매입말뚝 한계상태설계법 적용기준

제공처 : 한국도로공사 설계처

출처 : 2019년도 고속도로 설계 실무자료집(2020, 한국도로공사)

1. 일반현황

1.1 추진목적

(1) 교량 하부기초“매입말뚝’에 한계상태설계법 적용을 위한 기준 정립

(1.1) 우리공사와 LH의 협동연구 결과*를 반영하여 매입말뚝에 대한 한계상태설계법** 기준 정립 및 국가 설계기준으로 반영 추진

* 도로교통연구원(강관말뚝)과 LH 토지주택연구원(PHC말뚝) 협동연구('15~'17)

[강관말뚝 연구 추진경과] 도로교량 매입말뚝의 한계상태설계법 적용 연구

【연구수행】 한국지반공학회	【1차자문】 산학연 8인	【설계법 비교분석】 설계처(양평이천 대상)	【연구보완】 한국지반공학회	【2차자문】 설계분야 6인
'15~'18. 2	'17.10	'18.10~'19. 3	'19. 4~10	'19. 9

** 설계법 비교

구 분	허용응력설계법(ASD)	한계상태설계법(LRFD)
개 념	구조물 내의 응력이 허용응력을 넘지 않도록 설계, 부재, 하중 특성 미고려 $Q_a \geq Q_d$ Q_a : 허용지지력 Q_d : 설계지지력	구조물의 부재별 특성을 고려하여, 하중특성(γ), 재료특성(ϕ) 고려 설계 $\phi R \geq \sum \gamma L$ ϕ : 저항계수, R : 저항 γ : 하중계수, L : 하중
지반 지지력	$Q_u = Q_{p(\text{선단})} + Q_{s(\text{주면})}$ $Q_{a(\text{허용지지력})} = \frac{Q_{u(\text{극한지지력})}}{F.S.\ (2.5 \sim 3.0)}$	$\phi R = \phi_p Q_{p(\text{선단})} + \phi_s Q_{s(\text{주면})}$ $\gamma L = 1.25 DC_{(\text{고정})} + 1.8 LL_{(\text{활하중})}$
비 고	매입말뚝 적용	매입말뚝 外 교량 전체 적용

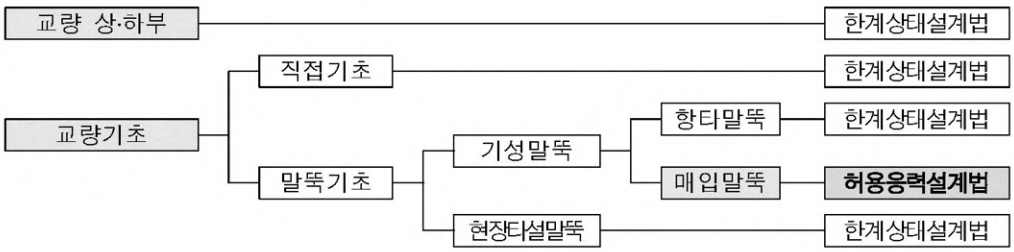
(2) 국내 지반조건 및 시공법에 적합한 합리적인 지지력 산정식 반영을 통해 말뚝설계 효율화 도모

2. 현황 및 문제점

(1) 매입말뚝 설계법 관련

(1.1) '15년부터 도로교에 한계상태설계법을 적용 중이나, "매입말뚝"은 관련기준이 없어* 허용응력설계법을 적용함에 따라 설계법 이원화

(1.1.1) 매입말뚝은 국내와 일본에서 특화된 공법으로 한계상태설계법은 유럽 · 미국 기준을 준용함에 따라 한계상태설계법에는 매입말뚝 관련 기준이 없음



(1.2) 동일 교량에서 설계법이 상이하게 적용됨에 따른 불합리* 발생

(1.2.1) 도로교 기준이 한계상태설계법으로 개정되면서, 차량 활하중 기준 변경 (DB-24[43ton] → KL-510[51ton]) ☞ 상부하중 약 5% 증가, 말뚝본수 증가

(2) 매입말뚝 지지력 산정식 관련

(2.1) 우리나라는 일본과 지반조건 및 시공법이 상이함에도 일본과 유사한 지지력식을 적용함에 따라 일관되게 보수적인 결과* 도출

(2.1.1) '17년 기준 시공중인 교량에 대한 지지력 시험 분석결과, 1,649개 말뚝 중 1,579개 말뚝(96%)에서 "선단지지력" 만으로 소요지지력 만족

(2.2) 국내 지반조건과 시공법을 고려하여 지지력 공식 개선 필요

(2.2.1) 국내와 일본의 매입말뚝 적용현황 비교

구 분	국 내	일 본
선단지지층	N>50, 단단한 풍화토, 풍화암	N<50, 토사층
선단처리	주로 원지반 안착(경타)	선단근고액 양생

3. 개선내용

3.1 매입말뚝 한계상태설계법 적용방안

3.1.1 연직 지지력

(1) “강관말뚝“과 “복합/합성말뚝“의 설계법 차등 적용(선단조건 상이)

(2) 국내 지반시험에 대한 연구결과를 반영, “설계지지력“ 상향

(3) 단위면적당 지지력 산정식

단위 : $[(tf/m^2)]$

구 분		선단지지력(q_p)	주면마찰력(f_s)
		(N≤60)	(N≤50)
도로교설계기준 해설 (2008)		20N (≤1,200)	0.25N (≤12.5)
LH공사 (2008)		25N (≤1,500)	0.2N (≤10.0)
금회 개정	강관말뚝	23N (≤1,380)	0.3N (≤15.0)
	복합/합성말뚝	25N (≤1,500)	

