

무조인트교량 실용화 연구

Performance of Integral Abutment Bridge

1999. 12.

한국도로공사 도로연구소

※ 본 자료의 페이지 수는 원 자료와 다를 수 있습니다.

주관

수행기관 : 한국도로공사 도로연구소
연구책임자 : 김성환
참여연구원 : 연구원 박영호
참여연구원 : 연구원 정경자
참여연구원 : 연구원 정국영

협동

수행기관 : 동아건설산업 (주) 동아기술연구원
연구책임자 : 유성근
참여연구원 : 주임연구원 이재혁
참여연구원 : 주임연구원 박종면

요 약 문

교량의 신축이음장치는 빈번한 파손과 이로 인한 제설제 및 우수의 침투로 인하여 교좌장치의 작동을 방해 하는 등 교량의 유지·관리시에 많은 문제점을 야기시킨다. 본 연구는 중·소형 교량에 대해서 이러한 문제점을 내포하고 있는 신축이음장치를 제거한 무조인트교량(integral bridge)을 실용화하고자 수행되었다. 무조인트교량의 국내 실용화를 위하여 국내교량의 설계 및 시공 특성을 반영한 3 경간 PSC 빔 1 개 교량을 무조인트교량으로 설계 완료하여 시공 중에 있으며, 계측시스템을 구축하여 무조인트교량의 장기거동 파악이 이루어지고 있다.

시험시공교량은 교대말뚝의 수평거동이 용이하도록 유연성이 뛰어난 H 형강을 일렬로 배치하여 상부구조와 교대를 일체화 시켰다. 교대시공은 1 차로 하부교대의 콘크리트를 타설하고, 그 상단에 탄성고무판을 놓고 빔을 거치한 후, 빔이 매입되도록 2 차 교대콘크리트를 타설한다. 특히, 교대배면의 수동토압을 감소시키기 위하여 폭 1m 의 뒷채움 구간을 두고 입도가 큰 쇄석을 무다짐으로 포설하도록 하며 배수 및 도로성토재와의 혼입을 방지하기 위하여 부직포를 사용한다. 또한 온도변화에 따른 교량부의 변위가 도로부로 전달되는 것을 막기 위하여 완충슬라브와 접속슬라브 사이에 30cm 폭으로 아스팔트콘크리트를 채우는 cyclic control joint 를 설치하며, 횡방향 변위를 고정하기 위하여 교각 코핑(coping) 상면에 철근을 배근하여 전단블럭을 설치한다.

교대성토부의 지반정수 획득을 위하여 표준관입시험, 콘관입시험(CPT), 딜라토미터시험(DMT)이 이루어졌으며, 교대말뚝으로 사용된 H 말뚝의 연직, 수평지지력 및 성토부에서의 하중전이파악을 위하여 재하시험을 수행하였다. 본 재하시험 조건에서 수평하중에 의한 응력변화는 말뚝 상부 약 5m 이내에서 발생하였다. 또한, 연직재하의 경우 말뚝머리에 동일 하중이 재하되었을 때 H 말뚝의 웹보다 플랜지에서 약 12%정도 더 높은 응력이 발생하였으며, 연직하중에 비해서 동일 수평하중 재하시 약 30 배 정도 높은 응력이 발생하는 것으로 나타났다. 또한 성토부에 H 말뚝을 향타하였을 때 상부 약 5m 의 웹과 플랜지면 사이에 공동이 발생하였으며, 이 부분의 연직하중전이의 양상이 복잡하게 나타났다. 이는 무조인트교량에서 H 말뚝이 사용될 때, 플랜지에서 발생할 수 있는 응력을 고려한 말뚝 재료의 선택과 말뚝 상부 5m 에 대한 시공상의 주의가 필요함을 나타낸다.

Summary

The existing bridge with deck joint has many problems during construction and maintenance. To overcome these difficulties, an integral bridge, which is defined as the practice of constructing bridges without deck joints, is proposed in this study. A test bridge with 3 spans of PSC beam was selected to verify the EHction of the bridge and is under construction, which accommodates the existing design characteristics of domestic road bridges.

The test bridge used steel H piles which were installed one row under the abutment to obtain the lateral flexibility. After the lower portion concrete of the abutment was placed, the elastic rubber pads were installed on it and then PSC beams were placed. To integrate the superstructure upper portion concrete of the abutment will be placed. Coarse marerial was used as backfill in the abuoent, not being compacted in the 1-m wide backfill area and non-woven textile was used for drainage and separation with embankment material. A cyclic control joint is installed between approach and relief slabs to absorb the thermal movement. It is also installed a shear block with dual directions bearing on the top of pier coping to protect the lateral movement caused by temperature change and earthquake instead of one direction bearing.

SPT, CPT, and DMT were conducted to obtain the soil properties of abutment embankment and pile load tests were conducted to evaluate bearing capacity and within the upper 5m of pile. When the same amount of verfcal load was applied on the pile head, the stress measured in the flange was 5% greater than that of in the web. In addition, the stress due to lateral load was 30 times greater than that of vertical load. After pile driving, 5-m void between web and flange was occurred and made the load transfer profile more complicated. The stress in the flange should be considered in the selection of H pile and the careful pile installation should be conducted in the upper 5-m.

제 1 장 서론

1.1 연구배경 및 목적

교량의 유지관리 측면에서 일반적으로 가장 문제가 되고 있는 부분은 상판 신축이음부의 파손이다. 이 부분은 교량의 구조역학적인 측면에서 꼭 필요한 구성요소로써 일단 손상이 발생하면 많은 경우에 있어서 바로 직하면에 위치한 교좌장치 작동을 방해하여 전체 교량 구조계에 악영향을 미치게 된다. 또한 신축이음부를 통하여 제설제와 같은 이물질이 흘러들어 부식을 초래함으로써 교량의 수명을 단축시킨다. 일단 신축이음부가 손상되면 주행중인 차량의 충격하중을 증대시켜 신축이음부의 파손은 가속화되고 결국 이의 보수를 위하여 차량의 통행을

제한해야 한다.

그리하여 신축이음장치 자체에 대한 여러 가지 개량이 시도되기도하고 구조물의 강도 및 규격을 변경하여 신축이음장치의 수명을 연장시키기 위해 노력하고 있으나, 노력에 비해 좋은 결실을 얻지 못하고 있는 실정이다. 가장 바람직한 것은 신축이음부가 존재하지 않는 교량을 건설하는 것으로 장대교량의 경우는 불가능할지도 모른다. 그러나 국도 또는 고속도로에 존재하는 중·소형 교량(교량길이 120m 이하)의 경우에는 신축이음부를 제거하는 것이 기술적으로 가능하며, 이미 미국 등 외국에서는 신축이음부를 두지 않는 무조인트교량의 시공사례가 많다. 무조인트교량은 교량 상판의 조인트를 제거하여 상판을 교대와 일체화시켜 온도변화에 의한 신축의 변화량을 교대부의 말뚝과 배면토가 흡수하도록 설계한 것이다.

그러나 무조인트교량은 경험에 의해서 실용성이 인정되어 발전해온 공법으로 미국의 경우 교량 거동에 대한 구체적인 연구는 80년대 들어 본격적으로 시작되었으나 연구실적은 미비한 편이다. 또한 시공실적 위주의 경험적인 공법으로 발전해 온 결과 교량의 종류와 기후조건에 따라 각 주별로 무조인트교량의 적용기준을 달리하고 있다. 최근들어 AASHTO(American Association of State Highway & Transportation Officials)에서 미국 각 주의 무조인트교량 적용결과를 바탕으로 강교와 콘크리트교량에 따른 적용기준을 제시하고 있으나, 여전히 적용기준을 초과하는 더 긴 연장의 무조인트교량의 건설이 추진되고 있다.

따라서 본 연구에서는 국내 도로교표준시방서(1996)의 설계 및 시공환경에 적합한 무조인트교량공법을 개발하고 실제 현장에 적용하여 시공성을 평가하고, 계절별 온도 및 습도의 변화폭이 큰 국내 기후조건에서 계측을 통한 무조인트교량의 거동을 파악하고자 한다. 그리하여 국내환경에 적합한 무조인트교량의 설계 및 시공 기준을 마련하여 무조인트교량의 국내 실용화를 이루고자 한다. 더불어 무조인트교량의 기초로 사용된 H 형강 말뚝의 지지거동을 분석함으로써 H 형강 말뚝의 일반교량 기초로의 활용성을 알아보고자 한다.

1.2 연구범위 및 연구방법

국내에서는 일반적으로 교량의 설계는 교량의 기초를 포함하여 구조전문가들이 수행하고 있는 것이 현실이다. 그러나 무조인트교량은 특성상 말뚝기초와 교대배면토의 역할이 크고, 교대설치를 위한 교대부성토가 상당히 중요하므로 일반 교량 구조물에 비하여 지반분야의 비중이 상대적으로 높다. 이에 무조인트교량의 연구는 구조분야와 지반분야로 대분할 수가 있으며 교량구조물을 기준으로 한다면 교량의 상판과 상부교대를 포함하는 교량의 상부구조에 대한 연구와 교량의 하부교대 및 말뚝기초를 포함하는 교량의 하부구조에 대한 연구로 나눌 수 있다.

이에 본 연구는 한국도로공사 도로연구소 지반연구실과 동아건설산업(주) 기술연구소 구조연구실이 협동으로 수행되고 있다. 도로연구소 지반연구실은 말뚝기초의 거동 파악과 교대 배면의 수동토압 감소방안 등의 무조인트교량의 하부구조를 중점적으로 연구하고 동아건설산업(주) 기술연구소는 교대의 접합부 및 교각 연결부 처리방안을 비롯한 교량

상부구조에 초점을 맞추어 연구를 수행하고 있다.

본 연구는 1997 년부터 1999 년까지 표 1.1 과 같이 3 차년에 걸쳐서 수행되고 있으며 무조인트교량의 국내 실용화를 위하여 연구기간 중에 시험시공을 실시하고 있다. 이를 위하여 1 차년도에는 미국 등 외국에서의 무조인트교량의 시공사례 및 기술자료를 검토하여 설계 및 시공특성을 분석하였다. 이를 통하여 무조인트교량의 국내 시공을 위한 기술적인 문제는 없는 것으로 판단되었으며 국내 고속도로 현장 가운데 적절한 몇 개의 교량을 선정하여 무조인트교량으로의 설계변경에 대한 타당성을 검토한 후, 1 개의 시험시공 대상교량을 선정하였다. 국내의 도로교 설계특성을 반영하기 위하여 고속도로공사 표준도를 기준으로 무조인트교량을 설계하여 2 차년도에는 설계를 완료하여 구조검토를 실시한 후 시공에 착수하였다. 일반조인트 교량의 시공법과는 다른 특징적인 시공방법 및 재료에 대한 지침서를 작성하여 이에 준한 공사가 진행중이다. 3 차년도에는 시공 현장관리를 통하여 무조인트교량을 성공적으로 건설할 수 있도록 할 계획이며 특히 무조인트교량의 거동분석을 위한 계측을 수행하여 공학적 메카니즘을 분석할 예정이다.

표 1.1 연차별 도로연구소와 동아기술연구소의 연구수행 내용

한국도로공사 도로연구소 치반연구실		동아건설산업(주) 기술연구소
1차년도 (1997)	□ 시공사례 및 시방검토 □ 기초부의 비선형 거동파악 □ 시험시공 대상교량 선정 □ 토질조사 및 현장시험 □ 교대배면토압 감소방안 수립	□ 기술자료수집 □ 상부구조 거동 파악 □ 접속슬라브 역학적 메카니즘 분석 □ 상부구조와 교대와의 연결부 검토 □ 설계기법 검토를 통한 실시설계
2차년도 (1998)	□ 설계도면 검토 □ 공사지침 및 재료특기 시방 작성 □ 교각 및 교대부 지반조사 □ 하부구조 계측계획 수립	□ 설계도면 검토 □ 공사지침 및 재료특기 시방 작성 □ 시험시공현장 시공 지도 □ 하부구조 계측계획 수립
3차년도 (1999)	□ 말뚝항타관리 및 계측기 매설 □ 말뚝 및 교대의 거동계측 □ 시공 후 문제점 검토 및 보완 □ 교대 및 말뚝의 거동 분석 □ 무조인트교량의 성능 평가 □ 하부구조 설계 및 시공기준 수립	□ 상부구조 거동 계측 □ 조인트부 교대부 발생응력 계측 □ 온도변화에 의한 실이동량 계측 □ 상부구조 거동 계측결과 분석 □ 무조인트교량의 성능 평가 □ 상부구조 설계 및 시공기준 수립

제 2 장 무조인트교량의 개념

2.1 무조인트교량의 정의

무조인트교량이란 교량 전체에 신축이음장치를 두지 않고 상부구조를 교대에 일체시킨 일체구조 형식의 교량을 말한다.

(그림 2.1 참조)

그래서 단순히 포장층의 연속화만을 고려한 교량과는 상이하다. 조인트가 존재하지 않으므로 무조인트교량(jointless bridge)이라고 하며, 상부구조와 말뚝과 교대가 일체로 구성되어 있기 때문에 일체식교량(integral abutment bridge)이라고 부른다.

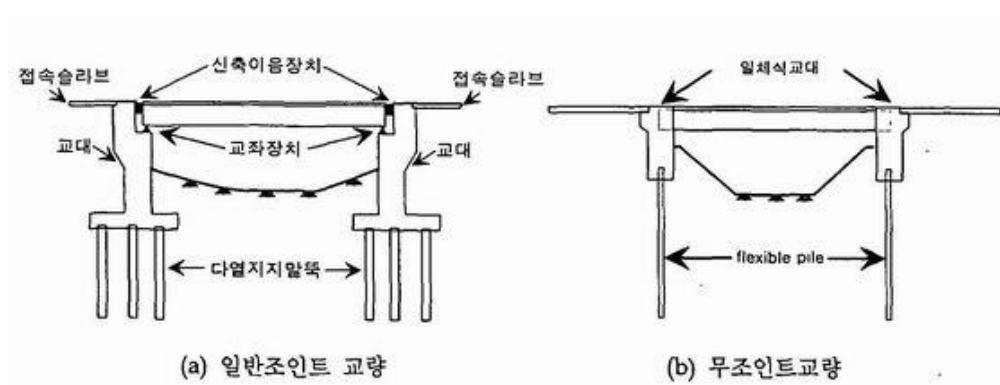


그림 2.1 무조인트교량과 일반 조인트교량의 비교

2.2 역사적 배경 및 발전과정

2.2.1 역사적 배경

역사적으로 초기의 무조인트교량은 암반을 깎아서 만든 아치교로 미국의 유타(utah)주에 있는 핑크빛 사암으로 만들어진 85m 의 <Rainbow Bridge National Monument>가 대표적이다. 인공재료를 사용하여 만든 무조인트 교량으로는 무보강 콘크리트로 세워진 로마의 아치교가 있다. 1910 년대와 1920 년대에는 충복식 아치 교량(Filled Spandrel Arch Bridges)에 석조를 대신해서 R.C.(reinforced concrete)를 사용하였다. 이런 교량의 포장과 채움토(Earth Fill)는 하나 이상의 연속된 아치형의 R.C. 슬래브에 의해서 지지되었다. 비록 여러 경간의 충복식 아치교는 측벽(side

wall)이나 레일에 이동조인트(movable joint)를 사용했으나 단경간 또는 이경간은 진정한 의미의 무조인트 교량이다. 1930년대에는 장경간의 Closed And Open Spandrel Rib Arch 교량이 건설되어 절정을 이루었는데 이들 교량에는 이동조인트가 없지만 교각이나 교각 사이 상판 슬래브에 이동조인트가 존재하였다. Open Spandrel Rib Arch 교는 다경간 연속고가교(continuous deck type bridge)와 비교될 수 있다. 궁극적으로 연속고가교의 건설은 보통의 단경간 벽체식 교대 교량 대신에 다경간 제방과 말뚝형식의 교대와 경제적으로 비슷해졌다. 이러한 교량중에 짧은 것들은 상판 조인트없이 건설되었다. 초기 교량의 경제성, 내구성, 단순성이 점점 긴경간에 대해서 적용되기 시작하였는데, Capped-Pile 교각과 교대로 지지되는 연속 R.C. 슬래브교 중에는 50 년 이상된 것도 있다.

2.2.2 무조인트교량의 발전

일체식 교대 교량 형식의 무조인트교량의 발생은 미국의 오하이오주에서 1925~1940 년 동안에 건설된 아치교를 통하여 알 수 있다. 이 기간동안 Large Open Spandrel Arch 교를 건설하면서 기술자들의 관심은 상판가동 조인트(movable deck joint)를 없애는 것이었다. 습도와 온도의 변화로 인한 상판의 변형이 가장 큰 문제였는데 상판 슬래브가 교각사이에서 연속이라면 Rib 와 상판 슬래브의 복합작용이 발생하고 습도와 온도의 변화에 대한 반대영향을 최소화하기 위하여 유연한 Slender Spandrel Column 을 사용하여 아치 Rib 와 상판슬래브의 상이한 거동을 가능하도록 하였다. 이런 교량의 대표적인 것은 Ashtavula Viaduct 이다. 이 설계가 성공적이어서 60 년이상을 flexible Reinforced Concrete Spandrel Column 이 교량의 유연성을 담당하게 되었다. 이 교량은 노후화된 상판슬래브의 교체 후 앞으로 50 년이상 유지될 것이다. 오하이오 교량 설계 기술자들은 이 유연성을 교각과 교대로 지지되는 교량에도 적용가능할 것이라 생각하여 고정 교각과 교대 대신에 유연하게 거동할 수 있는 파일을 적용하였다.

결과 오늘날의 무조인트교량은 온도변화에 의한 신축으로 발생하는 수평변위와 교대의 회전 등은 교대에 연결된 유연한 말뚝이 전담하도록 하고 있다. 말뚝은 교대에 일렬로 배치되어 구조물에 연결되어 있고 교각들은 가동 교좌장치에 의해 상부구조물을 지지하고 있다. 무조인트교량의 건설이 활발해지면서 상부구조물을 교대에 연결시키는 방법과 교량의 접속부 처리에 대한 경험이 쌓이기 시작하였고, 설계자들은 다양한 형식을 적용시켜 발전시키고 있다. 최근에서는 무조인트교량의 거동을 파악하고자 하는 연구가 활발히 진행중이며, 보다 연장이 긴 교량에 대해서 적용하고자 노력하고 있다.

2.2.3 반일체식 교량의 등장

최근에는 교량 상판의 신축이음장치를 제거하여 신축이음장치와 교좌장치로 인한 문제점을 해소하면서 교대에 이동베어링을 설치하여 교량 상판의 신축에 의한 변위를 조절하도록 한 반일체식 교량(semi-integral bridge)이 시도되고 있다. 미국의 오하이오주에서 비교적 활발히

적용되고 있는 반일체식 교량은 무조인트교량에서와 같이 교량상판을 교대에 매입하고 교대부에 그림 2.2 와 같이 이동베어링을 설치한다.

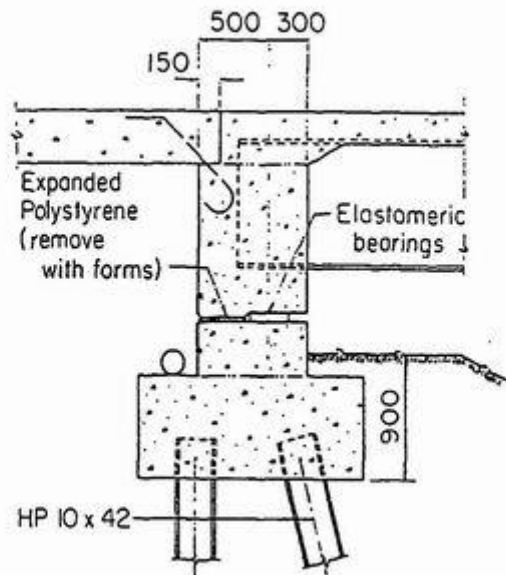


그림 2.2 반일체식 교량(semi-integral bridge)의 교대단면 일례

일체식교량은 교대배면에 걸리는 수동토압의 저감과 말뚝 거동을 용이하게 하기 위하여 일반 조인트교량에 비해서 폭과 길이가 월등히 작은 난쟁이 교대(stub type abutment)를 사용하므로 교대 및 말뚝의 안정성을 위하여 교대 전면에 1:2 사면의 제방을 설치하여야 한다. 반면에 반일체식교량은 일반조인트교량과 같이 기초부분은 고정되어 있고 교량 상부구조의 거동은 이동 베어링에 의해서 조절되므로 일반 조인트교량의 벽체식교대 형식과 유사하여 교대 전면의 제방은 불필요하다. 또한 기존의 기초 형식을 그대로 사용할 수 있어서 일반 조인트교량을 무조인트교량으로 개조하고자 할 때 용이하다. 우리나라에서는 교량이 농로와 수로 등을 횡단하는 경우가 빈번하므로 교량 하부 공간을 확보함과 동시에 신축이음장치를 제거할 수 있는 벽체식 일체교량의 적용성이 높을 것으로 기대되므로 무조인트교량의 연구와 더불어 반일체식 교량에 대한 연구 및 국내 적용성에 대한 검토도 이루어져야 할 것으로 보인다.

2.3 무조인트교량의 특성

무조인트교량은 상부구조와 교대가 일체식으로 연결되어 상부구조의 온도변화에 의한 신축을 일렬로 시공된 말뚝이 유연한 거동을 함으로써 조절하는 교량이다. 교각은 말뚝기초 또는 직접기초의 형식을 취하며 상부구조가 이동베어링으로 교각과 분리된 단순 또는 연속교량 형식을 취한다. 이런 구조적인 특징으로 말미암아 무조인트교량은 교대지점에 신축이음장치가 존재하고 고정지점 혹은 이동지점을 사용한 단순 또는 연속교량의 형식을 취하는 일반 조인트 교량에 비해서 몇 가지의 장·단점을 가진다.

◎ 설계의 단순성

연속교 형식을 취하는 일체식교대 교량의 교대가 일렬 말뚝으로 지지되어 있으며 교각 지점부에서 상부구조가 이동 베어링으로 분리되어 있는 경우, 설계 및 구조해석시 이러한 구조형식은 경우에 따라 1 개의 수평부재와 2 개 또는 그 이상의 수직부재를 갖는 뼈대구조물(frame structure)로 생각할 수 있다. 구조계산 수행시 이러한 뼈대구조물의 강성계수를 이용하여 분배계수(distribution factor)를 계산하며, 수직부재는 수평부재에 비하여 매우 유연하여 수평부재는 지지점을 가진 보로 가정할 수 있을 것이다. 결과적으로 교대와 상부구조의 연결부 설계를 제외하고는 일체식교대 교량의 뼈대구조물 효과(frame action)는 상부구조에 작용하는 수직하중에 대한 구조거동을 고려시, 그 영향을 무시하여도 될 만큼 작다고 볼 수 있다.

또한 일체식교대 교량의 설계시에는 교대와 교각의 횡, 종방향 하중 저항에 관련한 설계를 일반적으로 실시할 필요가 없다. 이는 강성이 매우 큰 상부구조가 교대와 직접 연결되어 있으며 교대는 다시 제방에 의하여 구속되므로 작용하중은 제방으로 전달되어 처리된다. 교대와 상부구조를 연결함으로 발생 가능한 2 차응력 효과(secondary effect: 건조수축, 크리이프, 수동토압 등)를 충분히 고려하여 설계를 실시하며 교대 날개벽은 수동토압에 저항할 수 있도록 보강설계가 필요하다. 교각 설계에 있어서는 대부분 발생하는 상부구조의 수평하중을 교대가 부담함으로써 교각 위에서 작용하는 수직력(사하중 및 활하중)과 교각에 직접 작용하는 수평력(하천 유속으로 인한 하중, 또는 교각 매입으로 인한 토압 등)만을 고려하면 된다. 그러나 이러한 하중의 영향은 매우 작으므로 실제로는 일체식교대 교량의 교각 설계시에는 수직력만을 고려한 설계가 실시된다.

◎ 상부구조 신축이음 장치 불필요

일체식교대 교량의 가장 중요한 특성중에 하나가 바로 상부구조의 온도신축을 위한 조인트가 존재하지 않는다는 점이다. 본 특성을 충분히 이해하기 위하여 교량의 이동 조인트의 문제점에 대하여 간단히 언급하면, 상판 조인트는 슬라브의 오염물질을 통과시키는 역할을 하고 광범위하게 상판 신축이음부의 하면에 부식 및 노후화를 촉진시킨다.

또한 상판의 신축이음부는 신축으로 발생하는 압력에 매우 취약하다. 신축이음부와 연결 시공된 슬래브 부위는 온도 상승에 따라서 팽창을 하게 되며 이러한 신장은 조인트의 유격을 감소시켜 일단 유격이 감소하게 되면 계속하여 증대되어 작용하는 압력은 교대배면과 교좌위치에 균열을 발생시킨다. 그러므로 교량에 이러한 신축이음부를 제거할 수 있는 대책이 마련된다면 이로 인해 소요되는 인적, 물적 자원을 절약할 수 있으므로 유지관리에 있어서 많은 이점을 확보할 수 있을 것이다.

또한 조인트의 제거는 부가적으로 차량 주행시 사용자에게 보다 안락한 승차감을 느낄 수 있을 뿐만 아니라 구조물에 발생하는 충격하중이 감소되므로 여러 측면에서 이점을 얻을 수 있다.

◎ 종방향 하중 저항력

일체식으로 건설되는 교량에서 온도변화에 의한 포장부의 종방향 하중 또는 압력은 교량상부구조와 상대적으로 단면적 차이가 많은 접속 슬래브를 통하여 전달되기 때문에 접속슬래브에서 높은 응력을 유발하여 국부적 파쇄 및 좌굴이 발생할 수 있다. 일체식 교대 교량은 종방향 하중에 대하여 충분한 저항능력을 갖추고 있으며 접속 슬래브와 포장과의 경계면에 간단한 응력해소 조인트(pressure relief joint)를 설치함으로써 이 같은 문제를 감소시킬 수 있다.

◎ 시공기간의 단축

다음과 같은 시공 요인으로 인하여 일반 조인트 교량과 비교시 공기단축면에 상당한 우수성을 갖는다.

- 제방설치 : 구조물의 설치 전 제방작업을 실시하므로 일반조인트 교량보다 많은 작업이 단순화되어 기능을 요하는 작업이 많이 생략된다. 따라서 간단히 대형 토공장비와 다짐기를 사용하여 제방을 축조할 수 있으므로 작업인력의 필요성이 많이 줄게 된다.
- 물막이공 최소화 일반적으로 일체식교대 교량의 경우 교대의 위치는 사용되는 구조형식 때문에 응벽식교대 교량보다 제방의 상단에 위치하게된다. 따라서 교대 굴착 및 말뚝관입 작업이 제방의 최상단부에서 실시될 수 있으므로 물막이 및 배수작업이 없이도 공사가 가능하다. 또한 기초 시공시에도 기존의 일반조인트교량의 교대 크기보다 현저히 줄기 때문에 교대의 자중이 감소되어 소요말뚝의 지지력이 감소한다. 따라서 교대를 지지하는 말뚝의 갯수가 줄어들고 이에 필요한 절대공기를 고려시 단기간에 공사가 진행될 수 있다. 추가로 말뚝 캡핑(capping)부 및 상부구조 공사는 하천 수위와 관련없이 공사를 마르게 수행할 수 있다.
- 굴착의 최소화 : 일반적으로 교대를 시공하기 위하여 굴착하여야 하는 깊이는 약 60~90cm 를 초과할 필요가 없다. 이는 현재 일반적으로 교대의 시공방법인 교대가 세워질 부분의 토사를 모두 굴착 후 말뚝 및 교대구조물 공사를 실시하고 노면까지의 뒷채움 작업을 하는 것이 아니라, 우선 교대 제방부 성토를 실시하여 다짐을 한 후 기초와 교대부를 시공할 수 있다. 이러한 시공순서는 기존의 방법에 비하여 토공작업에 걸리는 공기를 월등히 줄일 수 있으므로 유리하다.
- 수직말뚝 : 미국의 일체식 교대교량의 시공실적을 조사하여 보면, 일반적으로 교대말뚝은 일정한 간격으로 일렬 시공한다. 이는 온도 팽창 및 수축으로 발생하는 상부구조의 종방향 변위를 교대 말뚝이 쉽게 받아 줄 수 있도록 하는 개념인 것이다.다시말해 교량의 종방향 변위를 말뚝의 유연성을 이용하여 허용하는 개념인 것이다. 따라서 교대부 말뚝은 여러 종류의 말뚝 중 유연성을 최대로 보장할 수 있는 H 형강 말뚝을 주로 사용하고 있으며 교량 종방향을 기준으로 약축으로 시공을 실시하기도 한다. 상대적으로 일반 교량의 교대 말뚝은 다열 또는 경사 말뚝으로 시공되는 경우가 많다. 장기간 일체식교대교량인 경우에는 교대 뿐만 아니라 교각의 유연성도 이용하는 경우도 있으나 이러한 방법은 아직 널리 사용하고 있지 않으며 현재 일반적으로 중·소형 교량에 일체식교대 교량을 적용할 경우 교각의 기초형식은 일반교량과 동일하게 사용하면 된다.

- 거푸집 형상의 단순화 : 일체식 교대 교량의 교대 Capping 은 주로 사각형 형상을 가지며 제원 또한 기존 응벽식 교대보다 현저히 줄어들기 때문에 부대적으로 거푸집공사 및 노동인력을 절감할 수 있으므로 경제적으로 많은 이점을 가져온다.
- 적은 시공조인트 : 일체식교대 교량은 이미 설명한 바와 같이 교대부의 제원 감소로 인하여 적은 횡수의 콘크리트 타설과 이에 따른 양생기간을 요하므로 응벽식 벽체교대보다 시공 조인트의 수가 적게 된다. 대부분의 일체식교대 교량의 교대부는 4 회 정도의 타설 기간을 요하며, 말뚝 Cap, 연결부 연속처리, 상판, 접속 슬래브 공사의 경우 각 1 회의 콘크리트 타설을 필요하게 된다. 단기간 일체식교대 교량의 경우는 콘크리트 타설에는 2 회 정도의 콘크리트 타설 기일을 요하며 둘째날의 타설의 경우는 독립적인 접속 슬래브의 타설을 할 수 있다. 일반 교량의 경우와 비교시 콘크리트 타설은 4~5 회를 필요로 하며 이후의 양생기간을 비교할 경우 매우 공사기일의 차이를 보여준다.
- 부재 요소의 최소화 : 앞서 기술한 바와 같이 일체식교대 교량은 고정, 이동베어링과 상판 조인트의 부속물이 필요 없으며 따라서 부속물의 설치까지 걸리는 기간을 생략할 수 있다.
- 허용 시공오차 : 조인트 교량의 정밀 시공을 요구하는 부분이 일체식교대 교량에서는 필요 없게 된다. 예를 들면 교좌장치 설치를 위한 높이, 경사, 교좌위치의 확보등은 일반 조인트교량과 같이 더 이상 중요한 사항이 아니다.
- 기존 구조물의 제거작업 최소화 : 기존의 응벽식교대 교량을 연속 일체식교대 교량으로 대체하는 경우, 새로운 교량은 기존교량을 완전히 철거하지 않고 시공이 가능하다. 일체식교대 교량 시공시 하상의 교대를 철거하지 않고도 공사가 가능하므로 철거작업을 위하여 기존에 실시했던 물막이 공사 등의 부수적인 작업들이 생략된다.
- 단순한 교좌 위치 : 교좌장치의 시공은 상당수준의 인력과 기술 및 정밀성을 요하는 공사라 할 수 있다. 실제로 탄성고무받침(elastomeric) 베어링을 설치하는 P.S.C Beam 의 하면은 교량의 횡방향 기울기 및 종방향 기울기, 프리스트레싱에 의한 캠버(camber) 및 크라운(crown)을 맞추기 위하여 보의 하면, 베어링의 밑면, 교좌위치 등에 대하여 기하학적인 불규칙성을 만족하기 위한 보정작업이 필요하다. 그러나 이러한 모든 작업을 수행 한 후에도 시공조건을 만족시키지 못하여 끼움재등을 이용하여 문제를 해결하는 경우가 빈번히 발생하고 있다. 그러나 일체식교대 교량은 교대부의 경우 특별한 교좌의 위치가 필요하지 않으므로 위와 같은 작업이 불필요하게 된다. 단지 상부구조(예를들어 보, 주형, 상판슬래브 등)와 교대를 콘크리트로 일체화하기 위하여 타설전에 고정시킬 수 있는 장치(일반적으로 볼트를 사용함)가 필요하다.

◎ 스패ن(Span) 비율의 넓은 선택 범위

단부지간과 중앙지간의 비율(L_e/L_c)은 대부분의 연속교량 형식은 0.75~0.8 정도에서 합리적이고 안정적인 설계 및 시공을 실시 할 수 있다. 이 값은 일반적으로 많이 사용되는 비율이며 때때로 교량 시공 조건상 더욱 작은 값의 사용이 요구된다. 예로서 0.6 의 비율이 필요한 조인트 교량의 경우는 상판 콘크리트 타설시의 보의 들림을 방지하기 위한 조치가 필요하다. 이와 같은 절차는

때때로 매우 어렵고 복잡하며 추가적으로 상당한 비용이 발생하는 경우가 있다. 반면에 일체식교대 교량은 상부구조가 교대와 일체로 시공되므로써 상승력에 대하여 구조물의 자중이 상승력에 대하여 저항을 함으로써 지간비율을 0.5 까지 기본적인 설계개념의 변화없이 적용 가능하다. 예로써, 도로가 협소한 곳에 오버브리지(overbridge)를 시공할 때 도로 중앙부에 교각을 세울 수 없는 경우에 대하여 적용할 수 있는 이점을 가지고 있다.

◎ 내진성

일체식교대 교량의 양쪽 교대는 상부구조와 함께 고정되어 있어 지반과 동시에 거동함에 따라 상대 변위가 적어 지진하중에 대하여 기존 조인트 교량보다 유리하다. 그리하여 지진 활동이 매우 활발한 지역에서 타교량 형식보다 적용성이 뛰어나 미연방도로 국(FHWA) 또한 그 활용을 적극적으로 권장하고 있다. 교대 배면토와의 상호작용은 기초를 통하석 전달되는 상부구조의 종방향 지진거동을 감소시키는 역할을 하는데, 60m 이하의 교량에 대한 실험 결과 상부구조의 종방향 모드에 대하여 15%정도의 감쇄작용을 함이 밝혀졌다. 또한 일반 조인트 교량과의 지진거동을 비교하면 가장 위험한 상황인 낙교에 대한 여유성이 매우 크며 이는 실제 미국 캘리포니아 주의 지진 피해 조사에 의하여 자혀진 바 있다.

◎ 교대 지점부 활하중 분배에 유리

상부구조에 작용하는 활하중이 베어링을 통하여 하부구조로 전달되는 기존의 조인트 교량의 하중전달체계와는 달리 상부구조(보)와 교대가 일체식으로 시공된 일체식교대 교량이 상부로부터 전달되는 활하중을 보다 넓고 고르게 분포함으로서 공용중 발생하는 응력을 효과적으로 감소시킬 수 있다.

◎ 교대말뚝의 높은 응력 발생

일체식교대 교량을 구성하고 있는 부재 요소들은 일반 조인트교량과 같이 주하중(사, 활, 충격하중)에 의하여 발생하는 응력과 이차하중(건조수축, 크리이프, 온도변화 등)에 의하여 발생하는 응력을 동시에 부담하여야 한다. 그러나 교대부의 수직말뚝은 온도변화에 의한 상부구조의 신축으로 발생하는 변위에 대하여 저항함으로써 조인트 교량과 비교시 상대적으로 보다 높은 휨 응력이 발생한다. 이러한 휨 응력은 무조인트교량의 연장이 길어짐에 따라 증가하여 말뚝 재료의 항복응력점에 도달하는 경우도 보고되고 있다. 따라서 이 같은 응력이 발생하게 되면 수직말뚝에는 교량 상부구조의 신축으로 발생되는 휨응력에 의한 소성 힌지가 말뚝부에 발생할 가능성이 존재한다. 이 같은 특성 때문에 일체식교대 교량의 교대부 말뚝은 특별한 시공제한 조건이 따르게 된다: 즉, 충분한 축하중 능력을 보유함과 동시에 국부적인 변형으로 발생하는 말뚝의 휨응력 또한 처리할 수 있는 말뚝기초 형식이어야 한다. 그러므로 90m 이상의 일체식교대 교량에서 는 이런 조건을 고려시, H 형강 말뚝이 가장 합리적 선택이라 할 수 있다.

◎ 교량 적용범위의 제한

일체식교대 교량은 그 적용성에 어느 정도 제한조건을 가지고 있다. 즉, 발생하는 수동토압의 제한, 일반적으로 사용되는 접속도로부의 압력제거용 조인트를 사용하기 위한 교량의 종방향 이동량의 제한, 곡선교에서의 사용 불가, 30°이상의 사교에서의 사용제한, 지반의 안정성이 불확실한 장소, 교대의 침하가 과다하게 발생하는 장소, 침수가 예상되는 장소는 부력 때문에 사용이 제한되고 있으나 이 규정은 특별한 조치가 없을 경우를 의미하며, 발생 가능한 문제점들을 충분히 고려하였다면 위의 제한 조건에 상관없이 적용이 가능하다.

◎ 부력에 대한 취약성

일체식교대 교량은 조인트가 존재하지 않으므로 교량이 침수가 되는 경우 부력이 발생 할 수 있다. 다시 말해 하천교량의 경우 홍수로 인해 물이 불어나 통수단면을 초과 할 경우, 기존의 조인트교량은 신축이음부와 같은 연결부위로 수위상승에 의한 공기가 배출 될 수 있으나 일체식교대 교량은 이러한 연결부위가 존재하지 않으므로 교량 상부구조가 부력에 의해 상승력을 받을 수 있다는 것이다. 이러한 부력에 의한 영향은 특히, I 거더 형식과 Box 형식의 경우 가능성이 매우 높다. 부력의 발생시 교대와 격벽은 이에 저항하는 역할을 하게 되겠지만 하천범람의 위험이 존재하는 교량에 무조인트 교량을 적용하기 위하여는 I형거더 교량의 경우 각 주형사이에 공기가 배출 될 수 있도록 주형에 공기 배출구를 마련하는 등 부력저항에 대한 안전율을 충분히 고려한 후 이에 합당한 설계가 필요하다.

◎ 접속슬라브의 필요

일체식교대 교량은 교량폭 전체에 대하여 접속 슬라브가 필요하게 된다. 이와 같은 접속 슬라브는 교대 뒷채움재의 침하시 도로면이 함께 침하되는 현상을 방지하게 되므로 교대배면의 수동토압 효과를 감소시킨다. 만일 접속슬라브가 충분한 길이를 가진다면 교대배면의 상재하중을 넓게 분포시킴으로서 활하중에 의한 영향을 감소시킨다.

◎ 응력해소 조인트의 필요

앞서 기술한 접속슬라브와 도로 포장사이에 온도에 의한 신축작용(pressure relief joint) 및 접속슬라브가 변위를 가질때(교대 배면쪽으로 밀릴 때) 완충작용을 할 수 있는 신축장치(cyclic joint)가 필요하게 된다.

교대로부터 전달되어 온 수평응력을 해소하기 위하여 미국의 각 주는 그림 2.3 의 예에서 보여지듯이 다양한 형태로 접속부를 설계하고 있다.

그림 2.3 의 (a)는 무조인트교량 접속부의 가장 전형적인 형태이다. 접속슬라브는 교대에 연결되어 있고 포장체의 압력에 의한 영향으로부터 교량과 신축조절용 조인트(cycle control joint)를 보호하기 위하여 포장부에 3-ft 폭의 응력해소 조인트(pressure relief joint)가 사용되었다. 이 신축조절용 조인트는 다양한 형태의 슬리퍼 슬라브(sleeper slab 접속슬라브 하부에 놓인 슬라브)를 가지고 있으나, 표면에는 신축성 채움재(filler)로 채워져 있다. 교량이 수축하면 이 조인트에 공간이 생겨서 물과 파편들이 침투하게 되고 교량이 신장하면 이 파편들과 조인트

채움재는 압축된다. 이러한 과정을 도식적으로 나타내면 그림 2.4 과 같다. 이러한 과정이 반복되면 충분한 응력이 발생하여 슬리퍼 슬라브와 100-ft 의 포장체를 응력해소조인트로 이동시킨다. 이렇게 이동이 발생하면 신축조절용 조인트의 간격은 넓어지고 채움재는 느슨해져 주행차량에 의해 제거된다. 일단 채움재가 빠지고 나면 이 부분의 파손은 급격히 진행된다. 그러나 이러한 일련의 과정은 비교적 오랜 기간에 걸쳐서 발생하고, 응력해소 조인트가 포장부의 신장과 무조인트교량의 신축에 의한 파괴응력을 해소할 수 있도록 한다. 이런 설계에서 가장 중요한 것은 신축조절용 조인트의 신축에 따라서 채움재와 슬라브 사이에 물과 파편이 침투할 공간이 생기지 않을 만큼 신축성이 뛰어난 채움재를 개발하는 것이다.

(b)의 형태는 몇 가지 결점을 가지고 있다. 접속슬라브가 교량에 강결되어 있지 않아 수축기간에는 교량과 접속슬라브의 연결부에 파편이 채워지고 신장기간에는 파편에 의해서 접속슬라브가 포장부쪽으로 밀리게 된다. 이와 동시에 접속포장부와 접속슬라브 사이의 조인트에 설치된 4 인치 폭의 폴리우레탄 채움재는 4 년정도의 기간이면 포장부의 신장에 의해서 수축하게 된다. 이렇게 접속포장부와 접속슬라브 사이의 조인트에 응력이 집중하게 되면 조인트는 파괴되고 포장체는 솟아 오르게 된다.

(c)의 경우는 접속포장부의 신장을 억제하고 신축조절용 조인트를 보호하기 위하여 콘크리트 앵커가 설치되어 있다. 신축조절용 조인트는 1 인치 폭의 채움재를 넣고 그 표면에 봉합용 액체를 쏟아 응고시킨 것이다. 그러나 콘크리트 앵커가 포장부의 신장에 충분히 저항하지 못함으로 인하여 조인트부의 수축에 의한 파괴가 비교적 빨리 발생한다.

(d)의 경우는 접속포장부의 신장에 의해서 유발된 응력을 앵커 슬라브가 충분히 저지할 수 있을 것으로 보인다. 접속슬라브는 교대에 앵커로 고정되어 있고 신축조절용 조인트는 4 인치 폭으로 4 인치 채움재(filler)로 채워져 있다. 그러므로 교량이 수축하게 되면 틈이 생겨서 물과 파편이 끼어들고, 교량의 신장기간에는 파편들이 압축되면서 응력이 발생한다. 온도변화에 의한 교량의 수축과 신장이 반복되면 압축된 파편들에 의해서 유발된 응력이 증가하여 접속 슬라브에 횡방향의 크랙과 약간의 용기가 발생할 수도 있다. 그러나 (a)의 경우와 마찬가지로 조인트부의 채움재가 충분히 신축성을 가질 수 있다면 적절한 접속부가 될 것으로 보인다.

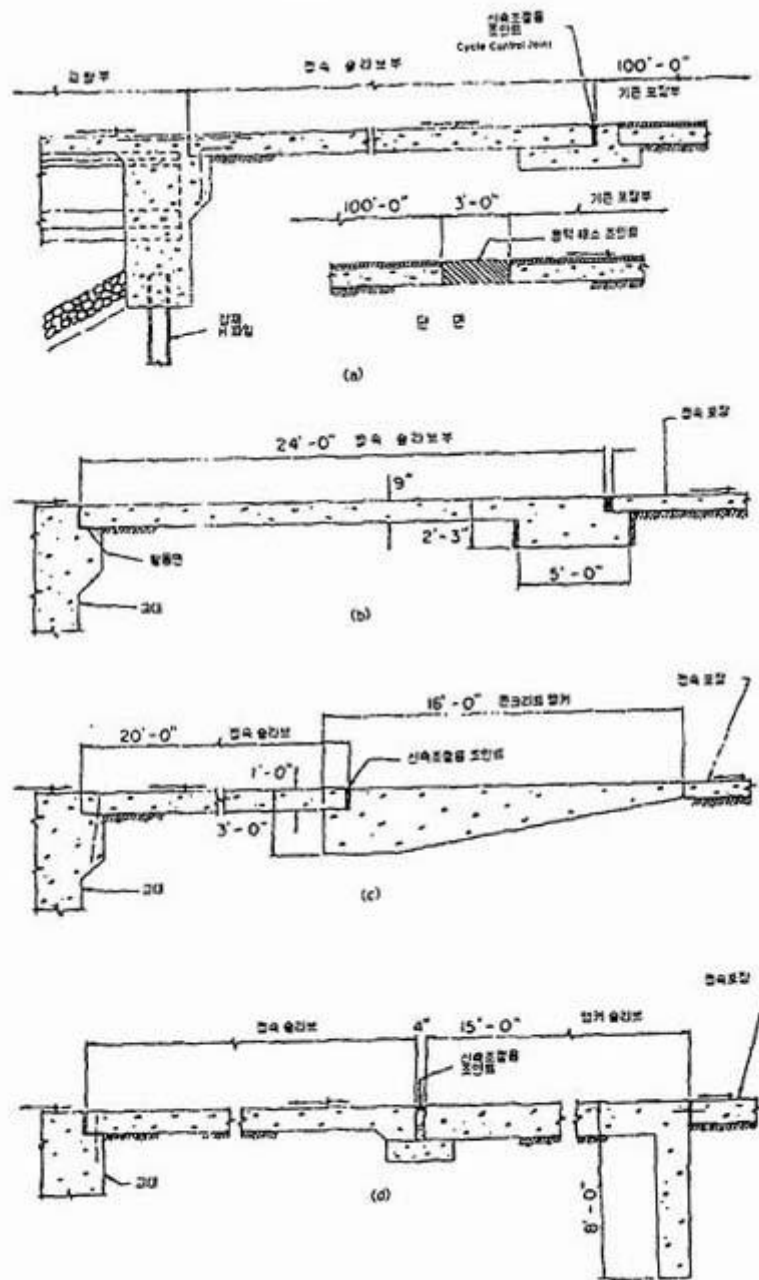


그림 2.3 접속부의 다양한 형태

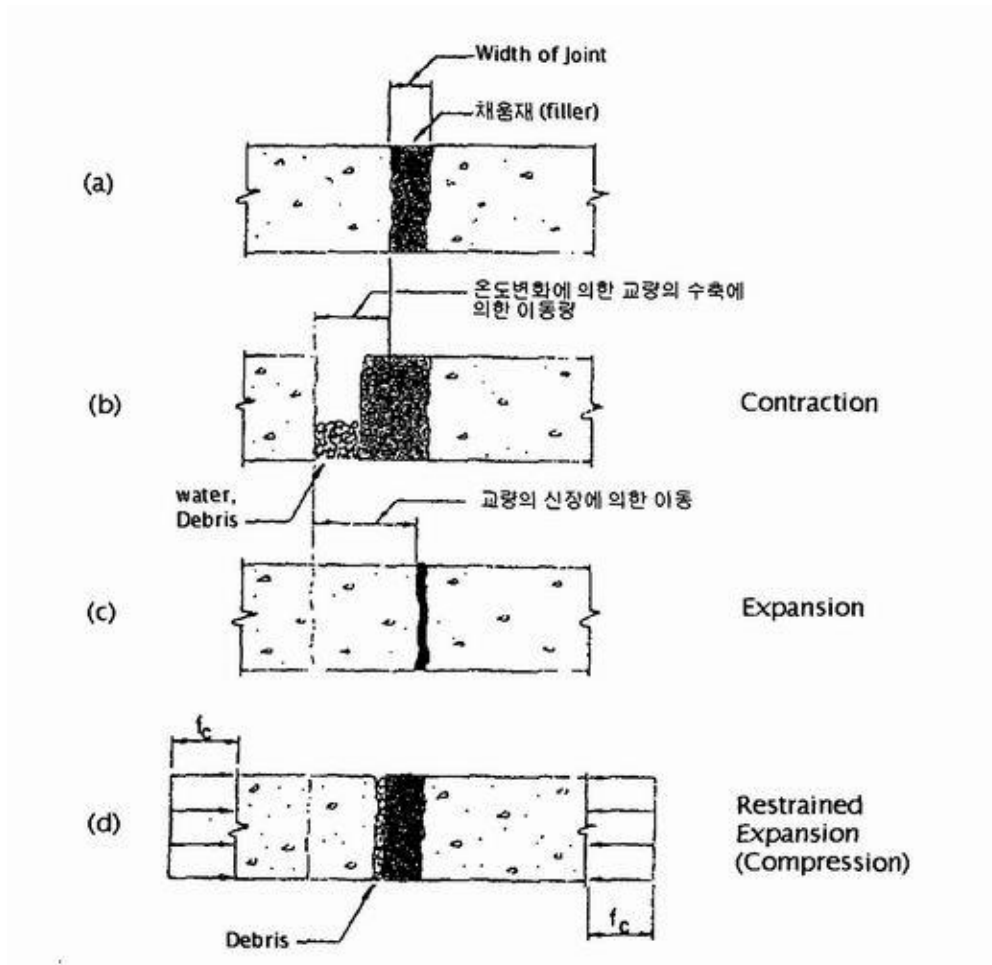


그림 2.4 신축조절용 조인트(Cycle-Control Jeint)의 주기적 활동

2.4 무조인트교량의 적용 결과

1930 년대에 미국의 오하이오 도로국(ohio department of transportation)에서 처음으로 R.C. 슬래브 무조인트 교량을 세운 이래로 1960 년대에 들어서는 신축이음부가 존재하지 않거나, 최소의 신축이음부를 사용하는 교량 형식이 활발히 적용되고 있다. 이 형식의 교량들은 시공 후 관찰결과에 의하면 특별한 문제가 발생되지 않는 것으로 보고되었으며, 미국의 많은 州에서도 일반화된 공법으로서 적용되고 있는 실정이다.

현재 11 개의 주에서는 300ft(약 91m) 연장의 교량에 대해서는 무조인트교량으로 건설하고 있으며 미주리와 테네시에서는 더 긴 연장의 무조인트교량이 건설되고 있다. 미주리에서는 500ft(약 152m)와 600ft(약 182m)의 무조인트교량의 건설되었다고 보고되고 있으며, 테네시주에서는 400ft(약 122m)와 800ft(약 244m)의 교량이 건설되었다. 캐나다 및 일본을 비롯한 유럽아서도 무조인트 교량에 대한 관심이 높아져 시공 사례가 늘고 있다.

표 2.2 은 최근 미국 일리노이즈주(州) 도로국(DOT)에서 미국 각주에서 사용중인 무조인트교량의 적용 결과를 조사한 자료이다. 표에 쓰인 약어는 다음을 표시한 것이다.

- o STATE : 설문 실시 주(州)
- o USE : 일체식교량(Integral bridge)의 사용 여부 (Y: 사용, N: 미사용)
- o TYPE : 사용하고 있는 교량 (1=주도로, 2=국도, 3=모든도로)
- o LENGTH : 연장
 - 1=<200 ft (60.96m) 5=500~600 ft (152.4~182.88m)
 - 2=200~300 ft (60.96 ~ 91.44m) 6=600~700 ft (182.88 ~213.36m)
 - 3=300~400 ft (91.44 ~ 121.92m) 7=700~800 ft (213.36 ~243.84m)
 - 4=400~500 ft (121.92 ~152.4m) 8=>800 ft (243.84m)
- o EXP.JTS : 접속슬라브에서의 조인트 사용 유무와 교대로부터의 거리
- o PILE CAP : 말뚝캡 사용여부 (Y: 사용, N:미사용)
- o 1st LAB : 해당 주에서 최초의 시공 연도
- o LONGEST : 최대 연장 (1)강교, (2) 현장타설 (3) pre- or posttensioned
- o BAK MAT : 교대 뒷채움재 (G: 자갈, W.G.: 세척한 자갈: N.S.: 특별한 재료를 사용하지 않음, N.A.: 응답 없음)
- o DIS-ADV : 관찰된 문제점. 번호는 표 2.1 의 해당 번호

표 2.1 미국 각주의 DOT 에서 인정한 일체식 교량의 단점

번호	내 용
1	교대배면토압 증가시 교대 균열 유발
2	교대면이 교축에서 20° 이상 벗어나면 사용할수 없음
3	짧은 교량에만 사용가능
4	교대배면 아스팔트균열로 인하여 교량단부 또는 접근슬라브의 용기가 나타남.
5	일체식교량의 교대는 말뚝지지로 한정, 천공말뚝은 사용할수 없음
6	합리적인 거동예측방법의 부재, 또한 열응력을 알수없음
7	PC교량인 경우에 임시 버팀재가 필요
8	보를 설치후 뒤채움을 하므로, PC보를 설치시 크레인이 가까이 갈수없다. 상당히 큰 팔길이의 크레인이 요구됨.
9	접근슬라브를 교대에 연결하는 상세사항이 부재.
10	일반 접근슬라브보다 긴 것이 요구됨
11	폭의 확장과 같은 향후 증축에 한계가 있음.
12	슬랩, end diaphragm 또는 날개벽에 균열가능성이 있음
13	날개벽을 교대에 연결시킬수 없음
14	물의 유입으로 인한 접근부 성토체의 침식
15	경사가 급한 위치에 교량건설시 현장문제 발생우려

표 2.2 미국 각 주에서의 무조인트교량 사용에 관한 설문조사 결과

STATE	USE	TP	LENGTH								EXP JTS	PILE CAPS	1ST IAB	LONGEST			BKF MAT	DIS ADV
			1	2	3	4	5	6	7	8				1	2	3		
ALABAMA	N																	
ARIZONA	Y	3	o								NO	Y	76	90		49	G	10, 14
ARKANSAS	N																	6
CALIFORNIA	Y	3	o	o							YES	Y	50	73	79	73	G	10, 14
COLORADO	Y	3	o	o	o						200'	Y	75			137	G	4
FLORIDA	Y	1	o								0'	Y	85		61		N.A.	N.A.
GEORGIA	Y	3		o		o					N.A.	Y	77	104		145	N.A.	N.A.
HAWAII	N		o	o							N.A.	N.A.	67			30	N.A.	3
IDAHO	Y	3	o	o							50'	Y	72	81	80	159	G	5, 2, 4
ILLINOIS	Y	3	o								20'	Y	86	70	30	76	G	6
INDIANA	Y	3	o								YES	Y	72		46		G	none
IOWA	Y	3	o	o							YES	Y	64		40	91	G	2,3
LOUISIANA	N																	
MICHIGAN	N	2		o							YES	Y	70	76			G	N.A.
MINNESOTA	Y	3	o								YES	Y	60	61			G	2, 3
MISSISSIPPI	N		o										40	9	12		N.A.	N.A.
MISSOURI	Y	1	o	o	o	o	o				50'	Y	60's	152	183		N.A.	2
MONTANA	Y	3	o	o							0'	Y	N.A.	46	33	70	G	4
NEBRASKA	Y	1		o							0'	Y	69	141		79	G	13
NEVADA	Y	3	o	o	o						0'	Y	74	90		162	G	none
NEW JERSEY	N																	
NEW HAMPSHIRE	N																	
NEW MEXICO	Y	3	o	o	o	o					NO	Y	77	76		137	G	16
N. CAROLINA	N																	
N. DAKOTA	Y	1	o	o		o					20'	N	60	107	30	137	G	1, 2, 3
OKLAHOMA	Y	1	o	o							15'	Y	79		85	64	G	10
OREGON	Y	3	o	o							NO	Y	30		117	128	G	3
PENNSYLVANIA	Y	1	o	o							YES	Y	86			76	G	8
S. CAROLINA	Y	1	o								20'	Y	74	67	46		N.S.	N.A.
S. DAKOTA	Y	3	o	o	o						20'	Y	48	108	99		G	none
TENNESSEE	Y	3	o	o	o	o	o	o	o	o	0'	Y	70	127	140	283	G	none
TEXAS	N																	
UTAH	Y	3	o	o	o						NO	Y	50's	137	46	122	G	9
VIRGINIA	Y	1	o								NO	Y	82	55			G	2, 15
WASHINGTON	Y	1	o								NO	Y	20		107		W.G.	11, 7
W. VIRGINIA	N																	
WISCONSIN	Y	3		o							NO	Y	70	30	46	91	G	7
WYOMING	Y	3	o	o							NO	Y	60	109	61	52	G	N.A.

제 3 장 무조인트교량 두동교의 설계특성

3.1 설계의 기본개념

일체식 교대 교량(무조인트 교량)은 일반적으로 신축이음 장치와 베어링을 갖는 조인트 교량보다 여러 가지 우수한 장점이 있는 것으로 판단된다. 시공과 유지관리 비용에 있어서도 일반 조인트교량에 비해 상당한 절감효과를 갖는 것으로 조사되었다. 이러한 무조인트교량은 경험적으로 시공되기 시작하여 현재는 여러 국가에서 그 공학적 메카니즘에 대한 활발한 연구가 진행되고 있다. 따라서 본 장에서는 현재 국내에서 시공되고 있는 무조인트교량의 설계개념을 설명하고자 한다.

일체식 교대 교량은 하부구조(교대, 긴각)가 상부구조에 일체로 연결되어 있는 단경간또는 다경간 교량을 의미한다. 일반적으로 일체식 교대 교량의 교대는 말뚝으로 지지되는 난쟁이 교대를 사용하고, 교각은 교대와 마찬가지로 상부구조와 일체로 연결되기도 하나 일반교량과 같이 양방향 거동을 할 수 있도록 베어링을 사용하기도 한다. 일체식 교대 교량의 거동이 성립될 수 있는 가장 큰 이유는 하부구조가 신축이음장치를 대신해 유연하게 작동한다는 것이다. 이러한 유연성은 난쟁이 교대에 일렬 시공된 파일에 의해서 확보된다.

이러한 조건하에서 상부구조와 하부구조의 연결부는 사하중과 활하중이 작용시 구조적으로 힌지 거동을 한다. 난쟁이 교대를 지지하는 말뚝은 그 길이가 3m 이상인 것을 사용하는데 그 이유는 상부구조의 모멘트를 감소시키는 역할을 수행하고 교대와 함께 파일의 유연성을 확보하기 위함이다. 교대 뒷채움으로 사용되는 재료는 교대의 이동을 용이하게 하고, 수동토압을 감소시킬 수 있는 재료를 사용한다. 또한 일체식교대 교량에서 사용되는 접속슬래브는 교량 상부구조에서 온도에 의한 변위와 하중을 전달하는 역할을 수행하며, 날개벽은 온도변위에 의한 교대이동시 교대를 원활하게 이동시키도록 일반조인트 교량과 비교시 단면이 작은 것을 사용한다.이상에서 설명한 일체식교대 교량은 다음의 조건하에서 성립된다.

- 교량 연장 150m 이하
- 사각 30° 이하
- 상부거더를 직선
- 교대 지지파일 길이 3m 이상

3.2 기본 설계

3.2.1 도로 선형

현재 교량의 위치는 종단선형과 평면곡률($R=2000$)의 선형 상에 위치하고 있으며 교각아래에 리드와 수로가 있기 때문에 교량전체는 29°의 사각을 가지고 있다. 이와같은 조건하에서는 PSC Seam 부재의 설계시 배치를 충분히 고려하고, 원설계의 도로선형조건(곡률, 종단구배, 횡단구배, 사각)을 수정없이 그대로 적용하여 설계를 실시하였다.

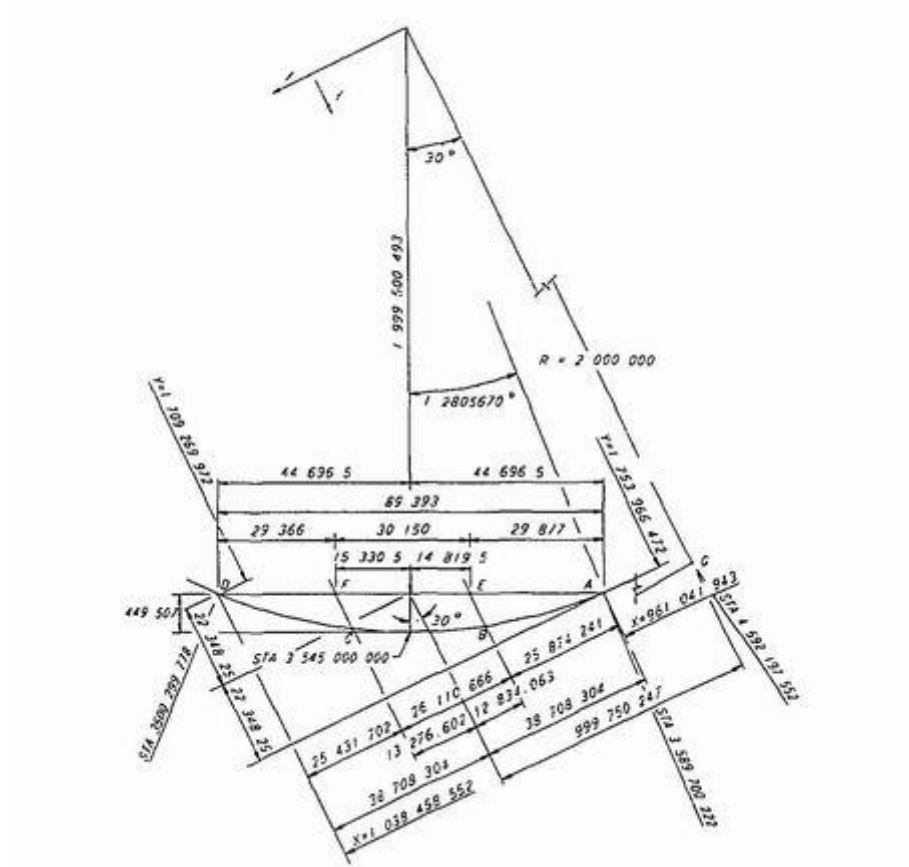


그림 3.1 도로선형

3.2.2 구조물 배치

구조물 배치는 곡률과 사각을 고려하여 빔배치의 정밀성을 높였다. 도로선형계획에서 이미 지정한 바와 같이 곡률과 사각이 존재하는 PSC Beam 교량에서 주형으로 사용되는 PSC Beam은 직선이므로 교각과 교대부에서의 Beam 배치와 관련된 Layout이 매우 중요하며 설계시 이에 대한 정밀 배치 작업을 수행하였다. 무조인트 교량의 특성상의 하나인 양측 교대와 교각을 평행하게 배치하였으므로 Seam 배치 또한 이를 고려하여 각 PSC Seam의 지점부의 설치 각도 및 높이를 산정하였다.

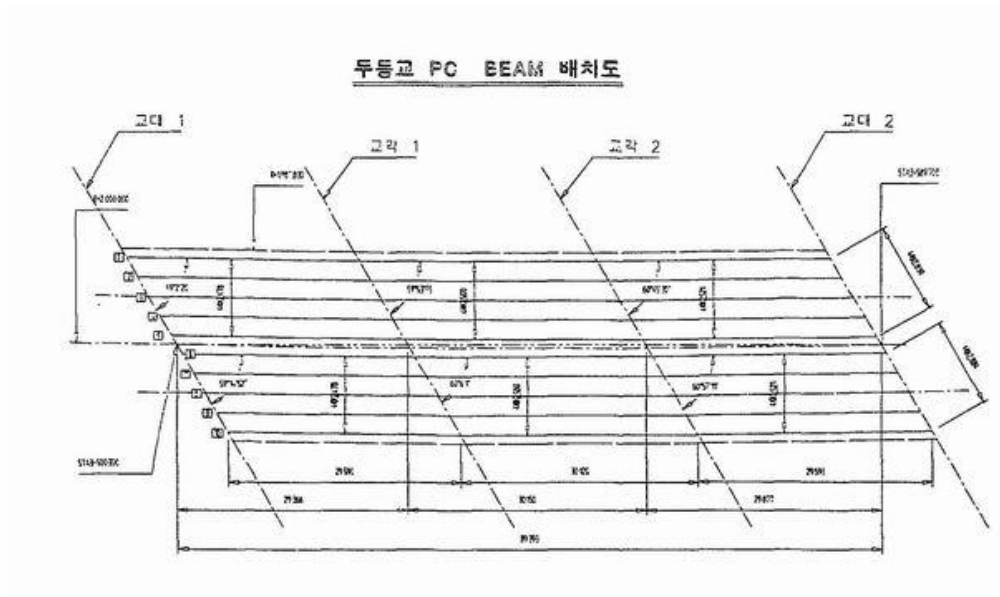


그림 3.2 두동교 PSC Beam 배치도

3.3 구조물 세부설계 내용

3.3.1 일체식 교대 및 상부구조와 교대 연결부의 설계

▶ 교대 벽체 설계

(1) 설계 조건

- 내부마찰각 (ϕ) : 35°
- 흙의 단위중량 : 2.0 t/m^3
- 지표상재활하중 : 1.0 t/m
- 콘크리트 단위중량 : 2.5 t/m^3
- 콘크리트 설계강도 : $\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$
- 철근 허용응력 : $\sigma_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$

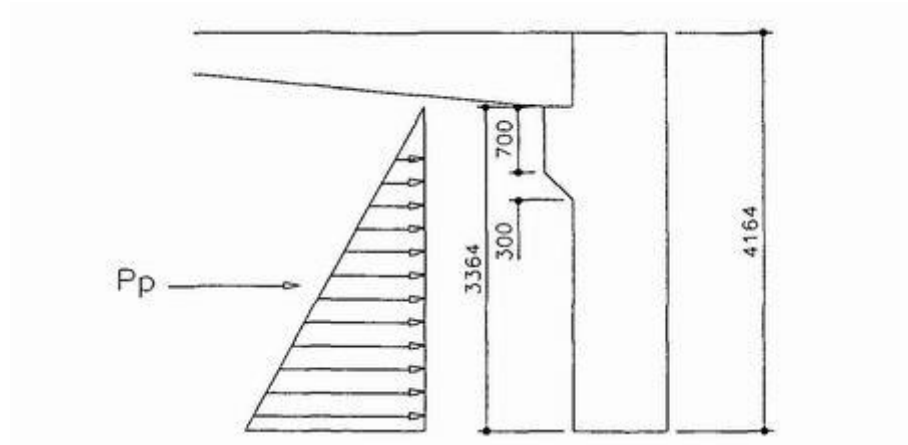


그림 3.3 벽체 토압 모델

(2) 벽체 토압 휨 설계

- RANKINE 수동토압계수

$$K_p = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) = 3.69$$

- 수동토압

$$P_p = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_p \times H^2 = \frac{1}{2} \times 2.0 \times 3.69 \times 3.364^2 = 41.757 \text{ t/m}$$

여기서, γ : 뒷채움 단위중량(t/m³)

K_p : RANKINE 수동토압계수

H : 수동토압 작용고(m)

(3) 벽체설계 모델

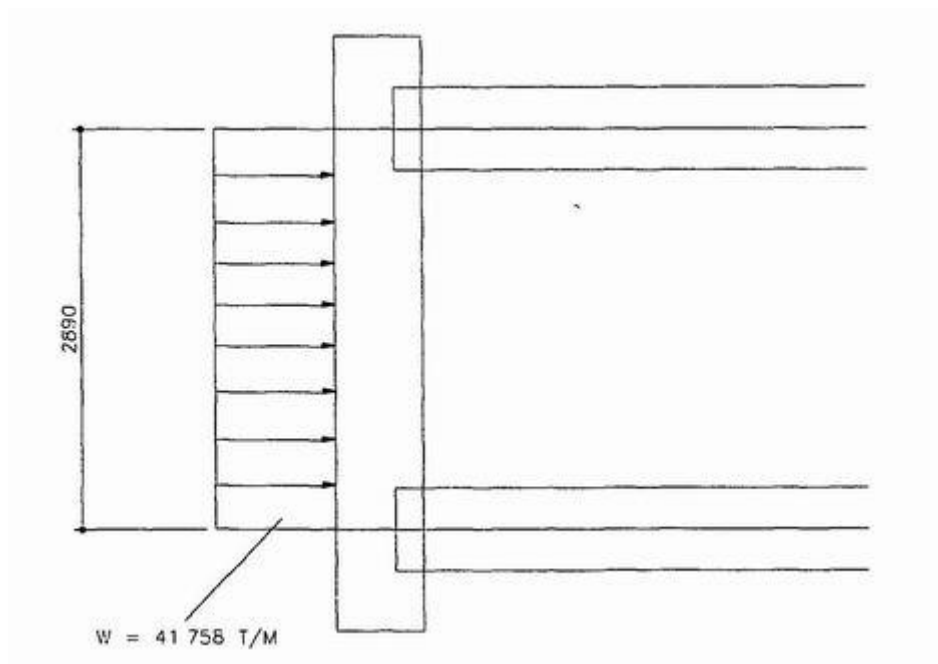


그림 3.4 벽체 설계 모델

(4) 하중산정

a. 휨설계

벽체에 작용하는 수동토압은 PSC Beam 에 의하여 연속지지되므로 b. 전단설계

$$M_{\max} = \frac{1}{9} \omega L^2$$

$$M_u = 1.3 \times M_{\max} = 1.3 \times \frac{1}{9} \times 41.757 \times 2.890^2 = 50.376 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$S_u = \frac{1.3 \times 41.757 \times 2.890}{2} = 78.442 \text{ ton}$$

상부구조와 교대 연결부 설계의 가장 중요한 개념은 일체식교대(난쟁이교대)가 일반 조인트 교량과는 달리 교대 배면쪽으로 움직이므로 일반 조인트 교량의 교대 해석은 주동토압하에서 이루어지는 것에 비해 일체식 교대는 수동토압하에서 해석하여야 한다. 이때 발생하는 수동토압을 최소로 하여야만 이 교량의 구조 개념이 성립될 수 있다는 것이다. 본 설계에서 수동토압은 Rankine 의 수동토압개념을 사용하였다.

- Rankine 의 수동토압

$$P_p = 1/2 \times \gamma \times K_p \times H^2$$

여기서, γ : 뒷채움 단위 중량 (t/m³)

$$K_p : \text{Rankine의 수동토압계수} = \tan^2(45 + \phi)$$

ϕ : 흙의 내부마찰각

H : 수동토압 작용 높이 (m)

위의 식에서 수동토압을 최소화하기 위해서는 수동토압의 작용높이 H 와 수동토압계수 K_p 를 최소로 하는 교대 구체와 뒷채움 토사를 선정하여야 한다. 이를 위해서 본 설계에서는 일반조인트 교량에 비해 교대 구체의 높이가 상당히 작은 난쟁이 교대(보통 4m 이내)를 사용하였으며, 뒷채움 토사는 일반적인 뒷채움 토사와 비교시 내부마찰각 ϕ 을최소로 하기 위하여 등근 자갈재를 사용하는 것으로 한다. 위의 식에서 수동토압을 최소로 하기 위해서는 수동토압의 작용높이 H 와 수동토압계수 K_p 를 최소로 하는 교대 구체와 뒷채움 토사를 선정하여야 한다. 이를 위해서 본 설계에서는 일반조인트 교량에 비해 교대 구체의 높이가 상당히 작은 난쟁이 교대를 사용하였으며, 뒷채움 토사는 일반적인 뒷채움 토사와 비교시 내부마찰각 ϕ 을 최소로 하기 위하여 등근 자갈재를 사용하는 것으로 한다.

(그림 3.5 참조)

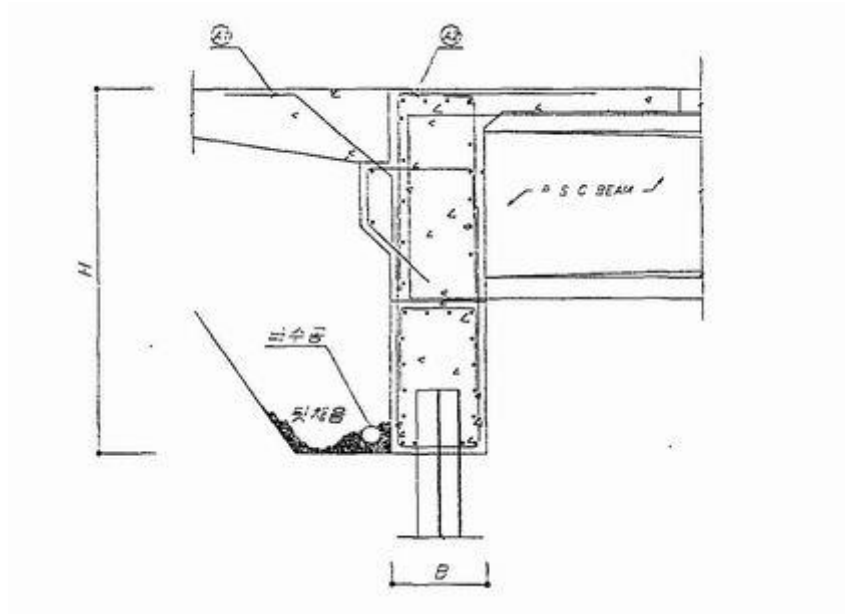


그림 3.5 일체식 교대 철근 배근도

그림 3.5 에서 (A2) 철근의 역할은 상부거더와 교대가 일체로 되어있으므로 발생하는 부모멘트에 대한 철근이고, (A1) 철근의 역할은 일반조인트 교량에서 다웰바의 역할을 할 뿐만아니라, 온도의 영향에 의해 발생하는 교대의 변위를 접속슬라브 끝단에 있는 Cyclic Control Joint(plug joint)로 전달하기 위한 철근이다. 뒤에서 상세하게 설명하겠지만 본교량에서 사용된 Cyclic Joint 의 개념도는 그림 3.6 과 같다.

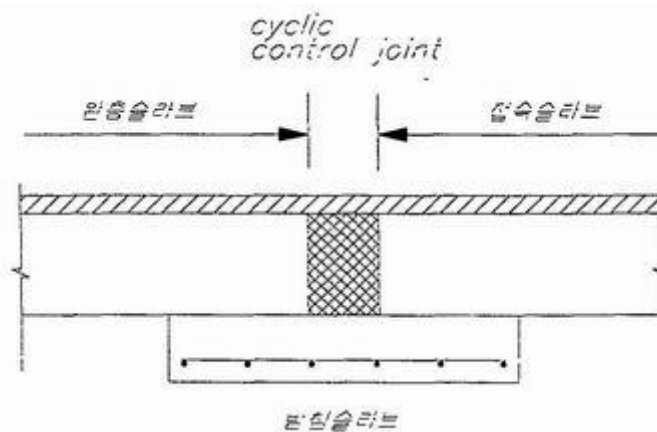


그림 3.6 CYCLIC JOINT 개념도

3.3.2 말뚝기초의 설계

일반조인트 교대에서 말뚝기초를 사용할 때에는 교대가 고정 지지점이 되기 때문에 말뚝은 다열말뚝이나 경사말뚝을 사용한다. 그러나 일체식 교대 교량에서는 교대가 온도변위에 의하여 신축하므로 그 변위를 용이하게 할 수 있는 말뚝 배치가 필요하게 된다. 본 설계에서는 그러한 개념을 토대로 말뚝을 교축직각방향(교량진행방향)으로 일렬배치하고 H 형강 말뚝의 약축으로 설치하여 교대의 변위를 허용할 수 있도록 하였다.

(그림 3.7 참조).

또한 말뚝머리부와 교대와의 연결을 위해서 그림 3.5 에 보이는 것과 같이, 말뚝을 충분히 교대에 매입시켜 말뚝이 교대하부에서 회전하지 못하도록 한다. 즉, 말뚝과 확대기초의 결합방법은 방법 A 으로 고정조건(fixed)이다.

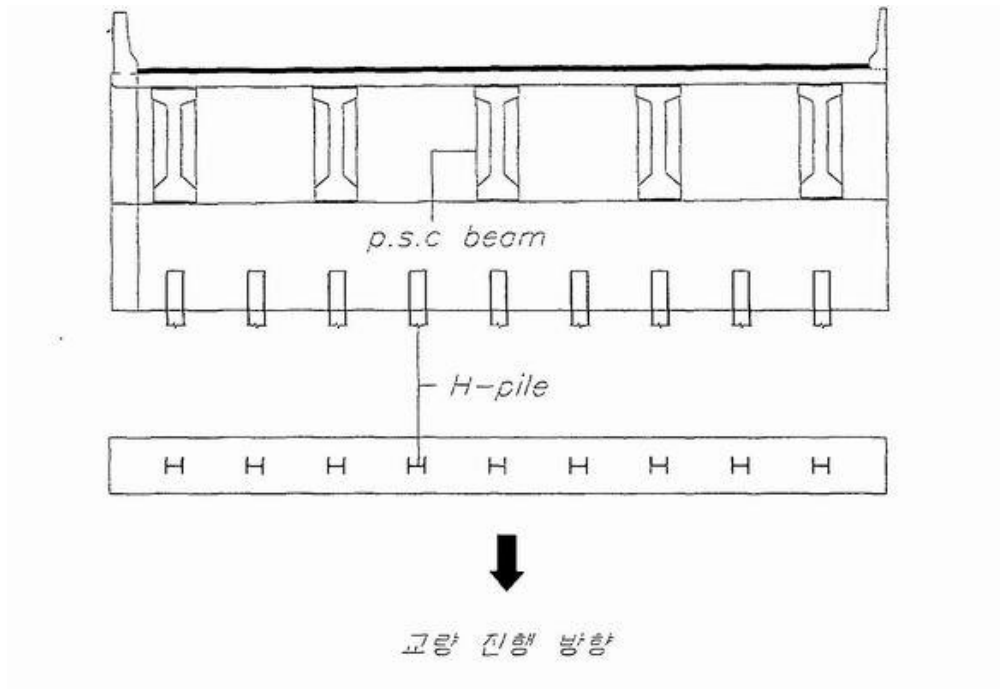


그림 3.7 일체식 교대 교량에서의 말뚝 배치

일체식 교대 교량에서 말뚝은 상부에서 전달되는 하중을 흡수하는 개념이고 이렇게 전달되는 하중은 교대, 말뚝, 흙의 거동이 함께 이루어지는 복합거동이므로 다음과 같은 모델로 하여 해석한다.

(그림 3.7 참조)

또한 일체식 교대 교량이 일반조인트 교량에 비해 말뚝의 본수가 작은 이유는 일반조인트 교량에 비해 교대의 구체가 상당히 작고, 기초저판(footing)이 없으므로 기초저판이 있는 경우보다 흙의 자중이 감해지므로 말뚝 본수가 상당히 줄어들게 된다.

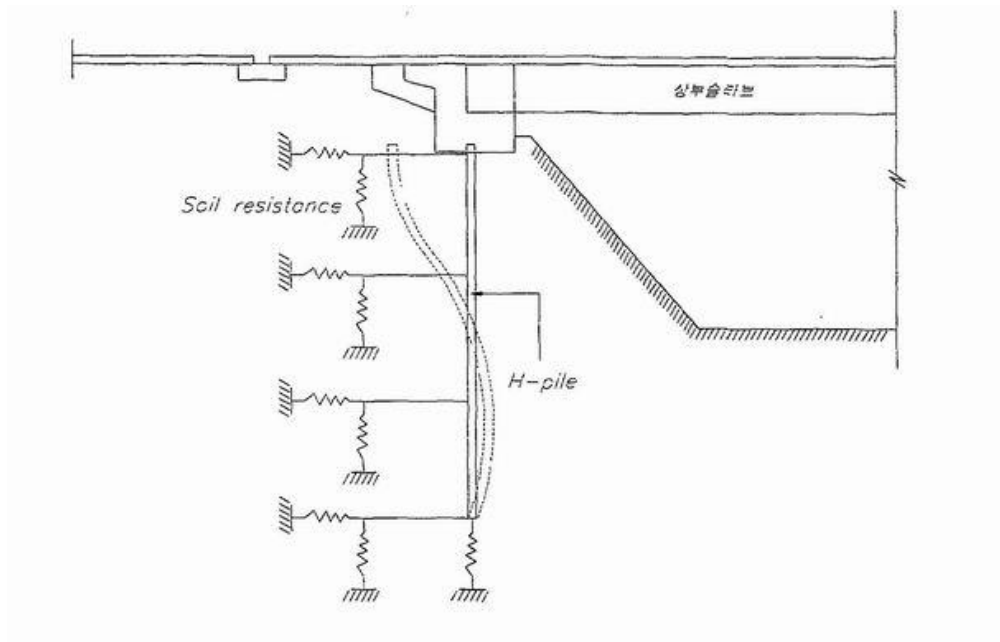


그림 3.8 일체식 교대에서의 말뚝해석 모델

▶ 교대 말뚝 계산

(1) 작용하중

① 교대구체 사하중(날개벽 포함) = 341.278 TON

② 뒷채움 및 상재활하중(수평하중)

$$K_{a1} = \tan^2(45 - \phi/2) = 0.271$$

- 상재활하중 = $K_{a1} \times q \times H = 0.271 \times 1.0 \times 4.164 = 1.128 \text{ T/M}$

$$\begin{aligned} \text{- 뒷채움} &= \frac{1}{2} \times K_{a1} \times \gamma_1 \times H^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 0.271 \times 1.8 \times 3.364^2 = 2.76 \text{ T/M} \end{aligned}$$

③ 상부사하중

- P.C Beam + 가로보: 364.440 TON

- 바닥판 슬래브: 225.150 TON

- 아스팔트+방호벽+중분대+방음벽: 85.990 TON

$\Sigma 675.580 \text{ TON}$

④ 상부찰하중: 211.230 TON

⑤ 지진시('92 도로교 시방서 P 806, P795)

* 도로교 시방에서는 기존의 독립식 교대형식(또는 캔틸레버식)과 일체식 교대를 분리하여 규정하였으며 일체식 교대의 내진에 대한 우수성을 명기하고 있다.또한 상부구조의 중형 관성력이 직접 교대에 전달되므로 적절한 수동토압의 고려가 필요함을 명기하였다.

▶ 시공단계별 말뚝 작용력

1) 시공중(말뚝 작용력)

R2 . 상부 사하중

R1 : Pile Cap 의 자중(시공 1 단계)

수직력 $R1 + R2 = 130.28 + 675.58 = 805.86 \text{ TON}$

수평력 : 0

모멘트 . $R2 \times 0.05 = 675.58 \times 0.05 = 33.779 \text{ T} \cdot \text{M}$

구분	시공중 하중
연직력	805.860 ton
수평력	0
모멘트	33.729 t-m

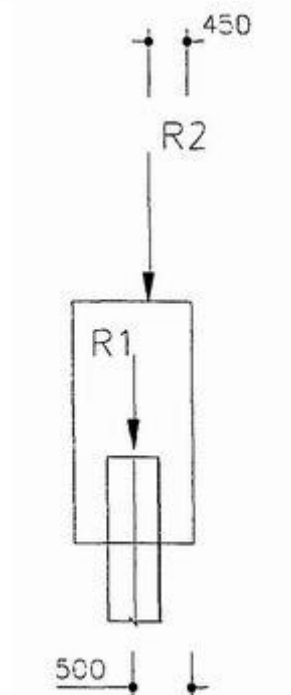


그림 3.9 시공중 말뚝작용력

2) 완공후(활하중 재하)

R1 : 교대구체= 317.020 TON

R2 : 상부구조 사하중 = 675.580 TON

R3 : 상부구조 활하중 = 211.230 TON

① 수직력

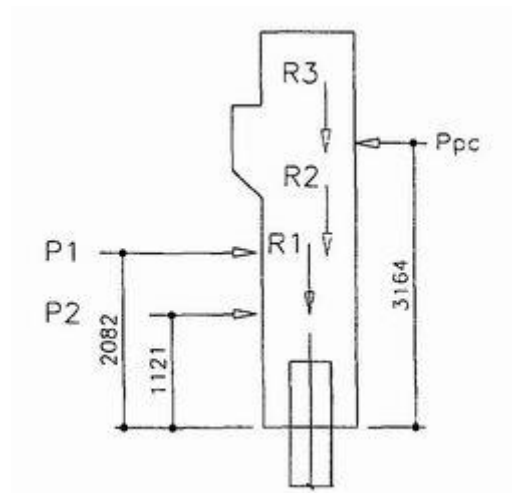


그림 3.10 완공후 말뚝작용력

$\Sigma 1203.83$ TON

② 수평력

P1 : 상재토압 $1.128 \times 28.696 = 32.369$ TON

P2 : 벽체 주동토압 $2.76 \times 28.696 = 79.200$ TON

$\Sigma 111.569$ TON

$111.569/2=55.785$ TON

* 상재 활하중과 뒷채움 주동토압은 교대 전면의 PSC Beam 의 축력으로 의하여 지지됨.(즉, 벽체와 PSC Beam 및 말뚝의 강성을 상대적으로 고려시, 거의 모든 횡토압력은 PSC Beam 의 본체의 축력으로 전달된다. 그러나 최악 조건해석을 위하여 작용 횡토압의 1/2 을 작용하여 해석을 실시하였다.)

③ 모멘트

$M1 = R2 \times 0.05 = 33.379$ T · M

$M2 = R3 \times 0.05 = 10.562$ T · M

$M3 = P1/2 \times h1 + P2/2 \times h2$

$$= 32.369/2 \times 2.082 + 79.2/2 \times 1.121 = 78.088 \text{ T} \cdot \text{H}$$

$$\Sigma 122.029 \text{ T} \cdot \text{M}$$

구분	시공중 하중
연직력	1203.83 ton
수평력	55.785t
모멘트	122.029 t-m

3) 말뚝 본체계산

: 1)~2)절에서 산정된 말뚝머리의 작용력에 대한 H 말뚝 본체에 대한 안정성을 검토하기 위하여 무조인트 교량의 H 말뚝의 비선형 거동을 고려한 해석(p-y curve 이용)을 실시하였다.

(그림 3.5 참조).

해석에 사용된 전산해석 프로그램은 미도로연방국(FHWA)에서 개발한 COM624P 를 사용하였다.

① 적용 H 말뚝의 제원

탄성계수 $E=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$	-----> lb.in unit $E=2.9868 \times 10^7 \text{ lb/in}^2$
단면2차 모멘트 강축 : $I_x=21,500 \text{ cm}^4$	-----> lb.in unit $I_x=516.54 \text{ in}^4$
약축 : $I_y=7,100 \text{ cm}^4$	-----> lb.in unit $I_y=170.577 \text{ in}^4$
순단면적 $A=134.8 \text{ cm}^2$	-----> lb.in unit $A=20.8944 \text{ in}^2$

② 말뚝머리 작용력

말뚝머리 작용력은 말뚝 1 개소에 작용하는 하중을 산정하여 적용하였으며 작용력은 아래의 표에 정리하였다.

	수평력	모멘트	축력
Load Case 1	0	$33.729/18=1.874 \text{ t-m}$	$805.860/18=44.77 \text{ ton}$
	0	162655.664 lb	98700.94 lb
Load Case 2	$55.785/18=3.099 \text{ ton}$	$122.029/18=6.78 \text{ t-m}$	$1203.83/18=66.879 \text{ ton}$
	6832.125 lb	588476.74 lb-in	147464.981 lb

③ 말뚝머리 해석 조건 및 결과

본 설계에 사용된 말뚝머리의 거동은 이미 언급한 바와 같이 교대무 구체와 H 형강 말뚝의 강성의 차가 매우 크므로 말뚝머리의 경계조건은 고정거동이 된다. 그러므로 이에 대한 해석 결과는 다음과 같다.

	수평변위	말뚝최대응력	비고
Load Case 1	$0.288 \times 10^{-1} \text{ in}$	$0.790 \times 10^4 \text{ psi}$	말뚝머리 회전고정
	0.0732 cm	555.37 kg/cm^2	OK
Load Case 2	0.0751 in	$0.159 \times 10^5 \text{ psi}$	말뚝머리 회전고정
	0.19 cm	1117.77 kg/cm^2	OK

주) H형강 말뚝의 허용 휨응력은 $\sigma_{sa} = 1400 \text{ kg/cm}^2$

▶ 교량구조의 온도변화 변위에 따른 말뚝 본체 검토

: 일체식 교대 교량은 PSC Seam 과 H 형강 말뚝으로 지지되는 교대가 일체로 시공되어 있으므로 상부구조가 신축이음으로 분리된 일반교량과는 다르게 상부구조의 온도신축 변위에 대한 말뚝 본체의 검토가 필요하다.

1) 설계조건

① 설계온도 변화(도로교 표준시방서, p.65)

- 콘크리트 교량의 온도변화 범위는 지역별 평균 기온을 고려
- 콘크리트 교량의 경우 온도의 승강 : 15°C

- 설계시 콘크리트의 선팅창 계수(α) : 1.0×10^{-5}

- 가동받침의 이동량 산정시 온도변화 : $-5^\circ\text{C} \sim +35^\circ\text{C}$ (보통지방)

② 설계 온도변화 범위

$$\Delta L = \alpha \times \Delta T \times L = 1.0 \times 10^{-5} \times 40 \times 90.835 = 0.03634 \text{ M}$$

따라서, 양측 교대부로 전달되는 온도신축이동량 : $0.0036/2 = 0.01817$

$$M = 1.817 \text{ cm}$$

③ 실온도 변위량에 대한 말뚝해석

PSC Seam 의 가설시의 온도가 상온 15°C 인 경우, 설계 온도변화량을 고려하면 실온도 신축 이동량은 $1.817/2 = 0.908 \text{ cm}$ 정도가 발생하게 된다. 위의 조건을 고려하여 COM624P 를 이용하여 해석을 실시하였으며 해석결과는 다음과 같다.

	수평변위	말뚝최대응력	비고
온도변위	0.4 in	$0.195 \times 10^3 \text{ psi}$	말뚝머리 자유단
	1.016 cm	1370 kg/cm^2	OK

▶ 말뚝머리 삽입부의 지압 응력 검토

* 말뚝머리의 회전고정 조건에 대한 변위에 대하여 H 형강 말뚝 삽입부는 충분한 저항력을 발휘할 수 있어야 되므로 이에 대한 검토가 필요하다.

* 이에 대한 검토 방법으로는 즉 말뚝이 항복점에 이르는 시점에서의 말뚝 삽입부의 응력상태를 아래와 같이 검토하였다.

H-말뚝의 제원(HxB)은 300 x 305

단면적 $A_s = 135.8 \text{ cm}^2$

단면계수 $S_y = 466 \text{ cm}^3$

$\sigma_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$

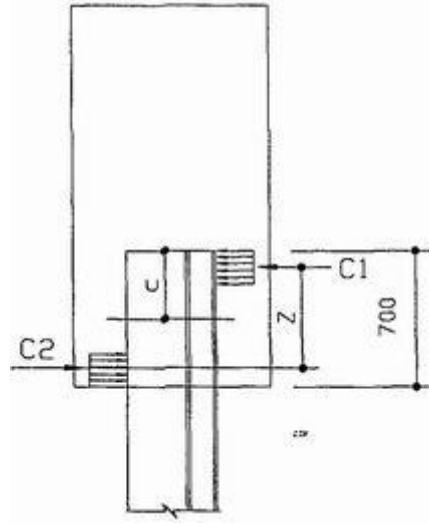


그림 3.11 말뚝머리 삽입부의 응력 모델

말뚝이 항복에 있다고 가정을 할 경우, 말뚝 Cap 부에 콘크리트에 작용하는 최대 휨 저항력은

$$C1 = C2 = 0.85 F_{br} \times a \times b$$

$$= 0.85 F_{br} \times (0.85 \times 35\text{cm}) \times 30 \text{ cm}$$

$$= 758.625 F_{br} \text{ cm}^2$$

여기서, a = 등가응력 사각형의 높이, c = 350

Pile Cap 부 콘크리트의 발생가능한 최대 저항모멘트는, z = 40.25cm 이므로

$$M_r = 758.625 F_{br} \times 40.25 = 30534.66 F_{br}$$

말뚝이 항복응력에 도달시의 최대 작용모멘트는

$$M_y = \sigma_y \times S_y = 2400 \text{ kg/cm}^2 \times 466 \text{ cm}^3 = 1,118,400 \text{ kg cm}$$

말뚝이 항복시에 H 말뚝의 말뚝 Cap 내의 말뚝에 작용하는 지압압축응력 F_{br} 은

$$F_{br} = 1,118,400 / 30968.31 = 36.627 \text{ kg/cm}^2$$

즉, Pile Cap 부내에 작용되는 지압응력은 설계강도를 초과하지 않는다.

그러므로 Pile Cap 부는 충분한 저항력을 갖고 있다.

3.3.3 슈배치 및 교각부의 Shear Key

기본개념에서 설명한 것과 같이 일체식교량에서 교각은 상부구조물에 일체로 되어 있거나 독립되어 있다. 본 교량의 설계에 있어서 교각은 일반조인트 교량과 같이 상부구조물과 독립적으로 거동하는 것으로 한다. 일반적으로 조인트 교량에서는 교량의 횡방향 변위를 제어하기 위하여 교량 중앙부에 일방향 베어링이나 고정베어링을 설치한다. 이러한 일방향 고정베어링은 양방향 베어링보다 그 설치가 매우 복잡하고 가격도 상대적으로 높다. 이러한 단점을 해소하기 위해 일체식 교량에서는 상부구조가 교대에 연결되어 있는 것을 이용하여 교각지점에서 간단한 콘크리트 블록을 이용하여 이러한 횡방향 변위를 제어할 뿐만 아니라 지진시에 상부거더(PSC Beam)의 탈락을 방지하는 두가지 역할을 수행한다.

(그림 3.12)

(그림 3.13 참조)

Shear Key 를 설치함에 따라 무조인트 교량에서는 일반조인트교량에서 사용하는 고정슈나 일방향 슈를 사용할 필요가 없게 되고, 설치비가 싸고 설치가 용이한 양방향 슈만을 사용할 수 있다.

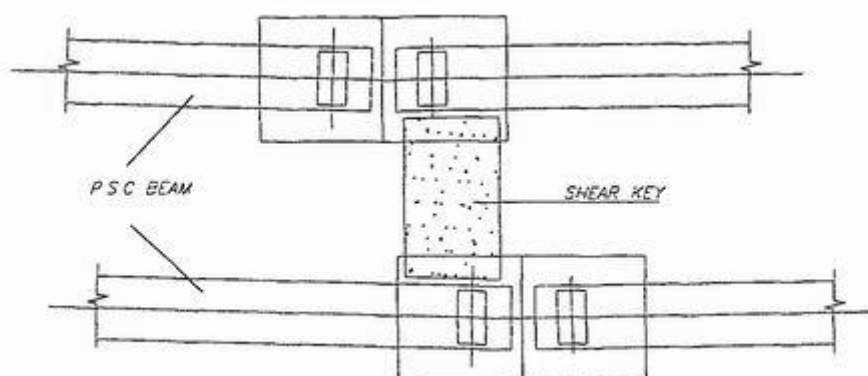


그림 3.12 Shear Key 배치도

▶ 교각 Seismic Shear Key 철근량 산정

STADIII해석(부록 1 참조)에 의한 횡방향 전단력(교축직각방향)에 대한 Seismic Pedestal 철근량 산정 해석결과 교각 2 에 작용하는 횡방향 전단력은 다음과 같다.

$$1060 \text{ KN} = 1060 \times 0.102 = 108.12 \text{ ton}$$

주) Seismic Pedestal 에 배치되는 철근은 사인장 전단보다는 순수전단(pure shear) 또는 활동(slippage)이 지배적이다. 그러므로 이 경우에는 콘크리트의 전단강도는 설계시 고려하지 않는다.

$$V_u = \phi \mu A_{sf} \sigma_y$$

여기서, $\phi = 0.7$

$\mu = 1.0$ (표면을 거칠게 처리한 굳은 콘크리트와 일체로 이어친 콘크리트) 전단 마찰철근의 항복강도는 4000 kg/cm^2 이하가 되도록 한다.

그러므로

$$A_{sf} = \frac{V_u}{\phi \mu \sigma_y}$$

$$= 1.3 \times 108.12 \times 10^3 \text{ kg} / 0.7 \times 1 \times 3000 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 66.93 \text{ cm}^2$$

그러므로 USE 14 D25 @200 ($A_s = 5.067 \times 14 = 70.938 \text{ cm}^2$)

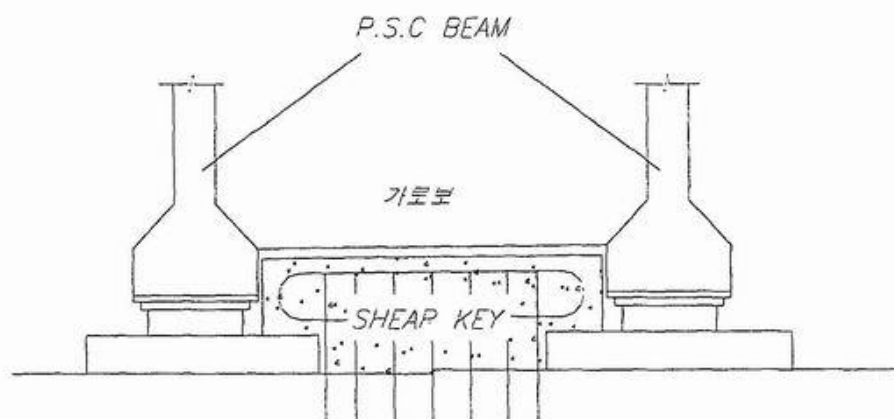


그림 3.13 Shear Key 배근도

3.4 Cyclic Control joint(Plug Joint)

일체식교대 교량에서 중요한 특징중의 하나는 온도에 의한 변위를 교대와 뒷채움, 말뚝의 유연성을 이용하여 흡수한다는 개념이다. 또한 나머지 잔류변위는 접속슬라브를 통하여 접속슬라브 끝단에 있는 Cyclic Control Joint 의해서 해소된다. 접속슬라브를 통하여 변위를 잘 전달하기 위해 접속슬라브와 보조기층사이에는 P.E 막을 설치하여 접속슬라브와 보조기층사이의 마찰력을 최소화 한다. 아래 그림 3.14 는 접속슬라브와 완충슬라브 사이에 있는 Cyclic Control Joint 의 Cyclic 거동을 나타내고 있다.

본 설계에서는 국내 4 차선 이상의 도로교에 일반적으로 사용되는 접속슬라브와 완충슬라브를 그대로 적용하여 교량부에서 발생한 응력을 해소하도록 하였다. 교량부에서 발생한 응력으로 인한 변위는 접속슬라브와 완충슬라브 사이에 약 30cm 정도의 간격을 두고 그 사이를 일반 아스팔트콘크리트로 채우도록 하였다. 접속슬라브의 변위 발생시 이동을 용이하게 하기 위하여 콘크리트로 받침슬라브를 타설하도록 하였다.

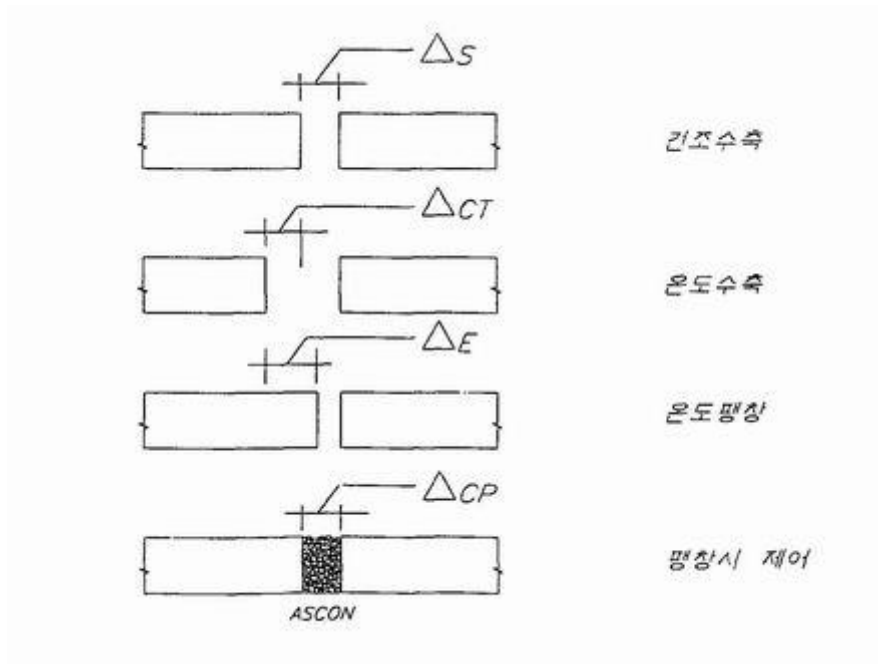


그림 3.14 Cyclic Control Joint 의 Cyclic 거동

3.5 교대 뒷채움재

도로설계요령(한국도로공사)에 의하면 구조물 뒷채움부는 대형 다짐기계로 세밀하게 다지는 것을 원칙으로 하며 구조물 뒷채움부에 사용하는 재료는 SB-1 규격 이상으로 시공 중, 시공 후의 배수대책을 충분히 한다고 되어 있다. 또한 일반 구조물 뒷채움의 다짐도는 상대밀도 95%(KSF 2312;A-2, 5-2, C-2, D-2) 이상이어야 하며, 시공 함수비는 다짐시험방법에 의한 최적함수비 부근과 다짐곡선의 90% 밀도에 대응하는 습윤축 함수비로 한다고 되어 있다.

본 교량에 사용할 뒷채움재는 표 3.1 에 나타난 것처럼 SB-2 에 비해서 규격이 크고 그림 3.15 에 나타난 것처럼 입도가 불량하다. 다짐은 지반반력계수 20kg/cm^3 이상인 경우 만족한 것으로 하는데 이는 교대의 거동시 수동토압의 발생을 최소화하기 위함이다. 뒷채움재의 규격이 크고 입도가 불량한 것은 일반교량에 비해서 배수를 원활히 하기 위함으로 교대 뒷면 뒷채움 하부에 유공관을 설치한 것도 뒷채움재의 간극을 채우는 수압에 의한 토압의 증가를 막기 위함이다.

표 3.1 구조물 뒷채움재료의 입도분포

입도 번호	통과중량백분율 (%)									
	80mm (4")	50mm (3")	40mm (3/2")	19mm (3/4")	9.5mm	No.4	No.8	No.10	No.40	No.200
SB-1	100	-	70-100	50-90	-	30-65	-	20-55	5-25	2-10
SB-2	-	100	80-100	55-100	-	30-70	-	20-55	5-30	2-10
무조인트 교량 뒷채움재		100			30		10			

일반적으로 뒷채움재료를 포설할 때는 편토압이 작용하지 않도록 구조물의 양면이 동시에 같은 높이가 되도록 하여야 한다. 특히 무조인트교량의 경우는 양측 교대의 상면에 주형을 거치해야 하므로 구조물 뒷채움시 변위가 발생하지 않도록 뒷채움재료를 양측교대에서 동시에 포설하는 것이 중요하다.

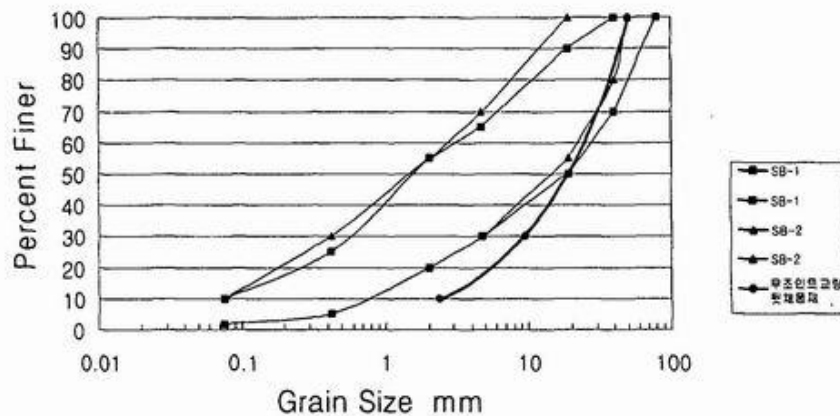


그림 3.15 무조인트교량 뒷채움재 입도분포곡선

제 4 장 H 형강 말뚝의 정역학적 지지력 이론

4.1 하중전이

말뚝과 하중전이기구(load transfer mechanism)는 매우 복잡하다. 이것을 이해하기 위해 그림 4.1(a)에 나타낸 길이 L 의 말뚝을 생각해 보자. 지표면에서 말뚝의 하중을 0 에서 $Q_{\{z=0\}}$ 로 점차 증가시킨다. 이 하중의 일부분, Q_1 은 말뚝표면의 주변마찰에 의해 지지된 것이고, 일부분, Q_2 은 말뚝 끝에서 지지된 것이다. 지금 어떻게 Q_1 과 Q_2 가 전체하중과 연관되어 있을까? 만일 임의 깊이, z 의 말뚝 축에 전달되는 하중, $Q_{\{z\}}$ 을 구하기 위한 장치가 설치되었다면 하중분포특성은 그림 4.1(b)의 곡선①과 같게 된다.는 것을 알 수 있을 것이다.

임의 깊이 z 에서 단위면적당 마찰력, $f_{(z)}$ 은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$f_{(z)} = \frac{\Delta Q_{(z)}}{p \cdot \Delta z}$$

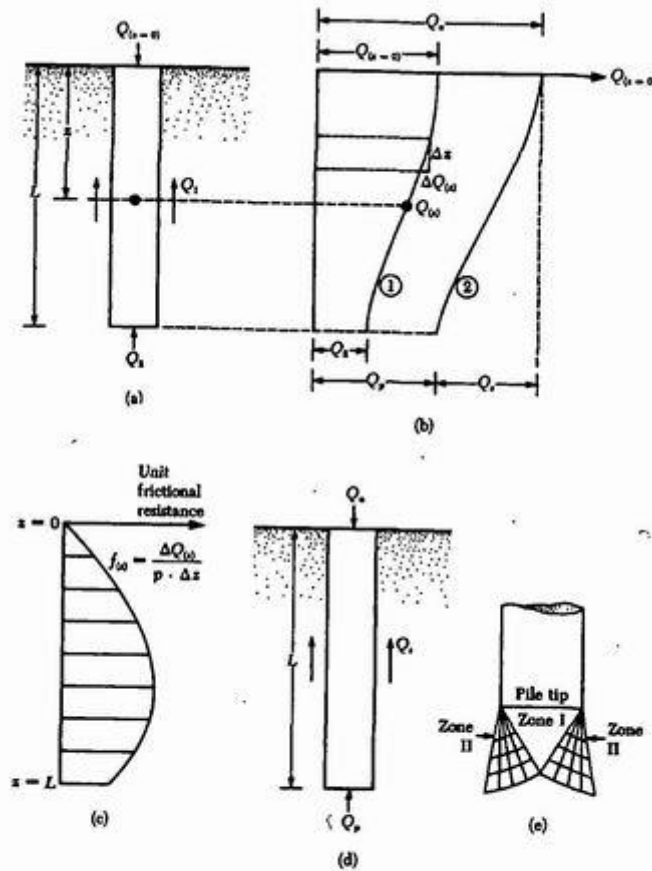
여기서 p : 말뚝단면의 유효면적

깊이에 대한 $f_{(z)}$ 의 분포특성은 그림 4.1(c)에 나타나 있다. 만일 지표면에서 하중, Q 가 점차 증가한다면 말뚝축에 따르는 최대주면마찰저항은 말뚝의 크기나 길이에 관계없이 흙과 말뚝사이의 상대변위가 5-10mm 정도일 때 완전히 발휘되지만 최대선단저항, $Q_2 = Q_p$ 은 말뚝직경의 약 10~25% 정도의 변위를 일으킬 때 발휘된다. 앞에서 언급한 상대변위나 말뚝직경의 범위의 최소한계는 타입말뚝에 적용되며, 최대한계는 매입말뚝에 적용된다.

극한상태의 하중에서 조건(그림 4.1 (d)와 (b)의 곡선②)은 $Q_{(z=0)} = Q_u$ 이다.

$$Q_1 = Q_s \text{ 와 } Q_2 = Q_p$$

앞의 설명은 Q_s 가 선단지지 Q_p 에 비해 훨씬 작은 말뚝변위에서 발휘된다는 것을 의미한다. 이것은 그림 4.2 에 주어진 것처럼 Vesic(1970)이 사질토지반에서 행한 말뚝재하시험결과로부터 알 수 있다. 이 결과는 조밀한 사질토지반에 타입된 강관말뚝의 시험에 대한 것이다.



(a) 재하과정 (b) 하중분포특성 (c) 단위마찰력
(d) 극한상태의 하중조건 (e) 말뚝선단부의 파괴면

그림 4.1 말뚝의 하중전이 기구

극한하중단계에서 말뚝선단부 주위 흙의 파괴면은 그림 4.1(e)에 나타낸 것과 같은 특성이 있다. 말뚝기초는 깊은기초이고 흙은 대부분 그림 4.3 과 그림 4.4 에 설명된 것과 같이 관입(punching)파괴를 일으키게 된다. 이것은 말뚝선단부에 생긴 삼각형 영역 I 이 다른 파괴면인 나선형전단영역과 수동전단영역의 활동면을 만들지 않고 아래로 밀려들어 가는 것을 의미한다. 조밀한 사질토나 단단한 점토지반에서는 나선형전단영역이 부분적으로 생길 수 있다. 그러므로 말뚝의 하중변위곡선은 그림 4.3 에 보여진 것과 비슷하게 될 것이다.

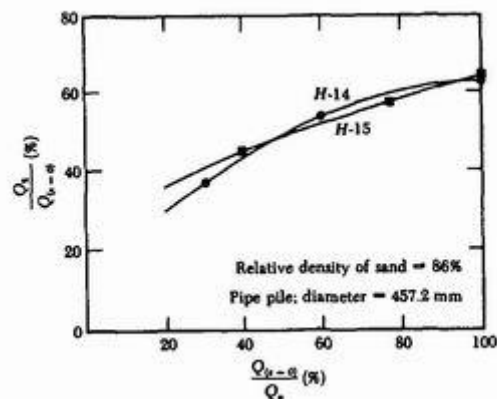


그림 4.2 말뚝하중의 여러단계에서 말뚝선단부에 전달되는 하중, Q_2 의 상대적 크기(Vesic', 1970)

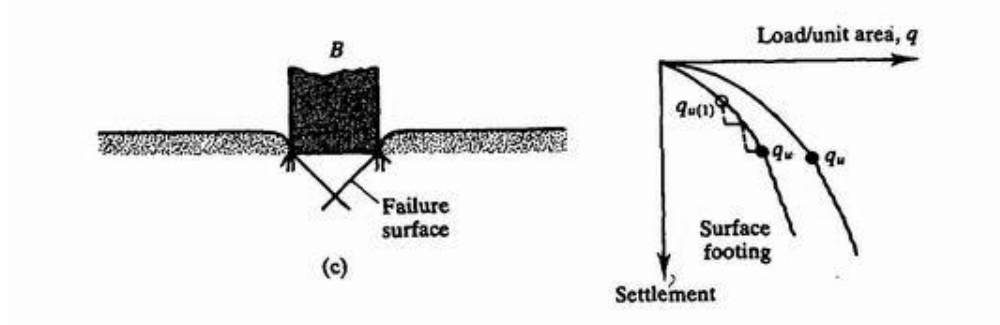


그림 4.3 기초지반의 관입전단파괴 양상

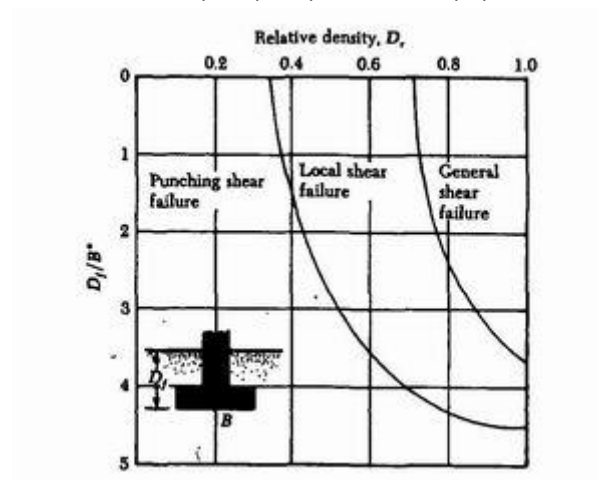


그림 4.4 모래지반에서의 기초파괴양상

4.2 폐색효과

재하시험시 개단말뚝에서 얻어지는 높은 지반지지력의 메커니즘은 그림 4.5 에 나타나 있고, 힘의 평형은 다음 식에 의해 산정된다.

$$\bullet \text{ 폐단말뚝 : } P_u = R_{of} + R_{pc} \quad (4.1)$$

$$\bullet \text{ 개단말뚝 : } P_u = R_{of} + R_{po} + R_{if} \quad (4.2)$$

여기서 P_u : 극한하중

R_{of} : 강관말뚝의 주변마찰력

R_{pc} : 폐단강관말뚝의 선단지지력

R_{po} : 개단강관말뚝의 관두께로 인한 지지력

R_{if} : 개단강관말뚝 안으로 흙이 채워지면서 발생하는 마찰력

일반적으로 말뚝이 단단한 선단층에 관입할 때 개단강관말뚝의 지지력은 폐단강관말뚝의 값과 거의 같다. 그 이유는 강관말뚝의 선단이 흙으로 가득차 내부마찰력이 말뚝선단에서 지반의 지지력과 같게 될 때 더 이상 흙이 관 안으로 들어가지 않기 때문이다. 이 현상은 폐단말뚝에서와 같은 효과를 나타낸다. 이 현상을 폐색효과라 부르며 지지층에 관입된 말뚝길이, 층의 특성과 말뚝직경에 따라 변화한다.

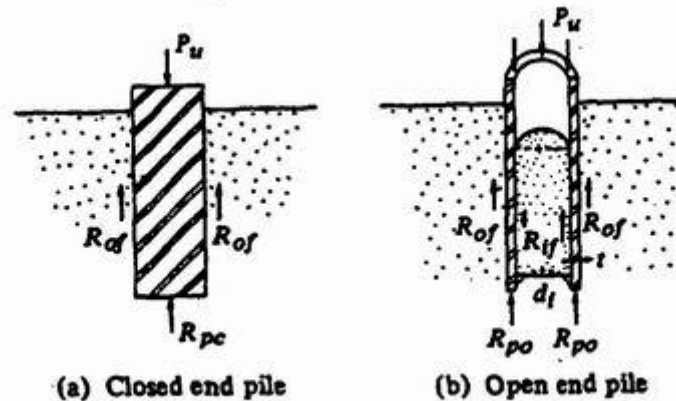


그림 4.5 말뚝에 작용하는 수직하중과 하중전이 메커니즘

말뚝선단에 전달되는 수직력은 재하시험으로 측정할 수 있으며, 개단강관말뚝의 선단 지지력은 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$R_u = (R_{po} + R_{if}) \quad \text{또는} \quad R_u = q_d \cdot A_p \quad (4.3)$$

여기서 R_u : 강관말뚝의 선단지지력(ton)

A_p : 말뚝의 선단면적(m^2)

q_d : 말뚝선단에서 극한 단위선단지지력($ton/(m^2)$)

N : 말뚝선단에서의 평균 N 값

q_d 값은 그림 4.6 에서 나타난 실선으로부터 산정할 수 있다. 그림 4.7 은 강관말뚝의 예측값과 계측값(실측값)과의 관계를 나타낸 것이며, 매우 신뢰도 높음을 알 수 있다.

