

대수심 대형 복합기초에서 설계기법에 따른 대구경 현장타설말뚝의 거동 분석 연구

A Study on Behavior Analysis of Large-diameter Drilled Shaft by Design Methods in Deep Water Depth Composite Foundation

한 유 식¹⁾ · 최 용 규[†]

Yushik Han · Yongkyu Choi

Received: March 27th, 2014; Revised: April 8th, 2014; Accepted: September 16th, 2014

ABSTRACT : In the long span bridge construction, construction cost portion of large scale marine foundation is about 40% (KICTEP, 2007). In this study, designs for deep water depth large composite foundation of a super long span cable-stayed girder bridge of prototype were performed by three design methods (ASD, LRFD, Eurocode) and the behaviors of a large diameter drilled shaft were analyzed and the 3D numerical analysis was performed. As a result, the soft rock socket lengths in allowable stress design estimation method were the longest. The soft rock socket lengths estimated by the design approach 2 among Eurocode and the LRFD were similar. The longer the socket length socketed in the soft rock was, the smaller the axial force acting on a large-diameter drilled shaft head was and the smaller the settlement of drilled shaft was.

Keywords : Super long span cable-stayed girder bridge, Deep water depth large composite foundation, Allowable stress design, Load and resistance factor design, Eurocode design, Soft rock socket length, A large diameter drilled shaft

요 지 : 장대교량의 공사비에서 대형 해상기초가 차지하는 비중은 약 40% 수준이다(KICTEP, 2007). 본 연구에서는 가상의 초장대 사장교에서 대수심 대형 복합기초에 대하여 3가지 설계법(허용응력 설계, LRFD 설계, 유로코드 설계)으로 설계검토를 실시하였고, 3차원 유한요소 해석을 통하여 대구경 현장타설말뚝의 거동에 관한 연구를 수행하였다. 그 결과, 허용응력 설계에서 추정된 방법이 연암 소켓길이가 가장 길었다. LRFD와 유로코드 설계법 2에 의해 계산된 연암소켓 길이는 유사하였다. 대구경 현장타설말뚝의 연암소켓길이가 길어짐에 따라 대구경 현장타설말뚝 두부에 작용하는 축력은 작아졌으며 현장타설말뚝의 침하량도 작아졌다.

주요어 : 초장대 사장교, 대수심대형복합기초, 허용응력설계, LRFD, 유로코드 설계, 연암소켓길이, 대구경 현장타설말뚝

1. 서 론

현재 국내에서 대형 기초구조물 설계 시 사용하고 있는 허용응력설계법은 하중과 지반의 불확실성을 고려하지 못하고 경험적 계수인 안전율을 적용함으로써 경제적이고 효율적인 설계가 불가능하다는 단점을 가지고 있다. 이에 반하여 한계상태설계법은 안전을 대신에 파괴확률 또는 신뢰도지수를 이용하여 구조물 안전도를 정량적으로 평가함으로써 일관되고 체계적이며 합리적인 설계가 가능하다.

토목 및 건축구조물의 설계에 있어 한계상태설계법은 세계적인 추세이며, 전 세계적으로 주로 사용하고 있는 한계상태설계기준은 유럽 위주의 유로코드와 북미 중심의 하중저항계수설계법(LRFD)이다. 구조신뢰성이론이 발표된 이

후(Freudenthal, 1947; Pugsley, 1955), 신뢰성에 기반을 둔 구조물설계 기준에 관한 연구가 활발히 진행되었으며, 한계상태설계법은 지난 50여 년 동안의 많은 연구 성과를 바탕으로 실제 구조물설계에 적용되어 구조공학분야에서 설계기준으로 광범위하게 적용되고 있다. 하지만 동북아 국가들에서는 유럽이나 북미에 비해 아직까지 이에 대한 대비가 절실히 필요한 상황이다(Korea Geotechnical Society, 2002). 국내에서는 2012년 1월 한계상태 설계법을 도로교설계기준으로 제정하였으며, 2015년 1월부터 실무에서 시행하도록 예정되어 있다. 이를 위해서 기존의 허용응력설계법과 한계상태설계법을 비교·분석하여 대형 기초구조물의 합리적인 설계가 가능한 검토가 필요하다. 따라서 본 논문에서는 초장대 사장교의 대수심 대형 복합기초에 대하여 3가지 설계

1) Department of Civil Engineering, Kyungshin University

† Department of Civil Engineering, Kyungshin University (Corresponding Author : ykchoi@ks.ac.kr)

법(허용응력 설계법, LRFD, 유로코드 설계법)으로 설계를 수행하고, 각각의 설계법에 대해서 비교·분석하였다.

2. 초장대 사장교 및 대수심 복합기초의 대상사례 및 현장조건 검토

초장대교량 사업단의 연구결과로 제시되어 있는 프로토타입 사장교(Seoyeong Engineering, 2012)의 주요 제원은 다음과 같다. 중앙경간장이 1,200m이며, 고주탑은 A형 콘크리트 형식이고, 높이는 283.5m이다. 또한 교량폭은 24.8m이며 차로수는 왕복 4차로이고 설계차로수는 6차로이며 상판 형식은 3경간 연속 강바닥판 박스거더이다(Fig. 1 참조). 초장대교량에서는 사용차로 이외에 예비차로를 1개씩 두어 사고차량의 대피 및 구난에 대비할 수 있도록 하고 있어 설계차로수는 6차로가 된다.

초장대 사장교 고주탑 복합기초의 설계를 위하여 상부구조의 하중규모 및 설치 대상지역의 지반조건을 가정하였으며, 세부 사항은 다음과 같다.

- (1) 초장대 사장교에 작용하는 설계하중은 고정하중(D), 활하중(L), 풍하중(WS), 온도하중(T)을 고려하였다(Seoyeong Engineering, 2012).
- (2) 지반조건은 인천대교 현장의 서측 주탑부의 대표적인 지반조건과 동일한 것으로 가정하였다.
- (3) 대수심에서 세굴에 대한 안정성이 확보되어야 하며, 세굴방지 대책으로 연약지반을 사석으로 치환하는 공법을 적용하였다.
- (4) 복합기초의 설치 수심은 50m로 가정하였고, 파랑조건은 인천지역을 목표지역으로 가정하였다. 여기서 유의 파고($H_{1/3}$)는 3.9m, 주기(T)는 15.08sec, 최대유속(V)은 0.8m/s를 적용하였다. 파랑에 의한 설계파압은 Goda에 의해 제안된 직립벽에 작용하는 파력공식(Goda, 1973)으로 산정하였으며, 유수압은 AASHTO(2007) 및 도

로설계기준(KSCE & KBDERC, 2008)에 의한 방법으로 계산하여 이 중 큰 값을 채택하였다.

- (5) 인천대교 접속도로 현장의 연암층(심도 22~40m)에서의 15개 지반조사 자료에 대하여 통계 분석하였다. 분석 결과 일축압축강도의 평균은 21,754MPa, 표준편차는 8,208이고, RQD의 평균은 31.1, 표준편차는 16.4로 나타났다.

