

## 해상교량기초의 설계 사례

### Case Study on Foundation Design of over-water Bridge

장학성<sup>1)</sup>, Hak-Sung Jang, 장영일<sup>2)</sup>, Young-Il Jang, 최영석<sup>3)</sup>, Young-Seok Choi

- 1) (주)유신코퍼레이션 기초연구실 상무, Executive Director, Foundation Laboratory of Yooshin Corporation Engineering.
- 2) (주)유신코퍼레이션 기초연구실 부장, Department Manager, Foundation Laboratory of Yooshin Corporation Engineering.
- 3) (주)유신코퍼레이션 기초연구실 과장, Department Head, Foundation Laboratory of Yooshin Corporation Engineering.

**SYNOPSIS** : The economic growth brought the demand of bridge connected to island and land increasingly in Korea. Therefore, Civil engineer has faced a lot of problem to be considered such as structural stability, economic feasibility and constructional method.

At the bridge site to be constructed, the depth of water is about 24m, the thickness of weathered rock overlaying bed rock is thicker than 36m. If open caisson foundation is supported in bed rock, the height of foundation is about 60m. It is difficult to construct in these conditions. If open caisson foundation is supported in weathered rock, the size of the foundation should be increased. And If we apply the pile foundation, the higher construction cost will be needed. Under the circumstances, we need a new foundation type-composite foundation that is consisted of open caisson and cast-in-place piles.

Because the design concept of composite foundation is not presented in Korea Bridge Design Standard, we are willing to clear the bearing behavior of composite foundation by numerical analysis in this paper.

**Keywords** : Composite Foundation, Caisson, Cast-in-Place Pile, Numerical Analysis.

## 1. 서 론

경제가 발달함에 따라 육지와 섬을 연결하거나 섬과 섬을 연결하는 연육교 및 연도교에 대한 사회적 인 수요가 증가되고 있는 추세이다. 국내 건설되는 해상 교량의 가설위치는 수심이나 하부 지반조건보다는 도로의 선형이나 교량의 연장을 고려하여 경제성에 의하여 결정되며 가능한 교량의 연장은 짧게 계획된다. 이 경우 교량의 하부기초가 가설되는 위치는 수심이 깊고, 기초의 지지층인 기반암도 상당히 깊게 분포하는 경우가 많다. 따라서 일반적으로 검토하고 있는 우물통기초와 말뚝기초 등의 적용이 어렵고 복합기초의 형태가 필요한 경우가 많다.

본 설계사례에서 소개하고자 하는 해상 교량 위치는 화강 편마암의 차별풍화로 인하여 심도에 따른 지층구성의 변화뿐만 아니라 평면상의 지층상태 변화 또한 심하다. 기초가설위치의 수심은 22~24m이고 지층구성은 두꺼운 풍화암층이 두껍게 분포하고 있어 일반적으로 대형 해상교량에 적용하는 케이슨 기초의 경우 하부 기반암에 지지시키는 것은 시공성이 없는 것으로 판단하였다. 풍화암을 기초의 지지층으로 선정할 경우 굴착에 따른 기초지반 이완과 해상에서 기초의 지지력 및 침하를 평가하는 방법 등이 용이하지 않으며 동일 교량내 하나의 기초는 풍화암에 지지시키고 다른 하나는 연암에 지지시킬 경우 장래에 상부구조에 유해한 영향요소가 될 수 있다.

케이슨기초의 지지층을 기반암으로 계획할 경우 40~60m 깊이까지 굴착해야 하며, 기초 저면 상태를 확인하는 등의 시공상의 문제가 존재하며, 말뚝기초로 계획할 경우 많은 본수의 말뚝이 요구되어 막대한 공사비가 예상된다.

