

대구경 현장타설말뚝의 설계 사례 Design of Large-scale Drilled Shaft

임철오¹⁾ Chul-O Im, 최영석²⁾ Young-Seok Choi, 콧기석³⁾ Ki-Seok Kwak, 장학성⁴⁾ Hak-Sung Jang

¹⁾ 유신코퍼레이션 기초설계팀 차장, Senior Engineer, Yooshin Corporation Engineering

²⁾ 유신코퍼레이션 기초설계팀 차장, Intermediate Engineer, Yooshin Corporation Engineering

³⁾ 한국건설기술연구원 지반연구실 책임연구원, Research Fellow, Geotechnical Engineering Research Division, Korea Institute of Construction Technology

⁴⁾ 유신코퍼레이션 터널부 부서장, Senior Managing Director, Yooshin Corporation Engineering

SYNOPSIS : A lot of long-span marine bridge, which connects land to island or island to island, are being designed and constructed lately in south-west coast in South Korea. In the past, caisson foundations in marine were mainly adopted in construction and stability aspect, however, nowadays with development of pile construction technology, drilled shaft foundations are mainly adopted. As the long span cable stayed bridge and suspension bridge applied with lots of loads are being designed, the scale of pile foundations are getting larger.

As the construction cost of substructure including foundation in marine bridges is too high, the appropriate evaluation of the axial bearing capacity of pile becomes a core factor to decide the construction cost of foundation if the drilled shaft is adopted as foundation type of bridge. The evaluation values of skin friction and end bearing capacity of drilled shaft in weathered rock suggested in south Korea are only to introduce the foreign specifications, and most of them are designed in a kind of hard soil layer.

Also the allowable load of pile section is less than the expected bearing capacity of pile in the soil condition since the allowable capacity of pile is undervalued. Recently in order to improve this factor the bi-axial hydraulic load test of pile was taken, the data of load transfer analysis of pile, unit of skin friction and end bearing capacity are accumulated. In our country, the design of piles are made with ASD, however, LRFD considering service, strength and extreme state was adopted in Incheon Grand Bridge implemented with BTL, and the research to systematize the resistance coefficient appropriate at home country are being progressed.

Keywords : drilled shaft, allowable load of pile section, bi-axial hydraulic load test, ASD, LRFD

1. 서론

남서해안의 육지와 섬 혹은 섬과 섬을 연결하는 해상교량이 다수 계획 시공되고 있다. 과거에는 해상에 건설되는 기초의 형식은 시공성과 안정성을 고려하여 케이슨 기초가 주로 적용되어 왔으나, 최근 말뚝 시공기술이 향상되어 현장타설말뚝 기초형식이 많이 적용되고 있는 추세이다. 또한, 교량의 형식으로 경간장이 긴 사장교와 현수교가 많이 계획되고 있으며 이에 수반하여 하중의 규모도 점차 커지는 경향을 보이고 있다.

해상 교량에 있어 상부구조 대비 하부구조의 공사비 비중은 육상에 놓이는 교량에 비해 상당히 크며, 교량기초형식으로 현장타설말뚝 기초를 적용할 경우 말뚝의 직경과 길이가 기초의 공사비를 결정하는

주요 영향인자가 된다. 그러나, 풍화암에 근입된 현장타설말뚝에 대한 주변마찰력과 선단지지력 평가에 대한 국내 설계기준은 외국 기준을 소개하는 수준이며, 그 적정성에 대한 연구는 아직 미진한 상태이다.

또한, 국내 기준 적용시 지반조건에 의해 평가된 지지력보다 말뚝단면 저항력이 말뚝의 허용 지지력으로 결정되는 경우가 있다. 최근 이러한 점을 개선하고자 양방향 선단유압 말뚝재하시험을 수행하여 현장타설 말뚝의 주변마찰력 및 선단지지력에 대한 자료축적이 이루어지고 있다.

국내에서는 말뚝을 허용응력설계법(ASD)으로 설계하고 있으나, 민자사업으로 추진된 인천대교 건설공사의 경우 사용한계상태와 극한한계상태를 모두 고려할 수 있는 하중저항계수설계법(LRFD)을 적용하였다. 또한, LRFD 설계법 적용을 위한 국내 실정에 부합하는 저항계수 산정을 위한 연구가 현재 진행되고 있다.

