

KR E-02050

Rev.4, 29. June 2015

변전소 등의 형식

2015. 06. 29



한국철도시설공단

목 차

1. 변전소 등의 형식	1
해설 1. 변전소 등의 설비	2
1. 변전소 등의 형식	2
1.1 변전설비 형식(GIS형, 철구형)	2
1.2 변전설비 건설 방식(옥내, 옥외)	2
1.3 옥내변전소	2
1.4 옥외변전소	3
2. 변전소 등의 종류	3
2.1 변전소(SS, Substation)	3
2.2 급전구분소(SP, Sectioning Post)	3
2.3 보조급전구분소(SSP, Sub-sectioning Post)	3
2.4 단말보조급전구분소(ATP, Auto-transformer Post)	4
2.5 병렬급전소(PP, Parallel Post)	4
해설 2. 구조물	5
1. 옥외철구	5
1.1 옥외철구의 종류	5
1.2 옥외철구의 설계조건	5
1.3 하중계산	8
1.4 옥외철구 및 기기가대의 구조	10
1.5 강재 및 허용응력도	13
1.6 응력계산	20
1.7 기초볼트를 사용하는 기구대 등의 각주 및 볼트의 강도	27
2. 기초	33
2.1 기초의 종류	33
2.2 지질조사	33
2.3 기초의 선정	33
2.4 기초지반의 내력	33
2.5 기초의 허용 지지력	34
2.6 설계조건	34



2.7 기초의 구조	36
2.8 기초구조재료의 허용응력도	37
2.9 기초의 설계	39
2.10 지지말뚝	44
참조 1. 변전소 등의 종류	52
1. 변전소의 형태	52
1.1 변전설비 형식(GIS형, 철구형)	52
1.2 변전설비 건설 방식(옥내, 옥외)	53
2. 한전모선의 단락용량 및 등가임피던스 영향	54
2.1 모선 단락용량 및 모선 등가임피던스의 정의	54
2.2 수전 전압강하 해소대책	55
2.3 전압불평형 대책	55
참조 2. 구조물	58
1. 옥외철구 설계	58
1.1 옥외철구 설계예	58
2. 기초	78
2.1 지지말뚝 기초계산	78
2.2 인류철구의 기초설계	80
2.3 변압기 기초계산	92
2.4 Y. L. Chang의 식을 사용한 말뚝 계산	98
RECORD HISTORY	112

경 과 조 치

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

일 러 두 기

- 사용자의 이용 편의를 위하여 책 단위로 구성된 철도설계지침 및 편람(KR CODE)을 국제적인 방식에 맞게 체계를 각 항목별(코드별)로 변경하였습니다. 또한, 모든 항목에 대한 해설 및 목차역할을 하는 KR CODE 2012, 각 항목별로 기준 변경사항을 파악할 수 있도록 Review Chart 및 Record History를 제정하였습니다.
- 이번 개정된 철도설계지침 및 편람(KR CODE)은 개정 소요가 발생할 때마다 각 항목별 수정되어 공단 EPMS, CPMS, 홈페이지 게시될 것이니 설계적용 시 최신판을 확인 바랍니다.
- 철도설계지침 및 편람(KR CODE)에서 지침에 해당하는 본문은 설계 시 준수해야 하는 부분이고, 해설(편람) 부분은 설계용역 업무수행에 편의를 제공하기 위해 작성한 참고용 기술도서로 한다.

1. 변전소 등의 형식

변전소등의 형식은 다음 각 호의 경우를 감안하여 결정한다.

- (1) 변전소등은 옥내형으로 하며, 다음 각 호의 어느 하나에 해당하는 경우에는 옥외형으로 할 수 있다.
 - ① 주택 등과 멀리 떨어져 민원발생 등의 우려가 적은 지역의 경우
 - ② 공해·염해 등의 우려가 적은 지역의 경우
 - ③ 인구밀집지역이 아닌 지역의 경우
 - ④ 그 밖에 옥내형으로 건설이 곤란한 경우
- (2) 변전기기는 수전측으로부터 급전측까지 일관되고 합리적으로 배치하고, 급전측이 선로방향이 되도록 한다.

단, 급전선이 지중으로 인출될 경우에는 예외로 한다.
- (3) 변전소등의 건물설계를 위하여 GIS 등 기기들의 하중과 시공시 필요 공간, 소음 및 진동기준 등 인터페이스 조건을 고려하여야 한다.
- (4) 시공 및 유지보수를 위해 필요한 진입로와 장래증설을 고려하여 여유 부지를 확보하도록 설계한다.
- (5) 변전소의 용량증설 및 노후 등으로 설비개량이 필요할 경우 1뱅크를 시설 할 수 있는 여유 공간의 확보를 고려한다.
- (6) 옥외 변전소의 경우 철구와 기기가대 등은 지반 및 하중을 고려하여 강재 또는 철제비임 및 철근콘크리트주 등을 이용한 적절한 구조로 한다.



해설 1. 변전소 등의 설비

1. 변전소 등의 형식

변전소의 형식은 옥외 철구형, 옥내 및 옥외 GIS형, 철구형과 GIS를 혼합한 혼합형(Hybrid) 변전소로 분류한다. 옥외형은 배전반류와 제어반류를 건물 내에 설치하고, 다른 기기는 전부 옥외에 설치하는 것이며, 옥내형은 전부를 건물 내에 설치하는 것이다. 옥외식 변전소는 설비가 평면 배치로 되므로 용지 면적이 넓지만 공사비가 저렴하다. 옥내식 변전소는 다층 건축구조로 되어 설비의 배치설계가 입체적이기 때문에 용지면적을 축소할 수 있지만 건축비가 높게 된다. 따라서 변전소의 형태는 입지조건, 용지비 등 경제적 검토를 추가하여 결정한다.

옥내 철구형 변전소를 건설하는 것이 용지비, 건축비가 고가로 되는 경우는 가스절연 개폐장치(GIS)를 검토한다.

1.1 변전설비 형식(GIS형, 철구형)

전철변전설비 형식에는 GIS형과 철구형으로 구분하며 각 형식별 경제성, 신뢰성, 안정성, 유지보수 등 장·단점이 있으며 건설비 측면에서는 철구형이 다소 유리하며, 토지이용, 운전유지보수, 신뢰성, 안정성 등을 고려할 때 GIS형이 유리하다.

1.2 변전설비 건설 방식(옥내, 옥외)

변전설비 형식을 GIS형으로 건설할 경우 그 건설방식(옥내 및 옥외)은 옥내방식의 경우 옥외방식에 비해 설치부지 면적 축소, 미관, 수명, 신뢰성, 안전성 및 무보수화, 무인화에 따른 보안 등의 이점이 있으므로 최근 국내 전력회사에서는 모든 신설변전소를 옥내 GIS화하는 추세이며 특히, 국가경제의 고도성장과 국민 의식구조 향상으로 인하여 변전설비 등은 주거환경을 저해하는 시설물로 인식하고 있어 다소 건설비가 고가이나, 국토이용률의 극대화와 민원발생의 최소화를 위하여 환경 친화적인 건설방식인 옥내GIS화 방식이 바람직하다.

옥내GIS형이 투자비는 다소 증가하나 부지면적을 최소화 할 수 있어 민원 발생 우려가 적으며 또한 급전구분소 및 보조급전구분소의 무인화에 따른 보안상의 유익성 등을 고려하여 옥내GIS형을 추진하는 것이 유리하다.

ATP의 경우 부지여건 및 장래계획에 따라 옥내형 또는 옥외형으로 시설할 수 있다.

1.3 옥내변전소

일반적으로 옥내식으로 하는 경우는 다음과 같다.

- (1) 용지가 협소하기 때문에 옥외식으로 하는 것이 불가능한 경우

위치상 그 지점에 설치할 필요가 있어 다른 적당한 용지가 없는 경우이다.

- (2) 경제적으로 옥내식으로 하는 것이 유리한 경우
용지비와 건물비를 비교하여 결정한다. 일반적으로 용지비가 고가인 경우이다.
- (3) 공해, 염진해, 주택지구 및 장래 주택예정지구 등 옥내식으로 할 필요가 있는 경우
공업지구로서 가스나 연진에 의해 기기의 성능이나 수명에 악영향을 줄 우려가 있는
장소가 해당된다.
- (4) 옥내변전소는 전체의 설비를 옥내에 설치하는 것이 보통이지만 염진해대책의 경우는
애자 부분만 건물 내에 설치하는 등 경제적으로 설계할 필요가 있다.

1.4 옥외변전소

- (1) 여건상 옥내형 건설이 곤란한 경우에 시설한다.
- (2) 용지확보가 용이하고 용지비가 저가인 주택 등과 멀리 떨어진 지역에 시설한다.
- (3) 소음, 진동 등에 의한 민원의 발생요소 등의 우려가 없는 지역에 시설한다.
- (4) 염해 및 공해에 의한 피해가 상대적으로 높다.
- (5) 유지 보수는 옥내형 보다 불리하다.

2. 변전소 등의 종류

2.1 변전소(SS, Substation)

교류변전소에는 3상 전원의 불평형을 경감하기 위하여 3상을 2상으로 변환하는 스코트결선 변압기를 시설하며, 급전설비는 교류차단기를 각 방면별 상하선별로 회선을 나누어 단권변압기 급전방식(AT방식)을 갖춘 것으로 한다.

급전변압기는 M권선, T권선에서 각 방면별 AT측(55kV)에 전력을 공급하고, 2차측에는 필요에 따라 [전력품질보상장치](#)를 시설한다.

2.2 급전구분소(SP, Sectioning Post)

인접변전소의 급전분계점의 절연구분장치에 바이패스 설비를 시설하여, 평상시에는 좌우 양 변전소의 위상이 다른 급전전원을 구분하고, 어느 변전소가 정전된 경우에는 급전구분소의 차단기를 투입하여 변전소 상호의 연장급전을 행한다. 이 설비가 급전구분소이다. 절연구분장치는 변전소의 부하분담을 고려하여, 변전소간의 중앙에 시설하고 급전구분소도 될 수 있는 한 근접한 장소에 선정한다.

2.3 보조급전구분소(SSP, Sub-sectioning Post)

변전소와 급전구분소의 중간에 전차선로의 작업시 또는 사고시의 한정구분을 하기 위해 보조급전구분소를 시설한다. 또한 전차고, 기관차고, 야드 등의 본선에서의 분기개소에는 보호장치를 설비한 보조급전구분소를 시설한다.



2.4 단말보조급전구분소(ATP, Auto-transformer Post)

AT방식의 경우에 전압강하보상, 통신유도장해의 경감을 위해 전차선로 말단에 단권 변압기만의 단말보조급전구분소(ATP)를 시설한다.

2.5 병렬급전소(PP, Parallel Post)

상하 전차선을 연결하는 차단기를 설치하여 병렬연결을 함으로서 전압강하를 줄일 수 있어 역간 거리가 길어지므로 고속전철운행에 적합한 급전방식이다.

해설 2. 구조물

1. 옥외철구

1.1 옥외철구의 종류

옥외철구는 사용재료와 구조에 의해 다음과 같이 구분된다. 즉 사용재료로 분류하면 강재를 사용하는 철구와 콘크리트 전주를 사용하는 철구로 구분되고, 구조에 의하여 분류하면 전선 등의 수평하중이 걸리는 철구와 파이프 모선과 같은 도체를 지지하는 철구로 나뉘어 진다. 수평하중이 걸리는 철구에는 모선도체를 수평배열 하는 것과 수직 배열 하는 것이 있으며 또한 지지철구에는 기기가대 등을 포함한다.

1.1.1 사용재료에 의한 분류

- (1) 강재를 사용한 철구(볼트식, 용접식, 볼트 용접 겸용)
- (2) 콘크리트 전주

1.1.2 구조에 의한 분류

- (1) 인류철구
 - ① 수평배열 철구
 - ② 수직배열 철구
- (2) 지지철구
 - ① 강체모선 철구 (지지 애자대를 포함)
 - ② 기기가대

1.2 옥외철구의 설계조건

옥외철구의 설계는 기기, 배치에서 철구의 주요 치수 형상 장주(裝柱)를 정하여 투시도를 작성, 하중계산을 하고, 각 부재에 가해지는 응력을 산출하여 그 응력에 견디는 부재, 기초를 결정한다.

옥외철구에 가해지는 상정하중에 대해서는 전기설비기술기준을 준용한다.

1.2.1 전선장력

송전선의 최대장력은 전선의 항장력(抗張力)을 기준으로 결정하지만 변전소 구내에는 경간이 짧아 전선장력으로 최대장력을 취하면 경제적이 아니다. 일반적으로 최대로 늘어질(하계 주위온도 40℃)때 바람에 의한 횡진 또는 단락시의 전자력에 의한 횡진에 의해 상간 최소 절연간격 이하로 되지 않는 장력으로 한다.

바람에 의한 횡진, 전자력에 의한 횡진을 고려한 전선장력은 다음의 표를 표준으로 한다.



표 1. 가선최대장력

	송전인류철구	구내가선철구	급전인출철구
22~77kV 주 회 로	경동연선 55mm ² 경알루미늄연선 200~55mm ² 4900~9800N/조	경동연선 55~150mm ² 1960N/조	경동연선 150mm ² 경알루미늄연선 95mm ² 2940~4900N/조
110kV~154kV 주 회 로	강심알루미늄연선 7840~9800N/조	경동연선 200~300mm ² 1960N/조	
가 공 지 선	강 연선 22~38mm ² 3920~4900N/조	강 연선 22~38mm ² 980N/조	

- (주) 1. 전원의 단락용량이 큰 경우 상 간격에 대한 전선장력은 별도 검토한다.
 2. 전압 경간이 동일한 경우 전선의 굵기에 관계없이 같게 한다.
 3. 구내 가선의 경간은 22~77kV에 대하여 15m이하, 110~154kV에 대하여 25m이하의 경우를 나타낸다.
 4. 송전선의 인류장력은 전력회사의 철탑 및 경간에 의해 다르므로 전력회사와 협의하여 결정한다.

1.2.2 풍압하중

철구의 풍압은 전선로에 직각 방향에 가해지는 경우와 전선로 방향에 가해지는 경우로 나뉘어 저 각각 고온계 및 저온계에 있어서 풍압하중에 따라서 계산하여 조건이 나쁜 쪽을 설계하중으로 한다. 그 표준 풍압치는 다음 표의 값에 의한다. (전기설비기술 기준에 의함.)

표 2. 풍압하중

풍압을 받는 구분				구성재의 수직 투영면적 1㎡에 대한 풍압
목 주				588Pa
지지물	철 주	원형의 것		588Pa
		삼각형 또는 마름모형의 것		1411Pa
		강관에 의하여 구성되는 4각형의 것		1117Pa
		기타의 것		복제가 전후면에 겹치는 경우에는 1627Pa, 기타의 경우에는 1784Pa
	철근 콘크리트주	원형의 것		588Pa
		기타의 것		588Pa
	철 탑	단 주 (완 철 류 는 제외함)	원형의 것	588Pa
			기타의 것	1117Pa
		강관에 의하여 구성되는 것(단주는 제외함)		1254Pa
기타의 것		2156Pa		

풍압을 받는 구분		구성재의 수직 투영면적 1m ² 에 대한 풍압
전선 기타 가점선	다도체(구성하는 전선이 2가닥마다 수평으로 배열되고 또한 그 전선 상호간의 거리가 전선의 바깥지름의 20배 이하인 것에 한한다. 이하 같다)를 구성하는 전선	666Pa
	기타의 것	745Pa
애자장치(특별 전선용의 것에 한한다)		1039Pa
목주·철주(원형의 것에 한한다) 및 철근 콘크리트주의 완금속(특별고압 전선로용의 것에 한한다)		단일재로서 사용하는 경우에는 1196Pa, 기타의 경우에는 1627Pa

1.2.3 전선의 피빙 및 빔(Beam)의 적설하중

전선에 빙설을 고려하는 경우는 가선 각조의 주변에 동축원통상의 두께 6mm의 얼음이 붙어있는 것으로 하고, 피빙의 중량은 0.9 g/cm³로 한다. 빔의 적설중량은 빔 위에 관설(冠雪)이 있는 경우만 고려하고 기둥은 그 영향이 적으므로 무시한다.

1.2.4 지진력

지진에 대한 학문이나 공학이 정립되기 이전에는 지진의 발생으로 인한 지상 구조물의 피해는 자연재해의 필연으로 받아들여졌고, 지진으로 인한 지반의 불규칙한 운동으로 구조물은 진동하게 되며, 지진력은 구조물의 기반에 작용하게 된다.

구조물의 상층에 작용하는 전단력은 구조물의 동적 거동의 결과에 따라 다르게 되고, 어느 특정지역에서 예상할 수 있는 지반운동의 크기와 특성을 알아내는 데는 한계가 있고 구조물이 지진에 대하여 잘 견딜 수 있는 능력은 탄성한계를 넘어 비탄성 범위 내에서 발휘할 수 있기 때문에 파괴를 일으키지 않고 비선형적으로 에너지를 분산시킬 수 있도록 구조물의 연성을 갖도록 하는 것이 바람직하다.

기기가 설치되지 않는 철구는 일반적으로 지진력에 의한 하중보다 풍압하중 쪽이 가혹하기 때문에 지진력은 고려하지 않는다. 기기가 탑재되는 철구는 지진력에 의한 하중과 풍압하중과 비교하여 가혹한 쪽의 조건으로 한다.



표 3. 지진구역 및 지역계수(제56조제2항 관련)

지진구역	해당 행정 구역	지역계수S
Ⅰ	서울특별시, 부산광역시, 인천광역시, 대구광역시, 대전광역시, 광주광역시, 울산광역시	0.22
	경기도, 강원도 남부(강릉시, 동해시, 삼척시, 원주시, 태백시, 영월군, 정선군), 충청북도, 충청남도, 전라북도, 전라남도 북동부(광양시, 나주시, 순천시, 여수시, 곡성군, 구례군, 담양군, 보성군, 장성군, 장흥군, 화순군), 경상북도, 경상남도	
Ⅱ	강원도 북부(속초시, 춘천시, 고성군, 양구군, 양양군, 인제군, 철원군, 평창군, 화천군, 홍천군, 횡성군), 전라남도 남서부(목포시, 강진군, 고흥군, 무안군, 신안군, 영광군, 영암군, 완도군, 진도군, 함평군, 해남군), 제주도	0.14

(주) 건축물의 구조기준에 관한 규칙(2009. 12. 31)

옥외 변전소인 경우 AT 및 GIS기초는 통기초로서 전 부분이 지중에 매설되어 있어 지진에 대한 영향을 고려할 필요가 없고, 옥내변전소인 경우는 건축구조물 설계시 지진에 대한 구조해석을 반영하고 있으며 철주기초는 철주구조물 계산 시 Factor가 고려되어 설계한다.

1.2.5 작업원의 중량

작업시의 임시 중량으로서 빔 중앙에 작업원 2명을 고려하는 것으로 한다. 작업원의 중량은 120kg(60kg 2인)을 표준으로 하고 집중하중, 단기하중으로 한다.

1.2.6 가선의 단선조건

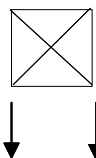
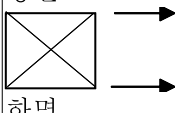
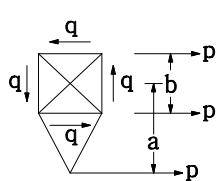
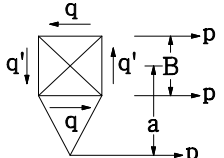
변전소 옥외철구는 송전선을 거의 한쪽 방향만 연결하기 때문에 전부 인류철구로 고려되어 주 회로전선, 가공지선 모두 한 쪽 전선 단선을 고려한 것을 설계하중으로 한다.

1.3 하중계산

1.3.1 빔(beam)에 가하는 하중

빔에 대해서는 표의 모든 하중이 동시에 가해지는 것으로 계산한다.

표 4. 빔의 하중

종 별	하 중	기 사
수직하중	빔의 자중, 전선 및 애자중량, 설치기기, 부착된 빙설, 빔의 관설중량	 수직면
수평중하중 (水平重荷重) (빔과 직각방향)	전선장력(최악시)의 수평충분력 빔의 풍압(전선방향) 설치기기의 풍압	 상면 하면
수평횡하중 (水平橫荷重)	전선 및 애자의 풍압, 전선장력의 횡분력, 설치기기의 풍압 및 축력	주 주재에 압축력 또는 인장력을 가한다.
염력(捻力)	 $p = \frac{1}{2}P$ 염력 : q $q = \frac{a}{2b}P$  $p = \frac{1}{2}P$ 염력 : q, q' $q' = \frac{ba}{B^2 + b^2}p$ $q = \frac{Ba}{B^2 + b^2}p$	염력(捻力)은 복재(復材) 만에 작용한다.

1.3.2 철주(鐵柱)에 걸리는 하중

철주에 대해서는 표의 모든 하중이 동시에 걸리는 것으로 계산한다.

표 5. 철주에 걸리는 하중

종 별	하 중	기 사
수직하중	철주의 자중, 빔의 자중, 설치기기의 자중, 애자 및 전선중량, 전선에 부착한 빙설, 빔의 관설중량	주 주재(柱材)에 압축력을 가한다.
수평하중	철주자체의 풍압, 빔의 풍압 빔의 수평하중 또는 빔의 수평횡하중	철주에 휨모멘트를 가한다.

(주) 1. 철주의 수평하중은 풍압이 전선로와 직각에 가해지는 경우와, 전선에 평행으로 가해지는 경우를 비교하여 큰 값을 설계하중으로 한다.

2. 가대주(柱)의 수평하중은 풍압하중과 지진하중을 비교하여 큰 쪽을 설계하중으로 한다.



1.4 옥외철구 및 기기가대의 구조

철구의 구조는 수전전압, 인입 송전선과 변전소와의 지리적 조건 및 회선수, 급전선과 전차선 철구와의 관계 및 회선수, 주요기기의 배치를 검토하여 결정하고 견고하고 간결한 것으로 한다.

1.4.1 철주의 높이 및 경간

모선의 높이 및 경간은 표를 표준으로 한다.

표 6. 모선의 높이 및 경간

[단위 : m]

전 압	철구경간	모선높이	모선 간격	
			인 류	구 내
22kV	4.0	6.0	1.2	0.7
33kV	5.0	7.0	1.5	0.9
44kV	5.0	7.0	1.5	1.1
66kV	7.0	7.0	2.0	1.5
77kV	7.0	7.0	2.0	1.7
110kV	9.0	9.0	2.5	2.3
154kV	12.0	10.0	3.5	3.0

1.4.2 구조일반

철구 및 기기가대의 일반구조는 다음에 의한다.

(1) 가공지선용 철주

- ① 철주 상부에는 지선용 점퍼클램프 1회선용 또는 2회선용이 설치 가능할 것.
- ② 철주 높이는 주회로 인류점(引留点)에서 33~77kV는 2.5m, 110kV는 3.5m, 154kV는 5.0m를 표준으로 한다.

(2) 철주

- ① 철구는 모두 가공지선용이 계주 가능한 구조로 한다.
- ② 철주의 각부(脚部)는 매입방식 또는 앵커볼트방식으로 한다.
- ③ 철구 기초 콘크리트 상단은 지표상 0.2m로 한다.
- ④ 접지설치 높이는 콘크리트 면상 0.3m로 하고, 설치구멍은 14mm로 피치40mm로
- ⑤ 철주 폭 1m이내는 용접구조를 표준으로 한다.
- ⑥ 철주의 지면 폭은 표에 의한다.
- ⑦ 철구의 근입 깊이는 지표에서 1.5m 또는 전장의 1/6이상을 표준으로 한다.

표 7. 빔(beam)의 크기 및 철주의 지면폭

전압종별	빔(beam)의 크기		철주의 지면폭	
	하중방향	하중과 직각	하중방향	하중과 직각
22~33kV	400~500	300~400	700~800	400~800
66~77kV	"	"	"	"
110kV	500	400~500	700~1000	500~1000
154kV	700	700~1000	700~1000	700~1000

(3) 철구용 빔(beam)

- ① 철구 인류개소는 U볼트 또는 U클레비스가 설치되는 구조로 한다.
- ② 빔 폭은 1m 이내는 용접구조를 표준으로 한다.
- ③ 빔의 크기는 모선배치, 지지방법, 전선장력, 설치기기의 치수 및 빔의 자중에 의해 생기는 변형에 의해 결정되는 것이 일반적이지만 특별한 경우를 제외하고 표에 의한다.

(4) 기기가대

- ① 가대폭 1m 이내는 용접구조를 표준으로 한다.
- ② 가대의 각부(脚部)는 앵커볼트 방식으로 한다.

1.4.3 결구(結構)

철주, 빔 및 기기가대의 결구는 다음을 표준으로 한다.

- (1) 빔은 싱글 와렌(single warren)구조로 한다.
- (2) 철주는 폭이 1m 이내는 싱글 와렌, 1m를 넘는 것은 더블 와렌(double warren) 구조로 한다.
- (3) 철주, 빔의 하중점 및 접속부에는 수평대각재를 삽입한다
- (4) 가대의 철주는 사다리형을 표준으로 하고 폭이 넓은 가대는 더블 와렌 또는 K트러스로 한다.

1.4.4 부재의 접속

부재의 접속은 다음에 의한다.

- (1) 철주 및 빔의 주재 중간의 접속은 볼트 체결로 하고 리마볼트를 사용한다. 이 경우 볼트지름과 볼트구멍의 유도는 1.0mm까지 할 수 있다.
- (2) 복재의 접속은 무보수 및 경제성을 고려하여 용접접속을 표준으로 한다. 철주 및 빔의 폭이 1m를 넘는 경우는 그 면만 볼트 체결하는 것으로 한다. 이 경우 볼트 구멍은 전향에 의한다.



- (3) 접속에 사용하는 볼트는 12mm이상으로 하고 풀림방지 너트를 사용한다. 다만, 앵커부(部)는 2중 너트를 사용한다.
- (4) 철주 각부의 사이드앵글(side angle)의 앵커볼트용 구멍 지름은 앵커볼트 지름에 5.0mm를 더한 값 이하로 한다.

1.4.5 접합

(1) 볼트접합

① 볼트접합의 최소본수

- 가. 형강의 맞붙임접합, 겹침접합을 사용하는 경우, 각 주재, 각 플렌지 마다 볼트 최소본수는 2본으로 한다.
- 나. 강관 플렌지 접합에는, 볼트 최소본수를 4본으로 하고, 전체 관 중심에 등각도로 배치한다.

② 볼트의 간격

철구부재에 체결하는 볼트의 중심거리는 표에 의한다.

표 8. 볼트구멍의 표준간격

[단위 : mm]

종 별	M12	M16	M20	M22	M24
볼트의 표준 중심거리	40	50	60	65	75
볼트의 최소 중심거리	35	40	50	55	60
볼트의 최대 중심거리	95	125	150	175	190

③ 볼트구멍의 위치

철구부재에 볼트 구멍을 뚫을 경우 구멍의 중심 위치는 다음에 의한다.

- 가. 볼트를 산형재의 부재 축에 따라서 1열로 배치할 경우는 구멍의 중심위치는 g1을 표준으로 한다.
- 나. 볼트구멍을 산형재의 부재 축에 따라서 지그재그로 배치할 경우 구멍의 중심위치는 g2 및 g3에 의한다.

$$g1 \geq \frac{1}{2}b \quad g2 \geq d+t+r \quad g3 = b-e2$$

다만, d=볼트 지름

- 다. 부재의 양쪽 끝에서 볼트구멍의 중심과의 거리는 e1, e2에 의한다.

주재, 완금주재의 경우 $e1 \geq 2d$ $e2 \geq 1.5d$

기타의 경우 $e1 \geq 1.5d$ $e2 \geq 1.3d$

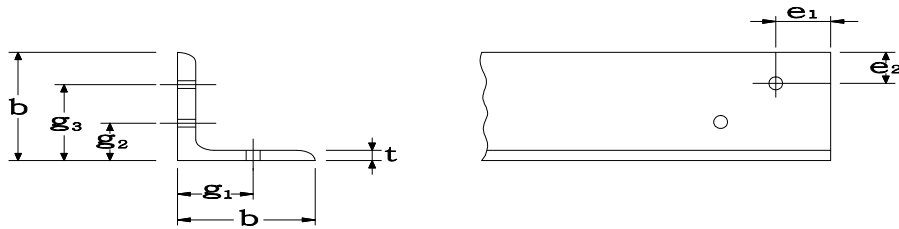


그림 1.

(2) 용접접합

강재를 용접 접속하는 경우는 특별한 경우를 제외하고 맞붙임 용접 또는 구석살 용접으로 한다.

① 맞대기 용접(Butt Weld)

강재의 두께 6mm 이하의 맞대기용접은 I형 홈용접으로 하고, 6mm 초과하는 경우는 V형 홈용접으로 한다.

② 필릿용접(Fillet Weld)

필릿 용접을 하는 경우는 특별한 경우를 제외하고 연속 필릿용접으로 한다.

1.4.6 발판볼트

주 주재의 1각에 지상 2m의 위치에서 상부로 40~50cm의 간격으로 굵기 16mm의 발판볼트를 설치한다. 발판볼트를 설치하지 않는 구멍에는 메움 볼트를 설치한다.

1.4.7 아연도금

옥외 철구 및 기기가대 등은 용융아연도금을 표준으로 한다.

- (1) 도금은 일반가공, 정정(整正), 기타 일체의 가공이 종료된 후 KS D 8308(용융아연도금)의 제2종(HDZ 35 및 HDZ 55)의 용융아연도금을 전면에 균일하게 실시하여야 한다.
- (2) 볼트 및 너트의 도금은 산과 끝에 균등히 부착하고 너트는 부드럽게 나사의 종단까지 조인다.

1.5 강재 및 허용응력도

철구에 사용하는 형강, 강판, 평강, 강관 및 볼트류는 한국공업규격에 적합한 것을 사용한다. 또한 재질에 따라 허용응력이나 가공방법이 다르므로 선정에 있어서는 세심히 주의한다.

1.5.1 철구의 구성재

철구 및 기기가대에 사용하는 강재는 특별한 경우를 제외하고 다음에 의한다.

- (1) 철구에 사용하는 형강, 강판, 평강, 봉강 및 16mm 이하의 볼트는 「일반구조용 압연강재」(KS D 3503) 제2종 이상 또는 동등 이상의 성능을 갖는 적절한 구조용 강재를 사용하여야 한다.



- (2) 가대에 사용하는 강관은 「일반구조용 탄소강관」 (KS D 3566) 제2종으로 한다.
 (3) 18mm를 초과하는 볼트는 「일반구조용 압연강재」 (KS D 3101) 제3종으로 한다.

1.5.2 부재의 최소 두께

부재의 최소 두께는 표에 의한다.

또한 용접철구의 복재는 볼트구멍에 의해 제한이 없지만 최소폭은 30mm로 한다.

표 9. 부재의 최소두께

[단위:mm]

	산형강	강 관	강 관	기 사
주 재	4	2	6	철구용 사이드 앵글 및 강관용 베이스 플레이트는 9mm이상으로한다.
기타부재	3	1.6	1.6	

1.5.3 허용응력도

철구 및 기기가대에 사용하는 강재의 허용응력도는 다음에 의한다.

- (1) 허용 인장강도, 허용 압축응력도, 허용 휨응력도, 허용 전단응력도 및 허용 지압(支壓) 응력도는 다음에 의해 산출한다.

표 10. 철주 또는 철탑의 구성재의 허용응력

허용응력의 종류		허용응력 (N/mm ²)	
허용 인장 응력	$\frac{1}{1.5}\sigma_Y \leq \frac{0.7}{1.5}\sigma_B$ 의 경우	$\frac{1}{1.5}\sigma_Y$	
	$\frac{1}{1.5}\sigma_Y > \frac{0.7}{1.5}\sigma_B$ 의 경우	$\frac{0.7}{1.5}\sigma_B$	
허용압축 응력 또는 허용굽힘 응력		$\frac{1}{1.5}\sigma_Y$	
허용 전단 응력	$\frac{1}{1.5}\sigma_Y \leq \frac{0.7}{1.5}\sigma_B$ 의 경우	$\frac{1}{1.5\sqrt{3}}\sigma_Y$	한국산업규격 KS D 3503에 규정한 일반구조용 압연강재중 2종 또는 3종을 볼트재에 사용하는 경우에는 1.25배의 값
	$\frac{1}{1.5}\sigma_Y > \frac{0.7}{1.5}\sigma_B$ 의 경우	$\frac{0.7}{1.5\sqrt{3}}\sigma_B$	
허용지압응력		$1.1\sigma_y$	

비고 : 1. σ_Y 는 강재의 항복점(N/mm²를 단위로 한다)

2. σ_B 는 강재의 인장강도(N/mm²를 단위로 한다)

- (2) 상기에 의해 계산한 값을 표에 나타낸다.

표 11. 허용응력도표

재질	두께 또는 지름 t(mm)	항복점 (N/mm ²)	인장 강도 (N/mm ²)	허용응력도(N/cm ²)					
				인장	압축	휨	전단		지압
							강재	볼트	
SS400	t ≤ 16	245	401.8	16170	16170	16170	9310	11760	26950
	16 < t ≤ 40	235	401.8	15680	15680	15680	8820	11270	25480
SS490	t ≤ 16	285	490	18620	18620	18620	10780	13230	30870
	16 < t ≤ 40	275	490	18130	18130	18130	10290	12740	29890
STK400		235	401.8	15680	15680	15680	8820	11270	25480

1.5.4 허용 좌굴(座屈)응력도

(1) 허용 좌굴응력도는 다음 계산식에 의해 계산한 값이다. 다만, 편 플렌지 접합 산형강으로서 사용하는 경우는 다음 식에 의해 계산한 값이 표의 좌굴응력의 상한치를 넘는 경우는 그 상한치로 한다.

① $0 < \lambda_k < \Lambda$ 의 경우

$$\delta_{ka} = \delta_{kao} - K_1 \left(\frac{\lambda_k}{100} \right) - K_2 \left(\frac{\lambda_k}{100} \right)^2$$

② $\lambda_k \geq \Lambda$ 의 경우

$$\delta_{ka} = \frac{950}{\left(\frac{\lambda_k}{100} \right)^2}$$

다만, λ_k : 부재의 유효세장비로 다음 식에 의해 계산한 값

$$\lambda_k = \frac{\ell_k}{r}$$

ℓ_k : 부재의 유효 좌굴장으로 부재의 지지점간 거리(cm)로 한다. 다만, 부재의 지지점의 상태에 의해 주 부재에서는 부재의 지지점간 거리의 0.9배, 복재에서는 부재의 지지점간 거리의 0.8배까지로 감할 수가 있다.

r : 부재 단면의 회전반경(cm)

δ_{ka} : 부재의 허용응력도

$\Lambda, \delta_{kao}, K_1, K_2$: 표에서 정해진 값



표 12. 철구구성재의 허용좌굴응력을 정하는 계산식의 수치
(전기설비기술기준의 판단기준 64-2)

구성재 의구분 항복점 (N/mm ²)	강관 · 상형 단면재 · 십 자형 단면재 기타의 편 심 이 극히 적은 것				단일 산형 강주주재 기 타의 편심이 비교적 적 은 것				편측 플랜지 접합 산형 강복 재 기타의 편심이 많은 것				
	Λ	$\sigma K a_0$ (N/mm ²)	K1	K2	Λ	$\sigma K a_0$ (N/mm ²)	K1	K2	Λ	$\sigma K a_0$ (N/mm ²)	K1	K2	$\sigma K a$ 의 상한값 (N/mm ²)
235	100	156	0	63	110	148	2	57	140	147	71	0	94
245	100	163	0	66	105	154	2	61	135	153	76	0	98
255	95	170	0	74	105	160	2	67	135	159	80	0	102
265	95	176	0	81	100	166	2	71	130	165	85	0t	106t

③ 세장비의 제한

압축재의 세장비($\lambda_k = \frac{\ell_k}{r}$)는 다음 값을 넘으면 안 된다.

가. 주 주재 및 완금 주재 $\lambda_{k=200}$ 이하

나. 주 주재 이외의 압축재 $\lambda_{k=220}$ 이하

다. 압축재를 보강하기 위해 사용되는 보조재 $\lambda_{k=250}$ 이하

1.5.5 용접접합의 허용응력도

(1) 맞대기용접접합의 허용인장, 압축, 전단, 휨응력은 접합되는 모재(母材)의 허용응력으로 한다.