위와 같은 복잡한 문제점에 대한 현실적인 해결방안으로 상부구조의 수평력과 모멘트는 얇은 심도의 풍화암층에서 지지하는 우물통기초가 주로 분담하고, 연직력은 말뚝이 분담하는 복합기초의 적용성을 검토하게 되었다. 복합기초는 우물통기초와 현장타설말뚝기초를 하나의 기초로 통합시킨 방식으로 그 유용성은 뛰어난 것으로 예측되나, 국내 설계시공사례가 적고 설계기준도 명시되어 있지 않아 설계 및 시공에 어려움이 있는 현실이다.

따라서 본 설계 사례 연구에서는 유한요소해석을 실시하여 우물통+현장타설말뚝 기초의 지지거동을 규명하여 이에 대한 합리적인 설계방법을 제안하고자 한다.

## 2. 기초 설계 방향

### 2.1 설계 개요

#### 2.1.1 기초 현황

본 과업구간의 시점측 접속구간에 풍화암층이 두꺼운 이상대 추정구간이 존재하고, 기초 위치의 지점별 지반분포상태의 변화가 심하다. 시점접속구간의 풍화대 두께는 36.6~45.2m로 기반암의 출현심도가 깊고, 종점부로 갈수록 기반암 심도가 얕아지나, 교각 P8과 P9구간은 기반암 심도가 GL. -19.0~26.0m로 깊다.

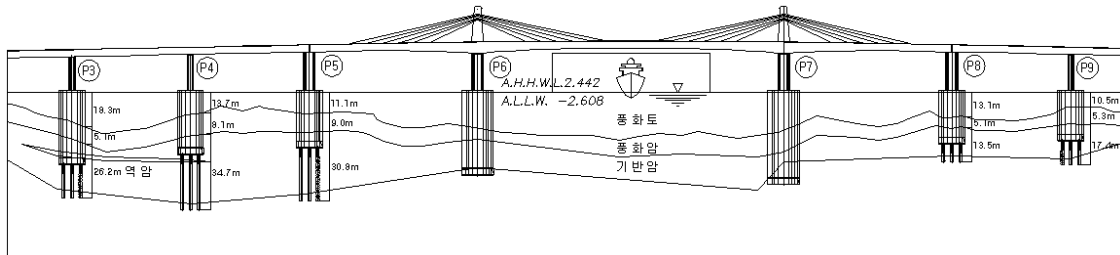


그림 1. 과업종단면도

#### 2.1.2 검토 개요

본 과업구간 일부구간에 계획된 우물통+현장타설말뚝 기초는 도로교설계기준 해설(하부구조편, 2001)에 언급된 기초의 분류에 제시되어 있지 않지만, 우물통기초와 현장타설말뚝기초로 분리하여 생각한다면 우물통기초와 말뚝기초의 각각의 안정성 검토 항목을 모두 만족시키면 우물통+현장타설말뚝 기초의 전체 안정성을 확보할 수 있으리라 판단된다.

#### 2.1.3 강체이론에 의한 기존설계의 문제점

우물통+현장타설말뚝 기초에 관한 설계기준이 없기 때문에, 본 사례연구에서는 풍화암에 지지된 우물통기초로 가정하여 우물통 본체를 설계하고, 우물통기초 저면에 집게된 하중으로 다시 현장타설말뚝을 설계하는 보수적인 방법을 선택하였다. 풍화암에 지지된 우물통기초는 지반의 낮은 강성으로 인해 우물통 자체의 회전변위가 크게 발생하여 기초의 응력 및 변위 안정성 조건에 위배되어 별도의 보강대책이 필요하다.

