

KR E-03080

Rev.9, 28. March 2025

전철주의 건설과 설계

2025. 03. 28



국가철도공단

REVIEW CHART

개정 번호	개정 일자	개정사유 및 내용(근거번호)	작성자	검토자	승인자
0	2008.11.12	철도전철전력설비 시설지침 제정 (국토부→공단 이관, 제정) (기준탐-2757호, '08.11.12)	유향복 이해원	이시용 김도원	강창호
1	2010.02.10	철도전철전력설비시설지침 전면개정 (기준심사처-269호, '10.02.10)	김동철 박순달 조성희	유승위 김도원	김영국
2	2011.12.01	철도전철전력설비설계지침 제정 (국토부 기준관리 체계 부합화) (설계기준처-373호, '11.12.01)	최석호 이해원 조성희	석종근 양인동	김영우
3	2012.12.05	설계기준체계 전면개정 (설계기준처-3537호, '12.12.05)	이해원	석종근 김은태	김영우
4	2015.06.29	설계지침 및 편람 개정 (설계기준처-1813, '15.06.29)	이해원	최태수	이동렬
5	2021.02.15	설계지침 및 편람 개정 (기준심사처-483, '21.02.09)	서정원	박창완 구연봉	이종윤
6	2021.12.29	강원본부 종합감사 지적사항 반영 (기준심사처-5043호, '21.12.21)	서정원	이창현 전공준	유성기
7	2023.11.27	관계 법령, 설계기준 등 인용 기준 최신화, 표현방식 변경, 오류사항 수정 등 단순사항 수정 (기준심사처-4429호, '23.11.27)	황재광 이석원	이창현 황석규	김종호
8	2024.11.25	KR CODE 고도화 방안에 따른 전면개정 (심사기준처-3508호, '24.11.22)	황재광 김종욱	백호순 황석규	손병두
9	2025.03.28	공단 건설기준 내실 정비 방안에 따른 개정 (심사기준처-1192호, '25.03.27.)	황재광 김종욱	황석규	박진용

목 차

지침

1. 전주 건식과 설계	1
2. 전주의 기초	2
3. 경사지의 붕괴방지	2
4. 전주의 방호설비	2
5. 철주의 휨과 비틀림	2

편람

해설 1. 전주 건식과 설계	3
1.1 단독지지주의 종별	4
해설 2. 전주의 기초	7
2.1 전철주 기초의 종별과 구성	7
해설 3. 경사지의 붕괴방지	9
해설 4. 전주의 방호설비	10
해설 5. 철주의 휨과 비틀림	11
5.1 철주의 휨 제한	11
5.2 전주의 비틀림 제한	11

참고 1. 단독지지물(전철주)의 설계	13
1.1 단독주의 응력계산	13
참고 2. 전철주 기초의 설계	17
2.1 전철주 기초 설계 일반	17
2.2 개요	17
2.3 전철주기초의 설계조건	17
2.4 강도계산	35
2.5 특수구조의 기초	45
2.6 지지력	52
2.7 앵커볼트 기초	57
2.8 전철주 및 지선기초 콘크리트 압축강도 기준	58
참고 3. 철주의 휨	61



3.1 하중의 적용방법	61
3.2 철주의 휨 계산식	61
참고 4. 철주의 비틀림	75
4.1 H형강주 및 I형강주 비틀림의 계산	75
4.2 가동브래킷2본을 지지하는 H형강주 및 I형강주의 비틀림 계산	79
4.3 고정브래킷을 지지하는 H형강주 및 I형강주의 비틀림 계산	83
RECORD HISTORY	85

경 과 조 치

이 철도설계지침 및 편람(KR CODE) 이전에 이미 시행중에 있는 설계용역이나 건설공사에 대하여는 발주기관의 장이 인정하는 경우 종전에 적용하고 있는 우리공단 “철도설계지침 및 편람”을 그대로 사용할 수 있습니다.

일 러 두 기

- 사용자의 이용 편의를 위하여 책 단위로 구성된 “철도설계지침” 및 “편람”을 국제적인 방식에 맞게 체계를 각 코드별로 변경하였습니다.
또한, 모든 항목에 대한 해설 및 목차역할을 하는 KR CODE 2012, 각 코드별로 기준 변경사항을 파악할 수 있도록 Review Chart 및 Record History를 제정하였습니다.
- 이번 개정된 “철도설계지침 및 편람(KR CODE)”은 개정 소요가 발생할 때마다 각 코드별로 수정되어 공단 EPMS, CPMS에 게시되며 설계적용시 최신판을 확인 바랍니다.
- “철도설계지침 및 편람(KR CODE)”에서 “지침”은 설계 시 준수해야 하는 사항이며, “편람”은 설계용역 업무수행에 편의를 제공하기 위해 작성한 참고용 기술도서로 지침에 대한 해설과 참고자료를 수록하였습니다.

1. 전주 건설과 설계

(1) 전차선로 전주의 건설개이지는 다음 각 호에 의한다.

- ① 전주의 표준 설치위치는 궤도중심으로부터 전주중심까지의 거리는 3m를 표준으로 하되, 현장여건 및 시스템에 따라 가감하여 설치할 수 있다. 단, 건축한계에 저촉되어서는 아니 된다.
- ② 정거장 구내는 3.5m 위치에 설치하는 것을 원칙으로 한다. 다만 현장 여건에 따라 가감하여 설치할 수 있다.
- ③ 승강장 또는 화물적하장에 설치하는 경우에는 그 연단으로부터 1.5m 이상 가급적 멀리 이격한다.
- ④ 캔트(Cant)가 100mm 이상구간의 건설개이지는 내측인 경우 100~200mm 증가하고, 외측인 경우 100~200mm 감 할 수 있다.
- ⑤ 전주는 차막이의 바로 뒤에 설치하여서는 아니 된다. 다만, 부득이한 경우로서 10m 이상 이격하거나 특수한 설비를 하는 경우에는 예외로 한다.
- ⑥ 자동차 등이 통행하는 건널목에 인접하는 전주는 건널목 양측단으로부터 5m 이상 이격하여 설치한다.
- ⑦ 신호기 부근에 설치하는 경우에는 신호투시에 지장이 없도록 고려하여야 한다.
- ⑧ 낙석의 우려가 있는 장소에 설치하는 전주는 방호책을 설치하거나 선로를 건너서 설치하여야 한다.

(2) 단독지지물(전철주)의 설계

- ① 단독지지물의 설계는 철주(강관주, H형강주, 조립철주)를 사용함을 원칙으로 하며, 부득이 한 경우는 콘크리트주를 사용할 수 있다.
- ② 단독지지물은 토공구간과 교량구간에 적용하며, 지지물에 가해지는 적용기온, 풍압, 전선의 하중, 구조물의 하중, 경간, 애자 등의 각종 하중에 대하여 휨이나 변형에 견딜 수 있도록 설계한다.
- ③ 곡선구간에서는 전차선로의 편위와 노반의 캔트, 가동 브래킷의 길이 등을 고려하여 단독지지물의 설치위치를 결정하여야 한다.
- ④ 조립철주의 경우 주재 및 부재, 사재의 응력도를 검토하여 설계한다.

(3) 문형지지물의 설계는 다음과 같이 하여야 한다.

- ① 문형지지물은 단독지지물과 평면빔, V형빔, 4각빔 등으로 구성하고, 단독지지물로 전차선로의 가선이 어려운 경우에 적용한다.
- ② 문형지지물의 길이는 선로의 조건과 전차선로의 가선수, 지형, 구조물 등을 고려하여 결정한다.
- ③ 정거장 홈에 대하여 문형지지물을 적용할 경우 홈지붕의 지지물을 겸용해서 사용하도록 설계한다.



- ④ 문형지지물의 설계시 구조계산을 통하여 구조적 안전성을 검증하여야 한다.

2. 전주의 기초

- (1) 전주의 기초는 그 기초가 부담해야 하는 하중의 크기와 방향, 사용목적, 지형, 토질 등을 충분히 고려하여 기초의 형상 및 크기를 결정하여야 한다.
- (2) 일반기초형 콘크리트 기초는 보통지질 개소의 경우 원형 콘크리트치기를 하고, 하중이 크고 지반이 연약한 개소에는 4각형 기초를 한다. 단, 암반개소는 노반분야 지질조사 보고서 및 현장여건을 고려하여 기초형식을 결정한다.
- (3) 터널·교량 등에 앵커볼트로 고정하는 경우를 제외하고는 콘크리트기초를 한다. 다만, 선로변 배수로에 지장이 되는 경우는 배수로용 특수기초로 할 수 있다.
- (4) 터널 내에는 C찬넬 사용을 원칙으로 하되, 현장여건에 따라 매입전(앵커볼트)기초를 사용할 수 있다. 다만, T볼트 및 너트 체결에 지장이 없도록 설치하여야 한다.
- (5) 토질이 연약한 곳에 전주를 설치하는 경우에는 침하방지시설을 한다.
- (6) 자갈도상의 경우 기초의 높이는 자갈에 덮이지 않도록 한다.
- (7) 선로 내 곡선부 등 기초의 높이 조정으로도 자갈 문힘 방지가 어려운 경우에는 자갈막이를 반영한다.

3. 경사지의 붕괴방지

경사가 급한 사면 등의 지반이 붕괴될 우려가 있는 장소 또는 지반이 연약한 장소에 건주하는 전주에는 근입을 특히 깊이 하거나 또는 콘크리트 등으로 보강하여야 한다.

4. 전주의 방호설비

자동차 등에 의하여 손상을 받을 우려가 있는 전주는 방호설비를 한다.

5. 철주의 휨과 비틀림

- (1) 철주의 휨은 철주의 전차선 높이에서 50mm 이내로 한다.
- (2) 철주의 비틀림은 상시하중(풍압에서는 병종풍압하중)에서 회전각이 0.1라디안(5.73도) 이내로 한다.

해설 1. 전주 건설과 설계

※ 아래는 사용자 편의를 위해 본 해설과 연관된 기준을 표현한 것이며, 설계적용 시 최신판을 확인 바랍니다.

철도설계기준(KDS 47 30 30 전차선로)

4.8.3 단독지지물(전주)의 설계

- (1) 단독지지물의 설계는 철주(강관주, H형강주, 조립철주)를 사용함을 원칙으로 하며, 부득이 한 경우는 콘크리트주를 사용할 수 있다.
- (2) 단독지지물은 토공구간과 교량구간에 적용하며, 지지물에 가해지는 적용기온, 풍압, 전선의 하중, 구조물의 하중, 경간, 애자 등의 각종 하중에 대하여 휨이나 변형에 견딜 수 있도록 설계한다.
- (3) 단독지지물 설치위치는 선로 중심에서 전주중심까지 3.0 m를 표준으로 하되, 건축한계에 저촉되지 않게 설계하여야 한다.
- (4) 곡선구간에서는 전차선로의 편위와 노반의 캔트, 가동 브래킷의 길이 등을 고려하여 단독지지물의 설치위치를 결정하여야 한다.
- (5) 조립철주의 경우 주재 및 부재, 사재의 응력도를 검토하여 설계한다.

4.8.4 문형지지물의 설계

- (1) 문형지지물은 단독지지물과 평면빔, V형빔, 4각빔 등으로 구성하고, 단독지지물로 전차선로의 가선이 어려운 경우에 적용한다.
- (2) 문형지지물의 길이는 선로의 조건과 전차선로의 가선수, 지형, 구조물 등을 고려하여 결정한다.
- (3) 정거장 홈에 대하여 문형지지물을 적용할 경우 홈지붕의 지지물을 겸용해서 사용하도록 설계한다.
- (4) 문형지지물의 설계 시 구조계산을 통하여 구조적 안전성을 검증하여야 한다.

철도설계지침

1. 전주 건설과 설계

- (1) 전차선로 전주의 건설개이지는 다음 각 호에 의한다.
 - ① 전주의 표준 설치위치는 궤도중심으로부터 전주중심까지의 거리는 3m를 표준으로 하되, 현장여건 및 시스템에 따라 가감하여 설치할 수 있다. 단, 건축한계에 저촉되어서는 아니 된다.
 - ② 정거장 구내는 3.5m 위치에 설치하는 것을 원칙으로 한다. 다만 현장 여건에 따라 가감하여 설치할 수 있다.
 - ③ 승강장 또는 화물적하장에 설치하는 경우에는 그 연단으로부터 1.5m 이상 가급적 멀리 이격한다.
 - ④ 캔트(Cant)가 100mm 이상구간의 건설개이지는 내측인 경우 100~200mm 증가하고, 외측인 경우 100~200mm 감 할 수 있다.
 - ⑤ 전주는 차막이의 바로 뒤에 설치하여서는 아니 된다. 다만, 부득이한 경우로서 10m 이상 이격하거나 특수한 설비를 하는 경우에는 예외로 한다.
 - ⑥ 자동차 등이 통행하는 건널목에 인접하는 전주는 건널목 양측단으로부터 5m 이상 이격하여 설치한다.
 - ⑦ 신호기 부근에 설치하는 경우에는 신호투시에 지장이 없도록 고려하여야 한다.



- ⑧ 낙석의 우려가 있는 장소에 설치하는 전주는 방호책을 설치하거나 선로를 건너서 설치하여야 한다.
- (2) 단독지지물(전철주)의 설계
- ① 단독지지물의 설계는 철주(강관주, H형강주, 조립철주)를 사용함을 원칙으로 하며, 부득이 한 경우는 콘크리트주를 사용할 수 있다.
- ② 단독지지물은 토공구간과 교량구간에 적용하며, 지지물에 가해지는 적용기온, 풍압, 전선의 하중, 구조물의 하중, 경간, 애자 등의 각종 하중에 대하여 휨이나 변형에 견딜 수 있도록 설계한다.
- ③ 곡선구간에서는 전차선로의 편위와 노반의 캔트, 가동 브래킷의 길이 등을 고려하여 단독지지물의 설치위치를 결정하여야 한다.
- ④ 조립철주의 경우 주재 및 부재, 사재의 응력도를 검토하여 설계한다.
- (3) 문형지지물의 설계는 다음과 같이 하여야 한다.
- ① 문형지지물은 단독지지물과 평면빔, V형빔, 4각빔 등으로 구성하고, 단독지지물로 전차선로의 가선이 어려운 경우에 적용한다.
- ② 문형지지물의 길이는 선로의 조건과 전차선로의 가선수, 지형, 구조물 등을 고려하여 결정한다.
- ③ 정거장 홈에 대하여 문형지지물을 적용할 경우 홈지붕의 지지물을 겸용해서 사용하도록 설계한다.
- ④ 문형지지물의 설계시 구조계산을 통하여 구조적 안전성을 검증하여야 한다.

1.1 단독지지주의 종별

1.1.1 단독지지주로서 설계하는 전주

가동브래킷, 고정브래킷 및 크로스빔을 지지하는 전주는, 이것을 단독주로 설계한다. 인류주 및 스펀션지지주의 설계도 이에 준한다.

번 호	단독지지주로 하는 장주
1	가동브래킷
2	고정브래킷
3	크로스빔(Cross beam)
4	인류주
5	스펜션 지지주

1.1.2 콘크리트 주의 구성과 종별

1.1.2.1 콘크리트 주의 구성

콘크리트 주는, 철근이 들어있으며 인장하중에 대해 담당하고 있다. 구규격 콘크리트 주에 있어서의 철근 안전율은 항복점에서의 하중 $23,520\text{N}/\text{cm}^2$ 에 대해 1.33, 철주 등 강재는 1.5의 안전율이다. 그러나 탄성이론에 의한 안전율 1.33은, 철근 콘크리

트 주에 있어서의 초과응력의 현상이 있으므로, 그것을 고려한 소성이론에 의한 안전율의 2이상에 상당하고 있다. 파괴시험 결과도 이 소성이론에 맞다는 것을 나타내고 있으므로, 특히 철근 콘크리트주의 강재에 한하여 인장 및 압축응력을 높이고 있다. 그러나 공장에서 만든 원심력 철근 콘크리트주 이므로 개개의 부재에서의 허용응력을 정하지 않고 완성된 주체로서의 안전율을 정하고 있다.

프리스트레스트 콘크리트(prestressed concrete) 주는, 종래규격이 다양하고, 그 형상도 테이퍼(taper)형, 노테이퍼(no taper)형으로 되어 있었으나 메이커측, 사용자측, 모두 그 품종통합의 희망은 이전부터 강하게 제시되어 왔다. 그래서 토목관계, 건축관계 등에서 보급되어온 PC말뚝을 참고로 하여, 품종통일을 꾀하여 모두 노테이퍼형의 소수품형으로 하였다.

이 표준화 폴(pole)은 제조방법으로서 원심력을 응용한 프리텐션 방식에 의한 프리스트레스트 공법을 이용하여 갈라짐 및 변형을 적게하고 있으며 프리스트레스트 콘크리트(prestressed concrete)란 PC강재에 의해 프리스트레스트가 주어진 일종의 철근 콘크리트이고, 또한 프리스트레스트란, 정하중, 동하중, 등의 하중에 의한 인장응력을 없애도록, 미리 계획적으로 콘크리트에 주는 응력도인 것이다. PC강재는, 프리스트레스트를 주기위해 이용하는 고강도의 강재로서, 피아노선 재료로 적합한 선재 또는 이와 동등한 선재를 이용하여, 여기에 열처리를 한 후 상온에서 선을 늘린 것이다.

프리스트레스트를 주는 방법에 대해서는, 현재 프리텐션 방식과 포스텐션 방식의 2종류가 있다. 전자는 PC 강재에 장력을 주어놓고, 콘크리트를 박고, 콘크리트 경화후에 PC강재에 준 장력을 PC 강재와 콘크리트와의 부착에 의해 콘크리트에 전달하여, 프리스트레스트를 주는 방법이다. 후자는 콘크리트의 경화후에 PC강재에 장력을 주어, 그 강재를 콘크리트에 정착시켜 프리스트레스트를 주는 방법이다.

프리텐션 방식은, 특히 PC말뚝 등에 많이 사용되고 있고, 또한 포스텐션 방식은, PC거더 등에 많이 사용되고 있어 자주 현장에서 발견할 수 있다.

프리스트레스트(prestressed)를 하지 않는 폴(pole)과 비교하면

- (1) 틈갈라짐 모멘트가 크다.
- (2) 취급, 운반, 건설중에 틈 갈라짐이 적다.
- (3) 수평력에 의한 변형이 적다.
- (4) 프리스트레스 도입시 콘크리트의 압축강도를 잘 관리할 필요가 있다. 규격상 그 강도는 최대도입응력(프리스트레스 도입직후의 최대압축응력도)의 1.7배 및 2,450 N/cm² 이상 이어야 한다.

현재 전철용 콘크리트주는 생산이 중단되어 거의 사용하지 않고 있다.



1.1.3 철주의 구성 및 종별

조합철주, H형강주, 강관주와 빔접합부의 세부구조는 표준도에 의한다.

1.1.3.1 철주의 구성

가공전선로의 지지물로 사용하는 철주 또는 철탑은, KS 규격에 적합한 강판, 형강, 평강, 봉강(볼트재를 포함, 이하 같음) 강관(콘크리트를 충전한 것을 포함, 이하 같음) 또는 리베트재로 구성하지 않으면 안된다. 다만, 강관주로서 따로 고시하는 규격에 적합한 것을 가공전선로의 지지물로서 사용할 경우는, 이에 따르지 않아도 된다.

- (1) KS D 3503 으로 규격하는 일반구조용 압연강재중 SS275 SS315, SS410으로 규정하고 있다.
- (2) KS D 3515 로 규정하는 용접구조용 압연강재
- (3) KS D 3529 로 규정하는 용접구조용 내후성 열간압연강재
- (4) KS D 3517 로 규정하는 기계구조용 탄소강관재
- (5) KS D 3867 로 규정하는 기계구조용 합금강 강재 또한 부재의 최소두께는 <표 1> 및 부재의 세장비의 제한 <표 2>를 규정한다.

표 1.

종 별	철주	철탑
주주재 또는 완금	4이상	5이상
기타의 부재	3이상	3이상

표 2.

단위[mm]

주주재	200이하
보통항압재	220이하
보조재	250이하

다만, 「강구조물의 설계」에서 주재는 6mm이상으로 되어 있는 것은, <표 1>에 부식을 감안해서 6mm이상으로 결정하고 있는 것이다.

해설 2. 전주의 기초

※ 아래는 사용자 편의를 위해 본 해설과 연관된 기준을 표현한 것이며, 설계적용 시 최신판을 확인 바랍니다.

철도설계기준(KDS 47 30 30 전차선로)

4.8.5 지지물기초의 설계

- (1) 지지물의 기초는 콘크리트로 하며, 그 기초가 부담해야 하는 하중의 크기와 방향, 사용목적, 지형, 토질, 시공방법 등을 고려하여 기초의 형상 및 크기를 결정한다.
- (2) 교량 및, 고가교 구간은 상판위에 앵커볼트형 기초를 적용한다.
- (3) 선로변 배수로에 지장이 되는 경우는 배수로용 기초를 적용한다.
- (4) 토질이 연약한 곳에 지지물을 적용하는 경우에는 침하방지시설을 하며, 필요시 방호책을 포함한다.
- (5) 자갈도상의 경우 기초의 높이는 자갈에 덮이지 않도록 한다.

철도설계지침

2. 전주의 기초

- (1) 전주의 기초는 그 기초가 부담해야 하는 하중의 크기와 방향, 사용목적, 지형, 토질 등을 충분히 고려하여 기초의 형상 및 크기를 결정하여야 한다.
- (2) 일반기초형 콘크리트 기초는 보통지질 개소의 경우 원형 콘크리트치기를 하고, 하중이 크고 지반이 연약한 개소에는 4각형 기초를 한다. 단, 암반개소는 노반분야 지질조사 보고서 및 현장여건을 고려하여 기초형식을 결정한다.
- (3) 터널·교량 등에 앵커볼트로 고정하는 경우를 제외하고는 콘크리트기초를 한다. 다만, 선로변 배수로에 지장이 되는 경우는 배수로용 특수기초로 할 수 있다.
- (4) 터널 내에는 C찬넬 사용을 원칙으로 하되, 현장여건에 따라 매입전(앵커볼트)기초를 사용할 수 있다. 다만, T볼트 및 너트 체결에 지장이 없도록 설치하여야 한다.
- (5) 토질이 연약한 곳에 전주를 설치하는 경우에는 침하방지시설을 한다.
- (6) 자갈도상의 경우 기초의 높이는 자갈에 덮이지 않도록 한다.
- (7) 선로 내 곡선부 등 기초의 높이 조정으로도 자갈 문힘 방지가 어려운 경우에는 자갈막이를 반영한다.

2.1 전철주 기초의 종별과 구성

2.1.1 전철주 기초의 종별과 적용범위

전차선주 기초의 설계조건으로는 기초주변의 흙의 항복과파괴에 의한 주의 도괴에 대해 검토하기 전에 다음사항을 고려하는 것이 필요하다.

