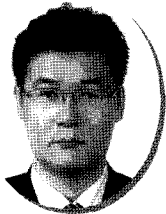


코핑일체형 다주식 단일현장타설말뚝의 설계적용 사례



박 정 훈
(주)삼보기술단 지반사업부 과장
(tn2318@hanmail.net)



오 정 배
(주)삼보기술단 지반사업부 상무



소 중 섭
(주)삼보기술단 지반사업부 부사장



김 동 훈
GS건설(주) 토목기술설계팀 과장

1. 서론

최근 국내외에서 교각의 상부와 하부기초가 일체화된 기초의 설계 및 시공을 하고 있으며, 경량하중을 받는 교각기초의 경우 기초하부에 말뚝캡이 없는 단일현장타설 말뚝으로 대체하는 방법이 연구되고 있으며 일부는 적용되고 있다. 단일현장타설말뚝이란 일반적으로 사용하는 기둥-캡-말뚝의 3가지 요소로 구성되는 기초와는 달리 말뚝캡을 설치하지 않고 말뚝과 기둥을 단일부재로 사용하는 기초를 말한다. 이런 형태의 기초형식이 해상이나 하천에 적용될 경우 기존의 균말뚝에 비해 교각과 기초의 일체화라는 점에서 시공이 간편하고 신속한 시공이 가능하여 공사비 절감에 효과적이다. 본 설계사례의 기초형식은 다주의 단일현장타설말뚝 상부에 단일코핑으로 일체화시켜 하중을 지지하는 기초형식을 말한다. 코핑일체형 다주식 단일현장타설말뚝은 위에서 언급한 바와 같이 단일현장타설말뚝의 장점이 있는 반면 구조상 풍하중, 온도

하중, 충격하중, 지진하중 등의 큰 수평하중을 받아 상당한 수평변위량이 예상되어 횡방향 거동에 관한 정밀 검토가 요구된다. 따라서 본 사례에서는 코핑일체형 다주식 단일현장타설말뚝 기초의 계획과 이론적, 수치해석적 방법을 이용한 안정성 검토 과정을 소개하고자 한다.

2. 기초형식 선정 및 사례 분석

2.1 상부 및 지중조건

상부 교량은 그림 1과 같이 총 연장 1,105m로서, 6개의 주탑과 2개의 접속교로 이루어진 6주탑 7경간 연속 콘크리트 사장교이며 케이블의 인장력, 고정하중 및 활하중을 트러스 구조 시스템인 Strut-Tie 보강형 방식으로 상부 하중을 경량화하였다. 교량기초구간 지중은 연약층, 퇴적층, 풍화토, 풍화암, 연암, 경암 순으로 이루어져 있다. 연

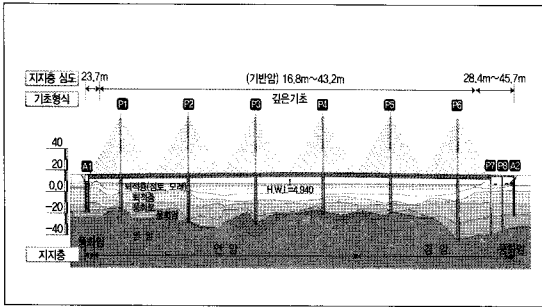
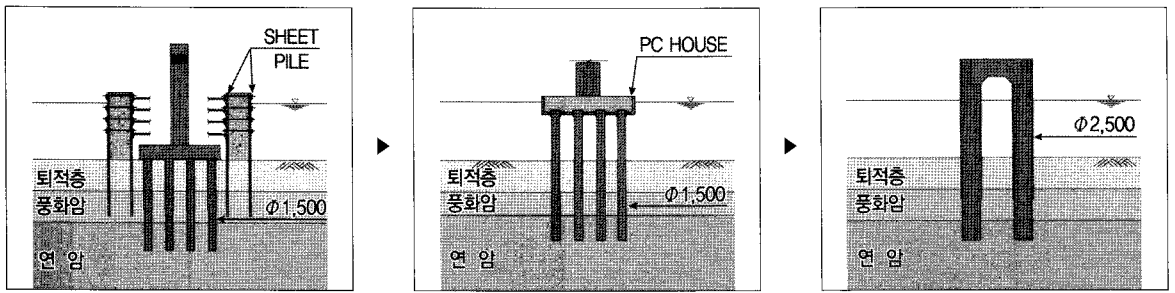