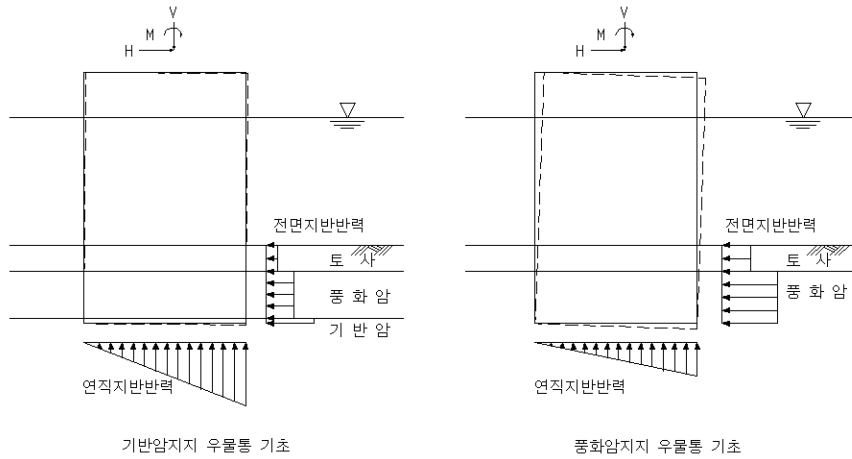


그림 2. 지지층에 따른 우물통기초의 거동 양상

### 2.1.4 우물통기초의 안정성 검토

강체설계법에 의한 풍화암에 지지된 우물통기초는 연직 지반반력이 허용지지력을 초과하고, 상부 토사층의 전면 저항력이 수평토압을 초과하여 안정성에 문제가 있는 것으로 검토되었다. 강체이론에 의한 우물통기초 설계법 적용시 복합지반(말뚝+지반)에 대한 등가탄성계수 고려할 때 말뚝의 연직하중에 대한 강성은 상당히 높으나, 수평하중에 대한 강성은 우물통의 전면저항에 비하여 상대적으로 약하므로 말뚝머리에서의 수평력이 크게 작용하는 것으로 과다 평가할 수 있다.

### 2.2 새로운 설계 방법 도출

기초 구조물은 수심이 10.5~18.3m로 지표면에 돌출된 부분의 높이가 상당히 크므로, 지진시 구조물 자체의 관성력과 해수에 의한 동수압이 기초의 안정성에 큰 영향을 끼칠 것으로 판단하여 지진시 조건으로 기초의 안정성을 검토하였다. 기초 구조물에 작용하는 외력은 상부 교각하중, 동수압, 관성력이 존재하고, 이에 저항하는 힘으로는 우물통기초의 전면지반 수평저항력, 우물통기초의 저면지반 전단력, 말뚝의 수평저항력이 존재한다.

다음의 가정조건을 근거로 하여 우물통+현장타설말뚝 기초의 안정성을 검토하였다.

- ① 모든 외부 수평력에 대해서 우물통기초(전면지반 저항력과 저면지반 전단력)와 말뚝이 서로 분담한다.
- ② 말뚝은 전체 작용모멘트에서 우물통기초 전면지반이 저항하는 모멘트를 뺀 만큼의 모멘트를 분담한다.
- ③ 우물통의 시공방식은 침설이므로, 작용 모멘트의 기준점은 설계지반면이고, 저항 모멘트 기준점은 우물통 저면이다.
- ④ 상부에서 전달되는 연직력은 우물통기초 저면의 지반과 말뚝이 상호 분담하지만, 우물통 벽체의 자중과 초기타설 수중콘크리트(3m)의 자중에 의한 연직력은 현장타설말뚝 설치 전에 충분히 지반으로 흡수되어 말뚝에 전달되지 않고, 추가적으로 발생하는 연직하중에 대해서만 말뚝으로 전달된다.

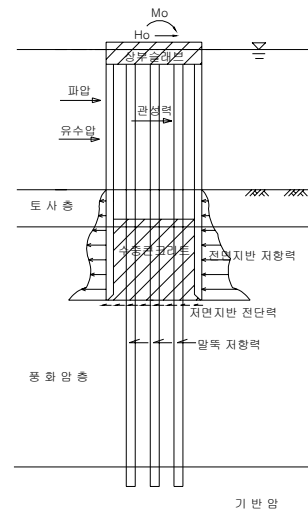


그림 3. 지지 메커니즘

### 2.3 기초의 최적규모결정

OO대교의 시점부 및 종점부 접속교의 상부하중은 교각별로 거의 비슷하여 기반암(연암)에 지지된 시점부 P2와 종점부 P10~P12의 우물통기초의 최적 단면을 근거하여, 현장타설말뚝 기초의 초기 우물통의 단면 및 규모를 직경 12m의 원형으로 결정하였다.