- (1) 주어진 외력에 대해서, 기초가 충분한 저항을 가지고, 주축의 경사가 허용한도를 넘지 않을 것. 또한, 라멘주에 있어서는 설계하중의 범위 내 기초의 고정도가 충분하고, 흙의 항복에 의해 감소하지 않을 것
- (2) 지반의 흙을 포함한 기초의 구성재료가 내구적이고, 부식, 동해, 건습, 기타 열화작용을 받지 않고, 항상 (1)의 조건을 만족하는 상태에 있을 것. 지표부근의 흙은 계절적



건습이나 동토 등의 자연적 영향 외에, 선로작업 기타 인위적인 영향도 고려할 것
그래서, 기초에 관련하는 전차선의 편위 50mm를 전제로, 주축의 경사 $7/1,000\text{rad}$ 를
허용한도로 해서, 실제의 심플가선의 장주상태에 대해 전주의 지면에 작용하는 전도
모멘트의 크기, 지형의 영향, 현장시공 등을 고려하고, 여러 외국의 시험결과를 근거
로, 실적이 있는 범위 내에서 적용범위를 한정하여 표준화를 꾀한 것이다.

해설 3. 경사지의 붕괴방지

※ 아래는 사용자 편의를 위해 본 해설과 연관된 기준을 표현한 것이며, 설계적용 시 최신판을 확인 바랍니다.

철도설계지침

3. 경사지의 붕괴방지

경사가 급한 사면 등의 지반이 붕괴될 우려가 있는 장소 또는 지반이 연약한 장소에 건주하는 전주에는 근입을 특히 깊이 하거나 또는 콘크리트 등으로 보강하여야 한다.



해설 4. 전주의 방호설비

※ 아래는 사용자 편의를 위해 본 해설과 연관된 기준을 표현한 것이며, 설계적용 시 최신판을 확인 바랍니다.

철도설계지침

4. 전주의 방호설비

자동차 등에 의하여 손상을 받을 우려가 있는 전주는 방호설비를 한다.

해설 5. 철주의 휨과 비틀림

※ 아래는 사용자 편의를 위해 본 해설과 연관된 기준을 표현한 것이며, 설계적용 시 최신판을 확인 바랍니다.

철도설계지침

5. 철주의 휨과 비틀림

- (1) 철주의 휨은 철주의 전차선 높이에서 50mm 이내로 한다.
- (2) 철주의 비틀림은 상시하중(풍압에서는 병종풍압하중)에서 회전각이 0.1라디안(5.73도) 이내로 한다.

5.1 철주의 휨 제한

단독지지주로 사용하는 철주의 휨량의 제한은, 다음에 의한다.

- (1) 갑종풍압하중에 의한 철주의 휨은, 레일면의 7m 높이에서 100mm이하로 한다.

풍압하중에서 가선의 횡장력과 수직편심하중의 합에 의한 휨이 레일면으로부터 7m의 높이에서 100mm이하로 제한되어 있는 것은, 열차통과시에 상시 걸리는 하중과, 또한 병종풍압하중이 있으므로 그 지구의 최저온도의 횡장력으로 계산하기 때문에, 100mm이하라면, 팬터그래프의 동요, 풍압에 의한 전차선의 편위, 전차선의 곡선 및 직선에서의 지그재그 편위 등의 합이 팬터그래프의 유효폭을 넘지 않는 조건으로 되어 있다.

- (2) 풍속 30m/s에서 풍압하중에 의한 철주의 전차선 높이에서 휨은, 50mm이하로 한다. 다만, 기초는 변위하지 않는 것으로 계산한다. 또한 지선이 있는 철주에는 특별한 경우를 제외하고, 휨은 고려할 필요가 없다.

풍속 30m/s에 있어서의 풍압하중에 의한 철주의 전차선 높이에 있어서의 휨이 50mm로 제한되어 있는 것은, 이 계산에 적용되는 하중은, 철주의 풍압하중과 가선하중의 합이며, 특히 직선구간에 적용되므로 풍압하중만으로 50mm이하로 되어 있다.

결국, 곡선구간이면 횡장력의 관계에 의해 검토하고, 직선구간이면 횡장력이 없으므로(실제로는 지그재그 편위에 의한 횡장력이 있으나 작음) 그대로 검토하면 된다.

풍속 30m/s라고 하는 것은, 열차운전시 풍속 30m/s이하로 되어 있으므로, 지지물의 휨은 해설에서 기술하고 있는 것과 같이 전차선의 편위가 문제가 되므로 열차운전시의 풍속 30m/s를 취하고 있다. 이때는 표준온도에 대한 풍속을 말한다.

5.2 전주의 비틀림 제한

전주의 비틀림은 상시하중에 의해 회전각이 0.1라디안「5.73°」을 넘지 않도록 설계한다. 이를 위해, 고정브래킷 지지주에서 전차선이 이동함으로서 생기는 비틀림 및 가동브래킷을 2본 이상 설치하는 지지주의 비틀림을 계산하여 0.1라디안 이하로 한다.



전주의 비틀림은 상시하중(풍압에서는 병종풍압이라 한다)에서 회전각이 0.1라디안 (5.73도)이내에 있는 것은 전차선의 편위가 소정의 값을 확보할 수 있는 범위이다.

이것은 가선의 표준편위를 200mm라 하면, 최대편위는 250mm로 정해져 있기 때문에 가선 이외의 편위를 50mm 이내로 제한하지 않으면 기타의 조건에 의해 팬터그래프가 깨질 우려가 있기 때문이다.

참고 1. 단독지지물(전철주)의 설계

1.1 단독주의 응력계산

1.1.1 단독주의 설계하중

단독지지주의 설계하중으로서는 선로에 직각 및 평행방향에 대하여 다음 하중을 고려한다.

- (1) 전선중량
- (2) 브래킷, 빔 기타중량
- (3) 작업원의 중량은 필요가 있을 때는 1인당 600N로 한다.
- (4) 온도변화에 따라 가동브래킷이 이동할 경우에 수평하중과 수직하중이 편위했을 때 하중
- (5) 풍압하중
- (6) 전선의 횡장력
- (7) 지지물이 특수한 사용조건에 따라 일어날 수 있는 기타의 모든 하중

번호	설 계 하 중	내 역	응 력 계 산 종 별		
			수 평 집중하중	수 평 분포하중	수 직 편심하중
1	전선의 중량				○
2	빔 기타중량				○
3	작업원의 중량	600[N/인]			○
4	가동브래킷의 이 동	수평하중	○		
		수직하중의 편위	○		
5	풍 압 하 중	전 선	○		
		전 주		○	
6	전선횡장력	(풍압하중포함)	○		
7	지지물의 특수조건에 의한 하중		○	○	○

1.1.2 단독지지주의 응력계산

단독지지주의 지면모멘트 M 및 전단력 Q 의 계산은 다음에 의한다.

1.1.2.1 수평집중하중이 작용하는 경우

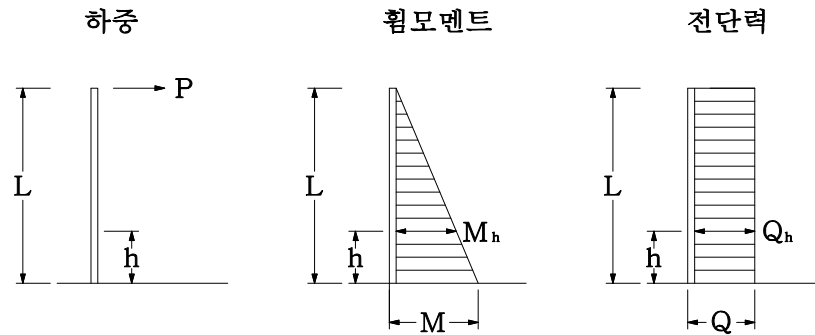


그림 1

지면모멘트 : $M = P \cdot L$ ----- (1)

지면전단력 : $Q = P$ ----- (2)

h점의 모멘트 : $M_h = P(L - h)$ ----- (3)

h점의 전단력 : $Q_h = P$ ----- (4)

평형의 조건에서 (지지반력)

수평력 H의 합계는 0이므로

$$\Sigma H = 0 \quad R_A = P$$

각힘의 임의점의 모멘트 M의 합계는 0이므로

$$\Sigma H = 0 \quad M_A = -P \cdot L$$

지면에서 χ 점의 모멘트 M_χ 는

$$M_\chi = -P(L - \chi)$$

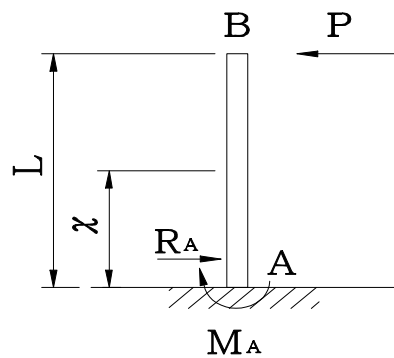


그림 2

전단력은, 모멘트를 미분하여 구한다.

$$Q_\chi = -P(-1) = P$$

고로 전단력은 하중 작용점에서 지면까지는 일정하다.

다만, 조가선, 전차선, 전선 등의 가섵선에 작용하는 수평집중하중은, 각각의 지지

점의 높이에 작용한다.

1.1.2.2 수평분포하중이 작용하는 경우

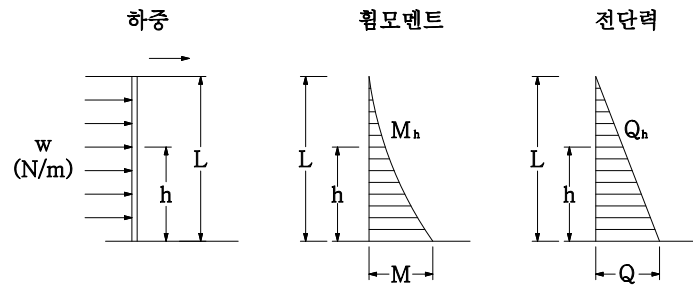


그림 3

$$\text{지면 모멘트 : } M = \frac{wL^2}{2} \text{ ----- (5)}$$

$$\text{지면 전단력 : } Q = wL \text{ ----- (6)}$$

$$h\text{점의 모멘트 : } M_h = \frac{w(L-h)^2}{2} \text{ ----- (7)}$$

$$h\text{점의 전단력 : } Q_h = w(L-h) \text{ ----- (8)}$$

지면에서 χ 점의 전단력 Q_χ 는

$$Q_\chi = \int_0^{L-\chi} w d\chi = w(L-\chi)$$

지면에서 χ 점의 모멘트 M_χ 는

$$M_\chi = - \int_0^{L-\chi} w \cdot \chi d\chi = - \frac{1}{2} w(L-\chi)^2$$

1.1.2.3 수직편심하중이 작용하는 경우

지면의 모멘트는 모두 $P \times \ell$ 이다. 또한 전단력은, 지면부분에는 없고, 수평재와 사재 설치 간에만 $P \times \ell / h$ 로 나타낸다. 이것은 상부인장, 하부압축의 원리이기 때문이다.

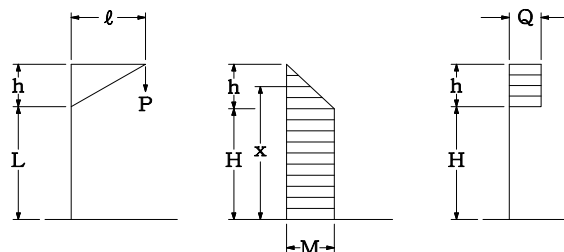


그림 4



$$\text{지면모멘트 : } M = P \cdot \ell \text{ ----- (9)}$$

높이 $h + H > x > H$ 의 모멘트

$$M_x = \frac{P \cdot \ell}{h} (h + H - x) \text{ ----- (10)}$$

높이 $h \geq x$ 의 모멘트

$$M_x = P \cdot \ell \text{ ----- (11)}$$

$$\text{지면전단력 : } Q = 0 \text{ ----- (12)}$$

동좌점상의 전단력

$$Q_x = \frac{P \cdot \ell}{h} \text{ ----- (13)}$$

동좌점상의 전단력

$$\text{전단력 : } Q_x = 0 \text{ ----- (14)}$$

1.1.3 주재 및 사재의 응력도 검토

「1.1.2 단독지지주의 응력계산」의 응력에 대하여, 주재 및 사재의 응력도를 허용응력도 계산식에 의해 산정하고, 각각의 허용응력도를 검정한다.

참고 2. 전철주 기초의 설계

2.1 전철주 기초 설계 일반

이 절에서는 “전철주기초 설계를 위한 저항모멘트 산정연구(2010.05)”의 결과를 기술하였으며, 전철주 기초 설계프로그램을 이용하여 전철주 기초 및 지선기초를 설계할 경우 이 절의 모멘트 평형방정식 등을 적용한다.

2.2 개요

전철주기초의 설계에서는 기초에 전달되는 하중, 노반조건, 지형, 굴착여건 등을 고려하여 전철주기초의 형상 및 크기를 결정한다. 이를 위해 다음의 과정을 거치게 된다.

- (1) 설계하중 산정
- (2) 전철주기초의 단면크기 가정
- (3) 설계하중 조건에서 기초 주변 지반에 발생하는 토압 계산
- (4) 계산된 토압과 기초 주변 흙의 한계토압을 비교하여 안전율 계산
- (5) 안전율이 소정의 값 이상이 될 때까지 기초 크기 변화

기초 주변 노반이 연약지반, 유기질 흙, 붕괴되기 쉬운 지반 등인 경우에는 지반의 강도를 충분히 조사하여 합리적인 설계를 수행하여야 한다.

2.3 전철주기초의 설계조건

전철주의 기초가 갖춰야 할 조건은 아래 (1), (2)와 같다.

- (1) 설계하중에 대하여 기초주변 흙이 항복하여 전주가 전도되지 않아야 한다.
- (2) 설계하중에 대하여 전주의 경사 한도를 넘는 회전이 발생하지 않아야 한다.

2.3.1 노반 강도의 결정

2.3.1.1 기초 설치 후 지반조사를 수행한 경우

기초 설치 후 평판재하시험, 콘관입시험, 동적 콘관입시험, LFWD 등의 지반조사를 실시하여 기초 주변지반의 강도를 평가한 경우에는 조사 결과를 이용하여 전철주기초를 설계한다.

2.3.1.2 지반조사를 수행하지 않은 경우

지반조사를 수행하지 않은 경우에는 <표 3> ~ [<표 4>~<표 7>]을 참조하여 적절한 노반 강도를 결정한다.



표 3. 신설 철도 (토사)

노반 분류	지형 분류	흙 종류	내부마찰각[도]	단위중량 [tf/m ³]
신설철도	쌓기	A군, 안정처리한 B군	32	1.9
		B군	30	1.8
	깎기	양질	32	1.9
		세립토 함량이 12% 이상인 경우	28	1.7

표 4. 기존철도(2004년 이전 건설) (토사)

철도 분류	지반 분류	흙 종류	내부마찰각[도]	단위중량 [tf/m ³]
기존철도	쌓기	A군	30	1.8
		B군	28	1.7
	깎기	양질의 토사	30	1.8
		세립토 함량이 12% 이상인 경우	28	1.7

표 5. 쌓기 재료의 군분류

군기호	토질 및 암질 (USCS, 통일분류법)
A군	(GW) (GP) (GW-GM), (GP-GM), (GW-GC), (GP-GC) (GM) (SW) (SW-SM), (SP-SM), (SW-SC), (SP-SC) 경암 버력(박리성이 높은 것을 제외한다.)
B군	(GC) (SP) (SM) (SC) 경암 버력(박리성이 높은 것), 연암버력 취약암 버력

표 6. 쌓기 재료의 군분류별 공학적 특성

군분류	공학적 특성
A군	$E_{v2} \geq 80 \text{ MN/m}^2$ 가 손쉽게 확보될 수 있고 잔류침하가 극히 작으며 열차의 반복되는 하중에 의한 소성변형, 탄성변형량이 작은 쌓기에 가장 적합한 양질의 재료이다.
B군	$E_{v2} \geq 60 \text{ MN/m}^2$ 가 손쉽게 확보될 수 있고 자중에 의한 압축침하가 장기간에 달하는 일이 없으며, 재료에 적절한 안정처리 공법을 시행함에 따라 $E_{v2} \geq 80 \text{ MN/m}^2$ 가 손쉽게 확보될 수 있는 시공성이 양호한 재료로 쌓기에 적절하다.

표 7. 지반정수 및 극한지지력 (암반)

암 반 구 분	경암	보통암	연암	풍화암
관찰에 의한 판정	망치가 튕겨나옴 강 하게 치면 신선한면 으로 갈라짐	강하게 치면 균열면 과 절리면을 따라 크게 갈라짐	망치로 쉽게 갈라 지며, 쉽게 균열면 으로 갈라짐	망치로 쉽게 부서지며 망치가 아니더라도 쉽 게 부서짐
내부마찰각 (도)	45	40	35	30
단위중량 (t/m³)	2.6	2.6	2.5	2.5
극한지지력 (t/m²)	1,200	600	300	160

2.3.2 안전율의 적용

전철주기초는 폭풍 시의 일시하중에 대하여 안전율 2.0을 적용하여 설계한다.

2.3.2.1 전철주기초에 작용하는 토압

(1) 토압분포

전철주기초에 작용하는 토압 산정 시에는 기초의 단면 형상에 따라 다음과 같은 토압 분포를 가정한다.

① 각형기초

②

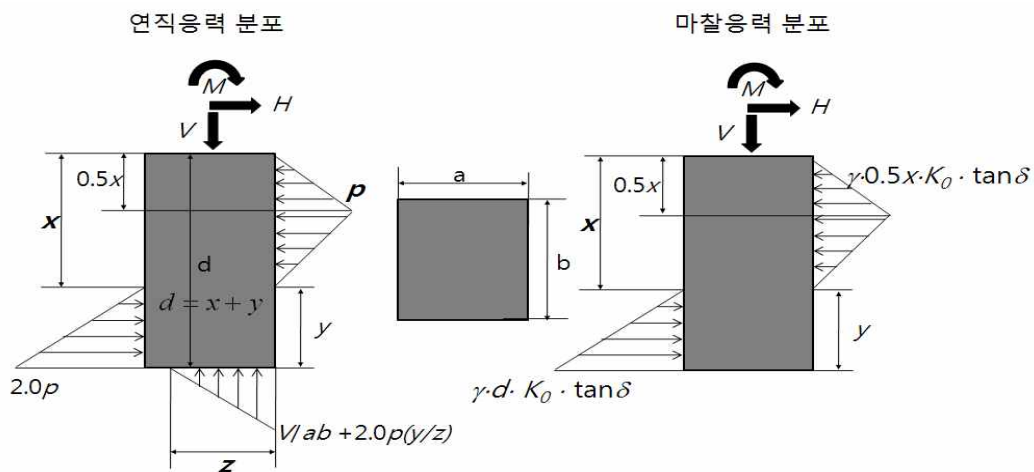


그림 5. 각형기초의 응력분포



여기서, M : 기초에 작용하는 모멘트

V : 기초에 작용하는 수직하중

H : 기초에 작용하는 수평하중

a : 기초의 하중 방향 폭

b : 기초의 하중 직각방향 폭

d : 노반에 근입된 기초 깊이

x : 기초의 회전 깊이 ($y=d-x$)

γ : 노반의 단위중량

δ : 기초와 지반 사이의 마찰각

z : 하중 재하시 기초 저면부와 지반의 접촉 폭

가. 기초 전면부에 발생하는 연직토압은 회전 깊이의 절반 되는 지점에서 최대 크기로 발생한다.

나. 후면부 연직토압은 전면부 최대토압의 2.0배 크기로 발생한다.

다. 저면부의 연직토압은 기초와 지반이 접촉한 길이 z 에 대하여 기초에 작용하는 수직하중과 기초의 회전에 의한 연직토압이 삼각형 분포로 작용하는 것으로 가정한다.

라. 기초에 측면에 작용하는 마찰응력은 연직응력 분포와 동일한 분포를 가지며 기초의 양쪽 측면에 모두 작용한다. 최대 연직토압 발생지점 및 기초 저면 깊이에서의 마찰응력의 크기는 깊이에 해당하는 정지토압에 마찰계수를 곱한 값을 적용한다.

③ 원형기초

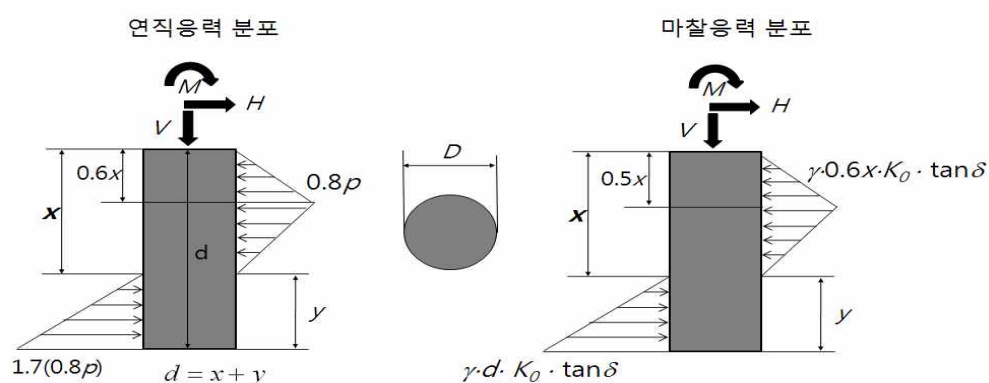


그림 6. 원형기초의 응력분포

여기서, D : 원형기초의 직경

가. 기초 전면부에 발생하는 연직토압은 회전 깊이의 0.6배 되는 지점에서 최대 크기

로 발생한다. 이때 원형기초의 전면부는 곡면이므로 전면부에 작용하는 평균 연직 토압은 최대 토압 p 의 0.8배로 가정한다.

나. 기초 저면에서의 후면부 연직토압은 전면부 최대토압의 1.7배 크기로 발생한다.

다. 저면부의 연직토압은 기초와 지반이 접촉한 길이 z 에 대하여 기초에 작용하는 수직하중과 기초의 회전에 의한 연직토압이 삼각형 분포로 작용하는 것으로 가정한다.

라. 기초에 측면에 작용하는 마찰응력은 연직응력 분포와 동일한 분포를 가지며 기초의 양쪽 측면에 모두 작용한다. 최대 연직토압 발생지점 및 기초 저면 깊이에서의 마찰응력의 크기는 깊이에 해당하는 정지토압에 마찰계수를 곱한 값을 적용한다.

(2) 토압 및 회전 깊이의 계산

전철주 기초에 작용하는 토압 및 회전 깊이는 힘과 모멘트의 평형을 고려하여 결정한다.

① 각형기초

각형기초에 대하여 가정한 토압분포와 수직방향 및 수평방향 힘의 평형방정식, 기초의 지표깊이를 중심으로 한 모멘트 평형방정식은 각각 다음과 같다.

