

목 차

■ 기술자료	■ 실무측면에서 본 차량하중 적용에 건축지원팀 강석규	1
	의한 지하주차장 슬래브 구조설계	
	■ 강구조물의 붕괴, 파괴 기술연구소 정상민	12
	■ 정적 재하시험에 의한 말뚝의 기술연구소 김덕성	23
	지지력 결정	
	■ 비계공사 표준작업요점 산천재개발현장 이병운	47
	■ 도심지 굴착공사의 붕괴사례분석 기술연구소 주태성	62
■ 시공사례	■ 김해국제공항 평행활주로 신설공사	78
■ 기술단신	■ 강재관련 용어정리	84
	■ 신기술, 신공법의 소개	89

실무측면에서 본 차량하중 적용에 의한 지하주차장 슬래브 구조설계

건축지원팀 건축부장 강석규

1. 서론

최근의 사회와 경제발전으로 인한 자동차 수요의 급속한 증가와 함께 그에 따른 주차 공간의 확보를 위해 부속 지하주차장 구조물의 건설이 활발히 진행되고 있으며 주차장 지하층 층수의 증가와 대형화 추세는 계속될 전망이다. 그러나 알려진 바와 같이 주차장 관련구조물은 구조체의 균열을 포함한 많은 구조적 결함을 내포하고 있어 이를 보수 보강하는데 적지 않은 경제적 손실이 있으며 이러한 지하 주차장 구조물에 대한 연구는 여러 방면에서 이루어졌고 또 앞으로도 계속 될 것으로 사료된다.

본 구조검토는 이러한 차원에서 주차장 바닥구조체에 대하여 실무차원에서 실제 차량의 운행조건을 고려한 구조해석 결과를 비교 검토하여 균열발생 원인을 분석한 후 설계단계에서 균열발생을 최소화시키는 것에 그 목적이 있다. 범위는 APT, OFFICE 등 일반적 지하주차장을 대상으로 하였고 7.5m × 3.3m(1방향슬래브), 7.5m × 7.5m (2방향슬래브) SPAN 각 경우에 대하여 가장 불리한 차량위치를 선정하여 CASE별로 비교, 검토하였다. 해석 대상 슬래브의 규격은 다음과 같다.

- 1) 지하1층 7.5m × 3.3m SPAN
- 2) 지하1층 7.5m × 7.5m SPAN
- 3) 지상1층 7.5m × 7.5m SPAN (시공하중 고려)

연구방법은 상용 PROGRAM (MIDAS-SDS)을 사용하여 슬래브를 유한요소해석법으로 해석하였다. 하중은 자동차 wheel load에 충격계수 1.3을 적용하여 집중하중의 형태로 작용시켰으며, 설계방법은 극한강도 설계법을 사용하였다.

2. 기존 설계방법의 문제점

선진국의 지하주차장 구조설계에 있어서 적재하중의 경우 집중하중까지 고려

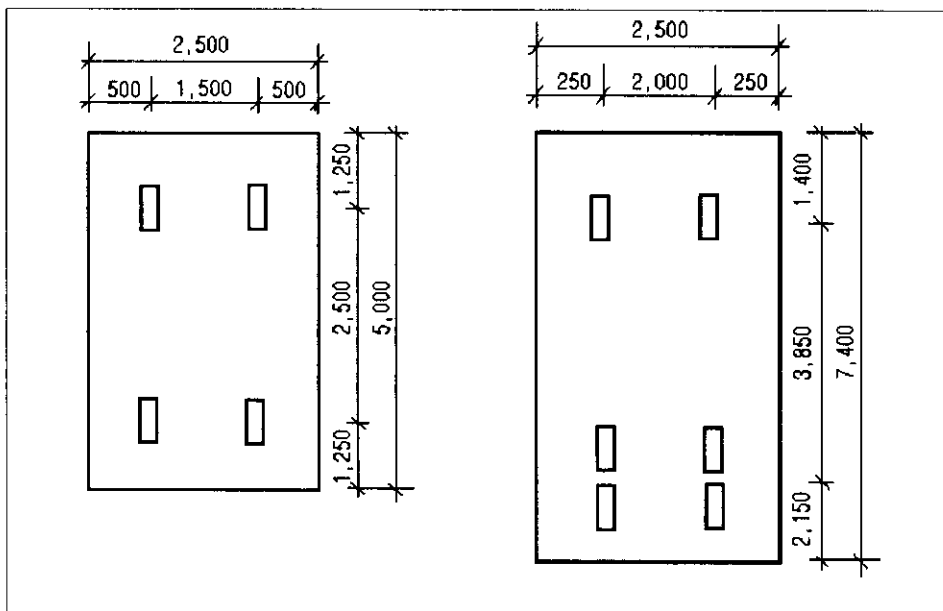
하도록 되어 있는 반면에 우리나라의 지하주차장 구조설계는 일반적으로 구조 기술자의 설계방식에 따라 약간씩 차이가 있기는 하지만 통상 등분포 하중으로 500kg/m^2 을 적용시켜 구조설계를 한다. 이러한 경우 실제하중과 다소 차이가 있는 등분포 하중을 적용시킴으로써 실질적으로 정확한 해석수치를 얻기에는 다소 미흡한 면이 있고, 이로 인한 오차의 범위에 따라 합당하지 못한 철근배근이 나올 수 있으며, 이것이 현재까지 발생하고 있는 많은 주차장 구조체의 결함과 무관하지 않다.

3. MODELING 및 해석

3.1 차량하중의 선정

본 구조검토에서 사용된 차량제원은 국내 자동차를 대상으로 한 카탈로그와 일본 표준차량을 참고하여 선정하였으며, 총중량 2.4 ton 중 전륜하중 0.4 ton과 후륜하중 0.8 ton 에 충격계수 1.3을 곱하여 작용시켰다.

시공하중을 고려한 $7.5\text{m} \times 7.5\text{m}$ 지상 1층 슬래브 경우의 차량제원은 국내 A 회사의 15TON 트럭 카타로그를 참조하였다. 그리고 후륜의 경우는 해석의 편의상 2개의 wheel load를 합하여 하나의 집중하중으로 작용시켰다.



<그림 3-1> 소형 및 15TON 설계기준차량

3.2 MODELING

모델링은 CASE 0를 등분포하중 500kg/m^2 으로 하고 나머지 CASE는 슬래브의 스패에 따른 주차가능한 경우를 조합하여 이에 대한 wheel load를 집중하중의 형태로 재하했으며 그 형태는 <그림 3-2>~<그림 3-4>와 같다.

차륜의 위치는 가능한 한 불리한 경우로 하였으며, 차륜의 위치에 따라 중앙부 모멘트와 단부의 모멘트 상황이 변화되기 때문에 각각의 경우를 재하시켜 해석하였다. $7.5\text{m} \times 3.3\text{m}$ 1방향슬래브의 경우는 4변고정슬래브로써 해석하였고 $7.5\text{m} \times 7.5\text{m}$ 2방향슬래브의 경우는 좀 더 실제와 가까운 값을 얻기 위해 국내 K 현장의 주차장 슬래브를 모델로 삼아 인접한 곳을 모두 연속조건으로하여 해석하였으며, 보 및 기둥의 크기도 실제와 동일한 조건으로 해석하였다.

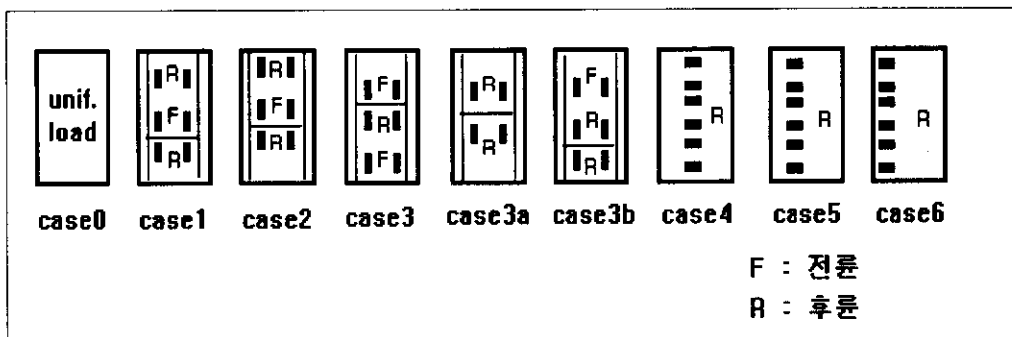
시공하중을 고려한 $7.5\text{m} \times 7.5\text{m}$ 슬래브의 경우는 15톤 덤프 트럭에 적재물이 모두 적재된 상태를 가정하여 차량중량 11.2 톤, 총중량 26.4 톤 으로 재하하여 해석하였다.

[표3-1] 일본의 표준차량 예 (mm)

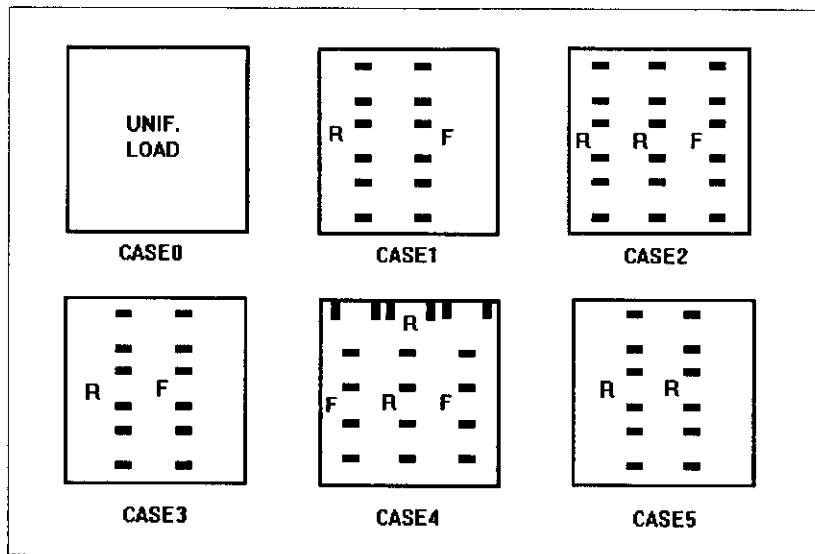
설계 대상차	길이	폭	윤 거	축 거
경 자동차	3,300	1,400	1,200	2,300
소형 승용차	4,700	1,700	1,300	2,700
보통 승용차	5,600	2,000	1,600	3,100
소형 화물차	6,700	2,200	1,700	3,800
대형 화물차	12,000	2,500	1,900	6,600

[표3-2] 국내 B회사의 차량 제원표 (mm)

제원 차종	길이	폭	축거	윤거		차량 중량 (kg)	총 중량 (kg)
				앞	뒤		
A	4,980	1,810	2,745	1,540	1,550	1,660	1,985
B	4,770	1,770	2,700	1,515	1,505	1,470	1,795
C	4,700	1,770	2,700	1,515	1,505	1,335	1,660
D	5,035	1,820	3,080	1,570	1,545	1,935	2,715
E	5,075	1,725	2,640	1,410	1,280	1,625	3,070
F	5,470	1,690	2,440	1,445	1,380	1,740	2,715

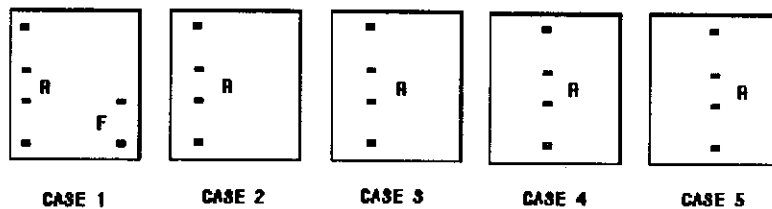


<그림 3-2> $7.5\text{m} \times 3.3\text{m}$ SPAN의 슬래브 재하형태



<그림 3-3> 7.5m x 7.5m SPAN의 슬래브 재하형태

PART 1

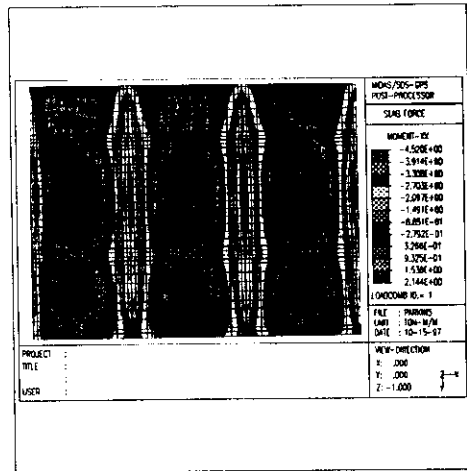


PART 2

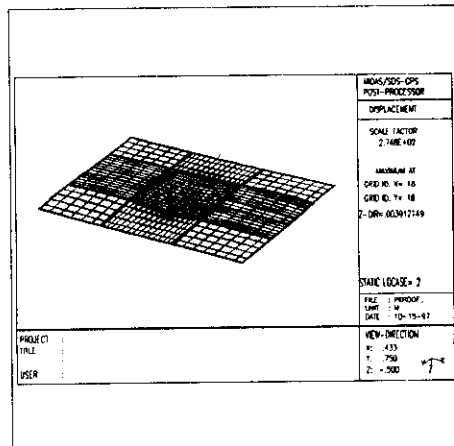
- CASE 0 : P-LOAD CENTER
CASE 1 : L.L 500 KG/M2
CASE 2 : L.L 1,200 KG/M2
CASE 3 : L.L 2,500 KG/M2
CASE 4 : L.L 2,700 KG/M2
CASE 5 : L.L 3,000 KG/M2

<그림 3-4> 시공하중을 고려한 7.5m x 7.5m SPAN의 슬래브 재하형태

차륜하중이 중앙에 집중할 경우 중앙부 모멘트가 큰 값을 나타냈고 단부 모멘트는 대부분 등분포하중으로 작용할 때 큰 값을 나타냈으나 집중하중으로 작용할 때 큰 값을 나타낸 경우도 있었다.



<그림 4-2> 7.5×7.5m 스패의 슬래브
모멘트도, CASE 0 - 등분포
하중 500kg/cm²의 적용



<그림 4-4> 7.5×7.5m 스패의 슬래브
변형, CASE 5 - 시공하중
(집중) 고려시

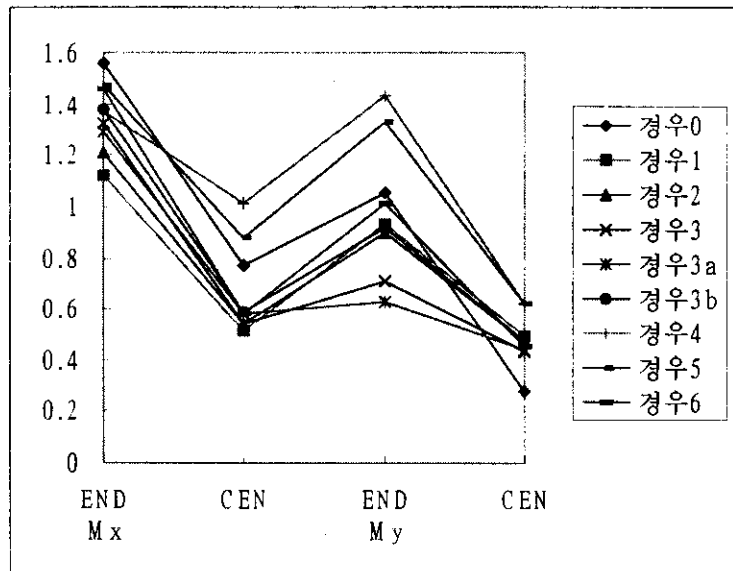
4.1 7.5m × 3.3m SPAN의 슬래브 경우

[표 4-1] 7.5m×3.3m SPAN 슬래브
CASE별 모멘트 (t · m)

	M _x		M _y	
	END	CEN	END	CEN
CASE0	1.56	0.77	1.05	0.28
CASE1	1.12	0.51	0.93	0.49
CASE2	1.21	0.54	0.90	0.47
CASE3	1.32	0.54	0.71	0.43
CASE3a	1.29	0.58	0.63	0.44
CASE3b	1.38	0.59	0.92	0.47
CASE4	1.37	1.01	1.43	0.62
CASE5	1.47	0.88	1.33	0.62
CASE6	1.46	0.58	1.01	0.45

[표 4-2] 7.5m×3.3m SPAN 슬래브의
CASE별 모멘트 비교 (%)

	M _x		M _y	
	END	CEN	END	CEN
CASE0	100	100	100	100
CASE1	71.8	66.3	89.0	177.0
CASE2	77.5	70.1	85.6	169.4
CASE3	84.6	70.3	67.7	154.7
CASE3a	82.6	75.2	59.8	158.8
CASE3b	88.5	76.6	87.6	170.9
CASE4	87.8	131.2	136.2	223.4
CASE5	94.1	114.3	126.7	211.2
CASE6	93.4	75.3	96.2	161.2



<그림 4-5> 7.5m×3.3m SPAN의 슬래브 모멘트 분포

해석결과 단변 단부는 등분포하중을 적용한 CASE 0가 가장 큰 값을 나타냈으며 실제 집중하중에 의한 CASE 5가 그 다음으로 큰 값을 나타냈다. 그리고 단변 중앙부, 장변 단부, 장변 중앙부의 경우는 CASE 4인 중앙에 후륜이 일렬로 위치할 경우가 가장 큰 휨모멘트를 나타내는 것으로 해석되었다.

[표 4-1]은 CASE 별로 해석한 결과를 정리한 것이며, [표 4-2]는 등분포하중 500kg/m^2 을 일률적으로 적용한 CASE 0의 응력을 100으로 하고 기타의 경우와 비교한 표이다.

이상에서 볼 수 있는 것과 같이 단변 단부에서는 등분포하중으로 재하한 경우가 가장 큰 휨모멘트를 나타내지만 나머지 부분에서는 실제 집중하중에 의한 CASE 4가 가장 큰 값을 나타내므로 차륜에 의한 집중하중을 고려하지 않고 등분포하중을 일률적으로 적용하여 주차장 슬래브 구조설계를 한다면 문제가 발생할 소지가 있다. 즉, [표 4-2]에서 알 수 있듯이 집중하중이 CASE 4와 같이 작용할 때 등분포하중을 일률적으로 슬래브에 적용할 경우보다 단변 중앙부, 장변 단부, 장변 중앙부는 각각 131.2%, 136.2%, 223.4%의 모멘트가 더 발생하게 되어 등분포하중의 작용에 의한 응력으로 철근배근을 하면 과소한 철근배근이 될 가능성이 존재하게 된다. 또한, 집중하중의 모든 경우에서 장변 중앙부는 CASE 0의 경우에 비하여 모멘트가 154.7%~223.4% 실제로 초과발생하게 된다는 것을 알 수 있다.

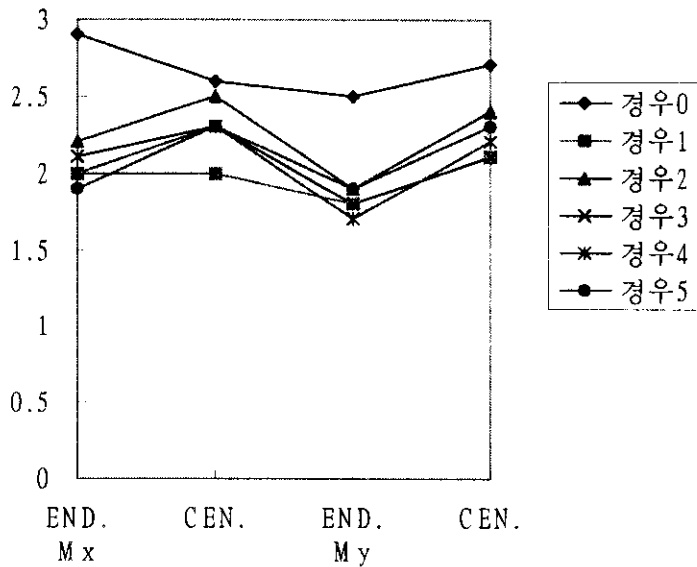
4.2 7.5m × 7.5m SPAN의 슬래브 경우

[표 4-3] 7.5m×7.5m SPAN 슬래브의
CASE 별 모멘트 (t·m)

	Mx		My	
	END	CEN	END	CEN
CASE 0	2.9	2.6	2.5	2.7
1	2.0	2.0	1.8	2.1
2	2.2	2.5	1.9	2.4
3	2.1	2.3	1.8	2.1
4	2.0	2.3	1.7	2.2
5	1.9	2.3	1.9	2.3

[표 4-4] 5m×7.5m SPAN 슬래브의
CASE별 모멘트 비교 (%)

	Mx		My	
	END	CEN	END	CEN
CASE 0	100	100	100	100
1	69	77	72	78
2	76	96	76	89
3	72	88	72	78
4	69	88	68	81
5	65	88	76	85



<그림 4-6> 7.5m×7.5m SPAN의 슬래브 모멘트 분포

7.5m×7.5m 지하1층 슬래브인 경우 <그림 4-2>에서 보는 바와 같이 등분포하중 500kg/m^2 로 재하했을 때 다른 모든 경우보다 모멘트 값이 크게 나타난 것을 알 수 있다. 이와 같은 주차장 설계에 있어서는 슬래브판이 정방형에 가까워질수록 일부 과대한 철근배근의 가능성은 있으나 등분포하중을 일률적으로 적용하여 설계하여도 무방할 것으로 판단된다.

[표 4-3]은 각 CASE별로 해석한 결과를 정리한 것이며, [표 4-4]는 등분포하중 500kg/m^2 을 일률적으로 적용한 CASE 0의 작용응력을 100으로 하고 기타의 경우와 비교한 표이다.

4.3 7.5m × 7.5m SPAN에 시공하중을 고려한 슬래브의 경우

[표 4-5]은 실제하중인 15톤 트럭의 여러 경우 중에서 가장 불리하다고 가정되는 5종류의 경우에 집중하중 작용위치를 변화시키면서 응력값을 비교한 것이다. 표에서 보듯이 교행하는 트럭의 후륜이 거의 중앙에 위치할 경우가 슬래브 전 구간에서 가장 큰 응력값을 나타내고 있다. [표 4-6]은 [표 4-5]의 가장 불리한 응력값을 나타낸 CASE 5를 CASE 0으로 하고, 이에 상응하여 적용할수 있는 등분포하중 값을 알아보기 위하여 일반적으로 적용가능한 등분포하중(시공하중)을 적용시켜 구한 응력과 그 응력을 CASE별로 비교한 것이다.

[표 4-5] 5m×7.5m SPAN 슬래브의
CASE별 모멘트 (t·m)

P A R T		Mx		My	
		END.	CEN.	END.	CEN.
I	CASE 1	3.7	5.9	4.0	6.6
	CASE 2	4.0	7.9	4.3	7.4
	CASE 3	4.8	9.3	4.6	8.1
	CASE 4	5.2	10.1	4.8	8.6
	CASE 5	5.2	10.5	4.9	8.9

[표 4-6] 5m×7.5m SPAN 슬래브의
CASE별 모멘트 비교 (t·m, %)

P A R T		Mx		My	
		END.	CEN.	END.	CEN.
II	CASE 0	5.2	10.5	4.9	8.9
	CASE 1	3.2	2.4	2.6	3.0
	CASE 2	5.2	4.0	4.3	4.9
	CASE 3	8.9	6.9	7.3	8.4
	CASE 4	9.5	7.4	7.9	9.0
	CASE 5	10.4	8.0	8.6	9.8
		Mx		My	
		END.	CEN.	END.	CEN.
	CASE 0	100	100	100	100
	CASE 1	62	23	53	34
	CASE 2	100	38	88	55
	CASE 3	171	66	149	94
	CASE 4	183	70	161	101
	CASE 5	200	76	176	110

[표 4-6]의 CASE 2의 경우 (등분포 적재하중 $1,200\text{kg/m}^2$ 을 적용한 경우)를 CASE 0인 경우(실제 시공하중 적용의 경우)와 비교하여 보면, 단면 단부를 제외한 모든 부분에서 실제하중 용력보다 작은값을 나타내어 부족한 철근배근 가능성이 존재하게 된다. 특히 슬래브 중앙부의 용력값은 CASE0와 많은 차이를 보이고 있다.

CASE 5의 경우 (등분포 적재하중 3000kg/m^2 을 적용한 경우)와 CASE 0인 경우(가장 불리한 실제 시공하중 적용의 경우)를 비교하여 보면, 단부의 용력값은 CASE 5가 CASE 0보다 최고 200%(2.0배) 크게 나타나는 반면, 중앙부 용력값은 76% 정도에 미치고 있다. 따라서, 단부는 실제보다 과다한 철근배근(최대 2.0배)이 되는 반면, 중앙부는 실제보다 적은 철근배근(필요량의 76%)이 될 수 있다는 것을 나타내고 있는 것이다.

즉, 일정한 등분포 하중을 일률적인 시공적재하중으로 보아 슬래브 구조설계를 하는 것은 비합리적인 것으로 반드시 집중하중에 의한 영향을 고려하여 설계하여야 할 것으로 판단된다.

상기에서 정방형 슬래브의 x·y 방향의 단부, x·y 방향의 중앙부의 용력값이 서로 다른 것은 인접한 슬래브의 SPAN 차이에 기인한 것이다.

5. 결론

오늘날 우리의 경제, 문화의 발전으로 인한 자동차 수요의 급격한 확대와 함께 그간 발생되어온 수많은 지하주차장 구조체의 문제점을 더 이상 간과 해서는 안 되며 더욱 더 많은 연구가 진행되어야 할 시기이다.

본 연구는 이에 지하주차장에서 발생되고 있는 문제점을 조금이나마 설계단계에서 해결하고자 문제시되고 있는 등분포하중을 재하한 경우와 집중하중을 재하한 경우에 대하여 비교 검토한 바 결론은 다음과 같다.

- 1) 3.3m×7.5m인 1방향 SLAB에 등분포하중을 일률적으로 적용하여 설계한 경우에 실제로 차륜에 의한 집중하중이 작용하여 단변 중앙부, 장변 단부, 장변 중앙부에 과소한 철근배근이 될 수 있다.
- 2) 1방향 슬래브에 실제적인 차륜에 의한 집중하중이 작용할 경우 CASE 4, CASE 5인 후륜이 슬래브 중앙에 일렬로 위치할 때가 가장 불리한 것으로 나타나 1방향 슬래브인 주차장 슬래브의 경우 반드시 집중하중에 의한 영향을 고려하여 해석하여야 한다.
- 3) 7.5m×7.5m인 정방형 2방향 슬래브는 실제의 차륜에 의한 집중하중을 고려한 경우보다 등분포하중 500kg/m² 으로 적용된 경우가 가장 큰 응력값을 나타냈다. 따라서, 2방향 슬래브는 일률적인 등분포하중 500kg/m²을 적용하여 설계하여도 무방한 것으로 판단된다.
- 4) 시공하중을 고려한 7.5m × 7.5m인 정방형 2방향 슬래브의 경우에는 반드시 집중하중을 고려한 설계가 되어야 합리적인 것으로 나타났다. 즉, 일정한 크기 (예: 2,500 kg/m²)의 등분포하중의 적용은 비합리적인 것으로 판단된다.
- 5) 이상에서, 지하주차장의 설계는 차륜에 의한 집중하중의 영향을 반드시 고려하여 설계되어야 하며, 향후 정방형이 아닌 2방향 슬래브의 경우에도 집중하중 고려 여부에 대한 검증이 있어야 할 것이다.

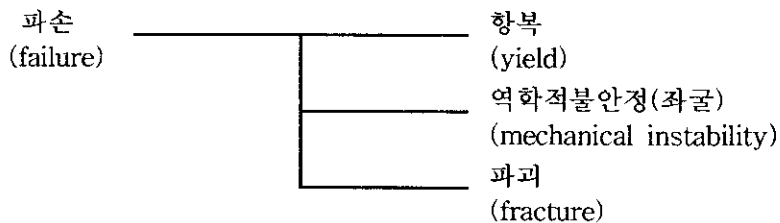
<참고 문헌>

1. 박효경, 송종영, “주차장 구조물 슬래브의 차량하중 영향에 관한 연구”, 한국전산구조공학회 학술발표회 논문집 제10권 1집, 1997
2. 박효경, 윤정방, “현장재하실험을 통한 PC 지하주차장 구조물의 거동 분석”, 한국전산구조공학회 학술발표회 논문집 제10권 1집, 1997
3. 대한건축학회, “극한강도 설계법에 의한 철근콘크리트 구조계산 기준 및 해설”, 1994
4. 추영수 편역, “주차장의 계획과 설계”, 건설도서, 1994
5. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, “Building Code Requirements for Structural Concrete”, 1995
6. 포스코개발주식회사, “MIDAS SDS Training Guide & Verification Manual” 삼양문화사, 1996

강구조물의 붕괴, 파괴

기술연구소(연구개발) 건축기사 정상민

강구조물의 파손 종류에 대해서 파괴역학에 있어서는 다음과 같이 분류하고 있다. 여기에서 파손이라는 것은 정상상태에서 소정의 형상·재하능력을 가진 부재가 변형하여 사용이 정지되고 재사용을 위해서는 수리가 필요한 상태를 말하며, 파괴라는 것은 응력의 존재로 인하여 본래 물체가 2개 이상의 부분으로 분리되는 현상을 말한다.



1. 좌굴이란 무엇인가 ?

1.1 좌굴의 정의

단면치수가 부재길이에 비해서 상당히 작은 직선부재로 축방향압축력이 부재 축에 작용할 경우 그 부재가 소정의 압축응력도에 달하면 갑자기 옆으로 휘어져서 압축력의 증가에 저항할 수 없게 된다. 이 현상을 좌굴(挫屈 : buckling)이라 한다.

1.2 기둥의 좌굴

장주의 휨좌굴을 설명할 때 <그림 1-1>과 같이 직선인 기둥재에 압축력 P 가 작용한다. 또한 동일 기둥재에 대해서 <그림 1-2>와 같이 연직력 P 에 의해 휨을 일으키는 모델을 생각할 때 <그림 1-1, 2> 각각의 기둥재에 발생하는 변형에너지를 각각 E_1 , E_2 라 한다. 동일한 P 라고 하는 하중으로 발생하는 변형에너지가 $E_1 < E_2$ 일 때는 좌굴은 생기지 않는다. P 를 증가시켜 $E_1 > E_2$ 로 되면 이 상태에서는 단지 약간의 횡방향 변위가 생기면 <그림 1-1>의 모델은 <그림 1-2>의 모델로 바뀌게 된다. 이것이 좌굴현상이다. 실제의 부재에서는 직선인 하중상태를 계속할

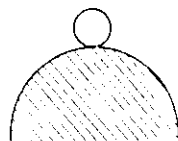
수 없기 때문에 $E_1 \geq E_2$ 의 상태로 되기 전에 좌굴이 발생한다. 이 $E_1 \geq E_2$ 의 상태는 대단히 불안정한 상태이기 때문에 좌굴현상이라는 것을 불안정현상이라고 부른다. 안정·불안정의 상태는 <그림 1-3>과 같다.