(3.1) (선단지지력) 강관말뚝은 우리공사 연구, 복합/합성말뚝은 LH 연구결과 적용
(주면마찰력) 우리공사 연구결과 적용

(3.2) N치 50이상은 환산 적용

(4) 매입말뚝 저항계수 (동재하시험으로 품질관리, 신뢰도 지수 2.33)

구 분	선단지지력	주면마찰력
강관말뚝	전체지지력, Φ = 0.50	
	전체지지력 = $\Phi \times (q_p A_p + \sum f_s A_s)$	
복합/합성말뚝	Φ_b = 0.52	Φ_s = 0.48
	전체지지력 = ($\Phi_b \times q_p A_p$) + ($\Phi_s \times \sum f_s A_s$)	

(4.1) 우리공사 연구결과 요약(5.1절)

(4.2) 양평이천 1~3공구 지반지지력 적용결과 비교(5.2절)

3.1.2 수평지지력

(1) 수평방향 지지력 산정 : "허용응력설계법" 적용

> 매입말뚝에 대한 "수평방향 저항계수" 등 기존 연구·설계기준에서 정립되지 않은 사항은 잠정적으로 기존설계법(허용응력설계법) 기준을 적용하며, 향후 국내·외 관련 연구성과가 축적되면 이를 반영토록 함.

(1.1) 허용응력설계법 병행 적용 근거(5.3절)

(1.2) 허용응력설계법 적용 시, 하중조합(5.4절)

3.1.3 말뚝본체 구조설계

(1) 말뚝본체의 구조설계 : "한계상태설계법(도로교설계기준)" 적용

(1.1) 양평이천 3공구 말뚝설계 적용결과 비교(5.5절)

3.2 지지력 평가 및 관리 방안

(1) 현장지지력 시험방법 개선

(1.1) 한계상태설계법을 적용할 경우, 지지력 확인시험 "1회" 추가 시행

(1.1.1) 품질확인용 동재하시험(Restrike)을 1회 추가하여 품질관리 강화(5.6절)

(1.2) 동재하 시험 결과에 따른 현장 지지력의 적정성 판단 방법

> • **동재하 시험**은 산정된 지지력을 극한지지력으로 간주하고, 여기에 안전율(통상 2.5)을 적용하여 **허용지지력**으로 판정
>
> • **동재하 시험** 결과는 설계도서에 명기된 **"사용한계상태" 지지력과 비교**
>
> ☞ **설계도서**(구조물도)에 **"사용한계상태" 하중 별도 명시** [5.7절]

(1.3) 동재하시험(Resˆike) "확인 및 분석(PS단가 설계반영 중)"은 미시행*

(1.3.1) 국내 지반여건을 고려한 새로운 지지력 공식이 제안·적용됨

4. 결론

4.1 적용방안 및 협조사항

(1) 적용방안

(1.1) 설계 중 노선 : 본 방침 적용

(1.2) 공사 중 노선 : 본 방침 적용※

※ 현장여건 등을 고려하여 공사주관(시행)부서에서 적용여부 판단

(2) 협조사항

(2.1) 도로교통연구원 : “매입말뚝 한계상태설계법“ 국가기준 반영 건의

4.2 기대효과

(1) 교량 설계법 일원화로 구조물 설계 신뢰도 향상

(2) 국내 지반여건을 반영한 최적설계로 공사비 절감

(2.1) 말뚝 공사비 약 25% 절감 가능

(2.1.1) 양평이천(4개 공구 적용 시, 말뚝공사비 약 40억원 절감 가능

(3) “국가설계기준“으로 반영하여 말뚝기초 기술향상 유도

5. 기타

5.1 매입말뚝 한계상태설계법 연구 결과 요약

(1) 관련방침 : 매입말뚝 한계상태설계법 연구결과 보완
(도로교통연구원 구조물연구실-1028(2019.10.23.))

(2) 강관말뚝 재하시험 결과 분석에 의한 제안식 수정

(2.1) N값 기준으로 선단지지력 공식 재산정

(2.2) 주면 상한값 감소

구 분	단위선단지지력	단위주면마찰력
당초안	$23\times P_{driven}$ ($\leq$1,500 tf/m^2) P_{driven} = 30/log(관입량)	0.3N $\leq$ 45 tf/m^2 (N$\leq$150)
수정안	23N ($\leq$2,300 tf/m^2) (N$\leq$100)	0.3N $\leq$ 30 tf/m^2 (N$\leq$100)

※ N값은 100타까지 표준관입시험을 실시하는 것이 기본임. 현실 여건상 제안식은 관입량으로 50타 이상의 N값을 선형 환산함

(3) 신뢰성분석에 의하여 수정식에 대한 저항계수 재산정

저항계수	선단지지력	주면마찰력	전체지지력
당초	ϕ_b = 0.65	ϕ_f = 0.38	ϕ = 0.48 (정재하시험, 신뢰도지수 2.33) ϕ = 0.43 (동재하시험, 신뢰도지수 2.33)
재산정	ϕ_b = 0.65	ϕ_f = 0.48	ϕ = 0.62 (정재하시험, 신뢰도지수 2.33) ϕ = 0.50 (동재하시험, 신뢰도지수 2.33)

(4) 복합말뚝(강관+PHC) 지지력 및 저항계수

(4.1) PHC말뚝에 대한 LH연구결과 준용

(4.2) 지지메커니즘*을 고려하여 선단과 주면 분리 적용

* PHC말뚝의 경우 선단 폐색

단위선단지지력	단위주면마찰력
25N (≤1,500 tf/m^2) (N≤60)	0.3N ≤ 30 tf/m^2 (N≤100)
저항계수	
선단지지력, ϕ_b = 0.52	주면마찰력, ϕ_f = 0.48