본 논문에서는 현장타설말뚝 기초로 설계·시공된 다수의 해상교량을 소개하고, 말뚝단면의 허용축하중 설계기준의 변천과정을 살펴보고, 말뚝재하시험을 통한 현장타설말뚝 허용지지력의 평가방법에 대해 분석하였다. 또한, 기 설계된 현장타설말뚝 기초에 대해 LRFD 통한 재설계를 수행하여 기존의 ASD와 LRFD의 비교를 통해 LRFD의 적용성에 대해 살펴보았다.

2. 국내 장대교량의 주탑기초 현황

해상교량의 주탑기초는 대부분 수심이 깊은 지역에 건설되기 때문에 기초시공을 위한 가물막이의 적용 유무에 따라 기초형식이 결정되기도 한다. 기초형식은 수심과 지지층 심도에 따라 가물막이 형식과 기초형식을 검토하여 시공성 및 경제성의 비교분석을 토대로 기초형식을 결정하게 된다.

일반적으로 케이슨 기초는 지반을 굴착한 후 거푸집으로 사용되는 강재 우물통을 제작하여 기초위치에 침설한 후 구조용 콘크리트를 타설하여 기초를 완성하는 우물통기초 형식이 보편적으로 사용되어 왔다. 장점으로 별도의 가물막이를 사용하지 않음으로써 경제성 확보가 가능하다. 반면에 수심과 지지층 심도가 깊은 경우 잠수부에 의한 기반암 발파작업이 어려워 뉴매틱 케이슨공법을 적용하기도 한다. 최근에는 대규모 현장타설말뚝에 대한 굴착기술과 PC House 등의 수상 거푸집 설치기술이 발전함에 따라 별도의 가물막이가 불필요한 돌출식 현장타설말뚝 기초의 적용이 증가하고 있다.

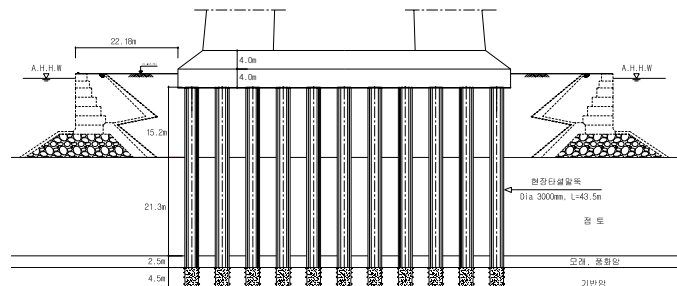
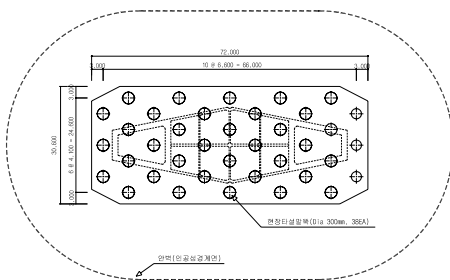
다음 [그림 1~2]는 국내 최장 현수교인 광양대교와 사장교인 인천대교로써, 이 두 교량의 주탑기초는 모두 직경 3,000mm의 현장타설말뚝으로 설계·시공되었다. 특히, 광양대교의 주탑기초는 선박충돌방지공을 위한 인공섬을 축조한 후 육상조건으로 현장타설말뚝을 시공하는 가설방안을 채택하였다.



[그림 1] 광양대교 (L=1,545m)



[그림 2] 인천대교 (L=800m)



[그림 3] 광양대교 주탑기초(East Tower) - 평면도와 단면도

현재까지 국내에서 설계·시공된 주요 현수교와 사장교의 주탑기초 형식과 규모를 정리하면 다음 [표 1]과 같다.

[표 1] 국내 현수교와 사장교의 주탑기초 현황

구 분		주경간장(m)	기초 형식	기초 규모	비 고
현 수 교	남해대교	440	우물통기초	17 × 8 × 22m	1973
	영종대교	300	뉴메딕케이슨	18 × 47 × 43m	2000
	광안대교	500	벨타입기초+현타말뚝	41.4 × 22 × 8m φ2500mm, 30분, L=46m	2002
	소록대교	250	우물통기초	D20m - H27m	2008
	적금대교(적금-영남)	800	우물통기초	D30m - H31m	시공중
	광양대교(여수-광양)	1,545	현장타설말뚝	φ3000mm, 38분, L=44m	시공중
	울산대교	1,150	현장타설말뚝	φ3000mm, 21분, L=30m	설계중
사 장 교	서해대교	470	직접기초	28 × 66 × 33.9m	2000
	삼천포대교	230	우물통기초	28 × 18.5 × 33.3m	2003
	마창대교	400	현장타설말뚝	φ3000mm, 28분, L=50m	2008
	인천대교	800	현장타설말뚝	φ3000mm, 24분, L=55m	2009
	제2돌산대교	230	우물통기초(PY1) 현장타설말뚝(PY2)	D13.5m(2EA) - H20m φ2500mm, 15분, L=55m	시공중
	북항대교	540	현장타설말뚝(PY1) 직접기초(PY2)	φ2500mm, 48분, L=34m 20 × 40 × 3.6m	시공중
	목포대교(고하-죽교)	500	우물통기초	30 × 22 × 35.4m	시공중
	거가대교	475	우물통기초	41 × 20.5 × 30m	시공중