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

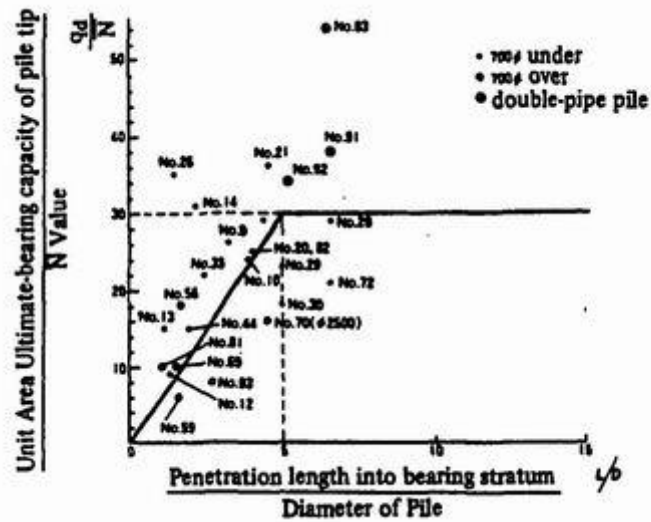


그림 4.6 말뚝선단에서 단위선단지지력

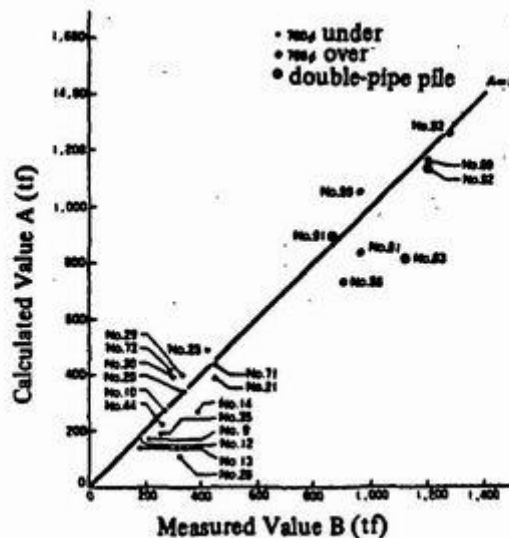
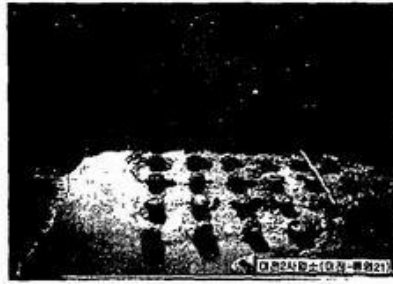


그림 4.7 강관말뚝의 극한지지력 비교(실측치 : 예측치)

개단말뚝에서 발생하는 관내토의 폐색효과는 말뚝 안으로 밀려 올라가는 흙의 팽창성(dilatancy)으로 인한 횡방향응력의 증대와 말뚝선단부 부근 관내토에 형성되는 아칭현상과 상관이 있다. 말뚝선단에 위치한 흙은 말뚝이 타입되면서 말뚝 내외로 분리되며, 이때 흙의 팽창성으로 인하여 말뚝 내외 흙은 각각 말뚝 안쪽과 바깥쪽으로 변위를 수반하게 되어 횡방향응력은 정지토압상태보다 큰 값을 가지게 되는데, 특히 말뚝선단부에 있는 관내토의 경우에는 공간의 제한성 때문에 수동상태에 이를 것으로 보인다. 또한 말뚝선단부에서는 아칭현상이 발생하게 되는데 기존의 연구결과에 의하면 말뚝선단으로부터 말뚝직경의 2 배 높이까지의 관내토에 아치가 형성된다고 한다. 그러나 사진 4.1 과 같이 고속도로 건설현장에서 관찰한 강관말뚝의 관내토 높이는 지지층에 관입된 말뚝길이, 층의 특성과 말뚝직경 뿐만아니라 지반의 상태, 즉, 흙의 종류와 밀도, 지하수의 영향에도 크게 영향을 받을 것으로 생각된다.



(a) 지하수의 영향을 받는 경우

(b) 조밀한 화강풍화토 지반

사진 4.1 화강풍화토 지반상태의 관내토 높이

迦網과 螺忍(1982)에 의하면 직경이 작은 개단강관말뚝 기초의 연직지지력에 관한 설계방법은 말뚝의 타입에 따라서 관내토의 마찰저항이 증가하여 선단부에서 완전한 폐색상태를 나타내는 것으로 생각하고 선단 유효지지면적으로서 말뚝의 실제 단면에 흙에 의한 폐색단면적을 더한 전체폐색단면적을 취하였다. 그러나 현장에서의 일련의 실험을 통하여 대구경 강관말뚝에 있어서는 폐색효과가 완전히 발휘되지 않고, 종래의 지지력 이론에서는 설명을 할 수 없을 정도로 작은 지지력 밖에 얻을 수 없다고 주장하였다. 따라서 말뚝의 직경에 따라 폐색효과는 변화할 수 있다고 보는 것이 타당할 것이다. 또한 폐색효과는 지반의 성질 및 상태, 말뚝 관내 속으로 압입된 흙의 성상, 지지층 관입깊이, 말뚝 직경 등에 의해서도 다르게 된다고 여지고 있다.

山陽(1964)에 의하면, 관내토는 압축되지 않는 것으로 생각하고, 또 막힌 흙과 관내벽의 부착력 또는 흙과 흙의 전단저항이 전장에 걸쳐서 기여한다고 생각하였다. 또한 이 이론값과 현장에서의 실측값과 서로 비교 검토한 결과, 폐색효과를 높이는 데는 지반의 점착력, 단위체적중량, 마찰계수, 측압계수가 클 때, 근입깊이가 깊을 때, 직경이 작을 때 유효하다고 하였다. 또한 대구경의 개단강관말뚝에서 폐색효과를 높이기 위해서는 충분한 근입깊이가 필요하다고 지적하였다.

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

$$\bullet \text{ 완전개방 또는 부분폐색 : } Q_{unplugged} = \Sigma f_{so} \cdot A_o + \Sigma f_{si} \cdot A_i + q_p \cdot A_t \quad (4.4)$$

$$\bullet \text{ 완전폐색 : } Q_{plugged} = \Sigma f_{so} \cdot A_o + q_p \cdot A_p \quad (4.5)$$

여기서, $Q_{unplugged}$: 완전개방 또는 부분폐색에 대한 총 말뚝지지력

f_{so} : 외주면 마찰력	A_o : 외주면 단면적
f_{si} : 관내토 내주면 마찰력	A_i : 관내토 내주면 단면적
q_p : 말뚝 단위선단 지지력	A_t : 말뚝선단 순단면적
$Q_{plugged}$: 완전폐색에 대한 총 말뚝지지력	A_p : 말뚝선단부의 총 단면적

식(4.4)는 말뚝이 완전개당(unplugged)또는 부분폐색(partial plugged)된 경우로서, 하중이 외주면마찰력과 관내토에 의한 내주면마찰력, 그리고 말뚝의 단면부에 작용하는 저항력에 의해 지지된다. 한편, 식(4.5)는 완전폐색된 경우로서 외주면마찰력과 말뚝선단부에 균등하게 작용하는 선단지지력에 의해 하중이 지지되어 폐단말뚝과 하중지지 메커니즘이 같아진다.

Coduto(1994)는 개단강관말뚝과 H 형강 말뚝에 대해 정적지지력 공식을 이용하기 위한 말뚝의 단면 결정을 하기 위해 다음과 같이 가정하였다. 먼저, 개단강관말뚝에서 흙재기가 형성되는 경우에 주면마찰력과 선단단면적은 폐단일 때와 같다고 보았으며, 이는 Paikowski 가 가정한 식(4.5)와 동일하다고 볼수 있다.

(그림 4.8 b-1 참조)

또한 Coduto 는 H 형강 말뚝에서 플랜지간에 형성되는 흙빼기(soil plugging)는 선단지지력과 주면마찰력모두에 영향을 미친다고 하였다. 그는 안전측으로 하기 위해 H 형강 말뚝의 선단은 반흙빼기(half-plug)가 형성되었다고 가정하고, 주면마찰력은 완전한 흙빼기가 이루어졌다고 가정하여 해석하도록 추천하고 있다.

(그림 4.8 b-2 참조)

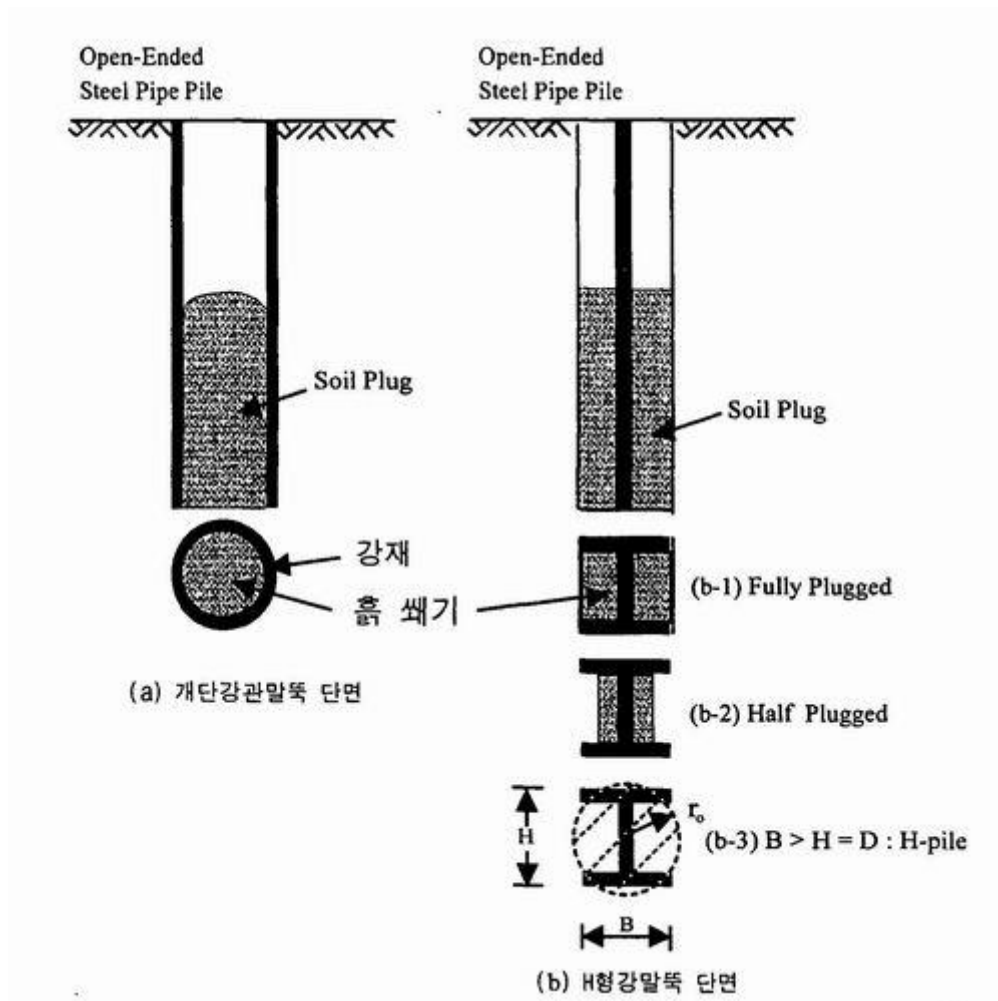


그림 4.8 강말뚝의 이상화된 폐색단면적

또한 Fleming 등(1994)과 GRLWEAP 매뉴얼에서는 H 형강 말뚝의 플랜지 외측으로 둘러싼 면적과 같은 등가원형단면적을 취하여 해석하였다.

(그림 4.8 b-3 참조)

Hegedus 와 Khosla(1984)는 현장에 타입된 H 형강 말뚝의 인발시험 결과로부터 이론적으로 예측한 H 형강 말뚝의 인발저항력이 말뚝파괴면의 가정, 말뚝길이, 그리고 흙의 토질정수에 따라 상당히 다르다고 주장하였다. 가령 모래지반에서 H 형강 말뚝의 실제 주면을 파괴면으로 가정한 말뚝의 인발저항력은 100% 이상 과대평가된 값을 나타내는 것으로 보고하고 있다.

현재까지 폐색효과에 대한 연구는 수많은 연구자에 의해 계속 수행하였는에도 불구하고 완전한 이론은 아직까지 확립되지 않고 있으며 더욱이 H 형강 말뚝의 플랜지 내부에서의 폐색 등에 관해서는 전혀 연구가 없는 실정이다.

4.3 정역학적 추정 지지력 공식

말뚝의 극한지지력은 말뚝선단부에서 전달하는 하중과 흙-말뚝 접촉면에서 얻어지는 전마찰저항의 합으로 표시되는 간단한 식으로 나타낼 수 있다.

(그림 4.9 참조)

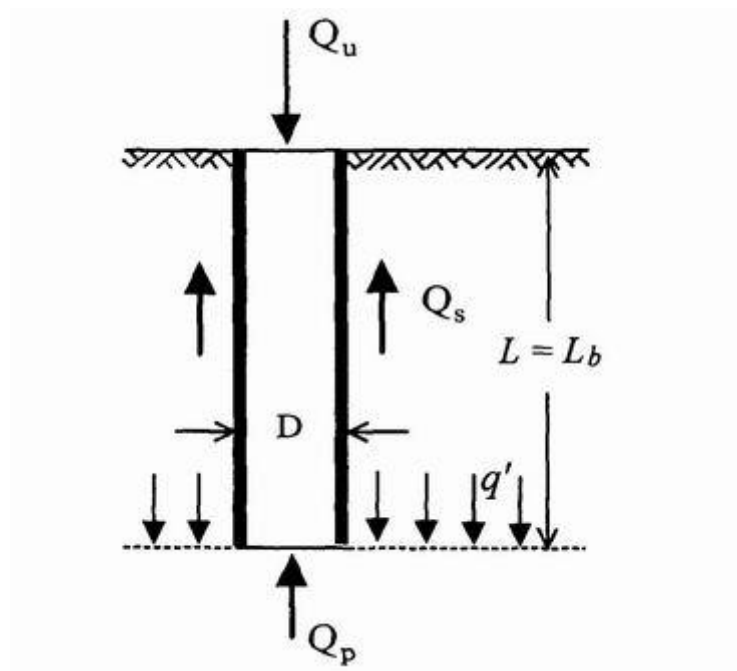


그림 4.9 외력에 의해 발생하는 응력상태

여기서 L, L_b : 말뚝관입 깊이와 지지층 속에 근입된 말뚝길이

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (4.6)$$

여기서, Q_u , Q_p , Q_s : 말뚝의 극한지지력, 선단지지력, 마찰저항력

발표된 많은 연구들은 Q_p 와 Q_s 의 값에 대해 설명하고 있는데 최근의 연구는 Meyerhof(1976), Vesic'(1977, Coyle 와 Castello(1981)에 의해 이루어졌다.

- 선단지지력, Q_p

Terzaghi 의 얕은기초의 극한지지력 공식은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} q_u &= 1.3 c N_c + q N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma & (\text{정방형 얕은기초}) \\ q_u &= 1.3 c N_c + q N_q + 0.3 \gamma B N_\gamma & (\text{원형 얕은기초}) \end{aligned}$$

비슷한 방법으로 연직하중에 대한 얕은기초의 일반적인 지지력 공식은 다음과 같다.

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{sd} + q N_q F_{qs} F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d}$$

그러므로 일반적으로 극한지지력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$q_u = c N_c^* + q N_q^* + \gamma B N_\gamma^* \quad (4.7 \text{ a})$$

여기서 N_c^* , N_q^* , N_γ^* 형태, 깊이와 관련되는 계수들을 포함하는 지지력 계수

말뚝기초는 깊은 깊이에 설치되므로 말뚝선단부에서 생기는 단위면적당 극한지지력, q_p 은 비록 N_c^* , N_q^* , N_γ^* 의 값은 변할지라도 식(4.7 a)에 나타난 형태와 유사한 식으로 표현할 수 있으며 식(4.7 a)을 말뚝 폭, D 로 나타내면 다음과 같다.

$$q_u = q_p = c N_c^* + q N_q^* + \gamma D N_\gamma^* \quad (4.7 \text{ b})$$

말뚝의 폭은 상대적으로 매우 작기 때문에 상기식의 $\gamma D N_\gamma^*$ 부분은 큰오차 없이 제외할 수 있다.

$$q_p = c N_c^* + q' N_q^* \quad (4.8)$$

식(4.8)에서 유효연직응력을 표시하기 위해 q 를 q' 으로 바꾸면 말뚝의 선단지지력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$Q_p = A_p q_p = A_p (c N_c^* + q' N_q^*) \quad (4.9)$$

여기서 A_p : 말뚝 선단부 전단면적

c : 말뚝 선단주위의 흙의 점착력

q_p : 말뚝선단부의 단위선판지지력

q' : 말뚝선단에서의 유효연직응력

$N^*_{\{c\}}, N^*_{\{q\}}$: 지지력계수

지지력계수 $N^*_{\{c\}}, N^*_{\{q\}}$ 를 결정하는 데는 여러 가지 방법이 있으나 여기서는 Meyerhof 방법과 Vesic' 방법에 대해서 언급하고자 한다.

- 주면마찰력, Q_s

말뚝의 마찰저항력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$Q_s = \sum p \Delta L f \quad (4.10)$$

여기서 p : 말뚝단면의 윤변

ΔL : 말뚝의 길이

(그림 4.10 a 참조)

f : 주어진 임의 깊이에서 단위마찰저항력

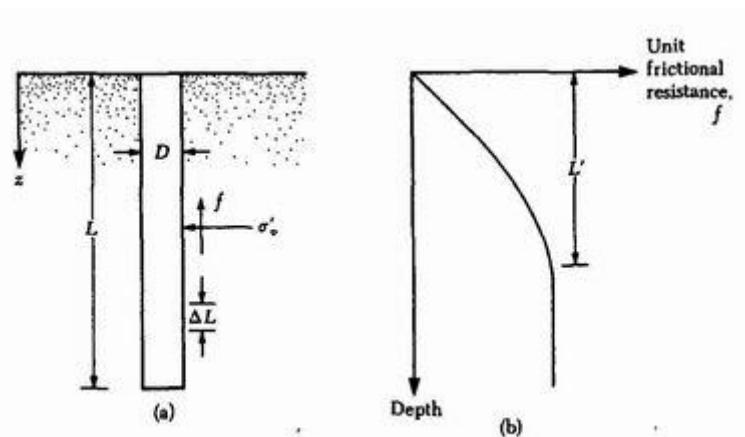


그림 4.10 깊이에 따른 단위주면마찰력

4.3.1 Meyerhof

가. 한계근입비 개념

Meyerhof 는 그림 4.11 과 같이, 사질토지반에서 말뚝의 단위선단지지력, q_p 은 일반적으로 말뚝꼭에 대한 지지층 근입깊이(L_b/D)가 클수록 증가하고, 근입비가 $L_b/D = (L_b/D)_{cr}$ 일 때 최대값에 도달한다는 한계근입비 개념을 도입하였다. 균질한 흙에서 L_b 는 실제 말뚝관입깊이 L 과 같다. 그러나 확실한 지지층에 근입된 경우에는 $L_b < L$ 이다. 한계근입비($(L_b/D)_{cr}$)를 넘어서면 q_p 의 값은 일정하게 된다. 즉, $q_p = q_t$ 이것은 균질한 흙인 경우에는 $L_b = L$ 이며 그림 4.11 에 나타나 있다. 흙의 마찰각에 대한 $(L_b/D)_{cr}$ 의 변화는 그림 4.12 와 같다.

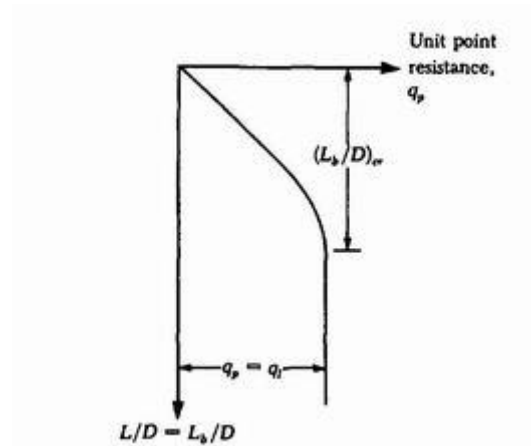


그림 4.11 균질한 사질토지반에서 단위선단 저항력의 변화 특성

- 선단지지력

균일한 모래지반

Meyerhof 는 한계근입비 개념을 적용하여 다음과 같은 선단지지력을 제시하였다.

사질토지반에서는 $c = 0$ 이므로 선단지지력은 식(4.9)으로부터 다음과 같다.

$$q_p \text{ (t/m}^2\text{)} = q' N_q^* \leq q_t \text{ (t/m}^2\text{)} = 5.1 N_q^* \tan \phi \quad (4.11 \text{ a})$$

$$Q_p = A_p q_p \leq A_p q_t \quad (4.11 \text{ b})$$

여기서 지지력계수는 그림 4.12 와 같고, 지지층 흙의 마찰각, ϕ 과 말뚝의 근입비, (L_b/D) 의 함수이다.

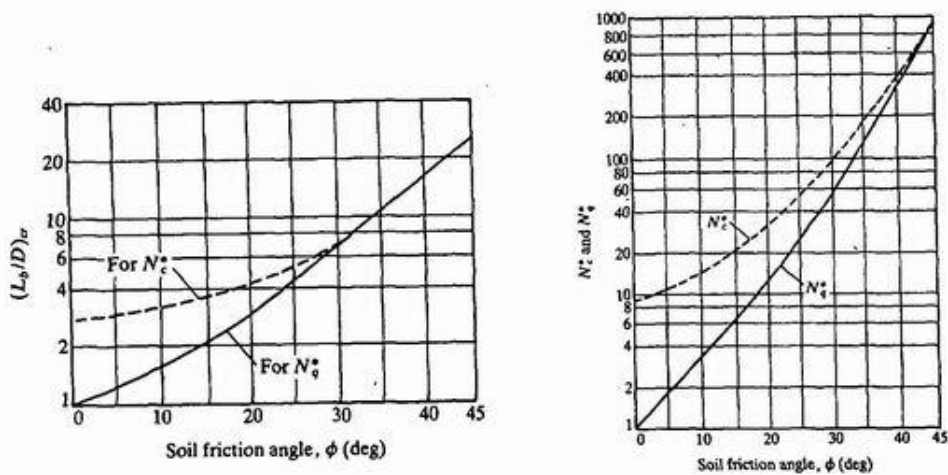


그림 4.12 지지층 흙의 내부마찰각 ϕ 에 따른 말뚝 근입비와 지지력계수 밀도가 다른 다층 지반

여러 상황에서 말뚝은 그림 4.13 에 보여진 것처럼 느슨한 모래층을 관입한 후 조밀한 층에 관입하게 된다. 이러한 말뚝에서 단위선단지지력, $q_{\{p\}}$ 은 다음과 같다.

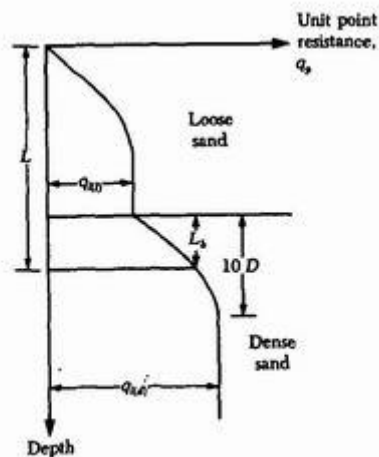


그림 4.13 층을 이룬 지반에서의 단위선단 지지력 변화

$$q_p = q_{kd} + \frac{[q_{kd} - q_{k0}] L_b}{10 D} \leq q_{kd} \quad (4.12)$$

여기서 q_{k0} : 느슨한 모래지반의 최대 N_q^* 값과 ϕ 값을 사용하여 식(4.11 a)으로부터

결정한 느슨한 모래지반의 한계단위선단지지력

q_{kd} : 조밀한 모래지반의 최대 N_q^* 값과 ϕ 값을 사용하여 식(4.11 a)으로부터

결정한 조밀한 모래지반의 한계단위선단지지력

L_b : 조밀한 모래층으로 관입된 근입깊이

포화 점토 지반

비배수 상태($\phi=0$)인 포화점토지반에 관입된 말뚝의 $q_{\{p\}}$ 는 다음과 같다.

$$q_p [t/m^2] = c_u N_c^* = 9 c_u \quad (4.13)$$

여기서 c_u 말뚝선단 아래 흙의 비배수 점착력

강도정수 c 와 ϕ (유조응력기준)를 가지는 점성토의 극한선단지지력은 식(4.11 a)에 표시된 공식으로 구할 수 있다. 대부분의 설계문제에서 가정한 ϕ 값은 약 30° 보다 작고 이러한 지반인 경우 그림 4.12로부터 ϕ 값에 대한 $(L_b/D)_{cr}$ 를 구한다.

이 방법에 의해 지지력계수를 산정하는 방법을 단계별로 설명하면 다음과 같다.

- ① 그림 4.12에서 주어진 ϕ 값에 대한 $(L_b/D)_{cr}$ 를 구한다.
- ② L_b/D 를 계산한다.
- ③ 만일, $L_b/D < (L_b/D)_{cr}/2$ 이면, 그림 4.12에서 N_c^* , N_q^* 의 최대값을 취한다.
- ④ 만일, $L_b/D \geq (L_b/D)_{cr}/2$ 이면, N_c^* , N_q^* 는 다음과 같다.

$$N_c^* = N_{c(at L_b/D=0)}^* + [N_{c(max)}^* - N_{c(at L_b/D=0)}^*] \left[\frac{\left(\frac{L_b}{D}\right)}{0.5\left(\frac{L_b}{D}\right)_{cr}} \right] \quad (4.14)$$

$$N_q^* = N_{q(at L_b/D=0)}^* + [N_{q(max)}^* - N_{q(at L_b/D=0)}^*] \left[\frac{\left(\frac{L_b}{D}\right)}{0.5\left(\frac{L_b}{D}\right)_{cr}} \right] \quad (4.15)$$

● 주면마찰력

균질한 모래지반

임의 깊이에서 말뚝의 단위마찰저항력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$f = K \sigma_v' \tan \delta \quad (4.16)$$

여기서 K : 토압계수

σ_v : 고려중인 깊이에서 유효연직응력

δ : 흙과 말뚝사이의 마찰각

실제로 K 값은 깊이에 따라 변하지만 근사적으로 말뚝상부에서는 Rankine 의 수동토압계수(K_p)와 같고, 말뚝선단부에서는 정지토압계(K_0)보다 작다고 가정한다. 또한 K 값은 말뚝의 시공방법에 따라 달라지게 된다. 현재까지 유용한 결과에 의하면 식(4.16)에 사용하기 위한 평균 K 값은 다음과 같다.

표 4.1 말뚝 시공방법에 따른 평균 K 값

시공방법	평균 K 값
굴착 또는 제터 말뚝(jetter pile)	$K = K_o = 1 - \sin \phi$
저변위 타입말뚝	$K_o \leq K \leq 1.4 K_o$
고변위 타입말뚝	$K_o \leq K \leq 1.8 K_o$

식 (4.16)의 유효연직응력, σ_u 는 말뚝직경의 15~20 배 되는 깊이까지를 한계로 하여 말뚝깊이가 깊어 질수록 증가하고, 그 이상의 깊이에서는 일정하게 된다. 이것은 그림 4.10(b)에 나타나 있는데 이 임계깊이, L' 는 흙의 마찰각, 압축성 및 상대밀도와 같은 몇가지 요소에 따라 변한다. 안전한 값으로 깊이를 다음과 같이 가정한다.

$$L' = 15D \quad (4.17)$$

많은 조사자료를 참고하면, δ 값은 $0.5 \phi \sim 0.8 \phi$ 의 범위인데 δ 값을 선택하는데는 적절한 판단이 필요하다.

나. 표준관입시험의 N 값 이용

이 방법은 Canadian Foundation Engineering Manual 에서 채택하고 있는 방법으로 비교란 시료채취가 어려운 사질토지반에서 표준관입시험 결과값을 이용하여 지지력을 산정할 수 있다는 간편성이 있으나 신뢰도가 낮아 예비설계단계에서만 사용할 것을 추천하고 있다.

● 선단지지력

균질한 사질토지반에서 현장계측에 의한 선단저항력은 다음과 같다(Meyerhof, 1976)

$$q_p (t/m^2) = 4 N \frac{L}{D} \leq q_t (t/m^2) = 40 N \quad (4.18)$$

여기서 N : 말뚝선단부에서 위쪽으로 $10D$ 깊이에서 선단부 아래로 $4D$ 깊이까지의 평균표준관입시험 값

$$Q_p = A_p q_p = A_p (q' N_q^*) \leq A_p q_t [t/m^2] = A_p (5.1 N_q^* \tan \phi) \quad (4.19)$$

● 주면마찰력

Meyerhof(1976)는 지반변위에 따른 타입말뚝의 평균단위주면마찰력을 다음과 같이 제안하였다.

1) 고변위 타입말뚝

$$f_{av} (t/m^2) = 0.2 \overline{N} \quad (4.20)$$

여기서 $\overline{N}$: 표준관입저항의 평균값

2) 저변위 타입말뚝

$$f_{av} (t/m^2) = 0.1 \overline{N} \quad (4.21)$$

총 주면마찰력은 다음과 같다.

$$Q_s = p L f_{av} \quad (4.22)$$

4.3.2 Vesic' 공식

- 선단지지력

Vesic'(1977)은 공동팽창(expansion of cavities) 이론에 근거하여 말뚝의 선단지지력을 산정하는 방법을 제안하였다. 이 이론에 따르면 유효응력 정수에 의하여 선단지지력, Q_p 은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} q_p &= c N_c^* + \sigma_o' N_o^* \\ Q_p &= A_p q_p \end{aligned} \quad (4.23)$$

$$\text{여기서 } \sigma_o' : \text{말뚝선단지점에서 평균지반유효연직응력} = \left(\frac{1+2K_o}{3} \right) q' \quad (4.24)$$

$$K_o : \text{정지토압계수} = 1 - \sin \phi \quad (4.25)$$

N_c^* , N_o^* : 지지력계수

$$N_o^* = \frac{3N_q^*}{1+2K_o} \quad (4.26)$$

$$\begin{aligned} N_c^* &= (N_q^* - 1) \cot \phi \\ N_q^* &= f(I_{rr}) \end{aligned} \quad (4.27)$$

$$I_{rr} : \text{흙의 감소된 강성지수(reduced rigidity index)} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta}$$

$$I_r : \text{강성지수} = \frac{G_s}{c + q' \tan \phi}$$

E_s : 흙의 탄성계수, G_s : 흙의 전단탄성계수

Δ 말뚝선단아래 소성영역에서의 평균체적변형율이며, 아무런 체적변화가 없는 상태 즉, 조밀한 모래나 포화점토에서 $\Delta = 0$ 이므로 $I_{rr} = I_r$ 이 성립한다.

표 4.2 지지력계수, N^*_{σ}

ϕ I_{rr}	25	30	35	40	45
10	12.12	18.24	27.36	40.47	59.66
20	15.95	24.95	38.32	58.1	87.48
40	20.98	33.95	53.67	83.4	128.28
60	24.64	40.6	65.36	103.05	160.48
80	27.61	46.21	75.17	119.74	188.12
100	30.16	51.02	83.78	134.52	212.79
200	39.7	69.43	117.33	193.13	312.03
300	46.61	83.14	142.89	238.62	390.35
400	52.24	94.48	164.33	277.26	457.57
500	57.06	104.33	183.16	311.5	517.58

I_{rr} 의 값은 적절한 응력크기에 상응하는 실험실의 압밀시험이나 삼축압축시험으로부터 구할 수 있다. 그러나 예비설계단계에서 사용할 수 있는 추천 값은 다음과 같다.

표 4.3 흙의 종류에 따른 I_{rr} 값

흙의 종류	I_r
모래	70~150
실트 및 점토 (배수상태)	50~100
점토 (비배수상태)	100~200

Q_p 를 계산하는데 채택한 이론적인 방법과 관계없이, 말뚝선단부가 말뚝 폭의 10~25%의 침하가 발생하기 전에는 완전한 지지력 값을 알 수가 없다. 이것은 사질토의 경우매우 중요하다.

- 주변마찰력

임의 깊이에서 말뚝의 단위마찰저항력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$f = K \sigma_v' \tan \delta \quad (4.28)$$

여기서 K : 토압계수

(표 4.1 참조)

σ_u : 고려중인 깊이에서 유효연직응력

δ : 흙과 말뚝사이의 마찰각 = $(0.5 \sim 0.8)\varphi$

4.3.3 Coyle and Castello 공식

이들은 사질토지반에서 행한 타입말뚝의 현장재하시험결과를 토대로 극한지지력 공식을 다음과 같이 구하고, 지지력계수가 근입비에 따라 달라지며 토압계수는 근입비의 증가에 반비례한다고 제안하였다.

- 선단지지력

$$Q_p = A_p q_p = A_p (q N_q^*) \quad (4.29)$$

여기서 q: 말뚝선단에서 유효연직응력

N_q^* : 지지력계수

(그림 4.14 (a) 참조)

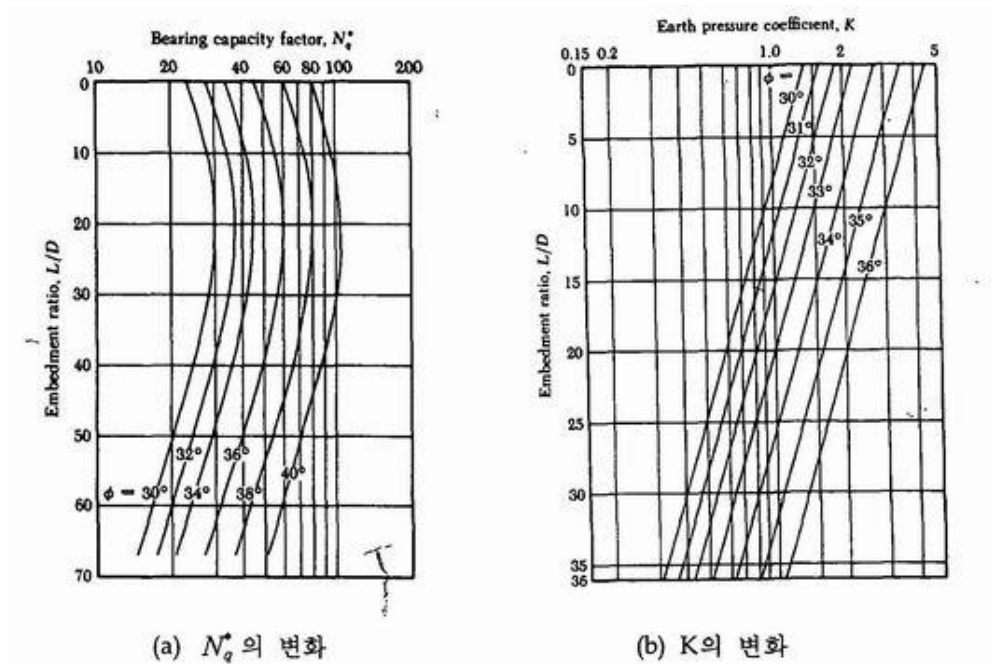


그림 4.14 L/D 에 대한 N_q^* 와 K 의 변화(Coyle and Castello, 1981)

- 주면마찰력

$$Q_s = A_s f_{av} = pL(f_{av}) \quad (4.30)$$

여기서 f_{av} : 전체 말뚝길이에 대한 평균마찰저항력 = $K \bar{\sigma}_v' \tan \delta$

K : 토압계수(그림 4.14 b 참조)

$\bar{\sigma}_v'$: 평균유효상재하중

δ : 흙과 말뚝사이의 마찰각 = $(0.5 \sim 0.8) \phi$

24 개의 말뚝재하시험 결과를 이용하여 Coyle and Castello 는 식(4.30)은 극한하중을 추정함에 있어 일부는 $\pm 30\%$ 의 오차를 갖기도 하지만, 대부분 $\pm 20\%$ 오차내에 있다고 하였다.

4.3.4 DM-7

- 선단지지력

1) 사질토지반

$$Q_p = A_p q_p = A_p (c N_c + q' N_q) \quad (4.31)$$

여기서 A_p : 말뚝의 선단면적(m^2)

c : 점착력(t/m^2)

N_c, N_q : 지지력계수

q' : 선단부의 연직유효응력(t/m^2)

2) 점성토지반

$$Q_p = A_p q_p = \pi R^2 (c N_{cs} \text{ or } c N_{oc}) \quad (4.32)$$

여기서 N_{oc} , N_{cs} : 지지력계수

• 주면마찰력

DM-7(Department of the Navy, 1982)의 경우, 정역학적 지지력 공식을 기초로 하여 주면마찰력에 있어서 수평토압계수를 말뚝별로 구분하여 적용하도록 제안하였다.

1) 사질토지반

$$Q_s = A_s f = A_s (K_o \sigma_v' \tan \delta) \quad (4.33)$$

여기서 A_s : 말뚝주면의 단면적(m^2)

K_o : 시공조건에 따른 토압계수

(•H말뚝: $K_o=0.5$, •강관말뚝: $K_o=1.0$, •콘크리트말뚝: $K_o=1.5$)

σ_v' : 각층의 연직유효응력(t/m^2)

δ : 말뚝과 흙과의 마찰각

(•강말뚝: $\delta=20^\circ$, •콘크리트와 나무말뚝: $\delta=3/4 \phi$)

2) 점성토지반

$$Q_s = A_s f = A_s C_A \quad (4.34)$$

여기서 C_A : 부착력(t/m^2)

(그림 4.15 참조)

표 4.4 DM-7 정적지지력 공식에 사용되는 수평토압계수

말뚝 형태		수평토압계수 (압축시)	수평토압계수 (인발시)
Driven single	H-pile	0.5~1.0	0.3~0.5
	Displacement Pile	1.0~1.5	0.6~1.0
	Displacement Tapered Pile	1.5~2.0	1.0~1.3
Driven Jetted Pile		0.4~0.9	0.3~0.6
Driven Pile (Less than 24" diameter)		0.7	0.4

표 4.5 지지력계수, $N_{\{q\}}$

ϕ (degrees)	26	28	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
Driven Pile (Displacement Pile)	10	15	21	24	29	35	42	50	62	77	86	120	145
Drilled Piers	5	8	10	12	14	17	21	25	30	38	43	60	72

표 4.6 점착력 적용 참고 값

말뚝 형태	흙의 상태	점착력, c (psf)	부착력, C_A (psf)
나무말뚝 또는 콘크리트말뚝	매우 연약	0~250	0~250
	연약	250~500	250~480
	중간정도 단단함	500~1000	480~750
	단단함	1000~2000	750~950
	매우 단단함	2000~4000	950~1300
강	매우 연약	0~250	0~250
	연약	250~500	250~460
	중간정도 단단함	500~1000	460~700
	단단함	1000~2000	700~720
	매우 단단함	2000~4000	720~750

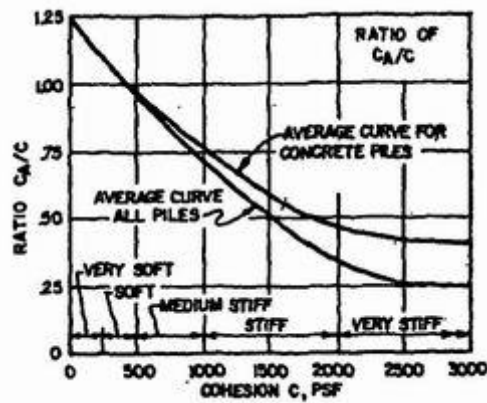


그림 4.15 $C_{\{A\}}$ 산정도표

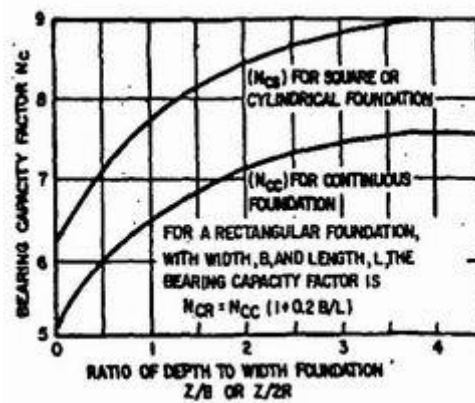


그림 4.16 $N_{\{c\}}$ 산정도표

4.3.5 반경험적인 식을 이용한 방법(FHWA 채택)

FHWA(Soil and foundation Workshop Manual, 1982)의 경우, 고강도 H 말뚝의 지지능력을 결정하기 위한 방법은 DM-7 보다 더욱 구체적이다. 즉, 주변마찰력에서는 항타에 의해 변위된 체적을 산정하여 이 값을 기준으로 필요한 변수를 결정하도록 되어 있으며 이러한 변수는 재하시험결과를 바탕으로 도표화하여 이용하도록 제안되어 있다.

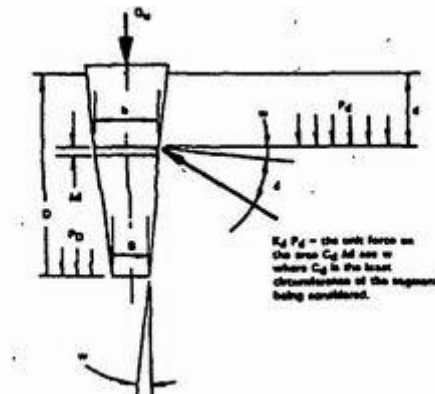


그림 4.17 FHWA 방법 부호 설명

• 선단지지력

1) 사질토지반

$$Q_p = A_p q_p = A_p (\alpha P_d N_q) \quad (4.35)$$

여기서 A_p : 말뚝의 선단면적(m^2)

α : 말뚝의 폭 및 관입깊이에 관한 계수

P_d : 각층의 상재유효응력(t/m^2)

N_q : 선단지지력계수

2) 점성토지반

$$Q_p = A_p q_p = A_p (9 c_u) \quad (4.36)$$

여기서 $C_{\{u\}}$: 비배수 점착강도(t/m^2)

• 주면마찰력

1) 사질토지반

$$Q_s = A_s f = (C_d \cdot D) (K_\delta C_F P_d \sin \delta) \quad (4.37)$$

여기서 A_s : 말뚝주면의 단면적(m^2)

K_δ : 강도계수

C_F : 내부마찰각 계수

P_d : 상재유효응력(t/m^2)

$C_d \cdot D$: 주면면적(m^2)

2) 점성토지반

$$Q_s = A_s f = (C'_d \cdot d) C_a \quad (4.38)$$

여기서 $C_{\{d\}} \cdot d$: 주면면적(m^2)

$C_{\{a\}}$: 부착력(t/m^2)

이 방법에 의해 말뚝의 지지력을 산정하는 방법을 단계별로 설명하면 다음과 같다.

① 흙의 내부마찰각, ϕ 를 결정한다.

② 임의 깊이에서 수평토압계수, K_{δ} 를 결정한다. 이를 위해서는 먼저 말뚝 단위길이당 배토되는 지반체적 V 를 계산한 후, 그림 4.18~4.25를 적용하여 산정한다.

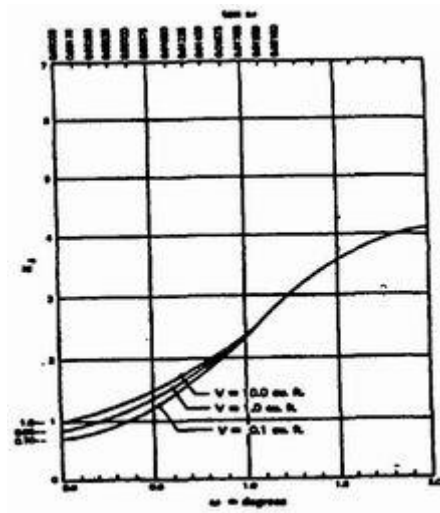


그림 4.18 K_{δ} 산정도표 $\phi=25^\circ$

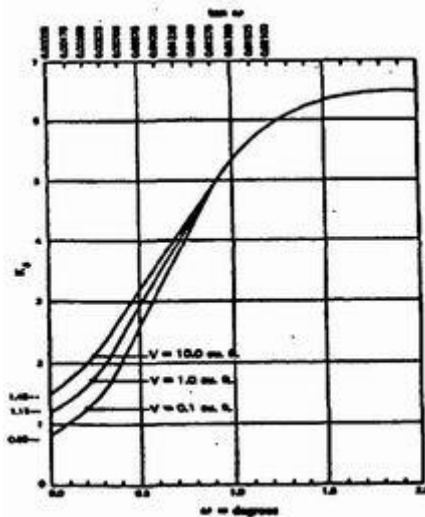


그림 4.19 K_{δ} 산정도표($\phi=30^\circ$)

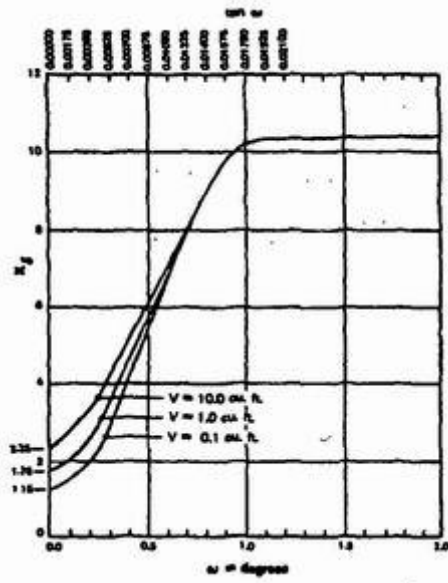


그림 4.20 K_{δ} 산정도표 ($\phi=35^\circ$)

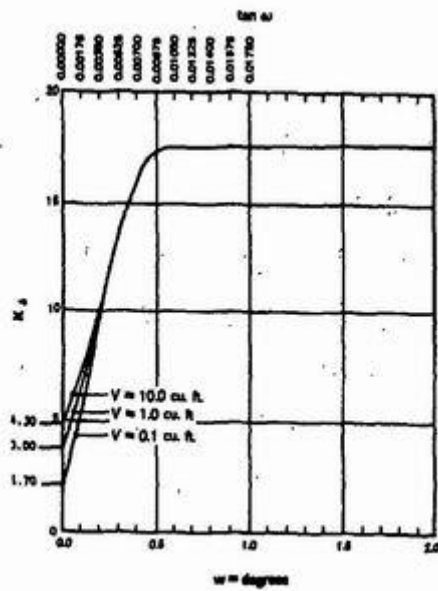
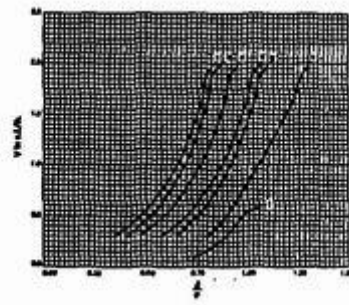


그림 4.21 K_{δ} 산정도표 ($\phi=40^\circ$)

- ③ 그림 4.22 를 이용하여 δ 를 산정한다.



- a. pipe piles
- b. Timber piles
- c. Precast concrete piles
- d. Raymond step-taper piles
- e. Raymond uniform taper piles
- f. H-Pile & augercast piles
- g. Tapered portion of monotube piles

그림 4.22 δ/ϕ 와 항타시 체적변화 V 관계

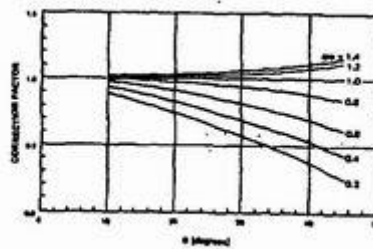


그림 4.23 보정계수 $C_{\{F\}}$ 산정도표

④ δ 와 ϕ 가 다를 경우 보정계수, $C_{\{F\}}$ 를 산정한다.

(그림 4.23 참조)

⑤ 각 지층의 중간위치 심도에서 평균유효상재압, $P_{\{d\}}$ 를 산정한다.

⑥ 각 지층에서의 극한주면마찰력과 총 극한주면마찰력을 산정한다.

⑦ 지지력계수, $N_{\{q\}}$ 를 산정한다.

(그림 4.24 참조)

⑧ 계수, α 를 산정한다.

(그림 4.25 참조)

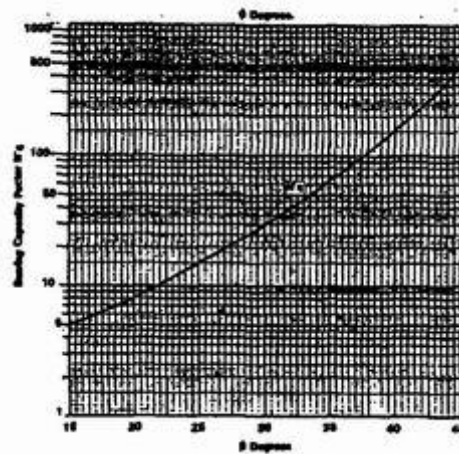


그림 4.24 ϕ 에 따른 지지력계수

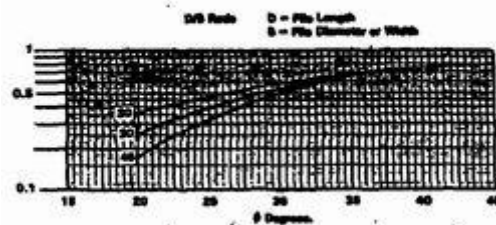


그림 4.25 ϕ 에 따른 α 보정계수

- ⑨ 말뚝선단부에서의 유효상재압, $P_{\{d\}}$ 를 계산한다.
- ⑩ 극한선단지지력을 계산한다. 이때 최대한계값을 넘지 않도록 한다.
- ⑪ 안전율, $FS=3$ 을 적용하여 허용지지력을 산정한다.

4.3.6 말뚝의 허용지지력

H 형강 말뚝의 극한지지력을 선단지지력과 주면저항력의 합으로 산정하며, 말뚝에 대한 허용하중을 구하기 위해서는 합리적인 안전율을 사용해야 한다.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{FS} \quad (4.39)$$

여기서, $Q_{\{all\}}$ 말뚝에 대한 허용지지력

FS : 안전율이며, 일반적으로 사용되는 값은 2.5~4 의 범위인데 이는 극한하중 계산의 불확실성에 의존한다.

H 형강 말뚝은 국내에서 흔히 사용하고 있는 기성말뚝인 강관말뚝과 콘크리트말뚝과 는 다른

지지력 특성을 갖는데 이는 H 형강 말뚝의 형상으로 관입성, 폐색효과 및 시간경과에 따른 지지력 증감효과 등이 다르기 때문이다. Tomlinson(1994)은 견고한 점토지반에 박힌 말뚝의 경우, 말뚝 하단에서 상부로 일정구간 떨어진 지점부터는 점토가 균열 또는 전단되어 충분한 지지력을 발휘할 수 없고 사질토지반에서는, 웹과 플랜지 사이에서 폐색효과가 거의 일어나지 않는다고 보고하고 있다. 따라서 지지력을 구하기 위해서는 적절한 감소효과를 고려하도록 제안하고 있다. 이러한 감소효과는 흙의 수평토압계수를 줄여주거나 감소계수를 곱하여 반영하는 것이 일반적이다. 또한 H 형강 말뚝은 시공방법관점에서 거의 비배토말뚝(non-displacement pile)에 속하므로 시간경과효과는 강관말뚝 및 콘크리트말뚝에 비해 작게 나타난다.

4.4 말뚝재료의 허용하중

말뚝의 설계하중을 결정할 때 말뚝재료의 허용하중과 지반의 허용지지력을 별도로 산정하여 두 값중 작은 쪽을 설계하중으로 한다. 그러나 국내의 경우 말뚝의 설계하중은 대부분의 경우 말뚝재료가 허용하는 값보다 낮은 실정이다. 반면 실제 시공된 말뚝의 지지력은 말뚝재료의 허용범위를 초과하는 경우도 많이 나타나고 있어 비합리적인 설계와 시공이 되는 경우가 많다. 합리적 설계와 시공이 정착될 경우, 말뚝재료의 허용하중보다도 높은 지반의 허용지지력을 달성할 수 있고, 이 경우 말뚝의 설계하중은 지반지지력보다는 말뚝재료의 허용하중에 의해 결정되는 최적화된 말뚝설계를 할 수 있다.

H 형강 말뚝의 경우 특별한 국내 규정이 없고, 같은 강철재료이기 때문에 강관말뚝에 준용하여 적용하고 있다. 강관의 경우 재료의 허용하중을 결정하는데 있어 SS400 및 SWS490의 경우 허용응력을 각각 1400kg/cm^2 및 1900kg/cm^2 으로 보고 부식대(2mm)를 공제한 단면적을 구하여 허용하중을 구하고 있다. 여기에 말뚝이음에 의한 저감(타입인 경우, 1 회에 5%), 장경비에 의한 저감($= (L/D - n) \times 100$)을 고려하여 최종적인 재료의 허용하중으로 결정한다. 또한 "구조물기초설계기준"(1986)에서는 세장비 및 현장용접이음에 대하여 아래와 같은 강관말뚝 재료허용하중 저감율, $\mu(\%)$ 을 적용하도록 규정하고 있다.

$$\mu(\%) = \mu_1 + \mu_2 \quad (4.44)$$

여기서, $\mu(\%)$ 재료의 하중 저감율

$$\mu_1(\%) : \text{세장비에 대한 저감율} = \frac{L}{d} - n \quad (4.45)$$

L : 말뚝의 길이 = 1,700cm

d : 말뚝의 직경 = 30cm

L/d : 상한값은 130 으로 제한 = $1,100/30 = 56.7$

n : 저감율을 고려하지 않아도 되는 세장비(n=100)

$$\mu_2(\%) : \text{현장 용접이음에 대한 저감율} = m \times 5 = 10 \quad (4.46)$$

m : 용접이음 개소수 = 1~2 회

표 4.7 H 형강 말뚝의 규격 및 허용하중

공칭치수	표준단면치수					단면적	단위중량	재료의 허용하중 (부식공재 2mm)			저감율 (%)	허용하중 (ton)
	H	B	t ₁	t ₂	r			단면적	허용하중(ton)			
	mm	mm	mm	mm	mm			cm ²	SHK 400	SHK 490M		
200*200	200	204	12	12	13	71.53	56.2	47.9	67	90.9	-	
250*250	244	252	11	11	16	82.06	64.4	52.7	73.8	100.2	-	
	250	255	14	14	16	104.7	82.2	75	105	142.5	-	
300*300	294	302	12	12	18	107.7	84.5	72.4	101.3	137.5	-	
	300	300	10	15	18	119.8	94	84.3	118.1	160.2		
	300	305	15	15	18	134.8	106	99.1	138.8	188.4	5 10	179 170
350*350	338	351	13	13	20	135.3	106	94.3	132.1	179.2		
	344	354	16	16	20	166.6	131	125.4	175.5	238.2		
	350	350	12	19	20	173.9	137	132.5	185.5	251.8	-	
	350	357	19	19	20	198.34	156	156.7	219.4	297.8	-	

본 구조물에 사용하는 H 형강 말뚝은 성토지반의 높이(16~18m)가 길어서 1-2 번 정도를 용접을 하여야 한다. 따라서 용접에 의한 강재 모재의 하중 저감율, $\mu(\%)$ 을 10%로 가정하면 사용할 수 있는 말뚝재질의 허용하중은 170ton 이 된다.

그리고 본 구조물에 사용한 H 형강 말뚝에 대한 인장시험결과는 그림 4.26 과 같고, 항복하중은 $3,960\text{kg}/\text{cm}^2$ 이다. 이 하중은 H300*305 의 항복하중인 $3,310\text{kg}/\text{cm}^2$ 보다 크므로 사용할 H 형강 말뚝은 기준을 만족한다. 또한 동재하시험시에 사용할 허용항타응력은 $90\% \times 3,310\text{kg}/\text{cm}^2 = 3.0\text{t}/\text{cm}^2$ 이고, 압축 정재하시험을 하는 도중에는 안전율이 필요하지 않으므로 최대허용압축력은 항복하중에 H 형강 단면적을 곱한값으로 한다($134.8 \text{ cm}^2 \times 3.310\text{t}/\text{cm}^2 = 446\text{ton}$). 그러나 구조물이 설치가 완료된 후에 구조물에 가해질 부확실한 하중에 대해서는 강재의 안전율을 고려하여 허용하중값을 사용하여야 하며 그 값은 표 착된 스트레인 게이지로 순간 순간 파악한다.

시험성적서

강원산업(주)

제품규격 : H300 × 305
 강종 : SM490A
 생산공장 : 대형강
 시험표준 : KWS-I-8440-08
 시편규격 : 1A호

시험의뢰서 : 기술부
 Date/Time : 08-16-1999
 접수번호 : 268
 시험번호 :
 시험자 : 권태형

Shape : Plate

Gauge Length : 200.00

Extensometer GL : 200.00

Calc.	인장강도	항복강도	연신율	굴곡시험
CP1, CP2		0.2		
CP(%)		%		
Pass Fail				
Unit	N/mm2	N/mm2	%	
H300*305	531	396	26.1	

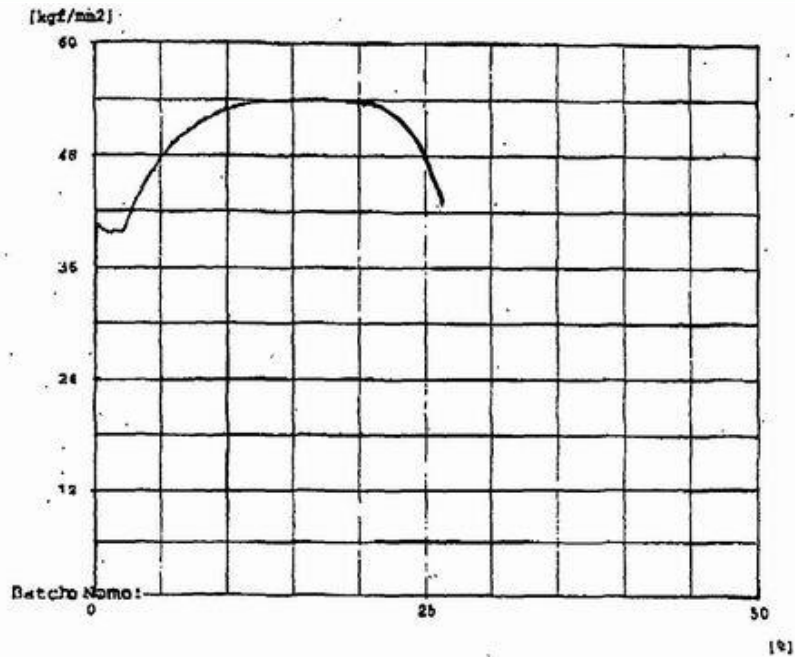


그림 4.26 H 형강 말뚝의 인장시험 결과

제 5 장 두동교 지반조사와 교각기초지반의 안전성 검토

5.1 교대기초 지반조사

5.1.1 교대기초의 개요

조인트가 없는 교량을 시험시공한 지역은 두동교이며 이 교량의 평면도는 그림 5.1 에, 종단면도는 그림 5.2 에 나타나 있다.

그리고 그림 5.3 과 같이, 두동교는 국내에서 처음으로 교량의 신축이음장치를 사용하지 않고 상부 주형을 교대에 매입하여 일체로 시공하는 무조인트교량이다. 이 교량은 온도변화에 의한 교량 신축을 교대부, 교대와 강결합된 H 형강 말뚝, 인장시 뒷채움재료 또는 수축시 교대 전면토 그리고, Cyclic Control Joint 가 흡수하여야 한다. 이를 위해서는 그림 2.1 과 3.5 와 같이, 교대부는 수동토압의 영향을 감소시키기 위하여 단면적이 작은 난쟁이 교대를 사용한다. 그리고 상부구조물의 신축을 흡수하기 위하여, 강축이 아닌 약축으로 그리고 교대부에 1 열로 H 형강 말뚝을 설치한다. H 형강 말뚝을 무조인트 교량에 사용하는 것은 강성과 유연성이 뛰어나기 때문이다.

또한 일반 조인트교량과 비교했을 때, 무조인트교량의 교대부는 설계 및 시공에 있어 많은 차이를 보이는 반면에 교각부는 크게 다른 점이 없다.

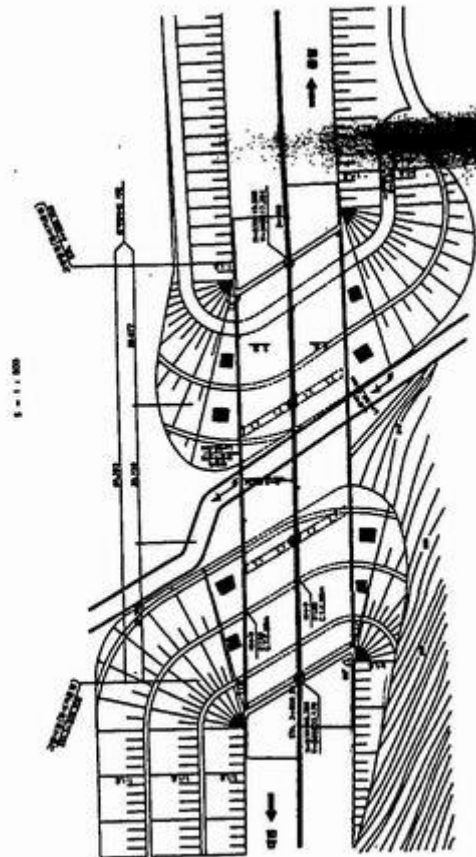


그림 5.1 두동교 평면도

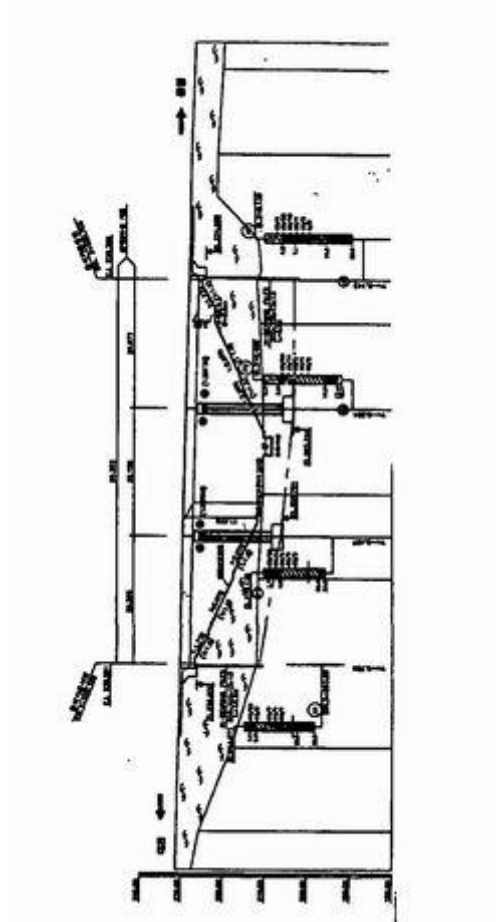


그림 5.2 두동교 종단면도

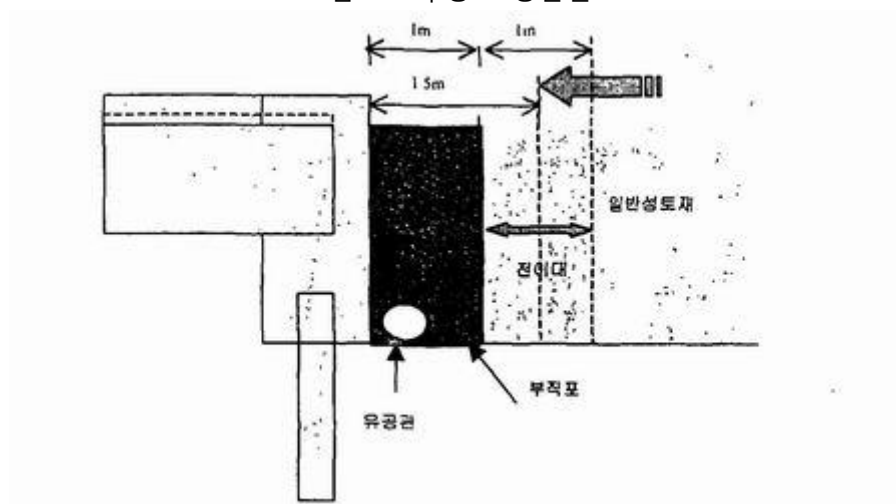


그림 5.3 교대 뒷채움 양상

5.1.2 교대 성토지반 조건

그림 5.4~5.6 에 나타나 있듯이, 교대 A1 과 A2 의 원지반 흙은 전석이 많이 포함된 화강풍화토 지반이다. 이 지반을 관통하여 양질의 지지층까지 H 형강 말뚝을 타입하는데 문제가 발생할 수 있으므로 화강암의 입자가 아주 고결화 된 풍화토까지 터파기 하여 다짐장비로 면을 고른 다음,

터파기 측면 지반은 층따기를 하면서, 30cm 성토 두께로 최종 지반면까지 다짐을 충분히 실시하였다.

그리고 성토 완료후에 성토지반과 양질의 지지층의 다짐상태와 지층구조를 알아보기 위하여 추가로 3 공에 대하여 확인 표준관입시험을 실시하였다. 이때의 원지반의 풍화토층에 대한 표준관입시험 값은 $N=50/20\sim50/3$ 이다. 또한 최종 지반면에서 위쪽으로 7.5m 높이에 있는 성토재료인 현장 유용토에 대한 석 체분석과 비중시험한 결과, 통일분류기호는 SM 이며, 입도분포곡선은 그림 5.10 에 나타나 있다.

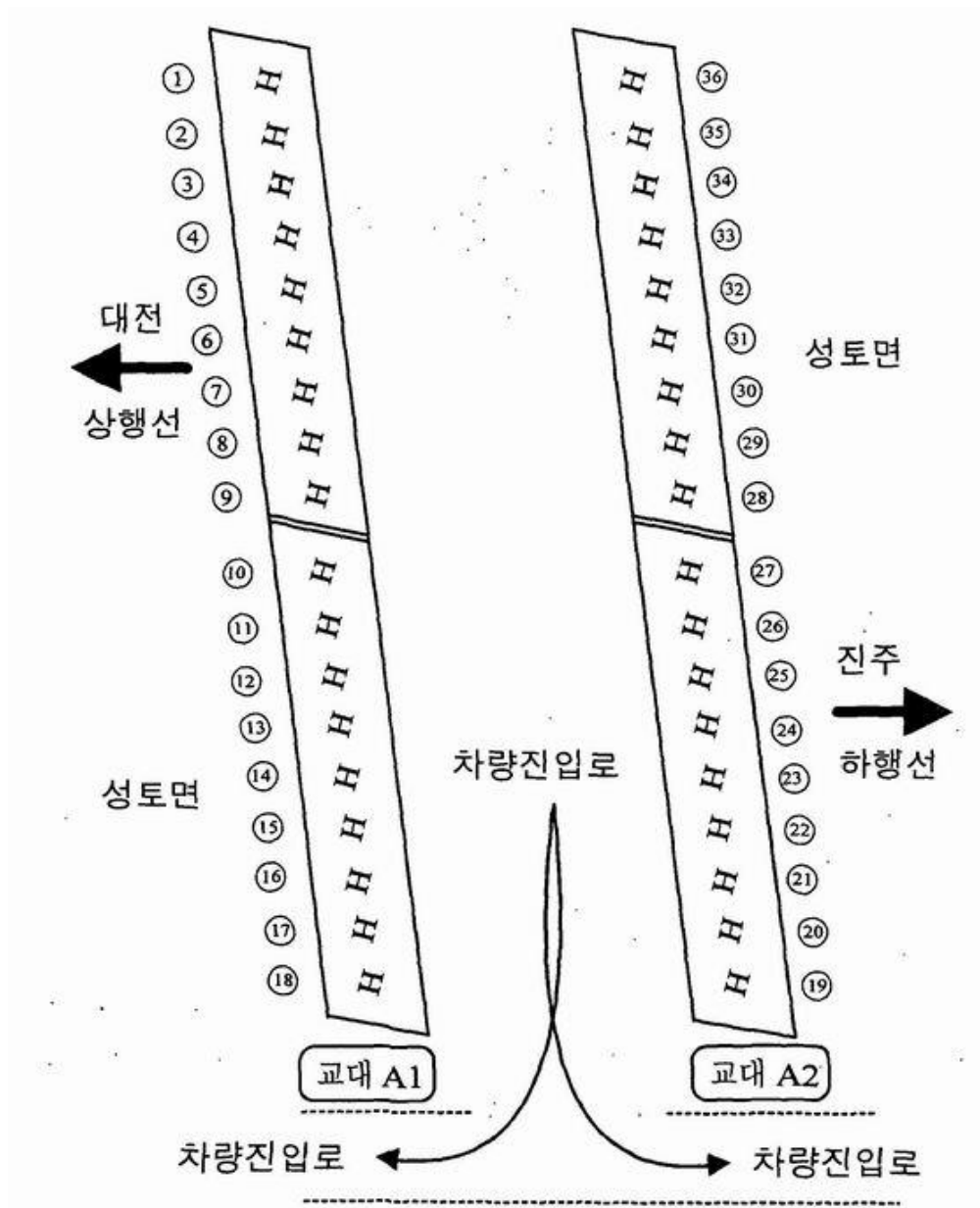


그림 5.4 두동교 교대 말뚝기초의 배치도

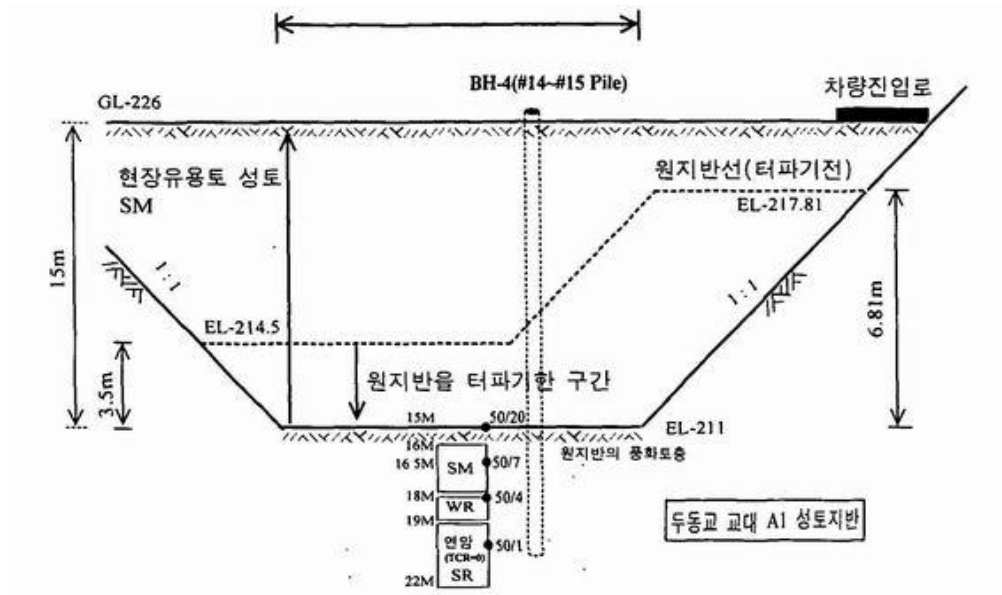


그림 5.5 두동교 교대 A1 전석제거 터파기량과 성토 및 시추위치도

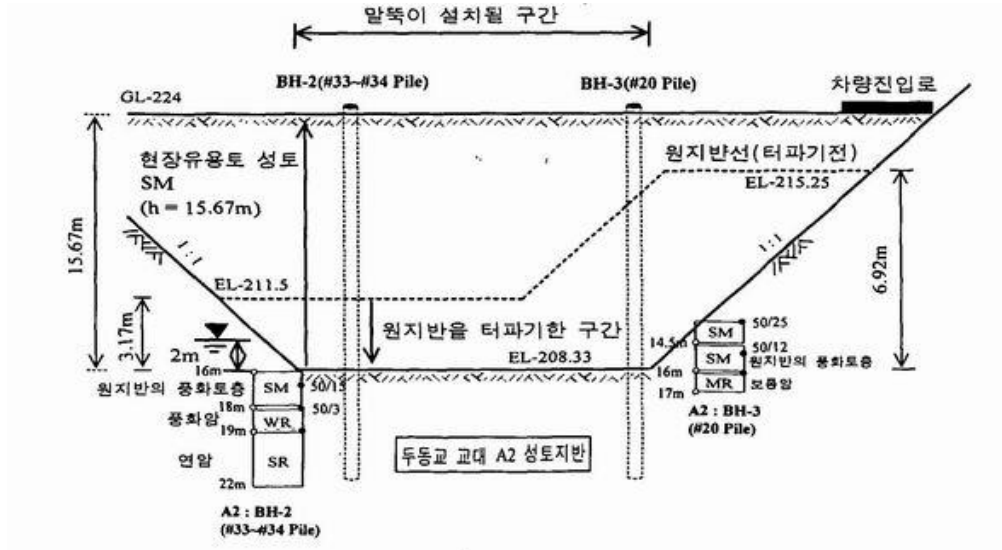


그림 5.6 두동교 교대 A2 전석제거 터파기량과 성토 및 시추위치도

5.1.3 시추조사(Boring)

시추조사는 지반내에 시추공을 굴진하여 지반의 성상을 파악하는 가장 대표적인 현장조사로서 시추조사와 병행하여 조사공 내에서 원위치 시험이나 현장시험을 실시한다. 시추조사는 그림 5.7 과 같은 개념으로 실시되며, 본 지역에서의 조사심도는 최소한 18m 를 시추종료 기준심도로 하였다.

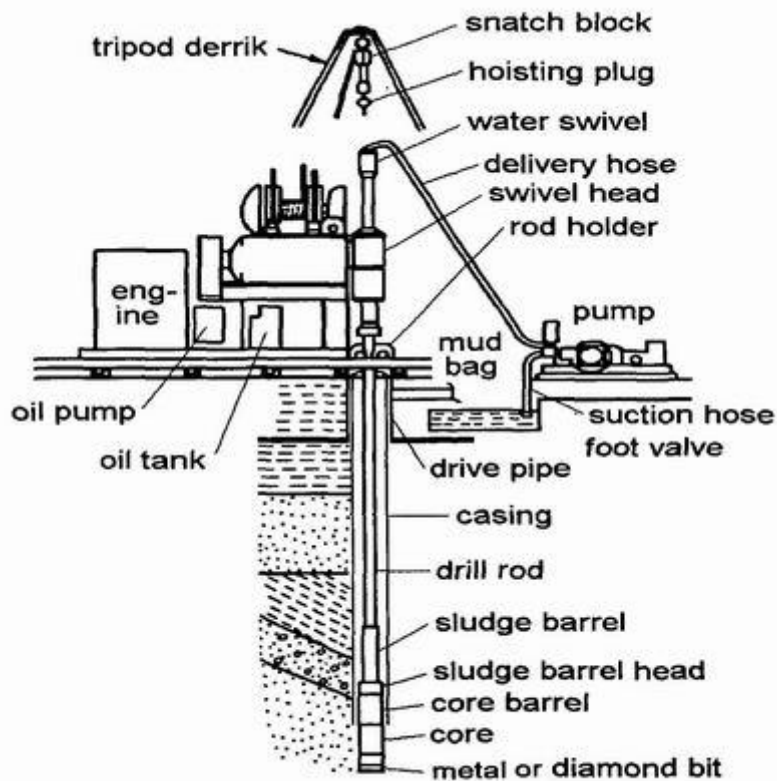


그림 5.7 시추조사 모식도

일반적으로 시추장비는 시추기, 케이싱, 굴진용 로드, 비트, 시료채취 장비로 구성된다. 본 시추조사에서는 조사지역의 지층분포상태 및 공학적 특성을 확인하기 위하여 기 선정된 3 개소 조사지점에 대하여 구경 BX($\phi 58.7\text{mm}$) 및 NX($\phi 76.2\text{mm}$) 규격의 회전수세식시추기(유압기 250 형)를 이용하여 굴착하였으며, 시추가 진행되는 동안 공내의 붕괴를 방지하기 위하여 풍화암층 상단까지 BX 및 NX Casing 을 삽입하였다. 각 시추공에 대해 굴진속도, 슬라임(slime)의 상태, 순환수의 색조, 암석코아(rock core), 표준관입시험(SPT)에 의해 채취된 시료 및 N 값 등을 근거로 수직 토질분포 상태를 확인하고 지층별 순서와 층의 두께를 확인하였다. 표준관입시험에 의하여 채취된 교란시료 및 암석코아시료는 공변과 심도, 지층명을 기입한 시료병에 담아 시료상자에 보관하였다.

5.1.4 표준관입시험(Standard Penetration Test, SPT)

가. 개요

표준관입시험은 시추작업과 병행하여 실시하며, 각 지층 및 토질에 대한 N 값을 파악하기 위하여 실시한다. N 값이란 바깥지름 5.1cm, 안지름 3.5cm, 길이 81cm 의 Split Spoon Sampler 를 Boring Rod 끝에 부착하여 63.5kg 의 Hammer 로, 낙하고 76cm 높이에서 수직자유낙하에 의한 타격을 하여 Split Spoon Sampler 가 30cm 관입될 때의 타격횟수이다.

시추작업과 병행하여 1.5m 간격으로 실시함을 원칙으로 하였으며 KSF-2318 에 의한 표준관입시험법의 사용장비 및 개념은 그림 5.8 과 같다. Split Spoon Sampler 로부터 Rod, Knocking Block 순으로 결합시켜 시험심도까지 내린다. 63.5kg 의 Drive Hammer 가 76cm 높이에서 수직 자유낙하되며 Knocking Block 에 타격된다. 타입은 매 15cm 간격에 연속으로 3 단계에 거쳐 총 45cm 구간에 대해 이루어지며, 최초 15cm 에 대한 타격횟수는 압력수에 의한 교란, 슬라임의 영향으로 배제되며 '예비타'라 한다.

예비타는 2 단계 후속 본타가 현저한 차이를 보일 경우에 참고로 사용할 수 있으며, 2 단계 본타의 합계값 즉, 30cm 관입하는데 소요된 타격횟수가 N 값으로 표기된다. 그러나 30cm 관입 이전에 타격횟수가 50 회를 초과한 경우에는 50 회까지 기록하고 이때의 관입심도를 기재하였다. 이렇게 측정된 N 값은 지층에 따른 보정, 상재하중에 대한 보정, 룯드 길이에 대한 보정, 해머의 효율에 대한 보정 등을 해야 한다. 본 조사에서는 이러한 보정 이전의 값을 그대로 제시하였다. 표준관입시험 과정에서 채취된 교란시료는 공변, 심도, 토층명, N 값, 색깔 등을 기록한 라벨을 붙인 다음 시료상자에 정리 보관한다.표준관입시험으로 확인할 수 있는 토질특성을 요약하면 다음 표 5.1 과 같다.

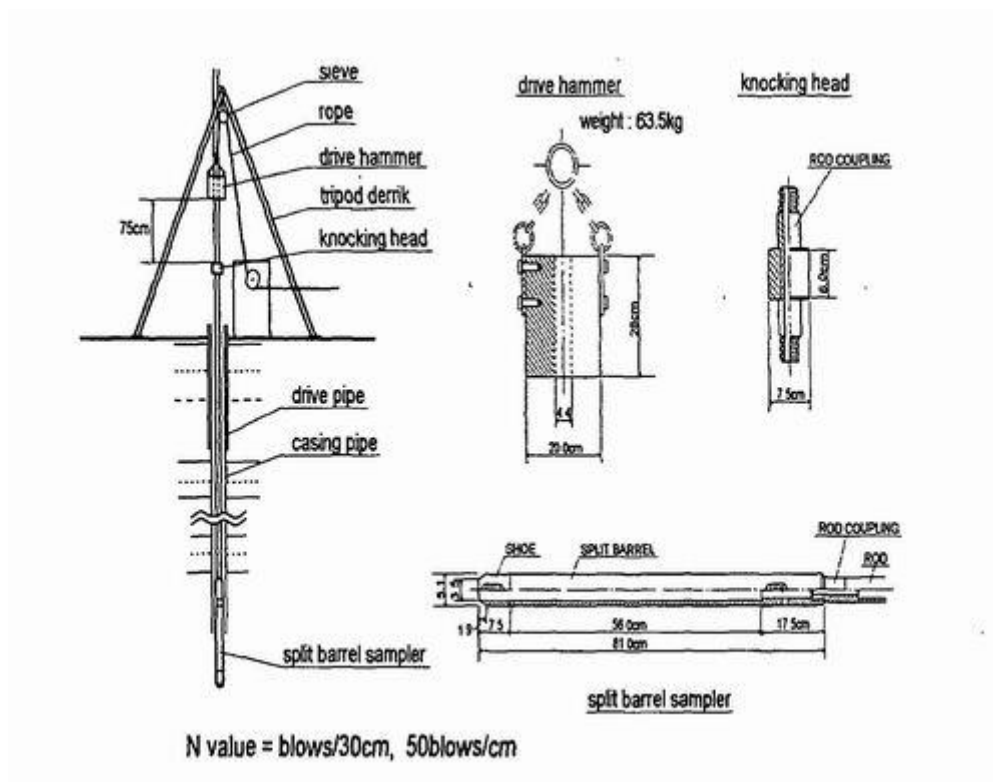


그림 5.8 표준관입시험 모식도

표 5.1 표준관입시험에 의한 개략조사 결과의 판정 및 추정사항

구 분		판 정·추 정 사 항
N값으로 추정할 수 있는 사항	사 질 토	○ 상대밀도(D_r), 내부마찰각(ϕ) ○ 기초 지반의 탄성침하 ○ 기초지반의 허용 지지력 ○ 기초 지반의 지지력 계수(K), 탄성계수(E_s) ○ 액상화 가능성 파악등
	점 성 토	○ 일축압축강도(q_u), 비배수 점착력(C_u) ○ 기초 지반의 허용 지지력 ○ 연경도(Consistency)등

나. 실내시험

본 조사지역에서 각 시추조사 지점에서 SPT 를 통해 채취한 교란시료에 대하여 제반 지반공학적 정수를 파악하기 위하여 실내 토질시험을 실시하여, 토질의 물리적인 성질을 파악하고자 하였다.

흙의 공학적 분류나 분포상태에 관한 기본적인 성질을 총칭한 것이 흙의 물리적 성질이며, 입도(gram size), 비중(specific gravity), 연경도(consistency)등과 같이 흙의 물리적 특성을 구하기 위한 여러 가지 시험에 의하여 규명된다.

선정된 각 시료들에 대하여 KS F 규정에 의거하여 다음과 같은 물성시험을 실시하였다.

0 함수량시험 KS F 2306

0 액성한계시험 KS F 2303

0 소성한계시험 KS F 2304

0 비중시험 KS F 2308

0 #200 번체통과량 KS F 2309

0 입도분석시험 KS F 2302

다. 시추조사 및 실내시험 결과

(1) 시추조사

함양지역 두동교에서 행한 시추지점 BH-2 는 교대 A2 의 33 번과 34 번 사이의 중간점에서 교대배면쪽으로 30cm 떨어진 지점에서, BH-3 는 교대 A2 의 20 번 말뚝에서 배면쪽으로 30cm 떨어진 지점에서, 그리고 BH-4 는 교대 A1 의 13 번과 14 번 사이의 중간점에서 교대 배면쪽으로 30cm 떨어진 지점에서 시추조사 결과, 전반적인 지층구성은 매립층(성토층), 풍화토층, 풍화암층,

연암 또는 보통암층의 순서로 분포되어 있으며 그 결과를 표 5.2 에 요약하였다. 공내지하수위는 3 공 모두에서 시추심도 이하로 파악되었다. 각 지층에 대한 각론은 다음과 같다.

표 5.2 시추조사 결과 (단위 : m)

지역	공번	매립층 (성토층)	풍화토	풍화암	연 암	보통암	총굴진 심도(m)	SPT (회)
두동교	BH-2	16.0	2.0	1.0	3.0	-	22	12
	BH-3	14.5	1.5	-	-	1.0	17	10
	BH-4	15.5	2.5	1.0	2.0	-	21	13

1) 매립층(성토층)

본 층은 BH-2, BH-3, BH-4 에서 모두 층후 14.5~16.0m 로 분포하고 있고, 전체적으로는 실트 섞인 세립 내지 중립의 모래로 구성되어 있으며 일부 구간에서 주먹만한 돌맹이가 있는 곳도 있다. 건조 또는 습윤상태로 비소성 상태이며 N 값은 22/30~50/20 로 보통조밀 내지 매우 조밀한 상대밀도를 나타내고 있으며, 색조는 황갈색 내지 암회색을 띄고 있다.

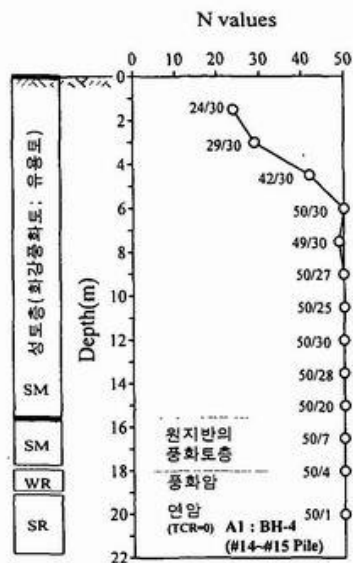
두동교 교대지반의 BH-2, BH-3, BH-4 에 대해 매립층에서의 심도에 따른 N 값 변화를 그림 5.9 에 나타내었다.

2) 풍화토층

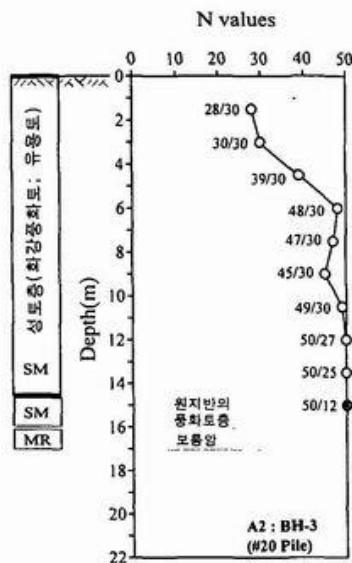
이 층은 BH-2, BH-3, BH-4 에서 전 조사공에서 층후 1.5~2.5m 로 분포하고 있고, 실트 섞인 중립 또는 조립 모래로 구성되어 있고 통일분류상으로 SM 으로 분류된다. 건조 또는 습윤상태로 비소성 상태이며 N 값은 50/12~50/3 으로 매우 조밀한 상대밀도를 보이고 있으며 색조는 암청색 내지 암회색을 띄고 있다.

3) 풍화암, 연암 또는 보통암

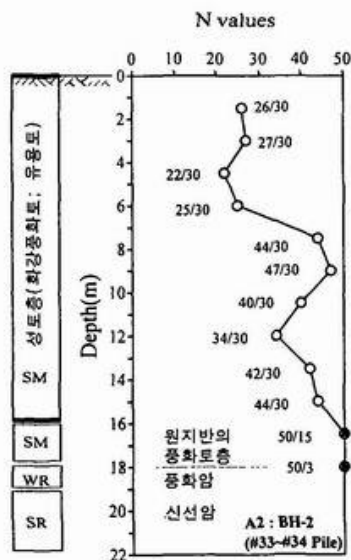
BH-2 에서는 18.0~19.0m 까지 기반암의 풍화대가 존재하며 매우 조밀한 상태로 담청색을 띄고 있다. 그 하부에 19.0~22.0m(22.0m 에서 시추종료)까지 화강암의 연암층이 분포하고 있으며 조립의 모래 및 암편으로 구성되어 있어 코아가 회수되지 않았다.



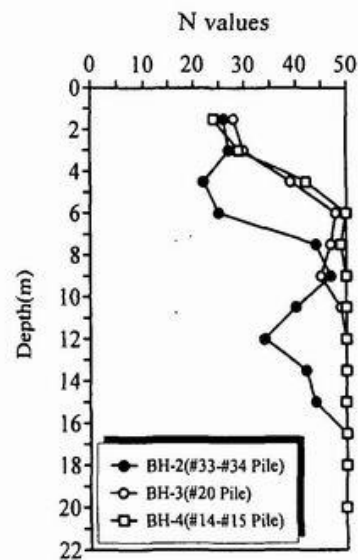
(a) BH-4 위치의 표준관입시험



(b) BH-3 위치의 표준관입시험



(c) BH-2 위치의 표준관입시험



(d) 두동교 교대 지반의 표준관입시험 값

그림 5.9 두동교 교대 지반의 심도에 따른 N 값 변화 그래프

BH-3 에서는 16.0~17.0m(17.0m 에서 시추종료)까지 기반암인 흑운모 화강암의 보통암이 분포하고 있으며 단주상~봉상으로 회백색을 띠고 있다.

BH-4 에서는 18.0~19.0m 까지 실트 섞인 모래와 암편으로 구성되어 있는 매우 조밀한 풍화암이 분포하고 있으며 암회색 내지 황갈색을 띠고 있다. 그 하부에 19.0~21.0m(21.0m 에서 시추종료)까지 화강암의 연암층이 분포하고 있다. 이 연암층은 조립의 모래 및 암편으로 분해되어 코아가 회수되지 않았다.

(2) 실내시험 결과

무조인트 교량에 사용한 성토재료에 대한 일반적인 물성값을 알아보기 위하여, BH-2 공에서

채취한 표준관입시험(1 개)을 이용하여 물성시험과 토질분류와 함수비 상태등을 파악한 결과는 표 5.3 과 그림 5.10 에 나타내었다.

표 5.3 채취된 교란시료에 대한 물성시험 결과

Boring No.	Depth (m)	W _n (%)	G _s	Atterberg Limits(%)			Grain Size Distribution (% Finer than)					USCS
				LL	PL	PI	#4	#10	#40	#200	0.005 mm	
BH-2	7.5	11.6	2.683	N.P.	N.P.	-	96.86	90.62	57.74	16.44	7.0	SM

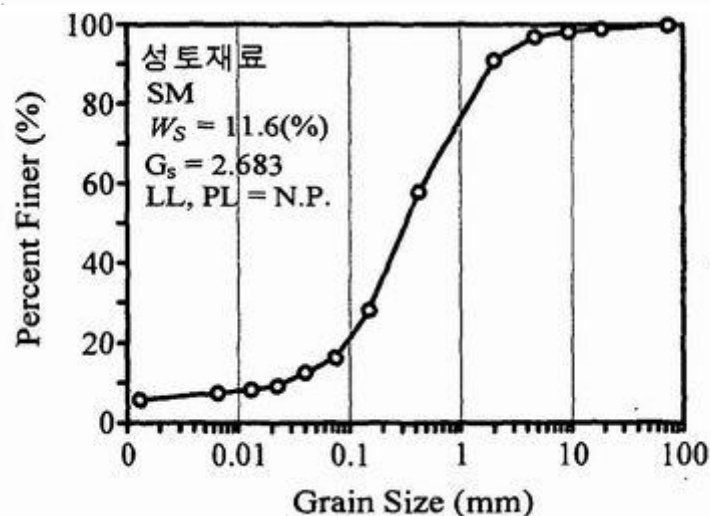


그림 5.10 두동교 교대 성토 흙의 입도분포곡선

두동교 교대 기초 3 개소의 시추조사 결과, 전체적으로 매립층(성토층, 층후 14.5~16.0m), 풍화토층(층후 1.5~2.5m)이 분포하고 있으며, 풍화토층 하부로 풍화암, 연암, 보통암의 순으로 분포하고 있다. 공내지하수위는 3 공 모두에서 시추심도 이하로 파악되었다. 매립층(성토층)은 실트 섞인 세립 내지 중립 모래로 구성되어 있으며 일부 구간에서 주먹만한 돌맹이가 협재된 곳도 있다. 풍화토층은 실트 섞인 중립 또는 조립모래로 구성되어 있다.

3 개의 시추위치에서 얻은 SPT 의 N 값을 검토한 결과, 교대 A1(BH-2)과 A2(BH-3)의 하행선은 비슷한 다짐상태를 보였으나, 교대 A2 의 상행선(BH-4)은 다른 위치보다 다짐상태가 나빴다. 하지만 이 지반의 최대건조밀도는 95% 이상의 기준을 만족하였다.

5.1.5 성토부 다짐

무조인트 또는 일체식 교량에서 성토 및 다짐 작업은 일반 교량의 성토 및 다짐 작업시 보다 철저한 시공 및 완벽한 품질관리를 실시하여야 한다. 따라서 성토구간의 다짐은 사전에 시험성토를 실시하여 알맞는 다짐장비, 다짐방법, 시공관리체제 등을 검토하여 효율적인 다짐을 유지하도록 하며 다짐이 완료된 후에는 고속도로전문시방서(한국도로공사, 1998)에 의한 다짐도

측정을 실시하여 합격한 후 다음 층의 성토작업을 실시한다.

고속도로 전문시방서의 기준에 의하면, 흙쌓기 노체부의 1 층 다짐 완료후의 두께는 30cm 이하이어야 하며, 각 층마다 KS F 2312 의 A 또는 B 방법에 의하여 정해진 최대건조밀도의 90% 이상의 밀도가 되도록 균질하게 다져야 한다. 평판재하시험을 실시한 경우에는 또 5.4 에 따른다. 그리고 흙쌓기 노상부(포장층 아래에서 1m 까지의 두께를 말함)의 1 층 다짐 완료후의 두께는 20cm 이하이어야 하며, 각 층마다 KS F 2312 의 C, D 또는 E 방법에 의하여 정해진 최대건조밀도의 95% 이상의 밀도가 되도록 균질하게 다져야 한다. 평판재하시험을 실시한 경우에는 표 5.4 에 따른다.

두동교 성토지반의 다짐규정은 표 5.4 에 나타나 있는 한국도로공사 노상 다짐규정을 사용하도록 한다. 따라서 교대 성토부 1 층 다짐 완료후의 두께는 20cm 이하로, 다짐도는 95% 이상의 밀도가 되도록, 그리고 평판재하시험시의 지지력계는 $15(\text{kg}/\text{cm}^2)$ 이상이 되도록 균질하게 다졌다. 또한 다짐시 Roller 로 다짐을 할 수 없는 곳은 소형 Rammer 를 사용하여 소요 다짐도를 확보하도록 하였다.

표 5.4 다짐시험의 판정기준(한국도로공사, 1998)

구분			노체		노상	비고
			암성토	일반성토		
1층 다짐 완료후의 두께(cm)			60	30	20	-
다짐도(%)			-	90% 이상	95% 이상	최대건조밀도
다짐방법			-	A, B	C, D, E	KS F 2312
평판 재하 시험	아스팔트 포장	침하량 기준(cm)	0.125	0.25	0.25	-
		지지력 계수 ($k_{30} : \text{kg}/\text{cm}^2$)	20	15	20	-
	시멘트 포장	침하량 기준(cm)	0.125	0.125	0.125	-
		지지력 계수 ($k_{30} : \text{kg}/\text{cm}^2$)	20	10	15	-

본 구조물의 뒷채움 다짐 시험결과, 다짐도는 95.2~98.6%이었고, 지지력계수는 $16.4\sim 20.4(\text{kg}/\text{cm}^2)$ 이상이 되도록 균질하게 다졌다. 그리고 이 성토 흙의 최대건조밀도는 $1.92\sim 1.94(\text{kg}/\text{cm}^3)$, 젖은 밀도는 $1.91\sim 2.09(\text{kg}/\text{cm}^3)$, 건조 밀도는 $1.83\sim 1.91(\text{kg}/\text{cm}^3)$, 최적함수비는 10.9~13(%), 그리고 함수비는 9.1~11.3(%) 이었다.

5.1.6 지반특성차량을 이용한 지반물성값 파악

한국도로공사에서 운용 중인 "지반특성측정시스템(track mounted vehicle systems for the

geotechnical investigations)"을 활용하여 수행 가능한 현장시험은 콘관입시험(CPT, cone penetration test), 자가굴착식프레셔미터시험(SBP, self-boring pressuremeter test), 현장베인시험(FVT, field vane test), 딜라토미터시험(DMT, flat dilatometer test), 표준관입시험(SPT, standard penetration test) 등이며, 자체 굴착 장비를 이용하여 50m 깊이까지 시추공 굴착(드릴링)을 할 수 있고, 필요시 불교란 흙 시료와를 이용하여 50m 깊이까지 시추공 굴착(드릴링)을 할 수 있고, 필요시 불교란 흙 시료와 지하수 시료를 채취할 수 있다.

(사진 5.1)

(그림 5.11 참조)

따라서, 단기간 동안의 정밀한 지반조사에 매우 효율적이며, 각 시험별로 산정된 지반정수의 비교를 통해 각 시험의 특성을 파악하는 데에도 유용하다.

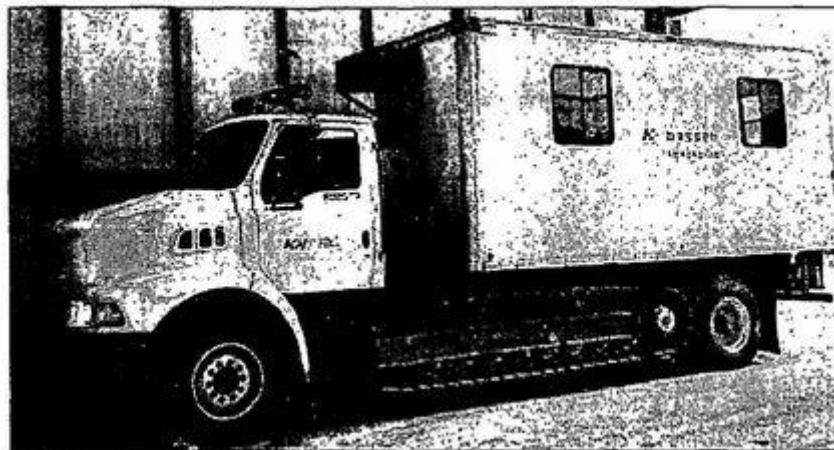


사진 5.1 시스템의 전경

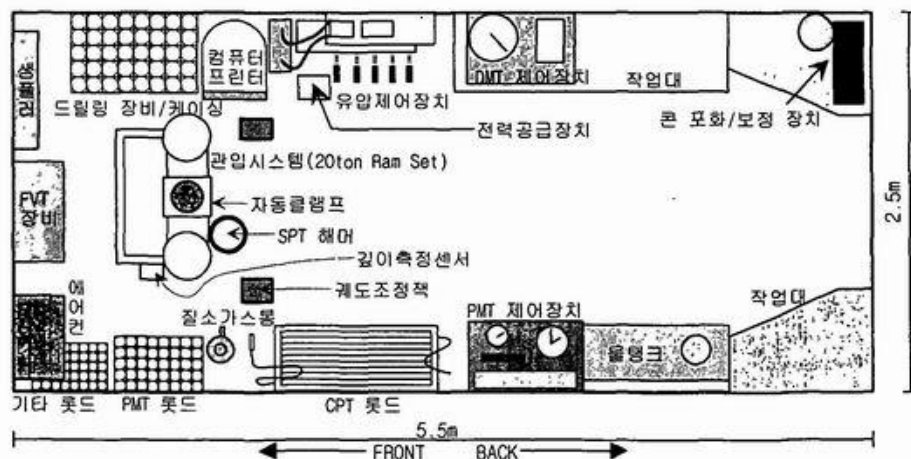


그림 5.11 캐빈(시험실) 내 장비 배치 평면도

표 5.5 에는 시스템을 구성하고 있는 장비의 종류와 제조사, 형식 등을 간략하게 나타내었다. 표 5.6 은 Campanella 와 Robertson(1983)이 현장시험방법별로 신뢰성을 평가하여 제시한 표를 인용한 Wroth(1984)의 글에서 본 장비와 관련된 시험만을 재인용하여 정리한 것이다.

표 5.5 시스템의 구성 장비

구분	품명	제조회사	비고
시험 장비	콘관입시험(CPT) 장비	Hogentogler(미국)	환경콘 포함
	프레셔미터시험(SBP) 장비	Cambridge Insitu(영국)	자가 굴착식
	딜라토미터시험(DMT) 장비	Paler Sa(스위스)	Marchetti형
	베인전단시험(FVT) 장비	Hogentogler(미국)+UBC(캐나다)	전동모터식
	표준관입시험(SPT) 장비	Hogentogler(미국)	자석식
	피스톤 샘플러	Hogentogler(미국)	-
	액체 샘플러	Hogentogler(미국)	-
	굴착 및 시추 장비	Hogentogler(미국)	점토~경암
지원 장비	유압식 관입기(rig)	Hogentogler(미국)	관입력 20ton
	디젤 엔진(주동력)	Caterpilla(미국)	V6-7,200cc
	차량 새시 및 캐빈	Ford(미국)	캐빈의 크기 (폭2.5m×길이5.5m×높이2.2m)
	궤도 및 유압 시스템	Caterpilla(미국)	-
	앵커 시스템	Hogentogler(미국)	-
부대 장비	물 펌프, 물 탱크, 발전기 로트 세척장치, 에어컨, 난방기, 경광등	-	-

표 5.6 현재 시스템에서 수행 가능한 현장시험법들의 신뢰성 비교(Wroth, 1984; 재인용)

	흙의 분류	지층 구성	상대 밀도	마찰각	비배수 전단 강도	간극 수압	응력 이력	탄성 계수	압축성	압밀 계수	투수 계수	응력- 변형률 곡선	액상화 평가
CPT _u	A	A	A	B	B	A	A	B	B	A	B	B	A
SB-PMT	B	B	A	A	A	A	A	A	A	A	B	A	A
DMT	B	A	B	C	B	-	B	B	C	-	-	C	B
FVT	B	C	-	-	A	-	B	-	-	-	-	-	-
SPT	B	B	B	C	C	-	-	-	C	-	-	-	A

(A:우수, B:보통, C:불량)

가. 콘관입시험(CPT)

(1) 시험장치의 제원

콘관입시험 장치는 유압식 관입기, 콘 로트, 콘, 콘 케이블, 컴퓨터, 프린터 등으로 이루어져 있다.

(그림 5.12 참조)

사용 가능한 콘은 ASTM D-3441 에 규정된 선단단면적 10 cm²의 표준콘으로 선단저항력 q_{cl} 주면마찰력 f_{sl} 기울기 I 를 측정할 수 있는 3 채널콘과 여기에 간극수압까지 측정이 가능한 4 채널 피에조콘, 그리고 지중의 수소이온농도(pH)와 산화-환원 가능성(redox potential)을 측정할 수 있는 환경콘이다. 이들은 내부에 스트레인게이지 변환기와 증폭기를 갖춘 전자식 콘으로 선판저항은 100MPa, 주면 마찰은 1Mpa 까지 측정 가능하며, 콘의 기울어진 정도인 경사각은 10°까지 측정된다.

콘 내부의 전자장치는 콘 케이블을 통해 로트 내로 계속 연결되어 컴퓨터와 접속된다.컴퓨터는 트럭 인터페이스 및 깊이 측정 센서와도 연결되어 시험 도중 심도를 자동으로 측정할 수 있다. 콘 관입 시험 도중 연속적으로 측정된 데이터는 컴퓨터로 바로 전송되어 내장된 해석 프로그램에 의하여 분석된다. 해석 프로그램은 측정 데이터를 곧바로 분석하여 도시화하고 흙을 분류할 수 있다. 시험 도중 콘의 기울어진 경사와 내부 온도가 계속 자동 측정되어 일정 범위를 벗어나게 되면 자동으로 시험이 중단되도록 하였다.콘의 저항값이 지나치게 커지는 경우에도 시험기의 보호를 위하여 시험이 중단된다.

피에조콘은 시험 전에 다공질 팁을 포함한 내부를 완전하게 포화시켜야 하므로, 캐빈 내에는 이를 위한 진공펌프와 글리세린 용액을 설치하였다. 콘의 포화는 간극수압 데이터의 신뢰성을 좌우하므로 충분한 준비 과정을 통해 이루어져야 한다.

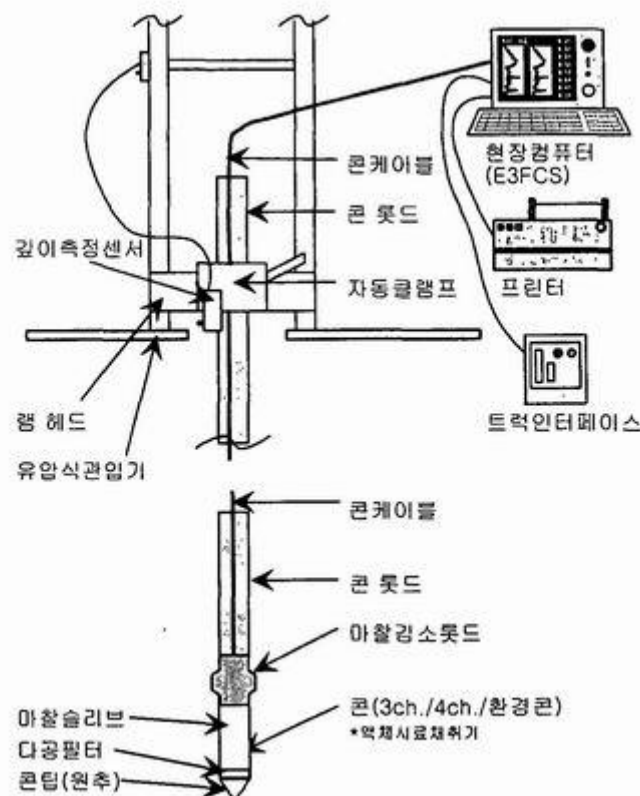


그림 5.12 CPT 장치

(2) 개요

정적콘관입시험은 국내에 도입된 지 얼마 되지 않았음에도 비교적 빠른 속도로 활성화되고 있는 현장시험법이다. 이 시험의 최대 장점은 지반 특성을 깊이별로 연속적으로 파악할 수 있다는 점이며, 또한 장비가 고가이기는 하나 시험 방법이 비교적 간단하고 신속하다.

콘관입시험으로 얻는 기본 값은 다음과 같다.

<직접 측정 값>

- o 원추관입저항력(cone tip resistance), q_c
- o 마찰저항력(friction resistance), f_s
- o 콘 배면에서의 간극수압, U_{bt} . 4-채널 콘(피에조콘, CPU_u)의 경우
- o 콘 경사도(deg), θ

<간접 측정 값>

- o 마찰율(friction ratio, Schmeroaul:1978), R_f , 수정마찰율 R_{fL} (Olsen,1988)

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \times 100\%$$
$$R_{fL} = \frac{f_s / \sigma'_{v0}}{q_c / (\sigma'_{v0})^n} \times 100\%$$

여기서 σ'_{v0} : 유효연직응력

n : Mohr 포락선의 곡률 지수

- o 간극수압계수 B_q (Senneset and Janbu, 1985)

$$B_q = \frac{u_{bt} - u_0}{q_c - \sigma'_{v0}}$$

여기서, u_0 : 정수압 σ'_{v0} 전연직응력

- o 수정원추관입저항력 $1, q_{c1}$ (Olsen,1988)

$$q_{c1} = \frac{q_c}{(\sigma'_{v0})^n}$$

- o 수정원추관입저항력 $2, q_T$ (Baligh et al., 1981 ; Campanella et al., 1982)

$$q_T = q_c + u_{bt}(1 - a)$$

a : 콘의 순면적비($=A_N/A_T=0.8$)

- o 정규화된 원추관입저항력(normalized tip resistance), Q_{Lr} (Robertson, 1990)

$$Q_T = \frac{q_T - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$$

o 정규화된 마찰비(normalized friction ratio), F_R (Robertson, 1990)

$$F_R = \frac{f_s}{q_T - \sigma_{v0}} \times 100\%$$

이들 측정값들은 그 자체로도 공학적인 의미를 가지며, 많은 연구를 통해 다른 변수들과의 상관관계가 규명되고 있다.

콘관입시험의 최대 효용성은 연속적인 지층 분류에 있을 것이다. 시험을 통해 측정된 원추관입저항력과 슬리브 마찰력, 간극수압을 이용하여 신속하고 정확한 흙 분류가 가능하다. 통상적인 흙 분류는 원추관입저항력 ($q_{\{c\}}$, $q_{\{r\}}$)과 마찰저항력 ($f_{\{s\}}$)만으로도 가능하지만, 보다 정확한 결과를 얻기 위해서는 간극수압을 측정하는 것이 필요하다. 특히, 일부 실트층의 경우 $q_{\{c\}}$ 와 $f_{\{s\}}$ 가 점토층과 잘 구별되지 않을 수 있기 때문에 실트질 흙이 많은 점성토층이 분포하는 지역에서는 피에조콘을 이용하여 간극수압을 측정하는 것이 적절할 것이다.

현재까지 제안된 흙 분류 방법을 표 5.7 에 간략하게 정리하였다.

Robertson 등(1986)은 자신들이 제안한 흙 분류 결과와 원추관입저항력 $q_{\{c\}}$ 를 이용하여 표준관입시험의 N 값을 다음 표와 같이 따라 간접적으로 산정하는 방법을 제안하였다.

한편, CPT 를 이용하여 지반의 강도를 산정하고자 하는 시도는 콘관입 시험이 적용된 이래로 끊임없이 시도되고 있으나, 콘 관입 도중 주변 지반의 응력, 간극수압의 변화가 매우 복잡하여 이론적인 접근이 현재까지도 어려운 실정이다. 이에 따라 콘 계수를 사용하여 경험적인 관계에 의하여 점토층의 비배수전단강도($S_{\{u\}}$)를 산정하는 방법이 널리 이용되고는 있으나, 결과의 신뢰성은 다소 낮다고 할 수 있다.

비배수강도를 산정하는 대표적인 제안식들은 다음과 같다.

표 5.7 콘관입시험을 이용한 흙 분류법의 종류

제안자	시험종류	사용 변수	시험 지역
Schmertmann(1978)	CPT	$R_f, q_c/P_a$	북미 Florida 인근
Douglas & Olsen(1981)	CPT	$R_f, q_c/P_a$	북미 California, Utah Oklahoma, Arizona
Robertson & Campanella(1983)	CPT	$R_f, q_c/P_a$	
Olsen & Farr(1986)	CPT	$f_s / \sigma'_{v0}, (q_c/p_a) / (\sigma'_{v0}/P_a)^n$	
Olsen(1988)	CPT	R_{f1}, q_{c1}	
Jones & Rust(1982)	CPT _U	$(q_T - \sigma_{v0})/P_a, (u_{br} - u_0)/P_a$	남아프리카
Senneset & Janbu(1985)	CPT _U	$B_{qv}, q_T/P_a$	싱가폴
Robertson et al.(1986)	CPT _U	B_{qv}, R_f, q_c	북미 지역
Campanella & Robertson(1988)	CPT _U	B_{qv}, q_T, R_f	북미 지역
Robertson(1990)	CPT _U	B_{qv}, Q_T, F_R	싱가폴
Jefferies & Davies(1991)	CPT _U	$F_R, Q_T(1-B_q)$	싱가폴
이선재(1997)	CPT _U	B_{qv}, q_T, R_f	국내 지역

○ $q_{\{c\}}$ 이용 : Schmertmann(1978)

$$s_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k}$$

여기서, $\sigma_{\{v0\}}$: 연직응력

$N_{\{k\}}$ 콘 계수(cone factor)

○ $q_{\{T\}}$ 이용 : Lunne et al.(1985)

$$s_u = \frac{q_T - \sigma_{v0}}{N_{kT}}$$

여기서, $N_{\{kT\}}$: 콘 계수

표 5.8 흙 분류와 $q_{\{c\}}$ 를 이용한 N 값의 간접 산정표(Robertson et al., 1986)

구분	q_c/N	흙 분류
1	2	예민한 세립토
2	1	유기질토
3	1	점토
4	1.5	실트질 점토 ~ 점토
5	2	점토질 실트 ~ 실트질 점토
6	2.5	모래질 실트 ~ 점토질 실트
7	3	실트질 모래 ~ 모래질 실트
8	4	모래 ~ 실트질 모래
9	5	모래
10	6	자갈질 모래 ~ 모래
11	1	매우 단단한 과압밀 세립토
12	2	고결된 모래 ~ 고결된 점토질 모래

이 외에도 간극수압과 관련된 계수 $N_{\{\Delta u\}}$ 를 사용할 수도 있는데, 많은 연구를 통해 이들 콘 계수 값의 일반적인 범위가 제안되고는 있으나, 아직까지는 지역성을 제대로 반영하고 있지 못하다. 그러나, 특정 위치에서의 절대적 강도 평가가 아닌, 상대적 강도 평가나 정성적 평가에는 CPT 가 매우 효과적일 수 있다. 한편, CPT 도중 간극수압 소산시험을 통해 지반의 압밀 특성을 파악할 수 있다. 이 경우 점토층의 횡방향 압밀계수($C_{\{h\}}$)는 다음과 같이 구할 수 있다.

그림 5.13 과 같이, 교대 A1 과 A2 의 성토지반에서 지반의 강성(콘의 선단지지력과 주면마찰력)과 이를 환산한 표준관입시험의 N 값 그리고 지반의 종류를 알아보기 위하여, 전자식 콘관입시험을 말뚝 32 번과 33 번 사이에서 배면쪽으로 25cm 떨어진 곳과 9 번 말뚝바로 뒤에서 110cm 떨어진 곳에 각각 한번씩 실시하였다.