그림 1. 교량 현황 및 기초현황

표 1. 지층분석 결과

구분	퇴적층		풍화도	풍화암	기반암
	실트	모래/자갈			
심도(m)	0.0~7.4	0.0~16.5	6.6~31.0	21.0~30.9	16.6~36.3
N값	1/30~9/30	4/30~46/30	9/30~50/4	50/10~50/2	-
qu(MPa)	-	-	-	-	53~145
TCR/RQD	-	-	-	-	88~100/5~97



(a) 원안설계

(b) PC House+현장타설말뚝

(c) 코핑일체형 다주식 단일현장타설말뚝

그림 2. 기초형식 선정 과정

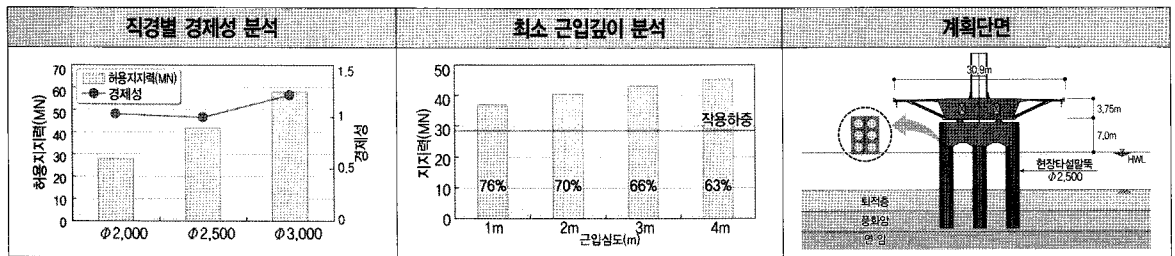


그림 3. 기초 최적화 분석과 계획단면

약층은 모래질 실트(N=1/30~9/30)로 구성되어 있으며 실트질 점토가 함유되어 있다. 기반암은 화강암으로 출현 심도가 16.6~33.0m이고 일축압축강도(qu) 53~145MPa이며 일부구간은 풍화대가 발달되어 있다. 지층분석 결과는 표 1과 같다.

2.2 코핑일체형 현장타설말뚝 기초형식 선정

본 사례에 적용한 기초형식은 하중을 직접 받는 단일 코핑으로 단일현장타설말뚝 6본(本)을 일체화시켜 상부 하중을 지지하는 형식으로 최초설계(그림 2 (a)) 당시 기

초형식은 지중에 푸팅을 설치한 현장타설말뚝(φ1,500, 16本)이고 2중 sheet pile에 의해 가물막이 된 형태로 시공이 복잡하고 가물막이 해체시 하천 오염을 유발할 가능성이 있어 기초형식 선정 방향을 가물막이 배제와 하상시공이 간편성, 하천오염 저감으로 기초형식을 계획하였다.

푸팅설치를 위한 가물막이 공법 적용으로 시공성과 경제성, 환경성에서 취약한 원안설계를 PC House 적용으로 검토하였으나(그림 2 (b)) PC House 제작에 따른 제작장 및 물양장 확장으로 추가공사비가 발생하여 공사비가 절감되고 시공이 간편한 코핑일체형 다주식 단일현장타설말뚝(그림 2 (c))을 최종적으로 계획하였다.

선정된 코펄일체형 다주식 단일현장타설말뚝의 직경별 경제성 분석과 근입깊이 사례조사 및 최소 근입깊이 검토를 통해 말뚝기초의 직경과 암반근입심도를 선정하였다. 직경별 경제성 분석은 $\phi 2,000$ 9본, $\phi 2,500$ 6본, $\phi 3,000$ 5본을 허용지지력과 각 조건별 경제성을 분석하여 선정하였으며, 암반 근입깊이별 허용지지력을 산정과 지층경계에 따른 층의 불확실성을 고려 선정하여 최종 $\phi 2,500$ 6본, 기반암 하부 최소 1.0D(2.5m) 이상 근입으로 계획하였다. 기초의 최적화 분석은 그림 3과 같다.