3. 말뚝 재료조건에 의한 허용축하중

3.1 설계 현황분석

현장타설말뚝의 설계는 도로교(철도교)설계기준과 구조물기초설계기준 등에 준하여 실시하고 있다. 이들 설계기준에 의하면 말뚝의 연직지지력은 지반조건에 의한 허용지지력과 말뚝재료의 허용축하중 중 작은 값을 사용하도록 규정하고 있다. 연암에 근입된 현장타설말뚝의 허용지지력은 지반조건에 의한 지지력보다는 말뚝재료의 허용 축하중에 의해 주로 결정되고 있고 있는데, 이는 설계기준에 명시된 말뚝의 주재료인 콘크리트의 허용 압축강도를 너무 보수적으로 평가하기 때문이다. 이로 인해 설계시 암반의 소켓길이를 연장하더라도 말뚝의 지지력을 크게 평가할 수 없음을 의미한다.

[표 2] 지반조건에 의한 지지력과 말뚝재료의 허용축하중의 비교

구 분	말뚝 직경 (mm)	지지층 및 근입심도	지반 지지력 (MN)	재료 축하중 (MN)	설계 비율 (%)	비고
광양대교	3,000	연암 1.5D	64.17	52.06	123	
울산대교	3,000	연암 1.0D	53.68	51.20	105	
마창대교	3,000	연암 2.7D	93.00	64.33	145	재하시험
제2돌산대교	2,500	풍화암 6.0D	16.45	29.11	57	

3.2 설계기준의 변천 과정

구조물기초설계기준(1997)에서는 현장타설말뚝의 허용축하중은 콘크리트 부분만의 허용압축하중을 이용하여 산정하도록 규정하였으나(식 1), 2003년 개정판에서는 콘크리트 부분의 허용압축하중과 더불어 보강철근에 의한 허용압축하중도 추가적으로 고려할 수 있도록 수정되었다.(식 2) 이렇게 개정됨으로써 현장타설말뚝의 설계지지력을 최대 30% 정도 상향 평가할 수 있는 계기를 마련되었다.

$$P_a = \sigma_{ck} A_t \quad \dots\dots\dots \text{식 (1)}$$

$$P_a = \sigma_{ck} A_c + f_a A_{st} \quad \dots\dots\dots \text{식 (2)}$$

여기서, σ_{ck} : 콘크리트의 허용압축응력 (수중콘크리트의 경우 $0.2f_{ck} \leq 500\text{kPa}$)

f_a : 보강철근의 허용압축응력 (항복강도의 40%)

A_t, A_c, A_{st} : 말뚝 전체, 콘크리트 부분, 보강철근 부분의 단면적

도로교설계기준(1996)에서는 휨과 축압축력을 겸해 받는 압축부재의 축하중은 식 (3)과 같이 강도설계법의 규정에 따라 계산한 값(P_n)의 40%를 취하도록 제시하고 있다. 2008년 개정판에서는 구조물기초설계기준(2003)의 콘크리트 허용압축응력을 $0.2f_{ck} (\leq 500\text{kPa})$ 로 규정하여 현장타설말뚝의 단면저항력에 말뚝의 허용지지력이 결정되고 있는 국내의 보수적인 설계 실정을 고려하여 일본 도로교시방서(2002)를 준용, 허용압축응력을 수중콘크리트 설계강도의 27%($0.27f_{ck}$)까지 사용하도록 상향 조정하였다.(표 3)

$$P_a = \phi P_n = \phi \times 0.8(0.85f_{ck} A_c + f_y A_{st}) \quad \dots\dots\dots \text{식 (3)}$$

여기서, ϕ : 감도감소계수 (허용응력설계법 : $\phi=0.4$)

f_{ck} : 콘크리트의 설계강도 (=27MPa)

f_y : 철근의 항복강도 (=400MPa)