3. 대형 복합기초의 유한요소 해석

본 논문에서는 Midas GTS(Midas GTS, 2011a; 2011b)을 사용하여 대형 복합기초의 거동에 관한 해석을 실시하였다. 유한요소 해석은 시공단계별로 수행하였고, 시공단계는 3단계로 구분하였으며, 누적모델 개념을 적용하였다. 단계 1에서는 원지반 조건의 초기응력 상태를 재현하였고, 단계 2에서 발생한 복합기초 시공에 의한 변화 및 하중이력이 단계 3의 해석 결과에 영향을 미치게 된다. 지반의 구성모델은 탄성영역에서 선형탄성 모델을 적용하였고, 소성 항복영역에서는 Mohr-Coulomb 모델을 적용하였으며, 말뚝은 인장 및 압축, 전단, 굽힘, 비틀림 등의 거동에 대한 강성을 갖도록 직경 3m 단면의 빔 요소로 분할하여 선형탄성 모델을 적용하였다. 지반 모델에서는 원래 반 무한체인 해석영역을 복합기초 주변으로 한정시키기 때문에 복합기초 시공으로 인한 변위나 응력의 변화가 거의 없는 위치까지 해석 경계를 정의하여, 지반 전체요소의 회전이나 이동과 같은 거동이 발생하지 않도록 경계를 결정하였다. 좌우경계에 위치한 절점에 대해서 X, Y 방향 자유도를 구속하였고, 바닥 경계에 위치한 절점에 대해서는 Z방향 자유도를 구속하였으며, 말뚝두부에서는 Z방향의 회전에 대하여 자유도를 구속하였는데, 이를 통하여 말뚝두부의 구속조건을 모사하는 것으로 하였다(Fig. 2 참조).

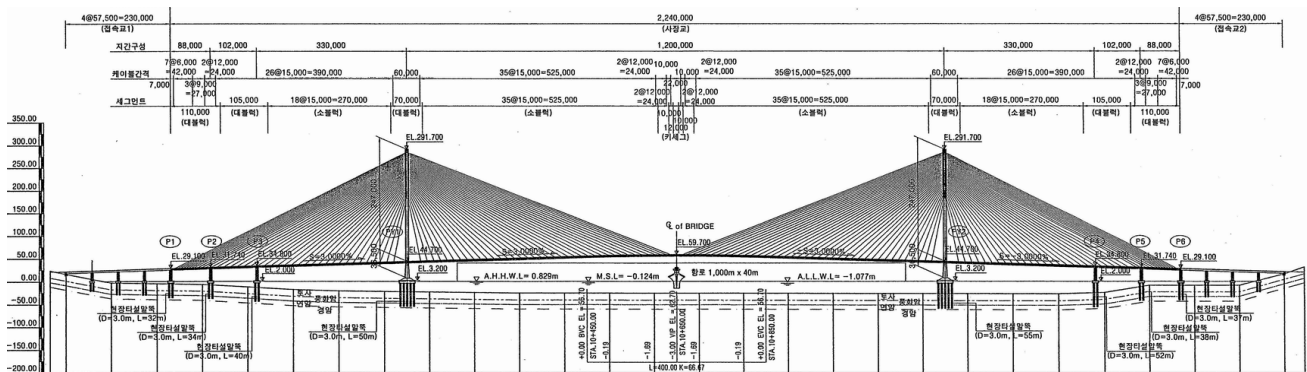


Fig. 1. Prototype-designed super long span bridge (Seoyeong Engineering, 2012)

4. 허용응력설계를 통한 지중 대구경 현장타설말뚝의 거동 분석

4.1 안정성 검토

허용응력 설계법은 구조물에 설계하중이 작용할 때 발생하는 실제 응력이 선형탄성이론에 의해 계산한 재료 및 지반의 지지력에 적당한 안전율을 고려하여 구한 허용응력 이 내가 되게 하는 설계법으로 탄성설계법이라고도 한다. 탄성 해석에서 작용하중에 의한 부재의 거동에서는 중첩의 원리가 성립되므로, 구조체에 따라 예상되는 설계하중들을 여러 경우별로 적용시키고, 그 결과들을 조합하여 가장 불리한 하중조건(즉 축력이 가장 큰 하중조건)에서 구한 응력상태가 허용응력을 넘지 않도록 부재단면을 결정하는 방법이다. 즉 부재응력이 재료강도에 안전율을 적용하여 산정한 허용응력 이하가 되도록 부재단면 및 말뚝기초의 지지력을 산정하여야 하며, 다음과 같이 나타낼 수 있다.

부재응력(사용하중에서 가장 불리한 상태) ≤ 허용응력(안전율×재료강도)

본 연구의 대상인 초장대 사장교 고주탑을 지지하는 대심도 대형 복합기초(Fig. 3 참조)는 대수심 대형 수중기초와 직경 3m의 현장타설말뚝(5개 × 5개)을 결합한 형식이다. 이 구조물의 안정성 검토를 위해 도로교설계기준(Korean

Society of Civil Engineers, 2008)에서 규정된 하중조합을 고려하였고, Midas GTS를 이용하여 3차원 유한요소해석을 실시하였다. 유한요소해석 결과로부터 가장 불리한 하중조건에서 대구경 현장타설말뚝에 작용하는 최대 축력의 분포도를 연암층에 관입된 길이에 따라 Fig. 4에 도시하였다. 이 그림에서 보는 바와 같이 말뚝 두부에 작용하는 최대 축력은 연암층의 소켓길이 5m에서 83.6MN, 소켓길이 9m에서 79.6MN, 소켓길이 15m에서 76.1MN이었다. 따라서 연암층의 소켓길이가 길어질수록 말뚝부두에 작용하는 최대축력은 작아지는 것을 알 수 있었다.

지반의 허용지지력을 산정하기 위하여 3가지 경험식 즉 CFEM(Canadian Geotechnical Society, 2006), 한국도로공사 기준 방법(Korea Highway Corporation, 2002) 및 구조물기초 설계기준 방법(Korea Geotechnical Society, 2009)을 이용하였으며, 각각의 방법으로 단위면적당 극한선단지지력과 극한주면마찰력을 산정하여 안전율 3을 적용하여 허용지지력을 결정하였다(Table 1 참조). 대구경 현장타설말뚝의 지지력을 만족하기 위하여 연암에 소켓된 말뚝길이는 CFEM 방법, 한국도로공사기준 방법 및 구조물기초설계기준에서 각각 5m, 9m 및 15m 이상이 되어야 하는 것으로 나타났다.

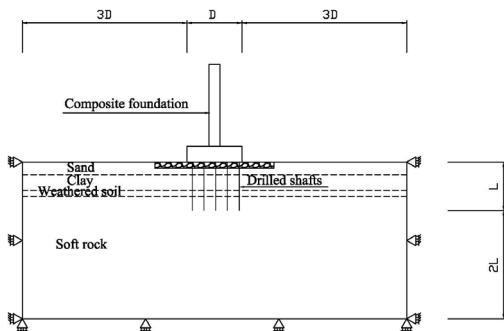


Fig. 2. Far-field boundaries

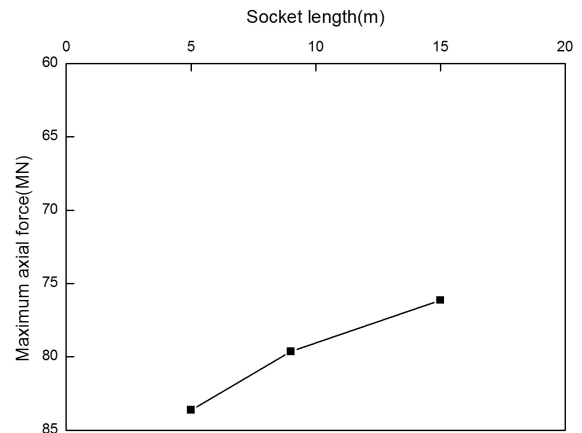


Fig. 4. Distribution of maximum axial forces applied on the top of a drilled shaft according to the pile length in allowable stress design