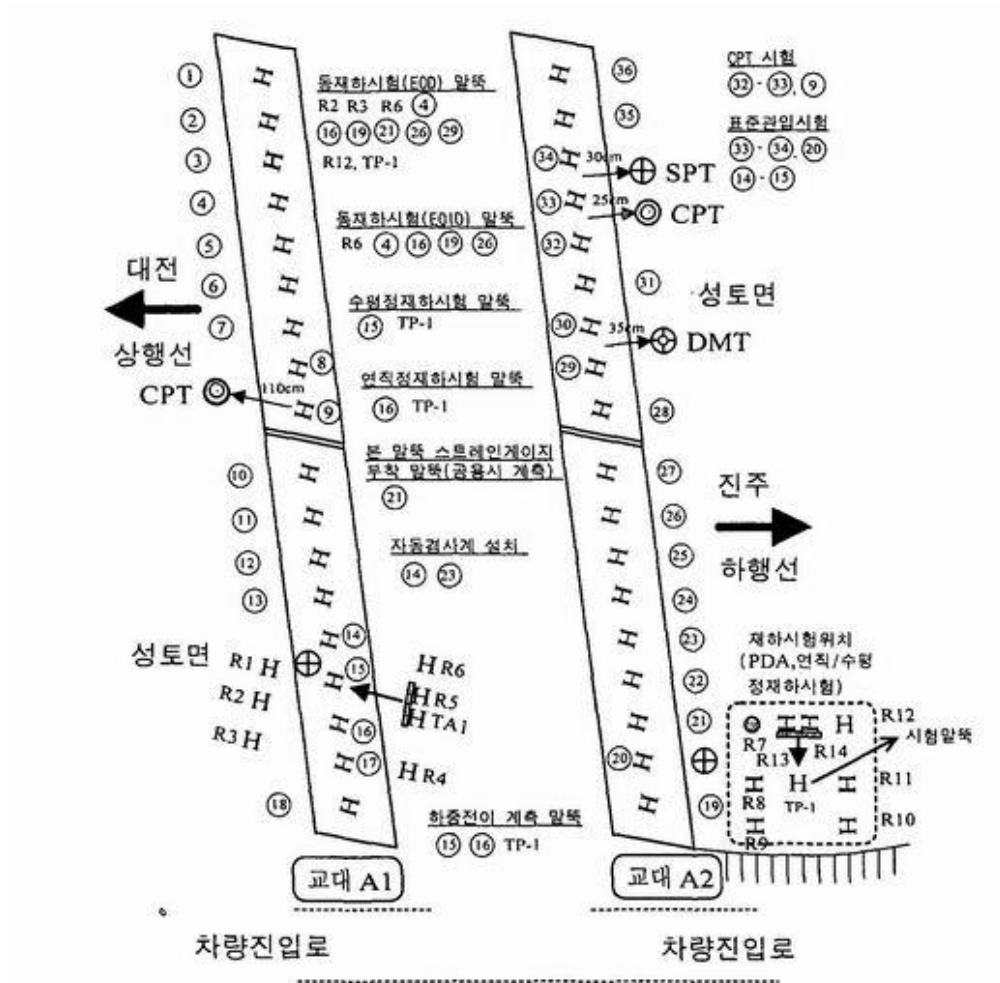
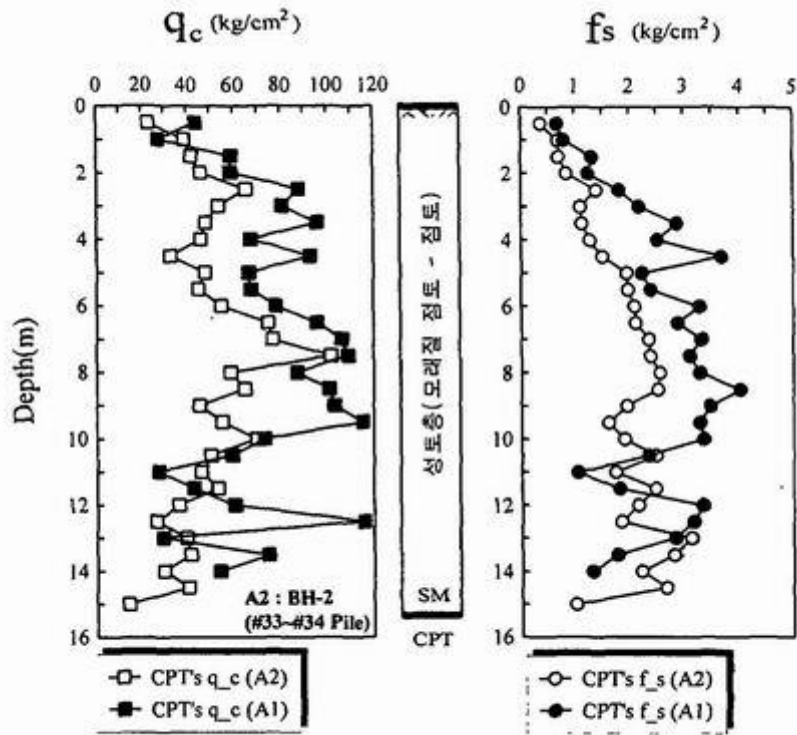


그림 5.13 교대 말뚝기초에 재하시험 위치도

그 결과는 표 5.9~5.10 과 그림 5.14 에 원추관관입저항력, $q_{\{c\}}$ 와 마찰저항력, $f_{\{s\}}$ 으로 나타나 있다. 그림 5.9 의 표준관입시험 결과와 CPT 시험 결과를 비교하면 교대 A2 의 성토지반보다 A1 의 성토지반이 더 잘 다져졌음을 알 수 있다.



(a) 원추콘관입저항력, q_c (b) 마찰저항력, f_s

그림 5.14 교대 A1 과 A2 에서 구한 전자식 콘관입시험 값

그림 5.14 의 결과를 Robertson 등(1986)이 제안한 흙 분류와 $q_{\{c\}}$ 를 이용한 N 값의 간접산정표에 적용하여 구한 표준관입시험 값을 나타낸 것은 그림 5.15 와 같다.

(표 5.8 참조).

CPT 에서 산정한 표준관입시험의 N 값은 실제로 측정한 N 값과 비교한 결과, CPT 에서 구한 N 값이 실제 SPT 의 N 값보다 낮은 값을 보였다.

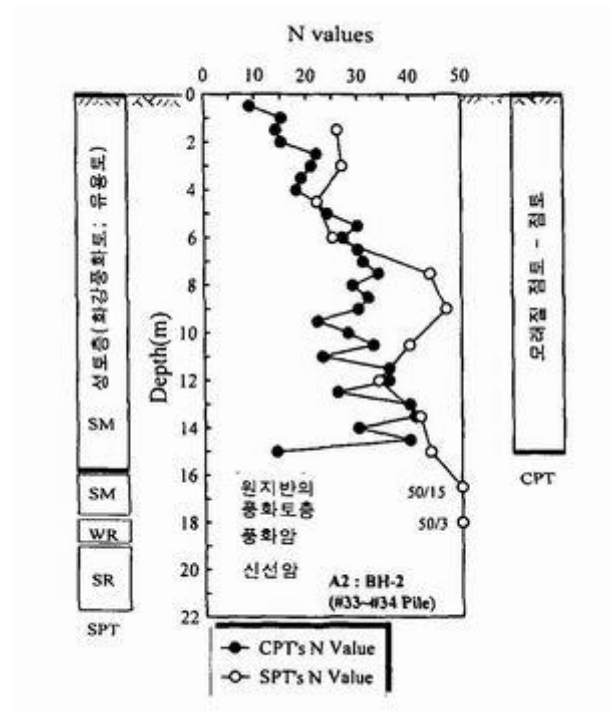


그림 5.15 CPT 와 SPT 의 N 값 비교

나. 디라토미터 시험(DMT)

딜라토미터시험(DMT)은 프레셔미터시험과 유사한 원리로 이루어지는데, 원통형

프로브 대신에 센서가 내장된 납작한 금속날(flat dilatometer blade)

그림 5.16

그림 5.17

을 사용하며, PMF 에 비하여 장치와 시험법이 매우 간단하다. 이 시험법은 1970 년대에 이탈리아의 Marchetti 가 개발하였으며 1986 년 ASTM 에 규정되었다. 딜라토미터 날의 센서 부위는 얇은 금속막(멤브레인)으로 덮혀 있어 압입이나 팽창 도중 손상되기 쉬우므로 이 시험은 사질토보다는 점성토 지반에 더 적합한 것으로 알려져 있다(FHWA, 1992).

시험시에는 유압식 관입기를 사용하여 금속날을 압입시키며, 표준 콘 룯드를 이용한다.날의 압력은 PMT 에서 사용하는 건조한 질소 가스를 이용하여 가하며, 시험 전에 제어장치를 이용하여 미리 보정 작업을 끝낸다. 원하는 심도까지 딜라토미터 날을 압입한 후에 가스압을 높혀 금속막을 팽창시키며 압력 A 와 B 를 기록한다.

그림 5.18 참조



그림 5.16 DMT 제어 장치

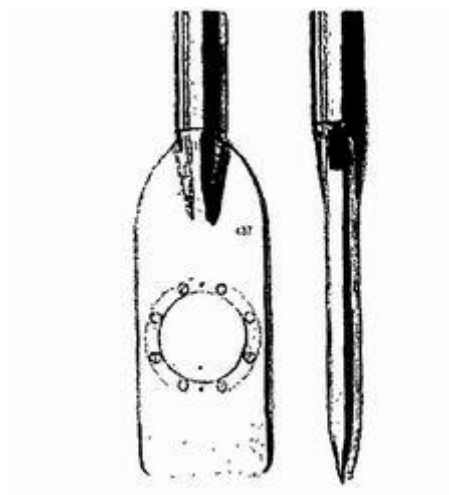


그림 5.17 DMT 블레이드

A 는 팽창 이전의 압력(금속막의 중심이 0.05 mm 가량 늘어난 정도)이며, B 는 금속막이 1.10 mm 팽창되는 데에 필요한 압력이다. 이제 가스압을 빼고 이 때의 압력 C 를 기록한다.

그림 5.18 참조

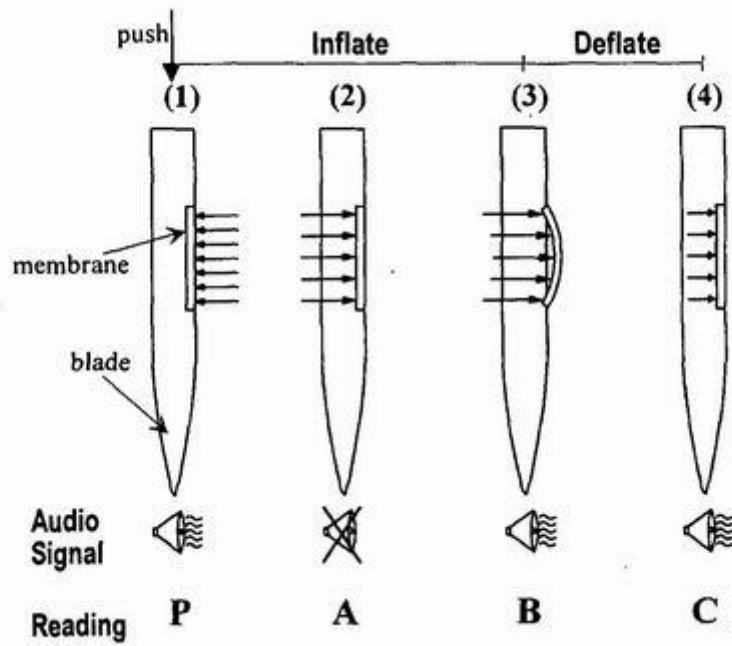


그림 5.18 DMT 과정의 도해

제어 장치에는 부저가 내장되어 금속막의 팽창 높이가 0.05 mm 이하가 되거나 1.10 mm 이상이 되면 작동하여 신호음을 내므로 A, B 값을 파악하는 데에는 어려움이 없다. 이러한 가압-감압 과정에는 1~2 분 가량이 소요된다. 이 과정이 한 심도에서의 시험이며, 다시 다음 심도로 내려가 이를 반복한다. 이 장치는 현재까지는 컴퓨터와 연결시키지 못한 관계로 해당 압력은 제어 장치의 부르동 게이지에서 관측하여 기록지에 적는다. 기록된 A, B, C 값은 적절한 계산을 통하여 각각 수정값인 P_1 , P_0 , P_2 로 바꾸며, 이를 토대로 밀라토미터 계수 E_D , 재료지수 I_D , 횡방향응력 지수 K_D , 간극수압지수 U_D 를 계산한다.

수정 B-압력 P_1 은 멤브레인이 1.10 mm 팽창시의 순토폰이며, 수정 A-압력 P_d 는 멤브레인이 흡속으로 팽창되기 직전(즉, 팽창량=0.0mm)의 순토폰이다. 수정 C-압력 P_2 는 C 값 측정 상태에서 멤브레인 강성과 게이지 압력의 영점으로부터 편차를 보정한 압력이다. 이들 값은 다음과 같이 계산된다.

$$\begin{aligned}
 P_1 &= B - Z_M - \Delta B \\
 P_0 &= 1.05(A - Z_M + \Delta A) - 0.05(B - Z_M - \Delta B) \\
 P_2 &= C - Z_M + \Delta A
 \end{aligned}$$

여기서, Z_M : 대기압 상태에서 압력계의 값

ΔB : 멤브레인의 중심부를 1.10 mm 팽창시키는 데 필요한 압력

ΔA : 멤브레인의 중심부를 0.05 mm 팽창시키는 데 필요한 압력

$$E_D = 34.7(P_1 - P_0)K_D = \frac{P_0 - U_0}{\sigma_{vo}} I_D = \frac{P_1 - U_2}{P_0 - U_0} U_D = \frac{P_2 - U_0}{P_0 - U_0}$$

여기서, σ_{vo} : 연직유효응력

u_0 : 삽입 전 수압

이 중에서 재료지수 I_D 를 이용하면 흙 분류가 가능하며(Marchetti, 1980), 계수 E_D 를 함께 고려하게 되면 도표상에서 지반의 단위중량을 구할 수 있다(Marchetti & Crapps, 1981). 한편, Campanella 와 Robertson(1985)는 간극수압지수 U_D 와 재료지수 I_D 를 이용한 흙 분류 도표를 제안하였다. 따라서, DMT 를 조밀한 간격으로 연속 시행할 경우 지층전체의 흙 분류가 가능할 것이다.

이 외에도 P^2 값을 이용한 간극수압 산정 및 압밀 특성 평가를 할 수 있으며, 횡방향응력지수 K_D 를 이용하여 점토와 사질토의 정지토압계수 K_0 를 구할 수 있다. 그리고, 점토와 사질토 모두에 대해서, 양질의 시료로 1 차원 압밀시험을 하여 구한 연직유효응력-연직변형률 곡선에서 얻어지는 접선계수(tangent modulus)인 배수구속계수(draind constrained modulus) M 을 계산으로 구할 수 있다. 또한 사질토의 배수마찰각과 지반의 탄성계수, 최대전단계수, 점토의 비배수강도 등도 산정할 수 있다(FHWA, 1992)

교대 A2 의 29 번과 30 번 말뚝사이에 배면으로 35cm 뒤에 DMT 시험한 결과는 표 5.9 와 그림 5.19 에 나타나 있다.

표 5.9 교대 A2 에서 시험한 DMT 값

D M T : DOODONG. DMT - 13 AUG 1999

Reg 813

TESTED BY KSKIM

DMT BLADE NO. 50

KOREA HIGHWAY CORPORATION

WATERTABLE m Zw>Ff

Reduction formulae according to Marchetti, ASCE Geot. Jnl., Mar. 1980, Vol. 109, 299-321

NOTE : OCR = "relative OCR" OCR below often reasonable. Accuracy can be improved if precise
OCR Values are available. Then factorize all OCR below by the ratio $OCR_{reference}/OCR$

Po	= Corrected A reading	bar	INTERPRETED GEOTECHNICAL PARAMETERS	
Pl	= Corrected B reading	bar		
Gamma	= Bulk unit weight/GammaH20	(-)	Ko	= In situ earth press. coeff. (-)
Sigma'	= Effective overb. stress		bar	Ocr = Overconsolidation ratio (-)
U	= Pore pressure		bar	q = Eroded overburden above g.s.
Id	= Material Index	(-)	M	= Constrained modulus (at Sigma')
Kd	= Horizontal stress index	(-)	Cu	= Undrained shear strength
Ed	= Dilatometer modulus	bar		

Z(m)	Po	Pl	Gamma	Sigma'	U	Id	Kd	Ed	Ko	Ocr	q	m	Cu	description
0.20	0.7	3.5	1.70	0.03	0.00	4.16	19.9	99				311		sand
0.40	1.9	6.1	1.80	0.07	0.00	2.25	27.6	146				506		silty sand
0.80	2.7	10.9	1.90	0.14	0.00	3.08	19.4	286				895		silty sand
1.00	3.8	9.4	1.80	0.18	0.00	1.50	21.4	195				629		sandy silt
1.20	3.5	10.4	1.90	0.21	0.00	1.99	16.5	241				717		silty sand
1.40	4.2	9.7	1.80	0.25	0.00	1.34	16.7	193				578		sandy silt
1.60	6.5	23.2	2.00	0.28	0.00	2.58	22.8	580				1902		silty sand
1.80	4.5	9.8	1.80	0.32	0.00	1.18	14.0	184	2.3	20.8	6.4	520	0.81	silt
2.00	4.2	10.2	1.80	0.36	0.00	1.45	11.7	210				556		sandy silt
2.40	2.6	10.2	1.90	0.43	0.00	3.00	6.0	266				546		silty sand
2.80	3.9	10.7	1.80	0.50	0.00	1.76	7.7	237				535		sandy silt
3.20	4.6	12.4	1.80	0.57	0.00	1.70	8.0	272				622		sandy silt
3.60	4.3	11.7	1.80	0.64	0.00	1.74	6.6	257				542		sandy silt
4.00	4.1	10.4	1.80	0.72	0.00	1.53	5.8	219				431		sandy silt
4.40	2.1	8.9	1.90	0.79	0.00	3.26	2.7	237				321		silty sand
4.80	6.8	18.1	1.95	0.86	0.00	1.65	7.9	390				890		sandy silt
5.20	3.0	9.2	1.90	0.94	0.00	2.05	3.2	215				312		silty sand
5.60	3.8	10.9	1.90	1.01	0.00	1.89	3.7	248				391		silty sand
6.00	5.8	16.4	2.00	1.09	0.00	1.84	5.3	368				701		silty sand
6.50	3.3	12.5	1.90	1.18	0.00	2.74	2.8	317				437		silty sand
7.00	5.2	12.1	1.95	1.28	0.00	1.30	4.1	237				386		sandy silt
7.50	8.2	18.7	1.95	1.37	0.00	1.29	6.0	365				726		sandy silt
8.00	5.6	17.2	2.00	1.47	0.00	2.09	3.8	403				645		silty sand
8.50	6.2	16.7	1.95	1.57	0.00	1.70	3.9	365				588		sandy silt
9.00	2.2	9.1	1.90	1.66	0.00	3.05	1.4	237				202		silty sand
9.50	4.8	16.0	2.00	1.76	0.00	2.30	2.8	387				511		silty sand
10.00	9.6	21.7	1.95	1.85	0.00	1.26	5.2	419				777		sandy silt

FILE NUMBER 813

A1\$	=	ZW	= 16.00
A2\$	=	ZI	= 0.20
A3\$	=	ZF	= 10.00
A4\$	=	ZABS	= 0.00
A5\$	=	GAMTOP	= 1.75
NAMETEST\$	= KSKIM	ZM	= - 0.05
DAYS	= 13 AUG 1999	DELTA A	= 0.12
		DELTA B	= 0.37
		N=(NZ-1)	= 26.00
		STEPZ	= 0.00

Z in m	A, B, Ed in bar		
Z= 0.20	A(0) = 0.650	B(0) = 3.850	Ed= 98.7
Z= 0.40	A(1) = 1.900	B(1) = 6.400	Ed= 146.1
Z= 0.80	A(2) = 2.900	B(2) = 11.250	Ed= 286.4
Z= 1.00	A(3) = 3.850	B(3) = 9.700	Ed= 195.3
Z= 1.20	A(4) = 3.650	B(4) = 10.750	Ed= 240.8
Z= 1.40	A(5) = 4.250	B(5) = 10.050	Ed= 193.5
Z= 1.60	A(6) = 7.100	B(6) = 23.500	Ed= 579.7
Z= 1.80	A(7) = 4.600	B(7) = 10.150	Ed= 184.4
Z= 2.00	A(8) = 4.300	B(8) = 10.550	Ed= 209.9
Z= 2.40	A(9) = 2.750	B(9) = 10.550	Ed= 266.3
Z= 2.80	A(10) = 4.050	B(10) = 11.050	Ed= 237.2
Z= 3.20	A(11) = 4.800	B(11) = 12.750	Ed= 271.8
Z= 3.60	A(12) = 4.450	B(12) = 12.000	Ed= 257.2
Z= 4.00	A(13) = 4.250	B(13) = 10.750	Ed= 219.0
Z= 4.40	A(14) = 2.250	B(14) = 9.250	Ed= 237.2
Z= 4.80	A(15) = 7.200	B(15) = 18.400	Ed= 390.2
Z= 5.20	A(16) = 3.150	B(16) = 9.550	Ed= 215.3
Z= 5.60	A(17) = 3.950	B(17) = 11.250	Ed= 248.1
Z= 6.00	A(18) = 6.100	B(18) = 16.700	Ed= 368.4
Z= 6.50	A(19) = 3.600	B(19) = 12.800	Ed= 317.3
Z= 7.00	A(20) = 5.400	B(20) = 12.400	Ed= 237.2
Z= 7.50	A(21) = 8.500	B(21) = 19.000	Ed= 364.7
Z= 8.00	A(22) = 5.950	B(22) = 17.500	Ed= 403.0
Z= 8.50	A(23) = 6.500	B(23) = 17.000	Ed= 364.7
Z= 9.00	A(24) = 2.400	B(24) = 9.400	Ed= 237.2
Z= 9.50	A(25) = 5.200	B(25) = 16.300	Ed= 386.6
Z= 10.00	A(26) = 10.000	B(26) = 22.000	Ed= 419.4

Edmin = 98.74 (at Z= 0.20m) (POSITIVE, OK)

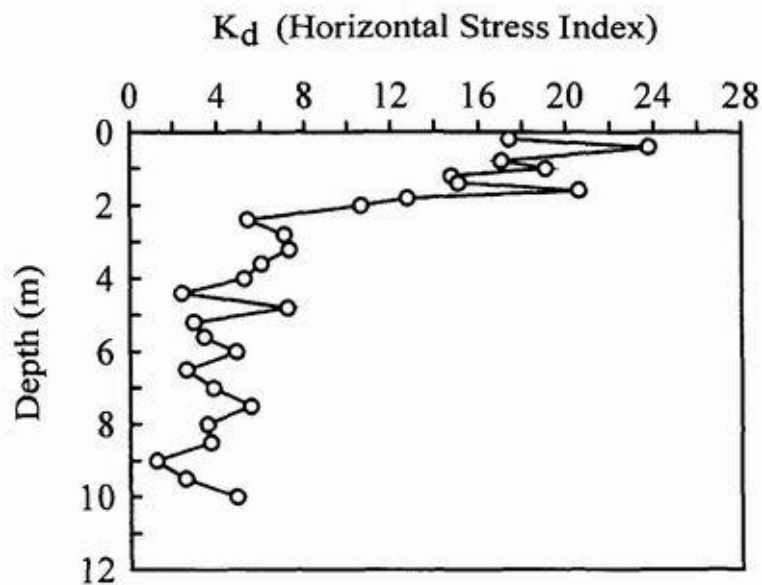


그림 5.19 깊이에 따른 K_d변화

5.1.7 탄성파 탐사

가. 목적

무조인트 교량인 두동교는 교대기초의 기능이 일반교량에 비하여 중요하다. 무조인트교량의 기초는 충분한 지지력을 확보할 수 있을 뿐만아니라 교량 상판의 온도변화에 의한 신축운동을 흡수하기 위하여 수평방향으로 유연한 거동을 할 수 있어야 한다.

교대말뚝이 설치될 지점의 암반라인을 확인하여 말뚝의 소요길이를 파악함으로써 말뚝이음위치를 결정하기 위하여 굴절법에 의한 탄성파탐사를 실시하였다.

나. 굴절법에 의한 탄성파탐사 원리

탄성파탐사는 자연발생지진을 관측하여 지구 내부 구조를 밝히고자 이용되었던 것이 이후 암염돔(salt dome) 발견, 대규모 구조물 설치를 위한 기반 조사(댐, 도로), 미개발지역의 예비 지질조사, 지하수탐사 및 광물탐사를 위하여 해머 타격이나 다이나마이트 발파와 같은 인위적인 에너지로 파를 발생시켜 심부층에서 반사 또는 굴절되어 오는 파를 감지하여 해석하는 방법으로 발전하게 되었다. 반사법은 음향측심법(echo-sounding)의 원리와 유사하여 이론 자체는 간단하고 지하구조에 대한 영상이 단층촬영을 하듯이 나타나서 지층의 구분과 지질구조의 식별이 용이한 반면에 각 지층으로부터 반사되어 온 파들을 판별하고 해석하는 데에 여러 가지 기술적인 문제가 있다. 이와는 달리 굴절법은 식별이 용이한 초동(first arrival)만을 이용하므로 굴절파의 구별은 쉬우나 단층이나 절리와 같은 지질구조가 원래의 형태와는 다르게 나타나므로 이를 해석하기 위해서는 전문지식과 많은 경험이 필요하다.

탄성파에너지를 발생시키는 에너지원으로써는 다이나마이트와 같은 폭발성 에너지원과 해머나 바이브로사이스를 포함하는 지표용 에너지원으로 나눌 수 있다. 폭발성 에너지원은 강력하고 이상적인 스파이크(spike) 형태의 신호를 유발하나 사용상에 제약이 따르고 또한 공해와 안전문제를 유발할 우려가 있다. 반면에 지표용 에너지원은 이동과 사용이 간편하지만 신호가 약하다. 그러나 바이브로사이스의 경우에는 발생 주파수대를 조절할 수 있어서 자료처리시 신호의 구별이 비교적 용이한 편이다.

굴절법에 의한 탄성파탐사는 탄성파의 전파과정에서 임계굴절(critical refraction)이 일어날 수 있는 경우, 즉 하부층의 속도가 상부층의 속도보다 클 경우에만 적용할 수 있다. 상부의 지층에서 속도가 높은 하부층에 임계각으로 입사한 파는 층의 경계면에 평행하게 굴절되며 이때 에너지는 경계면을 따라 하부층의 속도로 전파하며, 에너지의 일부는 연속적으로 상부층으로 재굴절하여 지표면에 도달하게 된다. 이때 에너지원에서 어느 정도의 거리가 되면 속도가 빠른 하부층을 통과하여 오는 굴절파가 지표면의 속도로 전달되어 오는 직접파보다 먼저 수신기에 도달하게 된다. 이렇게 수신기에 제일 먼저 도달하는 초동을 읽어서 그림 5.20 과 같이 주시곡선도(time-distance chart)를 작성하여 각 직선들의 기울기로부터 지층의 속도를 결정한다.

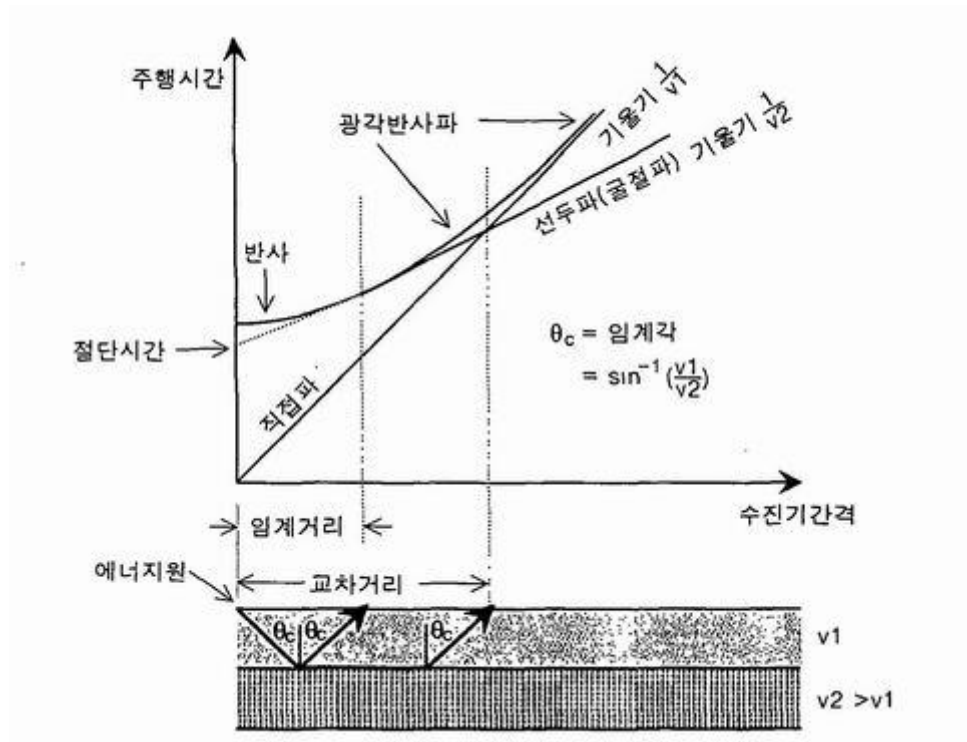


그림 5.20 탄성과 탐사자료의 주시곡선도

주시곡선도는 에너지원과 수신기와 거리로 가로축으로 파가 도달하는 시간을 세로축으로 놓고, 에너지원에서 파를 발생시킨 후 각 수신기에서 최초로 파가 감지되는 시간을 표시하여 직선으로 연결하여 작성한다. 이 때 각 직선의 기울기의 역수는 에너지원과 수신기 사이에 존재하는 하부 지층의 속도를 차례대로 나타내므로 이를 통하여 지층의 경계면까지의 심도를 계산한다.

심도를 구하는데 있어서 지하 심부가 일정한 속도를 가지는 지층들로 구성된 층상구조이고 지층경계면이 수평인 경우에는 계산과정이 비교적 단순하고 정확한 해가 구해지지만 실제 지층의 경계는 굴곡이 존재하여 복잡한 양상을 띠 뿐만아니라 층내에서도 속도가 일정하지는 않으므로 어려움이 있다.

실제지층에서 심도를 계산할 수 있는 굴절법 탐사자료의 해석방법에는 절단시간법(Intercept Time Method), 지연시간법(Delay Time Method)(Barry, 1967), 차분법(Difference Method of Plus-minus Method), 일반화된 상반해석법인 GHM(Generalized Reciprocal Method)(Palmeer,1981) 등이 있다.

이번에 시행한 탄성파탐사의 해석은 지연시간법에 의해서 실시되었는데, 지연시간이란 파가 상부층내에서 하향 또는 상향 경로를 주행하는데 걸리는 실제 시간과, 이 경로를 굴절 경계면에 수직으로 투영하였을 때의 경로를 하부층의 속도로써 주행하는데 요하는 시간과의 차이를 말한다. 그림 5.21 에서 상부층의 속도를 v_1 , 하부층의 속도를 v_2 라고 할 때, 발파점 S 와 수신점 G 에서의 지연시간 $\Delta T_{\{S\}}$, $\Delta T_{\{G\}}$ 는 각각 다음과 같다.

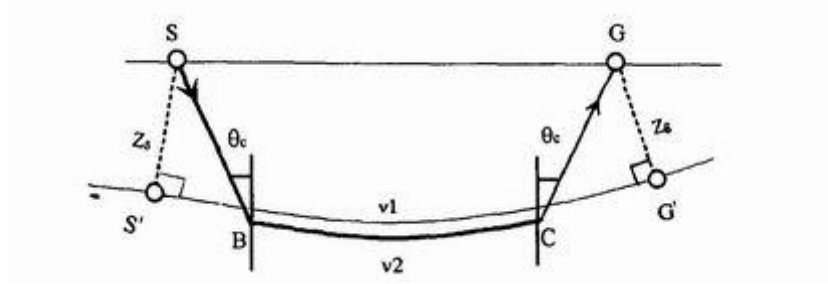


그림 5.21 경사가 일정하지 않은 면에서의 굴절과

$$\Delta T_s = \frac{SB}{v_1} - \frac{S'B}{v_2} \quad (5.1)$$

$$\begin{aligned} \Delta T_G &= \frac{CG}{v_1} - \frac{CG'}{v_2} \\ &= Z_G \frac{\sqrt{v_2^2 - v_1^2}}{v_1 v_2} \end{aligned} \quad (5.2)$$

총지연시간은 식(5.1)과 식(5.2)를 합하여 아래와 같이 계산된다.

$$\begin{aligned} \Delta T_{SG} &= T_t - \frac{SG}{v_2} \\ &= \Delta T_s + \Delta T_G \end{aligned} \quad (5.3)$$

여기서 T_t 는 발파점에서 수신점까지의 실제 총 주행시간이다. 이 식에서 ΔT_G 는 다음과 같고,

$$\begin{aligned} \Delta T_G &= T_t - \frac{SG}{v_2} - \Delta T_s \\ &= \frac{1}{2} (T_1 + T_2 - T_t) \end{aligned} \quad (5.4)$$

지연시간을 통한 심도결정은 식(5.5)와 같이 구해진다.

$$Z_G = \frac{\Delta T_G v_1 v_2}{\sqrt{v_2^2 - v_1^2}} \quad (5.5)$$

일반적인 탄성파탐사는 직선형의 측선을 설정하여 수신기를 설치하고 측선을 따라 에너지를 발생시키는 인라인 탐사를 주로 사용한다. 인라인 탐사는 측선의 양끝에서 에너지를 발생시키는 왕복측정을 원칙으로 하는데 이는 일반적으로 지층에 경사가 있기 때문이다. 그림 5.22 에서와 같이 해머의 타격 지점과 수신기를 일직선으로 설치하는데 측선상의 수신기 전개의

깊이와 수진기 간격은 탐사심도나 지층의 분해 정도에 따라 결정하며 경험상 수진기의 총 전개 길이는 조사 심도의 약 5 배 이상이 되어야 한다(민병덕;서정희; 권병두, 1987).

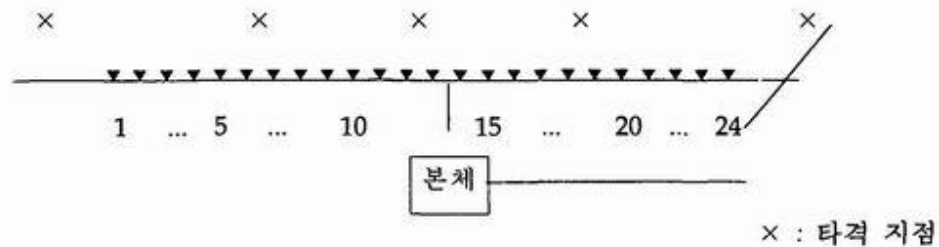


그림 5.22 인라인탐사시 측선 모식도

탄성파 탐사 자료처리는 사이스모그램에서 초동을 읽는 것으로 시작된다. 측선을 일직선으로 설정하는 인라인 탐사시 측선상의 양쪽끝을 포함하는 몇 개의 지점에서 해머링을 하여 얻어진 각각의 사이스모그램에서 가장 먼저 도달하는 신호를 판별한다. 이렇게 읽혀진 초동의 도달시간을 표시한 주시곡선도에서 기울기가 같은 직선을 찾아서 지층을할당하여 각각의 지층에 대해서 속도를 계산한 다음 지연시간법으로 심도계산을 수행하여 탄성파속도에 대한 단면이 얻어진다. 이러한 일련의 자료처리 과정은 상용 프로그램인 SIPQC 에 의해서 수행된다.

이러한 자료처리 과정에서 가장 문제가 되는 것은 초동을 구별하는 일로 수진기에서 감지되는 파가 해머링에 의해서 유발된 탄성파 신호(signal)뿐만 아니라 주변의 소음이나 진동에 의한 파인 잡음(noise)도 포함하기 때문이다. 잡음은 일반적으로 무작위 잡음(random noise)과 일관성있는 잡음(coherent noise)으로 구분된다. 무작위 잡음은 문자 그대로 무작위로 나타나는 잡음 에너지로서, 바람이나 지구 내부에서 발생하는 각종 미동(微動) 및 인위적이거나 기기에 의한 잡음 등을 포함한다. 무작위 잡음을 약화시키기 위하여 한 위치에서 여러 번 해머링을 하여 수진기에서 감지되는 파를 중합(stack)시킨다. 즉, 파를 여러번 중첩하게 되면 매번 다른 위상을 보이는 잡음은 감소되고 동일한 위상을 가지는 신호는 강화되어 신호대 잡음(S/N)의 비가 향상된다. 일관성 잡음은 모든 트레이스(trace)나 기록상에 일률적으로 나타나는 잡음을 말하며, 이러한 잡음은 신호의 형태와 비슷하게 나타나기 때문에 약화시키기가 쉽지 않다. 그라운드롤(ground roll), 공기파(air wave) 및 다중 반사파(multiple reflection) 등이 있으며, 잡음 분석을 통하여 이들 잡음이 가지는 특정 주파수대의 파를 제거시키고 신호를 획득하도록 한다. 이렇게 특정주파수대의 파를 제거시키거나 또는 특정주파수대의 파만을 보고자 할 때 이용되는 것은 여과기법(filtering)으로 적절한 필터를 적용했을 때 초동의 구별이 훨씬 쉬워진다. 그러나 이러한 방법은 자칫하면 탄성파신호의 주파수대와 중복되어 신호를 약화시킬 우려가 있으므로 신중하게 사용하여야 한다.

굴절법에 의한 탄성파탐사는 상부층의 속도가 하부층의 속도보다 큰 경우에는 지층의 경계를 찾을 수 없고 지층의 두께가 지나치게 얇은 경우에도 구별이 안되는 단점이 있다. 또한 반사법에 의한 탄성파탐사는 측선이 전개된 하부 단면에 대한 영상이 주어지므로 단층이나 절리 등의 지질구조의 식별이 용이하나 굴절법은 주시곡선도에서 판단하여야 하므로 어려움이 있다. 하부에 수직으로 발달한 단층이 존재하는 경우에 주시곡선도 상에서는 Δt 만큼 탄성파가 늦게 도달한다. 그러나 불연속 지층의 속도 분포와 경사에 따라 주시곡선의 양상도 크게 달라지므로

사이스모그램이나 주시곡선도 상에서 지질구조를 파악하는 것은 많은 경험과 자료의 축적을 요구하는 난해한 작업이다.

다. 탐사수행

도로연구소가 보유하고 있는 탄성파 탐사기는 Geometrics 사의 SmartSeisTMS12 로 수신기의 주파수는 28Hz 이며 24 채널이다. 탄성파탐사는 1998 년 10 월 26 일부터 27 일까지 수행하였으며 해머링을 통하여 에너지를 발생시켰다. 일직선으로 측선을 설정하여 인라인(in-line) 탐사를 수행하였으며 탐사측선은 그림 5.23 과 같다. 대전측 교대인 A1 지점은 P1 직접기초 공사로 터파기한 흙을 교대 설치지점에 쌓아놓은 상태였고, 통영측 교대인 A2 지점은 수로를 이설해 놓은 상태여서 각각 교대설치지점에서 1m 정도 수평이 동하여 측선을 설정하였다. 또한 교대의 하행선 방향은 공사 운반로를 설치해놓은 상태여서 상대적으로 높고 지반이 다져진 상태였다. 놓은 수신기 간격은 1m 또는 1.5m 로 설치하였으며 측선은 교대를 중심으로 좌·우측 교대끝단에서 최대로 연장하였으나 현장여건 및 지형에 따른 한계가 있었다.

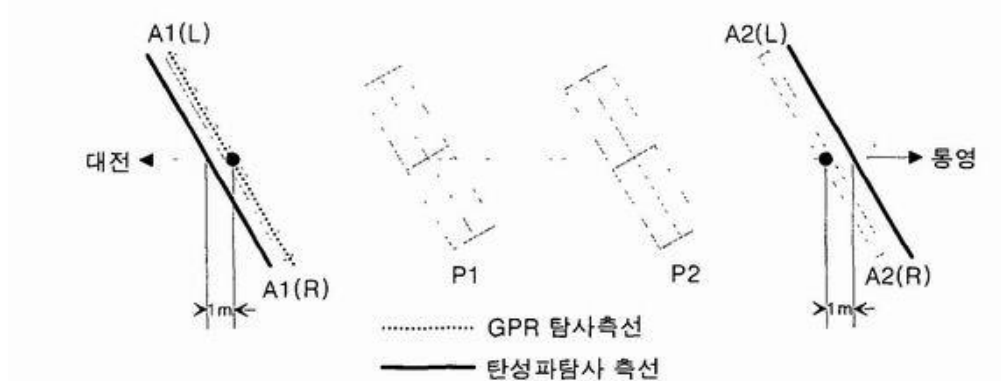


그림 5.23 탄성파탐사 및 GPR 탐사 측선도

라. 탐사결과

탄성파탐사결과는 그림 5.24 와 5.25 와 같다. 이 결과들을 보면 탐사측선의 지형대로 지층하부의 속도도 변화함을 볼 수 있다. 이는 교대우측(하행선)에 산이 존재하여 절토부가 존재하고 교대좌측(상행선)으로 지형이 급격히 낮아져 발이나 논이 분포하고 있

는 지형을 고려해볼 때 타당성이 있는 결과라고 판단된다. 탐사결과와 시추조사자료를 비교해 볼 때 이 지역 화강풍화암의 탄성파속도는 700m/sec~1,500m/sec 로 볼 수 있다. 이는 건설부표준품셈(1996)의 사암 및 석회암의 자연상태에서의 탄성파속도에 의한 암반분류와 비교적 일치하지만, 탄성파 속도 1,000m/sec 이하의 층을 말뚝기초의 지지층으로 볼 수 있느냐 하는 것은 말뚝의 시향타를 통하여 밝혀져야 할 사실이다.

그림 5.24 에서 보여지듯이 대전측교대는 탐사 당시의 지반고에서 5~6m 정도 깊이에서 탄성파속도 약 700m/sec 의 지층이 확인된다. 이 지층은 교대중심에서 하행선방향으로 5m 정도 떨어진 곳에서 움푹들어간 형상을 보이며 좌·우측으로 심도가 낮아진다.

교대 A1 지반에 대한 탄성파 탐사 결과, H 형강 말뚝이 설치될 예상 탄성파 속도는 1180~1400m/sec 사이일 것이고 암의 종류는 풍화암 정도일 것이다. 이 암의 상태는 암편이 존재하는 것이 아니라 풍화가 매우 심하여 고결화 된 흙입자일 것이다. 그 지반까지의 예상 말뚝관입깊이는 약 16~19m 사이 일것으로 판단된다.

그림 5.25 는 통영측 교대의 탄성파탐사결과를 보여준다. 그 결과, H 형강 말뚝이 설치될 예상 탄성파 속도는 1140~1220m/sec 사이일 것이고 암의 종류는 풍화암 정도일 것이다. 이 암의 상태는 교대 A1 과 동일할 것이다. 그 지반까지의 예상 말뚝관입깊이는 약 16~19m 사이일 것으로 판단된다.

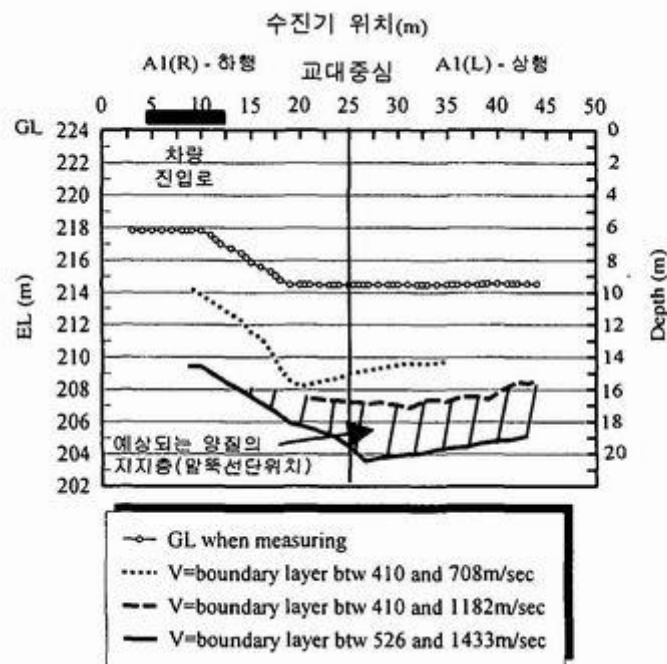


그림 5.24 통영측 교대 교대 A1 탄성파 탐사 결과

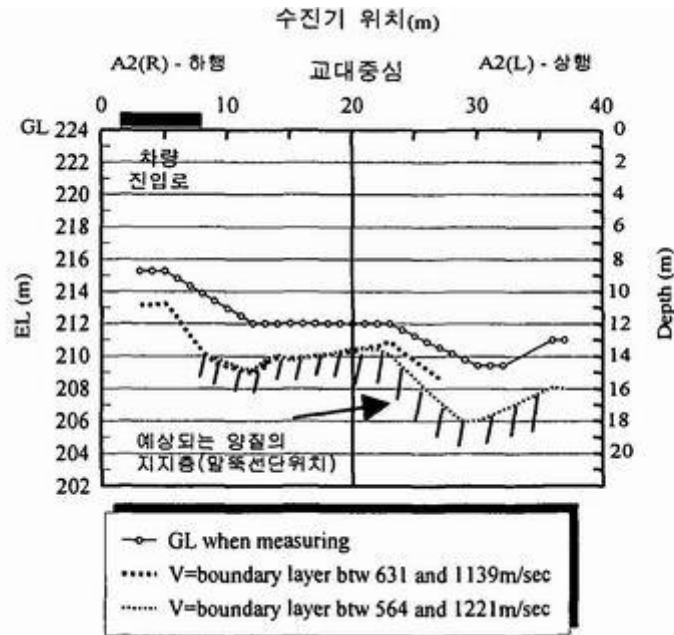


그림 5.25 통영측 교대 교대 A2 탄성과 탐사 결과

이러한 탐사결과는 다음 절에서 나타난 GPR 탐사결과와 비교해볼 때 의미있는 결과를 보여준다.

5.1.8 GPR(Ground Penetrating Radar : 지반투과레이다)

가. 탐사 개요

전자기파 에너지를 지하로 투과하여 전기적인 성질이 다른 물질의 경계에서 반사되는 에너지를 받아서 이것을 파가 되돌아오는 왕복주기에 대하여 진폭을 기록하도록 한 장치로 파를 수중이나 지하로 보내는 송신부와 되돌아오는 파를 받는 수신부 및 제어를 위한 본체로 구성된다. 탄성파탐사와 원리는 일치하나 에너지원의 주파수가 80~1000MHz 로 200~1500Hz 를 사용하는 탄성파탐사에 비해서 고주파이므로 스케일과 해상도의 면에서 차이가 있고 주파수별로 안테나를 선택할 수 있다. 또 탄성파탐사는 해상에서 탐사를 하는 경우 음원과 수신장치를 모두 물 속에 넣어서 탐사(예, air gun 과 streamer hydrophone 을 사용)를 할 수 있는 반면에 GPR 은 보트위에 송신기와 수신기를 장치하여 탐사할 수밖에 없다.

GPR 을 이용하여 탐사하고자 할 때는 매질의 전기적 성질(electrical and dielectrical properties)과 탐사하고자 하는 물체의 심도, 크기에 따라서 알맞은 주파수를 선택하여야 한다. 고주파를 이용하는 경우에는 해상도는 뛰어나나 투과 심도가 얇은 단점이 있고, 반대로 저주파를 이용하는 경우에는 깊은 곳까지 볼 수 있으나 해상도는 떨어지므로 요구되는 적절한 투과심도와 해상도를 조정하여 사용 목적에 맞는 주파수를 선택한다. GPR 로 탐사를 하는 경우의 일반적인 문제점은 가탐심도에 관한 것으로 이것은 매질의 물리적 성질과 깊은 연관이 있다. 아래에는 토양이 지하수로 충분히 젖어있다고 했을 때의 개략적인 가탐심도를 주파수별로 나타낸 것이다.

그러나 하천과 같은 담수층의 경우에는 전자기파가 일반적으로 20ft 정도를 투과하고 최대

투과심도는 25ft 정도이다. 전기전도도가 매우 높은 경우에는 전자기파가 거의 투과하지 못하므로 해양에서나 전기전도도가 높은 점토층이나 실트층에서는 사용이 제한된다.

지하에서 반사되어 돌아온 파에 대해서는 왕복주기가 측정이 되므로 이것을 깊이로 바꾸기 위해서는 매질의 속도를 알아야 한다. 매질의 속도를 결정하는 방법에는 다음과 같은 방법들이 있다.

표 5.10 GPR의 안테나 주파수에 의한 가탐심도

안테나주파수(MHz)	가탐심도(m)
50	20
100	10
200	7
400	3

① 매질의 유전율을 직접 측정하여 아래의 식에 의해서 속도를 결정하는 방법이다.

$$v = \frac{v_c}{\sqrt{\epsilon_r}} \quad (5.6)$$

여기서 v_c 는 공기중의 전자파의 속도이고 ϵ_r 은 상대유전율이다.

② 공통수심점탐사(common depth point) 방법에 의해서 속도를 결정하는 방법이다.자료처리과정중의 하나인 구조보정에서 공통수심점의 쌍곡선이 직선으로 펴지는 속도를 전파속도로 결정한다.

③ 실측된 반사쌍곡선으로부터 지중에서의 전자파의 속도를 결정하는 방법이다. 그림 5.26 에서 보여지듯 반사점이 거리-시간 평면에서 쌍곡선으로 나타난다는 점을 이용하여 식(5.9)를 이용하여 전파속도를 결정하는 방법이다.

$$S = \sqrt{X^2 + Z^2} \quad (5.7)$$

$$|X| = Z\sqrt{(t/t_0)^2 - 1} \quad (5.8)$$

$$\bar{v} = Z/t_0 \quad (5.9)$$

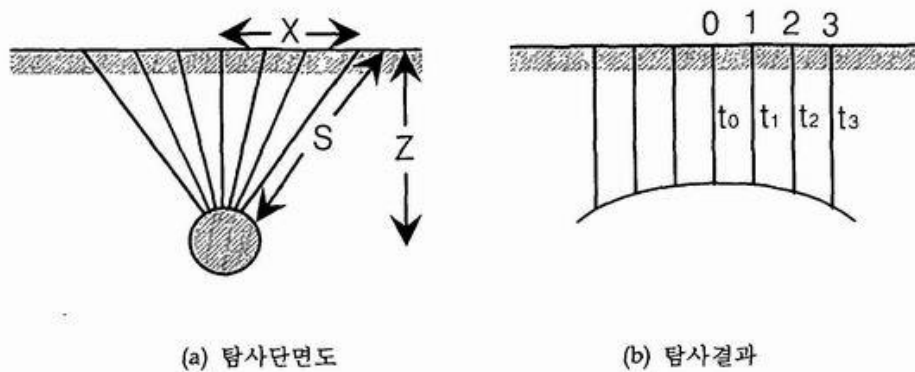


그림 5.26 반사 쌍곡선을 이용한 속도분석 방법

해상도는 주파수에 따라서 수 인치에서 수 피트까지이다. 음향측심기에서와 마찬가지로 다중반사파에 의하여 자료가 애매해질 수 있으며 반사파에 의한 영상이 원래의 물체나 매질과 기하학적으로 꼭 일치하는 것은 아니므로 해석하는데 경험이 축적되지 않으면 어려움을 겪을 수 있다. 또한 하저 표면에 놓여있는 자갈들에 의해서 분산이 일어나 해석을 어렵게 만들수도 있다.

그러나 하부 물질이나 하부 지층에 대한 정보를 많이 얻을 수 있고, 담수층에서는 좋은 결과를 얻을 수 있으므로 세굴심 뿐만 아니라 퇴채움층을 구별하여 과거에 진행된 세굴과 퇴채움의 이력을 알 수 있다.

GPR 은 세굴을 측정하기 위한 목적으로 뿐만 아니라 하상 교량 기초설계 단계에서의 지형조사나 터널의 균열, 콘크리트의 안정성을 점검할 목적으로 광범위하게 사용할 수 있다는 장점이 있다. 현재 국내에서는 터널의 균열을 찾아내고 구조물의 안정성 진단과 같은 토목적인 목적과 지하수 분야의 적용과 같은 환경적인 분야에서 GPR 을 이용하고 있다.

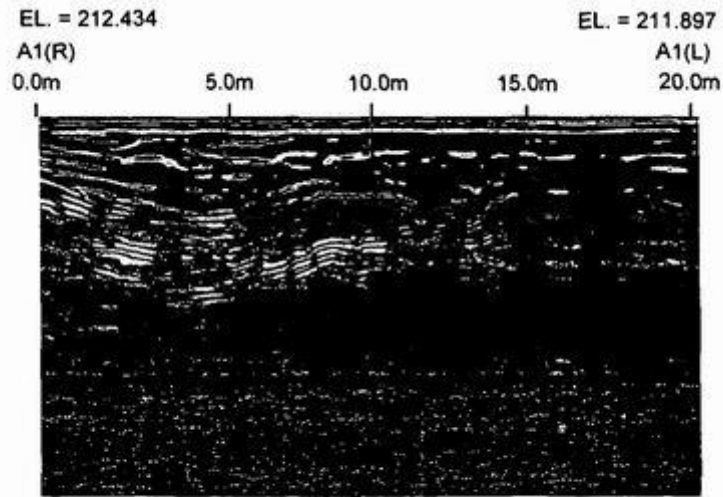
나. GPR 탐사 결과

대전측 교대(A1)에 대하여 그림 5.23 에 표시한 대로 GPR 측선을 설정하여 GPR 탐사를 수행하였다. GPR 탐사는 동아기술연구소에서 1998 년 11 월 18 일부터 11 월 19 일까지 2 일간 실시하였다. 본 탐사는 안테나를 끌면서 이동시키기에는 지표면이 평탄치 않

고 협소한 어려움이 있어, 저주파안테나(MLF) 대신에 200MHz 안테나를 사용하였다.

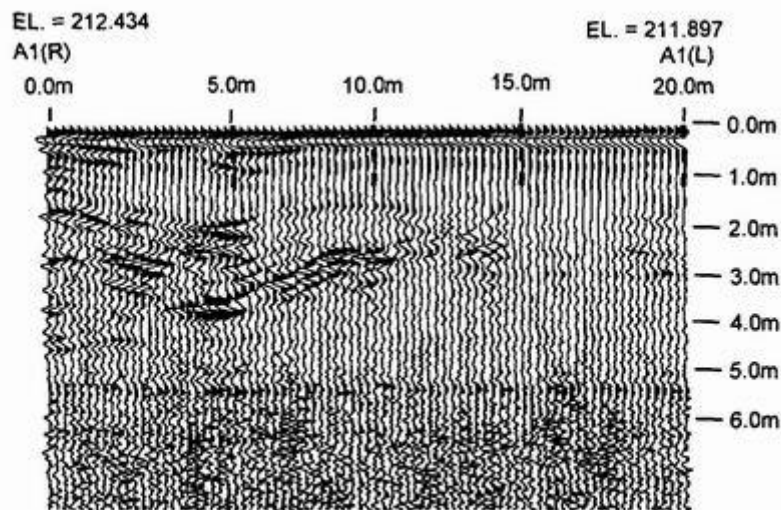
조사측선은 교대중심에서부터 좌우로 10m 씩 총 20m 이며, 탄성파탐사 당시 P1 기초저면의 시공을 위하여 교대설치 지점에 쌓아 놓았던 흙을 제거하여 측선은 C.L. 212m 로 탄성파탐사 당시보다 2.5m 정도 낮아졌다.

탐사 결과는 그림 5.27(a)와 (b) 같이 나타났다. 이 결과에 의하면, CPR 의 특성상 지하수위가 높은 이 지역에서 지층의 경계가 뚜렷이 판단되지는 않으나 탐사 지표에서 2~3m 깊이에 지층의 경계로 볼 수 있는 변화가 보이며, 특히 교대중심에서부터 하행선 방향으로 5m 떨어진 지점이 오목한 형태를 보이는 것은 그림 5.24 의 탄성파탐사 결과와 잘 일치한다.



Linescan

그림 5.27(a) 대전측 교대(A1)의 GPR 탐사결과(Linescan)



Wiggle

그림 5.27(b) 대전측 교대(A1)의 GPR 탐사결과(Wiggle Trace)

5.2 교각기초의 안정성 검토

5.2.1 개요

일반 조인트교량과 비교했을 때, 무조인트교량의 교대부는 설계 및 시공에 있어 많은 차이를 보이는 반면에 교각부는 크게 다른 점이 없다. 무조인트 교량인 두동교의 교각은 설계변경 되기 전의 일반 조인트 교량으로 내진설계된 교각을 그대로 사용하였으며, 교각부의 하부구조물은 역

T 형과 교각은 II 형이다.

5.2.2 안정성 검토

가. 평판재하시험(Plate Bearing Test, PBT)

무조인트 교량으로 시공중인 대전-통영간 고속도로 제 13 공구 두동교의 교각은 직접기초로 풍화암 상단에 거치하도록 설계되었다. 그림 5.28 과 같이, 두동교는 항상 물이 흐르는 소계곡을 가로지르는 교량으로 교량 주변의 지하수위가 지표면 아래 1.m 에 위치하고 시추조사를 통하여 확인한 기초지반은 화강풍화토 아래에 화강풍화암이 존재하는 것으로 나타났다. 직접기초의 지반은 풍화암(N 값=50/8 정도)에 설치되도록 설계되어 있고, 상시태의 설계하중, q_d 은 34.833(t/m²)이고, 지진시의 설계하중은 58.851(t/m²)다. 터파기에 의해서 교각기초의 설계깊이 상단에서 노출된 지반은 풍화암으로 지하수 위의 영향을 받고 있으며 공기중에 노출되면 급속도로 이완되어 실트질 모래 성분의 화강풍화토의 특성을 보인다.

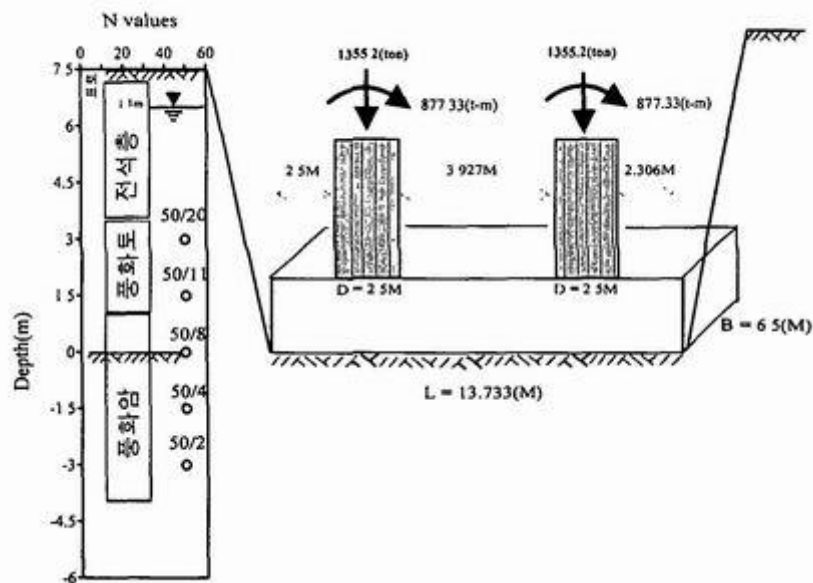


그림 5.28 두동교 교각 P2 직접기초의 크기와 주상도

이 교각 기초 지반의 지지력 검토를 위하여 평판재하시험을 실시하였으며, 직접기초의 린콘크리트 타설은 지표에 노출된 화강풍화암의 급격한 이완에 대한 영향을 최소화하기 위하여 평판재하시험 후 지표에 노출되어 이완된 부분을 걷어내고 실시하였다. 교각 P2 에서 실시한 평판재하시험의 위치는 그림 5.29 와 같고 직접기초의 크기와 주상도는 그림 5.28 과 같다.

$$\textcircled{1} \quad q_{all} = q_t = \frac{q_y}{FS} = \frac{q_y}{2.0} \quad \text{와}$$

$$\textcircled{2} \quad q_{all} = q_t = \frac{q_u}{FS} = \frac{q_u}{3.0} \quad \text{중에서 작은 값을 말하며,}$$

ii) 단기 허용지지력은

① $2.0 \times$ (장기 q_{all}) 또는

② 항복강도, q_y

을 말한다.

역시 구조물 기초 폭의 2 배에 해당하는 깊이까지 균질한 지반으로 토목구조물(직접기초)인 경우에는 다음과 같다.

i) 장기 허용지지력

$$\therefore q_{all} = q_t$$

ii) 단기 허용지지력

$$\therefore q_{all} = 2 q_t$$

여기서 q_t = 평판재하시험으로 구한 지반의 극한지지력의 1/3 또는 항복하중의 1/2 중에서 작은 값(t/m^2).

침하를 기준으로 장기허용지지력을 정할 경우에는 침하량 20mm 또는 25mm 에 해당하는 하중(P_{20mm} , P_{25mm})의 절반 값을 장기허용지지력으로 정한다.

$$q_{all} = \frac{P_{20mm}}{FS} = \frac{P_{20mm}}{2.0}$$

나. 교각기초의 지지력 검토 결과

재하판 $D=30cm$ 를 사용하여 그림 5.29 의 '1 번'과 '2 번 위치'에서 평판재하시험한 결과는 그림 5.30 과 같다. '2 번 위치'는 '1 번 위치'에서 재하시험한 위치보다 20~30cm 더 걷어내고 풍화암 표면을 노출시킨 상태에서 재하시험을 실시하였다. 그 이유는 '2 번 위치'의 지표면이 심하게 풍화 및 이완되었기 때문이다. 그 결과, '2 번 위치'의 하중-침하량 거동은 '1 번 위치'의 거동에 비하여 상당히 기울기가 증가하였으며 재하하중에 대하여 침하량이 1/2 이상 감소하였다. 사용한 반력하중하에서는 교각 P2 기초지반의 하중침하량 거동곡선은 거의 선형적인 거동이 나타내므로 이 두 기초지반의 재료는 좋은 흙으로 생각할 수 있다.

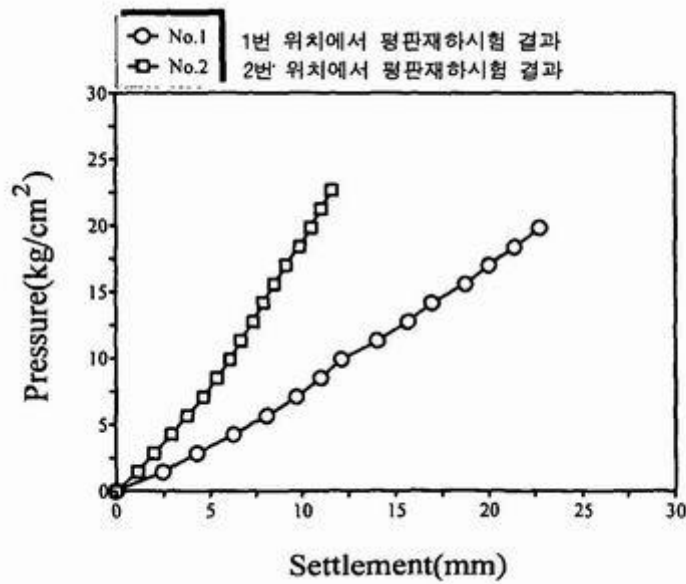


그림 5.30 두동교 교각 P2 에서 PBT 한 하중-침하 곡선

본 현장의 기초지반에 대한 평판재하시험 결과를 이용하여 기존의 방법 즉, Mansur-Kaufmann 방법(최대곡률법)이나 Singh 방법(logp-logs) 등으로 지지력 및 침하량관점에서 직접기초의 안정성 검토는 사실상 어렵다. 그 이유는 다음과 같다.

한국공업규격(KSF 2444)에 제시한 확대기초의 재하시험은

- 재하하중을 50 톤 이상
- 30~75(cm)까지 3 개의 재하판 사용

하여 극한하중이나 허용하중을 구하도록 하고 있다.

그러나 본 현장에서는

- 재하하중을 30 톤
- 30cm 재하판 하나를 사용

하여 극한이나 항복하중을 얻지 못하였다.

그리고 재하판의 크기에 따른 하중-침하량 거동 곡선을 보정하는 방법(scale or size effect)이 현재까지 알려져 있지 않으며 또한, 그림 5.31 의 하중-침하량 거동곡선은 항복하중이나 극한하중을 구할 수 없는 거의 직선이다.

따라서 본 현장의 기초지반에 대한 평판재하시험 결과를 이용하여 지지력이나 침하량관점에서 직접기초의 안정성 검토는 사실상 어렵다. 그러나 유일하게 이용할 수 있는것은 지반반력계수값이며 이를 이용하여 수치해석으로 본 한장의 안정성을 검토하고자한다.

○ 수치해석

그림 5.30 의 하중-침하량 곡선에서 구한 지반반력계수값은 표 5.11 과 그림 5.31 에 나타나 있다.

표 5.11 두동교 교각 P2 기초지반에서 실시한 PBT 시험결과

지반반력계수		k_{30}	k_{75}	비고
위치				
교각 P2	1번위치	6.67	3.03	Linear behavior ; $k_{75} = \frac{k_{30}}{2.2}$
	2번위치	12.5	5.68	

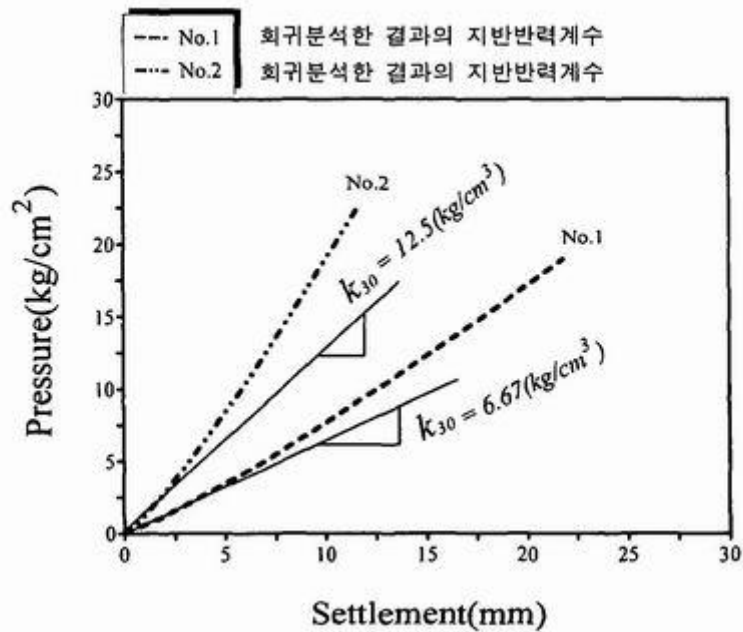


그림 5.31 교각 P2 의 지반 반력계수 산정

표 5.11 에 의하면, 두 기초지반 중에서도 2 번위치 보다 1 번위치의 기초지반이 안줄기때문에 1 번위치의 기초지반에 대해서만 수치해석을 수행한다. 사용한 수치해석 프로그램의 이론은 탄성지반위의 보해석 즉, Wiler foundation 해석(1867) 이다.

○ 지지력관점의 안정성 검토

교축직각방향과 교축방향에 대한 하중조건과 허용지지력은 표 5.12 와 같다.

표 5.12 두동교 교각 기초지반의 하중조건

	교축직각방향		교축방향		비고
	자중+상부사 하중+풍하중	자중+상부사 하중+지진하중	자중+상부사 하중+풍하중	자중+상부사 하중+지진하중	
수직력(ton)	2,084.84	2,084.84	2,084.84	2,084.84	
모멘트(ton-m)	472.09	1,349.73	326.298	2,108.648	
지반에 작용하는 하중 (t/m ²)	25.734	30.05	26.794	45.27	
허용지지력 (t/m ²)	60	90	60	90	

(경우 1) 교축직각방향에 대한 수치해석

교축직각방향에 대한 수치해석 모델링은 그림 5.32 와 같다.

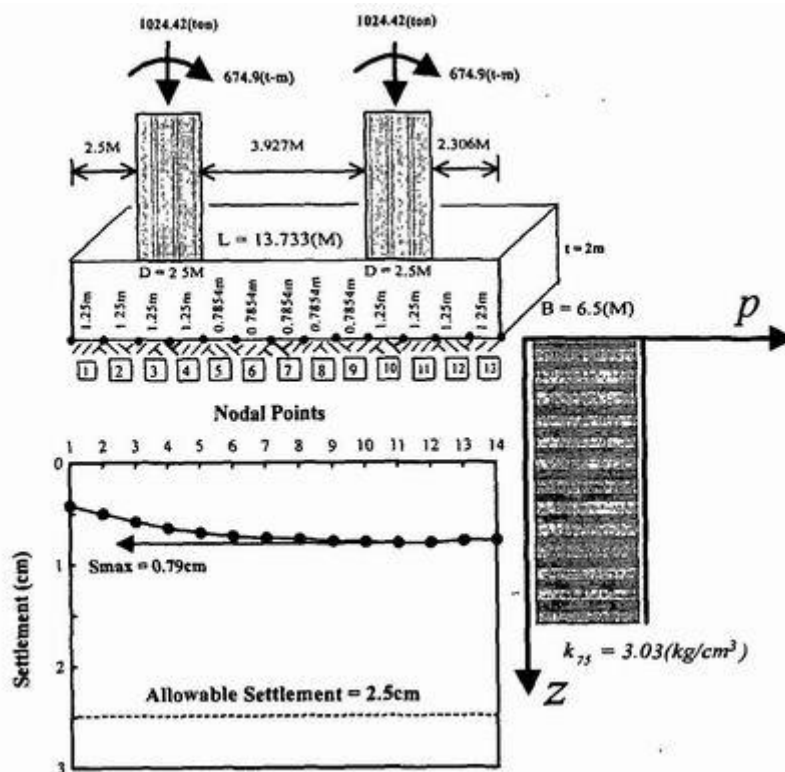


그림 5.32 두동교 교각 P2 에 대한 수치해석 모델링 및 침하량(교축직각방향) 이에 대한 입력자료와 출력자료는 다음과 같다.

입력자료

SOLUTION FOR Doo-Dong Bridge(P2-Test1)
 28, 13, 4, 1, 0, 1, 0, 1, 0, 0, 0, 0, 1
 21700000.0, 0.0, 1.0, 0.0, 0.0, 6.5, 2.0, 4.33
 29714.6, 0.0, 1.0
 1.25, 1.25, 1.25, 1.25, 0.7854, 0.7854, 0.7854
 0.7854, 0.7854, 1.25, 1.25, 1.25, 1.25
 7, 6614.02
 8, 10039.3
 21, 6614.02

22, 10039.3

출력자료

SOLUTION FOR Doo-Dong Bridge(P2-Test1)
 SOLUTION FOR BEAM ON ELASTIC FOUNDATION ++++++
 NO OF NP = 28 NO OF ELEMENTS,NM = 13 NO OFNON-ZERO P,NNZF = 4
 NO OF LOAD CASES, NLC = 1 NO OF CYCLES NCYC = 1
 CORRECTED NODE SPRINGS NRC = 0 NODE SOIL STARTS JTSOIL = 0
 NONLINEAR (IF > 0) = 0 NO OF BOUNDARY CONDIT NZX = 0
 VAR I (IF > 0) = 0 LIST BAND IF > 0 = 0 IMET (SI > 0) = 1
 MOD OF ELASTICITY E = 21700000. KPA UNIT WT OF FTG = 0.000 KN/M
 MAX NON-LINEAR SOIL DISPL XMAX = 1.0000
 SOIL MODULUS = 29714.6+ 0.0+Z**1.000 KN/M*3
 GROUND LINE REDUCTION FACTOR FOR PILES, REDFAC = 0.00

MEMNO	NPI	NP2NP3	NP4	LE	NGTH	WIDTH	THICK	INERTIA, **4
1	1	2	3	4	1.250	6.500	2.000	4.33000
2	3	4	5	6	1.250	6.500	2.000	4.33000
3	5	6	7	8	1.250	6.500	2.000	4.33000
4	7	8	9	10	1.250	6.500	2.000	4.33000
5	9	10	11	12	0.785	6.500	2.000	4.33000
6	11	12	13	14	0.785	6.500	2.000	4.33000
7	13	14	15	16	0.785	6.500	2.000	4.33000
8	15	16	17	18	0.785	6.500	2.000	4.33000
9	17	18	19	20	0.785	6.500	2.000	4.33000
10	19	20	21	22	1.250	6.500	2.000	4.33000
11	21	22	23	24	1.250	6.500	2.000	4.33000
12	23	24	25	26	1.250	6.500	2.000	4.33000
13	25	26	27	28	1.250	6.500	2.000	4.33000

SOIL MODULIS AND NODE SPRINGS

NODE NO	SOIL MOD,KN/M*3	NODE SPRINGKN/M
1	29714.600	241431.125
2	29714.600	241431.125
3	29714.600	241431.125
4	29714.600	241431.125
5	29714.600	196563.563
6	29714.600	151696.000
7	29714.600	151696.000
8	29714.600	151696.000
9	29714.600	151696.000
10	29714.600	196563.563

11	29714.600	241431.125
12	29714.600	241431.125
13	29714.600	241431.125
14	29714.600	241431.125

MEMBER MOMENTS, NODE REACTIONS, DEFLECTIONS, SOIL PRESSURE, AND LAST USED P-MATRIX FOR LC = 1

MEMNO	MOMENTS-NEAR END 1ST(KN-M)	NODE	SFG FORCE(KN)	ROT(RADS)	DEFL(M)	SOIL Q(KPA)	P(KN-M)	P(KN)
(요소)	(원모멘트)	(결정번호) (결정반력)	(결정회전각)	(침하량)	(토압)	(모멘트)	(수직력)	
1	0.10709E-01-0.12755E+04	1	0.10204E+04	0.62392E-03	0.42267E-02	0.12559E+03	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.12753E+04-0.40606E+04	2	0.12079E+04	0.61543E-03	0.50030E-02	0.14866E+03	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.40609E+04-0.85821E+04	3	0.13892E+04	0.57904E-03	0.57540E-02	0.17098E+03	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.15196E+05-0.91091E+04	4	0.15530E+04	0.49585E-03	0.64326E-02	0.19114E+03	0.66140E+04	0.10039E+05
5	0.91094E+04-0.63566E+04	5	0.13647E+04	0.33418E-03	0.69429E-02	0.20631E+03	0.00000E+00	0.00000E+00
6	0.63571E+04-0.44579E+04	6	0.10890E+04	0.26954E-03	0.71785E-02	0.21331E+03	0.00000E+00	0.00000E+00
7	0.44572E+04-0.34368E+04	7	0.11182E+04	0.22434E-03	0.73714E-02	0.21904E+03	0.00000E+00	0.00000E+00
8	0.34360E+04-0.33115E+04	8	0.11429E+04	0.19135E-03	0.75341E-02	0.22387E+03	0.00000E+00	0.00000E+00
9	0.33112E+04-0.40998E+04	9	0.11640E+04	0.16315E-03	0.76733E-02	0.22801E+03	0.00000E+00	0.00000E+00
10	0.40998E+04-0.72689E+04	10	0.15312E+04	0.13217E-03	0.77897E-02	0.23147E+03	0.00000E+00	0.00000E+00
11	0.13883E+05-0.68905E+04	11	0.19102E+04	0.56551E-04	0.79120E-02	0.23510E+03	0.66140E+04	0.10039E+05
12	0.68910E+04-0.22778E+04	12	0.19041E+04	-0.81629E-04	0.78866E-02	0.23435E+03	0.00000E+00	0.00000E+00
13	0.22777E+04	13	0.18687E+04	-0.14261E-03	0.77401E-02	0.22999E+03	0.00000E+00	0.00000E+00
		14	0.18226E+04	-0.15777E-03	0.75492E-02	0.22432E+03	0.00000E+00	0.00000E+00
SUM SPRING FORCES = 20086.11VS SUM APPLIED FORCES = 20078.60 KN								
APPLIED FORCES ADJUSTED FOR NONLIN SOIL REACTIONS WHEN SPRINGS ARE ZEROED *****								

수치해석 결과, 절점에 따른 침하량을 작도한 것이 그림 5.32와 같고 최대침하량은 최대 0.79cm 로 허용침하량, $\delta_{all} = 2.5\text{cm}$ 이내에 존재함을 알 수 있다. 그리고 평판재하 시험한 결과와 실제 구조물 하중을 이용하여 탄성지반위의 보해석(Winkler foundation 해석, 1867)인 수치해석으로 구한 지반반력, $q_{수치계산} = 23.4 \text{ (t/m}^2\text{)}$ 이다.

(경우2) 교축방향에 대한 수치해석

교축방향에 대한 수치해석 모델링은 그림 5.33과 같다. 그리고 이에 대한 입력 자료는 다음과 같다.

입력자료

SOLUTION for Doo-Dong Bridge(P2-Test2)

18, 8, 2, 1, 0, 1, 0, 1, 0, 0, 0, 0, 1
 21700000.0, 0.0, 1.0, 0.0, 0.0, 13.733, 2.0, 9.16
 29714.6, 0.0, 1.0

1.0, 1.0, 0.625, 0.625, 0.625, 0.625, 1.0, 1.0
 9, 20665.3
 10, 20431.4

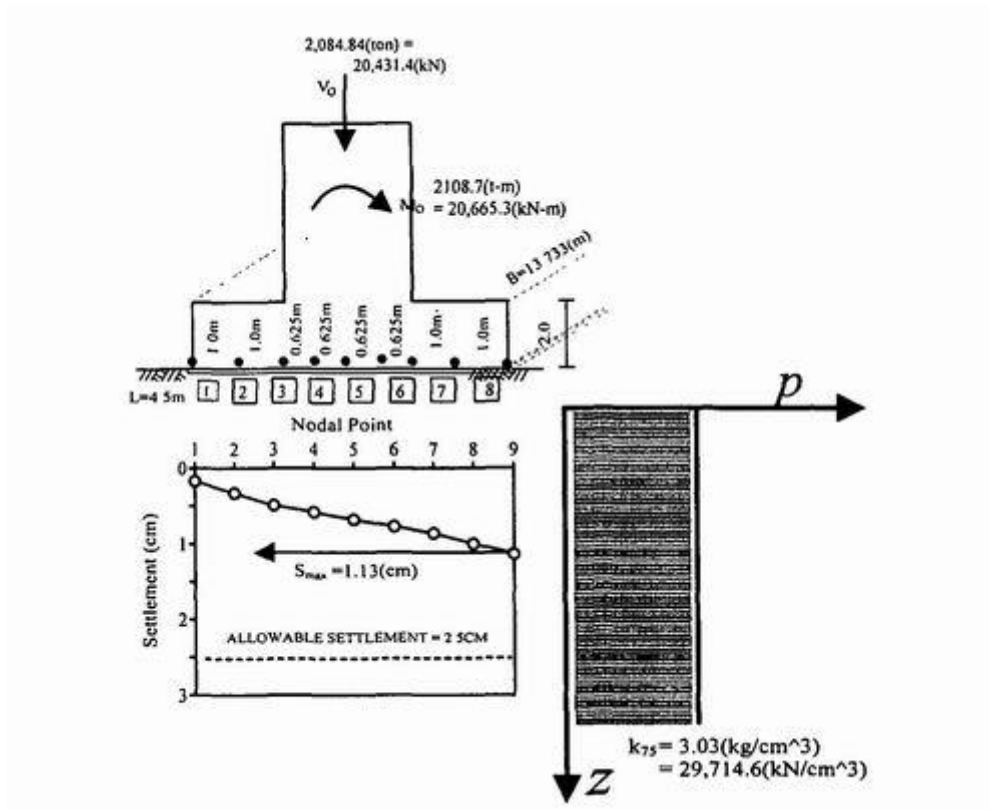


그림 5.33 두동교 교각 P2 에 대한 수치해석 모델링 및 침하량(교축방향)
그림 5.33 과 상기 입력자료를 이용하여 수치해석으로 구한 출력값은 다음과 같다.

출력자료

SOLUTION FOR Doo-Dong Bridge(P2-Test2)
SOLUTION FOR BEAM ON ELASTIC FOUNDATION *****
NO OF NP = 18 NO OF ELEMENTS,NM = 8 NO OFNON-ZERO P,NNZP = 2
NO OF LOAD CASES, NLC = 1 NO OF CYCLES NCYC = 1

```

CORRECTED NODE SPRINGS NRC = 0          NODE SOIL STARTS JTSOIL = 0
NONLINEAR (IF > 0) = 0          NO OF BOUNDARY CONDIT NZX = 0
VAR I (IF > 0) = 0      LIST BAND IF > 0 = 0      IMET (SI > 0) = 1
MOD OF ELASTICITY E = 21700000. KPA      UNIT WT OF FTG = 0.000 KN/M
MAX NON-LINEAR SOIL DISPL XMAX = 1.0000
      SOIL MODULUS = 29714.6*      0.0*Z**1.000 KN/M*3
GROUND LINE REDUCTION FACTOR FOR PILES, REDFAC = 0.00

MEMNO  NPI  NP2NP3  NP4  LE      NGTH  WIDTH  THICK  INERTIA, **4
1      1      2      3      4      1 000  13.733  2 000  9.16000
2      3      4      5      6      1 000  13.733  2 000  9.16000
3      5      6      7      8      0 625  13.733  2 000  9.16000
4      7      8      9      10     0 625  13.733  2 000  9.16000
5      9      10     11     12     0 625  13.733  2 000  9.16000
6      11     12     13     14     0 625  13.733  2 000  9.16000
7      13     14     15     16     1 000  13.733  2 000  9.16000
8      15     16     17     18     1 000  13.733  2 000  9.16000

SOIL MODULIS AND NODE SPRINGS
NODE NO  SOIL MOD,KN/M*3  NODE SPRINGKN/M
1      29714.600      408070.594
2      29714.600      408070.594
3      29714.600      331557.375
4      29714.600      255044.125
5      29714.600      255044.125
6      29714.600      255044.125
7      29714.600      331557.375
8      29714.600      408070.594
9      29714.600      408070.594

MEMBER MOMENTS, NODE REACTIONS, DEFLECTIONS, SOIL PRESSURE, AND LAST USED P-MATRIX FOR LC = 1
MEMNO  MOMENTS-NEAR END 1ST(KN-M)  NODE  SPG FORCE(KN)  ROT(RAD)  DEFL(M)  SOIL Q(KPA)  P(KN-M)  P(KN)
(요소)  (모멘트)  (절점번호) (절점반력)  (절점회전각)  (변위량)  (토압)  (모멘트)  (수직력)
1  -0.32064E+00-0.71057E+03  1  0.71037E+03  0.15660E-02  0.17408E-02  0.51727E+02  0.00000E+00  0.00000E+00
2  0.71040E+03-0.27706E+04  2  0.13492E+04  0.15642E-02  0.33062E-02  0.98243E+02  0.00000E+00  0.00000E+00
3  0.27714E+04-0.50666E+04  3  0.16137E+04  0.15555E-02  0.48670E-02  0.14462E+03  0.00000E+00  0.00000E+00
4  0.50682E+04-0.82958E+04  4  0.14883E+04  0.15432E-02  0.58357E-02  0.17340E+03  0.00000E+00  0.00000E+00
5  0.28958E+05-0.20512E+05  5  0.17328E+04  0.15222E-02  0.67941E-02  0.20188E+03  0.20665E+05  0.20431E+05
6  0.20508E+05-0.13294E+05  6  0.19689E+04  0.14444E-02  0.77198E-02  0.22939E+03  0.00000E+00  0.00000E+00
7  0.13296E+05-0.46132E+04  7  0.28530E+04  0.13912E-02  0.86047E-02  0.25569E+03  0.00000E+00  0.00000E+00
8  0.46138E+04-0.24027E+00  8  0.40684E+04  0.13462E-02  0.99698E-02  0.29625E+03  0.00000E+00  0.00000E+00
9  0.46145E+04  0.13346E-02  0.11308E-01  0.33602E+03  0.00000E+00  0.00000E+00

SUM SPRING FORCES = 20399.11VS SUM APPLIED FORCES = 20431.40 KN
APPLIED FORCES ADJUSTED FOR NONLIN SOIL REACTIONS WHEN SPRINGS ARE ZEROED *****

```

수치해석 결과, 절점에 따른 침하량을 작도한 것이 그림 5.33 과 같고, 최대침하량은 최대 1.13cm 로 허용침하량 이내에 존재함을 알 수 있다. 그리고 평판재하시험한 결과와실제 구조물 하중을 이용하여 탄성지반위의 보해석(Winkle. foundation 해석, 1867)인수치해석으로 구한 지반반력, q_{L} (수치계산) = 33.6 (t/m²)이다.

○ 종합결론

1) 지지력관점의 안정성 검토

평판재하시험한 결과와 실제 구조물 하중을 이용하여 탄성지반위의 보해석(Winkle. foundation 해석, 1867)인 수치해석으로 구한 최대지반반력은 다음과 같다.

- 교축직각방향, $q_{\text{수치계산}} = 23.4 \text{ (t/m}^2\text{)}$
- 교축방향, $q_{\text{수치계산}} = 33.6 \text{ (t/m}^2\text{)}$

그리고 두동교 교각 P2 의 허용지지력, $q_{\text{max}} = 90 \text{ (t/m}^2\text{)}$ 이다.

표 5.12 참조

따라서 평판재하시험한 결과와 실제 구조물 하중을 이용하여 수치해석으로 구한 지반반력, $q_{\text{수치계산}}$ 이 허용지지력, q_{all} 보다 작게 지반반력이 발생하므로 지지력 관점에서는 구조물이 안정하다.

$$\therefore q_{\text{all}} = 90(t/m^2) > q_{\text{수치해석}} = 33.6(t/m^2) : O.K !$$

2) 침하량 검토

교축직각방향과 교축방향에 대한 최대침하량은 각각 0.79cm 와 1.13cm 로 허용침하량($S_{\text{allow}} = 2.5\text{cm}$) 이내에 존재하므로 침하량에 대하여 안정하다.

3) 주의사항

허용침하량 내에 존재하는 교각 및 교대기초의 침하량은 대부분 기초저면의 지표면처리에 의존한다. 따라서 이 면을 깨끗이 정리한 뒤에 Hass con'c 와 푸팅 콘크리트를 타설해야 초기 침하량을 줄일 수 있다.

5.2.3 암석의 점하중시험(Point Load Test, PLT)

가. 목적

공시체를 일정한 형상으로 제작하지 않고도 채취된 원상태의 코어나 임의형상의 암석 덩어리, 버럭 등을 상·차 2 개의 재하점 사이에 끼워 넣고, 재하점에 집중하중(point load)을 작용시켜서 파괴되는 강도를 구한다. 시료구입과 시험법이 쉽고, 시험 소요시간이 빨라서 주로 예비 조사용으로 사용한다.

나. 기구 및 재료

(1) 점재하 시험기 본체

(2) 하중장치 : 유압 작기형식(용량 51, 감도, 500g) 또는 load cell 형식(압력 계, 지 시계)

(3) 기타 : 버니어 캘리퍼스, 보호안경(goggle)

(4) 공시체 두께 25-100mm 인 임의형상 또는 일정규격의 암석 공시체

다. 시험방법

(1) 임의형상, 코어, 정육면체, 직육면체, 원판, 구 등의 공시체를 선정한다.

(2) 공시체의 최소거리 또는 재하점 간의 거리(D), 폭(W_1 , W_2)을 잰다.

D 는 25~100mm 정도가 적당하다.

(3) 공시체를 시험기의 가압 첨단(point : 재하점 ball 의 반경 5mm, 각도 60°)에 놓고 하부 point 와 공시체를 단면중심이 첨단의 축과 일치되게 서서히 재하하여 고정시킨 다음, 상부재하점과 단면에서 최단거리(L)을 잰다. 약면(weakness)과 재하점 축방향의 수직($\perp$) 및 평행($\parallel$)을 기록한다. 약면이 없는 것은 면의 수직 및 평행방향으로 각각 1 개이상씩 시험해야 한다. 파단될 때 파편이 튀어 위험하므로, 보안경을 써야 하며, 시험기 주변도 보호망을 쳐야 한다.

(4) 하중계기의 0-눈금을 조정하여 tacky 로 하중을 가하여 파괴시의 하중계기 눈금(P)을 기록한다. 여기서, 압력계 형식의 하중계기는 (압력)"jacky 의 Ram 면적)이다.

(5) 깨진 굵은 조각들을 맞추어 대표적인 파괴면의 형상을 그린다.

다. 점재하 지수와 일축압축 강도와 관계

암석채취 전용 Drill 로 채취한 Core 형이나 불규칙한 돌덩어리를 일정한 육면체로만들었다면, 주로 일축압축 강도시험을 행한다. 다만, 이러한 일정규격의 공시체 제작이곤란하거나 시간적 여유가 없을 경우에는 예비적으로 시행하는 것이 점재하시험이다그런데, 점재하강도와 일축압축강도는 식(5.10)과 같이 완전한 선형관계가 있다(Brook 등, 1977).

$$q_u = 24 \cdot I_{S(50)} \quad (5.10)$$

여기서, q_u : 점재하 지수로 추정된 일축압축 강도

$I_{S(50)}$: D=50mm —로 환산한 점재하 지수

그리고 암석의 사용 목적이 석재용과 공사용으로 구분하여 일축압축시험방법이 표 5.13 과 같이 달리 규정되어 있다. 암석의 일축압축, 점재하, Schmidt hammer 등의 시험에 따른 강도별로 암석을 분류하면 표 5.14 와 같다(한국도로공사 건설공사 품질시험 편람 pp. 1169, 1994 년).

표 5.13 암석의 일축압축강도시험 구분

용도별 항목	석 재 용	일반 공사용
규 격	KS F 2519 - 95	KS E 3033 - 90
공시체 형상	입방형/원주형 1변 또는 직경 5cm 이상	원주형/정사각형 1변 또는 직경 2cm 이상
종횡비(h/d)	1 : 1	1 : 2
가압속도	1 mm/분, 7 kg/cm ² /초	1~15 분
시료상태	건조상태 : 60±2℃, 48시간 건조 습윤상태 : 22±2℃, 48시간 수침	자연함수비 상태
강도계산식	$C = \frac{W}{A}$ $C_c = \frac{C}{0.778 + 0.222(b/h)}$	$\sigma_a = \frac{P}{A}$ $\sigma_c = \frac{\sigma}{0.88 + 0.24(b/h)}$

표 5.14 암석의 구분(한국도로공사 건설공사 품질시험 편람, 1994)

구분 암석	일축압축(q_u) dry, kg/cm ²	점재하지수, $I_{s(50)}$, kg/cm ²	슈미트해머 수치(SHV)	급속흡수율 (%)	비고 (해머에 의한 타격)
극경암	1800 이상	88 이상	60 이상	0.24% 이하	큰 해머로 타격시 쪼개지며, 쉽게 깨지지 않는다.
경 암	1300~1800	58~88	51~60	0.47~0.24	큰 해머로 타격시 약간 깨진다.
보통암	1000~1300	37~56	44~51	0.80~0.47	큰 해머로 타격시 균열을 따라 크게 떨어진다.
연 암	700~1000	18~37	34~44	1.65~0.80	보통 해머로 타격시 비교적 쉽게 깨진다.
풍화암	300~700	0~18	10~34	9.25~1.65	보통 해머로도 쉽게 소편으로, 때로는 손으로도 깨진다.

라. 시험결과

교각의 확대기초 아래에 위치한 암의 강도를 알아보기 위하여 점하중시험을 실시하였다.

표 5.15 두동교 교각 기초지반의 점하중시험 결과

Sampling depth or Test No.			교각 기초지반													
Rock type & Description			암편이 형성되지 않고 아주 고결화된 풍화암													
Specimen No.			P-1		P-2		P-3		P-4		P-5		P-6		P-7	
Wet or Dry tyoe and Weakness Direction			d	//	d	//	d	//	d	//	d	//	d	//	d	//
Specimen Dimensions(mm)	Width(W, cm)		11.4		7.9		10.6		11.1		8.22		5.3		10.6	
	Point to point distance(D, cm)		10.4		5.38		8.25		3.8		5.64		6.3		10.6	
Point Load at Failure(P, kg)			50		50		200		450		250		250		500	
Point Load Index kg/cm ²	Equivalent	Diam.(D _w , cm)	12.29		7.36		10.55		7.33		7.68		6.52		10.6	
		Strength(Is)	0.33		0.92		1.8		8.38		4.24		5.88		4.45	
	Transformed to d=50mm	Corr. factor(F)	0.53		0.42		0.5		0.42		0.43		0.4		0.5	
		점재하지수, Is ₅₀ (kg/cm ²)	0.18		0.39		0.248		3.53		1.83		2.35		2.225	
Strength Ratio of Weakness		Average	절리방향이 없으며 화강암질의 입자가 있으면서 아주 조밀하게 뭉쳐진 풍화암													
		Ratio of Ia ₅₀	절리가 없으므로 점재하지수, Is ₅₀ 값과 동일함													
Uniaxial Strength(q _w , kg/cm ²)			4.2		9.27		6		84		43.92		56.42		53.4	
비고(시료상태/한국도로공사기준)			건조/ 풍화암		건조/ 풍화암		건조/ 풍화암		건조/ 풍화암		건조/ 풍화암		건조/ 풍화암		포파상 태(원형)	
Range of Uniaxial Strength(q _w , kg/cm ²)			4.2 ~ 84													
Classification refer to Korea Highway Corpration			풍화암													

$$\text{여기서, } I_s = \frac{P}{D_e^2}, \quad F = \left(\frac{D_e, mm}{50}\right)^{0.45}, \quad I_{s(50)} = F \cdot I_s, \quad I_a = \frac{I_{s(50)} \cdot L}{I_{s(50)} \cdot d}, \quad q_u = 24 I_{s(50)}$$

표 5.15 의 결과에 의하면, 교각 기초지반의 점재하지수와 이를 환산한 일축압축강도 값의 범위는 각각 0.18-3.53(kg/cm²)와 4.2-84(kg/cm²)이었으며 표 5.14 의 기준에 의하면암종은 화강암질의 풍화암이었다. 그리고 이 암은 해머로 타격시 비교적 쉽게 깨지거나무조인트 교량 실용화 시험시공 대상 교량으로 선정된 두동교는 대전-통영간 고속도로 건설공사 제 13 공구(안의-지곡)에 위치하고 있으며 당초 독립기초 형식의 벽체식 교대 상부에 베어링과 신축이음 장치를 이용하는 3 경간 PC Beam 교량으로 설계되었으나공사비 절감 및 유지관리 측면에서 탁월한 성능을 가진 새로운 교량 공법인 무조인트 교량(또는 일체식 교대 교량; integral abutment bridge)으로 설계 변경을 실시하여 현재 시공 중에 있다. 두동교의 교각, 교대가 위치하는 지반조건은 앞 장에서 설명한 바와 같으며 교대기초는 강재 H 형강 말뚝을 사용하여 지지력을 확보하도록 하였으며 교각은 직접기초 형식으로 풍화암 상단에 거치하도록 하였다. 두동교는 기본설계 과정에서부터 지반조건, 교량형식, 연장, 설계조건 및 기초형식 등의 각종 제반 사항들이 일체식 교량의적용 제한 조건을 만족하는 교량을 실용화 대상교량으로 선정하였다. 이에 두동교를 무조인트 교량 실용화 시험시공의 대상 교량으로 선정하였다.

제 6 장 무조인트 교량 시공현황

6.1 대상교량 선정 배경

6.2 무조인트교량 두동교 시공계획

두동교의 전반적인 시공절차는 아래의 그림 6.1 의 공사 흐름도와 같으며 각 공정별로 간략한 시공절차를 설명하면 다음과 같다.

- (1) 우선 교각기초를 설치한 다음 교각기둥을 2 단까지 시공한다. 이 공정은 일반교량의 공정과 동일하다.
- (2) 일체식 교대 교량의 특징을 보여주는 시공의 최우선이 되는 작업은 바로 교대부성토이다.
- (3) 교대부 성토후 교대 기초말뚝을 향타하기 전까지 대기기간을 갖도록 한다. 이는성토지반의 안정성을 위하여 교대 성토부의 변위발생 여부를 확인하는 기간이며일반적으로 최소 30 일간을 갖는다.
- (4) 교대성토가 안정된 후 교대 말뚝과 교각 공사를 위한 작업을 실시한다.
- (5) 교각 시공을 수행하고 교대 벽체의 경우에는 하부 교대벽체(1 차 시공이음, PSCBeam 의 가설면까지)까지 시공한다.
- (6) PSC Beam 거치를 위한 소요강도가 확보되면 PSC Beam 거치용 교대베어링 패드를 설치하고 동시에 교각베어링을 설치작업을 실시한다.
- (7) 다음 PSC Beam 을 거치하며 이때 교각 베어링 설치에 필요한 용접 작업을 실시한다.
- (8) 상부 바닥판 콘크리트 타설은 설계도면에 명시된 순서에 따라 실시하며 중간 가로보를 우선 시공한 후, 각 지간내의 중앙 바닥판 콘크리트를 타설하고 교대 상부 벽체와 교각 가로보를 시공한 후 나머지 바닥판 콘크리트 순으로 시공을 실시한다.
- (9) 상부 바닥판 시공이 완료된 후 양쪽 교대 배면의 뒷채움 작업을 동시에 실시한다.
- (10) 접속 슬래브와 완충 슬래브 하단에 설치되는 받침 슬래브(sleeper slab)를 추가로 시공한다.
- (11) 받침 슬래브 설치가 완료된 후 접속 슬래브 및 완충 슬래브, 아스팔트 포장, 기타 필요한 공사(난간, 배수구 등)를 시공한다.

또한 무조인트 교량의 거동은 일반 조인트 교량과 매우 다른 특성을 가지고 있으므로구조거동을

충분히 반영한 설계가 실시되어야 한다. 또한 시공에도 특별히 고려하거나유념해야 되는 사항들이 존재하게 된다.

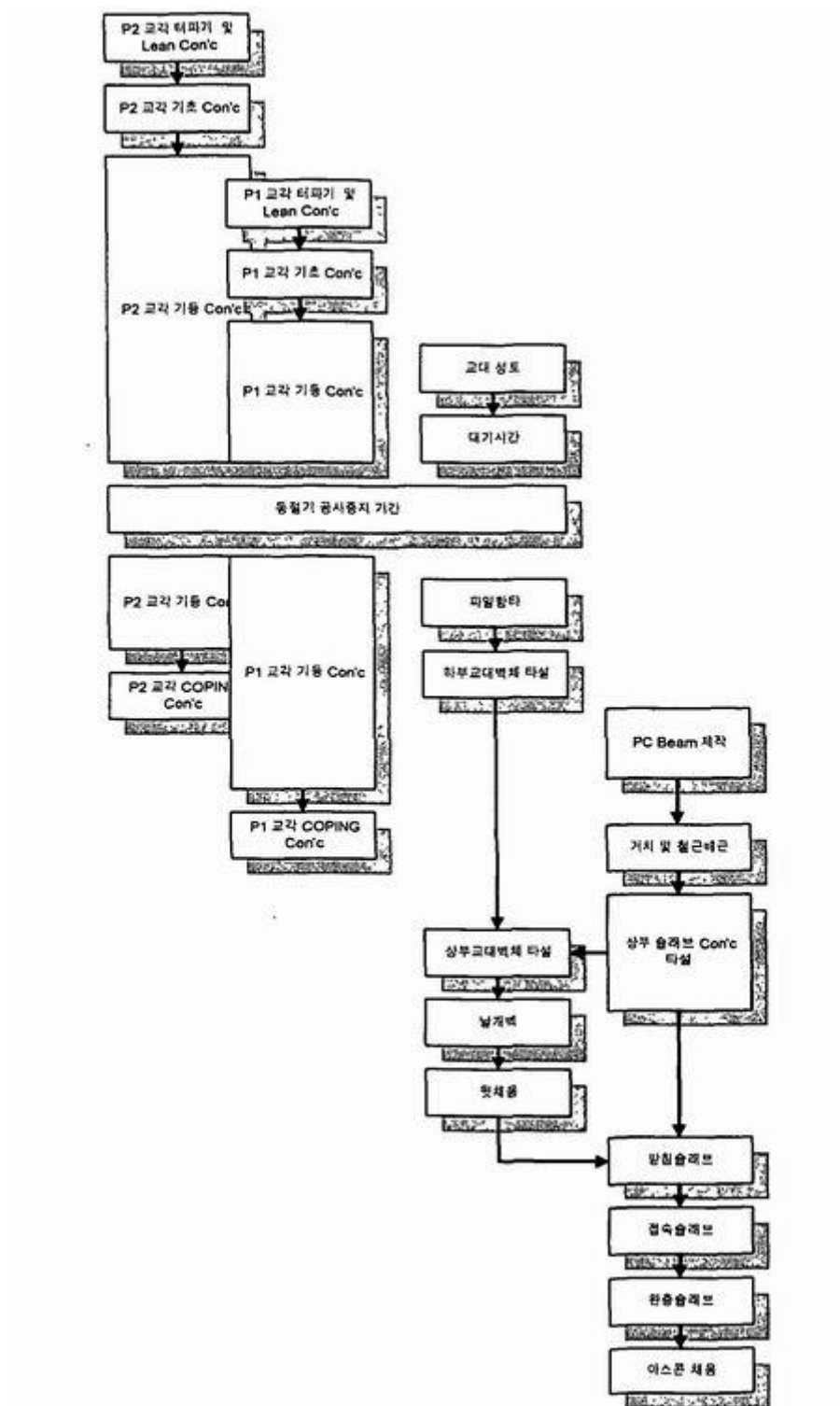


그림 6.1 두동교 시공 흐름도

6.3 시공특성

6.3.1 성토공정

성토부의 하중으로 발생할 수 있는 교대 성토부의 Shifting 과 시간경과에 따른 추가 침하현상이 발생하는 경우, 횡변위에 매우 취약한 일렬 배치의 교대 파일 기초의 변위 가능성을 최소화하기 위하여 교대부 성토작업은 말뚝항타 공정 이전에 완료하도록 한다. 즉, 말뚝항타 전까지 가능한 최대의 성토하중을 사전재하(preloading)함으로써 성토하중에 의한 말뚝의 변위를 방지하도록 하기 위함이다. 두동교의 경우, 교량시점으로부터 약 50m 전방인 Station 3+450 과 교량종점으로부터 약 50m 후방인 Station 6+640 구간내에 시공되는 양측 교대의 성토부는 교대기초 저면으로부터 1m 상단 높이까지 말뚝항타 작업전 성토작업을 완료하도록 규정하였다. 최대 성토하중을 사전에 재하하기 위하여 계획된 노체 상면까지 성토를 실시하여야 하나 연결 도로부와의 성토공정 및 말뚝항타 작업의 시공성을 확보하기 위하여 교대 기초저면까지로 결정하였다. 추가로 말뚝항타작업으로 인하여 항타 지반면부터 1m 하부까지는 지반이 교란되는 점을 감안하여 교대 성토시 기초저면 1m 상단까지 성토를 완료한 후 말뚝을 항타하고 상부 1m 의 교란된 지반을 제거하여 불교란 기초저면을 확보하도록 하기 위함이다.

교대 벽체와 교대말뚝 설치를 위한 작업은 명시된 교대부 성토 작업이 완료되기 전까지 실시하지 않도록 한다. 또한 교대부 성토 작업 완료 후와 교대 말뚝관입 작업 전, 성토부의 변위발생 유무를 확인하기 위하여 최소 30 일간의 대기기간(waiting period)을 갖도록 한다. 대기기간이 필요한 이유는 성토구간의 지반이 충분히 안정이 된 후 말뚝을항타하는 것이 말뚝의 지지력을 최대한 보장할 수 있을 뿐만 아니라 성토부의 불안정한원인으로 말뚝에 발생 가능한 수평변위를 사전에 방지할 수 있기 때문이다. 대기기간◎ 성토부의 이상 유무에 대한 확인 방안으로 교대, 교각 및 성토부에 기준점을 설정하여 측량 관측 작업을 실시하여 확인하도록 하였다.

또한 성토구간의 다짐과 관련하여 사전에 시험성토를 실시하여 알맞는 다짐장비, 다짐방법, 시공관리체제 등을 검토하여 효율적인 다짐을 유지하도록 한국도로공사의 시방서규정에 준하도록 하였다. 두동교 성토구간에 적용되는 다짐규정은 표 5.4 의 한국도로공사의 일반성토 구간의 다짐규정을 사용하도록 한다.

6.3.2 교대 말뚝기초

H 형강 말뚝은 강도가 크며, 취급이 용이하여 가시설물 등의 토목 및 건축 분야에 널리 사용되고 있다. 그러나 H 말뚝이 교량의 영구기초 자재로 사용된 예는 국내에서 아직까지는 그리 흔치 않은 일이다.

두동교에서는 원설계 교량기초로 사용되었던 강관말뚝 대신에 온도신축 변위 발생시파일의 유연성을 확보하기 위하여 H 형강 말뚝을 말뚝기초로 사용하였다. 또한 사용되는 H 형강 말뚝의

품질은 KS F 4603(H 형강 말뚝) 규정에 따르는 품질을 확보하도록 하였다. 일반적으로 한국산업규격에서 분류하고 있는 H 형강 말뚝(steel H pile)의 종류는 화학성분에 따라 3 가지로 나누고 있다. 즉, SHK400, SHK400M, SHK490M 3 가지로 구분되고 있으며 이것은 모두 각각 다른 기계적 성질을 나타내고 있다. 이중 두동교에서 사용되는 말뚝은 원설계 교량에서 사용된 강관말뚝 1508)을 대신에 300×305×15×15 의 SHK490M H 형강 말뚝을 사용하였다. H 형강 말뚝과 압연 H 형강의 치수는 한국산업규격에서 그 치수를 다르게 나타내고 있다. 예를 들어, 같은 300×305 의 치수라도 H 형강말뚝은 이 13mm 이고 단면적(A)이 133.4cm²인 반면에 압연 H 형강의 r 은 18mm 이고 단면적 이 134.8cm²이다. 그러나 강의 화학성분 및 기계적 성질이 KS F'4603(H 형강 말뚝)의 SHK490M 과 KSD 3515(용접 구조용 압연 강재)의 SM490A(기존의 SWS490A)와 매우유사하므로 두동교에서 사용하는 H 형강 말뚝은 SM490A 을 만족하는 H 형강 말뚝을 사용해도 무방하다.

표 6.1 및 6.2 에는 H 형강 말뚝의 화학성분 기계적 성질 및 압연 H 형강의 종류 및 인장강도에 관한 내용을 나타내었다. 표 6.3 은 두동교 교대 기초말뚝으로 사용할 H 형강말뚝의 시험성과를 한국산업규격인 SHK490M 과 SM490A 와 비교하여 나타내었다.

두동교의 H 형강 말뚝은 교량 종방향에 대하여 약축으로 설계되어 온도변화에 따른 변위를 쉽게 허용할 수 있게 하였으며 말뚝 향타를 위하여 사용하는 말뚝 햄머는 시향타작업을 실시하여 최적의 에너지 효율을 가진 것을 사용하도록 한다.

말뚝의 향타관리기준을 마련하기 위하여 교대 AI 과 A2 에 각각 시향타(EOID)를 실시하고, 지지력을 파악하기 위한 정재하시험과 동적지지력(EOD)을 동시에 수행한다. 그림 5.13 와 그림 6.2 에는 교대 말뚝기초에 재하시험 배치도가 나타나 있다.

표 6.1 H 형강 말뚝의 화학성분 및 기계적 성질

강재 종류 (KS 규격)	화학성분(%)					인장강도 N/mm ²	항복점 N/mm ²
	C	S _i	M _n	P	S		
SHK400	-	-	-	0.05이하	0.05이하	400~510	두께 16mm 이하 : 245이상 두께 16mm 초과 : 235이상
SHK400M	0.23이하	-	2.5×C이상	0.04이하	0.04이하	400~510	두께 16mm 이하 : 245이상 두께 16mm 초과 : 235이상
SHK490M	0.2이하	0.55이하	1.5이하	0.04이하	0.04이하	490~610	두께 16mm 이하 : 325이상 두께 16mm 초과 : 315이상

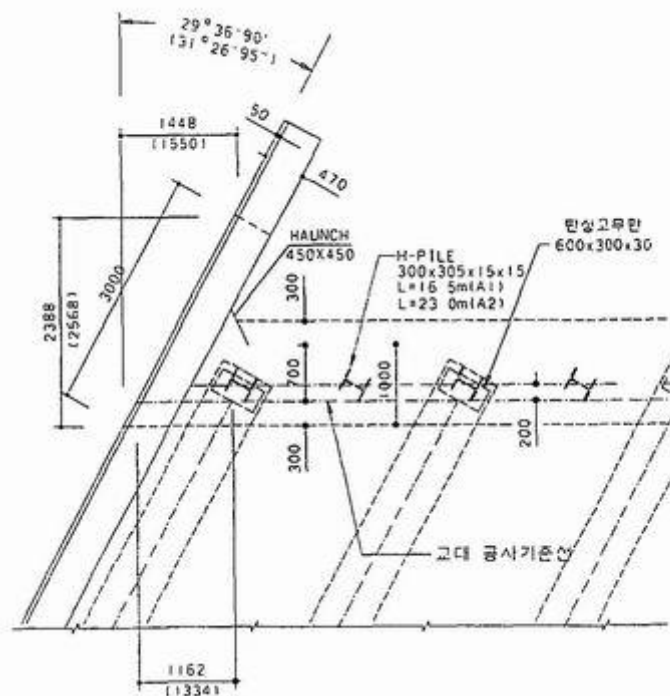
표 6.2 압연 H 형강에 따른 강재 종류 및 인장강도

강재 종류 (KS 규격)	인장강도 범위 N/mm ² (kgf/mm ²)	종래의 단위	비 고
SS330	330~430(34~44)	SS34	일반구조용
SS400	400~510(41~52)	SS41	일반구조용
SS490	490~610(50~62)	SS50	일반구조용
SS540	540이상(55이상)	SS55	일반구조용
SM400A(B,C)	400~510	SWS400A(B,C)	용접구조용
SM490A(B,C)	490~610	SWS490A(B,C)	용접구조용
SM490YA(YB)	490~610	SWS490YA(YB)	용접구조용
SM520B(C)	520~640	SWS520B(C)	용접구조용
SM570	570~720	SWS570	용접구조용

말뚝항타 작업 중, 말뚝선단부와 본체에 발생할 수 있는 손상 가능성을 최소화하고 관입성을 증대시키기 위하여 말뚝이음 및 선단보강에 대하여 다음 절에서 언급하고자 한다.

표 6.3 시험성과 대비표

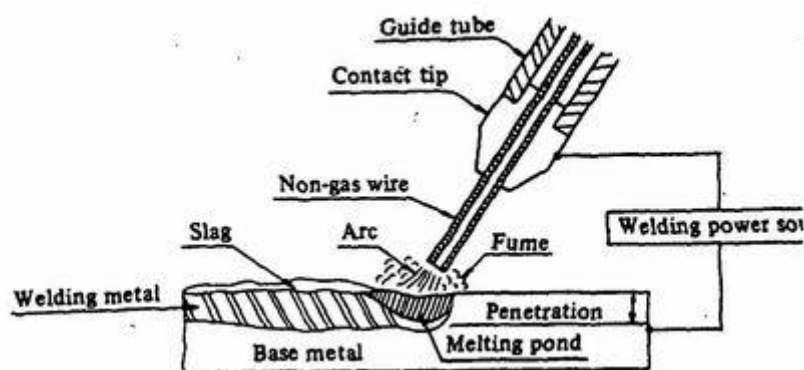
H 말뚝(300×305×15×15)	시험종목	기 준		시험결과	판 정
		SHK490M	SM490A		
화학적 성질	C	0.2 이하	0.2 이하	0.19	모두 합격
	Si	0.55 이하	0.55 이하	0.21	모두 합격
	Mn	1.5 이하	1.6 이하	0.80	모두 합격
	P	0.04 이하	0.035 이하	0.025	모두 합격
	S	0.04 이하	0.035 이하	0.023	모두 합격
기계적 성질	인장강도 N/mm ²	490~610	490~610	519	모두 합격
	항복점 N/mm ²	325 이상	325 이상	392	모두 합격
	연신률(%)	17 이상	17 이상	32.6	모두 합격



6.3.3 H 형강 말뚝이음

가. 말뚝본체 이음

강재용접에는 아크용접이음과 Co2 용접이음이 있다. 현장용접이음에서는 그림 6.3 과 사진 6.1 과 같이 반자동 아크용접이 용접성이 좋아 주로 많이 사용한다.



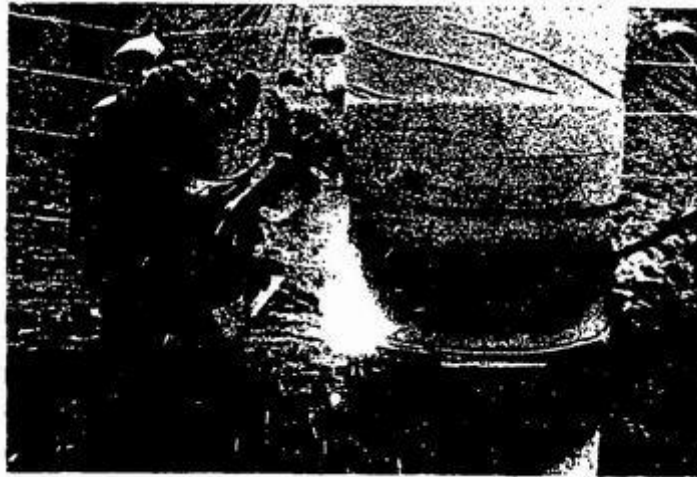


사진 6.1 반자동 용접

용접에 의한 연결시 용접부는 모재와 거의 같은 강도를 갖는다. 어떤 재질의 말뚝도 용접부의 신뢰성에 있어서는 강말뚝을 능가할 수 없다.

그리고 CO₂ 용접은 아크용접보다 충격강도가 크며 용접외관이 좋지 않으므로 숙련공이 필요하다. 또한 현장에서 CO₂ 용접을 할 때 바람에 주의하여야 한다.

H 형강 말뚝이음에는 볼트로 연결하는 '볼트이음'과 '용접이음'이 있다. 용접이음에는 말뚝본체를 서로 맞대어서 용접하는 '맞대기 용접방법'과 철판을 사용한 붙임 용접방법이 있다. 본 현장에서 사용한 용접방법은 '맞대기 흡용접방법'으로 덧대기 보강판으로 용접부위를 보강하여 실시하였으며 용접 작업시 용접물 안으로 슬러그가 들어가지 않도록 최대한 주의하석 용접을 실시하였다. 맞대기 흡용접 방법의 현장용접장면과 표준도는 각각 사진 6.2 와 그림 6.4 와 같다.

