 지지되어 작은 선단저항력을 갖게 된다. 현장타설말뚝의 규격은 상부하중의 크기에 따라 구간별로 직경 1.8m와 1.0m의 두 가지로 각각 적용하였다.

## 2) 기초의 지지력 산정

Barrette 기초와 현장타설말뚝의 설계지지력,  $Q_a$ 는 아래의 두 가지 산정식의 결과 값 중에서 작은 값으로 적용하였다.

$$Q_a = (Q_b + Q_s)/2.0 \quad (1)$$

$$Q_a = Q_s/1.5 \quad (2)$$

여기서,  $Q_b$ 는 극한 선단저항력,  $Q_s$ 는 극한 주면저항력이다. 안전율은 각각 2.0과 1.5로 적용하였으며, 이 값은 시공 전에 3 개소 이상의 실물 재하시험을 통해 기초 지지력 설계의 적합성을 확인하는 것을 전제로 선정된 값이다. (Fleming et al., 1985)

또한, 군말뚝 효과를 감안하여 지지력 감소계수 0.85를 적용하였다. 점성토 층에 설치된 군말뚝의 지지력 감소계수는 보통 0.7을 적용하나, 본 현장의 경우 점성토와 사질토의 다층지반인 점을 고려하여 그 값을 증가시켰다.

극한 주면저항력,  $Q_s$ 의 산정을 위한 극한 단위주면저항력,  $f_{max}$ 는 아래의 식을 이용하여 산정하였다.

$$f_{max} = \alpha C_u \quad : \text{점성토} \quad (3)$$

$$f_{max} = \beta \sigma'_{vo} \quad : \text{사질토} \quad (4)$$

여기서,  $C_u$ 는 점성토의 비배수전단강도,  $\sigma'_{vo}$ 는 유효 상재압력이다.  $\alpha$ 는 0.5,  $\beta$ 는 0.3의 값을 적용하였으며,  $f_{max}$ 의 최대값은  $140\text{kN/m}^2$  이하로 제한하였다. 이 값들은 베트남 호치민시 인근 현장의 재하시험 자료 및 여러 가지 경험식을(API, 1984 ; Bowles, 1988 ; Meyerhof, 1976) 통하여 선정하였다.

극한 단위선단저항력,  $q_{max}$ 는 아래의 식을 이용하여 산정하였다.

$$q_{max} = N_c C_u \quad : \text{점성토} \quad (5)$$

$$q_{max} = N_q \sigma'_{vo} \quad : \text{사질토} \quad (6)$$

여기서,  $N_c$ 는 7.5,  $N_q$ 는 5.0의 값을 적용하였으며, 이 값은 베트남 호치민시 인근 현장의 재하시험 자료 및 여러 가지 경험식을(Skempton, 1959 ; Meyerhof, 1976) 통하여 선정하였다. 단, 말뚝의 선단저항력이 최대로 발생되기 위해서는 말뚝의 침하가 수반되어야 함을 감안하여  $N_q$  값은 Meyerhof의 제안치 보다 다소 작게 적용하였다.

이상과 같이 산정된 각 지층별 극한 단위주면저항력 및 극한 단위선단저항력, 그리고 Barrette 기초 및 현장타설말뚝의 설계지지력을 각각 표 4와 표 5에 수록하였다. 여기서, 기초의 설치심도는 지표면으로부터 기초 선단까지의 깊이이며, 설계지지력 값은 건물의 지하층에 해당하는 깊이(Barrette 기초: GL - 22.4m, 현장타설말뚝 : 18.6m)까지의 주면저항력은 제외하고 산정된 값이다.