<그림 1-1> 압축을 받는 기둥의 모델



<그림 1-2> 힘을 받는 부재의 모델



불안정



안정

<그림 1-3> 안정과 불안정 상태

1.3 오일러의 좌굴곡선

재료의 탄성계수와 단면치수에 따라 <그림 1-1>의 상태를 취하지 않고 처음부터 <그림 1-2>와 같이 되기도 하고, 어느정도 P 를 증가시켜도 $E_1 < E_2$ 의 경우도 있는데 이는 기둥이 매우 짧고 단면이 두꺼운 경우 등이다. 콘크리트 구조물에서는 일반적으로 후자의 경우가 많고 좌굴을 고려하지 않아도 되는 경우가 많지만 강구조물의 경우에도 길이와 단면을 선정하여 설계하면 적어도 항복응력까지는 좌굴을 생기지 않도록 할 수 있다. 이와 같은 단면을 컴팩트한 단면이라고 한다.

좌굴하중 P_{cr} (cr은 critical의 의미)은 다음과 같다.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad \dots \dots \dots (1)$$

여기서, E : 재료의 탄성계수 l : 좌굴길이 I : 기둥의 단면 2차 모멘트
H형 단면과 같이 I 값에 강축과 약축 2가지가 있는 경우에는 앞의 1.2의 이유로부터 약축의 I 값을 대상으로 한다. 이것을 오일러의 좌굴하중이라고 한다.

응력으로 나타내어 보면 좌굴응력 σ_{cr} 은 다음과 같다.

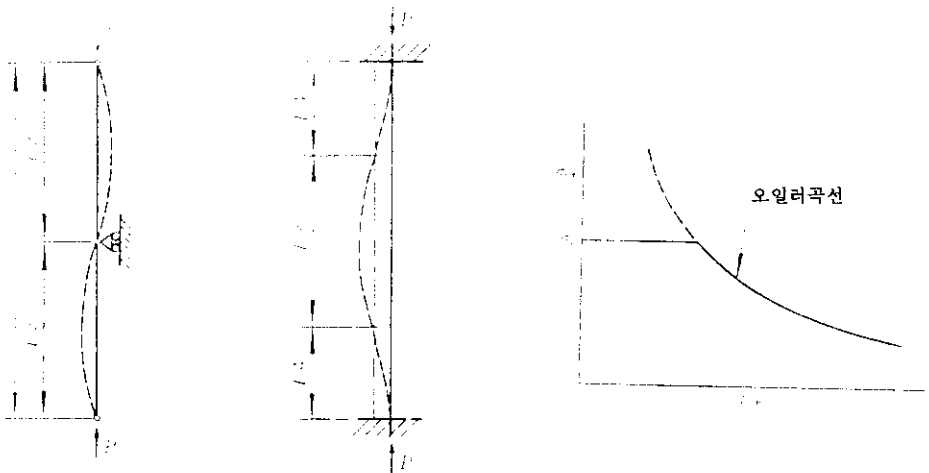
$$\sigma_{\sigma} = \frac{\pi^2 E}{(1/r)^2} \dots \dots \dots (2)$$

여기서, r : 단면 2차반경 $1/r$; 부재의 세장비

일반적으로 세장비는 좌굴의 특성을 나타내는 파라메타로 이용된다.

좌굴하중은 <그림 1-1>에 나타낸 바와 같이 일반적으로 좌굴이 부재의 전길이에 걸쳐 생기는 경우가 대상이 된다. 식(1)에 의하면 좌굴강도는 길이의 제곱에 반비례하므로 이 부재를 <그림 1-4(a)>와 같이 지지하거나 <그림 1-4(b)>와 같이 고정지지로 하면 좌굴길이를 반으로 나누게 되므로 좌굴강도는 4배가 됨을 알 수 있다. 이와 같이 단부의 지지조건에 따라 결정된 좌굴길이를 유효좌굴길이라 한다.

식(2)의 그래프는 쌍곡선에 근접하는 그래프로 통상의 설계에서는 부재가 항복할 때까지를 대상으로 하기 때문에 $\delta = \delta_y$ 를 상한으로 정하고 <그림 1-5>와 같이 된다.



(a) 중양부 지지 (b) 단부고정

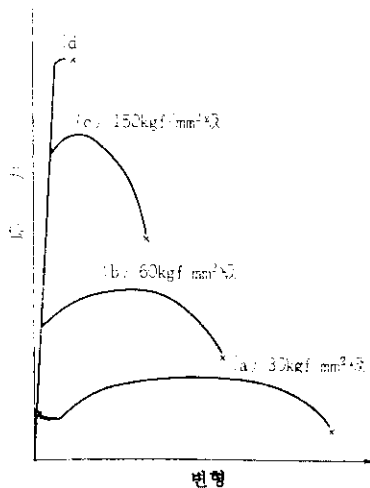
<그림 1-4> 지지조건에 따른 좌굴과형 <그림 1-5> 오일러곡선과 항복응력

2. 강재의 항복, 소성

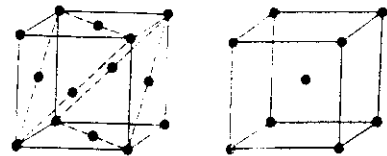
여러 가지 강재의 하중-변위관계, 즉 응력-변형 관계를 <그림 2-1>에 나타내었다. 그림과 같이 항복이 명확하게 나타나는 것과 탄성역과 소성역이 불명확한 것, 또한 강종에 따라 강도의 차, 소성역의 장단의 차이가 있는 것 등 여러 가지 경우로 나타난다. 무엇이 다르고, 어떻게 거동하여 이같은 미세한 차이가 나타나는 것인가 하는 의문을 강재의 결정구조에 대해 알아봄으로써 알아보고자 한다.

2.1 강재의 결정입자

강재의 표면을 유리면이 될 정도로 연마한 후에 脫脂, 酸으로 산성화한 알콜용액에 담귀 부식·건조시킨다. 이것을 현미경으로 100~400배로 확대하면 결정입자가 나타난다. 연강의 경우 이 입자는 페라이트라고 부르는 것이 대부분으로 각 입자에서 결정의 방향이 거의 일정함을 알 수 있다. 어느 1개의 페라이트 입자 결정 중에서 가장 미끄러지기 쉬운 방향으로 결정구조가 어긋나고 이것은 결정입자의 경계까지로 방향이 다른 인접 입자는 미끄러짐이 일어나지 않아 어긋남이 진전되지 않는다. 다시말하면 결정입자가 작을수록 동조하지 않는 입자가 증가하게 되어 세립화는 재료의 강도를 증가시키게 된다.



<그림 2-1> 강재의 응력-변형 곡선



면심입방격자 체심입방격자

<그림 2-2> 결정구조

1953년에 N.J.Petch는 많은 결정으로 된 재료에 대해서 다음과 같은 식을 제안하였다. 재료의 항복점을 σ_s , 평균 입자직경을 d 라고 하면

$$\sigma_s = \sigma_0 + \frac{k}{\sqrt{d}} \quad \text{여기서, } \sigma_0 : \text{마찰응력} \quad k : \text{비례정수}$$

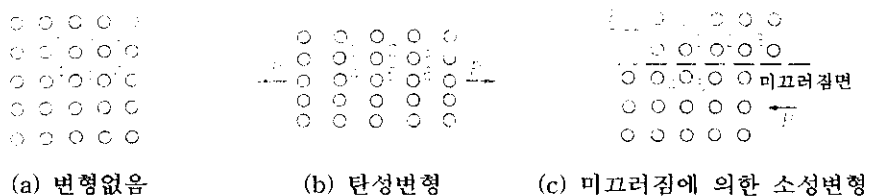
이식은 실험식이지만 후에 이론적으로 검증되었다. 결국 결정의 세립화는 재료의 강도를 높이는 것으로 확인되었다. Petch의 식은 금속조직과 재료의 역학적 성질을 결부시킨 식으로 큰 의미를 가지며 널리 쓰이고 있다.

2.2 강의 결정구조

금속의 경우 결정구조는 원자가 입체적으로 배열되고, 철의 경우 <그림 2-2>와 같은 2가지 결정구조를 가진다. 즉, 철의 결정구조는 상온(α 철, 페라이트 결정구조)에서는 체심입방격자이고, 고온(약 910°C 이상, γ 철, 오스테나이트 결정구조)

에서는 면심입방격자이다. 면심입방격자쪽이 체심입방격자에 비해 변형하기 쉽고, 면심입방격자에는 금, 동, 알루미늄 등이 있다. 열처리한 강이 비교적 변형하기 쉽고, 제조면에서 다루기 쉬운 것도 이러한 결정을 가진다.

금속을 소성변형시킬 때 그 표면에 결정의 미끄러짐에 의해 생기는 작은 선이 광학현미경으로 관찰된다. 결정구조가 그 위치에서 어긋나지 않고 입자사이의 거리가 늘어나기도 하고 줄어들기도 하는 단계가 탄성역에서의 거동이다(<그림 2-3b>) 소성변형은 <그림 2-3c>에 나타난 바와 같이 결정의 경계에서 어긋남이 생긴 상태이다.



<그림 2-3> 입자배열로 본 탄성변형과 소성변형의 차이

2.3 결정구조의 轉移란 ?

결정의 격자결함(원자배열의 흐트러짐)을 전이라고 말하며, 이 전이에 의해 재료의 소성, 물성을 설명하는 轉移論이 커다란 체계를 이루고 있다. 이러한 전이가 많은지 적은지, 이동하기 쉬운지 어려운지 또한 이동하여도 즉시 멈추는지 그렇지 않은지에 따라 재료의 항복 성질이 결정된다. <그림 1-6>의 응력과 변형의 관계차는 이러한 재료중의 전이 성질에 의한 경우가 크다.

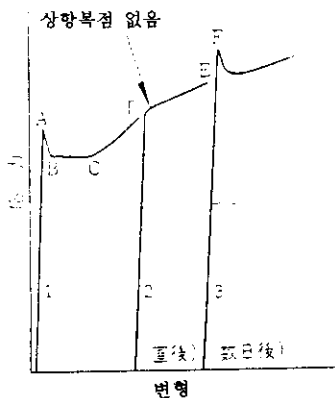
2.4 변형경화(가공경화)와 변형시효

전이의 성질로부터 강재의 여러 가지 특성이 설명된다. 變形硬化(strain hardening) 또는 加工硬化(work hardening)는 재료의 소성변형이 진전될 때 변형의 증대에 따라 재료가 경화하는 현상을 말한다. 변형의 진전과 전이는 계속 증대되지만 전이가 다른 전이에 근접하여 반발력을 받기도 하고, 다른 전이를 가로지를 때에 저항이 증대되는데 이것이 변형경화이다. 냉간압연과 인발, 프레스 등의 가공을 한(소성변형을 준다) 것에 의해 강재는 경화되고 강하게 된다.

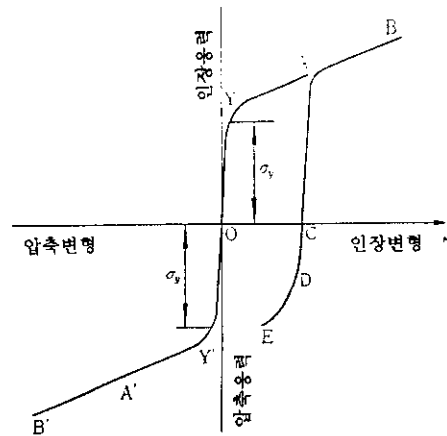
變形時効는 <그림 2-4>와 같이 항복직후에는 나타나지 않는 상항복점이 시간에 따라 다시 상항복점이 나타나는 현상 등이 대표적이고, 소성변형 후의 시간경과에 따라 재료의 성질이 변하는 것을 말한다. 공학적으로는 시효에 의해 소성변형된 강재가 취성적으로 되는 문제를 방지하기 위해서 일본의 경우 도로교시방서

에서 냉간가공의 경우 소성가공의 휨반경을 판두께의 15배 이상으로 제한하고 있다. 강재의 인성을 확보하기 위해서 휨가공 하는 부재표면의 소성변형의 한도를 3%로 제한한다. 이와 같은 변형시효를 전이와의 관계로 설명하면 다음과 같다.

탄소와 질소 등의 침입형 원소는 철원자사이를 이동(이를 확산이라 한다)하고, 전이가 생기는 개소에 모여 전이를 고착화, 안정화하는 성질이 있다. 이러기 위해서는 시간이 필요하고 시간이 경과함에 따라 효과가 나타나기 때문에 시효(aging)라고 부른다.



<그림 2-4> 연강의 변형시효



<그림 2-5> 바우징거 효과

2.5 바우징거효과와 변형경화

한 번 인장하중을 주어서 소성변형된 재료에 압축력을 가하면 본래의 재료와 응력-변형관계가 다른 현상이 나타난다. 즉, <그림 2-5>와 같이 O에서 A까지 소성변형시킨 재료를 除荷(A-C)하고, 압축재하하면 C-D-E의 곡선이 되어 항복응력은 본래의 값(그림의 OY')에 비해서 작은 값이 된다. 이를 바우징거효과라고 한다. 바우징거효과가 나타나는 것은 변형경화에 방향성이 있는 것을 의미한다. 요컨대 그림의 YAB 방향으로의 변형에 저항(변형시키기 어려운)하는 것이 변형경화이고 역방향(CDE)에서는 변형을 촉진하는 방향으로 작용하기 때문이다.

3. 강재의 연성과 취성

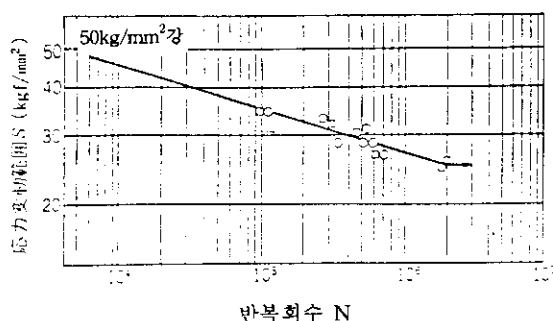
3.1 재료의 취화란 ?

유리와 같은 취성적인 재료와 철이나 알루미늄 같은 연성적인 재료는 금속과

4.1 피로현상의 특징

재료의 피로시험은 다수의 시험편을 준비하여 휨, 인장, 압축 등 정현적으로 변하는 응력을 발생시켜 파단할 때까지의 재하회수 N 을 횡축에, 응력(Stress, S) 진폭을 종축에 나타낸다. 응력진폭을 변화시킨 몇 개의 시험편에 대해서 파단시까지 시험을 실시하면 일반적으로는 응력진폭이 크면 재하회수는 작고, 응력진폭이 작으면 반복회수(N)는 크게 되어 그 그래프는 <그림 4-1>과 같이 된다. 이 그래프를 S-N 그래프라고 부른다. 그림에 나타난 바와 같이 응력의 진폭이 어느 값보다 작은 경우에는 재하회수를 어느정도 증가시켜도(시험편과 같이 1가지 재료의 경우 일반적으로는 200만회로 할 때가 많다) 피로파괴가 생기지 않는 한계의 응력진폭 값이 존재하고 이 값을 피로한도라고 부른다.

용접과 가공을 포함한 구조물 전체의 피로특성을 확인하는 시험을 실시하는 경우도 있는데 이때는 소재의 균열발생 메카니즘과는 달리 구조물이 사용기간중에 받으리라 예상되는 회수로 확인을 하는 것이다.

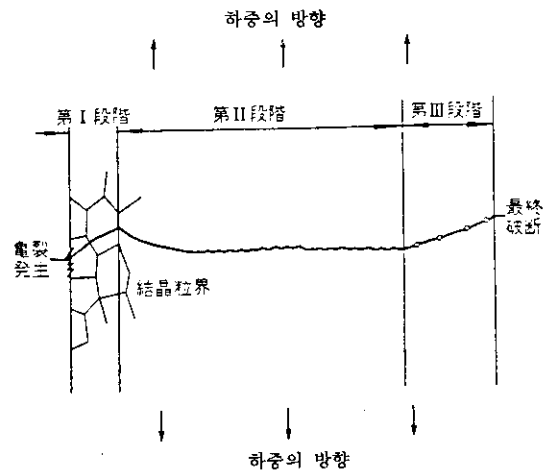


<그림 4-1> S-N 곡선의 예

4.2 피로균열의 발생과 성장

피로파괴된 강재의 시험편을 관찰하여 보면, 표면부근으로부터 발생한 동심원 형태의 균열이 전파하는 것을 볼 수 있고, 급속파단부가 이것에 연이어 있는 것이 일반적이다. 피로파괴의 파면은 통상 <그림 4-2>와 같이 전파하는 것이 많다. 균열의 전파는 3단계로 분류할 수 있고, 제 1단계는 균열발생점으로부터 하중방향과 45도 근방으로 전파하는 단계, 제 2단계는 하중방향에 거의 수직으로 전파하는 단계, 제 3단계는 균열이 급속히 전파하는 단계이다.

피로균열의 발생과 전파는 반복응력하에서 생기는 미소한 소성변형의 누적에 의한 것이다. 또한 균열의 발생으로부터 성장에 이르기까지 동일한 과정으로 균열이 성장하는 것은 아니고, 그 메카니즘도 균열의 성장속도도 연속적으로 변한다.



<그림 4-2> 피로균열의 발생과 전파 상황

4.3 피로를 고려한 설계방법 (일본의 경우)

피로균열은 기본적으로는 응력집중이 기점이 되어 발생, 진전한다. 강교와 같은 용접·가공에 의해 조립되는 구조물에서는 ① 용접의 품질을 높이고, 용접결합을 가능한 한 없앤다. ② 응력집중이 생기지 않도록 부재의 형상을 연구한다. ③ 그라인더 등으로 마감을 하여 재료표면, 용접 비드의 요철과 모재와 용접비드의 단차를 작게 한다. 이러한 것들이 피로균열의 발생을 크게 개선할 수 있다.

도로교에서는 활하중이 작은 것, 설계하중 상당의 하중이 재하되는 빈도가 적을 경우에는 강상판을 제외하고는 일반적으로 피로의 영향을 고려하지 않아도 된다. 강상판의 경우에는 피로를 고려한 종리브의 허용응력을 규정하고 있다.

철도교의 경우는 열차하중에 의한 응력변동 및 반복의 영향이 크다고 생각되기 때문에 예전부터 피로를 고려한 설계체계를 가지고 있다. 부재이음의 형상과 용접의 방향, 마감의 유무, 볼트체결에 대한 허용응력범위가 정하여져 있다.

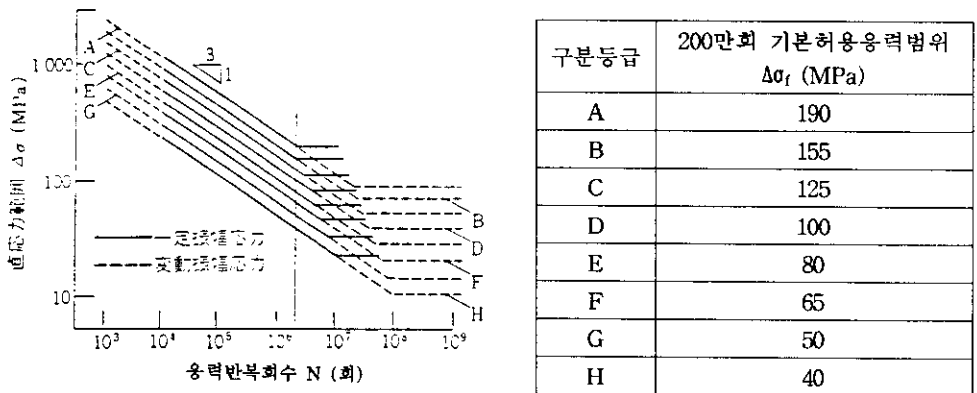
이러한 것을 총괄하는 형태로 최근에는 강구조협회의 피로설계지침(1993)에 피로에 관한 설계방법이 다음과 같은 방침으로 마련되었다.

- ① 용접이음의 피로조사에 이용되는 응력에 대한 응력범위를 나타낼 것
- ② 용접이음 설계 S-N 그래프가 기울기를 $m=3$ (일부 4)으로 할 것.
- ③ 이음 등급분류를 A~H의 8가지로 분류하고 각각에 대응되는 S-N 그래프를 주어질 것.
- ④ 강재는 구조용 고장력강까지를 대상으로 하고 있지만 피로강도는 강재의 종류에 따르지 않고 일정하게 할 것.

종방향 용접이음의 피로설계에 있어서 용접이음에 대한 등급구분과 그에 상당

하는 피로설계 곡선을 <그림 4-3>에 나타내었다.

이 그림에서 피로설계곡선(그림에서는 대수적으로 직선이 주어진다)의 기울기 m 은 중요한 의미를 가진다. 이 직선의 기울기가 수평에 가까우면 그 재료는 고려할 회수가 크게 되어도 그다지 허용응력은 변하지 않는 것을 알 수 있다. 반대로 이 직선의 기울기가 급하면 고려할 피로회수가 클 경우에는 작은 응력범위에서 설계를 해야 됨을 알 수 있다. 강재의 경우 기울기 m 은 일반적으로 3을 취한다.



<그림 4-3> 이음 구분등급에 관한 피로설계 곡선

4.4 피로균열의 원인과 대책

강구조물의 영구적인 과제로서는 방식과 피로를 들 수 있는데, 그 중 하나인 피로가 문제가 되는 이유로 몇가지를 들 수 있다. 예를 들면 리벳구조 대신 채용한 용접구조에 의한 구조 전체의 여유가 없게 된 것, 용접구조로 하기에는 용접결함(용접균열, 언더 컷 등)이 생길 가능성이 있고 그것이 피로의 원인이 된 것, 고장력강의 이용으로 경량화시켜 결과적으로 변형이 증가하여 2차응력이 증대되어 응력집중이 생기는 곳이 많게 된 것, 또한 과적차량의 통행빈도가 증가하여 균열을 야기시키는 것 등을 들 수 있다.

피로에 의한 균열은 일상의 점검으로 발견하고 큰 재해에 이르기 전에 처리할 필요가 있지만 균열이 진전된 상태에서 발견되는 예도 많이 있다. 피로균열이 생기지 않는 설계로 하기 위해서는 응력집중이 생기기 어려운 구조상세를 채용하고, 사용후에도 점검을 철저히 하는 한편 피로균열이 생긴 경우에는 구조상세를 개선하는 등 철저한 대응이 중요하다.

정적재하시험(Static Pile Load Test)에 의한 말뚝의 지지력 결정

기술연구소(중앙시험실) 토목차장 김덕성

1. 개요

정적재하시험은 현재 가장 많이 사용하고 있으며, 말뚝의 거동을 파악할수 있는 가장 확실한 방법이다. 시험의 목적에 따라서 시험의 횟수, 시험방법, 말뚝시공법, 재하방법, 측정방법 등을 충분히 검토하여 시험을 실시 하여야 한다.

1.1 장점

- 1) 지지력을 판단할수 있는 재하시험중 가장 정확한 값을 얻을수 있다.
- 2) Telltale, Strain gauge를 이용하면 선단지지력과 주변마찰력을 분리할수 있다.
- 3) 인발말뚝을 사용할 경우 사용이 간편하다

1.2 단점

- 1) 시험비용이 고가이며, 시간이 많이 걸린다.
- 2) Load Cell을 사용하지 않을 경우 하중오차가 발생한다.
- 3) 전체시험이 불가능하며, Sampling검사만 가능하다.

1.3 시험시 유의사항

- 1) 시험위치에 대하여 정밀한 지반 및 토질조사가 행해져야 한다.
- 2) 시험에 사용되는 말뚝과 말뚝시공 장비는 장차 공사에 사용될것과 같은 것을 사용하여야 한다.
- 3) 말뚝 관입시공중 모든 상황을 상세히 관찰기록 하여야 한다.
- 4) 말뚝에 재하될 하중은 파괴하중까지 재하하는 것이 좋지만 최소한 설계지지력의 2배이상은 되어야 한다.
- 5) 시험장치, 시험과정, 결과작성은 KS규정(혹은 ASTM규정)에 준한다.
- 6) 가능한한 자동측정기를 사용하여 말뚝하단의 이동량을 측정하고 선단지지력과 주변마찰력을 분리할 수 있도록 한다.

1.4 시험법에 대한 규정

- 1) KS F - 2445 (축하중에 의한 말뚝침하시험 방법)
- 2) ASTM D - 1143 - 87 (압축재하시험)
- 3) ASTM D - 3689 - 90 (인발재하시험)
- 4) ASTM D - 3966 - 90 (횡방향재하시험)

1.5 시험횟수에 대한 규정

- 1) 말뚝의 재하시험은 말뚝 250개당 1회 또는 지반조건이 현저히 다르거나, 다른 형태의 말뚝을 사용할 때마다 1회이상의 재하시험 실시.(구조물 기초 설계 기준 P 301)
- 2) 처음 100개 말뚝에 대하여 1회, 다음 250개 말뚝에 대하여 1회시험, 그 다음 500개 말뚝에 대하여 1회이상의 재하시험 실시.(토목공사 표준 일반시방서 3-3)

2. 압축재하시험

2.1 개요

말뚝에 압축력이 작용하는 경우 하중-침하관계곡선으로부터 극한하중 및 항복하중을 구하고 그에 따라 허용하중(허용지지력)을 결정하는 방법이며, 말뚝두부에 하중을 재하하는 방법에 따라 실하중재하법, 반력말뚝재하법, 반력앵커재하법으로 구분할 수 있다.

2.2 시험장치

말뚝재하시험장치는 KS(또는 ASTM) 규정에 준하여 현장조건에 따라 책임기술자의 판단하에 설치되어야 하며, 측정장비의 검정이 선행되어야 한다.

1) 재하대 : 1조

설치형식에 따라 실하중 재하대, 일반말뚝 이용한 재하대, 앵커케이블 이용한 재하대

2) 재하판(Steel Bearing Plate)

주어진 하중을 말뚝머리에 골고루 분포시킴. 두께 30 ~ 50mm

3) 유압잭(Load Cell) : 1조

설계하중의 2배 이상의 용량을 갖춘 하중재하장치로서 시험전 반드시 검정 (Calibration) 하여 주어진 하중하에서 5%이내의 정밀도를 갖춘것.

4) Dial Indicator 4개이상 (1/100mm, Stroke 50mm)

말뚝의 침하량을 측정하는 기구로서 50mm이상의 변위를 측정할 수 있고 감도 0.01mm 이상 제품이어야 한다.

5) Magnet Holder : 4개

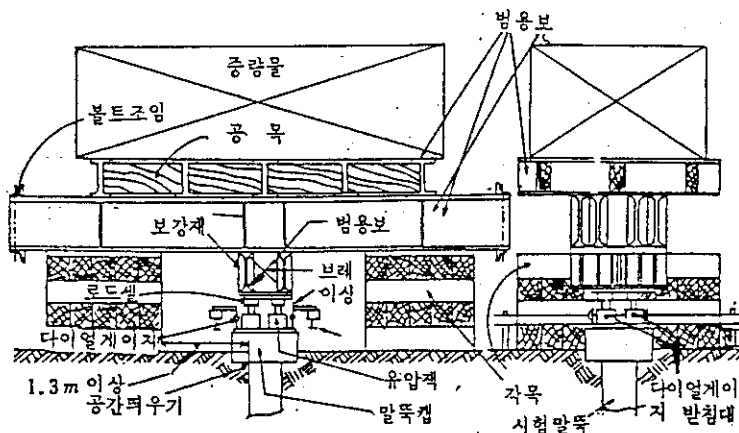
Dial Gauge를 부착시키는 장치로서 2개이상의 팔(Arm)이 있어야 측정에 편리 하다.

6) Gauge 지지대 : 1조

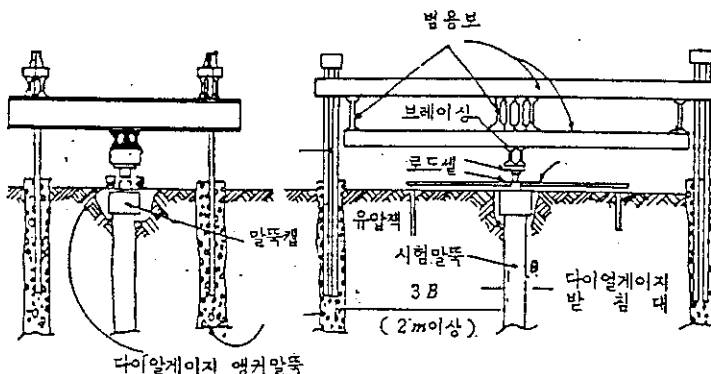
Magnetic Holder를 설치시키는 역할을 하며 시험말뚝에서 적어도 2.5m이상 떨어진 지점에 수평으로 견고하게 설치해야 한다.

7) Stop Watch : 1개

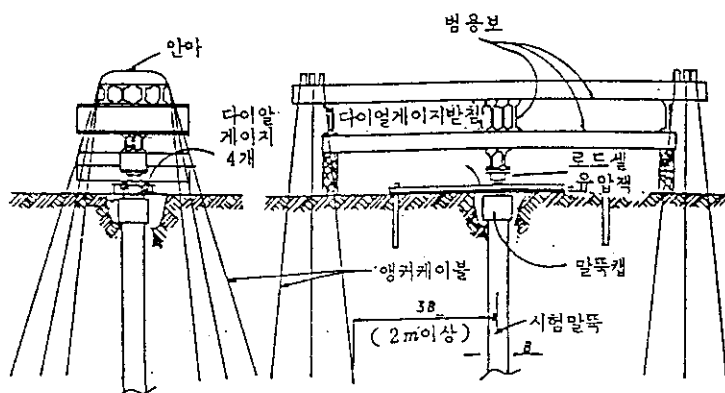
8) 기타부대장비 (Level, 조명...)



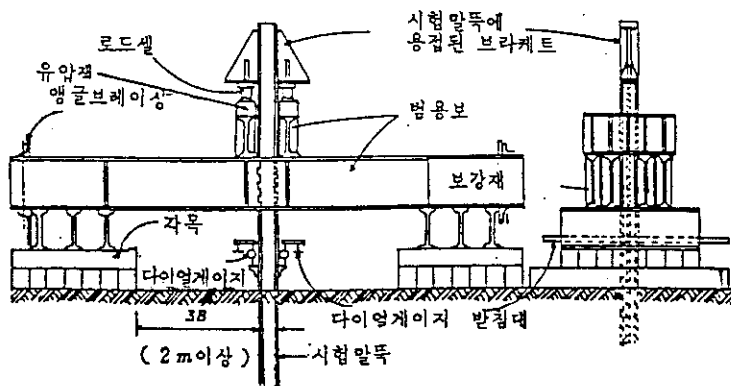
<그림 2-1> 중량물을 이용한 연직재하시험



<그림 2-2> 앵커말뚝을 이용한 연직재하시험



<그림 2-3> 앵커케이블을 이용한 연직재하시험



<그림 2-4> 지반반력을 이용한 H말뚝의 인발시험

2.3 시험준비

- 1) 말뚝의 재하시험에는 설계하중의 2~3배에 달하는 재하하중이 필요하다. 재하중으로 사하중을 말뚝머리에 직접 재하하는 수도 있지만 실제로는 하중을 가 하기가 어렵다. 대개 충분한 크기의 반력하중을 확보한 후에 유압잭을 이용하여 원하는 하중만을 말뚝에 전달시키는 방법을 택한다.
- 2) 반력하중은 콘크리트 블록또는 철근 등의 사하중을 재하구조물위에 설치하거나 반력말뚝이나 반력앵커를 설치하여 그 인발저항력을 이용한다.