[표 3] 수중에서 시공된 현장타설 콘크리트의 허용응력

콘크리트 공칭강도 (MPa)	30	36	40
수중콘크리트 설계강도(f_{ck} , MPa)	24	27	30
허용 압축응력(σ_{ck} , MPa)	6.5	7.5	8.5

이상의 설계기준에 따른 현장타설말뚝의 재료조건에 의한 허용축하중을 비교하기 위하여 말뚝 직경 3000mm, 콘크리트 설계강도 27MPa, 철근비 2%로 가정하여 말뚝재료의 허용축하중을 다음 [표 4]와 같이 산정하였다. 설계기준이 개정되면서 말뚝 재료조건에 의한 허용 축하중은 크게 증가되어 지반조건에 의해 말뚝지지력이 결정될 수 있는 합리적인 설계방향을 제시하고 있다.

[표 4] 각 설계기준에 따른 말뚝재료의 허용축하중

구 분	구조물기초 설계기준 (MN)		도로교설계기준 (MN)	
	1997 (철근무시)	2003 (철근고려)	1996 (ϕP_n)	2008 ($0.27f_{ck}$)
$\phi 3000\text{mm}$, $\rho=2\%$	35.34	53.67	68.89	73.01

4. 재하시험결과를 반영한 말뚝길이 최적화

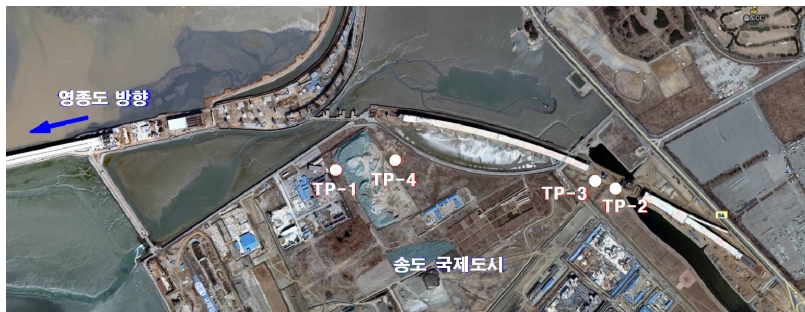
4.1 재하시험 개요

인천대교 송도측 접속도로는 총 4개 공구(2공구~5공구)로 분할되어 직경 1,500~2,500mm의 현장타설 말뚝으로 설계되어 있다. 각 공구의 말뚝 설계지지력을 평가하기 위하여 시험말뚝을 시공한 후 재하시험을 실시하여 암반 근입부의 주면마찰력과 선단지지력을 결정하였다.

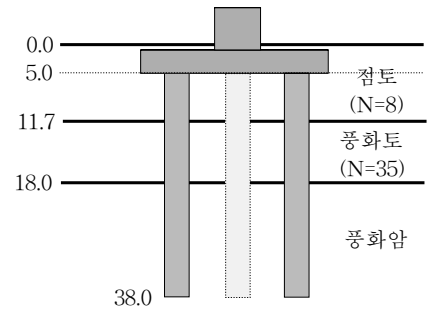
말뚝재하시험은 각 공구의 암반에 대한 강도분석 후 현장에 인접한 송도 매립지에 총 8개소의 위치에서 시추조사와 원위치시험 및 강도시험을 실시하고 각 공구의 설계조건을 반영할 수 있도록 다음 [표 5]와 같이 말뚝의 심도를 결정하였다.

[표 5] 양방향 선단유압재하시험 현황

시험말뚝 번호	시험 대상		직경 (mm)	유압재	
	주면	선단		단수	용량 (ton)
TP-1	풍화암, 연암	연암	2,500	2	8,500
TP-2	풍화암, 연암	연암	2,000	2	5,000
TP-3	풍화암, 연암	보통암	1,500	1	4,500
TP-4	풍화암	풍화암	2,000	2	3,750



[그림 4] 인천대교 접속도로 말뚝재하시험 위치



[그림 5] 점토 단면 (P12)

4.2 실시설계 현황

인천대교 연결도로 3공구 교각 P12는 직경 2000mm 현장타설말뚝 5본으로 시공되었다. 현장타설말뚝은 오실레이터를 이용하여 케이싱을 압입 후 해머그래브와 RCD 장비로 굴착한 후 콘크리트 타설시 케이싱을 인발하였다. 교각 P12가 위치하는 지반조건 및 구조물 계획은 다음 [그림 5]와 같다. 연암층이 상당히 깊게 존재하여 말뚝 선단을 풍화암층에 지지하도록 계획하였다. 2005년 설계시 도로교설계기준에서는 풍화암층에 대한 지지력 산정법이 제시되지 않아 보수적으로 풍화암층을 N=50정도의 조밀한 모래자갈층 또는 모래층으로 판단하였다. 이 경우 단위 극한주면마찰력을 0.2MPa, 단위 선단지지력을 3MPa로 가정하여 상당히 보수적인 설계가 되어 말뚝의 소켓길이가 과대해진다.

