

Report No.
KGS09-007

강관말뚝 적용기술 현황분석 연구

보 고 서

2008. 12.

강관말뚝 적용기술 현황분석 연구 보고서

2008. 12

 법사
인단 **한국지반공학**
회

 사단
법인 **한국지반공학**
회
KOREAN GEOTECHNICAL SOCIETY

Report No.

KGS09-007

강관말뚝 적용기술 현황분석 연구

보 고 서

2008. 12.



사단
법인

한국지반공학회
KOREAN GEOTECHNICAL SOCIETY

제 출 문

한국철강협회 귀중

귀사에서 의뢰하신 “강관말뚝 적용기술 현황분석 연구” 용역에 대한 연구결과를 종합하여 최종보고서를 제출합니다.

2008년 12월

사단법인 한국지반공학회
회 장 이 송

서울시 서초구 서초동 1355-3
서초월드 오피스텔 1201호
Tel.(02)3474-4428, Fax(02)3474-7865

총괄 책임자 : 권오균 (계명대학교 토목공학과, 교수, 공학박사)

제1 연구과제: 설계기술분야 연구 참여한

편집 및 자문 : 정상섭 (연세대학교 토목공학과, 교수, 공학박사)

참여 연구원 : 전경수 (한국도로공사, 차장, 공학박사)

임해식 (대한주택공사, 차장, 공학박사)

구기욱 (한국철도기술공사, 전무이사, 공학박사)

제2 연구과제: 시공기술분야 연구 참여한

편집 및 자문 : 조천환 (삼성건설, T.A.팀 전문위원, 공학박사)

간 사 : 김낙영 (한국도로공사, 책임연구원, 공학박사)

참여 연구원 : 이종구 (RIST, 선임연구원, 공학박사)

박재현 (건기원, 선임연구원, 공학박사)

김범주 (동국대학교 토목공학과, 조교수, 공학박사)

박종배 (대한주택공사, 수석연구원, 공학박사)

김대학 (유니콘기술연구소, 대표이사)

제3 연구과제: 신기술분야 연구 참여한

편집 및 자문 : 윤길림 (한국해양연구원, 연안개발에너지부, 공학박사)

참여 연구원 : 백규호 (관동대학교 토목공학과, 부교수, 공학박사)

이규환 (건양대학교 건설시스템공학과, 부교수, 공학박사)

여규권 (삼부토건(주), 토질 및 기초기술사, 공학박사)

김길수 (삼부토건(주), 과장, 공학석사)

강오람 (한국해양연구원, 연안개발에너지부, 연구원)

김홍연 (한국해양연구원, 연안개발에너지부, 연구원)

CONTENTS

I. 설계기술분야

1. 고속도로
2. 건축물기초
3. 철도

II. 시공기술분야

1. 강관말뚝 시장확대 방안

III. 신기술분야

1. 강관말뚝 국제설계기준
2. 선단보강재의 형태별 강관말뚝의 거동 특성
3. 사면보강공법으로 적용된 억지말뚝 설계사례 조사분석

I . 설계기술분야

목 차

요약문 1

PART1. 고속도로

1. 서론	3
1.1 연구배경	3
1.2 세부 연구내용	3
1.2.1 설계단계	3
1.2.2 시공단계	4
1.2.3 개선사항	4
1.3 기대효과	4
2. 설계시 검토사항	5
2.1 도로교 설계기준 내용	5
2.1.1 주면마찰력	6
2.1.2 일본 도로교 시방서	8
2.1.3 말뚝 주면에 작용하는 최대주면마찰력 f_i 의 산정	10
2.2 기타 말뚝의 지지력 산정공식	12
2.3 말뚝과 기초의 결합부 검토	13
2.3.1 개요	13
2.3.2 말뚝과 확대기초의 결합방법	13
2.3.3 계산예제	17
2.3.4 경제성 검토	20
2.3.5 검토의견	23
2.4 말뚝 향타성 검토	24
2.4.1 입력조건	24
2.4.2 허용응력 및 관입량 기준	25
2.4.3 적용말뚝의 향타성분석 결과	25

2.5 2002년 기준 경제성 검토	27
2.5.1 교각	27
2.5.2 교대	28
2.5.3 검토 결과	29
2.6 2008년 기준 경제성 검토	31
2.6.1 교각	31
2.6.2 교대	32
2.6.3 검토 결과	33
2.7 최근 고속도로 설계경향	34
3. 공사시 설계변경 사례	36
3.1 시공법 변경	36
3.1.1 배경	36
3.1.2 변경내용	36
3.1.3 검토의견	37
별첨	39

PART2. 건축물 기초

4. 서론	47
4.1 기존의 말뚝 적용 현황	47
4.2 연구배경 및 목적	47
4.3 강관말뚝 적용 현황	48
5. 강관말뚝 지지력 특성	50
5.1 (강관)말뚝의 지지력 거동	50
5.2 말뚝 축방향 지지력 산출방법 검토	50
5.2.1 말뚝기초 연직 지지력 산정	51
5.2.2 말뚝기초 수평 지지력 산정	56
5.3 암반에서의 (강관)말뚝의 지지력 거동	61
5.3.1 토사 지반 지지로 본 경우	61

5.3.2 암반 지지층으로 본 경우	62
5.4 (강관)말뚝의 폐색효과	64
5.5 (강관)말뚝의 부식	66
5.5.1 부식의 원인	67
5.5.2 국내외 부식관련 규정	69
5.5.3 부식대책	77
6. 강관말뚝 개선사항	79
6.1 (강관)말뚝의 선단지지력 활용 방안	79
6.2 (강관)말뚝의 황방향 지지력 보완 방안	81
7. 결론 및 제언	85

PART3. 철도

8. 서론	87
8.1 연구배경	87
8.2 세부 연구내용	87
8.2.1 설계단계	87
8.2.2 시공단계	87
8.2.3 개선사항	88
8.3 기대효과	88
9. 설계적용	89
9.1 말뚝의 지지력 산정식	89
9.1.1 철도교 설계기준(철도교편, 2004)	89
9.1.2 호남고속철도 설계지침(노반편, 2007)	92
9.1.3 일본 철도교 설계기준	95
9.2 철도교 말뚝기초 적용현황 및 경제성 분석	97
9.2.1 기초형식 선정 설계적용 현황	97
9.2.2 말뚝기초에 대한 경제성 분석	99
9.2.3 고속철도 및 일반철도공사 설계적용현황	106
9.2.4 말뚝기초 수량 및 단가산출 기준	108

10. 공사시 설계변경 사례	126
10.1 ○○고가교 말뚝기초 시공법 및 재질변경	126
10.1.1 배 경	126
10.1.2 변경내용	126
10.1.3 검토의견	127
참고문헌	129

요약문

본 1세부 설계기술분야에서는 현행 도로공사, 주택공사, 철도시설공단의 설계기준을 파악하여 그 결과를 도출하였다.

① 고속도로 분야에서는 교량기초로 적용되는 말뚝에 대하여 설계기준 및 시공성에 대한 검토를 수행하였다. 지반조건을 가정하여 교량의 기초에 대하여 T형교각과 π 형교각 및 교대에 대하여 경제성을 검토한 결과 2002년의 공사비 기준인 경우 강관말뚝이 대체로 경제적이었으나 2008년 공사비 기준인 경우 PHC 말뚝이 경제적인 경우 것으로 나타나고 있다. 한국도로공사의 경우 철저한 작업성, 말뚝두부 연결의 용이성 및 말뚝 이음이 용이성으로 품질관리상 장점이 많은 강관말뚝이 선호되고 있다. 또한, 정부의 총사업비 관리지침에 따라 공사비 증액으로의 설계변경은 곤란한 실정으로 다만 당초 설계된 방법으로 말뚝시공이 불가한 경우에 대하여 제한적으로 시공법에 대한 설계변경이 되고 있는 실정이다.

② 건축물 기초 분야에서는 국내 말뚝의 적용현황에 초점을 맞추었다. 국내 말뚝 소비 경향을 살펴보면 공동 주택 분야에서의 소비가 가장 크다. 그러나 이 분야에서의 말뚝은 대부분 기성 콘크리트 말뚝이 차지하고 있는 실정이다. 여기에 추가하여 전통적으로 강 말뚝 재료가 가지는 횡방향 저항력의 우수성을 좀 더 효율적으로 이용하는 방법으로 강 말뚝의 활용성을 중대 시킬 수 있다. 이는 휨 강성이 필요한 말뚝 상부 부위에만 강 재료를 중첩하여 설치하는 방법으로서 상부에는 많은 양의 강관을 중첩하여 설치하고 하부에는 중첩하지않고 강관을 설치하여 효율을 높이거나 극단적으로는 상부는 강 말뚝 하부는 콘크리트 말뚝을 쓰는 경우를 예로 들 수 있다.

③ 철도분야에서는 철도설계기준(철도교편, 2004), 호남고속철도 설계지침(노반편, 2007), 일본 철도교 시방서에 제시된 말뚝지지력 예측식의 요약 및 PHC말뚝과 강관말뚝의 차이점을 비교 분석하고 장점으로 계속 개발해야 할 내용을 파악하여 향후 개선대책으로 제안, 철도교말뚝재질 적용현황과 경제성 분석 그리고 설계변경 사례분석을 하였다. 설계 적용 현황 및 시공시 설계변경사례로부터 강관말뚝은 시공 및 운반의 용이성 등 장점이 많지만 PHC 말뚝에 비하여 재료비에서 불리하므로 강관의 경제성 개선이 필요하다. 또한 일반철도의 경우 수평저항력이 큰 강관의 장점이 고려될 수 있는 장경간 교각기초에 대한 설계적용 유도과 홍보가 필요한 실정이다. 끝으로 PHC 말뚝으로 항타 불가하여 매입공법이 적용되어야 하는 지층(자갈섞인 지층 등)에 대한 극복 대안으로 경제성 측면에서 대등한 강관 항타의 적극적인 도입이 필요하다.

PART 1. 고속도로

1. 서론

1.1 연구배경

고속도로 교량의 기초는 건축구조물에 비하여 횡방향력이 많이 작용하며, 산악지에 설치되는 교량의 경우 암반의 깊이 편차가 커서 시공시 말뚝의 길이 변화가 심하여 이음이용이한 강관말뚝이 많이 사용되어 왔다. 그러나 최근 횡방향력이 많이 작용되는 교대를 제외한 교각에서 SIP 법으로 시공되는 경우 PHC 말뚝의 사용이 증대되고 있는 실정이다. 이러한 변화는 PHC 말뚝이 재료값이 강관 말뚝에 비하여 작기 때문이나, 시공성은 강관에 비하여 떨어진단다. 내진 설계시 횡방향력이 집중되는 교각의 경우 PHC 말뚝과 푸팅의 연결부를 건축구조물에서의 두부보강과 같이 시행하여 도로교 설계기준을 일부 만족시키지 못하는 경우가 발생할 수 있어 이에 대한 세부 설계기준을 제시할 필요가 있다.

본 연구에서는 기성말뚝의 시공법별 설계기준을 분석하고, 고속도로 교량의 기초 설계시 검토사항 및 PHC 말뚝이 선정되는 주요 사유를 분석하며, 시공시 설계변경 사례 및 문제점을 분석하여 PHC 말뚝과 강관말뚝의 차이점을 비교 분석하고 장단점 및 개선사항을 파악하고자 한다.

1.2 세부 연구내용

연구내용을 설계단계와 공사단계로 구분하여 설계시 PHC 말뚝 강관말뚝의 세부 구조 검토 사항 및 공사비 산출 근거를 비교 분석하며, 공사시에 발생한 기초 공법 변경 사례를 조사하였다.

1.2.1. 설계단계

설계단계에서는 설계시 기초 공법 선정시 고려사항을 실제 설계사례를 통하여 분석하고, 다양한 시공 공법별로 주로 사용되는 지지력 예측식 및 세부 구조 세목에 대한 분석방법을 제시한다. 공사비 산정은 굴착비, 재료비, 말뚝 이음비 및 두부보강비용을 항목별로 분석하고 기초시공비에 미치는 비중을 분석하여 향후 공사비 절감을 위하여 개선해야 할 요소를 파악할 수 있는 근거자료를 제시한다. 국내 지반의 경우 양호한 암반을 쉽게 만날 수 있는 지형이므로 SIP 공법으로 시공된 말뚝의 선단 지지력 예측식에 대하여 선진 각국의 설계기준을 비교 분석한다.

1.2.2. 시공단계

정부의 총사업비관리 방침에 따라 설계 변경에 의한 공사비 증가는 매우 엄격하게 제한되고 있어 공사비가 증가되는 공법 및 재질의 변경이 매우 어려운 실정이다. 기존 고속도로에서 기초 공법이 설계 변경사례를 수집하고 그 원인을 분석한다. 이를 통하여 현장에서 기초공법의 변경이 발생하는 주요사유를 파악한다.

1.2.3. 개선사항

설계단계 및 시공단계에서 분석된 PHC 말뚝과 강관말뚝의 장단점을 비교 분석하고 강점으로 계속 개발해야할 내용을 파악하고 향후 개선대책을 제안한다.

1.3 기대효과

본 연구를 통하여 얻을 수 있는 세부 설계기준을 정립할 수 있고, 주요 공사비 결정인자 및 시공성 비교를 위한 근거자료를 제시하여 설계단계에서 단순히 재료비만의 비교를 통한 말뚝 재질선정의 오류를 예방할 수 있는 자료를 얻을 수 있고 공사시에는 통상의 품질관리를 위하여 설계시 추가로 고려되어야 할 사항을 제시하여 공사비 현실화를 할 수 있는 기초 자료로 활용되어 각 재질이 특성에 따라 말뚝이 합리적으로 선정될 수 있도록 한다.

2. 설계시 검토사항

2.1 도로교 설계기준 내용

도로교 설계기준 해설(하부구조편, 2001. 9.)에 의하면 설계단계에서 재하시험의 수행이 극히 곤란하여 지지력 산정공식에 의해 추정된 극한지지력을 사용할 경우에는 시공초기 단계에서 말뚝정재하시험을 수행하여 극한지지력을 확인하고 말뚝의 하중 지지거동도 파악하여야 한다. 지지력 산정공식에 의하여 극한지지력을 계산할 경우에는 다음의 관계를 사용할 수 있도록 명기하고 있다.

$$R_u = R_s + R_B = \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot f_{si} + A_B \cdot q_B \quad (2.1)$$

여기서, R_u : 말뚝의 극한 지지력 (tonf)

R_s : 극한 상태의 주면 마찰력 (tonf)

R_B : 극한상태의 선단 지지력 (tonf)

A_s : 말뚝의 외주면적 (m^2)

A_B : 말뚝선단의 단면적 (m^2)

f_s : 극한상태의 외주면 마찰응력 (tonf/ m^2)

q_B : 극한상태의 선단 지지응력 (tonf/ m^2)

지지력 계산공식에 의해 지지력을 산정할 경우 입력치로 사용되는 지반의 특성치들은 반드시 비교란 시료에 대한 역학적 실내 시험 및 원위치시험(CPT, PMT, DMT, SPT 등)을 실시하여 직접 구하여야 하며, 시험에 의해 지반의 특성치들을 직접 구할 수 없는 경우에는 유사한 조건의 현장사례나 참고 문헌 등에서 추정하여 사용할 수 있다. 그러나 상기의 시험들 중 SPT의 N치는 반드시 타격에너지비에 의한 보정을 해야 하며, 흙의 상태, 연결봉 (Rod)의 길이, 상재압 등에 의한 수정도 이루어져야 한다고 규정하고 있다.

극한 지지력 산정방법으로는 AASHTO 방법과 일본도로교 방법을 사용할 수 있는데, 각 방법을 해설 표 2.1에 요약하여 제시하고 있으며, 국내에서 시공되는 대부분의 말뚝들은 연암층에 관입 또는 지지되어 있으므로 AASHTO 방법을 우선적으로 사용할 것

을 추천하고 있다. 그러나 극히 곤란한 사정으로 인하여 실내 및 현장 실험이 이루어지지 않은 경우에는 후자의 규정을 사용할 수 있다. 그러나 이 때에도 보정 및 수정된 N 치, 비배수 점착력 c_u , 일축압축강도 q_u 등은 정확하게 산출해야 한다.

참고로 AASHTO 시방서에서 규정한 말뚝의 극한지지력을 구하는 방법은 다음과 같다.

2.1.1 주면마찰력

1) 점성토

점성토에서 말뚝의 극한지지력은, 비배수재하상태에서는 α 방법으로 알려져 있는 전응력방법 (예를 들면, Tomlinson, 1957)을 사용하거나, 배수재하조건에서는 β 방법으로 알려져 있는 유효응력방법 (예를 들면, Meyerhof, 1976)을 사용하여 계산할 수 있다. 또한, 콘관입시험 (예를 들면, Baguelin, 1978)과 같은 원위치시험방법으로부터 계산할 수도 있다.

참고로 상기의 각 방법들이 포함된 참고문헌들을 아래 표 2.1에 수록하였다.

〈표 2.1〉 AASHTO & 일본도로교 시방서 규정에 의한 지지력산정방법 요약

지반 종류	AASHTO규정		일본도로교 시방서 규정	
	항타말뚝	현장타설말뚝	항타말뚝	현장타설말뚝
점토	<ul style="list-style-type: none"> Tomlinson(1957); α 방법 Meyerhof(1976); β 방법 Baguelin(1978): PMT 	<ul style="list-style-type: none"> Reese & O'Neill(1988); α 계수결정 $q_b = \bar{N}_c \cdot s_{UB}$ $S_{UB} =$ 비배수전단강도 $f_i = B_i \sigma_i$ $B_i = 1.5 - 0.135 \sqrt{Z_i}, \beta > 0.25$ 	<ul style="list-style-type: none"> c 또는 N (tonf/m^2) (≤ 15) qd=f(N) N≤ 40 	<ul style="list-style-type: none"> c 또는 N (tonf/m^2) (≤ 15) qd=3q_u (tonf/m^2) (≤ 10)
사질토	<ul style="list-style-type: none"> Nordlund(1963); 경험적 유효응력법 Schmertmann(1978); CPT방법 	<ul style="list-style-type: none"> Reese & O'Neill qB\leftarrow비보정 N치 	<ul style="list-style-type: none"> 0.2N (tonf/m^2) (≤ 10) qd=f(N) (≤ 10) 	<ul style="list-style-type: none"> 0.5N (ton/m^2) (≤ 20) qd=300 tonf/m^2 (N≥ 30)
암반	<ul style="list-style-type: none"> 말뚝부재의 능력에 좌우됨 약한암 (weak rock)이나 풍화암(w.r)의 경우; 말뚝정재하시험 수행 	<ul style="list-style-type: none"> 소켓수침하량이 10mm 이하인 경우; 외주면마찰력 $Q_s \propto q_{SR}$ qSRn: 암반과 소켓면의 극한주면마찰적응력 (=f(σ_c)) σ_c: 암반과 콘크리트중 약한 것의 일축압축강도 소켓부침하량이 10mm 이상인 경우; $Q_s + Q_B$ $Q_B = N_{ms} \cdot C_o \cdot A_B$ C_o: 선단의 일축압축강도 N_{ms}: 계수 		

- Tomlinson, M. J. (1957). "The adhesion of piles in stiff clay soils", Proc. of 5th International Conference, ISSMFE, London, 1957, Vol. 2, pp. 61 - 71
- Meyerhof, G. G. (1976). "Bearing capacity and settlement of pile foundations", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 102, GT3, March 1976, pp. 197 - 228
- Schmertmann, J. H. (1978). "Guidelines for cone penetration test: Performance and design", FHWA - TS - 209 (report), U. S. Dept of Transportation.
- Baguelin, F., Jezequel, J. F., and shields, D. H. (1978). "The Pressurimeter and Foundation Engineering", Trans Tech Publications.

2) 사질토에서 극한 지지력

사질토에 설치된 말뚝의 극한 지지력은 경험적인 유효응력방법 (예를 들면, Nordlund, 1963)을 사용하거나, CPT (예를 들면, Baguelin, 1978)과 같은 원위치시험 방법을 사용하여 계산할 수 있도록 규정하고 있다.

2.1.2 일본 도로교 시방서

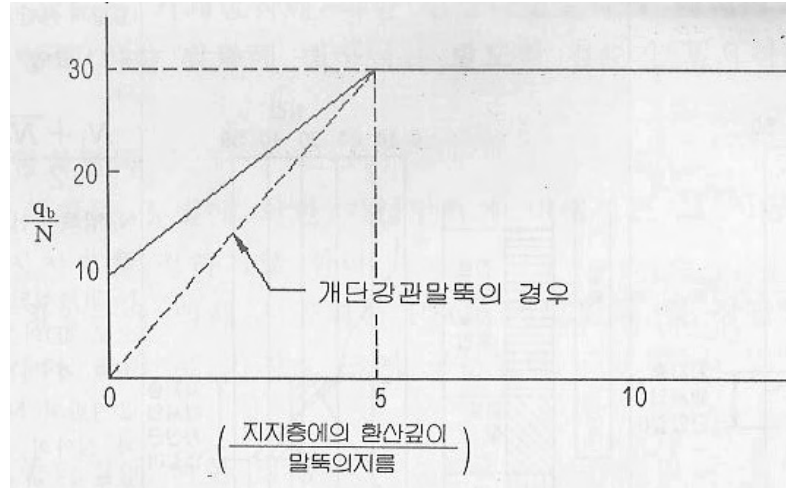
도로교 설계기준에서는 일본 도로교 시방서의 내용을 다음과 같이 소개하고 있다.

1) 타입말뚝

타입말뚝의 경우, 말뚝선단의 극한지지력 q_d 는 그림 2.1을 이용하여 추정하는 것이 좋다. 그림 2.1은 q_d 와 말뚝선단 지반의 설계 N값의 비 q_d / N 을 말뚝지지층에서의 근입비(지지층에서의 환산근입깊이 / 말뚝지름)의 함수로서 나타낸 것이다.

개단강관 말뚝의 경우에는 그림 2.1에서 선단 폐색 효과의 발생깊이를 고려하여 근입비가 5이하에서 극한지지력을 낮추었다. 그리고 그림 2.1은 말뚝 선단 지반이 자갈, 모래, 점성토지반일 때 적용되는 것으로 보통암이나 연암류의 경우는 대상에서 제외된다. 또한, 말뚝 선단 지반의 설계 N값은 지지력 산정상 40을 상한으로 규정한다. 근입비가 5이하일 때 선단지지력을 낮추고 있는데, 이것은 그림 2.1에서 (a) 「지지층이 명확하다고 간주할 수 있는 경우」에도 무리하게 N치가 40이상의 층에 근입비가 5이상 되도록 근입시킬 것을 권하고 있는 것은 아니고, (b) 「중간층과 지지층이 명확하지 않은 경우」에는 근입비를 5 정도로 근입시키면 지지층에 대하여 근입효과를 유효하게 기대할 수 있음을 의미하는 것이다.

따라서, 설계자는 현장의 시공성을 배려하여 설계하고 현장시공시에는 충분한 지지력이 얻어짐에도 불구하고 무리하게 관입시켜서 말뚝본체를 파손시키는 일이 발생하지 않도록 주의해야 한다.



<그림 2.1> 말뚝의 선단 지반의 극한 지지력의 산정도

2) 내부굴착말뚝

내부굴착말뚝에 의해 시공되는 PSC·PHC말뚝 및 강관말뚝의 선단처리방법은 아래와 같이 세가지로 크게 구분하고 있다.

가) 최종타격에 의한 방법

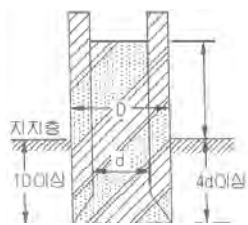
나) 시멘트 밀크를 분사하여 선단 지반 흙과 혼합된 흙-시멘트 기초를 형성하는 방법(사질토 지반에만 적용)

다) 콘크리트 타설에 의한 방법

다만, (나) 방법에서는 PSC와 PHC말뚝의 경우에 바깥지름 400 mm에서 600 mm 정도, 강관말뚝의 경우 바깥지름 500 mm에서 800 mm 정도가 일반적인 범위이며 이들 범위를 넘는 대구경의 내부굴착말뚝에 대해서는 지지력과 침하특성 등을 별도로 검토하는 것이 좋다. 그리고 지지층에는 말뚝지름이상 근입되도록 하고 설계지름은 말뚝지름으로 한다. (다)방법은 말뚝 선단지반을 (가), (나)방법으로 시공할 수 없는 경우에만 적용하기로 한다.

프리보어링 공법은 시공법도 여러 종류로 다양하고 도로교에서 재하시험을 한 경험도 적기 때문에 현재로서는 일률적으로 평가할 수 없다. 따라서 지반조건과 시공조건을 고려하여 적절한 공법을 선정하고 지지 메카니즘에 대해서는 재하시험을 통해 별도로 검토하는 것이 좋다. 특히, 프리보어링 공법은 내부굴착말뚝공법과 달리 말뚝지름 이상의 굴착을 수반하기 때문에 공벽과 말뚝 본체 주변 사이의 공간을 확실히 채울 수 있는 공법을 선정하는 것이 필요하다.

<표 2.2> 내부굴착 말뚝공법에 따른 선단의 극한지지력

선단처리방법	말뚝선단의 극한지지력 산정
최종타격방식	타입말뚝의 산정법을 이용한다
시멘트 밀크 분출 교반방식	극한지지력(tonf/m^2) $q_d=15N(\leq 750)$: 모래층 $\quad \quad \quad 20N(\leq 1000)$: 모래자갈층 여기서, N : 말뚝선단지반의 N값
콘크리트타설방식 	현장타설말뚝의 극한지지력을 적용한다.

2.1.3 말뚝 주면에 작용하는 최대주면마찰력 f_i 의 산정

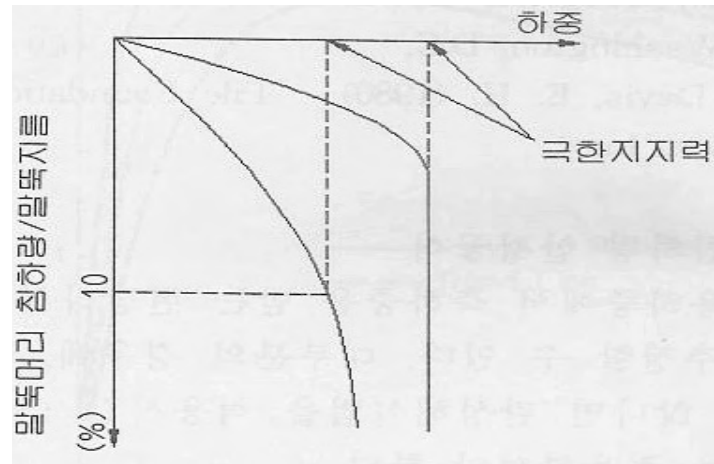
말뚝 주면에 작용하는 최대주면마찰력은 말뚝의 시공방법과 지반 종류에 따라 표 2.3으로부터 추정하는 것이 좋다.

<표 2.3> 최대주면마찰력(tonf/m^2)

<div>시공법</div> <div>지반의 종류</div>	타입공법	현장타설말뚝공법	내부굴착말뚝공법
사질토	$0.2N(\leq 10)$	$0.5N(\leq 20)$	$0.1N(\leq 5)$
점성토	c^* 또는 $N(\leq 15)$	c^* 또는 $N(\leq 15)$	$0.5c^*$ 또는 $0.5N$ $N(\leq 15)$

주) $N \leq 2$ 의 연약층에서는 신뢰성이 부족하기 때문에 주면마찰 저항을 고려 할 수 없다. c^* : 점성토의 전단강도

연직재하시험을 통하여 극한지지력을 판정할 때에는, 재하시험 결과로서 얻어진 말뚝머리하중 - 침하량 곡선이 침하량축에 거의 평행하게 될 때의 하중을 극한 지지력으로 한다 (그림 2.2 참조). 그러나, 침하량이 말뚝지름의 10%를 초과할 때에도 평행하게 되지 않을 경우에는 말뚝지름 10 %에서의 하중을 극한지지력으로 한다.



<그림 2.2> 하중-침하량 곡선의 예

2.2 기타 말뚝의 지지력 산정공식

기타 관련 식은 표2.4와 같다.

<표 2.6> 말뚝의 시공법별 지지력 공식

시공법	선단지지력 산정법	말뚝선단부의 조건	주면마찰력의 산정식	비 고
① 타격공법	$R_p = 30\overline{N}A_p$	\overline{N} 은 말뚝선단부의 평균치 $\overline{N} \leq 60$	$R_F = (\frac{1}{5}\overline{N}_sL_s + \frac{1}{2}\overline{q}_uL_c)\Psi$ $\overline{N}_s \leq 50$ $\overline{q}_u \leq 20$ ($\overline{q}_u = 1.25N$)	건설성 고 시 기준
② 시멘트풀 주입공법	$R_p = 20\overline{N}A_p$	\overline{N} 은 말뚝선단부근의 평균 치 $\overline{N} \leq 50$	$R_F = (\frac{1}{5}\overline{N}_sL_s + \frac{1}{2}\overline{q}_uL_c)\Psi$ $\overline{N}_s \leq 25$ $\overline{q}_u \leq 10$ ($\overline{q}_u \leq 1.25N$)	건설성 고 시 기준
③ 선굴착 근고공법	$R_p = 25\overline{N}A_p$	\overline{N} 은 말뚝선단부근의 평균 치 $\overline{N} \leq 60$	$R_F = (\frac{1}{5}\overline{N}_sL_s + \frac{1}{2}\overline{q}_uL_c)\Psi$ $\overline{N}_s \leq 25$ $\overline{q}_u \leq 10$	건설성 인 정 공법
④ 선굴착 최종타격 공법	$R_p = 30\overline{N}A_p$	\overline{N} 은 1D~4D 평균치 $\overline{N} \leq 60$	$R_F = (\frac{1}{5}\overline{N}_sL_s + \frac{1}{2}\overline{q}_uL_c)\Psi$ $\overline{N}_s \leq 25$ $\overline{q}_u \leq 10$	건설성 인 정 공법
⑤ 선굴착 최종경타 공법	$R_p = 25\overline{N}A_p$	\overline{N} 은 1D~4D 평균치 $\overline{N} \leq 60$	$R_F = (0.9L_c + 2.4L_s)\Psi$	건설성 인 정 공법
⑥ 선굴착 확대근고 공법	$R_p = 25\overline{N}A_p$	\overline{N} 은 1D~4D 평균치 $\overline{N} \leq 60$	$R_F = (\frac{1}{5}\overline{N}_sL_s + \frac{1}{2}\overline{q}_uL_c)\Psi$ $\overline{N}_s \leq 25$ $\overline{q}_u \leq 10$ 주면고정액을 사용하지않는 경 우 $1.5L\Psi$	건설성 인 정 공법
⑦ 속파기 확대근고 공법	$R_p = 25\overline{N}A_p$	\overline{N} 은 1D~4D 평균치 $\overline{N} \leq 60$	$R_F = 1.5L\Psi$	건설성 인 정 공법
⑧ 회전 근고공법	$R_p = 25\overline{N}A_p$	\overline{N} 은 1D~4D 평균치 $\overline{N} \leq 60$	$R_F = (\frac{1}{5}\overline{N}_sL_s + \frac{1}{2}\overline{q}_uL_c)\Psi$ $R_F = 1.5L\Psi$	건설성 인 정 공법

여기서, U : 주면길이 (m)

\overline{N} : 선단에서 아래 1D(D:말뚝직경) 및 위로 4D의 N치의 평균치

\overline{N}_s : 사질토 N치의 평균치

\overline{N}_c : 점성토 N치의 평균치

L_s : 사질토층의 두께 (m)

L_c : 점성토의 두께 (m)

\overline{q}_u : 점성토부분의 말뚝압축강도의 평균치

2.3 말뚝과 기초의 결합부 검토

2.3.1 개 요

말뚝과 확대 기초간의 결합 방법과 그 장단점에 관하여 조사하고, 그 장단점에 대해서 간단한 계산예를 통하여 검증하였다.

2.3.2 말뚝과 확대기초의 결합방법

도로교 설계기준 5.8.11.3 말뚝과 확대기초의 결합부에서 말뚝과 확대기초의 결합부는 말뚝머리 고정으로 설계하도록 규정하고 있다. 이것은 부정정 차수를 높게 하는데 따라 내진 설계상 안전성이 높은 구조물이 얻어지며, 수평 변위량을 작게 하려는데 있다. 말뚝과 기초부를 강결합하는 방법으로는 다음의 두 가지 방법이 있다.

1) 말뚝을 일정한 길이로 매입하는 방법 [그림 2.3]

이 방법의 기본 개념은 후텁속에 말뚝을 일정한 길이만 매립하고, 매립한 부분에 따라 말뚝머리구속 휨모멘트에 저항하도록 하는 것이다. 말뚝의 매립길이에 따라 다르나 일반적으로 말뚝지름만 매립하면 완전히 고정되는 것으로 생각된다. 이 경우, 파일과 후텁의 별도의 연결철근 없이 시공을 하기 때문에 시공성이 좋고 비용 면에서 절감할 수 있다. 그러나 파일을 근입시키기 위해서 후텁의 하층 주철근을 절단해야 하므로, 말뚝주변에 철근 보강이 필요하고, 확대 기초내에 말뚝을 일정 길이 만큼 근입시키므로 후텁 콘크리트 펀칭 전단응력 검토시 단면이 불리하다는 단점이 있다.

2) P.C 강재, 철근을 이용하여 앵커하는 방법 [그림 2.4]

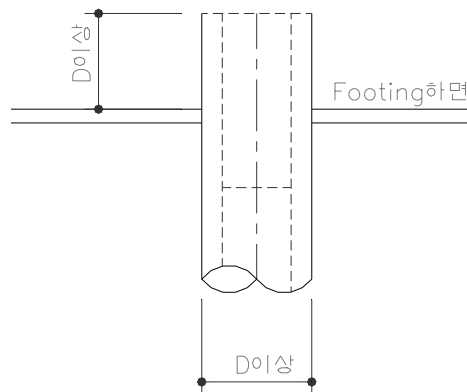
이 방법은 후텁 내의 말뚝의 근입길이는 최소로 하고, 철근으로 보강하여 말뚝 머리 휨 모멘트에 저항하는 방법이다. 이 경우 기초에 근입되는 말뚝의 길이가 최소이기 때문에 주철근이 절단될 우려가 없고 펀칭전단에 대한 단면도 유리하고, 철근으로 보강하므로 결속력 또한 매우 우수하다. 반면에 각 말뚝 두부에 기초와 연결되는 보강 철근이 들어가므로 공사비가 다소 높다. P.C 강재나 철근을 이용하는 방식에 있어서도 아래의 두가지 방법이 있다.

(a) 말뚝본체와 말뚝의 내측을 보강하는 방법 [그림 2.4 (a)]

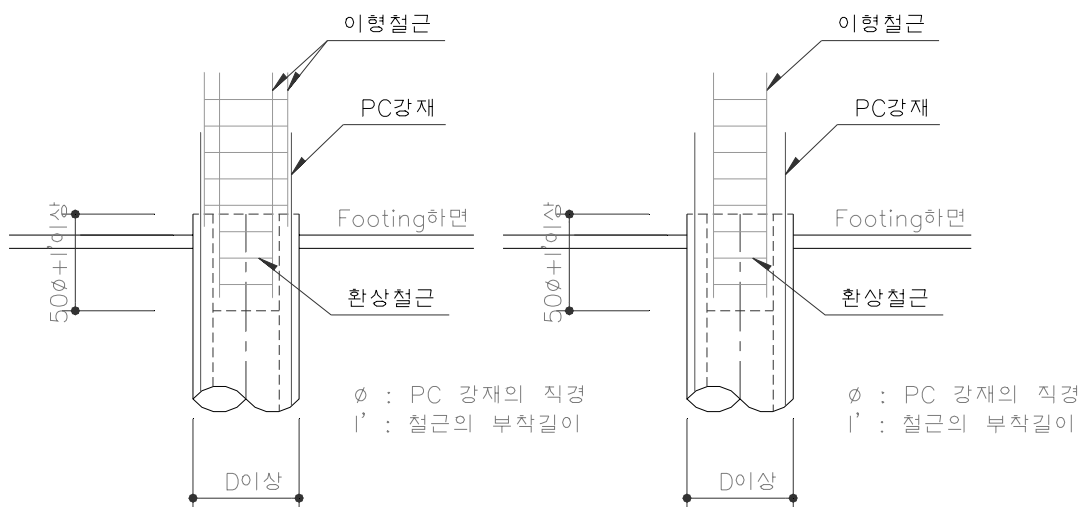
말뚝본체에 PC강재 이외로 미리 필요한 철근을 매립해 두고, 부족분을 말뚝내측에서 보강하는 방법이다. 이 방법은 지지지반이 고르지 못한 경우는, 매립철근이 길어져 비경제적이 되며, 말뚝을 특별히 제작해야 되는 것을 제외하고는 시공성도 좋고 완전히 고정된다고 판단된다.

(b) 말뚝의 내측만을 보강하는 방법 [그림 2.4 (b)]

말뚝의 중공부를 철근콘크리트로서 보강하는 방법이다. 철근량에 따라서 고정도가 다르며 말뚝의 변위가 증대하는 한편, 말뚝머리 구속모멘트는 감소된다.



<그림 2.3> 말뚝을 일정한 길이로 매입하는 방법



(a) 말뚝본체와 말뚝의 내측을 보강하는 방법 (b) 말뚝의 내측만을 보강하는 방법

<그림 2.4> P.C 강재, 철근을 이용하여 앵커하는 방법

<표 2.5> 각 결합방식별 장단점

구 분	방 법 A	방 법 B	비 고
개 요 도			
장 · 단점	<ul style="list-style-type: none"> • 말뚝에 의해 푸팅하측 주철근이 절단됨. • 푸팅과의 결속력이 부족할 우려가 있음. • 경사로 보강되는 철근량이 과다할 경우 철근 순간격이 좁아 콘크리트 타설 곤란 • Skew 교량이 부득이 한 경우 정방향으로 말뚝배치가 곤란하므로 보강철근 배치가 어려움. • 공사비 저렴 • 말뚝지름이 작은 경우 시공 용이 • 확대기초 속에 말뚝을 일정 깊이만큼 근입시키므로 푸팅 콘크리트의 편칭 전단응력 검토시 단면 불리 	<ul style="list-style-type: none"> • 기초에 근입되는 말뚝길이가 최소한으로 주철근이 절단될 우려가 없음. • 말뚝과 확대기초 철근으로 보강하므로 결속력 우수 • 공사비 고가 • 결합철근량 결정시 PC 강재의 배치 개수를 고려 지름 및 개수를 결정해야 하므로 주의 요망 • 확대기초 속으로 근입되는 말뚝길이가 최소한이므로 푸팅 콘크리트의 편칭 전단응력 검토시 단면 유리 	

말뚝 두부 결합부에 있어서 외력의 전달은 다음과 같이 생각할 수 있다.

- ① 압입력 내지 인발력에 대해서는, 말뚝 주면과 후텁 콘크리트의 전단저항 또는 말뚝 두부에 대한 후텁 콘크리트의 지압 저항에 의해 지지시킨다.
- ② 수평력에 대해서는 매립된 말뚝의 전면에 있어서 후텁 콘크리트의 지압저항에 의해 지지시킨다.
- ③ 휨모멘트에 대해서는 A방법의 경우 매립된 말뚝의 전·후면에 있어서 후텁 콘크리트의 지압저항에 의해, B방법의 경우는 결합용 철근을 포함한 가상 철근콘크리트 기둥의 휨저항에 의해 지지시킨다.

말뚝 머리에 있어서의 설계 하중에 대하여 다음과 같은 응력 대조조사를 수행한다.

<표 2.6> 결합부의 검토항목

검 토 항 목	A 방식	B 방식
1) 수직 지압응력	$\sigma_{cv} = \frac{P}{\pi(D-t')t'}$	$\sigma_{cv} = \frac{P}{\pi(D-t')t'}$
2) 편칭 전단응력	$\tau_v = \frac{P}{\pi(D+h)h}$	$\tau_v = \frac{P}{\pi(D+h)h}$
3) 수평 지압응력	$\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} + \frac{6M}{Dl^2}$	$\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl}$
4) 인발력	$S_t = P_t$ $S_{tu} = 0.6fH \quad (2.3M \leq \ell H)$ $= f\left(0.6\frac{M}{\ell} + 0.13\frac{\ell H^2}{M}\right) \quad (2.3M > \ell H)$	※체내보강(방식B-i)인 경우 가상 콘크리트 단면의 응력을 조사하면 만족 ※내측보강(방식B-ii)인 경우 좌측과 동일하게 계산
5) 수평 편칭전단응력(단부)	$\tau_h = \frac{H}{h'(2\ell + D + 2h')}$	$\tau_h = \frac{H}{h'(2\ell + D + 2h')}$
P(수직력), H(수평력), M(모멘트) : 설계단면력 D : 말뚝의 지름(외경), t':말뚝두께, h : 기초두께 - 근입길이 (ℓ) ℓ : 근입길이, f : 말뚝외주와 후텁 콘크리트의 마찰계수 (f = 0.6 for PHC) h' : 수평방향의 편칭 전단력에 저항하는 후텁의 유효두께		

2.3.3 계산예제

본 보고서에서 실은 예제는 ‘말뚝기초의 설계, 도서출판 건설도서’ 3장의 PHC 말뚝의 설계계산예로 준용하여 말뚝과 후팅의 결합부에 대해서 (방식A)와 (방식B)의 결합 방법을 비교하였다.

1) 결합부 설계 조건

$$N(\text{수직력}) = 126.270 \text{ ton}$$

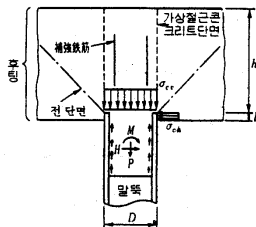
$$H(\text{수평력}) = 10.530 \text{ ton}$$

$$M(\text{모멘트}) = 10.310 \text{ ton-m}$$

※ 단(방식B)의 경우에 가상 철근 콘크리트 단면에 의한 대조조사를 하는 경우 최소 수직력($N_{\min} = -16.710 \text{ ton}$)을 이용하여 불리한 휨 응력에 대해서 검토한다.

2) 비교검토

(a) 후팅 콘크리트의 수직 지압 응력



(방식A, 방식B) - 이 경우는 A와 B의 검토식과 검토식에서 사용하는 변수가 같다.

$$\sigma_{cv} = \frac{N_{\max}}{\pi(D-t')t} = \frac{126270}{\pi(60-9) \times 9} = 87.6 \text{ kg/cm}^2$$

(b) 후팅 콘크리트의 수평지압응력

(방식A)

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{D\ell} + \frac{6M}{D\ell^2} = \frac{10530}{60 \times 60} + \frac{6 \times 1031000}{60 \times 60^2} = 31.564 \text{ kg/cm}^2$$

(방식B)

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{D\ell} = \frac{10530}{60 \times 10} = 18 \text{ kg/cm}^2$$

(c) 후팅 콘크리트의 편칭 전단응력

(방식A)

$$\tau_v = \frac{126270}{\pi(60+50) \times 50} = 7.308 \text{ kg/cm}^2$$

(방식B)

$$\tau_v = \frac{126270}{\pi(60+100) \times 100} = 2.5 \text{ kg/cm}^2$$

(d) 인발력에 의한 말뚝 외주와 후팅 콘크리트의 전단 저항력

(방식A)

$$2.3M = 2.3 \times 1031000 = 2371300$$

$$\ell H = 60 \times 10530 = 631800$$

$$\therefore 2.3M > \ell H \text{ 이므로}$$

$$S_{tu} = f(0.69 \frac{M}{\ell} + 0.13 \frac{\ell H^2}{M})$$

$$= 0.6 \times (0.69 \frac{1031000}{60} + 0.13 \frac{60 \times 10530^2}{1031000})$$

$$= 7617.220 \text{ kg}$$

$$S_{ta} = \frac{S_{tu}}{f_s} = \frac{7617220}{2} \quad f_s(\text{안전률}) = 3(\text{상시}) \quad 2(\text{지진시})$$

$$= 3808.61 \text{ kg}$$

$$S_t = P_t = 6774 \text{ kg}$$

$$S_t > S_{ta} \quad \cdots \text{N.G}$$

(방식B)

여기에서는 가상 철근 콘크리트 단면에 대해 검토하는 한 특별한 인발력에 대한 검토는 필요 없으므로 말뚝본체에 생기는 최대 휨모우멘트와 축방향력에 대해서 안전하도록, 말뚝머리부를 설계한다. 말뚝체내에는 사전에 후팅과의 결합을 위해 보강철근을 배치해 두며, 계산은 중공의 원한단면으로 한다. Nmin의 경우에 계산한다.

$$N = N_{\min} = -16.71 \text{ t} \quad M = 10.31 \text{ t} \cdot \text{m}$$

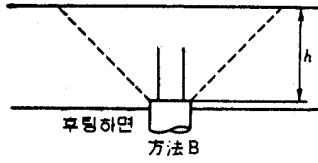
$$y = 30 \text{ cm} \quad y_s = 25.5 \text{ cm} \quad y_0 = 21 \text{ cm}.$$

$$y_s/y = 0.85 \quad y_0/y = 0.70$$

$$e = -0.617 \text{ m}, \quad e/y = -2.06 \text{ 에서}$$

$$M' = 10.31 - 16.71 \times 0.30 = 5.297t \cdot m$$

$$\frac{M'}{Y^3} = 19.62 \text{kg/cm}^2 \quad A_s = d16 - 18 = 35.75 \text{ cm}^2$$



$$p = \frac{A_2}{\pi Y^2} = 0.0126 \quad np = 0.189 \quad c = 3.35 \quad S =$$

8.5

$$\sigma_c = \frac{M'}{Y^3} c = 65.7 \text{kg/cm}^2 < \sigma_{ca}' = 400 \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{M'}{Y^3} S \cdot n = 2500 \text{kg/cm}^2 < \sigma_{sa}' =$$

2700kg/cm²

e) 수평방향 편칭 전단력(τ_h)

h' 은 45cm로 한다.

(방식A)

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2\ell + D + 2h')} = \frac{10530}{45 \times (2 \times 60 + 60 + 2 \times 45)} = 0.867 \text{kg/cm}^2$$

(방식B)

$$\tau_h = \frac{10530}{45 \times (2 \times 10 + 60 + 2 \times 45)} = 1.4 \text{kg/cm}^2$$

3) 계산 결과

<표 2.7> 결합방법별 안전률(허용응력/설계응력)

항 목 (단위 kg/cm ²)	방식 A 안전률	방식 B 안전률
(a) 수직지압응력 ($\sigma_{ca} = 94.5$)	1.079	1.079
(b) 수평지압응력 ($\sigma_{ca} = 94.5$)	2.994	5.250
(c) 수직편칭전단응력 ($\tau_{ca} = 12.8$)	1.752	5.120
(d) 인발력	N.G	콘크리트 ($\sigma_{ca} = 400$) : 5.926 철 근 ($\sigma_{sa} = 2700$) : 1.080
(e) 수평 편칭 전단응력 ($I_h a = 12.8$)	14.764	9.143

이 계산에에서는 전 항목에 걸쳐서 방식 B의 결합상세가 방식A의 결합상세보다 안전율이 좋게 나왔다. 앞의 장·단점 비교에서도 검토한 바와 같이 수직 편칭 전단 응력에 대해서 방식B의 안전율이 A보다 약 3배 정도 높았고, 인발력 부분에서도 방식A의 경우 설계조건을 만족하지 못하는 것으로 검토되었다. 단부말뚝의 수평 편칭 전단응력에 대해서는 근입길이가 깊은 (방식A)의 안전율이 B보다 60% 가량 높게 나왔으며, 이 계산예로 보았을때는 방식B의 결합 상세가 방식A보다 상당히 우수한 것으로 평가되었다. 그러나 계산에 사용되는 여러 변수들 (설계하중, 말뚝직경, 근입길이 등)을 바꾸어가면서 다른 경우에 대해서도 검토가 필요하다.

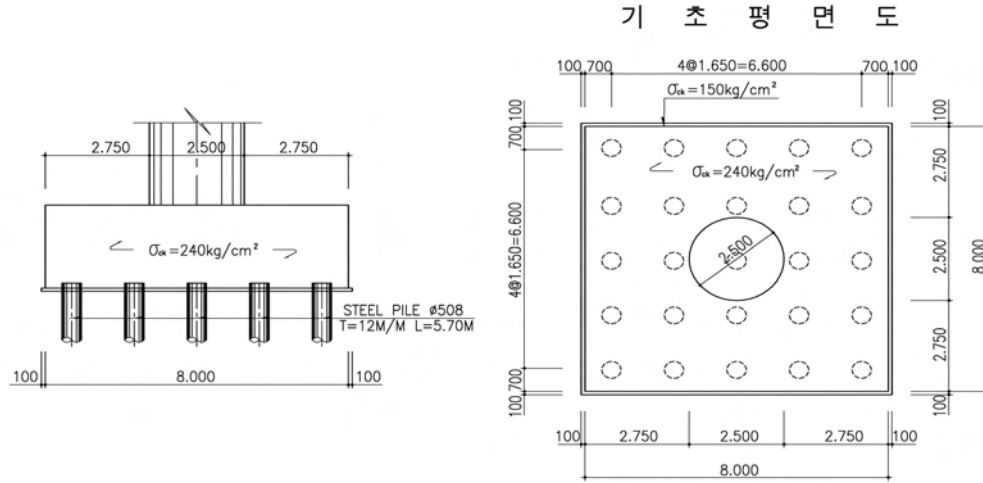
2.3.4 경제성 검토

결합방식에 따른 경제성의 검토는 두 결합 형식에 의해 생기는 철근 물량의 차이로 그 경제성의 차이를 조사해 보고자 한다. 방식A로 결합을 시키는 경우에는 기초 저면의 주철근이 말뚝의 근입으로 인해서 불연속이 되기 때문에 경사보강 주철근이 방식 B와 비교해서 추가적으로 필요하게 된다. 방식 B의 경우는 말뚝 두부와 기초의 결합을 위한 보강철근이 추가적으로 소요되기 때문에 이에 대한 추가철근량에 대한 고려가 필요하다. 그리고 방식A에서 말뚝의 근입부에 배근 되는 철근량의 경우, 방식 B경우의 말뚝 본체에서 나오는 정착철근량과 상쇄하는 것으로 한다.

	방 식 A	방 식 B
후 텅	경사주철근	-
두 부 보 강	-	본체 및 내측 보강
근입 및 정착	상 쇄	상 쇄

검토예제) 서해안 고속도로 ○○교 교각

1) 방식A의 경우



$$A_{ste} = A_{st}' \cos \theta$$

여기서, A_{ste} : 경사 주철근의 유효 단면적 (cm^2)

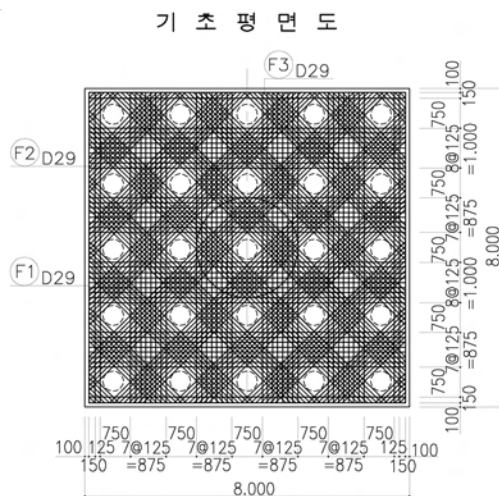
A_{st}' : 경사 주철근의 단면적 (cm^2)

θ : 경사 주철근의 각도

$$A_{st}' = \frac{A_{ste}}{\cos \theta} = \frac{32.10}{\cos 45^\circ} = 45.40 \text{ cm}^2$$

여기서, $A_{ste} = D29 - 5EA = 32.10 \text{ cm}^2$

$\therefore D29 - 8EA = 51.40 \text{ cm}^2$ 로 보강



F1 D29	L=7.800	N=38
F2 D29	L=7.800	N=38
F3 D29	L=5.350	N=152
	L=200~10.500	

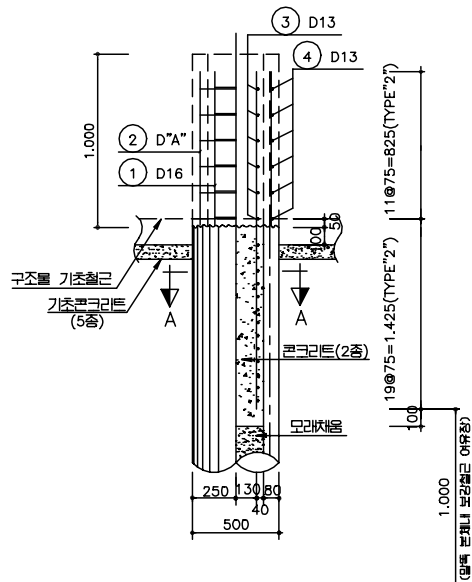
철 근 재 료 표

번호	직경	길이	이	갯	수	총	길이	단위중량	총	중량	비	고
F1	D29		7.800	38		296.400						ADD 3%
F2	"		7.800	38		296.400						
F3	"		5.350	152		813.200						
	소	계				1406.000	5.040		7.086		7.299	
	총	계							7.086		7.299	

\therefore 총사용철근량 : 7.086 ton

2) 방식B의 경우

- 도로공사 표준도 “P.C, PHC 말뚝의 머리보강 상세도”에서 Type-2 적용 (1999.10 표준도)
- Type-2의 경우 사용철근량 0.233ton
- 말뚝본수(25EA) × 0.233ton = 5.825ton

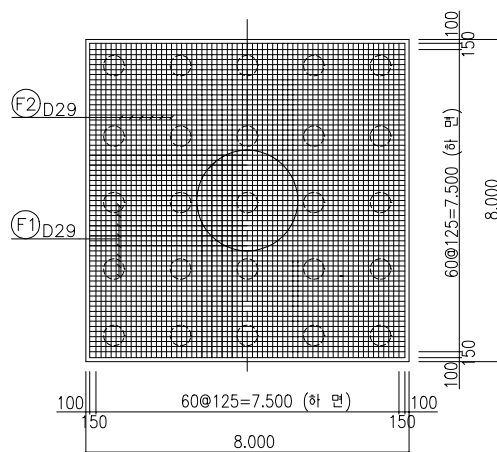


①	D16	L=2,250	N=8
②	D25	L=3,250	N=12
③	D13	L=1,008	N=31
④	D13	L=1,539	N=12

철근재료표

번호	직경	길이	갯수	총 길이	단위중량	총 중량	비고
2	D25	3,250	12	39,000			
	소			39,000	3.980	0.155	ADD 3%
1	D16	2,250	8	18,000			
	소			18,000	1.560	0.028	0.029
3	D13	1,010	31	31,310			
4	"	1,540	12	18,480			
	소			49,790	0.995	0.050	0.052
총	계					0.233	0.241

기초평면도



F1	D29	L=7,800	N=63
F2	D29	L=7,800	N=63

철근재료표

번호	직경	길이	갯수	총 길이	단위중량	총 중량	비고
F1	D29	7,800	63	491,400			
F2	"	7,800	63	491,400			
	소			982,800	5.040	4.953	5.102
총	계					4.953	5.102

∴ 총사용철근량 : 5.825 + 4.953 = 10.778 ton

주) 표준도“P.C, PHC 말뚝의 머리보강 상세도“의 D=500MM, TYPE-2의 경우임.

3) 강중량 비교

	방 식 A (ton)	방 식 B (ton)
후 텅	7.086	4.953
두 부 보 강	0.000	5.825
계	7.086	10.778

구 분	사용철근량 (ton)	공사비 (만원)	비 고
말뚝방법 A	7.086	425	• 철근량 1 ton당 60만원 (개략공사비)
말뚝방법 B	10.778	647	

2.3.5 검토의견

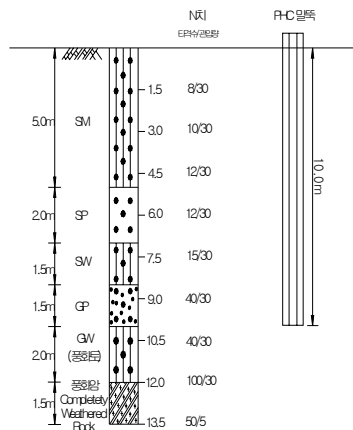
이상에서 말뚝의 두부와 기초의 연결부에 대한 장단점의 비교분석과 경제성에 대한 검토를 하였다. 매립방식인 A 형태의 결합부의 경우, 경제적이라는 장점이 있으나 수직 편칭전단력과 인발력 등에 있어서는 보강형태인 방식 B보다 취약하다는 것을 검증할 수 있었다.

2.4 말뚝 항타성 검토

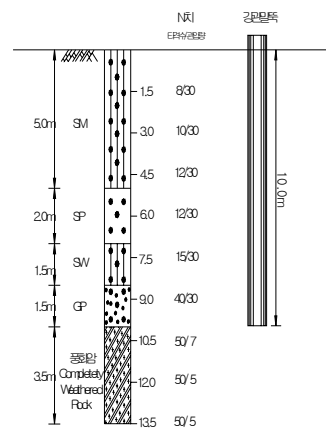
2.4.1 입력조건

1) 지반조건

지반조건은 퇴적토, 풍화잔류토 및 풍화암 등으로 구성되며 관입 말뚝길이는 10m를 기준으로 지지층의 N치가 N=40, 100일때 말뚝관입성에 대하여 검토하였다.



PHC 말뚝(L=10m) 지반 주상도



강관 말뚝(L=10m) 지반 주상도

2) 말뚝조건

본 검토시 적용한 각 말뚝의 제원은 다음과 같다.

말뚝종류	외 경 (cm)	두께 (mm)	단면적 (cm ²)	탄성계수 (kg/cm ²)	압축파괴강도 (kg/cm ²)	비고
강관말뚝	50.8	9	141.1	2.1×10 ⁶	2,400	
	50.8	12	186.9	2.1×10 ⁶	2,400	
PHC말뚝	50.0	80	1,055.6	4.0×10 ⁵	800	
	60.0	90	1,441.9	4.0×10 ⁵	800	

3) 장비조건

HH-5와 HH-7의 유압해머에 대하여 검토하였다.

구 분	HH - 5	HH - 7	비 고
램 중 량 (KN)	49.04	68.65	
램 길 이 (mm)	1,838.96	2,410.46	
최대 Stroke (m)	1.0	1.0	
최대에너지 (KJ)	58.83	82.44	
효 율	0.9	0.9	

2.4.2. 허용응력 및 관입량 기준

검토말뚝에 대한 허용응력 및 최종관입량의 관리기준은 다음과 같다.

허용응력	강관말뚝	항타시 허용압축, 인장응력 < $0.9\sigma_y$ (항복응력의 90%, $2,160\text{kg/cm}^2$)
	PHC말뚝	항타시 허용압축응력 < $0.85\sigma_c - \sigma_{pe}$ ($0.85 \times 800 - 40 = 640\text{kg/cm}^2$) 항타시 허용인장응력 < $0.79\sqrt{\sigma_c + \sigma_{pe}}$, ($0.79 \times \sqrt{800 + 40} = 62.3\text{kg/cm}^2$)
최 종 관 입 량	강관말뚝	최종관입량 $\geq 2\text{mm}$ (관리기준 항타수(BPM) ≤ 500)
	PHC말뚝	최종관입량 $\geq 5\text{mm}$ (관리기준 항타수(BPM) ≤ 200)

2.4.3. 적용말뚝의 항타성분석 결과

1) GRLWEAP 해석결과

(a) 강관말뚝

구 분	강 관 말 뚝($\varnothing 508 \times 9t$)				강 관 말 뚝($\varnothing 508 \times 12t$)			
	HH - 5		HH - 7		HH - 5		HH - 7	
항타장비(유압)								
지지층 N치	40	100	40	100	40	100	40	100
말뚝길이 (m)	10.0				10.0			
최대 말뚝압축응력 (kg/cm^2)	1,957	2,342	2,354	2,853	1,570	2,044	1,826	2,350
최대 말뚝인장응력 (kg/cm^2)	356	356	321	321	234	234	183	186
BPM (blow/m)	1,407	9,999	215	9,999	578	9,999	186	9,999
Set Value (mm/타)	0.7	0.1	4.6	0.1	1.7	0.1	5.4	0.1

(b) PHC말뚝

구 분	PHC 말 뚝(Ø500×80t)				PHC 말 뚝(Ø600×90t)			
	HH - 5		HH - 7		HH - 5		HH - 7	
지지층 N치	40	100	40	100	40	100	40	100
말뚝길이 (m)	10.0				10.0			
최대 말뚝압축응력 (kg/cm ²)	351	353	371	402	311	335	328	408
최대 말뚝인장응력 (kg/cm ²)	67	57	65	68	65	63	80	77
BPM (blow/m)	9,999	9,999	1,076	9,999	9,999	9,999	9,999	9,999
Set Value (mm/타)	0.1	0.1	0.9	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1

2) 분석결과

(a) 강관말뚝

가. Ø508×12t 말뚝은 말뚝 선단지지층의 N치 40 적용시 항타응력과 단위깊이당 항타수(BPM)는 관리기준치 이내인 것으로 분석되었으며, Ø508×9t 말뚝은 항타응력 또는 단위깊이당 항타수(BPM)가 관리기준치를 초과하는 것으로 분석되었다.

나. 선단지지층의 N치 100 적용시 Ø508×12t말뚝은 지지층에서 항타응력은 허용치를 상회하는 것으로 나타났으며, 지지층 관입은 가능하나 말뚝 항타성능은 다소 떨어지는 결과를 나타냈다. 그러나 Ø508×9t 말뚝은 항타응력이 기준치를 초과하므로 지지층 관입이 곤란할 것으로 판단된다.

따라서, 말뚝의 타입공법 적용시 강관말뚝에 의한 지지층 관입 항타시공성은 Ø508×12t 말뚝이 양호한 것으로 판단된다.

(b) PHC말뚝

가. 유압해머에 의한 PHC말뚝의 지지층 관입성분석 결과 말뚝길이 10m 일 때, 말뚝타입 Ø500×80t 및 Ø600×90t 모두 지지층 관입은 불가능하고 말뚝항타시 발생하는 압축응력은 허용치 이내인 것으로 나타났으나, 인장응력은 허용치를 초과하는 것으로 분석되었다.

나. 또한 단위 길이당 항타수(BPM)가 관리기준치를 초과하는 것으로 분석되어 느슨한 사질토층 하부에 기반암 존재시 PHC말뚝에 의한 항타시공성은 강관 말뚝에 비하여 상대적으로 불리하며 지지층 관입은 곤란한 것으로 나타났다.

2.5 2002년 기준 경제성 검토

가정된 지반조건에 대하여 2002년의 재료비 및 노무비를 기준으로 수행하였으며, 현장의 지반조건 및 강관말뚝의 재료비가 변경되는 경우 이에 따라 차이가 발생할 수 있으므로 설계시 재검토되어야 한다.

2.5.1. 교 각 (단위 : 원)

구	분	강 관 말 뚝		P.H.C 말 뚝											
		ø508, t=9m/m		ø500, t=80m/m						ø600, t=90m/m					
		타입식	SIP	A종	B종	C종	A종	B종	C종	A종	B종	C종	A종	B종	C종
T형교각 (향타장 L=16m)	본 수	45	56	46	46	46	64	64	64	32	32	32	49	49	49
	자 재 비	34,904,064	42,491,994	23,682,456	30,787,156	37,891,992	32,949,504	42,834,304	52,719,168	22,888,686	29,761,792	36,629,888	35,055,972	45,572,744	56,089,516
	향 타 비	5,464,800	28,831,208	6,055,716	6,055,716	6,055,716	32,532,000	32,532,000	32,532,000	4,933,632	4,933,632	4,933,632	26,390,910	26,390,910	26,390,910
	두부 및 선단보강	7,257,742	8,835,512	10,671,882	10,671,882	10,671,882	11,802,432	11,802,432	11,802,432	10,303,616	10,303,616	10,303,616	12,215,700	12,215,700	12,215,700
	기 타	26,956,767	30,613,546	26,956,721	26,956,721	26,956,721	34,773,379	34,773,379	34,773,379	28,441,396	28,441,396	28,441,396	38,181,141	38,181,141	38,181,141
π형교각 (향타장 L=12m)	계	47,635,651	80,158,680	40,410,080	47,514,780	54,619,536	77,344,000	87,228,800	97,113,664	38,130,976	44,999,072	51,857,168	73,662,631	84,179,403	94,686,175
	본 수	35	60	45	45	45	77	77	77	35	35	35	54	54	54
	자 재 비	19,918,080	34,145,280	17,716,880	23,031,900	28,346,940	30,315,516	39,410,140	48,504,764	19,148,220	24,892,665	30,637,145	29,542,988	38,405,826	47,288,738
	향 타 비	1,861,145	16,042,550	2,907,225	2,907,225	2,907,225	20,046,411	20,046,411	20,046,411	2,833,565	2,833,565	2,833,565	15,375,636	15,375,636	15,375,636
	두부 및 선단보강	5,031,005	8,624,580	6,889,925	6,889,925	6,889,925	9,007,229	9,007,229	9,007,229	7,486,325	7,486,325	7,486,325	8,606,466	8,606,466	8,606,466
	기 타	22,518,800	26,452,854	22,508,800	22,508,800	22,508,800	33,567,093	33,567,093	33,567,093	24,020,601	24,020,601	24,020,601	33,878,871	33,878,871	33,878,871
	계	26,809,265	58,812,480	27,494,055	32,809,095	38,124,135	59,399,233	68,463,857	77,558,481	29,468,145	35,212,390	40,957,070	53,525,124	62,387,982	71,250,894

※ 기타 수량은 Con'c, 철근, 토공, 거푸집 물량을 포함하는 수량임.

2.5.2. 교 대

(단위 : 원)

구 분	강 관 말 뚝		P.H.C 말 뚝											
	ø508, t=9m/m		ø500, t=80m/m						ø600, t=90m/m					
	타입식	SIP	타 입 식			SIP			타 입 식			SIP		
교대 (항타장 L=12.5m)	본 수	48	A종	B종	C종	A종	B종	C종	A종	B종	C종	A종	B종	C종
	21,340,800	28,454,400	22,047,648	22,520,080	32,756,464	27,559,560	35,827,400	44,085,240	19,685,312	23,470,227	31,512,492	24,619,140	32,004,855	39,390,615
	1,952,748	13,467,024	3,723,608	2,925,692	3,457,636	18,753,420	18,753,420	18,753,420	3,002,616	2,752,398	3,002,616	13,409,055	13,409,055	13,409,055
	5,174,748	6,899,664	8,632,512	6,782,688	8,015,904	8,188,390	8,188,390	8,188,390	7,781,976	7,133,478	7,781,976	7,172,055	7,172,055	7,172,055
	21,349,849	21,520,321	21,349,849	21,349,849	21,349,849	22,735,430	22,735,430	22,735,430	21,956,539	21,349,849	21,349,849	26,591,159	26,591,159	26,591,159
기 타	49,818,145	70,341,409	55,753,617	53,578,309	65,579,833	77,236,800	85,504,640	93,772,480	52,446,538	54,705,952	63,646,933	71,791,409	79,177,124	86,562,884
계														

※ 기타 수량은 Con'c, 철근, 토공, 거푸집 물량을 포함하는 수량임.

2.5.3. 검토 결과

1) m당 공사비 분석결과

(a) 타입식 : PHC(ø500, 80t) A종, B종 > 강관말뚝(ø508, 9t)

강관말뚝(ø508, 9t) > PHC(ø500, 80t) C종, PHC(ø600, 90t) A종~C종

(b) S.I.P : PHC(ø500, 80t) A종, B종 > 강관말뚝(ø508, 9t)

강관말뚝(ø508, 9t) > PHC(ø500, 80t) C종, PHC(ø600, 90t) A종~C종

2) Pile 최적량 산정에 따른 물량비교 분석결과

(a) 교 각

구분	T 형 교 각						π 형 교 각					
	강관말뚝 (ø508, 12t)		P.H.C (ø500, 80t)		P.H.C (ø600, 90t)		강관말뚝 (ø508, 12t)		P.H.C (ø500, 80t)		P.H.C (ø600, 90t)	
	타입 식	S.I.P	타입 식	S.I.P	타입 식	S.I.P	타입 식	S.I.P	타입 식	S.I.P	타입 식	S.I.P
Pile 본 수	46	56	46	64	32	49	35	60	45	77	35	54

(b) 교 대

구 분	역 T 형 교 대									
	강관말뚝 (ø508, 12t)		P.H.C (ø500, 80t)				P.H.C (ø600, 90t)			
	타입식	S.I.P	타 입 식			S.I.P	타 입 식			S.I.P
			A종	B종	C종		A종	B종	C종	
Pile 본 수	36	48	56	44	52	70	36	33	36	45

가. 일반적으로 강관말뚝의 경우 현재까지 항타성의 우수성이 인정되어 고속도로 현장에서 많이 적용되어온 반면, PHC 말뚝은 실질적인 항타성 분석시 단위깊이 당 항타수(BPM) 200을 한계치로한 의미는 항타성이 떨어지는 것으로 판단된다.

나. 최적물량에 따른 교각 및 교대 구조물의 경제성 검토 결과는 다음과 같다.

1) 교 각

(a) T형 교각

-타입식

PHC(ø500, 80t) A,B종 > PHC(ø600, 90t) A,B종 > 강관말뚝(ø508, 9t)

강관말뚝(ø508, 9t) > PHC(ø600, 90t) C종 > PHC(ø500, 80t) C종

-S.I.P

강관말뚝(ø508, 9t) > PHC(ø600, 90t) A,B종 > PHC(ø500, 80t) A,B종

강관말뚝(ø508, 9t) > PHC(ø500, 80t) C종 > PHC(ø600, 90t) C종

(b) π 형 교각

-타입식

강관말뚝(ø508, 9t) > PHC(ø500, 80t) A,B,C종 > PHC(ø600, 90t) A,B,C종

-S.I.P

강관말뚝(ø508, 9t) > PHC(ø600, 90t) A,B,C종 > PHC(ø500, 80t) A,B,C종

2) 교 대

(a) 타입식

강관말뚝(ø508, 9t) > PHC(ø600, 90t) A종 > PHC(ø500, 80t) A종

강관말뚝(ø508, 9t) > PHC(ø500, 90t) B종 > PHC(ø600, 90t) B종

강관말뚝(ø508, 9t) > PHC(ø600, 90t) C종 > PHC(ø500, 80t) C종

(b) S.I.P

강관말뚝(ø508, 9t) > PHC(ø600, 90t) A,B,C종 > PHC(ø500, 80t) A,B,C종

2.6 2008년 기준 경제성 검토

가정된 지반조건에 대하여 2008년의 재료비 및 노무비를 기준으로 수행하였으며, 현장의 지반조건 및 강관말뚝의 재료비가 변경되는 경우 이에 따라 차이가 발생할 수 있으므로 설계시 재검토되어야 한다.

2.6.1 교 각

(단위 : 원)

구 분		강 관 말 뚝		PHC 말 뚝									
		ø508, t=9m/m		ø600, t=80m/m					ø600, t=90m/m				
		타입식	SIP	타 입 식			SIP			타 입 식			SIP
T형교각 (향타장 L=16m)	본 수	45	56	A종	B종	C종	A종	B종	C종	A종	B종	C종	
	자 재 비	104,140,800	129,597,440	25,490,118	33,137,113	40,784,159	35,464,512	46,103,810	56,743,177	24,243,320	31,522,802	38,737,284	48,239,291
	향 타 비	9,692,400	38,976,000	14,337,280	14,337,280	14,337,280	29,184,000	29,184,000	29,184,000	11,980,800	11,980,800	11,980,800	25,793,600
	두 부 및 선단보강	5,582,555	6,947,192	11,757,600	11,757,600	11,757,600	16,338,400	16,338,400	16,338,400	8,179,200	8,179,200	8,179,200	12,524,400
	기 타	28,956,767	30,613,546	26,956,721	26,956,721	26,956,721	34,773,379	34,773,379	34,773,379	28,441,336	28,441,336	28,441,336	38,181,141
계		146,342,532	206,134,178	78,541,719	88,188,714	93,835,760	115,780,291	126,419,589	137,653,956	72,849,716	80,124,198	87,398,680	124,768,432
π형교각 (향타장 L=12m)	본 수	35	60	45	45	45	77	77	77	35	35	35	54
	자 재 비	60,748,800	104,140,800	18,715,500	24,330,130	29,944,761	32,024,300	41,631,557	51,238,814	19,908,000	25,880,379	31,825,759	39,929,728
	향 타 비	5,636,400	31,320,000	10,519,200	10,519,200	10,519,200	26,334,000	26,334,000	26,334,000	9,828,000	9,828,000	9,828,000	21,319,200
	두 부 및 선단보강	4,341,995	7,443,420	11,502,000	11,502,000	11,502,000	19,681,200	19,681,200	19,681,200	8,946,000	8,946,000	8,946,000	13,802,400
	기 타	22,508,800	26,452,854	22,508,800	22,508,800	22,508,800	33,567,093	33,567,093	33,567,093	24,020,601	24,020,601	24,020,601	33,878,871
계		93,255,995	169,357,074	63,245,500	68,880,130	74,474,761	111,606,593	121,213,850	130,821,107	62,702,601	68,674,980	74,620,330	108,990,199

※ 기타 수량은 Con'c, 철근, 토공, 거푸집 물량을 포함하는 수량임.

2.6.2 교 대

(단위 : 원)

구분		강관 말뚝		PHC 말뚝											
		ø508, t=9m/m		ø500, t=80m/m						ø600, t=90m/m					
				타입식			SIP			타입식			SIP		
		타입식	SIP	A종	B종	C종	A종	B종	C종	A종	B종	C종	A종	B종	C종
교대 (행타장 L=12.5m)	본수	36	48	56	44	52	70	70	70	36	33	36	45	45	45
	자재비	65,088,000	86,784,000	24,260,824	24,780,679	36,044,607	30,326,030	39,423,808	48,521,586	21,330,000	25,418,230	34,127,956	26,682,500	34,661,222	42,659,945
	항타비	6,039,000	21,100,000	13,636,000	10,714,000	12,662,000	24,937,500	24,937,500	24,937,500	10,530,000	9,652,500	10,530,000	18,506,250	18,506,250	18,506,250
	두부 및 선단보강	4,466,052	5,954,736	14,910,000	11,715,000	13,845,000	18,637,500	18,637,500	18,637,500	9,585,000	8,786,250	9,585,000	11,981,250	11,981,250	11,981,250
	기타	21,349,849	21,520,321	21,349,849	21,349,849	21,349,849	22,735,430	22,735,430	22,735,430	21,966,599	21,349,849	21,349,849	26,591,159	26,591,159	26,591,159
계		96,942,901	135,359,057	74,156,673	68,559,528	83,901,456	96,636,460	105,734,238	114,832,016	63,411,599	65,206,829	75,592,805	83,741,159	91,739,881	99,738,604

※ 기타 수량은 Con'c, 철근, 토공, 거푸집 물량을 포함하는 수량임.

2.6.3 검토 결과

1) m당 공사비 분석결과

- (a) 타입식 : PHC(ø600, 90t) A~C종 > PHC(ø500, 80t) A종~C종
PHC(ø500, 80t) A종~C종 > 강관말뚝(ø508, 9t)
- (b) S.I.P : PHC(ø600, 90t) A~C종 > PHC(ø500, 80t) A종~C종
PHC(ø500, 80t) A종~C종 > 강관말뚝(ø508, 9t)

2) Pile 최적량 산정에 따른 물량비교 분석결과

(a) 교 각

구분	T 형 교 각						π 형 교 각					
	강관말뚝 (ø508, 12t)		PHC (ø500, 80t)		PHC (ø600, 90t)		강관말뚝 (ø508, 12t)		PHC (ø500, 80t)		PHC (ø600, 90t)	
	타입식	S.I.P	타입식	S.I.P	타입식	S.I.P	타입식	S.I.P	타입식	S.I.P	타입식	S.I.P
Pile 본 수	46	56	46	64	32	49	35	60	45	77	35	54

(b) 교 대

구 분	역 T 형 교 대									
	강관말뚝 (ø508, 12t)		PHC (ø500, 80t)				PHC (ø600, 90t)			
	타입식	S.I.P	타 입 식			S.I.P	타 입 식			S.I.P
			A종	B종	C종		A종	B종	C종	
Pile 본 수	36	48	56	44	52	70	36	33	36	45

가. 일반적으로 강관말뚝의 경우 현재까지 항타성의 우수성이 인정되어 토목구조물 현장에서 많이 적용되어온 반면, PHC 말뚝은 실질적인 항타성 분석시 단위깊이당 항타수(BPM) 200을 한계치로한 의미는 항타성이 문제가 있는 것으로 사료되는 바 동일한 조건의 경우라면 강관말뚝은 타입식만으로 사용이 가능하고, PHC 말뚝은 SIP 공법의 시공현장에 적용함이 타당하다.

나. 최적물량에 따른 교각 및 교대 구조물의 경제성 검토 결과는 다음과 같다.

1) 교 각

(a) T형 교각

-타입식

PHC(ø600, 90t) A~C종 > PHC(ø500, 80t) A~C종 > 강관말뚝(ø508, 9t)

-S.I.P

PHC(ø600, 90t) A~C종 > PHC(ø500, 80t) A~C종 > 강관말뚝(ø508, 9t)

(b) π형 교각

-타입식

PHC(ø600, 90t) A,B종 > PHC(ø500, 80t) A,B종 > 강관말뚝(ø508, 9t)

PHC(ø500, 80t) C종 > PHC(ø600, 90t) C종 > 강관말뚝(ø508, 9t)

-S.I.P

PHC(ø600, 90t) A~C종 > PHC(ø500, 80t) A~C종 > 강관말뚝(ø508, 9t)

2) 교 대

(a) 타입식

PHC(ø600, 90t) A~C종 > PHC(ø500, 80t) A~C종 > 강관말뚝(ø508, 9t)

(b) S.I.P

PHC(ø600, 90t) A~C종 > PHC(ø500, 80t) A~C종 > 강관말뚝(ø508, 9t)

2.7 최근 고속도로 설계경향

기초는 지반조건 및 교량상부형식 등에 따라 달리 나타나며, 최근 설

계준공된 노선에 대한 기초 설계현황을 조사한 결과 강관말뚝이 약 90%, 현장타설말뚝이 약10%를 차지하며, PHC말뚝의 경우 사용빈도가 매우 낮은 것으로 조사되었다. PHC말뚝의 가격이 저렴하여도 고속도로 교량에 기피되는 것은 내진 설계로 인한 연결부의 안정성 확보 및 시공성등을 고려하여 강관말뚝의 선호도가 높은 것으로 판단된다.

3. 공사시 설계변경 사례

3.1 시공법 변경

3.1.1. 배경

정부의 총사업비 관리 방침에 따라 공사시 공사비 증액으로의 설계변경은 매우 곤란한 실정으로 불가피한 경우에 한하여 제한적으로 이루어진다. 이러한 이유로 기초 공사시 말뚝재질의 변경은 고속도로에서는 거의 발생되지 않고 있으며, 다만 시공법 변경이 주로 발생되고 있다.

3.1.2. 변경내용

전주~광양간 고속도로 ○공구 현장 중, ○○교 광양방향 교각 7, 8 전주방향 교각 6, 7, 8 및 교대 A2에 적용된 S.I.P 말뚝에 대하여 시험시공을 실시한 결과 기초하부에 자갈 및 호박돌이 혼재된 붕적층이 분포하므로 오거에 의한 천공이 곤란하여 말뚝시공을 위한 천공방법을 결정하고 수정, 보완할 필요가 있어 설계변경을 검토한다.

1) 교량현황

구 분 교 량 명	연 장	상부형식	하 부 형 식		비 고
			교 대	교 각	
○ ○ 교	3@35+3@35 +3@35=315	P.S.C BEAM	역T형	π형	

2) 하부기초 형식

(광양방향)

구 분 교 량 명	교대기초		교 각								비고
	A1	A2	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	
○ ○ 교	항타 말뚝	매입 말뚝	직접	직접	직접	직접	직접	직접	매입 말뚝	매입 말뚝	

(전주방향)

교 량 명 구 분	교대기초		교 각								비고
	A1	A2	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	
○ ○ 교	향타 말뚝	매입 말뚝	직접	직접	직접	직접	직 접	매입 말뚝	매입 말뚝	매입 말뚝	

3) 설계시 매입말뚝기초의 시공법 적용현황

매입말뚝 적용구간은 주변에 기초시공으로 인한 소음 및 영향을 받을 수 있는 마을 주택들이 분포하고 있어 저소음·저진동 공법인 S.I.P공법을 설계에 반영하였다. 말뚝 기초 적용구간 상부에 분포하는 붕적층은 실트질 모래섞인 자갈 전석층으로 분류되었으나 시추조사시 확인 가능한 시료직경(약 54mm)의 한계를 고려하여 시추시료상자 및 현장지층 확인결과 실트질 모래 및 자갈층 내에 일부 호박돌층이 분포하고 있는 것으로 판단하여 일반적인 스크류오거에 의한 S.I.P 공법 시공이 가능할 것으로 예상하였다.

4) 어스오거(Earth Auger)를 이용한 S.I.P말뚝 시험시공 결과

본 현장에 어스오거를 이용한 시험시공 결과 붕적층 내에 5~50cm 크기의 자갈과 호박돌이 포함되어 있어 어스오거를 이용하여 천공할 경우 오거굴착이 이루어지지 않고 호박돌에 의해 옆으로 밀려 측면방향으로 굴착공만 확대되었다.

5) T4를 이용한 S.I.P말뚝 시험시공 결과

현장여건에 따라 장비를 조합하여 어스오거 대신 T4를 이용한 시험시공을 실시하였다. 시험시공 결과 T4를 이용하여 자갈 및 호박돌 층을 관통하고 양질의 지지층까지 굴착하였으며, Casing을 사용하지 않고도 공벽이 유지되어 굴착 및 강관말뚝 시공이 용이하였다.

3.1.3. 검토의견

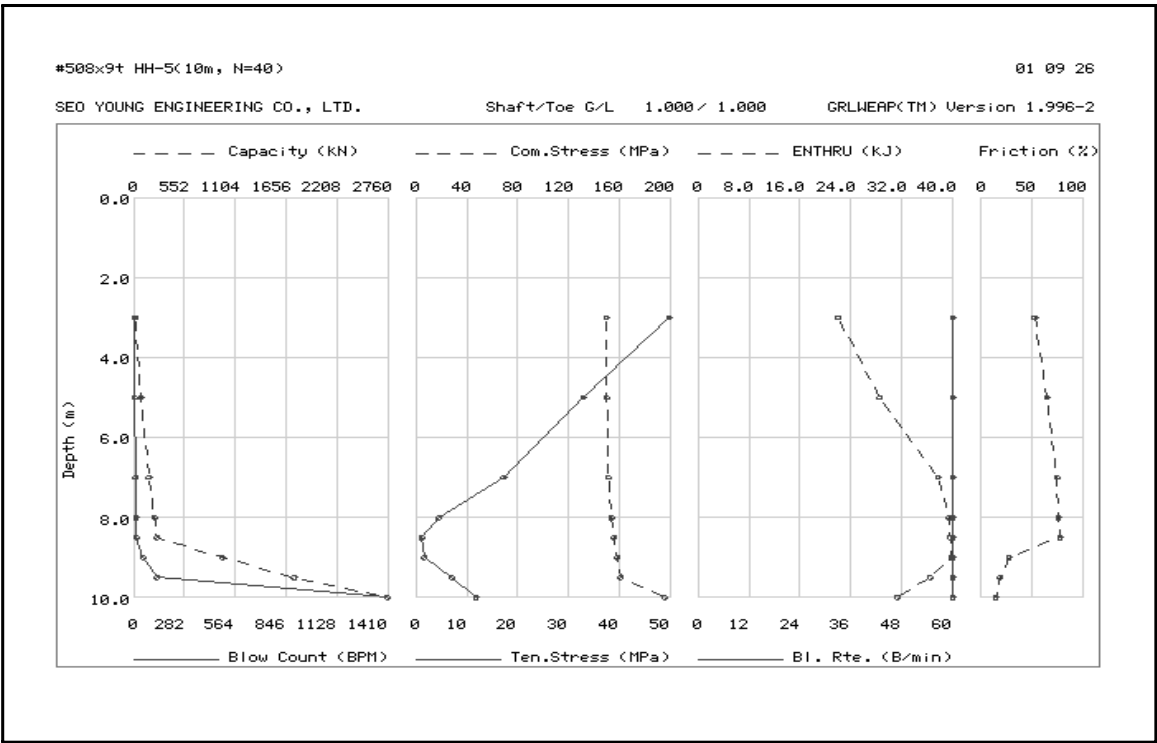
- 1) ○○교의 광양방향 교각 7, 8과 전주방향 교각 6, 7, 8 및 교대 A2는 소음·진동 영향검토결과 매입말뚝(S.I.P)을 적용하였으며, 어스오거를 이용한 시험시공결과 설계시 시료

상자 및 현장 표층확인을 통해 예상했던 호박돌의 분포보다 많은 호박돌이 분포하는 것으로 확인되어 자갈 또는 호박돌에 의해 어스오거를 이용한 천공이 곤란한 것으로 판단된다.

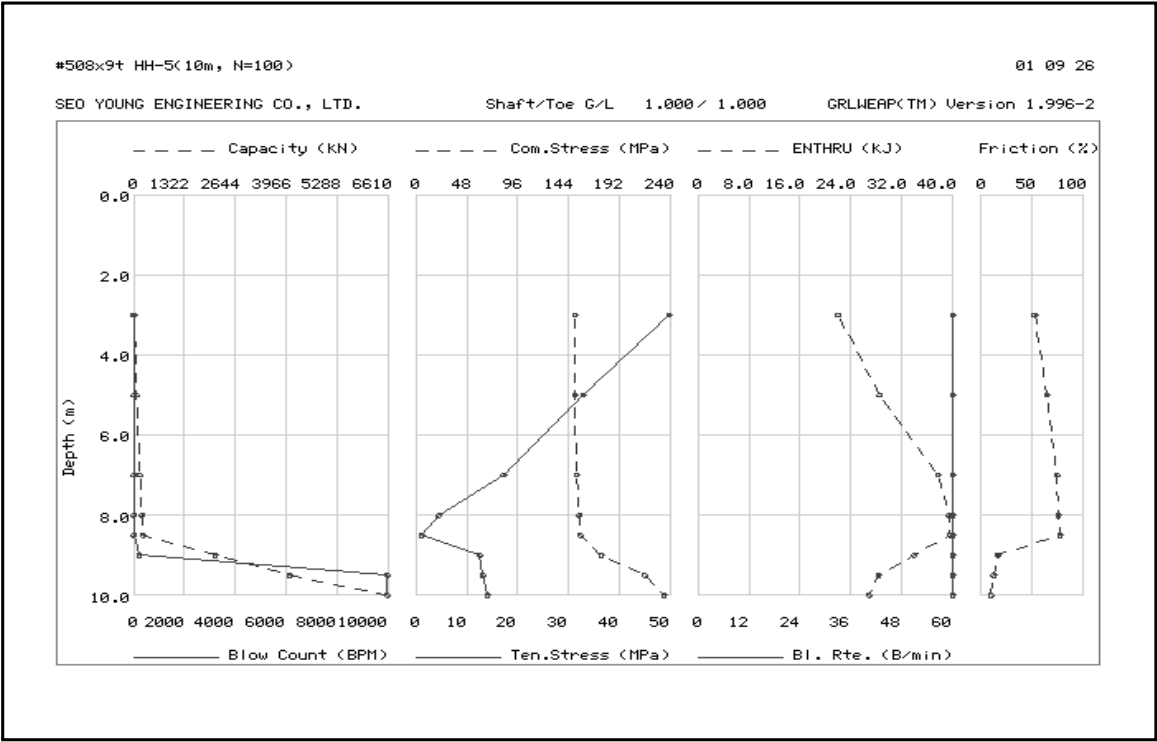
2) 자갈 및 호박돌을 함유한 붕적층을 관통하여 양질의 지지층까지 천공하기 위하여 T4를 이용한 시험시공결과 천공 및 공벽유지가 양호하여 말뚝시공이 용이하였다.

3) S.I.P말뚝 시공시 호박돌이 함유된 구간에 대해서는 어스오거 대신 T4를 이용한 천공 후 S.I.P말뚝을 시공하는 방법이 합리적인 것으로 판단된다.

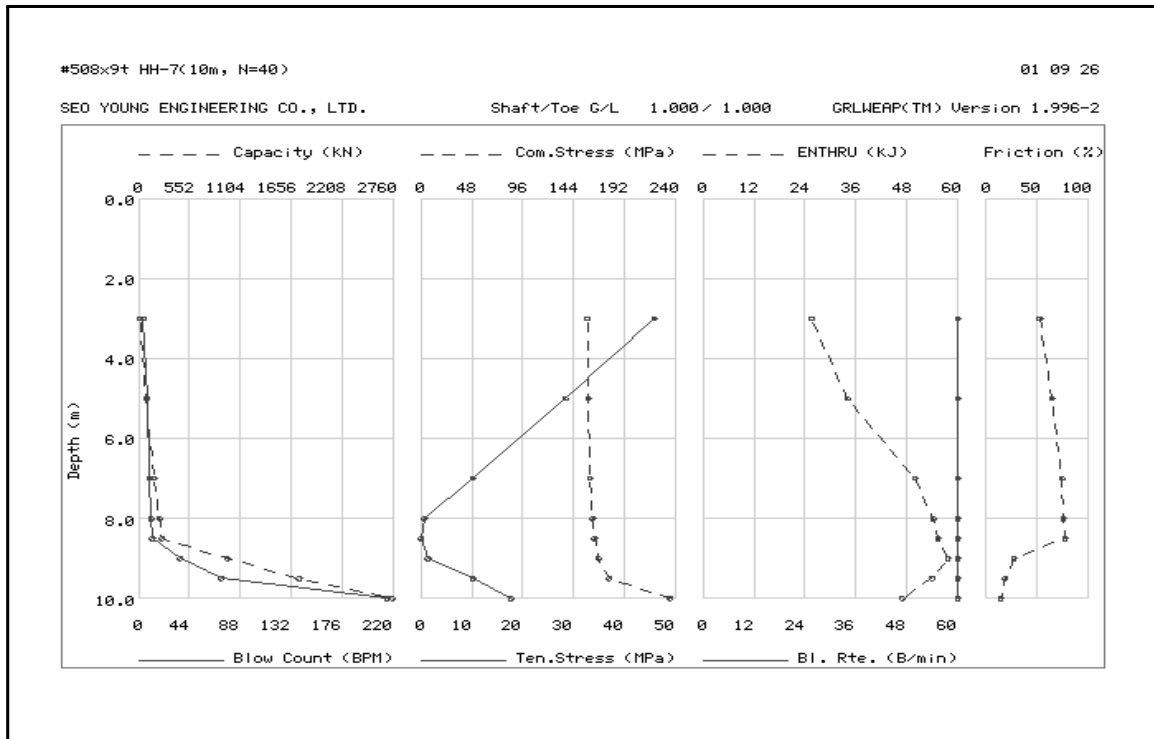
별첨 1. 강관말뚝과 PHC말뚝의 항타성분석 결과



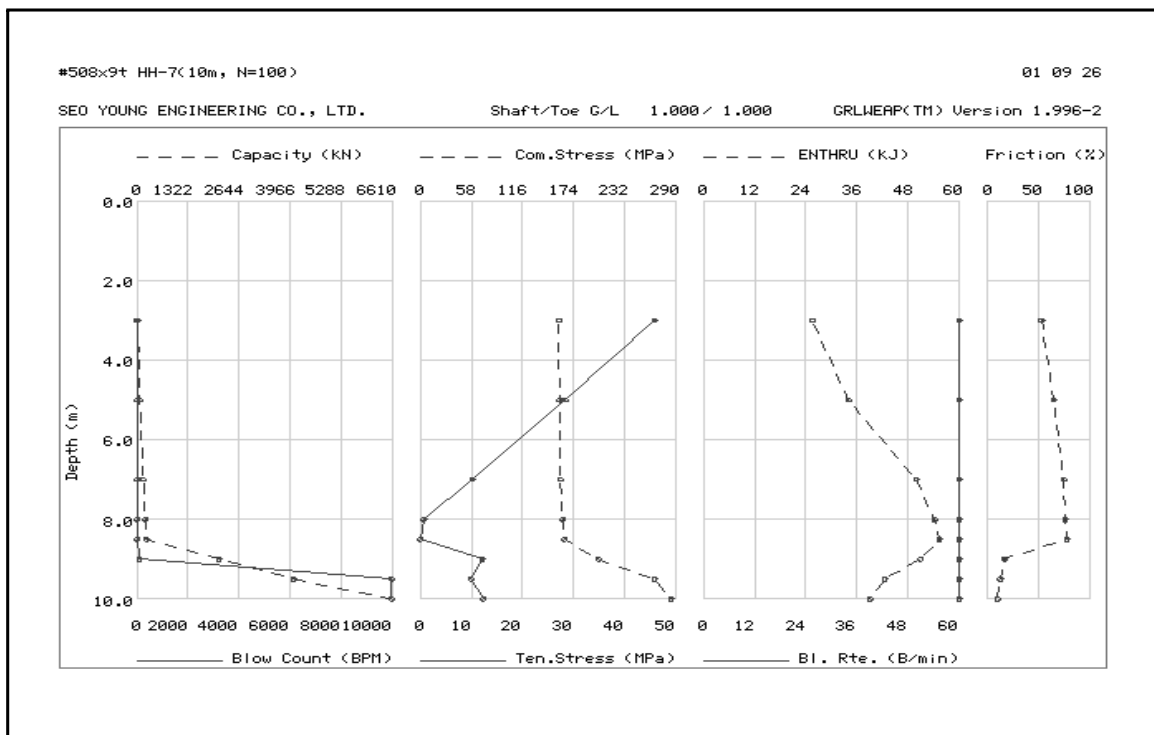
(그림-1) 강관말뚝 Ø508×9t (HH-5, N=40)



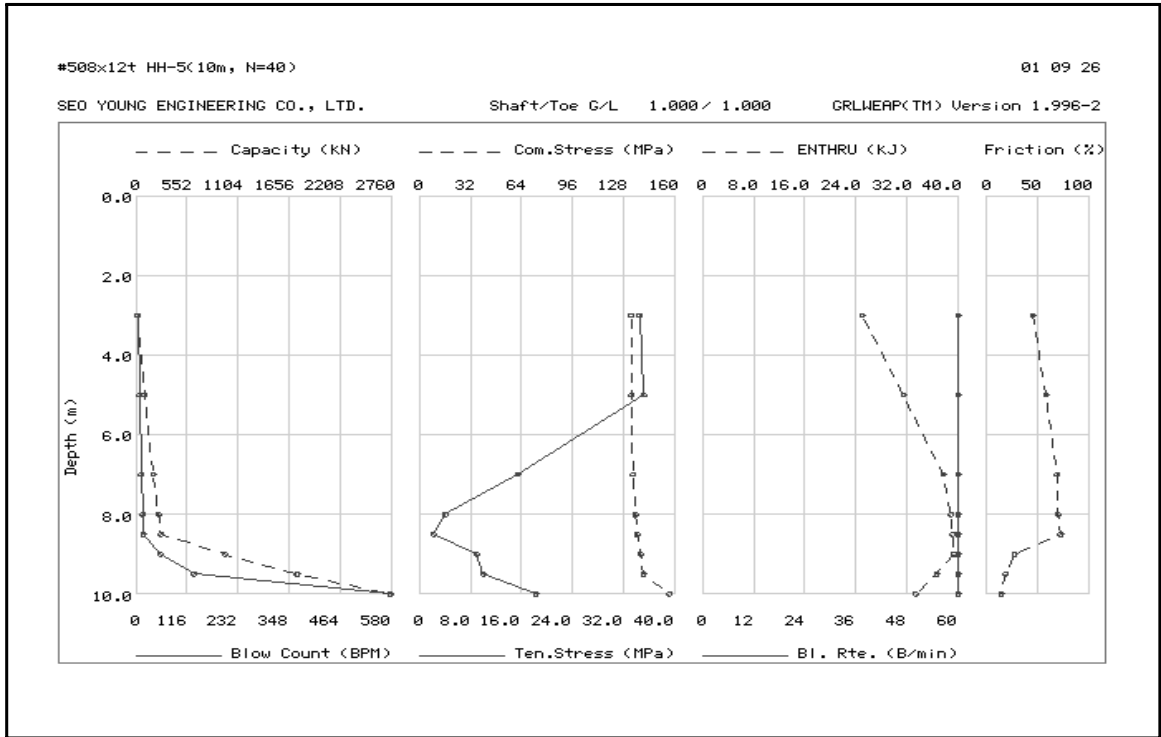
(그림-2) 강관말뚝 Ø508×9t (HH-5, N=100)



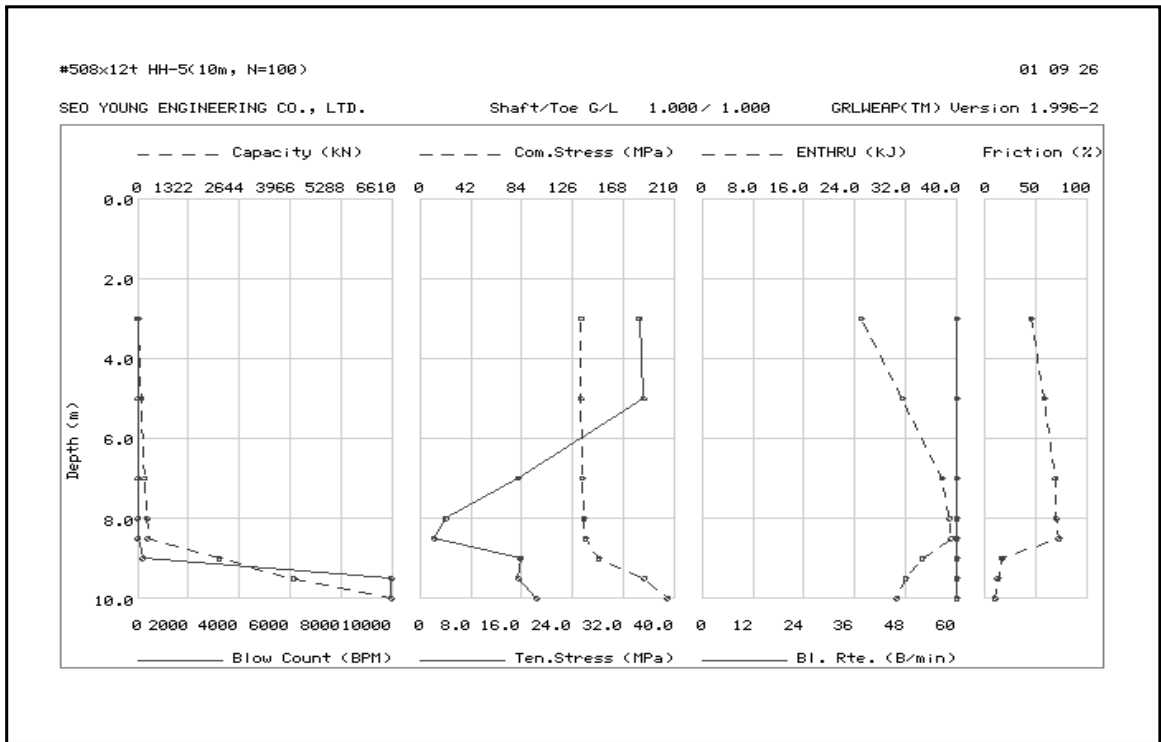
(그림-3) 강관말뚝 Ø508×9t (HH-7, N=40)



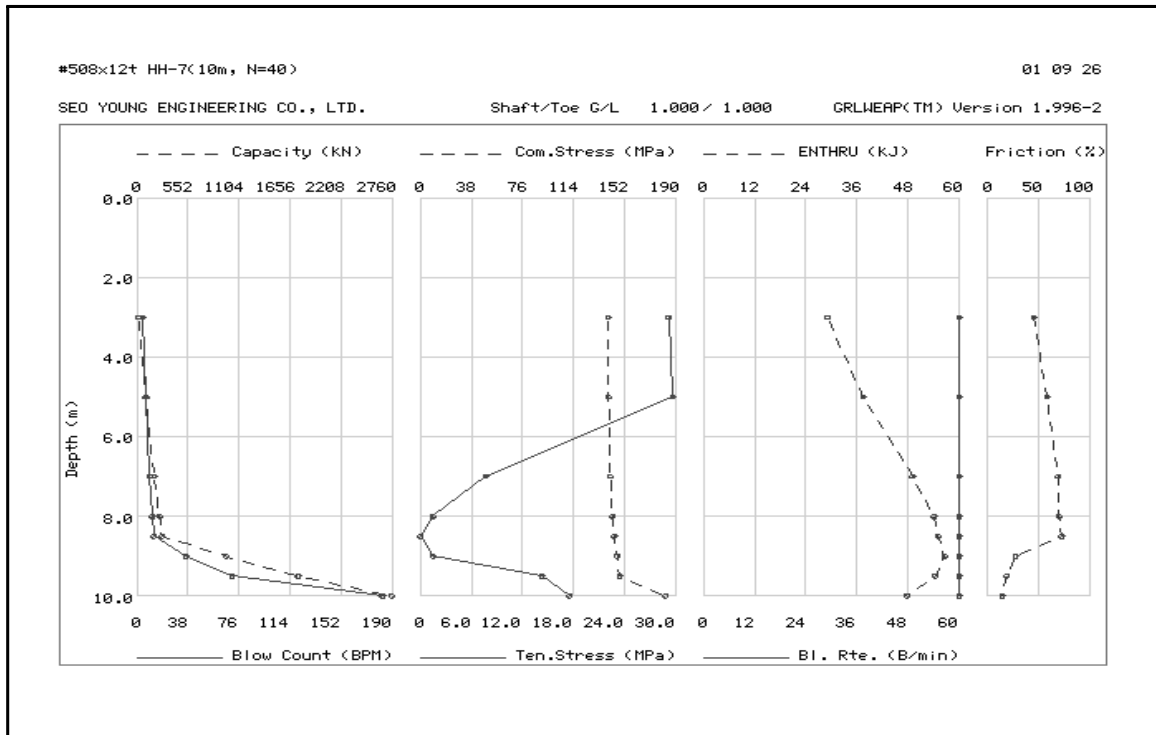
(그림-4) 강관말뚝 Ø508×9t (HH-7, N=100)



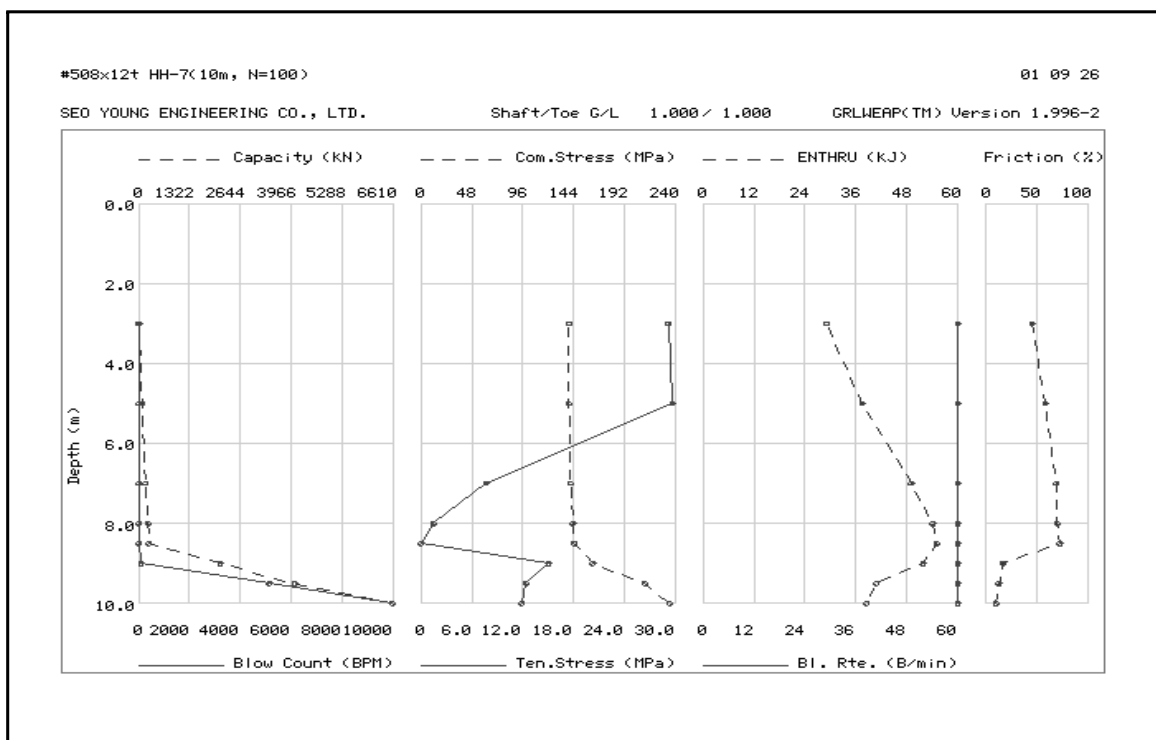
(그림-5) 강관말뚝 Ø508×12t (HH-5, N=40)



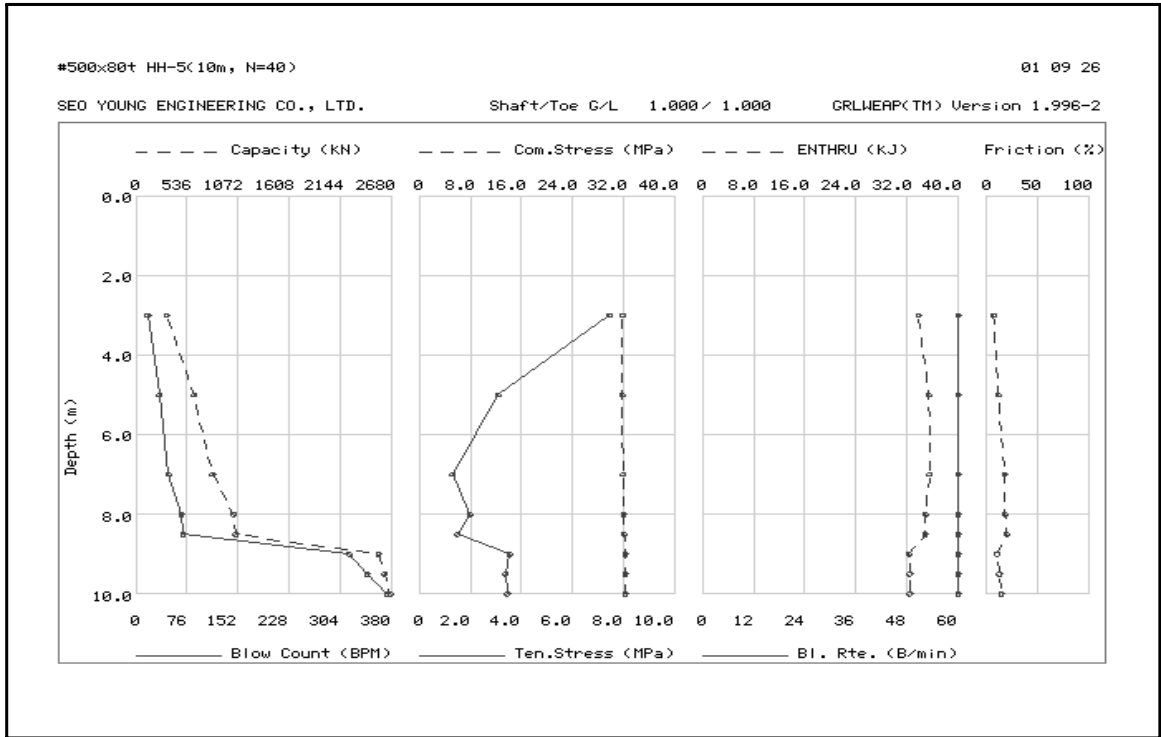
(그림-6) 강관말뚝 Ø508×12t (HH-5, N=100)



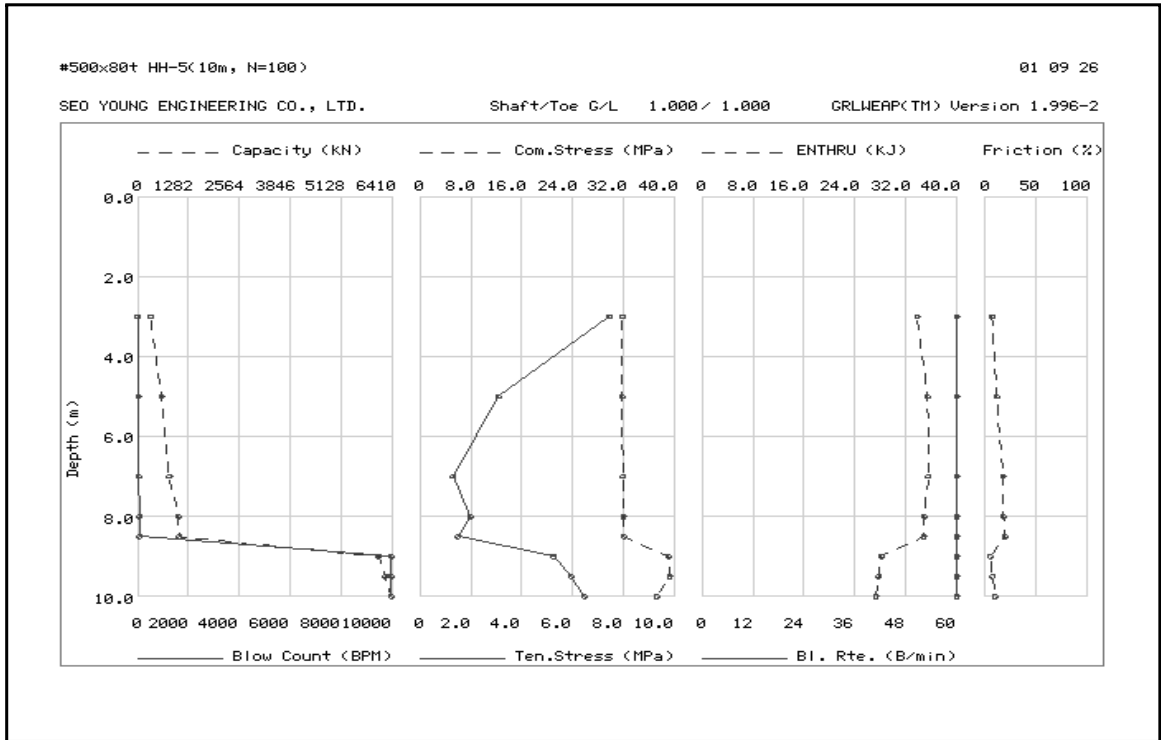
(그림-7) 강관말뚝 Ø508×12t (HH-7, N=40)



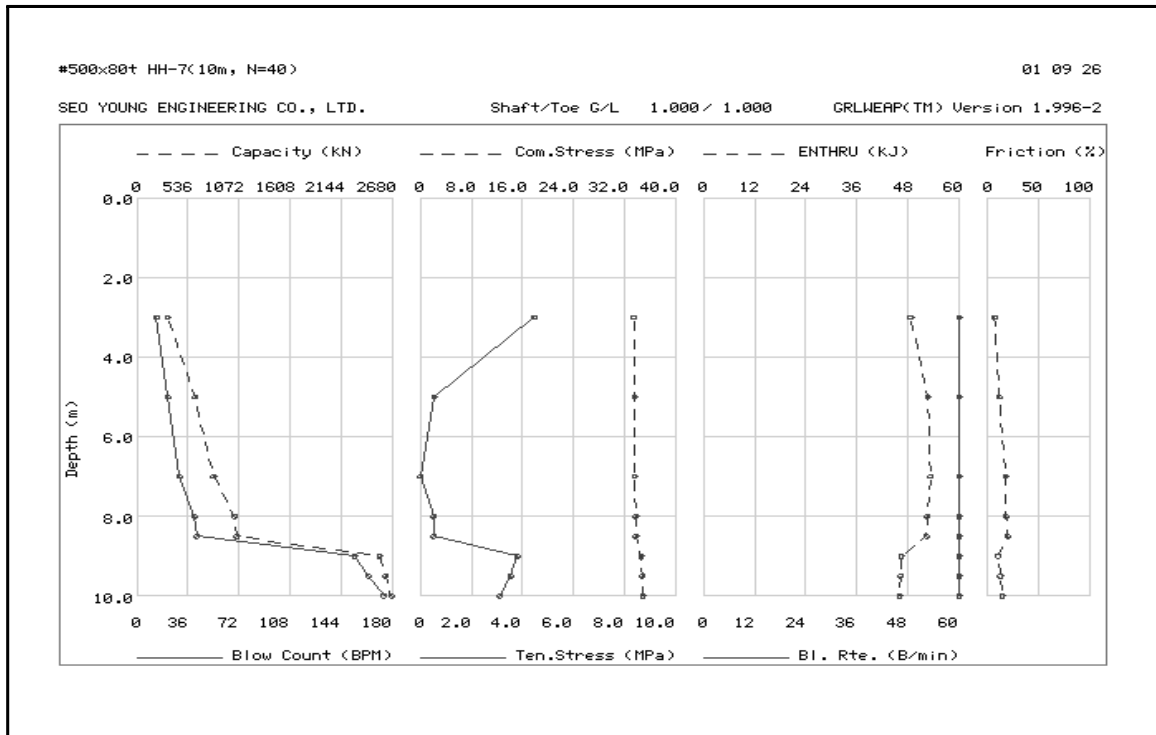
(그림-8) 강관말뚝 Ø508×12t (HH-7, N=100)



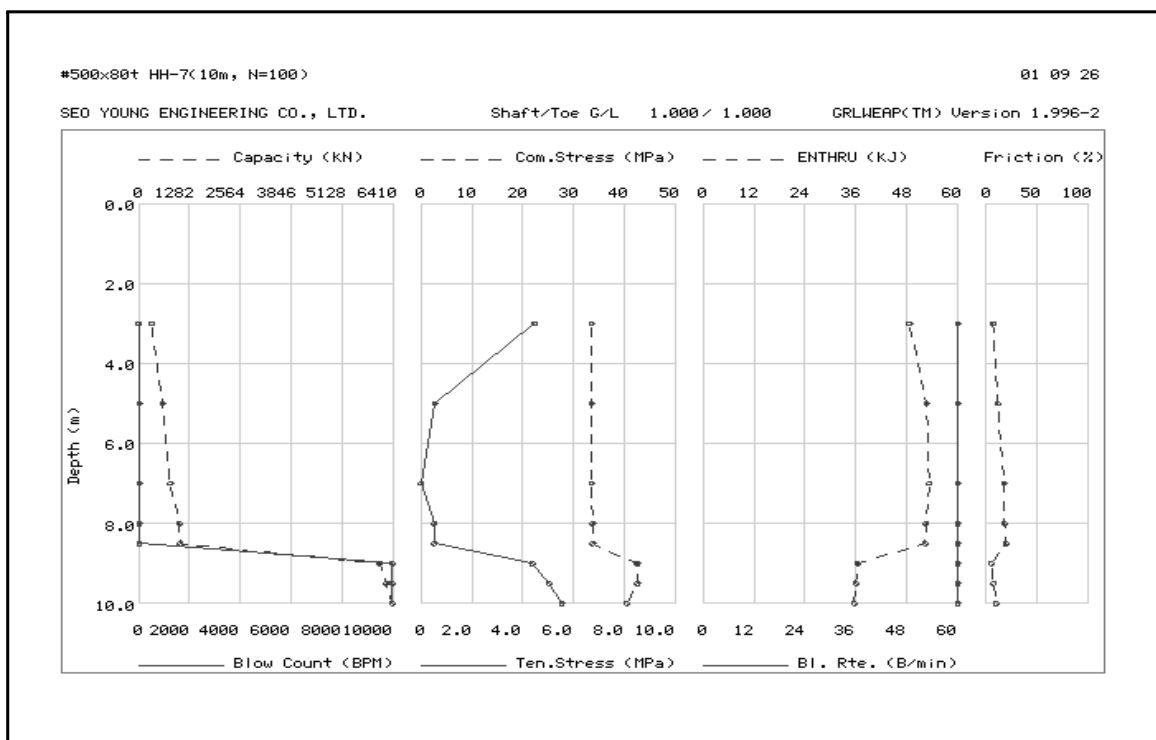
(그림-9) PHC말뚝 Ø500×80t (HH-5, N=40)



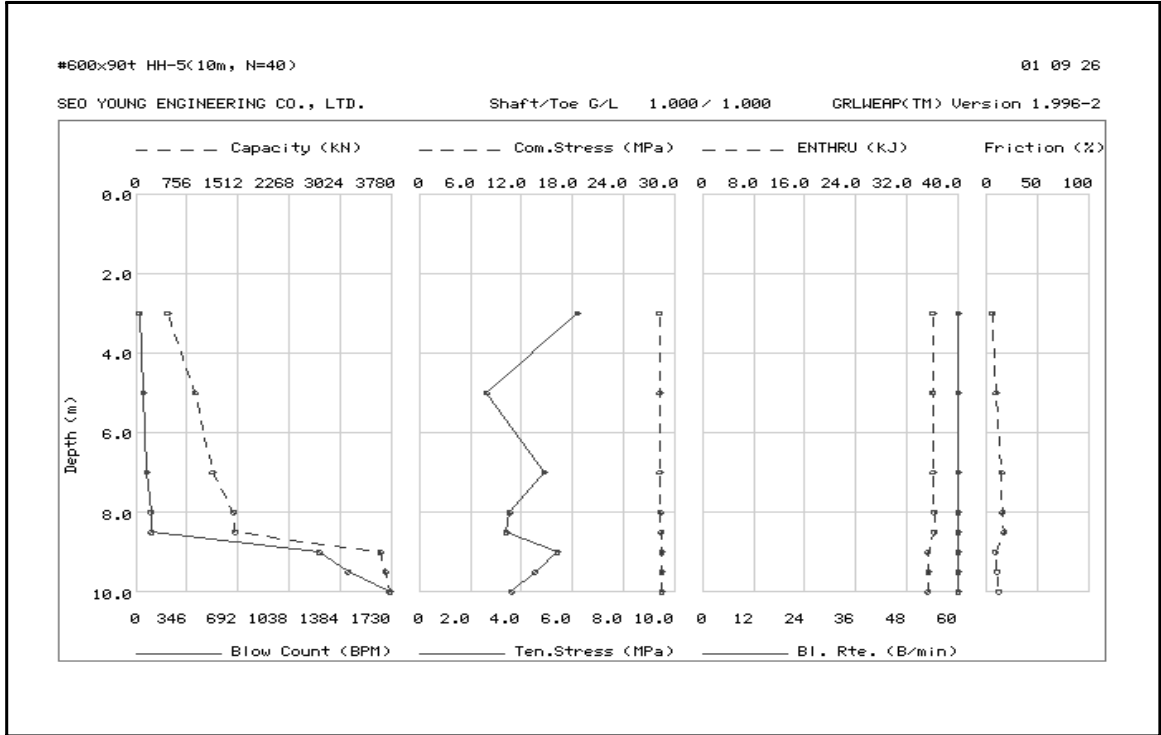
(그림-10) PHC말뚝 Ø500×80t (HH-5, N=100)



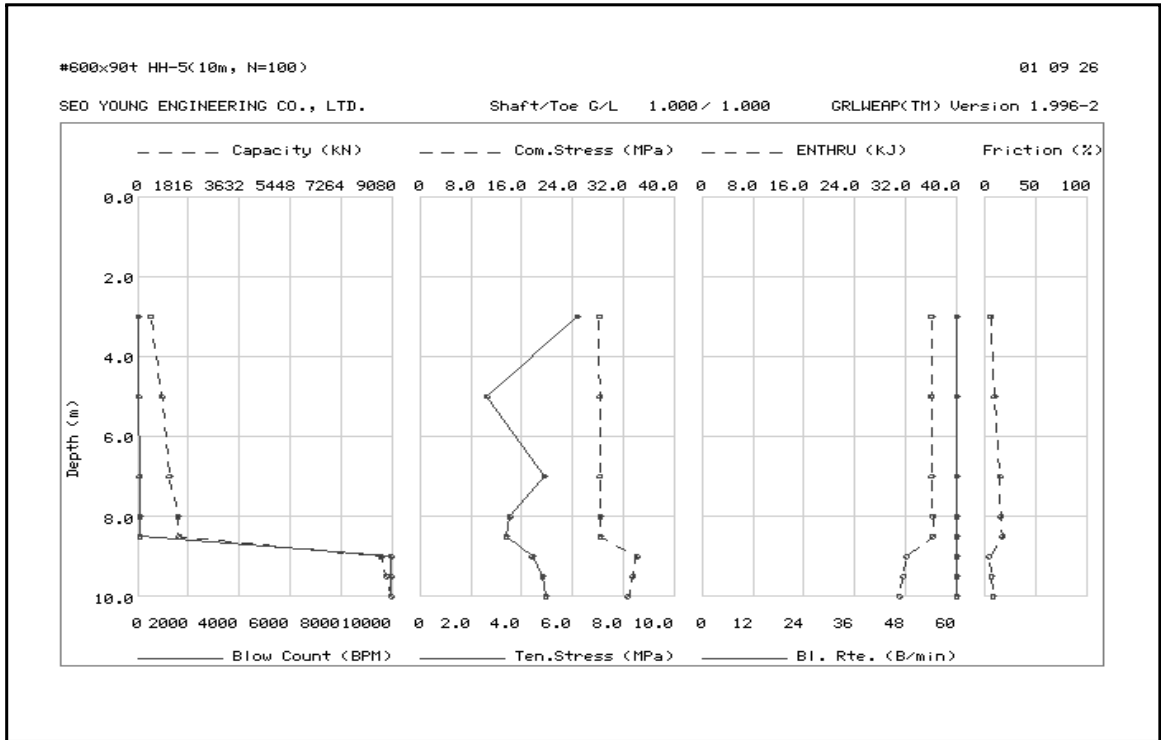
(그림-11) PHC말뚝 Ø500×80t (HH-7, N=40)



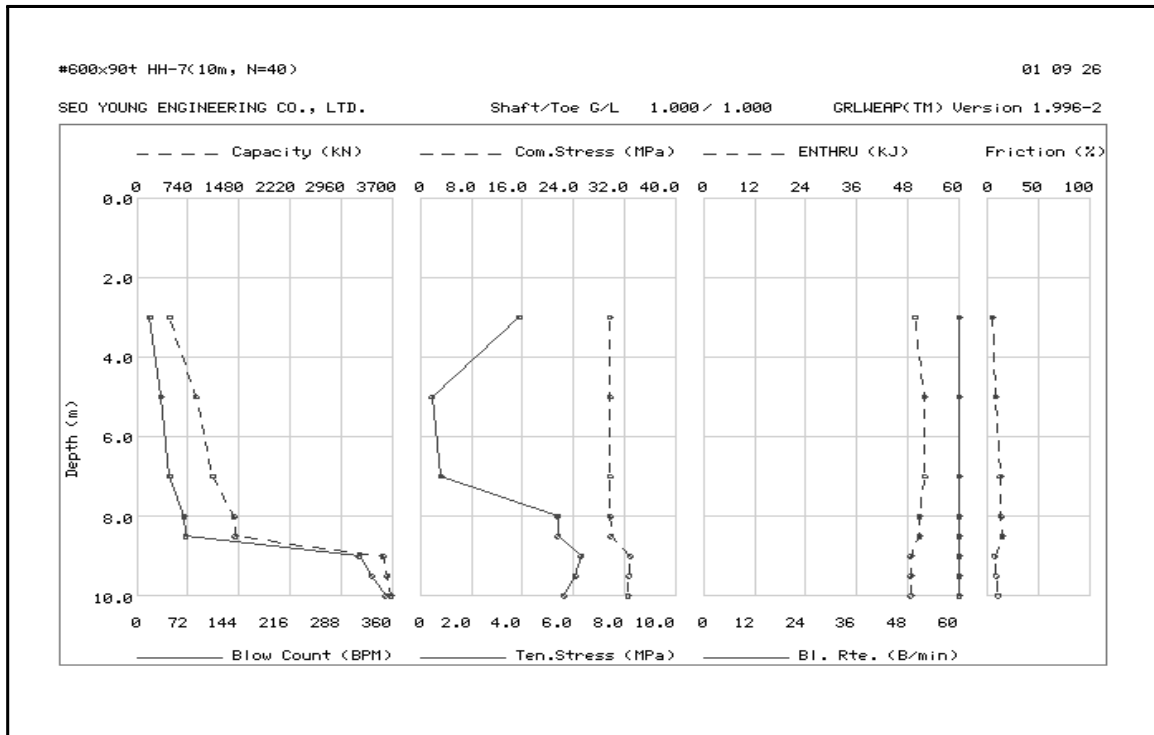
(그림-12) PHC말뚝 Ø500×80t (HH-7, N=100)



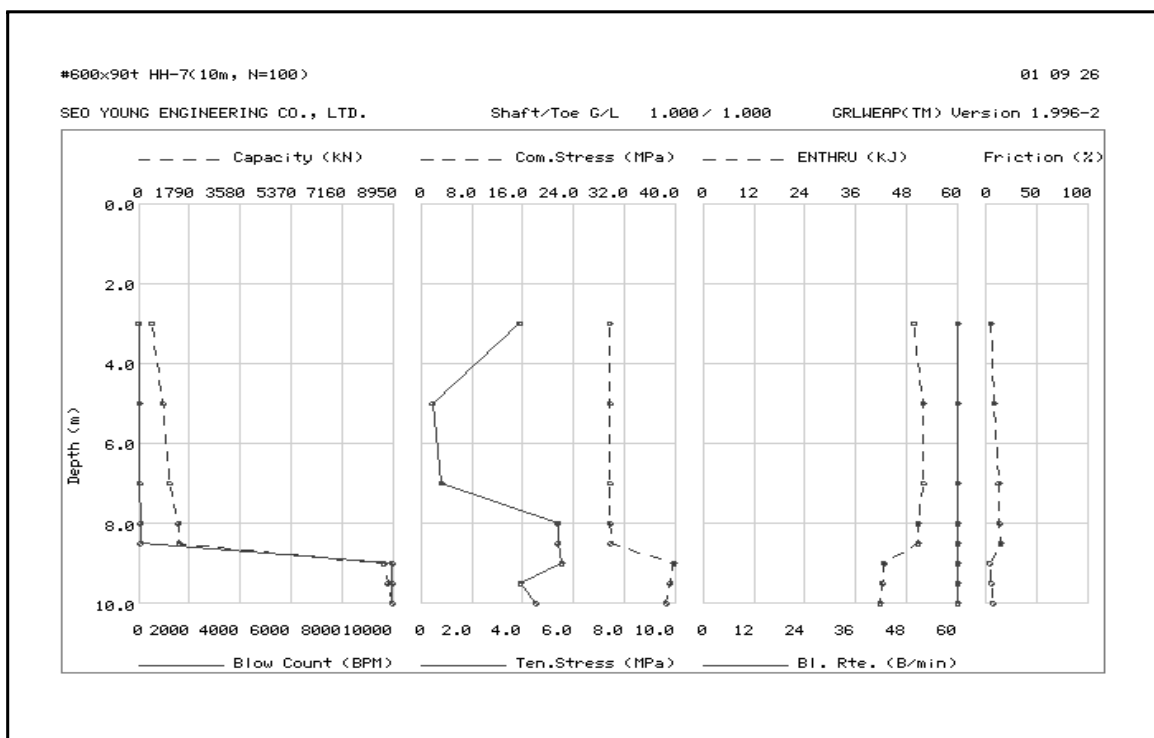
(그림-13) PHC말뚝 Ø600×90t (HH-5, N=40)



(그림-14) PHC말뚝 Ø600×90t (HH-5, N=100)



(그림-15) PHC말뚝 Ø600×90t (HH-7, N=40)



(그림-16) PHC말뚝 Ø600×90t (HH-7, N=100)

PART 2. 건축물 기초

4. 서론

4.1 기존의 말뚝 적용 현황

말뚝 적용시 가장 중요한 문제는 말뚝의 성능(지지력)을 산정하여 적합하게 말뚝을 배치하여 상부 구조를 안정하게 지지하도록 하는 것이다. 따라서 실제 거동에 부합되게 말뚝의 지지거동을 예측하고 평가하는 일이 무엇보다 중요하다. 특히 계획이나 설계 단계에서 말뚝의 지지성능을 얼마나 정확하게 예측하느냐에 따라 말뚝 재질이나 공법 선정의 중요 판단 기준이 된다. 그러나 말뚝의 지지력 거동 예측은 아직 실제와 많은 차이를 나타내고 있으며, 기술적 발달에 걸맞게 그 괴리가 좁혀지지 못하고 있는 것이 현실이다.

예를 들어 초기의 강관 말뚝의 경우 주로 강재의 항타시 관입성이 우수한 점이 유리한 면으로 작용하였으나 환경적 요인으로 인해 선굴착 공법이 더 많이 채택되는 현재에는 이 장점은 말뚝 선정 요소에 중요한 요소가 아닌 경우가 많다.

말뚝의 이론상 지지력 산정식의 기본적인 틀은 콘크리트 말뚝이나 강관 말뚝이 동일하다. 단지 그 계수 값들과 시공법에 따라 달라지는 계수 값들에 따라 지지력 산정식이 차이가 나게 된다.

최근에는 말뚝 설계에서 말뚝의 침하를 기준으로 설계 지지력을 산정하거나 변형을 중시하는 설계법을 지향하고 있는 추세이다.

그럼에도 불구하고 국내의 설계법은 아직 예전의 고전적인 설계법 범주에서 벗어나지 못하고 있는 실정이다.

4.2 연구배경 및 목적

현재 국내의 말뚝기초 공사는 크게 3가지 재료의 말뚝 형태가 각각의 분야에 고착적으로 사용되고 있다. 대구경 말뚝의 경우에는 현장 타설말뚝이 소구경 횡력이 필요한 구조물 기초에는 강관말뚝이 소구경 주택용 말뚝의 경우에는 기성 콘크리트 말뚝이 사용되고 있는 실정이다. 전체 물량 상으로 가장 많이 사용되는 기성 콘크리트 말뚝의 경우 그 주된 선택 요인이 경제성에 기인하는 경우가 많으며 점차 그 단점을 극복하고 기존 강관 말뚝 영역으로 활용성을 확대하고 있는 추세이다.

강관 말뚝의 경우 소재의 역학적 성능이 우수함에도 불구하고 그 성능을 다 활용하지 못하는 설계 지지력 산정식을 고집하거나, 시공 여건의 변화로 말뚝 시공 방식의 많은

양이 저소음 저진동의 선굴착 공법으로 전환 되었음에도 불구하고 항타 방식의 설계 지지력 산정식 개선에 비중을 두거나, 강관 말뚝의 약점인 부식 문제 해결에 등한시 하므로써 경쟁력 약화를 방조한 면이 적지 않다.

따라서, 본 연구에서는 기존 강관말뚝 설계 및 적용 방식의 문제점을 분석하고 그 개선 방안을 제시 하므로써 강관말뚝 활용성을 증대시키는 방안을 제시해 보고자 한다.