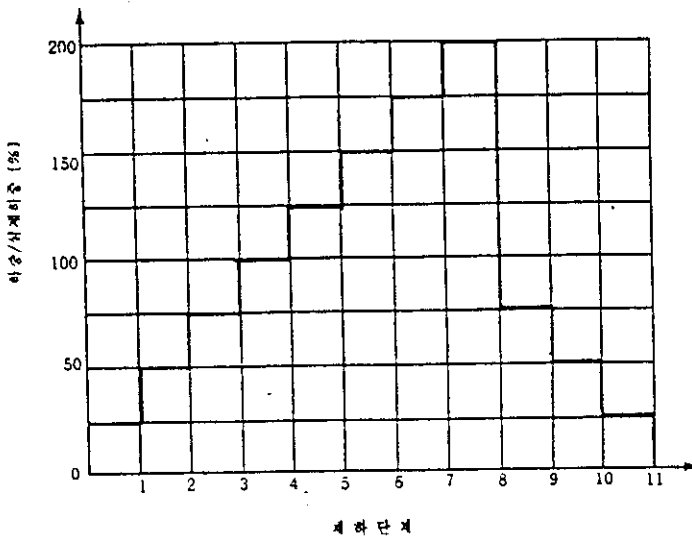
2.4 시험방법

2.4.1 표준 재하시험

- 1) 총시험하중은 말뚝 설계하중의 2배이상으로 하며 재하는 단일말뚝에서는 설계하중의 25, 50, 75, 100, 125, 150, 175, 200%에 해당하는 하중으로 단계별

로 증가시키면서 재하하고, 군말뚝에서는 설계하중의 150% 크기의 하중을 단계별로 재하한다.

- 2) 각 단계의 재하직후 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60분에 침하량을 측정하고 그이후에는 매 30분마다 측정한다.
- 3) 이때 각단계의 재하후에 측정된 침하량이 0.25 mm/hr 이하이거나, 재하시간이 2시간이상 경과되면, 그 단계에서는 침하가 끝난 것으로 보고 다음 단계의 하중을 재하한다.
- 4) 최종단계에서는 하중을 재하한후에 침하가 24시간 동안에 0.02 mm이하가 될 때까지 재하중을 일정하게 유지하면서 침하량을 측정한다.
- 5) 최종단계 하중을 가한 후에는 하중을 제하(除荷)한다. 제하단계에서는 총시험 하중의 75, 50, 25, 10% 에 해당하는 하중으로 단계별로 하중을 감소시키며 반발량을 측정한다. 제하단계에서는 각 단계별로 30분이상의 간격을 두고 하중을 제거하며, 하중이 모두 제거된 다음에도 24시간 방치한후에 최종 반발량을 다시 측정한다.



<그림 2-5> 표준재하단계에 따른 하중

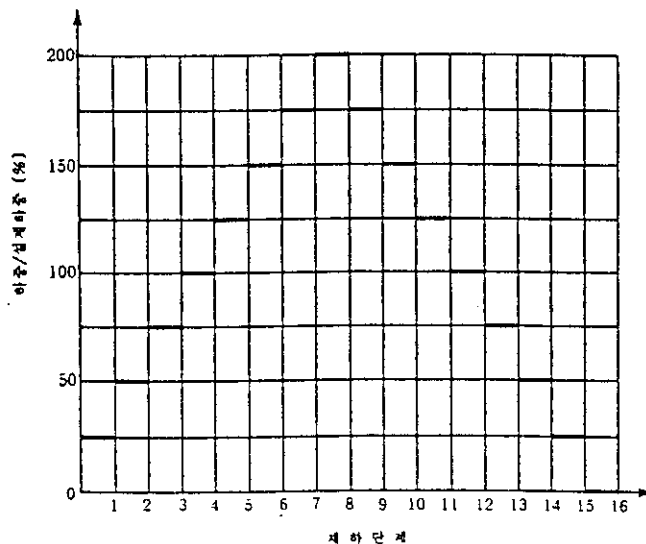
2.4.2 완속 재하시험 방법(Slow Maintained Load Test)

ASTM 표준재하방법(Standard Loading Procedure)으로 알려진(ASTM D 1143-81) 이 방법에 의한 재하시험 과정은 다음과 같다.

- 1) 총 시험 하중을 8단계 즉, 설계하중의 25, 50, 75, 100, 125, 150, 175, 및 200

%로 나누어 재하한다.

- 2) 각 재하단계에서 말뚝머리의 침하율(Rate of Settlement)이 0.01 inch/hr(0.25 mm/hr) 이하가 될 때까지 재하중을 유지한다. 단 최대 2시간을 넘지 않도록 한다.
- 3) 최종 재하단계(설계하중의 200%에 해당하는 하중)에서는 재하후에 침하율이 0.01inch/hr(0.25mm/hr) 이하이면 12시간 그리고 0.01 inch/hr 이상이면 24시간동안 재하상태를 유지한다.
- 4) 최종단계 하중을 가한 후에는 하중을 제하한다. 제하단계에서는 총시험하중을 설계하중의 25%씩 단계별로 1시간간격으로 제하한다.
- 5) 시험도중에 말뚝의 파괴가 발생되면 총 침하량이 말뚝머리의 직경(원형단면) 또는 대각선(사각형) 길이의 15%에 달할때까지 재하를 계속한다.

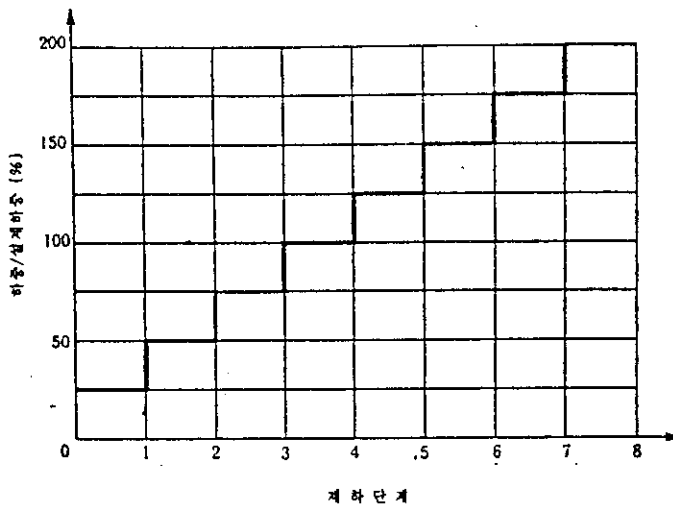


<그림 2-6> 완속재하 단계에 따른하중

2.4.3 급속 재하시험(Quick Maintained - Load Test)

표준재하시험은 매우 긴 시간 (보통 30~70 시간)이 소요되는 결점이 있다. 또한 안전침하율(Zero Settlement)의 기준으로 적용하는 0.01 inch/hr(0.25mm/hr)를 환산하면 2.19 m/year가 되므로 안전침하율 기준에 따라 각 하중단계에서 경과시간을 조절하는 것은 별로 의미가 없는 것을 알 수 있다. 실제로 각 재하단계마다 동일한 시간간격을 유지토록 하는 것이 더 중요하다고 할수 있으며, 이러한 인식 하에서 제안된 방법이 급속재하방법으로서 그 시험방법은 아래와 같다.

- 1) 단계별로 재하중의 증가량을 설계하중의 10~15%로 정하고 재하간격을 2.5~5 분으로 정하여 재하한다.
- 2) 각 재하단계마다 2~4차례(예 : 재하간격 5분일 경우 0, 2.5, 4.0, 5분 경과시) 침하량을 읽어 기록한다.
- 3) 재하하중을 계속 증가시켜서 말뚝의 극한하중에 이르거나 재하장치의 용량이 허용하는 최대하중까지 재하한다.
- 4) 최종 재하단계에서는 하중을 2.5~15분간 유지시켰다가 제하한다.
- 5) 이 방법을 사용하면 대략 2~5시간 이내에 전 시험 과정을 마칠수 있다.



<그림 2-7> 급속재하 단계에 따른하중

2.4.4 하중증가 평형 시험방법(Incremental Equilibrium Test)

이 방법은 표준재하방법을 개선하여 Mohal et al이 제안하였고, 표준재하 방법에 비해 총소요시간을 1/3 가량 단축시킬 수 있으며 그 시험결과는 표준재하방법에 의한것과 잘 부합되는 것으로 알려져 있다.

- 1) 단계별 하중 증가량은 설계하중의 15~25% (4~7 단계)로 정한다.
- 2) 각 재하단계에서 하중을 일정한 시간(5~15분)동안 유지시킨 후에 하중-침하 관계가 평형상태에 도달하면 다음단계의 하중을 재하하기를 반복하여 재하하중이 총시험하중에 이를 때까지 시험을 계속한다.

2.4.5 일정 침하율시험(Constant Rate of Penetration Test)

이 방법은 흔히 CRP Test 라고 불리우며 말뚝의 극한하중을 신속하게 결정하

기 위한 목적으로 Whitaker에 의해 개발되어서 Swedish Pile Commission, New York State Department of Transportation 및 ASTM D 1143-81(Optional) 등에 의해 권장되고 있으며 그 시험방법은 다음과 같다.

- 1) 말뚝머리의 침하율이 대개 0.01~0.10 inch/min(0.25~2.50 mm/min)가 되도록 하중을 조절하면서 매 2분마다 하중과 침하량을 기록한다.
- 2) 말뚝의 총침하량이 2~3 inch/min(50~75 mm/min)에 도달할 때까지 시험을 계속한후 제하한다.
- 3) CRP 시험방법은 급속재하방법(Quick Maintained - Load Test)에서 보다 더 나은 하중-침하관계곡선을 얻을 수 있는 장점이 있다.
- 4) CRP 시험에서 일정한 침하율을 유지하기 위해서는 유압을 지속적으로 가할 수 있는 특수 전동펌프가 필요하다. 또한 하중과 침하량을 동시에 읽을 수 있는 측정시스템과 훈련된 시험요원이 필요로 한다.

2.4.6 일정침하량 시험방법(Constant Settlement Increment Test)

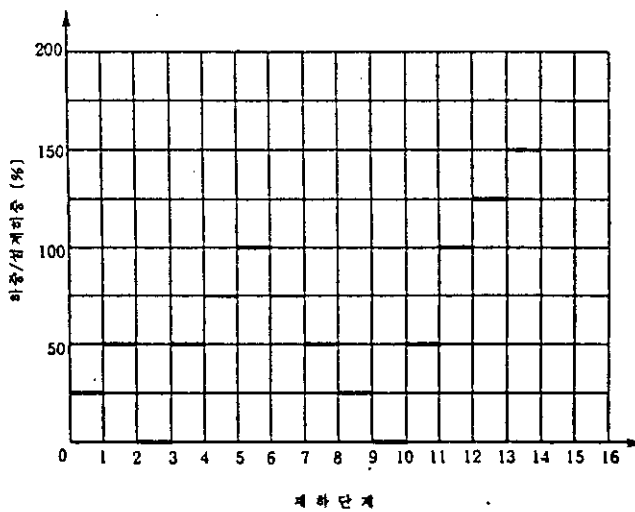
이 방법역시 CRP 방법과 마찬가지로 말뚝의 침하량이 일정한 값만큼 증가하도록 단계별 재하하중을 조절하는 방법으로서 그과정은 다음과 같다.

- 1) 단계별로 재하하중을 조절하여 말뚝의 침하량이 소정의 침하량 즉, 대략 말뚝머리의 직경(원형단면) 또는 대각선 길이의(사각형단면) 1%에 해당하는 크기가 되도록 한다.
- 2) 각 단계에서 소정 침하량을 유지하기 위한 재하하중의 시간당 변화율이 그 단계 재하하중의 1% 미만이 되면 다음 재하 단계로 넘어간다.
- 3) 이러한 과정을 계속하여 말뚝의 총 침하량이 말뚝머리의 직경 또는 대각선 길이의 10%에 달할때까지(또는 재하장치의 용량한도 까지) 시험을 계속한다.
- 4) 재하하중이 총시험하중에 도달하면 소정 침하량을 유지하기위한 하중의 시간당 변화율이 총시험하중의 1% 미만이 될 때까지 재하하중을 유지시킨후에 하중을 제하한다.
- 5) 제하는 총재하시간을 4등분하여 25% 씩 단계별로 제하한다. 단계별로 말뚝의 시간당 Rebound율이 말뚝머리의 직경이나 대각선 길이의 0.3% 이내가 될 때까지 기다렸다가 다음 단계의 제하를 실시한다.

2.4.7 반복하중 재하방법(Cyclic Loading Test)

ASTM D 1143-81(Optional)에 의한 반복하중재하시험 방법은 다음과 같다.

- 1) 단계별 재하하중의 크기를 표준재하 방법에서와 같이 정한다.
- 2) 재하하중이 설계하중의 50%, 100% 및 150%에 도달하는 재하단계에서는 재하하중을 각각 1시간동안 유지시킨 후에 표준재하방법의 재하시와 같은 단계로 재하한다, 이때에 재하단계별로 20분 간격을 둔다.
- 3) 하중을 완전히 재하한후에 설계하중의 50%씩 단계적으로 다시 재하하고 표준시험방법에 따라 다음단계로 재하한다.
- 4) 재하하중이 총시험하중에 도달되면 12시간 또는 24시간동안 하중을 유지시킨 후에 표준재하방법과 같은 절차로 재하한다.



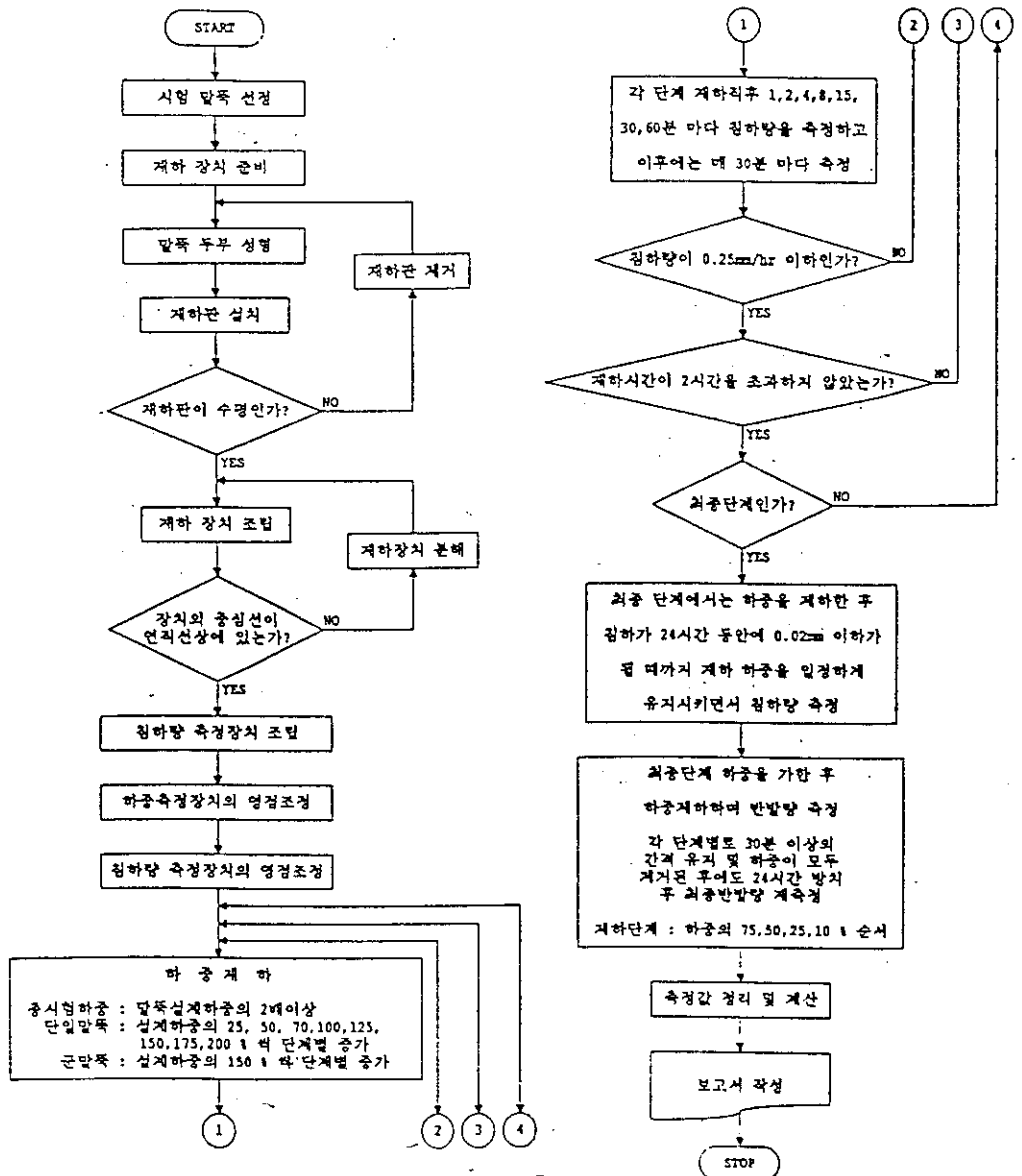
<그림 2-8> 반복하중 재하단계에 따른하중

2.4.8 스웨덴 반복하중 재하방법(Swedish Cyclic Test)

이 방법은 Swedish Pile Commission에 의해 권장된 방법으로서 다음의 과정을 통해 행하여 진다.

- 1) 재하하중을 말뚝 설계하중의 1/3까지로하여 초기 재하한다.
- 2) 설계하중의 1/6까지 재하하여 같은 과정을 20차례 반복한다.
- 3) 재하하중을 첫째과정보다 50%증가시켜 재하하고 둘째과정에서와 같은 과정을 되풀이한다.
- 4) 상기 세 과정을 말뚝이 파괴에 이를 때까지 계속한다.

이 방법은 상당히 오랜시간이 소요되고 하중의 재하-제하가 번번히 반복됨에 따라 말뚝상태도 최초상태와는 달라진다. 따라서 이 시험 방법은 특별한 경우에 한하여 사용할 것을 권유하고 있다.



<그림 2-9> 말뚝제하시험 흐름도

3. 시험결과 작성 및 해설

말뚝재하시험 결과로부터 말뚝의 허용하중(working load)을 결정하는 데에는 다음의 두가지 기본조건을 만족시켜야 한다.

어떠한 경우에도 상부구조물이 파괴(failure)되지 말아야 하므로 파괴를 유발하는 하중 즉, 극한하중(ultimate load)과 비교하여 충분한 안정성이(안전율 확보) 확보되어야 한다.

말뚝기초에 상부구조물의 사하중과 활하중이 재하되었을 때의 침하량이 설계조건에서 가정한 허용범위 이내이어야 한다.

침하량 기준 판정법에는 전침하량(total settlement)기준과 전침하량에서 탄성침하량(elastic settlement)을 제외한 순침하량(net settlement)기준이 있다. 그러나 침하량기준 판정법은 말뚝의 길이, 지반조건 등이 감안되지 않아 해석대상 구조물의 성격에 따라 설계개념이 적합하도록 조정하는 것이 필요하다. 특히 말뚝의 관입깊이가 큰 변화를 보이는 지반조건에서는 부등침하에 대한 별도의 고려가 있어야 한다.

3.1 극한하중의 산정

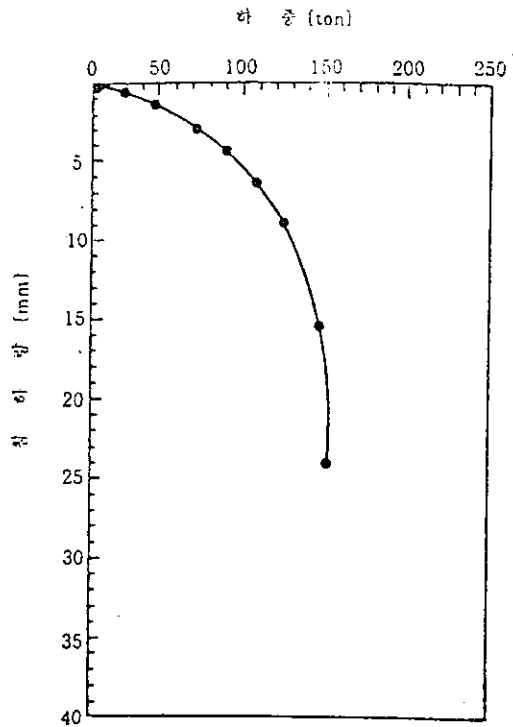
재하시험 결과는 하중-침하량 곡선과 하중단계별 시간-침하곡선을 작성해야 한다. 지지력의 추정은 하중-침하곡선의 해석에서 이루어 진다.

- 1) 하중-침하량 곡선에서 극한하중을 규정하는 방법은 여러 가지가 있어서 정설이 없다. 말뚝의 재하시험에서 말뚝이 급격한 침하를 나타내기 시작하면 이때의 하중을 파괴하중 P_B 이라고 하고 일정한 하중증가에 의한 침하증가량이 커지기 시작할 때의 하중을 P_L 이라고 한다. 그러나 하중-침하곡선에서 극한하중을 찾기는 어려우며 대개 다음의 방법으로 결정한다.

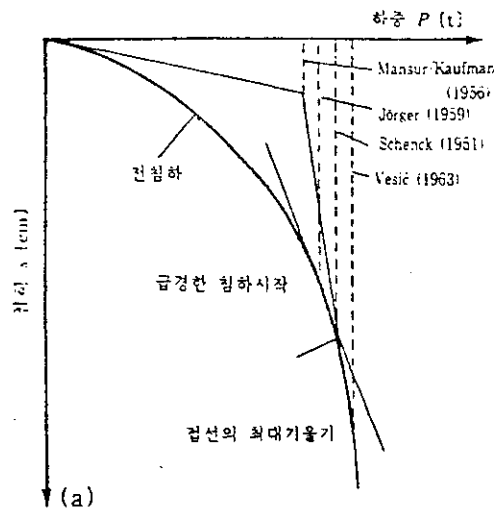
- 가) 하중-침하(전침하)곡선의 형태
- 나) 전 침하량 기준
- 다) 하중-침하곡선에 대한 지수함수 가정
- 라) 잔류침하량 기준
- 마) 탄성침하와 잔류침하 관계

3.1.1 하중-전침하 관계곡선의 형태

하중-전침하곡선의 형태로부터 말뚝의 극한하중을 결정할 수 있으며 다음과 같은 방법이 있다.



<그림 3-1> 하중 - 침하곡선



<그림 3-2> 하중-전침하관계 곡선에서의 극한하중 결정법

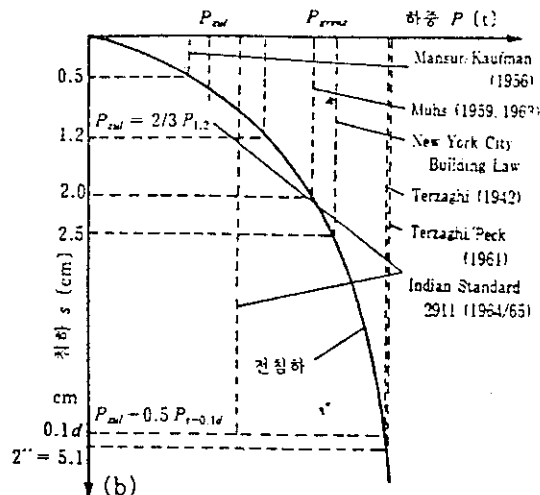
- 1) Mansur/Kaufmann(1956) 방법 : 하중-전침하곡선의 초기곡선의 접선과 후기 곡선의 접선을 그어서 만나는 점에 해당하는 하중을 극한하중으로 한다.

- 2) Schenck(1951) : 하중-전침하곡선의 기울기가 급격히 변하기 시작하는 점에 해당하는 하중을 극한하중으로 한다. 이러한 점은 하중-침하곡선의 후기곡선이 직선인 경우에 후기직선의 시작점이 된다.
- 3) Vesic(1963) : 하중-전침하곡선의 접선기울기(침하증가)가 최대가 되는 점에 해당하는 하중을 극한하중으로 한다..
- 4) Jörger(1959) : 하중-전침하곡선의 기울기가 $\frac{1}{2} \sim \frac{1}{3}$ 인 점에 해당하는 하중을 극한하중으로 한다.

3.1.2 하중-전침하관계곡선에서 전침하량기준

말뚝의 하중-침하곡선이 뚜렷한 파괴양상을 나타내지 않는 경우에 침하량을 기준으로 극한하중을 정할 수 있으며, 말뚝의 직경이 커질수록 침하가 크기 때문에 이를 고려할 수 있다. 전침하량을 기준으로 극한하중을 결정하는 방법으로는 다음과 같은 방법들이 있다.

방 법	기준 전침하량	구 분
Mansur/Kaufmann (1956)	0.5 cm	허용하중
Muhs (1959, 1963)	2.0 cm	극한하중
New York City Building Law	2.5 cm	극한하중
Terzaghi/Peck (1961)	5.1 cm (2 in)	극한하중
Terzaghi (1942)	0.1 d	극한하중
Indian Standard 2911 (1964/65)	1.2 cm에 해당하는 하중의 $\frac{2}{3}$ 0.1d에 해당하는 하중의 $\frac{1}{2}$	허용하중 허용하중



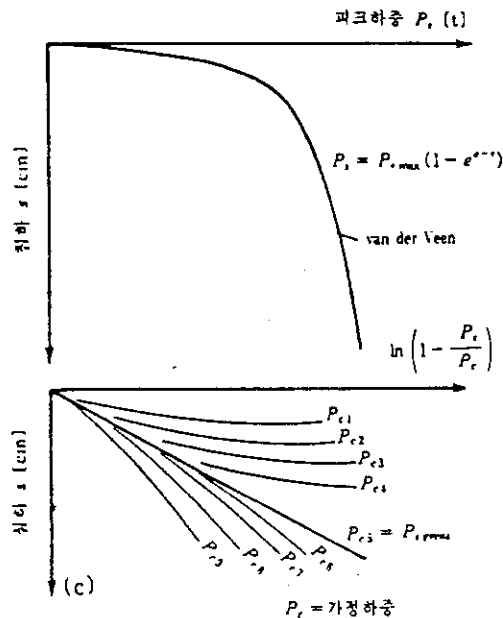
<그림 3-3> 침하기준 극한 및 허용하중 결정법

[표 3-1] 극한하중에 대응하는 전체 침하량(St)의 규정치

기준명 또는 제안자	St (mm)	허용지지력을 구할때의 안전율	비 고
독일DIN 4014	20		
프랑스	20		
벨기에	20		
체코슬로바키아	15-20	2	
오스트리아	25		
네덜란드	25.4		
뉴욕시 기준	25.4		
인도 IS 2911 기준	12	1.5	
Muns	20		
Terzaghi and Peck(1967)	25.4	1.5	
Wood Ward(1972)	12.7-25.4	1.5-2	
Touma and Reese(1974)	25.4		
소련 건축공정 연구소	>30-40		
소련 건축시공 과학연구소	80		부등침하에 민감하지 않은 건축구조물
소련 건축시공 과학연구소	40		부등침하에 민감한 건축 구조물
중국 협서성 도로연구소(1973)	60		대구경 현장타설말뚝
중국 도로연구원(1976)	40		대구경 현장타설말뚝
중국 북경 말뚝기초연구소(1976)	15-20	2	소구경 현장타설말뚝
일본 구건축학회 기준	25 (항복하중)	2	현장타설 말뚝
일본 토질공학회(1971)	25 (항복하중)	2	
Johnson(1973)	< 0.1 D		
영국 기초공업기준(1975)	< 0.1 D		
Capper and Cassie	< 0.1 D		
Darid	< 0.1 D		
Tomlinson	< 0.1 D		
Whitaker	< 0.1 D		
특기사항	D는 말뚝의 직경임.		

3.1.3 지수함수

선단지지말뚝에서 임의의 하중 P_c 를 가정하여 $\ln(1 - \frac{P_s}{P_c})$ -침하 S 의 관계를 표시하면 극한하중 P_L 보다 작은 재하초기($P_L > P_c$)에는 위로 오목한 형태의 곡선이 되다가 재하후기($P_L < P_c$)에는 위로 볼록한 형태의 곡선이 되며, 극한하중에서는 직선이 된다. 이러한 특성을 이용하여 극한하중을 찾을수 있다.(Van der Veen, 1953).



<그림 3-4> 지수함수에 의한 허용하중 결정법

3.1.4 잔류침하량에 의한 분석법

말뚝의 길이가 길고, 재하하중이 큰 경우 지반 및 말뚝본체의 탄성적인 변형중에는 특히 말뚝의 탄성변형이 차지하는 비율이 크다. 이러한 탄성 변형량을 포함하는 전침하에서 극한하중을 구한다는 것은 문제가 있으므로 전침하량에서 탄성 변형량을 뺀 잔류침하, 즉 소성침하에 의하여 극한하중을 판정하는 방법이다.

- 1) R.D. Chellis 는 하중-잔류침하 변형곡선에서 급변하는 점의 하중을 극한하중이라고 판정하고 있으며, 미국의 통일시공규정과 New York시 시공규준에서는 하중 ton당 잔류침하(Sr)가 0.254mm 즉 Sr/P 가 0.254mm로 되는 하중을 극한하중으로 판정하고 있다.

[표 3-2]는 극한잔류침하량(S_{ru})에 대응하는 하중을 극한하중으로 판정하는

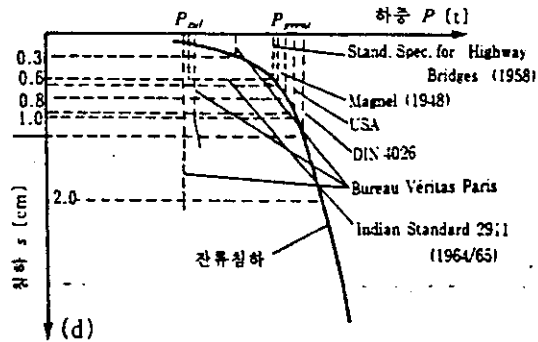
여러나라의 표준과 제안한 값들이다.