5.2 양평이천 1~3공구 지반지지력 적용 결과 비교

1공구

구분	대상구간	허용응력법(A)			한계상태설계법(B)						비고
		선단지지력	주면마찰력	허용지지력	선단지지력	(B)/(A)	주면마찰력	(B)/(A)	극한지지력	(B)/(A)	
1	진우분기점교 P1	1150.0	806.0	1956.0	1984.0	1.73	1511.0	1.87	3495.0	1.79	강관말뚝
2	진우분기점교 P3	1150.0	609.6	1759.6	1984.0	1.73	1132.0	1.86	3116.0	1.77	
3	진우분기점교 P5	1150.0	463.2	1613.2	1984.0	1.73	803.0	1.73	2787.0	1.73	
4	진우분기점교 P6	1150.0	738.8	1888.8	1984.0	1.73	1457.0	1.97	3441.0	1.82	
5	진우분기점교 P7	1150.0	482.8	1632.8	1984.0	1.73	838.0	1.74	2822.0	1.73	
6	인후교	1150.0	692.0	1842.0	1984.0	1.73	1298.0	1.88	3282.0	1.78	
7	진우분기점교 A2	1130.8	872.4	2003.2	2176.0	1.92	1557.0	1.78	3733.0	1.86	복합말뚝
8	진우분기점1교 A2	1130.8	1027.6	2158.4	2176.0	1.92	1837.0	1.79	4013.0	1.86	
9	진우분기점2교 A1	1130.8	1054.0	2184.8	2176.0	1.92	1885.0	1.79	4061.0	1.86	

2공구

구분	대상구간	허용응력법(A)			한계상태설계법(B)						비고
		선단지지력	주면마찰력	허용지지력	선단지지력	(B)/(A)	주면마찰력	(B)/(A)	극한지지력	(B)/(A)	
1	부항교 이천방향 A1	1150.0	372.5	1522.5	1984.0	1.73	755.3	2.03	2739.3	1.80	강관말뚝
2	부항교 이천방향 A2	1150.0	523.1	1673.1	1984.0	1.73	1034.9	1.98	3018.9	1.80	
3	부항교 양평방향 A1	1150.0	355.0	1505.0	1984.0	1.73	694.2	1.96	2678.2	1.78	
4	부항교 양평방향 A2	1150.0	507.3	1657.3	1984.0	1.73	999.3	1.97	2983.3	1.80	
5	이선교 양평방향 A1	1150.0	456.0	1606.0	1984.0	1.73	1208.8	2.65	3192.8	1.99	
6	이선교 이천방향 P2	1130.8	687.6	1818.4	2176.0	1.92	1520.7	2.21	3696.7	2.03	복합말뚝
7	이선교 이천방향 P3	1130.8	389.4	1520.2	2176.0	1.92	729.1	1.87	2905.1	1.91	

3공구

구분	대상구간	허용응력법(A)			한계상태설계법(B)						비고
		선단지지력	주면마찰력	허용지지력	선단지지력	(B)/(A)	주면마찰력	(B)/(A)	극한지지력	(B)/(A)	
1	유사교 이천방향 A1	1150.0	529.6	1679.6	1984.0	1.73	1028.0	1.94	3012.0	1.79	강관말뚝
2	유사교 이천방향 A2	1150.0	380.0	1530.0	1984.0	1.73	761.0	2.00	2745.0	1.79	
3	유사교 양평방향 A1	1150.0	319.2	1469.2	1984.0	1.73	633.0	1.98	2617.0	1.78	
4	유사교 양평방향 A2	1150.0	376.4	1526.4	1984.0	1.73	749.0	1.99	2733.0	1.79	
5	삼합교 이천방향 P2	1150.0	456.0	1606.0	1984.0	1.73	855.0	1.88	2839.0	1.77	
6	삼합교 이천방향 P3	1150.0	646.4	1796.4	1984.0	1.73	1212.0	1.88	3196.0	1.78	
7	삼합교 양평방향 P2	1150.0	456.0	1606.0	1984.0	1.73	855.0	1.88	2839.0	1.77	
8	삼합교 양평방향 P3	1150.0	646.4	1796.4	1984.0	1.73	1212.0	1.88	3196.0	1.78	
9	상품2교 양평방향 P5	1130.8	435.6	1566.4	1984.0	1.75	851.0	1.95	2835.0	1.81	
10	삼합교 이천방향 A1	1130.8	447.2	1578.0	2176.0	1.92	800.0	1.79	2976.0	1.89	복합말뚝
11	삼합교 양평방향 A1	1130.8	431.4	1562.2	2176.0	1.92	771.0	1.79	2947.0	1.89	
12	산북나들목교 A1	1130.8	935.6	2066.4	2176.0	1.92	1964.0	2.10	4140.0	2.00	
13	산북나들목교 A2	1130.8	559.6	1690.4	2176.0	1.92	1168.0	2.09	3344.0	1.98	
14	상품2교 이천방향 A2	1130.8	357.2	1488.0	2176.0	1.92	668.0	1.87	2844.0	1.91	
15	상품2교 이천방향 P1	1130.8	862.4	1993.2	2176.0	1.92	1582.0	1.83	3758.0	1.89	
16	상품2교 이천방향 P2	1130.8	818.8	1949.6	2176.0	1.92	1527.0	1.86	3703.0	1.90	
17	상품2교 양평방향 A1	1130.8	912.0	2042.8	2176.0	1.92	1914.0	2.10	4090.0	2.00	
18	상품2교 양평방향 A2	1130.8	409.6	1540.4	2176.0	1.92	773.0	1.89	2949.0	1.91	
19	상품2교 양평방향 P1	1130.8	874.4	2005.2	2176.0	1.92	1609.0	1.84	3785.0	1.89	
20	상품2교 양평방향 P2	1130.8	722.0	1852.8	2176.0	1.92	1339.0	1.85	3515.0	1.90	
21	상품2교 양평방향 P3	1130.8	782.4	1913.2	2176.0	1.92	1440.0	1.84	3616.0	1.89	
22	상품2교 양평방향 P4	1130.8	738.4	1869.2	2176.0	1.92	1349.0	1.83	3525.0	1.89	