(2) 필릿용접의 허용응력도는 접합되는 모재의 허용전단응력으로 한다.

1.5.6 부재 및 접합부의 강도

인장력 및 압축력을 받는 부재의 강도는 다음에 의해 구한다.

(1) 인장력재의 강도

$$F_t = \sigma_{ta} \cdot A_o$$

(2) 압축재의 강도

$$F_t = \sigma_{ca} \cdot A_c$$

F_t = 인장재 또는 압축재의 강도(N)

σ_{ta} = 허용인장응력도(N/cm²)

σ_{ca} = 허용압축응력도(N/cm²)

A_o = 인장재의 유효단면적(cm²)

A_c = 압축재의 유효단면적(cm²)

1.5.7 유효단면적

주재, 복재의 응력에 대한 유효단면적을 구하는 방법은 다음에 의한다.

(1) 용접구조의 용접이음매

단순한 인장력, 압축력, 또는 전단력을 받는 경우

유효단면적 $A = \Sigma a \ell$

a = 용접이음매의 정미두께(그림 참조)

ℓ = 용접이음매의 유효길이(이음매 전장에서 정미두께를 뺀 것)

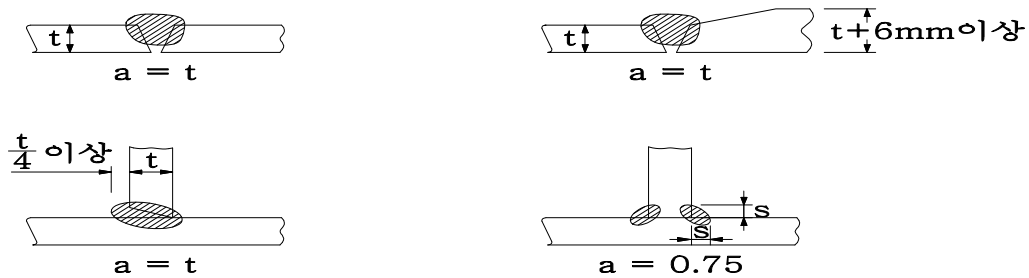


그림 2.

(2) 볼트 구조도

① 인장재의 유효단면적을 구하는 경우

볼트 구멍의 크기는 볼트 지름보다 2.5mm 큰 것으로 계산한다. 집합볼트를 산형강의 부재 축선에 따라서 양 플렌지 2열 이상 배열한 경우는 다음 식에 표시하는 볼트 구멍을 공제한 유효단면적을 취한다.

가. 양 플렌지에 1개 볼트

$$n = \frac{2 - p^2}{2dg}$$

n : 공제 구멍수

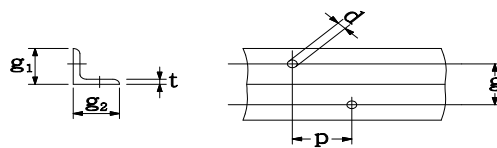


그림 3.

나. 양 플렌지에 2개 볼트

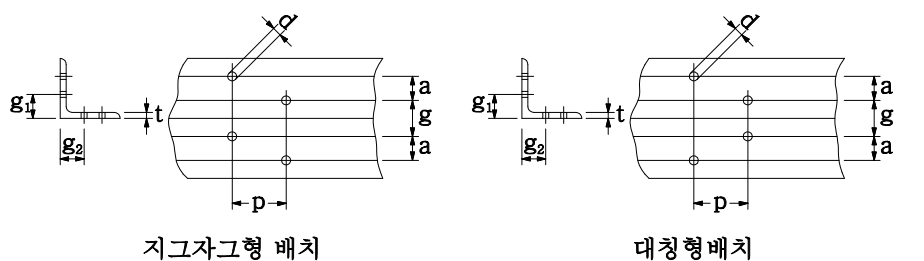


그림 4.



지그자그형 배치의 경우

$p \geq 2\sqrt{ad}$ 의 범위로

$$n = 4 - \frac{p^2(2g+a)}{4gad} \text{ 또는 } n = 3 - \frac{p^2}{4ad}$$

대칭형배치의 경우

$$n = 4 - \frac{p^2}{2ad}$$

다만, n : 공제하는 구멍 수

d : 볼트 지름+2.5 (mm)

p : 볼트의 피치 (mm)

a : 볼트게이지의 간격 (mm)

g : $g_1 + g_2 - t$ (mm)

다. 편 플렌지로 접합한 산형강의 경우

전(全) 단면적에 인장력이 작용하여
얻어지므로 이 경우는 통상 돌출(突出)
한 플렌지의 길이의 1/2과 볼트구멍에
의한 결손(缺損)면적을 공제한 면적을
유효면적으로 한다.

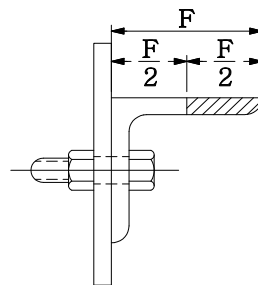


그림 5.

② 압축재의 경우

압축재의 유효단면적은 볼트 구멍을 공제하지 않는다.

1.5.8 합성응력도

축방향 응력과 전단응력이 동시에 생기는 부재에 대한 합성응력도를 구하는 경우에는
다음 식에 의한다.

$$\sigma_o \geq \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$$

다만, σ_o : 합성응력도

σ : 축방향 응력도

τ : 전단응력도

1.5.9 축력과 휨이 동시에 작용하는 부재의 단면산정

절구 부재는 통상의 경우 트러스재로서 축 방향만을 고려하고, 휨 모멘트에 의한
영향은 고려할 필요가 없다. 축 방향과 동시에 무시할 수 없는 휨 모멘트를 받는
부재에 대해서는 다음 식에 의해 단면을 산정(算定)한다.

(1) 인장력과 휨 모멘트가 동시에 작용하는 경우

$$\frac{N}{A_n} + \frac{M}{Z_t} \leq \sigma_{ta}$$

(2) 축력과 휨 모멘트가 동시에 작용하는 경우

$$\frac{\sigma_{ca}}{\sigma_{ka}} \cdot \frac{N}{A_n} + \frac{M}{Z_c} \leq \sigma_{ca}$$

다만, N : 인장력 또는 압축력 (N)

M : 휨 모멘트 (N · cm)

A : 인장재의 유효단면적 (cm²)

A_n : 압축재의 단면적 (cm²)

σ_{ca} : 허용압축응력도 (N/cm²)

σ_{ta} : 허용인장응력도 (N/cm²)

σ_{ka} : 허용좌굴응력도 (N/cm²)

Z_t : 인장축 단면계수 (cm³)

Z_c : 압축축 단면계수 (cm³)

1.5.10 볼트 강도

볼트 접속하는 경우 부재의 접속에 필요한 볼트의 강도는 다음 식에 의해 계산한다.

(1) 전단력(剪斷力)을 받는 볼트

단순한 전단력을 받는 볼트의 허용전단응력 및 볼트 구멍의 허용지압응력(支壓應力)

$$F_s = A_s \cdot \sigma_s = \frac{1}{4} \pi d_0^2 \sigma_s$$

$$F'_s = 2A_s \cdot \sigma_s = \frac{1}{2} \pi d_0^2 \sigma_s$$

$$F_b = d_0 \cdot t \cdot \sigma_b$$

다만, F_s : 볼트의 허용전단력(단전단의 경우) (N)

F'_s : 볼트의 허용전단력(복전단의 경우) (N)

F_b : 볼트구멍의 허용지압응력 (N)

A_s : 볼트의 유효단면적 (cm²)

d_0 : 볼트 유효 지름 (cm)

t : 집합재의 두께 (cm)

σ_s : 볼트의 허용전단응력도 (N/cm²)

σ_b : 볼트의 허용지압응력도 (N/cm²)



볼트가 받는 응력을 F 로 할 때 $F > F_s$ 로 되면 볼트는 접합에 의해 전단되고, $F > F_b$ 로 되면 접합재의 볼트 구멍벽은 볼트에 의해 변형되므로 접합부가 안전하기 위하여 $F \geq \min(F_s \text{ 및 } F_b)$ 로 한다.

(2) 인장력(引張力)을 받는 볼트

단순히 인장력을 받는 볼트의 허용 인장응력

$$F_t = A_s \cdot \sigma_t = \frac{1}{4} \pi \cdot d_0^2 \sigma_t$$

다만, F_t : 볼트의 허용인장응력 (N)

σ_t : 볼트의 허용인장응력도(N/cm²)

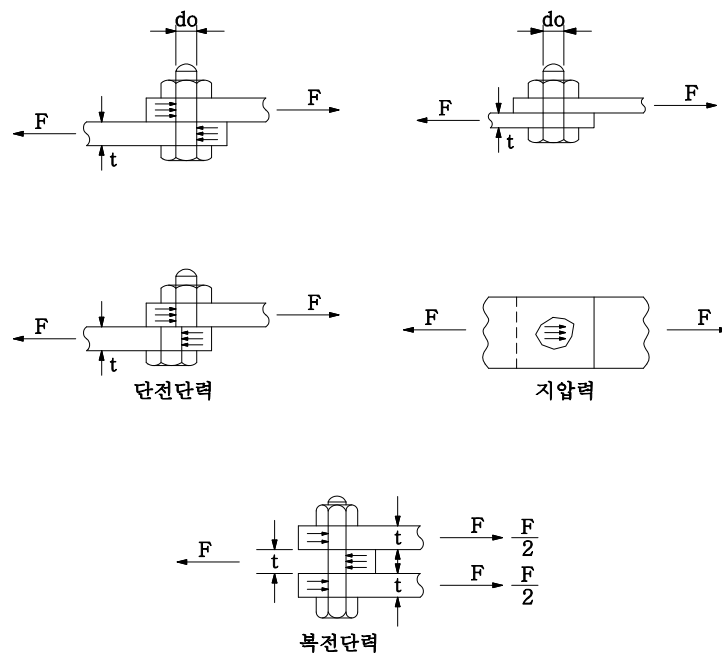


그림 6.

1.5.11 부재의 안전율

부재 허용응력과 하중에 의한 부재응력과의 비, 즉 안전율은 볼트에서는 1.1로 한다. 최소는 1.05로하고 다음에 의한다.

$$\text{안전율 } Sf = \frac{\text{부재허용응력}}{\text{부재응력}} = 1.05 \text{ 이상}$$

1.6 응력계산

옥외철구의 설계는 특별한 경우를 제외하고 핀(Pin) 구조로 설계하며 배분법(配分法), 지지법(支持法)으로 하고 배분법은 응력도에 의해, 지지법은 계산에 의한다.

1.6.1 응력계산의 원칙

옥외철구의 응력은 평면 트러스로 치환하여 계산한다. 응력계산에 사용하는 구면(構面)은 동일평면에 전개한 것으로 한다. (그림 참조)

다만 주체(柱體)의 경사가 작은 것은 주체를 수직면에 투영한 것을 이용한다.

응력의 분할은 다음에 의한다.

그림의 수평대각재가 없는 경우 외력P는 cd, cb의 2면에만 분할된다. (c)와 같이 수평근개재를 넣으면 외력 P는 cd, cb, ab, ad의 4구면(構面)에 분할되므로 중간점에 하중이 있는 경우는 수평 근개재를 배치한다.

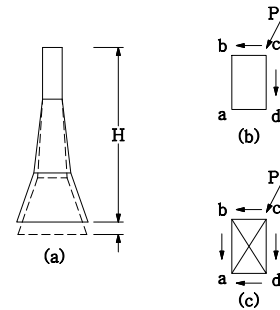


그림 7.

1.6.2 트러스의 선도화(線圖化)

트러스의 선도화는 응력계산의 유일한 기초가 되므로 부재의 중심선(重心線)에서 정확히 작성하고 경사각이 매우 큰 경우를 제외하고 외선으로 대응한다.

1.6.3 철구응력도 그리는 방법

철구의 설계를 분배법에 의하는 경우는 도식해법으로 응력을 구한다.

철구는 직선의 부재를 결합하여 조립한 구조물로서 그 결합을 절점(節點)이라고 하며, 특히 지반(地盤)과의 결합점을 지점(支點)이라고 한다. 또한 절점이 모두 회전(回轉)이 자유로운 편인 것을 트러스라 하고 철구는 통상 볼트나 용접구조로서 조립하지만 편의상 트러스로 취급한다.

트러스의 응력은 축방향의 인장응력이나 압축응력 뿐이며 임의의 절점에 연결된 부재의 응력과 그 점에 작용하는 외력과는 역학적으로 균형이 잡히는 것이 응력도 작성방법의 표준이다. 이 경우 응력과 외력을 벡터로 보아 하나의 벡터의 종단에 다른 벡터의 종단을 연결하는 방법으로 그린 것이 응력도이며, 또한 임의의 절점에 대하여 부재 응력과 외력이 균형이 잡힌다고 하는 것은 이 점에 대한 벡터도가 맞게 되는 것이다.

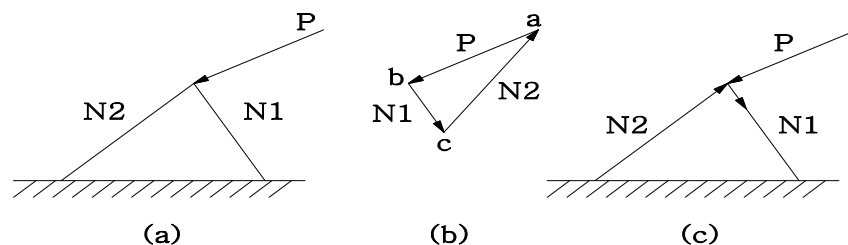


그림 8.



예를 들면 그림과 같이 한 개의 절점에 2개의 부재가 연결되어 있는 경우 이 절점에 외력 P 가 도면에 표시한 방향으로 작용할 때의 부재응력 $N1$, $N2$ 를 구하려면 (b)도와 같이 $P=ab$ 를 $N1$ 과 $N2$ 의 방향으로 분해하여 응력도를 맞닿게 한다. 즉 b점에서 (a)도의 $N1$ 부재에 평행선을 또한 a점에서 $N2$ 부재에 평행선을 그려 그 교점을 c로 하면, bc, ca의 길이가 각각 $N1$, $N2$ 의 크기를 표시한다. 여기서 P 의 방향은 a점에서 b점으로 향하므로 ab, ca의 순으로 응력도가 맞닿는 방향을 정하여 그것에 대응하여 (c)도와 같이 부재끝에 화살표를 붙이면 이 경우의 $N1$ 은 인장 $N2$ 는 압축응력이 됨을 알 수 있다. P 를 분해하는 순서는 이 예와 같이 절점에 대하여 시계 방향으로 P $N1$ $N2$ 순으로 한다. 이 것은 어느 쪽으로든지 통일하는 편이 편리한 때문이다.

하나의 힘이 두 방향으로 분해 가능하지만 3방향 이상에는 그 대로 분해할 수 없다. 여기서 철구의 응력도를 그리는 경우에는 통상 미지의 부재 응력이 2개인 것 같이 절점을 잇달아 선정하여 전체 부재의 응력을 구한다. 또한 절점에 모아진 이미 알고 있는 부재의 응력이 여러 개인 경우는 그것을 시계방향 순으로 합성하여 그 합력을 미지의 2개 방향으로 분해하면 된다.

또한 트러스에서 하중은 그 절점 만에 작용하는 것으로 하여 부재의 중간에는 하중을 고려하지 않는다. 따라서 트러스 면에 작용하는 풍압하중과 같은 것도 적당한 절점으로 분담된다.

예 1. 그림에 표시하는 트러스의 응력도를 그리는 데는 먼저 트러스도에서 외력 및 각 부재에서 구절(區切)되는 구역에 a, b, c의 부호를 붙여 외력 및 부재의 응력을 그것을 자르는 구역명으로 표시하는 것으로 한다. 예를 들면 $P1$ 은 ab로 표시한다. 다음에 절점에 번호를 붙인다. 번호의 순서는 임의로 해도 좋지만 미지의 부재 응력이 점차 2개만 되도록 한다.

또한 부재명을 그 부재끝의 절점명으로 부른다. 절점1과 2와 연결부재12로 표시한다. 응력도는 다음의 순서로 그린다.

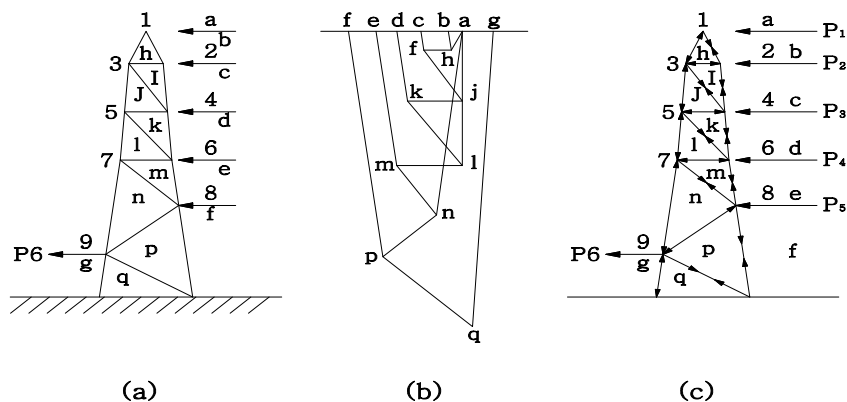


그림 9.

- (1) 먼저 외력의 순서를 정한다. 즉 트러스의 중심에 시계방향 순으로 외력을 일렬로 배치한다. 그림에서 최상부에 그려진 수평선과 같이 외력을 ga, ab, bc, \dots 의 순으로 연결한다.
- (2) 절점 1에서 외력 $P_1=ab$ 를 부재 12와 13의 방향으로 분해한다. 이 경우도 절점 1을 중심으로 하여 시계방향의 순으로 ab, bh, ha 를 고려하여 (b)도의 b점에서 (a)도의 12에 평행선을, 또한 a점에서 13에 평행선을 끌어 그 교점을 h로 하면 bh, ha 는 각각 부재 12, 13의 응력을 표시한다.

절점 2에 대해서는 이 경우 21의 응력을 이미 알고 있으므로 미지의 것은 24와 23의 응력이다. 따라서 응력 hb 와 $P_2=bc$ 와의 합력을 24와 23의 방향으로 분해하면 된다. 즉 c점에서 24에 평행선을 그어 그 교점 i를 정한다. 또한 처음의 합력 hc 는 응력도에 그리지 않아도 된다.

이상과 같이 절점 3, 4,의 순으로 응력도 그리기를 완성하면 (b)도와 같이 된다.

- (3) 절점 1에 대한 응력도는 (a)도에서 점 1을 중심으로 하는 시계방향으로 ab, ha 의 순으로 진전하여 닫혀 지면서 부재 응력의 방향은 (b)도에서 응력이 닫히는 순서 $bh(\rightarrow)$ 와 일치하는 12(\rightarrow)이다. 부재 13 응력의 방향은 $ha(\rightarrow)$ 에 일치하는 31(\rightarrow)이다. 이 화살표를 (c)도와 같이 절점 1 가까이 기입한다.

절점 2에 대하여는 부재 21의 응력의 화살표는 절점 1의 화살표와 반대방향이므로 곧바로 정해진다. 여기서 부재 24와 23에 대하여 정해지면 좋다. 이 경우의 응력도의 닫히는 순서는 $h b c I h$ 이므로 부재 24의 응력의 방향은 24(\rightarrow), 23의 응력방향은 32(\rightarrow)로 된다. 이 화살표를 절점 2 가까이 기입한다.

이상과 같이 전체의 부재 끝에 화살표를 붙이면 (c)도와 같이 되어 한눈으로 압축재 인지 인장재 인지 알게 된다.

1.6.4 지지법(支持法)에 의한 계산법

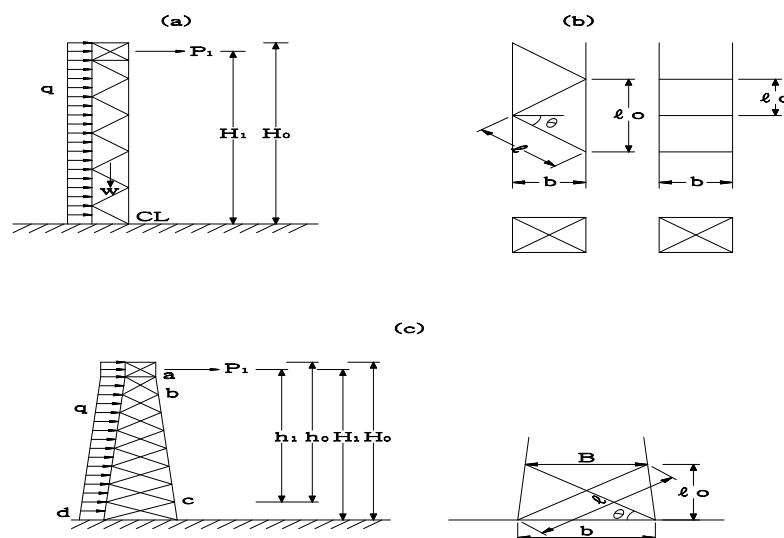


그림 10.



그림에서 철구응력계산을 지지법으로 할 경우 다음에 의한다.

CL면의 휨모멘트 (M)

$$M = P_1 H_1 + \frac{1}{2} q H_0^2 \quad (\text{N} \cdot \text{m})$$

CL면의 압축재의 압축력 (Pc)

$$P_c = \frac{M}{nb} + \frac{W}{m} \quad (\text{N})$$

CL면의 인장재의 인장력 (Pr)

$$P_r = \frac{M}{nb} - \frac{W}{m} \quad (\text{N})$$

그림에서 복재는 전단력에 의해 압축력 또는 인장력을 받는다.

그 크기는 다음에 의한다.

$$\text{전단력 } Q = P_1 + q H_0 \quad (\text{N})$$

(1) 트러스 조립의 경우

압축력 및 인장력 (F)

$$F = \pm \frac{Q}{n \cdot n' \cos \theta} = \pm \frac{Q}{n \cdot n'} \cdot \frac{\ell}{b} \quad (\text{N})$$

(2) 격자조립의 경우

띠판(帶板)이 받는 전단력 (Qb)

$$Q_b = \frac{\ell_0}{b} \cdot \frac{Q}{n'} \quad (\text{N})$$

띠판끝(帶板端)의 휨모멘트 (Mb)

$$M_b = Q_b \frac{b}{2} = \frac{\ell_0 Q}{2n'} \quad (\text{N} \cdot \text{m})$$

플랜지에 생기는 휨모멘트 (Mf)

$$M_f = \frac{M_b}{2} n' = \frac{1}{4} \ell_0 Q \quad (\text{N} \cdot \text{m})$$

(3) 그림과 같이 철주에 근개(根開)가 있는 경우

c점의 휨모멘트에 의한 압축력 (R1)

$$R_1 = \frac{1}{nb'} (P_1 h_1 + \frac{1}{2} q h_0^2) \quad (\text{N})$$

d점의 휨모멘트에 의한 압축력 (R2)

$$R_2 = \frac{1}{nb} (P_1 H_1 + \frac{1}{2} q H_0^2) \quad (\text{N})$$

CD간의 복재 ℓ_0 가 받는 압축력 또는 인장력 (F)

$$F = (R_1 - R_2) \cdot \frac{1}{n' \cdot \cos\theta} = (R_1 - R_2) \cdot \frac{\ell}{n'b} \quad (\text{N})$$

이 경우는 ab간도 같은 방식으로 구하여 그 크기에 따라 부재의 크기를 결정한다.

다만, P_1 : 철구에 걸리는 수평하중 합계 (N)

q : 철구의 풍압하중 (N/m)

W : 철구, 빔, 전선의 합계중량 (N)

$b \cdot b'$: 철구의 폭 또는 수평재의 길이 (m)

ℓ_0 : 철주의 절점 간격 (m)

ℓ : 복재의 길이 (m)

m : 주재의 수

n : 철주단면 형상에 의한 계수

주 철주재2본 $n=1$ 주 철주재3본 $n=1$ 주 철주재4본 $n=2$

n' : 복재의 수

싱글와렌 $n'=1$ 더블와렌 $n'=2$

1.6.5 빔(beam)의 휨

빔에는 하중에 의한 휨이 생겨, 그 최대 휨량은 볼트체결 구조에는 빔의 길이의 1/250~1/300이내, 용접구조에서는 빔의 길이의 1/500이내로서 다음에 의해 검토한다.

(1) 수직하중에 의한 것(양단 자유지지로 계산한다.)

① 빔 자중에 의한 휨량 (y_1)

$$y_1 = \frac{5Pl^3}{384EI} \quad (\text{cm})$$

E : 탄성계수 (N/cm²)

I : 단면2차모멘트 (cm⁴)

빔의 단면2차모멘트는 단면에 따라 다르지만 그림(b)의 빔의 Y-Y축에 대한 2차모멘트는 다음 식에 의하여 구한다.

$$I = 4(I' + Ah^2)$$

다만, I' : 부재 단면의 중심을 통과하는 축

Y-Y에 대한 단면2차모멘트(cm⁴)

A : 부재의 단면적(cm²)

② 작업원에 의한 휨량(y_2)

$$y_2 = \frac{P\ell^3}{48EI} \quad (\text{cm})$$

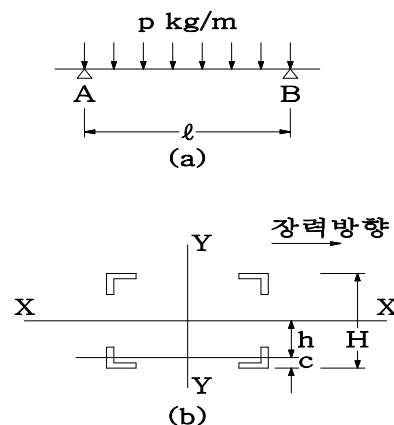


그림 11.



③ 전선 애자 증량에 의한 휨량(y_3)

$$y_3 = \frac{19Q\ell^3}{1152EI}(\text{cm})$$

④ 합성휨량 (y_{\max})

$$y_{\max} \doteq y_1 + y_2 + y_3(\text{cm}) < \frac{\ell}{500}$$

$$\text{혹은 } \frac{\ell}{250} \sim \frac{\ell}{300}$$

(2) 수평하중에 의한 변형량

가선장력에 의한 휨은, X-X축에 생기는 것이므로 X-X축의 단면2차모멘트를 구하여 다음 식에 의하여 산출한다.

$$y_{\max} = \frac{19Q\ell^3}{1152EI}(\text{cm})$$

1.6.6 전선 인류재의 산정

전선을 인류하는 부재에 대해서는 빔 복재와는 별도로 계산해야 한다.

$$\text{휨모멘트 } M = \frac{1}{4} P \cdot \ell (\text{N} \cdot \text{cm})$$

$$\text{필요단면계수 } Z = \frac{M \cdot F}{\delta} (\text{cm}^3)$$

다만, F : 필요한 부재를 구하기 위한 안전율1.05

δ : 부재의 허용 휨응력도 (N)

1.6.7 기설 철구를 이용하는 경우

개량공사의 경우는 기설철구를 그대로 이용하는 경우가 많다. 그 때 철구의 강도가 충분한가를 검토해야 한다. 만약 앞서의 방법으로 검토하는 데 시간낭비이므로 다음과 같은 방법으로 검토하면 효율적이다.

그림(a)]에서

현재의 수평하중 $P_1(\text{N})$

증가하는 수평하중 $P_2(\text{N})$

수평하중의 작용점 H (m)

현재의 수직하중 $W_1(\text{N})$

증가하는 수직하중 $W_2(\text{N})$

주재의 세장비 λ_k

주재의 단면적 $a (\text{cm}^2)$

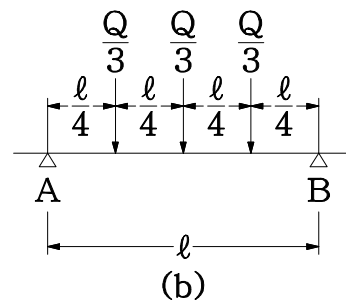
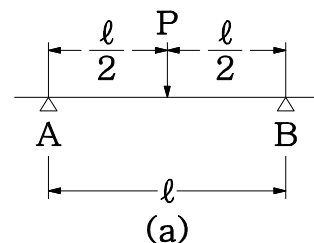


그림 12.

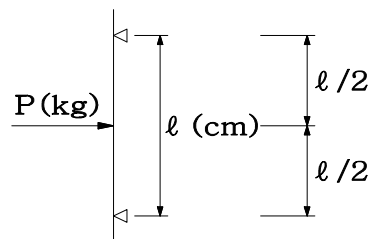


그림 13.

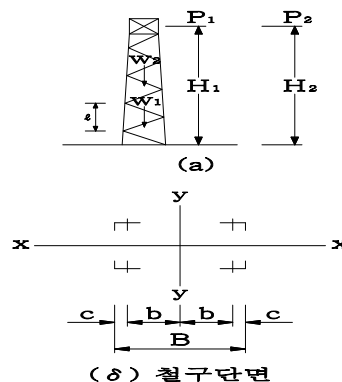


그림 14.

로 하여 철구의 단면 그림의 구조로 하면 수평하중에 의한 철구CL면의 모멘트(M)는

$$M = (P_1 + P_2)H \quad (\text{N} \cdot \text{m})$$

수직하중 (W)은

$$W = (W_1 + W_2) \quad (\text{N})$$

주재의 좌굴응력도(σ_{ka})는

$$\sigma_{ka} = \sigma_{ca} - K_1 \left(\frac{\lambda_k}{100} \right) - K_2 \left(\frac{\lambda_k}{100} \right)^2 \quad (\text{N/cm}^2)$$

주재의 좌굴계수(ϵ)은

$$\epsilon = \frac{\sigma_{ca}}{\sigma_{ka}} \text{ 이다.}$$

그림과 같은 y-y축의 단면2차모멘트(I)는

$$I = 4(I' + Ab^2) \quad (\text{cm}^4)$$

I' = 부재단면의 중심을 통하는 축y-y에 대한 단면2차모멘트(cm^4)

또한, y-y축의 단면계수(Z)는

$$Z = \frac{2I}{B} = \frac{8(I' + Ab^2)}{B} \quad (\text{cm}^3)$$

철구의 CL면에서 응력도(σ)는

$$\sigma = \frac{W}{4a}\epsilon + \frac{M}{Z} \times 100 = \frac{W}{A}\epsilon + \frac{M}{Z} \times 100 \quad (\text{N/cm}^2)$$

$\sigma \leq \sigma_{ca}$ 의 조건이 만족하면 철구는 강도상으로 안전하다.

1.7 기초볼트를 사용하는 기구대 등의 각주 및 볼트의 강도

1.7.1 각주에 작용하는 응력

가대를 기초볼트로 기초에 설치하는 경우의 기구대 등의 주각 및 기초볼트의 강도는 다음에 의해 검토한다.

- (1) 그림에 나타난 것과 같이 장방형 저판의 주축의 한쪽에 편심하중N가 가해지는 경우 편심e에 의하여 콘크리트에 생기는 최대압축응력도 σ_c 는 다음과 같이 된다.

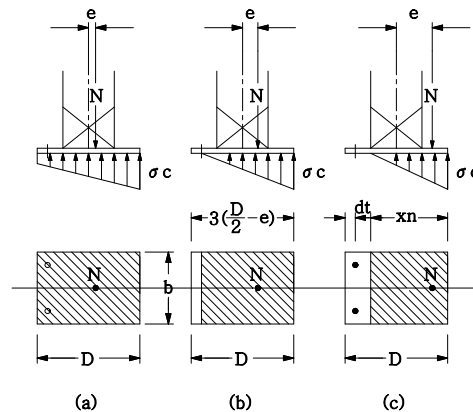


그림 15.

$$\textcircled{1} \quad e \leq \frac{D}{6} \text{로 되면 전 저면이 압축되어 } \sigma_c = \frac{N}{bD} \left(1 + \frac{6e}{D} \right)$$

$$\textcircled{2} \quad e > \frac{D}{6} \text{로 되면 전 저면이 일부만 압축되어 } \sigma_c = \frac{2N}{3b \left(\frac{D}{2} - e \right)}$$

$$\textcircled{3} \quad e > \frac{D}{6} + \frac{dt}{3} \text{로 되면 앵커볼트에 인장력이 일어나므로 그림에 의하지 않고 저판면을}$$



콘크리트단면, 인장측 앵커볼트를 철근으로 하는 장방형주로서 산출한다.

지금 n 을 콘크리트에 대한 강(鋼)의 영(young)계수비($n=15$), a_t 를 인장측 앵커볼트군의 총 단면적으로 하고 중립축의 위치 X_n 을

$$X_n^3 + 3\left(e - \frac{D}{2}\right)X_n^2 - \frac{6na_t}{b}\left(e + \frac{D}{2} - dt\right)(D - dt - X_n) = 0$$

에서 구하면 콘크리트에 생기는 최대 압축응력도는

$$\sigma_c = \frac{2N\left(e + \frac{D}{2} - dt\right)}{bX_n\left(D - dt - \frac{X_n}{3}\right)} \quad (\text{N/cm}^2)$$

인장측 앵커볼트군에 생기는 인장력(Z)

$$Z = \frac{N\left(e - \frac{D}{2} + \frac{X_n}{3}\right)}{D - dt - \frac{X_n}{3}} \quad (\text{N})$$

이상에서 콘크리트의 최대압축력 σ_c 및 인장측 앵커볼트군의 인장력은 다음의 조건을 만족해야 한다.

$$\sigma_c < \frac{1}{3}FC$$

$Z < \text{볼트군의 콘크리트에 대한 부착력}$

$Z < \text{볼트군의 인장강도}$

또한 X_n 은 방정식을 해석하면 좋지만 저판 중립축 위치의 계산도표에 의해 간단히 구할 수가 있다.

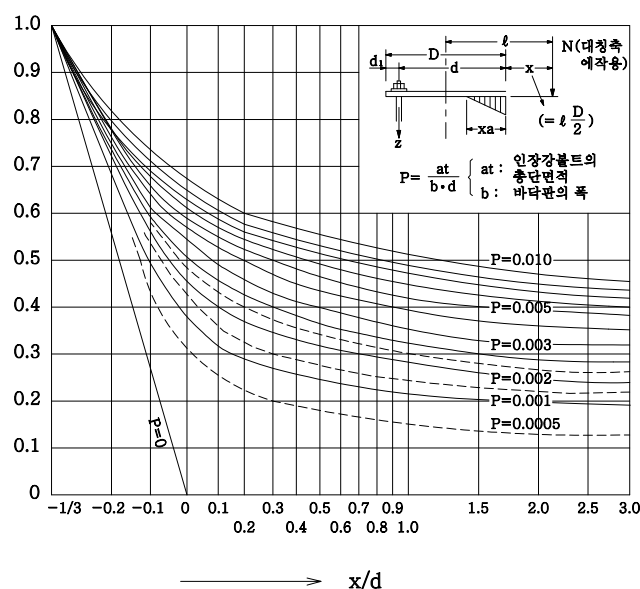


그림 16. 바닥판 중립축위치의 계산도표

1.7.2 베이스 플레이트의 설계

(1) 압축 베이스 플레이트의 두께

베이스 플레이트의 두께는 윙 플레이트나 접합앵글 등의 보강재에 의해 구획된 부분이 기초의 반력에 대하여 안전하도록 한다. 윙 플레이트나 접합앵글 등의 면으로 고정된 판이 압축응력도 σ_c 를 받는 것으로 산정한다. 통상, 이용되고 있는 베이스 플레이트의 두께는 소규모의 철주에서 12~16mm, 중규모의 것에서 19~22mm, 대규모의 것에서는 25mm이상으로 한다.

그림에서 플레이트의 지출(持出)길이 u 는 반력 σ 를 받는 외팔보(cantilever)로서 다음과 같이 구하면 된다.

A-A단면의 휨모멘트는

$$M = \frac{1}{2} u^2 \sigma_c \left(1 - \frac{u}{3x_n}\right) (\text{N} \cdot \text{cm})$$

또한 $Z = t^2/6$ (단위 폭을 1cm로 하여)이므로 A-A단면의 휨응력도 σ_b 는

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} = 3 \frac{u^2}{t^2} \sigma_c \left(1 - \frac{u}{3x_n}\right) (\text{N/cm}^2)$$

$\sigma_b \leq fb_1$ 에서

$$\text{필요 판두께 } t = u \sqrt{\frac{3\sigma_c}{fb_1} \left(1 - \frac{u}{3x_n}\right)} (\text{cm})$$

$fb_1 = F/1.3$ 베이스 플레이트의 허용 휨응력도

(2) 인장 베이스 플레이트의 두께

인장측 앵커볼트에 접하는 베이스 플레이트의 두께는 외팔보로서 다음과 같이 구하면 된다.