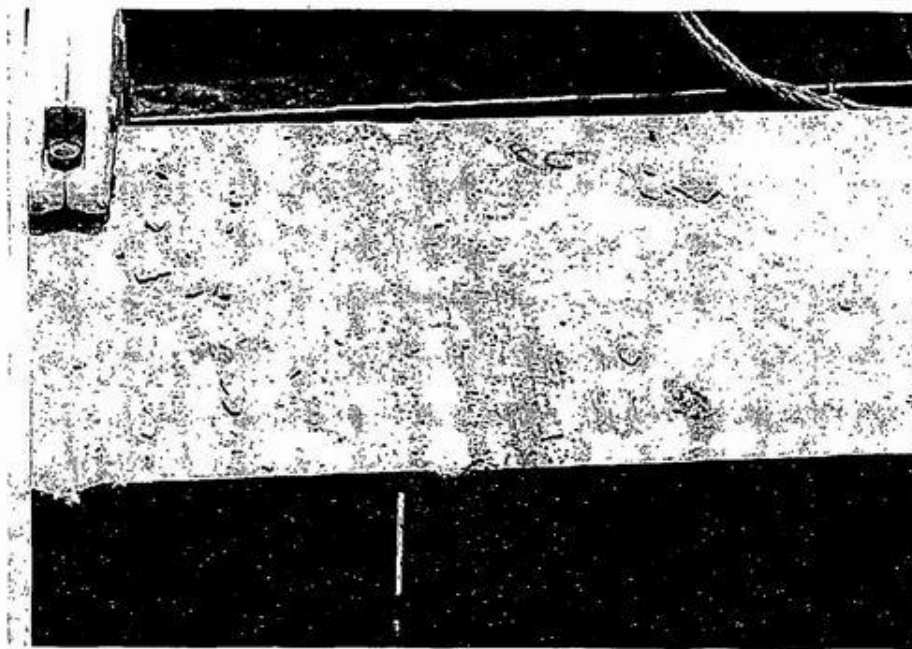


사진 6.2 H 형강 말뚝의 맞대기 용접이음

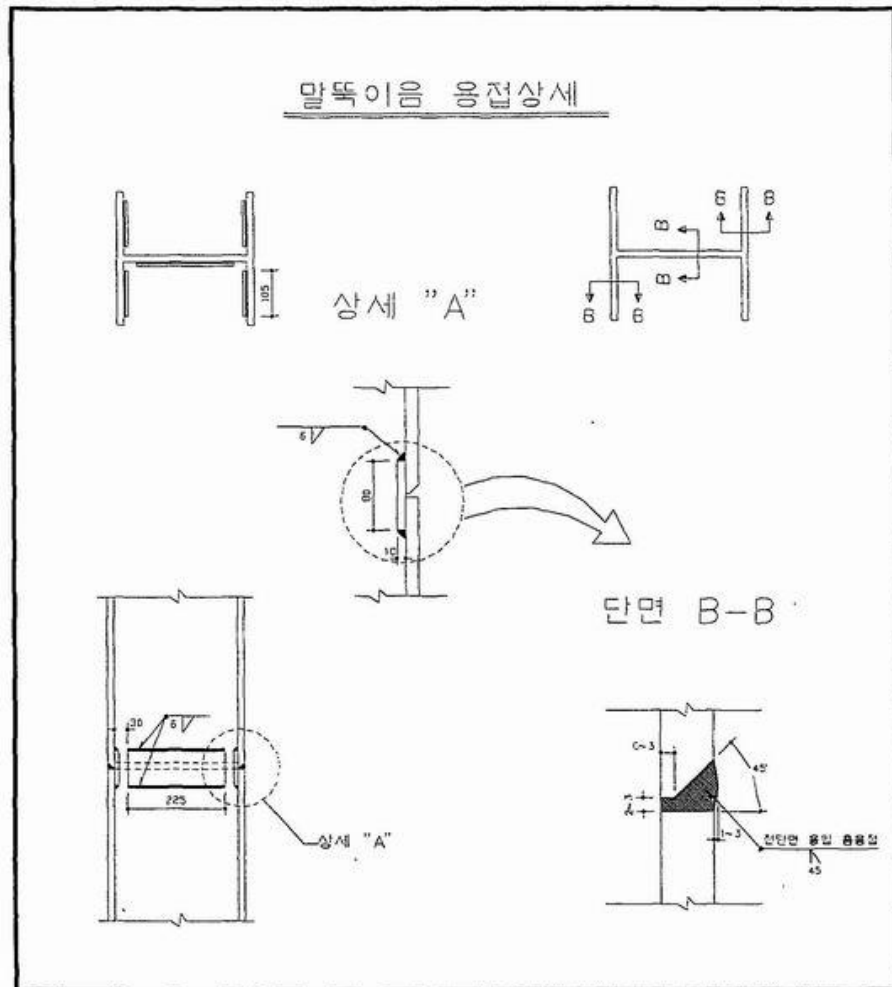


그림 6.4 H 형강 말뚝이음 상세도

말뚝이음은 전단면 용입용접(full penetration butt weld)으로 연결한다. 또한 말뚝용접이음의 수는 가능한 최소로 하며 이음수에 따른 말뚝재료의 강도저하를 고려하여야 한다. 말뚝이음 용접작업은 작업자의 신장을 고려하여 너무 낮거나 높은 곳에서 용접을 할 경우 용접의 품질이 떨어지기 때문에 지상면에서 최소 1.5m 위에서 실시하도록하며 특히 용접이음시 사용되는 말뚝의 길이는 최소 3m 이상이 되도록 한다.

아크용접이음은 CO₂ 용접보다 충격강도가 낮지만 비파괴검사인 초음파 탐상법(UT; ultrasonic test)이나 방사선 투과시험(RT; radiographic test)을 합격하려면 숙련공이 용접을 하여야 하나, 다른 방법에 비하여 일반적으로 가격이 저렴하다.

본 현장의 말뚝이음은 아크용접으로 말뚝이음을 하고 UT 로 품질검사를 실시하였다. 용접부의 이음검사는 UT 검사와 육안검사를 병행하여 실시하도록 하였다. 용접 이음부가 UT 검사에 합격된 경우에도 50 회 항타를 실시한 후 항타를 중지하여 말뚝 용접이음부에 대한 육안검사를 실시하였다. 단, 50 회 항타 이전에 용접 이음부가 지반에 매입되는 경우에는 이음부가 지반으로 매입되기 직전, 항타를 중지하고 이음부를 검사하였다.

나. 선단보강

말뚝 선단보강은 고강도 H 형강 말뚝을 단단한 층에 관입시켜 높은 선단지지력을 얻고자 할 때 사용하는 방법이다. 고강도 H 형강 말뚝은 관입저항력이 작아 선단부와 주변부의 다짐량이 작기 때문에 느슨한 사질토지반에서는 선단지지 말뚝으로 설계 및 시공하여야 한다. 그리고 느슨한 사질토층 아래에 바로 암반이 분포하는 경우 또는 지지층이 얇아 암반층까지 관입시켜야 할 경우에는 말뚝선단보강이 필요하다. 또한 연약 점성토지반 바로 아래에 암반이 분포할 때도 선단지지력 증대 및 선단부 고정을 위한 말뚝선단보강이 필요하다.

그림 6.5 와 6.6 은 고강도 H 형강 말뚝의 선단부에 여러 가지 모양의 플레이트를 용접하여 관입저항력이 말뚝의 전단면에 분포하도록 한 것이다(Tomlinson, 1994)

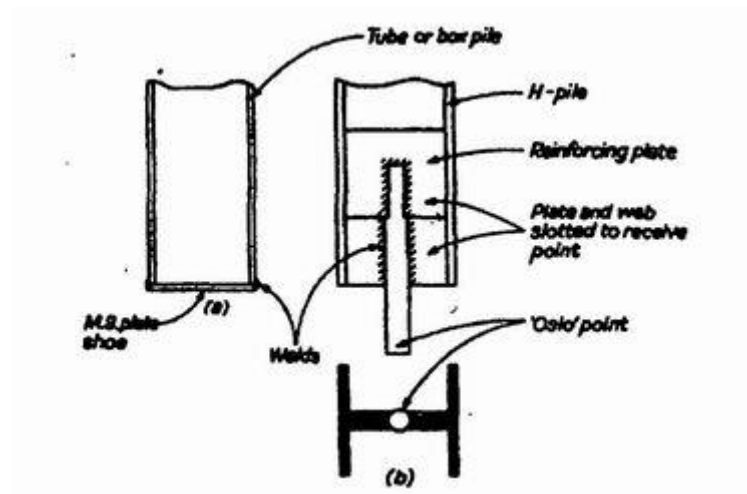


그림 6.5 H 형강 말뚝의 슈형태

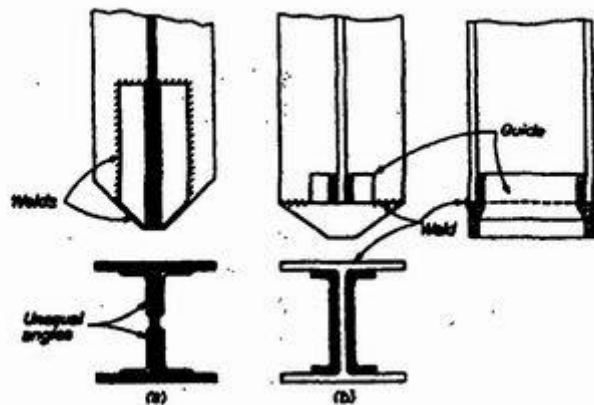


그림 6.6 H 형강 말뚝의 선단보강

말뚝의 선단부에는 항타시 발생 가능한 말뚝 선단부의 변형을 최소화하고 항타 관입력을 증진시키기 위하여 선단보강을 실시하였다. 선단보강은 L 형강과 보강판을 덧대어 용접하였다. 그리고 그림 6.7 과 사진 6.3 은 본 구조물에 사용한 H 형강 말뚝의 선단부 보강을 나타낸 것이다.

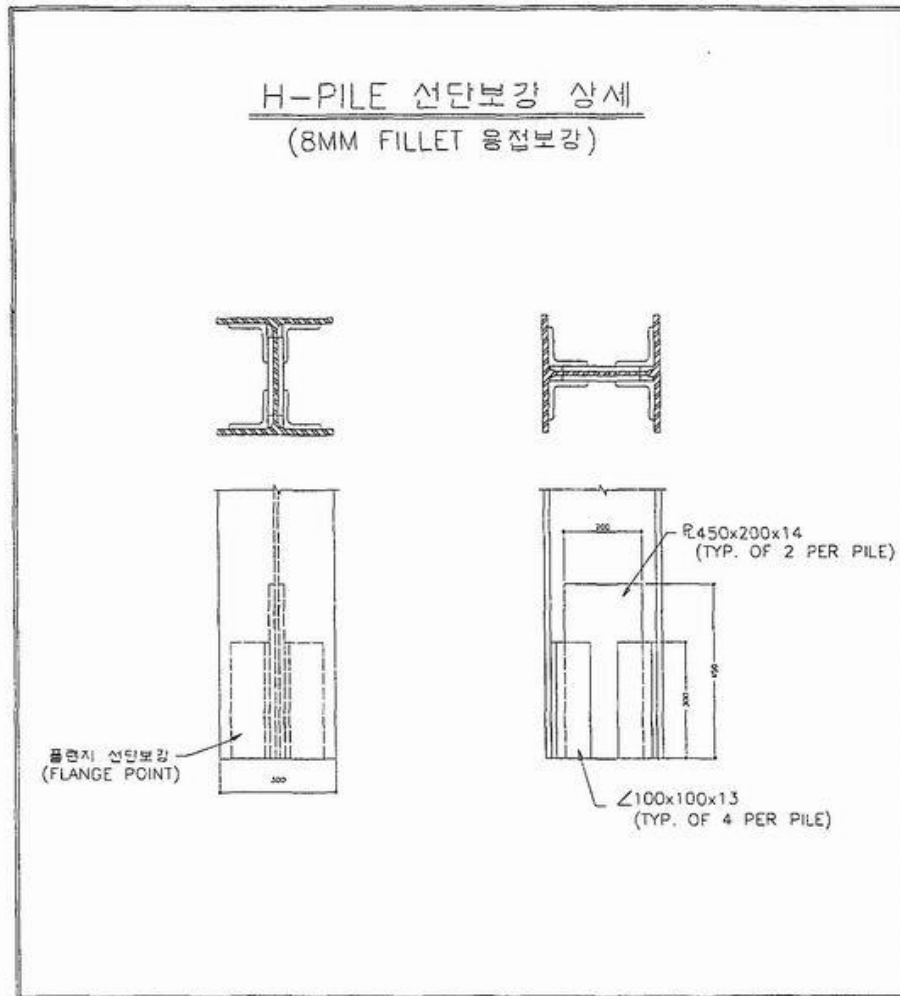


그림 6.7 H 형강 말뚝 선단부의 덧대기 보강 상세도

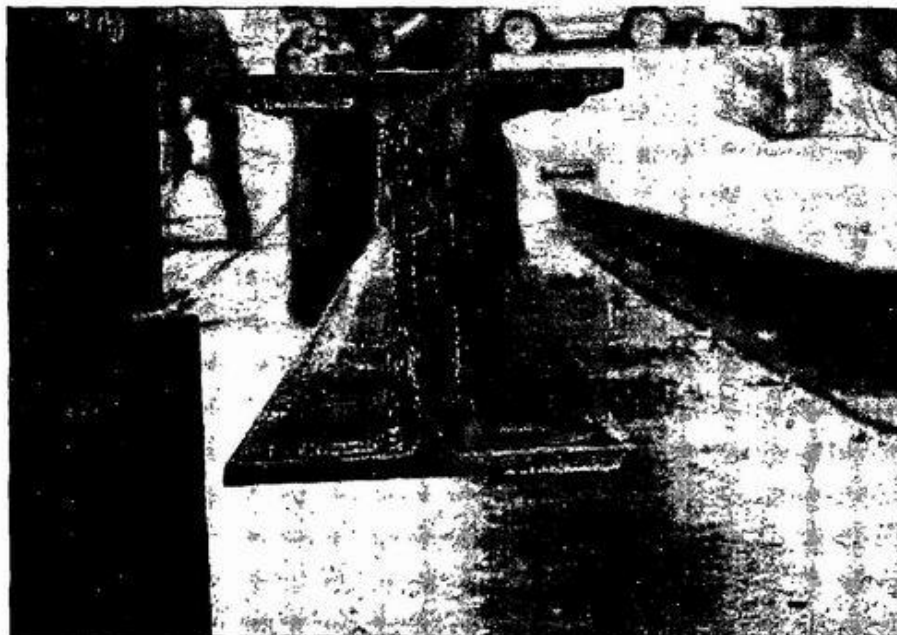


사진 6.3 H 형강 말뚝의 선단보강

6.3.4 교대형식 (Stub Type : 난쟁이 교대)

벽체식 교대(wall type abutment)를 주로 사용하는 일반 조인트 교량과 달리 일체식 교대 교량은 난쟁이 교대(stub type) 형식을 사용한다. 이는 교대 구체의 사하중의 감소, 상부구조 팽창시 교대배면의 수동토압 저하를 가져오므로 온도신축 작용을 효과적으로 처리하기 위한 방법이다. 두동교의 원설계는 높이가 8.5m 에 이르는 매우 큰 단면의 역 T 형 벽체 교대로 설계되어 있으나 이를 단부 격벽(end diaphragm)의 개념을 가진 난쟁이 교대를 적용하여 무조인트 교량으로 설계하였다. 또한 구조 거동상 수동토압에 대한 설계와 단부 격벽의 일체 거동을 보장할 수 있는 철근과 교대 상부의 부모멘트를 대비하여 교대배면의 철근을 연장하여 배치하는 개념을 적용하였다. 이것은 교대 설계시 주동토압 효과만을 고려하는 역 T 형 교대와 상이한 것이다. 따라서 뒤편은 수동토압의 영향을 최소로 하기 위하여 점착력이 작고 내부마찰각이 작은 쇄석 골재를 사용하게 된다. 이는 뒤편에 우수가 침투하여 토압에 영향을 미칠 경우, 교대가 접속 슬래브 방향으로 이동하고자 할 때 이에 저항하는 역할을 하게 된다. 이 영향을 최소화하기 위하여 자연배수가 용이한 골재를 사용하고 교대 배면 하단에는 직경 200mm 의 유공관을 설치하여 침투수를 원활히 배출할 수 있게 하였다.

교대는 하부교대벽체와 상부교대벽체로 나누어 콘크리트를 타설한다. 하부교대 벽체는 H 형강 말뚝을 매입하여 추후 주형을 거치할 수 있도록 만들어지는 교대벽체 부분을 지칭하며 또한 상부교대벽체는 주형을 거치한 후 교대와 주형이 일체화되는 교대부분을 지칭한다. 그림 6.8 과 같이 H 형강 말뚝 시공 후에 하부교대벽체를 타설하고 그 상면에 탄성고무판을 놓고 PSC Beam 을 거치한다. 상부교대벽체를 타설하여 일체화된 교대를 시공한다.

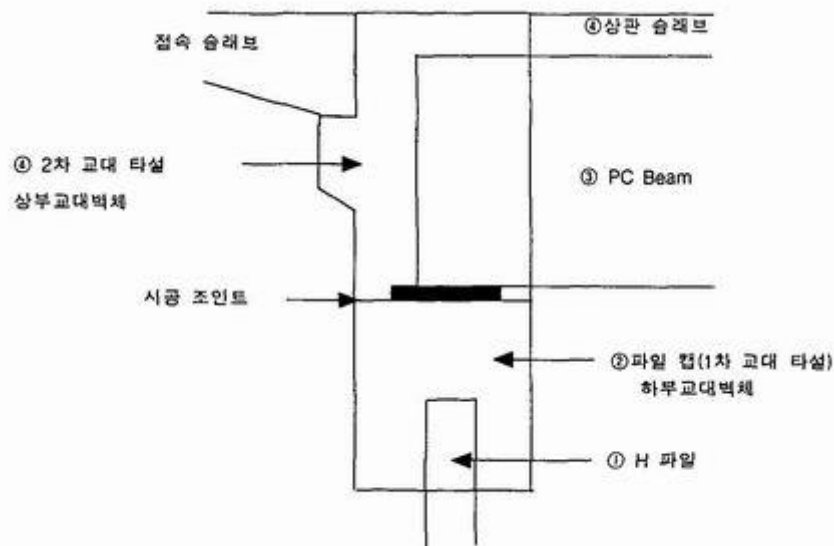
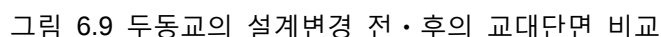


그림 6.8 교대기초의 모식도 및 시공순서

그림 6.9 는 설계변경 전의 두동교(조인트 교량)의 교대와 설계변경 후의 두동교(일체식교대 교량)의 교대를 비교할 수 있도록 실측적과 비슷하게 나타낸 도면이다. 일체식 교대 형식으로 변경된 두동교의 교대 제원이 크게 축소된 것을 알 수 있다.



PSC Beam 은 온도신축 변위에 대한 교대와 접속 슬래브의 저항으로 상부구조에종방향으로 저항력을 발생한다. 따라서 이러한 힘은 PSC Beam 부재에 압축력을 유발하게 되므로 이를 수용하기 위하여 PSC Beam 부재의 연결부에 보강철근을 배근하여 일체성을 확보하였다. 배근을 위한 추가 철근은 PSC Beam 제작시 이를 사전에 배근하여 제작한 후, 이를 절곡하여 PSC Beam 을 거치한 후 연결부를 콘크리트로 타설한다.

두동교의 슬래브 시공은 기존 교량과 별다른 차이점을 나타내고 있지는 않으나 상부의 균열 및 교대의 허용변위를 고려하여 시공하여야 한다. 따라서 각 지간내의 가로보 콘크리트를 타설한 후, 각 지간내 상판 슬래브를 타설한다. 다음 교각부의 가로보와 상판슬래브를 타설하고 교대부 가로보와 상판 슬래브를 주형과 일체로 타설한다.

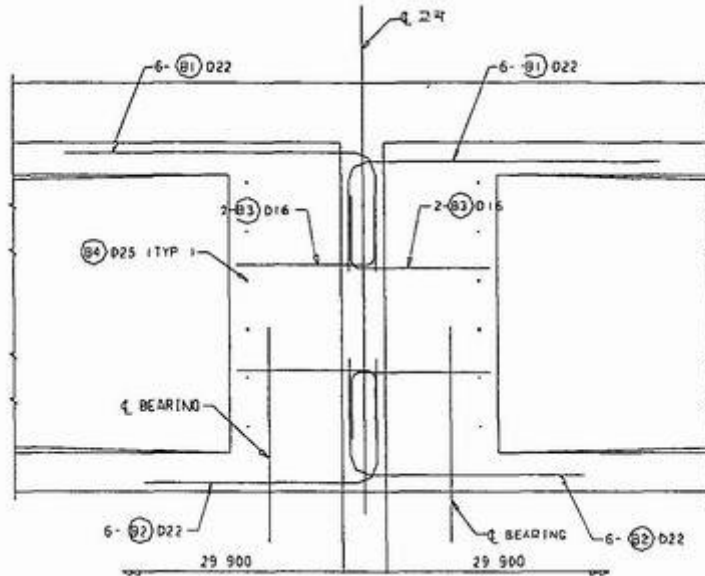
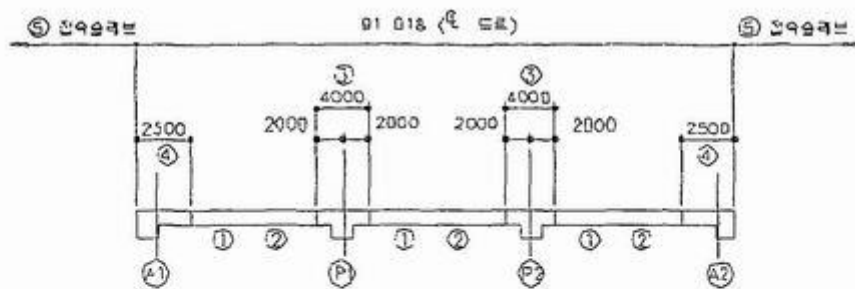


그림 6.10 PSC Beam 의 연결부 추가철근

6.3.7 Cyclic Control Joint

무조인트 교량은 상부구조의 신축 이동량에 대한 변위를 교대와 일체로 시공된접속 슬래브 후면이 위치하는 도로부에서 처리하여야 하므로 접속 슬래브의 끝단에는 계절적인 기후변화로 유발되는 변위에 대한 일종의 조인트가 필요하게 된다. 이러한 온도신축에 따른 교량의 변위를 허용하기 위하여 접속 슬래브와 이동성이 없는 도로부(non-moving roadway)를 분리하여 상호간의 독립적인 거동을 확보하기 위하여 접속 슬래브와 완충 슬래브 사이, 도로 및 연석 사이에 채움재를 충전하여 온도신축이동을 처리하도록 하는 장치가 필요하게 되는데 이것을 바로 Cyclic Control joint 라고 한다.



상부 콘크리트 타설은 다음순서에 의한다.

- ① 각지간내의 가로보 콘크리트 타설
- ② (*) 각지간내 상판 슬래브 콘크리트 타설
- ③ (**) 교각부 기둥보와 상판 슬래브 콘크리트 타설
- ④ (**) 교대부 기둥보와 상판 슬래브 콘크리트 타설
- ⑤ 접속슬래브 타설
- (*) 기둥보는 상판 슬래브 타설전 잠금 완료
- (**) 콘크리트 타설 ② 시공후, 당일에 즉시 타설가능
그러나 ② 타설후 1주일후에 추가

그림 6.11 상부슬래브 콘크리트 타설순서

6.4 시공현황

6.4.1 공사 개요

이 절에서는 두동교가 시공되는 과정을 시공 공정에 따라 1998 년 8 월부터 시작된 교각기초 터파기부터 1999 년 11 월 현재까지 진행되고 있는 PSC Seam 제작 단계까지 두동교의 시공 공정을 간략한 설명과 사진을 첨부하여 소개하고자 한다. 대전-통영간 고속도로 13 공구의 당초 준공 예정은 금년(2000 년) 12 월이었으나 IMF 사태 등 국내 경기의 악화로 인하여 공기가 6 개월 연장되어 준공일이 2001 년 6 월으로 지연되었다. 따라서 두동교의 전체적인 공정 또한 지연되어 올해 12 월에 준공 예정이었던 두동교의 준공은 내년(2000 년) 중반기가 될 것으로 판단된다.

현재까지 두동교의 시공은 아래의 표에서와 같이 공정계획에 따라 순조롭게 진행되어 하부 교대벽체 시공 및 PSC Beam 거치까지 시공을 완료하였으며 상판 시공 및 기타 추가 공정은 내년 초 시작되어 중반기에 종료 예정이다.

6.4.2 시공 전

두동교의 위치는 경남 함양군 지곡면 평촌리 상개평마을에 위치하고 있으며 13 공구 STA.3+500.300~STA.3+589.700 의 3 경간 연속 PSC Beam 교로 시공되고 있다. 두동교공사의 착공전 상개평마을에서 두동마을을 잇는 폭 3m 정도의 비포장도로가 있었으며 주위 계곡으로부터 흐르는 하천을 통과하는 길이 약 6m, 폭 2m 정도의 철근콘크리트 라멘형식의 구(舊)두동교가 있었다. 지반은 주로 풍화잔류층, 풍화암, 연암으로 구성되어 있다.

표 6.4 두동교 시공 공정 4B

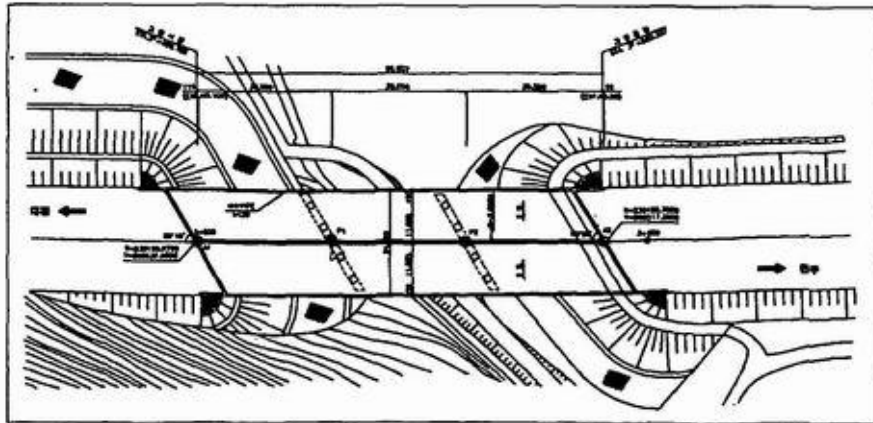
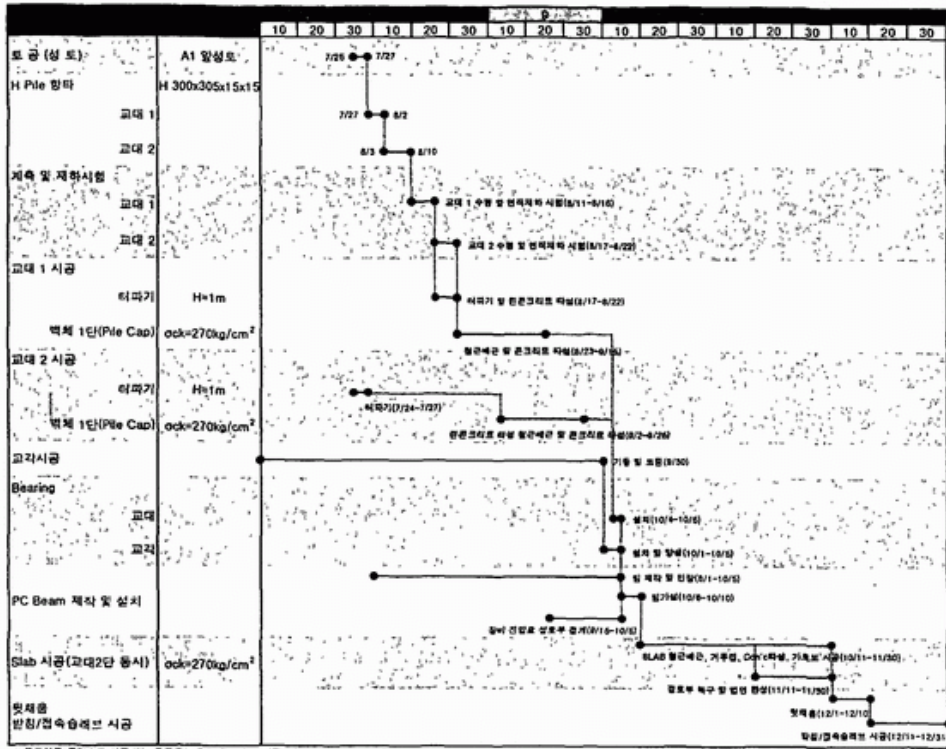


그림 6.12 두동교 평면도

사진 6.4 는 두동교 · 시공 전 전경으로 멀리 보이는 흰색 깃발은 교각 2(통영방향)의 중심선이 위치할 곳을 나타내고 있으며 앞쪽의 흰색 깃발은 교각 1 번(대전방향)의 중심선이 위치할 곳을 나타내고 있다.



사진 6.4 두동교 시공 전 모습

6.4.3 교각 기초

가. 교각 2 기초

교각 2의 기초형식은 직접기초이며 교각이 위치하는 지점에서 지반을 굴착하여 충분한 지지력을 확보한 풍화암층을 확인한 후 기초 저면의 평탄성 확보를 위하여 버림콘크리트(Lean 콘크리트, $\sigma_{ck}=150\text{kg/cm}^2$)를 타설하고 그 위에 교각기초 및 기둥을 시공하였다.

교각 2의 터파기 작업을 설계도면 및 지질보고서에 나타난 바와 같이 원지반 아래로 약 7.2m 까지 굴착하였다. 평탄성 확보를 위하여 파워쇼벨로 지반면 고르기를 실시하여 매우 양호한 평탄성을 확보하였으며 지반의 지지력을 확인하기 위하여 평판재하시험을 수행하였으며 매우 양호한 지지력이 확인되었다(5.2 절 참조). 지반면을 모두 처리한 후, 평탄한 지반 상부로 약 10cm 두께로 Lean 콘크리트를 타설하고 교각 공사 기준점을 설치하여 교각 기초철근 배근작업을 수행하였으며 기초 콘크리트를 타설하였다. 사진 6.5는 교각 2가 위치할 곳의 터파기 공사를 진행하고 있는 모습과 Lean 콘크리트 타설을 완료한 모습을 나타내고 있다.

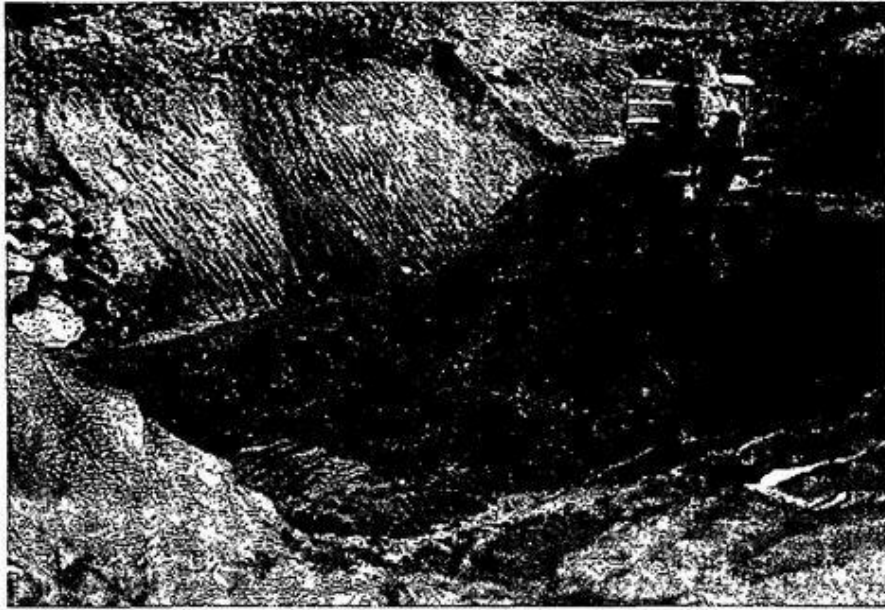


사진 6.5 교각 2의 기초 터파기를 수행하고 있는 모습

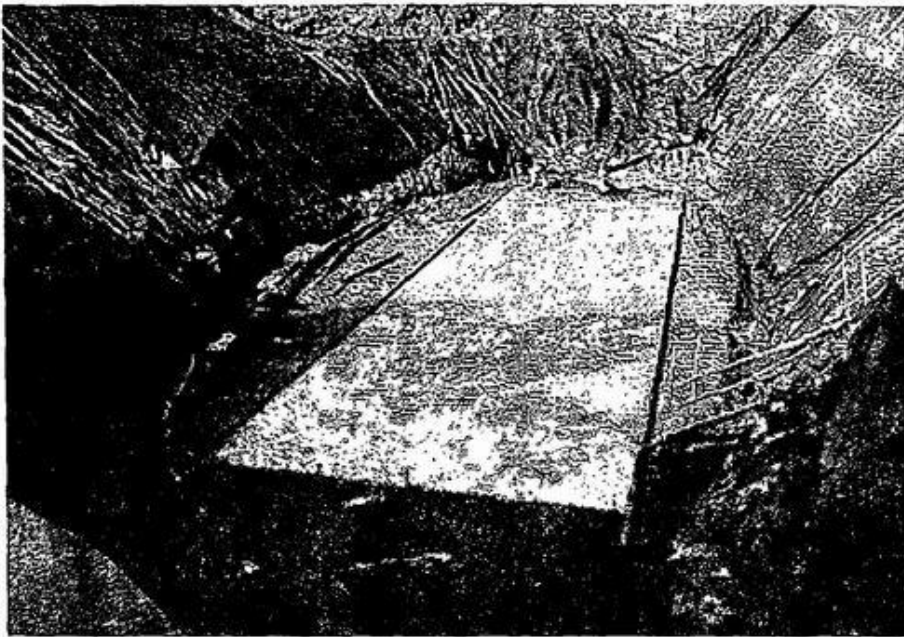


사진 6.6 교각 2의 Lean 콘크리트 타설을 완료한 모습

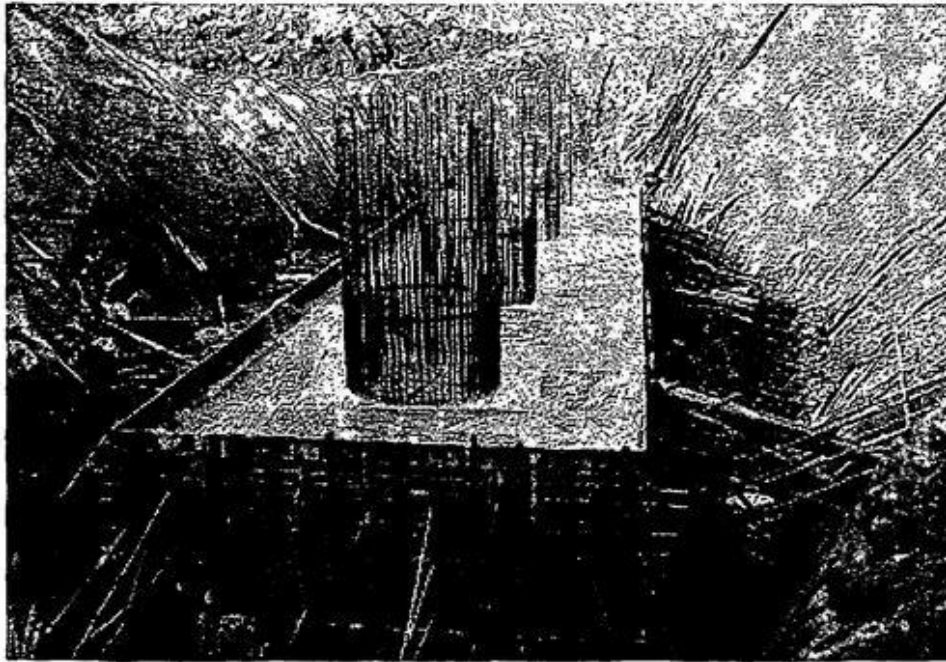


사진 6.7 교각 2의 기초 콘크리트를 양생하고 있는 모습

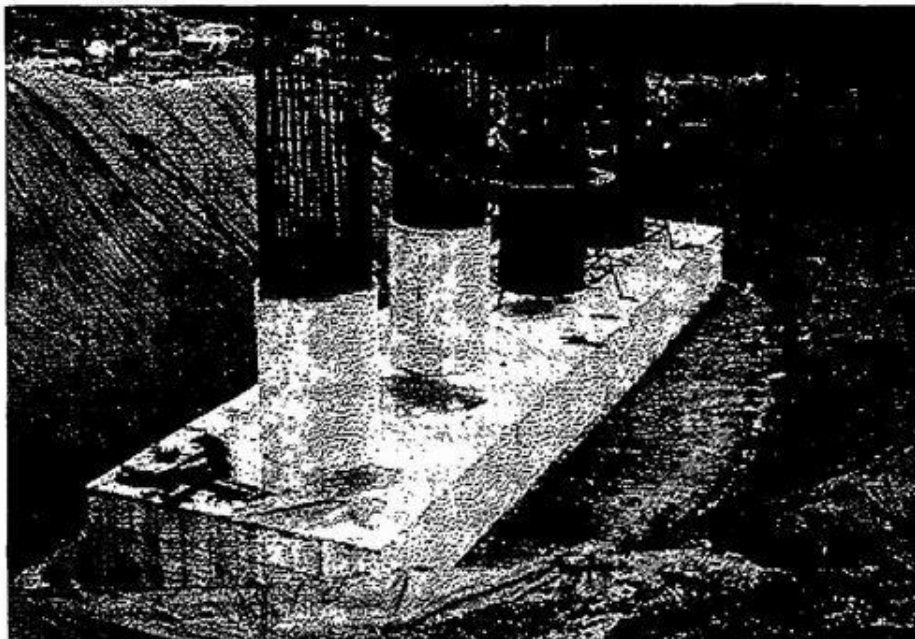


사진 6.8 교각 2의 기둥 하단부 콘크리트 타설이 진행되고 있는 모습

나. 교각 2 기초

교각 1 번의 교각 기초형식도 교각 2 와 동일한 직접기초 형식을 취하고 있다. 따라서 교각 2 에서 수행되었던 동일한 공정으로 공사가 수행되었다. 터파기의 깊이는 당초 설계도면 상 원지반 아래로 4.5m 정도를 굴착하여 풍화암층에 교각기초를 안치하도록 되어 있었으나 실제 터파기 공사 수행과정에서 당초 설계 지반면보다 0.386m 추가로굴착한 지반에서 안정된 풍화암이 발견되었으며 상행선과 하행선의 암층면이 다소 불균형하게 확인되었다. 굴착 후 지반의 지지력을 확인하기 위하여 교각 2 와 동일한 평판재하 실험을 실시하였으며 만족할 만한 지지력이 확인되었다.(5.2 절 참조)

그러나 교각 1의 교각기초 지반면은 교각 2에서 시공된 지반면과 비교할 때 다소 평탄하지 않게 굴착되었으며 앞서 언급한 바와 같이 설계상의 굴착면보다 약 0.386m를 추가굴착했었으므로 지반의 지지력에는 문제가 발생하지 않았으나 교각기초 작업을 위한 평탄성 확보 및 추가로 굴착된 지반의 높이를 보정하기 위하여 38.6cm로 교각기초 지반 위에 매스(mass) 콘크리트($\sigma_{ck}=210\text{kg/cm}^2$)를 타설하였다.

사진 6.9는 교각 1의 터파기 공사가 진행중에 있는 모습과 매스 콘크리트로 타설한 교각기초 콘크리트의 모습을 나타내었다.

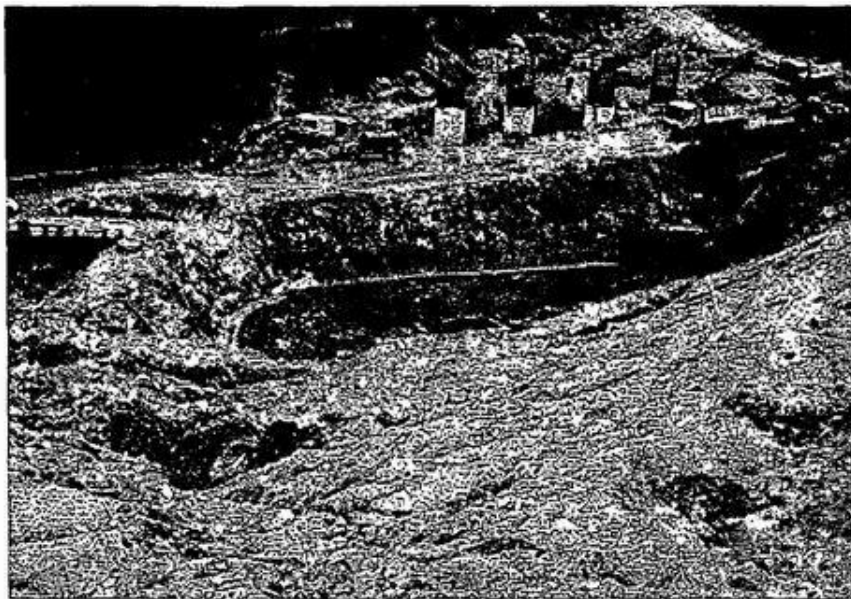


사진 6.9 교각 1의 터파기 공사가 진행중에 있는 모습

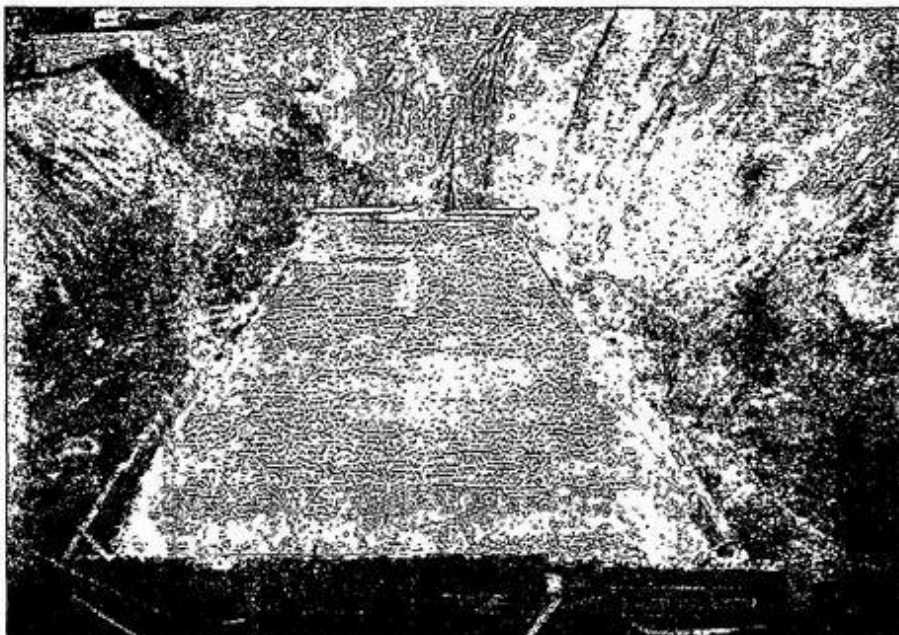


사진 6.10 교각 1 기초부 매스 콘크리트 타설 완료 전경

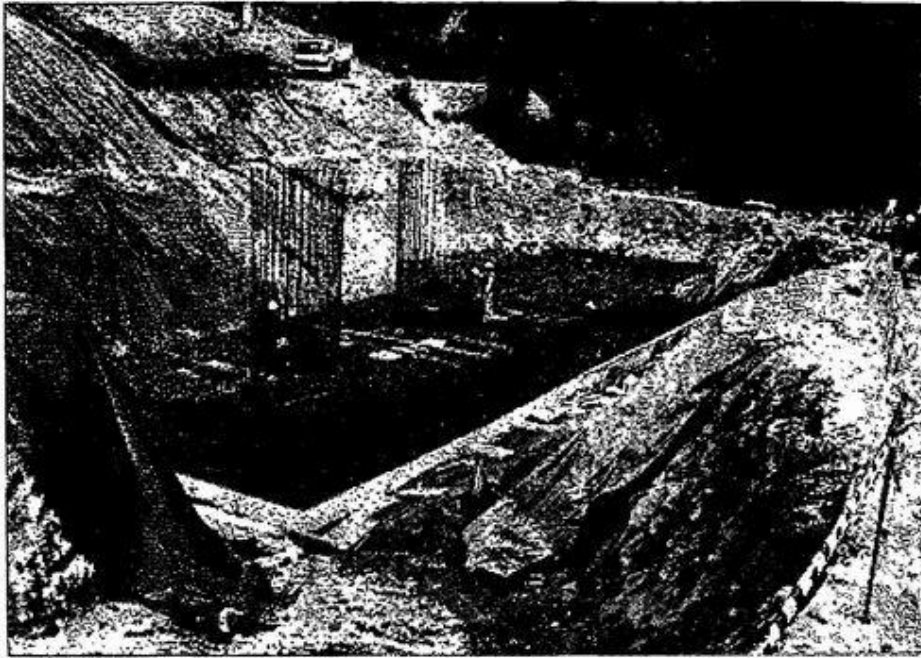


사진 6.11 교각 1의 기초 콘크리트의 철근 배근이 완료된 모습

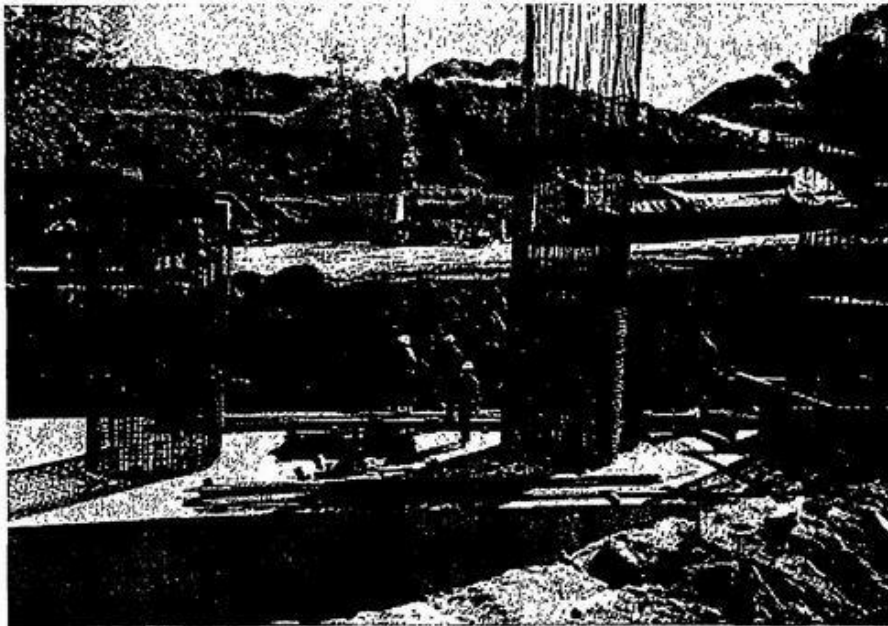


사진 6.12 교각 1, 2의 기초부 시공 전경(교각 1에서 바라본 모습)

6.4.4 교대 성토

교대의 성토 작업은 사진 6.13 과 같이 교각기초의 되메우기 작업을 실시 후 기둥 하단부 공사와 동시에 실시하였다. 성토시 사용된 재료는 한국도로공사 시방 규정에준하는 재료로서 추후 교대 H 형강 말뚝의 원활한 시공을 위하여 잡석을 모두 제거한 양질의 토사를 사용하였으며 다짐시 각 층당 매회 다짐시험을 수행하였다.

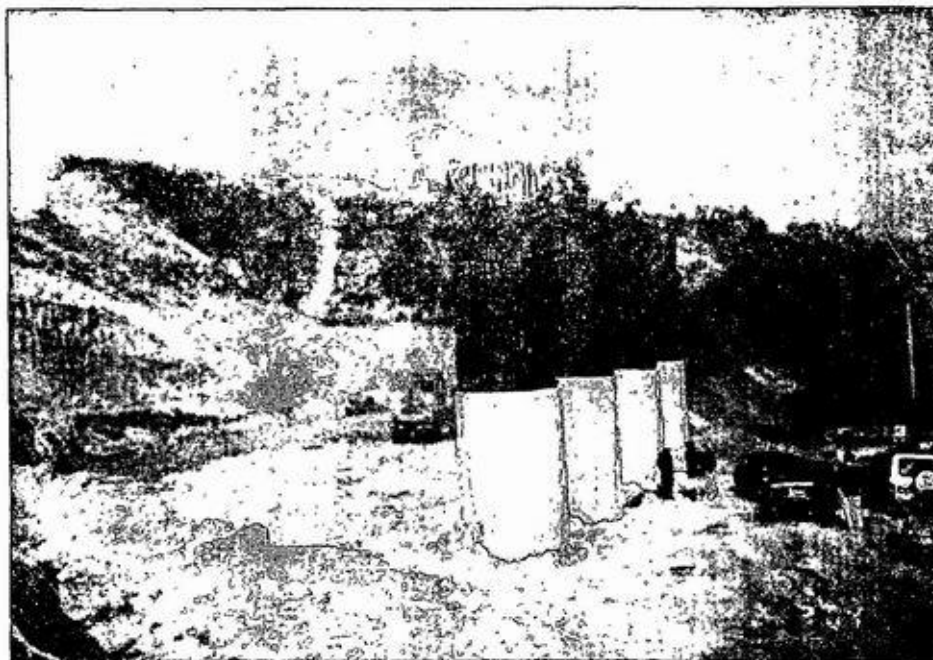


사진 6.13 교대 1의 성토작업 진행(1)

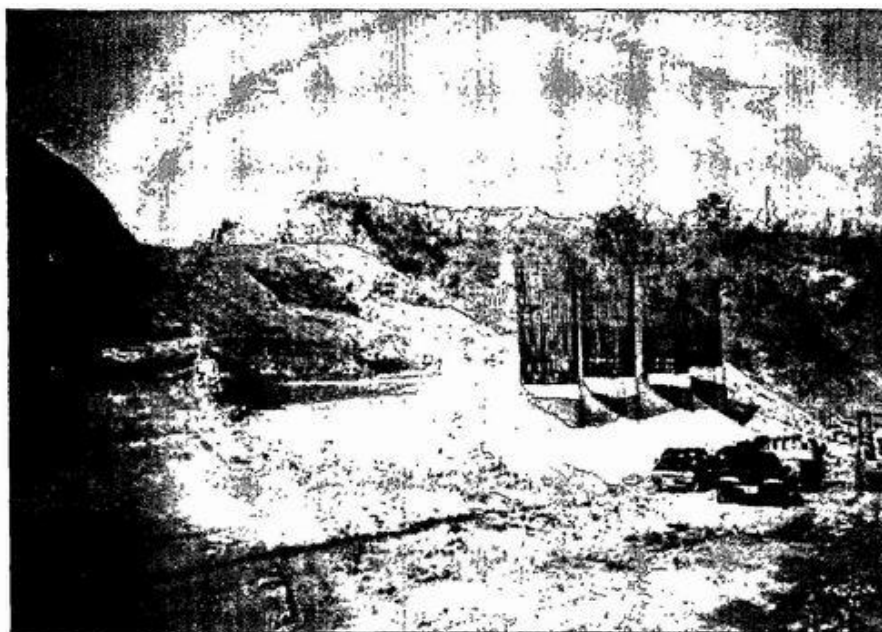


사진 6.14 교대 1의 성토작업 진행(2)



사진 6.15 교대 2의 성토작업 진행(1)

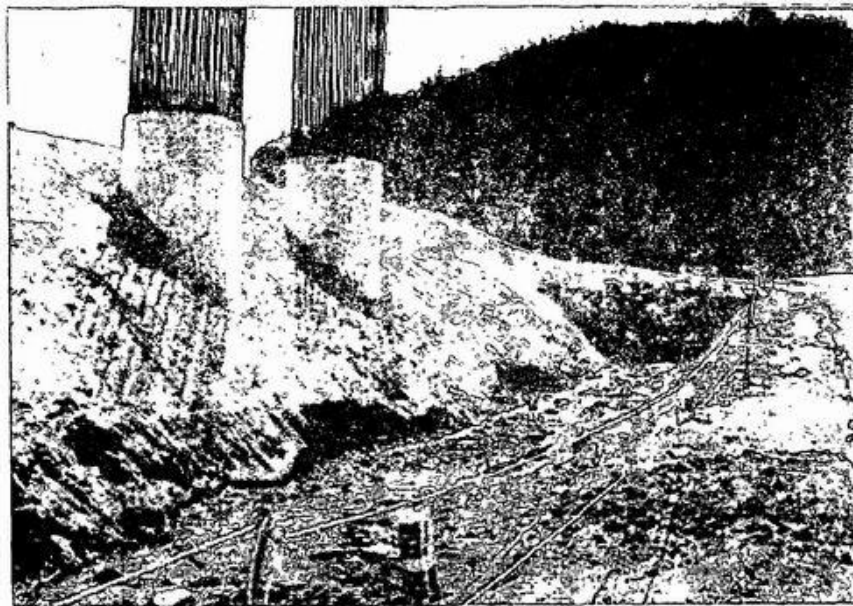


사진 6.16 교대 2의 성토작업 진행(2)

교대부의 성토작업은 앞서 언급한 바와 같이 교각기초 및 기둥 하단부의 공사가 완료된 후 실시하였으므로 성토다짐 하중에 의한 교각의 이동이 염려되었다. 이에 두동교의시공지침서에 명시된 바와 같이 성토공정 진행과정 및 성토작업 완료 후 1 개월 동안 교각의 이동성 여부를 확인하기 위하여 교각 측벽에 반사경을 부착하여 측량을 실시하였다. 측량 실시 결과, 성토공정에 인하여 교각에 어떠한 영향도 발생하지 않았음이 확인되었다.

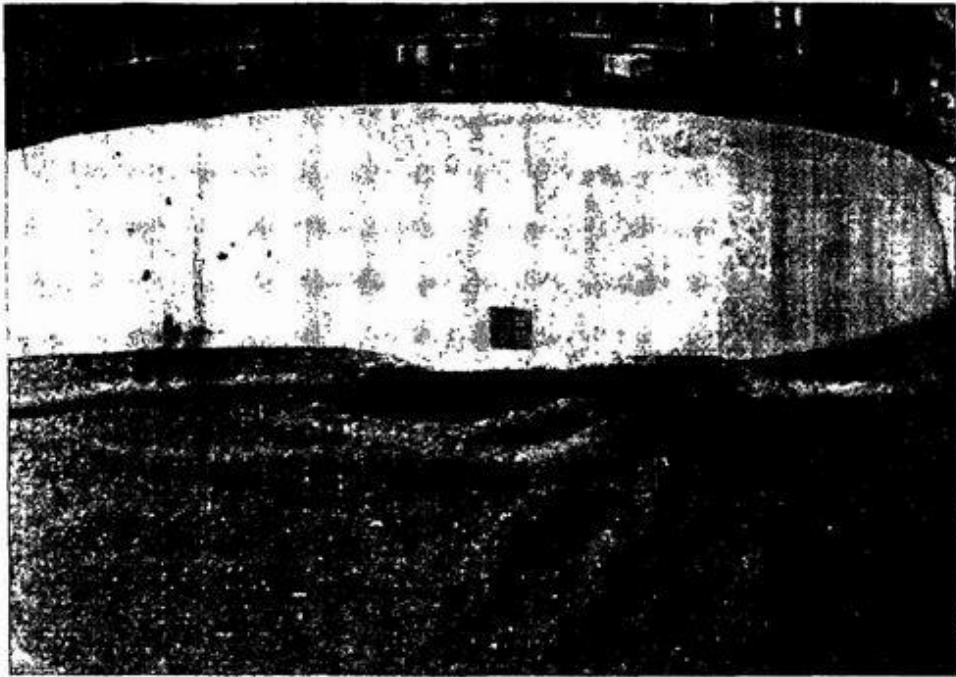


사진 6.17 교각의 이동 유무 확인을 위하여 반사경을 교각 측벽에 부착한 모습
표 6.5 두동교 교각 변위량 측정대장

두 동 교 교 각 변 위 량 측 정 표

구 분 일 자	P1				P2				비 고
	상행선		하행선		상행선		하행선		
	L	dL	L	dL	L	dL	L	dL	
99.03.16	74.601	0.000	77.536	0.000					위치도(1)
04.03	74.601	0.000	77.536	0.000					
04.16	74.600	-0.001	77.535	-0.001	41.179	0.000	38.722	0.000	
04.21	74.600	-0.001	77.536	0.000	41.179	0.000	38.722	0.000	
04.28	74.601	0.000	77.535	-0.001	41.178	-0.001	38.721	-0.001	
05.05	74.600	-0.001	77.535	-0.001	41.179	0.000	38.721	-0.001	
05.12	74.600	-0.001	77.535	-0.001	41.178	-0.001	38.721	-0.001	
05.19	74.601	0.000	77.536	0.000	41.178	-0.001	38.720	-0.002	
05.25	74.600	-0.001	77.535	-0.001	41.178	-0.001	38.721	-0.001	
05.31	74.599	-0.002	77.534	-0.002	41.177	-0.002	38.720	-0.002	
- 측정 위치 및 기준점 변경 -									
06.01	77.612	0.000	79.326	0.000	44.876	0.000	42.236	0.000	위치도(2)
06.03	77.611	-0.001	79.325	-0.001	44.876	0.000	42.236	0.000	
06.05	77.612	0.000	79.326	0.000	44.876	0.000	42.235	-0.001	
06.07	77.612	0.000	79.325	-0.001	44.875	-0.001	42.235	-0.001	
06.09	77.613	0.001	79.326	0.000	44.877	0.001	42.236	0.000	
06.11	77.611	-0.001	79.324	-0.002	44.875	-0.001	42.235	-0.001	
06.14	77.612	0.000	79.325	-0.001	44.876	0.000	42.235	-0.001	
06.18	77.612	0.000	79.325	-0.001	44.876	0.000	42.236	0.000	
06.20	77.611	-0.001	79.326	0.000	44.876	0.000	42.236	0.000	
06.22	77.612	0.000	79.325	-0.001	44.875	-0.001	42.236	0.000	
06.24	77.611	-0.001	79.324	-0.002	44.875	-0.001	42.235	-0.001	
06.26	77.611	-0.001	79.325	-0.001	44.875	-0.001	42.235	-0.001	
06.29	77.611	-0.001	79.325	-0.001	44.875	-0.001	42.235	-0.001	
07.02	77.612	0.000	79.325	-0.001	44.875	-0.001	42.236	0.000	
07.05	77.611	-0.001	79.325	-0.001	44.875	-0.001	42.235	-0.001	
07.08	77.611	-0.001	79.325	-0.001	44.875	-0.001	42.235	-0.001	
07.11	77.611	-0.001	79.325	-0.001	44.875	-0.001	42.235	-0.001	
07.14	77.610	-0.002	79.324	-0.002	44.875	-0.001	42.234	-0.002	
07.17	77.611	-0.001	79.325	-0.001	44.875	-0.001	42.235	-0.001	
99.07.20	77.610	-0.002	79.325	-0.001	44.875	-0.001	42.235	-0.001	
99.07.23	77.611	-0.001	79.325	-0.001	44.874	-0.002	42.234	-0.002	
99.07.25	77.611	-0.001	79.325	-0.001	44.875	-0.001	42.235	-0.001	

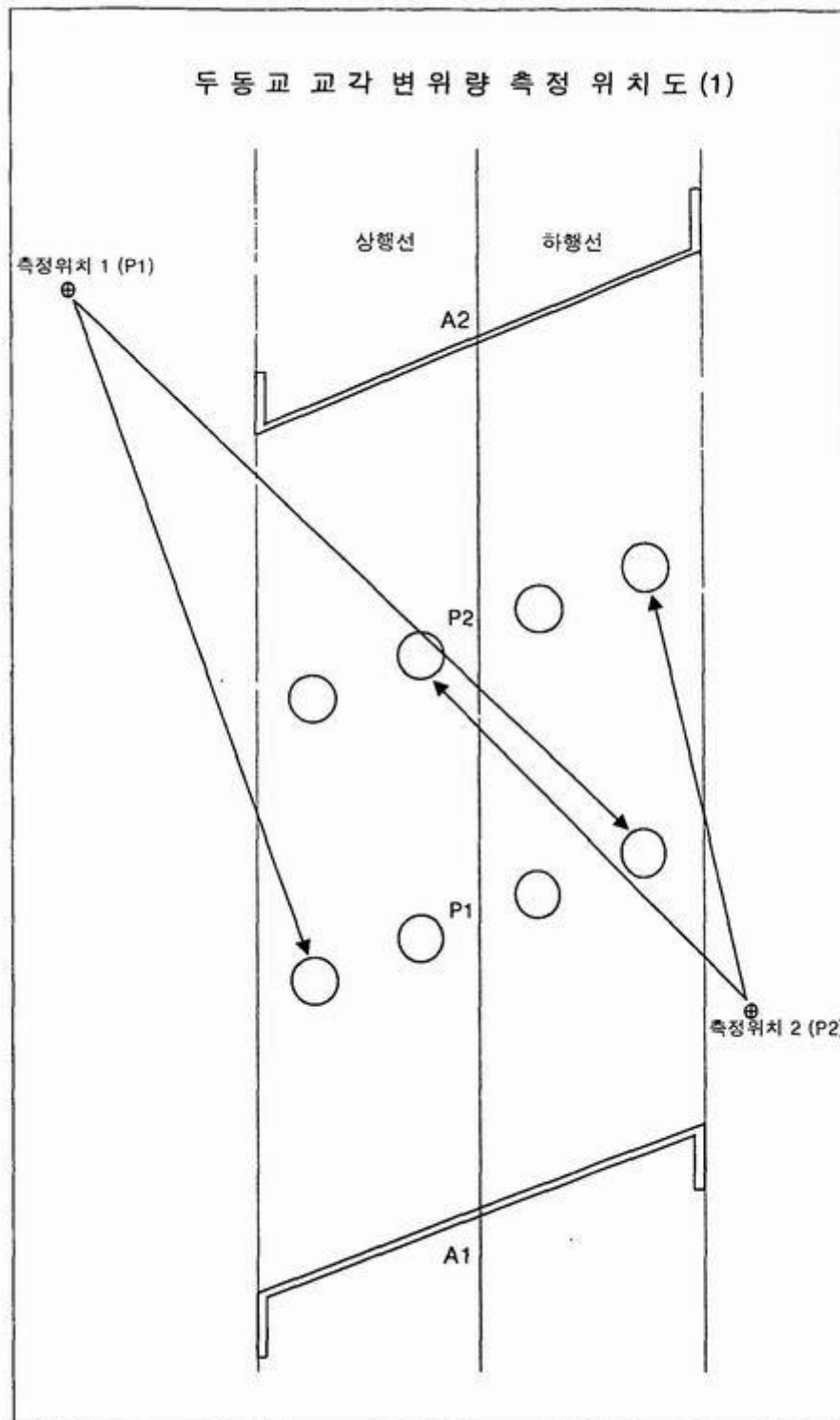


그림 6.13 두동교 교각 변위량 측정 위치도(1)

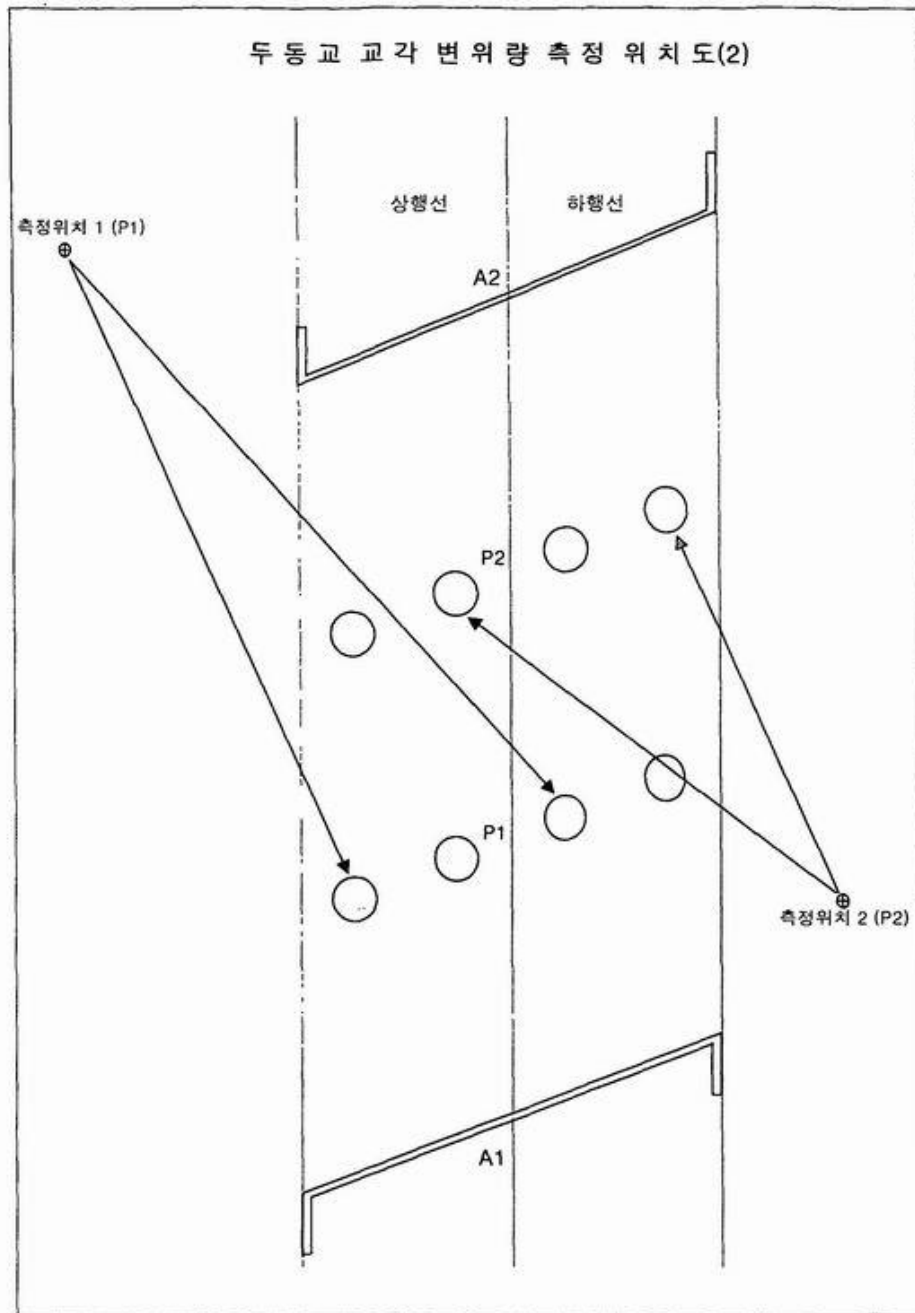


그림 6.14 두동교 교각 변위량 측정 위치도(2)

6.4.5 교각 기둥 및 코핑부 시공

두동교 교각 기둥 및 코핑부의 시공은 일반 교량과 비교시 특별한 공정이 없으며 기존 시공 방법을 그대로 이용하여 시공하였다. 그러나 교각 코핑에 거치되는 PSCBeam Pedestal 콘크리트 및 전단 블록(shear key) 시공 등 일반 시공법과 다소 상이한부분이 존재하였다.

일반적으로 베어링 기초 콘크리트의 시공법은 교각 코핑 타설후 베어링 하부 플레이트를 설치하기 위하여 콘크리트 타설면 높이를 대략 시공하여 베어링 하부 플레이트를 설치한 후

무수축 몰탈을 사용하여 고정 시공하는 방법을 사용하였다. 그러나 두동교에서는 PSC Seam 거치시 하부 플레이트를 사용하지 않고 콘크리트 상면에 바로 탄성받침을 설치한다. 따라서 베어링 하부 플레이트를 설치하기 위한 번거로운 공정이 생략되었다. 그러나 앞서 기술한 바와 같이 베어링 기초 콘크리트의 타설면이 바로 PSC 빔을 거치시키기 위한 탄성고무판 설치의 기준이 되므로 콘크리트 타설시 콘크리트 수축을 고려하여 정확한 높이를 확보하여 시공하여야 한다.

일체식 교대 교량은 주형이 교대로 일체로 시공되는 점을 이용하여 교각 지점에 간단한 콘크리트 전단 블록을 설치하여 횡방향 변위를 제어하고 지진시, PSC Beam 의 탈락을 방지하는 두 가지 역할을 수행하도록 하였다. 콘크리트 전단블록은 사진 6.19 와 같이 교량 중앙부(중앙분리대 부분)부근에 상, 하행선 각각 2 개소에 설치하기 위하여 사전에 철근을 배근하여 시공하였다.

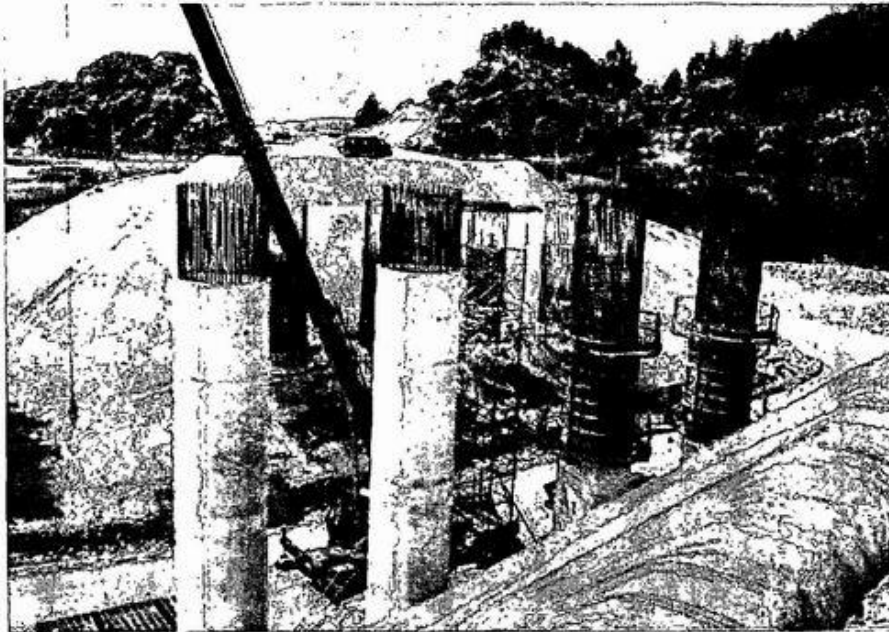


사진 6.18 교각 기둥의 콘크리트 양생 모습

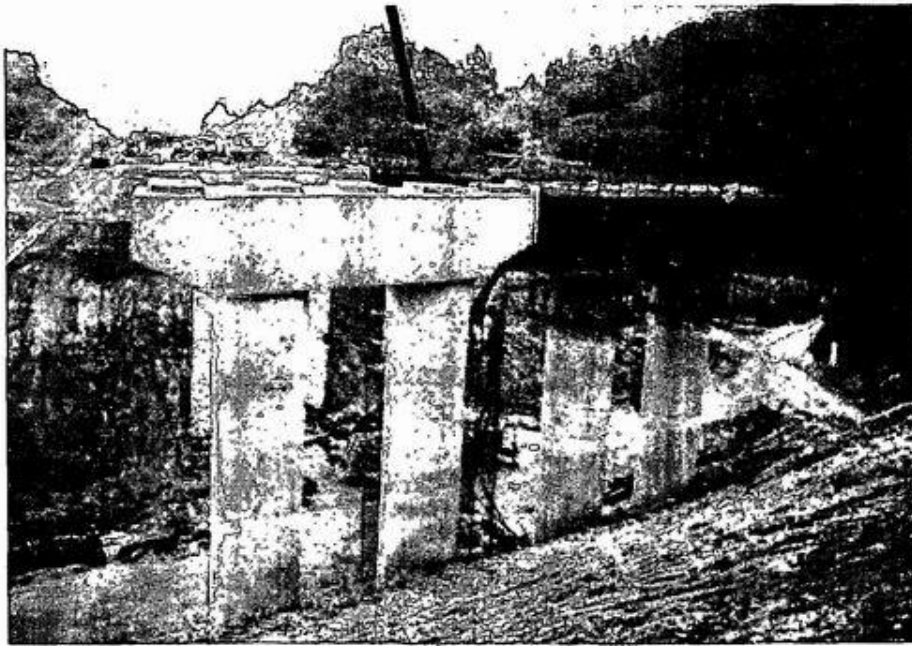


사진 6.19 교각 1의 코핑부 콘크리트 양생 중인 모습



사진 6.20 교각 1의 코핑부 콘크리트 양생 완료 모습

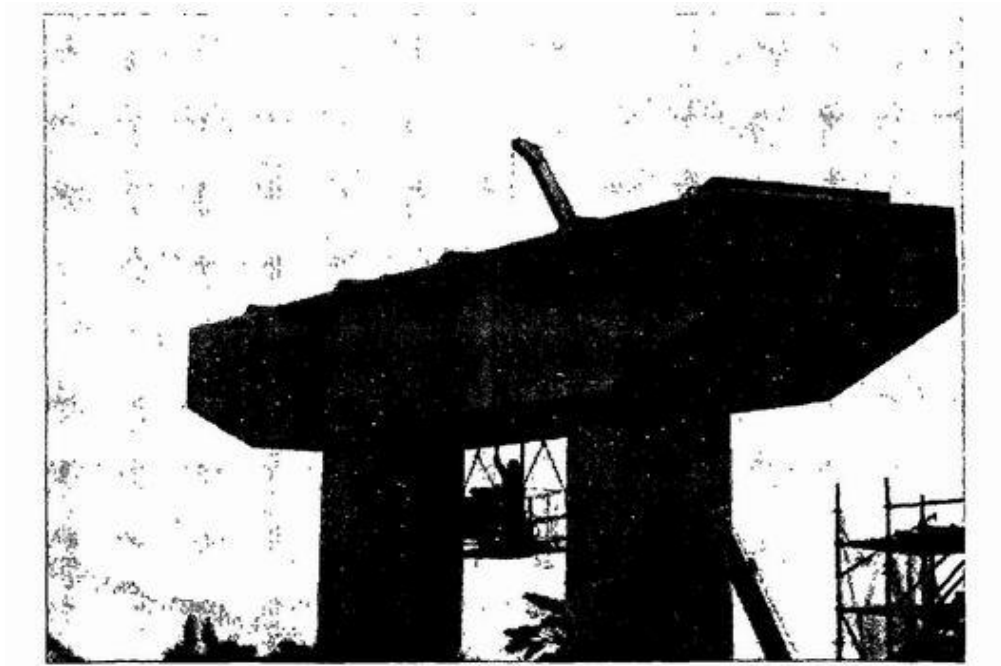


사진 6.21 시공 완료된 교각 코핑부의 확대 모습

6.4.6 말뚝항타 및 재하시험

무조인트 교량은 상부구조(상판 및 주형)와 하부구조(교대)가 일체로 연결되어있는 교량을 의미한다. 따라서 온도에 의한 신축변위를 신축이음장치와 베어링을 패신하여 하부구조가 유연하게 변위를 허용하므로 무조인트 교량의 거동이 성립하게 된다이러한 변위를 허용하기 위하여 두동교의 교대 말뚝은 H 말뚝 일렬로 시공하였다. 이는말뚝의 유연성을 최대한 이용하기 위함이며 이러한 이유로 H 말뚝을 일렬 약축으로 항타하였다.

말뚝 거동의 계측을 위하여 말뚝 복부 및 플랜지에 계측기를 매설하였다. 말뚝에 부착되어 매설된 계측기의 종류로는 변형율계(weldable strain guage 및 bondable straininguage), 경사계가 있으며 변형율 게이지 부착의 시공 모습은 아래의 사진 6.22 과 같다.

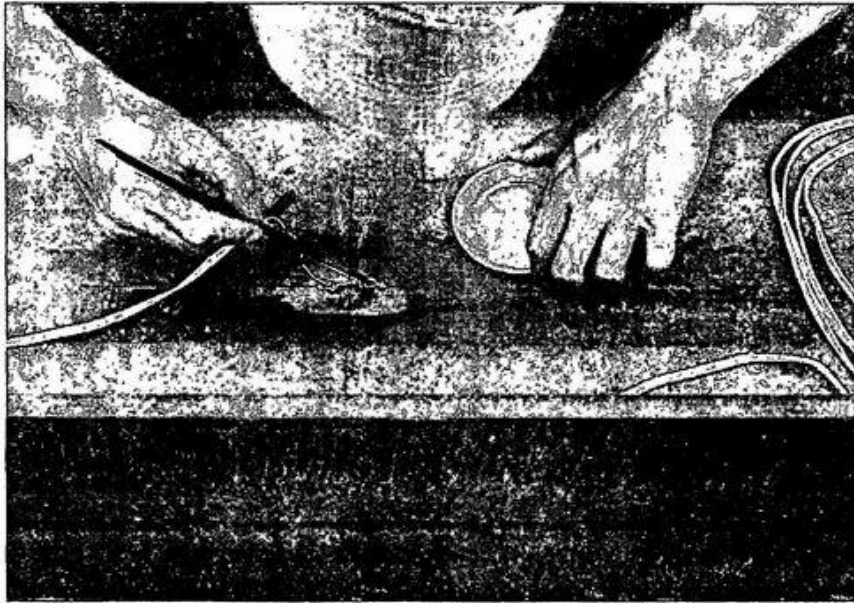


사진 6.22 변형율 게이지 부착 모습

말뚝 항타시 게이지에 전해지는 충격으로부터 게이지를 보호하기 위하여 게이지의 연결선은 2 개의 너트를 말뚝에 용접하여 그 사이를 통과시켜 시공하였다.

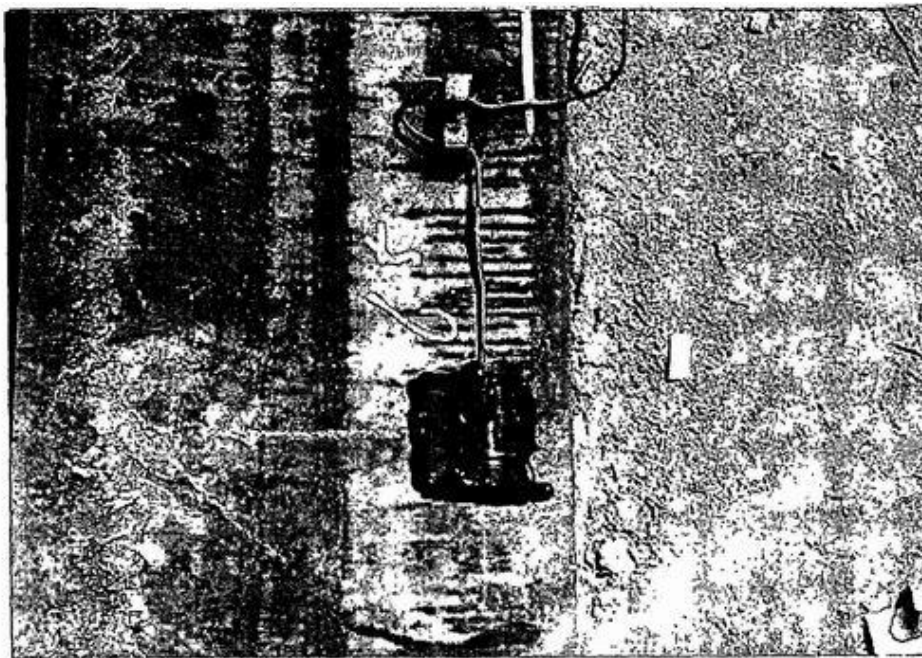


사진 6.23 변형율 게이지 부착

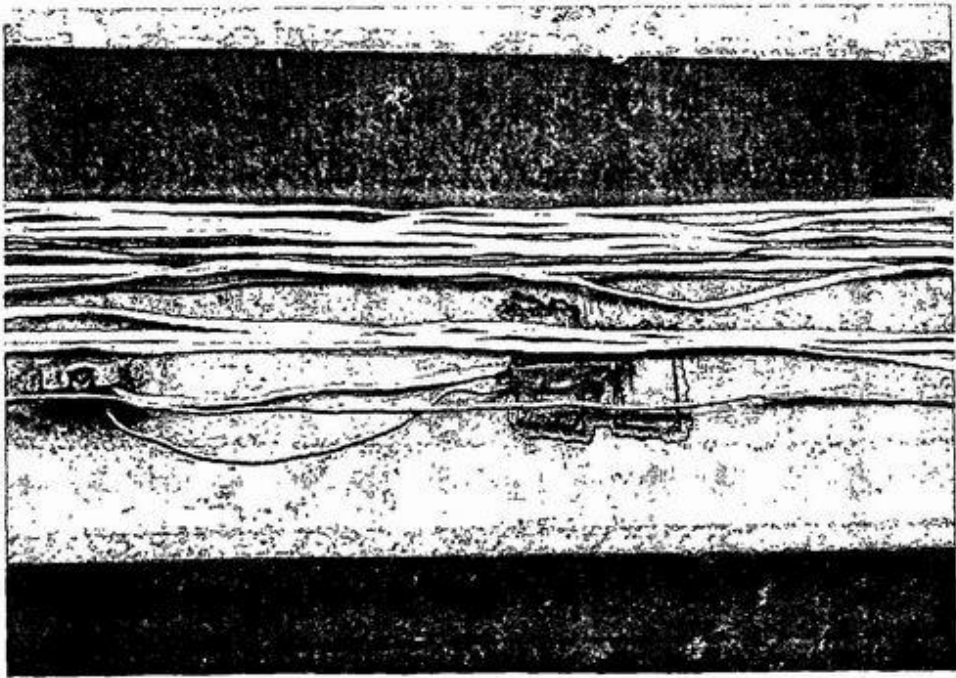


사진 6.24 게이지 부착

말뚝 향타시 모든 말뚝의 이음에 대하여 비파괴 검사(초음파 탐상법)를 수행하였다. 비파괴 검사 결과를 통과한 말뚝에 한하여 향타 작업을 수행했음을 물론이고 말뚝 용접부위가 지면에 향타되기 전 지상에서 1m 상부 높이에서 모든 말뚝의 용접 상태를 육안으로 확인하여 이상이 없는 것을 확인한 후 향타 작업을 계속 실시하였다.



사진 6.25 말뚝 용접부의 비파괴 검사

말뚝향타시 말뚝의 지지력의 확인을 위하여 동재하시험을 수행하였다. 동재하시험에 관한 내용은 본 보고서 7-8 장에 자세히 언급하였다.

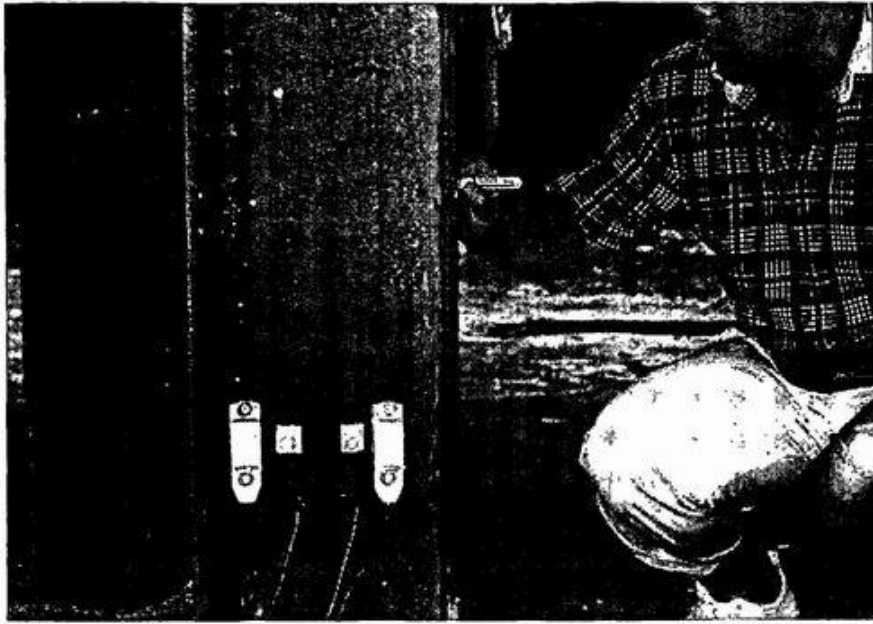


사진 6.26 동재하시험을 위한 계측기 부착 모습

말뚝 항타 후 H 형강 말뚝의 주변 폐색효과에 따라 지표면에서 일정한 깊이 만큼 말뚝주변에 함몰이 발생하였다. 발생한 함몰부분은 미국 시공 자문결과에 따라 마른 모래채움과 적절한 손다짐을 실시하였다.(6.4.9 절)

(사진 6.27)

말뚝의 항타는 시공절차서에 명시된 바와 같이 교대부 성토가 모두 완료된 시점에서충분한 침하가 진행된 후 항타를 시작하는 것이 바람직하므로 교대 성토부의 공정이 모두 완료된 후 항타 작업을 실시하였다. 말뚝 항타 및 말뚝 항타에 관한 모든 시공절차에 관한 시공절차는 미국 5&N 사의 시공자문단 기술자들의 기술자문을 통하여 충분한안전성을 검증한 후 수행되었다.

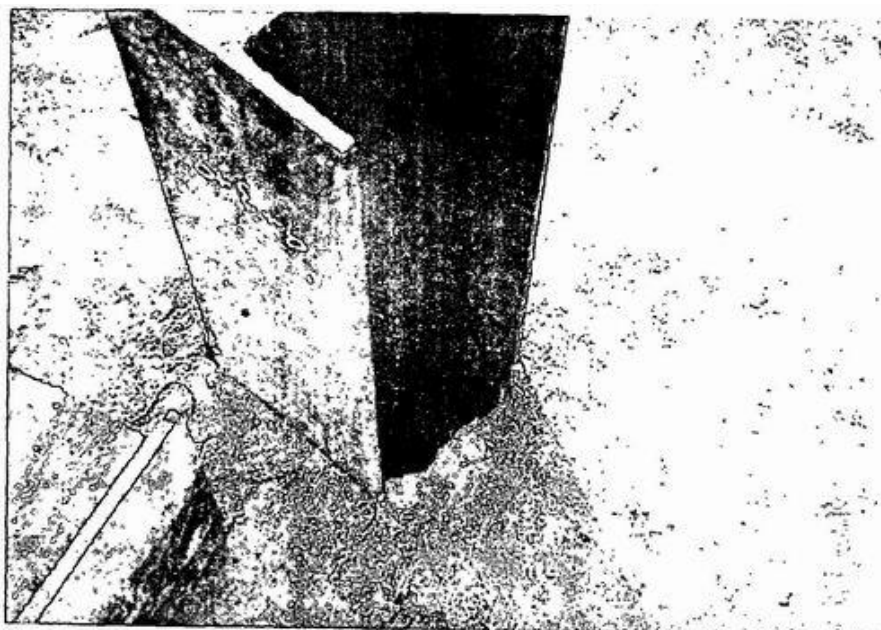


사진 6.27 말뚝 항타 후 말뚝주변에 발생한 함몰(모래 채움 전)

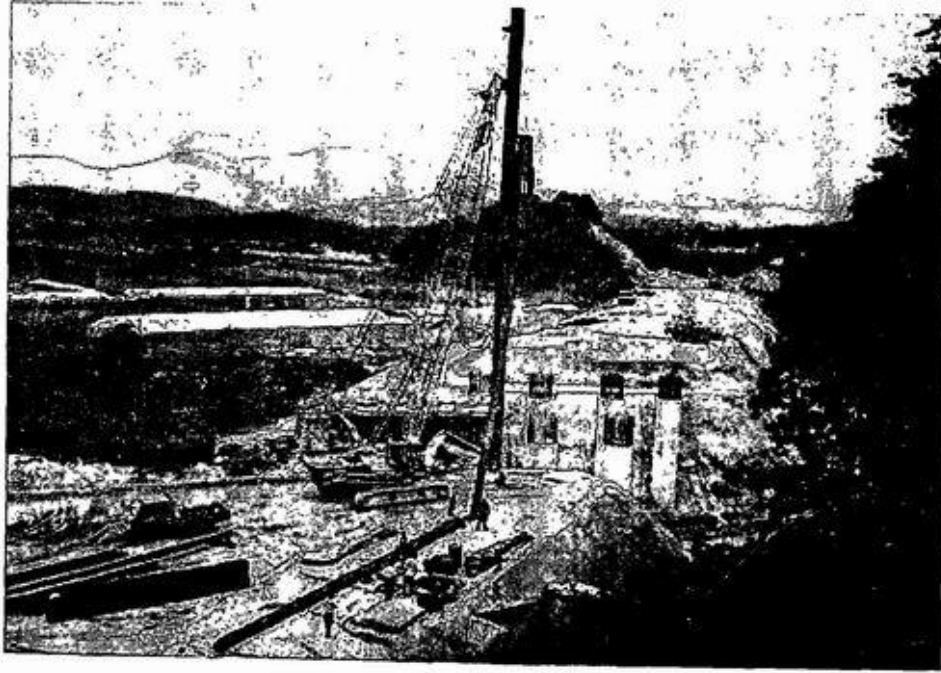


사진 6.28 교대 1의 말뚝 향타 전경

H 형강 말뚝을 향타 위치에 한치의 오차도 없이 정확하게 향타하기란 매우 어려운 작업이다. 따라서 H 형강 말뚝 향타시 어느 정도의 향타 위치에 대한 오차를 허용하고 있다. 그러나 말뚝의 향타시 발생하는 변위는 철근의 간격 유지, PSC Seam 거치를 위한 정확한 철근 배근, 철근의 피복 두께 확보 등의 문제가 발생할 수 있기 때문에 가능한한 정확한 위치에 향타가 될 수 있도록 하는 것이 바람직하다. 시공기술 자문단에 의해 제시된 허용오차는 확대기초 주철근이 설치될 수 있는 만큼이며 그 크기는 교축방향으로 약 10cm, 교축직각방향으로 20cm 이다. 두동교의 모든 말뚝은 거의 정확한 위치에 향타 되었다.

무조인트 교량의 교대 말뚝향타는 말뚝의 향타로 인한 주변 지반의 교란을 방지하기 위하여 교대의 성토 높이를 70cm 정도 높게 성토를 하여 말뚝을 향타한 후 70cm 성토를 제거하는 방법과 확대기초 저면까지 성토한 후 말뚝을 향타할 수 있다. 두동교에서는 두 가지 방법 모두 적용하여 시공하였다. 따라서 교대 1에서는 성토면을 70cm 높게 하여 말뚝을 향타 후 성토면을 제거하였으며 교대 2는 바로 성토면에서 말뚝을 향타하였다.



사진 6.29 말뚝항타가 종료된 교대 말뚝(교대 1)의 모습
말뚝의 항타가 완료된 후 말뚝의 정재하시험을 수행하였다. 정재하시험은 연직정재하와 수평정재하시험으로 교대 1 및 교대 2에서 각각 수행하였다. 자세한 내용은 7-9 장에 수록하였다.

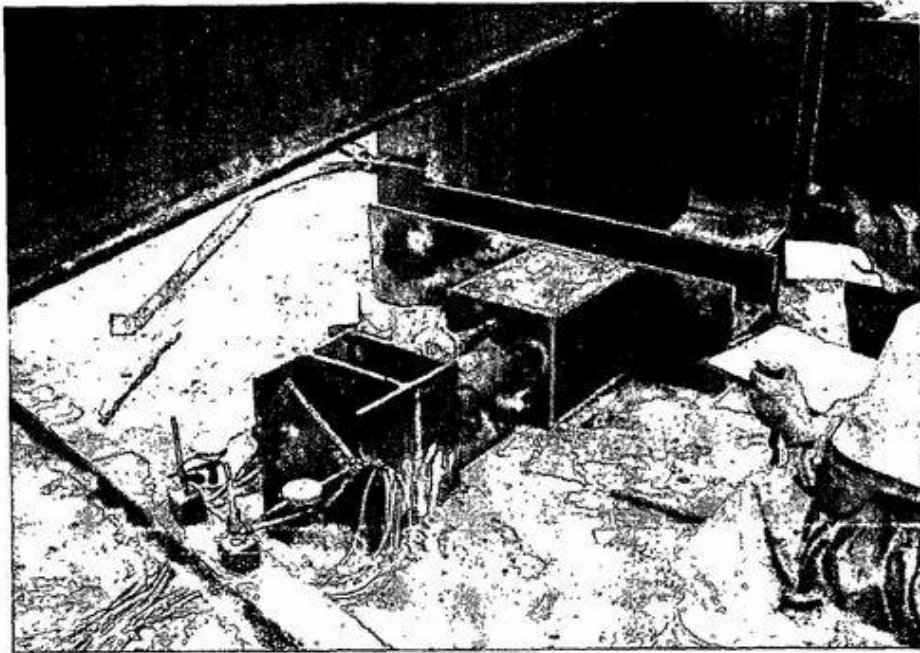


사진 6.30 말뚝의 수평재하 시험(교대 2)

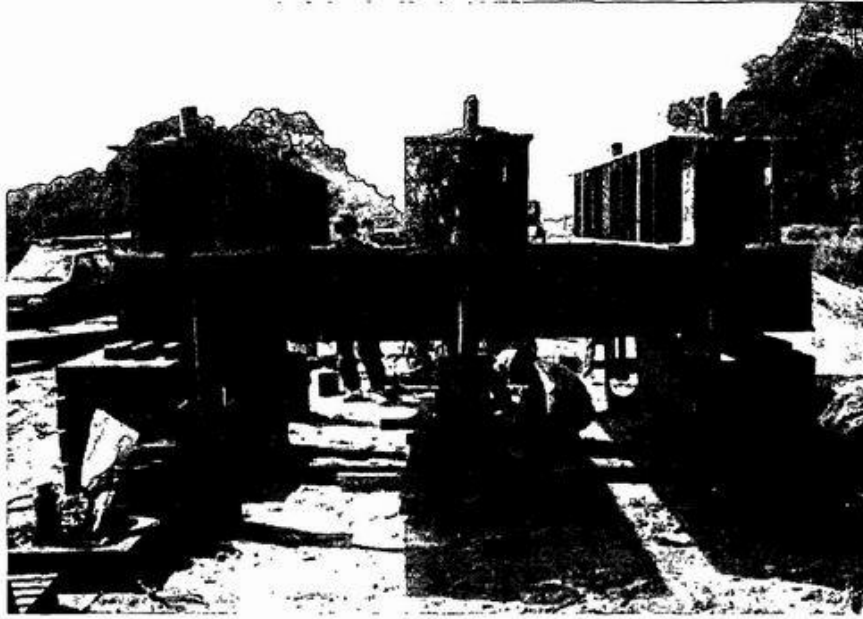


사진 6.31 말뚝의 연직재하 시험(교대 2)

6.4.7 교대

두둥교의 교대는 시공순서에 의해 두개의 부분으로 나뉜다. 첫번째는 PSCBeam 을 거치하는 1 차 교대 벽체(cone.etc pile cap)이며 두번째는 PSC Beam 거치 후 교대와 슬래브 및 PSC Beam 을 일체로 타설하는 2 차 교대 벽체로 구분할 수 있다. 사진 6.32 는 1 차 교대 벽체의 철근배근 및 콘크리트 타설 모습을 나타내었다.

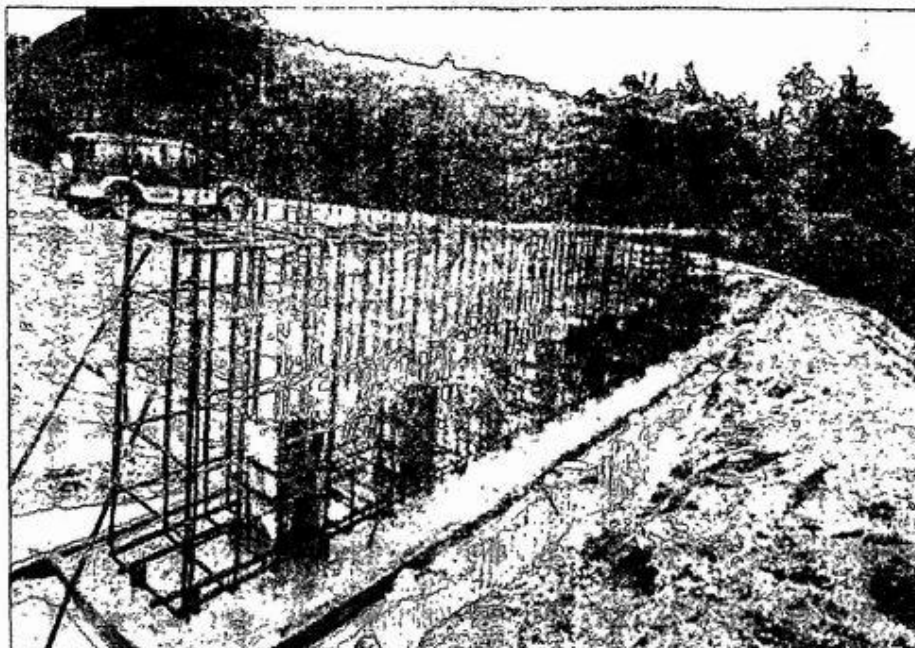


사진 6.32 교대 1 의 철근배근 모습

2 차 교대 석체의 콘크리트 강도가 270kg/임을 고려하여 콘크리트 파일 캡의 콘크리트 강도도 이와 동일한 270kg/로 타설하였으며 교대벽체 뒷면에는 뒷채움부의 원활한 배수를 위하여 강관을 교대 날개벽에 설치하였다.

(사진 6.33 참조)

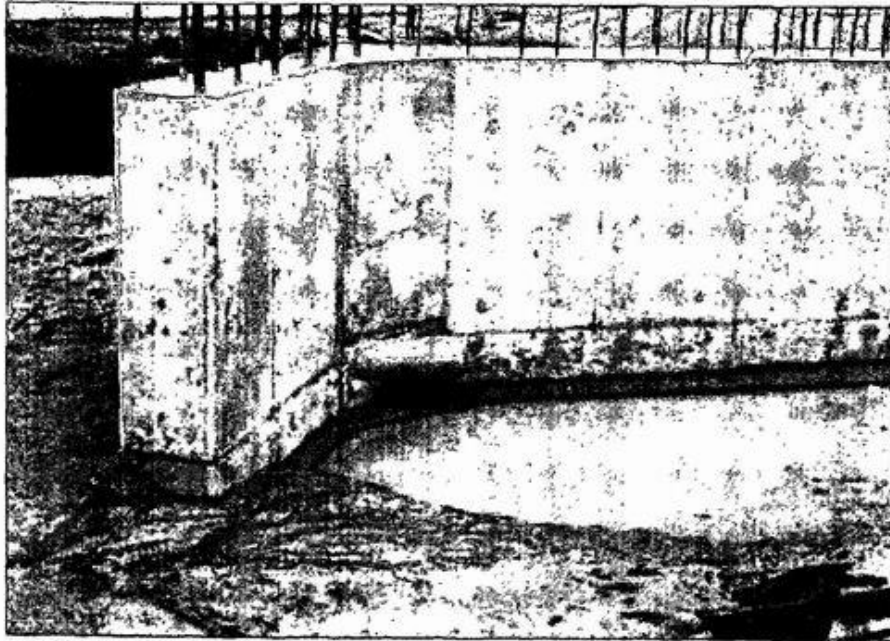


사진 6.33 완성된 교대 1의 모습(상행선)

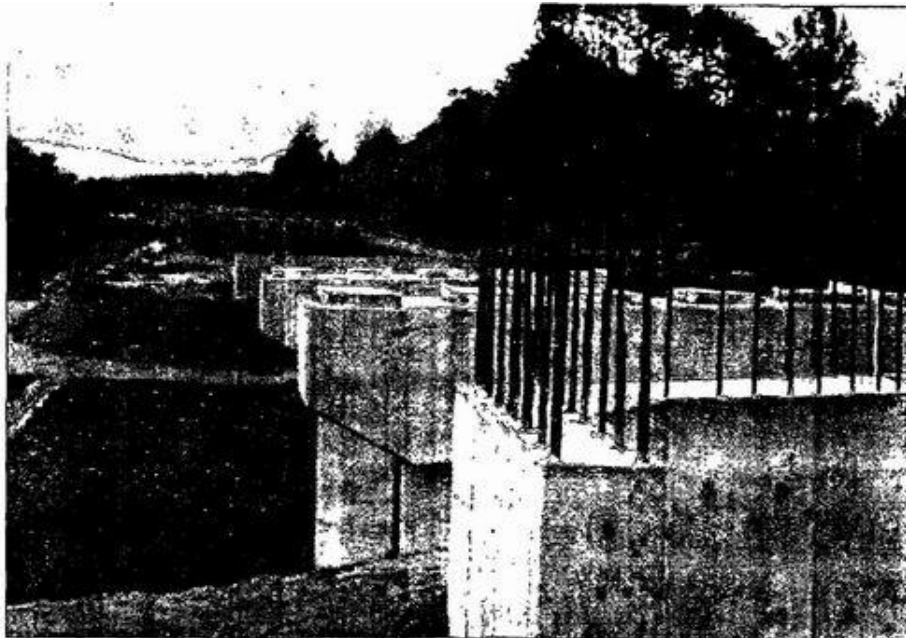


사진 6.34 완성된 교대 1의 모습(상행선)



사진 6.35 완성된 교대 2의 모습(상행선)

두동교의 상행선 교대와 하행선 교대를 분리하기 위하여 사용되는 교대 분리용 끼움재로 네오플렌 스폰지를 사용하였다. 일반 교량에서는 교대 분리재로 스티로폴을 사용하여 왔으나 무조인트 교대는 온도에 따른 교대의 변위가 발생하게 되므로 이를 고려하여 스티로폴보다 내구성이 우수한 네오플렌 스폰지를 사용하여 시공하였다.

(사진 6.36 참조)

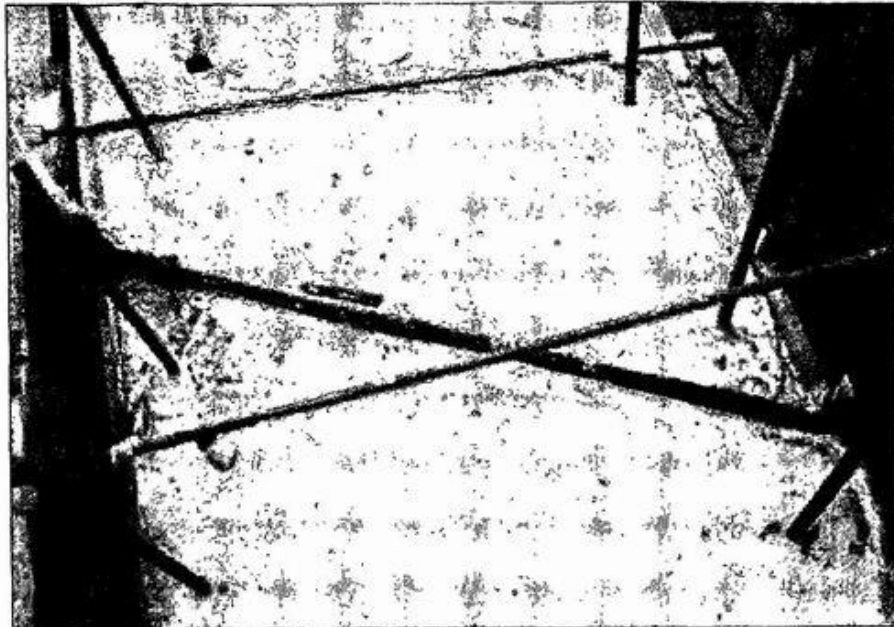


사진 6.36 교대 분리막으로 네오플렌 스폰지를 사용하여 시공한 모습

6.4.8 P.S.C. Beam

두동교의 PSC Seam 제작은 단부 및 측면 연결철근을 제외하고는 모든 공정이 일반 PSC Beam 제작과 동일하다. 단부 철근은 PSC Beam 거치 후 교대 및 교각부에서 일체성 확보를 위하여 배근하였으며 측면에 연결철근은 교대 철근과 일체성 확보를 위하여 제작 되었다.

PSC Seam 콘크리트의 강도는 400kg/으로 PSC Seam 콘크리트 펌프카 이용시 압력으로 인한 거푸집의 변형을 최소화하기 위하여 백호우(back hoe)를 이용하여 콘크리트를 타설하였다. 양생방법은 일반 PSC Beam 양생 방법과 동일하게 콘크리트를 타설한후 2-3 시간 경화 후 상대습도 100%, 증기양생의 최고온도는 60-70℃가 될 때까지 시간당 20℃를 넘지 않도록 한국도로공사 시방규정에 준하는 증기 양생을 실시하였다.

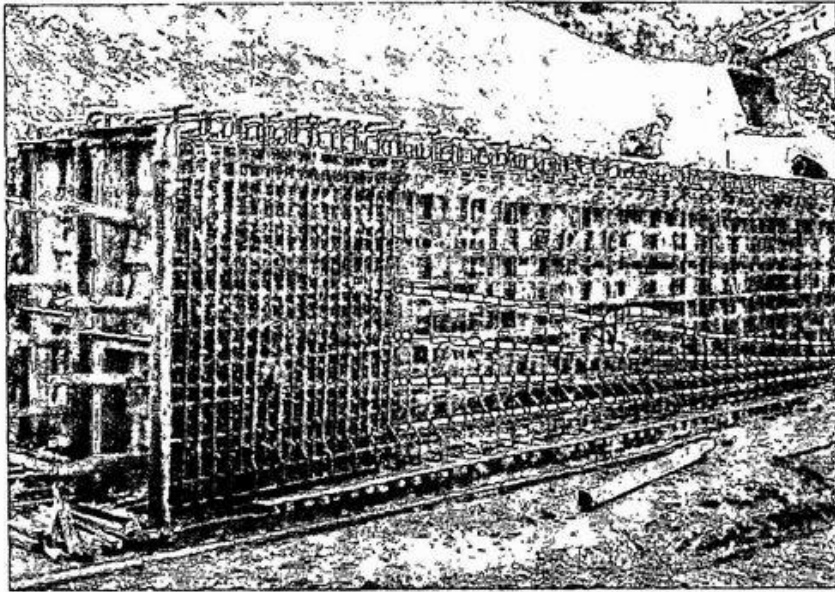


사진 6.37 PSC Beam 의 철근배근 모습

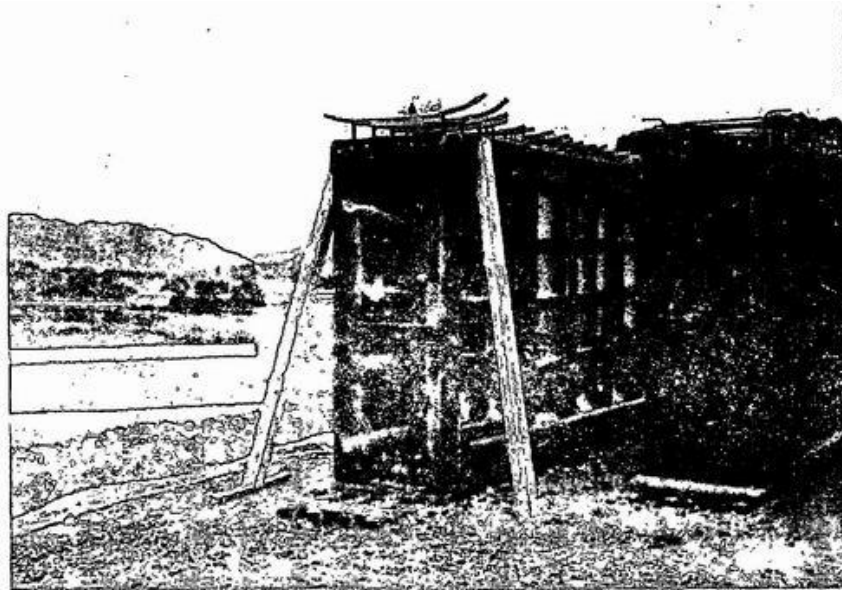


사진 6.38 콘크리트 타설 직전의 PSC Seam 의 모습



사진 6.39 백호우를 이용한 PSC Beam 의 콘크리트 타설 모습

단부의 추가 철근은 상부 및 하부에 각각 6 개씩 D22 철근을 사용하여 배근하였다. 단부 중앙에는 4 개의 DI6 을 배근하였다. 철근의 배근에 있어서 추가 철근인 만큼 단부 거푸집의 추가 천공작업이 필요하였다. 상, 하부 모두에서 2 번째와 5 번째 연결철근이 사진 5.40 과 같이 거푸집의 형상이 변화는 곳에 위치하게 되므로 추후 시공시 이를 감안하여 거푸집 탈형을 용이하게 하는 방안이 필요하다. 그러나 결론적으로 PSC Beam 단부의 추가 철근은 구조철근이 아니라 단순한 연결철근(추가배근)이며 또한 교대와 함께 일체로 시공되므로 특별한 문제는 발생되지 않았다.

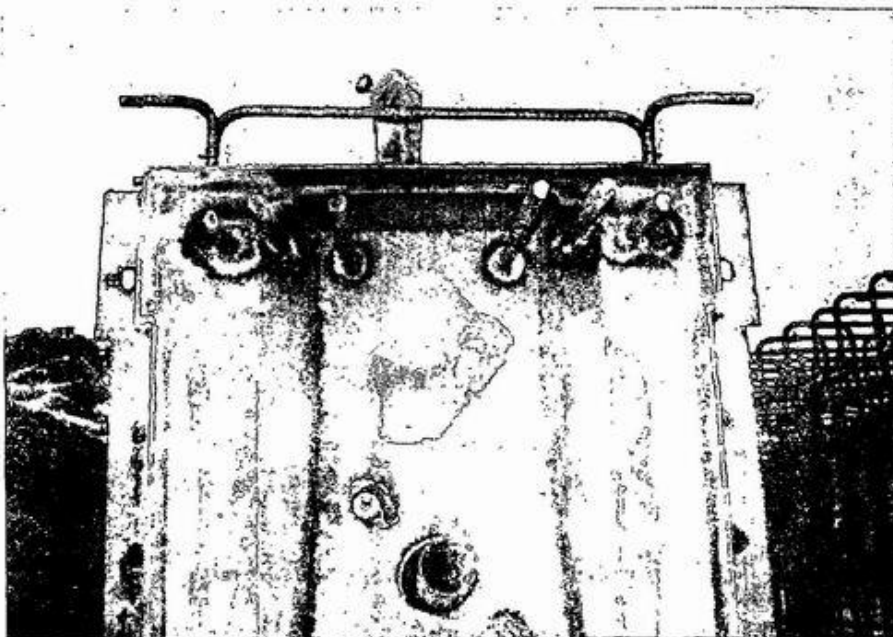


사진 6.40 PSC Beam 단부의 상부 연결철근

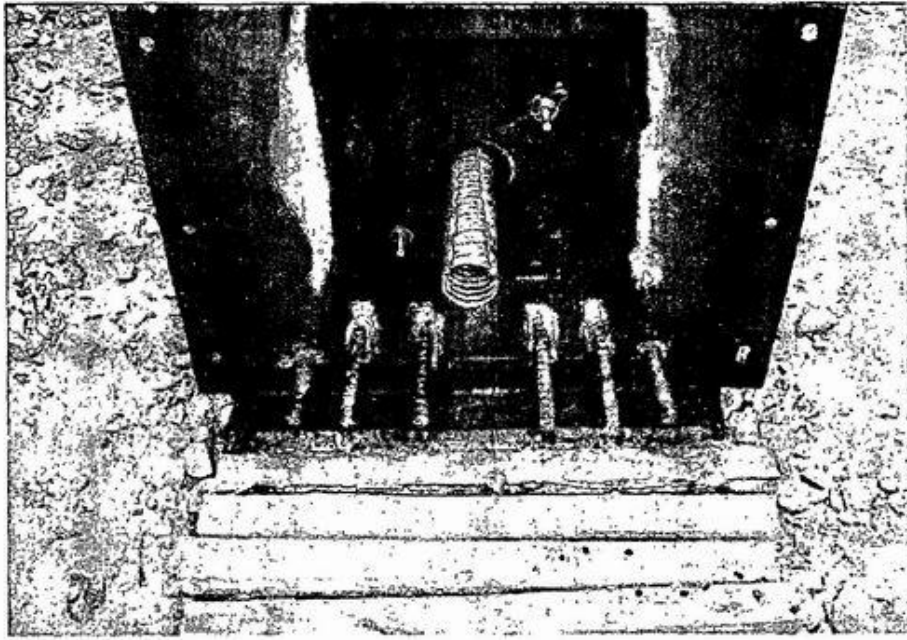


사진 6.41 PSC Seam 단부의 하부 연결철근(콘크리트 타설 전)



사진 6.42 PSC Beam 단부의 하부 연결철근(콘크리트 타설 후)

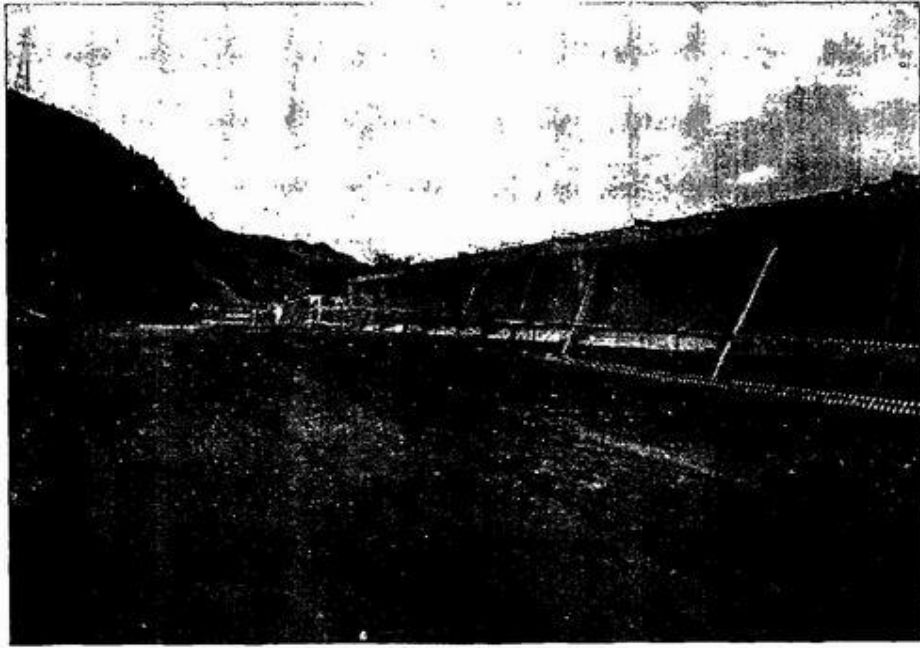


사진 6.43 완성된 PSC Beam 모습

6.4.9 모래보강 및 휴대용 콘지수

가. 토래 보강

고강도 H 형강 말뚝은 형상의 이방성 때문에 강축인 플랜지 방향으로서는 수평력에 효과적으로 저항하나 약축인 웹방향으로는 상대적으로 수평저항력이 작다. 매립토층이나 사질토층에서 고강도 H 형강 말뚝을 향타하면 약축방향으로 말뚝이 흔들리면서 플랜지와 웹사이의 흙을 진동 다짐시킨다. 그 사이의 흙은 지표면 아랫방향으로 함몰되면서 공동부분이 생기게 된다.

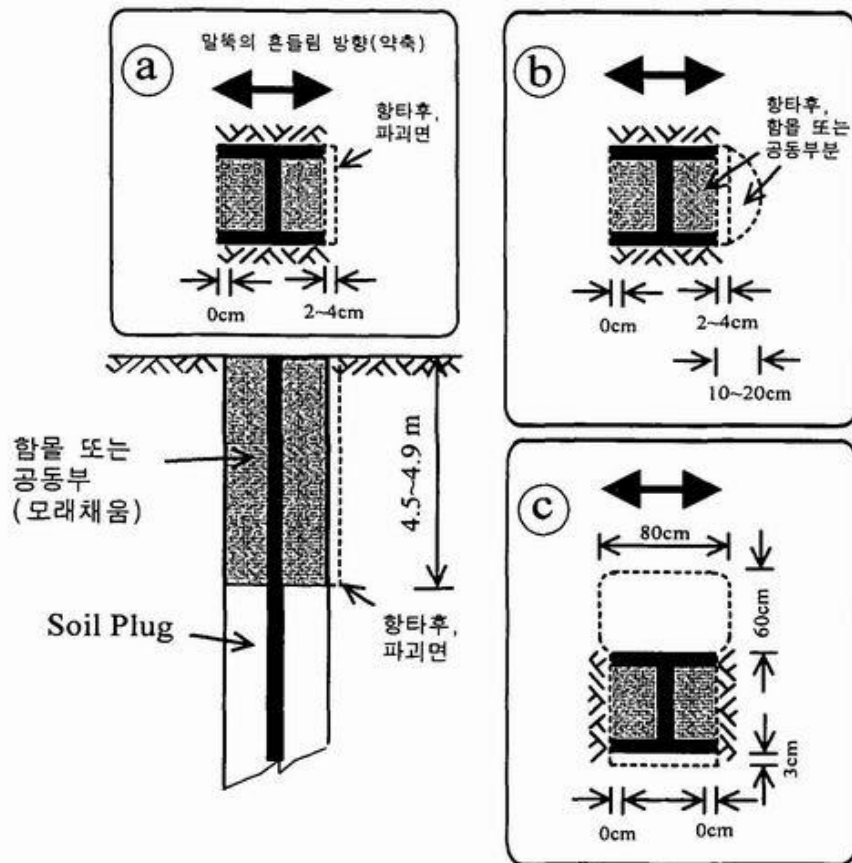


그림 6.15 항타후 H 형강 말뚝의 흔들림에 의한 지반파괴 및 흙몰양상

지반의 상태에 따라서 흙몰되는 깊이는 다르며, 약 16m 를 성토한 두동교 교대지반에서 발생한 흙몰깊이와 지표면 파괴양상들은 그림 6.15 에 나타내었다.