표 4. 지층별 단위 주면저항력 및 단위 선단 저항력

구분	평균 깊이 (m)	N치	$C_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha$	$\beta$	$N_c$	$N_q$	$f_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )
모래질 점토	0~8	2~14	10~50	0.5	-	7.5	-	굴착 제거	
점토질 모래	8~40	4~30	0	-	0.3	-	5.0	25~120	400~2,000
굳은 점토	40~58	30~80	200	0.5	-	7.5	-	100	1,500
모래	58~80	30~100	0	-	0.3	-	5.0	140	2,900~4,000

표 5. 기초 설치심도별 예상 허용지지력 산정 결과

Barrette 기초			현장타설말뚝		
크기(m)	설치 심도(m)	허용지지력(MN)	직경(m)	설치 심도(m)	허용지지력(MN)
1.0 × 2.8	64	17.2	1.0	45	4.5
1.0 × 2.8	75	23.2	1.8	55	11.9
1.0 × 2.8	80	25.6	1.8	60	15.0
1.0 × 2.8	84	27.8	1.8	65	17.5

### 3) 재하시험 계획

설계시 산정된 지지력의 검증을 위해 사전 재하시험 (Pilot Pile Load Test) 및 확인 재하시험을 수행하는 것으로 계획되었다. 사전 재하시험은 Barrette 기초 및 현장타설말뚝에 대하여 각각 2 회씩, 설계 지지력의 2배 수준까지 재하한다. 시공후의 확인 재하시험은 설계 지지력의 1.5배 까지 재하하며, 기초 형식 별로 1회씩 실시한다. 또한 기초구조물의 콘크리트 건전도 확인을 위해 Sonic Logging Test를 실시한다.

## 3.2 아제르바이잔 Baku시 B 현장

### 3.2.1 현장 개요

본 현장은 아제르바이잔 바쿠시에 위치하고 있으며, 연면적 약 16만m<sup>2</sup> 규모의 주상복합 건물로서 지상 40층과 27층의 2개 동으로 구성되어 있다. 구조형식은 건물 코어부는 RC 구조로, 나머지 구간은 SRC 구조 또는 RC 구조로 이루어져 있으며, 기초형식은 Mat 및 현장타설말뚝으로 이루어져 있다.

### 3.2.2 지반 조건

본 현장의 지층 분포는 상부로부터 모래층, 풍화토, 점토층, 석회암(limestone)의 순서로 구성되어 있다. 중간의 점토층은 지층 분포상 퇴적층이 아니라 석회암층이 차별 풍화되어 형성된 잔류토 층으로 판단된다. 지하수위는 상부 모래층 내 GL-1.0~2.3m에 분포하고 있으며, 각 지층별 층 두께, SPT N치, 지층 개요는 다음의 표 6과 같다.





대지면적	15,000m <sup>2</sup>
건축면적	7,210m <sup>2</sup>
연면적	156,626m <sup>2</sup>
건물 용도	건물 1 : 주거 (21~40층) 사무실 (4~20층) 상가 (1~3층) 건물 2 : 주거(4~27층) 상가 (1~3층)
구조 형식	건물 1 : RC-Core + SRC 구조 건물 2 : RC 구조
기초 형식	현장타설말뚝

그림 4. 현장 개요 및 조감도

표 6. 각 지층별 개요

구분	지층 두께(m)	SPT N치	지층 개요
모래	4.5~11.2	7~22	조밀한 모래층, 노란색, 점토층 협재
풍화토	4.8~6.1	27~50	약한 석회암의 풍화토층, 회색, 모래층 협재
점토	10.5~14.5	19~50	보통~매우 단단한 점토층, 회색/노란색
석회암	8~17	44~50	보통 강도의 석회암, 회색

### 3.2.3 기초 공법 설계 개요

본 현장의 기초형식은 고층부는 현장타설말뚝, 저층의 Podium 구간 및 지하주차장 구간은 Mat 기초로 설계하였다. 아제르바이잔은 러시아의 SNiP Code를 수용 또는 일부 변형하여 적용하고 있으므로 본 현장의 기초 구조물 지지력 설계시에도 SNiP 코드를 적용하였으며, 산정 결과의 적합성을 검증하기 위하여 구조물기초 설계기준, 도로교 설계기준, CFEM(Canadian Foundation Engineering Manual), FHWA 등 국내외의 여러 기준과 비교, 검토하였다.