B-B단면의 휨모멘트는

$$M = P \cdot g$$

또한 $Z = \frac{1}{6} (R + 2g) t^2$ 이므로

B-B단면의 휨응력도 σ 는

$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{6 \cdot P \cdot g}{(R + 2g) t^2} (\text{N/cm}^2)$$

$\sigma \leq ft$ 에서

$$\text{필요 판압 } t = \sqrt{\frac{6 \cdot P \cdot g}{(R + 2g) ft}} (\text{cm})$$

다만, Z : 단면계수

ft : 플레이트의 허용 인장응력도

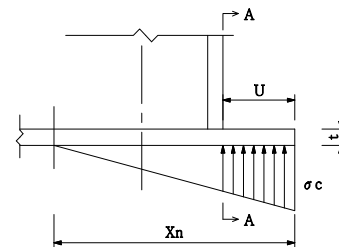


그림 17.

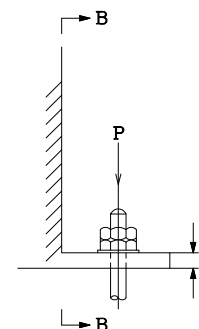
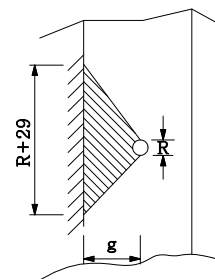


그림 18.



1.7.3 윙 플레이트의 설계

- (1) 윙 플레이트의 단면적이 철주의 플렌지 단면적보다 크도록 설계한다.
- (2) 철주 플렌지와 윙 플레이트와의 압축축의 접합볼트군의 응력 R 은 주각(柱脚)에서 주축방향력 N 과 휨모멘트 M 에서 다음과 같이 구한다.

$$R = \frac{N}{4} + \frac{M}{2d_0}$$

여기서 d_0 : 양면 윙 플레이트의 간격

- (3) 철주 플렌지와 윙 플레이트와의 접합은 상기의 응력 R 에 견디도록 결정한다. 윙 플레이트와 사이드 앵글과의 접합볼트는 플렌지와 윙 플레이트의 접합볼트와 같은 직경, 동수로 한다.

1.7.4 지지조건의 가정

- (1) 주각을 고정(固定)으로 가정(假定)하는 경우

각주를 철근콘크리트로 피복하는 경우에는 문제가 없지만, 그 이외의 경우에는 각주에 생기는 수평 전단력은 베이스 플레이트 하면과 기초 콘크리트 상면과의 마찰력에 의해 기초에 전달될 수가 있다. 이 경우의 마찰계수는 0.4로 하지만, 그것은 연석(軟石)과 강(鋼)과의 사이의 마찰계수 0.49~0.42를 콘크리트와 강(鋼)과의 경우에 준용한 것이다. 주각의 수평 전단응력이 마찰력을 초과하는 경우에는 전 응력을 앵커볼트에서 부담시켜 그것에 마찰력을 가산시킬 수 없다.

베이스 플레이트의 설계에서 기술한

- ① 전 저면압축의 경우 $H \leq 0.4N$
- ② 전 저면의 일부압축의 경우 $H \leq 0.4N$
- ③ 앵커볼트에 인장력 Z 가 생기는 경우 $H \leq 0.4(Z+N)$

- (2) 주각(柱脚)을 핀으로 가정하는 경우

주각에 인장력이 작용하면 고정의 경우와 달리 휨모멘트가 없으므로 마찰력은 기대할 수 없다. 따라서 수평 전단력은 베이스 플레이트에 치형(齒形)의 물건을 설치하여 완전히 기초에 전달시키던가 혹은 앵커볼트에 부담시킨다. 그러나 앵커볼트를 통과시키기 위하여 베이스 플레이트에 뚫린 구멍은 시공이 용이하도록 볼트직경보다 5mm 정도 크게 하는 것이 허용되어 있다. 앵커볼트에 전단력을 부담시키는 경우에는 베이스볼트의 이동을 방지하기 위해 구멍의 간격을 작게 하든가 또는 간격이 작은 두꺼운 금속조각을 베이스 플레이트에 용접하는 등 고안이 필요하다.

1.7.5 앵커볼트의 설계

앵커볼트는 앞서 기술한 바와 같이 주각에 인장력이 생기는 않는 경우에도 그것을 사용하여 주각과 기초를 충분히 견고하게 연결시킬 필요가 있으므로 수평하중에 의한 휨모멘트에 의해 생긴다.

인장력이 볼트에 작용하는 것으로 계산한다.

$$\text{인장력 } T = \frac{M}{\ell - dt} \quad (\text{N})$$

다만, Z가 큰 경우는 Z를 인장력으로 한다.

앵커볼트의 본수(n)

$$n = \frac{T}{\frac{1}{4}\pi d^2 f_b}$$

앵커볼트의 매입 길이 (L)

$$L = \frac{T}{f_a \pi d n} \quad (\text{cm})$$

다만, M : 주각에서 휨모멘트 (N-cm)

ℓ : 주각 저판 길이 (cm)

d : 앵커볼트 직경 (cm)

f_b : 볼트의 허용응력도 (N/cm²)

f_a : 콘크리트의 부착응력도 (N/cm²)

표 13. 콘크리트의 부착응력도

콘크리트(재령28일)의 압축강도(MPa)	부 착 응 력 (MPa)		
	형강 · 평강	봉 강	이형봉강
17.7이상 20.6미만	0.34	0.69	1.37
20.6이상 23.5미만	0.36	0.74	1.37
23.5이상	0.39	0.78	1.37

(전기설비기술기준의 판단기준 표65-2)

1.7.6 전단력과 휨모멘트를 받는 필릿 이음매

전단력과 휨모멘트를 받는 필릿 이음매에 대하여는 다음에 표시하는 ρ 의 값이 표의 용접계수의 허용응력도보다 작을 필요가 있다.

$$\rho = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} \quad (\text{N/cm}^2)$$

$$\sigma = \frac{M}{Z} \quad (\text{N/cm}^2)$$

$$\tau = \frac{Q}{\sum a \ell} \quad (\text{N/cm}^2)$$



다만, Z : 전(全)용접부斷面계수, 철주(柱)의 플렌지면에 용접부단면을 투영한 것

$\sum a\ell$: 전단력(剪斷力)을 부담하는 용접부 단면적(cm^2)

M : 이음매에 작용하는 휨모멘트($\text{N} \cdot \text{cm}$)

P : 이음매에 작용하는 힘

그림에 표시하는 용접부 두께 a_1, a_2, a_3 에 의해 구성되는 가상적 단면을 고려하여 그것에 대한 단면계수 Z 를 구한다. 그 단면의 중심축이 빔(beam)의 중심축과 될 수 있는 한 일치하도록 한다.

중심축에서 a_1 되는 용접의 중심까지의 거리를 h_1 으로 하고 a_2 에 대하여

h_2 로 한다. 횡의 용접에 대해서는 상단까지를 h_3 , 하단

까지를 h_4 로 한다. h_1, h_2 에 비해 a_1, a_2 가 작으므로

$$h_1 a_1 \ell_1 - h_2 a_2 \ell_2 + a_3 (h_3^2 - h_4^2) = 0 \text{로 놓고}$$

$$h_3 = h_4 \text{로 하면}$$

$$h_1 : h_2 = a_2 \ell_2 : a_1 \ell_1$$

$h_1 + h_2$ 는 H 와 거의 같으므로 중립축(X-X)의 위치를

빔 H 를 $a_2 \ell_2 : a_1 \ell_1$ 의 비로 상단에서 나누면 된다.

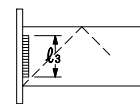
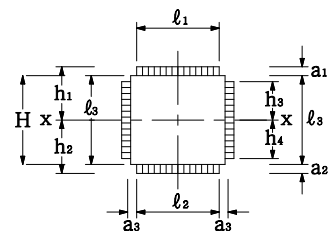


그림 19.

단면2차모멘트(I)

$$I = a_1 \ell_1 h_1^2 + a_2 \ell_2 h_2^2 + \frac{1}{6} a_3 \ell_3^3$$

단면계수(Z)

$$Z_1 = \frac{I}{h_1} \text{ (인장응력에 대한)}$$

$$Z_2 = \frac{I}{h_2} \text{ (압축응력에 대한)}$$

연응력도(緣應力圖) ρ_1 을 구하는 데는 Z_1 및 Z_2 의 작의 쪽을 이용한다.

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

또한 전단력은 횡방향 이음매에 일정하게 분포한 것으로 하여

$$\tau = \frac{Q}{2a_3 \ell_3}$$

합성응력 ρ

$$\rho = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} < \tau_a$$

다만, τ_a : 필릿 용접에 대한 허용응력도

2. 기초

2.1 기초의 종류

기초는 기본이 되는 작용하중의 종류에 의해 연직하중 기초와 모멘트하중기초로 분류되고, 각각 하중을 지반에 전달하는 방법에 의해 직접기초, 말뚝기초의 2종류로 구분한다.

(1) 직접기초

바닥부위 등에 의해 하중을 지반에 직접 전달하는 구조이며 독립기초, 복합기초, 연속기초로 분류된다.

(2) 말뚝기초

주로 말뚝에 의해 하중을 지반에 전달하는 구조이며 기성말뚝기초 및 현장타설 콘크리트 말뚝기초 등을 말한다.

2.2 지질조사

기초는 구조상 상부 구조물의 하중, 형상에 의하지만, 건설장소의 지내력에 의해 적용구조가 변하기 때문에 설계 착수 시 지내력을 충분히 조사한다.

- (1) 용수가 거의 없는 모래층 이외의 지반에는 오가보링 및 페니트로메타(Penetrometer)에 의해 측정한다.
- (2) 용수가 있는 개소 또는 상기 방법으로 측정이 불가능한 개소는 시험항타로 파일의 종류를 결정한다.
- (3) 연약하다고 생각되는 개소 혹은 상기 시험항타를 결정하는 개소에는 지질조사 전문 회사에 의해 조사한다. 이것은 보통 보링에 의한 토질조사와 표준관입시험이 주이지만 건축 쪽에서 시행하는 경우가 많기 때문에 그 자료를 참고한다.

2.3 기초의 선정

(1) 기초의 형식

기초의 형식은 직접기초와 말뚝기초로 한다.

(2) 지지 지반의 선정

- ① 지내력 98kN/m^2 이상의 경우는 직접기초로 하고, 98kN/m^2 이하의 경우는 말뚝기초를 표준으로 한다.
- ② 말뚝은 특별한 경우를 제외하고는 N치 25이상의 경질지반에 지지시킨다. 또한 지지 지반에의 타입 깊이는 1m이상으로 한다.

2.4 기초지반의 내력

기초지반의 내력은 항복지지력 혹은 기초의 변위에서 규제된 지지력 중, 어느 것이든 작은 지지력을 말하며 그 구성은 다음과 같다.



(1) 직접기초의 지반내력

- ① 압축내력 : 기초체 저면에서의 지반의 압축저항력에 의한다.
- ② 인장내력 : 기초체 판 상방의 흙의 중량 및 경사면에 작용하는 전단저항력에 의한다.
- ③ 수평내력 : 기초체 측면에서의 지반의 압축 또는 마찰저항력 및 기초체 상판 하면의 마찰저항력에 의한다. 다만, 모멘트하중기초의 경우 ① ② ③의 내력의 합성저항력에 의한다.

(2) 기타 기초의 지반내력

기타 기초의 내력은 위의 내력에 준하는 외에 토질 및 암반의 종류 및 기초의 구조 등에 적응한 항장력에 의한다.

2.5 기초의 허용 지지력

기초는 상부 구조를 안전하게 지지하여 구성재에 유해한 영향을 끼쳐 변위를 일으키지 않도록 설계하고, 기초의 안전율은 2로 정해져 있기 때문에 그 허용 지지력은 다음에 의하는 것을 표준으로 한다.

- (1) 장기하중(평상시 및 작업시 하중)에 대한 허용 지지력은 기초 지반내력의 1/2로 한다.
- (2) 단기하중(강풍시 하중 및 지진시 하중)에 대한 허용 지지력은 장기하중(평상시 및 작업시 하중)에 대한 허용 지지력의 1.5배로 한다. 그러나 허용 인장 지지력은 상기 허용 지지력에 기초 구조체의 자중을 합친 것으로 한다.

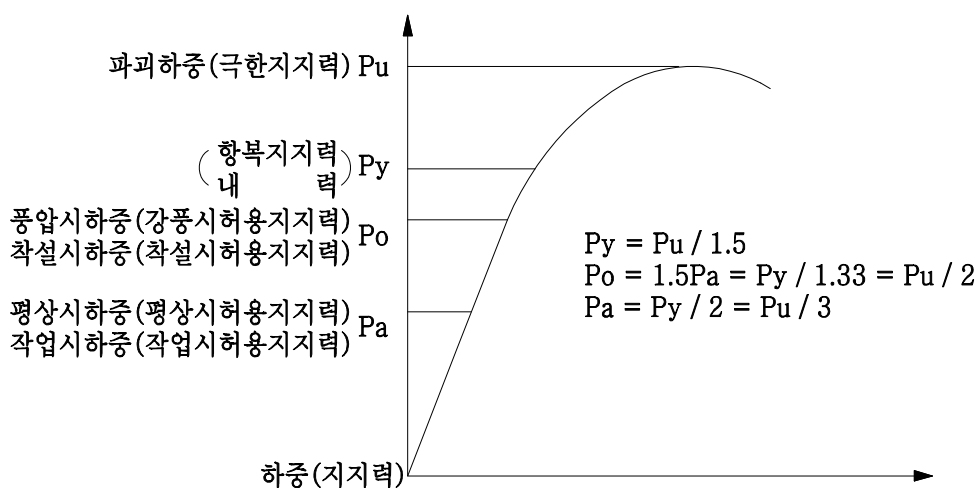


그림 20. 지지력 상관도

2.6 설계조건

2.6.1 하중의 종류

기초를 설계함에 있어서는 특별한 경우를 제외하고 표에 표시한 하중을 고려한다.

표 14. 하중 및 외력의 조합

	철구 및 콘크리트주 기초	기 기 기 초
수직하중	1. 철구자중(가선, 금구, 애자 및 작업원 중량) 2. 기초 중량 3. 기초 상부의 흙의 중량	1. 기기 중량(가대, 작업원 중량을 포함) 2. 기초 중량 3. 기초 상부의 흙의 중량
수평하중	1. 가선 장력 2. 풍압 하중	1. 지진하중 및 풍압하중이 큰 쪽을 채용한다.

2.6.2 수직하중

(1) 철구 (빔 포함) 및 가대 중량

철구 및 가대 중량은 주재와 복재의 합계 중량의 120%를 설계중량으로 한다. 다만, 제작 중량이 명확한 경우는 그 중량으로 한다.

또한, 빔이 복수기초에 걸쳐있는 경우는 빔 전장의 1/2을 부담한다.

(2) 기초 중량

기초 중량은 기체부(機體部) 및 저판부(底板部)를 포함하여 전체 콘크리트 중량으로 한다.

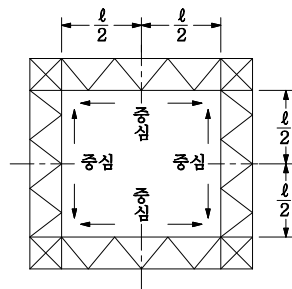


그림 21.

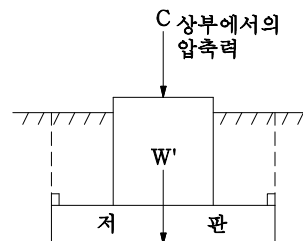


그림 22.

다만, 콘크리트의 단위 중량은 철근콘크리트의 경우 23.52kN/m³, 무근콘크리트의 경우 22.54kN/m³로 한다.

(3) 채토중량(載土重量)

기초에 압축력이 작용하는 경우(C+W') 저판직상(底板直上)에 있는 흙의 단위 중량은 15.68kN/m³로 한다.

(4) 기기중량은 중심에 작용하는 집중하중으로 하고, 기초 중심(中心)과 중심(重心)이 일치하지 않는 경우는 편심거리와 중량의 곱에 해당하는 휨모멘트가 작용한다.

2.6.3 수평하중

(1) 풍압하중

풍압하중은 기초축 직각방향에 작용하는 수평하중으로 하고, 상부 구조물에 장기하중



으로서 작용한다. 풍압치는 표에 의한다.

표 15. 풍압하중

수풍체(受風體)	풍압하중 N/m^2
기 기	1470
보호망, 방음벽	$588 \times C \sqrt{H}$ 다만, H : 지표상의 높이(m) C : 풍력계수 수직평면 C=1.2

(2) 가선장력

- ① 가선장력은 가선의 최악조건하의 장력으로서 기초축 직각방향에 작용하는 수평하중으로 한다.
- ② 철구에서 양 방향에 인류하는 경우는 한쪽 전면(全面) 단선한 것으로 기초를 설계한다.

2.7 기초의 구조

철구 기기가대 및 기기 기초 등은 보호 울타리의 기초를 제외하고 철근 콘크리트조로 하고 그 구조는 수직형을 표준으로 한다.

2.7.1 직접기초

직접기초는 독립 푸팅(footing)기초로 하고 다음에 의한다.

(1) 기초의 상단

기초의 콘크리트 상단은 지표면(GL)상 200mm로 한다.

다만, 철근콘크리트주(저판부를 제외) 기초는 지표면상 100mm로 한다.

(2) 기초의 저판(底板)

저판의 두께는 특별한 경우를 제외하고 300mm로 한다. 다만, 주체부 만으로 기초가 안정되면 저판을 시설하지 않는다.

저판의 크기는 장방형기초의 경우 장기 최대하중 시에서는 편심율 e/ℓ 을 1/6이하, 단기 최대하중 시에는 편심율 1/3이하가 되도록 결정한다.

(3) 철근콘크리트 기초에는 막돌 또는 자갈 위에 60mm의 기초바닥 정리 콘크리트를 타설한다.

(4) 기초의 깊이

기초의 지표면(GL)에서의 깊이는 응력이 큰 철구 등에는 앵커볼트 및 주 철주재의 정착 길이가 확보되지 않는 경우를 제외하고 지표면(GL) 밑 800mm, 하중이 작은 기기 등으로 얇은 경우의 최소 깊이는 400mm를 표준으로 한다. 다만, 한냉지에는 동파 깊이를 검토한다.

2.7.2 말뚝기초

말뚝기초는 빔(beam)구조 기초로서 다음에 의한다.

다만, 폭이 큰 기초 등은 독립 푸팅(footing)기초로 한다.

(1) 기초의 상단

기초의 상단은 직접기초와 같은 것으로 한다.

(2) 기초의 저판

빔 기초로 한 경우는 저판은 설치하지 않는다. 다만, 말뚝의 최소 간격이 확보되지 않는 경우는 두께 500mm의 저판을 설치한다.

독립 푸팅기초로 한 경우는 말뚝의 본수 및 배치 등을 고려하여 밑바닥의 크기를 결정한다.

(3) 기초의 깊이

기초의 지표 밑 깊이는 700mm로 한다.

(4) 빔의 크기 및 깊이

① 빔의 크기는 특별한 경우를 제외하고는 500mmx300mm로 하고, 응력이 크기에 의해 철근량을 증가한다.

② 빔 상면의 깊이는 지표면 밑 200mm로 한다.

2.7.3 막돌 및 자갈 깔기

기초의 저면에는 기초지반의 상황에 의해 막돌 또는 자갈을 깐다.

막돌과 자갈의 적용구분은 표에 의한다.

표 16. 막돌과 자갈의 적용구분

공 종 별	적 용 구 분
막돌깔기 (두께15cm)	연약지반으로 수위가 높고 시공상 필요한 지반
자갈깔기 (두께10cm)	1. 충적성 점토로서 율석이 필요 없는 지반 2. 홍적성 점토로서 비교적 불량한 지반 3. 비교적 양호한 지반이지만, 콘크리트의 직접 타설이 곤란한 지반

2.8 기초구조재료의 허용응력도

기초체에 사용하는 재료의 평상시, 작업시 하중과 강풍시 및 지진시 하중에 대한 각각의 허용응력도는 상부 구조재의 허용응력도에 따르지만 다음에 의하는 것을 표준으로 한다.

또한 단면적 산정에 이용하는 강과 콘크리트의 탄성계수비 n 은 15로 한다.

2.8.1 콘크리트의 품질



(1) 철근콘크리트

철근콘크리트에 사용하는 콘크리트는 4주간 압축강도 $2058\text{N}/\text{cm}^2$ 의 것으로 하고 특별한 경우를 제외하고 최대 조골재(粗骨材)치수 25mm , 슬럼프 8 로 한다.

(2) 무근콘크리트

무근콘크리트에 사용하는 콘크리트는 4주간 압축강도 $1568\text{N}/\text{cm}^2$ 의 것으로 하고 최대 조골재(粗骨材)치수 40mm , 슬럼프 8 로 한다.

(3) 바닥마감 콘크리트

바닥마감 콘크리트에 사용하는 콘크리트는 4주간 압축강도 $1568\text{N}/\text{cm}^2$ 의 것으로 하고 최대 조골재(粗骨材)치수 25mm , 슬럼프 15 로 한다.

2.8.2 철근의 품질

철근콘크리트에 사용하는 강재는 특별한 경우를 제외하고 「철근콘크리트용 봉강」(KS D 3504)에 적합한 열간압연 이형봉강의 제2종 SD-30을 사용한다. 단면적 등은 별표3에 의한다.

2.8.3 콘크리트의 허용응력도

콘크리트의 설계기준강도(4주 설계강도 F_c)를 기준으로 정한 것으로 하고, 표에 의한다.

표 17. 콘크리트의 허용응력도

종 별		철근 콘크리트			무근콘크리트
		F _c = δ274.4N/cm ²			
		1764	2058	2352	
축방향압축응력도		$\frac{1}{3}F_c$			$\frac{1}{4}F_c$ 다만 55이하
휨압축응력도		$\frac{1}{3}F_c$			$\frac{1}{4}F_c$ 다만 55이하
휨인장응력도		-			$\frac{1}{7}F_c$ 다만 3이하
지압응력도		0.3F _c			0.3F _c 다만 60이하
전단응력도		$\frac{1}{30}F_c$ 또는 $(5+\frac{1}{100}F_c)$ 이하			
부착 응력도	환 강	68.6	78.4	88.2	
	이형환강	117.6	137.2	147	

(주) 1. F_c 는 재령(材令)28일에서 인장강도로 한다.

2. 부착응력도의 환봉은 $\frac{4}{100}F_c$ 또는 9이하로 한다.

3. 부착응력도의 이형환강은 $\frac{1}{15}F_c$ 또는 $(9 + \frac{2}{75}F_c)$ 이하로 한다.

4. 단기하중에 대해서는 상기 수치의 1.5배로 한다.

2.8.4 철근의 허용응력도

철근의 허용응력도는 표에 의한다.

표 18. 철근의 장기허용응력도

종 별	허 용 응 력 도 N/cm ²	
	인장 및 압축	전단 보강
SR235	15680	15680
SR295	15680	19600
SD235	15680	15680
SD295	19600	19600
SD345	21560 (19600)	19600
SD390	21560 (19600)	19600

(주) 1. D29이상을 사용하는 경우는 ()내의 수치로 한다.

2. SD295, SD345, SD390의 경우 콘크리트강도 $\delta 274.4$ 가 1960N/cm²에 미치지 못하면 15680N/cm²로 한다.

2.9 기초의 설계

변전소의 철구, 지지대 및 기기의 기초 등은 전체 압축력을 받으므로 다음에 준하여 설계한다.

2.9.1 기초의 설계 계산식

(1) 압축력을 받는 기초

$$\frac{f_e'}{F} \geq \frac{C + W_c + W_e}{A}$$

f_e' = 지반의 압축내력도(N/m²)

F = 안전율 평상시 및 작업시 : 2.0

강풍시 및 착설시 : 2.0/1.5(=1.33)

C = 상정하중에 의하여 계산한 철구 상부에서의 압축력(N)

W_c = 기초체의 중량(N)

W_e = 기초 상판 직상의 흙중량(N)

A = 기초 바닥면적(m²)

(2) 수평력에 대한 검토

지반의 수평방향의 내력은 여러 조건에 의해 다르지만 일반적으로 표의 값을 적용하는 것이 보통이다.

(3) 계산에 이용되는 지반의 제원

보통의 지반 조건으로 더구나 하중이 비교적 작은 경우에는 일반적으로 표에서 지반의 제원을 추정하여 기초의 설계계산식에 의해 설계를 하여도 좋다.



표 19. 각종 지반 제원

지반의 종류		갑종	을종	병종	정종
인양력에 저항하는 흙의 유효각도 $\Theta(^{\circ})$		30	30	10	0
흙의 등가 단위체적 중량 $\gamma'(\text{N/m}^3)$		15.68	14.7	13.72	12.74
압축 내력도 (t/m^2)	상관 하면 q'	588	392	196	98
	상관 측면 qf'	392	294	147	73.5
	주체 측면 qs'	294	196	98	49

(주) 1. 지반의 적용

갑종.....지하수위가 충분히 낮고 저항력이 큰 지반 (산지, 굳은 밭, 벌판 등)

을종.....다소의 용수가 있지만 저항력이 큰 지반 (부드러운 밭 등)

병종.....지하수위가 높고 저항력이 작은 지반 (보통의 물이 고인 밭 등)

정종.....지하수위가 상당히 높고 저항력이 없는 지반

(일반적으로 말뚝 박기 등을 필요로 하는 지반)

2. 표에서 qf' , qs' 는 모멘트 기초에 적용하는 것으로 주체측(柱體側)의 압축내력도 qs' 는 원(原)지반의 압축내력도의 1/2로 한다. 따라서 되메운 흙을 충분히 다져 단단하게 한다. 또한 을종, 병종 및 정종에서 기초 상관측면에 거푸집을 사용하는 경우의 qf' 의 값은 qs' 의 값을 취한다.

2.9.2 기초저판(A)의 산정

(1) 기초저판에 압축력 만 작용하는 경우

$$\frac{P}{A} \leq fe$$

P = 압축력(기초저판의 자중을 포함)(N)

fe = 허용 지내력도(N/m^2)

(2) 기초저판에 압축력과 모멘트가 작용하는 경우

$$\frac{\alpha P}{A} = fe$$

α = 편심율 ε 과 저면의 형상에 의하여 정해지는 계수

저면이 장방형인 경우

$$\varepsilon \leq \frac{1}{6} \text{의 경우} \quad \alpha = 1 + 6\varepsilon$$

$$\varepsilon > \frac{1}{6} \text{의 경우} \quad \alpha = \frac{2}{3(\frac{1}{2} - \varepsilon)}$$

$$\varepsilon = \frac{M}{P\ell}$$

M = 모멘트(t-m)

ℓ = 모멘트의 작용하는 방향에서 기초저판의 길이(m)

다만, $\varepsilon = \frac{1}{3}$ 가 한도이다.

(3) 기초저판에 압축력 또는 압축력과 모멘트외의 수평력이 작용하는 경우

$$PH \leq nP$$

PH = 수평력

n = 저면과 지반과의 마찰계수

2.9.3 철구기기 기초의 산정

(1) 수직하중에 의한 압축력(σ_1)

$$\text{수직하중 } W_0 = W + W_c + W_e$$

W = 철구 및 빔의 중량(N)

W_c = 콘크리트 중량(N)

W_e = 되메운 흙의 중량(N)

$$\sigma_1 = \frac{W_0}{A} = \frac{W_0}{\ell \ell'}$$

(2) 수평력(P)에 의한 압축력(σ_2)

수평력에 의한 휨모멘트(M_0)

$$M_0 = PH(N-m)$$

기초 측면에서 부담하는 모멘트(M')

$$M' = \frac{dh^2}{12} \times \frac{fe}{2} (N-m)$$

$$d = (a+b) \times \frac{1}{2} (m)$$

기초저판에서 부담하는 모멘트(M)

$$M = M_0 - M' (N-m)$$

$$\sigma_2 = \frac{M}{Z} = \frac{6M}{\ell^2 \ell'} (N/m^2)$$

다만, 기초저판의 단면계수 $Z = \frac{\ell^2 \ell'}{6}$

(3) 기초저판의 최대, 최소 압축응력

$$\text{최대 압축응력 } \sigma_{\max} = \sigma_1 + \sigma_2 < \frac{fe}{F} (N/m^2)$$

$$\text{최소 압축응력 } \sigma_{\min} = \sigma_1 - \sigma_2 > 0 (N/m^2)$$

$fe = 196(N/m^2)$ 병종

$F = 2$

2.9.4 기초저판의 강도 산정

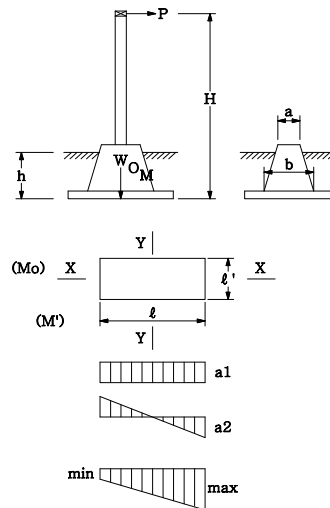


그림 23.



- (1) 그림과 같은 독립 푸팅기초에서 장방형 슬래브의 전단력 및 휨모멘트는 슬래브를 4개의 외팔보(cantilever)로 되어 있는 것으로 산정한다. 다만, 기초 슬래브의 단면 및 배근의 산정은 위의 조각을 아래에 표시하는 폭b(또는 b') 및 t를 갖는 장방형으로 보고 산정한다.

$$b = a + 2D < \ell \quad t = \text{각 장소의 유효슬래브 두께}$$

$$b' = a' + 2D < \ell' \quad D = t \times \tan 45^\circ$$

기초 슬래브의 허용전단력은 다음과 같다.

$$Q_A = b \cdot j \cdot f_s \text{ 혹은 } b' \cdot j \cdot f_s$$

f_s : 콘크리트의 허용전단응력(N/cm²)

$$j = 7d/8 \text{ (cm)}$$

- (2) 독립 푸팅기초에서 기초슬래브의 주근을 2방향에 배치하는 경우에는 그것을 b(혹은 b')의 사이에 배치하고, 폭b(혹은 b')이외에 대해서는 b(혹은 b')의 부분에서 간격의 2배 이내에 가외철근을 배치한다. 주근을 4방향에 배치하는 경우에는 건축규정에 의한다.

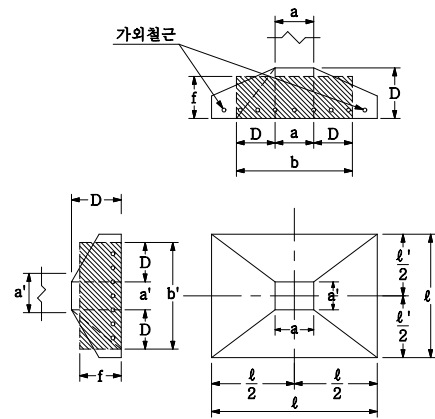


그림 24.

- (3) 전단력 및 휨모멘트의 산정

기초 슬래브 저면적의 산정 항에서는 기초 슬래브의 저면에 작용하는 하중P로서 기초 슬래브의 자중을 포함하는 값을 취하지만, 건축의 규정에 의해 전단력 및 휨모멘트를 산정하는 경우의 하중 P'에는 기초 슬래브 자중을 포함하지 않는다. 그것은 기초 슬래브의 자중은 콘크리트가 아직 굳어지기 전이므로 접지압(接地壓)과 이미 평형상태에 있어 기초 슬래브내의 응력으로 되어 나타나지 않기 때문이다.

독립 푸팅기초에서 장방형슬래브의 전단력 및 휨모멘트는 엄밀히 슬래브의 이론에 기초하여 산정 하여야 하지만, 건축기준에서는 간단히 하기 위하여 슬래브를 그림의 ABCD와 같은 4개의 사다리꼴 외팔보로 되어있는 것으로 보아 산정한 것이다. 이 경우에는 통상은 최대의 접지압이 생기는 부분의 조각에 대하여 산정하고 다른 부분은 그것을 참고로서 설계한다.

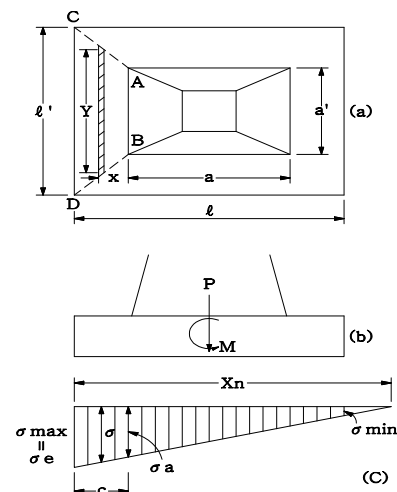


그림 25.

즉 그림과 같은 상태에서 접지압이 분포된 경우 장방형 슬래브의 단면 AB에 작용하는 전단력(Qf) 및 휨모멘트(Mf)는 슬래브ABCD와 같이 사다리꼴 외팔보로 되어있는 것으로 보아 산정한다.

AB면의 전단력 (Qf)

$$Q_f = \int_{x=0}^{x=c} \sigma_y dx$$

$$= \frac{c\sigma_e}{6} \left\{ 3(a' + \ell') - \frac{c}{X_n}(2a' + \ell') \right\}$$

안전을 고려하여 $X_n = \infty$ 로 놓으면

$$Q_f = \frac{c\sigma_e}{2}(a' + \ell') \text{로 된다.}$$

AB면의 휨모멘트(Mf)

$$M_f = \int_{x=0}^{x=c} \sigma_{xy} dx$$

$$= \frac{c^2\sigma_e}{12} \left\{ 2(a' + 2\ell') - \frac{c}{X_n}(a' + \ell') \right\}$$

Qf와 같은 방식으로 $X_n = \infty$ 로 놓으면

$$M_f = \frac{c^2\sigma_e}{6}(a' + 2\ell') \text{로 된다.}$$

전단응력도(τ)

$$\tau = \frac{Q_f}{b'j} < 44.1\text{N/cm}^2$$

상기의 경우 전단보강근(剪斷補強筋)이 필요하지 않다.

필요한 철근주장(鐵筋周長)(ψ)

$$\psi \geq \frac{Q_f}{f_a j} \quad f_a = \text{부착응력도} \quad 68.6\text{N/cm}^2$$

$$j = \frac{7}{8}t$$

필요한 철근 간격 (@)

$$@ = \frac{b'}{\frac{\psi}{2\pi r}} \quad r = \text{사용하는 철근의 반경}$$

$$b' = a' + 2D$$

필요한 철근 전단면적 (At)

$$At = \frac{M_f}{f_t j} \quad f_t = \text{철근 허용 휨응력} \quad 15680\text{N/cm}^2$$



필요한 철근 간격(@')

$$@' = \frac{b'}{A_t} \quad at = \text{철근 단면적} (\pi r^2)$$

사용하는 철근의 간격은 @, @'의 작은 쪽을 사용한다.

소요 철근 본수 (P)=(ℓ'-2d)÷@ 또는 @'+1본으로 한다.

d=6cm로 한다.