[표 3-2] 극한하중에 대응하는 극한잔류침하량(Sru)의 규정치

기준명 또는 제안자	Sru (mm)	허용지지력을 구할때의 안전율	비 고
독일 DIN 4026 표준	D의 2.5%		타입말뚝
미 국	D의 2.0%		
일본 건축기초구조 설계기준	D의 2.5%	3	타입말뚝
덴마크기초 실용 기준(DS-415-1965)	D의 1.0%		
미국 도로설계기준(1958)	6.3		
미국 AASHTO 기준	6.3		
미국 루이지아나 도로국	6.3	2	
미국 보스턴 건축기준	12.7	2	
인도 IS 2911 기준	6	1.5	
캐나다 건축기준(1960)	25		
파리 Veritas사무소(1964)	20	2	
Magnel(1948)	8		
Mansur and Kaufman	6.3		
Woodwar(1972)	12.7	1.5	
비 고	D는 말뚝의 직경임		

[표 3-3] 잔류침하기준에 의한 극한하중 및 허용하중

방 법	침 하 량	구 분
Indian Standard 2911 (1964/65)	0.6cm에 해당하는 하중의 %	허용하중
Bureau Veritas in Paris	0.3cm	허용하중
	1.0cm에 해당하는 하중의 %	허용하중
DIN 4026	2.0cm에 해당하는 하중의 ½	허용하중
USA	0.025 d	극한하중
Magnel (1948)	0.020 d	극한하중
Stand. Spec. for	0.8cm	극한하중
Highway Bridges (1958)	0.65cm(0.25 in)	극한하중



<그림 3-5> 잔류 침하량기준 극한하중 및 허용하중 결정법

3.1.5 탄성침하와 잔류침하 관계

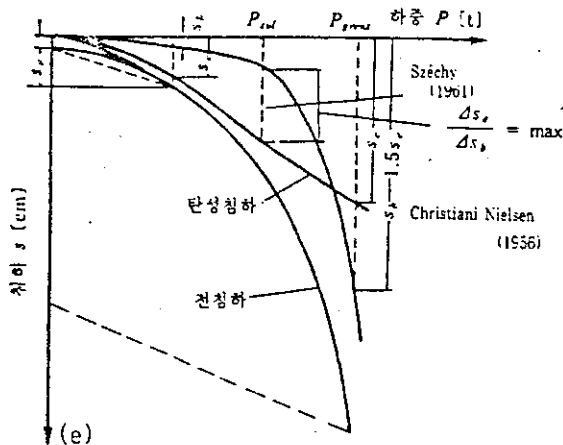
말뚝 재하시험의 결과로 탄성침하와 잔류침하로 구분하여 하중-잔침하곡선, 하중-탄성침하곡선, 하중-탄성침하곡선을 중첩하여 그리고 그 관계로부터 극한하중 또는 허용하중을 구할수 있으며, 다음과 같은 방법들이 있다.

1) Szechy(1961)

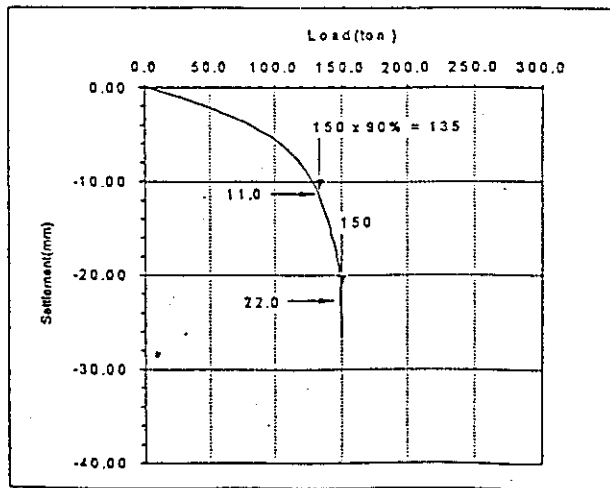
탄성침하변화량 ΔS_e 와 잔류침하 변형량 ΔS_b 의 비 $\Delta S_e/\Delta S_b$ 가 최대가 되는점에 해당하는 하중을 허용하중으로 한다.

2) Christiani/Nielsen(1956)

잔류침하 S_b 가 탄성침하 S_e 의 1.5배 즉 $S_b = 1.5S_e$ 가 될 때의 하중을 극한하중으로 한다.



<그림 3-6> 탄성침하와 잔류침하에 의한 허용하중 결정법



<그림 3-8> Hansen의 극한하중 결정법

- 1) P - S 곡선 분석
- 2) $\log P - \log S$ 곡선 분석
- 3) $S - \log t$ 분석
- 4) $S - \log P$ 분석
- 5) $P - \log S$ 분석
- 6) $dS/d(\log t) - P$ 분석

건교부제정 “구조물 기초 설계기준” 해설편에서는 “극한하중이 확인되면 문제 없으나” 그렇지 못할경우 항복하중에 의하도록 하고 다음의 방법 등을 권장하고 있다.

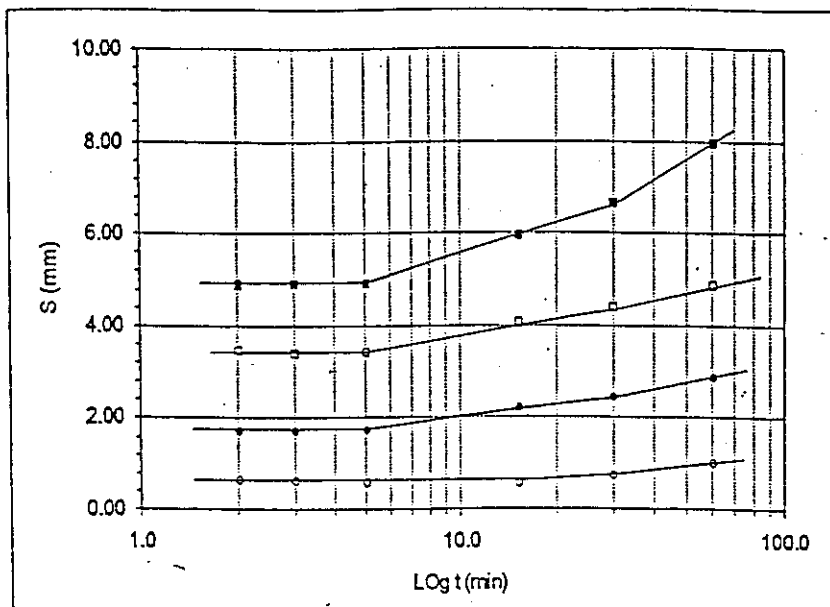
- 7) $\log P - \log S$ 곡선 분석
- 8) $S - \log t$ 분석
- 9) $dS/d(\log t) - P$ 분석
- 10) 잔류 침하량 측정에 의한 $\log P - \log S$ 방법

아울러 항복하중의 1.5배를 극한하중으로 가정하지만 이 방법에 의한 극한 하중이 실제 극한하중보다 크지 않도록 주의를 두고 있어 항복하중에 의한 분석을 안전하게 하는 장치를 하고 있다.

3.2.1 S - logt 분석법

각 재하단계에 대해 경과시간을 대수눈금($\log t$)에, 말뚝머리의 침하량을 산수눈금(S)에 표시하였을 때 각 하중단계의 시간-침하 관계(S- $\log t$)가 직선적으로 되지

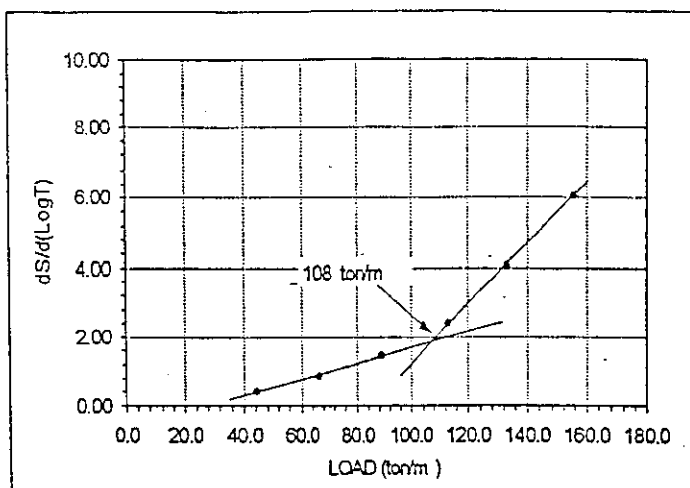
않는 점의 하중을 항복하중으로 한다.



<그림 3-9> logt - S 곡선

3.2.2 $dS/d(\log t)$ -P 분석법

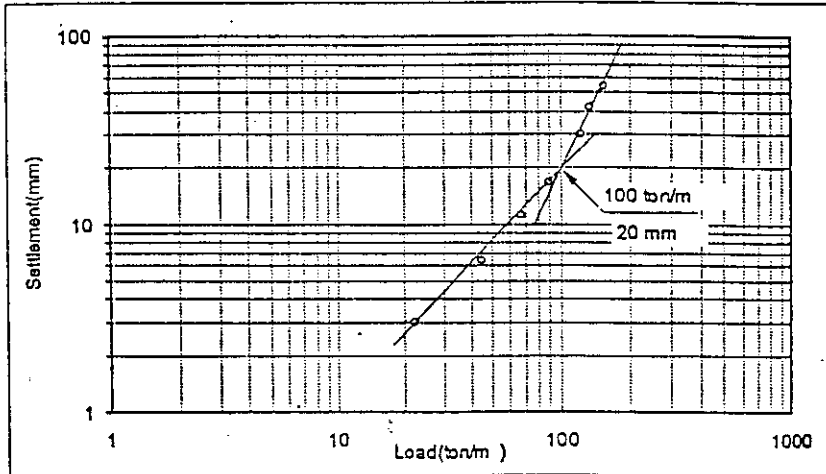
S-logt그림에서 각 하중단계에서 일정시간(10분이상)후의 대수침하속도 $dS/d(\log t)$ 즉, S-logt곡선의 경사를 구하고, 이것을 하중에 표시하여 연결한다. 이와 같이하여 구한 $dS/d(\log t)$ -P 관계곡선이 급격히 구부러지는 점의 하중을 항복하중으로 한다.



<그림 3-10> P - $ds / d(\log t)$ 곡선

3.2.3 log P- log S 분석법

하중 P와 말뚝머리의 침하량 S를 양대수 눈금으로 표시하고, 각 점을 연결하여 얻어지는 log P - log S 관계곡선이 꺾어지는 점의 하중을 항복하중으로 한다.



<그림 3-11> Log P - Log S 곡선

4. 보고서 작성

4.1 항복하중과 허용지지력 결정

항복하중을 안전율로 나누어서 허용지지력을 구한다.[표 4-1]

$$\text{허용지지력} = \frac{\text{항복하중}}{\text{안전율}}$$

그러나 표의 안전율은 다음과 같은 경우에는 더 크게 하여야 한다.

- 1) 큰 충격하중이 예상될 때
- 2) 침하량에 제한이 있거나 또는 부등침하를 피하여야 할 때
- 3) 흙의 성질이 시간과 더불어 약화될 우려가 있을 때
- 4) 마찰말뚝의 균향으로 된 기초임에도 불구하고 단향에 대한 재하시험을 하였을 때
- 5) 마찰말뚝이 가해지는 동하중의 재하시간이 정하중과 같은 정도로 길 때

[표 4-1] 말뚝재하시험의 안전율

말뚝지반의 종류	선단지지말뚝	마찰말뚝	
		좋은 모래층	기타
평상시	3	3	4
지진시	2	2	3

4.2 축방향(연직)재하시험 성과분석 및 결과

[표4-2] 축방향 재하시험 성과분석

(단위: 하중 ton/본, 침하량 mm)

구분	극한하중에 의한 분석법			항복하중에 의한 분석법(하중-변형)									침하량에 의한 분석법				허용 지지력
	P - S			P - S		logP-logS		S-log t		P-ds/d(logt)	항복 하중 평균	허용 하중	전침하량에 의한 분석법	잔류침하량에 의한 분석법	하중 평균	허용 하중	
	극한 하중	침하량	허용 하중	항복 하중	침하량	항복 하중	침하량	항복 하중	항복 하중								
PLT (1)	*	*	*	240	21	240	21	240	21	240	240	120	240	240	240	120	120
PLT (2)	*	*	*	240	23	240	23	240	23	240	240	120	240	240	240	120	120

4.3 각 공식에 의한 지지력과 재하시험에 의한 허용지지력

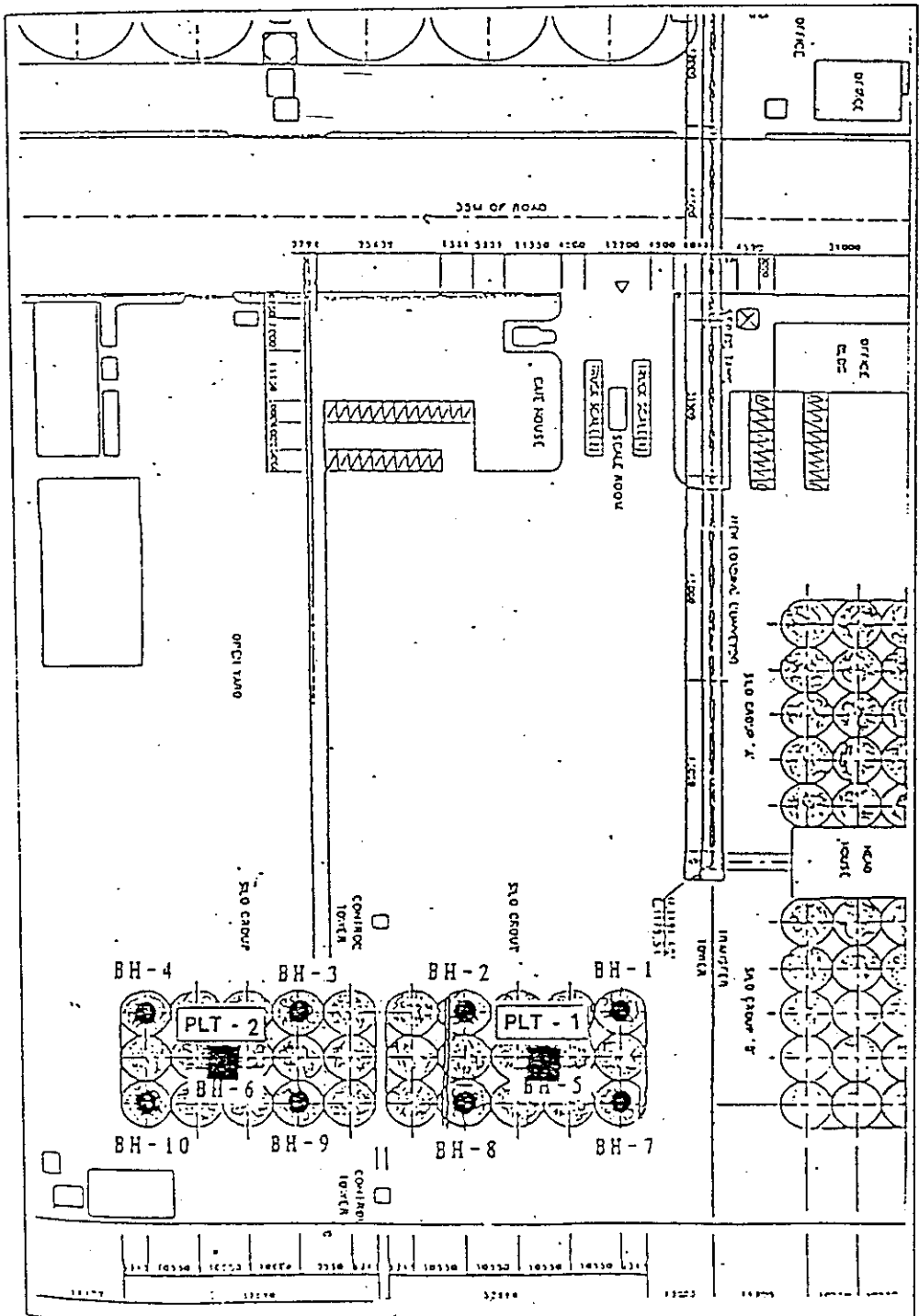
[표 4-3] 성과분석 결과

(단위: ton/본)

구분	설계허용하중			공식에 의한 허용지지력						재하시험에 의한 허용지지력			Wave Equation
	연직	인발	수평	연직			인발	수평		연직	인발	수평	연직
				Meyerhof	시방서	Hiley							
PLT (1)	117.4	10.9	5.9	206 ※(96.30)	206 ※(65.14)	175	10.84	9.90		120	12	3.15	122
PLT (2)	117.4	10.9	5.9	168.7 ※(90.0)	174 ※(70.20)	156	10.84	6.24		120	12	2.90	119
※() 괄호안의 값은 부주변마찰력을 고려할 경우임.													

4.4 보고서 추가기록사항

- 1) 일반사항 : 지구설명, 위치, 소유자, 시설책임자, 토질자문, 시험 보링 계약자, 위치와 명칭 등
- 2) 말뚝타입기기계에 관한 사항
- 3) 시험과 앵커말뚝에 관한 사항
- 4) 말뚝설치에 관한 사항
- 5) 말뚝시험에 관한 사항



<그림 4-1> 재하시험 위치도

비계공사 표준작업요점

산천재개발아파트현장 건축기사 이병운

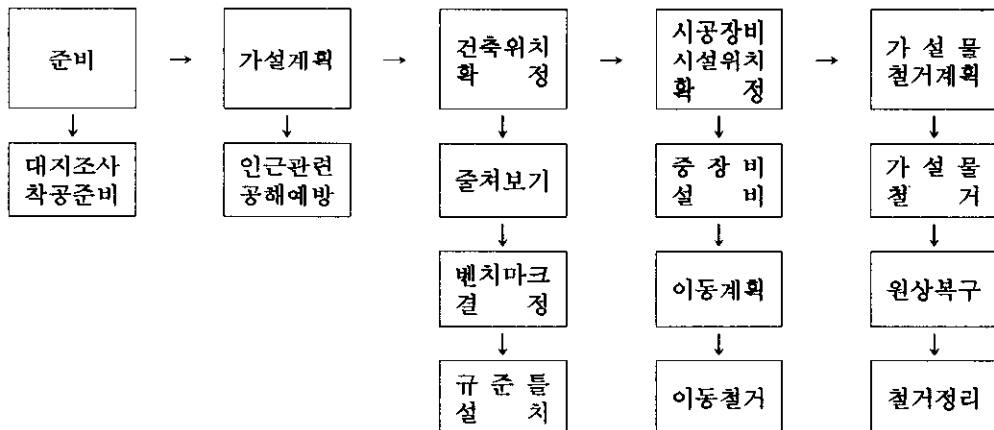
1. 적용범위

비계작업은 건설공사의 시공에 있어서 작업자의 어깨보다 높은 곳의 작업이나 접근하기 힘든 장소의 작업과 손이 미치지 못하는 장소의 작업 등을 하기 위하여 디딤대적인 공작물로서 작업자 및 감독자의 통행과 모든 부재의 운반과 설치등의 목적에 활용하고자 가설하는 비계목 또는 강관류와 작업발판 등을 총칭하며 특수 비계로서는 고소작업, 중량물 이동 및 인양작업과 터널 등바리작업 등에 적용한다.

2. 적용규격

비계재료는 구하기 쉽고, 가공성이 좋고, 경량이며 접합이 용이한 소재를 사용하여 왔으나, 요즘에는 강도상의 유리, 구조의 확실, 단면적인 감소, 내구성, 규격화된 재료는 물론 제품에도 한국산업규격 KS F 8001(강관 받침기둥), KS F 8002(강관비계), KS F 8003(강관 틀비계) 등 받침기둥에 사용하는 내관과 외관은 KS D 3566(일반 구조용 탄소강관) 또는 이와 동등 이상인 KS D 3506(용융 아연도금 강관 및 강대)에 규정하는 전기저항 용접 강관 및 가스용접 강관으로 한다. 이 규격은 주로 건축공사의 콘크리트 거푸집의 받침기둥으로 사용되는 외기둥식의 강관 받침기둥(이하 받침기둥이라 한다)과 강관 틀비계에 대하여 규정한다.

3. 공정흐름도



4. 재료의 선택

4.1 비계재료 및 결속재료

4.1.1 재종 및 재질

- 1) 비계재료로서 예전에는 통나무 비계가 보편화되고 있었으나 근래에 와서는 강관비계의 발전으로 양상이 달라졌다.
- 2) 통나무 비계는 어떤 종류의 목재를 사용하든 목적에 적합하지 않으면 안된다. 따라서 비계재의 길이, 굵기, 세장비 등의 관계가 있어 우리나라에서는 삼나무, 낙엽송 등을 많이 사용하고 있다. 통나무는 너무 굵어도 취급에 곤란하고 너무 가늘면 강도 부족현상이 생기므로 보통 밑둥 200mm 정도가 실용범위이고 길이는 6~9mm 정도가 좋다. 그리고 비계목으로서는 밑둥과 말구의 차가 적고 균형있는 직선으로 바른 것, 썩거나 웅이 등으로 강도 저하가 없는 것을 사용한다.
- 3) 강관비계는 조립, 해체 및 작업이 간편하고 일시 투자가 많이 되나 장기적으로 반복 사용할 수 있는 것이 특징이 되어 근래에 와서 많이 활용되고 있으며 강관비계는 강도가 충분하고 취급이 간편하고 가벼운 것이 조건이 되어 $\phi 48.6\text{mm}$, 두께는 2.4mm, 표준중량 2.73kg/m(3종)을 사용하고 있다.

4.1.2 규격 및 요건

- 1) 통나무 비계재에 있어서는 비계기둥, 띠장, 가새 등 장목으로서 사용하는 것은 말구 9~10cm 이상으로 하여야 하며 말구 7.5cm 이하 부분은 비계를 겹쳐 보강하여야 한다. 장선 등은 말구가 9cm 이상이어야 하고, 띠장 및 장선 등의 스패중앙에 적재하는 집중하중은 [표 4-1]에 따른다.

[표 4-1] 스패중앙에 적재하는 집중하중(kg/cm²)

스패 스팬 (cm)	스패중앙 통나무경 (cm)	12	10.5	9	7.5	6	4.5	비고
120		793	531	334	194	99	42	본표는 적당한 안전율을 감안한 삼나무의 집중하중을 표시한 것임. 단, 삼나무의 휨허용 응력도 140kg/cm ² 를 기준
150		634	424	267	155	76	33	
180		528	353	223	129	66	28	
210		435	303	191	111	57	24	
240		396	265	167	97	50	21	
270		352	263	148	86	44	19	

- 2) 강관비계는 일반 구조용 탄소강관 KSD 3566과 일반 구조용 압연강재 KS D 3503, KS F 8002의 강관비계, KS F 8001의 강관받침기둥, KS F 8003의 강관 틀비계 등이 제정되어 있으므로 이 규격에 따라야 하되 치수, 표준무게 및 치수의 허용차는 [표 4-2] 및 [표 4-3]에 따른다.

[표 4-2] 단관비계의 강관의 치수 및 표준중량

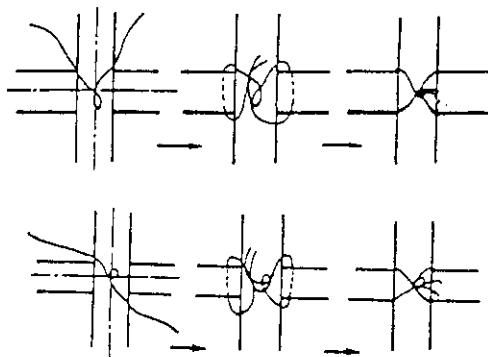
종 류	외 경(mm)	두께(mm)	표준중량(kg/m)
3 종	48.6	2.4	2.73
4 종	48.6	2.4	2.73

[표 4-3] 강관의 치수의 허용차(KSD 3566에서 규정하는 2호의 경우)

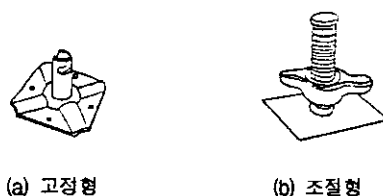
외경의 허용차	두께의 허용차	길이의 허용차
50mm 미만 $\pm 0.25\text{mm}$ 50mm 이상 $\pm 0.5\text{mm}$	3mm 미만 $\pm 0.3\text{mm}$ 3mm 이상 $\pm 10\%$	-0

4.1.3 결속재료

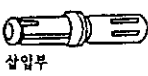
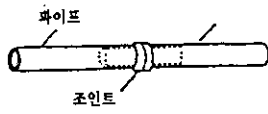
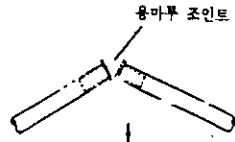
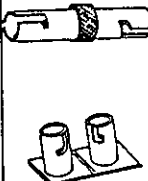
- 1) 통나무비계의 결속재료와 각재비계에 있어서는 못, 격쇠, 볼트류를 주로 사용하고 통나무비계에 있어서는 철선, 와이어 로프, 볼트 및 특수철물 등을 사용한다.
- 2) 강관비계의 조립은 하나하나씩 흐트러진 강관을 조립하게 되므로 부속철물의 사명은 중요하고, 또 견고히 하여야 하며 그 종류는 이음철물, 결속철물, 받침철물 등으로 구분할 수 있다.



<그림 4-1> 철선 매기 순서



<그림 4-2> 받침 철물

명칭	형상 및 치수	사 용 법
(1) 마찰형		
(2) 전단형		
(3) 특수형		

<그림 4-3> 강관비계 이음철물

5. 시공계획과 관리

5.1 비계공사의 계획

비계공사는 계약상의 목적물을 축조하는데 필요한 가설공사라 하겠다. 따라서 준공되면 전부를 제거하여 남는 것이 없어야므로 일시적인 가설이라고 한다. 그러나 일시적이라 해도 근대적인 목적물을 생산하는 관점에서 볼 때, 현장이라는 공장의 필요설비로서 이것 없이는 목적물의 생산이 전혀 안되는 것이며, 가설공사가 잘되고 못됨은 공사의 질에도 영향을 준다는 것을 잊어서는 안된다. 일반적으로 설계도에는 가설공사가 표시되지 않고, 단지 시방서의 기준이라던가 혹은 구조표준 등에 유의점을 표시하고 있는데, 구체적으로는 시공자가 시공계획에 있어 설치계획안을 마련, 감독자의 승인을 받아 실시하는 일이 많다. 더구나 비계공사는 재료, 구조, 시공방법 등이 시공자의 책임하에 일임되어 있는 것으로 비계공사를 잘 계획하고 실시하는 것이 목적물을 완성할 수 있는 요소가 되기도 한다.

5.2 관리

설계계획의 방침이 결정되면, 이를 도시하고, 도면으로 표시하지 못하는 점에

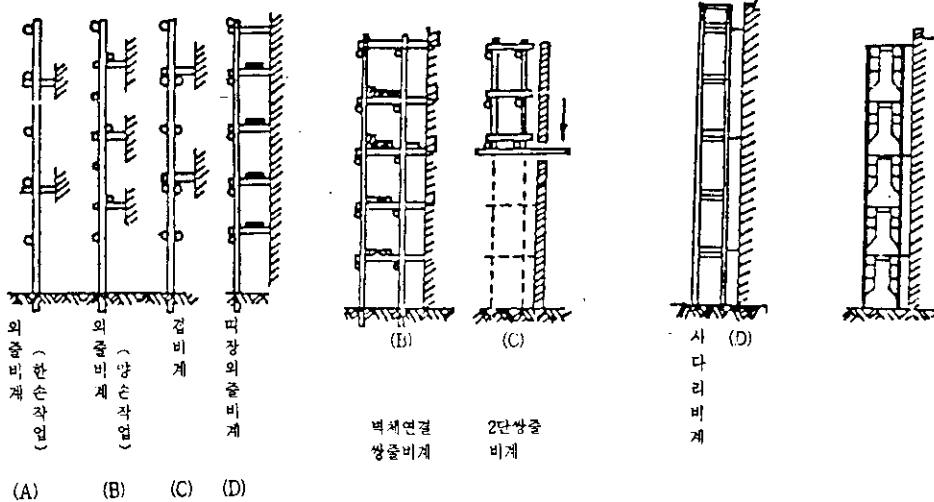
대해서는 설명서, 특히 시방서로서 충분하므로 비계공사를 위한 공사용 재료비 및 품의 산출을 가능하게 한다. 또한 표준시방서 기타의 공동시방서 등에는 착공이전에 비계공사의 계획서를 작성하여 감독자의 승인을 받도록 되어 있으므로 이와 같은 점에도 유의하여야 한다.

5.3 비계의 분류

비계분류에 있어서는 비계의 종류별로 사용법과 구조 및 용도 등에 따라 분류할 수 있으며 구조 및 용도면에 있어서는 다음과 같다.

5.3.1 사용법, 구조 및 용도별 구분

지주비계에 있어서는 외부비계와 내부비계로 구분할 수 있으며, 또 외부비계에 있어서는 외줄비계, 겹비계, 쌍줄비계로 나눌수 있고, 내부비계에는 천정용 선반비계, 벽 기타 끝마무리를 위한 수평비계, 말비계, 기타 지주비계 등이 있고, 또 각립비계와 걸친 달비계, 틀비계, 반자비계, 이동식 비계, 돌출비계, 안전방호비계 등으로 구분할 수 있다.<그림 5-1>, <그림 5-2>, <그림 5-3> 참조



<그림 5-1> 외줄비계

<그림 5-2> 쌍줄비계

<그림 5-3> 강관 틀비계

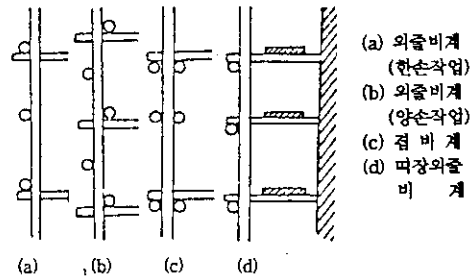
5.3.2 사용재료별 구분

사용재료별로 구분하면 나무비계, 강재비계, 경금속비계 등으로 분류할 수 있고 나무비계에 있어서는 통나무비계, 각재비계와 목재 사다리 틀비계로 구분할 수 있으며, 강재비계에 있어서는 형강비계와 단판비계 및 틀비계로 구분할 수 있다.