2.3 사례분석

서론에서 언급한 것과 같이 해외의 경우 상부구조와 하부기초의 일체화된 해석과 설계를 하고 있다. 그 예로 Maybank Highway Bridge(L=2,400), Fairfield Bridge(L=1,200m), Original Route 351 Bridge와 I-64 Bridge, Lyons Bridge(L=1,402m)를 들 수 있으며 그 외에도 105/405 Interchange(미국), I-15/US 95 Interchange(미국), Dornoch Firth Bridge(스코트랜드),

San Francisco Bay Area (미국)의 교량들이 설계사례와 유사한 기초로 시공되었다. 국내의 경우 인천대교를 비롯한 제2돌산대교, 화명대교 등과 같은 장대교량들이 단일 현장타설말뚝으로 시공되고 있다. 인천대교의 경우 말뚝 직경 $\phi 2,400$ 으로 시공되고 있으며, 여수시에 위치한 제2돌산대교는 $\phi 2,500$, 김해시에 위치한 화명대교는 $\phi 2,000$ 으로 시공되고 있다.

3. 교량기초 안전성 검토

3.1 하중지지 특성 분석

본 사례의 현장타설말뚝은 하중지지 특성을 분석하여 말뚝의 암반근입부 적정성 파악을 위해 축방향 하중전이 분석을 실시하였다. 하중전이 분석을 위한 방법으로는 재하시험에 의한 방법, 하중전이법, 탄성론에 의한 탄성고체법, 토압과 변위와의 관계를 이용한 수치해석에 의한 방법이 있다. 하중전이법은 해석과정이 비교적 간단하고

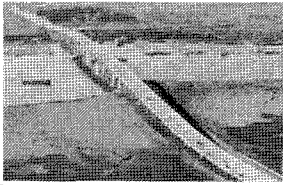
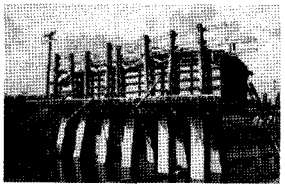
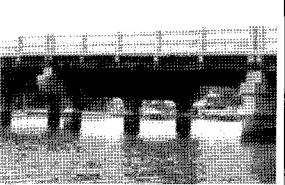
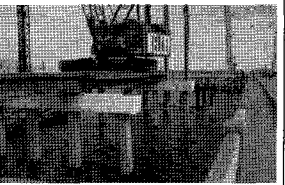
Maybank Highway Bridge	Fairfield Bridge	Original Route 351 Bridge	Lyons Bridge
			
미국, South Carolina 단일현장타설말뚝, 2본	미국, Wilmington □ 20'×20', 12본	미국, Bay County 단일현장타설말뚝, 3본	미국, Florida □ 15'×15', 12본