4.3 강관말뚝 적용 현황

강관 말뚝은 전통적으로 사용되던 기초 재료의 하나이며 그 역사도 기성 콘크리트 말뚝에 비해 훨씬 오래되고 기본적으로 재료 성능도 우수한 것으로 알려져 있다. 그러나 현재 국내의 말뚝기초 사용 현황은 가장 많은 물량을 차지하는 아파트 구조물 기초로서 대부분이 PHC 말뚝 재료를 사용하고 있다.

그 주된 원인은 경제성에 기인하고 있다. 그러나 현재에 여러 여건 변화에 의해 강관 말뚝의 경제성이 우위에 있을 수 있는 경우에도 기존의 고정 관념에 의해 강관 말뚝이 적용되지 못하는 경우가 흔히 있다.

말뚝의 경제성을 좌우하는 주 요소 중 하나는 말뚝의 지지력 이다. 말뚝의 지지력 산정 및 적용 개념도 시대에 따라 급격하게 변화 하였으나 국내의 기술적 수준은 아직

<표 4.1> 국내 말뚝 사용 현황

구분			시장규모 (천톤/년)	구조종식				비고
대분류	중분류	소분류		강관파일	PHC파일	중장타설	기타	
교량	해상교량	지역별 1종 시설	-			○	◎	직접기초, 케이슨, 현타 우세 시장
	육상교량	0~20m	53.3	◎	○			[경쟁시장]
		20~40m	155.6	◎	○			강관파일 주력시장
		40~70m	171.9	◎	○			PHC파일 사용량 증가 시장
		70~100m	-			◎	○	현타 우세 시장
		100~150m	-			○	◎	직접기초, 케이슨, 현타 우세 시장
		150m~	-			○	◎	직접기초, 케이슨, 현타 우세 시장
건축물	초고층	31층이상	-			○	◎	직접기초, 현타 우세시장
	고층	6~30층	1,639.9		◎			PHC 주력 시장
항만	계류시설		63.5	◎			○	5만톤 이상 강관 주력 시장
	물양장		0.1	○			◎	중력식 우세속 강관 일부 사용
	방파제 및 호안		-				◎	중력식 우세 시장
플랜트	공업시설		334.7	◎	○			상부기계설비, 횡하중에 의해 강관 우세
기타	사면역지파일 등		24.4	◎				전체시장의 약1% 추정치
합계			2443.4					

수십년전의 방식을 답습하고 있는 경우가 많다.

이에 본 연구에서는 강관말뚝의 지지력 산정에 관한 기존의 방식에 대해 우선 검토해보고 그 개선책을 모색하는 방안으로 삼고자 한다.

또 한가지 중요한 현황은 말뚝의 시공 방법에 관한 것이다. 특히 사용 물량이 많은 건축물 기초에 사용되는 중소구경 말뚝의 경우 예전의 항타 방식에서 여러 가지 여건 변화에 따라 선굴착 방식에 의한 방법으로 시공되고 있는 실정이다. 최근의 경험적 판단으로는 이 분야에서 약 2/3 정도의 말뚝이 선굴착 공법으로 시공되고 있다.

표 4.2는 국내에서 가장 말뚝을 많이 사용하는 주택공사의 연간 말뚝 사용량을 파악한 자료로서 이같은 상황의 일면을 보여준다.

<표 4.2> 주택공사 말뚝 사용 현황(2004 년)

<u>말뚝시공량</u>	<ul style="list-style-type: none"> ■ 총 283,000개/년(단위기준 세계최대) ■ SIP : 127,350개/년(전체 말뚝의 45%)
<u>말뚝시공비</u>	<ul style="list-style-type: none"> ■ 항타말뚝 405억 ■ SIP말뚝 580억 / 총 985억
<u>설계경향</u>	소음, 진동 등 문제로 SIP공법 사용증가

5. 강관말뚝 지지력 특성

5.1 (강관)말뚝의 지지력 거동

말뚝의 지지력을 예측하는 방법은 여러 가지가 있으나 그 기본 개념은 말뚝 재료보다는 말뚝 설치 방법 및 거치 위치에 따라 크게 차이가 나게 된다. 따라서 말뚝의 적용 효율을 높이기 위해서는 말뚝의 지지 거동을 정확하게 파악하여 그에 맞게 지지력을 산정하는 것이 중요하다.


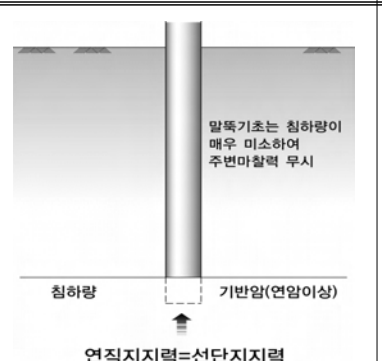
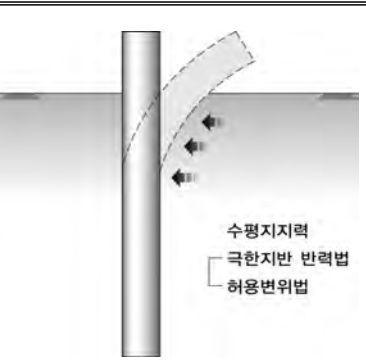
즉, 말뚝기초의 경제성을 좌우하는 주 요소 중 하나는 말뚝의 지지력 이다. 말뚝의 지지력 산정 및 적용 개념도 시대에 따라 급격하게 변화 하였으나 국내의 기술적 수준은 아직 수십년전의 방식을 답습하고 있는 경우가 많다.

5.2 말뚝축방향 지지력 산출방법 검토

말뚝의 축방향 지지거동은 지지 지반의 상태에 따라 크게 2가지 형태로 구분할 수 있다. 선단부가 아주 단단한 암반에 거치되어 말뚝 선단부 침하가 거의 발생하지 않는 경우와 말뚝이 작용하는 하중에 따라 어느 정도 변형을 일으키는 경우로 나눌 수 있다.

이 구분은 말뚝 길이가 15~20m 이내의 주면 저항력 성분이 크지 않은 말뚝에서 특히 큰 거동 차이를 나타내게 된다.

또한 말뚝의 지지력 성분은 기본적으로 선단부와 주면부 저항 성분으로 나누어 산정하고 있다.

연직방향 지지력 및 연직침하에 대한 안정성		수평방향 지지력 및 수평변위에 대한 안정성
단단한 지반, 풍화암지지 말뚝	암반지지 말뚝(선단지지)	
		

<그림 5.1> 말뚝 지지개념

5.2.1 말뚝기초 연직 지지력 산정

1) N치를 이용한 경험식

<표 5.2> 말뚝의 지지력 산정식(일본 건설성)

시 공 법	선단지지력산정법	말뚝선단부의 조건	주면마찰력의 산정식
타격공법	$Q_p = 30 \bar{N} A_p$	\bar{N} 는 말뚝 선단부의 평균치 $\bar{N} \leq 60$	$Q_f = \left(\frac{1}{5} \bar{N}_s L_s + \frac{1}{2} \bar{q}_u L_c \right) U$ $\bar{N}_s \leq 50, \quad \bar{q}_u \leq 20 (\bar{q}_u = 1.25N)$
시 멘 트 페이스트 주입공법	$Q_p = 20 \bar{N} A_p$	\bar{N} 는 말뚝 선단부의 평균치 $\bar{N} \leq 50$	$Q_f = \left(\frac{1}{5} \bar{N}_s L_s + \frac{1}{2} \bar{q}_u L_c \right) U$ $\bar{N}_s \leq 25, \quad \bar{q}_u \leq 10 (\bar{q}_u = 1.25N)$
선 굴 착 고결공법	$Q_p = 25 \bar{N} A_p$	\bar{N} 는 말뚝 선단부의 평균치 $\bar{N} \leq 60$	$Q_f = \left(\frac{1}{5} \bar{N}_s L_s + \frac{1}{2} \bar{q}_u L_c \right) U$ $\bar{N}_s \leq 25, \quad \bar{q}_u \leq 10 (\bar{q}_u = 1.25N)$
선 굴 착 최 종 타격공법	$Q_p = 30 \bar{N} A_p$	\bar{N} 은 1D~4D 평균치 $\bar{N} \leq 60$	$Q_f = \left(\frac{1}{5} \bar{N}_s L_s + \frac{1}{2} \bar{q}_u L_c \right) U$ $\bar{N}_s \leq 25, \quad \bar{q}_u \leq 10 (\bar{q}_u = 1.25N)$
선 굴 착 최 종 경타공법	$Q_p = 25 \bar{N} A_p$	\bar{N} 은 1D~4D 평균치 $\bar{N} \leq 60$	$Q_f = (0.9 L_s + 24 L_c) U$

2) N치를 이용한 경험식-도로교 설계기준(지지층 근입 깊이 구분)

$$R_a = 1/F_S (q_d \cdot A + u \sum l_i \cdot f_i) \quad (5.1)$$

여기서, R_a : 허용연직 압축지지력(ton)

q_d : 말뚝선단에서 지지하는 단위 면적당 극한지지력(tf/m²)

A, u : 말뚝선단 면적(m²) 및 말뚝둘레 길이(m)

l_i, f_i : 주면마찰력을 고려하는 층의 두께(m) 및 최대주면마찰력(tf/m²)

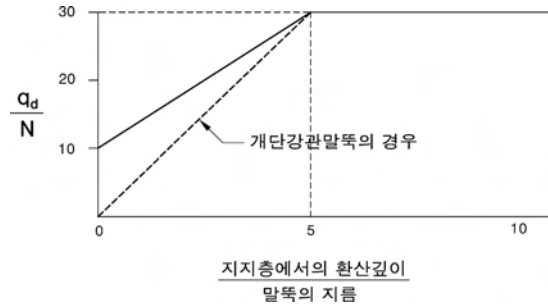
· 타입말뚝 선단지지력 q_d

$$\frac{\ell}{d} \leq 5 : q_d/N \leq 30$$

$$\frac{\ell}{d} > 5 : q_d/N = 30$$

여기서, N치는 40을 상한으로 하며

ℓ = 말뚝길이, d = 말뚝직경



< 표 5.3 > 단위 최대 주변마찰력, f_i (tf/m²)-구조물기초 설계기준(1997)

지반의 종류 \ 시 공 법	타 입 공 법	현장타설말뚝공법	중굴말뚝공법
사 질 토	0.2N (≤10)	0.5N (≤20)	0.1N (≤5)
점 성 토	C' 또는 N (≤ 15)	C' 또는 N (≤ 15)	0.5C' 또는 0.5N (≤ 15)

주) N ≤ 2 층의 연약층에서는 신뢰성이 부족하기 때문에 주변마찰저항을 고려할 수 없다.

C' : 점성토의 전단강도

3) 정역학적 지지력공식에 의한 방법

지지력 이론에 의한 방법은 지반을 균질인 강소성체 또는 탄성체로 가정하여 소성론 또는 탄소성론을 적용하여 지반의 극한지지력을 해석하는 것이며, 말뚝선단부지반의 극한지지력도 이 지지력이론을 적용하여 구한다. 말뚝선단부지반의 지지력에 관해서는 많은 지지력이론이 제안되고 있으며, 이들의 식을 사용하여 말뚝의 지지력을 구할 경우 지지력이론에 가정되어 있는 지반의 파괴기구가 구하려는 말뚝의 지반 파괴상태에 가장 가까운 지지력이론을 적용하는 것이 중요하다.

주요한 말뚝선단의 지지력이론은 i) Plandtl(프랜틀)계의 지지력이론, ii) 공동확산(Cavity expansion)에 의한 지지력이론 및 iii) i)와 ii)를 조합한 지지력이론의 3개로 대별할 수 있다.

$$R_u = 1/F_s [A \cdot (q' \cdot N_q + N_c) + u \sum l_i f_i] \quad (5.2)$$

여기서, R_u : 허용연직 압축지지력(ton)

q' : 말뚝선단위치의 유효 연직응력(tf/m²)

N_c, N_q : 점성토, 사질토의 지지력 계수

A, u : 말뚝선단 면적(m²) 및 말뚝둘레 길이(m)

l_i, f_i : 주면마찰력을 고려하는 층의 두께(m) 및 최대주면마찰력 (tf/m²)

(a) 사질토의 마찰 저항력

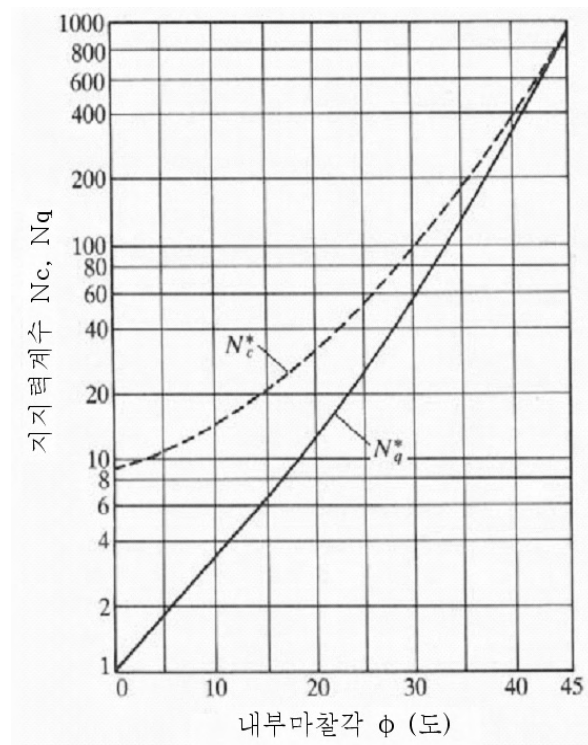
사질토 지반에서 임의 깊이에서 말뚝의 단위마찰저항력(unit friction resistance)은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$f = K\sigma'_v \tan \delta \quad (5.3)$$

여기서 K : 토압계수

σ'_v : 고려중인 깊이에서 유효연직응력

δ : 흙과 말뚝 사이의 마찰각



<그림 5.2> 지지력계수(Meyerhof, 1976)

σ'_v 는 말뚝직경 D 의 15~20배 되는 깊이까지를 최대한계(한계깊이)로 하여 말뚝깊이가 깊어질수록 증가하고 그 이상의 깊이에서는 일정하게 된다. 일반적으로 한계깊이는 $15 \cdot D$ 로 가정한다.

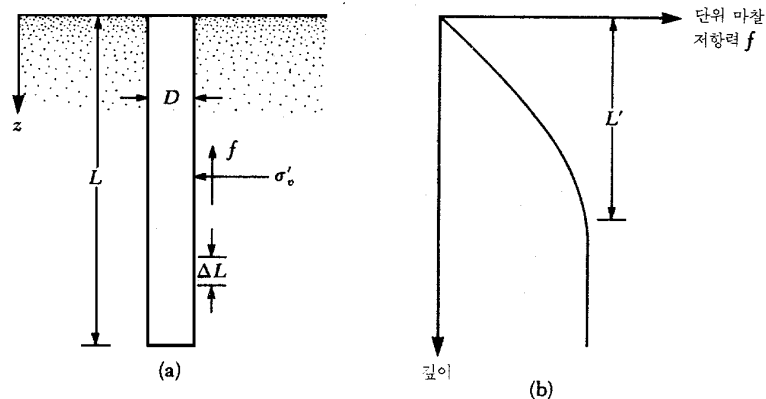
실제로 K 값은 깊이에 따라 변하지만, 근사적으로 말뚝 상부에서는 Rankine의 수동 토압계수(K_p)와 같고, 말뚝 선단부에서는 정지토압계수(K_o)보다 작다고 가정한다. K 값은 또한 말뚝의 타입방식에 따라 달라지게 된다. 현재까지의 일반적 결과에 의하면 K 와 δ 값은 <표 5.4>와 같이 제안되고 있다.

(b) 점토에서 마찰저항력

점토에서 말뚝의 단위 주변마찰저항력을 구하기 위하여 몇 가지 방법을 사용하는 데, 현재 통용되는 방법은 다음과 같다.

< 표 5.4 > K 와 δ (U.S. Dpt. of the Navy, 1982)

pile type	K	δ
driven single H-pile	0.5 - 1.0	• steel : 20° • concrete : $3/4\phi$ • timber : $3/4\phi$
driven single displacement pile	1.0 - 1.5	
driven single displacement tapered pile	1.5 - 2.0	
driven jetted pile	0.4 - 0.9	
drilled pile (less than 24 " diameter)	0.7	



<그림 5.3> 사질지반에서 말뚝에 작용하는 단위마찰저항력(Das, 1995)

① α 계수법

이 방법은 전응력 해석법이라고도 하며 이 방법에서 점토층의 단위 주면저항력(f)은 다음 식으로 나타낼 수 있다.

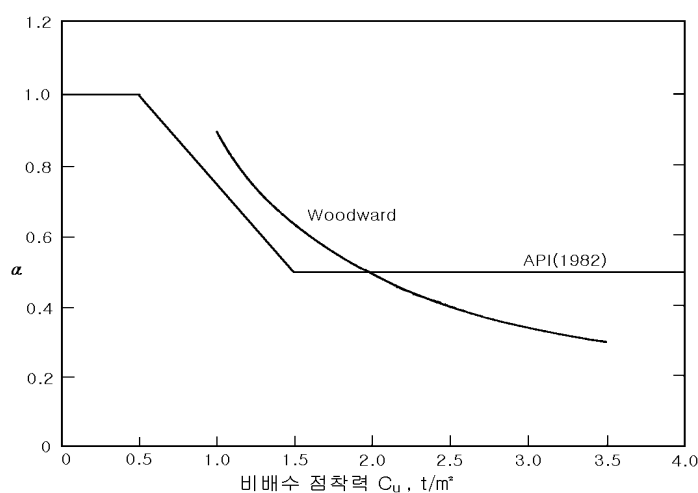
$$f = \alpha c_u \quad (5.4)$$

여기서, α : 경험적인 부착력계수(adhesion factor)

그림 4.4는 α 값의 분포를 보여주는 데, c_u 가 약 5 ton/m^2 보다 작은 정규압밀 점토일 경우 α 값은 1.0 정도이다. α 값에 대한 여러 가지 제안식들이 있지만 육상말뚝의 경우에는 Woodward의 제안값이 해상말뚝의 경우에는 API의 제안값이 일반적으로 적용된다.

② β 계수법

이 방법은 유효응력 해석법이라고도 한다. 말뚝이 포화 점토지반에 타입될 때 주변 흙의 공극수압은 증가한다, 정규압밀 점토의 과잉공극수압은 4~6배 정도의 크기이다. 그러나, 항타후 이 공극압은 점차 소산되므로 말뚝의 단위마찰 저항력은 교란상태($c=0$)에서 점토의 유효응력 크기에 의하여 결정된다. 그러므로, 주어진 깊이에서 f 는 다음과 같다.



<그림 5.4> 점토의 비배수점착력에 대한 α 의 변화

$$f = \beta \sigma'_v \quad (5.5)$$

여기서, σ'_v : 주어진 깊이에서 유효연직응력

β : $K \tan \phi'$

ϕ' : 교란된 점토의 배수 마찰각

K : 토압 계수

<표 5.5> β (구조물기초설계기준, 1986)

토 질	β
점 토	0.20~0.25
실 트	0.25~0.35
모 래	0.35~0.50

5.2.2 말뚝기초의 수평 지지력 산정

말뚝의 허용 수평지지력은 다음과 같은 두가지 방법을 적용하여 구한 후 이들 중 작은 값으로 결정한다.

- 극한수평지지력에 안전율을 적용하여 허용지지력을 산정하는 방법
- 허용변위량(혹은 하중)으로부터 허용지지력(혹은 변위량)을 산정하는 방법

일반적으로 말뚝기초는 군말뚝의 형태로 적용되므로 상기 방법으로 구한 단말뚝에 대한 허용지지력으로부터 군말뚝의 효과를 고려하여 최종적인 허용지지력으로 결정하게 된다.

수평하중을 받는 말뚝의 거동을 추정하기 위한 가장 적절한 방법은 횡방향 재하시험이다. 재하시험을 하면 말뚝의 하중-변위 거동을 알 수 있으며, 또 하중을 크게 하면 말뚝에 휨파괴를 유발하는 하중을 확인할 수 있다. 그러나, 횡방향 재하시험에서는 시험조건에 따라 결과가 달라진다는 것을 고려하여, 시험조건을 실조건과 맞추거나 시험결과를 실 조건과 맞추는 별도의 해석을 추가할 필요가 있다.

1) 극한지지력 산정법

극한지지력 산정법은 지반의 극한상태에 대한 지반반력의 분포 형상을 경험적으로 가정하고 말뚝에 작용하는 외력과 균형에서 말뚝의 수평지지력을 구하려고 하는 것이다. 여기에는 Hansen방법과 Broms방법이 있으며 일반적으로 Broms의 방법이 많이 이용된다. Broms방법은 우선 횡하중을 받는 연직말뚝을 긴말뚝과 짧은말뚝으로 나누어 각각의 파괴형태를 가정하고 말뚝의 응력-변형 및 필요한 근입깊이를 구한다. 짧은말뚝과 긴말뚝의 구분은 <표 5.6>과 같다.

Broms의 방법은 말뚝본체와 주변지반의 파괴가능성을 모두 고려하고 말뚝본체의 휨저항에 의해 설계가 결정되는 긴말뚝의 경우에도 지표면 부근의 지반이 파괴된다는 조건을 고려하고 있다. 또, 이 해법은 흙의 전단강도와 토압계수를 사용하기 때문에 실용적이다. 이 방법에서는 지반을 점성토와 사질토 지반으로 나누어 각기 다른 형태로 수평방향지지력을 산정하였다. 점성토와 사질토 각각에 대한 Broms의 해가 <표 5.7> <표 5.8>에 표시되어 있다.

<표 5.6> 긴말뚝과 짧은말뚝의 구별

구 분	점성토	사질토
짧은 말뚝	$\beta L \leq 2.25$	$\eta L < 2.0$
중간 말뚝	-	$2.0 \leq \eta L \leq 4.0$
긴 말뚝	$\beta L > 2.25$	$\eta L > 4.0$

여기서, L : 말뚝의 길이 (cm)

$$\beta = \left(\frac{k_H d}{4EI} \right)^{\frac{1}{4}} (\text{cm}^{-1})$$

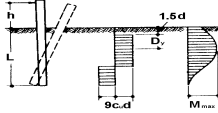
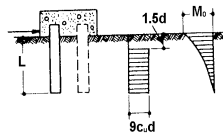
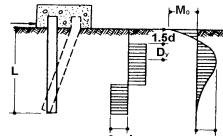
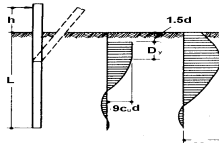
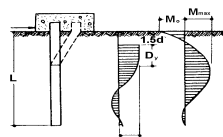
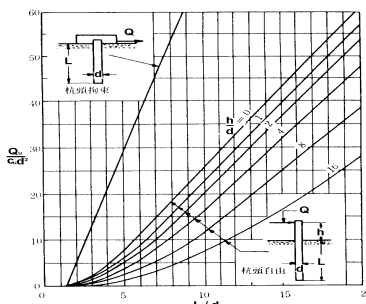
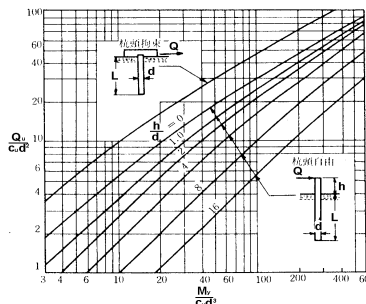
$$\eta = \left(\frac{n_h}{EI} \right)^{\frac{1}{5}} (\text{cm}^{-1})$$

k_H : 수평방향 지반반력계수 (kg/cm^3)

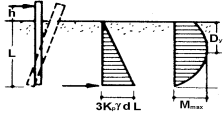
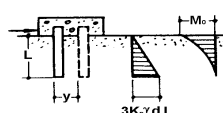
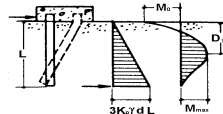
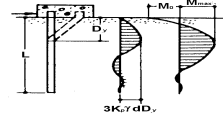
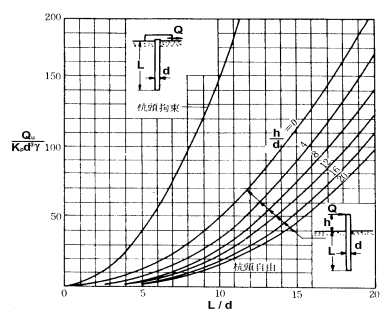
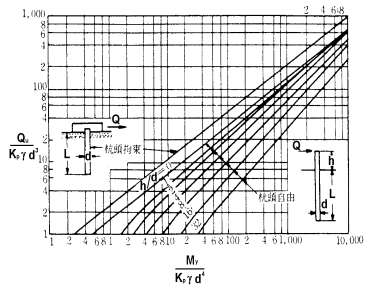
n_h : 수평방향 지반반력계수의 깊이방향 증가율에

말뚝직경 d 를 곱한 값(지반반력상수) (kg/cm^3)

<표 5.7> Broms 방법에 의한 수평지지력 계산(점성토지반)

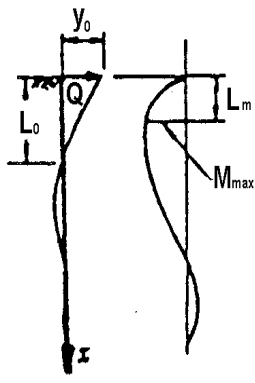
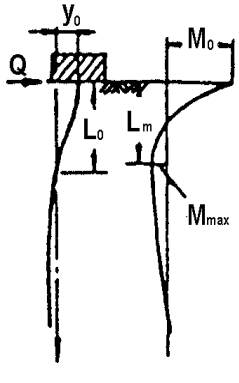
말뚝의 장단	말뚝머리의 자유	말뚝머리의 구속회전	비 고	
짧은말뚝 $L < 2.25\beta$	<div></div> <div>$Q_u = 9c_u d^2 \left[\left\{ 4\left(\frac{h}{d}\right)^2 + 2\left(\frac{L}{d}\right)^2 + 4\left(\frac{h}{d}\right)\left(\frac{L}{d}\right) + 6\left(\frac{h}{d}\right) + 4.5 \right\}^{\frac{1}{2}} - \left[2\left(\frac{h}{d}\right) + \left(\frac{L}{d}\right) + 1.5 \right] \right]$$M_{max} = Q_u \left(h + 1.5d + \frac{Q_u}{18c_u d} \right)$</div>	<div></div> <div>$Q_u = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$M_{max} = Q_u (0.5L + 0.75d)$</div>	$\beta = \left(\frac{k_H d}{4EI} \right)^{\frac{1}{4}} \text{ (cm}^{-1}\text{)}$ k_H : 수평지반반력계수 (kg/cm ³) d : 말뚝의 폭 (cm) EI : 말뚝의 휨강성 (kg · cm ³) D_y : 지중부 항복한지의 위치 (cm) L : 말뚝의 근입장 (cm) h : 하중작용점 높이 (cm) c_u : 비배수 전단강도 (kg/cm ²) Q_u : 극한 수평저항력(kg) M_{max} : 지중부 최대휨모멘트 (kg · cm) M_y : 항복휨모멘트 (kg · cm) M_0 : 말뚝머리휨모멘트 (kg · cm)	
중간길이 말뚝		<div></div> <div>$\left(\frac{Q_u}{c_u d^2} \right)^2 + (27 + 18 \frac{L}{d}) \left(\frac{Q_u}{c_u d^2} \right) - 81 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)^2 = 36 \left(\frac{M_y}{c_u d^3} \right)$$M_{max} = M_y$</div>		
긴말뚝 $L > 2.25\beta$	<div></div> <div>$\left(\frac{Q_u}{c_u d^2} \right)^2 + (18 \frac{h}{d} + 27) \left(\frac{Q_u}{c_u d^2} \right) = 18 \left(\frac{M_y}{c_u d^3} \right)$$M_{max} = M_y$</div>	<div></div> <div>$\left(\frac{Q_u}{c_u d^2} \right)^2 + 27 \left(\frac{Q_u}{c_u d^2} \right) = 36 \left(\frac{M_y}{c_u d^3} \right)$$M_{max} = M_y$</div>		
<div></div>		<div></div>		
점성토중의 짧은말뚝 수평저항력 계산도		점성토중의 긴말뚝 수평저항력 계산도		

<표 5.8> Broms 방법에 의한 수평지지력 계산(사질토지반)

말뚝의 장단	말뚝머리의 자유	말뚝머리의 구속회전	비 고
짧은말뚝 $L < 2.0/\eta$	 $Q_u = \frac{K_p \gamma d L^2}{2(1 + \frac{h}{L})}$ $M_{max} = Q_u [h + \frac{2L}{3\sqrt{1 + (h/L)}}]$	 $Q_u = \frac{3}{2} K_p \gamma d L^2$ $M_{max} = K_p \gamma d L^3$	$\eta = (\frac{n_h}{EI})^{\frac{1}{5}} \text{ (cm}^{-1}\text{)}$ $n_h = \frac{K_H d}{z} \text{ (kg/cm}^3\text{)}$ K_H : 수평지반반력계수 (kg/cm ³) d : 말뚝의 폭(cm) EI : 말뚝의 휨강성 (kg · cm ³) z : 깊이(cm) D_y : 지중부 항복원지의 위치(cm) L : 말뚝의 근입장(cm) h : 하중작용점 높이(cm) γ : 흙의 단위중량 (kg/cm ³) (지하수면아래는 수중단위중량)
중간길이 말뚝 $4.0/\eta \geq L \geq 2.0/\eta$	 $\left(\frac{Q_u}{K_p d^3 \gamma} \right) \left(\frac{L}{d} \right) - \frac{1}{2} \left(\frac{L}{d} \right)^3 = \frac{M_y}{K_p d^4 \gamma}$ $M_{max} = M_y$		
긴말뚝 $L > 4.0/\eta$			 $\frac{Q_u}{K_p d^3 \gamma} = 2.38 \left(\frac{M_y}{K_p d^4 \gamma} \right)^{\frac{3}{4}}$ $M_{max} = M_y$
			
사질토중의 짧은말뚝 수평저항력 계산도		사질토중의 긴말뚝 수평저항력 계산도	

2) 허용 변위법

<표 5.9> 수평력을 받는 긴말뚝의 응력과 변형의 해석(Chang의 해)

수평 지반 반력 계수	조 건	말뚝머리자유	말뚝머리의 회전구속
			
일 정	말뚝머리의 휨모멘트 M_0	0	$\frac{Q}{2\beta}$
	지중부의 휨모멘트 M_{max}	$0.3224 \frac{Q}{\beta}$	$0.104 \frac{Q}{\beta}$
	말뚝머리의 수평변위 y_0	$\frac{Q}{2EI\beta^3} = \frac{2Q\beta}{k_H d}$	$\frac{Q}{4EI\beta^3} = \frac{Q\beta}{k_H d}$
	M_{max} 의 발생깊이 L_m	$\frac{\pi}{4\beta} = \frac{0.785}{\beta}$	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$
	제1부동점 깊이 L_0	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$	$\frac{3\pi}{4\beta} = \frac{2.356}{\beta}$
깊 이 에 비 례	말뚝머리의 휨모멘트 M_0	0	$0.92 \frac{Q}{n}$
	지중부의 휨모멘트 M_{max}	$0.78 \frac{Q}{n}$	$0.26 \frac{Q}{n}$
	말뚝머리의 수평변위 y_0	$\frac{2.4Q}{EI n^3} = \frac{2.4Q n^2}{n_h}$	$\frac{0.93Q}{EI n^3} = \frac{0.93Q n^2}{n_h}$
	M_{max} 의 발생깊이 L_m	$\frac{1.32}{n}$	$\frac{2.15}{n}$
	제1부동점 깊이 L_0	$\frac{2.42}{n}$	$\frac{3.10}{n}$

여기서, $\beta = \left(\frac{k_H d}{4EI}\right)^{\frac{1}{4}} \text{ (cm}^{-1}\text{)}$, $n = \left(\frac{n_h}{EI}\right)^{\frac{1}{5}} \text{ (cm}^{-1}\text{)}$

k_H = 수평방향 지반반력계수 (kg/cm^3)

d = 말뚝의 겉보기폭 (cm)

EI = 말뚝의 휨강성 ($EI = \text{const}$) ($\text{kg} \cdot \text{cm}^2$)

$n_h = \frac{k_H d}{z} \text{ (kg/cm}^3\text{)}$

수평방향의 허용변위량으로부터 허용지지력을 산정하는 방법에는 지반반력 해석법과

p-y곡선법, 탄성연속체 해석법 등이 있다. 실무에서는 지반반력해석법이 주로 적용되고 있는데 여기에는 Metlock and Reese의 방법, Chang의 방법 등이 있으며 국내에서는 주로 후자가 많이 이용되고 있다.

5.3 암반 에서의 (강관)말뚝의 지지력 거동

실제적으로 말뚝의 지지력 거동은 말뚝선단이 토사 부분에 거치되느냐 암반 부위에 거치되느냐에 따라 크게 차이가 난다. 특히 중소구경 말뚝의 대부분이 풍화암 이나 연암 부위에 선단을 거치 시키는 경우에 있어서 이는 매우 중요하다. 그러나 현재 지지력 산정식의 경우 이를 제대로 고려한 지지력 산정식은 없는 실정이다.

현재 기준들을 사용하여 암반에 거치된 말뚝의 지지력을 산정해 보아 그 차이를 살펴보기로 한다. 검토 조건은 다음과 같다.

- 말뚝의 선단 풍화암 지지
- 말뚝직경 : $\phi 508(t=12\text{mm})$
- 말뚝길이 : 10m
- 말뚝 지지층 근입깊이 : $2d(d:\text{말뚝직경})$

5.3.1 토사 지반 지지로 본 경우

1) 토사지반 지지시 근입비 감소율을 적용한 경우

$$\begin{aligned} R_a &= R_u / 3 = (q_d \cdot A) / 3 \\ &= \frac{2}{5} (30 \times 40 \times 0.2026) / 3 = 32.4 \text{ ton/본} \end{aligned}$$

2) 토사지반 지지시 근입비 감소율을 적용치 않은 경우

$$\begin{aligned} R_a &= R_u / 3 = (q_d \cdot A) / 3 \\ &= (30 \times 40 \times 0.2026) / 3 = 81.0 \text{ ton/본} \end{aligned}$$

5.3.2 암반 지지층 으로 본 경우

1) 타입 강관 말뚝의 암반 지지층 지지력 산정법(도로교 시방서)

$$\begin{aligned}
 R_a &= 140 \cdot q_u^{\frac{1}{2}} \times A_t^{\frac{2}{5}} \cdot A_i^{\frac{1}{3}} / 3 \\
 &= 140 \times (1000)^{\frac{1}{2}} \times (0.00946)^{\frac{2}{5}} \times (0.1932)^{\frac{1}{3}} / 3 \\
 &= 132.2 \text{ ton/본}
 \end{aligned}$$

여기서, R_a : 강관말뚝의 허용 선단지지력(t)

q_u : 암반의 일축압축강도(t/m^2)($q_u \leq 1000 t/m^2$)

A_t : 강관말뚝의 순단면적(m^2)

A_i : 강관말뚝의 선단부 심부면적(m^2)($A_i = \text{선단면적} - \text{순단면적}$)

2) 정역학적 지지력 산정법

$$R_a = R_u / 3 = (q' \cdot N_q \cdot A) / 3$$

$N_q = 145$ (연암의 내부마찰각 40° 로 가정)

ϕ	26	28	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
N_q	10	15	21	24	29	35	42	50	62	77	86	120	145

$$q' = 1.9 \times 10 = 19 t/m^2$$

$$\therefore R_a = (19 \times 145 \times 0.2026) / 3 = 186.0 \text{ ton}$$

3) Goodman(1980) 제안식

$$R_a = q_d \cdot A / 3 = (q_u (N\phi + 1) \cdot A) / 3$$

$$\bullet N\phi = \tan^2 (45 + \phi/2) = \tan^2 (45 + 29/2) = 2.88$$

$$\bullet \phi = 29^\circ \text{ 적용 } ((\text{Goodman 제안}) \text{ 값인 } 7.5 \sim 51.0 \text{ 의 평균치 적용})$$

q_u : 암석의 일축압축강도

ϕ : 배수 마찰각

$$\bullet q_u = 5000 / 5 = 1000 t/m^2$$

$$\therefore R_a = 1000 \times 2.88 \times 0.2026 / 3 = 194.5 \text{ ton/본}$$

< 표 5.10> 암석 공시체의 일축압축강도(Goodman, 1980)

종 류	Q _u	
	kg/cm ²	psi
Berea sandstone	73.8	750
Navajo sandstone	214.0	2180
Tensleep sandstone	72.4	740
Hackensack siltstone	122.7	1250
Monticello Dam s.s. (greywacke)	79.3	810
Solenhofen limestone	245.0	2500
Bedford limestone	51.0	520
Tavernalle limestone	97.9	1000
Oneota dolomite	86.9	886
Lockport dolomite	90.3	920
Flaming Gorge shale	360.0	5100
Micaceous shale	770.0	10900
Dworshak Dam gneiss 45°to foliation	162.0	1650
Quartz mica schist ⊥ schistosity	55.2	560
Baraboo quartzite	3,260.0	46400
Taconic marble	630.0	8990
Cherokee marble	680.0	9700
Nevada Test Site granite	1,440.0	20500
Pikes Peak granite	2,300.0	32800
Cedar City tonalite	1,040.0	14700
Palisades diabase	2,460.0	34950
Nevada Test Site basalt	1,510.0	21500
John Day basalt	3,620.0	51500
Nevada Test Site tuff	115.0	1639

<표 5.11> 암석의 일반적인 내부마찰각(Goodman, 1980)

종 류	공극률 (%)	Ø (deg)
Berea sandstone	18.2	27.8
Bartlesville sandstone		37.2
Pottsville sandstone	14.0	45.2
Repetto siltstone	5.6	32.1
Muddy shale	4.7	14.4
Stockton shale		22.0
Edmonton bentonitic shale(water content 30%)	44.0	7.5
Sioux quartzite		48.0
Texas slate; loaded 30°to cleavage		21.0
90°to cleavage		26.9
Georgia marble	0.3	25.3
Wolf Camp limestone		34.8
Indiana limestone	19.4	42.0
Chalk	40.0	31.5
Hasmark dolomite	3.5	35.5
Blaine anhydrite		29.4
Inada biotite granite	0.4	47.7
Stone Mountain granite	0.2	51.0
Nevada Test Site basalt	4.6	31.0
Schistose gneiss 90°to schistosity	0.5	28.0
30°to schistosity	1.9	27.6

< 표 5.12 > 암반 지지층 선단 지지력 결과 비교

구 분	도로교 표준시방서			정역학적 지지력공식 이용시	Goodman식
	토사지반 근입비 감소율 적용시	토사지반 근입비 감소율 미적용시	연암·이암의 지지조건 암의 강도 이용시		
말뚝선단지 지력 (ton)	32.4	81.0	132.2	186.0	194.5

이처럼 암반층에 말뚝을 지지시키는 경우 지지력 예측식은 각각 큰 차이를 나타내게 된다. 따라서 보다 합리적이고 실제 거동에 부합하는 지지력 산정방법을 정립하는 것이 시급하다.

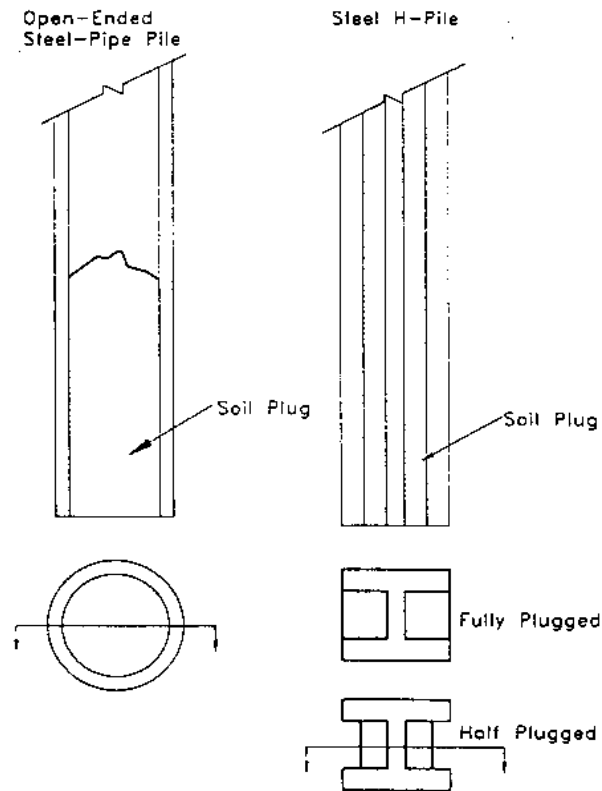
적합한 시공법과 시공관리를 한다면 말뚝 재료의 허용치 까지 활용할 수 있다.

5.4 (강관)말뚝의 폐색효과

개단말뚝의 선단지지력은 말뚝 내부에 막혀 있는 흙과 말뚝 내면 사이의 마찰력에 의해 발휘된다. 따라서 내부에 막힌 흙의 성질이 개단말뚝의 선단지지력에 크게 영향을 미친다. 사질토지반에서 마찰저항력은 말뚝내면에 작용하는 수직응력과 마찰계수에 의해 결정되어지며, 아칭작용, 흙의 압축성, 토립자의 파쇄 등의 현상에 의해 복잡하게 전개된다.

개단말뚝에서 발생하는 관내토의 폐색효과는 말뚝 안으로 밀려 올라가는 흙의 팽창성(dilatancy)으로 인한 횡방향 응력의 증대와 말뚝 선단부 부근 관내토에 형성되는 아칭(arching) 현상과 상관이 있다고 생각된다. 말뚝 선단에 위치한 흙은 말뚝이 타입되면서 말뚝 내외로 분리되어지며, 이때 흙의 팽창성으로 인하여 말뚝 내외토는 각각 말뚝 안쪽과 바깥쪽의 변위를 수반하게 되어 횡방향 응력은 정지 토압상태 보다 큰 값을 가지게 되는데, 특히 말뚝의 선단부에 있는 관내토의 경우에는 공간의 제한성 때문에 수동상태에 이를 것으로 보인다. 또한 말뚝 선단부에서는 아칭현상이 발생하게 되는데, 기존의 연구 결과에 의하면 말뚝 선단으로부터 말뚝 직경의 2배 높이까지의 관내토에 아치가 형성된다고 한다.

勝見과 貴谷(1982)에 의하면 직경이 작은 개단강관말뚝 기초의 연직 지지력에 관한 설계방법은 말뚝의 타입에 따라서 관내토의 마찰 저항이 증가하여 선단부에서 완전



<그림 5.5> 개단 강관말뚝과 H말뚝에서의 쏘일 플러깅

한 폐색상태를 나타내는 것으로 생각하고 선단 유효지지 면적으로서는 말뚝의 실제 단면에 흙에 의한 폐색단면적을 더한 전체 폐단면적을 취하였다. 그러나 현장에서의 일련의 실험을 통하여 대구경 강관말뚝에 있어서는 폐색효과가 완전히는 발휘되지 않고, 종래의 지지력 이론에서는 설명을 할 수 없을 정도로 작은 지지력밖에 얻을 수 없다는 주장도 있다. 따라서 말뚝의 직경에 따라 폐색효과는 변화할 수 있다고 보는 것이 타당할 것이다. 또한 폐색효과는 지반의 성질 및 상태 관내 속으로 압입된 흙의 성상, 지지층으로의 관입깊이, 말뚝 직경 등에 의해서도 다르게 된다고 여겨지고 있다.

山原(1964)는 관내토는 압축되지 않는 것으로 생각하고, 또 막힌 흙과 관내벽의 부착력 또는 흙과 흙의 전단 저항이 전장에 걸쳐서 기여한다고 생각하였다. 또한 이 이론값과 현장에서의 실측치와 비교 검토를 행하였고, 그 결과 폐색효과를 높이는 데는 지반의 점착력, 단위 체적 중량이 클 때, 마찰계수, 측압계수가 클 때, 근입깊이가 깊을 때, 직경이 작을 때 유효하다고 하였다. 또한 대구경의 개단강관말뚝에서 폐색효과를 높이기 위해서는 충분한 근입깊이가 필요하다고 지적하였다.

현재까지 폐색효과에 대한 연구는 수많은 연구자에 의해 계속해서 행하여지고 있는데

도 불구하고 완전한 이론은 아직까지 확립되지 않고 있다.

Paikowski(1990)는 개단강관말뚝에 대하여 폐색효과를 고려한 다음과 같은 정적지지력 공식을 제안하였다.

$$\begin{aligned}
 R_{unplugged} &= \sum f_{so} \cdot A_o + \sum f_{si} \cdot A_i + q_b \cdot A_t \\
 R_{plugged} &= \sum f_{so} \cdot A_o + q_b \cdot A_b = Q_{closed\ endea}
 \end{aligned}
 \tag{5.6}$$

말뚝이 완전개방(unplugged) 또는 부분폐색(partial plugged)된 경우에는 하중이 외주면 마찰력(f_{so})과 관내토에 의한 내주면 마찰력(f_{si}), 그리고 말뚝의 단면부에 작용하는 저항력에 의해 지지된다고 본다. 한편, 완전 폐색된 경우에는 외주면마찰력과 말뚝선단부에 균등하게 작용하는 선단지지력에 의해 하중이 지지되어 폐단말뚝과 하중지지 메카니즘이 같아진다.

이처럼 개단 강관 말뚝의 폐색 효과는 아직 객관적으로 명확히 장립되지 않았으며 특히 말뚝 선단부가 주로 암반층에 위치하는 경우나, 예전과 달리 말뚝 시공 방법이 선굴착 공법으로 이루어지는 경우에는 완전 폐색된 경우의 가정은 실제와 많은 차이를 유발할 수 있다.

이는 또한 강 말뚝의 재료 성능을 최대로 활용하기 위해 반드시 제어가 필요한 중요한 요소임이 분명하다.

5.5 (강관)말뚝의 부식

강은 부식환경에 따라 해수에 의한 부식, 공기중에 노출되어 있을 때의 부식, 그리고 지반내 부식으로 구분할 수 있다.

특히 해수의 주요성분은 대부분 수화된 자유이온의 형태로 존재하는데, 용해되어 있는 주요성분으로는 나트륨(sodium), 마그네슘(magnesium), 염소(chloride), 황산염(sulfate)을 들 수 있다. 해양표면은 대기와 직접 접촉하고 있기 때문에 대기중의 기체가 자유롭게 드나들 수 있는 관계로 해수중에 많이 용해되어 있는 기체는 산소, 질소 및 이산화탄소 등이다. 그중 해수중의 가장 중요한 용존기체는 산소이다. 해수중에 존재하는 용해산소는 해양표면에서 용존산소의 함량이 최대값에 이르게 되는데 그 이유는 표면수와 기포의 혼합 및 광합성 작용에 의한 산소함량이 증가하기 때문이다. 해수중 금속의 부식특성에 가장 큰 영향을 미치는 원소는 Cl^- 이온이다.

강이 대기중에 노출되었을 때, 습기가 존재하지 않으면 부식이 거의 발생하지 않는다.

그러나 대기부식의 발생은 대기의 습기함량에만 의존하는 것이 아니라 대기중에 존재하는 먼지 및 기체상태의 불순물 등에 의해서도 영향을 받는다. 그 이유는 이러한 것들이 존재하게 되면 습기가 금속표면상에 쉽게 응축할 수 있어 금속의 부식이 촉진되기 때문이다.

대기는 습도, 온도, 오염물 등에 따라서 그 변화가 크기 때문에 대기부식도 지역에 따라 달라진다. 그러나 가장 부식성이 강한 대기를 제외한 대부분의 대기의 경우, 금속의 부식속도는 자연수 또는 토중에 있어서 보다 느리다.

5.5.1 부식의 원인

강말뚝의 일반적인 시공환경이라 할 수 있는 지반속에서의 부식의 원인은 통기성의 영향, 전기전도도의 영향, PH의 영향, 박테리아의 영향 및 미주(迷走)전류에 의한 영향 등을 들 수 있다.

1) 통기성의 영향

미세한 토양입자로 된 유기물을 상당량 포함하고 있는 표토층에서 토양입자의 부피가 커서 공기와 수분을 가지고 있는 상황에서 수분은 항상 공기중으로 증발하기 때문에 흙입자간의 공간에서 공기가 대류를 일으키게 된다. 흙속의 금속의 표면에는 흡착한 물의 층과 부식 생성물의 층이 있어 산소의 금속 표면에서의 확산을 방해한다. 통기성이 좋은 구조의 흙속에서 금속은 비교적 빠르게 부식하지만, 부식 생성물 때문에 그 속도는 곧 저하한다.

2) 전기 전도도의 영향

토양의 비저항을 측정하면 $10^2 \sim 10^4 \Omega\text{cm}$ 에 걸친 여러 가지 값이 얻어진다. 일반적으로 부식을 전기 화학적 현상으로 생각할 때, 전도성이 좋은 쪽이 부식성이 크다고 예상된다. 그러나 전기 전도도만이 흙 속의 금속에 대한 부식성의 척도는 아니다. 단지 전도도가 낮으면 함수량이 낮게 용존 전해질도 적어지는 것이 분명하고 그와 같은 흙속에서는 부식이 적다. 반대로 전도도가 높으면 부식의 가능성은 크고, 토양중의 평균적 전도도가 크다고 하는 조건 아래에서 흙속 금속의 표면에 불균일함이 있으면, 국부적인 부식이 일어난다.

3) PH의 영향

토양 PH는 대부분의 경우 중성 부근에 있으나 식물이 분해하여 생긴 부식 물질을 상당량 포함한 토양(특히, 표토층)은 산성(PH 3~ 6)을 띠며 그 속에 강이 있으면 더 심하게 녹이 쓴다. 또한 화산의 영향으로 산성이 되기 때문에 이상한 부식이 생기는 경우도 있다.

4) 박테리아의 영향

흙 속에는 무수한 박테리아가 있지만, 혐기성 박테리아에 의해 부식이 촉진된다고 알려져 있다. 흙 속에 산소가 충분히 있는 경우는 호기성 박테리아가 번식하고, 산소 결핍 상태가 되면 혐기성 박테리아가 활동한다. 산소가 결핍되어 있으면 부식의 cathode(음극) 반응은 일어나지 않기 때문에 부식에 무관한 것으로 생각되지만 실제로는 금속 재료의 일부가 산소결핍의 환경이 되어 다른 부분에 산소가 공급되어 있다면 부식은 촉진된다.

5) 미주(迷走)전류

cathode(음극) 방식에 의해 지중에 매설된 강관의 부식을 제어하려 할 때 대상물에 가까이 있는 다른 매설물에 지하를 흐르는 전류가 미주하여, 예상할 수 없는 부식 사고를 일으키는 경우가 있다.



<사진 2.1> 강관말뚝의 미생물 부식 사례

5.5.2 국내외 부식관련 규정

1) 국내기준

현재 국내에서 적용하고 있는 강관말뚝의 부식관련 기준은 「구조물기초설계기준」이나 「도로교표준시방서」 편에 나타나 있으며 그 내용을 살펴보면 다음과 같다.

강관말뚝의 부식감소 두께는 말뚝이 흙, 혹은 물에 접하는 면에 대해서만 고려하는 것으로 강관말뚝의 두께는 압축, 인장, 휨, 전단 등 설계상에서 생기는 모든 응력에 대해 안전한 두께에 부식감소 두께를 더한 값 이상으로 설계하기로 되어 있다. 강관말뚝의 부식감소두께는 해수나 유해한 공장폐수 등의 영향을 받지 않고, 방식처리도 하지 않은 수중 혹은 토중에 있는 부분(지하수 중에 있는 부분도 포함)에 대해서는 일반적으로 2mm의 부식두께를 고려하도록 하고 있다. 그러나 해수 혹은 강의 부식을 촉진시키는 공장폐수 등의 영향을 받는 부분과 주기적으로 반복해서 물에 잠기는 부분은 충분한 방식처리를 하도록 규정하고 있다.

건교부 제정 “구조물 기초설계 기준”의 의하면 강재의 부식속도는 표 5.13과 같다.

2) 국외기준

강재의 부식성을 평가하는 기준은 여러 가지가 있을 수 있지만 비교적 합리적이고 타당성 있는 기준은 그리 많지 않으나 국외의 기준중 부식에 대한 활발한 연구가 진행된 일본의 경우를 살펴보면 표 5.14와 같다.

또한 프랑스에서 금속으로 된 매설관의 해석시 이용되는 흙의 부식성에 따른 평가지수를 나타낸 것이 다음의 표 5.15이다. 각 항목별 A값은 최대 8 이하로써, 흙의 부식성은 이들의 합인 전체지수로 나타난다.

표 5.16에 나타난 전체 부식지수(overall corrosiveness index)로서 흙의 부식성을 다음과 같이 분류할 수 있다.

<표 5.13> 강재의 부식속도(mm/년) - 구조물 기초 설계기준(1986)

환 경 조 건	부 식 속 도
고조수위(HWL) 위	0.3
고조수위와 해저지표면 사이	0.1
바다밑 뱃속	0.03
육상의 대기중	0.1
지하수위면 위의 흙속	0.03
지하수위면 아래의 흙속	0.02

<표 5.14> 강관말뚝의 부식속도에 관한 기준 - 깊은기초(1993)

구분	기준, 지침, 시방서	부식속도 또는 부식한계
항만관계	항만시설의 기준, 동해설 (일본항만협회, 1979)	HWL 이상 0.3mm/년 HWL과 해저간 0.1mm/년 해저니층중 0.03mm/년 육상대기중 0.1mm/년 흙안(잔류수위위) 0.03mm/년 흙안(잔류수위아래) 0.02mm/년
건축관계	건축기초 구조설계기준 (일본건축학회, 1975)	부식한계 (0.2mm/년이면 충분함) × 내용연수
	건설성 주택국 건축지도 806호(1978)	지반의 부식시험을 행한 경우 연간부식한계(mm/년) × 80 (또는 내용연수) 부식시험을 행하지 않은 경우 2mm
	동경도 건축구조 설계지침(1979)	연간부식한계(mm/년) × 80 말뚝의 주변 흙에 접한 표면 2mm 강재로 둘러싸인 안쪽의 표면(개단말뚝) 0.5mm
토목관계	구조물 설계표준해설 (일본국유철도, 1974)	말뚝의 주변 흙에 접한 표면 2mm 강재로 둘러싸인 안쪽의 표면 0.5mm 6cm 이상의 두께인 콘크리트에 접한 표면 0 이들 값중 중간정도의 부식성 지반에서는 80년 정도 의 부식한계에 상당
	阪神 고속도로 공단 설계기준(1978)	부식한계 2mm를 표준
	일본도로공단 설계요령 제 2집(1978)	부식한계 2mm
	일본하수도 사업단 설계 기준 제 4차안(1979)	말뚝이 흙 또는 물에 접한 면 2mm 강관말뚝 안쪽에 대해서는 고려하지 않아도 됨.
	도로교시방서 동해설 IV 하부구조편 (일본도로협회, 1979)	해수나 유해한 공장폐수 등의 영향을 받지 않는 경 우에는 부식조사를 행하지 않으며, 방식처리도 하지 않을 때는 상시 수중 혹은 토중에 있는 부분(지하수 중에 있는 부분도 포함)에 대해서 일반적으로 2mm 의 부식두께를 고려
	토지개량사업계획 설계기준 (농림수산성 구조개선국, 1978)	말뚝의 주변 흙에 접한 표면 2mm 강재로 둘러싸인 안쪽의 표면 0.5mm 6cm 이상의 두께인 콘크리트에 접한 표면 0

<표 5.15> 전체 부식지수(overall corrosiveness index)

항 목	기 준	지수(A)
흙의 종류	· 구성 중량, 소성, 불투수성 clayey-sand	2 1 0
	경량, 투수성, 사질, 비점착성	8
	· 유기질, 역청질, 늪	
	· 산업폐기물 clinker, 재, 석탄	8 4
	건설폐기물	
	· 오염물질 산업폐수	6 8
	제설제 유입수	
전기저항	$p < 1000 \Omega\text{cm}$	5
	$1000 < p < 2000$	3
	$2000 < p < 5000$	2
	$5000 < p$	0
함수비	· 염분이 있는 지하수위下(변동수위)	8
	· 염분이 없는 지하수위下(변동수위)	4
	· 지하수위 상부(함수비 20 %이상)	2
	· 지하수위 상부(함수비 20 %이하)	0
pH	< 4	4
	$4 \sim 5$	3
	$5 \sim 6$	2
	> 6	0
	전체지수	ΣA

<표 5.16> 흙의 부식성 분류

index ΣA	부식성	분 류
>13	부식성이 매우 강함	I
9~12	부식성이 강함	II
5~8	평균적인 부식성을 지님	III
<4	근소한 부식성을 지님	IV

3) 강관말뚝 부식측정 사례조사

기존연구 결과 강관말뚝의 부식을 측정할 수 있는 많은 방법들이 제안되었으며 부식에 대한 허용기준들이 설정되어 왔다. 부식을 예측하는 가장 적절한 방법으로는 기존자료에서 주위 환경조건이 유사한 경우를 참조하는 방법을 고려하고 있지만 예측된 부식률은 실지 부식률과 다르다. 따라서 실지 부식측정사례를 살펴보고 영향을 논의해 보고자 한다.

(a) 실측예 1

강관말뚝의 부식정도를 알아보기 위해 일본 토목학회가 주관하여 1962~1966년 사이에 다양한 지반환경을 고려한 10개소의 시험시공 현장에 15m의 길이의 126개 강관말뚝을 시공하여 10년의 시험기간 후에 확인을 위해 인발하였다. 시험결과를 요약해보면 다음과 같다.

- 지표면 근처의 부분을 제외하고 모든 시험말뚝의 표면은 변함이 없었다. 심지어 항타후 10년후에 인발한 경우에 있어서도 마찬가지로 변함이 없었다.
- 시험위치에 따른 시험말뚝(양쪽, 10년)의 평균 부식률은 표 5.17과 같다. 전위치(양쪽, 10년)에서 관측된 평균부식률은 0.0106 mm/yr(한쪽면인 경우 0.0053 mm/yr)였으며 전체 시험말뚝을 통해 관측된 최대 부식률은 0.0297 mm/yr(양쪽, 10년)로 나타났다.
- 항타후 시간이 경과됨에 따라 부식률은 감소하였다.
- 이와 같은 배경에서 설계 부식률은 0.02 mm/yr(양쪽)로 제안될 수 있는 근거

로 삼았으며 이 결과를 토대로 Ohsaki는 부식률과 지반의 여러 요인들 사이에 다음과 같은 상관관계를 제시하였다.

<표 5.17> 시험결과(10년)

구 분	시험말뚝(개수)	평균부식률 (mm/yr, 양쪽 표면)
Station No. 1	9	0.0045
No. 2	12	0.0114
No. 3	10	0.0116
No. 4	9	0.0112
No. 5	15	0.0083
No. 6	9	0.0093
No. 7	12	0.0148
No. 8	9	0.0094
No. 9	11	0.0061
No. 10	30	0.0127
	126	평균 0.0106

① 지표면에서부터의 깊이

부식률은 지표면에서 3m 깊이까지가 그이상 깊이에서보다 조금 크다. 그 이유는 지표면에서부터 3m 정도까지는 공기가 침투하기 때문인 것으로 판단되며 3m 이상 깊이에서는 부식률은 깊이에 영향을 받지 않는다.

② 토질상태

부식률은 조립토나 세립토의 상태에 따라 영향을 받지 않고 토질의 투수계수에도 영향을 받지 않는다.

③ 층경계

층경계 근처에서의 부식률도 다른 부분에 비해 아주 높지 않다.

④ N치

N치와 부식률 사이에는 상관성이 없다.

⑤ pH값

부식률은 간극수의 산도(pH)가 감소함에 따라 약간 증가한다. 그러나 이와 같은 부식률의 증가 경향은 뚜렷하지 않다.

⑥ 비극성률

부식률과 지하수에서 산소를 용해하는 정도를 나타내는 비극성률 사이에는 일정한 관계가 없다.

⑦ 비저항

부식률은 비저항이 감소함에 따라 증가한다.

⑧ 지중전류

부식률은 직류 전류를 갖는 토체 근처에서 어느 정도 증가한다.

⑨ 부식 측정방법에 근거한 예측 부식률

부식률과 부식 측정방법에 의해 관측된 비극성률과는 뚜렷한 상관성이 없다.

⑩ 위에서 언급한 것처럼 부식률과 지반의 환경요인과는 뚜렷한 관련이 없다고 결론 지었다.

(b) 실측예 2

일본 건설성 산하 연구소에서 교량의 기초로 사용한 강관말뚝의 부식정도를 알아보기 위해 1958년도에 시공된 교량기초에서 17년 경과후에 강관말뚝($\phi=486\text{mm}$, $t=16\text{mm}$, 9mm)을 인발하여 부식을 측정하였다. 측정결과는 표 5.17에서와 같다.

또한 표 5.18은 미국 및 유럽에서 수행한 부식 측정사례를 나타내고 있다.

<표 5.17> 시험결과(일본)

깊 이	토질상태	표면 처리	예상 평균 초기 두께 (mm)	측정된 두께 (mm)		부식률 (mm/yr)		외 형
				최저	평균	최대	평균	
-0.3~0.0	대기중에 노출	○	15.81	14.04	15.61	0.104	0.024	처리된 표면이 부식된 곳에서는 부식이 인지됨
0.0~0.2	흙속에 묻힘	○	15.81	15.26	15.76	0.032	0.003	부분적인 부식이 관찰됨
0.2~0.9	고운 사질토	×	15.81	15.14	15.65	0.039	0.009	전체적 혹은 국부적인 부식이 관찰됨
1.7~2.5	실트질의 고운사질토	×	15.81	14.76	15.41	0.062	0.024	전체적 혹은 국부적인 부식이 많은 부분에서 관찰됨
5.2~6.1	실트질 점토	×	15.42	15.28	15.39	0.008	0.002	부식이 관찰되지 않음
10.2~11.1	실트질 점토	×	9.02	8.90	8.99	0.007	0.002	"
17.2~18.1	실트질 점토	×	9.21	8.86	9.15	0.021	0.004	"
24.2~25.1	실트질 점토	×	8.74	8.61	8.73	0.008	0.001	"
28.2~29.1	실트질 점토	×	8.74	8.21	8.70	0.031	0.002	"
25.2~36.1	고운 사질토	×	9.57	9.38	9.52	0.011	0.003	"

<표 5.18> 미국과 유럽에서 수행한 부식측정사례

위 치	강 재	환 경	기간	부식률(mm/yr)
성프란시스코, 레이크시,아칸소, 미국	8 " × 4 " H형 말뚝	지하 0.3m의 실트질 유기질토	21	0.0076
버팔로해협 방파제, 뉴욕, 미국	14 " × 3/8 " 널말뚝	하수와 공장 유출수로 강바닥층 2.1m깊이 흙	19	0.0076
		하수와 공장유출수 표면에 인접한 곳	19	0.0112
텔라웨어강의 Hog섬 필라델피아, 펜실베니아, 미국	14 " × 3/8 " 널말뚝	하수와 공장 유출수로 오염된 물속	17	0.0198
Roseua교, 미네소타, 미국	9 " H형 말뚝	강표면에 인접한 곳	29	국부적인 부식률 0.0272 0.0225 0.0397 0.0520 0.0396
성샤를교, 퀘벡시, 캐나다	널말뚝	강표면에 가까운 곳	16	표면도장 ×
10th st.교 munongahela, 피츠버그 펜실베니아, 미국	12 " 널말뚝	강바닥의 흙속	19	×
괴센버그, 스웨덴		강표면 강바닥 흙속	26	0.0381 0.0038-0.0077
Uglum철도교, 괴센버그, 스웨덴	19ørod 21m 길이	점토층	18	0.01
Hofslund, 노르웨이	부식시험을 위한강말뚝	실트층	17	0.006-0.012
Oslogate, 오슬로, 노르웨이	"	점토층	18	0.0056-0.0278

5.5.3 부식대책

교란되지 않은 흙에서는 장기간에 걸친 부식속도가 작을 뿐만 아니라 일정하므로 지반중에 시공된 고강도 H말뚝의 경우 대부분은 부식한도를 이용한 방법이 적용될 수 있다. 그러나 해양에 시공된 말뚝의 경우에 특정 부위에 부식이 집중하여 비교적 단기간에 구조물이 사용불능으로 되는 경우가 있다. 집중 부식속도는 표 5.14의 표준적인 해수중 부식속도보다 수배 내지 열배 정도 클 수 있으며 이런 경우 별도의 방지조치가 수행되어야 한다. 방지법은 일반적으로 방지성능, 시공성, 경제성 등을 고려하여 선정되며 장기간에 걸쳐 방지효과를 확인하는 방지관리가 필요하게 되고 또한 방지관리의 용이성은 방지법의 선택에 중요한 요인이 된다.

대표적인 방지 대책으로는 부재의 두께를 증가시키는 방법과 피복재를 입히는 방법 전기방지법 등이 있다.

1) 부재 두께의 증가

축력, 휨력, 인장력, 전단력등에 저항하기 위해 설계상에서 산정한 두께 외의 추가두께는 부식허용 부재로 이용한다. 표 5.14에서와 같이 토목,건축관계에서 지중의 말뚝의 부식한도로써 흔히 2mm를 가정한다. 부식두께는 흔히 부식속도(mm/년)에 설계년한을 곱하여 구하고 부식속도로서 평균부식속도를 적용한다. 부식이 집중하는 위치에 대해서는 집중부식속도를 쓰는 것이 필요하다. 강관말뚝의 경우 일본에서는 부식이 말뚝의 바깥쪽에서만 진행되고 내부에는 부식이 되지 않는다고 가정하기도 한다.

2) 피복방법

페인트와 도료를 이용한 도장방법, Tar-Epoxy, 콘크리트로 피복하는 방법이 있으나 고강도 H말뚝의 경우 항타시공할 때 피복부위가 벗겨져 효과가 떨어질 수 있다.

내식성 금속피복재인 아연 도금제는 금속아연의 고농축 제재로 높은 순수 아연 금속성분의 함유량과 접착제로서의 특성 때문에 종래의 각종 아연도금과 대단히 유사하며 도장된 철제 및 강철제품에 실제로 음극선택(cathode) 보호를 해준다. 이 방법은 경제성이 높고 또한 다른 피복방법 보다 부착력이 월등히 우수하기 때문에 항타시공중에 벗겨지는 양이 많지 않고 내구성이 크다.

3) 전기방식

전기방식은 음극 방지법을 의미하며, 음극방식의 특징은 수중이나 토중의 금속체의

습식을 기본적으로 방지할 수 있다는 것이다. 즉, 자연상태의 부식, 이중 금속간의 부식, 각종 국부부식, 응력 부식, 부식회로 등 대부분의 부식을 방지할 수 있다. 음극방식을 적용하면 철강 등 상용금속의 내구 수명을 현저하게 연장시킬 수 있으며 고급 내식 재료에 떨어지지 않는 내구수명을 유지할 수 있으므로 시설비를 절감할 수 있다.

음극방식은 방식 대상물에 적합한 독특한 설계와 보수관리가 불가결하며, 특수한 전문지식을 필요로 한다. 음극방식이 가장 적합한 환경은 전도성이 좋고 부식이 극심한 해수 환경이며, 해중, 토중에 이미 시공된 구조물에 대해서는 음극방식법이 유효한 방식 대책이다.

6. 강관말뚝 개선사항

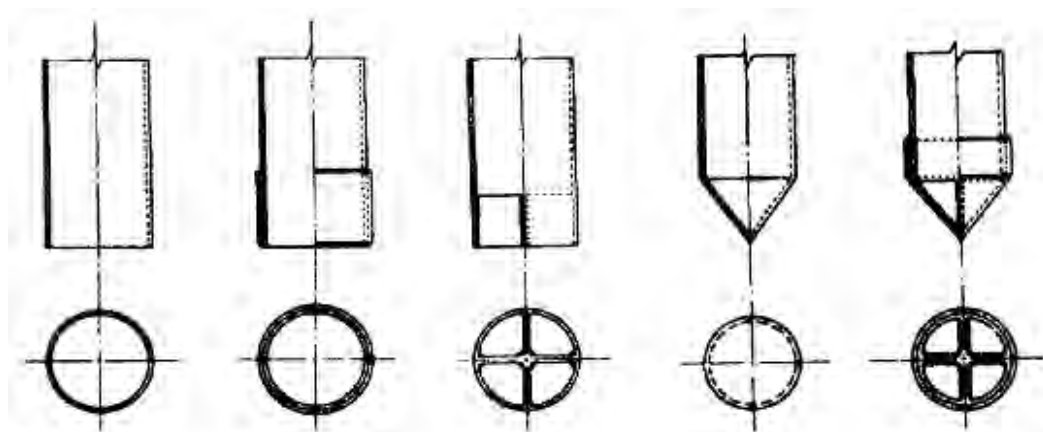
6.1 (강관)말뚝의 선단지지력 활용 방안

전통적으로 개단 말뚝의 선단을 보강하는 방법이 많이 사용되고 있었다. 선단 개단말뚝을 단단한 지지층에 거치 시키는 경우 말뚝의 성능을 최대로 활용하기 위하여는 보강하는 방법에는 보강목적에 따라 슈보강, 플러그 보강 및 콘크리트 보강방법이 있다. 슈보강은 개단 강말뚝의 관입성을 증진시키기 위한 것이며 플러그 보강은 강제로 말뚝 선단부 지반을 폐색시키기 위한 것이다.

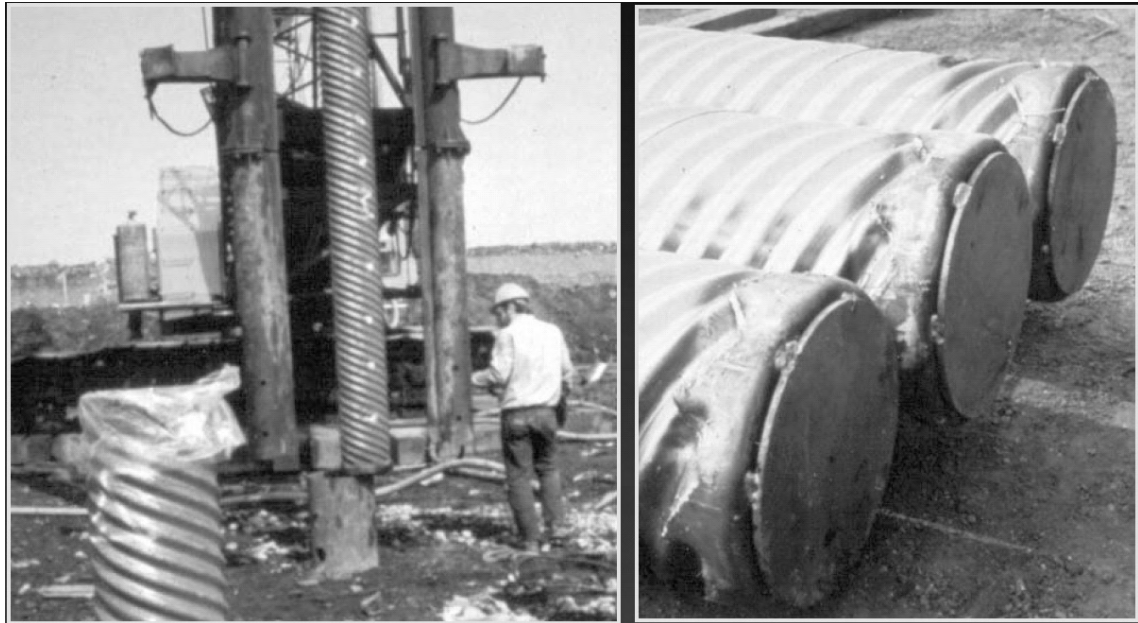
슈보강은 강말뚝을 단단한 층에 관입시켜 높은 선단지지력을 얻고자 할 때 사용되는 방법이다. 보강하지 않은 강말뚝은 관입저항력이 작아 느슨한 사질토층 아래에 바로 암반이 분포하는 경우 또는 지지층이 얇아 암반층까지 관입시켜야 할 경우에는 슈보강이 필요하다. 또한 연약점성토 지반 바로 아래에 암반이 분포할 때도 선단지지력 증대 및 선단부 고정을 위해 슈보강이 필요하다.

즉, 전통적으로 개단 강말뚝의 선단 보강은 말뚝의 관입성을 높이고 선단부 폐색 효과를 확실히 하기 위하여 사용되었다. 그러나 최근 들어 여러 가지 원인으로 인하여 말뚝 설치 방법 중 향타에 의한 방법의 비중이 점차 줄어들고 있는 추세이다.

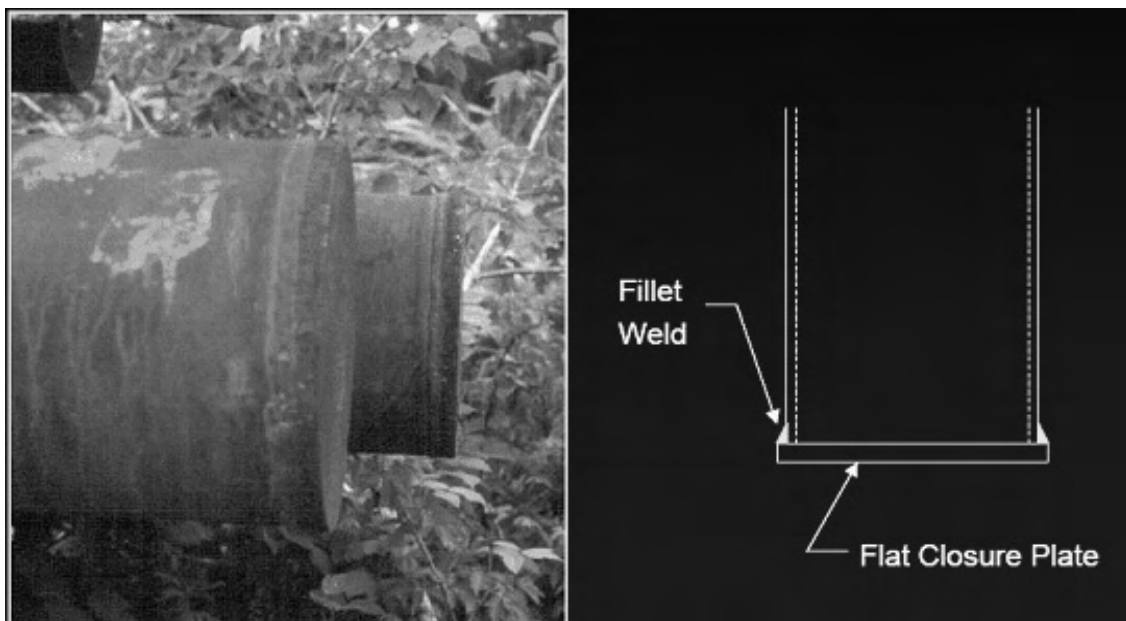
이는 다른 말로 하면 강 말뚝의 선단 보강 목적중 관입성 증진 목적은 큰 의미가 없으며 폐색효과 확보를 위한 보강이 의미를 가진다는 것을 알 수 있다. 다음은 선단 보강 방법의 예를 보인 것이다.



<그림 6.1> 강관말뚝 선단 보강 방법 예



<사진 6.1> 강관말뚝 선단 보강 방법 예(I)



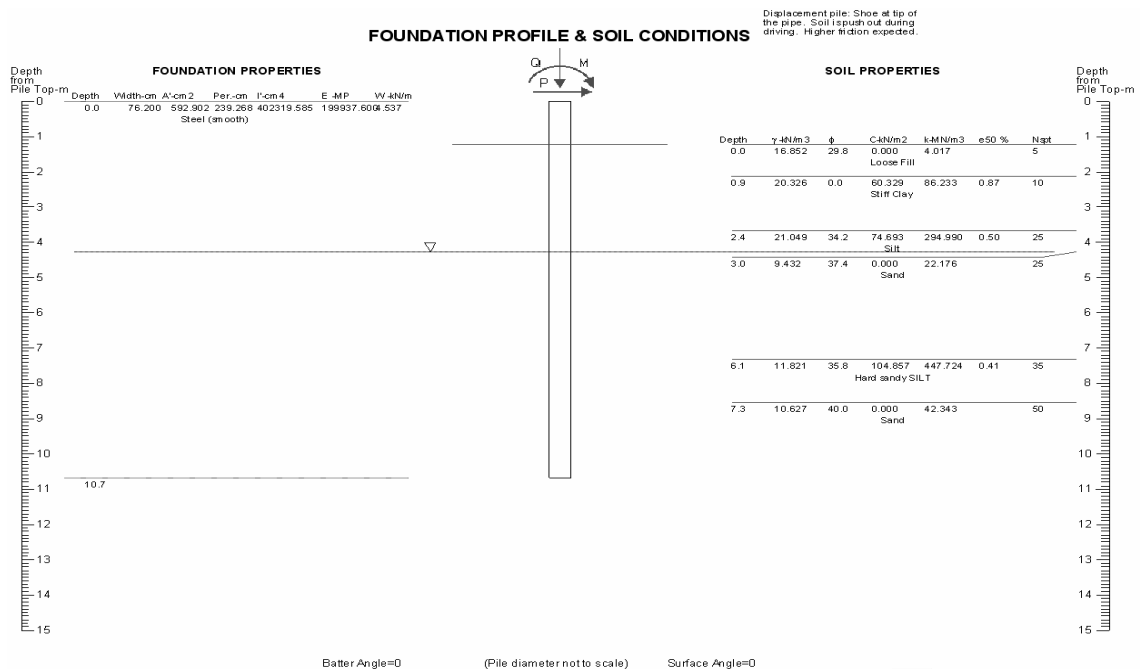
<사진 6.2> 강관말뚝 선단 보강 방법 예(II)

강관말뚝의 폐색 효과에따른 지지력 차이를 알아보기 위하여 똑같은 지반조건과 말뚝 조건에서 같은 깊이에 말뚝을 거치 시켰을 경우 지지력 차이를 정력학적 지지력 산정식에 의하여 검토해 보았다. 가장 중요한 연직지지력 거동을 살펴보면 폐단 말뚝인 경우와 개단 말뚝인 경우의 거동이 큰 차이를 보이고 있다. 극한 지지력 값으로 살펴보면 폐단 말뚝인 경우가 최대 9500 kN 의 값이 산정된 반면 개단 말뚝인 경우 약 2100 kN

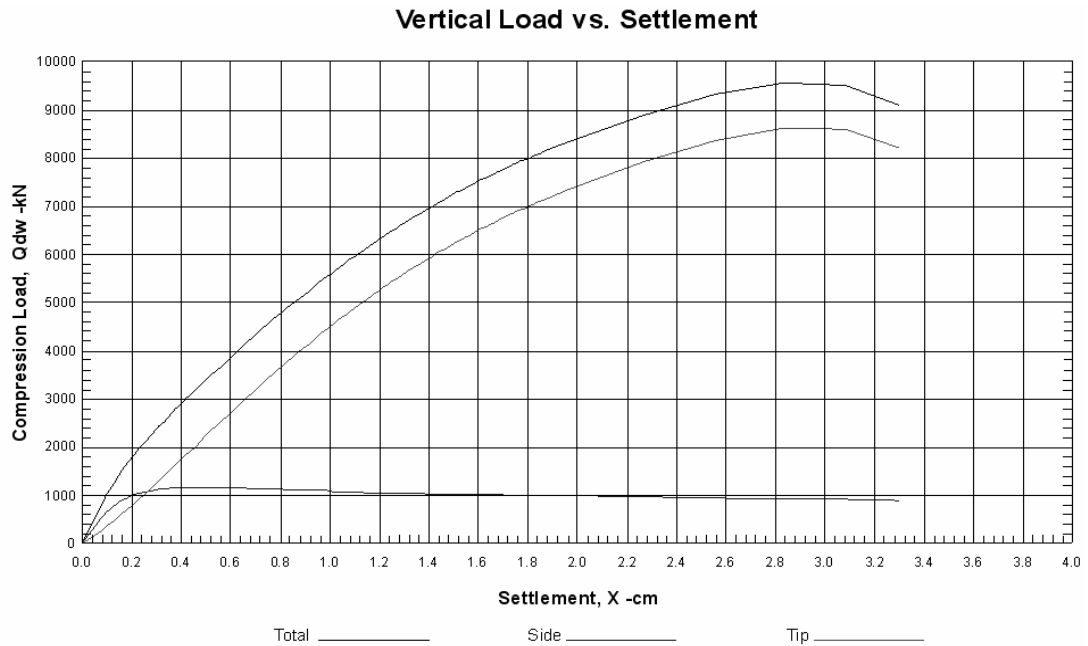
으로 큰 차이가 남을 알 수 있다. 실제 측정 사례에서는 이보다 더 큰 차이를 나타내는 경우가 많으며 폐단 말뚝의 시공법을 제대로 정립 한다면 강관 말뚝의 단면 성능을 최대까지 활용하는 것이 가능해지고 강관 말뚝의 경쟁력을 더욱 높일 수 있을 것으로 사료 된다.

6.2 (강관)말뚝의 횡방향 지지력 보완 방안

강관 말뚝의 큰 장점중의 하나는 횡방향 작용력에 대한 저항성이 크다는 것이며, 단점중의 하나는 재료비가 비싸다는 것이다. 이 장점을 잘 활용하기 위하여 강말뚝은 주로 수평력을 받는 말뚝으로 많이 사용된다. 이 경우 말뚝 본체에는 휨 응력이 발생하게 되는데 많은 경우 설계의 주 인자는 연직 지지력이 아니라 수평지지력 즉 말뚝 본체의 휨 강성이 되는 경우가 많다. 이로 인해 말뚝 단면이나 강성이 큰 등급을 사용하게 되는데 이는 상당히 비경제적 이다. 말뚝 두부에 수평력이 작용하는 경우 그로 인해 본체에 발생하는 휨응력은 말뚝 머리로 부터 말뚝 전체 길이의 1/2 ~ 1/3 범위에 해당하는 경우가 대부분이다. 이 경우 이 부분의 휨 강성만 보강하는 방법을 쓰면 말뚝 단면을 효과적으로 활용할 수 있다. 최근에는 이런 특성을 살려서 강관 말뚝과 기성 콘크리트 말뚝을 합성으로 이어서 사용하는 말뚝 공법도 개발되어 사용되고 있다.

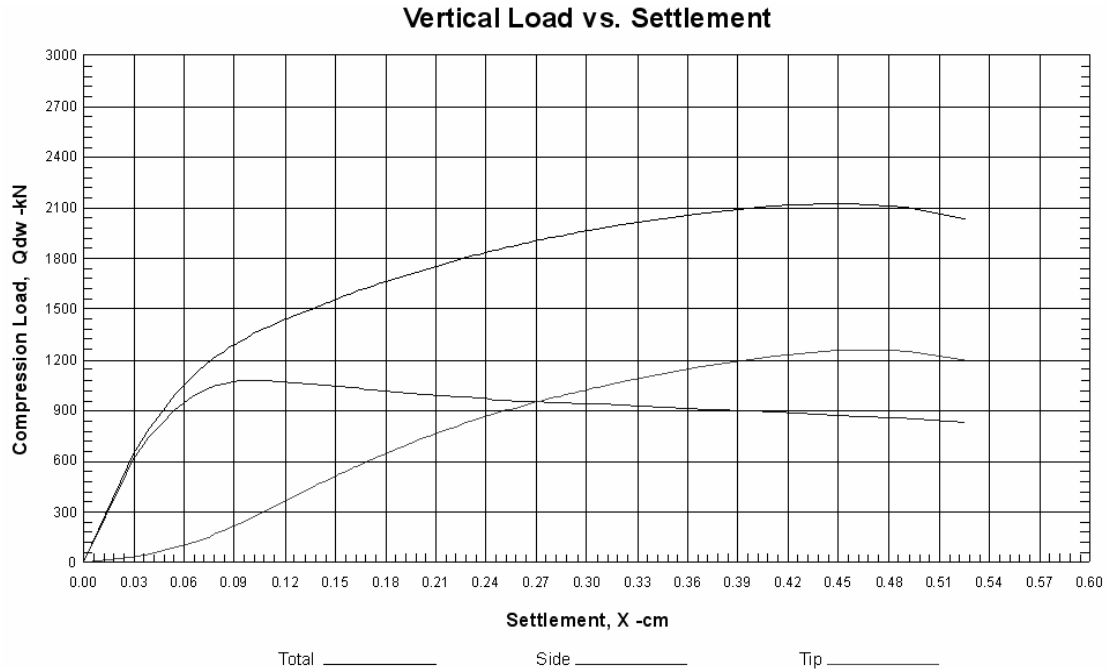


<그림 6.2> 강관말뚝 설치 지반 조건 및 말뚝 제원



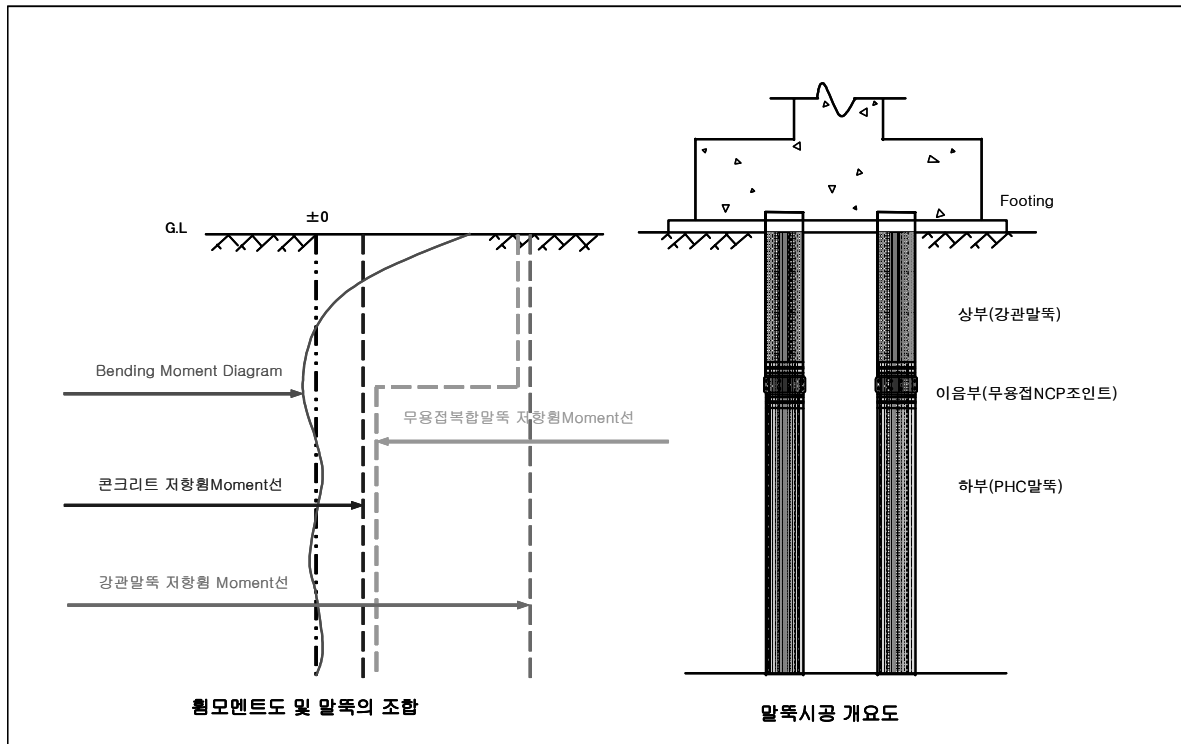
Example 5 Driving Steel Pipe (Close ended)
 Diameter = 76cm

<그림 6.3> 폐단 강관말뚝 하중-침하곡선 해석 결과

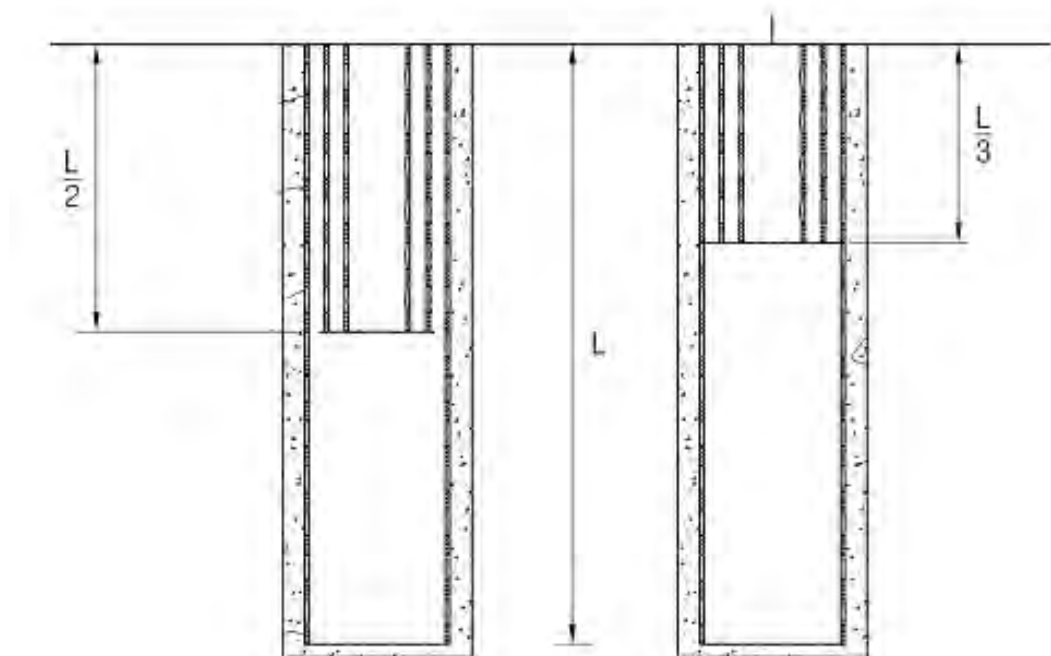


Example 6 Driving Steel Pipe (Open ended)
 Diameter = 76cm

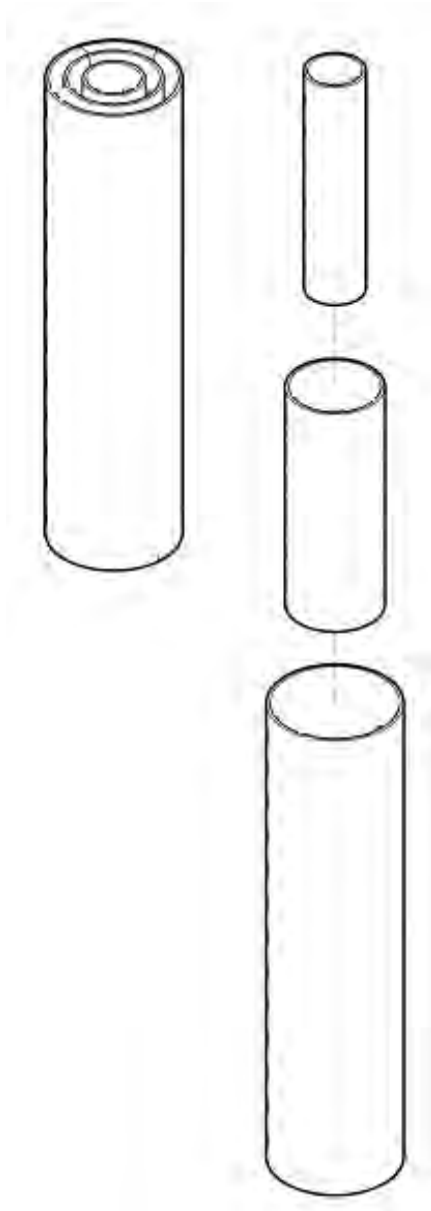
<그림 6.4> 개단 강관말뚝 하중-침하곡선 해석 결과



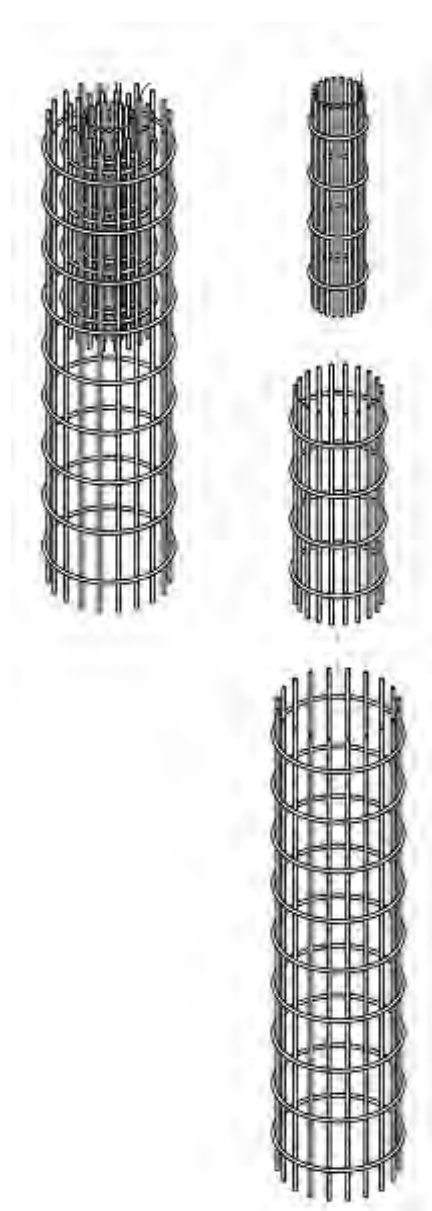
<그림 6.5> 합성말뚝 개요



<그림 6.6> 휨 강성 보강 범위



<그림 6.7> 휨강성 보강 예(I)



<그림 6.8> 휨강성 보강 예(II)

7. 결론 및 제언

강관 말뚝의 활용성 증대를 위한 여러 가지 방안에 대한 연구를 통하여 다음과 같은 결론과 개선 안을 제안 하고자 한다.

- 1) 국내 말뚝 시장에서 가장 큰 양이 소모되는 분야는 주택건설 분야이다. 이 시장의 경우 세계적으로도 가장 큰 시장이다. 그러나 그 분야의 말뚝은 현재 국내에서 거의 대부분 기성 콘크리트 말뚝이 차지하고 있다. 따라서 이 분야에서 기성 콘크리트 말뚝에 비해 강관 말뚝이 취약한 점을 보완하여 경쟁력을 가지는 것이 중요하다.
- 2) 말뚝의 설치 방법이 과거의 항타 방식에서 여러 여건들의 변화로 인하여 점차 선 굴착 방식으로 전환되었으며 이로 인한 시공비 차이도 과거에 비하여 현저히 줄어들었다.
- 3) 현재 강관 말뚝의 가장 큰 취약점은 가격 경쟁력에 있다. 즉, 강관 재료의 우수한 역학적 성능이 필수적으로 필요한 경우가 아니면 강관 말뚝의 경쟁력이 낮다.
- 4) 이런 맥락에서 볼 때 강관 말뚝의 경쟁력을 높이는 가장 근본적인 방법은 가격 경쟁력을 높이는 것이고 가장 효율적인 방법은 강관 재료의 성능을 최대한으로 활용하는 것이며 그 실현 방법중 중요한 요소의 하나인 말뚝 설치 방법이 과거보다 이에 유리한 쪽으로 형성 되어 있는 점을 잘 이해해야 한다. 즉, 선굴착 공법을 적용하는 경우 조금만 더 깊이 굴착하여 거치 시켜 강 말뚝의 연직 지지 성능을 재료 최대 성능 까지 활용하게 될 경우 그로 인해 추가 되는 비용 증가보다 더 큰 비용 절감 효과를 얻을 수 있음을 쉽게 알 수 있다.
- 5) 이 경우 연직 지지 성능을 최대한으로 활용하기 위하 여는 개단 강관 말뚝의 폐색효과를 확실하게 발휘하게 하는 것이 중요하며 그 방법중 하나가 인위적으로 개단 강관 말뚝의 선단을 폐단 시키는 방법이 가장 효과적이다. 이는 항타의 경우 관입성저하로 이어질 수 있으나 기 언급하였듯이 이미 중소구경 말뚝 거치 방법의 2/3

이상이 선굴착 방법으로 이루어지고 있는 현실을 살펴볼 때 전반적으로 이 논리는 유효하다.

- 6) 강관 말뚝의 경쟁력을 높이는 방법중의 다른 하나는 전통적으로 우수한 강 말뚝의 횡방향 저항력을 기존의 방법보다 더 효율적으로 보완하는 방법이다. 이는 휨 강성이 필요한 부위에만 강 재료를 중첩하여 설치하는 방법이 효율적이다.

PART 3. 철도

8. 서론

8.1 연구배경

고속철도교량의 기초는 중량의 철도차량으로 인한 횡하중과 시, 제동하중에서 발생하는 수평력이 건축구조물이나 도로구조물 기초에 비하여 크게 작용하는 특징을 가진다. 철도교량의 기초에 사용되는 말뚝의 재질은 통상적으로 경제성이 주요 검토사항이 되어 수평저항력이 크게 요구되는 교대기초나 옹벽구조물 기초의 경우 강관말뚝, 교대에 비하여 상대적으로 수평력이 작게 작용하는 교각의 경우 PHC말뚝이 많이 적용되고 있는 실정이다.

그런데 당초 설계시 항타관입성이 높고 지지력 확보면에서 유리하여 적용된 강관말뚝을 시공시 소음진동 민원을 해결하기 위하여 매입말뚝으로 변경할 경우 PHC말뚝이 선정되고 있다. 이와 같은 변경의 배경은 PHC 말뚝이 재료비 면에서 강관 말뚝에 비하여 유리하기 때문이나, 시공성은 강관에 비하여 매우 낮은 것이 현실이다.

그러나 말뚝 재질 선정시 재료비 측면이 주요 고려 요소이지만 전체 공사비에 영향을 미치는 정도를 세밀하게 검토할 필요가 있다.

본 연구에서는 기성말뚝의 시공법별 설계기준을 분석하고, 철도교량의 기초 설계시 검토사항 및 PHC 말뚝이 선정되는 주요 사유를 분석하며, 시공시 설계변경 사례 및 문제점을 분석하여 PHC 말뚝과 강관말뚝의 차이점을 비교 분석하고 장단점 및 개선사항을 제시하고자 한다.

8.2 세부 연구내용

연구내용을 설계단계와 공사단계로 구분하여 설계시 PHC 말뚝과 강관말뚝의 검토사항 및 공사비 산출 근거를 비교 분석하며, 공사시에 발생한 기초공법 변경사례를 조사하였다.

8.2.1 설계단계

설계단계에서 기초공법 선정시 고려사항을 실제 설계사례를 통하여 분석하고, 다양한 시공 공법별로 주로 사용되는 지지력 예측식을 요약한다. 또한 고속철도 및 일반철도의 최근 설계내용 중 기초 적용현황에 대하여 분석하여 기초적용시의 주요핵심경향과 결과를 제시하여 강관말뚝의 적용을 위하여 개선되어야 할 부분에 대한 기초자료가 되도록 한다.

8.2.2 시공단계

정부의 총사업비관리 방침에 따라 설계변경에 의한 공사비 증가는 매우 엄격하게 제한

되고 있어 공사비가 증가되는 공법 및 재질의 변경이 매우 어려운 실정이다. 기존 철도 건설사업에서 기초공법의 설계 변경사례를 수집하고 그 원인을 분석한다. 이를 통하여 현장에서 기초공법의 변경이 발생하는 주요사유를 파악한다.

8.2.3 개선사항

설계단계 및 시공단계에서 분석된 강관말뚝과 PHC말뚝의 장단점을 비교 분석하고 장점으로 계속 개발해야 할 내용을 파악하여 향후 개선대책으로 제안한다.

8.3 기대효과

본 연구를 통하여 확인된 고속철도 및 일반철도 말뚝기초 설계적용 경향과 시공시 설계변경 내용 및 사유를 근거하여 구조물 특성에 맞는 말뚝의 시공법과 재질이 보다 합리적으로 선정될 수 있는 기초자료로 활용될 수 있을 것으로 판단한다.

9. 설 계 적 용

9.1 말뚝의 지지력 산정식

철도관련 각종 설계기준에 제시된 말뚝의 지지력 산정식을 요약하면 다음과 같다.

9.1.1 철도 설계기준(철도교편, 2004)

1) 말뚝의 허용지지력

(a) 말뚝의 축방향 허용지지력은 말뚝머리에 작용하는 축방향 허용하중의 크기를 의미한다. 따라서 말뚝의 허용지지력은 말뚝을 지지하는 지반이 지지력 부족으로 인한 전단파괴를 일으키지 않는 조건을 고려한 허용하중, 말뚝의 허용변위를 고려한 허용하중 및 말뚝 본체재료의 허용압축응력을 고려한 허용하중을 비교하여 그 중 작은 값을 취해야 한다.

(b) 말뚝 본체의 자중을 고려한 외말뚝의 축방향 허용지지력 Q_a 는 식 (9.1)에 의하여 산출한다.

$$Q_a = \frac{\gamma}{n}(Q_u - W_s) + W_s - W \quad (9.1)$$

여기서, Q_a : 말뚝머리에서의 축방향 허용지지력(kN)

n : 안전율 (표 2.1.1)

γ : 극한지지력 추정방법에 따른 안전율 보정계수

Q_u : 지반조건으로부터 결정되는 말뚝의 축방향 극한지지력(kN)

W_s : 말뚝으로 치환되는 부분의 흙의 유효중량(kN)

W : 말뚝과 말뚝내부 흙의 유효중량(kN)

(c) 말뚝 본체의 자중이 작은 기성말뚝 등의 경우에 외말뚝의 축방향 허용지지력 Q_a 는 식 (9.2)를 이용하여 구할 수도 있다.

$$Q_a = \frac{\gamma}{n} Q_u \quad (9.2)$$

2) 말뚝의 극한지지력

(a) 지지력공식을 이용한 극한지지력의 산정

지반조건으로부터 결정되는 말뚝의 축방향 극한지지력은 적절한 지반조사 결과를 토대로 지지력 공식을 이용하여 산정하거나 연직재하시험을 실시하여 구한다. 지지력 공식을 통해 극한지지력을 추정할 경우에는 적절한 지반조사 결과를 토대로 식(9.3)을 사용한다. 그리고 유사한 지반에서의 재하시험기록 등을 참고로 계산 결과를 검토하여 지지력을 판정하여야 한다.

$$Q_u = q_d A + U \sum l_i f_i \quad (9.3)$$

여기서, Q_u : 지반조건으로부터 결정되는 말뚝의 극한지지력(kN)

q_d : 말뚝선단의 단위면적당 극한지지력(kN/m²)

A : 말뚝선단의 면적 (m²)

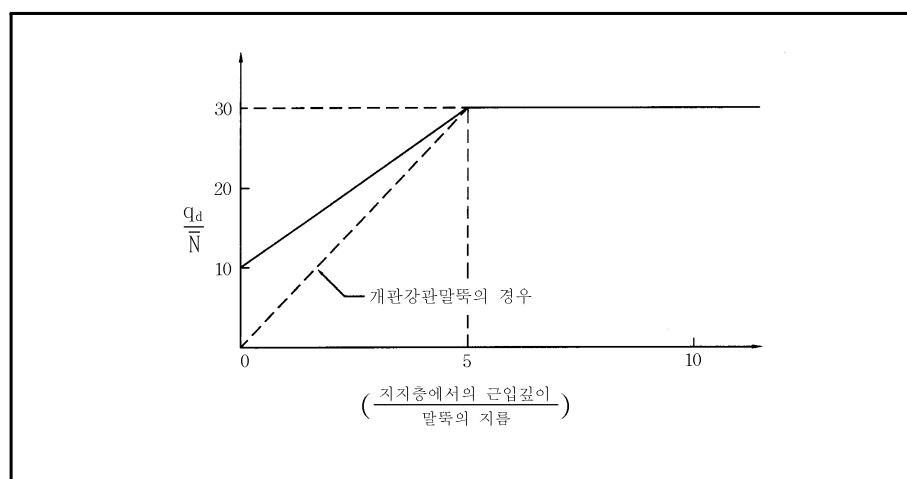
U : 말뚝의 둘레 길이 (m)

l_i : 주변마찰력을 고려하는 지층의 두께 (m)

f_i : 말뚝주면의 단위면적당 마찰력(kN/m²)

(b) 타입말뚝의 선단 극한지지력 산정

가. 타입말뚝의 단위 면적당 선단 극한지지력 q_d 는 그림 9.1.1을 이용하여 추정할 수 있다. 그림 9.1.1은 q_d (kN/m²)와 말뚝선단 지반의 설계 N값(\bar{N})의 비 q_d/\bar{N} 를 말뚝의 근입비(지지층에서의 근입깊이/말뚝지름)의 함수로서 나타낸 것이다.



<그림 9.1.1> 타입말뚝의 선단 극한지지력의 산정

나. 포화된 점성토에 설치된 타입말뚝의 선단 극한지지력은 식 (9.4)로 구할 수 있다.

$$q_d = 9c_u \quad (9.4)$$

여기서, c_u : 말뚝 선단 근처에 있는 점성토의 비배수 점착력(kN/m²)

(c) 표준관입시험의 N값을 이용하여 사질토 지반에 설치된 말뚝의 지지력을 추정할 때는 Meyerhof(1976)가 제안한 식(2.5)을 이용할 수 있다.

$$Q_u = m10N' A_p + 10n A_s \quad (9.5)$$

여기서, Q_u : 말뚝의 극한지지력(kN)

A_p : 말뚝선단면적 (m²)

A_s : 사질토 지반에 묻힌 말뚝의 표면적 (m²)

$N' = C_n \cdot N$

$C_n = 0.77 \log_{10} \frac{200}{\sigma_v'} (\sigma_v' \geq 25 \text{ kN/m}^2)$

N : 말뚝선단 부근의 N값

\bar{N} : 사질토 지반의 평균 N값

3) 말뚝의 주변마찰력 산정

말뚝주면에 작용하는 마찰력 f_i 은 말뚝의 시공방법과 지반의 종류에 따라 표 2.1.1과 같이 구할 수 있다. $N \leq 2$ 의 연약층에서는 신뢰성이 부족하기 때문에 주변마찰력을 무시한다.

<표 9.1.1> 주면마찰력(kN/m²)

지반종류 \ 시공법	타입공법	현장타설말뚝공법	내부굴착말뚝공법
사질토	$2N(\leq 100)$	벤토나이트를 사용하는 경우 : $2N(\leq 100)$ 벤토나이트를 사용하지 않는 경우 $: 5N(\leq 200)$	$1N(\leq 50)$
점성토	c_u 또는 $10N(\leq 150)$	c_u 또는 $10N(\leq 150)$	$0.5c_u$ 또는 $5N(\leq 100)$

주) c_u : 점성토의 비배수점착력

9.1.2 호남고속철도 설계지침(노반편, 2007)

고속철도 설계기준(노반편, 2005)을 보완하여 제시된 호남고속철도 설계지침(노반편, 2007)의 내용을 요약하면 다음과 같다.

1) 말뚝기초의 허용연직지지력

(a) 외말뚝의 극한 연직지지력 Q_u 는 극한선단지지력 Q_p 에 극한주면마찰력 Q_f 를 더한 값으로 하여야 한다.

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (9.6)$$

여기서, Q_u : 외말뚝의 극한연직지지력

Q_p : 극한선단지지력

Q_s : 극한주면마찰력

(b) 외말뚝의 허용연직지지력은 극한연직지지력을 소정의 안전율로 나누어 구할 수 있다. 안전율은 일반적으로 3.0을 사용하나, 극한연직지지력을 구하는 방법에 따라 적절한 값을 사용하여야 한다.

(c) 외말뚝의 극한연직지지력을 구하는 방법에는 정역학적 방법, 시험결과 이용법, 항타공식 이용법, 재하시험에 의한 방법 등이 있으나, 시험시공 또는 실제 시공 시에 반드시 말뚝재하시험을 실시하여 설계지지력을 확인하여야 한다.

(d) 정역학적 지지력공식에 의한 극한연직지지력 추정

외말뚝의 극한연직지지력을 추정하는 정역학적 지지력 공식은 다음식과 같다.

$$Q_u = Q_p + Q_s = q_p A_p + \sum f_s A_s \quad (9.7)$$

여기서, Q_u : 외말뚝의 극한연직지지력

Q_p : 극한선단지지력

Q_s : 극한주면마찰력

A_p : 말뚝 선단 지지면적

A_s : 말뚝 주면적

(e) 암반에 근입된 강관말뚝의 선단지지력

암반에 근입된 강관말뚝의 극한선단지지력 산정에는 아래와 같은 경험식을 사용하여 한다.

$$P_u = 438 q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3} \quad (9.8)$$

여기서, P_u : 강관말뚝의 극한선단지지력(kN)

q_u : 암반의 일축압축강도(kN/m²) ($q_u \leq 10,000$ kN/m²)

A_t : 강관말뚝의 선단부 순단면적(m²)

A_i : 강관말뚝의 선단심부면적(m²)

(f) 매입말뚝의 연직지지력

매입말뚝의 경우는 다음의 <표 2.1.2>과 같이 연직지지력을 산정한다.

<표 9.1.2> 각종 매입말뚝의 지지력 공식(일본 건설성 고시 기준)

시공법	선단지지력 산정법	말뚝 선단부의 조건	주면 마찰력의 산정식
타격공법	$Q_P = 300 \bar{N} A_P$	\bar{N} 은 말뚝 선단부의 평균치 $\bar{N} \leq 60$	$Q_f = (2 \bar{N}_s L_s + \frac{1}{2} \bar{q}_u L_c) U$ $\bar{N} \leq 50$ $\bar{q}_u \leq 200 (q_u = 12.5 N)$
시멘트 페이스트 주입공법	$Q_P = 200 \bar{N} A_P$	\bar{N} 은 말뚝 선단부의 평균치 $\bar{N} \leq 50$	$Q_f = (2 \bar{N}_s L_s + \frac{1}{2} \bar{q}_u L_c) U$ $\bar{N} \leq 25$ $\bar{q}_u \leq 100 (q_u = 12.5 N)$
선굴착 고결공법	$Q_P = 250 \bar{N} A_P$	\bar{N} 은 말뚝 선단부의 평균치 $\bar{N} \leq 60$	$Q_f = (2 \bar{N}_s L_s + \frac{1}{2} \bar{q}_u L_c) U$ $\bar{N} \leq 25$ $\bar{q}_u \leq 100 (q_u = 12.5 N)$
선굴착 최종 타격공법	$Q_P = 300 \bar{N} A_P$	\bar{N} 은 1D~4D 평균치 $\bar{N} \leq 60$	$Q_f = (2 \bar{N}_s L_s + \frac{1}{2} \bar{q}_u L_c) U$ $\bar{N} \leq 25$ $\bar{q}_u \leq 100 (q_u = 12.5 N)$
선굴착 최종 경타공법	$Q_P = 250 \bar{N} A_P$	\bar{N} 은 1D~4D 평균치 $\bar{N} \leq 60$	$Q_f = (9 L_s + 240 L_c) U$
선굴착확대 고결공법	$Q_P = 250 \bar{N} A_P$	\bar{N} 은 1D~4D 평균치 $\bar{N} \leq 60$	$Q_f = (2 \bar{N}_s L_s + \frac{1}{2} \bar{q}_u L_c) U$ $\bar{N} \leq 25$ $\bar{q}_u \leq 100 (q_u = 12.5 N)$ 주면고결액을 사용 않을 때 $15 L U$
속파기확대 고결공법	$Q_P = 250 \bar{N} A_P$	\bar{N} 은 1D~4D 평균치 $\bar{N} \leq 60$	$Q_f = 15 L U$
회전 고결공법	$Q_P = 250 \bar{N} A_P$	\bar{N} 은 1D~4D 평균치 $\bar{N} \leq 60$	$Q_f = (2 \bar{N}_s L_s + \frac{1}{2} \bar{q}_u L_c) U$ $\bar{N} \leq 25$ $\bar{q}_u \leq 100 (q_u = 12.5 N)$

$$R_U = Q_p + Q_f \quad (9.9)$$

여기서, R_U : 극한지지력(kN)

U : 주면길이(m)

f_i : 말뚝의 주면 마찰력(kN/m²)

N : 선단지반의 N치

\bar{N} : 선단에서 아래 1D(D: 말뚝직경) 및 위로 4D의 N치의 평균치

\bar{N}_s : 사질토 N치의 평균치

L_s : 사질토층의 두께(m)

\bar{N}_c : 점성토 N치의 평균치

L_c : 점성토층의 두께(m)

9.1.3 일본 철도교 설계기준

일본 철도교의 설계는 한계상태설계법을 도입하였기 때문에 말뚝기초 설계 역시 동일 설계개념을 도입하고 있다. 따라서 본 절에서 소개하는 말뚝기초의 설계기준은 한계상태설계법의 구체적인 내용은 제외하고 타입말뚝의 연직 및 주변마찰지지력 산정식에 국한하였다. 또한, 매입말뚝에 관한 지지력 산정식은 제시하지 않고 있는 것으로 확인되었다.

1) 단말뚝의 극한 선단지지력

(a) 단말뚝의 선단극한지지력은 다음 식에 따라 산정한다.

$$Q_p = q_p A_p \quad (9.10)$$

여기서, Q_p : 단말뚝의 선단극한지지력 (kN)

q_p : 말뚝선단의 단위 면적당 극한지지력 (kN/m²)

A_p : 말뚝의 선단면적 (m²)

(b) 말뚝의 선단지지력은 다음 식에 따라 산정하거나, 기타의 합리적인 식을 적용하여 산정한다.

가. 선단 폐색말뚝의 경우, 말뚝선단의 토질에 따라 다음 각 식에 의거 산정한다.

사질토인 경우 $q_p = 30 \bar{N} \leq 1000 \text{ kN/m}^2$

사력인 경우 $q_p = 30 \bar{N} \leq 1500 \text{ kN/m}^2$

경질 점성토 혹은

연암의 경우 $q_p = 4.5 \bar{q}_u$ 또는 $10 \bar{N} \leq 2000 \text{ kN/m}^2$

여기서, q_p : 말뚝선단의 단위 면적당 극한 선단지지력 (kN/m²)

\bar{N} : 말뚝선단지반에 있어서의 지지력 산정용 N-값

\bar{q}_u : 말뚝선단지반에 있어서의 지지력 산정용 일축압축강도 (kN/m²)

나. 선단개방말뚝의 경우는, 말뚝선단의 폐색효과를 고려하여 결정한다.

2) 단말뚝의 주변 지지력

(a) 단말뚝의 최대 주변지지력은 다음 식으로 산정한다.

$$Q_f = U \sum f_i \ell_i \quad (9.11)$$

여기서, Q_f : 외말뚝의 최대 주변지지력 (kN)

U : 말뚝의 둘레 (m)

f_i : 각 토층의 말뚝 최대 주변마찰력 (kN/m²)

ℓ_i : 각 토층의 두께 (m)

(b) 각 토층의 말뚝 주변마찰력은 말뚝 종류에 따라 다음과 같이 산정하거나, 기타의 합리적인 식을 적용하여 산정할 수도 있다.

가. 선단폐색 말뚝의 경우에는 각 토층의 토질에 따라서 다음의 각 식으로 산정한다.

사질토인 경우 $f = 3N + 30 \leq 150 \text{ kN/m}^2$

점성토인 경우 $f = q_u/2 \text{ } 10N \leq 150 \text{ kN/m}^2$

나. 선단개방의 타입말뚝 중, 강관말뚝의 최대 주변마찰력은 각 토층의 토질에 따라 다음의 식으로 산정한다.

사질토인 경우 $f = 2N \leq 100 \text{ kN/m}^2$

점성토인 경우 $f = q_u/2 \text{ } 10N \leq 100 \text{ kN/m}^2$

여기서, f : 토층의 최대 주변마찰력 (kN/m²)

N : 토층의 N-값

q_u : 점성토층의 일축 압축강도 (kN/m²)

9.2 철도교 말뚝기초 적용현황 및 경제성 분석




9.2.1 기초형식 선정 설계적용 현황

최근 수행된 호남고속철도 기본설계시 적용된 기초형식 설계적용현황은 다음과 같다.



각 구조물별 기초형식은 교대 및 교각위치에 수행한 시추조사 결과를 근거로 하여 충분한 지내력을 발휘할 수 있는 지지층이 6.0m이상 분포하고 있을 경우에는 깊은 기초형태인 말뚝기초를 계획하였으며 수평력이 크게 작용하는 교대에 대해서는 강관 말뚝이나 현장타설말뚝, 비교적 수평력이 작게 작용하는 교각에 대해서는 PHC말뚝을 적용하였다.