기초의 말뚝단면 및 규모는 교각 상부하중(연직력=57,440kN, 모멘트=45,790kN-m)을 반영하여 직경 1,500mm의 현장타설말뚝을 9본 배치하는 것으로 계획하였다. 콘크리트 우물통의 두께가 1m이고, 우물통의 단면이 원형이라는 조건에 근거하여 직경 1,500mm 말뚝 9본의 배치를 원형으로 결정하였다. 무리 말뚝의 원형배치는 동일 단면적에 많은 수의 말뚝을 배열할 수 있을 뿐만 아니라 기초 전체의 균말뚝 효과를 억제하고 편심에 의한 기초의 회전을 최소화시킬 수 있는 장점을 가지고 있다.

표 3. 말뚝 배치 비교표

우물통 규모	Ø 12m	Ø 13m
말뚝 배치		
선 정		O

### 3. 우물통의 풍화암 근입심도 최적화

#### 3.1 해석 개요

우물통+현장타설말뚝 기초의 전체거동을 파악하기 위해서 우물통과 현장타설말뚝 및 지반을 함께 모델링 하였다. 우물통의 풍화암 근입심도를 결정하기 위해서 풍화암 근입심도에 따른 기초 전체의 거동을 분석하였다. 또한, 수심이 깊은 구간(P3)과 얇은 구간(P4, P5, P8, P9)을 각각 대표하여 P3과 P4를 각각의 검토대상으로 선정하였다. 안정성 해석은 기초가 가장 위험할 것으로 판단되는 지진시(동수압과 관성력 작용) 조건으로 실시하였다. 지진시의 구조물의 관성력은 해석 프로그램내에서 해당요소에 Body Force를 이용하여 수평력으로 작용시켰다. 또한, 우물통 내부에 물이 스며들 것을 고려하여 추가적으로 우물통 내부의 물에 대한 관성력도 고려하였다.

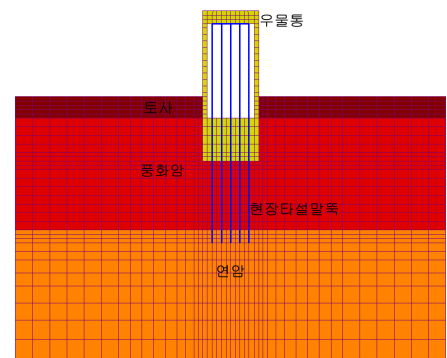


그림 4. 해석 모델링

표 1. 설계 지반정수

구 분	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kPa)	$\phi$ (deg)	E (MPa)	$\nu$
풍 화 토	19.0	10	30	70	0.30
풍 화 암	20.0	25	32	300	0.29
연 암	P3	26.5	140	7,600	0.26
	P4	25.5	110	2,540	0.25

### 3.2 하중분담 효과 분석

#### 3.2.1 수평하중 분담효과

기초의 작용 수평력에 대하여 우물통의 전면지반 저항력과 저면지반 전단력과 말뚝의 자체의 구조 강성과 주변지반에 의한 횡방향 저항력으로 서로 분담하는 것으로 가정하여 각각의 분담하중을 수치해석 방법을 통하여 산정하였다. 우물통의 풍화암 근입심도가 깊어질수록 우물통 전면지반의 기초 구속효과가 크게 나타나 우물통 저면의 전단력과 말뚝의 저항력 분담율은 감소한다.