기본설계에서는 풍화토와 풍화암을 IGM(Intermediate Geo-Material)으로 판단하여 FHWA(1999)에 제시된 방법으로 주면마찰력과 선단지지력을 평가하였다. FHWA(1999)에 제시된 Cohesionless IGM의 지지력 산정법은 다음 [표 6]과 같다.

[표 6] Resistance in Cohesionless IGM - FHWA(1999)

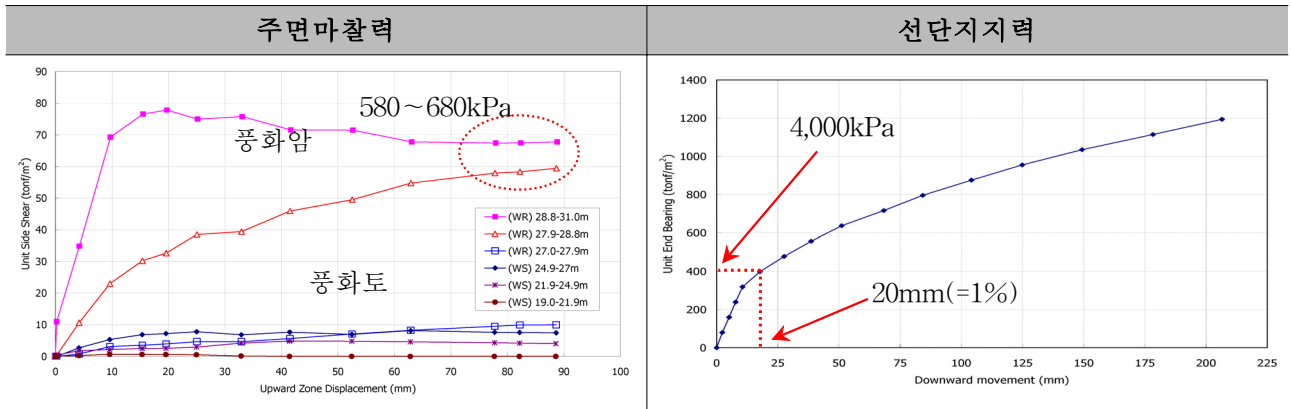
주면마찰력	선단지지력	비고
Sand : $f_s = \beta \sigma'_v$ IGM : $f_s = K_o \sigma'_v \tan \phi'$	$q_p = 0.59 \{ N_{60} (p_a / \sigma'_{vb})^{0.8} \} \cdot \sigma'_{vb}$	σ'_v, σ'_{vb} : 지층중앙과 선단에서의 유효연직응력 $\phi' = \tan^{-1} \{ N_{60} / (12.3 + 20.3 (\sigma'_v / P_a)) \}^{0.34}$ $K_o = (1 - \sin \phi') (0.2 p_a N_{60} / \sigma'_v)^{\sin \phi'}$

4.3 재하시험 결과 분석

4개소에서 실시된 말뚝재하시험에 대해 풍화암층의 주변마찰력과 선단지지력을 분석하였다. 동일한 풍화암에 대해서 말뚝의 위치에 따라 주변마찰력은 다소 차이를 나타내었다. 예를 들면 TP-1에서는 주변마찰력이 600kPa이상이나, TP-2에서는 230~400kPa 정도로 낮은 값을 보이고 있다. 따라서, 4개소의 시험결과에 대해 다소 안전측으로 N=50/5이하이며 코아가 부분적으로 확인되는 풍화암층에 대해서는 극한 주변마찰력을 400kPa, N=50/15~50/5 구간의 풍화암층에 대해서는 기존 도로교 설계기준을 따라 200kPa으로 결정하였다.

선단지지력은 말뚝선단이 풍화암인 TP-4 결과를 이용하여 말뚝직경의 1% 변위가 발휘될 때의 선단 지지력인 4,000kPa을 극한지지력으로 판단하였다.

