

제 8-3 편 교량 하부 구조물



목 차

1. 적 용	447
1.1 적용범위	447
1.2 기본방침	448
2. 설계일반	449
2.1 흙의 분류	449
2.2 흙의 단위체적중량	451
2.3 점착력 및 전단저항각	452
2.4 지지지반의 선정	453
2.5 하부구조에 작용하는 하중	455
2.5.1 하 중	455
2.5.2 활하중의 재하방법	456
2.5.3 건조수축, 크리프 및 온도변화에 의한 영향	458
2.5.4 풍수 시의 영향	460
2.5.5 벽면에 작용하는 토압	463
2.5.6 일반교대에 작용하는 토압	466
2.6 재 료	467
2.6.1 일 반	467
2.6.2 콘크리트	467
2.6.3 강 재	468
2.6.4 말뚝재	468
2.7 설계방법	468
2.7.1 강도설계	468
2.7.2 허용응력	469
2.8 변위량	469
2.8.1 허용변위량	469
2.8.2 탄성변위량	471
2.8.3 압밀침하량	472
2.9 측방향 이동	473
2.10 압밀침하를 일으키는 지반중의 기초	477

3. 교대, 교각의 설계	478
3.1 설계 일반	478
3.2 교대의 설계	482
3.2.1 역T형 교대	482
3.2.2 부벽식 교대	483
3.2.3 중력식 및 반중력식 교대	486
3.2.4 라멘 교대	486
3.2.5 박스형 교대	486
3.2.6 흙쌓기면 위의 교대	488
3.2.7 중간이음식 교대	488
3.3 교각의 설계	490
3.3.1 T형 교각	490
3.3.2 라멘교각	492
3.3.3 강교각의 설계	494
3.4 확대기초의 설계	503
3.4.1 설계의 기본	503
3.4.2 확대기초의 두께	504
3.4.3 확대기초의 휨모멘트	505
3.4.4 확대기초의 전단력	506
3.4.5 교대기초의 하중 및 반력	508
3.4.6 강말뚝 기초의 배근	509
3.4.7 확대기초의 유효폭	510
3.5 평행날개벽의 설계(parallel wing)	511
3.6 홍벽의 설계	514
3.7 구조세목	517
3.7.1 교대 교각의 상단부	517
3.7.2 받침부의 설계	518
3.7.3 교대 배면의 뒤채움재	519
3.7.4 최소철근량	519
3.7.5 철근의 배근	521
3.7.6 철근의 휨 형상	521
3.7.7 철근의 덮개 및 순간격	521
3.7.8 철근의 이음	522
3.8 접속판	523
3.8.1 접속판 설치 일반	523
3.8.2 설계 일반	524

4. 직접기초	527
4.1 설계 일반	527
4.1.1 지지지반의 선정	527
4.1.2 기초의 근입깊이	527
4.2 하중분담	528
4.3 지반반력	528
4.4 직접기초의 안정	529
4.4.1 안정계산	529
4.4.2 지반의 허용 연직지지력	530
4.4.3 활동에 대한 안정	531
4.4.4 전도에 대한 안정	532
4.5 비탈면 상의 기초지반의 지지력	532
4.6 기초저면의 처리	540
5. 말뚝기초	541
5.1 설계 일반	541
5.1.1 적용범위	541
5.1.2 설계의 기본	541
5.1.3 지지층의 선정	547
5.1.4 하중분담	547
5.1.5 말뚝의 재료허용하중	548
5.1.6 말뚝배열상의 원칙	549
5.1.7 말뚝의 최소중심간격	550
5.1.8 부의 주면마찰력	551
5.2 스프링정수	552
5.2.1 축방향	552
5.2.2 축직각 방향	554
5.3 허용지지력	555
5.3.1 외말뚝의 허용연직압축지지력	555
5.3.2 외말뚝의 허용연직인발지지력	560
5.3.3 외말뚝의 허용수평지지력	560
5.3.4 무리말뚝의 고려	566
5.4 반력 및 변위량	568

5.5 말뚝 본체의 설계	569
5.5.1 소요 말뚝개수의 설계	569
5.5.2 완성 후의 하중에 대한 설계	570
5.5.3 이음의 설계	570
5.5.4 말뚝 머리부와 확대기초 결합부의 설계	571
5.6 구조세목	572
5.6.1 기성 철근콘크리트 말뚝	572
5.6.2 PSC 및 PHC 말뚝	573
5.6.3 강말뚝	575
5.6.4 현장타설 콘크리트 말뚝	583
6. 케이슨기초	587
6.1 설계 일반	587
6.1.1 적용범위	587
6.1.2 설계의 기본	587
6.1.3 단면 및 형상	587
6.2 설계계산	590
6.2.1 완성 후의 하중에 대한 설계	590
6.2.2 침하작업중의 상태에 대한 설계	590
6.3 지반반력계수	592
6.3.1 수평 지반반력계수	592
6.3.2 연직 지반반력계수	592
6.3.3 전단 스프링계수	592
6.4 허용지지력	593
6.4.1 케이슨 저면지반의 허용 연직지지력	593
6.4.2 케이슨 전면지반의 허용 수평지지력	593
6.4.3 케이슨 저면지반의 허용 전단저항력	593
6.5 지반반력과 변위	593
6.5.1 지반반력의 산정	593
6.5.2 변위 산정	594
6.6 안정계산	594
6.6.1 안정계산의 기준	594
6.6.2 케이슨의 허용연직하중	595
6.6.3 부의 주면마찰력	595
6.6.4 케이슨의 지지력	597
6.6.5 전도에 대한 안정	597

6.7 케이스 본체의 설계	601
6.7.1 측벽 및 칸막이	601
6.7.2 상부슬래브	601
6.7.3 오픈케이스의 저면슬래브	601
6.7.4 날 끝	602
6.7.5 공기케이스 작업실 천정슬래브 및 천정슬래브 행거 빔	605
6.8 시공을 위한 검토	606
6.8.1 재하중	606
6.8.2 이 음	607
6.8.3 지수벽 또는 흙막이 가벽	607
6.8.4 칸막이에 설치하는 통수구멍	608
6.8.5 공기케이스 샤프트구멍 주변의 보강	608
7. 비탈면 상의 깊은기초	609
7.1 적용범위	609
7.2 설계일반	609
7.2.1 지지층의 선정	609
7.2.2 설계의 기본	611
7.2.3 하중분담	614
7.2.4 최소중심간격	616
7.2.5 설계의 흐름	617
7.3 설계지반정수	618
7.3.1 지반의 전단정수	618
7.3.2 지반반력계수	621
7.4 지반의 허용 연직지지력	624
7.4.1 허용지지력	624
7.4.2 안전율	625
7.4.3 지반에 의하여 결정되는 극한지지력	626
7.5 지반의 허용 수평지지력	627
7.5.1 허용지지력	627
7.5.2 안전율	627
7.5.3 극한 수평지지력	628
7.5.4 소성화영역의 저항력	629
7.6 저면지반의 허용 전단저항력	630
7.6.1 허용전단저항력	630
7.6.2 안전율	631

7.7 인접기초의 영향	631
7.7.1 수평스프링에 대한 인접기초의 고려	631
7.8 지반반력, 단면력 및 변위량의 계산	632
7.8.1 계산법	632
7.8.2 급경사면의 교대, 교각에 의한 하중분담	635
7.9 깊은기초의 설계	636
7.9.1 기초의 설계직경	636
7.10 구조세목	637
7.10.1 철근의 덮개	637
7.10.2 주철근	637
7.10.3 띠철근	638
7.10.4 기초와의 결합	638
7.11 흙막이공의 설계	639
7.11.1 라이너 플레이트의 설계	639
7.11.2 기타 공법	643
8. 강관 널말뚝 기초의 설계	646
8.1 설계의 기본	646
8.2 하중분담	647
8.3 강관 널말뚝의 허용연직압축지지력	649
8.3.1 강관 널말뚝의 허용연직압축지지력	649
8.3.2 강관 널말뚝의 허용연직인발력	650
8.4 지반반력계수	651
8.5 기초 본체의 설계	652
8.6 상부슬래브의 설계	653



1. 적 용

1.1 적용범위

이 편은 교량 하부구조물의 설계에 필요한 제 조건 및 설계방법의 표준을 나타낸 것이다.

하부구조물의 설계에 대하여 기본적인 개념은 ‘도로교설계기준 하부구조 편(국토해양부)에 따르면 ‘도로교설계기준 하부구조 편’에 기술되어 있지 않은 구체적 사항 또는 해석에 대하여 추가하여 보완한 것이다. 적용범위는 ‘도로교설계기준 제1장 총칙’에도 기술한바와 같이 지간 200m 이하 교량의 하부구조로 하고, 이것을 넘는 교량의 하부구조나 특수한 형식의 하부구조의 설계는 충분한 조사와 시험을 하여 구조형식·설치장소·지반의 제 조건 등을 충분히 검토한 후에 준용한다. 그러나 이 편은 어디까지나 설계상의 기본적인 표준을 기술한 것으로서 구체적인 설계는 아래의 각 설계기준을 따르고, 또한 이 요령에서 의도한 것을 정확하게 파악하고 현지조건을 충분히 고려한 후 합리적이고 경제적인 설계를 하여야 한다.

- 도로교설계기준, 국토해양부
- 도로교설계기준 해설, 대한토목학회
- 도로교표준시방서, 국토해양부
- 콘크리트표준시방서, 국토해양부
- 구조물기초설계기준, 국토해양부
- 콘크리트구조설계기준, 국토해양부
- 도로설계편람(교량편), 국토해양부
- 하천설계기준, 국토해양부
- 강도로교 상세부설계지침, 국토해양부

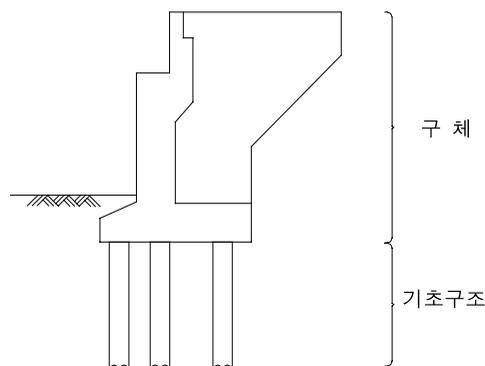
1.2 기본방침

하부구조의 설계 및 시공과정에서는 상부구조에서 전달되는 하중과 하부구조 자체에 작용하는 하중을 안전하게 지반에 전달시킴과 동시에 상부구조에서 주어진 설계조건을 만족하여야 한다.

이 요령에서는 <그림 1.1>에 표시한 바와 같이 하부구조를 구체와 기초구조로 나누는 것으로 했지만 이들 구조는 상부구조에서의 하중이나 토압, 지진력 등의 외력을 기초지반에 충분히 전달함과 동시에 필요한 강성을 갖도록 상부구조, 하부구조를 포함한 구조물 전체로서 안정과 변형에 대하여 안전성을 확보할 수 있게 설계하여야 한다.

구체와 기초구조의 구분은 일단 확대기초를 구체에 포함하여 구분했지만 직접기초의 경우나 파일벤투 등 구분이 어려운 구조물도 있다. 직접기초에서는 확대기초를 기초구조로 간주하는 경우도 있지만 이 요령에는 일단 구체에 포함하였다. 구체적인 설계 안정성을 확보하고 지반의 굴착을 적게 하는 방법으로 기초의 폭·깊이를 산출하고, 벽두께 및 기초 두께에 대해서도 계산상 필요한 단면만 결정할 것이 아니라, 받침의 설치여유·배근 및 콘크리트 타설 등 시공성을 고려하여 결정하는 것이 필요하다.

기초구조는 가설지점의 지반상태나 지형에 밀접한 관계가 있으므로 상세한 조사와 세밀한 검토가 필요하다.



<그림 1.1> 하부구조의 구분



2. 설계일반

2.1 흙의 분류

흙의 분류는 흙의 공학적 분류방법(KS F 2324)으로 분류하는 것을 원칙으로 한다.

〈표 2.1〉 흙의 공학적 분류방법

주요구분		분류기호	대표명	분류방법		
조립토 No.200 체 통과 50% 이하	자갈 No. 4체통과 분 50% 이하	깨끗한 자갈	GW	입도분포 양호한 자갈 또는 자갈모래 혼합토	입도곡선으로 모래와 자갈의 비율을 정한다. 세립분 (No.200체 이하)의 백분율에 따라 다음과 같이 나눈다. 5%이하 GW, GP, SW, SP 12%이상 GM, GC, SM, SC 5~12% 경계선에서는 복기호	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$: 4이상
			GP	입도분포 불량한 자갈 또는 자갈모래 혼합토		$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$: 1~3
		세립분을 함유한 자갈	GM	실트질 자갈, 자갈 모래 실트 혼합토		GW 분류기준에 맞지 않는다
			GC	점토질 자갈, 자갈 모래 점토 혼합토		소성도에서 A선 아래 또는 PI<4
	모래 No. 4체통과 분 50% 이상	깨끗한 모래	SW	입도분포 양호한 모래 또는 자갈 섞인 모래		$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$: 6이상
			SP	입도분포 불량한 모래 또는 자갈 섞인 모래		$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$: 1~3
세립분을 함유한 모래		SM	실트질 모래 실트 섞인 모래	SW 분류기준에 맞지 않는다	소성도에서 A선 아래 또는 PI<4	소성도에서 사선을 한 부 분에서는 이

주 요 구 분			분류 기호	대 표 명	분 류 방 법		
조립토 No.200 체 통과 50%이하	모래 No. 4체통과 분 50% 이상	세립분을 함유한 모래	SC	점토질 모래 점토 섞인 모래		소성도에서 A선 위 또는 PI>7	중기호로 분 류한다
세립토 No.200 체 통과 50% 이상	실트 및 점토 LL < 50		ML	무기질 점토, 극세사, 암분, 실트 및 점토질 세사			
			CL	저·중소성의 무기질 점토, 자갈섞인 점토, 모래 섞인 점토, 실트 섞인 점토, 점성이 낮은 점토			
			OL	저소성 유기질 실트, 유기질 실트 점토			
	실트 및 점토 LL > 50	MH	무기질 실트, 운모질 또는 구조질 세사 또는 실트, 탄성이 있는 실트				
		CH	고소성 무기질 점토, 점질 많은 점토				
		OH	중 또는 고소성 유기질 점토				
유 기 질 토			PT	이탄토 등 기타 고유기질토			

〈그림 2.1〉 세립토의 분류를 위한 소성도

2.2 흙의 단위체적중량

흙의 단위체적중량은 토질시험 결과에 따라 정하는 것을 원칙으로 하지만 토질시험을 하지 않는 경우에는 <표 2.2>에 값을 참고할 수 있다.

<표 2.2> 흙의 단위체적중량

	종 류	상 태	지하수위 이상에 있는 흙의 단위체적중량(kN/m ³)	
성 토	자갈섞인 모래	다져진 것	20	
	모 래	다져진 것	입도가 좋은 것	20
			입도가 나쁜 것	19
	사 질 토	다져진 것	19	
점 성 토	다져진 것	18		
자 연	자 갈	조밀한 것 또는 입도가 좋은 것	20	
		조밀하지 않은 것 또는 입도가 나쁜 것	18	
	자갈섞인 모래	조밀한 것	21	
		조밀하지 않은 것	19	
모 래	조밀한 것 또는 입도가 좋은 것	20		
	조밀하지 않은 것 또는 입도가 나쁜 것	18		
사 질 토	조밀한 것	19		
	조밀하지 않은 것	17		
지 반	점 성 토	단단한 것(손가락으로 세계 눌러 약간 들어감, N = 8~15)	18	
		약간 연한 것(손가락으로 보통 힘으로 눌러 들어감, N = 4~8)	17	
		연한 것(손가락이 쉽게 들어감, N = 2~4)	16	
점토 및 실트	점토 및 실트	단단한 것(손가락으로 세계 눌러 약간 들어감, N = 8~15)	17	
		약간 연한 것(손가락으로 보통 힘으로 눌러 들어감, N = 4~8)	16	
		연한 것(손가락이 쉽게 들어감, N = 2~4)	14	

(가) 지하수위 이하에 있는 흙의 단위체적중량은 <표 2.2>에서 9를 뺀 값을 사용한다.

(나) 쇄석은 자갈과 같은 값으로 한다. 또 암버력, 암괴의 경우에는 종류·형상·크기 및 간극에 따라 고려할 필요가 있다.

(다) 자갈 섞인 사질토 또는 자갈 섞인 점성토에서는 혼합비율 및 상태에 따라서 적당한 값을 정한다.

(라) 지하수위는 시공 후인 경우 평균치를 고려한다.

(마) 입도가 나쁜 모래란 예를 들면 입경이 균등한 모래를 말한다. 자갈의 경우도 같다.

2.3 점착력 및 전단저항각

흙의 전단강도는 원칙적으로 토질시험을 실시하여 구하여야 하지만 <표 2.3>에 나타난 값을 참고할 수도 있다.

<표 2.3> 흙과 암반의 전단저항각 및 점착력

	종 류	상 태		전단저항각 (°)	점착력 (kN/m ²)
성 토	자갈 및 자갈 섞인 모래	다져진 것		40	0
	모 래	다져진 것	입도가 좋은 것 입도가 나쁜 것	35 30	0 0
	사 질 토	다져진 것		25	30 이하
	점 성 토	다져진 것		15	50 이하
자 연	자 갈	조밀한 것 또는 입도가 좋은 것 조밀하지 않은 것 또는 입도가 나쁜 것		40 35	0 0
	자갈섞인 모래	조밀한 것 조밀하지 않은 것		40 35	0 0
	모 래	조밀한 것 또는 입도가 좋은 것 조밀하지 않은 것 또는 입도가 나쁜 것		35 30	0 0
	사 질 토	조밀한 것 조밀하지 않은 것		30 25	30 이하 0
지 반	점 성 토	단단한 것(손가락으로 세게 눌러 약간 들어감, N = 8~15)		25	50
		약간 연한 것(손가락으로 보통 힘으로 눌러 들어 감, N = 4~8)		20	30
		연한 것(손가락이 쉽게 들어감, N = 2~4)		15	15
	점토 및 실트	단단한 것(손가락으로 세게 눌러 약간 들어감, N = 8~15)		20	50
약간 연한 것(손가락으로 보통 힘으로 눌러 들어 감, N = 4~8)		15	30		
연한 것(손가락이 쉽게 들어감, N = 2~4)		10	15		
암 반	연암, 이암	원래의 지반함수비를 지닌 코어로 시험함 경우		무시	일축압축강도 의 1/2
	경 암	유사한 지반을 구하여서 시험결과를 이용하는 경우		무시	시험결과를 이용하여 추정

- (가) 흙의 전단강도는 가능한 한 토질시험을 실시하여 결정하여야 한다. 특히 연약지반을 구성하는 점착력을 갖는 흙의 전단강도는 반드시 토질시험을 실시하여 결정하여야 한다.
- (나) <표 2.3>에 나타난 전단저항각 및 점착력의 값은 압밀-비배수(압밀-급속) 전단에 대한 값이다.
- (다) <표 2.3>에서는 흙쌓기에 대한 지하수, 용수의 영향을 고려하지 않고 있다.
- (라) 쇄석, 암버력, 암괴 등은 대체로 자갈에 준하여도 좋다.
- (마) 자갈 또는 암괴가 섞인 사질토 및 점성토에서는 혼합비율, 상태에 따라서 적절한 값을 정한다.
- (바) 시험에 의하지 않고 자연지반의 점토, 실트 및 점성토의 점착력을 결정하는 경우 <표 2.3>에 주어진 전단저항각과 추정된 선행하중에서 전단강도를 구하고 그 전단강도로 점착력을 가정하여도 된다.
- (사) 점성토의 점착력은 부득이한 경우 $C = 6 \sim 10N \text{ kN/m}^2$ 으로 추정할 수 있다.

2.4 지지지반의 선정

기초는 양질의 지지층에 지지시키는 것을 원칙으로 한다.

- (1) 기초의 목적은 상부공 및 구체에서의 하중을 기초지반에 안전하고 확실하게 전달하는데 있다. 따라서 충분한 두께를 갖는 양질의 지지층에 지지시켜야 한다. 양질인 지지층의 표준이 되는 N값은 <표 2.4>와 같다.

그러나 적당한 강도를 갖는 지반에서 어느 정도의 침하를 허용할 수 있을 때는 구조물의 중요도와 경제성을 고려해서 마찰말뚝을 사용하는 편이 좋은 경우도 있다.

<표 2.4> 지지층과 N값

층의 분류 \ 지지층	양질의 층	견고한 층
사질토	$30 < N < 50$	$50 < N$
점성토	$20 < N < 30$	$30 < N$

또, 부득이 중간의 얇은 층에 지지시키는 경우 하층에 대한 충분한 조사를 하고 지지력의 감소·침하량의 산정을 하여야 하며, 상부구조를 포함한 전체의 안정성에 대한 검토를 하여야 할 필요가 있다.

(2) N치 보정기준

N치 보정은 N치가 100이하인 토사에 대하여 적용하며 사용할 경험식의 유도 배경에 따라 다음과 같이 보정한다.

각 보정항목에 대한 보정은 식(2.1)을 이용한다.

$$N'_{60} = N \times C_N \times \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \eta_4 \tag{2.1}$$

$$N_{60} = N \times \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \eta_4$$

여기서, N'_{60} : 해머효율 60%로 보정한 표준관입시험 결과

N_{60} : 유효응력보정만을 제외하고 보정한 표준관입시험 결과

N : 각 장비별 표준관입시험 결과

C_N : 유효응력에 대한 보정

η_1 : 해머효율 보정계수

η_2 : 룯드길이 보정계수

η_3 : 샘플러 종류에 대한 보정계수

η_4 : 공경에 대한 보정계수

〈표 2.5〉 해머종류별 효율(η_1)

해머종류	도넛(donut)형	안전(safety)형	자동(trip)형	개량 자동(modified auto-donut)형
효율	0.46	0.65	0.54	0.54

* 사용하는 장비의 에너지 효율을 직접 측정하고 이를 토대로 보정하는 것이 바람직함

유효 상재하중에 대한 보정(C_N) (Liao and Withman,1986)은 (2.2) 식을 사용한다.

$$C_N = 1/(10P')^{1/2} \tag{2.2}$$

여기서, P' : 시험위치의 유효상재압력(MPa)

〈표 2.6〉 룯드 길이에 따른 에너지 효율(η_2)(Skempton, 1986)

룯드 길이(m)	효율(η_2)
3~4	0.75
4~6	0.85
6~10	0.95
> 10	1.00

〈표 2.7〉 샘플러 종류별 효율(η_3)(Skempton, 1986)

샘플러 종류	효율(η_3)
라이너가 없는 경우	1.2
라이너가 있음	1.0

〈표 2.8〉 굴착 흙의 직경에 따른 효율(η_4)(Skempton, 1986)

굴착흙 직경(mm)	효율(η_4)
65~115	1.00
150	1.05
200	1.15

2.5 하부구조에 작용하는 하중

2.5.1 하 중

하부구조의 설계에서는 일반적으로 다음의 하중을 고려한다.

- | | |
|----------------------|----------------------|
| (주하중)(P) | (주하중에 상당하는 특수하중)(PP) |
| 1. 고정하중 (D) | 13. 설하중(SW) |
| 2. 활하중(L) | 14. 지반변동의 영향(GD) |
| 3. 충격(I) | 15. 지점이동의 영향(SD) |
| 4. 프리스트레스의 영향(PS) | 16. 파압(WP) |
| 5. 콘크리트 건조수축의 영향(SH) | 17. 원심하중(CF) |
| 6. 콘크리트 크리프의 영향(CR) | (부하중에 상당하는 특수하중)(PA) |
| 7. 토압(H) | 18. 제동하중(BK) |
| 8. 수압(F) | 19. 가설시하중(ER) |
| 9. 부력 또는 양압력(B) | 20. 충돌하중(CO) |
| (부하중)(S) | 21. 기타 |
| 10. 풍하중(W) | |
| 11. 온도변화의 영향(T) | |
| 12. 지진의 영향(E) | |

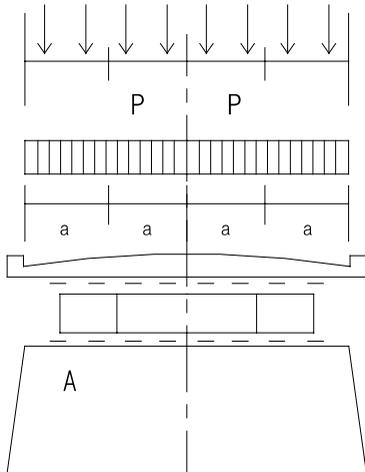
하부구조를 설계할 때 고려하는 하중의 종류를 열거한 것으로 '도로교설계기준 2.1.1 하중의 종류' 및 '도로교설계기준 하부구조편 5.3 설계일반'에 준한 것이다. 하중의 크기, 작용방법에 대해서는 '도로교설계기준' 및 이하의 항에 의하여 설계한다.

2.5.2 활하중의 재하방법

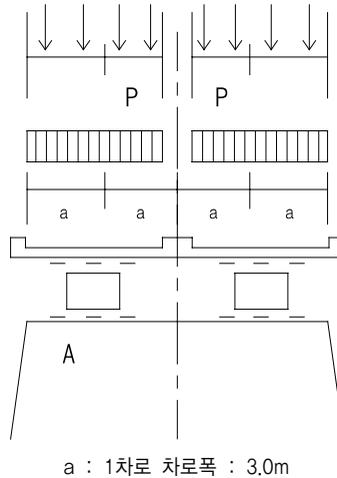
- (1) 하부구조의 설계에 사용하는 활하중은 일반적으로 상부구조 거더의 설계에 적용한 하중을 사용한다.
- (2) 하부구조의 설계에 사용되는 활하중은 구조물에 가장 불리한 영향을 주도록 재하시켜야 한다.

(1) 하부구조의 안정계산, 기초를 설계하는 경우 <그림 2.2>와 같이 활하중을 재하한 상태에서 설계를 실시하면 된다. 또 왕복차도가 중앙분리대에 의해서 완전히 분리되어 있는 경우에는 왕복 차도에 각각 하중을 재하한 상태에서 기초의 안정을 검토하는 것으로 한다.<(그림 2.3 참조)>

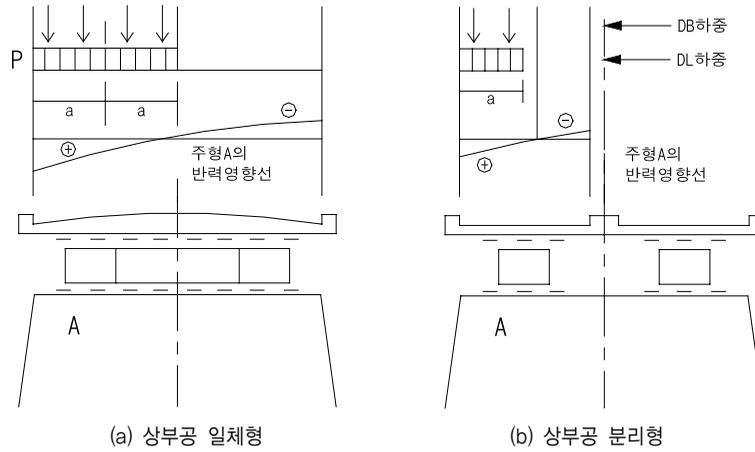
교각의 캔틸레버부, 라멘식 교각의 보를 설계하는 경우 고려하고 있는 단면에 가장 불리한 영향을 주도록 활하중을 재하한다. 이 경우 활하중에 의한 각각의 지점 최대 반력을 하부구조 설계활하중으로 하면 과대하게 되는 경우가 있으므로 최대반력 하중조합 경우를 적용한다. <(그림 2.4) 참조>



<그림 2.2> 일반적인 재하방법



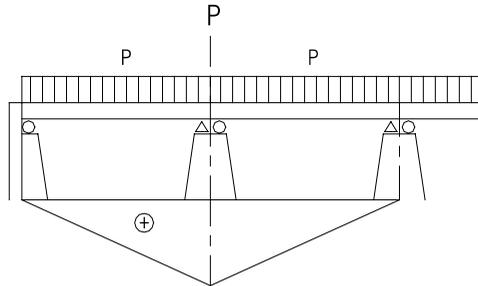
<그림 2.3> 왕복차도가 분리되어 있고 하부구조가 일체로 되어 있는 경우의 재하방법



〈그림 2.4〉 캔틸레버부의 설계 시 재하방법

(2) 단순보가 두 경간 이상 나란히 있는 경우

교각에 작용하는 활하중의 영향은 〈그림 2.5〉와 같이 재하한 상태에서 설계하는 것으로 한다.



〈그림 2.5〉 교각의 활하중 재하방법

(3) 활하중은 일반적으로 차선하중을 사용하지만 경간이 작은(통상 10m 이하) 경우에는 DB 하중의 영향이 더 클 때가 있으므로 주의하여야 한다.

(4) 충격의 영향에 대해서는 일반적으로 고려하는 것으로 하고 중력식 교대와 같이 충격의 영향이 작다고 생각되는 경우에는 생략하여도 좋다.