그림 4. 유사 해외사례

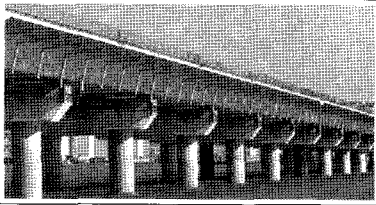
인천대교	제2돌산대교	화명대교
		
인천광역시, 11.7km, $\phi 2,400$	여수시, 744m, $\phi 2,500$	김해시, 1.04km, $\phi 2,000$

그림 5. 유사 국내사례

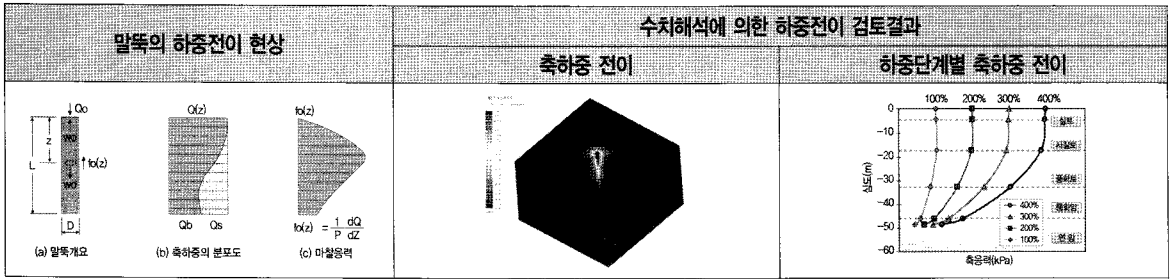


그림 6. 말뚝의 하중전이 현상 및 검토 결과

표 2. 연직지지력 검토시 적용 산정식

구분	Goodman	CFEM	Peck et. al
선단지지력	$Q_a = \left(\frac{1}{5} \sim \frac{1}{8}\right) \cdot q_u \cdot A_p$	$Q_a = \xi_c \cdot k_{sp} \cdot d \cdot A_p$	$Q_a = A_p \cdot q_a (RQD > 10\%)$
주면마찰력	i. 피어지경 > 40cm $f_s = (2.3 \sim 3.0) \cdot \sqrt{fw'}$ ii. 피어지경 < 40cm $f_s = (3.0 \sim 4.0) \cdot \sqrt{fw'}$	i. $q_u < f_c'$ $f_s = P_a \cdot b \cdot (q_u/P_a)^{0.5}$ ii. $q_u > f_c'$ $f_s = 0.05 \cdot f_e' \cdot (f_c' < q_u)$	CFEM 동일

그 원리상 다층지반에 적용이 용이하며 지중조건에 따라 제시된 여러 가지 형태의 하중전이 함수를 이용할 수 있다는 장점이 있으나 지반을 탄소성스프링으로 이상화하여 지반요소간의 상호작용을 무시한 단점이 있으며 제시된 하중전이 함수의 제약조건 때문에 모든 지반조건에 적용하기에는 어려운 문제가 있다. 유한요소 및 유한차분 해석을 이용한 수치해석법은 말뚝과 지반거동을 동시에 고려할 수 있다는 장점이 있으나 지반 정수 및 지반구조물의 경계면의 역학특성에 대한 정확한 평가 선행되어야 어려움이 있다. 본 설계사례에서는 수치해석(Visual FEA 3D)에 의한 방법을 적용하여 하중지지 특성을 파악한 결과 하중전이가 풍화암층과 기반암층에서 대부분 발생하여 암반근입 지지말뚝의 주면마찰력은 토사층에서는 고려하지 않고 풍화암층과 기반암층만 고려하였다.

3.2 이론식에 의한 지지력 산정

1) 연직지지력 및 침하 검토

지반의 축방향 극한압축지지력을 구하는 가장 신뢰도 높은 방법은 설계대상 말뚝에 대한 시험시공을 실시하고 말뚝재하시험을 수행하여 지반지지력의 파괴하중을 확

인하여 소정의 안전율을 적용하여 구하는 것이 바람직하나 계획 및 설계에 있어 시간적 여유가 충분하지 못하여 이론적 산정식에 의해 말뚝의 안전성을 검토하였다.

(1) 연직지지력 검토

산정식은 Goodman, CFEM, Peck et al의 식 중 작은 값과 구조물기초설계기준(2003)에서 제시한 말뚝재료응력을 비교하여 안정성을 검토한 결과 허용지지력 32,753kN/본으로 작용하중 30,837kN/본을 초과하여 안정하게 검토되었다.

(2) 연직침하량 검토

암반소켓 현장타설말뚝의 변위 산정에서는 토사층의 영향을 고려하지 않거나 변위함수로서 흙에 대한 하중전이를 사질토와 점성토 지반에서 침하량 계산에서와 같이 추정할 수도 있다. 본 과업의 기초는 암반에 완전하게 소켓된 현장타설말뚝으로 말뚝의 탄성변형을 포함하는 식 Peil & Turner(1979)과 Rowe and Armitage(1987)를 적용하여 침하량을 산정하였으며 산정결과 최대 침하량 11.1mm로 안정하게 검토되었다.