<표 9.2.1> 말뚝기초 공법별 비교

구 분	타입 말뚝	매입 말뚝	현장타설말뚝
공법 개념도			
개 요	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 항타기를 이용한 Hammer (디젤식, 유압식, 진동식)로 기성제품을 직항타 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 말뚝보다 큰 구경으로 천공 후 또는 동시에 말뚝 삽입 ▪ 선단처리방법 필요 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 케이싱을 압입하면서 내부의 토사를 Hammer Grab로 배토
장 점	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 취급 및 시공이 용이 ▪ 공장제품으로 품질관리 양호 ▪ 공사비 저렴 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 진동·소음이 비교적 적다 ▪ 지층변화에 따라 작업방식을 변경할 수 있어 시공이 용이 ▪ 천공시 공벽유지 방안 필요 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 진동·소음이 비교적 적다 ▪ 지지층 확보가 비교적 용이 ▪ 기계굴착으로 지지층이 깊은 심도에 기초조성 용이
단 점	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 진동 소음을 수반하기 때문에 건설공해 발생 우려 ▪ 지지층의 심도가 깊은 경우 현장 이음 필요 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 품질 유지관리 곤란 ▪ 배토 처리가 필요하다. ▪ 지반을 교란시킴으로 지지력 감소 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 철저한 시공관리 필요 ▪ 장비조합이 다소 복잡 ▪ Slime 처리대책 및 말뚝의 건전도 확인 필요
적 용 준	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 지지층 10m 이상을 원칙으로 하며 관입성 및 시공성 검토 ▪ 지반조건 및 현장여건을 고려하여 말뚝 시공법 결정 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 지지층 심도는 시공성, 경제성 등을 고려하여 결정 ▪ 인접지역에 소음 및 진동으로 인한 피해지역이 있을 경우 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 연직하중 : 500~1,000t/본 ▪ 하천의 유심부 및 소음, 진동 영향권에 장애물이 있는 경우

9.2.2 말뚝기초에 대한 경제성 분석

1) 경간장별 말뚝형식 및 말뚝공법에 따른 경제성 분석

<표 9.2.2> 경간장별 말뚝길이에 따른 경제성 분석

(단위: 원/교각당)

경간	말뚝 길이 (m)	현장타설말뚝		강관말뚝							
				Φ508-12t				Φ609.6-12t			
				타입식		매입식		타입식		매입식	
		본수	공사비	본수	공사비	본수	공사비	본수	공사비	본수	공사비
25m	10.0	8본	173,941,437	38본	57,151,274	46본	83,117,174	26본	46,881,002	30본	65,809,690
	15.0	8본	202,519,560	38본	81,275,194	46본	122,541,703	26본	66,641,392	30본	98,875,404
	20.0	8본	243,495,759	38본	109,760,830	46본	177,591,143	26본	89,724,868	30본	144,367,147
	25.0	8본	277,751,421	38본	134,549,560	46본	229,743,864	26본	109,971,978	30본	188,636,061
30m	10.0	8본	173,941,437	42본	62,994,566	50본	90,202,066	28본	50,404,156	34본	74,441,424
	15.0	8본	202,519,560	42본	89,657,846	50본	133,053,850	28본	71,684,576	34본	111,915,407
	20.0	8본	243,495,759	42본	121,141,970	50본	192,891,082	28본	96,543,704	34본	163,472,224
	25.0	8본	277,751,421	42본	148,540,040	50본	249,579,866	28본	118,348,284	34본	213,643,167
35m	10.0	8본	173,941,437	46본	68,837,858	54본	97,286,957	32본	57,450,464	37본	80,913,838
	15.0	8본	202,519,560	46본	98,040,498	54본	143,567,845	32본	81,770,944	37본	121,694,947
	20.0	8본	243,495,759	46본	132,523,110	54본	208,191,021	32본	110,181,376	37본	177,799,645
	25.0	8본	277,751,421	46본	162,530,520	54본	269,415,869	32본	135,100,896	37본	232,398,034
40m	10.0	8본	173,941,437	50본	74,681,150	60본	107,913,371	34본	60,973,618	40본	87,388,101
	15.0	8본	202,519,560	50본	106,423,150	60본	159,336,990	34본	86,814,128	40본	131,474,487
	20.0	8본	243,495,759	50본	143,904,250	60본	231,140,929	34본	117,000,212	40본	192,128,914
	25.0	8본	277,751,421	50본	176,521,000	60본	299,168,948	34본	143,477,202	40본	251,152,901
50m	10.0	8본	173,941,437	56본	83,446,088	64본	114,998,262	37본	66,258,349	44본	96,017,987
	15.0	8본	202,519,560	56본	118,997,128	64본	169,850,985	37본	94,378,904	44본	144,514,490
	20.0	8본	243,495,759	56본	160,975,960	64본	246,440,868	37본	127,228,466	44본	211,233,990
	25.0	8본	277,751,421	56본	197,506,720	64본	319,003,103	37본	156,041,661	44본	274,977,670

※ 강관말뚝 및 현장타설말뚝 적용본수는 교각당 임

※ 강관말뚝 및 현장타설말뚝의 공기산정

• 강관말뚝 6本 / 일 → $64 / 6 = 10.7\text{일/기}$

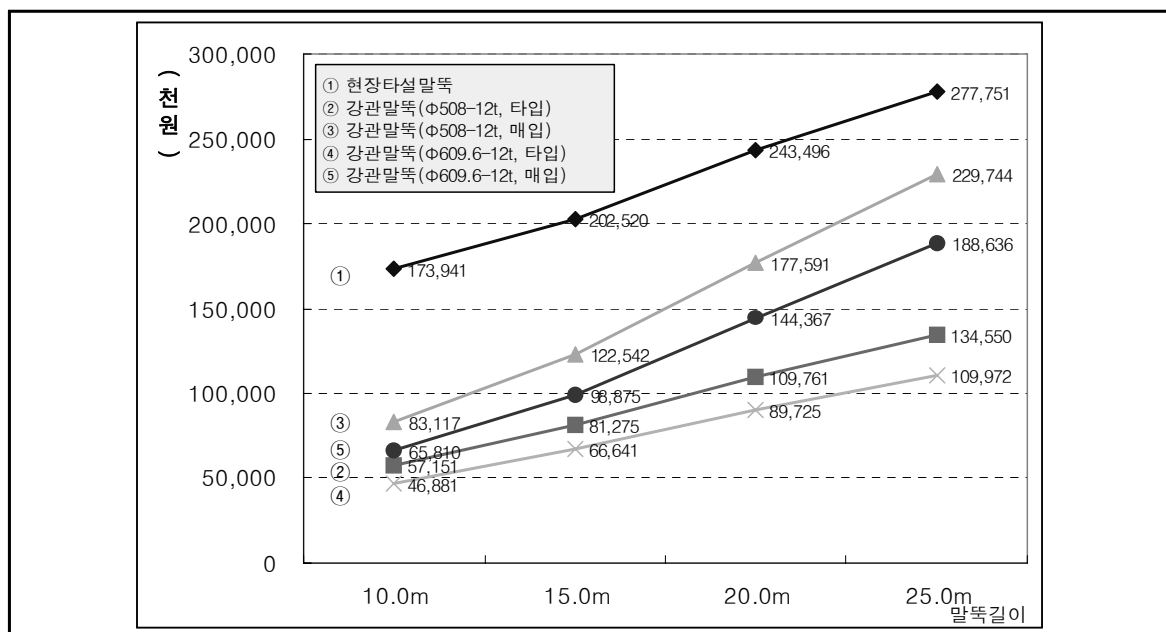
• 현장타설말뚝(RCD) : 준비기간 제외

$\Phi 1500$ 20m/일 → $25 \times 8\text{本} / 20 = 10.0\text{일/기}$

$\Phi 1200$ 36m/일 → $25 \times 8\text{本} / 36 = 5.6\text{일/기}$

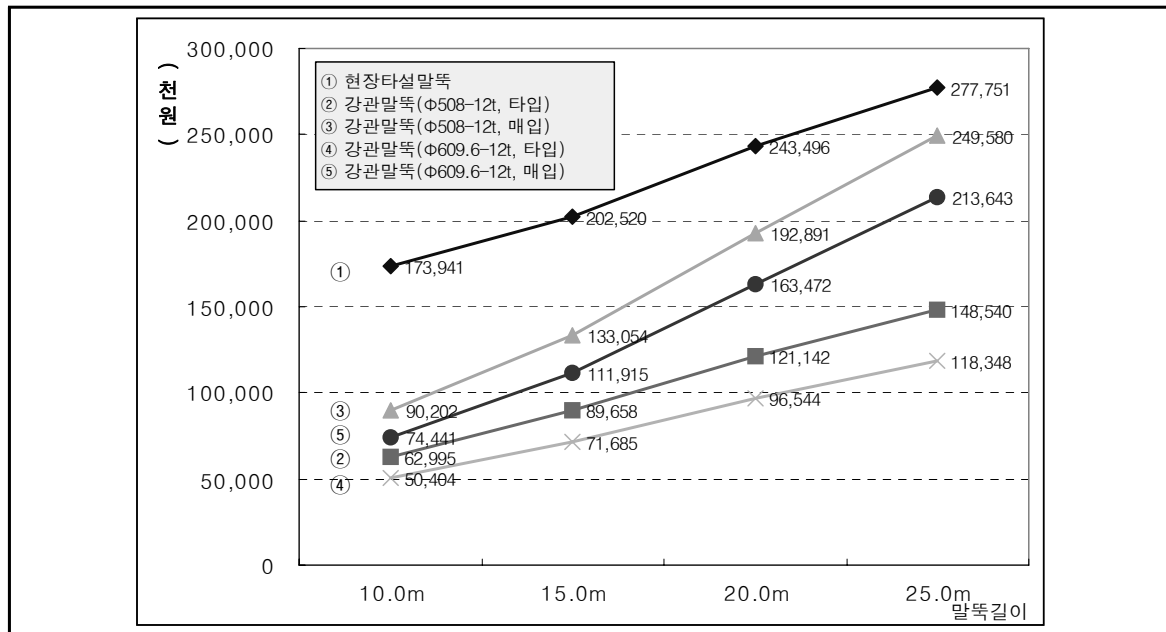
2) 말뚝공법에 따른 경제성 분석

<표 9.2.3> 경제성 분석 [1@25.0m(PSC BOX, PSM 공법)구간]



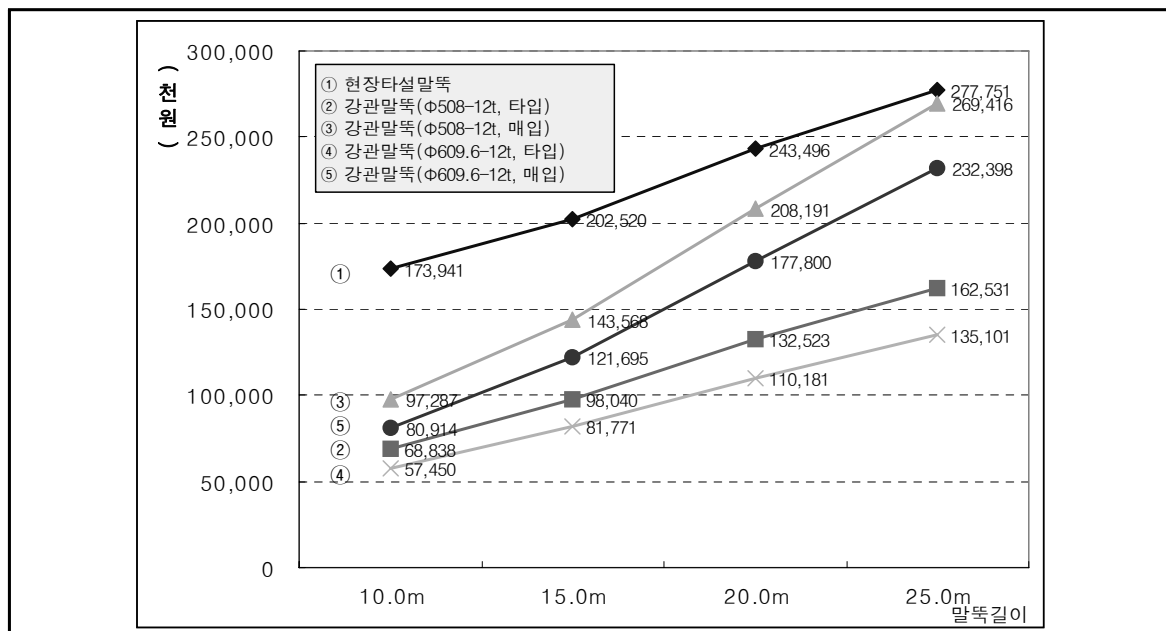
- 1@25.0m 구간에서는 말뚝길이에 상관없이 강관말뚝에 비해 현장타설말뚝의 공사비가 고가로 나타났으며 강관말뚝의 경우 $\Phi 609.6-12\text{t}$ 에 비해 $\Phi 508-12\text{t}$ 가 고가이며, 타입식에 비해 매입식의 공사비가 고가로 나타남

<표 9.2.4> 경제성 분석 [1@30.0m(PSC BOX, PSM 공법)구간]



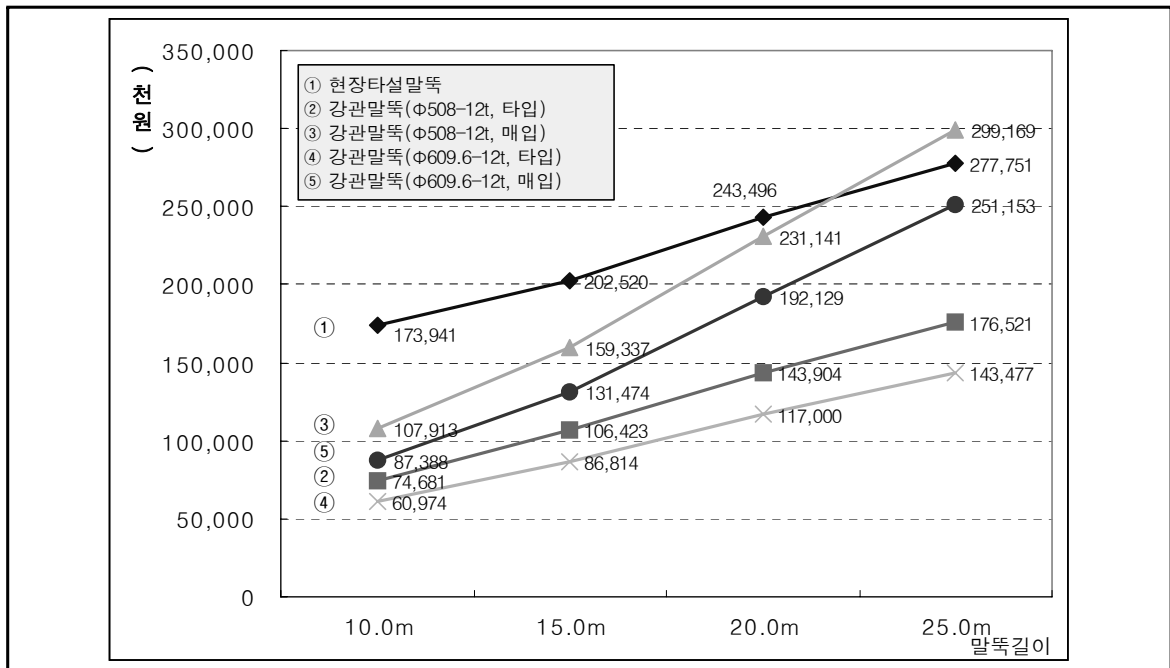
- 1@30.0m 구간에서는 말뚝길이에 상관없이 강관말뚝에 비해 현장타설말뚝의 공사비가 고가로 나타났으며 강관말뚝의 경우 Φ609.6-12t에 비해 Φ508-12t가 고가이며, 타입식에 비해 매입식의 공사비가 고가로 나타남

<표 9.2.5> 경제성 분석 [1@35.0m(PSC BOX, PSM 공법)구간]



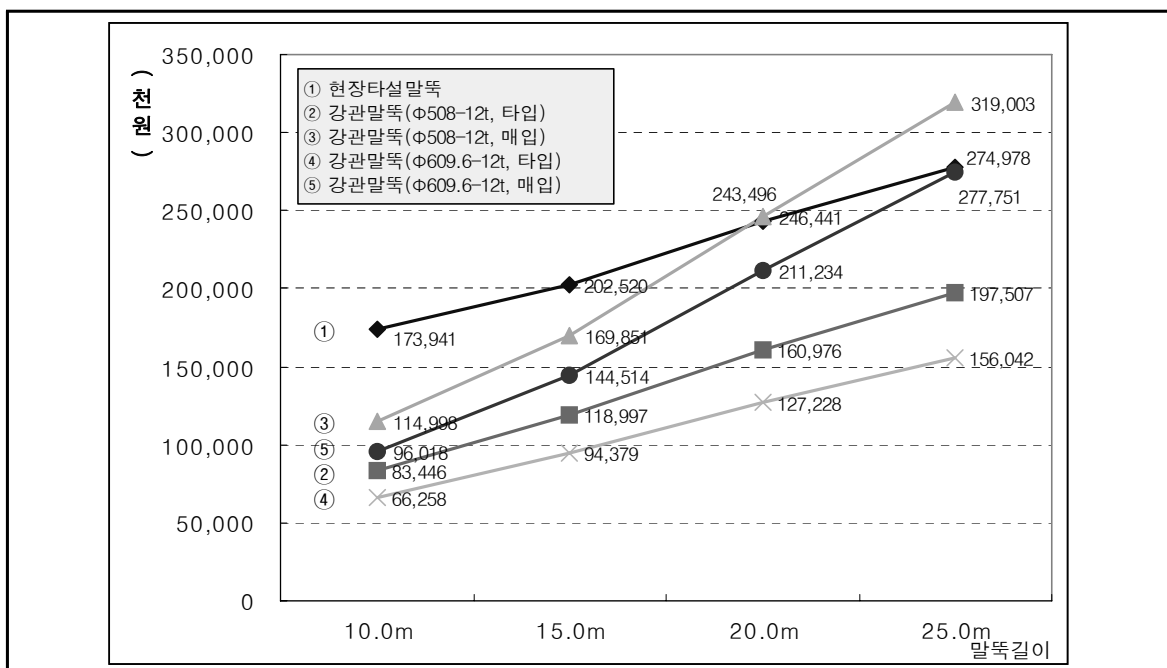
- 1@35.0m 구간에서는 말뚝길이에 상관없이 강관말뚝에 비해 현장타설말뚝의 공사비가 고가로 나타났으며 강관말뚝의 경우 Φ609.6-12t에 비해 Φ508-12t가 고가이며, 타입식에 비해 매입식의 공사비가 고가로 나타남

<표 9.2.6> 경제성 분석[1@40.0m(PSC BOX, FSM 공법)구간]



- 1@40.0m 구간에서 말뚝길이가 약 22.0m이하의 경우 강관말뚝에 비해 현장타설말뚝의 공사비가 고가로 나타났으며 22.0m를 초과할 경우에는 현장타설말뚝에 비해 강관말뚝 Φ508-12t 매입식의 공사비가 고가로 나타남

<표 9.2.7> 경제성 분석 [1@50.0m(소수주형 판형교)구간]



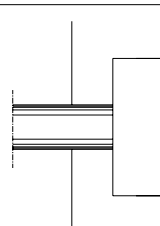
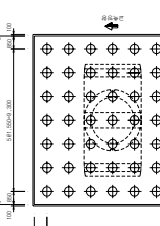
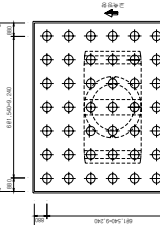
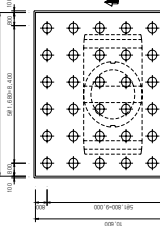
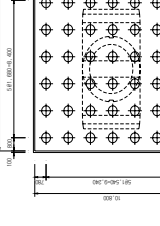
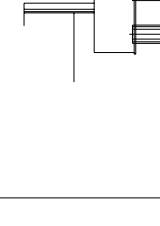
- 1@50.0m 구간에서 말뚝길이가 약 20.0m이하의 경우 강관말뚝에 비해 현장타설

말뚝의 공사비가 고가로 나타났으며 20.0m를 초과할 경우에는 현장타설말뚝과 $\Phi 608-12t$ 의 공사비가 비슷하며 이들에 비해 강관말뚝 $\Phi 508-12t$ 매입식의 공사비는 고가로 나타남

3) 말뚝공법에 따른 경제성 분석 검토결과

- (a) 현장타설말뚝과 강관말뚝(타입식, 매입식) 공사비 검토결과 강관말뚝이 저렴하므로 1@25.0m, 1@30.0m, 1@35.0m, 1@40.0m, 1@50.0m 구간에서 강관말뚝 적용
- (b) 강관말뚝 적용시 $\Phi 609.6-12t$ 의 공사비가 $\Phi 508-12t$ 의 공사비에 비해 저렴하므로 경제성이 우수한 $\Phi 609.6-12t$ 를 적용
- (c) 강관말뚝 적용시 공사비가 저렴한 항타말뚝을 적용하며 소음·진동에 의한 민원 발생 우려지역은 매입말뚝 적용

4) 교량기초 적용형식 검토

형식 구분	얕은기초	깊은기초				현장타설방법
		제1안 [PHC말뚝 매입 및 항타공법] (상부 1@35.0m, 교각 H=20.0m, 말뚝 L=22.0m)	제2안 [강관말뚝 매입 및 항타공법] (상부 1@35.0m, 교각 H=20.0m, 말뚝 L=22.0m)	매입	항타	
대표 단면	 <ul style="list-style-type: none">연암지층은 지반에서 6.0m 내외의 위치	 <p>B(교축)×L(교직) =11.0×11.0m</p>	 <p>B(교축)×L(교직) =11.0×11.0m</p>	 <p>B(교축)×L(교직) =10.8×10.0m</p>	 <p>B(교축)×L(교직) =10.8×10.0m</p>	 <p>현장타설방법 φ1,200, L=15m</p>
말뚝 본 수	-	7×6=42본	7×7=49본	6×6=36본	7×6=42본	3×3=9본
공 법 개 요	<ul style="list-style-type: none">자연터파기 또는 가시설 설치기초면 정리 후 시공	<ul style="list-style-type: none">항타기를 이용한 디젤 함마로 기성의 PHC말뚝 근입	<ul style="list-style-type: none">나선형 오거로 지반을 굴착한 후 시멘트 풀을 주입하면서 오거를 인발 후 말뚝을 삽입	<ul style="list-style-type: none">항타기를 이용한 디젤 함마로 기성의 강관말뚝 근입	<ul style="list-style-type: none">나선형 오거로 지반을 굴착한 후 시멘트 풀을 주입하면서 오거를 인발 후 말뚝을 삽입	<ul style="list-style-type: none">RCD(Reverse Circulation Drill) 공법Vibro Hammer로 Stand Pipe를 관입하고 Hammer Grab로 초기 굴착하여 Bentonite-용액을 사용하여 RCD 굴삭기로 굴착하면서 Suction Pump로 굴착토를 처리
장 점	<ul style="list-style-type: none">지층이 얇은 경우 타 기초 형식에 비해 가장 경제적이다시공이 단순하고 용이지층을 직접 확인할 수 있다다른 기초에 비해 강성이 크고, 수평변위량이 적다간단한 시험으로 지내력을 확인할 수 있다.	<ul style="list-style-type: none">부식에 강함콘크리트 재질로 강관말뚝에 비해 경제성 양호	<ul style="list-style-type: none">부식에 강함콘크리트 재질로 강관말뚝에 비해 경제성 양호진식, 호박돌층이 존재하는 경우에도 적용가능소음, 진동이 적어 도심지형 단구간에 양호	<ul style="list-style-type: none">취압이 용이하고 말뚝의 연결, 절단이 자유로움인장과 휨응력에 대한 저항이 큼.	<ul style="list-style-type: none">취압이 용이하고 말뚝의 연결, 절단이 자유로움인장과 휨응력에 대한 저항이 큼.진식, 호박돌층이 존재하는 경우에도 적용가능소음, 진동이 적어 도심지형 구간에 양호	<ul style="list-style-type: none">토사층의 굴진속도가 양호하며 소음, 진동이 적음암반굴착시 Milling M/C 사용할 때 굴진속도 우수깊은 심도 굴착가능(100~200m)Pile 선단부 지지층 확인이 용이
단 점		<ul style="list-style-type: none">두부정리시 프리스트레스 손실우려말뚝이음시 이음부 성능저하중량이 무겁고 운반시 편하중으로 파단 우려		<ul style="list-style-type: none">강재말뚝으로 재료비가 고가임	<ul style="list-style-type: none">강재말뚝으로 재료비가 고가임	<ul style="list-style-type: none">점토층, 전석층 굴착시 시공성 불량공벽유지에 세심한 주의 필요콘크리트 타설시 펌트나이트액으로 인하여 콘크리트 품질관리가 어려우며, 수질오염 우려시공설비가 많고 넓은 시공장소 필요

5) 교량기초 적용형식 검토(계속)

구분	형식	알 은 기 초	깊 은 기 초																																							
			제1안 [PHC말뚝 배입 및 항타공법] (상부 1@35.0m, 교각 H=20.0m, 말뚝 L=22.0m)								제2안 [강관말뚝 배입 및 항타공법] (상부 1@35.0m, 교각 H=20.0m, 말뚝 L=22.0m)																															
검 항 목			항타				배입				항타				배입																											
			암입지저력	인발지저력	PILE본체	PILE본체	암입지저력	인발지저력	PILE본체	PILE본체	암입지저력	인발지저력	PILE본체	PILE본체																												
			상시	지진시	상시	지진시	상시	지진시	상시	지진시	상시	지진시	상시	지진시	상시	지진시	상시	지진시																								
			상시	지진시	상시	지진시	상시	지진시	상시	지진시	상시	지진시	상시	지진시	상시	지진시	상시	지진시	상시	지진시																						
허 용		-	1,811	2,716	726	1,065	26.6	1.2	1,585	2,377	453	656	26.6	1.2	2,488	3,732	28.2	28.2	1,591	2,386	28.2	28.2	133	80																		
			1,429	1,163	-	-	21.3	0.8	1,212	988	-	-	19.3	0.7	1,648	1,343	-	-	109	6.9	1,426	1,161	-	-	94.3	5.93																
발 생		-	78.9%	42.8%	-	-	80%	67%	76.4%	41.5%	-	-	73.6%	58.3%	66.2%	40.0%	-	-	81.9%	8.6%	89.7%	48.7%	-	-	70.9%	7.4%																
			36본×17만원(m 당)×22m=13,464만원																42본×24만원(m 당)×22m=22,176만원																							
개 략 공 사 비	말뚝공		42본×10만원(m 당)×22m=9,240만원																49본×15만원(m 당)×22m=11,858만원								7,750만원															
			7,750만원																7,750만원								6,200만원															
계	기초공	7,750만원/ 교각1기당	16,990만원/교각1기당																19,608만원/교각1기당								19,664만원/교각1기당								28,376만원/교각1기당							
			100%																115%								116%								167%							
금액 대비율																			◎																							
적 용 안			<ul style="list-style-type: none">• 본 교량구간의 지지층은 구조물 기초에서 깊이 6.0m 내외에 지지층이 위치한 구간에 대하여는 직접기초 형식을 선정하고 15.0m 내외에 지지층이 깊이 위치하여 직접기초가 어려운 구간에 대하여는 깊은 기초를 선정• 깊은 기초의 경우 진동 및 소음으로 인한 민원발생이 우려되는 구간에 대해서는 내부굴착공법을 적용• 검토대상 교각은 고속철도 교량 구조물로 일반철도 교량에 비하여 횡방향 수평력의 영향이 크고 고속으로 통과하는 열차에 따른 공진 및 동적 안전성 확보를 위하여 공사비는 다소 고가이나, 지지층에 확실한 근입이 가능하며 전단력 및 모멘트에 대한 저항 및 안전성이 우수한 강관말뚝을 반영하고 심도가 깊은 구간은 현장타설공법을 적용																																							

9.2.3 고속철도 및 일반철도공사 설계적용 현황

1) 설계과업별 말뚝기초 적용현황

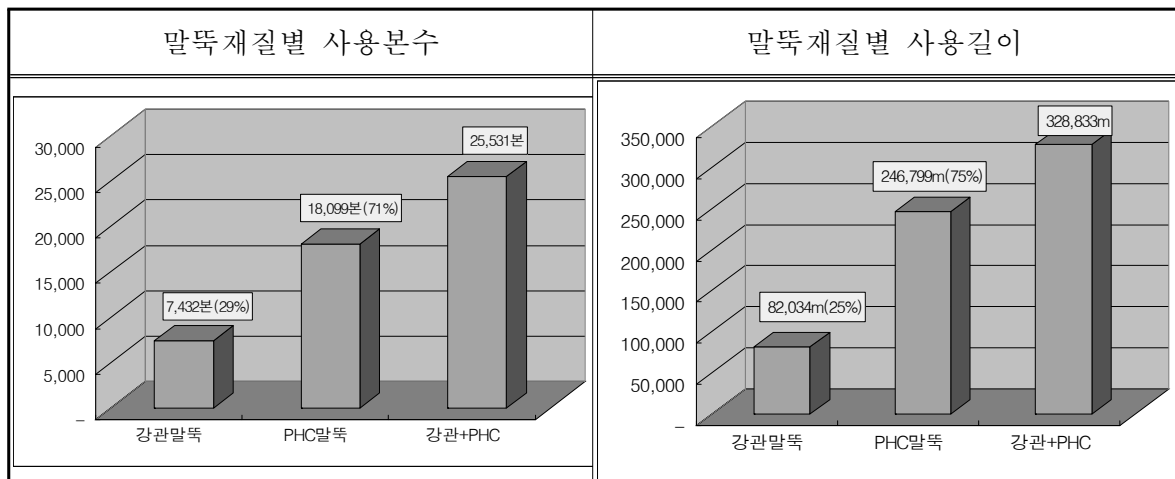
설계 과업명	구조물명	연장	강관말뚝		PHC 말뚝	
			본수	길이(m)	본수	길이(m)
경부고속철도 ○○역 노반 실시설계 (2008년)	시점교량	L=125m	270	2,725	-	-
	라멘	L=559m	2,340	24,222	-	-
	중점교량	L=250m	570	5,168	-	-
	계		3,180	32,115	-	-
경부고속철도 ○-○공구 실시설계 (2007년)	○○고가	L=405m	224	2,184	-	-
	계		224	2,184	-	-
망우~금곡간 실시설계 (2008년)	○○제2고가	L=637m	-	-	546	3,912
	○○고가	L=692m	35	350	1,133	7,156
	○○고가	L=1,678m	-	-	2,355	21,636
	계		35	350	4,034	32,704
동해선 ○공구 실시설계 (2006년)	○○1교	L=30m	221	1,907	-	-
	○○2교	L=37m	240	1,920	-	-
	○○교	L=136m	-	-	144	1,524
	○○고가	L=1,240m	35	280	-	-
	○○교	L=190m	115	3,910	112	1,420
	계		611	8,017	256	2,944
동해선 ○공구 실시설계 (2006년)	○○교	L=223m	554	4,668	-	-
	○○교	L=125m	15	94	-	-
	○○가	L=310m	165	2,226	-	-
	○○고가	L=265m	45	412	-	-
	○○고가	L=795m	460	6,931	-	-
	계		1,239	14,331	-	-
○○~○○ 복선전철 실시설계 (2004년)	○○고가, 정거장	L=991m	-	-	3,804	82,760
	○○고가	L=723m	-	-	1,829	18,024
	○○고가제1	L=658m	256	1,920	1,168	12,880
	○○정거장	L=557m	-	-	1,397	15,396
	○○고가제2	L=835m	612	9,342	1,873	32,633
	○○고가제3	L=445m	-	-	576	6,656
	○○정거장	L=80m	673	9,037	-	-
	○○선	-	188	1,138	1,216	23,334
	계		1,729	21,437	11,863	191,683

1) 설계과업별 말뚝기초 적용현황(계속)

설계 과업명	구조물명	연장	강관말뚝		PHC 말뚝	
			본수	길이(m)	본수	길이(m)
○○~○○○철 도건설 노반신설공사 (2004년)	○○고가	L=455m	62	696	560	5,342
	○○천교	L=150m	64	544	84	798
	○○교	L=175m	64	480	84	504
	○○고가	L=406m	64	736	595	8,869
	○○교	L=30m	96	696	-	-
	○○고가	L=407m	-	-	455	2,800
	○○천교	L=150m	64	448	168	1,155
	계		414	3,600	1,946	19,468
총 계			7,432	82,034	18,099	246,799

2) 말뚝재질별 설계적용현황 검토결과

고속철도의 경우 일반철도 교량에 비하여 횡방향 수평력의 영향이 크고 고속으로 통과하는 열차에 따른 공진 및 동적 안전성 확보를 위하여 공사비는 다소 고가이나, 지지층에 확실한 근입이 가능하며 전단력 및 모멘트에 대한 저항 및 안전성이 우수한 강관말뚝을 반영하고 일반철도의 경우에는 수평력의 영향이 큰 교대부 및 연약지반에는 강관말뚝을 수평력의 영향이 비교적 작은 교각부에는 경제성을 고려하여 PHC말뚝을 적용하는 것이 일반적 설계현황으로 파악되었으며 상기에 수록된 설계 적용현황은 전체 설계현황에 비해서는 적은 양의 자료이지만 철도교량 설계시 말뚝재질의 선정경향을 파악하는데는 유용할 것으로 판단된다.



9.2.4 말뚝기초 수량 및 단가산출 기준

철도노반공사 수량 및 단가산출 표준(2008년, 한국철도시설공단)에 제시된 PHC말뚝 및 강관말뚝의 수량 및 단가산출 기준을 요약하면 다음과 같다.

1) 기초말뚝 박기 수량산출 기준

구 분	PHC 말뚝박기	강관말뚝박기
직 접 향 타	<ul style="list-style-type: none"> • 실제 근입깊이는 말뚝연장-0.2m • 자재비 : (항타수량+0.2m)×1.03(할증량) • PHC말뚝을 직접항타로 시공할 경우 현장 여건을 감안하여 선단보강을 반영할 수도 있다. 	<ul style="list-style-type: none"> • 실제 근입깊이는 말뚝연장-0.25m • 자재비 : (항타수량+0.25m)×1.05(할증량) • 강관말뚝을 직접항타로 시공할 경우 현장 여건을 감안하여 선단보강을 하여야 한다.
	<ul style="list-style-type: none"> • 수량은 말뚝연장과 본수를 모두 산출하며, 말뚝연장은 지층별 연장을 각각 산출하여 그 총계로 한다. • 말뚝길이 이음수량은 현장반입여건을 고려하여 10~15m에 1개소씩 계상한다. • 폐합된 현장(가시설이 있는 교대, 교각 등)에서는 시공순서상 구조물 바닥에서부터 말뚝박기가 어려우므로 원지반에서부터의 수량으로 산출하고 천공수량만 별도 계상 	
천 공 후 향 타	<ul style="list-style-type: none"> • 실제 근입깊이는 말뚝연장-0.2m • 자재비 : (항타수량+0.2m)×1.03(할증량) 	<ul style="list-style-type: none"> • 실제 근입깊이는 말뚝연장-0.25m • 자재비 : (항타수량+0.25m)×1.05(할증량) • 강관말뚝을 천공후 항타로 시공할 경우 현장여건을 감안하여 선단보강을 하여야 한다.
	<ul style="list-style-type: none"> • 수량은 천공연장과 말뚝연장, 말뚝본수를 모두 산출하며, 천공연장은 지층별 연장을 각각 산출하여 그 총계로 한다. • 천공수량은 최종 5D만큼 제외한 수량으로 산출한다. • 최종 5D는 지지력 확보를 위해 직접항타로 한다. • 말뚝길이 이음수량은 현장반입여건을 고려하여 10~15m에 1개소씩 계상한다. • 폐합된 현장(가시설이 있는 교대, 교각 등)에서는 시공순서상 구조물 바닥에서부터 말뚝박기가 어려우므로 원지반에서부터의 수량으로 산출하고 천공수량만 별도 계상 	
SIP 말 뚝 박 기	<ul style="list-style-type: none"> • 실제 근입깊이는 말뚝연장-0.2m • 자재비 : (항타수량+0.2m)×1.03(할증량) 	<ul style="list-style-type: none"> • 실제 근입깊이는 말뚝연장-0.25m • 자재비 : (항타수량+0.25m)×1.05(할증량) • 강관말뚝을 SIP공법으로 시공할 경우 선단 보강을 제외한다.
	<ul style="list-style-type: none"> • 수량은 천공연장과 말뚝연장, 말뚝본수를 모두 산출하며, 천공연장은 지층별 연장을 각각 산출하여 그 총계로 한다. • 천공수량은 말뚝길이보다 2D만큼 가산한다. • SIP주입시 선단고정액(물/시멘트=60%), 주변고정액(물/시멘트=70%)으로 보강한다. • 말뚝길이 이음수량은 현장반입여건을 고려하여 10~15m에 1개소씩 계상한다. • 폐합된 현장(가시설이 있는 교대, 교각 등)에서는 시공순서상 구조물 바닥에서부터 말뚝박기가 어려우므로 원지반에서부터의 수량으로 산출하고 천공수량만 별도 계상 	

1) 기초말뚝 박기 수량산출 기준(계속)

구 분	PHC 말뚝박기	강관말뚝박기
말뚝 박기용 천공 (공삭공)	<ul style="list-style-type: none"> • 폐합된 현장(가시설이 있는 교대, 교각 등)에서는 시공순서상 구조물 바닥에서부터 말뚝박기가 어려우므로 원지반에서부터의 구조물 바닥면까지 천공을 적용한다. • 수량은 원지반에서 구조물 바닥면까지의 깊이로 한다. • 케이싱은 설치하지 않는 것을 원칙으로 하나, 공벽붕괴의 우려가 있는 곳은 케이싱을 설치 할 수 있으며, 이 때 케이싱의 구경은 (말뚝지름 +100mm)로 한다. 	
두부 보강	<ul style="list-style-type: none"> • 수량은 PHC말뚝의 총본수로 한다. • 두부보강에 소요되는 철근, 콘크리트량 등은 별도로 산출하지 않는다. • 재래식으로 두부보강을 할 경우 모래로 속채움하고 제품을 사용할 때는 속채움 모래를 제외한다. 	<ul style="list-style-type: none"> • 수량은 강관말뚝의 총본수로 한다. • 두부보강에 소요되는 철근, 콘크리트량 등은 별도로 산출하지 않는다. • 제품을 사용할 경우에는 속채움 모래를 제외한다.
말뚝 이음	<ul style="list-style-type: none"> • 말뚝길이 이음수량은 현장반입여건을 고려하여 10~15m에 1개소씩 계상한다. • 이음에 소요되는 각종 재료비는 별도로 산출하지 않는다. 	
강관 선단 보강	<ul style="list-style-type: none"> • 말뚝 1본당 1개소씩 계상한다. • 선단보강에 소요되는 각종 재료비는 별도로 산출하지 않는다. • 매입말뚝으로 시공시는 적용하지 않는다. 	

2) 교량기초 단가산출기준 [철도노반공사 수량 및 단가산출 표준, 2008년, 한국철도시설공단]

9	기초말뚝박기			
9.01	P.H.C말뚝박기 (D500mm×80T)			
a	P.H.C 말뚝박기 (직접항타)	m	<p>1. 수량산출:말뚝 전체길이와 본수를 나누어 평균 m/분을 산정한다.</p> <p>2. 말뚝재료비(A,B,C종):10m/본*1.03(할증)=10.300m/본</p> <p>3. Pile 1본당 항타비</p> <p>- 장비조합: 유압파일햄머 7Ton + 무한케도크레인 50Ton</p> <p>$a_1=1.00$(N치 20미만), $a_2=1.13$(N치 20이상)</p> <p>$a=(1.00*4\text{m/본(평균)}+1.13*6\text{m/본(평균)})/10\text{m/본}=1.078$</p> <p>$T_a=48\text{분/본(파일규격에따른 시공시간, } \ell=15\text{m이하)}$</p> <p>$T_b=1.078*48\text{분/본}=51.744\text{분/본}$</p> <p>$Q=60\text{분}/51.744\text{분/본}=1.16\text{본/hr}$</p> <p>1) 무한케도크레인(50Ton):1.160본/hr</p> <p>2) 유압파일햄머(7Ton):1.160본/hr</p> <p>3) 리더(24m, 고정형):1.160본/hr</p> <p>4) 지게차(5Ton):1.160본/hr*0.30=0.348본/hr</p> <p>4. 작업조 편성</p> <p>1) 비 계 공: 2인/8hr/1.160본/hr=0.216인/본</p> <p>2) 보통인부: 2인/8hr/1.160본/hr=0.216인/본</p> <p>3) 잡재료 및 손료(직접노무비의 17%)</p> <p>5. PHC말뚝 모래 속채움(두부보강 제품을 사용할 경우 속채움모래 제외)</p> <p>1) 모래운반비</p> <p>수량:$\pi*0.34\text{m}^2/4*(10\text{m/본}-1.15\text{m/본})*1.10$(할증)</p> <p>= 0.884m³/본</p> <p>2) 채움비(보통인부):0.884m³/본*0.1인/m³=0.0884인/본</p> <p>6. m당 단가환산: 전체금액 계산 후 본당 평균길이로 나누어 계상한다.</p>	11-67 유압파일햄머
b	P.H.C 말뚝박기 (천공후항타)	m	<p>1. 수량산출:말뚝 전체길이와 본수를 나누어 평균 m/분을 산정한다.</p> <p>2. 말뚝재료비(A,B,C종):10m/본*1.03(할증)=10.30m/본</p> <p>3. 공법설명:Earth Auger로 천공하면서 굴진용 용액 또는 케이싱으로 공벽보강후 말뚝을 삽입하고 최종 5D 항타로 적용하였으나 천공후 최종항타 근입깊이는 무리하게 5D 이상을 근입시키지 말고 재하시험 후 지지력 확보시 항타를 종료한다.</p>	5-10 매입말뚝공법

2) 교량기초 단가산출기준 (계속)

b	P.H.C 말뚝박기 (천공후항타)	<p>4. 천공능력산정</p> <p>1) N 치 집계</p> <p>N(20미만):3.0m, N(20~40미만):2.0m N(40~50미만):1.0m, N(50이상):0.5m N(풍화암):0.5m, N(연암):0.5m</p> <p>- 말뚝천공길이:(3.0m+2.0m+1.0m+0.5m+0.5m+0.5m)/1분 = 7.5m/분</p> <p>- 말뚝본당길이:(5*0.50m)+7.500m/분=10m/분</p> <p>2) Pile 1분당 오거굴착시간(Te)</p> <p>N(20미만):0.50분/m, N(20~40미만):0.80분/m N(40~50미만):1.15분/m, N(50이상):2.15분/m N(풍화암):5.63분/m, N(연암):13.13분/m</p> <p>∴ 본당굴착시간:</p> <p>(0.50분/m*3.0m+0.80분/m*2.0m+1.15분/m*1.0m+ 2.15분/m*0.5m+5.63분/m*0.5m+13.13분/m*5.0m)/1분 = 14.705분/분</p> <p>3) Pile 1분당 준비시간(Ts):</p> <p>10분/분+(5*0(이음수))=10분/분</p> <p>4) Pile 1분당 그라우트주입시간(Tg):2분/분(10m 미만)</p> <p>5) Pile 1분당 천공시간(Tc):</p> <p>14.705분/분+10분/분+2분/분=26.705분/분</p> <p>5. 천공(기계사용료)</p> <p>1) 무한케도크레인(70Ton):</p> <p>26.705분/분/60분=0.445hr/분</p> <p>2) Earth Auger(111.9kW): 14.705분/분/60분=0.245hr/분</p> <p>3) 발전기(350kW): 26.705분/분/60분=0.445hr/분</p> <p>4) 이토처리비(굴착량의 35%)</p> <p>∴ 수량산출:</p> <p>$\pi*(0.50m+0.10m)^2/4*7.500m/분*35\%=0.742m^3/분$ 굴삭기(0.20m³):</p> <p>(0.40*26.705분/분/60분)*0.742m³/분=0.132hr/분</p> <p>5) 파일소운반(지게차,5Ton):</p> <p>0.20*26.705분/분/60분=0.089hr/분</p> <p>6) PHC파일견입(크레인50Ton):</p> <p>0.3*26.705분/분/60분=0.134hr/분</p> <p>6. 작업조(천공, 말뚝삽입)</p> <p>1) 작업 반장 : 1인/8hr*(26.705분/분/60분) = 0.056hr/분</p> <p>2) 비 계 공 : 2인/8hr*(26.705분/분/60분) = 0.111hr/분</p> <p>3) 기계설치공 : 1인/8hr*(26.705분/분/60분) = 0.056hr/분</p>	
---	-----------------------	--	--

2) 교량기초 단가산출기준 (계속)

b	P.H.C 말뚝박기 (천공후항타)	<p>4) 보통 인부 : 2인/8hr*(26.705분/본/60분) = 0.111hr/본</p> <p>5) 잡재료 및 손료(직접노무비의 17%)</p> <p>7. P.H.C Pile 1 본당 항타비 a1=1.00(N치 20미만), a2=1.13(N치 20이상) a=(1.00*0m/본+1.13*(5*0.5)m/본)10m/본=0.283 Ta=48분/본(파일규격에 따른 시공시간, ℓ=15m이하) Tc2=0.283*48분/본=13.58분/본</p> <p>1) 무한케도 크레인(50Ton):13.58분/본/60분=0.226hr/본 2) 유압파일해머(7Ton): 13.58분/본/60분=0.226hr/본 3) 리더(고정형,24m):13.58분/본/60분=0.226hr/본</p> <p>8. 공벽부보강(Soil Cement)</p> <p>1) 재료비(굴진용용액) ∴ 수량산출:π*(0.50m+0.10m)²/4*7.500m/본=2.121m³/본 가) 시멘트:12.kg/m³*2.121m³/본/40kg/포*1.03(할증) =6.553포/본 나) 벤토나이트(25kg):2.121m³/본*25kg/m³=53.025kg/본</p> <p>2) 기계사용료 가) 그라우팅펌프(3.7kW):26.705분/본/60분=0.445hr/본 나) 그라우팅믹서(2kW):26.705분/본/60분=0.445hr/본 다) 발전기(100kW):26.705분/본/60분=0.445hr/본 라) 물탱크(5500 ℓ) (2.121m³/본)*640 ℓ/1000=1.357m³/본 q1=5.5m³, E=0.9, D1=1.0km, V=15km/hr t1=5분(흡입준비), t3=10분(흡입시간) t4=5분(살수대기), t5=20분(살수시간) t2=1.0km/15km/hr*2*60분=8분 Cm=5분+8.000분+10분+5분+20분=48분 Q1=60분*5.5m³*0.9/48.000분=6.188m³/hr Q=6.188m³/hr/1.357m³/본=4.56hr/본</p> <p>9. PHC말뚝 모래 속채움(두부보강 제품을 사용할 경우 속채움모래 제외)</p> <p>1) 모래운반비 수량:π*0.34m²/4*(10m/본-1.15m/본)*1.10(할증) =0.884m³/본</p> <p>2) 채움비(보통인부):0.884m³/본*0.10인/m³=0.0884인/본</p> <p>10. 장비조립 및 해체(조립3일, 해체2일)</p> <p>1) 중기운전기사: 1인*5일/1본(말뚝충분수)=5.000인/본</p> <p>2) 중기운전조수: 1인*5일/1본(말뚝충분수)=5.000인/본</p>	11-67 유압파일해머
---	-----------------------	--	-----------------

2) 교량기초 단가산출기준 (계속)

b	P.H.C 말뚝박기 (천공후항타)		<p>3) 기계 설치공: 1인*5일/1본(말뚝총본수)=5.000인/본</p> <p>4) 비계 공: 2인*5일/1본(말뚝총본수)=10.000인/본</p> <p>5) 용접 공: 1인*5일/1본(말뚝총본수)=5.000인/본</p> <p>11. m당 단가환산: 전체금액 계산후 본당 평균길이로 나누어 계상한다.</p>	
c	P.H.C 말뚝박기 (S.I.P공법)	m	<p>1. 수량산출:말뚝 전체길이와 본수를 나누어 평균 m/본을 산정한다.</p> <p>2. 말뚝재료비(A,B,C종):10m/본*1.03(할증)=10.30m/본</p> <p>3. 공법설명:Earth Auger로 천공하면서 굴진용 용액 또는 케이싱으로 공벽보강후 P.H.C 파일을 삽입하고 최종2D경타.</p> <p>4. 천공능력산정</p> <p>1) N 치 집계</p> <p>N(20미만):3.0m, N(20~40미만):2.0m</p> <p>N(40~50미만):1.5m, N(50이상):1.5m</p> <p>N(풍화암):1.0m, N(연암):1.0m</p> <p>- 말뚝천공길이:(3.0m+2.0m+1.5m+1.5m+1.0m+1.0m)/1본 = 10m/본</p> <p>- 말뚝본당길이:10.00m/1본=10m/본</p> <p>2) Pile 1본당 오거굴착시간(Te)</p> <p>N(20미만):0.50분/m, N(20~40미만):0.80분/m</p> <p>N(40~50미만):1.15분/m, N(50이상):2.15분/m</p> <p>N(풍화암):5.63분/m, N(연암):13.13분/m</p> <p>∴ 본당말뚝굴착시간(Te1):</p> <p>(0.50분/m*3.0m+0.80분/m*2.0m+1.15분/m*1.5m+2.15분/m*1.5m+5.63분/m*1.0m+13.13분/m*1.0m = 26.81분/본</p> <p>∴ 본당최종경타굴착시간(Te2):</p> <p>+2.15분/m*2*0.50m)1본=2.15분/본(최종경타선단 2*0.5m(D)=1m에 따라 오거굴착시간적용)</p> <p>∴ 본당굴착시간(Te)=26.81분/본+2.15분/본=28.96분/본</p> <p>3) Pile 1본당 타격시간(Tb):1분/본</p> <p>4) Pile 1본당 그라우트주입시간(Tg):2분/본(10m 미만)</p> <p>5) Pile 1본당 준비시간(Ts): 10분/본+(5*0(이음수))10분/본</p> <p>6) Pile 1본당 시공시간(Tc):</p> <p>28.96분/본+1분/본+2분/본+10분/본=41.96분/본</p> <p>5. 천공(기계사용료)</p> <p>1) 무한케도크레인(70Ton):41.96분/본60분=0.699hr/본</p> <p>2) Earth Auger(111.9kW):28.96분/본/60분=0.483hr/본</p> <p>3) 발전기(350kW):41.96분/본/60분=0.699hr/본</p> <p>4) 리더(고정형,31m):41.96분/본/60분=0.699hr/본</p>	5-10 매입말뚝공법

2) 교량기초 단가산출기준 (계속)

c	P.H.C 말뚝박기 (S.I.P공법)	<p>5) 이토처리비(굴착량의 35%) \therefore 수량산출: $\pi \times (0.50\text{m} + 0.10\text{m})^2 / 4 \times (10.0\text{m} / \text{본} + 2 \times 0.50\text{m}) \times 35\% = .089\text{m}^3 / \text{본}$ 굴삭기(0.20m³): (0.40*41.96분/본/60분)*1.089m³/본=0.305hr/본</p> <p>6) 파일소운반(지게차, 5Ton): 0.20*41.96분/본/60분 $= 0.140\text{hr} / \text{본}$</p> <p>7) PHC파일건입(무한케도크레인50Ton): $0.30 \times 41.96\text{분} / \text{본} / 60\text{분} = 0.210\text{hr} / \text{본}$</p> <p>6. 작업조(천공,말뚝삽입)</p> <p>1) 작업 반장 : 1인/8hr*(41.96분/본/60분)=0.087hr/본 2) 비 계 공 : 2인/8hr*(41.96분/본/60분)=0.175hr/본 3) 기계설치공 : 1인/8hr*(41.96분/본/60분)=0.087hr/본 4) 보통 인부 : 2인/8hr*(41.96분/본/60분)=0.175hr/본 5) 잡재료 및 손료(직접노무비의 17%)</p> <p>7. 파일타격(유압파일해머,5Ton): 1분/본/60분=0.017hr/본</p> <p>8. 그라우팅주입(Soil Cement) \therefore 선단고정액길이: $5 \times 0.50\text{m} = 2.5\text{m} / \text{본}$ \therefore 주변고정액길이: $(10.000\text{m} + 2 \times 0.50\text{m}) - 2.50\text{m} = 8.5\text{m} / \text{본}$</p> <p>1) 재료비(굴진용용액) \therefore 수량산출:$\pi \times (0.50\text{m} + 0.10\text{m})^2 / 4 \times 8.5000\text{m} / \text{본}$ $= 2.403\text{m}^3 / \text{본}$ 가) 시멘트: $120\text{kg} / \text{m}^3 \times 2.403\text{m}^3 / \text{본} / 40\text{kg} / \text{포} \times 1.03(\text{할증})$ $= 7.425\text{포} / \text{본}$ 나) 벤토나이트(25kg): $2.403\text{m}^3 / \text{본} / 25\text{kg} / \text{m}^3 = 60.075\text{kg} / \text{본}$</p> <p>2) 재료비(선단고정액,물/시멘트=60%) \therefore 수량산출:$\pi \times (0.50\text{m} + 0.10\text{m})^2 / 4 \times 2.5000\text{m} / \text{본}$ $= 0.707\text{m}^3 / \text{본}$ 가) 시멘트: $1090\text{kg} / \text{m}^3 \times 0.707\text{m}^3 / \text{본} / 40\text{kg} / \text{포} \times 1.03(\text{할증})$ $= 19.844\text{포} / \text{본}$ 나) 감수제(21kg): $0.707\text{m}^3 / \text{본} \times 21\text{kg} / \text{m}^3 = 14.847\text{kg} / \text{본}$</p> <p>3) 재료비(주변고정액,물/시멘트=70%) \therefore 수량산출:$\pi \times ((0.50\text{m} + 0.10\text{m})^2 - 0.50\text{m}^2) / 4 \times 8.500\text{m}$ $= 0.734\text{m}^3 / \text{본}$ 가) 시멘트: $983\text{kg} / \text{m}^3 \times 0.734\text{m}^3 / \text{본} / 40\text{kg} / \text{포} \times 1.03(\text{할증})$ $= 18.58\text{포} / \text{본}$ 나) 감수제(21kg): $0.734\text{m}^3 / \text{본} \times 21\text{kg} / \text{m}^3 = 15.414\text{kg} / \text{본}$</p> <p>4) 기계사용료 가) 그라우팅펌프(3.7kW): $41.96\text{분} / \text{본} / 60\text{분} = 0.699\text{hr} / \text{본}$ 나) 그라우팅믹서(2kW): $41.96\text{분} / \text{본} / 60\text{분} = 0.699\text{hr} / \text{본}$ 다) 발전기(100kW): $41.96\text{분} / \text{본} / 60\text{분} = 0.699\text{hr} / \text{본}$ 라) 물탱크(5500ℓ): $(2.403 + 0.707 + 0.734)\text{m}^3 / \text{본} \times 640\ell / 1000 = 2.460\text{m}^3 / \text{본}$</p>	
---	-------------------------	--	--

2) 교량기초 단가산출기준 (계속)

c	P.H.C 말뚝박기 (S.I.P공법)	$q1=5.5m^3$, $E=0.9$, $D1=1.0km$, $V=15km/hr$ $t1=5분$ (흡입준비), $t3=10분$ (흡입시간) $t4=5분$ (살수대기), $t5=20분$ (살수시간) $t2=1.0km/15km/hr*2*60분=8분$ $Cm=5분+8.000분+10분+5분+20분=48분$ $Q1=60분*5.5m^3*0.9/48.000분=6.188m^3/hr$ $Q=6.188m^3/hr/2.460m^3/분=2.515hr/분$ 9. PHC말뚝 모래 속채움(두부보강 제품을 사용할 경우 속채움모래 제외) 1) 모래운반비 $수량:\pi*0.34m^2/4*(10m/분-1.15m/분)*1.10(할증)$ $=0.884m^3/분$ 2) 채움비(보통인부): $0.884m^3/분*0.10인/m^3=0.0884인/분$ 10. 장비조립 및 해체(조립3일, 해체2일) 1) 중기운전기사: $1인*5일/1분(말뚝총분수)=5.000인/분$ 2) 중기운전조수: $1인*5일/1분(말뚝총분수)=5.000인/분$ 3) 기계설치공: $1인*5일/1분(말뚝총분수)=5.000인/분$ 4) 비계공: $2인*5일/1분(말뚝총분수)=10.000인/분$ 5) 용접공: $1인*5일/1분(말뚝총분수)=5.000인/분$ 11. m당 단가환산:전체금액 계산 후 분당 평균길이를 나누어 계상한다.	
9.02	강관 말뚝박기 (D508mm×12T) 강관말뚝박기 (직접항타)	m 1. 수량산출:말뚝 전체길이를 분수를 나누어 평균 m/분을 산정한다. 2. 재료비 1) 말뚝대((D508mm×12T): $10m*1.05(할증)=10.500m$ 2) 고재대:($146.8kg/m*10m*1.05$)-(146.8kg/m*10m*1.00) $= 73.400kg/분$ 3. Pile 1분당 항타비 - 장비조합:유압파일 햄머 5Ton+무한케도크레인 35Ton $a1=1.00(N치 20미만)$ $a2=1.19(N치 20이상)$ $a=(1.00*4m/분(평균)+1.19*6m/분(평균))10m/분$ $=1.114$ $b=1분/분(강관두께 계수, t=12mm, \ell=16m이하)$ $Ta=58분/분(파일규격에 따른 시공시간, \ell=16m이하)$ $Tc=1.114*1분/분*58분/분=64.612분/분$ $Q=60분/64.612분/분=0.929분/hr$	11-67 유압파일해머

2) 교량기초 단가산출기준 (계속)

9.02	강관 말뚝박기 (D508mm×12T) 강관말뚝박기 (직접항타)	1) 무한케도크레인(35Ton):0.929분/hr 2) 유압파일햄머(5Ton):0.929분/hr 3) 리더(24m, 고정형):0.929분/hr 4) 지게차(5Ton):0.929분/hr*0.30=0.279분/hr 4. 작업조 편성 1) 비 계 공: 2인/8hr/0.929분/hr=0.269인/분 2) 보통인부: 2인/8hr/0.929분/hr=0.269인/분 3) 용접공(이음필요시):1인/8hr/0.929분/hr=0.135인/분 4) 잡재료 및 손료(직접노무비의 17%) 5. m당 단가환산:전체금액 계산 후 본당 평균길이로 나누어 계상한다.	
b	강관 말뚝박기 (천공후항타)	m 1. 수량산출:말뚝 전체길이와 본수를 나누어 평균 m/분을 산정한다. 2. 재료비 1) 말뚝대((D508mm×12T):10m*1.05(할증)=10.500m 2) 고재대:(146.8kg/m*10m*1.05)-(146.8kg/m*10m*1.00) = 73.400kg/분 3. 공법설명 Earth Auger로 천공하면서 굴진용 용액 또는 케이싱으로 공벽보강후 말뚝을 삽입하고 최종 5D 항타로 적용하였으나 천공후 최종항타 근입 깊이는 무리하게 5D이상을 근입시키지 말고 재하시험후 지지력 확보시 항타를 종료한다. 4. 천공능력산정 1) N치 집계 N(20미만):3.0m, N(20~40미만):2.0m N(40~50미만):1.0m, N(50이상):0.5m N(풍화암):0.5m, N(경암):0.5m - 말뚝천공길이: (3.0m+2.0m+1.0m+0.5m+0.5m+0.5m) = 7.5m/분 - 말뚝본당길이:(5*0.50m)+7.500m/분=10m/분 2) Pile 1본당 오거굴착시간(Te) N(20미만):0.50분/m, N(20~40미만):0.80분/m N(40~50미만):1.15분/m, N(50이상):2.15분/m N(풍화암):5.63분/m, N(연암):13.13분/m ∴ 본당굴착시간(0.50분/m*3m+0.80분/m*2+1.15분/m *1m+2.15분/m*0.5m+5.63분*0.5m+13.13분/m*0.5m)/1분 =14.71분/분 3) Pile 1본당 준비시간(Ts):10분/분+(5*0(이음수))=10분/분 4) Pile 1본당 그라우트주입시간(Tg):2분/분(10m 미만) 5) Pile 1본당 이음용접시간(Tw):21분/분*0개소=0분/분 6) Pile 1본당 천공시간(Tc): 14.71분/분+10.000분/분+2분/분+0분/분=26.71분/분	5-10 매입말뚝공법

2) 교량기초 단가산출기준 (계속)

b	강관 말뚝박기 (천공후향타)	<p>5) 천공(기계사용료)</p> <p>1) 무한케도크레인(70Ton):26.71분/분/60분=0.445hr/분</p> <p>2) Earth Auger(111.9kW):14.71분/분/60분=0.245hr/분</p> <p>3) 발전기(350kW):26.710분/분/60분=0.445hr/분</p> <p>4) 이토처리비(굴착량의 35%)</p> <p>∴ 수량산출:$\pi \times (0.508\text{m} + 0.10\text{m})^2 / 4 \times 7.500\text{m} / \text{분} \times 35\%$</p> <p>=0.762m³/분</p> <p>굴삭기(0.20m³):$(0.40 \times 26.710\text{분} / \text{분} / 60\text{분}) \times 0.762\text{m}^3 / \text{분} = 0.136\text{hr} / \text{분}$</p> <p>5) 파일소운반(지게차,5Ton):0.20*26.710분/분/60분</p> <p>=0.089hr/분</p> <p>6) 강관파일건입(크레인35Ton):0.30*26.710분/분/60분</p> <p>= 0.134hr/분</p> <p>6. 작업조(천공, 말뚝삽입)</p> <p>1) 작업 반장 : 1인/8hr*(26.710분/분/60분)=0.0569hr/분</p> <p>2) 비 계 공 : 2인/8hr*(26.710분/분/60분)=0.1138hr/분</p> <p>3) 기계설치공 : 1인/8hr*(26.710분/분/60분)=0.0569hr/분</p> <p>4) 보통 인부 : 2인/8hr*(26.710분/분/60분)=0.1138hr/분</p> <p>5) 용접공(이음필요시):1인/8hr*(26.710분/분/60분)</p> <p>=0.0569hr/분</p> <p>6) 잡재료 및 손료(직접노무비의 17%)</p> <p>7. 강관 Pile 1본당 향타비</p> <p>a1=1.00(N치 20미만), a2= 1.19(N치 20이상)</p> <p>a=(1.00*0m/분+1.19*5*0.5m/분)10m/분=0.302</p> <p>b=1분/분(강관두께 계수,t=12mm, ℓ=16m이하)</p> <p>Ta=58분/분(파일규격에따른 시공시간, ℓ=16m이하)</p> <p>Tc2=0.302*1분/분*58분/분=17.516분/분</p> <p>1) 무한케도 크레인(35Ton):17.516분/분/60분=0.292hr/분</p> <p>2) 유압파일해머(5Ton):17.516분/분/60분=0.292hr/분</p> <p>3) 리더(고정형,24m):17.516분/분/60분=0.292hr/분</p> <p>8. 공벽부보강(Soil Cement)</p> <p>1) 재료비(굴진용용액)</p> <p>∴ 수량산출:$\pi \times (0.508\text{m} + 0.10\text{m})^2 / 4 \times 7.500\text{m} / \text{분} = 2.178\text{m}^3 / \text{분}$</p> <p>가) 시멘트:120kg/m³*2.178m³/분/40kg/포*1.03(할증)</p> <p>=6.73포/분</p> <p>나) 벤토나이트(25kg):2.178m³/분*25kg/m³=54.45kg/분</p> <p>2) 기계사용료</p> <p>가) 그라우팅펌프(3.7kW):26.710분/분/60분=0.445hr/분</p> <p>나) 그라우팅믹서(2kW):26.710분/분/60분=0.445hr/분</p> <p>다) 발전기(100kW):26.710분/분/60분=0.445hr/분</p> <p>라) 물탱크(5500ℓ):(2.178m³/분)*640ℓ/1000=1.394m³/분</p> <p>q1=5.5m³, E=0.9, D1=1.0km, V=15km/hr</p> <p>t1=5분(흡입준비), t3=10분(흡입시간)</p>	11-67 유압파일해머
---	--------------------	--	-----------------

2) 교량기초 단가산출기준 (계속)

b	강관 말뚝박기 (천공후항타)	$t_4=5\text{분(살수대기)}, t_5=20\text{분(살수시간)}$ $t_2=1.0\text{km}/15\text{km/hr} \times 2 \times 60\text{분}=8\text{분}$ $C_m=5\text{분}+8.000\text{분}+10\text{분}+5\text{분}+20\text{분}=48\text{분}$ $Q_1=60\text{분} \times 5.5\text{m}^3 \times 0.9/48.000\text{분}=6.188\text{m}^3/\text{hr}$ $Q=6.188\text{m}^3/\text{hr}/1.394\text{m}^3/\text{분}=4.439\text{hr}/\text{분}$ 9. 장비조립 및 해체(조립3일, 해체2일) 1) 중기운전기사:1인*5일/1분(말뚝총분수)=5.000인/분 2) 중기운전조수:1인*5일/1분(말뚝총분수)=5.000인/분 3) 기계설치공:1인*5일/1분(말뚝총분수)=5.000인/분 4) 비계공:2인*5일/1분(말뚝총분수)=10.00인/분 5) 용접공:1인*5일/1분(말뚝총분수)=5.00인/분 10. m당 단가환산:전체금액 계산 후 분당 평균길이를 나누어 계상한다.	
c	강관 말뚝박기 (S.I.P 공법)	m 1. 수량산출:말뚝 전체길이와 분수를 나누어 평균 m/분을 산정한다. 2. 재료비 1) 말뚝대((D508mm×12T):10m*1.05(할증)=10.500m 2) 고재대:(146.8kg/m*10m*1.05)-(146.8kg/m*10m*1.00) = 73.400kg/분 3. 공법설명:Earth Auger로 천공하면서 굴진용 용액 또는 케이싱으로 공법보강후 강관파일을 삽입하고 최종 2D 경타. 4. 천공능력산정 1) N치 집계 N(20미만):3.0m, N(20~40미만):2.0m N(40~50미만):1.5m, N(50이상):1.5m N(풍화암):1.0m, N(연암):1.0m - 말뚝천공길이:(3.0m+2.0m+1.5m+1.5m+1.0m+1.0m)/1분 =10m/분 - 말뚝분당길이:10.000m/1분=10m/분 2) Pile 1분당 오거굴착시간(Te) N(20 미만):0.50분/m, N(20~40미만):0.80분/m N(40~50미만):1.15분/m, N(50이상):2.15분/m ∴ 분당말뚝굴착시간(Te1):(0.50분/m*3.0m+0.80분/m *2.0m+1.15분/m*1.5m+2.15분/m*1.5m+5.63분/m*1.0m *13.13분/m*1.0m)/1분=26.81분/분 ∴ 분당최종경타굴착시간(2D):Te2=(2.15분/m*2*0.50)/1분 =2.15분/분(최종경타 선단2*0.5m=1m에 따라 오거굴착 시간적용 ∴ 분당굴착시간(Te):26.81분/분+2.15분/분=28.96분/분 3) Pile 1분당 타격시간(Tb):1분/분 4) Pile 1분당 그라우트주입시간(Tg):2분/분(10m미만) 5) Pile 1분당 이음용접시간(Tw):21분/분*0개소=0분/분	5-10 매입말뚝공법

2) 교량기초 단가산출기준 (계속)

c	강관 말뚝박기 (S.I.P 공법)	<p>6) Pile 1본당 준비시간(T_s):10분/본+(5*0(이음수))=10분/본</p> <p>7) Pile 1본당 시공시간(T_c): 28.96분/본+1분/본+2분/본+0분/본+10.000분/본=41.96분/본</p> <p>5. 천공(기계사용료)</p> <p>1) 무한케도크레인(70Ton):41.960분/본/60분=0.699hr/본</p> <p>2) Earth Auger(111.9kW):28.960분/본/60분=0.483hr/본</p> <p>3) 발전기(350kW):41.960분/본/60분=0.699hr/본</p> <p>4) 리더(고정형,31m):41.960분/본/60분=0.069hr/본</p> <p>5) 이토처리비(굴착량의 35%)</p> <p>\therefore 수량산출:$\pi*(0.508m+0.10m)^2/4*(10.000m/본+2*0.50m)*35\%=1.089m^3/본$</p> <p>굴삭기(0.20m³):</p> <p>$(0.40*41.960분/본/60분)*1.089m^3/본=0.305hr/본$</p> <p>6) 파일소운반(지게차,5Ton):0.20*41.960분/본/60분=0.140hr/본</p> <p>7) 강관파일건입(크레인50Ton):0.30*41.960분/본/60분=0.210hr/본</p> <p>6. 작업조(천공, 말뚝삽입)</p> <p>1) 작업 반장 : 1인/8hr*(41.960분/본/60분)=0.087hr/본</p> <p>2) 비 계 공 : 2인/8hr*(41.960분/본/60분)=0.175hr/본</p> <p>3) 기계설치공 : 1인/8hr*(41.960분/본/60분)=0.087hr/본</p> <p>4) 보통 인부 : 2인/8hr*(41.960분/본/60분)=0.175hr/본</p> <p>5) 용접공(이음필요시):1인/8hr*(41.960분/본/60분)=0.087hr/본</p> <p>6) 잡재료 및 손료(직접노무비의 17%)</p> <p>7. 파일타격(유압파일해머,5Ton):1분/본/60분=0.017hr/본</p> <p>8. 그라우팅주입(Soil Cement)</p> <p>\therefore 선단고정액길이:5*0.500m=2.50m/본</p> <p>\therefore 주변고정액길이:(10.000m+2*0.50m)-2.50m=8.50m/본</p> <p>1) 재료비(굴진용용액)</p> <p>\therefore 수량산출:$\pi*(0.50m+0.10m)^2/4*8.50m/본=2.403m^3/본$</p> <p>가) 시멘트:120kg/m³*2.403m³/본/40kg/포*1.03(할증)=7.425포/본</p> <p>나) 벤토나이트(25kg):2.403m³/본*25kg/m³=60.075kg/본</p> <p>2) 재료비(선단고정액,물/시멘트=60%)</p> <p>\therefore 수량산출:$\pi*(0.50m+0.10m)^2/4*2.50m/본=0.707m^3/본$</p> <p>가) 시멘트:1090kg/m³*0.707m³/본/40kg/포*1.03(할증)=19.844포/본</p> <p>나) 감수제(21kg):0.707m³/본*21kg/m³=14.847kg/본</p> <p>3) 재료비(주변공정액,물/시멘트=70%)</p> <p>\therefore 수량산출:$\pi*((0.50m+0.10m)^2-0.50m^2)/4*8.50m=0.734m^3/본$</p>
---	-----------------------	---

2) 교량기초 단가산출기준 (계속)

c	강관 말뚝박기 (S.I.P 공법)		가) 시멘트: $983\text{kg}/\text{m}^3 \times 0.734\text{m}^3/\text{본} / 40\text{kg}/\text{포} \times 1.03(\text{할증})$ $= 18.58\text{포}/\text{본}$ 나) 감수제: $(21\text{kg}):0.734\text{m}^3/\text{본} \times 21\text{kg}/\text{m}^3 = 15.414\text{kg}/\text{본}$ 4) 기계사용료 가) 그라우팅펌프(3.7kW): $41.96\text{분}/\text{본} / 60\text{분} = 0.699\text{hr}/\text{본}$ 나) 그라우팅믹서(2kW): $41.96\text{분}/\text{본} / 60\text{분} = 0.699\text{hr}/\text{본}$ 다) 발전기(100kW): $41.96\text{분}/\text{본} / 60\text{분} = 0.699\text{hr}/\text{본}$ 라) 물탱크(5500ℓ): $(2.403 + 0.707 + 0.734)\text{m}^3/\text{본} \times 640\ell / 1000$ $= 2.460\text{m}^3/\text{본}$ $q_1 = 5.5\text{m}^3$, $E = 0.9$, $D_1 = 1.0\text{km}$, $V = 15\text{km}/\text{hr}$ $t_1 = 5\text{분}(\text{흡입준비})$, $t_3 = 10\text{분}(\text{흡입시간})$ $t_4 = 5\text{분}(\text{살수대기})$, $t_5 = 20\text{분}(\text{살수시간})$ $t_2 = 1.0\text{km} / 15\text{km}/\text{hr} \times 2 \times 60\text{분} = 8\text{분}$ $C_m = 5\text{분} + 8.000\text{분} + 10\text{분} + 5\text{분} + 20\text{분} = 48\text{분}$ $Q_1 = 60\text{분} \times 5.5\text{m}^3 \times 0.9 / 48.000\text{분} = 6.188\text{m}^3/\text{hr}$ $Q = 6.188\text{m}^3/\text{hr} / 2.460\text{m}^3/\text{본} = 2.515\text{hr}/\text{본}$ 9. 장비조립 및 해체(조립3일, 해체2일) 1) 중기운전기사: $1\text{인} \times 5\text{일} / 1\text{본}(\text{말뚝총본수}) = 5.00\text{인}/\text{본}$ 2) 중기운전조수: $1\text{인} \times 5\text{일} / 1\text{본}(\text{말뚝총본수}) = 5.00\text{인}/\text{본}$ 3) 기계설치공: $1\text{인} \times 5\text{일} / 1\text{본}(\text{말뚝총본수}) = 5.00\text{인}/\text{본}$ 4) 비계공: $2\text{인} \times 5\text{일} / 1\text{본}(\text{말뚝총본수}) = 10.0\text{인}/\text{본}$ 5) 용접공: $1\text{인} \times 5\text{일} / 1\text{본}(\text{말뚝총본수}) = 5.00\text{인}/\text{본}$ 10. m당 단가환산전체금액 계산 후 본당 평균길이로 나누어 계상한다.	
9.03 a	말뚝박기용천공 말뚝박기용천공 (D400~600mm미만)	m	1. 천공능력 산정 1) N치 집계 $N(20\text{미만}): 3\text{m}$, $N(20 \sim 40): 7\text{m}$ 전체천공길이: $(3\text{m} + 7\text{m}) = 10.0\text{m}$ 말뚝본당평균길이: $10\text{m} / 1\text{본} = 10.0\text{m}/\text{본}$ 2) Pile 1본당 오거굴착시간(T_e) $N(20\text{미만}): 0.50\text{분}/\text{m}$, $N(20 \sim 40): 0.80\text{분}/\text{m}$ 굴착시간: $(0.5\text{분}/\text{m} \times 3\text{m} + 0.8\text{분}/\text{m} \times 7\text{m}) / 1\text{본} = 7.10\text{분}/\text{본}$ 2. 천공(기계사용료) 1) 무한레도크레인(70Ton): $7.10\text{분}/\text{본} / 60\text{분} = 0.1233\text{hr}/\text{본}$ 2) Earth Auger(111.9kW): $7.10\text{분}/\text{본} / 60\text{분} = 0.1233\text{hr}/\text{본}$ 3) 발전기(350kW): $7.10\text{분}/\text{본} / 60\text{분} = 0.1233\text{hr}/\text{본}$ 4) 이토처리비(굴삭기 0.2m³) - 수량산출: $\pi \times (0.50\text{m} + 0.10\text{m})^2 / 4 \times 10.0\text{m} / \text{본} = 2.827\text{m}^3/\text{본}$ 굴삭기(0.20m³): $(0.40 \times 7.10\text{분}/\text{본} / 60\text{분}) \times 2.827\text{m}^3/\text{본}$ $= 0.1338\text{hr}/\text{본}$ 3. 작업조(천공, 말뚝삽입) 1) 작업반장: $1\text{인} / 8\text{hr} \times (7.10\text{분}/\text{본} / 60\text{분}) = 0.0148\text{hr}/\text{본}$ 2) 비계공: $2\text{인} / 8\text{hr} \times (7.10\text{분}/\text{본} / 60\text{분}) = 0.0296\text{hr}/\text{본}$ 3) 기계설치공: $1\text{인} / 8\text{hr} \times (7.10\text{분}/\text{본} / 60\text{분}) = 0.0148\text{hr}/\text{본}$	5-10 매입말뚝공법

2) 교량기초 단가산출기준 (계속)

a	말뚝박기용천공 (D400~600mm미만)		4) 보통 인부 : $2\text{인}/8\text{hr} \times (7.10\text{분}/\text{분}/60\text{분}) = 0.0296\text{hr}/\text{분}$ 5) 잡재료 및 손료(직접노무비의 17%) 4. 단위보정(본당 길이로 나누어 산정한다.)	
b	말뚝박기용천공 (D600mm이상)	m	1. 천공능력 산정 1) N치 집계 $N(20\text{미만}): 3\text{m}, N(20 \sim 40): 7\text{m}$ 전체천공길이: $(3\text{m} + 7\text{m}) = 10.0\text{m}$ 말뚝본당평균길이: $10\text{m}/1\text{분} = 10.0\text{m}/\text{분}$ 2) Pile 1본당 오거굴착시간(T_e) $N(20\text{미만}): 0.50\text{분}/\text{m}, N(20 \sim 40): 0.80\text{분}/\text{m}$ 굴착시간: $(0.5\text{분}/\text{m} \times 3\text{m} + 0.8\text{분}/\text{m} \times 7\text{m})/1\text{분} = 7.10\text{분}/\text{분}$ 2. 천공(기계사용료) 1) 무한케도크레인(80Ton): $7.10\text{분}/\text{분}/60\text{분} = 0.1233\text{hr}/\text{분}$ 2) Earth Auger(149.20kW): $7.10\text{분}/\text{분}/60\text{분} = 0.1233\text{hr}/\text{분}$ 3) 발전기(350kW): $7.10\text{분}/\text{분}/60\text{분} = 0.1233\text{hr}/\text{분}$ 4) 이토처리비(굴삭기 0.2m^3) - 수량산출: $\pi \times (0.50\text{m} + 0.10\text{m})^2 / 4 \times 10.0\text{m} / \text{분} = 2.827\text{m}^3 / \text{분}$ 굴삭기(0.20m^3): $(0.40 \times 7.10\text{분}/\text{분}/60\text{분}) \times 2.827\text{m}^3 / \text{분} = 0.1338\text{hr}/\text{분}$ 3. 작업조(천공, 말뚝삽입) 1) 작업 반장 : $1\text{인}/8\text{hr} \times (7.10\text{분}/\text{분}/60\text{분}) = 0.0148\text{hr}/\text{분}$ 2) 비 계 공 : $2\text{인}/8\text{hr} \times (7.10\text{분}/\text{분}/60\text{분}) = 0.0296\text{hr}/\text{분}$ 3) 기계설치공 : $1\text{인}/8\text{hr} \times (7.10\text{분}/\text{분}/60\text{분}) = 0.0148\text{hr}/\text{분}$ 4) 보통 인부 : $2\text{인}/8\text{hr} \times (7.10\text{분}/\text{분}/60\text{분}) = 0.0296\text{hr}/\text{분}$ 5) 잡재료 및 손료(직접노무비의 17%) 4. 단위보정(본당 길이로 나누어 산정한다.)	5-10 매입말뚝공법
c	케이싱설치및철거 (D500mm)	m	1. 적용기준 1) 케이싱 튜브 직경은 천공지름으로 한다. 2) 케이싱 길이는 비고결층 보링깊이 즉 풍화암 0.50m까지의 천공깊이로 한다. 3) 케이싱은 Spiral 강관을 사용하고 회수는 35회로 본다. 2. 재료비 1) 스파이럴(D508.0mm, T=7mm): $1\text{m}/35\text{회} = 0.029\text{m}$ 2) 고재대: $(1.05\text{m} \times 86.5\text{kg}/\text{m} - 1.00\text{m} \times 86.5\text{kg}/\text{m})/35\text{회} = 0.123\text{kg}$ 3. 용접 및 절단장(Lod규격 제한으로 10m를 5m로 절단 용접사용) 1) 강관절단(T=7mm, 3회, 두부정리 포함) - 수량산출: $(\pi \times 0.508\text{m}) \times 3\text{회}/10\text{m} = 0.479\text{m}$ 2) 강관용접(필렛용접, 횡향, T=7mm, 2회) - 수량산출: $(\pi \times 0.508\text{m}) \times 2\text{회}/10\text{m} = 0.319\text{m}$ 4. 케이싱 설치비 1) 케이싱설치철거 능력 산정 - 케이싱 평균길이: $10\text{m}/\text{분}$ - 기계이동 및 거치(T_e): 30분(이동20분+거치10분) - 본당 타격시간(T_b): 1분/분	5-11-1-1 <주>케이싱 사용횟수 35회 기준 Ⅲ) 기계설비 1-2-4 강관절단 2) 17-5-5 전기필렛용접

2) 교량기초 단가산출기준 (계속)

c	케이싱 설치및 철거 (D500mm)	<ul style="list-style-type: none"> - 본당 이음용접시간(T_w):24분/본*1개소=24분/본 - 본당 준비시간(T_s):10분/본+(5*1(이음수))=15분/본 - 본당 시공시간(T_c):(30분+1분+24분+15분)/60분 =1.167hr/본 ∴ m당 시공시간(Q):1.167hr/본/10m/본=0.117hr/m 2) 기계사용료 <ul style="list-style-type: none"> - 파일소운반(지게차,5톤):0.2*0.117hr/m=0.0234hr/m - 리더(31m, 고정형):0.117hr/m - 무한궤도크레인(50톤):0.3*0.117hr/m=0.0351hr/m - 유압파일해머(5톤):1분/본/60분/10m/본=0.0017hr/m 3) 작업조 편성 <ul style="list-style-type: none"> - 비 계 공:1인/8hr*0.117hr/m=0.0146인/m - 보통인부:2인/8hr*0.117hr/m=0.0293인/m - 용 접 공:1인/8hr*0.117hr/m=0.0146인/m 	
d	케이싱 설치및 철거 (D600mm)	<ol style="list-style-type: none"> 적용기준 <ol style="list-style-type: none"> 케이싱 튜브 직경은 천공지름으로 한다. 케이싱 길이는 비고결층 보링깊이 즉 풍화암 0.50m 까지의 천공깊이로 한다. 케이싱은 Spiral 강관을 사용하고 회수는 35회로 본다. 재료비 <ol style="list-style-type: none"> 스파이럴(D609.6mm, T=8mm):1m/35회=0.029m 고재대:(1.05m*119kg/m-1.00m*119kg/m)/35회=0.170kg 용접 및 절단장(Lod규격 제한으로 10m를 5m로 절단용접사용 <ol style="list-style-type: none"> 강관절단(T=8mm,3회,두부정리 포함) <ul style="list-style-type: none"> - 수량산출:($\pi*0.6096m$)*3회/10m=0.575m 강관용접(필렛용접, 횡향, T=8mm,2회) <ul style="list-style-type: none"> - 수량산출:($\pi*0.6096m$)*2회/10m=0.383m 케이싱 설치비 <ol style="list-style-type: none"> 케이싱 설치철거 능력 산정 <ul style="list-style-type: none"> - 케이싱 평균길이:10m/본 - 기계이동 및 거치(T_e):30분(이동20분+거치10분) - 본당 타격시간(T_b):1분/본 - 본당 이음용접시간(T_w):24분/본*1개소=24분/본 - 본당 준비시간(T_s):10분/본+(5*1(이음수))=15분/본 - 본당 시공시간(T_c):(30분+1분+24분+15분)/60분 =1.167hr/본 ∴ m당 시공시간(Q):1.167hr/본/10m/본=0.117hr/m 기계사용료 <ul style="list-style-type: none"> - 파일소운반(지게차,5톤):0.2*0.117hr/m=0.0234hr/m - 리더(31m, 고정형):0.117hr/m - 무한궤도크레인(50톤):0.3*0.117hr/m=0.0351hr/m - 유압파일해머(5톤):1분/본/60분/10m/본=0.0017hr/m 	5-11-1-1 <주>케이싱 사용횟수 35회 기준 III) 기계설비 1-2-4 강관절단 2) 17-5-5 전기필렛용접

2) 교량기초 단가산출기준 (계속)

d	케이싱 설치 및 철거 (D600mm)		3) 작업조 편성 - 비 계 공: 1인/8hr*0.117hr/m=0.0146인/m - 보통인부: 2인/8hr*0.117hr/m=0.0293인/m - 용 접 공: 1인/8hr*0.117hr/m=0.0146인/m	
e	케이싱 설치 및 철거 (D700mm)	m	1. 적용기준 1) 케이싱 튜브 직경은 천공지름으로 한다. 2) 케이싱 길이는 비고결층 보링깊이 즉 풍화암 0.50m 까지의 천공깊이로 한다. 3) 케이싱은 Spiral 강관을 사용하고 회수는 35회로 본다. 2. 재료비 1) 스파이럴(D711.2mm, T=9mm): 1m/35회=0.029m 2) 고재대: (1.05m*156kg/m-1.00m*156kg/m)/35회=0.223kg 3. 용접 및 절단장(Lod규격 제한으로 10m를 5m로 절단용 접사용 1) 강관절단(T=9mm, 3회, 두부정리 포함) - 수량산출: $(\pi * 0.7112m) * 3회 / 10m = 0.670m$ 2) 강관용접(필렛용접, 횡향, T=8mm, 2회) - 수량산출: $(\pi * 0.7112m) * 2회 / 10m = 0.447m$ 4. 케이싱 설치비 1) 케이싱 설치철거 능력 산정 - 케이싱 평균길이: 10m/본 - 기계이동 및 거치(Te): 30분(이동 20분+거치 10분) - 분당 타격시간(Tb): 1분/본 - 분당 이음용접시간(Tw): 24분/본*1개소=24분/본 - 분당 준비시간(Ts): 10분/본+(5*1(이음수))=15분/본 - 분당 시공시간(Tc): (30분+1분+24분+15분)/60분 =1.167hr/본 ∴ m당 시공시간(Q): 1.167hr/본/10m/본=0.117hr/m 2) 기계사용료 - 파일소운반(지게차, 5톤): 0.2*0.117hr/m=0.0234hr/m - 리더(31m, 고정형): 0.117hr/m - 무한케도크레인(50톤): 0.3*0.117hr/m=0.0351hr/m - 유압파일해머(5톤): 1분/본/60분/10m/본=0.0017hr/m 3) 작업조 편성 - 비 계 공: 1인/8hr*0.117hr/m=0.0146인/m - 보통인부: 2인/8hr*0.117hr/m=0.0293인/m - 용 접 공: 1인/8hr*0.117hr/m=0.0146인/m	Ⅲ) 기계설비 1-2-4 강관절단 2) 17-5-5 전기필렛용접
9.04 a	말뚝두부보강 P.H.C말뚝두부보강 (D500mm, 재래식)	본	1. 말뚝두부정리 1) 그라이더날(100mm): 0.005개/본 2) 파일캡(D500mm): 1개/본 3) 철선(#8): 0.007kg/본 4) 굴삭기(0.2m³): 14.7분/hr 5) 브레이커(0.2m³): 14.7분/hr	5-9-2 콘크리트 말뚝머리정리

2) 교량기초 단가산출기준 (계속)

[illegible]

2) 교량기초 단가산출기준 (계속)

9.05	말뚝보강 및 이음			
a	P.H.C말뚝이음 (D500mm)	본	1. 말뚝조인트재료비(2~3개 업체 견적처리 중 낮은금액 적용) 2. 강관전기용접(V형용접,t=3mm,하향): $\pi \times 0.50m = 1.571m/\text{본}$	17-5-1 V형용접
b	강관말뚝이음 (D508.0mm×12T)	본	1. 재 료 비 1) 강관운반(각종):3.840kg/본 2) 강관(40×20×23mm):0.160kg/본 3) 강관(30×12×6mm):0.75kg/본 4) 강관(50×1,506×4.5mm):2.93kg/본 5) 고재대:0.384kg/본 2. 용 접 비 1) 강관용접(필렛하향,T=6mm):0.41m/본 2) 강관용접(V형용접하향,T=7mm):1.60m/본 3. 절 단 비 1) 강관절단(수동절단,T=23mm):0.06m/본 2) 강관절단(수동절단,T=6mm):0.17m/본 3) 강관절단(수동절단,T=4.5mm):1.56m/본	
c	강관말뚝선단보강 (D508.0mm×12T)	본	1. 재 료 비 1) 강관운반(각종):25.242kg/본 2) 강관(200×1,624×9mm):25.242kg/본 3) 고재대:2.295kg/본 2. 강관용접(필렛하향,T=6mm):3.19m/본 3. 강관절단(수동절단,t=9mm):1.82m/본	

10. 공사시 설계변경 사례

10.1 ○○고가교 말뚝기초 시공법 및 재질변경

10.1.1 배경

앞에서 기술한 바와 같이 고속철도의 경우 일반철도에 비하여 횡방향 수평력이 크므로 확실한 지지층 근입이 가능하며 전단력 및 모멘트에 대한 저항력이 우수한 강관말뚝을 적용하며 일반철도의 경우 수평력의 영향이 큰 교대 및 연약지반에서는 강관말뚝, 수평력의 영향이 비교적 작은 교각에는 경제성을 고려하여 PHC말뚝을 적용하는 것이 일반적인 설계 현황이다. 또한 총사업비 관리 방침 때문에 원설계시 반영된 재질이나 시공법의 변경은 매우 제한적으로 이루어지고 있으므로 공사시 공사비가 증액되는 설계변경의 예는 매우 드문 실정이다. 본 장에서 소개하는 내용은 설계당시 강관말뚝(항타공법)이 적용되었으나 시공시 주변의 소음진동으로 인한 민원에 대처하기 위하여 현장조건과 경제성을 감안하여 PHC(매입공법)으로 변경한 사례이다.

10.1.2 변경내용

장항선(온양온천~장항간)○공구 노반개량공사 구간 중 ○○고가교 교대(A1) 및 교각(P1~P18)에 적용된 항타에 의한 강관말뚝 시공과정에서 인접 양계장으로부터 소음으로 인한 민원이 제기되어 소음저감 방안이 검토되었다.

1) 교량현황

구 분	연 장	상 부 형 식	하 부 형 식		비 고
			교 대	교 각	
○○교	43@25+2@35=1,145	P.S.C BEAM/PF BEAM	역T형	T형, π형	

2) 하부기초형식

구 분	교 대 기 초		교 각		비 고
	A1	A2	P1~P18	P19~P44	
○○교	강관(항타)	직접기초	강관(항타)	직접기초	

3) 기초 설계변경 내용

말뚝기초로 설계된 교대(A1)과 교각(P1~P18)의 시공법 및 재질 변경

변 경 전	변 경 후	사 유
항타강관말뚝, $\phi 508\text{mm}$, $t=12\text{mm}$	천공매입(SDA),PHC $\phi=500\text{mm}$, $t=80\text{mm}$	인접 양계장의 소음저감

4) 시공법 변경의 필요성

항타시의 소음 측정결과[소음(73~79dB(A))과 인접양계장 내 육계의 폐사, 산란계의 산란을 저하 우려에 대한 민원해결 차원에서 저소음(저진동)공법적용이 요구되었다.

5) 적용공법 및 말뚝재질의 검토

도심지 말뚝기초시공시의 소음으로 인한 민원이나 철도건설 현장에서 정온시설 인접지역공사시 소음, 진동문제를 극복할 수 있는 말뚝 시공법으로 매입공법(SIP, Soil-cement Injected Precast Pile)을 많이 적용하고 있다. 그러나 본 현장은 지하수위가 거의 지표면에 높게 형성되어 있고, 공벽유지가 곤란한 실트, 모래층으로 구성되어 있어 SIP공법을 적용할 경우 굴착 배토시 지반응력의 이완과 굴착공벽 붕괴에 따른 말뚝지지력 저감문제와 말뚝선단 지지지반 확인이 불가능한 점을 해결하기 위하여 분리형 도우넛 오거공법(SDA, Separated Doughnut Auger)을 적용키로 하였다. 이 공법은 오거 스크류와 말뚝직경 보다 50~100mm 정도 큰 외부케이싱에 의한 독립된 2중 굴진식을 채택하여 SIP의 주요 문제점을 해소할 수 있는 방법으로 알려져 있다.

당초설계는 강관말뚝이 적용되었으나 소음(진동)문제 해결을 위하여 항타 시공 대신 매입공법(SDA)이 적용됨에 따라 시공법에 변경에 따른 공사비 증액이 수반되었다. 따라서 총 사업비를 감안하여 재료면에서 강관말뚝($\phi 508\text{mm}$, $t=12\text{mm}$)보다 저가인 PHC($\phi=500\text{mm}$, $t=80\text{mm}$)로 재질을 변경하였다.

10.1.3 검토의견

(1) OO고가교의교대(A1) 및 교각(P1~P18)은 당초 항타시공 강관말뚝($\phi 508\text{mm}$, $t=$

12mm)으로 설계되었으나 시공과정에서 인접 양계장으로부터 소음발생으로 인한 민원이 발생함에 따라 이에 대한 대책이 필요하였다.

(2) 저소음공법 가운데 매입말뚝공법으로 SIP 말뚝과 SDA말뚝공법을 검토하였으며 지하수위가 높아 공벽유지의 곤란함과 선단지지층 확인에서 유리한 SDA공법을 적용하였다.

(3) 당초 설계된 강관말뚝 대신 총사업비 관점에서 항타시공비 보다 증가된 매입공법 시공비를 보전하기 위하여 PHC말뚝으로 변경한 것으로 조사되었다. 일반철도의 경우, 소음진동에 대처해야 할 경우 시공비 증가요인을 재료비 절감이 가능한 말뚝재료의 변경으로 해결하고 있음을 보여주는 사례이다.

참 고 문 헌

1. 건설교통부(2005), 도로교 표준시방서.
2. 건설교통부(2005), 도로교 설계기준.
3. 대한토목학회(2004), 철도설계기준(철도교편), 한국철도시설공단.
4. 대한주택공사(2004), SIP말뚝의 지지력 계산식 수정에 관한 연구.
5. 대한주택공사(1998), 고강도 H형강 말뚝의 지지력특성 연구.
6. 포항산업과학 연구원, 2008.
7. 한국도로교통협회(2005), 고속도로공사 전문시방서.
8. 한국 지반공학회(1997), 구조물 기초 설계기준.
9. 한국 콘크리트학회, 콘크리트 구조설계기준.
10. 한국 철도시설공단(2007), 호남고속철도 설계지침, 한국철도시설공단.
11. Dan A. Brown, Ph.D. etc., *Design And Construction Of Continuous Flight Auger Piles*, 2007.
12. RIST 강구조 연구소, 강관말뚝 시장 및 기술분석을 통한 시장확대 방안에 관한 연구.
13. 鐵道總合技術研究所(平成 12年6月),鐵道構造物等 設計標準.同解説 基礎構造物.抗土壓構造物, 丸善株式會社, 東京, 日本.

II. 시공기술분야

목 차

요약문	130
1. 용사코팅을 이용한 해상 강관말뚝 방식기법 개발	131
1.1 국내 기술현황 및 동향	131
1.1.1 페트로레이텀 테이프 방식	131
1.1.2 세라믹 코팅	132
1.1.3 후막 폴리에틸렌 라이닝 방식	133
1.1.4 후막 폴리우레탄 라이닝 방식	134
1.1.5 국내 적용 강관말뚝 방식기법의 한계점	135
1.2 조사의 목적 및 필요성	136
1.3 조사내용	136
1.3.1 용사코팅(Thermally sprayed metal coating)	136
1.3.2 내해수강	140
1.4 조사결과 및 기대효과	141
1.5 향후 연구제안	142
1.5.1 연구제목	142
1.5.2 연구내용	142
2. 고효율 저소음 선단확장 매입 강관말뚝 공법 개발	145
2.1 국내외 기술현황 및 시장동향	145
2.2 조사의 목적 및 필요성	147
2.3 조사내용 및 방법	151
2.4 조사의 결과 및 기대효과	153
2.4.1 기술적 측면	154
2.4.2 사회·경제적 측면	154
2.4.3 기타	155
2.5 향후 연구제안	155

2.5.1 연구제목	155
2.5.2 연구개발 목표 및 내용	155
2.5.3 기대효과 및 활용방안	156
3. 강관과 재생플라스틱을 사용한 복합말뚝의 활용 제안	159
3.1 플라스틱 복합말뚝의 기술현황 및 동향	159
3.2 조사의 목적 및 필요성	161
3.3 조사내용 및 방법	161
3.3.1 강-플라스틱 복합말뚝의 종류	162
3.3.2 강-플라스틱 복합말뚝의 공학적 특성	166
3.3.3 강-플라스틱 복합말뚝의 제작 방법	167
3.4 조사결과 및 기대효과	169
3.5 향후 연구제안	169
3.5.1 연구제목	169
3.5.2 중요 세부 연구항목	170
4. 강관말뚝을 이용한 합성형 현장타설말뚝 개발 및 시공법 정립	171
4.1 서론	171
4.2 보강설계	172
4.2.1 철근보강	172
4.3 경제성 분석	175
4.3.1 비교조건	175
4.3.2 현장타설 말뚝 재료비 분석	175
4.3.3 철근망과 강관말뚝의 보강비별 현장타설 말뚝 재료비	176
4.4 철근망 및 강관말뚝 보강 현장타설 지지성능 시험	177
4.4.1 시험말뚝의 시공	178
4.4.2 말뚝 지지성능 시험결과	181
4.5 결론	187
4.6 향후과제 제안	188

5. 강관복합말뚝 최적 시공방안 검토 (초고층 건축물분야)	189
5.1 서론	189
5.1.1 국내 건축물 동향	189
5.1.2 국내 100층 이상 건축물 동향	191
5.1.3 초고층 건축물 하중 특성	191
5.1.4 초고층 건축물 기초 말뚝 하중	192
5.1.5 초고층 건축물 기초 말뚝 시공	193
5.2 대구경 말뚝 시공기술 현황	193
5.2.1 대구경 현장타설말뚝 시공	193
5.2.2 국내 대구경 현장타설말뚝 구성	197
5.2.3 국내 대구경 현장타설말뚝 개선점	197
5.3 연구 목적 및 필요성	198
5.4 연구 내용 및 방법	199
5.4.1 강관복합말뚝과 강재컬럼 복합말뚝, 철근콘크리트말뚝 장단점 비교	199
5.4.2 대구경 강관복합말뚝의 최적시공 방안	200
5.4.3 대구경 현장타설말뚝의 개선점 검토	203
5.5 연구 결과	205
5.5.1 대구경 현장타설말뚝 작업시간	205
5.5.2 굴착 장비에 대한 검토	206
5.6 향후 연구제안 (연구내용, 연구기간, 기대효과)	210
참고문헌	211

제 2세부과제: 시공기술분야

요약문

본 2세부 시공분과에서는 강관말뚝의 적용성을 확대하고 새로운 시장창출을 위한 시공법을 제안하려는 목적 하에 연구원들이 각자 조사한 연구 중 목적에 부합한 연구를 선별하여 편집 제시하였다.

선별된 연구과제는 ① 용사코팅을 이용한 해상 강관말뚝 방식기법 개발, ② 고효율 저소음 선단확장 매입 강관말뚝 공법 개발, ③ 강관과 재생플라스틱을 사용한 복합말뚝 개발, ④ 강관말뚝을 이용한 합성형 현장타설말뚝 개발, ⑤ 강관복합말뚝 최적 시공 방안(초고층 분야) 등 5개 조사연구로 구분된다. 이러한 연구 주제는 강관말뚝의 적용성을 확대 시킬 수 있는 방안으로 현재 강관말뚝 적용 시 재료적인 한계점을 극복함으로써 시장을 확대하기 위한 것이다.

① “용사코팅을 이용한 해상 강관말뚝 방식기법”은 강관말뚝을 해양환경에서 사용할 경우에는 부식에 취약하기 때문에 적절한 방식처리가 필수적이다. 현재 우리나라에서 방식처리기술로 주로 사용되는 페트로레이텀 테이프 방식, 세라믹 코팅, 폴리에틸렌/폴리우레탄 중방식 코팅 등이 있어 있지만, 본 연구에서는 기존 방법보다 내충격성 및 내마모성이 우수한 용사코팅 방식과 강관말뚝의 소재 자체의 내식성을 향상시킨 내해수강에 대한 조사를 수행하였다. ② “고효율 저소음 선단확장 매입 강관말뚝 공법 개발”은 항타소음진동을 최소화하기 위해 저진동·저소음 회전 압입 시공방식을 채택하고, 또한 강관말뚝의 경제성 향상을 위하여 강관말뚝의 선단부 유효 단면적을 확대하여 선단 지지력을 보강할 수 있도록 제안한 연구이다. ③ “강관과 재생플라스틱을 사용한 복합말뚝 개발”은 강관과 플라스틱을 재료로 이용한 복합말뚝의 적용성에 관한 연구이다. 본 연구는 강관 활용 증대라는 기본 목적 이외에도 강관과 함께 사용하는 플라스틱 재료로 재생플라스틱을 사용함으로써 말뚝 제작비 절감과 동시에 폐기되는 플라스틱의 재활용을 통한 친환경성 증대를 목적함으로써 적용성을 확대시킬 수 있도록 고안되었다. ④ “강관말뚝을 이용한 합성형 현장타설말뚝 개발”은 최근의 강관말뚝과 콘크리트 말뚝의 가격차가 커짐에 따라 콘크리트 말뚝이 강관말뚝을 점차 대체하고 있는 실정이다. 따라서 본 연구는 강관말뚝의 우수한 특성을 살려 강관말뚝의 수요를 창출하는 방안을 도출하기 위하여 현재 현장타설콘크리트 말뚝의 보강재로 사용되고 있는 철근망을 강관말뚝으로 대체해 보고자 하는 연구이다. ⑤ “강관복합말뚝 최적 시공 방안(초고층 분야)”은 최근 40층 이상의 초고층 설계가 급증하고 있어 말뚝 기초는 기성말뚝에서 현장타설말뚝으로 변경되어 설계되고 있는 실정이며, 톱-다운 공법에서는 현장타설말뚝 내부에 철골을 이용하는 복합말뚝이 적용되고 있다. 이에 따라 본 연구는 초고층 구조물 현장에서 철골을 강관으로 대체함으로써 효율적인 시공과 경제성을 확보하는 방안을 제안한 연구이다.

1. 용사코팅을 이용한 해상 강관말뚝 방식기법 개발

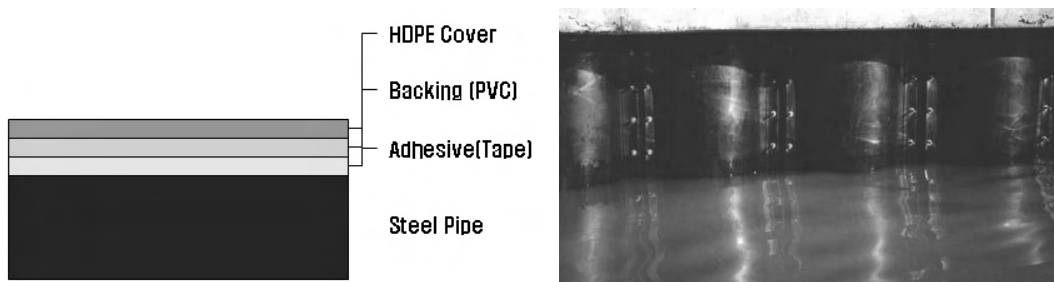
1.1 국내 기술현황 및 동향

강관말뚝을 해양환경에서 사용할 경우에는 부식에 취약하기 때문에 적절한 방식처리가 필수적이다. 해상에서 강관말뚝을 사용할 경우 부식이 가장 심각하게 발생하는 비말대 부분은 도복장 방식을 하고 수중부에는 희생양극을 이용한 전기방식을 한다. 이 중 도복장 방식기법은 부식이 가장 심각한 부분에서 보호해야 하기 때문에 매우 중요한데 국내에서 많이 사용하는 도복장 방식으로는 페트로레이텀 테이프 방식, 세라믹 코팅, 폴리에틸렌/폴리우레탄 중방식 코팅이 있다. 국내에서 사용하는 도복장 방식기법들의 특징은 다음과 같다.

1.1.1 페트로레이텀 테이프 방식


북미에서 1970년대부터 많이 사용하는 방식기법으로써 강관말뚝의 표면처리 후 그림 1.1과 같이 페트로레이텀 테이프를 부착하고 그 위에 충전제를 도포한 후 최종적으로 FRP 보호커버를 설치하는 방법이다. 강관말뚝을 항타 시공하고 난 후에 수중에서 방식처리를 하므로 경제성이 떨어지는 단점이 있으나 3중으로 방식처리를 함으로써 수중에서 시공하더라도 품질이 우수하며 내구성도 우수하여 국내에서 가장 시공실적이 많다. “고압수 표면처리를 이용한 페트로레이텀 피복 공법”라는 명칭으로 1999년에 건설 신기술을 지정 받았다.

희생강관으로의 적용성을 평가하면 표 1.1과 같은데 방식처리 비용이 강관 본관의 가격 보다 비싼 것으로 나타나 경제성적인 측면에서 적용하기 어려울 것으로 판단되며 항타 시공 후 수중에서 방식처리를 해야 한다는 점에서도 불리할 것으로 예상된다.



<그림 1.1> 페트로레이텀 테이프 방식

<표 1.1> 페트로레이텀 테이프 방식의 희생강관 적용성 검토


기술 개요	장 점	단 점
	<ul style="list-style-type: none"> 장기적인 내구성 우수 품질 관리 우수 국내 시공 실적이 가장 풍부 <ul style="list-style-type: none"> - 15년 이상의 국내 시공실적 성능검증이 완료된 제품 	<ul style="list-style-type: none"> 항타시공 완료 후 수중에서 시공 가격이 비쌈 (17~20만원/m²) <ul style="list-style-type: none"> - 강관 본관의 가격 보다 30~50% 가량 비싼 수준

1.1.2 세라믹 코팅

해수에 강한 내화학적 및 수중에서도 접착·경화가 되는 세라믹 분말, 텅스텐 등 금속 분말, 폴리머를 재료로 제조한 세라믹 코팅제를 사용하여 해상파일을 항타 전에 도포하거나 기존 해상파일을 수상에서 도포하는 방식기법이다. 세라믹 코팅을 위해서는 강관의 표면처리가 중요한데 샌드 블라스팅이나 고압 세척작업 장비를 이용하여 완전히 녹을 제거한 후 코팅제를 도포하여야 한다.

세라믹 코팅의 가장 큰 장점은 사전에 방식처리를 한 후 항타시공이 가능하여 수중에서 방식하는 작업을 최소화시킬 수 있다는 점이며 이에 따라 페트로레이텀 테이프 방식 보다는 경제성적인 측면에서 유리하다. 한국도로공사(1999)에 따르면 내구연한은 20~30년 정도로 예상된다고 하지만, 수중 작업시 표면처리의 어려움이 있어 품질확보가 어려운 경우가 있으며 아직까지는 적용 초기단계이므로 내구성에 대한 검증자료나 실적이 부족하다. 또한, 항타시공 중에 강관에 전달되는 충격이나 취급 도중 접촉면에서의 마찰 저항성에 대한 검증도 아직은 부족한 상태이며 수중에서 보수, 보강 작업을

<표 1.2> 세라믹 코팅 방식의 희생강관 적용성 검토


기술 개요	장 점	단 점
	<ul style="list-style-type: none"> 가격 : 8~13만원/m² <ul style="list-style-type: none"> - 강관 본관의 가격 이하 현장에서 코팅 후 항타시공 가능하여 수중 작업 최소화 가능 내충격성이나 내마모성 우수 	<ul style="list-style-type: none"> 내구연한 : 20~30년 아직 성능검증이 완료되지 않아 성능에 대한 의문 제기 <ul style="list-style-type: none"> - 시공 후 5년 이전에 하자 발생 사례 - 내마모성, 내충격성 검증 필요 수중공사시 표면처리가 중요한데 현실적으로 품질확보가 쉽지 않음

할 때에는 희생양극이 코팅제와 모재의 접착을 방해하는 역할을 할 수 있으므로 이를 일시적으로 제거하고 작업하여야 하는 번거로움도 있다고 한다. 세라믹 코팅 방식 기법은 “세라믹 코팅제를 이용한 해상파일의 방식처리 공법”라는 명칭으로 1997년에 건설 신기술을 지정 받았다.

1.1.3 후막 폴리에틸렌 라이닝 방식

강관에 폴리에틸렌을 두껍게 피복하는 방식으로써 통상 두께는 2.0~3.0mm를 적용한다. 폴리에틸렌 라이닝은 강관과 같이 정형화된 형상의 부재에 대량으로 방식처리를 하는데 유리한 피복방식이므로 공장에서 강관 조관 후 연속공정으로 생산하고 있으며 국내에서는 직경 1,650mm 강관까지 생산이 가능하다. 2 layer 폴리에틸렌 피복강관은 주로 상수도 강관에 적용하고 있으나 최근에는 3 layer 에폭시 폴리에틸렌 피복강관(에폭시코팅+접착제+PE)도 생산되어 해상 강관말뚝으로 적용한바 있으며(인천 LNG 인수기지 현장) 도장두께 2.5mm 이상인 경우에는 40년 정도의 내구연한이 가능하다. 강널말뚝이나 벽강관말뚝과 같이 형상이 불규칙한 경우에는 적용하기 어려우며 현장에서 용접 연결하는 경우에는 용접 후나 항타 시공 후에 별도의 방식처리를 해야 하므로 될 수 있으면 용접연결이 최소화되도록 강관 길이 조합을 구성하여야 한다. 또한, 폴리에틸렌 라이닝은 다른 방식기법에 비하여 표면경도가 작고 내충격성이나 내마모성도 낮아 취급이나 항타 시공 중에 표면 손상이 발생할 수 있으므로 주의하여 다루어야 한다. 방식기술편람(건설교통부, 1998)에서도 폴리에틸렌 라이닝은 시공 중에 피복의 손상이 불가피해 손상부분의 보수가 필요하고 지적하고 있다.

<표 1.3> 폴리에틸렌 라이닝 방식의 희생강관 적용성 검토


기술 개요	장 점	단 점
<p>에폭시 코팅+접착제+PE 코팅</p> 	<ul style="list-style-type: none"> 장기적인 내구성 우수 내구연한 : 40년 (두께 2.5mm) 공장에서 자동식 코팅 가능하며 현장에서 수중 코팅 가능 최근 에폭시 코팅과 PE 코팅을 결합한 3-layer 코팅 제품 생산 경제성 매우 우수 (4~5만원/m²) 피복 후 항타시공 가능 	<ul style="list-style-type: none"> 국내 생산설비에서는 최대직경 1,650mm까지 생산 가능 강관에만 코팅 가능 내충격성 및 내마모성은 약간 취약 용접부의 경우 코팅막이 손상되므로 이에 대한 대비 필요

하지만, 공장에서 대량으로 생산하므로 경제성은 매우 우수하여 라이닝에 소요되는 비용은 대략 50 천원/m²으로써 페트로레이팅 테이프 방식의 30% 수준으로 저렴하다. 향후 희생강관의 방식기법으로 적용하기 위해서는 내충격성이나 내마모성에 대한 상세한 평가가 필요하며 이를 통하여 손상에 대한 저항력을 향상시키는 방안이 필요하다. 또한, 국내에서는 직경 1,650mm까지 밖에 생산되지 못하므로 대구경 현장타설말뚝에 적용하기에 한계가 있다.

1.1.4 후막 폴리우레탄 라이닝 방식

폴리우레탄을 후막(두께 2.5mm 이상)으로 도포 및 경화하여 부식을 방지하는 기법으로써 국내 생산 제품도 강도가 우수하며 내충격성, 내마모성도 비교적 좋은 것으로 알려져 있다. 폴레에틸렌 라이닝과 가장 큰 차이점은 형상이 불규칙한 단면에서도 방식처리가 가능한 점이며 대부분 현장에서 별도의 작업장을 구비한 다음 작업자가 강관의 외면에 분사하는 방식으로 시공한다. 항타 시공 전에 방식처리를 할 수 있으며 항타 시공 중 충격에 충분한 저항성을 확보한 것으로도 알려져 있고 내구성이 우수하여 40년 이상의 내구연한을 확보할 수 있어 영종대교나 인천대교 충돌방지공 등 최근 국내 적용실적이 증가하고 있는 추세이다. 강관말뚝의 연결 용접부도 용접 후 곧바로 도포하여 약 2시간 정도만 경화시키면 되므로 용접부에 대한 방식처리도 용이하다. 소요 비용은 폴레에틸렌 방식 보다 약 40% 가량 비싸므로 대형 교량의 기초로서 대량으로 시공할 경우에는 인력시공에서 기계화 시공으로 바뀌서 현장 노무비의 절감을 통한 경제성 향상이 필요하다. 국내에서는 “초후막 무용제 탄성도료를 이용한 강제 해상 구조물 방식피복방법”이라는 제목으로 1999년에 건설신기술을 받았다.

<표 1.4> 초후막 폴리우레탄 라이닝 방식의 적용성 검토

기술 개요	장 점	단 점
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 현장에서 코팅 후 항타시공 가능 ▪ 장기적인 내구성 우수 ▪ 경제성 우수 ▪ 내충격성이나 내마모성 우수 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 내충격성 및 내마모성 검증 필요 ▪ 현장 용접시 용접부 처리 방안 확인 필요

1.1.5 국내 적용 강관말뚝 방식기법의 한계점

위에서 설명한 방식기법의 특징을 요약하면 표 1.5와 같다. 가장 많이 사용하는 방식기법은 페트로레이텀 테이프 방식인데 이는 강관말뚝을 시공 이후에 방식하는 방법으로 고가라는 단점이 있다. 따라서, 최근에는 강관말뚝을 항타시공 하기 전에 시공하는 방식기법들이 부각되는데 국내에서 사용하는 방법들은 내충격성이나 내마모성이 부족하여 항타시공 중이나 시공 후 태풍이 내습한 다음에 손상이 발생한 사례가 있다. 따라서, 항타시공 전에 방식처리를 할 수 있으면서도 내충격성이나 내마모성이 우수한 방식기법들이 요구된다.

〈표 1.5〉 국내 적용 방식기법들의 특징

방식기법	특징	경제성	내구연한	내충격성/내마모성
페트로레이텀 테이프 방식	<ul style="list-style-type: none"> ○ 항타 시공 후 수중에서 방식시공 ○ 강관 뿐만 아니라 강널말뚝도 적용 가능 ○ 국내외에서 내구성 검증 완료 	고가	30~40년 ¹⁾	시공 후 방식처리
세라믹 코팅	<ul style="list-style-type: none"> ○ 항타 시공 전에 현장에서 방식시공 ○ 강관 뿐만 아니라 강널말뚝도 적용 가능 ○ 국내에서 내구성 검증 미비 ○ 항타 시공 중 손상 발생 가능성에 대한 검증 필요 	비교적 고가	20~30년 ¹⁾	△
후막형 폴리에틸렌 코팅	<ul style="list-style-type: none"> ○ 강관 제조사에서 방식피복 ○ 강관에만 적용 가능 ○ 항타 시공 중 손상이 발생할 수 있으므로 주의 필요 	저렴	40년 ²⁾ (두께 2.5mm)	△
후막형 폴리우레탄 코팅	<ul style="list-style-type: none"> ○ 항타 시공 전에 현장에서 방식시공 ○ 강관 뿐만 아니라 강널말뚝도 적용 가능 ○ 국내외에서 내구성 검증 완료 ○ 항타 시공 중 손상 발생 가능성은 비교적 낮음 	비교적 고가	40년 ²⁾ (두께 2.5mm)	○

1) 한국도로공사(1999)

2) 일본 연안항만협회(1990)

1.2 조사의 목적 및 필요성

강관말뚝은 수평하중에 대한 저항력이 뛰어나며 용접에 의하여 쉽게 연결할 수 있기 때문에 항만 구조물 및 교량 기초로 꾸준히 사용하고 있다. 또한, 지속적으로 추진되고 있는 항만 시설물 확충과 해상 풍력타워 등 해상에서 건설되는 신재생 에너지 시설물과 각 지자체에서 관광 거점으로 추진하는 마리나 포트의 건설 등으로 인하여 해상에서 사용하는 강관말뚝이 증가할 것으로 예상된다. 반면, 최근에는 해외에서는 FRP 등 복합소재를 이용한 말뚝 제품들이 상용화되고 있는데 이는 부식에 대한 저항성이 크기 때문에 향후 항만 및 해양 구조물에서 강관말뚝을 대체할 수 있는 잠재적인 경쟁제품으로 부각될 가능성이 높다. 따라서, 해상 강관말뚝의 경쟁력을 향상시키기 위하여 보다 부식에 대한 저항력이 향상된 신강종 개발과 더불어 내충격성 및 내마모성이 향상된 경쟁력 있는 방식기법의 도입 및 개발이 필요하다.

본 연구에서는 해외에서 사용하고 있는 방식기법 중에서 내충격성 및 내마모성이 우수한 것으로 알려진 용사코팅 방식에 대한 조사를 수행하였으며 강관말뚝의 소재 자체의 내식성을 향상시킨 내해수강에 대한 조사도 수행하였다. 향후 해상에서 사용하는 강관말뚝의 경쟁력이 향상되기 위해서는 내식성이 향상된 강재와 내구성이 우수하면서도 내충격성과 내마모성이 우수한 방식기법이 조합되어야 할 것으로 보인다.

1.3 조사내용

1.3.1 용사코팅(Thermally sprayed metal coating)

용사코팅은 국내에서는 주로 선박, 배관, 탱크, 해양 플랜트 구조물에 많이 사용하고 있는데 북미에서는 해양이나 담수 환경에 노출된 강구조물에 대한 방식기법으로 많이 사용한다. Zn와 Al를 이용한 용사코팅은 기본적으로 희생부식을 기본 원리로 하는데 Zn나 Al는 자연전위가 강재 보다 높아 강재 보다 먼저 부식되어 모재를 보호한다는 개념으로써 코팅의 두께에 따라 내구연한이 결정된다. Zn 코팅은 해수 환경에서 비교적 빨리 부식되므로 해양 구조물 보다는 주로 지중 구조물이나 담수 조건에서 많이 사용한다. 반면, Al은 해수 환경에서 내식성이 우수하며 오염물이나 산화물에 대한 저항성도 좋아 해수 조건에서는 Al 코팅을 많이 적용하고 있다. 다만, Zn은 Al 보다 표면경도가 우수하므로 두 재료를 혼합하여 내식성을 높이면서도 표면강도를 향상시킬 수 있다. 대표적인 예는 Zn과 Al를 85:15로 혼합하는 것인데 이는 해양에 인접한 곳에서 대기에 노출되는 구조물에 많이 적용한다. Zn과 Al의 재료적인 특성은 표 1.6에 정

리하였다.

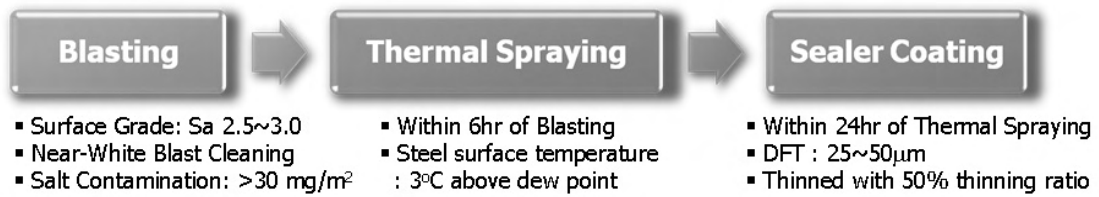
용사코팅은 그림 1.2와 같이 노즐이 달린 아크 스프레이어를 이용하여 표면에 분사하는 식으로 코팅한다. 용사코팅의 시공순서는 샌드 블라스팅에 의한 표면처리, 열 분사를 통한 표면부착, 그리고 최종적으로 실링재를 도포하는 순서로 진행되며 이는 그림 1.3에 상세히 나타나 있다. 용사코팅에서 표면처리에 의하여 코팅의 품질이 결정될 수 있으므로 품질관리를 철저히 하여야 하며 현장에서 적절한 작업장을 확보한 후에 실시하여야 한다. 열 분사 방식에는 아크 용사코팅 방식과 화염 용사코팅 방식이 있는데 아크 용사코팅 방식이 생산성이나 코팅의 품질이 우수하여 많이 사용하고 있다. 용사코팅은 대부분 2회 정도 도포하고 소요 코팅두께에 도달한지를 확인한 후 완료한다. 최종적으로 표면에 실링재를 도포하는 것으로써 마감을 하는데 실링재로는 에폭시, 실리콘, 비닐, 우레탄 등을 사용하고 있다. 용사코팅을 한 후에는 코팅면에 미세한 홀이 발생할 수 있는데 실링재는 이를 채워 주는 역할을 하며 표면을 보호하는 역할도 한다. 따라서, 비말대와 같이 극심한 부식 환경에 노출되는 경우에는 실링재를 도포하는

<표 1.6> 용사코팅 재료의 특성

Pure Aluminum	Low Self-corrosion Rate, Good Seawater Performance High-temperature & Acid(pollution) Resistance
Pure Zinc	Excellent Cathodic Protection Properties Harder than Aluminum
Zn-Al (85/15 wt.%)	Better Atmospheric Performance than Zn or Al



<그림 1.2> 용사코팅의 시공

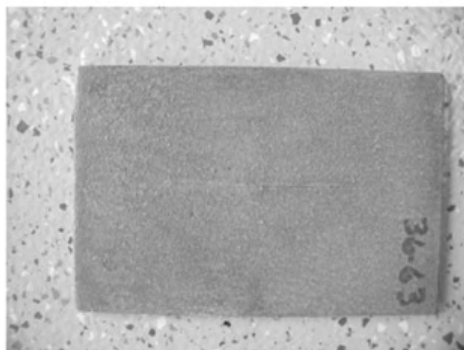


<그림 1.3> 용사코팅의 시공순서

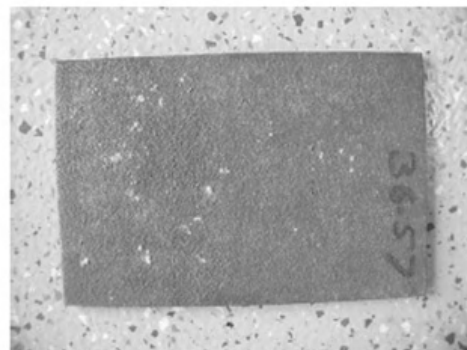
것을 적극 권장하고 있다.

용사코팅의 가장 큰 장점은 금속재료를 이용하는 것이므로 표면경도가 좋아 내충격성 및 내마모성이 매우 우수하다는 점이다. 일반적인 유기 라이닝은 운반, 취급, 시공 시 손상이 발생할 수 있으나 용사코팅은 이에 대한 저항성이 우수할 뿐만 아니라 작은 흠집이나 스크래치 정도의 손상이 발생하여 모재가 노출되더라도 Zn이나 Al이 희생부식 역할을 하여 모재의 부식을 억제하는 능력도 있어 손상에 대한 방호성능은 가장 우수한 것으로 평가된다. 그림 1.4는 표면에 인위적으로 스크래치를 발생시키고 이를 오염된 해수환경에 장기간 노출시킨 후 부식 정도를 평가한 시편을 보여주고 있는데 Zn 및 Al이 모재를 보호하는 역할을 하여 모재에는 거의 부식이 발생하지 않았다.

미국 TRB(2004)에서는 강관말뚝의 방식기법으로써 용사코팅에 대한 연구를 수행하고 이의 재료, 시공, 품질관리 등에 대한 상세한 가이드를 제시한 바 있다. 이에 따르면 해수 및 담수 환경에서 20~40년의 내구연한을 확보하기 위해서는 표 1.7과 같이 코팅재료와 코팅두께를 선정할 것을 제시하고 있다. 표 1.7에서 보면 비말대는 건조와 습윤이 반복되는 해양 환경이므로 “Alternate Wet-Dry” 조건에 해당하기 때문에 내구연한 40년을 확보하기 위해서는 Al 코팅을 두께 380 μm로 도포해야 하고 표면에 실링재도 도포하여야 한다.



(a) Zn 용사코팅



(b) Al 용사코팅

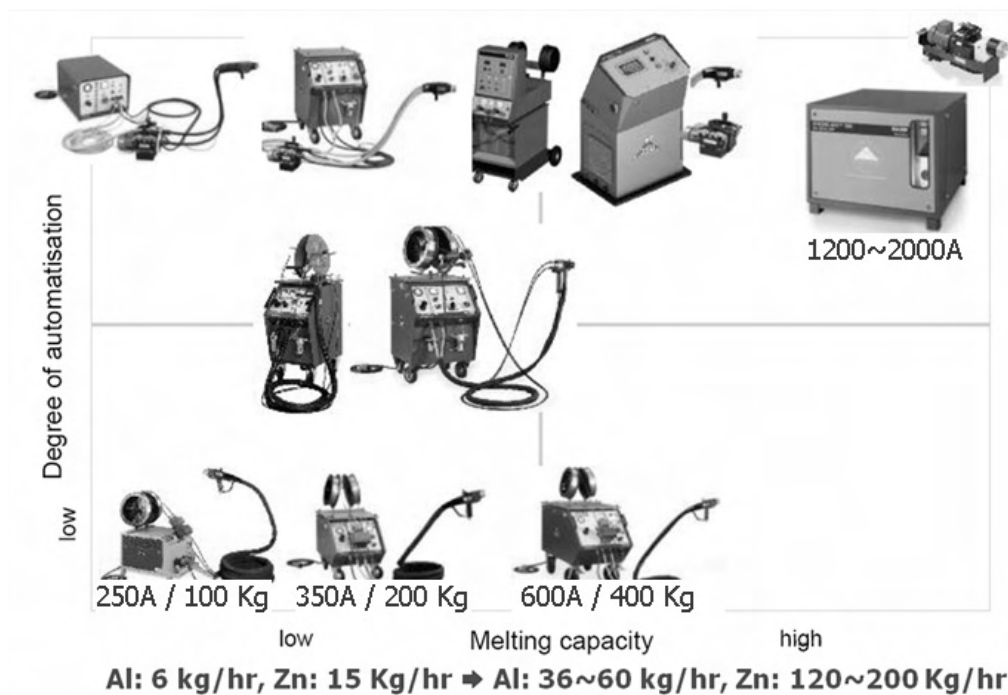
<그림 1.4> 용사코팅 표면에 스크래치 발생 후 부식성능 평가(TRB, 2004)

1. 용사코팅을 이용한 해상 강관말뚝 방식기법 개발

<표 1.7> 내구연한 20~40년을 확보하기 위한 용사코팅의 재료 및 두께(TRB, 2004)

Environment	Coating	Thickness mils (μm)	Sealer
Atmospheric			
Rural	Zinc or zinc-aluminum	6-8 [150-200]	No
Industrial	Zinc or zinc-aluminum	12-15 [305-380]	Yes
Marine	Aluminum or zinc-Aluminum	12-15 [305-380]	No
Immersion			
Freshwater	Zinc-aluminum	12-15 [305-380]	Yes
Brackish Water	Aluminum	12-15 [305-380]	No
Seawater	Aluminum	12-15 [305-380]	No
Alternate Wet-Dry			
Fresswater	Zinc-alumunum	10-12 [250-305]	Yes
Seawater	Aluminum	12-15 [305-380]	Yes
Abrasion	Zinc-aluminum	14-16 [355-405]	Yes
Condensation	Zinc or zinc-aluminum	10-12 [250-305]	Yes

국내에서도 조선, 해양 플랜트 등에 용사코팅을 많이 사용하고 있으므로 강관말뚝에도 충분히 적용 가능하다. 강관과 같이 정형화된 부재에 대량으로 용사코팅을 실시할 경우에는 코팅 장비를 대형화하고 기계를 이용한 자동화 시공을 실시하여 생산성을 높이면 비용 절감이 가능하다(그림 1.5).



<그림 1.5> 장비 대형화 및 자동화에 따른 용사코팅 생산성 향상

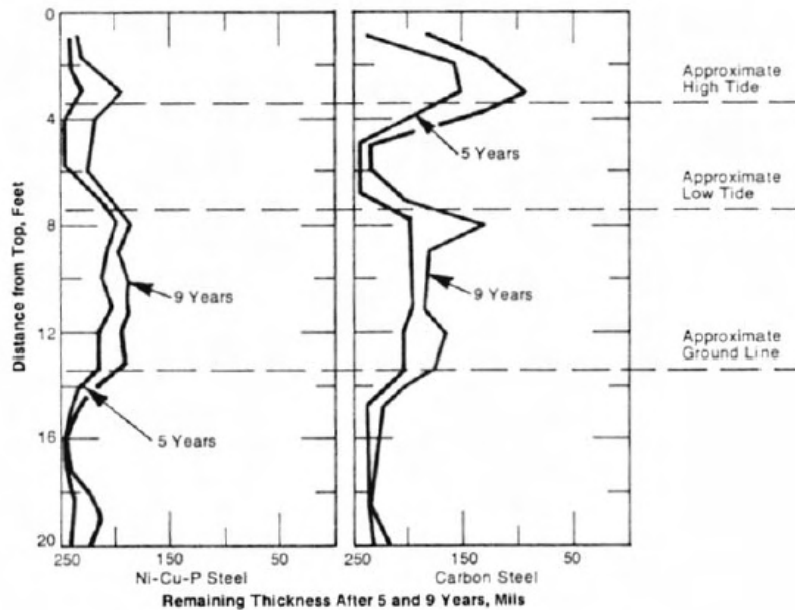
1.3.2 내해수강

내해수강은 별도의 방식기법은 아니고 강재 자체에 니켈, 구리, 인 등의 내식성 향상 재료의 성분을 증가시켜 해수 환경, 특히 비말대에서 내식성을 향상시킨 강재이다. 현재 니켈과 구리가 각각 0.54%와 0.52%가 함유된 내해수강은 A690이라는 명칭으로 ASTM¹⁾에 규정되어 있으며 국내에서도 냉간성형 Z형 강널말뚝으로 연간 1,000~2,000톤 가량 적용하고 있다. A690의 화학성분 및 기계적 성질은 표 1.8에 나타나 있다. A690의 가장 큰 특징은 ASTM 규정에 나타난 바와 같이 비말대에서의 내식성능이 일반 구조용 강재 보다 2~3배 가량 우수하다는 점이다. 그림 1.6은 각각 일반적인 구조용 탄소강(A328)과 내해수강(A690)으로 제작한 시편을 해양환경에서 9년 동안 노출시켜 부식속도를 측정한 결과를 비교하고 있다. 그림 1.6을 통하여 알 수 있듯이 A690을 적용한 경우에는 비말대 및 간만대에서 일반 탄소강에 비하여 최소 2배 이상 내식성이 우수하다. 최근에 일본에서는 비말대 뿐만 아니라 해중부에서도 내식성이 향상된 새로운 형태의 내해수강이 개발되었으며 이를 해양 구조물 등에 적용하고 있다(이종구 등, 2005).

<표 1.8> A690의 기계적 성질 및 화학성분(ASTM A690)

화학 성분(%)					항복점 (N/mm ²)	인장강도 (N/mm ²)	연신율(%) 1A 호
P	S	Cu	Ni	Mn			
0.08~0.15	0.040이하	0.5이상	0.4~0.75	0.60~0.90	345이상	485이상	18이상

1) ASTM A690, High-Strength Low-Alloy Steel H-Piles and Sheet Piling for Use in Marine Environment



<그림 1.6> 일반 구조용 강재(A328)와 내해수강(A690)의 부식성능 비교(AASHTO, 1986)

해외에서는 A690을 적용할 경우에는 ASTM 규정에 의거하여 부식두께를 통제하거나 내구연한을 산정할 때 일반 강재에 비하여 50% 저감한 부식속도를 이용하여 설계한다. 하지만, 국내에서는 A690을 생산하고 있지만 이와 관련된 별도의 지침이나 부식속도 규정이 없고 국내 해수조건에서의 부식성능 시험결과도 없어 아직까지는 적용할 수 있는 기반이 미약하여 일반 강재에 비하여 내식성이 우수하여 구조물의 신뢰성이 향상된다는 측면에서만 활용하고 있다. 향후, 국내 환경에서의 체계적인 폭로시험을 통하여 내식성을 상세히 검토하고 이를 지침화하여 내해수강을 사용할 수 있는 기반을 마련하는 것이 시급하다.

1.4 조사결과 및 기대효과

북미에서 많이 사용하는 용사코팅 기법은 방식재료 자체가 Al이나 Zn과 같은 금속 재료이므로 강재와 부착력이 매우 우수하며 외부에서 작용하는 충격이나 마모에 대한 저항력도 매우 뛰어나기 때문에 항타시공 전에 방식시공하는 방식기법으로써 경쟁력 있는 방법으로 판단된다. 다만, 금속소재를 사용하기 때문에 다른 방식기법에 비하여 재료비가 고가일 수 있는데 재료비는 용사코팅 전체비용의 40% 밖에 안되며 나머지 60%는 시공비이며 강관과 같이 정형화된 제품에 대해서는 대용량 자동화 코팅설비의 제작도 가능하기 때문에 타 방식기법 대비 경제성도 불리하지 않을 것으로 보인다. 다만, 내충격성과 내마모성을 극대화 할 수 있는 용사코팅 재료의 선정과 조합, 그리고 강관말

뚝 용접부에 대한 방식처리 등은 향후 추가적인 연구가 필요할 것으로 판단된다.

용사코팅 방식기법이 내해수강과 같이 강재 자체의 내식성이 향상된 강재와 조합되어 시공된다면 해상 강관말뚝에서 통상적으로 적용하는 부식공제두께인 2.0mm로 줄일 수 있으며 항타시공 전에 방식처리를 할 수 있기 때문에 방식기법의 비용도 절감시킬 수 있을 것이다. 또한, 용사코팅면에서 손상이 발생하더라도 용사코팅 재료는 기본적으로 해중부에 설치하는 희생양극의 재료와 동일하기 때문에 희생양극을 붙여 놓은 상태에서 보수보강이 가능하기 때문에 유지보수 측면에서도 유리하다. 참고로 세라믹 코팅의 경우에는 cathodic disbondment 현상에 의하여 희생양극을 빼낸 상태에서 보수보강이 가능하다.

1.5 향후 연구제안

1.5.1 연구제목

내해수성 강관말뚝 전용 금속용사코팅 방식기법 개발

1.5.2 연구내용

(a) 내해수강 전용 용사코팅 방식재료 및 조합 선정

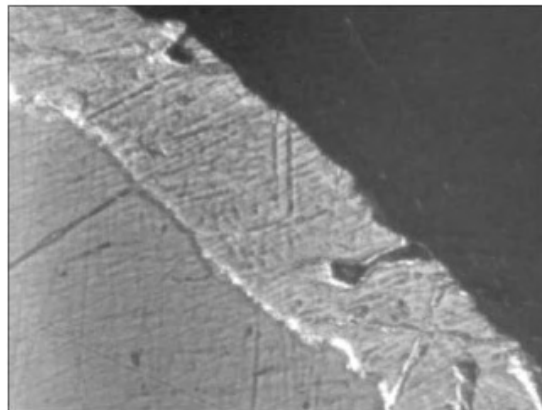
가. 해양 플랜트 등 기존 용사코팅 방식재료 및 조합 조사

나. 내해수강 성분 특성 분석

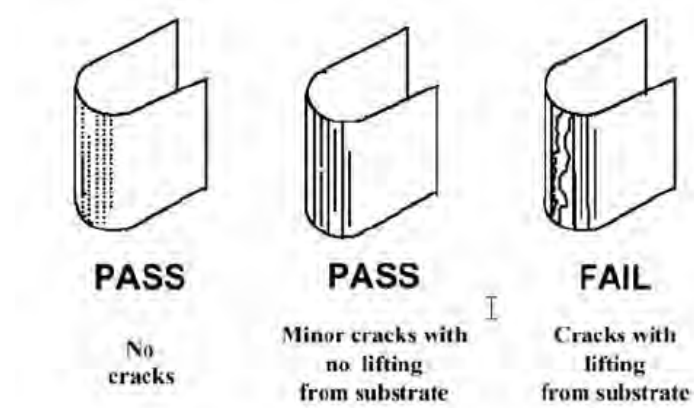
다. 용사코팅재료 특성 분석

라. 용사코팅재료 및 조합 후보군 도출

마. 용사코팅의 기본 성능 평가



(a) 용사코팅부 표면분석



(b) 용사코팅부에 대한 벤딩시험

<그림 1.7> 용사코팅에 대한 기본 성능시험

(b) 실내 가속부식시험을 통한 방식성능 평가

가. 용사코팅재료 및 조합 후보군에 대한 방식성능평가

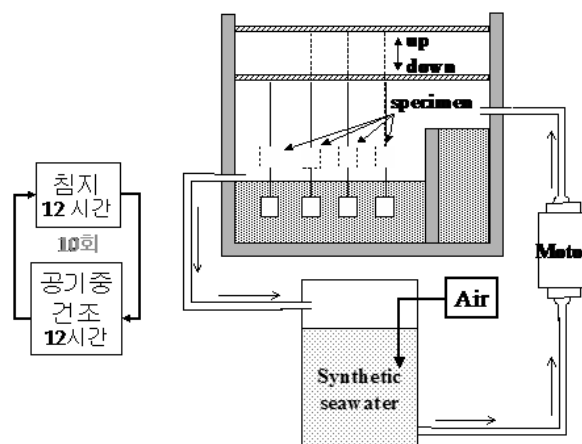
- ① 반복침지 부식시험 수행
- ② 방식성능 향상 재료 및 조합 도출

나. 용사코팅면에 대한 내충격성 및 내마모성 평가

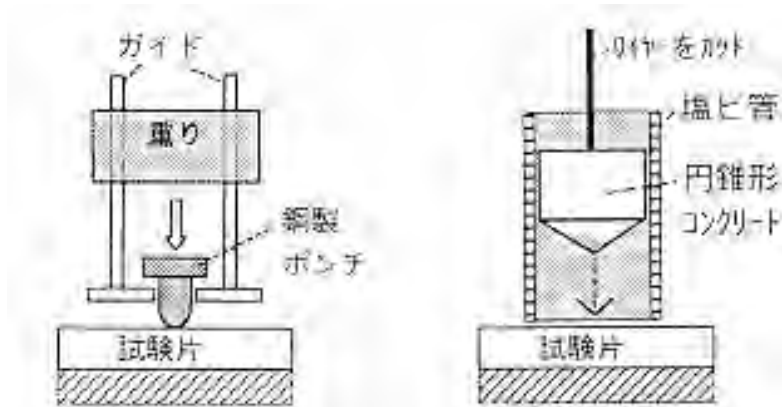
- ① 용사코팅재료 및 조합 후보군에 대한 내충격성 및 내마모성 성능평가
- ② 방식성능 향상 재료 및 조합 도출

▪ 반복침지시험 (Cyclic immersion test)

- 인공해수, 상온, 대기노출 반복
- 시편 : 40mmx40mmx4t

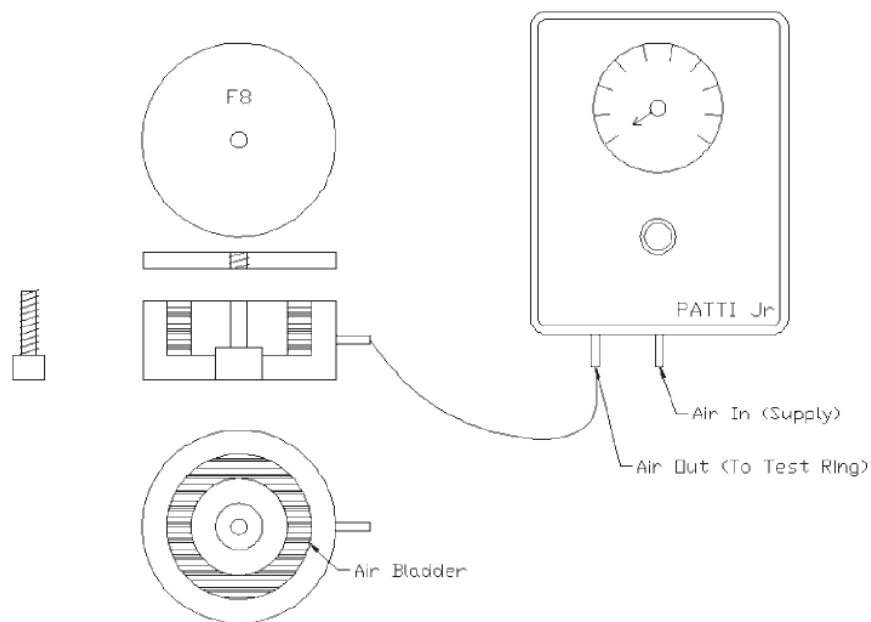


<그림 1.8> 반복침지 가속부식시험



(a) 낙하추 관통시험 (b) 콘크리트 원추 충격시험

<그림 1.9> 용사코팅의 내충격성 평가 시험



<그림 1.10> 용사코팅의 내마모성 평가 시험

다. 용사코팅 시제품 제작 및 시험시공

- ① 내해수강용 용사코팅 시제품 제작
- ② 강관말뚝 대상 시범적용 및 항타시공
- ③ 항타시공 이후 코팅면의 손상 여부 검토

라. 용사코팅 방식기법의 비용 분석

2. 고효율 저소음 선단확장 매입 강관말뚝 공법 개발

2.1 국내외 기술현황 및 시장동향

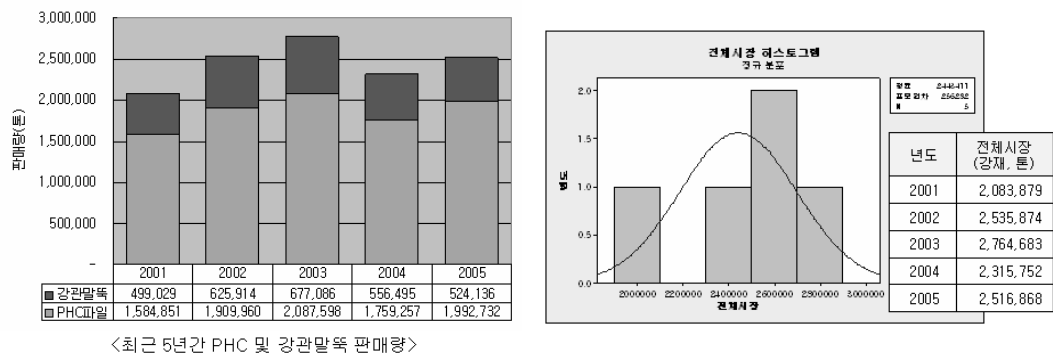
1970년대 이후 국내에 본격적으로 적용되기 시작한 강관말뚝은 재질강도가 크고 시공성이 우수하며 큰 하중을 지지할 수 있는 장점으로 인해 중소규모의 건설 현장뿐만 아니라 대규모 사회간접자본시설 현장에 이르기까지 널리 활용되어 왔다. 또한 운반 및 취급이 용이하고 내구성이 우수하여 양호한 품질을 기대할 수 있어 건설 기술자들에게 가장 선호되는 기초 형식 중의 하나로 인식되고 있다. 그러나 최근 강재가격 상승으로 인한 가격경쟁력 상실, 경쟁소재인 고강도 콘크리트(PHC) 말뚝의 적용기술 발전에 따른 강관말뚝 시장 잠식과 더불어 강재 수급 불안정으로 인한 수익률 저하, 중국산 제품의 국내 진입, 수요처 요구사항 다변화 등 외부 환경요인들의 저항에 부딪혀 강관말뚝 산업은 지속적인 침체기 및 감소 추세를 벗어나지 못하고 있다.

국내 말뚝시장은 PHC 말뚝업체와 강관말뚝 업체가 시장을 양분하고 있으며, 이중 PHC 말뚝산업의 시장규모는 2006년 기준 연간 약 3.7천억원대로 추정된다. 강관말뚝의 시장규모 역시 이와 비슷하지만 현재 강재 가격의 급상승으로 인해 물량은 다소 감소하였지만 명목상 가격 시장 규모는 증가된 상태이다.

강관말뚝 시장은 산업특성상 경기변동성 및 정책 변화에 매우 민감하며 사업 안정성이 낮고 수요기반이 불안정한 특성이 있다(백성준, 2006; 한국철강협회, 2007). 또한 착공초기 소요량 전량이 투입되므로 타 건자재 수요의 선행지수 역할을 한다. 타 철강업종에 비해 상대적으로 투자비가 적어 근래 생산규모 5만톤 미만의 중소형 강관업체가 증가하면서 이들 업체의 생산비중은 26.5%에 불과하나 업체 수 비중은 82.3%의 절대적 비중을 차지함으로써 물량 조정을 통한 수급안정화 보다는 과잉 경쟁체제를 통해 강관시장의 불안정성을 확대시키고 있는 상황이다(한국철강협회, 2007).

<표2.1> 국내 강관산업 생산규모별 구성 현황(2006년 기준, 단위: 천톤)

구분	1만톤 이하	1만톤~5만톤	5만톤~10만톤	10만톤 이상	계
생산량 (비율)	175 (4.2%)	919 (22.3%)	739 (17.9%)	2,293 (55.5%)	4,126 (100%)
업체수 (비율)	42 (46.7%)	32 (35.6%)	11 (12.2%)	5 (5.6%)	90 (100%)



<그림2.1> 최근 강관말뚝 판매량 추이(포항산업과학연구원, 2008)

강관말뚝은 타 말뚝재료에 비해 재료비가 고가이므로 경제성 보다는 안전성이 우선되는 토목구조물 등에 주로 적용되어 왔으며, 최근 5년간 시장점유율이 급격히 감소되어 연간 약 10만톤 규모의 강재 판매 가능량이 감소한 것으로 보고되었다(포항산업과학연구원, 2008). 반면, 경제성과 시공성이 우선시 되는 건축구조물의 경우 대부분 PHC 말뚝 등의 저가 말뚝재료가 선호되고 있으며, PHC 말뚝은 콘크리트 말뚝 적용초기에 주로 사용되던 RC말뚝 및 PC말뚝 대비 우수한 기능성을 바탕으로 단기간에 실용화되어 현재 대부분의 콘크리트 말뚝 현장에서 PHC파일을 사용 중이며 국내 콘크리트 말뚝 생산량의 90% 이상을 점유하고 있다.