가. 수평방향 평형방정식

$$H = \frac{1}{2}pbx - \frac{1}{2}(2.0p)by + 2\left\{\frac{1}{2}\gamma(0.5x)K_0(\tan\delta_1)ax - \frac{1}{2}\gamma dK_0(\tan\delta_2)ay\right\} \text{ ---- (15)}$$

나. 수직방향 평형방정식

$$V = \frac{1}{2}bz\left\{\frac{V}{ab} + 2.0p\left(\frac{y}{z}\right)\right\} \text{ ----- (16)}$$

다. 모멘트 평형방정식

$$\begin{aligned} M = & -\frac{1}{2}pbx\frac{1}{2}x + \frac{1}{2}(2.0p)by\left(x + \frac{2}{3}y\right) - \gamma(0.5x)K_0(\tan\delta_1)ax\frac{1}{2}x \\ & + \gamma dK_0(\tan\delta_2)ay\left(x + \frac{2}{3}y\right) + V\left(\frac{a}{2} - \frac{z}{3}\right) \text{ ----- (17)} \end{aligned}$$

위의 세 방정식을 $d = x + y$ 관계와 함께 연립하여 풀면 전면부 발생 토압 p , 회전 깊이 x , 기초 저면부 접촉길이 z 를 구할 수 있다. 기초의 안전성은 계산된 전면부 발생토압과 기초주변 지반의 한계토압과의 비교를 통해 평가된다.

② 원형기초

원형기초에 대하여 가정한 토압분포와 수직방향 힘의 평형방정식, 기초의 지표깊이를 중심으로 한 모멘트 평형방정식은 각각 다음과 같다.

가. 수평방향 평형방정식

$$H = \frac{1}{2}0.8pDx - \frac{1}{2}0.8(1.7p)Dy$$



$$+ 2 \left\{ \frac{1}{2} \gamma (0.6x) K_0 (\tan \delta_1) Dx - \frac{1}{2} \gamma d K_0 (\tan \delta_2) Dy \right\} \text{-----} (18)$$

나. 모멘트 평형방정식

$$M = -\frac{1}{2} 0.8p Dx \frac{1}{2}x + \frac{1}{2} 0.8 (1.7p) Dy \left(x + \frac{2}{3}y \right) \\ - \gamma (0.6x) K_0 (\tan \delta_1) Dx \frac{1}{2}x + \gamma d K_0 (\tan \delta_2) Dy \left(x + \frac{2}{3}y \right) \text{-----} (19)$$

위의 두 방정식을 $d = x + y$ 관계와 함께 연립하여 풀면 전면부 발생 토압 p , 회전깊이 x 를 구할 수 있다. 기초의 안정성은 계산된 전면부 발생토압과 기초주변 지반의 한계토압과의 비교를 통해 평가된다.

2.3.2.2 노반의 한계토압

전철주 기초에 의해 노반에 작용하는 토압은 각형과 원형일 때 각각 <그림 5, 그림 6>의 삼각형 분포(p)로 나타난다. 이때 지반이 받을 수 있는 한계의 토압에는 여러 가지 제안식이 있으나 본 연구에서는 이때의 토압을 한계토압(p_{cr})이라고 지반의 내부마찰각 및 단위중량에 의한 <식 (20)>으로 산정한다.

$$p_{cr} = 10^{(1.3 \tan \phi + 0.3)} \gamma z \text{-----} (20)$$

2.3.2.3 거푸집의 고려

거푸집이 설치된 경우는 흙과 기초 사이의 마찰력이 감소하게 된다. 거푸집의 영향을 고려하기 위해서 거푸집이 설치된 부분의 흙과 기초 사이의 마찰각(δ)을 20% 감소시킨다. 시공방법을 고려하기 위하여 기초 상부에 대한 마찰각(δ_1)과 기초 하부에 대한 마찰각(δ_2)으로 구분하여 <표 8>와 같이 적용한다.

표 8. 거푸집 설치방법에 따른 흙과 기초 사이 마찰각의 결정

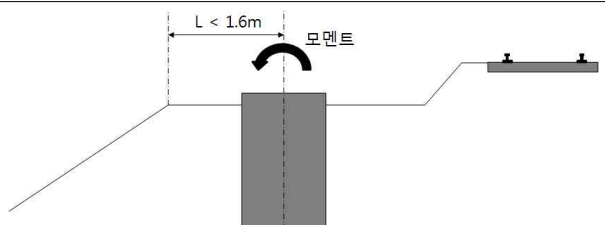
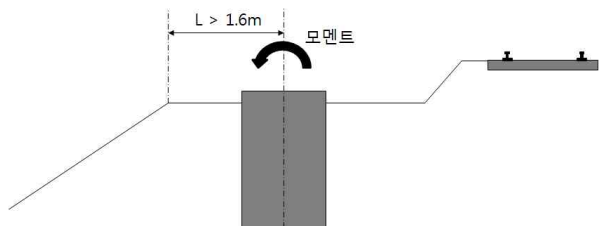
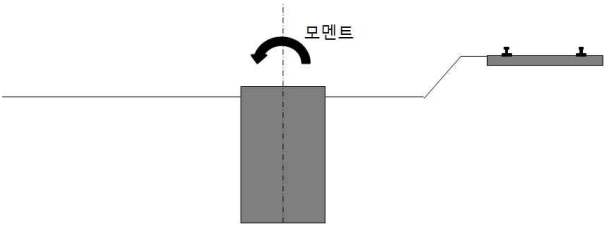
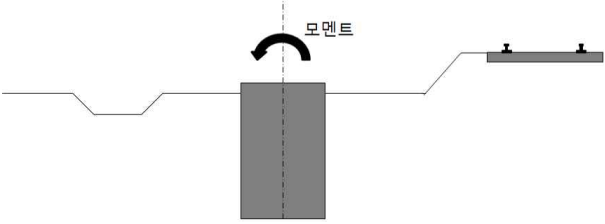
구 분	전체깊이 설치	중간깊이 설치	지표부분 설치
개요도			
마찰계수	$\delta_1 = \delta \times 0.8$ $\delta_2 = \delta \times 0.8$	$\delta_1 = \delta \times 0.8$ $\delta_2 = \delta \times 1.0$	$\delta_1 = \delta \times 1.0$ $\delta_2 = \delta \times 1.0$

2.3.2.4 지형의 고려

지형적인 영향으로 노반의 강도 감소가 예상되는 경우는 <표 9>에서 설계 및 시공시 적용할 단면에 해당하는 지형계수를 적용하여 한계토압(p_{cr})을 아래의 <식 (21)>과 같이 감소시킨다.

$$p_{cr} = K \cdot 10^{(1.3 \tan \phi + 0.3)} \gamma z \text{ ----- (21)}$$

표 9. 지형 고려를 위한 지형계수

노반조성	지형 단면	지형계수(K)
쌓기		$p_{cr} \times 0.7$
쌓기		$p_{cr} \times 1.0$
평지 및 깎기 (J측구 포함)		$p_{cr} \times 1.0$
평지 측구고려		$p_{cr} \times 0.9$

2.3.2.5 전철주기초의 안정성 평가

전철주기초의 안전성은 2.3.2.1항에서 계산된 기초 전면부 토압(p)과 2.3.2.4.항에서 지형계수가 고려된 기초주변 노반의 한계토압(p_{cr})의 비교를 통해 평가되며, 기초의 안전율은 전면부 토압과 한계토압으로부터 아래의 <식 (22)>으로 계산한다.

$$FS = \frac{p_{cr}}{p} > 2 \text{ ----- (22)}$$



2.3.3 전철주기초 작용하중 산정기준

전기철도 구조물에 가해지는 하중에는 풍압하중, 설하중, 곡선로 등의 횡장력, 작업원이나 기계기구의 중량, 단선 시의 충격하중 등 여러 가지가 있으나 강도계산에 적용하기 위하여 하중을 크게 수평하중과 수직하중으로 분류한다. 전철주의 설계에 사용되는 하중은 다음과 같다.

(1) 수직하중

- 자중 : 전선, 전주, 빔, 전선부속물, 작업원
- 피빙하중
- 설하중

(2) 수평하중

- 풍압하중 : 전선, 전주, 빔
- 수평장력 : 표준온도, -5℃, 최저온도

(3) 지진하중은 구조물 무게 중심을 작용점으로 하여 수평 방향으로는 구조물 질량의 6퍼센트, 수직 방향으로는 구조물 질량의 3퍼센트만큼 추가 하중을 부과하여야 한다.

2.3.3.1 수직하중

자중은 전선, 빔, 전주, 완철, 애자, 전선부속물의 중량을 이용하여 고려하며, 전차선은 피빙중량을 제외한다. 작업원의 중량은 60kg을 기준으로 2인을 적용한다.

2.3.3.2 가섭선의 단위피빙 수직하중

가섭선에 빙설이 부착된 경우 가섭선의 단위길이당 수직하중은 다음 <식 (23)>로 계산한다.

$$W_t = 1.696(d + 6) \times 10^{-2} + W_o \text{ ----- (23)}$$

W_t : 가섭선에 6mm의 빙설이 부착된 경우의 수직하중 [N/m]

W_o : 가섭선의 단위길이당 중량 [N/m]

d : 가섭선의 직경 [mm]

표 10. 하중의 분류

하중의 종류		하중내역	
수평하중	풍압하중	전선의 풍압하중	갑종 풍압하중
			을종 풍압하중(피빙6mm추가)
			병종 풍압하중
		지지물(전주)의 풍압하중 (선로 직각방향)	갑종 풍압하중
			을종 풍압하중
			병종 풍압하중
		지지물(전주)의 풍압하중 (선로 평행방향)	갑종 풍압하중
			을종 풍압하중
			병종 풍압하중
		빔의 풍압하중 (선로에 평행방향)	갑종 풍압하중
			을종 풍압하중
			병종 풍압하중

하중의 종류		하중내역	
수평하중	곡선로 등에 의한 수평장력		표준온도에서의 횡장력
			-5[℃]에서의 횡장력
			최저온도에서의 횡장력
수직하중	자 중		전선자중
			빔 등의 자중
			전주자중
			전선부속물 중량
			작업원 중량
	피빙하중		전선의 피빙중량

2.3.3.3 설하중

(1) 착설에 의한 하중

전선류의 착설에 의하여 부가되는 수직하중은 20N/m로 하고, 을종풍압하중과 비교하여 큰 쪽을 취한다. 다만, 착설에 의한 하중을 취할 경우 풍압하중은 전선에만 6Pa (풍속 3m/s)이 작용하는 것으로 하고 기온은 0℃로 한다. 또한 전차선은 착설이 없는 것으로 한다.



(2) 관설에 의한 하중

가동브래킷, 완금 등에 대한 관설하중은 다음과 같이 계산한다.

- ① 가동브래킷의 관설에 의한 하중은 로드류에 대하여는 20N/m, 파이프류에 대하여는 29N/m를 고려한다.
- ② 완금 및 평면트러스 빔의 관설에 의한 하중은 다음 <식 (24)>에 의한다.

$$w = \frac{m \cdot b^2 \cdot f}{10} \text{ [N/m]} \text{ ----- (24)}$$

m : 눈의 비중
b : 완금의 폭
f : 관설계수

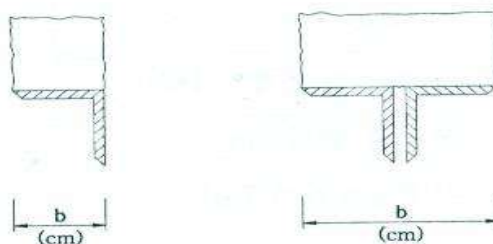


그림 7. 완금 및 평면트러스빔의 관설

단, m 및 f의 값은 통상적으로 각각 0.08 및 2를 적용한다.

- (3) V트러스 및 4각 트러스빔의 관설에 의한 하중은 다음 <식 (25)>에 의한다.

$$w = \frac{0.3b \cdot H \cdot F}{10} \text{ [N/m]} \text{ ---- (25)}$$

0.3 : 눈의 비중
b : 빔의 폭 [cm]
H : 관설의 높이 [cm]
F : 관설의 점유율 (0.8)

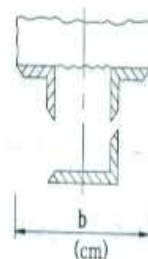


그림 8. V트러스와 4각트러스빔 관설

(4) 적설에 의한 침강력

① 철주

눈 속에 매몰될 우려가 있는 철주의 사재는 침강력에 의한 설해를 고려하여 다음 <식 (26)>를 만족하는 부재로 한다.

$$\frac{Z_a}{a^2 \cdot b} > 2 \times 10^{-6} \text{ ----- (26)}$$

Z_a : 사재의 단면계수[m³]
a : 사재의 길이[m]
b : 사재설치간격[m]

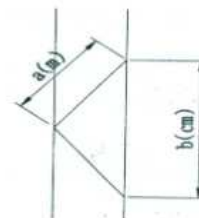


그림 9. 철주의 사재

② 지선 및 지주

지선 또는 지주가 눈 속에 매몰되어 침강력을 받을 우려가 있는 개소는 다음 <식 (27)>을 고려한다.

$$F_a = 160(H_a \max)^2 \cdot \cos^2 \theta \text{ [N/m]} \text{--- (27)}$$

$H_a \max$: 최심 적설 깊이 [m]

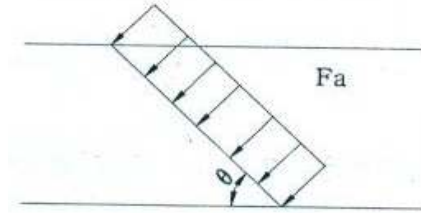


그림 10. 지선 및 지주





2.3.3.4 풍하중

풍하중은 기상조건에 따라 갑종, 을종 및 병종 풍압하중으로 구분하여 적용하며 갑종 풍압하중은 태풍에 의한 것이므로 여름을 을종 및 병종 풍압하중은 겨울철의 온도를 적용한다. 을종 풍압하중은 기온이 -5°C일 때 전선류의 주위에 6mm의 두께로 비중 0.9의 빙설이 부착된 경우를 예상하여 이것에 갑종 풍압하중의 1/2의 풍압을 적용한다. 병종 풍압하중은 원래 시가지와 같이 풍속이 감소되기 쉬운 지역에 적용하는 것이므로 단순히 갑종 풍압하중의 1/2의 풍압을 적용한다. 갑종풍압하중은 다음 식으로 계산한다.

$$P = \frac{1}{2} \rho C (GV_d)^2 \text{----- (28)}$$



표 11. 풍력계수

구 분	형상	풍력계수[C _x]
사 각 형 또 는 삼 각 형 단면골조		풍력계수[C _x] $C_x : K \cdot F \cdot M$ K : 골조풍력계수의 기본치 F : 세장률 M : 풍압배수
원 주 및 다각형	<ul style="list-style-type: none"> ◦ $d\sqrt{q} \leq 1.5$의 경우 • 표면이 매끄러운 원주 • 표면이 거친 원주 및 다각형 ◦ $d\sqrt{q} > 1.5$의 경우 <div style="display: flex; align-items: center;">  <div style="margin-left: 10px;"> 철판 콘크리트 표면 $\Delta d = 0.02$인 거친면 </div> </div> <div style="display: flex; align-items: center; margin-top: 10px;">  </div>	1.2 1.4 0.7 H/d ≥ 2.5일 때 1.0 H/d < 2.5일 때 0.8
원 주 및 다각형	<div style="display: flex; align-items: center;">  <div style="margin-left: 10px;"> $\Delta d = 0.08$인 거친면 </div> </div> <div style="display: flex; align-items: center; margin-top: 10px;">  <div style="margin-left: 10px;"> 6각형 8각형 </div> </div> <p>단, q : 속도압[Pa] $q = \frac{1}{2} \rho V^2$ ρ : 공기밀도[kg · sec²/m⁴] V : 속도[m/s]</p>	H/d ≥ 2.5일 때 1.2 H/d < 2.5일 때 1.0 H/d ≥ 2.5일 때 1.4 H/d < 2.5일 때 1.2
구	<ul style="list-style-type: none"> ◦ $d\sqrt{q} \leq 1.5$의 경우 ◦ $d\sqrt{q} > 1.5$의 경우 	0.6 0.4
이외의 경 우	전면을 피복한 철갑 표면에 다른 공작물을 설치한 경우에는 그 공작물의 풍압력을 가산한다. 단, 그 간격이 a' ≤ (b' 또는 c')가 작은 방향인 경우는 철갑표면이 중복되는 수직투영면적의 풍력계수를 1/2까지 줄일 수 있다.	

여기서, ρ 는 공기밀도, C 는 풍력계수, G 는 돌풍계수, V_d 는 설계풍속이다. 공기밀도는 $0.125 \text{ kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$ ($1.225 \text{ kgf}/\text{m}^3$)을 적용할 수 있으며, 풍력계수는 <표 11>을 이용하여 산정할 수 있다. 사각형 또는 삼각형 단면골조의 풍력계수는 다음과 같은 충실률에 따라 계산한다.

$$\text{충실률}[\psi] = \frac{\text{수직투영면적}}{\text{수직윤곽내전면적(외곽면적)}} \text{-----} (29)$$

충실률에 따른 골조풍력계수의 기본값은 <표 12>와 같다. 세장률 및 풍압배수는

각각 <표 13> 및 <그림 10>을 이용하여 결정한다.

돌풍계수는 풍속의 증가에 따라 돌풍률이 감소하는 경향(윤성원 등, 2008)이며 <표 11>를 참조하여 산정한다. 설계풍속은 기본풍속에 고도 및 노출환경에 따른 영향을 고려하여 다음 식을 이용하여 산정한다.

$$V_d = K_z V \text{ ----- (30)}$$

여기서, V 는 기본풍속이며, K_z 는 다음 식을 이용하여 계산한다.

$$K_z = 1.925 \left(\frac{Z}{Z_G} \right)^\alpha, \quad Z \geq Z_b \text{ ----- (31a)}$$

$$K_z = 1.925 \left(\frac{Z_b}{Z_G} \right)^\alpha, \quad Z < Z_b \text{ ----- (31b)}$$

표 12. 골조풍력계수의 기본값

충실률[ψ]	$\psi \leq 0.2$	$0.2 < \psi \leq 0.3$	$0.3 < \psi \leq 0.9$	$0.9 < \psi \leq 1.0$
기본값[K]	2.0	1.9	1.7	2.0

표 13. 세장률

세장률[F]	$0 < F \leq 0.3$	$0.5 < F \leq 0.9$	$0.9 < F \leq 1.0$
$H/a < 5$	0.9	0.8	0.6
$H/a \geq 5$	1.0	0.9	0.8

(주) F가 없는 것은 직선보정을 한다.

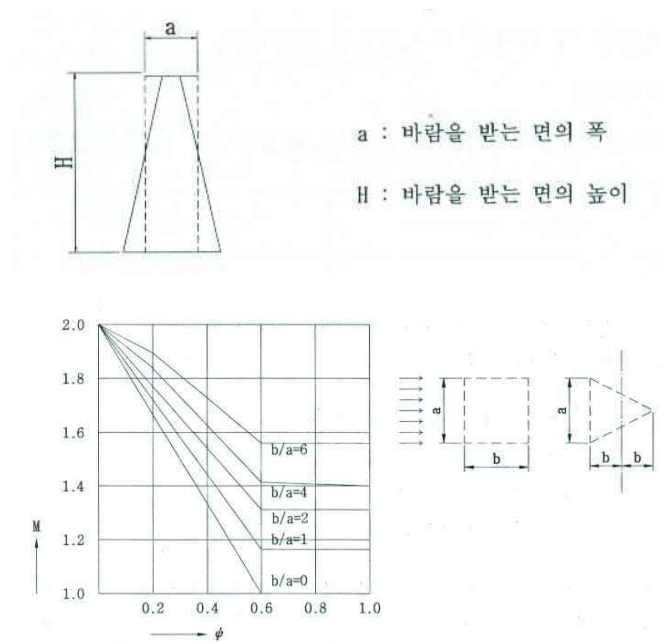


그림 11. 풍압배수

표 14. 기본풍속별 돌풍률

기본풍속(V, m/s)	돌풍률(G)
20이하	1.40
20~30	$1.60-0.01V$
30~40	$1.45-0.005V$
40이상	1.25

여기서, Z_G , Z_b , α 는 가설지점 주변지역의 지표면의 거친정도, 즉 지표조도에 따라 달라지며 선로에 가설되는 전주 등의 구조물의 경우 <표 15>로부터 결정된다. 기본풍속은 <표 16>또는 <그림 11>를 이용하여 결정한다. <표 17>은 개활지에서 지상으로부터 10m의 풍압을 기준으로 산정한 전철주 종류별 단위수직투영면적당 풍압이다.