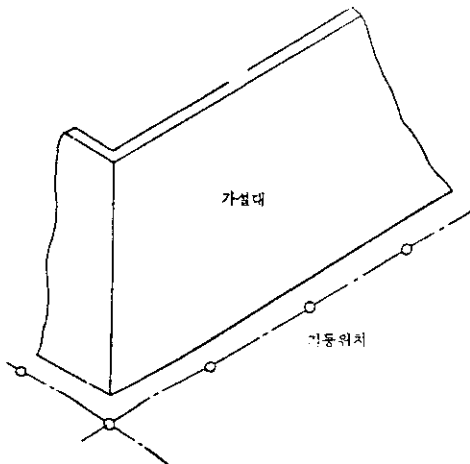
5.4 외줄비계 설치

5.4.1 일반사항

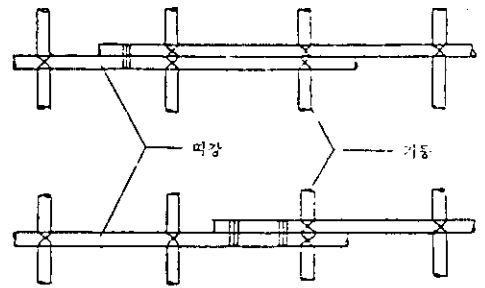
외줄비계는 고층의 작업장소에 사용할 수 없고 고층 이하의 경미한 벽작업에 이용된다. 띠장간격은 작업여건에 따라 다르며, 기둥간격은 180cm를 기준으로 변화되며, 구성형식에 따라 한손작업매기, 양손작업매기, 접비계, 띠장외줄비계 등으로 구별할 수 있다. <그림 5-4> 및 [표 5-1] 참조



<그림 5-4> 외줄비계의 단면



<그림 5-5> 기둥위치 배분하기



<그림 5-6> 띠장 이음

[표 5-1] 외줄비계 가설 표준

구성부재	가 설 규 격
비계기둥	간격은 1.8~2.1m, 벽체와의 거리는 30~45cm
띠 장	한손 작업일 경우 1.2~1.5m, 양손작업일 경우 0.9m 간격
가 새	비계기둥에 45° 로 가설한다.

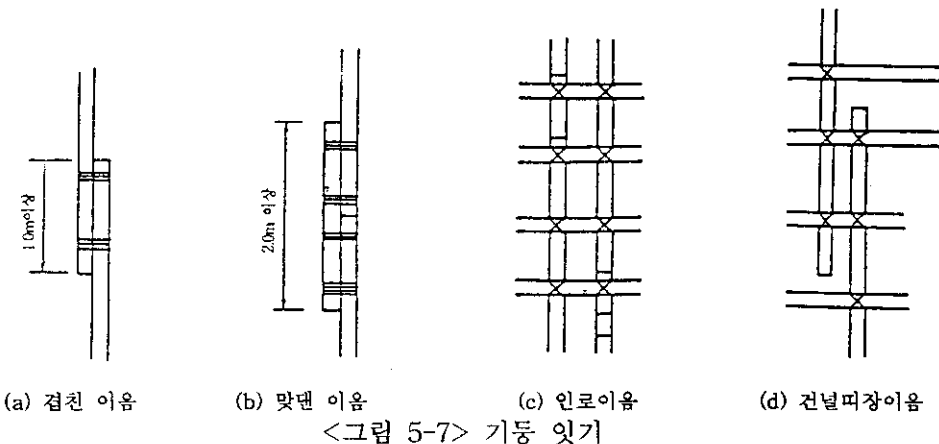
구 분	요 점 설 명
작업준비	조별인원은 4~5명으로 편성한다.
비계기둥	기둥간격을 배분하여 기둥의 위치를 잡는다. 기둥의 간격은 180cm를 표준으로 하고 경미한 작업장은 210cm 까지 넓힐 수 있으며, 중량이 클 경우에는 더욱 좁힐 수 있다. 따라서 벽체의 길이를 고려해서 최종간격을 정한다. <그림 5-5> 참조
띠장대기	띠장간격은 1.5m 정도로 한다. 지면에서 첫번째 띠장은 작업통로의 문제로 2.5~3.0m의 높이로 하며, 띠장이음은 겹침이음으로 하고 가능한 한 기둥 2개에 걸치도록 하나, 기둥 1개에 걸쳐 이음을 하는 경우도 있다. <그림 5-6> 참조

5.4.2 기둥잇기

기둥을 잇는 방법은 겹이음, 맞댄이음, 인로이음, 건널띠장이음 등이 있다. [표 5-2] 및 <그림 5-7> 참조

[표 5-2] 기둥잇기 방법에 따른 작업표준

구 분	요 점 설 명
겹 이 음	기둥과 띠장이음에 사용하며 밑등을 겹치며 겹쳐진 길이는 100cm 이상으로 2개소 이상 결속한다. <그림 5-7> (a) 참조
맞댄이음	이음할 기둥을 맞대고 200cm 이상 철타목을 대고 양기둥에 2개소 이상 도합 4개소 이상을 결속한다. 이 방법은 높은 작업장에는 적합하지 못하며 띠장 일부 또는 가새에 사용한다. <그림 5-7> (b) 참조
인로이음	가장 안전하게 묶는 방법으로서 모든 작업장에 이용된다. 이음방법으로 띠장 3개 이상에 기둥을 결속한다. 기둥을 상하 엇갈리게 2본을 새우며 간격은 30cm 이내로 한다. <그림 5-7> (c) 참조
건널띠장이 음	이 방법은 높지 않은 작업장에 이용되며, 이음방법으로는 2개의 비계를 상하로 포개 2개의 띠장에 결속하는 방법으로 일반적으로 많이 사용하고 있다. <그림 5-7> (d) 참조
가새대기	경미한 작업장에서는 가새를 대지 않아도 되나, 안전을 위하여 가새를 대각선으로 교차시켜 기둥과 띠장에 결속한다.



5.5 쌍줄비계 설치

쌍줄비계에 있어서도 통나무 비계와 단판비계로 구분할 수 있으며, 벽체연결 쌍줄비계, 2단 쌍줄비계, 사다리 비계로 구분할 수 있다. 쌍줄비계는 외줄비계를 평행하게 두겹 세워 장선 또는 말대로 연결한 것을 말한다.

구성부재와 가설표준은 [표 5-3]을 참조한다.

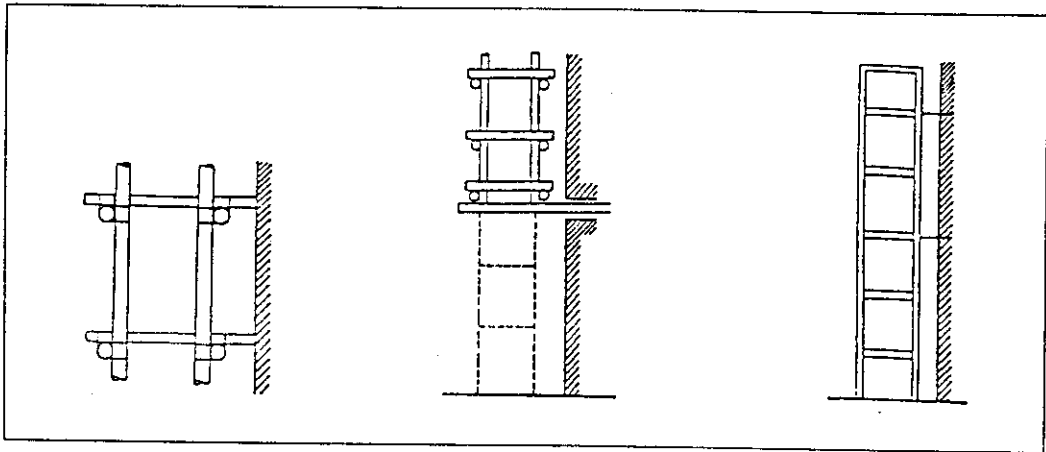
[표 5-3] 쌍줄비계 가설 표준

구성부재	가 설 규 격
비계기둥	1.8m 간격으로 배치하고 지중 60cm 매립하여 기초를 설치한다.
비계띠장	수평간격 1.65m 이하로 하고, 첫번째 띠장은 지상에서 3m 정도로 한다.
비계장선	비계띠장에 1.5m 간격으로 배치하고 띠장의 양쪽머리가 10cm 이상 돌출되게 한다.
가 새	비계기둥간격 10m 내외 각은 45° 내외로 하여 띠장과 기둥에 긴결한다.

쌍줄비계 설치는 비계기둥을 전후 양측에 사용하는 표준적 비계다. 이 비계의 활용은 중고층 건물의 공사나 조적공사 등에 사용된다.

[표 5-4] 쌍줄비계의 표준작업요점

구 분	요 점 설 명
작업준비	(가) 조편성을 하고 공구를 점검하며 편리한 복장을 갖춘다. (나) 쌍줄비계에는 벽체연결비계, 2단쌍줄비계, 사다리비계 등이 있는데 일반적으로 벽체연결비계를 많이 이용한다. <그림 5-8> 참조
내부비계	벽체에서 30~45cm 띄우고 기둥위치 설정, 기둥간격 1.8m 표준으로 기초 60~90cm 파고 기둥을 세운다. 띠장 간격 1.65m 표준으로 설치, 띠장은 외줄비계와 달리 벽체쪽에 결속시키고 벽체연결을 한다. <그림 5-9> 참조
외부비계	내부비계와의 간격을 90~100cm로 하고 기둥 및 띠장은 외줄비계와 마찬가지로 띠장의 설치 바깥쪽에 한다. <그림 5-9> 참조
장선연결	내부비계와 외부비계의 띠장을 한층씩 연결한 후 장선을 결속한다. 장선 결속시 미끄럼방지를 위해 10cm 정도 돌출시킨다. <그림 5-10> 참조 장선간격은 1.5m가 표준이나 실제로는 60~90cm 간격으로 한다.
벽체연결	벽체연결은 직접 연결하는 방법과 벽체연결이 불가능할 때 버팀기둥을 사용하고(<그림 5-12> (a)), 벽체연결은 상하좌우 6m 간격으로 한다. 구조체의 연결이 불가능할 때는 버팀기둥을 세우며 밑둥은 70~80cm 지반을 파서 말뚝을 박아 고정시킨다. <그림 5-11> 참조
가새대기	가새는 도리방향과 장선방향의 가새로 나눈다. 또한 직각으로 꺾이는 귀퉁이에도 가새보강이 필요하다. <그림 5-12> 참조

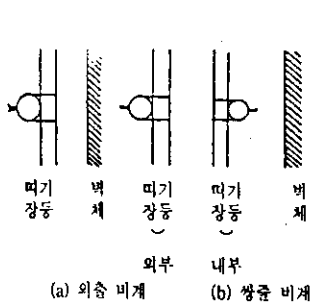


(a) 벽체 연결 비계

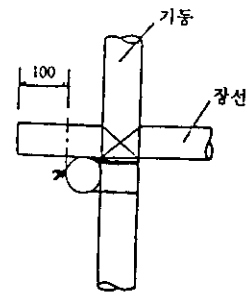
(b) 2단 쌍줄 비계

(c) 사다리 비계

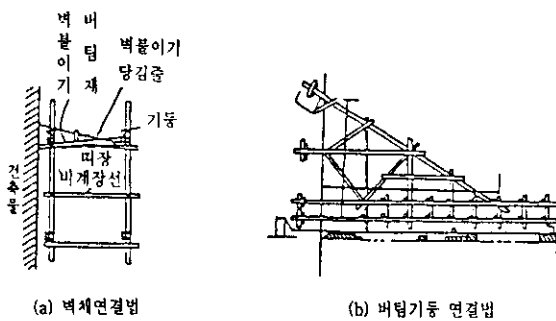
<그림 5-8> 쌍줄비계



<그림 5-9> 내부비계 연결



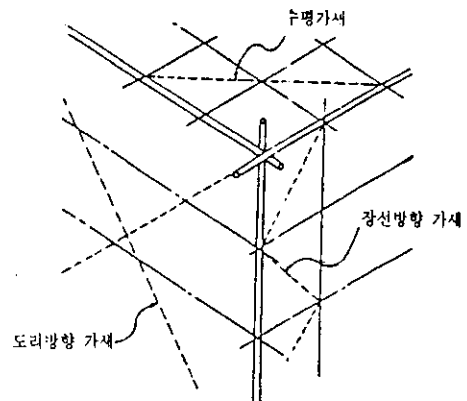
<그림 5-10> 장선 접속



(a) 벽체연결법

(b) 버팀기둥 연결법

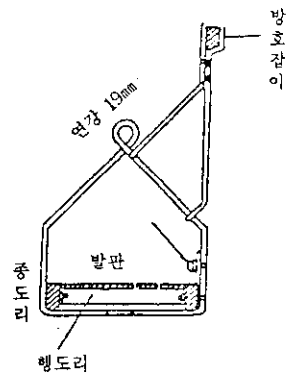
<그림 5-11> 벽체와 버팀기둥 연결법



<그림 5-12> 가새 대기

5.6.1 쌍줄 달비계

작업발판의 폭은 120~150cm로 하고 보(I-Beam)를 180×100×6의 I형강을 사용하고 길이는 4~5cm의 것을 약 2.5m 내외를 외부에 돌출시켜서 배치하고 이것을 달비계의 장선으로 한 것이다. I-Beam에 U자형 달철물(Shackle)을 120~150cm 간격에 12~15mm의 와이어 로프를 사용하여 매달고 여기에 권양기(우원치)를 설치하여 상하조정을 하며 사용하는 것이다. <그림 5-13> 참조



<그림 5-14> 간이 달비계의 단면

간이 달비계는 옥상 또는 중간보 등에 I-Beam 등을 돌출시켜 로프를 고정시키고 여기에 단독의 작업대를 매달아 작업할 수 있는 비계로서 이동이 간편하나 벽에 부딪쳐 벽면의 파손이 있을 수 있으므로 벽에 닿는 부분은 고무 등을 붙여서 벽에 손상이 없도록 한다. <그림 5-14> 참조

5.7 비계발판 설치

5.7.1 발판의 의의와 종류

1) 의의

비계발판은 조립되어 있는 비계주체의 띠장재 위에 장선을 배치하고 장선위에 깔아서 작업발판 또는 통로를 만드는 판재를 말하며 근로자가 높은 곳에서 작업을 하는데 불편없는 디딤이 되고 각종 자재의 일시적 적재에 충분히 견디고 작업능률에 이바지하는 데 의의가 있다.

2) 종류

재질에 따라 종류를 분류하면 목재발판, PSP 강판 등이 있다.

5.7.2 발판의 재질과 규격

1) 목재발판

목재발판은 강도 높은 소나무류를 많이 사용하고 때에 따라서는 삼목, 낙엽송 등도 사용하고 있으며, 목재는 건조가 충분치 않으면 변형과 갈라짐 또는 부식이 빨리되므로 함수율 15~20%가 적당하고 발판재는 폭이 두께의 5~6배 정도가 적당하며, 두께 3.6cm, 폭 21~27cm, 길이 2.7~3.6m의 발판재를 많이 사용하고 있다. 비계의 높이가 2m 이상일 때에는 발판을 설치하고 작업대의 폭은 40cm 이상으로 하고 발판과 발판 사이를 3cm 이하로 한다. 또한 높이가 75cm 이상의 난간대를 설치하여야 한다.

2) P.S.P(PUNCHED STEEL PLATE) 강판

PSP 강판은 외국에서 도입된 강판으로서 중량을 가볍게 하기 위하여 강판 중간에 많은 구멍이 뚫린 폭 40cm, 길이 3m의 강판으로 각 공사장에서 활용되고 있으며 설치, 철거 등이 간편하고 내구성이 충분하다.

5.7.3 비계다리 설치

1) 비계다리

나비 90cm 이상, 물매 4/10를 표준으로 하고 각층마다(층의 구분이 없을 때는 7m 이내마다) 되돌음 또는 다리참을 두고 여기에서 각층으로 출입할 수 있도록 연결한다. 발판널은 내밀지 않도록 깔고 이음부분은 될 수 있는 한 겹침이음을 피하고 비계장선 등에 완전히 고정시킨다. 발판널에는 단면 1.5cm×3.0cm 정도의 미끄럼막이를 30cm 내외의 간격으로 고정한다.

2) 계단

계단의 철판높이는 24cm 이하, 디딤판의 나비는 22cm 이상으로 하고 미끄

럼막이를 설치한다.

3) 난간

난간의 높이는 75cm 이상으로 하고 각 부재의 연결부는 쉽게 탈락·변형이 되지 않도록 설치한다.

5.8 각립비계 설치

5.8.1 각종 각립비계

두 개의 사다리 상부를 결합하여 다리를 벌려 놓은 것이 사다리 각립이고, 각 각을 150~180cm 간격으로 배치하고 그 위에 발판을 깔 것이 각립비계이다. 간단한 목재말을 이용해서 각립비계를 만드는 방법도 있다. 사다리 각립에 있어서도 목재 및 강관재로 구분하며 각각의 구성치수와 부재치수는 [표 5-5, 5-6]과 같다.

[표 5-5] 강관재 각립의 치수

H (cm)	W (cm)	D (cm)	디딤판 수	중량 (kg)
180	76	60~76	4	9~10
227	76	76~85	5	12~13
270	120	105~120	6	16.5~18

[표 5-6] 목재 각립 부재치수 및 안전동력

수 재 (cm×cm)	각 재 (cm×cm)	디 딤 재 (cm×cm)	안전동력 (kg)	비 고
3×6	3.6×3.6	2.1×3.6	140	사용재는 삼목재 로서 허용휨응력 도 105 kg/cm ² , 허용압축응력도 90 kg/cm ²
4.2×6	3.6×3.6	2.1×3.6	200	
3.6×7.2	4.2×4.2	2.4×4.2	260	
5.1×7.5	4.2×4.2	2.4×4.2	370	
4.5×9	4.2×4.2	2.4×4.2	500	

5.9 강관비계 설치

5.9.1 강관의 성질

강관은 일반 구조용 탄소강을 써서 바깥지름 48.6mm, 2.4mm의 관으로 만들어 아연도금한 것이며 부속철물로는 이음철물과 받침철물이 있다.

1) 특징

강관비계는 접합부속품에 의하여 연결조립하여 비계를 만든다. 강관비계는 나무비계에 비하여 강도가 크고 정확하며 균일하게 설치할 수 있고, 내구성 이 좋고 부재의 운반, 보관, 접합 등 취급이 편하고 그 반면에 값에 비싸고

못을 박을 수 없으며 누전되기 쉽고 부품이 분실되며, 여름에는 뜨겁고 겨울철에는 차가운 관계로 사용상 불편한 점도 있다.

2) 구성의 기준

가) 비계기둥

비계기둥의 간격은 도리방향 150~180cm, 보방향 120~150cm로 하고 비계기둥 최고 상단부에서부터 31m 지점 아래 부분은 기둥을 2개씩 조립한다.

나) 띠장

띠장의 간격은 150cm 내외를 표준으로 하고 지상에서 제일 첫 번째 띠장은 200cm 정도의 위치에 설치한다.

다) 장선(팔대)

장선의 간격은 150cm 이하로 하고 기둥과 띠장의 교차부에서는 장선(팔대)을 기둥에 대서 결속한다.

라) 가새

도리방향의 가새는 비계의 바깥쪽에서 45° 내외의 방향으로 걸쳐놓고 비계기둥 또는 장선에 결속하고 간격은 10m 마다 교차하며, 가새가 기둥과 교차하지 않는 부분이 없도록 한다.

마) 건물연결재 및 버팀기둥

비계는 건축물의 구조체에 수평연직방향 다같이 5m 내외의 간격의 건물연결재를 설치하여 견고히 연결하거나 이에 대신하는 튼튼한 버팀기둥을 설치한다.

바) 기초

비계기둥의 밑부분에는 받침철물을 설치하고 인접하는 비계기둥은 밑둥가새로 연결하고 연약한 지반에는 다시 소요의 폭으로서, 또한 비계기둥 3개 이상에 걸치는 길이의 깔판을 연속해서 깔다.

5.10 강관틀비계 설치

5.10.1 틀비계의 구성

강관틀비계는 단관 하나하나의 흠어진 것을 이음 또는 조임 철물 등으로 현장에서 조립하는 폐단과 시간을 절약하기 위하여 공장에서 미리 비계기둥과 장선, 띠장 등의 각부를 하나의 틀로서 제작된 것을 공사현장에서 상하좌우만 조립하여 전체를 조립하는 비계를 말한다.

5.10.2 부재 및 명칭

틀비계의 구성부재는 선틀, 장선틀(수평재), 교차가새, 보틀, 떠받침, 부속철물 등으로 구성되어 있고, 이는 한국산업규격 KSF 8003에 따라야 하며 부재명칭의 설명을 다음과 같이 한다.

- 1) 선틀 : 틀비계에서 비계기둥역할을 하기 위한 단일틀
- 2) 장선틀 : 틀비계에서 장선의 역할을 하며 바닥을 지지하기 위한 단일틀
- 3) 교차가새 : 쌍줄 2개의 선틀사이를 연결하는 가새
- 4) 수평재 : 쌍줄 2개의 선틀사이를 연결하는 수평재
- 5) 보틀 : 보에 사용하는 틀
- 6) 떠받침 : 선틀에서 바깥으로 내 뻗치고 비계발판을 떠받치는 틀
- 7) 부속철물 : 이음철물, 받침철물, 보단침철물 등이다.

[표 5-7] 선틀의 치수

명 칭	폭	높 이	허용치	기 타
표준틀	1,200	1,700	±0.5	※폭은 두 기둥사이의 중심거리
	900	1,600		
특수틀	600	3,400	±0.5	※높이의 밑기둥판의 길이
	이상	이하		

참고사항 : 강관비계에서 부속철물의 설명

1. 종류

- 1) 이음철물 : 관 2개를 직선형으로 결합한 것으로 다음과 같이 구분한다.
 - 가) 마찰형-마찰력에 의하여 결합하는 것
 - 나) 전단형-전단 저항력에 의하여 결합하는 것
- 2) 결속철물 : 관을 교차 혹은 평행으로 조일 때 쓰는 철물.
 - 가) 직교형-관의 직각 교차에 사용하는 철물
 - 나) 자유자재형-관의 각도를 임의 교차시키는데 사용하는 철물
 - 다) 특수형-특수의 교차에 사용하는 철물
- 3) 받침철물 : 강관 비계기둥의 밑에 붙여 비계기둥의 하중을 지반에 전달하는 철물로 다음과 같이 구분한다.
 - 가) 고정형-관을 붙이는 부분과 받침판으로 만들어진 것
 - 나) 조절형-관을 붙이는 부분과 받침판으로 만든 것으로 또한 관을 오르내리게 할 수 있도록 된 것

2. 구조 및 성능

1) 이음철물 : 이음철물의 구조 및 성능은 [표 5-8]과 같다.

2) 결속철물 : 결속철물의 구조 및 성능은 [표 5-9]에 의한다.

단 내력상 중요하지 않은 조립부에 사용하는 것은 각각 사용목적에 적합한 구조 및 성능으로 할 수 있다.

3) 받침철물 : 받침철물의 구조 및 성능은 [표 5-10]과 같다.

[표 5-8] 이음철물의 구조 및 성능

형 식	구 조	성 능	
		인장시험의 최대하중(kg)	굴곡시험의 최대하중(kg)
마찰형	관의 끝면에 밀접하여 지지하는 수압부의 관의 내부에 넣을 수 있는 부분을 말한다. 넣은 부분의 단면적은 관의 단면적의 80% 이상이고 유효길이는 75mm 이상의 길이가 각 기관에 들어가는 구조이다.	500 이상	270 이상
전단형	상기 외에 관의 끝부분을 오음 혹은 기타의 결합방법으로 결합하는 것. 결합과 분해에 있어서는 관을 회전하는 것은 적어도 60도 이상 회전하지 않으면 분해될 수 없는 구조로 한다.	1,500 이상	270 이상

[표 5-9] 결속철물의 구조 및 성능

형 식	구 조	성 능		
		미끄럼시험의 최대하중(kg)	변 형 시 험	
직교형	결속철물을 붙들어 댈 때는 나사로 고정한다. 관을 쥐는 부분은 관의 바깥둘레를 75% 이상이 관과 밀착하는 구조로 한다.		회전각 10도에 달할때 하중(kg)	최대하중(kg)
자유자재형 및 특수형		600 이상	1,000 이상	1,500 이상
		500 이상	750 이상	1,000 이상

[표 5-10] 받침철물의 구조 및 성능

형 식	구 조	성 능	
		높이의 조절범위	수직하중에 대한내력
고정형	받침판의 두께는 6mm 이상 면적 144cm ² (단면 12cm 이상)으로 하고 관의 끝면과 평면으로 접촉하고, 또는 관의 이동을 방지하기 위해 중심부의 높이 6cm 이상의 뿔족부분을 갖는 구조로 한다. 이상의 구멍 4개를 둔다.		받침판의 하중 5,000kg이 생기지 않도록 한다.
조절형	받침판의 크기 형상 구멍뚫기는 고정형과 같이 하고 오음 기타의 방법에 의해 관에 붙이는 상태로 관을 상하로 할 수 있는 구조로 한다.	10m 이상	5,000kg 이상

도심지 굴착공사의 붕괴사례 분석¹⁾

기술연구소(연구개발) 토목과장 주태성

1. 서론

도심의 인구증가는 사회시설의 고밀화를 야기시키고 이로 인한 효율적인 용지 활용을 위한 지하공간개발의 필요성을 증대시켰다. 이에 따라 최근 건설되는 시설물들은 재래 시설물들에 근접한 지하 굴착공사를 피할 수 없게 되었고, 도심지에서 근접시공은 주변지반의 변위, 변형, 응력상태의 변화 등을 초래하여 인접구조물의 안정에 영향을 미치게 된다. 또한 소음, 진동, 분진 등의 건설공해는 민원 및 환경적인 측면에서 건설공사의 수행에 세심한 배려가 요구되고 있다. 최근 수년간 대단히 많은 도심지 굴착공사가 시행되었으며, 이에 따라 기술축적도 상당히 많이 이루어 졌지만, 사고 또한 많이 발생하여 사회적으로 문제가 되고 있는 실정이다. 이 글에서는 최근 지하굴착공사에서 발생한 사고내용을 살펴보고, 중요 흙막이벽 붕괴사고의 원인을 분석해 보고자 한다. 아울러 옹벽 붕괴사고 부분과 관련하여 옹벽시설 부분도 살펴보고자 한다.

2. 흙막이벽의 파괴원인

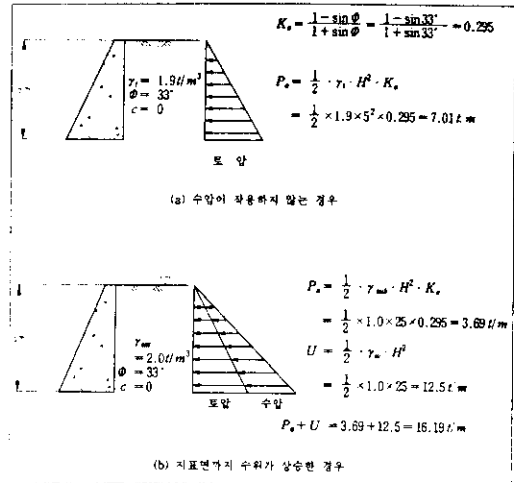
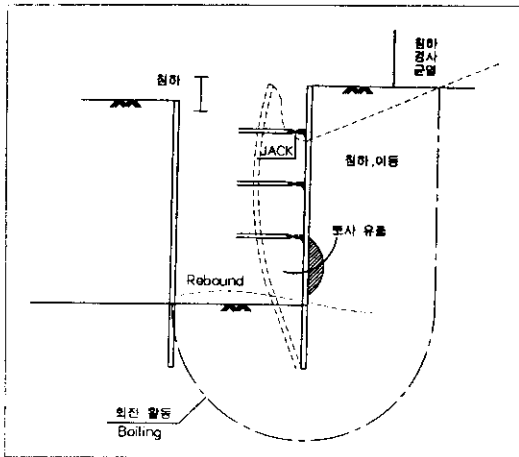
도심지에서 지하굴착공사를 수행하는 과정에서 발생하는 사고는 크게 흙막이벽이 외력에 못견디고 붕괴하는 경우와 붕괴에 이르지 않는 않지만 지반에 과도한 변위가 발생하여 인접구조물에 피해를 입힌 경우로 나누어 볼 수 있다. 따라서 근접시공에서는 흙막이벽 자체의 안정성 확보는 물론이고 인접구조물에 끼치는 영향도 동시에 고려하여야 한다. 지하굴착공사가 진행되면서 수반되는 지반거동 <그림 2-1>은 다음과 같이 나눌 수 있다.

- ① 흙막이벽의 변위발생과 이에 따른 주변지반의 이동
- ② 굴착에 따른 저면응력의 이완으로 인한 지반팽창
- ③ 지하수의 유출로 인한 토사의 유실과 이에 따른 배면지반의 침하

지하굴착 공사에서 흙막이벽을 시공할 때 고려해야 할 사항은 크게 벽체의 안정성, 굴착바닥면의 안정성, 주변구조물의 안정성, 지하수에 대한 안정성으로 나눌

1) 본 내용은 각종 주요건설지에 수록된 일부내용을 취합하여 편집자가 재구성한 글입니다.

수 있으며, 이에 따라 검토해야 하는 항목들은 [표 2-1]과 같이 구분할 수 있다.



<그림 2-1> 굴착에 따른 배면지반의 거동 <그림 2-2> 옹벽에 작용하는 횡압력의 계산예

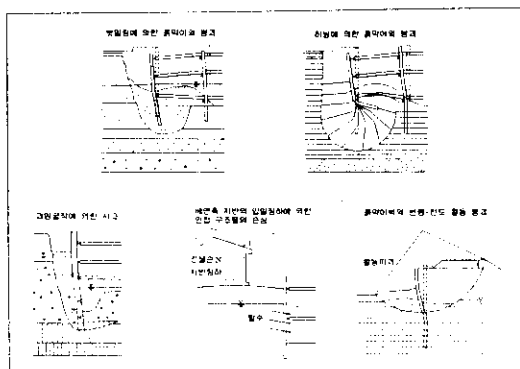
특히 굴착공사에서 지하수의 처리는 매우 중요한데 비해 시공시 간과하기 쉽다. 만약 지하수에 대한 검토가 불충분하다면 지하수의 처리를 잘못할 경우, 흙막이벽 구조의 붕괴, 토사유출에 의한 배면지반의 함몰등을 야기하게 되며, 피압수가 있는 경우에는 지지층이 되는 굴착바닥면을 교란시켜 지지력을 감소시키는 일이 발생 할 수 있다.

따라서 지하수 유출이 예상되는 지반에 대해서는 충분한 조사를 통해 신중하게 지하수 처리계획을 선정해야 한다. 옹벽의 경우 우리의 설계관례를 보면 옹벽에 작용하는 힘은 고려하고 수압은 무시하고 있다. 옹벽에 배수구멍을 두어 강우 등으로 인해 발생하는 수압은 배제한다는 개념이기 때문이다. 만일 배수시설이 불량하거나 배수능력이 떨어졌을 경우 집중호우로 인한 배면의 수위가 지표면까지 상승할 경우를 일례로 <그림 2-2>처럼 가상할 경우 수압증가로 인한 횡방향 압력이 131%로 증가된다. 이런 큰 압력이 설계나 시공시 고려되지 않는다면 옹벽의 안정이 당연히 문제가 된다.