5.3 수평지지력에 허용응력설계법 적용 관련 국내외 규정

U.S. Department
of Transportation

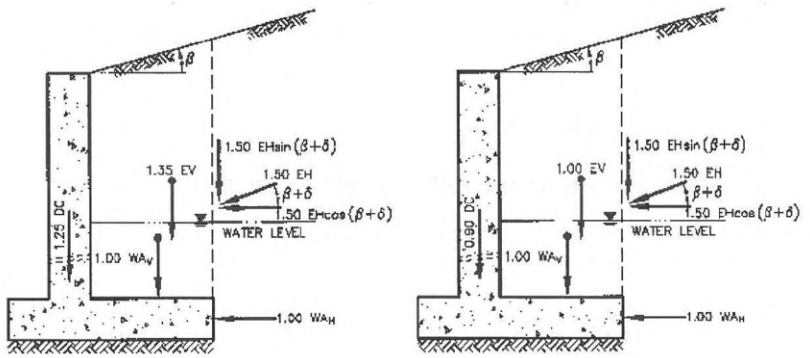
**Federal Highway
Administration**

Publication No. FHWA HI-98-032
May 2001

NHI Course No. 132068

Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Bridge Substructures

Reference Manual and Participant Workbook



National Highway Institute

Innovation Through Partnerships

Relative to axial loading of a pile, Eq. 9-20 can be multiplied by the cross-sectional area of the pile and written as:

$$P_r = \sum \phi P_n \qquad \text{(Eq. 9-22)}$$

where:

P_n = Nominal (ultimate) structural resistance of pile (kN)
P_r = Factored structural resistance of pile (kN)

The ϕ factor used in Eq. 9-21 and presented in the left column of Table 9-6 was developed by direct calibration with ASD to include the effects of manufacturing variability, accidental load eccentricity and hidden defects due to damage during pile driving as described in Section 9.2.2.2.

9.3.3 Lateral Resistance (*A10.7.3.8, A10.7.3.11*)

Pile foundations must be designed to resist lateral loads without structural failure of the pile, and without excessive deflection (i.e., without exceeding the tolerable lateral movement). Although passive failure of the soil into which the pile is embedded is a potential failure mode, such failure occurs only at relatively large deflections which generally exceed tolerable movements. Therefore, design of piles subjected to lateral loads is commonly based on structural capacity and load-deflection behavior considerations. For piles subjected to both axial and lateral loading, the structural resistance of the pile as a beam-column must be checked using appropriate interaction equations calibrated with consideration of the load factors being utilized.

Methods used for ASD to estimate the lateral resistance of a single pile or pile group can also be used for LRFD. For homogeneous foundation materials and a fixed- or free-head condition at the pile cap, simplified methods of analysis (e.g., GRL, 1996; and Barker, et al., 1991a) can be used. For more complex foundation and loading conditions and intermediate levels of fixity at the pile cap, the analysis of laterally-loaded piles and pile groups is usually accomplished using computer programs based on the p-y curve method of lateral load-deflection analysis. These programs include COM624P (Wang and Reese. 1993) for individual vertical piles in level or sloping ground and GROUP (Reese, et al., 1994) for a group of vertical and battered piles in level ground. These methods of analysis incorporate p-y curves to model the nonlinear lateral load-deflection behavior for each soil type along the length of the pile. When using these methods at the LRFD Strength Limit State, the model pile or pile group is subjected to the factored lateral and axial loads and factored moment, and the resulting factored axial and bending stresses are compared with the factored axial and bending capacities of the pile.

In general, the design of laterally-loaded piles involves:

1. Determine the maximum lateral ground line deflection at the Service Limit State and the maximum moment at the Strength Limit State for an individual pile considering installation method (e.g., jetting or preaugering) for the selected pile section.

도로교설계기준
(한계상태설계법) 해설

2015

(사)한국교량및구조공학회 · 교량설계핵심기술연구단

표 7.5.4 영구 옹벽의 저항계수

옹벽 형식과 조건		저항계수
앵커지지 옹벽		
연직부재의 지지력		표 7.5.1~3 참조
연직부재의 수동저항력		1.00
앵커의 인발저항력	• 사질토 • 점성토 • 암반	0.65 0.70 0.50
앵커의 인발저항력	• 검증시험 수행한 곳	1.0
앵커 인장재의 인장저항력	• 연강 (e.g. ASTM A 615) • 고강도 강재 (e.g. ASTM A 722)	0.90 0.80
수직부재의 휨 능력		0.90
보강토 옹벽		
지지력		표 7.5.1~3 참조
활동		표 7.5.1~3 참조
금속 보강재와 연결부의 인발저항력	띠 보강재 • 정재하 • 복합 정재하/지진 하중 격자 보강재 • 정재하 • 복합 정재하/지진 하중	 0.75 1.00 0.65 0.85
화학섬유 보강재와 연결부의 인발저항력	• 정재하 • 복합 정재하/지진 하중	0.90 1.20
인장보강재의 인발저항력	• 정재하 • 복합 정재하/지진 하중	0.90 1.20
기성 모듈식 옹벽		
지지력		7.5 참조
활동		7.5 참조
수동저항력		7.5 참조

【해 설】

표 7.5.1에서 7.5.4에 나타낸 저항계수는 통계자료를 이용할 수 있는 경우에 대하여 신뢰성 이론과 공학적 판단에 의해 산정되었다. 자료가 신뢰성 이론으로 보정하기에 충분치 않은 경우에는 LRFD 방법을 이용한 설계가 ASD 방법을 이용한 설계와 일치하도록 저항계수를 결정할 수 있다. 이에 대한 자세한 내용은 Barker 등(1991)을 참고할 수 있다.