#### 1) 러시아 설계 기준 (SNiP)

러시아 설계기준에 따르면, 말뚝의 설계 지지력은 아래의 식으로부터 결정한다.

$$F_d / \gamma_K \geq N \quad (7)$$

여기서,  $F_d$ 는 말뚝의 지지력,  $\gamma_K$ 는 신뢰도 계수(Reliability Factor),  $N$ 은 상부 기둥으로부터 말뚝 두부에 가해지는 설계하중 이다.

신뢰도 계수,  $\gamma_K$ 는 설계단계에서 정재하시험에 의해 지지력을 산정하는 경우 1.2를 적용하며, 계산식으로부터 산정할 경우 1.4를 적용한다. 또한, 말뚝 본수에 따라라도 달리 적용하는데, 말뚝 본수가 5분 이하일 경우 1.75 (재하시험시 1.6), 12분 이상일 경우 1.40 (재하시험시 1.25)를 적용한다.

말뚝의 지지력,  $F_d$ 는 선단지저말뚝과 마찰말뚝으로 구분하여 다르게 산정한다. 암반에 근입된 현장타

설말뚝, 또는 압축성이 낮은 지반에 지지된 항타말뚝 등 선단지지 말뚝의 경우 다음 식을 이용하여 지지력을 산정한다.

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A \quad (8)$$

여기서,  $\gamma_c$ 는 말뚝 시공조건에 따른 계수로서 포화도 0.9 이하인 점토층에 근입되는 경우에는 0.8, 그 외의 경우에는 1.0을 적용한다.  $A$ 는 말뚝의 단면적으로서, 말뚝 중공부가 채워지지 않은 경우는 순단면적, 중공부가 말뚝 직경의 3배 이상 채워져 있는 경우는 총 단면적을 적용한다.

$R$ 은 말뚝 선단지반의 단위선단저항력이며, 암반이나 비압축성 지반에 지지된 항타말뚝의 경우  $20,000\text{kN/m}^2(2,000\text{t/m}^2)$ , 암반에 근입된 현장타설말뚝의 경우 아래의 식으로부터 산정, 적용한다.

$$R = \frac{R_{CN}}{\gamma_g} \left( \frac{l_d}{d_f} + 1.5 \right) \quad (9)$$

여기서,  $R_{CN}$ 은 암반의 일축압축강도( $\text{kN/m}^2$ ),  $\gamma_g$ 는 지반 신뢰도 계수로서 1.4 이다.  $l_d$ 는 암반에 근입된 말뚝 길이(m),  $d_f$ 는 말뚝 직경(m) 이다.

마찰말뚝의 경우, 현장타설말뚝이나 Shell pile 등은 아래 식에 의해서 지지력을 산정한다.

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i) \quad (10)$$

여기서,  $\gamma_{cr}$ 은 말뚝 선단부의 시공조건에 따른 계수로서 선단확장 말뚝의 경우 0.9~1.3을, 그 외에는 1.0을 적용한다.  $u$ 는 말뚝의 둘레길이(m),  $h_i$ 는 각 지층의 두께(m),  $f_i$ 는 각 지층의 단위주면저항력( $\text{kN/m}^2$ ),  $\gamma_{cf}$ 는 말뚝 주면의 지반조건에 따른 계수로서 0.6~1.0 사이의 값을 갖는다.

$R$  말뚝 하부지반의 단위선단저항력으로 아래의 식을 이용하여 산정한다.

$$R = 0.75 \alpha_4 (\alpha_1 \gamma'_I d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma_I h) \quad (11)$$

여기서,  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ 는 말뚝 하부지반의 내부마찰각에 따른 무차원 계수이며,  $\gamma'_I$  말뚝 하부지반의 단위중량( $\text{kN/m}^3$ ),  $\gamma_I$ 는 말뚝 선단 상부지반의 평균 단위중량( $\text{kN/m}^3$ ),  $d$ 는 말뚝 직경(m),  $h$ 는 말뚝의 근입 깊이(m) 이다.

## 2) 지지력 산정 결과

본 현장은 지반조사 결과 석회암층의 일축압축강도가 매우 낮은 수준(약 1.1~3.7MPa)으로 분석되어 마찰말뚝으로 간주하여 설계지지력을 산정하였다. SNiP 기준에 따라 산정된 각 지층별 단위 주면저항력 및 단위 선단저항력, 그리고 현장타설말뚝의 설계지지력을 각각 표 7과 표 8에 수록하였다.