2.5.3 건조수축, 크리프 및 온도변화에 의한 영향

- (1) 라멘 교각처럼 하부공 구체가 부정정구조물인 경우 구체의 건조수축, 크리프 및 온도변화의 영향을 고려한다.
- (2) 가동교각의 경우에 대해서도 상부공의 건조수축·크리프 및 온도변화의 영향을 고려하고, 그 수평력은 원칙적으로 사하중 반력에 받침의 마찰계수를 곱한 것으로 한다.
- (3) 여러 개의 고정교각의 경우에는 상부공의 건조수축, 크리프 및 온도변화의 영향을 고려한 후 설계한다.

(1) 라멘 교각의 경우 교각높이가 낮으면 건조수축 및 온도변화의 영향이 크게 되므로 벽식 교각과 비교할 필요가 있다. 라멘형식을 선정할 경우에는 교각 단면에 대한 충분한 검토가 필요하다.

(2) 주로 가동교각에서 건조수축, 크리프 및 온도변화에 의한 수평력의 취급방법을 규정한 것이다. 기본적인 구조인 단순보를 나란히 놓았을 때의 취급방법에 대해서 <그림 2.6>으로 설명한다.

P_2 에 작용하는 상부구조의 온도변화에 의한 받침 마찰에 의한 수평력은

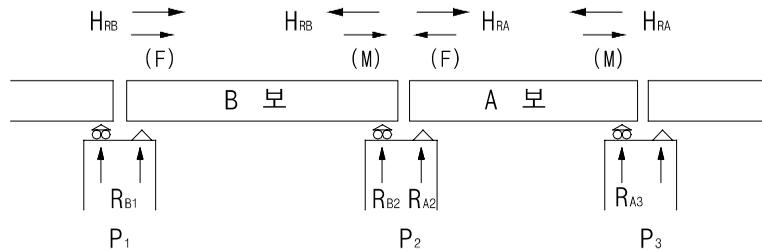
$$IH_{RA} = R_{A3} \times f_3$$

$$IH_{RB} = R_{B2} \times f_2$$

중에서 큰 것을 취한다.

H_{RA} : A보의 온도변화에 의한 받침 P_{2R} , P_{3L} 에 작용하는 수평력

H_{RB} : B보의 온도변화에 의한 받침 P_{1R} , P_{2L} 에 작용하는 수평력



<그림 2.6> 수평력의 취급방법

R_{A3} : 교각 P_3 에 A보에서 오는 고정하중반력

R_{B2} : 교각 P_2 에 B보에서 오는 고정하중반력

f_2 : P_2 교각의 가동받침 P_{2L} 의 정마찰계수

f_3 : P_3 교각의 가동받침 P_{3L} 의 정마찰계수

여기서 중간교각의 경우 작용력의 방향이 반대일 지라도 상쇄하지 말고 어느 것이든 큰 값을 취하도록 한 것은 같은 종류의 받침이라도 시공에 따라 실제 마찰계수의 값은 달라질 것으로 생각되기 때문이다. 또 곡선교의 경우 가동받침의 마찰계수가 계획치와 다를 것으로 예상되고 라멘교에서 복수의 고정교각이 있는 교량형식은 건조수축 크리프 및 온도변화의 영향이 커지므로 상부공 반력은 전반적으로 하는 것이 좋다. 또 고무받침의 수평력은 산정된 변위량에 의하여 산정하되 마찰계수는 0.15로 산정하여도 좋다. 온도변화에 따른 받침의 마찰에 의하여 일어나는 수평력은 원칙적으로 고정하중에 받침의 정마찰계수를 곱한 것으로 하지만 경우에 따라서는 과대한 값이 될 수 있으므로 주의하여야 한다. 예를 들면 온도변화에 의해서 생기는 수평력은 보의 신축길이 이상의 변위를 하부구조에 미칠 수는 없으므로 변위에 상당하는 힘에 대하여 설계하면 된다. 받침의 마찰계수가 큰 경우(0.10이상), 하부공의 강성이 작은 경우 및 반력이 큰 경우에 대해서는 하부공이 보의 신축량 만큼 변위를 일으키는 힘을 산출하고 본문의 규정에 의해서 산출한 수평력과 비교하여 작은 쪽의 값으로 설계하면 된다. 특히 고가교의 중간가동교각에 대해서는 교각의 강성이 작고 비교적 반력이 크므로 양쪽을 비교할 필요가 있다.

또한 고무받침이외의 가동받침 마찰계수의 최소값은 <표 2.9>에 따른다.

<표 2.9> 가동받침 마찰계수의 최소값

마찰기구	받 침 의 종 류	마찰계수
회전마찰	롤러 및 로커 받침	0.05
활동마찰	불소수지 받침판 받침	0.05
	고력 황동주물 받침반 받침	0.15
	주철의 선받침	0.20
	강재의 선받침	0.25

2.5.4 홍수 시의 영향

홍수 시에는 고정하중·활하중 및 충격·토압·부력·유수압·세굴·충돌하중 등을 고려하고, 곳에 따라서는 파압도 고려한다.

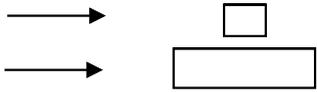
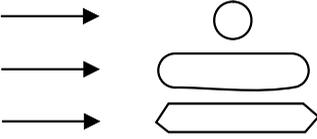
(가) 유수압에 대하여

유수압은 유수방향에 대한 교각의 연직투영 면적에 작용하는 수평하중으로 하고, 작용위치는 하저면에 0.6H로 한다.

$$P = 10 \cdot K \cdot v^2 \cdot A \tag{2.3}$$

- 여기서, P : 유수압 (kN)
 K : 교각의 저항계수 (<표 2.10> 참조)
 v : 최대유속 (m/sec)
 A : 교각의 연직투영면적 (m²)
 H : 수심 (m)

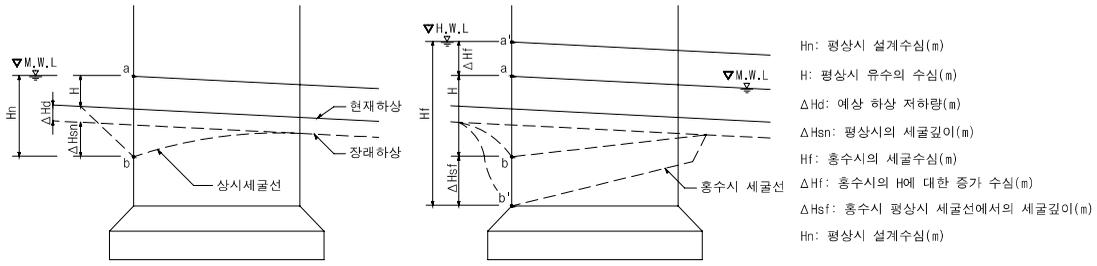
<표 2.10> 교각의 저항계수

교각의 유수방향 단부의 형상	계 수
	0,07
	0,04
	0,02
유송잡물이 집적되는 교각	0,07

세굴의 영향이 있는 경우의 유수압을 산출할 때 사용하는 수심은 정상 시에는 하부구조에 의한 세굴의 영향이 없을 때의 수심에 정상 시 하부구조의 영향에 의하여 발생하는 세굴의 깊이와 교량의 내용기간 중에 예상되는 전반적인 하상 저하량을 더한 깊이로 한다. 홍수 시에는 정상 시의 설계수심에 홍수 시 수위의 증가와 홍수 시 세굴깊이를 더한 깊이로 한다.

(나) 세굴의 영향에 대하여

하천 부지 내에 구조물을 축조하는 경우 세굴의 영향을 고려하여야 한다. 세굴의 영향은 <그림 2.7>과 같이 생각할 수 있으므로 홍수 시에는 구조물의 안정에 대하여 주의하여야 한다.



〈그림 2.7〉 세굴의 영향

(다) 파압

연직벽에 작용하는 쇄파의 파력은 다음 식에 의해서 산출한다. 파압은 정수면상 1.25H₀에서 해저까지 균일하게 분포한다.

$$P = 1.5 W \cdot H_0 \tag{2.4}$$

여기서, P : 쇄파의 압력 (kN/m²)

W : 해수의 단위체적중량 (kN/m³)

H₀ : 외해파의 파고 (m)

단, 하천이나 호수 등의 교각에 작용하는 파압은 일반적으로 무시할 수 있다.

(라) 충돌하중

(a) 자동차의 충돌

자동차가 충돌할 우려가 있는 교각에는 콘크리트 벽 등으로 충분히 안전한 방호시설을 설치한다. 방호시설은 설치하지 않을 경우 충돌하중이 노면 위 1.8m에서 수평으로 작용하는 것으로 보고 〈표 2.11〉과 같은 충돌하중으로 교각을 설계한다.

〈표 2.11〉 충돌하중

작 용 방 향	충 돌 하 중
차 도 방 향	1,000 kN
차 도 직 각 방 향	500 kN

(b) 선박의 충돌

항로상 또는 항로 근처에 교각을 설치하여 선박과 충돌할 우려가 있는 경우에는 이것을 설계에 고려하여야 한다.

(c) 유목 등의 충돌

유목 등 유송물의 충돌력은 다음 식에 의해서 계산한다. 이 경우 작용높이는 수면위치로 한다.

$$P = 0.1 W \cdot V \quad (2.5)$$

여기서, P : 충돌력 (kN)

W : 유송물의 중량 (kN)

V : 표면유속 (m/sec)

(d) 충돌물에 대한 방호

충돌로 인하여 큰 피해가 우려되는 교대 및 교각에 대해서는 적절한 방호를 하여야 한다.

(마) 풍하중

(a) 구조물의 정적설계를 위한 단위면적 당 작용하는 풍하중 p(MPa)는 설계기준 풍속 V_d (m/s), 공기밀도 ρ ($=1.225 \text{ kg/m}^3$) 항력계수 C_d 및 거스트 응답계수 G를 사용하여 식(2.6)에 의하여 구한다.

$$p = 5 \times 10^{-7} \cdot \rho \cdot V_d^2 \cdot C_d \cdot G \quad (2.6)$$

여기서, 항력계수 C_d 는 기존문헌·실험·해석 등의 합리적인 방법으로 산정하며, 거스트 응답계수 G는 풍속의 순간풍속변동의 영향을 보정하기 위한 계수이다.

(b) 바람의 특성은 가교지점에 따라 다르며, 또 항력계수 값도 교량의 단면형상에 따라 달라지기 때문에 실제로 작용하는 풍하중은 교량마다 다르게 된다. 그러나 설계의 편의를 위하여 구조물의 중요도 및 크기에 따라

- 일반 중소지간의 교량
- 태풍이나 돌풍에 취약한 지역(해안 인접지역 등)에 위치한 중대지간의 교량
- 주경간 길이가 200m 이상인 장대 특수교량으로 구분하도록 하였다.

(c) 일반적인 중소지간 교량의 상부구조에 작용하는 풍하중

일반적인 중소지간 교량의 상부구조에 작용하는 풍하중은 교축에 직각으로 작용하는 수평하중으로 하고, 고려하고 있는 부재에 가장 불리한 응력을 발생시키도록 재하한다.

(d) 상부에 작용하는 풍하중은 상부구조 형식에 따라 다르므로 도로설계기준 2.1.11 풍하중에 따른다.

2.5.5 벽면에 작용하는 토압

(1) 가동벽에 작용하는 토압

교대 등 가동벽에 작용하는 토압은 Coulomb 토압을 사용한다.

(가) 사질토

(a) 지하수위 이상의 경우

$$P_A = K_A \cdot \gamma \cdot z + K_A \cdot q \quad (2.7)$$

$$P_P = K_P \cdot \gamma \cdot z + K_P \cdot q$$

(b) 지하수위 이하의 경우

$$P_a' = \gamma' \cdot K_A \cdot z + K_A \cdot q \quad (2.8)$$

여기서, P_a, P_a' : 깊이 Z 에서의 측벽의 단위면적에 작용하는 유효토압 (kN/m^2)

γ : 흙의 단위체적중량 (kN/m^3)

γ' : 흙의 수중 단위체적중량 = $\gamma - 9$ (kN/m^3)

K_A : 주동토압계수

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\theta + \delta)\sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta)\cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

K_P : 수동토압계수

$$K_P = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2\theta \cos(\theta + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\theta - \delta)\sin(\phi + \alpha)}{\cos(\theta + \delta)\cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

또, $\phi \pm \alpha < 0$ 의 경우에는 $\sin(\phi \pm \alpha) = 0$ 으로 한다.

z : 지표면에서의 깊이 (m)

ϕ : 흙의 전단저항각

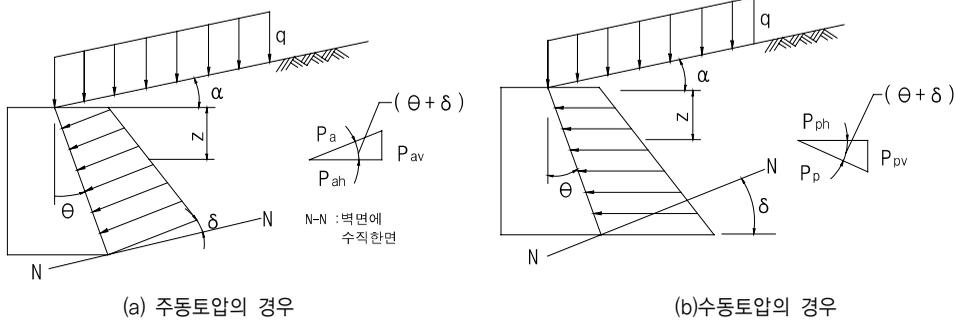
α : 지표면과 수평면과의 각

θ : 벽 배면과 연직면과의 각

δ : 벽 배면과 흙과의 벽면마찰각

q : 지표재하 하중(kN/m^2)

벽 배면의 지표에 하중이 작용하는 경우의 토압은 재하하중에 토압계수를 곱하며, 교대에 대한 지표면 재하하중은 일반적으로 교량의 등급에 관계없이 $q=10 \text{ kN/m}^2$ 로 한다.



〈그림 2.8〉 토 압

(나) 점토층

(a) 점착력을 고려하지 않을 때

(가)와 같음.

(b) 점착력을 고려할 때

① 지하수위 이상의 경우

$$P_a = \gamma \cdot K_A \cdot z - 2 \cdot C \cdot K_A + K_A \cdot q \quad (2.9)$$

② 지하수위 이하의 경우

$$P_a' = \gamma' \cdot K_A \cdot z - 2 \cdot C \cdot K_A + K_A \cdot q \quad (2.10)$$

여기서, C : 흙의 점착력 (kN/m²)

단, 상재토압이 작을 때, P_a가 음으로 되는 경우가 있으나, 이 부분의 토압은 0으로 한다.

(2) 고정벽에 작용하는 토압

고정벽에 작용하는 토압은 정지토압에 따른다.

$$P_s = \gamma \cdot K_h \cdot z + K_h \cdot q \quad (2.11)$$

여기서, P_s : 깊이 Z인 경우 고정벽에 작용하는 토압 (kN/m²)

K_h : 정지토압계수(=1-sin²∅)

(3) 수압

$$P_w = \gamma_w \cdot H_2 \quad (2.12)$$

여기서, P_w : 측벽에 걸리는 수압 (kN/m²)

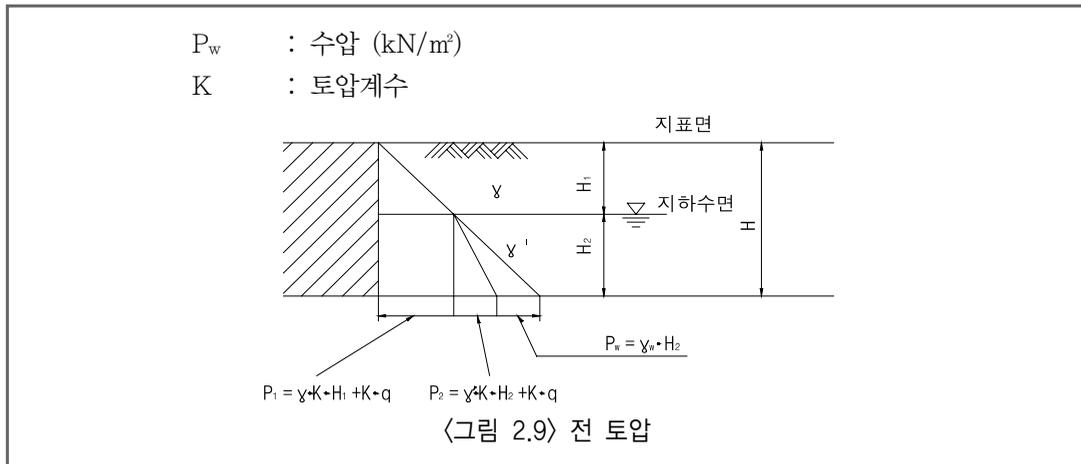
γ_w : 지하수의 단위체적중량 (kN/m³)

H₂ : 지하수면에서의 깊이 (m)

(4) 지하수위 이하인 경우의 유효토압의 산정에 사용하는 흙의 단위체적중량은 수중중량(γ - 0.9)을 사용한다. 따라서 벽면에 작용하는 전 토압은 유효토압에 수압을 더한 것으로 <그림 2.9>와 같이 계산한다.

$$\text{전 토압} : P = P_1 + P_2 + P_w \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (2.13)$$

여기서, P₁, P₂ : 유효토압 (kN/m²)



- (1) 가동벽이란 교대와 같이 구조물 자체가 강체로서 회전하거나 전면으로 밀려나가는 것과 같은 변위가 일어나는 것을 말하며, 이에 대한 변위를 무시할 수 있는 것을 고정벽이라고 말하는데 전자의 경우 위에서 설명한 방법으로 토압을 구하면 된다.

주동토압계수 K_A 는 쿨롱(Coulomb) 식에 의하여 구하는 것으로 하지만, 지표면이 수평이고 벽 배면이 연직이고 벽면마찰을 무시한 경우에는 랭킨(Rankine) 식과 같은 결과가 된다.

$$K_A = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \quad (2.14)$$

또, 점성토의 토압계산식에 있어서도 편의적으로 위 식(2.14)에서 구한 토압계수를 사용하여 나타낸다.

- (2) 실험결과에 의하면 보통 정지토압계수는 모래에서 0.5, 점토에서 0.7~0.75로 알려지고 있다. 고정벽에 작용하는 토압은 깊이에 따라 증가하게 될 것이다. 일반적으로 15m 정도의 깊이부터는 일정한 것으로 하여도 된다.

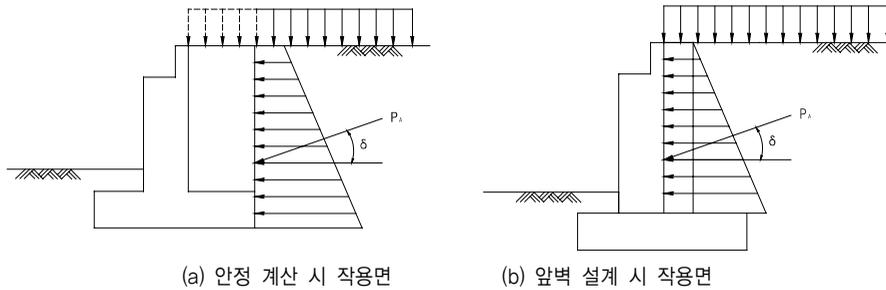
2.5.6 일반교대에 작용하는 토압

교대에 작용하는 토압의 계산방식은 '2.5.5 벽면에 작용하는 토압' 중 (1) 가동벽에 작용하는 토압에 준하지만 토압계수 이외의 값은 다음에 따른다.

〈표 2.12〉 토압산정에 사용하는 토질상수

뒤채움재 종류	단위체적중량 (γ)	흙의 내부 마찰각 (ϕ)
잘 다져진 자갈과 모래의 혼합물	20 kN/m ³	35°
잘 다져진 모래 및 사질토	19 kN/m ³	30°

- (1) 높이 15m 이하의 교대에 작용하는 토압은 일반적으로 〈표 2.12〉에 나타난 뒤채움재의 토질상수를 써서 산정하여도 좋다. 단 뒤채움재의 토질이 불량한 경우와 교대 배면에 침수의 우려가 있을 경우 뒤채움재의 충분한 조사 및 시험결과에 따라 토질상수를 결정하기로 한다.
- (2) 상시에는 교대 배면에 10 kN/m²의 재하중을 고려한다.
- (3) 토압의 작용면은 다음 규정에 따른다.
 - (가) 중력식 교대의 경우는 구체 콘크리트 배면으로 한다.
 - (나) 역 T형과 부벽식 교대의 경우는, 벽의 단면계산에서는 구체콘크리트 배면, 안정계산에서는 확대기초 뒤쪽 연단에서 연직인 가상배면으로 한다.〈그림 2.10〉



〈그림 2.10〉 토압의 작용면

또 벽면과 흙의 마찰각(δ)은 일반적으로 〈표 2.13〉과 같다.

〈표 2.13〉 토압작용면의 벽면마찰각(δ)

교대의 종류	계산의 종류	구분	상시	지진시
중력식 교대	안정계산	흙과 콘크리트	$\phi/3$	0
	벽의 단면계산	없음	0	0
역T형 부벽식 교대	안정계산	없음	0	0
	벽의 단면계산	흙과 콘크리트	$\phi/3$	0

* 여기서 ϕ 는 흙의 전단저항각

- (1) 높이 15m 정도의 일반적인 교대에 작용하는 토압의 계산에 사용하는 토질상수에 대하여 설명한 것이지만 높이가 15m를 넘는 경우와 중요한 교대에서는 토질시험 결과에 따라 토압을 계산하고 완전한 배수시설을 설계하여 시공하여야 한다.
- (2) 재하하중의 재하방법은 가장 불리한 경우로 고려한다.
- (3) 박스식 교대, 라멘 교대에서 뒤편이 작은 경우의 안정계산 및 단면계산 시에는 구조물 배면(콘크리트 면)과 흙의 마찰각을 이용하기로 한다.

2.6 재 료

2.6.1 일 반

교량 하부공사에 사용하는 재료는 ‘한국공업규격’(KS), ‘도로교설계기준 제2장 설계일반 사용재료’ 등에 규정되어 있고 경제성, 시장성이 풍부한 재료를 원칙으로 한다.

‘한국공업규격’(KS) 등에 규정되어 있어도 시장성이 없는 재료도 있으므로 주의를 요한다. 또 이 조항은 구조물의 형식, 형상, 치수가 극히 제한되는 구조물이나 대규모 또는 다량의 구조물에서 특별하게 주문하는 경우나 독자적으로 시험 검토해서 사용하는 것에 적용하는 것은 아니다.

2.6.2 콘크리트

- (1) 콘크리트에 사용하는 콘크리트의 품질은 설계기준강도 f_{ck} 가 24MPa이상을 원칙으로 한다.
- (2) 무근콘크리트의 품질은 설계기준강도 f_{ck} 를 15MPa로 한다.

교량하부공에 사용하는 콘크리트의 설계기준강도를 정한 것이다. 하부공의 치수, 형상이 제한되어 있는 경우에는 충분히 검토하여 설계기준강도를 높일 수 있다.

2.6.3 강 재

- (1) 철근콘크리트에 사용하는 봉강은 'KS D 3504 철근콘크리트용 봉강'의 SD30으로, 직경 13mm 이상 32mm 이하를 원칙으로 한다.
- (2) 강판 및 형상은 'KS D 3503 일반 구조용 압연강재' 및 'KS D 3515 용접구조용 압연 강재'의 규격에 적합한 것으로 한다.

- (1) 구조물의 일반적인 형상, 치수와 시공성을 고려하여 직경의 최소, 최대를 정한 것으로 '도로교설계기준 3.2.5 강재의 선정'에 규정되어 있다. 단면제약을 받는 경우나 구조물의 규모가 커지게 될 때 직경 35mm 이상도 사용될 수 있으나 압접 등에 문제가 생길 수 있으므로 주의하여 사용하여야 한다. 또 재질은 원칙적으로 SD30으로 한다.

2.6.4 말뚝재

- (1) PSC 콘크리트말뚝의 형상, 치수, 품질은 'KS F 4303 프리텐션 방식 원심력 PC말뚝'의 규격에 적합한 것으로 한다.
- (2) PHC 콘크리트말뚝의 형상, 치수, 품질은 'KS F 4306 프리텐션 방식 원심력 고강도 콘크리트 말뚝'의 규격에 적합한 것으로 한다.
- (3) 강말뚝은 'KS F 4602 강관말뚝, KS F 4603 H형강 말뚝'의 규격에 적합한 것으로 한다.

2.7 설계방법

2.7.1 강도설계

콘크리트 교량의 설계하중 조합 및 하중계수 그리고 강도감소계수의 적용은 '도로교설계기준 2.2 설계방법 및 안전율'에 따른다.

콘크리트 구조물의 부재나 단면은 '도로교설계기준'에서 규정하는 하중계수와 강도감소계수에 의하여 계산된 극한하중에 의한 설계단면력과 적어도 같은 크기의 설계강도를 갖도록 설계되어야 한다. 또한 부재는 사용하중 하에서도 적절한 성능과 기능을 발휘할 수 있도록 다른 설계기준의 모든 규정을 충족시켜야 한다.

2.7.2 허용응력

강교 및 콘크리트교의 부재단면에 생기는 응력에 대한 허용응력 및 허용응력의 증가계수는 ‘도로교설계기준 하부구조 편 5.3 설계일반과 2.2.2 허용응력 설계법’ 및 ‘콘크리트구조설계 기준 별도 설계법 1.3 허용응력’에 따른다.

이 조항은 ‘도로교설계기준 하부구조 편’ 및 ‘콘크리트구조설계기준 별도 설계법 1.3’에 준한다. 설계계산은 설계하중 작용 시에 대해서 계산하며 극한하중 작용 시에 대해서는 계산하지 않는다. 기성 철근콘크리트 말뚝 및 프리스트레스트 콘크리트 말뚝의 재료에 대해서는 ‘2.6 재료’와 같이 KS에 따른다.

2.8 변위량

2.8.1 허용변위량

- (1) 기존의 지반반력 및 변위량은 ‘도로교설계기준’ 하부구조편 5.5.8 지반반력 및 변위량에 따른다.
- (2) 하부구조의 설계 시에는 상부구조의 설계법에서 가정한 허용변위량을 초과해서는 안 된다.

하부구조의 변위량은 기초공의 변위, 구체의 변위를 고려하여 산정한다.

기초공의 허용변위량은 상부구조의 허용변위량에 의해서 결정되지만 상부구조의 허용변위량 자체가 절대적인 값은 아니다. 요컨대 하부구조의 변위량을 작게 하든가 발생하는 변위량에 따라서 상부구조를 설계하든가 상하부구조 전체로서 종합적인 검토가 요망된다. 이하 연직변위량 및 수평변위량에 대해서 일반적인 사항을 기술하였다.

(가) 허용 연직변위량

장기 지속하중에 의해서 생기는 부정정구조물 기초의 연직변위량(탄성변위량+압밀침하량)은 <표 2.14>에 제시하는 값을 넘지 않도록 설계하는 것이 바람직하다. 부등침하가 예상되는 부정정구조물의 경우 부등침하는 구조계산에 고려하여 구조물이 안전한가를 확인하여야 한다. 교량구조물은 <표 2.15>에 제시하는 각 변위에 대한 값을 참고할 수 있다.

〈표 2.14〉 부정정구조물의 허용연직변위량(mm)

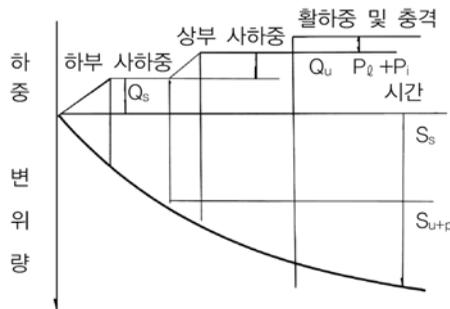
지 지 층	최대변위량	부등변위량
모래지반에 만드는 기초	25	20
점토지반에 만드는 기초	50	20
복합지반에 만드는 기초	30	20

〈표 2.15〉 각 변위에 따른 교량의 침하기준 (Moulton, et al., 1985)

각 변위(δ /s)	구 분
0.004	다경간 교량의 허용치
0.005	단경간 교량의 허용치

말뚝기초에서의 연직변위량은 지지층 밑에 연약층이 형성되어 있는 경우 압밀침하량에 대하여 구조물의 안전성을 검토하여야 한다.

- (a) 최대변위량은 기초에서 허용되는 침하의 최대량을 말한다.
- (b) 부등변위량은 인접기초 간에 생기는 침하량의 차의 허용치를 말한다.
- (c) 정정구조물에서는 허용변위량을 부정정구조물의 2배까지 허용할 수 있다. 또 특수한 구조물이나 복잡한 지반으로 구성되어 있는 경우는 상황에 따라서 허용변위량을 검토하여야 한다.
- (d) 상부구조물 및 하부구조물을 다른 시기에 시공하는 경우 상부구조를 시공하기 전에 일어나는 침하량(S_s)을 무시하고 상부 사하중과 활하중에 의한 침하량 S_{u+p} 에 대하여 〈표 2.14〉의 허용 변위량을 적용할 수 있다(그림 2.11) 참조). 단, 이 경우 정정구조물의 허용변위량은 부정정구조물의 1.5배로 한다.