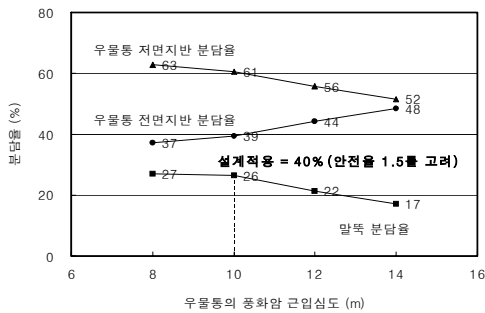


그림 5. 수평하중 분담율 (P3)

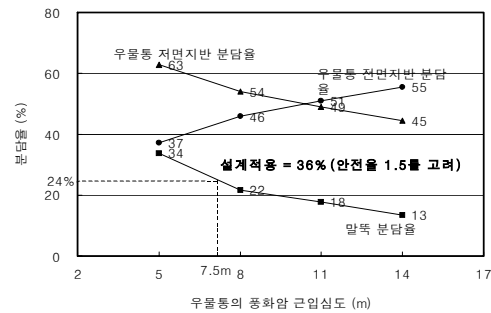


그림 6. 수평하중 분담율 (P4)

#### 3.2.2 모멘트 분담효과

전체 작용모멘트에 대해서 우물통기초가 전면지반에 의해 저항하는 모멘트를 뺀 만큼의 모멘트를 기초저면에 위치한 말뚝이 분담하는 것으로 산정하였다. 우물통의 시공방식은 침설이므로 작용모멘트의 기준점은 설계지반면이고, 저항모멘트의 기준점은 우물통의 저면이다. 우물통의 풍화암 근입심도가 깊어질수록 우물통 전면지반의 기초 구속효과가 크게 나타나 말뚝에 전달되는 모멘트는 감소한다. 특히, 수심이 얇은 P4기초의 경우, 우물통의 풍화암 근입심도가 8m이상 되면 말뚝에 모멘트가 전달되지 않는다.

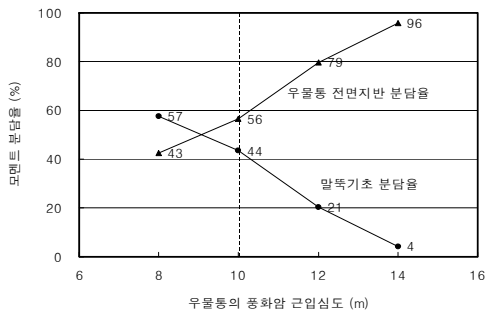


그림 7. 모멘트 분담율 (P3)

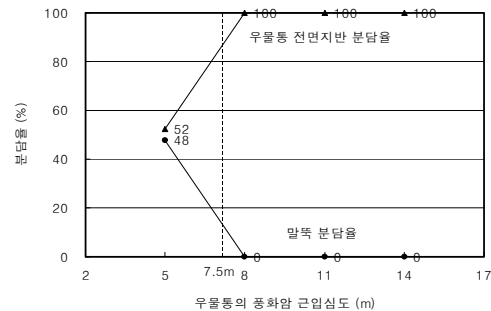


그림 8. 모멘트 분담율 (P4)

### 3.3 우물통 및 말뚝의 안정성 검토

#### 3.3.1 우물통 안정성 검토

P3와 P4기초 모두 우물통의 풍화암 근입심도가 깊어질수록 연직변위는 감소하는 경향이 있지만 그 차이는 아주 작다. 우물통의 수평변위는 P3기초와 P4기초가 상이한 결과를 제시하고 있다. P3기초의 경우 말뚝의 회전 저항효과가 탁월하여 외부 수평력 대해 우물통의 자체 회전으로 충분히 수평변위가 억제되어 우물통의 풍화암 근입심도가 깊어질수록 설계지반면의 수평변위가 감소한다. 그러나, P4 기초의 경우에는 말뚝의 회전저항효과가 크게 나타나지 않아 외부 수평력에 대해 우물통과 말뚝이 전체적으로 횡방향으로 밀리면서 우물통의 풍화암 근입심도가 깊어질수록 구조물의 관성력도 증가하여 설계지반면의 수평변위가 증가한다.