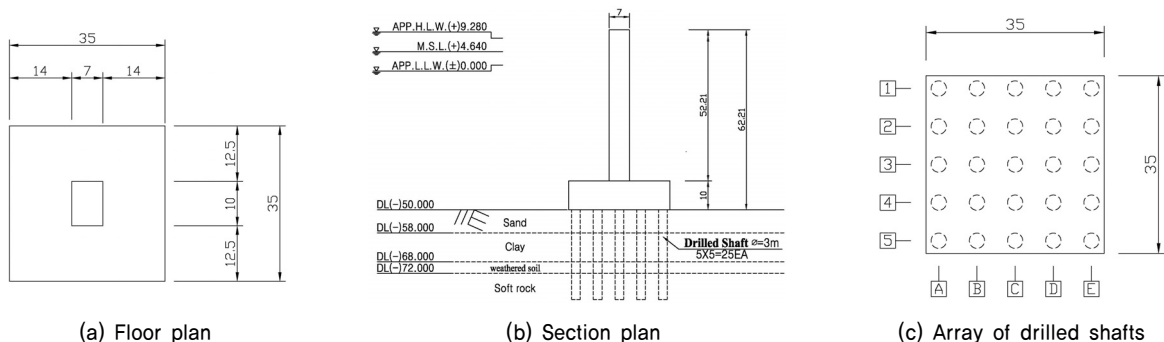


Fig. 3. Outline of a deep water depth composite foundation supporting the high rise pylon of a super long span bridge (unit : m)

Table 1. The calculated allowable bearing capacity of a 3 m diameter drilled shaft in ASD

L_s (m)	Method	Ultimate end bearing capacity (MN)	Ultimate shaft resistance (MN)	Allowable bearing capacity (MN)
5	CFEM	177.1	93.7	90.3
	KHCC	79.3		57.7
	SFDC	83.3		45.2
9	CFEM	235.6	168.7	134.7
	KHCC	79.3		82.7
	SFDC	83.3		59.1
15	CFEM	312.3	281.1	197.8
	KHCC	79.3		120.2
	SFDC	83.3		80.0

Remark : L_s = Socket length of drilled shaft (m)
 CFEM = Canadian Foundation Engineering Manual
 KHCC = Korea Highway Corporation Criteria
 SFDC = Structural Foundation Design Criteria

4.2 사용성 검토

사용성 검토에서는 사용하중(기본하중 조합)에 대해 유해한 침하 및 경사가 생기지 않도록 검토하였다. 기본하중조합은 ‘주하중+주하중에 상당하는 특수하중’으로 하였으며, 이때 증가계수는 적용하지 않았다. 유한요소해석을 통하여 기본하중 조합에 대해 기초의 변위를 해석하였다. 해석 결과, 연암층의 소켓길이가 5m에서 현장타설말뚝 두부에서의 최대수평변위는 X방향으로 +27.3mm, Y방향으로 -22.8mm, 침하량은 19.4mm이며, 소켓길이 9m에서 현장타설말뚝 두부의 최대수평변위는 X방향으로 +28mm, Y방향으로 -23.3mm, 침하량은 18.3mm이고, 소켓길이 15m에서 현장타설말뚝 두부의 최대수평변위는 X방향으로 +29.1mm, Y방향으로 -24.4mm, 침하량은 17.3mm로 나타났다(Fig. 5 참조). 이러한 해석결과로부터 대구경 현장타설말뚝의 연암층 소켓길이가 길어질수록 침하량은 감소한다는 사실을 알 수 있다. 말뚝의 허용침하량은 상부 구조물에 영향을 미치지 않는 범위에서 관리되어야 하며, 지금까지 국내 교량에 대한 형식별 부등침하량 기준은 부재한 상태이다(Korea Highway Corporation, 2002). AASHTO(1998)에서는 허용침하량을 비점착성 지반인 경우, 말뚝직경의 0.1~1.0%로 제안하고 있으며, 허용수평변위는 38mm를 제안하고 있기 때문에 본 연구에서 산정된 현장타설말뚝의 변위는 이러한 허용범위를 만족하는 것으로 나타났다.

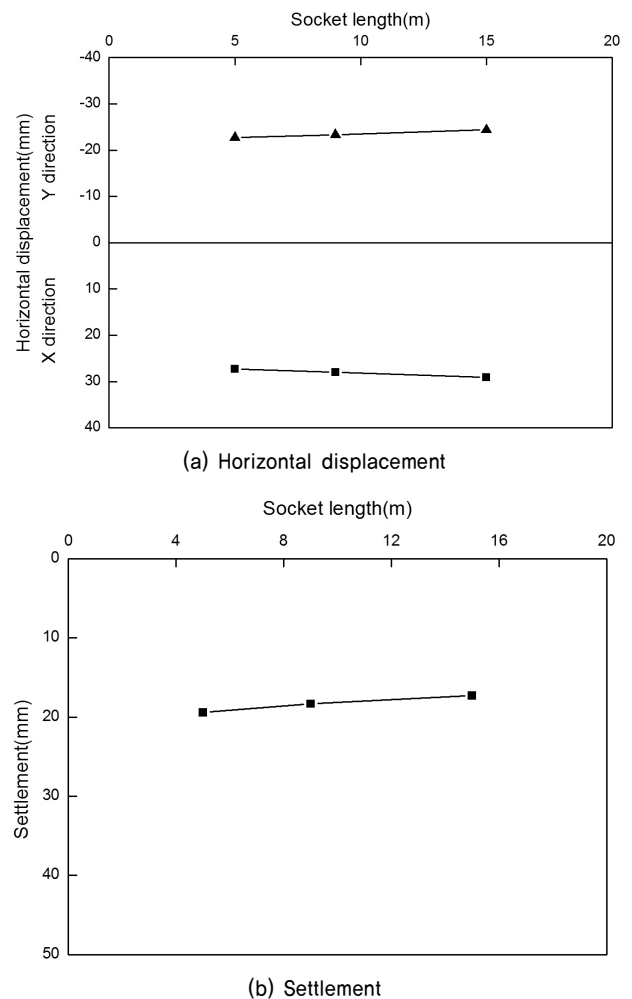


Fig. 5. Pile displacements according to change of socket length in allowable stress design

5. LRFD 설계를 통한 지중 대구경 현장타설말뚝의 거동 분석

5.1 하중조합 및 증가계수

하중-저항계수설계법(Load and Resistance Factor Design)

에서는 하중 및 저항관련 안전계수인 설계안전율을 종래의 설계법에서와 같이 주로 오랜 기간의 경험에만 의존하여 확정적으로 결정하지 않고, 하중과 저항에 관련된 모든 불확실성을 확률 통계적으로 처리하는 구조 신뢰성이론에 기초

하여 결정하게 된다. 따라서 이 방법은 일관성 있는 적정 수준의 안전율을 확보할 수 있기 때문에 구조물의 신뢰도를 높일 수 있는 보다 합리적이고 새로운 설계법이라 할 수 있다. LRFD의 기본 관계식은 Eq. (1)과 같다.

$$\phi R_n = \sum \gamma_i Q_i \quad (1)$$

외부하중의 변화를 반영하기 위해 도로교설계기준(Korea Society Civil Engineers, 2012)에서는 Table 2와 같은 하중 조합을 통하여 여러 상황에 대해서 검토가 가능하도록 극한 한계상태를 규정하고 있으며, 외부하중의 불확실성에 대해서는 Table 2의 하중계수(γ_i)를 고려하여 외부하중을 정량화하고 있다. 고정하중(D)에 대한 하중계수(γ_p)는 하중조합 1~4에서 1.25, 하중조합 5에서 1.50이고, 온도하중(T)에 대한 하중계수로 1.0을 적용하며, 활하중(L), 파압(WA) 및 풍화중(WS)에 대한 하중계수는 Table 2에 제시되어 있다.