표 3. 침하량 검토시 적용 산정식

구분	Pell & Turner(1979)	Rowe and Armitage(1987)
산정식	$S_1 = Q \left(\frac{l_s}{r \cdot E_r} + \frac{L_r}{A \cdot E_c} \right)$	$S_1 = \frac{Q \cdot l}{B \cdot E_{(ms)}}$

표 4. 수평방향 안정성 검토방법

지지력		변위	
지반반력법(Chang,1937)	극한평형법(Broms,1965)	선형탄성 해석법	p-y 곡선 비선형 해석방법

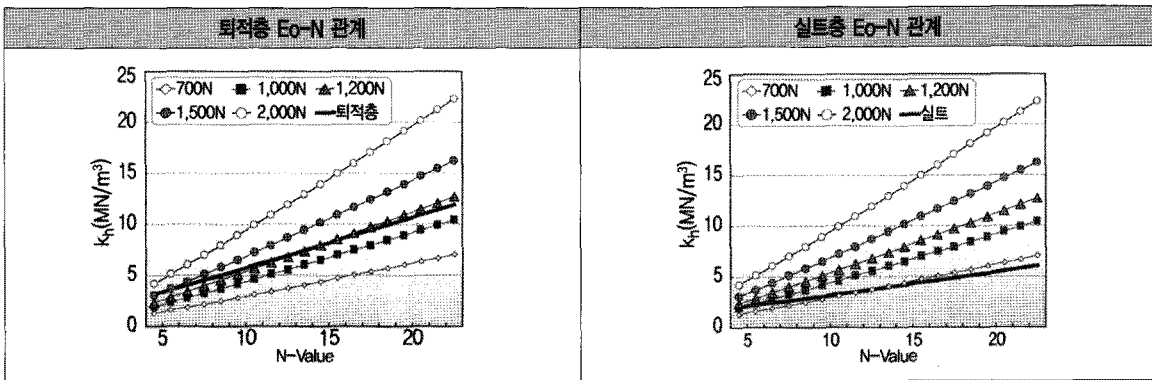


그림 7. 현장시험결과에 따른 EO-N 관계 분석

2) 수평지지력 및 변위 검토

말뚝머리에 작용하는 수평력과 모멘트는 말뚝의 수평 변위를 유발하므로, 이에 대한 적절한 검토가 필요하다. 극한수평지지력 검토는 허용 수평변위량에 근거한 탄성 지반반력법(Chang, 1937)과 극한평형법(Broms, 1965)을 이용하였으며, 변위 검토는 선형탄성 해석법(Chang, 1937)과 p-y 곡선 비선형 해석방법을 이용하여 말뚝의 안전성을 확인하였다.

(1) 수평지지력 검토

수평지반반력계수는 재하시험에 의한 방법이 신뢰성이 높으나 과업당시 재하시험을 실시할 수 없었으므로 현장시험과 흙의 종류별 표준관입시험-공내재하시험 관계로부터 구한 지반변형계수를 이용하여 설계기준과 경험식을 기준으로 수평지반반력계수를 산정하였다.

무리말뚝효과를 고려한 감소계수는 표 5와 같이 여러 문헌에서 제시하고 있으나 본 설계사례의 경우 DIN4014

에서 제시한 방법을 채택하여 감소계수 0.56를 적용하였으며 수평지지력 검토결과 최대 2,519kN/본으로 수평작용하중 1,991kN/본을 초과하여 안정하게 검토되었다.

(2) 수평변위

실제 말뚝기초에 작용하는 하중조합은 3차원적으로 분포하므로 이에 적합한 변위 검토가 필요하여 p-y곡선을 고려한 3차원 수평변위 검토 방법과 허용 수평변위량을 근거로 한 탄성지반반력법(Chang)으로 코핑일체형 다주식 단일현장타설말뚝의 변위를 검토하였다. 탄성지반 반력법(Chang)은 기초저면으로부터 1/β 침도까지의 평균 수평지반반력계수를 적용하여 말뚝두부에 작용하는 하중에 의해 발생하는 탄성변위를 산정하는 방법이며 비선형 해석방법(p-y 곡선)은 수평하중을 받는 말뚝의 지반반력이 수평하중을 받기 전에는 균형적인 응력이 분포되지만 하중을 받게 되면 말뚝의 후면부는 응력이 감소하고 전면부는 응력이 증가하여 이에 따른 p-y 곡선을 작

성 말뚝두부에 작용하는 하중에 의해 발생하는 탄소성변위를 산정하는 방법이다.