기존의 연구에 의하면, 공동 및 흙몰 깊이는 지반의 밀도에 따라 달라지지만 일반 매립토지반에서는 1.2-1.7m 정도이다(박, 1998). 그러나 본 현장에서는 지지층에서 15m 을양질의 화강풍화토를 성토한 지반이므로 기존 연구보다 깊은 흙몰 및 공동부분이 생겼는데 그 깊이는 4.5-4.9m 정도이었다.

그리고 말뚝 항타시, 편타가 거의 없는 경우에는 약축의 한방향으로 2-4cm 정도 지반을 파괴 및 흙몰을 시키고

(그림 6.14 ㉠ 참조)

편타가 큰 경우에는 약축 한방향으로 최대 20cm 정도까지

(그림 6.14 ㉡ 참조)

그리고 강축방향으로 지표면을 파괴시키는 경우도있었다.

(그림 6.14 ㉢ 참조)

이는 H 형강 말뚝을 한번 용접하여 20m 의 말뚝길이를 만들어서 항타를 하였기 때문에 말뚝이

10-15m 정도 관입될 때까지 약축으로 많이 흔들리기때문이었다. 또한 지지층에 관입된 H 형강 말뚝을 계속 향타하면 말뚝이 시계 또는 반시계방향으로 회전하여 말뚝재료가 비틀리는 경우도 발생하지만 본 현장에서는 토선이 발생하기 전에 향타를 종료하였다.

(그림 6.15 © 참조)

그림 6.16 과 같이 말뚝에 가해진 수평력의 전이는 일반적으로 교대 저면에서 아랫방향으로 5m 정도까지 전달되므로 수평력에 의한 지반저항력을 증대시키려면 지표면에 발생한 공동부에 콘크리트로 충전하는 것이 효과적이다.

그러나 본 현장에서 H 형강 말뚝 향타시, 약축방향으로 H 말뚝이 흔들리면서 그림 6.15 와 같이 3 가지 종류의 파괴면 및 함몰 양상이 생겼으며, 무조인트 교량은 온도와 수평력에 의해 고강도 H 형강 말뚝기초가 자유롭게 움직여야 하므로, 지표면의 공동부분을 콘크리트로 충전하지 않고 모래나 모서리가 둥근 강자갈을 채운다. 두동고 현장의 함몰부분은 모래로 채웠다.

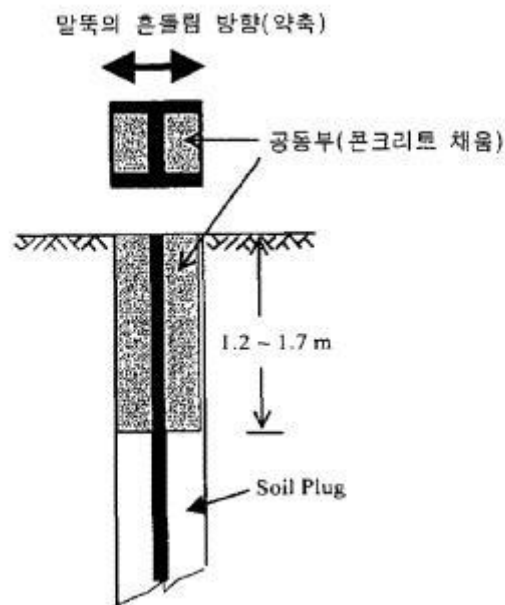


그림 6.16 콘크리트 채움

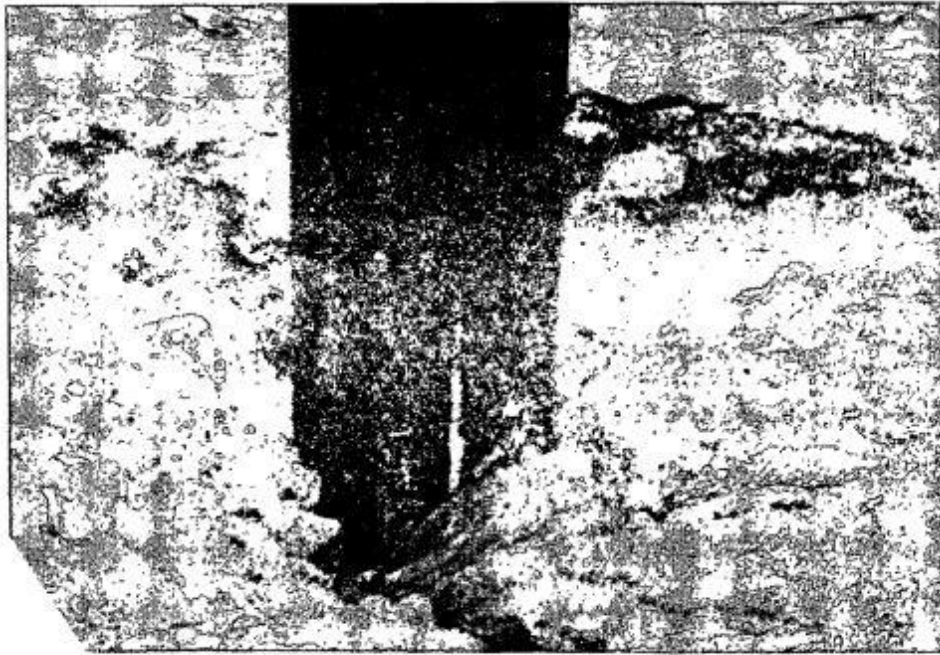


사진 6.44 비에 의해 공동부분 주위가 함몰된 장면

나. 휴대용 콘지수

(1) Rohani-Baladi 의 콘관입모델

Rohani-Saladi 의 관입모델(1981)은 임의의 관입력으로 콘을 지중에 관입시키면, 콘원추대 주변 흙은 관입력에 의해 전단 된다는 것에 착안하여 만든 모델로서, 콘원추면에작용하는 수직응력 σ 이 구형공동면(cavity surface)에 작용하는 내부압력 σ 과 이 내부압력이 구형공동면을 팽창시키는 힘 σ_{rc} 과 같다고 가정하여 콘지수 식을 흙의 특성 항으로 결정하였다 여기서 흙의 특성 항이란 전단탄성계수 G , 겉보기 전단탄성계수 $\bar{C}$, 점착력 c , 내부마찰각 ϕ , 현장단위중량 γ_t 을 말한다.

Rohani-Baladi 와 Veric'(1972)의 구형공동팽창이론의 차이점은 3 가지이다. 첫째로, 지반을 모델링할 때 $V_{trf}c$ 은 소성영역 내의 지반을 압축성 소성체(comp.essible plastic solid)로 그리고 탄성영역 내의 지반을 탄성계수 I 와 포아송 비 v 를 갖는 지반으로 가정하였다그러나 Rohani-Baladi 는 소성역역 내의 지반을 비압축성 소성체로 그리고 자유표면의 영향을 고려하기 위하여 탄성영역 내의 지반을 전단탄성계수 G 를 갖는 지반으로 가정하였다. 두번째로, Vesic'은 공동을 팽창시키는 극한압력(ultimate pressure, σ_u) 구하는데 초점을 맞추었는 반면에, Rohani-Baladi 는 콘지수 식을 구하기 위하여 콘원추대에 작용하는 수직응력 σ 과 구형공동을 팽창시키는데 필요한 힘 σ_{rc} 이 같다고 가정하였다. 마지막으로, Rohani-Baladi 는 σ_{rc} 를 이용하여 콘지수 식을 얻기 위하여, 구형공동 내의 지중응력을 $P_o = \gamma z$ 로 그리고 소성영역 밖의 지중응력을 Vesic'이 사용한 평균수직응력(mean nromal stress, $q = (\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3 = (1 + 2K_o) \sigma_1 / 3$)으로 가정하였는 반면에, Vesic'은 영역에 무관하게 지중응력을 평균수직응력으로 가정하였다. 그 외는 Vesic'과 Rohani-Baladi 의 구형공동팽창이론은 같다.

콘원추대의 길이 L , 지름 $2R$, 정점각 $2\alpha(=30^\circ)$ 인 미육군공병단 휴대용표준콘(WES's Portable Standard Cone Penetrometer)

그림 6.17 참조

을 Mohr-Coulomb 의 파괴규준식을만족하는 등방성 지반(isotropic medium)에 일정한 속도로 관입시켰을 때, 지표면에서 콘단까지의 거리 $Z+L$ 에 위치한 순간의 공동파괴양상과 깊이 $Z+L\eta$ 에서 콘원추대의 미소길이부분 $d\eta$ 에 작용하는 응력상태는 그림 6.17 과 같다.

$$Newton = 3.9377 \times (Dial Reading) - 0.3049 \quad (6.2)$$

$$lb = N \times 0.22481 \quad (6.3)$$

$$CI = \frac{lb}{\text{콘면적}} = \frac{lb}{0.5} (PSI) \quad (6.4)$$

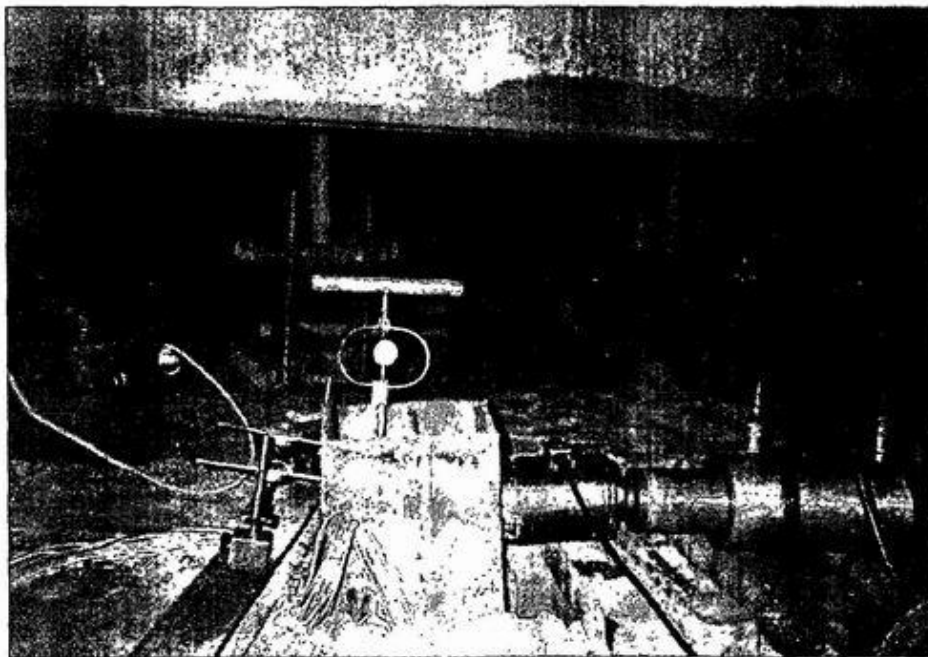


사진 6.46 수평 재하시험의 최종단계 하중에서 휴대용 콘관입 시험하는 장면

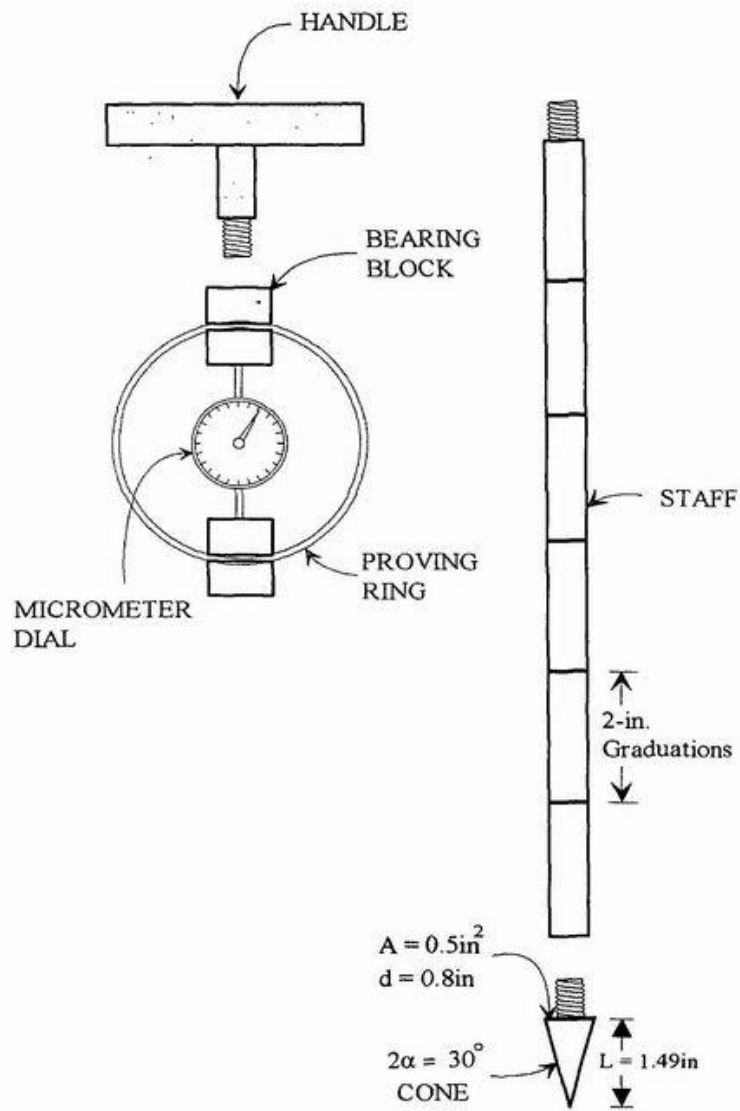


그림 6.17 미육군공병단 휴대용 표준 콘관입시험기

일시	위치	항목	결과										비고
9.15	A2 반력6 말뚝	콘관입깊이(cm)	0	5	10	15	20	25	30	35	40		비온 뒤
		프리빙링	0	25	23	24	40	68	42	30	-		
		콘지수(kg/cm ²)	0	3.1	2.8	3	5	8.4	5.2	3.7	-		
"	A2 반력2 말뚝	콘관입깊이(cm)	0	5	10	15	20	25	30	35	40		"
		프리빙링	0	18	21	17	10	6	3	3	0		
		콘지수(kg/cm ²)	0	2.2	2.6	2.1	1.2	0.7	0.4	0.4	0		
"	A2 20번 말뚝	콘관입깊이(cm)	0	5	10	15	20	25	30	35	40		"
		프리빙링	0	40	75	80	110	80	80	30	20		
		콘지수(kg/cm ²)	0	5	9.3	9.9	13.6	9.9	9.9	3.7	2.5		
"	A2 22번 말뚝	콘관입깊이(cm)	0	5	10	15	20	25	30	35	40		"
		프리빙링	0	35	55	70	60	-	-	-	-		
		콘지수(kg/cm ²)	0	4.3	6.8	8.7	7.4	-	-	-	-		
"	A2 25번 말뚝	콘관입깊이(cm)	0	5	10	15	20	25	30	35	40		"
		프리빙링	0	10	21	32	42	36	30	50	15		
		콘지수(kg/cm ²)	0	1.2	2.6	4	5.2	4.5	3.7	6.2	1.9		
"	A2 23번 말뚝	콘관입깊이(cm)	0	5	10	15	20	25	30	35	40		"
		프리빙링	0	10	13	14	15	15	15	15	13		
		콘지수(kg/cm ²)	0	1.3	1.6	1.7	1.9	1.9	1.9	1.9	1.6		
9.14	A2 시험 말뚝	콘관입깊이(cm)	0	5	10	15	20	25	30	35	40		수평재하시험 최종하중단계 에서 시험 (웹, 플랜지 중앙)
		프리빙링	0	47	100	-	-	-	-	-	-		
		콘지수(kg/cm ²)	0	5.8	12.4	-	-	-	-	-	-		
9.15	A2 시험 말뚝	콘관입깊이(cm)	0	5	10	15	20	25	30	35	40		수평재하시험 unloading 후, 비온 뒤
		프리빙링	0	4	5	4	9	11	12	12	10		
		콘지수(kg/cm ²)	0	0.5	0.6	0.5	1.1	1.4	1.5	1.5	1.2		
9.16	A1 15번 말뚝	콘관입깊이(cm)	0	5	10	15	20	25	30	35	40		수평재하시험 최종하중단계 에서 시험 (웹, 플랜지 중앙)
		프리빙링	0	47	42	40	30	15	2	0	-		
		콘지수(kg/cm ²)	0	5.8	5.2	5	3.7	1.9	0.2	0	-		
"	A1 15번 말뚝	콘관입깊이(cm)	0	5	10	15	20	25	30	35	40		웹 전면 30cm 중앙, 성토 지표면의 콘지수
		프리빙링	0	30	105	-	-	-	-	-	-		
		콘지수(kg/cm ²)	0	3.7	13	-	-	-	-	-	-		

6.4.10 H 형강 말뚝의 머리보강 방법

가. 개요

말뚝머리의 고정도는 수평력에 대한 말뚝설계에 있어서 대단히 중요한 영향요소중의 하나다. 지반반력을 깊이방향으로 일정하다고 고려한 일반적인 탄성지반상의 보로서의 해석에 의하면 말뚝머리가 고정인 경우, 말뚝에 발생하는 최대 휨모멘트는 말뚝머리 핀인 경우의 최대 휨모멘트에 1.55 배가 된다. 한편 말뚝머리의 수평변위는 핀(실제변위에 대해서는 자유로서 취급하는 것이 많음)에 대하여 0.5 배의 관계에 있으므로 수평변위량을 중시한 설계가 필요한가, 아닌가에 따라 말뚝머리의 조건이 적절히 선택되어야한다. 예를 들면 도로교표준시방서 등에서는 교량의 낙하방지가 설계조건으로서 가장중요한 점의 하나로 되어 있으므로 수평변위가 특히 문제가 되는 반면에 건축 등의 예에서는 상당히 특수한 경우를 제외하면 수평변위는 매우

중요하지는 않다는 점을 고려해야한다. 이와 같이 상부구조의 조건에 따라 말뚝머리의 고정도에 대한 고려법이 변화한다.

여기서 말뚝머리 '고정'의 속뜻에 대하여 살펴보자. 앞에서 '고정'이란 엄밀히는 회전구속이라는 의미이므로, 수평력이 작용에 의해 말뚝머리는 수평이동하는 것으로서 고려해야 한다. 실제로는 말뚝과 푸팅과의 접합자체는 고정이므로 상부구조와의 관계에서푸팅은 회전한다고 하는 경우도 종종 있다. 이와 같은 경우에는 말뚝의 축력성분과 수평변위가 크게 되는 경우의 편심 모멘트(통상, $p-f$ 효과 등으로 불림)에 의한 응력 등도고려할 필요가 있다.

말뚝머리에 있어서 말뚝몸체와 확대기초와의 결합방법은 강결합과 힌지결합으로 크게나누며 이에 대한 특징은 다음과 같다.

① 강결합

- 힌지결합에 비해 부정정 차수가 높고, 내진에 강하다.
- 힌지결합에 비해 수평하중에 의한 수평변위량이 작다.
- 강결합의 조건을 비교적 간단히 만족할 수 있는 구조는 가능하다.

② 힌지 결합

- 강결합에 비해 부정정 차수가 낮다.
- 힌지결합에 비해 수평하중에 의한 수평변위량이 크다.
- 힌지결합의 조건을 만족할 수 있는 구조는 곤란하다.

강결합은 말뚝몸체와 동등한 강도를 얻음으로써 수평력에 대해 말뚝머리에 최대응력이발생하고 소성화되어 고정도가 저하한 후 말뚝 몸체부의 응력이 증가하여 최대내력까지저하한다. 힌지결합은 완전한 힌지상태로 하는 것은 곤란하고 불완전한 상태에서 수평하중이 작용하면 말뚝머리에 모멘트가 발생하고 비교적 작은 수평하중에서도 국부적으로파괴하여 소성힌지화하고 연직하중을 받는 것이 곤란하게 되는 것도 있다. 따라서 수평하중이 작은 경우나 수평하중을 부담하지 않아도 좋은 경우에 적당하다.

나. 말뚝과 확대기초 결합 방법

말뚝머리부의 결합방식으로는 일반적으로 강결합과 힌지결합이 있고, 어느 방식을채용하는가 하는 것은 구조물의 형식과 기능, 확대기초의 형태와 치수, 말뚝의 종류, 지반조건, 시공 난이도 등을 고려하여 책임기술자가 결정하여야 한다. 다만, 교량기초의 경우에는 말뚝머리 고정 즉, 강결합으로 설계하는 것을 원칙으로 한다. 그 이유는 말뚝머리 고정으로 설계하면 수평변위량에 따라 설계가 지배되는 경우에 유리하고, 부정정차수가 크기때문에 내진상의 안정성이 높다고 할 수 있는 점 등이다.

말뚝과 확대기초의 결합법은 그림 6.19 와 같이, '방법 A'와 '방법 B'가 있다. 방법 A 는말뚝머리부를 확대기초 속에 말뚝지름,0 정도를 매입하여 말뚝머리 강결조건을 만족시키는 방법이다. 방법 B 는 말뚝머리부를 확대기초 속에 10cm 정도를 매입하고 말뚝본체에생기는 설계모멘트를 주로 보강철근 이 저항하도록 하는 방법이다.

(건설부, 1983)

두 방법 중, 어느 방법으로 말뚝머리부분을 보강하는냐는 말뚝의 종류, 확대기초의 주철근 배치, 말뚝의 배치에 따라 좌우되며 확대기초 또는 말뚝 중 어느 것을 더 중요하게 고려하는가라는 설계방침에 따라서 구분된다.

우리나라에서 교량기초에 적용하는 말뚝과 확대기초의 결합방법은 방법 5 이고 본 현장에 적용한 무조인트 교량은 방법 A 이다.

그림 6.20 은 일반 조인트 교량과 무조인트 교량의 교대 단면과 말뚝머리보강 형태를 나타내고 있다. 무조인트 교량은 말뚝직경($D=30\text{cm}$)의 2.3 배 정도인 70cm 를 확대기초속에매 입하였다.

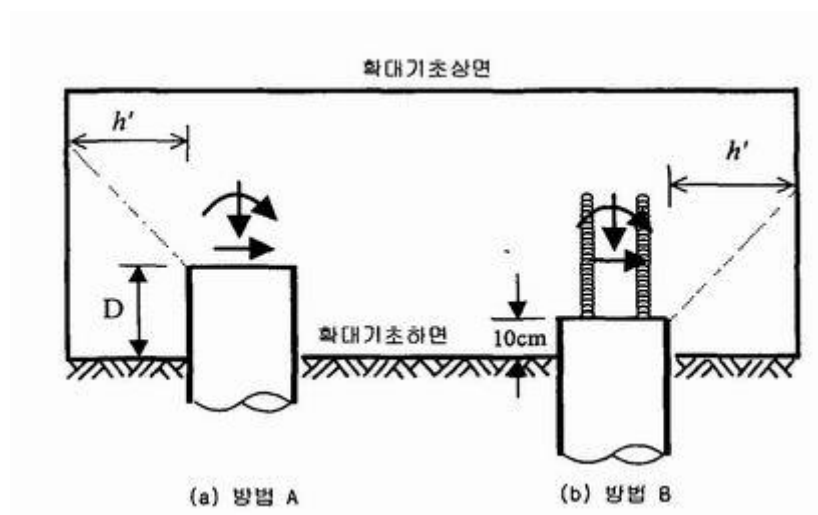
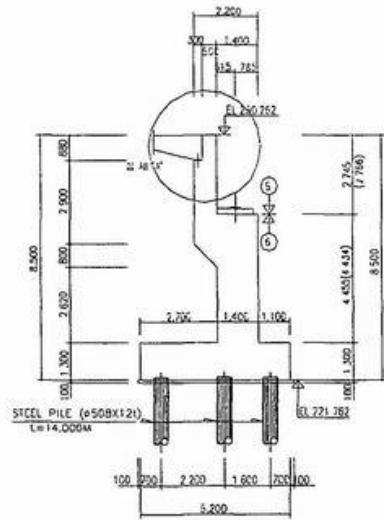
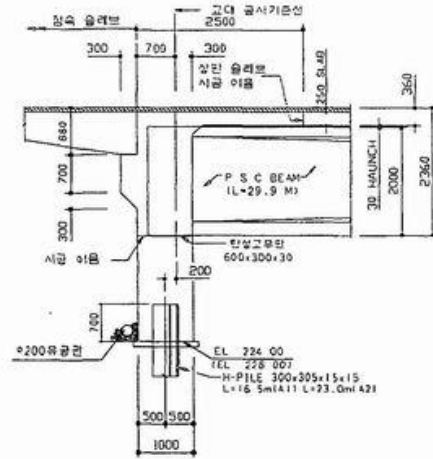


그림 6.19 말뚝과 확대기초의 결합방법



(a) 일반 조인트교량의 교대단면



(b) 무조인트 교량의 교대단면

그림 6.20 두동교의 설계변경 전·후의 교대단면 비교

다. 무조인트 교량의 머리보강 설계

(1) 개요

교량기초의 말뚝과 확대기초의 결합부는 강결로 설계하고, 말뚝머리 부분에 작용하는 압입력, 인발력, 수평력 및 모멘트에 저항할 수 있도록 설계한다. 그리고 확대기초콘크리트의 수직지압응력, 편칭전단응력, 수평지압응력 등에 대해 검토한다. 또한 확대기초 단부의 말뚝에 대해서는 수평방향의 편칭전단응력에 대해서도 검토한다.

말뚝머리 결합부에 있어서 외력의 전달은 다음과 같이 생각할 수 있다.

(그림 6.21 참조)

① 압입력 또는 인발력에 대해서는, 말뚝주면과 확대기초 콘크리트의 전단저항 또는 말뚝머리부에 대한 확대기초 콘크리트의 지압저항에 의해 지지시킨다.

② 수평력에 대해서는, 매입된 말뚝의 주면에서 확대기초 콘크리트의 지압저항에 의해 지지시킨다.

③ 휨모멘트에 대해서는, 방법 A의 경우 매입된 말뚝의 전후면에 있어서 확대기초 콘크리트의 지압저항에 의해 지지시킨다.

(2) 말뚝머리부분에 작용하는 압입력, 인발력, 수평력 및 모멘트에 대해 저항할 수 있는지 검토(허용응력 설계 법)

H 형강 말뚝머리보강의 구조계산 방법은 상시와 지진시 모두에 대하여 계산하여야하며 계산

방법은 다음과 같이 제안한다.

i) 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$\sigma_{cv} = \frac{(P-S)}{A} \leq \sigma_{ca} \quad (6.5)$$

여기서, σ_{cv} : 수직 지 압응력 (kg/cm^2)

P: 압입력(kg)

S: 말뚝 바깥주면과 확대기초 콘크리트 사이에서 발생하는전단력(kg) = $(p \cdot l)\sigma_{ca}$

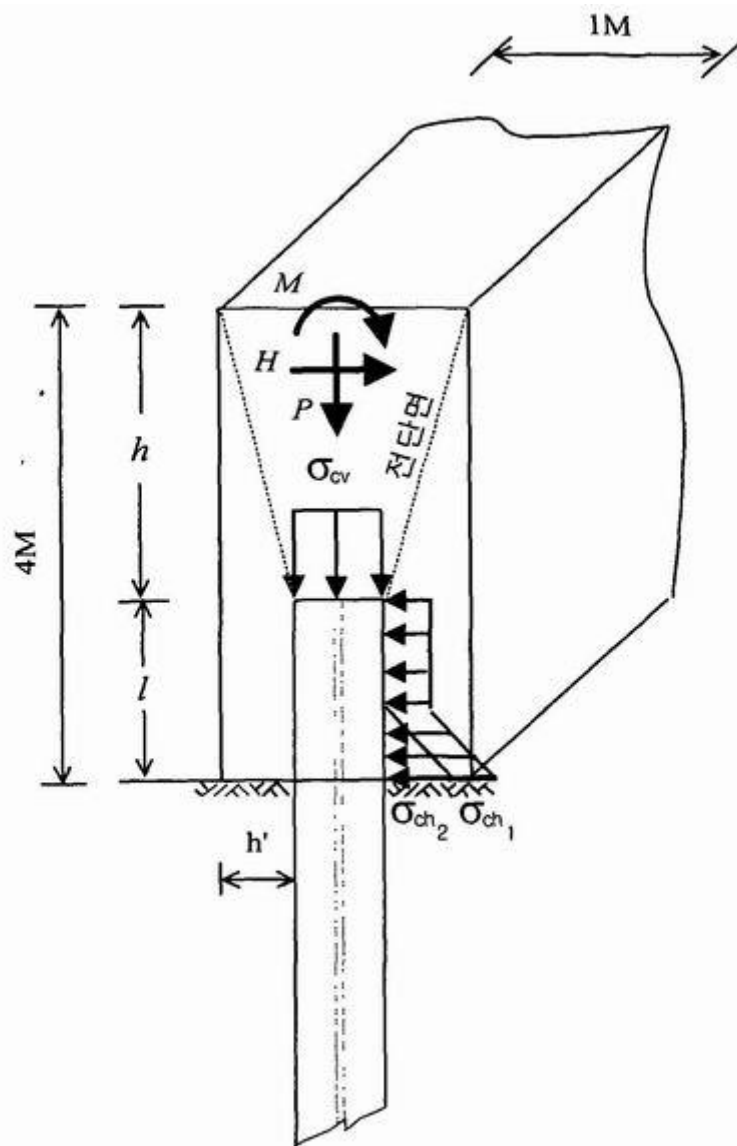
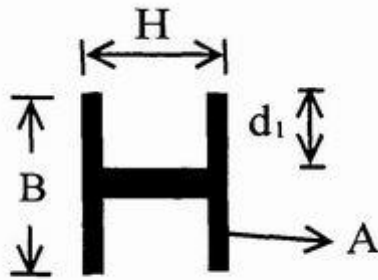


그림 6.21 난쟁이 교대에 적용한 머리보강 방법(방법 A)



* $B > H = \text{Dia.}$: for H-pile

그림 6.22 H형강 말뚝의 형상

p : 말뚝 바깥 주면적 $= 2(H+B)+4d_1$

σ_{ca} : 콘크리트의 허용지압응력 $= 0.25 \sigma_{ck} (\text{kg/cm}^2)$ [표 6.7 참조]

σ_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도

$H = D$: 말뚝지름

표 6.7 확대기초의 허용지압응력, $\sigma_{ca} (\text{kg/cm}^2)$

	$\sigma_{ck} (\text{kg/cm}^2)$	240	270
상시	σ_{ca}	60	67.5
지진시	$1.35 \sigma_{ca}$	81	91.1

ii) 확대기초 콘크리트의 인발전단응력

$$\tau_v = \frac{P-S}{2B(D+h)} \leq \tau_{a3} \quad (6.6)$$

여기서 h : 말뚝머리에서 확대기초 상면까지의 거리(cm)

τ_{a3} : 상시와 지진시, 콘크리트의 허용수직압발(押拔)전단응력(kg/cm^2)

[표 6.8 참조]

표 6.8 확대기초의 허용수직압발전단응력, $\tau_{a3} (\text{kg/cm}^2)$

콘크리트의 설계기준강도, σ_{ck}		210	240	270	300
허용압발 전단응력	상시 (τ_{a3})	8.5	9	9.5	10
	지진시 ($1.35 \tau_{a3}$)	11.5	12.2	12.8	13.5

iii) 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$\sigma_{ch} = \sigma_{ch1} + \sigma_{ch2} \leq \sigma_{ca} \quad (6.7)$$

$$\text{여기서, } \sigma_{ch_1} : \text{수평력에 의한 수평지압응력(kg/cm}^2\text{)} = \frac{H}{D \cdot l}$$

$$\sigma_{ch_2} : \text{모멘트에 의한 수평지압응력(kg/cm}^2\text{)} = \frac{6M}{D \cdot l^2}$$

H : 수평력(kg)

M : 모멘트(kg-cm)

l : 말뚝의 압입된 길이(cm)

iv) 인발력에 의한 말뚝외주와 확대기초 콘크리트의 전단저항력

$$S_t = P_t - S \leq S_{ss} = \frac{S_{su}}{f_s} \quad (6.8)$$

여기서 P_t : 축방향 인발력(kg)

S_{ss} : 말뚝외주와 확대기초콘크리트의 허용전단저항력(kg)

S_{su} : 말뚝외주와 확대기초콘크리트의 극한전단저항력(kg)

$$S_{su} = 0.6 f H \quad [2.3M \leq lH \text{의 경우}]$$

$$= f \left(0.69 \frac{M}{l} + 0.13 \frac{l \cdot H^2}{M} \right) \quad [2.3M > lH \text{의 경우}]$$

단, $S_{su} \leq 0.2D \cdot l \cdot \sigma_{ck}$ 로 한다.

f_s : 안전율로, 상시에는 $f_s = 3$, 지진시에는 $f_s = 2$ 로 한다.

f : 말뚝외주와 확대기초 콘크리트의 마찰계수로 강관말뚝인 경우에는

$f = 0.7$, PHC 말뚝이나 RC 말뚝인 경우에는 $f = 0.6$ 으로 한다.

v) 확대기초의 말뚝에 대해서는, 수평방향의 압발(押拔)전단응력에 대해서 조사한다.

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2l + D + 2h')} \leq \tau_{d3} \quad (6.9)$$

여기서 h' : 확대기초의 유효두께(cm)

(그림 6.19 참조)

(3) 확대기초 콘크리트의 수직지압응력, 편칭전단응력, 수평지압응력 등에 대해검토(강도설계법)

1) 수직지압강도

$$V_u < \phi_b S_n \quad (6.10)$$

여기서 V_u : 극한연직하중의 설계단면력(kg) = $1.7 \times P$

$$\phi_b S_n : \text{콘크리트의 설계지압강도(kg)} = \phi_b \times (0.85 \times \sigma_{ck} \times A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

단, 지지표면이 재하면보다 모든 측면에서 큰 경우에는 재하면의 설계지압강도는 $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ 를 곱한 값을 사용할 수 있으며, $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ 의 값은 2이하라야 한다(콘크리트 표준 시방서, pp130~131).

A_1, A_2 : 재하면적(즉, 말뚝의 단면적)과 지지면적(cm^2)

ϕ_b : 콘크리트 지압에 대한 강도감소계수 = 0.6 (건설부, 1990)

2) 수평 지압강도

$$H_u < \phi S_n \quad (6.11)$$

여기서 H_u : 극한수평하중의 설계단면력(kg) = $1.7 \times H$

$$\phi S_n = \phi \times (0.85 \times \sigma_{ck} \times \text{말뚝단면깊이} \times D)$$

ϕ : 콘크리트 지압에 대한 강도감소계수=0.6(건설부, 1990)

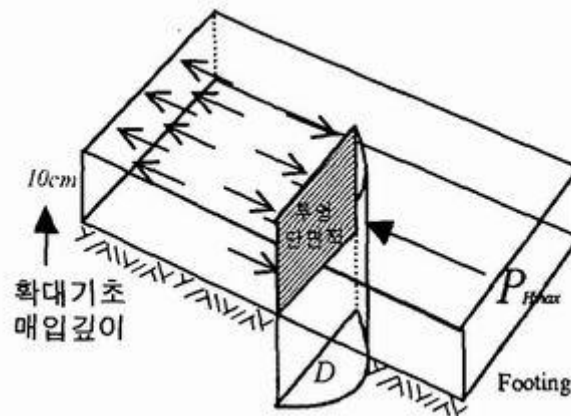


그림 6.23 강관말뚝에 대한 수평지압강도 검토

3) 편칭전단강도(가장 불리한 단면만 검토 : 철·콘 설계편람, p.482)

$$S_u < \phi S_n \quad (6.12)$$

여기서 $S_u = 1.7 \times H$

$$\phi S_n = \phi \times 1.1 \times \sqrt{\sigma_{ck}} \times b_p \times d$$

$$\phi = 0.7$$

$$b_p = \pi(D+d)$$

d : 유효깊이 = 말뚝 위치의 단면두께(즉, 확대기초 두께) -
저판에서 철근덮개

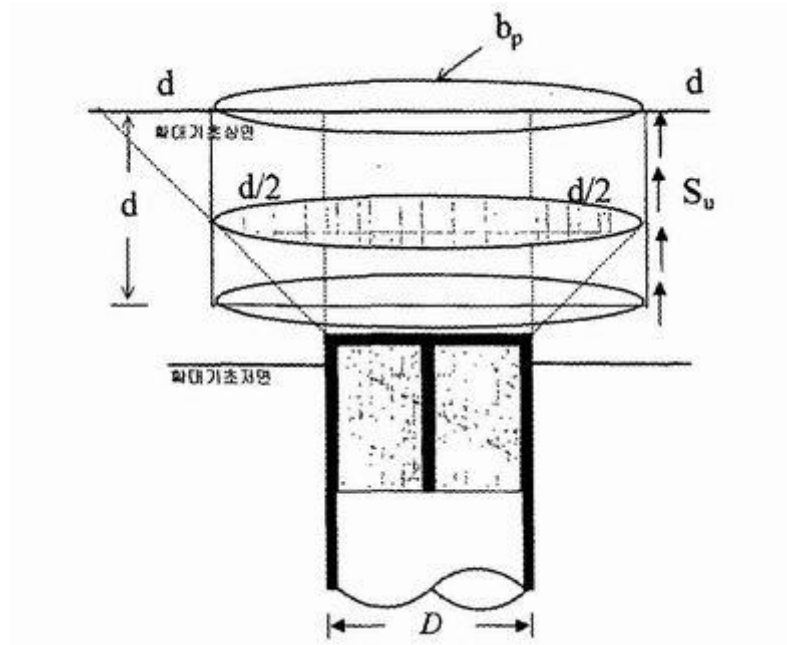


그림 6.24 강관말뚝에 대한 편칭전단강도 검토

라. 두동교 H 형강 말뚝 머리보강 구조계산

상시와 지진시에 대하여 구조검토를 하여야 하나 여기서는 상시에 대해서만 검토한다. 그리고 두동교 무조인트 교량에 사용한 H 형강 말뚝기초의 머리보강 구조계산에 사용할 조건은 다음과 같다.

- H 형강 말뚝의 제원 : 300 × 305

(그림 6.25 참조)

- H 형강 말뚝의 단면적 : $A = 134(\text{cm}^2)$
- H 형강 말뚝머리에 작용하는 최대연직력 : $P = 67(\text{ton})$
- H 형강 말뚝머리에 작용하는 최대수평력 : $H = 3.1(\text{ton})$
- H 형강 말뚝머리에 작용하는 최대모멘트 : $M = 6.78(\text{ton-m})$

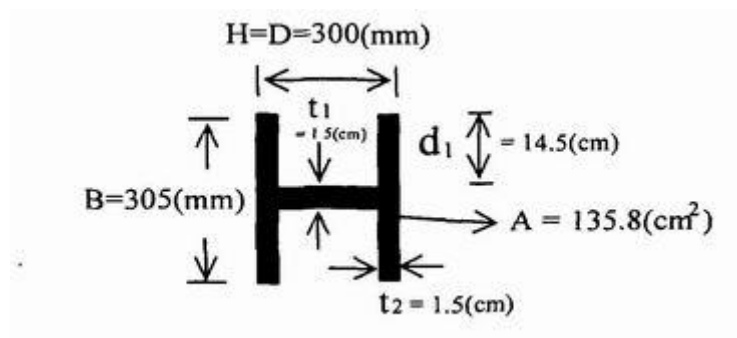


그림 6.25 H 형강 말뚝의 제원

(1) 말뚝머리부분에 작용하는 압입력, 인발력, 수평력 및 모멘트에 대해 저항할 수 있는지 검토(허용응력설계법)

i) 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$\sigma_{cv} = \frac{(P-S)}{A} \leq \sigma_{ca}$$

$$= \frac{(67 \times 10^3 - 845.8 \times 10^3)(kg)}{134.8(cm^2)} = 0 \leq 67.5(kg/cm^2) : O.K !$$

여기서, σ_{cv} : 수직지압응력(kg/cm²)

P : 압입력(kg) = 67(ton)

S : 말뚝 바깥주면과 확대기초 콘크리트 사이에서 발생하는
전단력(kg) = $(p \cdot l) \sigma_{ca} = (179 \times 70) \times 67.5 = 845.8(ton)$

p : 말뚝 바깥 주면적 = $2(H+B)+4d_1 = 2(30+30.5)+4(14.5) = 179(cm)$

$l = 70(cm)$

σ_{ca} : 콘크리트의 허용지압응력 = $0.25 \sigma_{ck} = 0.25 \times 270 = 67.5(kg/cm^2)$

σ_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도 = $270(kg/cm^2)$

ii) 확대기초 콘크리트의 인발전단응력

$$\tau_v = \frac{P-S}{2B(H+h)} \leq \tau_{a3}$$

$$= \frac{(67 \times 10^3 - 845.8 \times 10^3)(kg)}{2 \times 30.5(30+330)} = 0 \leq 9.5(kg/cm^2) : O.K !$$

여기서 h : 말뚝머리에서 확대기초 상면까지의 거리(cm) = $400 - 70 = 330(cm)$

γ_{a3} : 상시와 지진시, 콘크리트의 허용수직압발(押拔)전단응력=9.5(kg/cm²)

iii) 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$\sigma_{ch} = \sigma_{ch_1} + \sigma_{ch_2} \leq \sigma_{ca}$$

$$= 1.48 + 27.67 = 29.15 \leq 67.5(kg/cm^2) : O.K !$$

여기서 σ_{ch_1} : 수평력에 의한 수평지압응력(kg/cm²)

$$= \frac{H}{D \cdot l} = \frac{3.1 \times 10^3(kg)}{30 \times 70(cm^2)} = 1.48(kg/cm^2)$$

σ_{ch_2} : 모멘트에 의한 수평지압응력(kg/cm²)

$$= \frac{6M}{D \cdot l^2} = \frac{6 \times (6.78 \times 10^5(kg-cm))}{30 \times 70^2(cm^3)} = 27.67(kg/cm^2)$$

iv) 인발력에 의한 말뚝외주와 확대기초 콘크리트의 전단저항력

$$S_t = 0 - S = 0 \leq S_{ta} = \frac{S_{bu}}{f_s} = \frac{4769}{3} = 1,590(kg) : O.K !$$

여기서 $P_{\{t\}}$: 축방향 인발력(kg) = 0

S_{ta} : 말뚝외주와 확대기초콘크리트의 허용전단저항력(kg)

S_{tu} 의 조건은, $2.3M=2.3 \times 6.78 \times 10^5=1,559,400(\text{kg-cm}) > IH=70(\text{cm}) \times 3.1 \times 10^3(\text{kg})=217,000(\text{kg-cm})$ 이므로, 말뚝외주와 확대기초콘크리트의 극한전단저항력(kg), S_{tu} 은 다음과 같다.

$$\begin{aligned}
 S_{tu} &= f \left(0.69 \frac{M}{l} + 0.13 \frac{l \cdot H^2}{M} \right) \\
 &= 0.7 \times \left[0.69 \times \frac{6.78 \times 10^5 (\text{kg-cm})}{70 (\text{cm})} + 0.13 \times \frac{70 \text{cm} \times (3.1 \times 10^3)^2}{6.78 \times 10^5 (\text{kg-cm})} \right] \\
 &= 0.7 \times (6,683.1 + 129) = 4,769 (\text{kg}) < 113,400 (\text{kg}) \\
 \text{단, } S_{tu} &\leq 0.2D \cdot l \cdot \sigma_{ck} = 0.2 \times 30 (\text{cm}) \times 70 (\text{cm}) \times 270 (\text{kg/cm}^2) = 113,400 (\text{kg}) \\
 f_s &: \text{안전율로, 상시에는 } f_s = 3, \text{ 지진시에는 } f_s = 2 \text{로 한다.} \\
 f &: \text{말뚝외주와 확대기초 콘크리트의 마찰계수로 강관말뚝인 경우에는} \\
 &\quad f = 0.7, \text{ PHC 말뚝이나 RC 말뚝인 경우에는 } f = 0.6 \text{으로 한다.}
 \end{aligned}$$

v) 확대기초의 말뚝에 대해서는, 수평방향의 압발(押拔)전단응력에 대해서 조사한다.

$$\begin{aligned}
 \tau_h &= \frac{H}{h'(2l+W+2h')} \leq \tau_{\Delta} : \text{O.K !} \\
 &= \frac{3.1 \times 10^3 (\text{kg})}{35 (2 \times 70 + 30 + 2 \times 35)} = 0.37 (\text{kg/cm}^2) \leq \tau_{\Delta} = 9.5 (\text{kg/cm}^2) \\
 \text{여기서 } h' &: \text{확대기초의 유효두께}(\text{cm}) = 100 - 30 = 70/2 = 35(\text{cm})
 \end{aligned}$$

(2) 확대기초 콘크리트의 수직지압응력, 편칭전단응력, 수평지압응력 등에 대해검토(강도설계법)

1) 수직지압강도

$$\begin{aligned}
 V_u &< \phi_b S_n = 37,124 (\text{kg}) : \text{N.G !} \\
 \text{여기서 } V_u &= 1.7 \times P = 1.7 \times 67 \times 10^3 (\text{kg}) = 113,900 (\text{kg}) \\
 \phi_b S_n &= \phi_b \times (0.85 \times \sigma_{ck} \times A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \\
 &= 0.6 \times (0.85 \times 270 \times 134.8) \times 2 = 37,124 (\text{kg})
 \end{aligned}$$

수직지압강도를 만족시키기 위해 보강덤개판을 설치할 경우, 말뚝머리 단면적은 $A_1 = (H \times B) = (\text{폭} \times \text{높이}) = 30 \times 30.5 = 915(\text{cm}^2)$ 이다.

수정 단면적을 사용할 경우의 안정성 검토는 다음과 같다.

$$\begin{aligned}
 \phi_b S_n &= \phi_b \times (0.85 \times \sigma_{ck} \times A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \\
 &= 0.6 \times (0.85 \times 270 \times 915) \times 2 = 251,991 (\text{kg}) \\
 V_u &= 113,900 (\text{kg}) < \phi_b S_n = 251,991 (\text{kg}) : \text{O.K !}
 \end{aligned}$$

따라서 도로교표준시방서에 준해서, 말뚝과 확대기초의 머리보강 방법 A 를 적용하여 H 형강 말뚝머리부를 보강할 경우에는 말뚝머리부의 단면적을 충분히 보강해 주어야 함을 알수 있다.

2) 수평 지압강도

$$H_u = 5,270(\text{kg}) < \phi S_n = 279,170(\text{kg}) \quad : \text{O.K. !}$$

$$\text{여기서 } H_u = 1.7 \times H = 1.7 \times 3.1 \times 10^3 = 5,270(\text{kg})$$

$$\phi S_n = \phi \times (0.85 \times \sigma_{ck} \times \text{말뚝근입깊이} \times D)$$

$$= 0.6 \times (0.85 \times 270 \times 70 \times 30) = 279,170(\text{kg})$$

3) 편칭전단강도(가장 불리한 단면만 검토 철·콘 설계편람 P482)

$$S_u = 5,270(\text{kg}) < \phi S_n = 8,091,014(\text{kg}) \quad : \text{O.K. !}$$

$$\text{여기서 } S_u = 1.7 \times H = 5,270(\text{kg})$$

$$\phi S_n = \phi \times 1.1 \times \sqrt{\sigma_{ck}} \times b_p \times d$$

$$= 0.7 \times 1.1 \times \sqrt{270} \times 1,661 \times 385 = 8,091,014(\text{kg})$$

$$b_p = 2[(H+d) + (B+d)] = 2(H+B+2d)$$

$$= 2(30+30.5+2 \times 385) = 1,661(\text{cm}^2)$$

$$d : \text{유효깊이} = \text{확대기초 두께} - \text{확대기초 저면에서 하부주철근}$$

$$\text{까지의 거리} = 400 - 15 = 385(\text{cm})$$

제 7 장 무조인트 교량의 거동계측 및 말뚝재하시험

7.1 상부구조 계측 계획

7.1.1 개요

앞 장에서 설명한 바와 같이 실용화 시험시공 대상 교량의 구조형식으로는 외국의 활용실적 및 현재 국내의 교량 건설 공법의 활용 현황을 고려하여 한국도로공사의 PSC Seam 표준단면을 사용한 콘크리트 3 경간 교량을 선정하였다. 상부구조의 거동 파악을 위한 계측 계획은 관련 문헌 자료와 교량 설계과정 중 그 거동이 일반 조인트 교량과 많은 차이가 예상되는 무조인트 교량의 일반구조거동을 보다 합리적으로 규명 할 수 있도록 수립되었으며 선정된 계측 항목은 아래와 같다. (팔: 일반적으로 상부구조라 함은베어링을 경계로 그 상면과 하면으로 구분함이 일반적이거나 본 장에서 상부구조라 지칭하는 부분은 주형이 거치 되는 면을 경계로 그 상부 구조물을 지칭한다.) 하부구조 관련 계측 계획은 다음 절에서 논의하고자 한다.

- ◎ 교각 연속지점 상부 슬래브 응력 (크리이프 및 건조수축에 의한 2차응력 관련)
- ◎ 교대 지점부의 활하중 분배비율
- ◎ 교대 상부의 부모멘트 발생 여부
- ◎ 무조인트 교량의 실온도 변화 계측
- ◎ 외기 조건 변화에 따른 교대 회전변위 및 접속슬래브의 이동량
- ◎ 유지관리용 초기 데이터 수집 (장기성능 평가 기초자료)
- ◎ 교대 상부 슬래브 둔각과 예각부의 거동계측(변위 및 응력)

위와 같이 계획된 계측항목에 대한 자료를 습득함으로써 국내 환경조건하에서 무조인트 교량의 실제적 거동을 밝히고자 하는 본 연구의 기초자료를 확보하고 추후 관련 시공기술 개발·개선 및 각 부재요소의 상세설계 규정 제시 등에 매우 유용한 자료로 활용될 것이다. 계측 항목은 문헌조사 및 설계과정에서 그 거동이 일반교량과 상이한 부분에 대한 기본자료를 최우선적으로 확보하도록 하였다. 이 장에서는 선정된 각 계측 항목과 계측결과를 이용하여 무조인트 교량의 구조거동 파악과 적용되는 계측 방안에 대하여 기본적인 설명을 소개하고자 한다.

7.1.2 콘크리트 건조수축과 크리이프의 영향

교량구조물에 사용되는 신축이음부에 발생하는 여러 종류의 문제점을 최소화하기 위한 방안으로 그 사용 수량을 최소화하는 교량 공법이 활발히 적용되고 있다. 특히 현재 사용되는 여러 교량공법 중 PSC 주형(prestressed concrete beam)을 이용한 다경간교량(2 내지 3 경간)에서 PSC 주형이 위치하는 교각 위에서 가로격벽을 설치하고 상부 콘크리트 슬래브에 발생하는 부모멘트에 대한 철근을 배치하여 연속화하는 공법은 미국의 경우 1960년대부터 일반적으로 사용되고 있으며, 국내의 경우 또한 매우 일반적으로 사용되고 있는 실정이다. 그러나 상부 콘크리트 슬래브와 PSC 주형이 일체화(합성)됨에따라서 발생하는 상부슬래브의 건조수축의 영향과 주형에 작용하는 프리스트레싱에 의한크리이프 작용은 시간경과 및 시공절차에 따라서 교각 연속부에 구속력(restraintmoment)을 유발하게 되며 이는 PSC 주형의 재령, 교각 연속화 지점 가로보 타설의 시점, 상부 슬래브 콘크리트 타설 방안, 외기 조건 및 콘크리트 재료특성 등과 같은 여러영향인자와 매우 복잡한 관계를 가지고 있으며 이들 여러 영향인자간의 상호작용 관계를규명하기 위한 많은 연구가 진행되어져 왔다. 미국의 무조인트 교량 활용실적을 참조하면 PSC 주형의 사용은 매우 보편화 되어있으나 관련 전문기술자 및 미국 각주의 무조인트 교량 설계지침에 의하면 대부분의 경우, 무조인트 교량의 적용 제한조건인 교량 연장길이 조건을 만족하는 한 건조수축과 크리이프의 영향은 주설계하중(사하중 및 활하중;충격포함)에 비하여 그 영향이 매우 적으므로 무조인트 교량 설계시 특별히 고려하지 않고 설계 및 시공을 실시하는

것으로 조사되고 있다. 이와 같은 사유로는 그림 7.1 과 7.2 에서와 같은 상관관계를 가지는 건조수축과 크리이프 및 그 외의 여러 종류의 2 차응력의 영향을 고려한 결과에 근거하고 있다.

그림 7.1 은 1 경간으로부터 3 경간 연속교에서 건조수축과 크리이프의 영향을 독립적으로 나타내었으며 그림 7.1 에서 (a)는 건조수축의 영향, (b)는 크리이프의 영향을 도식화하였다. 이 그림이 나타내는 구조 특성을 관찰하면 상부 슬래브의 건조수축은 단경간 무조인트 교량 중앙부의 정모멘트를 증가시키고 교대 연결부에 큰 영향을 미치고 있음을 알 수 있으며, 경간수가 증대함에 따라서 교각 지점부 부모멘트에 미치는 영향은 작아지는 동시에 중앙부의 모멘트 증감에 또한 그 영향이 작음을 알 수 있다. 크리이프에 의한 영향은 건조수축이 구조체에 미치는 영향과 정반대로 나타나고 있음을 알 수 있다. PCA(mattock)에 의한 실험결과인 그림 7.2 는 건조수축과 크리이프의 영향이 교각반력에 미치는 영향을 명확히 나타내고 있다.

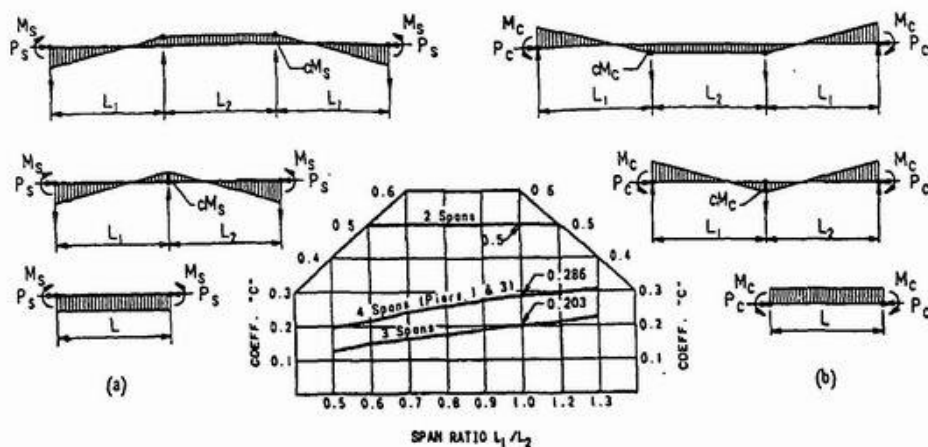


그림 7.1 단경간, 다경간 일체식 교대교량의 건조수축과 크리이프의 영향

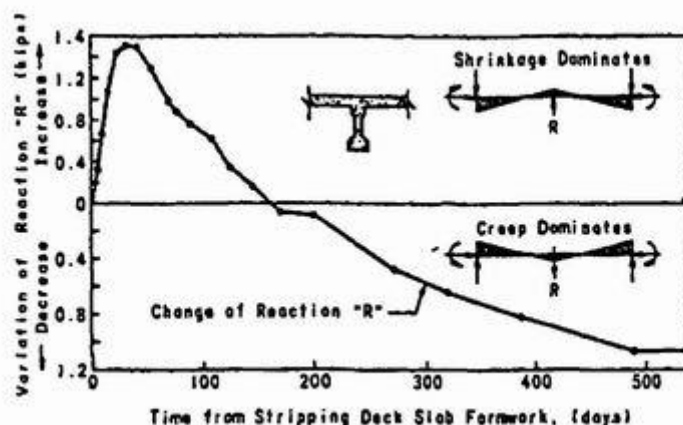


그림 7.2 2 경간 연속교의 건조수축과 크리이프관계

즉 상부 슬래브 콘크리트 타설 완료 후 시간이 경과함에 따라 크리이프 효과가 구조거동에 지배적임을 알 수 있으며 위 실험으로부터 여러 시공조건을 조절 할 경우 일반적으로 무조인트교량에서 상부 슬래브 콘크리트 타설 30 일 후 건조수축에 의한 발생구속 모멘트와 주하중과의 조합을 충분히 고려한다면 발생하는 건조수축 효과에 대하여 안전한설계를 실시할 수

있다는 것을 암시한다. 그러나 실 구조물에서는 주형에 작용하는 지속적인 크리이프 효과는 건조수축 영향을 상쇄하는 작용을 하며 주형에 작용하는 프리스트레스는 주형의 온도변위에 따라서 그 크기가 증감되는 복잡한 거동이 존재함을 인식하여야 한다. 추후 설명하는 다른 2 차응력과 상관계는 더욱 이들 영향인자의 상호관계를 명확히 인식하기 어렵게 한다. 이와 같은 복잡한 관계를 국내 시방 규정 및 시공관행을 고려하여 규명하기 위하여 현재 미국 TRB 의 PSC 주형의 연속화 교량의 거동과 관련된 연구결과인 건조수축과 크리이프의 구속효과를 시간 경과에 따라 예측할 수 있는전산프로그램(BRIDGERM)에 대하여 국내 시방규정을 반영하여 수정하는 프로그램 개발중이며, 이미 언급한 모든 영향 인자의 관계를 밝히기 위하여는 방대한 시험이 필요한바 실용화 시험시공 교량의 특성을 이용하여 완공후 약 1 년간의 활하중 재하가 없는 기간 중 교각 연속부와 교대부의 응력을 직접 측정하는 방안을 이용하여 일체식 교대에서의 건조수축 및 크리이프 효과를 분석하고자 한다.

7.1.3 교대지점부 활하중 분배

무조인트 교량은 교대 베어링을 사용하지 않는 특성으로 인하여 상부 사하중및 활하중이 베어링을 경유하여 하부구조로 하중을 전달하는 일반조인트 교량의 하중전달 경로를 비교시 상부하중(사하중, 활하중)을 보다 균등하게 하부구조로 효과적으로 전달 할 수 있는 장점이 존재함을 무조인트 교량의 구조 특성의 한부분으로 규정된다. 이와 같은 구조특성은 교량 사용 중 구조 부재의 성능을 장기간 보장할 수 있을 뿐만 아니라 추후 관련 구조 부재의 최적화 설계를 실시 할 수 있는 가능성을 암시한다. 그러므로 활하중 분배효과는 교량 완공후 동·재하시험을 실시하여 주형별 하중 분포관계 및충격계수 효과를 동일 형식의 교량의 계측 결과와 비교 검토하여 분석을 실시 할 예정이다.

7.1.4 교대 상부 부모멘트

무조인트 교량의 구조거동을 마치 라멘 구조물과 동일하게 취급하는 경우가 있으나 이는 무조인트 교량의 특성이 충분히 고려된 설계 및 시공과정을 명확히 이해하지않은 상태에서 거동을 추측하기 때문이다. 라아멘 구조물은 교대부에 신축이음장치 및베어링이 사용되지 않으므로 두 교량부재 요소가 사용되지 않는 개념으로는 무조인트 교량과 동일한 것으로 판단이 가능하다. 그러나 교대 변위를 허용하는 개념의 관점에서는두 구조물의 거동은 완전히 다를음을 인지하여야 하며 또한 이를 합리적으로 수용하기 위한 세부설계는 완연하게 다르다. 교대에서 주형, 상부슬래브, 접속슬래브가 일체의 형식을 취하고 있으므로 상부에 작용하는 하중은 교대 상면에 부모멘트를 유발 할 수 있으며이를 적절히 분담 할 수 있는 철근배근이 필요하게 된다. 그러나 이와 같은 부모멘트의크기는 실제 시공방법의 적용과정에서 부모멘트의 크기를 조절 할 수 있다. 그러므로이러한 특성을 충분히 고려한 합리적인 설계가 필요하다. 추가로 교대부에 작용 가능한부 모멘트는 이미 언급한 건조수축 및 크리이프의 효과와도 매우 밀접한 관계를 가지고있으므로 설계에서 사용된 철근량의 적정성을 실제 발생하는 작용응력의 크기를

통하여검증하고자 한다.

7.1.5 교량 구조물의 실온도 측정

교량구조물의 기후 및 환경변화에 의한 변위는 구조물이 위치하는 지역특성 및사용재료 특성에 따라 다르며 각국에서는 여러 종류의 시방규절을 통하여 이를 인정하여구조물에 발생하는 이동량 산정을 위한 지역별 온도변위의 범위 및 사용재료에 따른 선팅창계수값을 규정하고 있다. 무조인트 교량의 온도변위에 따른 이동량에 관련된 대표적인 연구자료인 Jorgenson 의 TRR 보고서에서는 미국 North Dakota 주의 교량연장 137m 의무조인트 교량의 계절 온도변화 및 이에 따른 교량 온도신축 이동량에 대한 계측내용을소개하였으며, 상부 슬래브의 온도 및 대기온도와 교량웨 실이동량(DT)을 측정한 결과아래와 같이 온도변위 예측 산정식을 제안하였다.

$$DT = T1 - T2 + (T3-T1)/3 \quad (7.1)$$

여기서, T1=가장 더운 날의 동틀 무렵의 대기 온도

T2=가장 추운 날의 동틀 무렵의 대기 온도

T3=가장 더운 날의 대기 온도의 최대값

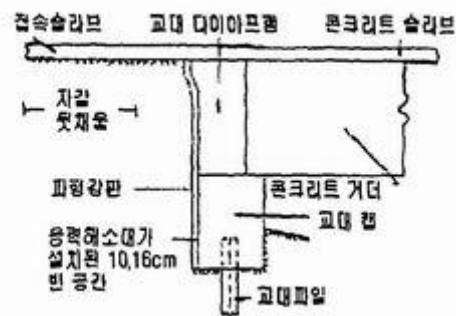


그림 7.3 교대부의 단면

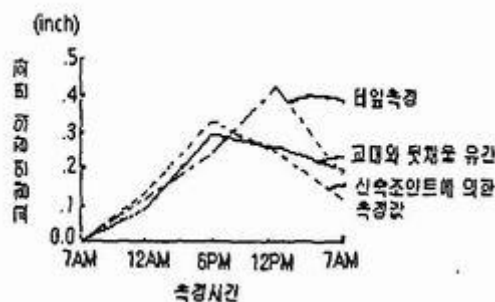


그림 7.4 교량연장의 일변화

그림 7.4 의 연구 결과를 얻기 위하여 그림 7.3 과 같이 교대 배면에 계측을 위한 빈 공간을 설치하여 교대부의 직접변위를 관찰하였으며 이 그림에 명시된 신축조인트는 접속슬래브 뒤에 위치하는 Cyclic Control Joint 에서의 변위량을 의미한다. 이 보고서 내용중 가장 특이한 내용은 아래 그림 7.5 이다.

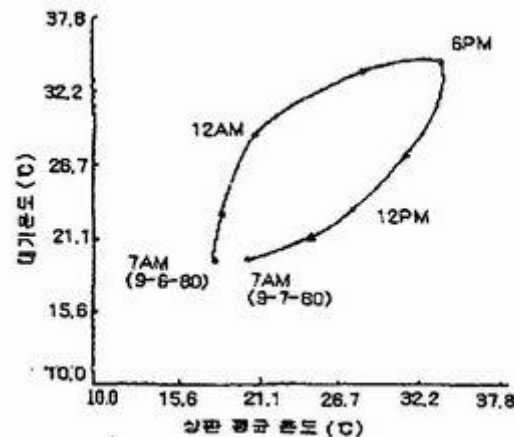


그림 7.5 상부슬래브와 대기온도

대기온도와 상부슬래브의 평균기온을 측정하여 이들의 관계를 대비한 자료로서 그림 7.5 에서와 같이 대기온도와 상부슬래브의 온도변화는 서로 일치하지 않으며 상부슬래브의 온도변화는 대기온도의 변화와 비교시 온도상승 및 하강이 매우 늦게 나타남을 알 수있다. 같은 보고서 내용 중 실온도변위량을 산정한 결과 상부슬래브의 온도에 의한 변위는 실제 측정된 변위량과는 많은 차이가 있음이 계측 보고되었다.

본 연구의 계측 작업도 상기 연구과제와 유사한 형태의 온도변위 계측 작업을 수행하고자 하며 추가적으로 교량의 온도를 파악하기 위하여 상부구조의 온도변위 Gradient 를파악하기 위하여 Thermo Couple 을 이용하여 측정하고자 한다.

7.1.6 교대 회전변위 및 접속슬래브의 이동량

일반 교량에서의 해당 구간의 온도신축 변위는 신축이음부에서 측정이 가능하며 측정치가 가지는 구조적 의미가 매우 확실하기 때문에 계측작업 및 분석에 별다른 어려움이 존재하지 않는다. 그러나 일반 조인트 교량과는 다르게 무조인트 교량의 온도변위이동량을 측정하기 위하여는 측정위치의 결정이 우선적으로 필요하다. 즉 온도변위량을결정하는 교량길이를 양측 교대의 중앙점이라 하는 경우, 교량의 실제적인 변위를 조사하기 위하여 교대 중앙부에서의 변위량 계측이 필요한 동시에 교대와 일체로 연결시공된접속슬래브 후면의 변위 계측이 온도변위 거동을 파악하기 위하여 추가로 필요하다. 즉실제적인 온도변위 거동 파악을 위하여는 교대 전·후면과 교대와 일체로 연결된 접속슬래브 도로부 끝단의 변위량에대한 계측 작업이 필요하다. 설계 개념상 교량 상부구조의변위량(교대 수평 변위량)과 접속슬래브에서 측정되는 변위량은 동일하여야 하나 상부구조로부터 접속 슬래브를 통하여 전달되는 변위는 파일, 교대후면

수동토압, 접속슬래브하면의 마찰저항에 의한 에너지 분산효과(energy dissipation)로 인하여 변위량이 일치하지 않으리라 판단된다. 또한 두동교는 교량진행방향으로 2.652%의 종구배가 존재하므로교량 전체 사하중의 기울기 방향의 분력이 변위량에 다소 영향을 미칠 것으로 예측되나이에 대한 연구는 현재 진행된 적이 없는 것으로 조사되었으며 종구배는 무조인트 교량의 적용제한 조건에도 존재하지 않는 항목이다. 그러므로 교대부에서의 변위 측정은 경사계를 이용한 간접 측정과 각 기준점에 설치되는 측량기준점을 이용한 직접 측량을 실시할 예정이며, 접속슬래브의 끝단의 변위는 설계도에 명기된 바와 같이 접속슬래브와완충슬래브의 유격을 측정하는 방안 또한 고안 중이며 동시에 측량점을 이용한 직접계측을 병행하도록 한다.

7.1.7 상부 슬래브의 둔각 및 예각부 거동

무조인트 교량 적용제한 조건 중 사각에 대한 제한 규정이 존재한다. 실용화 대상 교량으로 선정된 두동교는 현재 30°사각을 보유하도록 설계되어 있다. 설계 초기에는 사각에 대한 변경을 실시 할 예정이었으나 현재 미국내의 각주의 일체식 교대 교량의적용제한 조건에 대한 분석을 실시한바 사각 30°이내에 대하여는 특별한 고려사항 없이적용함이 일반적이며 또한 향후 사각이 미치는 명확한 영향 및 기존 교량과의 시공 및유지관리의 경제성 분석을 실시 하고자 원설계 교량의 사각을 그대로 유지하여 설계를실시하였다. 사각을 매우 크게 가진 사교의 거동 특성은 그림 7.6 에 표현된 바와 같이무조인트 교량의 교대에 작용하는 토압의 작용력이 교축 방향과 일치하지 않으므로 회전력이 발생하게 된다. 이러한 변위는 예각부에서 증대되며 외기온도가 증가함에 따라 발생한 예각부의 변위는 여러 가지 저항으로 원위치로 복귀하기 어렵게 되므로 교대와 같이 거동하는 접속슬래브 및 부속구조물(연석, dike, 중앙분리대 등)의 변형을 가져오게 되며 이는 교대 뒷채움부의 손실과 매우 밀접한 관계를 가지게 될 수 있다. 또한 말뚝 및교대 벽체에도 예기치 않은 응력의 발생을 초래 할 가능성도 내포하고 있게 되므로 이와같은 거동을 명확히 밝히기 위해서는 둔각과 예각부에 발생하는 변위에 대한 계측이 필요하다.

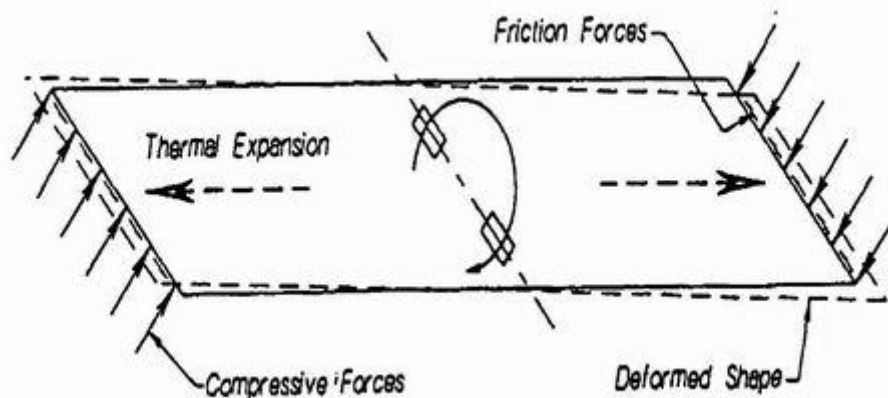


그림 7.6 사교의 회전거동

7.1.8 교량 유지관리를 초기자료 (장기 성능평가)

현재 계획된 실용화 시험시공 일정에 의하면 두동교 완공후 활하중의 재하 없이약 1 년간의 계측 작업을 실시 할 수 있는 기간이 있으므로 본 교량의 거동을 밝히는 기본자료를 습득 할 수 있는 충분한 기간이 존재하는 동시에 본 교량은 국내 최초로 개발되어 공용을 목적으로 하는 교량이므로 이에 관련된 유지관리 및 구조성능평가 작업이매우 중요한 것으로 판단된다. 또한 일반 교량과 비교시 향후 교량 사용중의 장점 및단점을 명확히 구분하고자 완공 후 교량에 정·동재하 시험을 실시하여 지속적인 성능평가의 기본자료를 제공 할 수 있도록 하였다. 즉 완공후 즉시 초기 재하시험을 통한초기 자료 확보로 무조인트 교량의 성능 평가에 관련된 기초자료를 제공 확보하기 위함이다.

7.2 말뚝 계측

7.2.1 개요

말뚝의 거동특성을 파악하기 위하여 재하시험에서 가장 중요한 요소는 계측기의설계이다. 계측기의 설치가 잘못되면 부정확한 계측값으로 결국 불안정한 설계를 유도할 수 있다. 계측기의 종류와 설치량은 재하시험시에 얻고자하는 정보에 따라 담당 기술자가 결정한다. 그림 7.7 과 7.8 는 연직방향의 정재하시험과 수평방향의 정재하시험시에 사용된 계측기의 종류와 설치개소에 따라 얻어지는 정보를 보여 준다. 단순히 말뚝머리부예의 하중과 침하량만을 측정하면 말뚝의 하중전이거동을 파악하는데 필요한 정보를 거의 얻을 수 없다. 그런데 Telltale 이나 스트레인게이지(strain gage)를 말뚝본체에설치하면 말뚝에 흠의 저항력의 분포를 이해하는데 필요한 정보를 얻을 수 있다. 이와같이 그림 7.7 에서는 Telltale 의 설치 개수에 따라 보다 정확한 지지력분담 분포를 확인할 수 있다. 또한 그림 7.8 에서는 수평재하시에 경사계(inclinometer)와 스트레인게이지의 설치에 따라 말뚝의 변형량이나 휨모멘트를 구할 수 있다.

현재 시공중인 무조인트교량에 대해서는 말뚝의 연직방향 지지거동과 수평방향의 거동을 확인하는데 주목적이 있다. 말뚝의 연직지지력은 그림 7.7 과 같이 로드셀과 스트레인게이지와 다이얼게이지를 이용하여 구하고, 수평방향의 거동은 그림 7.8 와 같이 다이얼게이지, 경사계 및 스트레인게이지를 이용하여 휨모멘트 값을 구한다. 설치하고자 하는 계측기의 종류별 특성에 대해서는 다음과 같다.

7.2.2 스트레인게이지(strain gage)

말뚝내부에서 하중을 결정하는데 사용된다. 변형율계는 크게 두 가지 즉, 전기저항식(electric

resistance strain gage)과 진동현식(vibrating wire strain gage)로 구분된다. 변형율계가 부착된 위치에서 연직하중(P)은 다음 식으로 결정된다.

$$P = \epsilon EA \quad (7.2)$$

여기서, ϵ = 변형율계로 측정된 변형량

A = 말뚝의 단면적

E = 말뚝재료의 탄성계수

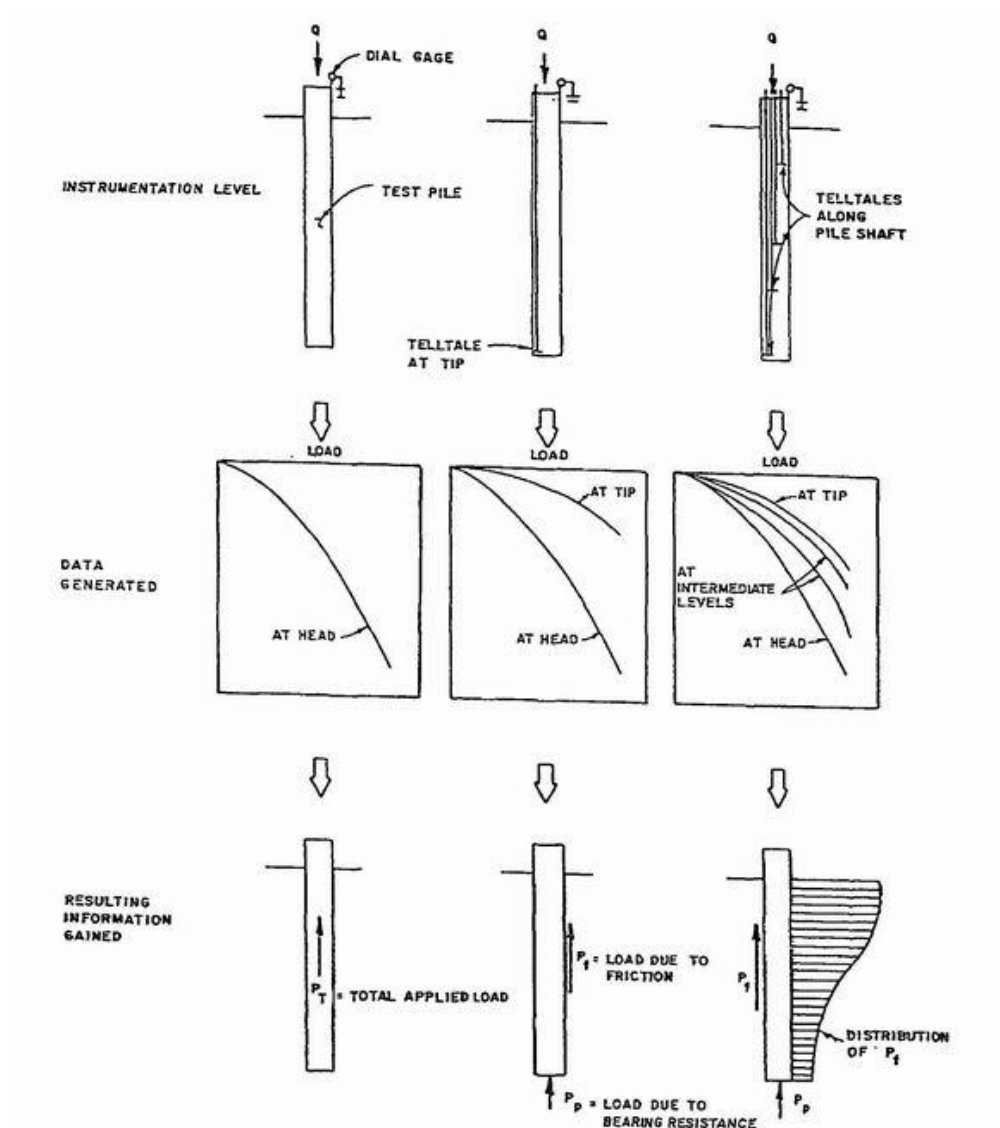


그림 7.7 연직재하시험에서 계측기 종류에 따라 얻을 수 있는 자료

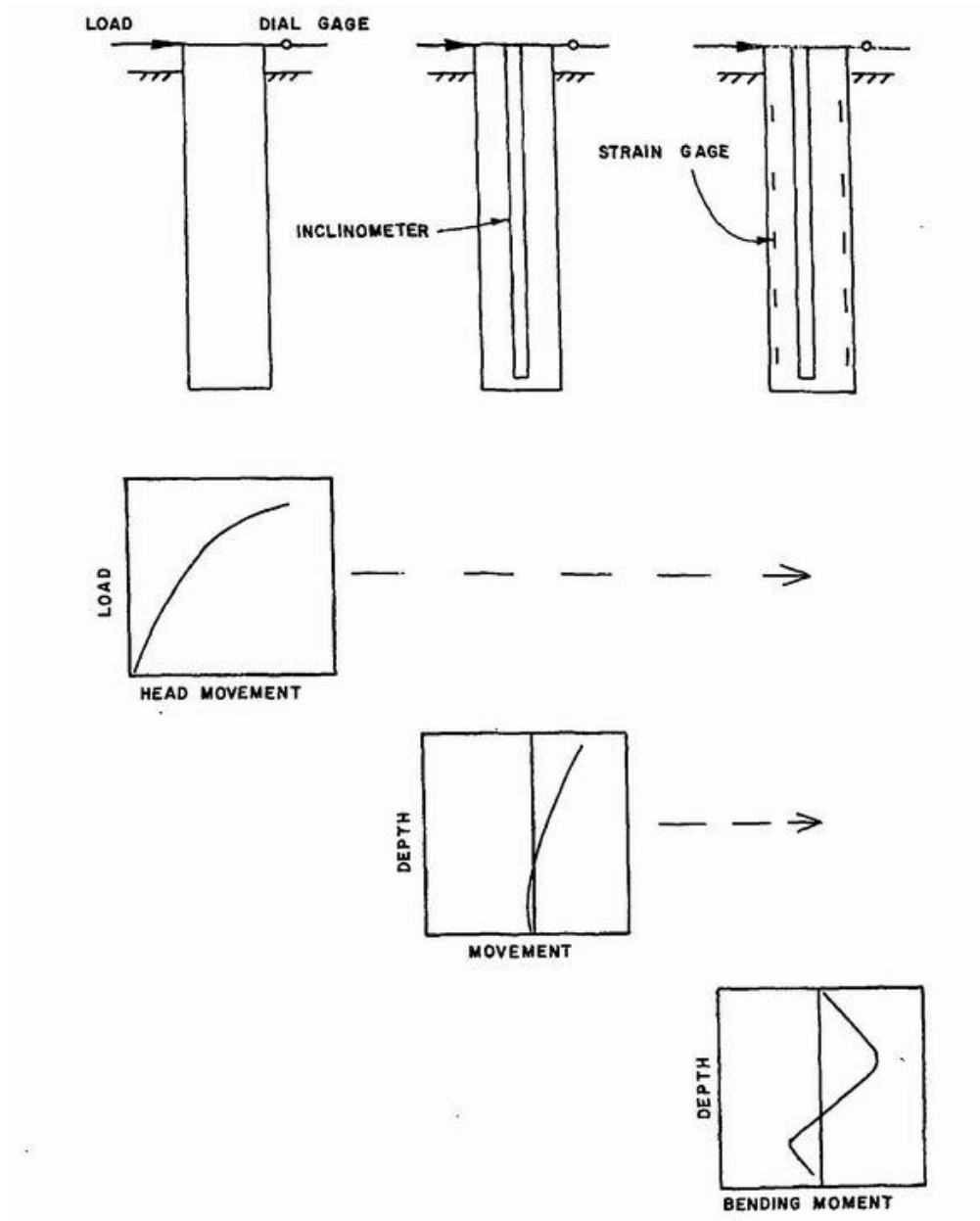


그림 7.8 수평재하 시험에서 계측기 종류에 따라 얻을 수 있는 자료

7.2.3 말뚝 머리부에서 변위 측정 방법

말뚝 머리부의 변위는 다이알게이지 또는 LVDT 를 독립된 지지대에 고정하여 측정하는 방법과 직접 수준 측량 실시하는 방법 그리고 말뚝에 거울을 붙이고 그 위에 가느다란 자를 부착하고 독립된 고정대에 팽팽하게 긴장시킨 피아노선을 설치하여 그 이동량을 측정하는 방법 등이 있다.

말뚝 머리부의 변위는 일반적으로 다이알 게이지를 이용하여 측정한다. LVDT 는 기계적인 다이알게이지를 전기적인 방식으로 바꾼 방법으로 기계적인 다이알게이지 방식 대신에 흔히 사용된다. LVDT 는 전기적인 기계장치로 기계적인 변위를 전기적인 신호로 바꾸어 준다. LVDT 는 변위량에 비례한 전기적 출력을 발생한다. 그것의 감도는 다이알게이지의 감도와 비슷하다.

기준지지대가 교란되는 등 주된 측정기로 사용되지 못할것을 대비하여 직접 관측방법이나, 피아노선을 이용하는 방법을 추가로 고려해야 한다다이얼 게이지 보다 LVDT 를 사용하는 장점은 LVDT 작동을 원격으로 관측이 가능하고컴퓨터로 연결하면 자동계측이 가능하다. 또한 말뚝머리부의 수평 변위량은 다이얼 게이지를 제외한 수직변위 측정장치와 동일한 장치를 사용하여 측정이 가능하다.

7.2.4 말뚝길이에 따른 측방변위

말뚝길이에 따른 측방변위는 재하 전후에 말뚝의 기울기 측정으로 계산이 된다말뚝 축의 경사변화는 경사감지기(tilt sensors)와 케이싱으로 구성된 경사계(inclinometer)를 이용하여 측정될 수 있다. 경사 측정방법은 그림 7.9 과 같이 여러 개의 감지기를 케이싱에 고정시키는 방법(고정식 경사계)과 한개의 감지기를 케이싱을 따라 위 아래로 움직이면서 측정하는 방법이 있다. 고정식 경사계에 의한 방법이 다소 많은 기기의 설치가 필요하지만 자료획득을 위한 노력이 적게 소요될 뿐만 아니라 자료의 신뢰도가 크다그러나 후자의 방법을 적용 시에는 흙의 시간 의존성 때문에 말뚝의 선단과 머리부에서의 각각 이동량의 정밀도가 떨어진다. 또한 본 계측기를 재하시험시에만 사용할 것이아니라 교량공사가 완료된 뒤에도 말뚝거동을 계속 관측할 필요성이 있기 때문에 전자의방법을 적용하여 상시계측을 실시하는 것이 유리하다. 특히 그림 7.8 과 같이 말뚝의 정확한 휨모멘트 값을 요구하는 경우에는 경사계와 더불어 변형율계를 추가할 필요가 있다.

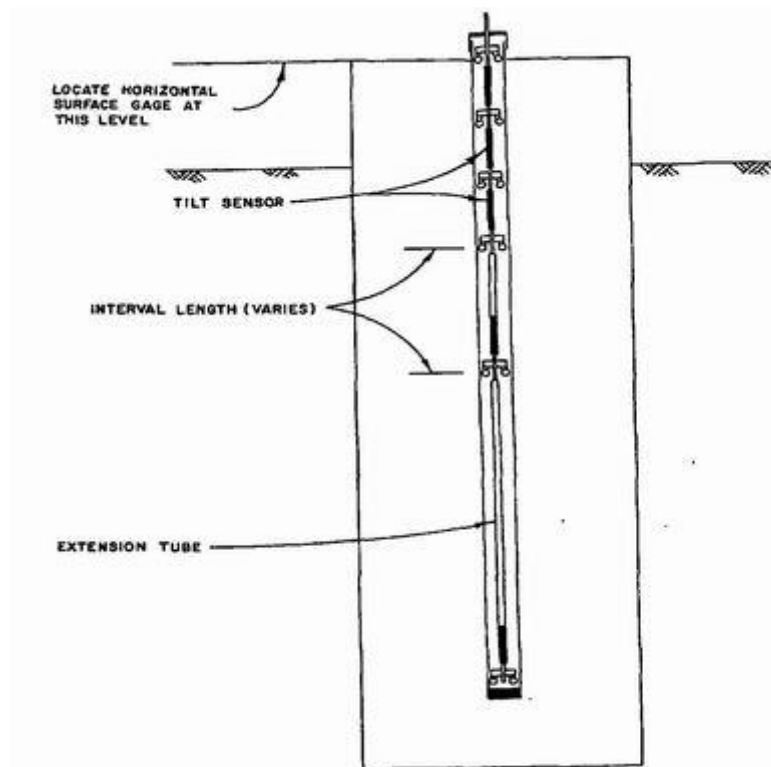


그림 7.9 고정식 경사계

7.2.4 계측기 매설위치

그림 7.10 은 본 시험시공 구간에 설치될 계측기의 개략적인 배치도이다. 두동교교량 말뚝기초의 배치도와 말뚝 재하시험할 위치도는 그림 7.11 에 나타나 있다.

교대에 작용하는 주동과 수동토압을 살펴보기 위하여 교대 A2 에 총 4 개의 토압계를교대배면에 부착한다. 이 토압계는 상부슬라브의 신축에 의해 교대가 배면이나 전면으로 움직일 때 교대 배면토와 전면토가 상부구조물의 움직임에 저항하는 토압을 알아보기 위한 것이다.

또한 무조인트 교량의 장기거동과 말뚝기초의 하중전이 거동을 살펴보기 위하여, 각말뚝에 설치한 계측기 위치와 확인보링한 주상도와 같이 나타낸 것은 그림 7.12-7.17 과같다.

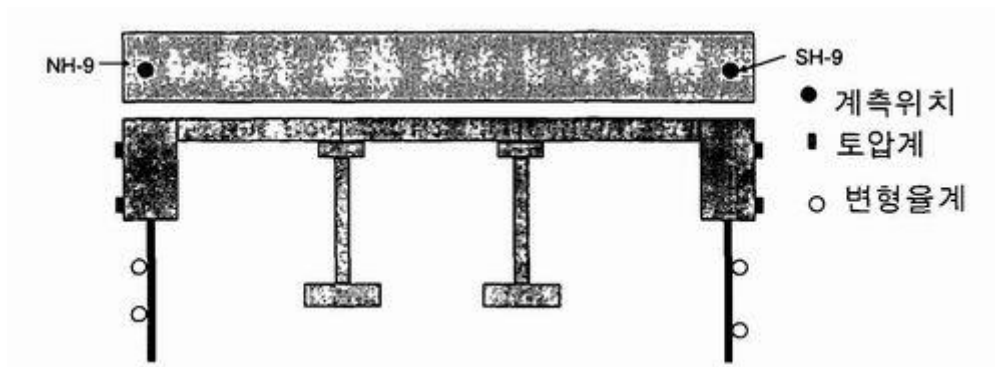


그림 7.10 계측기 매설 위치

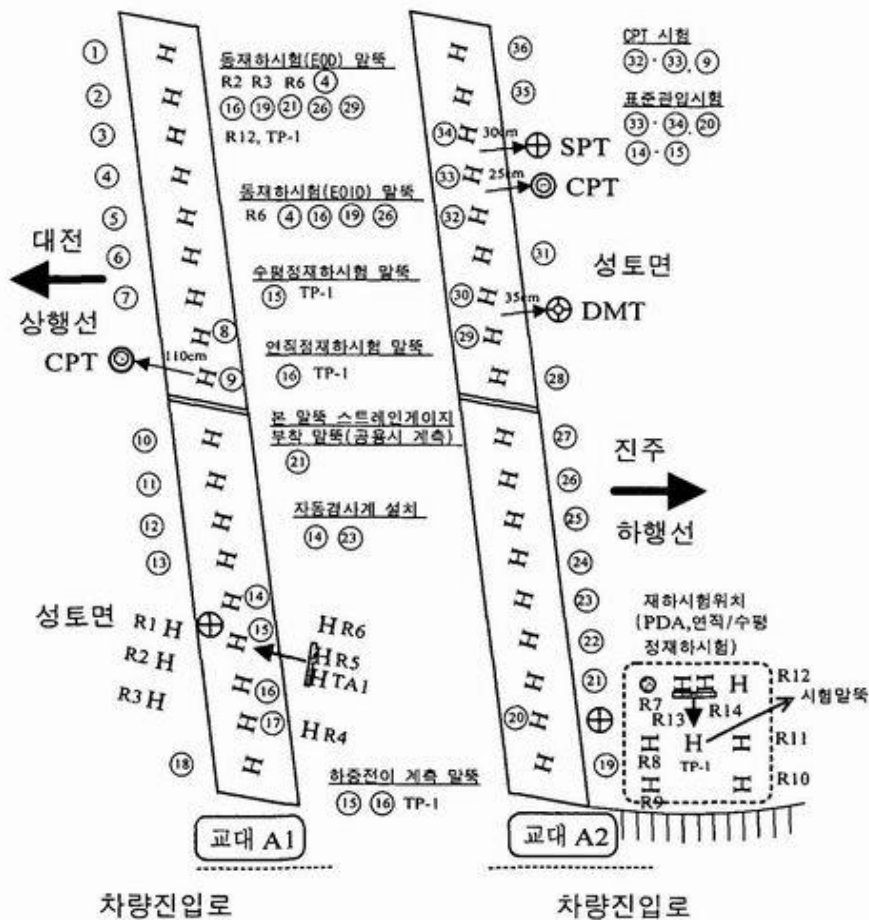


그림 7.11 교대 말뚝기초에 재하시험 위치도

여기서 압축방향의 연직정재하시험 말뚝은 교대 A1 16 번과 교대 A2 의 시험말뚝(TP-1)이고, 이에 대한 변형율게이지 부착 위치도는 각각 그림 7.13 과 7.12 와 같다. 수평방향 정재하시험 말뚝은 교대 A1 15 번과 교대 A2 의 시험말뚝(TP-1)이고, 이에 대한 변형율게이지 부착 위치도는 각각 그림 7.14 과 7.12 와 같다. 구조물 공용시, 말뚝기초의 응력상태와 수평방향 변위를 알아보기 위하여 설치된 변형율게이지와 자동경사계의 위치도는그림 7.15-7.17 과 같다.

연직과 수평방향 정재하시험시, 말뚝재료의 항복력까지 재하하여 말뚝의 극한지지력을얻고자 한다. 이때 말뚝재료의 항복상태는 스트레인게이지로 파악한다. 변형율게는 수평방향의 응력상태를 알고자 할 때에는 약축에서 약한 면인 플랜지의 가장자리에, 연직방향의 응력상태를 측정하고자 할 경우에는 약축의 강한 면인 웹에 각각 양면으로 설치 한다.

연직정재하시험 말뚝에서는 될 수 있는 대로 말뚝 선단과 머리부분에서 촘촘하게, 말뚝몸체에서는 일정한 등간격으로 스트레인게이지를 말뚝에 부착한다. 수평정재하시험말뚝과 수평변위측정 말뚝은 기존 문헌에 의하면 지표면에서 아랫방향으로 약 7m 정도까지 변위가 발생한다고 하므로 이 부분에 중점적으로 게이지를 조밀하게 부착한다. 말뚝에 걸리는 온도변화를 알아보기 위하여 Dummy Gauge 대신에 Thermo Couple 를 이용하고 스트레인게이지와 같이 설치한다. 말뚝의 전체적인 굽힘을 확인하기 위하여 플랜지와 웹가

만나는 모서리에 경사계를 부착한다. 모든 게이지는 튼튼한 7 자나 t 자앵글로 말뚝에 용접하여 보호하며, 자동경사계의 1 자 앵글 내부에는 벤토나이트 용액으로 충분치 밀봉 및 고정한다.

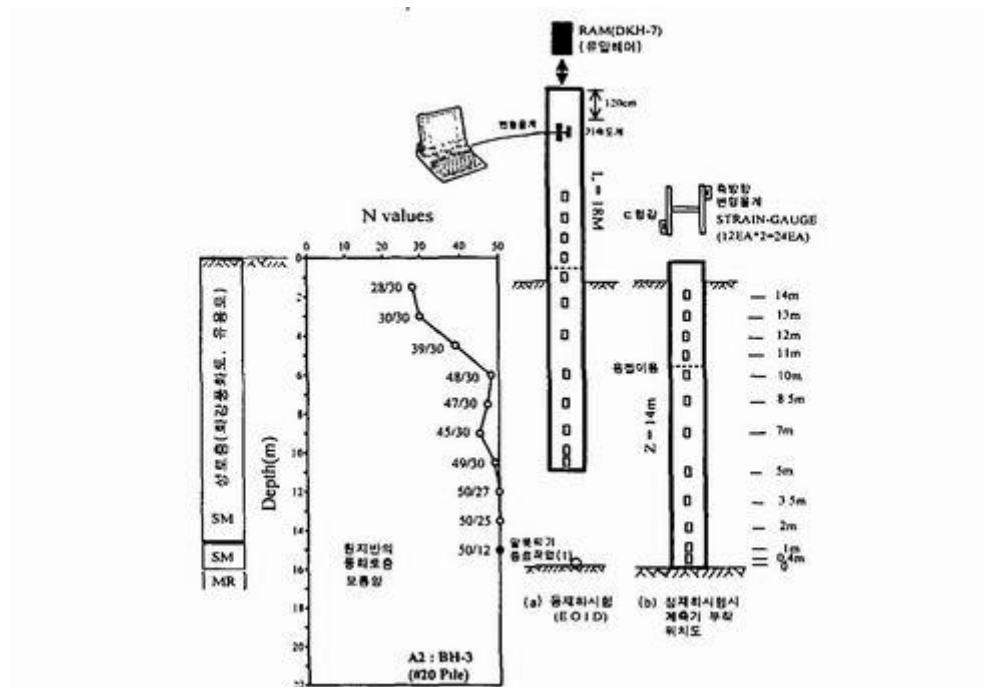


그림 7.12 교대 A2 시험말뚝에 설치된 변형률 게이지 위치도(연직과 수평정재하시험용)

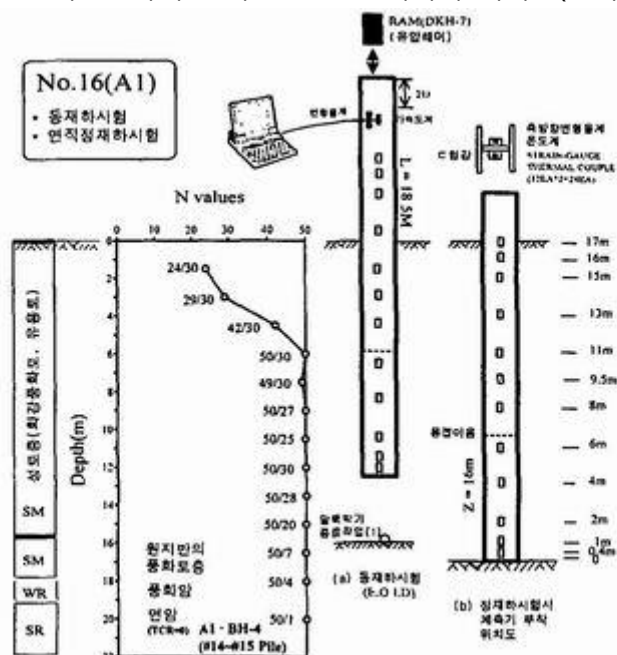


그림 7.13 교대 A1 16 번 말뚝기초에 설치된 변형률게이지 위치도(공용시 장기계측과 연직정재하 시험용)

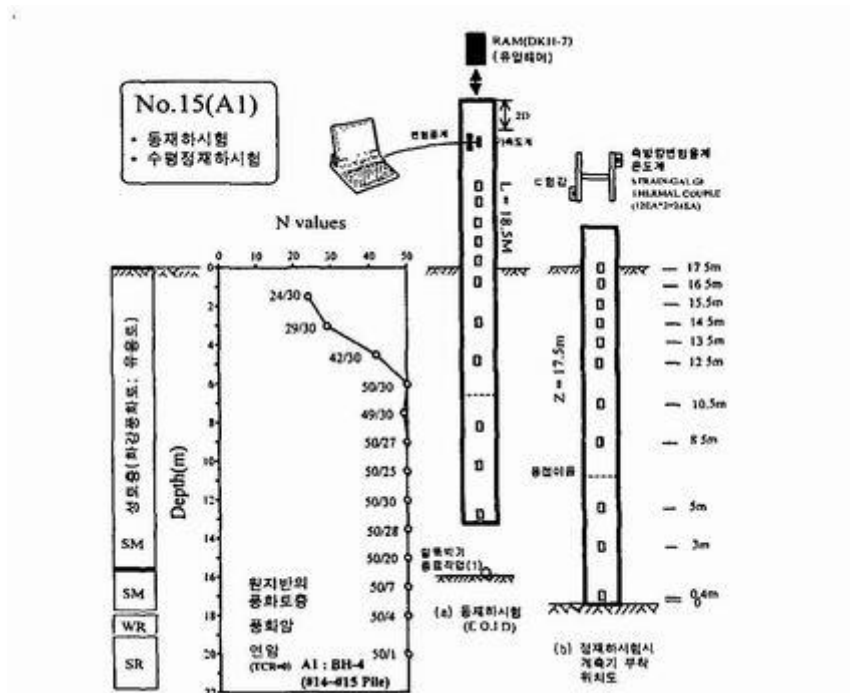


그림 7.14 교대 A1 15 번 말뚝기초에 설치된 변형율게이지 위치도(공용시 장기계측과 수평정재하 시험용)

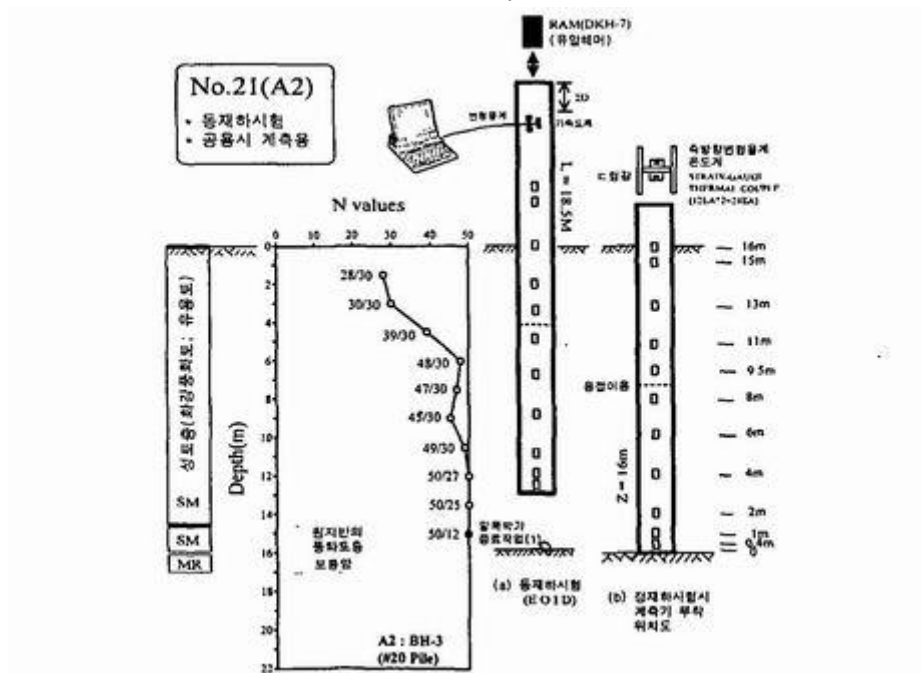


그림 7.15 교대 A2 21 번 말뚝에 설치된 변형율게이지 위치도(공용시 장기계측용)

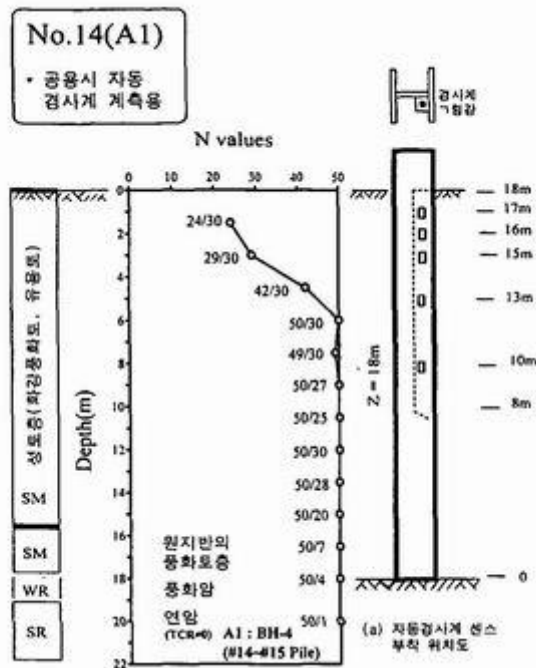


그림 7.16 교대 A2 14 번 말뚝기초에 설치된 자동 경사계 위치도(공용시 장기계측용)

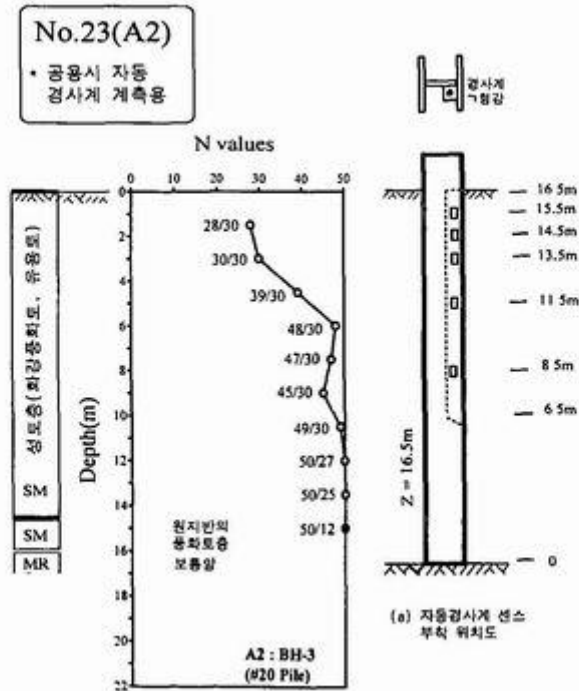


그림 7.17 교대 A2 23 번 말뚝기초에 설치된 자동 경사계 위치도(공용시 장기계측용)

7.3 항타공식

말뚝의 극한지지력을 결정하는데 방법은 ① 정재하시험과 동재하시험에 의한 방법, ② 정역학적 추정지지력 공식에 의한 방법, ③ 항타공식에 의한 방법, ④ 기존자료에 의한 추정으로 분류할 수 있으나 말뚝재하시험 방법 외에는 신뢰도가 극히 낮은 상태이다. 말뚝의 동역학적 지지력

산정법에는 말뚝의 항타공식을 이용하는 방법과 파동방정식에 의한 수치해석법을 이용하는 방법이 있다. 말뚝의 항타공식에 근거하여 산정된 말뚝의 지지력은 그 적용범위가 한정되어 있으며, 사용시 주의가 요망된다. 반면에 파동방정식에 의해 추정된 말뚝의 지지력은 항타공식에 의한 것보다 훨씬 정확한 것으로 알려져 있다.

항타공식들은 매우 간편하고 널리 사용하고 있지만, 정밀도인 오차가 크다. 이를 개선하기 위해서는 이 공식의 입력변수를 동재하시험으로 결정하여 말뚝의 지지력을 예측하면 보다 나은 결과를 얻을 수 있다.

여기서는 고속도로전문시방서(1998)에 나타나 있는 항타공식만을 언급하며, 이는 본 말뚝 항타시에 보조수단으로 지지력을 산정하는데 사용된다.

7.3.1 Hiley의 항타공식(1930)

이 공식은 해머효율 이외에 타격효율을 고려하고, 에너지 손실(ΔE)을 3 가지(쿠션, 말뚝, 흙)로 나누어 에너지 보존법칙을 적용하여 나타낸 식이며, 실무에서 가장 많이 사용하고 있다.

$$R_a = \left(\frac{e \cdot W_r \cdot h}{s + \frac{c + c_c}{2}} - \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p} \right) / FS \quad (7.3)$$

여기서 R_a : 말뚝 항타시, 흙의 허용저항력, s : 최종관입량,

$e = (EMX/W_r H)$: 시항타시, 동재하시험(E.O.I.D)을 실시하여 구한 해머효율을적용

EMX: 게이지 위치에서의 최대항타에너지

W_r : 해머의 무게

H: 해머낙하높이

h: 해머의 높이, W_r : 램의 중량, W_p : 말뚝의 중량, n: 반발계수,

C_p, C_q : 말뚝, 지반의 최대탄성압축 변형량

$C = C_q + C_p$: 항타시, 리바운드량

C_c : 리바운드량 적용시, 말뚝머리 부착물의 탄성변형량

(표 7.1 참조)

표 7.1 말뚝머리 부착물의 탄성변형량, $c_{\{c\}}$ (mm) [Chellis, 1961]

타격받는 말뚝재료	타격 정도			
	말뚝머리 또는 캡에 작용하는 항타응력 (kg/cm ²)			
	35	70	105	140 이상
	쉽게 항타	중간정도 항타	심한 항타	매우심한 항타
강(관)말뚝 머리에 직접 항타	0	0	0	0
나무말뚝 머리에 직접 항타	1	2	3	5
75~100mm 두께의 패킹이 들어 있는 캡 을 사용하여 프리캐스트 콘크리트 말뚝머리를 항타할 경우	3	6	9	12.5
나무패킹이 들어 있는 강캡을 이 용하여 H 말뚝이나 강(관)말뚝 머 리를 항타할 경우	1	2	3	4
2개의 10mm 강판사이에 5mm 섬유 디스크를 이용하여 말뚝을 심하게 항타할 경우	0.5	1	1.5	2

FS : 안전율

$$\therefore FS = \frac{R_u^{Hiley}}{R_a^{PDA}}$$

R_u^{Hiley} : Hiley 공식에서 산정한 극한지지력

($R_{\{a\}}^{\{PDA\}}$) : 동재하시험에서 구한 허용지지력

단, Hiley 공식에 의한 축방향 허용지지력의 안전율은 일반적으로 3~4 를 적용하며, 재하시험을 한 경우는 항타공식의 지지력과 비교하여 각 현장별 적절한 안전율을 적용할 수도 있다.

고속도로전문시방서에 의하면, Hiley 공식은 "낙하해머, 증기해머, 디젤해머를 사용한 타입말뚝의 지지력 결정에 사용하며, 안전율(FS)은 3-4 를 일반적으로 적용하며, 재하시험에서 결정한 안전율을 적용할 수 있다"고 규정하고 있다. 현재 고속도로 건설현장에 주로 사용되는 항타장비는 유압해머이며, 이 시방서에서 Hiley 공식을 유압해머에 적용하지 못하게 한 것은 사용할 항타장비의 작동능률과 노후상태를 고려한 항타장비의 해머효율과 안전율을 재하시험에서 결정하지 않고 일률적으로 적용하는 문제 때문이다. 이로인해 이 항타공식에 의해 구한 지지력은 재하시험에서 구한 값보다 과대평가되는 원인이된다.

7.3.2 일본건설성고시식

약칭 $5_{\{s\}}$ 식이라며, 고속도로전문시방서에서는 "유압해머를 사용한 타입말뚝의 허용지지력을

구하는데 사용한다"고 언급하고 있다. 그 이유는 이 공식이 항타장비의해머효율과 안전율에 영향을 받지 않고 말뚝의 허용지지력을 구할 수 있기 때문이다.

$$R_a = \frac{2W_h \cdot H}{5s + 0.1} \quad (7.4)$$

여기서, $R_{\{a\}}$: 허용지지력(ton), $W_{\{h\}}$: 해머의 무게(ton) H : 해머의 낙하고(m) s : 최종관입량(m)

7.4 동재하시험

7.4.1 파동방정식

가. 수치해석의 기본이론

자유공간(freely space)에 떠 있는 탄성봉(elastic bar)의 응력파(stress wave)을 묘사한 운동방정식을 "1 차원 파동방정식(one-dimensional wave equation)"이라 하며, 식(7.5)의 우변 둘째항을 삭제한 식이다. 그러나 파동방정식을 이용한 말뚝해석에 있어서말뚝은 자유공간에 존재하는 탄성봉과 달리 지반속에 관입되므로 말뚝의 선단 및 주변지반의 저항값, R 을 고려하여 수정한 식은 다음과 같다.

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = C^2 \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \pm R \quad (7.5)$$

여기서 $C = \sqrt{E/p}$: 탄성봉내의 종방향 파속도

이와 같은 파동방정식은 말뚝에서의 응력변화로부터 말뚝의 변화와 시간, 그리고 요소위치 사이의 관계를 결정하기 위해 초기조건과 경계조건을 사용하여 해를 구할 수 있다그러나 실제 말뚝 항타시에 말뚝과 항타장비 그리고, 주변의 흙의 성질에 관련된 여러복잡한 인자들로 인해 이론해로서 말뚝의 파동방정식을 해석하기는 상당히 어려운 실정이다. 그러므로 파동방정식을 해석하는 방법으로 적용되는 것은 실제 말뚝을 유한한 요소로 나누어서 항타에 의한 충격파의 전달과정을 각 요소마다 시간별로 표시하여 변위와응력 등을 계산하고, 극한지지력에 따르는 최종향타관입량 등을 컴퓨터를 사용해서 해석하는 소위 수치해석 방법이 있다.

나. 해석 결과

PDA 는 해머가 말뚝을 타격하여 발생하는 응력파가 말뚝축을 따라 일차원적으로전파되는 현상을 파동방정식을 이용하여 해석하는 것이다. 이 해석에는 말뚝타입시공에관련되는 모든 구성요소의 질량과 강성, 에너지의 발생과 전파소멸에 관한 많은 입력자료가 필요하다. 즉 해머에 대해서는

램의 질량과 낙하고, 타격에너지, 타격속도 등이, 말뚝 캡과 쿠션에 관해서는 그들의 질량과 강성 그리고 반발계수 등이, 말뚝에 대해서는 재료와 말뚝크기, 질량과 강성이, 그리고 토질에 대해서는 변형특성(퀘이크)과 감쇄특성이 필요하다. 따라서 이 해법의 요체는 이러한 입력자료를 어떻게 적절히 결정하여 사용하는가 하는데 있다. 파동방정식의 해석에서는 해머와 쿠션 그리고 말뚝을 스프링과 완충기로 구성된 몇 개의 요소로 나누어 유한차분법이나 유한요소법 등의 수치해석기법을 이용한다. 지반의 특성은 정적저항(퀘이크)과 점성저항(감쇄) 그리고 저항력 분포형태 등으로 대표되는데 이들 모두 일상적인 토질조사나 시험으로 구할 수 있는 것이 아니라는 데 어려움이 있다. 파동방정식 해법은 항타공식보다 훨씬 합리적인 해석결과를 얻게 해주며 다음과 같은 경우에 활용된다.

- (1) 해머, 쿠션, 말뚝의 상호조합과 적용성 검토
- (2) 말뚝에 발생하는 항타응력과 최종관입량의 관계를 계산하여 말뚝과잉타격(overstressing, overdriving) 방지
- (3) 말뚝지지력과 최종관입량 관계를 계산하여 말뚝의 극한지지력을 추정

7.4.2 CAPWAP 해석의 신뢰도

CAPWAP 해석결과는 CASE 방법이 토질의 Damping 값을 경험적으로 가정하는 것과는 달리, 신호조정기법(signal matching technique)을 사용하여 직접적으로 해를 구하기 때문에 CASE 방법보다 신뢰도가 높다고 할 수 있다. 그림 7.18 은 CAPWAP 방법으로 산정한 하중-침하량 곡선과 정재하시험에서 측정한 곡선 관계를 나타내고 있다(GRL, 1988). 이 그림에 의하면, 동재하시험시 말뚝의 관입량이 충분한 경우 두 시험의 하중-침하량 곡선이 어느 정도 잘 일치하고 있음을 보여주고 있지만, 그렇지 않은 연구결과도 많다(Lee 등, 1996; 대한주택공사 등, 1998)

CAPWAP 분석과 정재하시험에 의한 말뚝의 지지력과 관계를 그림 7.19 에 나타내었고, 이 결과를 이용하여 CAPWAP 의 지지력을 정재하시험의 지지력으로 나눈 값을 그림 7.20 과 같은 확률밀도함수로 나타내었다(Likins 등, 1996). 이 그림에서 시간비(timeratio)는 항타후 동재하시험(restrike)까지의 시간을 항타후 정재하시험까지의 시간으로 나눈 값이며, 이 해석에서 Radiation Damping 이 사용되었다. 동재하시험 시기와 정재하시험 시기가 비슷한 말뚝이 41 개이며 동재하시험이 훨씬 빨리 수행된 말뚝이 30 개, 동재하시험이 늦게 수행된 경우가 11 개로 총 82 개에 대한 분석 결과이다.

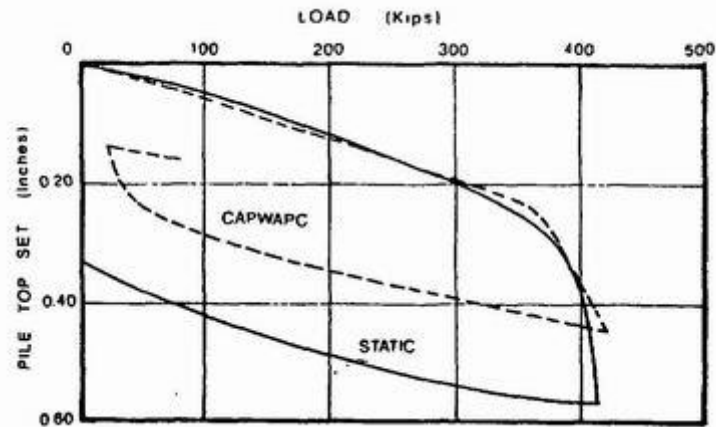


그림 7.18 CAPWAP 과 정재하 시험의 하중-침하 곡선 비교(CRL, 1988)

동재하시험과 정재하시험 시기가 비슷한 결과에서 즉, 시간비가 0.33~1.25 인 경우에 지지력 비율의 평균값이 1.03 으로 동재하시험 결과가 약간 더 크게 산정되었으며, 분산이 0.09 로 매우 작게 산정되어 동재하시험의 신뢰도가 매우 높음을 보여주는 것이다. 그러나 동재하시험을 정재하시험보다 훨씬 이전에 수행하는 경우와 반대인 경우는 시간효과처분에 분산 값이 더 크게 나타나고 있다. 정재하시험 결과와 CAPWAP 결과를 보다정확히 비교하기 위해서는 두 시험의 정적지지력이 완전히 발휘되어야 한다는 것이다 이것을 만족시키기 위해서는 정재하시험의 경우 파괴에 도달하여야 하며, 동재하시험시의 최종관입량은 2.5mm/blow 이상이어야 한다. 이 이하인 경우 지지력은 과소평가 된다. 또한 CAPWAP 분석은 신호조정기법을 사용하기 때문에 해석하는데 시간이 많이걸리며 프로그램 사용자에 따라 해가 다르므로 해석 결과의 유일성(uniqueness)에 관한문제점이 있다.