5.2 안정성 검토

말뚝재료의 허용하중은 충분히 안전한 것으로 가정하였으며, 지반의 경우 3가지 경험식에 의해 극한지지력을 산정한 후 AASHTO(2007)에서 제안한 저항계수를 곱하여 한계상태의 허용지지력을 산정하였다. 본 연구에서는 대수심 대형 복합기초의 극한한계상태 하중조합에 대하여 유한요소해석을 실시하였다. Fig. 6은 가장 불리한 조건에서 말뚝에 작용하는 최대축력의 분포를 연암층의 소켓길이에 대하여 도시하고 있

다. 이 그림에서 대구경 현장타설말뚝의 두부에 작용하는 최대 축력은 연암층 소켓길이 3m, 6m 및 10m에서 각각 81.0MN, 78.5MN, 76.8MN이었다. 그러므로 대구경 현장타설말뚝의 연암층 소켓길이가 길어질수록 말뚝부두에 작용하는 최대 축력은 작아진다는 사실을 알 수 있다.

또한 본 연구에서는 기존 구조물의 신뢰도지수, 경제성 등을 고려하여 목표신뢰도지수(β_T)를 설정하고, 구조물의 종류나 형식과 관계없이 균일한 신뢰수준을 확보하였다. AASHTO(2007)에서는 설계수명 75년을 기준으로 파괴확률(PF)을 2×10^{-4} 로 하고, 목표신뢰도지수(β_T)를 3.5로 설정하였다. 재료강도나 지반 지지력과 같은 저항력의 설계값은 해석이나 시험으로 구한 공칭저항력에 저항계수를 곱하여 산정하게 되는데 저항계수는 한계상태별로 정해진 하중계수와 목표신뢰도지수(β_T), 강도 및 지지력에 대한 기존 통계자료 등을 고려하여 결정하였다. AASHTO(2007)에서는 목표신뢰도지수(β_T)값 3.5를 적용할 경우, Table 3에서 제시하고 있는 저항계수의 값을 20% 감소시켜 적용하도록 하고 있다. 본 연구에서 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주변마찰력 및 선단 지지력의 저항계수는 Table 3의 제안값을 20% 저감시킨 0.44와 0.40을 적용하였다. 지반의 파괴확률(PF)이 2×10^{-4} 인 경우, 3가지 경험식으로 구한 허용지지력이 Table 4에 나타나 있다. 이 표에서 보는 바와 같이 대구경 현장타설말뚝의 허용지지력은 CFEM, 한국도로공사기준 및 구조물기초설계 기준 방법에서 각각 연암층 소켓길이가 3m, 6m 및 10m 이상의 길이에서 만족하고 있음을 알 수 있다.

Table 2. Load combination and Load factors (KSCE, 2012)

Load combination in limit state	Load				
	D	L	WA	WS	T
Strength 1	γ_p	1.8	1.0	-	0.5~1.2
Strength 2	γ_p	1.4	1.0	-	0.5~1.2
Strength 3	γ_p	-	1.0	1.4	0.5~1.2
Strength 4	γ_p	-	1.0	-	0.5~1.2
Strength 5	γ_p	1.4	1.0	0.4	0.5~1.2
Service 1	1.0	1.0	1.0	0.3	1.0~1.2
Service 2	1.0	1.3	1.0	-	1.0~1.2
Service 3	1.0	0.8	1.0	-	1.0~1.2
Service 4	1.0	-	1.0	0.7	1.0~1.2

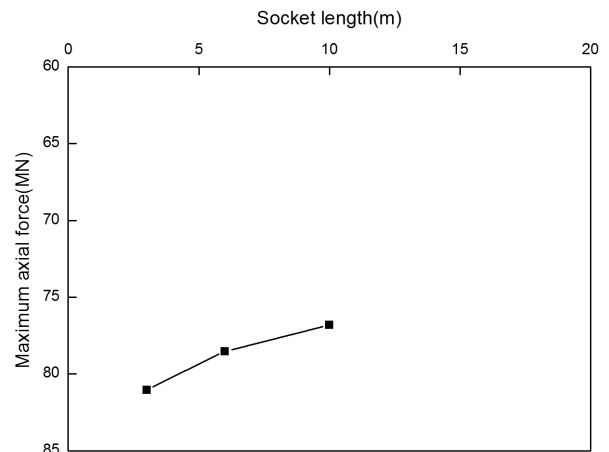


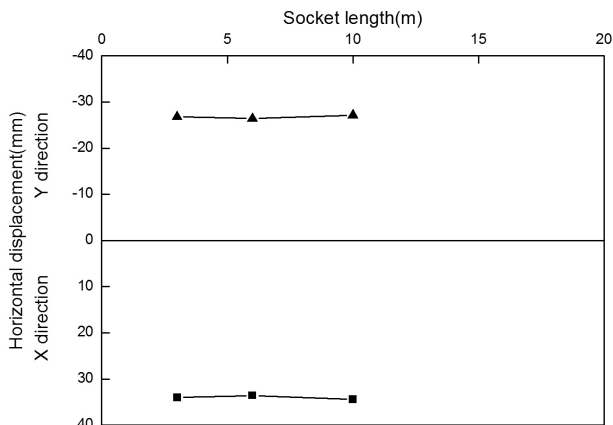
Fig. 6. Distribution of maximum axial forces applied on the top of a drilled shaft according to the pile length in LRFD

Table 3. Resistance factors for geotechnical resistance of drilled shafts (AASHTO, 2007)

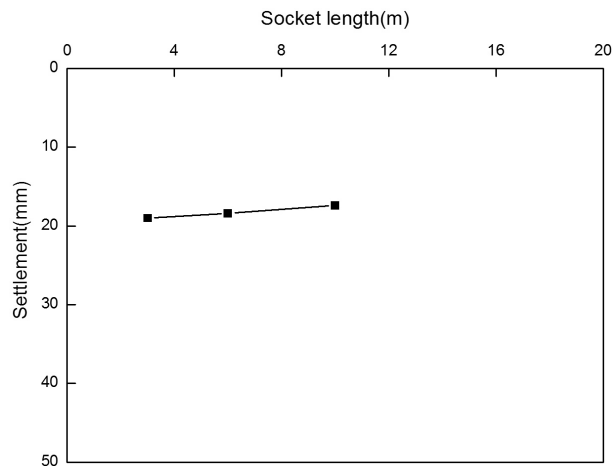
Nominal axial compressive resistance of single-drilled shafts	Method / Soil / Condition		Resistance factor
	Side resistance in rock	O'Neill and Reese (1999)	0.55
Tip resistance in rock	O'Neill and Reese (1999)	0.50	

Table 4. The calculated allowable bearing capacity of a 3 m diameter drilled shaft in LRFD