[표 7] 풍화암구간 말뚝재하시험 결과 (TP-4)



4.4 말뚝길이 최적화

말뚝재하시험 결과 단위 극한주변마찰력(=400kPa)과 단위 극한 선단지지력을 이용하여 말뚝의 허용 지지력을 다음 [표 8]과 같이 재평가하였다. 풍화암 주변마찰력은 IGM에 의한 추정값보다 재하시험결과가 다소 크게 나왔으나, 선단지지력이 훨씬 작아서 전체적인 지지력은 5% 정도 감소하는 것으로 나타났다.(66,746kN→63,391kN) 또한, 풍화암을 IGM으로 고려하지 않고, N>50인 토사지반으로 판단하여 도로교설계기준(2008)에 의하여 지지력을 산정할 경우 주변마찰력을 너무 보수적으로 평가하여 말뚝의 허용 지지력이 과소평가되는 것으로 검토되었다. (재하시험결과 대비 61%)

재하시험 결과에 의거하여 당초 설계지지력 22,249(kN)을 확보하기 위해선 풍화암의 소켓길이를 1.4m 정도 늘려야 하지만, 말뚝의 허용지지력이 말뚝재료의 허용축하중 18,230(kN)에 의해 지배받은 관계로 말뚝 소켓길이를 조정하는 작업은 실시하지 않았다.

[표 8] FHWA방법과 재하시험 결과에 의한 허용지지력 비교

구 분	주변마찰력 (kPa, kN)						선단지지력 (kN)		극한 지지력 (kN)	허용 지지력 (kN)
	점토층		풍화토층		풍화암층		q_p	Q_p		
	f_s	Q_s	f_s	Q_s	f_s	Q_s				
N>50지반	8	3,368	70	2,775	165	19,180	5,000	13,440	38,763	12,921
IGM	8	3,368	70	2,775	344	39,928	7,692	20,676	66,746	22,249
재하시험	8	3,368	70	2,775	400	46,496	4,000	10,752	63,391	21,130

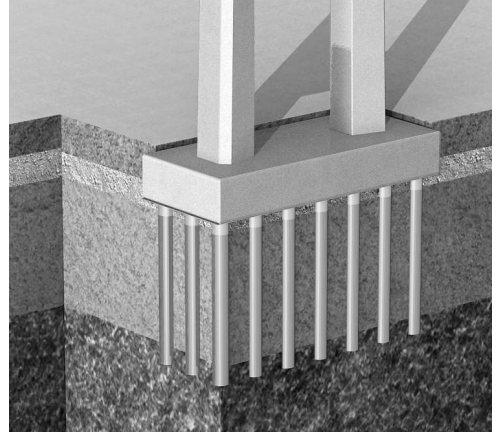
주) N>50인 토사지반의 단위 극한지지력(도로교설계기준, 2008) : $f_s = 3.3N(\leq 165)$, $q_p = 5,000\text{kPa}$

5. LRFD를 통한 말뚝기초의 비교 설계

5.1 설계 조건

울산광역시 태화강을 가로질러 남구와 동구를 연결하는 울산대교는 주경간장 1,150m의 현수교로써, 주탑기초는 직경 3,000mm의 현장타설말뚝으로 계획되었다. 시점측 주탑기초 지역은 지반조건이 양호하여(풍화암과 기반암이 상대적으로 일찍 출현) 현장타설말뚝 21본(=3×7)으로 설계하였고, 종점측 주탑기초는 매우 연약한 점토층이 깊게 존재하여 24본(=3×8)의 말뚝으로 설계하였다.

시점측 주탑기초에 대하여 허용응력설계법(Allowable Stress Design, ASD)으로 수행된 말뚝기초를 LRFD(Load and Resistance Factor Design)로 재수행하여 LRFD의 실제 적용성에 대해 살펴보았다.



[그림 6] 울산대교 전경 및 시점측 주탑기초(East Tower)

5.2 하중조합 변화에 따른 말뚝 설계하중 산정

시점측 주탑기초에 적용된 현장타설말뚝 21본에 대하여 LRFD에 의한 조합하중을 이용하여 말뚝에 발생하는 설계반력을 계산하고, ASD에 의한 계산 결과와 비교하였다. ASD에서는 말뚝의 경우 사용하중 조합에 대해 설계하지만, LRFD에서는 Strength Limit State 하중조합에 대해 말뚝의 연직지지력을 설계한다.