흙막이벽의 파괴는 크게 흙막이벽의 지지구조가 부실한 경우, 벽체 또는 엄지말뚝의 근입심도가 부족한 경우로 나눌 수 있는데, 전자가 원인이 되는 파괴형태는 흙막이벽의 구조적인 파괴, 배면의 과도한 침하, 지지구조의 평면배치 부실이며, 후자가 원인인 경우에는 굴착바닥면의 파괴(heaving, boiling), 사면활동에 의한 파괴이다.<그림 2-3>

[표 2-1] 굴착공사의 각 단계별 검토항목 및 고려사항

단 계	검 토 항 목	고 려 사 항
계 획	1. 공사 가능성	흠막이 벽체, 종류, 공사의 영향(침하, 진동, 소음 등)
	2. 조사계획	조사범위, 지장물 종류, 조사방법, 조사정도
조 사	1. 현황조사	주변건물, 매설물(종류, 제원, 위치, 노후정도 등), 고지차, 부지형상, 과거 매립상태
	2. 지반조사	지질학적 특성, 지층구조, 지층별 강도특성, 지하수 조건
설 계	1. 안정성	벽체형식, 지지구조물의 종류, 근입심도, 치수 및 지반보강 대책, 설계도압, 강도정수 결정, 바닥면 안정(heaving, boiling)
	2. 경제성	가설 구조물의 내구연한, 본 구조물과의 연계성, 기능 허용정도
시 공	1. 설계적용성	현장조사에 의한 설계 타당성 및 재설계 여부, 지장을 위치 확인, 민원처리계획, 이설거동 대처방안, 지반조사결과와 확인, 지하수 처리계획, 건설공해 처리방안(방음방진, 진동), 교통처리 계획
	2. 공사계획	시공순서 결정, 장비선상, 굴착계획, 각종 대책수립(지하수, 지장물 보호, 건설공해, 교통처리, 이설거동 등), 민원처리계획, 지반 조사결과 확인
계 측	1. 설치	계측기 선정, 설치계획, 설치지점, 지장물조사, 정밀도 결정, 설치시기 결정
	2. 운용	계측반 구성, 계측빈도, 자료분석, 계측기 보정 및 보정주기, 계측기 보호대책, 관리기준지 결정
역해석		역해석 기법 타당성, 역해석 빈도, 해석법 실시여부, 보강여부



<그림 2-3> 흠막이벽의 파괴양상

3. 사고사태

3.1 서초동 ○○ 사옥 신축 지하굴착공사

3.1.1 현황

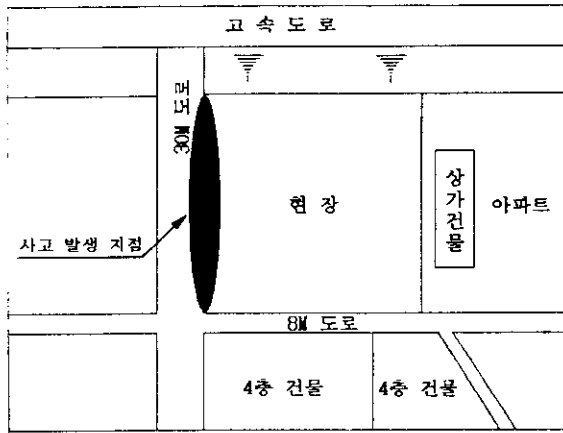
서울시 서초구 서초동에 위치한 본 현장은 <그림 3-1>에 나타난 바와 같이 직사각형 모양이며, 가설 흠막이벽 설치구간은 가로와 세로가 각각 24.6m x 27.0m의 규모이다. 굴착계획깊이 G.L(-) 27.0m이며 도로변쪽이 G.L(+).0.0이며, 배면쪽인 현대아파트쪽은 지반고가 다소 높아 G.L(+).3.0m에 이른다.

3.1.2 시공

흠막이공법은 상부의 토사층과 하부의 암반층으로 구분하여, 상부는 CIP공법으로 시공하고 하부는 임지말뚝+흠막이판공법으로 계획하였으며 굴착공사는 버팀대 설치를 위해 중앙부를 먼저 굴착하고 흠막이벽쪽은 소단을 형성시키면서 공사를 진행하였다.

3.1.3 붕괴사고

사고 당시 중앙부위의 굴착깊이는 지표면에서 약 21.0m정도였다. 사고 지점



<그림 3-1> 현장 위치도

쪽의 흙막이벽은 19.5m 정도만 굴착된 상태였다. 이때 흙막이판이 훼손되면서 지속적으로 흙막이벽 배면측의 토사유출이 진행되어 흙막이벽 붕괴로 이어졌다. 흙막이벽 붕괴와 함께 30m 도로의 일부가 활동파괴 되었으며, 동시에 도로에 매설된 공공시설물(도시가스, 전화, 전기, 상하수도)이 파괴되었다.<그림 3-2>

3.1.4 붕괴원인

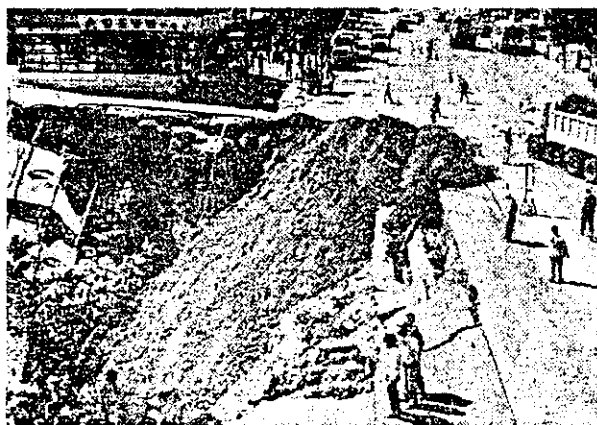
본 현장의 사고는 정확하지 못한 지반조사 결과를 설계에서 사용한데에 있었던 것으로, 현장의 지반조건이 설계에서 사용한 것보다 불리한 상태에 놓여 있었던 것이다. 지표면에서 풍화암까지의 심도는 지반조사 결과와 실제지반조건이 약 5.0m 정도의 차이가 있었다<그림 3-3>.

따라서 설계 당시 가정했을 토압보다 큰 토압이 흙막이벽에 하중으로 작용한 것이 본 사고의 주된 원인인 것으로 추정된다. 또한 설계 단면의 구조검토에서는 불안정한 요소가 발견되지 않았으나, 사고발생 후 실시된 정밀조사 결과 부재단면이 구조적으로 불안정한 것으로 나타났다.

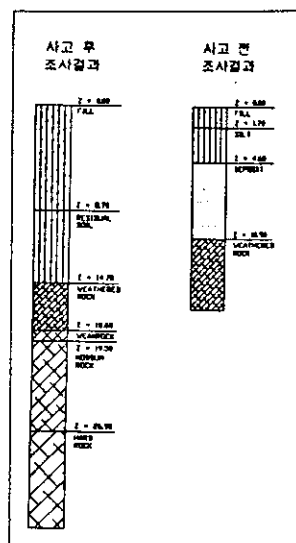
3.2 중동 ○○교회 신축굴착공사

3.2.1 현황

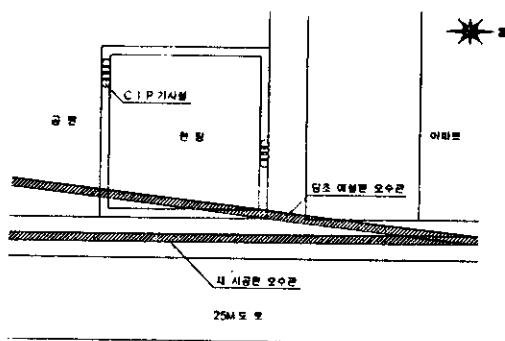
경기도 부천시 원미구 중동에 소재한 본 현장은 북측으로 30m 거리에 주공 임대아파트, 동측은 25m도로, 남측과 서측은 공원이 위치해 있는 곳으로, 부지주변의 지형은 비교적 평탄한 상태이다.(그림 7)



<그림 3-2> 서초동 ○○사옥 굴착공사 사고현장



<그림 3-3> 서초동 ○○사옥 굴착 공사구간 지질 주상도



<그림 3-4> 중동○○교회신축공사 현장 위치도

3.2.2 시공

본 현장의 흙막이벽공법은 H-PILE(임지말뚝)과 철근으로 보강된 CIP말뚝에 의한 연속벽체를 띠장과 경사버팀대(Corner Strut)로 지지하며 GL (-)11.70m ~ (-) 15.86m 까지 굴착공사를 진행하는 것으로 되어 있다.

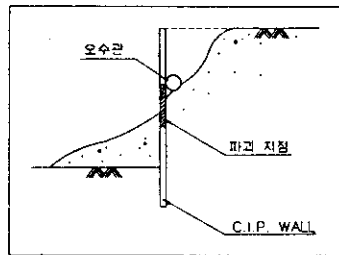
3.2.3 붕괴사고

측량시 실수로 인하여 부지 동측 인도에 위치한 것으로 알려진 오수관(600mm

흙판)이 <그림 3-5>에서 보는 바와 같이 본 현장의 동남측 부지내 CIP 흙막이벽을 통과하고 있었다. 이로 인하여 오수관과 CIP 흙막이벽이 교차하는 지점인 코너부의 더장과 버팀보가 이탈되었으며, 이후 흙막이벽의 배면이 1m정도 침하된 후 전체 흙막이벽의 붕괴가 진행되었다. 사고 당시 굴착심도는 G.L (-)14.66m 였다.

3.2.4 붕괴원인

본 현장의 흙막이벽은 굴착과 더불어 배면의 지하수위를 저하시키는 개수식 벽체로 설계하였으나 CIP벽체와 교차한 오수관을 이관하는 공사중에 발생한 주변 상수도 파열로 인해 흙막이벽 벽체에 별도의 수압이 작용함으로서 예상외의 추가 하중이 발생되었다. 특히 오수관 이관공사와 파열된 상수도관을 보수하는 과정에서 CIP에 가해진 진동이 흙막이벽 지반에 dynamic stress로 가해져 지반내 간극수압이 발생, 지반의 전단강도 감소를 초래하였을 가능성도 배제할 수 없는 것으로 판단된다. 결국 CIP벽체가 오수관을 관통하였으므로 부실한 벽체가 형성되었고, 파열된 오수관과 상수도관에서 유출된 물이 지하로 스며드는 과정에서 설계와는 다르게 수압으로 작용하였으며, 진동으로 인한 CIP벽체의 수평균열이 흙막이벽의 붕괴를 초래하였다고 판단된다.<그림 3-5>



<그림 3-5> 중동○○교회공사현장 CIP 벽체 파괴양상

3.3 성남시 분당구 OO역사 고층부 신축을 위한 굴착공사

3.3.1 현황

경기도 성남시 분당구 서현동에 위치한 본 현장은 신도시 건설을 위해 매립지를 조성한 상태로 현장 주변으로 인접한 다른 구조물은 없었다.

3.3.2 시공

굴착공사는 지표면으로부터 약 GL (-)22.0m~(-)25.4m 깊이를 연직으로 굴착하는 것으로 흙막이벽 구성은 4개 측면중 지하철도설치가 계획된 1개면은

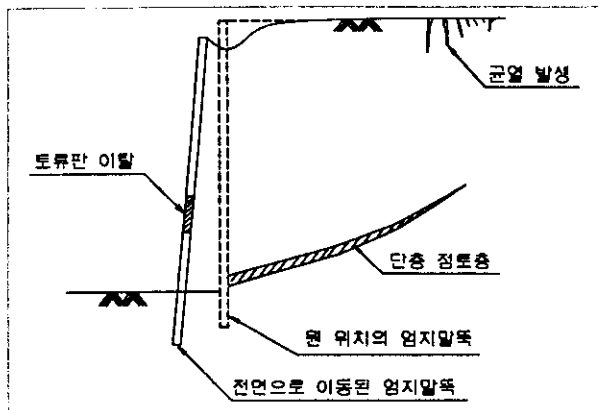
diaphragm wall, 나머지 3개면은 엄지말뚝에 흙막이판으로, 벽체의 지지구조는 모두 이스앵커로 계획하였다.

3.3.3 붕괴사고

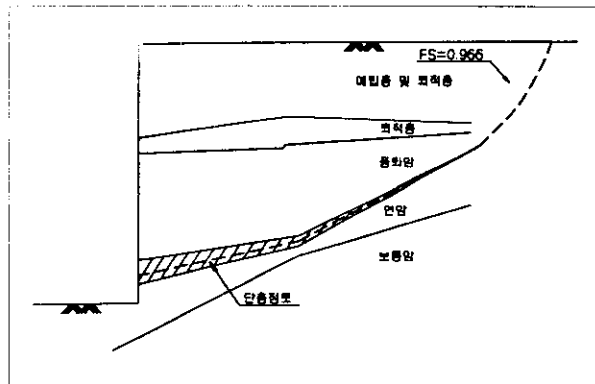
붕괴가 발생한 지점은 총 굴착계획심도 GL(-) 25.4m중 약 1m만 남겨둔 상태로, 총 10단으로 설계된 어스앵커중 마지막 10단에 대해 정착장 그라우팅을 완료한 후 양생과정에 있었다.(인장 미실시) 본 현장에는 지중수평변위계(inclinometer)와 어스앵커 축력계(load cell)를 설치하여 주기적으로 계측을 실시하였는데, 사고전까지의 계측결과 흙막이벽 벽체의 변위와 인장력에 별다른 징후가 나타난 것은 없었다. 그러나 사전조사로 확인되지 않은 지반내의 연약층을 따라 활동이 발생하였다.

3.3.4 붕괴원인

본 현장에 대한 사고후 정밀조사결과 벽체 배면에 굴착면을 향하여 경사진 단층점도와 흙연을 함유하는 연약층이 존재하였다. 이 연약층은 사전 지반조사로 확인되지 않은 것인데, 굴착진행에 따라 이 연약층이 활동면으로 작용하면서, 어스앵커의 역지력이 감소된 것으로 판단된다. 사고후 안정해석 결과 어스앵커 9단 설치시 흙막이 벽체는 한계상태에 도달하였던 것으로(안전율 0.966이하) 나타났으며, 마지막 굴착단계에서는 완전히 파괴상태에 도달한 것으로 보인다. 본 흙막이 벽체의 파괴에 원인이 된 지반내의 연약지층은 분포상태와 특성상 굴착공사중 또는 지반조사과정에서는 인지하기가 매우 어려웠던 것으로 판단된다.<그림 3-6, 3-7>



<그림 3-6> 분당 ○○역사 홀막이벽 파괴양상

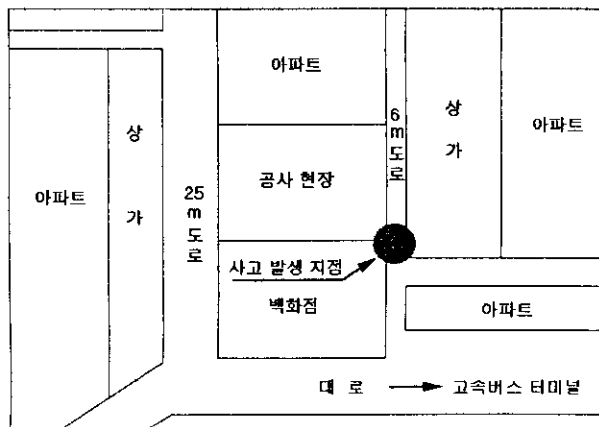


<그림 3-7> 분당○○역사 사고현장 지층구조와 추정파괴면

3.4 반포 ○○신축공사 흠막이 가시설공사

3.4.1 현황

서울 서초구 반포동에 위치한 본 현장은 동측과 서측으로 각각 6m와 25m 도로를 경계로 상가건물이, 북측과 남측은 각각 아파트 건물과 백화점이 인접해 있는 곳이다<그림 3-8>.



<그림 3-8> 반포 ○○신축공사 현장 위치도

3.4.2 시공

본 현장은 공사기간에 의해 1, 2차공사로 나눌 수 있는데, 1차공사는 91년에 착공하여 지하연속벽까지 완료한 상태에서 공사가 중단된 상태로 3년여 방치되어 왔다. 그러다가 95년 2월, 2차시공에 들어가 약 70%의 진척을 보였는데, 2차시공은 지하연속벽에 의한 top-down 공법으로 사고 당시 6층중 5층까지 굴토가 진행

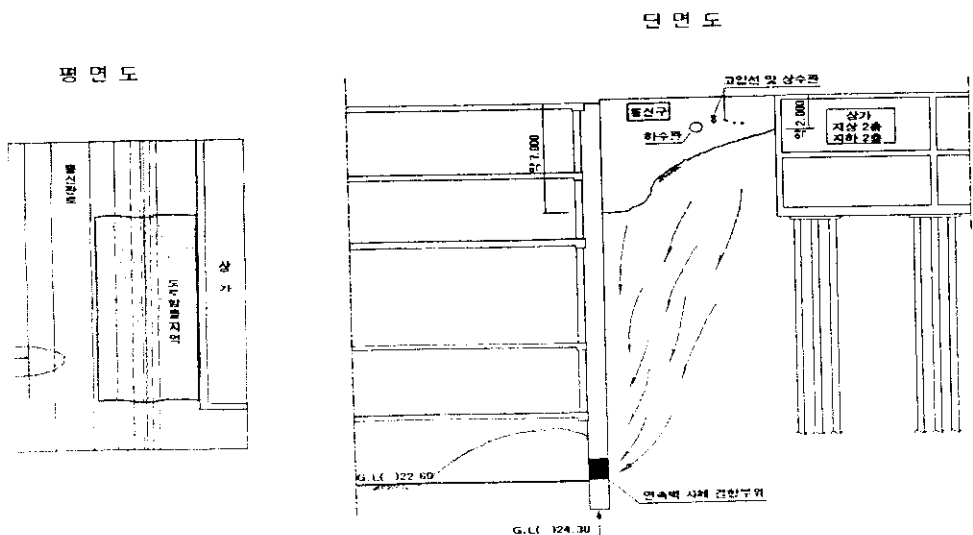
되었다

3.4.3 붕괴사고

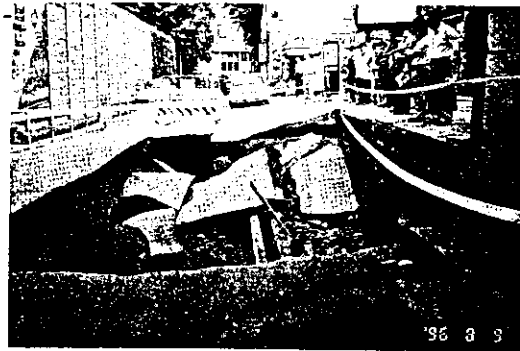
붕괴된 도로구간의 지하연속벽은 91년에 시공된 것으로 인접한 백화점 지하벽체에 접합하여 시공이 완료된 상태였다. 2차공사중 지하 4층까지 굴토와 골조공사가 진행되는 동안 실시한 계측결과에 의하면 우려할 만한 벽체의 변위나 지하수위의 변화, 접합부에서의 누수는 없었다. 그러나 지하5층의 굴토작업이 거의 완료된 상태에서 현장 동편의 6m 도로에 접하는 모서리 부분의 토사를 제거하는 순간 지하연속벽체의 접합부분에서 틈새가 나타나면서 토사를 동반한 지하수가 순간적으로 현장내로 유입되었다. 이로 인해 배면도로가 함몰되었고 도로에 매설된 상하수도관이 파손되었다. 특히, 한강 인접지역이라 지하수의 유출이 상당히 많았다.

3.4.4 붕괴원인

지하연속벽체는 반드시 중첩되게(intertlocking pipe 시공) 해야 하나, 시공과정(1차)에서 완전히 시공되지 않음으로 인해 굴착공사(2차)가 진행되어 불량시공된 부근까지 도달하자 배면측의 지하수위와 함께 토사가 유출하면서 짧은시간내에 국부적 붕괴가 발생하였다.<그림 3-9, 3-10> 참조)



<그림 3-9> 반포 ○○신축공사 지하 연속벽체 배면지반의 함몰양상



<그림 3-10> 반포 ○○신축공사 배면도로 붕괴 사고현장

3.5 기타 사례

앞에서 살핀 사고이외에도 96년 8월에 발생한 안양 ○○타워 신축현장 주변의 다세대 주택 연쇄붕괴사고와 94년 2월 발생한 독산동 ○○호텔 신축현장의 2차에 걸친 인근도로의 붕괴 등 여러 건의 사고가 발생한 바 있다. 안양에서 발생한 붕괴사고는 <그림 3-11>에서 보는 바와 같이 굴착현장의 흙막이 벽체를 버팀대에 의해 지지되는 공법으로 시공되었는데 버팀의 양단면중 연립주택이 있는 한쪽만 붕괴되었다. 이는 부분적으로 편굴착에 의한 편토압이 작용한 것으로 추정할 수 있다. 독산동 붕괴사고는 무리한 굴착공사를 진행한 결과 흙막이 벽체가 과도한 토압을 견디지 못해 발생한 것으로 보도되었다. 또한 두 현장의 직접적인 사고원인은 다르겠지만, 강성벽체인 CIP 벽체에 strut 지지 구조체라는 형식을 사용했다는 공통점이 있다.



<그림 3-11> 안양○○타워 신축현장 지하흙막이벽 붕괴사고 현장



<그림 3-12> 독산동○○호텔 신축 흙막이벽 붕괴사고 현장

4. 사고사례 분석을 통한 교훈

4.1 일반사항

사고사례를 분석할 때 몇가지 공통점을 찾을 수 있다.

4.1.1 C.I.P 흠막이구조

C.I.P로 구성된 벽체중에서 특히 상부 토사층은 C.I.P이고 하부암반층은 엄지말뚝+흠막이판으로 된 이중구조는 이론적 해석에도 문제가 있다. 또한 C.I.P는 강성벽체로 파괴직전까지 계층을 통한 벽체의 이상감지가 어려워 현장상태 파악을 계층에 의존하는 경우 기술자의 판단을 흐리게 할 수 있다.

4.1.2 내부버팀 지지구조

내부 버팀 지지구조(struts)는 시공편의상 편중굴착과 과굴착을 하게됨으로서 역학적 대칭구조의 불균형을 초래한다

4.1.3 경사가 있는 부지

앞뒤 고저차가 있고 굴곡되어 있는 부지일 경우 지지구조를 설치하는 데 문제점이 있다

4.1.4 코너 버팀대 구간

부지모양이 장방형일 경우 단변구간을 코너 버팀대로 설계하는 경우가 많은데 이에 띠장에 축력이 추가되어 구조적 불안요인이 된다.

4.1.5 굴착단계에서 문제점 발생

전체 굴착공사중 10%전후 남겨둔 굴착단계에서 붕괴사고로 발생되었다.

4.1.6 사고빈발지층

하천영향권에 있는 충적층 지반 또는 강남과 그 이남의 편마암 지역에서 사고가 빈발하였다.

4.2 안전한 공사를 위한 제언

안전하고 합리적인 도심지 굴착공사를 수행하기 위해 고려되어야 할 내용을

단계별로 정리하면 다음과 같다.

4.2.1 현황 및 지반조사

설계와 시공에 영향을 미칠 주변 현황조사와 지반상태를 확인하기 위해 시행되는 지반조사 시험은 기본사항으로 가장 중요한 사항중 하나이다. 앞서 살핀 사고사례를 통해서도 알 수 있듯이 부정확한 지반조사 결과와 이를 토대로 한 설계는 매우 위험한 결과를 초래하게 된다.

분당 서현역사 굴착 공사현장에서는 통상적인 지반조사 결과에서 발견하기 어려운 지반내의 점토층이 그 지반의 특성을 결정짓는 역할을 하였다는 점은 시사하는 바가 크다고 할 수 있다. 따라서 지반조사의 정밀성은 구조물의 중요성과 주변여건(인접한 구조물에 끼치는 영향)에 따라 달라져야 한다. 또한 구조물이 위치하게 되는 주변시설에 대한 사전조사도 매우 중요하다.

중동 ○○교회 신축공사 현장 붕괴사고에서 살펴본 바와 같이 인접시설에 대한 사전조사가 완전하지 못한 경우, 구조물의 안전에 큰 영향을 미치는 결과를 초래할 수 있다.

4.2.2 설계

가설구조물은 시공시 변형을 허용하는 관계로 흙막이 벽에 작용하는 토압은 시공방법과 지지상태 등에 따라 달라진다. 일례로 평면형상이 복잡한 굴착계획의 수립은 대칭평면에 비해 국부적 파괴가 전체적 파괴로 이어질 가능성이 높으며, 취약한 부재에 대한 보강도 쉽지 않다. 또한, 버팀대 가설시 발생하는 시간적 지체가 이미 설치된 구조 부재에 편재된 하중으로 이어지는 경우도 빈번하다. 특히 근접시공에 있어서는 흙막이벽의 공법과 인접한 구조물의 근접 정도에 따라 적합한 굴착단계별 허용범위량과 시공과정을 설계에 명기할 필요가 있다.

만약 시공중 붕괴사고가 발생했을 경우 시공현장은 안전을 위해 즉시 되메움이 행해지므로 현장보존이 안된 상태에서 원인규명을 하게 된다. 이때 기록이 완전히 남아있는 설계의 미비점은 쉽게 발견되지만 시공의 부실은 찾는 데 어려움이 있다는 사실도 명심해야 할 것이다.

4.2.3 감리

도시지 민간건축공사 토목감리는 서울시 조례에 의해 1982년부터 시행되어 온 것으로 그간 2차에 걸쳐 보완 및 개정이 되었으나 아직도 현실과 거리가 있다는

내용이 있다. 도심지 건축공사는 건수가 많고 규모가 다양하며 공사난이도 역시 큰 차이가 있어 이에 대한 고려가 없이 전문기술사 상주는 현실적으로 불가능하고 실제 시행되고 있지도 않다. 또, 민간 발주공사이므로 감리자에게 권한이 미약하고 더욱이 감리업무 발주자가 최종시공자인 전문건설업체가 될 경우는 거의 감리기능이 없다고 봐야 한다. 그러면서도 현장에 사고나 민원이 발생할 경우에는 해당관청으로부터 엄격한 행정체제가 가해지는 모순이 발생하고 있다.

4.2.4 시공

대부분의 붕괴사고가 설계서의 내용을 충분히 이행하지 않은 상태에서 무리한 공사를 강행하여 발생하게 된다. 그러므로 안전한 시공은 설계서와 일치하는 정확한 시공뿐 아니라, 버팀대 가설시 시간적 지체, 과도한 굴착, 지하수(강우와 주변 여건에의 변화에 따라 달라지는)의 적절한 처리 등과 같이 설계시 완전히 고려할 수 없는 사항에 대한 현장기술자의 적절한 조치가 있어야 한다.

현장 기술자는 현장지반과 시공될 흙막이벽의 특성을 숙지해야 하며, 적용공법에 따른 예상문제점과 대책을 검토하며, 이상 징후 발생시 즉각적인 대처가 가능하도록 노력해야 한다.

4.2.5 계 측

설계단계에서의 불확정요소를 배제할 수 있는 현장계측은 시공관리의 기본적인 요소가 된다. 계측관리에서 가장 큰 문제는 관리기준치의 설정이라고 할 수 있다.

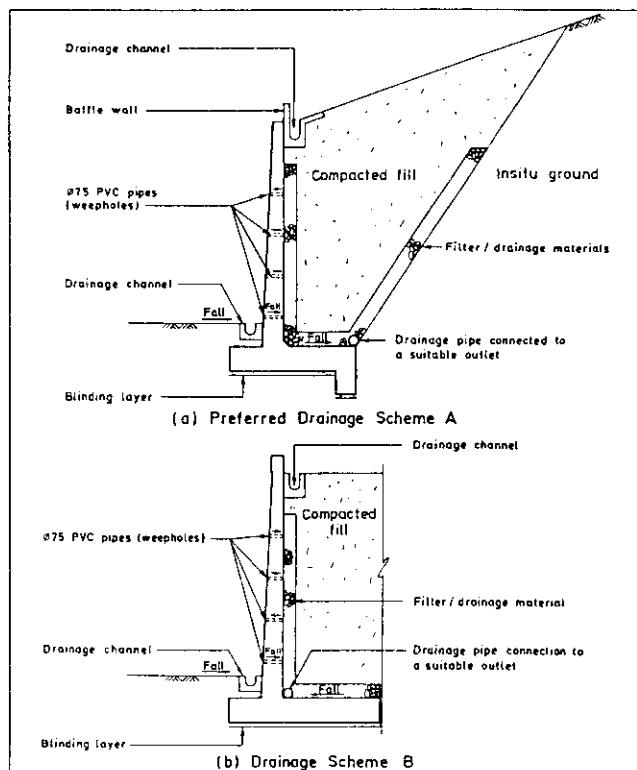
관리기준치는 대상구조물의 특성, 기초구조 근접정도, 지반조건, 대책공법 등의 종류 등을 결정하는 요소이므로 매우 신중한 판단을 요한다. 계측결과가 허용범위 이상으로 커진다면, 예상치 못한 상황이 전개될 경우 전문기술자는 종합적인 상황판단을 통해 적절한 대응조치를 강구해야 하며, 지지구조체의 안전에 영향을 줄 수 있는 상황에 대해서는 충분한 대책을 강구한 후 공사를 진행하여야 한다.

4.2.6 옹벽의 설치

건설부 제정 구조물 기초 설계기준 해설(대한토질공학회, 1986)에 의하면 우리는 실제로 옹벽배면에 배수시설을 설치하게 되어있다. 그러나 대부분의 옹벽설계도를 보면 이것을 설계에 포함시켜 도면을 작성하는 경우가 드물다는 것을 유의할 필요가 있다. 시공자의 입장에서 보면 배수시설을 추가하면 공사비가 증가하는 것이 사실이지만 당사의 동소문 APT 사고에서처럼 사람의 생명과 재산이 달려있

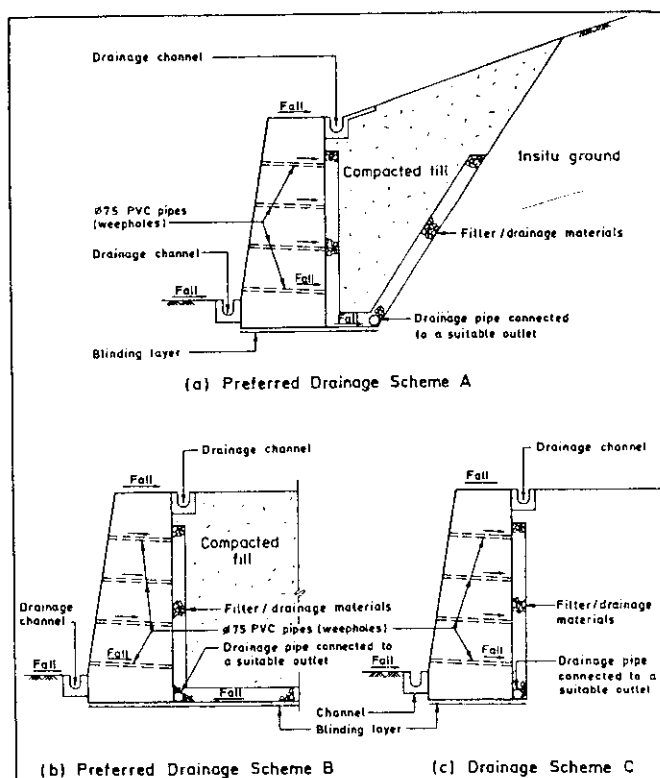
고, 또한 공사 잘못으로 인하여 사회로부터 선후배기술자들이 불명예스러운 비난을 받는다는 것을 생각한다면, 설계 및 시공시 배수시설의 직경, 필터의 규격, 필터의 입도분포의 범위를 설계 및 시방서에 자세히 기술하여야 하고 시공기술자도 이러한 기준에 부합하여 최선을 다해 시공하여야 할 것이다.