〈그림 2.11〉 침 하 량

주) 구조물에 대해서 어느 정도의 침하를 허용할 수 있는 기는 지반조건·기초형식·상부구조 특성·주변 상황·과거의 경험이나 경제성 등을 고려하여 결국은 설계자 자신이 결정하여야 하지만, 각종 문헌에 서술한 허용변위량을 보면 25~100mm의 범위에 있고, 이 범위의 변위량에서는 상부구조에서 거의 피해가 나타나지 않았다. 따라서 일단 가장 많이 이용되고 있는 Terzaghi의 문헌을 참고로 하여 이 요령의 허용변위량으로 하였다.

(e) 허용변위량에 관한 주의사항

- ① <표 2.14>에 최대변위량과 부등변위량을 제시하고 있지만 상부구조물에 유해한 것은 부등변위량이다. 그러나 실제로 부등변위량은 계산할 수 없으므로 최대변위량이 <표 2.14>범위에 들면 경험적으로 부등변위량이 <표 2.14>의 범위에 들게 된다는 것을 나타내고 있다.
- ② 상부구조물의 중요도에 따라서 허용변위량에 차를 두는 것은 당연하지만 중요한 상부구조물에서도 이 표보다 작은 값을 취할 필요는 없다.
- ③ 과거의 확실한 경험치에 의하든가 부등침하에 의한 응력의 계산을 통하여 구조물에 해로운 문제가 생기지 않은가를 확인하여야 한다.

(나) 수평변위에 대한 고찰

편토압에 의한 변형에 대해서는 특히 연약지반에서 현저하고 시공 직후에 측방향 이동의 현상을 종종 볼 수 있지만 아직 설계법은 확립되어 있지 않다. 따라서 설계 시 구조형식, 지반성질을 포함하여 종합적인 검토가 요망된다('2.9 측방향 이동' 참조).

2.8.2 탄성변위량

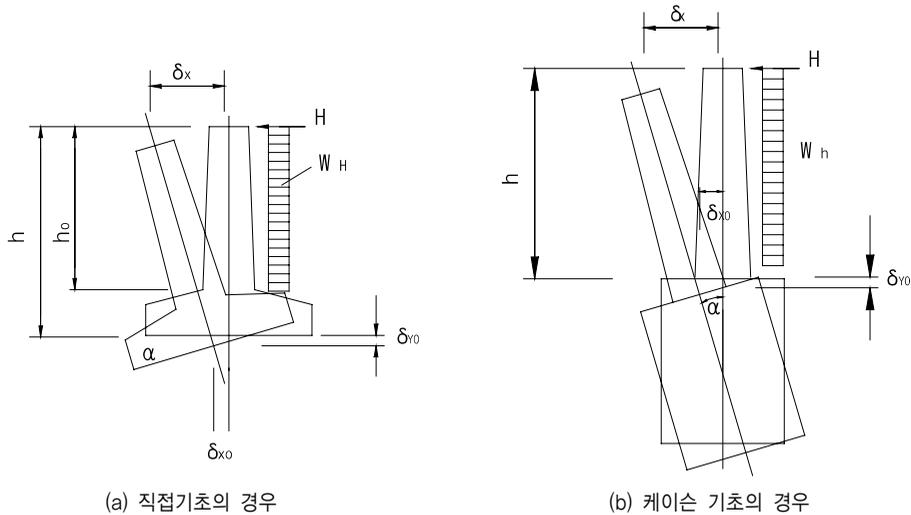
- (1) 기초의 변위량은 지지지반이 탄성거동을 한다고 하여 연직, 회전 및 수평변위량을 계산한다. 계산은 지반의 스프링정수를 이용하기로 한다.
- (2) 교각끝단 및 교량받침의 수평변위량은 기초의 변위량과 구체 자체의 탄성변위량의 합으로 한다.

- (1) 직접기초에 대해서는 확대기초 저면의 변위량을, 말뚝기초에 대해서는 확대기초 저면 및 가상지반면의 변위량을, 케이슨 기초에 대해서는 케이슨 끝단과 가상지반면의 변위량을 계산하고 구체적인 계산법은 '도로교설계기준 하부구조편 5.6 직접기초의 설계, 5.7 케이슨 기초의 설계 및 5.8 말뚝기초의 설계'에 수록되어 있다.

- (2) 일반적으로 다음과 같이 한다.

$$\delta_X = \delta_{XO} + \alpha h + \frac{Hh^3}{3EI} + \frac{W_H h^4}{8EI}$$

$$\delta_X = \delta_{XO} + \alpha h + \frac{Hh_0^3}{3EI} + \frac{W_H h_0^4}{8EI}$$



〈그림 2.12〉 기초의 변위와 하부공의 변위와의 관계

[기 호]

- δ_x : 교각 끝단의 수평변위량 (m)
- δ_{x0} : 기초 저면 또는 케이슨 끝단의 수평변위량 (m)
- δ_{y0} : 기초 저면 또는 케이슨 연직변위량 (m)
- α : 기초 저면 또는 케이슨 회전변위량 (rad)
- H : 교각 끝단에 작용하는 수평력 (kN)
- W_H : 교각에 작용하는 분포수평력 (kN/m)
- E : 교각재료의 탄성계수 (kN/m²)
- I : 교각의 단면2차모멘트 (m⁴)

2.8.3 압밀침하량

- (1) 압밀침하량은 기초의 저면으로부터 기초 최소 폭의 3배 깊이 사이에 압밀을 일으키는 점성토층이 존재하는 경우 산출하여야 한다.
- (2) 점성토층의 압밀침하량은 기초에 작용하는 하중에 의한 지반 내의 수직응력의 증가분에 대해서, 압밀 선행응력의 크기를 고려하여 구하는 것으로 한다.

이 조항의 구체적인 계산은 ‘도로교설계기준 하부구조 편 5.5.8.3 압밀침하량’에 수록되어 있다.

2.9 측방향 이동

연약지반 위에 만들어지는 교대의 기초 설계 시에는 측방향 이동의 유무를 검토한다.

연약지반 위에 만들어지는 교대는 배면 흠쌓기에 의한 지반의 압밀침하와 함께 상시 재하되고 있는 편하중에 의해서 연약지반이 측방향 이동을 일으켜 교대에 기능상 좋지 않은 회전이나 수평변위 등의 변형(측방향 이동)이 생길 수 있다. 따라서 연약지반 위에 교대를 설계하는 경우 측방향 이동의 유무에 대하여 사전에 검토하여야 한다. 이때 측방향 이동의 유무는 통상 다음의 식들로 판정한다.

(1) 측방유동지수(F)에 의한 판정 방법

연약지반 상에 위치하는 교대의 수평이동에 관한 지반공학적 요인 중 가장 크게 영향을 미치는 요소로서, 연약지반의 강도(C) · 연약지반의 두께(D) 그리고 흠쌓기 높이(H)의 관계를 수식화하여 측방유동 지수(F)로 나타낸다. 이 지수값은 안정수에 연약층 두께의 역수를 곱한 형상으로 $[L]^{-1}$ 의 차원을 갖으며, 측방향 이동에 미치는 요인 중 연약층 두께의 효과를 크게 고려하고 있다.

측방유동지수는 다음 식으로 제안하고 있다.

$$F = \frac{c}{\gamma \cdot H} \cdot \frac{1}{D} \quad (2.15)$$

여기서, F : 측방유동지수 ($\times 10^{-2}m^{-1}$)

$F \geq 4$: 측방향이동의 우려 없음

$F < 4$: 측방향이동의 우려 있음

$c/\gamma \cdot H$: Stability number (안정 수)

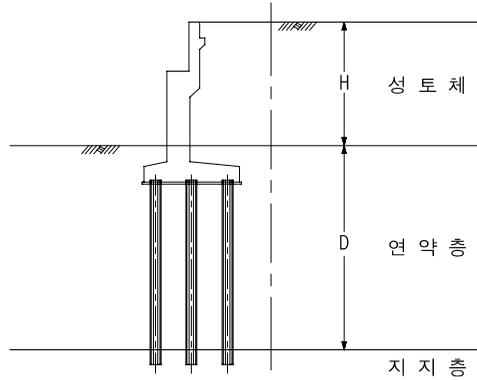
c : 연약층의 평균 비배수 강도 ($=q_u/2$) (kN/m^2)

(q_u : 점토의 일축 압축 강도)

γ : 흠쌓기재의 단위중량 (kN/m^3)

H : 흠쌓기고 (m)

D : 연약층 두께 (m)



〈그림 2.13〉 측방유동저수 계산위치

(2) 측방이동 판정지수(IL)에 의한 판정 방법

안정계수 γ H/C 를 연약층 두께 D , 기초 관입 길이 ℓ , 기초체 폭의 총합 b (말뚝기초이면 말뚝직경의 총합), 교대 폭 B , 교축방향 교대길이 A 등으로 보정하여 판정지수 I_L (Index of lateral movement)을 식 2.16과 같이 정의한다.

$$I_L = \left(\frac{D}{\ell}\right) \cdot \left(\frac{b}{B}\right) \cdot \left(\frac{D}{A}\right) \cdot \left(\frac{\gamma H}{C}\right) \tag{2.16}$$

$$= \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \mu_3 \cdot \frac{\gamma H}{C}$$

- 계산된 교대의 측방이동 판정지수(IL)에 따라 다음과 같이 판정한다.

$I_L \geq 1.2$ 불안정

$I_L < 1.2$ 안 정 : (도로교 설계기준 하부구조 편 5.5.12)

여기서, μ_1 : 연약층 두께에 관한 보정계수 (D/ℓ)

μ_2 : 기초체 저항 폭에 관한 보정계수 (b/B)

μ_3 : 교대길이에 대한 보정계수 ($D/A \leq 3.0$)

A : 교대길이

B : 교대 폭

b : 말뚝기초체의 폭

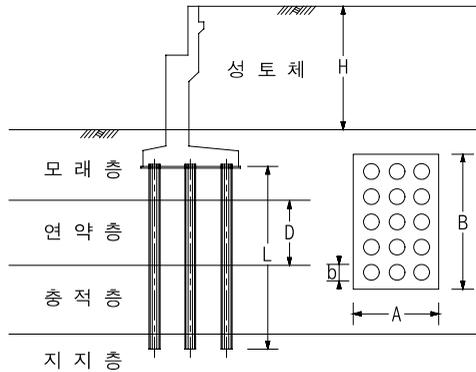
ℓ : 기초의 관입 길이

D : 연약층 두께

보다 간단하게는 Tschebotarioff 가 제안하였으며, 일본 건설성 토목연구소에서 적용하고 있는 다음과 같은 방법이 있다.

$$N_b = \frac{\gamma H}{C} > 3 : \text{측방향 이동 발생가능} \quad (2.17)$$

여기서, N_b : 안정계수 γ : 흙쌓기재의 단위중량
 H : 편차 흙쌓기고 C : 연약지반의 비배수 전단강도



〈그림 2.14〉 편심하중을 받는 기초

(3) 비탈면 안정 검토에 의한 판정

교대의 측방향 이동 여부에 대한 판단을 비탈면 안정 검토를 실시하여 판정하는 방법으로서, 비탈면 안정은 단일 원호활동으로 가정하여 전 응력법에 따라 실시한다.

- 일반적으로 흙쌓기 비탈면의 안전율은 1.3 이상이나 일본 토질공학회 기준에 따르면 중요구조물의 비탈면안정을 위한 기준 안전율은 1.5로 제안하고 있는 것을 감안하여 측방향 이동 검토를 위한 안전율은 1.5를 사용하며 이때 해석 단면은 Pile을 무시한 경우이다.

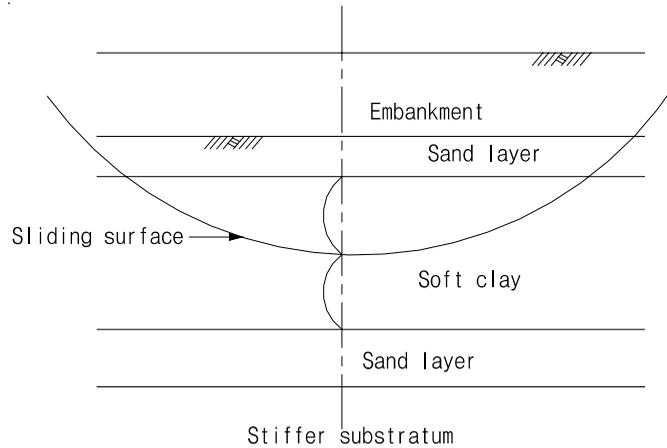
(4) 연약지반 중간층을 통과하는 원호 활동 안정계산에 의한 판정

지반을 〈그림 2.15〉와 같이 이상화하여 원호 활동 저항비와 압밀침하량에 의하여 측방향 이동의 영향 유무를 판정하는 방법이다 (일본 수도 고속도로 공단 1978)

- $F_c \geq 1.6$ 또는, $\delta s < 100\text{mm}$ 우려 없음.
- $1.2 \leq F_c < 1.6$ 또는, $100\text{mm} \leq \delta s \leq 500\text{mm}$ 확실치 않음.
- $F_c < 1.2$ 또는, $\delta s > 50\text{cm}$ 우려가 있음.

여기서, F_c : 원호활동 저항 비(흙쌓기단부에 중심을 두고 연약층의 중심을 통과하는 미끄럼 면에 대한 원호활동 안전율)

δs : 압밀 침하량



〈그림 2.15〉 원호활동 저항비 계산단면

상기의 검토 등을 통한 축방향 이동의 위험이 있다고 판정되었을 경우 이동을 방지하기 위하여 적절한 조치를 취하여야한다. 대책 공법으로서 다음과 같은 방법이 있다.

- 배면 흠쌓기 하중의 경감
 배면 측에 EPS 등의 경량재 설치, 박스 칼버트(box culvert)나 Corrugated Pipe, Pile Slab를 설치 하는 방법,
- 연약지반의 개량
 Pre-Loading, Sand Compaction Pile, Sand Drain, Plastic Board Drain, Pack Drain 공법 등의 연직 배수공법에 의한 원지반 강도를 증진시킴으로써 축방향 이동에 저항하는 공법
- 지반의 유동에 대해서 충분히 저항할 수 있도록 기초 저항력의 증가
 교대와 그 전면에 있는 교각의 사이에 버팀대(STRUT)를 설치하여 수평력에 대하여 교대와 교각이 동시에 저항하게 하는 등의 방법 등

2.10 압밀침하를 일으키는 지반중의 기초

시공 후 압밀침하를 일으키는 지반에 깊은 기초를 설치하는 경우 지반의 침하가 기초구조에 미치는 영향에 대해서 검토한다.

양질인 지지층을 지지지반으로 하는 말뚝기초나 케이슨 기초를 연약지반에 사용하는 경우 기초 주위의 토층이 압밀침하를 일으키면 기초에 부의 마찰력이 작용한다. 다음과 같은 경우에는 부의 마찰력에 대해서 검토하여야 한다.

- (가) 기초구조 설치심도 내에 압밀중인 검토층이 있을 경우 : 비교적 새로 조성한 매립공사의 경우
- (나) 지반 내 간극수압의 감소에 기인해서 점토층의 압밀이 수반되는 경우 : 공장용수를 위하여 지하수를 퍼 올리는 경우
- (다) 점토층 위에 하중이 가해져 압밀이 생기는 경우 : 인접부에서의 흙쌓기 등에 의하여 지중응력이 증가하는 경우



3. 교대, 교각의 설계

3.1 설계 일반

- (1) 교대 및 교각은 고정하중·활하중·토압·지진의 영향과 같은 외력에 대해서 안정하고, 지반반력 및 구체 각 부재·기초구조 부재의 응력이 허용치 범위 내에 있어야 한다.
- (2) 교대설계에는 일반적으로 다음 하중조합을 고려한다.
 - (가) 고정하중 + 활하중 + 토압
 - (나) 고정하중 + 토압
 - (다) 고정하중 + 토압 + 지진의 영향
단 수압, 부력 등 그 밖의 하중이 작용하는 경우에는 그 조합을 고려하기로 한다.
- (3) 경사(skew)교대에 대해서는 상기(2)의 조합 외에 편토압에 의한 회전의 영향을 고려하여야 한다.
- (4) 지진 시 상부구조로부터의 교대배면 직각방향의 수평하중은 지진력이 동방향으로 작용하는 것으로 한다.
- (5) 접속판을 설치하는 교대의 설계 시에는 접속판의 영향을 고려하여야 한다.
- (6) 교각의 설계에는 일반적으로 다음의 하중조합을 고려한다.
 - (가) 고정하중 + 활하중
 - (나) 고정하중 + 활하중 + 온도변화의 영향 + 건조수축, 크리프의 영향 + 프리스트레스의 영향
 - (다) 고정하중 + 지진의 영향
 - (라) 교각의 높이가 높거나 방응벽을 설치하는 경우에는 풍하중이나 온도변화의 영향을 고려한다.
단 이 밖의 하중이 작용하는 경우에는 도로교 설계기준 2.2.2.2(3) 및 2.2.3.2에서 규정하는 하중조합을 고려하여야 한다.

- (1) 일반적으로 교대·교각의 설계에서 주하중 외에 예상되는 하중의 조합에 의한 외력에 대해서 안정하며, 지반의 지지력·전도·활동에 대해서 안정하고, 또 구체의 각 부

재·기초구조 각 부재의 응력·지반반력에 대해서도 정하여진 허용치 범위 내에 있어야 한다.

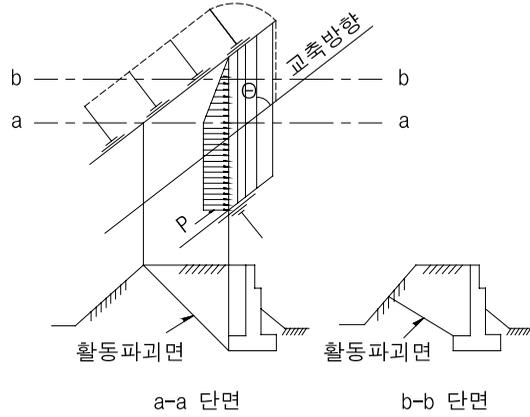
하부구조의 안정계산에서는 상부구조, 하부구조(구체, 기초구조)에 작용하는 외력에 대한 안정, 하부구조의 장·단기하중에 의한 전도에 대한 안정, 지지지반의 장·단기하중에 대한 지지지반의 파괴와 활동에 대한 안정을 검토하여야 한다.

교대·교각의 안정계산 시 하중의 조합을 (2), (5)에 제시했지만, 하부구조의 설계 시에는 이들 하중조합 외에 예상되는 하중과 시공조건을 설계에 고려하여 조합시키기로 하고, 하부구조 전체의 하중상태가 안전측이 되도록 설계하여야 한다.

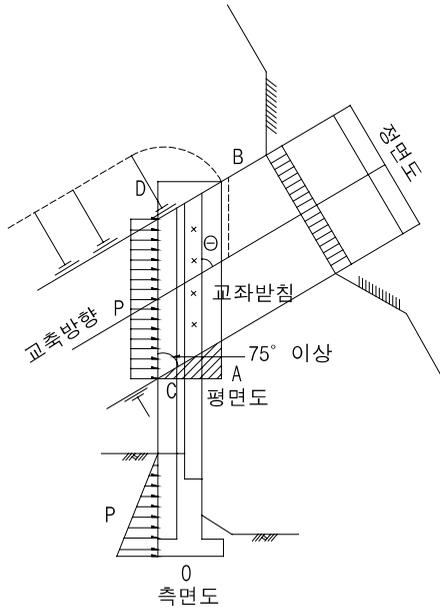
- (2) 통상 교대의 설계 시 하중조합은 이 조항에 제시한 하중조합을 고려한다. (가)는 지반의 지지력에 대한 안정, (나)는 활동 및 전도에 대한 안정, (다)는 지진 시의 안정을 검토하는 경우 하중조합을 제시한 것으로 통상의 교대에서는 이들 조합하중에 대해서 교축방향만 검토하여도 된다. 그밖에 수압, 부력 등이 작용하는 경우는 구조물의 안정에 불리하도록 하중을 조합시켜 계산하여야 한다.

- (3) 일반교대의 설계는 교축방향에 대한 검토만으로 좋지만, 경사교대의 경우에는 교대 배면 직각방향 및 교축방향에 대해서 검토하며, 특히 편토압에 의하여 교대가 회전하지 않는가 검토하여야 한다. 그러나 경사교대에 작용하는 토압·상부구조에서의 반력·지진의 영향 등 불명확한 사항이 많으므로, 교대의 높이·사각·지지지반·기초구조를 감안하여 통상의 경우 교대배면 직각방향만 검토하여도 좋다.

경사교대에 작용하는 토압은 <그림 3.1>과 같이 교대 폭 방향으로 일정하지 않고, 그 작용 방향도 교축방향과 일치하지 않는 것이 일반적이다. 이와 같이 일정치 않는 토압(<그림 3.1>의 단면 a-a와 b-b 방향)을 어느 정도 저감할 것인가에 대한 측정 예도 없고 구체적 방법도 명확하지 않으므로 계산의 간략화와 안정성을 위하여 <그림 3.2>와 같이 교대 배면토압은 교대 폭 방향에 대해서 일정하게 작용한다고 생각하여도 좋다. 이와 같이 경사교대를 설계하는 경우 교대의 중심 O와 토압 합력의 작용선이 동일연직면 내에 있지 않기 때문에 기초 앞판의 둔각부(A)의 연직반력 및 단위면적 당 활동력이 예각부(B) 보다도 크게 된다고 생각되므로 둔각부의 기초를 적어도 75° 이상으로 확대하는 것이 바람직하다.



〈그림 3.1〉 경사교대에 작용하는 토압



〈그림 3.2〉 교대배면 토압

(4) 상부구조로부터의 수평하중

지진 시에 상부구조로부터의 교대배면 직각방향의 수평하중 계산방법은 상부구조의 형식, 받침의 종류, 구조 등에 따라 다르다.

경사각이 너무 작지 않고 상부구조도 단순보와 같은 경우에는 간편하게 생각하여 경사 교대의 토압방향에 상부 구조로부터의 교축 방향의 지진 시 수평하중을 그대로 작용시켜도 좋다. 그러나, 경사각이 작거나 혹은 상부구조가 게르버보나 연속보 등의 경우에는 가동받침에도 경사각 θ 의 영향에 의한 수

평력이 발생한다. 이것을 엄밀하게 풀기 위해서는 상부구조의 형식이나 받침의 종류, 구조 등에 의한 미지의 문제점 (예를 들면 가동받침의 측면 마찰저항 등)이 많아 계산이 복잡하게 되므로 이와 같은 경우에는 편의상 교대 배면 직각방향에 작용하는 수평력을 다음과 같이 계산하여도 좋다. (<그림 3.3>참조) 고정단 하부구조에 작용하는 수평력

$$F_F = W_d \cdot k_h - \Sigma F_{M1} \tag{3.1}$$

가동단 하부구조에 작용하는 수평력

$$F_M = F_{M1} + F_{M2} \tag{3.2}$$

다만,

$$F_{M1} = R \cdot k_h \cdot \cos^2 \theta \tag{3.3}$$

$$F_{M2} = \begin{cases} R \cdot k_h \cdot \sin^2 \theta & (k_h \cdot \sin \theta \leq \mu_s \text{ 일 때}) \\ R \cdot f_s \cdot \sin \theta & (k_h \cdot \sin \theta > \mu_s \text{ 일 때}) \end{cases} \tag{3.4}$$

$$\tag{3.5}$$

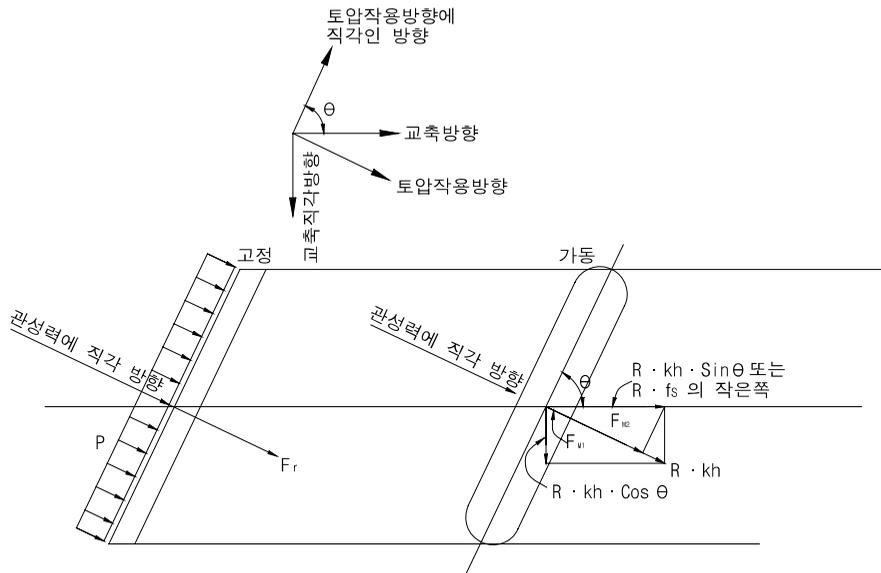
여기서, W_d : 상부구조의 전 고정하중(kN)

K_h : 설계수평진도

R : 생각하고 있는 하부구조에 작용하는 지진 시의 상부로부터의 연직반력(kN)

μ_s : 가동받침의 마찰계수

이 경우 수평력의 작용점은 지진력이 작용하는 방향이 교축방향과 일치하는 경우를 제외하고 상부구조의 중심위치라는 것에 주의하여야 한다.



<그림 3.3> 경사 교대의 지진 시 수평력

- (5) 접속판을 설치하는 경우 교대에 작용하는 외력으로는 접속판 길이의 70%를 지간으로 한 단순보의 반력을 사용하여도 좋다.

또 접속판의 설계, 교대 및 앵커볼트 등의 상세설계는 이 요령 '3.8 접속판'에 따르기로 한다. 또 접속판을 설치하는 경우 홍벽의 설계는 '3.6 홍벽의 설계'에 따른다.

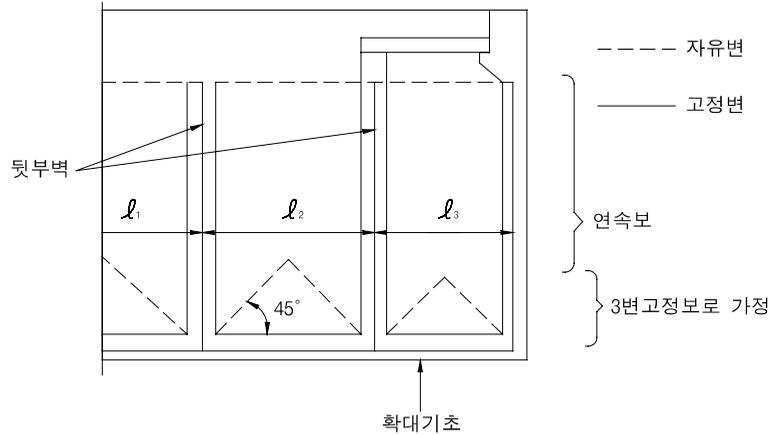
- (6) 교각의 설계 시 하중조합은 이 조항에 제시한 조합을 고려하면 된다. (가), (나)는 교축 방향 또는 교축 직각방향의 안정, (다)는 지진 시 교축방향과 교축 직각방향의 안정을 검토하는 경우 하중조합을 제시한 것으로 교대의 설계와 달리 교축방향 및 교축 직각방향의 두방향에 대해서 안정계산을 하여야 한다. 라멘교각, 다각고정인 경우에는 건조수축, 크리프의 영향에 대해서 검토하여야 한다. 또 가동교각에 대해서는 받침의 마찰에 의하여 수평력이 작용하므로 검토할 필요가 있다. 또 높은 교각에서는 풍하중의 영향, 시공 시 하중, 그 밖의 교각에서도 수압, 동수압, 충돌하중 등을 설계 및 시공조건을 감안하여 고려하기로 한다.

3.2 교대의 설계

3.2.1 역T형 교대

역T형 교대의 앞 벽과 확대기초는 각각에 작용하는 하중에 저항하는 캔틸레버보로서 설계하기로 한다. 벽의 하단두께는 단면에 작용하는 축력·휨모멘트 및 전단력으로 결정하나, 벽에는 전단력에 저항시키기 위한 전단철근을 쓰게 되면 콘크리트를 타설하는데 방해가 되므로 전단철근을 쓰지 않아도 좋은 두께로 하는 것이 바람직하다.

이 조항은 '3.1 설계일반'(2)에서 전체안정(지지력, 활동, 전도)을 검토한 후에 앞벽과 확대기초를 설계하는 경우를 서술한 것이다. 앞 벽과 확대기초와의 접합부를 고정단으로 하는 캔틸레버보로 설계한다. 또 주철근의 확대기초의 하면을 따라 구부려 정착하기로 한다. 확대기초의 설계는 벽과의 접합부를 고정단으로 하는 캔틸레버보로서 설계한다. 상세한 설계계산 방법은 '3.4 확대기초의 설계'를 참조한다. 토압은 앞 벽의 설계에서는 토압을 벽에 직접 작용시키고 확대기초의 설계에서는 안정계산으로 작용시킨 토압의 연직토압 성분(PAV 또는 PEV)을 <그림 3.4>과 같이 삼각형 분포하중으로 작용시킨다.