1992년부터 국내에서 사용되기 시작한 PHC 말뚝은 콘크리트의 재료강도가 800 kg/cm²으로 기존 원심력 PC 말뚝보다 60%이상 강도가 높고 철저한 품질관리를 통해 기존 콘크리트 말뚝의 단점으로 지적되었던 말뚝 두부손상, 종방향 균열발생 등 결함이 크게 감소되어 시공성이 우수한 것으로 인식되고 있다. 이러한 장점을 바탕으로 이음이 필요한 장대말뚝 시공현장에서도 급속도로 확산 적용되고 있으며 현재 국내 연간 판매량이 400만톤을 상회하는 수준을 보이고 있다. 또한, 최근 육상교량의 경우 횡하중이 작용하는 교대부를 제외한 교각부에서는 경제성을 이유로 PHC 말뚝 또는 현장타설말뚝이 사용되는 사례가 적지 않게 확인되고 있으며(서영준, 2005; 송태언, 2008), 연간 50만톤 규모의 강관말뚝을 PHC 말뚝으로 대체 시 연간 3천억원 이상 공사비를 절감할 수 있는 것으로 보고됨으로써(일간건설신문, 2004), 토목 구조물기초 시장에서의 기존 강관말뚝의 입지를 우려하지 않을 수 없는 상황이다.

건축구조물의 경우 31층 이상의 초고층 건축물은 대구경, 대심도, 메가하중 지지성능을 요구하므로 전통적으로 현장타설말뚝 또는 직접확대기초의 점유율이 상당히 높으며, 15층~30층의 고층 건축물은 경제성과 건설환경 규제 등을 이유로 PHC 말뚝이 주로 적용되고 있다. 건축물에 적용되는 PHC 말뚝의 총 물량은 2006년 기준 총 320만톤 규모로서

이를 강관말뚝 중량으로 환산할 경우 165만톤 규모로서 교량, 항만, 플랜트 등 기타 구조물 시장 규모에 비해서 상당히 높은 수준이다. 그러나, 건축물 기초의 경우 도심지 공사가 대부분이므로 매입공법이 주로 적용될 수 밖에 없으며 말뚝 가격민감도가 상대적으로 크기 때문에 시장의 대부분을 차지하고 있는 고강도 콘크리트 말뚝(PHC)에 대한 향후 강관말뚝의 경쟁우위를 확보하고 새로운 수요 창출을 위해서는 강관말뚝을 이용한 고성능, 고효율의 매입공법 개발이 절실히 필요하다(조천환, 2005).

국가 경제규모에 비해 많은 물량의 말뚝기초가 적용되고 있음에도 불구하고 국내 말뚝기초 관련기술은 국외 기술수준에 비해 낮은 실정이며 이는 설계기술 및 시공기술 전반에 걸친 전방위적 요인으로부터 기인하고 있다(이명환 등, 1995). 항타말뚝의 경우 수십년간의 설계 경험과 시공실적을 바탕으로 선진국 대비 기술 격차를 줄여가고 있는 상황이며 특히 국제적 기술 표준인 하중저항계수설계법(Load and Resistance Factor Design, LRFD)에 대비하여 최근 3년간의 연구를 통해 국내 지반특성 및 시공실무에 적합한 저항계수를 산정하고 LRFD 설계법을 개발하였다(한국건설기술연구원, 2008).

매입말뚝의 경우 국내에서 시공된 936본의 매입말뚝(SIP 공법)의 설계 및 시공현황 분석 결과 설계하중에 대한 시공 후 허용하중 비는 평균 134%로서 보수적인 경향을 나타내었고 동시에 적지 않은 수가(18%) 설계지지력에 미달되는 것으로 나타났다. 또한, 말뚝 재료하중의 평균 60% 수준으로 설계하중을 산정하였으며, 허용하중은 재료하중의 88% 수준인 것으로 확인되어(이명환 등, 2003), 말뚝기초의 설계 및 시공과 관련 적지 않은 불확실성이 내포되어 있음을 알 수 있다. 이러한 요인들은 불충분한 지반조사와 재하시험, 지층의 공간적 변동성, 말뚝 지지성능 분석 오류, 재하시험 분석 오류 등 다양한 원인에 의해서 발생하는 것이며 강관말뚝의 매입말뚝 적용성을 더욱 감소시키는 결과를 낳게 된다. 따라서, 기존 매입 강관말뚝 공법의 시공 효율을 증가시키고 강관말뚝의 우수한 재료강도의 장점을 충분히 발휘하도록 하며 정확한 지반조사 및 정량적 거동분석을 통해서 구조적 안정성뿐만 아니라 경제성과 효율을 최대화할 수 있는 개선된 강관말뚝 공법의 개발이 시급한 실정이다. 이를 통해 최근 PHC 말뚝 대비 강관말뚝의 높은 진입 장벽인 가격 경쟁력 및 건설환경 규제를 극복하여 새로운 시장개척 및 수요 창출이 가능할 것이다.

2.2 조사의 목적 및 필요성

최근 들어 국내 강관말뚝 시공과 관련하여 당면한 여러 가지 문제점들 중 가장 중요한 부분은 강화된 건설환경기준과 철강재 파동으로 인한 강관말뚝 가격의 폭등, PHC 말

뚝의 품질 및 가격 안정성 등이다. 1994년 건설공사에 대한 소음 및 진동규제법이 공포된 이후 국민들의 환경권 요구문제가 건설공사에서 가장 두드러진 난제중의 하나로 인식되고 있으며 말뚝 시공 시 발생하는 소음 및 진동은 대표적인 민원의 대상이 되고 있다(정갑철 등, 2000; 고광일 등, 2004). 따라서, 대도시뿐만 아니라 도시외곽지역, 민가에서 벗어난 지역조차 항타공법이 소음, 진동, 분진, 매연 등 건설공해로 사용이 제한되고 있는 추세이며, 이로 인한 민원 문제가 발생할 경우 공사 중 매입공법으로 설계변경을 해야하는 등 시공상 막대한 지장을 초래하는 경우가 빈번히 발생하고 있다. 이에 따라 항타공법의 적용성이 지속적으로 감소되고 있으며 대신 각종 저진동·저소음 공법으로 전환되고 있는 실정이다(박찬국 등, 1995). 국내에서 적용되고 있는 대표적인 저진동·저소음 공법은 표2.2와 같다. 이 중 강관말뚝의 수요 창출과 직결된 매입말뚝 공법을 살펴보면, 주로 적용되고 있는 공법으로서 SIP 공법, SAIP 공법, PRD 공법, SDA(DRA) 공법, 중굴공법, 압입공법 등이다. 이들 공법들은 국외로부터 도입 후 개량 혹은 보완된 것으로서 굴착방법과 말뚝 최종설치 방법에 따라서 시공성 및 지지력 특성이 다르게 나타난다. 강관말뚝은 PRD나 SDA 공법으로서 항타가 불가능한 현장에서 적용되고 있다.

매입말뚝 공법 중 선굴착 및 최종항타 공법의 경우 선굴착 후 기성말뚝을 삽입하고 최종항타 하므로 말뚝지지력은 대부분 선단지지력에 의존하며, 따라서 지지력의 크기가 최종항타에 좌우되므로 근본적으로 저공해 말뚝시공법으로서 한계가 있다. 또한 시멘트풀주입공법의 경우는 선굴착 및 최종항타 공법의 단점을 보완하고 사용되고 있으나 선단부 폐색효과의 불확실성, 시공중 공벽 안정성 문제, 주변 고정액의 배합비 결정, 시공속도 등 시공성 및 경제성 등이 문제로 지적되고 있다. 또한 직항타 공법에 비해 주변마찰력과 선단지지력 모두 지지성능을 정량화 할수 없고 보수적으로 적용할 수 밖에 없는 구조적 단점이 있다. 현재 국내에서 적용되고 있는 많은 종류의 매입말뚝 공법은 대부분 국외에서 개발된 장비와 공법, 설계법을 들여와 장비만 개량하여 적용하고 있으며, 기술적 연구 및 활용, 설계방안에 대한 연구가 부족하여 공사비 절감 및 품질 향상 차원에서는 별다른 진전이 없는 상황이다(서영화 등, 2003).

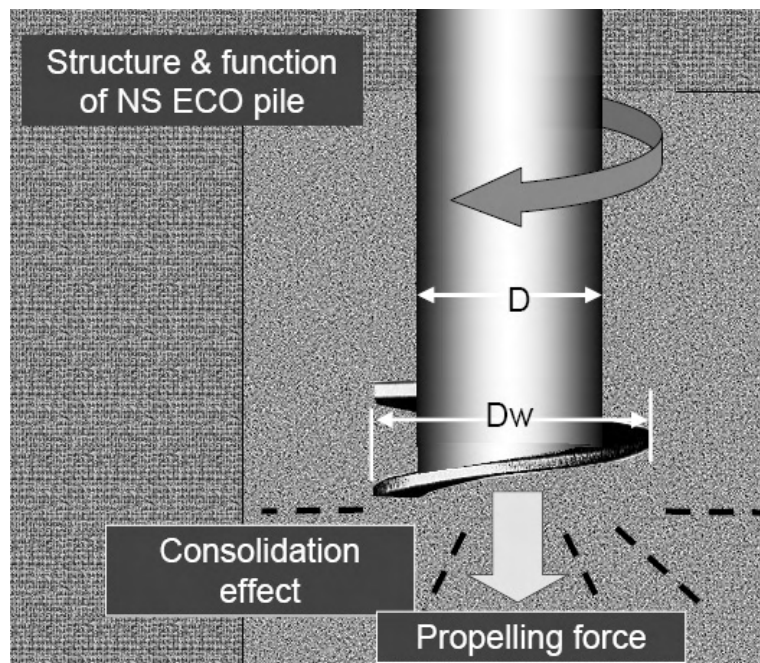
표 <2.2> 국내 저진동·저소음 말뚝 공법

분류	공법명	시공법	장 · 단점
매입말뚝	SIP공법 (침설방법)	굴착공에 시멘트 밀크를 충전한 후 말뚝을 삽입	소음 진동이 없음, 선단지지력 불량, 공벽붕괴시곤란
	SIP공법 (경타방식)	기본적으로 침설방식과 같으나 말뚝 삽입후 최종경타	상대적으로 선단지지력 큼, 약간의 소음 진동발생, 공벽붕괴시 곤란
	SDA(DRA) 공법	내부 오거와 외부 케이싱으로 동시 천공. 시멘트밀크 충전 후 말뚝삽입, 경타	공벽붕괴 방지 및 시공성 우수, 약간의 소음진동 발생
	PRD공법	내부오가 천공, 외부오가 강관말뚝을 압입하는 공법	공벽붕괴방지, 연암층까지 시공가능, 품질관리 요구
	중굴공법	중공말뚝내부 오거 또는 소형굴착기 굴착후 말뚝설치	두부손상이 없고 소음,진동영향 적음, 모래자갈층곤란
소구경 현장타설 말뚝	ACIP공법	지반 천공후 고압 그라우팅 오거 인발 후 케이징 삽입	설치속도 및 경제성이 유리함, 고도의 품질관리 요구
	Atlas공법	비배토 굴착. 일정간격 굴착날개로 지반굴착, 케이싱 인발시 굴착 궤적따라 인발	주면마찰력이 우수, 고도의 품질관리 요구
	Fundex공법	비배토 굴착공법. 강관케이싱을 이용 굴착한 후 콘크리트 타설 하면서 인발, 강관케이싱의 직경보다 큰 직경의 선단부용 마개를 사용	선단부 단면적이 크고 지지특성이 우수한 것으로 평가, 고도의 품질관리 요구
	Omega공법	선단마개와 중공부를 갖는 오거를 사용하여 굴착한 후 콘크리트를 타설하고 오거를 인발한 후 보강재(철근이나 H빔)을 삽입	굴착시 지반을 압축시켜주므로 주면 마찰력증대, 고도의 품질관리 요구

표 <2.2> 국내 저진동·저소음 말뚝 공법(계속)

분류	공법명	시공법	장 · 단점
대구경 현장타설 말뚝	RCD, All casing	굴착장비 및 공벽보호 장치(슬러리 또는 케이싱)을 이용하여 굴착한 후 철근케이징을 넣고 콘크리트 타설	대구경의 큰 하중지지능력에 유리, 품질관리요구
마이크로파일	마이크로파일	굴착후 강봉을 삽입하고 시멘트 밀크를 충전하는 공법	소규모하중 말뚝. 기존구조물 보수보강에 적용, 고가

강관말뚝 시장의 증척된 난관에 대처하기 위한 방안으로서 그동안 저진동·저소음, 친환경성, 고품질의 경제성이 우수한 시공법에 대한 개발 필요성이 수차례 제기되었으며(한국지반공학회, 1997; 최용규 등, 1999; 조천환, 2005), 시공기술, 설계기술, 소재, 부가장치 등 여러 분야에서 이에 대응한 연구 및 기술개발이 이루어지고 있다. 그 중 매입말뚝으로서 강관말뚝을 적용하기 위한 기술들이 재차 부각되고 있으며 이는 앞서 설명한 바와 같이 도심지 건축구조물 기초의 적용성을 바탕으로 강관말뚝의 수요를 대폭 증대시킬 수 있기 때문이다. 본 연구에서는 강관말뚝 시장 위축에 대한 적극적인 대처와 기회요인 분석을 통해 매입말뚝 공법 중 회전압입·중굴공법으로서 강관말뚝을 적용할 수 있는 방안을 고안하였다. 선단지지력을 증대시키기 위해서 강관말뚝 선단부 유효단면적을 증가시켜 근입깊이의 증가 없이도 충분한 지지성능이 발휘되도록 하여 공사비 절감, 공기단축 및 품질 우수성의 효과를 얻고자 하였다. 또한 기술의 경제성을 극대화하기 위해 현재 적용되고 있는 강관말뚝의 시공법을 반영하고 효율성 및 성능, 적용성 개선 방안을 강구하였다. 이를 통해 침체된 강관말뚝 산업의 새로운 시장 개척 및 수요 확보의 활로를 찾기 위한 실질적 대안 구축이 가능할 것이다. 선단확장형 강관말뚝 매입공법의 예는 다음 그림과 같다.



<그림2.2> 선단확장형 매입 강관말뚝 예

2.3 조사내용 및 방법

매입말뚝으로서 강관말뚝을 적용하기 위해서 매입말뚝 및 강관말뚝의 매입말뚝 적용 또는 선단부 보강, 확장 강관말뚝에 대한 기존 국내외 연구동향 및 특허 분석을 실시하였다. 국내 매입말뚝 설계 및 시공현황 분석 결과 매입말뚝 전체 수요량의 약 5% 수준이 강관말뚝으로 시공되고 있는 것으로 나타났고(이명환 등, 2003), 이에 대한 체계적인 연구 개발은 아직 적은 실정이다. 1990년대 중반 이후 항타말뚝의 건설공해로 인한 규제가 강화되면서 매입말뚝공법에 대한 연구가 본격적으로 시작되었으며, 항타공해 저감효과 및 항타말뚝과 매입말뚝의 지지거동 분석에 관한 연구, 강관말뚝의 선단부 보강 연구 등이 수행되었다(이명환 등, 1995; 정두환 등, 1995; 김정열 등, 1999; 허백 등, 1999; 홍원표 등, 1999), 2000년 이후 정밀 측정장비를 이용한 말뚝 거동 분석, 지반특성을 고려한 매입말뚝의 지지성능 분석, 매입말뚝 공법의 최적 설계 연구(서영화 등, 2003), PRD, SDA 공법 등 강관말뚝이 적용될 수 있는 매입공법에 대한 연구가 점점 활기있게 진행되고 있다(정두환 등, 1999; 최용규 등, 1999; 이원제, 이우진, 2001; 윤호섭 등, 2003; 홍원표 등, 2007; 홍원표 등, 2008).

선단부 확장 매입 강관말뚝과 관련된 국내특허로는 회전 압입에 의한 스크류 기성말뚝 공법과 유효단면확대용 선단슈장치를 구비한 선굴착 공법 등이 있으며, 매입 강관말뚝의 선단지지력 보강을 위한 공법으로서 선단부에 차단판을 부착한 공법, 고강도 몰탈을 충전하는 공법 등이 있다.

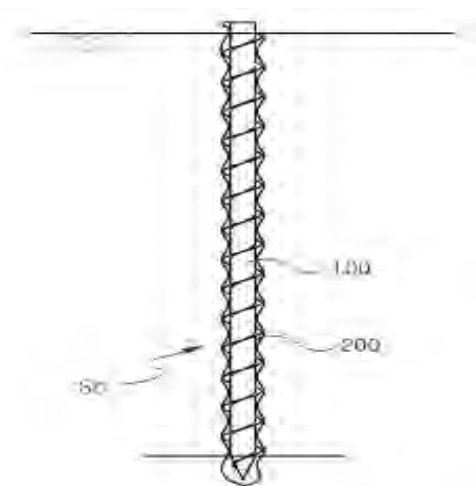


그림 <2.3> 회전 압입에 의한 스크류 기성말뚝 공법

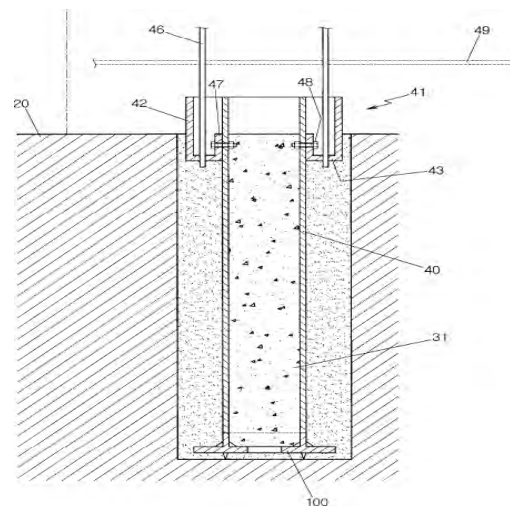


그림 <2.4> 유효단면확대용 선단슈장치를 구비한 선굴착 공법

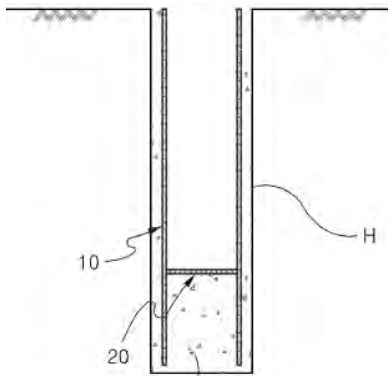


그림 <2.5> 선단부에 차단판을 부착한 공법

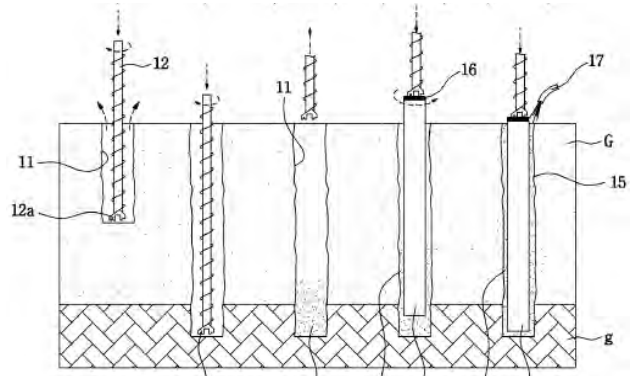
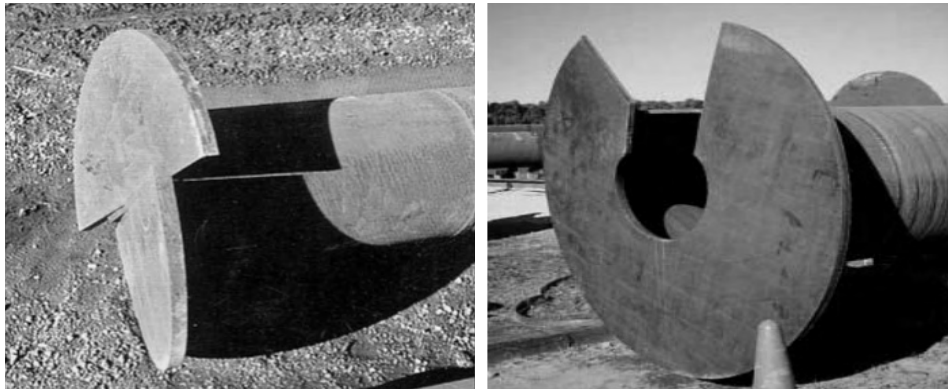


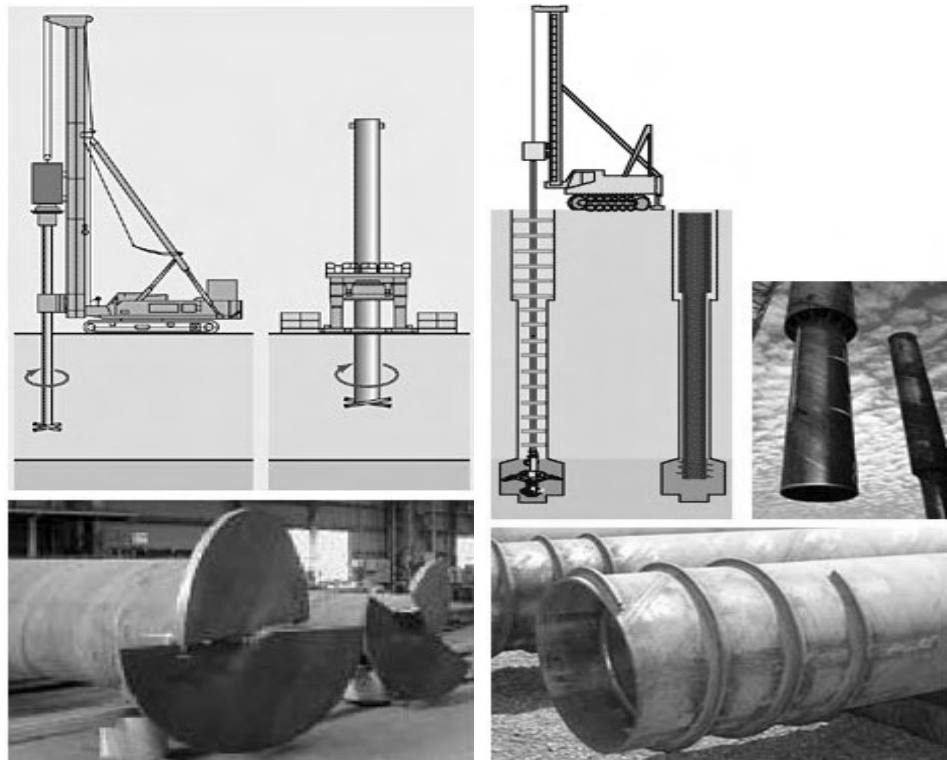
그림 <2.6> 고강도 몰탈을 충전하는 공법

국내와 달리 일본의 경우 내진 설계 및 시공의 중요성으로 인해 강관말뚝에 대한 수요가 지속적으로 유지되고 있으며 활발한 연구개발이 이루어지고 있다. 1980년대 초반부터 건설공해 대책관련 공법 연구가 시작되었고 1990년에 이미 저진동·저소음 공법이 본격적으로 적용되었다. 최근 들어서는 설계 및 시공법의 개선, 내진보강 연구, 부식 방지 및 세굴 등에 대한 연구를 바탕으로 강관말뚝 효율성을 증대시키기 위한 노력이 이어지고 있다. 도심지 재건축 및 재개발에 따른 말뚝공사가 증가하면서 강관을 이용한 매입공법의 적용이 증가하면서 회전관입형 강관말뚝에 대한 연구가 활발히 이루어졌다. 강관에 나사산 모양의 날개를 달아 회전시켜 시공할 수 있는 회전 관입형 강관말뚝은 대형 장비가 필요치 않고 소음이 적으며 공기가 1/3 수준으로 줄어드는 장점이 있어 기존 콘크리트 말뚝 수요를 대체하고 연간 60만톤 규모인 건축용 말뚝 시장을 확대시킬 것으로 기대되고 있다. 또한 JFE, Nippon Sharyo 등 강관회사에서 선단부를 확장한 여러 형태의 파일을 최근 개발하여 강관말뚝의 지지성능을 최대화하고 경제성과 시공성이 우수한 공법을 개발하였다.

미국의 경우 강관말뚝 자체에 대한 연구는 LRFD 설계 및 신뢰성 분석과 관련된 연구 이외에는 최근 감소되는 추세이며 강관에 콘크리트를 채워넣은 합성형 말뚝 또는 내진설계 관련 연구가 부각되고 있다. 강관말뚝과 관련된 특허로는 시공장비/장치와 관련된 건수가 많고 해상구조물용 강관말뚝의 개발 건수가 많은 것이 특징인 것으로 나타났다(포항산업과학연구원, 2008). 반면, 매입공법으로서의 강관말뚝 적용에 관한 연구는 상대적으로 적었다.



<그림2.7> Nippon Sharyo 의 선단확장형 강관말뚝 공법



<그림2.8 > JFE의 선단확장형 강관말뚝 공법

2.4 조사의 결과 및 기대효과

최근 급격히 위축되고 있는 강관말뚝 산업의 시장 경쟁력을 회복하고 그동안 소극적인 대응으로 콘크리트 매입말뚝에 대부분을 내어준 건축구조물 기초 산업에서의 새로운 수요창출을 위해서 본 연구에서는 강관말뚝의 매입공법 적용성에 관한 국내외 시장현황 및 연구동향을 살펴보았다. 경쟁 콘크리트 말뚝의 품질 우수성과 더불어 강재 가격의 급상승, 건설공해 규제로부터의 적용성 저감 등 국내 강관말뚝 산업은 유래없는 위기 상황을 맞고 있으며, 이에 대한 실질적인 대응책을 마련하고자 강관말뚝의 우수한 재료성능을 충

분히 발휘하고 시공성과 구조적 안정성을 동시에 만족할 수 있는 새로운 강관말뚝 공법을 고안하였다. 개발 공법은 강관말뚝의 선단부 유효 단면적을 확대하여 선단지지력을 보장하며, 저진동·저소음 시공을 위해서 회전 압입 공법을 도입하되 선단부 굴착 효율을 높이기 위해서 강관 케이싱 내부는 중굴공법을 도입하였다. 또한 풍화암 이상의 지지층에 선단부를 근입시키고 고강도 몰탈로 충전함으로써 확대된 선단부의 지지력을 충분히 확보할 수 있도록 하였다. 굴착 후 이완된 주변부는 시멘트 페이스트로 충전하여 주변마찰력 또한 증대시키도록 하였다. 이러한 강관말뚝 신공법 개발을 통해서 침체된 강관말뚝 시장의 새로운 견인차 역할이 가능할 것이며 다음과 같은 다양한 기술적, 사회·경제적 기대효과를 도모할 수 있을 것이다.

2.4.1 기술적 측면

- (a) 본 연구를 통해 다양한 현장조사 및 정밀 재하시험 자료를 분석하고 수치해석을 통한 하중지지 거동을 정량화 함으로써 그동안 기술적 사각지대에 머물렀던 매입 강관말뚝의 설계 및 시공 선진화를 이룰 수 있다.
- (b) 최적의 선단부 유효면적 확장을 통해 동일규격의 타 재료 제품 대비 최대한의 지지성능을 발휘하도록 함으로써 구조물 전체의 안정성을 확보함과 동시에 가격 경쟁력을 배가시킬 수 있다.
- (c) 그동안 구조적 우수성에도 불구하고 재료강도의 60% 수준에 머물렀던 강관말뚝 설계 지지력을 최대한 향상시켜 국외 선진국 수준의 설계기술 선진화를 이룰 수 있다.
- (d) 건설 현장에서의 필수 불가결한 요인으로 인식되고 있는 저진동·저소음 기초시공 기술의 국산화를 통해 기초구조물 고효율 시공기술을 확보할 수 있다.

2.4.2 사회·경제적 측면

- (a) 강관말뚝의 지지성능 극대화와 합리적 설계를 통해 고성능 강관말뚝의 효율 보장, 안정성 확보, 관리의 합리화를 토대로 자원의 효율화 측면에서 PHC 말뚝 대비 강관말뚝 수요를 증대시킬 수 있다.
- (b) 가격 및 환경적 규제 요인에 의해 강관말뚝 대신 PHC 말뚝으로 과다설계된 경우나 기존 강관말뚝에 대한 지지성능을 충분히 반영하지 못한 경우 본 공법을 적용하여 건설비용을 절감하고 구조물의 장수명화를 이룸으로써 경제성을 확보할 수 있다.
- (c) 연간 강관 물량 기준 165만톤으로 추정되는 고층 건축물 기초에 적용되는 PHC 말뚝에 적극 대응하여 10% 정도 본 공법을 적용한 강관말뚝 수요를 창출한다면 그 규

모든 연간 2,000억 규모(130만원/ton 가정)이며, 교량구조물에서 잠식당하고 있는 강관말뚝 물량을 10%로 가정하여도 이는 500억 이상이므로 적어도 2,500억 이상의 강관말뚝 매출을 증대시킬 수 있다.

2.4.3 기타

- (a) 국내외 건설구조물의 고층화/대형화 경향에 따라 기초구조물의 지지성능 및 장수명화에 대한 요구 수준이 엄격해지고 저비용 고효율 공법 개발이 활발히 진행되고 있다.
- (b) 본 연구를 통해 강관말뚝의 시공, 설계의 합리화·효율화·선진화는 국내 건설사 및 설계사의 해외 건설 수주에 기여하여 국가적 수익창출 효과를 얻을 수 있으며, 엄격한 건설환경 기준에 적합한 공법을 제시함으로써 무한경쟁의 글로벌 시대에 해외 건설시장을 개척하고, 국내 건설시장 개방에 있어 선진 외국업체에 대한 국제 경쟁력을 배향할 수 있는 주요 선도기술이 될 것이다.

2.5 향후 연구제안

2.5.1 연구제목

고효율 저소음 선단확장 매입 강관말뚝 공법 개발

2.5.2 연구개발 목표 및 내용

본 연구의 최종목표는 기존 항타말뚝의 시공과정 중 타격에너지에 의한 진동과 소음 문제를 완벽하게 제거하고, 말뚝의 유효선단부 확장을 통해 요구되는 말뚝의 지지성능을 극대화시킬 수 있는 고효율의 매입 강관말뚝 공법을 개발하고자 한다. 이를 위해 필요한 세부적인 연구내용은 다음과 같다.

- (a) 매입 강관말뚝의 국내외 적용 현황 및 신수요 창출 시장분석
- (b) 최적의 유효단면확대 선단장치 개발
- (c) 고효율 시공법 개발 및 현장 적용성 평가
- (d) 말뚝 재하시험을 통한 선단확장형 강관말뚝의 성능평가
- (e) 최신 정밀 지반조사 기법을 활용한 선단확장형 강관말뚝의 거동특성 정량화

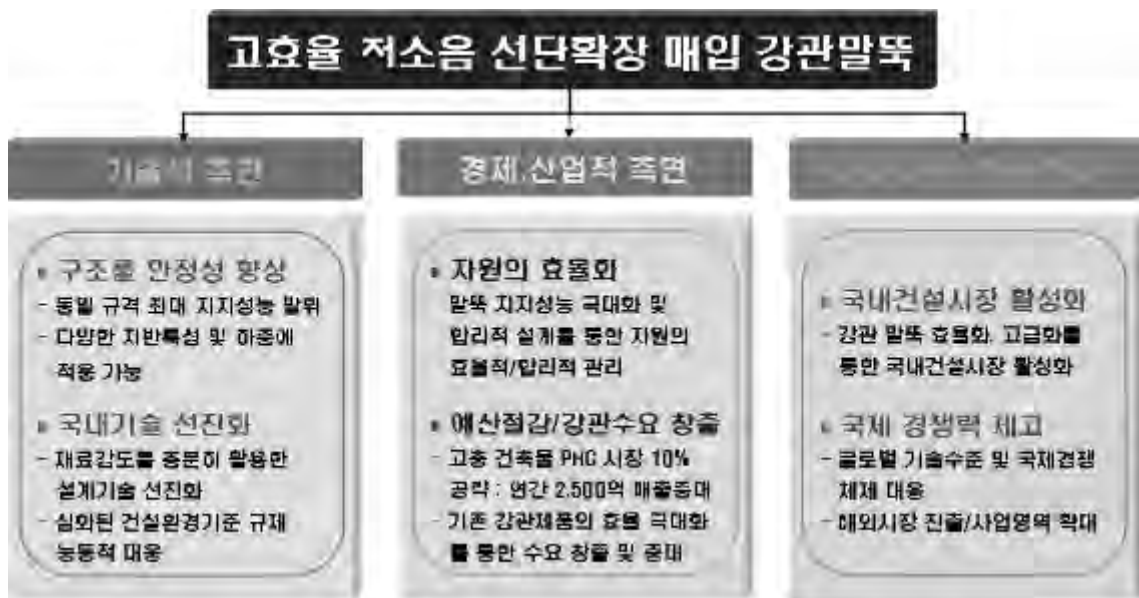
- (f) 선단확장형 강관말뚝의 해석 및 설계기법 개발
- (g) 선단확장형 강관말뚝의 검증 및 완성

2.5.3 기대효과 및 활용방안

본 연구는 ‘신개념 말뚝공법 개발’을 통해 지속적으로 사용량의 감소를 보이고 있는 강관말뚝의 기존 적용 공법이 갖고 있는 여러 가지 단점을 최소화하고 경제성과 효율을 극대화하여 콘크리트 말뚝과 현장타설말뚝에 대한 상대우위의 시장 경쟁력을 확보하고 신수요 창출을 이루고자 한다.

(a) 기술적 측면

- 가. 본 연구를 통해 다양한 현장조사 및 정밀 재하시험 자료를 분석하고 수치해석을 통한 하중지지 거동을 정량화 함으로써 그동안 기술적 사각지대에 머물렀던 매입 강관말뚝의 설계 및 시공 선진화를 이룰 수 있다.
- 나. 최적의 선단부 유효면적 확장을 통해 동일규격의 타 재료 제품 대비 최대한의 지지성능을 발휘하도록 함으로써 구조물 전체의 안정성을 확보함과 동시에 가격 경쟁력을 배가시킬 수 있다.
- 다. 그동안 구조적 우수성에도 불구하고 재료강도의 60% 수준에 머물렀던 강관말뚝 설계 지지력을 최대한 향상시켜 국외 선진국 수준의 설계기술 선진화를



<그림2.9> 고효율 저소음 선단확장 매입 강관말뚝의 기대효과

이를 수 있다.

라. 건설 현장에서의 필수 불가결한 요인으로 인식되고 있는 저진동·저소음 기초 시공 기술의 국산화를 통해 기초구조물 고효율 시공기술을 확보할 수 있다.

(b) 사회·경제적 측면

가. 강관말뚝의 지지성능 극대화와 합리적 설계를 통해 고성능 강관말뚝의 효율 보장, 안정성 확보, 관리의 합리화를 토대로 자원의 효율화 측면에서 PHC 말뚝 대비 강관말뚝 수요를 증대시킬 수 있다.

나. 가격 및 환경적 규제 요인에 의해 강관말뚝 대신 PHC 말뚝으로 과다설계된 경우나 기존 강관말뚝에 대한 지지성능을 충분히 반영하지 못한 경우 본 공법을 적용하여 예산을 절감하고 구조물의 장수명화를 이룸으로써 경제성을 확보할 수 있다.

다. 연간 강관 물량 기준 165만톤으로 추정되는 고층 건축물 기초에 적용되는 PHC 말뚝에 적극 대응하여 10% 정도 본 공법을 적용한 강관말뚝 수요를 창출한다면 그 규모는 연간 2,000억 규모(130만원/ton 가정)이며, 교량구조물에서 잠식당하고 있는 강관말뚝 물량을 10%로 가정하여도 이는 500억 이상이므로 적어도 **2,500억 이상의 강관말뚝 매출을 증대**시킬 수 있다.

(c) 기타

가. 국내외 건설구조물의 고층화/대형화 경향에 따라 기초구조물의 지지성능 및 장수명화에 대한 요구 수준이 엄격해지고 저비용 고효율 공법 개발이 활발히 진행되고 있다.

나. 본 연구를 통해 강관말뚝의 시공, 설계의 합리화·효율화·선진화는 국내 건설사 및 설계사의 해외 건설 수주에 기여하여 국가적 수익창출 효과를 얻을 수 있으며, 엄격한 건설환경 기준에 적합한 공법을 제시함으로써 무한경쟁의 글로벌 시대에 해외 건설시장을 개척하고, 국내 건설시장 개방에 있어 선진 외국업체에 대한 국제 경쟁력을 배향할 수 있는 주요 선도기술이 될 것이다.



<그림2.10> 고효율 저소음 선단확장 매입 강관말뚝의 활용방안

3. 강관과 재생플라스틱을 사용한 복합말뚝의 활용 제안

3.1 플라스틱 복합말뚝의 기술현황 및 동향

산업과 기술의 발전에 따라 해양 환경이나 기타 부식과 오염 위험이 높은 환경에서 말뚝의 사용 빈도도 점차 증가하고 있다. 그러한 환경에서 기존의 강이나 콘크리트, 목재 등 전통적인 재료를 사용한 말뚝은 심각한 기능의 손상을 입을 수 있다(그림 3.1). 플라스틱 복합말뚝은 특히 그러한 조건에서 전통적인 말뚝에 비해 상대적으로 긴 수명을 유지하며 유지비가 적게 들기 위한 목적으로 기존의 강이나 콘크리트말뚝을 보호하거나 혹은, 기존 말뚝의 대용으로 재생플라스틱(recycled plastic)이나 FRP(Fiber Reinforced Plastic) 등의 재료를 사용하여 만든 말뚝이다.

최초의 플라스틱 복합말뚝은 1987년 미국의 로스앤젤레스 항에서 목재 방충재말뚝의 대용으로 사용되었다(Heinz, 1993). 당시의 플라스틱 복합말뚝은 강관코아말뚝(steel pipe core pile)으로, 총 길이 18m로 6m 길이의 세크먼트들로 연결되었으며, 단면 형태는 12.5cm 직경의 강관 주면을 33cm 직경의 재생플라스틱이 둘러싼 형태였다.

1980년대 후반 이후 플라스틱 복합말뚝은 여러 프로젝트에서 사용되기 시작하였는데, 대부분 waterfront barrier나 fender pile, 경량구조물 지지를 위한 bearing pile로 사용되



(a) 강관말뚝

(b) 콘크리트말뚝

(c) 목재말뚝

<그림 3.1> 해상에 시공된 전통적 재료를 사용한 말뚝의 성능 저하

(Iskander and Hassan, 1998)

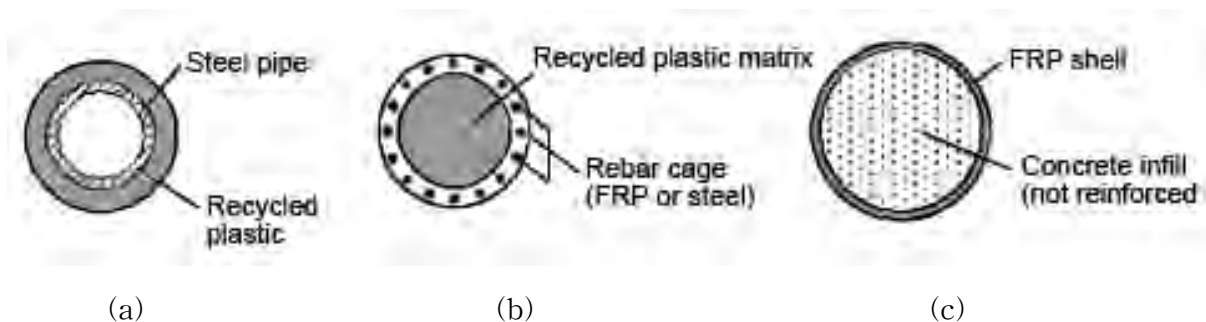
었다. 표 3.1은 1980년대 후반 이후 2000년대 초반까지 미국에서 플라스틱 복합말뚝을

적용한 대표적인 프로젝트 사례이다. 그 외의 플라스틱 복합말뚝의 사용 현황에 대해서 현재까지는 미국을 제외하곤 해외나 국내에서 보고 사례를 찾기 힘든 실정이다.

현재 사용되고 있는 플라스틱 복합말뚝은 사용재료와 형태에 따라 여러 종류가 있는데, 그 중에서도 강관코아말뚝(steel pipe core pile), 구조보강 플라스틱말뚝(structurally reinforced plastic matrix pile), 콘크리트채움 FRP말뚝(concrete-filled FRP pipe pile) 등 세 종류의 말뚝이 대표적으로 많이 사용되고 있다(그림 3.2).

<표 3.1> 플라스틱 복합말뚝을 적용한 대표적 프로젝트 사례(FHWA, 2006)

Site	Year	Application	Pile Manufacturer	Pile Type	Source
Port of Los Angeles, CA	1987	Fender piles	Plastic Pilings, Inc.	Steel pipe with thick plastic shell	Heinz (1993), Hoy (1995)
	1991-5	Fender piles	Plastic Pilings, Inc., Seaward International, Inc., Hammer's Plastic Recycling	Plastic piling with steel core	
Port of NJ, Newark, NJ	1991	Fender piles	Plastic Pilings, Inc.	Steel pipe with thick plastic shell	Hoy (1995)
Naval Station Roosevelt Roads, Puerto Rico	1991	Tinal fender piles	Plastic Pilings, Inc.	Steel pipe with thick plastic shell	Hoy (1995)
Port of Grays Harbor, Aberdeen, WA	1992-3	Fender piles	Plastic Pilings, Inc.	Steel pipe with thick plastic shell	Hoy (1995) www.plasticpilings.com
Port of Seattle, WA	1993	Fender piles	Plastic Pilings, Inc.	Steel pipe with thick plastic shell	Hoy (1995) www.plasticpilings.com
Port of Oakland, CA	1993	Fender piles	Plastic Pilings, Inc.	Steel pipe with thick plastic shell	Hoy (1995) www.plasticpilings.com
Pearl Harbor, HI	1994	Fender piles	Plastic Pilings, Inc.	Steel pipe with thick plastic shell	Hoy (1995) www.plasticpilings.com
Port of NY/NJ	1994	Fender piles	Seaward International, Inc. Creative Pulmusions, Inc.	Recycled plastic with fiberglass reinforcing Ultra high molecular weight polyethylene	Hoy (1995)
Pier Bravo, NAS North Island, San Diego, CA	1995	Fender piles	Plastic Pilings, Inc.	Recycled plastic reinforced with welded steel rebar cage	Tetra Tech EM, Inc. (1999)
Delaware Bay, DE	1996	Fender piles	Hardcore Composites	Fiberglass shell filled with concrete	Phair (1997) www.hardcorecomposite.com
Port of New Orleans, LA	1996	Fender piles	Seaward International, Inc.	Recycled plastic with fiberglass reinforcing	Eustis Engineering Co, Inc. (1996)
Pier 16—Naval Amphibious Base Coronado, San Diego, CA	1996	Fender piles	Plastic Pilings, Inc.	Recycled plastic reinforced with welded steel rebar cage	Tetra Tech EM, Inc. (1999)
US Navy EMR Facility Pier Ingleside, TX	1997	Pier piles	Lancaster Composites	FRP shell with concrete core	Stapleman (1997)
Pier 23, Norfolk, VA	1997	Fender piles	Lancaster Composites	FRP shell with concrete core	Lancaster (2000) www.lancastercomposite.com



<그림 3.2> 플라스틱 복합말뚝의 종류(FHWA, 2006)

강관코아말뚝은 그림 3.2의 (a)에서 보는 바와 같이 강관과 재생플라스틱 셀이 결합된

형태이고, 구조보강 플라스틱말뚝은 재생플라스틱으로 제작된 말뚝 내부를 FRP 봉(rod)이나 강봉 혹은 철근망으로 보강한 말뚝이며(그림 3.2(b)), 콘크리트채움 FRP말뚝(concrete-filled FRP pipe pile)은 FRP 쉘 내부를 무근콘크리트로 채운 형태이다.

3.2 조사의 목적 및 필요성

강관말뚝은 우수한 항타 관입성과 지지력, 높은 품질 신뢰성 등 많은 장점에도 불구하고 강관 가격의 증가에 따라 상대적으로 PHC말뚝과 현장타설말뚝 등에 비해 그 사용량이 감소하고 있다. 이에 본 조사의 궁극적인 목적은 공학적 성질이 우수한 강관말뚝의 활성화를 위한 방안을 마련하는 것이며, 그에 따른 세부적 목표로서 기존 강관말뚝의 단점을 보완할 수 있는 강관과 플라스틱의 복합재료를 사용한 말뚝의 적용 분야를 개발, 확대하는 방안을 제시하는데 있다.

고가라는 단점 이외에 강관말뚝의 가장 큰 단점은 부식의 위험이 크다는 점이다. 특히, 항만구조물 등 해상에 시공되는 말뚝의 경우 적용성 측면에서 타 종류의 말뚝에 비해 강관말뚝이 불리하다. 따라서, 앞에서 설명한 바와 같이, 미국에서는 1980년 후반부터 주로 항만 시설에서 방충 목적으로 부식의 저항성을 증대시키기 위해 이종재료를 결합한 복합말뚝을 사용해 오고 있으며, 그러한 이종 재료로는 강관과 재생플라스틱, 혹은 FRP와 콘크리트가 많이 사용되고 있다(FHWA, 2006).

본 연구에서는 기초자료 조사를 통해 기존의 방충재 목적으로 사용되던 강관-플라스틱 복합말뚝의 적용 범위를 확대하여 교량기초와 같이 비교적 큰 하중을 지지하기 위한 목적으로의 적용 가능성을 모색하고자 한다.

강관말뚝의 경우 횡력이 많이 작용하는 교량기초의 경우 사용이 유리하므로 특히, 해저에 시공되는 경우 강관복합말뚝을 사용할 수 있다면, 높은 횡력 지지와 함께 부식에 대한 저항성이 커 비교적 저가 재료의 타 말뚝과 비교해도 궁극적으로 유지비 감소로 인해 경쟁력이 있을 것으로 판단된다.

3.3 조사내용 및 방법

본 조사는 플라스틱 복합말뚝중 강과 플라스틱 복합재료로 이루어진 강관코아말뚝과 구조보강 플라스틱말뚝을 대상으로 하였으며, 조사 방법은 관련 내용에 대한 문헌 조사를 수행하는 것으로 하였다. 조사내용은 문헌 내용을 바탕으로 아래 기술된 순서대로 강-플라스틱 복합말뚝의 종류와 특성, 제작 방법 등으로 구분하여 간단히 정리하였다.

3.3.1 강-플라스틱 복합말뚝의 종류

플라스틱 복합말뚝 중 강과 플라스틱을 재료로 사용한 복합말뚝으로는 앞서 기술한 바와 같이 강관 코아 말뚝과 구조 보강 플라스틱 말뚝이 있다.

1) 강관코아말뚝

강관코아말뚝은 미국에서 플라스틱말뚝 중 가장 처음 제작되었던 말뚝으로서 재생 플라스틱 쉘(recycled plastic shell)이 강관을 둘러싼 형태이다. 강관코아가 하중을 지지하고 플라스틱 쉘은 강관의 부식을 막는 기능을 한다. 다시 말해, 플라스틱 쉘은 구조적 능력이 없으며 단지 강관을 보호하기 위한 역할을 한다. 따라서, 만약 해상 조건에서 물이 직접 닿는 상부에만 플라스틱 쉘이 사용된다면, 해당 말뚝의 설계 방법은 기존의 강관말뚝에 대한 설계 방법과 동일하다.

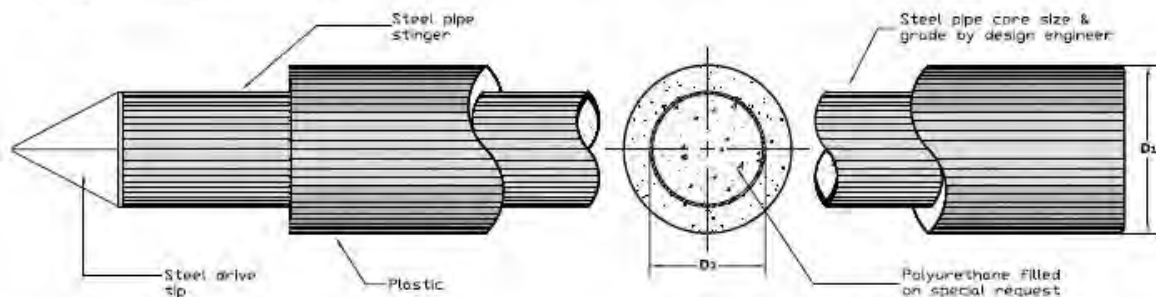
현재 이와 같은 강관코아말뚝은 미국의 PPI(Plastic Pilings Inc.)에서 유일하게 제작하고 있다. 표 3.2는 PPI가 제공하고 있는 강관/플라스틱코아 복합말뚝의 물리적 특성을 나타낸다.

PPI에 따르면, 현재 말뚝은 크기가 최대직경 36inch (91.4cm), 길이가 100feet (30m) 이상까지 제작이 가능하고, 내부 강관코아의 크기는 수요자의 요구에 맞게 조절이 가능하다. 초기에 제작되었던 말뚝은 플라스틱과 강관의 열팽창계수의 차이로 인해 강관코아와 플라스틱 쉘이 분리되는 현상이 나타났다고 한다. 그러나, 현재 제작되는 말뚝은 제작 후 최초 5년 이내에는 어떠한 수축과 팽창 균열도 발생하지 않는다고 한다.

<표3.2> 강관코아말뚝의 물리적 특성 (PPI, 2008)

Physical Properties for Composite Plastic/Steel Pipe Core Piles											
Catalog Number	Diameter		Pipe Core Wall Thickness		Stiffness (EI)		Max. Moment @ Yield (M)		Weight		Specific Gravity
	D ₁ Piling	D ₂ Core			E+09	E+13	E+06	E+08	Pounds Per Foot	Kilograms Per Meter	
	In	In	lb-in ²	(mm ²)	lb-in	(mm)					
PP104P0,237	10" 254	4.5" 102	0.237	06.02	0.21	0.06	0.11	0.13	34.91	49.55	0.93
PP104P0,337			0.337	08.56	0.28	0.08	0.15	0.17	37.46	53.79	1.05
PP104P0,438			0.438	11.13	0.34	0.10	0.18	0.21	41.46	61.75	1.16
PP104P0,531			0.531	13.50	0.38	0.11	0.21	0.23	45.00	67.02	1.27
PP104P0,674			0.674	17.12	0.44	0.13	0.24	0.27	50.02	74.56	1.41
PP136P0,280	13" 330	5.625" 132	0.280	07.11	0.82	0.21	0.30	0.34	54.23	80.77	0.91
PP136P0,432			0.432	10.97	1.17	0.34	0.43	0.48	63.83	95.07	1.07
PP136P0,562			0.562	14.27	1.44	0.41	0.52	0.59	71.66	106.76	1.20
PP136P0,719			0.719	18.26	1.71	0.49	0.62	0.71	80.60	120.05	1.35
PP136P0,864			0.864	21.95	1.92	0.55	0.70	0.79	88.42	131.70	1.49
PP138P0,322	13" 330	8.625" 203	0.322	08.18	2.10	0.60	0.59	0.67	55.21	82.24	0.96
PP138P0,500			0.500	12.70	3.07	0.88	0.86	0.97	70.05	104.34	1.20
PP138P0,719			0.719	18.26	4.08	1.17	1.14	1.29	87.35	130.11	1.49
PP138P0,875			0.875	22.23	4.70	1.25	1.31	1.49	99.08	147.58	1.69
PP1610P0,307	15" 381	10.75" 254	0.307	07.80	3.99	1.14	0.89	1.01	69.38	101.34	0.84
PP1610P0,365			0.365	09.27	4.66	1.34	1.05	1.18	75.62	112.64	0.91
PP1610P0,500			0.500	12.70	6.15	1.76	1.38	1.56	89.88	133.88	1.07
PP1610P0,844			0.844	21.44	9.41	2.70	2.11	2.39	124.41	185.31	1.45
PP1610P1,125			1.125	28.58	11.58	3.32	2.60	2.94	150.79	224.60	1.75
PP1812P0,375	17" 432	12.75" 305	0.375	09.53	8.10	2.32	1.53	1.73	96.21	139.50	0.85
PP1812P0,500			0.500	12.70	10.48	3.01	1.98	2.24	112.10	165.90	0.99
PP1812P0,688			0.688	17.50	13.79	3.96	2.61	2.95	135.22	200.12	1.20
PP2014P0,375	19" 483	14" 356	0.375	09.53	10.81	3.10	1.86	2.11	107.47	159.09	0.77
PP2014P0,500			0.500	12.70	14.02	4.02	2.42	2.73	124.96	184.94	0.90
PP2014P0,750			0.750	19.05	19.93	5.72	3.44	3.88	159.00	235.32	1.14
PP2014P1,094			1.094	27.79	26.97	7.74	4.65	5.20	203.62	305.32	1.46
PP2416P0,312	23" 584	16" 406	0.312	07.92	13.72	3.94	2.07	2.34	129.14	192.36	0.67
PP2416P0,375			0.375	09.53	16.30	4.67	2.46	2.78	139.36	207.58	0.72
PP2416P0,500			0.500	12.70	21.23	6.08	3.20	3.62	159.55	237.65	0.82
PP2416P0,656			0.656	16.64	27.04	7.75	4.08	4.61	184.29	274.50	0.95
PP2416P0,844			0.844	21.44	33.57	9.63	5.06	5.72	213.36	317.80	1.09
PP2416P1,219			1.219	30.96	45.14	12.90	6.81	7.69	269.18	400.95	1.37
PP2416P1,594			1.594	40.49	54.94	15.80	8.29	9.37	322.00	479.62	1.63
PP3628P0,375	35" 889	28" 711	0.375	09.53	90.05	25.82	7.76	8.77	207.06	308.41	0.54
PP3628P0,500			0.500	12.70	118.46	33.97	10.21	11.60	243.27	362.34	0.62

Bending moments are calculated using 36ksi steel pipe.



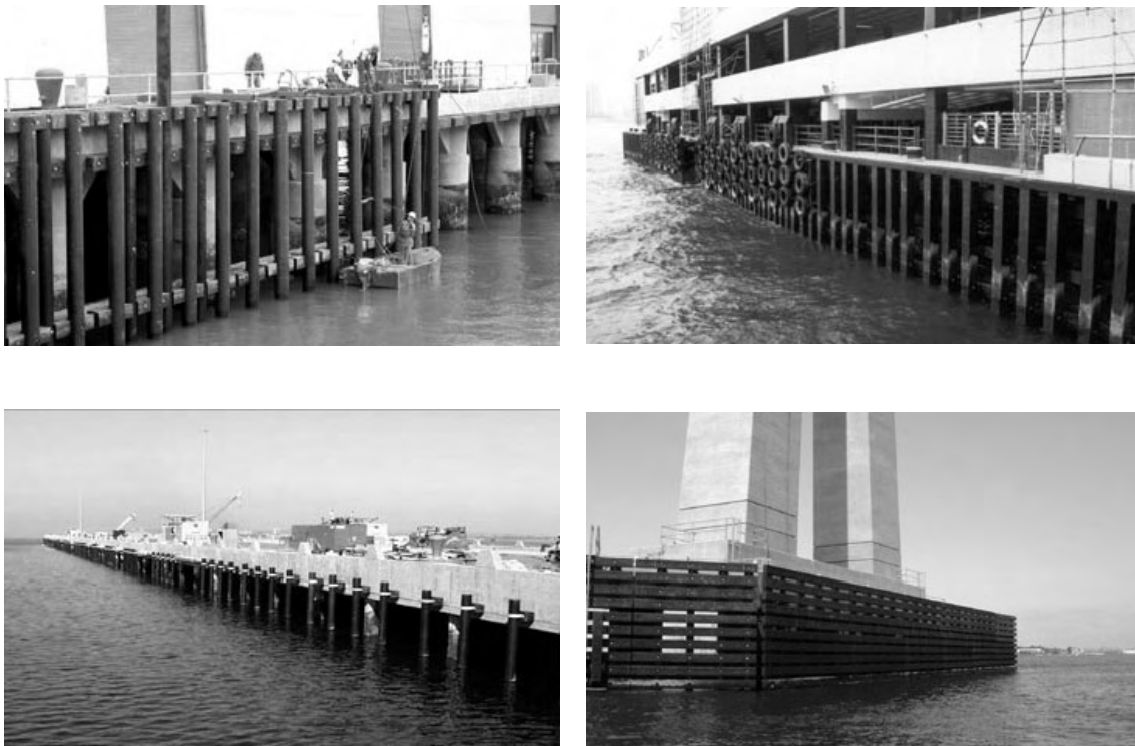
2) 구조보강 플라스틱말뚝

구조보강 플라스틱말뚝은 재생플라스틱 안에 FRP봉, 강봉 혹은, 철근망을 삽입하여 플라스틱을 구조적으로 보강한 형태의 말뚝으로, 현재 목재나 콘크리트 말뚝에 견줄 수 있을 만큼 강도 면에서 우수한 것으로 알려져 있다. 또한 콘크리트에 비해 연성

재료로서 에너지 흡수력이 커 매우 강한 충격하중에도 저항할 수 있으며, 일반적인 플라스틱 복합말뚝처럼 부식 위험이 없다(PPI, 2008). 이와 같은 장점으로 인해 현재 까지 주로 해군시설의 방충재말뚝으로 많이 사용되어 왔다(그림 3.3).

이러한 구조보강 플라스틱말뚝은 현재 미국의 Seaward International, Inc.와 PPI에서 제작하고 있다. 표 3.3은 PPI가 제공하고 있는 구조보강 플라스틱말뚝의 물리적 특성을 나타낸다.

현재 제작되고 있는 말뚝의 직경은 8~24inch(0.203m~0.610m)이고, 강이 보강재로 사용되는 경우, 보강재(steel reinforcing rods)의 직경은 0.75~1.41inch(1.91~3.58cm)이다(PPI, 2001; Seaward International, Inc., 2001). 한편, 말뚝의 길이는 말뚝 제작이 연속 압출 성형을 통해 이루어지므로 기본적으로 제한을 받지 않는다. 따라서, 기존 말뚝에서의 세그먼트 연결에 따른 문제가 발생하지 않는다.

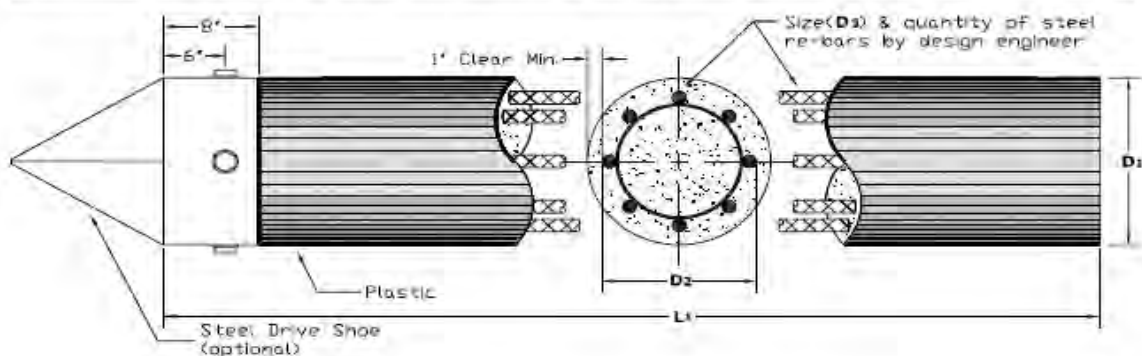


<그림 3.3> 구조보강 플라스틱말뚝의 적용 사례(PPI, 2008)

3. 강관과 재생플라스틱을 사용한 복합말뚝의 활용 제한

<표 3.3> 구조보강 플라스틱말뚝의 물리적 특성 (PPI, 2008)

Physical Properties for Composite Plastic/Steel Re-bar Core Piles											
Catalog Number	D1 Filling Diameter	D2 Cage Diameter	Quant. of Bars	D3 Bar Diam.	Stiffness (EI)		Max. Moment @ Yield (M)		Weight		Specific Gravity
	In/mm	In/mm		In/mm	E+09	E+13	E+06	E+08	Pounds Per Foot	Kilograms Per Meter	
					lb-in ²	Nmm ²	lb-in	Nmm			
PC0804,06S PC0804,08S PC0804,10S	6 203	6 152	4	0.75/19 1.00/25 1.25/32	0.18 0.29 0.42	0.05 0.06 0.08	0.22 0.35 0.50	0.25 0.40 0.52	24.16 28.15 33.43	35.99 42.00 48.81	1.16 1.33 1.56
PC1006,06S PC1006,08S PC1006,10S	10 254	8 203	6	0.75/19 1.00/25 1.25/32	0.51 0.83 1.24	0.15 0.24 0.46	0.40 0.66 0.96	0.49 0.75 1.08	36.63 42.81 50.79	54.57 63.28 75.67	1.11 1.28 1.50
PC1008,06S PC1008,10S			8	1.00/25 1.25/32	1.13 1.65	0.32 0.47	0.78 1.14	0.98 1.29	47.61 56.29	70.93 86.85	1.42 1.77
PC1308,06S PC1308,08S PC1308,10S	13.25 337	11.25 284	8	0.75/19 1.00/25 1.25/32	1.42 2.40 3.59	0.61 0.69 1.07	0.68 1.18 1.76	0.78 1.33 1.99	59.67 67.95 78.71	88.90 104.39 117.27	1.01 1.14 1.32
PC1312,08S PC1312,10S			12	1.00/25 1.25/32	3.61 5.38	1.04 1.54	1.77 2.64	2.00 2.99	77.60 93.73	115.62 135.64	1.30 1.56
PC1608,06S PC1608,08S PC1608,10S			8	0.75/19 1.00/25 1.25/32	2.01 3.43 5.15	0.58 0.96 1.48	0.84 1.43 2.15	0.95 1.62 2.43	74.97 83.30 94.03	111.70 124.31 140.10	0.95 1.05 1.18
PC1612,08S PC1612,10S	16.25 417	13.25 337	12	1.00/25 1.25/32	5.34 7.73	1.48 2.20	2.14 3.22	2.72 3.64	92.91 109.05	139.63 152.48	1.17 1.37
PC1616,08S PC1616,10S			16	1.00/25 1.25/32	6.79 10.20	1.95 2.93	2.88 4.25	3.20 4.89	102.52 124.06	152.75 184.84	1.29 1.59
PC1812,08S PC1812,10S PC1812,11S	17.25 438	15.25 387	12	1.00/25 1.25/32 1.375/35	6.95 10.50 12.50	2.00 3.04 3.59	2.52 3.80 4.52	2.85 4.29 5.11	110.35 125.50 135.92	166.42 186.99 202.58	1.08 1.24 1.33
PC1816,08S PC1816,10S PC1816,11S			16	1.00/25 1.25/32 1.375/35	9.18 13.92 16.80	2.81 4.00 4.74	3.32 5.01 5.86	3.79 5.66 6.43	119.96 141.51 154.09	176.74 210.84 229.59	1.17 1.38 1.50
PC2012,08S PC2012,10S PC2012,11S	19.25 489	17.25 438	12	1.00/25 1.25/32 1.375/35	9.04 13.70 16.30	2.59 3.93 4.68	2.89 4.38 5.23	3.27 4.95 5.71	129.92 146.08 155.51	193.56 212.68 231.70	1.02 1.15 1.22
PC2016,08S PC2016,10S PC2016,11S			16	1.00/25 1.25/32 1.375/35	11.90 18.10 21.80	3.42 5.12 6.26	3.81 5.78 6.97	4.21 6.53 7.89	139.53 161.09 173.78	207.89 240.02 259.90	1.10 1.26 1.36
PC2416,08S PC2416,10S PC2416,11S	23.25 590	21.25 546	16	1.00/25 1.25/32 1.375/35	18.70 28.50 34.10	5.17 7.41 8.88	4.86 7.33 8.86	5.39 8.28 10.00	185.08 206.56 219.24	275.76 307.77 326.66	0.99 1.11 1.17
PC2424,08S PC2424,10S PC2424,11S			24	1.00/25 1.25/32 1.375/35	28.10 49.80 51.12	8.06 12.40 14.70	7.28 11.10 13.30	8.23 12.50 15.00	204.30 236.68 255.57	308.90 352.65 380.79	1.09 1.27 1.37



3.3.2 강-플라스틱 복합말뚝의 공학적 특성

강-플라스틱 복합말뚝의 공학적 특성은 문헌에서 자세한 내용을 찾기가 매우 힘들 정도로 알려진 바가 적다. 일부 문헌에서 매우 제한된 정보만 제공하고 있으며 이를 간략히 정리하여 기술하면 다음과 같다.

1) 항타관입성

복합말뚝의 항타 효율성은 복합재료의 감쇠계수(damping coefficient)가 크고 강성이 작아, 일반적으로 강관말뚝이나 콘크리트 말뚝 등 기존 말뚝에 비해 떨어지는 것으로 알려져 있다. 강관을 코아로 한 복합말뚝의 경우 항타관입성은 증가하나, 항타 중 강관과 플라스틱이 분리된 사례가 일부 보고된 바 있다(Heinz, 1993). 항타와 관련된 또 다른 문제는 복합재료의 경우 단일재료에 비해 이방성과 불균질성이 커 국부적으로 강도가 취약해 질 수 있다는 점이다. 특히, 재생플라스틱을 사용하는 경우에 그러한 현상이 발생하기 쉽다. 따라서, 지금까지는 대부분 경량 해머를 사용하여 전 단면을 항타하는 방법을 사용해 왔다(Hassan et al., 2001).

2) 지반-말뚝 상호작용

강관코아말뚝의 경우 플라스틱과 지반 경계면의 거동 특성을 파악하는 것이 중요하다. 경계면의 거칠기, 수직응력 수준, 흙의 밀도와 입자 형상 등, 플라스틱과 지반 상이에 상대 변위가 발생하지 않도록 해야 한다(Han 1997). 또한, 복합재료의 경우 점탄성 거동으로 인해 구조물의 부등침하와 같은 문제가 유발될 수 있으므로 이에 대한 대책이 필요하다. 복합말뚝의 거동은 시간과 하중 의존적이며, 특히 creep거동 특성 파악이 중요하다(Hassan et al., 2001).

3) 구조적 특성

FRP 복합말뚝과 달리, 강-플라스틱 복합말뚝의 구조적 능력에 대해서는 문헌을 통해 자세히 보고된 바가 없다. 플라스틱 복합말뚝의 재료로 재생플라스틱이 대부분 사용되어 왔으며, 재생플라스틱의 물성은 매우 변화가 심한 것으로 알려져 있다. 따라서, 강과 재생플라스틱을 사용한 복합말뚝의 구조적 특성도 재생플라스틱의 특성에 따라 변화가 심할 것으로 판단된다.

플라스틱 복합말뚝의 강성은 기존 말뚝(강, 콘크리트 말뚝)에 비해 낮으나, 오히려 그러한 점 때문에 방충 목적(fendering application)으로는 복합말뚝이 기존 말뚝보다 적합하다. 복합재료는 기초를 통해 구조물로 전달되는 지진력을 감쇠하는 데에도 보

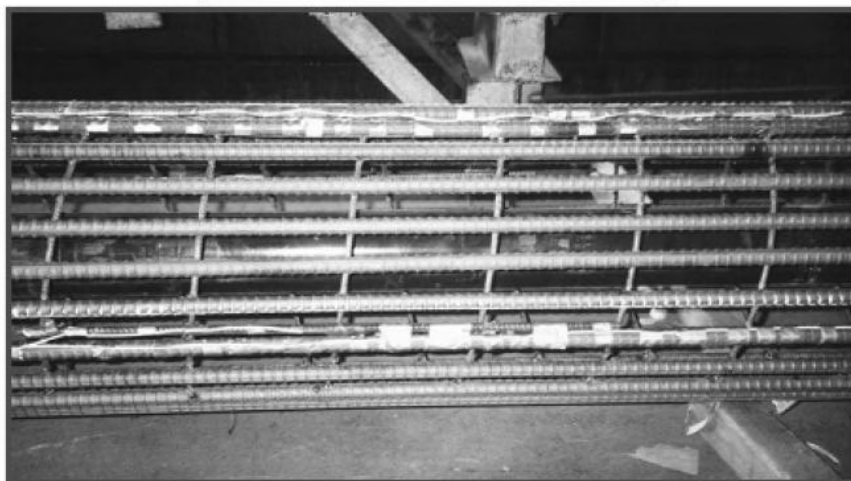
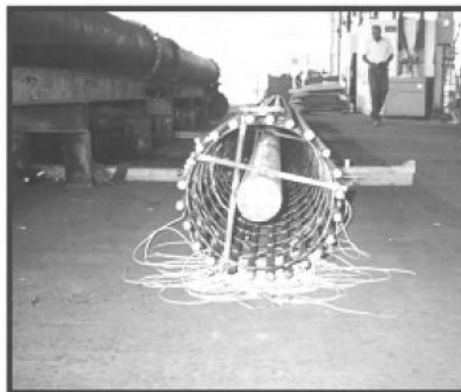
다 효과적이며 또한 piled raft에 작용하는 모멘트를 감소시킬 수 있다.

4) 내구성

플라스틱은 geosynthetic의 경우처럼 매우 오래 전부터 토목 분야에서 성공적으로 사용되어 왔다. 강이나 콘크리트 등 전통적인 말뚝 재료와 비교해 부식 환경에 대한 안정성이 매우 크다.

3.3.3 강-플라스틱 복합말뚝의 제작 방법

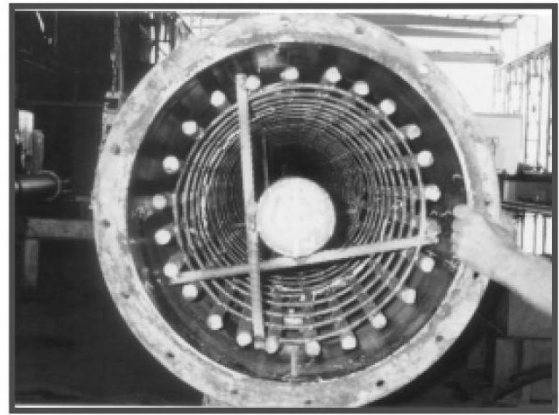
두 종류의 강-플라스틱 복합말뚝 중 구조보강 플라스틱말뚝의 제작 방법은 그림 3.4와 3.5에 나타난 바와 같다. 한편, 강관코아말뚝의 제작 방법에 관해서는 기존 문헌들에 소개되지 않은 관계로 본 조사 내용에 포함할 수 없었다.



<그림 3.4> 플라스틱 복합말뚝의 철근망(FHWA, 2006)



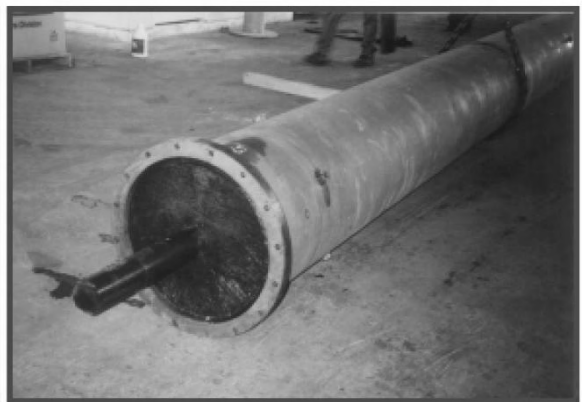
(a) 강관 몰드에 철근망 삽입



(b) 플라스틱 주입 전 강관 하단 모습



(c) 냉장 탱크 안의 몰드



(d) 몰드로부터 추출 전 플라스틱말뚝



(e) 완성된 플라스틱 복합말뚝

<그림 3.5> 플라스틱 복합말뚝의 제조과정(FHWA, 2006)

3.4 조사결과 및 기대효과

FHWA(2006)에 따르면, 주로 방충재 말뚝으로 사용되어 온 다양한 플라스틱 복합말뚝 중 교량기초와 같은 하중지지 말뚝으로서 사용을 고려할 수 있는 말뚝은 세 종류의 말뚝, ‘강관코아말뚝’과 ‘구조보강 플라스틱말뚝’, ‘콘크리트채움 FRP말뚝’을 들 수 있다. 그러나, 문헌조사 결과 현재까지 이들 말뚝이 하중지지 말뚝으로 시공된 사례는 매우 적으며, 특히 이들의 하중 지지력에 대한 문헌 기록은 매우 제한적이다. 그나마 FHWA(2006)은 ‘콘크리트채움 FRP말뚝’과 ‘구조보강 플라스틱말뚝’에 대하여 교량기초로서의 적용성을 조사하기 위하여 다양한 실내 및 현장시험을 통해 하중 지지력을 평가한 바 있다. 반면, ‘강관코아말뚝’에 대해서는 하중지지 기초로서 시공사례를 포함하여 지지력에 대한 관련 시험 및 연구 기록은 거의 전무한 편이다.

그러나, 한편으로, 이러한 말뚝을 교량기초와 같이 하중지지 말뚝으로 사용할 수 있다면, 특히나 해상 또는 해저에서 시공되는 조건과 같이 환경 요인에 따라 성능 저하 및 그에 따른 유지비 증가가 유발되는 상황에서 기존 형식에 비해 매우 우수한 대안이 될 수 있을 것이다.

결론적으로 이러한 배경을 고려할 때, 향후 강관-플라스틱 복합말뚝에 대하여 교량기초와 같은 하중지지 말뚝으로서의 적용성에 관한 연구가 필요하다 할 수 있다. 그리고, 연구 방법은 앞서 문헌조사 내용에서 기술한 바와 같이 기존 형식에 비해 복합재료를 사용한 경우 시공이나 공학적 측면에서 성능이 저하되는 요인을 개선하여 적용성을 증대시키기 위한 기술을 개발하는 방향으로 진행되어야 할 것이다.

3.5 향후 연구제안

본 조사를 통해 향후 제안될 연구는 강관과 플라스틱을 재료로 사용한 복합말뚝의 교량기초 적용성에 관한 것으로, 강관 활용 증대라는 기본 목적 이외에도 강관과 함께 사용하는 플라스틱 재료로 재생플라스틱을 사용함으로써 말뚝 제작비 절감과 동시에 폐기되는 플라스틱의 재활용을 통한 친환경성 증대를 목적으로 한다.

연구제목을 포함한 중요 세부 연구항목은 아래와 같이 구성될 것이다.

3.5.1 연구제목

강관-재생플라스틱 복합말뚝의 교량기초 적용성 연구

3.5.2 중요 세부 연구항목

- (a) 실내시험을 통한 조사
 - 가. 직접전단시험을 통한 복합말뚝과 지반 경계면 거동 특성 조사
 - 나. 복합말뚝의 내구성 시험
 - 다. 재료의 장기 거동 특성 조사
- (b) 현장시험을 통한 조사
 - 가. 강관-재생플라스틱 복합말뚝 제작
 - 나. 항타관입성 시험
 - 복합말뚝 항타에 적합한 항타방법 및 장비 개발
 - 다. 정·동재하 시험을 통한 복합말뚝의 지지력 평가
- (c) 기존 강관말뚝과의 성능 비교 평가
- (d) 비용 분석

4. 강관말뚝을 이용한 합성형 현장타설말뚝

개발 및 시공법 정립

4.1 서 론

과거에는 건축구조물에도 강관말뚝이 사용되는 등 강관말뚝이 널리 사용되었으나 지금은 콘크리트 말뚝의 품질이 향상되고 강관말뚝과 콘크리트 말뚝의 가격차가 커짐에 따라 콘크리트 말뚝이 강관말뚝을 점차 대체하고 있는 실정이다.

이에 본 연구는 강관말뚝의 우수한 특성을 살려 강관말뚝의 수요를 창출하는 방안을 찾고자 한다.

본 연구에서는 강관말뚝의 새로운 수요를 창출하기 위한 방안으로 현재 현장타설 콘크리트 말뚝의 보강재로 사용하고 있는 철근망을 강관말뚝으로 대체하는 방안에 대해 검토하고자 한다.

유럽 선진국의 경우 현장타설 말뚝의 전체 말뚝의 거의 90% 이상을 차지하고 있다. 특히, 프랑스의 경우 전체 말뚝의 98.8%가 현장타설 말뚝으로 시공되고 있는 실정이다 (표 4.1 참조).

<표 4.1> 유럽 각국의 말뚝시공 실적 집계(Van Impe, 1991)

A:시장점유율 B:총시공물량			말뚝공법별 시장점유율 및 총시공물량															
			이태리		독일		네덜란드		영국		프랑스		벨기에		오스트리아		스위스	
			A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
			%	km	%	km	%	km	%	km	%	km	%	km	%	km	%	km
			15000km	1500km	1500km	1200km	10000km	6000km	1000km	2000km	2000km	2000km	2000km	2000km	2000km	2000km	2000km	2000km
무배도형	항타	영구 케이싱사용 현장타설	12	1,820	15	2,250	8	960	7	700	27	1,650	32	320	6	120	5	25
		기성말뚝	1	150	5	750	-	-	4	400	1	50	2	20	3	60	-	-
		콘크리트	5	750	10	1,150	44	5,280	11	1,120	0.2	12	10	120	5	100	14	75
		나무말뚝	0	-	0	-	15	1,820	0	-	0	-	0	-	1	20	4	20
	압입	기성말뚝	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	10	1	10	1	5
배도형	굴착	현장타설	-	-	9	1,350	8	960	6	620	6	240	30	300	2	40	2	10
		D650mm이상 대구경말뚝	41	6,150	28	4,200	(0.1)	10	30	3,000	40	2,420	2	20	53	1,600	59	295
	현장타설	대구경 말뚝 영구케이싱	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	10	-	5	1	5
		소구경 cfa말뚝	15	2,250	15	2,250	23	2,750	40	4,000	20	1,220	15	150	10	200	4	20
		체트 그라우팅등	10	1,500	12	1,800	-	-	-	-	2	120	7	120	10	200	6	30
		고압분사주입마이크로말뚝	16	2,400	6	900	2	220	2	200	4	240	2	20	10	200	3	15
	배도형																	

우리나라도 소음과 진동 문제 때문에 점차 항타말뚝의 사라지고 있고 매입말뚝이나 현장타설 말뚝이 점차 적용비중이 증가하고 있다. 과거에 아파트는 저소음·저진동 공법으로 매입말뚝이 주종을 이루었으나 최근에는 고층 주상복합빌딩을 중심으로 현장타설 말뚝이 많이 적용되고 있다.

과거에는 적용되지 않았던 아파트에도 현장타설 말뚝의 적용이 증가추세에 있다.

현재 현장타설 말뚝의 경우 대부분 철근망으로 보강하고 있다. 말뚝에 작용하는 연직하중은 콘크리트가 저항하며 횡방향력에 의한 모멘트와 인장하중, 전단하중 등에는 콘크리트가 취약한 특성이 있기 때문에 철근망으로 보강하고 있다. 특히 내진설계 때문에 보강 철근량이 증가하였다.

철근망은 콘크리트 대비 규정 철근으로 현장에서 망을 제작하여야 하며 철근가격 외에 이차 가공비가 많이 소요되므로 이를 강관으로 대체하면 재료비에서 원가절감이 이루어질 것으로 판단된다. 경제적 이익 외에도 스팟 용접으로 시공된 철근망 보다 강관의 품질이 훨씬 우수하고 현장에서 다루기도 쉬워서 말뚝의 품질 및 시공성이 증대될 것으로 판단된다.

이에 현장타설 말뚝의 보강 철근망 대용으로 우수한 성능을 가진 강관의 적용성을 검토하고자 한다. 적용성 검토에서는 강관과 철근망으로 보강된 현장타설 말뚝의 경제성과 지지력 특성을 비교하고자 한다.

4.2 보강설계

콘크리트는 매우 효율적인 압축재료이기 때문에 말뚝에 휨이나 인장이 작용하지 않고 압축하중만 작용하면 별도의 보강이 필요 없으며 말뚝 본체의 강도를 높이기 위해서는 콘크리트 강도만 높이면 된다. 하지만 말뚝에 수평하중이 작용하여 휨이 발생하거나 말뚝의 장경비가 길어져 편하중에 의해 말뚝에 인장응력이 발생하게 될 경우 등에 대비하기 위하여 말뚝에 보강을 하게 된다.

여기서는 가장 보편적인 철근망으로 보강할 경우의 설계법에 대하여 각종 기준을 중심으로 기술하였다.

4.2.1 철근보강

1) 연직철근의 배근

현장타설 말뚝의 길이가 최소 직경의 20배를 넘을 때에는 말뚝 단면적의 0.4% 이상에 해당하도록 주철근을 최소 6개 이상 길이 방향으로 배근하여야 한다. 표

4.2는 현장타설 말뚝의 일반적인 최대, 최소 철근량을 나타내고 있다.

보통 말뚝에는 말뚝두부에서 최대 철근량이 되면 말뚝 선단부로 최소 철근량이 되기 때문에 배근을 결정하는 경우는 계산치와 함께 이것들의 값을 기본으로 가공시의 상황을 고려하여 적절한 배근을 정할 필요가 있다.

유럽에서는 직경 400mm 정도의 소구경 현장타설 말뚝의 시공이 활발한데 표 4.3은 유럽 소구경 현장타설 말뚝의 직경별 연직철근의 설계 예를 나타낸 것이다.

2) 띠철근

띠철근은 이형철근을 사용하는 것으로 하고 그 직경은 13mm 이상, 중심 간격은 50cm 이하로 해야 한다. 단 푸팅 저면에서 말뚝지름 2배의 범위 내에서는 띠철근의 중심간격을 15cm 이하 또는 철근량은 측단면적의 0.2% 이상으로 한다.

측단면적이란 말뚝의 단위길이에 말뚝직경을 곱한 면적을 가리키며 1개의 띠철근에 대해서 2개의 단면적이 유효하다. 따라서 측단면적의 0.2% 이상의 철근량을 만족하기 위해서 필요한 띠철근의 단면적은 식 1에서 구한다.

<표 4.2> 최대·최소 철근량, ()안은 일본 국철기초표준 기준

항 목	최 대	최 소
철근량	6% (6%)	0.4% (0.2%)
직경	(32mm)	22mm (19mm)
순간격	(400mm)	철근지름의 2배, 또는 조골재 최대치수의 2배 이상
갯수		6개

<표 4.3> 유럽 소구경 현장타설 말뚝의 연직철근 설계 예

구 분	말뚝직경 310, 360mm	말뚝직경 410, 460mm	
철 근 수(개)	4	5	4
철근직경(mm)	14	14	16
철 근 길 이	주위 지반의 수평응력에 따라 최소 3.5m에서 말뚝 전체길이까지 보강		

$$A_s \geq 0.001D \times a \quad (\text{식 4.1})$$

여기서, A_s : 띠철근의 단면적(cm^2)

D : 말뚝의 직경(cm)

a : 띠철근의 간격(cm)

3) 철근 피복두께

건설교통부가 제정한 콘크리트구조설계기준(2003)에서는 현장치기 콘크리트의 경우 흙에 접하여 콘크리트를 친 후 영구히 흙에 묻혀 있는 콘크리트의 경우 피복두께를 80mm로 하고 있다.

일본의 도로교시방서에서는 현장타설 말뚝의 피복두께를 표 4.4와 같이 제시하고 있다.

이 값은 다른 구조물에 비하여 큰 피복을 취하고 있으나 굴착공벽의 요철, 수중에서 타설된 콘크리트 주면의 품질열화 등을 고려하여 결정된 것이며, 지중에 현장타설로 만들어진 말뚝 특유의 문제이기도 하다.

또한 이 피복을 정확히 취하기 위한 배근상의 배려도 설계가정을 바르게 구조물에 반영하기 위해서는 필요한 일이다.

4) 철근의 이음

철근의 이음은 겹이음이 원칙이고 그 길이는 철근지름의 40배를 표준으로 한다. 이것을 철근지름별로 표시하면 표 4.5와 같다. 이것을 말뚝철근을 푸팅에 정착시키는 경우의 정착길이 35배와 혼동하지 않도록 주의해야 한다.

<표 4.4> 철근의 피복

공법	피복두께
올케이싱공법 리버스공법 어스드릴공법	15cm
심초공법	<ul style="list-style-type: none"> • 흙막이 채되메우기의 경우 10cm • 흙막이 채철거의 경우 25cm

<표 4.5> 철근의 이름

철근 치수	겹침 길이(mm)
D13	520
D16	640
D19	760
D22	880
D25	1,000
D29	1,160
D32	1,280
D35	1,400
D38	1,520
D41	1,640

5) 스페이서

주철근의 피복을 정규위치로 정확히 배치하는데는 굴착공벽과 주철근 사이에 스페이서가 필요하다. 스페이서는 철근망을 세우는데 있어서 굴착벽면과 직접 접촉하기 때문에 어느 정도의 강도가 있어서 세우기 쉬운 것이 요구된다.

4.3 경제성 분석

본 경제성 분석에서는 현장타설 말뚝의 보강재를 철근망과 강관으로 설계할 경우의 경제성을 비교분석하였다.

4.3.1 비교 조건

비교 대상은 직경 1,000mm의 현장타설 말뚝이며 사용되는 콘크리트의 강도는 300kgf/cm²이고, 보강재는 철근망, 강관을 삽입하는 것으로 하였다.

4.3.2 현장타설 말뚝 재료비 분석

강관 및 철근망으로 보강한 현장타설 말뚝의 재료비를 표 4.6에 나타내었다. 비교에 서는 철근망과 강관의 철근비를 1%이고 말뚝직경은 1,000mm, 말뚝길이는 10m로 동일 하다.

<표 4.6> 현장타설 말뚝의 재료비

항목	재료비
콘크리트 재료비	<ul style="list-style-type: none"> • m³당 콘크리트 가격 : 60,000원/m³ • 10m 시공시 체적 : 7.85m³ × 1.2(그라우트팩트)=9.42m³ • 콘크리트 재료비 : 565,200원
콘크리트 타설비	<ul style="list-style-type: none"> • m당 타설비 : 1,760원 • 타설비 소계 : 1,760원/m×10m = 17,600원
보강재	<ul style="list-style-type: none"> • 철근망 = 903,462원(철근비 1%, 표 3.2 참조) • 강관말뚝 = 758,000원(철근비 1%, 표 3.2 참조)
전체 재료비	<ul style="list-style-type: none"> • 582,800원(콘크리트) + 903,462원(철근망) = 1,486,262원 • 582,800원(콘크리트) + 758,000원(강관) = 1,340,800원

직경 1,000mm, 길이 10m인 현장타설 말뚝의 재료비는 철근망 보강의 경우는 1,486,262원이고 강관 보강인 경우는 1,340,800원으로 강관으로 보강한 현장타설 말뚝의 재료비가 약 11% 더 싼 것으로 나타났다. 보강재로 사용하는 이형철근이 강관에 비하여 30% 싸지만 철근망은 동일 철근비에 띠철근이 추가되고 또한 현장에서 망으로 제작하는 2차 가공비가 들어가기 때문인 것으로 판단된다.

4.3.3 철근망과 강관말뚝의 보강비별 현장타설 말뚝 재료비

현장타설 말뚝을 보강하는 방안에 철근망과 강관말뚝에 대해서 철근비별 재료비를 검토하였다.

1) 비교조건

- 말뚝직경 : 1,000mm
- 말뚝길이 : 10m
- 주철근 지름 : 25mm
- 띠철근 지름 : 16mm, 30cm 간격
- 철근비 : 0.7%, 1.0%, 1.5%, 2.5%, 3%

2) 재료비 비교

표 4.7에 동일 철근비에 대하여 철근망으로 현장타설 말뚝을 보강하는 경우와 강관으로 보강하는 경우의 비용을 산정하였다. 이때 철근값과 강관값은 물가정보를 참조하였다.

직경 1m, 길이 10m인 현장타설 말뚝에 소요되는 보강재료비를 비교한 결과 강관

으로 보강한 경우가 철근망으로 보강한 경우에 비하여 8~27% 저렴한 것으로 분석되었으며 통상적으로 사용하는 철근비에서 강관이 더 경제성이 좋은 것으로 나타났다.

강관은 재료비가 싼 것 외에 공장에서 제작되어 제품화되어 오기 때문에 품질이 철근망에 비해 좋을뿐더러 철근망과 같이 현장제작에 필요한 작업장소, 작업시간이 필요없고 보관, 운반이 용이한 장점 등이 있다.

아직 국내에서는 강관으로 보강하는 것이 익숙하지 않지만 강관보강에 대한 설계 지침 등이 마련되면 경제성 및 시공성이 우수한 강관으로 보강한 합성형 현장타설 말뚝이 널리 사용될 것으로 판단된다.

4.4 철근망 및 강관말뚝 보강 현장타설 지지성능 시험

철근망으로 보강한 현장타설 말뚝과 강관말뚝으로 보강한 현장타설 말뚝의 연직지력 및 수평지지력 성능을 비교하기 위하여 현장에 실제 크기로 현장타설 말뚝을 시공하고 연직 및 수평재하시험을 실시정재하 및 동재하시험을 실시한 하였다. 본 내용은 대한주택공사와 (주)지원이앤씨에서 수행한 “중구경 현장타설 말뚝공법의 설계 및 시공방안에 관한 연구” 보고서의 내용을 참조하여 작성하였다.

<표 4.7> 철근비별 철근망과 강관말뚝의 가격(단위: 원)

철근비 (%)	철근망가격					강관말뚝 가격
	철근값	인건비	기타자재비	경비	총가격	
0.7	524,350	81,609	58,853	7,847	672,659	530,600
1.0	692,500	116,584	84,075	11,210	903,462	758,000
1.5	972,750	174,876	126,113	16,815	1,290,554	1,137,000
2.5	1,533,250	291,460	210,188	28,025	2,062,923	1,895,000
3.0	1,813,500	349,752	252,225	33,630	2,449,107	2,274,000

4.4.1 시험말뚝의 시공

정재하시험 등을 실시할 말뚝 3본과 동재하시험용 말뚝 2본을 시공하였다(표 4.8 참조).

말뚝은 오거날의 직경은 550mm, 케이싱 직경 600mm를 사용하여 말뚝의 직경은 600mm가 되도록 하였으며 천공은 14.84m ~ 15.8m 굴착하였다. 말뚝의 보강을 위하여 YST1, YST3 및 YDT1 말뚝은 철근망 보강을 하였고 YST2 및 YDT2 말뚝은 콘크리트의 타설이 용이하도록 구멍을 타공한 강관튜브를 사용하였다. 시공된 상황 및 주변지반의 현황은 그림 4.1과 같으며 말뚝의 선단은 풍화암(N값 = 50/13)에 시공하였다.

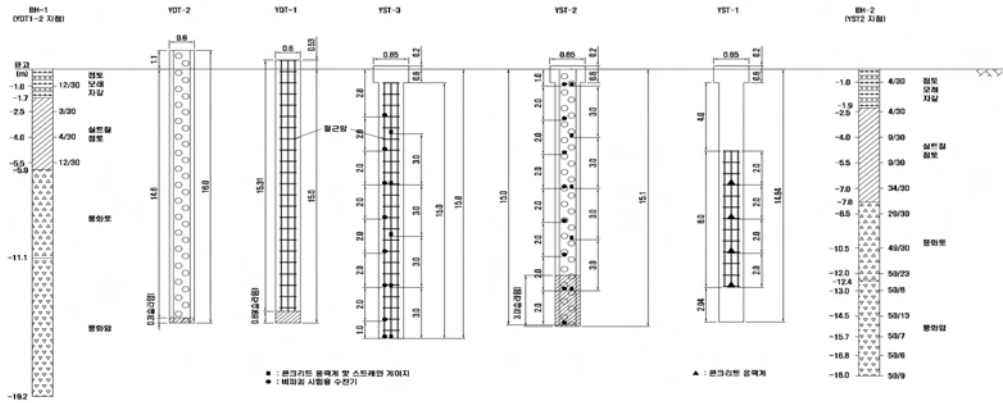
3본의 정재하시험 말뚝과 2본의 동재하시험 말뚝을 시공하고 재하시험을 실시하기 위해서는 말뚝을 가로방향으로 배치하였다. 시험시공 지점에는 반력말뚝으로 사용할 말뚝이 시공되지 않고 또한 정재하시험 시에 말뚝에 최대 500tonf의 하중을 재하하기 위하여 앵커를 시공하였다.

YST1 ~ YST3번의 말뚝은 정재하시험용 말뚝이며 YDT1과 YDT2 말뚝은 동재하시험용 말뚝이다. 이중 YST2와 YDT2가 강관으로 보강된 현장타설 말뚝이며 YST1, YST3 및 YDT1 말뚝이 철근망으로 보강된 말뚝이다.

<표 4.8> 현장 시험시공 개요

구 분	본수	말뚝제원	비 고
정재하시험, 수평재하시험	3	• 직경 : 600mm(케이싱 사용) • 길이 : 15m • 콘크리트 강도 : 400kgf/cm ² • 슬럼프 : 15cm • 골재크기 : 25mm	• 말뚝번호 : YST1 ~ YST3
동재하시험용 말뚝	2		• 말뚝번호 : YDT1 ~ YDT2

4. 강관말뚝을 이용한 합성형 현장타설말뚝 개발 및 시공법 정립



<그림 4.1> 현장타설 콘크리트 말뚝 시공현황 및 지반현황도

<표 4.9> B현장 주요시험항목

시험항목	시험말뚝	횟수	목적
정재하시험	YST1 ~ YST3	각 1회	연직지지력 파악
하중전이시험	YST1 ~ YST3	각 1회	주면과 선단의 하중지지 메카니즘
동재하시험	YDT1, YDT2	각 1회	연직지지력(주면과 선단 분리측정)
수평재하시험	YST1 ~ YST3	각 1회	수평지지력 파악
비파괴건전도시험	YST2, YST3	각 1회	지중에 시공된 말뚝의 품질
지반조사	YST1, YDT1	2회	지층의 분포, 표준관입시험(N값)
실내토질시험	YST1, YDT1	8회	상부퇴적층(1개소 2회) 및 하부풍화토층(3개소 2회)에 대한 토질의 물성시험과 직접전단시험

1) 주요 측정 항목

말뚝의 연직방향의 하중지지 성능뿐 아니라 수평방향의 하중지지 성능을 파악하기 위하여 수평재하시험도 실시하였다. 주요시험항목은 표 4.9와 같다.

2) 현장타설 콘크리트 말뚝의 시공

(a) 시공장비

- 파일드라이버 : SIP 시공용 더블오거 장비 사용(케이싱+속파기용 오거)
- 케이싱 직경 : 600mm
- 콘크리트 타설펌프 : 개개 말뚝에 레미콘 차량의 진입이 어렵고 타설튜브를 이용한 선단부 부터의 콘크리트 타설을 위하여 콘크리트 타설 펌프 필요. 타설하는 천

공홀과 철근망의 직경을 고려하여 타설관의 직경은 4inch로 할 것.

- 포크레인($0.2m^2$) : 오거 굴착 시 배토된 흙의 처리 시 필요.

(b) 사용재료

- 콘크리트(콘크리트 배합 및 강도시험결과는 부록 4 참조)

- 강도 : $400kgf/cm^2$
- 최대골재크기 : 25mm
- 슬럼프 : 15cm
- 타설량 : $24.0m^3$

: 정재하시험말뚝(시험을 위해 상부 20cm 두부 성형) 타설량

$$(0.55m)^2 \times 3.14 / 4 \times 15.2m \times 3\text{본} = 10.83m^3$$

: 동재하시험말뚝(시험을 위해 상부 1m 두부 성형) 타설량

$$(0.55m)^2 \times 3.14 / 4 \times 16.0m \times 2\text{본} = 7.60m^3$$

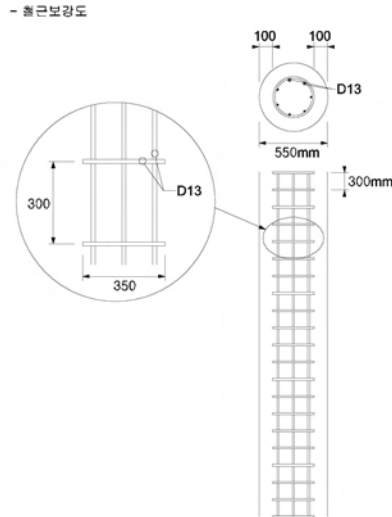
$$\text{: 총 타설량} = (10.83m^3 + 7.60m^3) \times \text{그라우트팩터}(=1.3) = 24.0m^3$$

- 말뚝보강용 철근망

- 철근비 : 0.007
- 말뚝단면적 : $(55cm)^2 \times 3.14 / 4 = 2,376cm^2$
- 철근 단면적 : $0.007 \times 2,396cm^2 = 16.772cm^2$
- 주철근 직경 및 개수 : D16mm, 8개 : 철근량 = $16.08cm^2$
- 피복두께 : 10cm
- 띠철근 : D13mm 30cm 간격(후프)
- 길이 : 15m 2개(정재하시험용), 16m 1개(동재하시험용)

- 말뚝보강용 강관말뚝

- 철근비 : 0.007
- 강관직경 : 350mm, 두께 : 2mm
- 말뚝단면적 : $(55cm)^2 \times 3.14 / 4 = 2,376cm^2$
- 소요강관 단면적 : $0.007 \times 2,396cm^2 = 16.772cm^2$
- 강관단면적 : $17.0cm^2$
- 피복두께 : 10cm
- 소요개수 : 15m 1개, 16m 1개



<그림 4.2> 철근망 상세도

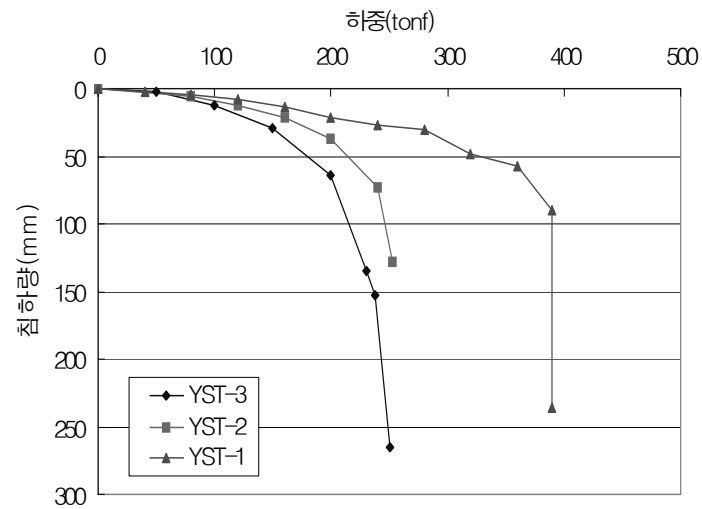
4.4.2 말뚝 지지성능 시험결과

1) 연직압축 지지성능 시험결과

(a) 정재하시험결과

현장에서 실시한 압축정재하시험결과는 그림 4.3과 같다. 현장에 시공된 말뚝들(YST1 ~ YST3)은 직경 600mm, 길이가 15.1 ~ 15.8m로 N치가 50 이상의 풍화암에 시공하였다. 선단부에 슬라임은 강관으로 보강된 YST2 말뚝이 3m 정도 있는 것으로 나머지는 거의 없는 것으로 나타났다. 하지만 시공과정에서 YST1 ~ YST2 말뚝은 지하수가 천공홀 내로 급속하게 차올라 왔으며 콘크리트를 타설할 때 지하수가 레미콘의 시멘트와 같이 배출되었기 때문에 선단부에 상당한 재료분리 현상이 발생한 것으로 추정되었다. 반면에 철근망으로 보강된 YST3말뚝은 시공 후에 지하수가 거의 없는 상태로 레미콘도 매우 양호하게 타설되었다.

그림 4.3의 하중-침하 그래프를 보면 선단부에 재료분리가 발생한 YST1 및 YST2 말뚝은 각각 250tonf와 253tonf에서 완전한 극한상태를 나타내었다. 시공상태가 양호한 YST3 말뚝은 매우 양호한 하중-침하 거동을 보이다가 360tonf에서 항복하중을 보이다가 390tonf에서 극한하중을 나타내었는데 이는 지반파괴라기 보다는 재료파괴로 판단되었다.



<그림 4.3> B현장 연직압축하중-침하 곡선

철근망으로 보강된 YST3말뚝의 극한지지력은 390tonf로 강관과 다른 철근망으로 보강된 YST2 및 YST1 말뚝 보다 지지력이 크게 나왔다. 이는 YST3 말뚝이 재료분리가 없이 시공상태가 좋았기 때문이다. 시공상태가 비슷한 YST2(강관보강)과 YST1(철근보강) 말뚝은 극한지지력이 각각 253tonf와 251tonf로 비슷하였다.

(2) 동재하시험결과

현장에 시공된 동재하용 말뚝에 대한 시험결과는 표 4.10과 CAPWAP 분석에 의한 지지력은 표 4.11과 같다. YDT1이 철근망으로 보강된 현장타설 말뚝이며 YDT2가 강관말뚝으로 보강된 현장타설 말뚝이다.

4. 강관말뚝을 이용한 합성형 현장타설말뚝 개발 및 시공법 정립

<표 4.10> 시험결과 정리

측 정 항 목		단 위	YDT1	YDT2
1. 사용해머		tf	2.5	2.5
2. 낙하고		m	2.5	2.5
3. 향타에너지	EMX(측정 PDA)	tf-m	3.41	3.69
	ER(정격 WH)	tf-m	6.25	6.25
4. 햄머효율 ETR (EMX/ER)		%	54.6	59.0
5. 압축응력 (기준:센서)	두부응력 CSX	kgf/cm ²	222	213
	선단응력 CSI	kgf/cm ²	165	72
	인장응력 TSX	kgf/cm ²	4	28
6. 말뚝의 관입깊이		m	15	15

동재하시험에 의하여 현장타설 말뚝의 지지력을 정확하게 분석하기 위해서는 말뚝이 재료파괴가 나지 않는 한도 내에서 최대한의 향타에너지를 가해야 한다. 그렇지 않으며 과소한 지지력이 분석될 가능성이 높다. 특히 본 중구경 현장타설 말뚝의 시공장비에는 드롭해머가 달려 있는데 유압향타기에 비하여 향타효율이 작다. 본 시험에서도 향타효율을 나타내는 ETR 값이 54.6 ~ 59.0%를 나타내고 있어 유압향타기의 80% 정도에 못 미치고 있다. 말뚝에 발생된 압축응력은 말뚝 두부에서는 213 ~ 222kg/cm²를 말뚝 선단에서는 72 ~ 165kg/cm²를 나타내었다. 말뚝의 시공에 사용된 콘크리트의 강도가 500kg/cm²이므로 허용타격응력은 여기에 0.6을 곱한 300 kg/cm² 이다. 그러므로 좀더 큰 향타에너지를 가하는 것이 필요하였다.

<표 4.11> B현장의 동재하시험 지지력 분석결과(단위: tonf)

구분	타격 No.	Davisson 방법	CAPWAP 분석		
			선단지지력	주면마찰력	전체지지력(Rut)
YDT1 (철근망 보강)	4	84(42)	100.7	0.5	101.1(40.4)
YDT2 (강관말뚝 보강)	3	199.3이상(100이상)	123.3	76.0	199.3(79.7)

주) ()안은 허용지지력

지지력 분석결과 철근망으로 보강된 YDT1 말뚝의 허용지지력은 Davisson 방법이 42tonf, 극한지지력 분석에 의한 값이 40.4tonf를 나타내어 비슷한 경향을 나타내었다. 그런데 YDT1 말뚝의 주면지지력이 0.5tonf로 나왔는데 이는 시험 시에 선행 타격에 의하여 주면마찰력이 유실되었음을 나타낸다. 실제로 표에서 분석과는 네 번째 타격과를 이용하였는데 앞서서 행해진 3번의 타격에서 주면마찰력이 유실된 것으로 판단되며 주면마찰력이 유실되지 않았으면 더 큰 지지력이 측정되었을 것이다.

강관말뚝으로 보강된 YDT2 말뚝은 199.3tonf에서도 Davisson 옅셋 라인에 닿질 않아서 허용지지력이 100tonf 이상일 것으로 판단되었다. 이러한 현상은 해머의 타격에너지가 충분치 못하기 때문에 발생한다. 현장타설 말뚝의 경우 시공장비에 달려 있는 드롭해머가 동재하시험에 사용되는데 동재하시험을 위해서는 효율이 좋은 별도의 해머가 필요한 것으로 사료된다.

시공상태가 비슷한 상태에서 강관말뚝으로 보강된 현장타설 말뚝이 철근망으로 보강된 현장타설 말뚝 보다 연직지지력이 비슷하거나 더 크게 나타났으며 보다 많은 말뚝에 대해서 시험을 실시하면 뚜렷한 경향이 나올 것으로 판단된다.

2) 수평지지성능 시험결과

수평재하시험은 수평방향의 극한지지력 또는 항복지지력을 구하고 그 결과에 안전율을 적용하여 허용하중을 결정하기도 하지만 설계하중 또는 설계 변위량에서 구해진 해당 변위 및 하중이 허용 범위 이내에 있는지 확인하고 또한, 이로 인해 말뚝본체에 발생하는 응력(전단, 휨)을 구하여 재료의 허용응력과 비교하는 것이 일반적이다.



<그림 4.4> 수평재하시험 전경

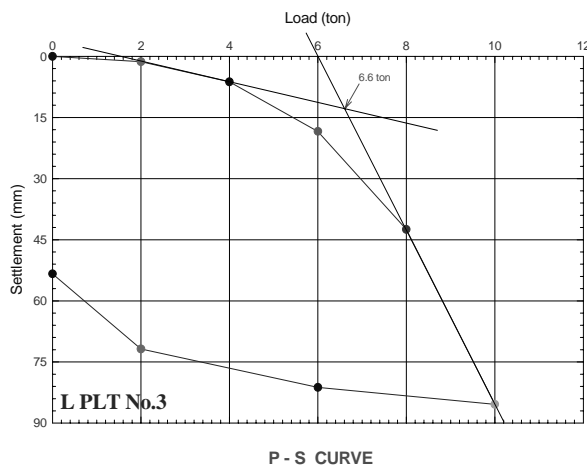
본 현장의 수평재하시험은 반력말뚝법으로 각각의 정재하시험 말뚝에 대해서 실시

4. 강관말뚝을 이용한 합성형 현장타설말뚝 개발 및 시공법 정립

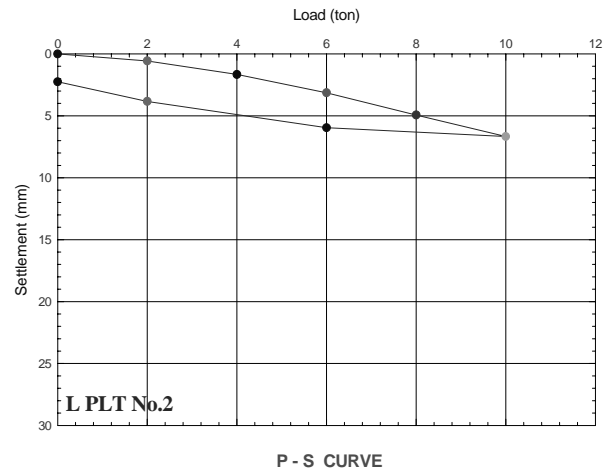
하였다. 철근망으로 보강된 YST3의 경우 1ton씩 20단계까지 재하하였고 반력말뚝의 변위가 과다하여 시험이 어려울 경우까지 측정하였으며, YST1(철근망보강), YST2(강관말뚝 보강)의 경우 2본의 말뚝 중에서 1본의 말뚝이 극한하중에 도달할 때까지 실시하였고 YST1의 말뚝이 수평 변위가 많이 발생하여 최대변위까지 측정한 후 시험을 종료하였다.

<표 4.12> 수평재하시험 결과 정리

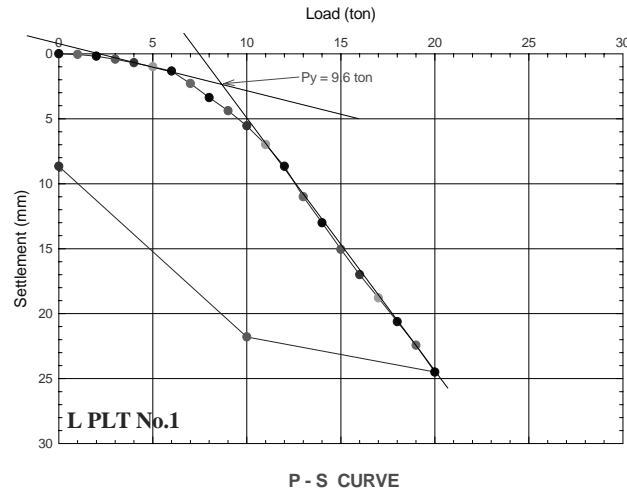
구분	시험최대하중 (tf)	시험최대하중 재하 시 수평변위량 (mm)	탄성 변위량 (mm)	잔류 변위량 (mm)	비고
YST1	10	85.40	32.03	53.37	철근망보강(L=8m), 선행한 압축정재하시 험에서 재료파괴발생
YST2	10	6.67	4.42	2.25	강관말뚝 보강 (L=15m)
YST3	20	24.5	15.84	8.66	철근망보강(L=15m)



<그림 4.5> 하중-말뚝두부
수평변위 곡선 (YST1 철근망 보강)



<그림 4.6> 하중-말뚝두부
수평변위 곡선 (YST-2 강관보강)



<그림 4.7> 하중-말뚝두부 수평변위 곡선
 (YST3 철근망 보강)

<표 4.13> 수평허용하중 산정 결과

구분	허용하중(tonf)	비고	
YST1 (철근망 보강)	4.4	허용변위량 10mm 기준허용(평상 시)	YST1의 말뚝이 먼저 항복되어 YST2의 허용하중은 확인되지 않음.
	5.5	허용변위량 15mm 기준(지진 시)	
	3.3	항복하중 평가법	
YST2 (강관 보강)	10이상	허용변위량 10mm 기준허용(평상 시)	
	10이상	허용변위량 15mm 기준(지진 시)	
	미확인	항복하중 평가법	
YST3 (철근망 보강)	12.5	허용변위량 10mm 기준(평상 시)	
	15	허용변위량 15mm 기준(지진 시)	
	4.8	항복하중 평가법	

평가된 현장타설말뚝의 허용하중은 표 4.13에 나타내었다.

수평재하시험결과 강관으로 보강된 YST2 말뚝의 반력말뚝이 먼저 파괴되어 10tonf의 수평하중까지만 지지거동을 확인하였으며 YST2의 말뚝과 철근망으로 보강

된 YST3 말뚝이 대등한 수평하중 지지거동을 나타내었다. 철근망으로 보강된 YST1 말뚝이 다른 말뚝의 절반 정도의 수평저항 성능 나타내었는데 이는 YST1 말뚝이 앞서 실시한 압축정재하시험에서 재료파괴 되었기 때문이며 재료파괴가 되지 않았다면 비슷한 수평하중 지지거동을 보일 것으로 판단된다.

강관과 철근망이 동일 철근비(본 경우 0.7%)로 보강된 상황에서 비슷한 수평하중 지지거동을 보이는 것으로 나타났다.

4.5 결 론

철근망으로 보강된 현장타설 말뚝과 강관으로 보강된 현장타설 말뚝에 대하여 경제성 및 지지성능 비교 검토한 결과는 다음과 같다.

- 1) 강관으로 보강된 현장타설 말뚝이 재료비 측면에서 철근망으로 보강된 현장타설 말뚝에 비하여 10% 정도의 원가절감이 가능할 것으로 판단되며 이는 철근망을 제작하기 위한 현장 2차 가공비가 강관보강 현장타설말뚝은 필요 없기 때문이다.
- 2) 말뚝의 가장 기본 성능인 연직하중 지지성능을 비교한 결과 시공조건이 비슷한 상황에서는 강관으로 시공된 현장타설말뚝이 철근망으로 시공된 말뚝에 비하여 조금 더 우수한 것으로 판단되었다. 시험횟수가 더 많았으면 좀더 뚜렷한 경향이 나왔을 것으로 판단된다.
- 3) 현장타설 콘크리트 말뚝을 보강하는 가장 기본적인 목적인 수평하중 지지성능의 비교 시험에서는 동일 철근비로 보강한 경우 강관으로 보강한 현장타설 말뚝과 철근망으로 보강한 현장타설 말뚝이 유사한 수평하중 지지거동을 보이는 것으로 나타났다.
- 4) 이상과 같이 강관과 철근망으로 보강한 현장타설 말뚝에 대하여 경제성과 지지력 특성을 비교한 결과 강관을 이용한 합성형 현장타설 말뚝이 기존의 철근망 보강 현장타설 말뚝에 비하여 지지성능이 더 우수하면서도 재료비가 10% 정도 저렴하고 품질과 시공성이 우수하기 때문에 향후 설계지침 등이 마련되면 실무에서 널리 사용될 것으로 판단된다.

4.6 향후과제 제안

이상과 같이 경제성과 지지성능 비교분석에서 강관으로 보강된 현장타설 말뚝이 철근망으로 보강된 현장타설 말뚝에 비하여 경제성 및 지지성능이 우수하거나 유사한 것으로 나타났고 취급과 시공이 더 쉽기 때문에 다음과 같은 보완연구가 이루어진다면 현장타설 말뚝의 보강재로서 철근망을 강관으로 대체할 수 있을 것으로 판단된다.

- 1) 현장타설 말뚝의 규격별 및 보강 철근비별 강관말뚝의 제원
- 2) 최근 상황을 고려한 경제성 분석
- 3) 강관 및 철근망 보강 말뚝의 지지성능 실험
- 4) 강관의 피복두께 확보 방안
- 5) 강관보강 현장타설 말뚝의 시공방안정립 및 시방서 작성
- 6) 강관보강 효과 설계인자 도출

5. 강관복합말뚝 최적 시공방안 검토

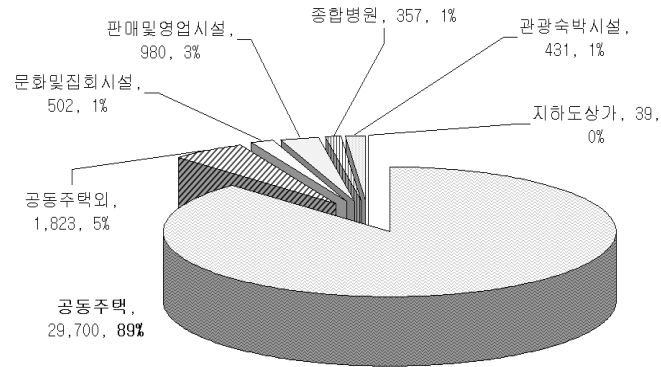
(초고층 건축물분야)

5.1 서론

현대 도시는 다기능화 및 고도화 속에서 초고층 화되고 있으며, 이는 도시 공간 활용의 집적을 한 단계 높이고있다. 이러한 초고층 건물은 지반에 작용하는 작용력의 증대를 가져왔으며, 이는 지반 지지력을 효율적으로 적용하여 설계되었다.

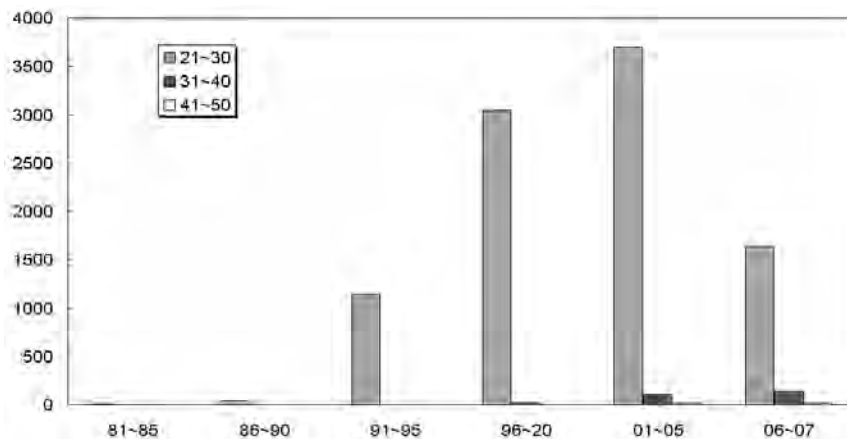
5.1.1 국내 건축물 동향

국내 건축의 경우 1990년 초 분당, 일산 신도시가 건설되며 30층 가까운 고층아파트가 등장하였고, 보라매공원 주변에 밀집하여 관악타워(32층, 1991), 보라매 나산스위트(37층, 1993), 삼성 보라매 옴니타워(29층, 1993) 등의 주상복합건축물이 건축되었다. 2000년 이전에 준공된 30층 이상 건축물이 38채인데 비해, 2001~2007년 준공된 30층 이상 건축물은 307채로(그중 90채가 2007년 준공됨) 급격한 초고층화가 진행되고 있다. 이는 주택건설촉진법의 주거비율이 1997년 70%로, 1999년 90%로 완화된에 따라 대림아크로빌(46층, 1999)등의 주거와 사업시설이 별동으로 건설되었고, 트럼프월드I(41층, 2002), 타워팰리스I(66층, 2002), 보라매쉐르빌(49층, 2003), 목동 쉐르빌(42층, 2003), 목동 하이페리온(69층, 2003), 서초동 현대 슈퍼빌(46층, 2003), 여위도 리첸시아(40층, 2003), 타워팰리스II(55층, 2003), 삼성동 아이파크(46층, 2004), 갤러리아팰리스(46층, 2005), 타워팰리스III(69층, 2004), 스타시티(58층, 2006), 부산 센텀스타(60층, 2007)등이 그 뒤를 이어 건설되었다. 한편 100층 이상의 건축물 건설 계획이 발표된 곳이 15개소에 이르고 있다.

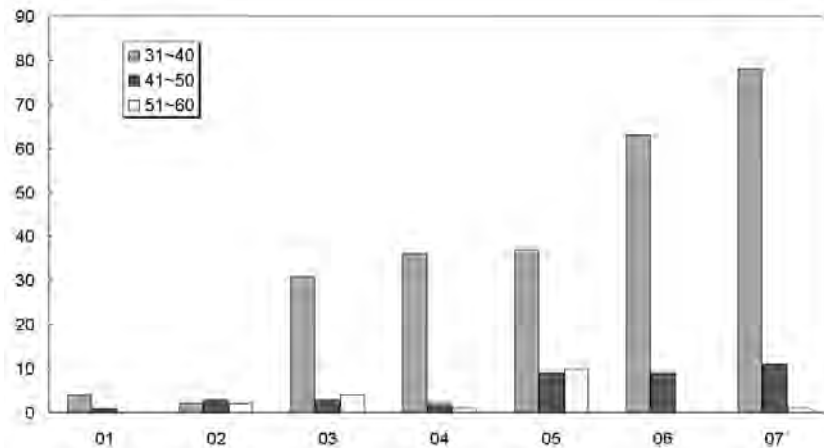


<그림 5.1> 국내 등록 건축물 현황 (2007.12.)

이는 과거 63빌딩, 무역센터와 같이 국가상징적인 의미의 건축물이 아닌 국내 건축물의 89%를 점유하고 있는 공동 주택의 형태로 송도 신도시에 더샵, 하버뷰 등이 건설되고 있으며, 신도시의 주 건축물이 40층 이상으로 건설되고 있으며, 신도시 도심은 100층 이상의 랜드마크 건축물이 설계되고 있다.



<그림 5.2> 국내 21층 이상 건축물 신규등록 현황(5개년 누계)



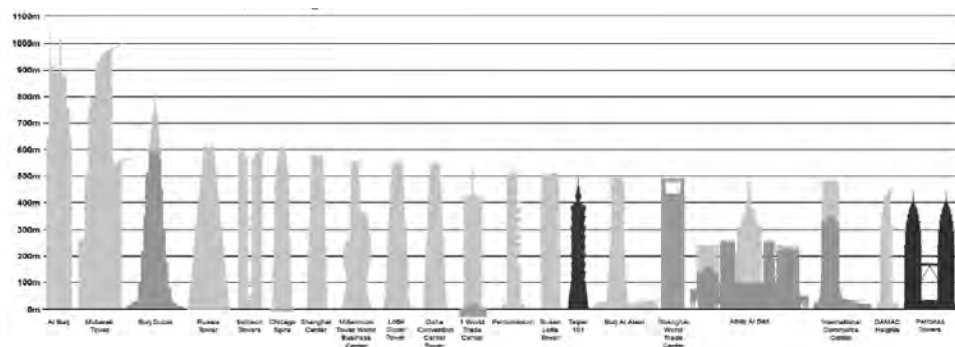
<그림 5.3> 국내 30층 이상 건축물 신규등록 현황

5.1.2 국내 100층 이상 건축물 동향

현재 국내 건축물 건설의 경우 30층 이상의 건축물이 일반화되고, 50층 이상 초고층 건축물 개발이 가시화되었으며, 100층 이상 랜드마크 건축물이 전국적으로 10개소 이상 추진 중인 상태이다. “Council on Tall Buildings and Urban Habitat CTBUH”에서 2007. 11.에 조사 발표된 “100 Tallest Buildings in the World, 2005”에 의하면, 62위에 서울에 Tower Palace Three, Tower G(2004, 높이 264m, 73층), 81위에 목동 Hyperion Tower A(2003, 높이 256m, 69층), 93위에 KAL 63 Building(1985, 높이 249m, 60층)이 등재되어 있다. 한편 2007. 11.에 예상 발표된 “100 Tallest Buildings in the World, 2015”에 의하면, Dubai에 Al Burj(2015, 228층, 1050m), Burj Dubai(2009, 160층 이상, 800m이상)에 이어, 3, 4위에 인천 송도 인천타워 1, 2 (2013, 151층, 613m), 8위에 부산 World Business Center(2011, 112층, 555m), 9위에 서울 Lotte Super Tower(2011, 112층, 555m), 12위에 부산 Lotte Tower(2015, 107층, 510m), 77위에 서울 Park Tower A(2011, 72층 334m)가 등재되어 있다. (그림 5.4 참조)

5.1.3 초고층 건축물 하중 특성

초고층 1층 로비의 공간 확보 및 독창적인 디자인 등으로 증대된 하중의 지지를 위해, 대구경 말뚝, 고강도 콘크리트, 고강도 강재의 적용 등이 재료적 측면에서 이루어졌으며, 지반의 극한하중 시험 또는 하중전이시험을 통한 지반 지지력의 최적화를 하고 있다. 초고층 건축물은 수직방향 응력 작용에 의한 기둥의 부등 축소량 발생에 따른 건물 내의 변형이 발생된다. 대부분 수직방향 응력은 건물의 자중 및 설치물 하중에 의한 것으로 건물 높이에 비례하며 승강기레일, 배관, 칸막이벽 등의 비틀림 원인이 된다. 수평방향 응력 작용은 고도에 따라 최대풍속이 증가하고 그 작용력은 최대 풍속의 제곱에 비례하며, 건물 뒤틀림, 바깥 풍경 흔들림 착각으로 인한 현기증 등의



<그림 5.4> Tallest 20 in 2020.(CTBUH, 2007.11. 예상)

원인이 되며, 이를 제어하기위하여, 내부 코어와 외부기둥을 연결하여 수평제어하게 하는 아우트리거에서 부등 축소 량을 최소화하기도 한다. 따라서 고층부 기초의 부등 침하 발생량은 아우트리거 결합 부분의 응력으로 작용될 수 있으므로 기초의 부등침하 제어는 반드시 필요하다. 특히 고층부의 기초 단위 말뚝에 작용되는 연직하중은 수 MN~수백 MN으로 나타나고 있으며, 이에 따른 고하중의 연직재하시험을 통한 검증시험이 실시되고 있으며, 수평력은 대부분 풍동시험, 시뮬레이션 등을 통한 검토가 이루어지고 있다.

5.1.4 초고층 건축물 기초 말뚝 하중

초고층 건축물의 경우 건축기간을 최소화하기 위한 여러 공법이 적용되고 있으며, 이에 따라서 지하 굴착 전에 컬럼을 설치하고, 보와 바닥을 설치하며 굴착하는 방식을 택하고 있어, 컬럼과 일체된 단일 기둥 형태를 갖는 경우가 많다. 이는 초고층 건축물의 내부에 넓은 공간 확보 등의 목적으로 각 기둥이 분담하는 하중은 수MN~수백 MN이 작용하며, 고강도 강 및 고강도 고유동 콘크리트의 개발을 비롯한 건축 재료의 개발, 대구경말뚝 시공기술 발전과 함께 강도설계 등의 설계기술 고도화, 지반의 극한지력 시험 방법의 발전 등의 영향으로 지속적인 초고층 건축물 기록을 갱신하고 있다.

초고층 건축물의 기초 말뚝은 원형 현장타설말뚝(PRD, RCD 공법 등) 또는 직사각형 및 십자형 현장타설말뚝(Barrette공법 등)에 컬럼이 설치되는 형태로 건설되며, 컬럼 투입은 상부 구조의 조립 절차에 따라 말뚝 콘크리트 투입 전 후에 설치된다.

국내 건축물은 2000년 이전의 건축물의 주종을 이룬 고층아파트에서 말뚝 1본당 설계하중은 0.8~3.5 MN/개 (80~350tonf/본)으로 대부분 PHC말뚝이나 강관말뚝 같은 기성말뚝이 주를 이루고 있으며, 최근 몇 년간 강재가격의 급상승, PHC 말뚝의 대형화에 따라 강관 말뚝 수요가 점차 감소되었다.

2001년 이 후의 초고층 건축물의 경우 1층 로비의 공간 확보 등의 공간 미학적인 요구사항을 만족하기 위해 말뚝 1개당 지지력이 8~45MN/개 (800~4500tonf/개)으로 급격히 증대되었으며, 대부분 대구경 현장타설말뚝으로 시공되었다.

이는 국내 건축 시장이 고층에서 초고층으로 재편되는 것을 나타내며, 말뚝 수요가 기성말뚝에서 현장타설말뚝으로 변화하고 있음을 나타내고 있다.

5.1.5 초고층 건축물 기초 말뚝 시공

건축물의 초고층화에 따라 증대된 하중의 지지를 위해 말뚝 지지력 증대를 위해, 고강도 콘크리트, 고강도 강재의 적용 등이 재료적 측면에서 이루어졌으며, 시공 공법에서도 풍화암의 효율적인 굴착을 위한 굴착장비의 개량, 연암 이상의 암반의 효과적인 천공을 위한 대형 Donut 해머, 다단식 타격 해머, 복합해머 등의 개발이 이루어지고 있으며, 연속확대구경 천공장비, 선단 확공해머 등이 적용이 되고 있다. 한편 설계 방법에 있어서도 점차 지반의 극한하중을 고려하는 강도설계가 인천대교에 이어 적용되기 시작하였으며, 각종 복합 재료의 이용과 이에 따른 신공법이 적용되고 있다.

건축 상부구조의 설계에서 강관케이싱 내부를 콘크리트로 채운 기둥의 실용성에 대한 검토가 이루어졌으며, 이러한 재료의 특성은 시공의 편리성, 인장 압축에 유리한 특성의 활용성이 적용되고 있다.

상하 부재의 연속성을 확보하면서 말뚝 지지심도에 따라 점차 저감되는 하중 및 모멘트를 고려한 설계가 가능한 강관을 이용한 현장타설말뚝의 시공방법은 그 적정성을 논의할 단계가 되었으며, 그 시공 방법에 대한 고찰이 필요한 시기라 할 수 있다.

최근 서울지역, 인천지역 및 부산지역에서 다양한 초고층 건축물이 랜드마크로 지어지고 있으며, 이에 대한 말뚝의 지지력 측정 방법에 대하여 현장사례를 비교 검토한 결과 지역적인 특성을 고려한 설계/시공공법 선정과 이에 따른 합성강관말뚝의 수요창출이 필요한 것으로 검토되며, 특히 최적 시공방안의 검토가 절실한 상태이다. 따라서 대구경 강관복합말뚝의 최적시공 방안에 대하여 검토하고자 한다.

5.2 대구경 말뚝 시공기술 현황

5.2.1 대구경 현장타설말뚝 시공

말뚝은 설치공법, 재질, 주변지반의 변형 정도 등에 따라 <표 5.1>과 같이 분류될 수 있다.

말뚝의 시공 방법에 따라 구분하면 표 5.2와 같으며, 대부분의 기계굴착 현장타설말뚝은 초고층 기초말뚝에 적용 될 수 있다. 기계굴착 장비의 적용은 어느 특정한 방법을 적용하기 보다는 여러 공법을 병용하여 최적의 형태를 적용하고 있다. 최근 어스트릴공법은 Donut 해머를 개량하거나 복수로 사용하는 방식으로 발전되고 있으며, 암반의 풍화 정도에 따라 여러 형태의 Tip이 사용되고 있다.

<표 5.1> 말뚝의 재질별 분류

재질	말뚝명		제조 방법	형상
나무말뚝	소나무 말뚝 미송말뚝 등		벌목 가공	원형 사각형 등
강말뚝	강관말뚝 H형강말뚝		스파이럴, 열간압연, 냉간압연, 조립용접	원형, H형 사각형 등
콘크리트 말뚝	공장제작 콘크리트 말뚝	철근 콘크리트 말뚝	원심력에 의한 성형 바이브레이터사용에 의한 성형	원형, 사각형, 팔각형 등
		프리스트레스트 콘크리트말뚝	프리텐션 방식 포스트텐션 방식	원형
	현장타설 말뚝	Pedestal Pile (외관+내과)구균형성 Simplex Pile (외관(강제쇄신+추) Franky Pile (외관(주철제 원추형마개)+추, 합성말뚝) Raymond Pile (얇은 강제외관+심대) Compressol Pile(3개의 추)	관입방식	원형
		<u>베노토공법</u> 에 의한 말뚝 <u>어스드릴공법</u> 에 의한 말뚝 <u>역순환공법</u> 에 의한 말뚝 <u>Barrette 공법</u> 에 의한 말뚝 <u>심초공법</u> 에 의한 말뚝	천공방식	원형 직사각형 다각형 등
		플라즈마 방전에 의한 말뚝 <u>중형 말뚝</u> (기계식) <u>멤브레인 팽창</u> 말뚝	확공 방식	원형, 돌기형, 중형 등
		<u>외부장관사용 말뚝</u> : 후육 강관 말뚝형 기둥 <u>내부장관사용 말뚝</u> : 내부 돌기말뚝/ 다공관 두부(강재)+하부/선단부 (콘크리트) 말뚝 <u>Fiber재 혼입 말뚝</u>	천공방식	원형
합성말뚝				

주. 위 표의 밑줄 친 굵은 글씨 부분은 대구경말뚝에 적용되는 말뚝 또는 공법임.