L_s (m)	Method	Ultimate end bearing capacity (MN)	Ultimate shaft resistance (MN)	Allowable bearing capacity (MN)
3	CFEM	147.9	56.2	83.9
	KHCC	79.4		56.5
	SFDC	83.3		47.1
6	CFEM	191.7	112.4	126.2
	KHCC	79.4		81.2
	SFDC	83.3		60.9
10	CFEM	250.2	187.4	182.5
	KHCC	79.4		114.2
	SFDC	83.3		79.2



(a) Horizontal displacement



(b) Settlement

Fig. 7. Pile displacements according to change of socket length in LRFD

5.3 사용성 검토

사용성 검토에서는 사용하중(사용성한계상태)에 대해서 유해한 침하 및 경사가 생기지 않도록 기초에 대하여 검토한다. 사용하중에 대한 검토는 도로교설계기준(KCSE, 2012)에 제시된 하중조합에서 여러 상황을 고려할 수 있도록 사

용성한계상태를 규정하고 있으며, 본 연구에서는 여러 가지 하중조합에 대하여 유한요소해석을 실시하여 가장 불리한 조건(즉 축력이 가장 큰 하중조건)에서 말뚝기초의 변위를 분석하였다(Fig. 7 참조). 해석 결과, 연암층의 소켓길이 3m에서 현장타설말뚝 두부의 최대수평변위는 X방향으로 +34.0mm, Y방향으로 -26.8mm, 침하량은 19.0mm이며, 소켓길이 6m에서 현장타설말뚝 두부의 최대수평변위는 X방향으로 최대 +33.6mm, Y방향으로 -26.4mm, 침하량은 18.4mm이고, 소켓길이 10m에서 현장타설말뚝 두부의 최대수평변위는 X방향으로 최대 +34.4mm, Y방향으로 -27.2mm, 침하량은 17.4mm로 나타났다(Fig. 7 참조). 이러한 해석결과로부터 대구경 현장타설말뚝의 연암층 소켓길이가 커질수록 침하량은 작아진다는 사실을 알 수 있다. AASHTO(1998)에서는 허용침하량을 비점착성 지반인 경우, 말뚝직경의 0.1~1.0%로 제안하고 있으며 허용수평변위는 38mm로 제안하고 있기 때문에 계산된 현장타설말뚝의 변위는 허용범위를 만족하는 것으로 나타났다.

6. 유로코드설계를 통한 지중 대구경 현장타설말뚝의 거동 분석

6.1 작용하중 검토

유로코드(EN 1990, 2004; EN1997, 2004)에서는 설계 시 구조물에 작용하는 하중을 설계값 F_d 로 나타내며, Eq. (2)와 같이 설계하중(F_d)은 대표하중(F_{rep})에 적절한 부분계수(γ_F)를 곱하여 계산한다.

$$F_d = \gamma_F \times F_{rep} \quad (2)$$

여기서 대표하중은 검증되어야 할 여러 특정설계상황에

대한 다양한 특성하중조합(Table 5 참조)을 고려하여 다음과 같은 단계를 거쳐서 결정하게 된다.

특성하중 $F_k \rightarrow$ 조합 \rightarrow 대표하중 F_{rep}

영구하중과 임시하중이 작용하는 상황에서 일반적으로 “주요” 변동하중($Q_{k,1}$)에 대한 ψ 값은 1.0과 같으나 “동반” 변동하중($Q_{k,i}$)에 대한 ψ_0 값은 1.0보다 작다(Table 6 참조).

본 연구에서는 대표하중을 산정하기 위하여 하중조합을 다음의 3가지로 가정하였다.

- (1) 하중조합 1 : 주요 변동하중이 활하중이고 동반 변동하중이 풍하중($\psi_0 = 0.6$) 및 온도하중($\psi_0 = 0.6$)인 경우
- (2) 하중조합 2 : 주요 변동하중이 풍하중이고 동반 변동하중이 활하중($\psi_0 = 0.75$) 및 온도하중($\psi_0 = 0.6$)인 경우

Table 5. Values of ψ used for different combinations of acting forces at ultimate and serviceability limit states (EN1990, 2004)

Combination		$\sum G_{k,i}$	P^+	$Q_{k,1}^+$	$Q_{k,j}^{++}$	$A_{E,k}^+$
Ultimate	Persistent	1	1	1	ψ_0	-
	Transient					
	Accidental	1	1	ψ_1 or ψ_2	ψ_2	1
	Seismic	1	1	-	ψ_0	1
Serviceability	Characteristic	1	1	1	ψ_2	-
	Frequent	1	1	ψ_1	ψ_2	-
	Quasipermanent	1	1	-	ψ_2	-

Remarks : P^+ = pre-stress action; $Q_{k,1}^+$ = leading variable action;
 $Q_{k,j}^{++}$ = accompanying variables action;
 $A_{E,k}^+$ = seismic action

Table 6. Recommended values of ψ factors for road bridges (EN1990, 2004)

Actions	Symbol	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Traffic loads	gr1a (LMI+pedestrian or cycle-track loads)	TS UDL	0.75	0.75	0
			0.4	0.4	0
Wind forces	F_{wk}		0.6	0.2	0
	- Persistent design situations - Execution		0.8	-	0
Thermal actions	T_k		0.6	0.6	0.5

Remarks : TS=Tandem system for Load Model 1; UDL=Uniformly distributed load for Load Model 1;
LMI (Load Model 1)=Concentrated and uniformly distributed loads, which cover most of the effects of the traffic of lorries and cars.

- (3) 하중조합 3 : 주요 변동하중이 온도하중이고 동반 변동하중이 활하중($\psi_0 = 0.75$) 및 풍하중($\psi_0 = 0.6$)인 경우

그리고 극한상태에서 영구 및 임시설계상황을 고려하여 설계를 수행하였으며, 전체 설계하중(F_d)은 Eq. (3)과 같이 나타낼 수 있고, 설계값 산정을 위한 부분계수는 Table 7에 나타나 있다.

$$F_d = \sum_{j>1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j>1} \gamma_{Q,i} \psi_0 Q_{k,i} \quad (3)$$

여기서 작용하중 중에서 영구하중은 고정하중 및 정수압이며 변동(가변적)하중은 활하중, 풍하중, 온도하중, 파력 그리고 유수압이다. 수평 파압 및 유수압 검토 시 최대파고, 최대유속 및 수심에 대해서는 최고고조위의 극한값을 고려하였기 때문에 수평파압 또는 유수압의 대표하중에 부분계수를 적용하는 것은 비논리적이라 판단되어 대표하중에 부분계수 1.0을 적용하여 설계하중을 계산하였다.