2.10 지지말뚝

2.10.1 말뚝기초의 설계순서

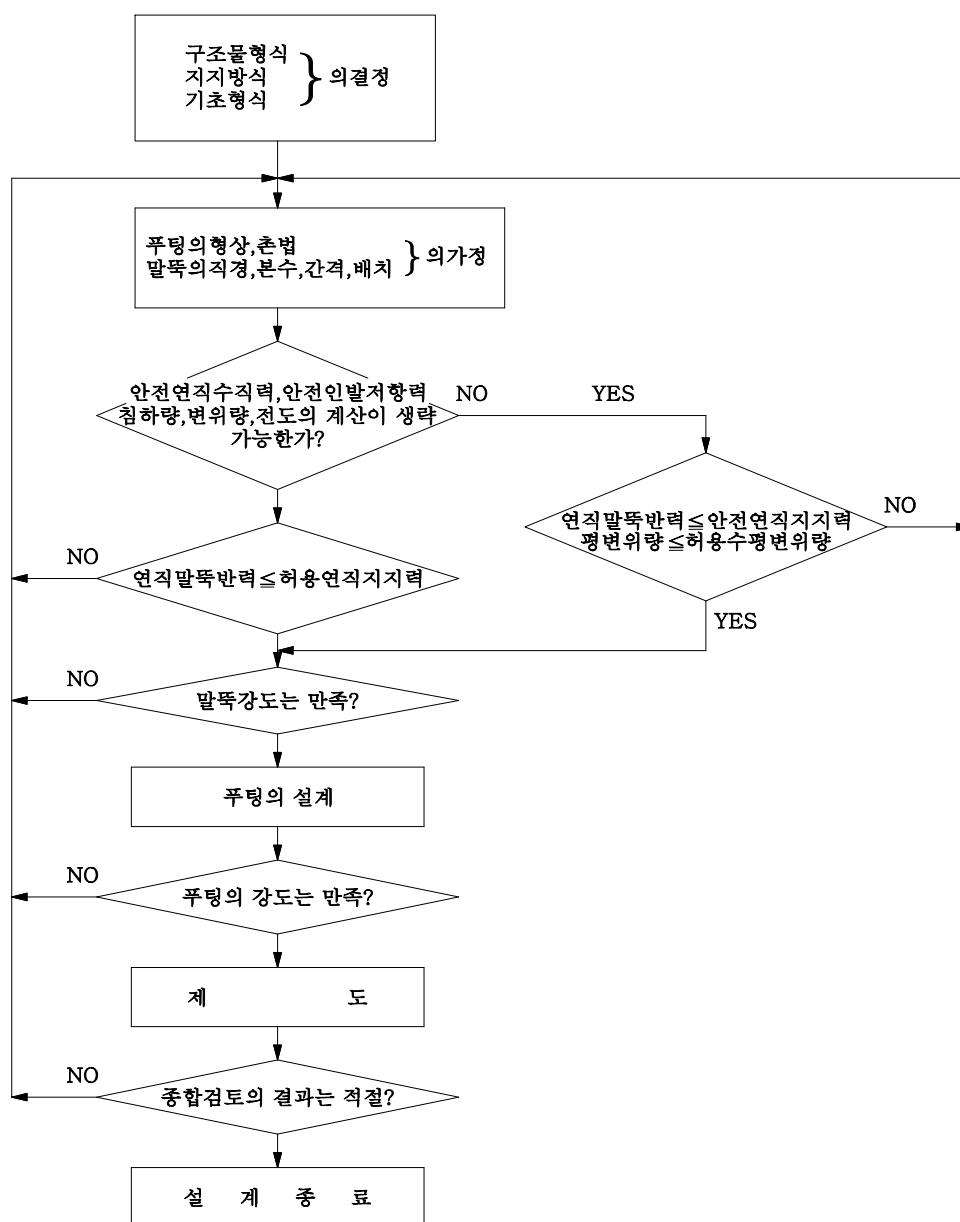


그림 26. 설계순서

2.10.2 말뚝의 설계일반

(1) 설계의 기본

말뚝기초는 외력에 의해 말뚝머리에 생기는 반력이 허용지지력 이하가 되도록 또한 말뚝머리의 변위가 기기 등의 허용변위량을 초과하지 않도록 설계한다.

(해설)

말뚝기초는 상부구조에서 각각의 말뚝 머리에 전달되는 축방향 밀어넣는 힘, 축방향 인발력, 축 직각방향에 대한 지반 지지력, 말뚝체 응력 및 말뚝머리의 변위에 의한 상부구조의 기기 등에 나쁜 영향을 주지 않도록 배려하여야 한다.

(2) 하중분담

① 연직하중에 대한 하중분담

연직하중은 말뚝으로 만 지지하는 것으로 하고, 기초 푸팅의 지지효과는 고려하지 않는다.

② 수평하중에 대한 하중분담

수평하중은 말뚝만으로 지지하는 것으로 한다. 단 기기의 기능, 현지의 토질 등에 의해 말뚝과 푸팅 근입부(根入部)와의 협동작용을 고려하여도 좋다.

(해설)

가. 말뚝의 침하와 지반의 침하는 종종 일치하지 않는 것이 있어, 지반침하로 푸팅저부에 공극이 생기기도 한다. 이러한 침하는 지지말뚝으로 이용한 상태로 중간층의 실드 혹은 점토가 압밀을 받아 침하한 경우로서 따라서 연직하중은 말뚝으로 만 지지되는 것을 표준으로 한다.

나. 말뚝기초에는 수평하중에 대하여도 말뚝만으로 지지된다. 그러나 푸팅근입 부분의 전면에서 저항할 수 있으므로 기기의 기능, 현지의 토질 등에 의한 푸팅 근입부분의 전면 및 측면의 저항을 고려하는 경우는 되메운 전면 및 측면의 토양을 잘 다져, 푸팅 근입부분과 말뚝의 양방향에 수평하중을 받아들이게 할 때는 그 분담은 변위를 고려한 계산법에 의해 계산한다.

(주) 말뚝에 수평력을 부담시키는 경우는 Rc말뚝(2종) 또는 Pc 말뚝을 사용한다.

(3) 지지지반의 선정

말뚝은 양질의 지반에 지지되는 것을 표준으로 하고 특별한 경우를 제외하고 마찰 말뚝을 사용하지 않는다.

(해설)

지지층으로 양질 여부는 말뚝에 작용하는 하중규모에 의해 다르며, 일률적으로 결정되지 않지만 목표로서는 모래층, 사력층(砂礫層)에서는 N값이 대략 30이상, 점토층(粘土層)에는 N값 25이상이면 양질의 지지층으로 생각해도 좋다.

또한 마찰말뚝에 대해서는 말뚝의 주변의 마찰력은 지진시 특성, 장기 저항특성이



명확하지 않은 점이 많으므로 지질의 성질, 구조물의 기능, 중요도를 감안하여 특별한 경우를 제외하고 마찰말뚝을 사용하지 않는다.

(4) 말뚝의 배열

말뚝은 장기하중에 대하여 가능한 한 균등한 하중을 받도록 배열한다.

(해설)

말뚝의 침하, 양호한 지반에 시공되는 말뚝의 경우에도 장기간의 지속하중에 대해서는 가능한 한 균등히 하중을 받도록 배열하는 것이 예측할 수 없는 불균등 침하에 의한 여러 가지의 재해를 방지하는 데 도움이 된다.

(5) 말뚝의 최소간격

말뚝의 최소 중심 간격은 말뚝지름의 2.5배 이상으로 하고, 제일 바깥의 중심과 푸팅의 끝단과의 거리는 말뚝지름의 1.25배로 한다. (그림 참조)

(해설)

말뚝간격이 말뚝지름의 2.5배 이하로 되면 타입에 의한 주변지반의 이동, 융기가 과대하게 되고, 또한 먼저 시공한 말뚝을 이동시키든가, 나중에 박는 말뚝이 들어가지 않기 때문에 말뚝간격을 말뚝직경의 2.5배로 한다.

또한 제일 바깥의 중심과 푸팅의 끝단과의 거리는 말뚝지름의 1.25배로 한다.

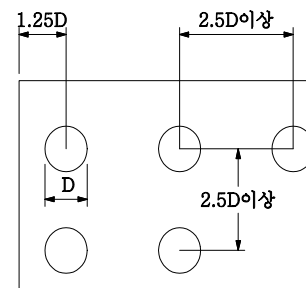


그림 27.

(6) 말뚝의 최소 본수

단독기초 또는 빔기초블록(梁基礎block)의 말뚝은 3본이상로 하고 대칭으로 배치하는 것을 표준으로 한다.

(7) 말뚝과 푸팅과의 결합

말뚝과 푸팅과의 결합은 기초의 구조를 고려하여 힌지(hinge) 또는 고정(固定)으로 한다.

(해설)

말뚝과 푸팅의 결합은 힌지결합으로 하고 기기의 기능, 구조물의 특성 등에 따라 기초의 수평 변위량을 작게 하는 경우는 고정(固定)으로 한다.

(8) 말뚝의 이음매

말뚝의 이음매는 완성 후에 작용하는 하중 및 시공시의 타입하중에 대하여 충분히 안전히 하고, 이음매의 강도는 이음매 위치에서 설계응력 이상으로 한다.

(9) 말뚝의 허용지지력

말뚝1본의 축방향 밀어 넣는 힘에 대한 허용 지지력은 그 말뚝의 극한 지지력을 소정의 안전율로 나눈 값으로 하고 그 값은 말뚝 본체의 허용 축방향 압축력을 넘지 않도록

한다.

(해설)

말뚝의 극한 지지력은 특별한 경우를 제외하고 관입시험(貫入試驗)에서 다음 식으로 계산한다.

① 타입말뚝의 극한지지력

$$Ru = 30N \cdot Ap \text{ (N)}$$

여기서, Ru : 선단지반에 의한 말뚝의 극한 연직지지력(N)

$$N = \frac{N_1 + N_2}{2} \quad : \quad \text{계산에 이용하는 } N \text{ 값}$$

N_1 : 말뚝 선단지반의 N 값

N_2 : 말뚝 선단에서 상방으로 $4D$ (D : 말뚝 지름)범위 지반의 N 값의 평균치

Ap : 말뚝 선단의 단면적 (m^2)

② 무진동 공법에 의한 말뚝의 극한 지지력

$$Ru = 30N \cdot Ap \times 0.7$$

다만, 최종타입에 해머를 사용하는 공법의 경우는 1)에 의한다.

(10) 안전율

말뚝기초의 안정에 대하여 검토하는 경우의 안전율은 표에 의한다.

표 20. 말뚝기초의 안전율

하중상태	안전율
장기하중	3
단기하중	2

(해설)

- ① 상당히 큰 하중이 장기간 계속하여 작용하면 구조물에 예상외의 변위가 생길 우려가 있으므로 그것을 방지하는 의미를 고려 장기하중에 대한 안전율을 3으로 한다.
- ② 일반적으로 지진과 같은 일시적인 하중에 대해서는 장기하중에 대한 보다 지지력을 크게 취하는 것으로 알고 있지만 그 경우는 지반조건 등에 의해 다르며 정량적으로 표현하기 곤란하므로 당면(當面) 안전율로 처리하는 것으로 하고 그 안전율을 2로 한다.

(11) 말뚝 본체의 축방향 압축력

- ① 말뚝재의 허용 축방향 압축력은 다음에 의해 구한다.

가. 허용압축응력도-이음매에 의한 저감-세장비에 의한 저감=말뚝재의 허용압축응력도



나. 말뚝재의 허용압축응력도 \times 최소단면적=말뚝재의 허용 축방향 압축력
(해설)

(가) 말뚝재의 허용압축응력도의 저감

말뚝재의 허용압축응력도는 다음에 의해 저감한다.

- 이음매에 의한 저감

연결말뚝에서는 이음매의 종류와 수에 대응하여 말뚝재의 허용응력도를 표에 의해 저감한다.

표 21. 타입말뚝의 이음매의 저감율(1개소당)

이음매의 종류	용접이음매
저감율	5%

다만, 타격력을 전부 이용하지 않고 시공하는 말뚝의 이음매는 용접식으로 하고 타입말뚝의 저감율의 1/2로 한다.

- 세장비에 의한 저감

말뚝의 길이와 지름의 비가 큰 말뚝에 대해서는 말뚝재의 재질단면형상 및 시공 방법에 대응하여 다음 식에 의해 산출되는 μ 의 %에 상당하는 비율만 말뚝재의 허용압축응력도를 저감한다.

$$\mu = \frac{L}{D} - n \quad (\%)$$

다만, μ : 말뚝길이와 지름 비에 대한 저감율(%)

L : 말뚝의 길이(m)

D : 말뚝의 직경(m)

n : 재료의 허용압축응력도를 저감하지 않고도 좋은 길이비의 한계치

표 22. n의 값

		이음매형식	n	기 사
기성 콘트리트말뚝	RC말뚝	용접식	70	
	PHC말뚝	용접식	85	

(나) 말뚝재의 허용압축응력도

말뚝재의 허용압축응력도는 다음을 표준으로 한다.

- 원심력 철근콘크리트 말뚝(RC말뚝)=735N/cm²

- 프리텐션방식 원심력 프리스트레스 콘크리트 말뚝(PHC말뚝)

장기 : A종=1960N/cm² B종=2352N/cm² C종=2352N/cm²

단기 : A종=3920N/cm² B종=4165N/cm² C종=4165N/cm²

- 말뚝의 최소 단면적은 다음에 의한다. (표)

표 23. 말뚝의 최소 단면적

말뚝지름(mm)	RC말뚝		PHC말뚝	
	두께(mm)	단면적(cm ²)	두께(mm)	단면적(cm ²)
300	60	452	60	452
350	65	582	60	547
400	70	725	65	684
450	75	883	70	836

(12) 말뚝의 축방향 인발력에 대한 허용인발력

말뚝 1본의 축방향 허용인발력은 특별한 경우를 제외하고 말뚝의 자중으로 한다.

(13) 말뚝의 소요 본수의 산정

말뚝기초는 여러 하중상태에 대하여 말뚝에 생기는 반력, 휨모멘트 및 변위량이 말뚝의 허용지지력, 말뚝의 허용휨모멘트 및 기기의 변위량 이하로 되도록 말뚝의 배열과 본수를 결정한다.

(해설)

말뚝기초에서 각 말뚝에 작용하는 하중을 구하는 계산법으로 일반적으로 채용되고 있는 다음 식에 의한다.

① 연직 말뚝반력의 산정법(말뚝의 배치가 좌우 대칭인 경우)

이 계산법은 연직 말뚝반력의 산정법으로 푸팅저면에서 말뚝의 배치가 좌우 대칭의 경우로서 각 말뚝의 스프링계수가 같다고 생각하는 경우는 다음 식에 의한다.

$$V_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M}{\sum n' X_i^2} \times X_i$$

여기서, V_i : 말뚝군 중 i 번째의 말뚝의 연직하중(N/본)

V : 푸팅 저면에서 유효연직하중 (N)

n : 말뚝의 본수

M : 푸팅에 작용하는 전도모멘트(N-m)

X_i : i 번째의 말뚝의 푸팅중심에서의 거리(m)

$n' X_i^2$: Y-Y축(X-X축)에 관한 말뚝 군의 단면2차모멘트

n' : Y-Y축(X-X축)의 말뚝 군의 본수

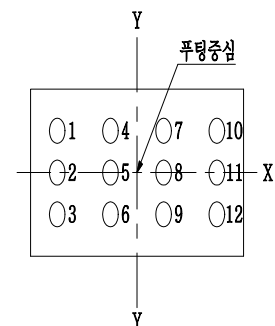


그림 28.



(주) 1. 전체 말뚝에 번호를 붙인다. 1단에서 순차적으로 번호를 붙여 타단에 이르는 것으로 한다.

- ② X_i 는 푸팅의 중심의 좌우에서 부호가 다르다. 전도 모멘트가 시계와 반대측으로 도는 경우는 푸팅 중심에서 왼쪽이 옳다.

(14) 말뚝의 수평방향에 대한 허용지지력

말뚝의 휨모멘트의 최대치를 구하여 그것에 대한 말뚝의 허용휨모멘트표에서 말뚝 종별, 본수를 결정한다. 또한 말뚝 머리의 변위는 필요한 경우에만 검토한다.

(해설)

말뚝의 휨모멘트

① 말뚝의 휨모멘트의 최대치

표 24. 말뚝의 휨모멘트의 최대치

말뚝머리 이완	말뚝머리 고정
$N = 0.3224 \frac{H}{\beta n}$	$M = 0.104 \frac{H}{\beta n}$

M : 말뚝에 생기는 휨모멘트의 최대치(N-m)

H : 수평하중(말뚝의 축 직각방향력)의 합력(N)

n : 말뚝의 본수

β : 말뚝 및 지반에 의하여 결정되는 수로서 다음 식으로 구한다.

$$\beta = \left(\frac{KD}{4EI} \right)^{\frac{1}{4}} \times 10^2$$

D : 말뚝의 외경(m)

E : 말뚝의 탄성계수 {RC말뚝 = 34.3×10^6 (N/cm²)

PHC말뚝 = 39.2×10^6 (N/cm²)}

I : 말뚝의 단면2차모멘트(cm⁴)

K : 횡방향(수평) 지반계수(N/cm³)

말뚝의 휨모멘트를 계산하기 전에 다음 사항을 검토한다.

가. 말뚝의 휨모멘트의 검토는 주로 지진 시 하중에 의한다.

나. 상기 식은 말뚝의 길이가 π/β 이상의 경우에 적용한다.

다. 말뚝기초와의 결합이 힌지결합인 경우는 말뚝머리 이완시의 계산식에 의해, 또한 고정인 경우는 말뚝머리 고정시의 계산식에 의해 각각 산출한다.

라. 변전설비의 기초 말뚝은 힌지결합을 표준으로 한다. 다만, 상부구조물의 변위가 제한되는 기초에는 말뚝머리의 변위량을 계산하여 필요하면 고정으로 한다.

마. 휨모멘트의 최대치는 말뚝머리 혹은 $\pi/2\beta$ 보다 낮은 점에 생긴다.

바. 횡방향(수평) 지반계수K에 대해서는 별표에 의한다.

② 말뚝의 허용휨모멘트

말뚝에 축방향이 작용하지 않는 경우는 KS규격의 기준 휨모멘트(RC말뚝) 및 균열 휨모멘트(PC말뚝)에 의한다.

말뚝에 축방향이 작용하고 있는 경우는 참고 「허용응력도상태에서 축력, 모멘트도」에 의해 구한다.

표 25. 말뚝머리의 수평변위

말뚝머리 이완	말뚝머리 고정
$\delta = \frac{H}{2EI\beta^3} \times 10^9$	$\delta = \frac{H}{4EI\beta^3} \times 10^9$

δ : 말뚝의 수평 변위량(cm)

H : 수평하중(말뚝의 축직각방향)의 합력(N)

E : 말뚝의 탄성계수(N/cm²)

I : 말뚝의 단면2차모멘트(cm⁴)

β : 말뚝 및 지반에 의해 결정되는 계수



참조 1. 변전소 등의 종류

1. 변전소의 형태

1.1 변전설비 형식(GIS형, 철구형)

전철변전설비 형식에는 GIS형과 철구형으로 구분하며 각 형식별 경제성, 신뢰성, 안정성, 유지보수 등 장·단점은 다음과 같다.

표 26. GIS형과 철구형의 비교

항 목	GIS형	모선 연결(옥외철구형)
형 태	모양이 간단하고 외관이 미려하다.	외관이 좋지 않다.
부 지	부지면적이 작으므로 비용이 적다.	부지면적이 커지므로 비용이 증가한다.
안 전 성	활선 부분이 없으므로 안전하다.	활선 부분이 많아 위험하다.
신뢰성	SF6 Gas로 충전되므로 안전하고 신뢰성이 있다.	활선 부분이 노출되므로 사고 및 정전의 위험이 있다.
절 연 력	SF6 Gas로 충전되어 밀폐되므로 외부와 접촉이 없다.	붓싱, 모선, 철구, 애자류, 크램프 등이 주변의 먼지, 염분, 철분, 아황산가스, 공해 등으로부터 오염되어 절연력이 나빠진다.
유지보수	GIS는 반영구적 기기이므로 보수가 불필요하다.	절연력이 나빠지고 노출되므로 유지 및 보수에 많은 시간과 노력이 필요하다.
설치비용	설치비용이 싸다.	옥외철구, 모선, 애자류 등의 설치비용 및 토목 기초비용이 필요하므로 GIS보다 높다.
경제성 (개략건설비)	100 %	63 %
공사기간	Unit별로 완전 조립된 상태이기 때문에 설치가 간편하고 공사기간이 짧다.	철구조물이 많고 기기기초 및 각종 기기가 별도 설치되므로 공사기간이 길다.
특 징	<ul style="list-style-type: none"> • 절연내력이 우수한 SF6 Gas를 이용하기 때문에 개폐장치를 대폭 축소하여 기기설치 면적이 작다.인체감전에 대한 위험과 화재의 위험성이 없고 무독성 때문에 인체에도 무해하다. • 염해, 먼지 등에 대한 오손, 기후 및 뇌의 영향을 받지 않도록 완전히 밀폐되어 있고 SF6 Gas중에서 사용하기 때문에 열화가 없다. • 유지보수가 간편하다. • 소음이 적고 주변환경과의 조화를 이룰 수 있으므로 민원해소에 도움이 된다. • 무인운전이 가능하다. 	<ul style="list-style-type: none"> • 조작에 대한 육안감시가 용이하다. • 충전부 노출로 인한 코로나 소음 및 Loss가 문제된다. • 해안, 대도시, 공단등 공해지역은 절연력이 나빠지므로 대책이 필요하다. • 민원발생 우려가 크다. • 유지보수 작업인원이 필요하다.
종 합	<ul style="list-style-type: none"> - 건설비 측면에서는 철구형이 다소 유리 - 토지이용, 운전유지보수, 신뢰성, 안정성 등을 고려할 때 GIS형이 유리 	

1.2 변전설비 건설 방식(옥내, 옥외)

변전설비 형식을 GIS형으로 건설할 경우 그 건설방식(옥내 및 옥외)은 옥내방식의 경우 옥외방식에 비해 설치부지 면적 축소, 미관, 수명, 신뢰성, 안전성 및 무보수화, 무인화에 따른 보안 등의 이점이 있으므로 최근 한국전력공사에서는 모든 신설변전소를 옥내 GIS화하는 추세이며 특히, 국가경제의 고도성장과 국민의식구조 향상으로 인하여 변전설비 등은 주거환경을 저해하는 시설물로 인식하고 있어 다소 건설비가 고가이나, 국토이용률의 극대화와 민원발생의 최소화를 위하여 환경 친화적인 건설방식인 옥내GIS화 방식이 바람직하다.

표 27. 옥외GIS형과 옥내GIS형 비교

구 분	변 전 소		급전구분소		보조급전구분소	
	옥외GIS형	옥내GIS형	옥외GIS형	옥내GIS형	옥외GIS형	옥내GIS형
부 지 면 적 [m ²]	약 8,000	약 2,992	약 1,250	약 688	약 1,000	약 465
연건축면적 [m ²]	약 880	약1,940.5	약 330	약 560	약 236	약 322
소음 및 진동	크 다	적 다	크 다	적 다	크 다	적 다
염해 및 공해 (부 식)	크 다	적 다	크 다	적 다	크 다	적 다
시 공 성	양 호	양 호	양 호	양 호	양 호	양 호
미 관	나쁘다	좋 다	나쁘다	좋 다	나쁘다	좋 다
유지보수성	불 리	유 리	불 리	유 리	불 리	유 리
민 원	많 다	보 통	많 다	보 통	많 다	보 통
무인화운용 (보 안)	불 리	유 리	불 리	유 리	불 리	유 리
경 제 성 (개략건설비)	100[%]	108[%]	100[%]	112[%]	100[%]	109[%]
추 진 방 안	○	◎	○	◎	○	◎

※ 상기 비교 결과 옥내GIS형이 투자비는 다소 증가하나 부지면적을 최소화 할 수 있어 민원 발생 우려가 적으며 또한 급전구분소 및 보조급전구분소의 무인화에 따른 보안상의 유의성 등을 고려하여 옥내 GIS형을 추진하는 것이 유리함.



2. 한전모선의 단락용량 및 등가임피던스 영향

현재 수도권과 산업선의 AT급전구간 대부분의 교류전철구간에서는 한국전력공사 변전소의 154kV 모선으로부터 전력을 인출하여 전철변전소에 2회선을 공급받고 있다. 철도용 전력은 한국전력공사의 전력공급 품질에 의존되며, 반대로 대용량의 전철부하 특성이 전력회사의 계통에 영향을 주기도 한다. 따라서 전력계통과 전철계통의 계획 및 운용시에는 이들 계통의 특성을 충분히 이해하고 합리적인 방안을 모색하여야 한다.

여기서는 전철변전소와 한국전력 변전소간의 연계상태가 전철급전계통에 미치는 영향을 전압강하 및 전압불평형에 주안점을 두고 검토한다. 전압강하 및 전압불평형은 전철계통과 연계된 한전 변전소 모선의 단락용량에 의존한다는 점에 착안하여 먼저 한전 변전소 모선의 단락용량을 조사하고 조사한 단락용량을 이용하여 전압강하와 전압불평형률을 계산함으로써 이들 문제의 당면 가능성 및 대응방안을 분석한다.

2.1 모선 단락용량 및 모선 등가임피던스의 정의

모선 단락용량이란 계통의 어느 한 모선에 단락고장이 발생하였을 경우 흐르게 될 고장 전류와 고장 직전의 고장점 전압과의 곱으로써 정의되며, 변전소 등에 있어서 전원의 단락강도를 나타낸다. 따라서 단락용량은 보통 (kVA) 또는 (MVA)단위로 나타내며, 단상의 경우는 지락 또는 선간단락 고장으로, 3상의 경우는 고장의 종류를 3상 단락 고장으로써 고려한다.

일반적으로는 3상 단락용량을 사용하며 이는 수전점에 있어서 3상을 단락한 경우에 어느 정도의 전력을 공급할 수 있는가를 표시하며 차단기의 차단용량, 고장전류, 전압강하 등의 계산에 매우 중요한 요소로 사용된다.

평형 3상회로에서 선간전압을 $V(kV)$, 1상분의 임피던스를 Z_0 라고 하면 1상분의 전력은 다음 식과 같이 계산된다.

$$P_1 = \frac{(V/\sqrt{3})^2}{Z_0} \quad (MVA)$$

3상의 경우는 이를 3배해서 식으로 구한다.

$$P_s = 3P_1 = \frac{V^2}{Z_0} \quad (MVA)$$

단락용량은 P_s 대신에 1상분의 임피던스 $Z_0 = V^2 / P_s (\Omega)$ 로서 나타내기도 한다.

단위법을 사용하는 경우 3상 단락용량을 $P_0 (kVA)$ 기준의 $\%Z (\%)$ 로 표시하면 $\%Z_0 = P_0 / P_s \times 100$ 의 관계에 있다. 이때 $Z_0 = 10 \cdot \%Z_0 \cdot V^2 / P_0$ 가 된다.

계통의 단락용량의 크기는 계통전압, 발전용량 및 선로 구성상태에 의존된다. 일반적으로 계통전압이 높고 발전용량이 크며 선로의 병렬 회선수가 많을수록 단락용량은

커진다. 이런 이유로 같은 계통이라 하더라도 계통의 전원 보수유지 및 선로 구성상태, 고장 등에 따라 계통단락용량은 항상 변화하게 된다.

2.2 수전 전압강하 해소대책

단위법을 사용하는 경우, 단락용량은 단락임피던스에 직접 반비례하며, 단락임피던스는 고장점에서 본 테브난 등가임피던스에 해당한다. 따라서 일정한 부하에 대하여 단락 임피던스가 큰 지점은 전압강하의 정도가 크고, 단락임피던스가 작은 지점은 전압강하의 정도가 작다. 달리 말하면, 단락용량이 상대적으로 큰 지점일수록 전압강하율이 적다. 앞서 언급한 바와 같이 모선의 단락용량은 모선의 전압강하와 밀접한 관계가 있어 이 모선으로부터 전력을 공급받는 부하전류의 크기가 클수록 단락용량에 따른 전압강하 특성이 현저하게 달라진다.

철도 전력공급계통에서 전압강하를 적게 하기 위해서는, 이상에서 검토한 바와 같이 단락용량이 큰 변전소로부터 전력을 인출받는 방안 외에, 송전전압을 높이는 방안, 송전선의 종류를 바꾸거나 회선수를 늘리는 방안, 철도 급전방식을 바꾸는 방안 등이 있다.

2.3 전압불평형 대책

전기설비기술기준 제 291조에 의하면, “교류식 전기철도는 그 단상부하에 의한 전압 불평형에 의하여 교류식 전기철도 변전소의 변압기에 접속하는 전기사업용으로 공급하는 발전기, 조상기, 변압기 기타의 기계기구에 장애가 생기지 아니하도록 시설하여야 한다”라고 명시되어 있다. 이는 교류식 전기철도가 단상부하이므로 또한 그 용량도 종래의 전기로, 용접기 등의 단상부하에 비해서 상당히 커서 이를 3상 전력계통에 접속할 때는 전기 공급사업자의 발전설비, 송·변전설비 및 일반 수용가의 부하설비에 주는 영향이 크기 때문이다. 즉, 단상부하에 의해 3상 전원에 심한 불평형이 발생하면 발전기, 조상기 등의 회전기는 온도상승이 심해져 계통의 보호장치 및 계측장치의 오동작을 초래하고, 또한 유도전동기는 토크의 감소나 이상 온도상승을 발생한다. 따라서 교류식 전기 철도는 단상부하에 의한 불평형을 가능한 한 적게 하도록 설계, 시공하고 유지되어야 한다. 이 조항은 전압불평형 경감조치를 요구한 것으로서 전기설비기술기준 전압불평형율의 허용한도에서는 교류식 전기철도 변전소의 변압기 결선방식에 따라 다음 식과 같이 계산식을 지정하고, 변전소의 수전점에 있어서 전압불평형율을 3% 정도 이하로 하도록 의무화하고 있다.

- 변압기가 단상결선일 경우 :

$$K = \frac{P}{P_s} \times 100$$

$$= Z P \times 10^{-4}$$



- 변압기가 스코트 T 결선일 경우 :

$$K = \frac{P_A \sim P_B}{P_S} \times 100$$

$$= Z (P_A \sim P_B) \times 10^{-4}$$

- 변압기가 V 결선일 경우 :

$$K = \frac{a^2 P_A + P_B}{P_S} \times 100$$

$$= Z \sqrt{(P_A^2 - P_A P_B + P_B^2)} \times 10^{-4}$$

여기서, K : 전압불평형율 (%)

P : 전 급전구역에 있어서의 연속 2시간의 평균부하 (kVA)

P_S : 변전소 수전점의 3상 단락용량 (kVA)

Z : 변전소 수전점의 3상계통 %단락임피던스 (%)

(10,000 kVA 기준)

P_A, P_B : 각각의 급전구역에 있어서의 연속 2시간의 평균부하 (kVA)

이때 전압불평형율은 정상전압에 대한 역상전압의 비 즉, $V_1/V_2 \times 100$ 으로서 나타난다.

변전소 수전점(전력회사 변전소 모선)의 단락용량에 따른 전압불평형율을 계산하고 그 결과를 다음 그림에 나타내었다. 이때의 계산조건은 전체부하가 20,000 kW (역률 0.83)이고 방면별로 각각 15,000kW, 5,000kW의 부하가 운전중인 경우를 가정하였다.

그림에서 변전소 단락용량이 증가함에 따라 전압불평형율이 감소함을 알 수 있다. 전압 불평형 문제에 있어서 수전변전소 모선의 단락용량이 매우 중요한 요소로 작용된다는 사실을 알 수 있다.

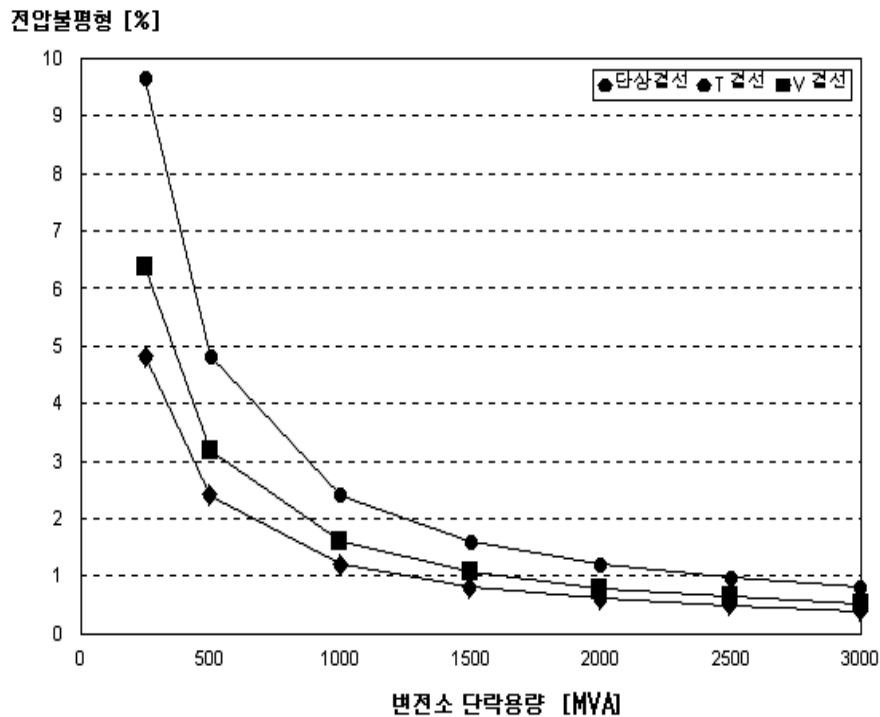


그림 29. 변전소 단락용량에 따른 전압불평형 추이

국내의 불평형을 한도치는 각 기기에 미치는 영향을 고려하고 다른 국가의 실적 등을 참고로 해서 정해진 것으로, 일반부하에 의한 영향은 무시하고 전철변전소 수전점에 있어서 이를 규제한 것이다. 그리고 계산식에 있어서 단상부하는 연속 10분의 평균부하를 취하도록 되어 있으며, 단시간에서는 한도치 이상의 불평형을 발생하는 것은 전철부하의 특성상 어느 정도 불가피한 일이지만 단시간의 불평형도 가능한 한 작게 하도록 노력하여야 한다. 아울러 종래의 전압 불평형을 한도 3% 값은 전용선 수전의 경우에는 큰 의미가 없으며, 독일이나 프랑스 등 철도선진국에서도 보다 엄격히 규제하고 있다. 최근의 국내의 경우 고속철도 급전시스템에서는 10분 평균 1.0%를 전압불평형 규제치를 만족하도록 요구하고 있다.

전압불평형 경감대책으로서 효과가 큰 방안으로는 변전소에서의 변압기 결선방식을 V결선 또는 T결선으로 채택하는 방법, 단락용량이 큰 수전변전소를 선정하는 방법, 전차선로를 얼마만큼의 섹션으로 분리해서 3상 급전을 각 상으로부터 분할 공급하는 방법 등이 있다. 또한 T결선의 경우로서 각 상의 부하가 불평형일 때 3상회로에 대해서 부하를 평형시키는 위상보상방식, 회전기에 의한 상수변환방식, 콘덴서 및 리액터를 사용한 정적 상수변환방식 등도 사용될 수 있다.



참조 2. 구조물

1. 옥외철구 설계

1.1 옥외철구 설계에

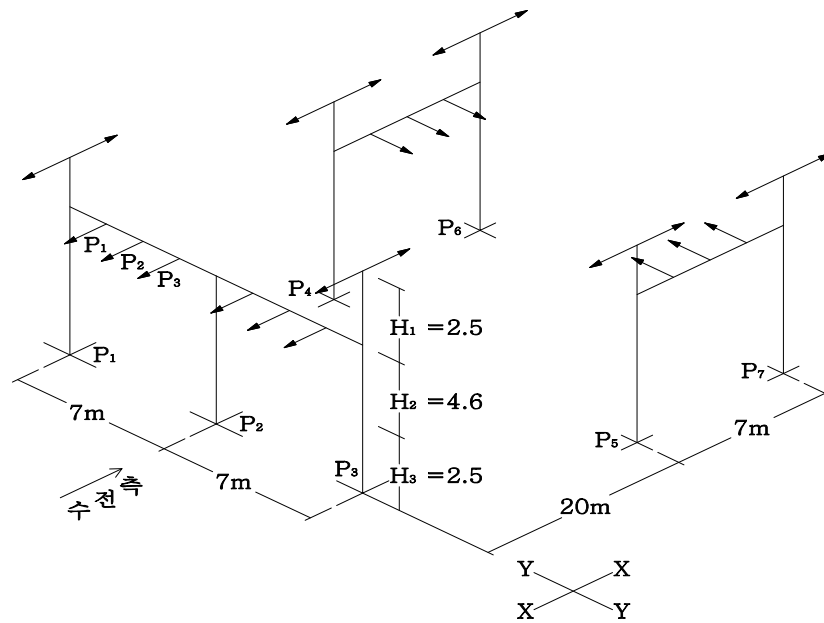


그림 30.