표 15. 지표조도 구분에 의한 Z_G , Z_b , α (한국철도시설공단, 2007)

지 표 조 도	지표상황	Z_G (m)	Z_b (m)	α	조도
I	○ 해상, 해안	500	5	0.12	작다 ↑
II	○ 개활지, 농지, 전원 ○ 수목과 저층건축물이 산재해 있는 지역	600	10	0.16	
III	○ 수목과 저층건축물이 산재해 있는 지역 ○ 중·고층 건물이 산재하여 있는 지역 ○ 완만한 구릉지	700	15	0.22	
IV	○ 중·고층 건물이 산재하여 있는 지역 ○ 기복이 심한 구릉지	700	30	0.29	크다 ↓

표 16. 주요지역의 기본풍속

Zone	기본풍속 (m/s)	지 역	
I	25	내륙	철원, 춘천, 서울, 수원, 원주, 충주, 대전, 추풍령, 안동, 대구, 전주, 울산, 광주, 진주, 강화, 양평, 인제, 홍천, 태백, 제천, 보은, 천안, 부여, 금산, 임실, 정읍, 남원, 장수, 순천, 장흥, 해남, 고흥, 봉화, 영주, 문경, 영덕, 의성, 구미, 영천, 거창, 합천, 밀양, 산청, 이천, 인천
II	30	동해안 서해안	울진, 속초, 대관령, 강릉, 서산, 보령,
III	35	서남해안 남해안 동남해안	목포, 완도, 군산, 부안, 진도, 해남, 장흥, 고흥 마산, 여수, 남해 포항, 부산, 울산
IV	40	남해안, 제주지역 특수지역	통영, 거제, 제주도 울릉도

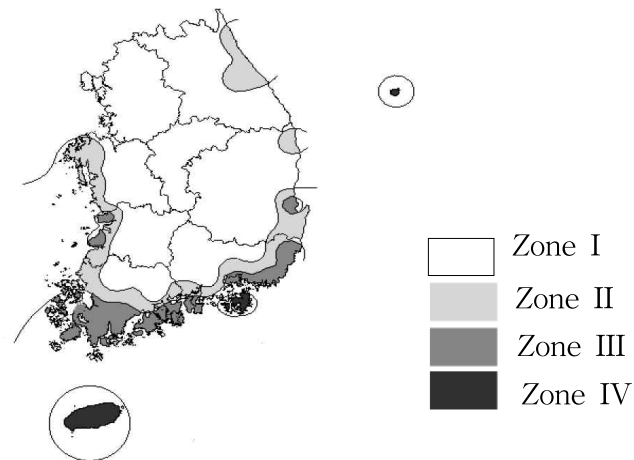


그림 12. 기본풍속분포도

표 17. 전철주 종류에 따른 단위투영면적당 풍압

풍압을 받는 구분			구성재의 수직투영면적 1㎡에 대한 풍압 [Pa]					
			Zone I 풍속 25㎞/s	Zone II 풍속 30㎞/s	Zone III 풍속 35㎞/s	Zone IV 풍속 40㎞/s		
목 주			547	731	957	1,201		
지지물	철주	원형		547	731	957	1,201	
		삼각형 또는 능형		1,313	1,754	2,296	2,883	
		강관에 의하여 구성되는 4각형		1,040	1,388	1,818	2,282	
		기타	복재가 전후면에 접지는 경우		1,514	2,022	2,648	3,324
			기타		1,661	2,217	2,903	3,645
	철근 콘크리트주	원형		547	731	957	1,201	
		기타		821	1,096	1,435	1,802	
	철탑	강관으로 구성		1,167	1,559	2,041	2,562	
		기타		2,007	2,680	3,508	4,404	
전선 기타 가섬선	다도체(구성하는 전선이 2가닥마다 수평으로 배열되고 또한 그 전선 상호간의 거리가 전선의 바깥지름의 20배 이하인 것에 한함)를 구성하는 전선		620	828	1,084	1,361		
	기타		693	926	1,212	1,522		
애자 장치(특별고압전선로용)			967	1,291	1,691	2,123		
완금속(특별고압전선로용)		단일재	1,113	1,487	1,946	2,443		
		기타	1,514	2,022	2,648	3,324		

2.3.3.5 수평장력

(1) 곡선로의 수평장력

곡선로에서 전선의 장력에 의해 지지점에서 곡선 안쪽 방향으로 발생하는 수평장력은 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$P = \frac{S \cdot T}{R} \quad [\text{N}] \quad \text{-----} \quad (32)$$

P : 수평장력 [N]

S : 전주경간 [m]

T : 전선의 장력 [N]

R : 곡선반경 [m]

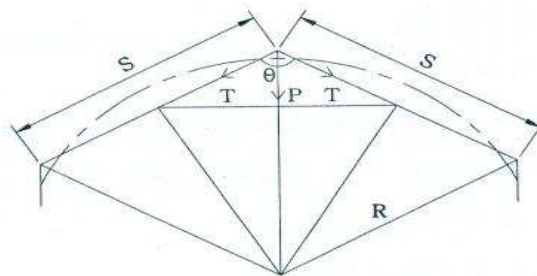


그림 13. 곡선로의 수평장력

(2) 곡선로의 인류개소에서 수평장력

곡선로에서 전차선을 인류하는 경우 그 분력에 따라 인류점의 1경간 앞 B점의 지지점에 수평방향의 하중이 발생하며 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$P = P_1 + P_2 \quad [\text{N}]$$

$$P_1 = \frac{S \cdot T}{R} \quad [\text{N}] \quad \text{또는} \quad P = \frac{(S_1 + S_2)T}{2R} \quad [\text{N}] \quad \text{-----} \quad (33)$$

$$P_2 = \frac{(d \pm g)T}{R} \quad [\text{N}] \quad \text{또는} \quad P_2 = \frac{(d \pm g)T}{S_2} \quad [\text{N}] \quad \text{-----} \quad (34)$$

([+] 인류가 선로의 안쪽인 경우, [-] 인류가 선로의 바깥쪽인 경우)



- P : 합성수평장력 [N]
 S : 전주경간 [m]
 P_1 : AB사이의 곡선에 의한 수평장력 [N]
 P_2 : BC사이의 곡선에 의한 수평장력 [N]
 S_1 : 전선의 장력 [N]
 S_2 : BC사이의 전주경간 [m]
 T : 전선의 장력 [N]
 R : 곡선반경 [m]
 g : 궤도중심에서 전주중심까지의 거리 [m]
 d : 전차선의 편위 [m]

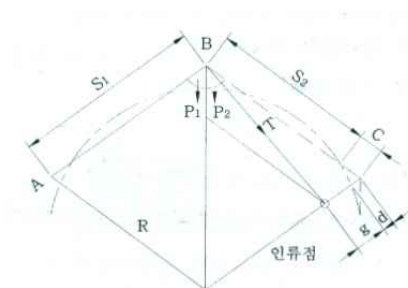


그림 14. 곡선, 인류개소의 수평장력

(3) 직선로의 지그재그 편위에 의한 수평장력

지그재그 편위에 의한 수평장력은 다음과 같이 계산한다.

$$T = 2T \sin \theta = 2T \cdot \frac{2d}{\sqrt{S^2 + (2d)^2}} \quad [\text{N}] \quad \text{-----} \quad (35)$$

- P : 수평장력 [N]
 S : 전주경간 [m]
 T : 전선의 장력 [N]
 d : 전차선의 편위 [m]

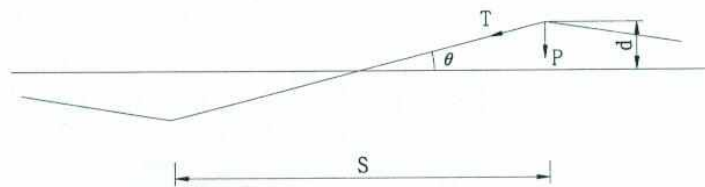


그림 15. 지그재그 편위에 의한 수평장력

- (4) 자동장력조정장치를 설치하는 전차선 및 조가선의 경우 장력변동이 없는 것으로 한다.

2.4 강도계산

이 절에서는 기존의 전철주 기초 설계방법이며, 각 전철주기초의 모멘트 산정식 등을 참고자료로 기술한다.

2.4.1 강도계산 일반

근년, 전차선의 증가선화에 따른 지지물에 가해지는 하중이 증대하여, 전주 및 기초의 강도는 큰 것이 요구되고 있다. 또한 기계화 시공이 보급되고 있으며, 기초에 대해서 종래부터 채용되고 있는 전주기초 강도계산식은, 실험식에서 유도되고 있기 때문에, 기초형상, 치수를 확대하여 적용하는 데에는 제약이 있다.

지지력의 측정법으로서 새로이 스웨덴식 사운드링법이 채용되어, 토목에서 범용되고 있는 관계식을 사용하여, 다른 측정법에 의한 토질의 채수치에서도, 계산에 필요한 토질계수가 산정될 수 있도록 환산식 도입을 꾀하였다. 다만, 연약지반은 이 방법으로는, 측정이 불가능하므로, 공내 수평 제하시험(Lateral Load Tester법)이 바람직하다. 그러나 이러한 여러 가지의 측정방법은, 경질지반, 자갈을 혼입한 지반에서는 사용할 수 없다.

새로운 전주기초 강도계산식은, 케이슨(Caisson) 기초의 계산식을, 전차선로용 지지물 기초에 적용할 수 있는 계산식으로 유도되어 제안되었다. 이 새로운 계산식의 실용성을 검토하는데 있어서, 토목관계의 자료, 예를 들면, 토질조사법·토질공학회를 이용함과 동시에 현지시험에 의해 확인하였다. 연약지반 개소에서는 실용성이 입증되었으므로, 이번 채용에 단행하게 된 것이다.

(1) 포터블 콘 페니트로미터(Portable cone penetrometer)

$$\text{콘 지지력} = \frac{\text{페니트로미터 관입저항치 [N]}}{\text{선단 콘의 저면적 [cm}^2\text{]}}$$

(2) 충격식 페니트로미터

무게 49[N]의 낙하추를, 50cm의 높이에서 낙하시켜서, 선단 콘의 관입량 10cm당 타격수로 나타낸다.

(3) 스웨덴식 사운드링 법

전재하중(全載荷重) WSW · 980N과 관입량 1m당 회수 NSW(반회전수/m)에 의해 환산 qc, N의 값을 구한다.

2.4.2 지지력의 측정을 요하는 지반에 있어서 주상기초의 저항모멘트 계산

지반이 불명확한 경우는 스웨덴식 사운드링 또는 콘 페니트로미터에 의해 지지력을 측정하고 그 결과를 이용하여 <식 (15), (16)> 및 <식 (17)>에 의한다.



2.4.2.1 보통지반

철도노반은 일정토질이 아니고 매우 다양하며, 보통지반에서는 기초체의 저항모멘트는 페니트로미터(Penetrometer)의 관입저항치에 거의 비례한다는 결과가 얻어졌다. 그래서 유사토에 대해서는

$$M_a = \frac{0.086d \cdot q_c \cdot \ell^2 \cdot K \cdot f}{F_s \left(1 + \frac{\ell}{h}\right)} \quad \text{-----} \quad (36)$$

점토지반에 대해서는

$$M_a = \frac{0.163d \cdot q_c \cdot \ell^2 \cdot K \cdot f}{F_s \left(1 + \frac{\ell}{h}\right)} \quad \text{-----} \quad (37)$$

의 실험식이 얻어졌다. 여기서 근입깊이 ℓ 과 수평하중 작용점의 지상높이 h 를 $\ell/h=2/7=0.286$ 로 구한식이 편람의 <식 (38), (39)>이다.

$$M_a = \frac{0.067d \cdot q_c \cdot \ell^2 \cdot K \cdot f}{F_s} \quad [\text{kN} \cdot \text{m}] \quad \text{-----} \quad (38)$$

M_a : 허용저항모멘트 $[\text{kN} \cdot \text{m}]$ 「기초상단면의 중심점의 것」

d : 수평하중에 직각방향의 기초폭 $[\text{m}]$

q_c : 콘 지지력 $[\text{kN} \cdot \text{m}^2]$

스웨덴식 사운딩 측정치에서는 다음 식으로 환산한다.

$$q_c = 0.6W_{sw} + 2.0N_{sw} \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^2]$$

W_{sw} : 중량 $[\text{N}]$

N_{sw} : 관입량 1m당의 반회전수

ℓ : 기초의 근입깊이 $[\text{m}]$

K : 지형계수

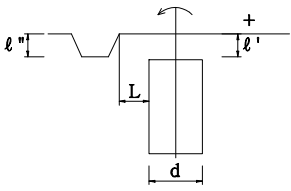
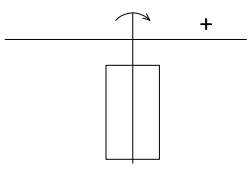
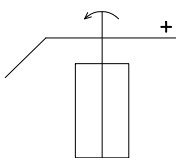
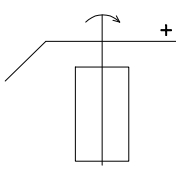
f : 형상계수

F_s : 안전율

(1) 지형계수 K 의 값

지형계수 K 의 값은 <표 18>에 의한다.

표 18. 지형계수 K

지형	하 중 방 향	K값	기 사
평지·절취		1.0	측구가 약한 구조로 $L < d$ 의 경우 $\ell' = \ell''$ 로 한다.
		1.2	
성토		0.6	
		1.0	

(2) 형상계수 f의 값

형상계수 f의 값은 <표 19>에 의한다.

표 19. 형상계수 f

종별형상	쇄 석		원주형 콘크리트		각주형 콘크리트		T형부기초
	흙막이 거푸집 없음	흙막이 거푸집 있음	흙막이 거푸집 없음	흙막이 거푸집 있음	흙막이 거푸집 없음	흙막이 거푸집 있음	바로파면서 콘크리트치기
형상계수	0.6	0.75	1.0	0.9	1.1	1.0	1.4

2.4.2.2 점토지반

$$M_a = \frac{0.137d \cdot q_c \cdot \ell^2 \cdot K \cdot f}{F_s} \quad [\text{kN} \cdot \text{m}] \quad \text{-----} \quad (39)$$

기호, 단위, 수치 등은 보통토 지반과 같다. 다만, 스웨덴식 사운드에 의한 환산은



다음에 의한다.

$$q_c = 0.225W_{SW} + 0.375N_{SW} \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

2.4.2.3 모래 기타 붕괴되기 쉬운 지반

모래 기타 붕괴되기 쉬운 지반에서는 실험결과

$$M_a = \frac{a \cdot N \cdot d \cdot \ell^2 (\ell - 0.5d) K' \cdot f}{F_s \left(1 + \frac{\ell}{h}\right)}$$

을 얻었다. 이 식의 계수 a 는 실험결과에서, 실트(Silt)질의 모래에서는 최소 0.61, 최대 1.1 평균 0.823 모래의 경우 최소 0.622 최대 0.932 평균 0.714이므로, $\ell/h=0.286$ 로서 <식 (40)>으로 간이화 하였다.

$$M_a = \frac{0.5N \cdot d \cdot \ell^2 (\ell - \frac{d}{2}) K' \cdot f}{F_s} \text{ [kN} \cdot \text{m]} \text{ ----- (40)}$$

N : 충격식 페니트로미터(경도계) 관입량 10cm당의 타격수

「기초상단에서 아래로 30~80cm 깊이의 평균치」

다만, 스웨덴식 사운딩에 의한 환산은 다음에 의한다.

$$N = 0.04W_{SW} + 0.134N_{SW}$$

K' : 모래의 지형계수

기타 기호, 단위, 수치 등은 보통토 지반의 경우와 같다.

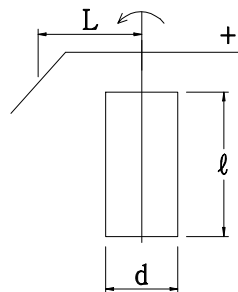
지형계수 K' 의 값

(1) 선로와 반대방향으로 하중이 가해지는 경우

$$\frac{L}{\ell} > 1 \text{ 일때, } K' = 1.0$$

$$1 \geq \frac{L}{\ell} \geq 0.2 \text{ 일때, } K' = 0.5 + 0.5 \frac{L}{\ell}$$

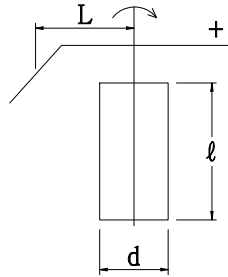
$$\frac{L}{\ell} < 0.2 \text{ 일때, } K' = 0.45 + 0.75 \frac{L}{\ell}$$



(2) 선로방향으로 하중이 가해지는 경우

$$\frac{L}{\ell} < 0.6 \text{ 일때, } K' = 1.0$$

$$\frac{L}{\ell} < 0.6 \text{ 일때, } K' = 0.6 + 0.667 \frac{L}{\ell}$$



2.4.3 연약지반에서 기초의 저항모멘트 계산

2.4.3.1 저항모멘트 계산

연약지반에서 기초의 저항모멘트 계산은 공내수평 재하시험에 의해 흙의 변형계수를 측정하고 그 결과를 이용하여 <식 (41)>에서 구한다.

$$M_a = k \cdot d \cdot \ell^3 \cdot m \cdot S_0 \text{ ----- (41)}$$

$$m = \left(\frac{2+4\beta}{6+6\beta+\pi \cdot \lambda \cdot K_0} - 1 \right) \alpha + \frac{7}{1000} \left\{ \pi \lambda^3 \cdot \frac{K_0}{64} - \frac{1+\beta}{12} - \frac{1+2\beta}{6} \left(\frac{2+4\beta}{6+6\beta+\pi \cdot \lambda \cdot K_0} - 1 \right) \right\}$$

$$\kappa = 0.4\alpha_0 \cdot E_0 \cdot \left(\frac{d \ell}{3} \right)^{-\frac{3}{8}} \cdot \alpha'$$

$$\kappa_v = 0.4\alpha_0 \cdot E_0 \cdot d^{-\frac{3}{4}}$$

$$\lambda = \frac{d}{\ell}$$

$$K_0 = \frac{\kappa_v}{\kappa} = \frac{1}{1.2} \left(\frac{1}{3\lambda} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$\alpha = \frac{H}{\kappa \cdot d \cdot \ell^2}$$



- M_a : 허용저항모멘트 [$N \cdot cm$]
 「기초상단중심점의 회전의 것」
 d : 기초의 하중방향에 직각인 폭 [cm]
 ℓ : 기초높이 [cm]
 H : 수평력 [N]
 κ : 수평지반 반력계수 [N/cm^3]
 κ_v : 연직지반 반력계수 [N/cm^3]
 E_0 : 흙의 변형계수 [N/cm^2]
 α_0 : 사운딩에 의한 보정계수 ($\alpha_0=4$)
 β : 지형계수 ($\beta=1$)
 S_0 : 강도계수 (<표 20>에 의한다.)
 α' : 측면에 대한 보정계수 $\alpha'=1.2$, 원형의 경우)

표 20. 강도계수 S_0 의 값

폭풍시 최대하중에 대하여	운전시 최대하중에 대하여	
	안정된 기설지반	변형이 쉬운 불안정한 지반
1.2	1.0	0.75

2.4.3.2 공내수평 재하시험

공내수평재하시험 (Lateral Load Tester, L.L.T)에 대해서, 그 장치의 개략과 계산 예를 다음에 나타낸다.

(1) 장치의 개요

장치의 개요는 아래 그림과 같이, 측정에 있어서는 오거보링(Auger boring)으로 3m 정도의 구멍을 내어, 지표면하 1m, 2m, 3m의 지점에서 순차적으로 존테(Sonde)를 세트하고, 질소가스를 보내면, 이 가스압력의 증가에 의해 주위의 흙이 널리 퍼지게 되어, 존테의 체적이 증가한다. 이때의 압력과 체적의 관계에서, 흙의 변형계수(E_0) 및 수평지반 반력계수(K)를 구한다.

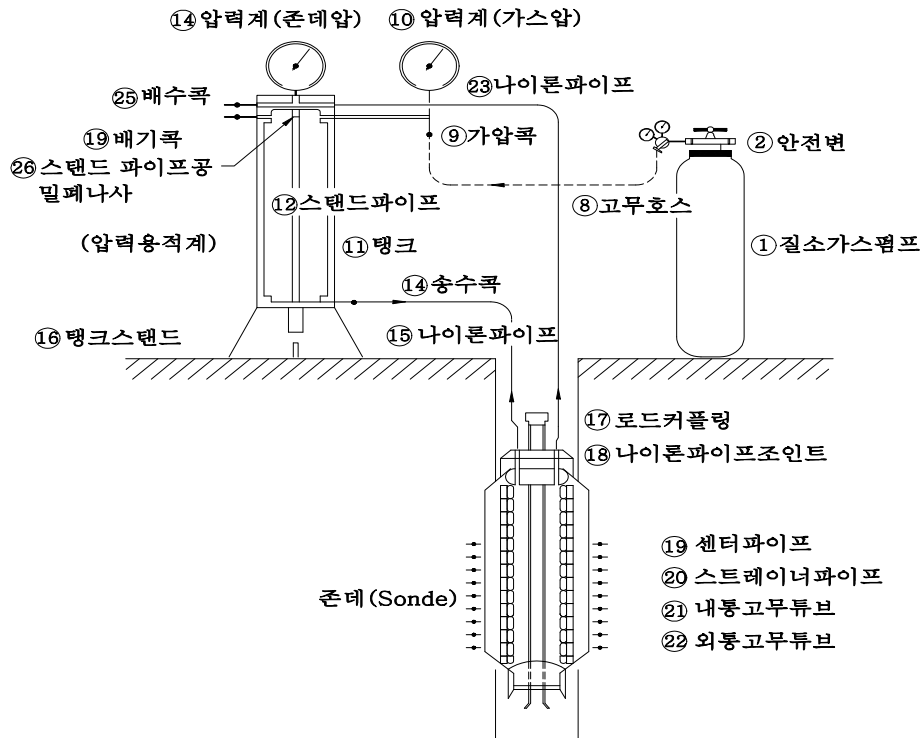


그림 17. 성토에서의 전주기초

그림 18. 공내수평재하시험(L.L.T법)

[계산 예]

1. 평지에 있어서의 I형기초의 저항모멘트를 구한다.

(1) 설계조건

- 기초의 하중방향으로 직각인 폭 $d = 70$ [cm]
- 기초의 근입길이 $\ell = 260$ [cm]



• 수 평 력	H = 5,880 [N]
• 흙의 변형계수	E _o = 98 [N/cm ²]
• 사운딩에 의한 보정계수	α _o = 4
• 지형계수	β = 1
• 강도계수 (갑종풍압하중시)	S _o = 1.5
• 측면에 대한 보정계수	α' = 1.2 (원형인 경우)
(L.L.T시험에 의한 실측치로 한다)	

(2) 수평지반반력계수

$$\begin{aligned}
 k &= 0.4 \cdot \alpha_o \cdot E_o \left(\frac{d \ell}{3} \right)^{-\frac{3}{8}} \cdot \alpha' \\
 &= 0.4 \times 4 \times 98 \times \left(\frac{70 \times 260}{3} \right)^{-\frac{3}{8}} \times 1.2 \\
 &= 7.1765
 \end{aligned}$$

(3) 연직 지반반력계수

$$\begin{aligned}
 k_v &= 0.4 \cdot \alpha_o \cdot E_o \cdot d^{-\frac{3}{4}} \\
 &= 0.4 \times 4 \times 98 \times 70^{-\frac{3}{4}} \\
 &= 6.4787
 \end{aligned}$$

$$\lambda = \frac{d}{\ell} = \frac{70}{260} = 0.2692$$

$$\begin{aligned}
 K_o &= \frac{1}{1.2} \left(\frac{1}{3\lambda} \right)^{\frac{3}{8}} \\
 &= \frac{1}{1.2} \left(\frac{1}{3 \times 0.2692} \right)^{\frac{3}{8}} \\
 &= 0.9029
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \alpha &= \frac{H}{k \cdot d \cdot \ell^2} \\
 &= \frac{5,880}{7.1765 \times 70 \times 260^2} \\
 &= 1.731 \times 10^{-4}
 \end{aligned}$$

$$m = \left(\frac{2 + 4\beta}{6 + 6\beta + \pi\lambda K_o} - 1 \right) \alpha + \frac{7}{1,000} \left\{ \frac{\pi\lambda^3 K_o}{64} - \frac{1 + \beta}{12} - \frac{1 + 2\beta}{6} \left(\frac{2 + 4\beta}{6 + 6\beta + \pi\lambda K_o} - 1 \right) \right\}$$

$$\begin{aligned}
 &= \left(\frac{2+4}{6+6+\pi \times 0.2692 \times 0.9029} - 1 \right) \times 1.731 \times 10^{-4} + \frac{7}{1,000} \\
 &\quad \left\{ \frac{\pi \times 0.2692^3 \times 0.9029}{64} - \frac{1+1}{12} - \frac{1+2}{6} \times \left(\frac{2+4}{6+6+\pi \times 0.2692 \times 0.9029} - 1 \right) \right\} \\
 &= -9.173 \times 10^{-5} + 6.941 \times 10^{-4} \\
 &= 6.024 \times 10^{-4}
 \end{aligned}$$

따라서, I형기초의 허용저항 모멘트는

$$\begin{aligned}
 M_a &= k \cdot d \cdot \ell^3 \cdot m \cdot S_0 \\
 &= 7.1765 \times 70 \times 260^3 \times 6.024 \times 10^{-4} \times 1.5 \\
 &= 7,978,238 \text{ [N} \cdot \text{cm]} \\
 &= 79,782 \text{ [N} \cdot \text{m]}
 \end{aligned}$$

성토에 있어서의 T형기초에, 선로와 반대방향으로 하중이 가해질 경우의 저항모멘트를 구한다.

$$\text{지형계수 } K \text{는, } K = \frac{0.6}{1.2} = 0.5$$

형상계수 f는, $f = 1.4$ (차양부)

따라서, T형기초의 허용저항모멘트는

$$\begin{aligned}
 M_a' &= M_a \cdot K \cdot f \\
 &= 79,782 \times 0.5 \times 1.4 \\
 &= 55,847 \text{ [N} \cdot \text{m]} > M = 47,040 \text{ [N} \cdot \text{m]} \text{ ----- 적합}
 \end{aligned}$$

2.4.4 지지력의 측정을 요하지 않는 양호한 지반에서 기초의 저항모멘트 계산

지반이 양호하고, 모래 기타 쉽게 붕괴하지 않은 흙의 경우 기초의 허용저항모멘트는 <식 (42)>에 의한다.

$$M_a = K \cdot f \cdot S_0 \cdot L^2 \cdot \sqrt[3]{d^2 \left(1 + 0.57 \frac{b^2}{L^2} + 0.45 \frac{b^2}{d^2} \right)^2} \quad \text{[kN} \cdot \text{m]} \text{ ----- (42)}$$



S_0 : 강도계수, 운전시 최대하중에 대하여 $S_0=0.75$

폭풍시 최대하중에 대하여 $S_0=1.2$

L : 기초의 근입깊이 [m]

d : 기초의 하중방향의 수직폭 [m]

b : 기초의 하중방향의 폭 [m]

M_a : 허용저항모멘트 (지면에서) [kN · m]

K : 지형계수

f : 형상계수

단, 표토의 깊이 $\ell > 0.1L$ 의 경우에는 상기 식의값을 $(1.12 - 1.2 \frac{\ell}{L})$ 배로 한다.