본 연구에서는 먼저 A1 부분계수를 적용하여 설계하중을 산정한 다음, 이 하중을 대수심 대형 복합기초에 작용시켜 유한요소해석을 실시하였다. Fig. 8은 가장 불리한 하중조건(즉 축력이 가장 큰 하중조건)에서 연암층의 소켓길이

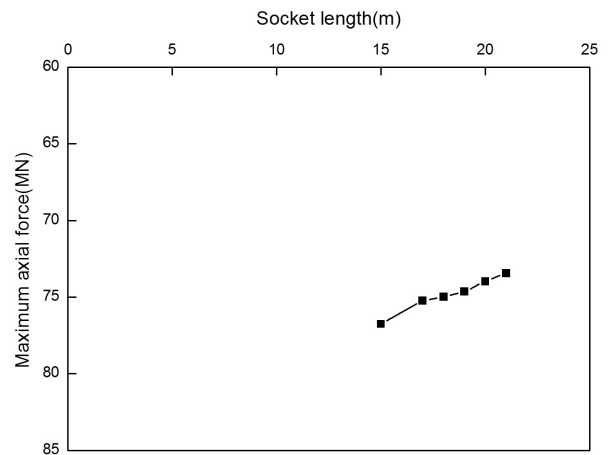


Fig. 8. Distribution of maximum axial force applied on the top of a drilled shaft according to the pile length in load combination A1 of Euro-code

Table 7. Partial factors on actions (EN1997, 2004)

Actions	Symbol	Partial factor		
		A1	A2	
Permanent actions	Unfavourable	γ_G	1.35	1.00
	Favourable		1.00	1.00
Variable action	Unfavourable	γ_Q	1.50	1.30
	Favourable		0	0

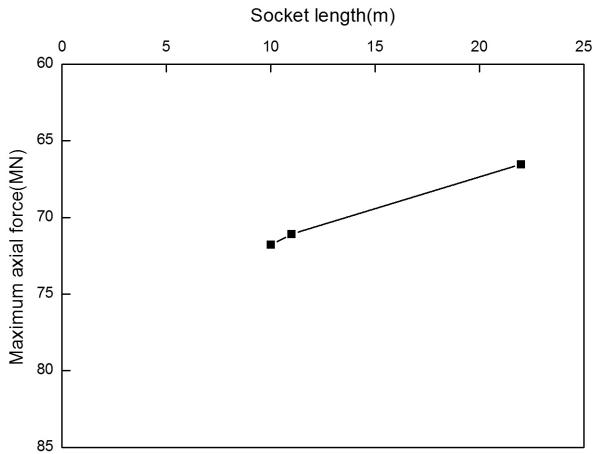


Fig. 9. Distribution of maximum axial force applied on the top of a drilled shaft according to the pile length in load combination A2 of Euro-code

에 대하여 대구경 현장타설말뚝에 작용하는 최대 축력을 보여주고 있다. 말뚝 두부에 작용하는 최대 축력은 연암층의 소켓길이 9m, 10m, 18m, 20m 및 21m에서 각각 80.0MN, 78.7MN, 75.0MN, 74.0MN, 그리고 73.4MN으로 나타났다. 그러므로 대구경 현장타설말뚝의 연암층 소켓길이가 길어질수록 말뚝두부에 작용하는 최대축력은 작아지는 경향을 나타냈다. 그리고 A2 부분계수를 적용한 하중조합에 대해서도 유한요소해석을 실시하였다 Fig. 9는 가장 불리한 하중조건(즉 축력이 가장 큰 하중조건)에서 연암층의 소켓길이에 따른 대구경 현장타설말뚝에 작용하는 최대 축력을 보여주고 있다. 이 그림에서 말뚝두부에 작용하는 최대 축력은 연암층의 소켓길이 10m, 11m 그리고 22m에서 각각 71.8 MN, 71.1MN, 그리고 68.2MN으로 나타났다. 그러므로 A1 부분계수와 A2 부분계수를 적용한 하중조합 모두에서 동일한 경향을 나타냈다.

6.2 재료의 특성

유로코드 설계법에서 재료 설계값(X_d)은 Eq. (4)와 같이 재료의 특성값(X_k)을 적절한 부분계수(γ_M)로 나누어 계산한다.

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (4)$$

강도산정에서 하한특성값은 재료가 특정하중을 지지할 만큼 충분한 강도를 가지고 있는지 확인하는 데 사용되며, 본 연구에서는 하한 특성강도($X_{k,int}$)를 재료의 특성값(X_k)으로 사용하였다. 재료에 대한 하한 특성강도는 정규분포함수의 평균(μ_X)과 표준편차(σ_X)를 이용하여 Eq. (5)와 Eq. (6)으로부터 구할 수 있다.

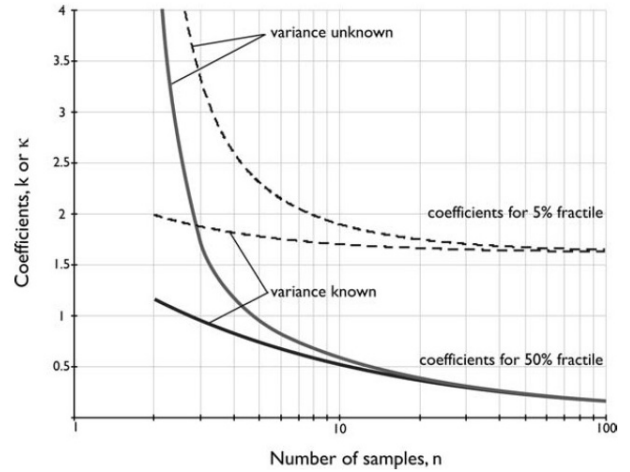


Fig. 10. Statistical coefficients for determining the 5 % and 50 % fractiles with 95 % reliability (Andrew Bond and Andrew Harris, 2008)

Table 8. Partial factors for soil parameters (γ_M) (EN1997, 2004)

Soil parameter	Symbol	Set	
		M1	M2
Angle of Shearing resistance ($\tan\phi'$)	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Effective cohesion	γ_c	1.00	1.25
Undrained shear strength	γ_{cu}	1.00	1.40
Unconfined strength	γ_{qu}	1.00	1.40
Weight density	γ_r	1.00	1.00

$$\begin{cases} X_{k,int} \\ X_{k,sup} \end{cases} = \mu_X \mp k_N \sigma_X \quad (5)$$

$$k_N = t_{N-1}^{95\%} \sqrt{\frac{1}{N} + 1} \quad (6)$$

일축압축강도와 RQD의 사전정보가 없었으므로 미지분산 상황이 될 수 있다. 따라서 Fig. 10을 참조하여 Eq. (5)와 Eq. (6)으로부터 인천대교 접속도로 현장에서 재료의 일축압축강도와 RQD에 대한 하한 특성강도는 각각 7.2MPa와 2.0으로 산정되었다.

재료의 설계값(X_d)은 Eq. (4)로부터 재료의 특성값(X_k)에 Table 8의 부분계수로 나누어 산정된다. 부분계수 M1을 적용하면 일축압축강도의 설계값은 재료의 특성값과 동일하고, 부분계수 M2를 적용하면 일축압축강도의 설계값($\gamma_{qu,d}$)은 5.1MPa이 된다. 그리고 RQD에 대한 부분계수는 주어지지 않았으므로 일축압축강도에 대한 부분계수와 동일한 1.4를 적용하였으며, 그 결과 RQD의 설계값($\gamma_{RQD,d}$)은 1.4로 산정되었다.