교량의 일부가 토체 내부로 묻히거나(예를 들면, 일체식 교대의 후방벽) 또는 인발력을 받는다면(예를

5.4 수평방향 지지력 검토(허용응력설계법) 시 하중조합

(1) 상시 : “사용한계상태” 하중조합

(2) 지진시 : 도로교설계기준(2010) “6.4.7.2항”의 하중조합

6.4.7.2 기초의 설계지진력

(1) 확대기초, 말뚝머리 및 말뚝을 포함하는 기초의 설계지진력은 다음 중 하나의 방법으로 결정한다.

① 기초의 설계지진력은 6.4.4의 하중경우 1과 하중경우 2로부터 구한 탄성지진력을 6.3.4에 따라 하부구조(기둥 또는 교각)에 적용한 응답수정계수 R 값의 1/2로 나눈 값으로 한다. 단, 이 규정은 탄성지진모멘트를 6.3.4의 해당 응답수정계수 R 값으로 나눈 소성설계모멘트가 기둥 또는 교각의 휨설계강도를 6.8.2.5(5) 식(6.8.3)의 휨 초과강도계수로 나눈 값 이상인 경우에 적용하여야 한다. 말뚝가구의 설계지진력은 탄성지진력을 해당 구조의 응답수정계수 R로 나눈 값으로 한다.

② 기초의 설계지진력은 6.8.2.5에 따라 결정된 교각의 최대 소성힌지력과 응답수정계수를 적용하지 않은 탄성지진력 중 작은 값으로 한다.

(2) (1)항의 각 설계지진력은 6.4.7.1 (3)에 따른다.

$$\text{최대하중} = 1.0(D + B + F + H + E_F) \tag{6.4.2}$$

여기서,

D : 고정하중

B : 부력

F : 유체압

H : 횡토압

E_F: (1)항의 설계지진력

(3) 기초의 각 요소에서 단면의 설계강도는 제2장 설계일반사항의 강도설계법 하중조합에서 지진하중이 포함된 하중조합의 모든 종류의 하중에 하중계수 1.0을 사용하여 구한 소요강도 이상이어야 하며, 6.6의 설계규정을 만족하여야 한다.

5.5 매입말뚝 한계상태설계법 설계적용 결과(양평이천 3공구)

교량명	위치	시공법 (재료)	허용응력설계법					한계상태설계법				비 고
			지반지지력(kN/본)		말뚝본체(Mpa)		설계 본수	연직지지력(kN/본)		말뚝본체	설계 본수	
			작용력	지지력	작용응력	재료강도		작용력	지지력	구조검토		
유사교	A1 (이천)	매입 (강관)	1,183.3	1,679.7	132.4	140.0	13	1962.5	3012.0	0.870 (극한)	11	-2본
	A2 (이천)	매입 (강관)	1,121.3	1,529.8	113.9	140.0	15	1929.8	2745.0	0.861 (극한)	11	-4본
	A1 (양평)	매입 (강관)	1,168.1	1,469.2	129.3	140.0	14	2055.5	2617.0	0.909 (극한)	11	-3본
	A2 (양평)	매입 (강관)	1,174.6	1,526.2	120.5	140.0	15	2049.3	2733.0	0.909 (극한)	11	-4본
삼합교	A1 (이천)	매입 (복합)	1,239.7	1,578.2	130.1	140.0	31	2318.9	2976.0	0.905 (극한)	22	-9본
	P2 (이천)	매입 (강관)	1,214.7	1,606.1	94.6	140.0	25	2388.9	2839.0	0.943 (극한)	16	-9본
	P3 (이천)	매입 (강관)	1,223.0	1,796.2	96.7	140.0	25	2411.8	3196.0	0.965 (극한)	16	-9본
	P2 (양평)	매입 (강관)	1,214.7	1,606.1	94.6	140.0	25	2389.9	2839.0	0.944 (극한)	16	-9본
	P3 (양평)	매입 (강관)	1,223.0	1,796.2	96.7	140.0	25	2477.3	3196.0	0.967 (극한)	16	-9본
산북 나들목교	A1	매입 (복합)	996.5	2,066.6	126.6	140.0	31	2665.5	4140.0	0.954 (극한)	23	-8본
	A2	매입 (복합)	1,003.6	1,690.7	129.4	140.0	31	2695.3	3344.0	0.954 (극한)	24	-7본

교량명	위치	시공법 (재료)	허용응력설계법					한계상태설계법				비 고
			지반지지력(kN/본)		말뚝본체(Mpa)		설계 본수	연직지지력(kN/본)		말뚝본체	설계 본수	
			작용력	지지력	작용응력	재료강도		작용력	지지력	구조검토		
상품2교	P1 (이천)	매입 (복합)	1,214.1	1,993.2	105.6	140.0	28	2631.3	3758.0	0.930 (극단)	20	-8본
	P2 (이천)	매입 (복합)	1,214.5	1,949.6	105.9	140.0	28	2665.4	3703.0	0.863 (극단)	24	-4본
	A1 (양평)	매입 (복합)	1,237.9	2,043.0	133.2	140.0	19	2145.6	4090.0	0.923 (극한)	15	-4본
	A2 (양평)	매입 (복합)	1,212.2	1,540.7	131.9	140.0	20	2220.9	2949.0	0.960 (극한)	15	-5본
	P1 (양평)	매입 (복합)	1,218.2	2,005.3	105.0	140.0	28	2109.1	3785.0	0.930 (극단)	20	-8본
	P2 (양평)	매입 (복합)	1,233.8	1,853.0	105.3	140.0	28	2146.1	3515.0	0.863 (극단)	24	-4본
	P3 (양평)	매입 (복합)	1,209.3	1,913.4	98.2	140.0	28	2664.5	3616.0	0.866 (극단)	20	-8본
	P4 (양평)	매입 (복합)	1,134.8	1,869.5	95.8	140.0	28	2368.7	3525.0	0.850 (극한)	20	-8본
	P5 (양평)	매입 (강관)	1,186.6	1,585.6	98.7	140.0	28	1725.9	2835.0	0.795 (극한)	28	-