위에 표시한 P_1 에 대하여 1예를 나타낸다.

1.1.1 설계조건

- | | | | |
|----------|-------------------------|----------|------------------|
| (1) 66kV | 2회선 | (5) 지선장력 | 3920N/조(인류측) |
| (2) 사용전선 | ACSR 160mm ² | (6) 지선장력 | 980N/조(모선측) |
| (3) 경 간 | 50m | (7) 사용애자 | LC 8021 |
| (4) 전선장력 | 4900N/조 | (8) 수평각 | 전선 15°
지선 20° |

1.1.2 수평하중 (X-X)

(1) 가선장력($P_1 \sim P_3$)

가선장력($P_1 \sim P_3$)에 의한 A, B점의 전단력은 AB점의 지지점 반력으로서 작용하여 l_1, l_2, l_3, l_4 및 P_1, P_2, P_3 가 각각 다른 경우의 지지점 반력 R_A, R_B 는

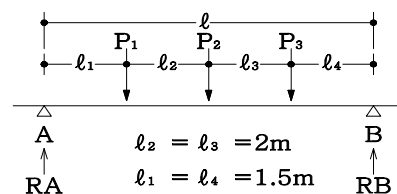


그림 31.

$$RA = \frac{P_1(\ell_4 + \ell_3 + \ell_2) + P_2(\ell_4 + \ell_3) + P_3\ell_4}{\ell} \quad (N)$$

$$RB = \frac{P_1\ell_1 + P_2(\ell_1 + \ell_2) + P_3(\ell_1 + \ell_2 + \ell_3)}{\ell} \quad (N)$$

$RA + RB = (P_1 + P_2 + P_3)$ 이므로

$$RB = (P_1 + P_2 + P_3) - RA \quad (N)$$

$\ell_2 = \ell_3, \quad \ell_1 = \ell_4 \quad P_1 = P_2 = P_3$ 이므로 반력 RA, RB 는

$$RA = RB = \frac{1}{2}P$$

$$P = P_1 + P_2 + P_3 = 4900 \times 3 = 14700 \quad (N)$$

$$RA = RB = \frac{1}{2}P = 14700 \times \frac{1}{2} = 7350 \quad (N)$$

(2) 지선장력 (PG)

$$PG = (PG_1 - PG_2) = 3920 - 980 = 2940 \quad (N)$$

(3) 풍압 (FW)

철구부재의 두께가 결정되지 않으면 풍압을 받는 면적이 결정되지 않기 때문에 종래의 철구를 참고하여 부재를 가정하여 구한다.

풍압은 철구의 높이에 연하여 일정하게 분포되어 있는 것으로 생각되지만 해법 상 그림과 같이 각 절점의 집중하중으로서 해석하는 것이 보통이다.

또한 집중하중의 절점을 적게 하는 것이 해법 상 용이하다. (응력에는 큰 영향이 없다.)

C점에는 AE간의 풍압의 1/2 즉 $\frac{\ell_1 f_w}{2} + \frac{\ell_2 f_w}{2}$ 가 Fw로 되어 작용한다.

다만, ℓ_1, ℓ_2 = 절점간의 길이 (m)

f_w = 절점간의 풍압 (N/m)

F_w = AE간의 등가집중하중(N)

① 철주 1m당의 수풍(受風)면적(A_f)

지금 제11-24도와 같이 철주의 폭을 ℓ , 주의 길이를 1m로 하고 사재의 각도를 θ 로 하면 주 1m당의 사재의 길이는 철주의 폭 ℓ 에 관계없이 (m)이다.

$$\ell_1 + \ell_2 = \frac{1}{\cos\theta} \quad A_f = 2a + \frac{1}{\cos\theta}b$$

a=주재의 폭 (m) b=사재의 폭 (m)

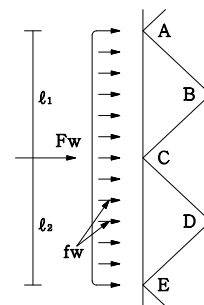


그림 32.



② 철주 1m당의 풍압 (fw)

$$fw = (\text{규정풍압하중 } N/m^2) \times A_f \text{ (m}^2\text{)}$$

③ 철주풍압

가. 철주상부 주재 $\angle 50 \times 4$ 사재 $\angle 30 \times 3$ $\theta = 45^\circ$

$$A_f = 2a + \frac{b}{\cos \theta} = 2 \times 0.05 + 1.4142 \times 0.03 = 0.1 + 0.042 = 0.142 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$fw = 2353.6 \times 0.142 = 334.21 \text{ N/m}$$

나. 철주중부 주재 $\angle 75 \times 6$ 사재 $\angle 40 \times 3$ $\theta = 45^\circ$

$$\begin{aligned} A_f &= 2a + \frac{b}{\cos \theta} = 2 \times 0.075 + 1.4142 \times 0.04 \\ &= 0.15 + 0.057 = 0.207 \end{aligned}$$

$$fw = 2353.6 \times 0.207 = 487.2 \text{ (N/m)}$$

다. 철주하부 주재 $\angle 90 \times 6$ 사재 $\angle 40 \times 5$ $\theta = 45^\circ$

$$\begin{aligned} A_f &= 2a + \frac{b}{\cos \theta} = 2 \times 0.09 + 1.4142 \times 0.04 \\ &= 0.18 + 0.057 = 0.237 \end{aligned}$$

$$fw = 2356.6 \times 0.237 = 557.8 \text{ N/m}$$

라. 빔 풍압 주재 $\angle 50 \times 4$ 사재 $\angle 30 \times 3$ $\theta = 45^\circ$

$$A_f = 2a + \frac{b}{\cos \theta} = 2 \times 0.05 + 1.4142 \times 0.03 = 0.1 + 0.042 = 0.142$$

$$fw = 2356.6 \times 0.142 = 334.21 \text{ N/m}$$

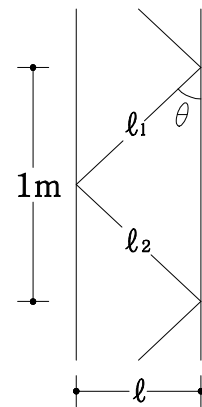


그림 33.

1.1.3 수평하중 (Y-Y)

(1) 가선장력 (Py)

가선장력은 수평각에 의해 (Y-Y)방향으로도 장력을 발생시키고 그 반력은 A, B점에 지지점 반력으로 작용하고 그 반력 RA', RB'는

$$P_y = P_1 \cdot \sin \theta = 4900 \times \sin 15^\circ = 4900 \times 0.26 = 1274 \text{ N/조}$$

$$RA' = RB' = \frac{1}{2} P_y \times 3 = 1274 \times 3 \times \frac{1}{2} = 1911 \text{ N}$$

(2) 가공지선 장력 (PGy)

$$P_{gy} = P_g \sin \theta = 2940 \times \sin 20^\circ = 2940 \times 0.342 = 1005.48 \text{ N}$$

(3) 풍압

① 가공지선 풍압 (Fgw)

송전선 인류주~변전소 인류주간을 50m로 하고, 그 1/2을 변전소의 인류주에서 부담하는 것으로 한다.

전선외경 St 38mm² 7.8mm 풍압 980.67N/m²로 한다.

$$F_{gw} = 980.67 \times 0.0078 \times 50 \times \frac{1}{2} = 191.23 \approx 191\text{N}$$

② 가선풍압 (F_{ww})

송전선 인류주~변전소 인류주간을 50m로 하고, 그 1/2을 변전소의 인류주에서 부담하는 것으로 한다.

전선외경 ACSR 160mm² 18.2mm 풍압 980.67N/m²로 한다.

$$F_{ww} = 980.67 \times 0.0182 \times 50 \times \frac{1}{2} \times 3 = 1338.6 \approx 1339\text{N}$$

③ 애자풍압 (F_{iw})

애자는 장간애자 풍압 1372.9N/m²로 하고, 애자의 평균직경 115mm, 길이 1030mm로 한다.

$$F_{iw} = 1372.9 \times 0.115 \times 1.03 \times 3 = 487.86 \approx 488\text{N}$$

④ 철주 풍압

X-X 방면과 같게 생각한다.

이상 수평하중(X-X, Y-Y방향)에서 계산치를 종합하여 철구 응력도를 그린다.

1.1.4 수직하중

(1) 철구 1m당 소요길이

지금 그림과 같은 철주의 폭을 ℓ , 길이를 1m로 한 경우의

사재의 길이는 철주의 폭 ℓ 에 관계없이 $\ell_1 + \ell_2 = \frac{1}{\cos\theta}$ (m)

이므로, 철주의 주주재의 길이는 1m x 4=4m 사재의 길이는

① 싱글 와렌의 경우

$$1\text{m} \times \frac{1}{\cos\theta} \times 4 (\text{m})$$

② 더블 와렌의 경우

$$1\text{m} \times \frac{1}{\cos\theta} \times 8 (\text{m})$$

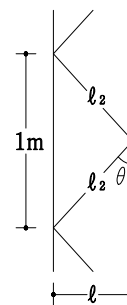


그림 34.

(2) 철구중량

① 철구상부(W1) 및 빔

주재 $\angle 50 \times 4$ 사재 $\angle 30 \times 3$ $\theta = 45^\circ$ 결구 싱글 와렌으로 한다.

$$\text{사재의 길이} = 4 \times \frac{1}{\cos\theta} = 4 \times \frac{1}{\cos 45^\circ} = 4 \times 1.4142 = 5.657\text{m}$$

강재의 중량

$$3.06\text{kg/m} \times 9.8 = 29.99\text{N/m}$$



$$1.36\text{kg/m} \times 9.8 = 13.33\text{N/m}$$

$$W_1 = 29.99 \times 4 + 13.33 \times 5.657 = 119.96 + 75.41 = 195.37\text{N/m}$$

② 철구중부(W2)

주재 $\angle 75 \times 6$ 사재 $\angle 40 \times 3$ $\Theta = 45^\circ$

강재의 중량

$$6.85\text{kg/m} \times 9.8 = 67.13\text{N/m}$$

$$1.83\text{kg/m} \times 9.8 = 17.93\text{N/m}$$

$$W_2 = 67.13 \times 4 + 17.93 \times 5.657 = 268.52 + 101.43 = 369.95\text{N/m}$$

③ 철구하부(W3)

주재 $\angle 90 \times 7$ 사재 $\angle 40 \times 5$ $\Theta = 45^\circ$

강재의 중량

$$9.59\text{kg/m} \times 9.8 = 93.98\text{N/m}$$

$$2.95\text{kg/m} \times 9.8 = 28.91\text{N/m}$$

$$W_3 = 93.98 \times 4 + 28.91 \times 5.657 = 375.92 + 163.54 = 539.46\text{N/m}$$

(3) 전선중량(Ww)

송전선 인류주~변전소 인류주간을 50m로 하고, 그 1/2을 변전소의 인류주에서 부담하는 것으로 한다.

전선의 중량

$$0.732\text{kg/m} \times 9.8 = 7.174\text{N/m}$$

$$W_w = 7.174 \times 50 \times \frac{1}{2} \times 3 = 538.05 \approx 538\text{N}$$

(4) 지선중량(Wg)

지선의 중량

$$0.295\text{kg/m} \times 9.8 = 2.891\text{N/m}$$

$$W_g = 2.891 \times 50 \times \frac{1}{2} = 72.275 \approx 72\text{N}$$

(5) 애자중량(Wi)

애자의 중량

$$26\text{kg/m} \times 9.8 = 254.8\text{N/m}$$

$$W_i = 254.8 \times 3 = 764.4\text{N}$$

1.1.5 옥외철구의 응력산정

철구의 응력도를 그리는 시작으로써 철구1면당 또는 1각당의 하중을 구한다.

(1) 가선장력

1면당 $7350\text{N} \times \frac{1}{2} = 3675\text{N}$

(2) 지선장력

1면당 $2940\text{N} \times \frac{1}{2} = 1470\text{N}$

(3) 철구풍압

① 철구상부

$$334.21 \times 2.2 = 735.3\text{N}$$

1면당 $735.3\text{N} \times \frac{1}{2} = 367.65 \approx 368\text{N}$

② 철구중부

가. 1면당 $487.2 \times 2.0 \times \frac{1}{2} = 487.2 \approx 487\text{N}$

나. 1면당 $487.2 \times 1.7 \times \frac{1}{2} = 414.12 \approx 414\text{N}$

다. 1면당 $487.2 \times 1.3 \times \frac{1}{2} = 316.68 \approx 317\text{N}$

③ 철구하부

가. 1면당 $557.8 \times 1.0 \times \frac{1}{2} = 278.9 \approx 279\text{N}$

나. 1면당 $557.8 \times 1.5 \times \frac{1}{2} = 418.35 \approx 418\text{N}$

④ 빔(beam)

빔 풍압은 양단 철주에 1/2부담하는 것으로 한다.

$$334.21 \times 6.6 \times \frac{1}{2} = 1102.9\text{N}$$

1면당 $1102.9 \times \frac{1}{2} = 551.45 \approx 551\text{N}$

(4) 수평하중(Y-Y)

① 가선장력

1면당 $1911 \times \frac{1}{2} = 955.5 \approx 956\text{N}$

② 지선장력

1면당 $1005.48 \times \frac{1}{2} = 502.74 \approx 503\text{N}$

③ 가선풍압 및 애자풍압

1면당 $(1339 + 488) \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} = 456.75 \approx 457\text{N}$



④ 지선풍압

1면당 $191 \times \frac{1}{2} = 95.5\text{N} \approx 96\text{N}$

(5) 수직하중

① 철구중량

가. 철구상부

$$195.37 \times 2.2 = 429.81 \approx 430\text{N}$$

이 중량을 철구에서 받는 것으로 철구 1각당의 부담분은 1/4로 된다.

1각당 $430 \times \frac{1}{4} = 107.5\text{N} \approx 108\text{N}$

나. 철구중부

1각당 $369.95 \times 4.95 \times \frac{1}{4} = 457.81 \approx 458\text{N}$

다. 철구하부

1각당 $539.46 \times 2.5 \times \frac{1}{4} = 337.16 \approx 337\text{N}$

라. 빔(beam)

$$195.37 \times 6.6 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{4} = 161.18 \approx 161\text{N}$$

② 전선중량 및 애자중량

1각당 $(538 + 764.4) \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{4} = 1302.4 \times \frac{1}{8} = 162.8 \approx 163\text{N}$

③ 지선중량

1각당 $72 \times \frac{1}{4} = 18\text{N}$

④ 빔의 염력(捻力)

수전철구의 빔은 가선이 송전철탑에서 인입하기 위한 것이 거의 모든 경우이며, 전선은 양 지지점의 높이차에 의해 빔에 대하여 θ 각으로 인류 된다. 그러므로 빔에는 장력의 수직분력($P \sin \theta$)에 의해 염력이 작용한다.

$$\text{수직분력} = P \sin \theta$$

지금 θ 를 90° 로 하고 빔을 4각형으로 하면

$$\text{염력 } q = \frac{a}{2b} P$$

$$q = \frac{0.15}{2 \times 0.3} \times 4900 = 1225\text{N}$$

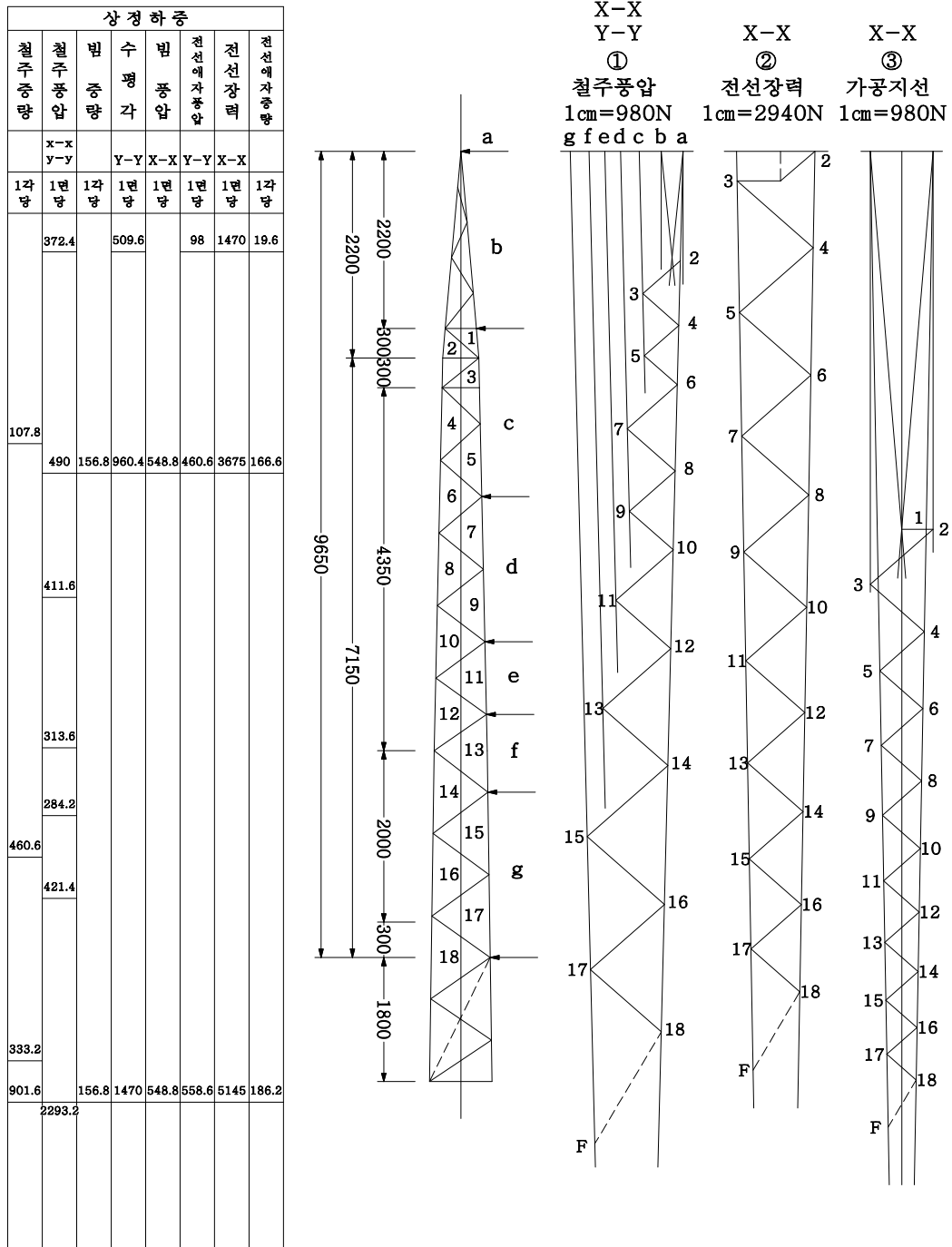


그림 35.

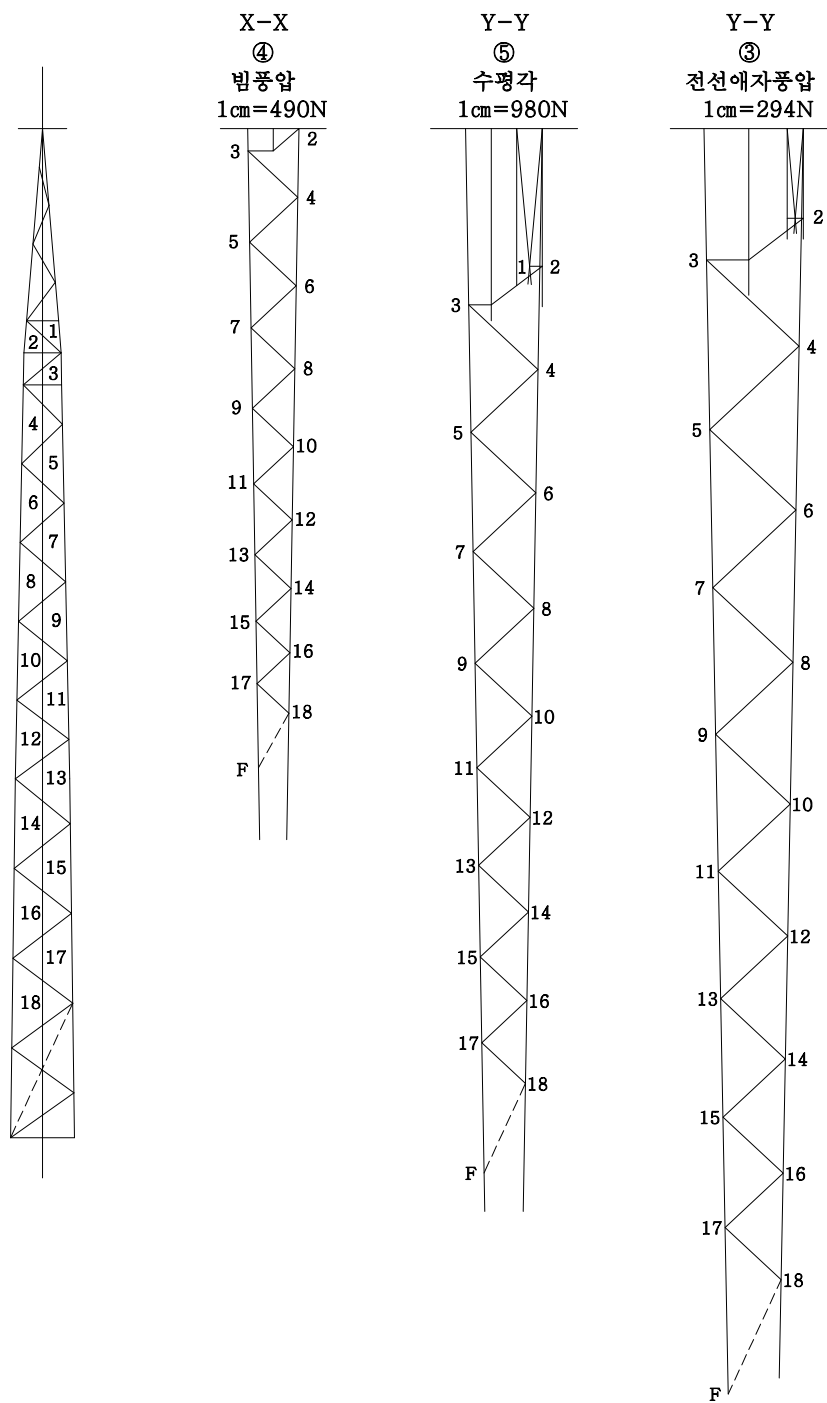


그림 36.

표 28. 응 력 표

		응 력 (N)											
		(X-X)				(Y-Y)			철주 중량	빔 중량	애자 전선 중량	1+2+3 +4+5 +7+8+9	1+2+3 +5+6 +7+8+9
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(1)	(7)	(8)	(9)		
주 채	1	2,450		8,820		2,744	519.4	2,450	107.8		19.6	14,141.4	14,660.8
	13	12,397	43,316	18,914	4,416	17,248	5,174.4	12,397	568.4	166.6	166.6	97,186.6	97,951
	18	21,070	58,114	22,197	5,880	18,914	6,732.6	21,070	882	166.6	166.6	127,390.2	128,242.8
												X-X 1+2+3+4	Y-Y 5+6+1
복 채	2- 3	1,078	2,940	1,862	372.4	1,274	392	1,078				6,252.4	2,744
	3- 4	1,127	7,448	1,568	784	2,107	832	1,127				10,927	4,067
	4- 5	1,078	7,056	1,568	686	1,960	774.8	1,078				10,388	3,782.8
	5- 6	980	6,860	1,470	686	1,813	705.6	980				9,996	3,498.6
	6- 7	1,470	6,272	1,372	637	1,666	646.8	1,470				9,751	3,782.8
	7- 8	1,372	5,880	1,274	637	1,617	646.8	1,372				9,163	3,635.8
	8- 9	1,323	5,684	1,225	588	1,568	588	1,323				8,820	3,479
	9-10	1,274	5,586	1,176	539	1,470	568.4	1,274				8,575	3,312.4
	10-11	1,617	5,096	1,078	490	1,421	539	1,617				8,281	3,577
	11-12	1,568	4,998	1,078	490	1,421	539	1,568				8,134	3,528
	12-13	1,862	4,704	980	470.4	1,323	490	1,862				8,016.4	3,675
	13-14	1,960	4,900	980	470.4	1,323	490	1,960				8,310.4	3,773
	14-15	2,401	4,606	980	441	1,274	490	2,401				8,428	4,165
	15-16	2,303	4,410	931	441.6	1,176	450.8	2,303				8,055.6	3,929.8
	14-15	2,156	4,116	882	392	1,127	441	2,156				7,546	3,724
	15-16	2,058	3,920	882	392	1,078	441	2,058				6,860	3,577



		부재 형상	A cm ²	L cm	l _k cm	R cm	$\frac{1}{R}$ cm	f _k N/cm ²	압축 f _k ×A N	인장 N	볼트	볼트 전단 (지압력)
주 재	1	L45×4	3,492	80	64	1.36	47	13,759.2	48,039.6	37,700.6	12mmØ 4본	50,323 (50,332.8)
	13	L75×6	8,727	95	76	2.3	33	14,474.6	126,312.2	105,163.8	16mmØ 5본	112,847 (126,714)
	18	L90×7	12,220	100	80	2.76	29	14,621.6	178,673.6	18,280.4		
복 재	2- 3	L30×3	1,727	50	35	0.58	61	12,485.2	22,236.2	11,113.2		
	3- 4	L30×3	1,727	60	42	0.58	73	11,573.8	20,325.2	11,113.2		
	4- 5	L30×3	1,727	60	42	0.58	73	11,573.8	20,325.2	11,113.2		
	5- 6	L30×3	1,727	61	43	0.58	75	11,397.4	20,041	11,113.2		
	6- 7	L30×3	1,727	62	44	0.58	76	11,309.2	19,874.4	11,113.2		
	7- 8	L30×3	1,727	62	44	0.58	76	11,309.2	19,874.4	11,113.2		
	8- 9	L30×3	1,727	65	46	0.58	80	10,946.6	19,237.4	11,113.2		
	9-10	L30×3	1,727	65	46	0.58	80	10,946.6	19,237.4	11,113.2		
	10-11	L30×3	1,727	68	48	0.58	83	10,662.4	18,737.6	11,113.2		
	11-12	L30×3	1,727	70	49	0.58	85	10,476.6	18,384.8	11,113.2		
	12-13	L30×3	1,727	70	49	0.58	85	10,476.2	18,384.8	11,113.2		
	13-14	L30×3	1,727	72	51	0.58	88	10,182.2	17,845.8	11,113.2		
	14-15	L30×3	1,727	75	53	0.58	92	9,760.8	17,091.2	11,113.2		
	15-16	L30×3	1,727	78	55	0.58	95	9,457	16,542.4	11,113.2		
	14-15	L30×3	1,727	80	56	0.58	97	9,221.8	16,287.6	11,113.2		
	15-16	L30×3	1,727	80	56	0.58	97	9,221.8	16,287.6	11,113.2		

수평하중	전선장력	4900	4900	4900	4900	7350
	빔 풍압	1097.6	764.4	666.4	764.4	1097.6
	전선 애자 풍압	921.2	617.4	607.6	617.4	921.2
	합계 ()내는1면당	9368.8 (4684.8)	6281.8 (3140.9)	6174 (3087)	6281	9368.8
수직하중	빔 중량	666.4	372.4	588	372.4	666.4
	전선 애자 중량	588	392	392	392	588
	작업원 중량	588	0	1176	0	588
	합계 ()내는1면당	1842.4 (921.2)	764.4 (383.2)	2156 (1078)	764.4	1842.4
염력	빔은사각형으로 $q = p \frac{a}{2b}$ $q = 4900 \times \frac{0.15}{2 \times 0.3} = 1225N$	1837.5	1225	1225	1225	1837.5

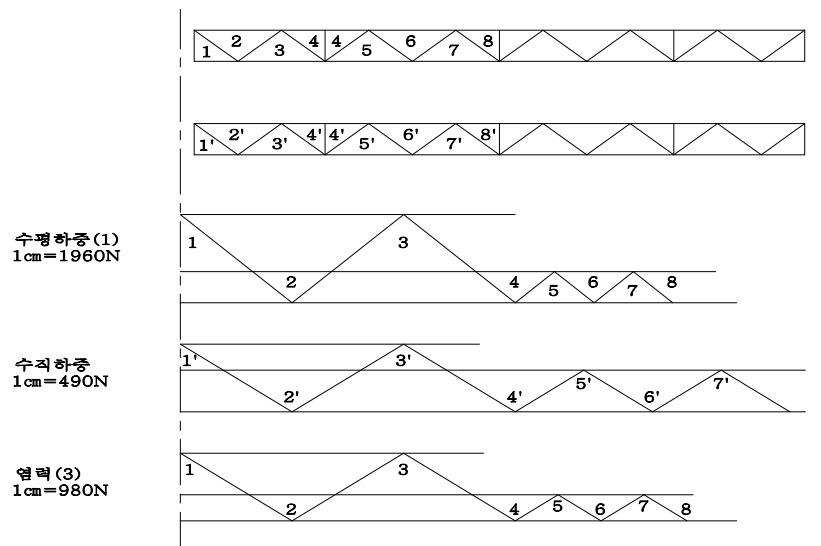


그림 37.



		응 력				부 재 강 도									볼트 16x 4 mm
		수평 (1)	수직 (2)	염력 (3)	계	형상	A_{cm^2}	L_{cm}	ℓ_k cm	R_{cm}	$\frac{\ell_k}{R}$	f_k N/cm ²	압축 $f_k \times$ AN	인장 N	
주재	3	9996	2499		12495	L50x4	3892	85	68	1.53	45	13475	52439.8	37818.2	
	8	23716	7173.6		30889.6	L50x4	3892	100	80	1.53	53	13024.2	50685.6	37818.2	
복재	1-2	6664		2646	9310	L30x3	1727	55	39	0.58	68	11985.4	11985.4	11113.2	
	2-3	7154		2842	9996	L30x3	1727	60	42	0.58	73	11573.8	11573.8	11113.2	
	4-5	2832		1127	3969	L30x3	1727	65	46	0.58	80	10946.6	10946.6	11113.2	
	1'-2'		1470	2646	4116	L25x3	1427	50	35	0.48	73	11573.8	11573.8	11113.2 9055.2	
	2'-3'		1646.4	2842	4488.4	L25x3	1427	55	39	0.48	82	10770.2	10770.2	11113.2 9055.2	
	4'-5'		1029	127	2156	L25x3	1427	60	42	0.48	88	10182.2	10182.2	9055.2 924	

1.1.6 부재 강도의 산정

그림의 응력도에 의해 구한(X-X, Y-Y방향에서 큰 것을 고려) 결과를 토대로 부재를 결정하게 되지만 주재의 접속부분에 대해서는 응력도에서 구한 인장응력에 대한 부재 강도를 고려하고 또한 접속볼트 구멍 공제(인장강도)도 고려해야 한다.

(1) 인장강도

- ① 주재 (1)에 접속하는 것으로서 최대응력 $\pm 14660.8N$

L45x45x4 (주재는 4mm이상을 사용해야 하므로 40x40x5도 좋지만 중량관계로)을 사용한다.

12 ϕ 볼트 2본 공제를 고려하여

$$\begin{aligned} \text{인장강도} &= 16170 \times \{3.492 - 0.4 \times (1.2 + 0.25) \times 2\} \\ &= 16170 \times 2.332 = 37708N \end{aligned}$$

$$37708N > 14660.8N$$

- ② 주재(13)에서 강도, 최대응력 $\pm 97951N$

L75x75x6 16 ϕ 볼트 2본 공제의 경우

$$\begin{aligned}\text{인장강도} &= 16170 \times \{8.727 - 0.6 \times (1.6 + 0.25) \times 2\} \\ &= 16170 \times 6.507 = 105218\text{N}\end{aligned}$$

$$105218 > 97951\text{N}$$

- ③ 주재(18)에서 강도, 최대응력 $\pm 128242.8\text{N}$

L90x90x7 접지단자 설치공으로 12mmΦ볼트 1본 공제

$$\begin{aligned}\text{인장강도} &= 16170 \times \{12.22 - 0.7 \times (1.2 + 0.25)\} \\ &= 16170 \times 11.205 = 181182\text{N}\end{aligned}$$

$$181182\text{N} > 128242.8\text{N}$$

- ④ 복재(2-3~17-18) 최대응력 $\pm 10927\text{N}$

L30x30x3으로 한 용접부분의 강도

$$\text{인장강도} = 16170 \times (3 - 0.3) \times 0.3 = 13097\text{N}$$

$$13097\text{N} > 10927\text{N}$$

(2) 압축강도

- ① 주재(1)

L45x45x4의 경우 단면적 $A = 3.492\text{cm}^2$

단면2차반경 $i_x = i_y = 1.36\text{cm}$

절점간 길이 $L=80\text{cm}$ 용접의 경우 $\ell_k = L \times 0.9 = 72\text{cm}$

$$\ell_k/R = 72/1.36 = 52.9 \approx 53\text{cm}$$

전기설비기술기준에 의해

$$\sigma_{ka} = \sigma_{kao} - k_1 \left(\frac{\lambda_k}{100} \right) - k_2 \left(\frac{\lambda_k}{100} \right)^2$$

$$\sigma_{kao} = 15400\text{N/cm}^2, \quad k_1 = 2, \quad k_2 = 61, \quad \lambda_k = \frac{\ell_k}{R} = 53\text{cm}$$

$$\sigma_{ka} = 15400 - 2 \times \frac{53}{100} - 61 \times \left(\frac{53}{100} \right)^2 = 15382\text{N/cm}^2$$

$$P = A \times \sigma_{ka} = 15382 \times 3.492 = 53714\text{N}$$

주재 1본당의 압축력의 합계 = 14141.4N

$$53714\text{N} > 14141.4\text{N}$$

- ② 주재(13)

L75x75x6의 경우 단면적 $A=8.727\text{cm}^2$

단면2차반경 $i_x = i_y = 2.3\text{cm}$

절점간 길이 $L=95\text{cm}$ 용접의 경우 $\ell_k = L \times 0.9 = 95 \times 0.9 = 85.5\text{cm}$

$$\lambda_k = \ell_k/R = 85.5/2.3 = 37.2\text{cm}$$



$$\sigma_{ka} = 15400 - 2 \times \frac{37.2}{100} - 61 \times \left(\frac{37.2}{100}\right)^2 = 15391 N/cm^2$$

$$P = A \times \sigma_{ka} = 15391 \times 8.727 = 134318 N$$

주재 1본당의 압축력의 합계=97186.6N

134318N > 97186.6N

③ 주재(18)

L90x90x7의 경우 단면적A=12.22cm²

단면2차반경 ix=iy=2.76cm

절점간 길이 L=100cm 용접의 경우 $\ell_k = L \times 0.9 = 100 \times 0.9 = 90 \text{ cm}$

$$\lambda_k = \ell_k / R = 90 / 2.76 = 32.6 \text{ cm}$$

$$\sigma_{ka} = 15400 - 2 \times \frac{32.6}{100} - 61 \times \left(\frac{32.6}{100}\right)^2 = 15188.1 N/cm^2$$

$$P = A \times \sigma_{ka} = 15188.1 \times 12.22 = 185599 N$$

주재 1본당의 압축력의 합계=127390.2N

185599N > 127390.2N

④ 복재 (2-3~17-18)

L30x30x3의 경우 단면적A=1.727cm²

단면2차반경 최소=0.58cm

절점간 길이 (2-3) L=50cm 용접의 경우 $\ell_k = L \times 0.8 = 40 \text{ cm}$

$$\lambda_k = \ell_k / R = 40 / 0.58 = 69 \text{ cm}$$

$$\sigma_{ka} = 15400 - 2 \times \frac{69}{100} - 61 \times \left(\frac{69}{100}\right)^2 = 15369.6 N/cm^2$$

$$P = A \times \sigma_{ka} = 15369.6 \times 1.727 = 26543.3 N$$

26543.3 > 6252.4N

이하 계산에 의해

3-4	L30x30x3	$\ell_k / R = 73$	P=26537 > 10927 N
4-5	L30x30x3	$\ell_k / R = 73$	P=26537 > 16388 N
5-6	L30x30x3	$\ell_k / R = 75$	P=26533 > 9996 N
6-7	L30x30x3	$\ell_k / R = 76$	P=26532 > 9751 N
7-8	L30x30x3	$\ell_k / R = 76$	P=26532 > 9163 N
8-9	L30x30x3	$\ell_k / R = 80$	P=26525 > 8820 N
9-10	L30x30x3	$\ell_k / R = 80$	P=26525 > 8575 N

10-11	L30x30x3	$\ell_k/R=83$	$P=26520 > 8281 \text{ N}$
11-12	L30x30x3	$\ell_k/R=85$	$P=26516 > 8134 \text{ N}$
12-13	L30x30x3	$\ell_k/R=85$	$P=26516 > 8016.4\text{N}$
13-14	L30x30x3	$\ell_k/R=88$	$P=26511 > 8310.4\text{N}$
14-15	L30x30x3	$\ell_k/R=92$	$P=26503 > 8428 \text{ N}$
15-16	L30x30x3	$\ell_k/R=95$	$P=26497 > 8055.6\text{N}$
16-17	L30x30x3	$\ell_k/R=97$	$P=26493 > 7546 \text{ N}$
17-18	L30x30x3	$\ell_k/R=97$	$P=26493 > 6860 \text{ N}$

(3) 주각주 접속볼트

① 주재(1)

12mm볼트 4본으로 하면

$$\text{허용 전단력} = \frac{\pi}{4} d_0^2 \cdot \sigma_s \times 4 = \frac{\pi}{4} \times 1.1675^2 \times 11760 \times 4 = 50322\text{N}$$

$$50322\text{N} > 14141.4\text{N}$$

$$\text{허용 지압응력} = d_0 t \sigma_b \times 4 = 26950 \times 1.1675 \times 0.4 \times 4 = 50342.6\text{N}$$

$$50342.6\text{N} > 14141.4\text{N}$$

② 주재(13)

16mm볼트 5본으로 하면

$$\text{허용 전단력} = \frac{\pi}{4} d_0^2 \cdot \sigma_s \times 5 = \frac{\pi}{4} \times 1.5675^2 \times 11760 \times 5 = 113412.8\text{N}$$

$$113412.8\text{N} > 97186.6\text{N}$$

$$\text{허용 지압응력} = d_0 t \sigma_b \times 5 = 26950 \times 1.5675 \times 0.6 \times 5 = 126732.4\text{N}$$

$$126732.4\text{N} > 97186.6\text{N}$$

1.1.7 빔의 휨

강도에 대하여는 응력도에 표시되어 있으나, 각 하중에 의한 휨에 대하여 검토할 필요가 있다.