〈그림 3.5〉 부벽식 교대

(2) 뒷 부벽에서는 부벽 간의 중심간격에 작용하는 수평하중에 대한 휨모멘트 및 전단력을 계산한다. 휨모멘트에 대한 인장철근은 뒷 부벽의 배면을 따라서 경사지게 배치한다. 그 단면적은 보의 높이가 변화하는 뿔기형의 보로서 구하는 것이 좋지만 간단히 하기 위하여 T형 단면에서 콘크리트의 전 압축응력이 연직벽두께 중심에 작용하는 것으로 가정하여 다음 식(3.1)에 의하여 구하여도 좋다.

$$T = \frac{R \cdot r}{Z} \tag{3.1}$$

$$A_s = \frac{T}{f_{sa}}$$

여기서, T : 인장철근에 작용하는 전 인장력 (N)

A-A : 가정 단면

C : 가정 단면의 벽의 중심점

R : 가정 단면의 상부에 작용하는 외력의 합력 (N)

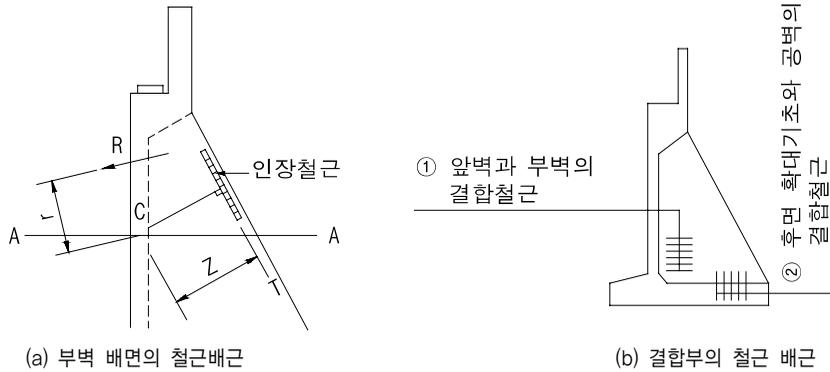
Z : C점에서 인장철근의 도심까지의 거리 (mm)

r : C점에서 R까지의 거리 (mm)

A_s : 인장철근의 단면적 (mm²)

f_{sa} : 철근의 허용응력 (MPa)

이 식은 계산의 편의를 도모하기 위해서 축력을 무시하고 있다. 따라서 축력이 큰 경우는 단면의 압축축이 위험하게 되는 경우가 있으므로 콘크리트의 휨압축응력에 대해서도 검토하여야 한다.



〈그림 3.6〉 부벽식 교대

(3) 〈그림 3.6〉과 같이 앞 벽과 부벽, 부벽과 후면 확대기초의 결합부에 철근을 넣는다. 소요 철근량은 다음 식(3.2)으로 구하여도 좋다.

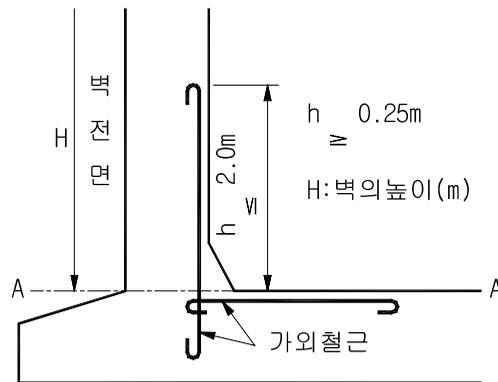
$$A_s \geq \frac{S}{f_{sa}} \tag{3.2}$$

여기서, S는 ①의 경우 : 앞 벽 설계 시의 전단력을 이용한다.

②의 경우 : 후면 확대기초 설계 시의 전단력을 이용한다.

(4) 벽의 두께는 시공이 용이하도록 300mm 이상으로 하는 것이 좋다.

이 철근량은 벽과 확대기초의 접합단면에 있어서 배력철근과 같은 정도의 양을 사용한다. 다만, 확대기초의 두께가 두꺼운 경우에는 확대기초 상면의 가외철근을 생략하여도 좋다.



〈그림 3.7〉 가외철근

3.2.3 중력식 및 반중력식 교대

중력식 교대는 본체의 자중을 크게 하여 구체단면에 압축응력만 생기는 교대로서, 지반이 양호한 곳에 적용되며 경제적 높이는 약 4m정도이다.
반중력식 교대는 중력식과 유사한 구조형식이나 구체 배면이나 기초의 일부에 인장력이 발생하므로 철근을 배치하여 단면을 보강하며 일반적으로 4~6m정도 높이의 교대에 적용한다.

3.2.4 라멘 교대

라멘 교대의 라멘부재 절점부는 접속하는 부재로 확실하게 단면력이 전달되는 구조이어야 한다. 또 라멘부재 절점부의 우각부는 현치 설치를 원칙으로 한다.
하중상태는 토압, 지진 시 수평력에 대해서 라멘부재에 불리하지 않도록 고려하여 설계하여야 한다.

라멘부재의 설계에 대해서는 ‘도로교설계기준 제4장 콘크리트교편 4.2 라멘교’를 참조하여 설계하기로 한다. 또 ‘도로교설계기준 콘크리트교편’에도 서술되어 있듯이 라멘부재절점부에는 원칙적으로 현치를 설치하기로 하지만, 부재가 변단면인 경우, 라멘의 중간절점부인 경우 또는 절점부의 안전성에 대하여 검토한 경우 절점부에는 현치를 붙이지 않아도 좋다.

3.2.5 박스형 교대

박스형 교대는 다음과 같이 설계한다.

- (1) 상부공 반력, 자중 및 토압 등에 의한 휨 및 전단은 앞 벽의 일부를 압축 플랜지, 뒷벽의 일부를 인장 플랜지, 격벽(또는 측벽)을 웨브로 T형보가 담당한다고 생각한다. 이 경우 앞 벽이나 뒷벽은 토압을 주부재인 T형보에 전달하는 부재로 보고 설계한다.
- (2) 덮개판은 자중, 상재토 중량 및 활하중을 받는 교축직각 방향으로 연속인 전변 단순 받침판으로 보고 설계한다.
- (3) 뒷벽은 시공 시 및 완성 시에 편토압 및 지진력을 받는 판으로 설계한다. 앞벽, 측벽도 동일하게 적용한다.

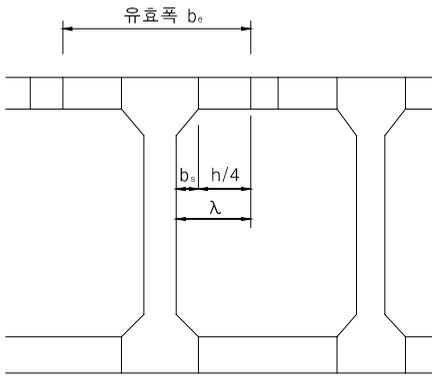
여기서 말하는 박스형 교대로는 종래의 부벽식 교대의 변형으로 전체를 다실박스형 형상으로 하여 그 위 전면에 덮개판을 엮는다.

(1) 캔틸레버 T형보의 압축 플랜지(앞벽)의 편측 유효폭(λ)은 $\lambda = h/4 + b_s$ 로 한다. 여기서 h 는 앞 벽의 높이이다. 또 T형보의 주철근은 격벽에 양측 헌치를 더한 범위 내에 두고 철근으로 이것을 둘러싸게 한다. 하중의 취급방식은 뒷부벽식 교대에 준한다.

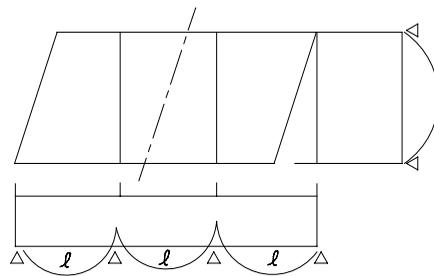
(2) 덮개판의 교축 직각방향 단면력은 W 를 등분포하중, l 을 지간으로 하여 다음 식(3.3)에 따른다.

$$\text{지점 최대 휨모멘트 } M = \frac{W l^2}{8} \tag{3.3}$$

$$\text{지간 최대 휨모멘트 } M = \frac{W l^2}{10}$$



〈그림 3.8〉 T형보의 방식



〈그림 3.9〉 덮개판의 휨모멘트

(3) 뒷벽의 설계는 '3.2.2 부벽식 교대'의 앞 벽과 마찬가지로 격벽으로 고정된 연속보로서 설계한다.

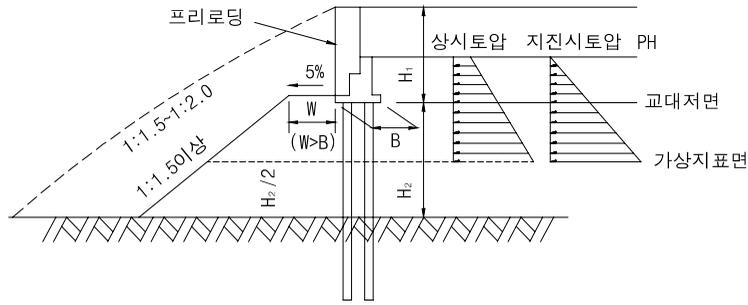
(4) 격벽의 설계는 (1)의 캔틸레버 T형보의 복부판으로 하여 설계한다. 격벽은 전단력을 받는 부재로서 계산하지만 산출되는 철근량이 적어도 T형보 강성의 확보, 건조수축에 의한 균열방지를 위하여 충분한 벽두께 및 철근량을 갖지 않으면 안 된다. 또한 측벽에도 면 내방향은 격벽의 설계와 동일하다.

(5) 저판의 설계는 자중, 뒤채움재 및 지반반력 또는 말뚝반력이 작용하는 4변 고정 지지판으로 설계한다.

(6) 격벽, 측벽과 확대기초, 앞벽 및 뒷벽에는 철근을 그 결합부에 넣는다. 설계는 부벽식 교대에 준한다.

3.2.6 흠쌓기면 위의 교대

교대에 작용하는 토압은 <그림 3.10>와 같이 교대저면과 가상지표면 사이의 토압을 고려하여 이 토압을 말뚝 폭의 3배(단, 확대기초 폭 이하)에 대하여 작용시키는 것으로 한다.



H_1 : 교대저면으로부터 노면까지의 높이
 H_2 : 지표면으로부터 교대저면까지의 높이

<그림 3.10> 흠쌓기면 위의 교대의 토압

흠쌓기면 위의 교대는 지반 및 흠쌓기 재료가 양질의 경우에는 토압의 경감을 피하는 형식이지만 「제 8-1편 교량계획」에서도 기술했듯이, 지형·지질·흠쌓기 재료 등에 따라서 이 조항의 규정 이상의 토압이나 측방향 이동의 영향을 받을 수 있으므로 설계 및 시공 시 주의를 요한다. 기초말뚝은 흠쌓기 시공 후에 시공하고 지반에 확실히 지지시켜야 한다. 또 교대에서 상부공을 고정으로 하는 것은 바람직하지 않다.

교대 앞면의 저항토압은 무시하고 있지만 말뚝 시공 후 지반의 이완 또는 말뚝의 돌출을 고려하여 교대 앞면은 기초 폭 이상의 여유를 두고 또한 유지관리 측면에서 형하고는 1.8m 정도의 여유를 확보하는 것이 바람직하다. 또 말뚝머리의 수평변위량을 계산할 때 돌출말뚝으로 계산하고 가상지표면에서 변위량(기준변위)을 억제함과 동시에 하부공 끝단에서의 변위량을 검토한다. 이와 같이 흠쌓기 중에 설치되는 말뚝을 설계할 경우 횡방향 지반반력계수의 결정에는 충분한 검토가 필요하다.

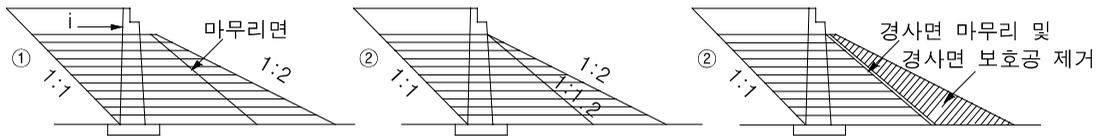
3.2.7 중간이음식 교대

중간이음식 교대는 다음과 같이 설계한다.

(1) 기둥부에 작용하는 주동토압은 기둥 폭의 3배에 걸쳐서 작용하는 것으로 한다.

앞면의 저항토압은 재래지표면 이하에서 유효한 것으로 하고, 다음 식(3.4)에서 구한 값으로 한다.

기둥부에 작용하는 토압은 기둥 폭의 3배에 작용하는 것으로 했으나 토압의 작용 폭에 대한 새로운 연구성과도 없고, 이 값을 수정할 자료도 없으므로 종래의 값을 사용하였다. 그러나 흙쌓기 내의 활동면을 고려하고 기둥 측면의 마찰력 등을 고려하는 경우 기둥부 토압작용 폭을 1.8배까지 경감할 수 있는 것으로 한다. 중간이음식 교대에 대해서는 토압작용 폭과 저항값, 설계와 시공 등 검토할 사항이 많으므로 계획과 설계 시 충분한 검토 후에 사용하는 것이 바람직하다. 중간이음식 교대의 흙쌓기 시공순서는 <그림 3.13>와 같은 순서로 한다. 또 이 교대를 사용하는 경우 시공순서에 대해서 설계 도면에 기입하여 둔다.



<그림 3.13> 흙쌓기의 시공순서

3.3 교각의 설계

3.3.1 T형 교각

- (1) 내민보의 설계
 - (가) 내민보는 캔틸레버보로서 설계하여야 한다.
 - (나) 캔틸레버보의 내민길이는 기둥단면이 직사각형인 경우 기둥 앞면에 있어서 연직 단면으로부터 보의 끝까지의 길이로 한다. 원형이나 정다각형 기둥인 경우는 기둥단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 치환하여 내민길이를 구하도록 한다. 또 기둥단면이 타원형인 경우는 단면이 반원형과 직사각형으로 이루어지는 것으로 하여 원형인 경우의 규정에 따라 내민길이를 구하도록 한다.
 - (다) 내민보는 교축방향의 수평력에 대해서도 설계하여야 한다.
- (2) 기둥의 설계
 - (가) 기둥은 가장 불리하게 작용하는 축력과 휨모멘트의 조합에 대해서 설계하여야 한다.
 - (나) 축력과 휨모멘트에 대한 기둥의 설계는 ‘도로교설계기준 4.4.5 및 4.5.4’의 규정에 따른다.
 - (다) 기둥의 설계에서 비틀림을 고려하는 경우는 ‘도로교설계기준 4.4.7 및 4.5.5.9’의 규정에 따른다.
- (3) 확대기초의 설계

확대기초는 ‘도로교설계기준 5.4.5’의 규정에 의하여 설계하여야 한다.

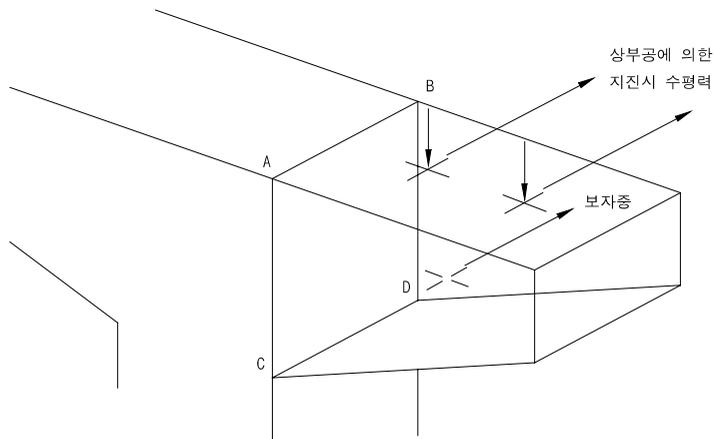
(1)에 대하여

(가) 교각의 내민보는 기둥 전면에 연직단면을 설계단면으로 하는 캔틸레버로서 설계하여도 좋다. 그러나 기둥 전면부터 하중까지의 거리가 보의 높이보다 작은 경우에는 보의 응력이 비선형으로 분포되므로 브래킷 및 코벨 설계 규정에 따라야 한다.

또, 교각의 내민보에 PC강재를 사용하는 경우에는 프리스트레스트 콘크리트설계 규정에 따라 설계하거나 또는 별도로 검토할 필요가 있지만 특히 주행차량에 의한 진동이나 처짐 등을 고려해서 일정 이상의 단면강성을 확보하든지, PC강재 정착부의 보강을 충분히 하든지, 건조수축과 수화열 등에 의한 유해한 균열을 막기 위하여 필요에 따라 가외철근을 배치하는 것 등에 유의할 필요가 있다.

(나) 기둥단면이 원형이나 정다각형인 경우는 기둥 단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 치환하여 직사각형으로 이루어지는 것으로 하여 원형인 경우의 규정에 따라 내민길이를 구한다.

(다) 교각 내민보의 고정단 ABCD단면 (그림 3.14)은 연직하중에 대하여 설계하는 외에, 고정받침 축에서는 지진 시의 상부구조의 수평력, 가동받침 축에서는 받침의 마찰에 의하여 생기는 수평력에 대하여 설계할 필요가 있다.



〈그림 3.14〉 교축방향 보의 하중

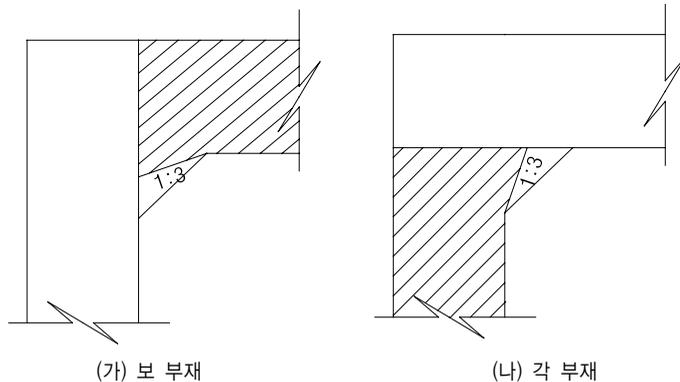
(2)에 대하여

(가) 휨모멘트와 축력을 받는 기둥의 강도검토는 기둥의 안전성에 가장 불리하게 작용하는 하중조합에 대하여 검토하여야 한다. 기둥은 축력의 크기에 따라 휨강도가 크게 영향을 받으므로 최대 휨모멘트와 최대 축력의 조합이 꼭 안전한 조합이라 할 수는 없고, 최대 휨모멘트와 작은 축력을 동시에 받는 기둥은 각 하중조합에 따른 휨모멘트와 축력의 조합을 모두 검토하여야 한다.

(나) 독립교각에서는 하중작용위치와 구조중심위치가 일치하지 않아 기둥이 비틀림 영향을 받는 경우가 있으므로 이에 대해서도 검토하여야 한다.

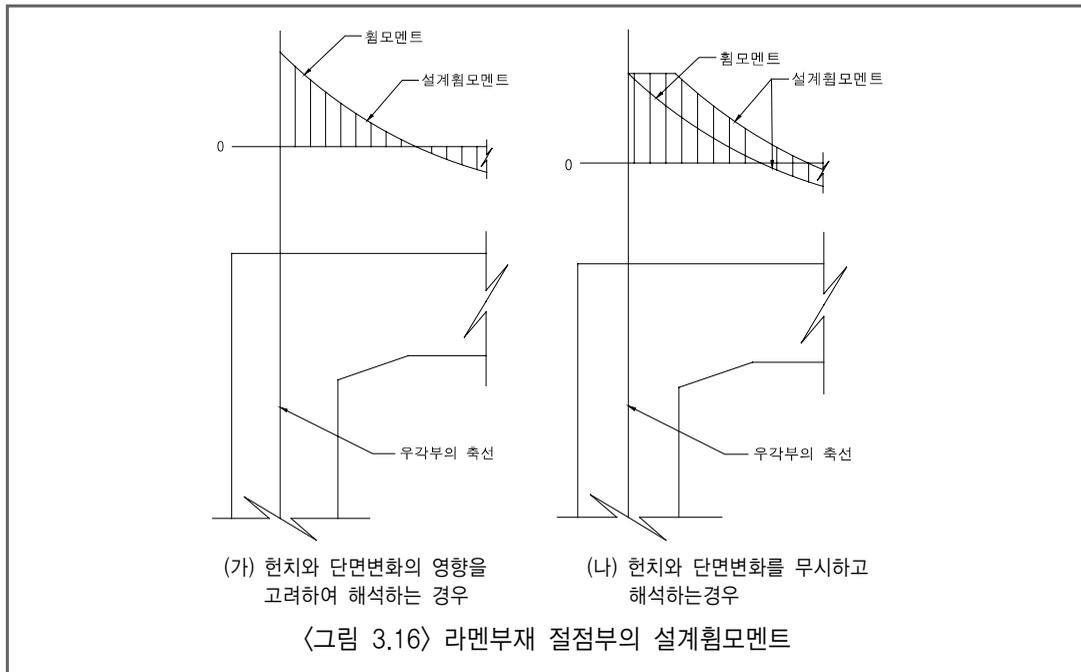
3.3.2 라멘교각

- (1) 라멘부재의 절점부는 접속하는 부재 상호 간에 단면력이 확실히 전달되도록 하여야 한다.
- (2) 라멘부재의 모서리는 현치를 붙이는 것이 좋다.
- (3) 응력을 검토할 때 현치의 유효부분은 <그림 3.15>와 같이 한다.



<그림 3.15> 현치의 유효부분

- (4) 단면력을 산출할 때의 축선을 부재단면의 도심축선에 일치시키는 것을 원칙으로 한다.
- (5) 라멘부재 절점부의 설계휨모멘트는 <그림 3.16>과 같이 한다.
- (6) 확대기초가 연속되어 있지 않은 라멘교각에서는 부등침하 및 상대수평이동을 고려해서 설계하여야 한다.
- (7) 라멘교각의 면외 하중에 대한 기둥의 부담률은 기둥의 강도 비에 따라 정함을 원칙으로 하나 기둥의 강도가 별 차가 없을 때는 축력에 비례하여 분배하여도 좋다.
- (8) 내민보 및 기둥은 도로교설계기준 5.4.4.1 확대기초는 도로교설계기준 5.4.5의 규정에 따라 설계하여야 한다.



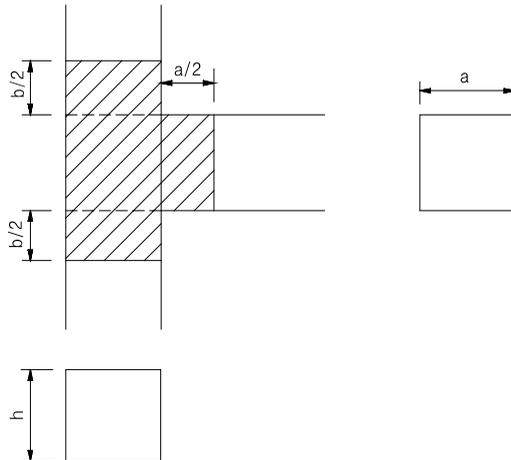
- (1) 라멘교각과 같은 외적 부정정인 구조물에서는 지점이동에 수반하여 부정정 응력이 증가한다. 이들의 침하량이나 수평이동량은 설계의 대상이 되는 지반에 의하여 크게 달라지므로, 각 지반의 성상을 충분히 파악해서 각 구조물마다 변위를 계산하고 지점이동에 의한 단면력을 고려하여 설계하여야 한다.

특히, 지반침하가 현저한 지역에서는 부마찰(negative friction) 등의 영향을 받아 예상 이상의 변위가 발생하는 경우도 있으므로, 라멘교각의 확대기초를 연결하는 등 구조상의 고려가 필요하다.

- (2) 라멘교각의 면외 하중에 의하여 각 기둥에 작용하는 휨모멘트와 전단력은 구조해석에 의하여 결정할 수 있으나, 구조해석에 의하지 않는 경우에는 기둥의 강도 비에 따라 분담률을 정하는 것을 원칙으로 한다. 기둥의 강도에 별 차이가 없을 때는 기둥의 축력 비에 의하여 분배하여도 좋다. 특히 편심이 심한 라멘교각에서는 양 방법으로써 분배하고, 그 중 큰 값을 취하여 안전 측의 설계를 하는 등의 배려가 필요하다.

3.3.3 강교각의 설계

- (1) (가) 설계 시에는 교각만 생각하지 말고, 상부공을 포함한 교량 전체를 고려하여 설계하여야 한다.
- (나) 본선, 일반도로, 지방도로, 시가지 도로에서 중앙분리대나 노측에 세워지는 교각에 자동차의 충돌 우려가 있는 경우는 견고한 방호시설을 세우도록 한다.
- (2) (가) 설계계산에 이용하는 골조선은 부재중심선으로 한다.
- (나) 라멘의 설계에서는 각 부재마다 등가강도를 판정하여 단면력을 산출한다.
- (3) (가) 우각부의 휨모멘트
 - 우각부에 작용하는 휨모멘트로 A-A 단면에 대하여 M_1 , B-B 단면에 대하여 m^2 를 사용해서 단면을 결정하여도 좋다.
- (나) 라멘 우각부 응력의 산출
 - 라멘 우각부는 다음과 같은 방법으로 설계하기로 한다.
 - (a) 플랜지 단면은 전단지연을 고려한 직응력에 의하여 설계한다.
 - (b) 웨브의 판두께는 전단응력에 의해서 결정한다.
 - 단, 허용전단응력 $\nu a = 0.45fta$ 로 한다. 여기서 $fta =$ 강재의 허용응력
- (다) 라멘 우각부의 범위
 - 라멘 우각부로 결정된 판두께를 <그림 3.17>과 같이 플랜지, 웨브 모두 플랜지폭의 1/2 우각부 연단에서 연장한다.
- (라) 상자형 단면 우각부나 원형단면 우각부에 다이아프램 설치 시 도로교 설계기준 3.14.3에 따른다.



<그림 3.17> 라멘 우각부의 범위

- (4) (가) 교각 기둥기초부의 설계에 있어서 베이스플레이트 하면의 콘크리트의 압축력에 저항하고 인장력에 대해서는 앵커볼트 및 앵커프레임으로 저항하는 것으로 한다.
- (나) 앵커볼트의 설계에서는 전단응력에 대해서 검토하여야 한다.
- (다) 베이스 플레이트의 설계에서는 휨응력, 지압응력 및 베이스 플레이트와 기둥과의 필릿용접을 검토하여야 한다.
- (5) 설계는 공장 제작·가설 등을 감안하여 설계하며, 특히 다음 사항에 유의하도록 한다.
- (가) 교각 내의 다이어프램의 용접순서, 작업성
- (나) 우각부의 용접순서, 작업성
- (다) 맨홀 및 핸드홀의 설치위치

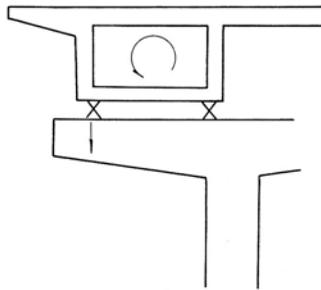
(1)에 대하여

- (가) 강교각은 교차도로에 의하여 설계조건·가설조건이 엄격한 곳에 사용하는 경우가 많지만 자동차의 충돌에 의한 국부좌굴의 저항에 약하고 장래 유지관리상 문제가 있으므로, 시간분할 등의 교량 전체형식을 고려한 후 부득이한 경우에만 채용하는 것이 바람직하다.

또, 상부공의 지점반력이 큰 경우 강교각 교량의 탄성변형에 의하여 상부공에 비틀림이 생겨 단면 구성을 변경하여야만 하는 수가 있으므로 주의를 요한다.

- (나) 여기서 말하는 견고한 방호시설로는 자동차가 충돌하여도 교각 자체에는 영향을 미치지 않아야 한다. 방호시설의 내하력으로서 기둥과 방호시설과의 공간이 충분하지 않은 경우 차도방향에 대해서 1,000kN, 차도 직각방향에 대해서 500kN을 목표로 하고, 기둥과 방호시설과의 사이에 자동차의 충돌에너지를 흡수하는 공간이 확보되어 있으면 그 정도에 따라 위의 값을 적당히 감하면 된다.

중앙분리대 상에 교각을 세우는 경우 2개 이상의 기둥에 의하여 하나의 교각으로 조립된 교각에서도 소요단면의 산출 시에는 각 기둥에 대해서 충격하중을 고려하기로 한다. 특히 강성이 작은 교각에 대한 자동차의 충돌은 치명적이고, 중앙분리대에 교각을 세운 경우 위험도가 클 수밖에 없으므로 차도상의 교각 또는 충돌의 우려가 있는 교각은 견고한 방호벽이 필요하다. 견고한 방호벽으로는 두꺼운 철근콘크리트 벽과 같은 설비를 말하고, 일반적으로 쓰이고 있는 가드레일 등은 견고하다고 볼 수 없다.



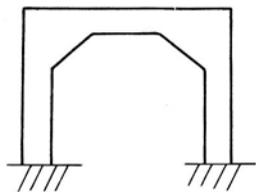
〈그림 3.18〉 강교각의 형상

(2)에 대하여

(가) 라멘 또는 단주의 단면의 중심은 부재중심선과 별 차이가 없으므로 설계계산에 이용하는 골조선은 부재중심선으로 취한다. 단 단면의 중심위치가 부재 중심선과 크게 다른 경우에는 설계 시 고려하여야 한다.

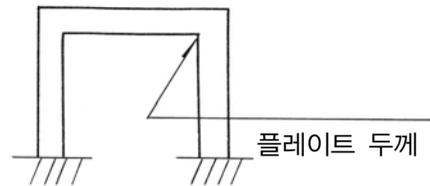
(나) 라멘의 계산에서 단면이 크게 변하는 경우는 변단면으로서의 강도를 사용하고 판두께만 변하는 경우는 등단면으로서의 등가강도를 사용하여도 좋다.