주상기초의 저항모멘트 계산식 흙의 성질은 변화가 많고, 간단한 역학적 법칙에 따른다고는 생각되지 않으나, 전주기초강도의 계산공식으로서 종래부터

- (1) 기초의 근입부분은 강체로 보고, 주축의 수평변위량은 회전중심으로 부터의 거리에 정비례한다.
- (2) 기초측면의 반력강도의 계산에서는, 순수한 휨모멘트만을 고려하여, 지점반력의 연직, 수평양분력이 미치는 영향은 적으므로 무시한다.
- (3) 주상기초에서는, 기초저면 반력의 저항모멘트는 무시한다. 는 간단한 가정에 근거하여, 기초측면의 반력을 실용상 지장없을 정도로 간이화한 형의것, 앵겔스(Engel's)식, 삼각식, 중촌식, 동전의식 등의 각종 공식이 사용되어 왔으나, 이러한 식의 토질계수등의 값에 대해서는, 동일 지반에 있어서의 실측 데이터가 적어서, 어떤식이 전주기초에 가장 적당한지 분명치 않았다.

그래서 1957년도에 이르러, 주상기초의 계산공식으로서, 지반이 양호하고, 모래 기타 붕괴되기 쉬운 흙이 아닌 경우에 한하는 것으로 하고, 허용저항 모멘트를 구하는 실용공식으로서 편람의 공식을 채용하였다.

이 식은, 프랑스 국철에서 다수의 현지 실물실험치를 근거로, 일본국내의 전철화 구간의 노반에 있어서의 현지실험의 결과를 참고로 하고, 프랑스의 토질과의 차이를 고려하여 정한 것이며, 저면의 연직토압에 의한 저항모멘트도 고려하여, 가장 실질적인 현실에 가까운 값을 준다고 생각하여 벨기에 실험식에 적당한 수정을 한후, 상정 할 수 있는 기초체 치수의 범위내에서 정수화하여 실용공식으로 한 것이다.

2.4.5 암반의 기초

암반기초는 암반중에 기초구멍을 파고, 콘크리트를 적타한다.

2.5 특수구조의 기초

2.5.1 중력형 블록기초

측면토압이 특히 연약하여 측면토압을 기대할 수 없는 경우에는 순수한 중력형 블록기초를 이용하여 기초저면의 넓이를 크게 설계한다.

전차선에서 일반적으로 사용되는 전주기초는, 기초길이에 대해 저면적이 작고, 외력에 의한 모멘트를 측면의 토압에 의해 지지하고 있는형의 것이 많다. 따라서, 성토개소와 같이 측면의 토압을 그다지 기대할 수 없는 장소나, 모래와 같이 무너지기 쉬운 개소에서는, 그만큼 기초를 길게해서 측면의 응력을 작게 할 필요가 있다. 그러나 기초를 극단으로 길게 하면 시공상 문제가 있는데다, 저면적이 작으면 기초 중량 때문에 지지력이 작은 개소에서는 기초가 침하되는 등의 문제가 발생할 우려가 있다.

이와 같은 경우는, 뒤에 기술한 푸팅(Footing) 기초나, 중력형 블록(Block) 기초 등이 유효하다. 중력형 블록기초는 그 중량에 의해 외력에 의한 모멘트에 저항시키는 것으로, <그림 19>는 그 원리를 나타낸 것이다.

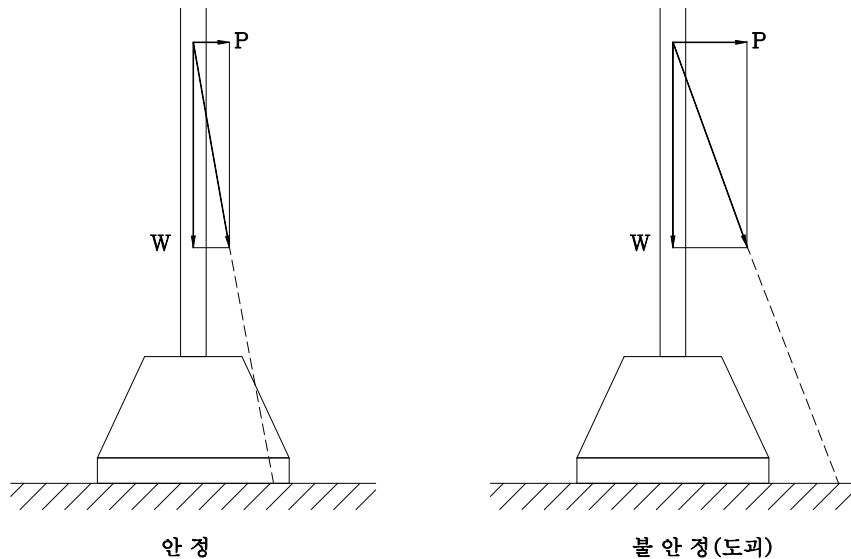


그림 19.

<그림 19>에서 지지력이 기초저면의 압축응력보다 클 때, 수평하중 H 와 수직하중 W 를 합성한 힘의 연장선이 기초저면속에 있으면 그 구조물은 안정되어 있다. 이 경우, H 는 수평력의 합계로 높이는 하중의 중심으로 한다. 또한 W 는 기초중량까지 포함한 전 수직하중이다.

중력형 블록기초는 수직하중이 클수록 안정되어 있고, 수평하중의 하중점이 낮을수록 안정되어 있지만, 실제의 설계에 있어서는, 하중점의 위치는 변경할 수 없는 경우가



따라서 기초의 저면과 중량으로 안정을 꾀하게 된다.

참고로, 중력형 블록 기초의 실용계산식을 제기해 둔다.

수직하중 W 는,

$$W = V + W_0$$

다만, V : 기초상부에 가해지는 수직하중 (전주를 포함)

$$W : \text{기초중량} = W_1 + W_2$$

$$W_1 = a_1 \cdot b \cdot t \cdot w_c$$

$$W_2 = \frac{a_1 - a_2}{2} \cdot b \cdot t \cdot w_c$$

w_c : 기초 콘크리트의 단위중량

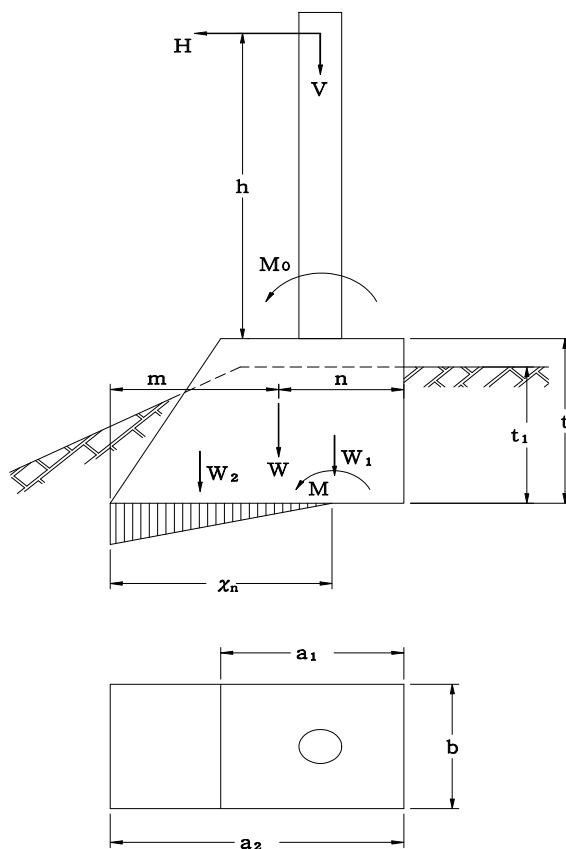


그림 20.

수직하중의 중심위치 n 및 압축응력이 작용하는 범위 x_n 은

$$n = \frac{1}{W} \left\{ \frac{a_1(W_1 + V)}{2} + W_2 \left(a_1 + \frac{a_2 - a_1}{3} \right) \right\}$$

$$\chi_n = \frac{a_2 \left\{ \left(m - \frac{M}{W} \right) - \frac{2}{3} a_2 \right\}}{2 \left(m - \frac{M}{W} \right)}$$

다만,

$$M = \frac{M_o}{h} (h+t) = H(h+t)$$

$$m = a_2 - n$$

M_o : 기초상면에 가해지는 모멘트

기초저면에 작용하는 압축응력 σ_c 는

$$\sigma_c = \frac{2W\chi_n}{a_2 b (2\chi_n - a_2)}$$

<그림 20>와 같이 편측에 토압을 받을 경우, 토압에 의한 모멘트를 M_1 이라 하면

$$M_1 = \frac{1}{6} W_E \cdot t_1^3 \cdot b \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

다만, W_E : 흙의 단위중량

t_1 : 지표면에서 기초저면까지의 깊이

b : 수평하중과 직각면의 기초저면의 폭

ϕ : 흙의 안식각

기초를 회전시키도록 하는 모멘트 M_k 는

$$M_k = M + M_1$$

수직하중에 의한 저항모멘트 M_s 는,

$$M_s = m \cdot W$$

$$\therefore \frac{M_s}{M_k} > 1$$

[계산 예]

$$W_1 = 1.1 \times 0.7 \times 1.7 \times 21,560 = 28,222 \text{ [N]}$$

$$W_2 = \frac{1.9 - 1.1}{2} \times 0.7 \times 1.7 \times 21,560 = 10,262 \text{ [N]}$$

$$\therefore W_o = 28,222 + 10,262 = 38,484 \text{ [N]}$$

$$W = 12,838 + 38,484 = 51,322 \text{ [N]}$$



$$n = \frac{1}{51,322} \times \left\{ \frac{1.1 \times (28,222 + 12,838)}{2} + 10,262 \times \left(1.1 + \frac{1.9 - 1.1}{3} \right) \right\} = 0.713 \text{ m}$$

$$m = 1.9 - 0.713 = 1.187 \text{ [m]}$$

$$M = 4,753 \times (6.75 + 1.7) \div 40,162 \text{ [N-m]}$$

$$X_n = \frac{1.9 \times \left\{ \left(1.187 - \frac{40,162}{51,322} \right) - \frac{2}{3} \times 1.9 \right\}}{2 \times \left(1.187 - \frac{40,162}{51,322} \right) - 1.9} = 1.501 \text{ [m]}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 51,322 \times 1.501}{1.9 \times 0.7 \times (2 \times 1.501 - 1.9)} = 105,118 \text{ [N/m}^2\text{]} < \frac{q}{2}$$

$$M_o = \frac{1}{6} \times 15,680 \times 1.6^3 \times 0.7 \times \frac{1 - \sin 36^\circ}{1 + \sin 36^\circ} = 1,945 \text{ [N-m]}$$

$$M_K = 40,162 + 1,945 = 42,107 \text{ [N-m]}$$

$$M_s = 1.187 \times 51,322 = 60,919 \text{ [N-m]}$$

$$\therefore \frac{M_s}{M_K} = \frac{60,919}{42,107} = 1.446 > 1$$

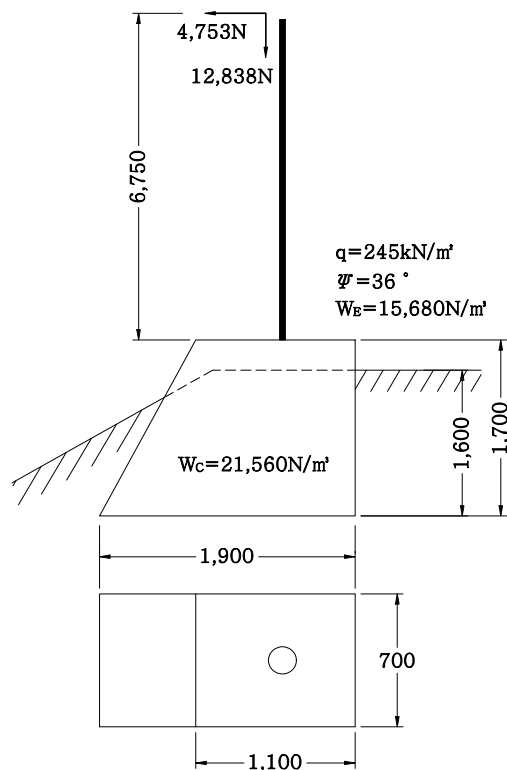


그림 21.

2.5.2 푸팅기초

(1) 구내 장경간 빔용철주, 장경간 스패션용 철주등 표준기초의 치수이상의 기초를 필요

로 할 때는, 일부 측면토압을 고려하여 푸팅기초를 이용한다.

(2) 푸팅기초 계산식

푸팅기초 측압을 구하는데는, 우선 수평력 H 만을 고려하면, 깊이 t , 폭 ℓ 의 기초체의 깊이 X 에 있어서의 응력 σ_{1X} 는, 지면에서는 0, 깊이에 비례해서 증가하는 것으로 하면

$$\sigma_{1t} = -\frac{2H}{\ell \cdot t}$$

$$\sigma_{1X} = -\frac{2H}{\ell \cdot t} \times \frac{X}{t} = -\frac{2H}{\ell \cdot t^2} \cdot X$$

또한, 휨모멘트 M_E 만을 고려하면, 깊이 X 에 있어서의 변위 δ_{2X} 는

$$\delta_{2X} = -\frac{\sigma_{2X}}{E_X} = -\frac{\sigma_{2X}}{k_2 X}$$

여기에서, E_X 는 지반의 탄성계수로, 깊이에 비례하여 증가하는 것이라 생각한다.

또한, 기초체를 강체로 보면

$$\delta_{2X} = \delta_{20} - K_2 X \quad (k_2 > 0) \quad \delta_{20} \text{는 지면의 변위}$$

$$\text{고로 } \delta_{2X} = -(k_1 \cdot \delta_{20} X - k_1 \cdot k_2 \cdot X^2)$$

저항모멘트의 중심까지의 깊이를 X_0 라 하면

$$\delta_{20} = k_2 \cdot X_0$$

$$\therefore \sigma_{2X} = -k_1 \cdot k_2 (X_0 X - X^2)$$

수평력은 0이기 때문에

$$\int_0^t \sigma_{2X} \cdot dX = 0$$

$$k_1 \cdot k_2 \int_0^t (X_0 X - X^2) dX = 0 \quad \therefore X_0 = \frac{2}{3} t$$

또한, 하단의 응력

$$\sigma_{2t} = -k_1 \cdot k_2 \left(\frac{2}{3} t^2 - t^2 \right) = k_1 \cdot k_2 \frac{t^2}{3}$$

상부의 최대응력 발생점을 X_m 라 하면

$$\frac{d \cdot \sigma_{2X}}{d \cdot X} = -k_1 \cdot k_2 (X_0 - 2X) = 0$$

$$\therefore X_m = \frac{1}{2} X_0 = \frac{1}{3} t \quad \sigma_{Xm} = k_1 \cdot k_2 \frac{t^2}{9}$$

다음에 δ_{2X} 에 의한 저항모멘트 M_r 은



$$\begin{aligned}
 M_r &= \int_0^t \ell \cdot \sigma_{2x}(x_m - x) dx \\
 &= -\ell \cdot k_1 \cdot k_2 \int_0^t (x_0 x - x^2)(x_m - x) dx \\
 &= -\ell \cdot k_1 \cdot k_2 \left(\frac{1}{9} t^4 - \frac{3}{9} t^4 + \frac{1}{4} t^4 \right) = -\frac{1}{36} \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \ell \cdot t^4
 \end{aligned}$$

$M_E + M_r = 0$ 라 하면,

$$M_E = \frac{1}{36} \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \ell \cdot t^4$$

$$\therefore k_1 \cdot k_2 = \frac{36M_E}{\ell \cdot t^4}$$

$$\sigma_{2x} = -\frac{36M_E}{\ell \cdot t^4} \left(\frac{2}{3} \cdot t x - x^2 \right) = -\frac{12M_E}{\ell \cdot t^4} (2t - 3x)x$$

$$\therefore \sigma_{2t} = -\frac{12M_E}{\ell \cdot t^4} (-t^2) = \frac{12M_E}{\ell \cdot t^2}$$

수평력 및 휨 모멘트를 받는 경우는,

$$\begin{aligned}
 \sigma_x &= \delta_{1x} + \delta_{2x} \\
 &= -\frac{2H}{\ell \cdot t^2} x \cdot \frac{12M_E}{\ell \cdot t^4} (2t - 3x) \cdot x \\
 &= -\frac{2}{\ell \cdot t^2} \left(H \cdot x + \frac{12M_E}{t} \cdot x - \frac{18M_E}{t^2} x^2 \right)
 \end{aligned}$$

최대 σ_m 점의 깊이 t_m 은

$$\frac{d \cdot \sigma_x}{dx} = \frac{2}{\ell \cdot t} \left(H + \frac{12M_E}{t} - \frac{36M_E}{t^2} \cdot t_m \right) = 0$$

$$\therefore t_m = \frac{t}{3} + \frac{H t^2}{36M_E}$$

푸팅기초 계산식은 <식 (43)~(49)>에 의한다.

① 저부에 있어서 저항모멘트

$$M_B = \sigma_1 \cdot z \quad [N \cdot m] \quad \text{-----} \quad (43)$$

$$\sigma_1 = \frac{q}{F} - \frac{W}{A}$$

σ_1 : 기초저부의 유효지지력 [N/m^2]

W : 저부에 가해지는 전 수직하중 [N]

A : 기초의 저면적 [m^2]

q : 지지력 [N/m^2]

F : 안전율=2 로 한다.

z : 기초저면의 단면계수 [m^3]

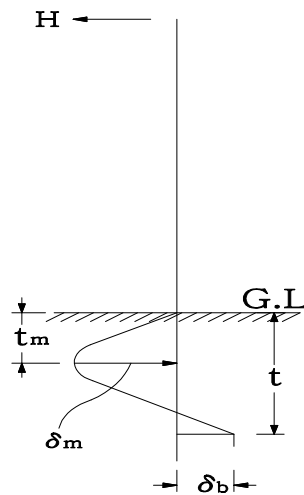
② 발생하는 측압

가. 최대측압

$$\begin{aligned}\sigma_m &= -\frac{2 t_m}{\ell t^2} \left(H + \frac{12M_E}{t} - \frac{18M_E}{t^2} t_m \right) \\ &= -\frac{2 t_m}{\ell t^2} \left\{ H + \frac{12M_E}{t} - \frac{18M_E}{t^2} \left(\frac{t}{3} + \frac{H t^2}{36} \right) \right\} \\ &= \frac{t_m}{\ell \cdot t^3} \cdot (12M_\epsilon + H \cdot t) \quad \text{----- (44)}\end{aligned}$$

$$M_\epsilon = M - M_B \quad [\text{N} \cdot \text{m}]$$

$$t_m = \frac{t}{3} + \frac{H \cdot t^2}{36M_\epsilon} \quad [\text{m}]$$





ℓ : 하중방향의 기초 평균폭 [m]

t : 근입깊이 [m]

t_m : 최대측압발생 깊이 [m]

H : 수평력 [N]

M : 기초위에 발생하는 전 모멘트 [$N \cdot m$]

나. 저부의 측압

$$\begin{aligned}\sigma_b &= \sigma_{1t} + \sigma_{2t} \\ &= -\frac{2H}{\ell t} + \frac{12M_E}{\ell \cdot t^2} \\ &= \frac{(12M_E - 2Ht)}{\ell t^2} \text{----- (45)}\end{aligned}$$

③ 수동토압

가. 최대측압이 발생하는 깊이에서 수동토압

$$P_m = W_E \cdot t_m \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) \text{----- (46)}$$

W_E : 기초상부에서 흙의 단위중량 [N/m^3]

ϕ : 흙의 안식각

나. 기초저부의 수동토압

$$P_b = W_E \cdot t \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) \text{----- (47)}$$

④ 응력의 검토

가. 최대측압발생점

$$\frac{P_m}{\sigma_m} > 1 \text{----- (48)}$$

나. 기초저부

$$\frac{P_b}{\sigma_b} > 1 \text{----- (49)}$$

2.6 지지력

2.6.1 지지력

(1) 기초의 허용지지력

지선을 설치한 인류주와 같이 수직하중이 특히 큰 전주기초에 대해서는, 휨모멘트에

대한 검토외에, 기초의 침하에 대해서도 안전한가를 검토하지 않으면 안 된다. 이 경우의 허용지지력을 구하는데는, 현재식인 콘페니트로미터로 측정한 관입저항력에서 다음식에 의해 극한지지력을 추정한다.

$$Q_{ou} = \frac{q[N] \times 10^3}{\text{선단 콘의 크기} [cm^2] \times 10^{-4}}$$

$$= \frac{q[N]}{6.5 \times 10} = 1.54q \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ ----- (50)}$$

수직하중이 특히 큰 인류주 기초 등에는 특수기초를 제외하고 <식 (27)>에 따라 기초의 허용지지력을 구한다.

$$Q = \frac{Q_{OU}}{F} = \frac{q_c}{F} \text{ ----- (51)}$$

Q : 허용지지력 [kN/m²]

Q_{OU} : 기초의 극한지지력 [kN/m²]

F : 안전율 (기초침하를 고려한 여유)

q_c : 콘 지지력 [kN/m²]

(2) 완전지지의 직접기초의 증가하중에 대한 극한 연직 지지력

완전지지의 직접기초의 증가하중에 대한 극한 연직 지지력은, 다음에 의해서 산정하는 것으로 한다.