(1) 수직하중에 의한 것

① 빔 자중에 의한 것 (분포하중에 의한 것)

양단 자유지지(핀지지)의 경우[제11.1-10(b)]

$$\text{최대휨량 } y_{\max} = \frac{5P\ell^3}{384EI}$$

$$P = p\ell \text{ (N)}$$



E =탄성계수 (N/cm^2)

I =단면2차모멘트 (cm^4)

오른쪽 그림과 같은 X-X축의 단면2차모멘트는

$$I = 4(I' + Ah^2) \text{이다.}$$

I' =부재 단면의 중심을 통하는 축X-X에 관한 단면 2차모멘트

응력도의 주재 L50x4 복재30x3으로 하면

단면적 $A=3.892\text{cm}^2$ 빔의 두께 $H=30\text{cm}$

중심위치 $C=1.37\text{cm}$

$$I' = I_x = I_y = 9.06\text{cm}^4 \quad P = p \ell = 195.37 \times 7 = 1368\text{N}$$

$E=205.8 \times 10^5 \text{N}/\text{cm}^2$ (강재의 young-율)

KSD 3503의 경우

$$\ell = 700\text{cm}$$

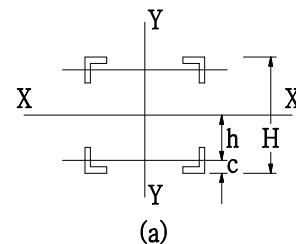
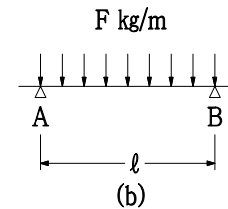


그림 38.

$$I = 4(I' + Ah^2) = 4 \times \{9.06 + 3.892 \times (15 - 1.37)^2\} = 2,928(\text{cm}^4)$$

$$y_{1\max} = \frac{5P\ell^3}{384EI} = \frac{5 \times 1368 \times 343 \times 10^6}{384 \times 205.8 \times 10^5 \times 2928} = 0.101\text{cm}$$

② 작업원에 의한 것(집중하중)

양단 자유지지점의 경우, 하중P가 ℓ 의 중앙에 작용하는 경우의 최대 휨량(y_{\max})는

$$y_{2\max} = \frac{P\ell^3}{48EI} = \frac{1176 \times 343 \times 10^6}{48 \times 205.8 \times 10^5 \times 2,928} = 0.139\text{cm}$$

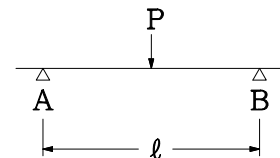


그림 39.

③ 수직하중에 의한 합계 휨량 $y_{0\max}$

$$y_{0\max} = y_{1\max} + y_{2\max} = 0.101 + 0.139 = 0.24\text{cm}$$

(2) 수평하중에 의한 것

① 가선장력에 의한 것

그림과 같은 양단 자유지지점의 경우

$P_1 = P_2 = P_3 = Q/3$ $\ell_1 = \ell_2 = \ell_3 = \ell_4$ 로 한 경우의 최대휨량

y_{\max} 는

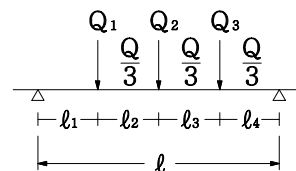


그림 40.

$$y_{\max} = \frac{19Q\ell^3}{1,152EI}$$

$$Q = P_1 + P_2 + P_3 = 4900 \times 3 = 14700\text{N}$$

$$\ell = 700\text{cm}$$

가선장력은 빔에 대하여 Y-Y방향에 작용하므로, Y-Y축의 단면2차모멘트를 구한다.

$$I = 4(I' + Ah^2) = 4\{9.06 + 3.892 \times (20 - 1.37)^2\} = 5439\text{cm}^4$$

$$y_{\max} = \frac{19Q\ell^3}{1,152EI} = \frac{19 \times 14700 \times 343 \times 10^6}{1152 \times 205.8 \times 10^5 \times 5439} = 0.743\text{cm}$$

(3) 휨도

휨도 용접철구의 경우 1/500이내

볼트체결철구의 경우 1/250~1/300이내

용접 철구보다 볼트체결 철구가 휨도가 큰 것은 볼트체결 철구는 각 볼트구멍을 고려한 까닭임.

1.1.8 각주의 설계

(1) 각주의 구조

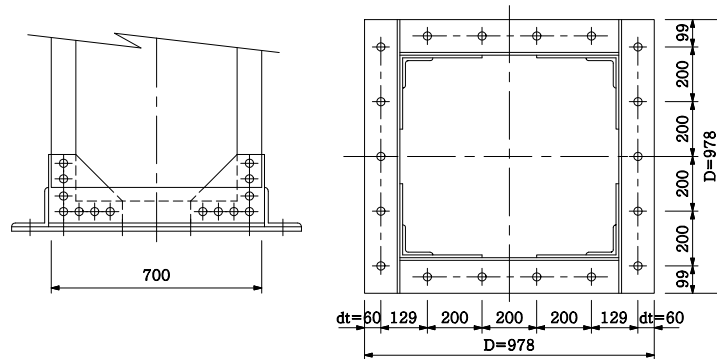


그림 41.

(2) 설계조건(옥외철구 설계 예와 같음)

① 철구최하부 모멘트

$$\text{지선장력} \quad Mg = 3920\text{N} \times (\sin 20^\circ + \cos 20^\circ) \times 9.6\text{m} = 48233\text{N} \cdot \text{m}$$

$$\text{전선장력} \quad Mw = 7350\text{N} \times (\sin 15^\circ + \cos 15^\circ) \times 7.1\text{m} = 63913\text{N} \cdot \text{m}$$

$$\text{빔 풍압} \quad Mb = 334.21\text{N/m} \times 7\text{m} \times 1/2 \times 7.1\text{m} = 8305\text{N} \cdot \text{m}$$

$$\text{철주풍압(상부)} \quad Mp1 = 334.21\text{N/m} \times 2.2\text{m} \times (2.2\text{m} \times 1/2 + 7.4\text{m}) = 6250\text{N} \cdot \text{m}$$

$$\text{철주풍압(중부)} \quad Mp2 = 487.2\text{N/m} \times 4.9\text{m} \times (4.9\text{m} \times 1/2 + 2.5\text{m}) = 11817\text{N} \cdot \text{m}$$

$$\text{철주풍압(하부)} \quad Mp3 = 557.8\text{N/m} \times 2.5\text{m} \times 2.5\text{m} \times 1/2 = 1743\text{N} \cdot \text{m}$$

$$\text{철구 최하부 모멘트} \quad M = Mg + Mw + Mb + Mp1 + Mp2 + Mp3 = 140261 \text{ N} \cdot \text{m}$$

② 철구 기타의 중량

$$\text{철구중량(철주상부)} \quad Np1 = 195.37\text{N/m} \times 2.2\text{m} \times 1.2 = 516\text{N}$$

$$(\text{철주중부}) \quad Np2 = 369.95\text{N/m} \times 4.9\text{m} \times 1.2 = 2175\text{N}$$

$$(\text{철주하부}) \quad Np3 = 539.46\text{N/m} \times 2.5\text{m} \times 1.2 = 1618\text{N}$$



(빔) $N_h = 195.37N / m \times 3.5m \times 1.2 = 821N$

기타중량(작업원) $N_m = 1176N \times 1/2 = 588N$

(전선 애자) $N_w = (430N + 764.4N) \times 1/2 = 597N$

(지선) $N_g = 72N \times 1/2 = 36N$

최대하중 $N = N_{p1} + N_{p2} + N_{p3} + N_h + N_m + N_w + N_g = 6351N$

③ 편심거리 e

$$e = \frac{M}{N} = \frac{14026N \cdot m}{6351N} = 22.1m = 2,210cm$$

④ 저판 중립축 위치 X_n

$$e = 2210 > \frac{D}{6} + \frac{dt}{3} = \frac{97.8}{6} + \frac{6}{8} = 18.3 \text{로 되므로}$$

$$X_n^3 + 3\left(e - \frac{D}{2}\right)X_n^2 - \frac{6 \cdot n \cdot at}{b}\left(e + \frac{D}{2} - dt\right)(D - dt - X_n) = 0 \text{ 을 구하면}$$

$$X_n^3 + 3\left(2210 - \frac{97.8}{6}\right)X_n^2 - \frac{6 \times 15 \times 35.3}{97.8}\left(2210 + \frac{97.8}{2} - 6\right)(97.8 - 6 - X_n) = 0$$

$$X_n^3 + 6581.1X_n^2 + 72125.7X_n = 6621139$$

$$X_n = 26.67cm$$

(3) 응력계산

① 콘크리트에 생기는 최대 압축응력도 σ_c

$$e > \frac{D}{6} + \frac{dt}{3} \text{로 되므로}$$

$$\sigma_c = \frac{2N\left(e + \frac{D}{2} - dt\right)}{bX_n\left(D - dt - \frac{X_n}{3}\right)} \text{을 구하면}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 6351 \times \left(2210 + \frac{97.8}{2} - 6\right)}{97.8 \times 26.67 \times \left(97.8 - 6 - \frac{26.67}{3}\right)} = \frac{28616335.8}{216256.30}$$

$$= 132.33N/cm^2 < \frac{1}{3}f_c = \frac{1}{3} \times 2058N/cm^2 = 686N/cm^2$$

② 앵커볼트에 생기는 인장력 Z

$$Z = \frac{N\left(e - \frac{D}{2} + \frac{X_n}{3}\right)}{D - dt - \frac{X_n}{3}} \text{을 구하면}$$

$$Z = \frac{6351 \times (2210 - \frac{97.8}{3} + \frac{26.67}{3})}{97.8 - 6 - \frac{26.67}{3}} = 164862\text{N}$$

③ 베이스 플레이트의 두께

$$t = u \sqrt{\frac{3\sigma_c}{f_{b1}} \left(1 - \frac{u}{3X_n}\right)} = 13 \sqrt{\frac{3 \times 132.33}{16170} \left(1 - \frac{13}{3 \times 26.67}\right)} \approx 1.9\text{cm}$$

따라서 베이스 플레이트 19mm를 설치한다.

④ 윙 플레이트의 검토

$$R = \frac{N}{4} + \frac{M}{2d_0} = \frac{6351}{4} + \frac{14026100}{2 \times 70} \approx 101774\text{N}$$

볼트 M20x4본(SS41)의 $f_b = 118580\text{N}$

볼트 안전율

$$S_f = \frac{f_b}{R} = \frac{118580}{101774} = 1.16 > 1.1 \quad \text{OK}$$

그러므로 윙 플레이트 PL 10mm의 설치 볼트는

M20 x 4 본으로 한다.

⑤ 베이스 앵글의 검토

주재 중심점에서 지지, 앵커볼트 지지점에 하중이 걸리는 것으로 상정한다.

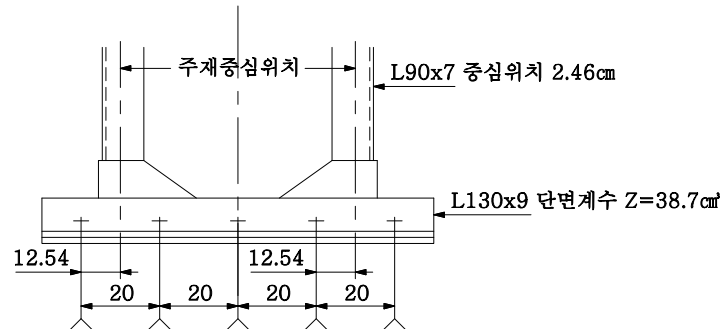


그림 42.

가. 부재응력의 산정

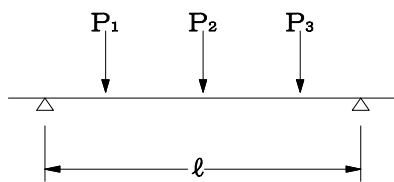


그림 43.

$$\begin{aligned} P_1 &= P_2 = P_3 \\ &= 234298.4 \times 1/5 \\ &= 46859.68\text{N} \\ I &= 12.54 + 20 + 20 + 12.54 \\ &= 65.08\text{cm} \end{aligned}$$



$$M = \frac{46859.68 \times \{(20 + 20 + 12.54) + (20 + 12.54) + 12.54\}}{65.08} \times 2 = 140579 \text{ N} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{140579}{38.7} = 3632.5 \text{ N/cm}^2 < 16170 \text{ N/cm}^2$$

나. 부재 강도의 산정

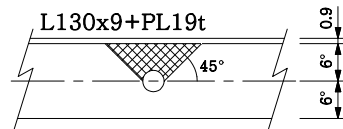


그림 44.

경사부분에 힘이 전달되는 것으로 하여

$$M = \frac{234298.4}{5} \times 6.1 = 285844 \text{ N} \cdot \text{cm}$$

$$Z = \frac{1}{6} \times (3.2 + 6.1 \times 2) \times (0.9 + 1.9)^2 = 20.1 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{285844}{20.1} = 14221 \text{ N/cm}^2 < 16170 \text{ N/cm}^2$$

따라서 베이스 플레이트 t=19mm

베이스 앵글 L130 x 9로 한다.

⑥ 앵커볼트의 길이 (매입길이)

$$\ell = \frac{Z}{f_a \cdot \pi \cdot d \cdot n} = \frac{234298.4}{68.6 \times 3.14 \times 3 \times 5} \approx 73 \text{ cm}$$

f_a : 콘크리트 부착응력도 (N/cm²)

d : 앵커볼트 지름(cm)

n : 앵커볼트 본수(인장축)

2. 기초

2.1 지지말뚝 기초계산

연직 말뚝반력 만의 산정법

2.1.1 설계조건

(1) 변압기 중량 803.6kN

(2) 기초 중량 678.16kN

총중량 1481.76kN

(3) 지진에 의한 수평진도계수 0.3

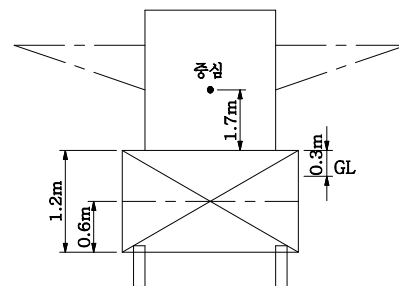


그림 45.

변압기 중심의 두부에서의 높이 2.9m

기초 중심의 말뚝두부에서의 높이 0.6m

계산 (말뚝배치가 좌우 대칭의 경우)

$$V_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M}{\sum n' X_i^2} \times X_i$$

(주) 전도모멘트M은 푸팅 저면의 중심에 대한 것이므로 만약 푸팅 저면의 중심 이외의 점에 대하여 전도 모멘트인 것으로 되면 환산할 필요가 있다.

2.1.2 X축 방향

Y-Y축에 관한 말뚝 군의 단면2차모멘트(본/m²)

$$\sum n' \times X_i^2 = 3\text{본} \times (2.5\text{m})^2 + 3\text{본} \times (1\text{m})^2 + 3\text{본} \times (-1\text{m})^2 + 3\text{본} \times (-2.5\text{m})^2 = 43.5\text{본} \cdot \text{m}^2$$

$$\frac{V}{n} = \frac{1481.76}{12\text{본}} = 123.48\text{N/본} \text{----- 말뚝 1본당에}$$

가하는 연직력

지진의 전도모멘트에 의해 말뚝머리에 가해지는 하중은

변압기 $803.6\text{kN} \times 0.3 \times 2.9\text{m} = 699.13 \text{ kN-m}$

기 초 $678.16 \text{ kN} \times 0.3 \times 0.6\text{m} = 122.07 \text{ kN-m}$

계 821.2 kN-m

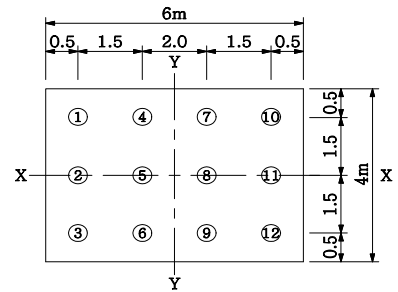


그림 46.

$$\frac{M}{\sum n' X_i^2} \times i = \frac{821.2}{43.5} \times 2.5 = 47.2 \text{ kN/본} \text{ 말뚝번호 ①②③}$$

말뚝 ①~③까지 1본당에 가하는 최대하중은

$$123.48\text{kN/본}(12.6\text{t/본}) + 47.2\text{kN/본}(4.8\text{t/본}) = 170.68\text{kN/본}(17.4\text{t/본})$$

2.1.3 Y축방향

X-X축에 관한 말뚝 군의 단면2차모멘트(본/m²)

$$\sum n' \times Y_i^2 = 4\text{본} \times (1.5\text{m})^2 + 4\text{본} \times (0\text{m})^2 + 4\text{본} \times (-1.5\text{m})^2 = 18\text{본} \cdot \text{m}^2$$

지진의 전도모멘트에 의해 말뚝머리에 가해지는 하중은

$$\frac{M}{\sum n' Y_i^2} \times Y_i = \frac{821.2}{18} \times 1.5 = 68.4 \text{ kN/본} \text{ 말뚝번호 ①④⑦⑩}$$

따라서 X-X축 중심으로 한 경우 ①④⑦⑩의 말뚝 1본당에 가하는 최대하중은

$$123.48\text{kN/본} + 68.4\text{kN/본} = 191.88 \text{ kN/본}$$

이상에서 지반의 선단 지지력을 검토하여 연결말뚝의 경우는 이음매에 의한 저감, 길게 되는 말뚝에 대하여 세장비에 의한 저감 등을 고려하여 191.88kN보다 큰 지지력을 얻도록 지지층 말뚝 종별 등을 선정한다.



또한 구조물에 의한 지진시의 수평력에 의한 말뚝의 휨모멘트, 변위량에 대해서도 검토한다.

2.2 인류철구의 기초설계

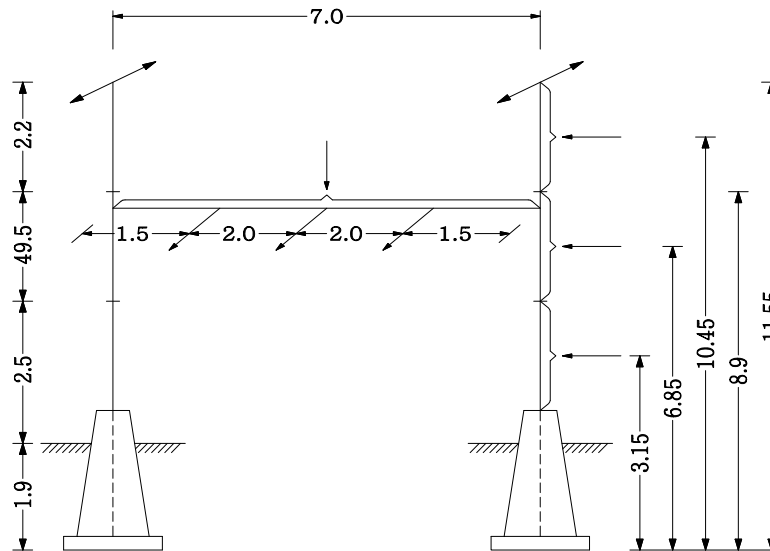


그림 47.

설계조건	전선장력 4900N/조	수평각 15°
	지선장력 3920N	(수전측)
	지선장력 980N	(모선측)
	전선 ACSR 160mm ²	지선 St 38mm ²
	경간 수전측 50m	모선측 30m
	66kV 1회선 애자 LC8021	
철구사용재	주재	사재
철구상부 및 빔	L50 x 4	L30 x 3
철구중부	L70 x 6	L30 x 3
철구하부	L90 x 7	L40 x 5

2.2.1 철구 1m당 소요 재료(사재 45°)

주재 1m x 4 = 4m 사재 1.4142m x 4 = 5.657m

2.2.2 철구 1m당 중량

- (1) 철구 상부 및 빔 $29.99 \times 4 + 13.33 \times 5.657 = 119.96 + 75.41 = 195.37 \text{ N/m}$
- (2) 철구 중부 $62.52 \times 4 + 13.33 \times 5.657 = 250.08 + 75.41 = 325.49 \text{ N/m}$
- (3) 철구 하부 $93.98 \times 4 + 28.91 \times 5.657 = 375.92 + 163.54 = 539.46 \text{ N/m}$

2.2.3 철구 1m당의 풍압

(1) 철구상부 및 빔

투영면적 $0.05 \times 2 + 0.03 \times 1.4142 = 0.1 + 0.042 = 0.142 \text{ m}^2$

철구풍압 $2350 \times 0.142 = 333.7 \text{ N/m}$

(2) 철구중부

투영면적 $0.07 \times 2 + 0.03 \times 1.4142 = 0.14 + 0.042 = 0.182 \text{ m}^2$

철구풍압 $2350 \times 0.182 = 427.7 \text{ N/m}$

(3) 철구하부

투영면적 $0.09 \times 2 + 0.04 \times 1.4142 = 0.18 + 0.057 = 0.237 \text{ m}^2$

철구풍압 $2350 \times 0.237 = 556.95 \text{ N/m}$

2.2.4 수직하중

(1) 빔 중량 $195.37 \times 6.6 \times 1/2 = 645 \text{ N}$

(2) 철구상부 $195.37 \times 2.2 = 430 \text{ N}$

(3) 철구중부 $325.49 \times 4.95 = 1611 \text{ N}$

(4) 철구하부 $539.46 \times (2.5 + 1.8) = 2320 \text{ N}$

(5) 전선중량 $7.25 \times 50 \times 1/2 \times 3/2 = 272 \text{ N}$

(5) 애자중량 $284.2 \times 3/2 = 426 \text{ N}$

(6) 지선중량 $2.89 \times 50 \times 1/2 + 2.89 \times 30 \times 1/2 = 72.25 + 43.35 = 116 \text{ N}$

(7) 수직하중 합계 $645 + 430 + 1611 + 2320 + 272 + 426 + 116 = 5820 \text{ N}$

2.2.5 수평하중 (X-X)

(1) 전선장력 $4900 \times 3 \times 1/2 = 7350 \text{ N}$

(2) 지선장력 $3920 - 980 = 2940 \text{ N}$

(3) 빔 풍압 $333.7 \times 6.6 \times 1/2 = 1101 \text{ N}$

(4) 철구상부 풍압 $333.7 \times 2.2 = 734 \text{ N}$

(5) 철구중부 풍압 $427.7 \times 4.95 = 2117 \text{ N}$

(6) 철구하부 풍압 $556.95 \times 2.5 = 1392 \text{ N}$

2.2.6 수평하중 (Y-Y)

(1) 전선장력 $4900 \times \sin 15^\circ \times 3 \times 1/2 = 4900 \times 0.26 \times 3 \times 1/2 = 1911 \text{ N}$

(2) 지선장력 $2940 \times \sin 20^\circ = 2940 \times 0.342 = 1005 \text{ N}$

(3) 전선풍압 $980.67 \times 0.0182 \times 50 \times 1/2 \times 3/2 = 669 \text{ N}$

(4) 지선풍압 $980.67 \times 0.0078 \times (50 + 30) \times 1/2 = 306 \text{ N}$

(5) 애자풍압 $1372.9 \times 1.1 \times 0.115 \times 3 \times 1/2 = 261 \text{ N}$

(6) 철구상부 풍압 $333.7 \times 2.2 = 734 \text{ N}$

(7) 철구중부 풍압 $427.7 \times 4.95 = 2117 \text{ N}$

(8) 철구하부 풍압 $556.95 \times 2.5 = 1392 \text{ N}$



2.2.7 수평하중에 의한 기초저판의 휨모멘트(X-X)

하중명	수평력(N)	작업점(m)	휨모멘트(N-m)
전선장력	7350	8.9	65415
지선장력	2940	11.45	33663
철구풍압(상)	734	10.45	7670
철구풍압(중)	2117	6.85	14501
철구풍압(하)	1392	3.15	4385
빔 풍압	1101	8.9	9799
합 계	15634		135433N-m

2.2.8 수평하중에 의한 기초저판의 휨모멘트(Y-Y)

하중명	수평력(N)	작업점(m)	휨모멘트(N-m)
전선장력	1911	8.9	17008
지선장력	1005	11.45	11507
전선풍압	669	8.9	5954
지선풍압	306	11.45	3504
애자풍압	261	8.9	2323
철구풍압(상)	734	10.45	7670
철구풍압(중)	2117	6.85	14501
철구풍압(하)	1392	3.15	4385
합 계	8395		66852N-m

2.2.9 무근(無筋)콘크리트의 경우

(1) 저판(底板)의 면적(A)

임시로 콘크리트 용적을 7m³로 하고, 저판의 길이 ℓ 을 2.8m로 가정하면

저판의 압축력(P)

콘크리트 중량 22.54 kN/m³로 하여

$$W_c = 22.54 \times 7 = 157.78 \text{ kN} = 157780 \text{ N}$$

$$P = W_c + W = 157780 + 5820 = 163600 \text{ N}$$

휨 모멘트 M은 135433N-m

편심율(ϵ)

$$\epsilon = \frac{M}{P\ell} = \frac{135433}{157780 \times 2.8} \approx 0.3 > \frac{1}{6}$$

편심율에 의한 계수

$$\alpha = \frac{2}{3(\frac{1}{2} - \epsilon)} = \frac{2}{3(0.5 - 0.3)} = \frac{2}{0.6} \approx 3.3$$

기초저면의 면적(A)

$$A = \frac{\alpha P}{\frac{F_e}{F}} = \frac{163600 \times 3.3}{\frac{196000}{2}} = 5.5 \text{ m}^2$$

F_e : 허용지내력 196kN/m²

$$\ell' = A \div \ell = 5.5 \div 2.8 = 2 \text{ m}$$

ℓ' 을 안전을 고려 2.3m로 하면 무근콘크리트의 경우 그림과 같은 형상이 된다.

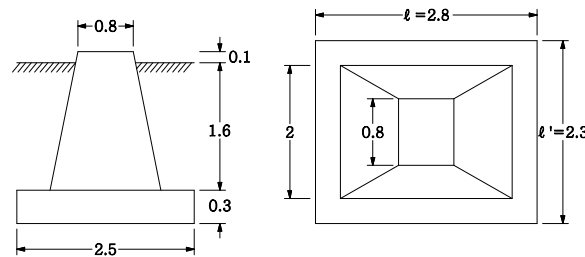


그림 48.

(2) 콘크리트 용적(V_c) 및 중량(W_c)

저판부(V_{c1})

$$V_{c1} = 2.8 \times 2.3 \times 0.3 = 1.93 \text{ m}^3$$

주체부(V_{c2})

$$\begin{aligned} V_{c2} &= \frac{1.7}{6} \{ (0.8 \times 0.8) + (2.5 \times 2) + (0.8 + 2.5) \times (0.8 + 2) \} \\ &= \frac{1.7}{6} \times (0.64 + 5 + 9.25) = 4.22 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

콘크리트 용적(V_c)

$$V_c = V_{c1} + V_{c2} = 1.93 + 4.22 = 6.15 \text{ m}^3$$

콘크리트 중량(W_c)

콘크리트의 자중을 22.54kN/m³로 하면

$$W_c = 22.54 \times V_c = 22.54 \times 6.15 = 138.6 \text{ kN}$$

(3) 재토용적(載土容積) 및 중량(W_e)

재토용적 (V_e)

$$V_e = 2.8 \times 2.3 \times 1.9 - 6.16 = 6.09 \text{ m}^3$$



콘크리트 지반부분은 용적이 작으므로 공제를 생략한다.

재토중량(W_e)

토양의 중량을 15.68N/m^3 로 하면

$$W_e = 15.68 \times V_e = 15.68 \times 6.09 = 95.5 \text{ kN}$$

(4) 기초 저판에 작용하는 압축력(P)

$$P = W + W_c + W_e = 5.82 + 138.6 + 95.5 = 239.92 \text{ kN}$$

(5) 기초 측면에서 부담하는 모멘트(M') (x-x)

$$M' = \frac{dH^2}{12} \times \frac{fe}{3} = \frac{1.4 \times 1.9^2}{12} \times \frac{196}{3} = 27500 \text{ N-m} = 27.5 \text{ kN-m}$$

$$d = (d_1 + d_2) \times \frac{1}{2} = (0.8 + 2) \times \frac{1}{2} = 1.4 \text{ m}$$

(6) 기초 저판에서 부담하는 모멘트(M) (X-X)

$$M = M_0 - M' = 135433 - 27500 = 107933 \text{ N-m} = 107.9 \text{ kN-m}$$

(7) 기초 저판의 최대 최소 압축응력(X-X)

압축력에 의한 것 (σ_1)

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} = \frac{P}{\ell \ell'} = \frac{239.92}{2.3 \times 2.8} = 37.3 \text{ kN/m}^2$$

모멘트에 의한 것 (σ_2)

$$\sigma_2 = \frac{M}{Z} = \frac{6M}{\ell^2 \ell'} = \frac{6 \times 107.9}{2.8^2 \times 2.3} = 29.5 \text{ kN/m}^2$$

$$Z = \text{단면계수} = \frac{\ell^2 \ell'}{6} = \text{구형(矩形)의 경우}$$

최대 압축력 (σ_{\max})

$$\sigma_{\max} = \sigma_1 + \sigma_2 = 37.3 + 29.5 = 66.8 \text{ kN/m}^2 < \frac{196}{2} \text{ kN/m}^2$$

최소 압축력 (σ_{\min})

$$\sigma_{\min} = \sigma_1 - \sigma_2 = 37.8 - 29.5 = 7.8 \text{ kN/m}^2 > 0$$

(8) 기초 측면에서 부담하는 모멘트($M'y$) (y-y)

$$M'y = \frac{dH^2}{12} \times \frac{fe}{3} = \frac{1.65 \times 1.9^2}{12} \times \frac{196}{3} = 32400 \text{ N-m} = 32.4 \text{ kN-m}$$

$$d = (d_1 + d_2) \times \frac{1}{2} = (0.8 + 1.5) \times \frac{1}{2} = 1.65 \text{ m}$$

(9) 기초 저판에서 부담하는 모멘트(M_y) (Y-Y)

$$M = M_{0y} - M'y = 66852 - 32400 = 34452 \text{ N-m} = 34.5 \text{ kN-m}$$

(10) 기초 저판의 최대 최소 압축응력(Y-Y)

압축력에 의한 것은 σ_1 와 같음

모멘트에 의한 것 (σ_3)

$$\sigma_3 = \frac{M}{Z} = \frac{6M_y}{\ell \ell'^2} = \frac{6 \times 34.5}{2.8 \times 2.3^2} = 14.0 \text{ kN/m}^2$$

최대 압축력 ($\sigma_{y\max}$)

$$\sigma_{y\max} = \sigma_1 + \sigma_3 = 37.3 + 14.0 = 51.3 \text{ kN/m}^2 < \frac{196}{2} \text{ kN/m}^2$$

최소 압축력 ($\sigma_{y\min}$)

$$\sigma_{y\min} = \sigma_1 - \sigma_3 = 37.3 - 14.0 = 23.3 \text{ kN/m}^2 > 0$$

이상의 결과에서 이 기초는 안정되어 있다.

2.2.10 철근 콘크리트의 경우

(1) 저판의 면적

저판의 면적은 철근의 경우도 같은 방식으로 구하지만, 무근의 경우가 구해지므로 계산을 생략하고 그림과 같은 형상으로 가정한다.

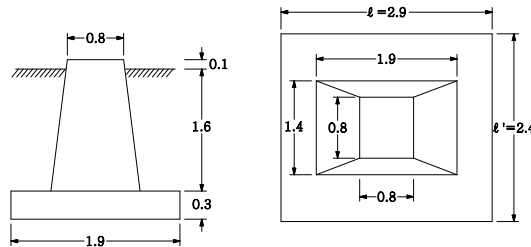


그림 49.

(2) 콘크리트 용적(V_c) 및 중량(W_c)

저판부(V_{c1})

$$V_{c1} = 2.9 \times 2.4 \times 0.3 = 2.09 \text{ m}^3$$

주체부(V_{c2})

$$\begin{aligned} V_{c2} &= \frac{1.7}{6} \{ (0.8 \times 0.8) + (1.9 \times 1.4) + (0.8 + 1.9) \times (0.8 + 1.4) \} \\ &= \frac{1.7}{6} (0.64 + 2.66 + 5.94) = 2.62 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

콘크리트 용적(V_c)

$$V_c = V_{c1} + V_{c2} = 2.09 + 2.62 = 4.71 \text{ m}^3$$

콘크리트 중량(W_c)



콘크리트의 자중을 23.52kN/m^3 로 하면

$$W_c = 23.52 \times V_c = 23.52 \times 4.71 = 110.8 \text{ kN}$$

(3) 재토용적(載土容積) 및 중량(W_e)

재토용적 (V_e)

$$V_e = 2.9 \times 2.4 \times 1.9 - 4.71 = 8.51\text{m}^3$$

콘크리트 지반부분은 용적이 작으므로 공제를 생략한다.