또한, SNiP 기준에 따라 산정된 현장타설말뚝(직경 2.0m, 길이 20.3m)의 설계지지력 값을 국내외의 다른 기준들과 비교하여 아래 그림 5에 나타내었다. 그림에서 보는 바와 같이 SNiP 기준은 도로교 설계기준과 유사한 결과 값을 보여주고 있으나, 기타 기준에 비해서는 25%정도 크게 산정되었다.

표 7. 지층별 단위주면저항력 및 단위선단저항력

구분	지층 두께(m)	SPT N치	$f_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	R (kN/m <sup>2</sup> )
모래	4.5~11.2	7~22	굴착 제거	
풍화토	4.8~6.1	27~50	48	-
점토	10.5~14.5	19~50	38	-
석회암	8~17	44~50 이상	58	5,040~6,120

표 8. 기초 설치 심도별 예상 허용지지력

말뚝 직경(m)	말뚝 길이(m)				허용지지력(MN)
	풍화토	점토층	석회암	총 길이	
1.5	-	12.3	10.0	22.3	10.2
	3.3	14.0	10.0	27.8	10.7
2.0	-	12.3	8.0	20.3	14.8
	3.3	14.0	8.0	25.8	15.5

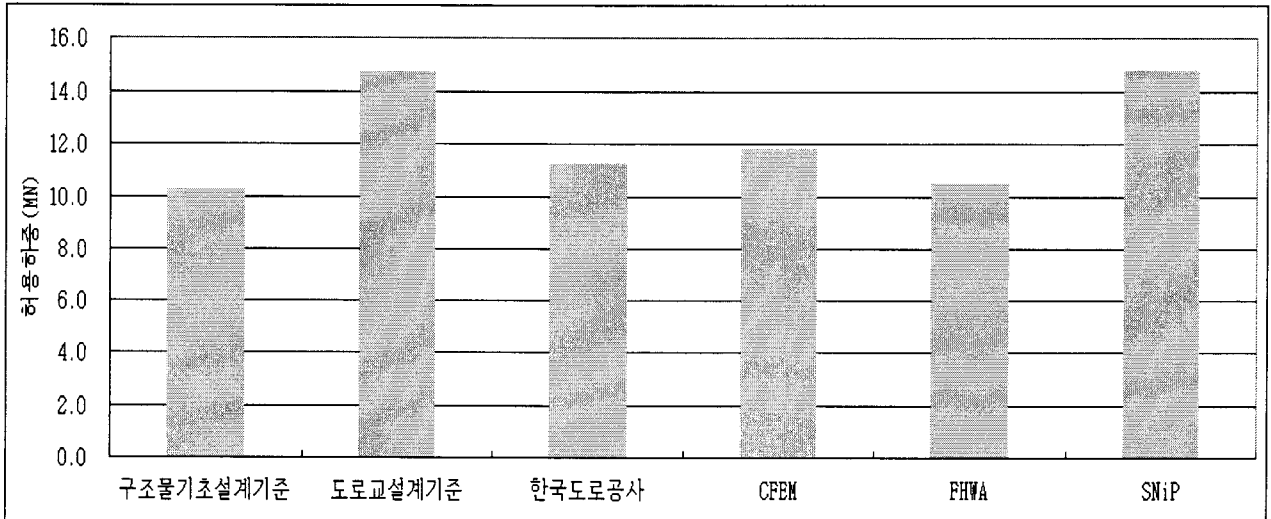


그림 5. SNiP과 국내외 기준의 지지력 비교 (D2.0m, L=20.3m인 경우)

### 3.3 국내외 현장타설말뚝의 설계지지력 비교

본 절에서는 국내의 여러 현장의 현장타설말뚝 설계사례를 조사하고, 각 현장의 지반조건, 말뚝 길이, 및 설계지지력 적용 값을 개략적으로 비교하여 보았다. 과거에는 지반조건 및 시공품질의 불확실성을 이유로 매우 보수적인 설계가 관행처럼 이루어졌으나, 최근들어 설계경험의 축적 및 시공전 확인재시험 등을 통하여 비교적 경제적인 설계가 이루어지고 있음을 알 수 있다.