(a) 변단면으로서의 강도



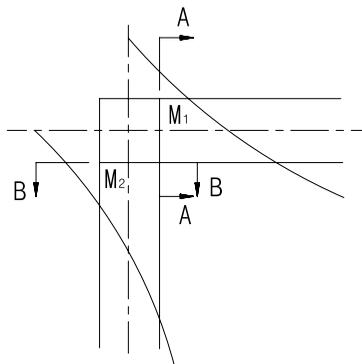
(보높이가 크게 변화하는 경우)

(b) 등단면으로서의 강도



(판두께가 변화하는 경우)

〈그림 3.19〉 라멘의 설계



〈그림 3.20〉 우각부의 설계

(3)에 대하여

(가) 우각부의 설계는 플랜지 응력에 전단력을 고려하는 것도 있으나, 우각부는 A-A 단면 · B-B 단면에서 결정한 판두께를 그대로 연장하여서 사용하는 것으로 한다.

(나) 라멘 우각부에서는 힘의 방향이 급변하며, 특히 강구조는 일반적으로 얇은 구조이므로 힘의 전달구조가 몹시 복잡하다. 따라서 플랜지 힘의 전달방법, 전단지연의 영향 등 우각부의 설계에 지배적인 사항에 대해서 주의가 필요하다.

설계는 일본 '토목학회 논문집 제153호(1968년 5월)'에 의한 「박판구조 라멘 우각부의 응력계산에 대해서」를 참고한다.

(a) 플랜지의 응력

플랜지의 축방향 응력은 휨모멘트와 축력에 의한 응력 이외에 전단지연에 의한 응력을 고려한다. 휨모멘트와 축력에 의한 응력은 아래 식에 의한다.

$$f_{01} = \frac{M_1}{S_b} - \frac{N_1}{A_b} \quad (3.5)$$

$$f_{i1} = \frac{M_1}{S_b} - \frac{N_1}{A_b}$$

$$f_{02} = \frac{M_2}{S_c} - \frac{N_2}{A_c}$$

$$f_{i2} = -\frac{M_2}{S_c} - \frac{N_2}{A_c}$$

전단지연에 의한 응력

A단면 <그림 3.20>에 대하여

$$f_{s1} = \frac{b}{d_1} \frac{f_{i2}}{A_{w1}} S_1$$

$$R_1 = \frac{6Af_1}{A_{w1}}$$

B단면에 대하여

$$f_{s2} = \frac{b}{d_2} \frac{f_{i1}}{A_{w2}} S_2 \quad (3.6)$$

$$R_2 = \frac{6Af_2}{A_{w2}}$$

플랜지의 최대응력은

A단면에 대하여

$$f_{m01} = f_{01} + f_{s1}$$

$$f_{mi1} = f_{i1} + f_{s1}$$

B단면에 대하여

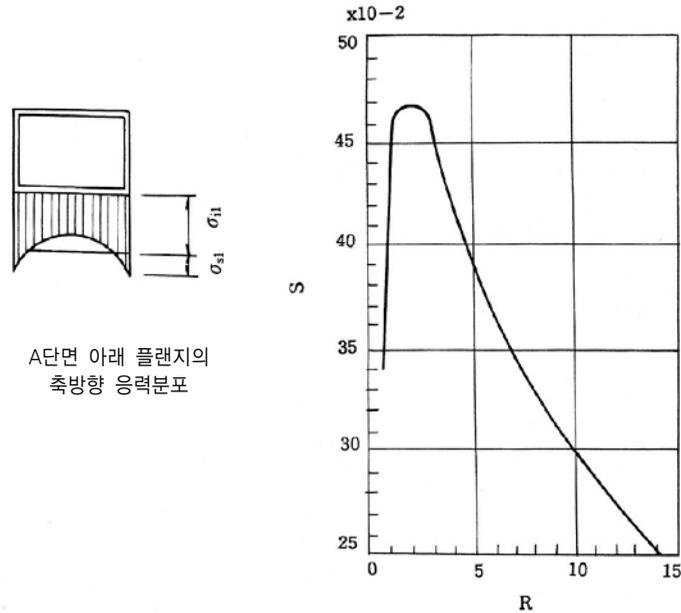
$$f_{m02} = f_{02} + f_{s2}$$

$$f_{mi2} = f_{i2} + f_{s2}$$

여기서, f_{01} , f_{i1} : 휨모멘트 및 축력에 의한 보의 플랜지 응력 MPa

f_{02} , f_{i2} : 휨모멘트 및 축력에 의한 기둥의 플랜지 응력 MPa

- f_{s1} : A단면의 전단지연에 의한 플랜지 응력 MPa
- f_{s2} : B단면의 전단지연에 의한 플랜지 응력 MPa
- S_b, S_c : 보, 기둥의 단면계수 mm^3
- A_b, A_c : 보, 기둥의 단면적 mm^2
- A_{f1} : 보의 플랜지 단면적(상하 같은 것으로 하고, 그 한쪽을 취한다) mm^2
- A_{f2} : 기둥의 플랜지 단면적(좌우 같은 것으로 하고, 그 한쪽을 취한다) mm^2
- A_{w1} : 보의 웨브 단면적(전후의 합을 취한다) mm^2
- A_{w2} : 기둥의 웨브 단면적(전후의 합을 취한다) mm^2
- b : 웨브의 중심 간 거리
- S_1, S_2 : R_1, R_2 에 관한 값으로 전단지연의 추정도표 <그림 3.21>에서 구한다.



<그림 3.21> 전단지연의 추정도표

(b) 웨브의 전단응력

직선형 우각부에서 우각부 웨브의 전단력은 아래 식에 의한다. 이 계산법에 따르면 종래 관용계산법에 의한 것보다 웨브의 판두께가 현저히 커지는 경향을 갖는다. 이것은 플랜지에 생기는 전단지연에 의한 응력집중 경향을 완화하는 것을 의미한다.

$$F_{01} = \frac{M_1}{d_1} - \frac{N_1}{2} \tag{3.7}$$

$$\begin{aligned}
 F_{i1} &= \frac{M_1}{d_1} + \frac{N_1}{2} \\
 F_{o2} &= \frac{M_2}{d_2} - \frac{N_2}{2} \\
 F_{i2} &= \frac{M_2}{d_2} + \frac{N_2}{2} \\
 \nu_{o1} &= \frac{F_{o1}}{2d_2t} \\
 \nu_{i1} &= \frac{F_{i1} - S_2}{2d_2t} \\
 \nu_{o2} &= \frac{F_{o2}}{2d_1t} \\
 \nu_{i2} &= \frac{F_{i2} - S_1}{2d_1t}
 \end{aligned} \tag{3.8}$$

여기서, $S_2 = N_1$

$$S_1 = N_2$$

$$\nu_{o1} = \nu_{i1} \leq \nu_a$$

$$\nu_{o2} = \nu_{i2} \leq \nu_a$$

$$\nu_a = 0.45 f_{ta}$$

F_{o1}, F_{i1} : 기둥에 걸친 보의 플랜지에서의 집중력 (N)

F_{o2}, F_{i2} : 보에 걸친 기둥의 플랜지에서의 집중력 (N)

S_1, S_2 : 전단력 (N)

M_1, M_2 : 골조기준선 교점에서의 휨모멘트 (N)

N_1, N_2 : 축력

$\nu_{o1}, \nu_{i1}, \nu_{o2}, \nu_{i2}$: 우각부의 전단응력 (MPa)

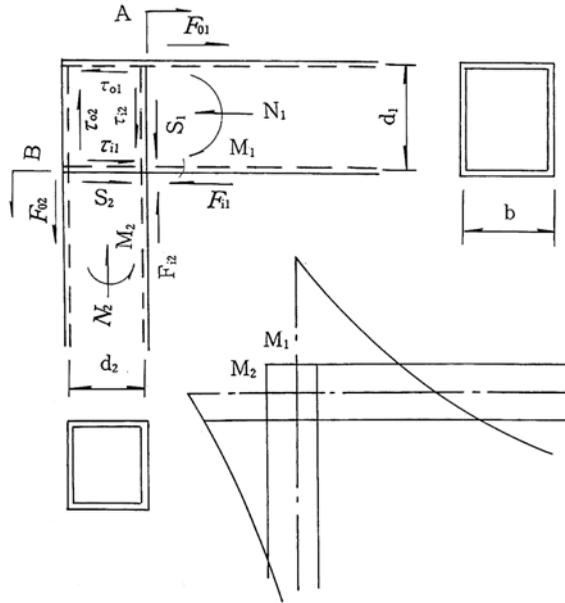
ν_a : 허용전단응력 (MPa)

f_{ta} : 허용인장응력 (MPa)

d_1 : 보의 플랜지 중심 간 거리 (mm)

d_2 : 기둥의 플랜지 중심 간 거리 (mm)

t : 우각부 웨브의 두께 (mm)



〈그림 3.22〉 우각부 웨브의 전단응력

허용 전단응력과 허용 인장응력의 비를 교량의 다른 부분에 비하여 특히 낮게 취한 것은 여기서 가정한 우각부 전단응력 분포와 실측에 의한 것과의 차이를 고려한 것이다. 여기서 전단응력은 우각부 웨브에 균등하게 분포한다고 가정하고 있으나 실측결과에 의하면 우각 중앙부 또는 하부플랜지의 교차점에서 약간 큰 값이 나타나므로 이 분포는 포물선형에 근사하고 있다. 또 실험 결과에서 하중과 하중점 간격의 변화를 보면 전단응력 분포를 포물선으로 하는 이론이 초기항복의 조건을 보다 명확하게 표시하고 있다. 통상 이용되는 단면에서는 포물선에서의 ν_{max} 와 등분포의 ν_{av} 의 비는 $\nu_{max}/\nu_{av}=0.9$ 정도로 보아 최대 전단응력 설에 의한 항복조건 $\nu = 0.5fy$ 에 이를 고려하여 균등하게 분포한다고 가정하여 $\nu = 0.45fy$ 로 했다.

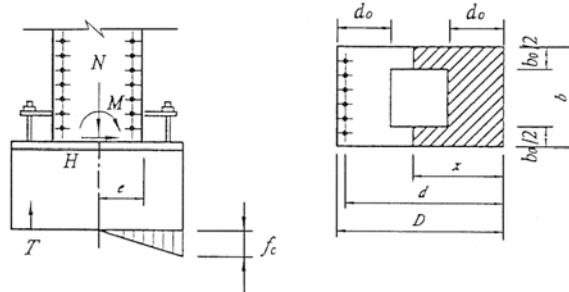
(다) 라멘 우각부의 플랜지에는 전단지연 등의 응력집중이 생기고, 웨브도 관용 보이론을 이용하는 한 플랜지 근방에는 실험값이 상당히 계산값을 상회하므로 안전측으로 이 조항을 규정했다. 또 우각부의 경계에서 판두께가 급변하는 경우는 반드시 전단응력을 조사하여야 한다.

(4)에 대하여

(가) 기둥의 앵커부분의 설계방식으로는 말뚝방식과 철근콘크리트 방식이 있다. 양 방식 모두 장·단점이 있으나, 도로교 설계기준 3.14.3.2에는 철근콘크리트 방식을 적용하였다.

철근콘크리트 방식은 기둥에서의 힘을 베이스 플레이트 밑의 콘크리트 지압력에 의하여 기초에 전달

되며 인장력에 대해서는 앵커부가 저항하는 것으로 도로교 설계기준 3.14.3.2 기둥기초부의 설계에 준한다.



〈그림 3.23〉 베이스 플레이트에 작용하는 응력

$$e = \frac{M}{N}$$

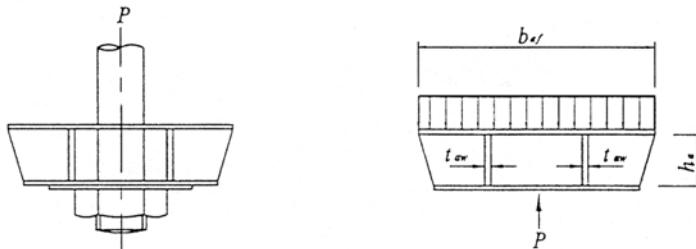
$$\text{다만, } e \geq \frac{1}{6} \cdot \frac{bD^3 - (b - b_0)(D - 2d_0)^3}{bD^2 - (b - b_0)(D - 2d_0)D}$$

앵커볼트의 인장응력 f_{bt} (kgf/cm²)

$$f_{bt} = \frac{T}{A_s}$$

- (나) 앵커볼트의 개수는 수평력에 대해서는 볼트로 저항하고 휨모멘트에 대해서는 압축 측 베이스 플레이트의 콘크리트 면에서의 지압과 인장측 앵커볼트 장력으로 저항하도록 설계한다. 또 계산상 여유가 있어도 원칙적으로 앵커프레임을 설치하여 확실한 정착구조로 한다.

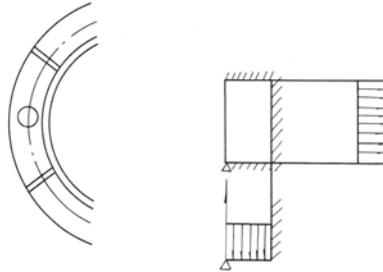
앵커프레임은 상측에서의 지압에 대하여 저항하며, 하측에서의 인발에 대하여 저항하는 것으로 설계한다.



〈그림 3.24〉 앵커 빔에 작용하는 외력

교각에 사용하는 비교적 지름이 큰 앵커볼트의 사용재질은 SS400 또는 SS490을 원칙으로 한다. 베이스 플레이트의 계산은 베이스 플레이트와 리브 플레이트 간의 유효 폭에 앵커볼트의 작용력(全強)을 등분포하중으로 고려하여 베이스 플레이트를 3변 고정 1변 자유지지판으로 판두께를 결정하

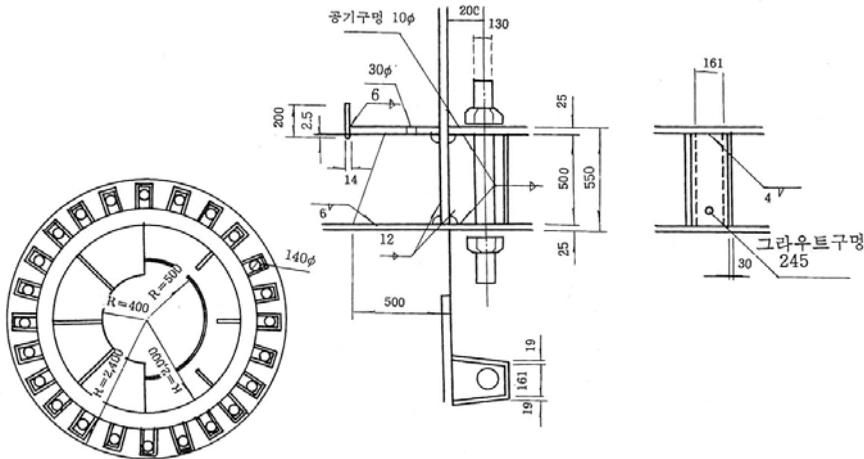
여도 좋다(그림 3.25). 단, 현저히 판두께가 큰 경우에는 4번 고정으로 하여도 좋다. 철골기둥에는 베이스 플레이트 밑면을 기초 빔 뒷면에 고정하는 형식(非매립형)과 철골을 기초 빔 내부까지 매립하는 형식(매립형)이 있다. 비매립형은 일반 철골 철근콘크리트 구조의 반침대 경우와 같으며 베이스 플레이트는 앵커볼트의 인장력·콘크리트의 압축력에 의하여 응력을 검토하는 형식이며, 매립형은 베이스 플레이트와 앵커볼트의 휨 저항 외에 철골의 지지압력을 검토하는 방식이다.



〈그림 3.25〉

(5)에 대하여

- (가) 다이아프램의 용접작업은 구속용접이므로 용접순서 등을 주의하여서 시공할 필요가 있다.
- (나) 우각부는 각 부재가 겹친 복잡한 구조가 보통이며, 용접에 의한 부재의 휨이나 잔류응력이 일어나지 않도록 설계하는 것이 바람직하다.
- (다) 맨홀 및 맨드홀의 설치위치에 대해서는 작업성에 따라 정하고, 응력에 영향이 적은 장소 및 유지관리 등에 대해서도 고려하도록 한다.



〈그림 3.26〉

3.4 확대기초의 설계

3.4.1 설계의 기본

- (1) 확대기초는 캔틸레버보, 단순보, 고정보 등 보부재로서 설계하여야 한다.
- (2) 확대기초는 확대기초 자중 및 흙 등의 상재하중과 직접 기초에서는 지반반력, 말뚝기초에서는 말뚝반력 및 부력 등에 의하여 설계상 가장 불리하게 되는 하중을 고려해서 설계하여야 한다.

- (1) 확대기초의 엄밀한 구조해석을 수행하지 않는 경우에는 확대기초를 캔틸레버보, 단순보, 연속보, 고정보 등의 보 부재로서 해석하여야 한다.

또한 해설에 의한 판정에서 강제로서 취급되지 않는 경우, 또 기둥이나 벽과 비교해서 확대기초의 강성도가 작은 경우에는 확대기초를 탄성체로 가정하여 구조해석을 수행하여도 좋다.

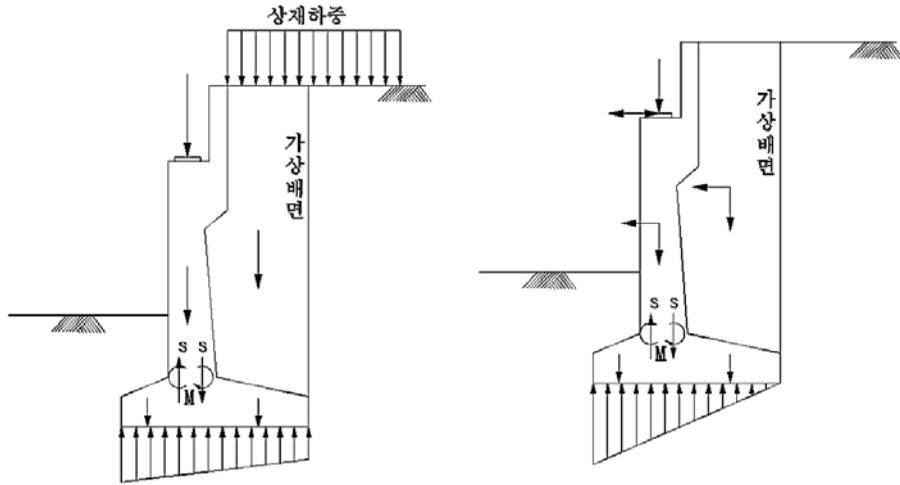
- (2) 확대기초를 설계하는 경우는 압급과 뒷급에 대한 각 하중상태를 고려하여 가장 불리하게 되는 하중을 고려해서 설계하여야 한다.

압급의 경우 확대기초 위의 되메운 흙이 장기간에 걸쳐 꼭 존재한다고는 할 수 없고, 또 되메운 흙을 고려하더라도 연직하중·힘모멘트 등의 변화는 항상 작으므로 확대기초를 설계할 때는 흙 등의 상재하중은 무시하고, 확대기초 자중 및 지반반력·말뚝반력 및 부력의 유무를 고려해서 설계하는 것이 좋다. 다만, 교대가 후방으로 기울 위험이 있으므로 압급의 상측에도 인장철근을 배치하는 것이 좋다.

뒷급의 경우는 상재토사의 영향이 크고 그 변동이 적다는 사실과 지반반력을 직선분포로 가장하여 해석을 수행한다는 사실, 또 흙의 단위중량이나 지하수위 등 불확실성을 고려하여 흙 등과 같은 상재하중의 영향을 설계하중으로 고려하여 같은 방법으로 설계하는 것이 일반적이다.

또, 하천 제방 등과 같이 확대기초 앞급에서도 흙의 상재하중이 무시할 수 없을 정도로 큰 경우는 시공시의 상황, 완성 후의 상태 등을 충분히 고려한 후에 안전축이 되는 하중상태를 예측해서 설계하지 않으면 안 된다.

교각의 경우 시가지 구조물과 같이 타의 제약조건에서 확대기초 상재토사에 극도의 차가 있는 것, 하천 내 구조물과 같이 타의 제약조건에서 확대기초 상재토사에 극도의 차가 있는 것, 하천 내 구조물과 같이 세굴되어 그 두께가 변화하는 것 등으로 확대기초의 주목 개소에 따라서는 상재하중의 고려가 오히려 비안전적인 경우가 있다. 따라서 이와 같이 예상되는 상황을 상정하여 안전 축인 하중상태에 대하여 설계할 필요가 있다.



(가) 평상 시의 확대기초의 설계

(나) 지진 시의 확대기초의 설계

〈그림 3.27〉 역 T형 교대 확대기초의 단면 계산 시 하중상태의 예

3.4.2 확대기초의 두께

- (1) 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야 함을 원칙으로 한다. 또 확대기초 상면의 경사는 원칙적으로 1 : 2보다 완만하도록 하는 것이 좋다.
- (2) 확대기초는 강체로서 취급되는 두께를 갖는 것을 원칙으로 한다.

강체로 취급되는 기초의 두께는 아래의 조건을 만족하여야 한다.〈그림 3.28〉

$$\beta\lambda \leq 1.0$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3\kappa}{Eh^3}} m^{-1}$$

$\kappa = \kappa_v$: 직접기초인 경우

κ_p : 말뚝기초인 경우

① 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(\iota, b)$$

다만, $l \geq L_f/2$ 이면 $l = L_f/2$

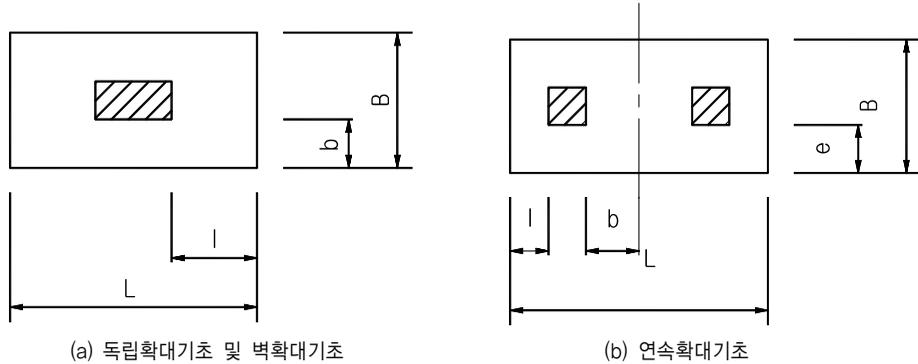
$$b \geq B_f/2 \text{ 이면 } b = B_f/2$$

② 연속확대기초의 경우

$$\lambda = \frac{a \cdot (\lambda'^2 + e^2)}{\lambda' + e}$$

$$\lambda' = \max(\iota, b)$$

$$a = 1.3$$



〈그림 3.28〉 확대 기초의 두께

3.4.3 확대기초의 휨모멘트

- (1) 휨 모멘트의 계산
 - (가) 독립확대기초 및 벽확대기초의 휨모멘트는 캔틸레버로서 산출하여야 한다.
 - (나) 연속확대기초의 기둥사이의 확대기초부는 구조물의 연속성 및 구속조건을 고려하여 설계하여야 한다.
 - (다) 연속 확대기초의 캔틸레버로서 작용하는 부분은 독립확대기초와 같이 설계하여야 한다.
 - (라) 설계단면에 있어서 휨모멘트는 기둥 또는 벽 앞면의 확대기초 전 면적에 작용하는 하중에 의하여 발생하는 휨모멘트로 한다.
- (2) 휨에 대한 위험단면
 - (가) 직사각형단면의 기둥 또는 벽체를 지지하는 확대기초의 위험단면은 기둥 또는 벽체의 전면으로 한다.
 - (나) 강철저판을 갖는 기둥을 지지하는 확대기초의 위험단면은 강철저판연단과 기둥전면의 중간으로 한다.
 - (다) 원형이나 정다각형 기둥을 지지하는 확대기초는 기둥 단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 취급하여 위험단면을 결정하여도 좋다.
- (3) 확대기초의 주철근은 2방향으로 배근하고 배근방향은 말뚝배치를 고려하여야 한다.
- (4) 1방향 확대기초와 정사각형 확대기초의 휨철근은 전폭에 걸쳐 균등하게 배치하여야 한다.
- (5) 2방향으로 배근된 직사각형 기초판의 각 방향 철근배근은 다음 규정을 따라야 한다.
 - (가) 긴변 방향으로의 철근은 확대기초의 전체 폭에 걸쳐 균등하게 배치되어야 한다.
 - (나) 짧은 변 방향으로의 철근에 대해서는 다음 식에 규정된 철근의 분량이 확대기초의 짧은 변의 폭만큼의 구간 폭(이 구간 폭의 중심은 기둥 또는 받침대의 중심이 됨)에

걸쳐 균등하게 배치되어야 한다. 나머지 철근량은 위의 구간 폭 외측부분에 균등하게 배치되어야 한다.

$$\frac{\text{유효폭에배근되는철근량}}{\text{단면방향의전체철근량}} = \frac{2}{(\beta+1)} \quad (3.16)$$

여기서, 유효 폭은 기둥을 중심으로 하며 기초판의 단면 폭 길이로 취한다.

(1), (2)에 대하여

여기서는 여러 가지 확대기초 지지조건에 따라 최대모멘트(또한 철근의 정착)가 계산되어야 할 위험단면을 정의하고 있다.

(5)에 대하여

직사각형 확대기초의 짧은 변 방향으로의 철근은 위 식에 의한 철근량이 확대기초의 짧은 변의 길이와 같은 구간 폭에 두도록 배치되어야 한다. 구간 폭의 중심은 기둥의 중심선과 일치한다. 짧은 변 방향에 필요한 나머지 철근은 구간 폭 외측부 두 부분에 각각 절반을 일정한 간격으로 배치하여야 한다.

3.4.4 확대기초의 전단력

- (1) 확대기초의 전단력의 계산은 ‘콘크리트구조설계기준 7.10 슬래브와 기초판에 대한 전단 설계’ 및 ‘도로교설계기준 하부구조 5.4.5.4 전단설계’의 규정에 따라야 한다.
- (2) 전단에 대한 위험단면

확대기초의 전단강도를 결정할 때는 다음 위험단면 중 가장 불리한 것으로 하여야 한다.

 - (가) 1방향작용의 위험단면은 기둥 또는 벽체의 전면에서 d 거리에 위치하는 전체 폭을 가로지르는 평면으로 한다.
 - (나) 2방향작용의 위험단면은 집중하중이나 반력을 받는 구역에서 $d/2$ 거리에 위치하는 둘레에 수직하는 평면으로 한다.
- (3) 말뚝으로 지지된 확대기초의 어떤 단면의 전단력 계산도 다음의 규정에 따라 계산하여야 한다.
 - (가) 말뚝의 중심이 $d_p/2$ 이상 그 단면 외측에 위치할 때는 이 말뚝에서 오는 반력은 모두 그 단면에 전단력을 일으킨다고 보아야 한다.
 - (나) 말뚝의 중심이 $d_p/2$ 이상 그 단면 내측에 위치할 때는 이 말뚝에서 오는 반력은 모두 그 단면에 전단력을 일으키지 않는다고 보아야 한다.
 - (다) 그 단면의 내외측 $d_p/2$ 거리 사이의 중간부분에 위치한 말뚝이 그 단면에 전단력을 일으키는 반력의 크기는 다음과 같이 계산되어야 한다.

그 단면의 $d_p/2$ 외측에서는 전체반력이 되고 $d_p/2$ 내측에서는 영(零)이 되는 직선 보간법에 따른다.

(1), (2)에 대하여

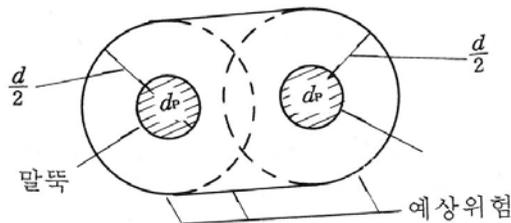
확대기초의 전단강도는 ‘콘크리트구조설계기준 7.10.1(2)와 7.10.1(3)’의 규정 중 불리한 조건에 대하여 설계되어야 한다. 전단에 대한 위험단면은 지지된 부재(기둥, 받침대, 벽체)의 앞면에서부터 측정되어야 한다. 단 강철저판에 지지된 부재는 예외이다.

‘콘크리트구조설계기준 7.10 슬래브와 기초판에 대한 전단설계’ (2)의 규정은 확대기초를 본질적으로 위험단면이 확대기초의 전체 폭에 걸친 평면에 연장되는 폭이 넓은 보로 간주한다. 이 경우는 보와 유사하므로 설계는 이에 따른다.

‘콘크리트구조설계기준 12.3.2 전단력에 대한 설계’ (1)의 규정은 위험단면이 절두원추형 또는 각추형 표면으로 나타나는 2방향 작용을 가정한다. 이 경우에 대한 위험단면은 기둥, 교각, 말뚝 또는 그 외 집중하중의 돌레로부터 $d/2$ 거리에 위치시킨다.

전단력은 극한하중에서 기인한 지반내력 q_s 와 ‘콘크리트구조설계기준 제7장 전단 및 비틀림’의 적절한 식들에 따른 설계절차에 의하여 계산되어야 한다. 필요한 경우에는 각각의 말뚝주위의 전단력을 ‘콘크리트구조설계기준 12.3.2 전단력에 대한 설계’ (3)에 따라 검사하여도 좋다.