5.6 동재하시험[EOID, Restrike] 시행 방법

(1) 동재하 시험 관련 규정(구조물기초 설계기준, 2016)

① 시공중 동재하 시험(E.O.I.D)

: 지반조건에 큰 변화가 없는 경우, 전체 말뚝의 **1%**이상 실시 (말뚝이 **100**개 미만인 경우에도 최소 **1**개)

② 재항타 동재하시험(Restrike Test)

: 시간경과효과 확인을 위하여 지반조건에 따라 시공 후 일정한 시간이 경과한 후 재항타 동재하 시험을 실시, **시험빈도는 "①"항에서 정한 수량**으로 함

③ 본시공 말뚝에 대한 품질확인 목적의 재항타동재하 시험

: 시공이 완료되면 본시공 말뚝에 대해서 품질확인 목적으로 재항타동재하 시험을 실시하여야 하며, **시험빈도는 "①"항에서 정한 수량**으로 함

(2) E.O.I.D 시행말뚝의 지지력이 설계지지력의 100% 이상인 경우 또는 E.O.I.D 시행말뚝 중 일부만 설계지지력의 100% 이상인 경우

구 분	시험방법 및 횟수	
	현 기준	개 선
행선별 기초(footing)별 말뚝본수 1~80본까지	E.O.I.D 2회	E.O.I.D 2회
	재항타 1회 **품질확인用 시험 1회**	재항타 1회 **품질확인用 시험 2회**
행선별 기초(footing)별 말뚝본수 81~160본까지	E.O.I.D 3회	E.O.I.D 3회
	재항타 2회 **품질확인用 시험 1회**	재항타 2회 **품질확인用 시험 2회**
행선별 기초(footing)별 말뚝본수 161~200본까지	E.O.I.D 4회	E.O.I.D 4회
	재항타 2회 **품질확인用 시험 2회**	재항타 2회 **품질확인用 시험 3회**

(2.1) E.O.I.D : 대각선 상이나 감독원 지정위치 / 품질확인用 시험 : 감독원 지정위

치

(3) E.O.I.D 시행말뚝의 지지력이 모두 설계지지력의 80%이상 ~ 100%미만 인 경우

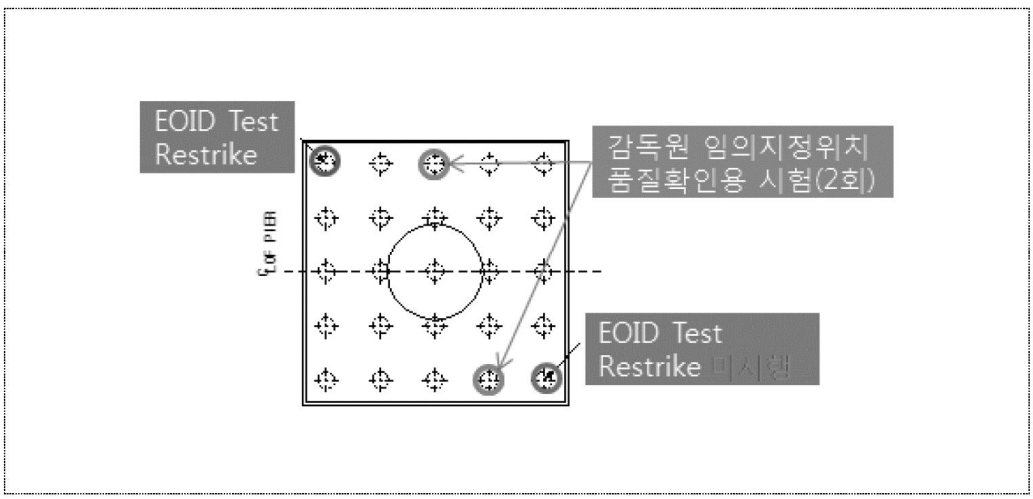
구 분	시험방법 및 횟수	
	현 기준	개 선
행선별 기초(footing)별 말뚝본수 1~80본까지	E.O.I.D 2회	E.O.I.D 2회
	재항타 2회	재항타 2회 **품질확인用 시험 1회**
행선별 기초(footing)별 말뚝본수 81~160본까지	E.O.I.D 3회	E.O.I.D 3회
	재항타 3회	재항타 3회 **품질확인用 시험 1회**
행선별 기초(footing)별 말뚝본수 161~200본까지	E.O.I.D 4회	E.O.I.D 4회
	재항타 4회	재항타 4회 **품질확인用 시험 1회**

(4) 재항타 동재하시험 시행방법 예시(말뚝본수 80본 이하인 경우)