본 설계사례에서는 탄성지반 반력법(Chang)으로 외말뚝의 변위를 검토고 비선형 해석방법(p-y 곡선)이 가능한 Group 프로그램을 이용하여 무리말뚝의 변위를 각각 검토한 결과 Group으로 검토시 최대 22.8mm가 발생하여 허용변위(말뚝직경의 1%, 25mm) 이내로 안정하였다.

변위 검토에 대한 결과값은 표 6과 같다.

3.3 지반 비선형을 고려한 기초 안정성 검토

그림 8은 단말뚝 및 군말뚝에 작용하는 수평하중-변위의 관계 그래프이다. 그림처럼 하중규모가 커질수록 선형해석과 비선형해석의 차이가 발생하며 단말뚝보다 군말뚝에서

표 5. 무리말뚝효과를 고려한 감소계수

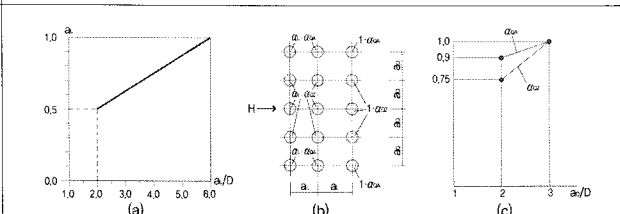
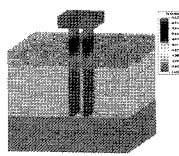
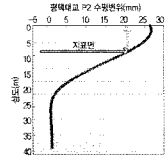
구분	산정방법
도로교설계기준 (2001)	<ul style="list-style-type: none"> 말뚝중심간격이 2.5D이상 : 단말뚝의 수평방향 지반반력계수를 그대로 사용 말뚝중심간격이 2.5D이하 : 수평방향 지반반력계수에 감소계수를 적용하여 군말뚝 고려 $\mu = 1 - 0.2(2.5 - L/D)$, ($L < 2.5D$) 여기서, L : 말뚝 중심간격(m), D : 말뚝지름(m)
구조물기초설계기준 (2003)	<ul style="list-style-type: none"> 하중작용 직각방향에 대해서 말뚝간격이 2.5D이상이면 군말뚝 효과를 고려하지 않음 하중작용방향 중심간격거리가 말뚝 직경 8배인 경우 감소계수 1.0고려(3.0D 이하 0.25)
DIN4014	 <ul style="list-style-type: none"> 하중방향 말뚝간격 6.0D 이상 감소계수 1.0, 2.0D 감소계수 0.56

표 6. 수평변위 검토 결과

위치	Chang	Group	허용변위	판정	대표단면(P2)	
P1	2.3mm	4.6mm	25mm	OK		
P2	11.8mm	21.2mm		OK		
P3	7.3mm	19.5mm		OK		
P4	6.6mm	14.0mm		OK		
P5	13.8mm	22.8mm		OK		
P6	1.9mm	4.8mm		OK		

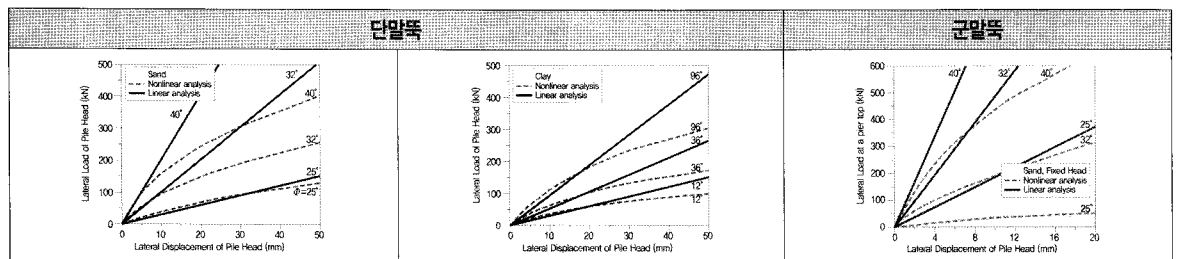


그림 8. 해석방법에 따른 수평하중-변위 관계

선형-비선형 해석간 차이가 크게 발생함을 알 수 있다. 따라서, 균말뚝을 이루는 현장타설말뚝의 변위 검토시 지반의 비선형 특성을 고려한 안정검토가 필요함을 알 수 있다.