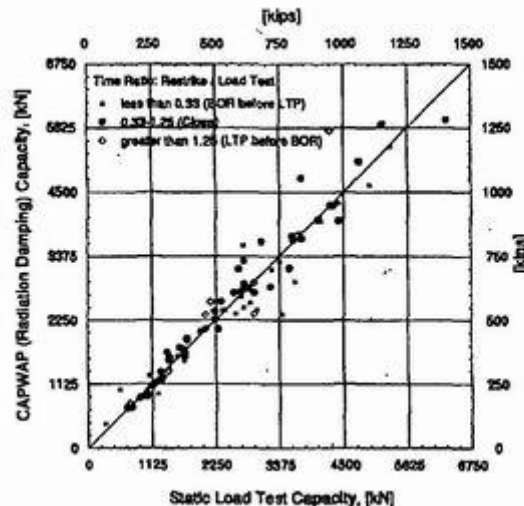


그림 7.19 CAPWAP 과 정재하시험의 극한지지력 비교(Likins 등, 1996)

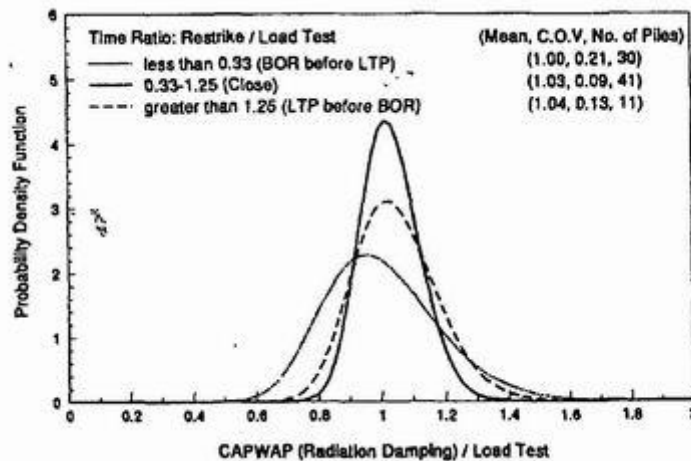


그림 7.20 극한 지지력비에 대한 확률밀도함수(Likins 등, 19961)

7.4.3 시간경과에 따른 말뚝 지지력 증감 효과

일반적으로 포화된 점토지반, 연약에서 중간정도 밀도의 실트지반 또는 세립의모래지반 등에서 지지력 증가현상(set-up effect)이 발생하고, 포화되고 조밀한 세립토지반, 계일 등과 같은 연약한 암반층 등에서 지지력 감소현상(relaxation effect)이 발생하는것으로 알려져 있다. 이는 항타시 말뚝선단부의 조밀한 지반이 팽창하면서 부의 간극수압이 유발하고, 연약한 암반층에 있어서는 구속되어 있던 수평방향의 응력이 이완되는데에 기인하는 것으로 알려져 있다.

지지력 증감현상의 크기는 지반특성, 말뚝재질과 말뚝크기에 주로 의존한다. 지지력이복원되는 기간은 매우 변동적이며, 이는 지반의 종류와 항타시 교란된 정도에 의존한다일반적으로 점토지반이나 세립토성분이 우세한 지반에서 정재하시험 및개학타치험은 최소 2 주 또는 그 이상 시간이 지난 뒤 수행하는 것이 바람직하다. 모래질 실트지반이나세립 모래질지반에서는 간극수압의 소산이 보다 빨리 일어날 수 있다. 이와 같은 조립토 지반에서는 5 일에서 일주일 정도를 잡아도 무방하다.

국내에서도 시간경과에 따른 말뚝지지력 변화에 대한 연구결과가 보고되고 있으며, 국내 토질조건에서도 상당히 긴 시간경과 효과가 확인되고 있다. 기존의 연구결과에 의하면 주로 말뚝의 주면마찰력에 대하여 지지력의 변화가 나타나는 것으로 알려져 있다국내에서 시험한 경우 말뚝을 항타한 후 주면마찰력이 항타시보다 2-3 배까지도 증가한경우도 있으며, 상당한 시간이 경과하더라도 주면마찰력 증가가 거의 나타나지 않거나극히 드문 경우도 있다. 아울러 시간경과에 따라 말뚝지지력이 감소할 가능성도 배제할수는 없다.

7.4.4 항타말뚝의 시공관리방안(한국도로공사)

말뚝기초의 시공성 및 지지력 특성은 말뚝시공방법, 하중조건 그리고 지반특성에 따라 상이하기 때문에 이들을 종합적으로 검토하고 또한, 경제성 등을 고려해서 말뚝의 종류를 선택하여야 한다.

그러나 아직까지 말뚝기초의 시공성 및 지지력 특성에 대한 정확한지식 없이 기준이 설정되거나 기존의 경험적인 방법에 의해 설계 및 시공을 실시하고 있는 실정이다 또한 기성말뚝 시공관리에 있어서도, 항타장비와 무관하게 최종항타관입량 기준을 기준으로 기성말뚝을 타입하고 항타공식으로 지지력을 산정하므로 말뚝이 파손되거나 지나치게 안전측으로 치우치는 경향이 있다. 여기서는 기성말뚝을 고속도로 건설현장에 맞는 합리적이면서 경제적으로 항타시공관리할 수 있는 방안을 제시하고자 한다.

현재 현장에서의 항타말뚝 시공관리는 거의 항타업체에 의해 비합리적으로 시공관리방안(해머높이, 해머중량, 최종관입량 등)이 마련되고 있는 실정이다. 그리고 동재하시험은 말뚝을 완전히 다 박은 후에 동재하시험(5.O.D: end of d.iving)을 수행하여 단지, 말뚝의 지지력만 확인하지 본말뚝의 시공관리방안을 제시하지 않고 있는 실정이다. 따라서 현행시행하고 있는 동재하시험 방법과 재하시험빈도가 문제이다. 표 7.2 는 1999 년 11 월 at 일까지 고속도로 건설현장에서 시행되었던 기성말뚝의 재하시험본수이다.

여기서 제시하는 동재하시험 방법은 본말뚝 항타전인 시항타시에 말뚝관입깊이별 동재하시험(E.O.D : end of initial d.riving)을 수행하여 본말뚝의 항타관리기준을 마련하는 안이다. 그 내용 및 순서는 다음과 같다.

- (1) 설계시 또는 시항타전에 파동방정식을 이용한 말뚝의 항타관입성을 검토한다.
- (2) 항타관입성 분석을 통해 적절한 항타장비를 선정한 후, 본항타 전에 시험말뚝에 대해 정해진 빈도대로 동재하시험(E.O.I.D)을 수행한다.

표 7.2 현행, 기성말뚝의 재하시험 본수

교량 빈도	시험항목 및 방법	시험횟수	비고
교량별 말뚝수 처음 100본까지	동재하시험	1	-
다음 250본까지	정재하시험	1	-
이후 매 500본마다	동재하시험	1	-

(3) 시험말뚝의 결과를 이용하여,

- 말뚝설계길이의 확인
- 지지층 확인
- 최종관입량 설정

- 시공성 및 시공능률 확인
- 항타장비 선정의 적정성 확인
- 해머쿠션과 말뚝쿠션 등의 적합성
- 말뚝재료의 건전도
- 지반조건의 이상유무(설계내용과 비교)
- 편타발생 여부 및 그 원인 분석 등,

시공관리에 필요한 자료를 얻고, 파동방정식 분석을 재수행하여, 본항타시 시공관리방안을 확립하여야 한다.

표 7.3 제안하는 기성말뚝의 재하시험 빈도

교량기초 빈도	시험항목 및 방법	시험횟수	시험시기	시험말뚝 위치
푸팅별 말뚝수: 1~80본까지	동재하시험 (E.O.I.D)	2	시항타시	대각선상이나 감독자가 원하는 위치의 시험말뚝
푸팅별 말뚝수: 1~160본까지	동재하시험 (E.O.I.D)	3	시항타시	
푸팅별 말뚝수: 160본 이상	동재하시험 (E.O.I.D)	4	시항타시	

(4) 동적측정결과 분석용 프로그램(예, CAPWAP 등)을 이용하여 허용지지력을 결정할경우, 극한지지력에 안전율 2.5 을 적용하여야 한다.

(5) 항타공식에서 구한 지지력은 정적지지력과 근본적으로 다르므로 본항타시, 시항타에서 구한 항타관리기준의 보조수단으로 사용한다.

상개의 항타말뚝의 시공관리 절차를 나타낸 것이 그림 7.21 과 표 7.4 와 같고, 관압깊이별 동재하시험하는 장면은 사진 7.1 과 같다.

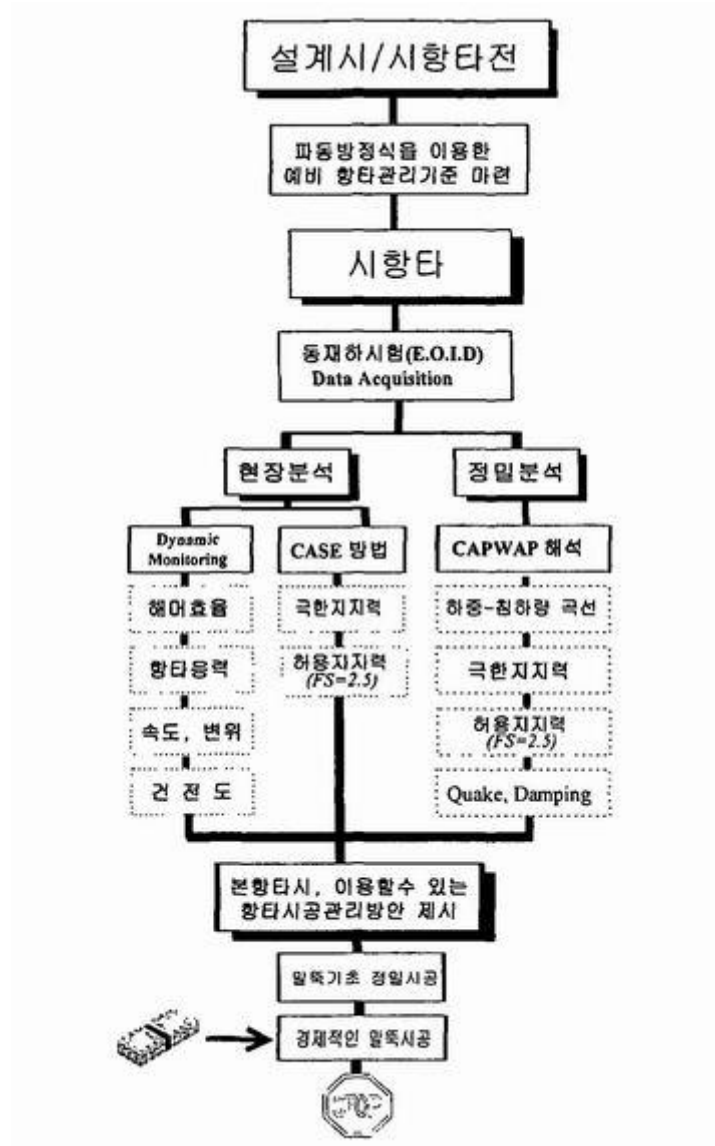


그림 7.21 향타말뚝 시공관리 절차

표 7.4 향타관리 기준 절차

구분	현행	제안내용	비고
시험타시	항타공식으로 결정	시험타시, 동재하시험(E.O.I.D)을 실시하여 말뚝의 허용지지력 및 본말뚝의 항타관리방안 결정(예: 항타해머효율(e), 낙하높이, 최종 관입량, 말뚝타입길이 결정)	푸팅별 2~4회 동재하 시험 실시
본항타시, 본말뚝의 지지력관리를 위한 항타공식	Hiley 공식	- 안전율 FS = 3~4 - 단, 정재하시험을 실시한 경우에는 시험을 통하여 결정된 안전율을 적용 - 낙하, 디젤, 증가 항타해머 적용 (고속도로전문 시방서) ○ PDA 시험시 - 모든 해머에 적용 - PDA에서 구한 항타장비 효율, e 적용 - PDA의 허용지지력 값을 이용한 Hiley 공식의 안전율 산정: $\therefore FS^{Hiley} = \frac{R_u^{Hiley}}{R_a^{PDA}}$ 여기서 FS^{Hiley}, R_u^{Hiley}, R_a^{PDA}: Hiley 공식의 안전율, 극한지지력, 동재하시험에서 구한 허용지지력 단, Hiley 공식에 의한 축방향 허용지지력의 안전율은 일반적으로 3~4를 적용하며, 재하시험을 한 경우는 항타공식의 지지력과 비교하여 각 현장별 적절한 안전율을 적용할 수도 있다.	도로교표준시방서 및 고속도로전문시방서: FS = 3~4
	일본건설성고시공식 (약칭: 5s 공식) (유압해머 전용식)	유압해머 전용식 (고속도로 전문시방서) ○ 허용지지력 산정 $\therefore R_a^{5s} = \frac{2W_r H}{5s + 0.1}$ 여기서 s : 최종침하량 W_r : 해머의 무게 H : 해머의 높이	최종침하량으로 허용지지력 산정 : 간편함.

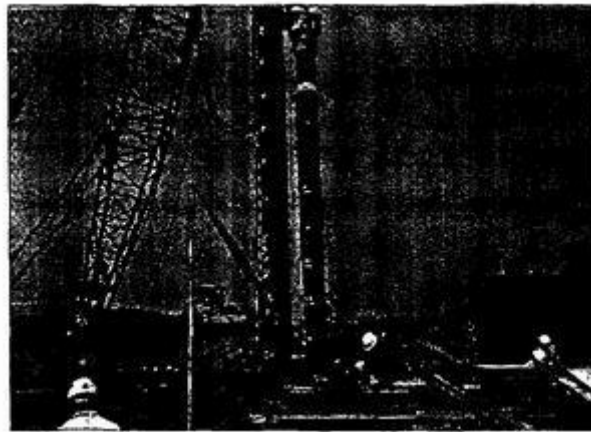


사진 7.1 관입깊이별 동재하시험 장면(E.O.I.D)

7.4.5 측정 항목

관입깊이별 동재하시험(E.O.I.D)에 의하여 관입깊이에 따른 지지력변화(CASE 방법)를 비롯하여 표 7.5 에 나타낸 바와 같은 항타에너지, 항타응력, 말뚝머리의 최대변위량등 항타시공성과

관련된 주용항목들을 측정하여야 한다.

표 7.5 항타시공성 분석을 위한 PDA 측정항목

측정항목	구분	내용
항타에너지	EMX	말뚝머리(Gauge 위치)에서의 최대항타에너지
타격력	FMX	말뚝머리(Gauge 위치)에서의 최대타격력
항타응력	CSX	말뚝머리(Gauge 위치)에서의 평균압축응력
	CSB	말뚝선단 위치에서의 압축응력
지지력	RMX	CASE방법에 의한 정적지지력
말뚝머리부분의 변위량	DMX	말뚝머리(Gauge 위치)에서의 최대변위량

그림 7.22 는 표 7.5 의 측정 항목을 지반깊이별로 정리한 그림이다.

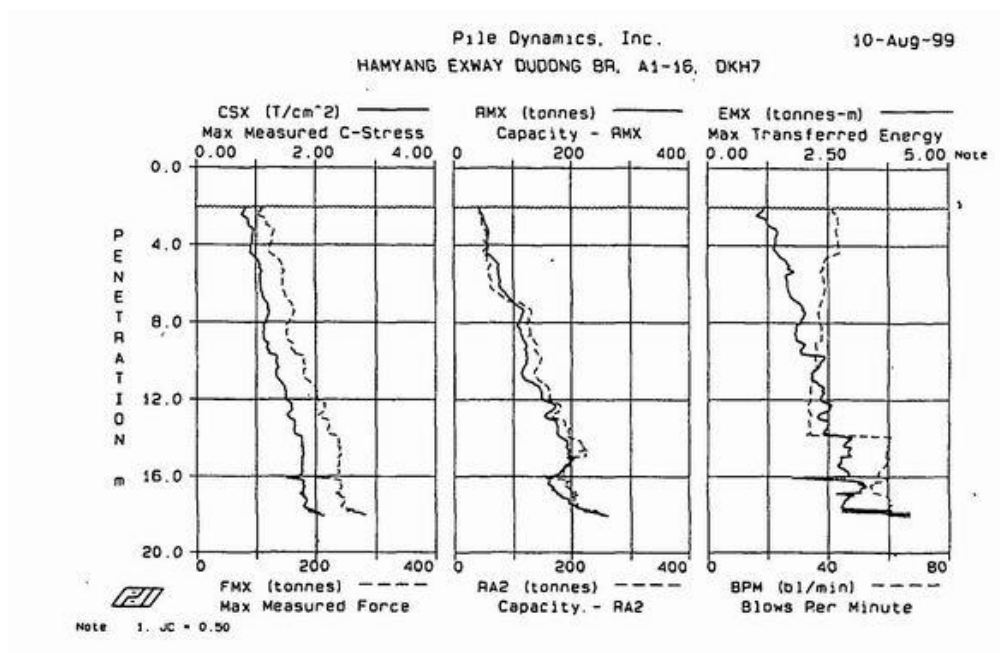


그림 7.22 PDAPLOTf

7.4.6 기성말뚝 항타응력 기준

고강도 H 형강 말뚝의 장점은 우수한 관입력에 의한 높은 지지력을 확보할 수 있다는 것이다. 높은 지지력을 확보하면서 항타시 말뚝재료에 소성변형이 생기지 않도록 하기 위해서는, 항타응력이 말뚝재료의 허용항타응력을 넘어서는 안된다. 따라서 고강도 H 형강 말뚝(SWS 490)과 일반강도의 강관말뚝(SS 400)은 말뚝재료의 항복응력의 90%가, PHC 말뚝은 일축압축강도의 60%가 허용항타응력이다. AASHTO 의 기준에 의하면 M 형강 말뚝의 허용응력은 gksi 로 이 값은 표 7.7 에서와 같이 말뚝의 항타응력과 관련이 있다. 미국에서는 말뚝의 항타관리를 위하여 파동방정식분석에 의하여 이론적으로 항타응력을 예측하고 PDA(Pile Driving

Analyzer)를 이용하여항타응력을 측정 한다.

표 7.6 기성말뚝의 허용항타응력 기준

말뚝종류		재료의 항복응력, σ_y (kg/cm ²)	항타기준		
			허용항타응력 σ_a (kg/cm ²)		평균 최종관입량
강말뚝	H말뚝(SWS 490)	3,300	$90\% \times \sigma_a$	2,970	• 동재하시험을 하지 않았을 경우 : 2~10mm/타 • 동재하시험을 할 경우에는 최종관입량기준에 구애받지 않아도 된다.
	강관말뚝(SS 400)	2,400		2,160	
PHC 말뚝		800	$60\% \times \sigma_a$	480	

표 7.7 H 형강 말뚝의 최대허용응력 기준

구 분	설 계 응 력	항타응력
AASHTO (1983)	▶ 633kg/cm ² 재하시험시 더 큰 응력 적용가능	기준없음
FHWA추천값 (1986)	▶ 633kg/cm ² ▶ > 633kg/cm ² : 재하시험시 더 큰 응력 적용가능 ▶ 844kg/cm ² : 압반에 근입되거나 토사층 관입시 장애물이 없을 경우	▶ 0.9F _y ▶ 2280 kg/cm ² ▶ 3165 kg/cm ²
FHWA추천값(1996) AASHTO규정과 동일	▶ 0.25F _y	

※ F_y : 항복응력

7.4.7 말뚝의 건전도

동재하시험을 실시할 때 항타에 의해 말뚝재료에 손상이 생기면 PDA 화면상에건전도지수 β)가 나타나게 되며 이 지수와 말뚝의 손상도와의 관계는 표 7.8 과 같다.

표 7.8 건전도지수(β)와 말뚝의 손상도

건전도지수, β	말뚝의 손상도
1	균열상태
0.8~1	약간 손상상태
0.6~0.8	손상상태
0.6 이하	파손상태

7.5 말뚝의 정재하시험

7.5.1 개요

대전-통영간 고속도로 제 13 공구(경남 함양군 지곡면)의 무조인트 교량 두동교 교대에 사용한 고강도 H 형강 말뚝기초에 걸리는 하중전이와 허용지지력을 알아보기 위하여, 연직 및 수평 정재하시험을 수행하였다. 재하시험을 실시한 말뚝의 제원과특징은 다음과 같다.

① 시험말뚝의 종류 : H - PILE 300×305×15×15

② 설계하중 :

- 연직 설계하중 : $R_a = 76 \text{ ton/본}$
- 수평 설계하중 (온도영향 무시) : $R_a = 3 \text{ ton/본}$
- 온도변위 : 1.8cm (0.9cm/교대)

③ 시험종류 및 개소 :

- 연직압축 정재하시험 : 2 개소
- 수평 정재하시험 : 2 개소

표 7.9 말뚝재하시험의 제원

시험번호	PILE No.	관입깊이(m)	시험 일
PLT-1	A2-별도의 시험말뚝	13.9	1999. 9. 3 ~ 1999. 9. 4
PLT-2	A1-16 (본 말뚝)	17.0	1999. 9. 15 ~ 1999. 9. 16
LL1-1	A2-별도의 시험말뚝	13.9	1999. 9. 13 ~ 1999. 9. 14
LLT-2	A1-15 (본 말뚝)	17.3	1999. 9. 16

이 시험을 수행함에 있어 아래와 같은 장비를 사용하였다.

1) 연직재하시험

- ① 재하대 : 400 ton 의 내하력을 갖는 강재 Frame :1 식
- ② 유압 Jack (400 ton 용량) : 1 식
- ③ Dial Indicator (1/100 mm) : 2 개
- ④ Load Cell (300 ton 용량) : 1 식
- ⑤ 기타 부대장비 : 1 식

2) 수평재하시험

- ① 유압 Jack (100 ton 용량) : 1 식
- ② Dial Indicator (1/100 mm) : 4 개
- ④ Load Cell (300 ton 용량) : 1 식
- ⑤ 기타 부대장비 : 1 식

7.5.2 연직 압축 정재하시험

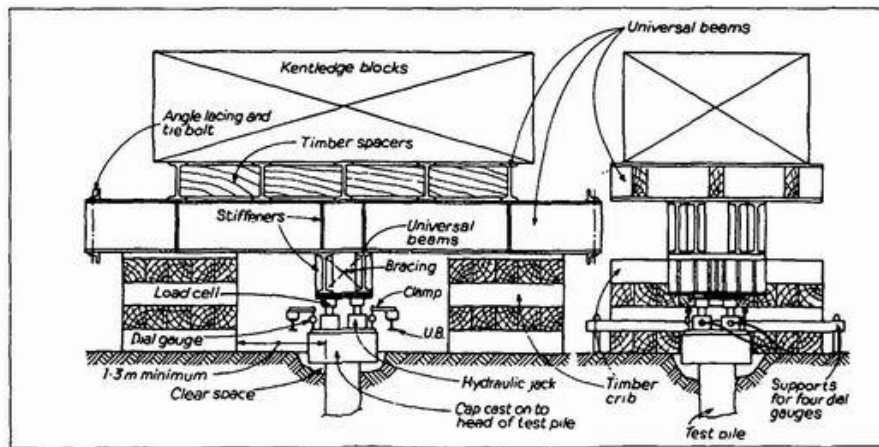
가. 개요

이 현장에서 시공되어 있는 말뚝기초의 개당 허용지지력과 하중전이를 알아보기위하여 시행하는 말뚝재하시험의 준비중 중요한 사항을 열거하면 다음과 같다.

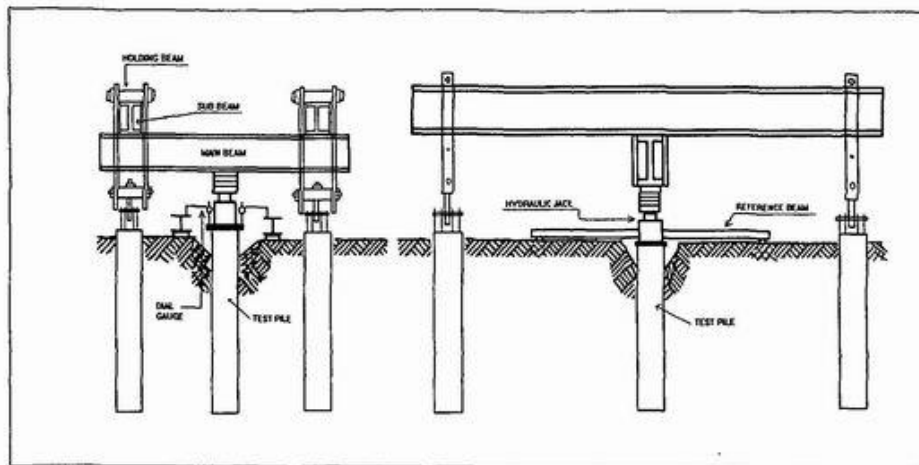
- ① 재하방법은 실하중을 재하하는 방법, 보조 말뚝의 반력을 이용하는 방법 및 앵커반력을 이용하는 방법의 세가지가 있는데

(그림 7.23 참조)

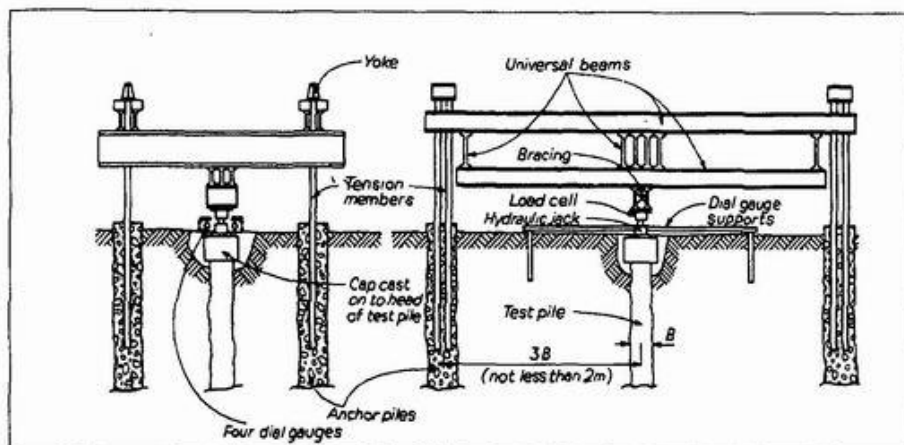
이 재하시험에서는 보조말뚝의반력을 이용하는 방법을 적용하였다.



(a) 실험중에 의한 말뚝재하방법



(b) 보조 말뚝의 반력을 이용한 말뚝재하방법



(c) 반력 앵커 재하방법

그림 7.23 말뚝 연직 정재하시험 방법

② 그림 1.24 와 같이, 재하대 및 Main Seam 은 약 400 ton 의 하중에 대하여 내하력(耐荷力)을 갖도록 구조계산을 하여 특수 제작된 강재 재하대를 사용하였다.

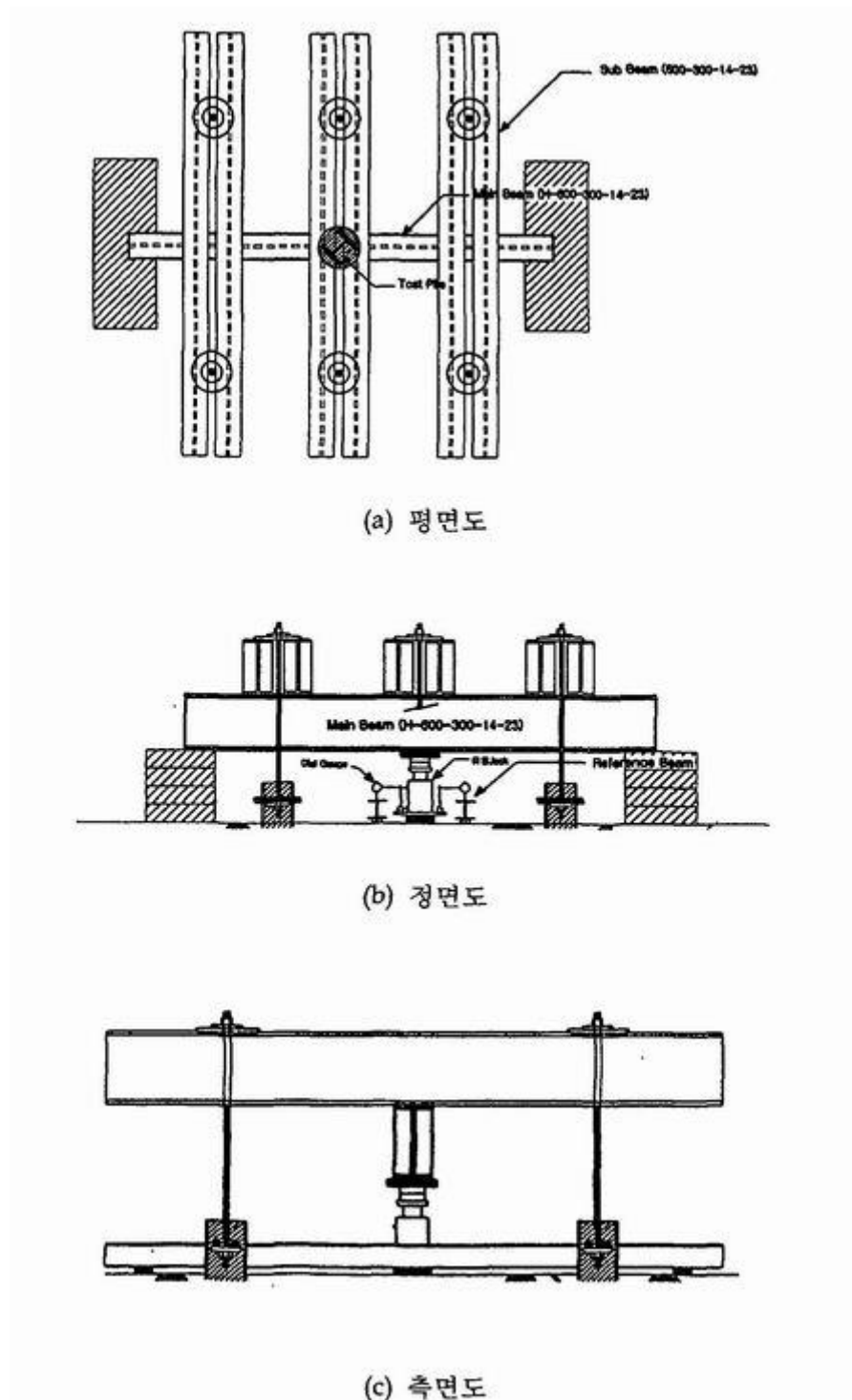


그림 7.24 연직 압축 정재하시험 장치도

또한 재하대는 표 7.10 에서 보는 바와 같이 반력이나 인발력에 의해 시험말뚝에 영향이 없도록 KS 규정에 만족하는 재하대를 사용하도록 하고 있어 이에 준하였다.

표 7.10 시험말뚝과 앵커말뚝 또는 재하물 지점 사이의 간격

구분	Test Pile과 Anchor Pile 사이의 간격(m)	비고
KS F 2445-79 ASTM D1143-81	1. Anchor 반력 Frame을 이용한 Pile 재하시험의 경우 Test Pile 직경(D)의 3B이상 또는 최소 2m(7ft)이상 간격유지 2. Box 또는 Platform 등 실물재하를 이용한 Pile 재하 시험의 경우는 최소 1.5m(5ft) 이상 간격 유지	1) KS F2445 를 적용
Derartment of Transportation (official issuance No.7413)	최소 10ft 또는 Test Pile 직경(D)의 10배 간격유지	

③ lack 에 의하여 직접적인 하중을 받는 재하대 중심부와 보조 재하대 정착부는 보강철판으로 보강하였고, 시험말뚝의 머리부는 재하하중의 균등한 전달 및 편심을 배제하고자 정확한 수평을 유지하도록 말뚝머리를 정리하였으며 말뚝머리의 손상을 방지하기위해 50mm 두께의 강재를 덮어 보강하였다.

나. 시험방법

말뚝재하시험은 KSF-2445 규정을 적용하여 실시하고, 기타 보완사항은 ASTM D-1143 및 일본 토질공학회 T-71 및 관계규정을 참조하였다.

시험의 구체적인 방법은 다음과 같이 시행하였다.

- ① 재하는 3 단계 순환재하방식(Three Cycle Loading Test)을 적용하였으며, 1 단계하중(Step Load)을 32.2(ton)으로 계획하여 극한하중까지 확인하는 시험을 실시하였다.
- ② 변위측정은 1/100 mm 감도의 Dial Indicator 2 ㉠를 설치된 계기지지대에 부착하여 측정하였다.
- ③ 침하측정 시간간격은 1, 2, 3, 4, 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 60 . . . 분으로 하였으며 추가되는 측정은 한시간의 간격으로 측정하였다.
- ④ 재하하중유지는 각종 기준에서 작용하는 시간당 침하량이 0.25mm 미만이면 안정된 것으로 판단하고 시험을 계속하였다.

7.5.3 수평 정재하시험

가. 개요

기초말뚝에 대한 수평재하시험의 기준은 널리 적용하고 있는 통일된 방법은 아직없다. 이것은 연직방향 지지력의 경우에는 극한지지력을 안전율로 나누어 허용지지력의기준값을 구하는 것이지만, 수평지지력의 경우에는 극한지지력을 매개로 하지 않고, 직접말뚝의 상태에 따라 허용지지력을 구하는 수평방향 지지력의 특수한 성격을 고려한 때문이다. 따라서 수평방향지지력은 상부구조물의 허용변위량을 고려하여 결정하게 된다.

나. 시험방법

시험방법은 ASTM D3966 에 제시된 수평재하시험방법중 일방향 재하방법이며 No.6.1 의 Standard Loading 방법에 준하여 실시하였으며 측정장치 설치 및 측정방법은 다음과 같다.

① 수평재하시험의 계획 최대 수평하중은 일반적으로 연직재하시험에서 처럼 항복하중이나 극한하중까지를 구하지 않고 말뚝재료의 항복이나 파손을 고려하여 말뚝에 발생하는 응력도와 상부 구조물 조건으로 결정되는 허용수평 변위량으로부터 결정한다. 말뚝머리의 허용수평 변위량은 상부구조물의 허용변위량을 고려하여 결정하게 되며, 일반적인 적용값은 상시 하중에 대하여는 10~15mm, 지진시 하중에 대해서는 15-25 mm 정도로 규정된 것이 많다. 그러나 이 시험에서는 단계하중을 1.0ton 으로 하여 LLT-1 에서는 지반의 극한지지력까지 재하하였고, LLT-2 에서는 9.0ton 까지 재하하였다.

② 수평재하시험의 가력(加力)장치는 100ton 용량의 유압 Jack 을 사용하고, 반력장치와기준점은 연직재하시험에 사용한 반력말뚝을 이용하여 반력말뚝 2 본과 시험말뚝 1 본을조합하여 반력말뚝에 H-Beam 을 고정시키고 시험말뚝과 H-Beam 사이에 Jack 을 수평으로설치하였는 바, 재하고는 지면으로부터 10cm 되는 지점에 설치하였다.

③ 수평재하시험의 계측은 시험말뚝과 Jack 사이에 Load Cell 을 설치하여 측정하고,변위량의 계측장치는 시험말뚝 2 개소, 반력말뚝 2 개소에 Dial Gage(1/100mm 눈금, Stroke 50mm)를 설치하여 측정토록 하였다.

④ 침하측정 시간간격은 1, 2, 3, 4, 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 60 …… 분으로 하였으며추가되는 측정은 한시간의 간격으로 측정하였다.

⑤ 재하하중유지는 각종 기준에서 작용하는 시간당 침군량이 0.25 mm 미만이 되면 안정된 것으로 판단하고 시험을 계속하였다.

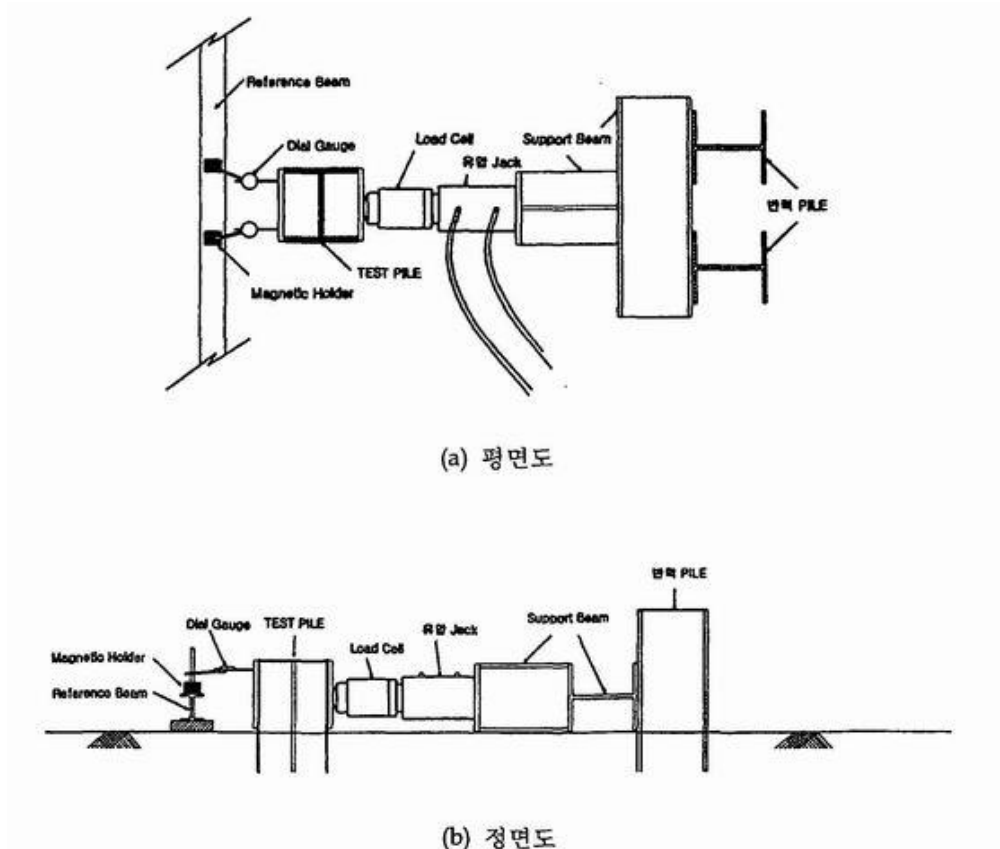


그림 7.25 수평 정재하시험 장치도

7.6 말뚝의 하중전이 계측

말뚝과 그 주면의 흙에서 발행하는 마찰력인 주면마찰력과 선단지지력은 응력-변위-시간의 특성, 말뚝-흙 시스템내에 있는 모든 요소의 파괴특성, 말뚝의 설치방법 등의 의해 영향을 받으며(Vesic, 1977) 이를 해석하는 방법은 계측기를 이용하여 재하실험하는 방법과 하중전이 함수를 이용하는 방법, 탄성 및 고체방법 그리고 수치해석으로 결정하는 방법이 있다. 이 연구에서는 계측기를 이용한 재하실험방법으로 하중전이거동을 해석한다.

제 8 장 말뚝재하시험 결과 분석

8.1 현장재하시험의 개요

각 H 형강 말뚝에 변형율게이지를 말뚝 축방향으로 양면에 부착하고, 항타시 부착된

변형율게이지를 말뚝주변의 흙으로부터 보호하기 위하여 T.형강을 말뚝에 용접하였다. 또한 변형율게이지의 망실여부를 확인하면서 말뚝에 과다한 압축항타응력이 발생하지 않도록 항타높이를 조절하면서 관입깊이별 동재하시험(EOID)을 실시하였다. 또한 재항타시, 동재하시험을 수행하여 시간경과에 따른 말뚝 지지력 증감효과(set-up or relaxation effect)에 대해 파악하였다. 현장 여건상 항타후 며칠 후에 정재하시험을 수행하여 하중전이거동을 계측하였다. 말뚝재하시험 위치는 그림 5.13, 8.1-8.2 에 나타나 있다.

두동교 교대 A1 과 A2 에 위치한 본 말뚝의 H 형강 말뚝 총수는 36 개이며 시험말뚝은 다음과 같다.

- 교대 A1 에서의 동재하시험 방법

- 시험타 말뚝(R6, #4) : 항타관리 기준마련(E.O.I.D)
- 본말뚝 및 반력말뚝(R2, R3) : 지지력 확인(E.O.D)
- 본말뚝(#16 : 시간경과에 따른 지지력증가효과(set-up effect) 파악(Restrike:E.O.D)

- 교대 A2 에서의 동재하시험 방법

- 시험타 말뚝(#19, #19): 항타관리 기준마련(E.O.I.D)
- 본말뚝 및 반력말뚝(#21, TP-1, R12) : 지지력 확인(E.O.D)
- 본말뚝(#26): 시간경과에 따른 지지력증가효과(set-up effect) 파악(Restrike:E.O.D)

H 형강 말뚝의 연직 압축과 수평방향의 하중전이 거동을 알아보기 위하여, 총 4 개의 말뚝에 스트레인게이지를 부착하였다. 3 개의 말뚝에 대해 연직 및 수평 정재하시험을 수행하였다. 그리고 나머지 1 개의 말뚝에 대해서는 구조물 준공후, 온도변화에 따른 구조물의 신축거동이 말뚝에 미치는 영향을 알아보기 위하여, 정재하시험을 수행하지 않고 동재하시험만 수행하였다.

정재하시험한 3 개의 말뚝 중, 1 개의 말뚝은 교대 A2 의 본말뚝 인접지역에 정재하시험장을 만들어서 연직 압축 정재하시험을 수행하고 난 후에 수평 정재하시험을 수행하였다. 이때 정재하시험의 최대하중은 말뚝재료가 항복응력($\sigma_y = 3,310\text{kg/cm}^2$)상태에 이를때까지 하중을 재하한다는 목표로 시험을 수행하였다. 8.3-8.4 절과 9 장에 이 결과가 언급되어 있지만, 연직 압축 정재하시험은 말뚝재료가 항복상태에 이르기 전에 지반이 극한(maximum stress)상태에 이르렀고, 수평 정재하시험은 지반이 극한상태에 이르기 전에 말뚝재료가 항복상태(작용 수평력=18-1910n)에 이르렀다. 말뚝재료의 항복상태는 말뚝에부착된 스트레인게이로 파악하였다. 그리고 교대 A1 의 2 개의 말뚝에 대해서는 각각 연(#16 번말뚝) 및 수평 정재하시험(#15 번말뚝)을 수행하였으며 수평 정재하시험의 최대하중은 교대 A2 에서 얻은 재료의 항복응력에 안전율 2 를 적용하여 9ton 까지 재하하였다.

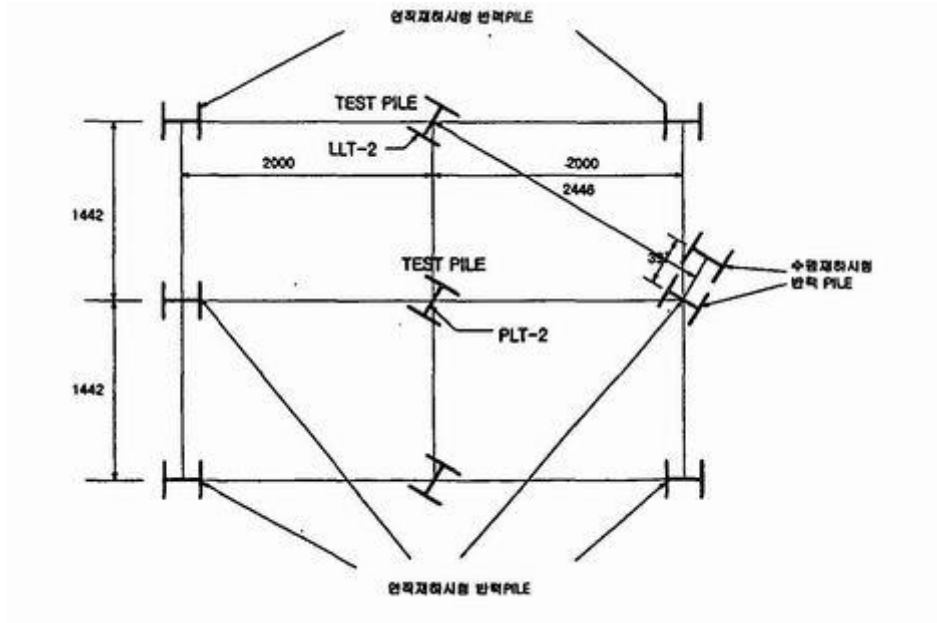


그림 8.1 교대 A1 에서 연직 및 수평 정재하시험 위치도

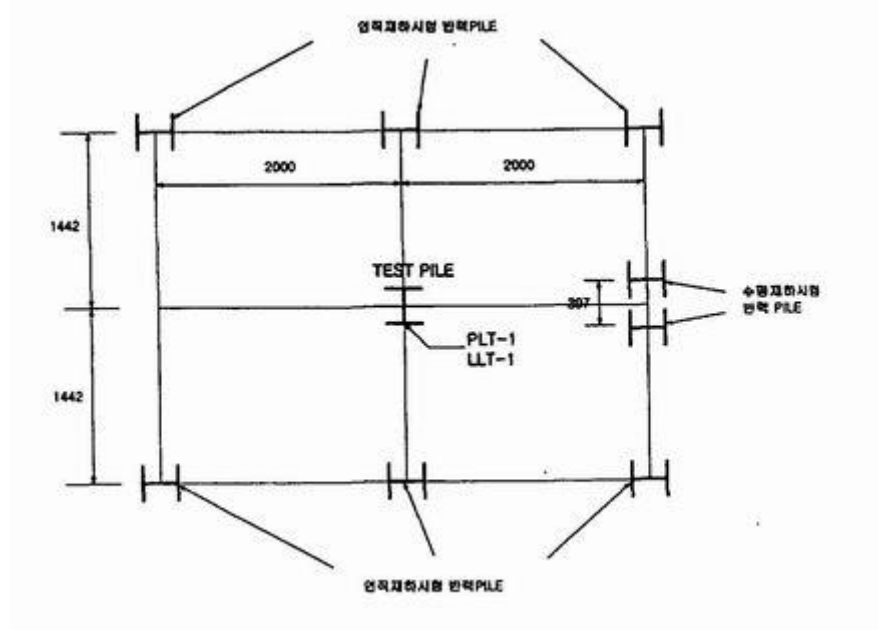


그림 8.2 교대 A2 에서 연직 및 수평 정재하시험 위치도

8.2 동재하시험 결과

8.2.1 관입깊이별 동재하시험(EOID) 결과

두동교 교대 말뚝기초인 H 형강 말뚝의 제원은 H300 ×305 ×15 ×15 이고, 말뚝머리하중은 76ton 이다. 그리고 시험말뚝은 1 번 용접이음을 실시하였으며, 용접 저감율 5%를 고려한 말뚝재료의 허용 축하중은 179ton(=188.4ton ×5%)이다(표 4.26 참조). 이교량의 연직지지 거동을

알아보기 위하여 정재하시험과 동재하시험을 동시에 수행하였다.

동재하시험의 CAPWAP 해석에서 얻은 하중-침하량 곡선을 미육군공병단 방법 즉, 극한지지력에 안전율 2.5 적용을 적용하여 허용하중을 결정하였다. 그리고 동재하시험과말뚝박기종료작업을 실시하여 구한 결과, 성토와 풍화암 지반에 시공된 고강도 H 형강 말뚝의 최종관입량과 리바운드량, EMX, C5X 그리고 허용지지력 등은 표 8.1 과 8.2 에 나타나 있다.

두동교 교대에 사용할 고강도 H 형강 말뚝기초의 항타관리기준을 마련하기 위하여 해머높이별 허용지지력과 해머높이별 최종관입량을 각각 그림 8.3 과 그림 8.4 에 나타내었다.

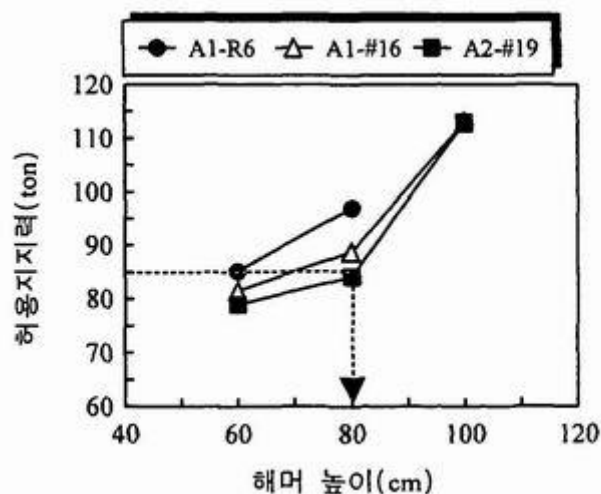


그림 8.3 해머높이별 허용지지력

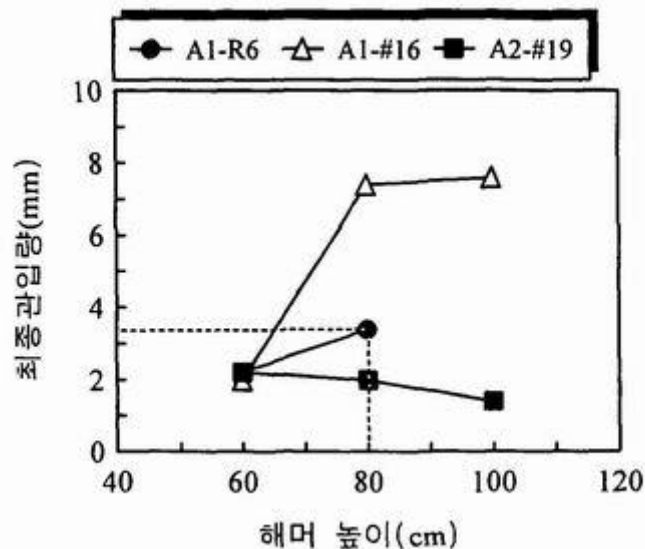


그림 8.4 해머높이별 최종관입량 거동

동재하시험 결과, CAPWAP 해석에 의해 측정된 지지력은 해머 낙하고를 60cm 로 했을때 197.5-212.8ton, 80cm 로 했을 때 210.3~242.3ton, 100cm 로 했을 때는 282.5ton 이었다. 이를 안전율 2.5 를 적용하여 허용지지력을 구하면 낙하고를 60cm 로 했을 때 79~85.1ton, 80cm 로 했을 때 84.1~96.9ton, 100cm 로 했을때는 113ton 으로 나타났다.

전술한 바와 같이, 동재하시험의 결과에 대한 유일해 문제가 있기 때문에 말뚝머리하중(76ton)에 10ton 을 더 고려해서 지반의 허용지지력으로 간주하고자 한다. 그림 8.3 에서 CAPWAP 해석의 허용지지력 86ton 에 해당하는 해머의 높이는 보수적으로 80cm 이다그리고 그림 8.4 에서, 해머높이, 80cm 에 해당하는 10 회 타격당 평균 최종관입량, s 는 3.4mm 이하 이다. A1-R6 은 정재하시험의 반력말뚝이고, A2-#19 의 말뚝은 해머높이가 높아짐에 따라 최종관입량이 감소하였는데, 이를 확인하기 위하여 이 말뚝 측면에 표준관입시험 및 보링조사를 실시한 결과, H 형강 말뚝의 선단부가 보통암을 63cm 관통하였음을 알았다. 그리고 이 암에 근입된 H 형강 말뚝에 대한 말뚝박기종료작업의 리바운드량은 14.75mm 에서 19.8mm 로 증가하였다.

표 8.1 교대 A1 의 항타 결과

항타 일자 (99년)	말뚝 번호	램 무게 (ton)	낙하 높이 (cm)	말뚝 관입 깊이 (m)*	EMX	CSX (t/ cm²)	효율 (%)	최종관 입량, s (mm)	리바운 드량, c (mm)	항타공식(ton)			동재하시험(ton)				비고
										Hiley		$R_a^{\delta s}$	총 지지력	주면	선단	CAPWAP해 석에 의한 허용지지력 (FS=2.5)	
										FS	R_a^{Hiley}						
8/10	R1	7	80	21.7			-	2	-	-	-	-	-	-	-	-	교축 4.5cm 적자 4cm
8/9	R2	7	100	17.5			-	4.3	17.6	-	-	115.2	-	-	-	-	EOD (배변측관입지 반시제발함으 로 4cm회전)
8/9	R3	7	80	16.9			-	3.3	18.3	-	-	96.1	-	-	-	-	EOD
8/8	R4	7	80	17.8			-						-	-	-	-	말뚝박기
7/30	TA1	7		18			-						-	-	-	-	종료작업
7/30	R5	7	60	18.2			-	2.5					-	-	-	-	거슬러올라
8/8	R6	7	60	18	3.04	1.8	72	2.2	14.1	3.2	75.7	75.7	212.8	87.9	124.9	85.1	EOD (A1-A3)
			80	18.1	4.37	2.09	78	3.4	15.9	3.34	96.73	95.73	242.2	139	103.2	96.9	
			60	14.5			-	7	9.1							96.8	
			80	18.2			78	2.1	15.6	3.83	96.8	101.4				96.8	
8/14	1	7	80	19.7			-	2.1	19								말뚝충격
8/14	2	7	80	19.7			-	1.8	19								말뚝충격
8/14	3	7	80	20.2			-	2.4	18								말뚝충격
8/13	4	7	60	19.9	3.37	1.683	80	2	15				203.7	138.5	65.2	81.5	EOD (H 형)
			80	20	4.36	1.862	78	7.4	16.1				221.9	157.5	64.4	88.8	
			100	20.1	5.56	2.04	79	7.6	17.4				282.5	120	162.5	113	
			80	20.8			-	3.7	18.3								
8/14	5	7	80	21.2			-	1.6	20								말뚝충격
8/14	6	7	80	18.9			-	1	20								말뚝충격
8/14	7	7	80	20.9			-	1.6	22								말뚝충격
8/13	8	7	80	18.8			-	1	18								말뚝충격
8/13	9	7	80	18.5			-	1.7	19								말뚝충격
8/14	10	7	80	18.5			-	0.9	20								말뚝충격
8/14	11	7	80	-			-	1.5	19								말뚝충격
8/11	12	7	80	18			70	2.1	19			101.4					말뚝충격
8/14	13	7	80	18			-	0.5	19								말뚝충격
8/14	14	7	80	18			-	1.7	17								말뚝충격
8/14	15	7	80	18			-	1.4	17								말뚝충격
8/10	16	7	80	17.8	3.93	2.13	70	8.6	10.5				209.2	147.6	61.6	83.7	EOD (연직정제하시 험)
8/12			80	18	3.34	1.75	60	3	14.6				197.8	111.5	86.3	79.1	계합타 (2일 경과후)
8/25			80	18	3.71	1.96	66.3	2.9	?				231.8	120.1	111.7	92.7	계합타 (15일 경과후)
			100	18	4.17	2.03	60	3.7					229.3	137.6	91.7	91.7	
8/10	17	7	80	17			-	1.5	19.8			104.2					말뚝충격
8/10	18	7	80	16.9			-	1.9	20			102.3					말뚝충격

* 최종상태의 말뚝관입깊이는 타입시 말뚝관입깊이보다 70cm 낮음

** 말뚝박기 : 말뚝박기 종료작업 또는 도마리(건설현장사용단어:日語)

표 8.2 교대 A2의 항타 결과

항타 일자 (99 년)	말뚝 번호	램 무게 (ton)	낙하 높이 (cm)	말뚝 관입 깊이 (m)	EMX	CSX (t/ cm²)	효율 (%)	최종 관입 량, s (mm)	리바운 드량, c (mm)	항타공식(ton)			동재하시험(ton)				비고
										Hiley		$R_a^{S_s}$	총 지지력	주면	선단	CAPWAP 해석에 이용한 지지력 (FS=2.5)	
										FS	R_a^{Hiley}						
8/18	19	7	60	15.8	3.82	1.676	91	2.2	14.75	-	-	-	197.4	74.8	122.5	79	EOD (s=변화,3회 시험)
			80	15.9	4.25	1.81	76	2	16.7	-	-	-	210.6	99.5	111.1	84.1	
			100	16.7	4.88	2.218	70	1.4	19.8	-	-	-	282.5	120	162.5	113	
8/20	20	7	80	16.4			-	0.4	19.2				-	-	-	-	탈박종작
8/21	21	7	80	16.6			-	0.4	17.9				-	-	-	-	EOD 공용시 말뚝의 용량상태 확인용 (H=40cm,0-10cm H=60cm,10-13 H=100cm,13- 16.6)
8/20	22	7	80	16.5			-	0.8	18.3				-	-	-	-	
8/21	23	7	80	16				1.2	17.4								와칸보습비가 내리는 도중에 항타
8/20	24	7	80	16.3			-	2.6	17.6								탈박종작
8/21	25	7	80	16.5			-	2.5	18								탈박종작
8/21	26	7	60	15.8			-	7.7	13								EOD (H=60cm일정, s변화, 4회시험)
			60	16.2	3.31	1.476	79	6.8	13.2				173.7	69.2	104.5	69.5	
			60	16.8	2.97	1.669	70	4.2	14.4				196.6	58.3	138.3	78.6	
			60	17.2	3.64	1.691	87	2.1	16				215	98.4	116.5	86	
8/23		7	80	17.2	4.21	1.869	75	2.8	18				229	106.4	122.6	91.6	2st-제항타, 강우량24mm
8/24		7	80	17.3	4.09	1.824	73	3.4	18				217.9	102.8	115.1	87.2	3rd-제항타, 강우량24mm
		7	100	17.3	4.68	1.921	67	4.2	18				237	109.5	127.5	94.8	
	27	7	80	16.5			-	3.3	18								탈박종작
	28	7	80	16.3			-	1.7	17								탈박종작
	29	7	80	16.4			-	1.9	18								EOD
	30	7	80	16.9			-	2.5	17.2								탈박종작
	31	7	80	16.4			-	3	18								탈박종작
	32	7	80	16.8			-	1.3	18.6								탈박종작
	33	7	80	16.3			-	1.9	18								탈박종작
	34	7	80	15.7			-	2.5	16.3								탈박종작
8/21	35	7	80	16.8			-	2.2	17.7								탈박종작
	36	7	80	16.9			-	1.3	18								탈박종작
	R7	7	80														탈박종작
	R8	7	80														탈박종작
8/21	R9	7	80	15			-	1	16								탈박종작
8/21	R10	7	80	13.7				2.7	17.7								탈박종작
	R11	7	80				-										탈박종작
8/24	R12	7	80	12.8				7.9	15.5								SPP(EOD)
	R13	7	80														탈박종작
	R14	7	80														탈박종작
	TP-1	7	80	13.9				2.2	16								EOD

그림 8.5 는 일정한 해머의 낙하높이(H=60cm)로 항타하여 최종관입량별 허용지지력의거동을 나타낸 것이다.

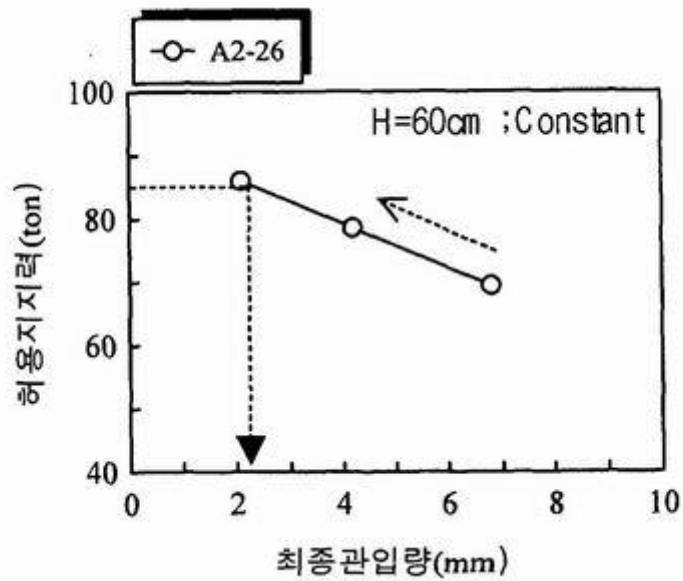


그림 8.5 최종관입량별 허용지지력 거동

이 그림에 의하면, 허용지지력 86ton 을 만족하면서 낙하고 60cm 로 항타를 할 경우에는 최종관입량, 2mm 이내로 시공하여야 함을 알 수 있다. 따라서 본 교대에 사용할 항타관리기준은 해머높이는 80cm, 최종관입량은 3.4mm 이하이고 이 기준으로 항타하여 설치된 말뚝은 그림 8.6 와 8.7 에 나타나 있다.

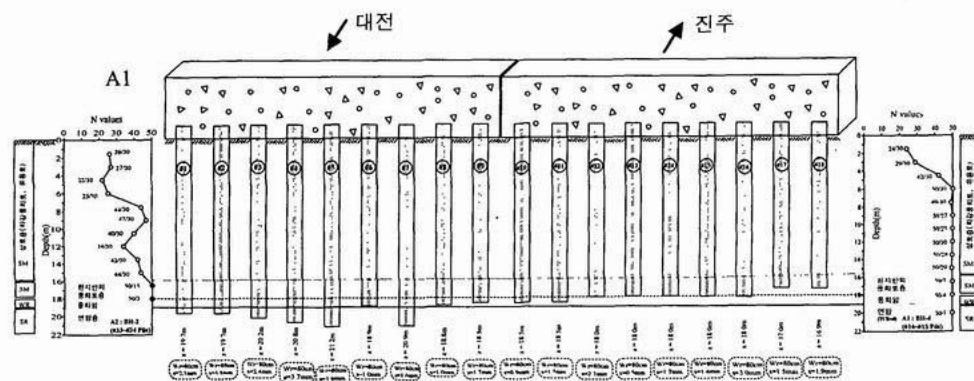


그림 8.6 항타관리기준에 의해 타입된 말뚝길이(교대 A1)

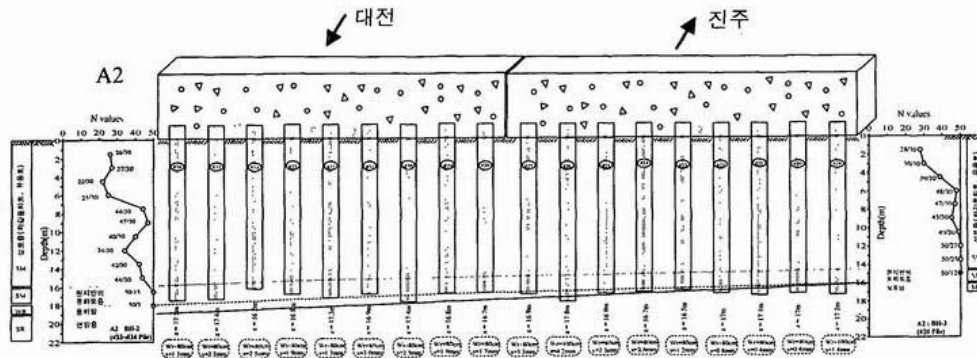


그림 8.7 항타관리기준에 의해 타입된 말뚝길이(교대 A2)

8.2.2 시간경과에 따른 지지력 증가현상 검토(Set-up Effect)

동재하시험시 말뚝의 관입량이 충분한 경우, 정재하시험과 동재하시험에서 구한하중-침하량 거동과 극한지지력이 어느 정도 잘 일치할 것이다 그러나 PDA 와 CAPWAP 프로그램 사용자에 따라 해가 다르므로 해석 결과의 유일성(uniqueness)에 관한 문제점이다. 일반적으로 Set-up 과 Relaxation 효과를 알아보기 위한 재항타(restrike)순서는 다음과 같다.

- ① 초기 EOID 에서 구한 EMX 값으로 재항타를 실시하며, 예비타(1-3 타)를 포함해서 5-6 타 정도 항타를 실시한다.
- ② 예비타를 제거한 본항타(2-5 타) 중에서 CAPWAP 해석하여 시간경과에 따른 지지력증감효과를 파악한다.
- ③ ②에서 구한 값만으로 시간경과에 따른 지지력 증감효과를 확신하기에는 무리가있으므로 말뚝재료의 허용항타응력까지 약 20 타 정도 항타하여 Set-up 이나 Relaxation 현상을 검증한다.

효율이 매우 좋은 항타장비인 경우에는, 동일한 램 낙하높이에서 초기항타 및 재항타시의 EMX 값은 동일할 것이다. 그러나 현장에 사용하는 항타장비는 대부분이 효율이좋은 장비는 아니다. 참고로, 현장에서 가장 많이 사용하고 있는 유압해머의 항타장비제조회사는 DKH 사 이다. DKH 는 국산이다 동광주식회사에서 디젤해머를 유압해머로개조한 항타장비이다.

초기 EOID 에서 구한 EMX 값보다 더 크게 즉, 램 높이를 높일 경우 일반적으로 Set-up 이 발생할 것이다. 따라서 재항타시, 초기 EOID 에서 구한 EMX 값과 동일한 에너지 즉, 동일한 램 낙하높이로 항타를 해야 한다. 그런데 동일한 램 낙하높이로 재항타를하여도 EMX 값이 감소하는 경우가 많이 발생하는데 이는 항타장비의 시스템, 해머쿠션재료, 말뚝머리쿠션재료 등에 문제가

있을 수가 있다. 그렇다고 해서 EOID 의 EMX 값을 맞추기 위해 동일한 램 낙하높이에서 많은 예비타로 또는 램 낙하높이를 더 높여서향타하는 것은 재향타의 의미가 없다. 따라서 현장에서 이러한 상황이 많이 발생하고또는 발생할 경우에는 EMX 값을 기준으로 재향타를 하기 보다는 램 낙하높이를 기준으로 향타하는 것이 바람직하다고 본다.

그런데 램 낙하높이를 일정하게 재향타하였는데 침하량이 작게 발생하는 경우가 있다(2.5mm/타 이상 일어나야 함). 이럴 경우, 주면과 선단지지력이 완전히 발휘되지 않아 Relaxation 현상이 발생한 것으로 오인할 수 있다. 보통, 침하량이 감소하면 Set-up 현상이 생길 확률이 높고, 침하량이 증가하면 Relaxation 현상이 발생할 확률이 높다. 이러한 오판을 막기 위하여, 선단 및 주면마찰력이 발휘될 수 있도록 ③의 방법으로 확인 및검증하여야 한다. 그리고 침하량은 말뚝박기종료작업으로 측정한다. 왜냐하면 동재하시험에서 얻어지는 관입량은 실제 말뚝박기종료작업에서 구한 값과 차이가 있기 때문이다. 시간경과에 따른 지지력 변화를 파악하기 위하여 A1-16, A2-26 번 말뚝에 대해서 재향타를 실시한 결과는 그림 8.8 에 나타나 있다. 여기서 재향타시 향타수는 예비타(1-3 타)를 포함해서 13 타 정도 향타를 실시하여 예비타를 제거한 본향타 중에서 CAPWAP 해석하여 시간경과에 따른 지지력증감효과를 파악하였다.

A1-16 번 말뚝의 허용지지력 변화는 초기향타후, 2 일경과후에 낙하고 80cm 로 재향타했을 때의 지지력이 83.7ton 에서 79.1ton 으로 감소(4.6ton, ↓)하다가 15 일이 지난후에는 92.7ton 으로 10.8%(92.7-83.7ton=9ton, ↑) 증가하였다. 2 일 경과후에 시간경과에 따른 지지력이 감소한것 처럼보이나 실제로는 재향타를 잘못된 결과이다. 그 이유는 EMX 값이 3.93 에서 3.34 로 현저히 감소하였기 때문이며 이를 시간경과에 따른 지지력감소현상으로오판하면 안될 것으로 생각한다.

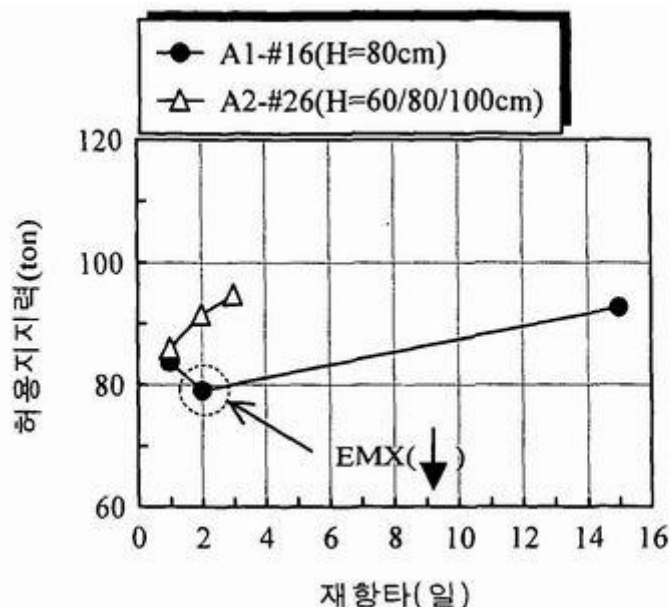


그림 8.8 시간경과에 따른 지지력 증가 거동

표 8.2 와 그림 8.8 에서, A2-26 번 말뚝은 낙하고 60cm 로 향타하였을 때의 허용지지력은 86ton 이고, 1 일 경과후 낙하고 80cm 로 재향타했을 때의 허용지지력은 91.6ton 으로 초기향타의 허용지지력보다 약 6.5% 정도 증가하였다. 2 일경과후, 낙하고 100cm 로

재항타했을 때의 허용지지력은 94.8ton 으로 초기항타보다 약 10.2% 정도 증가하였다. 그러나 표 8.2 에서 3 일 경과후, 낙하고 80cm 로 재항타했을 때의 허용지지력이 87.2ton 으로 초기항타시보다 지지력이 감소하였는데 이는 EMX 와 CSX 값이 초기항타시보다 재항타시가 낮기 때문이다. 이를 지지력 감소현상(relaxation)으로 오판하면 안될 것이다.

8.3 연직방향 압축 정재하시험

8.3.1 하중-침하량 곡선에 의한 분석법

가. 극한하중의 분석법

여기서 언급하는 극한지지력은 말뚝본체의 재료가 극한상태를 의미하는 것이 아니라 말뚝을 지지하고 있는 지반의 공학적인 파괴(failure)를 의미한다. 일반적으로 알고있는 파괴상태의 하중은 하중-침하량 곡선상에서 항복하중(yield stress), 최대하중(peak or maximum stress), 잔류상태의 하중(residual stress), 파단하중(rupture stress) 등이 있다. 이들의 하중을 대표하는 단어는 파괴이다. 그리고 적용하는 분야별로 의미와 정의가 약간 다를 수 있기 때문에 파괴를 논할 때는 이 의미를 먼저 정의하고 시작해야 한다.

지지층이 아주 단단하여 어떠한 하중에도 지반이 건널 수 있는 경우에는 말뚝본체의응력에 따라 극한하중이 결정되지만, 대부분의 말뚝기초는 지지지반에 따라 극한하중이결정 된다.

말뚝의 극한하중에 대해서는 몇 개의 정의가 있지만 실질적인 차이는 없다. 예를 들면 '말뚝의 극한지지력은 흙의 전단이 발휘된 상태에서 하중이다' 라든가 '극한하중 상태에서는 마찰저항과 더불어 선단저항도 소성상태에 도달되어 있다'는 것이다. 이러한 극한하중 상태에서는 말뚝이 연속적인 침하가 발생되고 미소한 하중증가에도 침하량이 무한대로 증대한다. 그러나 현재, 일반적으로 시행하고 있는 재하시험에서는 재하장치의능력, 시험완료 조건 또는 공사의 진행상황 등의 제약이 있으므로 침하가 무한대가 되도록 극한상태까지 재하를 실시한 예는 거의 없다.

한편, 재하시험을 극한상태까지 하였다 해도 그때의 말뚝 침하량은 아주 큰 값이 되므로 현장에서 구조물 안정성 검토에는 그다지 의미가 없다. 따라서 설계 예상지지력의약 2~3 배의 하중을 재하하여 시험하고, 그 결과로부터 얻어지는 값들에서 말뚝의 허용지지력을 구하는 것이 통례이다. 하지만 극한상태까지 재하시험을 하는 것은 연구목적으로는 아주 중요하다.

재하시험에서 항복하중과 극한하중을 구하는 방법은 그림 5.9 에 나타나 있는 것과 같이, 초기의 완만한 곡선부가 현저하게 구부러질 때의 최대곡선을 나타내는 점 A 의 하중 P_1 을 '항복하중'으로 한다. 또는 모래층이 타입된 말뚝에서 하중 P_2 와 같이 일정하중에이르지 않는 때가 많으며, 점 B 와 같이 하중-침하량 곡선이 급격히 수직으로 되고, 작은하중증가에 대해서 큰 침하가 나타나게 되는 점의 하중 P_3 를 '항복하중'으로 한다. 그러나 각 나라마다 또는 제안자

마다 조금씩 차이가 있기 때문에 사용하고자 하는 항복하중의 기준을 먼저 정의하고 시작하여야 한다. 그리고 하중-침하량 곡선이 침하량 축과 평행이 될 때의 하중 P_2 는 '극한하중'이다.

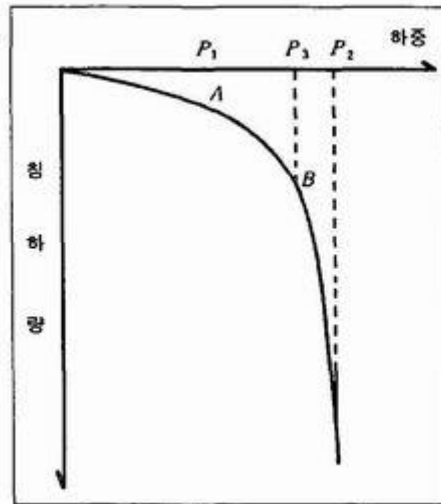


그림 8.9 항복하중과 극한하중 정의

그러나 하중-침하 곡선에서 극한과 항복하중을 규정하는 방법은 여러가지 방법이 있으며 이 곡선의 형상을 보고 제안된 방법기준에 맞게 적용해야 한다. 또한 하중-침하 곡선에서 극한하중 P_2 이 뚜렷하지 않은 경우가 많으며 다음과 같은 방법으로 극한하중을 결정한다.

- 하중-전침하 곡선에서 하중 기준
- 하중-전침하 곡선에서 전침하량 기준
- 하중-침하 곡선에 대한 지수함수 가정
- 잔류침하량 기준
- 탄성침하와 잔류침하 관계

(1) 하중-전침하 곡선에서 하중기준

하중-전침하 곡선 형태로부터 말뚝의 극한하중을 결정할 수 있으며 다음과 같은방법들이 있다.

① Schenck(1951) 방법

하중-전침하 곡선에서 후기곡선부분만 직선인 경우에 적용 가능한 방법이며, 후기 곡선부분에 접선을 그어 후기 곡선이 시작하는 점에 해당하는 하중을 극한지지력이라 한다.

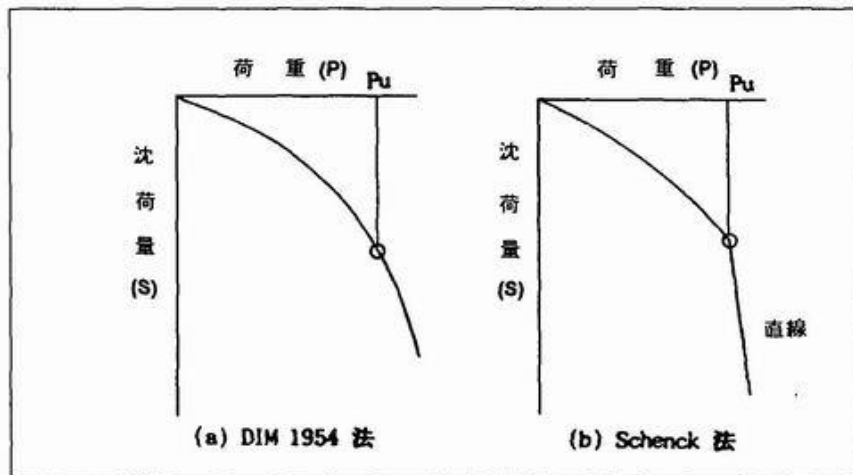


그림 8.10 하중-침하곡선에 의한 극한하중 판별방법

② Mansur/kauhnann(1956) 방법

하중-전침하 곡선에서 초기곡선부분과 후기곡선부분이 직선일 경우에 적용가능하며, 이 두 직선에 접선을 그어서 만나는 점에 해당하는 하중을 극한하중으로한다.

발생하지 말아야 할 것 등, 두가지 기준에 의한다. 파괴에 대하여 안전하도록 하는 지지력(bearing capacity)을 구하고 비교적 높은 2-3 의 안전율을 적용한다. 지지력 개념의 설계는 따라서 극한지지력의 확인에 의하는 것이 가장 바람직하며, 이 개념은 우리나라 건설부 제정 "구조물 기초설계 기준"에도 명시되어 있다. 또한 각종 문헌에서도 극한지지력을 기준으로 할것을 제안하고 있다.

극한상태의 정의는 하중의 증가없이 침하량이 무한대로 증가하는 상태이지만 대부분의말뚝재하시험에서는 이와 같은 극한지지력을 확인하기가 쉽지 않다. 따라서 인위적인침하량에 도달하면 그때의 하중을 극한하중으로 인정하는 방법이 보다 폭넓게 적용되고있고, 이에 대해서는 세계 각국 및 각 협회에 따라 상이한 기준값을 제안하고 있다. 즉,말뚝의 하중-전침하 곡선이 뚜렷한 파괴양상을 나타내지 않는 경우에는 침하량을 기준으로 허용하중이나 극한하중을 정할 수 있으며, 말뚝의 직경이 커질수록 침하가 크기 때문에 이를 고려할 수 있다. 전침하량을 기준으로 극한하중을 결정하는 방법은 다음과 같은 것들이 있다.

표 8.3

그림 8.11

표 8.4

전침하량 기준으로는 싱가포르 지하철 설계기준에서 규정한 설계하중에서 6-9mm, 설계하중의 1.5 배 하중에서 9-20mm 와 같은 엄격한 기준에서 부터, 일본토질공학회의 25mm, 러시아에서 적용되는 40-80mm 등 광범위한 기준들이 있다.

BS 규정에서는 말뚝직경의 10% 침하량을 기준으로 하며 Terzaghi and Peck 이 제안한 25mm 의 기준도 많이 채택되고 있다. 인위적인 기준값은 말뚝의 설치방법과도 밀접한관계에 있어 De Beer 는 항타말뚝의 경우에 말뚝직경의 10%, 현장타설 콘크리트 말뚝에서는 말뚝직경의 30% 침하를 기준 값으로 할 것을 제안하고 있다.

그러나 전침하량의 절대값만으로 말뚝의 설계하중을 결정하는 것은 말뚝의 길이와 재료 특성으로 부터 결정되는 탄성압축량 값의 영향을 고려할 수 없기 때문에 장대말뚝의경우 적용이 곤란한 문제가 있다. 또 말뚝의 지지력이 지반조건, 말뚝설치방법에 따라선단지지력 또는 주변마찰력의 비율이 상이하게 되고, 이에 따라 말뚝의 하중-침하량 거동이 결정되는 점을 감안할 수 없다는 단점이 있다.

따라서 전침하량 기준에 의한 말뚝의 설계하중 결정은 극히 제한적인 경우에 국한하여적용할 수 있으며, 반드시 다른 해석결과와 비교하는 과정이 필요하다.

표 8.3 전침하량 기준으로 극한하중 또는 허용하중 결정법

방법	기준이 되는 전침하량	결정하중
Mansur/Kaufmann(1956)	0.5cm	허용하중
Indian Standard (1964, 1965)	1.2cm에 해당하는 하중의 2/3	허용하중
	0.1d(cm)에 해당하는 하중의 1/2 여기서 d: 말뚝의 직경	허용하중
Terzaghi (1942)	0.1d	극한하중
Tezaghi/Peck (1961)	5.1cm (2.0inches)	극한하중
Muhs (1959, 1963)	2.0cm	극한하중
New York City Building Law	2.5cm	극한하중

표 8.4 극한하중에 대응하는 전침하량(S_u) 규정치

기준명 또는 제안자	전침하량, S_u (mm)	허용지지력 을 구할때의 안전율	비 고
독일 DIN 4014	20		
프랑스	20		
벨기에	20		
체코슬로바키아	5~20	2	
오스트리아	25		* D : 말뚝직경
네덜란드	25.4		
뉴욕시 기준	25.4		
Muns	20		
Terzaghi and Peck(1967)	25.4	1.5	
Wood Ward(1972)	12.7~25	1.5~2	
Touma and Reese(1974)	25.4		
소련 건축공정연구소	30~40		부등침하에 민감하지 않은 구조물
소련 건축시공과학연구소	80		
	40		부등침하에 민감한 구조물
중국 협서성 도로연구소(1973)	60		
중국 도로연구소(1976)	40		
중국 북경시 말뚝기초연구소(1976)	15~20	2	
일본 구건축학회 기준	25	2	
	(항복하중)		
일본 토질공학회(1971)			
Johnson(1973)	< 0.1D		※ D : 말뚝직경
영국 기초공업기준(1975)	< 0.1D		
Capper and Cassie	< 0.1D		
Darid	< 0.1D		
Tomlinson	< 0.1D		
Whitaker	< 0.1D		

(3) 하중-침하 곡선에 대한 지수함수 가정

선단지지말뚝에서 임의로 가정한 하중, $P_{\{c\}}$ 와 침하, s 와의 관계 즉, $\ln(1 - (P_{\{s\}}/P_{\{c\}})) - s$ 관계를 표시하면 가정하중, $P_{\{c\}}$ 가 극한하중 $P_{\{L\}}$ 보다 재하초기($P_{\{L\}} > P_{\{c\}}$)에는 위로 오목한 형태의 곡선이 되다가 재하 후기($P_{\{L\}} > P_{\{c\}}$)에는 위로 볼록한 형태의 곡선이 되며, 극한하중에서는 직선이 된다. 이러한 특성을 이용하여 극한하중 $P_{\{L\}}$ 을 찾을수 있다.(Van der veen, 1953)

그림 8.11 c 참조

(4) 잔류 침하량 기준

말뚝재하시험에서 측정한 잔류침하량이 일정한 크기가 되었을 때의 하중을 극한하중, $P_{\{L\}}$ 또는

허용하중, $P_{\{a\}}$ 로 하는 방법이며, 이를 위하여 하중-잔류침하량 관계곡선이 필요하다. 잔류침하량은 하중 제거시의 탄성침하량을 기준으로 하여 지반의 특성을 보다 잘 반영하므로 많은 설계기준에서 채택되고 있다. 대표적인 기준으로는 DIN 의 말뚝직경의 2.5% 순침하량 기준, New York city, Boca, Uniform Building 기준에서 채택한 0.01Inch/ton 순침하량 COE 에서 사용하는 0.25inch 순침하량 기준이 있다.

국내에서의 말뚝재하시험 결과를 각종 해석기준에 의거 설계하중을 결정하고 비교해본 결과, 국내의 극한하중 해석법 및 항복하중 해석법과 DIN 의 말뚝직경의 2.5% 순침하량기준 COE 의 0.25 Inch 순침하량은 비교적 잘 일치하고 있는 것으로 분석되었으나 많은 설계기준에서 채택하고 있는 0.01Inch/ton 순침하량기준은 타 해석 기준에 비해 지나치게 높은 허용하중을 주고 있어, 국내에서의 적용은 적합하지 않은 것으로 판단된다.

그리고 순침하량 기준은 국내의 극한하중 해석법 및 항복하중 해석법이 갖고 있는 제반 문제점 등을 어느 정도 해소해 주고 있기 때문에 국내설계기준을 보완해 줄 수 있으며, 설계하중 결정시 타 설계기준으로 해석한 결과를 이 기준에 의하여 확인하는 것이바람직하다.

(5) 탄성침하와 잔류침하 관계

말뚝재하시험에서 측정한 침하를 탄성침하와 잔류침하로 구분하여 하중-탄성침하곡선, 하중-잔류침하곡선, 하중-탄성곡선을 중첩하여 그리고, 그 관계곡선으로부터 극한하중 또는 허용하중을 구할 수 있으며 다음과 같은 방법들이 있다.

(그림 8.11 e 참조)

표 8.5 일정크기의 잔류침하량 기준

방 법	침 하 량	구 분
Indian Standard 2911(1964, 1965)	0.6cm에 해당하는 하중의 2/3	허용하중
Bureau Veritas in Paris	0.3cm	허용하중
	1.0cm에 해당하는 하중의 2/3	허용하중
	2.0cm에 해당하는 하중의 1/2	허용하중
DIN 4026	0.025d	극한하중
USA	0.02d	극한하중
Magnel (1948)	0.8cm	극한하중
Standard Specification for Highway Bridges (1958)	0.65cm (0.25inches)	극한하중

표 8.6 극한하중에 대응하는 잔류침하량(Sr) 규정치

기준명 또는 제안자	S _r (mm)	허용지지력을 구할 때의 안전율	비 고
독일 DIN 4014	2.5% D	3	타입말뚝
미 국	2 % D		타입말뚝 * D : 말뚝직경
일본 건축기초구조설계기준	2.5% D		
덴마크 기초실용기준	1.0% D		
DS-415-1965			
미국 도로설계기준(1958)	6.3		
미국 AASHTO 기준	6.3		
미국 리지아나 도로국	6.3		
미국 보스턴 건축기준	12.7		
인도 IS2911 기준	6		
캐나다 건축기준(1960)	25		
파리 버리타 사무소(1964)	20		
Magnel(1948)	8	2	
Mansur and Kaufaman	6.3	1.5	
Woodward(1972)	12.7		

① Christiani/Nielsen (1956) 방법

잔류침하, $S_{\{B\}}$ 가 탄성침하, $S_{\{e\}}$ 의 1.5 배 즉, $S_{\{b\}} = 1.5 S_{\{e\}}$ 가 될 때의 하중을 극한하중, $P_{\{L\}}$ 로 한다.

② Szechy(1961) 방법

탄성침하변형량 $\Delta S_{\{e\}}$ 와 잔류침하변화량 $\Delta S_{\{b\}}$ 의 비, $\Delta S_{\{e\}}/\Delta S_{\{b\}}$ 가 최대가 되는점에 해당하는 하중을 허용하중, $P_{\{a\}}$ 로 한다.

그림 8.12 는 재하시험결과의 한 예로서 하중에 의한 그리고 침하에 의한 극한하중 규정을 아래 그림과 같이 나타낸 경우이다.

o 하중관점의 극한하중 규정

(Some of the Reonized Criteria for Defining failure toads)

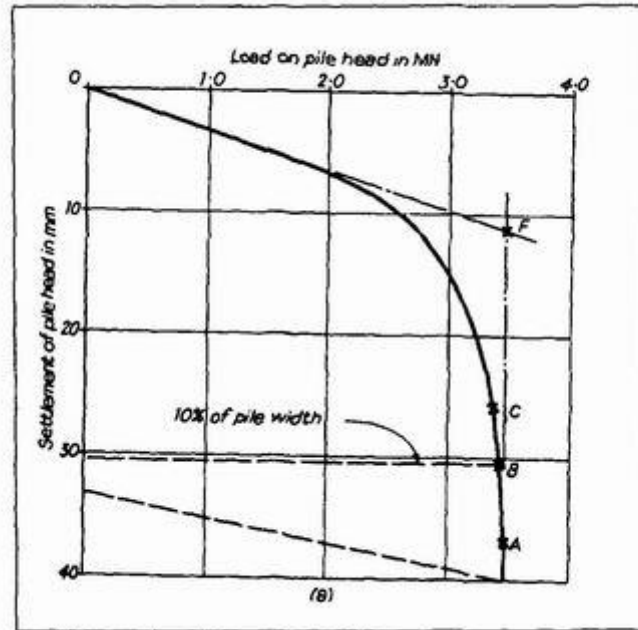
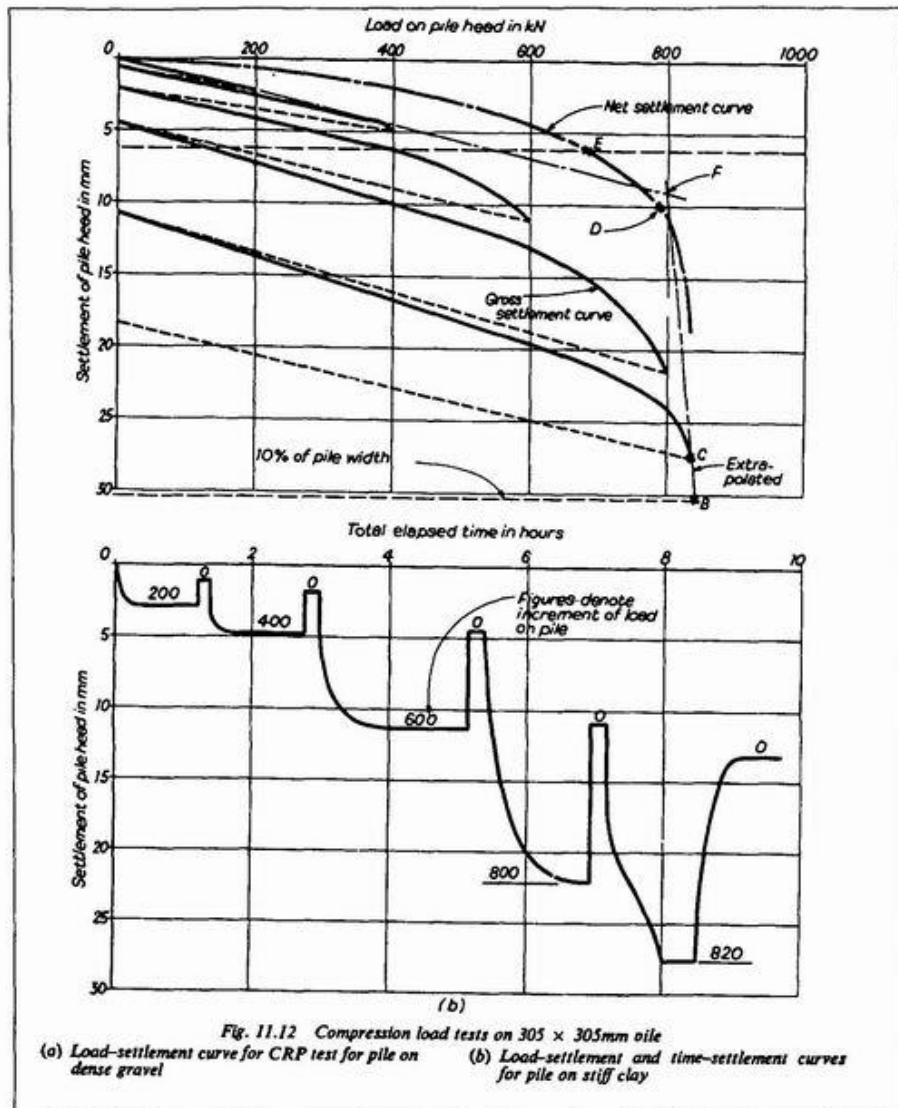


그림 8.12(a) Load-Settlement Curve for CRP Test(for Dense Gravel)

- ① 하중의 증가없이 침하가 계속 증가되는 하중 : 그림 8.12 의 A 점
- ② 말뚝 폭의 10%에 해당되는 전침하가 발생하는 하중 : 그림 8.12 의 B 점
- ③ 하중의 증가에 비해 전침하량(gross settlement)의 증가가 급격히 발생하는 하중: 그림 8.12 의 C 점
- ④ Swedish Piling Commission 은 극한하중을 P 라고 하면 0.9P 의 침하량 S 에 대해 P 의침하량이 25 로 되는 하중
- ⑤ 하중증가에 비해 순침하량(net settlement)의 증가가 급격히 발생하는 하중: 그림 8.12 의 D 점
- ⑥ 소성항복(plastic yielding)을 일으키는 하중 또는 순침하량이 6mm 일때의 하중: 그림 8.12 의 E 점
- ⑦ 전침하곡선에서 초기직선부분의 연장선과 급경사부분(steeper portion 즉, 극한상태부근)과의 접선의 교점에 해당되는 하중 : 그림 8.12 의 F 점
- ⑧ 하중 - 순침하 곡선의 기울기가 0.25mm/10KN 되는 하중
- ⑨ New York 시의 기준(1985 년 Building Code) 침하량이 전침하량에서 전제하후의 Rebound 량을 뺀 것이라고 할 때 재하후 순침하량이 0.25mm/10 KN 인 하중의 1/2 또는 침하량이 19mm 인 하중의 1/2, 또는 그림 8.10(a)는 독일의 DIN1504, 영국의기초 시공기준 Cp2004 (code of practice 2004)에서 제안한 방법으로 하중-침하량 곡선이 급변하는 점을 극한하중으로 판정한다. 이때 변하는 점이 명확하지 않을 경우는 DIN 에서는 잔류침하량으로 부터 판정하도록 되어 있다.



(b) Load-Settlement and Time-Settlement Curves(for Stiff Clay)

그림 8.12(b) 연직재하시험의 결과 예

나. 항복하중의 판정법

지지력 기준과 침하량 기준 외에 말뚝에 하중이 재하되었을 때의 하중(P)-시간(t)-침하량(S) 거동특성에 의하여 소위 항복(yield)하중을 구하여 판정하는 방법이 있다.

o P-5 곡선 분석

o logP-logS 곡선 분석

o S-logt 분석

o P-logS 분석

o $ds/d(\log t) - P$ 분석

건설부 제정 「구조물 기초 설계 기준」 해설편에서는 「극한하중이 확인되면 문제없으나 그렇지 못할 경우 항복하중에 의하도록」 하고 다음의 방법들을 권장하고 있다.

- P-5 곡선 분석
- S-logt 분석
- $ds/d(\log t)$ -P 분석
- logP-logS 곡선 분석
- 잔류침하량에 의한 logP-logS 방법

아울러 항복하중의 1.5 배를 극한하중으로 가정하지만, 이 방법에 의한 극한하중이 실제극한하중보다 크지 않도록 주석을 두고 있어 항복하중에 의한 분석을 안전하게 장치하고있다.

① 하중(P) - 침하(S) 곡선을 이용하는 법

재하 단계별 하중(P)과 침하량(S)을 일반 그래프 용지에 작도하였을 때 곡선이 가장 크게 변했을 때의 하중을 항복하중으로 결정한다. 그러나 이 곡선의 변곡점을 구하기가 매우 곤란한 때가 많다.

(그림 8.13 참조)

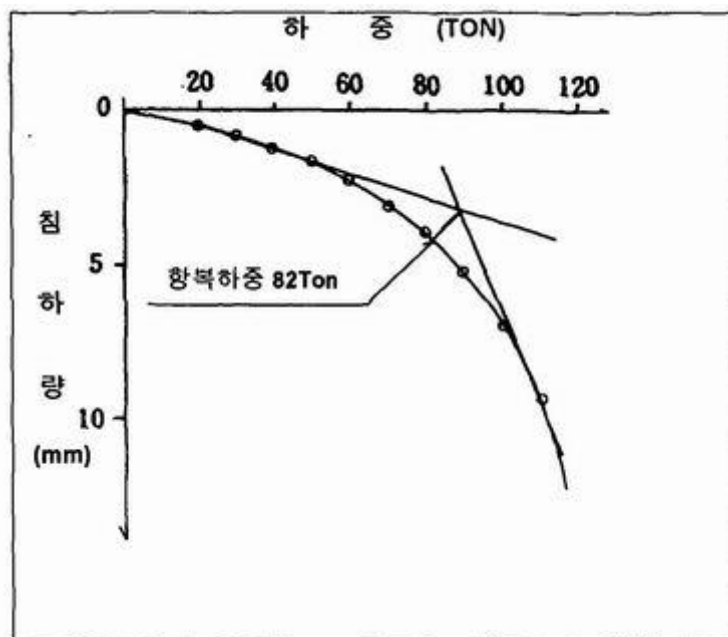


그림 8.13 항복하중을 구하는 법(예)

② logP-logS 곡선 분석

이 방법은 재하중(P)와 전침하량(S)을 그림 8.14 와 같이 양대수 그래프에 도시하면절선(折線, 꺾어지는 점)이 생기는데 이 절점(折線)에 대응하는 하중을 항복하중으로 결정하는 방법이다. 이 절점은 두 개의 기울기가 다르기 때문에 생기는 점이다.

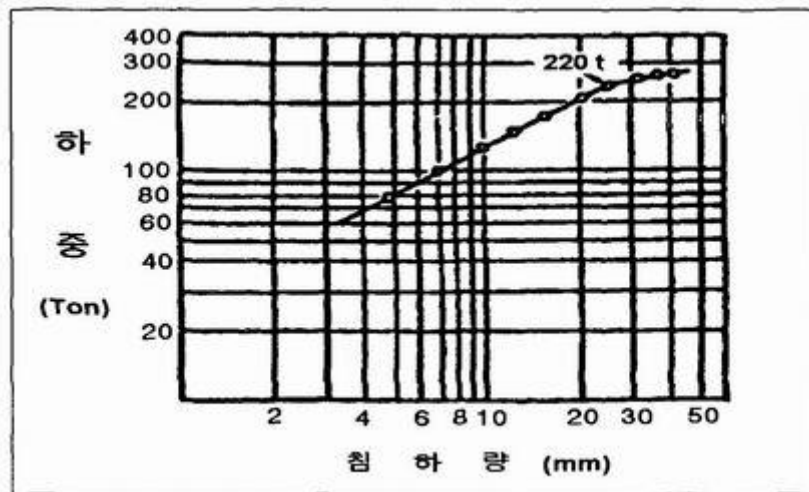


그림 8.14 logp - logS 곡선법(예)

③ p-ds/d(logt) 곡선법

그림 8.15 에서와 같이, 각 하중단계마다 재하하여 일정시간이 경과한 후에 대수침하속도 $ds/d(\log t)$ 를 구하고 이것을 하중(P)에 대하여 도시하여 곡선이 급절하는 점을 하중으로 한다.

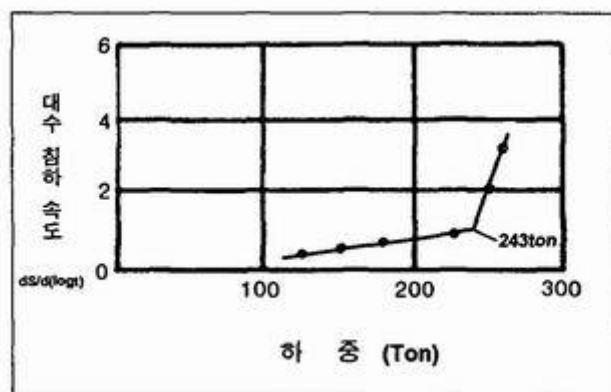


그림 8.15 ds/d(logt)-P 곡선법

④ S-logt 법

그림 8.16 과 같이, 각 하중단계에 대해서 각각 재하후의 경과시간(t)을 대수눈금의 가로 축에 이에 대응되는 전침하량(S)을 산술눈금의 세로축에 도시하여 연결하면 각 재하단계별 S-logt 곡선이 여러 개 그려지는데 이를 S-logt 곡선 중, 하중이 증가함에 따라 직선상에서 상향으로 요형(凹形)이 되든가 또는 직선이 급절(急折)하는 하중을 항복하중으로 한다. 즉, 직선이 되지 않는 점의 하중을 항복하중이라 한다.

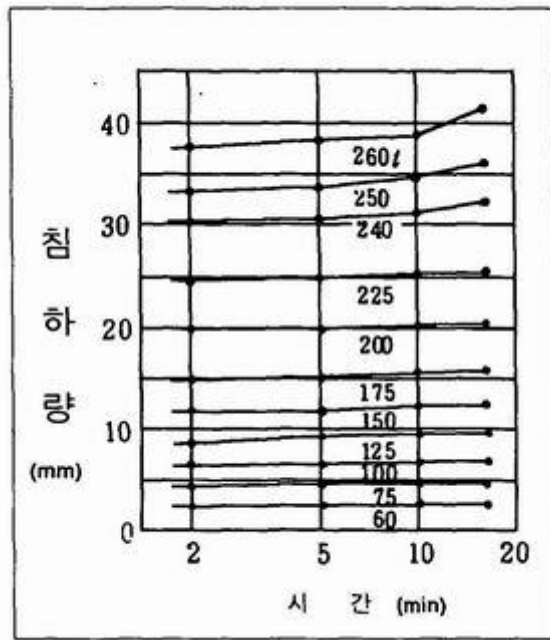


그림 8.16 S-logt 곡선법(예)

⑤ $ds/d(\log t)$ - P 분석법

S-logt 그림에서 각 하중단계에서 일정시간(10 분 이상) 후의 대수침하속도, $ds/d(\log t)$ 즉, S-logt 곡선의 경사를 구하고, 이것을 하중에 표시하여 연결한다. 이와 같이 하여 구한 $ds/d(\log t)$ -P 관계곡선이 급격히 구부러지는 점의 하중을 항복하중이라 한다.

⑥ Davisson's 의 판정 법

Davisson's 의 판정법은 말뚝의 전침하량과 말뚝직경, 단면적, 탄성계수 및 말뚝길이등을 고려한 순침하량 판정을 복합적으로 적용한 것으로 최근 서구에서는 가장 합리적인말뚝 허용하중 판정법으로 인정받고 있다. 국내에서도 Davisson's 판정법에 의한 말뚝지지력 해석을 실시해 본 결과, 국내의 항복하중 기준 설계법과 비교적 잘 일치하고 있는 것으로 나타나고 있다. 또한 DIN 의 말뚝직경의 2.5% 순침하량 기준 및 COE 의 0.25inch 순침하량 기준과도 결과가 비교적 잘 일치하여 이 기준에 의한 판정이 합리적이라고 판단된다. 그러나 Davisson 의 판정법은 말뚝길이가 지나치게 란거나 주면마찰력이낮은 말뚝의 경우에는 다른 판정기준 보다도 낮은 허용하중을 나타내어 준다. 이와 같은 경우 다른 판정기준들과의 비교를 통한 기술자의 판단이 요구된다.

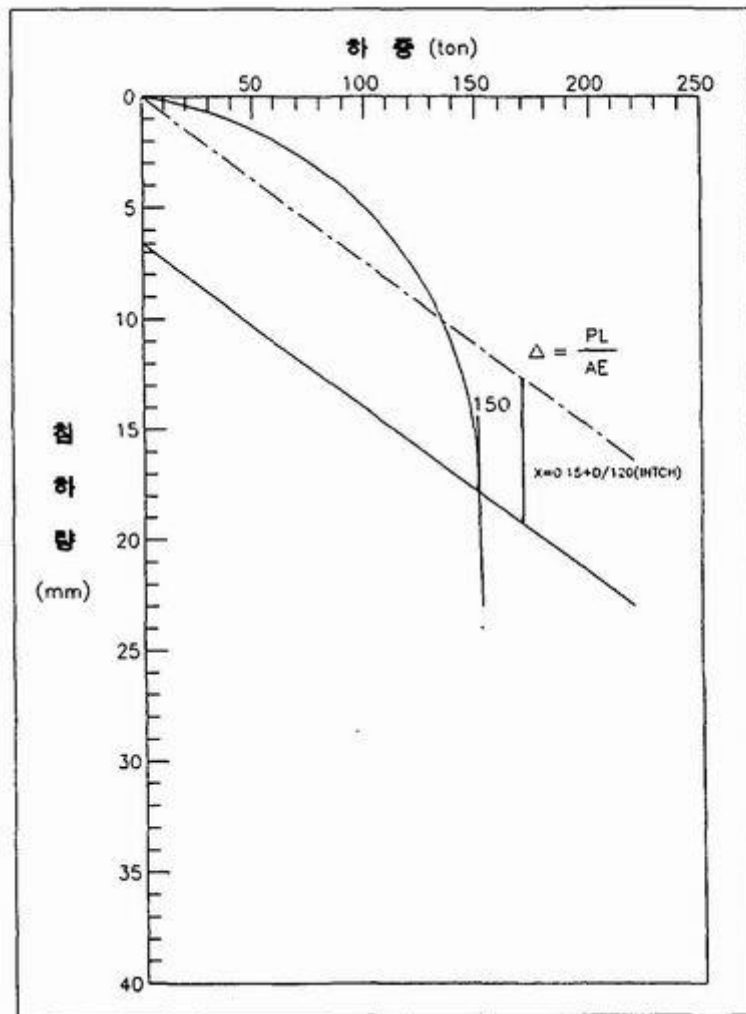


그림 8.17 Davisson's 곡선 예

나. 허용지지력 판정

말뚝재하시험 결과로 부터 말뚝기초의 허용지지력을 판정하는 데에는 일반적으로 다음과 같은 국내외의 설계기준이 적용된다. 건설부 제정 <구조물 기초 설계기준> 3.2.3"기준 축방향 허용지지력과 안전율" 및 3.2.4 "재하시험에 의한 축방향 허용지지력 추정"에 의하면, 말뚝재하시험으로 극한하중이 확인되면 극한하중을 안전율 3.0 으로 나누어 허용 설계 지지력을 구할 수 있도록 하고 있다. 미육군공병단에서는 극한하중에 안전율 2.0 을 적용하여 허용지지력을 구하도록 하고 있다(US Army Corps of Engineers, 1991).

그러나 말뚝재하시험으로 극한하중이 확인되지 못할 경우 항복하중을 구하고 여기에 2.0 의 안전율을 적용하여 허용 설계지지력을 구할 수 있도록 하고 있다.

항복하중을 구하는 데는 ① S-logP ② logP-logS ③ ds/d(lost)-P 분석법에 의하도록 규정하고 있다. 그러나 이들 방법에 의한 항복하중의 판정은 말뚝의 주변마찰력의 영향으로 인한 가(假)항복하중이 판정될 수도 있는 불확실성을 내재하고 있다.

국내에서의 말뚝재하시험의 경험에 의하면, 외국의 설계기준들 중 DIN 4026 에서 규정한

말뚝직경의 2.5%에 해당하는 순침하량을 유발하는 하중을 극한하중으로 간주하여 안전율 2.0 을 적용하는 판정법과 Davisson's 의 판정법이 비교적 신뢰할 수 있는 방법인 것으로 판단된다. 따라서 본 말뚝재하시험 결과의 분석에서는 아래와 같은 요령으로 말뚝의 허용지지력을 검토 및 산정하는 것으로 기준을 설정하였다.

㉔ 하중-전침하량 곡선에서 하중과 전침하량 기준으로 극한하중을 산정한다. 하중기준에서 극한하중이 판정되면 3.0 의 안전율을 적용하여 허용지지력을 산정한다. 그리고 전침하량기준에 의한 허용지지력은 각 기준에 맞는 안전율을 적용한다.

㉕ 극한하중이 판정되지 못하면 하중-전침하량 곡선에서 하중기준으로 ① $\log P - \log S$ ② $S - \log T$ ③ $P - \Delta S / \Delta (lost)$ ④ Davisson 방법에 의거 항복하중을 판정하고 여기에 2.0 의 안전율을 적용한다.

㉖ ㉕항의 절차에 의하여 판정된 항복하중이 전술한 가항복하중일 가능성이 있는 바외국의 설계기준에 의거 이를 검증한다. 이때 국내기준에 의한 판정결과와 외국기준에 의한 판정결과에 심각한 차이가 있으면 국내기준에 의한 항복하중은 전술한 가항복하중인 것으로 보고 외국기준을 감안하여 적절한 허용지지력을 결정한다.

8.3.2 시험결과 및 분석

● 시험번호 : << PLT-1 >> A-2

● 시험일자 : 1999 년 9 월 3 일 ~ 4 일

● 설계하중 : 76.0 ton ⇔ 시험최대하중 : 305.6 ton

$$\Leftrightarrow \text{말뚝재료의 항복력, } F_y = A \times \sigma_y = 134.8(\text{cm}^2) \times 3,310(\text{kg/cm}^2) = 446(\text{ton})$$

● 전침하량 : 38.63 mm ⇔ 잔류침하량 24.91 mm

● 시험번호 : << PLT-1 >> A-2

● 시험일자 : 1999 년 9 월 15 일 ~ 16 일

● 설계하중 : 76.0 ton ⇔ 시험최대하중 337.8 ton

$$\Leftrightarrow \text{말뚝재료의 항복력, } F_y = A \times \sigma_y = 134.8(\text{cm}^2) \times 3,310(\text{kg/cm}^2) = 446(\text{ton})$$

● 전침하량 : 45.84 mm ⇔ 잔류침하량 30.3 mm

가. 극한하중 산정

말뚝재 질의 항복력($F_y=446\text{ton}$)까지 말뚝머리하중을 재하하다는 목표아래서 3 단계로 재하 및 제하시험하여 구한 하중-전침하 관계 곡선은 그림 8.18 과 8.19 와 같다. 이 그림에서 제하단계의 거동을 제거한 하중-전침하량 관계곡선은 그림 8.20 과 8.21 과 같다.

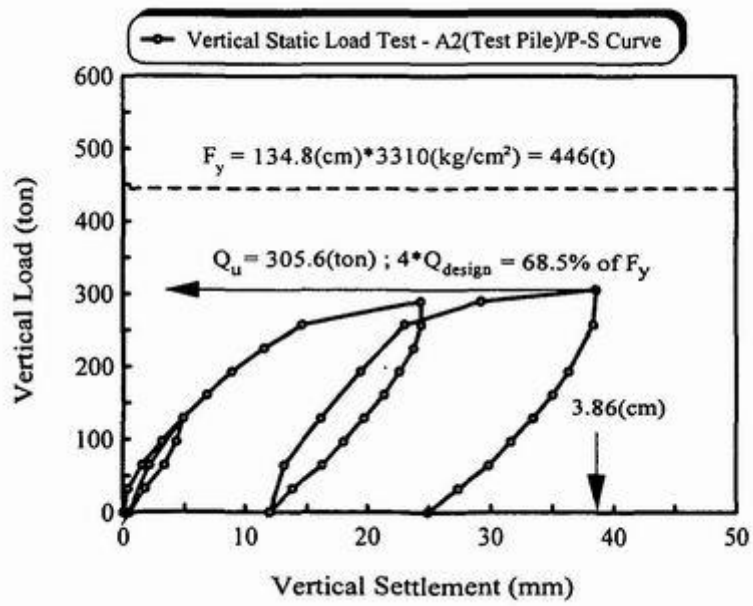


그림 8.18 교대 A2 시험말뚝에서 구한 하중-전침하량 관계곡선

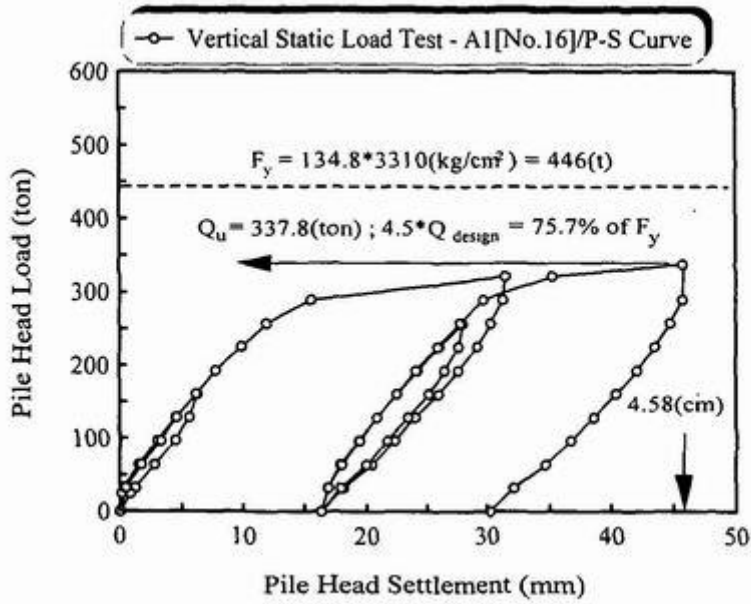


그림 8.19 교대 A1 #16 번 말뚝에서 구한 하중-전침하량 관계곡선

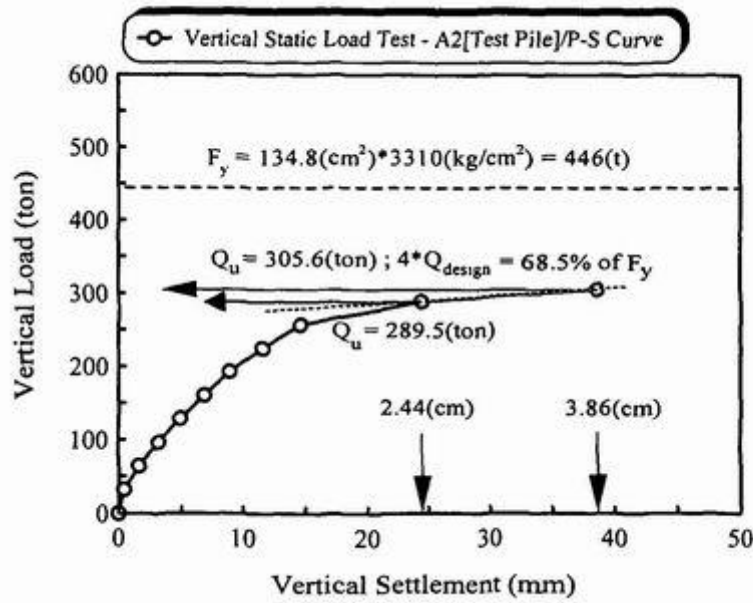


그림 8.20 P - S 곡선법(교대 A2 시험말뚝)

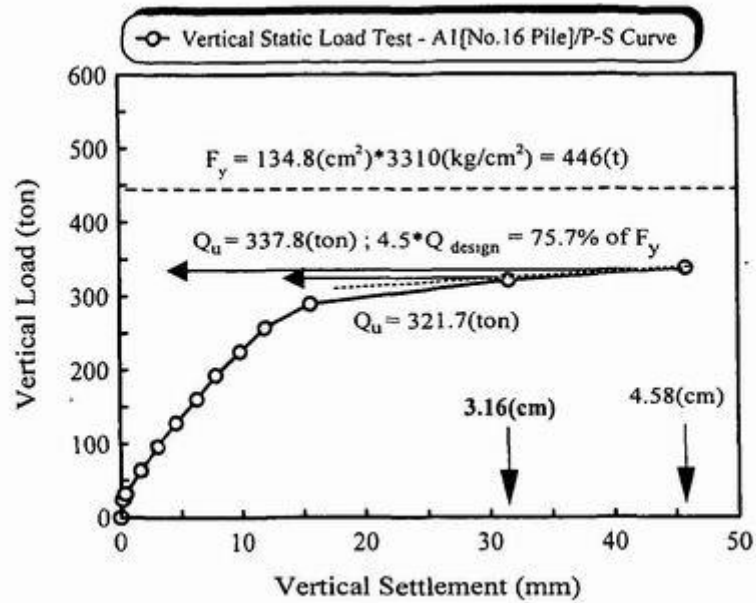


그림 8.21 P - S 곡선법(교대 A1 #16 번 말뚝)

표 8.7 하중-전침하 곡선에서 하중기준

	Schenck(1951) 방법		Vesic'(1963) 방법	
	극한지지력 R_u (ton)	허용 지지력 $R_a = R_u / 3(\text{ton})$	극한지지력 R_u (ton)	허용 지지력 $R_a = R_u / 3(\text{ton})$
교대 A2의 시험말뚝	289.5	96.5	305.6	101.9
교대 A1의 #16번 말뚝	321.7	107.2	337.8	112.6

(2) 하중-전침하 곡선에서 전침하량 기준

일정크기의 전침하량 기준으로 구한 극한 및 허용지지력은 교대 A2의 시험말뚝에 대해서는 그림 8.22와 표 8.8, 교대 A1의 #16번 말뚝에 대해서는 그림 8.23과 또 8.9에 나타나 있다.