<표 5.2> 말뚝의 공법별 분류

제조공법	말뚝공법			말뚝
공장제조 말뚝	항타 공법			강관말뚝 H형강말뚝 RC Pile PC Pile PHC Pile 합성말뚝
	진동 공법			
	매입 공법	중굴 공법		
		압입 공법		
		제트 공법		
		현장타설 공법		
		플라즈마 공법		
현장타설말뚝	관입 공법			Pedestal Pile 등
	굴착 공법	<u>기계 굴착</u>	<u>베노토공법</u>	철근 콘크리트 말뚝 또는 후육강관 등 합성말뚝
			<u>어스드릴공법</u>	
			<u>역순환공법</u>	
			<u>PRD공법</u>	
			<u>전선회식공법</u>	
			<u>Barrette공법</u>	
		장비 굴착	심초공법	

국내 초고층 건축물현장은 대개 3가지 형태의 지층 구조로 나눌 수 있다.

- (1) 서울 지역과 같이 지하층이 많이 건설되고, 암반의 굴착 심도가 깊으며, 말뚝 지반이 연암 또는 경암으로 콘크리트 타설 부분이 짧고, 가설하중에 적용되는 현장
- (2) 인천지역(송도, 청라 등)과 같이 매립층 하부에 풍화대가 고르게 발달된 지층에서 말뚝 길이가 길고, 대부분의 말뚝지지력이 말뚝 주변에서 발휘되어 영구하중이 적용되는 현장
- (3) 부산지역(낙동강 하류, 센텀, 해운대 등)과 같이 상부에 깊게 발달된 퇴적층 아래 약간의 풍화대 이후 연암, 경암이 발달하는 지층의 영구하중이 적용되는 현장

표 5.3은 일반적인 지반에서의 말뚝의 공법상의 특징을 국내 시공실적 기준으로 나타내고 있다.

<표 5.3> 말뚝의 공법상 특징

공법	적용깊이 (m)	직경 (mm)	적용조건
RC 및 PC 말뚝	<30	400~1,000	소음 및 진동 허용.
PHC말뚝	<60	400~900	소음 및 진동 허용.
RC 및 PC 경사말뚝	<30	400~1,000	소음 및 진동 허용. 지반침하가 적고, 경사각이 20도 이내.
강말뚝	<90	350~3,000	소음 및 진동 허용.
강 경사말뚝	<90	350~3,000	소음 및 진동 허용. 지반침하 적고, 경사각이 45도 이내.
Earth Drill 말뚝	<70	1,000~3,500	소음 진동이 허용되지 않음. 말뚝 공의 붕괴가 매우 적은 지반.
간이 Beneto 말뚝	<25	1,000~1,500	소음 진동이 허용되지 않음. 말뚝 공의 붕괴가 많은 지반.
Beneto 말뚝	<40	1,000~1,500	소음 진동이 허용되지 않음. 말뚝 공의 붕괴가 많은 지반.
역순환 말뚝	20~80	760~1,500	소음 진동이 허용되지 않음. 물의 처리가 가능한 장소.
PRD 말뚝	<60	800~1,200	소음 진동이 허용되지 않음. 물의 처리가 가능한 장소.
복합Hammer말뚝	<70	800~3,000	소음 진동이 허용되지 않음. 물의 처리가 가능한 장소. 공기가 짧음.
심초말뚝	<20	2,000~4,500	소음 진동이 허용되지 않음. 작업공간이 적음. 용수가 적음. 유해가스 발생이 없음. 산소가 부족하지 않음.
우물통기초	<50	4,000이상	소음 진동이 허용되지 않음. 기초 선단을 깊게 함. 부근에 구조물이 없다. 공기에 여유가 있다.
뉴매틱케이슨 기초	<50	4,000이상	소음 진동이 허용되지 않음. 부근에 구조물이 있음. 공기가 짧음.
Earth Drill 병용 간이 베노토말뚝	<50	1,000~3,000	소음 진동이 허용되지 않음. 말뚝공의 붕괴가 많지 않은 지반.
Earth Drill 병용 역순환 말뚝	20~70	1,000~3,000	소음 진동이 허용되지 않음. 지반 상층부에서 말뚝공의 붕괴가 많지 않은 지반.
Earth Drill 또는 역순환 굴착과 대구경 기성 말뚝 의 병용	20~60	1,000~3,000	소음 진동이 허용되지 않음. 지하수 이동이 있는 경우.
Barrette 말뚝	20~70	직사각형 1.2 x 2.5m등 다양함.	소음 진동이 허용되지 않음. 말뚝공의 붕괴가 많지 않은 지반. 지하수 이동이 적은 경우.

국내에서 (1)과 같은 현장의 경우 말뚝 직경 800~1,200mm의 경우 All casing에 Donut해머(PRD장비)와 말뚝 직경 1,500~2,500mm의 경우 All casing에 Earth Drill을 적용한 장비가 가장 많이 적용되었다.

(2)와 같은 현장에는 All casing에 Earth Drill을 적용한 장비가 가장 많이 적용되었다.

(3)과 같은 현장의 경우 말뚝 직경 800~1,200mm의 경우 All casing에 donut 해머(PRD장비)와 말뚝 직경 1,500~2,500mm의 경우 All casing에 Earth Drill을 적용한 장비 그리고 1.2x2.8m의 등의 Barrette 말뚝이 가장 많이 적용되었다.

최근의 국내 (1)과 같은 현장에서 Donut 해머를 개량한 토네이도 해머, 복합해머 등과 BCD 4000 같은 장비가 개발되어 좀 더 빠른 시공을 하고 있다.

5.2.2 국내 대구경 현장타설말뚝 구성

국내 대구경 말뚝의 구성은 과거에는 대부분 철근 콘크리트로 구성된 말뚝이었으나, Top-down 공법 등이 도입되면서, 천공 후 콘크리트 타설 전 후에 강재 컬럼을 투입하여, 건축구조물 연직지지체로 영구적으로 사용되었으며, 말뚝 용량에 따라 다양한 부재를 적용하였다.

콘크리트의 혼화제는 여러 특성이 개발되어 고강도, 고유동, 시간지연성, 내폭발성 등의 여러 물성이 개선되었다. 강재 역시 SS400에 이어, SS490, SS590 등 고강도강과 용접이 용이한 강종(TMCP강) 등이 적용되어 말뚝 재료의 용량이 과거에 비해 월등히 향상되었다. 이러한 말뚝의 설계지지력은 종래의 2 ~ 3 배의 설계하중을 적용하게 되었다.

한 편 말뚝 시공장비인 오실레이터, 유압펌프 및 관련 장비의 용량도 상대적으로 개선되어 현재, 국내에서 직경 3.0m의 현장타설말뚝을 인천대교 등에서 시공하였으며, 인천 송도의 경우 대부분의 초고층 구조물이 직경 2.0~2.5m의 현장타설말뚝을 적용하고 있다.

이러한 대구경 고강도콘크리트 고강도강을 적용한 말뚝은 초고층의 건설에서 필수적인 (1)급속시공, (2)구조물의 미려한 외관 도출, (3)경제성, (4)기초 설계의 단순화 등의 장점을 살리도록 설계 시공되었다.

5.2.3 국내 대구경 현장타설말뚝 개선점

국내 대구경 현장타설말뚝은 여러 가지의 우수성에도 불구하고, 좀 더 빠른 시간에 건설될 수 있느냐에 초점이 맞추어져 있다. 일반적인 초고층의 경우 1.5 ~ 2.5일에 1개 층을 축조하는 것을 목표로 하고 있으며, 150층의 건축물의 골조를 시공하는데 250 ~

350을 소요하고자한다. 공기단축은 1개동 건설비용이 2조가 넘는 공사에서 당연한 목표라고 할 수 있다. 반 면 국내(1) 현장 같은 조건에서 말뚝 1본 건설에 10 ~ 15일을 소요하는 것은 공기 관리가 어려워, 많은 어려움이 있더라도 공기 단축을 위한 노력이 필요하다.

천공작업, 강재투입, 레미콘 타설, 케이싱 인발작업 등의 각 단계 시간을 단축하여야하며, 그 중 가장 장시간을 투입하는 천공작업은 주된 개선 공정이다.

천공작업의 경우 비트 종류/배열을 달리하는 방법, 해머의 타격방식을 달리하는 방법, 복수의 해머를 사용하는 방법 등이 검토되고 있다.

길이 50m 철근을 서비스 홀에 선조립하여, 일괄 투입하는 방법, 레미콘 펌프카를 이용한 조속한 타설 등이 실시되고 있다.

천공 시 투입되는 강관을 구조물 연직하중을 받는 지지물로 계속 사용할 수 있다면 케이싱 인발 시간이 필요 없게 되며, 구조용 제작 강재와 후육 강관재 간에 가격차에 의한 경제성이 있으며, 내진특성이 우수하고, 외관을 미려하게 할 수 있는 장점이 있는 반면에, 정밀 시공, 연결 부재 가공, 후육 강관 현장 연결 등의 문제도 발생하게 된다.

5.3 연구 목적 및 필요성

국내 건축물은 89%는 공동주택으로 구성되어 우리나라 건축물의 대부분을 점유하고 있으며, 이러한 건축물의 동향이 최근 40층 이상의 초고층으로 대부분 설계되고 있으며, 말뚝의 설계 또한 기성말뚝에서 현장타설말뚝으로 변경되어 설계되며, 강재 컬럼이 내재하는 복합말뚝이 적용되고 있다. 이러한 복합말뚝에 강재 컬럼 대신 후육강관을 적용하면 장점을 가질 수 있다. 본 대구경 복합강관말뚝 최적시공 방안 연구 목적은 초고층 구조물 현장에서 효율적인 시공과 경제성을 확보하는 최적의 시공 방안을 마련함에 목적이 있다.

일반적으로 대부분의 말뚝에 작용되는 연직력은 말뚝 머리에서부터 말뚝 선단으로 갈수록 점차 주면마찰력이 작용되는 크기만큼 작용력이 감소하게 된다. 한편 수평력의 경우에는 말뚝 머리에서 일정 심도까지 최대 변위 및 최대 응력 변화를 나타내고, 그 이상의 심도에서는 작용응력이 미미한 것을 알 수 있다.

이러한 말뚝의 바깥 면에 후육강관이 설치되어 있다면, 말뚝 머리 부분이 상대적으로 보강되는 결과를 가져오며, 이는 연직력 및 수평력에 매우 유리한 구조물이 된다. 강관에 둘러싸인 콘크리트의 강성 증대 효과는 기존의 합성기둥 연구에서 이미 밝혀진바 있다. 한 편 이러한 말뚝의 시공에는 대구경 말뚝이 갖는 일반적인 시공 개선점을 내재하게 된다. 따라서 기존의 대구경 말뚝이 갖는 단점을 보완하는 작업 또한 필요로 한다.

따라서 본 연구에서는 (1)강관 합성말뚝과 강재컬럼 복합말뚝과의 장단점을 비교 검토하고, (2)대구경 강관 복합말뚝의 최적시공 방안, (3)대구경 현장타설말뚝의 개선점을 검토하는 것을 세부 목표로 하였다.

5.4 연구 내용 및 방법

5.4.1 강관복합말뚝과 강재컬럼 복합말뚝, 철근콘크리트말뚝의 장단점 비교

초고층에서 대구경 현장타설말뚝은 Top-Down 현장의 경우 대부분 말뚝과 기둥이 일체형인 경우가 공기나 경제적인 면에서 가장 최적인 설계방법이나 말뚝 개당 작용하는 하중은 수 천톤이 되어, 설계하중 작용을 위해 말뚝 내부의 강재 비율이 높으며, 따라서 말뚝 내에 컬럼이나 강관을 투입하여야 한다. 이 때 투입되는 컬럼은 대부분 주문 제작되고 있으며, 따라서 고비용으로 제작되고 있으며, 후육강관을 적용하면 하중 특성이 유리하며, 공장 자동 제작으로 컬럼에 비해 경제적이며 생산과정의 품질관리가 용이하며, 구조적으로 안정적인 장점을 갖고 있다.

<표 5.4> 현장타설말뚝 내 강재 적용에 따른 비교

현장타설 콘크리트 말뚝내 강재 구분		H-Beam 등 강재 적용 시	후육강관 적용 시
구조적 특성		하중 작용 방향에 따라 최대 응력이 다르게 나타난다.	하중 작용 방향의 영향 무시.
시공성	강재 투입	필요.	필요 없음.
	케이싱 작업	케이싱 압입 및 인발.	케이싱 인발 작업 없음.
	좌표/연직도	철근 투입시 최종 결정	강관 관입으로 결정됨.
경제성	원재료비	수제작 또는 단작업으로 고비용	연속생산이 가능하며, 자동생산 가능함.
	투입 강재 비율	상대적으로 많다.	상대적으로 적다.
	작업시간	상대적으로 많음.	상대적으로 적다.
	부자재	작업용 케이싱 소요.	별도 케이싱 필요 없음.
외관		H형 등으로 별도의 외장을 필요로 한다.	곡면으로 미려하다
유지 보수		콘크리트 부착부분이 상대적으로 약해짐.	강관내 콘크리트 타설로 강성증대 효과 가져옴.

5.4.2 대구경 강관복합말뚝의 최적시공 방안

(1) 대구경 현장타설말뚝의 시공 공법 구분

대구경 현장타설말뚝의 시공 방법은 기계굴착방법과 공벽유지방법에 따라 여러 가지 조합으로 공법을 개발하고 있다. 기계굴착방법에는 중추 등의 타격방법과 회전방법, 회전과 타격을 동시에 하는 방법 및 진동 방법 등이 있다. 공벽유지방법은 케이싱을 사용하거나, 공내 수압을 유지하거나, Polymer나 Bentonite등의 Slurry 액을 사용하는 방법 등이 있다.

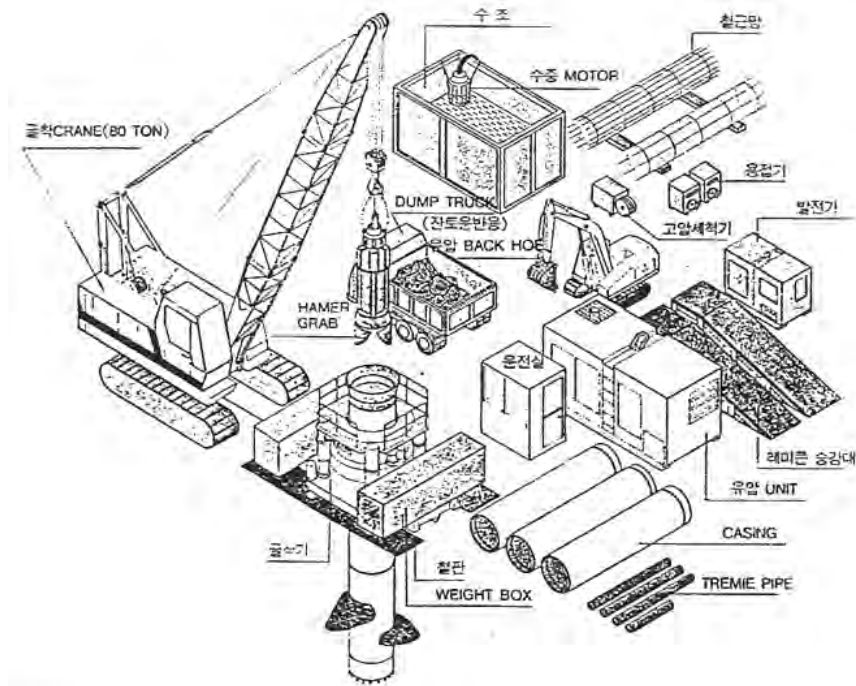
콘크리트 타설 방법은 트레미관을 사용하거나 레미콘 펌프를 사용하는 방식에 있어 다소의 다른 방법이 있다.

<표 5.5> 현장타설말뚝 기계굴착방법 및 공벽유지방법

공종	공법 구분	구분 기호
굴 착방법	Percussion(Hammer Grab or Cram shell)	①
	Rotatory Circulation	②
	Rotatory(Drilling Bucker or Auger)	③
	Vibration	④
	Percussion Rotary (Drilling)	⑤
공 벽보호	With Casing	Ⓐ
	with Out Casing	Ⓑ
	with Water Over Pressure	Ⓒ
	with Bentonite Slurry (or Polymer)	Ⓓ
콘크리트 타설방법	Poured (Tremie Pipe)	㉠
	Pumped (Pump Car)	㉡㉢

<표 5.6> 현장타설말뚝 공법

No.	공법명	적용 기호
1	All Casing (Benoto)	① +Ⓐ 또는 ③ +Ⓐ
2	RCD	② +Ⓑ 또는 ② +Ⓓ
3	Barrette	④ + Ⓒ
4	PRD	⑤ +Ⓐ +Ⓒ



<그림 5.5> 현장타설말뚝 시공 장비 배치 개요도

(2) 대구경 현장타설말뚝 굴착 공법 특성 비교

대표적인 현장타설말뚝의 3공법의 특성을 비교하면 <표 5.7>과 같다.

<표 5.7> 대구경 현장타설말뚝 굴착 공법 특성 비교

말 뚝 종 류		Benoto	R C D	Earth Drill
직경 mm	범 위	1000 ~ 3000	1000 ~ 3000	1000 ~ 3000
	실 용	1200 ~ 2500	1200 ~ 2500	1200 ~ 2500
길이 m	최 대	60m ---- 1000 50m ---- 1500 35m ---- 2000	100m ---- 1000 80m ---- 2000 50m ---- 3000	40m ---- 1000 25m ---- 1500
	실 용	25 - 55	30 - 70	15 - 45
토 질 조 건	점토 및 실트	가 능	가 능	가 능
	모 래	가 능	가 능	곤란(안정액사용시가능)
	사력 및 호박돌	가 능	보통-곤란(입경이 Suction pipe 내경의 70이하면 가능)	보통-곤란(입경이 Suction pipe 내경의 70이하면 가능)
	전 석 층	보통(Chisel 병행)	곤 란	곤 란
	풍 화 대	보통(Chisel 병행)	가 능	보 통
	연 암	다소곤란(〃)	곤란(Chisel 병행)	곤 란
경 사 말 뚝		가능(Hammer Grab 사용시는 가능)	불가(Drill rod 사용시 가능)	불가 (Casing 사용시 가능)
굴 착 방 식		Hammer Grab	Rotary Bit	회전식 Bucket
공 벽 보 호		Casing Tube	정수압 0.2kg/cm ² Slurry	안정액
시 공 상 의 문 제 점	첨단지반이완	거의 없음	보 통	보 통
	주변지반이완	거의 없음	보 통	보 통
	공 벽 붕 괴	없 음	붕괴 위험 다소있음	붕괴 위험성이 많음
	Boiling 대책	공내수위 유지필요	없 음	공내 수위유지 필요
	30cm 정도의 전석 처리	비교적 용이	특별 처리 필요	특별 처리 필요
	연암의 굴착	수10cm 정도는 가능	특수 Bit 사용	불 가
	산소 결핍 또는 유독 가스	Dry로 할 경우 문제 있음.	없 음	Dry로 할 경우 문제 있음
	Slime 처리	시간을 두고 처리가능	굴착기로 사용가능	시간이 걸리면 역 효과
	콘크리트의 신뢰성	수중 콘크리트 타설요	수중 콘크리트 타설요	수중 콘크리트 타설요
	이 수 처 리	없 음	다 량	다 량
	주변지반영향	작 음	적 음	문제점이 간혹 있음
	수 상 시 공	곤 란	가 능	다소 곤란
	수 상 시 공	곤 란	가 능	다소 곤란
	피압수가 있는 경우	굴착 가능	다소 곤란	다소 곤란

5.4.3 대구경 현장타설말뚝의 개선점 검토

(1) 대구경 현장타설말뚝의 일반 적인 문제점.

대구경 현장타설말뚝과 기성말뚝과 비교하면 다음과 같은 장점이 있다.

공기가 유리하고, 도심지 또는 구조물에 인접하여 저소음, 저진동 공법이며, 말뚝 단면이 커서 말뚝 개수를 줄일 수 있으며, 깊은 심도까지 시공이 가능하며, 지층이 자갈, 호박돌층, 암반층의 굴착이 가능하며, 부주면 마찰력을 감소시킬 수 있으며, 지지반 확인이 가능하며, 지지기반이 심도 차를 말뚝 길이로 조정할 수 있다.

한편 현장타설말뚝의 문제점은 표 5.8과 같다.

<표 5.8> 대구경 현장타설말뚝의 문제점 및 대책

문제점		대책
말뚝선단 지반의 연약성화	지층 지반이 받고 있었던 지중 응력이 굴착에 의해 개방되고 공법별 굴착 방법에 따라 말뚝 선단이 연약 해 지려는 경향이 있음. Banoto : 요동, 충격 R.C.D. : 회전, 흡입 Earth Drill : 회전, 흡입	말뚝 선단부 시공시 충격을 최소화하고 흡입력이 발생되지 않도록 천천히 굴삭기 를 들어 올리도록함. (연암층 이상의 지층 에서는 문제되지 않을 것으로 판단됨.)
말뚝 주변의 연약성화	느슨한 모래 지반에서의 간극 수압 상승과 유효 응력의 저하, 상부 연약 지층에서 케이싱 설치 심도 지하수	Benoto에서는 케이싱 선굴진 후굴착. 공내 지하수위 유지와 충격 및 진동 최소화 RCD 및 Earth Drill에서는 가능한 상부 케이싱을 깊게 설치하고 흡입력을 최소 화
공벽붕괴	Benoto에서는 케이싱 선굴진으로 공 벽붕괴를 방지할 수 있으며 RCD 또 는 Earth Drill에서는 케이싱이 없어 공벽 붕괴될 우려가 있음.	정수압 및 안정액의 수두 유지. 투수도가 큰지반이 존재할 경우 Pre Grouting 또는 Slurry 안정액 사용. Boiling 또는 피압수가 있을 경우 공내 수 위로 조정. 철근 가공, 조립과 투입 시 수직 정도 유지.
콘크리트 재료분리 방지	Slump가 재규격에 맞지 않을 경우 트레미관을 들었거나 연속타설이 되 지 않았을 경우.	Slump 유지(18cm ± 2cm). 트레미관은 콘크리트에 2m이상 묻힌 상태 에서 계속 타설 혼화재 사용.
Slime 제거	선단지지력을 저하. 콘크리트 타설시 Slime과 콘크리트 혼합 철근망을 밀어올림.	Air Lifting 또는 Suction Pump등의 방식 으로 제거. 모래 함량, 점성 등의 재규 정 내에 들도록 함.
콘크리트 타설시 철근부상	수직 정도 불량일 경우. 철근망 조립 및 연결이 불량일 경우 Spacer가 잘못 설치된 경우. 철근망이 가벼워 콘크리트 타설시 밀 어 올리는 힘에 의한 경우 Slump가 맞지 않고 응결이 시작되어 케 이싱 인발과 동시에 상승하는 경우.	굴착 및 철근망의 수직정도 유지. Spacer를 정치수 설치. Slime 충분히 제거. 콘크리트 타설힘에 의한 철근망이 뜰 경 우 철근망 하부에 부상방지 철근 설치. -.Slump 유지 및 혼화재 사용
Boiling 현상 및 케이싱 매몰	모래층등의 투수성 지반 굴착시 케이 싱 내의 수두가 위치반 보다 낮을 경 우 케이싱 하부에서 Boiling이 발생 하게 되고, 요동 압입에 따른 케이싱 주변의 물다짐으로 인한 케이싱이 매 몰-Benoto Pile.	케이싱 내 공내수위 유지. 세사층의 층수가 클 경우 Benoto Pile 공 법 선정에 유의.

5.5 연구 결과

5.5.1 대구경 현장타설말뚝 작업시간

“대구경 현장타설말뚝 공법 연구(1987, 서만식 외)”에 기록된 RCD 공정별 소요시간은 다음 표와 같다.

<표 5.9> RCD 공법 공정별 소요시간

공종/말뚝직경(mm)	1200	1500	2000	3000	비 고
Casing 관입	0.5		0.6	1.0	1분당
Drill Rod 연결 및 분리	0.33				1개소당
철근망 설치	0.5	0.7	1.2	2.0	1개소당
Concrete 타설	0.07	0.10	0.17	0.38	1m당
Tremie관 설치	0.14				1개소당
Casing 인발	0.5		0.6	1.0	1분당

<표 5.10> Benoto 공법 공정별 소요시간

공종/말뚝직경(mm)	1000	1200	1500	2000	비 고
기구 이동 설치	1.5				1개소당
검 측	0.5				1개소당
트레미관 설치	0.14				3m관 1개당
슬라임 처리	1.0				1개소당
Casing 접속	0.4	0.4	0.65	1.0	6m관 1개소당
철근망 설치	0.4	0.45	0.7	1.2	제작단위 1개당
콘크리트 타설	0.14	0.21	0.35	0.60	1m당
Casing 인발	0.35	0.35	0.60	0.84	6m관 1개당

<표 5.11> Earth Drill 공법 공정별 소요시간

공종/말뚝직경(mm)	600	800	1000	1200	비 고
지표면 케이싱 설치	10.5				말뚝1분당
기계이동 설치	0.5				말뚝1분당
검 측	0.5				말뚝1분당
슬라임 처리	1.0				말뚝1분당
트레미 설치	0.14				3m관 1개소당
Casing 인발	0.5				말뚝1분당
철근망 투입	0.3	0.35	0.4	0.50	제작단위1개당
콘크리트 타설	0.02	0.03	0.05	0.06	1m당

Casing 인발과정 및 강재 투입과정이 생략되는 강관복합말뚝의 경우 설치/해체/굴착을 제외한 공정 단축율은 말뚝 구경별 편차가 있지만 30% 전후 인 것을 알 수 있다.

일반적인 RCD 작업에서 철근망의 투입 시 대부분 8m 또는 14~15m의 철근망을 연결하여 투입하고, 일부의 현장에서 서비스 홀을 이용해 선조립한 철근망을 일시에 투입하고 있다. 강관복합말뚝에서는 별도의 철근망이나 강재를 투입할 필요가 없다.

5.5.2. 굴착 장비에 대한 검토

(1) Hammer Grab

Hammer Grab는 2날 인 것과 3날인 것이 있으며, 두날형은 일반토질에 적합하고 3날형은 경질점토나 옥석 등의 굴착에 적합하다.

(2) 대구경 굴착기

역순환(RCD) 굴착기 중 IHI(Ishikawajima - Harima Heavy Industries Co., Ltd.) 특징은

- 대구경 대심도 천공기에 적합함.
- 로터리테이블과 Swivel, 유압펌프 및 기타기구 분리가능
- 연약지반에서 경암까지 굴착 가능
- 로터리테이블 내경이 크다
- 로터리테이블 분리로 수상 및 해상 작업 가능한 특징을 갖고 있다.

<표 5.12> IHI L-type Boring Machine의 주요 제원

Model No.			L-3A	L-3B	L-6	L-18	L-36
Type of Drilling tool Method of retaining board walls			Wing bit, Rock bit Static hydraulic pressure				
Weight (Power unit & Rotary table) (kg)			3,500	3,500	6,800	17,400	23,400
Boring Capacity	Drilling Diameter (Max.m)	Soil.	3.00	3.00	5.00	5.50	9.00
		Rock.	1.50	2.00	3.00	4.50	6.00
	Drilling Depth(m)		350	350	600	600	650
Swivel Lifting capacity(tons)			24	60	60	180	180
Inner diameter of drill pipe(mm)			150	200	200	326	326
Rotary Table	Max. torque (kg.m)		3000	3000	6000	18000	36000
	Speed (rpm)		0 to 40	0 to 40	0 to 19	0 to 9	0 to 18
	hydraulic motor						
	Oil quantity (cc/rev.)		226	226	226	750	750
	max. pressure (kg/cm ²)		250	250	250	170	170
Hydraulic power unit	Speed (rpm)		1420	1420	1140	600	600
	Motor power (PS / kw)		75 / 45	75 / 45	100 / 75	170/145	340/290
	Pump output						
	Discharge rate (L/min)		340	340	280	440	2x440
	Discharge Pressure(max)		250	250	250	170	170
Suction Pump	Port diameter (mm)		150	250	250	350	350
	Pumping rate (L/min)		250	360	360	600	600
	Head (m)		20	15	15	15	15
Air Com-pressor	Discharge rate (m ³ /min)		7	10	10	20 to 22	20 to 22
	Discharge pressure(kg/cm ²)		7	7	7	7	7

각종 대구경 굴착기의 제원을 비교하면 <표 5.13>과 같다.

<표 5.13> 각종 대구경 굴착기의 제원

제작사 : Model No.	Boring Capacity Rock.max. (mm)	Drilling Depth (m)	Swivel Lifting Capacity (tons)	Rotatory Table max. torque ton.m
IHI(Ishikawajima-Harima H I) L-type Boring M/C :L3A~L36	1,500~6,000	350~650	24~180	3~36
Tone Boring Co., Ltd.	800~3,000	50~150	RRC/TRC 복합 확저형드릴	
日立建機(株) : S-320, S-600, KH , DH	1,500~2,700 (2,500)	200~300 (30~38) <u>50</u>	-	4.2~17 (3.8~5.0)
Kobe Steel Co., Ltd : KPC-1200	650~2,500	50	육상 수상 적용 가능	
Toho Chia koki Co., Ltd. :DH, DU, J	1,000~2,000	20~50 (100~900)	Bentonite 안정액사용	0.24~4.5
Toyo Keiki Co., : TT	900~4,100	70	확저형	3~8
鑛研試錐工業(株) : RBB	500~1,800	25~50	-	4~5
Mistubishi Heavy Ind. Co., Ltd. : MC, MD, MT	1,000~4,100	(35~40)	90~350	5.5~40
Kato Works Co., Ltd. : RAC, RSC, RSAC	1,500	200	-	1.7
(株)平立製作所 : HGE , HRD	1,200~2,000	30	-	0.7~4.5
BSP Int' Foundation Co., Ltd. : <u>TCA</u>	<u>2,500</u>	<u>75</u>	Boom 높이 100m	<u>16.2</u>
Bauer Maschinen GmbH : Bauer BG	<u>1,800</u>	<u>39</u>	<u>12</u>	<u>0.45~2</u>
Buma Eng. Co., Ltd : BM-C150~300	1,500~4,000	70	58~140	12~37
Buchul Heavy Ind. Co., Ltd. : BCD	800~2,000	70 (35)	24~40	3~8
N.C.B. Srl : FD, MGN	1,500~3,000	70	-	12

(주) 일반 글씨는 RCD공법 장비임. 굵은 Model No.는 Benoto 공법 적용 장비임. 밑줄친 Model No는 Earth Drill 공법 적용 장비임..

- 일반적으로 All Casing 공법 적용 장비는 Oscillator를 적용할 경우 심도가 70m 까지 적용하나, 그렇지 않을 경우에는 심도 35m 전후가 적용성을 나타내고 있으며, 고심도용 Rock Drill 사용시는 Drill bit의 회수 등을 고려하여 확저형이 적용되고 있으며, 최대 굴진 심도는 역순환 펌프의 능력에 의해 결정하기도 한다.

(3) 굴착용 Bit

굴착용 비트의 경우 굴착 속도와 밀접한 관련이 있으며, 토사의 경우 Bit 사용 보다 Hammer Grab 을 사용하는 것이 더 효율적인 경우가 많다. 따라서 국내에서는 Wing bit의 사용이 극히 제한적이다.

- 실트, 모래 및 점토 : Wing bit(3-wing, 4-wing)

- 암반 : Rock bit

암반 굴착에서 Rock bit는 다음 표등에 암반의 강도를 비교 검토하고 의해 선정한다.

<표 5.14> Rock bit 선정 기준표

Cutter type for Name of rock Confined compression Strength of rock (kg/cm ²)	Soft rock	Semi hard rock	Hard rock	Hardest rock	Type
	M	M	MR	HH	Cantilever
	SX	MX	MX	HHX	Saddle
	Shale Mudstone Sandstone Limestone	Shale Mudstone Sandstone	Mudstone Sandstone Granite	Quartzite Granite Liparite	
500					
1,000					
1,500					
2,000					

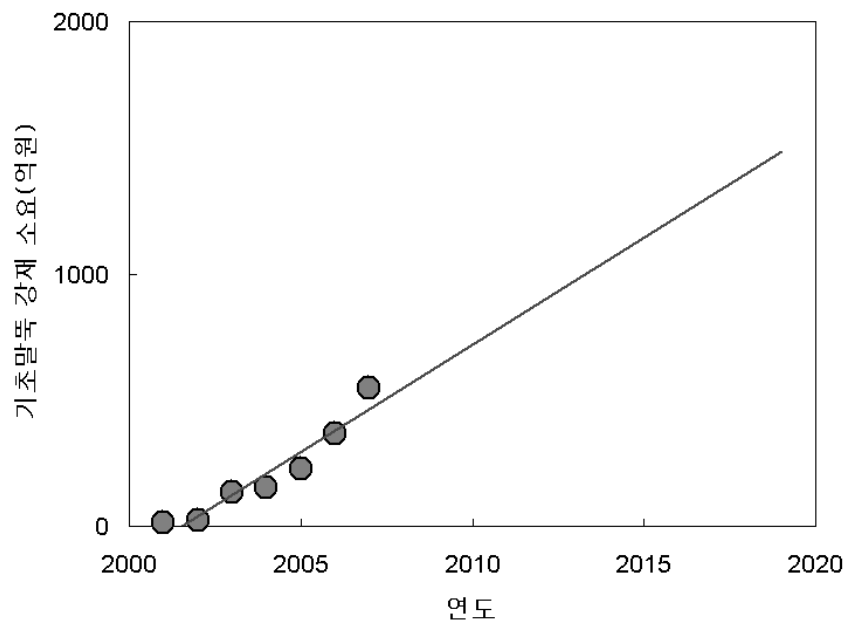
5.6 향후 연구 제안 (연구내용, 연구기간, 기대효과)

현재 건축물의 대부분을 구성하는 공동주택의 건설 동향이 30층 이상의 초고층으로 기초말뚝이 과거 기성말뚝에서 현재 현장타설말뚝로 설계되어 적용되고 있으며 따라서 대구경 강관 복합 말뚝이나 강재가 말뚝 중간에 투입된 형태의 말뚝이 도심구간 건설에는 대다수를 차지하며, 신도시 설계의 중심부는 대부분 이러한 설계를 실시하고 있다.

본 대구경 강관복합말뚝 효율성 및 적용성에 대한 연구 결과는 단지 문헌에 의한 검토 결과로 실증적인 추가 연구를 반드시 검증할 필요가 있다. 또한 대구경 강관복합말뚝의 수평지지력 및 강성 검토, 대구경 강관복합말뚝의 부착력 검토 등이 필요하며, 이는 현재 국내에서 초보 단계인 대구경 강관복합말뚝 설계, 복합Bit를 이용한 확공 Drill의 개발 보급 등이 동시에 이루어져야 효율적인 보급이 될 것이다.

본 대구경 복합 강관 말뚝의 시장은 기존의 초고층 건축물 등록 상태를 검토하면 그 시장 규모를 예측할 수 있다.

현재 기초말뚝과 연결을 고려한 컬럼의 소요는 현재 연간 550억원에 근접하는 것을 할 수 있고, 지속적으로 증가되고 있는 것을 알 수 있다.



<그림 5.6> 기초말뚝 강재 소요(추정)

참 고 문 헌

1. 김대학(2008.3.), “초고층에서의 현장타설말뚝 재하시험방법 고찰“, *한국지반공학회*, 2008 봄 학술대회.
2. 임희지(2006.7.), “도시 랜드마크로서 초고층 건축물의 역할과 관리방향“, *제6회 한국초고층건축포럼 국제 심포지움*.
3. 유평련(2007.5.), “도시 발전전략으로서 초고층 프로젝트 - 인천경제자유구역을 중심으로 -“, *제8회 한국초고층건축포럼 국제 심포지움*.
4. 최강식(2007.11.), “송도신도시 개발사업의 소개 및 CM 수행사례“, *한국건설관리학회 학술발표대회 논문집 03.초청논문 및 발표논문-Track 1*, pp27~61.
5. 서만석(1987. 7.), *大口徑 현장타설말뚝 工法의 研究*, (주)대우건설기술연구소.
6. (주)부마씨이(2008), *Reverse Circulation Drilling Rigs*.
7. Bauer Maschinen GmbH(2008), *Rotary Drilling Rig BG-40H*.
8. NCD srl (2008), *Hydraulic rotary rig FD 220*.
9. Geotechnical Co., Ltd.(1985), *대구경 현장타설 말뚝공법(RCD or Benoto Pile)*.
10. FHWA HI 97-014 (1998), *Design of Construction of Driven Pile Foundations. Workshop Manual - Volume 2*, Ch. 20.
11. ASTM D 1143-07 *Standard test method deep foundation under compressive axial load test*.
12. Council on Tall Buildings and Urban habitat(2007.11.), *100 Tallest Buildings in the World, 2005*.
13. Council on Tall Buildings and Urban habitat(2007.11.), *100 Tallest Buildings in the World, 2015*.
14. Council on Tall Buildings and Urban habitat(2007.11.), *100 Tallest 20 in 2020*.

Ⅲ. 신기술분야

목 차

요약문	212
1. 강관말뚝의 설계기준	213
1.1 개 요	213
1.2 말뚝설계 및 시공 동향	214
1.2.1 설계 기법	214
1.2.2 기초의 선정	214
1.2.3 항타말뚝 설계시 고려사항	215
1.2.4 항타말뚝 시공시 고려사항	216
1.2.5 굴착말뚝 설계시 고려사항	216
1.2.6 굴착말뚝 시공시 고려사항	217
1.3 말뚝설계 기본원리	217
1.3.1 말뚝재료의 허용지지력	218
1.3.2 지반의 허용지지력	218
1.3.3 안전율	218
1.3.4 강관말뚝 규격	219
1.4 말뚝지지력 산정	220
1.4.1 말뚝의 지지력	220
1.4.2 지지력 공식 적용시 주의점	223
1.5 점성토지반에서의 말뚝	226
1.5.1 전응력 해석법	227
1.5.2 유효응력 해석법	230
1.5.3 Lambda 해석법	233
1.6 사질지반에서의 말뚝	233
1.6.1 말뚝의 지지력	234
1.6.2 N_q 지지력 계수	234
1.6.3 유효상재 하중, P_{ob}	237
1.6.4 Kulhawy 방법	239
1.6.5 유효상재하중, P'_{os}	240
1.6.6 토압계수와 주면마찰각, K & δ	240
1.7 암반에 시공된 말뚝	243
1.7.1 선단지지력	243
1.7.2 소켓(Socket) 저항력	244

2. 각국의 설계기준	245
2.1 구조물기초설계기준(한국, 2003)	245
2.1.1 정역학적공식의 이용	245
2.1.2 현장시험결과의 이용	247
2.2 API Code(미국)	249
2.2.1 사질토 지반의 경우	249
2.2.2 점성토 지반의 경우	250
2.3 BS Code	250
2.3.1 정역학적공식의 이용	250
2.3.2 원위치시험 결과의 이용	251
2.4 일본도로교시방서	251
2.4.1 사질토 지반의 경우	251
2.4.2 점성토 지반의 경우	252
2.5 캐나다 기준(CFEM, 2006)	252
2.5.1 사질토 지반의 경우	252
2.5.2 점성토 지반의 경우	253
2.6 허용인발력 설계기준	254
2.6.1 구조물기초 설계기준(한국)	254
2.6.2 API Code(미국)	255
2.6.3 BS Code(영국)	256
2.6.4 일본 도로교시방서	256
2.7 무리효과	256
2.7.1 구조물기초 설계기준(한국)	256
2.7.2 API Code(미국)	257
2.7.3 BS Code(영국)	258
2.7.4 일본 도로교시방서	258
2.8 부주면 마찰력	258
2.8.1 구조물기초 설계기준(한국)	258
2.8.2 API Code (미국)	259
2.8.3 BS Code(영국)	259
2.8.4 일본 도로교시방서	259
2.9 말뚝의 수평지지력	260
2.9.1 구조물기초 설계기준(한국)	260
2.9.2 API Code (미국)	263
2.9.3 BS Code(영국)	264

2.9.4 일본 도로교시방서	264
2.9.5 수평말뚝의 무리효과	265
2.10 각국의 설계기준 비교	266
3. 한계상태 설계법	272
3.1 개요	272
3.2 구조물설계 접근법	272
3.2.1 ASD 설계법	273
3.2.2 LRFD 설계법	274
3.2.3 부분안전계수법	279
3.2.4 확률론적 접근법	280
3.3 유로코드(Eurocode)	280
3.4 하중저항계수 설계법(LRFD)	283
3.4.1 하중저항계수 설계법	283
3.4.2 하중조합(Load combinations)	285
3.4.3 저항계수	286
3.5 고찰 및 제안	290
4. 강관말뚝의 국제적인 시장 및 동향조사	294
4.1 개요	294
4.2 강관말뚝의 종류 및 고려사항	295
4.2.1 항타장비	295
4.2.2 이음	296
4.2.3 부식	296
4.3 강관말뚝 동향 및 시공사례	297
4.3.1 일본	299
4.3.2 미국	305
4.3.3 유럽	317
4.3.4 기타 국가	320
4.4 고찰	326
5. 사면보강공법	328
5.1 개 요	328
5.2 억지말뚝 공법	328
5.3 앵커(Anchor)공법	329
5.4 쏘일네일링(Soil Nailing)공법	329

6. 억지말뚝 설계기준	330
6.1 개 요	330
6.2 안전율 기준	331
6.3 억지말뚝의 내적안정성	331
6.4 수동파괴에 대한 안정해석	331
6.5 억지말뚝 보강사면의 안정해석	332
6.6 억지말뚝 간격과 근입깊이	333
7. 억지말뚝 설계사례	334
7.1 개 요	334
7.2 사례 1 - ○○고속도로 확장공사구간	334
7.2.1 비탈면 현황	334
7.2.2 지반조건	335
7.2.3 비탈면 안정공법 검토	335
7.3 사례 2 - ○○고속도로 확장공사구간	338
7.3.1 비탈면 현황	338
7.3.2 지반조건	340
7.3.3 비탈면 안정공법 검토	343
7.4 사례 3 - 국도○○호선 ○○도로부 및 성토사면 구간	349
7.4.1 비탈면 현황	349
7.4.2 지층분포 및 비탈면 붕괴원인 분석	353
7.4.3 비탈면 안정공법 검토	357
7.5 사례 4 - ○○○ 일반산업도로 진입도로 개설공사 구간	363
7.5.1 비탈면 현황	363
7.5.2 설계적용 강도정수	363
7.5.3 비탈면 안정공법 검토	364
7.6 사례 5 - 공용중인 사면의 붕괴 보강사례	367
7.7 사례 6 - ○○~○○간 도로 4차선 확·포장공사 구간	370
7.8 사례 7 - ○○~○○간 도로 4차선 확·포장공사 현장 구간	372
7.9 사례 8 - ○○조선소 북측사면 보강사례	376
8. 설계 사례분석 및 강관말뚝 활용방안	380
8.1 설계사례 요약	380
8.2 설계사례 분석	383
8.3 강관말뚝 활용방안	383

9. 선단보강재의 형태별 강관말뚝의 거동 특성 385

 9.1 서론 385

 9.2 강관말뚝의 선단보강재 종류 386

 9.3 강관말뚝의 지지력 및 관입 특성 389

 9.3.1 지지력 특성 389

 9.3.2 관입 특성 393

 9.4 선단보강재의 형태별 말뚝의 거동 변화 395

 9.4.1 관입 및 지지력 특성 395

 9.4.2 경제성 405

 9.5 결론 407

참고문헌 409

제 3세부과제: 신기술분야

요약문

본 3세부 신기술분야에서는 ① 강관말뚝의 설계기준 현황 및 해양분야 활용 현황조사, ② 사면보호공으로 적용된 강관말뚝 설계사례 조사 분석, ③ 강관말뚝의 지지력 증대와 선단부 훼손 방지를 위한 선단 보강재의 형태별 특성 및 송배전 분야에서 강관의 활용조사이다. 이러한 세부 연구주제는 강관말뚝에 대한 새로운 국제적인 설계기준 및 시공 동향 등에 대하여 파악하여 그 결과를 도출하고자 하였다.

강관말뚝에 대한 국내외의 설계기준으로 구조물기초설계기준, FHWA 기준, NAVFAC DM-7, 일본 도로교시방서 등의 세계 각국의 설계기준을 비교 검토하였다. 그리고 말뚝설계시 영향을 미치는 지반정수 산정시 고려사항 그리고 신설계법인 한계상태설계법(LRFD & Eurocode)에 대한 연구 동향에 대해 제시하였다. 해양분야의 강관말뚝 사용현황조사를 통해 향후 국내외적으로 해양공간 및 해안개발의 가속화에 따라 그 수요가 증가될 것으로 예상되는 해양분야의 강관파일 설계 및 시공에 대한 기본 실무 자료를 제공하였다.

사면안정 해석시 안전율이 불충분한 것으로 판명되면 안전율을 증가시키는 대책으로 사면의 저항력을 증가시켜 주거나 사면의 활동력을 감소시켜 주는 방법이 필요하다. 보통 저항력을 증가시키는 방법으로는 억지말뚝, 앵커공법 및 쏘일네일링 공법이 실무에서 많이 적용되고 활동력을 감소시키는 방법으로는 사면상부의 흙을 제거하는 절토공과 사면경사를 보다 완만하게 하는 사면구배 완화방법이 사용되고 있다. 따라서 강관말뚝을 활용하는 억지말뚝 공법의 적용성을 분석하기 위하여 사면보강공법으로 많이 사용되고 있는 앵커공법, 쏘일네일링 공법의 보강개념과 시공사례를 통하여 사면안정 대책으로서 강관말뚝의 적용성을 조사하였다.

마지막으로, 강관말뚝의 지지력 증대와 선단부 파손방지를 위해 현장에서 사용하고 있는 선단보강재의 종류를 조사하였다. 그리고 선단보강재의 형태가 강관말뚝의 관입저항과 지지력 특성, 말뚝 선단부의 강성보강 효과에 미치는 영향에 대해서 자료분석을 통해 강관말뚝의 지지력 및 관입시 발생할 수 있는 문제점을 파악하여 그 대안을 제시하였다.

1. 강관말뚝의 설계기준

1.1 개 요

사질토 및 점성토 지반에 타입된 강관말뚝에 대한 대표적인 국내외의 각종 설계기준에는 구조물기초설계기준(2003), FHWA기준, NAVFAC DM-7, CFEM(2006), API Code, BS Code, 일본 도로교시방서 등이 있다. 국내의 경우, 이들 설계기준을 참고하여 설계를 하는 경우가 많은데 이들 설계 기준들을 참고한 일부 국내 기준으로 말뚝의 지지력을 산정하는 경우, 사질토 지반과 점성토지반에서 설계기준마다 다소 상반된 경향을 나타내는 경우가 있어 실무 설계자들을 곤란하게 하는 경우가 많다. 국내의 경우에도 <표 1.1>과 같이 기관마다 각기 다른 설계기준을 가지고 있어 동일한 조건에 대한 해석 결과도 상이한 경우가 종종 발생한다.

<표 1.1> 국내의 강관말뚝 관련 설계 기준

구분	국내설계기준	국외설계기준
항타 말뚝	구조물 기초설계기준 및 해설 (한국지반공학회, 2003)	미도로국(FHWA, 1996)
	도로설계기준 및 해설-하부구조편 (대한토목학회, 2001)	디자인메뉴얼(NAVFAC, 1982)
	철도설계기준-철도교편 (철도청, 1999)	건축기초구조물설계지침 (일본건축학회, 2004)
	도로교하부구조설계요령 (한국도로교통협회)	캐나다기초설계기준 (CFEM, 2006)
	도로교표준시방서 (대한토목학회, 1996)	API Code(1991)
	항만시설물설계기준서 (해운항만청, 1993)	BS Code(1986)
매입말뚝	도로교설계기준 및 해설 - 하부구조편 (대한토목학회, 2001)	건축기초구조물설계지침 (일본건축학회, 2004)
	도로교표준시방서 (대한토목학회, 1996)	-

국내의 설계기준 대부분이 미국이나 일본의 설계기준을 참조한 경우가 대부분이다. 특히 일부 설계기준에는 현재 사용되지 않는 기준들을 그대로 적용하고 있는 경우도 있다. 강관말뚝설계법도 기존의 허용응력설계법(WSD)에서 한계상태설계법(LSD)로 변화하고 있으며 미 도로국의 경우에도 2009년 이후에는 모든 교량기초에 LRFD기초설계기준을 적용하기로 되어 있다. 따라서 LRFD는 국제설계법에서 적용 추세이나, 국내에는 아직은 도입 초기 단계에 그치고 있다. 따라서 강관말뚝의 LRFD설계법에 대한 고찰과 분석이 필요하다고 본다. 향후, 국내외적으로 해양공간 및 해안개발의 가속화에 따라 해양 분야에서도 강관말뚝에 대한 수요가 증가될 것으로 예상된다. 따라서 해양 분야의 강관말뚝 사용현황조사를 통해 해양 분야의 강관파일 현황에 대한 자료를 제공하고자 한다.

1.2 말뚝설계 및 시공 동향

말뚝기초를 가장 많이 사용하는 미국에서 수행된 말뚝기초에 대한 설계 및 시공에 대한 조사 분석 결과를 통하여 말뚝기초에 대한 현황을 파악코자 하였다. 다음 자료는 미 도로국에서 미전역의 각 주의 도로관리국에 대한 조사를 통해 분석한 자료이다.

1.2.1 설계 기법

2004년 미도로국에서 발행한 NCHRP(National Cooperative Highway Research Program)보고서에 의하면 항타말뚝(Driven piles)과 굴착말뚝(Drilled shaft)의 설계 및 시공에 참여한 사람을 대상으로 조사한 결과 답변자들 중 약 90%는 허용응력 설계법(ASD)을, 35%정도가 AASHTO의 LFD(Load Factor Design)설계법을 그리고 28%가 AASHTO LRFD설계법을 사용한 경험이 있다고 하였다. 그러나 응답자들중 대부분은 WSD(Working Stress Design)설계법과 LRFD 또는 LFD설계법을 병용해서 사용하는 것으로 조사되었다. 지지력을 평가하기 위해 ASD설계법을 이용하는 사람들의 95%는 시공조건에 따라 안전율로 2.0~3.0사이의 값을 사용하며 5%정도가 부분계수를 사용하는데 주변마찰력의 경우 1.5~2.0(굴착말뚝 3.0)사이의 부분계수를 선단지지력은 부분계수 값으로 3.0(굴착말뚝 2.0~3.0)을 사용하는 것으로 조사되었다.

1.2.2 기초의 선정

기초의 선정에 대한 조사결과 응답자의 75%가 항타말뚝을 14%가 얕은 기초 그리고 11%정도가 굴착말뚝을 사용하는 것으로 조사되었다. 응답자중 64%는 항타말뚝을 선

호하였으며 5%정도가 굴착말뚝이나 다른 기초를 선호하였다. 항타말뚝을 사용하는 경우에는 21%가 주로 프리스트레스 콘크리트 말뚝을 사용하였으며 52%정도가 H-말뚝을 2%정도가 강관개단말뚝을 그리고 25%가 선단 폐쇄 강관말뚝을 사용하는 것으로 조사되었다.

1.2.3 항타말뚝설계시 고려사항

항타말뚝의 연직지지력을 평가하기 위해 가장 일반적으로 사용되는 방법은 다음과 같다

- 59% : α 법(Tomlinson, 1987)
- 25% : β 법(Esrig & Kirby, 1979)
- 5% : λ 법(Vijayvergiya & Focht, 1972)
- 75% : Nordlund법(Nordlund, 1963)
- 5% : Nottingham & Schmertmann법(CPT, 1975)
- 9% : Schmertmann법(SPT, Sharp, 1987)
- 14% : Zeitlen & Paikowsky(1982)에 의해 수정된 Meryerhof법
- 25% : 기타 방법

항타말뚝의 연직지지력을 구하기 위해 주로 사용하는 해석 프로그램은 다음과 같다.

- 39% 자체 개발 프로그램- EXCEL
- 75% FHWA 개발 프로그램
- 20% 기타 상업용 프로그램

설계시 강도정수를 구하기 위해 주로 사용되는 시험법으로 응답자중 86%가 SPT-N 값, 11%가 CPT시험결과, 그리고 2%가 dilatometer 시험결과를 사용한다고 하였다. 그러나 응답자중 프레스미타 데이터를 사용하는 사람은 한명도 없었다. 대부분의 주에서 점토질 흙의 주면마찰계수(side friction coefficient)를 구하기 위해 Tomlinson이 제시한 방법을 사용하였으며 조립질 흙에서는 Nordland의 방법을 사용하였다. 말뚝설계시 고려된 허용침하량은 응답자의 48%가 0.25~1.0인치의 범위를 제시하였다.

수평말뚝의 설계를 위해서 응답자중 34%가 Broms(1964)의 간편법 또는 컴퓨터 프로그램을 활용한다고 하였으며 88%는 p-y곡선 기법을 사용한다고 하였다. 프로그램 사용자중 14%는 자체개발 프로그램을 82%는 FHWA에서 개발된 프로그램을 그리고 55%는 상업용 프로그램을 사용한다고 하였다. 군말뚝 기초에서 파괴가 일어날 확률을

추정하라는 질문에 대한 답변 결과는 다음과 같다.

- 27% : 0.1%이하
- 4% : 0.1 ~1%
- 1% : 1~10%
- 67% : 모름

따라서 말뚝의 파괴확률로 0~1%정도를 고려하는 것이 타당하다고 판단되며 응답자 중 14%는 말뚝의 파괴를 경험했다고 하였다.

1.2.4 항타말뚝시공시 고려사항

항타말뚝의 시공시 고려사항으로 응답자중 77%가 정재하시험을 그리고 시험방법으로는 급속시험법(Quick Method)을 추천하였다. 항타말뚝의 지지력을 평가하기 위해 가장 일반적으로 사용되는 동적시험은 다음과 같다.

- 80% : GRL-WEAP(GRL Engineers, Inc. Wave Equation Analysis Program)
- 45% : ENR 공식
- 16% : Gate공식(안전율 2.0~3.5 적용)

동적재하시험은 응답자중 84%가 시공중에 수행한 것으로 조사되었다. 동재하 시험시 항타기준을 적용할 때 82%가 EOD(End of Driving) 조건을 52%가 BOR(Beginning of Restrike)조건을 고려하였으나 36%정도는 항타기준 결정시 pile freezes나 relaxation효과를 고려하지 않은 것으로 조사되었다.

1.2.5 굴착말뚝 설계시 고려사항

굴착말뚝의 정적지지력 평가시 가장 일반적으로 사용되는 방법은 다음과 같다.

- 36% : α 법(전응력접근법, Reese & O, Neill, 1998, Kulhawy, 1989)
- 41% : β 법(유효응력접근법, Reese & O, Neill, 1998)
- 9% : Reese & Wright(1977)의 조립토에서의 주면마찰력 접근법
- 39% : FHWA 기법(O, Neill et al., 1996)
- 11% : Carter & Kulhawy 기법 (1988)
- 27% : 기타

컴퓨터 프로그램 사용자중 18%는 자체개발 프로그램을 50%는 FHWA프로그램을,

29%는 상업용 프로그램을 그리고 20%는 기타 프로그램을 사용하였다. 설계정수를 구하기 위해 사용되는 시험법으로는 70%가 SPT데이터, 7%가 CPT데이터, 2%가 프레스미타데이터 그리고 25%가 딜라토 미터 데이터를 사용하였다. 응답자의 16%정도가 암반소켓(Rock socket)설계에서 보링홀의 거칠기를 고려하였으나 나머지 응답자는 가정을 하였다. 응답자의 61%가 말뚝축의 침하를 고려하였으며 허용침하범위로 0.25~2.0in를 사용하였다. 수평말뚝의 설계를 위해 응답자중 27%가 Broms(1964)의 간편법 또는 컴퓨터 프로그램을 활용한다고 하였으며 82%는 p-y곡선 기법을 사용한다고 하였다.

수평하중을 받고 있는 굴착말뚝의 허용변위는 0.25~2.0인치를 들었으며 수평말뚝의 안전율로 1.5~3.0을 사용하였다. 응답자중 30%는 설계시 시공법에 대한 영향을 고려하지 않았다. 군말뚝 기초에서 파괴가 일어날 확률을 추정하라는 질문에 대한 답변 결과는 다음과 같다.

- 20% : 0.1%이하
- 7% : 0.1 ~1%
- 2% : 1~10%
- 71% : 모름

따라서 말뚝의 파괴확률로 0~5%정도를 고려하는 것이 타당하다고 판단하였다.

1.2.6 굴착말뚝 시공시 고려사항

응답자중 66%가 시공기간동안 정재하 시험을 수행하였다. 하중시험의 종류는 32%가 정재하시험, 43%가 오스터 버그셀 시험, 11%가 스테나믹시험 그리고 7%가 동재하 시험을 수행하였다. 굴착방법에는 건조 상태에서의 굴착시공이 64%, 습윤 상태에서의 굴착이 52% 그리고 86%가 케이싱을 사용하였다.

굴착동안 사용된 슬러리는 25%가 애터필자이트 점토광물(Attapulgate), 52%가 벤토나이트 슬러리 그리고 36%가 합성폴리머 슬러리(synthetic polymer slurry)를 사용하였다. 조사자의 54%정도는 프로브나 수중카메라를 이용하여 굴착공의 바닥상태를 확인하였다.

1.3 말뚝설계 기본원리

말뚝의 설계지지력은 말뚝재료의 허용지지력과 지반의 허용지지력중 작은 값으로 한다.

1.3.1 말뚝재료의 허용지지력, Q_{all}

$$Q_{all} = q_{am} \times A_m \quad (\text{단위 ton}) \quad (1.1)$$

여기서, q_{am} : 말뚝재료의 단위면적당 허용지지력(kg/cm^2)

A_m : 강관말뚝 재료의 순 단면적(부식고려 두께 2mm제외)(cm^2)

1.3.2 지반의 허용지지력, Q_a

$$Q_a = Q_u/3.0 \quad \text{또는} \quad Q_a = Q_y/2.0 \quad (1.2)$$

여기서, Q_u : 말뚝이 시공된 지반의 극한지지력(ton)

Q_y : 말뚝이 시공된 지반의 항복지지력(말뚝 재해시험 결과에 적용)(ton)

국내의 경우 말뚝의 설계지지력은 말뚝시공 방법상의 한계로 인하여 말뚝 재료의 허용지지력을 100% 활용하지 못하고 있다. 따라서 말뚝 설계시에는 지반조건에 따라 결정되는 지반의 허용지지력을 산정하는 것이 일반적이다.

1.3.3 안전율

말뚝의 허용지지력은 말뚝의 종류에 따라서 구하는 방법이 다르게 된다. 타입말뚝과 같이 말뚝의 자중이 작은 경우에는 말뚝의 자중이 지지력에 미치는 영향이 작기 때문에 타입말뚝의 허용지지력은 식 (1.3)과 같이 말뚝의 자중을 무시하여 계산하게 된다.

$$Q_a = \frac{1}{F_s} Q_u \quad (1.3)$$

여기서, Q_u : 말뚝의 극한지지력

Q_a : 말뚝의 허용지지력

F_s : 안전율(표 1.2)

한편, 말뚝의 단위주면마찰력 f 와 단위선단지지력 q_b , 그리고 안전율 F_s 도 각각의 설계기준마다 다른 방법으로 산정하도록 하고 있다.

1.3.4 강관말뚝 규격

일반적으로 말뚝기초에 가장 많이 사용되는 강관말뚝 규격은 SKK400, SKK490로 이에 대한 규격은 KS F 4602에 규정되어 있다.

<표 1.2> 각국의 설계기준에 규정된 안전율

설계 기준 안전율	한국(2003) 구조물설계 기준	미국 API Code		영국 BS Code	일본 도로교시방서	
		압축	인발		지지말뚝	마찰말뚝
F_s	3	1.5~2이상	1.5	2~3	3(상시)	4(상시)
					2(지진시)	3(지진시)

** US API(American Petroleum Institute)

<표 1.3> 세계 기호 비교 대조표

규격 기준	KS		JIS		ASTM
규격 번호	F 4602		A 5525		A252
종류의 기호	구 기호	신 기호	구 기호	신 기호	-
	SPS41	SKK400	SKK41	SKK400	Gr2
	SPS50	SKK490	SKK50	SKK490	Gr3

1.4 말뚝지지력 산정

말뚝의 지지력을 산정하는 대표적인 방법에는 정역학적 지지력공식을 이용하는 방법, 말뚝 시공후의 정재하 시험방법, 항타말뚝의 시공과정에서 동역학적 지지력 공식을 이용하는 방법, 그리고 말뚝 시공중이나 후에 수행되는 동적시험법이 있다. 정역학적 지지력 공식을 이용하는 방법은 말뚝시공전에 말뚝의 지지력 또는 변위를 이론적인 해를 통하여 예측하는 방법으로 지반조사로부터 결정된 지반특성이나 지층정보를 이용한다.

동적인 지지력공식을 이용하여 말뚝의 지지력을 구하는 방법은 항타장비의 타격에너지와의 관계를 이용하여 말뚝의 지지력을 구하는 방법이다. 호주에서는 Hiley공식이 미국에서는 Engineering News(안전율=6)식이 가장 일반적으로 사용되고 있다. 동적지지력 공식을 이용하는 경우는 다음과 같은 부정확한 가정에 근거하기 때문에 큰 안전율이 사용된다.

- 말뚝은 강체(rigid body)다.(실제로는 탄성체임)
- 흙의 저항은 모두 정적이다.(말뚝이 항타 되는 동안 매우 큰 동적인 힘이 작용됨)
- 해머의 효율을 안다.(변동성이 매우 큼)

정재하시험(Static load tests)은 말뚝의 극한지지력 파악, 말뚝의 지지력이 충분한지 그리고 설계하중에 대해 충분한 지지력을 가지고 있는지를 확인하기 위해 수행된다. 정재하 시험은 말뚝의 극한지지력을 구하기 위한 가장 좋은 시험방법이지만 시간과 비용이 많이 소요된다는 단점이 있다. 동하중시험(Dynamic testing)은 항타과정중에 발생하는 응력파를 이용하여 말뚝의 지지력을 예측하는 방법으로 1980년대에 소개되었다.

1.4.1 말뚝의 지지력

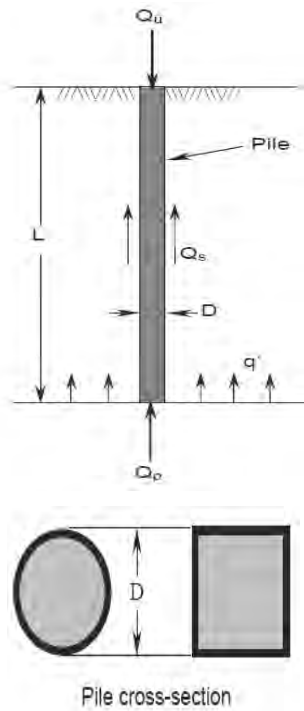
말뚝의 극한지지력은 식 (1.4)와 같이 주면마찰력과 선단지지력으로 구성되며 이 식은 두 가지 요소의 저항력이 동시에 완전히 발생된다는 가정이 사용되고 있다. 따라서 설계시 이들 요소는 독립적으로 계산된 후 합산된다. 파괴시의 말뚝하중과 관련된 말뚝의 극한지지력 공식은 다음과 같다.

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p \quad (1.4)$$

여기서, Q_s : 극한 주면저항력

Q_b : 극한 선단저항력

W_p : 말뚝의 중량



Q_u : 극한지지력

Q_p : 선단지지력

Q_s : 주면마찰력

L : 말뚝길이

q' : 말뚝선단에서의 유효상재하중

D : 말뚝의 직경

A_p : 말뚝의 단면적

<그림 1.1> 말뚝 지지력의 기본 개념

1) 극한선단저항력

극한선단저항력은 Terzaghi의 지지력 공식인 식(1.5)를 이용하여 추정할 수 있다.

$$Q_b = A_b \left[c_b N_c + P_{ob} (N_q - 1) + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + P_{ob} \right] \quad (1.5)$$

여기서, A_b : 말뚝의 선단면적

c_b : 말뚝 선단에서의 점착력

N_c, N_q, N_γ : 지지력 계수

P_{ob}, P'_{ob} : 말뚝 선단에서의 전체 및 유효상재하중

γ : 말뚝 선단에서의 유효상재하중

B : 말뚝선단의 폭

만약, 말뚝의 중량이 포함되는 경우 극한저항력은 식(1.6)과 같다.

$$Q_b = A_b \left[c_b N_c + P_{ob} (N_q - 1) + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + P_{ob} \right] - W_p \quad (1.6)$$

그러나 말뚝의 중량은 말뚝관입에 의해서 이동되는 흙의 중량과 비슷하므로 다음과 같이 가정할 수 있다.

$$W_p \approx A_b P_{ob} \quad (1.7)$$

또한, 말뚝의 길이 L 은 말뚝의 폭 B 보다 훨씬 크므로 다음과 같이 가정할 수 있다.

$$W_p \approx A_b \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + A_b P_{ob} \quad (1.8)$$

또한, $\phi > 0$ 인 경우, $N_q \approx N_\gamma - 1$

따라서 말뚝의 극한선단지지력은 대략적으로 다음 식 (1.9)와 같이 나타낼 수 있다.

$$Q_b = A_b [c_b N_c + P'_{ob} N_q] \quad (1.9)$$

2) 극한 주면저항력

흙은 점착력과 마찰요소를 둘 다 가지고 있기 때문에 주면저항력 산정시에는 두 가지 요소를 모두 고려해야 한다. 일반적으로 이들 요소는 분리되어 고려된다. 전 주면저항력의 점착력 요소 Q_{sc} 는 여러 가지 요소의 함수이지만 단순히 나타내면 흙의 점착력에 비례한다고 가정할 수 있다.

$$Q_{sc} = A_s \alpha c_s \quad (1.10)$$

여기서 A_s : 말뚝의 주면적

c_s : 말뚝 주면에 작용하는 평균 비배수전단강도

α : 유효점착력 감소계수

조립질 흙의 경우, 말뚝축 임의의 점에서의 유효상재하중을 P'_{os} 이라 하면, 이점에서 유효수평응력은 KP'_{os} 가 된다. 여기서, K 는 토압계수이다. 말뚝의 주면저항력중 마찰력에 의한 값을 Q_{sf} 라 하면 흙과 말뚝재료의 마찰저항력 δ 와 유효수평응력을 곱하여 다음과 같이 구한다.

$$Q_{sf} = A_s K P'_{os} \tan \delta \quad (1.11)$$

따라서 말뚝에 작용하는 전 주변마찰력은 점착력과 마찰요소를 합하여 다음 식으로 구한다.

$$Q_s = Q_{sc} + Q_{sf} = A_s [\alpha c_s + K P'_{os} \tan \delta] \quad (1.12)$$

3) 말뚝의 극한지지력

축하중을 받는 말뚝의 극한지지력은 말뚝 주변과 선단에 작용하는 각각의 요소를 합하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$Q_u = Q_b + Q_s = A_b [c_b N_c + P'_{ob} N_q] + A_s [\alpha c_s + K P'_{os} \tan \delta] \quad (1.13)$$

그러나 말뚝에 작용하는 축저항력은 깊이에 따라 달라지는 흙의 종류와 특성, 그리고 말뚝의 단면적과 유효상재하중 때문에 깊이에 따라서 크게 변화하기 때문에 다음 식 (1.14)로 나타내는 것이 보다 정확하게 극한지지력을 구하는 식이 된다.

$$Q_u = Q_b + Q_s = A_b [c_b N_c + P'_{ob} N_q] + \int_0^L C [\alpha c_s + K P'_{os} \tan \delta] dL \quad (1.14)$$

여기서, C 는 말뚝의 윤변의 길이이다.

1.4.2 지지력 공식 적용시 주의점

정력학적 지지력 공식은 여러 가지 제한조건은 있지만 말뚝의 종류나 지반의 조건에 상관없이 비교적 합리적으로 말뚝의 지지력을 구할 수 있는 방법으로 알려져 있다. 그러나 정역학적 지지력 공식을 적용시하는 경우에는 다음과 같은 여러 가지 조건들을 고려하여 적용해야 하는 어려운 점이 발생한다.

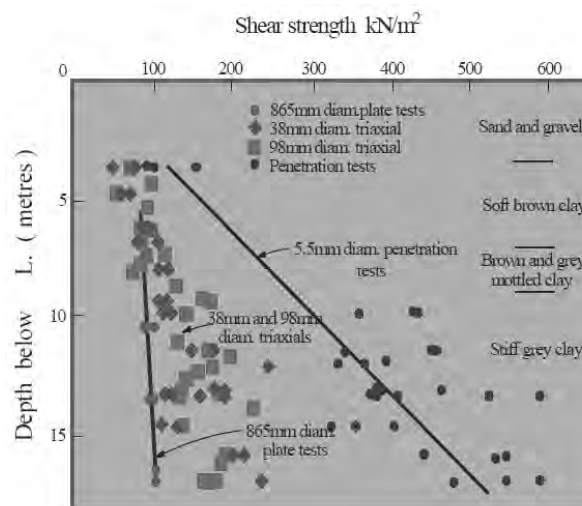
1) 흙의 교란

지반조사나 실내시험의 목적은 최소의 교란으로 시료를 획득하여 가능한 현장강도에 근접한 값을 구하는데 있다. 그러나 말뚝은 지반에 관입되는 동안 많은 교란을 일으킨다. 특히, 항타말뚝은 강제적으로 지반에 관입이 되기 때문에 말뚝 주변의 흙이 교란되고 배제된다. 따라서 점토지반의 경우에는 시간의 경과에 따라 강도의 증가를

기대할 수 있다. 한편, 관입과정동안에 지반의 파괴가 발생하므로 설계정수로 재성형 강도(remoulded strength)의 사용이 권장된다. 굴착 후 말뚝을 시공하는 경우, 굴착공 벽에서 재성형 효과를 기대할 수 있지만 향타말뚝과는 달리 응력의 이완을 일으켜 강도가 감소하게 된다. 또한, 굴착시 사용된 굴착수에 의해 굴착공이 연약해 진다. 그러므로 실내시험에서 구한 강도는 관입된 말뚝 주변지반과는 상당히 다른 상태가 된다. 따라서 시공과정이 흙의 강도에 미치는 효과에 대해서 주의 깊게 고려되어야 한다.

2) 크기효과

점착력은 비교적 작은 점토시료, 즉, 직경이 50~100mm사이이고 높이 대 직경비가 2 또는 2.5 : 1인 시료를 이용하여 구한다. 그러나 하중을 받는 말뚝의 파괴와 관련된 흙의 체적인 매우 크다. 만약, 흙의 등방성이고 균질하다면 크기의 차이는 큰 의미를 갖지 않는다. 그러나 대부분의 흙은 특이한 이방성의 비균질 구조를 가지고 있다. 단단한 균열점토(Fissured clays)의 경우, 견고한 블록이 약한 불연속면에 의해 둘러싸인 구조를 가지고 있다. 따라서 견고한 시료를 이용하여 얻은 시험결과는 전체 지반 강도를 과대평가할 수가 있다.(Rowe, 1972) 그림 <1.2>는 균열된 런던점토에 대해 여러 가지 시험방법을 이용하여 구한 강도값들을 보여주고 있다.



<그림 1.2> 시험종류에 따른 깊이-전단강도

그림 <1.2>에서 강도값은 직경 5.5mm의 콘 관입시험, 직경 38mm, 98mm의 삼축시험, 그리고 직경 865mm 재하판을 이용한 평한재하 시험의 결과이다. 그림에서 알 수 있듯이 5.5mm직경의 콘관입시험 결과가 삼축압축시험결과보다 훨씬 큰 강도값을 보이고 있다. 그 이유는 균열간격이 100~250mm사이로 작은 직경의 시험에서는 연약한 영역의 영향이 시험결과에 반영되지 않았기 때문에 강도가 크게 조사된 것이다. 반면

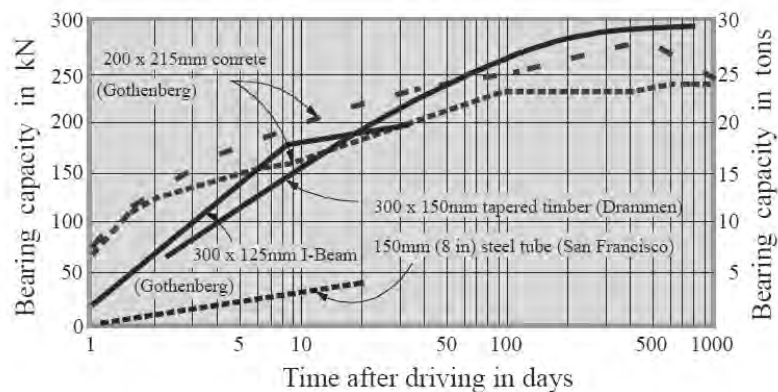
에 삼축시험이나 평판재하시험에서는 연약한 영역의 영향이 반영되어 강도값이 작게 나타났다.

3) 하중재하속도

하중재하속도의 차이는 실내시험이나 현장시험에서 유도된 점착력과 하중을 받는 말뚝에 작용하는 점착력의 크기에 차이를 발생시킨다. 현장시험이나 실내시험은 비교적 빠르게 수행되기 때문에 선단말뚝의 지지력을 구하는데 비배수 전단강도를 사용하는 것이 일반적이다. 그러나 말뚝에 작용하는 사하중이나 영구 활하중의 경우, 수개월에 걸쳐 점진적으로 작용을 한다. 점진적인 하중의 작용으로 인하여 지반이 압밀되면서 강도가 증가한다.

4) 간극수압

항타말뚝의 관입동안 흙이 말뚝 아래로 밖으로 배제된다. 따라서 말뚝에서 지반으로 큰 수평하중이 작용하게 된다. 점토지반의 경우, 초기에는 이러한 작용하중이 과잉 간극수압에 의해서 상쇄된다. 점토지반에 타입된 말뚝은 시간이 지남에 따라 상승된 간극수압이 소산되면서 압밀이 일어나고 동시에 지반의 강도가 증가하게 된다. 그 결과 말뚝 시공후 시간이 경과함에 따라 말뚝의 지지력이 증가하는 현상을 관찰할 수 있다. 이러한 효과를 pile setup 또는 pile freeze 라 한다.



<그림 1.3> 시간경과에 따른 지지력 변화

5) 마찰각 결정

조립질 지반에 시공된 말뚝의 선단지지력과 주변마찰력을 결정하기 위해서는 마찰각 ϕ 결정이 필요하다. 비록 ϕ 가 지지력 공식에는 나타나지 않지만 지지력 계수나 말뚝과 흙의 마찰각 δ 를 구하는데 필수적이다. 조립질 흙에서는 불교란 시료를 채취하기가 매우 어렵기 때문에 ϕ 값을 구하는 것이 매우 어렵다. 일반적으로 마찰각을 구하

기 위해서는 현장실험을 하던가 실험결과에 경험관계식을 적용하여 구하지만 이 과정도 많은 문제점을 포함하고 있기 때문에 정확한 ϕ 값의 추정이 매우 어렵다.

마찰각을 추정하기 위해 가장 많이 사용되는 SPT나 CPT시험을 이용하여 마찰각을 추정하기 위한 수많은 관계식이 제안되었으나 아직도 많은 논쟁이 남아 있다. 모래질 지반의 마찰각은 조립질 재료의 상대밀도와 밀접한 관계가 있다. 따라서 말뚝 관입후의 마찰각과 지반조사에서 구한 마찰각이 다르기 때문에 설계과정에서 이에 대한 고려가 반드시 이루어져야 한다.

6) 수평토압

축 저항에 대한 마찰요소로 작용하는 토압계수 K 는 결정하기가 매우 어려운 값이다. 토압계수 K 는 흙의 밀도에 매우 민감하며 짧은 말뚝인 경우에도 깊이에 따른 변화가 심하다.

7) 지지력 계수

지지력 계수 N_c 와 N_q 는 많은 연구자들에 의해 근사이론을 적용하여 개발되었다. 그리고 이들 이론은 이론과 실체가 보다 일치할 수 있도록 경험에 의해 수정되어 왔다. 따라서 어떤 이론이 적용되느냐에 따라서 이들 값이 달라진다. 지지력계수는 근본적으로 ϕ 값에 의존한다. ϕ 값이 작은 경우에는 지지력이 민감하지 않지만 ϕ 값이 큰 경우에는 N_c 와 N_q 가 크게 변하므로 올바른 값을 선택할 수 있도록 매우 주의를 기울여야 한다.

8) 고찰

일반화된 말뚝의 지지력공식을 적용하는 것은 매우 간단하다. 중요한 것은 지지력 공식에 얼마나 적합한 파라메타를 적용하느냐에 달려 있다. 말뚝 설계시 고려해야 할 가장 중요한 요소중 하나는 시공방법이 말뚝을 지지하는 지반에 어떠한 영향을 미치는지를 파악하는 것이다. 항타말뚝의 경우 흙이 배제되고 지반의 강도는 증가하지만 굴착말뚝의 경우에는 흙의 강도와 말뚝의 지지력이 감소하는 경향이 있다.

1.5 점성토지반에서의 말뚝

점토지반에서 말뚝을 설계하는 경우, 전응력 해석법(Total stress approach)과 유효응력해석법(Effective stress approach)을 적용할 수가 있다. 이들 방법은 각각 장점과 단점을 가지고 있다.

1.5.1 전응력 해석법

점토지반에 시공된 말뚝에 대한 일반적인 설계법은 점토지반이 포화되고 비배수 조건이라는 가정을 적용하여 해석을 한다. 즉, 점토의 마찰각 ϕ 는 영이고, 점착력이 비배수 점착력 c_u 를 가진 전응력 해석법을 이용한다. 그러나 전응력 해석법이 비록 전통적인 설계법중의 하나이나 약간의 이론적인 제한이 있다. 즉 말뚝의 의해서 지지되는 대부분의 하중은 장기하중이기 때문에 결국에는 유효응력에 의해 강도가 지배된다. 그러나 비배수 접근법이 채택되는 주요한 이유는 점토의 비배수 강도 시험이 빠르고 비용이 적게 들기 때문이다. 또한, 정하중 시험이 비교적 빠르게 수행되어 비배수 조건과 같은 상태가 되기 때문이다.

1) 지지력 공식

지지력에 대한 일반식에 대해 비배수 조건을 적용하면 다음식이 된다.

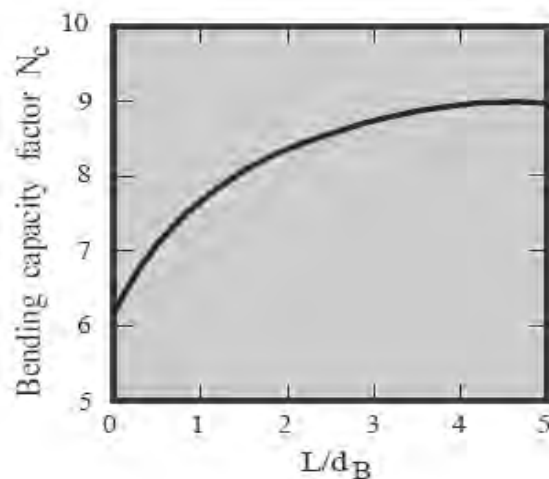
$$P_u = A_b c_b N_c + A_s \alpha c_s \quad (1.15)$$

여기서, A_b 와 A_s 는 말뚝의 제원으로 제시되지만 다른 변수들은 주위 깊게 조사되어야 한다.

2) N_c 파라메타

지지력 이론에서는 향타말뚝(driven pile)과 굴착말뚝(drilled pile)에 대해 동일한 지지력 계수 N_c 값을 적용을 한다. 그러나 향타말뚝의 경우에 큰 값을 적용하는 것이 적당하다는 것이 일반적인 견해이다.

Terzaghi의 지지력 공식에서는 N_c 값은 ϕ 만의 함수로 원형 또는 사각형 얇은 기초의 경우 약 6을 사용하였다. 그러나 Skempton(1951)는 그림 1.4와 같이 지지력 계수 N_c 값이 깊이에 영향을 받는다는 것을 입증하였다.



<그림 1.4> 지지력 계수

Skempton의 연구에 의하면 점토지반의 타입된 깊은 기초의 경우, 근입깊이의 비 (D/B)가 4이상인 경우에는 N_c 값으로 9를 사용하는 것이 일반적인 경향으로 알려져 있다. 그러나 $N_c=9$ 가 일반적인 값으로 사용되고 있지만 다른 연구 결과들도 많이 제시되고 있다. Meyerhof(1976)의 경우, 토질 조건에 따라서 5~10의 범위의 값을 사용할 것을 제시하였다. 한편, 한계깊이(critical depth)이하에 관입된 말뚝의 선단지지력의 경우 9보다 훨씬 큰 값을 적용해야 하는 것으로 나타났다. Seidel(1990)은 정적 시험과 동적시험결과를 이용하여 분석한 결과 과압밀점토의 경우 N_c 값으로 20이상의 값을 사용해야 한다고 하였다. 따라서 기존의 연구결과를 종합해 볼 때 보수적으로 지지력을 구하는 경우, $N_c=9$ 를 적용하는 것은 합리적으로 판단된다.

3) 선단 지반 점착력, c_b

지반조사를 통해 얻은 점착력과 점토지반에 관입된 말뚝의 선단지지력 산정시 적용하는 점착력이 다르다는 것은 많은 연구결과를 통해 입증되었다. 그럼에도 불구하고 더 좋은 데이터를 얻기가 쉽지 않기 때문에 항타말뚝에 대한 비배수 점착력으로 실내 시험 또는 현장시험에서 얻은 결과를 적용하고 있다. 점토지반에서 말뚝의 관입, 교란, 간극수압 발생과 소산 그리고 압밀은 매우 중요하다. 그럼에도 불구하고 연약지반에서는 말뚝의 선단지지력을 고려하지 않고 있다. 그러나 단단하거나 매우 단단한 점토의 경우에는 교란효과에 대한 영향을 적게 받는다. 왜냐하면 이러한 점토의 경우 과잉간극의 영향을 적게 받기 때문에 시간에 따른 강도의 변화가 적다.

항타말뚝의 경우, 항타과정중에 지반의 교란을 크게 일으켜 점토가 가지고 있던 고유의 구조가 파괴된다. 그러나 굴착말뚝의 경우에는 굴착공 주변지반의 교란이 최소

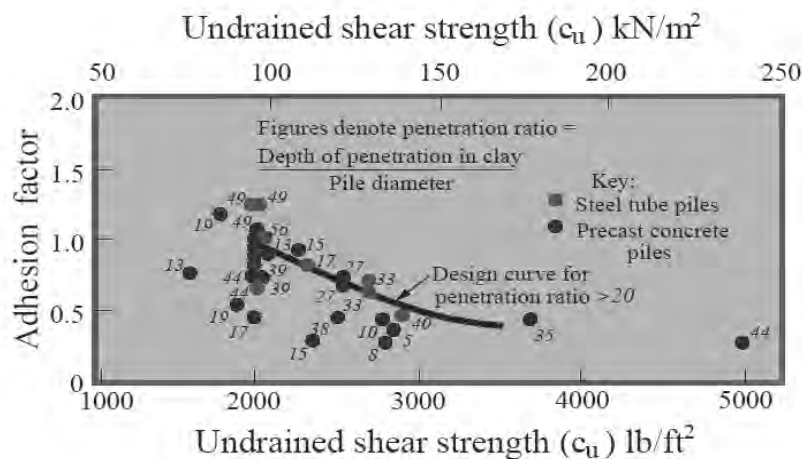
화되어 재성형(remoulding)의 일어나지 않는다. 굴착말뚝에서 가장 이상적인 상태는 지반의 굴착의 영향을 받지 않는 것이며 최악의 상태는 굴착에 따른 응력이완으로 점토구조가 이완이 되는 것이다. 따라서 굴착말뚝의 선단지지력 산정시 균열효과를 반영하기 위해 저감계수를 적용한다. Rowe(1972)는 저감계수로 삼축시험값의 60~90%사이의 값을 사용할 것을 제안하였다. 그러나 정확한 저감계수를 구하는 것은 매우 어려운 일이므로 보통 삼축시험결과와 하한 값을 사용할 것을 제시하고 있다.

4) 주변 점착력, c_s

항타말뚝 설계시 말뚝 주변에 작용하는 점착력 c_s (shaft cohesion)는 실내시험이나 현장시험에서 구한 비배수 전단강도를 이용한다. 시험결과에서 구한 점착력과 실제 현장말뚝에 작용하는 점착력 사이에서 발생하는 변화는 점착력 계수 α 를 이용하여 구한다. 점착력 계수 α 는 현장재하실험과 모형실험을 통해서 경험적으로 결정이 된다. 점착력 계수와 관련된 많은 경험식이 있으며 점착력 계수 α 는 보통 비배수 전단강도의 함수로 나타내는데 점착력이 증가함에 따라 감소한다.(Poulos & Davis, 1980)

5) 점착력 계수, α

점착력 계수 α 는 말뚝의 축 저항력과 불교란 시료의 비배수 전단강도 c_u 와 관련된 순전히 경험에 의해 구한 값이다. 따라서 α 에 대한 이론적인 근거는 없다. 현장지반 조사시에 측정된 점착력과 달리 말뚝의 축과 지반의 경계면 사이에서 점착력을 발생시키는 요소에는 여러 가지가 있다. 그러나 점착력 계수 α 는 이들 모든 요소를 고려한 것으로 간주하고 있다. 따라서 지반의 특성과 말뚝의 관입방법에 맞는 적합한 α 값을 선정해야 한다.



<그림 1.5> 비배수 점착력 계수

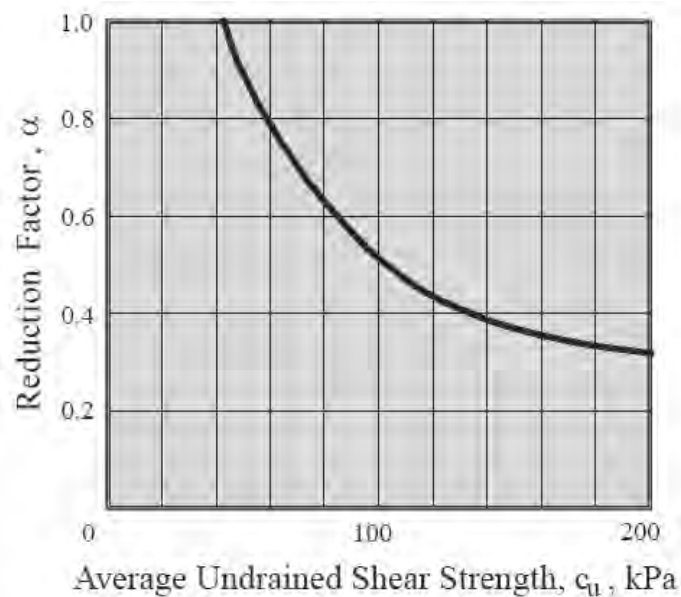
점착력 계수 α 값에 대한 이론적인 근거는 없다. 이 값은 여러 가지 말뚝시험 결과에서 얻은 결과에서 유도된 경험에 전적으로 의존해야 하기 때문에 그림 <1.5>에서와 같이 분산이 크다. 그림에서 알 수 있듯이 유사한 지반 조건하에서 시공된 경우에도 말뚝의 종류와 시공 상태에 따라 부착력 계수의 변화가 크다는 것을 알 수 있다.

매우 대담한 사람의 경우에는 그림에서 제시된 곡선을 이용할 수 있겠지만 안정성을 보장할 수는 없다. 또한, 보수적으로 접근하는 경우 하한 곡선을 이용할 수 있겠지만 이러한 경우에는 경제성이 떨어질 수 있다. 그러므로 지지력을 확인하기 위한 시험이 꼭 필요하다.

AS2159(Australian Piling Code, 1978)에서는 런던 점토에 대한 말뚝재하시험 결과를 이용하여 부착력과 비배수 전단강도와의 관계를 <그림 1.6>과 같이 제시하였다. 그러나 본 도표를 사용시에는 상당한 주의를 요하며 가능한 현장실험을 통해서 확인할 것을 주문하였다. 연약하고 민감도가 작은 점토의 경우 1 또는 1 보다 큰 값을 적용할 것을 권장하고 있으나 민감한 점토의 경우 1보다 작은 값을 사용할 것을 권장하고 있다.

1.5.2 유효응력 해석법

경험에 의존한 전응력 해석법과는 달리 유효응력 해석법은 이론적인 배경을 가지고 있다. 유효응력 강도정수가 결정되면 지지력 공식을 이용하여 선단 저항력을 구할 수 있으며 말뚝과 흙의 경계면에서의 수평응력의 함수로 축 저항력을 구할 수가 있다.



<그림 1.6> 부착력과 비배수 전단강도 관계

1) 말뚝의 지지력 공식

조립질 지반과 마찬가지로 점토질 흙의 유효강도정수는 응력 종속적이다. 즉, 조립토에는 더 큰 응력이 작용할수록 조밀해지는 것처럼 시간이 지나면 점토의 강도도 증가한다. 전응력 해석법에서 사용되는 점착력을 영이라 하면 말뚝의 지지력 공식은 다음 식(1.16)과 같이 간단하게 나타낼 수 있다.

$$P_u = Q_b + Q_s = A_b P'_{ob} N_q + A_s K P'_{os} \tan \delta \quad (1.16)$$

연약 점토의 경우, $c' = 0$ 라는 가정은 합리적이다. 그러나 단단한 점토에서는 c 값이 존재한다. 그러므로 상기와 같은 가정은 식을 매우 단순화 시킨 것이다.

2) 축저항

축저항 요소와 관련 Burland(1973)는 토압계수 K 값으로 정지토압계수 K_0 값을 적용하는 하는 것이 이상적인 가정이라고 하였다.

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (1.17)$$

만약, $\delta = \phi'$ 이라면

$$q_s = \beta P'_{os} \quad (1.18)$$

여기서, q_s 는 축저항력이다. 그리고 $\beta = (1 - \sin \phi') \tan \phi'$ 이다. 식 (1.18)에서 제시된 관계식을 이용하면 유효응력 계수 β 는 다음과 같이 정의 된다.

$$\beta = \frac{q_s}{P'_{os}} \quad (1.19)$$

전응력 부착력 계수 α 는 다음 식으로 정의할 수 있다.

$$\alpha = \frac{q_s}{c_u} \quad (1.20)$$

대부분 점토의 경우, ϕ' 값은 대략 20~40°이내에서 변한다. Mitchell(1976)은 점토의 한계간극비(critical void ratio)에 대한 관계를 다음과 같이 정의 하였다.

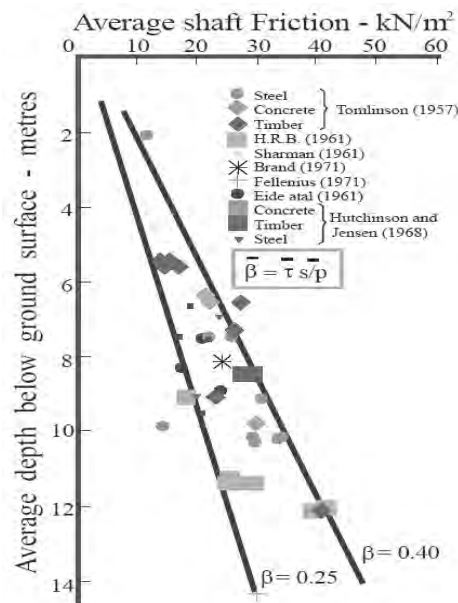
$$\sin \phi'_{cv} \approx 0.8 - 0.094 \ln I_p \quad (1.21)$$

여기서, I_p 는 소성지수를 의미한다.

말뚝 설계시 관입으로 인해 발생하는 교란으로 인한 잔류마찰각 사용에 대한 정의는 다음과 같다. 만약 점토가 민감하고 재성형이 발생하지 않는 경우, 주위 깊게 시공된 굴착말뚝의 경우 큰 값을 적용해야 한다. 소성지수의 범위가 $6 < I_p < 100$ 인 경우 마찰각 ϕ' 은 39~21.5°사이에 있다. 이들 값을 이용하여 β 의 범위를 나타내면

$$0.25 \leq \beta \leq 0.30$$

여기서, β 값의 범위가 상대적으로 작은 값을 보이는 것을 알 수가 있다. 즉, β 값은 점토의 종류에 크게 영향을 받지 않는다.



<그림 1.7> 말뚝 종류에 따른 β 값의 범위

그림 <1.7>은 정규압밀된 연약지반에서 항타말뚝에 대해 수행된 말뚝 재하시험결과에서 얻은 결과를 나타낸 것이다. 그림에서 유효응력 계수 β 값은 다음 범위에 있는 것을 알 수가 있다.

$$0.25 \leq \beta \leq 0.40$$

$\beta > 0.3$ 과 같이 약간 큰 값의 경우 토압계수 K 가 K_0 보다 커서 생기는 결과로 판단되며 이는 말뚝 관입에 따른 수평방향응력의 증가로 기인한 것으로 판단된다.

Meyerhof(1976)은 단단한 점토에 관입된 항타말뚝의 경우, $K \approx 1.5K_0$, 굴착말뚝의 경우, $K \approx 0.75K_0$ 를 사용할 것을 제안하였다. Meyerhof가 제안한 식은 다음과 같다.

$$K_0 = (1 - \sin\phi') \sqrt{OCR} \quad (1.22)$$

1.5.3 Lambda 해석법

λ 해석법은 점토지반에 시공된 장대 강관말뚝의 주면저항력을 추정하기 위한 방법으로 Vijayvergiya & Focht(1972)에 의해 제안되었다. 이 방법은 큰 하중을 받는 해안 또는 해양 말뚝설계에 빈번히 사용되고 있다. 이들 말뚝은 길고 가늘기(slender) 때문에 대부분의 저항력은 축 주면으로부터 발생되기 때문에 선단지지력은 중요하게 고려되지 않는다. 특히, 이 방법은 육지에서 시공된 말뚝의 경우에는 일반적으로 사용되지 않으며, 지반이 정규 압밀된 경우에만 적용하는 것이 합리적인 것으로 알려져 있다.

강관말뚝에 대한 극한주면저항력은 다음 식으로 구한다.

$$Q_s = \lambda(\sigma'_m + 2c_m)A_s \quad (1.23)$$

여기서, σ'_m : 지표면과 말뚝 선단사이의 평균유효연직응력

c_m : 말뚝 축을 따라 작용하는 평균비배수 점착력

λ : 무차원 계수

Lambda식을 적용할 때 주의해야 할 점은 정규압밀된 지반에 시공된 해양말뚝에 적용하기 위해 제안된 해석법이라는 점이다.

1.6 사질지반에서의 말뚝

조립질 지반에서는 배수가 신속하게 발생하기 때문에 배수 및 비배수 또는 전응력 및 유효응력 해석사이의 논쟁은 일어나지 않는다. 일반적으로 조립질 지반에서는 항타말뚝

이 사용된다. 항타과정에서 조립질 흙을 조밀하게 하고 강화시켜 말뚝의 지지력을 증가시키는 결과를 도출한다. 한편, 굴착말뚝(Bored pile)은 임시 또는 영구적인 굴착공의 보호조치 없이는 조립질 흙에서는 사용하지 않는다. 이러한 보호조치 없이 굴착하는 경우 굴착공이 붕괴되거나 굴착면 바닥에 히빙이 발생한다. 굴착공의 보호를 위해 굴착전에 케이싱을 지반에 관입하거나 벤토나이트 슬러리를 사용하여 굴착공을 보호한다. 그러나 처음 방법은 비용이 많이 들며 두 번째 방법은 상당한 경험과 주의를 요구한다. 특히, 벤토나이트를 사용하는 경우에는 말뚝의 축저항력이 감소한다.

1.6.1 말뚝의 지지력

조립질 흙의 경우, 말뚝의 점착력을 영이라 가정하므로 말뚝의 지지력 공식은 다음과 같게 된다.

$$P_u = Q_b + Q_s = A_b P'_{ob} N_q + A_s K P'_{os} \tan \delta \quad (1.24)$$

1.6.2 N_q 지지력 계수

얕은 기초($D/B < 1$)의 경우, 지지력 계수 N_q 는 오직 ϕ' 만의 함수이다. 그러나 D/B 가 1보다 증가하게 되면 Terzaghi & Peck(1967)의 지지력 계수는 보수적으로 증가한다. 이들 지지력 계수에 대한 여러 가지 제안들 중 대표적인 것들은 다음과 같다.

1) Meyerhof의 방법

말뚝의 선단지지력을 계산하는데 가장 잘 알려진 방법중에 하나가 Meyerhof(1951, 1976)가 제시한 지지력 공식이다. 지지력 계수값은 말뚝의 근입깊이가 한계깊이(D/B_{crit})에 도달했느냐에 달려 있다. 한계깊이는 마찰각의 함수이다. 마찰각에 대한 대표적인 값의 범위는 다음과 같다.

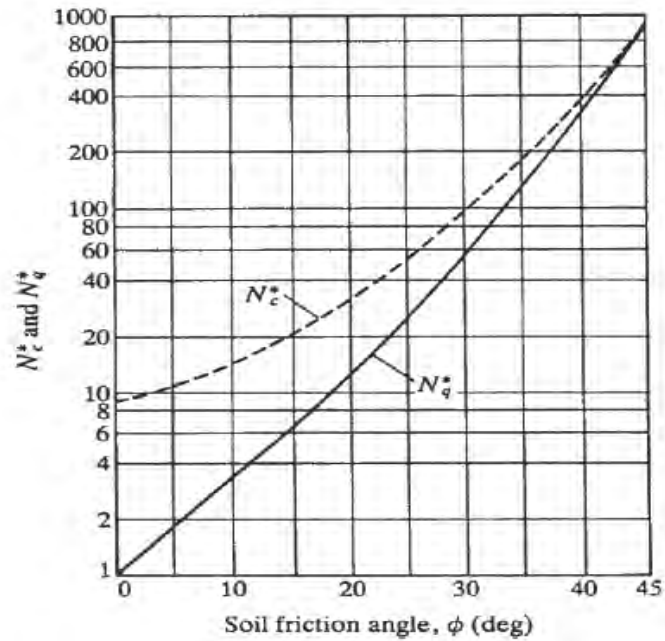
$$\phi = 35^\circ, D/B_{crit} = 11, \text{ 그리고 } N_q = 130$$

$$\phi = 40^\circ, D/B_{crit} = 17, \text{ 그리고 } N_q = 330$$

$$\phi = 45^\circ, D/B_{crit} = 25, \text{ 그리고 } N_q = 900$$

상기에서 마찰각은 현장의 불교란 시료에 대한 값이란 점에 주목해야 한다. 이전에 제안된 방법들 중에서 굴착말뚝의 경우, 굴착시 느슨해지는 효과 때문에 ϕ' 값 산정시 상당히 감소된 값을 사용했다. Meyerhof의 경우, 항타말뚝과 굴착말뚝 사이에 차이

를 두지는 않았지만 지반이 느슨해질 가능성이 매우 큰 경우에는 ϕ' 값 산정시 0.5~0.7 사이의 감소계수를 고려하였다.



<그림 1.8> 마찰각 & 지지력 계수 관계

2) Berezantzev의 방법

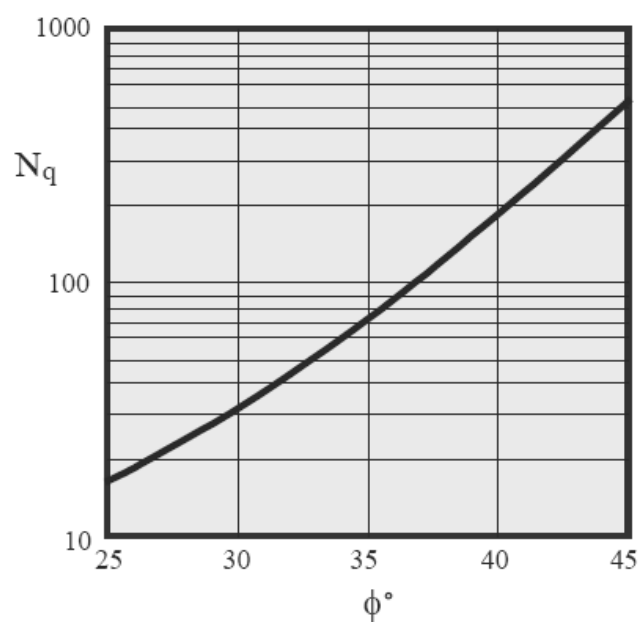
호주의 경우 Polulos의 방법에 크게 영향을 받았는데 Berezantzev등(1961)이 제안한 N_q 와 ϕ' 의 관계식을 사용하고 있다. 이 방법은 근입 깊이의 영향에 비교적 민감하지 않아 일반적으로 근입깊이 비(D/B)에 독립적인 것으로 가정하고 있다. <그림 1.9>에서는 이들의 평균값을 보여주고 있다.

그림에서 N_q 값은 Terzaghi & Peck이 얽은기초에 적용한 값보다 다소 크게 나타났다. Berezantzev의 방법을 적용시 주의해야할 주요한 특징은 마찰각 ϕ' 값으로 말뚝 관입 후(post-installation)의 값을 사용한다는 점이다.

마찰계수 ϕ' 값은 말뚝시공전에 SPT 또는 CPT와 같은 다양한 현장시험을 통해 결정하므로 말뚝의 시공과정에 영향을 받지 않는다. 이를 위한 여러 가지 방법이 제시되었지만 가장 단순하고 일반적으로 사용이 가능한 방법 중 하나는 Kishida(1967)에 의해 제시된 방법이다. 이 방법에서 항타말뚝(driven pile)의 지지력 계수 N_q 값을 결정하기 위해 사용되는 ϕ' 값은 다음 식으로 구한다.

$$\phi' = 0.5(\phi'_1 + 40) \quad (1.25)$$

여기서, ϕ'_1 은 말뚝관입전 말뚝 선단에서의 ϕ' 의 대표값이다. 이와 유사하게 Kishida는 굴착말뚝의 경우, N_q 값을 결정하기 위한 ϕ' 값으로 다음 식을 제안하였다.



<그림 1.9> 마찰각 & 지지력 계수 관계

$$\phi' = \phi'_1 - 3 \quad (1.26)$$

이 방법에 의한 몇 가지 대표적인 지지력 계수를 들면 다음과 같다.

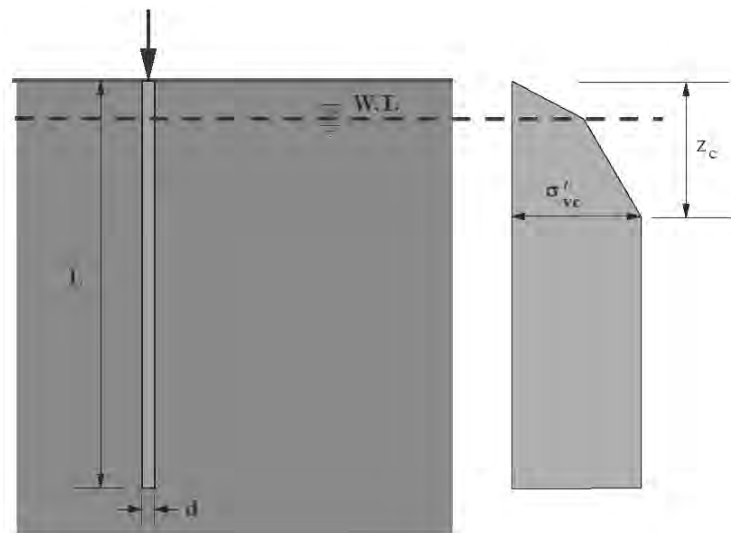
$$\phi = 35^\circ, N_{q\text{향타말뚝}} = 120, N_{q\text{굴착말뚝}} = 45$$

$$\phi = 40^\circ, N_{q\text{향타말뚝}} = 200, N_{q\text{굴착말뚝}} = 110$$

$$\phi = 45^\circ, N_{q\text{향타말뚝}} = 300, N_{q\text{굴착말뚝}} = 250$$

1.6.3 유효상재 하중, P_{ob}

말뚝선단에서의 유효상재하중은 계산이 간단한 것처럼 보인다. 그러나 무엇이 합리적인 값인지에 대해서는 논란이 많다. 과거의 말뚝설계시에는 조립질 지반에서 말뚝설계에 적용되는 유효응력은 연직유효상재하중과 마찬가지로 깊이에 따라 선형적으로 증가한다고 가정하였다.(Meyerhof, 1951, 1976) 그러나, Vesic(1967)등의 연구에 의하면 연직유효응력은 임의깊이(critical depth)에서 한계값에 도달하며 그 이후에는 증가되지 않은 것으로 검증되었다. 그러나 (Kulhawy, 1984)등의 연구에 의하면 연직유효응력이 한계심도에 제한을 받는 것만은 아니라는 연구결과를 발표하였다. 따라서 유효연직응력의 정확한 정의에 대한 연구는 아직도 진행중에 있다고 할 수 있다.



<그림 1.10> 한계심도

1) 무한심도법(Unlimited depth method)-Meyerhof

Meyerhof(1951)는 깊은기초에 대한 지지력 계수 N'_c 와 N'_q 를 제안하였으며 Bowles (1988)과 Das(1990)는 이를 그림으로 나타내었다. Meyerhof의 방법은 말뚝 선단에서의 유효상재하중을 구한 후 Meyerhof의 지지력 계수와 조합하여 사용을 한다. 그러나 말뚝 선단지지력의 한계 값이 N_q 와 P'_{ob} 를 곱한 값을 초과해서는 안된다고 하였다.

$$Q_b \leq A_b 50 N'_q \tan \phi \quad (1.27)$$

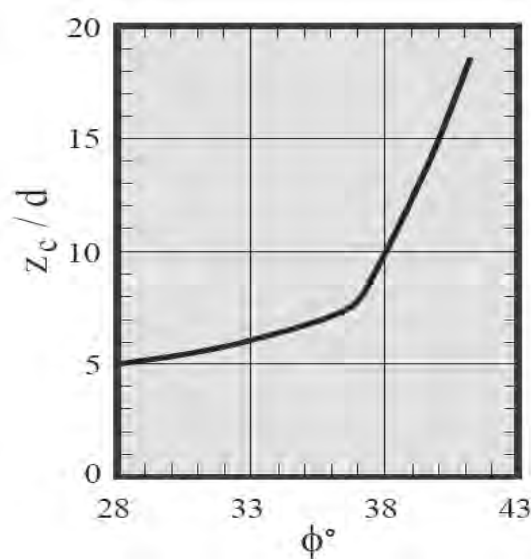
상기 식을 이용하여 최대 선단지지력을 구하면 다음과 같다.

$$\begin{aligned}
 \phi &= 30^\circ (\text{loose}), & q_b &\leq 1.7 \text{MPa} \\
 \phi &= 35^\circ (\text{medium}), & q_b &\leq 4.5 \text{MPa} \\
 \phi &= 40^\circ (\text{dense}), & q_b &\leq 14 \text{MPa} \\
 \phi &= 45^\circ (\text{very dense}), & q_b &\leq 45 \text{MPa}
 \end{aligned}$$

실제로 선단지지력이 15MPa를 초과하는 경우는 매우 드물다.

2) 한계깊이법 -Vesic

Vesic이 제안한 한계 깊이법은 호주에서 가장 일반적으로 사용되고 있는 방법이다. 이 방법은 말뚝 코드 AS2159에서 추천하고 있다.



<그림 1.11> 한계깊이

Vesic(1967)이 수행한 시험결과에 근거하여 Poulos와 Davis(1980)는 유효마찰각 ϕ' 의 함수인 z_c/d 의 함수로 한계깊이 z_c 를 추정하는 방법을 개발하였다. 특히, <그림 1.11>에서 사용된 ϕ' 값은 말뚝 시공법에 따라 달라진다는 점을 명심해야 한다.

- 항타말뚝

$$\phi' = 0.75\phi'_1 + 10 \quad (1.28)$$

- 굴착말뚝

$$\phi' = \phi'_1 - 3 \quad (1.29)$$

일단 z_c/d 값을 알면, P'_{ob} 값을 구할 수 있다. 말뚝 선단이 한계깊이 상부에 있는 경우 P'_{ob} 값은 연직유효상재하중이다. 그러나 말뚝의 선단이 한계깊이 하부에 있는 경우 P'_{ob} 값은 한계깊이에서의 유효상재하중을 적용 한다.

$$\begin{aligned} \text{즉, } z \leq z_c \text{인 경우, } P'_{ob} &= z\gamma \\ z > z_c \text{인 경우, } P'_{ob} &= z_c\gamma \end{aligned}$$

1.6.4 Kulhawy 방법

Kulhawy(1984)는 모래지반에서 말뚝의 지지력 산정시 한계깊이 접근법을 사용하는 것은 오류라고 하였다. 더욱이 한계깊이 이론은 모델시험결과에 근거를 둔 이론이라 하였다. 이에 말뚝 선단에서의 유효상재하중을 사용하여 말뚝 선단의 저항력을 구하는 방법을 제시하였다.

$$q_b = 0.3B\gamma N_\gamma \zeta_{\gamma r} + qN_q \zeta_{qr} \zeta_{qs} \zeta_{qd} \quad (1.29)$$

D/B>4~5인 경우, 식 (1.29)에서 첫 번째 항은 두 번째 항의 10%보다 작기 때문에 무시할 수 있다. 두 항에서 무차원 부분은 마찰각 ϕ 의 함수로 그래프로 제시하였다. 이들 그래프를 이용하여 소위 rigidity index I_r 을 다음과 같이 구할 수 있다.

- 느슨한 모래 $I_r \approx \frac{30}{q^{1/2} \tan(28 \sim 26^\circ)}$ 여기서 $q(tf/ft^2)$ 이다.
- 조밀한 모래 $I_r \approx \frac{110}{q^{1/2} \tan(40 \sim 37^\circ)}$ 여기서 $q(tf/ft^2)$ 이다.

1.6.5 유효상재하중, P'_{os}

말뚝 선단에서 유효상재하중을 결정할 때 전 심도를 고려할 지 한계심도만을 고려할 지에 대한 논쟁이 있는 것과 마찬가지로 말뚝의 축저항 P'_{os} 에 대한 유효상재하중 결정시에도 동일한 논쟁이 있다. 대표적인 방법들은 다음과 같다.

- Meyerhof(1976) - 전 심도를 고려한 유효상재 하중
- Kulhawy(1984) - 전 심도를 고려한 유효상재 하중
- Vesic(1967) - 한계심도를 고려한 유효상재 하중 : 한계깊이비 z_c/d 를 계산하기 위해 말뚝시공후의 마찰각 ϕ' 를 사용한다.

- 항타말뚝 : $\phi' = 0.75\phi'_1 + 10$
- 굴착말뚝 : $\phi' = \phi'_1 - 3$

1.6.6 토압계수와 주면마찰각, K & δ

K 와 δ 는 경우에 따라 분리되어 사용되기도 하지만 함께 사용되는 경우도 많다.

1) 토압계수 K

토압계수 K 는 초기수평토압계수, $K_0 (= 1 - \sin\phi)$ 와 관련이 있다. 그러나 말뚝관입시 발생하는 여러 가지 변동성 때문에 관계가 명료하지는 않다. 일반적으로 흙이 조밀할수록 K 값은 더 크게 나타난다. 종종 토압에 대한 데이터가 없는 경우 느슨한 모래는 $K=0.5$ 그리고 조밀한 모래는 $K=1$ 을 사용하여 대략적인 지지력을 구하기도 한다. Das(1990) K/K_0 의비로 다음값을 제시하였다.

<표 1.4> 말뚝의 종류에 따른 토압계수 (Das, 1990)

말뚝 형식	K/K_0
굴착말뚝(Bored or Jetted piles)	1
저변위 - 항타말뚝	1~1.4
고변위 - 항타말뚝	1~1.8

Kulhawy(1984)는 K/K_0 의 비로 다음 값을 제시하였다.

<표 1.5> 말뚝의 종류에 따른 토압계수 (Kulhawy, 1984)

말뚝 형식	K/K_0
Jetted piles)	1/2~2/3
Drilled shaft, cast-in-place	2/3~1
저변위 - 항타말뚝	3/4~5/4
고변위-항타말뚝	1~2

2) 말뚝표면과 흙 마찰각 δ

말뚝의 축(pile shaft)과 흙 사이의 마찰각 δ 는 ϕ' 의 상한값이다. 말뚝표면의 거칠기가 커서 전단이 말뚝 전 주변지반에 걸쳐서 일어나는 경우 상한값을 적용할 수 있다. 그러나 말뚝표면의 거칠기가 매끄러워 전단이 경계면에서 발생하는 경우에 마찰각은 $\delta < \phi'$ 가 된다. 예를 들어 Broms(1966)이 제안한 식은 다음과 같다.

<표 1.6> 주변 & 흙 마찰각 비(Broms, 1966)

말뚝재료	δ/ϕ'
강 말뚝	$\delta = 20^\circ$
콘크리트 말뚝	0.75
나무말뚝	0.66

3) $K \tan \delta$

Meyerhof와 Vesic이 제안한 설계법에서는 토압계수와 마찰력의 두 요소를 $K \tan \delta$ 또는 $K \tan \phi$ 의 함수로 결합해서 사용하기도 한다.

(a) Meyerhof 의 방법

Meyerhof(1976)는 항타, 관입(Jacked) 그리고 굴착(bored)말뚝에 대한 $K \tan \delta$ 값을

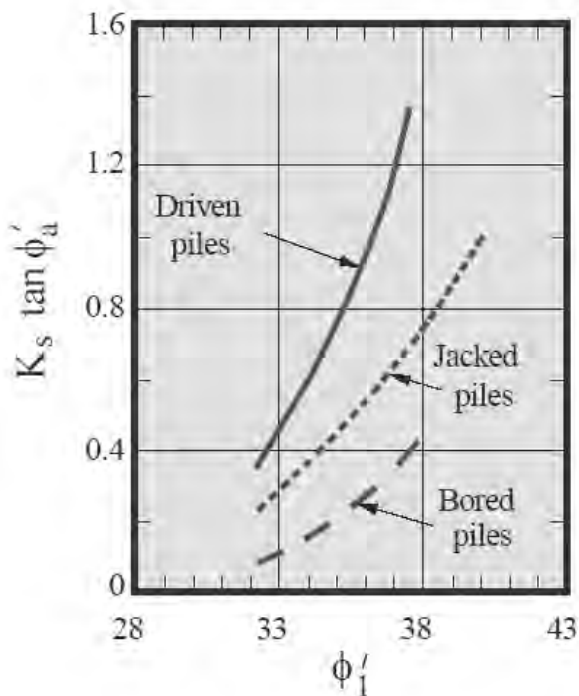
제시하였는데 Poulos & Davis(1980)은 이를 그림<1.12>와 같이 나타냈다.

말뚝의 축저항력은 말뚝의 관입방법에 따른 응력상태의 변화를 반영한다. 굴착말뚝의 경우 불교란된 값의 75%를 감소된 마찰각으로 사용한다. <그림 1.12>는 불교란된 시료에 대한 값을 기준으로 하고 있다. Meyerhof는 SPT N값을 이용하여 주변마찰력을 간단하고 빠르게 예측할 수 있는 방법을 제시하였다.

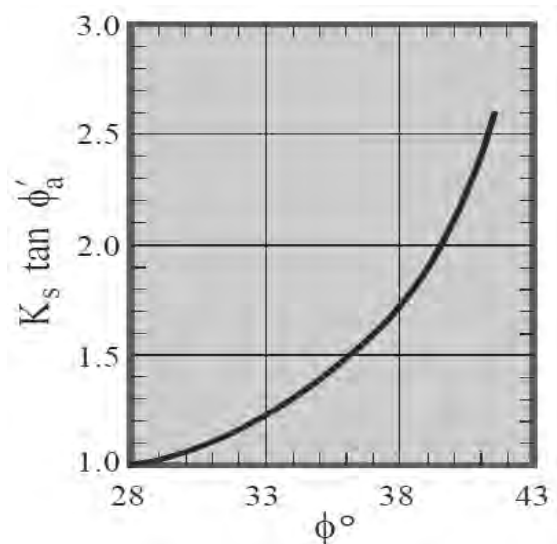
- 고 변위(High displacement) 항타말뚝 $q_s = 2N(kPa)$
- 저 변위(Low displacement) 항타말뚝 $q_s = N(kPa)$

(b) Vesic의 방법

Vesic(1967)의 시험결과를 바탕으로 Poulos & Davis(1980)는 $K \tan \delta$ 와 ϕ' 의 관계를 제안하였다. 여기서 ϕ' 는 말뚝관입 후의 마찰각이다. Vesic은 강관파일을 대상으로 시험을 수행하였으므로 표면이 거친 말뚝의 경우 <그림 1.13>을 적용하면 보수적인 설계 값이 된다고 하였다.



<그림 1.12> 마찰각 & 토압계수와의 관계



<그림 1.13> 마찰각 & 토압계수와의 관계

(c) 비교

$K \tan \delta$ 의 경우 Vesic이 제안한 값이 Meyerhof가 제안한 값보다 약 2배정도 크다. 여기서 주목할 점은 두 방법에 적용된 상재하중이 다르다는 점이다. Poulos & Davis는 항타말뚝의 경우에는 Vesic의 방법을 굴착말뚝의 경우에는 Meyerhof의 방법을 적용할 것을 권장하였다.

1.7 암반에 시공된 말뚝

암반층 위나 속에 시공되는 말뚝을 설계하는 경우, 대부분은 경험에 의존한다. 암반층에 시공된 말뚝의 경우, 특히 주의해야 할 점은 지반에 대해 계산된 허용하중이 말뚝 자체의 구조적 저항능력을 초과하도록 해서는 안된다는 것이다.

1.7.1 선단지지력

다음에 제시된 방법은 선단지지력과 관련이 있다.

1) 경험적인 방법

재하시험결과 구한 선단지지력과 암석에 대한 일축압축강도에 대한 시험결과를 이용하여 선단지지력에 대한 다음식이 제시되었다.

$$q_{b, all} = 0.5q_u \quad (1.30)$$

여기서, $q_{b, all}$ 은 단위 허용선단저항력이다.

2) Goodman 법

Goodman은 암반에 타입된 말뚝에 대한 극한선단지지력으로 다음 식을 제시하였다.

$$Q_p = q_u (N_q + 1) A_b \quad (1.31)$$

여기서, Q_p : 극한선단저항력

q_u : 암반의 일축압축강도

$$N_q = \tan^2(45 + \phi/2)$$

ϕ : 암석의 배수 마찰각

Goodman은 실내에서 수행된 일축압축 강도를 불연속 구조를 가진 암체에 적용하는 경우엔, 5로 나눈 값을 사용할 것을 제시하였다. 또한, 허용선단지지력 결정시 안전율로 3을 적용할 것을 제시하였다.

1.7.2 소켓(Socket) 저항력

말뚝이 암반 속으로 관입되는 경우, 관입된 말뚝 축을 따라 발생하는 저항력을 고려해야 한다. 다음방법들은 축저항력과 관련이 있다.

1) 경험법

암반속에 관입된 말뚝의 축저항력과 일축압축강도와의 비교를 통해서 다음 관계식이 제안되었다.

$$q_{s,all} = 0.05q_u \quad (1.32)$$

여기서, $q_{s,all}$: 허용축저항력

상기 식은 파쇄가 심한 암반의 경우 매우 주의해서 적용해야 한다. Poulos는 최대 허용축저항력으로 75~150kPa를 제시하였다.

2) Kulhawy 법

일련의 국제적으로 수집된 자료의 해석을 통해서 Kulhawy는 암반지반에 타입된 말뚝의 극한 축저항력으로 다음식을 제안하였다.

$$q_s = \psi [c_u \cdot p_a]^{0.5} \quad (1.33)$$

여기서, q_s : 극한단위 주면저항력

$$c_u : q_u/2$$

$$p_a : \text{대기압} = 101.4kPa$$

$$\psi : 1.0 \sim 3.0, \text{ 그리고 평균 } 2.0$$

2. 각국의 설계기준

2.1 구조물기초 설계기준(한국, 2003)

2.1.1 정역학적공식의 이용

1) 사질토 지반의 경우

사질토 지반의 경우 $c=0$ 이므로 이론적 선단지지력은 식 (2.1)과 같이 간략화 된다.

$$q_p = \sigma_v' N_q \quad (2.1)$$

여기서, σ_v' : 유효상재압

N_q : 지지력계수

L_c : 한계관입깊이(=20D, D: 말뚝직경)

균질한 사질토 지반의 경우 말뚝의 관입깊이가 깊어지면 말뚝 선단부에서 유효상재압 σ_v' 는 초기에는 직선 증가구간이 나타나지만 어느 정도 깊이가 되면 그 값이 한계에 도달하고 더 이상 증가되지 않는 데 이를 한계깊이(critical depth)라 한다. 사질토 지반에서 말뚝의 선단지지력을 개략적으로 추정할 때는 한계깊이를 20D로 보고 $D_f > 20D$ 인 경우에도 20D로 보고 계산을 한다. 주면마찰력은 다음 식으로 구한다.

<표 2.1> 내부마찰각과 지지력계수의 관계(NAVFAC DM 7-2, 1982)

ϕ	26	28	30	31	32	33	34	35	36	36	37
N_q (타입말뚝)	10	15	21	24	29	35	42	50	62	77	86

$$F_s = K_s \cdot \overline{\sigma_v'} \cdot \tan \delta \quad (2.2)$$

여기서, K_s : 말뚝측면에 작용하는 범선토압계수

$\overline{\sigma_v'}$: 말뚝 측면 흙의 평균유효상재압

δ : 말뚝과 흙 사이의 벽면마찰각

L_c : 한계깊이(=20D)

2) 점성토 지반($\phi_u = 0$ 인 경우)

점성토 지반에 작용하는 선단지지력은 다음 식을 이용하여 구한다.

$$q_p = c_u N_c \quad (2.3)$$

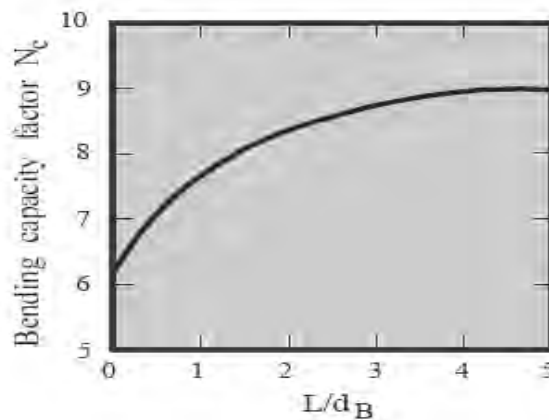
c_u : 비배수 점착력

N_c : 지지력 계수

주면마찰력을 구하기 위한 α 계수법은 말뚝이 비배수조건의 포화 점토지반($\phi_u = 0$)에 설치된 경우에 적합하다.

$$f_s = c_u = \alpha c_u \quad (2.4)$$

여기서, α : 부착력계수



<그림 2.1> 지지력 계수 N_c (Skempton, 1951)

β 계수법(유효응력 해석법)은 말뚝의 관입시 발생하는 지반교란의 영향을 고려한 것으로 다음 식으로 구한다.

$$f_s = c_r' + K \cdot \overline{\sigma_v'} \cdot \tan \phi_r = \beta \sigma_v' \quad (2.5)$$

여기서, c_r' : 교란된 점토가 재 압밀된 후의 점착력

ϕ_r : 교란된 점토가 재 압밀된 후의 배수전단저항각

K : $1 - \sin \phi_r'$ (정규압밀 점토)

$(1 - \sin \phi_r') \sqrt{OCR}$ (과압밀 점토)

3) 암반에 근입된 강관말뚝의 선단지지력

$$P_n = 140 q_u^{\frac{1}{2}} \cdot A_t^{\frac{2}{5}} \cdot A_i^{\frac{1}{3}} \quad (2.6)$$

여기서, P_n : 강관말뚝의 극한선단지지력(tf)

q_u : 암반의 일축압축강도(tf/m^2) ($q_u \leq 1000 tf/m^2$)

A_t : 강관말뚝의 선단부 순단면적(m^2)

A_i : 강관말뚝의 선단심부면적(m^2)

2.1.2 현장시험결과의 이용

1) 사질지반의 선단지지력(SPT)

- 향타말뚝의 경우

$$Q_p = m N_{60}' \cdot A_p \quad (2.7)$$

여기서, $m = 3 \left(\frac{L_b}{B} \right) \leq 30$,

$$m N_{60}' \leq 1500 (tf/m^2)$$

$$N_{60}' = C_N N_{60}$$

$$C_N = 0.77 \log_{10} \frac{20}{\sigma_v'}$$

여기서, $\sigma'_v \geq 2.5 \text{ tf/m}^2$, A_p : 말뚝선단면적(m^2)

2) 선단지지력(CPT)

$$q_p = q_c (\leq 1500 \text{ tf/m}^2) \quad (2.8)$$

○ 사질토층, 연암층, 잔류토층, 빙하, 퇴적토층

$$q_p = \overline{P_{oh}} + k_g (P_L - \overline{P_{on}}) \quad (2.9)$$

여기서, $\overline{P_{on}}$: 정지상태의 수평응력(시험에서 측정)

P_L : 극한 또는 한계압(시험에서 측정)

k_g : 지지계수

3) 주변마찰력(SPT)

- 항타말뚝의 경우

$$Q_s = n \overline{N_{60}} \cdot A_s \quad (2.10)$$

$$n = \frac{1}{5}$$

여기서, $n \overline{N} \leq 10 \text{ (tf/m}^2\text{)}$

$\overline{N_{60}}$: 사질토층의 평균 N 치

A_s : 사질토 지반에 묻힌 말뚝의 겉면적(m^2)

4) 주변마찰력(CPT)

- 항타말뚝의 경우

$$f_s = f_c (\leq 10 \text{ tf/m}^2) \quad (2.11)$$

2.2 API Code(미국)

2.2.1 사질토 지반의 경우

1) 선단지지력

$$q_b = p_o N_q \quad (2.12)$$

여기서, p_o : 지지력의 계산위치에 작용하는 유효상재압력

N_q : 무차원 지지력계수

2) 주변마찰력

$$f = K_s p_0 \tan \delta \quad (2.13)$$

여기서, K_s : 횡방향토압계수

- 폐색되지 않은 말뚝의 경우 $K_s = 0.8$

- 완전 폐색되거나 폐단말뚝인 경우 $K_s = 1.0$

δ : 말뚝의 벽면마찰각

<표 2.2> 일반 사질토 지반에 설치된 말뚝에 대한 설계계수

지반의 성질	$\delta(^{\circ})$	$f(kips/ft^2)$	N_q	q_b 의 극한치 ($kips/ft^2$)
Very Loose Sand Loose Sand-Silt Medium Silt	15	1.0	8	40
Loose Sand Medium Sand-Silt Dense Silt	20	1.4	12	60
Medium Sand Dense Silt	25	1.7	20	100
Dense Sand Very Dense Sand-Silt	30	2.0	40	200
Dense Gravel Very Dense Sand	35	2.4	50	250

2.2.2 점성토 지반의 경우

1) 선단지지력

$$q_b = 9c_u \quad (2.14)$$

- 이때 완전폐색 말뚝의 경우, q_b 는 말뚝의 전체단면에 걸쳐 작용
- 불완전폐색 말뚝의 경우, q_b 는 말뚝의 벽단면부에만 작용

2) 주면마찰력

$$f = \alpha c_u \quad (2.15)$$

여기서, α : 무차원계수(≤ 1.0)

$$c_u/p_o \leq 1.0 \text{의 경우, } \alpha = 0.5(c_u/p_o)^{1/2}$$

$$c_u/p_o > 1.0 \text{의 경우, } \alpha = 0.5(c_u/p_o)^{1/4}$$

2.3 BS Code

말뚝의 단위주면마찰력 f 와 단위선단지지력 q_b 는 실험형 말뚝실험으로부터 결정될 수 있으며, 현장에서 채취한 시료의 실내실험 결과를 이용하는 정역학적공식이나 원위치시험의 결과를 이용해서 유추하기도 한다.

2.3.1 정역학적공식의 이용

1) 선단지지력

$$q_b = c_b N_c \quad (2.16)$$

여기서, c_b : 말뚝 선단부 위치에서 점성토의 전단강도

N_c : 지지력계수(일반적인 경우 9.0, 관입깊이/말뚝직경 4배 이하. 6.0)

2) 주면마찰력

$$f = \alpha c_u \quad (2.17)$$

여기서, α : 지지력계수 (0.3~0.6)

2.3.2 원위치시험 결과의 이용

말뚝의 선단지지력을 산정하기 위하여 사용되는 원위치 시험으로는 동적방법의 표준 관입시험(SPT)과 정적방법의 원추관입시험(CPT)이 있으며, 원추관입시험은 가장 많이 사용되는 시험방법이다. 연약한 점성토 지반에 대해서는 베인시험이 많이 적용되고 있다.

2.4 일본도로교시방서

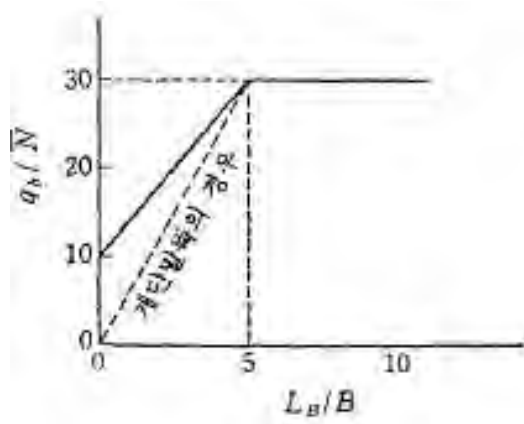
2.4.1 사질토 지반의 경우

1) 선단지지력

타입말뚝의 경우, q_b 는 지지층에 관입된 말뚝의 근입비인 L_b/B 와 지지층에서의 평균 N 치에 대한 q_b 의 비인 q_b/\bar{N} 의 관계를 나타낸 <그림 2.2>로 부터 구해진다. 여기서 지지층이란 N 치가 대략 30이상인 사질토층을 말하며, 지지층에서 N 치의 최대치를 40으로 한다.

- 속파기말뚝의 경우,

$$q_b = (10 \sim 15)N (\leq 400 \sim 600 \text{ tf/m}^2) \quad (2.18)$$



<그림 2.2> 말뚝의 근입비 L_b/B 에 의한 단위선단지지력 q_b 의 산정

2) 주변마찰력

$$f = \begin{cases} N/5 (\leq 10) (\text{타입말뚝의 경우}) \\ N/5 (\leq 10) (\text{속파기 말뚝의 경우}) \end{cases} \quad (2.19)$$

단, $N \leq 2$ 인 경우에는 신뢰성 부족으로 주변마찰력을 고려하지 않는다.

2.4.2 점성토 지반의 경우

1) 선단지지력

타입말뚝의 경우 q_b 는 사질토의 경우와 마찬가지로 <그림 2.2>로부터 구한다. 여기서 지지층이란 N 치가 대략 20 이상(q_u 가 5~10kg/cm² 이상)인 지반을 말하며, 지지층에서 N 치의 최대치를 40으로 한다.

2) 주면마찰력

$$f = \begin{cases} c \text{ 또는 } N(\leq 15) \text{ (타입말뚝의 경우)} \\ c/2 \text{ 또는 } N/2(\leq 10) \text{ (속파기 말뚝의 경우)} \end{cases} \quad (2.20)$$

단, $N \leq 2$ 인 경우에는 신뢰성 부족으로 주면마찰력을 고려하지 않는다.