1) 비선형 모델의 검토 과정

본 사례에서는 지반 비선형을 고려하는 Group 프로그램 외에 'FB-MultiPier' 해석을 수행하여 하부말뚝기초 침하량 및 수평변위량을 도출함으로써 말뚝기초 안정성을 확인하였다. FB-MultiPier는 미국 플로리다 대학 (University of Florida)에서 처음 개발되어 'The Bridge Software Institute'(BSI)에 의해 지금까지 발전되어온 해석 프로그램으로 균말뚝을 쉽게 모델링 할 수 있으며, 기초구조물과 지반과의 비선형관계를 고려한 분석이 가능하다는 장점이 있다. 그리고 말뚝과 말뚝캡, 교각 구성 요소들의 축방향, 횡방향을 조합한 해석을 할 수 있으며 단면별로 지반-구조물의 상호작용을 모사할 수 있다.

2) 해석적용 비선형 하중전이함수

지반의 비선형성을 고려하기 위하여 O'Neill의 수평 하

중전이 함수(p-y 곡선)를 사용하였으며, 축방향 하중전이 함수(t-z와 q-z곡선)의 경우, McVay의 drilled shaft 모델을 사용하였다.

3) 검토 기준

코핑일체형 다주식 단일현장타설말뚝의 안정성은 3차원 수치해석을 통해 하부말뚝기초의 침하량과 수평변위량을 산정하였으며 표 7과 표 8에 정리한 비와 같이 수평 변위 및 침하 기준을 바탕으로 평가하였다.

4) 검토 결과

코핑일체형 다주식 단일현장타설말뚝의 안정성 해석 결과, 최대 연직하중 하에서 기초가 모두 허용 침하량 기준(25.4mm)를 만족하는 것으로 나타났다. 따라서 수치 해석 결과 실제 작용하중 적용시 발생하는 침하량은 크게 문제가 되지 않을 것으로 판단된다. 또한 최대 수평하중 작용시에도 최대 발생변위는 허용변위 기준(AASHTO : 38mm, 도로교 : 30mm, FHWA : 38mm)을 만족하는 것으로 나타났다.