(4.1) E.O.I.D 대상 말뚝이 모두 설계지지력의 100%이상인 경우

(4.1.1) EOID 대상말뚝 2개소 중 1개소만 리스트라이크 시행

(4.1.2) 감독원이 임의 지정한 위치에 품질확인용 시험 2회 시행

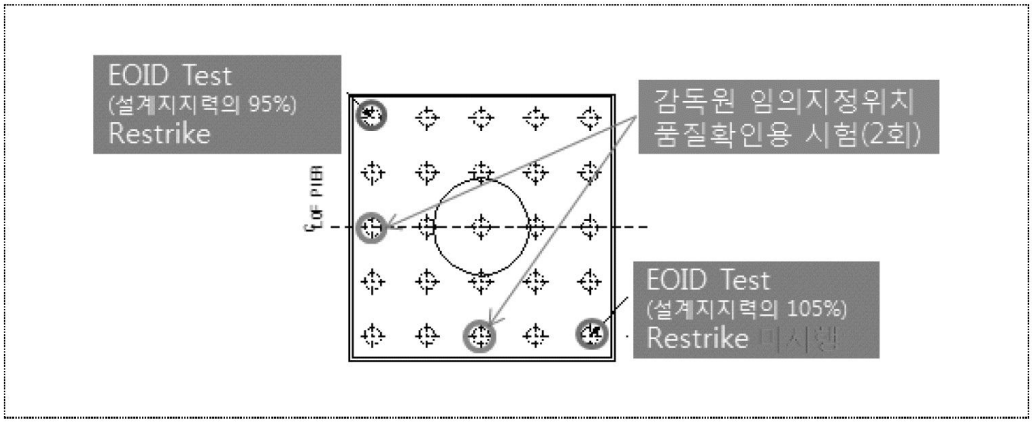


(4.2) E.O.I.D 대상 말뚝 중 일부만 설계지지력의 100%이상인 경우

(4.2.1) EOID 대상말뚝 2개소 중 말뚝지지력이 100% 이하인 말뚝은 리스트라이크

시행, 100% 이상인 말뚝은 리스트라이크 미시행

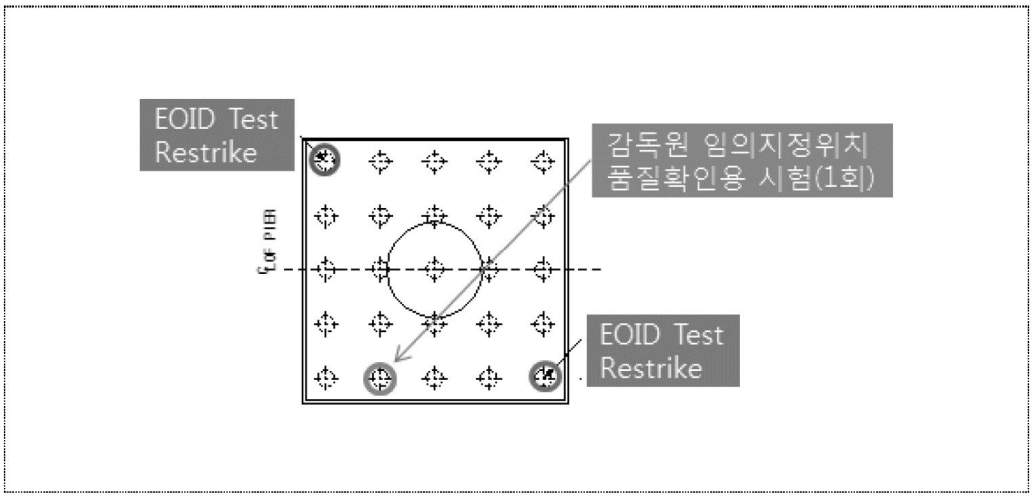
(4.2.2) 감독원이 임의 지정한 위치에 품질확인용 시험 2회 시행



(4.3) E.O.I.D 대상 말뚝이 모두 설계지지력의 80%이상 100%미만인 경우

(4.3.1) EOID 대상말뚝 2개소 모두 리스트라이크 시행

(4.3.2) 감독원이 임의 지정한 위치에 품질확인용 시험 1회 시행



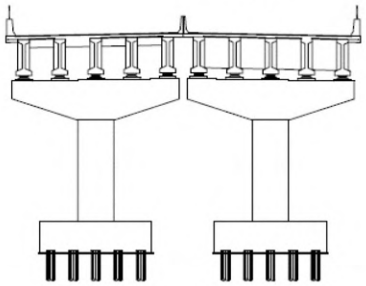
5.7 설계도서(구조물도) 보완 사항

구조물도에 추가 작성(교량별 작성)

말뚝설계 이력표

표준횡단면도

S=NONE



NOTE

1. 동재하시험으로 산정된 지지력을 극한지지력으로 간주하고, 여기에 안전율(2.5)을 적용하여 허용지지력으로 한정.
2. 동재하시험의 결과는 본 도면에 명기된 사용한계상태 설계하중과 비교하여야 한다.

말뚝본체검토

구분	사용한계상태	극한한계상태	극단상황한계상태
A1	12mm < 38mm	0.83 < 1.00	0.76 < 1.00
P1	12mm < 38mm	0.83 < 1.00	0.76 < 1.00
P2	12mm < 38mm	0.83 < 1.00	0.76 < 1.00
P3	12mm < 38mm	0.83 < 1.00	0.76 < 1.00
P4	12mm < 38mm	0.83 < 1.00	0.76 < 1.00
P5	12mm < 38mm	0.83 < 1.00	0.76 < 1.00
A2	12mm < 38mm	0.83 < 1.00	0.76 < 1.00