표 9. 기초구조물 설계지지력 적용 사례

구분	현장 명	단면 크기 (m)	말뚝 길이 (m)	지반 조건		설계 지지력 (MN)
				주면 지반	선단 지반	
Barrette 기초	LG 트윈타워	2.7 × 0.8	-	모래	경암	9.3
	호치민시 A현장	2.8 × 1.0	75	굳은 점토	모래	23.2
암반 근입 현장타설말뚝	역삼동 동훈빌딩	D 1.5	6.0	연암	연암	21.9
	중앙우체국	D 2.0	8.5	연암	연암	41.2
마찰 지지 현장타설말뚝	송도 신도시현장	D 1.5	18	풍화암	풍화암	18.8
		D 2.0	22	풍화암	풍화암	32.4
	김해 교량현장	D 1.5	49	퇴적토층	모래 자갈	8.0
	호치민시 A현장	D 1.8	65	굳은 점토	모래	17.5
	바쿠시 B현장	D 2.0	22.5	굳은 점토	풍화암	15.1

#### 4. 맺음말

초고층 빌딩의 경우 기초 구조물의 대형화가 필연적이므로, 최적설계에 대한 노력없이 과다하게 보수적으로 설계할 경우 공사비의 낭비를 초래할 가능성이 크다. 특히, 견고한 기반암이 매우 깊은 깊이에 분포하여 암반지지가 곤란한 현장의 경우 과다설계시의 손해는 더욱 막심하다. 최근 국내 건설회사들의 해외 시장 진출로 인해, 동남아시아 등 지반조건이 열악한 지역에서의 초고층 빌딩 시공사례가 빈번히 발생하고 있으므로, 이 분야에 대한 지반공학자들의 깊은 관심과 노력이 필요하다. 이에 본 논문에서는, 국내 건설사가 시공 중인 해외 초고층 빌딩 프로젝트 중 비교적 지반조건이 열악한 2개 현장을 선정하여 해외 선진설계 업체에 의해 수행된 기초구조물의 설계 사례를 자세히 소개하였다.

소개된 현장 사례에서 보듯이, 해외의 선진 설계사의 경우 많은 설계 경험과 축적된 현장 실물 재하시험 자료를 바탕으로, 단위선단저항력, 단위주면저항력, 최소안전율 등의 적용과정에서 최적설계를 구현함을 알 수 있었다. 또한, 시공사가 시공 전 실물재하시험을 반드시 실시하도록 함으로써 지반의 불확실성에 따른 Risk를 해소함은 물론 과다설계로 인한 공사비 상승을 방지함을 알 수 있었다. 이와 같은 선진적인 설계 관행은 현재 계획 중인 국내의 초대형 사업에도 좋은 본보기가 될 것으로 사료된다.

#### 참고문헌

1. 대한건축학회(2005), 초고층건축물 건설기술연구단 중간보고서, 건설교통부, pp. 125~146.
2. API(1984), *API Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms*, American Petroleum Institute, API RP2A, 115p.
3. Bowles, J. E.(1988), *Foundation Analysis and Design*, Fourth Edition, McGraw-Hill, Inc., pp. 746~750.
4. Fleming, W. G. K., Weltman, A. J., Randolph, M. F., and Elson, W. K.(1985), *Piling Engineering*, John Wiley & Sons Inc., p. 215.
5. Meyerhof, G. G. (1976), "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations" *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 102, No. GT3, pp. 195~228.
6. Skempton, A. W. (1959), Cast-in-Situ Bored Piles in London Clay, *Geotechnique*, Vol. 9, pp. 153~173.
7. Stroud, M. A. (1988), "The Standard Penetration Test - Its Application and Interpretation", *Proceedings of Institution of Civil Engineers Conference on Penetration Testing*, Birmingham, pp. 29~49.