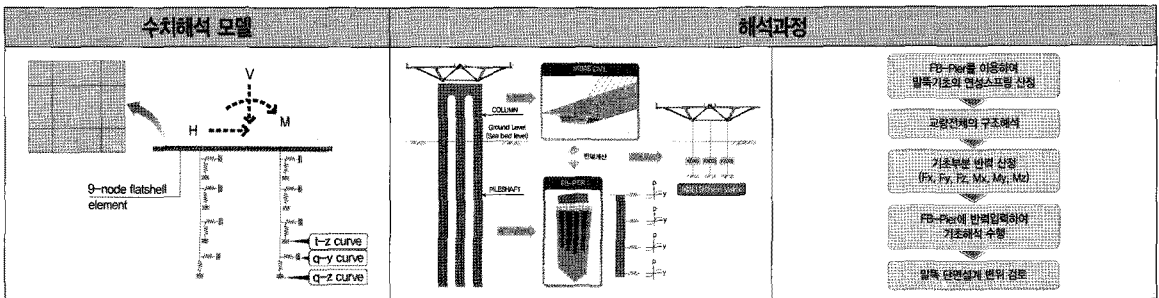


그림 9. 해석방법에 따른 수평하중-변위 관계

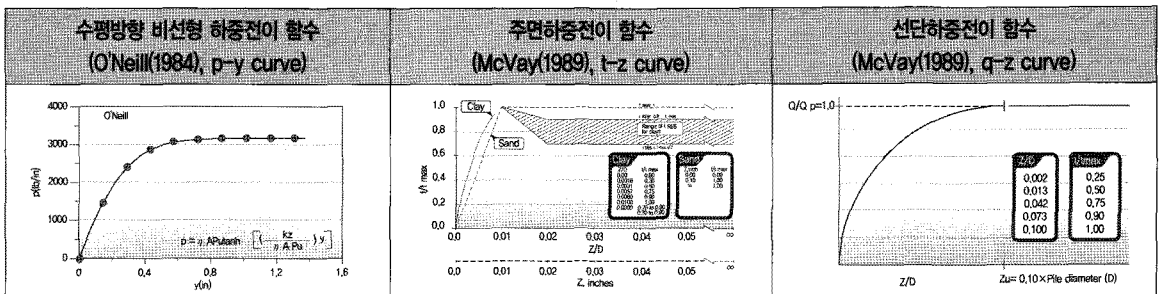


그림 10. 비선형 하중전이함수

표 7. 구조물 침하량 기준

기관명	기준	비고	기관명	기준	비고
독일 DIN 4014 기준	20mm	현장타설말뚝	구 일본 건축학회 기준	25mm	현장타설말뚝
Terzagui/Peck	25.4mm	-	일본 토질학회(1993)	0.1D	-
Touma/Reese(1974)	25.4mm	-	영국 기초공업기준	0.1D	-
중국도로연구원(1974)	40mm	대구경 현장타설말뚝			

표 8. 구조물 변위량 기준

기관명	기준	비고
AASHTO LRFD (1990)	수평변위 38mm초과금지	구조물의 기능, 형태, 수명, 실용성 차원에서 변위한도에 따라 횡방향 기준설정
CFEM 3rd Edition (1992)	-	수평지지력은 3가지 방법에 의해 제한됨, 말뚝 두부 변위에 의해 상부구조의 존립이 가능하여야 함
FHWA-F 99-025 Drilled shafts(1999)	교대 수평변위는 연직 변위보다 구조물 손상에 더큰 영향, 사용성 예측에 의해 1.5in (38mm)보다 작아야 함	-
AASHTO Standard (1996)	Drill shaft의 수평변위 기준은 수평변위를 25mm이하, 연직변위가 작은 경우 수평변위는 50mm이하로 규정	예측변위가 위의 규정 초과시 정밀분석 필요
구조물기초 설계기준 (2003)	-	말뚝머리의 횡방향 변위량이 상부구조에서 정해지는 허용 변위량을 넘어서지 않는 조건을 만족시키는 가장 큰 값

표 9. p-y 곡선을 이용한 해석 결과(FB-Pier)

구분	하중 Case I (Axial)			하중 Case II (Moment-y)			하중 Case II (Moment-z)		
	말뚝두부	지표면	말뚝선단	말뚝두부	지표면	말뚝선단	말뚝두부	지표면	말뚝선단
	침하량(mm)	수평변위(mm)	침하량(mm)	침하량(mm)	수평변위(mm)	침하량(mm)	침하량(mm)	수평변위(mm)	침하량(mm)
P1	8.72	13.5	2.78	7.63	15.8	2.37	7.69	6.44	2.39
P2	9.34	4.06	2.60	8.61	10.3	2.36	8.53	4.57	2.33
P3	8.90	2.37	2.86	8.16	4.43	2.58	8.01	1.51	2.52
P4	8.88	2.27	3.23	8.36	5.91	3.01	7.97	2.33	2.85
P5	7.90	1.79	1.73	7.72	9.38	1.68	7.23	1.96	1.56
P6	10.2	9.94	3.03	8.94	11.5	2.60	8.86	2.02	2.57

i. 수평변위 : AASHTO 38mm, 도로교 30mm, FHWA 38mm

ii. 침하량(mm) : Touma&Reese 25.4mm, 뉴욕시 기준 25.4mm, 일본 토질공학회 0.1D

4. 결론

1) 본 설계사례인 코핑일체형 다주식 단일현장타설말뚝은 하중을 직접 받는 코핑으로 단일현장타설말뚝을 일체화시켜 상부하중을 지지하는 형식으로 간편하고 신속한 시공이 가능하여 공사비 절감에 효과적이다. 반면에 상부에 큰 수평하중을 받아 상당한 수

평변위량이 예상되는 구조이어서 횡방향 거동에 대한 정밀 검토가 요구된다.

2) 본 사례의 계획 및 설계는 이론적 산정식에 의해 기초 안정성을 검토하였고 그 결과 연직허용지력 32,753kN/본으로 작용하중 30,837kN/본과 침하량 11.1mm로 허용침하량(25mm)을 모두 만족하였으며 수평하중에 대한 검토 결과 수평허용지력 2,519kN/