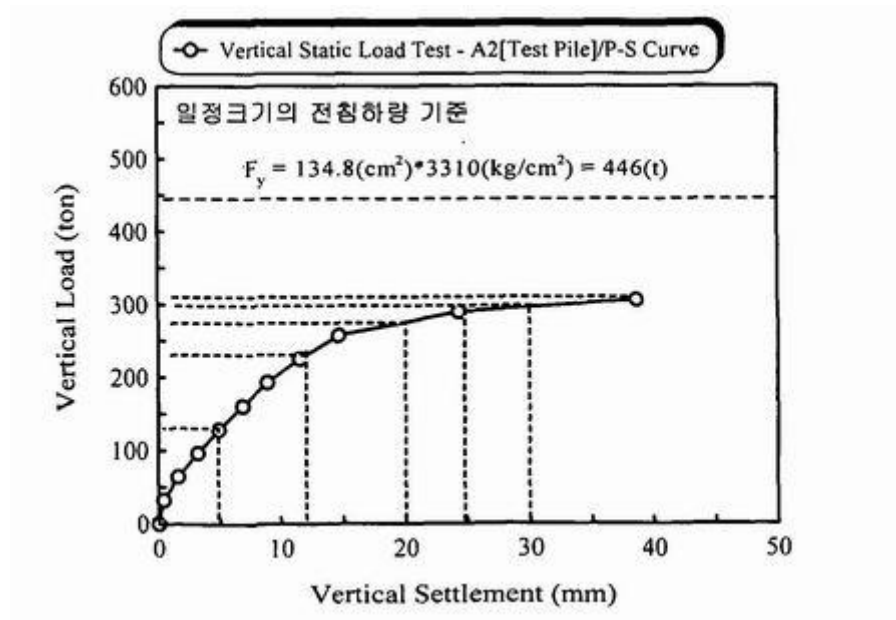


그림 8.22 전침하량 기준으로 극한하중과 허용하중 산정(교대 A2 시험말뚝)

표 8.8 전침하량 기준으로 극한하중과 허용하중(교대 A2 시험말뚝)

방법	기준이 되는 전침하량	해당 하중	안전율	허용하중
Mansur/Kaufmann (1956)	0.5cm	130	1	130
Indian Standard (1964, 1965)	1.2cm에 해당하는 하중의 2/3	230	2/3	153.3
	0.1d(cm)에 해당하는 하중의 1/2 (여기서 d = 30cm)	295	1/2	147.5
Terzaghi (1942)	0.1d	295	3	98.3
Tezaghi/Peck (1961)	5.1cm (2.0inches)	305.6	3	101.9
Muhs (1959, 1963)	2.0cm	270	3	90
New York City Building Law	2.5cm	290	3	96.7

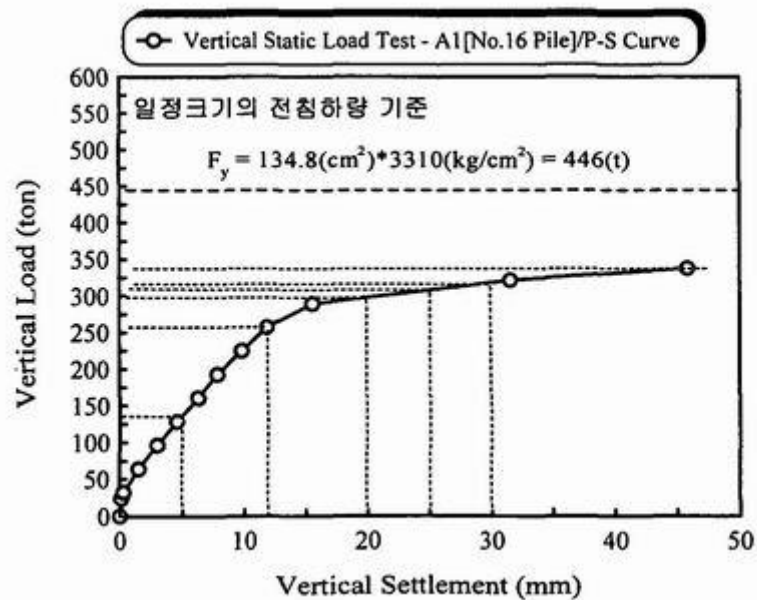


그림 8.23 전침하량 기준으로 극한하중과 허용하중 산정(교대 A1#16 번 말뚝)

표 8.9 전침하량 기준으로 극한하중과 허용하중(교대 A1#16 번말뚝)

방법	기준이 되는 전침하량	해당 하중	안전율	허용하중 R_a (ton)
Mansur/Kaufmann (1956)	0.5cm	135	1	135
Indian Standard (1964, 1965)	1.2cm에 해당하는 하중의 2/3	260	2/3	173.3
	0.1d(cm)에 해당하는 하중의 1/2 (여기서 d = 30cm)	320	1/2	160
Terzaghi (1942)	0.1d	320	3	106.7
Tezaghi/Peck (1961)	5.1cm (2.0inches)	337.8	3	112.6
Muhs (1959, 1963)	2.0cm	300	3	100
New York City Building Law	2.5cm	317	3	105.7

(4) 순 침하량 기준

순 침하량 기준으로 구한 극한과 허용 지지력은 교대 A2 의 시험말뚝에 대해서는 그림 8.24 에 나타나 있다. 이 그림에서 알 수 있듯이, 총침하량보다 탄성침하량이 크면 하중-순침하량 관계곡선을 작도할 수가 없고, 순침하량 기준으로도 구할 수가 없다.

다. 항복하중 산정

(1) 하중-전침하 곡선에서 하중기준

이 기준에 의하여, 교대 A1 과 A2 에서 연직 정재하시험한 결과는 표 8.7 에 나타나 있다.

(2) logP - logS 곡선법

logP - logS 곡선법으로 교대 A2 의 시험말뚝과 교대 A1 의 #16 번 본말뚝에 대하여 항복하중과 허용지지력은 그림 8.25 와 8.26 에 그리고 그 결과를 정리한 값은 표 8.10 에 나타나 있다 여기서 항복하중에서 허용하중을 구하기 위한 안전율은 2 를 적용한다.

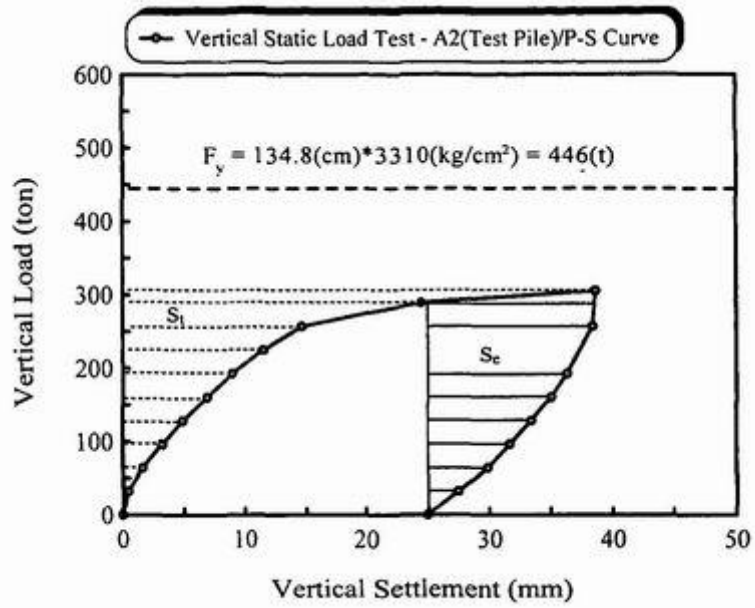


그림 8.24 순침하량 기준으로 극한하중과 허용하중 산정(교대 A2 시험말뚝)

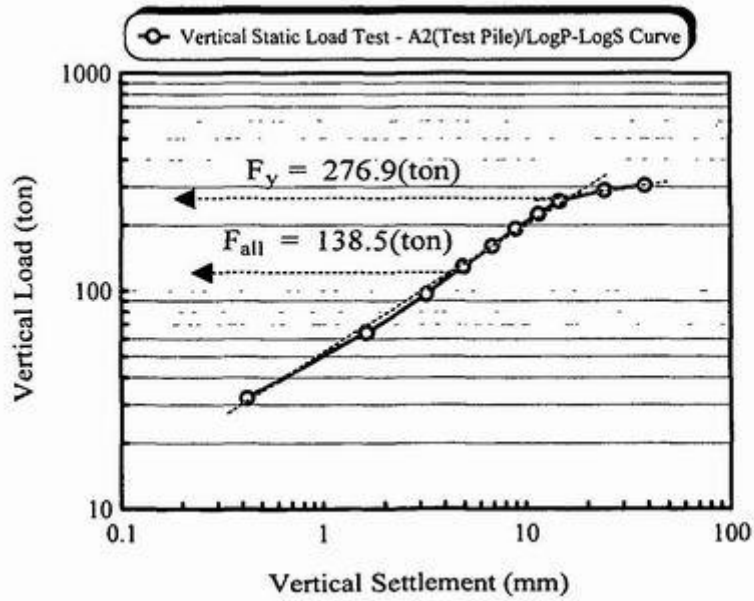


그림 8.25 P - S 곡선법(교대 A2 시험말뚝)

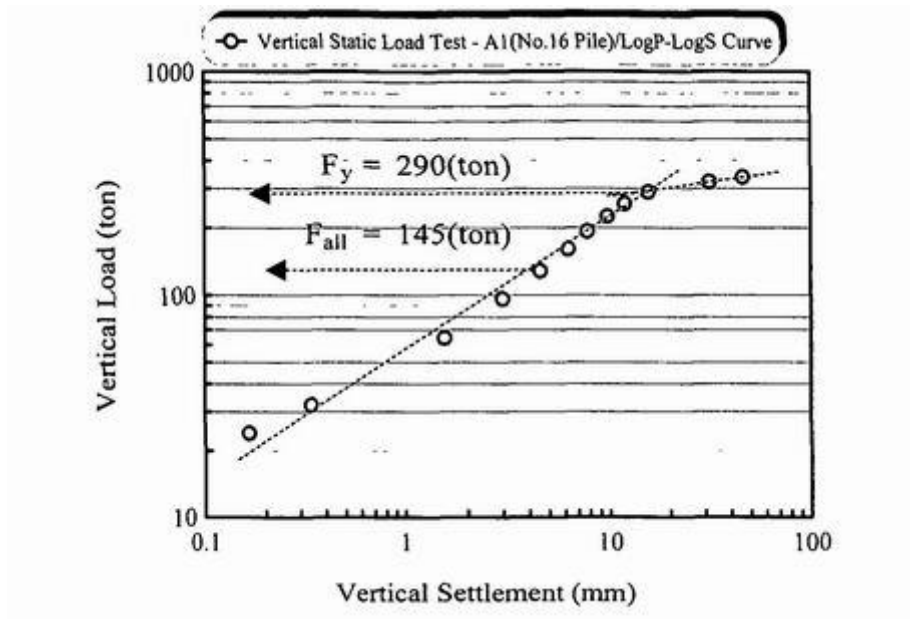


그림 8.26 P - S 곡선법(교대 A1 #16 번 말뚝)

표 8.10 하중-전침하 곡선에서 하중기준

	LogP - LogS	
	항복하중 (ton) R_y	허용 지지력 (ton) $R_a = R_y / 2$
교대 A2의 시험말뚝	276.9	138.5
교대 A1의 #16번 말뚝	290	145

(3) S - log T 곡선법

S - logt 곡선법으로 교대 A2 의 시험말뚝과 교대 A1 의 #16 번 본말뚝에 대하여 항복하중과 허용지지력은 그림 8.27 과 8.28 에 그리고 그 결과를 정리한 값은 표 8.11 에 나타나 있다. 여기서 항복하중에서 허용하중을 구하기 위한 안전율은 2 를 적용한다.

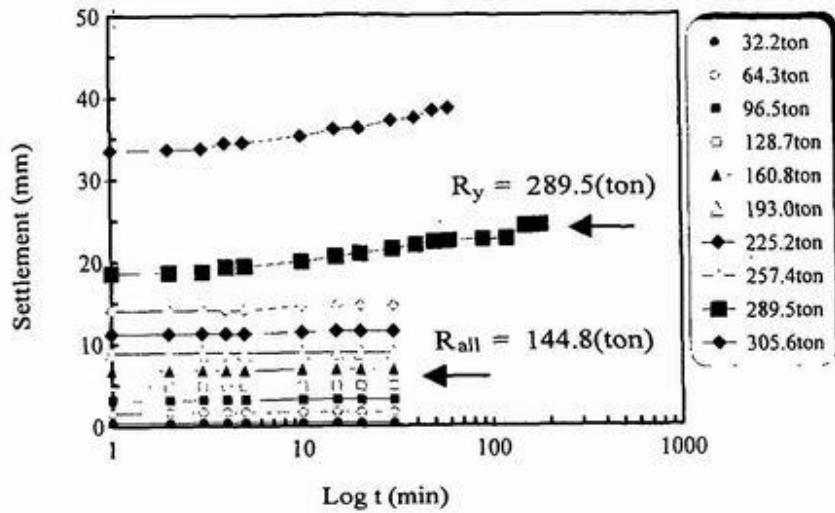


그림 8.27 S - Logt 곡선법(교대 A2 시험말뚝)

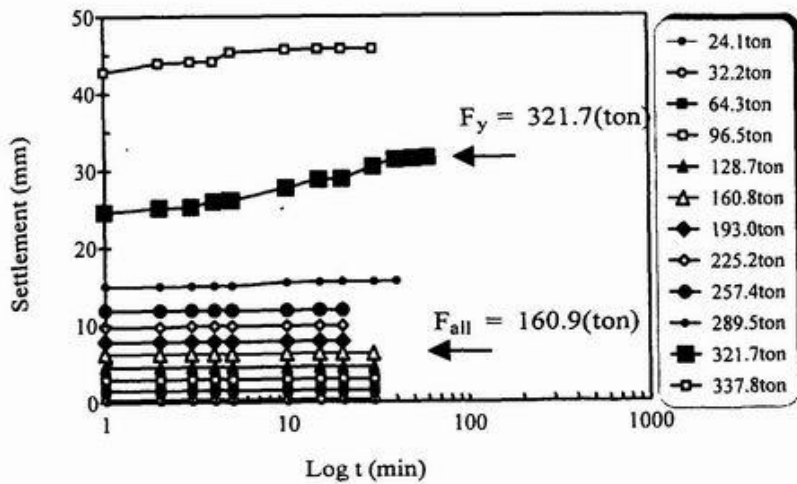


그림 8.28 S - Logt 곡선법(교대 A16 번 말뚝)

표 8.11 하중-전침하 곡선에서 하중기준

	S - Logt	
	항복하중 (ton) R_y	허용지지력 (ton) $R_a = R_y / 2$
교대 A2의 시험말뚝	289.5	144.8
교대 A1의 #16번 말뚝	321.7	160.9

(4) P - $\Delta S / \Delta(\log T)$ 곡선법

이 방법으로 교대 A2의 시험말뚝과 교대 A1의 #16번 본말뚝에 대하여 항복하중과 허용지지력은 그림 8.29와 8.30에 그리고 그 결과를 정리한 값은 표 8.12에 나타나 있다. 여기서 항복하중에서 허용하중을 구하기 위한 안전율은 2를 적용한다.

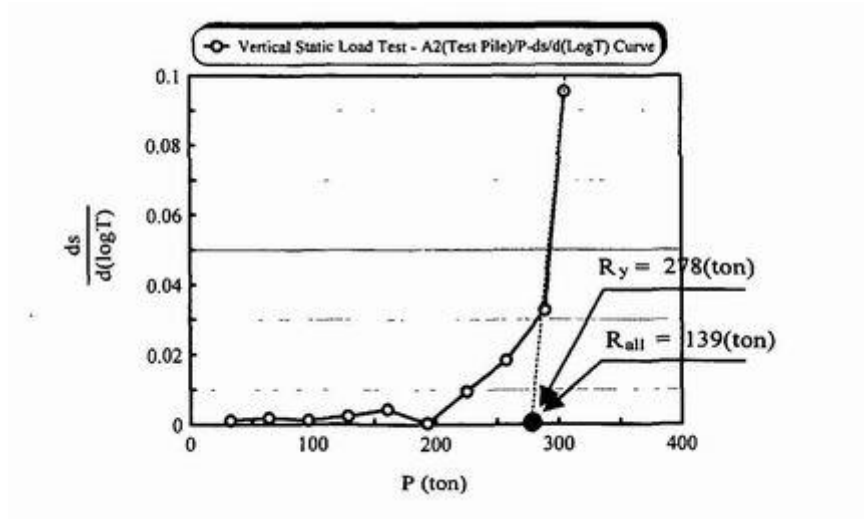


그림 8.29 P - $\Delta S / \Delta(\log T)$ 곡선법(교대 A2 시험말뚝)

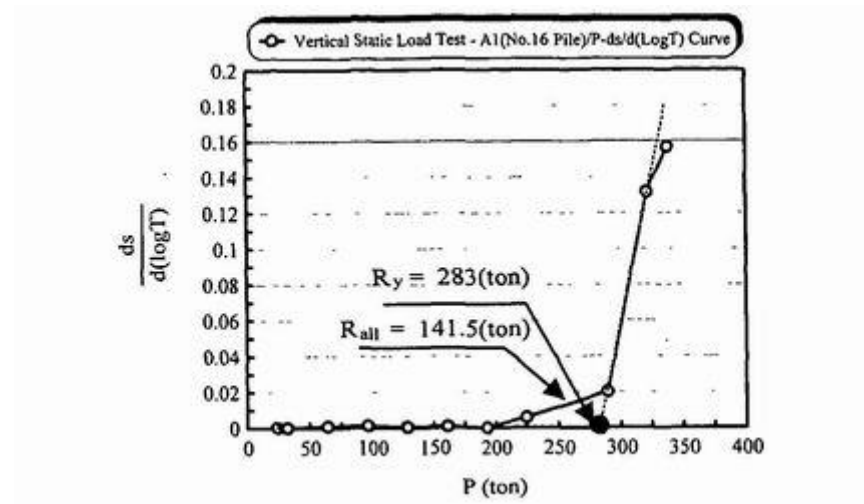


그림 8.30 P - $\Delta S / \Delta(\log T)$ 곡선법(교대 A1#1 번 말뚝)

표 8.12 하중-전침하 곡선에서 하중기준

	P - $\Delta S / \Delta(\log T)$ 곡선법	
	항복하중 (ton) R_y	허용지지력 (ton) $R_a = R_y / 2$
교대 A2의 시험말뚝	278	139
교대 A1의 #16번 말뚝	283	141.5

(5) Davisson's Method

그림 8.31 과 8.32 에서 알수 있듯이, 탄성압축변형 $\Delta = (PL/AE)$ 을 $0.15 + (D/120)(in)$ 만큼 평행이동시킨 선과 침하곡선과의 교점에서의 하중을 항복하중이라 하며, 표 8.13 은 안전율 2 를 적용하여 허용지지력을 구한 것이다.

표 8.13 하중-전침하 곡선에서 하중기준

	Davisson's Method	
	항복하중 (ton) R_y	허용지지력 (ton) $R_a = R_y/2$
교대 A2의 시험말뚝	275	137.5
교대 A1의 #16번 말뚝	310	155

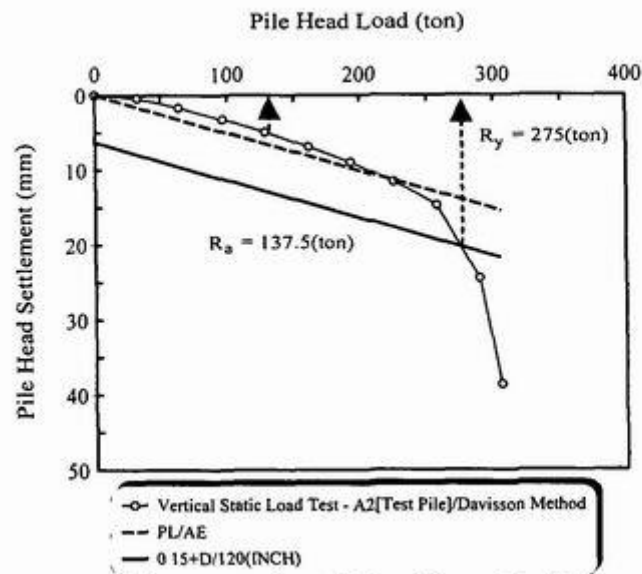


그림 8.31 Davisson's Method(교대 A2 시험말뚝)

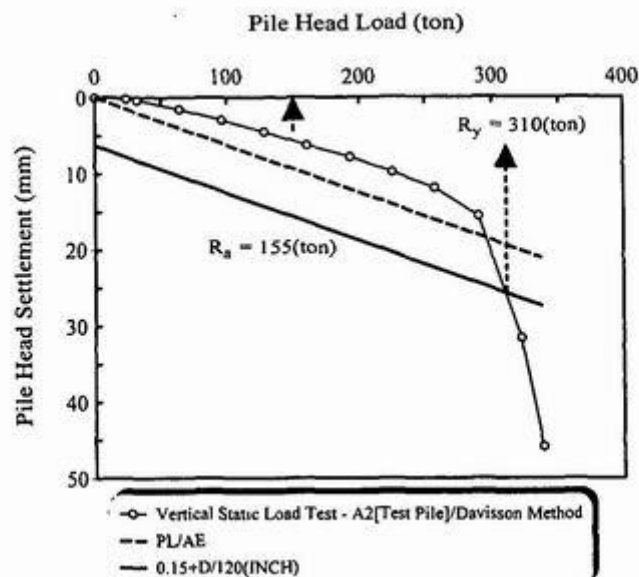


그림 8.32 Davisson's Method(교대 A1#16 번 말뚝)

라. 정재하시험의 결과 비교

두 지역에서 압축방향 연직 정재하시험한 하중-전침하량 곡선에서 하중 및 침하량기준으로 극한하중과 항복하중을 판정하여 나타낸 것이 표 8.14 와 같다. 이 표에 의하면, 각 기준마다 허용하중의 분포가 상당히 큰 편차를 보여서 이들을 산술평균한 값은 교대 A1 에서는 109.9-150.6(ton/본), 교대 A2 에서는 99.2-140(ton/본) 이었다. 그러나 교대 A2 지반의 말뚝기초 선단은 교대 A1 의 말뚝기초 선단보다 더 좋았으나 산술평균한 허용지지력은 더 작게 산출되었다. 따라서 정재하시험에 의한 극한지지력과 허용지지력을 유일해로 구하기는 사실상 불가능하다. 그래서 각 나라별 그 나라 실정에 맞는 기준을 전문가들이 설정하여 사용하는 것이다.

국내 최초로 무조인트 교량을 설치한 두동교의 H 형강 말뚝기초의 머리에 작용하는 설계하중은 76 ton 이고, 지반의 지지력은 최소 허용지지력이 96.5ton 이므로 말뚝기초는 안전함을 알 수 있다.

표 8.14 정재하시험에 결정한 극한지지력과 허용지지력

시험번호	판정기준		시험최대 하중 (ton/ 본)	극한 하중 (ton/본)	항복 하중 (ton/본)	재하시,최 종침하량 (mm)	기준침 하량 (mm)	안전율	허용 지지력 (ton/ 본)	산출평 균한 허용지 지력	
교대 A1 -#16 말뚝 (PLT-2)	극한 하중 산정	하중-전침하 량 곡선 (하중기준)	Schenck	337.8	321.7	-	45.84	-	3	107.2	109.9
			Vesic'		337.8	-	45.84	-	3	112.6	
		하중- 전침하량 곡선 (전침하량 기준)	Mansur /Kaufmann	337.8	-	-	45.84	0.5cm	1	135	127.6
			Indian Standard	337.8	-	-	45.84	1.2cm	2/3	173.3	
			Terzaghi	337.8	-	-	45.84	0.1d	1/2	160	
			Terzaghi /Peck	337.8	-	-	45.84	0.1d	3	106.7	
			Muhs	337.8	-	-	45.84	5.1cm	3	112.6	
				337.8	-	-	45.84	2cm	3	100	
			New York City Building Law	337.8	-	-	45.84	2.5cm	3	105.7	
	항복 하중 산정	하중 - 전침하량 곡선 (하중기준)	LogP-LogS 법	337.8	-	290	-	-	2	145	150.6
			S-Logt 법	337.8	-	321.7	-	-	2	160.9	
			P-ΔS/ Δ(logt)	337.8	-	283	-	-	2	141.5	
			Dav. 법	337.8	-	310	-	-	2	155	
교대 A2 -시험 말뚝 (PLT-1)	극한하 중산정	하중- 전침하량 곡선 (하중기준)	Schenck	305.6	289.5	-	38.63	-	3	96.5	99.2
			Vesic'	305.6	305.6	-	38.63	-	3	101.9	
		하중- 전침하량 곡선 (전침하량 기준)	Mansur /Kaufmann	305.6	-	-	38.63	0.5cm	1	130	116.8
			Indian Standard	305.6	-	-	38.63	1.2cm	2/3	153.3	
			Terzaghi	305.6	-	-	38.63	0.1d	1/2	147.5	
			Terzaghi	305.6	-	-	38.63	0.1d	3	98.3	
			Terzaghi /Peck	305.6	-	-	38.63	5.1cm	3	101.9	
			Muhs	305.6	-	-	38.63	2cm	3	90	
			New York City Building Law	305.6	-	-	38.63	2.5cm	3	96.7	
	항복 하중 산정	하중 - 전침하량 곡선 (하중기준)	LogP-LogS 법	305.6	-	276.9	-	-	2	138.5	140
			S-Logt 법	305.6	-	289.5	-	-	2	144.8	
			P-ΔS/ Δ(logt)	305.6	-	278	-	-	2	139	
			Dav. 법	305.6	-	275	-	-	2	137.5	

8.4 수평방향 정재하시험

8.4.1 개요

상부구조물에서 작용하는 온도, 지진, 바람, 토압, 수압, 제동력 등에 의한 하중이말뚝머리부분에 연직하중, 수평력, 모멘트로 작용한다. 수평력을 받는 말뚝의 큰 변위나파괴는 상부구조물에 심각한 영향을 미칠 수 있다. 그럼에도 불구하고 아직까지 말뚝의수평지지력의 해석적 산정방법에 관한 체계적인 정폐이 미진한 이유는 무엇보다 설계개념의 이해부족과 설계관련 제반자료의 불충분 그리고 많은 경우 수평하중의 상대적인 중요도 저하 등의 원인으로 생각된다.

지금까지 알려진 대로 수평력이 크지 않은 경우에는 말뚝본체는 탄성거동을 하며 말뚝의 수평변위에 따라 지반반력이 발생하게 된다. 그러나 수평력에 의해 수평변위가 커지게 되면 지반과 말뚝본체의 소성거동이 시작되고, 파괴에 이르게 된다. 이러한 거동은 말뚝길이의 길고 짧음에도 크게 영향을 받으며 말뚝의 수평지지력 고려시 긴말뚝과 짧은말뚝으로 구분하기도 한다.

말뚝의 수평지지력과 거동을 파악하는 가장 좋은 방법은 횡방향 정재하시험을 실시하는 것이며 이에 의해 말뚝의 횡방향 하중-침하 특성을 알 수 있고, 파괴하중이나 해당 변형에서의 횡방향 지지력을 산정할 수 있다.

말뚝의 수평재하시험 결과로부터 수평방향 허용지지력을 결정하는 데에는 다음 두가지방법에 의하여 결정할 수 있다.

㉔ 극한상태에 도달하면 극한하중에 적절한 안전율을 적용하여 허용수평하중을 구한다.

㉕ 말뚝의 허용 수평변위에 대응하는 허용수평하중을 구한다.

상기 ㉕의 방법은 일반적인 변위량 기준을 적용하여 각 말뚝의 수평 허용지지력을 산정하는 방법이다. 변위량 기준은 국내에서 일반적으로 적용하는 수평변위 10mm, 15mm(도로교 표준시방서), DM-7 의 기준에 의하면 0.27inch(6.35mm)에 해당하는 수평하중을 산정기준으로 많이 이용한다.

① 두동교 무조인트 교량기초의 수평변위(δ_h) = 9mm) 기준

: 시험말뚝의 수평변위량, 9mm 에 해당하는 하중(FS=1)

② 도로교 표준시방서 기준

: 시험말뚝의 수평변위량, 10mm 에 해당하는 하중(FS=1)

: 시험말뚝의 수평변위량, 15mm 에 해당하는 하중(FS=1)

③ DM-7 기준

: 시험말뚝의 수평변위량, 0.27inch(6.35mm)에 해당하는 하중(FS=1)

8.4.2 수평방향 정재하시험 결과

H 형강 말뚝기초는 수평방향에 대하여 이방성을 지니고 있기 때문에, 일반 구조물에는 수평변위가 큰 방향쪽으로 H 형강 말뚝의 강축을 설치하고 수평변위가 작은 방향쪽으로 말뚝의 약축을 설치한다. 그러나 약축방향으로도 수평평위를 줄이기 위해서는 웹과 플랜지 사이에 시멘트 밀크를 채우는 것이 효과적이다라는 연구결과도 있다(대한주택공사외 2 개회사, 1998),

그러나 본 교량의 상부구조물에서 발생하는 교축방향의 수평변위를 H 형강 말뚝이 충분히 허용(즉, 부가적인 응력이 발생하지 않고 상부구조물과 같이 말뚝이 움직임)하기 위해서는 수평변위가 발생하는 방향으로 H 형강 말뚝의 약축을 설치하고, 웹과 플랜지 사이에 시멘트 밀크 대신에 모래를 채워 수평 정재하시험을 수행하였다.

가. 시험번호 : < < LLT-1 > > A-2

- 시험일자 : 1999 년 9 월 4 일 ~ 5 일
- 설계 수평하중 : 3 ton ⇔ 시험최대하중 : 25 ton
- 최대수평변위량 : 186.7 mm ⇔ 잔류침하량 : 106.9 mm ⇔ 허용변위량 : 9 mm

나. 시험번호 : < < LLT-2 > > A-1 No.15

- 시험일자 : 1999 년 9 월 16
- 설계 수평하중 : 3 ton ⇔ 시험최대하중 9 ton
- 최대수평변위량 : 23.035 mm ⇔ 잔류침하량 : 5.355 mm ⇔ 허용변위량 : 9 mm

다. 허용지지력 산정

(1) 하중-전침하량 곡선에 의한 분석법

1) 하중-전침하량 곡선법

약축방향으로 설치된 H 형강 말뚝은 웹보다는 플랜지가 약하다. 따라서 말뚝재료의 플랜지가 항복상태 또는 지반의 극한상태가 될 때까지 수평방향으로 말뚝머리하중을재하하라는 목표 아래서 총 3 단계로 재하 및 제하시험하여 구한 하중-전침하 관계 곡선은 그림 8.33 과 8.34 에 나타나 있다. 그리고 최종하중상태에서 성토 지표면의 파괴면 형상은 그림 8.35 와 같다.

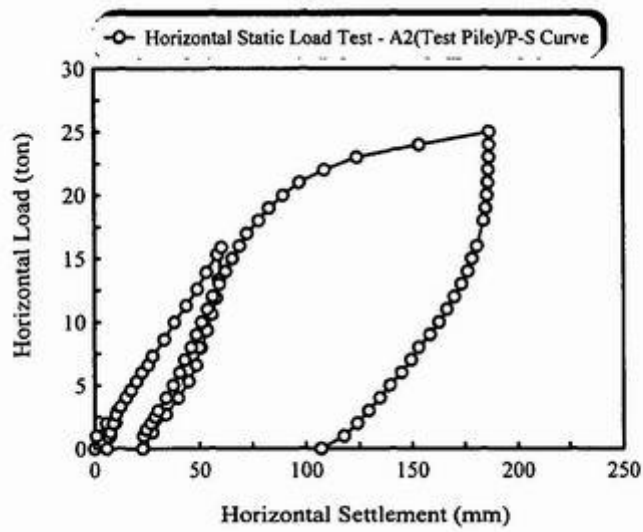


그림 8.33 수평 정재하시험에서 구한 하중-전침하량 관계곡선(교대 A2 시험말뚝)

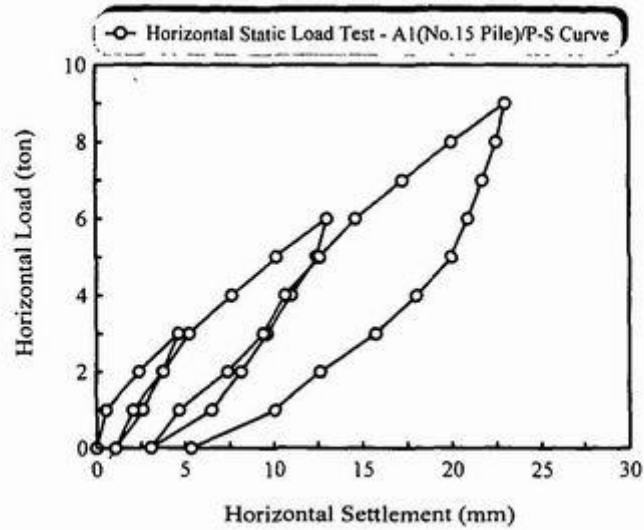


그림 8.34 수평 정재하시험에서 구한 하중-전침하량 관계곡선(교대 A1#15 번말뚝)

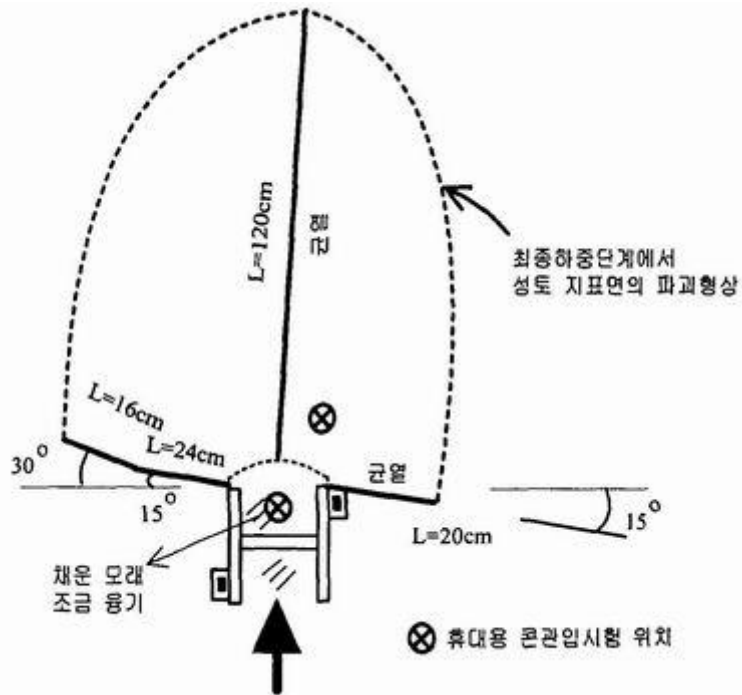


그림 8.35 수평 정재하시험 종료시의 지표면 파괴상태

수평 정재하시험을 하기 전에 플랜지와 웹사이에 채운 모래의 상태가 수평재하시험하는 도중에 어떻게 밀도가 변하는지를 알아보기 위하여, 채운 모래와 성토 지표면에 휴대용 콘관입시험한 결과는 표 6.6 와 사진 6.45 와 6.46 에 나타나 있다.

시험결과에 의하면, 재하시험하기 전의 모래의 콘지수는 $2.2\sim 3.1(\text{kg}/\text{cm}^2)$ 이 었으며, 최종하중단계에서는 $12.4(\text{kg}/\text{cm}^2)$ 까지 지반강성이 증가하였다. 이 콘지수는 성토 지표면의콘지수 즉, $13(\text{kg}/\text{cm}^2)$ 와 비슷한 값을 보였다.

그림 8.33 에서 수평력 2ton 까지의 하중-침하량 거동은 비선형거동을 보이는데 이는 H 형강 말뚝의 2 개의 플랜지가 성토지반을 편칭전단(punching shear)시키면서 발생하는 수평거동으로 판단된다. 이때의 채운 모래지반은 너무 느슨하여 수평거동에 영향을 미치지 못하였음을 알 수 있다. 수평력 3-15ton 정도까지의 하중-침하량 거동은 거의 선형거동을 보이는데 이는 플랜지와 웹사이에 채운 모래지반이 다져지면서 일어나는 주양상(즉, 선형거동)일 것으로 판단된다. 그 하중 이후의 거동은 수평력에 의해 채운 모래지반의 강성이 성토지반과 비슷한 강성이 되면서 원지반이 파괴상태로 접근하는 거동을 보여주고 있으며, 최종하중상태의 성토파괴면은 그림 8.35 에 나타나 있다.

그리고 최종재하상태에서 제하후의 잔류침하량은 10.69cm 로 상당히 크게 발생하였다. 이는 웹면의 직각방향으로 수평재하하면 웹 전면에 채운 모래지반은 다져지지만 재하하는 웹면의 아래에 채운 모래지반은 틈이 생겨 그 틈사이로 채운 모래가 흘러 들어가고제하하면 흘러 들어간 모래에 의해 말뚝이 돌아오지 않기 때문이다. 틈사이로 흘러들어간 모래의 양은 재하시험하기 전에 함몰부분에 채운 모래의 양 만큼이었다.

무조인트 교량은 계절에 따라서 신축을 하기 때문에 잔류변형량이 거의 없는 것이 가장 좋다.

그러나 잔류변형량이 너무 크면 상부구조물의 신축시 부가적인 응력이 교대에발생한다.

따라서 말뚝의 잔류변형량을 최소화하기 위해서는 함·물부분에 채운 재료가 말뚝의 수평 움직임에서 생기는 말뚝주변의 틈 이상으로 입자가 커야 하며, 제하시에 재료의 역물림효과(interlocking)가 적어야 할 것이다. 이를 채움재료의 조건(requirement of fillmaterial)이라 한다. 이를 만족하는 플랜지와 웹사이의 생긴 함물부분의 채움재료는 모래 보다 직경 2mm 이상의 둥근 자갈이 좋을 것으로 판단된다. 두동교의 최대 수평력은 3ton 이며, 그림 8.34 에서 3ton 재하후에 제하시의 잔류변형량은 1mm 이었다. 여기에 1mm 를 더해 2mm 이상의 둥근 자갈로 언급하였다.

그리고 수평력 18ton 에서 H 형강 말뚝의 플랜지 재료가 항복상태가 됨을 알았다. 이에대한 자세한 내용은 제 9 장에서 언급하였다.

가) 하중-전침하 곡선에서 하중기준

상기 그림에서 제하단계의 거동을 제거한 하중-전침하량 관계곡선은 그림 8.36, 8.37 과 같다. 그림 8.36 에서, 극한지지력을 산정할 수 있는 방법은 Schenck(1951) 방법, Hansur/kaufmann(1956) 방법, torgel(1959), Vesic'(1963) 방법이 있지만 실험결과에 적용할 수 있는 최적의 방법은 Schenck(1951) 방법과 Vesic'(1963) 방법이다. 이는 실험곡선이 초기곡선부분이 곡선이고 후기에 직선거동을 보이기 때문에 Mansur/kaufmann(1956)방법과 Schenck(1951) 방법이, 재하시험시 잔류상태가 나타날 때까지 재하시험을 하였기때문에 Vesic'(1963) 방법이 적절하다. 그리고 그림 8.37 은 logp-logs 방법을 이용하여 항복하중을 구한 것이다.

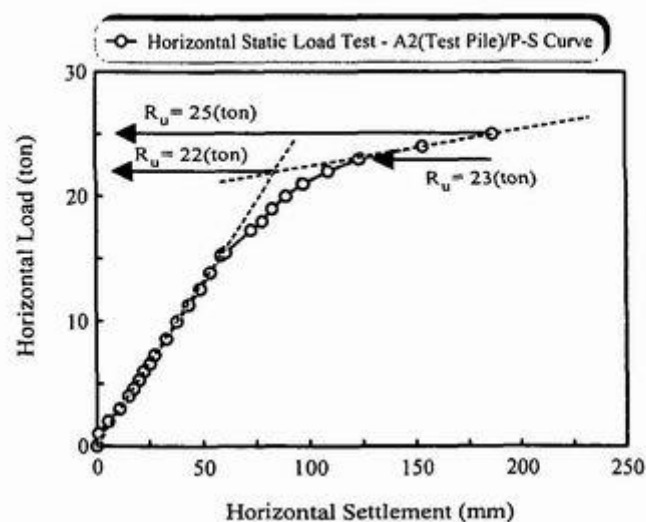


그림 8.36 P - 5 곡선법(교대 A2 시험말뚝)

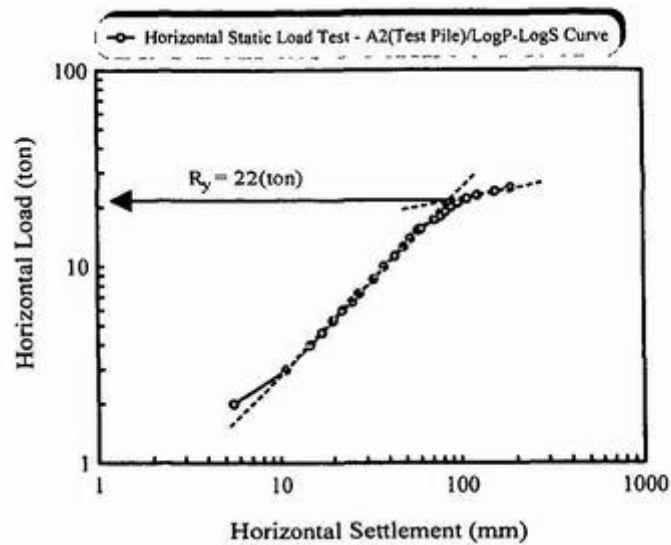


그림 8.37 LogP - LogS 곡선법(교대 A2 시험말뚝)

그림 8.38의 결과에 의하면, 9ton을 재하하였을 때까지 곡선의 급변점이 나타나지 않아 항복 또는 극한하중을 찾을 수 없다. 따라서 그림 8.33의 결과에 비교하면 이 말뚝은 선형영역내의 거동을 하는 것으로 판단되며 하중기준으로 극한이나 항복하중을 결정하기에는 무리가 있다고 판단되며, 침하량 기준으로 안정성 검토하는 것이 합리적이라 생각된다.

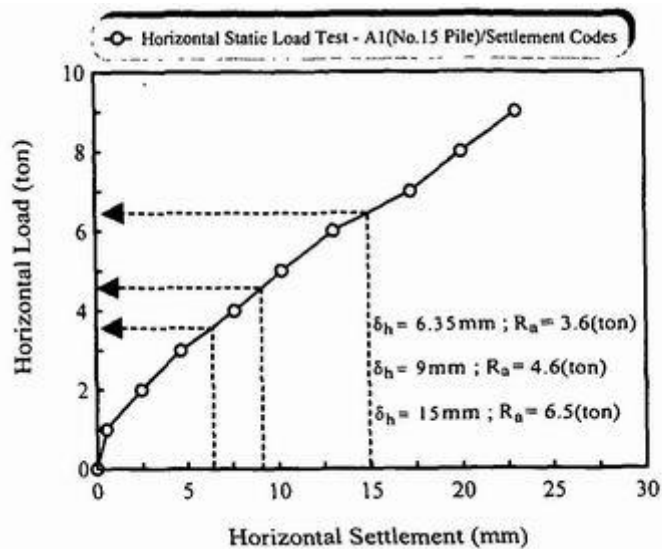


그림 8.38 P - S 곡선법(교대 A1 #15번 말뚝)

이렇게 구한 극한지지력과 항복하중의 크기는 표 8.15에 나타나 있다.

표 8.15 수평 정재하시험에서 구한 하중-전침하 곡선에서 하중기준

	극한지지력 산정						항복하중 산정	
	Mansur/Kaufmann (1956) 방법		Schenck(1951) 방법		Vesic'(1963) 방법		logp-logs 법	
	극한 지지력, R_u (ton)	허용지지력 $R_s = \frac{R_u}{3}$ (ton)	극한 지지력, R_u (ton)	허용지지력 $R_s = \frac{R_u}{3}$ (ton)	극한 지지력, R_u (ton)	허용지지력 $R_s = \frac{R_u}{3}$ (ton)	항복하중, R_y (ton)	허용지지력 $R_s = \frac{R_y}{2}$ (ton)
교대 A2의 시험말뚝	22	7.33	23	7.67	25	8.33	22	7.33

나) 하중-전침하 곡선에서 전침하량 기준

일정크기의 전침하량 기준으로 구한 극한과 허용지지력은 교대 A2 의 시험말뚝에 대해서는 그림 8.39 와 교대 A1 의 #15 번 말뚝에 대해서는 그림 8.40 에, 그 결과는 표 8.16 에 나타나 있다.

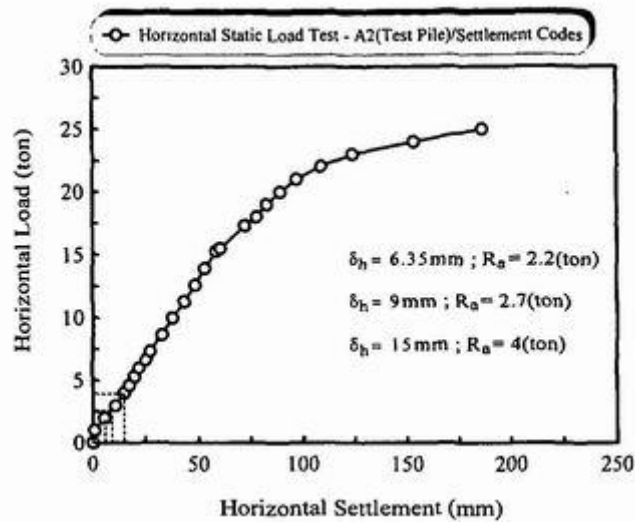


그림 8.39 P - S 곡선법(교대 A2 시험말뚝)

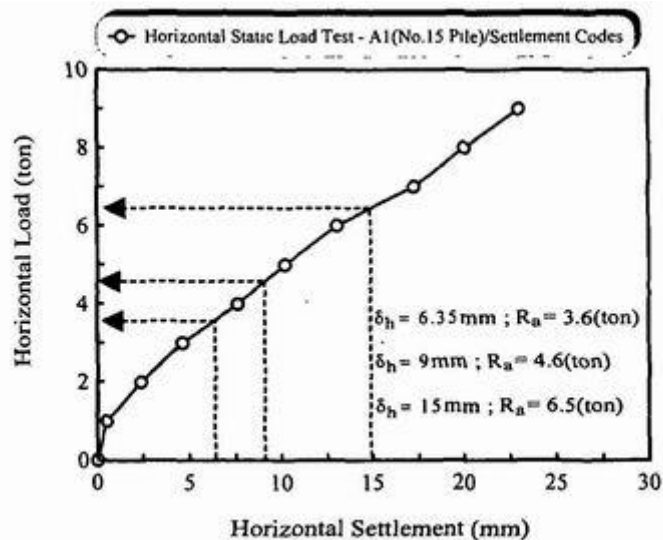


그림 8.40 P - S 곡선법(교대 A1#15 번말뚝)

표 8.16 전침하량 기준으로 극한하중과 허용하중(수평정재하시험 결과)

방법		기준이 되는 전침하량	해당 하중	안전율	허용하중
교대 A2	두동교 무조인트 교량의 설계 수평변위	9mm	2.7	1	2.7
	도로교 표준시방서	15mm	4	1	4
	DM-7	6.35mm	2.2	1	2.2
교대 A1	두동교 무조인트 교량의 설계 수평변위	9mm	4.6	1	4.6
	도로교 표준시방서	15mm	6.5	1	6.5
	DM-7	6.35mm	3.6	1	3.6

교대 A1 과 A2 에서 수평방향 정재하시험한 하중-전침하량 곡선에서 하중 및 침하량 기준으로 극한하중과 항복하중을 판정하여 나타낸 것이 표 8.17 과 같다. 이 표에 의하면, 각 기준마다 허용하중의 분포가 상당히 큰 편차를 보여서 이들을 산술평균한 값은 교대 A1 에서는 4.9ton, 교대 A2 에서는 3.0-7.8ton 이었다.

무조인트교량의 말뚝머리의 보강방법은 고정단으로 되어 있는데, 수평재하시험은 자유단으로 수행되어 직접적으로 비교할 수는 없다. 하지만 두동교에 작용하는 최대수평력은 3ton 이며 성토지반은 3.0ton 이상이므로 구조물의 안전에는 전혀 문제없다.

그리고 무조인트 교량에서 가장 중요한 변수는 횡방향 지반반력계수이고, 이 재하시험결과에서 지반반력계수 값을 산출할 수 있으며, 이를 이용하여 3 차원 무조인트 교량의거동해석을 할 수 있다. 또한 무조인트 교량은 상부구조물인 교대와 상부슬라브가 일체가 되어 있으므로 수평하중에 대한 안정성 검토는 중요하지 않으나 연직방향에 대한 지반 지지력은 매우 중요하다.

표 8.17 수평 정재하시험에서 구한 극한지지력과 허용지지력

시험번호	판정기준			시험최대 하중 (ton/본)	극한 하중 (ton/본)	항복 하중 (ton/본)	재하시,최 종침하량 (mm)	기준침 하량 (mm)	안전율	허용 지지력 (ton/ 본)	산술평 균한 허용지 지력
교대 A1 -#15 말뚝 (LLT-2) [잔류 변위량 : 5.4mm]	극한 하중 산정	하중- 전침하량 곡선 (전침하량 기준)	두동교 교량의 설계수평 변위량	9	-	-	23	9mm	1	4.6	4.9
			도로교 표준시방서	9	-	-	23	15mm	1	6.5	
			DM-7	9	-	-	23	6.35mm	1	3.6	
교대 A2 -시험 말뚝 (LLT-1) [잔류 변위량 : 106.9mm]	극한 하중 산정	하중- 전침하량 곡선 (하중기준)	Mansur /Kaufmann	25	22	-	186.7	-	3	7.33	7.78
			Schenck	25	23	-	186.7	-	3	7.67	
			Vesic'	25	25	-	186.7	-	3	8.33	
		하중- 전침하량 곡선 (전침하량 기준)	두동교 교량의 설계수평 변위량	25	-	-	186.7	9mm	1	2.7	3
			도로교 표준시방서	25	-	-	186.7	15mm	1	4	
			DM-7	25	-	-	186.7	6.35mm	1	2.2	
	항복 하중 산정	하중 - 전침하량 곡선 (하중기준)	LogP-LogS 법	25	-	22	186.7	-	2	7.33	7.33

제 9 장 H 형강 말뚝의 계측 결과 분석

9.1 계측 개요

9.1.1 계측의 목적

무조인트교량은 상부 주형과 일체로 시공된 교대와 말뚝의 거동을 허용하는 구조물이므로 교대 및 교대말뚝도 교량의 거동 조절이 용이할 수 있도록 설계되어 진다. 교처 배면에 걸리는 토압을 감소시키기 위하여 교대의 높이를 최소화하여 교대 단면을 축소시키며, 교대에 설치되는 말뚝은 횡방향의 거동을 허용하기 위하여 교대에 일렬로 설치된다. 교대폭과 높이의 축소 및 다열 말뚝을 위하여 요구되는 교대저판의 제거는 교대 자체 및 상재하중으로 인한 자중을 대폭 감소시켜 일렬만의 말뚝으로도 충분한 지지력을 확보할 수 있도록 한다. 교대부에서 교량의 상부주형과 교대말뚝 그리고 접속슬라브가 일체화됨으로써 어떠한 원인에 의해서 발생하는 응력과 변위는 3 차원 교량 전체 구조계에 영향을 미친다. 교대말뚝과 접속슬라브는 무조인트교량에 발생하는 응력과 변위를 해소시키기 위한 거동을 할 것이다. 이때 말뚝은 지반과 밀접한 상호작용을 할 것이다.

그러나 온도변화로 인하여 상부주형과 일체화된 지점부인 교대부에서 발생하는 실제응력과 이동량 및 교대말뚝의 실제 거동 양상은 구조적인 계산이나 해석에 있어 한계를가지고 있다.

수치해석을 통한 교량 전체 구조계의 모델링 역시 교량이 설치된 지반조건과 시공상의 특징 등을 정확하게 모델링 할 수 없으므로 실제 거동과는 차이가 있을수 있다. 따라서 무조인트교량의 실제 거동은 계측에 의존할 수 밖에 없다. 계측은 기기의 선정, 설치의 어려움, 계측값에 영향을 미치는 변수의 복잡성, 계측값의 신뢰도 등의 문제가 있고, 예기치 않은 중요한 시점에 망실의 우려가 있다. 그러나 계측값들은 내재된 오차를 감안하더라도 무조인트교량의 거동에 대한 많은 정보를 직접 제공할 것임에는 틀림 없다.

본 연구에서는 국내에서 처음으로 시공되는 무조인트교량의 실제 거동에 대한 정보를 획득하기 위하여 계측을 실시하며, 이를 통하여 무조인트교량의 국내 적용성을 평가하고 구조적 계산의 결과와 비교·검토하여 무조인트교량의 설계법의 기준을 마련하고자 한다. 계측은 무조인트교량의 응력 집중 및 변위 발생 지점에 대하여 이들 응력과 변위량을 정량화하는데 주안점을 두고 계획하였다. 계측기별 설치 목적은 다음과 같다.

- 변형률계(strain gauge)
 - 교대말뚝의 설치 및 재하시험시 하중전이 횡거동 계측
 - 교량의 신축에 따라 말뚝에 발생하는 응력 계측
- 토압계
 - 교대배면의 수동토압 계측
- 자동경사계
 - 교대말뚝의 거동에 따른 변위 계측
- 교대부착 경사계
 - 교대의 기울기 계측으로 교대의 변위량 역산
- 매설형 변위계
 - 교대 및 상판의 응력변화 계측

9.1.2 계측 항목 및 현황

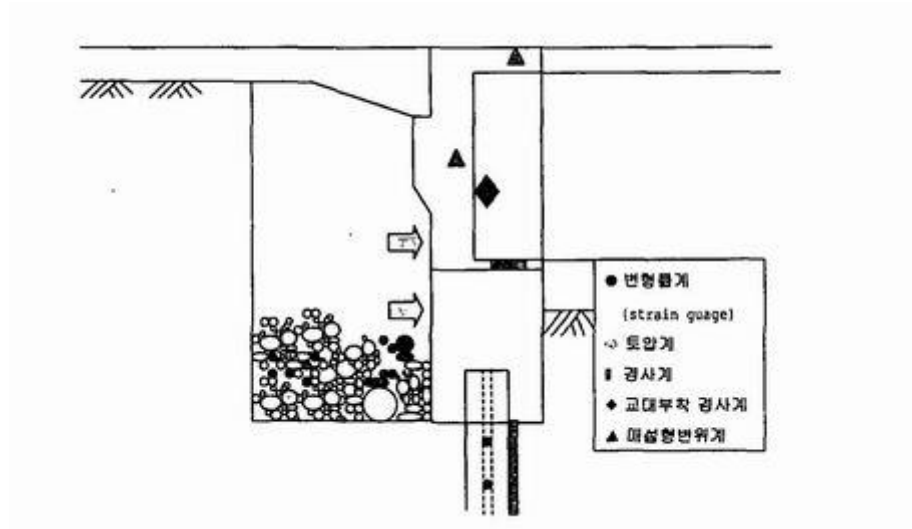


그림 9.1 계측기 설치 단면도

무조인트교량 두동교에 설치된 계측기의 종류와 설치 단면은 표 9.1 과 그림 9.1 과 같다. 계측기는 일본의 (주) 동경 측기 연구소(TML)의 제품을 사용하였으며, 세양엔지니어링 에서 설치 하였다.

말뚝의 재하시험시 하중의 전이를 파악하기 위하여 부착하는 변형률계(strain gauge)는일반적으로 온도변화 및 향타시 발생하는 각종 잡음(noise)을 제거하기 위하여 부착 변형률계와 같은 모델의 dummy gauge 를 사용한다. 두동교에서는 노이즈 발생의 가장 큰원인이 되는 온도에 의한 영향의 크기를 실측하고 이를 효과적으로 제거하기 위하여 온도를 측정할 수 있는 Thermocouple 을 부착하였다.

표 9.1 두동교에 설치된(될) 계측기 종류

종 류	MODEL NO.	설치 위치	수량	목적
Weldable Strain Gauge	AW-6-01LT	A1 15번 H말뚝 A1 16번 H말뚝 A2 21번 H말뚝	22ea 24ea 22ea	• 재하시험시 하중전 이 계측 • 교량거동시 말뚝의 휨모멘트 계측
Bondable Strain Gauge	FLA-6-11-1L	A1 15번 H말뚝 A2 시험 H말뚝	6ea 24ea	• 재하시험시 하중전 이 계측 • 교량거동시 말뚝의 휨모멘트 계측
Thermocouple	T TYPE	A1 15번 H말뚝 A1 16번 H말뚝 A2 21번 H말뚝 A2 시험 H말뚝	6ea 11ea 5ea 6ea	• 온도 측정
Inclinometer	KB-10P	A1 14번 H말뚝 A2 23번 H말뚝	5ea 5ea	• 말뚝 경사도 측정 에 의한 말뚝 거동 계측
	KB-5E	A1 교대 . A2 교대 .	1ea 1ea	• 교대 경사도 측정 에 의한 교대 거동 계측
Soil Pressure Gauge	KD-20C	A1 교대 . A2 교대 .	2ea 2ea	• 교대 배면 수동토 압 계측
Embedment Strain Gauge	KM-100B	교대 및 교량 상판	8ea	• 교대 및 상판 응력 계측

현재 두동교는 공기의 지연으로 말미암아 교대 하단의 콘크리트 타설과 PSC Beam 이제작되어 교대 하단에 거치된 상태이다. 따라서 말뚝의 하중전이와 거동 파악을 위한 변형률계(strain guage)와 경사계(inclinometer)는 설치가 완료된 상태이며, 다른 계측기들은 공사 진행상황에 맞춰 표 9.2 와 같이 설치될 예정이다.

표 9.2 교량 공정별 계측시 설치 시점

계측기기 설치	교량공정	비고
• strain gage 보호대 설치 방법 결정	• 말뚝 시향타시	• 교대성토 완료 후 30일 경과
• 말뚝에 strain gage 및 보호대 부착 • 경사계 매입을 위한 앵글 부착	• 말뚝 항타 전	• 게이지 부착 작업 2-3일 소요 예정 • 용접원 필요
• 하중전이 계측 (잔류응력포함) • 휨 모멘트 계측	• 말뚝 항타 전, 후 • 말뚝 정재하, 수평재하 시험시	• 말뚝 항타 전, 후, 재하시험 전, 재하시험시 값 읽음
• 경사계 설치	• 말뚝 설치 후	• 센서 위치 정확히 파악
• 말뚝 캡 부분 strain gage	• 교대 1차 콘크리트 타설 전, 배근 후	
• 매설형 변위계 부착	• 교대 2차 콘크리트 타설 전, 배근 후 • 빔 거치 후	
• 토압계 설치	• 뒷채움 전	• 뒷채움 다짐시 주의 • 배면토와의 밀착 및 보호를 위하여 스티로폼 사용
• 교대 부착용 경사계 설치	• 교대콘크리트 양생 후	
• 케이블 단자함에 연결·정리	• 단자함 설치 후	• 케이블 연결

9.2 계측기별 특징 및 설치방법

9.2.1 변형률계(Strain Gauge)

본 현장에서 사용된 변형률계는 장기 계측을 목적으로 하는 교대 본 말뚝에 대해서는 내구성이 뛰어난 용접형을 사용하였으며, 항타 및 재하시험시 일회 사용할 목적으로 부착형을 사용하였다.

- 용접형 스트레인게이지 (Weldable Strain Gauge)

1) 모델 : AW-6-01LT

2) 특징

용접용 게이지로 금속제 베이스를 게이지 부착기 (Spot welder : W-5OR)로 대상물에 점용접하여 고정시킨다. 고온에서 사용이 가능하고 내구성이 뛰어나므로 장기간 계측에 적정하다.

3) 사양

- ① Gauge Type : 1gauge 3wire (350Ω)
- ② Gauge Factor : 2.04 ± 1%
- ③ Adhesive : Spot welding (19points / 1pcs)
- ④ Operational Temperature : -196℃ ~ +300℃
- ⑤ Temperature Coefficient of G.F. : -0.15 ± 0.05% / 10℃
- ⑥ Tolerance : ± 0.85 [(μm/m)/℃]
- ⑦ $\epsilon_{app} : -2.22 \times 10^1 + 1.32 \times T^1 - 1.04 \times 10^{-2} \times T^2 + 9.72 \times 10^{-6} \times T^3 + 1.99 \times 10^{-8} \times T^4$
(μm/m)

4) 부착 방법

① Spot Welding

먼저 H 형강 말뚝의 웹 또는 플랜지 면의 부착지점을 그라인딩(#80)을 하고, 사포(#240)로 마무리한다. 그 다음 아세톤으로 닦아내고 직각자 등을 이용하여 부착지점을 정확히 표시하고, Welding 순서에 따라 W-5OR 로 Spot Welding(19point/1gauge)하여 견고하게 부착한다.

② 장기 계측을 위한 방수처리 및 코팅.

게이지를 보호하기 위하여 P-2 로 코팅을 하고, 53-Tape 으로 밀봉을 한후, VM-Tape 으로 방수처리와 3-Bond 로 방충 처리하여 마무리한다.

③ 항타시 케이블을 보호하기 위한 작업

게이지 리드선을 케이블에 연결한 다음, 사전에 Gauge 부착지점 30cm 위에 전기용접으로 부착한 너트 2 개에 5 자형으로 통과시켜 항타시 H 말뚝의 인장에 따른케이블 단선을 방지하고, 항타시 게이지 파손을 막기 위한 ㄷ형강의 용접시 용접열로부터 케이블을 보호하기 위하여 천으로 케이블을 감싼 후 물을 뿌린 후 ㄷ 형강을 덮고 용접한다.

5) 계측

① Channel ID Set

- Coeff. : 0.98
- Mode : 1G3W(350Ω)
- Point : 0
- Unit : μ

② 계측 장비

TDS-601 : 다 채널 동시 계측(최대 1,000ch)

TC-3IK : 단 채널 계측

- 부착형 스트레인게이지(Bondable Strain Gauge)

1) 모델 : FLA-6-01LT

2) 특 징

합금박을 사용하고, 베이스는 약 0.03m/m 의 절연성이 높은 에폭시 수지로게이지에 1m 리드선이 붙어 있다.

3) 사 양

① Gauge Type : lgauge 2wire(12

② Gauge Factor : $2.13 \pm 1\%$

③ Adhesive : P-2, CN

④ Operational Temperature : $-20^{\circ}\text{C} \sim +80^{\circ}\text{C}$

⑤ Temperature Coefficient of G.F. : $+0.1 \pm 0.05\% / 10^{\circ}\text{C}$

⑥ Tolerance : $\pm 0.85 [(\mu\text{m/m})/^{\circ}\text{C}]$

⑦ $\epsilon_{\text{app}} : -2.94 \times 10^1 + 2.32 \times T^1 - 4.60 \times 10^{-2} \times T^2 + 1.67 \times 10^{-4} \times T^3 + 5.00 \times 10^{-7} \times T^4$
($\mu\text{m/m}$)

4) 부착 방법

0 Gauge 부착

먼저, H 형강 말뚝의 웹 또는 플렌지 면의 부착지점을 그라인딩(#80) 하고, 사포(#240)로 마무리한다. 그 다음 아세톤으로 닦아내고 직각자 등을 이용하여 부착지점을 정확히 표시하고, CN(Gauge 접착제)으로 견고하게 부착한다.

② 장기 계측을 위한 방수처리 및 코팅

게이지를 보호하기 위하여 P◎로 코팅을 하고, SB-Tape 으로 밀봉을 한후, VM-Tape 으로 방수처리와 3-Bond 로 방충 처리하여 마무리한다.

③ 항타시 케이블을 보호하기 위한 작업

게이지 리드선을 케이블에 연결한 다음, 사전에 Gauge 부착지점 30cm 위에 전기용접으로 부착한 너트 2 개에 5 자형으로 통과시켜 항타시 H 말뚝의 인장에 따른케이블 단선을 방지하고, 항타시 게이지 파손을 막기 위한 ㄷ 형강의 용접시 용접열로부터 케이블을 보호하기 위하여 천으로 케이블을 감싼 후 물을 뿌린 후 ㄷ 형강을 덮고 용접한다.

5) 계측

① Channel ID Set.

- Coeff. : 0.939

- Mode : IG3W(120Ω)

- Point : 0

- Unit : μ

② 계측 장비

: TDS-601, TC-3IK

9.2.2 Thermocouple (T-Type)

변형률계가 설치된 지점의 온도 측정을 위하여 Thermocouple 이 사용되었다. 사용된 Thermocouple 은 온도변화에 대한 반응성이 뛰어나며, 사용 장비의 특성에 따라 0.1°C 단위로 측정이 가능하다. 일반적으로 2 선을 결선하여 사용하나, 장기 계측시 2 선을 TIG 용접(탄소봉 사용)후, 밀봉하여 사용한다. 사양은 다음과 같다.

- ① 선의 굵기 : 0.65mm^2
- ② 피복 재질 : vinyl
- ③ 온도 범위 : $-100^{\circ}\text{C} \sim +400^{\circ}\text{C}$
- ④ 선의 재질 : copper - constantan

Thermocouple 의 원리는 서로 다른 물질을 가진 소자를 폐회로시켜 연결하면 양끝단에 서로 다른 온도가 발생되는데, 양극(+)에서 음극(-)으로 이동되면서 기전력(EMF:피 etro-Motive-force)이 발생된다. 이때 기전력의 변화에 따라 온도가 변화하는데 선형적(linearity)으로 변하게 되므로 온도측정이 가능하다. TDS-601 또는 TC-3IK 등으로 값을 읽을 수 있으며 이때 모드는 T(CC), Unit 는로 하며 열전대, 백금온도 측정 저항체의경우 Mode 를 T(CC), Unit'c 로 Setting 하면 Coefficient 는 1.000, Point 는 1 로 자동인식한다.

9.2.3 매설형 스트레인 게이지(Embedment Strain Gauge)

KM-I00B 는 매설형 스트레인 게이지로 콘크리트 내부응력 측정용으로 설계되었으며, 약 $39\text{MPa}(400\text{kg}/\text{cm}^2)$ 의 극도로 낮은 탄성계수를 갖고 있기 때문에 경화과정 측정에 사용되기도 한다. 또한, 뛰어난 절연성은 장기계측에 적합하도록 되어 있다. 사양은 다음과 같다.

- ① Capacity : $\pm 5000 \times 10^{-6} \text{Strain}$
- ② Gauge length(Span) : 100mm
- ③ Rated Output : Approx. $2.5\text{mV}/\text{V}(5000 \times 10^{-6})$
- ④ Temperature Measurement : Quarter bridge 3 wire 350Ω
(Approx. $50 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)
- ⑤ Temperature Range Allowable : $-20^{\circ}\text{C} \sim +80^{\circ}\text{C}$
- ⑥ Resistance : 350Ω full bridge(4 gauge)
- ⑦ Electrical Connection : $\varnothing 9\text{mm}$ 0.3mm^2 5-core Shielded Chloroprene Cable 2m

매설은 철근에 부착하거나 콘크리트 타설, 도로포장 이전에 매립하여 설치할 수 있다 Concrete 의 응력 측정은 설치 후의 경화과정에서 생길 수 있는 건조수축 등에 의한 영향을 받을 수 있으므로 취부 위치 또는 시험체의 종류, 고정밀도를 요구하는 측정, 온도와의 상관 관계 등을 생각하여 사용해야 한다. 철근 콘크리트에의 사용할 때에는 측정 위치 주위의 철근을 이용, 고정시켜 사용하는 방법이다. 2 개의 철근사이에 Bind 선으로 Sensor 가 움직이지 않도록 고정시키고, Cable 부는 압력에 의한 손상으로부터 보호하고, 콘크리트가 잘 설치 할 수 있도록 Sensor 와 일직선이 되게 철근에 묶어 고정하도록 한다. 본 센서는 콘크리트 내부의 응력과 더불어 그 상태에서의 온도 변화까지 측정할 수 있도록 온도 Sensor 가 내장되어 온도 영향에 따른 응력 변화까지도 출력해 낼 수 있다. TDS-601, TC-3IK 로 값을 읽을 수 있으며 이 때 설치값은 다음과 같다.

① Channel ID Set.(Strain)

- Coeff. : Capacity / Rated Output (일반 : 1.000)

센서별 차이가 발생할 수 있으므로 확인 필요.

- Mode : 4 GAGE

- Point : 0

- Unit : μ

② Channel ID Set.(Thermocouple)

- Coeff. : -

- Mode : T(CC)

- Point : -

- Unit : $^{\circ}\text{C}$

열전대, 백금온도 측정 저항체의 경우 Mode 를 T(CC), Unit $^{\circ}\text{C}$ (04)로 Setting 하면, Coeff.는 1.000, Point 는 1 로 자동인식한다.

9.2.4 경사계 (Inclinometer)

경사계 K5-IOP 는 구조물 변위와 지표 경사 측정에 사용되는 것으로 여러개의 경사계 센서를 중계 파이프를 연결하여 다층 경사를 러어낼 수 있다. 최소 직경 66mm 의 측정용 보링공을 먼저 확보하여 센서를 삽입한 다음, 시멘트 몰탈을 주의깊게 채워 넣어주면 지반과 일체화 되도록 한다. 사양은 다음과 같다.

- ① Capacity : $\pm 10^{\circ}\text{C}$
- ② Rated Output : Approx. $1\text{mV/V}(2000 \times 10^{-6})$
- ③ Temperature Range Allowable : $-20^{\circ}\text{C} \sim +60^{\circ}\text{C}$
- ④ Resistance : 350Ω full bridge (4 gauge)
- ⑤ Exciting Voltage Recommended : Less than 2V
- ⑥ Exciting Voltage Allowable : 5V
- ⑦ Electrical Connection : $\varnothing 6\text{mm}$ 0.3mm^2 4-core Shielded Chloroprene Cable 2m
- ⑧ Weight : 1.5kg

원하는 심도에서의 경사각을 측정하기 위하여서는 센서와 연결관을 접속하는 길이를 잘 조절하여야 하며, 센서와 연결관을 순차적으로 삽입하며, 이때 연직도를 확보할 수 있도록 하여야 한다. 또한 각각의 센서에서 나온 케이블은 순차적으로 연결관에 잘 묶어 고정시켜야 하며 설치시 각 센서의 방향이 바뀌지 않도록 특히 주의하여야 한다. 센서의 설치가 완료되면 보링공에 그라우팅재를 주입하여 말뚝과 일체화되게 한다. 계측을 위한 Coefficient 는 Capacity/Rated Output(일반 : 0.005)으로 센서별 차이가 발생할 수 있으며, 모드는 4Gage 이다.

경사계로부터 측정되는 물리량은 경사 각도로 각 센서가 위치한 지점에서의 수평변위를 구하기 위하여서는 경사각도와 측정간격으로부터 구해지는 변위(구간변위)를 최하부로부터 누적하여 구합니다.

① 경사 각도의 산출

각 심도에 따른 초기치로 부터의 변화량을라 하면, 경사각도는 다음 식으로 산출한다.

$$\text{경사각도, } \alpha_i = \text{교정계수, } c_i \times \text{변화량, } a_i \quad (9.1)$$

② 구간 변위의 산출

구간변위 δ_i 는 측정간격 L 에 식(9.1)로 산출한 각 심도의 경사각도를 곱하여 구한다.

$$\text{구간변위, } \delta_i = L \times \sin \alpha_i \quad (9.2)$$

② 누적 변위의 산출

누적변위 $D_{\{i\}}$ 는 구간변위 $\delta_{\{i\}}$ 를 최하부로부터 누적하여 구한다.

$$\text{누적변위, } D_i = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \dots = \sum_{i=1}^n \delta_i \quad (i=1,2,\dots,n) \quad (9.3)$$

9.2.5 교대부착형 경사계

경사계 KB-5E 는 장기간 구조물의 거동을 측정하는데 적당하며, 양방향 측정이 가능한 2 개의 축(수직 교차 축)으로 이루어져 있다. 부착방법은 먼저 부착 위치를 선택한후 Sensor 의 길이와 크기에 밀접하게 벽면에 위치를 표시한다. 벽면을 드릴을 이용하여 구멍을 낸후 경사계를 측정 위치에 맞추어 볼트를 이용하여 고정한다.

계측을 위한 Channel ID 는 2 축이 동일하게 Coefficient : Capacity/Rated Output(일반: 0.0025, 센서별 확인 필요)로 한다. 모드는 4Gage 로 하며 계측장비는 TDS-601, TC-3IK 로 하며 사양은 다음과 같다.

- ① Capacity : $\pm 5^{\circ}\text{C}$
- ② Rated Output : Approx. $1\text{mV/V}(2000 \times 10^{-6})$
- ③ Temperature Range Allowable : $-20^{\circ}\text{C} \sim +60^{\circ}\text{C}$
- ④ Resistance : 350Ω full bridge (4 gauge)

- ⑤ Exciting Voltage Recommended : Less than 2V
- ⑥ Exciting Voltage Allowable : 5V
- ⑦ Electrical Connection : $\phi 11.5\text{mm}$ 0.5mm^2 8-core Shielded Chloroprene Cable 2m
- ③ Weight : 3.1kg
- ⑨ No. of Measuring Axis : 2

9.2.6 토압계(Soil Pressure Gauge)

토압계 KD-20C 는 스테인레스 스틸 재료로 만들어져 뛰어난 부식방지효과가 있어 해양이나 해저 토목공사의 구조물 토압 측정에 사용된다. 현장의 상황에 따라 설치 방법이 달라지는데 강말뚝 등의 재료에 취부할 때는 그 취부 위치에 미리 구멍을 뚫고 설치용 기구를 사용, 용접 또는 볼트를 이용해 취부할 것인가를 결정한다. 볼트로 취부할 경우에는 조금씩의 유동이 우려되므로 영점 이동에 대한 대비책으로서 측정기로 미리 점검해 놓아야 한다.

1)사 양

- ① Capacity : 20kgf/cm^2 (1.96MPa)
- ② Rated Output : Approx. $1\text{mV/V}(2000 \times 10^{-6})$
- ③ Temperature Range Allowable : $-20^{\circ}\text{C} \sim +60^{\circ}\text{C}$
- ④ Resistance : 350Ω full bridge (4 gauge)
- ⑤ Exciting Voltage Recommended : Less than 3V
- ⑥ Exciting Voltage Allowable : 10V
- ⑦ Electrical Connection : $\phi 9\text{mm}$ 0.5mm^2 4-core Shielded Chloroprene Cable 2m
- ⑧ Weight : 1.2kg

2)계 측

① Channel ID Set.

- COEFF. : Capacity/Rated Output

(일반 : 0.01kgf/cm² 「0.00098MPa」, 센서별 차이 있음)

- MODE : 4 CAGE

- POINT : 2

- UNIT : kg/cm²(MPa)

② 계측 장비

: TDS-601, TC-3IK

9.3 변형률계 계측값 보정

9.3.1. 측정시 리드선의 영향

가. 게이지의 보정

Strain Cause 와 Strainmeter 사이의 리드선 저항은 게이지울을 현저하게 낮출 수있다. 왜냐하면 2 선식과 3 선식 시스템의 차이에 대한 보정식 때문에 측정방법과 리드선형태와 길이에 근거한 필요한 보정치를 계산해야 한다.

1) 2 선식

$$K_0 = \frac{R}{R + r \times L} \times K \quad (9.4)$$

2) 3 선식

$$K_0 = \frac{R}{R + \frac{r \times L}{2}} \times K \quad (9.5)$$

여기서 : K_0 : 보정된 게이지율
 K : 표시된 게이지율
 R : strain gauge 저항(Ω)
 r : 리드선의 단위 m당 총 저항(Ω/m)
 L : 리드선의 길이(m)

나. 리드선의 보정

2 선식 결선에서 리드선의 온도의 굴화가 생기면 리드선의 저항변화에 따라 열출력이 발생한다. 이 열출력은 다음 식에 의해서 보정한다.

$$\epsilon_1 = \frac{r \times L \times \alpha \times \Delta T}{K \times (R + r \times L)} \quad (9.6)$$

여기서, 리드선 출력 온도

α : 리드선 저항의 온도 계수(동선=3.9×10-3/℃)
 ΔT : 리드선 온도 변화(℃)
 K, L, r, L : 위의 식(9.4), 식(9.5)와 같음

1 게이지 3 선식의 결선에서는 리드선의 온도에 따른 영향은 없다. 더구나, 리드선의 온도는 3 선식 시스템을 갖는 4-bridge 측정에 대한 출력온도에 영향을 받지 않는다.

9.3.2 온도에 의한 영향

가. 열출력(熱出力, 온도에 의해 나타나는 변형률)

시험체에 접착된 스트레인게이지의 온도가 변하는 경우에는 외력이 작용하지 않아도 변형률이 변하는 열출력이 발생한다. '온도변화에 의한 변형률은 계측된 값에서 제거해 주어야 외력에 의한 순수한 변형률을 얻을 수 있다. 온도에 의해서 변형률이 변할뿐만 아니라 스트레인게이지의 게이지율도 변화하는데 이것에 관해서는 다음 항에서 다룬다.

$$\epsilon_c(\Delta T) = \epsilon_i(\Delta T) - \epsilon_{app}(\Delta T) \quad (9.7)$$

여기서, ΔT : Strain Gauge의 온도 변화
 $\epsilon_c(\Delta T)$: 음의 출력온도 값(수정된 값)
 $\epsilon_i(\Delta T)$: Stainmeter에 나타난 값
 $\epsilon_{app}(\Delta T)$: 온도 변화를 갖는 출력온도

스트레인게이지 출력온도는 4 차 방정식(온도를 변수로 한)과 그래프 형태로 제공되는 데이터 Sheet 에서 보여준다. 이 출력온도는 데이터 Sheet 에 주어진 시험체에 변형률 게이지가

접착되어진 경우에 갖는 값이다. 또한 이 데이터는 기준온도를 20, 게이지율을 2.00 에 근거하여 공식화 되어진다 출력온도를 체크하기 위해 온도를 2 차 방정식으로 대체하거나, 그래프로부터 값을 읽는다.

㉔출력온도 계산의 예

아래의 표와 같은 측정조건의 경우 출력온도를 4 차 방정식으로 알 수 있다.

변형률 게이지	QFLA-6
Lot No.	A507711
게이지율	2.14
시험체	SS400
결선방법	1게이지 3선식
온도변화	30℃에서 150℃

이 게이지에 대한 데이터 Sheet 는 아래 방정식을 만든다.

$$\begin{aligned}\varepsilon_{app} = & -5.24 \times 10^{-1} + 3.28 \times T^1 - 6.43 \times 10^{-2} \times T^2 \\ & + 2.36 \times 10^{-4} \times T^3 - 1.06 \times 10^{-7} \times T^4\end{aligned}$$

30℃와 15℃를 위 식에서 T 에 대입함으로써, 우리는 20℃의 표준온도를 갖는 각각의온도에 대한 출력온도를 얻는다.

$$\begin{aligned}30^\circ\text{C} : \varepsilon_{app} &= -5.24 \times 10^{-1} + 3.82 \times 30^1 - 6.43 \times 10^{-2} \times 30^2 \\ &+ 2.36 \times 10^{-4} \times 30^3 - 1.06 \times 10^{-7} \times 30^4 \\ 150^\circ\text{C} : \varepsilon_{app} &\approx 11 - 5.24 \times 10^{-1} + 3.82 \times 150^1 - 6.43 \times 10^{-2} \times 150^2 \\ &+ 2.36 \times 10^{-4} \times 150^3 - 1.06 \times 10^{-7} \times 150^4 \\ &\approx -183\end{aligned}$$

게이지율은 2.0 이기 때문에 게이지율을 또한 보정 되어야 한다.

$$\begin{aligned}30^\circ\text{C} : \varepsilon_{app}(\text{gauge factor correction}) &= 11 \times 2.00 / 2.14 \approx 10 \\ 150^\circ\text{C} : \varepsilon_{app}(\text{gauge factor correction}) &= -183 \times 2.00 / 2.14 \approx -171\end{aligned}$$

따라서, 30℃에서 150℃로의 온도 변화는 아래 출력온도를 생성한다.

$$\varepsilon_{app}(\Delta T) = -171 - 10 = -181$$

온도 130℃에 서 150℃로 변할 때, -181×10^{-6} 의 strain 을 갖는 출력온도는 외력이 작용하지 않을지라도 strain gauge 에서 발생한다. 결과적으로, 외력이 온도 변화에 따라 작용할 때, 실제 strain 값은 strain meter 에서 나타난 값을 보정하기 위해, 식(9.7)에서 ε_{app} 에 대해 -181×10^{-6} 의 strain 값을 대입함으로써 얻어진다.

나. 온도에 의한 게이지율 변화 보정

온도에 의한 Strain Gauge 의 게이지율 또한 변하기 때문에 이 변화가 커질 때 보정되어야 한다. 온도에 의한 게이지율의 변화는 10℃마다 온도 계수와 그래프 형태의 Strain Gauge 로 제공된 데이터 Sheet 에서 주어진다. Strain Gauge Package 에서 보여준게이지율은 실내온도의 참조값이다. 온도계수와 나타난 게이지율을 사용하는 온도변화를 따르는 게이지율을 얻기 위해 아래 식(9.8)을 사용한다.

$$K_T = K \times [1 + C_K \times (T - 20)/10] \quad (9.8)$$

여기서 K_T : T℃에서의 게이지율

K : 실내 온도에서의 게이지율

C_K : 게이지율 온도 계수(%/10℃)

T : Strain Gauge 온도(℃)

또한, 여기서 T℃에서 측정은 상온의 게이지율을 사용하는 경우에 측정값을 다음 식에 의해 보정한다.

$$\epsilon_G = \frac{K}{K_T} \times \epsilon_T \quad (9.9)$$

여기서, $\epsilon_{\{G\}}$: 온도에 대한 게이지율의 보정에 따른 Strain

$\epsilon_{\{T\}}$: T℃에 대한 Strain

● 온도 변화에 따른 게이지율 보정의 예

아래의 표에서 주어진 스트레인게이지에 대한 200℃에서 게이지율을 얻을 수 있다.

변형률 게이지	QFLA-6
Lot No.	A507711
상온의 게이지율	2.14

이 변형률 게이지의 데이터 Sheet 는 게이지율의 온도계수는 $+0.008 \pm 0.05$ (%/10℃)이다. 따라서, 식(9.8)에 따라 200℃에서의 게이지율을 구하면 2.17 이다. 이 온도에서 측정을 상온의 게이지율(2.14)로 하는 경우에 식(9.9)를 사용하여 보정하면 다음과 같다.

$$\epsilon_G = \frac{2.14}{2.17} \times \epsilon_T \approx 0.986 \times \epsilon_T$$

다. 온도변동이 있는 경우의 외력 보정

스트레인게이지의 온도 변화가 발생한 같은 시각에 외력이 작용하여 그 값이 측정된다면,

출력온도와 마찬가지로 외력의 변형률에 대한 게이지율을 보정해야 한다. 측정기기로 측정한 변형률을 보정하여 외력에 의한 변형률을 구하는 것은 다음 식을 사용한다.

$$\epsilon(\Delta T) = [\epsilon_i(\Delta T) - \epsilon_{app}(\Delta T)] \times \frac{K}{K_T} \quad (9.10)$$

여기서, ΔT : strain gauge에 의해 측정된 온도 변화

$\epsilon(\Delta T)$: 외력에 의한 strain

$\epsilon_i(\Delta T)$: 측정 장비에 나타난 strain

$\epsilon_{app}(\Delta T)$: 온도 변화에 의한 출력온도

K : 실내 온도에서의 게이지율

K_T : T℃에서의 게이지율

◎ 온도보정을 비롯한 외력의 측정값 보정 예

아래의 표에서와 같은 조건에서 외력이 온도변화를 갖고 동일하게 적용될 때 외력에 의해 발생된 보정 Strain 을 얻는 것과 게이지율, 출력온도를 보정하는 절차를 살펴보고자 한다.

1) 데이터 Sheet 에서 주어진 4 차 방정식을 사용하여 식(9.7)에서와 같이 30℃에서 150℃까지 출력온도 $\epsilon_{app}(\Delta P)$ 를 구한다.

$$\epsilon_{app}(\Delta T) = -181 (\times 10^{-6} \text{ strain})$$

변형률 게이지	QFLA-6
Lot No.	A507711
게이지율(상온)	2.14
게이지율의 상온계수	$+0.08 \pm 0.05 (\%/10^\circ\text{C})$
시험체	SS400
결선방법	1게이지 3선식
측정기의 게이지율 설정	2.14
온도변화	30℃에서 150℃

150℃에서 게이지율을 얻는다.

$$K_T = 2.14 \times [1 + 0.0008 \times (150 - 20)/10] \approx 2.16$$

3) 식(9.10)으로 Stranmeter 에 나타난 값을 보정하고, 외력에 의해 야기된 Strain 을 구한다.

$$\begin{aligned} \epsilon(\Delta T) &= [\epsilon_i(\Delta T) - (-181)] \times \frac{2.14}{2.16} \\ &\approx 0.991 \times \epsilon_i(\Delta T) + 179 (\times 10^{-6} \text{ strain}) \end{aligned}$$

9.3.3 시험체의 두께와 탄성계수에 의한 영향

가. 용접형 변형률계의 높이 보정

접착제로 고정된 Strain gauge 와 다르게, 용접형 Strain Gauge 는 게이지 수감부가표 9.3 과 같이 시험체 표면에서 떨어지게 된다. 그 결과 비틀림과 휨의 민감도는 달라진다. 특수한 박판등의 휨 시험등은 식(9.11)에 의한 감도의 보정이 필요하다.

표 9.3 용접형 게이지별 수감부 높이

변형률 게이지	수감부의 높이
AW-6	0.08mm
AWC-8(B)	0.51mm
AWH-8(-16)	0.41mm

$$K_b = K \times \frac{h + (t/2)}{t/2} \quad (9.11)$$

여기서, h : 스트레인게이지 수감부 요소의 높이

(그림 9.2 참조)

t : 시험체의 두께

(그림 9.2 참조)

$K_{\{b\}}$: 휨에 의한 게이지율

K : 표시된 게이지율

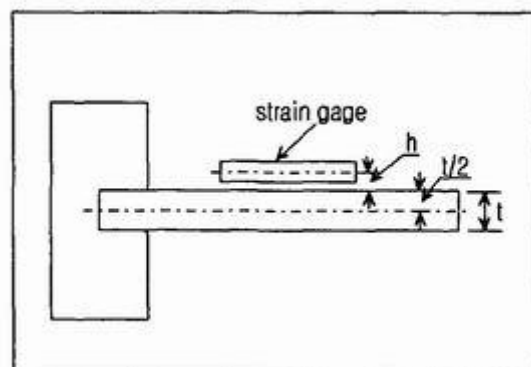


그림 9.2 시험체와 게이지의 두께 단면

상기 식에서 알 수 있듯이 얇은 시험체일수록 Strain Gauge 수감부 높이의 영향은 증가한다.

㉔ 휨시험에서 게이지율 보정

본 현장에서는 시험체인 H 형강 말뚝의 두께가 15mm 이고 AW-6 모델을 사용하였으므로, 아래의 계산식에서 게이지율은 약 1%증가함을 알 수 있다.

$$K_b = K \times \frac{0.08 + (15/2)}{15/2} \approx K \times 1.01$$

나. 시험체 탄성계수의 영향

스트레인 게이지의 게이지율은 206Gpa 에 해당하는 21000 kgf/mm²의 Steel 에 대한탄성계수에서 테스트된다. 스트레인 게이지가 낮은 탄성계수를 갖는 플라스틱과 같은재료에 설치될 때 설치된 게이지에서 응력분포는 흐트러져 이는 게이지율 감소효과를 갖는다. 이런 현상은 스트레인게이지 제한효과와 시험체가 탄성계수 감소와 같은 증가로서 언급된다. 동일 현상은 얇은 시험체에서 발생한다.

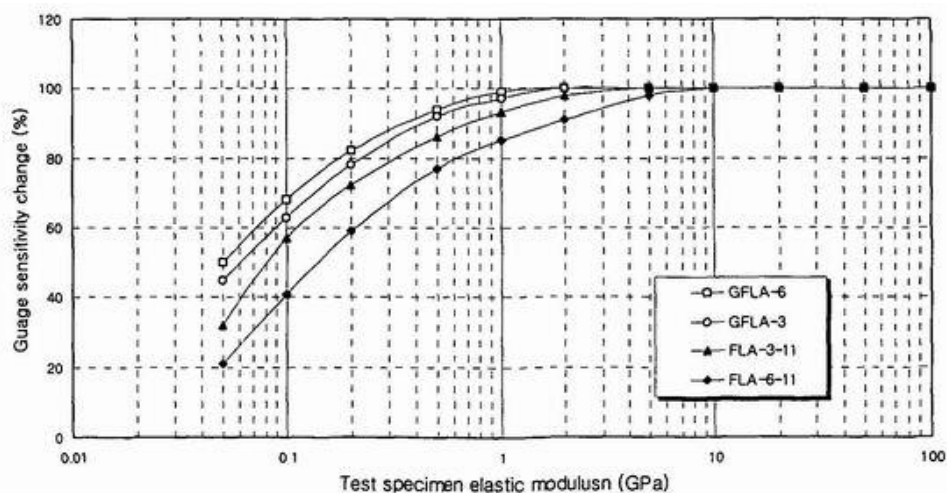


그림 9.3 시험체의 탄성계수와 변형률 감도

그림 9.3 의 TML 의 탄성계수에 의한 조사결과, 시험체의 탄성계수가 2.9Gpa 에 해당하는 300 kgf/mm²보다 작은 탄성계수를 가지면 게이지의 민감도의 변화는 급격히 발생한다. 이때 게이지 종류에 의한 변화율도 시험체의 탄성계수가 작아지면 더 커진다.

따라서, 스트레인게이지 패키지에 표기된 게이지율은 모든 재료에 적용할 수 없다. 시험체 재료와 두께에 의존하기 때문에, 예비 테스트는 게이지율 보정을 위해 분리하여 수행되어야 한다. 스트레인 게이지 특성은 샘플 군에서 샘플링 된 스트레인 게이지의 시험에 근거한 평균값을 보여준다. 스트레인게이지 특성분포에 적용되는 표준범위는 동시간에 계산된 두 개의 표준편차이다. 보통 스트레인 게이지에 요구되는 정확도와 스트레인 게이지 특성분포는 스트레인 게이지 데이터를 수정할 때 고려되어야 한다.

9.4 계측기 설치

9.4.1 스트레인 게이지 설치

스트레인게이지는 교대말뚝으로 사용되는 H 형강 말뚝의 연직과 수평방향의 하중전이 양상을 계측하여 연직방향의 지지력 특성과 횡거동의 특성을 파악하고자 설치되었다. 계절별 온도 변화에 따라 말뚝에 발생하는 응력을 계측함으로써 무조인트교량의 말뚝 거동 특성을 알 수 있을 것으로 보인다. 교대말뚝의 배치는 그림 9.4 와 같다.

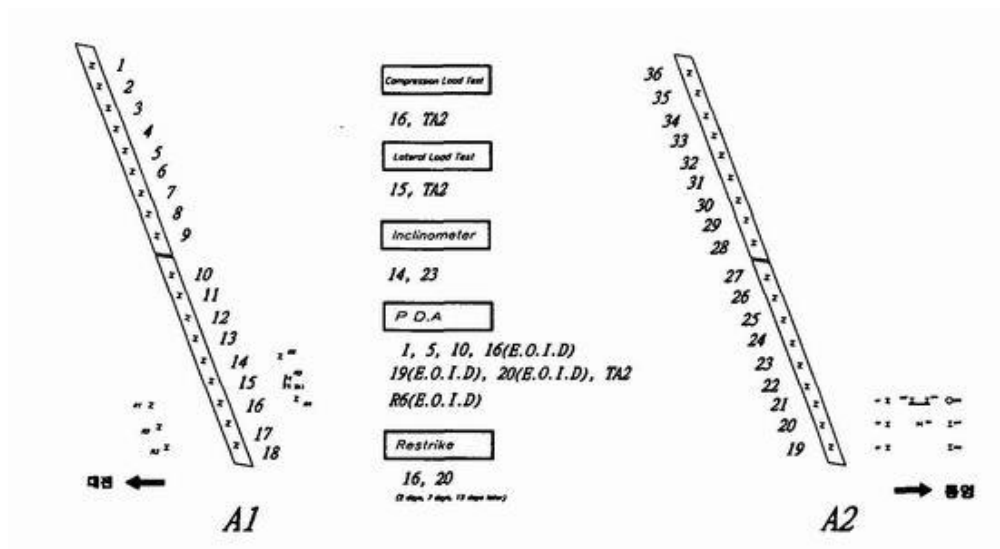


그림 9.4 두동교 교대말뚝의 배치도

연직정재하시험을 위한 교대 A1-16 번말뚝은 축방향 하중전이를 보기 위하여 그림 9.5 에서와 같이 H 말뚝 웹의 양면에 스트레인게이지를 부착하였으며, 21 번 말뚝은 장기거동파악을 위하여 마찬가지로 웹의 양면에 스트레인 게이지를 부착하였다.

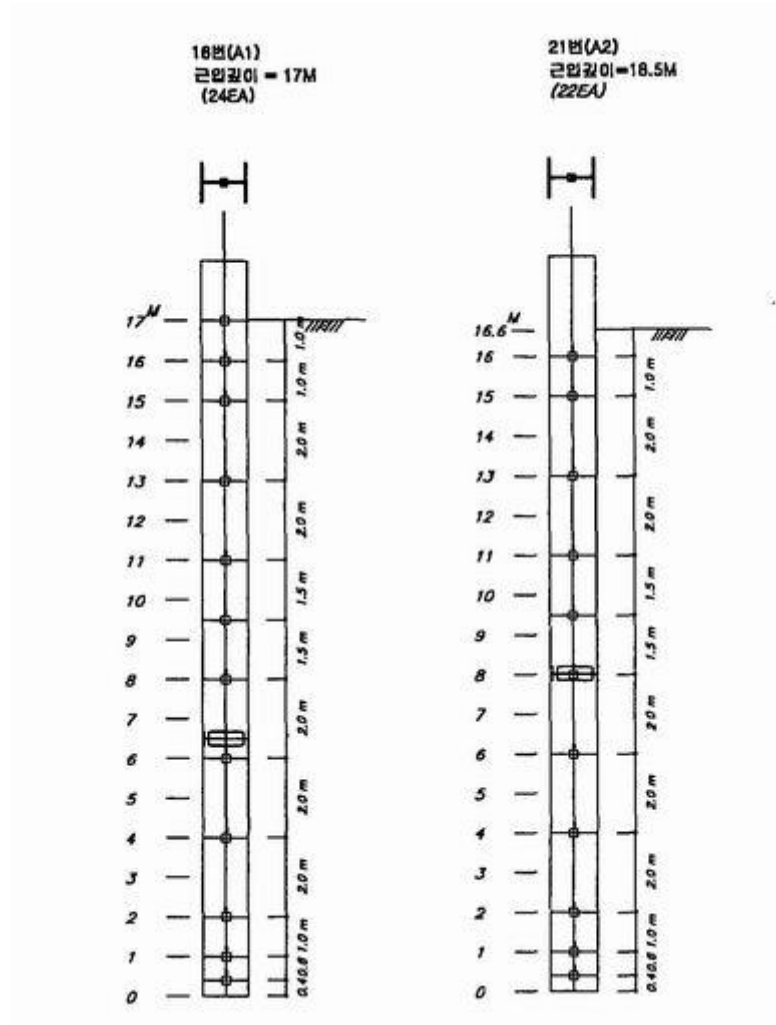


그림 9.5 16 번 21 번 말뚝의 스트레인게이지 부착도

수평정재하시험을 위한 교대 A1-15 번 말뚝은 그림 9.6 에서와 같이 H 말뚝 플랜지 바깥면에 대각선으로 스트레인게이지를 부착하였다. 교대 A2 시험말뚝은 연직정재하시험과수평재하시험을 연속하여 수행하였으며 A1-15 번말뚝과 마찬가지로 H 형강 말뚝의 대각선방향 플랜지에 스트레인게이지를 부착하였다. A1-15, 16 번말뚝은 재하시험 후에 계속해서 장기거동 실험을 목적으로 내구성이 뛰어난 용접형 스트 711 인게이지를 사용하였으나,A2 시험말뚝은 재하시험을 위하여 일회 사용을 목적으로 저렴한 부착형 스트레인게이지(bondable strain gauge)를 사용하였다.

향타시 게이지의 보호를 위한 보호대는 ㄷ 형강을 사용하였으며 그 단면은 그림 9.6 에나타나고 있다. 보호대는 부분용접을 통하여 말뚝 본체에 영향을 주지 않도록 하였다.

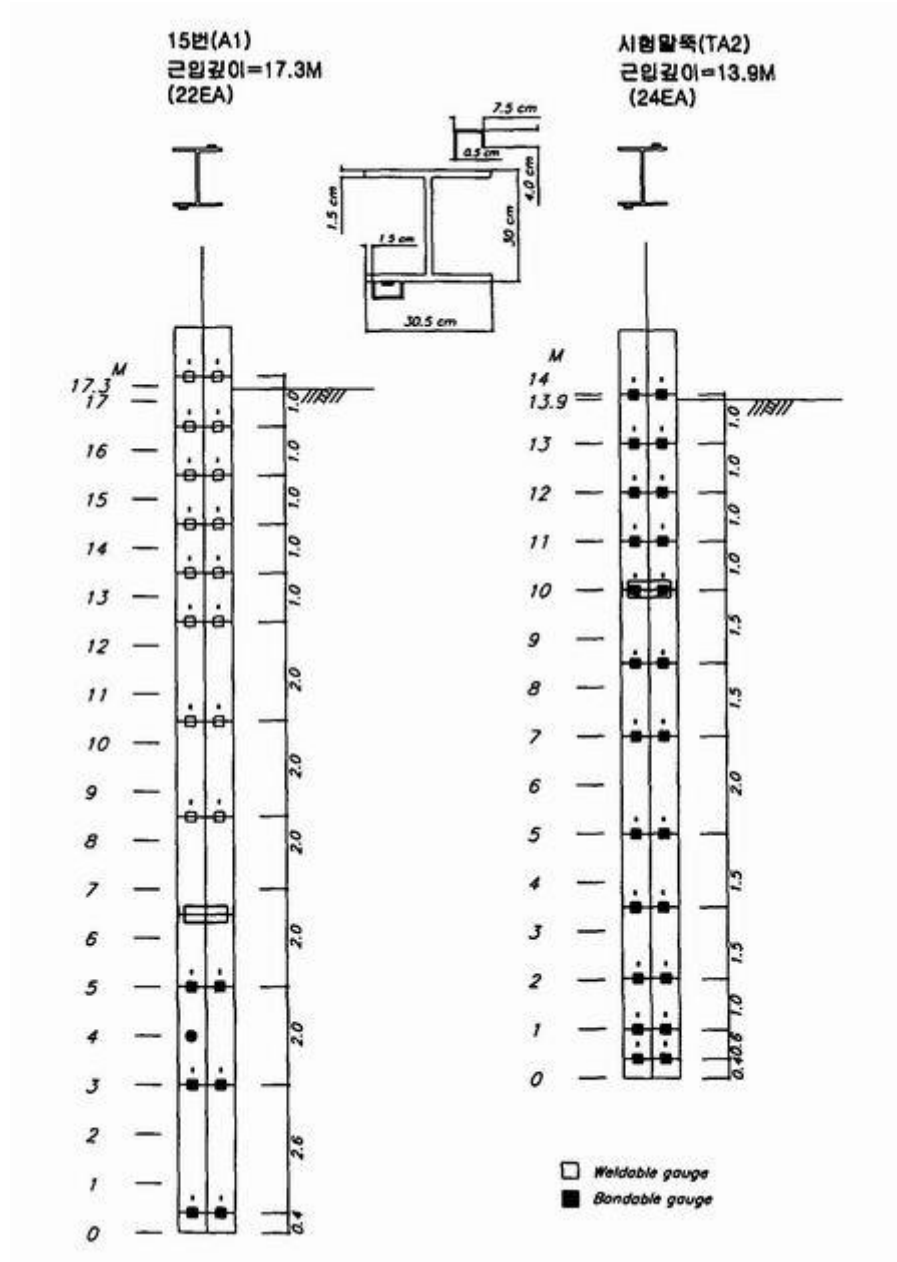


그림 9.6 15 번, 시험말뚝 · 게이지 부착도

9.4.2 자동경사계 설치

자동경사계는 A1-14 번 말뚝과 A2-23 번 말뚝에 설치하였으며 말뚝근입깊이는 14 번말뚝은 17.5m, 23 번말뚝은 16m 이다. 폭 7.5cm, 두께 0.5cm 인 L-Beam 을 말뚝을 향타하기 이전에 용접하여 부착하고 향타를 실시한 다음에 최하단 깊이에서 위치할 센서부터차례로 삽입한 다음 시멘트 모르타르로 채웠다. 센서의 위치는 그림 9.7 에서 보이는 것처럼 지면에서부터 1m, 2m, 3m, 5m, 8m 에 위치한다.

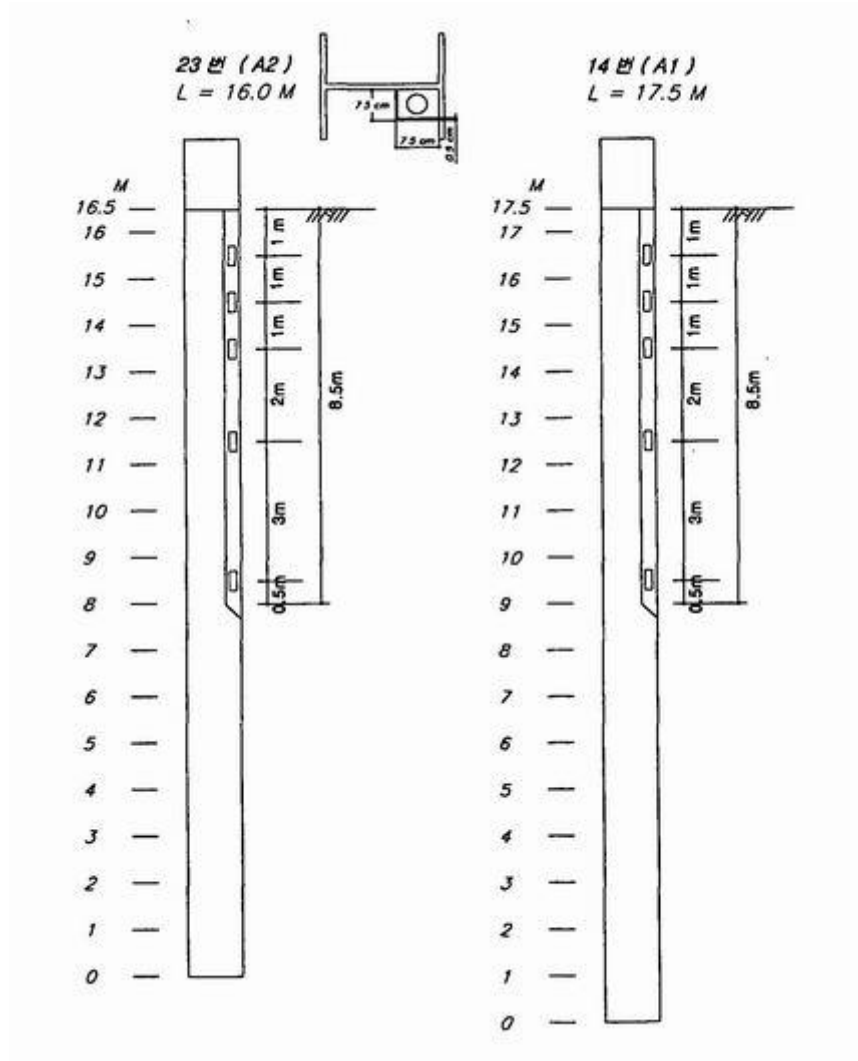


그림 9.7 경사계 센서의 위치

9.5 말뚝항타시 응력변화

9.5.1 교대 A2 시험말뚝

교대말뚝의 항타는 무조인트교량의 시공순서에 의하여 약 12~15m 의 교대 성토후에 실시되었다. 교대부의 성토는 최상부층의 다짐도 확보 및 말뚝 항타 전에 잔류침하를 유도하기 위하여 약 70cm 정도의 여성토를 실시하였다. 대전측 교대 A1 의 경우는여성토 위에서 말뚝을 항타하였으며 재하시험은 여성토를 제거한 후에 실시하였다. 통영측 교대 A2 역시 여성토가 되어 있었으나 작업의 효율성을 위하여 AI 의 말뚝 항타작업 중 여성토를 제거하였다.

스트레인게이지를 부착한 말뚝에 대해서 항타시 말뚝의 응력변화를 계측하였으며, 항타가 시작될 때의 온도와 항타 후의 온도변화로 인한 응력의 차이를 보정하였다. 그림 9.8 은 교대 A2

시험말뚝 항타시의 온도변화로 온도변화가 1℃ 발생할 때 응력의 변화는 1.6kg/cm²정도이므로 항타시 최대 12℃ 정도의 온도변화가 있으므로 약 19.2kg/cm²의 응력 변화가 발생한다.

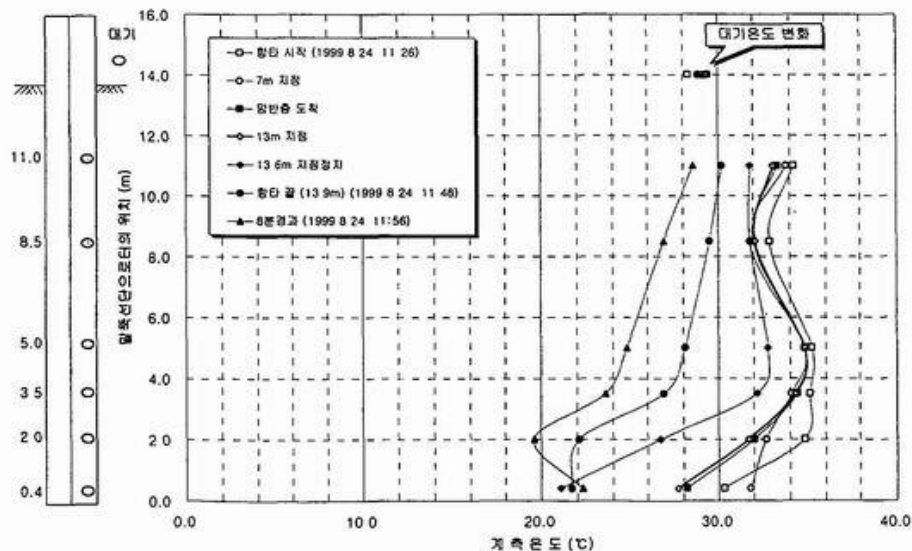


그림 9.8 교대 A2 시험말뚝 항타시 온도변화

온도의 변화는 항타 초기에는 말뚝의 일부는 지반에 관입되고 일부는 대기 중에 노출되어 있으므로 불규칙한 변화를 보이다가 항타가 완료되어 말뚝 전체가 지반에 관입되고나면 말뚝 선단으로부터의 위치에 따라서 일정한 변화 양상을 보이는데 관입심도에 따라 온도가 낮아지다가 말뚝 선단부에서는 다시 온도가 올라간다. 이는 비열이 높은 지하수의 영향일 수도 있고 지중온도의 자연증가에 의한 영향일 수도 있다. 그러나 지반관입에 따른 마찰열에 의하여 지지층 관입시 말뚝 선단부의 온도가 높아질 것으로 예상했으나 7m 지점의 관입시 잠시 온도가 높아진 것을 제외하면 그 영향을 확인할 수 없다.

그림 9.9 는 본 말뚝의 항타시 응력변화를 계측한 것이다. 말뚝의 이음부인 10m 지점에 설치한 게이지 가운데 하나는 그 값이 말뚝 재료의 항복응력을 벗어난 값이 계측되고 대각선 방향에 설치된 다른 게이지에서도 1,600kg/cm²이상의 압축력이 발생하는 것으로 계측되고 있다. SWS 490 H 형강 말뚝의 항복응력은 3313kg/cm²이상이다. 전체적으로 600kg/cm²정도의 압축력과 400kg/cm²정도의 인장력이 불규칙하게 나타나고 있으며 대각선 방향으로 설치된 게이지에서 압축과 인장이 동시에 계측된다.

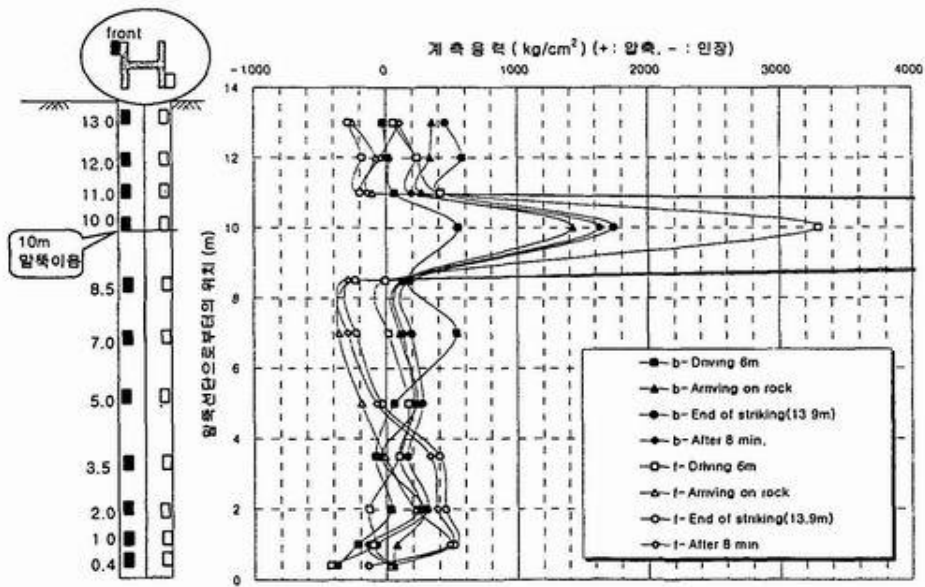


그림 9.9 교대 A2 시험말뚝 항타시 응력변화

그림 9.10 은 시험말뚝의 항타 후 응력변화를 도시한 것이다. 항타시 고응력이 발생하였던 10m 지점의 게이지는 역전히 고응력을 보이고 있으며, 항타 후 10 일이 경과하였을때는 항타 종료시보다 압축력이 증가한 것으로 나타나고 있다. 특히 3.5m 지점의 게이지 하나는 3,600kg/cm²까지 응력이 증가한 것으로 나타나고 있어 게이지 자체의 파손이 의심된다.

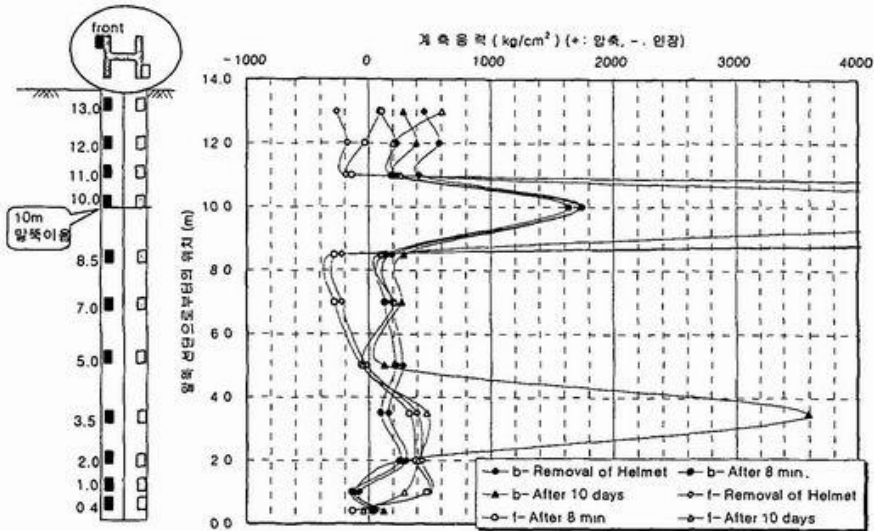


그림 9.10 교대 A2 시험말뚝 항타 후 응력변화

9.5.2 15 번 말뚝

본 말뚝은 말뚝에 횡압력이 작용하였을 때 말뚝에 걸리는 응력과 모멘트를 알아보고자 수평재하시험을 위하여 게이지가 부착되었다. 따라서 모멘트가 많이 발생할 것으로 판단되는 대각선 방향의 플랜지 면에 게이지를 부착하였으며 말뚝 상부에서 주된거동이 발생할 것이므로

상부 5m 지점에 1m 간격으로 촘촘히 게이지를 설치하였다. 온도보정을 위한 Thermocouple 역시 상부 5m 지점에 중점적으로 배치하였으며 항타 및항타 후 33 일이 경과하였을 때의 온도변화는 그림 9.11 과 같다. 태양에 의해서 가열된 H 형강 말뚝은 항타가 완료될 때까지 대기온도보다 높게 나타나고 있으며, 항타가 진행될동안의 말뚝 상부의 온도변화는 상당히 불규칙하나 33 일이 경과한 후의 온도는 지반 아래로 내려갈수록 선형적으로 온도가 감소하고 있다.