① 지지층이 흙 또는 연암인 경우의 극한 연직 지지력은, 다음식으로 산정한다.

$$Q_{ou} = A' \{ I_c a c N_c + I_r \beta \gamma_1 B_c N_r + I_q \gamma_2 D_f (N_q - 1) \}$$



여기서, Q = 푸팅의 증가하중에 대한 극한 연직지지력 [kN]

$$A' = B'L'$$

A' : 푸팅의 유효면적 [m^2]

$B' = B - 2e_x$: 푸팅의 유효폭 [m]

$L' = L - 2e_y$: 푸팅의 유효안길이 [m]

B : 푸팅의 폭 [m]

L : 푸팅의 안길이 [m]

e_x : 푸팅 저면에서의 합력의 작용점의, x 방향의 편심량 [m]

e_y : 푸팅 저면에서의 합력의 작용점의, y 방향의 편심량 [m]

B_c : B' , L' 중 작은쪽

I_c, I_r, I_q : 경사하중에 대한 보정계수

$$I_c = I_q = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2$$

$$I_r = \left(1 - \frac{\delta}{\phi}\right)^2 \quad \text{단, } 0 \leq 1 - \frac{\delta}{\phi}$$

$\delta = \tan^{-1} \frac{H}{N}$: 푸팅저면에 있어서, 연직하중의 경사각 [도]

H : 푸팅에 작용하는 수평하중 [kN]

N : 푸팅 저면에서 유효연직하중 [kN]

ϕ : 푸팅 하면 흙의 내부마찰각 [도]

α, β : 푸팅 저면의 형상계수

c : 푸팅 하면 흙의 점착력도 [kN/m^2]

γ_1 : 푸팅 하면 흙의 유효 단위중량 [kN/m^3]

γ_2 : Df구간 흙의 평균유효단위중량 [kN/m^3]

D_f : 푸팅의 유효근입깊이 [m]

N_c, N_r, N_q : 푸팅 하면 흙의 지지력 계수

가. 내부마찰각 및 점착력도

(가) 내부마찰각 및 점착력도는, 토질시험, 표준관입시험 등에서 얻은 시험값을 근거로 정한다.

(나) 사질토의 내부마찰각 및 점성토의 점착력도의 시험값은, 특별히 시험을 필요로 할 경우를 제외하고 일반적으로, 다음식으로 산정해도 된다.

$$\phi = 0.3N + 27$$

$$c = \frac{q_u}{2}$$

여기서, ϕ : 사질토의 내부마찰각 [도]

N : 표준관입시험의 N값

c : 점성토의 점착력도 [kN/m^2]

q_u : 일축압축강도 [kN/m^2]

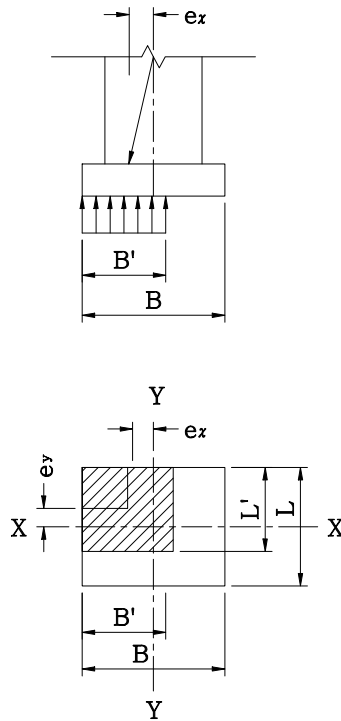


그림 22. 장방형기초의 유효면적 및 유효폭

표 21. 지표면이 평탄한 경우의 지지력 계수

Ψ (내부마찰각)	계 수	N_c	N_r	N_q
0		5.3	0	1.0
5		5.3	0	1.4
10		5.3	0	1.9
15		6.5	1.2	2.7
20		7.9	2.0	3.9
25		9.9	3.3	5.6
28		11.4	4.4	7.1
32		20.9	10.6	14.1
36		42.2	30.5	31.6
40이상		95.7	114.0	81.2



표 22. 형 상 계 수

계 수 \ 기초의 형상	연 속	정 방 형	장 방 형	원 형
α	1.0	1.2	$1 + 0.2 \frac{B'}{L'}$	1.2
β	0.5	0.4	$0.5 - 0.1 \frac{B'}{L'}$	0.3

다만, $\frac{B'}{L'}$ 는, $B' > L'$ 이라면 $\frac{L'}{B'}$ 로 한다.

② 지지층이 경암인 경우의 극한 연직 지지력도는, 암반의 강도, 풍화의 상태, 균열의 유무 등을 고려하여 정한다.

(3) 불완전 지지층의 극한 연직 지지력은, 하층의 극한 연직 지지력을 고려하여 정한다.

2.6.2 지지력의 안전율

일반적으로 신설성토와 같이 자연토를 따서 성형한 성토에서는, 흙의 점착력이 격감하고 있고, 그 성토는 흙의 내부마찰각도 감소하고 있는 것이 인정되어, 위의 상태로서는 가장 불리한 조건에 있다. 그래서, 이와같이 불안정된 상태의 흙은, 그 상태를 바꾸지 않고 시험을 하여 강도를 정확히 구하는 것은 매우 곤란하다. 페니트로미터의 관입시험에 있어서도 시험시에, 흙을 압밀하여 그 강도를 올리는 영향은 피할 수 없다. 따라서 성토의 강도는 이것을 조금 적게 판정해야 한다. 그래서, 실험결과로부터 변형되기 쉬운 불안정한 신설지반의 안전율을 4.0로 정하였다.

2.6.3 토질

(1) 토질조사

흙에는 여러 가지 잡다한 종류와 성질이 있다. 따라서 흙의 강도, 지층의 상태 등을 조사하여, 구조물의 하중에 견딜수 있는지를 검토하지 않으면 안 된다.

토질조사의 방법은 여러 가지가 있으나, 전차선로관계는 특수개소를 제외하고 일반적으로는 스웨덴식 사운드링 법에 의해 조사한다.

스웨덴(sweden)식 사운드링(sounding)법은

- ① 종래의 소형측정기에 의한 측정법은, 사질토와 점토에 따라 사용하는 기구가 다르고, 토질에 의해 조작이 2종류가 있었으나, 스웨덴식 측정법은 사질토와 점토가 존재해도 동일 기구로 일관하여 측정할 수 있다.
- ② 스웨덴 식 측정기는, 간단한 장치와 조작으로 곧 누구든지 용이하게 취급할수 있고, 측정기는 각국의 구조물검사 센터 등에 있다고 생각되며 입수가 수월하다 는 등의 장점을 가지고 있다. 토질공학에서 사용하고 있는 풍부한 관계식을 이용하여, 포터블 콘 정관입(靜貫入) 시험법에서 얻어진 콘 지지력 q_c [kN/m²], 소형 동적관입 시험법에서 얻어진 타격수 N과, 스웨덴식 측정법에서 얻은 재하중(載荷重) W_{sw} [N], 관

입량/m당 반회전수 N_{sw} 과의 상관관계식이 유도되어, 종래의 계산식에 스웨덴식 측정법에서 얻은 측정값이 사용되도록 되어 있으므로, 스웨덴식 사운드법을 토질조사의 표준방법으로 하였다.

스웨덴식 측정법은 1917년경 스웨덴 국유철도 토질위원회에서 처음으로 사용되어, 현재 토목관계자간에는, 예비조사의 답사시에 있어서 시험, 또는 본 조사시에 표준 관입시험의 보조적 수단으로서, 수많이 이용되고 있다.

2.7 앵커볼트 기초

2.7.1 개요

강관주 및 고가, 교량 등의 앵커볼트 기초는 지름이 작은 앵커볼트보다 지름이 큰 앵커볼트를 사용하여 수량을 감소하는 방법이 현장작업에 용이하다. 콘크리트와 기초저판의 중간에 너트를 삽입하여 빗물에 의한 부식방지와 강관주의 수직 조정이 가능하도록 하며, 교량개소는 토목공사에 위탁 시공토록 하여야 한다.

2.7.2 앵커볼트 강도 검증

(1) 앵커볼트 매입길이

$$\ell \geq \frac{M}{\mu \cdot \pi \cdot d \cdot n \cdot L}$$

n : 인장측 소요볼트 개수 : 3개

M : 땅의 경계면에서 전주의 Bending moment : 77,000 [N/m]

d : 볼트의 유효지름 [cm] : 3.6

L : 상대할 볼트의 간격 [cm], 강관 : 40, 교량강관 : 40

μ : 앵커볼트와 콘크리트의 허용부착강도 [N/cm^2], 강관주 : 49 , 교량 : 78

ℓ 앵커볼트 매입길이 [cm] : 166

기초 볼트와 콘크리트 부착력만으로 응력을 부담할 경우 볼트지름의 40~50배를 콘크리트에 매입하여야 한다.

(2) 토공 강관주 앵커볼트 허용 Moment

$$M = \ell \cdot \mu \cdot \pi \cdot d \cdot n \cdot L$$

$$M = 166 \times 49 \times 3.14 \times 3.6 \times 3 \times 40$$

$$= 11,033,608[N/cm] = 110,336[N/m] > 77,000[N/m]$$

상기 검토결과 토공구간 강관주는 Moment가 77,000[N/m]이므로 모든 조건에 앵커볼트허용 Moment가 충분하다.



2.8 전철주 및 지선기초 콘크리트 압축강도 기준

2.8.1 콘크리트 압축강도 검토

전철주기초의 콘크리트는 두 가지 다른 재료와 접촉하여 상호작용을 한다. 첫 번째 재료는 흙으로, 지반의 강도는 콘크리트에 비하여 상당히 작으므로 이 경우 콘크리트의 강도는 전혀 문제가 되지 않는다. 두 번째 재료는 전철주로 부터 전달되는 하중을 기초를 전달하는 앵커이다. 전철주에 작용하는 모멘트는 <그림 23>과 같이 앵커볼트가 기초로 부터 뽑히려는 힘과 기초에 박히려는 힘에 의한 저항을 통해 기초에 전달된다.

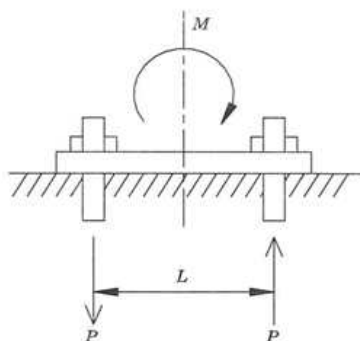


그림 23. 앵커볼트의 모멘트 전달

따라서 전철주기초의 콘크리트 강도는 앵커볼트가 뽑히지 않도록 앵커볼트와 콘크리트 사이의 충분한 부착강도를 확보해야 한다. 콘크리트의 압축강도와 부착강도 사이의 관계는 <표 23>과 같다.

표 23. 철근 콘크리트와 철근의 부착 강도(kgf/cm²)

콘크리트의 압축강도(Fc)		180	240	300	400
허용 압축강도	철근있음	70	90	110	140
	철근없음	콘크리트 압축강도×¼이면서 55이하			
콘크리트와 철근의 부착강도	환강	7	8	9	10
	이형철근	14	16	18	20

콘크리트의 부착강도가 결정되면 전철주에 작용하는 모멘트를 기초에 전달하기 위한 앵커볼트의 매입깊이(l)를 아래의 공식을 이용하여 구할 수 있다.

$$l \geq \frac{M}{\mu \cdot \pi \cdot d \cdot n \cdot L} \text{ ----- (52)}$$

여기서, M : 지면 경계에서 전주의 휨모멘트[kgf.cm]

μ : 앵커볼트와 콘크리트의 부착강도[kgf/cm²]

- 이미 만들어진 구조물에 앵커볼트를 매입하는 경우=5[kgf/cm²]

- 콘크리트 구조물과 같이 매입하는 경우 : <표 23>

n : 인장축 소요볼트 개수(H형강주 300×300 의 경우 3개)

d : 볼트의 직경[cm]

L : 상대하는 볼트의 간격(인장축 상대의 볼트간 간격)

모멘트가 가장 크게 작용하는 조건인 인류개소에서의 작용 모멘트 8,210kgf·m에 대하여 국내에서 전철주기초용 콘크리트로 사용되고 있는 세 종류의 압축강도에 대하여 앵커볼트의 매입깊이를 계산하면 아래의 <표 24>과 같다.

표 24. 콘크리트의 압축강도에 따른 앵커볼트 소요 매입깊이

콘크리트의 압축강도 (kgf/cm ²)	160	180	210
앵커볼트 소요 매입깊이	36.4cm	34.7cm	32.4cm

※ 환강으로 계산하면 표의 소요매입깊이 2배이지만 현재의 앵커볼트 매입깊이가 2배 이상 임

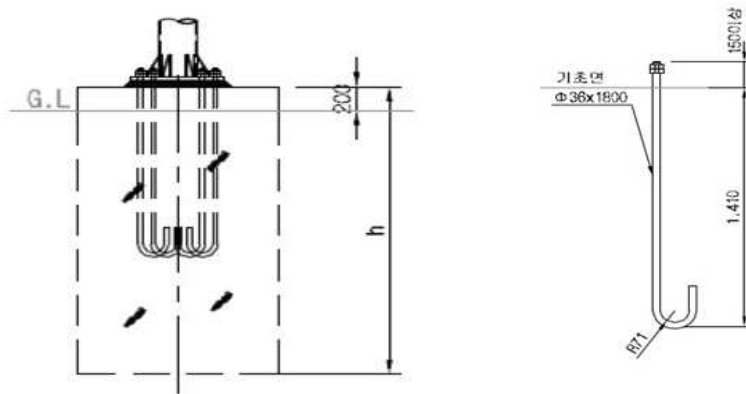


그림 24. 국내의 일반적인 전철주기초 앵커볼트

국내 전철주기초의 시공에는 작용 모멘트나 콘크리트 압축강도에 상관없이 <그림 24>와 같이 매립 깊이 141cm의 앵커볼트를 주로 사용하고 있다. 따라서 현행 전철 주기초 설계에서는 앵커볼트의 길이가 충분하므로 부착강도를 확보하기 위한 콘크리트 압축강도 측면의 문제는 전혀 없는 것으로 평가된다.

2.8.2 전철주 및 지선기초 압축강도 기준

현재 적용하는 매립깊이 수준의 앵커볼트를 그대로 적용하고, 압축강도 18MPa(앵커볼

참고 3. 철주의 휨

3.1 하중의 적용방법

- (1) 갑종풍압하중에 의한 철주의 휨은, 조가선, 전차선 및 급전선의 높이에서 각각의 횡장력이 작용하는 경우에 생기는 휨과 수직편심하중에 의해 생기는 휨을 합계한다.
- (2) 풍압하중에 의한 전차선 높이의 휨은, 조가선, 전차선 및 급전선의 높이에서 각각의 풍압하중이 작용하는 경우의 휨과 철주에 작용하는 풍압에 의해 생기는 휨을 합계한다.
- (3) 고압배전선이 첨가된 경우 등의 특수한 사용조건에 의해 생기는 휨은, 가산한다.

3.2 철주의 휨 계산식

철주의 휨 계산은 <식 (53)~(60)>에 의한다.

3.2.1 수평집중하중에 의한 철주의 휨

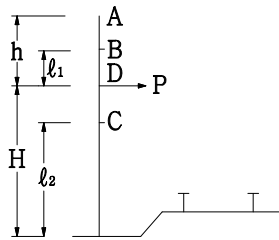


그림 26.

- (1) 수평집중하중 P의 작용점 D의 휨

$$D_D = \frac{P \cdot H^3}{3E \cdot I} \text{ ----- (53)}$$

- (2) 하중점 D에서 상방 l_1 의 점B의 휨

$$D_B = \frac{P \cdot H^3}{3E \cdot I} + \frac{l_1 \cdot P \cdot H^2}{2E \cdot I} \text{ ----- (54)}$$

- (3) 철주정부 A점의 휨

$$D_A = \frac{P \cdot H^3}{3E \cdot I} + \frac{h \cdot P \cdot H^2}{2E \cdot I} \text{ ----- (55)}$$

- (4) 하중점 D에서 하방에 있는 l_2 의 높이 C점의 휨

$$D_C = \frac{P \cdot H \cdot l_2^2}{2E \cdot I} - \frac{P \cdot l_2^3}{6E \cdot I} \text{ ----- (56)}$$

E : 주재의 탄성계수

I : 철주의 단면2차모멘트



3.2.2 수직편심하중에 의한 철주의 휨

휨 계산을 위한 수직하중은, <식 (57, 58)>에 의해 수평력으로 환산하고 「3.2.1」 항의 계산에 의해 산출한다.

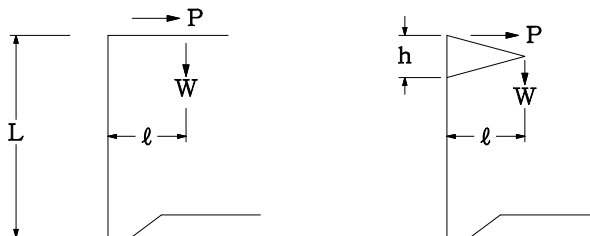


그림 27.

$$P = \frac{3W \cdot \ell}{2L} \text{ ----- (57)}$$

$$P = \frac{W \cdot \ell}{h} \text{ ----- (58)}$$

3.2.3 수평집중하중에 의한 전차선 높이에서 철주의 휨

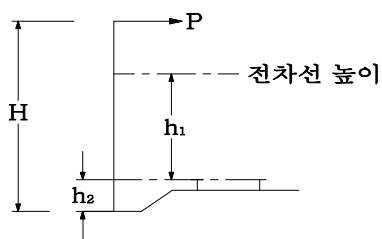


그림 28.

$$D = \frac{P(h_1 + h_2)^3}{6E \cdot I} \left(\frac{3H}{h_1 + h_2} - 1 \right) \text{ ----- (59)}$$

3.2.4 풍압하중에 의한 전차선 높이에서 철주의 휨

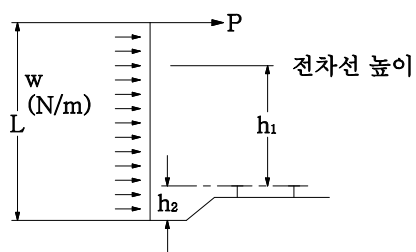


그림 29.

$$D = \frac{w}{2E \cdot I} \left\{ \frac{L^2(h_1 + h_2)^2}{2} - \frac{L(h_1 + h_2)^3}{3} + \frac{(h_1 + h_2)^3}{12} \right\} \text{ ----- (60)}$$

3.2.5 계산식의 유도

(1) 휨의 이론

보의 축선은, 보가 휨 후에는 연속적인 평면곡선을 이룬다. 이것을 탄성곡선이라 한다. 보 축선의 좌단을 원점으로 하고 직각좌표 Ox , Oy 를 취하고 Ox 는 보가 휘기전의 축선에 일치시킨다. 임의의 단면을 AB 로 하고 탄성곡선과 (x, y) 가 되는 점 N 에서 교차시킨다. 휘지 않을 때 AB 와 $d\chi$ 떨어진 단면 CD 를 취하면 AB , CD 는 보가 휘었을 때 O' 점에서 교차하고, 양면열림 보의 방향의 선상재료(線狀材料)는 근사적으로 원호를 이룬다고 생각하면 된다.

그 반경 $O'N$ 은 N 점에 있어서의 탄성곡선의 곡률반경 ρ 를 나타낸다고 생각해도 된다. 중립면 NN' 의 길이는 휨후에도 $d\chi$ 이지만 NN' 에서 y' 떨어진 층 GH 의 길이는 변형을 ϵ 로 나타내면 $(d\chi + \epsilon d\chi)$ 가 된다. 중심각, 반경 및 원호의 관계에서

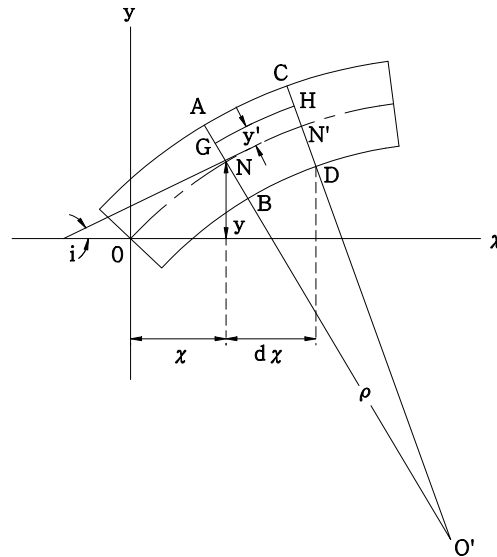


그림 30.

$$\frac{d\chi + \epsilon d\chi}{d\chi} = \frac{\rho + y'}{\rho}$$

즉,

$$\epsilon = \frac{y'}{\rho}$$

그러므로 후크 법칙 및 휨 식에 의해

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E}, \frac{\sigma}{y'} = \frac{M}{I} \text{ 이므로 위식은}$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI} \text{ ----- (61)}$$

E = 탄성계수



I = 단면 2차 모멘트

M = 휨모멘트

ε = 변형

이것이 임의의 단면에 있어서의 탄성곡선의 곡률과 그의 단면에 대한 휨모멘트의 관계식이다. 다시 수학적으로 나타내면

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\frac{d^2 y}{d x^2}}{\left[1 + \left(\frac{d y}{d x}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}} \approx \frac{d^2 y}{d x^2}$$

dy/dx 는 탄성곡선의 기울기부와 그의 접선이 x 축과 이루는 각의 정접으로서 평상시 극히 작기 때문에 $(dy/dx)^2$ 는 1에 비해 생략해도 된다.

다만, 보가 매우 세장한 경우에는, 휨이 커지므로, 그 경우는 정확한 곡률식을 이용할 필요가 있다.

(2) 탄성곡선의 기초식

탄성곡선상의 임의의 점에서의 기울기 i 는 M 과 x 의 함수로 주어지면 탄성곡선의 미분방정식을 한번 적분하여 얻는다.

즉, 일반적으로

$$i = \frac{d y}{d x} = \int \frac{E}{EI} d x$$

일정한 보의 어떤점에서의 기울기를 구하는데는 수학적으로 말하면 보의 조건을 고려하여 적분상수를 더하지 않으면 안된다. 즉,

$$i = \frac{d y}{d x} = \int \frac{M}{EI} d x + C_1$$

물리적으로 말하면 x_2 인 곳의 기울기 i_2 는 x_1 의 기울기를 i_1 라 할 때

$$i_2 = \int_{x_2}^{x_1} \frac{M}{EI} d x + i_1$$

부가상수 C_1 또는 i_1 은 보에 관한 조건으로 결정된다.