재토중량(W_e)

토양의 중량을 15.68kN/m^3 로 하면

$$W_e = 15.68 \times V_e = 15.68 \times 8.51 = 133.4 \text{ kN}$$

(4) 기초 저판에 작용하는 압축력(P)

$$P = W + W_c + W_e = 5.82 + 110.8 + 133.4 = 250.02 \text{ kN}$$

(5) 기초 측면에서 부담하는 모멘트(M') ($x-x$)

지반의 수평방향의 내력은 허용지내력 한도의 1/3로 하면.

$$M' = \frac{dH^2}{12} \times \frac{fe}{3} = \frac{1.1 \times 1.9^2}{12} \times \frac{196}{3} = 21600 \text{ N-m} = 21.6 \text{ kN-m}$$

$$d = (d_1 + d_2) \times \frac{1}{2} = (0.8 + 1.4) \times \frac{1}{2} = 1.1 \text{ m}$$

(6) 기초 저판에서 부담하는 모멘트(M) ($X-X$)

$$M = M_0 - M' = 135433 - 21600 = 113833 \text{ N-m} = 113.8\text{kN-m}$$

(7) 기초 저판의 최대 최소 압축응력($X-X$)

압축력에 의한 것 (σ_1)

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} = \frac{P}{\ell \ell'} = \frac{250.02}{2.4 \times 2.9} = 35.9 \text{ kN/m}^2$$

모멘트에 의한 것 (σ_2)

$$\sigma_2 = \frac{M}{Z} = \frac{6M}{\ell^2 \ell'} = \frac{6 \times 113.8}{2.9^2 \times 2.4} = 33.8 \text{ t/m}^2$$

$$Z = \text{단면계수} = \frac{\ell^2 \ell'}{6} = \text{구형(矩形)의 경우}$$

최대 압축력 (σ_{\max})

$$\sigma_{\max} = \sigma_1 + \sigma_2 = 35.9 + 33.8 = 69.7\text{kN/m}^2 < \frac{196}{2}\text{kN/m}^2$$

최소 압축력 (σ_{\min})

$$\sigma_{\min} = \sigma_1 - \sigma_2 = 35.9 - 33.8 = 2.1\text{kN/m}^2 > 0$$

(8) 기초 측면에서 부담하는 모멘트($M'y$) (y-y)

지내의 수평방향의 내력을 허용지내력 한도의 1/3로 하면

$$M'y = \frac{dH^2}{12} \times \frac{fe}{3} = \frac{1.35 \times 1.9^2}{12} \times \frac{196}{3} = 26500 \text{ N-m} = 26.5 \text{ kN-m}$$

$$d = (d_1 + d_2) \times \frac{1}{2} = (0.8 + 1.9) \times \frac{1}{2} = 1.35 \text{ m}$$

(9) 기초 저판에서 부담하는 모멘트(M_y) (Y-Y)

$$M = M_{0y} - M'y = 66852 - 26500 = 40352 \text{ N-m} = 40.4 \text{ kN-m}$$

(10) 기초 저판의 최대 최소 압축응력(Y-Y)

압축력에 의한 것은 σ_1 와 같음

모멘트에 의한 것 (σ_3)

$$\sigma_3 = \frac{M}{Z} = \frac{6M}{\ell \ell'^2} = \frac{6 \times 40.4}{2.9 \times 2.3^2} = 14.5 \text{ kN/m}^2$$

최대 압축력 ($\sigma_{y\max}$)

$$\sigma_{y\max} = \sigma_1 + \sigma_3 = 35.9 + 14.5 = 50.4 \text{ kN/m}^2 < \frac{196}{2} \text{ kN/m}^2$$

최소 압축력 ($\sigma_{y\min}$)

$$\sigma_{y\min} = \sigma_1 - \sigma_3 = 35.9 - 14.5 = 21.4 \text{ kN/m}^2 > 0$$

이상의 결과에서 이 기초는 안정되어 있다.

(11) 저판의 소요 철근

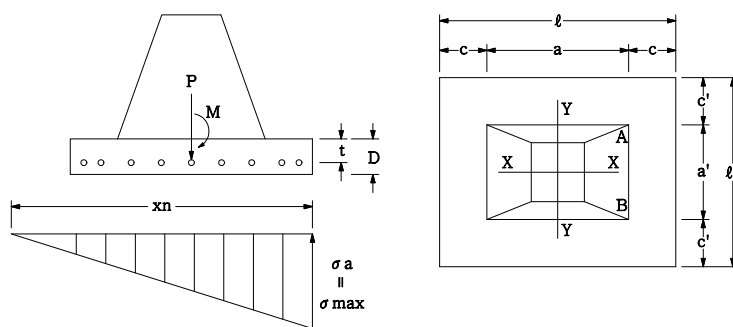


그림 50.

① AB면의 전단력(Q_f)

(X-X)방향을 Q_{fx} (Y-Y)방향을 Q_{fy} 로 하면

$$Q_{fx} = \frac{c\sigma_e}{2} (a' + \ell') = \frac{50 \times 6.97}{2} \times (140 + 240) = 174.25 \times 380 = 66215 \text{ N}$$



$$Q_{fy} = \frac{c'\sigma_e'}{2}(a+\ell) = \frac{50 \times 5.04}{2} \times (190 + 290) = 126 \times 480 = 60480\text{N}$$

② AB면의 휨모멘트(Mf)

(X-X)방향을 M_{fx} (Y-Y)방향을 M_{fy} 로 하면

$$M_{fx} = \frac{c^2\sigma_e}{6}(a' + 2\ell') = \frac{50^2 \times 6.97}{6} \times (140 + 2 \times 240)$$

$$= 2904 \times 620 = 1800480\text{N} \cdot \text{cm}$$

$$M_{fy} = \frac{c'^2\sigma_e'}{6}(a + 2\ell) = \frac{50^2 \times 5.04}{6} \times (190 + 2 \times 290)$$

$$= 2100 \times 770 = 1617000\text{N} \cdot \text{cm}$$

③ 전단응력도(τ)

$$\tau = \frac{Q_f}{b'j} \quad j = \frac{7}{8} t \text{이다.}$$

철근의 덮개를 6cm로 하면

저판의 유효 두께 $t = D - 6 = 30 - 6 = 24\text{cm}$

저판 유효장 (X-X) $b' = a' + 2t = 140 + 2 \times 24 = 188\text{cm}$

저판 유효장 (Y-Y) $b = a + 2t = 190 + 2 \times 24 = 238\text{cm}$

(X-X)방향을 τ_x (Y-Y)방향을 τ_y 로 하면

$$\tau_x = \frac{Q_{fx}}{b'j} = \frac{66215}{188 \times \frac{7}{8} \times 24} = 16.8\text{N/cm}^2 < 58.8\text{N/cm}^2$$

$$\tau_y = \frac{Q_{fy}}{bj} = \frac{60480}{238 \times \frac{7}{8} \times 24} = 12.1\text{N/cm}^2 < 58.8\text{N/cm}^2$$

콘크리트의 전단응력 58.8N/cm^2 보다 작으므로 전단 보강근은 필요없다.

④ 부착력에 의한 철근주장(鐵筋周長)(ψ)

(X-X)방향을 ψ_x (Y-Y)방향을 ψ_y 로 하면

철근의 부착응력도 $f_a = 68.6\text{N/cm}^2$ 로 하면

$$\psi_x = \frac{Q_{fx}}{f_a j} = \frac{66215}{68.6 \times \frac{7}{8} \times 24} = 46\text{cm}$$

$$\psi_y = \frac{Q_{fy}}{f_a j} = \frac{60480}{68.6 \times \frac{7}{8} \times 24} = 43\text{cm}$$

⑤ 부착력에 의한 철근 간격 @

(X-X)방향을 @_x (Y-Y)방향을 @_y로 하면

사용하는 철근을 13mm ϕ로 하면 $2\pi r = 4.08\text{cm}$

$$@_x = \frac{b'}{\frac{\psi_x}{2\pi r}} = \frac{188}{\frac{46}{4.08}} = 16.7\text{cm} \text{ 안전을 고려 } 15\text{cm} \text{로 한다.}$$

$$@_y = \frac{b}{\frac{\psi_y}{2\pi r}} = \frac{238}{\frac{42}{4.08}} = 23.1\text{cm} \text{ 안전을 고려 } 20\text{cm} \text{로 한다.}$$

⑥ 휨 모멘트에 대한 철근의 단면적(At)

(X-X)방향을 At_x (Y-Y)방향을 At_y로 하면

철근의 휨 모멘트 $f_t = 15680\text{N/cm}^2$ 로 하면

$$At_x = \frac{Mf_x}{f_t j} = \frac{1800480}{15680 \times \frac{7}{8} \times 24} = 5.47\text{cm}^2$$

$$At_y = \frac{Mf_y}{f_t j} = \frac{1617000}{15680 \times \frac{7}{8} \times 24} = 4.91\text{cm}^2$$

⑦ 휨 모멘트에 대한 철근간격 @

(X-X)방향 @'_x (Y-Y)방향 @'_y로 하면

사용하는 철근을 13mm ϕ로 하면 $at = \pi r^2 = 1.32\text{cm}^2$

$$@'_x = \frac{b'}{\frac{At_x}{at}} = \frac{188}{\frac{5.47}{1.32}} = 45.4\text{cm} > @_x$$

$$@'_y = \frac{b}{\frac{At_y}{at}} = \frac{238}{\frac{4.91}{1.32}} = 64.0\text{cm} > @_y$$

⑧ 저판의 소요 철근 본수

(X-X)방향 P_x (Y-Y)방향 P_y로 하면

가외철근을 고려하여

$$P_x = \frac{(\ell' - 2 \times 6)}{@_x} + 1 = \frac{(240 - 12)}{15} + 1 = 15.2 + 1 = 17\text{본}$$

$$P_y = \frac{(\ell - 2 \times 6)}{@_y} + 1 = \frac{(290 - 12)}{20} + 1 = 13.9 + 1 = 15\text{본}$$



(12) 주체부의 소요 철근

① 주체부의 유효 폭 D

(X-X)방향 D_x (Y-Y)방향 D_y 로 하면

철근의 덮개를 6cm로 하면

$$D_x = (a' - 2 \times 6) = 190 - 12 = 178 \text{cm}$$

$$D_y = (a - 2 \times 6) = 140 - 12 = 128 \text{cm}$$

② 주체부의 소요 철근 단면적 (At)

(X-X)방향 At_x (Y-Y)방향 At_y 로 하면

주체부의 저판부근(底板部根)에서 모멘트를 안전을 고려 기초저판의 모멘트로 하면

$$M_x = 113.8 \text{kN-m} = 11380000 \text{N-cm}$$

$$M_y = 40.4 \text{kN-m} = 4040000 \text{N-cm}$$

$$At_x = \frac{M_x}{f_t j} = \frac{11380000}{15680 \times \frac{7}{8} \times 178} = 4.66 \text{cm}^2$$

$$At_y = \frac{M_y}{f_t j} = \frac{4040000}{15680 \times \frac{7}{8} \times 128} = 2.30 \text{cm}^2$$

$$j = \frac{7}{8} D$$

③ 휨모멘트에 대한 소요 철근 P

(X-X)방향 P_x (Y-Y)방향 P_y 로 하면

사용하는 철근을 13mm ϕ 로 하면 $at = \pi r^2 = 1.32 \text{ cm}^2$

$$P_x = \frac{At_x}{at} = \frac{4.66}{1.32} = 3.5 \approx 4 \text{본}$$

$$P_y = \frac{At_y}{at} = \frac{2.30}{1.32} = 1.74 \approx 2 \text{본}$$

④ 전단응력도 (τ)

(X-X)방향 τ_x (Y-Y)방향 τ_y 로 하면

철근의 전 수평하중이 저판부근(底板部根)에 전단력으로 작용하는 것으로 하면

$$Q_{fx} = 15634 \text{N}$$

$$Q_{fy} = 8395 \text{N}$$

이 경우 주체부의 유효폭을 안전을 고려 콘크리트 최상부의 80cm로 하고, 철근의 덮개를 6cm로 하면

$$b = 80 - 6 = 74\text{cm}$$

$$\tau_x = \frac{Q_{fx}}{bj} = \frac{15634}{74 \times \frac{7}{8} \times 74} = 3.2\text{N/cm}^2 < 58.8\text{N/cm}^2$$

$$\tau_y = \frac{Q_{fy}}{bj} = \frac{8395}{74 \times \frac{7}{8} \times 74} = 1.7\text{N/cm}^2 < 58.8\text{N/cm}^2$$

콘크리트의 전단력 58.8N/cm^2 보다 작으므로 전단보강근은 필요 없다.

⑤ 철근의 부착에 의한 철근주장(周長) (ψ)

(X-X)방향 ψ_x (Y-Y)방향 ψ_y 로 하면

부착응력 $f_a = 68.6\text{N/cm}^2$ 로 하면

$$\psi_x = \frac{Q_{fx}}{f_a j} = \frac{15634}{68.6 \times \frac{7}{8} \times 74} = 3.5\text{cm}$$

$$\psi_y = \frac{Q_{fy}}{f_a j} = \frac{8395}{68.6 \times \frac{7}{8} \times 74} = 1.9\text{cm}$$

⑥ 소요 철근 본수(거친 철근)

사용하는 철근을 9mm ϕ 로 하면, 철근주장(周長) $2\pi r = 2.82\text{cm}$

$$P = \frac{\psi'_x}{2\pi r} = \frac{3.5}{2.82} = 1.24 \approx 2\text{본}$$

거친 철근은 (X-X)방향과 (Y-Y)방향을 비교하여 큰 쪽을 채용한다.

2.2.11 주체부의 전도

- (1) 주체부와 저판과의 사이에 철근을 넣지 않으면 PT, OT 등 높은 가대에 설치하는 것은 특히 주체부와 저판이 분리된 경우에 지진하중에 의해 전도될 우려가 있으므로 전도에 대한 검토를 해야 한다.

(2) 계산식

합계수직하중 f_2

$f_2 =$ 주체부 중량+기기 중량+가대 하중

수평하중 f_1 은 진도0.3으로 하여

$$f_1 = f_2 \times 0.3 \text{ (N)}$$

$$f'_1 = f_1 \cos\theta = f_1 \frac{h}{\sqrt{h^2 + b^2}}$$

$$f'_2 = f_2 \sin\theta = f_2 \frac{b}{\sqrt{h^2 + b^2}}$$

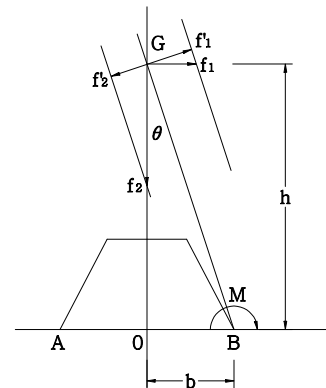


그림 51.



이상에 의해 $f_1' < f_2'$ 의 조건이 만족하면 주체부는 전도되지 않는다. 다만, 중심점(重心点) G는 주체부 기기, 가대의 합성 중심점이다.

2.3 변압기 기초계산

2.3.1 설계조건

- (1) 허용 지내력 한도 (f_e) 196kN/m²
- (2) 기초 안전율 (F) 2
- (3) 변압기 자중 (W) 294kN
- (4) 변압기 중심 높이 1.6m(기초 위)
- (5) 지진하중 0.3(수평진도)

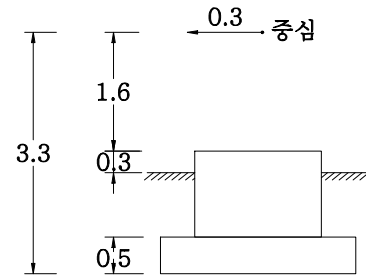


그림 52.

2.3.2 기초저판의 면적

임시로 콘크리트 용적 15m³, 저판의 길이 ℓ '를 3.5m로 가정하면

저판의 압축력(P)

콘크리트 중량 22.54kN/m³로 하여

$$P = 22.54 \times 15 + 294 = 632.1 \text{ kN}$$

휨모멘트(M)

$$M = 294 \times 0.3 \times 3.3 = 291.06 \text{ kN-m}$$

편심율(ϵ)

$$\epsilon = \frac{M}{P\ell} = \frac{291.06}{632.1 \times 3.5} = 0.132 < \frac{1}{6}$$

편심율에 의한 계수(α)

$$\alpha = 1 + 6\epsilon = 1 + 6 \times 0.132 = 1.79$$

기초저판의 면적(A)

$$A = \frac{\alpha P}{\frac{f_e}{F}} = \frac{632.1 \times 1.79}{\frac{196}{2}} = 12 \text{ m}^2$$

$\ell' = \frac{A}{\ell} = 12 \div 3.5 = 3.4 \text{ m}$ 안전을 고려 4m로 하면 그림과 같은 형상이 된다.

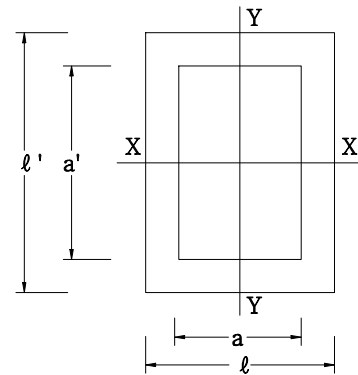


그림 53.

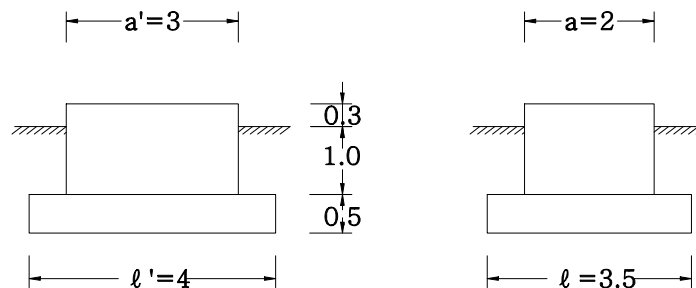


그림 54.

2.3.3 콘크리트 용적(V_c) 및 중량(W_c)

$$V_c = (4 \times 3.5 \times 0.5) + (3 \times 2 \times 1.2) = 7 + 7.2 = 14.2 \text{ m}^3$$

저판을 철근콘크리트 23.52kN/m³ 주체부를 무근 콘크리트 22.54kN/m³로 하면

$$W_c = 23.52 \times 7 + 22.54 \times 7.2 = 326.93 \text{ kN}$$

2.3.4 재토용적(V_e) 및 중량(W_e)

$$V_e = (4 \times 3.5 \times 1) - (3 \times 2 \times 1) = 14 - 6 = 8 \text{ m}^3$$

토양의 중량을 15.68kN/m³로 하면

$$W_e = 15.68 \times 8 = 125.44 \text{ kN}$$

2.3.5 기초 저판에 작용하는 압축력(P)

$$P = W + W_c + W_e = 294 + 326.03 + 125.44 = 746.37 \text{ kN}$$

2.3.6 기초 저판에 작용하는 모멘트(M)

$$M = 294 \times 0.3 \times 3.3 = 291.06 \text{ kN-m}$$

2.3.7 기초 저판의 최대, 최소 압축력(X-X)

압축력에 의한 것(σ_1)

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} = \frac{P}{\ell \ell'} = \frac{746.37}{3.5 \times 4} = 53.31 \text{ kN/m}^2$$

모멘트에 의한 것 (σ_2)

$$\sigma_2 = \frac{M}{Z} = \frac{6M}{\ell^2 \ell'} = \frac{6 \times 291.06}{3.5^2 \times 4} = 35.64 \text{ kN/m}^2$$

최대 압축력(σ_{\max})

$$\sigma_{\max} = \sigma_1 + \sigma_2 = 53.31 + 35.64 = 88.95 \text{ kN/m}^2 < \frac{196}{2} \text{ kN/m}^2$$

최소 압축력(σ_{\min})

$$\sigma_{\min} = \sigma_1 - \sigma_2 = 53.31 - 35.64 = 17.67 \text{ kN/m}^2 > 0$$

2.3.8 기초 저판의 압축력(Y-Y)

압축력에 의한 것은 (σ_1)과 같음

$$\sigma_3 = \frac{M}{Z} = \frac{6M}{\ell \ell'^2} = \frac{6 \times 291.06}{3.5 \times 4^2} = 31.19 \text{ kN/m}^2$$

최대 압축력($\sigma_{y\max}$)

$$\sigma_{y\max} = \sigma_1 + \sigma_3 = 53.31 + 31.19 = 84.5 \text{ kN/m}^2 < \frac{196}{2} \text{ kN/m}^2$$

최소 압축력($\sigma_{y\min}$)

$$\sigma_{y\min} = \sigma_1 - \sigma_3 = 53.31 - 31.19 = 22.12 \text{ kN/m}^2 > 0$$



이상의 기초는 안정되어 있다.

2.3.9 편심하중

변압기 운전중의 변압기 중심이 기초 끝으로 이동하여 기초에 편심하중이 가해진 경우 기초의 안정을 고려한다. 또한 이 경우는 단기하중으로 한다.

변압기 수송중량 (W) 294kN

완전 수송형이므로 전 중량으로 하고

하중 편심거리(d) 1.5m 기초길이의 1/2로 하면

편심 모멘트 (M')

$$M' = Wd = 294 \times 1.5 = 441 \text{ kN-m}$$

편심시의 기초 저판에 미치는 압축력은 수송시의 변압기 전 중량과 같으므로 압축력에 의한 응력은 σ_1 과 같다.

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} = \frac{P}{\ell' \ell} = \frac{746.37}{3.5 \times 4} = 53.31 \text{ kN/m}^2$$

편심 모멘트에 의한 것 (σ_2)로 하면

$$\sigma_2' = \frac{M'}{Z} = \frac{6M'}{\ell \ell'^2} = \frac{6 \times 441}{3.5 \times 4^2} = 47.25 \text{ kN/m}^2$$

최대 압축력 (σ_{\max}')

$$\sigma_{\max}' = \sigma_1 + \sigma_2' = 53.31 + 47.25 = 100.56 \text{ kN/m}^2 < \frac{392}{2} \text{ kN/m}^2$$

최소 압축력 (σ_{\min}')

$$\sigma_{\min}' = \sigma_1 - \sigma_2' = 53.31 - 47.25 = 6.06 \text{ kN/m}^2 > 0$$

이 하중은 단기 하중이므로 허용 지내력 한도를 196 kN/m^2 의 2배로 한다.

이상에서 운전 중의 편심하중에 대해서도 이 기초는 안정되어 있다.

2.3.10 저판의 소요 배근

(1) AB면의 전단력(Qf)

(X-X)방향을 Q_{fx} (Y-Y)방향을 Q_{fy} 로 하면

$$Q_{fx} = \frac{c\sigma_e}{2}(a' + \ell') = \frac{75 \times 8.895}{2} \times (300 + 400)$$

$$= 333.6 \times 700 = 233520 \text{ N}$$

$$Q_{fy} = \frac{c'\sigma_e'}{2}(a + \ell) = \frac{50 \times 8.45}{2} \times (200 + 350)$$

$$= 211.25 \times 550 = 116188 \text{ N}$$

(2) AB면의 휨모멘트(Mf)

(X-X)방향을 M_{fx} (Y-Y)방향을 M_{fy} 로 하면

$$\begin{aligned} M_{fx} &= \frac{c^2 \sigma_e}{6} (a' + 2\ell') \\ &= \frac{75^2 \times 8.895}{6} \times (300 + 2 \times 400) \\ &= 8339 \times 1100 = 9172900 \text{ N-cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{fy} &= \frac{c'^2 \sigma_e'}{6} (a + 2\ell) \\ &= \frac{50^2 \times 8.45}{6} \times (200 + 2 \times 350) \\ &= 3521 \times 900 = 3168900 \text{ N-cm} \end{aligned}$$

(3) 전단응력도 (τ)

$$\tau = \frac{Q_f}{b'j} \quad j = \frac{7}{8} t_{\text{임.}}$$

철근의 덮개를 6cm로 하면

저판의 유효 두께 $t = D - 6 = 50 - 6 = 44 \text{ cm}$

저판의 유효 길이 (X-X)

$$b' = a' + 2t = 300 + 2 \times 44 = 388 \text{ cm}$$

저판의 유효 길이 (Y-Y)

$$b = a + 2t = 200 + 2 \times 44 = 288 \text{ cm}$$

(X-X)축 방향을 τ_x (Y-Y)방향을 τ_y 로 하면

$$\tau_x = \frac{Q_{fx}}{b'j} = \frac{233520}{388 \times \frac{7}{8} \times 44} = 15.6 \text{ N/cm}^2 < 58.8 \text{ N/cm}^2$$

콘크리트의 전단력 58.8 N/cm^2 보다 작으므로 전단 보강근은 필요 없다.

(4) 부착력에 의한 철근주장 (ψ)

(X-X)방향 ψ_x (Y-Y)방향 ψ_y 로 하면

부착응력 $f_a = 68.6 \text{ N/cm}^2$ 로 하면

$$\psi_x = \frac{Q_{fx}}{f_a j} = \frac{233520}{68.6 \times \frac{7}{8} \times 44} = 88 \text{ cm}$$

$$\psi_y = \frac{Q_{fy}}{f_a j} = \frac{116188}{68.6 \times \frac{7}{8} \times 44} = 44 \text{ cm}$$

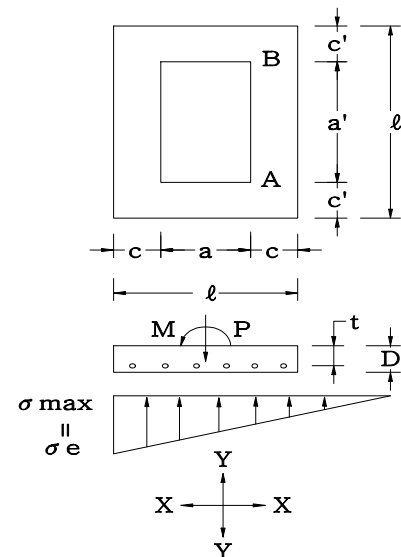


그림 55.



(5) 부착력에 의한 철근 간격 @

(X-X)방향을 @_x (Y-Y)방향을 @_y로 하면

사용하는 철근을 16mm ϕ로 하면 $2\pi r = 5.02\text{cm}$

$$@_x = \frac{\frac{b'}{\psi_x}}{\frac{2\pi r}{5.02}} = \frac{388}{88} = 22\text{cm} \text{ 안전을 고려 } 20\text{cm로 한다.}$$

$$@_y = \frac{\frac{b}{\psi_y}}{\frac{2\pi r}{5.02}} = \frac{288}{44} = 33\text{cm} \text{ 안전을 고려 } 30\text{cm로 한다.}$$

(6) 휨 모멘트에 대한 철근의 단면적(At)

(X-X)방향을 At_x (Y-Y)방향을 At_y로 하면

철근의 휨 모멘트 $f_t = 15680\text{N/cm}^2$ 로 하면

$$At_x = \frac{Mf_x}{f_t j} = \frac{9172900}{15680 \times \frac{7}{8} \times 44} = 15.2\text{cm}^2$$

$$At_y = \frac{Mf_y}{f_t j} = \frac{3168900}{15680 \times \frac{7}{8} \times 44} = 5.2\text{cm}^2$$

(7) 휨 모멘트에 대한 철근간격 @

(X-X)방향 @'_x (Y-Y)방향 @'_y로 하면

사용하는 철근을 16mm ϕ로 하면 $at = \pi r^2 = 2\text{cm}^2$

$$@'_x = \frac{\frac{b'}{At_x}}{\frac{at}{2}} = \frac{388}{15.2} = 51\text{cm} > 20\text{cm}$$

$$@'_y = \frac{\frac{b}{At_y}}{\frac{at}{2}} = \frac{288}{5.2} = 111\text{cm} > 30\text{cm}$$

(8) 소요 철근 본수

(X-X)방향 P_x (Y-Y)방향 P_y로 하면

가외철근을 고려하여

$$P_x = \frac{(\ell' - 2 \times 6)}{@_x} + 1 = \frac{(400 - 12)}{20} + 1 = 19.4 + 1 = 21\text{본}$$

$$P_y = \frac{(\ell - 2 \times 6)}{@_y} + 1 = \frac{(350 - 12)}{30} + 1 = 11.3 + 1 = 13\text{본}$$

2.3.11 주체부의 소요 철근

(1) 주체부의 유효 폭 D

(X-X)방향 D_x (Y-Y)방향 D_y 로 하면

철근의 덮개를 6cm로 하면

$$D_x = (a - 2 \times 6) = 200 - 12 = 188 \text{cm}$$

$$D_y = (a' - 2 \times 6) = 300 - 12 = 288 \text{cm}$$

(2) 주체부의 소요 철근 단면적 (At)

(X-X)방향 At_x (Y-Y)방향 At_y 로 하면

주체부의 저판부근(底板部根)에서 모멘트를 안전을 고려 기초저판의 모멘트로 하면

$$M = 291.06 \text{kN-m} = 29106000 \text{N-cm}$$

$$At_x = \frac{M}{f_t j} = \frac{29106000}{15680 \times \frac{7}{8} \times 188} = 11.3 \text{cm}^2$$

$$At_y = \frac{M}{f_t j} = \frac{29106000}{15680 \times \frac{7}{8} \times 288} = 7.4 \text{cm}^2$$

(3) 휨모멘트에 대한 소요철근 P

(X-X)방향 P_x (Y-Y)방향 P_y 로 하면

사용하는 철근을 16mm ϕ 로 하면 $At = \pi r^2 = 2 \text{cm}^2$

$$P_x = \frac{At_x}{at} = \frac{11.3}{2} = 5.65 \approx 6 \text{본}$$

$$P_y = \frac{At_y}{at} = \frac{7.4}{2} = 3.7 \approx 4 \text{본}$$

(4) 전단응력도 (τ)

변압기의 지진하중이 저판부근(底板付根)에 전단력으로 하여 작용하는 것으로 하면

$$Q_f = 294 \text{kN} \times 0.3 = 88.2 \text{kN} = 88200 \text{N}$$

주체부의 유효 폭은 철근의 덮개를 6cm로 하면

$$b_x = a - 6 = 200 - 6 = 194 \text{cm}$$

$$b_y = a' - 6 = 300 - 6 = 294 \text{cm}$$

$$\tau_x = \frac{Q_f}{b_x j} = \frac{88200}{194 \times \frac{7}{8} \times 194} = 2.68 \text{N/cm}^2 < 58.8 \text{N/cm}^2$$

τ_y 는 τ_x 보다 작으므로 계산은 생략 전단보강근은 필요 없다.

(5) 철근의 부착에 의한 철근주장 (ψ)

(X-X)방향 ψ_x



부착응력 $f_a = 68.6\text{N/cm}^2$ 로 하면

$$\psi_x = \frac{Qf}{f_a j} = \frac{88200}{68.6 \times \frac{7}{8} \times 188} = 7.8\text{cm}$$

(Y-Y)방향은 (X-X)보다 작으므로 계산은 생략

소요 철근 본수 (거친 철근) P

사용하는 철근을 16mm ϕ 로 하면 $2\pi r = 5.02\text{cm}$

$$P = \frac{\psi_x}{2\pi r} = \frac{7.8}{5.02} = 1.55 \approx 2\text{본}$$

2.4 Y. L. Chang의 식을 사용한 말뚝 계산

2.4.1 설계조건

축직각방향 하중 : $H=39.2\text{kN}$

횡방향 지반계수 : $K=11.76\text{kN/cm}^2$

말뚝재료 : $E=3920000\text{N/cm}^2$

말뚝직경 : 외경 35cm (내경 22cm)

말뚝길이 : 11m

I : 말뚝단면2차모멘트(cm^4)

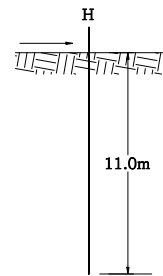


그림 56.

2.4.2 계산방법의 결정

$$\beta = \left(\frac{DK}{4EI} \right)^{\frac{1}{4}} = 0.451 \times 10^{-2} \text{cm}^{-1}$$

$$\frac{\pi}{\beta} = \frac{3.14}{0.451 \times 10^{-2}} = 696\text{cm} < 11\text{m}(\text{말뚝길이})$$

\therefore 반무한장(半無限長)으로 계산해도 좋다

2.4.3 최대 모멘트 M_m 와 그 깊이 ℓ_m

(1) 지중에 매입되고, 말뚝 머리가 고정되지 않은 경우

$$\begin{aligned} M_m &= -0.3224 \frac{H}{\beta} = -0.3224 \times \frac{39200}{0.451 \times 10^{-2}} \\ &= -2802240\text{N-cm} = -28.0\text{kN-m} \end{aligned}$$

$$\ell_m = \frac{\pi}{4\beta} = \frac{3.14}{4 \times 0.451 \times 10^{-2}} = 174\text{cm} = 1.74\text{m}$$

(2) 지중에 매입되고, 말뚝 머리가 고정된 경우

$$\begin{aligned} M_m &= -0.104 \frac{H}{\beta} = -0.104 \times \frac{39200}{0.451 \times 10^{-2}} \\ &= -903950\text{N-cm} = -9.04\text{kN-m} \end{aligned}$$

$$\ell_m = \frac{\pi}{2\beta} = \frac{3.14}{2 \times 0.451 \times 10^{-2}} = 348\text{cm} = 3.48\text{m}$$

2.4.4 말뚝머리 구속모멘트

$$M_0 = \frac{H}{2\beta} = \frac{39200}{2 \times 0.451 \times 10^{-2}} = 4345900\text{N-cm} = 43.5\text{kN-m}$$

2.4.5 말뚝 각 점의 휨모멘트, 전단력(H=1t의 경우)

(a) 의 경우 $M = -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} \sin \beta x$

$$Q = H e^{-\beta x} (\sin \beta x - \cos \beta x)$$

(b) 의 경우 $M = -\frac{H}{2\beta} e^{-\beta x} (\sin \beta x - \cos \beta x)$

$$Q = -H e^{-\beta x} \cos \beta x$$

$$\beta = 0.448 \times 10^{-2}$$

$H = 9.8\text{kN}$ 의 조건으로 계산하면 아래 그림과 같이 된다.

2.4.6 말뚝 각점의 휨모멘트 및 전단력도

(a)의 경우(말뚝머리 비고정) (b)의 경우(말뚝머리 고정)

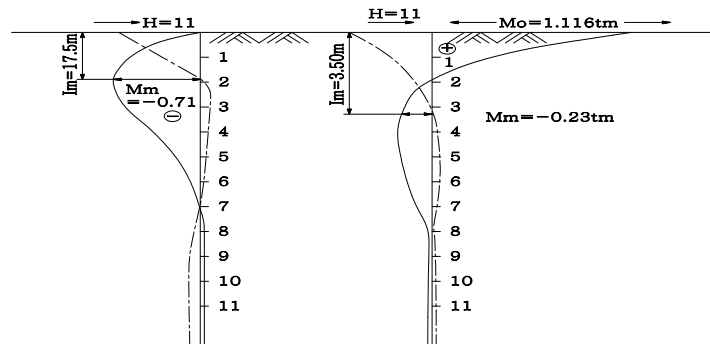


그림 57.

위 그림은 $H=9.8\text{kN}$ 의 경우를 표시한다. 휨모멘트M 및 전단력S는 수평력=39.2kN의 경우는 4배하면 된다. 깊이 수치1m는 수평력의 크기에 무관하다.