2.5 캐나다 기준(CFEM, 2006)

단말뚝에 작용하는 극한 지지력 R 은 말뚝축을 따라 작용하는 전단저항력의 합 q_s 와 선단지지력 q_b 의 합으로 구한다.

$$R = \sum_{z=0}^L Cq_s \Delta z + A_t q_b \quad (2.20)$$

여기서, C : 말뚝의 주면길이

L : 말뚝의 근입깊이

Δz : 지층으로 나눈 길이(L /지층수)

A_t : 말뚝의 선단 저면적

2.5.1 사질토 지반의 경우

$$\begin{aligned} q_s &= \sigma'_v K_s M \tan \phi' = \beta \sigma'_v \\ q_b &= N_t \sigma'_b \end{aligned} \quad (2.21)$$

여기서, β : 조합된(combined) 축 저항계수

K_s : 수평토압계수

σ'_v : 말뚝 주변의 연직유효응력

M :말뚝-흙의 마찰계수

N_t : 지지력 계수

σ'_b : 말뚝 선단에서의 연직유효응력

<표 2.3> β 계수의 범위

흙의 종류	현장타설말뚝	항타말뚝
썰트	0.2-0.3	0.3-0.5
느슨한 모래	0.2-0.4	0.3-0.8
중간 모래	0.3-0.5	0.6-1.0
조밀한 모래	0.4-0.6	0.8-1.2
자갈	0.4-0.7	0.8-1.5

<표 2.4> N_t 계수의 범위

흙의 종류	현장타설말뚝	항타말뚝
썰트	10-30	20-40
느슨한 모래	20-30	30-80
중간 모래	30-60	50-120
조밀한 모래	50-100	100-120
자갈	80-150	150-300

2.5.2 점성토 지반의 경우

1) 전응력 & 유효응력 해석법

최근까지도 점토지반에 시공된 말뚝의 지지력을 평가하기 위한 수단으로 비배수 전단강도를 이용한 전응력 해석법의 사용이 일반적이다. 말뚝의 선단(toe)과 축(shaft)사이의 경험적인 관계가 개발되어 사용되고 있다. 그러나 τ_u 값이 25kPa를 초과하는 경우 신뢰성이 떨어지는 것으로 조사되었다. 그러므로 유효응력 해석법이 훨씬 신뢰성이 있는 방법이다.

2) $\tau < 100kPa$ 인 경우의 점토의 축 저항력

비배수전단강도가 100kPa 이하인 지반에 관입된 항타말뚝에서 대부분의 저항력은

대부분 말뚝의 축에서 발생한다. 그러므로 단말뚝의 축저항력은 전응력해석 공식을 이용하여 구한다.

$$r_s = \alpha \tau_u \quad (2.22)$$

여기서, α : 부착력 계수 0.5-1.0

3) $\tau > 100kPa$ 인 경우의 점토의 축 저항력

비배수전단강도가 100kPa 이상인 지반에 관입된 항타말뚝의 극한지지력은 주변마찰력과 선단지지력으로 이루어 진다.

4) 선단저항력

말뚝선단의 극한저항력은 다음 식으로 구한다.

$$R_t = N_t \tau_u A_t \quad (2.23)$$

여기서, R_t : 선단 지지력

A_t : 말뚝선단 면적

N_t : 지지력 계수(말뚝 직경의 함수)

말뚝선단직경	N_t
0.5m 이하	9
0.5~1.0m	7
1m이상	6

2.6 허용인발력 설계기준

2.6.1 구조물기초 설계기준(한국)

1) 단독말뚝의 경우

$$Q_{tn} = \frac{Q_f}{3} + W = \frac{f A_s}{3} + W < \text{말뚝재료의 허용인장하중} \quad (2.24)$$

여기서, f : 말뚝의 단위 주변마찰력

A_s : 말뚝의 주변면적

W : 말뚝과 관내토의 유효중량

2) 무리말뚝의 경우

무리말뚝을 이루는 단독말뚝의 허용인발력의 합과 무리말뚝을 하나의 케이스 기초로 가정할 때의 허용인발력중 작은 것으로 하며, 안전율은 단기하중에는 2.0을 장기하중에는 3.0을 사용한다.

2.6.2 API Code(미국)

말뚝의 허용인발력 Q_{ta} 는 동일한 말뚝의 주변마찰력보다 작거나 같으며, 인발저항력 산정시 말뚝과 관내토의 무게도 고려되어야 한다.

$$Q_{ta} = fA_s + W_p + W_s \quad (2.25)$$

여기서, f : 말뚝의 단위 허용주면마찰력

A_s : 말뚝의 주면면적

W_p 와 W_s : 말뚝과 관내토의 유효중량

1) 사질토 지반의 경우

$$f = K_s p_0 \tan \delta \quad (2.26)$$

여기서, K_s : 횡방향토압계수

- 폐색되지 않은 말뚝의 경우 $K_s = 0.8$

- 완전폐색되거나 폐단말뚝인 경우 $K_s = 1.0$

p_0 : 말뚝 선단깊이에 작용하는 유효상재압력

2) 점성토 지반의 경우

$$f = \alpha c_u \quad (2.27)$$

여기서, α : 무차원계수(≤ 1.0)

$c_u/p_o \leq 1.0$ 의 경우, $\alpha = 0.5(c_u/p_o)^{1/2}$

$c_u/p_o > 1.0$ 의 경우, $\alpha = 0.5(c_u/p_o)^{1/4}$

2.6.3 BS Code(영국)

지반조사 결과로부터 정확도를 지닌 허용인발력은 산정할 수 없으며 말뚝의 허용인발력은 인발시험으로부터 측정하는 것을 원칙으로 한다.

2.6.4 일본 도로교시방서

말뚝의 허용인발력은 지반의 허용인발저항력과 말뚝 자중의 합으로 계산한다.

$$Q_{ta} = \frac{Q_{tu}}{F_s} + W_p + W_s \quad (2.28)$$

여기서, Q_{ta} 와 Q_{tu} : 말뚝의 허용인발력과 극한인발력

F_s : 안전율로 평상시에는 6.0, 지진시에는 3.0을 적용

W_p 와 W_s : 말뚝과 관내토의 유효중량

2.7 무리효과

말뚝의 무리효과는 말뚝 중심간 거리와 지반특성 등에 따라 결정되며, 특히 무리효과가 나타나지 않는 말뚝 중심간 최소거리는 <표 2.5>와 같이 각각의 설계기준에 따라 다르게 규정하고 있다.

말뚝 중심간 거리가 위 표에서 정한 거리보다 작아서 무리효과가 발생할 때 말뚝의 지지력을 산정하는 방법은 각국의 설계기준마다 다르게 규정하고 있다.

2.7.1 구조물기초 설계기준(한국)

무리말뚝의 극한지지력은 말뚝의 지지형태와 지반의 종류에 따라서 세가지 형태로 나타난다. 첫째, 암반등의 지지층까지 타입된 선단지지말뚝의 경우에는 지지층에서 응력집중이 문제되지 않으므로 무리말뚝의 효과는 고려되지 않는다. 둘째, 사질토 지반에 타입된 마찰말뚝의 경우에는 말뚝의 타입시 주변 모래의 다짐으로 인한 말뚝 1본의 지지력 증가분과 무리효과에 의한 지지력의 감소치와 상쇄되므로 무리효과를 고려하지 않는다. 셋째, 점성토 지반에 타입된 마찰말뚝의 경우에는 무리말뚝 효과에 의한 지지력의 감소효과가 발생한다. 무리말뚝의 지지력은 무리말뚝 효율을 이용하는 Convers-Labarre의 방법과 무리말뚝을 케이슨으로 가정하는 가상 케이슨기초 방법으로 산정할 수 있다.

<표 2.5> 연직하중 작용시 무리효과를 제거하기 위한 말뚝 중심간 최소거리

설계기준	한국 구조물 기초	미국 API Code	영국 BS Code	일본 도로교시방서
말뚝 중심간 거리	$\geq 3B$	$\geq 8B$	(마찰말뚝) \geq 주면 길이 (지지말뚝) $\geq 2B$	$\geq 2.5B$

주) B : 말뚝의 직경

1) Convers-Labarre의 방법

$$Q_g = E_g m n Q \quad (2.29)$$

여기서, Q_g 와 Q : 무리말뚝의 지지력과 단말뚝의 지지력

$$E_g = 1 - \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90} \right] \theta : \text{무리말뚝 효율}$$

$$\theta(^{\circ}) = \tan^{-1}(D/d)$$

m 과 n : 무리말뚝의 가로방향과 세로방향에 있는 말뚝의 수

D 와 d : 말뚝의 직경과 말뚝의 중심간 거리

2) 가상 케이슨기초 방법

$$Q_g = q_b A_b + f_s A_s \quad (2.30)$$

여기서 q_b 와 f_s : 케이슨바닥면의 단위선단지지력과 단위주면마찰력

A_b 와 A_s : 무리말뚝의 바닥면 면적과 주면의 면적

2.7.2 API Code(미국)

무리말뚝의 극한지지력은 지반의 종류에 따라 다르게 나타난다.

1) 사질토 지반에 타입된 경우

무리말뚝의 지지력 > 단독말뚝의 지지력 \times 말뚝의 본수

2) 점성토 지반에 타입된 경우

무리말뚝의 지지력 < 단독말뚝의 지지력 × 말뚝의 본수

말뚝의 무리효과는 말뚝의 배치형태와 관입깊이, 지지층의 두께에 영향을 받는다.

2.7.3 BS Code(영국)

1) 사질토 지반에 타입된 경우

무리말뚝의 극한지지력 > 단독말뚝의 극한지지력 × 말뚝의 본수

2) 암반이나 다져진 사질토 지반에 타입된 선단지지말뚝의 경우

무리말뚝의 극한지지력 = 단독말뚝의 극한지지력 × 말뚝의 본수

3) 점성토 지반에 타입된 마찰말뚝의 경우

무리말뚝의 지지력 < 단독말뚝의 지지력 × 말뚝의 본수

말뚝의 무리효과는 말뚝간 거리, 말뚝길이, 말뚝의 수, 지반조건, 기초판의 강성 등에 따라 달라진다.

2.7.4 일본 도로교시방서

무리말뚝기초에서 무리효과가 발생하면 기초를 하나의 케이슨 기초로 가정하므로 무리말뚝의 지지력은 구조물기초 설계기준(2003, 한국)의 가상 케이슨 방법과 동일한 방법으로 산정한다.

2.8 부주면 마찰력

부주면 마찰력이 발생하는 경우에는 말뚝본체의 손상을 막고 구조물의 기능을 확보하기 위해서 말뚝의 축방향 지지력, 말뚝본체 응력, 그리고 말뚝머리 침하량에 대하여 부주면 마찰력이 미치는 영향을 검토해야 한다. 한편 부주면 마찰력이 작용하는 경우에는 부주면 마찰력 저감대책을 세워야 한다.

2.8.1 구조물기초 설계기준(한국)

1) 중립층의 두께 (압밀층의 두께=H)

- 마찰말뚝이나 불완전지지말뚝의 경우 0.8H
- 보통 모래나 모래자갈층에 지지된 경우 0.9H
- 암반이나 굳은 지층에 완전 지지된 경우 1.0H

2) 부마찰력에 대한 안전율은 보통 1.0을 사용

- 단독말뚝에 작용하는 부마찰력, Q_{nf}

$$Q_{nf} = f_n A_s = \beta p_0 A_s \quad (2.31)$$

여기서, A_s : 부마찰력이 작용하는 부분의 말뚝 주면면적

β : 마찰계수(점토 : 0.2~0.25, 실트 : 0.25~0.35, 모래 : 0.35~0.5)

p_0 : 부마찰력 산정 위치에 작용하는 유효상재압력

- 무리말뚝에 작용하는 부마찰력, Q_{gnf}

$$Q_{gnf} = BL(\gamma_1 D_1 + \gamma_2 D_2) \quad (2.32)$$

여기서, B 와 L : 무리말뚝의 폭과 길이

γ_1 와 γ_2 : 성토층과 압밀토층의 유효단위중량

D_1 과 D_2 : 성토층의 두께와 중립점위의 압밀토층 두께

2.8.2 API Code (미국)

규정하고 있지 않음

2.8.3 BS Code(영국)

$$Q_{nf} = f_n A_s = c_r A_s \quad (2.33)$$

여기서, Q_{nf} : 말뚝의 부마찰력

c_r : 교란된 점토가 재압밀된 후의 점착력

A_s : 중립점보다 위에 있는 말뚝 부분의 주면 면적

2.8.4 일본 도로교시방서

일반적으로 중립점의 깊이는 압밀층 깊이의 75%~95%이지만, 특별한 자료가 없는 경우는 중립점의 위치를 압밀층의 하단으로 가정하는 것이 좋다.

- 부마찰력을 고려한 말뚝의 연직 허용지지력, Q_{an}

$$Q_{an} = \frac{(Q_u - W_s)}{1.5} + W_s - (Q_{nf} + W) \quad (2.34)$$

여기서, Q_u 와 Q_{nf} : 말뚝의 부마찰력을 극한지지력과 부마찰력 ($f_n A_s$)

f_n : 중립점 이상에서 유발되는 단위 주면마찰력

($N \leq 2$ 인 지반에서도 마찰력 고려함)

A_s : 중립점보다 위에 있는 말뚝 부분의 주면 면적

W_s : 중립점 아래에 있는 말뚝으로 치환된 부분의 흙의 유효중량

W : 말뚝과 관내토의 유효중량

2.9 말뚝의 수평지지력

말뚝기초의 허용수평지지력은 주변지반의 저항력과 말뚝의 허용응력, 두부의 변위량 등을 고려하여 세가지가 모두 허용범위내에 있어야 한다. 특히, 짧은 말뚝의 경우를 제외하면 횡방향재하시험의 하중-두부변위 곡선은 명확한 항복하중이나 극한하중을 보이지 않는 것이 보통이다. 그러므로 전면적인 파괴가 발생하는 짧은말뚝의 경우에는 전도하중을, 그리고 흙의 소규모적인 파괴현상이 점진적으로 발생하는 긴 말뚝의 경우에는 말뚝의 허용파괴하중을 극한수평지지력으로 하고 있다. 이러한 극한수평지지력은 실험실시험으로부터 구하는 것이 바람직하지만, 실험이 곤란할 경우에는 다음과 같은 정적 지지력공식을 이용하는 것도 가능하다.

2.9.1 구조물기초 설계기준(한국)

연직으로 설치된 말뚝의 수평지지력을 구하기 위한 해석적 방법은 다음의 두 가지를 들 수 있다.

1) Broms의 이론

말뚝과 주변지반의 파괴가능성을 모두 고려했으며, 흙의 전단강도와 토압계수를 사용하기 때문에 실용적이다. 말뚝의 수평지지력 산정은 지반의 종류와 말뚝길이의 길고 짧음에 따라 틀려지며, 말뚝길이의 구별은 <표 2.6>에 의한다.

<표 2.6> 긴 말뚝과 짧은 말뚝의 구별

말뚝종류	점성토	사질토
짧은 말뚝	$\beta L \leq 2.25$	$\eta L < 2.0$
중간 말뚝	-	$2.0 \leq \eta L \leq 4.0$
긴 말뚝	$\beta L > 2.25$	$\eta L > 2.0$

여기서, L : 말뚝의 길이

$$\beta = \left(\frac{k_h B}{4EI} \right)^{1/4} (cm^{-1})$$

$$\eta = \left(\frac{n_h}{EI} \right)^{1/5} (cm^{-1})$$

k_h : 수평지반반력계수 (kgf/cm³)

n_h : 지반반력계수의 깊이방향 증가율에 말뚝직경 B를 곱한 값(kgf/cm³)

2) Broms의 이론에 의한 극한수평저항력 산정

탄성지반반력법 : 말뚝을 탄성지반에 지지된 보로 가정하고 말뚝의 EI가 일정하고 길이가 충분히 길때 말뚝의 응력과 변형에 대하여 해석하였다.

k_h 와 n_h 의 결정방법 : 사질토 지층이나 정규압밀점토에서는 k_h 는 깊이에 따라 비례적으로 증가하고 과압밀점토에서는 k_h 는 깊이에 무관하게 일정하다.

(a) 말뚝의 수평재하시험에서 역산하는 방법

(b) 지반의 탄성계수나 전단강도정수를 이용하는 방법

- 원형단면 말뚝 : $k_h B = 0.56 E_s$
- H형 강말뚝 : $k_h B = 0.49 E_s$
- 점성토에서 : $k_h B = 67 c_u B$

<표 2.7> 각 지반의 수평지반반력계수

흙의 종류	$k_h (kgf/cm^3)$
대단히 유연한 실트 혹은 점토	0.3~1.5
유연한 실트 혹은 점토	1.5~3.0
중간상태의 점토	3.0~15.0
단단한 점토	15이상
모래(점착력이 없음)	3.0~8.0

<표 2.8> 사질토 지반의 $n_k (kg/cm^3)$

모래의 상대밀도	느슨	중간	조밀
지하수위 위	0.22	0.67	1.8
지하수위 아래	0.13	0.45	1.1

<표 2.9> 점토지반의 $n_k (kg/cm^3)$

흙의 종류	$n_k (kg/cm^3)$
유연한 정규압밀 점토	0.02~0.35
정규압밀된 유기질 점토	0.011~0.082
피 트	0.003~0.011

2.9.2 API Code (미국)

1) 사질토의 경우

단위 길이당 극한수평지지력 q_h 는 얇은 깊이에 대한 값인 q_{hs} 에서 깊은 깊이에 대한 값인 q_{hd} 까지 변하므로, 두 계산식의 결과중 작은 값을 단위 길이당 극한수평지지력으로 사용한다.

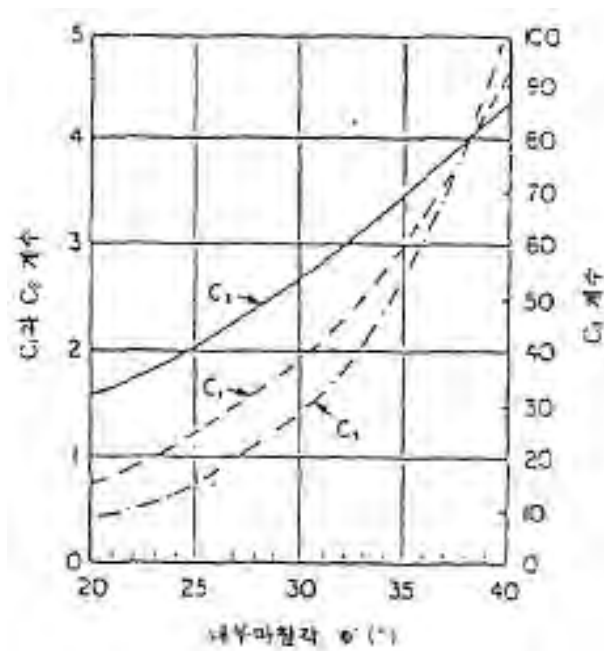
$$\begin{cases} \text{얇은 깊이에 대하여, } q_{hs} = (C_1L + C_2B)\gamma L \\ \text{깊은 깊이에 대하여, } q_{hd} = C_3B\gamma L \end{cases}$$

여기서, q_h : 말뚝의 단위 길이당 극한수평지지력

B 와 L : 말뚝의 직경과 길이

C_1 C_2 C_3 : <그림 2.3>으로부터 결정되는 계수

γ : 흙의 단위 유효중량



<그림 2.3> 내부마찰각을 이용한 계수의 산정

2) 점성토의 경우

단위 길이당 극한수평지지력 q_h 은 지표면으로부터의 거리 x 가 0에서부터 x_R 까지 증가함에 따라 $3c_u$ 에서 $9c_u$ 까지 증가한다.

$$\begin{cases} 0 \leq x < x_R \text{의 경우, } q_h = 3c_u + \gamma x + J \frac{c_u x}{B} \\ x \geq x_R \text{의 경우, } q_h = 9c_u \end{cases}$$

여기서, $J : 0.25 \sim 0.5$ 사이의 값을 갖는 무차원 경험상수

x_R : 지반의 수평저항치가 더이상 증가하지 않는 깊이 $(= 6B/(\gamma B/c_u + j)) \leq 2.5B$)

2.9.3 BS Code(영국)

규정하고 있지 않음.

2.9.4 일본 도로교시방서

말뚝의 수평방향 허용변위량이 주어지면 연직방향으로 설치된 말뚝의 경우 말뚝의 허용수평지지력 Q_{ha} 는 두부가 지중에 완전히 매입되어 있는지, 지상으로 돌출되어 있는지에 따라서 다음식으로 구할 수 있다.

1) 말뚝의 허용수평지지력

$$Q_{ha} = \frac{k_h B}{\beta} \delta_a \quad (2.35)$$

- 지상으로 돌출되어 있는 경우

$$Q_{ha} = \frac{4EI\beta^3}{1 + \beta h} \delta_a \quad (2.36)$$

여기서, Q_{ha} : 변위량으로부터 결정된 말뚝의 수평지지력

E 와 I : 말뚝의 탄성계수와 단면2차 모멘트

$1/\beta$: 수평저항과 관계되는 지반의 깊이 $= (k_h B/4EI)^{-1/4}$

h : 말뚝의 돌출길이

δ_a : 말뚝의 허용변위량

B : 말뚝의 직경

2) 횡방향 지반반력계수의 산정

$$k_h = \frac{1}{30} \alpha E_0 \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} \quad (2.37)$$

B_H : 수평력을 받는 말뚝의 환산재하폭 [= $\sqrt{B/\beta}$]

E_0 : 지반의 변형계수

α : E_0 의 추정에 이용되는 보정계수

2.9.5 수평말뚝의 무리효과

수평하중을 받는 말뚝에서 무리효과가 나타나지 않기 위한 말뚝의 중심간 최소거리는 연직하중의 경우와 마찬가지로 <표 2.10>과 같이 각 설계기준에 따라 달리 정해지며, 무리효과로 인한 말뚝의 지지력 변화도 연직하중의 경우와 마찬가지로이다.

말뚝의 중심간 거리가 위 표에서 규정한 거리보다 작아서 무리효과가 발생하게 되면 수평지지력 산정시 지반의 횡방향 지지력계수에 보정계수를 곱해서 사용하고 있다.

일본의 도로교시방서에서는 보정계수를 식 (2.38)를 통하여 구하도록 하고 있으며, 한국의 구조물기초 설계기준에서는 <표 2.11>과 같이 규정하고 있다.

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{s}{B} \right) \quad (2.38)$$

여기서, μ : 횡방향 지지력계수 k_h 의 보정계수

s 와 B : 말뚝간 중심간격과 말뚝의 직경

<표 2.10> 수평하중 작용시 무리효과를 제거하기 위한 말뚝 중심간 최소거리

설계기준	한국 구조물 기초	미국 API Code	영국 BS Code	일본 도로교시방서
말뚝 중심간 거리	하중작용방향 $\geq 3B$ 하중작용직각방향 $\geq 2.5B$	$\geq 8B$	규정안함	$\geq 2.5B$

<표 2.11> 구조물기초 설계기준에서 정하는 보정계수

말뚝 중심간 간격	k_h 또는 n_k 보정계수
8B	1.00
6B	0.70
4B	0.40
3B	0.25

2.10 각국의 설계기준 비교

지반의 지지력 산정은 말뚝의 종류에 관계없이 동일한 방법으로 이루어진다. 다만, 말뚝의 종류 및 시공방법에 따라 계수들이 다소 변화되어 사용될 수 있다. 지반의 지지력 산정공식은 국내설계기준(구조물기초 설계기준, 도로교 설계기준)과 외국의 설계기준 및 여러 학자들이 제안한 계산공식 등을 기초로 하여 <표 2.12~2.16>와 같이 요약할 수 있다. 여기서, 국내설계기준 요약에서는 현장타설말뚝 뿐만 아니라 항타말뚝에도 적용 가능한 지지력 산정공식도 같이 나타나 있으므로 적용시 주의를 요한다.

<표 2.12> 구조물 기초 설계기준(2003)의 지지력 산정공식 요약

지반종류	선단지지력	주면마찰력
사질토	$q_p = \sigma_v' N_q$ σ_v' : 유효상재압 N_q : 지지력계수 L_c : 한계관입깊이(=20B)	$F_s = K_s \cdot \bar{\sigma}_v' \cdot \tan \delta$ K_s : 말뚝측면에 작용하는 법선토압계수 $\bar{\sigma}_v'$: 말뚝 측면 흙의 평균유효상재압 δ : 말뚝과 흙 사이의 벽면마찰각 L_c : 한계깊이(=20B)
점성토	$q_p = c_u N_c$ c_u : 비배수 점착력 N_c : 지지력 계수	(1) α 계수법(비배수 조건) $f_s = c_u = \alpha c_u$ α : 부착력계수 (2) β 계수법(유효응력 해석법) $f_s = c_r' + K \bar{\sigma}_v' \cdot \tan \phi_r = \beta \sigma_v'$ c_r' : 교란된 점토가 재압밀된 후의 점착력 ϕ_r : 교란된 점토가 재압밀된 후의 배수전단저항각 K : $1 - \sin \phi_r'$ (정규압밀 점토) $(1 - \sin \phi_r') \sqrt{OCR}$ (과압밀 점토)
암반 강관말뚝	$P_n = 140 q_u^{\frac{1}{2}} \cdot A_t^{\frac{2}{5}} \cdot A_i^{\frac{1}{3}}$ P_n : 강관말뚝의 극한선단지지력(tf) q_u : 암반의 일축압축강도(tf/m ²) $(q_u \leq 1000 \text{tf/m}^2)$ A_t : 강관말뚝의 선단부 순단면적(m ²) A_i : 강관말뚝의 선단심부면적(m ²)	

<표 2.13> 구조물 기초 설계기준(2003)의 지지력 산정공식 요약(계속)

지반종류	선단지지력	주면마찰력
사질토 (SPT)	(1) 향타말뚝의 경우 $Q_p = mN_{60}' \cdot A_p$ $m = 3\left(\frac{L_b}{B}\right) \leq 30, \text{ 여기서 } mN_{60}' \leq 1500 \text{ tf/m}^2$ $N_{60}' = C_N' N_{60}$ $C_N' = 0.77 \log_{10} \frac{20}{\sigma_v'}, \text{ 여기서 } \sigma_v' \geq 2.5 \text{ tf/m}^2$ $A_p : \text{말뚝선단면적(m}^2\text{)}$ (2) 선굴착 말뚝의 경우 향타말뚝의 $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}$ 수준 (3) 현장타설말뚝의 경우 $m_{(\text{현타})} = \frac{1}{2} m_{(\text{타입})}$	(1) 향타말뚝의 경우 $Q_s = n \bar{N}_{60}' \cdot A_s$ $n = \frac{1}{5}, \text{ 여기서 } n \bar{N}_{60}' \leq 10 \text{ tf/m}^2$ $\bar{N}_{60}' : \text{사질토층의 평균 } N\text{-치}$ $A_s : \text{사질토 지반에 묻힌 말뚝의 겉면적(m}^2\text{)}$ (2) 선굴착말뚝의 경우 타입말뚝의 $\frac{1}{2}$ 수준 (3) 현장타설말뚝의 경우 $n_{(\text{현타})} = \frac{1}{2} n_{(\text{타입})}$
사질토 (CPT)	(1) 타입말뚝의 경우 $q_p = q_c (\leq 1500 \text{ tf/m}^2)$ (2) 착공말뚝의 경우 타입말뚝의 $\frac{1}{2}$ 수준	(1) 타입말뚝의 경우 $f_s = f_c (\leq 10 \text{ tf/m}^2)$ (2) 착공말뚝의 경우 타입말뚝의 $\frac{1}{2}$ 수준
사질토층 연암층 잔류토층 빙하 퇴적토층	$q_p = \bar{P}_{oh} + k_g (P_L - \bar{P}_{on})$ $\bar{P}_{on} : \text{정지상태의 수평응력}$ (시험에서 측정) $P_L : \text{극한 또는 한계압(시험에서 측정)}$ $k_g : \text{지지계수}$	f_s

<표 2.14> FHWA에서 규정한 지지력공식 요약

	극한선단지지능력	극한주면마찰능력						
점성토	$q_b = N_c c_{ub} \qquad q_b \leq 430.6 \text{ (t/m}^2\text{)}$ $N_c = 6.0[1+0.2(L/B_b)], \qquad N_c \leq 9 \text{ } c_{ub}$	<ul style="list-style-type: none">α 방법$f_{sz} = \alpha_z c_{uz}$						
사질토	<p>선단지지력 q_b의 값이 수정되지 않은 현장에서의 표준관입시험 계측치인 N_{SPT}의 함수임.</p> <p><사질토에 대한 선단지지력 값></p> <table><tr><th>N_{SPT}</th><th>$q_b \text{ (t/m}^2\text{)}$</th></tr><tr><td>0 ~ 75</td><td>$4.2.46 N_{SPT}$</td></tr><tr><td>75이상</td><td>484</td></tr></table> <p>N_{SPT} : 수정되지 않은 N치</p> <p>저면부의 직경이 127 cm 보다 클 때, 감소된 선단지지력(q_{br})을 적용</p> $q_{br} = \frac{127}{B_b} q_b$	N_{SPT}	$q_b \text{ (t/m}^2\text{)}$	0 ~ 75	$4.2.46 N_{SPT}$	75이상	484	$f_{sz} = K \sigma'_z \tan \phi_c$ $f_{sz} = \beta \sigma'_z \leq 21.5 \text{ (t/m}^2\text{)}$ 여기서, $\beta = K \tan \phi_c$ 주면마찰력의 상한치는 이론적인 극한값이 아니라 실험에 의해 측정된 최대의 값임(Owens and Reese, 1982). β 는 사질토에 설치된 소구경 현장타설말뚝의 하중 전이를 다룬 O'Neill과 Reese(1978)가 제안하였으며, 모래와 자갈질모래 또는 자갈층에 대하여 제시하였음.
N_{SPT}	$q_b \text{ (t/m}^2\text{)}$							
0 ~ 75	$4.2.46 N_{SPT}$							
75이상	484							
암반	Canadian Geological Society(1978) $q_b = K_{sp} q_u$ $K_{sp} = \frac{9 + \frac{3 C_s}{B_b}}{10(1 + 300 \delta / C_s)^{0.5}}$	일축압축강도 값이 280 psi이상 (Horvath와 Kenney, 1979) $f_s = 2.5(q_u)^{0.5}$ 일축압축강도 280 psi 이하 (Carter와 Kulhawy, 1987) $f_s = 0.15q_u$						

<표 2.15> 여러학자들이 제안한 지지력 산정공식 요약

	선단지지력	주면마찰력																					
점성토	(가) Reese and O'Neill (1988) $q_d = N_c c_u \leq 430.6 \text{ (t/m}^2\text{)}$ $N_c = 6[1 + 0.2(L/B_b)] \leq 9$ (나) Braja M. Das (1999) $Q_p = A_p c_u N_c^*$ (다) Joseph E. Bowles (1996) $Q_p = A_p c N_c = 9 s_{up} A_p$	(가) Reese and O'Neill (1988) $f_i = \alpha c_u$ (나) Braja M. Das (1999) $Q_s = \sum_{L=0}^{L=L_1} \alpha c_u p \Delta L$ (다) Joseph E. Bowles (1996) $\sum Q_{si} = \sum \alpha s_{us} p' \Delta L$																					
사질토	(가) Meyerhof (1971) $q_d \text{ (tf/m}^2\text{)} = \frac{1.3 N_{corr} D_b}{D_p}$ 모래의 경우 : $q_d < 13 N_{corr}$ 비소성 실트의 경우 : $q_d < 9.6 N_{corr}$ (나) Reese and Wright (1977) <table border="1"> <tr> <td></td><td>N ≤ 60</td><td>N > 60</td></tr> <tr> <td>$q_d \text{ (t/m}^2\text{)}$</td><td>6.4N</td><td>380</td></tr> </table> N = 보정하지 않은 표준관입시험 타격횟수 (회/300mm) (다) Braja M. Das (1999) $Q_p = A_p q' (N_q^* - 1)$ (라) Joseph E. Bowles (1996) $Q_p = \frac{q_p}{\alpha_p} A_p$ (마) Reese and O'Neill (1988) <table border="1"> <tr> <td></td><td>N ≤ 75</td><td>N > 75</td></tr> <tr> <td>$q_d \text{ (t/m}^2\text{)}$</td><td>7.5N</td><td>430</td></tr> </table>		N ≤ 60	N > 60	$q_d \text{ (t/m}^2\text{)}$	6.4N	380		N ≤ 75	N > 75	$q_d \text{ (t/m}^2\text{)}$	7.5N	430	(가) Meyerhof (1971) $f_i = 0.096 N$ (나) Quirios와 Reese (1971) $f_i = 0.25 N < 19 \text{ (tf/m}^2\text{)}$ (다) Touma와 Reese (1974) $f_i = K \sigma'_v \tan \phi_f < 24 \text{ (tf/m}^2\text{)}$ (라) Reese and Wright (1977) N ≤ 53일 때 : $f_i = 0.28 N$ 53 < N ≤ 100일 때 : $f_i = 0.021 (N - 53) + 15$ (마) Reese and O'Neill (1988) 0.25 ≤ β ≤ 1.2일 때 : $f_i = \beta \sigma'_v \leq 19 \text{ (tf/m}^2\text{)}$ (바) Braja M. Das (1999) $Q_s = \pi D_s (1 - \sin \phi) \int_0^{L_1} \sigma'_v \tan \delta dz$ (사) Joseph E. Bowles (1996) $\sum Q_{si} = \sum K p_o \tan \delta (p' \Delta L)$									
	N ≤ 60	N > 60																					
$q_d \text{ (t/m}^2\text{)}$	6.4N	380																					
	N ≤ 75	N > 75																					
$q_d \text{ (t/m}^2\text{)}$	7.5N	430																					
암반	(1) Canadian Geotechnical Society (1985) $q_d = K_b (p_1 - p_o) + \sigma_v$ (단위 : psi) : 공내재하시험 결과이용 (2) Peck, Hanson and Thornburn <조인트된 암반의 허용접지압력, q_a > <table border="1"> <tr> <td>RQD</td><td>$q_a \text{ (t/ft}^2\text{)}$</td><td>$q_a \text{ (lb/in}^2\text{)}$</td></tr> <tr> <td>100</td><td>300</td><td>4170</td></tr> <tr> <td>90</td><td>200</td><td>2780</td></tr> <tr> <td>75</td><td>120</td><td>1660</td></tr> <tr> <td>50</td><td>65</td><td>970</td></tr> <tr> <td>25</td><td>30</td><td>410</td></tr> <tr> <td>0</td><td>10</td><td>140</td></tr> </table>	RQD	$q_a \text{ (t/ft}^2\text{)}$	$q_a \text{ (lb/in}^2\text{)}$	100	300	4170	90	200	2780	75	120	1660	50	65	970	25	30	410	0	10	140	(1) Carter & Kulhawy (1988) 암의 일축압축강도가 280 psi 이하일 경우 : $f_i = 0.15 q_u$ (단위 : psi) (2) Horvath & Kenney (1979) 천공말뚝의 콘크리트의 일축압축강도와 암의 일축압축강도 중에 작은 쪽이 280 psi보다 큰 경우 : $f_i = 2.1 \sqrt{q_u}$ (단위 : psi)
RQD	$q_a \text{ (t/ft}^2\text{)}$	$q_a \text{ (lb/in}^2\text{)}$																					
100	300	4170																					
90	200	2780																					
75	120	1660																					
50	65	970																					
25	30	410																					
0	10	140																					

<표 2.16> 부마찰력 산정방법 요약

	부마찰력
구조물 기초 설계 기준 (한국)	<p>① 중립층의 위치(압밀층의 두께=H)</p> <ul style="list-style-type: none"> - 마찰말뚝이나 불완전지지말뚝의 경우 : 0.8H - 보통 모래나 모래자갈층에 지지된 경우 : 0.9H - 암반이나 굳은 지층에 완전 지지된 경우 : H <p>② 부마찰력에 대한 안전율은 보통 1.0을 사용</p> <p>③ 단독말뚝에 작용하는 부마찰력, F_n</p> $F_n = f_n \cdot A_{ns} = \beta \cdot \sigma_v' \cdot A_{ns}$ <p>④ 설계허용지지력</p> $Q_u = \frac{Q_p + Q_{ps} - Q_{ns}}{F.S.}$ <p>F.S. : 안전율 (극한지지력 : 0.3, 항복지지력 : 0.2)</p> <p>⑤ 군말뚝에 작용하는 부마찰력, F_n</p> $F_n = B \cdot L(\gamma_1' D_1 + \gamma_2' D_2)$
BS code (영국)	<p>단독말뚝에 작용하는 부마찰력에 대해 다음 공식을 제안하였다.</p> $F_n = f_n \cdot A_{ns} = c_r \cdot A_{ns}$ <p>여기서, F_n : 말뚝의 부마찰력 c_r : 교란된 점토가 재압밀된 후의 점착력</p>
건축 기초 구조 설계 지침 (일본)	<p>$(Q_t + F_n) / A_t \leq sf, Q_t + F_n \leq (R_{up} + R_F) / 1.2$</p> <p>여기서, Q_t : 말뚝두부에 가해지는 장기하중(ton) F_n : 부마찰력에 의해 발생하는 중립점에서 최대 축하중(ton) R_{up} : 말뚝의 극한 선단지지력(ton) R_F : 말뚝에 작용하는 정 주면마찰력(ton)</p> <p>단독말뚝에 대한 F_n과 R_F를 구하기 위하여 다음식을 사용한다.</p> $F_n = \lambda \phi_c \int_0^{L_n} \tau dz, R_F = \lambda \phi_c \int_{L_n}^L \tau dz$ <p>여기서, λ : 말뚝선단 조건에 따른 계수(폐단 타입말뚝은 1.0, 개단 타입말뚝은 0.6) ϕ_c : 말뚝의 주면장(m) τ : 주면마찰력(ton/m²) L_n : 지표면에서 중립점까지의 거리(m) L : 말뚝근입길이(m)</p> <p>중립점까지의 거리 L_n</p> <p>1) 마찰말뚝 또는 불완전 지지말뚝($N \leq 20$)의 경우, $L_n = 0.8 L_a$ (m) L_a : 마찰말뚝의 경우에는 전체근입길이를, 불완전 지지말뚝에 대해서는 압밀층 하단까지의 깊이</p> <p>2) 모래층 또는 모래-자갈층에 관입된 지지말뚝의 경우 : $L_n = 0.9 L_a$ (m)</p> <p>3) 굳은 점토층에 관입된 지지말뚝의 경우 : $L_n = 1.0 L_a$ (m)</p>
GEO (홍콩)	<p>실 작용하중에 의한 말뚝의 침하량이 작은 경우 (즉, 암반에 근입된 대구경 단주)</p> $Q_u = \frac{Q_u}{F_s} - F_n$ <p>Q_u : 중립점이하의 극한지지력, F_n : 부주면마찰력</p> <p>실 작용하중에 의하여 말뚝의 침하량이 어느 정도 있는 경우</p> $Q_u = \frac{Q_u - F_n}{F_s}$
벨기에	$Q_u = \frac{Q_b - F_n}{2.0} + \frac{Q_{s(+)}}{3.0}$ <p>$Q_{s(+)}$ = 중립점이하의 정주면 마찰력</p>
도로교 표준시방서 (일본)	$Q_s = \frac{1}{1.5}(Q_u - W_s') + W_s' - (F_n + W)$ <p>말뚝 본체응력의 검토</p> $1.2 \times (P_0 + F_n + W) \leq \sigma_y A_t$

3. 한계상태 설계법

3.1 개요

한계상태설계법(LSD)은 교량의 상부구조, 건물 등의 구조설계분야에서 현재 전 세계적으로 널리 이용되고 있는 설계법이다. 그러나 지반공학분야에서 한계상태설계란 비교적 새로운 개념으로, 기초를 포함한 지반구조물의 설계는 전통적으로 허용응력설계법(ASD)에 의한 설계가 일반적이다. 한계상태설계법과 허용응력설계법의 가장 큰 차이점은, 한계상태설계법에서는 대상 구조물에 대하여 정의된 각각의 한계상태에 대하여 신뢰성 이론에 근거하여 작용하중과 구조물의 저항능력 불확실성을 고려하고, 이를 반영하기 위하여 부분안전계수라 불리는 하중계수와 저항계수를 사용하는 반면, 허용응력설계법에서는 구조물의 저항능력을 결정하고 이를 작용하중과 비교하는 데 있어 주로 경험과 판단에 근거한 하나의 안전계수를 사용한다는 점이다. 따라서 허용응력설계법은 사용하기에 간단하다는 장점은 있으나 하중과 구조물의 저항능력을 산정하는데 있어 각각에 포함된 불확실성을 구분하여 고려하지 못하며, 하중조건이 변함에 따라, 설계된 구조물의 안전율이 변할 수 있다는 단점이 있다. 반면에 한계상태설계법은 하중과 구조물의 저항능력에 포함된 불확실성의 정도를 구분하여 설계에 반영하고 각기 다른 하중조건과 구조물의 한계상태에 대해서도 일정한 안전수준을 유지하도록 설계를 유도함으로써 잠재적으로 경제적인 설계를 가능하게 한다는 장점이 있다.

구조분야에서의 한계상태설계법의 세계적인 이용추세와 함께 지반공학분야에서도 사용의 필요성이 대두되어 최근에 미국과 캐나다의 대표적인 교량 및 건물설계시방서인 AASHTO와 MOT, NRC 등에서는 지반구조물의 설계에 한계상태 설계기준을 포함하였다. 그리고 유럽에서는 그 이전부터 부분안전계수를 사용한 설계개념을 직접 실무에 적용해 지반구조물의 설계에 사용해오고 있다.

지반구조물, 특히 기초의 설계시 하중계수와 저항계수를 사용한 한계상태설계법을 사용한다면 기본적인 한계상태설계법의 장점 이외에도 상부구조물의 설계시 사용된 하중계수를 그대로 하부의 기초설계에 사용함으로써 상부와 하부구조물의 설계가 일체화되어 보다 효율적인 설계가 가능하다는 추가적인 장점이 있다.

3.2 구조물설계 접근법

지반공학자들은 지반 구조물의 파괴에 대한 검증을 위해 전체 안전율 접근법, 하중저항계수법(LRFD), 부분안전계수법, 확률론적 접근법중 하나를 채택 한다. 이들 각 방법

에 대해 간단히 기술하면 다음과 같다.

3.2.1 ASD 설계법

현재도 교량의 하부지초 설계를 위해 전통적인 설계법인 허용응력 설계법(ASD)이 주로 사용되고 있다. 그러나 이 설계법에서는 기초에 전달되는 작용하중 변동성 요소나 하중을 지지하는 지반이나 암반의 극한강도에서 발생하는 불확실 요소를 안전율(FS)요소에 포함시켜 고려하고 있다. 안전율은 경험적인 값으로 기초의 활동파괴나 항타말뚝의 지지력 파괴 등과 같은 결과를 감소시키기 위한 수단으로 사용되는 값이다. 20세기의 대부분의 지반공학자들은 구조물 설계시 허용응력 설계법을 적용하였다. 이 방법을 적용하는 경우 설계규준은 다음과 같다.

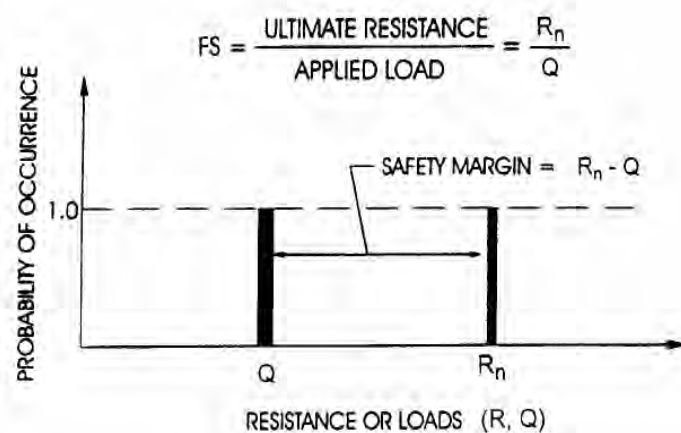
$$\frac{R_n}{FS} \geq \sum Q \quad (3.1)$$

여기서, R_n : 공칭저항

FS : 안전율

$\sum Q$: 하중의 합

실제로, 안전율(FS)은 구조물의 종류 및 형식과 저항값을 예측하기 위해 사용되는 해석모델과 설계자의 경험 등에 따라서 1.2~6 사이의 값을 갖는다. 허용응력 설계법의 개념을 그림으로 나타내면 <그림 3.1>과 같다.



<그림 3.1> ASD 설계접근법

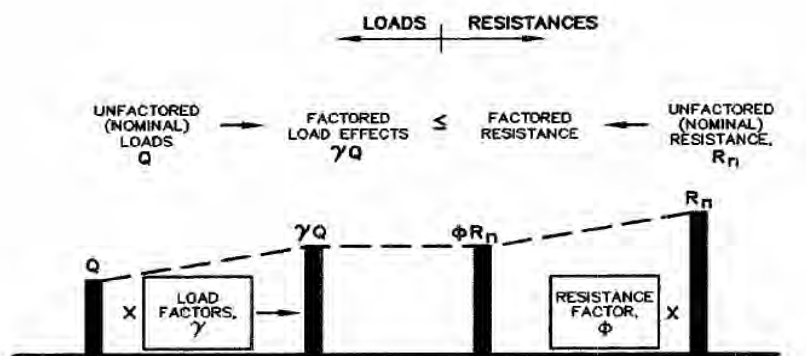
<그림 3.1>은 허용응력 설계법의 중요한 한계점을 보여주고 있는데 그림에서 하중 Q 와 극한 저항 R_n 의 발생확률이 동일함을 보여주고 있다. 또한, 허용응력 설계법에서의 안전율 값의 선정이 주관적이며 해석모델이나 강도정수등에 의존하는 값으로 구조물 구성요소의 파괴확률과는 근본적인 관계를 가지고 있지 않다. 따라서 지반공학에서도 다음과 같은 불확실성 요소를 고려한 합리적인 설계가 필요하다고 본다.

- 공간적으로, 연직방향으로, 시간적 변화를 고려한 공학적 특성의 변동성
- 측정된 설계정수의 신뢰성과 적용성
- 샘플링과 시험방법의 수량과 적용성
- 해석모델의 오차
- 측정된 강도정수의 오차
- 작용하중의 변동성

비록 상기에서 언급한 여러 가지 변화 요인들이 허용응력설계법에서 설계자에 의해 반영이 된다 할지라도 정량적이라기보다는 정성적인 요소로 ASD설계법을 사용한 구조물도 파괴가능성을 내포하고 있다.

3.2.2 LRFD 설계법

구조공학 분야에서는 이미 오래전부터 LRFD 설계기법이 적용되어 오고 있으며 지반공학분야에 한계상태설계기법의 적용을 촉진시키는 요인으로 작용하고 있다.



<그림 3.2> LRFD 설계접근법

지반공학분야에서 한계상태설계기법의 적용은 덴마크 지반공학회의 Hansen(1965)의 해 시작되었으며 코드화 되었다. 이때 저항계수가 공칭저항에 적용되기보다는 흙의 특

성치에 직접적용이 되었으며 독립적인 하중 저항계수가 사용되었다. 지난 수십 년간 지반공학분야에서 LRFD설계법의 적용을 위해 많은 노력과 연구가 진행되어 왔다. LRFD 접근법의 적용은 Murff(1994)등에 의해 항만구조물에, Kulhawy(1996)등에 의해 일반 기초 구조물 그리고 Barker(1991)에 의해 교량기초에 적용되어 왔다

하중저항계수 설계법은 하중과 저항과 관련된 불확실성 요소를 설계과정에서 정략적으로 고려하여 적용하는 비교적 합리적인 설계법이다. LRFD 설계법에서 사용되는 일반식은 다음과 같다.

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \sum \phi R_n \quad (3.2)$$

여기서, γ_i = 하중계수(Load factor)

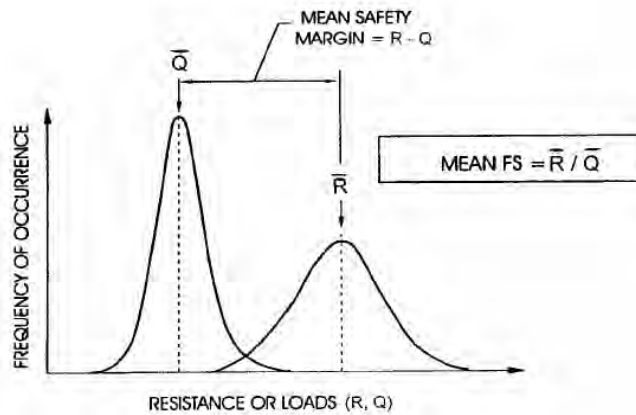
Q_i = 공칭하중(Nominal load)

ϕ = 저항계수(Resistance factor)

R_n = 공칭저항(Nominal, Ultimate resistance)

식 (3.2)의 적용방법은 <그림 3.2>와 같다. LRFD 설계법을 적용하는 경우, 여러 가지 종류의 예측하중들 각각에 대해 하중계수를 곱하여 하중을 산정하며 실내 및 현장 실험등을 통해 구한 극한저항값에 저항계수를 곱하여 저항 값을 산정한다. 공칭하중(Normal Load) 및 설계하중(factored loads)과 공칭저항 및 설계저항값을 간단히 나타내면 <그림 3.2>와 같다. 물론, 하중과 저항은 <그림 3.3>에서와 같이 변화한다.

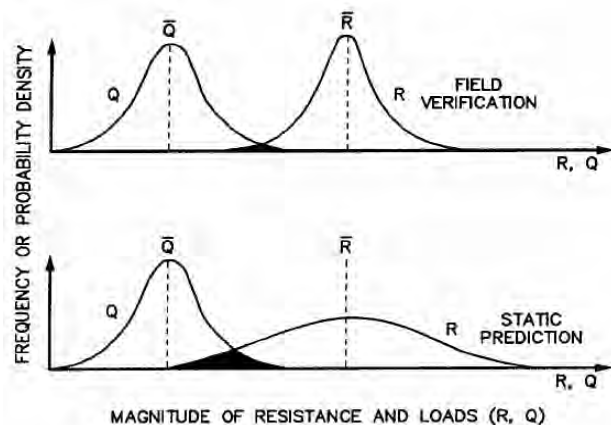
<그림 3.3>은 빈도수 및 발생확률의 함수로서 하중과 저항의 변화 가능성을 보여주고 있다. 만약, 하중(Q)과 저항(R)의 최고값들이 각각의 평균값인 \bar{Q} 와 \bar{R} 로 정의 된다면 등가 ASD 안전율은 \bar{R} 과 \bar{Q} 의 비로서 나타내며 안전여유(margin of safety)는 \bar{R} 과 \bar{Q} 의 차로 나타낼 수 있다. 그러나 <그림 3.3>에서 하중 Q와 저항 R이 중첩되는 부분에서는 파괴가능성이 존재하고 있음을 알 수가 있다. 그러므로 안전율을 매우 크게 사용하지 않는 한 약간의 파괴가능성은 항상 존재한다.



<그림 3.3> 하중 및 저항의 변화

반드시 고려해야 할 요소 중 하나는 하중과 저항의 분포이다. <그림 3.3>은 한 쌍의 하중과 저항의 분포를 보여 주고 있다. <그림 3.4>는 \bar{R} 과 \bar{Q} 의 비로서 정의된 안전율이 오류를 범할 수 있음을 보여주고 있다. <그림 3.4>에서 2쌍의 하중 저항 분포에서 \bar{Q} 와 \bar{R} 이 동일한 값을 가지고 있음을 알 수 있다. <그림 3.4>의 상부 그림에서 저항 R은 변화폭에 비교적 좁은 반면(steep flanks)에 아래 그림 넓은 변화폭을 가지고 있다. 결과적으로, 상부 그림의 경우 R과 Q의 중첩되는 부분의 면적이 작아 파괴확률이 작게 나타나는 반면에 아래 그림의 경우 중첩부분의 면적이 넓어 파괴확률이 커짐을 나타내고 있다.

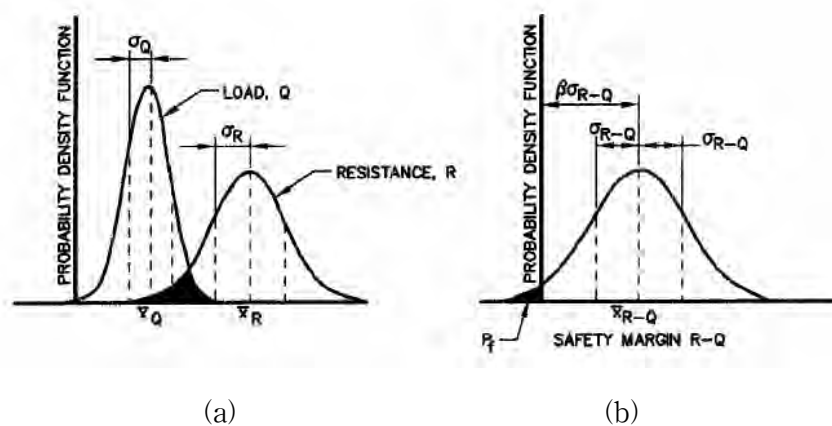
교량 기초의 하부구조물 설계시 하부 기초에 의해 전달되는 차량하중이나 다른 종류의 하중들은 구조설계자에 의해 결정된다. 그러므로 벽체나 교대의 뒤채움 재나 암거 배면에 사용되는 토사를 제외하고 지반 기술자들이 결정할 수 있는 하중의 범위가 제한되어 있다.



<그림 3.4> 하중 및 저항 분포

그러나 저항 측면에서, 지반기술자들은 설계정수를 결정하기 위한 샘플링 및 시험의 종류나 설계 해석모델을 결정하는데 참여할 수 있다.

<그림 3.5(a)>는 하중과 저항의 전형적인 분포를 나타내고 있으며 <그림 3.5(b)>는 하중과 저항을 결합한 그림이다. <그림 3.5(b)>에서 하중과 저항에 중첩된 그림자 부분이 파괴가 일어날 가능성이 있는 부분으로 안전여유는 \bar{R} 과 \bar{Q} 의 차이로 나타난다. 결합된 분포에서 연직축의 왼쪽 부분이 파괴 가능성이 있는 부분으로 안전여유는 표준편차 β 로 나타내는데 이 값은 연직축의 오른쪽에 있는 결합분포의 평균값을 의미한다.



<그림 3.5> 신뢰성 지수 β

LRFD설계법에서는 β 를 신뢰성 지수라 한다. 파괴 가능성은 정규-정규분포, 로그-로그 분포, 정규-로그분포와 같은 분포형태에 따라 수학적으로 신뢰성 지수와 상관성을 가지고 있다. 로그 정규 분포인 경우 파괴 확률과 신뢰성 지수와의 관계는 다음 표 <3.1>과 같다.

<표 3.1> 로그정규분포에 대한 pf와 β 와의 관계

신뢰성 지수	파괴확률
1.96	1:10
2.50	1:100
3.03	1:1,000
3.57	1:10,000
4.10	1:100,000
4.64	1: 1,000,000

신뢰성이란 구조물이 사용기간 동안 본래의 설계목적을 만족시키는 능력을 말하며 수학적으로 표현하기 위하여 확률 및 통계이론을 사용한다. 신뢰성해석이란 구조물에 가해지는 하중, 구조물의 재료, 구조해석 등 여러 변수가 갖는 불확실성을 확률과 통계의 이론을 사용하여 구조물의 신뢰성을 구하는 것이며, 시방서 설계법의 새로운 개념으로 사용된다. 신뢰성해석은 이용하는 자료의 정확도와 해석의 복잡성 등에 따라 4가지 단계로 나누어진다.

- 1단계 : 각각의 불확실성을 한 개의 특성값으로 표현 : 예, 교량의 차량 활하중의 불확실성을 나타내는 값. 즉, 활하중의 특성값은 2.15(현행 우리나라 도로교 시방서의 하중계수값)
- 2단계 : 각각의 불확실성을 두 개의 특성값(평균과 변이계수)으로 표현
- 3단계 : 각각의 불확실한 변수의 분포함수를 이용하여 파괴확률을 계산
- 4단계 : 각각의 변수들의 상호분포함수, 경제성 등을 고려

이 중에서 현재 가장 보편적으로 사용되는 것이 2단계 해석방법으로서, 각 변수들의 평균 및 변이계수(또는 표준편차, 분산)를 사용하여 구조물의 신뢰도를 계산한다.

<그림 3.5>에서와 같이 구조물 또는 구조부재의 강도를 검토하는 경우

$$g = R - Q \text{라면,}$$

- ① $g > 0$: 안전
- ② $g = 0$: 한계상태
- ③ $g < 0$: 파괴

여기서, Q : 부재에 작용하는 하중

R : 부재의 저항

g : 안전도 여유

이때의 신뢰성 또는 안전도를 신뢰성지수 또는 파괴확률로 정의한다. 또, 다른 한계상태의 정의로 $g=Q/R$ 로 표현될 수 있는데 그러면,

- ① $R/Q > 1$: 안전

② $R/Q = 1$:한계상태

③ $R/Q < 1$:과과

이 한계상태함수에 대수(log)를 취하면

$$g = \ln R - \ln Q$$

신뢰성에 근거한 시방서를 만들기 위해서 설계자는 신뢰성지수를 계산하여 시방서에서 요구하는 기준에 만족하는가를 검토하여야 한다. 앞에서 설명하였듯이 확률에 근거한 한계상태설계법인 LRFD는 하중의 불확실성을 하중계수로 저항의 불확실성을 저항계수로 표현한다. 일반적인 설계식은 다음과 같다. 이 설계식은 기존의 강도설계법과 유사하고 실무자들에게 친숙한 형식이며 각 하중조합의 경우 2단계 신뢰성해석에 의하여 각각 다른 하중계수를 사용함으로써 LRFD설계법의 가장 중요한 장점인 균일한 안전도를 확보할 수 있다.

3.2.3 부분안전계수법

부분안전계수법에서 안정성 평가를 위한 설계기준은 다음과 같다.

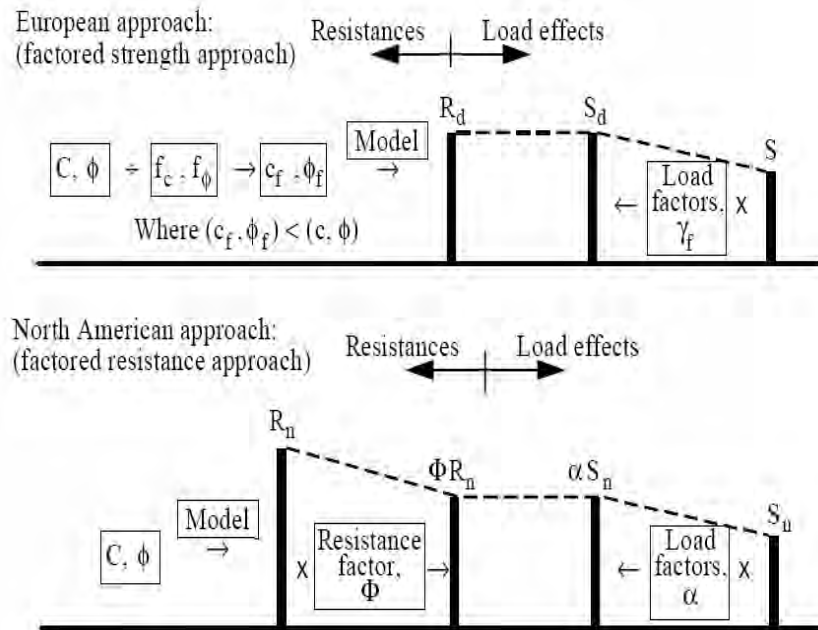
$$R' \geq \sum a_i P_i \quad (3.3)$$

여기서, R' : 설계 저항치,

P_i : 하중요소 i

a_i : 하중계수

부분안전계수법은 일명 "European" 접근법으로 불리며 대표적으로 Eurocode 7이 부분안전계수법을 채택하고 있다. 그림은 유럽에서 사용하고 있는 부분계수법과 북미에서 사용되고 있는 하중 저항계수법을 비교해 놓았다. 그림에서와 같이 두 방법의 가장 큰 차이점은 유럽방식은 강도 정수 각각에 부분계수를 적용하고 북미방식은 공칭강도에 저항계수를 적용하는 방법이다.



<그림 3.6> LRFD & European 설계법의 비교

3.2.4 확률론적 접근법

구조물의 설계과정에는 각각의 구성요소마다의 변수가 존재하는데 이러한 변수들을 확률론적인 방법을 이용함으로써 전체적인 설계의 변이성을 어느 정도 정량적으로 산정할 수가 있다. 따라서 각각의 설계조건에 대한 한계상태를 결정하고 일정한 파괴확률을 만족하는 설계를 가능하게 만든다. 이 방법에서 설계기준은 파괴확률과 허용확률로 간단히 기술된다. 지금까지 지반공학에서 파괴확률에 대한 많은 연구가 진행되어 왔다. 지반구조물의 여러 분야에서 이 방법에 사용에 대한 지원에도 불구하고 아직까지도 범용화 되어 사용되고 있지는 않다. 그러나 지진공학, 지반환경 그리고 항만구조물의 일부에서는 많이 사용되고 있지만 기초나 옹벽구조물의 설계에는 거의 사용되지 않고 있다.

3.3 유로코드(Eurocode)

1970년대에 유럽연합위원회(Commission of European Communities, CEC)는 건설 및 토목공학의 설계에 있어서 구조공학 및 지반공학분야에 대해서 통일된 기술적 설계규정의 필요성을 제안했다. 이를 토대로 하여 탄생한 것이 Structural Eurocode이다. 제도적으로 유럽연합의 건설제품의 시방기준에 규정되어 있는 6개의 기본요건의 하나이며 역학적 내력과 안정성에 대응하는 해석 문서적인 것으로 인식되고 있다. 유럽의 건설설

계 표준화 위원회는 Eurocode를 제정하기 위해, 1990년 5월에 기술위원회 250에 Structural Eurocode를 설치했다. Eurocode는 1에서 9까지 제정되었으며 현재 제정 작업중이며 일부가 유럽 규격 안으로서 발행되었다. 시행을 거쳐서 장래에 유럽의 공동 규정이 된다. 유로코드에서 다루고 있는 실내실험 및 현장시험법과 관련한 상당한 양의 지반조사 관련 규정을 이 자리에서 언급하는 것은 다음 기회로 미루고자 하며, 구조물 기초 설계부분에 관해서는 Eurocode의 7번째, Part 1에 있다. 기초설계와 관련된 다른 항목은 Eurocode 1, Part 1, Eurocode 2와 3의 강관말뚝 및 콘크리트 말뚝, 그리고 Eurocode 8의 내진설계 부분에서 기초부분을 상세히 거론하고 있다. 1980년에는 국제토질공학회(ISSMFE)와 유럽연합과의 유로코드 7에 대한 시안작성에 합의를 하여 국제토질공학회안에 특별위원회를 가동하였다. 이러한 과정을 통해서 제정한 지반공학의 유로코드의 구성은 다음과 같다.

- Part 1 Geotechnical design, general rules : standardization of general geotechnical design rules for building and civil engineering works
- Part 2 Geotechnical design, standards for laboratory testing: Identification of existing and development of new standards for laboratory testing on soil and rock materials
- Part 3 Geotechnical design, standards for field testing and sampling: Identification of existing and development for new standards for field testing and sampling of soil and rock
- Part 4. Geotechnical design, rules for specialized elements and structures : Standardization of additional design rules for specialized elements and structures taking into account the general design rules specified in Part 1.

유로코드의 특징과 목표 안전도 설계법의 수준으로서는 부분 안전계수법이며 기본적으로는 기존의 보정단계를 거쳐서 필요한 설계계수를 정한다. 그러나, 일부 계수는 FORM(First Order ReliabilityMethod)의 단순화로서 결정되기도 한다. 후자는 주로 실험에 의해 지원된 설계분야에 이용되고 있다. 예를 들면, 말뚝의 재하시험의 실시 회수에 의해 극한지지력의 산정이 유리하게 되는 점들에 고려되어 있다. 목표로 하는 사용기간(4종류; 통상의 건물은 50년, 토목구조물 100년)에 있어서 목표안전도, 종국한계상태에서는 3.8, 피로한계상태에서 1.5 - 3.8, 비가역적인 사용한계상태에서 1.5이다.

이것들의 수치는, 구조물의 파괴빈도를 나타낸다고 하기보다는 일관된 설계기준을 받

전시키기 위한 도구로서 의도된 것이다.

말뚝재하시험 동안에는 주변마찰력이 말뚝의 전체길이를 따라 발생한다. 재하시험 말뚝에 적용하는 최대 재하하중은 설계 외부하중에 downdrag의 두배를 더한 값보다 커야 한다. 하나 또는 다수의 말뚝재하시험에서 측정된 지지력(R_{max})으로부터 극한특정 지지력(R_{ult})를 산정할 때, 지반의 변이성 및 말뚝설치에 따른 변이성에 고려한 허용치를 반영하여야 한다. 최소한 표 1의 (a)와 (b)의 두 조건 모두를 만족하여야 한다.

$$R_{ult} = R_{max} / \xi \quad (3.4)$$

지반의 변이성이 체계적이거나 우연적 요소로 이루어진 경우에는 말뚝재하시험의 결과는 이러한 요소를 고려하여 해석되어야 한다. 체계적인 요인으로 발생하는 지반의 변이성은 균질한 지반의 다른 지역을 고려하거나 또는 시험현장의 지반특성의 특정한 경향을 파악하여 고려하면 제거할 수 있다. 시험 말뚝의 시공기록은 검토되어야 하며 일반적인 시공조건과 다른 경우의 기록인 경우는 이를 고려해야 한다.

이러한 시공조건에서 오는 편차는 시험말뚝의 올바른 선택으로 부분적으로 제거될 수 있다. 극한설계지지력을 구하기 위해서는 특성지지력 R_k 은 선단지지력(R_{tip})와 마찰지지력(R_{sft})두 요소로서 다음과 같이 계산된다.

<표 3.2> R_{ult} 계산을 위한 ξ

재하시험의 횟수	1	2	≥ 2
(a) 평균 R_{ult} 에서 계수 ξ	1.5	1.35	1.3
(b) 최소 R_{ult} 에서 계수 ξ	1.5	1.25	1.1

<표 3.3> r_b , r_s 및 r_t

부분안전계수	γ_b	γ_s	γ_t
항타말뚝	1.3	1.3	1.3
현장타설말뚝	1.6	1.3	1.5
CFA(Continuous Flight Auger)말뚝	1.45	1.3	1.4

$$R_k = R_{tip} + R_{sft} \quad (3.5)$$

선단지지력과 마찰지지력의 비는 말뚝재하시험을 이용하여 측정되어 구분할 수 있으므로 설계지지력(R^*)은 다음 식과 같이 부분안전계수로 나누어 유도된다. 부분안전계수 r_b 와 r_s 는 다음 표에서 제시하였다.

$$R^* = R_{tip}/r_b + R_{sft}/r_s \quad (3.6)$$

3.4 하중저항계수 설계법(LRFD)

3.4.1 하중저항계수 설계법

하중-저항계수설계법(Load and Resistance Factor Design)의 기본 설계조건은 식 (3.7)과 같이 표현된다.

$$\phi R_n \geq \eta \sum r_i Q_i \quad (3.7)$$

여기서, r_i = 하중계수(Load factor)

Q_i = 공칭하중(Nominal load)

ϕ_i = 저항계수(Resistance factor)

R_i = 공칭저항(Nominal resistance)

공칭저항은 설계자들에 의해 산정되는 대상 구조물의 저항능력, 예를 들어 설계대상이 콘크리트 재료라면 콘크리트의 강도가 되고, 만약 기초라면 기초의 지지력이 한 예가 될 것이다. 식 (3.7)이 의미하는 바는 공칭하중에 하중계수를 곱한 결과(설계하중)가, 공칭저항에 저항계수를 곱한 결과(설계저항능력)를 초과하지 않아야 한다는 것이며 이러한 조건은 가능한 하중조합 및 한계상태에 대해 모두 만족되어야 한다. 보통 하중계수는 1.0보다 크고 저항계수는 1.0보다 작으며 이들을 부분안전계수(Partial Safety Factors)라 한다.

<표 3.4>는 검토된 시방서들로부터 하중-저항계수설계법 설계시 극한한계상태에서의 각 하중 종류별 하중계수들을 정리한 것이다. 한 하중에 대해서 서로 다른 하중계수들이 적용되는 경우는 상한과 하한값으로 나타내었다. <표 3.5>는 사용성 한계상태에 대한 각 시방

서에서의 하중계수를 나타낸 것이다. 극한한계상태에서와 달리 사용성 한계상태에 대해서는 1.0의 하중계수를 사용하는 것이 일반적이며 저항계수는 사용하지 않는다. 사용성 한계상태에 대해서는 1.0의 하중계수를 사용하는 것이 일반적이며 저항계수는 사용하지 않는다.

<표 3.4> 하중계수(극한 한계상태)

하중종류	미국				캐나다		유럽	
	AASHTO (1998)	ACI (1999)	AISC (1994)	API (1993)	MOT (1991)	NRC (1995)	DGI (1985)	ECS (1995)
사하중	1.25-1.95 (0.65-0.9)	1.4 (0.9)	1.2-1.4 (1.9)	1.1-1.3 (1.9)	1.1-1.5 (0.65-0.95)	1.25 (0.85)	1.0 (0.85)	1.0-1.35 (0.95)
활하중	1.35-1.75	1.7	1.1-1.5 (1.8)	1.1-1.5 (1.8)	1.15-1.4	1.5	1.3	1.3-1.5
풍하중	1.4	1.3	1.2-1.35	1.2-1.35	1.3	1.1	1.3	1.3-1.5
지진하중	1.0	1.4	1.9	0.9	1.3	1.0	1.0	1.0

주 : 괄호한의 하중계수는 하중조합조건에서 하중의 저항으로 작용하는 경우에 해당

<표 3.5> 하중계수(사용성 한계상태)

하중 종류	미국			캐나다		유럽	
	AASHTO (1998)	ACI (1999)	AISC (1994)	MOT (1991)	NRC (1995)	DGI (1985)	ECS (1995)
사하중	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
활하중	1.0	1.0	1.0	0.75	1.0	-	1.0
풍하중	0.3	1.0	1.0	0.7	1.0	-	1.0

3.4.2 하중조합(Load combinations)

중력하중조합에서의 하중계수는 <표 3.6>과 같다. 교량설계시방서를 제외한 대부분 시방서에서는 한 하중조합에 두 종류 이상의 순간하중이 포함되는 경우 1.0보다 작은 하중조합계수를 적용한다.

NRC(1995)의 경우 활하중과 풍하중이 동시에 작용하는 경우 다음과 같은 하중조합식이 사용된다.

$$Q = (r_i)_D D + 0.7[(r_i)_L L + (r_i)_W W] \quad (3.8)$$

위 식은 활하중과 풍하중을 동시에 고려하는 경우 각 하중에 대하여 70%의 하중효과만 설계에 반영하는 것을 의미한다. 그리고 이러한 하중조합계수는 순간하중의 수에 따라 다른 값을 취한다.

반면 교량설계시방서(AASHTO나 MOT)에서는 여러 순간하중이 동시에 고려되는 경우에는 하중조합계수를 사용하는 대신 한 하중에 대해서 각 하중조합별로 다른 크기의 하중계수가 사용된다. 예로써 AASHTO(1998)에서 활하중만 고려되는 경우 하중조합은,

<표 3.6> 중력하중조합에서의 하중계수

시방서	대표적인 중력하중조합
AASHTO(1998)	1.25D+1.75L
ACI(1999)	1.4D+1.7L
AISC(1994)	1.2D+1.6L
API(1993)	1.3D+1.5L
MOT(1992)	1.2D+1.4L
NRC(1995)	1.25D+1.5L
DGI(1985)	1.0D+1.3L
ECS(1995)	1.35D+1.5L

$$Q = 1.25D + 1.75L \quad (3.9)$$

과 같은 반면, 활하중과 풍하중이 동시에 고려되는 경우에는,

$$Q = 1.25D + 1.35L + 0.4W \quad (3.10)$$

로 나타난다.

3.4.3 저항계수

LRFD 시방서에서의 저항계수를 각 공칭 지반강도 결정방법 및 말뚝재료에 대하여 정리하면 표 와 같으며 해당지역과 국가에 따라 다소 다른 저항계수를 적용하고 있다. <표 3.7>에 있는 미국의 AASHTO LRFD bridge design specifications(AASHTO 1998)에서는 다양한 공칭 강도 결정방법과 지반 종류에 대한 저항계수를 상세히 제시하고 있다.

<표 3.7> AASHTO(1998)의 저항 계수

Method			저항계수
Ultimate Bearing Resistance of single piles	Skin Friction (Clay)	α - method	0.7
		β - method	0.5
		λ - method	0.55
	End Bearing	Clay (skempton,1951)	0.70
		Rock (Canadian Geotech. Society,1985)	0.50
	Skin Friction & End Bearing (Sand)	SPT - method	0.45
		CPT - method	0.55
	Wave Equation Analysis		0.65
	Load Test		0.80
Block Failure Uplift Resistance of Single Piles	Clay	α - method	0.65
		β - method	0.60
		λ - method	0.40
		SPT - method	0.35
		CPT - method	0.45
		Load Test	0.80
Group Uplift Resistance	Sand		0.55
	Clay		0.55

그리고 <표 3.8>의 캐나다의 Ontario highway bridge design code(MOT 1991)는 강도에 대한 한계상태를 정의하고 축하중을 받는 말뚝 기초에 대한 저항계수를 제시하고 있다. 조항계수는 미국의 AASHTO와 비교할 때 다소 작은 값이고 MOT에서는 지반 한계상태를 세가지의 분류로서 취급하고 있다.

일반 재하시험에 대해서 저항계수는 0.5를 정하고 있으며 큰 수준의 재하시험에 대해서는 0.6을 적용하도록 추천하고 있다. 만약, 동재하시험이 사용된다면 일반해석에 대해서는 저항계수를 0.4로, 현장지반조사에서 얻은 지반상수들에 근거하는 해석에는 0.5를 적용하고 있다. 공식에 사용되는 지반물성치는 0.5(점착력에 대하여)와 0.8(내부 마찰력에 대하여)의 계수가 적용된다.

<표 3.8> Ontario highway bridge design code (MOT 1991)의 저항계수

Type		저항계수
Type of Loading	Static analysis, compression	0.4
	Static analysis, tension	0.3
	Static test, compression	0.6
	Static test, tension	0.4
	Dynamic analysis, compression	0.4
	Dynamic test, compression field measurements and analysis	0.5
Type of Piles	Precast reinforced concrete	0.4
	Cast - in - place concrete	0.4
	Expanded - base concrete	0.4
	Prestressed concrete	0.4
	Steel H - section	0.5
	Unfilled steel pile	0.5
	Concrete = filled steel pipe	0.4

<표 3.9>는 최근에 Florida DOT에 의하여 개발된 저항계수를 나타내고 있다. 파동 방정식 해석에 대한 저항계수가 SPT 97 값에 의한 경우와 비교할 때 오히려 작은 수치이나 Florida DOT는 표 와 의 설계과정을 따르고 있어 정적해석은 말뚝길이 평가에만 이용된다. 호주의 AUSTRoad Code는 다양한 방법들에 걸쳐 저항계수의 범위가 크며 저항계수들은 <표 3.10>에 나타나 있다.

<표 3.9> 말뚝기초의 저항계수(Florida DOT)

기초형태	설계조건	설계 방법	저항계수
말뚝	압축력	SPT 97	0.65
		PDA (EOD)	0.65
		Wave equation analysis	0.35
		Static load testing	0.75
	인발력	SPT 97	0.55
		Static load testing	0.65
	수평력	Structure stability consideration	1.00

<표 3.10> 말뚝의 저항계수(Australia Road Code)

Methods	저항계수
• Routine proof load tested	0.8
• Load tested to failure	0.9
• Piles analyzed by dynamic formulae or wave equation method based on assumed driving system energy and soil parameters	0.4-0.5
• Piles subjected to closed-form dynamic solutions, e.q., Case method	0.5
• Piles subjected to closed-form dynamic solutions correlated against static load tests or dynamic load tests using measured field parameters in a wave equation analysis (e.q., CAPWAP)	0.6
• Piles subjected to dynamic load tests using measured field parameters in a wave equation analysis(e.q., CAPWAP)	0.8
* A value of 0.4 should be used for cohesive soils and structures where permanent loads dominate. In noncohesive soils and for structure where transient loads dominate, values up to 0.5 may be used	

<표 3.11>은 한계상태 설계 개념을 이용한 얇은 기초 설계시 기초의 지지력에 대하여 각 시방서에서 제시한 저항계수들을 정리한 것이다. 기본적으로 기초의 지지력 산정 방법에 따라 서로 다른 저항계수들을 제안하고 있는데 이는 각 방법에 따라 내재된 불확실성의 정도가 다르기 때문이다.

또한 미국, 캐나다의 설계시방서와 유럽의 설계시방서간 저항계수의 정도가 다르기 때문이다. 또한 미국, 캐나다의 설계시방서와 유럽의 설계시방서간 저항계수의 적용에 있어서 기본적으로 차이가 존재하는데, 가장 큰 차이점은 미국과 캐나다에서는 저항계수가 전체 지지력에 대해서 적용되는 반면, 유럽에서는 각 강도정수에 적용된다는 점이다. 즉, 미국과 캐나다의 방법에서는 기본적으로 지지력의 계산과 관련한 모든 불확실 요소들을 하나의 요소로 결합하여 지지력 전체에 대해서 하나의 저항계수를 적용하는 반면, 유럽의 방법에서는 지반의 강도정수(점착력, 내부마찰각 등)에 대한 불확실성만을 고려하여 전체 지지력이 아닌 각 강도정수에 저항계수를 적용한다. 이때 설계강도정수는 산정된 강도정수에 저항계수를 곱하는 것이 아니라 안전율처럼 나뉘춤으로써 얻어지며 이러한 이유로 표 에서 보는 바와 같이 유럽의 시방서에서 제시된 저항계수는 모두 1.0보다 큰 값을 나타낸다. 유럽의 방법은 저항계수 산정을 위한 보다 정확한 보정(Calibration)은 가능할 수 있으나, 강도 이외의 지지력 계산에 내재된 불확실 요소(예를 들어 지지력 해석모델)들을 고려하지 않으며 미국, 캐나다의 방법보다 설계 적용시 다소 복잡하다는 단점이 있다(Beeker, 1996). 그럼에도 실제 유럽에서는 지반구조물

<표 3.11> 얇은 기초의 지지력에 대한 저항계수

	AASHTO(1998)		MOT(1991)와 NRC(1995)		DGI(1985)		ECS(1995)	
	지지력산정	저항 계수	지지력산정	저항 계수		저항 계수		저항 계수
얇은기초			얇은기초		얇은기초		얇은기초	
모래지반	SPT이용 CPT이용	0.45(0.35) 0.55(0.45)						
점토지반	실내시험결과이용 CPT이용	0.60 0.50(0.50)	실내 및 현장 시험결과 이용	0.5	마찰각 ($\tan \phi'$)	1.25	마찰력 ($\tan \phi'$)	1.25
	현장배인시험결과 이용	0.60			점착력	1.75	점착력	1.4-1.6

주 : 1. 괄호안의 저항계수는 SPT나 CPT결과로부터 추정된 전단강도를 이용하는 경우에 해당

의 설계에 부분안전계수를 사용한 한계상태설계법을 비교적 오래전부터(1960년대 이후) 성공적으로 실무에 적용해 왔으며 그 과정에서 주로 경험을 통하여 부분계수들에 대한 보정을 해왔다. 반면에, 미국과 캐나다의 방법은 실제 적용이 간편하고 강도를 포함, 지지력 간정에 포함된 불확실 요소들을 전체적으로 고려할 뿐 아니라 무엇보다도 부분계수 산정을 위한 보정시 전체 지지력을 하나의 확률변수로서 고려함으로써 신뢰성 이론을 적용하기가 용이하다는 장점이 있다. 그러나 지지력 산정에 포함된 모든 불확실 요소들을 정량화하기 어렵다는 단점이 있다(Becker, 1996). 비교적 최근에 기초설계에 한계상태설계기준을 포함한 미국과 캐나다 지방서에 부분계수들은 주로 신뢰성 이론에 근거해서 산정된 것이다.

3.5 고찰 및 제안

한계상태설계법(LSD)은 유럽공동체가 제정한 유로코드(Eurocode)와 북미를 중심으로 사용하는 하중저항계수설계법(Load and Resistance Factored Design, LRFD)의 2가지가 21세기 국제적인 강관말뚝의 설계법으로 결정되고 있는 바, 향후 국내 강관말뚝의 설계에서도 체계적인 연구, “**강관협회 자체의 말뚝설계법 개발**”이나 “**해외 강관말뚝 현황 정밀조사**”가 반드시 필요하다는 점을 강조하고 추가 연구를 제안하면서 다음과 같은 고찰과 기술 동향을 기술한다.

- 1) 국내 지방서 및 기준의 한계 : 현재 국내 기초구조물 설계 기준들은 설계 목표에 도달하기 위한 다양한 설계접근과 같은 설계자의 창의력을 제한하고 설계자가 현실에 안주하게 함으로써 LRFD 방법과 같은 새로운 기술개발 및 적용에 장애 요인으로 작용하고 있는 실정이다.
- 2) 정밀지반조사 및 항복파괴 이상의 현장재하시험 데이터의 결여 : 지반조사 방법과 현장재하시험의 수행은 기초설계에 대한 저항계수 결정 시 영향을 미치는 주요조건이다. 그러나 국내 대부분의 지반조사의 경우 지반조건(사질토지반, 점성토지반)에 관계없이 표준관입시험치(N값)만을 이용하고 있으며, 현장재하시험의 경우 항복 파괴 이상의 조건으로 재하시험을 수행하는 경우가 거의 없다. 즉, 정밀지반조사 및 항복파괴 이상의 현장재하시험을 수행하지 않아 LRFD 방법을 도입하기 위한 기초적 토대가 형성되어 있지 않다.

3) 국외 한계상태설계법에 대한 답습 : 국내 일부 지반공학 기술자들은 한계상태설계법에 대한 필요성을 인식하고 실지 설계에 적용하고자 하는 시도는 행하고 있다. 하지만, 충분한 사전 검토없이 선진국의 설계기준을 답습하는 수준에 그치고 있다. 무엇보다도 중요한 저항계수 결정에 영향을 미치는 현장 지반의 다양성, 시공 기술 수준, 설계 방법, 지반정수 산정 방법의 수준 등의 차이점을 분명히 인식하지 못하고 국내의 실정과는 맞지 않는 설계를 하는 오류를 범하고 있다.

4) 한계상태설계법에 대한 체계적인 연구 부족 : 국내에서는 한계상태설계법에 대한 필요성 인식 및 체계적인 연구가 부족하여 국제적인 기술조류에 능동적인 대처가 어려운 실정이다. 따라서, 국제적인 기술 조류에 따라 일시적인 연구보다는 국가적인 차원에서 실제적인 대규모 연구를 핵심인력이 참여하여 착수할 필요성이 대두되고 있다

● 지반공학분야에서의 LRFD & Eurocode 적용에 따른 기대 효과

1) 최적설계를 통한 경제적 효과 창출 : LRFD는 설계 시점에서 불확정 요인의 합리적인 고려가 가능하기 때문에 허용응력설계법에 비해 합리적이고 경제적인 최적설계가 가능하다. 또한 한국형 LRFD의 개발 및 적용을 통해 간접적인 기술 발전(예, 정밀 지반조사, 설계단계에서의 현장재하시험 등)을 유도함으로써 이제까지 설계 사전조사의 불확실성으로 인해 야기되는 과다설계의 거품을 제거하는 효과도 얻을 수 있을 것으로 예상된다.

2) 국내 지반공학 설계 기술의 발전 : 아무런 비판 없이 국내의 실정과 맞지 않는 국외 설계 기준을 그대로 답습하는 것은 국내 기술발전에 무의미하다. 또한, LRFD와 같은 한계상태설계법의 도입을 위해서는 구조물 거동의 복잡성, 지반의 다양성 및 강도 특성, 여러 공법과 그에 따른 시공 품질 등에 대하여 국내 현실에 맞게 평가되어야 한다. 따라서 한국형 LRFD의 연구 및 개발을 통해 국내 지반공학 기술 수준에 대한 전체적인 평가와 함께 그 개선점 도출을 유도함으로써 국내 지반공학 설계 기술발전에 크게 이바지 할 것으로 기대된다.

3) 세계 표준화에 대한 대비와 한국형 LRFD & Eurocode 개발의 초석 : 국제 표준화

와 관련된 국제적 또는 지역적인 기구나 단체 등의 기술 표준화 작업이 빠른 속도로 이루어지고 있고 상품과 서비스의 자유로운 교역의 촉진이라는 WTO의 기본이념을 고려할 때 머지않은 장래에 ISO 등의 국제적인 기술표준이 국내에도 적용되어야 할 것 임이 분명하다. 따라서 국내의 특수한 요구 조건을 정하는 성능기준과 이를 달성하는 기술적인 방법과 절차를 규정하는 한국형 LRFD & Eurocode 기준이 마련되면 세계의 기술표준화에 뒤처지지 않고 보조를 맞출 수 있게 될 것이다.

- 4) 지반공학 설계 관련 기준 및 시방서의 재정비 : 현재 국내 지반공학 설계 관련 기준 및 시방은 기초설계에 있어서 허용응력설계법을 채택하고 있기 때문에 세계 표준화에 대한 대비 차원에서 LRFD와 같은 한계상태설계 개념의 도입에 대한 필요성이 점점 부각되고 있다. 따라서 LRFD의 도입은 지반공학 설계 관련 기준 및 시방을 재정비 하는데 큰 도움이 될 것으로 전망된다.

● 국내 지반공학분야에 LRFD & Eurocode 적용을 위한 방안

- 1) 정밀지반조사, 말뚝재하시험의 수행을 통한 저항계수 산정 : 국외의 경우 ① 시공 기술 수준 (시공장비 등), ②지질학적 요소 (지질의 상이성), ③ 설계 방법(말뚝의 경우 지지력 산정 방법), ④ 지반정수 산정 방법(지반조사 방법)의 수준 등이 국내와 서로 다르기 때문에 국외의 저항계수를 국내 설계에 그대로 적용하는 것은 비합리적이다. 따라서 국내의 실정에 맞는 저항계수 산정을 위해서는 국내에서 수행한 정밀지반조사 및 현장시험 데이터의 축적이 반드시 선행되어야 한다. 국내 기초 시공 현장을 활용한 현장재하시험을 수행하고 그 결과를 토대로 하여 국내 지반조사, 설계, 시공, 품질관리 단계에 맞는 저항계수를 결정하여야 한다.
- 2) 파괴 시까지 확인하는 현장재하시험 수행 : 현재 말뚝의 지지력 산정 이론은 대부분 파괴 직전의 지지력에 관한 것으로 실제의 극한지지력을 산정하기 위해서는 파괴 시 하중까지 재하시험을 수행하여야 한다. 미국 AASHTO는 Davisson's Criteria를 이용하여 지지력을 결정하고 있으며, 국내의 경우에도 지금까지 수행된 말뚝재하시험은 주로 설계하중의 확인 목적으로만 수행되어 파괴 시까지 확인하는 경우가 드물기 때문에 그 결과가 활용되지 못하고 사장되는 경우가 많았다. 따라서 파괴 시까지 확인하는 현장재하시험을 통해 고품질의 현장시험데이터를 축적함

으로써 보다 경제적이고 합리적으로 저항계수를 산정하여야 한다.

- 3) 현장재하시험 데이터의 정규분포화 : LRFD에서는 실측값 표본 집단이 정규분포를 만족할 때 저항계수를 산정할 수 있으므로 실험 결과를 적용하기 위해서는 일정 횟수 이상의 재하시험을 수행하여야 한다. 한편 중심극한 정리에 따르면 모집단의 분포와 모양이 정규분포에 가까울수록, 그리고 모집단으로부터 추출하는 표본의 수가 충분히 클수록 정규분포에 가까워진다. 따라서 현장재하시험 및 지반조사 방법의 체계화를 통해 양질의 데이터를 추출하고 최대한 많은 횟수의 현장재하시험을 수행함으로써 현장시험데이터의 정규분포화를 피하여야 한다.
- 4) MVFOSM 방법(Mean Value First Order Second Moment method)을 이용한 저항계수 산정과 AFOSM 방법(Advanced FOSM method)의 활용 방안 제시 : 현재 AASHTO에서는 저항계수 산정 방법으로 MVFOSM 방법을 적용하고 있다. 그러나 MVFOSM 방법은 ① 한계상태함수(Limit State Function)가 선형적이고 ② 모든 임의 변수가 상호 독립적이며 ③ 정규분포를 이루고 있다는 가정 하에 성립되므로 지반공학 분야에 적용하는 데에는 한계가 있기 때문에 AASHTO에서는 앞으로의 저항계수 산정 방법으로서 AFOSM 방법을 제안하고 있다. AFOSM 방법의 적용을 위해서는 Parametric Study가 반드시 선행되어야 하며, 현장재하시험 결과에 따라 그 적용 방향이 제시되어야 할 것이다.
- 5) 고품질의 데이터 축적과 효율적인 데이터 처리 시스템의 구축 : 신뢰도가 높은 하중계수 및 저항계수의 결정을 위해서는 ① 현장재하시험 및 지반조사 방법의 체계화를 통해 양질의 시험 결과를 추출하고, ② 그 결과를 분석하여 기존의 데이터에 계속적으로 축적·보완하는 효율적인 데이터 처리 시스템을 구축하여야 한다.
- 6) LRFD 설계법의 연구와 함께 기술자의 이해를 돕기 위한 교육의 병행 : 연구를 통해 LRFD에 대한 기술적 문제점이 해결된다 하더라도 실제 적용과정에서 혼란이 야기되므로 기술자의 이해를 돕기 위한 교육이 병행되어야 한다. 즉, 지반공학 분야 기술자들이 사용하기에 익숙한 설계법으로 정착되도록 많은 노력을 기울여야 한다.

4. 강관말뚝의 국제적인 시장 및 동향조사

4.1 개요

말뚝기초는 상부 구조물의 안정성을 확보하기 위해 오래전부터 사용되고 왔으며, 재질 및 시공기계가 발달함에 따라 현재 기초공법 중 신뢰성과 적용성의 측면에서 극히 우수한 것으로 평가받고 있다. 이 같은 말뚝기초가 갖추어야 할 가장 기본적인 조건은 상부 구조물의 하중을 지지층에 확실하게 전달하는 것이다.

근간에 구조물의 대형화, 정밀화 추세 및 시공환경의 다변화 추세에 부수하여 사용되는 말뚝도 발전을 거듭하여 왔다. 즉 나무 말뚝은 가장 오래전부터 사용되어 왔으나 한 본당 지지력이 작고 적용심도와 내구성의 한계성 때문에 특수한 경우를 제외하고는 사용이 제한되고 있으며, 이후 널리 사용된 철근 콘크리트 말뚝은 깊이가 깊어지면서 이음부가 생기고 기둥이 커져 보다 큰 Hammer를 이용하면서 타격에 의한 Crack이나 이음부의 결함, 두부 파열에 대한 보강이 곤란하다.

이에 반해 강관말뚝은 말뚝중에 안정성이 뛰어나 현재 고속도로, 고속철도, 신공항, 항만 등 국가적으로 중요한 시설물에 많이 적용되고 있다. 강관말뚝은 균질한 재료를 사용하여 말뚝재료에 대한 신뢰도가 높으며, 높은 재질 강도를 갖고 있어 큰 항타 에너지로 타격할수 있기 때문에 높은 지지력을 갖는 지지층까지 항타관입할 수 있으며, 따라서 높은 설계하중을 지지할 수 있다.

또한 여러 가지 말뚝재료들 가운데 말뚝재료의 단위중량 대비 하중지지능력이 가장 큰 장점이 있고 말뚝 시공시 취급이 가장 용이하며 절단과 용접이음이 간편하여 지지층의 조건변화가 심한 지반조건에서도 확실한 지지력을 확보할 수 있다. 아울러 전단된 부재의 재활용 비율이 높아, 여분의 재료를 폐기하여야 하는 다른 말뚝재료에 비하여 환경측면에서 유리한 기초형식이다. 또한 강관말뚝은 압축 인장강도가 크고 연결이 쉬워 장착시공에 적합하며, 적은 단면적으로 항타 능력이 좋아 공기단축의 장점으로 토목, 건축 항만공사등에 수요가 증대되고 있다.

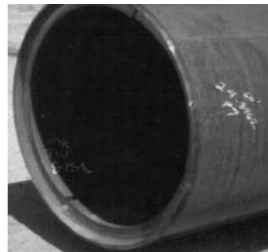
하지만 다른 말뚝재료들에 비하여 재료비가 고가이기 때문에 기초공사비가 높아지는 단점도 있다. 본 연구에서는 이런 강관말뚝의 장단점을 파악하고 최근자료를 통하여 강관말뚝의 동향을 살펴보았다. 또한 강관말뚝의 시장조사, 특허, 논문등을 통하여 강관말뚝의 설계 및 시공사례별 자료들을 조사하고 정리하여, 국외의 각 국가별 강관말뚝의 전체적인 동향을 살펴보았다.

4.2 강관말뚝의 종류 및 고려사항

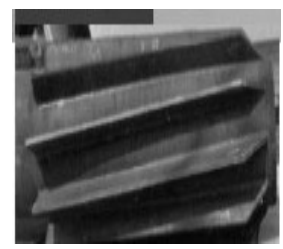
강관말뚝의 경우 현재 국내나 국외의 경우, 강도증가, 지지력증가 및 경제성 향상등을 개선하기 위해 여러 가지종류별 강관말뚝이 개발되고 상품화 되고 있다. 다음 <그림 4.1>은 현재 국외에서 생산되고 사용되는 강관말뚝 종류를 정리하였다.

4.2.1 항타장비

강관말뚝의 항타시공에 있어 항타장비의 선정은 말뚝지지력 결정은 가장 중요한 요소중 하나이다. 말뚝조건과 지반조건에 비하여 과대한 타격력을 주는 항타장비를 사용하면 말뚝재료의 손상이 발생하며, 반대로 지나치게 작은 장비를 선정하면 소정의 지지력을 확보할 수 없는 문제가 발생한다. 다음 <표 4.1>은 현재 많이 사용되고 있는 항타장비의 종류를 정리하였다.



(a) Pile closure plate (b) Inside cutting shoe (c) Outside cutting shoe (d) Spin fin pile



(e) H-pile toe protection

(f) Cast-in-place

(g) Timber pile toe

(h) spin fin pile

<그림 4.1> 강관말뚝의 종류

<표 4.1> 공법에 따른 항타장비의 종류

공법	시공기계	이용도
타격공법	디젤해머	가장 많이 사용되고 있음
	기동해머, 스팀해머	해양공사의 대구경 말뚝에 사용이 많음
	드롭해머	철재말뚝에는 사용이 적다
진동공법	진동해머	철재 시트파일 항타에 많음
압입공법	JACK재하, SILENT MASTER	시가지 저소음 항타기로 사용되고 있음.
중굴공법	베노트기, 접지드릴, Boring Machine Reverse Circulation드릴	

※ 압입공법 : 원시적인 방법으로 추 또는 Winch를 상하로 움직여 항타 시키는 방법

중굴공법 : 강관 내부를 상기 시공기계(베노트, 접지드릴 등)으로 굴삭하면서 시공하는 방법

4.2.2 이음

강관말뚝의 시공은 연약지반이나 대형토목공사에서 많이 사용되므로 지지층이 깊은 경우가 많이 발생한다. 강관말뚝의 시공현장으로 이동시 제한된 길이가 있으므로 이음은 빈번히 발생하게 된다. 이음 방법에는 용접, 나사형이음, 볼트식이음, 삽입/충진식이음등이 있으며, 신기술/신공법등 많은 방법들이 현재도 많이 개발되고 있다.

4.2.3 부식

강관말뚝은 여러 가지 장점이 있으나 부식에 의한 내구성의 저하가 커다란 단점이 되므로 강관말뚝을 사용할 때에는 부식에 대한 각별한 고려가 요구된다. 강재의 부식이 공기중에서 이루어지느냐 또는 흙속에서 이루어지느냐에 따라 그 양상에 차이가 있을수 있다. 강관말뚝이 공기중에 노출되는 형태로 사용하는 경우에는 공기중에서의 부식을 고려해야 하지만 이러한 예는 별로 없다. 흙속에서의 강재의 부식에 토질, 수질 및 그것들의 전기적 상태, 강재의 재질, 땅속의 박테리아등의 요인이 영향을 미친다. 따라서 땅 속에서 강관말뚝의 부식속도를 예측하기란 상당히 어렵고 이에 따라 현재 전 세계적으로 부식에 대책으로 여러 가지 대책을 마련하고 있다. 다음 <표 4.2>는 부식속도에 대한 한 예로 일본의 부식속도에 관한 기준에 대하여 정리하였다.

<표 4.2> 강관말뚝의 부식속도에 관한 기준 (깊은기초, 1993)

	기준, 지침, 시방서	부식속도 또는 부식한계
항만관계	항만시설의 기준, 동해설 (일본항만협회, 1979. 3)	HWL 이상 0.3mm/yr HWL과 해저간 0.1mm/yr
토목관계	일본도로공단 설계요령 제 2집 (1978. 4)	부식한계 2mm
	阪神 고속도로공단 설계기준(1978. 4)	부식한계 2mm를 표준

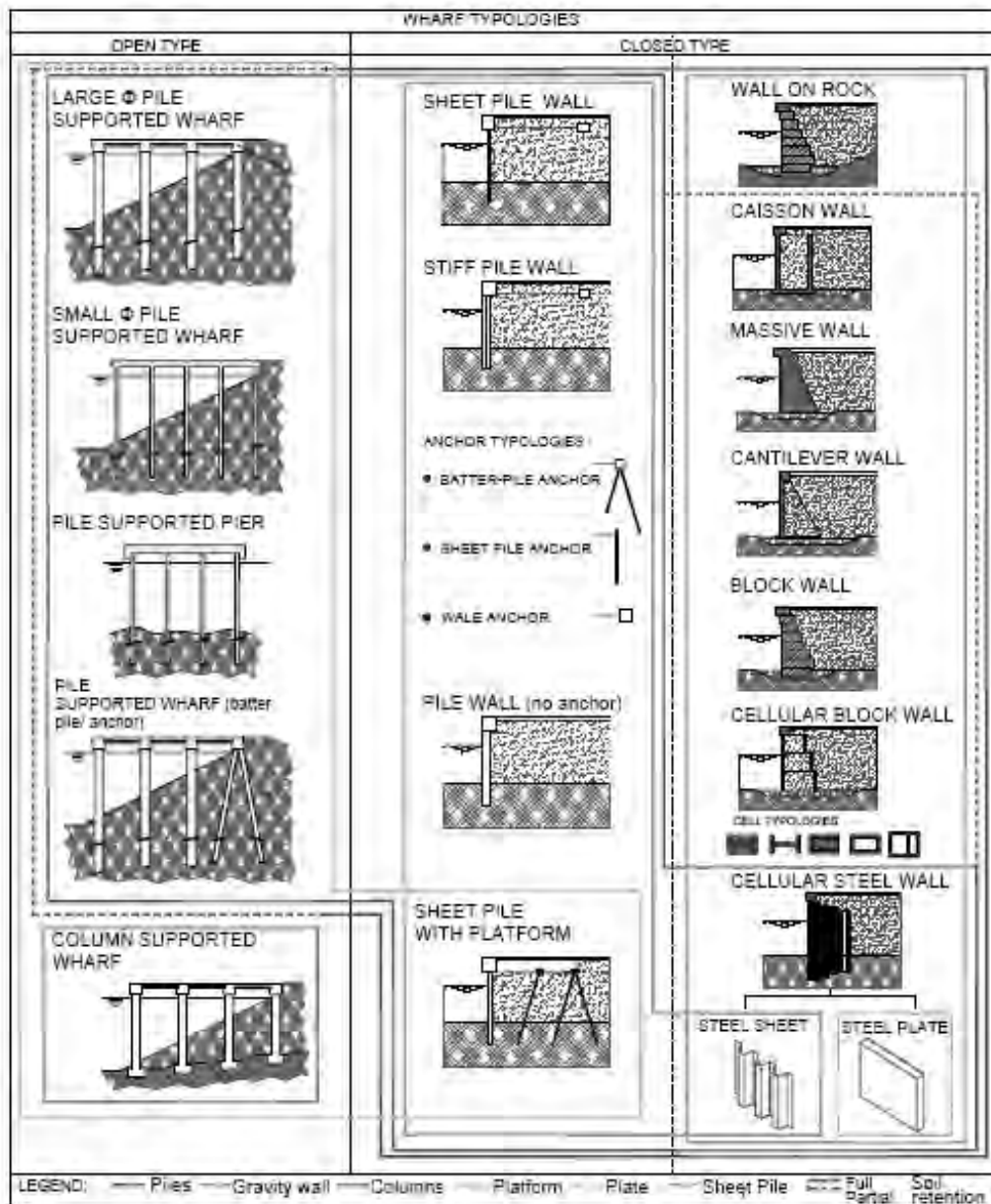
4.3 강관말뚝 동향 및 시공사례

전세계 적으로 강을 재료로 하는 말뚝을 구조물의 기초로 사용하기 시작한 것은 외국에서는 제강법이 발달한 100년 전부터 시작하여 현재까지 발전된 강관말뚝으로 계속 이어지고 있다. 현재 강관말뚝이 시공된 이래로 현재까지 발표된 각종 자료를 살펴보면, 강관말뚝의 경우 안전성의 우수함을 고려하여 대규모 공사에서 가장 많이 사용되고 있었으며 항만시설, 교량등에서 많이 시공 사례가 많이 발표되고 있었다.

또한, 항만 시설물로 부두구조물이 있으며, 부두 구조물은 크게 open type과 closed type로 분류할 수 있다. 그 중 기초로서 강관말뚝이 주로 사용되는 open type 부두는 체체 내에 매입된 말뚝이나 기둥에 거치되는 플랫폼 아래로 해수가 통하도록 시공된다. 반면, closed type 부두는 대개 해안 및 바다와 분리되어 흙재료로 뒷채움되고 콘크리트 deck나 플랫폼으로 덮여진 연직 벽체로 이루어진다(널말뚝 벽체형식).

Open type 부두의 세가지 주요한 형태는 다음과 같다(OCDI, 2002; Pianc, 2001 and Werner, 1998).

- 대구경 말뚝에 지지된 부두
- 소구경 말뚝에 지지된 부두
- 기둥에 지지된 부두
- 말뚝에 지지된 잔교(부두)는 다소의 차이가 있더라도 매우 유사하게 볼 수 있다.



<그림 4.2 구조재료에 따른 세계적으로 가장 활용도 높은 안벽의 분류>

(Werner, 1998; PIANC, 2001; OCDI, 2002)

강관말뚝은 부두 구조물에 매우 흔히 적용되고 있다. 그것은 긴 비 지지길이 (unsupported length)에 유리하고 대단히 연성말뚝에 속한다. 또한, 측면저항에 매우 효과적이다. 최근들어 나선용접(spiral welding)이 자주 이용되고 있으나, 아직은 적절한 휨모멘트 저항력을 나타내지 못하고 있다. 강관말뚝은 20 내지 30의 연성범위를 가진다(Priestley, 2000). 따라서, 이러한 말뚝은 대규모 지반운동을 유발하는 높은 규모의 지진에 대비하여 추천되고 있다. 경사말뚝이 적용에 불리한 여건이라면, 강관말뚝이 그것을 대신할 수 있을 것이다(Werner, 1998).

4.3.1 일본

일본의 경우 강관말뚝이 현재와 같은 모양으로 처음 사용된 것은 1953년 미군LST잔교를 건설할 때이며 그후 강관말뚝은 1955년부터 뛰어난 재료적 특징을 살려서 지지층이 깊은 경우부터 사용되기 시작하였다. 현재 일본의 경우, 1994개정된 JIS A 5525(강관말뚝)를 기초로 하여 시공목적에 맞게 강관말뚝의 치수, 형상, 재질등을 결정하고 있으며, 일본의 강관말뚝의 재료로는 <표 4.3>에서와 같이 JIS A 5525에 규정된 SKK400, SKK490의 종류를 사용하고 있다. 일본의 강관협회 자료에 근거하면 전체 강관말뚝 사용량 중에서 외경이 600mm를 전후한 강관말뚝이 전체 사용량의 과반수 이상을 점하고 있다. 또한 최근에 들어서 외경이 800mm 이상인 말뚝의 비율이 증가하는 것으로 보고되고 있으며 이는 강관말뚝이 점차 대구경화 하고 있음을 알수 있다. 또한 일본시장에서 강관말뚝의 주요 용도는 안벽, 물양장, 호안, 옹벽, 방파제, 도류제, 수문 등의 영구 구조물분야와 가설 호안 등 가설 구조물분야로 분류되며, 이들은 대부분 항만구조물에 속한다. 강관말뚝(鋼管杭)협회에 따르면 일본은 국토면적이 좁은 반면, 해안선이 길고 항구 등 해양구조물도 많아 해양용 강관말뚝의 시장이 크며 향후에도 시장이 확대될 전망이다.

일본의 강관말뚝의 최근경향을 살펴보면, 1990년부터 2001년까지 강관말뚝과 관련된 특허가 총511건이 출원 되었으며, 현재도 많은 기술개발이 이루어지고 있다. 그림 2에서와 같이 특허로 발표된 것들중 신형식말뚝이 47%로 가장 많이 차지하고 있으며, 강관말뚝의 연결, 두부보강, 상부 구조물과의 연결, 항타관입장비에 대한 특허도 많이 출원되고 있다. 또한 최근 일본의 강관 시장은 2년간 가격부문에서 사상 최고치 갱신을

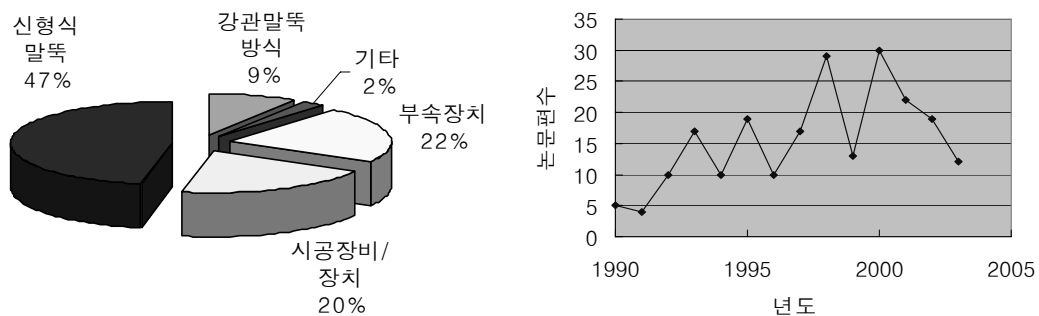
<표 4.3> 일본의 SKK400, SKK490 강관말뚝의 규정

종류의 기호	모재부			아크용접부	전기저항용접부
	인장강도 N/mm^2	항복점 및 내력 N/mm^2	인장% 5호시험 편회방향	인장강도 N/mm^2	편평성 평편간의 거리(H) D는 관의 내경
SKK 400	400 이상	235 이상	18 이상	400 이상	2/3D
SKK 490	490 이상	315 이상	18 이상	400 이상	2/3D

지속하고 있었다. 이는 근거리에 있는 중국의 왕성한 철강수요와 강관의 생산하기 위

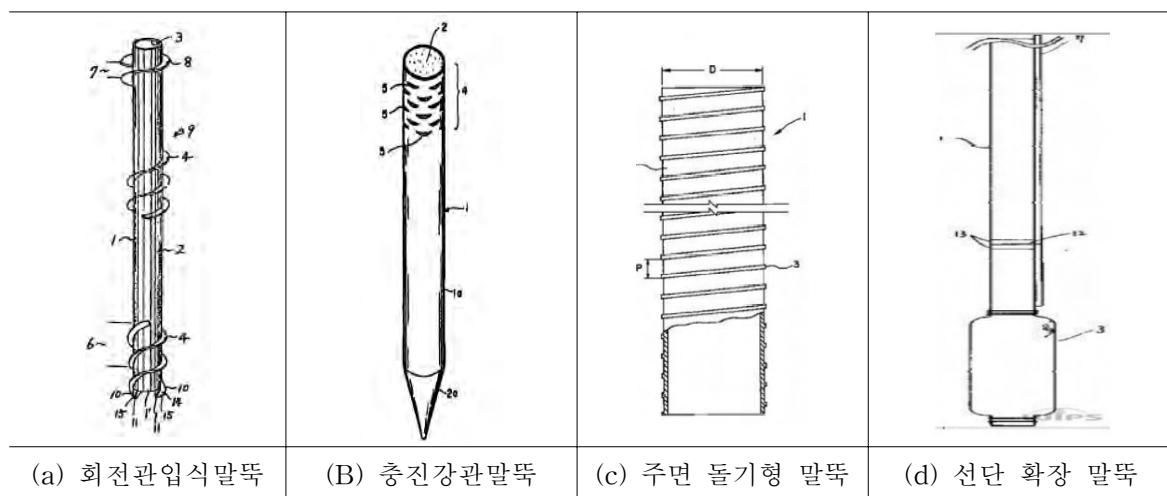
한 주연료인 철광석, 석탄, 아연, 니켈등이 가격의 대폭 상승으로 인함이다. <그림 4.4>는 1990년~2004년까지의 JSCE에서 발표되는 있는 강관말뚝의 논문의 편수로써 2000년까지 지속적으로 증가하는 경향을 나타내다가 최근에 들어 현저히 감소하고 있다.

다음은 최근에 발표되고 있는 일본의 신형식 말뚝의 주요기술을 정리하였다. <그림 4.5(a)>의 기술은 관체의 외주에 굴착날개·굴착나사 등의 굴진장치를 나선형으로 설치하여 지반굴착시 관입이 용이하도록 만든 공법이다. <그림 4.5(b)>의 기술은 충전관 말뚝으로 강관내에 콘크리트 등의 구조용 충전재를 충전하여 강관말뚝으로 강관말뚝만을 사용하였을 경우의 말뚝의 휨에 대하여 휨 강도를 증가시켰다. <그림 4.5(c)>는 주면 돌기형 말뚝으로 관입이 용이함과 동시에 말뚝의 주면마찰력을 증가시키는 공법이다. 마지막 <그림 4.5(d)>의 선단 확장 말뚝은 말뚝의 선단지지력을 증가시키는 공법이다.

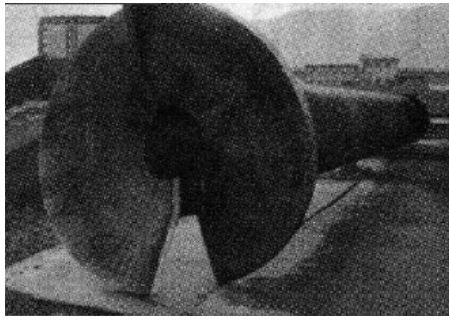


<그림 4.3> 일본의 특허 세부사항(1990~2001)

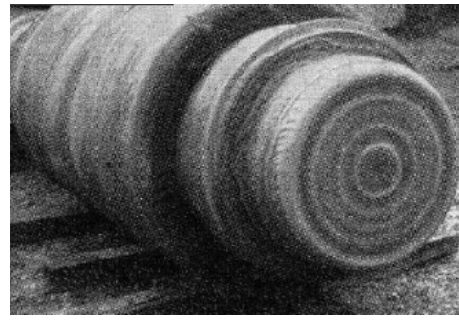
<그림 4.4> 일본의 강관말뚝관련 논문편수(1990~2004)



<그림 4.5> 일본의 신형식 말뚝의 특허 I



(a) GWPⅡ 선단구조



(b) TBSR 밑다짐 구근

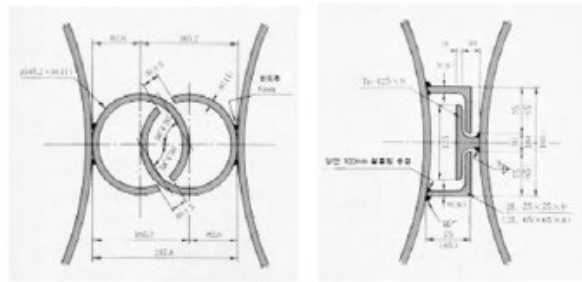
<그림 4.6> 일본의 신형식 말뚝의 특허 II

또한, <그림 4.6(a)>는 회전관입 강관말뚝공법(강관선단에 2장의 날개를 부착하여 이를 회전시켜 침설하는 공법)이다. 직경은 200~1,200mm로 생산되고 있으며, 저소음/저진동 공법으로 이수 및 잔토가 발생하지 않는 무배토 시공법이다. 또한 말뚝의 역회전으로 인해 인발 철거가 가능하여 가설공사 및 임대구조물 기초에 유효하게 적용되고 있다.

<그림 4.6(b)>는 고지지력 중굴 말뚝으로써(말뚝 선단부에 확대 밑다짐 구근 형성) 직경 400~1,200mm까지 생산되고 있다. 시공방법은 지반조건 및 말뚝 길이등에 따라 동시 매설방식과 후 매설 방식으로 시공되고 있다.

다음의 <그림 4.7>은 항만시설에서 많이 사용되는 벽강관말뚝이다. 일본의 경우 4면에 바다로 둘러싸여 있어 방파제 건설함에 있어서 많은 투자를 하고 있다. 방파제를 건설함에 있어서 경제적으로나 기술적으로나 어려움이 많기 때문에 벽강관말뚝을 방파제로 적용하고 있다.

벽강관말뚝(Steel pipe pile Sheet Pile)이란 강관말뚝의 주변부에 연결관을 용접, 부착하여 연결관끼리의 Interlocking을 통해 전체 강관말뚝의 폐합을 유도하는 구조 형식으로써 우물통 내부의 차수성을 확보하기 위하여 연결관 내부를 시멘트 그라우팅으로 처리한다. 차수 처리된 벽강관 우물통 내부 혹은 벽강관말뚝 상단에 기초상판(Top Slab)을 설치하며 기초상판과 벽강관말뚝과의 연결을 위하여 철근 혹은 플레이트를 이용한 연결장치를 설치하는 사례도 있다. 일반적인 상세는 <그림 4.7>에 표현하였다. 또한 일본에서는 최근 해수유통의 흐름이 가능하게 하여 조류의 흐름을 원활하게 하여 환경적인 측면도 고려하고 있다.



<그림 4.7> 항만분야에서 많이 사용되는 벽강관말뚝의 이음부 형상

다음은 일본에서의 시공사례들을 살펴보았다.

1) 동경만

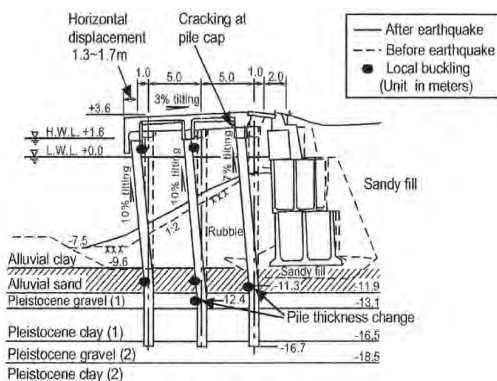
- 전 세계적으로 수출의 경제활동으로 중요시 되면서 항만시설의 중요성이 증대 되고 있다. 일본에서는 방파제 시설로 벽강관말뚝을 많이 사용되고 있다.
- 벽강관말뚝은 강관말뚝에 이음부를 용접하고 서로연결하여 연속벽체를 형성하는 것으로써 강널말뚝과 비슷하나 강널말뚝에 비하여 단면계수가 대단히 크므로 수평 저항력이 큼.
- 벽강관말뚝 방파제는 말뚝의 항타시공만으로 제재의 완성이 가능한 구조로서 타 방파제에 비하여 시공이 단순하면서도 방파성능이 우수
- 방파제 단면축소로 인하여 항내 면적을 극대화할 수 있다.
- 벽강관말뚝 방파제는 일종의 직립식 방파제이고 하부에서 해수유통이 가능하여 유속이 빨리질 수 있으므로 세굴에 의한 영향을 검토해야 함
- 방파제에 의하여 해수의 흐름이 완전히 차단된 어항에서 수질오염이 발생하는것을 방지하기 위하여 동경만에서는 상부에서는 강관을 이어서 해수의 흐름을 차단하여 설치하고, 해수의 유속이 비교적 느린 하부 구간에 해수유통이 가능한 벽강관말뚝을 적용하였다.



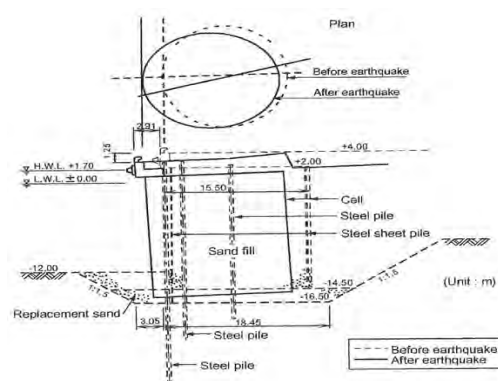
<그림 4.8> 동경만 벽강관말뚝 방파제

2) Hyougo-Ken-Nanbu Earthquake로 손상된 Kobe지역의 항만시설

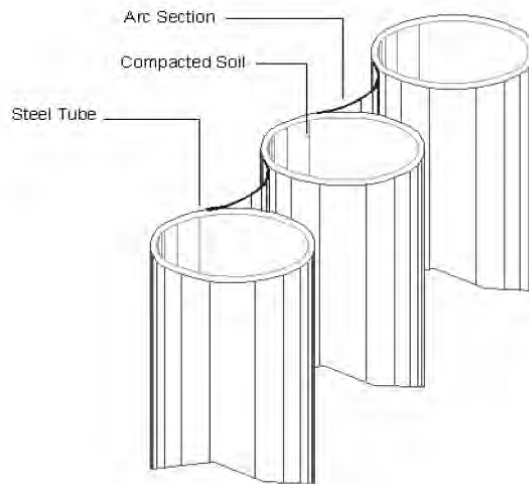
- 일본의 간사이 지방 효고현 남부의 고베시 지역에서 1995년에 발생한 지진으로써 진원의 깊이는 약 14km로 추정되고 지진의 크기는 리히터 규모로 7.2
- 기존의 3줄로 된 강관말뚝은 콘크리트 갑판과 연결되어 있었으며 이 지진으로 방파제 기초의 강관말뚝은 휘어지게 됨.
- 안벽의 deck은 RC 슬래브와 700mm 직경의 강관말뚝으로 지지된 보로 구성되었으며, 일부는 셀룰라 말뚝식 안벽으로 구성
- 강관말뚝의 제원은 지름 700mm을 사용하였으며, 길이 19.5m이며, 바다쪽의 강관 파일은 두께 14mm~10mm를 사용하였었다.
- 또한 강관말뚝에 두께 300mm, 넓이 700mm, 높이 1,200mm 상판으로 연결
- 주위에 벽강관말뚝을 시공한 후 방파제 보수처리 하였음.



<그림 4.9> Takahama 말뚝부두 (고베)



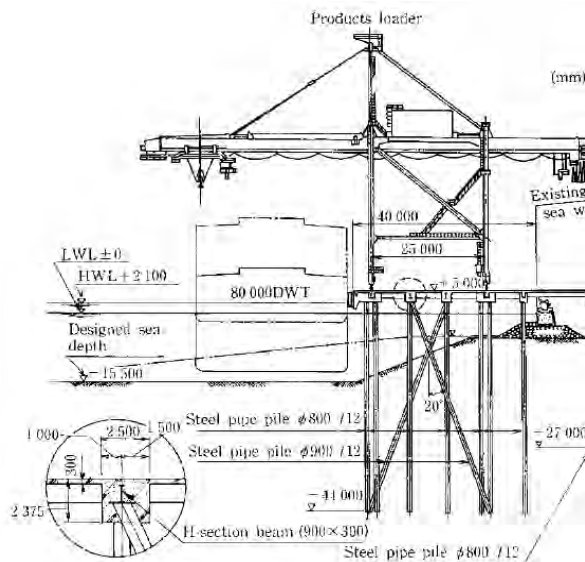
<그림 4.10> 셀룰라 말뚝벽체



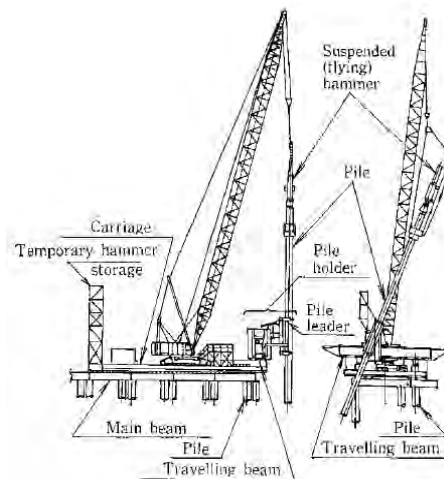
<그림 4.11> 셀룰라식 강관말뚝 벽체

3) Chiba항 제철부두, 일본

- 강관말뚝으로 지지된 80,000 DWT급 안벽식 부두 구조물
- 15.5m 심도의 준설을 통하여 41m×300m 면적으로 구성된 부두
- 특징적인 시공기술은 해상 구조물에 대한 KST 캔틸레버 말뚝 향타 시스템, 폴리에틸렌 필름으로 코팅된 강관말뚝 및 과동방정식을 이용한 말뚝 향타 제어시스템



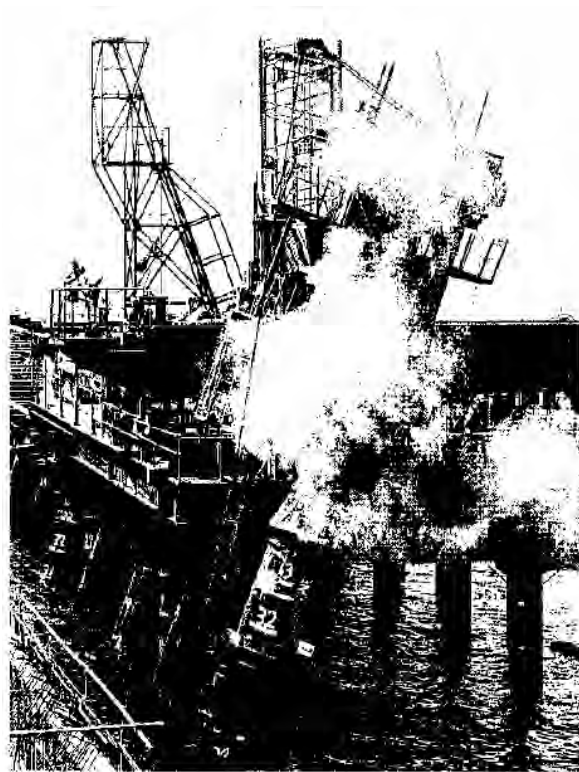
<그림 4.12> 부두잔교 단면



<그림 4.13> KST 말뚝 향타장비



<그림 4.14> 타입된 말뚝전경

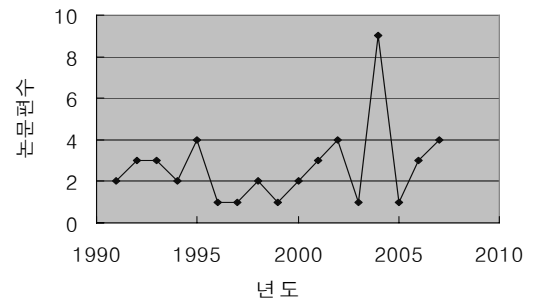
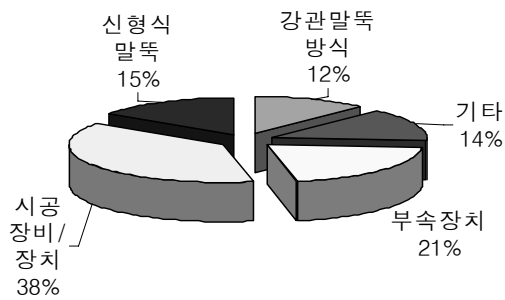


<그림 4.15> KST 시스템에 의한 경사말뚝 항타

4.3.2 미국

미국에서는 1908년 Bethlehem steel 및 Carnegie Steel 이 H형 단면 말뚝전용 강재의 압연제조를 시작한 이래 강관말뚝 공법은 현재 고도로 발달 보급되고 있다. 과거부터 미국에서는 항만구조물 중 돌핀을 포함한 안벽구조물에 강관말뚝을 많이 이용해 왔다. 특히 미국의 경우는 정유산업에 활용된 플랫폼 등의 offshore 구조물에 그 수요가 매우 크며, 앞으로도 지속적인 수요가 예상된다.

미국은 강관말뚝에 있어 1980년부터 현재까지 많지는 않지만, 건설사들을 위주로 꾸준히 특허가 출원되고 있으며, 항타장비 및 항타 부속장치들에 대한 특허가 많이 출원되고 있다. 강관말뚝과 관련된 특허가 총90여건이 출원 되었으며, 그림 9에서와 같이 특허로 발표된 것들 중 시공장비/장치가 38%로 가장 많이 차지하고 있으며, 해상 및 해양 강관말뚝, 복합말뚝, Tapered pile등에 대한 특허가 많이 출원 되었다.



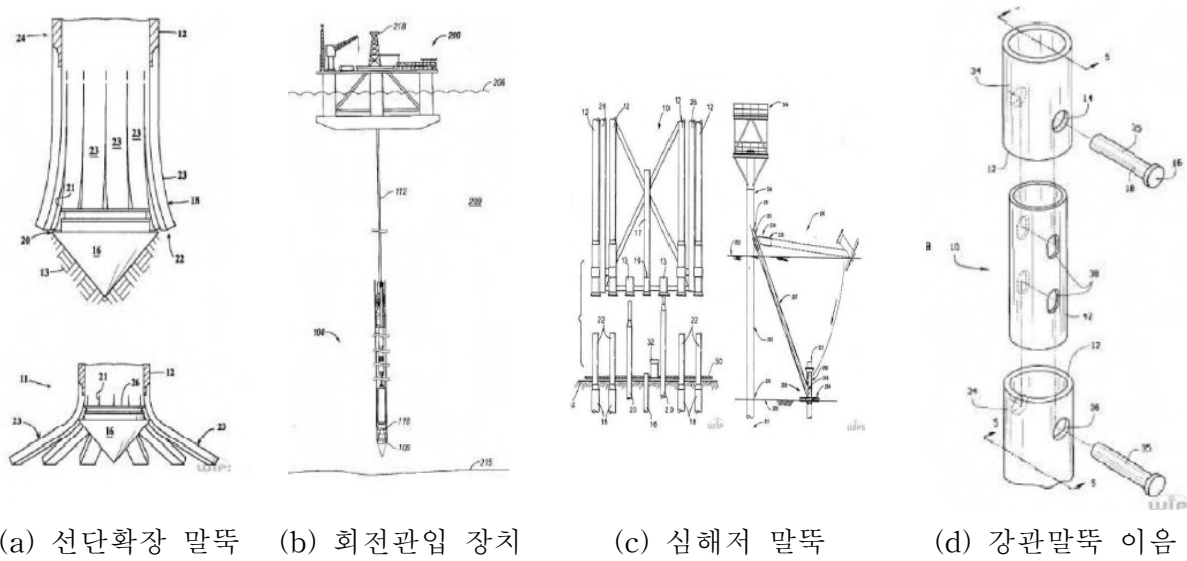
<그림 4.16> 미국의 강관말뚝의 특허중 세부사항

<그림 4.17> 미국의 강관말뚝 관련 논문편수

ASCE에서 발표되고 있는 논문의 경우 1990년대 이후로부터 강관말뚝의 경우 특별한 경향은 보이지 않으며 매년 조금씩 발표되고 있었다.

또한 미국에서의 강관말뚝 설계기준은 현재 ASCE에서 발표된 설계기준(1993)에 따르면, 일반강재의 항복강도의 27.8%~50.0%를 말뚝재료의 허용하중으로 산정하고 있다. 여기서 항복강도에 대한 허용설계응력이 차이가 있는 이유는 말뚝의 아래쪽 부분은 위쪽 부분에 비하여 시공중 재료의 손상가능성이 높은 점이 고려되었기 때문이다. 따라서 선단부 보강이 되지 않은 경우 항복강도의 27.8%를 설계할 수 있으나 선단부 보강이 33.3%, 말뚝재하시험과 말뚝항타분석기(PDA) 측정을 실시할 경우 40%까지 허용비율을 높일 수 있도록 규정하고 있다.

다음은 <그림 4.18>은 미국의 말뚝의 최근의 주요기술을 정리하였다. <그림 4.18(a)>의 선단 확장형 말뚝은 원심력을 이용하여 제작된 말뚝으로 파일의 선단부를 직경보다 크게 확장하여 선단지지력을 월등히 높이는 신개념의 파일임. <그림 4.18(b)>는 해안지역에서 회전으로 얻은 에너지로써 지지층까지 관입할 수 있는 회전식 관입장치이며, <그림 4.18(c)> 심해저에서 육지에서 제작한후 지지층에 Anchor를 시공후 조립하는 식의 미국에서 특허가 된 강관말뚝이다. <그림 4.18(d)>는 기존의 용접이음으로 인한 용접이음 부분의 약점을 보완하여 볼트식 강관말뚝 이음 방법이다.



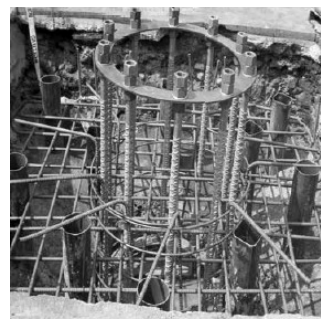
<그림 4.18> 미국 강관말뚝에서 특허된 시공장비 및 장치 주요기술

다음의 <그림 4.19>는 미국에서 발명한 신기술/신공법으로써 4개의 구멍을 통해 말뚝과 말뚝간의 이음을 하여 이음구간의 약점을 보완하였으며, 선단은 뾰족하게 구성되어 있어 말뚝항타시 적은 에너지로 항타할 수 있는 편리성을 도모하였다.

다음의 <그림 4.20>은 미국에서 항만시설의 중요성이 증대되면서 방파제나 항만시설의 공사시 주로 사용되는 발명된 새로운 신기술 벽강관말뚝이다. 기존 벽강관말뚝 이음부 폭은 형상별로 차이를 보이나 기존의 가장 작은 L-T형의 경우에는 약90mm 정도이며 가장 큰 P-P형의 경우에는 250mm로써 강관말뚝 본체에 비하여 상당히 작은 편이다. 그러나 본 공법은 이음부 형상을 키워 이음부의 취약점을 보완한 공법이다.



(a) 신기술 강관말뚝



(b) 강관말뚝 시공후 기초와의
철근이음

<그림 4.19> 미국의 신기술 강관말뚝



<그림 4.20> 미국의 신기술 벽강관말뚝

다음은 최근에 미국에서의 시공사례들을 살펴보았다.