다음에 기울기 식을 다시 적분하면 휨(Deflection)의 식이 얻어진다. 즉, 일반적으로

$$y = \int i d x = \int \int \frac{M}{EI} d x d x$$

어떤 보의 일정한 점의 휨은

$$y = \int i d x = \int \int \frac{M}{EI} d x d x + C_1 x + C_2$$

즉, x_2 의 휨 y_2 는 x_1 의 휨을 y_1 이라고 할 때

$$y_2 = \int_{\chi_1}^{\chi_2} i d\chi + y_1 = \int_{\chi_1}^{\chi_2} \int_{\chi_1}^{\chi_2} \frac{M}{EI} d\chi d\chi + i_1(\chi_2 - \chi_1) + y_1$$

C2 혹은 y_1 도 보의 조건에서 결정된다.

휨의 보가 형성하는 탄성곡선을 나타내므로 또한 탄성곡선의 식이라고도 한다. 특정 점의 휨은 χ 에 특정치, 즉 그 점의 좌표를 대입하여 얻을 수 있는 y 의 값이다.

상식에서 M 및 I 는 각종 보 및 하중에 대해 χ 의 함수로 구할 수가 있으므로 그것을 대입하여 적분하면 된다.

① 수평집중하중에 의한 철주의 휨

가. 하중이 상단에 있는 경우

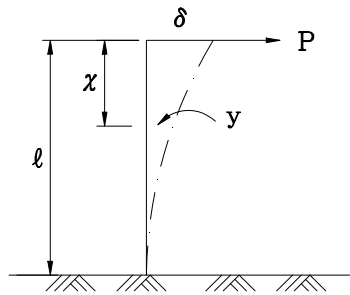


그림 31.

χ 점에서의 휨 모멘트 M 은

$$M = P\chi \text{ 이므로}$$

$$\frac{d^2 y}{d\chi^2} = \frac{P}{EI} \chi$$

기울기는 적분하여

$$\frac{dy}{d\chi} = \frac{P}{EI} \left(\frac{\chi^2}{2} + C_1 \right) \text{ ----- (62)}$$

탄성곡선의 식은 또 적분하여

$$y = \frac{P}{EI} \left(\frac{\chi^3}{6} + C_1 \chi + C_2 \right) \text{ ----- (63)}$$

적분상수를 결정하기 위해 주의 조건을 고려해보면, $\chi=l$ 인 단부에서 고정하고, 따라서 그 단에는 휨은 일어나지 않는다. 고정된다는 것은 그 단에서 탄성곡선으로 끈 접선이 χ 축에 일치한다는 것을 의미한다. 즉, 수학적으로 나타내면 $dy/d\chi=0$ 이다. 고로 고정되는 것과 휨이 없는것과의 두 개의 조건은 다음과 같이 나타낸다.

$$\chi = l \text{ 에서 } dy/d\chi = 0$$

$$\chi = l \text{ 에서 } y = 0$$



<식 (62), (63)>에 대입하면

$$C_1 = -\frac{\ell^2}{2}, \quad C_2 = \frac{2}{3}\ell^3 \text{이 얻어진다.}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{P}{2EI}(\chi^2 - \ell^2)$$

$$y = \frac{P}{6EI}(\chi^3 - 3\ell^2\chi + 2\ell^2) \text{----- (64)}$$

기울기 최대는 $\chi=0$ 에서 일어나고, 또한 휨의 최대 δ 도 $\chi=0$ 에서 일어난다.

$$\delta = \frac{P\ell^3}{3EI}$$

나. 하중이 주의 중간에 있는 경우

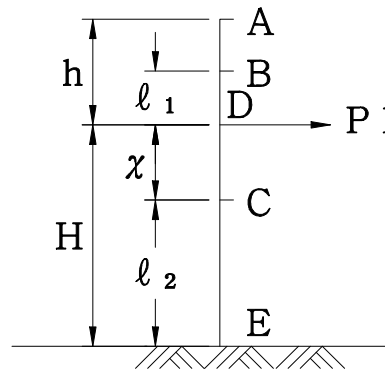


그림 32.

(가) D점의 휨

P에 의해 DE의 부분은 탄성곡선을 이루고, AD의 부분은 점 D에서 이 탄성곡선에 그은접선과 일치하는형이 된다.

따라서 D점의 휨은 전호(가) δ 와 같고, D점에서 탄성곡선의 끝이므로

$$\delta_D = \frac{PH^3}{3EI} \text{가 된다.}$$

$$\therefore \delta_D = \text{D점의 휨}$$

(나) B점의 휨

B점의 휨은 DE의 탄성곡선에서의 접선상의 점이 되므로, D점 휨의 기울기를 i 라 하면 $y = \delta_D + \ell_1 \cdot i$ 가 되는 관계식이 생긴다.

따라서, P에 의한 곡선의 식을 구하면

$$\frac{dy}{dx} = \frac{P}{2EI}(\chi^2 - H^2)$$

$$y = \frac{P}{6EI} (\chi^3 - 3H^2\chi + 2H^3)$$

따라서

$$\delta_D = \frac{PH^2}{3EI}, \quad i = \frac{PH^2}{2EI}$$

$$y = \frac{PH^3}{3EI} + \ell_1 \frac{PH^2}{2EI}$$

$\therefore \ell_1 = \text{DB간의 길이}$

따라서, $\delta_B = \frac{PH^3}{3EI} + \frac{\ell_1 PH^2}{2EI}$ 가 된다.

(다) A점의 휨

B점의 휨과 같게 하면

$$\delta_A = \frac{PH^3}{3EI} + \frac{hPH^2}{2EI} \text{ 이 된다.}$$

(라) C점의 휨

$$\text{휨의 일반식 } y = \frac{P}{6EI} (\chi^3 - 3H^2\chi + 2H^3)$$

$\chi = H - \ell_2$ 을 대입하면

$$y = \frac{P}{6EI} \{ (H - \ell_2)^3 - 3H^2(H - \ell_2) + 2H^3 \}$$

$$\delta_C = y = \frac{PH\ell_2^2}{2EI} - \frac{P\ell_2^3}{6EI} \text{ 가 된다.}$$

다. 수직편심하중에 의한 철주의 휨
수평력의 산출

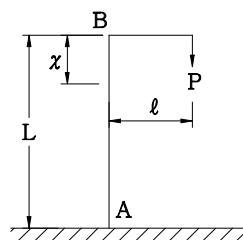


그림 33.

\Rightarrow

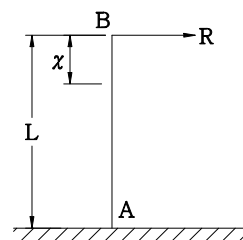


그림 34.

상기 그림에서, B점의 휨량이 같아지는 환산 수평력 R을 구한다.

<그림 33>에 있어서 모멘트 M은 $M = P \cdot \ell$ ($0 \leq x \leq L$)이다.

탄성곡선의 기초식은



$$\frac{d^2y}{d\chi^2} = \frac{M}{EI} = \frac{P\ell}{EI}$$

기울기 및 휨의 일반식은

$$\frac{dy}{d\chi} = \frac{P\ell}{EI}(\chi + C_1)$$

$$y = \frac{P\ell}{EI}\left(\frac{\chi^2}{2} + C_1\chi + C_2\right)$$

A점은 고정단이므로, $\chi=L$ 일 때, $\frac{dy}{d\chi}=0$ 또는 $y=0$ 이다.

상기식에 대입하고, C_1 , C_2 를 구하면

$$C_1 = -L$$

$$C_2 = \frac{L^2}{2}$$

이 된다. 따라서 탄성곡선 식은

$$y = \frac{P\ell}{EI}\left(\frac{\chi^2}{2} - L\chi + \frac{L^2}{2}\right)$$

이 되어, $\chi=0$ 에 있어서의 B점의 휨량 δ_B 는

$$\delta_B = \frac{P\ell L^2}{2EI}$$

<그림 34>의 B점에서의 휨량

$$\delta'_B = \frac{RL^3}{3EI}$$

수직 편심하중 P를 수평력 R로 환산한다.

$$\delta_B = \delta'_B \quad \text{에서}$$

$$R = \frac{3P\ell}{2L} \quad \text{----- (65)}$$

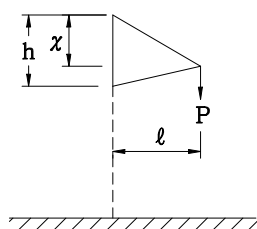


그림 35.

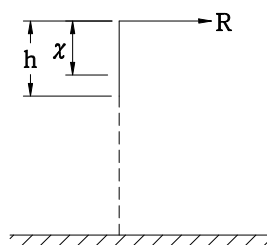


그림 36.

$0 \leq \chi \leq h$ 에서의 모멘트 분포도에 있어서는, 상기 두 그림에서 똑같지 않으면 안된다. 따라서 $\chi=h$ 점에서의 모멘트는 같다. 즉,

$$P\ell = Rh$$

가 된다. 환상수평력 R은

$$R = \frac{P \cdot \ell}{h} \text{ ----- (66)}$$

이 된다.

라. 수평 집중하중에 의한 전차선 높이의 휨

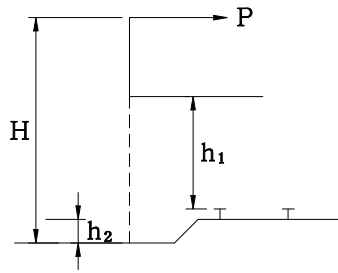


그림 37.

휨의 일반식

$$\begin{aligned} y &= \frac{P}{6EI} (x^3 - 3H^2x + 2H^3) \\ &= \frac{P}{6EI} \{ (H - h_1 - h_2)^3 - 3H^2(H - h_1 - h_2) + 2H^3 \} \\ &= \frac{P}{6EI} \{ 3H(h_1 + h_2)^2 - (h_1 + h_2)^3 \} \end{aligned}$$

$$D = y = \frac{P(h_1 + h_2)^3}{6EI} \left(\frac{3H}{h_1 + h_2} - 1 \right)$$

마. 철주에 작용하는 풍압하중에 의한 전차선 높이의 휨

$\omega = [N/m]$ 단위장에서의 하중

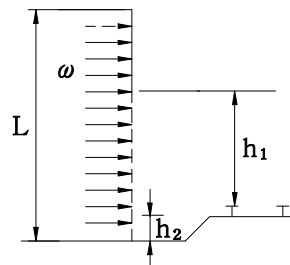


그림 38.

Z를 전하중으로 하면 $Z = \omega L = \text{일정}$

$$M = \frac{1}{2} \omega x^2 = \frac{Z}{L} \frac{x^2}{2}$$



$$\frac{d^2y}{d\chi^2} = \frac{Z}{2EI} \frac{\chi^2}{L}$$

$$\frac{dy}{d\chi} = \frac{Z}{2EIL} \left(\frac{\chi^3}{3} + C_1 \right)$$

$$y = \frac{Z}{2EIL} \left(\frac{\chi^4}{12} + C_1 \chi + C_2 \right)$$

조건에서는 $\chi=L$ 이고, $dy/d\chi=0$ 및 $y=0$

따라서 $C_1=-L^3/3$, $C_2=\frac{1}{4} \cdot L^4$ 가 됨으로서

$$dy/d\chi = Z(L^3 - \chi^3)/6EIL, \quad y = \frac{Z}{24EI} \left(\frac{\chi^4}{L} - 4L^2\chi + 3L^3 \right)$$

$$\therefore y = \frac{\omega L}{24EI} \left(\frac{\chi^4}{L} - 4L^2\chi + 3L^3 \right)$$

$\chi=L-h_1-h_2$ 을 대입한다.

$$y = \frac{\omega L}{24EI} \left\{ \frac{(L-h_1-h_2)^4}{L} - 4L^2(L-h_1-h_2) + 3L^3 \right\}$$

상식을 분해하면

$$y = \frac{\omega L}{24EI} \left\{ h_1^2 + 2h_1h_2 + h_2^2 - 4(h_1^3 + 3h_1h_2^2 + 3h_1^2h_2 + h_2^2) \right. \\ \left. + \frac{(h_1^4 + 4h_1h_2^3 + 6h_1^2h_2^2 + 4h_1^3h_2 + h_2^4)}{L} \right\}$$

$$= \frac{\omega L}{24EI} \left\{ 6L(h_1+h_2)^2 - 4(h_1+h_2)^3 + \frac{(h_1+h_2)^4}{L} \right\}$$

$$D=y = \frac{\omega}{2EI} \left\{ \frac{L^2(h_1+h_2)^2}{2} - \frac{L(h_1+h_2)^3}{3} + \frac{(h_1+h_2)^4}{12} \right\}$$

가 된다.

<참고>

1. 단면2차 모멘트가 일정하지 않은 휨계산

전차선로 설비에서는, 단면 2차모멘트가 일정하지 않은 보는, 외팔보(당김철주)가 많으므로 참고로 제시한다.

단면 2차모멘트가 변화할 경우라도 휨의 기본식은, 편람에 제시한 식이면 되지만 M , I 모두 χ 에 의해 변화하기 때문에 매우 복잡한 해가 된다.

그래서 다음과 같은 간략법을 이용하여 푼다.

(1) 도해법

<그림 39>와 같은 도해법은, 어느 정도의 수고를 필요로 하지만 비율이 정확한 값을 얻을 수 있다.

<그림 39> (a)에 나타낸바와 같이 단면이 일정하지 않은 외팔보의 휨은, 다음과 같이 구한다.

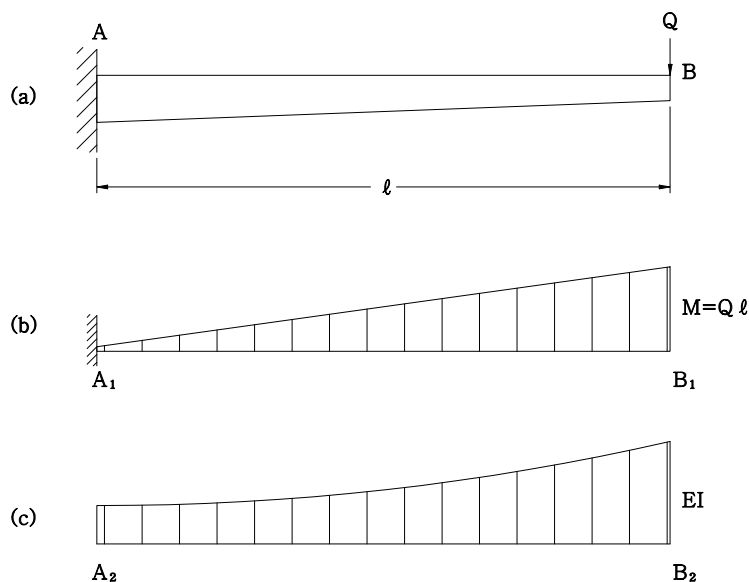
- ① 하중 Q에 의해 발생하는 모멘트를 <그림 39>와 같이 실제로 생길 경우의 반대로 그린다.
- ② 보의 EI도 전항과 같이 <그림 39> (c)와 같이 그린다.
- ③ 보를 수등분하여 각점의 모멘트M을 EI로 나누어 <그림 36>의 (d)를 그린다.
- ④ <그림 39>의 (d)에서 구한 M/EI의 면적으로 생각하고 보의 모멘트를 구한 <그림 39>의 (e)가 구하는 휨이 된다. 즉, 수등분한 M/EI의 면적($h_1 \ell / n, h_2 \ell / n \dots h_n \ell / n$)을 집중하중으로 생각하고 모멘트를 구하는 것이 휨 y가 된다. 지금 j점의 휨을 y_i 라 하면

$$y_i = h_1 \ell / n \times \ell / 2n + h_2 \ell / n \times 3 \ell / 2n \text{ ----- } h_n \ell / n \times (2n-1) \ell / 2n$$

$$= \ell^2 / 2n^2 \{ h_1 + 3h_2 + 5h_3 \text{ ----- } (2n-1) h_n \}$$

최대의 휨 y_{max} 는, j점까지 휨곡선을 B2까지 도상에서 연장하여 구한다.

- ⑤ 축척은, 미리 계산하기 쉽고, 또한 그림을 알기 쉽게 그리면, 휨은 <그림 39>의 (e)에 의해 즉시 읽으면서 이해할 수가 있다.



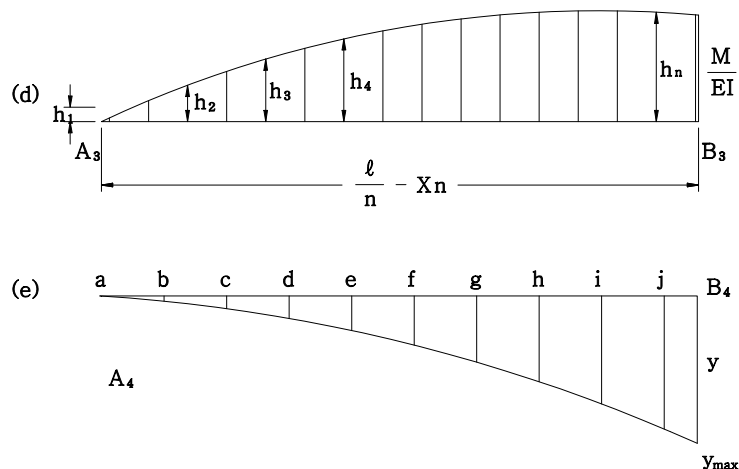


그림 39.

(2) 약산에 의한 등가단면 2차모멘트를 구한다. (사례1)

<그림 40> 에 제시한 외팔보에서 단면 2차모멘트도의 위치를 등가단면 2차모멘트라 생각하고 도심의 위치 x_o 를 산출한다.

단면1차 모멘트로부터 도심의 위치는

$$x_o = \frac{Gy}{A} \text{ ----- (67)}$$

Gy : 단면 1차모멘트

A : 단면 2차모멘트도의 단면적

Gy 및 A 는 다음식에 의해 구할 수 있다.

$$\left. \begin{aligned} Gy &= \int \chi I d\chi \\ &= \int \chi a \{ I_\chi + A_s (y_1 + d\chi)^2 \} d\chi \\ A &= \int a \{ I_\chi + A_s (y_1 + d\chi)^2 \} d\chi \end{aligned} \right\} \text{ ----- (68)}$$

<식 (7)> 및 <식 (8)>식에서 x_o 를 구한다.

$$x_o = \frac{\ell}{4} \left\{ 3 - \frac{3(I_\chi + A_s y_1^2) + d A_s y_1 \ell}{3(I_\chi + A_s y_1^2) + 3d A_s y_1 \ell + a^2 A_s \ell^2} \right\}$$

또한 I_χ 는 극소하므로 이것을 소거하면 x_o 는 다음식이 된다.

$$x_o = \frac{\ell}{4} \left\{ 3 - \frac{3y_1^2 + a y_1 \ell}{3y_1^2 + 3a y_1 \ell + a^2 \ell^2} \right\} \text{ ----- (69)}$$

a : 주재분수

I_χ : 주재의 단면2차모멘트

A_s : 주재의 단면적

$$\alpha : \text{주재기울기} \quad \alpha = \frac{y_2 - y_1}{\ell}$$

<식 (69)>에서 구한 x_0 위치의 단면2차 모멘트로 휨을 구한다.

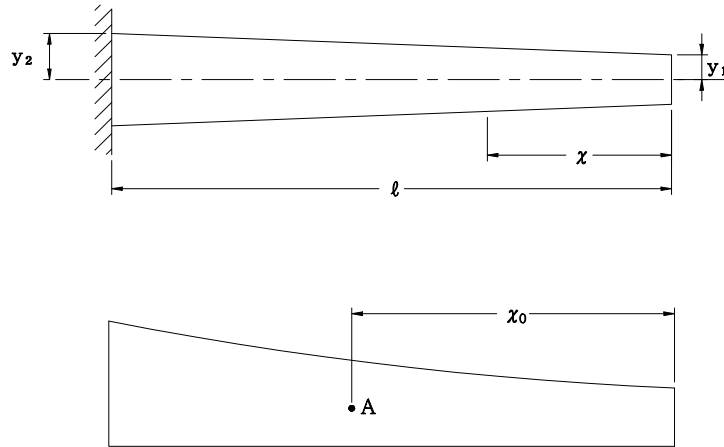


그림 40.

(3) 약산에 의한 등가단면2차 모멘트를 구한다. (사례2)

전항에서 구한 단면2차 모멘트도의 단면적에서 평균단면 2차모멘트를 구하여 이것을 등가단면 2차모멘트 I_0 라 생각한다.

$$I_0 = \frac{A}{\ell}$$

$$I_0 = a \left(I_x + A_s y_1^2 + \alpha A_s y_1 \ell + \frac{\alpha^2 A_s \ell^2}{3} \right)$$

전식에서 정한 단면 2차모멘트 I_0 로 휨을 구한다.

(4) 등가단면 2차모멘트의 위치 비교

전기 (1)~(3)항에서 구한 등가단면 2차모멘트의 위치를 아래그림의 경우에서 비교하면 <표 25>과 같다. 또한 주재는 등변 1형강 75×75×9

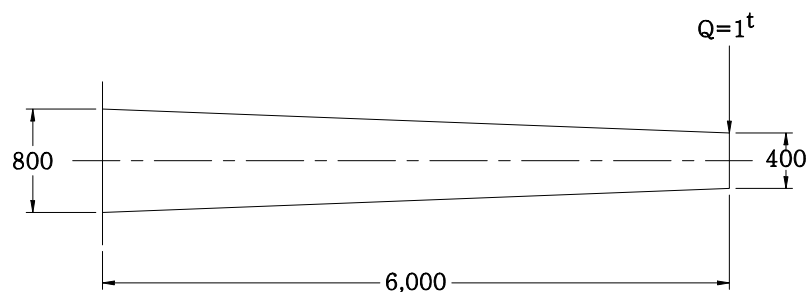


그림 41.



아래표에 나타난 바와 같이 해법에 의해 구한 값이 대부분 다르고, 또한 주재의 기울기에 의해서도 아래표에 제시한 값은 변해간다. 이와 같이 단면2차 모멘트가 일정하지 않는 외팔보의 정확한 휨의 산출은, 매우 어렵다.

표 25.

	도해법	약산(사례1)	약산(사례2)	기 사
등가관성 모멘트의 위치 x_0	0.65ℓ	0.60ℓ	0.55ℓ	
등가관성 모멘트 I_0	$54,000\text{cm}^4$	$52,000\text{cm}^4$	$48,000\text{cm}^4$	
최 대 휨 y_{\max}	6.7mm	6.9mm	7.5mm	

그러나, 일반적으로 전차선로에 사용되는 지지물에서는 안전을 고려하여 등가단면 2차모멘트의 위치 x_0 를 다음값의 범위내에서 휨을 계산하면 된다.

$x_0 = 0.5 \ell \sim 0.6 \ell$ 다만 x_0 는 <그림 41>에서 하중점으로 부터의 거리

참고 4. 철주의 비틀림

4.1 H형강주 및 I형강주 비틀림의 계산

(1) H형강주 및 I형강주 비틀림의 계산은 <식 (70)~(71)>에 의한다.

$$\theta = \frac{M}{C}(\ell - \alpha) \text{ ----- (70)}$$

θ : 회전각 [라디안]

M : 비틀림 모멘트 [$\text{N} \cdot \text{cm}$]

ℓ : 비틀림 모멘트 작용점의 기초상부에서의 높이 [cm]

C : 비틀림 강성계수

$$\text{H형강의 } C = 1.3G\left(\frac{1}{3}b \cdot t_1^3 + \frac{2}{3}a \cdot t_2^3\right) \text{ ----- (71)}$$

I형강의 C 는 상기 t_2^3 을 $(t_2 + t_3)(t_2^2 + t_3^2)$ 으로 계산한다.