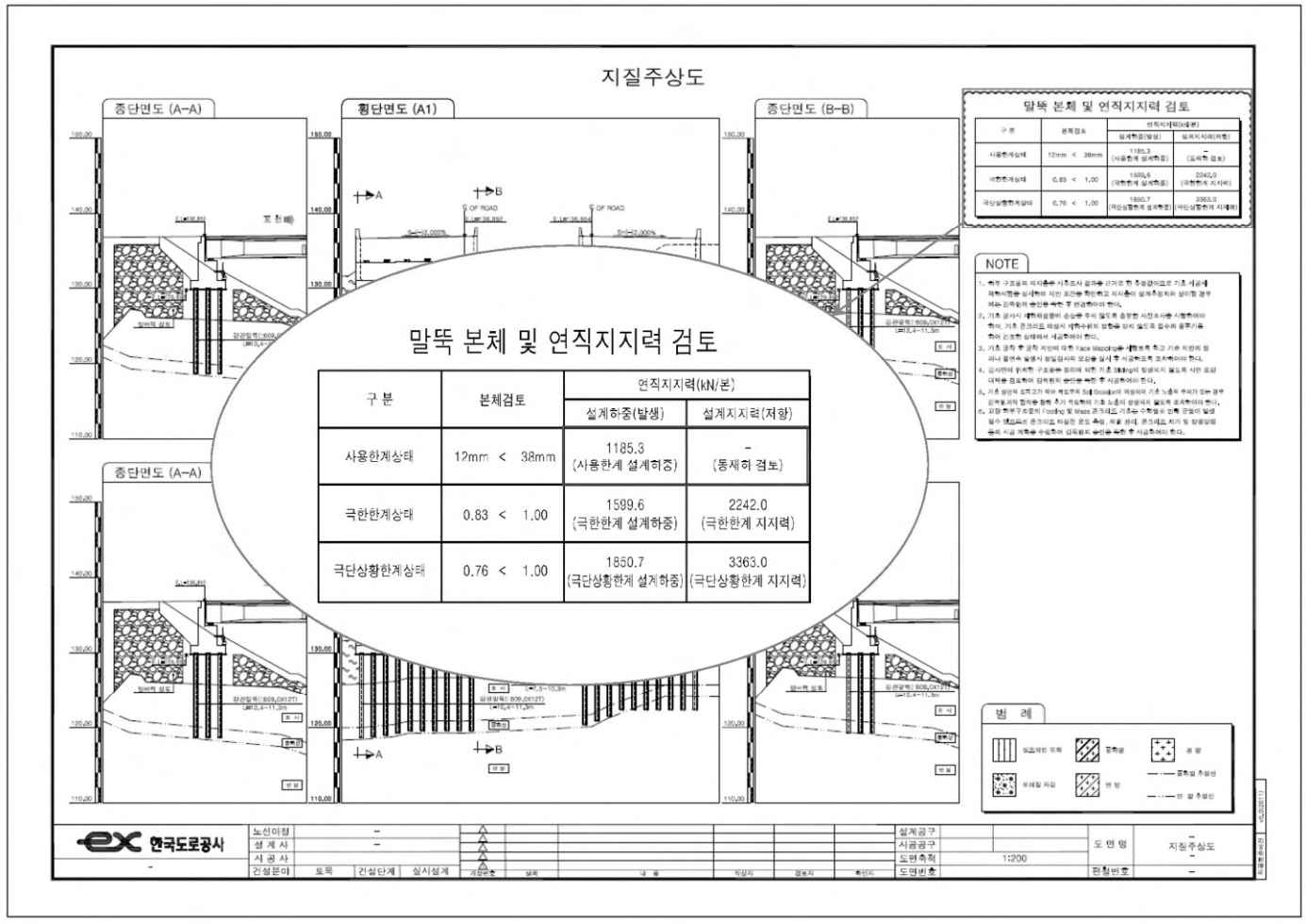
말뚝연직지지력 검토

(단위 : kN)

구분	말뚝종류	설계하중(발생)			설계지지력(저항)		
		사용한계상태	극한한계상태	극단상황한계상태	사용한계상태	극한한계상태	극단상황한계상태
A1	강관말뚝	1185.3	1599.6	1850.7	(동재하시험 확인)	2242.0	3363.0
P1	복합말뚝	1185.3	1599.6	1850.7	(동재하시험 확인)	2242.0	3363.0
P2	복합말뚝	1185.3	1599.6	1850.7	(동재하시험 확인)	2242.0	3363.0
P3	복합말뚝	1185.3	1599.6	1850.7	(동재하시험 확인)	2242.0	3363.0
P4	복합말뚝	1185.3	1599.6	1850.7	(동재하시험 확인)	2242.0	3363.0
P5	강관말뚝	1185.3	1599.6	1850.7	(동재하시험 확인)	2242.0	3363.0
A2	강관말뚝	1185.3	1599.6	1850.7	(동재하시험 확인)	2242.0	3363.0

한국도로공사

노선이칭	-													설계공구			
설 계 사	-													시공공구		도 면 명	- 말뚝설계 이력표 -
시 공 사														도면축척	NONE		
건설분야	토목	건설단계	실시설계	개정순	일자	내 용	작성자	검토자	확인자					도면번호		파일번호	-


지질주상도
종단면도 (A-A)
횡단면도 (A1)
종단면도 (B-B)
종단면도 (A-A)
말뚝 본체 및 연직지지력 검토
구 분
본체검토
연직지지력(kN/본)
설계하중(탈생)
설계지지력(저항)
사용한계상태
12mm < 38mm
1185.3
(사용한계 설계하중)
-
(동세히 검토)
극한한계상태
0.83 < 1.00
1599.6
(극한한계 설계하중)
2242.0
(극한한계 지지력)
극단상황한계상태
0.76 < 1.00
1850.7
(극단상황한계 설계하중)
3363.0
(극단상황한계 지지력)
NOTE
범 례
한국도로공사
지질주상도