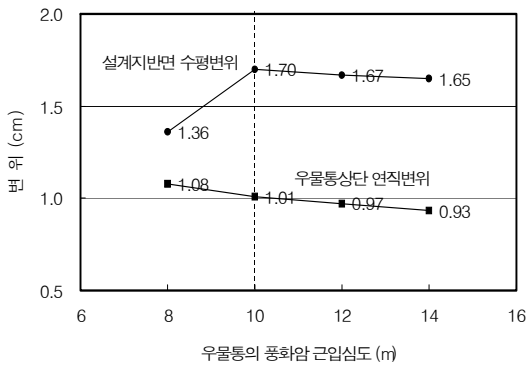


그림 9. 우물통 연직 및 수평 변위(P3)

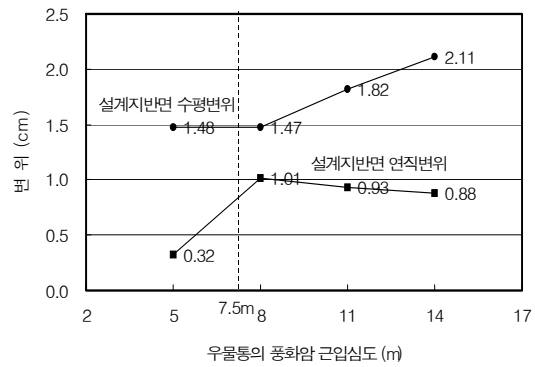


그림 10. 우물통 연직 및 수평 변위(P4)

#### 3.3.2 말뚝 안정성 검토

우물통+현장타설말뚝 기초를 전체 모델링하여 우물통과 말뚝의 하중분담 효과를 살펴보았다. 여기에서 우물통 저면에 집계된 하중을 기준으로 하여 다시 말뚝의 안정성을 검토하였다.

P3기초의 경우, 우물통의 풍화암 근입심도가 깊이가 8m이면 말뚝의 최대 연직반력이 1250 tonf로 허용지지력을 초과하여 말뚝의 파괴를 초래할 수 있으므로, 우물통의 풍화암 근입심도를 최소한 10m이상으로 결정하는 것이 바람직하는 것으로 판단된다. 그리고, P4기초의 경우에는 검토된 우물통의 풍화암 근입심도에 대해서 모든 말뚝 최대 연직반력이 허용지지력 이내로 안전한 것으로 확인되었다.

또한, 현장타설말뚝을 휨과 압축을 받는 부재로 판단하여 말뚝 부재의 P-M 상관도를 확인하였다. 말뚝 분당 작용하는 축력과 모멘트를 기준으로 하여 단면검토를 수행한 결과, 검토된 모든 경우에 대해 안전한 것으로 나타났다.

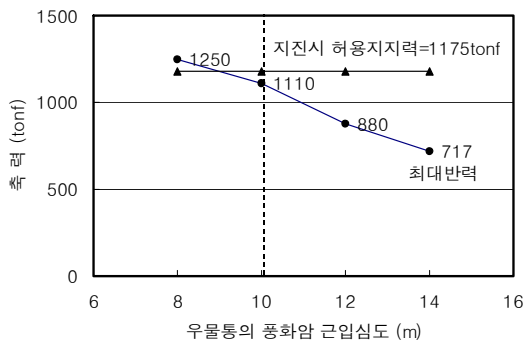


그림 11. 말뚝의 최대 연직반력(P3)

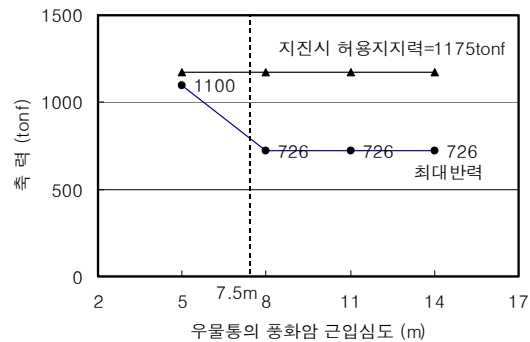


그림 12. 말뚝의 최대 연직반력(P4)