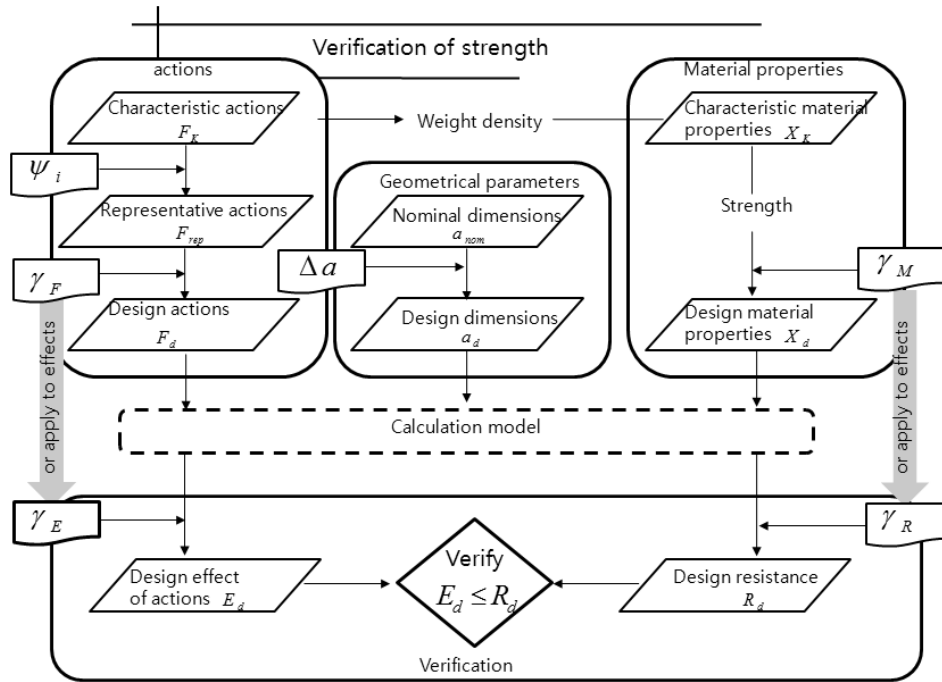


Fig. 11. Overview of verification of strength (Andrew Bond and Andrew Harris, 2008)

Table 9. Partial resistance factor (γ_R) for bored piles (EN1997, 2004)

Resistance	Symbol	Set			
		R1	R2	R3	R4
Base	γ_b	1.25	1.1	1.0	1.6
Shaft (compression)	γ_s	1.0	1.1	1.0	1.3
Total/compression	γ_t	1.15	1.1	1.0	1.5
Shaft in tension	γ_{st}	1.25	1.15	1.1	1.6

6.3 강도검증

유로코드 7에서 강도 검증은 Eq. (7)과 같이 하중의 영향이 설계저항을 초과하는지 여부를 검토하는 것이다.

$$E_d \leq R_d \quad (7)$$

유로코드에서는 적절한 부분계수 또는 허용한계를 적용함으로써 다양한 방법으로 강도를 검증할 수 있다(Fig. 11 참조).

하중의 영향(E_d)을 산정하는 방법은 Fig. 11의 좌측경로에 나타난 과정과 같으며, 복합기초에 작용하는 설계하중(F_d)에 부분계수를 곱하여 산정한다. 그리고 설계저항(R_d)은 Fig. 11의 우측경로에 나타난 과정에 따라 산정된다. 본 연구에서는 6.2절에서 설명한 재료의 특성치(X_d)를 사용하여 3가지 지지력 계산방법으로 극한지지력(R_k)을 산정하였으며, 이 값에 적절한 부분계수(Table 9 참조)로 나누어 설계저항력(R_d)을 구한다.

6.3.1 설계법 1

유로코드 7의 설계법 1에서는 기초의 신뢰도를 두 단계로 고려한다. 조합 1은 부분계수들을 하중에만 적용하고 지반의 강도와 저항력에는 적용하지 않는 경우이다. 본 연구에서는 설계하중을 구하는데 부분계수 A1을 적용하였고, 설계재료의 특성값과 설계저항력을 산정하기 위하여 각각 부분계수 M1과 R1을 적용하였다. 재료의 특성값(X_d)을 사용하여 3가지 지지력 공식으로 계산한 극한 지지력을 부분계수 R1으로 나누어 허용지지력을 산정하였으며, 그 결과가 Table 10에 나타나 있다. 대구경 현장타설말뚝의 허용지지력은 CFEM, 한국도로공사기준 및 구조물기초설계기준 방법에서 각각 연암층의 소켓길이 4m, 6m 그리고 10m에서 만족하는 것으로 나타났다.

조합 2는 부분계수들이 지반강도와 변동하중에 적용되는 반면에 영구하중과 저항에는 적용되지 않는 경우이다. 본 연구에서는 설계하중 산정을 위한 부분계수는 A2를 적용하였고, 설계재료의 특성값과 설계저항력을 산정하기 위한 부분계수는 각각 M1과 R4를 적용하였다. 재료의 특성값(X_d)을 사용하여 3가지 지지력 공식으로 계산한 극한 지지력을 부분계수 R4로 나누어 허용지지력을 산정하였으며, 그 결과가 Table 11에 나타나 있다. 대구경 현장타설말뚝의 허용지지력은 CFEM, 한국도로공사기준 및 구조물기초설계기준 방법에서 각각 연암층의 소켓길이 5m, 8m 그리고 12m에서 만족하는 것으로 나타났다.

Table 10. The calculated allowable bearing capacity in case of combination 1 of the design approach 1 in Euro-code

L_s (m)	Method	Ultimate end bearing capacity (MN)	Ultimate shaft resistance (MN)	Allowable bearing capacity (MN)
4	CFEM	53.6	43.0	45.9
	KHCC	24.0		85.9
	SFDC	27.5		62.2
6	CFEM	63.2	64.6	115.2
	KHCC	24.0		83.7
	SFDC	27.5		57.9
10	CFEM	82.5	107.6	173.6
	KHCC	24.0		126.8
	SFDC	27.5		81.9

Table 11. The calculated allowable bearing capacity in case of combination 2 of the design approach 1 in Euro-code

L_s (m)	Method	Ultimate end bearing capacity (MN)	Ultimate shaft resistance (MN)	Allowable bearing capacity (MN)
5	CFEM	58.4	53.8	77.9
	KHCC	24.0		56.4
	SFDC	27.5		40.2
8	CFEM	72.9	86.1	111.8
	KHCC	24.0		81.2
	SFDC	27.5		54.1
12	CFEM	92.1	129.1	156.9
	KHCC	24.0		114.3
	SFDC	27.5		72.5

Table 12. The calculated allowable bearing capacity in case of the design approach 2 in Euro-code

L_s (m)	Method	Ultimate end bearing capacity (MN)	Ultimate shaft resistance (MN)	Allowable bearing capacity (MN)
4	CFEM	53.6	43.0	87.9
	KHCC	24.0		60.9
	SFDC	27.5		46.8
6	CFEM	63.2	64.6	116.2
	KHCC	24.0		80.5
	SFDC	27.5		57.7
10	CFEM	82.5	107.6	172.8
	KHCC	24.0		119.6
	SFDC	27.5		79.5

6.3.2 설계법 2

유로코드 7의 설계법 2에서는 지반강도에 부분계수가 적용되지 않고, 하중 또는 하중영향과 저항에는 부분계수가 적용된다. 본 연구에서는 설계하중 산정에 부분계수 A1을 적용하였고, 설계재료의 특성값과 설계저항력 산정에는 각각 부분계수 M1과 R2를 적용하였다. 재료의 특성값(X_d)을 사용하여 3가지 지지력 공식으로 계산한 극한 지지력을 부분계수 R2로 나누어 허용지지력을 산정하였으며, 그 결과가 Table 12에 나타나 있다. 대구경 현장타설말뚝의 허용지

지력은 CFEM, 한국도로공사기준 및 구조물기초설계기준 방법에서 각각 연암층의 소켓길이 4m, 6m 그리고 10m에서 만족하는 것으로 나타났다.