G : 전단탄성계수 [$7,938 \text{ kN/cm}^2$]

a : 길이에 관한 계수 $\sqrt{\frac{B^2 \cdot E \cdot I_{yy}}{4C}}$

E : 탄성계수 [$20,580 \text{ kN/cm}^2$]

I_{yy} : Y-Y축에 대한 단면2차모멘트 [cm^4]

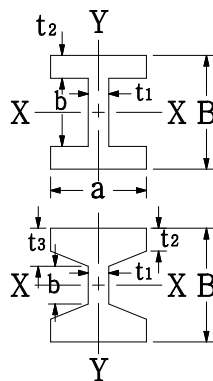


그림 42. H형강 및 I형강 단면

(2) 임의단면의 비틀림 각을 θ 라 하면 그 점 θ 는 $\theta = \frac{d\theta}{d\chi}$ 이고, 비틀림 변위 때문에 플

랜지는 Z방향으로, 비틀림 각 θ 가 작아질때는, $Z = (h/2)\theta$ 의 변위를 받는다. 즉, 상부 플랜지에 대해 생각해 보면, 플랜지는 단면의 Y대칭축을 중립축으로 하는 휨에 의해 Z의 휨이 생기기 때문에 그 곡선식은

$$\frac{M_b}{EI_f} = \frac{M_b}{D} = \frac{d^2z}{d\chi^2} = \frac{h}{2} \cdot \frac{d^2H}{d\chi^2} = \frac{h}{2} \cdot \frac{d^2\theta}{d\chi}$$



$$D = EI_f$$

= 휨 강성계수

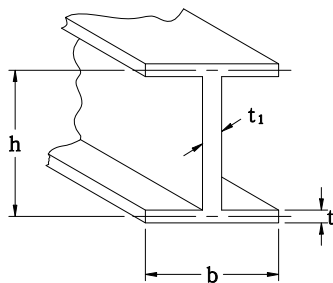


그림 43.

모두 1개의 플랜지에 대한 것으로, I_t 는 1개 플랜지의 단면적 Y축 주변의 2차모멘트 고로

$$\frac{d^3 z}{dx^3} = \frac{h}{2} \frac{d^2 \theta}{dx^2}$$

이 휨에 있어서의 전단력 Q 는

$$-Q = \frac{dM_D}{dx} = D \frac{d^3 z}{dx^3} = \frac{Dh}{2} \frac{d^2 \theta}{dx^2}$$

고정단면에서 멀어지게 됨에 따라 단면보는 차츰 자유가 늘어나고 M_b 는 줄어들기

때문에 $\frac{dM_b}{dx}$ 즉 Q 는 부부호를 취한다. 이 Q 에 의해 M_t'' 과 평형을 이루므로

$$M_t'' = Qh = -D \frac{h^2}{2} \frac{d^2 \theta}{dx^2}$$

$$\text{따라서, } M_t = M_t' + M_t'' = C\theta - D \frac{h^2}{2} \frac{d^2 \theta}{dx^2}$$

$$\text{또는 } \frac{d^2 \theta}{dx^2} = \frac{2C}{h^2 D} \theta - \frac{2M_t}{h^2 D}$$

$$= \left\{ \frac{1}{a^2} \theta - \frac{2M_t}{a^2 C} \right\}$$

$$\alpha^2 = \frac{h^2 D}{2C} \text{ 라 두고}$$

$$\text{따라서, } \frac{d^3 \theta}{dx^3} = \frac{1}{a^2} \frac{d\theta}{dx}, \quad \frac{d^4 \theta}{dx^4} = \frac{1}{a^2} \frac{d^2 \theta}{dx^2}$$

$$\text{지금 } \frac{d^2 \theta}{dx^2} = y \text{라 두면}$$

$$\frac{d^2y}{d\chi^2} = \frac{1}{a^2} y$$

이의 해는 $y = A \cosh \frac{\chi}{a} - B \sinh \frac{\chi}{a}$

$$\begin{aligned} \text{고로 } \frac{d^2\Theta}{d\chi^2} &= A \cosh \frac{\chi}{a} + B \sinh \frac{\chi}{a} \\ &= \frac{1}{a^2} \left(\theta - \frac{M_t}{C} \right) \end{aligned}$$

$$\text{고로 } \Theta = \frac{M_t}{C} + a^2 \left(A \cosh \frac{\chi}{a} + B \sinh \frac{\chi}{a} \right)$$

우변의 제1항은 보통 자유비틀림의 경우이고, 제2항은 지금 경우에 있어서 플랜지의 휨에 의한 영향이다.

$$\text{상기식에서 } \frac{d\theta}{d\chi} = \alpha \left(A \sinh \frac{\chi}{a} + B \cosh \frac{\chi}{a} \right)$$

$$\text{또한, } \theta = \frac{M_t}{C} \chi + \alpha^3 \left(A \sinh \frac{\chi}{a} + B \cosh \frac{\chi}{a} \right) + K$$

상수를 구하는데는

$$\chi = 0 \text{ 일때는 } \frac{dz}{d\chi} = 0, \text{ 따라서 } \theta = 0 = \frac{M_t}{C} + a^2 A$$

$$\text{고로 } A = \frac{-M_t}{a^2 C}$$

$$\chi = \ell \text{ 일때는 } M_D = 0, \text{ 따라서 } \frac{d\Theta}{d\chi} = 0$$

$$\text{즉, } 0 = \frac{-M_t}{a^2 C} \sinh \frac{\ell}{a} + B \cosh \frac{\ell}{a}$$

$$\text{고로 } B = \frac{M_t}{a^2 C} \tanh \frac{\ell}{a}$$

$$\chi = 0 \text{ 일때는 } \Theta = 0 = a^2 B + K$$

$$\text{고로 } K = \frac{-a M_t}{C} \tanh \frac{\ell}{a}$$

$$\text{고로 } \theta = \frac{M_t}{C} \left\{ 1 - \frac{\cosh \frac{\ell - \chi}{a}}{\cosh \frac{\ell}{a}} \right\}$$



$$\frac{d\theta}{d\chi} = \frac{M_t}{aC} \left\{ \frac{a \sinh \frac{\ell - \chi}{a}}{\cosh \frac{\ell}{a}} \right\}$$

$$\Theta = \frac{M_t}{C} \left\{ \chi + \frac{a \sinh \frac{\ell - \chi}{a}}{\cosh \frac{\ell}{a}} - a \tanh \frac{\ell}{a} \right\}$$

$$\text{고로 } M_t' = M_t \left\{ 1 - \frac{\cosh \frac{\ell - \chi}{a}}{\cosh \frac{\ell}{a}} \right\}$$

$$M_b = M_t \frac{a}{h} \frac{\sinh \frac{\ell - \chi}{a}}{\cosh \frac{\ell}{a}}$$

고정단에서는 $\chi=0$ 고로 $\Theta=0$ 및 $M_t'=0$ 가 되며, 따라서 $M_t''=M_t$ 가 되어 M_t 는 플랜지 휨에만 사용된다.

자유단에서는 $\chi=\ell$ 고로 $\Theta=\frac{H_t}{C} \left\{ 1 - \frac{1}{\cosh \frac{\ell}{a}} \right\}$ 및 $M_t' = M_t \left\{ 1 - \frac{1}{\cosh \frac{\ell}{a}} \right\}$ 가 되어 단면

의 치수에 비해서 ℓ 이 크면 즉, 길때는 제2항을 생략할 수 있어서 자유단에서는 M_t 는 비틀림만으로 사용된다.

자유단의 비틀림각 $\Theta = \frac{M_t}{C} \left(\ell - a \tanh \frac{\ell}{a} \right)$ 이 되고, ℓ 이 충분히 길어지면

$\tanh \frac{\ell}{a} \doteq 1$ 이 되고, $\Theta = \frac{M_t}{C} (\ell - a)$ 가 된다.

비틀림 강성계수는 2차단면계수와 유사하다고 생각해도 된다.

H형강의 비틀림 강성계수

$$C = 1.3G \left(\frac{1}{3} b t_1^3 + \frac{2}{3} a t_2^3 \right)$$

1.3인 계수는 Timoshenko의 실험식으로부터 나오지만 이것은 r부분에 대한 보정이다.

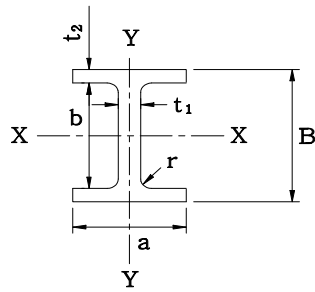


그림 44.

4.2 가동브래킷2분을 지지하는 H형강주 및 I형강주의 비틀림 계산

가동브래킷 2분을 지지하는 경우 H형강주 및 I형강주의 비틀림 계산은 <식 (72)~(74)>에 의한다.

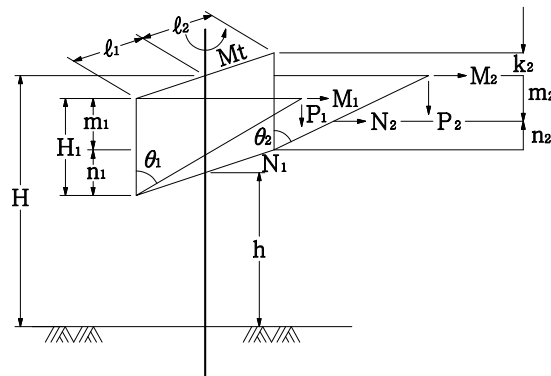


그림 45.

(1) 지지재용 완금에 의한 회전각 θ_1

$$\theta_1 = (H - \alpha) \frac{(M_1 + \frac{n_1}{H_1} N_1 + P_1 \tan \theta_1) \ell_1 - (\frac{m_2 + n_2}{H_1} M_2 + \frac{n_2}{H_1} N_2 + P_2 \tan \theta_2) \ell_2}{C} \quad \text{--- (72)}$$

(2) 주 파이프용 완금에 의한 회전각 θ_2

$$\theta_2 = (h - \alpha) \frac{(\frac{m_1}{H_1} N_1 - P_1 \tan \theta_1) \ell_1 - (\frac{k_2}{H_1} M_2 + \frac{k_2 + m_2}{H_1} N_2 - P_2 \tan \theta_2) \ell_2}{C} \quad \text{----- (73)}$$

(3) 합계회전각 θ

$$\theta = \theta_1 + \theta_2 \quad \text{----- (74)}$$

(비고) α , C는 4.2와 같다.

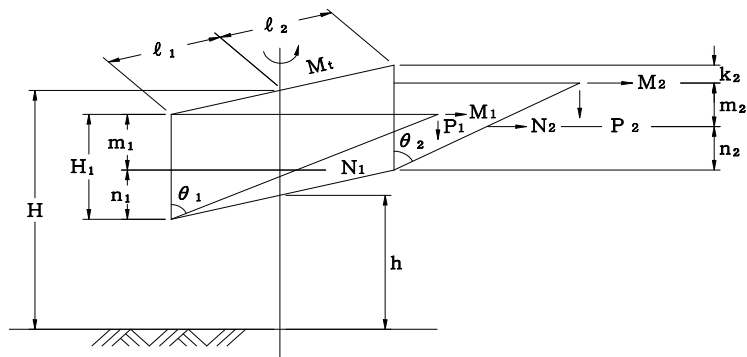
(4) 계산예

공식의 유도는, 「H형강주 및 I형강주의 비틀림 계산」의 해설이 기본이다. 이 식에



서 회전을 주는 모멘트를 산출하여, 대입하고 있는 것이다.

[계산 예]



$$S = 50 \text{ [m]}$$

$$H = 710 \text{ [cm]}$$

$$\ell_1 = 50 \text{ [cm]}$$

$$\ell_2 = 50 \text{ [cm]}$$

$$h = 560 \text{ [cm]}$$

$$H_1 = 150 \text{ [cm]}$$

$$m_1 = 66 \text{ [cm]}$$

$$n_1 = 84 \text{ [cm]}$$

$$m_2 = 61 \text{ [cm]}$$

$$n_2 = 59 \text{ [cm]}$$

$$K_2 = 30 \text{ [cm]}$$

$$P_1' = 862 \text{ [N]} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{가선의 수직하중 : St90, Cu110}^\circ \\ \text{행어포함} \end{array} \right.$$

$$M_1 = -102 \text{ [N]} \quad (0.012 \times 745 \times 50 - 549 = -102 \text{ [N]})$$

1. 인류주로 가기 위한 횡장력 549[N]이 있다.

2. 갑종풍압하중을 적용한다.

$$N_1 = -89 \text{ [N]} \quad (0.01234 \times 745 \times 50 - 549 = -89 \text{ [N]})$$

$$P_2' = 862 \text{ [N]} \quad (\text{가선의 수직하중, } P_1' \text{과 같음})$$

$$M_2 = 447 \text{ [N]} \quad \left\{ \begin{array}{l} 0.012 \times 745 \times 50 = 447 \text{ [N]} \\ \text{조가선의 풍압하중} \end{array} \right.$$

$$\tan \theta_1 = \frac{270}{150} = 1.8$$

$$\tan \theta_2 = \frac{300}{120} = 2.5$$

$$N_2 = 460 \text{ [N]} \quad \left\{ \begin{array}{l} 0.01234 \times 745 \times 50 = 460 \text{ [N]} \\ \text{전차선의 풍압하중} \end{array} \right.$$

가동브래킷의 중량

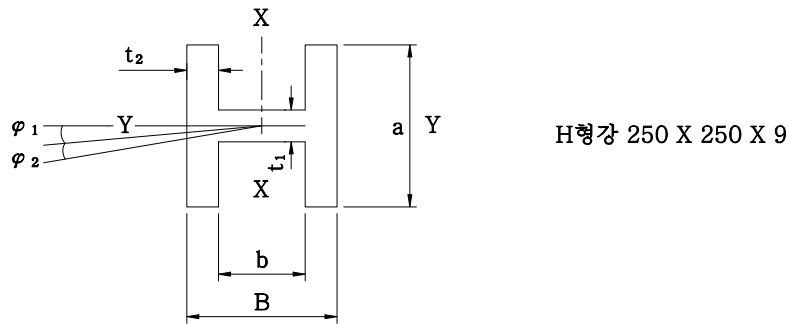
$$588 \text{ [N]/본} \quad (\text{풍압하중 제외})$$

수직하중 $P_1 = P_2 = 1,156 \text{ [N]}$

$$(P_1 = P_2 = P_1' + \frac{588}{2} = 862 + 294 = 1,156 \text{ [N]})$$

지금 평행틀의 상단 지지점에서, H형강이 각각의 하중을 받아 비틀렸다고 하자.

그 각도를 ψ_1 , ψ_2 라 하면



(5) 지주재용 완금에 의한 회전각 ψ_1

$$\theta_1 = (H - \alpha) \left\{ \frac{\left(M_1 + \frac{n_1}{H_1} N_1 - P_1 \tan \theta_1 \right) \ell_1 - \left(\frac{m_2 + n_2}{H_1} M_2 + \frac{n_2}{H_1} N_2 + P_2 \tan \theta_2 \right) \ell_2}{C} \right\}$$

사용강재를 H형강 250×250×9라 한다.

G = 전단탄성계수 $8.1 \times 10^5 \times 9.8$ [N/cm²]

b = 22.2 [cm]

t_1 = 0.9 [cm]

t_2 = 1.4 [cm] (표에의함)

a = 25.0 [cm]

B = 25.0 [cm]

E = 탄성계수 $2.1 \times 10^6 \times 9.8$ [N/cm²]

I_{yy} = Y-Y축에 대한 단면 2차모멘트 3,650 [cm⁴]

$$\alpha = \sqrt{\frac{B^2 \cdot E \cdot I_{yy}}{4C}}$$

$$C = 1.3G \left(\frac{1}{3} b t_1^3 + \frac{2}{3} a t_2^3 \right)$$

$$= 1.3 \times 8.1 \times 10^5 \times 9.8 \left\{ \frac{1}{3} \times 22.2 \times (0.9)^3 + \frac{2}{3} \times 25.0 \times (1.4)^3 \right\}$$

$$\doteq 527,612,400$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{B^2 \cdot E \cdot I_{yy}}{4C}} = \sqrt{\frac{(25.0)^2 \times 2.1 \times 10^6 \times 9.8 \times 3,650}{4 \times 1.3 \times 8.1 \times 10^5 \times 9.8 \left\{ \frac{1}{3} \times 22.2 \times (0.9)^3 + \frac{2}{3} \times 25.0 \times (1.4)^3 \right\}}}$$

$$= \sqrt{\frac{4790.625 \times 10^6}{4 \times 53,838,000}} = \sqrt{22245.556} \doteq 149$$



α : 길이에 관한 계수

C : 비틀림 강성계수

M_t = 비틀림 모멘트

$$= \left(M_1 + \frac{n_1}{H_1} N_1 + P_1 \tan \theta_1 \right) \ell_1 - \left(\frac{m_2 + n_2}{H_1} M_2 + \frac{n_2}{H_1} N_2 + P_2 \tan \theta_2 \right) \ell_2$$

$$= \left(-102 + \frac{84}{150} \times (-89) + 1156 \times 1.8 \right) \times 50$$

$$- \left(\frac{61 + 59}{150} \times 447 + \frac{59}{150} \times 460 + 1,156 \times 2.5 \right) \times 50$$

$$= -74,978 \text{ [N} \cdot \text{cm]}$$

$$\phi_1 = (H - a) \cdot M_t / C$$

$$= \frac{(710 - 149) \times (-74,978)}{527,612,400}$$

$$= -0.0797 \text{ (라디안)}$$

(6) 사주 파이프용 완금에 의한 회전각 ϕ_2

$$\phi_2 = (h - a) \frac{\left(\frac{m_1}{H_1} N_1 - P_1 \tan \theta_1 \right) \ell_1 - \left(\frac{K_2}{H_1} M_2 + \frac{K_2 + m_2}{H_1} N_2 - P_2 \tan \theta_2 \right) \ell_2}{C}$$

비틀림 모멘트는

$$M'_t = \left(\frac{m_1}{H_1} N_1 - P_1 \tan \theta_1 \right) \ell_1 - \left(\frac{K_2}{H_1} M_2 + \frac{K_2 + m_2}{H_1} N_2 - P_2 \tan \theta_2 \right) \ell_2$$

$$= \left(\frac{66}{150} \times (-89) - 1,156 \times 1.8 \right) \times 50 - \left(\frac{30}{150} \times 447 + \frac{30 + 61}{150} \times 460 - 1,156 \times 2.5 \right) \times 50$$

$$= 20,078 \text{ [N} \cdot \text{cm]}$$

$$\phi_2 = (h - a) \cdot M'_t / C$$

$$= \frac{(560 - 149) \times 20,078}{527,612,400}$$

$$= 0.0156 \text{ (라디안)}$$

(7) 합계회전각

$$\phi = \phi_1 + \phi_2$$

$$= -0.0797 + 0.0156$$

$$= -0.0641 \text{ (라디안)}$$

따라서, $|\phi| = 0.0641$ 라디안이므로, 비틀림의 허용치 0.1라디안 이하이므로 안전하다.

4.3 고정브래킷을 지지하는 H형강주 및 I형강주의 비틀림 계산

고정브래킷을 지지하는 H형강주 및 I형강주의 비틀림 계산은 (<식 (75)>에 의한다.

$$\theta = (H - \alpha) \frac{T \cdot d}{C} \text{ ----- (75)}$$

(비고) α , C 는 4.2와 같다.

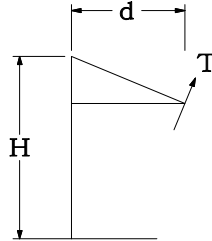
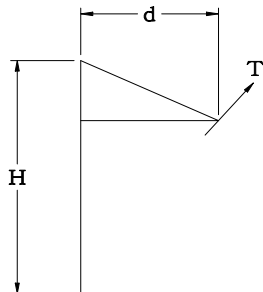


그림 46.

비틀림 모멘트 $M = T \cdot d$ 를 기본식에 대입한 것이다.

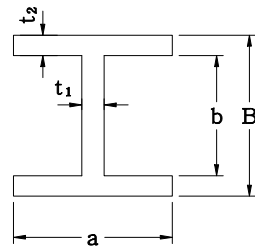
[계산 예]



$$H = 736 \text{ [cm]}$$

$$d = 280 \text{ [cm]}$$

$$T = 294 \text{ [N]}$$



(250 X 250 X 9 X 14)

$$t_1 = 0.9 \text{ [cm]}$$

$$t_2 = 1.4 \text{ [cm]}$$

$$a = 25.0 \text{ [cm]}$$

$$b = 22.2 \text{ [cm]}$$

$$B = 25.0 \text{ [cm]}$$

회전각 θ 는 다음식에 의한다.

$$\theta = \frac{M}{C} (H - \alpha) \text{ ----- (76)}$$

α , C 는 (5)항의 계산 예에서,



$$\alpha=149$$

$$C=527,612,400$$

이다. <식 (76)>에서 $M=T \cdot d$ 를 대입하면

$$\begin{aligned}\theta &= \frac{T \cdot d}{C} (H - \alpha) \\ &= \frac{294 \times 280}{527,612,400} \times (736 - 149) \\ &= 0.0915 \text{ (라디안)}\end{aligned}$$

따라서, $0.0915 < 0.1$ 라디안이다.

RECORD HISTORY

- Rev.0(12.12.05) 철도설계기준 철도설계지침, 철도설계편람으로 나누어져 있는 기준 체계를 국제적인 방법인 항목별(코드별)체계로 개정하여 사용자가 손쉽게 이용하는 데 목적을 둔.
- Rev.4(15.06.29) 해설2 지진하중 사항 내용 수정(본문에 기반영된 사항을 해설에 반영)
- Rev.5(21.02.15) 지질성분을 고려한 전주 기초형식 선정기준 반영(기준심사처-4495호, '20.11.17.)
- Rev.6(21.12.29) 강원본부 종합감사 지적사항(전철주 기초 자갈막이 설치기준) 반영
- Rev.7(23.11.27) 관계 법령, 설계기준 등 인용 기준 최신화, 표현방식 변경, 오류사항 수정 등 단순사항 수정(기준심사처-4429호, 2023.11.27.)
- Rev.8(24.11.25) “전철전력분야 철도건설기준 고도화 용역”으로 도출된 KR CODE 고도화 방안(편람을 해설과 참고로 구분, 국가기준 병기 등)에 따른 개정(심사기준처-3508호, 2024.11.22.)
- Rev.9(25.03.28) “전철전력분야 철도건설기준 고도화 용역”으로 도출된 공단 건설기준 내실 정비 방안(건설기준 및 설계 참고도 상충 사항 통일, 최신 설계 반영, 인용 기준 최신화, 불명확한 사항 수정)에 따른 개정(심사기준처-1192호, 2025.03.27.)