### 3.4 우물통의 풍화암 근입심도 결정

P3기초의 경우 우물통을 풍화암에 8.0m 근입시킬 경우 말뚝의 최대 연직반력측면에서 분리하여, 우물통의 풍화암 근입심도를 최종적으로 10.0m로 결정하였다. 또한, P4기초의 경우에는 우물통의 풍화암 근입심도가 5.0m인 경우에 말뚝 최대 연직반력이 허용지지력에 거의 도달하고, 우물통기초의 수평저항 효과도 조금밖에 기대할 수 없어서 기초의 안정성 증진을 위해 우물통의 풍화암 근입심도를 최종적으로 7.5m로 결정하였다.

## 4. 3차원 유한요소해석을 통한 기초 설계 검증

우물통+현장타설말뚝 기초의 설계기준이 명시화되어 있지 않아서 우물통과 말뚝을 분리하여 보수적인 설계를 시행해왔다. 본 연구용역에서는 우물통과 말뚝을 함께 모델링하는 2차원 유한요소해석을 통해서 우물통의 풍화암 최적 근입심도를 도출하여 전체 기초를 설계하였다.

그러나, 본 과업구간의 우물통+현장타설말뚝 기초는 원형으로 실제 3차원 구조물을 2차원화 시키는 과정에서 유발될 수 있는 모델링의 약점을 보완할 필요성을 갖게 된다. 이에 실제 구조물과 지반을 3차원으로 형상하여 전체 구조물의 안정성 및 단면을 검토하고자 한다.

### 4.1 해석 개요

P3기초를 검토단면으로 선정하였고, 3.1절의 조건과 동일하게 적용하였다. 단, 지진시의 구조물의 관성력은 모든 구조물 요소에 동일한 수평진도를 사용하지 않고, 지반-구조물 동적 상호작용을 고려한 지진해석(SASSI 2000)을 통하여 얻은 높이별 구조물의 최대가속도를 고려하여 요소의 높이마다 다른 수평진도를 사용하여 Body Force를 가하였다. (PENTAGON 3D)

### 4.2 해석 결과

#### 4.2.1 우물통기초 안정성 검토

기초 상부에서 작용하는 외력이 말뚝으로 연직력이 전달되면서 말뚝 주위부근의 지반반력이 작게 나타나고, 우물통기초의 저면 연직반력이 23(tonf/m<sup>2</sup>)으로 허용지지력(=90tonf/m<sup>2</sup>)이하로 안전하다. 또한, 우물통 기초의 연직변위와 수평변위가 각각 0.60cm과 0.31cm로 모두 허용값 이내로 안정성을 만족한다.

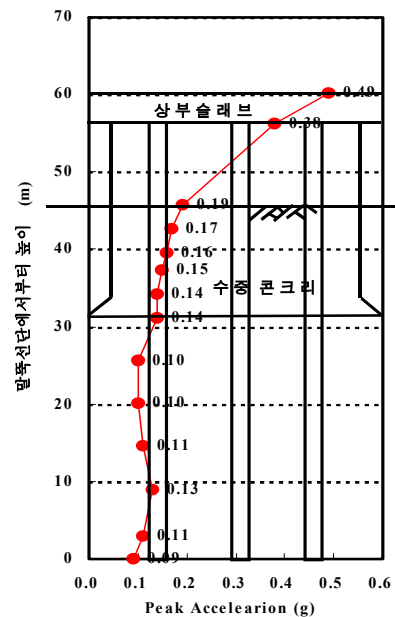


그림 13. 구조물 최대가속도

표 2. 우물통기초 안정성 검토 결과

검토 위치	검토 항목	해석 결과	허용 값	판정
기초 상단	연직변위 (cm)	0.60	2.5	O.K
설계지반면	수평변위 (cm)	0.31	5.0	O.K
기초 저면	연직반력 (tonf/m <sup>2</sup> )	23.0	90.0	O.K