만일 <그림 3.29>과 같이 전단돌레가 겹쳐지는 경우에는 위험단면돌레 d_p 는 그림에서와 같이 취한다.



<그림 3.29> 위험 단면

(3)에 대하여

말뚝이 기둥의 앞면에서 d 또는 $d/2$ 만큼 위험단면 내측으로 위치하는 경우에는 기둥전면까지 임의의 면에 대해서 전단강도에 대한 상한을 검토하여야 한다.

3.4.5 교대기초의 하중 및 반력

- (1) 확대기초는 ‘콘크리트구조설계기준 12.3 기초판 설계’의 설계규정과 이 장의 규정에 따라 극한하중 및 지반반력에 견디도록 설계되어야 한다.
- (2) 확대기초의 저면적 또는 말뚝의 개수 및 배열은 확대기초에 의하여 전달되는 외력과 모멘트 및 토질역학의 원리에 의거하여 정하여진 허용지내력 또는 말뚝의 허용내력을 사용하여 결정되어야 한다. 이때 외력과 모멘트는 하중계수를 곱하지 않은 사용하중에 준하여야 한다.
- (3) 말뚝기초 위에 놓인 확대기초에 대해서는 말뚝으로부터 오는 반력은 각 말뚝의 중심에 집중된다고 가정하여 모멘트와 전단력을 계산하여도 좋다.

확대기초는 이에 적응하는 극한하중(하중계수를 곱한 하중)과 이로 인한 지지반력에 견딜 수 있는 크기로 설계되어야 하며, 여기에는 확대기초의 저면 또는 말뚝기초에서 저항하여야 할 축방향 하중, 모멘트 및 전단력을 포함한다.

기둥의 저면에서 일어나는 계산된 단모멘트만이 확대기초에 전달될 필요가 있다. 즉, ‘콘크리트구조설계기준 6.5.3(3)④에 규정된 장주영향에 대한 최소편심 규정은 확대기초에 전달되는 힘과 모멘트에는 고려될 필요가 없다.

허용지내력 또는 말뚝의 허용내력이 토질역학의 원리에 의하여 결정된 다음에는 확대기초의 전면적인 크기 또는 말뚝의 개수 및 배열은 사용하중(D, L, W, E 등)에 준하여 설정되어야 하며, 이때 하중의 조합은 어느 것이든 설계를 지배하는 조합에 따르고 하중계수를 적용하지 않아야 한다.

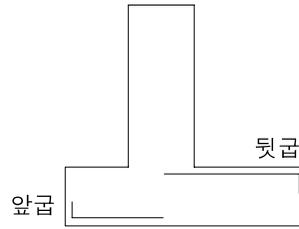
편심하중 또는 모멘트를 고려할 경우에는 이 재하상태로부터 오는 최외단의 토압 또는 말뚝의 반력은 허용치 내에 들어와야 한다. 또한 지진하중이나 풍하중에 의하여 발생하는 모멘트나 전단력이 사용하중과 조합해서 일어나는 반력이 시방서에서 허용하는 증가된 허용치를 초과해서는 안 된다.

확대기초 또는 말뚝기초를 강도에 대하여 설계하려면 극한재하(‘콘크리트구조설계기준 제12장 12.2 설계일반 참조)에 기인하는 접촉토압이나 말뚝반력이 결정되어야 한다. 단일 중심축하중을 받는 확대기초에서는 극한재하로 인한 지반반력 q_s 는 다음과 같이 된다.

$$q_s = U/A_f \quad (3.14)$$

여기서, U : 확대기초가 저항하여야 할 극한 중심축하중

A_f : 확대기초의 저면적



〈그림 3.30〉 확대기초의 설계

A_s 는 앞에서 기술한 바와 같이 하중계수를 곱하지 않은 사용하중과 허용지내력을 사용하여 결정되어야 한다. 각별히 조심할 것은 q_s 는 극한재하에 대하여 계산된 반력에 지나지 않다는 사실이다. 이는 다른 부재에 적용한 것과 같이 휨, 전단 및 철근의 정착에 대하여 소요강도 조건을 확대기초 또는 말뚝기초에도 적용하기 위해서이다.

편심재하의 경우 하중계수는 하중계수를 곱하지 않은 하중에 의한 편심과 반력과는 다른 편심과 반력을 야기시킬 수 있다.

허용응력설계법에 의하여 확대기초를 설계할 경우 흙의 지지토압이나 말뚝반력은 사용하중(하중계수를 곱하지 않은)에 의하여 결정된다.

확대기초의 면적이나 말뚝의 개수 및 배열을 결정하기 위하여 외부에서 작용하는 사용하중에 의한 지반반력과 말뚝반력을 허용지내력과 허용말뚝반력과 같게 놓을 수 있다. 바람이나 지진으로 인한 횡하중이 고려될 경우에는 소요강도에서 25%를 감소시켜 설계할 수 있다(‘콘크리트구조설계기준 부록 I 별도설계법’ 참조).

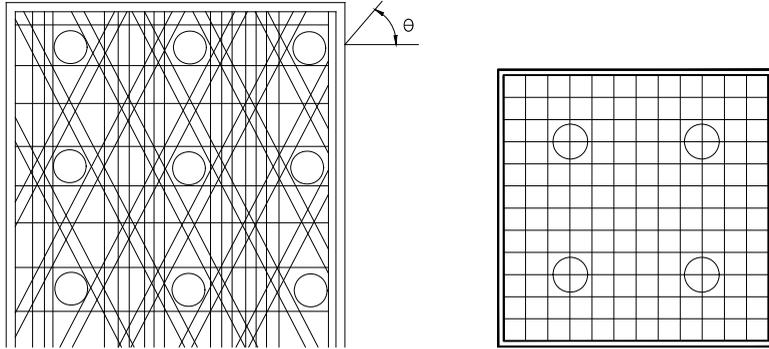
3.4.6 강말뚝 기초의 배근

강말뚝을 기초로 하는 확대기초에서는 말뚝이 확대기초에 관입하고 있어 배근하기가 곤란하므로 합리적 배근이 되도록 고려하여야 한다.

- (가) 말뚝의 배치는 정방향 또는 장방향의 격점배치로 하고 배근을 방해하지 않도록 한다.
- (나) 철근은 보통 단변방향으로 배치하고, 말뚝에 의해서 절단된 철근 A_s 는 사방향의 보강 철근 A_s' 를 넣는다. 사방향의 각도를 θ 로 하면

$$A_s' > A_s \cdot \operatorname{cosec}\theta$$
- (다) 말뚝의 주변에는 지압에 대한 보강철근을 넣는 것이 좋다.
- (라) θ 는 가급적 90° 에 가까운 값이 경제적이지만, 무근부가 생기는 것은 좋지 않다.

- (마) 일반적 방법A(5.5.4참조)에 따라 말뚝머리를 처리할 경우 <그림 3.31>와 같이 배근하는 것이 좋다.
- (바) 말뚝의 두부 상부에 철근 덮개를 유지하고 배근할 경우 교축방향과 교축직각방향을 검토하여 배근하는 것으로 한다.



<그림 3.31> 강말뚝 기초의 배근

3.4.7 확대기초의 유효폭

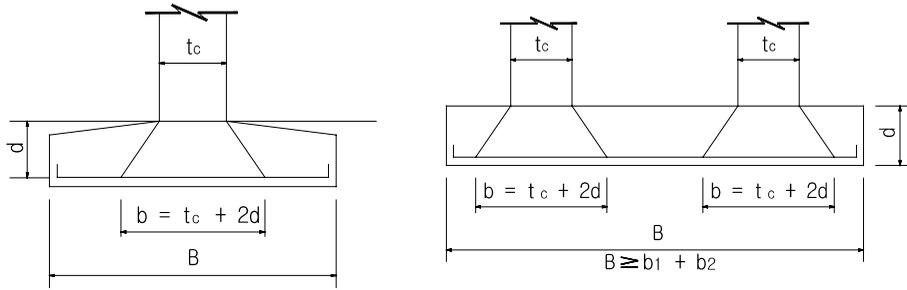
- (1) 휨모멘트에 대한 확대기초의 유효폭 은 식(3.15)에 의함을 원칙으로 하나, 확대기초의 두께가 강재로 볼 수 있는 두께 이상일 경우는 전폭으로 한다.
- (2) 전단력에 대한 확대기초의 유효 폭은 확대기초 전폭으로 하는 것을 원칙으로 한다. 다만, 말뚝 간격이 현저히 큰 경우는 (1)항에 준하여서 유효 폭을 정하도록 한다.

- (1) 확대기초의 구조해석은 보부재로 바꾸어 하기 때문에 유효 폭의 설정이 필요하다. 따라서 휨모멘트에 대한 확대기초의 설계에 사용되는 단면의 유효 폭은 교대 또는 교각의 기둥, 벽 등의 연단(緣端)에서 45°의 하중분포를 고려하여 조문과 같이 규정하였다.

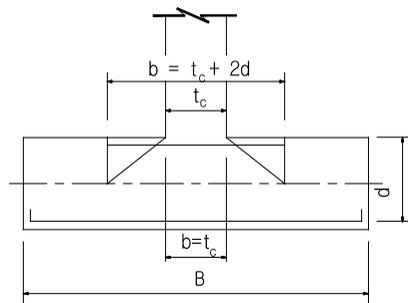
$$B = t_c + 2d \leq B \tag{3.15}$$

- b : 유효 폭(m)
- B : 확대기초 전폭(m)
- t_c : 교각 구체 폭(m)
- d : 확대기초 유효높이(m)

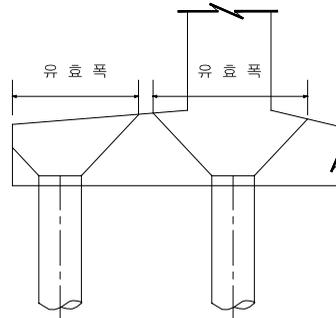
- (2) 전단력에 대한 확대기초의 유효 폭은 원칙적으로 확대기초 전 폭으로 하지만 말뚝 간격이 현저히 클 때는 모멘트에 대한 유효 폭을 참고하여 다음 그림과 같이 정하는 것이 좋다.



〈그림 3.32〉 확대기초 응력계산상의 유효 폭



〈그림 3.33〉 확대기초 윗면 주철근 응력계산상의 유효 폭



〈그림 3.34〉 말뚝간격이 큰 경우의 유효 폭을 취하는 방법

3.5 평행날개벽의 설계(parallel wing)

교대의 날개벽은 평행날개벽으로 하는 것을 원칙으로 하고, 교대와 확대기초에 고정되어진 2번 고정판으로 한다.

(가) 교대의 날개벽은 교대와의 고정을 확실하게 하기 위해서 〈그림 3.35〉의 (a)와 같이 2번 고정으로 하지만, 구조상 부득이한 경우는 (b)와 같이 1번 고정도 좋다. 평행날개벽은 배면에서 오는 토압 및

재하하중에 의한 압력을 받는 캔틸레버판이다. 그러나 본 구조는 일반 캔틸레버판과는 다르고 연직 방향으로 하중강도가 증가하는 특수한 구조계로 생각하기로 한다.

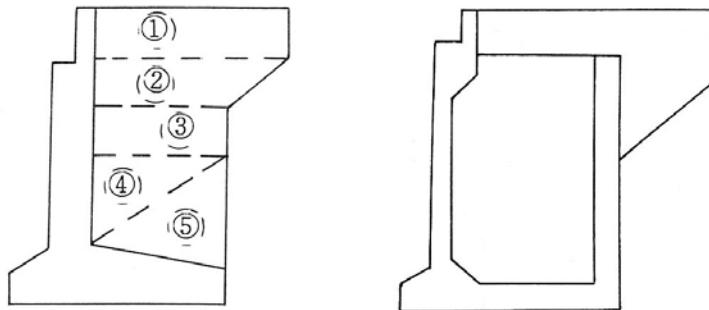
(나) 평행날개벽에 작용하는 토압은 주동토압으로 가정하고 <그림 3.35(a)>는 2번고정 형상으로 앞벽과 확대기초에 고정된 캔틸레버판으로 생각하여 단면계산을 하기로 한다. 또 (b)와 같이 완전 캔틸레버판이고 날개벽의 길이가 변화하는 형상에서는 토압계산은 다음 식(3.16)에 따르기로 한다.

$$M_X = \frac{1}{2} \cdot K_A \cdot r \cdot \left(\frac{h_o^2 \cdot X^2}{2} + \frac{h_o \cdot X^3}{3n} + \frac{X^4}{12n^2} \right) + K_A \cdot q \cdot \left(\frac{h_o \cdot X^2}{2} + \frac{X^3}{6n} \right) \quad (3.16)$$

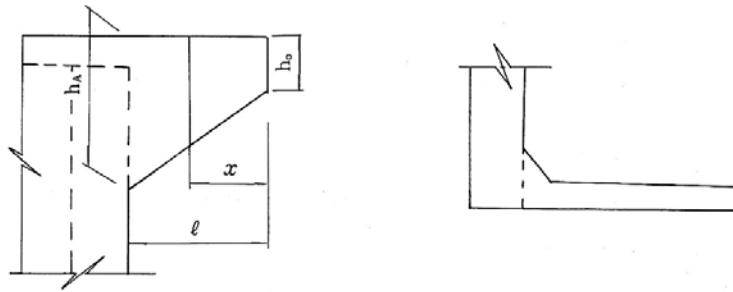
$$S_X = \frac{1}{2} \cdot K_A \cdot r \cdot \left(h_o^2 \cdot X + \frac{h_o \cdot X^2}{n} + \frac{X^3}{3n^2} \right) + K_A \cdot q \cdot \left(h_o \cdot X + \frac{X^2}{2n} \right)$$

$$M_A = \frac{M_X = \ell}{h_A} \quad S_A = \frac{S_X = \ell}{h_A} \quad n = \frac{\ell}{h_A - h_o}$$

- 여기서, M_x : 날개벽 선단에서 X 위치에서의 휨모멘트 (kN · m)
 S_x : 날개벽 선단에서 X 위치에서의 전단력 (kN)
 M_A : 날개벽 부근에서의 단위 폭 당 휨모멘트 (kN · m/m)
 S_A : 날개벽 부근에서의 단위 폭 당 전단력 (kN/m)
 K_A : 주동토압계수
 h_o : 날개벽 부근에서의 유효높이 (m)
 q : 재하하중

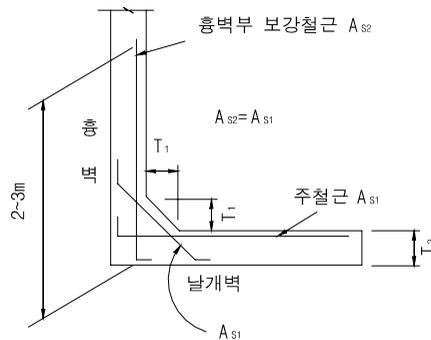


(a) (b)
 <그림 3.35> 평행날개벽의 단면계산



〈그림 3.36〉 평행날개벽의 형상치수

- (다) 앞벽과 날개벽에 의하여 U자 형상으로 되는 교대에 있어서는 내부를 채운 흙이 활하중에 의하여 끊임없이 전압되는 등으로 날개벽 접속부에 균열이 발생할 가능성이 대단히 많다. 따라서 날개벽에는 정지토압 혹은 그 이상의 것이 작용할 가능성도 있어서 설계토압은 적어도 정지토압을 적용할 필요가 있다.
- (라) 날개벽의 주철근은 전압기계에 의한 변형을 받기 쉬우므로 여유있는 배근을 하지 않으면 안 된다. 또 평행날개벽에 작용하는 토압에 따라 흥벽의 벽두께나 수평철근량이 날개벽보다 작은 경우는 교대의 흥벽에 작용하는 휨모멘트, 전단력에 대해서도 〈그림 3.37〉과 같이 배력철근을 보강하여야 한다.

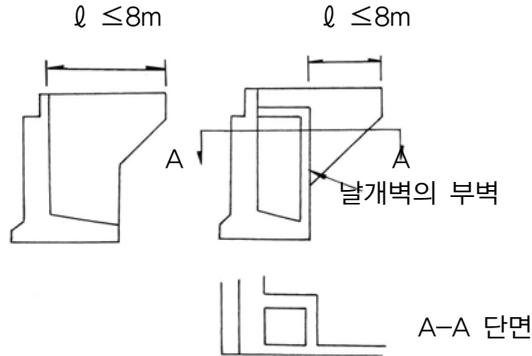


〈그림 3.37〉 평행날개벽의 배근

(마) 평행날개벽의 최대길이

평행날개벽의 최대길이는 통상 8m 정도로 한다. 이 이상 길어지는 경우는 박스형상으로 해서 보강 하든가 일부를 석축으로 하는 것이 좋다.

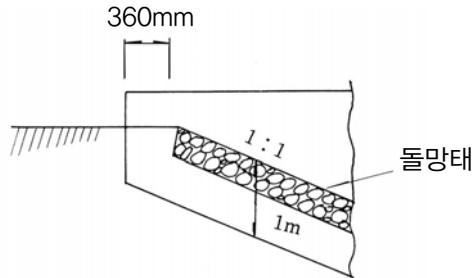
평형 날개벽의 길이가 8m 이상이 되면 2번 고정판으로서 해석한 경우와 관용적인 방법의 결과에 차가 생기고 관용적인 방법이 비경제적인 설계가 되기 쉬우므로 8m 이상인 경우는 2번 고정판으로 설계하는 것이 바람직하다.



〈그림 3.38〉 평행 날개벽의 최대길이

(바) 평행날개벽의 토피

토피는 토중 깊이 1.5m, 단부에서 360mm 이상 확보하는 것이 바람직하고, 경사는 1:1이 좋으며 세굴 방지를 위하여 돌망태 등을 설치하는 것이 좋다.



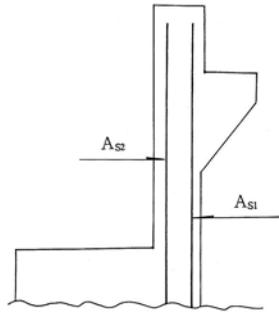
〈그림 3.39〉 평행날개벽의 토피

3.6 홍벽의 설계

홍벽의 설계는 토압 외에 윤택중의 영향을 고려하여야 한다.

(가) 홍벽은 지진 시 보의 충돌 및 신축이음의 연결을 고려해서 최소두께는 500mm로 하고, D 16mm 이상의 철근을 150~250mm 피치로 배근하는 것이 바람직하다. 또 홍벽에 낙교방지장치를 정착할 경우 그 하중에 의한 휨모멘트 및 전단력에 대해서도 검토하여야 한다.

(나) 홍벽의 설치 시에는 특히 높이가 높은 경우를 제외하고 대부분 하중에 의하여 단면이 정하여진다. 홍벽에 작용하는 활하중의 영향은 ‘도로교설계기준 하부구조 편 5.4.3.5 홍벽의 설계’에 그 계산방법이 예시되어 있다. 깊이방향으로 저감을 고려한 하중강도는 다음 식(3.17)으로 구할 수 있다.



〈그림 3.40〉 흥벽의 설계

$$P_x = K_A \cdot \frac{T}{(a+x)(b+2x)}$$

여기서, P_x : 지표에서 깊이 x (m)에서의 토압강도 (kN/m^2)

K_A : 주동토압계수

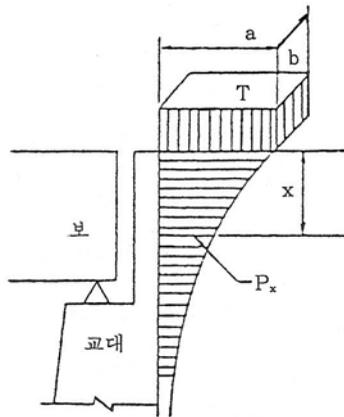
T : DB하중의 1 후륜하중 (kN) ($T=96$ kN)

a : 접지 길이 (m)

b : 접지 폭 (m)

이 값은 후륜 일차륜에 대한 하중강도이므로 흥벽의 설계에는 이 값이 차량 점유 폭의 $1/2(3.0\text{m} \times 1/2 = 1.5\text{m})$ 에 분포하는 것으로 취급한다.

흥벽 단위 폭 당의 하중강도, 힘모멘트, 전단력의 일반식은 식(3.18)으로 나타낼 수 있다.



〈그림 3.41(1)〉 윗하중에 의한 하중강도

(1) 윤택중강도

$$\begin{aligned}
 P_x &= \frac{K_A \cdot T}{1.5} \cdot \frac{1}{(a+x)} \\
 M_p &= \frac{K_A \cdot T}{1.5} \cdot \left[-h + (h+a) \cdot \log\left(\frac{a+h}{a}\right) \right] \\
 S_p &= \frac{K_A \cdot T}{1.5} \cdot \log\left(\frac{a+h}{a}\right) \tag{3.18}
 \end{aligned}$$

윗 식으로 구하여지는 윤택중강도는 지표로부터 1m 이상 깊게 되면 대수함수인 관계로 현저히 감소되어 보통 1m 범위의 하중을 외력으로 생각하여 두면 충분할 것이다. 그 경우의 윤택중 강도의 합력의 작용점은 지표에서 0.36m의 위치로 되어, M_p 및 S_p 는 식(3.19)에 의하여 계산하여도 좋다.

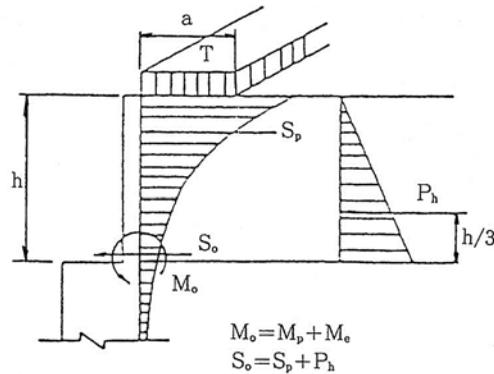
$$\begin{aligned}
 M_p &= 11.46 K_A \cdot (h - 0.36) (kNm/m) \\
 S_p &= 11.46 K_A (kN/m) \tag{3.19}
 \end{aligned}$$

(2) 토 압

$$P_h = \frac{1}{2} K_A \cdot r \cdot h^2 \cdot \cos \delta \tag{3.20}$$

$$M_e = \frac{1}{3} P_n \cdot h$$

- 여기서, P_x : 깊이 x에서 윤택중 강도 (kN/m²)
 M_p : 윤택중에 의한 휨모멘트 (kN · m/m)
 S_p : 윤택중에 의한 전단력 (kN/m)
 P_h : 토압 (kN/m²)
 M_e : 토압에 의한 휨모멘트 (kN/m)
 T : DB하중의 1후륜 하중 (T=96 kN)
 γ : 흙의 단위 체적 중량 (kN/m³)
 δ : 벽 배면과 흙 사이의 벽면 마찰각 ($\delta = \phi/3$)
 h : 흉벽의 높이 (m)



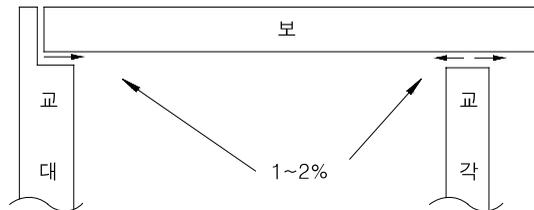
〈그림 3.41(2)〉 윤하중에 의한 하중상태

3.7 구조세목

3.7.1 교대 교각의 상단부

- (1) 교대, 교각의 상단부가 교축 직각방향에 수평인 경우 물이 고이지 않도록 교축방향으로 경사를 둔다.
- (2) 교대·교각의 상단부의 교축 직각방향 경사가 급할 경우, 교량받침 모르타르 두께가 80mm 이상인 경우는 교량받침을 철근으로 보강하고 특히 급한 경우는 상단부에 단을 쌓는다.

- (1) 교량받침, 교각의 상단부의 종단방향 경사는 1~2%로 한다.



〈그림 3.42〉 교대, 교각 상단부의 경사

- (2) 일반 교대, 교각의 상단부는 차도의 횡단경사가 일정한 경우 차도의 횡단경사에 맞추기로 한다. 이 경우 교량받침 모르타르로 수평하게 놓여진 받침과 상단부와의 경사를 조정하지만 받침 리브의 높이를 고려하여 80mm이상 상단에 놓게 될 때에는 철근으로 보강한다.

3.7.2 받침부의 설계

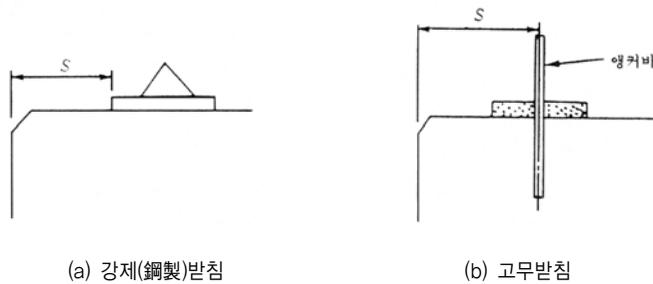
하부구조 정부(頂部)에 있어서 교축방향의 받침 연단과 하부구조 정부 연단 사이의 거리, S (mm)는 다음의 값 이상으로 한다.〈그림 3.43〉

(1) 거더의 경간길이 100m 이하 : $S = 200 + 5L$ (3.21.1)

(2) 거더의 경간길이 100m 이상 : $S = 300 + 4L$ (3.21.2)

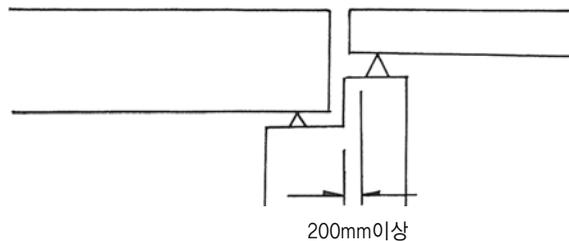
L : 지간길이 (m)

(가) 받침연단거리 S는 200mm 이상으로 하고, 그 최대치는 일반적인 교량의 경우 1m로 하면 된다. 받침 앞면 여유 폭을 둘 수 없는 경우에는 턱을 설치하여도 된다. 경사교의 경우에 최소 여유 폭은 위의 조건을 만족하여야 한다.



〈그림 3.43〉 받침의 연단거리

(나) 중앙분리대 상에 교각을 갖는 육교에서 교각을 크게 하지 않는 연속보의 중간지점에서는 교각끝단을 철근으로 충분히 보강하면 받침연단거리를 축소하여도 좋다. 상부구조의 거더높이가 차이가 나는 엇갈린 교각에서 보의 끝단에 단을 설치하는 경우에도 가능한 한 받침연단거리를 확보하는 것이 바람직하지만 사교처럼 보의 여유길이가 너무 길어질 때는 받침연단 거리를 0.20m까지 축소하여도 좋다. 단, 교각 끝단이 전단파괴를 일으키지 않도록 철근으로 충분히 보강하여야 한다(그림 3.44).



〈그림 3.44〉 교각 끝단의 보강철근

(다) 받침부의 보강철근 및 구체의 주철근은 받침을 놓을 때 절단하는 일이 없도록 설계도에 상세를 명시하여야 한다.

3.7.3 교대 배면의 뒤채움재

교대 배면의 뒤채움은 양질이고 충분히 다져지는 재료를 사용한다.

교대 배면의 뒤채움 토사의 침하는 교통에 상당한 지장을 미치므로 재료 및 접속판의 설치는 '3.8 접속판'과 같이 고려하여야 한다.

또 교대는 땅깍기 면에 설치하는 경우도 많고 지반에서 지하수가 분출되기도 하므로 배수에 유의하여야 한다.

3.7.4 최소철근량

(1) (가) 해석에 의하여 인장철근 보강이 요구되는 휨부재 철근의 단면적 A_s 는 아래 식 (3.18)과 식 (3.19)에 의하여 계산된 값 중에서 큰 값 이상으로 하여야 한다.

$$A_{s, \min} = \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} b_w d \quad (3.22.1)$$

$$A_{s, \min} = \frac{1.4}{f_y} b_w d \quad (3.22.2)$$

(나) 철근콘크리트 부재에 배치하는 축방향 인장주철근 또는 축방향 철근의 단면적은 식 (3.24)에서 계산된 값 이상으로 하여야 한다.

(a) 보 $A_{st} = 0.002 b_w \cdot d \leq A_s \leq 0.02 b_w \cdot d$

(b) 기둥 $A_s = 0.01 A \leq A_{st} \leq 0.08A$
 단, 감소된 유효단면적 A_g 를 최소철근량과 설계강도에 사용하여도 좋다.
 $(A' \geq 1/2A)$

(c) 전단력이 작용하는 방향의 두께가 얇고, 경사진 인장철근을 배치할 수 없는 부재
 $A_s = 0.01 b_w \cdot d$

여기서, A_{st} : 축방향 철근의 단면적 (mm^2)
 A_s : 축방향 인장주철근의 단면적 (mm^2)
 b_w : 보의 복부폭 (mm)
 d : 보의 유효높이 (mm)
 A : 기둥의 단면적 (mm^2)
 A' : 기둥의 필요 단면적 (mm^2)

(3.23)

단, 보에서 설계계산 등으로 계산된 필요철근 단면적의 4/3 이상의 철근이 배치된 경우에는 이 규정을 따르지 않아도 된다.