참고로 홍콩의 경우 배수시설의 상세를 <그림 3-13, 3-14>에서 보여주고 있다. 우리나라의 설계관행과 다르다는 것을 눈여겨 볼 수 있을 것이다



- 주. (1) A안을 선택하면, 경사배수재의 높이는 옹벽 배면의 설계지하수위에 의존한다. 침투를 방지하기 위해서는 경사배수재가 옹벽 높이의 최소 2/3까지 올라와야 한다.
 (2) 만약 배수가 아주 잘 되는 입상토를 사용한다면 배수층이 생략될 수 있다. 그러나 안전하게 배수 되도록 배수관을 설치하여야 한다.
 (3) 연직 및 수평 배수층은 직경의 인공배수재(Pretabulated Drainage Composite)로 대체시킬 수 있다.
 (4) 옹벽 배면의 지표면이 수평면일 때에는 1.5m 길이까지의 투수성이 낮은 적절한 재료로 충당해야 한다. 경사면의 지표면에서는 최소 3m 길이까지 그러한 재료로 충당해야 한다.

<그림 3-13> 중력식 옹벽에 대한 배수시설 상세 (GCO 1993)



- 주. (1) A안을 선택하면, 경사배수계의 높이는 옹벽 배면의 설계지하수위에 의존한다. 침투를 방지하기 위해서는 경사배수계가 옹벽 높이의 최소 2/3까지 올라와야 한다
- (2) 단일 배수가 아주 잘 되는 암상토를 뒤채움으로 사용한다면 배수층이 생략될 수 있다. 그러나 안전해서 배수되도록 배수관용 실시하여야 한다
- (3) 면적 및 수평 배수층은 적절한 인공배수재(Prefabricated Drainage Composite)로 대체시킬 수 있다
- (4) 옹벽 배면의 지표면이 수평면일 때에는 1.5m 길이까지의 배수층이 낮은 적절한 재료로 상호해야 한다. 경사면 지표면에서는 최소 3m 길이까지 그러한 재료로 상호해야 한다

<그림 3-14> L형식 옹벽에 대한 배수시설상세(GCO 1993)

5. 맺음말

최근의 도심지 굴착공사에서 건설공해를 방지하는 것도 큰 과제가 되고 있지만 이보다 우선시 되어야 할 것은 공사의 안전이다. 도심지에서 발생하는 흠막이벽 붕괴사고는 인접구조물과 연관된 대형사고로 발전할 소지가 크고, 엄청난 재산상의 피해는 물론이며, 사회적 문제로 확대된다. 그러므로 굴착 흠막이벽 공사의 설계시 공법선정은 안정성 확보가 최우선이 되어야 한다.

앞서 살핀 사고사례를 살펴보면 현장조사(인접구조물과의 상호작용관계, 지반조사 등)와 실제 현장의 굴착상황을 묘사할 수 있는 modelling과정, 흠막이 벽체

의 구조해석 방법선택과 같은 공사전 준비가 충분하지 못한 경우와 시공상태가 극히 부실하여 붕괴사고로 이어진 사실을 알 수 있었다. 더욱이 설계조건과 다르게 전개되는 현장상황에 대한 현장관리자의 몰이해도 사고의 원인이 된다고 판단된다. 따라서 안전한 시공을 위해서는 지반조사단계부터 세심한 주의가 필요하며, 가장 합리적인 공법선택에 의한 설계, 정확한 감리 및 적절한 계측관리 계획을 통한 시공관리가 이루어져야 할 것이다.

김해국제공항 평행활주로 신설공사

1. 공사개요

기존의 활주로(폭 45m 및 길이 2,745m)에 평행하게 신설된다고 하여 평행활주로라고 이름붙여진 당 현장은 건설교통부 부산지방항공청이 발주하여 지난 92년 8월 31일 착공하여 현재 약 75%의 진척율을 보이며 막바지 공사에 이르고 있다.

신설되는 평행활주로는 폭 60m, 연장 3,200m로 급증하는 항공수요 및 장거리 국제노선 취항에 대비하고 기존 활주로 파손심화 및 용량부족에 따른 시설확충과 항공보안시설 현대화를 목적으로 시공중에 있으며 완공후 항공기 취항횟수가 년 14만회에서 20만회로 늘어나며 결항을 감소 및 신,구 활주로의 유지 보수가 용이하고 대형 항공기(B-747)의 이착륙으로 미주, 구주지역등 장거리 국제노선의 취항이 가능해지게 된다.

본 공사는 당초 97년말 준공을 목표로 착공되었으나, 이주단지 조성지연, 지장가옥, 학교등의 철거시기 지연으로 인하여 준공기한이 당초 예정보다 다소지연될 예정이며, 각종 지장물이 97년 하반기에 해결되어 막바지 공사진척에 박차를 가하고 있으며 준공기한 연장을 최소화 하기 위하여 전직원이 합심하여 전력 투구하고 있다.

2. 주요 공사 내용

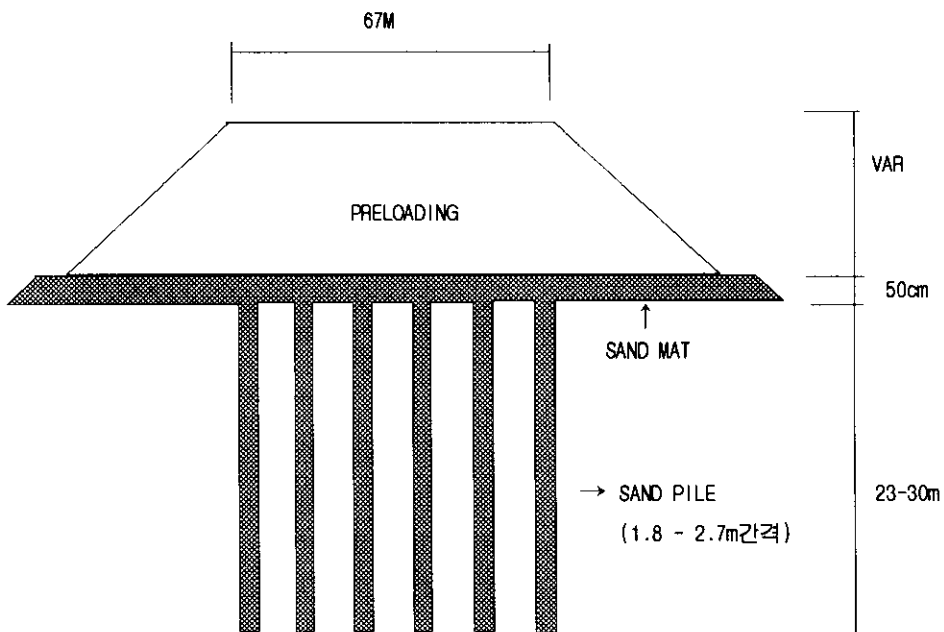
- ▶ 평행활주로신설 : 3,200m × 60m 1본
- ▶ 유도로 신설 : 2,807m × 30m
- ▶ 내,외곽도로 : 5,930m × 8~14m
- ▶ 용수로 이설 : 1,145m
- ▶ 부대시설 : 1 식

3. 적용공법 소개

당 현장은 해안지역에 인접되어 있어 대부분이 실트질의 점토로 지하 약 30m 까지 분포되어 있어 시공에 앞서 지반하부의 실트질 점토를 개량하고 활주로를

시공하는 것으로 계획되어 설계당시 여러 가지 연약지반 개량공법을 비교 검토한 결과 경제성과 시공성을 고려한 샌드드레인과 프리로딩공법으로 선정하여 시공중에 있으며 공사구간별 연약지반처리 적용공법을 보면 다음과 같다.

- 신설활주로 및 신설유도로 일부구간
Sand Drain + Sand Mat + Preloading
- 신설유도로 일부구간(기존 활주로 접속구간)
Sand Drain + Sand Mat + Well Point + Preloading



<그림 3-1> 연약지반 처리 단면도

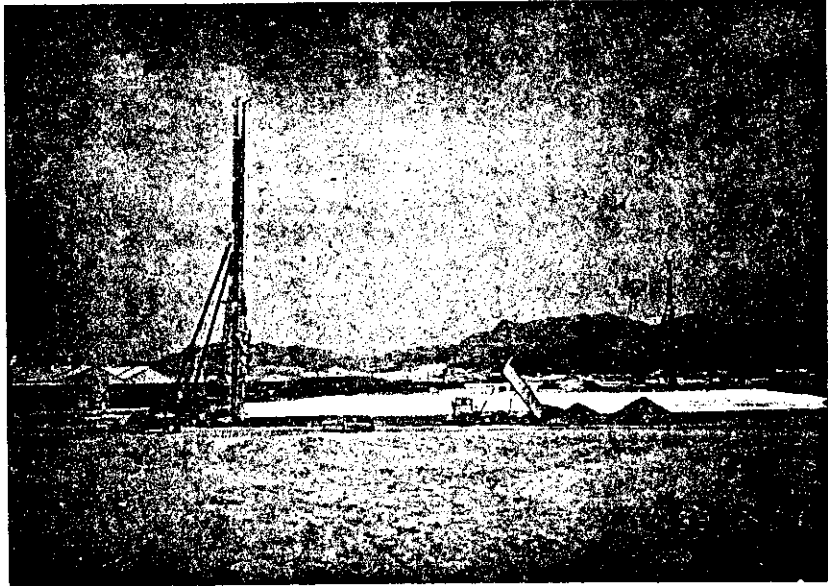
3.1 활주로 구간

지표면심도 10~30m에 분포 되어있는 실트질 점토의 개량을 위하여 프리로딩성토고 EL+6.0m의 재하하중($\gamma_t=1.9t/m^2$)을 기준으로 했을때 샌드파일 간격은 2.4m×2.4m로 되며 이때 압밀도 90%에 도달하기 위해서는 약 20개월의 재하기간 소요된다.

3.2 유도로 구간

본 지역은 기존 활주로와의 간섭관계로 항공기 운항에 지장을 주지않는 야간작업으로 계획, 시공되고 있으며, 특히 기존 활주로와의 접속부에는 웰포인트를 설

치하여 지하수의 지하로 생기는 양압력을 이용, 재하고를 EL+3.0m 낮추었고 이에 따른 지하수의 배수로 인한 기존 활주로의 침하, 균열등 제반 문제점을 예상하여 웰포인트 주변으로 쉬트파일을 설치 하였다.(샌드파일 간격 2.7m×2.7m)

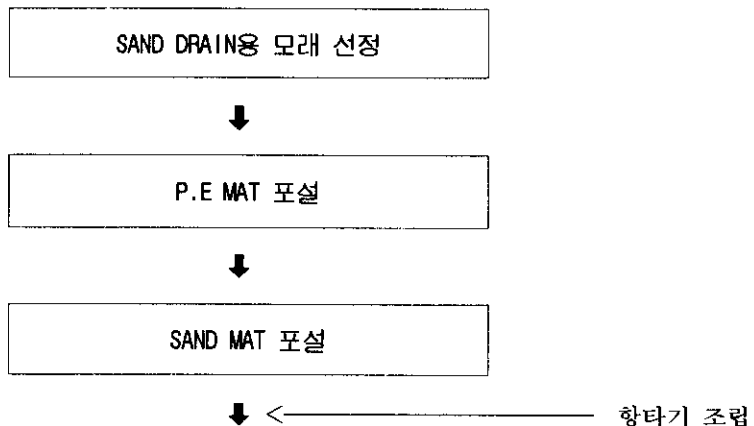


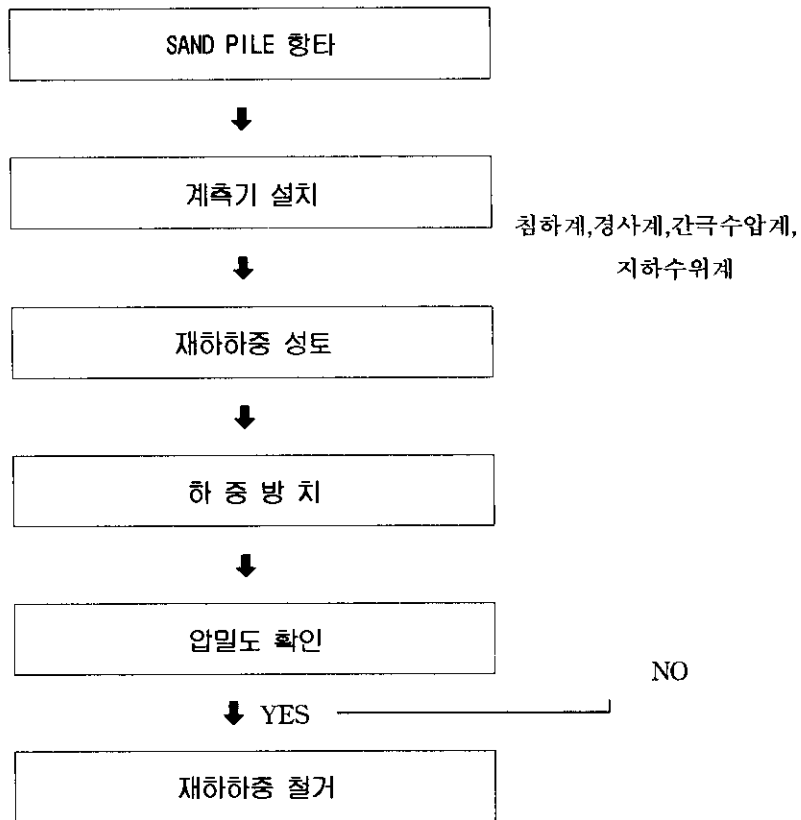
<그림 3-2> 샌드파일 항타

3.3 활주로 횡단 BOX CULVERT 1개소 및 대한항공 진입유도로 2개소

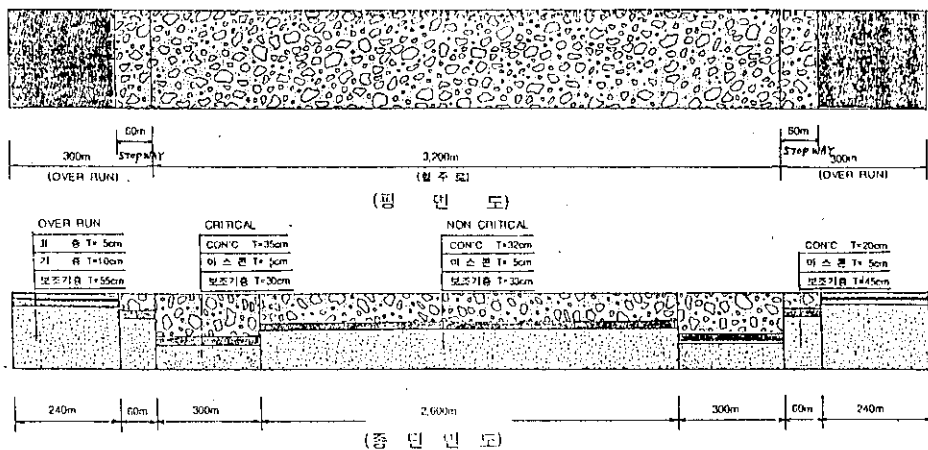
이 지역은 대한항공에서 항공기 정비작업등으로 인하여 2개소를 동시에 폐쇄가 불가능하여 1개소 시공완료후 다른 1개소를 시공해야 하는 문제로 샌드파일 간격은 1.8m×1.8m로 조정하고 재하기간은 10개월로 단축 시공중에 있다.

3.4 샌드파일을 이용한 연약지반처리 시공절차

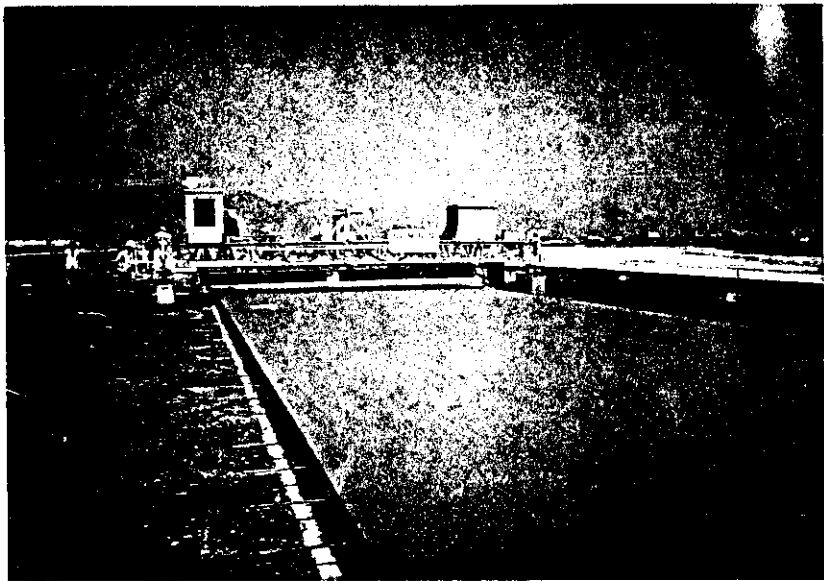




위와 같이 구간별 연약지반 개량이 완료되면 프리로딩을 노상층 상부까지 제거한후 보조기층 포설후 콘크리트포장으로 활주로 포장을 마무리한다.



<그림 3-3> 포장 단면도



<그림 3-4> 포장 시공

4. 시공상 문제점 및 향후 연구과제

본 공사는 현재 활주로 3,200m중 900m는 포장완료 하였고, 500m 구간은 콘크리트 포장 시공중이며, 나머지 구간은 서두에서 언급한바와 같이 각종 지장물 철거지연으로 인해 현재 연약지반 처리중에 있으나, 다음과 같은 몇가지 문제점이 대두되어 이는 추후 연구되어야 할 과제로 남아있다.

4.1 I.L.S 및 G.P 전파장애

당 현장에서 93년에 시공한 샌드드레인 공법은 당현장의 위치가 기존 국제공항 활주로를 확장하는 공사의 성격으로서 기존 국제공항의 계기 착륙장치인 I.L.S (Instrument Landing system) 및 G.P(Glide Path)에서 반출되는 전파가 샌드드레인 항타기 Leader의 높이(L=40m)에 간섭되어 심각한 전파장애를 가져왔으며, 특히 항타기가 서로 인접되어 2대 이상의 군을 이루고 있을시에는 계기착륙 규정 허용 전파장애 한도인 $\pm 15\mu A$ 를 넘어선 상태로 전환되어 시급히 항타기 Leader를 높이는 등의 조치를 하지않으면 안되는 상황으로 발전되어 작업간 애로사항이 많았다. 이에 당현장에서는 발주처인 교통부에 의뢰하여 항타기를 설치 하기전에 필히 비행점검을 받는가 하면 매번 관제과에 비행장애 상태를 확인하여 작업에 임하고 있으나 추후 기존 국제공항(계기 착륙시설을 갖춘)을 확장하는 공사에는

ILS 및 G.P의 전파장에 관계를 고려한 환경검토, 설계, 적산 시공이 되어야 할 것으로 판단된다.

4.2 표층부의 실트질 모래층에 대한 샌드드레인의 시공

김해국제공항 부지는 상부에 약 4m~10m까지의 실트질의 모래층이 분포되어 있고 약 30m까지는 연약한 실트질 점토(N치 ; 2-6)층으로 형성되어 있어 상부에 단단한 실트질 모래층을 시공하는데 항타장비에 상당한 무리가 가해져 항타기의 잦은 고장이 발생되어 시공상 문제가 야기되었다.

일반적으로 상부층이 견고하면 Water Jet을 이용, 시공하고 있으나, 당현장에서는 STA.0+800 지점에서 실시 결과, 상부의 견고층 두께가 너무 두꺼워 실패하였으며, 국내에서 처음 시도 해보는 Vib-Hammer를 다시 제작, 용량을 늘려 (90Kw →120Kw) 항타하는 공법을 실시하였으나 당 현장에서는 성과를 얻지 못하였으며 향후 연구해볼 가치가 있다고 판단된다.

4.3 샌드드레인 항타에 따른 조기 침하량 연구

일반적으로 설계되는 침하량은 샌드드레인 항타후 층별 침하계를 설치하여 상부에 프리로딩 상재하중에 의해 침하되는 양을 계측하게 되어었으나, 당 현장에서 시공하는 김해 평행활주로 신설공사 부지에는 예상치 못했던 쓰레기 굴착 및 이에 따른 환토작업등으로 인한 복합요소의 작용으로 당초 쓰레기의 적치하중($\gamma_t = 1.1t/m^3$)과 치환토의 적치하중($\gamma_t=2.0t/m^3$)과의 γ_t 값의 차이로 생기는 조기 침하량의 가중치 적용에 대한 연구가 향후 과제로 남아 있다.

강재관련 용어 정리

1. 항복점(降伏點 : yield point) = 항복응력(yield stress) = 항복강도(yield strength)

금속재료의 항복점은 응력의 증가없이도 변형도가 크게 증가하기 시작하는 지점의 응력을 말한다. 열처리를 한 고강도 강재의 응력-변형도 곡선에서는 항복점이 뚜렷이 보이지 않고 인장강도에 이르기까지 완만한 곡선이 된다. 따라서 강재의 항복강도는 비례한도에서 곡선의 기울기와 평행하게 응력이 0인 상태로 내렸을 때 0.2%의 영구변형을 가지게 되는 지점의 응력으로 정의하고 있다. ($\sigma = P/A$)

2. 인장강도(引張強度 : tensile strength)

인장시험에서 시편이 지탱할 수 있는 최대인장력을 시험편의 원래 단면적으로 나눈 값이다. 즉 응력-변형도 곡선에서 최대응력이 인장강도이다.

3. 연성(延性 : ductility)

재료가 파단할 때까지 충분히 늘어나는 성질. 즉, 재료가 하중을 받아 파괴에 이르기까지 큰 소성변형을 할 수 있는 능력을 말한다. 인장시험에서는 시험편의 신장율과 단면적이 줄어드는 것으로 측정한다.

4. 인성(靱性 : toughness)

큰 변형에너지를 흡수할 수 있는 재료의 능력

5. 노치인성(notch toughness)

노치가 있거나 또는 다른 응력집중현상이 있는 재료의 취성과파괴에 대한 저항능력을 의미한다.

6. 노치(notch)

구조부재의 단면형상이 급격히 변하는 부분, 응력집중이 생기기 쉬운 부분을 말한다. 구멍, 홈, 균열 또는 용접결합의 존재로 인해서도 노치효과가 생긴다.

7. 취성(脆性 : brittleness)

물체에 변형을 주었을 때 변형량이 극히 작은데도 불구하고 파괴되는 성질.

8. 연성파괴(ductile fracture)

강재는 상온에서 연성이 크기 때문에 힘을 가하면 많은 양의 소성변형을 보이면서 인장강도에 이른 후 단면이 점차 가늘어지는 네킹(necking)현상을 보이다가 파괴된다. 이러한 파괴를 연성파괴라고 하며, 이는 인장력 작용방향과 45도를 이루는 방향에 생기는 최대전단응력에 의한 것이다.

9. 취성파괴(brittle fracture)

힘을 받는 부재에 큰 변형이 생기지 않고 부재응력이 탄성한계에 있을 때 일어나는 파괴를 의미한다. 이러한 전형적인 예로는 유리나 도자기, 콘크리트 등의 파괴를 들 수 있으며, 강재의 취성파괴는 보통의 조건에서는 잘 일어나지 않으나, 주위온도나 부재의 형태에 따라 취성파괴가 일어나는 경우가 있으며 취성파괴시에는 사전 경고없이 갑작스럽게 일어나기 때문에 설계시 유의해야 한다.

10. 충격강도(衝擊強度 : impact strength)

하중을 빠른 속도로 가하였을 때 그 에너지를 흡수할 수 있는 능력을 말하며, 강재의 충격강도는 노치인성으로 측정하고 있다.

11. 피로강도(疲勞強度 : fatigue strength)

하중의 반복작용에 의하여 부재의 파괴가 일어날 때의 응력을 피로강도 또는 내구한도(耐久限度 : endurance limit)라고 한다.

12. 탄성(彈性 : elasticity)

가력한 하중을 제거할 때 원래의 모양으로 돌아가는 재료의 성질을 말한다. 재료가 탄성이기 위해서 응력-변형을 곡선이 선형일 필요는 없다. 구조용 재료(금속, 콘크리트, 목재 등 고체 재료)는 대부분이 선형탄성이다.

13. 탄성한도(彈性限度 : elastic limit) = 탄성한계 = 비례한도

응력과 변형도가 비례하여 선형관계가 유지되는 최대응력한도를 말하는 것으로 탄성한도에서는 재료에 영구변형이 생기지 않고 힘을 제거하면 원래의 위치로 되돌아 간다.

14. 소성(塑性 : plasticity)

탄성한도를 지난 후 비탄성적 변형이 일어나는 재료의 성질

15. 피로(fatigue)

강재에 일정하중이나 변동을 지속적으로 작용시키는 경우, 허용응력 이하의 작은 응력에서도 균열이 발생하고 성장하는 과정을 피로라 한다.

16. 강성(剛性 : stiffness)

물체의 하중에 대한 변형저항으로 물체의 형상, 구조 등에 따라 여러가지로 표시하는 방법이 있다.

17. 청열취성(靑熱脆性 : blue brittleness)

강재는 200 - 300℃ 부근에서 인장강도는 극대로 되지만, 반대로 연신, 단면수축은 극소로 되어 상온시보다 경도가 아주 높고 부서지기 쉽게 된다. 이 상태에서 탄소강은 청색의 산화막이 표면에 형성되므로 청열취성이라 하며, 이 온도범위에서 가공하는 것은 피하는 것이 좋다.

18. 저온취성(低溫脆性 : low temperature brittleness)

저온상태의 강의 기계적 성질은 저온이 됨에 따라 인장강도, 항복점, 경도는 증가하지만, 연신, 단면수축은 급격히 저하한다. 또한 천이온도 이하에서는 급격히 부서지기 쉽게 된다. 이 현상을 저온취성이라 한다. 저온취성을 개선하는 방법으로는 탈산(脫酸)을 하여 결정립을 가늘게 하는 것과 함께 불순물이 적은 강을 만드는 방법, 비교적 해가 적은 Si, Mn, Ni 등의 원소를 이용해 취성을 향상시키는 방법, 담금질, 뜨임 등 소위 조질처리를 하는 방법이 있다.

19. 수소취화(水素脆化 : hydrogen embrittlement)

부식, 산화, 전해, 전기방식, 용접 등에 의해서 생기는 수소가 금속중에 흡수되어 인성이 저하되는 것. 또한 고온고압의 화학장치 등에서는 활성수소에 의해 금속재료가 취화되는 것도 있다.

20. 일반강재의 종류 표시 기호

구조용강 (SS - Structural rolled Steel)

용접구조용강 (SWS - rolled Steel for Welding Structure)

일반구조용 탄소강관 (SPS - carbon Steel tubes for general Structural Purpose)

21. 경도 (硬度 : hardness)

재료의 기계적 硬軟의 정도를 나타내는 수치. 금속재료에서는 브리넬경도, 로크웰 경도, 쇼어경도, 비커스경도 등 측정법에 의해 불리어지고 있다.

22. 경화 (硬化 : hardening)

금속재료가 가공 또는 열처리에의해서 단단해 지는 것. 또는 그것을 목적으로 하는 조작을 말한다.

23. 가공경화 (加工硬化 : work hardening)

금속을 상온에서 소성변화시켰을 때, 재질이 경화되고 연성이 저하하는 현상

24. 변형경화 (變形硬化 : strain hardening)

항복점을 넘는 변형을 줄 경우 저항이 증가하는 현상으로 연강과 같은 연성재료에서 볼 수 있다.

25. 시효(時效 : aging, ageing)

열처리 또는 가공 등에 의해서 성질이 불안정하게 된 금속이나 합금이 시간의 경과에 따라 함께 안정상태로 되돌아오게 하여, 그 성능을 변화시켜 주는 것.

26. 시효경화 (時效硬化 : age-hardening)

시효에 의해 금속이나 합금이 단단해 지는 것.

27. 전성 (展性 : malleability)

압력과 타격에 의해 물체(금속)가 파괴됨이 없이 판상으로 펴지는 성질

28. 고장력강

연강(mild steel)의 강도를 높여서 구조물에 사용되는 용접구조용강

29. 강인강(強靱鋼 :)

고장력강에 비해서 탄소함유량도 많고 Ni, Cr, Mo 등의 합금원소도 많이 첨가된 고급강으로 일종의 합금강이다.

30. 내후성강

내후성강이란 대기중에서 일반탄소강보다 우수한 내식성을 갖는 강으로 스테인레스강과 같은 고합금강을 제외한 합금원소가 수% 이하인 저합금강을 총칭한다. 이들 내후성강은 건축물, 교량, 차량 등 넓은 범위에서 사용되고 있다.

31. 담금질 (quenching)

철을 가열하여 급냉각시켜 경도를 증가시키는 열처리 방법으로 소입(燒入)이라고도 한다. 주철, 강철 등을 700~750℃ 정도로 가열하였다가 공기, 물, 기름 중에서 급냉각시키면 조직이 粗大해져서 경도는 증가하나 취약해진다. 담금질 효과는 탄소함유량이 0.4% 이상인 것이 좋으며, 가열온도 및 냉각속도가 빠를수록 좋다.

32. 뜨임 (tempering)

강의 열처리 방법중의 하나로 담금질로 생성된 조직을 변태 또는 석출시켜 안정한 조직에 가깝게 하여 소요성질 및 상태를 부여하기 위해 共析변태점이하의 적당한 온도로 가열, 냉각하는 조작이다. 풀림후에 하는 것도 있으며, 소려(燒戻)라고도 한다.

33. 플립 (annealing)

가열한 강재를 급랭시켜 경도가 커진것을 적당한 온도로 다시 가열하여 그 온도를 유지한 후 천천히 냉각시켜 연하게 만드는 것으로 소둔(燒鈍)이라고도 한다. 풀림의 목적은 잔류응력의 제거, 경도의 저하, 냉간가공성의 개선, 결정조직의 조정, 소요 기계적, 물리적 또는 그외의 성질을 얻는 것이다. 즉, 인장강도, 항복점, 신율 등이 증가된다.