Strength Limit State에서의 5가지 하중조합 중 풍화중이 지배적인 STRENGTH-III 상태에서의 조합하중이 설계하중으로 선정되었으며, 하중조합 상태는 다음 식 (4)과 같다.

$$\text{Load} = 1.25 \times \text{고정하중} + 1.40 \times \text{풍하중} + 1.0 \times \text{마찰하중} + 1.20 \times (\text{온도, 크리프, 건조수축하중}) \dots \text{식 (4)}$$

다음 [표 9]에 제시된 것과 같이 Strength Limit State에 부합되도록 설계하중을 산정하고, 그 설계하중으로 무리말뚝을 해석을 실시하여 말뚝의 설계반력을 평가하였다. LRFD에 의한 설계하중은 기존의 ASD의 사용하중에 비해 1.6~1.8배 정도 증가하여 말뚝에 발생하는 최대 설계반력도 60%정도 증가하는 것으로 검토되었다.

[표 9] 설계하중 및 말뚝 본당 설계반력 (단위 : MN, MN-m)

구 분	교축방향 하중			교축직각방향 하중			설계반력(해석결과)	
	연직력	수평력	모멘트	연직력	수평력	모멘트	교축	교축직각
ASD	563	13	1,050	605	33	4,030	36.81	48.00
LRFD	951	28	1,801	943	58	7,050	62.42	78.48

5.3 설계법에 따른 지지력 산정

본 검토에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝에 대하여 도로교설계기준(2008)에 새로 수록된 하중저항 계수를 적용시키기 위해서 설계기준에 제시된 Carter & Kulhawy 방법(1988)과 FHWA 방법(1999)에 의해 연직지지지력을 평가하였다.

5.3.1 주면마찰력 산정

Carter & Kulhawy(1988) 방법과 FHWA(1999)에 의한 극한주면마찰력 산정법은 다음 [표 10]과 같다. 이 식들은 무결함 암에 적용이 가능하며 절리가 심하게 발달되었거나 풍화된 암반에 대하여 사용될 경우에는 O'Neill et al.,(1996)이 제시한 지지력 감소계수를 적용하여야 한다.

[표 10] 단위 극한주면마찰력 산정식

Carter & Kulhawy (1988)	FHWA (1999)	비 고
$f_{\max} = 1.42p_a(q_u/p_a)^{0.5} \quad f_c \geq q_u$ $f_{\max} = 0.05f_c \quad f_c < q_u$	$f_{\max} = 0.65p_a(q_u/p_a)^{0.5} \quad f_c \geq q_u$ $f_{\max} = 0.65p_a(f_c/p_a)^{0.5} \quad f_c < q_u$	p_a : 대기압(=0.1MPa) q_u : 암반의 일축압축강도 (풍화암=7.8, 연암=41.3MPa) f_c : 콘크리트 설계강도(=27MPa)

암석코아의 탄성계수와 암반의 변형계수에 따른 지지력 감소계수를 풍화암은 0.45, 연암은 0.61로 적용하여 산정한 Carter & Kulhawy와 FHWA에 의한 극한주면마찰력은 다음 식 (5), (6)과 같다.

$$Q_{s1} = f_{\max} \times A_s = 1.42 \times 0.1 \times (7.8/0.1)^{0.5} \times (\pi \times 2.85 \times 23.5) \times 0.45$$

$$+ (0.05 \times 27) \times (\pi \times 2.85 \times 3.0) \times 0.61 = 140.86MN \quad \dots\dots\dots \text{식 (5)}$$

$$Q_{s2} = f_{\max} \times A_s = (0.65 \times 0.1 \times (7.8/0.1)^{0.5}) \times (\pi \times 2.85 \times 23.5) \times 0.45$$

$$+ (0.65 \times 0.1 \times (27/0.1)^{0.5}) \times (\pi \times 2.85 \times 3.0) \times 0.61 = 71.85MN \dots\dots\dots \text{식 (6)}$$

5.3.2 선단지지력 산정

Carter & Kulhawy(1988)는 절리가 발달된 암에 대하여 선단지지력을 다음 [표 11]과 제안하였다. 본 과업지반의 기반암은 사암이며 풍화상태는 보통이므로, 암분류에 따른 지지력 계수는 $s=10E-4$, $m=0.3$ 으로 평가하였다. 또한, FHWA(1999)에서는 퇴적에 의해 절리가 발생되었거나 절리의 대부분이 수평인 경우, 선단지지력을 다음 [표 11]과 같이 산정한다. 이 때 무차원 지지력 계수(K_{sp}) 산정시 불연속면의 간격과 폭은 각각 5mm, 0.05mm로 판단하였다.