(2) 기둥의 축방향 배근

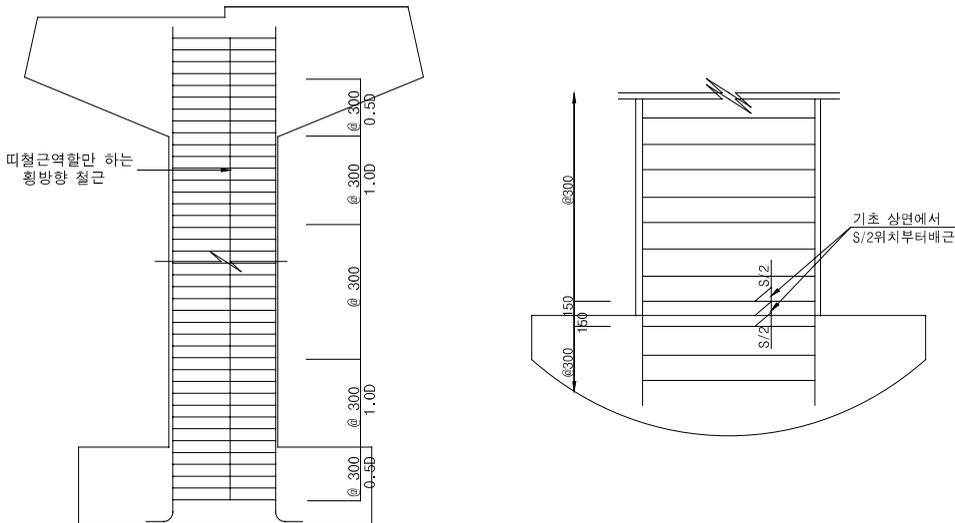
기둥의 축방향철근은 보 내부 및 확대기초 내부에 충분하게 정착시킨다. 2단 배근 이상으로 기둥의 설계계산상 필요 없게 된 축방향철근은 기둥 중간에서 정착하여도 좋지만 정착길이는 철근 지름의 45배 이상으로 한다.

(3) 받침부는 '3.7.2 받침부의 설계'에서 규정한 앵커볼트 주변의 보강 및 하부끝단을 보강하기로 한다.

(4) 구조용 슬래브와 기초판에서의 철근의 최대간격은 슬래브 두께의 3배와 400mm 중에서 작은 값을 초과하지 않도록 한다.

(1) '도로교설계기준 콘크리트교편 4.3.6.1 최소철근량'에 따른다.

(2) 탄성해석된 기둥의 띠철근역할을 수행하는 경우 '도로설계기준 4.3.7.2 압축부재의 횡철근'에 준하여 배근하며, 심부구속을 위한 횡방향 철근으로 배근된 경우 '도로설계기준 6.8.2.1 심부구속을 위한 횡방향 철근'에 준하여 배근한다.



〈그림 3.45〉 기둥의 배근 및 단면변화구간 배근상세

3.7.5 철근의 배근

철근의 배근은 조립순서를 고려해서 배근하여야 한다.

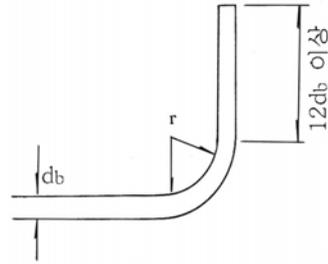
예를 들면 기둥, 벽 등 하측에서부터 주철근이 고정되어 가는 구조에서는 배력철근을 외측에 배치한다. 평행날개벽처럼 주철근이 수평철근이고 그 방향에서 철근이 고정되는 경우는 수직철근을 외측에 배치한다. 같은 평행날개벽에서도 2 방향판의 경우는 확대기초에서 세워 올린 철근을 내측으로 해도 좋다. 또 압축철근은 좌굴방지를 위해서 배력철근을 외측에 배치하는 것이 좋다. 배력철근은 통상 기둥에서의 집중하중을 분산시키는 의미에서 주철근이 25% 정도로 하고, D13mm · 간격 300mm 이하로 하는 것이 좋다.

3.7.6 철근의 휨 형상

- (1) 철근의 갈고리는 이형봉강인 경우 직각 갈고리로 한다. 휨 가공하는 부분은 단부에서 12 ϕ 이상으로 한다.
- (2) 휨 반지름은 <표 3.1> 이상으로 한다.

<표 3.1> 휨 반지름

철근의 지름	최소 내면 반지름
D10~D25	3 d_b
D29~D35	4 d_b
D38 이상	5 d_b
D16 이하의 스테럽과 띠철근	2 d_b



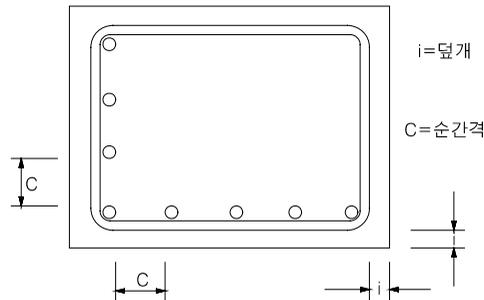
<그림 3.46> 철근의 휨 형상

철근의 휨 형상에 대해서는 '도로교설계기준 콘크리트교편 4.3.4 철근의 표준 갈고리와 구부리기'에 따른다.

3.7.7 철근의 덮개 및 순간격

- (1) 철근의 덮개는 보통 40mm 이상 수중인 경우는 80mm 이상으로 하여야 한다.
- (2) 철근의 순간격은 40mm 이상 또 굵은골재 최대크기의 1.5배, 철근 공칭지름의 1.5배 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.

철근의 덮개 및 순간격에 대해서는 ‘도로교설계기준 제4장 콘크리트교 4.3.3 철근의 피복두께’에 따르고 급류하천 등으로 손상을 받는 경우 또는 염해 등을 받는 경우는 두께를 늘이는 등 대책을 강구하여야 한다. 또 일반적으로 덮개 및 순간격을 규정하는 것은 번잡하므로 통상 덮개는 주철근 중심에서 연단까지 100mm, 간격은 철근 중심간격을 100mm 이상으로 하여도 좋다. 또 철근중심간격에 대해서는 2단 배근 이상이 되는 경우 콘크리트 타설을 고려하여 125mm 이상으로 하는 것이 좋다.



〈그림 3.47〉 철근의 덮개 및 순간격

3.7.8 철근의 이음

- (1) 철근을 잇는 경우는 철근의 종류·직경·응력상태·이음위치 등을 고려해서 적절한 이음을 선택하여야 한다. 또 철근의 이음위치 및 이음방법은 설계도에 나타내기로 한다.
- (2) 철근의 이음위치는 한 단면에 집중시켜서는 안 된다. 이음을 만들지 않는 것이 바람직하며 단면변화를 하는 경우 철근응력이 허용응력의 80% 이하의 위치를 원칙으로 한다.
- (3) 철근에 겹이음을 설치하는 경우는 철근직경의 30배 이상 중복시키기로 한다.
- (4) 철근의 직경이 큰(D35 이상) 경우의 이음은 용접 또는 기계적 이음을 원칙으로 한다.

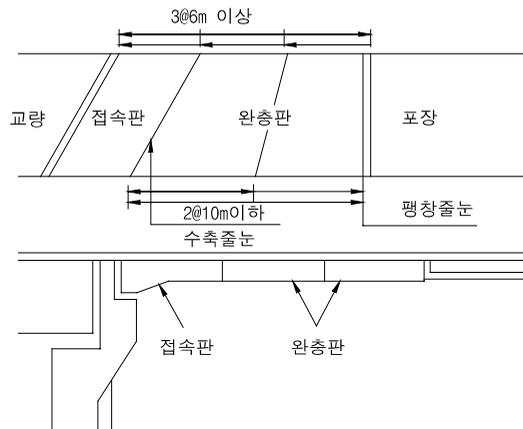
- (1) 철근의 이음은 구조의 약점이 되므로 가능한 한 만들지 않는 것이 바람직하고, 콘크리트 타설 및 부재반입 등을 고려하여 철근길이를 정하여야 한다.
- (2) 철근에 겹이음을 만드는 경우는 ‘콘크리트구조설계기준 8.6 철근의 이음’에 따른다.
- (3) 철근의 용접은 주로 D35 이상에 사용된다. 직경이 큰 철근의 이음부에서 응력집중, 콘크리트 타설의 시공성 및 경제성을 고려해서 D35 이상에 용접을 사용한다. 콘크리트 타설 이음과 철근의 이음위치는 1m 이상 엇갈리게 하며, 용접부에서는 허용응력이 감소되므로 응력이 큰 곳을 피해서 용접한다.

- (4) 용접이음과 기계적 연결은 철근의 기준항복강도 f_y 의 125% 이상을 발휘할 수 있는 완전접합으로 하고, 이 요구조건 만족하지 않는 경우 '콘크리트 구조설계기준 8.6.2(4)'를 만족하여야 한다.

3.8 접속판

3.8.1 접속판 설치 일반

- (1) 교대와 뒤택음부 간의 부등침하 효과를 감소시켜 교량과 교량접속 포장사이의 단차를 방지하고, 이에 따른 포장체의 파손 및 주행성 저하 방지에 그 목적이 있다.
- (2) 교량 접속부 포장은 토공부가 아스팔트 콘크리트 포장일 때는 교면포장과 동일한 두께로 하고, 시멘트 콘크리트 포장일 경우는 슬래브 면을 노출로 할 수 있다.
- (3) 접속판의 설치 폭은 차로 및 내외 양 측대를 포함한 폭을 원칙으로 하며, 접속판의 길이는 6~10m로 한다.
- (4) 연약지반 상에 만들어진 교대 중 지반의 잔류침하가 커서 접속판의 설치효과가 충분히 나타나지 않는 곳에서는 접속판을 설치하지 않는다.
- (5) 접속판(approach slab) 1판과 완충판(connection slab) 2판 설치를 원칙으로 한다. 단, 교대 높이가 10m 이하인 경우 완충판의 설치 매수를 1판으로 줄여도 좋으며, 사각에 따라 조정할 수 있다.



<그림 3.48>

- (1) 노면에 종·횡단 경사가 있는 경우에는 경사에 일치시키는 것을 원칙으로 한다.

- (2) 완충판의 길이는 단변 길이 6m 이상 · 장변 길이 10m 이하로 설치하며, 6차로 이상의 교량에서 θ 값이 적은 경우에는 설치판수 및 단변 길이를 조정할 수 있다.

3.8.2 설계 일반

- (1) 설계지간 및 지지조건

접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 한 단순보로 계산하여도 좋다.

- (2) 하중

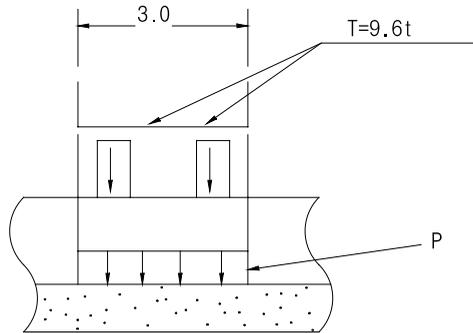
- (가) 고정하중(단위체적중량)

접속판 위의 포장 : 23 kN/m³ (접속판의 설치 깊이 1m 정도까지는 모두 포장으로서 취급한다.)

철근콘크리트판 : 25 kN/m³

- (나) 활하중

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수는 i 는 0.3으로 한다.



〈그림 3.49〉 활하중 재하방법

$$P = \frac{2 \times 96 \times (1 + i)}{3 \times (0.2 + 2D)} (KN/m^2) \quad (3.22)$$

- (3) 접속판은 ‘도로교설계기준 제2장 설계일반 2.2.3.2 설계하중조합 및 2.2.3.3 설계강도’의 하중계수를 적용하여 설계하기로 한다.

- (4) 철근배치

- (가) 철근의 덮개는 인장측에서 55mm, 압축측에서 35mm 이상을 원칙으로 한다.

- (나) 인장철근, 인장측 배력철근의 간격은 150mm, 압축측 철근의 간격은 300mm 정도로 한다.

- (다) 인장철근측의 배력철근은 인장주철근의 1/4 이상으로 한다.

- (라) 압축측 주철근은 인장주철근의 1/3 이상으로 하고 배력철근은 인장측 배력철근의 1/2 정도로 한다.

(마) 스티럽은 300mm 간격으로 하고 철근은 D13을 사용한다.

(5) 사각을 갖는 접속판

(가) 휨모멘트의 계산

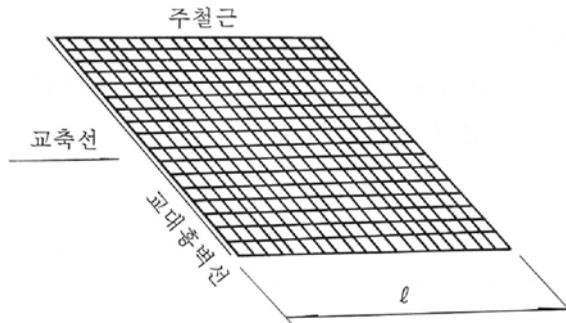
주철근의 산정에 사용하는 휨모멘트는 이 절 (1)항에 의해서 구하여도 좋다. 단 이 경우 지간 l 은 <그림 3.50(a)>와 같이 교축방향의 길이를 l 로 한다. 이 경우 교축방향의 단위 폭을 취한다.

(나) 주철근의 배치

주철근은 교축방향과 일치시킨다.

(다) 배력철근

사각 = $\theta \geq 60^\circ$ 인 경우



<그림 3.50(a)> 접속판의 지간

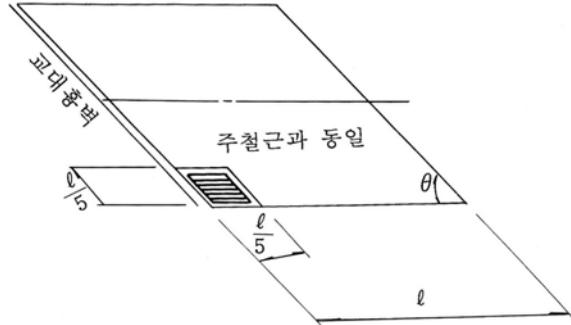
인장철근측의 배력철근은 인장주철근의 2/3 정도로 한다. 압축측 주철근은 인장측 주철근의 1/3 이상으로 하고, 배력철근은 인장측 배력철근의 1/2 정도로 한다.

사각 = $\theta < 60^\circ$ 인 경우

배력철근 방향의 단면력은 사각에 따라 커지는 경향이 있으며 사각 60° 일 경우 주철근 방향의 80% 정도까지 된다. 따라서 $\theta < 60^\circ$ 일 때는 배력철근에 대하여 별도 고려하도록 한다.

(라) 가외 철근

사각이 $\theta = 45^\circ$ 이하인 경우에는 받침대 위의 경사판 둔각부의 상측에 주철근과 같은 양의 가외철근을 배치한다. 가외철근을 넣는 범위는 교축 및 교대 흥벽 방향에 각 경사지간의 $l/5$ 로 한다(<그림 3.50(b)>를 참조).



〈그림 3.50(b)〉 가외철근의 배근 범위

(6) 받침 및 다웰 설치

(가) 받침

고무받침은 $150 \times 150 \times 15\text{mm}$ 규격을 사용하고 받침간격은 400mm 를 원칙으로 한다.

(나) 접속판과 날개벽 사이에는 20mm 두께의 스티로폼, 접속판과 교대 사이에는 5mm 두께의 스티로폼을 삽입한다. 단, 차도부에 길어깨가 있는 경우에는 접속판과 날개벽 사이에는 설치하지 않는다.

(다) 다웰 설치

(a) 다웰의 규격은 D22 이상, 길이 $400\sim 600\text{mm}$ 를 사용한다.

(b) 다웰의 설치간격은 400mm 를 표준으로 한다.

(c) 다웰의 주변에는 보강철근(spiral D16)을 설치한다.

(7) 기 타

접속판과 홍벽 간, 접속판과 받침대 간 및 접속판과 날개벽 간에는 각각 줄눈채움재를 삽입한다. 단 차도부에는 갓길이 있는 경우 접속판과 날개벽 간에는 줄눈채움재를 삽입하지 않아도 좋다.

(5)에 대하여

경사판의 해석은 방법에 따라 결과가 크게 다르고 단면력을 정확하게 구하는 것은 매우 어렵지만 〈그림 3.50(a)〉와 같이 지간을 취함에 따라 주철근 방향의 단면력을 거의 발휘할 수 있다. 그러나 배력철근 방향에 대해서는 직판에 비해서 단면력이 커지는 경향이 있다. 특히 반력이 둔각 측에 집중하는 것을 고려하면 이 경향이 더욱 커지고 사각 60° 의 경사판을 유한요소법으로 해석한 결과 배력철근 방향의 단면력이 주철근 방향의 80% 정도로 되고 있다. 이 조항은 이러한 결과를 고려하여 정한 것이다.



4. 직접기초

4.1 설계 일반

4.1.1 지리지반의 선정

직접기초는 원칙적으로 양질의 지지층에 지지시키기로 한다.

일반적으로 양질(점성토 N)20, 사질토 N)30)인 지반이 지표면 아래 5m 이내에 있으면 직접기초로 할 수 있지만, 중간층을 지지층으로 하는 경우, 물막이 등이 곤란한 경우 또는 지표면 아래 5~10m에 지지층이 있을 경우 충분히 검토한 후에 근입깊이를 정하여야 한다.

4.1.2 기초의 근입깊이

근입깊이는 다음 각 항목을 충분히 검토하여 결정하여야 한다.

- (1) 하천의 흐름, 바다, 호수의 파랑에 의한 세굴과 하상저하
- (2) 압밀침하를 일으키는 깊이
- (3) 지하매설물 및 인접구조물의 영향
- (4) 동결작용을 받는 깊이
- (5) 지하수위
- (6) 시공성과 경제성

(1) 경제성을 고려하여 동결 및 세굴심도 아래에 푸팅 하단이 위치하도록 한다.

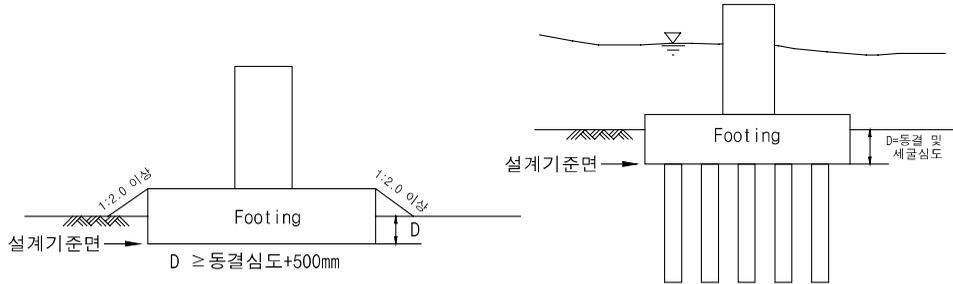
(2) 지지력 및 침하량에 대한 안전성 검토를 하여야 한다.

직접기초의 푸팅하단 근입깊이는 동결심도 + 500mm 또는 세굴심도 이상으로 하고, 말뚝기초의 푸팅하단 근입깊이는 동결심도 또는 세굴심도 이상으로 하는 것이 좋다.

단, 향후 교량 하부공간 활용이 예상되는 경우 푸팅 상단이 지표 아래에 위치

※ 동결심도 : 포장 설계 시의 완전방지법으로 구한 동결심도

※ 설계기준면 : 푸팅의 하단으로 함



〈그림 4.1〉 기초의 근입깊이

4.2 하중분담

연직하중은 직접기초 저면의 지반만으로 지지시키기로 하고, 수평하중은 저면의 활동저항만으로 지지시키는 것을 원칙으로 한다.

근입부분은 장래 변동을 예측하고 있음으로 측면의 마찰저항 및 수평저항을 무시하기로 했다.

4.3 지반반력

- (1) 직접기초의 지반반력은 지반반력계수를 이용하여 산정하는 것으로 한다.
- (2) 지반반력계수는 지반조사와 실내 토질시험 및 원위치시험(CPT, PMT, DMT, SPT 등)의 결과를 종합적으로 검토하여 결정한다.

(1) 지반반력의 계산방법은 ‘도로교설계기준 하부구조 편 5.5.7 지반반력 계수와 지반탄성 계수 및 5.5.8 지반반력 및 변위량’에 의해서 하중을 저면지반만으로 지지되는 경우로 하여 구하기로 한다.

(2) 이 규정에서 지반반력계수는 다음과 같이 정의한다.

$$k = P/\delta \quad (4.1)$$

여기서, k : 지반반력계수 (kN/m^3)

P : 지반반력 (kN/m^2)

δ : 변위량 (m)

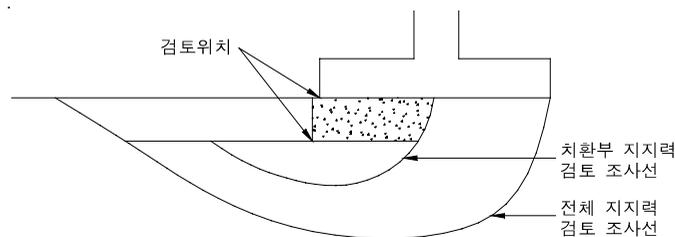
직접기초의 지반반력계수는 말뚝기초와 같이 충분한 연구 결과 실용적인 정확도가 있는 값과 달리 경험에 의하여 구하여야 한다. 추정방법으로 ‘구조물 기초 설계기준 4.3.4 현장시험에 의한 지지력 방법’도 있으나 ‘도로교설계기준 하부구조 편 5.5.7 지반반력계수와 지반탄성계수’의 방법에 의해서 구하여도 좋다.

4.4 직접기초의 안정

4.4.1 안정계산

직접기초의 안정계산은 지반의 지지력, 전도 및 활동에 대한 안정을 검토하여야 한다. 이 경우 기초 근입부의 앞면 저항토압은 원칙적으로 무시한다.

- (가) 일반적으로 직접기초에서 근입부분은 통상 장래 변동을 예상한 최소 근입깊이로 그치는 경우가 많고 시공 상에서 굴착토를 그대로 되메우기 하는 경우가 많으며 다짐도 완전하지 않으므로, 근입부의 앞면 저항토압을 고려하지 않고 저면에서만 저항하는 것으로 하였다.



〈그림 4.2〉 치환콘크리트의 안정 검토

- (나) 직접기초에서 콘크리트로 치환하는 경우 기초의 안정에 크게 영향을 미친다고 생각되는 경우는 〈그림 4.2〉와 같이 치환콘크리트 저면에서의 안정도 검토한다.

4.4.2 지반의 허용 연직지지력

(1) 지반의 허용 연직지지력은 하중의 편심경사를 고려해서 구한 지반의 극한지지력을 안전율로 나눈 값이다. 다만 안전율은 상시 3, 지진 시 2로 한다.

(2) 토사지반의 허용지지력

① 연속기초(L)5B)의 허용지지력은 아래 식으로부터 계산된 극한 지지력에 소정의 안전율로 나누어 산정할 수 있다.

$$q_{ult} = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_r \quad (4.2)$$

배수하중조건에서는 유용응력해석법과 배수강도를 사용하여 지지력을 계산한다. 점성토지반의 지지력은 비배수전단강도정수를 사용하여 비배수하중조건에 대해서도 검토되어야 한다.

② 식(4.2)는 경사가 없고 지표면과 기초바닥면이 수평한 경우에만 적용하며, 편심하중·경사하중·기초형상·지표면의 경사·기초 바닥판의 경사·근입깊이의 영향이 있을 경우 이를 고려하여 극한지지력을 산정하여야 한다.

(3) 암반의 허용지지력

① 암반의 불연속면이 치밀하게 밀착되었거나 틈새가 3mm 이내일 경우, 신선한 암반으로 분류된다.

② 신선한 암반위에 놓인 직접기초의 허용연직지지력은 Peck, et al(1974)의 RQD와 허용접지압(allowable contact stress)과의 관계, 일축압축강도 그리고 탄성과 속도를 비교하여 작은 값을 사용하여야 한다. 이때 사용하는 RQD는 기초저판 아래 기초 폭(B)이내의 평균 RQD 값이다.

③ 파쇄나 절리가 발달한 암반에서는 절리 및 기타 불연속면의 상태와 간격을 고려하여 아래의 식으로 허용지지력을 계산한다.

$$q_a = K_{sp} \cdot q_u \quad (4.2.1)$$

여기서, K_{sp} 는 암반지지력 결정계수(Hoek, 1983)이며, 기초 크기의 영향과 불연속면의 영향을 참작하고 안전율 3을 포함한 값이고, q_u 는 암석의 일축압축강도이다.

4.4.3 활동에 대한 안정

(1) 기초저면의 활동에 의한 안전을 및 활동저항식은 다음과 같다.

$$R_H = C_B A' + V \tan \varnothing_B \tag{4.3}$$

- 여기서, R_H : 기초저면에서의 활동저항 (kN)
 C_B : 기초저면과 지반과의 사이의 점착력 (kN/m²)
 \varnothing_B : 기초저면과 지반과의 사이의 마찰각 (도)
 A' : 유효재하면적 (m²)
 V : 연직하중(kN) 단 부력을 뺀 값으로 한다.

〈표 4.1〉 안전율

구 분	안 전 율
상 시	1.5
지 진 시	1.2

(2) 활동에 대해서는 원칙적으로 기초저면의 활동저항만으로 저항하는 것으로 하고 활동 방지벽은 만들지 않기로 한다. 부득이 활동 방지벽을 만드는 경우는 경암 등 양호한 지반을 대상으로 하여 수평력을 지반에 전달하기 위하여 지지지반에 충분하게 매입시키기로 한다.

(1) 이 조항은 ‘도로교설계기준 하부구조 편 5.6.4.2 허용수평지지력’의 규정에 따른 것이다. 일반적으로 확대기초저면과 지반과의 사이의 점착력 및 마찰력(마찰계수)으로서 〈표 4.2〉, 〈표 4.3〉의 값을 사용하여도 좋다.

〈표 4.2〉 마찰각 및 점착력

조 건	마찰각 \varnothing_B (마찰계수 $\tan\varnothing_B$)	점착력 C_B
흙과 콘크리트	$\varnothing_B = 2/3\varnothing$	$C_B = 0$
암과 콘크리트	$\tan\varnothing_B = 0.6$	$C_B = 0$
흙과 흙 또는 암과 암	$\varnothing_B = \varnothing$	$C_B = c$
흙과 콘크리트 사이에 자갈을 부설하는 경우	$\tan\varnothing_B = 0.6$ $\varnothing_B = \varnothing$	$\left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \text{중 작은값}$ $C_B = 0$

여기서, \varnothing : 지지지반의 전단저항각 (°)

C : 지지지반의 점착력 (kN/m²)

〈표 4.3〉 마찰계수

조 건	흙 의 종 류	마찰계수($\tan\phi_B$)
흙과 콘크리트	자갈 또는 자갈과 모래의 혼합물	0.55
	모 래	0.50
	사 질 토	0.45

4.4.4 전도에 대한 안정

편심하중을 받는 기초에서는 전도에 대한 안전을 검토하여야 한다. 이 경우 기초 저면에서 하중의 작용위치는 기초 외연 단에서 측정하여 상시에는 저면 폭의 1/3, 지진 시에는 1/6 보다 내측에 있어야 한다. 안전율은 상시 1.5, 지진 시 1.1로 한다.

4.5 비탈면 상의 기초지반의 지지력

(1) 비탈면 상의 기초지반의 극한지지력은 지반의 전단저항각(ϕ)을 도로설계기준에 의하여 산정하고 기초 하면이 수평인 경우에 한하여, 식(4.4)에 의하여 산출하기로 한다.

$$q_f = \frac{q_0 - q_{b0}}{R} \times \frac{b}{B'} + q_{b0} \quad (4.4)$$

$$q_{b0} = \alpha \cdot C \cdot N_c + 0.5 \cdot \gamma \cdot \beta \cdot B' \cdot N_r$$

여기서, q_f : 하중의 편심경사 및 끝단 여유 폭을 고려한 비탈면 상 기초지반의 극한지지력 (kN/m^2)

q_0 : 수평지반에서의 극한지지력 (kN/m^2)

q_{b0} : 하중 연단이 경사 끝에 있는 상태($b=0$)에서의 극한지지력 (kN/m^2)

R : 수평지반의 경우 하중 연단과 미끄럼면 연단과의 거리와 재하 폭과의 비로서, 내부마찰각(ϕ)에 의하여 해설의 도표에 의해서 구한다.

b : 경사 끝 여유 폭 (m)

B' : 유효 재하 폭 (m)

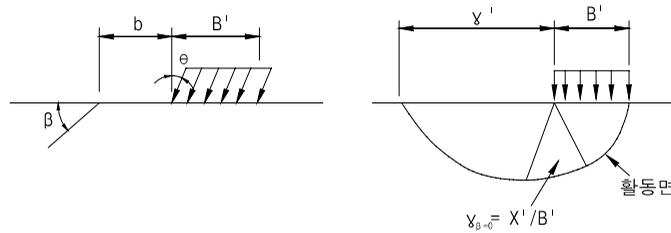
α, β : 기초의 형상계수

C : 지반의 점착력 (kN/m^2)

γ : 지지지반의 단위체적중량 (kN/m^3)

N_c, N_r : 하중경사를 고려한 지지력계수

$qd\beta = 0$: 수평지반에서의 극한지지력 (tf/m^2)
 $qd\beta = \beta \circ$: 하중연단이 경사 끝에 있는 상태($b=0$)에서의 극한지지력 (tf/m^2)
 $\beta \circ$: 비탈면 경사각
 b : 경사 끝 여유 폭
 B' : 유효 재하 폭
 $\gamma \beta = 0$: 수평지반의 경우 하중연단과 미끄럼 면 연단과의 거리와 재하 폭
 과의 비, 전단저항각(ϕ)에 의한다.