34. 블럼 (normalizing)

순철에서는 α 철 $\rightarrow \gamma$ 철에의 변태개시온도, 亞共析鋼에서는 페라이트 $\rightarrow$ 오스테나이트 변태완료온도, 過共析鋼에서는 시멘타이트의 오스테나이트에의 固溶 완료온도 이상의 적당한 온도로 가열한 후 보통 공기중에서 냉각하는 열처리 방법이다. 그 목적은 前加工의 영향을 제거하고, 결정입자를 미세화하여 기계적 성질을 개선하는 것이다. 소준(燒準)이라고도 한다.

신기술 · 신공법의 소개

그동안 사내 E-mail을 통하여 게재하였던 신기술 · 신공법중에서 몇가지를 간추려 게재한다.

1. 일본의 새로운 대형 막구조 돔(Dome)의 실현
2. AB Forepiling 공법
3. T R M 공법
4. 프리스트레스트 콘크리트 U형 거더의 연속화

1. 일본의 새로운 대형 막구조 돔(Dome)의 실현

일본의 다케나카(竹中)공무점은 기존재료에 비해 약 2배의 투광성을 갖는 세계 최고의 막재료를 이용한 대규모 돔을 건설할 계획이다. 미국 New Hampshire주에 본사를 두고 있는 일동 Chemifab사와 공동으로 개발된 막재료는 25% 투광성을 확보하여 기존보다 약2배의 투광성능을 갖는 막재료이다. 이 막재료는 2002년 World Cup 개최시설인 축구경기장의 중앙개폐 지붕부분인 약 29,000m² 규모의 대규모 돔(dome)에 적용될 예정이다. 종래의 막재료는 유리섬유를 격자로 직조한 형태(평직)로 제작한 후 불소수지나 염화비닐수지 등으로 코팅하여 사용하고 있다. 그러나 평직의 상태에서 투광성을 높이기 위해 실의 개수를 감소시켜 직조하면 막이 늘어나게 되며, 늘어난 막의 코팅은 실의 자중과 강성을 증가시켜 막의 전체 크기(Span)가 종래 보다 작아지게 되어 시공이 어렵게 되는 단점이 있다. 양사에서는 막재의 투광성을 향상시키기 위하여 각종 기술을 광범위하게 검토한 결과, belt conveyer에 쓰이고 있는 기법(가로 세로를 각각 3개로 하여 휘감아 짜는 기법)에 관심을 갖게 되었으며, 이를 응용한 결과 적절한 강성을 갖추며 투광성이 뛰어난 막재료인 [25% 투광성막재] 개발에 성공하였다. 이 막구조는 일본막구조협회에 의해 규정된 A종 막재료(내구성, 방화성, 강도 등이 뛰어나 막구조 건축물의 지역, 용도, 규모의 적용제한이 적은 막재료 등급)의 인정취득을 진행중이다. 이 [25% 투광성막재]가 처음으로 채택된 대규모 돔(dome)에서는 흐린날에도 조도 2400Lux 이상을 확보할 수 있어, 인공조명이 없더라도 충분히 운동경기가 가능하며, 가격은 기존의 막구조와 같은 수준이다.

개발된 투광성 돔재료의 여러 가지 특징은 다음과 같다.

- 투광성이 뛰어나 인공조명을 대폭절감
- 경량이면서도 강도가 뛰어나 대공간의 형성이 가능
- 야간 내부조명으로 옥외에 부드러운 공간 연출
- 다설지역에서도 제설하기 쉬운 지붕재
- 자정성이 뛰어나 유지관리 용이
- 20년 이상의 수명을 갖는 뛰어난 내구성
- 뛰어난 내열성과 방화성

2. AB Forepiling 공법

2.1 공법의 개요

도심지에서의 NATM(New Austrian Tunneling Method)에 의한 터널시공 사례가 많아지고 있으나 미고결지반의 굴착에서는 막장의 안정성, 용수처리, 지표침하의 문제가 자주 발생되고 있어 지반보강을 위한 여러 가지 보조공법들이 개발되어 사용되고 있다. 이러한 보조공법 중 AB Forepiling 공법은 토사지반에서 NATM에 의한 터널굴착시 지반침하를 억제하고 막장의 안정성을 확보하는 보조공법으로 일본 치바현의 수로터널에서 개발 시공된 신굴착보조공법이다.

2.2 시공방법

AB Forepiling 공법은 터널굴착에 앞서 그림 2와 같이 터널 상부 지반을 2연식 천공기를 이용하여 일정 깊이까지 개량하는 것으로, 천공시 발생하는 토사와 주입재를 혼합한 소일모르타르(soil-mortar)에 의해 수평연속구체를 형성시키는 것이다. 먼저 2연식 천공기로 일정깊이(3~5m)까지 천공한 후 비트를 회전하면서 pilot hole을 확보(30cm)한 다음 인발과 함께 비트 선단에서 주입재를 분사하여 2열의 수평연속구체를 동시에 형성시키므로 터널 상부에 개량된 그라운드 아치영역을 만든다. AB Forepiling공법에서는 2연식 천공기를 사용한 급속 시공이 가능하여 2열의 AB forepile을 시공하는데 소요되는 시간이 준비과정과 마무리 과정을 포함하여 약20분 정도이며 한 단면(20~28열)을 시공하는데는 3~4 시간이 소요된다.

2.3 공법의 특징

이 공법의 특징은 다음과 같다.

- 지반과 지보재의 밀착성이 좋다.
- 지반의 아칭효과(Arching effect)를 향상시켜 지반의 안정성을 증가시킨다.
- 2연식 천공기를 이용하여 시공하므로 급속시공이 가능하다.
- 천공, 주입, 교반이 패커 안에서 이루어지므로 토사의 슬라임이 적다.

3. T R M 공법

3.1 공법개요

TRM(Tubular Roof Construction Method)공법은 지하구조물 설계, 시공에 있어서 세계적으로 잘 알려져 권위있는 벨기에 스페트 보링 회사가 개발한 터널 및 지하 구조물 축조 공법으로써 지하에 거대한 Roof 구조를 형성하는 공법으로 현재 벨기에의 브뤼셀, 엔트워프, 스페인, 이태리, 말레이시아 등 세계 각국에서 복잡한 시가지 중심의 지하에 넓은 지하상가, 지하철, 지하철역사, 통신구 등을 시공하고 있다. 본 공법은 시공방법이 아주 간편하고 안전한 것이 특징이다. 특히 공사가 진행되는 동안 지상의 제반 문제점 즉, 지상구조물, 건물, 차량통행, 아스팔트 노면의 침하, 지하 매설물 등에 대하여 안전하며 부담없이 시공을 할 수 있는 최선의 첨단 공법이다.

3.2 시공순서

TRM 공법은 복잡한 시가지에서 교통흐름의 영향을 주지 않고 공사를 진행할 수 있는 공법이다. TRM공법의 시공순서는 다음과 같이 지하철, 터널구간의 2가지로 구분할 수 있다.

3.2.1 일반적인 시공순서(지하철구간)

지하철과 같이 BOX형 구간에서의 시공순서는 다음과 같다.

- (1) 최소한 가로x세로x깊이 3cmx3.5mx6m정도의 수직갱을 예상구조물 한쪽 끝에 설치해서 전진기지 및 반출구를 구축한다.
- (2) 지하구조물의크기 및 방향에 따라 구조물의 1개 방향으로 갬러리(수평갱도 3mx3.5m)를 구축해 나간다.

- (3) 수평갤러리의 축방향에 대한 직각방향으로 직경 1.5~2m의 강관 또는 콘크리트 흡관을 1m 단위로 만들어 잭킹 기계로써 수평으로 강제 압입하면서 관 내의 토량을 굴착하여 구조물의 루프를 지하에서 구축한다. 이러한 수평관 압입을 평행하게 연속적으로 진행한 후 내부에 콘크리트를 충전하여 원형보의 루프구조를 형성한다.
- (4) 파이프잭킹은 400m정도의 시공경력을 갖고 있으며 이때 토량의 안정을 위해 벤토나이트 혼탁액을 파이프 주위에 주입하고 일정한 압력을 유지하도록 주입한다.
- (5) 수평관은 계속 압입하고 있으며 특수레이저 광선빔을 이용한 관의 축방향의 측정 및 정도관리를 시행하면서 진행한다.(오차 $\pm 50\text{mm}$ 이내)
- (6) 수평관 압입(파이프 잭킹)이 끝나면 예상구조물의 측벽에 해당하는 4개의 방향에 수직트렌치벽을 설치한다.
- (7) 수직트렌치벽은 파이프내에서 수직 직하방향으로 역공법을 이용해서 굴착하는데 이때 굴착측벽의 붕괴를 방지하기 위하여 특별히 고안 제작된 콘크리트 토류판 또는 목재토류판을 사용할 수도 있다.
- (8) 이렇게 해서 수직트렌치벽을 소정의 깊이까지 굴착하면 구조제산에 따른 철근을 배근하고 콘크리트를 부어넣어 측벽의 구체를 형성하고 잭킹한 파이프 내부에도 구조경간을 고려하여 철근을 배근하고 콘크리트를 부어 넣어 강력한 루프구조물을 형성하게 되는 것이다.
- (9) 이때 파이프와 파이프의 사이에는 측벽과 파이프루프가 완성되면 루프파이프의 아래의 토량 역시 역공법으로 굴착하면서 기둥, 빔 등을 설치해서 대경간의 지하구조물을 형성할 수 있다.

이러한 지하구조물은 대개 지하상가 지하철 및 지하철역사, 지하주차장, 지하차도, 지하통신구 터널, 지하도수로 등의 다목적의 용도로 쓰이고 있다.

3.2.2 터널구간의 시공순서

터널구간에 있어서 TRM 공법의 시공 순서는 다음과 같다.

- (1) 먼저 상부단면을 형성하는 강관을 추력공으로부터 추진한다.
- (2) Arch의 건설은 강관으로 이루어지는 소터널 내부로부터 완성된다. 이러한 목적을 위해 첫번째 단계는 특별한 Disk절단기를 사용해 강관의 절반 아랫부분을 절단해야 한다. 절단작업은 강관의 외부 아래쪽으로부터 시작하여 절단된 재료를 측면갱도에 버리면서 맨 윗부분을 향해 진행한다.
- (3) 주형(Mould)과 보강 Steel은 측면갱도 또는 강관에 의해 공급되며 이에 따라

Arch의 주물과 보강 Steel은 조립된다.

(4) 강관으로부터의 연결은 Arch에서 Arch로 이어진다.

(5) 최종적으로 Arch와 강관간의 콘크리트가 타설된다. 삼각형인 아치 윗부분은 다른 같은 부분보다 시각적으로 작은 장애요인이 되므로 건축물의 겉모양에 별다른 지장을 주지 않는다.

3.3 개착공법의 장단점 비교

구분	TRM공법	개착식공법
개요	- 강관을 압입하고 보를 형성한 후 측벽과 연결 - 구조물 내부에서 굴만 축조하는 공법 - 공법이 간단하고 안전함. - 벨기에 스메트사 개발	- H-pile항타 후 노면을 개방 - 흙막이와 병행 시공하는 공법 - 재래식공법
장점	- 차량통행 및 보행에 지장이 없음 - 소음, 진동이 없음 - 지하 거대구조물에 적용 - 시공이 간단하고 안전	- 공사비가 저렴 - 공사경험 풍부 - 지장물 무관
단점	- 외국장비 및 기술자문 필요 - 깊은 지장물 존재시 시공곤란	- 교통 및 보행에 지장초래 - 경음 및 진동 발생
적용토질	- 토사 및 풍화암	- 모든 토질에서 시공
시공예	- 인천지하철 1~7공구 및 유럽지역	- 서울 지하철 1,2,3,4호선등 다수

3.4 TRM 공법의 장점

TRM 공법은 발진부에서 강관을 압입하고 내부를 굴착한 후 콘크리트를 타설하여 강성을 극대화시키는 구조물로서 주변지반의 침하를 방지하여 기존의 지상 및 지하구조물에 피해를 유발하지 않고 소요의 공간을 확보할 수 있는 공법이다. 또한 이와 같이 시공된 가설구조물을 영구구조물로서 활용이 가능하고 견인식 공법이 아니기 때문에 발진부에서 시작된 강관이 소요길이 만큼 임의의 선형으로 시공이 가능하다.

TRM공법의 대표적인 특징을 열거하면 다음과 같다.

- ① 강관과 내부의 콘크리트로 구성되므로 강성이 큼
- ② 지반거동을 극소화하므로 인접한 구조물에 관계없이 시공이 가능함
- ③ 압입식이므로 진동 및 소음에 따른 문제점이 발생하지 않음.
- ④ 견인식 공법과는 달리 발진부에서 시작된 강관은 소정의 지점까지 제한없

이 도달할 수 있음.

- ⑤ 대형강관을 시공하므로 내부굴착 및 토사분출이 용이함.
- ⑥ 곡선변형에 관계없이 굴진 및 구조물 설치가 가능함
- ⑦ 굴진시 호박돌이나 전석이 조우되더라도 기계식 굴착에 의한 처리가 가능함.
- ⑧ 외부조건에 관계없이 시공되므로 공기가 단축됨.
- ⑨ 측벽 및 수평강관으로 구성된 가설구조물을 표면처리하여 영구구조물로 활용하므로 전체적인 공사비가 절감됨.
- ⑩ 연, 정암부 굴착시 다소 시간이 요구되나 굴착이 가능함.
- ⑪ 강관 상단부의 굴착단면적이 터널공사에 비해 작으므로 연약지반, 붕괴성 토질, 지하수 유입과 같은 문제성 지반에 대한 대책적용이 용이함.
- ⑫ 기술축적에 의해 향후 도심지 활용도가 높음

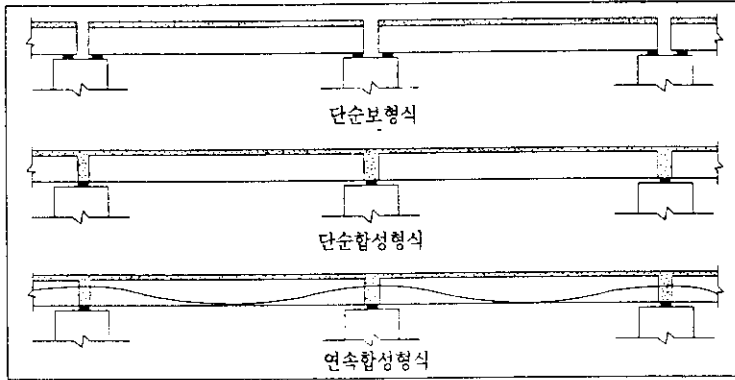
3.5 기대효과와 국내동향

오늘날 교통문제는 도심지 있어서 심각한 문제를 야기시키고 또한 지하공간 개발에 있어서 공사가 진행되는 동안 지상구조물, 건물, 차량통행 노면의 침하 지하매설물 등 매우 어려운 점이 많다. TRM공법은 이러한 문제점에 대하여 안전하고 손쉽게 시공할 수 있어 도심지의 지하공간 이용도를 높일 수 있다. TRM공법은 지하 굴착시 기존 구조물의 지상 및 지하 기능을 건드리지 않고 그대로 유지하면서 시공할 수 있어서 개착식 공법과는 달리 매우 큰 장점이 있다. 현재 우리나라는 지하철공사 등 대규모 건설공사가 도심지내에서 진행되고 있으며, 영종도 신공항 건설 및 서남해안의 대규모 공업단지 조성 등 연약지반상에서 대규모 토목공사가 진행중이다. 이와 같이 복잡한 도심여건과 연약지반상에서 건설되는 현실을 고려해 볼 때 TRM 공법의 활용성은 매우 클 것으로 본다.

4. 프리스트레스트 콘크리트 U형 거더의 연속화

4.1 개 요

프리캐스트 PS거더(Precast Prestressed Girder)를 주형으로 설치하는 프리캐스트 콘크리트교의 구조형식은 다음과 같은 세가지로 분류된다(<그림 4-1>)



<그림 4-1> 프리스트레스 콘크리트교의 구조형식

○ 단순보형식

자중을 포함한 모든 하중에 대해 PS거더가 단순보 기능을 하며 인접한 거더는 신축이음장치로 연결된다.

○ 단순합성형식

제작 및 설치시는 PS거더가 단순보기능을 하나, 인접한 거더간의 연결부(joint)와 상판(deck)을 일체로 현장치기(cast-in-place)하여 상판시공 후에 작용하는 하중(포장, 방호벽, 활하중, 충격하중)에 대해 상부구조가 연속보기능을 한다.

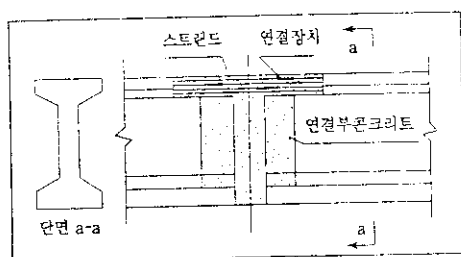
○ 연속합성형식

상부구조(PS거더, 연결부, 상판)에 포스트텐션을 도입하여 자중을 제외한 모든 하중에 대해 PS거더가 연속보기능을 한다.

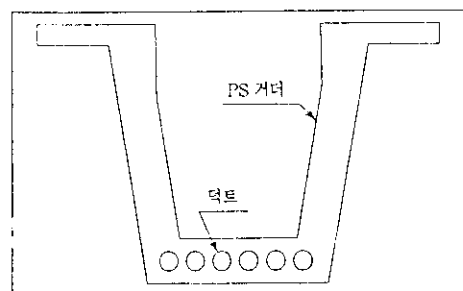
단순보형식은 타형식에 비해 가장 시공이 용이하여 공사비가 저렴한 장점이 있으나 경간이 증가함에 따라 휨모멘트가 급속히 증가하므로 통상 경간이 30m 이하인 교량에 적용하고 있다. 30m이상의 경간에 단순보형식을 적용하기 위해서는 형고를 증가시켜야 하나 이는 교량접속구간의 계획고를 높임으로 부대공사비의 증가를 초래하며 미관을 해치는 단점을 수반한다. 또한 인접한 거더를 신축이음장치와 타형식에 비해 상대적으로 노출되어 있는 교좌장치의 지속적인 유지보수가 요구되는 단점이 있다.

단순합성형식은 연결부와 상판을 일체로 현장치기 함으로써 단순합성형식의 단점을 다소 보완하나 상부구조의 사하중에 대해 PS거더가 단순보기능을 하는 구조적 기능면에서의 단점과 연결부콘크리트의 균열이 상부구조의 손상을 유발하는 내구성측면에서의 단점을 여전히 내포한다. 단순보형식과 단순합성형식의 단점을 보완하는 연속합성형식은 포스트텐션의 도입에 따

르는 시공상 어려움과 공사비의 증가로 PS거더를 주형으로 교량을 시공하고자 하는 목적인 경제성의 제고에 부합하지 않는 단점이 있다. 최근 프리스트레스트 콘크리트교의 구조적 기능과 내구성을 향상하는 동시에 경제성을 제고하기 위해 단순합성형식의 단점을 개선하는 연속화에 대한 연구가 활발히 진행되고 있다. 실례로 프리플렉스합성보의 2경간연속화공법이 개발되었으며 PS거더의 상부플랜지에 PS스트랜드를 설치, 연결부 콘크리트에 프리컴프레션을 도입하여 구조적 기능 및 내구성을 보완하는 방법이 개발되었다.(<그림 4-2>) 또한 경제성을 제고하는 동시에 미관을 고려한 U형 PS거더가 개발되었다. I형 거더에 비해 단위길이당 중량이 크고 제작 설치비가 높은 U형 PS거더로 기존교량의 I형 거더를 대체하는 경우 주형의 수가 감소되어 교량의 미관을 향상시키는 물론 상, 하부구조의 자중감소에 의한 경제성의 제고가 입증되었다.(<그림 4-3>)



<그림 4-2> 연결부의 프리컴프레션



<그림 4-3> U형 PS거더(경간부)

본 연구의 목적은 프리스트레스트 콘크리트교의 주형으로 시공되는 U형 PS거더를 연속화하는 것으로 단순보형식에 제공하는 시공성을 반영하여 프리스트레스트 콘크리트교의 경제성을 유지하는 동시에 연속합성형식의 장점인 상부구조의 구조적 기능 및 내구성의 향상을 제공하고자 하는 것이다.

4.2 U형 PS거더의 연속화

4.2.1 부분포스트텐션 공법의 개요

부분포스트텐션 공법은 프리스트레스트 콘크리트교의 경제성을 유지하기 위해 U형 PS거더를 단순보로 제작 설치하고 상부구조의 구조적 기능 및 내구성을 향상하기 위해 교각지범부에서 인접한 U형 PS거더의 일정구간에 포스트텐션을 도

입하여 연속화하는 방법이다.

2경간 프리스트레스트 콘크리트의 경우 ①의 경간부 영구긴장재 ②의 가설용 긴장재 및 ③의 지점부 영구긴장재의 배치는 그림 4와 같고 부분포스트텐션 공법의 수행은 아래와 같이 5단계로 실시한다.

1단계 : PS거더의 제작(단순보)

경간부 영구긴장재와 가설용긴장재를 설치 긴장 정착한다.

2단계 : PS거더의 설치(단순보)

교각위에 양측 거더를 설치한다.

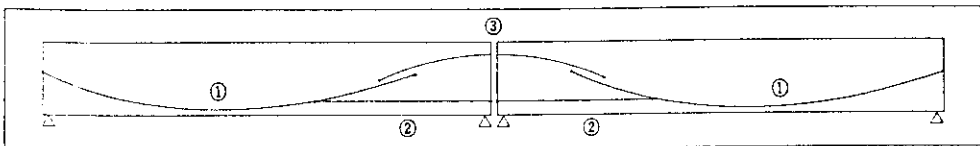
3단계 : 지점부 영구긴장재 설치

4단계 : 연결부 현장치기 경화

양측거더의 연결부에 채움콘크리트를 타설하여 양생 경화한다.

5단계 : 연속화 작업

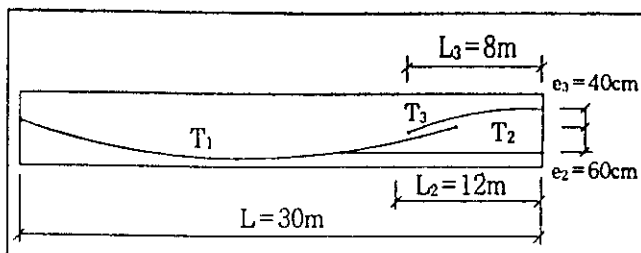
지점부 영구긴장재의 긴장 정착작업과 동시에 가설용긴장재의 이완 작업을 단계적으로 실시한다.



<그림 4-4> 부분포스트텐션 공법의 긴장재 배치

4.2.2 부분포스트텐션 공법의 계산예

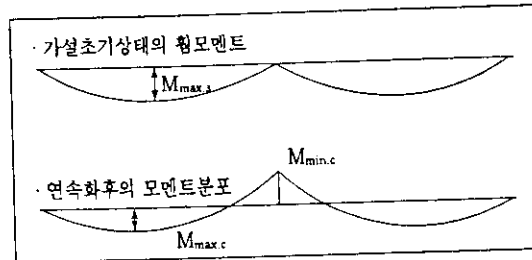
2경간 프리스트레스트 교량에 본 공법을 적용하여 연속하는 과정을 단순화한 예는 <그림 4-5>와 같다.



<그림 4-5> 2경간 연속화의 긴장재 배치

(1) 교량제원

경간 : $L=30\text{m}$ $w=3\text{t/m}$



<그림 4-6> 연속화에 의한 휨모멘트 변화

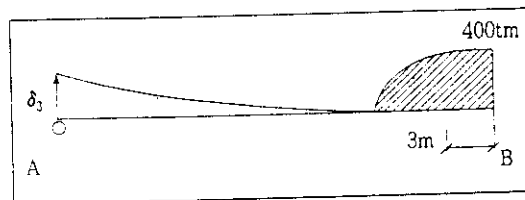
(2) 가설초기상태의 휨모멘트 (<그림 4-6> : 초기값)

$$M_{s,\max} = (w \times L^2) / 8 = (3 \times 30^2) / 8 = 337.5(\text{tm})$$

(3) 연속화후의 모멘트분포 (그림 6 : 목표값)

$$M_{s,\max} = 189.8(\text{tm}) \quad : \quad M_{c,\min} = 337.5(\text{tm})$$

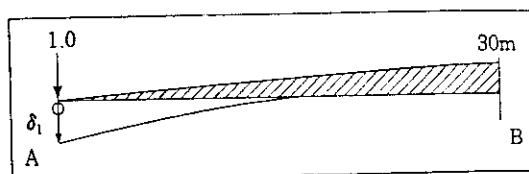
지점부 영구긴장재를 장력 $T_3 = 1000\text{t}$ 으로 긴장하면 연결이 완료된 지점(B)이 고정단 역할을 하여 타단(A)에 가상단부변위를 유발하며 자중에 의해 가상단부변위는 부반력화한다. 이로 인해 연결부에 발생하는 부모멘트(2차모멘트)의 크기는 다음과 같이 산정된다.



<그림 4-7> T_3 의 긴장에 의한 가상단부변위

(4) T_3 의 긴장에 의한 가상단부변위

$$\delta_3 = 2/3 \times 800 \times 40 \times 1000000 \times 2700 / EI = 5.76 \times 10^{13} / EI(\text{cm})$$



<그림 4-8> 단위하중에 의한 단부변위 및 연결부의 2차모멘트

(5) 단위하중에 의한 단부변위 (<그림 4-8>)

$$\delta_1 = 1/2 \times 3000 \times 3000 \times 1.0 \times 2000/EI = 9.0 \times 10^9/EI (\text{cm/kg})$$

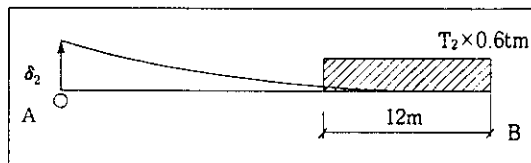
(6) 자중에 의한 부반력 및 연결부의 2차모멘트

$$\Delta R_3 = \delta_3/\delta_1 = 6400(\text{kg}) \quad : \quad M_{T3} = \Delta R \times 30 = 192.0(\text{tm})$$

추가로 요구되는 2차모멘트는 가설용긴장재의 이완(장력(T_2)의 제거)에 의해 도입하며 다음과 같이 결정된다.

(7) 추가로 요구되는 2차모멘트 및 부반력

$$M_{R2} = 337.5 - 192.0 = 145.5(\text{tm}) \quad : \quad \Delta R_2 = 145.5/30 = 4.85(\text{t})$$



<그림 4-9> T₂의 이완에 의한 가상단부 변위

(8) T2의 이완에 의한 가상단부 변위 (<그림 4-9>)

$$\delta_1 = 1200 \times T_2 \times 60 \times 2400 / EI = (1.728 \times 10^8 / EI) T_2 (\text{cm})$$

(9) 장력 T2의 결정

$$\Delta R_2 = \delta_3 / \delta_1 = (1.728 \times 10^8) / (9.0 \times 10^9) T_2 = 4,850(\text{kg}), T_2 = 252,604(\text{kg}) = 253\text{t}$$

가설용 긴장재에 253t의 장력을 가한 상태로 양측거더를 연결부 채움콘크리트로 연결하고 콘크리트가 경화한 후 지점부 영구긴장재에 1000t의 장력을 단계적으로 가함과 동시에 가설용긴장재를 단계적으로 이완함으로써 연결부에 연속보의 휨모멘트와 같은 337.5tm의 부모멘트가 발생하여 연속보의 기능을 갖도록 한다. 포스트텐션 작업을 위한 정착부는 U형 거더의 내측공간에 설치하며 이로 인해 사하중이 증가하나 휨모멘트에 미치는 영향은 크지 않다. 지점부 영구긴장재의 긴장시 연결부 하단에 발생하는 인장응력은 가설용 긴장재의 이완들 동시에, 단계적으로 실시함으로써 상쇄되어 연결부는 압축 응력 상태를 유지하며 자중을 포함한 모든 하중에 대해 균열이 없는 유효한 단면으로 거동한다. 연결부에 발생하는 응력은 표1과 같다. (<그림 4-10>)

(10) 연결부의 단면제원 및 단면력

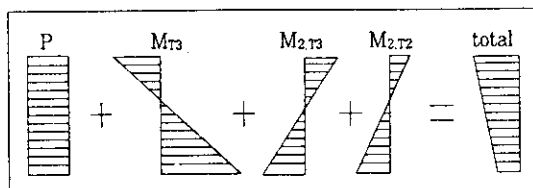
$P = 1,000.0\text{t}$	$A_C = 15,000\text{cm}^2$	$M_{T3} = 400.0\text{tm}$
	$Z_r = 4.0 \times 10^5\text{cm}^3$	$M_{2,T3} = -192.0\text{tm}$
	$Z_B = 2.5 \times 10^5\text{cm}^3$	$M_{2,T2} = -145.5\text{tm}$

상기의 응력상태는 동바리를 사용하여 시공하는 PS거더에서 긴장재의 긴장과 함께 동바리에 실렸던 자중이 거더에 의해 지지됨으로써 자중에 의한 휨모멘트가 동시에 발생하여 과도한 압축 또는 인장응력의 발생이 방지되는 것과 같은 상태로, 본 공법에서는 동바리를 사용하지 않고 동일한 효과를 얻을 수 있는 것이다.

본 공법으로 연속화를 실시하여 경간부 정모멘트를 목표값으로 감소시키면 지점부 부모멘트의 증가를 초래하나, 지점부의 강성을 높이기 위해 단면을 키우더라도 사하중에 의한 모멘트의 증가는 미소하므로 단순보형식에 비하여 전체적인 내하력의 증가를 확보할 수 있다.

[표 4-1] 연결부 응력(kg/cm²)

단면력	P	M _{T3}	M _{2,T3}	M _{2,T2}	total
σ_T	67	100	-48.0	-36.4	82.3
σ_B	67	-160	76.8	58.2	41.7



<그림 4-10> 연결부 최종응력

4.3 맺음말

부분포스트텐션 공법을 U형 PS거더를 주형으로 하는 프리스트레스트 콘크리트 교에 적용하여 다음과 같은 효과를 기대할 수 있다.

- (1) 내하력의 증가 : 경간이 같은 경우 형고를 약 25% 감소할 수 있으며 형고가 같은 경우 경간을 약 30% 증가할 수 있다.
- (2) 내구성의 향상 : 연결부에 도입한 압축응력은 콘크리트의 균열을 방지하여 연결부와 교좌장치의 내구성을 향상한다.
- (3) 경제성의 제고 : 형고의 감소는 상·하부구조 자중의 감소 및 접속구간의 계획고를 감소하여 경제성을 제고한다.
- (4) 기타 : 형고의 감소로 부재가 세장하게 되어 미관이 향상되고 상·하부구조 자중의 감소로 지진에 대한 안정성을 향상하는 효과가 기대된다.