[별표1]

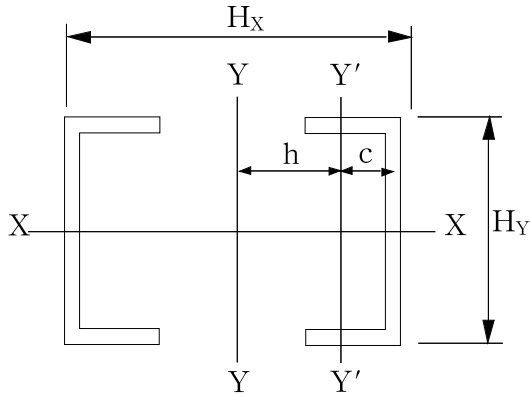
표 29. 단면2차모멘트(I), 단면계수(Z), 단면2차반경(i), 중심축에서 외피까지의 거리(e), 면적(A)

도형	I	Z	i	A	e
	$\frac{bh^3}{12}$	$\frac{bh^2}{6}$	$\frac{h}{2\sqrt{3}}$	bh	$\frac{h}{2}$
	$\frac{h^4}{12}$	$\frac{h^3}{6}$	$\frac{h}{2\sqrt{3}}$	h^2	$\frac{h}{2}$
	$\frac{bh^3}{36}$	$Z_1 = \frac{bh^2}{24}$ $Z_2 = \frac{bh^2}{12}$	$\frac{h}{3\sqrt{2}}$	$\frac{bh}{2}$	$e_1 = \frac{2h}{3}$ $e_2 = \frac{h}{3}$
	$\frac{\pi d^4}{64}$	$\frac{\pi d^3}{32}$	$\frac{d}{4}$	$\frac{\pi d^2}{4}$	$\frac{d}{2}$
	$\frac{\pi(d_2^4 - d_1^4)}{64}$	$\frac{\pi(d_2^3 - d_1^3)}{32d_2}$	$\frac{\sqrt{d_2^2 + d_1^2}}{4}$	$\frac{\pi(d_2^2 - d_1^2)}{4}$	$\frac{d_2}{2}$
	$\frac{h^4}{12}$	$\frac{\sqrt{2}h^3}{12}$	$\frac{h}{\sqrt{12}}$	h^2	$\frac{h}{\sqrt{2}}$
	$\frac{5\sqrt{3}}{16}b^4$ $= 0.541b^4$	$\frac{5\sqrt{3}}{16}b^3$ $= 0.541b^3$	$\frac{1}{2}\sqrt{\frac{5}{6}}b$ $= 0.456b$	$\frac{3\sqrt{3}b^2}{2}$ $= 2.598b^2$	b
	$\frac{6b^2 + 6bb_1 + b_1^2}{36(2b + b_1)}h^3$	$Z_1 = \frac{I}{e_1}$ $Z_2 = \frac{I}{e_2}$	$h \frac{\sqrt{6b^2 + 6bb_1 + b_1^2}}{2\sqrt{3}(2b + b_1)}$	$\frac{1}{2}(2b + b_1)h$	$e_1 = \frac{3b + 2b_1}{2b + b_1} \cdot \frac{h}{3}$ $e_2 = \frac{2b + 3b_1}{2b + b_1} \cdot \frac{h}{3}$
	$\frac{b_2h_2^3 + b_1h_1^3}{12}$	$\frac{b_2h_2^3 + b_1h_1^3}{6h_2}$	$\frac{1}{2\sqrt{3}}\sqrt{\frac{b_2h_2^3 + b_1h_1^3}{b_2h_2 + b_1h_1}}$	$b_2h_2 - b_1h_1$	$\frac{h_2}{2}$
	$\frac{b_2h_2^3 - b_1h_1^3}{12}$	$\frac{b_2h_2^3 - b_1h_1^3}{6h_2}$	$\frac{1}{2\sqrt{3}}\sqrt{\frac{b_2h_2^3 - b_1h_1^3}{b_2h_2 - b_1h_1}}$	$b_2h_2 - b_1h_1$	$\frac{h_2}{2}$
	$\frac{b_3e_2^3 - b_1h_3^3 + b_2e_1^3}{3}$	$Z_1 = \frac{I}{e_1}$ $Z_2 = \frac{I}{e_2}$	$\frac{\sqrt{b_3e_2^3 - b_1h_3^3 + b_2e_1^3}}{3(b_2h_2 + b_1h_1)}$	$b_2h_2 - b_1h_1$	$e_2 = \frac{b_2h_2^2 + b_1h_1^2}{2(b_2h_2 + b_1h_1)}$ $e_1 = h - e_2$

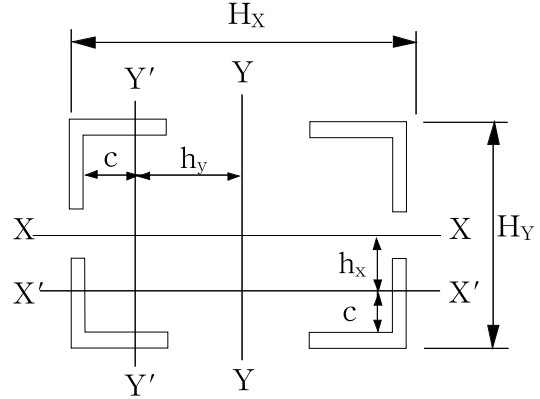
[별표2]

1. 조합철주의 단면특성

(1)



(2)



(1)의 경우

$$I_x = 2I'_x$$

$$I_y = 2(I'_y + Ah^2)$$

$$Z_x = \frac{2I_x}{H_y}$$

$$Z_y = \frac{2I_y}{H_x}$$

$$R_x = \sqrt{\frac{I_x}{2A}}$$

$$R_y = \sqrt{\frac{I_y}{2A}}$$

(2)의 경우

$$I_x = 4(I'_x + Ah_x^2)$$

$$I_y = 4(I'_y + Ah_y^2)$$

$$Z_x = \frac{2I_x}{H_y}$$

$$Z_y = \frac{2I_y}{H_x}$$

$$R_x = \sqrt{\frac{I_x}{4A}}$$

$$R_y = \sqrt{\frac{I_y}{4A}}$$

I_x, I_y : X-X, Y-Y축의 단면2차모멘트(cm^4)

Z_x, Z_y : 각각 주전체(柱全體)로서의 X축과 Y축에 관한 단면계수(cm^3)

R_x, R_y : 각각 주전체(柱全體)로서의 X축과 Y축에 관한 회전반경(cm)

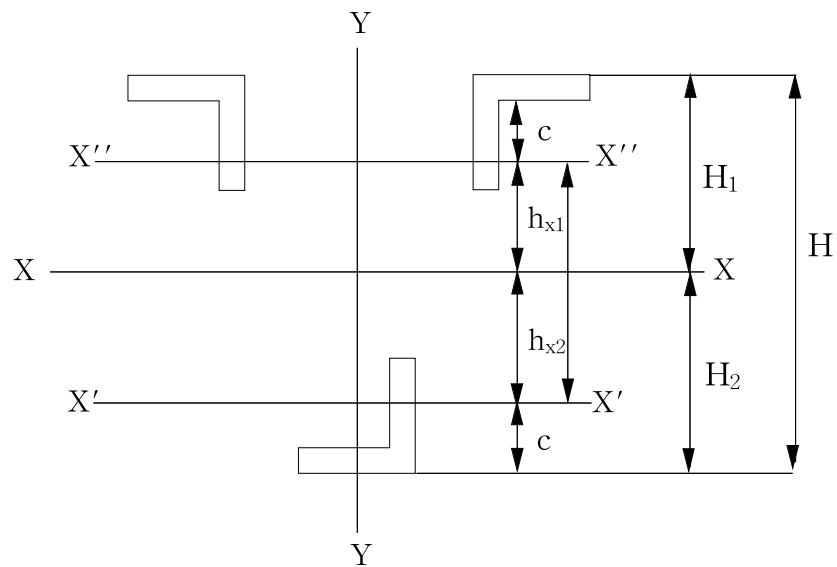
I'_x, I'_y : 부재단면의 중심을 통하는 축X', Y'에 관한 관성모멘트(cm^4)

h, h_x, h_y : YY'축, XX'축간의 거리(cm)

C : 부재의 중심위치



2. V트러스 라멘 빔의 단면특성



$$I_x = A(2h_{x1}^2 + h_{x2}^2) + 3I'_x$$

$$Z_1 = \frac{I_x}{H_1}$$

$$Z_2 = \frac{I_x}{H_2}$$

I_x : V트러스 빔의 X-X축에 관한 단면2차모멘트(cm^4)

I'_x : 각 주재의 X축에 관한 관성모멘트(cm^4)

h_x : 상하 주재 중심거리(cm)

H_1 : X축에서 상부주재 연단까지의 거리(cm)

H_2 : X축에서 하부주재 연단까지의 거리(cm)

H : 상하주재의 연단의 거리(cm)

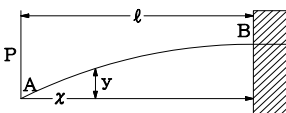
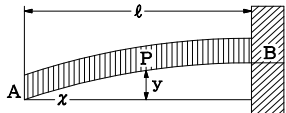
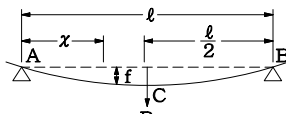
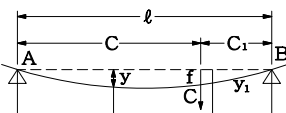
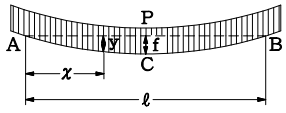
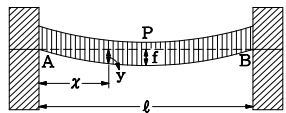
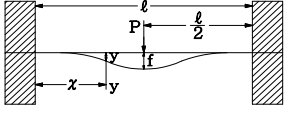
Z_1, Z_2 : 단면계수(cm^3)

A : 앵글의 단면적(cm^2)

$$h_{x1} = \frac{1}{3} h_x \div \frac{1}{3} H = H_1 \quad h_{x2} = \frac{2}{3} h_x \div \frac{2}{3} H = H_2$$

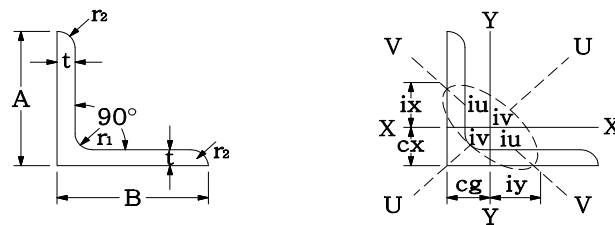
C : 부재의 중심위치

[별표3]

하 중 예	반력	휨모멘트	휨 곡선 방정식	변 형
	$B = P$	$M_x = Px$ $M_{\max} = P\ell$	$y = \frac{P\ell^3}{2EI} \left(\frac{x}{\ell} - \frac{x^3}{3\ell^3} \right)$	$f = \frac{P\ell^3}{3EI}$
	$B = P$	$M_x = \frac{Px}{2\ell}$ $M_{\max} = \frac{P\ell}{2}$	$y = \frac{P\ell^3}{6EI} \left(\frac{x}{\ell} - \frac{x^4}{4\ell^4} \right)$	$f = \frac{P\ell^3}{8EI}$
	$A = B = \frac{P}{2}$	$M_x = \frac{Px}{2}$ $M_{\max} = \frac{P\ell}{4}$	$y = \frac{P\ell^3}{16EI} \left(\frac{x}{\ell} - \frac{4x^3}{3\ell^3} \right)$	$f = \frac{P\ell^3}{48EI}$
	$A = \frac{Pc_1}{\ell}$ $B = \frac{Pc_2}{\ell}$	AC: $M_x = \frac{Pc_1x}{\ell}$ BC: $M_{x1} = \frac{Pcx_1}{\ell}$ $M_{\max} = \frac{Pcc_1}{\ell}$	$y = \frac{P}{6EI} \frac{c^2c_1^2}{\ell} \left(2\frac{x}{c} + \frac{x}{c_1} - \frac{x^3}{c^2c_1} \right)$ $y_1 = \frac{P}{6EI} \frac{c^2c_1^2}{\ell} \left(2\frac{x_1}{c_1} + \frac{x_1}{c} - \frac{x_1^3}{cc_1^2} \right)$	$f = \frac{P}{3EI} \frac{c^2c_1^2}{\ell}$ $x = c\sqrt{\frac{1}{3} + \frac{c_1}{2c}}$
	$A = B = \frac{P}{2}$	$M_x = \frac{Px}{2} \left(1 - \frac{x}{\ell} \right)$ $M_{\max} = \frac{P\ell}{8}$	$y = \frac{P\ell^3}{24EI} \left(\frac{x}{\ell} - 2\frac{x^3}{\ell^3} + \frac{x^4}{\ell^4} \right)$	$f = \frac{5P\ell^3}{384EI}$
	$A = B = \frac{P}{2}$	$M_x = \frac{-P\ell}{2} \left(\frac{1}{6} - \frac{x}{\ell} + \frac{x^2}{\ell^2} \right)$ $M_A = M_B = -\frac{P\ell}{12}$ $M_C = +\frac{P\ell}{24}$	$y = \frac{P\ell^3}{24EI} \left(\frac{x^2}{\ell^2} - 2\frac{x^3}{\ell^3} + \frac{x^4}{\ell^4} \right)$	$f = \frac{P\ell^3}{384EI}$
	$A = B = \frac{P}{2}$	$M_x = \frac{P\ell}{2} \left(-\frac{x}{\ell} - \frac{1}{4} \right)$ $M_A = M_B = -\frac{P\ell}{8}$ $M_C = +\frac{P\ell}{8}$	$y = \frac{P\ell^3}{16EI} \left(\frac{x^2}{\ell^2} - \frac{4x^3}{3\ell^3} \right)$	$f = \frac{P\ell^3}{192EI}$



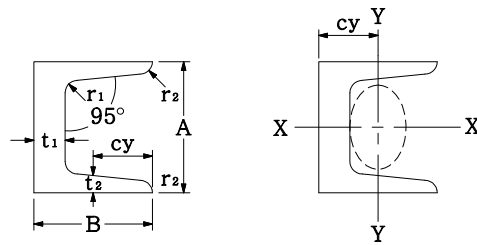
[별표4] 산형강(山形鋼)단면특성표



치수 mm					단면적 cm ²	단위 중량 kg/m	중심의 위치 cm $C_x = C_y$	단면2차모멘트 cm ⁴			회전반경 cm			단면 계수 cm ³ $Z_x = Z_y$
A×B×t	(A=B)	t	r ₁	r ₂				$I_x = I_y$	최대 I_u	최소 I_v	$\gamma_z = \gamma_y$	최대 γ_u	최소 γ_v	
25× 25× 3	25	3	4	2	1.427	1.12	0.72	0.80	1.26	0.33	0.75	0.94	0.48	0.45
30× 30× 3	30	3	4	2	1.727	1.36	0.85	1.42	2.26	0.59	0.91	1.14	0.58	0.66
40× 40× 3	40	3	4.5	2	2.336	1.83	1.09	3.53	5.60	1.45	1.23	1.55	0.79	1.21
40× 40× 5	40	5	4.5	3	3.755	2.95	1.17	5.42	8.59	2.25	1.20	1.51	0.77	1.91
45× 45× 4	45	4	6.5	3	3.492	2.74	1.24	6.50	10.3	2.69	1.39	1.72	0.88	2.00
50× 50× 4	50	4	6.5	3	3.892	3.06	1.37	9.06	14.4	3.74	1.53	1.92	0.98	2.49
* 50× 50× 6	50	6	6.5	4.5	5.644	4.43	1.44	12.6	20.0	5.24	1.50	1.88	0.96	3.55
60× 60× 5	60	5	6.5	3	5.802	4.55	1.66	19.6	31.2	8.06	1.84	2.32	1.18	4.52
* 65× 65× 6	65	6	8.5	4	7.527	5.91	1.81	29.4	46.6	12.1	1.98	2.49	1.27	6.27
65× 65× 8	55	8	8.5	6	9.761	7.66	1.88	36.8	58.3	15.3	1.94	2.44	1.25	7.97
70× 70× 6	70	6	8.5	4	8.127	6.38	1.94	37.1	58.9	15.3	2.14	2.69	1.37	7.33
* 75× 75× 6	75	6	8.5	4	8.727	6.85	2.06	46.1	73.2	19.0	2.30	2.90	1.47	8.47
* 75× 75× 9	75	9	8.5	6	12.69	9.96	2.17	64.4	102	26.7	2.25	2.84	1.45	12.1
75× 75×12	75	12	8.5	6	16.56	13.0	2.29	81.9	129	34.5	2.22	2.79	1.44	15.7
80× 80× 6	80	6	8.5	4	9.327	7.32	2.19	56.4	89.6	23.2	2.46	3.10	1.58	9.70
* 90× 90× 7	90	7	10	5	12.22	9.59	2.46	93.0	148	38.3	2.76	3.48	1.77	14.2
* 90× 90×10	90	10	10	7	17.00	13.3	2.58	125	199	51.6	2.71	3.42	1.74	19.5
90× 90×13	90	13	10	7	21.71	17.0	2.69	156	248	65.3	2.68	3.38	1.73	24.8
*100×100× 7	100	7	10	5	13.62	10.7	2.71	129	205	53.1	3.08	3.88	1.97	17.7
*100×100×10	100	10	10	7	19.00	14.9	2.83	175	278	71.9	3.03	3.83	1.95	24.4
100×100×13	100	13	10	7	24.31	19.1	2.94	220	348	91.0	3.00	3.78	1.93	31.1
130×130× 9	130	9	12	6	22.71	17.9	3.53	366	583	150	4.01	5.06	2.57	38.7
*130×130×12	130	12	12	8.5	29.76	23.4	3.64	467	743	192	3.96	5.00	2.54	49.9
130×130×15	130	15	12	8.5	36.75	28.8	3.76	568	902	234	3.93	4.95	2.53	61.5
*150×150×12	150	12	14	7	34.77	27.3	4.14	740	1,176	304	4.61	5.82	2.96	68.2
150×150×15	150	15	14	10	42.74	33.6	4.24	888	1,410	365	4.56	5.75	2.92	82.6
150×150×19	150	19	14	10	53.38	41.9	4.40	1,090.2	1,730	451	4.52	5.69	2.91	103
200×200×15	200	15	17	12	57.75	45.3	5.47	180	3,470	891	6.14	7.75	3.93	150
200×200×20	200	20	17	12	76.00	59.7	5.67	2,820	4,490	1,160	6.09	7.68	3.90	197
200×200×25	200	25	17	12	93.75	73.6	5.87	3,420	5,420	1,410	6.04	7.61	3.88	242
200×200×29	200	29	17	12	107.6	84.5	6.01	3,87	6,130	1,610	5.99	7.55	3.87	276

비고 *표시는 시장성이 있는 것을 표시

[별표5] 구형강(溝形鋼)단면특성표

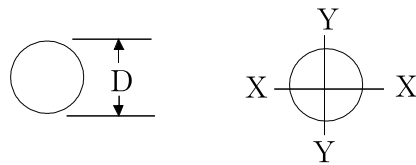


치 수 mm				단 면 적	단 위 중 량	중 심 의 위 치 cm	단면2차 모멘트 cm ⁴		회전 반경 cm		단면계수 cm ³		기 사
A×B×t ₁	t ₂	r ₁	r ₂	cm ²	kg/m	C _y	I _x	I _y	γ _x	γ _y	Z _x	Z _y	
* 70× 40× 5	7	8	4	8.818	6.92	1.27	75.9	12.4	2.93	1.19	20.2	4.54	
* 100× 50× 5	7.5	8	4	11.92	9.36	1.55	189	26.9	3.98	1.50	37.8	7.82	
* 125× 65× 6	8	8	4	17.11	13.4	1.94	425	65.5	4.99	1.96	68.0	14.4	
* 150× 75× 6.5	10	10	5	23.71	18.6	2.31	864	122	6.04	2.27	115	23.6	
* 150× 75× 9	12.5	15	7.5	30.59	24.0	2.31	1,050	147	5.86	2.19	140	28.3	
* 180× 75× 7	10.5	11	5.5	27.20	21.4	2.15	1,380	137	7.13	2.24	154	25.5	
* 200× 80× 7.5	11	12	6	31.33	24.6	2.24	1,950	177	7.89	2.38	195	30.8	
* 200× 90× 8	13.5	14	7	38.65	30.3	2.77	2,490	286	8.03	2.72	249	45.9	
230× 90× 8.5	13.5	15	7	42.14	33.1	2.58	3,490	303	9.10	2.68	304	47.3	
* 250× 90× 9	13	14	7	44.07	34.6	2.42	4,180	306	9.74	2.64	335	46.5	
* 250× 90×11	14.5	17	8.5	51.17	40.2	2.39	4,690	342	9.57	2.58	375	51.7	
* 300× 90× 9	13	14	7	48.57	38.1	2.23	6,440	325	11.5	2.59	429	48.0	
* 300× 90×10	15.5	19	9.5	55.74	43.8	2.33	7,400	373	11.5	2.59	494	56.0	
* 300× 90×12	16	19	9.5	61.90	48.6	2.25	7,870	391	11.3	2.51	525	57.9	
* 380×100×10.5	16	18	9	69.39	54.5	2.41	14,500	557	14.5	2.83	762	73.3	
* 380×100×13	20	24	12	85.71	67.3	2.50	17,600	671	14.3	2.80	924	89.5	

비고 *은 시장성이 있는 것을 표시

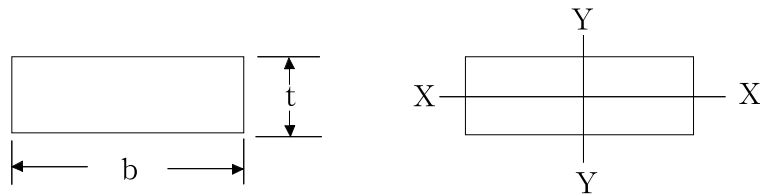


[별표6-1] 환강(丸鋼)단면특성표



직경 Dmm	단면적 cm ²	단위중량 kg/m	단면2차모멘트 cm ⁴	회전반경 cm	단면계수 cm ³	기사
			$I_x=I_y$	$\gamma_z = \gamma_y$	$Z_x=Z_y$	
6	0.2827	0.222	0.01	0.15	0.02	
7	0.3848	0.302	0.01	0.18	0.03	
8	0.5027	0.395	0.02	0.20	0.05	
9	0.6362	0.499	0.03	0.23	0.07	
11	0.9503	0.746	0.07	0.28	0.13	
12	1.131	0.888	0.10	0.30	0.17	
* 13	1.327	1.04	0.14	0.33	0.22	
14	1.539	1.21	0.19	0.35	0.27	
15	1.767	1.39	0.25	0.38	0.33	
* 16	2.011	1.58	0.32	0.40	0.40	
17	2.270	1.78	0.41	0.43	0.48	
* 19	2.835	2.23	0.64	0.48	0.67	
20	3.142	2.47	0.79	0.50	0.79	
21	3.464	2.72	0.95	0.53	0.91	
* 22	3.801	2.98	1.15	0.55	1.05	
* 25	4.909	3.85	1.92	0.63	1.53	
28	6.158	4.83	3.01	0.70	2.16	
* 32	8.042	6.31	5.15	0.80	3.22	
34	9.079	7.13	6.56	0.85	3.86	
36	10.18	7.99	8.24	0.90	4.58	
* 38	11.34	8.90	10.2	0.95	5.39	
42	13.85	10.9	15.3	1.05	7.27	
* 44	15.21	11.9	18.4	1.10	8.36	
* 48	18.10	14.2	26.1	1.20	10.9	
* 50	19.64	15.4	30.7	1.25	12.3	
55	23.76	18.7	44.9	1.38	16.3	
* 60	28.27	22.2	63.6	1.50	21.2	
* 65	33.18	26.0	87.6	1.63	27.0	
* 70	38.48	30.2	118	1.75	33.7	
* 75	44.18	34.7	155	1.88	41.4	
* 80	50.27	39.5	201	2.00	50.3	
85	56.75	44.5	256	2.13	60.3	
* 90	63.62	49.9	322	2.25	71.6	
95	70.88	55.6	400	2.38	84.2	
* 100	78.54	61.7	491	2.50	98.2	
105	86.59	68.0	597	2.63	114	
110	95.03	74.6	719	2.75	131	
120	113.1	88.8	1,020	3.00	170	
130	132.7	104	1,400	3.25	216	

[별표6-2] 평강(平鋼)단면특성표



치수 mm		단면적 cm ²	단위중량 kg/m	단면2차모멘트 cm ⁴		회전반경 cm		단면계수 cm ³	
폭 b	두께 t			I _x	I _y	γ _x	γ _y	Z _x	Z _y
50	6	3.000	2.36	0.09	6.25	0.17	1.44	0.30	2.50
50	9	4.500	3.53	0.30	9.38	0.26	1.44	0.68	3.75
50	12	6.000	4.71	0.72	12.5	0.35	1.44	1.20	5.00
50	16	8.000	6.28	1.71	16.7	0.46	1.44	2.13	6.67
65	6	3.900	3.06	0.12	13.7	0.17	1.88	0.39	4.23
65	9	5.850	4.59	0.39	20.6	0.26	1.88	0.88	6.34
65	12	7.800	6.12	0.94	27.5	0.35	1.88	1.56	8.45
65	16	10.40	8.16	2.22	36.6	0.46	1.88	2.77	11.3
65	19	12.35	9.69	3.72	43.5	0.55	1.88	3.91	13.4
75	6	4.500	3.53	0.14	21.1	0.17	2.17	0.45	5.63
75	9	6.750	5.30	0.46	31.6	0.26	2.17	1.01	8.44
75	12	9.000	7.06	1.08	42.2	0.35	2.17	1.80	11.3
75	16	12.00	9.42	2.56	56.3	0.46	2.17	3.20	15.0
75	19	14.25	11.2	4.29	66.8	0.55	2.17	4.51	17.8
90	9	8.100	6.36	0.55	54.7	0.26	2.60	1.22	12.2
90	12	10.80	8.48	1.30	72.9	0.35	2.60	2.16	16.2
90	16	14.40	11.3	3.07	97.2	0.46	2.60	3.84	21.6
90	19	17.10	13.4	5.14	115	0.55	2.60	5.42	25.7
100	9	9.000	7.06	0.61	75.0	0.26	2.89	1.35	15.0
100	12	12.00	9.42	1.44	100	0.35	2.89	2.40	20.0
100	16	16.00	12.6	3.41	133	0.46	2.89	4.27	26.7
100	19	19.00	14.9	5.72	158	0.55	2.89	6.02	31.7
125	9	11.25	8.83	0.76	146	0.26	3.61	1.69	23.4
125	12	15.00	11.8	1.80	195	0.35	3.61	3.00	31.3
125	16	20.00	15.7	4.27	260	0.46	3.61	5.33	41.7
125	19	23.75	18.6	7.14	309	0.55	3.61	7.52	49.5



[별표7] 강관(鋼管)단면특성표(1/3)

외 경 mm	두께 mm	중량 kg/m	참 고			
			단면적 cm ²	단면2차모멘트 cm ⁴	단면계수 cm ³	회전반경 cm
21.7	2.0	0.972	1.238	0.607	0.560	0.700
27.2	2.0	1.24	1.583	1.26	0.930	0.890
	2.3	1.41	1.799	1.41	1.03	0.880
34.0	2.3	1.80	2.291	2.89	1.70	1.12
42.7	2.3	2.29	2.919	5.97	2.80	1.43
	2.8	2.76	3.510	7.02	3.29	1.41
48.6	2.3	2.63	3.345	8.99	3.70	1.64
	2.8	3.16	4.029	10.6	4.36	1.62
	3.2	3.58	4.564	11.8	4.86	1.61
60.5	2.3	3.30	4.205	17.8	5.90	2.06
	3.2	4.52	5.760	23.7	7.84	2.03
	4.0	5.57	7.100	28.5	9.41	2.00
76.3	2.8	5.08	6.465	43.7	11.5	2.60
	3.2	5.77	7.349	49.2	12.9	2.59
	4.0	7.13	9.085	59.5	15.6	2.56
89.1	2.8	5.96	7.591	70.7	15.9	3.05
	3.2	6.78	8.636	79.8	17.9	3.04
	4.0	8.39	10.69	97.0	21.8	3.01
101.6	3.2	7.76	9.892	120	23.6	3.48
	4.0	9.63	12.26	146	28.8	3.45
	5.0	11.9	15.17	177	34.9	3.42
114.3	3.2	8.77	11.17	172	30.2	3.93
	3.6	9.83	12.52	192	33.6	3.92
	4.5	12.2	15.52	234	41.0	3.89
	5.6	15.0	19.12	283	49.6	3.85
139.8	3.6	12.1	15.40	357	51.1	4.82
	4.0	13.4	17.07	394	56.3	4.80
	4.5	15.0	19.13	438	62.7	4.79
	6.0	19.8	25.22	566	80.9	4.74
165.2	4.5	17.8	22.72	734	88.9	5.68
	5.0	19.8	25.16	808	97.8	5.67
	6.0	23.6	30.01	952	115	5.63
	7.0	27.3	34.79	109×10	132	5.60
190.7	4.5	20.7	26.32	114×10	120	6.59
	5.0	22.9	29.17	126×10	132	6.57
	6.0	27.3	34.82	149×10	156	6.53
	7.0	31.7	40.40	171×10	179	6.50
216.3	4.5	23.5	29.94	168×10	155	7.49
	6.0	31.1	39.61	219×10	203	7.44
	7.0	36.1	46.03	252×10	233	7.40
	8.0	41.1	52.35	284×10	263	7.37
267.4	6.0	38.7	49.27	421×10	315	9.24
	7.0	45.0	57.27	486×10	363	9.21

강관(鋼管)단면특성표(2/3)

외 경 mm	두께 mm	중량 kg/m	참 고			
			단면적 cm ²	단면2차모멘트 cm ⁴	단면계수 cm ³	회전반경 cm
267.4	8.0	51.2	65.19	549×10	411	9.14
	9.0	57.4	73.06	611×10	457	9.18
318.5	6.0	46.2	58.91	719×10	452	11.1
	7.0	53.8	68.50	831×10	552	11.0
	8.0	61.3	78.04	941×10	591	11.0
	9.0	68.7	87.51	105×10 ²	659	10.9
355.6	6.3	54.3	69.13	105×10 ²	593	12.4
	8.0	68.6	87.36	132×10 ²	742	12.3
	9.0	76.9	98.00	147×10 ²	828	12.3
	12.0	102	129.5	191×10 ²	108×10	12.2
406.4	9.0	88.2	112.4	222×10 ²	109×10	14.1
	12.0	117	148.7	289×10 ²	142×10	14.0
	16.0	154	196.2	374×10 ²	184×10	13.8
	19.0	182	231.2	435×10 ²	214×10	13.7
457.2	9.0	99.5	126.7	318×10 ²	140×10	15.8
	12.0	132	167.8	416×10 ²	182×10	15.7
	16.0	174	221.8	540×10 ²	236×10	15.6
	19.0	205	261.6	629×10 ²	275×10	15.5
500	9.0	109	138.8	418×10 ²	167×10	17.4
	12.0	144	184.0	548×10 ²	219×10	17.3
	14.0	168	213.8	632×10 ²	253×10	17.2
508.0	9.0	111	141.1	439×10 ²	173×10	17.6
	12.0	147	187.0	575×10 ²	226×10	17.5
	14.0	171	217.3	563×10 ²	261×10	17.5
	16.0	194	247.3	749×10 ²	295×10	17.4
	19.0	229	291.9	874×10 ²	344×10	17.3
	22.0	264	335.9	994×10 ²	391×10	17.2
558.8	9.0	122	155.5	588×10 ²	210×10	19.4
	12.0	162	206.1	771×10 ²	276×10	19.3
	16.0	214	272.8	101×10 ³	360×10	19.2
	19.0	253	322.2	118×10 ³	421×10	19.1
	22.0	291	371.0	134×10 ³	479×10	19.0
600	9.0	131	167.1	730×10 ²	243×10	20.9
	12.0	174	221.7	958×10 ²	320×10	20.8
	14.0	202	257.7	111×10 ³	369×10	20.7
	16.0	230	293.6	125×10 ³	418×10	20.7
609.6	9.0	133	169.8	766×10 ³	251×10	21.2
	12.0	177	225.3	101×10 ³	330×10	21.1
	14.0	206	262.0	116×10 ³	381×10	21.1
	16.0	234	298.4	132×10 ³	432×10	21.0
	19.0	277	352.5	154×10 ³	505×10	20.9
	22.0	319	406.1	176×10 ³	576×10	20.8
700	9.0	153	195.4	117×10 ³	333×10	24.4
	12.0	204	259.4	154×10 ³	439×10	24.3
	14.0	237	301.7	178×10 ³	507×10	24.3
	16.0	270	343.8	201×10 ³	575×10	24.2



강관(鋼管)단면특성표(3/3)

외 경 mm	두 겹 mm	중 량 kg/m	참 고			
			단면적 cm ²	단면2차모멘트 cm ⁴	단면계수 cm ³	회전반경 cm
711.2	9.0	156	198.5	122×10 ³	344×10	24.8
	12.0	207	263.6	161×10 ³	453×10	24.7
	14.0	241	306.6	186×10 ³	524×10	24.7
	16.0	274	349.4	212×10 ³	594×10	24.6
	19.0	324	413.2	248×10 ³	696×10	24.5
	22.0	374	476.3	283×10 ³	796×10	24.4
812.8	9.0	178	227.3	184×10 ³	452×10	28.4
	12.0	237	301.9	242×10 ³	596×10	28.3
	14.0	276	351.3	280×10 ³	690×10	28.2
	16.0	314	400.5	318×10 ³	782×10	28.2
	19.0	372	473.8	373×10 ³	919×10	28.1
	22.0	429	546.6	428×10 ³	105×10 ²	28.0
914.4	12.0	267	340.2	346×10 ³	758×10	31.9
	14.0	311	396.0	401×10 ³	878×10	31.8
	16.0	354	451.6	456×10 ³	997×10	31.8
	19.0	420	534.5	536×10 ³	117×10 ²	31.7
	22.0	484	616.5	614×10 ³	134×10 ²	31.5
1016.0	12.0	297	378.5	477×10 ³	939×10	35.5
	14.0	346	440.7	553×10 ³	109×10 ²	35.4
	16.0	395	502.7	628×10 ³	124×10 ²	35.4
	19.0	467	595.1	740×10 ³	146×10 ²	35.2
	22.0	539	687.0	849×10 ³	167×10 ²	35.2

[별표8] 강판(鋼板), 호강판(縞鋼板) 중량

표 30. 호강판중량표

구분 두께 (mm)	915mmx1830mm (3x6ft)				1220mmx2440mm (4x8ft)				1525mmx3050mm (5x10ft)			
	kg/매	kg/m ²	kg/m ² 내역		kg/매	kg/m ²	kg/m ² 내역		kg/매	kg/m ²	kg/m ² 내역	
			평판	호(縞)			평판	호(縞)			평판	호(縞)
3.2	49.1	29.35	25.12	4.23	85.2	28.62	25.12	3.50	131.0	28.10	25.12	2.98
4.5	66.3	39.59	35.33	4.26	118.8	39.59	35.33	4.26	181.0	38.36	35.33	3.53
6.0	86.9	51.93	47.10	4.83	155.0	51.93	47.10	4.83	236.0	50.66	47.10	3.56
8.0	113.0	67.63	62.80	4.83	201.0	67.63	62.80	4.83	312.0	61.09	62.80	4.29
9.0	126.0	75.50	70.65	4.85	225.0	75.50	70.65	4.85	349.0	74.96	70.65	4.31
12.0	166.0	99.09	94.20	4.89	295.0	99.09	94.20	4.89	458.0	98.54	94.20	4.34
16.0	218.0	130.49	125.60	4.89	388.0	130.49	125.60	4.89	604.0	129.94	125.60	4.34
19.0	258.0	154.04	149.15	4.89	459.0	150.04	149.15	4.89	714.0	153.49	149.15	4.34

표 31. 강판 중량표

두께 mm	중량		1매의 중량			
	kg/m ²	kg/ft ²	915x1830mm (kg/3x6ft)	1220x2440mm (kg/4x8ft)	1525x3058mm (kg/5x10ft)	1000x2000mm (kg)
1.0	7.85	0.7393	13.1	23.3	36.5	15.7
1.2	9.42	0.8752	15.8	28.0	43.8	18.8
1.4	10.99	1.0210	18.4	32.7	51.1	22.0
1.6	12.56	1.1670	21.0	37.3	58.4	25.1
1.8	14.13	1.3130	23.6	42.0	65.7	28.3
2.0	15.70	1.4590	26.3	46.7	73.0	31.4
2.3	18.06	1.6770	36.2	53.7	83.9	36.1
2.6	21.41	1.8960	34.1	60.7	94.0	40.8
2.9	22.71	2.1150	34.1	67.7	106.0	45.5
3.2	15.12	2.3340	42.0	74.7	117.0	50.2
3.5	27.48	2.5530	46.0	81.7	128.0	55.0
4.0	31.40	2.9170	52.5	93.3	146.0	62.8
4.5	35.33	3.2320	59.1	105.0	164.0	70.7
5.0	39.25	3.6470	65.6	117.0	182.0	78.5
5.5	43.18	4.0110	72.2	128.0	201.0	86.4
6.0	47.10	4.3760	78.8	140.0	219.0	94.2
6.5	51.03	4.7400	85.3	152.0	237.0	102.0
7.0	54.95	5.1050	91.9	163.0	255.0	110.0
8.0	62.80	5.8340	105.0	187.6	292.0	126.0
9.0	70.65	6.5600	118.0	210.0	328.0	141.0
10.0	78.50	7.2930	131.0	233.0	365.0	157.0
11.0	86.35	8.0220	144.0	257.0	401.0	173.0
12.0	94.20	8.7520	158.0	280.0	438.0	188.0
13.0	109.90	9.4810	171.0	303.0	474.0	204.0



RECORD HISTORY

Rev.3(12.12.5) 철도설계기준 철도설계지침, 철도설계편람으로 나누어져 있는 기준 체계를 국제적인 방법인 항목별(코드별)체계로 개정하여 사용자가 손쉽게 이용하는데 목적을 둬.

Rev.4(15.06.29) 해설 1 직렬콘덴서 혹은 병렬콘덴서를 전력품질보상장치로 용어 수정, 설계 기준 개선발굴을 위한 워크숍 결과반영(설계기준처-945 '15.04.06)