1) JFKIA (John F. Kennedy International Airport, 2004)

- 미국 뉴욕 시퀸스구자메이카에 위치한 공항(JFK)에 British airways terminal 시공
- 지반조건 : hydraulic fill and organics with granular soil
- Tapered steel pipe pile 사용
- Tapered steel pipe pile은 단면이 하단으로 가면서 조금씩 작아지는 말뚝 (Tapered pile)을 사용하여 부마찰력을 저감.
- 본 현장에 1,200개의 Tapered pile 사용
- 본 현장에서는 본당 설계강도 120ton~150ton으로 설계됨.
- 타격해머 juttan HHK-7 62,000 pound의 유압해머 사용
- <그림 4.20>는 JFKIA에 사용된 Tapered piler과 시공되어진 말뚝 전경



(a) Tapered pile



(b) A complete pile cap

<그림 4.21> Tapered pile 및 시공완료후 전경

2) Provincetown MA

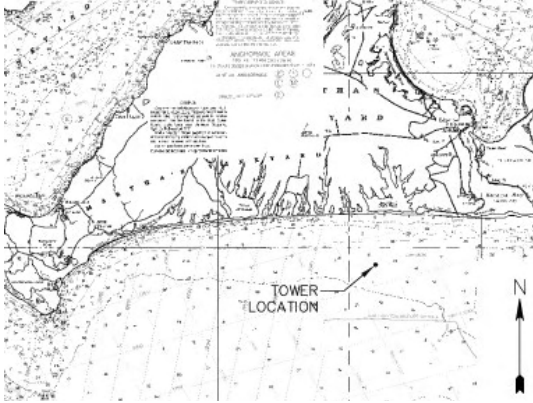
- 미국 매사추세츠주 북동부에 위치한 항구도시
- 해안에 강관말뚝 시공부 제방도로를 건설하였다.



<그림 4.22> 해안에 시공된 강관말뚝 기초 및 완성된 제방도로

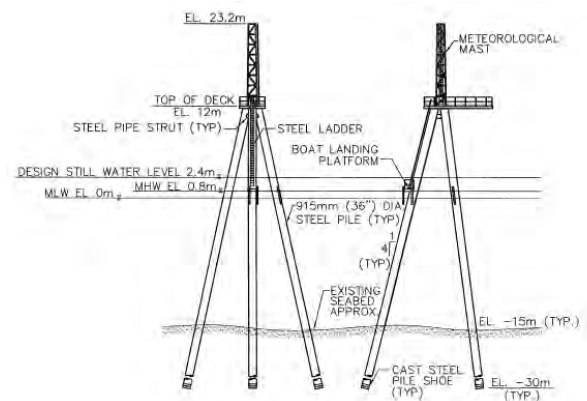
3) Martha's Vineyard, Massachusetts

- Massachusetts의 해상에서 남쪽으로 약 3km 떨어진 깊이 15m의 깊이에 자리한 Steel pipe pile tripod structure



<그림 4.23> 공사위치 및 전경

- Steel pipe pile tripod structure는 기상변화와 해양 변화를 관측하기 위한 시설물 (Air-sea interaction tower, ASIT)
- Steel pipe pile tripod structure의 구성은 3개의 30°의 기울어진 Steel pipe pile로 구성되어 있으며 상부에는 관측할수 있는 부분이 최소화되어 구성되어 있다.
- 경제성을 고려하여 말뚝 선단은 오픈된 형태로 향타하고 말뚝내부에는 콘크리트나 다른 물질로 채우지 않았음.
- Steel pipe pile tripod structure의 세부적인 사항은 <그림 4.24>에 표현하였음.



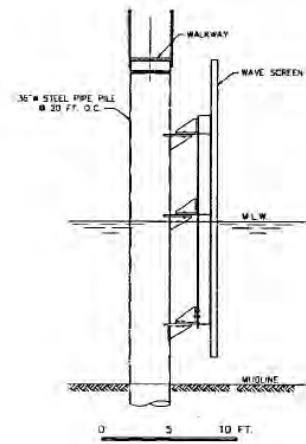
<그림 4.24> Steel pipe pile tripod structure

4) New small craft Harbor for the U.S. Coast breakwater

- Tosebank, Staten Island, New York의 방파제로써 해안시설, 기초등을 풍파와 파랑등으로부터 지켜내는 시설
- 켄틸레버 파일 시스템으로 steel pipe pile을 시공하여 ocean wave, wind등에서 안전하게 시공
- 지름 910mm 의 steel pipe pile시공



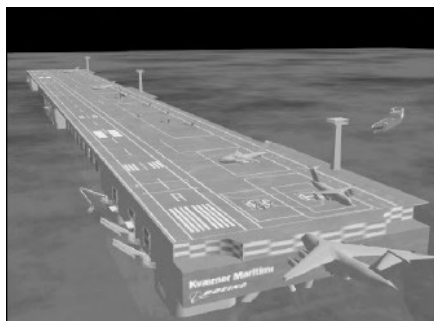
<그림 4.25> Location map



<그림 4.26> Wave Screen typical section

5) 미 해군의 MOB(Mobile Offshore Base)

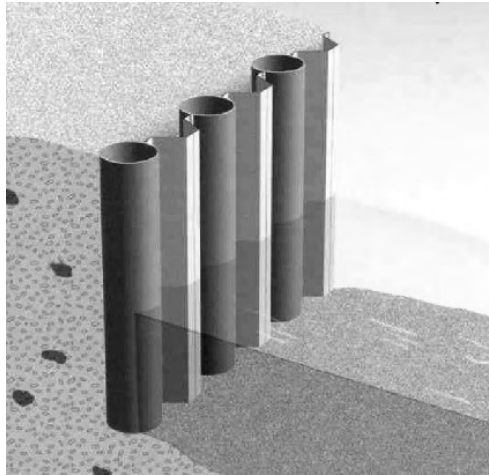
- Steel 구조로 된 suction pile
- 90년대 중반 미해군의 차세대 방어전략인 MOB(Mobile Offshore Base)
- 길이 약 1.6km, 폭 180m로 세 개의 Module로 이루어진 Semi-Submersible 구조체로써 이는 기존 항공 모함 크기의 약 16배
- 필요시 자체 추진장치로 이동가능
- suction pile의 특징은 인발이 용이하며, 동일한 파일을 반복해서 사용할수 있다.



<그림 4.27> 미 해군의 MOB(Mobile Offshore Base) 개념도

6) Port of Houston terminal

- 2008년 11월 4월 텍사스 휴스턴 부두에 방파제 건설 프로젝트
- 전체 3,700ton 직경 66 inch의 강관과 3/4 inch의 연결관으로 구성



<그림 4.28> Houston Terminal 해안 방파제

7) Conoco Phillips 원유부두, 미국(펜실베이니아)

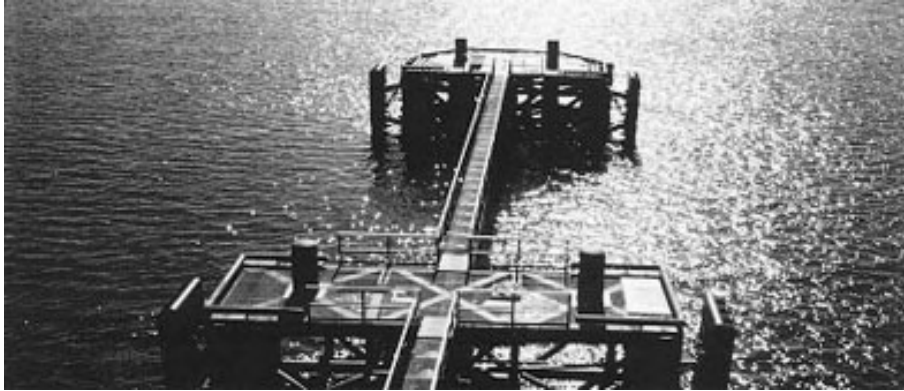
- 강관말뚝으로 지지된 RC형식 계류돌핀



<그림 4.29> 계류돌핀 상부구조 시공전경

8) 국제 Matex 탱크 터미널, 미국(뉴저지)

- 말뚝 항타 프레임으로써 돌핀 자체를 이용함으로써 구조물을 설치한 35,000 DWT 규모의 계류구조물



<그림 4.30> 탱크 터미널 계류돌핀

9) Clover Island Marina, 미국(워싱턴)

- 16"×1/2" 규격의 강관말뚝 85본과 34,000 ft²의 콘크리트 부잔교, 6개의 접속부두로 구성된 계류장



<그림 4.31> 계류장 시공전경

10) Vancouver항 터미널, 미국(워싱턴)

- 항타 강관말뚝과 목재말뚝으로 지지되고 콘크리트 및 목재 deck와 방현재를 갖춘 돌핀 구조물
- 또한, 24"×1/2" 규격의 항타 강관말뚝 568본, 135'×782' 면적의 거푸집으로 시공된 콘크리트 부두, 부두 전면에 설치된 782'의 방현 시스템으로 구성



<그림 4.32> 항타 강관말뚝 시공전경

11) Schnitzer 철강 국제터미널, 미국(오레건)

67본의 강관말뚝, 4,000 cy의 콘크리트와 970 lf의 크레인 레일을 이용하여 40,455 ft² 면적의 콘크리트 블록, 완화 플랫폼과 접속슬래브 등을 시공



<그림 4.33> 터미널 상부구조 시공전경

12) Shell 정유 터미널, 미국(오레건)

- 당초에 목재로 시공된 부두를 강관말뚝으로 지지된 콘크리트 및 돌핀 형식으로 재시공



<그림 4.34> 정유터미널 상부구조 시공전경

13) Seattle항 부두, 미국(워싱턴)

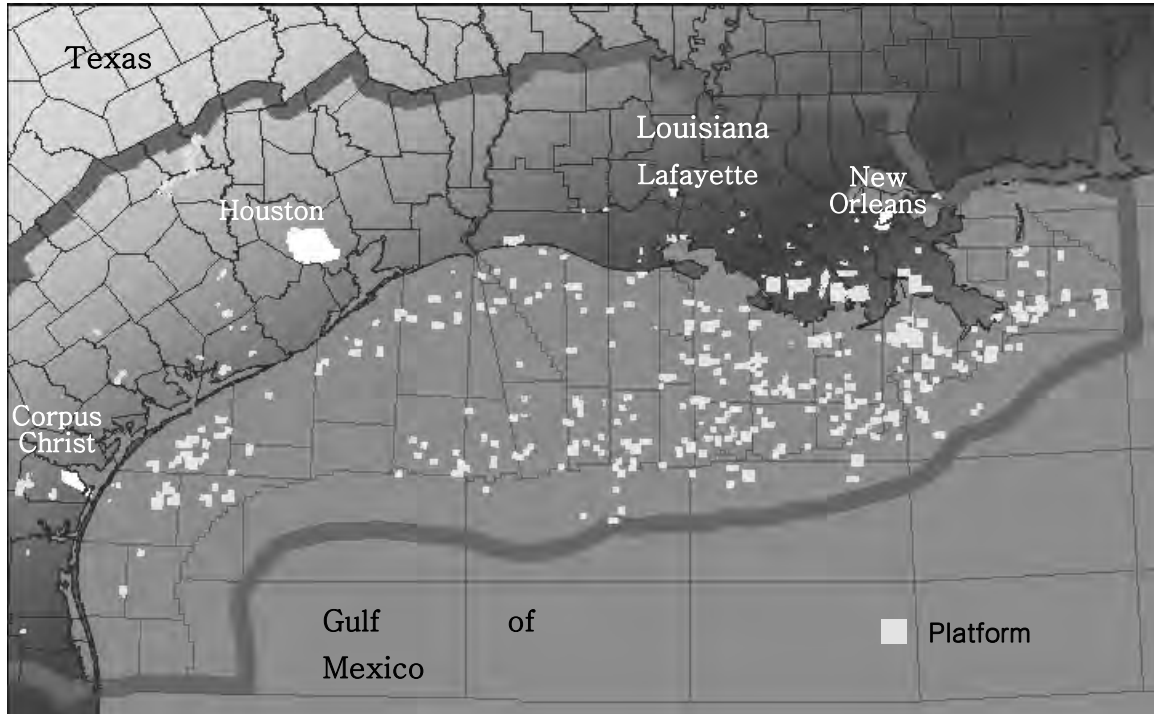
- 24"와 30" 규격의 강관말뚝과 프리캐스트 말뚝 캡, 프리캐스트 빔 및 현장타설 deck로 시공된 25,000 ft²의 부두
- 그 외에 목재말뚝 돌핀, 강관말뚝 방현시스템 및 슈트파일 구조로 시공



<그림 4.35> 강관말뚝 시공전경

14) 멕시코만 부근의 플랫폼(offshore 구조물), 미국

- 유인 플랫폼 133기, 무인 플랫폼 295기 등 428기의 offshore 구조물



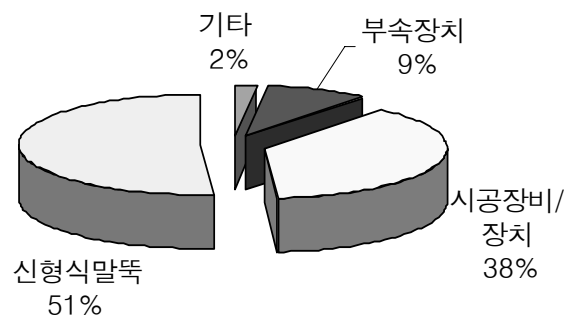
<그림 4.36> 멕시코만 부근 플랫폼 현황



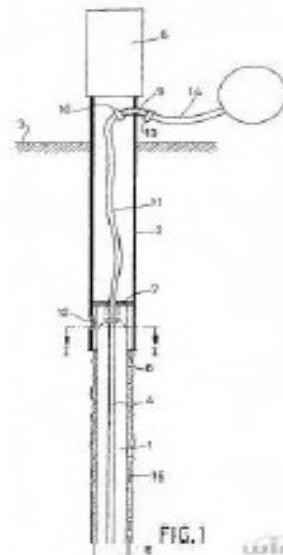
<그림 4.37> 플랫폼 구조물

4.3.3 유럽

유럽에서는 1930년경부터 강말뚝의 이용이 증대되어 교량 및 고층건축의 기초말뚝으로 사용되기 시작하였으며, 1990년도 이후에서 상대적으로 많은 연구가 진행되고 있다. 1978년 이후 현재까지 47개의 특허가 출원되고 있었으며, 많지는 않지만 설계사와 건설사들이 특허를 출원하고 있다. 강관말뚝의 출원중 항타장비와 신형식 강관말뚝에 대한 특허가 비교적 많이 출원되고 있다. 또한 신형식말뚝의 경우 합성형 말뚝의 출원이 가장 많이 되고 있었으며, 시공장비/장치의 경우, 항타/관입에 대한 장비의 특허가 많이 출원되고 있었다.



<그림 4.38> 유럽의 강관말뚝의 특허중 세부사항



<그림 4.39> 유럽의 특허중 강관-콘크리트 합성형 말뚝

또한 Tomlinson(1995) 의하여 발표된 항타조건에 대하여 연구를 보면 유럽의 강관 말뚝 설계에서는 항타조건이 양호한 경우 강재 항복강도의 50%를 사용하며 그렇지 못할 경우에는 강재 항복강도의 30%를 사용하도록 규정하고 있다. 다음은 유럽에서 특허로 발명된 강관말뚝을 소개한다. <그림 4.39>는 강관-콘크리트 합성형 말뚝으로써 유럽에서 특허로 출원된 것들중 가장 많은 부분을 차지하고 있었으며, 이 합성형 말뚝은 지반의 견고한 지지층에 선단부가 근입되어 지지되는 말뚝으로 선단 지지력이 우수한 콘크리트말뚝을 이용해 시공하고, 모멘트 및 전단력이 크게 작용하는 부부인 말뚝 상부 부분은 휨에 대한 저항성이 우수한 강관말뚝으로 시공하는 것이 기술 구성의 특징으로 말뚝의 지지력 및 구조적 강성을 충족시켜 줄 뿐만 아니라, 고품질의 말뚝을 효율적인 시공비용으로 얻게 하여 주는 효과가 있다고 발표되고 있다. 다음은 유럽에서의 시공사례들을 정리하였다.

1) Rion-Antirion Bridge, Greece Corinth strait

- 지반조건 : 연약한 충적토, 기반암 1,000m 위치, 최대 해저면 60m
- 구조저항조건 : 선박충돌하중 180,000ton 유조선 16knot, 최대 풍하중 250km/hour, 지진하중 진도 7.0+
- 기초조건 : 교각 폭90m(3개), 80m(1개), 길이30m이상, 연약지반 보강용 강관파일 직경2m 포함
- 기초특징 : 지진에 의한 전단저항 증대 및 이때 발생하는 등적수압에 저항



(a) Greece corinth 해협

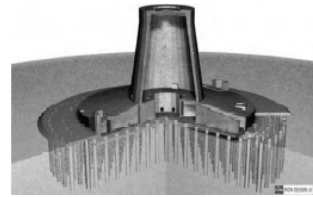


(b) Rion-antirion 교량

<그림 4.40> 그리스 해협의 Rion-antirion bridge



<그림 4.41> 바지선과 직경 2m 햄머



<그림 4.42> 강관말뚝과 상부기초

2) Zeeland Bridge

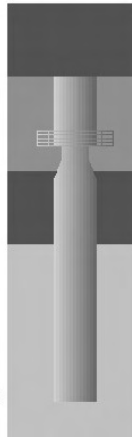
Zeeland Bridge는 네덜란드의 North Beveland섬과 Schouwn Duiveland를 잇는 총 길이 5020m 폭 11.85m의 다리이다. 54개의 기초를 설치하기 위해 140ton에 달하는 바지선이 3대가 동원됐으며, 케이슨 기초 밑에는 강관말뚝이 그 하중을 지지하고 있다.



<그림 4.43> The Zeeland Bridge

3) Swedich offshore pile

- Gotland 스웨덴 북쪽 Baltic 해안에 설치된 Mono pile
- 직경 3.5~4.5m로써 해안의 침식 및 파랑을 위해 큰 직경의 Stee l pipe pile로 구성
- 8~10m 선굴착후 암반에 지지할수 있도록 설치함.
- Baltic 해안의 평균 기후조건을 감지하기 위한 터빈



<그림 4.44> Mono Pile

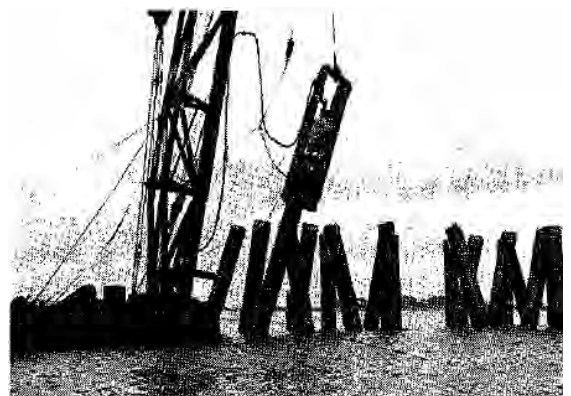
4.3.4 기타 국가

1) Taiwan Power Company(대만)

- 타이완 남서부에 있는 항구도시(Kaohsiung)
- 500,000kw의 가동이 가능한 공장, 910m의 구각과 플랫폼이 해안지역에 위치
- Large diameter steel pipe pile(1,500mm), 두께 25~36mm, 길이 33~55m 로 용접후, 사용(11~18m의 파일을 현장에서 용접)
- 선단에 폐쇄된 steel pipe pile 로 시공
- 말뚝 재하시험을 통하여 815~1470 톤으로 측정(1470ton중 선단지지력 46% 주변 마찰력 54%로 측정)



(a) Taiwan Power Company 전경



(b) 해안에 시공된 강관말뚝

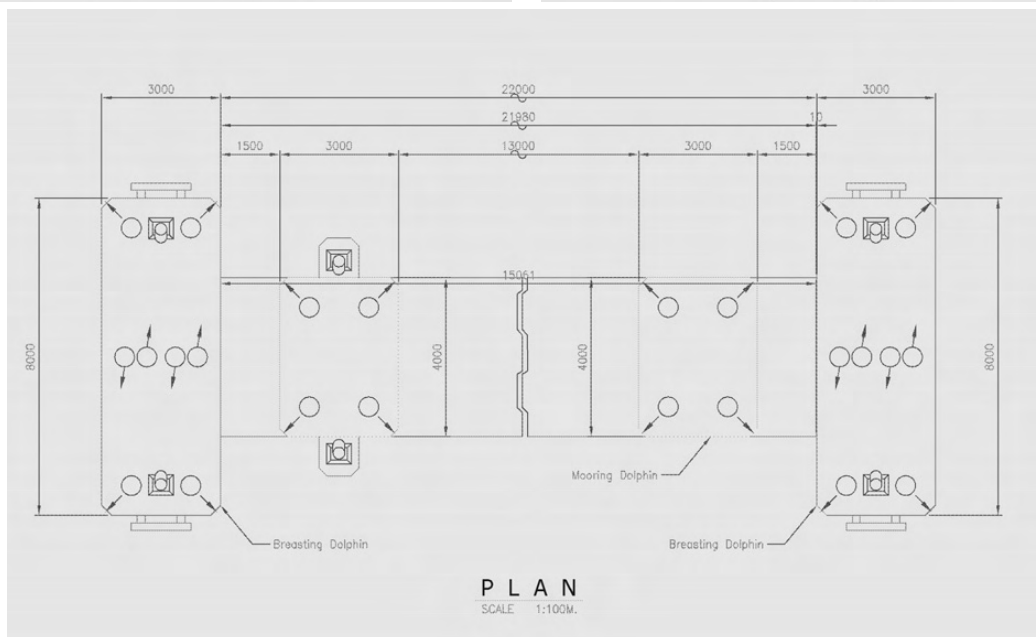
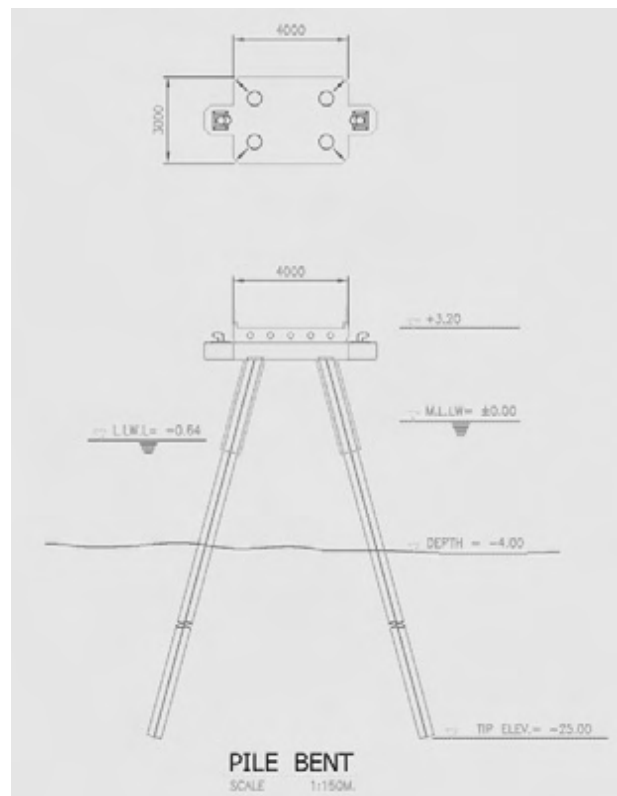
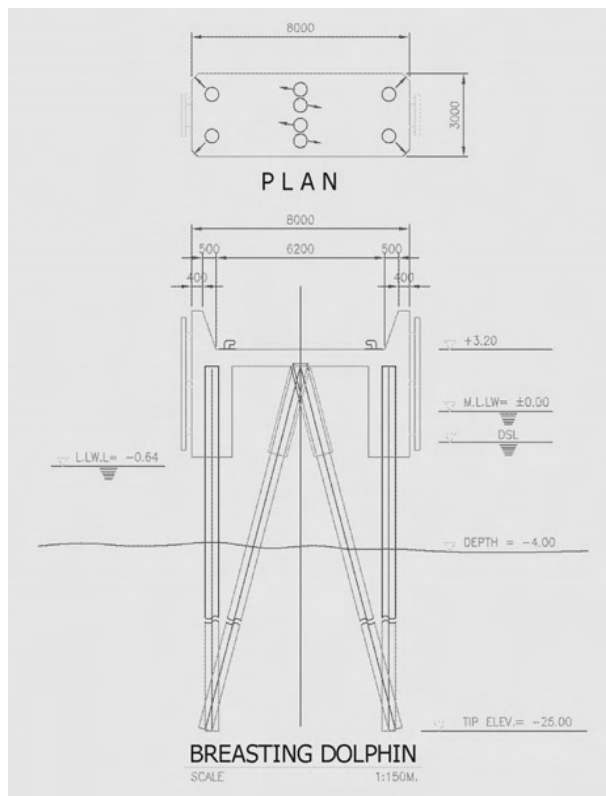
<그림 4.45> Taiwan Power Company

2) RO-RO TERMINAL SYSTEM (필리핀)

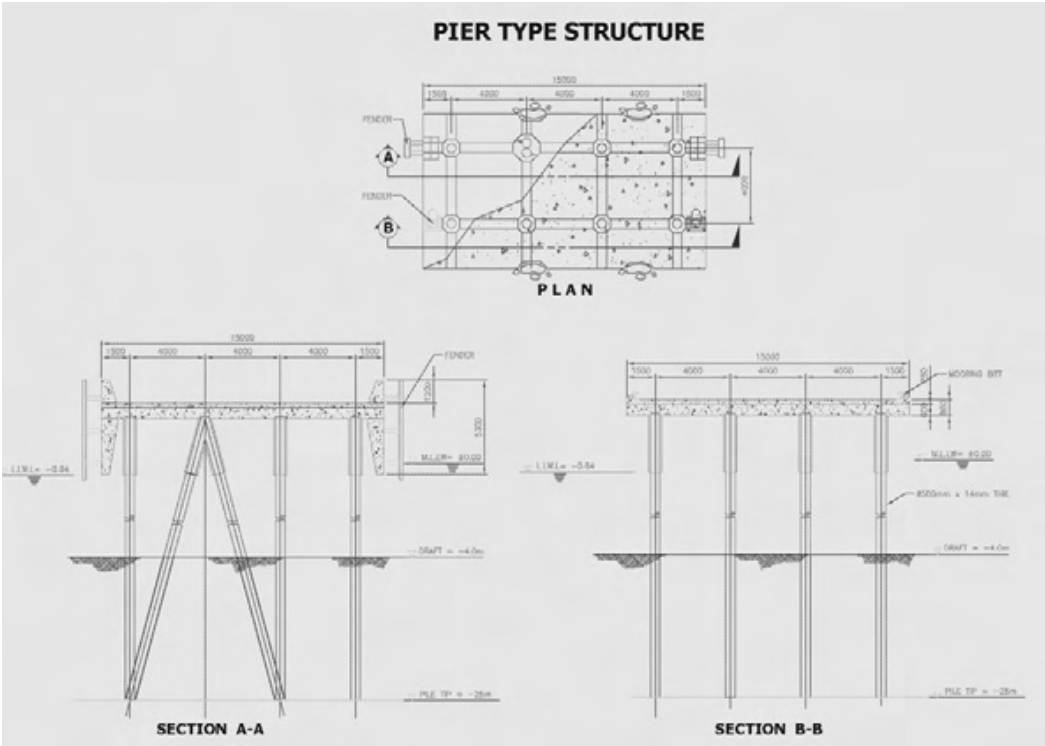
사하중 및 등분포 활하중 등 조합하중으로 작용하는 지진력과 선박의 계류시 충격에 저항하기 위한 경사말뚝으로 구성된 계류구조물로써, 파일벤트(pile bent) 구조와 계류시설이 지진력 저항을 위한 경사말뚝과 함께 구성되어 있다.

그림4.45와 같이 파일벤트 위에는 수동으로 작동되는 계단을 통하여 승객을 승하선시키기 위한 돌핀과 강널말뚝식 안벽 사이에 4m 폭의 승객보도용 공동(hollow) 슬래브 구조물이 놓여있다.

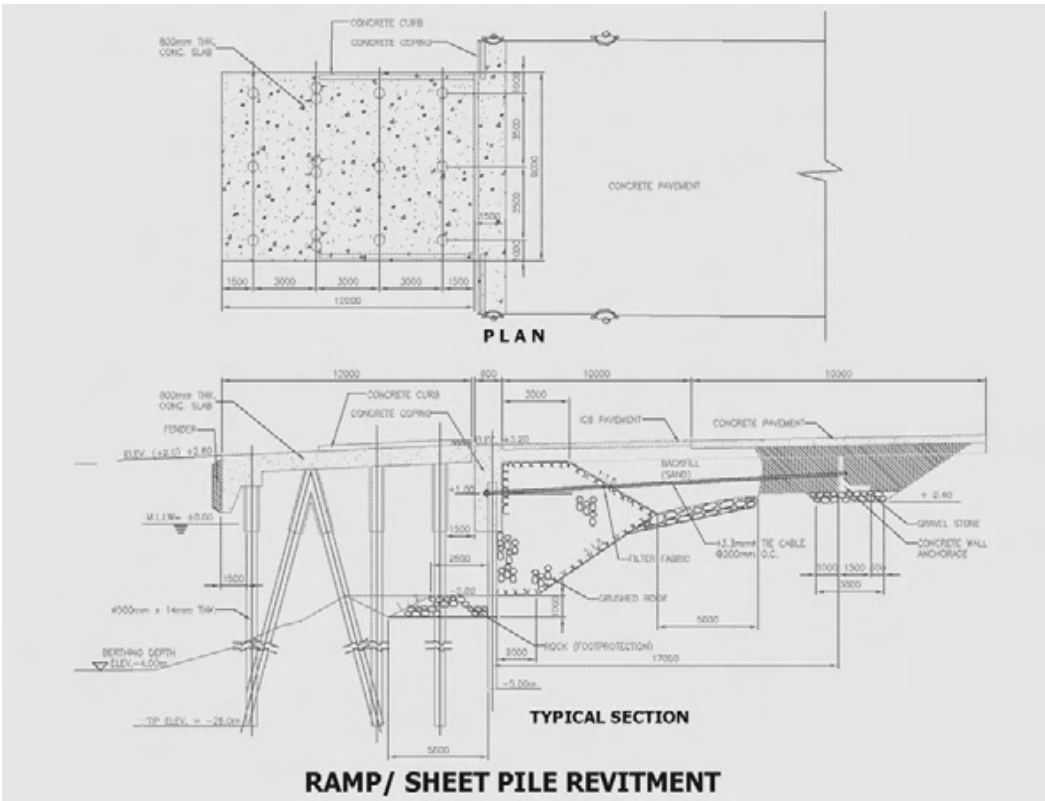
램프 구조물 및 파일벤트 등 계류시설은 강관말뚝으로 이루어진 하부구조 위에 상부 RC 구조물이 놓였다. 피어(pier) 및 램프의 156개 말뚝은 항타에 39일이 소요되었으며, 항타작업은 K32 디젤햄머 또는 1,200ton급 바지에 설치된 1대의 항타장비로 수행되었다.



<그림 4.46> 돌핀 대표단면



<그림 4.47> pier타입 구조물 대표단면



<그림 4.48> 램프 및 강널말뚝 평면/단면도

3) Chemainus, B.C, (캐나다)

앵커로 지지된 강관말뚝 및 현장타설 콘크리트 말뚝을 이용한 심해 계류돌핀 구조물로써, 목재부두를 캔틸레버식 강관돌핀과 부잔교 계류시설로 개조한 구조물



<그림 4.49> 강관돌핀 구조물 전경

4) 터키

터키에서는 여객 및 컨테이너 터미널, 휴양 및 조선소 등 각종 안벽 부두시설 기초로서 강관말뚝이 다양하게 이용되고 있으며, 주요사례를 표 4.4에 나타내었고, <그림 4.49>는 터키의 Tupras 정련소로를 보여주고 있다.

- Tupras 정련소, 터키
- 강관말뚝(콘크리트 채움)에 지지된 부두 구조물



<그림 4.50> Tupras 정제소



<그림 4.51> Tupras 정제소의 상하역 부두



<그림 4.52> Tupras 정제소의 공급관로용 잔교

<표 4.4> 터키의 강관말뚝 적용사례

구조물	특징
1. Rota 무역항 부두	- 강관말뚝으로 지지된 부두 구조물
2. Petkim (Yarimca 석유화학단지)	- 강관 및 RC말뚝으로 지지된 돌핀 구조물 - RC말뚝으로 지지된 부두 구조물
3. Derince항	- 강관지지 deck와 널말뚝 벽체로 구성된 안벽 구조물
4. Petrol Ofisi	- 견고한 지반을 관통한 강관 및 RC말뚝으로 지지된 2section의 신부두
5. Shell 정유부두	- 강관말뚝에 지지된 한쌍의 부두 - 강관말뚝에 지지된 18×12m 돌핀 - RC 널말뚝으로 둘러싸인 5×57m 매립지
6. Transturk 부두	- 강관말뚝으로 지지된 한쌍의 부두
7. Izmit 요트항(공영계류장)	- 내부 RC말뚝과 외부 강관말뚝(콘크리트 채움)으로 지지된 24m의 콘크리트 세그먼트로 보강된 안벽 구조물
8. UM 조선소	- 강관말뚝 지지 부두
9. Topcular 여객부두	- 강관말뚝으로 지지된 한쌍의 부두
10. Aksa 돌핀 및 부두	- 강관말뚝으로 지지된 6기의 돌핀 및 RC말뚝으로 지지된 2기의 가대
11. Cinarcik 여객부두	- 강말뚝으로 지지된 부두

5) 중국

최근 몇 년간 중국의 건설분야에서 강구조의 이용이 급속히 발전함에 따라 고층건물, 발전소, 대형 체육관, 전시관, 교량뿐 아니라 부두 등 항만구조물 건설의 추진도 중국 완제품 철강재의 생산, 시장의 발전을 촉진시키고 있다. 또한, 중국정부에서 바야흐로 추진중인 서부 대개발과 동북 공업기지 재개발 프로젝트 정책에 힘입어 도로, 교량과 함께 부두 등 항만구조물이 대대적으로 건설되고 있어 강관말뚝을 포함한 기초건설제품에 대한 수요도 증가할 것으로 예상되고 있다.

근래 들어 중국내에서 지속적으로 다중 구경의 강관 생산라인을 건설하고, 생산능력은 연간 500만톤에 달하고 있다. 게다가 소구경 강관 생산능력에 2003년 전국 용접 강관 생산량은 700만톤에 달했다. 수량으로 볼 때 직선 용접 강관 LSAW, 고주파 용접 강관 ERW 및 프로펠러 용접 강관 SSAW는 국내 시장 수요를 어느정도 충족하고 있으나 강관말뚝에 사용되는 강관은 대부분이 일본, 독일, 한국으로부터 수입해 오고 있는 것으로 분석된다.

6) 핀란드

현재까지 핀란드에서 대구경 강관말뚝의 적용성이 큰 분야가 주로 항만건설 분야이다. 가장 두드러진 Baltic해 항만의 부두시설은 큰 하중지지력, 휨강성 및 휨저항으로 인해 강관말뚝이 시공되고 있다. 특히, 강관말뚝 및 널말뚝의 이중벽 구조물은 시공중 지지능력 및 형상에 있어 그 개조가 용이함으로 인해 부두시설에 가장 널리 사용되고 있다.

7) 홍콩

홍콩의 강관말뚝의 설계기준(1996)은 압축하중만 작용할때는 강재 항복강도의 30%를 사용하고 압축하중과 풍하중이 동시에 작용할때는 강재 항복강도의 47.5%를 적용하도록 규정하여 다른나라의 기준들에 비하여 보수적이다.

4.4 고찰

각종 문헌고찰, 국외의 강관말뚝의 동향 및 연구신기술동향 파악, 설계 및 시공 사례조사 등을 통해 국외의 강관말뚝에 대하여 앞에서 정리해보았다, 강관말뚝은 현재 구조물의 기초로써 뛰어난 성능을 발휘하는 것을 알수 있었다. 또한 강관말뚝은 구조적으로 압축, 인장, 휨, 전단 등에 있어 균형을 갖는 재료를 이용하고 있으며, 강관말뚝의 이용

은 장점을 충분히 활용할 수 있는 분야인 항만, 해상기초, 하천 및 제방기초 교량기초 등에서 활용이나 연구가 많이 되고 있었다. 항만시설이 수출이 경제활동에 중요한 부분을 차지하는 나라인 일본의 경우 벽강관말뚝의 연구가 활발하였다.

해외현황조사를 수행하면서 매우 제한된 연구여건으로 인하여 충분한 조사가 불가능했으나 강관말뚝은 현재까지 지속적인 연구로 인하여 선형적인 발전을 이뤄 왔지만 토목분야에서의 활용성을 고수하기 위해서는 강관말뚝의 특징을 최대한 이용할 수 있도록 하는 지속적인 연구가 필요할 것이며 최근의 가격상승으로 인하여 문제가 발생하는 바 가격 경쟁력을 갖출 수 있는 강관말뚝의 개발로 경제성과 시공성이 우수한 강관말뚝의 공법의 적용이 확대되길 기대한다. 마지막으로 “강관말뚝의 해외 적용현황에 대한 정밀조사 용역”을 제안하고자 한다.

5. 사면보강공법

5.1 개 요

사면안정 해석결과 안전율이 불충분한 것으로 판명되면 사면안전율을 증가시키는 대책을 강구해야 한다. 여기에는 사면의 활동력에 저항하는 힘을 증가시켜 주거나 사면의 활동력을 감소시켜 주는 방법이 필요하다. 저항력을 증가시키는 방법으로는 억지말뚝, 앵커공법 및 쏘일네일링 공법이 실무에서 많이 적용되고 있으며 활동력을 감소시키는 방법으로는 사면상부의 흙을 제거하는 절토공과 사면경사를 보다 완만하게 변경시키는 사면구배 완화방법이 많이 사용되고 있다.

먼저 강관말뚝을 활용하는 억지말뚝 공법의 적용성을 조사하기 위하여 사면보강공법으로 많이 사용되고 있는 앵커공법, 쏘일네일링 공법의 보강개념을 간략히 개념적으로 정리하였다.

5.2 억지말뚝 공법

억지말뚝 공법은 사면의 활동토체를 관통하여 부동지반까지 말뚝을 일렬로 시공함으로써 사면의 활동하중을 말뚝의 수평저항으로 받아 부동지반에 전달시키는 방법으로 사면안전율 증가효과가 커서 국내에서도 최근에 이용사례가 증가하고 있다.

말뚝의 거동은 말뚝과 주변지반의 상호작용에 의하여 결정되므로 사면안정 효과를 얻기 위해서는 말뚝과 사면 모두 안정성이 충분히 확보되도록 말뚝의 설치위치, 간격, 직경, 강성, 근입깊이 등을 결정해야 한다.

억지말뚝으로 사용되는 말뚝에는 강관말뚝, H-말뚝, PC 말뚝, PHC 말뚝 등이 사용되고 있다.



<그림 5.1> 억지말뚝 시공전경

5.3 앵커(Anchor)공법

앵커공법은 고강도 강재를 보링공내에 삽입하고 그라우트 주입을 실시함으로써 강재를 지반에 정착시켜 강재 두부에 작용한 하중을 정착지반에 전달하여 안정시키는 공법이다. 앵커공법은 고강도의 강재를 사용하여 프리스트레스를 가함으로써 정착된 구조물에 하중이 작용하는 경우 구조물의 변위를 최소화 할 수 있는 장점을 가지고 있다. 특히, 암반사면의 경우는 록볼트를 사용하여 사면의 안전성을 얻기도 한다.



<그림 5.2> 앵커공법 사례

5.4 쏘일네일링(Soil Nailing)공법

쏘일네일링 공법은 NATM과 유사한 지반보강공법으로, 네일을 프리스트레싱 없이 비교적 촘촘한 간격으로 원지반에 삽입하여 원지반 자체의 전체적인 전단강도를 증대시키고 공사도중이나 완료 후에 예상되는 지반의 변형을 가능한 억제하는 공법이다. 이 공법의 기본원리는 보강토공법과 같으나 보강토공법은 성토 제체에 적용하는 반면 쏘일네일링은 절토지반에 적용한다는 점이 다르다.

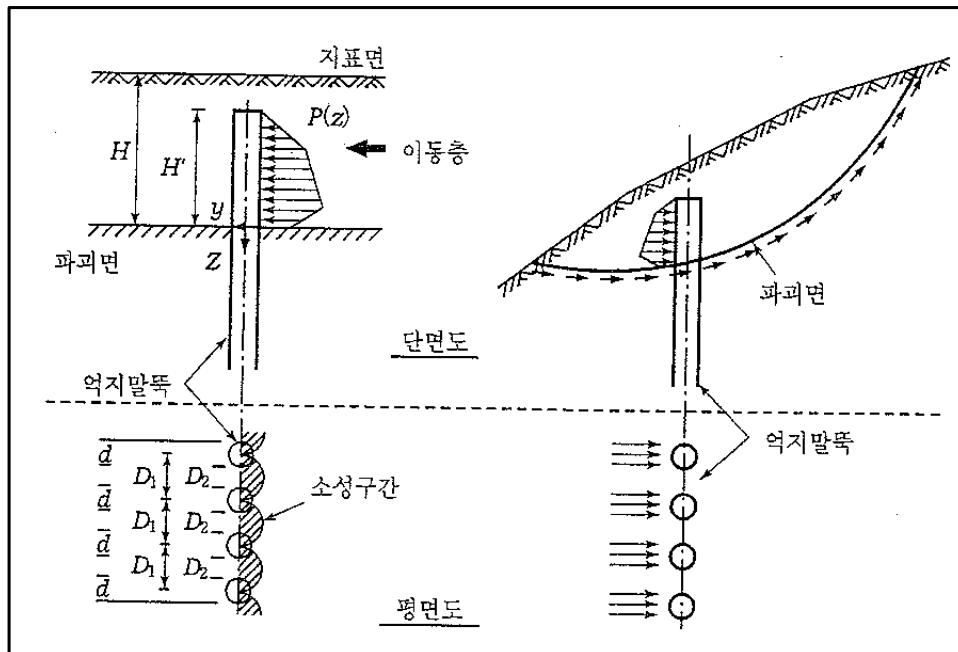


<그림 5.3> 쏘일네일링공법 사례

6. 억지말뚝 설계 기준

6.1 개 요

사면안정을 위한 억지말뚝의 설계는 일반적으로 사면 전체의 안정과 말뚝 자체의 안정에 대하여 검토한다. 활동 토체에 의하여 말뚝에 작용하는 횡방향 토압을 알면 말뚝의 안정은 수평하중을 받는 말뚝의 해석법을 응용하여 검토할 수 있다. 횡방향 토압에 대한 말뚝의 안정성이 확보되면 말뚝에 의해 발휘되는 수평저항력을 고려하여 사면 안정해석을 수행한다. 따라서 말뚝에 작용하는 횡방향 토압의 산정은 억지말뚝으로 보강된 사면 안정해석과 설계에 있어서 가장 중요한 요소이다.



(a) 말뚝의 내적안정성 (b) 억지말뚝 보강사면의 안정성

<그림 6.1> 억지말뚝의 사면 안정해석 개념도

6.2 안전율 기준

억지말뚝으로 보강된 사면의 안정해석에 적용하는 안전율 기준은 다음과 같다.

<표 6.1> 억지말뚝 보강사면의 안전율(제20회 한국지반공학회 계속교육, 사면안정)

구 분	검토항목	안전율
외적안정	억지말뚝 보강토체의 전체적인 안정성	쌓기 및 깎기사면에 적용하는 안전율 적용
내적안정	모멘트에 대한 안정성	2.0
	전단력에 대한 안정성	2.0
	수동파괴에 대한 안정성	2.0

※ 지진시 안정성은 보강되기 전의 사면 내진설계기준을 따름

6.3 억지말뚝의 내적안정성

억지말뚝의 내적안정해석은 모멘트와 전단력에 대한 안정성을 검토하며 다음 식을 만족해야 한다.

$$\frac{M_n}{M_{\max}} \geq F_s, \quad \frac{S_n}{S_{\max}} \geq F_s \quad (6.1)$$

여기서, M_n : 저항모멘트

S_n : 전단저항력

M_{\max} : 억지말뚝내에 발생하는 최대모멘트

S_{\max} : 억지말뚝내에 발생하는 최대전단력

6.4 수동파괴에 대한 안정해석

억지말뚝은 말뚝 주변지반의 수동토압으로 저항하므로 주변지반이 항복상태에 도달하는지 여부를 검토해야 한다. 안정해석은 말뚝에 작용하는 최대전단력보다 수동토압이 크면 안정한 것으로 간주하며 다음 식을 만족해야 한다.

$$\frac{Q_p}{H_{\max}} \geq F_s \quad (6.2)$$

여기서, Q_p : 억지말뚝 주변의 수동토압

H_{\max} : 말뚝의 최대수평력

6.5 억지말뚝 보강사면의 안정해석

억지말뚝 보강사면의 안정해석방법은 사면의 파괴형태에 따라 파괴면에서의 억지말뚝에 의한 저항력을 고려하여 실시한다. 억지력은 말뚝의 전단저항력에 의해 발휘되는 것으로 간주하며, 억지말뚝의 설치방향과 파괴면의 방향을 고려하여 파괴면에 작용시킨다.

안정해석 방법은 파괴토체를 n개로 분할한 후 억지말뚝을 i 번째 파괴토체에 설치하고 이 때 말뚝과 파괴면이 이루는 각도를 θ 라고 하면, 억지말뚝 보강토체의 안전율은 억지말뚝의 억지력을 고려하여 다음과 같이 구한다.

$$F_s = \frac{\sum \{(N_k - U_k) \cdot \tan\phi + c \cdot L_k\} + R_p}{\sum T_k} \quad (6.3)$$

여기서, N_k : k번째 절편 파괴면에서의 연직하중

U_k : k번째 절편 파괴면에서의 부력

c : 파괴면에서의 점착력

L_k : k번째 절편의 파괴면 길이

T_k : k번째 절편의 활동력

억지말뚝의 파괴면에서의 저항력은 억지말뚝의 허용전단력을 파괴면에 투영시킨 힘으로 하며 다음과 같이 구한다.

$$R_p = S_n \cdot \cos\theta \quad (6.4)$$

여기서, R_p : 억지말뚝의 저항력(수평설치 간격 고려)

S_n : 억지말뚝의 허용전단력

θ : 억지말뚝과 파괴면 사이의 각도

6.6 억지말뚝 간격과 근입깊이

억지말뚝의 설치간격은 말뚝사이로 파괴토체가 빠져나가지 않아야 하고 말뚝에 발생하는 최대모멘트와 최대전단력이 각각 말뚝 부재의 저항모멘트와 전단저항력을 초과하지 않도록 결정해야 한다. (건설공사 비탈면 설계기준, 2006)

직경 300~450mm 정도의 강관말뚝을 사용하는 경우 말뚝간격은 최소 1.5m에서 최대 4.0m의 범위를 넘지 않도록 한다. (도로설계요령 제2권 토공 및 배수, p.208)

또한 억지말뚝의 설치간격은 전단 및 모멘트에 의해 계산된 값 중 작은 값을 선정한다.

$$D_1 \leq \frac{S_n}{S_{\max}} \quad (6.5)$$

$$D_2 \leq \frac{M_n}{M_{\max}} \quad (6.6)$$

억지말뚝의 근입심도는 파괴면 하부에 연직 및 횡방향 지지력이 확보되는 깊이까지 충분히 근입시켜야 한다. 억지말뚝의 근입깊이가 짧으면 지지층 상부에 사면활동으로 인한 힘이 집중되며, 지반의 파괴로 인하여 말뚝이 전도하거나 파괴될 위험이 있다. 따라서 억지말뚝의 근입깊이는 파괴면 하부의 단단한 지지층에 횡방향 하중의 영향이 없어지는 깊이까지 충분히 근입시켜야 하며 최소 근입깊이는 다음과 같이 계산한다. (건설공사 비탈면 설계기준, 2006)

$$L_R \geq (1.0 \sim 1.5) \cdot \frac{\pi}{\beta} \quad (6.7)$$

여기서, L_R : 억지말뚝의 근입깊이

$$1/\beta : \text{말뚝의 특성장(m)}, \beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4E_p \cdot I_p}}$$

E_s : 파괴면 하부 지반의 횡방향 변형계수

E_p : 말뚝재료의 변형계수

I_p : 말뚝의 단면이차모멘트

전단말뚝의 경우 억지말뚝의 근입깊이는 말뚝길이의 1/4~1/3로 하는 것으로 한다. 단, 기초지반의 N치가 50이하일 때는 말뚝길이의 1/3이상 근입한다. (도로설계요령 제2권 토공 및 배수, p.209)

7. 억지말뚝 설계 사례

7.1 개 요

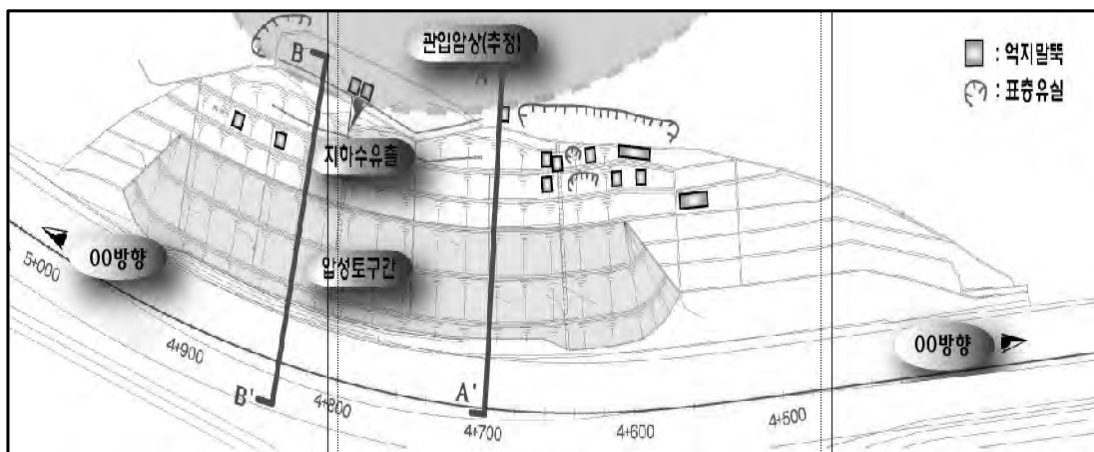
여러 사례회사를 통하여 사면보강공법으로 억지말뚝공법이 설계에 적용된 사례를 조사, 분석하였으며 경우별 현장명은 구체적으로 밝히지 않았다. 또한 설계자료가 부족한 경우는 내용을 간략히 정리하여 기술하였다.

7.2 사례 1 - ○○고속도로 확장공사구간

○○고속도로 확장공사구간중 기존 비탈면구간을 통과하기 위하여 선형조정 방안을 검토한 결과 종단선형을 현상태로 유지하면 사업비가 증가되어 현 비탈면구간에 대한 최소한의 종단조정이 요구되었다. 본 연구대상 사례는 도로 종단조정 후 비탈면에 대한 안정성을 검토한 결과 우기시 안정성이 확보되지 않아 억지말뚝공법을 적용하여 안정성을 확보한 사례이다.

7.2.1 비탈면 현황

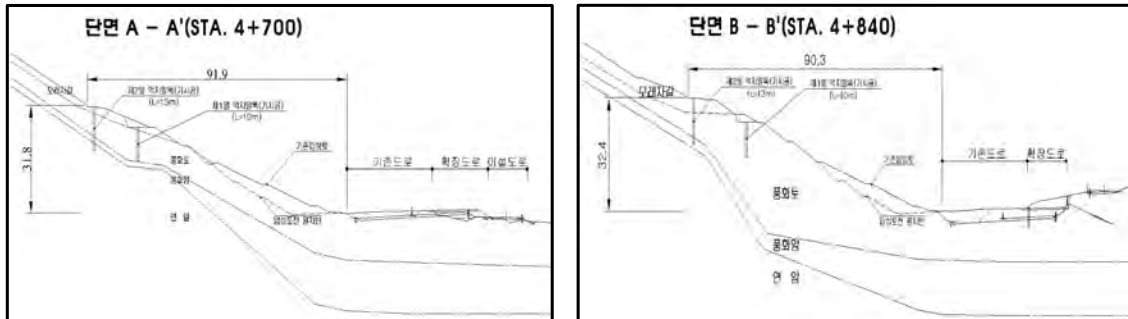
본 대상사면은 현재 운영중인 도로사면으로서 압성토와 억지말뚝으로 기보강되어 있으며 현장 지표지질조사 결과 비탈면 상부에서 국부적 지하수 유출과 표층 유실이 발생하였으나 전반적인 사면안정성에 위험을 나타내는 징후는 발견되지 않았으며 안정한 상태를 유지하고 있다.



<그림 7.1> 비탈면 현황

압성토는 사면 하단부에서부터 세 번째 소단까지 1:2.3~1:3.5정도의 경사로 시공되었

으며, 억지말뚝은 H-pile로 보강된 직경 600mm의 콘크리트말뚝으로, 사면상단부와 그 아래 소단에 각 1열씩, 간격 1.5m, 심도 10~13m의 상태로 시공되어 있다.



<그림 7.2> 대표 횡단면

7.2.2 지반조건

기 조사자료 6개소를 포함한 총 8개소의 시추조사 자료를 이용하여 비탈면구간의 지층분포를 파악하였다. 대상사면은 완전풍화된 풍화토가 전체사면에 걸쳐 6~30m의 두께로 비교적 두껍게 분포하고 있으며 그 아래로 약 1~3m 두께의 풍화암과 RQD 30~60%가 주류를 이루는 기반암인 섬록반암 및 Shale이 서로 교호하며 분포하고 있다.

조사결과 풍화토층이 지표하 15~20m 심도까지 분포하는 것으로 확인되어 기존 비탈면 보강설계시보다 풍화토층의 분포심도가 다소 깊은 것으로 나타났다.

7.2.3 비탈면 안정공법 검토

대상사면의 안정성을 검토하기 위하여 Talren 97 프로그램을 이용하여 안정검토를 수행하였으며, 해석시 적용된 설계기준은 <표 7.1>, 지반물성치는 <표 7.2>와 같다.

<표 7.1> 비탈면 설계기준(한국도로공사, 2001)

구 분	허용안전율	비 고
건 기	$F_s \geq 1.5$	• 토층 및 풍화암 : 지하수위 미고려
우 기	$F_s \geq 1.1$	• 토층 및 풍화암 : 지하수위 GL(-)0.0m

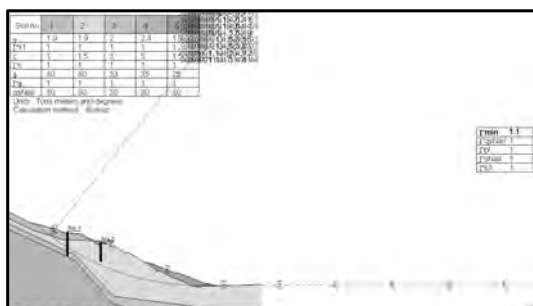
<표 7.2> 해석시 적용한 지반물성치

구 분	단위중량(kN/m^3)	점착력(kPa)	내부마찰각($^\circ$)
표토층	19	10	30
풍화토층	19	15	30
풍화암층	20	30	33
연암층	24	50	35
압성토층	19	15	25

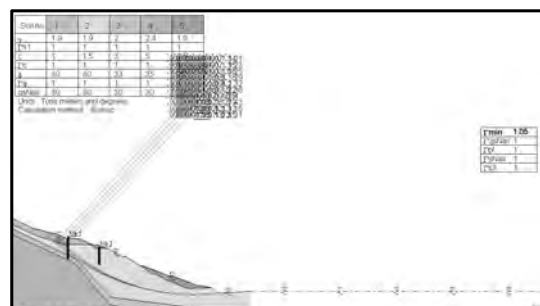
비탈면 안정검토는 절토전 현재 비탈면에 대한 검토와 도로구간 4.0m 절토후 비탈면의 안정성을 평가하여 보강공법 적용 여부를 판정하였다. 현재 비탈면에 대한 검토 결과, 건기시 2.12, 우기시 1.10으로서 허용안전율 1.5, 1.1을 각각 만족하는 것으로 나타났다. 그러나 종단조정에 의한 도로 4.0m 절토후에는 <그림 7.3>에서 볼 수 있듯이 건기시에는 허용안전율을 만족하지만 우기시에는 1.05로서 허용안전율 1.1이하로 안정성이 확보되지 않아 보강이 필요한 것으로 평가되었다.

따라서 현재 압성토와 역지말뚝으로 보강되어 안정을 유지하고 있는 사면에 도로확장공사를 위해 종단조정을 하는 경우 추가 보강이 필요한 것으로 나타나 보강공법으로 역지말뚝과 어스앵커공법을 비교하였다.

어스앵커공법의 경우 풍화토층이 매우 깊어 앵커의 자유장 및 정착장의 길이가 최소 40m 이상이 필요한 것으로 평가되었으며, 역지말뚝은 사면상부에서 아래로 두 번째 소단에 1.5m 간격으로 강관($\Phi 508\text{mm}$, $t=14\text{mm}$)을 적용하고 말뚝길이는 27m로서 연암층까지 1열 추가 설치하는 것으로 계획하였다(<표 7.3> 참조).



(a) 사면 절토전(현상태)



(b) 도로구간 4.0m 절토후

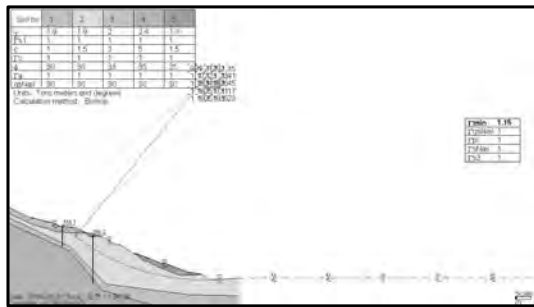
<그림 7.3> 사면안정 해석결과(우기시)

<표 7.3> 사면보강공법 비교

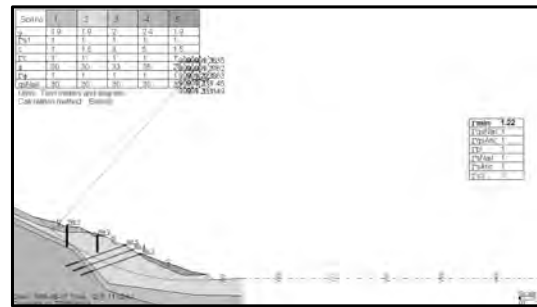
공 법	억지말뚝 추가시공	Earth Anchor 공법
대표 단면		
공 법	<ul style="list-style-type: none"> · 억지말뚝 : 하부 1열에 대한 추가시공 · 설계심도 : 27m 	<ul style="list-style-type: none"> · Anchor : 2.5×3.0m 간격으로 3열 시공 · 설계심도 : 40m(자유장 32m, 정착장 8m)

억지말뚝과 어스앵커를 적용하였을 경우에 대하여 비탈면 안정검토를 수행한 결과, 억지말뚝은 우기시 1.15, 어스앵커는 1.22로 모두 허용안전율을 만족하였다. 경제성 검토결과, 억지말뚝이 어스앵커의 67%정도로 평가되어 억지말뚝이 더 경제적인 공법으로 평가되었다.

억지말뚝과 어스앵커 모두 안정성 확보가 가능하지만 억지말뚝이 어스앵커공법에 비해 경제성이 우수하고 현재 보강사면이 억지말뚝으로 시공되어 있는 점 등을 감안하여 억지말뚝을 보강공법으로 선정하였다.



(a) 억지말뚝 추가시공



(b) 어스앵커 공법

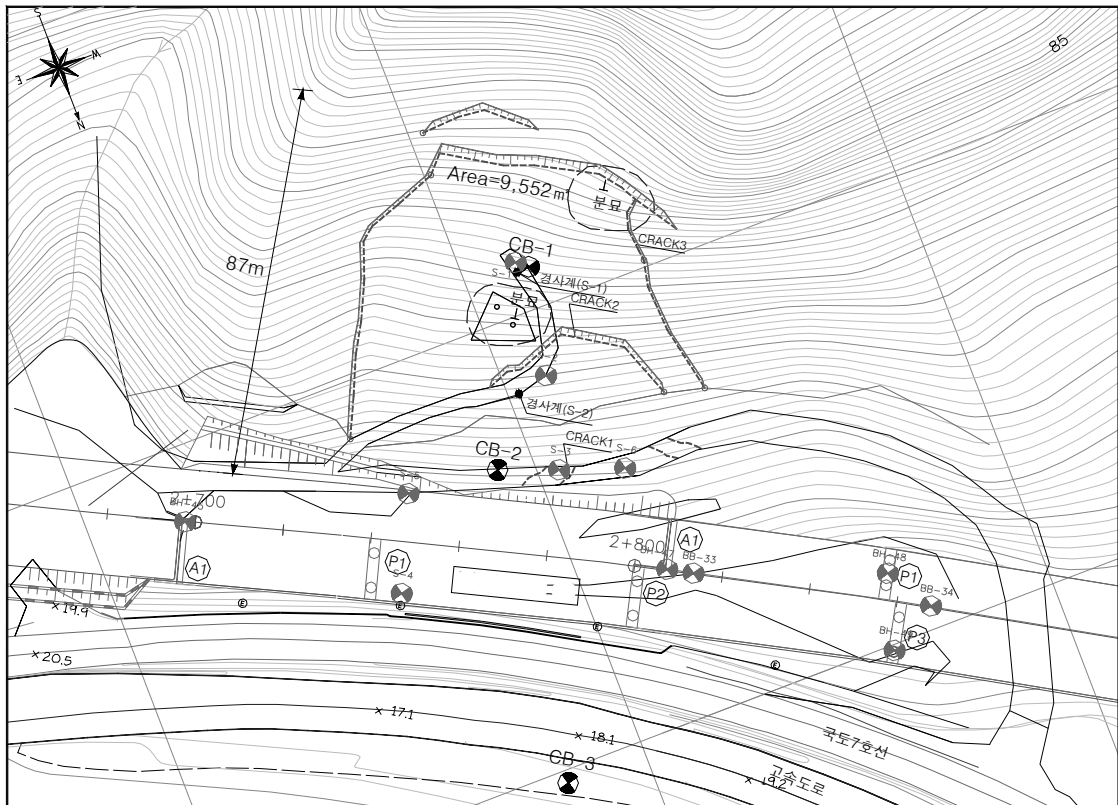
<그림 7.4> 사면안정 해석결과(우기시)

7.3 사례 2 - ○○고속도로 확장공사구간

본 연구대상 사례는 ○○고속도로 ○○~○○간 확장공사 제○공구중 ○○교 P2 기초터파기 공사중 공사차량 진입도로와 인근 상부사면이 도로방향으로 활동이 진행됨에 따라 장래 ○○교의 안정성을 확보하기 위하여 역지말뚝공법이 적용된 사례이다.

7.3.1 비탈면 현황

○○교 P2 기초시공을 위한 사면절취중 공사차량 진입도로 및 사면상부에 총 3개소의 인장균열이 발견되었다(2001.4). 인장균열이 발생한 주원인은 우기시 간극수압 증가를 수반하는 유입수와 양압력에 의한 활동력의 증가 및 전단저항력의 감소에 의한 지활동(Landslide)으로 분석되었다.

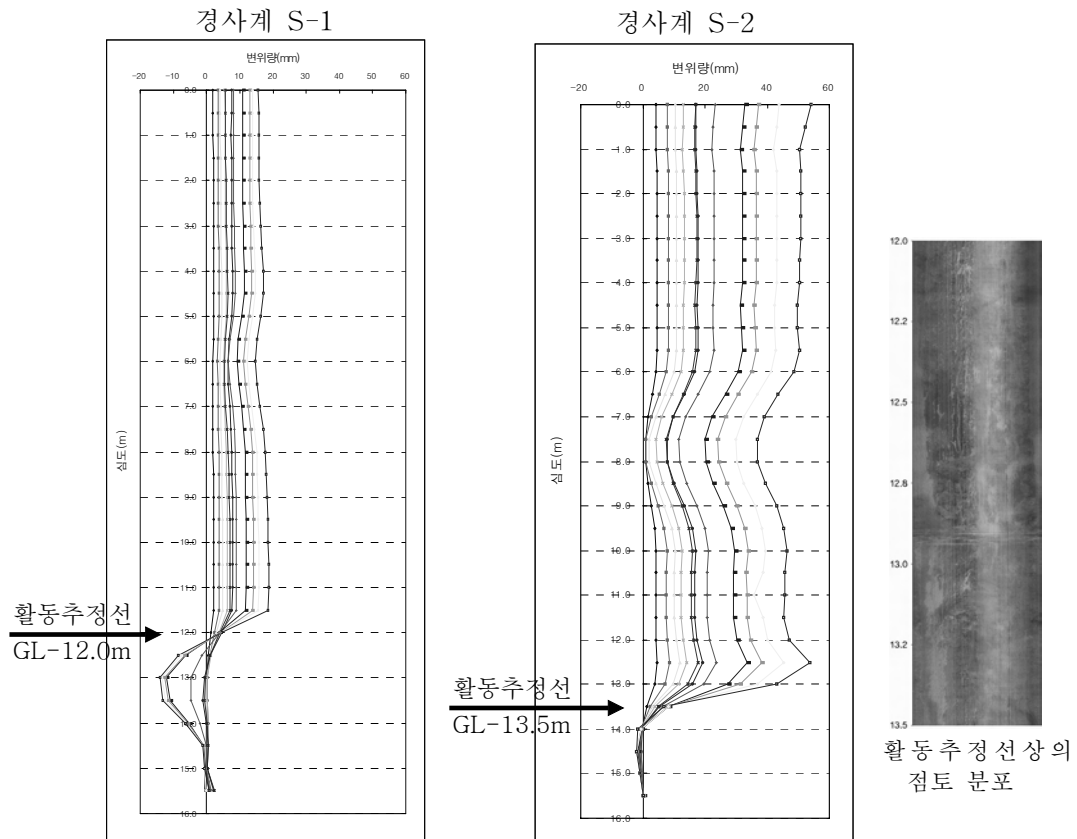


<그림 7.5> 인장균열 발생 현황 및 계측위치

활동면의 규모는 평면적으로 폭 100m, 높이 87m 규모이며 균열의 폭은 Crack 3의 경우 상부에서 30~40cm(단차 최대 2m)정도이며 측방으로는 소규모 골짜기를 중심으로 인장균열이 진행되어 있다.

200.7.19~8.31까지 시공사에서 측정한 경사계의 변위는 상부보다 하부에서 크게 발생

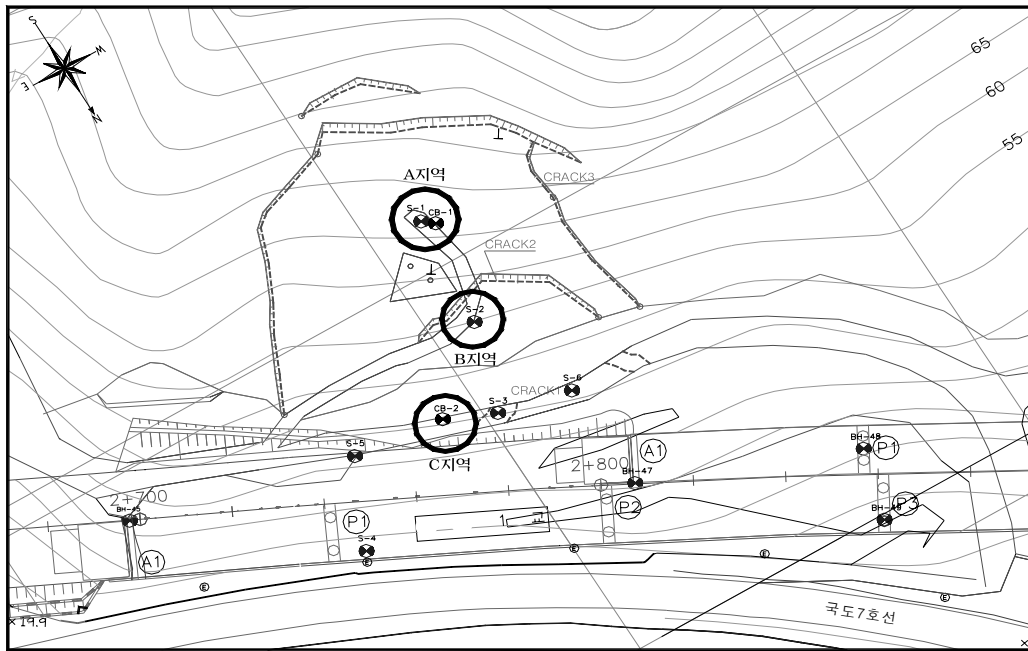
하고 있으며 계속적으로 변위가 사면 하향으로 미소하게 진행되고 있다. 계측자료, 추가조사(보링, BIPS 등)을 종합하여 분석한 결과 지표하 약 12.0~13.5m의 점토층이 활동면으로 추정되었다.



<그림 7.6> 계측자료와 지반조사 결과를 통한 활동깊이 추정

7.3.2 지반조건

대상구간의 기존 조사자료 및 추가조사 결과를 종합 비교, 검토하기 위하여 <그림 7.7>과 같이 영역을 구분하여 지층조건을 분석하였다.



<그림 7.7> 조사지역 구분도

(1) A지역 지층분석

▶기존자료		▶추가조사		▶평가		
심도	S-1	심도	CB-1	BIPS결과	지 층 종 합 분 석	비 고
6.0	붕 적 토	6.5	붕 적 토	토사 및 자갈	·붕적층 : 0.0~15.5m (점토, 모래, 자갈, 전석으로 구성) ·시추시 굴진수 100% 누수 ·N=13~50	
20.5	연 암	15.5	풍 화 잔 류 토	토 사 : 연암 파쇄대 부분 혼재	·풍화잔류토: (천매암의 풍화대로 토사와 연암이 교호됨) · 심도 12~15.0m부분 완전토사로 풍화 (함수비 높은 점토층) · N=27~50이상	
			연 암 파 쇄 대	부분적으로 Open Joint 형성. 파쇄 심함	· 연암파쇄대 : 천매암의 파쇄대 · 굴진수 100% 누수 · TCR=43~80%, RQD=0~5% · 심도 19.4~21.9m 부분 파쇄심함 ·TCR=0~14%, RQD=0%	
21.9	풍 화 암	21.8				
	보 통 암		연 암	24.0m 이후 신선함	· 연 암 : 석회암, 천매암, 사암 · TCR=69~100%, RQD=22~85%	

(2) B지역 지층분석

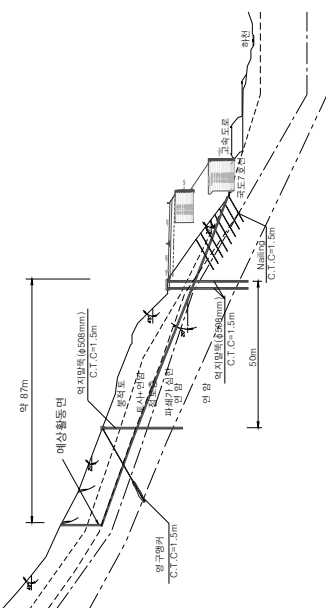
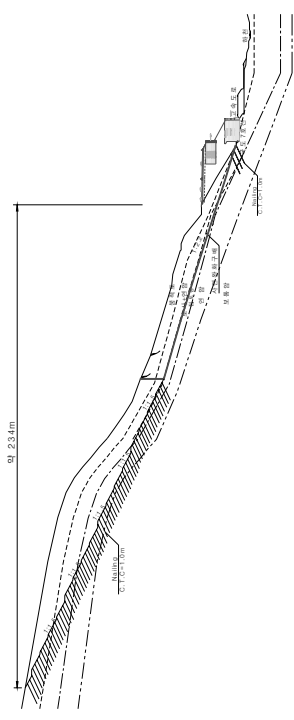
▶기존자료		▶추가조사		▶평가	
심도	S-2	심도	BIPS결과	지 층 종 합 분 석	비 고
1.5	붕 적 토	2.2	붕적토 : 전석	· 붕적층 : 0.0 ~ 4.6m (점토, 모래, 자갈, 전석으로 구성) · 시추시 일부층 굴진수 100% 누수	
	연 암	4.6	붕적토 : 모래, 자갈		
		13.2	풍화잔류토 : 토사와 연암파쇄대 부분 혼재	· 풍화잔류토 : 4.6 ~ 15.3m (천매암의 풍화대로 토사와연암이 교호됨) · 심도 13.0~15.3m부분 완전풍화 변질 · N=27~50이상	
21.0	풍 화 암		이후 측정불가	· 연암파쇄대 : 15.3 ~ 22.0m (천매암의 파쇄대) · 심도 21.0~22.0m 부분 완전풍화상태 · 불규칙적인 석영맥 존재	
22.0				· 연 암 : 22.0 ~ (천매암, 석회암, 사암, 석영맥)	
	보 통 암				

(3) C지역 지층분석

▶기존자료		▶추가조사		▶평가		
심도	S-3	심도	CB-2	BIPS결과	지 층 종 합 분 석	비 고
8.0	붕 적 토	4.8	붕 적 토	붕적토: 모래, 자갈, 전석	• 붕적층 : 0.0 ~ 4.5m (점토, 모래, 자갈, 전석으로 구성) • 시추시 일부층 굴진수 100% 누수 • N=13~25	
		8.5	풍화 잔류 토	풍화잔류토: 토사와연암 파쇄대가 교호됨	• 풍화잔류토 : 4.5~8.5m (천매암의 풍화대로 토사와 연암이 교호됨) • 심도 6.5~8.5m부분 완전토사로 풍화됨 • N=50이상	
	연 암	19.2	연 암	연암파쇄대: 부분적으로 파쇄상태 심함	• 연암파쇄대층: 8.5~21.5m (천매암) • 파쇄상태가 심하여 부분적으로 풍화암 및 공동상태로 나타남. • TCR=0~99%, RQD=0~71%	
		21.5	풍화암	풍화암: 완전풍화층		
					연 암	24.0m 이후 신선했음

7.3.3 비탈면 안정공법 검토

<표 7.4> 사면보강공법 비교

구 분	억지말뚝공법	배토공법 + Nail 공법
공사 개요	<ul style="list-style-type: none"> • 억지말뚝 3열 (Ø508 + H-Pile) + 영구앵커 • Nail Ø32 (C.T.C 1.0×1.0, L=10m) 	<ul style="list-style-type: none"> • 상부 절취 사면 Nail 설치 (C.T.C=1.0m) • 억지말뚝 하단부 활동토피 배토
단 면 도		
시설 개요	<ul style="list-style-type: none"> • 억지말뚝(Ø=508, C.T.C=1.5m) 3열 + 영구앵커 1열 • 성토사면부 Nail 설치 (C.T.C 1.0×1.0m) 	<ul style="list-style-type: none"> • 사면부분 Nail 설치 (C.T.C 1.0×1.0m) • 성토사면부 Nail 설치 • 활동토피는 안정 경사로서 절취 배토
검토 의견	<ul style="list-style-type: none"> • 본 사면은 활동토피의 활동력이 크고 활동면의 경사가 약 20°정도로 매우 완만한 상태이므로 사면경사 완화시에는 대규모 절취가 필요하므로 시공성 및 경제성 등을 고려하였을 때 억지말뚝공법이 타당할 것으로 판단됨. • 본 구간의 사면활동 방향으로 판단할 때 Sta No. 2+700~2+740 부근의 노출암은 본 사면의 활동을 억제하고 있는 것으로 판단되며 해당구간의 노출암을 절취시(티파기 및 사면절취)에는 문제점 발생이 예상되므로 교량기초를 설치하기 위해서 사면하부를 절취하는 방안은 적절하지 않고 ○○교를 토공으로 변경하여 암성토 역할을 하는 방안이 안정성 확보측면에서 유리하다고 판단됨. 	
추천안	◎	

사면붕괴 방지용 억지말뚝의 설계에 있어서는 말뚝과 사면 모두의 안정에 대하여 검토하여야 한다. 우선 파괴면 상부의 붕괴 토괴의 이동에 의하여 말뚝에 작용하는 측방토압을 산정하여 말뚝이 측방토압을 받을 때 발생될 최대휨응력을 구하고 말뚝의 허용휨응력과 비교하여 말뚝안전율 $F_s)_{pile}$ 을 산정한다. 또한 사면의 안정에 관하여는 말뚝이 받을 수 있는 범위까지의 측방토압을 산출하여 사면안정에 기여할 수 있는 저항력으로 생각하고 사면안전율 $F_s)_{slope}$ 를 산정한다. 이와 같이 하여 산정된 말뚝과 사면의 안전율이 모두 소요안전율 이상이 되도록 말뚝의 치수를 결정한다. 여기서 말뚝의 소요안전율은 1.0으로 하고 사면의 소요안전율은 1.2로 한다.

말뚝의 두부변위는 과대하게 허용하면 지반의 파괴가 수반되서 E_s 값이 변화하고 결과적으로 $\beta \cdot h$ 값이 커지면 말뚝의 휨모멘트 등의 분포도 변화하여 말뚝의 파괴에 이어진다. 그러나 반대로 말뚝변위를 너무 작게 억제할 경우에는 동일한 변위에서도 과도한 응력이 말뚝에 작용하여 말뚝이 먼저 파괴되면서 결과적으로 사면의 안전율이 낮아지는 결과를 나타낼 수 있다. 따라서 말뚝의 변위는 말뚝의 안정을 유지하면서 사면안전율을 높일 수 있는 적정값을 설정하여야 한다.

설계에 적용된 억지말뚝 제원의 특성은 <표 7.5>에 나타내었고, 말뚝 설치시 지반교란을 최소화할 수 있도록 천공과 동시에 강관말뚝과 H-Pile 삽입후 그 내부는 콘크리트로 충전한다.

<표 7.5> 억지말뚝 제원의 특성

말뚝종류	규격 (mm)	탄성계수 E (t/m^2)	단면2차모멘트 I (cm^4)	단면적 A (cm^2)	단면계수 Z (cm^3)	비고
강관말뚝	$\varnothing=508$, $t=14$	2.1×10^7	56,155.8	185.5	2,228.4	강관 부식두께 2mm 고려
합성말뚝 (강관+H-Pile)	$\varnothing=508$, $t=14$ 255×250×14×1 4	2.1×10^7	67,655.8	290.2	2,684.8	

(1) 사면에 대한 안정검토

억지말뚝으로 보강된 사면의 안정해석은 사면안정성 F_s slope와 말뚝안정성 F_s pile을 고려할 수 있도록 개발된 프로그램(SPILE Ver1.0)을 사용하였고, 말뚝 두부에 대한 변위해석은 유한요소해석 프로그램인 Pentagon3D를 이용하여 검토하였다.

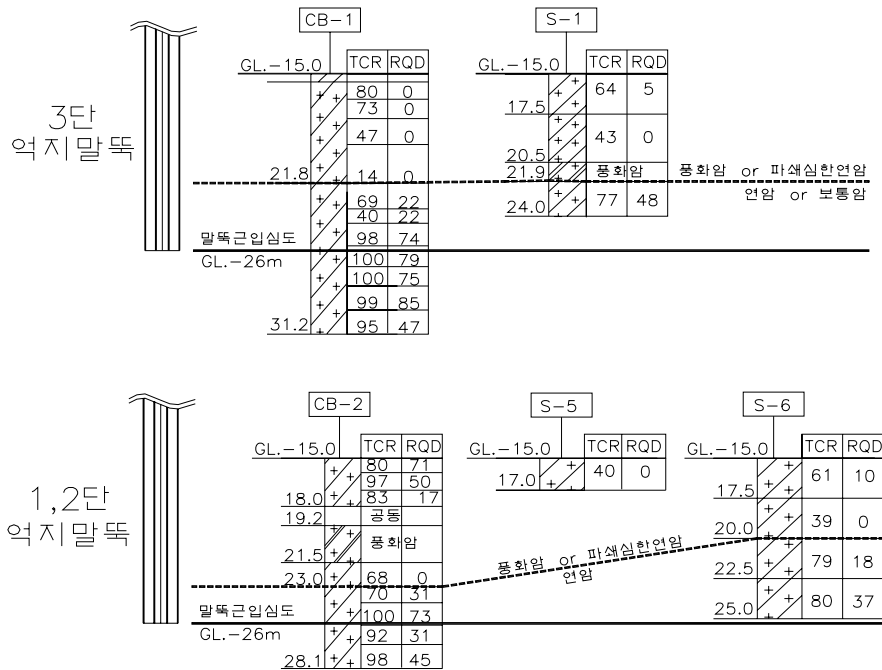
말뚝배치를 고려하기 위하여 합성말뚝 3열과 강관말뚝 4열에 대해 <표 7.6>과 같이 비교하였으며 합성말뚝 3열에 의한 방법이 강관말뚝 4열에 의한 방법보다 공사비와 시공성에 있어서 유리한 것으로 분석되었다.

(2) 말뚝 근입심도에 대한 검토

강관말뚝의 근입심도 결정은 말뚝의 하류측 토괴가 수동파괴를 일으키지 않고 말뚝에 작용하는 휨모멘트에 의해 전도하지 않는 깊이까지로 설정하여야 한다. <그림 7.8>과 같이 지표하 20.0~23.0m까지 상부지반은 풍화암 또는 파쇄심한 연암층($RQD \approx 0$)으로 Open Joint가 많고 암반의 누수현상도 심하게 나

<표 7.6> 말뚝배치 비교안

구 분	합성말뚝 적용	강관말뚝 적용
개 요	강관Pile Ø508×14t+ H-File 250×255×14×14 : 3열	강관Pile Ø508×14t : 4열
검토단 면		
안전율	1.21	1.28
특 징	<ul style="list-style-type: none"> • 공사비 저렴 • 삼립헤슨 적음 	<ul style="list-style-type: none"> • 확실한 효과 발휘 • 공사비 고가 • 많은 작업공간 필요
선택안	○	



<그림 7.8> 억지말뚝 근입심도 검토

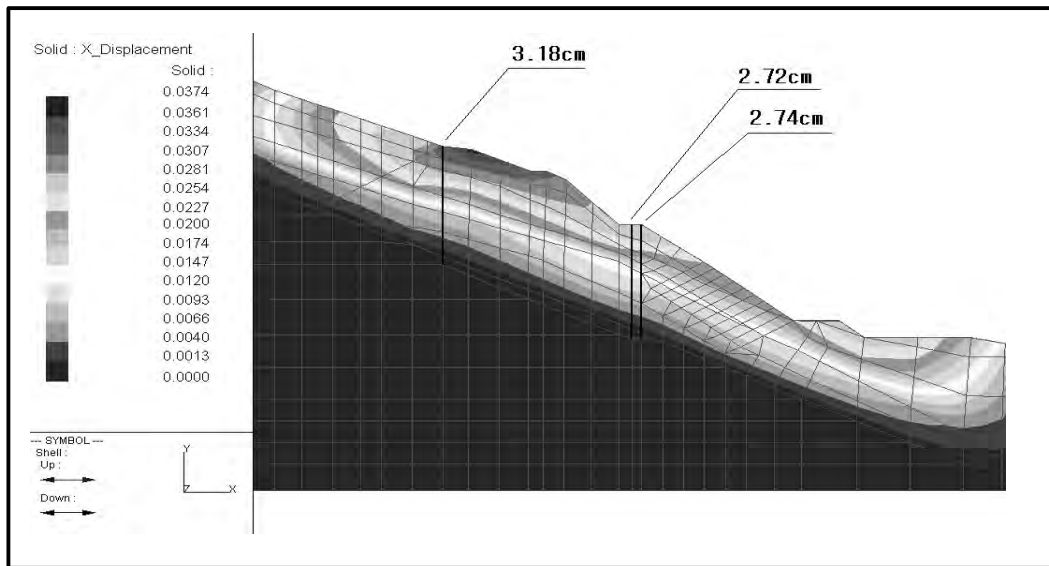
타나는 지반이므로 이러한 지층을 지지층으로 할 경우에는 토괴의 수평력에 저항하지 못하고 변형이 크게 발생할 수 있다. 따라서 말뚝은 비교적 신선한 연암층에 2~3m가 근입되도록 하였다.

(3) 말뚝 두부변위에 대한 검토

본 연구대상의 상부지반은 붕적토로서 사면보강용 억지말뚝에서의 정량적인 말뚝두부의 변위기준치는 제시된 기준이 없으며 일본의 「최신의 사면안정공학」에 의하면 경험값으로 붕적토에서는 4~5cm, 암체활동으로는 2~3cm 정도를 기준값으로 제시하고 있고, 일본의 「가설구조물의 해설」에서는 점성토 지반의 경우 말뚝두부의 변위를 3.0cm 정도로 기준값을 제시하고 있다.

따라서 본 지형에서는 지층의 상부지반이 붕적토이고 활동면이 점성토임을 고려하여 수평변위는 3cm를 기준으로 하였다.

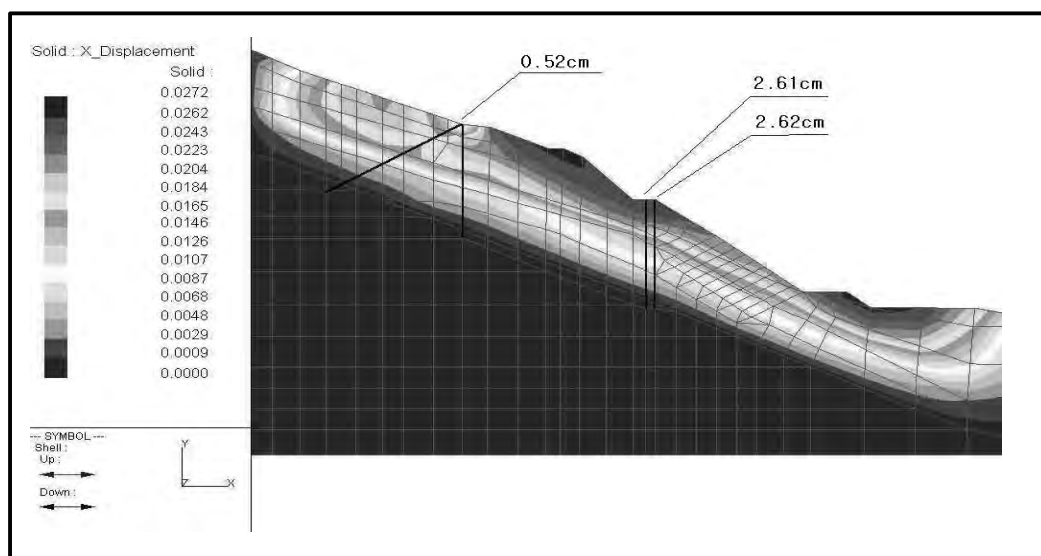
Pentagon3D에 의한 말뚝 두부변위 해석결과 <그림 7.9>와 같이 억지말뚝 하부 2열은 2.74cm, 2.72cm로 기준 수평변위보다 작으나, 상부 억지말뚝의 두부 수평변위는 3.18cm로 기준 수평변위를 초과하는 것으로 나타났다. 이러한



<그림 7.9> 합성말뚝 3열 설치후 말뚝 두부변위 해석결과

말뚝의 변위는 과대하게 허용하면 파괴가 수반돼서 E_s 값이 변화하고 결과적으로 $\beta \cdot h$ 값이 커지면 말뚝의 휨모멘트 등의 분포도 변화하여 말뚝의 파괴에 이어진다.

따라서 본 설계에서는 상부 억지말뚝에 영구앵커를 설치한 후 안정검토를 실시하였다. 해석결과 <그림 7.10>과 같이 하부 2열에서는 2.62cm, 2.61cm의 수평변위를 나타냈으며 상부 1열은 0.52cm로 기준 수평변위보다 작게 나타났다.

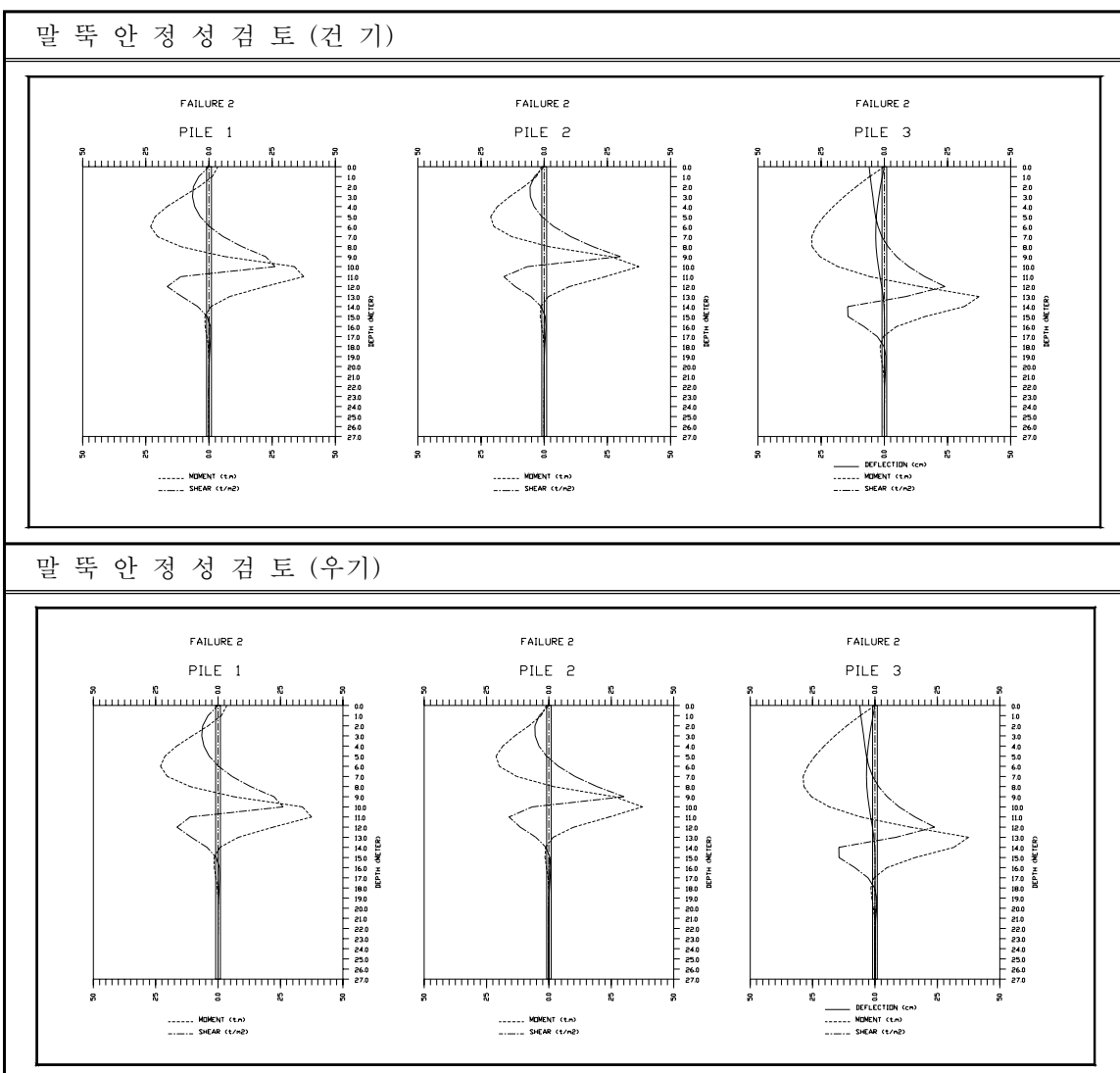


<그림 7.10> 합성말뚝 3열+영구앵커 1열 설치후 말뚝 두부변위 해석결과

(4) 말뚝에 대한 안정성 검토

합성말뚝 3열+영구앵커 1열 설치후 말뚝 자체의 휨응력과 전단응력에 대하여 안정성 검토를 실시하였다. <그림 7.11>은 SPILE로 해석된 억지말뚝의 길이에 따른 변형, 모멘트, 전단력도를 나타내고 있다.

억지말뚝으로 사용된 강재(SPS 400)의 허용휨응력은 14,000t/m²이고, 허용전단응력이 8,000t/m²으로 SPILE 해석결과 작용응력이 <표 7.7>과 같이 모든 말뚝에 대해서 허용응력 범위내에 있는 것으로 나타났다.



<그림 7.11> 합성말뚝3열+영구앵커1열 설치후 말뚝변위와 응력도

<표 7.7> 말뚝의 안정성 검토결과

구 분		설 계 조 건	최대모멘트 (t-m)	작용응력(t/m ²)		판 정
				휨	전단	
건 기 시	Pile 1	Ø508+H-Pile	37.5	13,967	26.1	O.K
	Pile 2	Ø508+H-Pile	37.5	13,967	30.1	O.K
	Pile 3	Ø508+H-Pile+영구앵커	37.5	13,967	24.0	O.K
우 기 시	Pile 1	Ø508+H-Pile	37.5	13,967	26.1	O.K
	Pile 2	Ø508+H-Pile	37.5	13,967	30.1	O.K
	Pile 3	Ø508+H-Pile+영구앵커	37.5	13,967	23.899	O.K

7.4 사례 3 - 국도○○호선 ○○도로부 및 성토사면 구간

본 연구대상 사례는 2002년도 8월 집중호우 후 국도○○호선 ○○도로부 및 성토사면 구간에서 일부 도로부의 붕괴 발생, 성·절토 사면부에는 붕괴 및 인장균열이 발생하여 사면의 기하학적 상황, 지질학적 요인, 지반의 역학적 성질 및 도로 상황과 중요도를 조사, 분석하여 붕괴원인을 규명한 뒤 적합한 안정대책을 수립한 사례이다.

7.4.1 비탈면 현황

본 대상구간은 집중호우(태풍 루사) 이후 도로순찰 중 붕괴구간이 발견되었으며 수일에 걸쳐 연장 500m, 폭원 9m의 도로부 일부가 남한강 방향으로 이동하는 것이 관찰되었다.

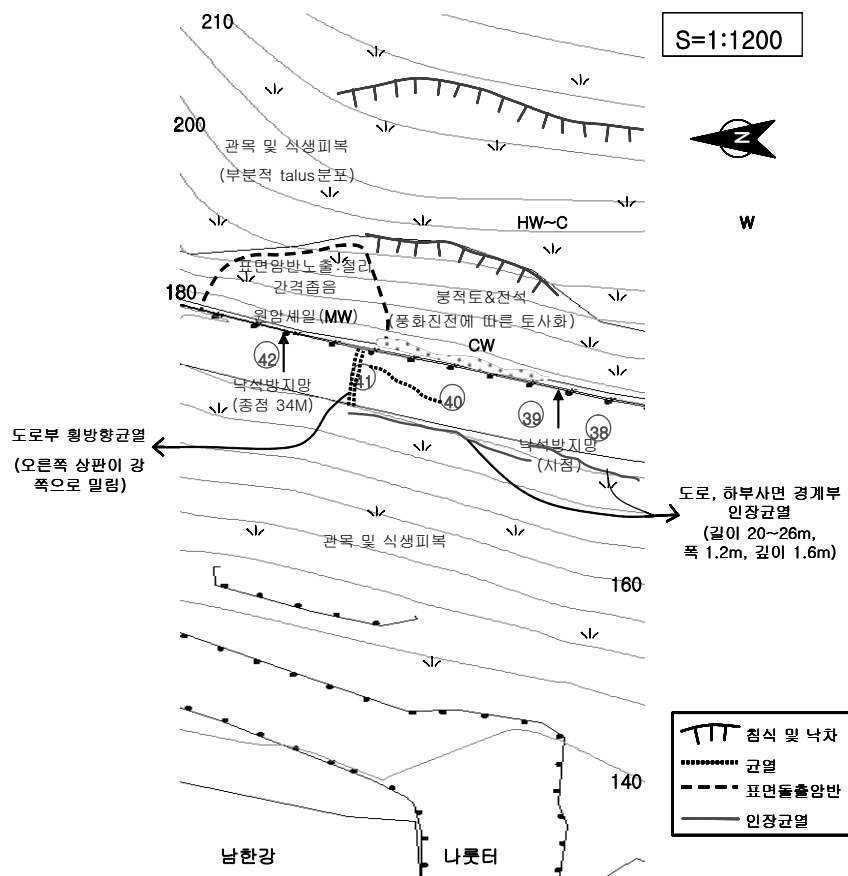
대상구간은 파괴상황과 시추위치, 중요도 등을 고려하여 8개 단면으로 분할 하였으며 본 연구에서는 강관말뚝의 활용 방안을 조사하고 있으므로 이와 관련이 있는 억지말뚝공법이 적용된 4개소 단면에 대해서만 조사하였다.

(1) 1 단면

본 대상구간은 관목 및 넝쿨로 피복되어 있고 지표토양 침식 및 붕괴 등으로 인하여 대부분 갈라진 틈이 모두 토사와 전석으로 채워져 있어 균열을 관

찰하기가 곤란하였으나, 상부 자연사면에 최대 높이 약 2~3m, 비탈면의 등고선 방향으로 연장 110m에 달하는 지반활동의 흔적이 관찰되었다. 또한 주변의 사면부와 대부분의 상부사면에서 가장 대표적인 기계적 풍화 산물인 테일러스(talus)가 발견되었으며 이로부터 대상구간내 사면들의 풍화상황 예측이 가능하였다.

시추작업시 100% 누수가 발생하는 것으로 미루어 파쇄대의 발달과 큰 공극으로 인한 지반의 지지력 저하로 상부 도로의 횡방향 균열 및 도로와 하부사면의 인접부에 최대 폭 1.2m, 깊이 1.6m, 길이 20~26m의 인장균열이 발생한 것으로 조사되었다. 또한 1단면의 계곡부에서 2단면까지 연장되어 있는 붕적층의 인장균열이 기 발생되어 있는 구간으로 과거 붕락의 흔적으로 보아 지속적인 활동이 발생되어 온 것으로 보이며, 붕적층의 이완 및 우수의 침투로 인한 추가적인 균열의 증가가 예상되었다.

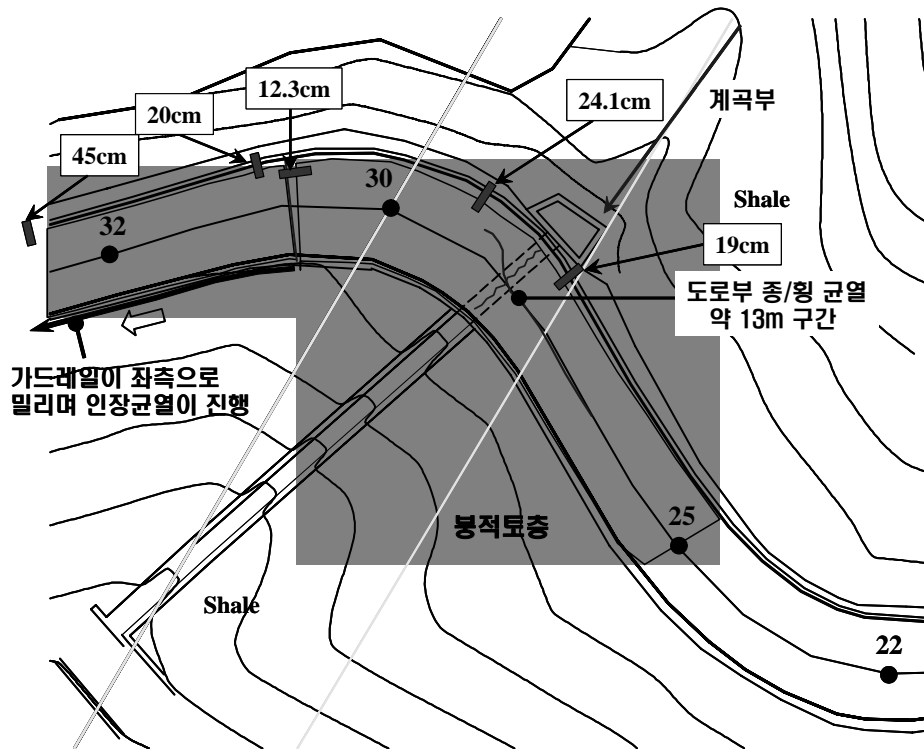


<그림 7.12> 1단면 비탈면 및 지표지질 현황

(2) 2, 2'단면

NO.25~34에 해당하는 2, 2' 단면상의 국도는 남한강 쪽으로 19~45cm 이상 이동된 상황으로 우기시 상부로부터 유인된 우수가 적절히 배수되지 못하고 NO.25~28 지역의 균열로 유입되어 도로부의 활동을 유발한 것으로 판단되었다. 국도 하부의 봉적지반은 상부 구조물에 영향을 받은 것이며 이러한 현상은 계곡부 수로 구조물의 이동과 연계되어 발생된 것으로 조사되었다.

기존 도로부는 남한강 방향으로의 이동과 함께 하부 수로 구조물의 파괴로 종방향 균열이 평균 6mm의 폭으로 약 12.2m 가량 진행되어 있으며 도로부의 옹벽에도 영향을 미쳐 균열이 발생되었거나 진행되고 있는 상황이다.



<그림 7.13> 2, 2'단면 비탈면 현황

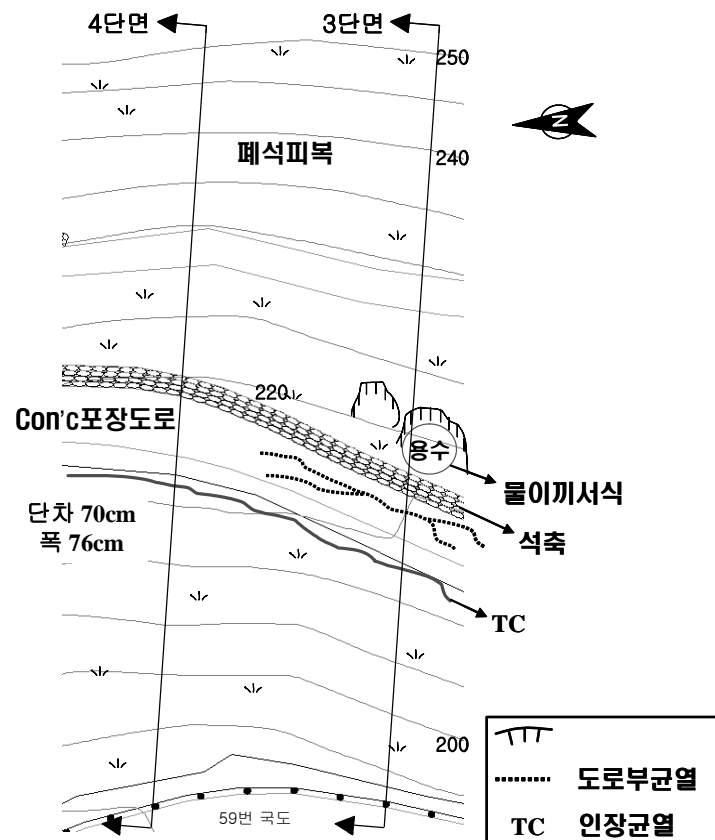
(3) 4 단면

본 대상사면은 하부의 남한강을 기준으로 봉적사면에서 마을 진입로 상의 콘크리트 도로와 상부의 폐석 성토층에 이르는 단면으로 진입로 하부 사면에서 인장균열이 발견되었으며 상부 사면에서는 국부적인 붕락과 지하수의 용출

흔적이 관찰되었다.

콘크리트 포장도로에 인접하여 남한강측으로 단차 70cm, 최대 폭 76cm, 깊이 1m의 인장균열이 3단면에서부터 5단면에까지 연장되어 있는 상황이며 사면의 이동으로 인하여 도로 하부가 일부 공동화되어 있다.

사면의 붕락부는 비교적 붕적토층이 깊으며 기반암으로 보이는 암반은 노출되어 있지 않은 상태로 느슨해진 붕적토층이 집중호우에 의해 붕락이 발생된 것으로 추정되었다.



<그림 7.14> 3, 4단면 비탈면 현황

7.4.2 지층분포 및 비탈면 붕괴원인 분석

1) 1 단면

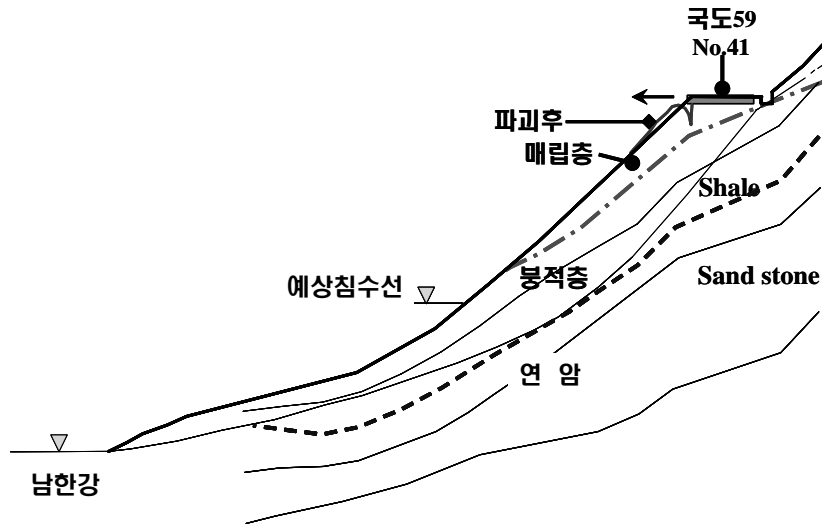
대상 구간은 지표지질조사 결과 암반 절리의 방향성에 의한 파괴가능성은 적은 것으로 나타났으며, 시추조사 결과 매립과 붕적토층의 깊이가 약 10m에 이르고 연암층은 RQD가 매우 불량한 세편상으로 확인되었다.

또한, 국도 하부 사면의 옹벽 설치부로부터 과거 보강되었던 그라우팅이 시추를 통해 확인된 붕적층과 연암층의 경계면을 따라 유출, 고결되어 있는 상태이다.

본 구간은 국도 하부 지층이 비교적 불안정한 지층구조를 나타내고 있으며 세일 및 사암 계열의 전석자갈로 구성된 매립지반과 상부 매립토층이 느슨한 구조와 급작스런 침투량의 증가로 수압이 증대되어 나머지 부분에 비해 취약한 구조를 가지고 있던 No. 41번 부근을 중심으로 균열이 증대되어 활동이 시작된 것으로 예상된다.

또한 지속적인 균열의 증가와 침투로 인해 붕적토층이 깊은 국도하부 방향으로 활동이 증대되었으며, 기존 보강시 포장층 하부의 콘크리트 구조물이 시공이음을 기준으로 동시에 유동되는 현상이 발생했을 것으로 판단된다.

이러한 유동은 하부 붕적토층의 인장균열을 유발하였으며 집중호우에 의해 가중되었을 것으로 보인다. 그러나, 지표지질조사 결과 국도 상부의 절토 사면에서는 국도의 파괴에 영향을 미친 것으로 보이는 흔적을 찾을 수 없었으며 사면 정부 방향에 발생되어 있는 인장균열선과도 별개의 움직임인 것으로 판단된다.



<그림 7.15> 1단면의 지층 단면도 및 붕괴상황

따라서 상부 자연사면은 실트질 모래섞인 전석, 자갈로 구성된 붕적토층이 5.0~12.0m 정도로 두텁게 분포하고 있고, 사면의 경사도 급경사지역으로서 오랜 시간에 걸쳐 진행성파괴가 발생 중 갑작스런 집중호우로 지층의 함수비 증가에 따른 간극수압 증대 등으로 인해 인장균열이 발생한 것으로 판단되며, 도로 하부 사면은 시추작업시 100% 누수가 발생하는 것으로 미루어 파쇄대의 발달과 큰 공극으로 인한 지반의 지지력 저하로 인장균열이 발생한 것으로 추정되었다.

2) 2, 2'단면

대상 구간은 지표지질조사 결과 상부의 유출수를 배수하기 위한 수로 박스 구조물의 파괴로 인하여 대부분의 유수가 지반내로 침투하여 하부 사면을 통해 남한강으로 유출되고 있는 상황이며, 원암인 셰일과 편암계 암석이 풍화작용을 받아 점토로 변화한 단층점토대가 넓게 분포하고 있고, 다방향의 절리와 함께 소습곡 및 단층 파쇄대와 같은 구조적인 지층대가 존재하고 있다. 이와 같은 지질학적인 구조대를 따라 다량의 지표수가 지반내로 유입되고 있으며 남한강의 수위 상승으로 인하여 취약한 구조대의 침식이 심하게 발생되었다.

시추조사 결과 지난 보강시 시공된 콘크리트 구조물과 그라우팅이 발견되었으며 구간에 따라 공동화된 구간도 발견되었다. 도로 외측의 암반 구간은 대부

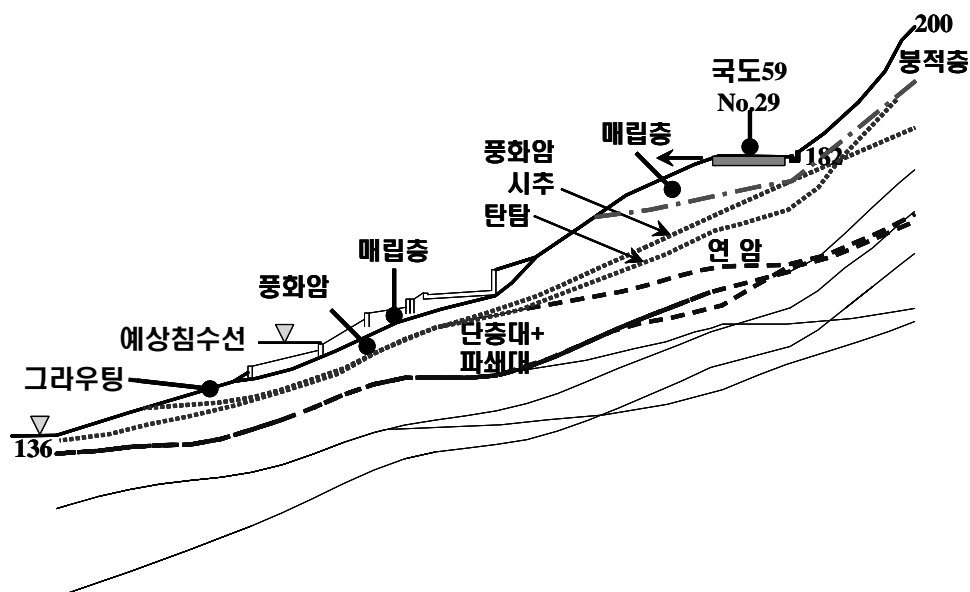
분 RQD가 산정되지 않았으며 심한 풍화상태를 보여 단층 지역의 구조적인 파쇄 현상과 지표수 유입으로 인한 풍화의 축진을 예측할 수 있다.

국도 하부에서 시공된 그라우팅은 수로 구조물의 종점부를 기준으로 넓은 지역에 유출되어 고결된 상태로 시추조사 및 탄성과 탐사에 의한 조사결과와 같이 단층대를 따라 유선이 형성되어 있음을 확인하였다.

No. 25~33에 이르는 도로부는 남한강 방향으로 유동되어 수로구조물과 옹벽의 2차적인 파괴를 유발하였으며, 도로 서쪽을 따라 수로부에서 시작된 인장 균열이 No. 35 지점까지 연장되어 있다. 또한 No. 25~29 지점에 발생된 표층부의 종방향균열과 No. 33~35 지점의 횡방향 균열로부터 도로 서쪽의 붕괴층이 남한강 측으로 유동되고 있음을 알 수 있다.

도로부의 직접적인 붕괴 원인은 1단면과 같이 포장층 하부의 붕괴층과 매립부의 지지력 저하와 유입수로 인한 것으로 판단되며, 수로 구조물도 시공 이음부를 중심으로 3개 지점에서 크게 밀려 있는 상태로 도로부의 파괴 현상과 관련되어진 것으로 보인다.

따라서, 현재의 파괴 상황을 고려할 때 지반내에 형성되어 있는 단층 파쇄대 및 연암층 상부에 피복된 붕괴층과 풍화암층이 하부 지층을 경계로 유입된 지하수 유동선을 따라 활동하고 있음을 예측할 수 있으며 발달된 층리와 단층



<그림 7.16> 2, 2' 단면의 지층 단면도 및 붕괴 상황

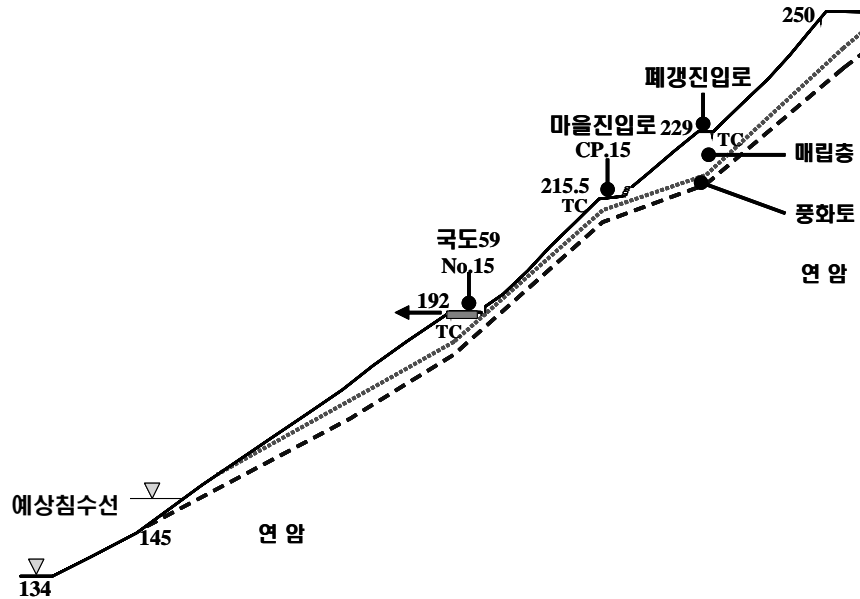
점토대가 이러한 현상을 촉진 시키고 있는 것으로 판단된다. 이러한 현상은 남한강의 수위상승시 하부 지반의 단층점토대 및 파쇄대를 포화시키며 상부 붕적층의 활동을 유발할 수 있을 것이다. 그러므로 근본적인 활동의 원인인 지반내 단층파쇄대 및 단층점토대와 같은 구조적인 취약부에 대한 적극적인 검토가 필요하다.

3) 4 단면

진입로 좌측 하부 사면에서 인장균열이 발견되었으며 동쪽 상부 사면에서는 국부적인 붕락과 지하수의 유출 흔적이 관찰되었고, 국도 서쪽으로 인장균열이 진행되고 있으며 하부 사면은 2단면과 마찬가지로 원암인 세일과 사암, 각력암 계 암석이 점토로 변화한 단층점토대가 단층 파쇄대와 같은 구조적인 지층대 사이에 존재하고 있다. 또한, 지질학적인 구조대를 따른 유출수 구간이 발견되었으며 지난 8월 수위 상승으로 인하여 취약한 구조대의 침식이 발생되었다.

시추조사 결과 1, 2 단면에서와 같이 그라우팅 흔적이 발견되었으며 하부 연암구간은 세편화된 세일과 단층점토, 단층파쇄대가 상당히 복잡하게 구성되어 있다. 암반 구간에서는 RQD가 거의 산정되지 않았으며 2단면과 유사한 지하수 유동을 나타내고 있는 상황이다.

소규모 활동은 유출수 및 집중호우 시 강우에 의해 급격하게 침투압이 증가되어 발생한 것으로 판단된다. 따라서 대상 구간은 더 이상의 붕괴를 방지하고 지표수의 침투를 방지하여 근본적인 원인을 차단할 수 있는 적절한 보강공법에 대한 검토가 필요할 것이다. 따라서 남한강 방향으로 유동되고 도로부의 붕괴는 포장층 하부의 붕적층과 풍화토층의 지지력 손실과 유입수에 의해 발생되었으며, 국도 서쪽의 인장균열은 평균 강우량을 상회한 우수로 인한 침투압의 증가로 인한 침식이 직접적인 원인으로 작용한 것으로 판단된다. 또한, 과거에 발생한 바와 같이 수위상승 시 하부 지반의 단층점토대 및 파쇄대의 침식으로 인한 상부 붕적층의 2차적인 활동도 예상할 수 있으므로 근본적인 활동의 원인인 지반내 단층파쇄대 및 단층점토대와 같은 구조적인 취약부에 대한 적극적인 검토가 필요하며 붕적토층의 배수시설에 대한 검토가 필요할 것이다.



<그림 7.17> 4 단면의 지층 단면도 및 붕괴 상황

7.4.3 비탈면 안정공법 검토

사면안정 해석시 사용하는 지반강도정수는 역해석을 통하여 각 구간의 지층 별로 <표 7.8>과 같이 산정하였으며 역해석시 해석조건은 단면 1 상부사면의 경우 인장균열이 장기간에 걸쳐 발생된 상태이나 현상태는 활동이 정지된 상태로 판단되어 강우시 사면의 활동에 대한 안전율은 1.03을 기준으로 설정하였다. 단면 1 하부사면 및 단면 2' 하부사면의 경우에는 붕적토층을 따라 활동이 진행중인 상태이므로 강우시 사면의 활동에 대한 안전율은 0.93을 기준으로 설정하였으며 단면 4 상부사면의 경우에는 붕적토층을 따라 활동이 발생한 상태이므로 0.93 이하를 기준으로 설정하였다.

<표 7.8> 사면안정 해석에 사용한 지반강도정수

구 분	단위중량 (t/m ³)	내부마찰각 (°)	점착력 (t/m ²)	비 고
매립층	1.8	30	1.0	
붕적층	1.9	30	1.8	단면1, 단면2, 단면4
			1.5	단면2'
풍화토	1.9	30	1.8	
풍화암	2.1	35	3.0	
파쇄대	2.1	30	1.0	
연 암	2.3	40	5.0	

각 구간별 현 사면에 대한 안정성은 한계평형해석법을 적용하여 검토하였으며 안정해석에 사용한 프로그램은 Talren 97을 사용하였다. 현 사면에 대한 사면안정 해석결과를 요약하면 <표 7.9>와 같다. 전체적으로 볼 때 사면 전구간에 걸쳐 강우시 불안정한 것으로 평가되었다.

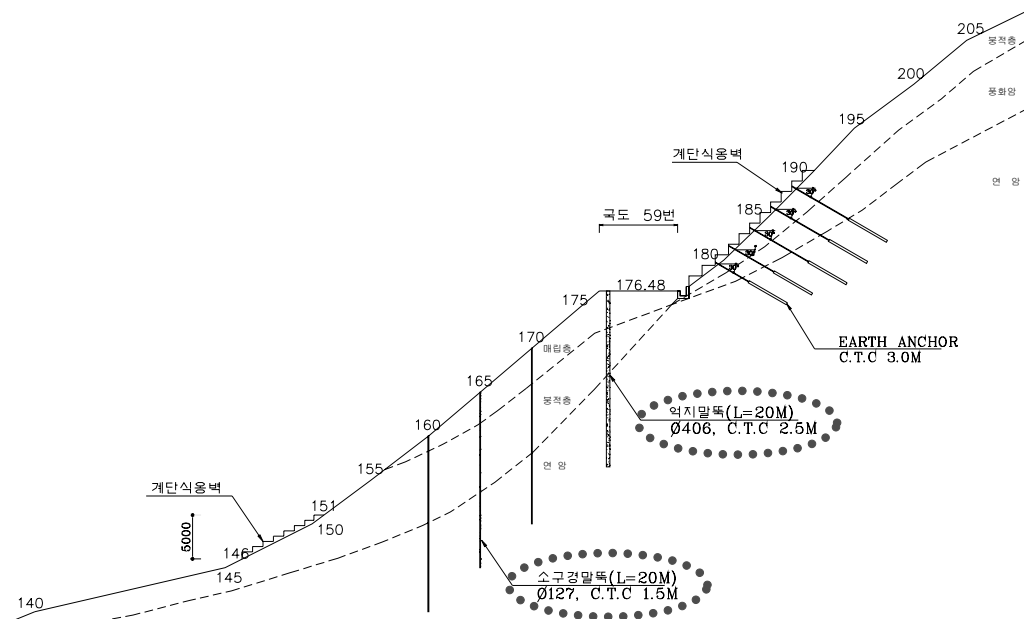
<표 7.9> 현사면에 대한 사면안정 해석결과

구 간		구 분	안 전 율	안정성 평 가	비 고
1단면	하부사면	건조상태	1.25	N.G	※설계기준안전 율 건조상태:1.5 강우상태:1.2
		강우상태	0.93	N.G	
	상부사면	건조상태	1.38	N.G	
		강우상태	1.03	N.G	
2'단면	하부사면	건조상태	1.25	N.G	
		강우상태	0.93	N.G	
2단면	하부사면	건조상태	1.86	O.K	
		강우상태	1.09	N.G	
4단면	하부사면	건조상태	1.54	O.K	
		강우상태	1.17	N.G	
	상부사면	건조상태	1.15~1.46	N.G	
		강우상태	0.87~1.09	N.G	

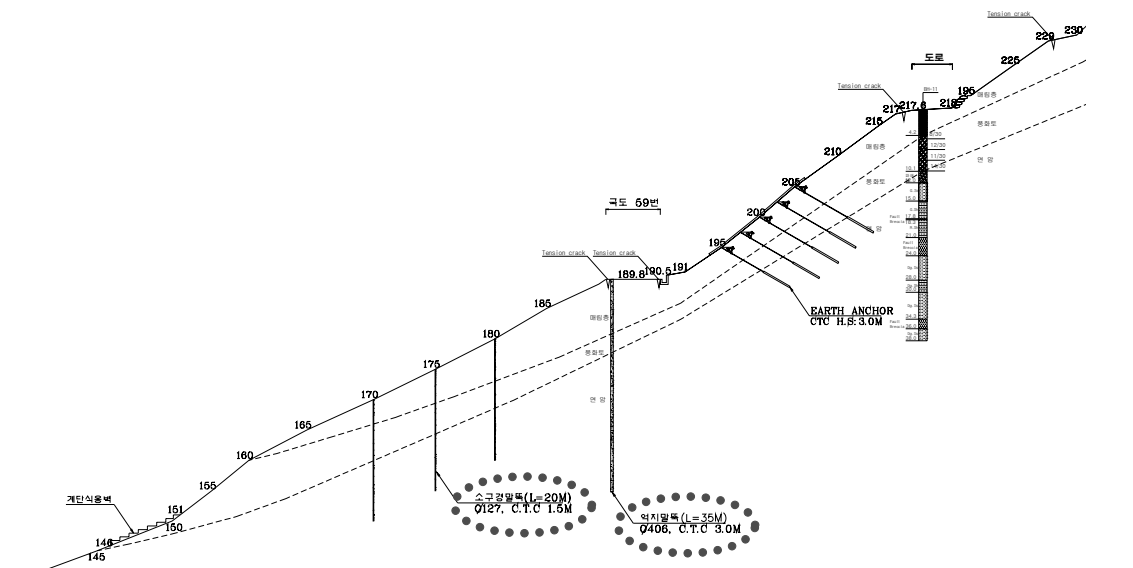
사면 보강방안은 도로의 기능성을 유지하면서 시공이 가능하고 본 현장여건에 비추어 시공이 용이한 공법을 중심으로 보강방안이 수립되었다.

도로 하부사면은 억지말뚝(강관말뚝 Ø406mm, L=20~35m, CTC 2.5~3.0m)과 Micropile(강관말뚝 Ø114.3mm, L=20m, CTC 1.5m)로 보강하여 하부사면의 활동을 억지하도록 하였으며, 또한 도로 하부사면 저부는 우기시 강수위의 상승 및 유속에 의한 쇄굴 및 지반침식 등으로 지반이완이 발생할 경우 사면활동에 영향을 크게 미치므로 보호차원에서 계단식옹벽(H=6.0m)을 설치하는 것으로 계획하였다.

도로 상부사면의 경우에는 활동이 발생한 구간과 장기적으로 볼 때 강우시 사면의 활동이 예상되는 구간에 대해서는 지반앵커와 Soil Nail을 이용하여 보강하도록 계획하였다.



<그림 7.18> 1 단면 보강계획



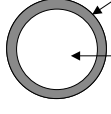
<그림 7.21> 4 단면 보강계획

한계평형해석에 있어서 억지말뚝 및 소구경 말뚝의 저항력은 사면의 가상활동면을 따라 발휘되는 전단력만을 고려하였으며 이 때 발휘되는 최대 전단력 및 단면제원은 <표 7.10> 및 <표 7.11>과 같다.

<표 7.10> 억지말뚝의 제원

항 목	제 원	비 고
최대 전단력	$T_{pile} = \tau_{sa} \times A_s + \tau_{ca} \times A_c$ $= 800 \times 124.5 + 3.35 \times 1170.2 = 103.5 \text{ t}$ <p>여기서, τ_{sa} : 강재의 허용전단응력(=800kg/cm²)</p> <p>τ_{ca} : 콘크리트의 허용전단응력</p> <p>(= $0.25\sqrt{\sigma_{ck}}$ = 3.35kg/cm²)</p>	

<표 7.11> 소구경 말뚝의 제원

항 목	제 원	비 고
최대 전단력	$T_{pile} = \tau_{sa} \times A_s = 800 \times 15.52 = 12.4 \text{ t}$ 여기서, τ_{sa} : 강재의 허용전단응력(=800kg/cm ²)	
<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="flex: 1;"> <p>(전체면적) $A_T = 102.61 \text{ cm}^2$</p> <p>(강관말뚝의 면적) $A_s = 15.52 \text{ cm}^2$</p> <p>(콘크리트의 면적) $A_c = 87.09 \text{ cm}^2$</p> </div> <div style="flex: 1; text-align: center;">  </div> <div style="flex: 1;"> <p>강관말뚝 (φ114.3mm, T=4.5mm)</p> <p>무근 콘크리트 ($\sigma_{ck} = 180 \text{ kg/cm}^2$)</p> </div> </div>		

각 구간별 보강사면에 대한 사면안정 해석결과를 요약하면 <표 7.12>와 같으며 건조상태 및 강우상태의 안전율은 모두 설계기준 안전율을 만족하는 것으로 나타났다.

<표 7.12> 보강사면에 대한 사면안정 해석결과

구 간		구 분	안 전 율	안정성 평 가	비 고
1단면	하부사면	건조상태	1.58	O.K	※설계기준안전 율 건조상태:1.5 강우상태:1.2
		강우상태	1.30	O.K	
	상부사면	건조상태	1.69	O.K	
		강우상태	1.21	O.K	
2'단면	하부사면	건조상태	1.62	O.K	
		강우상태	1.22	O.K	
2단면	하부사면	건조상태	2.07	O.K	
		강우상태	1.25	O.K	
4단면	하부사면	건조상태	1.80	O.K	
		강우상태	1.35	O.K	
	상부사면	건조상태	1.58~1.77	O.K	
		강우상태	1.20~1.34	O.K	

7.5 사례 4 - ○○○ 일반산업도로 진입도로 개설공사 구간

본 연구대상 사례는 ○○○ 일반산업단지 진입도로 개설공사와 관련하여 계획노선내 건설예정인 깎기 비탈면의 지질특성에 대하여 기존 조사자료, 기 연구 논문 및 사면붕괴사례를 종합 분석하여 비탈면의 안정성을 검토하고 불안정한 비탈면에 대해서 억지말뚝공법을 적용한 사례이다.

7.5.1 비탈면 현황

과업노선의 깎기 비탈면의 경우는 기반암이 이암(제3기 미고결 퇴적암)으로서 일반적인 암반 비탈면의 기울기를 적용할 시 파괴가 예상되므로 비탈면 기울기는 비탈면 설계기준과 문헌조사 및 인근 지역 설계적용 사례(포항일대 깎기 비탈면의 기울기) 등을 고려하여 <표 7.13>과 같이 계획하였다.

그러나 인근지역 시공사례에 의하면 이암은 지하수 유출이 있는 경우 <표 7.13>의 1:1.5 비탈면 기울기로 시공하여도 국부적 또는 전반적으로 파괴가 발생하였다.

7.5.2 설계적용 강도정수

본 대상구간의 토사층은 모래섞인 유기질 점토층인 퇴적층과 이암의 풍화토층(점토층)으로 구성되어 있으며, 퇴적층은 N치 분석결과 12~15, 풍화토의 경우 평균 N치는 50으로 확인되었다.

비탈면 안정해석시 적용한 원지반 토사층, 풍화암층 및 미고결 이암층의 지반정수는 제반 시험자료 및 논문사례 등을 검토하고, 기존 유사 지반조건에 적용되었던 자료와 책임기술자의 경험적 판단을 근거로 종합 비교, 검토하여 산

<표 7.13> 설계적용 깎기 비탈면 기울기

비탈면 구분	토 질	적 용 구 배	비 고
깎기 비탈면	토사층	1 : 1.5	· 깎기높이 5m 마다 소단 1m 설치
	리핑암(이암)	1 : 1.5	· 수직높이 20m 마다 소단 3.0m 설치

<표 7.14> 비탈면 안정해석시 적용된 강도정수

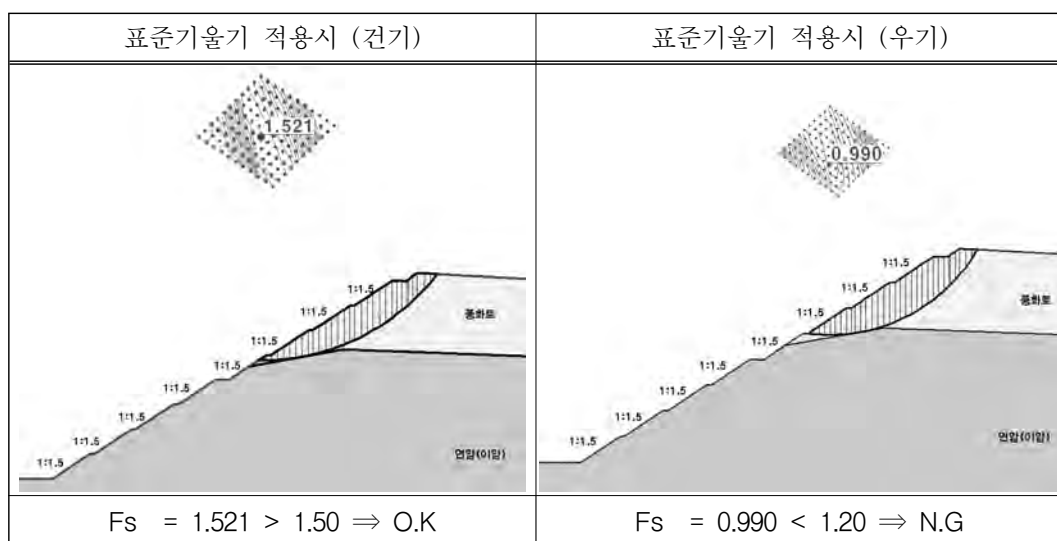
구 분		단위중량, $\gamma_t(\text{kN/m}^3)$	점착력, $c(\text{kN/m}^2)$	내부마찰각, $\phi(^{\circ})$	비 고
풍화토층	$N < 50$	18.0	25	17	
	$N \geq 50$	18.5	25	20	
풍화암층		20	25	28	
제3기 미고결 이암		20	30	30	

정하였으며 설계에 적용된 강도정수는 <표 7.14>와 같다.