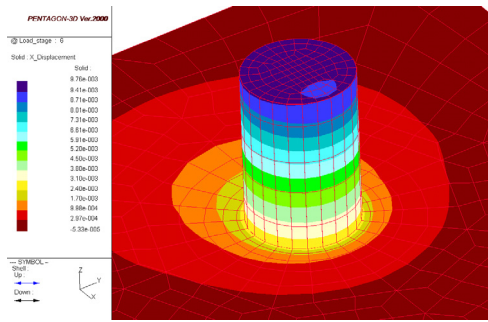


그림 14. 수평변위

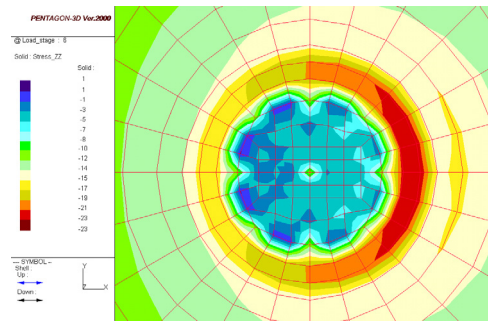


그림 15. 저면 연직반력

#### 4.2.2 말뚝기초 안정성 검토

현장타설말뚝은 연직과 수평 거동에 대해 안정하고, PM상관도 분석결과 부재 단면도 안전한 것으로 판단된다.

표 3. 말뚝기초 안정성 및 단면검토 결과

구분	해석 결과	허용 값	판정
연직변위 (cm)	0.345	1.0	O.K
수평변위 (cm)	0.067	1.5	O.K
축력 (tonf)	779	1,175	O.K

### 5. 결론

이상에서 수행한 2차원 및 3차원 수치해석 결과를 바탕으로 복합기초의 거동을 분석한 결과는 다음과 같다.

첫째, 우물통 기초의 경우 외부 하중에 대해 우물통 부분은 전면저항, 기초저면의 전단저항 및 회전강성으로 저항하므로 지반의 탄성계수가 작은 풍화암에 지지될 경우 연직침하, 수평변위가 크게 발생되나 복합기초(우물통+현장타설말뚝기초)의 경우 기초저면에 시공된 현장타설말뚝의 자체 강성과 주변지반의 저항으로 연직강성 및 회전강성을 증가시켜 기초의 연직 침하 및 수평변위를 감소시켜 기초의 안정성을 증진시키는 역할을 한다. 이로 인해 설계지반면의 우물통 부분에서는 약간의 수평변위가 발생하지만, 그 값은 허용변위 이내이다.

둘째, 우물통이 비록 풍화암에 근입되어 있더라도 구조물과 지반의 접촉면에서 지반반력이 발생하여 말뚝에 전달되는 연직력을 감소시키는 역할을 하여 말뚝의 축방향 안정성을 증진시킨다. 또한, 3차원 수치해석결과 말뚝에 작용하는 최대 연직반력은 2차원 해석결과(1,100tonf)보다 상당히 작게 나타남(779tonf)을 알 수 있는데, 이는 3차원 모델링기법으로 인해 우물통과 현장 타설말뚝의 접촉면을 실제와 가깝게 반영할 수 있기 때문이라 추정된다.

셋째, 현장타설말뚝과 우물통 수중콘크리트부분이 만나는 부분에서 말뚝의 부재력은 커지지만, 말뚝의 단면저항력 이내이므로 안전하며, P-M 상관도에 의한 현장타설말뚝의 부재는 안전한 것으로 나타났다.

넷째, 설계의 간편성을 위하여 우물통부를 풍화암에 일정 깊이만큼 근입시켜 기초의 안정성을 확보하고자 검토하였으나, 기초의 안정성 검토결과 기초가설 위치의 수심 및 지반조건에 따라 다른 거동이 나타나는 것을 확인하였다.

기타 제안 사항으로 수치해석에 의한 거동분석과 실구조물의 거동을 분석하기 위하여 계획된 계층계획에 따라 시공시 및 영구시의 복합기초의 거동을 모니터링한 후 재분석이 요망된다.