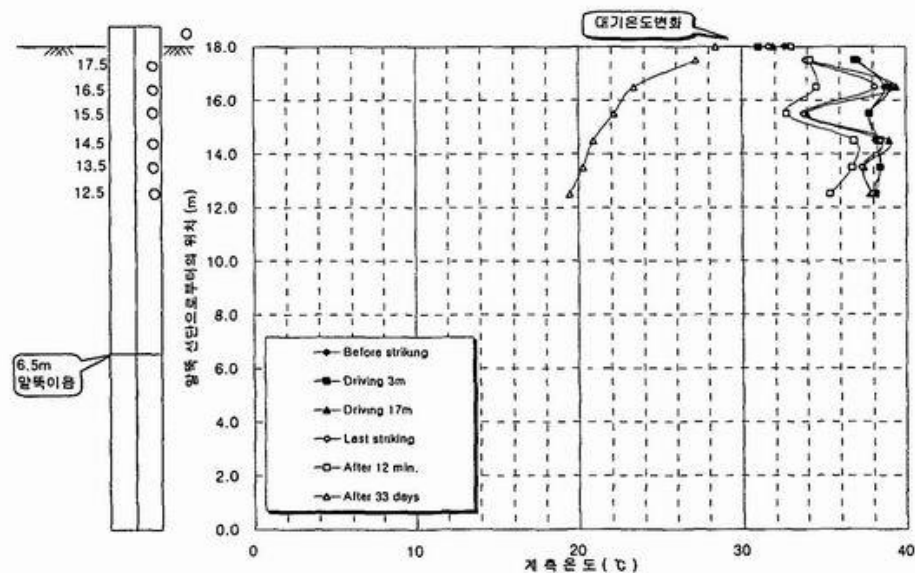


그림 9.11 15 번 말뚝 항타시 온도변화

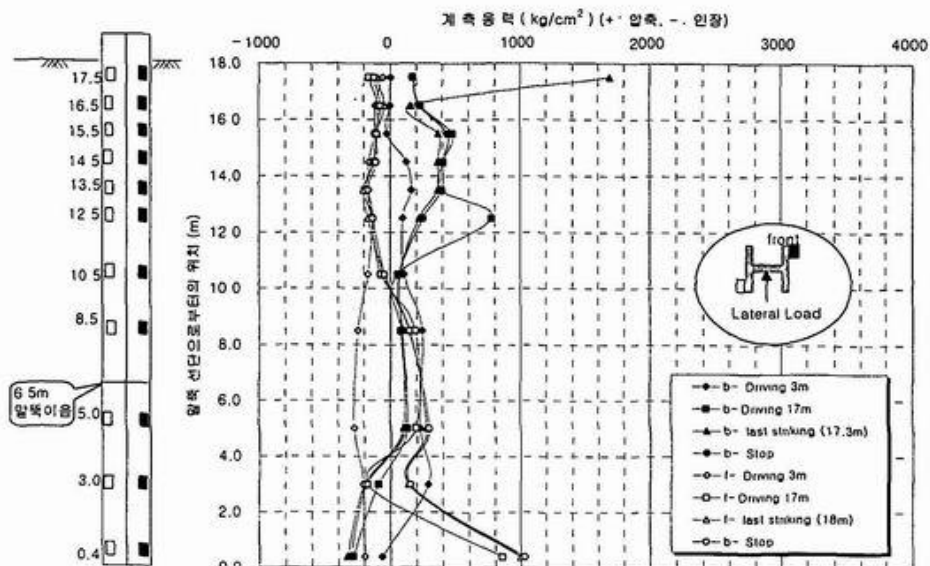


그림 9.12 15 번 말뚝 항타시 응력변화

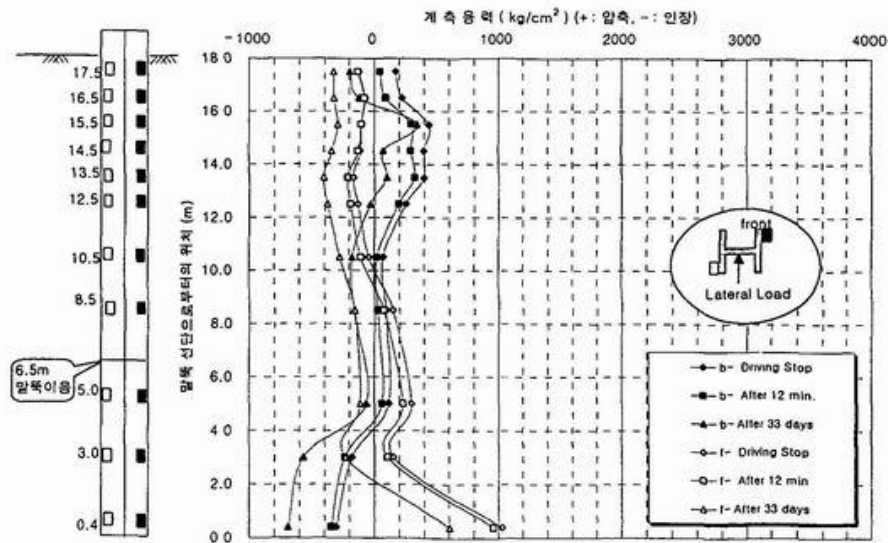


그림 9.13 15 번 말뚝 향타 후 응력변화

그림 9.12 의 향타시의 응력변화를 보면 말뚝 근입심도 17.3m 에서의 최종 향타시 말뚝머리부에 부착된 게이지에서 1700kg/cm^2 의 고응력이 계측되어 이 시점에서의 고향타가 이루어졌음을 알 수 있다. 이는 17m 관입시점부터 말뚝 선단에 $800\sim 1,000\text{kg/cm}^2$ 정도의 압축력이 발생하는 것으로도 알 수 있다. 실제로 말뚝향타 최종 10 회 타격당 평균관입량이 1.4mm 로 지지층 도달 후에 고향타가 이루어졌으며 이로 인하여 말뚝선단이 영향을 받았음을 알 수 있다. 향타시 발생한 이 응력은 33 일이 경과한 후에도 남아 있음을 그림 9.13 을 통하여 알 수 있다.

향타 후 33 일이 경과하였을 때의 응력변화를 볼 것 같으면 말뚝 길이 전반에 걸쳐서향타 후 약 100kg/cm^2 이상의 인장이 발생하였음을 알 수 있다. 특히 향타시 고압축력이 작용하였던 말뚝 선단부에서는 그 변화량이 2 배 이상으로 400kg/cm^2 정도의 인장력이 발생하였다.

9.5.3 16 번 말뚝

본 말뚝은 연직정재하시험이 실시된 말뚝으로 말뚝 향타 후 표 9.4 에서 보여지듯이 2 일경과 및 15 일 경과 후 2 차례의 재향타가 실시되었다. 그림 9.14 의 향타시 온도변화는 A2 시험말뚝에서와 같이 말뚝 선단부에서 온도가 약간 상승하는 것을 확인할 수 있으며 향타가 완료되어 시간이 경과할수록 지반의 깊이에 따라 선형적으로 온도가 감소하며 향타 후 경과일수에 의한 영향은 거의 받지 않음을 알 수 있다.

표 9.4 16 번 말뚝 재향타 및 계측 일정

일자	최초항타 후 경과일	항타 및 재항타			계측
		낙하고(m)	말뚝관입깊이	최종관입량	
8.10	항타	80	17.8	8.6	항타시
8.12	2일	80	18	3	2일경과효과
8.13	3일	-	-	-	3일경과효과
8.14	4일	-	-	-	15번말뚝 항타시
8.25	15일	100	18	3.7	-
9.15	36일	-	-	-	재하시험시

그림 9.15 의 항타시 응력변화에서는 13m 지점에 부착한 게이지의 하나가 말뚝재료의항복응력 이상의 값을 보인다. 또한 말뚝머리부에 근접하여 선단으로부터 16m 지점에부착된 게이지에서도 압축력이 1,050kg/cm²이상이 계측되었다. 지표로부터 6m 이상관입된 깊이의 게이지들은 항타가 진행될수록 더 큰 압축력을 받는 것으로 나타났으며 말뚝선단에서 1m 지점에 위치한 게이지에 걸린 최대압축력은 마지막 항타시 약 400kg/cm²이다. 6.5m 말뚝이음부에서 0.5m 떨어져서 설치된 게이지에서도 특별히 고응력이 나타나지는 계측되지 않았다.

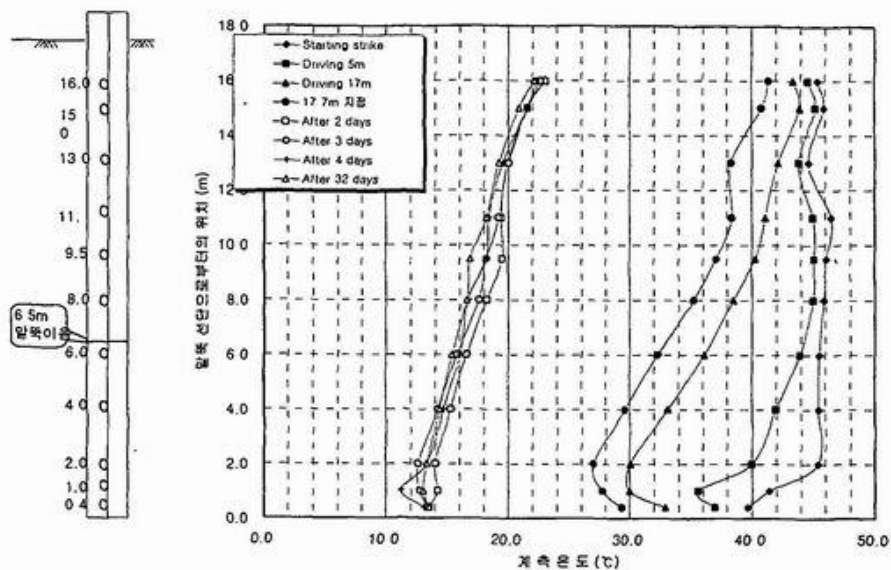


그림 9.14 16 번 말뚝 항타시 온도변화

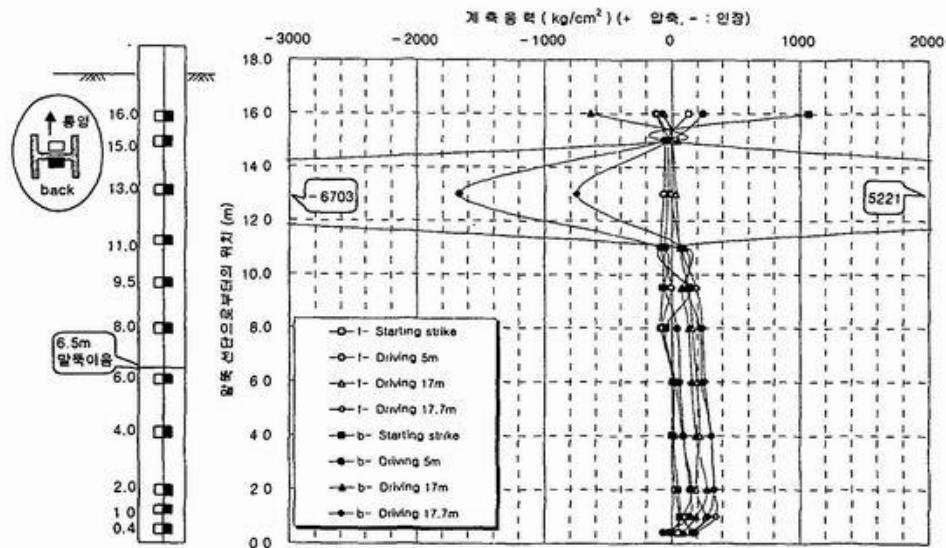


그림 9.15 16 번 말뚝 향타시 응력변화

향타 후 응력변화는 표 9.4 에서와 같이 2 일, 15 일이 경과하였을 때의 재향타로 인하여보다 복잡한 양상을 보인다. 그림 9.16 에서는 3 일과 4 일이 경과되었을 때의 응력변화가 심하여 곱 한쪽면의 게이지를 따라 말뚝재료의 항복응력 크기의 인장과 압축력이 나타나고 있다. 웹의 반대쪽 게이지의 계측치도 변화의 폭은 작지만 같은 경향을 보이며 36 일이 경과하였을 때는 15 일 재향타 후 21 일이 경과한 시점으로 0 축을 기준으로 응력간이수렴하고 있다. 그러나 말뚝 선단 0.4m 지점에 설치된 게이지는 계속하여 값이 증가하여 게이지 자체가 파손된 것으로 판단된다.

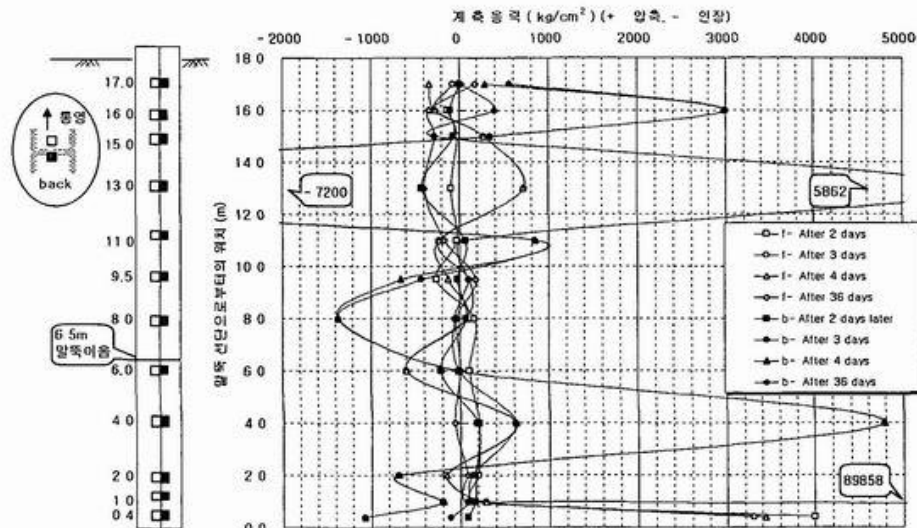


그림 9.16 16 번 말뚝 향타 후 응력변화

9.5.4 21 번 말뚝

21 번 말뚝은 교량의 장기거동시 말뚝이 받는 응력을 계측하기 위한 것으로 보형강말뚝 웹의

양면에 스트레인게이지를 부착하여 향타하였다. 향타 완료시까지 온도의변화는 말뚝 선단에서 5℃ 정도로 크게 발생하지 않았다.

향타시 응력의 변화는 그림 9.18 과 같이 나타났으며 말뚝 선단부에서 200kg/정도의 압축력을 받고 있는 것을 알 수 있다. 특징적인 것은 지지층에 도달하였을 때 11m 에 부착된 게이지 하나에서 큰 압축력이 나타난 것과 8m 부위에서 상대적으로 큰 압축력이 계측된 것이다. 8m 는 말뚝의 이음부로 말뚝의 향타시 응력이 집중되고 있음을 보여주는 것이라 판단된다.

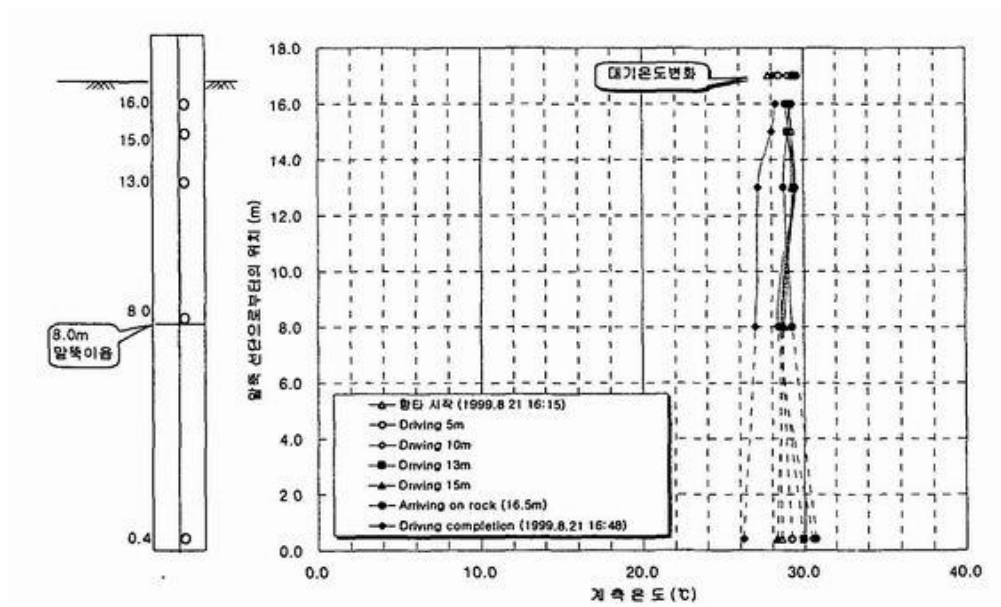


그림 9.17 21 번 말뚝 향타시 온도변화

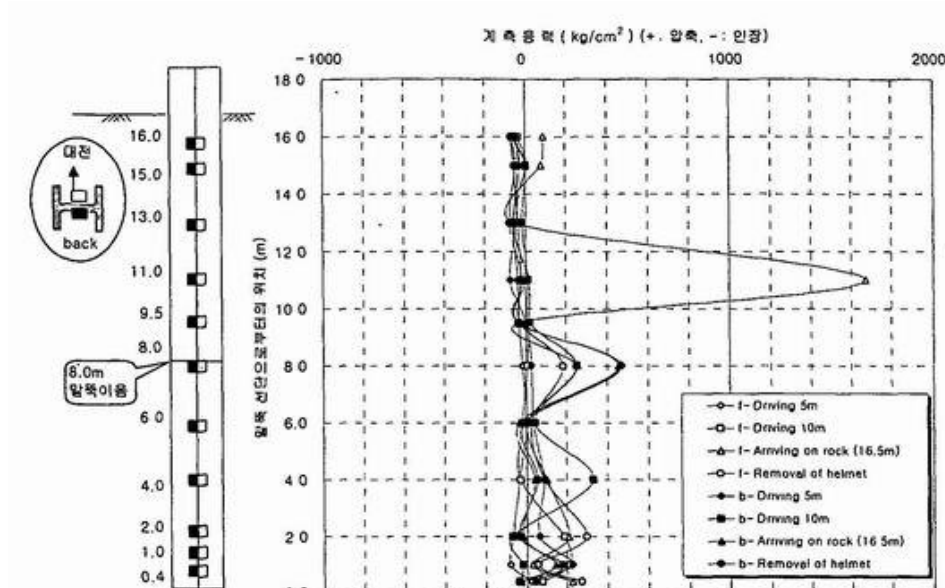


그림 9.18 21 번 말뚝의 향타시 응력변화

9.6 연직정재하시험 계측결과

9.6.1 A2 시험말뚝

그림 9.19 는 A2 시험말뚝의 1 단계 연직정재하시, 계측된 응력의 변화이다. 10m 지점에 설치된 92 번(front sense-blank mark) 스트레인게이지는 그림 9.9 에서 확인할 수있듯이 항타시 과대한 값을 보이더니 재하시험시 재하하중과는 무관하게 값이 변하여 그값은 제하였다. 또한 그림 9.10 의 항타후, 응력변화도에서 보여지듯이 3.5m 지점제 설치한 76 번(back sense-filled mark) 스트레인게이지에 지나치게 큰 값이 읽혔으며, 하중재하의 영향을 잘 반영하지 못하고 있다. 최상부 14D 지점의 게이지는 항타 후에 부착하였다.

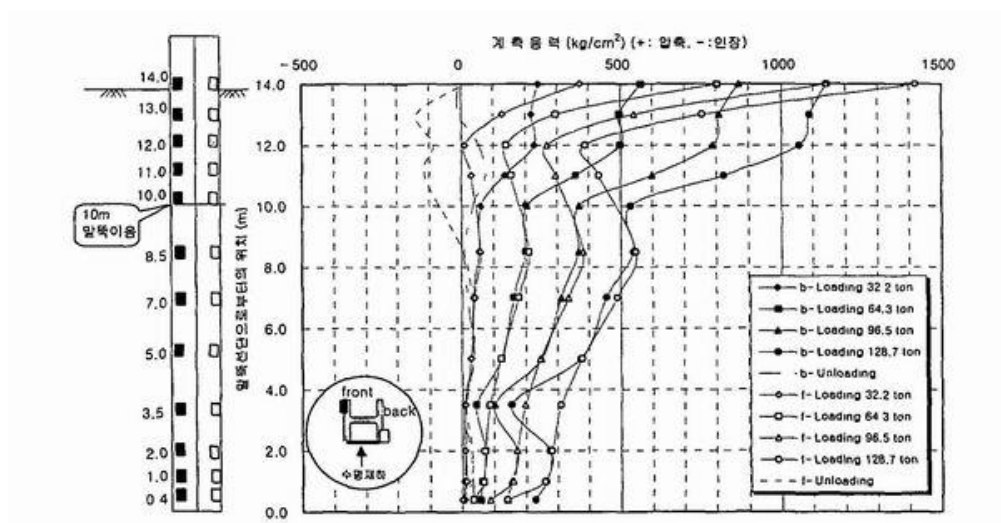
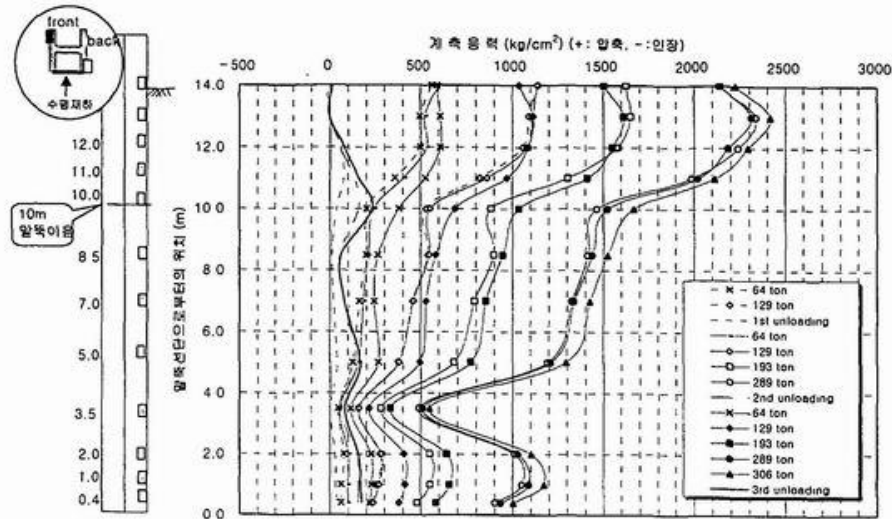
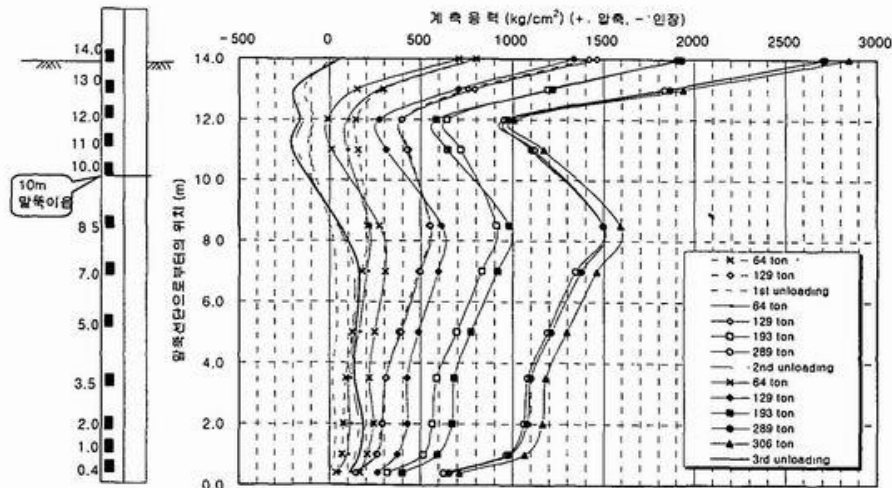


그림 9.19 교대 A2 시험말뚝 1 단계 재하시 응력변화



(a) 73 - 84번 계측결과



(b) 85 - 96번 계측결과

그림 9.20 A2 시험말뚝 3 단계 연직정재하 계측결과

1 단계에서는 128.7ton 까지 재하를 한 후, 제하하였는데, 최상단 두부에 걸리는 응력은 1,144kg/cm²과 1,421kg/cm²이었다. 이들 응력이 말뚝 전단면에 고르게 분포한다고 가정하여 구한 하중은 말뚝의 단면적 134.8cm²를 곱하면 각각 154ton 과 192ton 이다. 양쪽면의 계측값이 모두 최대재하하중보다 큰 값을 보이는 것은 웹에 스트레인이게이지를 부착하여 연직재하시험을 수행한 16 번말뚝의 결과와 비교해 볼 때 H 형강 말뚝의 플랜지 면에 더 많은 응력이 발생한다고 볼 수도 있으나 재하시 편심에 의한 영향일수도 있다.

그림 9.20 에서 우리는 다음 사항을 확인할 수 있다.

- (1) 같은 하중에 대해서 재하 단계가 높아질수록 높은 응력분포를 보인다.
- (2) 제하 후 응력분포는 말뚝선단으로 갈수록 높아지며 재하단계가 증가할수록 그 양상은 더욱

뚜렷해진다.

(3) 73 번-84 번 게이지의 경우 말뚝머리보다 12m 와 13m 지점에 더 큰 응력이 발생하여 볼록한 양상을 보이며 반대로 85-96 번의 경우는 12m 지점이 오목한 양상을 보이며 제하 후 인장응력을 받는 것으로 나타났다. 재하하는 하중이 커짐에 따라 지표면에서 5m 정도의 말뚝길이는 편심이 작용한 것으로 판단된다. 이는 H 형강 말뚝의 항타관입 후, 지중에서는 흙의 진동다짐에 의해 구속응력(confined pressure) 증가때문에 재하하중의 증가에 의해서도 말뚝의 편심이 발생하지 않는다. 하지만 지표면으로부터 4.5-4.9m 정도 즉, H 형강 말뚝의 웹과 플랜지 면 사이의 함몰부분에 채운 모래는 재하하중이 증가함에 따라 말뚝의 횡에 전혀 저항을 하지 못하며 이로인하여 말뚝에 인장이 발생하는 것으로 판단된다.

(4) 계측결과 최대응력은 306ton 이 재하되었을 때 96 번 14m 에 설치한 게이지에서 2,849kg/cm² 83 번 13m 에 설치한 게이지에서 2,419kg/cm²이며, 이를 말뚝 단면적을 곱한 하중으로 환산하면 각각 384ton, 326ton 이 된다. 재하하중에 비하여 H 형강말뚝의 플랜지에 걸리는 응력이 상대적으로 큰 것으로 나타나고 있다. 이는 H 형강말뚝의 웹에 게이지를 부착하여 연직정재하시험을 수행한 결과와 비교해 보면 알수 있다.

9.6.2 교대 AI 16 번말뚝 연직정재하시험 계측결과

교량쪽면(f) 6m 지점에 부착된 33 번 게이지는 최초 15ton 재하 후 그 값이 인하지 않는 상태가 되었으며, 선단 0.4m 지점에 부착된 29 번 게이지는 하중의 증감과는 관계없이 응력값이 계속 증가하여 30,000kg/cm²이상의 값이 읽히므로 그 값을 분석에서 제외시켰다. 도로쪽면(b) 13m 지점에 부착된 46 번 게이지의 경우에도 29 번과 마찬가지로 400,000kg/cm²이상의 값이 나타나 분석에서 제외하였다. 46 번 게이지의 경우에는 그림 9.15 과 9.16 에서 확인할 수 있듯이 항타시 말뚝 강재의 항복응력 이상이 작용하였다가 항타 후에는 안정을 찾아가는 것처럼 보였으나, 재항타 이 후로 엄청난 압축, 인장응력이 반복해서 나타나고 있다. 이는 게이지의 파손이라기 보다는 부분적인 소성으로 생각된다. 29 번 게이지의 경우에는 말뚝 설치 후 3 일이 경과하였을 때부터 응력값이 증가하기 시작하였으며, 33 번 게이지는 재하시 잠자기 응력값이 증가하였다.

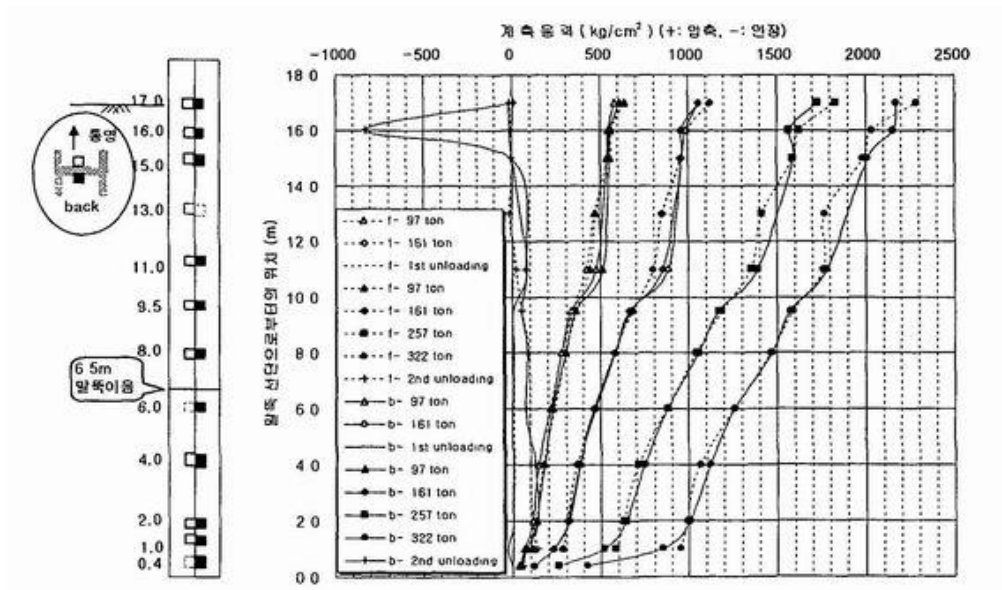
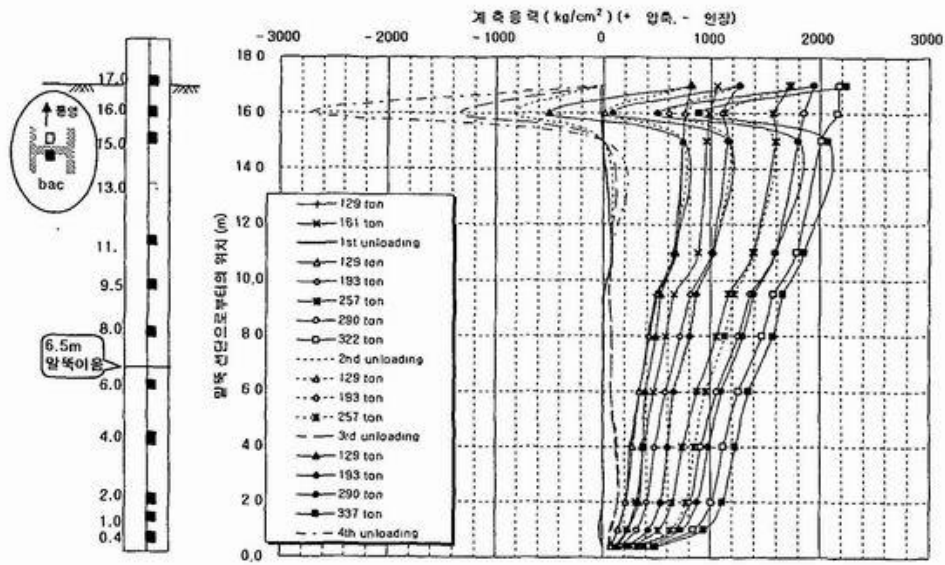
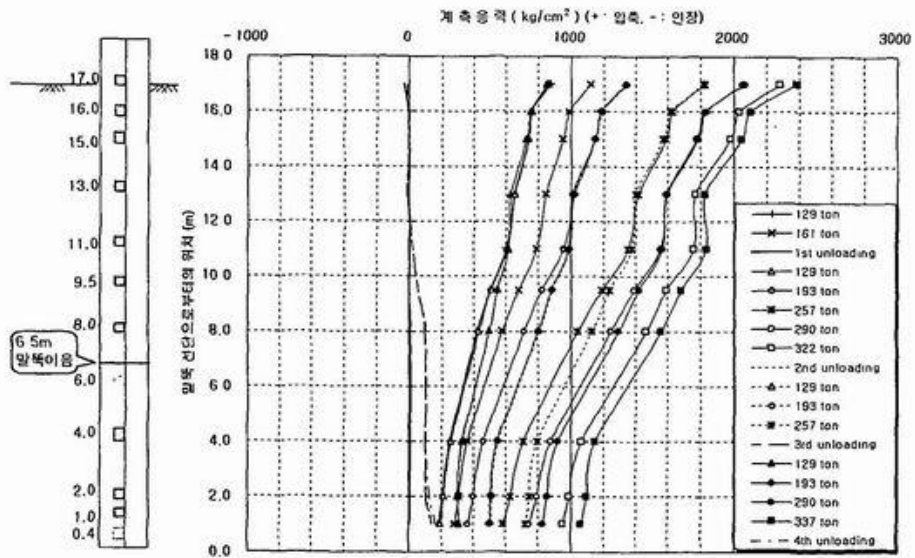


그림 9.21 16 번말뚝 1,2 단계 재하시 응력변화



(a) 39 - 48-1번 계측결과



(b) 29 - 38-1번 계측결과

그림 9.22 16 번말뚝 3 단계 연직정재하 계측결과

그림 9.21 의 1, 2 단계 재하시 응력변화를 볼 것 같으면 웹 양쪽 게이지의 계측값이 큰차이를 보이지 않는다. 그러나 10m 지점부터는 그 차이가 조금 더 커져 말뚝머리부에서는 웹의 양쪽 게이지가 322ton 재하시 100kg/cm^2 이상을 기준으로 말뚝머리부쪽으로 갈수록 값이 차이가 있는 것으로 보인다. 특히 322ton 재하시 16m 지점의 응력이 17.5m 지점의 응력과 비슷해진 Back 지점에 부착된 게이지의 경우 제하 후 상당한 인장응력이발생하는 것으로 나타났는데 그림 9.22 에서 보여지듯이 이후 3, 4 단계의 재하 동안에 이로 인한 지속적인 영향이 나타나는데 항타시 발생한 함몰부분으로 인한 좌굴의 영향이라 판단된다.

그림 9.21 와 그림 9.22 를 통하여 다음과 같은 것을 알 수 있다.

(1) 같은 하중에 대해서 재하 단계가 높아질수록 높은 응력분포를 보이며 말뚝선단부에서 그 증가폭이 크다.

(2) 제하(unloading) 후 응력분포는 말뚝 선단으로 갈수록 높아지며 재하단계가 증가할수록 그 양상은 더욱 뚜렷해진다.

(3) 계측결과 최대응력은 33710n 이 재하되었을 때 1「.5m 에 설치한 48-1 번 게이지에서 2,238kg/cm², 38-1 번 게이지에서 2,387kg/cm²로 나타났으며, 이를 말뚝 단면적을 곱한 하중으로 환산하면 각각 302ton, 322ton 이 된다. 이는 재하점에 비하여 게이지부착지점이 50cm 정도 하부인 것을 생각하면 타당한 결과라 보여진다. 플랜지면에 게이지를 부착하여 연직정재하시 계측한 응력이 하중으로 환산하였을 때 재하하중보다 크게 나타난 것은 상대적으로 웹보다 플랜지에 높은 응력이 발생함을 보여주는 증거라 하겠다.

9.7 수평정재하시험 계측결과

9.7.1 교대 A2 시험말뚝 수평정재하시험 계측결과

A2 시험말뚝에 대해서는 연직정재하시험 후 수평정재하시험이 실시되었다. 1 차시험은 9 월 4 일에 실시되어 16ton 까지 재하하였으며, 2 차 시험은 9 일이 경과한 13 일에 실시되어 25ton 까지 재하하였다. 그림 9.23 에서 볼 수 있듯이 1 차수평정재하시험 후 말뚝상부 8m 이상의 게이지에는 높은 응력이 잔류하고 있으며 9 일 경과 후에는 이 잔류응력이 감소하는 것으로 나타난다. 그러나 3.5m(b)에 부착된 76 번 게이지는 9 일 경과 후에압축응력이 증가하는 것으로 나타났으며, 14m(f)에 부착된 96 번 게이지 역시 압축응력이증가하였다. 76 번의 경우에는 최초 항타 후 10 일이 경과하였을 때도 압축응력이 3600kg/cm²까지 증가하였었다. IOm(f)에 부착하였던 92 번 게이지를 상실함에 따라 back 방향의 최대 응력이 IOm 에서 계측되므로 front 방향의 최대 압축응력을 알 수는 없을 것으로 보인다.

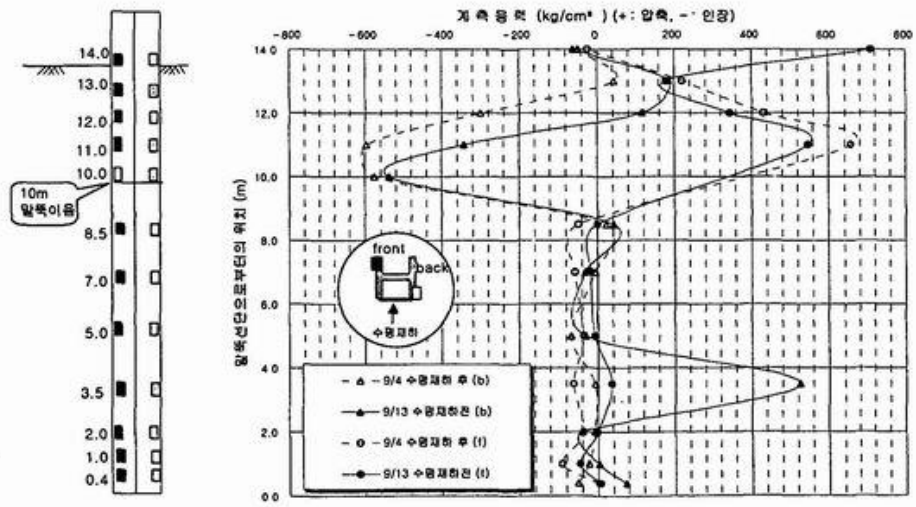


그림 9.23 1,2 차 수평정재하시험 시간경과에 따른 응력변화

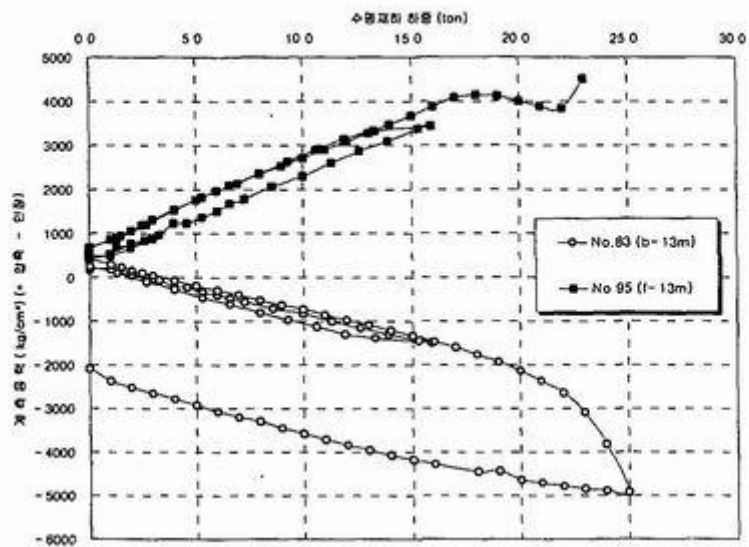


그림 9.24 최대응력발생 게이지의 재하하중별 응력변화곡선

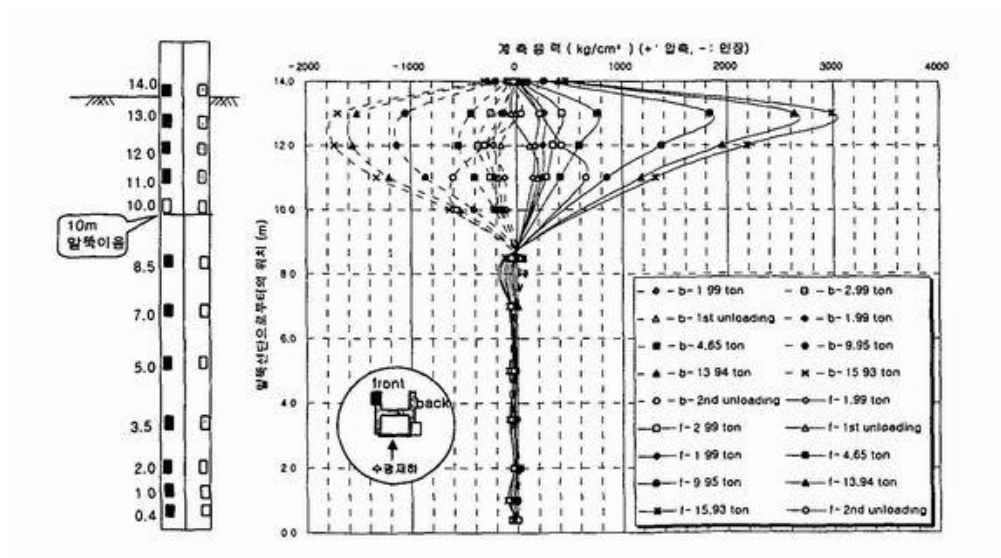
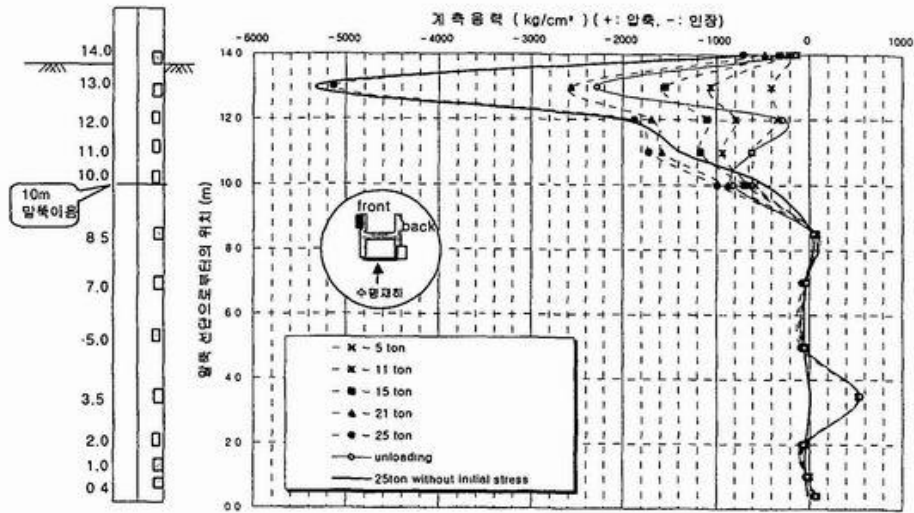
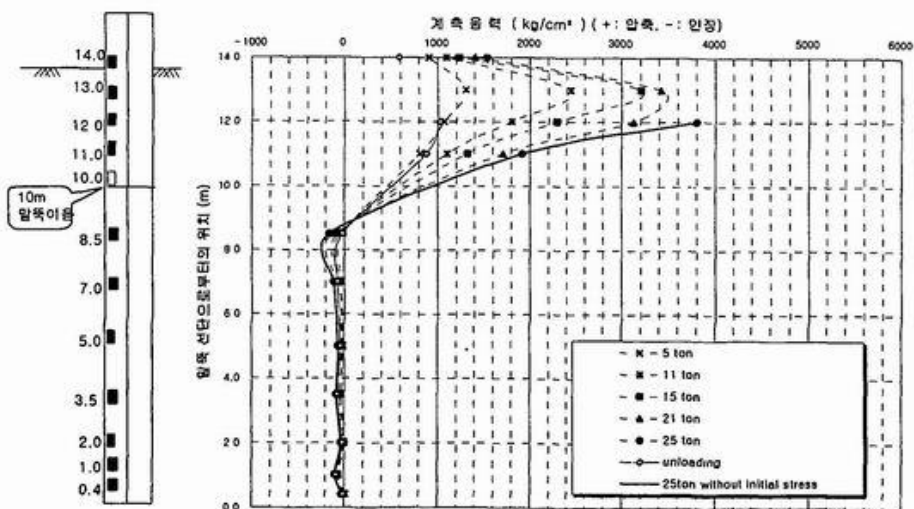


그림 9.25 1 차 수평정재하시험시 응력변화



(a) 73 - 84번(back) 계측결과



(b) 85 - 96번(front) 계측결과

그림 9.26 2 차 수평정재하시험시 계측결과

9.7.2. AI 15 번말뚝 수평정재하시험 계측

15 번 말뚝에 대해서는 3 cycle 로 재하하였으며 게이지는 H 말뚝 플랜지에 대각선으로 부착하였다. 시험말뚝과 달리 웹의 중심에 직접 유압잭이 달도록 하여 재하하는 방법을 사용하였다. 그림 9.27 을 볼 것 같으면 재하시 최대 응력은 16m 지점에서 발생하나재하 후 잔류응력은 그보다 1~2m 정도 아래에서 발생하고 있다.

계측된 응력을 통하여 모멘트를 구하였다. 이 때 재하점의 위치에 따라 front 는 y 를 10.75, back 은 9.25 로 계산하였다.

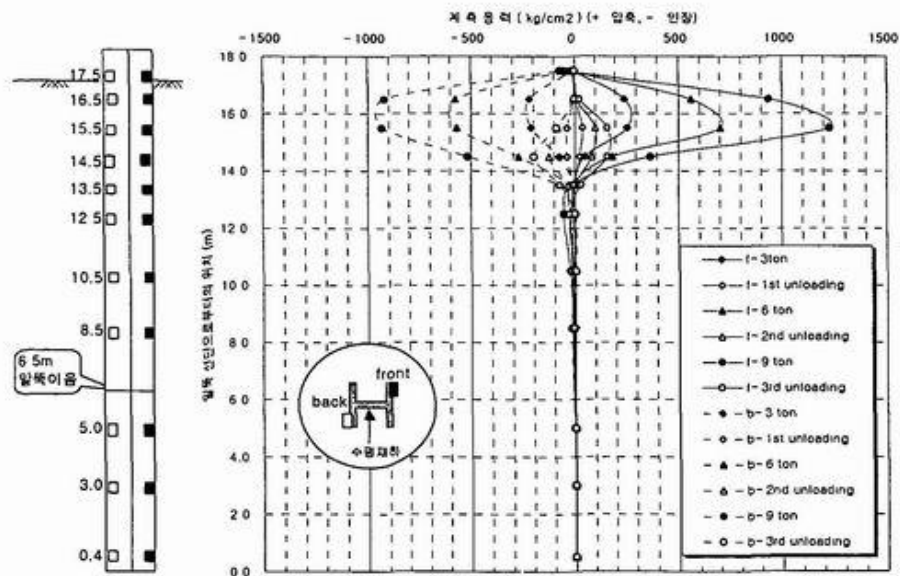


그림 9.27 AI-15 변말뚝 수평정재하시험시 응력변화

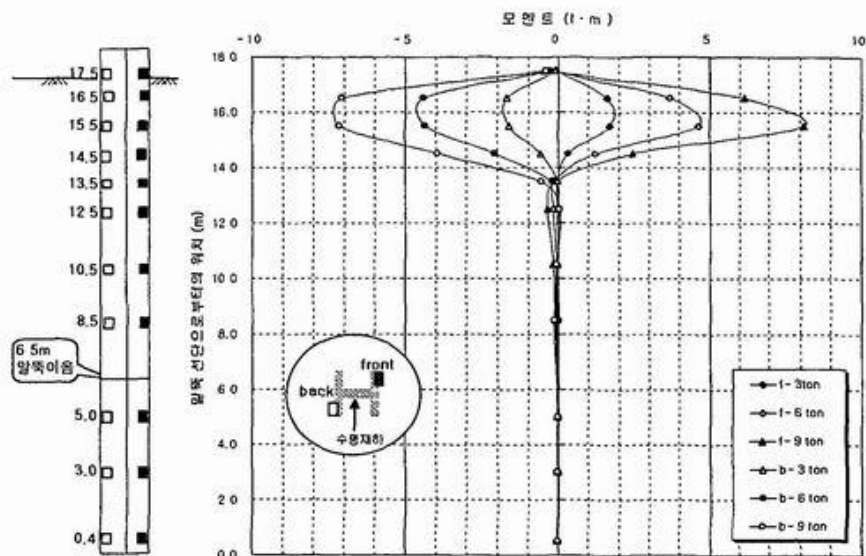


그림 9.28 AI-15 변 말뚝 수평정재하시 계측된 모멘트

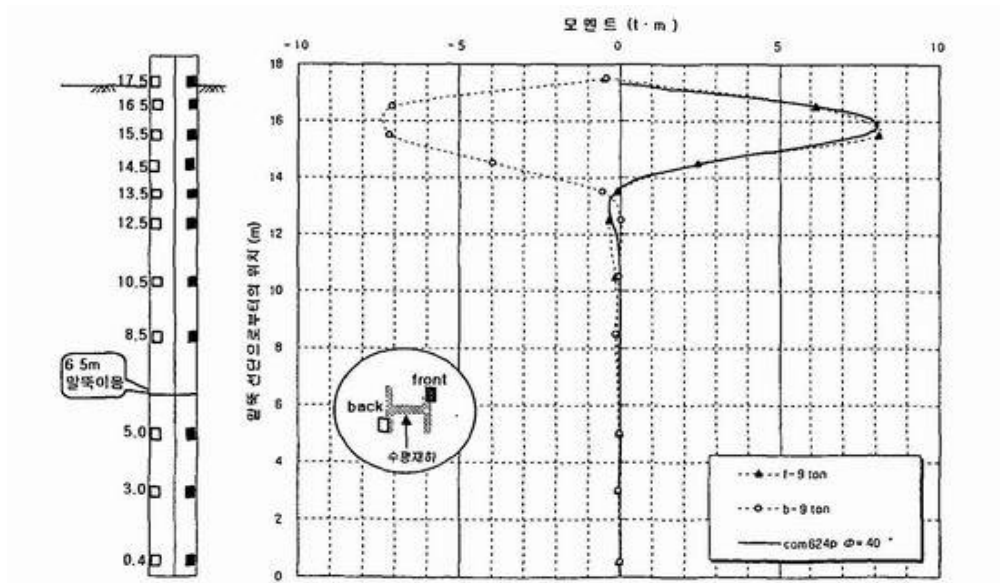


그림 9.29 계측결과와 COM624P 에 의한 계산결과와의 비교

그림 9.29 에서 수평정재하시험의 계측결과와 비선형 말뚝 거동 해석 프로그램인 COM624P 의 해석 결과를 비교해 보았다. COM624P 의 해석조건은 본 현장의 지반조사를 근거로 산출하였다.

1. 말뚝머리 경계조건 : 말뚝머리 자유단(Free Head)
2. 말뚝 머리 하중 재하 : 수평재하 9 톤
3. 말뚝의 제원

- 단면적 : 134cm^2
- 단면2차모멘트 : 7100cm^4
- 탄성계수 : $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- 말뚝의 길이 : 17.4m

4. 성토부 흙의 제원

- 사면각 : 0°
- 흙의 단위 중량 : 2.0 t/m^3
- 점착력 : 0
- 지반반력 계수(k) : 0~15.5m 3.87kg/cm^3
15.5~20m 6.22kg/cm^3
- 내부 마찰각 : 40°

내부마찰각은 A1 성토지반의 표준관입시험에서 구해진 N 치로 아래의 식에 의하여 구하였다.

$$\phi = 15 + \sqrt{15N} \leq 45^\circ \quad N > 5 \quad (\text{도로교시방서}) \quad (9.12)$$

수평지반반력계수는 그림 5.19 의 DMT 실험결과에 의해서 구하였다. 표층에서의 K_d 값에대한 신뢰도가 떨어져 4m 이하 심도의 값을 평균하여 사용하였다.

계측에 의해서 구해진 모멘트와 com624p 에 의해서 구해진 모멘트는 말뚝의 전체에 대해서 비교적 일치하는 것으로 나타나고 있다. 이는 말뚝의 수평거동에 영향을 미치는 상부지반이 성토지반으로 토성이 같은 1 층으로 모델링하는 것이 가능했기 때문이라 판단된다. 그러나 com624p 에서는 성토지반을 사질토로 규정함으로써 사실상 화강풍화토로 성토된 본 현장과는 차이가 있음을 간과해서는 안된다. 특히 내부마찰각을 구함에 있어 실내시험을 통하지 않고 추정식을 사용한 것 역시 불확실성을 증가시키는 요인이 될 수 있다.

수평정재하시험의 계측을 통하여 다음을 알 수 있다.

- (1) 그림 9.25 와 그림 9.27 에서 알 수 있는 바와 같이 최대응력은 지표로부터 1-2m 깊이의 말뚝지점에서 발생하고, 수평하중에 의한 영향은 지표로부터 약 5m 까지 영향을 받는다.
- (2) 수평하중에 의해서 H 형강 말뚝 플랜지에 걸리는 최대응력은 재하점의 위치에 따라차이가 있었으나 그림 9.24 를 볼 것 같으면 약 19 톤 재하시 말뚝재료의 항복응력을 벗어나 소성상태가 나타남을 알 수 있다.
- (3) 그림 9.25 와 그림 9.27 에서 보이는 바와 같이 제하 후 말뚝의 응력분포양상은 재하시보다 2m 하부에 최대응력이 발생함을 알 수 있다.

제 10 장 결론

교량의 유지·관리 시에 많은 문제점을 내포하고 있는 신축이음장치를 제거하고 교량의 상부를 교대에 매입하여 일체로 시공하는 무조인트교량(integral bridge)을 실용화하고자 1997 년부터 1999 년까지 3 개년에 걸쳐서 본 연구를 수행하였다. 경제성 및 시공성이뛰어난 무조인트교량의 기술적인 검토 및 국내형 무조인트교량의 개발을 통한 실용화를위하여 조건이 적합한 1 개 교량을 무조인트교량으로 설계 완료하여 시공 중에 있다. 시공중인 무조인트교량은 대전-통영간 고속도로 건설 구간 13 공구에 위치하는 두동교로 연장 90m, 사각 30°의 3 경간 PSC 빔 교량으로 R=2000 의 미약한 곡률을 가지고 있다. 널구간의 공사기간이 연장됨에 따라 불가피하게 시공이 지연되고 있으나 본 교량은 국내여건에서 순조롭게 건설되고 있다. 현재 교대성토, 교각설치, 교대말뚝 향타, 교대 1 단설치및 PSC 빔의 제작 및 거치가 완료된 상태이며 2000 년에 완공될 예정이다. 또한 이들 교량의 장기거동 파악을 위한 계측이 이루어지고 있으며 추후 2 개년에 걸쳐서 지속적으로계측을 실시할 예정이다.

국내 도로교 설계 및 시공 기준을 최대한 반영하여 본 무조인트교량을 다음과 같이 설계하였다.

1. 교량 상부구조의 온도변화에 의한 교대말뚝의 수평거동을 용이하게 하기위하여 유연성이 뛰어난 H 형강을 교대에 일렬로 배치하였다. 말뚝 본수는 교대당 18 본으로총 36 본이다.

2. 상부구조와 교대의 일체화를 위하여 1 차로 하부교대의 콘크리트 타설하고, 그 상단에 탄성고무판을 놓고 빔을 거치한 후, 빔이 매입되도록 2 차 교대콘크리트를 타설한다.
3. 교대배면의 수동토압을 감소시키기 위하여 폭 1m 의 뒤펀 구간을 두고 입도가 불량한 쇄석을 무다짐으로 포설하도록 하며 배수 및 도로성토재와의 혼입을 방지하기 위하여 부직포를 사용한다. 특히 진동 다짐기의 영향을 고려하여 뒤펀 구간 배면에 1m 폭의 다짐전이대를 설치한다.
4. 교량상부와 교대말뚝 및 접속슬라브가 완전 일체화됨에 따라 온도변화에 따른 교량부의 변위가 도로부로 전달되는 것을 막기 위하여 완충슬라브와 접속슬라브 사이에 30cm 폭의 아스콘채움 cyclic control joint 를 설치한다.
5. 빔치 일체저항 거동을 보장하기 위하여 추가연결철근 및 PSC 빔 단부 가로보 철근을 배근하여 빔의 연속화 교량 공법의 안정성 및 작업성을 확보하였다.
6. 교각부에는 일방향 가동 베어링보다 경제적이고 시공성이 양호한 양방향 베어링을사용하고 교축 직각방향에 발생 가능한 내진 수평력 및 온도신축으로 인한 횡방향변위를 고정하기 위하여 교각 코핑(coping) 상면에 철근을 배근하여 전단블록을 설치한다.

본 무조인트교량의 시공시 거동 특성을 계측하기 위한 계측기의 매설과 현장시험이 이루어졌다. 시공은 말뚝 향타 이전에 교대성토를 실시하며 두동교는 종단선형의 확보를위하여 약 15m 의 교대성토를 필요로 하였다. 교대 성토지반과 양질의 지지층에 대한지반상태를 알아보기 위하여 탄성파탐사, CPR, 표준관입시험, 전자식콘관입시험(CPF),DMT, 점하중시험, 휴대용콘관입시험 등을 실시하였다. 교량 기초로 사용되는 H 형강 말뚝의 연직, 수평지지력 및 하중전이 특성을 파악하기 위하여 변형률게이지를 축방향으로웹의 양면 또는 플랜지의 대각선 방향 양면에 부착하여 재하시험을 수행하였다. 말뚝에부착한 변형률게이지의 보호를 위하여 t 형강을 말뚝에 용접하였으며, 향타시 말뚝에 작용하는 응력변화를 계측하면서 과다한 압축응력이 발생하지 않도록 향타높이를 조절하면서 관입깊이별 동재하시험(EOID)을 실시하였다. 또한 동재하시험을 통한 말뚝 지지력의시간효과(set-up or relaxation effect)를 파악하기 위하여 재향타를 실시하였다. 현장재하시험과 계측결과는 다음과 같다.

1. 두동교 교대 성토지반의 각층에 대해 다짐도와 평판재하시험한 결과, 다짐도와 지반반력계수의 범위는 각각 95.2-98.6%와 16.4-20.4(kg/cm³)이었으며, 성토다짐규정을 모두 만족하였다.
2. 두동교 교대성토지반에 대해 CPT 와 SPT 를 실시하여 N 값을 비교한 결과, CPT 에서산정한 표준관입시험의 구한 N 값은 실제 SPT 의 N 값보다 낮은 값을 보였다.
3. 두동교 교대지반에 대한 탄성파 탐사와 점하중강도시험, 표준관입시험한 결과, H 형강 말뚝의 선단위치의 풍화암에 대한 탄성파 속도는 1140-1400m/sec 사이 이었고, 점재하지수와 이를 환산한 일축압축강도 값의 범위는 각각 0.18-3.53(kg/cm²)와 4.2-84(kg/cm²)이었다. 또한 표준관입시험의 N 값의 범위는 50/10-50/3 사이였다.

4. 도로교표준시방서에 준하여 허용응력과 강도설계법으로 말뚝과 착대기초의 접합부를 검토한 결과, 모두 안전하게 산출되었지만, 강도설계법에 의한 확대기초 콘크리트의 수직지압응력을 만족하기 위해서는 보강뒤편개판을 H 형강 말뚝머리부에 설치하는 것이 합리적이라 생각된다.
5. 동재하시험으로 구한 H 형강 말뚝의 항타관리기준은 해머의 낙하높이는 80cm, 최종관입량은 3.4mm 이하이었고, 락하고 60cm 로 항타를 할 경우에는 쳐중관입량, 2mm 이내 이었다.
6. 시간경과에 따른 지지력 변화를 파악하기 위하여 A1-16, A2-26 번 말뚝에 대해서 재항타를 실시한 결과, A1-16 번 H 형강 말뚝에 대하여 초기항타후 15 일경과후의 허용지지력은 약 10.8% 증가하였고, A2-26 번 말뚝에 대해서는 초기항타후 2 일과 3 일 경과후의 허용지지력은 각각 약 6.5%와 약 10.2% 정도 증가하였다.
7. 교대 A1 과 A2 에서 연직 정재하시험으로 구한 하중-전침하량 곡선에서 하중 및 침하량 기준으로 극한하중과 항복하중을 판정한 결과, 각 기준마다 허용하중의 분포가 상당히 큰 편차를 보였으며, 이들을 산술평균한 값은 교대 A1 에서는 109.9-150.6ton 이고, 교대 A2 에서는 99.2-140ton 이었다. 따라서 국내 최초로 무조인트 교량을 설치한 두동교의 H 형강 말뚝기초의 머리에 작용하는 설계하중은 76ton 이고, 지반의 지지력은 최소 허용지지력이 96.5ton 이므로 말뚝기초는 안전하게 설치되었음을 알 수 있다.
8. 본 수평재하 말뚝머리 조건에서 설계 작용 수평력 3ton 을 가했을 때 말뚝 머리의 변위량은 4.5mm 이고 잔류침하량은 1mm 이었으며, 플랜지에서 발생한 최대응력은 $230 \sim 280\text{kg/cm}^2$ 이었다. 수평하중에 의한 응력변화는 말뚝 상부 약 5m 이내에서 발생하였다.
9. 성토부에 H 형강 말뚝을 항타하였을 때 지표면에서 약 5m 까지의 웹과 플랜지면 사이에 함몰이 발생하였으며, 마른 모래를 채워넣었다. 그러나 수평재하시험 실시 후 잔류변위량이 탄성거동에 비추어 크게 발생하는 것은 이 모래의 영향이 크다고 판단되며, 본 잔류침하량을 최소화하기 위하여 잔류변위량 1mm 보다 큰 2mm 이상의 둥근 자갈의 사용을 검토하는 것이 바람직하다고 판단된다.
10. H 형강 말뚝의 웹 양면과 플랜지의 대각선 방향에 변형률게이지를 부착하고 연직정재하 시험을 수행한 A1-16 번말뚝과 A2 시험말뚝의 계측값을 비교해 본 결과, 말뚝머리에 동일한 하중이 재하되었을 때 H 형강 말뚝의 웹보다 플랜지에서 약 12%정도 더 높은 응력이 발생하였다.
11. A1-15 번말뚝과 16 번말뚝 및 A2 시험말뚝에서 수행된 연직 정재하시험과 수평 정재하시험시 말뚝에 부착한 변형률게이지에서 계측된 값을 비교하면, 연직하중에 비해서 동일한 수평하중 재하시 약 30 배 정도 높은 응력이 발생하는 것으로 나타났다.
12. 무조인트교량의 말뚝은 연직지지력의 확보뿐만 아니라 교량의 신축으로 인한 수평력을 받게된다. 교대 배면토와 말뚝거동의 유기적 조합에 의하여 무조인트교량에서 H 형강 말뚝이 사용될 때 플랜지에서 발생할 수 있는 응력을 고려하여 재질이 선택되어야 하며 말뚝 상부 5m 에 대해서는 시공상의 주의가 필요함을 의미한다.

부 록

제 1 장 공 사 지 침 1.1 개요 대전 - 통영간 고속도로 건설공사 13 공구(안의 - 지곡)에 위치하는 '두동교는 당초독립기초 형식의 벽체식 교대위에 상부구조를 지지하는 베어링과 신축이음 장치를 이용하는 교대 조인트를 가진 3 경간 PSC Beam 교량으로 설계되었다. 이와 같은 교량을 공사비 절감 및 유지관리 측면에서 탁월한 성능을 가진 새로운 교량 공법인 일체식 교대 교량 (또는 무조인트 교량 ; integral abutment bridge, 이하 "일체식 교량")으로 설계 변경을 실시하였다.

본 '공사 지침'은 기존 설계 교량이 일체식 교량으로 설계 변경됨에 따라 설계시 적용된 특성과 시공시 요구되는 필수조건에 대하여 기술하였다. 제안된 일체식 교량의 대다수 공정은 원설계 교량과 동일한 재료 및 시공방법의 적용으로 건설이 가능하다. 그러나 일체식 교량의 구조적 특성상 완벽한 설계와 시공을 위하여 사용된 소수의 추가재료와 시공 중 준수하여야 하는 필수사항이 존재하므로 본 특기시방서를 작성하였다. 시공전 본 시방서 내용에 대한 완벽한 이해와 공사시행 중 특별사항 준수가 절대적으로 필요하다.

1.2 일체식 교량의 설계특성 일체식 교량의 가장 중요한 설계특성은 상부구조(super structure)가 교대 지점부와연결(또는 "일체로") 시공되는 것이다. 그러므로 온도변화로 발생하는 상부구조의 신축변위를 처리하기 위하여 사용되었던 교대 신축이음장치(expansion joint)는 기존 교량에서와 같이 교량 구조물의 교대부에 존재하지 않고 도로부의 접속 슬래브 끝단에 위치하게 된다. 이를 "Cyclic Control Joint"라 한다. 일체식 교량으로 시공됨에 따라 얻어지는가장 큰 장점은 교량의 구성 요소중 누수가 발생하기 쉬우며 교량의 사용수명을 단축시키는 원인이 되는 상부 바닥판의 신축이음 장치를 교량으로부터 분리, 제거함으로써 기존 교량과 비교시 공용수명을 최대한 보장할 수 있다는 점이다. 교량 상부구조를 교대부와 연결하여 설계, 시공함에 따라 교대부는 상부구조의 온도신축 이동량을 충분히 흡수처리 할 수 있는 유연성(flexibility)을 필요로 한다. 필요한 교대부의 유연성은 교대를지지하는 일렬 수직 H 형강 말뚝을 사용함으로써 확보할 수 있다.

온도 신축변위에 대한 교대와 접속 슬래브의 저항(resistance)은 상부구조에 종방향 저항력을 발생한다. 정적인 하중조건 및 여름철 온도에 의한 신축변위로 인하여 교대부와접속 슬래브에 발생하는 저항은 상부구조에 압축력을 유발하게 되므로 이를 수용하기 위하여 상부구조로 사용되는 프리스트레스트 콘크리트 빔(prestressed concrete beam 이하"PSC Beam")은 보강 철근이음(lap splice)을 사용하여 종방향으로 일체성을 확보하도록하였다.

또한 일체식 교량으로의 설계변경은 교대의 신축이음 장치와 이동 베어링의 제거를 의미하며 이를 대체하는 비보강 패드(plain elastomeric bearings pad)가 PSC Beam 거치를위하여 사용된다.

전술한 내용은 일체식 교량으로의 설계변경에 따른 설계특성을 기술한 내용이다. 원설계 교량과 상이한 일체식 교량의 각 구성 요소와 관련된 시공조건 및 주의사항은 다음과 같다.

1.3 토공 시공 조건 토공작업과 관련하여 적용되는 시방기준은 한국도로공사의 "고속도로 전문시방서"의 규정을 적용함을 원칙으로 하며 그 외의 시공 관련사항은 관련 시방서 및 지침서의내용을 참조하도록 하며 감독원의 승인을 득한 후 적용한다.

A. 교대 성토 작업 : 교대 성토부의 안정성(stability) 확보 및 성토하중으로 인한변위 및 침하(shifung and consolidation)현상에 의하석 발생 가능한 교대와 교량의 변위를 방지하기 위하여 교대부의 성토작업은 말뚝항타작업 전에 완료하도록 한다. 즉, 말뚝항타작업 전 가능한 최대의 성토(preloading)를 실시하여 지반안정을 얻도록한다. 그러므로 교대성토 작업과 관련하여 아래 사항을 적용한다.

Station 3+450 과 Station 3+640 구간에 설치되는 교량 양측의 성토부는 양측 교대기초저면으로부터 1m 상단 높이까지 성토작업을 실시한다. 교대와 교대말뚝 설치를 위한작업은 위에 명시된 교대부 성토작업이 완료되기 전까지 실시할 수 없다.

또한 교대부 성토작업 완료후와 교대 말뚝항타 작업전, 성토작업의 이상유무 확인을위하여 최소 30 일간의 대기기간(waiting period)을 갖도록 한다. 대기기간 중 성토부의이상유무에 대한 확인방안으로 교대, 교각 및 성토부에 기준점을 설정한 후 측량 관측작업을 실시한다. 관측작업 중 교대 및 교각 변위가 확인되면 즉시 작업공정을 중지하고이를 감독원에게 보고하여야 한다. 이후의 작업공정은 발생한 변위에 대한 충분한 기술검토를 완료한 다음 감독원의 승인을 득한 후 실시한다.

B. 성토부 다짐 : 성토구간의 다짐은 사전에 시험성토를 실시하여 다짐장비, 다짐방법 및 시공관리체제 등을 검토하여 효율적인 다짐을 유지하도록 하며 다짐이 완료된 후에는 "고속도로 전문시방서"에 의한 다짐도 측정을 실시하여 합격한 후 다음 층의 성토작업을 실시 한다.

일체식 교량에서 성토 및 다짐작업은 일반 교량의 성토 및 다짐작업시 보다 철저한 시공과 완벽한 품질관리를 실시하여야 한다.

C. 교대 뒷채움 및 배수 : 일체식 교량에서는 온도신축으로 발생하는 상부구조의변위로 인하여 교대는 도로 성토부에서 반복적으로 이동하게 된다. 교대의 변위로 인한 뒷채움재의 변위조절과 교대 벽체에 작용하는 토압을 감소시키기 위하여 뒤채움재는 입상 뒷채움재(granular backfill)를 사용하며 또한 뒷채움재의 원활한 배수를 유도하기 위한 장치가 필수적이다. 따라서 뒷채움재는 자연 또는 쇄석을 사용하며 배수가 용이한재료(free draining)를 사용한다. 교대 뒷면 단부에 직경 200mm 유공관을 배출구가성토면에 위치하도록 설치한다. 유공관의 재질은 일반적으로 아연도강관을 사용하는것이 원칙이나 뒷채움 다짐에 대한 충분한 강도가 확보될 경우 감독원의 승인하에 플라스틱재를 사용할 수 있다. 성토부 다짐은 1 층 완료후의 두께는 20cm 이하, 다짐 다짐도 95% 이상, 평판재하시험에 의한 지반반력계수(k_{30}) 값은 15kg/cm³이상을 만족하여야 한다.

입상의 뒷채움재와 유공관의 재료조건은 재료 특기시방서에 명시하였다. 또한 시공상세와 관련된 사항은 도면에 명시하였다.

교량에 작용하는 토압을 조절하기 위하여 적용되는 시공사항은 아래와 같다.

PSC Beam 이 거치되는 교대 교좌면 시공 조인트 높이 이상의 교대 뒷움은 바닥판콘크리트 타설 후 감독원의 입회한 실내 시험결과 충분한 강도가 확보된 후에 시행하도록 하며 반드시 감독원의 사전승인을 얻어야 한다. 교대 뒷움은 반드시 교량의 양쪽교대(A1, A2)에서 동시에 같은 높이가 되도록 시공하여야 한다.

뒷움재의 재료특성 및 시공품질은 일체식 교량의 구조거동 특성상 일반교량의 교대뒷움재와는 다르게 교량 전체 구조계에 직접적인 영향을 미치므로 철저하고 완벽한 품질관리로 시공이 이루어지도록 한다.

1.4 말뚝(Pile) A. H 형강 말뚝 품질 : 일체식 교량에서 사용하는 H 형강 말뚝의 품질은 KS f4603 의 규정에 따라 사용상 해로운 결점이 없어야 하며 화학성분, 항복점, 인장강도 및신장율은 KS D 3515 규정에 따르는 품질을 확보하여야 한다. 기타 H 형강 말뚝의 제원은 한국표준규격에 준하며 반드시 열간압연 제품을 사용하도록 한다.

B. 말뚝형식 및 항타작업 : 온도변화에 의한 상부구조의 신축 이동량을 처리하기위하여 사용되는 교대 지지용 H 형강 말뚝은 필요한 유연성(flexibility)을 확보하기 위하여 일렬로 시공한다. 이때 H 형강 말뚝은 복부판(web)이 교량온도 이동 방향과 수직이되도록 설치한다(온도신축 이동 방향에 대하여 약축으로 시공).

말뚝햄머 ; 교대에 사용되는 지지말뚝을 설치하기 위한 햄머는 항타 작업전 감독원의승인 후 결정하도록 한다.

지지말뚝(Bearing P 핀 e) : 교대성토 완료 후 30 일 이상이 경과하여 감독원이 성토 사면의 안정성을 확인한 후 말뚝을 항타한다. 말뚝항타와 해석은 감독원의 승인을 얻어 '고속도로 전문시방서'에 준해서 실시하여야 한다.

C. 말뚝 선단보강(Pile Point) : 말뚝 항타작업 중 혹은 말뚝이 기반암에 안치시발생할 수 있는 손상 가능성을 최소화하기 위하여 말뚝 선단보강을 실시한다. 말뚝선단보강(Pile Point)은 말뚝 선단 보강 생산업체 혹은 첨부 1 의 도면 및 설계도면에 명시된바와 같이 보강판을 사용하여 제작한다.

D. 말뚝 이음(Pile Splice) : H 형강 말뚝의 이음은 충분한 강도를 확보하기 위하여 전단면 용입흡용접(맞대기이음)을 사용하며 아래 사항을 준수한다.

말뚝이음은 전단면 용입흡용접(full penetration butt weld)으로 용접연결한다. 용접작업에 적용되는 사항은 '고속도로 전문시방서'의 용접규정을 준수한다. 말뚝 몸체에 필요한 용접이음의 수와 교대기초 저면 5m 이내의 용접이음은 가능한 최소로 하여야 한다.

말뚝이음 용접작업은 지상면에서 최소 1.5m 위에서 실시한다.

또한 이음시 말뚝의 길이는 최소 3m 이상이 되도록 한다.

모든 말뚝용접 이음부는 비파괴검사인 초음파 탐상시험(UT • ultrasonic test)을 실시한다. 추가로 용접 이음부는 최소 50 회의 항타 작업에 대한 관찰 및 기록을 실시하며 관찰 결과, 말뚝용접 이음부에 육안에 의한 이상이 발견되지 않은 경우 용접이음은 이상이없는 것으로 판단한다.

1.5 교좌장치(Bearing) 일체식 교량에 사용되는 탄성받침은 KS f 4420 규정을 만족하는 비보강패드(합성고무로만 제작된)와 강재 보강 탄성받침을 사용하며 교각 베어링은 한국도로공사 표준도의 강재 보강 탄성받침을 사용한다.

A. 교각 베어링 : 교각 베어링은 모두 양방향 이동 베어링(movable bearing)을 사용하며 한국도로공사의 표준도에 명시된 것과 동일하거나 또는 이 규정에 상응하는 탄성받침을 사용하도록 한다.

B. 포대 베어링 : 교량의 안정성(bridge stability)은 교대 연결지점부의 지반에 의하여 성취되므로 일체식 교대에는 고정(fixed) 베어링이 필요하지 않다. 그러므로 교대 상단벽체의 콘크리트 타설전 측, 교대 1 차 콘크리트 타설 상단면에 PSC Seam 의 거차되는위치에 비보강패드가 사용된다. 비보강패드는 보강재가 없는 순수 Elastomeric 패드를의미하며 사용 재질은 한국도로공사의 규정 및 KS 『 20 의 요구조건을 만족하여야 한다. 이에 관련된 제원은 도면에 명시하였다.

1.6 PSC Beam A. 추가 철근 : 한국도로공사의 표준 PSC Beam 의 설계내용은 변경하지 않았으나교각부에서 PSC Beam 간의 종방향 연결 및 PSC Beam 과 교대와의 연결시공을 위하여가로보 등 연결 철근상세가 변경·보강되었다. 변경 또는 추가 철근에 관한 내용은 설계도면에 상세히 명시하였으며 PSC Seam 제작시 추가철근은 이에 따라 배근하도록 한다.

B. PSC Beam 의 배치 : 교각 위의 PSC Beam 을 연속화하기 위하여 교각에서 각 PSC Beam 이격거리는 100mm 에서 250mm 로 변경하여 설계되었으며 이에 따른 PSCBeam 의 배치와 교량의 선형계획이 수정되어 설계되었다. PSC Beam 의 배치는 교각 위의 Beam 단부에서 상대적 치수를 이용하여 배치하였다.

1.7 상부 바닥판 상부 바닥판의 철근 배근은 원 설계의 내용을 변경하지 않았으나 상부 바닥판과 교대벽체 상부를 연결하기 위한 추가철근을 배근 하였다.(설계도면 참조).

1.8 교대 각 교대는 상행선과 하행선의 독립적인 구조 거동을 확보하기 위하여 교대와 교대사이의 두께 10mm 의 Neoprene Sponge 를 설치하도록 한다. 사용재료는 재료 특기시방서에 명기된 사항을 만족하여야 한다.

1.9 접속 슬래브 접속 슬래브는 한국도로공사 표준도면 상세와 동일하나 온도신축 변위로 발생하는교대변위가 접속 슬래브를 통하여 바르게 전달되도록 하기 위하여 몇 부분의 내용을 개선하였다. 아래 내용은 접속 슬래브의 표준도에 추가절으로 개선된 사항이다.

A. 교대 연결부 : 교대와 접속 슬래브의 이상적인 일체 연결을 보장하기 위하여 표준도상의 Dowel Bar 는 25mm 철근을 이용하였다. 개선된 접속 슬래브 연결철근은 접속슬래브 하단에 참하가 발생할 경우 강한 인장철근 역할을 하도록 설계되었다.

B. 접속슬래브와 완충슬래브 연결상세 : 일반적으로 접속슬래브는 완충슬래브에 Dowel 철근으로 연결되어 있으나 일체식 교량에서는 접속슬래브와 완충슬래브 접속부 사이에 온도변위를 처리하기 위하여 Cyclic Control Joint 를 설치하였다.

C. 접속슬래브 하부 바닥면 : 온도에 의한 신축이동시 발생하는 접속슬래브 바닥면과 뒷움재 및 보조기층과의 마찰을 최소화하기 위하여 접속슬래브 바닥과의 접촉면은 매우 고른면(smooth surface)을 갖도록 하며 또한 폴리에틸렌 재질의 분리막(polyethylene sheet)을 다음 방법에 따라 시공하여야 한다.

접속슬래브와 접촉되는 노면은 규정에 따라 다짐을 실시하고 마찰이 작도록 고른(smooth)면을 갖도록 시공한다. 이같이 처리된 도로 노면의 전 폭과 길이에 투명하고 깨끗한 폴리에틸렌 재질의 분리막(polyethylene sheet) 2 겹을 접속슬래브 콘크리트 타설직 전에 설치 한다.

D. 폴리에틸렌막(Polyethylene Sheet)의 설치

접속슬래브 하면에는 폴리에틸렌 재질의 분리막을 설치한다. 폴리에틸렌막의 기능은 다음과 같다.

교대와 일체로 시공된 상부구조와 접속슬래브의 외기온도 및 습도 변화에 따른 신축변위 거동이 원활하도록 뒷움재 상면, 보조기층 면과 접속슬래브 하부접촉면의 마찰저항을 감소시키기 위하여 폴리에틸렌 재질의 분리막을 설치한다.

분리막 재질 및 시공법은 아래 방법을 준수한다.

분리막의 재질은 폴리에틸렌을 사용한다. 폴리에틸렌 막은 접속슬래브 타설 직전에설치하여야 하며 손상이 발생하지 않도록 각별한 주의를 요하여 시공한다. 폴리에틸렌막의 겹이음폭은 300mm 이상이어야 하고 강우시 우수가 막 아래로 스며들지 않도록 겹이음을 하도록 한다.

E. 접속슬래브 콘크리트 타설 : 접속슬래브 콘 3 리트 타설시 외기온도가 하강하여 접속슬래브가 수축되면서 발생할 수 있는 인장균열을 방지하기 위하여 다음 시공 절차를 준수한다.

접속슬래브의 콘크리트 타설은 하루 중 온도변화가 가장 작은 시점에 실시하며 콘크리트 타설은 도로부에서 교량 상부구조 방향으로 실시한다. 또한 콘크리트 타설은 하루중 대기온도가 최고점에 도달하기 4 시간 전에 끝내도록 한다.

1.10 Cyclic Control Joint 온도신축에 따른 교량의 변위를 허용하기 위하여 접속 슬래브와 이동성이 없는 도로부(non-moving roadway)를 분리하여 상호간의 독립적인 거동을 확보하기 위하여 접속슬래브와 완충슬래브 사이, 도로 및 연석 사이에 아스팔트 콘크리트를 충전하여 온도신축이동을 처리하도록 Cyclic Control Joint 를 설치한다. Cyclic Control Joint 및 상부포장면에

미세한 균열이 발생할 수 있으며 특히, 겨울철 외기 온도가 하강함에 따라 균열이 발생할 수 있다.

Cyclic Control Joint 의 채움재는 일반도로포장에 사용하는 재료와 동일한 아스팔트 콘크리트를 사용하도록 한다. 채움재의 다짐규정은 현장 마찰시험법에 의한 최소 96%의 밀도이어야 한다.

1.11 시공절차 요약 일체식 교량으로 설계 변경된 두동교의 전체적인 시공절차는 다음과 같다.

1. 교대부 성토를 시공지침 내용에 따라 실시한다. 성토 완료 후 말뚝항타 작업까지 최소 30 일간의 대기기간을 갖도록 한다.
2. 말뚝과 교대구체 공사를 위한 작업을 실시한다. 교각과 교대 1 차 시공이음(PSC Beam 의 가설면까지)까지 시공한다.
3. 교대 PSC Beam 거치용 교대베어링 패드를 설치하고, 교각베어링을 설치한다.
4. PSC Beam 거치후 교각 베어링 설치에 필요한 용접작업을 실시한다.
5. 바닥판 콘크리트 타설 순서에 따라 중간 가로보를 시공한다.
6. 각 지간내의 중앙 바닥판 콘크리트 타설을 실시한다.
7. 교대 상부벽체와 교각 가로보 시공, 나머지 바닥판 콘크리트 타설을 실시한다.
8. 양쪽 교대 뒷채움 작업을 동시에 실시한다. 접속슬래브와 완충슬래브 하단에 설치되는 받침슬래브(sleeper slab)를 시공한다.
9. 접속슬래브를 시공한다. 이때 하루 중 기온이 상승되기 전 매우 이른 시간에 콘크리트를 타설한다.
10. 나머지 공사를 실시한다.(교량난간, Cyclic Joint, 기타).

제 2 장 재료 특기 시방 2.1 개요 대전 - 통영간 고속도로 건설공사 13 공구(안의 - 지곡)에 위치하는 '두동교'는 당초독립기초 형식의 벽체식 교대위에 상판을 지지하는 베어링과 신축이음장치를 이용하는 일반 조인트교량으로 설계되었다. 이와 같은 교량을 공사비 절감 및 유지관리에 있어서 탁월한 성능을 가진 새로운 교량공법인 일체식 교대 교량(또는 무조인트 교량 ; Integral Abutment Bridge, "이하 일체식 교량")으로 설계 변경을 실시하였다.

일체식 교량으로 설계변경을 실시함에 따라 일반 조인트 교량에서 사용하는 재료 이외의 추가적인 재료의 사용이 필요하게 되었다. 본 공사에 사용되는 추가 재료에 적용되는 사항은 아래와 같다.

2.2 성토 재료 본 공사에 사용되는 교대부 성토재료 사항은 한국도로공사의 "고속도로

전문시방서(토목편)"에 의한다.

2.3 교대 뒷채움(Granular Backfill at Abutment) 교대 뒷채움재(Granular backfill)는 입도분포가 양호한 둥근 자갈, 골재 및 고로 슬래그가 사용가능하며 뒷채움재의 입도력포는 Ho.2(50mm)체를 100%통과하면서 9.5mm 체를 30% 통과하고 No.8(2.36mm)체를 10%통과하는 입도분포를 만족하여야 한다.

KS F 2507 에 따른 황산나트륨 안전성 시험을 통하여 건전도 손실이 12%이상 진행되지 않은 재료를 사용하여야 한다.

교대 뒷채움재는 도면에 표기된 바와 같이 시공한다. 뒷채움부의 최상단은 도로부에서 교축 직각방향으로는 날개벽까지 또는 교대 제방부 사면 경사내에서 슬래브 하면과일치하도록 한다.

뒷채움 다짐시 Roller 로 다짐을 할 수 없는 곳은 소형 Rammer 를 사용하여 소요 다짐도를 확보하도록 한다. 뒷채움재의 다짐도는 평판재하시험에 의한 지반반력(k_{30}) 값이 15kg/cm³이상인 경우 만족한 것으로 한다.

기타 뒷채움과 연관된 사항은 한국도로공사의 관련 규정에 따르며 감독원의 승인을 득한 후 사용토록 한다.

2.4 H 형강 말뚝(H-Piles) 기존 조인트(원 설계) 교량에서 사용된 강관말뚝을 대신하여 일체식 교대 두동교는 H300×305×15×15 의 SWS 490A 압연 H 형강 말뚝을 사용한다. H 형강 말뚝의 품질 및제원은 KS F 4603 의 규정에 따라 사용상 결점이 없어야 하며 SWS 490A 압연강재의 화학 성분, 항복점, 인장강도 및 신장율은 KS D 3513 에 규정에 따르는 품질을 확보하여야한다. 이외의 사항은 한국도로공사의 규정에 의거한다.

2.5 교각 보강 탄성받침(Pier Elastomeric Bearing) 교각에 사용되는 탄성받침의 재질은 KS F 4420 을 만족하면서 한국도로공사의 규정을 만족하는 강재 보강 탄성받침을 사용한다.

2.6 교대 베어링(Abutment Bearing) 교대 베어링의 재질은 비보강 순수 Neoprene(50 durometer, 합성고무, 교량 지지용탄성받침)패드를 사용하며 한국도로공사의 탄성받침(elastomeric bearing) 규정을 만족하는 재료를 사용한다.

2.7 교대 뒷채움 배수(Abutment Drainage) 교대 뒷채움 토압 감소를 위하여 뒷채움부에는 배수시설로 지름 200mm 의 유공관(perforated drainage pipe)과 무공관(non-perforated drainage pipe)을 사용한다. 배수관의 정확한 위치는 설계도면을 참조하며 재질은 한국도로공사 규정을 만족하는 아연도 강관을 사용하는 것을 원칙으로 한다. 단, 다짐에 대한 충분한 강도 확보가 가능한 경우감독원의 승인하에 플라스틱재를 사용할 수 있다.

2.8 교대 베어링 끼움패드(Abutment Bearing Shim Pad) 교대 베어링 끼움패드는 PSC Seam 의 교대 가설 위치면에서 교대 베어링 만을 사용하여 종, 횡방향의 적절한 높이 및 경사를 정확히 확보하기 어려운 경우 교대 베어링패드의 정확한 위치를 확보하기 위한 조절용 끼움패드로서

아래 조건을 만족하는 Preformed Soaring 패드를 사용한다. 교대 베어링의 종, 횡방향의 높이 및 경사 확보를 위하여 사용되는 끼움패드의 재질은 Preformed Bearing 패드이며 미국 Fabreeka International사에서 생산되는 베어링 '패드의 성능과 동등성을 보유하는 재료를 사용토록 한다. fabreeka Intemaonal, POBox210, 1023 Tumpile Street, Stoughton, Hassachusetts 02072.

2.9 교대 조인트 채움재(Butment Joint filler) 교대 중앙 조인트 채움재는 대전방향(상행)과 통영방향(하행)의 교대의 독립적인 거동을 위하여 설치된다. 조인트 채움재는 도면에 나타낸 바와 같이 교대사이 분리공간에설치된다. 조인트 채움재는 다음과 같은 조건을 만족하여야 한다.

네오프렌 스폰지(neoprene sponge) 재질의 조인트 채움재는 미국 Rubatex 사의 생산제품 또는 이와 동등의 성능을 가진 20 혹은 10mm 두께의 견고하고, Closed Cell Neoprene Sponge 를 사용한다. 조인트 채움재는 콘크리트 1 차 타설면에 접착재를 사용하여 견고하게 고정을 시킨 후 반대편 접촉면에는 콘크리트 타설면과 조인트 채움재의접착을 방지하기 위하여 접착방지 재료를 도포하여 시공한다. 각 교대의 전체 길이와 높이에 대하여 대전방향(상행) 혹은 통영방향(하행)구조물에 견고하게 밀착하여 시공한다.

2.10 폴리에틸렌막(Polyethylene Sheet) 접속슬래브 하단면에는 1.2mm 두께의 폴리에틸렌막(polyethylene sheet)을 2 겹으로 설치한다. 폴리에틸렌 막은 접속슬래브 바닥면과 뒷채움재 상면 또는 보조기층면과의 마찰저항을 감소시켜 상부구조와 접속슬래브의 온도신축 변위를 원활하게 하고 접속슬래브 타설시 콘크리트 모르타르의 손실을 방지하며 보조기층면이나 뒷채움재에 있는이물질이 콘크리트에 혼입을 방지하기 위하여 설치된다.

2.11 받침 슬래브 유공관(Perforated Drainage Pipe at Sleeper Slab) 받침슬래브가 설치된 후 사용 중 Cyclic Control Joint 부에 발생 가능한 균열을통하여 유입 가능한 노면 침투수를 원활히 배출할 수 있도록 지름 150mm 인 유공관을도로 종단구배를 고려하여 높이(elevation)가 낮은 방향에 설계도면과 같이 매설한다. 유공관의 재질은 교대 뒷채움부에 매설되는 유공관과 동일한 재질을 사용하도록 한다.

2.12 PSC Beam 철근 이음 본 공사지침서에 기술된 바와 같이 교각에서 PC Beam 간의 구조적 연결을 확실히확보하기 위하여 도로공사 표준 PSC Beam 에 추가 연결 철근을 배치하였다. 철근 이음방법과 단부에 배치되는 추가 철근의 위치는 도면에 표기한 바와 같다.

부록 B. com624p 계산결과 AI 15 번말뚝

PILE DEFLECTION, BENDING MOMENT, SHEAR & SOIL RESISTANCE

I N P U T I N F O R M A T I O N

- THE LOADING IS STATIC
- PILE GEOMETRY AND PROPERTIES

PILE LENGTH = 1730.00 L
MODULUS OF ELASTICITY OF PILE = .210E+04 F/ L**2
1 SECTION(S)

X	DIAMETER	MOMENT OF INERTIA	AREA
L	L	L**4	L**2
.00	30.000	.710E+04	.135E+03
1730.00			

- SOILS INFORMATION

X-COORDINATE AT THE GROUND SURFACE = .00 L
SLOPE ANGLE AT THE GROUND SURFACE = .00 DEG.

2 LAYER(S) OF SOIL

LAYER 1
THE LAYER IS A SAND
X AT THE TOP OF THE LAYER = .00 L
X AT THE BOTTOM OF THE LAYER = 1550.00 L
VARIATION OF SOIL MODULUS, k = .387E+01 F/ L**3

LAYER 2
 THE LAYER IS A SAND
 X-AT THE TOP OF THE LAYER = 1550.00 L
 X AT THE BOTTOM OF THE LAYER = 2000.00 L
 VARIATION OF SOIL MODULUS, k = .622E+01 F/ L**3

DISTRIBUTION OF EFFECTIVE UNIT WEIGHT WITH DEPTH
 4 POINTS

X, L	WEIGHT,LBS/ L**3
.00	.20E-02
1550.00	.20E-02
1550.00	.20E-02
2000.00	.20E-02

DISTRIBUTION OF STRENGTH PARAMETERS WITH DEPTH
 4 POINTS

X, L	C,LBS/ L**2	PHI,DEGREES	E50
.00	.100E-03	40.000	-----
1550.00	.100E-03	40.000	-----
1550.00	.000E+00	40.000	-----
2000.00	.000E+00	40.000	-----

- FINITE DIFFERENCE PARAMETERS
 - NUMBER OF PILE INCREMENTS = 100
 - TOLERANCE ON DETERMINATION OF DEFLECTIONS = .100E-03 L
 - MAXIMUM NUMBER OF ITERATIONS ALLOWED FOR PILE ANALYSIS = 100
 - MAXIMUM ALLOWABLE DEFLECTION = .10E+03 L

- INPUT CODES
 - OUTPT = 1
 - KCYCL = 1
 - KBC = 1
 - KPYOP = 1
 - INC = 2

THE NUMBER OF CURVE IS = 2

THE NUMBER OF POINTS ON EACH CURVE = 17

DEPTH BELOW GS L	DIAM L	PHI	GAMMA LBS/ L**3	A	B
30.00	30.00	40.0	.2E-02	2.11	1.54
	Y		P		
	L		LBS/ L		
	.000		.000		
	.042		4.838		
	.083		9.675		
	.125		14.513		
	.167		18.031		
	.208		19.263		
	.250		20.331		
	.292		21.281		
	.333		22.139		
	.375		22.925		
	.417		23.651		
	.458		24.328		
	.500		24.963		
	1.125		34.203		
	31.125		34.203		
	61.125		34.203		
	91.125		34.203		
DEPTH BELOW GS L	DIAM L	PHI	GAMMA LBS/ L**3	A	B
60.00	30.00	40.0	.2E-02	1.48	1.05

Y L	P LBS/ L
.000	.000
.042	9.675
.083	19.350
.125	29.025
.167	35.946
.208	38.673
.250	41.053
.292	43.180
.333	45.110
.375	46.885
.417	48.532
.458	50.071
.500	51.519
1.125	72.617
31.125	72.617
61.125	72.617
91.125	72.617

----- *** -----

• PILE LOADING CONDITION

LATERAL LOAD AT PILE HEAD = .900E+04 F
 APPLIED MOMENT AT PILE HEAD = .000E+00 L- F
 AXIAL LOAD AT PILE HEAD = .000E+00 F

X	DEFLECTION	MOMENT	TOTAL	SHEAR	SOIL	FLEXURAL
L	L	L- F	STRESS LBS/ L**2	F	RESIST LBS/ L	RIGIDITY F- L**2

.00	.160E+01	.000E+00	.000E+00	.900E+04	.000E+00	.149E+11
34.60	.123E+01	.306E+06	.647E+03	.834E+04	.404E+02	.149E+11
69.20	.886E+00	.564E+06	.119E+04	.631E+04	.735E+02	.149E+11
103.80	.587E+00	.737E+06	.156E+04	.354E+04	.860E+02	.149E+11
138.40	.347E+00	.808E+06	.171E+04	.569E+03	.881E+02	.149E+11
173.00	.171E+00	.775E+06	.164E+04	-.243E+04	.840E+02	.149E+11

207.60	.573E-01	.643E+06	.136E+04	-.486E+04	.460E+02	.149E+11
242.20	-.530E-02	.456E+06	.964E+03	-.552E+04	-.497E+01	.149E+11
276.80	-.312E-01	.273E+06	.577E+03	-.481E+04	-.334E+02	.149E+11
311.40	-.350E-01	.129E+06	.272E+03	-.346E+04	-.422E+02	.149E+11
346.00	-.281E-01	.339E+05	.717E+02	-.206E+04	-.377E+02	.149E+11
380.60	-.184E-01	-.163E+05	.345E+02	-.936E+03	-.270E+02	.149E+11
415.20	-.973E-02	-.343E+05	.724E+02	-.200E+03	-.156E+02	.149E+11
449.80	-.375E-02	-.333E+05	.704E+02	.176E+03	-.653E+01	.149E+11
484.40	-.409E-03	-.243E+05	.513E+02	.295E+03	-.766E+00	.149E+11
519.00	.985E-03	-.141E+05	.299E+02	.269E+03	.198E+01	.149E+11
553.60	.123E-02	-.618E+04	.131E+02	.185E+03	.264E+01	.149E+11
588.20	.966E-03	-.131E+04	.276E+01	.100E+03	.220E+01	.149E+11
622.80	.581E-03	.962E+03	.203E+01	.378E+02	.140E+01	.149E+11
657.40	.266E-03	.155E+04	.327E+01	.230E+01	.677E+00	.149E+11
692.00	.711E-04	.131E+04	.276E+01	-.121E+02	.190E+00	.149E+11
726.60	-.204E-04	.816E+03	.172E+01	-.140E+02	-.573E-01	.149E+11
761.20	-.459E-04	.383E+03	.809E+00	-.104E+02	-.135E+00	.149E+11
795.80	-.399E-04	.105E+03	.222E+00	-.579E+01	-.123E+00	.149E+11
830.40	-.247E-04	-.282E+02	.595E-01	-.227E+01	-.794E-01	.149E+11
865.00	-.113E-04	-.659E+02	.139E+00	-.268E+00	-.379E-01	.149E+11
899.60	-.300E-05	-.572E+02	.121E+00	.534E+00	-.104E-01	.149E+11
934.20	.799E-06	-.349E+02	.738E-01	.638E+00	.289E-02	.149E+11
968.80	.177E-05	-.154E+02	.326E-01	.458E+00	.664E-02	.149E+11
1003.40	.147E-05	-.349E+01	.737E-02	.239E+00	.569E-02	.149E+11
1038.00	.845E-06	.172E+01	.363E-02	.816E-01	.339E-02	.149E+11
1072.60	.342E-06	.283E+01	.598E-02	-.185E-03	.142E-02	.149E+11
1107.20	.581E-07	.218E+01	.460E-02	-.273E-01	.249E-03	.149E+11
1141.80	-.526E-07	.118E+01	.248E-02	-.264E-01	-.233E-03	.149E+11
1176.40	-.676E-07	.422E+00	.892E-03	-.165E-01	-.308E-03	.149E+11
1211.00	-.469E-07	.257E-01	.544E-04	-.720E-02	-.220E-03	.149E+11
1245.60	-.227E-07	-.109E+00	.230E-03	-.154E-02	-.110E-03	.149E+11
1280.20	-.667E-08	-.110E+00	.232E-03	.832E-03	-.331E-04	.149E+11
1314.80	.755E-09	-.682E-01	.144E-03	.126E-02	.385E-05	.149E+11
1349.40	.269E-08	-.290E-01	.613E-04	.912E-03	.140E-04	.149E+11
1384.00	.220E-08	-.578E-02	.122E-04	.451E-03	.118E-04	.149E+11
1418.60	.119E-08	.353E-02	.746E-05	.133E-03	.652E-05	.149E+11
1453.20	.415E-09	.494E-02	.104E-04	-.158E-04	.233E-05	.149E+11
1487.80	.249E-10	.339E-02	.716E-05	-.546E-04	.143E-06	.149E+11
1522.40	-.940E-10	.156E-02	.329E-05	-.452E-04	-.554E-06	.149E+11
1557.00	-.845E-10	.337E-03	.711E-06	-.245E-04	-.672E-06	.149E+11
1591.60	.438E-10	-.154E-03	.326E-06	-.661E-05	-.358E-06	.149E+11
1626.20	.134E-10	-.210E-03	.444E-06	.126E-05	-.113E-06	.149E+11
1660.80	.758E-12	-.121E-03	.256E-06	.285E-05	.652E-08	.149E+11

1695.40	.520E-11	-.340E-04	.718E-07	.184E-05	.458E-07	.149E+11
1730.00	.664E-11	.000E+00	.000E+00	.000E+00	.599E-07	.149E+11

- COMPUTED LATERAL FORCE AT PILE HEAD = .90000E+01 F
- COMPUTED MOMENT AT PILE HEAD = .00000E+00 L- F
- COMPUTED SLOPE AT PILE HEAD = -.10723E-01
- THE OVERALL MOMENT IMBALANCE = .999E-10 L- F
- THE OVERALL LATERAL FORCE IMBALANCE = -.110E-08 F

OUTPUT SUMMARY

PILE HEAD DEFLECTION = .160E+01 L
 MAXIMUM BENDING MOMENT = .808E+06 L- F
 MAXIMUM TOTAL STRESS = .171E+04 LBS/ L**2

 NO. OF ITERATIONS = 11
 MAXIMUM DEFLECTION ERROR = .943E-04 L

S U M M A R Y T A B L E

LATERAL LOAD (F)	BOUNDARY CONDITION BC2	AXIAL LOAD (F)	YT (L)	ST (L/ L)	MAX. MOMENT (L- F)	MAX. STRESS (LBS/ L**2)
.900E+04	.000E+00	.000E+00	.160E+01	-.107E-01	.808E+06	.171E+04

도 서 정 보

1. 연구보고서 번호 : 도로연 99-47-7	2. 도서목록번호 :	3. 수령번호:	
4. 제 목 : 무조인트교량 실용화 연구	5. 발간년월일 : 1999년 12월		
	6. 연구수행기관명 코드		
7. 연구담당자와 소속연구실 김성환, 박영호, 정경자, 지반연구실 정국영	8. 연구보고서 발간번호		
9. 연구수행기관 또는 부서 한국도로공사 도로연구소	10. 사업분류코드		
	11. 계약 또는 인가번호		
12. 연구제안 부서 또는 기관명 도로연구소	13. 연구기관과 보고형태		
	14. 연구의뢰 기관명 코드		
15. 기타사항			
본 연구과제는 교량의 유지·관리시에 많은 문제점을 내포하고 있는 신축이음장치를 제거한 무조인트교량의 실용화를 목적으로 하고 있다. 본 연구를 통하여 국내에서 일반적으로 사용되는 도로교의 특성을 고려한 무조인트교량의 설계를 완료하여 현재 공사가 진행중에 있다. 유연성 확보를 위하여 일렬의 H말뚝과 교대 배면의 수동토압 감소를 위하여 입도가 큰 쇄석을 무다짐으로 1m 폭으로 포설하도록 하였으며, 아스팔트콘크리트 채움의 cyclic control joint 와 교각부 전단블럭을 설치하였다. PC Beam 무조인트교량의 성공적인 시공을 위하여 일반교량과 다른 무조인트교량의 시공 절차 및 재료의 특성을 요약한 공사지침 및 재료특기시방을 작성하여 현장실무자들이 공사에 참고할 수 있도록 하였다. 교대성토 지반의 지반정수 획득을 위하여 SPT, CPT, DMT시험 등을 수행하였으며 H말뚝의 연직 및 수평지력과 하중전이 파악을 위하여 현장재하시험을 수행하였다. 본 교량은 시공시 장기거동 파악을 위한 계측기가 매설되어 향후 2년간 장기계측이 수행될 예정이다.			
17. 키워드		18. 발행부서 및 배포구분	
19. 비밀구분	20. 비밀페이지	21. 총페이지 : 404	22. 가격

INFORMATION

1. Report No. : 99-47-7	2. Accession No. :	3. Receipt No. :	
4. Title and Subtitle : Performance of Integral Abutment Bridge		5. Report Date : 1999. 12.	
		6. Performing Organization Report No.	
7. Researchers Kim, Sung-hwan, Park, Young-ho, Jung, Gyung-ja Jung, Gook-young		8. Performing Organization Report No.	
9. Performing Organization Name or Department Korea Highway Corporation		10. Work Unit Code	
		11. Contract or Grant No.	
12. Sponsoring Agency Name and Address		13. Type of Report and Period Coverd	
		14. Sponsoring Agency Code	
15. Supplementary Note			
An integral abutment bridge of which the girders are fixed at the stub-type abutment is under construction in Daejeon-Tongyoung highway line, which is about 90m-long PSC Beam concrete bridge. It was designed to modify the usual bridge with expansion joint to integral bridge. One row H piles were used for abutment piles and coarse material were used for backfill material not being compacted. In addition a cyclic control joint filled with Asfalt-concrete and shear block were applied in this bridge. The constructional instruction which explains the procedure and characteristics of construction of an integral bridge and reference of special materials used for an integral bridge are written for engineers. SPT, CPT, and DMT were conducted to obtain the soil properties of abutment embankment and pile load tests were conducted to evaluate bearing capacity and load transfer. The measuring system are installed while constructing in this bridge and the long term behavior of integral bridge will be measured for 2 years.			
17. Key Words		18. Circulation and Distribution Statement	
19. Security Classification	20. Security Page	21. No.of Page:404	22. Price

참 고 문 헌

건설도서 편집부 , , **말뚝기초의 설계** pp.11-34 , 서울 , 건설도서 , 1988

건설도서 편집부 , , **철근콘크리트의 새로운 계산도표** pp.55-84 , 서울 , 건설도서 , 1989

건설부 , , **도로교표준시방서** pp.1155-1165 , 서울 , 1983

건설부 , , **철근콘크리트 표준시방서** pp. 130-131 , 서울 , 1990

건설부 , , **철근콘크리트 설계편람** pp.476-478 , 서울 , 1990

건설부 , , 도로교표준시방서 pp.1143-1147 , 서울 , 1992

건설부 , , 도로교표준시방서 p.124 , 서울 , 1996

건설부 , 대한토목학회 , , 구조물 기초 설계기준 1997

권병두 , 민경덕 , 서정희 , , 응용지구물리학 pp.516-537 , 우성문화사 , 1988

박종배 , 임해식 , 조천환 , 박용부 , 고강도 H 형강 말뚝의 지지력특성 및 항타관입성에 관한 연구 , '98 가을 학술발표회 논문집 pp.199-206 , 한국지반공학회 , 1998

이명환 , 홍헌성 , 조천환 , H 말뚝의 실무적용을 위한 연구 , H 말뚝 기초공법 학술 세미나 pp.39-111 , 1997

사단법인 대한토목학회 , , 건설교통부제정 도로교표준시방서 pp.65-67 , 1996

설계/시공 및 유지관리편

신민호 , 이선복 , 남옥현 , 지하매설물 탐지를 위한 지반투과레이더 탐사현장 모형시험연구 , 한국자원공학회 특별심포지움 논문집 pp.175-195 , 1995

홍헌성 , 이명환 , 조천환 , 이원재 , 홍천복 , 동재하시험을 이용한 항타시공관리 적용사례 , '96 가을학술발표회 논문집 pp.357-362 , 한국지반공학회 , 1996

김용필 , 정경완 , 송용선 , , 지반공학시험법 및 응용 pp.487-495 , 세진사 , 1997

대한주택공사 , 강원산업주식회사 , 인천제철주식회사 , , 고강도 H 형강 말뚝의 지지력특성연구 pp.99-120 , 대한주택공사 부설 주택연구소 , 경기도 , 1998

대한주택공사 , , 고강도 H 형강 말뚝의 지지력특성 연구 대한주택공사 , 1998

대한토목학회 , , 도로교표준시방서 p.668 , 건교부 , 서울 , 1996

박영호 , 김경석 , 김성환 , 전한철 , 이기홍 , 새로운 강관말뚝 머리보강 방법 , '98 봄학술발표회 논문집 pp.159-172 , 1998

박영호 , 김성환 , 장용채 , 볼트식 강관말뚝 머리보강 방법 , 한국지반공학회 논문집 vol.14 , no.6 , pp.57-71 , 1998

박영호 , , 지반과 궤도차량의 상호작용에 관한 연구 pp.9-34 , 서울대학교 , 1996

박사학위논문

변동균 , , 철근콘크리트 p.180 , 동명사 , 서울 , 1986

편집부 역 , , 말뚝기초의 설계 pp.29-32 , 건설도서 , 1988

최용규 , 정성기 , 권오균 , 개단강관말뚝의 하중전이실험에 관한 연구 , 대한토목학회지 제 18 권 , 제 4 호 , pp.241-250 , 1998

한국도로공사 , , 고속도로전문시방서 pp.4-20~4-23 , 1998

한국도로공사 , , 고속도로 건설공사 표준도 1997

I-271

한국도로공사 , , 도로설계요령 vol.2 ,

한국지반공학회 , , 깊은기초 pp.300~317 , 서울 , 구미서관 , 1997

한국지반공학회 , , 깊은기초 pp.304-332 , 1993

지반공학시리즈

파일테크(주) , , H 말뚝의 실무적용을 위한 연구(I) 강원산업(주) , 1997

신방웅 , , 고강도 H 말뚝의 지지력 특성연구 인천제철(주) , 1999

선창국 , , 자가굴착식 프레스미터 시험을 이용한 점성토 지반의 변형 특성 연구 서울대학교 대학원 , 1998

공학석사학위논문

조성민 외 , 효율적 지반조사를 위한 차량 탑재형 시스템의 구축 , 한국지반공학회 가을학술발표회 논문집 1998

AISI , **Integral Abutment for Steel Bridges , Highway Structures Design HandBook** vol.II , 1996

Chap.5

Alan A. Soltani , Anant R. Kukreti , **Performance Evaluason of IntegralAbuoent Bridges , TRR 1371** pp.17-25 ,

ASTM D 1143-81 , **Standard Test Method for Piles under Static Axial CompressiveLoad , American Society for Testing and Materials** vol.4 , no.8 , pp.195-205 , 1992 , Philadelphia ,

ASTM , , **Annual book of ASTM STANDARDS 1996** vol.04.08, 04.09 , 1996

Baguelin, F. , lezequel, J.F , Shields, D.H , **The Pressuremeter and Foundation Engineering , Trans Tech Publications** 1978

Bowles, J.E. , , **Foundation Analysis and Design** McGraw-hill , 1988

Burke, Marsn P. , **Bridge Approach Pavements, Integral Bridges, and Cycle-Control Joints , TRR 1133** pp.54-65 ,

Burke, Martin P. , , **Bridge Approach Pavements, Integral Sridges and Cycle Control Joints** pp.1-37 , 1987

TR5's 66th Annual Meeting

Burke, M. p. Jr , **Bridge Deck Joint , NCHRP Synthesis of Highway Practice 141** TRB , Washington D.C , 1989

Burke, M.p., Jr. , **Integral Sridge: Attributes and Limitations , TRR 1393** 1993

Burke, M. p., Jr , , **Semi-integral Bridge: Movements and forces** 1994

TRB's 73rd Annual meeting

Cambridge Insitu , Working instructions , , **Cambridge self boring pressuremeter (SBP-MPX Type XD)** Part.I , 1997

Campanella, R.C , Jackson, S. , , **Operations manual; UBC field vane test system** 1990

Campanella, R.G. , Robertson, p.K. , , **Flat plate dilatometer testing: research and development. Soil Mech. Report 68** Univ. of British Columbia , 1983

Campanella, R.C , Robertson, p.K , **Recent Developments in Instrumentation of soils** , Proc. of XI ICSMFE vol.2 , pp.849-854 , 1985

Charles W. Reefer , Shashi Moorthy , **Thermal Movements in Bridges** , TRR1290 pp.135-151 ,

Choi, Y. , O'Neil, M.W. , **Soil Plugging and Relaxation in Pipe Pile During Earthquake Motion** , Journal of Geotechnical and Environment Engineering vol.123 , no.10 , pp.975-982 , 1997

Clarke, B.G. , **Pressuremeters in Geotechnical Design** , Blackie Academic & professional 1955

Federal Highway Administration , **The flat dilatometer test** , Pub. No.FHWA-SA-91-044 1992

Das, B.M. , , **Principles of foundation engineering 3rd** pp.484-516 , PWS Publishing Company , 1995

Davis Poulos , , **Pile foundation Analysis and Design**

Federal Highway Administration , , **Manual on Design and Construction of Driven Pile Foundations** 1984

Griemann, L.F. , Wolde-Tinsae, A.M , **Design Model for Piles in Jointless Bridge** , J. Struct. Engrg vol.114 , no.6 , ASCE , 1988

GRL Associates, Inc , , **DFI annual conference in Raleigh** 1998 , NC ,

GRL Associates, Inc , , **CAPWAP User Manual** 1996

Hawkins, P.G. , Mare, R.J , Mathieson, W.G , Wood, D.M. , **Pressuremeter Measurement of Total Horizontal Stress in Stiff Clay** , Proc. 3rd Int. Symp Pressuremeter pp.321-330 , Oxford , 1990

Hota Ganga Rao , Hemanth Thippeswamy , Barrf Dickso , Jason Franco , **Survey and Design of Integral Abutment Bridges** , Workshop on integral Abutment Bridges pp.11-13 , 1988

Mushes, J.M.O , Wroth, C.P. , Windle, D. , **Pressuremeter Tests in Sands** , Geotechnique pp.455-477 , 1977

IDOT , **Design of Integral Bridges** , FHWA Planning Review 1994

James, L. , Jorgenson , **Behavior of Abutment Piles in an Integral Abutment in Response to Bridge Movements** , TRR 903 pp.72-79 ,

Lam, I.P , Martin, G , **Seismic Design of Highway Foundations:Vol11, Design Procedures , Report FHWA/RD-86/102** pp.122-167 , FHWA Research Development Technology , Mclean,Va , 1986

Lee, W.C , Lee, I.M , Yoon, S.J. , Choi, Y.J , Kwon, J.H. , Townsend,. F.C. , Hussein, M , Mcvay, M.C , , **Boaring Capacity Evaluation of the Soil-Cement Injected Pile using CAPWAP** pp.409~419 , Florida , 1996

The Fifth International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles

Likins, G.E. , Rausche, F. , Thendean, G , Svinkin, M. , Townsend, F.C. , Hussein, M , Mcvay, M.C , , **CAPWAP Correlation Studies** pp.447~464 , Florida , 1996

The Fifth International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles

Marchetti, S , Crapps, D.K , , **Flat dilatometer manual** 1981

M.J Tomlinson , **Pile Design and Construction Practice , A Viewpoint Publication** 1970

Mounir, R. Kamel , Joseph, V. Benak , Maher, K. Teadros , Mostafa Jamshidi , **Prestressed Concrete Piles in Joints Bridge , PCI Journal** 1996

NAVFAC , , **Design Manual 7.1**

Ohio Department of Transportation , , **Bridge Design Manual** 1996

Roy.E.Hunt , , **Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation** McGraw-Hill , 1986

Samuel G. Paikowsky , John E. Regan , John J. McDouell , **A simplified Field Method for Capacity Evaluation of Driven Piles , FHWA-RD-94-042** pp.9-55 , 1994

Smith, E.A.L , **Pile-Driving Analysis by the Wave Equation , Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division** vol.86 , pp.35-61 , 1960

Proceedings of the American Society of Civil Engineers

SM4,

Soltani, A. ,A , Kukreti , **'Performance Evaluation of Integral Abutment Bridges , Transportation Research Record 1371** pp.19-20 , TRB , 1992

Tomlinson, M. J. , , **Pile Design and Construction Practice** pp.280~281 , London , E & FN SPON , 1994

US Department of Transportation Federal Highway Administration , , **Wave Equation Analysis for Piles** pp.14~47 , Arlington , 1980

US Army Corps of Engineers , **Design of Pile Foundations Settlement Analysis , Engineer Manual** pp.421-4-3 , 1991

EM 1110-2-2906,

U.S. Dept. of Transportation , **Design and Construction of Driven Pile Foundations , Workshop Manual** 1996

Vesic', A.S , **Design of Pile foundations** , NCHRP Synthesis of Highway Practil42 pp.8-31 , 1977

Winterkom,H.F. , Fang,H.Y , , **Foundation Engineering Hand book** Van NostrandReinhold Co , 1975

Wroth, C.P , **The interpretation of in-situ soil tests** , Gfotechniau vol.34 , no.4 , pp.449-489 , 1984

본 연구는 한국도로공사 도로연구소에서 수행한 연구성과물로서 정부와 공사의 정책이나 견해와는 관계없으며, 공사의 승인없이 연구내용의 일부 또는 전부를 다른 목적으로 이용할 수 없습니다.

발행처: 한국도로공사 도로연구소

우편번호 : 461-380

주소 : 경기도 성남시 수정구 금토동 293-1

전화 : 02)2230-4656

FAX : 02)2230-4683

발행월 : 1999년 12월