6.3.3 설계법 3

설계법 3은 구조물 하중과 재료물성에는 부분계수를 적용하지만 지반공학적 하중 및 저항에는 부분계수를 적용하지 않는다. 본 연구에서는 설계하중 산정에 부분계수 A1을 적용하였고, 설계재료의 특성값과 설계저항력 산정에는 각

Table 13. The calculated allowable bearing capacity in case of the design approach 3 in Euro-code

L_s (m)	Method	Ultimate end bearing capacity (MN)	Ultimate shaft resistance (MN)	Allowable bearing capacity (MN)
5	CFEM	41.7	45.5	87.2
	KHCC	23.0		68.5
	SFDC	19.6		45.0
7	CFEM	48.6	63.7	112.3
	KHCC	23.0		86.6
	SFDC	19.6		55.1
12	CFEM	65.8	109.1	175.0
	KHCC	23.0		132.1
	SFDC	19.6		80.4

각 부분계수 M2과 R3을 적용하였다. 재료의 특성값(X_d)을 사용하여 3가지 지지력 공식으로 계산한 극한 지지력을 부분계수 R3으로 나누어 허용지지력을 산정하였으며, 그 결과가 Table 13에 나타나 있다. 대구경 현장타설말뚝의 허용 지지력은 CFEM, 한국도로공사기준 및 구조물기초설계기준 방법에서 각각 연암층의 소켓길이 10m, 10m 그리고 21m에서 만족하는 것으로 나타났다.

6.4 사용성 검증

사용성 검증에서는 하중에 의하여 발생하는 침하가 한계 침하량을 초과하는지를 검토한다. 유로코드의 사용성 검토에서는 부분계수를 적용하지 않는다. 본 연구에서는 변동하중에 적용되는 조합계수(ψ)는 특성, 빈도 또는 유사영구 조합하중에 대한 계수값을 사용하여 연암층의 소켓길이가 가장 긴 12m의 경우에 대하여 유한요소해석을 수행하였다. 해석 결과, 현장타설말뚝 두부의 최대수평변위는 X방향으로 +17.3mm, Y방향으로 -31.3mm, 침하량은 21.3mm로 나타났다. EN 1997(2004)에서는 한계 침하량을 50mm로 제안하고 있으므로 현장타설말뚝의 변위는 허용범위를 만족하는 것으로 나타났다.

7. 결론 및 제언

본 연구에서는 초장대 사장교 고주탑을 지지하는 대수심 대형 복합기초에 대한 3차원 유한요소해석을 실시하였으며, 직경 3m인 현장타설말뚝의 거동을 분석한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 3가지 설계법을 비교한 결과 허용응력 설계에서 얻어진 연암 소켓길이가 가장 긴 것으로 나타났으며, 한계상태 설계 결과를 분석한 결과 LRFD와 유로코드설계법 중

유로코드 설계법 2의 방법이 가장 유사한 경향을 나타내었다. 또한 유로코드 4가지 설계방법에서 설계법 1의 조합 1의 결과에서 가장 연암 소켓길이가 짧은 것으로 나타났으며, 설계법 3의 결과에서는 연암 소켓길이가 가장 긴 것으로 나타났다.

- (2) 암반속에 근입된 현장타설말뚝의 소켓길이가 커짐에 따라 대구경 현장타설말뚝 두부에 작용하는 축력은 작아졌으며, 침하량도 작아졌다. 그러나 연암소켓 길이가 길어질수록 수평변위는 미소하게나마 증가하는 것을 알 수 있었는데, 이것은 말뚝의 길이가 달라짐에 따라 분할되는 요소의 크기가 변하게 되면서 발생된 해석상의 오차인 것으로 판단되었다.
- (3) 국내의 한계상태 설계법은 AASHTO LRFD를 기본으로 하고 있으며, 아직 국내·외에서도 관련 연구가 진행되고 있는 상황이다. 향후 국내 특성을 고려한 하중 저항계수 산정에 관한 연구가 이루어져야 할 것으로 생각된다. 또한 유로코드 설계는 재하시험결과를 이용하는 것을 원칙으로 하고 있으며, 부득이한 경우 제안된 경험식을 이용할 경우 신뢰도 높은 지반조사를 바탕으로 양질의 데이터를 분석하여야 신뢰도 높은 결과를 얻을 수 있을 것으로 판단되었다.

감사의 글

이 논문은 2014 경성대학교 사후연구비지원에 의해 연구되었으며, Midas GTS 소프트웨어의 사용 편이를 제공해 준 (주)마이다스아이티에 심심한 감사를 드립니다.

References

1. Andrew Bond, Andrew Harris (2008), Decoding Eurocode 7, Taylor&Francis, pp. 155, 178.

2. AASHTO (1998). AASHTO LRFD bridge design specification, AASHTO, Washington DC., pp. 10~64, 66, 91.
3. AASHTO (2007), AASHTO LRFD bridge design specifications 4th edition, AASHTO, Washington DC., pp. 3~37, 10- 40~43.
4. Canadian Geotechnical Society (2006), Canadian Foundation Engineering Manual 4th edition, Bitech Publishers, Vancouver, BC., pp. 296~298.
5. EN1990 (2004), EN 1990 - EUROCODE : BASIS OF STRUCTURAL DESIGN ANNEX A2 : Application for bridges (Normative), EUROPEAN STANDARD NORME EUROPÉENNE EUROPÄISCHE NORM., pp. 6~22.
6. EN1997 (2004), Eurocode 7: Geotechnical design - part 1 : General rules, BRITISH STANDARD, pp. 130~132, 164~165.
7. Freudenthal, A. M. (1947), Safety of Structures. Transactions. ASCE, Vol. 112, pp. 125~159
8. Goda, Y. (1973), "A New Method of Wave Pressure Calculation for the Design of Composite Breakwater", Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol. 12, No. 3. pp. 31~69 (in Japanese).
9. KICTEP (2007), Super long span bridge R&D center : Pre-Planning study, Final Report, Korea Agency for infrastructure Technology, pp. 102, 190 (in Korean).
10. Korean Geotechnical Society (2002), Deep foundation, Goomibook, pp. 595 (in Korean).
11. Korean Geotechnical Society (2009), Structural foundation design criteria, Goomibook, pp. 320~322 (in Korean).
12. Korea Highway Corporation (2002), Guidelines for design of drilled shafts in rock, pp. 6~7 (in Korean).
13. Korean Society of Civil Engineers & Korea Bridge Design Engineering Research Center (2008), Highway bridge design criteria, kimoondang, pp. 41 (in Korean).
14. Korean Society of Civil Engineers (2012), Highway bridge design criteria (limit state design), Ministry of Land, Infrastructure and Transport., pp. 3-7~10 (in Korean).
15. Midas GTS (2011a), Getting Started, Midas Information Technology Co., Ltd, pp. 1~104 (in Korean).
16. Midas GTS (2011b), Analysis reference, Midas Information Technology Co., Ltd., pp. 1~300 (in Korean).
17. O'Neill, M. W. and L. C. Reese (1999). Drilled shafts: Construction Procedures and Design Methods, FHWA-IF-99-025, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC. pp. A-22.
18. Pugsley, A. (1955), Report on structural Safety. Structural Engineer, Vol. 33, No. 5, pp. 141~149.
19. Seoyeong Engineering (2012), Prototype structural calculation document of cable-stayed girder bridge, Super long span bridge R&D center pp. 9-11, 293~315 (in Korean).