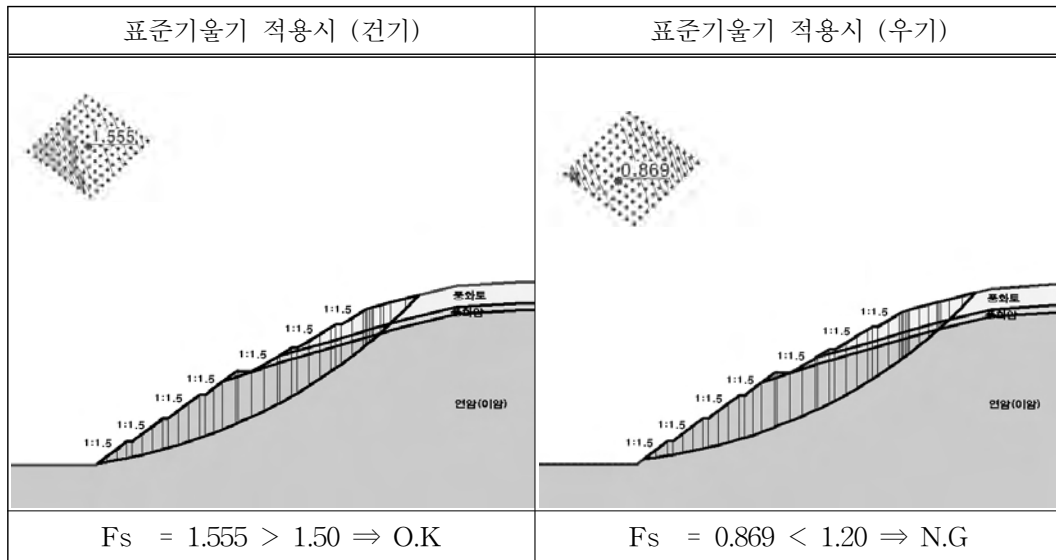
7.5.3 비탈면 안정공법 검토

과업구간내 발생하는 깎기 및 쌓기 비탈면에 대하여 총 9개 구간으로 나누어 안정검토가 실시되었으나 본 조사에서는 역지말뚝공법이 적용된 본선 4구간(STA.0+750~0+890)과 배후도로 2구간(STA.8+650~8+710)에 대해서만 언급하고자 한다.

<표 7.13>의 표준기울기를 적용한 대표단면에 대해 비탈면 안정검토를 실시하였으며 무보강시 비탈면 안정해석은 SLOPE/W, 보강시 비탈면 안정해석은 SLOPILE 프로그램을 사용하였다. 해석결과는 <그림 7.22>, <그림 7.23>과 같다.



<그림 7.22> 본선 4구간(STA.0+750~0+890) 사면안정 해석결과



<그림 7.23> 배후도로 2구간(STA.8+650~8+710) 사면안정 해석결과

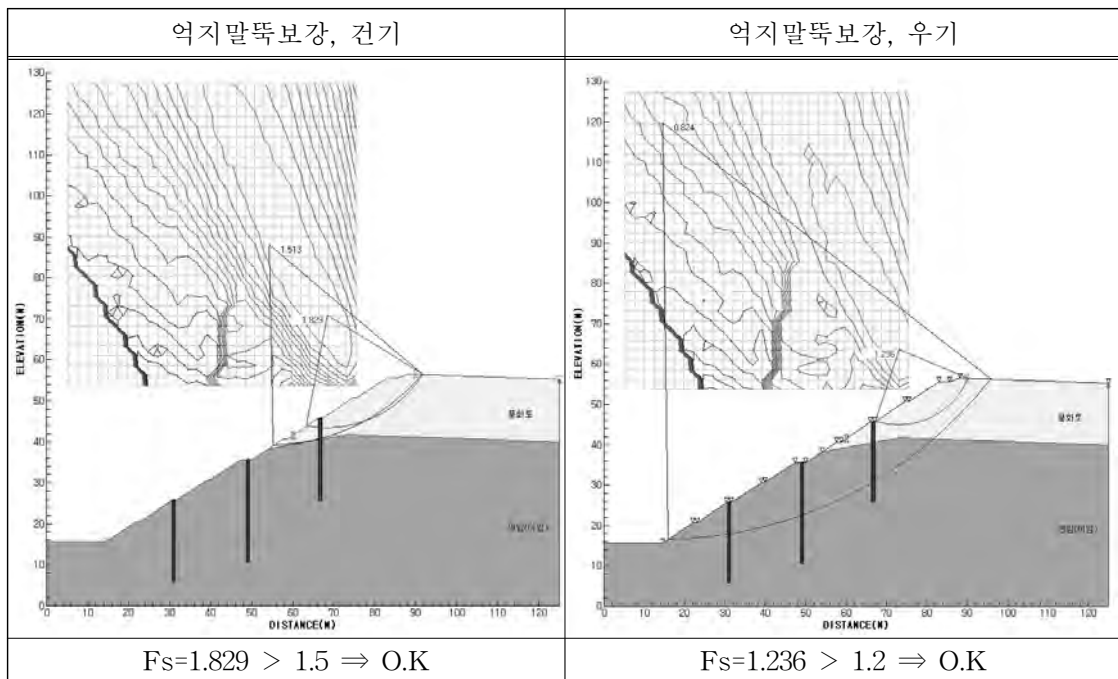
본선 4구간과 배후도로 2구간은 활동면이 깊게 분포하고 있어 Soil Nail 공법 적용시 표준기울기(1:1.5)로 안정성 확보가 어렵고, Earth Anchor 공법은 이 암지반에 대해 확실한 정착효과를 기대하기 어려우며 앵커길이 증대로 공사비가 고가이고 인접 군부대와의 앵커 점용 등의 문제가 있어 강관말뚝을 지지층까지 설치하고 절취고를 최소화함으로써 비탈면의 안정성을 확보할 수 있는 억지말뚝공법을 계획하였다.

비탈면 안정성 검토시 파괴토체를 여러 개의 블록으로 가정하고 각 블록마다 하나의 억지말뚝 열을 설치하여 기준안전율을 만족하도록 말뚝 간격, 길이 및 설치 위치를 최적화하였다.

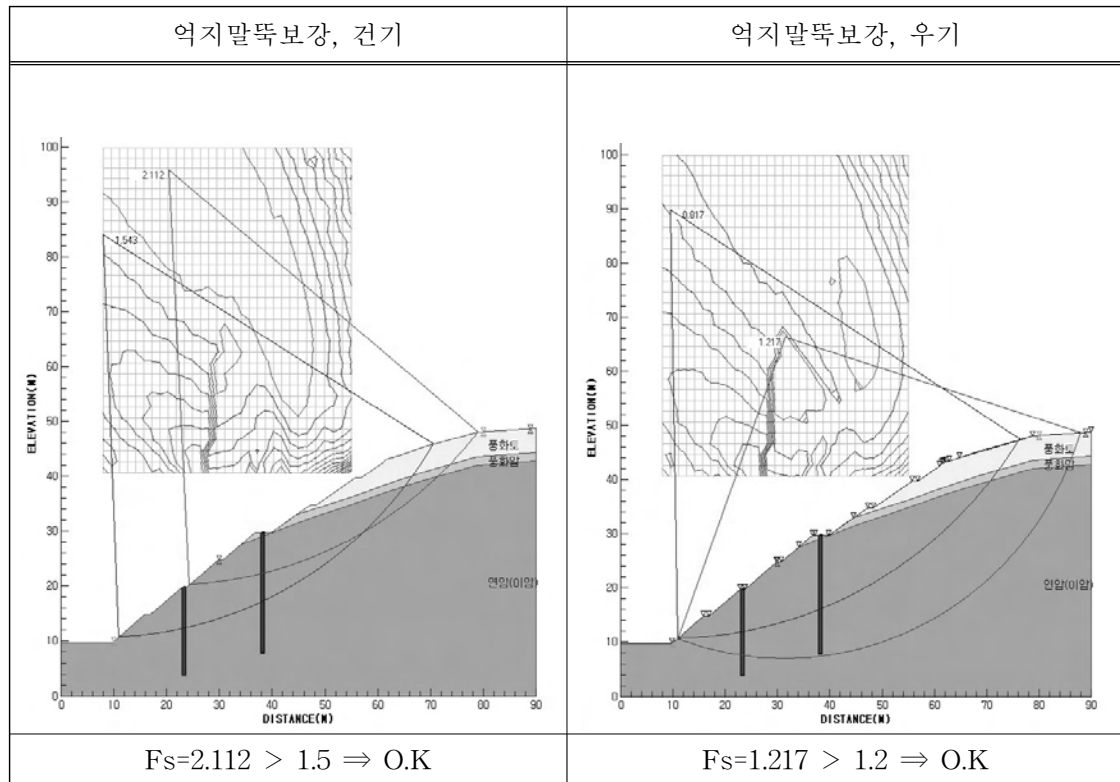
비탈면 안정성 검토결과 건기시 $F_s=1.829 \sim 2.112$, 우기시 $F_s=1.217 \sim 1.236$ 으로 기준안전율을 만족하는 것으로 검토되어 억지말뚝 보강시 비탈면은 안정한 것으로 판단되었다.

<표 7.15> 본선 4구간과 배후도로 2구간 역지말뚝 보강제원

구 분		1열 말뚝		2열 말뚝		3열 말뚝	
		간격 (m)	길이 (m)	간격 (m)	길이 (m)	간격 (m)	길이 (m)
강관말뚝, $\phi 609$, 12t H형강 : H-300×300×10×15	본선 4구간	2.5	18.0	2.5	23.0	2.5	20.0
	배후도로 2구간	2.5	16.0	2.5	22.0	-	-



<그림 7.24> 본선 4구간 보강사면 안정해석 결과

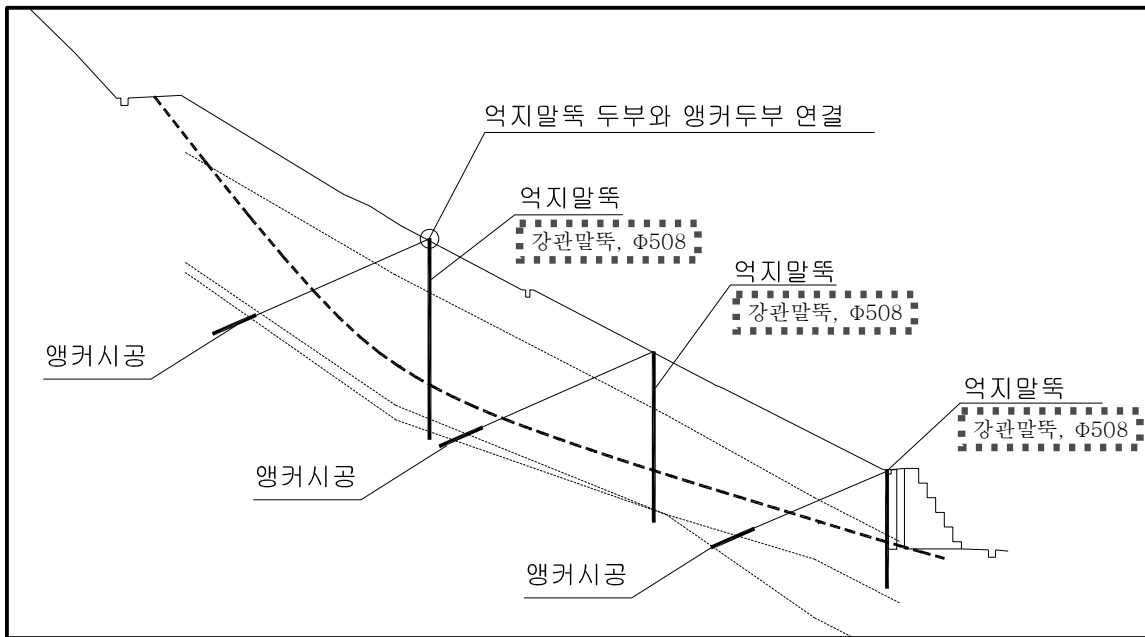


<그림 7.25> 배후도로 2구간 보강사면 안정해석 결과

7.6 사례 5 - 공용중인 사면의 붕괴 보강사례

본 연구대상 사면은 상부의 풍화토 구간에 대규모 붕괴가 발생하여 붕괴범위와 붕괴고가 매우 높은 상태이고, 공용중인 사면으로 경사의 완화가 불가능할 것으로 판단되어 큰 규모의 활동을 억제할 수 있는 방안으로 앵커 보강 및 억지말뚝 보강공법이 적용된 사례이다.

사면내에 설치되어 있는 게비온 옹벽이 사면의 붕괴활동으로 인해 처짐과 변형이 발생되어 있으므로 예상 파괴면이 게비온 옹벽 하부를 통과할 것으로 추정되었다. 따라서 게비온 옹벽의 역할이 미흡하나 옹벽을 제거하는 것은 시공상 매우 불합리하므로 <그림 7.26>과 같이 억지말뚝의 두부에 앵커를 설치하여 복합적으로 안정성을 확보하였다.



<그림 7.26> 억지말뚝+앵커 보강 상세도

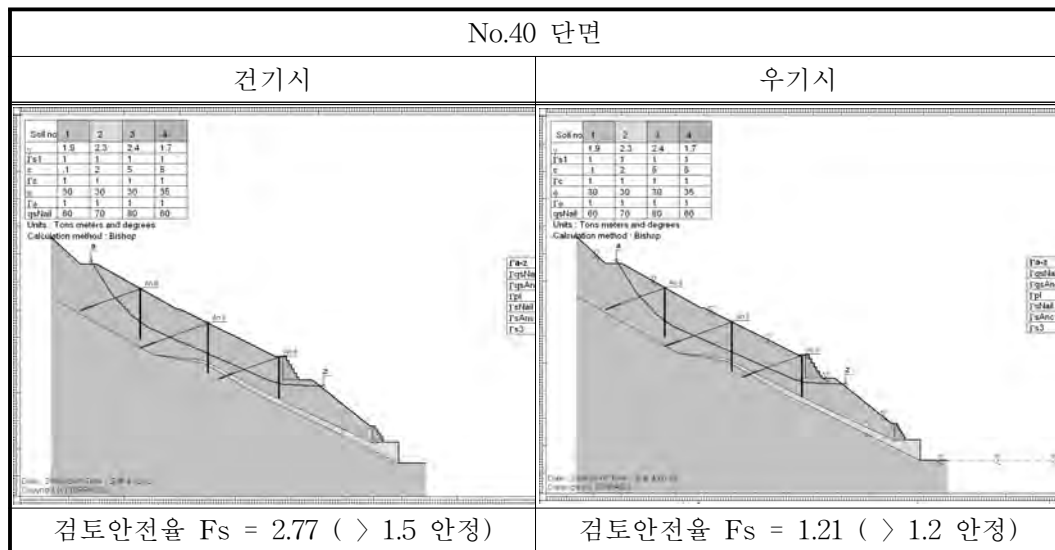
(1) NO.40단면 사면안정 해석결과

■ 억지말뚝

- 강관말뚝 $\varnothing=508\text{mm}$
- 수평간격 : 2.0m
- 말뚝길이 : 하부에서부터 15.0m, 18.0m, 20.0m

■ 앵커 보강

- 앵커인장력 : 50ton
- 설치간격 : 2.0m(수평)
- 설치각도 : 20° (하향)
- 설치단수 : 3단
- 정착장 길이 : 6.0m
- 자유장 길이 : 상부에서부터 17.0m, 20.0m, 17.0m



<그림 7.27> NO.40 단면에서의 역지말뚝 보강후 사면안정 해석결과

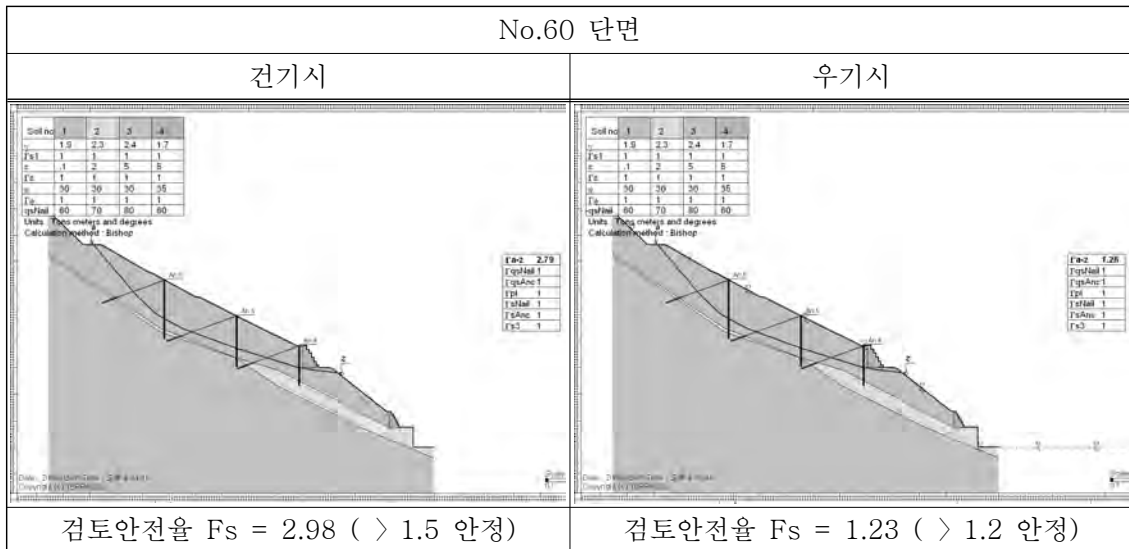
(2) NO.60단면 사면안정 해석결과

■ 역지말뚝

- 강관말뚝 $\varnothing=508\text{mm}$
- 수평간격 : 1.9m
- 말뚝길이 : 하부에서부터 15.0m, 19.0m, 22.0m

■ 앵커 보강

- 앵커인장력 : 50ton
- 설치간격 : 1.9m(수평)
- 설치각도 : 20° (하향)
- 설치단수 : 3단
- 정착장 길이 : 6.0m
- 자유장 길이 : 상부에서부터 19.0m, 22.0m, 19.0m



<그림 7.28> NO.60 단면에서의 역지말뚝 보강후 사면안정 해석결과

7.7 사례 6 - ○○~○○간 도로 4차선 확·포장공사 구간

○○~○○간 도로 4차선 확장 및 포장공사중 STA.5+120~5+320구간에서 2002년 두 차례에 걸쳐 산사태가 발생하여 절취된 사면이 파손되었고 이후 우기시 추가 붕괴가 우려되었다.

이에 따라 대상사면에 대하여 추가시추(4공), 물리탐사, 정밀지표지질조사를 실시하고 조사된 내용을 반영하여 산사태 발생 원인을 정밀 분석하고 현장여건에 적합한 대책공법을 수립하여 절취사면의 장기적인 안정성을 확보하였다.

대상사면은 대규모 단층인 ‘양산단층’ 주변에 입지하는 관계로 아주 취약한 지반조건이다. 지반내에 파쇄대를 수반하는 4~5조의 불연속면(단층, 인장균열)에 의해 분할되어 있는 상태에서, 도로공사를 위해 자연사면을 절취함에 따라 자연사면 상재하중이 감소함으로써 근원적으로 결합력이 약한 불연속면 영역이 거동을 시작하여 후방 약 200m에 인장균열이 발생하는 대규모 산사태가 발생된 것으로 추정되었다.

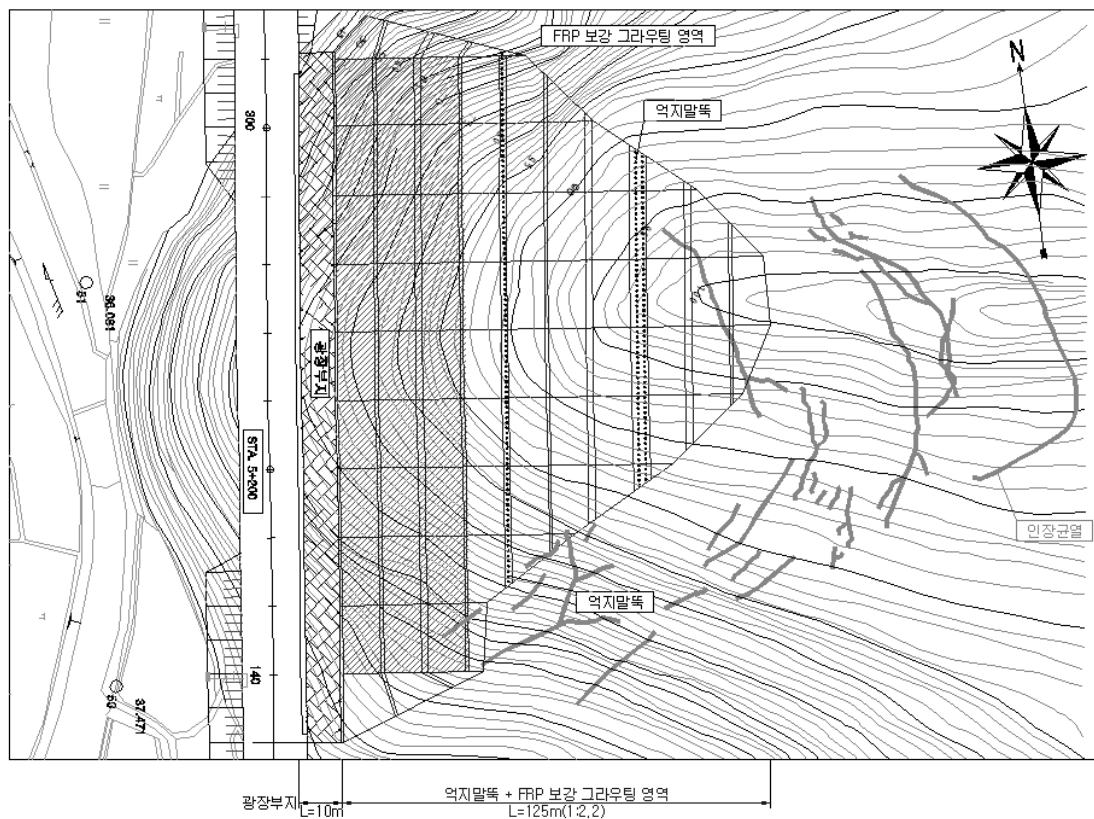
사면보강공법은 시공성을 고려하여 대상사면이 지반내에 파쇄대를 수반하는 4~5조의 불연속면(단층, 인장균열)에 의해 분할되어 있는 상태에서 산사태가 발생한 상부 자연사면은 역지말뚝공법(4소단:강관말뚝+그라우팅, 7소단:강관말뚝+H-Pile+그라우팅)을 적용하여 추가적인 산사태를 억제하도록 하였다. 또한 기 절취된 사면 및 도로부는 이완된 지반에 그라우트재를 주입함으로써 강도증진

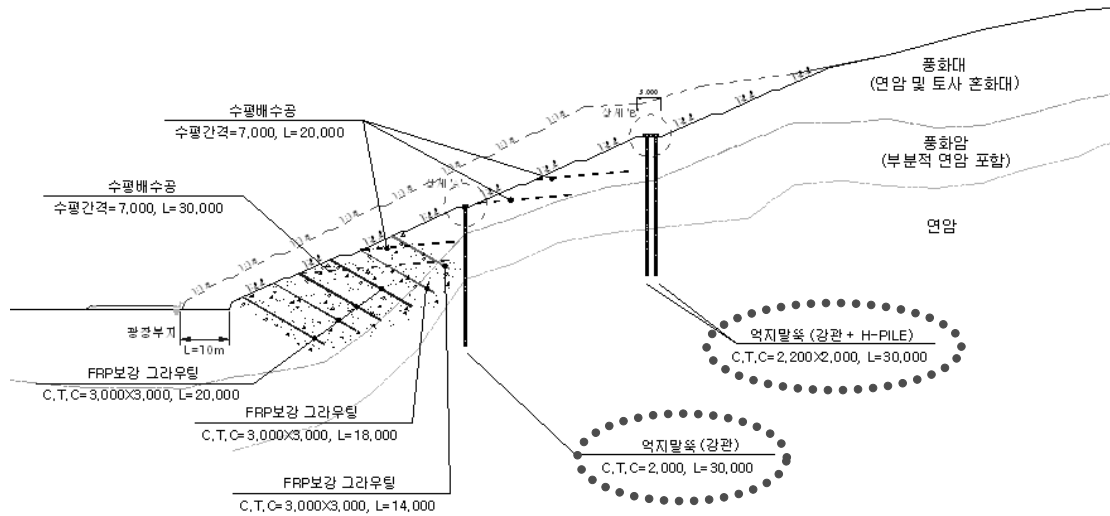
을 통한 안정을 확보할 수 있는 FRP 보강 그라우팅 공법을 적용하여 안정을 확보하였다.

설계에 적용된 억지말뚝 제원의 특성은 <표 7.16>에 나타내었고, 억지말뚝 보강단면은 <그림 7.29>에 나타내었다. 사면안정 해석결과 건기시 $F_s=2.19$, 우기시 $F_s=1.21$ 로 모두 허용안전율을 만족하는 것으로 해석되었다.

<표 7.16> 억지말뚝 제원

구 분	4소단부		7소단부	
	간격(m)	길이(m)	간격(m)	길이(m)
강관말뚝, $\phi 508$, 16t H형강 : H-255×255×14×14	2.0	30.0	2.2×2.0	30.0

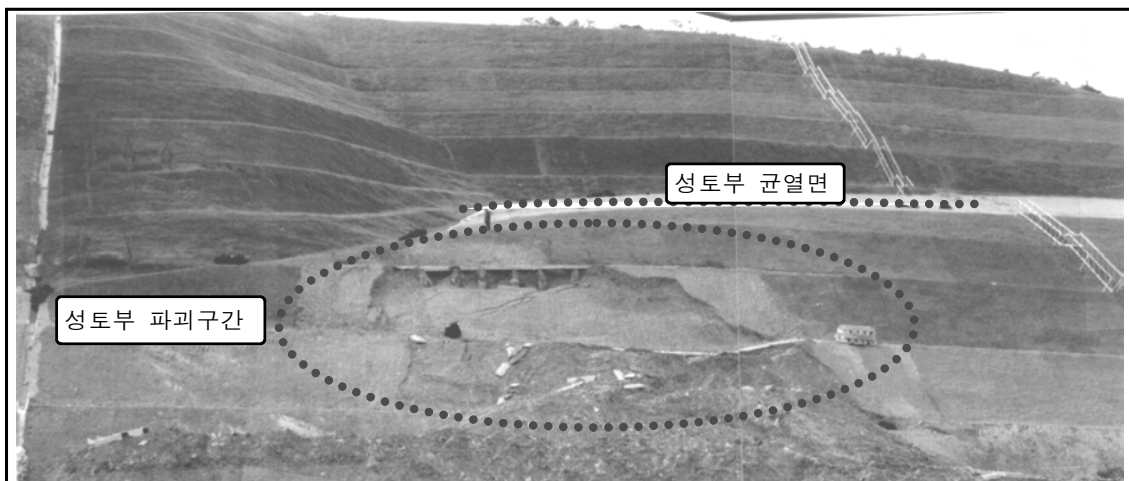




<그림 7.29> 역지말뚝 보강단면

7.8 사례 7 - ○○~○○간 도로 4차선 확·포장공사 현장 구간

본 대상사면은 ○○~○○간 도로 4차선 확장·포장공사 현장내 STA.8+600~8+700구간으로, 과거 대규모 사면활동이 발생되어 역지말뚝으로 사면보강이 시행되었던 사면이다. 그러나 성토부 구간에서 <그림 7.30>과 같이 사면활동이 추가로 발생되어 사면의 안정성 확보를 위하여 역지말뚝을 추가적으로 적용한 사례이다.



<그림 7.30> 성토부 사면활동 전경

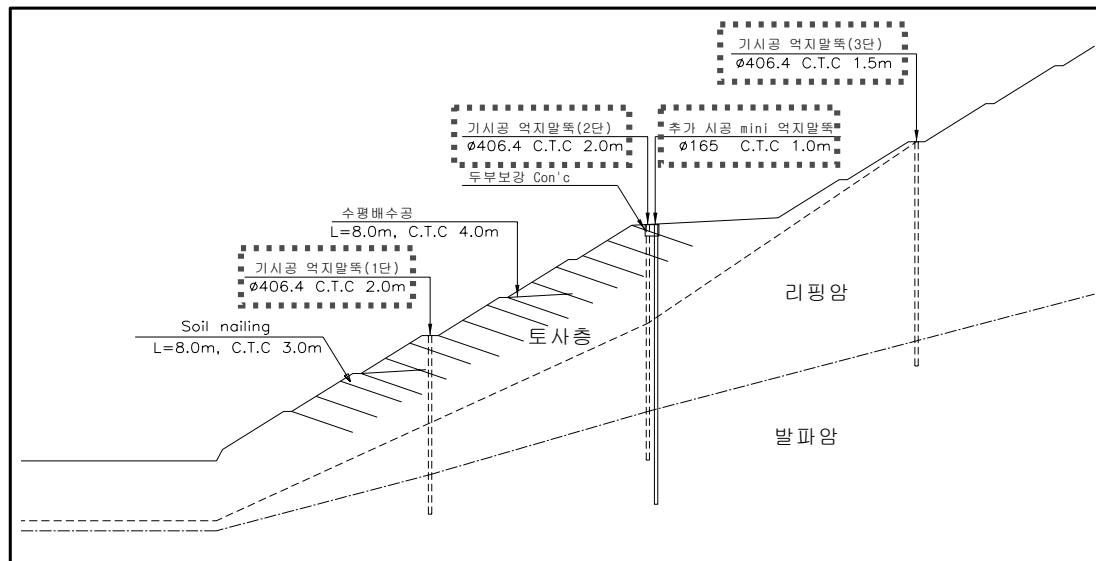
본 지역의 기반암은 신생대 제 3기 세일층과 화산 분출후에 퇴적된 응회암층이 분포하며, 이들의 경계는 단층 활동과 화산 관입 활동에 의해 관입과 접촉부

위가 불규칙적인 복합적(Complex Zone)인 지질 분포 특성을 갖는다. STA. 8+600~8+620을 중심으로 한 지역은 사면을 수직으로 횡단하는 단층이 분포하며, 이것은 과거 사면 대붕괴시 평면 파괴 활동을 발생시킬 수 있는 주요인으로 작용하였으며, 금번에도 우기시 및 평시에 지하수의 지표 유출의 주요 통로 역할을 하고 있다. 기반암의 경사 방향은 동쪽으로 약 30°정도의 경사각을 이루는 지층을 형성하고 있다. 퇴적된 화산분출물의 구성 성분은 다양한 입자크기를 가지며, 이 성분들은 점토질이 우세하고, 국부적으로 모래 및 자갈등의 성분을 포함하는 불균질한 지층 특성을 가지고 있다. 이런 암체는 연·경의 반복된 특성을 가지므로 Pile체의 근입심도 고려시 충분한 경질 암반을 갖는 근입심도를 고려하여야 한다.

또한 성토체 끝단부는 Arch Type의 인장균열선이 확인되었으며, 이 인장균열선은 과거 암반사면 파괴 활동면의 끝단부로서 성토 다짐 끝부분 지역이 지표수의 유입에 따라 수 cm 폭으로 부분 침하가 발생된 것이다.

기 시공된 억지말뚝(강관 말뚝)구간중 지표수가 집중되는 구간에서는 표층의 토층 천부파괴가 발생하였다. 이것은 지하수위가 지표면에 위치하는 경우에는 사면 구배(1:1.5)가 사면의 안정성을 확보하기에는 부족하며, 따라서 사면의 안정성을 확보하기 위한 사면 안정화 대책이 요구되었다. 억지말뚝 보강단면은 <그림 7.31>과 같으며 구체적인 보강내용은 아래와 같다.

- 기존 사면 유지
- 억지말뚝 : 2열(2단 억지말뚝 1열 추가) $\phi 165$ 강관말뚝 시공, 간격 1.0m
- Soil Nailing : 길이 8.0m, 간격 3.0m(표층부 활동)
- 수평배수공 설치 : 길이 8.0m, 간격 4.0m (2열)
- 사면 상부 균열부 및 강관 두부 변형 부위 : 저압 그라우팅 주입

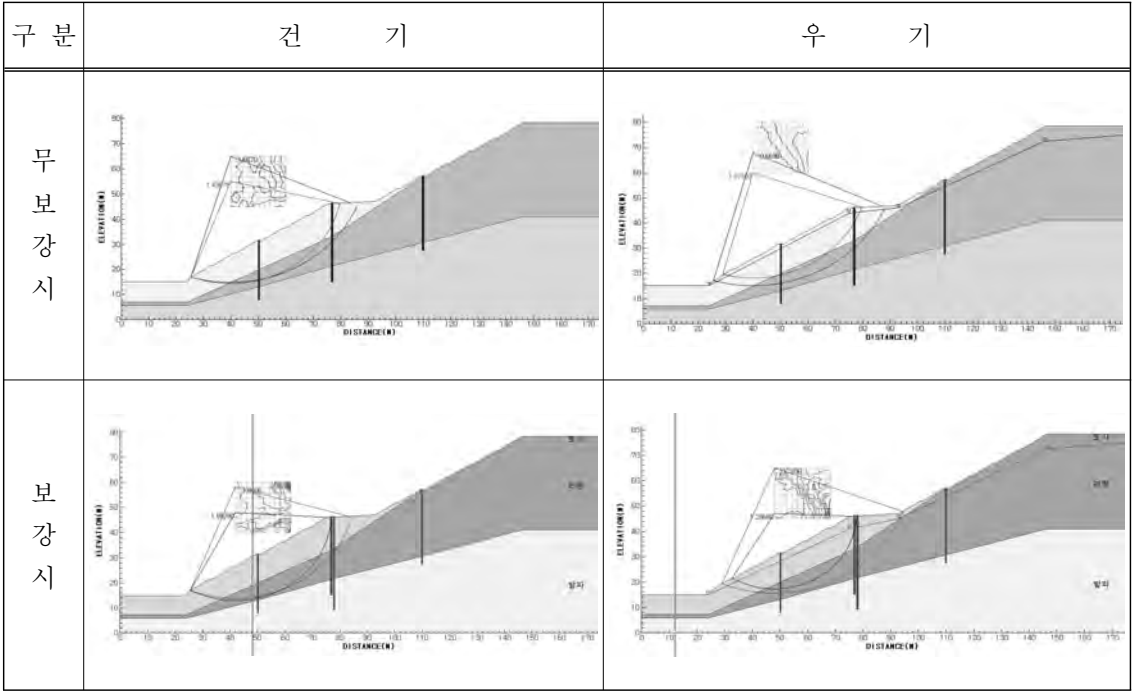


<그림 7.31> 역지말뚝 보강단면

사면안정은 Slopile 프로그램을 이용하여 해석하였으며, 해석시 표층부 안정을 위하여 설치된 Soil Nail은 고려하지 않았다.

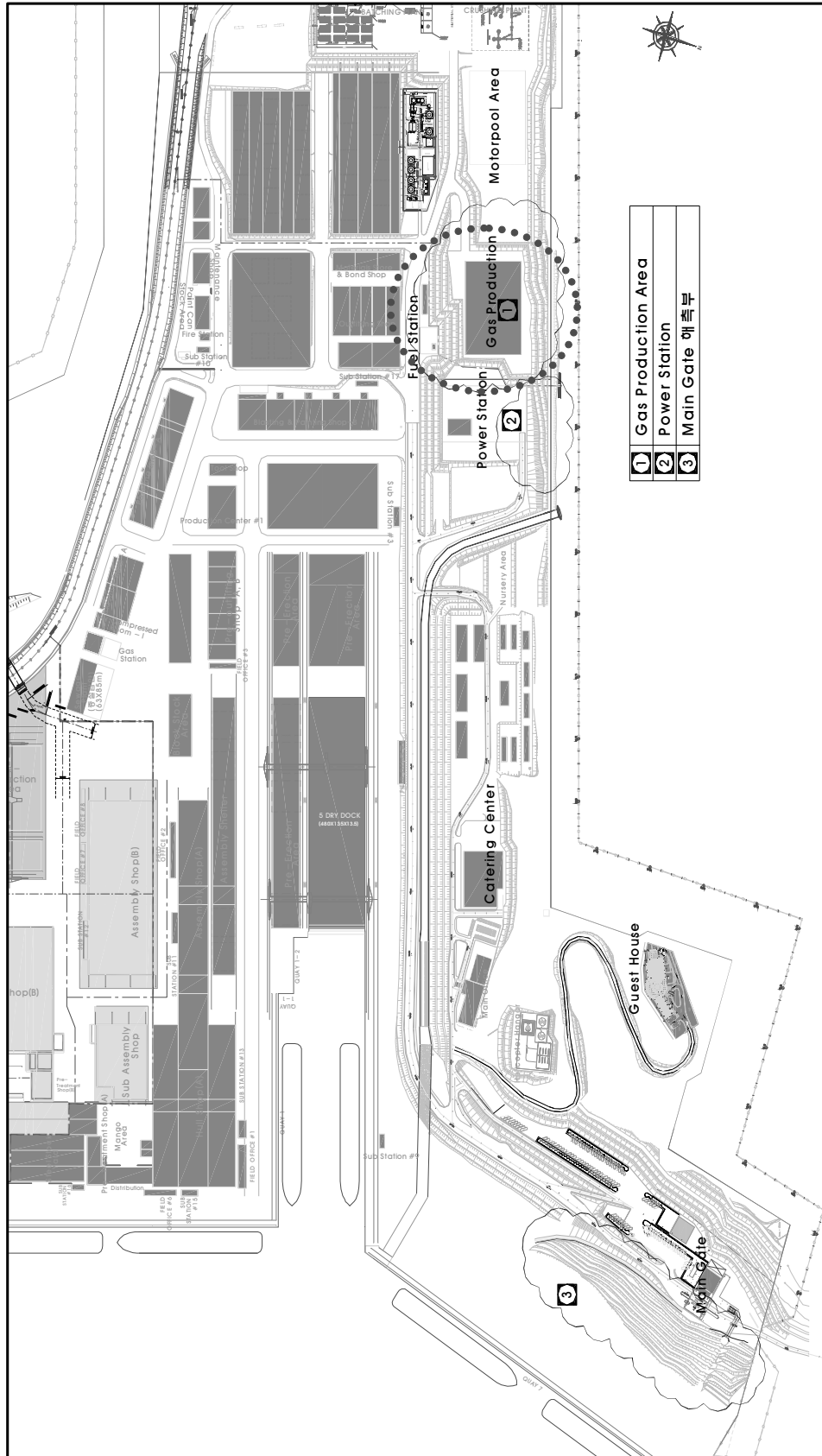
<표 7.17> 사면안정 해석결과

구 분	현 사면 무보강 시 안전율(Fs)	강관 파일 보강 시 안전율 (Fs)	비 고
건기	1.49	1.56	건기시 허용안전율 $F_s=1.5$ 우기시 허용안전율 $F_s=1.1 \sim 1.2$
우기	1.07	1.28	



<그림 7.32> 억지말뚝 보강단면

7.9 사례 8 - 조선소 북측사면 보강사례

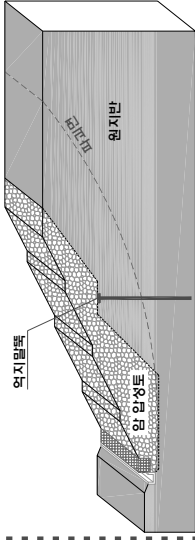
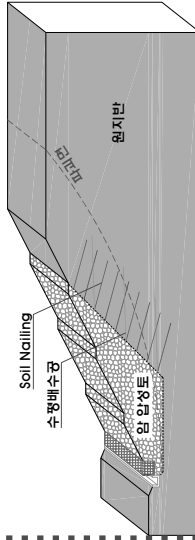
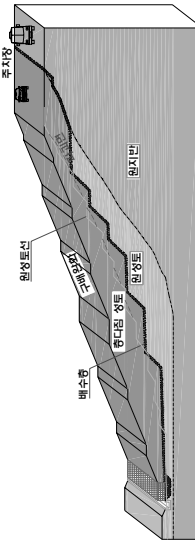


<그림 7.33> 북측비탈면 현황

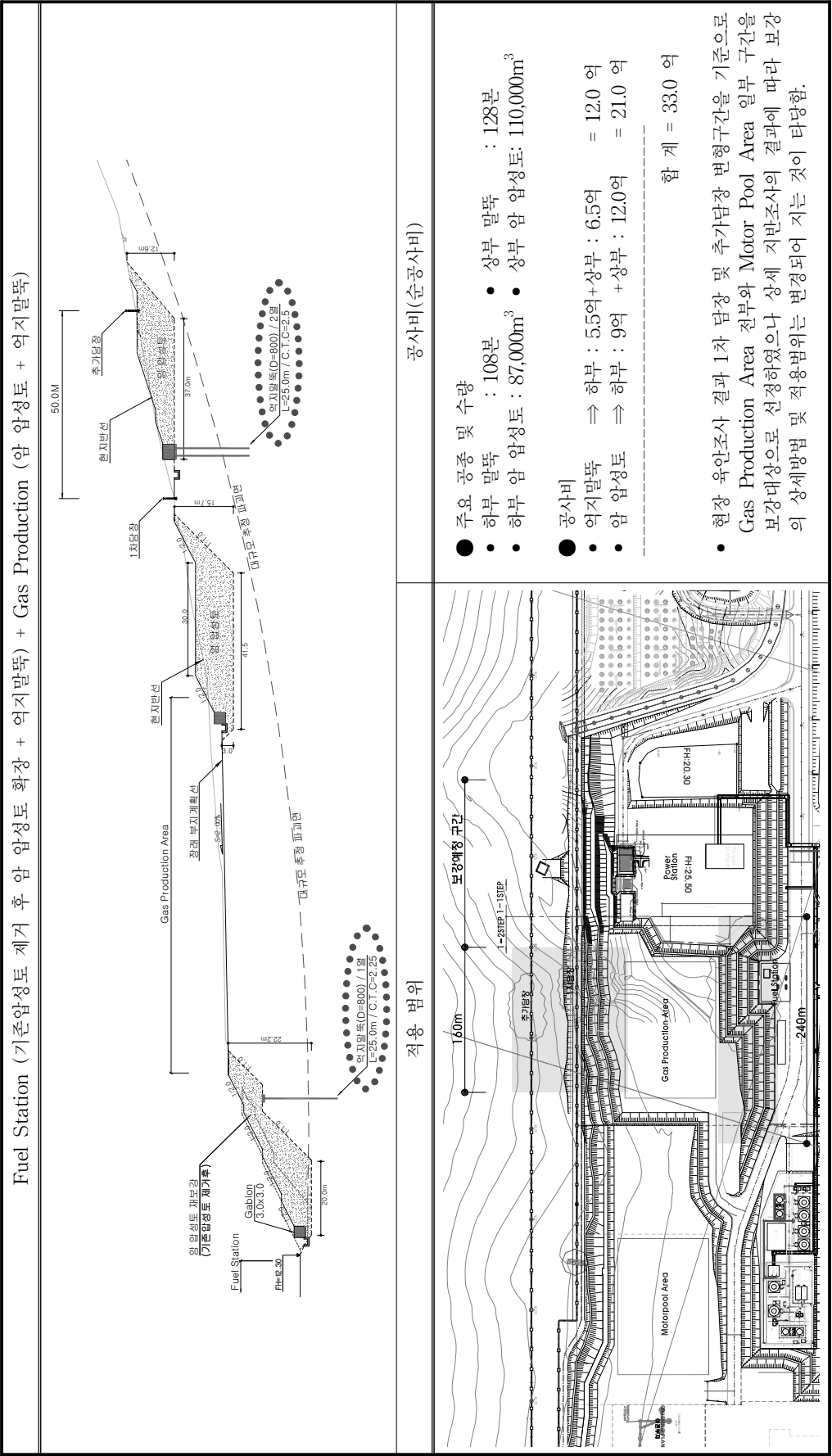
<표 7.18> 비탈면 문제발생 현황 및 원인분석

구 분	문제발생 현황	문제발생 원인	대책공법 선정 주요방향
1. 일반사향	① 사면불안정 및 보강공법 필요. ② 사면 표면보호공법 필요.	① 사면에 대한 지반조사 및 체계적 설계미비 ② 폭우에 따른 지표수, 지하수 유출과다. ③ 불투수 보호공(Riprap)에 따른 지하수 배출곤란	① 상세 지반조사 및 이를 토대로 한 체계적 사면안정 설계. ② 현장구입이 용이한 재료, 장비를 활용. ③ 개수성 보호공으로 지하수 배출이 용이하도록 계획. ④ 우기시 활동 안전을 1.3 이상 확보. ⑤ 전면적인 지반계측 시행(최소 1년)에 의한 사면 안정성 및 보강효과 확인.
2. Gas Production Area Fuel Station Area	① 조성사면 배부름현상 발생 및 변위 지속적 증가. ② 자연사면에 다수의 균열 발생. ③ 1차 담장, 추가담장의 변형.	① 불리한 지형조건(계곡부). ② 지반조건 불량(붕적 점토). ③ 지하수 유출. ④ 지표수에 의한 세굴.	① 현장 활용 가능한 재료(사석)에 의한 안정도모. ② 최소한의 억지말뚝 적용. ③ 우기시에도 사면부 지표면이 포화되지 않도록 계획.
3. Power Station	① 조성사면 배부름현상 발생 및 변위 지속적 증가. ② Power Station내 철탑보호를 위한 모래 압성토 시행.	① 지반조건 불량(붕적 점토) ② 강후직후 비탈면을 통한 지하수 유출	① Soil Nailing에 의한 불량지반 보강. ② 암사석 쌓기에 의한 활동안정성 제고.
4. Main Gate 해측성토사면 Main Gate 절토사면	① 사면보호공의 균열 및 침하, 들뜸 현상 발생 ② 상부 포장층 균열, 침하, 공동 발생	① 성토부의 체계적인 다짐시공 불량. ② 불투수성 보호공에 의한 지하수의 원활한 배수 곤란.	① 구배완화 및 체계적인 쌓기다짐 계획(층다짐, 유압해머다짐). ② 굴착 + 지중 배수층 설치. ③ 개수성 보호공(Con'c 격자블럭)으로 지하수 배출이 용이하도록 계획. ④ 격자블럭 사이에 잔디를 식재하여 인공+자연친화적 경관 조성.

<표 7.19> 사면보강공법 비교

구분	역지말뚝 + 암 압성토	Soil Nail + 암 압성토	층다짐 + 구배완화
공법	<ul style="list-style-type: none"> 역지말뚝을 설치 후 소규모 암 압성토를 실시하여 활동에 대한 저항체 역할 수행. 	<ul style="list-style-type: none"> 사석 압성토와 Soil Nailing을 설치하여 활동에 대한 저항체 역할 수행. 	<ul style="list-style-type: none"> Roller 층다짐 및 유압다짐을 통한 저항력 증대와 성토구간 구배완화를 실시하여 활동력 감소.
개요도			
적용성	<ul style="list-style-type: none"> 활동력 큰(매우 불안정) 사면에 적용 유리 불량 지반이 깊은 심도까지 분포한 경우. 암 압성토와 동시 적용시 경제성 유리 	<ul style="list-style-type: none"> 양호한 지지층이 지표면 근처에 분포. 중간규모의 활동발생 사면에 적용성 유리 암 압성토와 동시 적용시 경제성 유리 	<ul style="list-style-type: none"> 성토 사면에 적용성 유리 상부식생이 가능하므로 이미지 관리에 중요구간 적용 상부 중요구조물 위치시 적용성 유리(단계 성토)
경제성	Fuel Station <ul style="list-style-type: none"> 230 만원/m (역지말뚝 1열) 	177 만원/m (Nailing 2,080m ²)	Main Gate 해측부 <ul style="list-style-type: none"> 580 만원/m (쌓기 및 다짐 210,000m³)
	Gas Production <ul style="list-style-type: none"> 407 만원/m (역지말뚝 2열) 		
적용 구간	<ul style="list-style-type: none"> Fuel Station : 240m Gas Production 상부 : 160m 	Power Station : 130m	Main Gate 해측부 (층다짐 + 구배완화) : 340m
	<ul style="list-style-type: none"> Fuel Station : 5.5 억 Gas Production : 6.5 억 		
구간 공사비		Power Station : 2.3 억	Main Gate 해측부 19.7 억

<표 7.20> Fuel Station 및 Gas Production Area 사면안정공법



8. 설계사례 분석 및 강관말뚝 활용 방안

8.1 설계사례 요약

사면의 활동토괴를 관통하여 부동지반까지 말뚝을 일렬로 설치함으로써 사면의 활동하중을 말뚝의 수평저항으로 지지하여 부동지반에 전달시키는 억지말뚝 공법의 주 구조재는 강관말뚝이다. 즉, 강관말뚝을 사용하여 사면활동에 대한 저항력을 증가시키는 억지말뚝공법은 사면안전율 증가효과가 커서 최근에 사용빈도가 늘어나는 경향이다.

본 연구보고서에서는 강관말뚝이 적용된 억지말뚝공법에 대하여 그 활용성을 증대시키기 위하여 설계사례를 조사, 분석하였으며 사례별 설계 내용을 요약하면 <표 8.1>과 같다.

<표 8.1> 억지말뚝공법 설계사례 요약

설계사례	문제 발생원인	보강대책
사례-1 ○○고속도로 확장공사구간	-운영중 도로사면, 압성토와 억지 말뚝으로 기보강되어 있음 -도로확장을 위해서는 종단조정 이 불가피하여 4.0m 절토가 요구 됨 -4.0m 절토후 비탈면 안정성 검토결 과 우기시 안전율이 허용안전율을 만족하지 못함 $\cdot F_s=1.05 < F_{sall}=1.1$ $\therefore N.G$	-기보강 억지말뚝 : 콘크리트말뚝 +H-pile -억지말뚝공법 \cdot 하부 1열에만 억지말뚝 추가시공 \cdot 강관말뚝, $\Phi 508$, 14t, L=27.0m -억지말뚝 보강후 우기시 사면안정성 확보됨 $\cdot F_s=1.15 > F_{sall}=1.1$ $\therefore O.K$
사례-2 ○○고속도로 확장공사구간	-교각 기초시공을 위한 사면절취 중 공사차량 진입도로 및 사면상 부에 3개소의 인장균열 발생 -발생원인은 우기시 유입수와 양 압력에 의한 활동력 증가와 전단 저항력의 감소로 추정됨	-활동면의 경사가 약 20°로, 사면경사 완화공법 적용시 대규모 절취가 요 구됨 -억지말뚝공법 (L=22~26.0m) \cdot 1열 : 강관말뚝 $(\Phi 508, 14t)+H\text{-pile}$ \cdot 2열 : 강관말뚝 $(\Phi 508, 14t)+H\text{-pile}$ \cdot 3열 : 강관말뚝 $(\Phi 508, 14t)+H\text{-pile}$ +영구앵커1단
사례-3 국도○○호선 ○○도로부 및 성토사면구간	-집중호우시(태풍 루사) 일부 도로 부의 붕괴 발생, 성,절토사면에 인장균열 발생	-억지말뚝공법 \cdot 소구경강관말뚝 3열 $: \Phi 114.6, CTC\ 1.5m, L=20m$ \cdot 강관말뚝 1열 $: \Phi 406, CTC\ 2.5\sim 3.0m,$ $L=20\sim 35m$
사례-4 ○○○일반산업 도로 진입도로 개설공사구간	-기반암이 이암(제3기 미고결 퇴 적암)으로 암반 비탈면의 표준기 울기를 적용할 경우 우기시 안정 성이 확보되지 않음	-억지말뚝공법 \cdot 본선4구간, 강관말뚝 3열 $(L=18\sim 23.0m)$ $\text{강관말뚝}(\Phi 609, 12t)+H\text{-pile}$ \cdot 배후도로2구간, 강관말뚝 2열 $(L=16\sim 22.0m)$ $\text{강관말뚝}(\Phi 609, 12t)+H\text{-pile}$

<표 8.1-계속> 억지말뚝공법 설계사례 요약

설계사례	문제 발생원인	보강대책
사례-5 공용중인 붕괴사면 보강사례	-공용중인 사면상부의 풍화토구간에서 대규모 붕괴 발생 -공용중인 사면이므로 경사완화공법은 불가능함	-NO.40단면 · 강관말뚝($\Phi 508$, CTC 2.0m) · 말뚝길이 : 17.0m, 20.0m, 17.0m · 말뚝 두부에서 앵커 보강 -NO.60단면 · 강관말뚝($\Phi 508$, CTC 1.9m) · 말뚝길이 : 15.0m, 19.0m, 22.0m · 말뚝 두부에서 앵커 보강
사례-6 ○○~○○간 도로4차선 확·포장 공사구간	-산사태가 발생하여 도로공사를 위하여 절취된 사면이 붕괴됨 -양산단층이 주변에 위치함 -지반내에 파쇄대를 수반하는 4~5조의 불연속면(단층, 인장균열)이 존재	-억지말뚝공법 · 4소단부 : 강관말뚝($\Phi 508$, 16t)+H-pile CTC 2.0m, L=30.0m · 7소단부 : 강관말뚝($\Phi 508$, 16t)+H-pile CTC 2.2×2.0m, L=30.0m
사례-7 ○○~○○간 도로4차선 확·포장 공사구간	-과거 대규모 사면활동이 발생되어 억지말뚝으로 사면보강이 이루어졌으며 급변 성토부구간에 추가로 활동이 발생함 -단층이 분포하여 우기시 및 평시에 지하수의 지표 유출 통로 역할을 함	-기시공 억지말뚝 · 강관말뚝($\Phi 406.4$, CTC 1.5~2.0m) -사면안정성 확보를 위하여 억지말뚝 추가 시공함 · 강관말뚝($\Phi 165$, CTC 1.0m)
사례-8 ○○조선소 북측사면 보강사례	-지형여건이 계곡부이며 붕적점토층으로 구성됨 -지하수유출 과다로 세굴 발생 -1차 담장, 추가담장의 변형	-억지말뚝공법 · 강관말뚝 $\Phi 800$, CTC 2.25m, L=25.0m

8.2 설계사례 분석

본 사례는 사면보강 설계시 적용될 수 있는 여러 공법중 강관말뚝을 사용하는 억지말뚝공법이 적용된 사례로, 8가지 사례를 통하여 분석한 결과는 다음과 같다.

1) 억지말뚝공법은 H-pile, 강관말뚝, 합성말뚝(강관+H-pile), 조합말뚝(강관+두부 E/A)의 형태로 설계에 적용되고 있으나 주로 강관말뚝+내부 그라우팅 방식이 가장 많이 활용되고 있다.

2) 설계단계 분석결과 억지말뚝공법은 주로 절토사면에 적용되고 있으며 말뚝의 직경은 소구경보다 $\Phi 406\text{mm}$, $\Phi 508\text{mm}$, $\Phi 609\text{mm}$ 의 중구경 강관이 주로 사용되고 있으며 시공간격은 1.5~2.0m 정도이다.

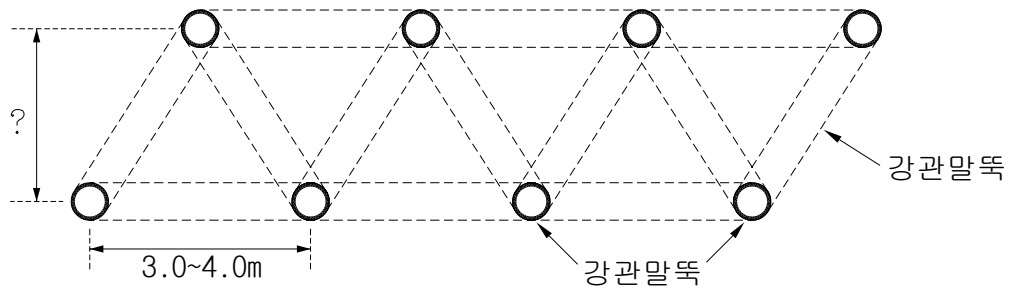
3) 억지말뚝공법은 최초 설계시보다 사면활동이 대규모로 발생한 경우 안전율 증가가 크게 요구되는 현장에서 보강목적으로 주로 사용되고 있다.

4) 억지말뚝공법은 붕적토층, 풍화토층 및 단층파쇄대가 두껍게 분포하고 있어 사면활동면이 깊은 경우와 기반암이 이암으로 Soil Nail 및 Earth Anchor 적용시 보강효과와 정착효과가 불확실할 것으로 예상되는 주로 적용되고 있다.

8.3 강관말뚝 활용방안

1) 강관말뚝의 활용성 증대 방안은 주로 구조물 기초분야에 관련하여 연구가 이루어져 왔으나, 현재 우리나라와 같이 산악지가 국토 면적의 70% 이상인 점을 고려할 때 인공사면인 절, 성토구간에 대한 보강과 자연사면에서 산사태 보강대책으로 강관말뚝을 활용한 억지말뚝공법을 적용할 수 있는 시장규모의 확대가 기술개발에 의하여 가능하다고 판단된다.

2) 활동토괴에 대한 억지말뚝의 저항효과를 증대시키기 위하여 Earth Anchor를 설치하여 말뚝 두부의 변위를 구속시키고 있으나 이는 조합말뚝의 형태로 공기 및 공사비 측면에서 경쟁력을 저하시키는 요인이다. 따라서 말뚝을 2열로, 시공간격을 3.0~4.0m로 엇갈리게 시공하면서 두부를 구속시킬 수 있는 결합방식의 기술개발이 필요하다.



<그림 8.1> 강관말뚝 활용방안 개념도

9. 선단보강재의 형태별 강관말뚝의 거동 특성

9.1 서론

공장에서 제조되는 기성말뚝은 재질에 따라 콘크리트말뚝과 강관말뚝으로 구분되고, 말뚝 선단부의 형태에 따라서는 선단이 막혀 있는 폐단(closed-ended) 말뚝과 선단이 열려있는 개단(open-ended)말뚝으로 구분된다. 건축구조물의 기초에 많이 사용되는 콘크리트말뚝은 재질 인장강도가 작아서 말뚝 내부에 토사가 유입되면 말뚝의 길이방향으로 균열이 발생하므로 대부분의 경우 폐단말뚝으로 사용한다. 반면 토목구조물이나 큰 수평하중을 받는 구조물에 사용되는 강관말뚝은 재질 인장강도가 커서 말뚝 내부에 관내토가 형성되더라도 관내토 압력에 의해 말뚝이 파괴되지 않기 때문에 말뚝의 관입성을 높이기 위하여 일반적으로 개단말뚝으로 사용한다.

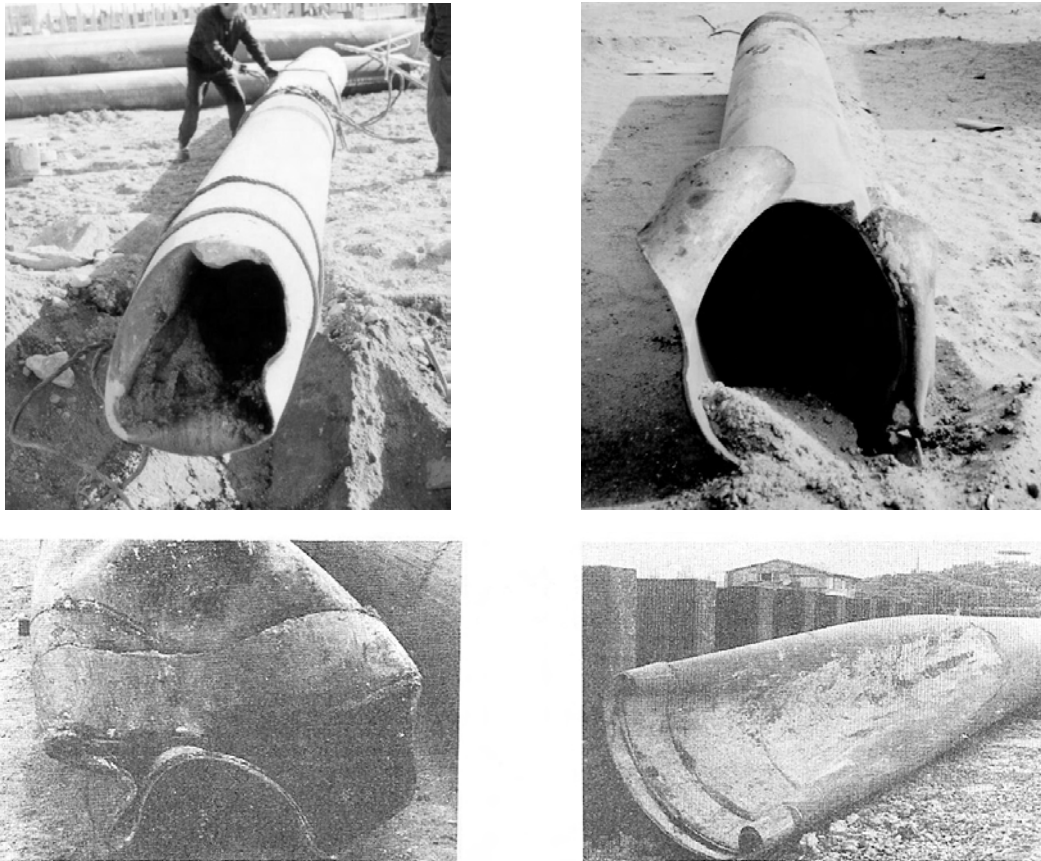
개단 강관말뚝은 콘크리트말뚝과 달리 말뚝의 벽 두께가 얇고 선단부가 열려 있기 때문에 폐단 콘크리트말뚝에 비해 관입저항력과 지지력이 작다. 그 결과 동일한 항타에너지로 말뚝을 타입할 경우 개단 강관말뚝은 폐단말뚝보다 더 깊은 심도까지 관입이 가능할 뿐만 아니라 폐단말뚝으로는 관통이 불가능한 중간 지지층의 관통도 가능하다. 반면 개단 강관말뚝의 지지력은 관내토에 의해 말뚝의 선단부가 막히는 폐색효과에 큰 영향을 받으며, 말뚝의 폐색효과를 극대화하기 위해서는 말뚝을 지지층에 충분히 깊게 근입시켜야 한다. 그러나 지반의 지지층이 경사져 있거나 지중에 다수의 호박돌이 존재하는 경우 또는 단단한 지지층에 말뚝을 무리하게 관입시키는 경우에는 강관말뚝의 선단부에 과도한 편심응력이 유발되어 그림 6.1과 같이 말뚝의 선단부가 찢어지거나 크게 파손되는 경우가 종종 발생한다. 따라서 많은 현장에서는 말뚝의 강성 증대를 통해 말뚝 선단부의 파손을 방지하거나 강관말뚝의 지지력에 큰 영향을 미치는 폐색효과의 증대를 위해서 강관말뚝에 다양한 형태의 선단보강재를 부착해서 사용하고 있다.

현재 현장에서 사용하고 있는 선단보강재에는 강관말뚝의 선단부 내벽이나 외벽에 부착하는 보강밴드와 강관말뚝의 선단 내부에 삽입·고정하는 십자형 보강재, 강관말뚝 선단부의 일부만을 막는 환형 보강재 등이 있다. 기존 연구결과에 따르면 선단보강재의 설치 유무와 선단보강재의 형태에 따라 강관말뚝의

관입저항과 지지력 특성이 달라지는 것으로 나타났다(Sovinc 등 1985, O'Neill과 Raines 1991, Raines 등 1992). 따라서 본 연구에서는 강관말뚝의 지지력 증대와 선단부 파손 방지를 위해 현장에서 사용하고 있는 선단보강재의 종류를 조사하고, 선단보강재의 형태가 강관말뚝의 관입저항과 지지력 특성, 말뚝 선단부의 강성보강 효과에 미치는 영향에 대해서 조사하고자 한다.

9.2 강관말뚝의 선단보강재 종류

현재 사용되고 있는 개단 강관말뚝의 선단보강재는 크게 형태에 따라 밴드형과 십자형, 환형 보강재로 나눌 수 있다. 그림 9.2에 보이는 밴드형 선단보강재는 말뚝의 관입저항을 줄여서 관입깊이를 증가시키고 말뚝 선단부의 강성을 높여서 말뚝이 단단한 지층에 타입되는 동안 말뚝 선단부가 손상되는 것을 방지

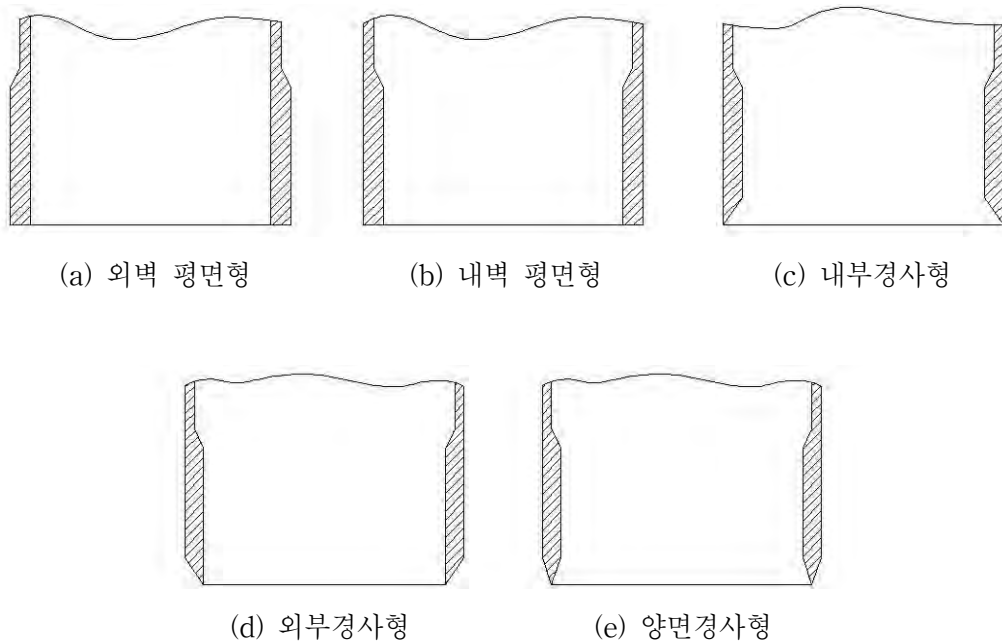


<그림 9.1> 강관말뚝의 선단부 파손 사례

할 목적으로 사용한다. 국내외적으로 사용되고 있는 밴드형 보강재는 보강재가 부착된 후에 말뚝 단부의 경사도에 따라 평면형(plain toe)과 내부경사형(inner

bevel toe), 외부경사형(outer bevel toe), 그리고 양면경사형 (double bevel toe)으로 구분된다. 그리고 평면형 보강밴드는 다시 보강밴드를 말뚝 외벽에 부착하는 외벽 평면형과 말뚝 내벽에 부착하는 내벽 평면형으로 구분된다. 외벽 평면형 보강밴드는 말뚝의 관입저항과 외주면마찰력을 감소시키는 효과가 있고 내벽 평면형 보강밴드는 관내토와 말뚝 내벽간의 마찰력을 감소시켜서 폐색효과를 저하시킴으로써 말뚝의 선단저항을 감소시키는 효과가 있다.

국내에서는 많은 경우에 개단 강관말뚝의 타입 시 선단부 파손을 억제하기 위해서 그림 9.3과 같이 말뚝 선단부에 두께가 9mm인 외벽 평면형 보강밴드를 부착하고 있다. 이때 직경



<그림 9.2> 밴드형 선단보강재의 종류

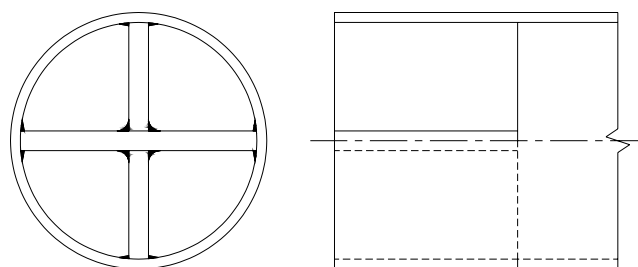


<그림 9.3> 외벽 평면형 보강밴드가 부착된 개단 강관말뚝

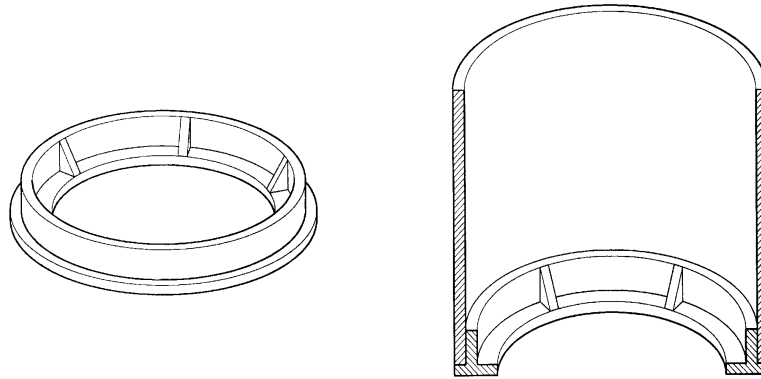
이 600mm 이하인 강관말뚝에는 폭이 200mm인 보강밴드를 사용하고 직경이 600mm 이상인 말뚝에 대해서는 폭이 300mm인 보강밴드를 부착하고 있다.

십자형 보강재는 강관말뚝의 선단부 강성을 높여서 말뚝 선단부의 파손 가능성을 줄이고 동시에 말뚝의 유효 직경을 작게 해서 말뚝의 폐색효과를 높임으로써 개단 강관말뚝의 지지력을 증대시키기 위해 말뚝 선단부에 부착하는 것이다. 일반적으로 십자형 보강재는 그림 9.4와 같은 형상을 하고 있으며, 보강재의 길이는 200mm나 300mm로 하고 있다(한국강관협회 1994). 그러나 십자형 보강재의 사용에 따른 말뚝의 폐색효과 증가로 인해 말뚝의 관입저항이 커져서 말뚝의 관입깊이가 감소할 가능성도 있고 말뚝의 재료비가 높아지기 때문에 국내에서는 십자형보강재를 사용한 사례가 많지 않다.

한편 1980년대 중반부터 개단말뚝의 지지력 향상을 위해 그림 9.5와 같이 말뚝 선단에 말뚝 내경보다 작은 직경의 구멍을 갖는 환형 보강재를 부착한 강관



<그림 9.4> 십자형 보강재



<그림 9.5> 환형 보강재와 보강재를 부착한 강관말뚝

말뚝을 사용하기 시작했다. 환형 보강재는 강관말뚝 선단부의 순단면적을 크게 해서 선단지지력을 증대시키기 위한 목적으로 사용되며, 말뚝 내벽과 관내토간의 마찰을 제거함으로써 폐단말뚝보다는 관입저항이 작고 선단보강재를 부착하지 않은 개단 강관말뚝보다는 관입저항이 큰 것으로 알려져 있다.

9.3 강관말뚝의 지지력 및 관입 특성

9.3.1 지지력 특성

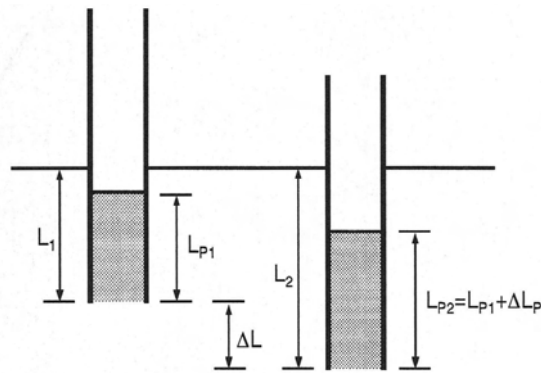
강관말뚝은 선단부가 열린 상태에서 시공되기 때문에 그림 9.6과 같이 말뚝이 지반에 타입되는 동안 말뚝 내부에 관내토가 형성되고, 이때 만들어진 관내토에 의해 말뚝의 선단부가 막히는 폐색현상(plugging effect)이 발생한다. 일반적으로 말뚝의 폐색정도는 식 (1)과 같이 말뚝의 관입깊이 증분(ΔL)에 대한 관내토 길이 증분(ΔL_p)의 백분율로 정의되는 관내토길이비 IFR(incremental filling ratio)에 의해 표시되며, IFR의 크기에 따라 강관말뚝의 폐색상태는 IFR=100%인 완전개방(fully coring)상태와 $0 < \text{IFR} < 100\%$ 인 부분폐색(partially plugged)상태, 그리고 IFR=0%인 완전폐색(fully plugged)상태로 분류된다.

$$\text{IFR} (\%) = \frac{\Delta L_p}{\Delta L} \times 100 \quad (9.1)$$

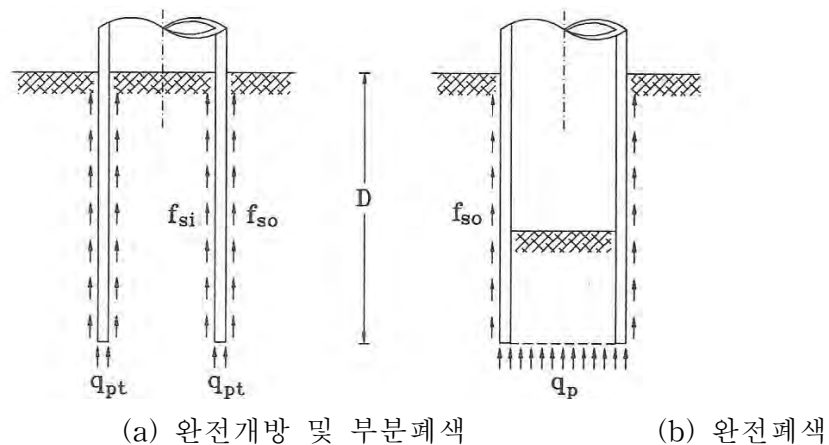
그리고 그림 9.7에서 보이듯이 말뚝의 폐색상태에 따라 강관말뚝의 지지력 특성도 달라진다(백규호 1994). 즉, 완전개방 및 부분폐색상태에서 말뚝의 선단 지지력은 단면부지지력과 이 보다 단위 면적당 지지력 크기가 작은 관내토지

지력(또는 내주면마찰력)으로 구성되고, 완전폐색상태에 있는 강관말뚝의 선단부에는 선단지지력이 균등하게 작용하는 것으로 알려져 있다.

기존의 연구결과에 따르면 사질토 지반에 타입되는 강관말뚝의 대부분은 부분폐색상태에서 지반에 관입되는 것으로 조사되었다. Paik 등(2003)은 디젤햄머를 이용해서 상대밀도가 80%인 모래지반에 직경 356mm의 개단 강관말뚝을 7m 깊이까지 타입했으며, 최종 관입깊이에서 $IFR=77.5\%$ 로 말뚝은 부분폐색상태로 존재하는 것을 확인하였다. 그리고 강관말뚝을 4m에서 7m까지 타입하는 동안 IFR 은 83%에서 77.5%로 감소함으로써 조밀한 사질토 지반에서 말뚝의



<그림 9.6> 관입깊이에 따른 관내토의 길이 변화

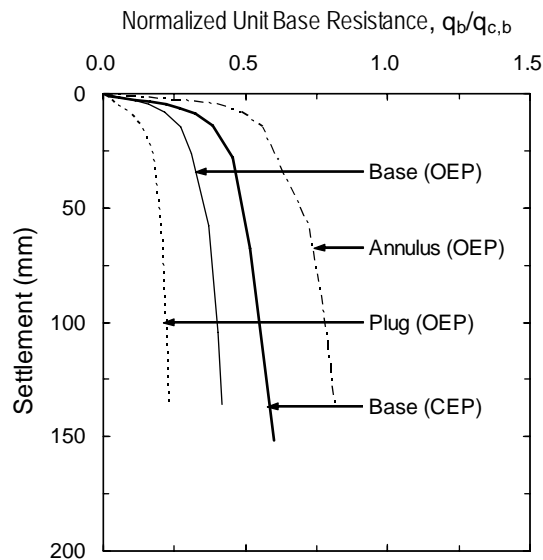


<그림 9.7> 강관말뚝의 폐색상태별 지지력 특성

관입깊이에 따른 IFR 의 감소율은 그리 크지 않다는 것을 보였다. 또한 동일 깊이로 타입한 개단 강관말뚝(OEP)과 폐단 강관말뚝(CEP)에 대한 압축 정재 하시험을 수행하여 그림 9.8과 같은 각 시험말뚝의 선단지지력 요소별 하중-침

하량 곡선을 보고하였다. 그림에서 보듯이 CPT의 콘저항치 $q_{c,b}$ 로 표준화된 개단 강관말뚝의 단위 선단저항(unit base resistance)은 폐단 강관말뚝의 단위 선단저항보다 약 30% 작았고, 부분폐색상태에 있는 개단말뚝의 단위 관내토저항(unit plug resistance)은 단위 단면부저항(unit annulus resistance)의 28%에 불과하였다. 특히 개단 강관말뚝의 단위 단면부저항은 폐단말뚝의 단위 선단저항보다 36%정도 컸지만, 개단 강관말뚝의 단위 관내토저항은 폐단말뚝의 단위 선단저항보다 62% 작은 것으로 나타났다.

한편 국내에서는 대부분의 PHC말뚝을 폐단말뚝으로 사용하기 때문에 PHC말뚝의 선단지지력 산정 시 말뚝의 전체단면적을 유효단면적으로 간주하지만, 일본에서는 PHC말뚝도 경우에 따라 강관말뚝과 비슷하게 개단말뚝으로 사용하기 때문에 지지층에 근입된 말뚝 길이에 따라 말뚝의 유효단면적을 달리하고 있다. 일본의 건축 구조물의 기초에 대한 건설성 규정에 따르면 항타공법으로 시공된 개단 PHC말뚝과 개단 강관말뚝의 유효단면적은 말뚝의 폐색효과를



<그림 9.8> 콘저항치로 표준화된 개단말뚝과 폐단말뚝의 단위 선단지지력 비교

고려해서 다음과 같이 산정하고 있다(남순성 등 2000).

■ 개단 PHC말뚝의 경우

$$1 \leq \frac{L}{D_i} < 2 \text{ 의 경우 } A_e = 0.8 A_t \quad (9.2)$$

$$2 \leq \frac{L}{D_i} \text{ 의 경우 } A_e = A_t \quad (9.3)$$

■ 개단 강관말뚝의 경우

$$2 \leq \frac{L}{D_i} < 5 \text{ 의 경우 } A_e = 0.16 \left(\frac{L}{D_i} \right) A_t \quad (9.4)$$

$$5 \leq \frac{L}{D_i} \text{ 의 경우 } A_e = 0.8 A_t \quad (9.5)$$

여기서 L =말뚝의 지지층 근입길이, D_i =말뚝의 내경, A_e =말뚝의 유효단면적, A_t =말뚝의 전체단면적= $\pi D^2/4$, D =말뚝의 외경이다.

식 (2)와 (5)를 비교하면 개단 강관말뚝은 개단 PHC말뚝보다 지지층에 말뚝 내경의 4배 정도 더 근입되어야 동일한 유효단면적을 발휘하는 것으로 간주하고 있다. 예를 들어 직경이 500mm인 말뚝이 전체단면적의 80%에 해당하는 유효단면적을 확보하기 위해서는 벽두께가 12mm인 개단 강관말뚝은 말뚝 내경의 5배에 해당하는 2.38m가 지지층에 근입되어야 하고, 벽두께가 80mm인 개단 PHC말뚝은 말뚝 내경의 1배에 해당하는 0.34m만이 지지층에 근입되면 된다. 이 경우 개단말뚝의 폐색효과는 말뚝의 내경 대비 관입깊이의 비가 커질수록 증가한다는 점을 고려할 때 개단 PHC말뚝보다 개단 강관말뚝의 폐색정도가 더 클 수 있다. 그럼에도 불구하고 지지층에 근입된 길이가 다른 개단 PHC말뚝과 개단 강관말뚝의 유효단면적을 동일하게 간주하는 것은 강관말뚝과 PHC말뚝의 순단면적이 큰 차이를 보여서 단위 면적당 지지력이 매우 큰 단면부지지력이 강관말뚝보다는 PHC말뚝에서 매우 크기 때문이다.

이상에서 언급한 바와 같이 사질토 지반에 타입되는 개단 강관말뚝의 대부분은 부분폐색상태로 존재하며, 부분폐색상태에 있는 개단 강관말뚝의 단위 관내토지지력은 단위 단면부지지력이나 폐단말뚝의 단위 선단지지력보다 상당히

작게 된다. 따라서 개단 강관말뚝의 선단지지력을 높이기 위해서는 말뚝의 폐색정도를 높이거나 단면부지지력을 발휘하는 말뚝의 순단면적을 증가시키는 것이 효과적일 수 있다. 이를 위해 현장에서는 개단 강관말뚝의 폐색효과 증대를 위해 말뚝 선단에 십자형 보강재를 설치하거나 말뚝의 순단면적 증가를 위해 말뚝 선단에 환형보강재를 부착하기도 한다.

9.3.2 관입 특성

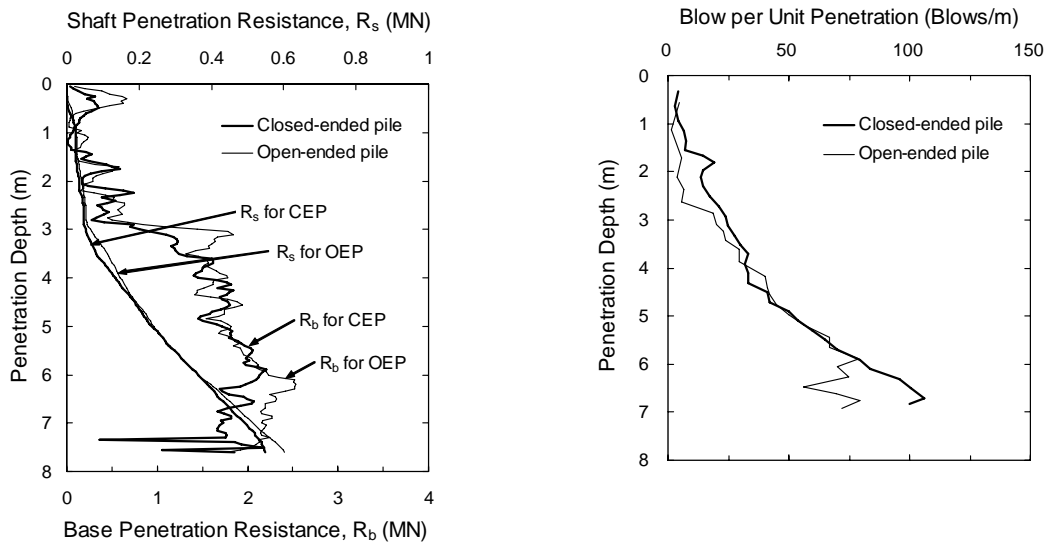
항타말뚝의 경우 말뚝의 관입성(penetrability)은 말뚝의 선단과 주면에 발생하는 동적 관입저항과 밀접한 관계가 있다. Paik 등(2003)은 말뚝의 선단저항과 주면저항이 개단 및 폐단말뚝의 관입성에 미치는 영향을 조사하기 위해 중량이 18.2 kN인 디젤햄머를 이용해서 모래지반에 직경이 356mm인 개단 강관말뚝(OEP)과 폐단 강관말뚝(CEP)을 6.9~7m 깊이까지 관입하는 항타시험을 수행하였다. 그리고 식 (6)과 (7)과 같이 콘관입시험(CPT)에서 측정된 관입깊이별 슬리브마찰(sleeve friction)과 콘저항치(cone resistance)를 이용해서 관입깊이별 강관말뚝에 작용하는 주면저항 R_s 과 선단저항 R_b 을 산정하였다.

$$R_s = \sum f_{si} \Delta A_{si} \quad (9.6)$$

$$R_b = q_c A_b \quad (9.7)$$

여기서 f_{si} =미소 구간에서 측정된 CPT의 슬리브마찰, ΔA_{si} =미소구간에서 말뚝의 주면면적, q_c =CPT의 콘저항치, A_b =말뚝의 선단 면적이다.

CPT 결과로부터 계산된 강관말뚝의 주면저항과 선단저항 변화를 나타낸 그림 9.9(a)와 관입깊이에 따른 단위 깊이의 관입에 필요한 타격수 변화를 보인 그림 9.9(b)를 비교할 때



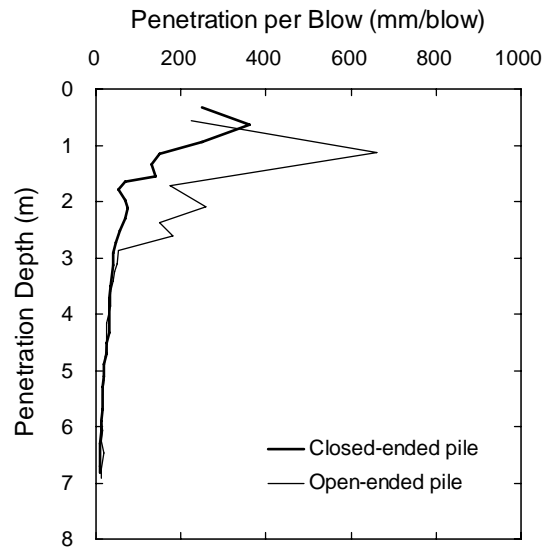
(a) 선단 및 주면저항 변화

(b) 관입깊이당 항타수 변화

<그림 9.9> 말뚝의 깊이에 따른 관입저항 변화

3m 깊이까지 관입깊이당 타격수 곡선은 그림 9.9(a)의 선단저항 R_b 의 곡선과 형태가 유사하며, 3m 이후의 깊이에서는 관입깊이당 타격수 곡선이 주면저항 R_s 의 곡선과 형태가 매우 유사하다. 이러한 점에 근거할 때 관입초기에 말뚝의 관입성은 말뚝의 선단저항에 의해 좌우되고, 말뚝의 관입깊이가 깊어지면서 말뚝의 관입성은 말뚝의 선단저항보다 주면저항에 의해 좌우됨을 알 수 있다.

이상의 연구결과는 개단 강관말뚝과 폐단 강관말뚝의 관입깊이에 따른 타격당 관입깊이를 비교한 그림 9.10에서 더욱 분명하게 볼 수 있다. 그림에서 보듯이 3m의 깊이까지 개단 강관말뚝의 타격당 관입깊이는 폐단 강관말뚝보다 매우 크게 측정되었다. 이것은 말뚝의 관입깊이가 얇을 때 말뚝의 주면저항은 매우 작고 폐단말뚝의 선단저항은 개단말뚝보다 매우 크다는 점을 고려할 때 얇은 깊이에서 말뚝의 관입저항은 주로 선단저항에 의해 발휘됨을 알 수 있다. 그러나 3m 이상의 깊이에서는 개단 강관말뚝이 부분폐색상태(평균 IFR=85%)에 있음에도 불구하고 개단 강관말뚝에 대한 타격당 관입깊이는 폐단 강관말뚝의 경우와 거의 비슷하게 나타났다. 부분폐색상태에 있는 개단말뚝의 선단저항은 폐단말뚝보다 작다는 점을 고려할 때 3m 이상의 깊이에서 두 말뚝의 타



<그림 9.10> 개단말뚝과 폐단말뚝의 단위 타격당 관입깊이 비교

격당 관입깊이가 비슷하다는 것은 말뚝의 관입성이 말뚝의 선단저항 보다 주면저항에 의해 좌우된다는 것을 의미한다.

따라서 개단 강관말뚝의 지지력에 큰 영향을 미치는 폐색효과를 극대화하기 위해서는 강관말뚝의 관입깊이를 증가시켜야 하며, 이를 위해서는 깊은 깊이에서 말뚝의 관입성을 좌우하는 주면저항을 감소시키는 것이 중요하다. 현재 국내에서 지지층에 강관말뚝을 깊게 근입시켜야 하는 대부분의 경우 말뚝 선단부의 강성을 키우고 동시에 말뚝의 주면저항을 줄이기 위해 강관말뚝의 선단에 외벽 평면형 보강밴드를 부착해서 말뚝을 사용하고 있다.

9.4 선단보강재의 형태별 말뚝의 거동 변화

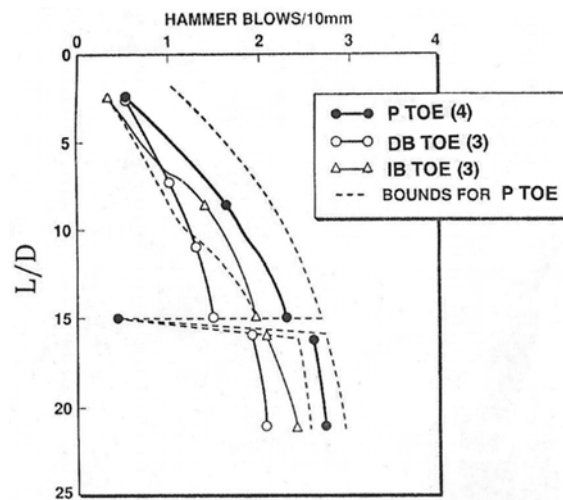
9.4.1 관입 및 지지력 특성

1) 항타말뚝의 경우

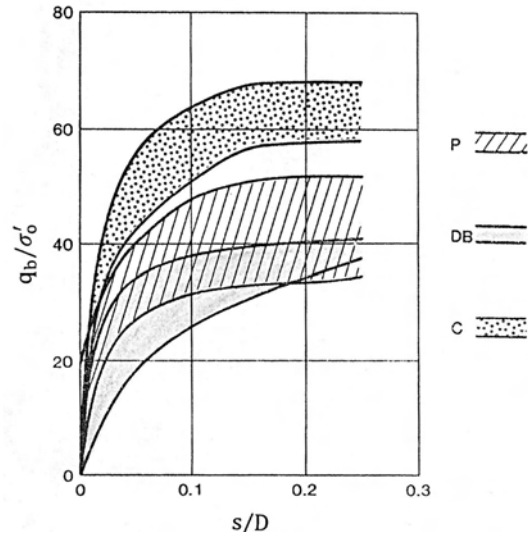
O'Neill과 Raines(1992)와 Raines 등(1992)는 가압토조(calibration chamber)를 이용한 모형말뚝시험을 통해서 보강밴드의 부착 유무와 보강밴드의 형태에 따른 개단 강관말뚝의 관입저항과 지지력 변화를 조사하였다. 그 결과 그림 9.11에서 보듯이 모형말뚝을 말뚝 직경(D)의 21배되는 깊이까지 타입하는

동안 보강밴드를 부착하지 않은 개단 강관말뚝(P)의 관입저항이 수평에서 10o 기울어진 내부경사형(IB)의 보강밴드를 부착한 개단 강관말뚝의 관입저항보다 크게 측정되었고, 양면경사형(DB) 보강밴드를 부착한 개단 강관말뚝의 관입저항이 가장 작은 것으로 나타났다.

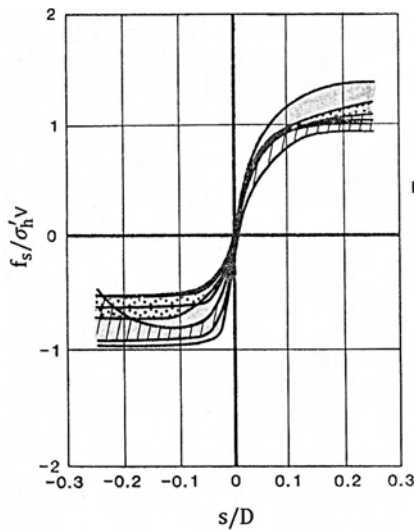
말뚝 직경의 15배에 해당하는 깊이까지 타입된 모형말뚝에 대하여 재하시험을 수행한 결과 그림 9.12에서 보듯이 보강밴드를 부착하지 않은 개단 강관말뚝(P)의 선단지지력은 양면경사형 보강밴드(DB)를 부착한 개단 강관말뚝의 선단지지력보다 다소 컸으나 폐단 강관말뚝(C)의 선단지지력보다는 상당히 작았다. 그리고 그림 9.13과 같이 강관말뚝에 양면경사형 보강밴드를 부착한 개단 강관말뚝의 주면마찰력은 보강밴드를 부착하지 않은 개단 강관말뚝의 주면마찰력보다 압축 재하 시에는 약간 컸고 인발 재하 시에는 약간 작게 측정되었다. 그러나 말뚝선단부에 부착되는 보강밴드의 형상과 보강밴드의 부착유무에 따른 주면마찰력의 차이는 그리 크지 않은 것으로 나타났다.



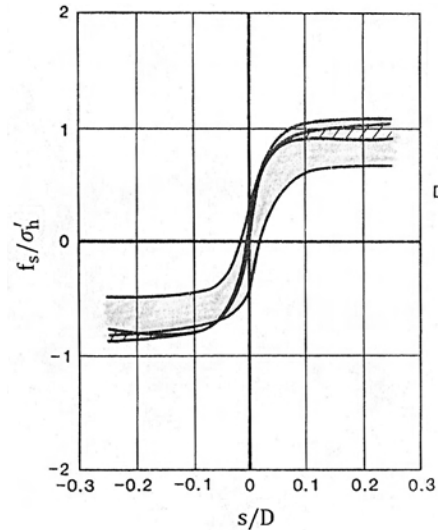
<그림 9.11> 보강밴드의 형태별 강관말뚝의 관입특성



<그림 9.12> 보강밴드의 형태별 강관말뚝의 선단지지력 특성



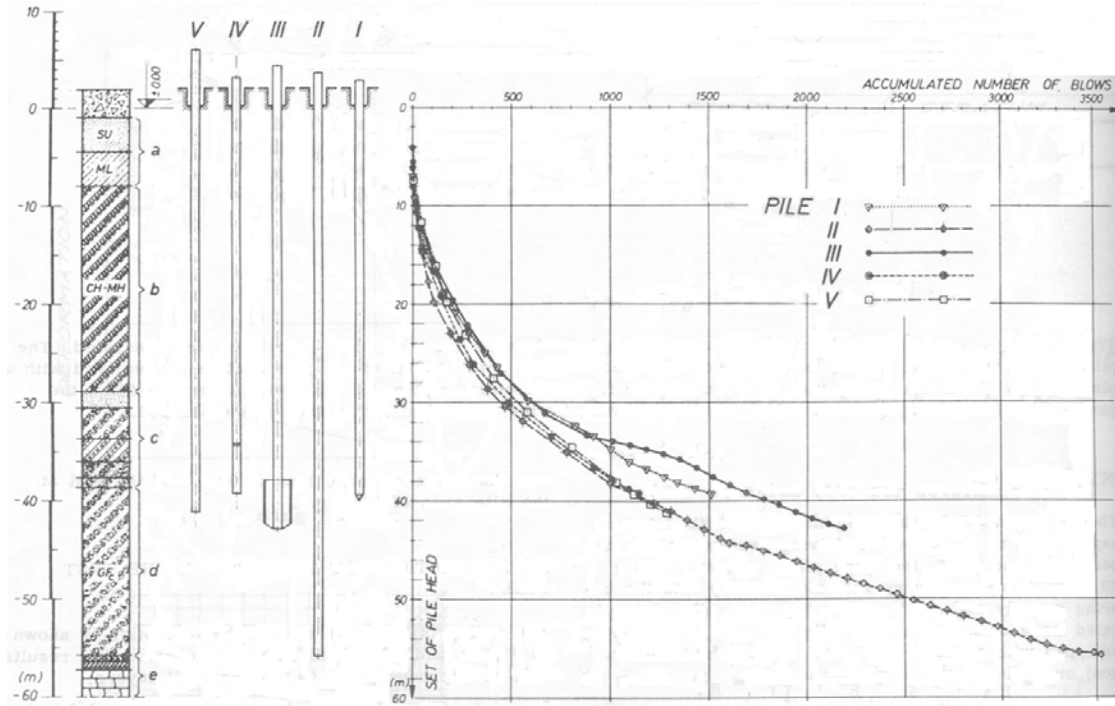
(a) $L=4\sim 5D$



(b) $L=18D$

<그림 9.13> 보강밴드의 형태별 강관말뚝의 주면마찰력 특성

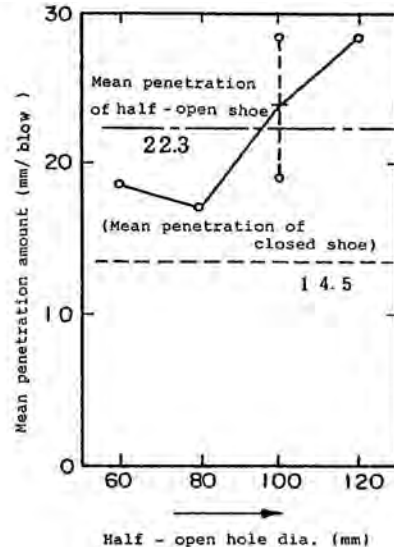
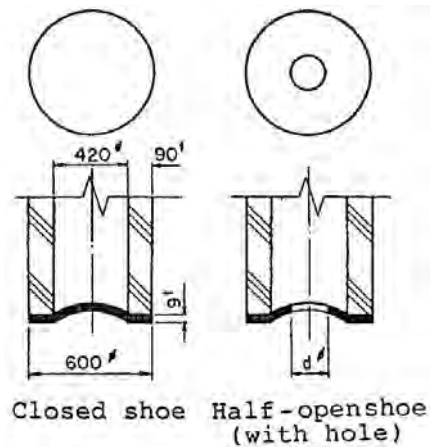
한편, 환형 보강재가 개단 강관말뚝의 항타관입특성에 미치는 영향을 조사하기 위해서 Sovinc 등(1985)은 모래와 점토, 자갈층이 혼재된 지반에서 실험대형 현장시험을 수행하였다. 말뚝의 관입깊이에 따른 항타수 변화를 나타낸 그림 9.14에서 볼 수 있듯이 말뚝 선단에 베인(vein)형 날개를 부착한 개단 강관말뚝(III)의 관입저항이 가정 컸고, 그 다음으로 콘 형태의 폐단 강관말뚝(I)의 관입저항이 크게 측정되었다. 그리고 말뚝 선단으로부터 5m 위에 환형 보강



<그림 9.14> 말뚝의 선단부 형태별 관입저항 차이

재를 부착한 강관말뚝(IV)의 관입저항은 어떤 선단보강재도 부착하지 않은 강관말뚝(II와 IV)의 관입저항과 큰 차이를 보이지 않았다.

Nakagawa와 Matsubara(1985)는 그림 9.15(a)와 같이 폐단 원심콘크리트말뚝의 단부 중심에 말뚝의 내경보다 작은 직경의 구멍을 설치한 부분개방 콘크리트말뚝의 관입특성을 조사하였다. 그 결과 그림 9.15(b)에 보듯이 단부에 말뚝 내경의 약 30%에 해당하는 직경의 구멍을 설치한 콘크리트말뚝을 점성토 지반에 타입했을 때 말뚝의 단위 타격당 관입깊이는 폐단말뚝의 경우에 비해 거의 100% 증가하였고, 말뚝의 향타 후 리바운드량은 폐단말뚝의 1/3로 감소하였다. 그리고 말뚝의 선단에 설치한 구멍의 직경이 커질수록 말뚝의 향타관입성은 향상되는 것으로 나타났다.

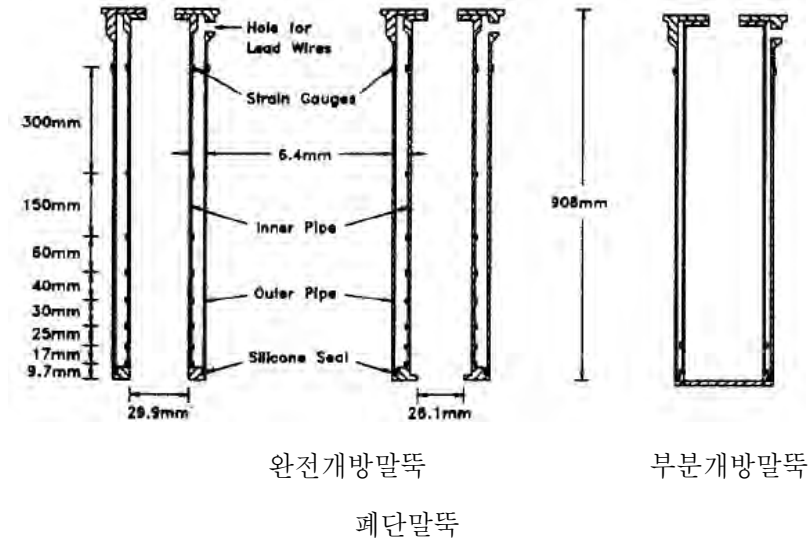


(a) 부분개방 콘크리트말뚝의 형태

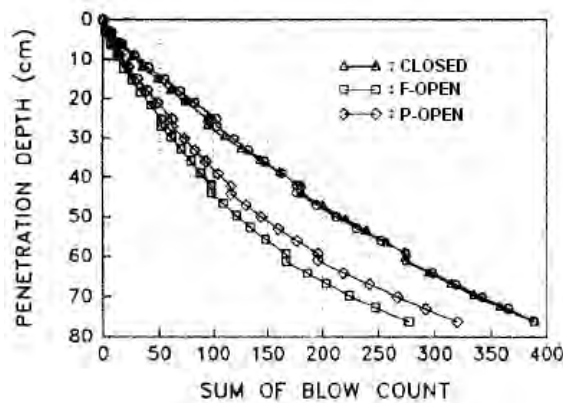
(b) 구멍 직경에 따른 관입성 변화

<그림 9.15> 부분개방 콘크리트말뚝의 형태와 관입특성

백규호 등(1994)은 부분개방 PHC말뚝의 실용성 검증을 위해 그림 9.16과 같이 완전개방(fully open)말뚝과 부분개방(partially open)말뚝, 그리고 선단이 편평한 폐단(flat closed)말뚝을 이용해서 실내모형시험을 수행하였다. 모든 모형말뚝의 외경은 42.7mm였고, 모형시험은 가압토조에 조성된 모래지반에서 수행하였다. 시험결과 그림 9.17에서 보듯이 부분개방말뚝(P-Open)을 직경의 5.9배의 깊이까지 타입하는데 소요된 향타수는 폐단말뚝(Closed)에 대한 향타수의 0.63배였고 완전개방말뚝(F-Open)에 대한 향타수의 1.13배였다. 그리고 말뚝을 직경의 17.8배 깊이까지 관입시킬 때 부분개방말뚝에 대한 향타수는 폐단말뚝의 0.82배였고 완전개방말뚝의 1.15배였다.



<그림 9.16> 모형시험에 사용된 시험말뚝의 개략도

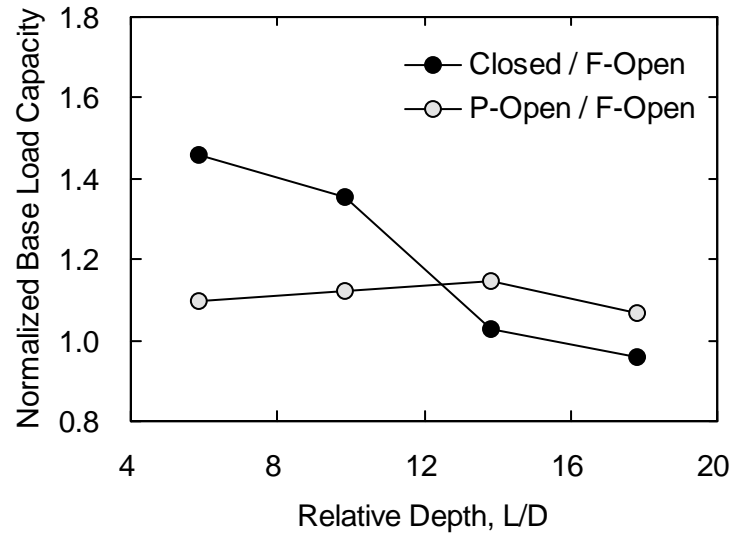


<그림 9.17> 말뚝의 선단부 형상에 따른 향타수 변화

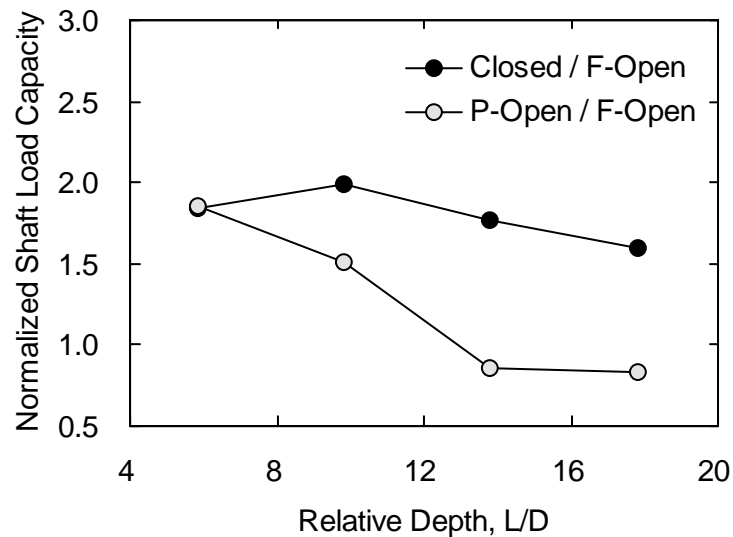
따라서 모래지반에서 부분개방말뚝의 관입저항은 말뚝 선단에 형성한 구멍에 의한 선단저항 감소로 인해 폐단말뚝의 경우보다는 작았고, 말뚝 선단의 순단면적 증가로 인한 단면부저항의 증가로 인해 완전개방말뚝의 경우보다는 15%정도 큰 것으로 나타났다. 그리고 말뚝의 관입깊이가 깊어짐에 따라 부분개방말뚝과 폐단말뚝간의 관입저항 차이는 점차 줄어드는 경향을 보였다.

또한 백규호 등(1994)은 모형말뚝에 대한 향타가 완료된 직후 말뚝 직경의 5.9, 9.8, 13.8, 17.8배에 해당하는 관입깊이에서 말뚝재하시험을 수행하였다. 재하시험에서 측정된 각 모형말뚝의 지지력을 완전개방말뚝의 지지력으로 규준화(normalize)한 결과를 정리한 그림 9.18에서 보듯이 부분개방말뚝은 관입

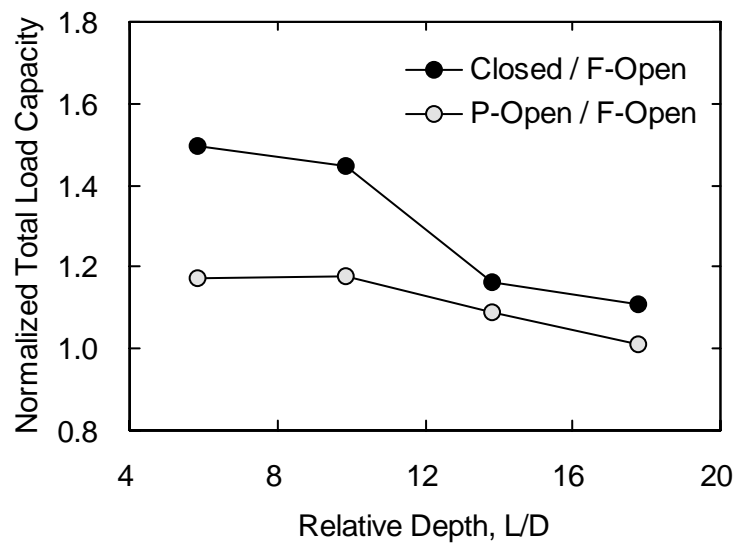
깊이와 거의 모든 관입깊이에서 완전개방말뚝보다 선단지지력이 10-15%정도 큰 것으로 나타났다. 말뚝의 관입 초기에 부분개방말뚝의 주변마찰력은 완전개방말뚝의 경우보다 85% 컸지만, 말뚝의 관입깊이가 깊어지면서 그 크기가 감소해서 말뚝 직경의 17.8배의 깊이에서는 완전개방말뚝에 대한 주변마찰력의 85% 수준까지 작아졌다.



(a) 선단지지력



(b) 주변마찰력



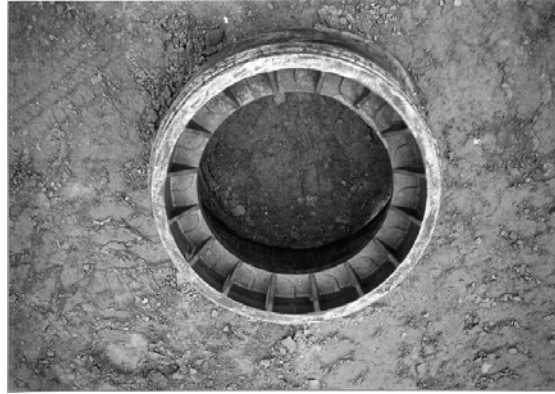
(c) 전체지지력

<그림 9.18> 말뚝의 선단부 형상에 따른 지지력 변화

그리고 부분개방말뚝의 전체지지력은 관입 초기에는 완전개방말뚝보다 18% 정도 크지만 말뚝의 관입깊이가 깊어지면서 완전개방말뚝의 전체지지력에 근접하는 것으로 나타났다. 따라서 연약지반에 설치되는 선단지지말뚝의 경우 말뚝의 지지력 증대를 위해서는 강관말뚝에 환형 보강재를 부착하는 것이 매우 효과적인 것으로 생각된다.

한편, 스마텍엔지니어링(2004)은 환형 보강재를 부착한 부분개방 강관말뚝의 시공성과 경제성 분석을 위해서 모래질 자갈층과 실트질 모래층, 그리고 풍화 암층으로 구성된 지반에서 선단보강재를 부착하지 않은 완전개방 강관말뚝과 환형 보강재를 부착한 부분개방 강관말뚝에 대한 항타관입시험과 말뚝재하시험을 수행하였다. 시험에는 직경이 508mm이고 두께가 12mm인 강관말뚝을 사용하였으며, 부분개방 강관말뚝의 경우에는 그림 9.19에 보이는 내경이 357.6mm인 환형 보강재를 시험말뚝의 선단에 부착하였다.

최종 타격당 관입량(set value)이 2mm에 도달할 때까지 2분의 시험말뚝을 타입한 결과 완전개방 강관말뚝은 25.3m 깊이까지 관입된 반면 환형 보강재가 부착된 부분개방 강관말뚝은 23.5m의 깊이까지만 관입되었고, 환형 보강재의 부착 여부와 무관하게 두 분의 시험말뚝을 타입하는데 27분이 소요된 것으로 나타났다.



<그림 9.19> 부분개방 강관말뚝에 부착한 환형 보강재

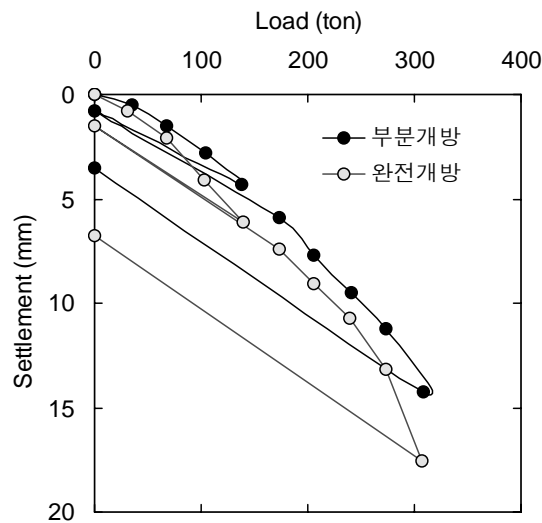
말뚝의 항타가 완료된 후 시험말뚝에 대한 동재하시험을 실시한 결과 완전 개방 강관말뚝의 전체지지력은 383 ton이었고 상대적으로 관입깊이가 1.8m 작은 부분개방 강관말뚝의 전체지지력은 422ton으로 측정되었다.

이상에 언급된 기존의 연구결과들을 종합하면 말뚝 선단에 부착되는 보강밴드는 강관말뚝의 관입저항을 감소시켜서 말뚝의 관입성을 향상시켰고, 양면경사형 보강밴드는 강관말뚝의 폐색효과가 낮춰서 선단지지력은 감소시켰지만 압축 재하 시 주변마찰력은 약간 증가시키는 것으로 나타났다. 환형 보강재는 말뚝의 단면부저항을 크게 해서 강관말뚝의 항타관입성을 낮추었지만 단면부 지지력의 증가로 인해 말뚝의 전체지지력은 상당히 증가시키는 역할을 하였다. 그리고 동일한 최종 타격당 관입량을 적용해서 말뚝을 타입했을 때 환형 보강재를 설치한 강관말뚝의 관입깊이는 일반 강관말뚝보다 작았지만, 전체지지력은 오히려 관입깊이가 더 깊은 일반 강관말뚝보다 큰 것으로 조사되었다. 따라서 항타말뚝의 경우 지지력 향상을 통한 강관말뚝의 가격경쟁력 향상을 위해서는 강관말뚝에 환형 보강재를 부착해서 사용하는 것이 효과적인 것으로 생각된다. 그러나 부분개방 강관말뚝의 항타관입성과 지지력은 환형보강재에 폭과 지반조건에 따라 달라질 수 있으므로 지반조건별 최적의 환형 보강재 형태를 결정하기 위해서는 이에 대한 추가 연구가 필요한 것으로 판단된다.

2) 매입말뚝의 경우

스마트엔지니어링(2004)은 매입공법으로 시공한 선단에 환형 보강재를 부착한 부분개방 강관말뚝과 어떠한 선단보강재도 부착하지 않은 완전개방 강관말뚝의 지지력과 시공비 차이를 조사하기 위해서 직경이 508mm이고 두께가 12mm인 강관말뚝을 이용해서 모래지반에서 현장시험을 수행하였다. 시험말뚝은 시멘트밀크가 주입된 직경 600mm의 굴착공에 시험말뚝을 삽입한 후 중량 3 ton의 드롭해머로 2.5m 높이에서 말뚝을 경타하는 방법으로 시공하였다. 그 결과 3mm의 최종 타격당 관입량을 적용한 부분개방 강관말뚝은 항타과정 동안 관입깊이가 13.2m에서 13.3m로 0.1m 증가한 반면, 7mm의 최종 타격당 관입량을 적용한 완전개방 강관말뚝은 항타과정 동안 말뚝의 관입깊이가 12.0m에서 14.3m로 2.3m 추가 관입되었다.

그리고 설치가 완료된 시험말뚝에 대해 정재하시험을 실시한 결과 그림 9.20에서 보듯이 완전개방 강관말뚝과 부분개방 강관말뚝의 항복하중은 각각 250 ton과 276 ton으로 측정되었고, 재하시험이 완료된 후에 두 시험말뚝의 잔류침하량은 각각 6.7mm와 3.4mm로 큰 차이를 보였다. 이러한 시험결과에 근거할 때 최종 타격과정에서 완전개방 강관말뚝보다 부분개방 강관말뚝의 선단부 지반이 더 조밀하게 다져진 것을 알 수 있다. 따라서 매입말뚝에 일반 강관말뚝 대신 부분개방 강관말뚝을 사용하면 기존 매입말뚝의 단점인 선단 지지력 저하 문제를 해결하는 것이 가능할 것으로 판단된다.



<그림 9.20> 매입말뚝의 하중-침하량 곡선

9.4.2 경제성

1) 항타말뚝의 경우

강관말뚝의 가격경쟁력 향상을 위해서는 주어진 지반조건에서 말뚝의 지지력을 극대화하는 것이 필요하다. O'Neill과 Raines(1992)의 연구결과에 따르면 양면경사형 보강밴드를 부착한 개단 강관말뚝은 동일 깊이로 타입된 선단보강재를 부착하지 않은 일반 개단 강관말뚝에 비해 주면마찰력은 큰 차이를 보이지 않지만 선단지지력이 20%정도 작기 때문에 전체지지력이 다소 작은 것으로 나타났다. 그리고 강관말뚝의 선단에 밴드형 보강재를 설치하기 위해서는 보강밴드의 형태와 말뚝의 직경에 따라 비용이 달라지지만 국내의 경우 외벽 평면형 보강밴드의 설치하는데 약 55,000~123,000원의 비용이 소요된다. 따라서 보강밴드의 형태에 따라 달라질 수 있지만 강관말뚝에 양면경사형 보강밴드를 부착한 경우 강성증대를 통한 말뚝 선단부의 파손 방지와 관입저항 감소를 통한 관입깊이 증대의 효과는 얻을 수는 있으나 지지력 저하와 밴드 부착에 따른 추가비용 소요로 인해 강관말뚝의 단위 지지력당 시공비는 더 높아지는 것으로 나타났다.

또한 스마텍엔지니어링의 현장시험 결과에 따르면 자갈층과 모래층으로 구성된 지반에 환형 보강재를 부착한 직경이 508mm의 부분개방 강관말뚝과 선

<표 9.1> 항타공법으로 시공된 부분개방과 완전개방 강관말뚝의 경제성 비교

항목	부분개방 강관말뚝	완전개방 강관말뚝
타입깊이 (m)	23.5	25.3
지지력 (ton)	422	383
말뚝 재료비 ^(주) (원)	4,465,000	4,807,000
보강재 재료비 (원)	80,000	0
총 재료비 (원)	4,545,000	4,807,000
ton당 재료비 (원)	10,770	12,551

(주) 직경 508mm, 두께 12mm 강관말뚝의 가격은 1m당 190,000원으로 함

단보강재를 부착하지 않은 동일 직경의 완전개방 강관말뚝을 최종 타격당 관입량이 2mm가 될 때까지 7ton의 유압햄어로 관입시켰을 때 부분개방 강관말뚝은 23.5m가 타입된 반면 완전개방 말뚝은 25.3m까지 타입되었다. 그리고 이들 강관말뚝에 대해서 동재하시험을 수행한 결과 타입깊이가 상대적으로 작은 부분개방 강관말뚝의 전체지지력은 422ton이었고, 부분개방 강관말뚝보다 1.8m 더 깊게 타입된 완전개방 강관말뚝의 전체지지력은 383ton으로 평가되었다. 그 결과 표 9.1에서 보듯이 환형 보강재가 부착된 부분개방 강관말뚝은 완전개방 강관말뚝보다 보강재 설치에 80,000원의 비용이 추가로 소요되지만, 말뚝의 관입깊이 감소에 따른 강관말뚝 길이의 절감으로 인해 부분개방 강관말뚝의 단위 지지력당 재료비가 완전개방 강관말뚝보다 약 15% 저렴한 것으로 나타났다.

2) 매입말뚝의 경우

스마트엔지니어링의 연구결과에 따르면 선단에 환형 보강재를 부착한 직경 508mm의 부분개방 강관말뚝과 선단에 어떠한 보강재도 부착하지 않은 동일 직경의 완전개방 강관말뚝을 최종타격 매입공법으로 시공했을 때 부분개방 강관말뚝과 완전개방 강관말뚝의 최종관입깊이는 각각 13.3m와 14.3m였고, 정재하시험 결과 두 시험말뚝의 전체지지력은 각각 276ton과 250 ton으로 측정되었다. 이러한 결과에 근거해서 각 말뚝의 설치에 소요된 총 재료비와 단

<표 9.2> 매입공법으로 시공된 부분개방과 완전개방 강관말뚝의 경제성 비교

항목	부분개방 강관말뚝	완전개방 강관말뚝
관입깊이 (m)	13.3	14.3
최종 타격당 관입량 (mm)	3	7
지지력 (ton)	276	250
말뚝 재료비 (원)	2,527,000	2,717,000
보강재 재료비 (원)	80,000	0
총 재료비 (원)	2,607,000	2,717,000
ton당 재료비 (원)	9,446	10,868

위 지지력당 재료비를 계산한 결과를 표 9.2에 정리하였다.

표에서 보듯이 부분개방 강관말뚝의 경우 본당 재료비는 말뚝 선단에 부착되는 환형 보강재의 비용을 포함해서 총 2,607,000원이었고, 완전개방 강관말뚝의 설치에 소요된 재료비는 총 2,717,000원이었다. 따라서 말뚝 선단부에 환형 보강재를 부착한 부분개방 강관말뚝의 단위 지지력당 시공비는 9,446원으로, 완전개방 강관말뚝의 본당 재료비인 10,868원의 87%에 불과하였다. 따라서 매입말뚝의 경우에도 말뚝 선단에 환형 보강재를 부착한 부분개방 강관말뚝은 선단보강재를 부착하지 않은 완전개방 강관말뚝보다 지지력도 클 뿐만 아니라 단위 지지력당 재료비 또한 저렴해서 강관말뚝의 가격경쟁력 향상에 매우 긍정적인 것으로 나타났다.

9.5 결론

일반적으로 강관말뚝은 선단부가 열린 상태에서 시공되기 때문에 말뚝의 관입 및 지지력 특성이 폐색효과에 큰 영향을 받으며, 말뚝의 폐색효과를 극대화하기 위해서는 지지층에 말뚝을 깊게 근입시켜야 한다. 그러나 지중에 호박돌이 존재하거나 단단한 지지층에 말뚝을 무리하게 관입시키는 경우에는 말뚝의 선단부가 찢어지거나 커다란 파손을 입게 된다. 따라서 현장에서는 말뚝의 강성증대를 통해 말뚝 타입 시 강관말뚝 선단부의 손상 가능성을 줄이거나 말뚝의 폐색효과의 증대를 위해서 말뚝 선단부에 다양한 형태의 선단보강재를 부착하고 있다.

기존의 연구결과에 따르면 밴드형 선단보강재는 말뚝의 향타관입성을 개선시

키는 효과는 우수하지만 말뚝의 지지력 향상 효과는 크지 않은 것으로 알려졌다. 반면 현재 현장 사용이 일반화되어 있지 않은 환형 보강재는 강관말뚝의 선단저항을 높여서 말뚝의 항타관입성을 다소 감소시키지만 강관말뚝의 단면부지지력을 증대시킴에 따라 전체지지력을 높이는 효과가 있는 것으로 나타났다. 또한 다양한 형태의 선단보강재를 부착한 강관말뚝의 경제성을 분석한 결과 밴드형 보강재를 부착한 강관말뚝은 선단보강재를 부착하지 않은 일반 강관말뚝보다 단위 지지력당 재료비가 비싼 것으로 나타났다. 그러나 말뚝 전체단면적의 45%를 막은 환형 보강재를 부착한 강관말뚝은 항타공법과 매입공법 중 어떤 공법으로 시공되더라도 선단보강재를 부착하지 않은 일반 강관말뚝보다 단위 지지력당 재료비가 약 15% 가량 저렴한 것으로 분석되었다.

강관말뚝은 PHC말뚝에 비해 가격경쟁력이 나빠서 수요가 지속적으로 감소하고 있으며, 최근에 강재 가격의 폭등으로 인해 이러한 현상은 더욱 심화되고 있다. 이러한 시장 분위기를 타계하고 강관말뚝의 수요를 증대시키기 위해서는 강관말뚝의 지지력 증대를 통한 가격경쟁력의 향상이 반드시 필요하다. 기존의 연구결과를 종합할 때 강관말뚝의 선단에 환형 보강재를 부착하면 말뚝 타입 시 말뚝 선단부의 손상 가능성을 낮추고 말뚝의 지지력을 높일 수 있으며, 단위 지지력당 재료비도 상당 폭 낮출 수 있어서 강관말뚝의 가격경쟁력 확보에 도움이 되는 것으로 나타났다. 그러나 환형 보강재에 의한 말뚝의 강성 증대효과와 관입성 및 지지력의 변화 정도는 환형 보강재에 설치되는 구멍의 크기뿐만 아니라 지반조건과 말뚝의 시공방법에 따라서도 달라질 수 있다. 따라서 환형 보강재의 사용에 따른 강관말뚝의 가격경쟁력 향상을 극대화하기 위해서는 추가 연구를 통해서 지반조건과 말뚝 시공법별로 강관말뚝의 강성과 관입성, 지지력을 최대한 높일 수 있는 최적 환형 보강재의 형태를 결정해야 한다.

참 고 문 헌

1. POSCO(2002), 개선된 강관말뚝 설계와 시공Ⅱ.
2. 강관말뚝위원회(steelpile committee) 홈페이지 www.steelpile.com
3. 남순성, 이종성, 이도형 (2000), 토목 건축 기술자를 위한 건설 기초·지반 설계 편람 (설계편), 도서출판 건설도서, pp. 761-765.
4. 대한토목학회 (2001). 도로교설계기준 해설(하부구조편).
5. 백규호 (1994), 사질토 지반에서 개단강관말뚝의 지지력 특성, 한국과학기술원 박사학위 논문.
6. 백규호, 이승래, 박현일 (1994), “개단 고강도 콘크리트말뚝의 실용성 검토”, 대한토목학회 논문집, 제14권, 제4호, pp. 965-975.
7. 스마텍엔지니어링 (2004), 반개방 선단슈를 이용한 강관말뚝 선단보강방법, 중소기업 기술 혁신개발사업 최종보고서.
8. 윤길림(2005), 차세대 항만설계 기술개발(V), 한국해양연구원 연구보고서, 해양수산부, pp.1~230.
9. 윤길림, 이규환, 채광석(2004), “확률 및 신뢰성 개념을 도입한 지반설계 사례연구”, 한국지반공학회 지반조사위원회 특별세미나, pp.73-110.
10. 이규환, 윤길림(2008), “항만지반의 불확실성과 신뢰성 설계”, 제2회 항만구조물 신뢰성 설계 기술교육 워크숍, pp.203~247.
11. 포항산업과학연구원(2006), “주금대경관의 강관말뚝공법”, Tech Trends, 12월호, pp.29~31.
12. 한국건설기술연구원(1997), 건설기술 특허정보.
13. 한국지반공학 시리즈(2002), 깊은기초, 구미서관.
14. 한국지반공학회(2002), 깊은기초, 지반공학시리즈④, 구미서관.
15. 한국지반공학회(2003), 구조물기초설계기준 해설.
16. AASHTO(1994), LRFD Bridge and Construction Specifications. AASHTO, Washington, DC.
17. AASHTO(1996/2000), LRFD Bridge Design Specifications: 2nd LRFD Edition--2000 Interim Revisions. AASHTO, Washington,DC.
18. AASHTO(1997). Standard Specifications for Highway Bridges: 16th Edition

- (1996 with 1997 interims). AASHTO, Washington, DC.
19. AASHTO(2001). *LRFD Bridge Design Specifications*. AASHTO, Washington, DC.
 20. American society of Civil Engineers(ASCE) www.asce.org
 21. API(1991) , Recommended Practice for Planning, "Designing and Constructing Fixed Offshore Platform" , *American Petroleum Institute Recommended Practice 2A (RP 2A)* API , Washington, D.C.
 22. Bowles, J. E.(1996), *Foundation Analysis and Design*, Fifth Edition, McGraw-Hill, New York, pp. 1065-1070.
 23. Braja M. Das (1999). *Principles of Foundation Engineering*.
 24. British Standard Institute(1986), *British Standard Code of practice for foundations (ES 8004)*.
 25. Canadian Geotechnical Society(1985), *Canadian Foundation Engineering Manual*, 2nd Edition, Canadian Geotechnical Society Technical Committee on Foundations, Ottawa, 456 pp.
 26. Cater, J. P., and Kulhawy, F. H.(1987), "Analysis and Design of Drilled Shaft Foundations Socketed into Rock," *Research Report 1493-4*, Geotechnical Engineering Group, Cornell University, Ithaca, New York, January.
 27. Chreistopher M. Carr, David Anderson, Lazar Loundine(1998), "New Small Craft Harbor for the U.S. Coast Guard" *Ports-Proceedings*, Vol. 2 pp.1163-1169.
 28. Das, B. M.(1999), *Principles of Foundation Engineering, Fourth Edition*, Books/Cole, pp. 683-702.
 29. Dorby, R, Leventis, G. E., Peck, R. B. and pecker, A.(2007) "Rion-Antirion Bridge-An Olympian effort overcomes extreme geohazard", *The Magazine of the Deep Foundation Institute*, Fall, pp.5~8
 30. Japan society of Civil Engineering(JSCE) www.jsce.or.jp
 31. John Burnett Date Cell Systems, Inc www.data-cell.com
 32. John S. Horvath et al. (2004), "Axial-compressive capacity of anew type of tapered steel pipe pile at the John . Kennedy International Airport", *Proceedings: 5th Int Conf. on Case Histories in Geotechnic Engineering*,

- New York, USA, Paper No.11.02, pp.1~86.
33. John W. Gaythwaite, Duncan C. Mellor (2004), "Design of an offshore tripod structure for MET/OCEAN research" *Port Development in the Changing World, PORTS 2004*, Proceedings of the Conference, pp 741-749
 34. John W. Gaythwaite, & Duncan C. Mellor 2003. "Design of an Offshore Tripod Structure for MET-OCEAN Research"
 35. Kenichiro Minami, Hiroshi Yokota and Takahiro Sugano, Noriyuki Kawabata (2002), *International Offshore and Polar Engineering Conference Kitakyushu*, Japan, pp26-31
 36. Masanari Tominaga, Masao Nagano, Hiroaki Furuya, Tamotsu Kimura(1984) *Application of Large Diameter UOE Steel Pipe Pile to offshore Structure*, Kawasaki Steel technical report
 37. Nakagawa, H. and Matsubara, N. (1985), "Improvement of Driving Penetrability of Concrete Piles Driven into Hard Ground", *Proc. of the International Symposium on Penetrability and Drivability of Piles*, San Francisco, Vol. 1, pp. 113-116.
 38. O'Neill, M.W. and Raines, R.D. (1991), "Load Transfer for Pipe Piles in Highly Pressured Dense Sand", *J. of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 117, No. 8, pp. 1208-1226.
 39. Owens, M. J., and Reese, L. C.(1982), "The Influence of Steel Casing on the Axial Capacity of a Drilled Shaft," *Research Report 255-1F*, Report to the Texas State Department of Highway and Public Transportation Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research, The University of Texas at Austin, Austin, Texas, July, 204 pp.
 40. Paik, K.H., Salgado, R. and Kim, B.J. (2003), "Behavior of Open- and Closed-Ended Piles Driven into Sand", *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 129, No. 4, pp. 296-306.
 41. Peck, R. B., Hanson, W. E., Thornburn, T. H.(1974), *Foundation Engineering*, Second Edition, Wiley, New York, 362 pp.
 42. Pileline onlinetm, The magazine for foundation, Engineering and Construction Professionals, www.pilelineonline.com
 43. Raines, R.D., Ugas, O.G. and O'Neill, M.W. (1992), "Driving Characteristics

- of Open-Toe Piles in Dense Sand”, J. of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 118, No. 1, pp. 72-88.
44. Reese, L. C., and O'Neill, M. W.(1988), *Drilled Shafts Student Workbook*, NHI Course No. 13214, Federal Highway Administration, August.
45. Schmertmann, J. H. & Hayes, J. A. (1997), “The Osterberg Cell and Bored Pile Testing - A Symbiosis”, Proceedings: *3rd International Geotechnical Engineering Conference*, Cairo University, Cairo, Egypt. January, 1997.
46. Sovinc, I., Likar, J., Vogrincic, G. and Zigman, F. (1985), "Loading Tests on Closed and Open Ended Pure Piles", *Proc. of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Vol. 1, pp. 753-758.
47. Vesić, A. S. (1977), *Design of Pile Foundations*, Synthesis of Highway Practice 42, Transportation Research Board.
48. Y.Zimmels, A.Boas(2002), *Construction of a pile-based offshore airport* Technion, Israael Institute of Technology, Department of Civil Engineering, Technion City, Haifa, 32000 Israel
49. 矢作樞(1992) , 鋼管杭基礎の現状と課題 , 基礎工 Vol. 20 , No. 9 , pp. 2-4