[표 11] 단위 극한선단지지력 산정식

Carter & Kulhawy (1988)	FHWA (1999)	비 고
$q_p = (s^{0.5} + (ms^{0.5} + s)^{0.5}) \times q_u$	$q_p = 3K_{sp}\Theta q_u$	K_{sp} : 무차원 지지력 계수 $= (3 + s_d/D) / (10 \sqrt{1 + 300(t_d/s_d)})$ Θ : 무차원 깊이계수 (=1.42)

Carter & Kulhawy(1988)와 FHWA(1999)에 의한 극한선단지지력은 다음 식 (7), (8)과 같다.

$$Q_{p1} = \{0.01 + (0.3 \times 0.01 + 10^{-4})^{0.5}\} \times 122.8 \times \pi/4 \times 2.85^2 = 51.45MN \quad \dots\dots\dots \text{식 (7)}$$

$$Q_{p2} = q_p A_p = 3 \times 0.15 \times 1.42 \times 122.8 \times (\pi/4 \times 2.85^2) = 500.59MN \quad \dots\dots\dots \text{식 (8)}$$

5.3.3 극한지지력 및 허용지지력, 공칭저항력 산정

앞 절에서 산정한 주변마찰력과 선단지지력에 의한 극한지지력을 안전율($F_s=3$)과 도로교설계기준(2008)에 제시된 저항계수($\phi=0.54$ 또는 0.16)를 적용하여 결정한 허용지지력 및 공칭저항력은 다음 [표 12]와 같다. Carter & Kulhawy방법과 FHWA방법에 의한 극한지지력을 동일한 안전율로 나눌 경우 허용지지력은 3배 정도 차이가 나타나지만, 이 둘 공식의 신뢰성을 고려한 저항계수를 반영한 공칭저항력은 거의 비슷하게 나타나 LRFD에 의한 말뚝의 공칭저항력이 신뢰성이 높다고 판단할 수 있다.

[표 12] 허용지지력 및 공칭저항력

구 분	극한지지력 (MN)			저항력 (MN)	
	주변마찰력	선단지지력	전체	허용지지력	공칭저항력
Carter & Kulhawy ($\phi=0.54$)	140.86	51.45	192.31	64.10	103.85
FHWA ($\phi=0.16$)	71.85	500.59	572.44	190.81	91.59

5.4 결과 비교

LRFD의 경우 하중계수 적용에 따라 말뚝에 작용하는 설계반력이 증가하지만, 그에 상응하는 저항력도 증가하여 전체적인 설계비율은 ASD와 거의 같거나 조금 감소하는 것으로 나타났다. 또한, ASD가 기반조건에 의한 지지력보다 말뚝단면의 허용축하중에 지배받는 대신 LRFD는 기반조건에 의한 지지력에 지배받아 말뚝단면을 효율적으로 사용할 수 있는 것으로 검토되었다.

[표 13] 설계반력 및 지지력 비교

구 분	설계반력 (MN)	지지력 (MN)				설계비율 (%)
		C&Kulhawy	FHWA	말뚝 축하중	저항력	
ASD	48.00	64.10	190.81	51.20	51.20	93.8
LRFD	78.48	103.85	91.59	108.26	91.59	85.7

6. 결론

장대교량의 필요와 말뚝의 시공능력 향상으로 대구경 현장타설말뚝의 사용이 증가되고 있으며, 말뚝 재료의 허용 축하중 기준이 상향조정되고, 양방향 선단유압잭을 이용한 말뚝재하시험이 다수 시행되고 있다. 양방향 말뚝재하시험을 통하여 하중전이 매커니즘을 분석할 수 있고, 설계시 추정한 연직지지력에 대한 신뢰성을 확보할 수 있으며, 필요시 말뚝소켓길이를 조정함으로써 합리적인 연직지지력 평가로 경제적인 말뚝설계가 가능하게 되었다.

또한, 최근 국내 적용성이 검토되고 있는 LRFD 설계법에 따라 현장타설말뚝의 지지력을 평가하고 국내 설계기준에 의한 지지력 산정 결과와 비교함으로써 합리적인 지지력 평가를 실시할 것을 제안하는 바이다. 더불어 LRFD설계법을 따르기 위한 각 계수(하중계수와 저항계수)에 대한 지속적인 연구가 필요할 것으로 사료된다.

참고문헌

1. 도로교설계기준 해설, 2008, 대한토목학회 · 교량설계핵심기술연구단
2. 구조물 기초설계기준 해설, 2003, (사)한국지반공학회
3. AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATION, 2007
4. 인천대교 및 연결도로 말뚝 재하시험결과 분석보고서