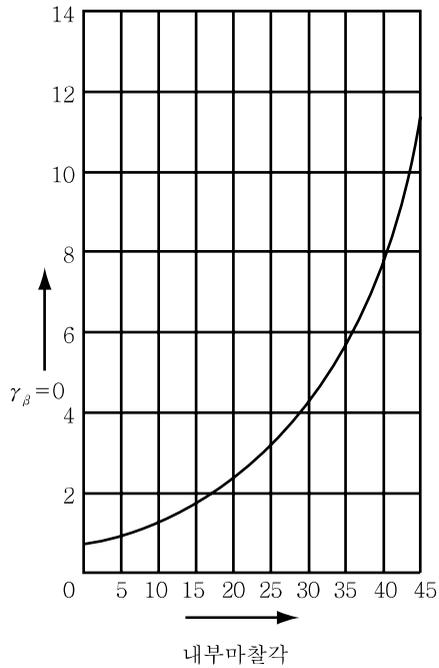
〈그림 4.3〉

(2) 비탈면 상에 기초를 만들 경우 식(4.4)에 의하여 지지력을 산출함과 동시에 비탈면의 안정에 대하여 검토하여야 한다.

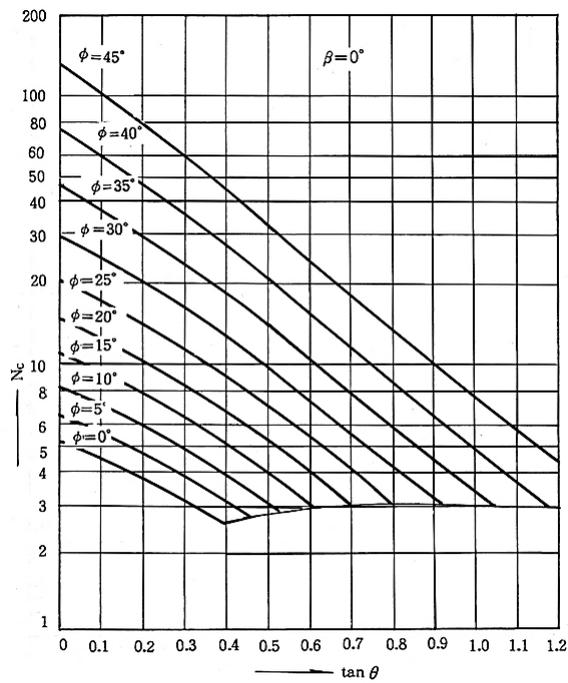
(1) 식(4.4)는 유효재하면적에 대해서 경사하중 및 끝단 여유 폭을 고려한 비탈면 상 기초 지반의 극한지지력을 나타낸 것이고, 식에서의 지지력계수 및 형상계수는 각각 〈그림 4.4~그림 4.18〉 및 〈표 4.4〉에 의한 것으로 한다. 또 이 식을 적용하는데 있어서 비탈면 사각이 작을 때는 ‘도로교설계기준 하부구조 편 5.6.4 허용연직지지력’에 의하여 구한 값 보다도 크게 되는 경우가 있으므로 이 경우에는 작은 쪽의 값을 극한지지력으로 한다.

〈표 4.4〉 형상계수

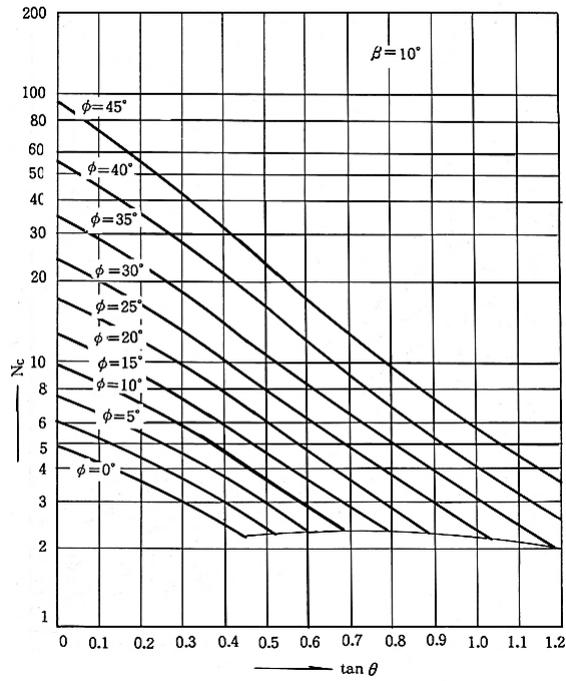
기초의 형성형상계수	연 속	정사각형	원 형	직사각형
α	1.0	1.3	1.3	1+0.3 B/L
β	0.5	0.4	0.3	0.5-0.1 B/L



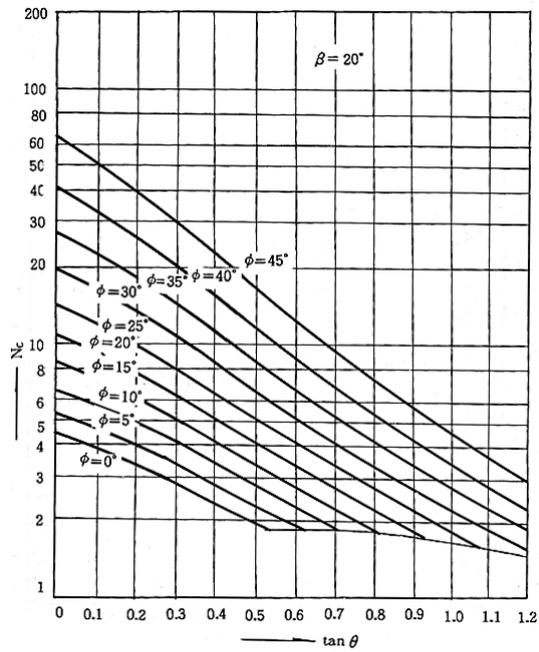
<그림 4.4> $\gamma_{\beta=0}$ 의 값을 구하는 그래프



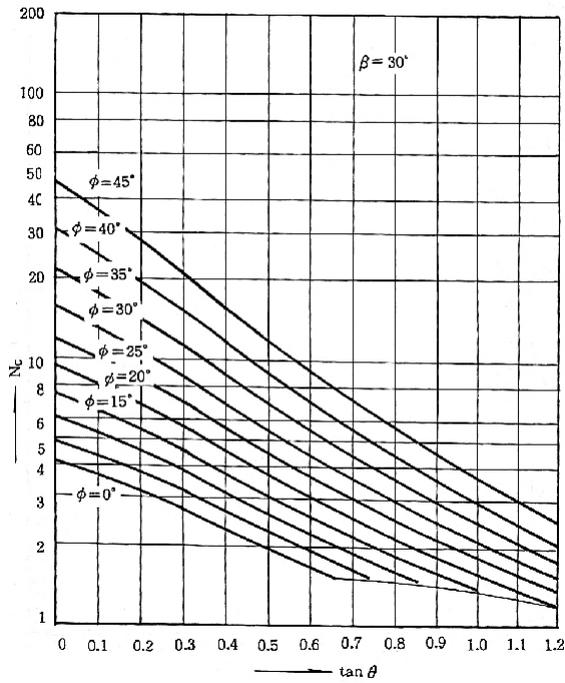
<그림 4.5> 지지력계수 N_c 를 구하는 그래프



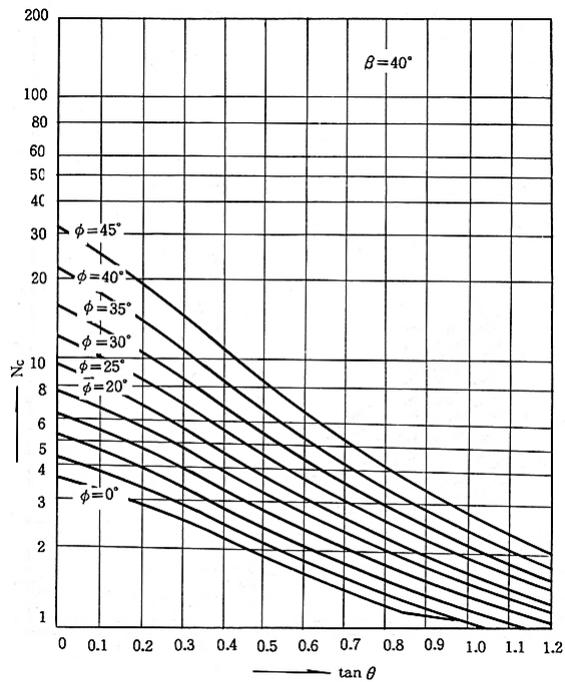
〈그림 4.6〉



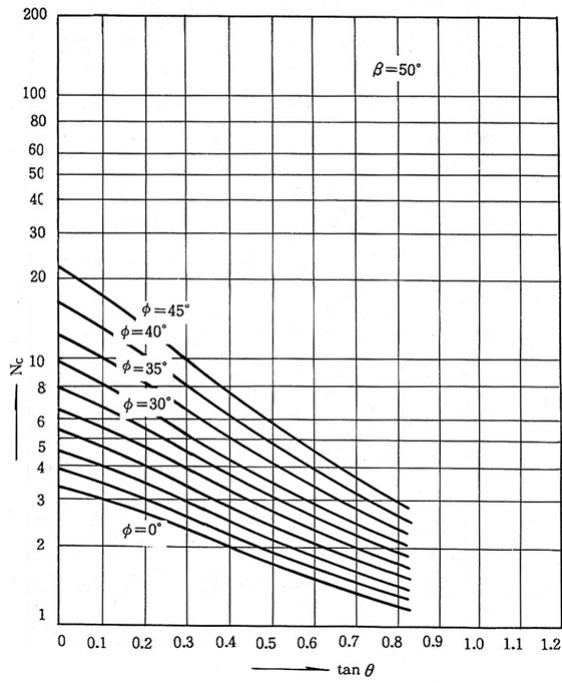
〈그림 4.7〉



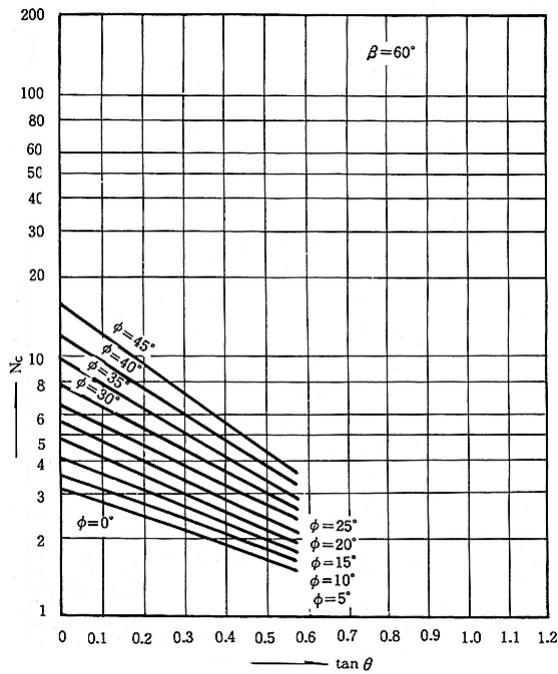
〈그림 4.8〉



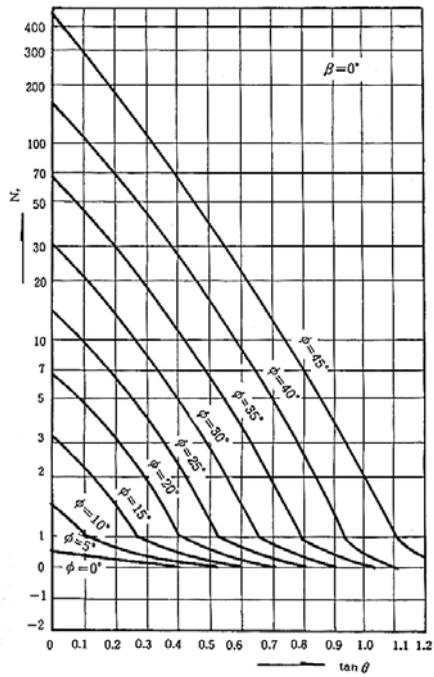
〈그림 4.9〉



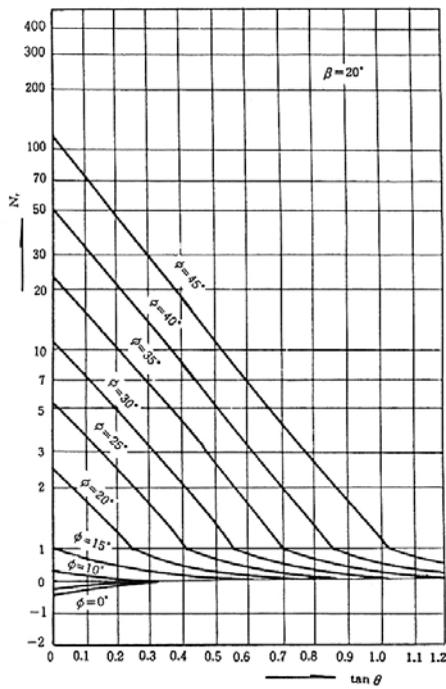
<그림 4.10>



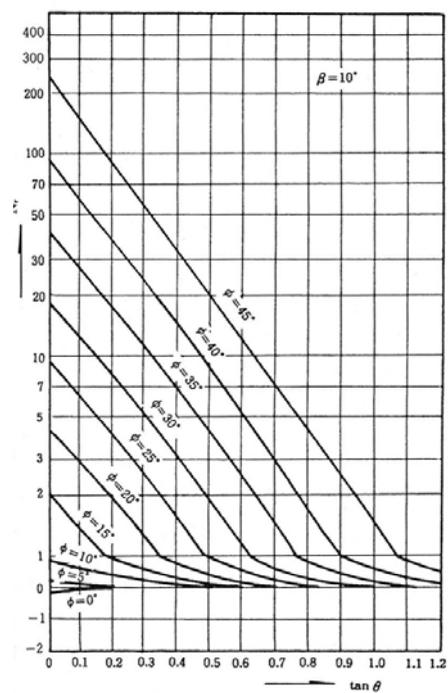
<그림 4.11>



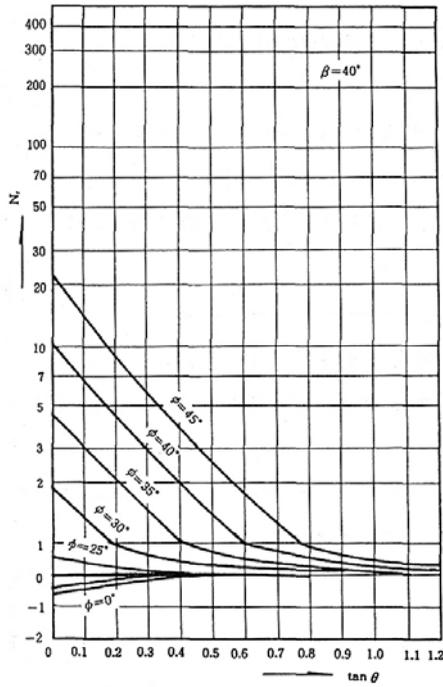
〈그림 4.12〉 지지력계수 N_r 을 구하는 그래프



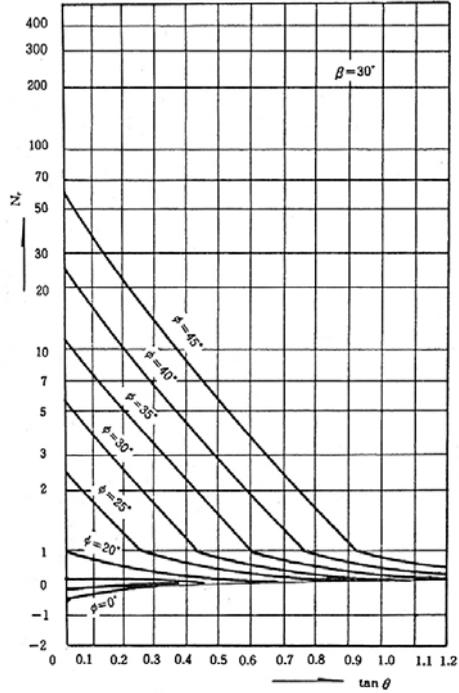
〈그림 4.13〉



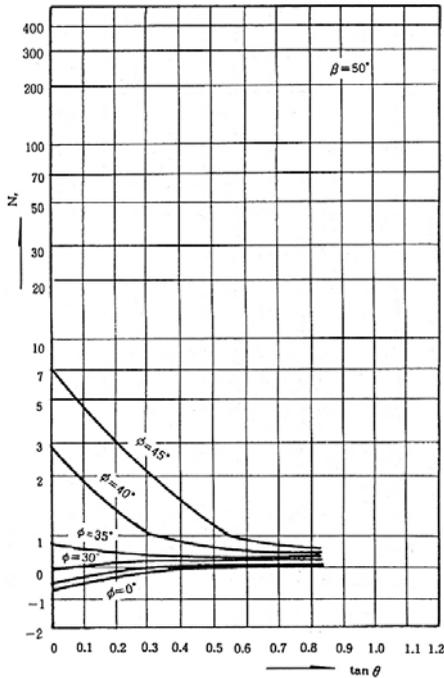
〈그림 4.14〉



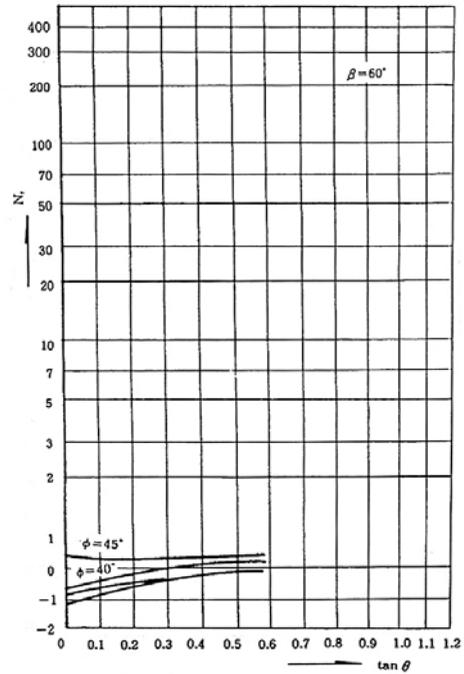
〈그림 4.15〉



〈그림 4.16〉



〈그림 4.17〉

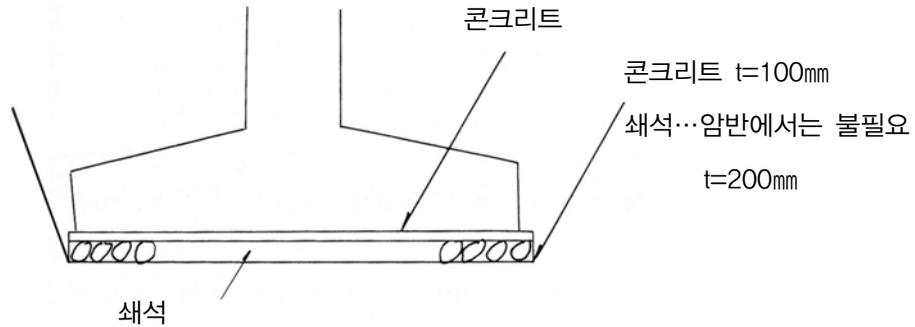


〈그림 4.18〉

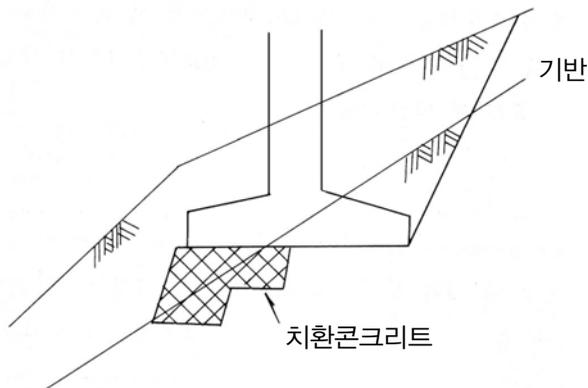
4.6 기초저면의 처리

- (1) 직접기초의 저면은 지지지반에 밀착하고 충분한 활동저항을 갖도록 설계하여야 한다.
- (2) 치환콘크리트를 설치하는 경우는 하부구조 구체와 일체가 되도록 한다. 또 지지지반이 급경사면으로 치환 콘크리트의 두께 및 폭이 크게 될 때는 구체에 단을 쌓는 것을 고려 하여도 좋다.

- (1) 직접기초의 저면은 지지지반에 하중을 전달하기 위하여 기초의 저면처리를 설계도에 명시하여야 한다. 또 말뚝기초도 마찬가지이다.
- (2) 비탈면상에 기초를 만드는 경우 지반의 경사 때문에 치환콘크리트를 시공하고 저면을 고르게 하여 기초를 시공하는데 이와 같이 굴착면이 계단모양이 되는 경우 특히 이완된 지반이 없는 가 확인하는 것이 필요하다.



〈그림 4.19〉 기초저면의 처리



〈그림 4.20〉 치환콘크리트의 설치



5. 말뚝기초

5.1 설계 일반

5.1.1 적용범위

이 장에서 취급하는 말뚝기초는 기성 콘크리트말뚝, 강말뚝 및 기계굴착에 의한 현장타설말뚝을 말한다.

현장타설말뚝의 한 공법인 인력굴착에 의한 깊은기초말뚝 중 지지층의 경사각이 10° 이상인 비탈면에 시공되는 깊은기초말뚝에 대해서는 이 편 '7. 비탈면 상의 깊은기초'에 따르기로 한다. 또 지지층의 경사각이 10° 미만인 경우는 말뚝기초 또는 케이슨기초에 해당하는 방법으로 설계하고 구조세목은 이 편 '7.10 구조세목'에 따르기로 한다. 또 설계상 특수한 조건에 있는 말뚝기초를 설계할 때는 '도로교 설계기준 하부구조 편 5.8.10 특수한 조건에 있는 말뚝기초의 설계'에 따르기로 한다.

5.1.2 설계의 기본

설계는 상부구조, 교대 및 교각 등에서의 외력조건과 토질 및 지질조사에서의 지반조건으로부터 말뚝머리에 생기는 반력이 말뚝의 허용지지력 이하로 되도록 설계한다.

일반적인 설계의 순서를 <그림 5.1>에 표시한다.

<흐름도의 보충설명 (관용법)>

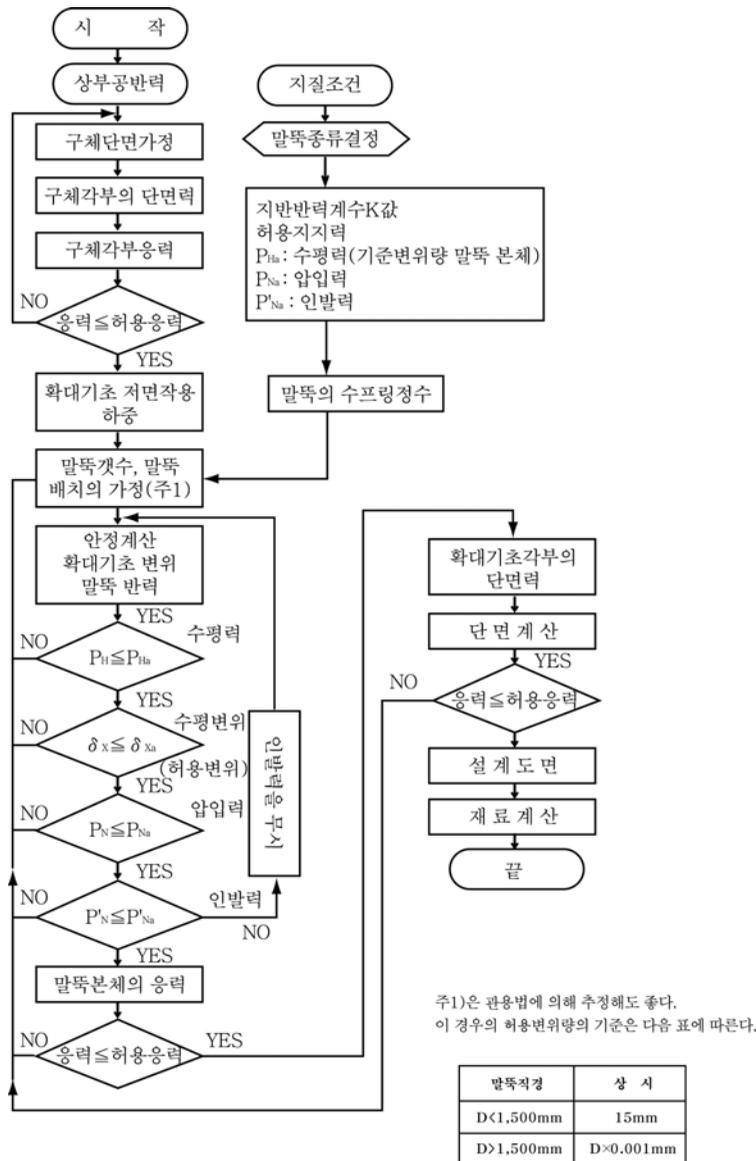
말뚝개수의 계산은 우선 말뚝의 종류, 형상을 가정해서 지반조건에서 정한 하나의 말뚝 축방향 압축 허용지지력, 축방향 인발허용지지력 및 '5.3.3 말뚝 한 개당 축직각방향에 대한 허용지지력'에서 규정한 기준변위량 또는 말뚝 본체의 설계에서 결정하는 축직각방향 허용지지력을 결정한다. 이어 말뚝의 개수와 배치를 가정하고, 소위 관용법에 의하여 말뚝머리부에 생기는 반력을 구하여 이 반력이 앞서 결정한 허용지지력에 맞도록 말뚝개수와 말뚝배치를 추정한다.

(관용법)

이 방법은 단면응력 계산법과 같은 방법으로 연직하중 및 전도모멘트에 대해서 말뚝의 연직반력을 일치시키고 수평하중은 말뚝의 수평저항력에 일치시킨다.

(가) 계산상의 가정

(a) 말뚝은 균말뚝의 중심을 기준으로 하여 변위한다.



〈그림 5.1〉 말뚝기초 설계의 흐름도

- (b) 말뚝의 연직반력은 연직하중과 전도모멘트에 의한 기초저면의 변위에 비례하여 변화한다.
- (c) 말뚝의 수평반력은 말뚝의 축직각방향 스프링정수의 비에 의하여 분배된다.

(나) 말뚝반력의 계산

(a) 말뚝의 연직반력의 계산법

말뚝축방향 스프링정수를 일정하게 하면

$$V_i = \frac{V}{n} + \frac{V \cdot e}{\sum X_i^2} X_i \tag{5.1}$$

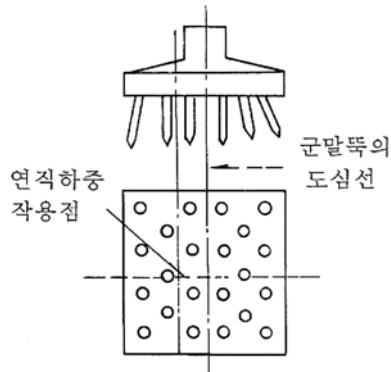
여기서, V_i : i 번째 말뚝의 연직하중 (kN/개)

V : 작용 연직하중 (kN)

e : 연직하중 작용점과 군말뚝 도심선과의 거리 (m)

n : 말뚝개수

X_i : 군말뚝 도심선에서의 i 번째 말뚝까지의 거리 (m)



〈그림 5.2〉 연직하중 작용점

말뚝 축방향력 및 축직각방향력은 다음과 같다(〈그림 5.3〉).

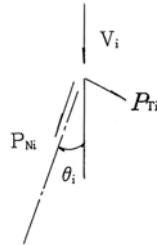
$$P_{Ni} = V_i \cdot \cos \theta_i \tag{5.2}$$

$$P_{Ti} = V_i \cdot \sin \theta_i \tag{5.3}$$

여기서, P_{Ni} : i 번째 말뚝의 축방향력 (kN)

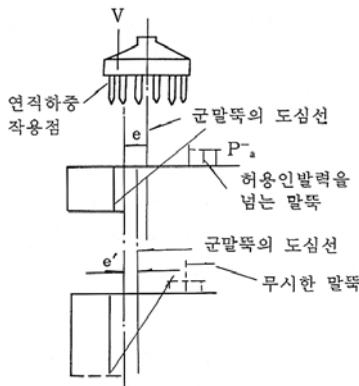
P_{Ti} : i 번째 말뚝의 축직각방향력 (kN/개)

θ_i : i 번째 말뚝축이 연직선과 이루는 각



〈그림 5.3〉 말뚝의 축방향력 및 축직각방향력

축방향 압축력은 허용지지력 이하이지만 다른 말뚝이 허용인발력을 넘을 경우 허용인발력을 넘은 말뚝을 무시하고, 다른 군말뚝의 도심선을 구하여 그 도심선에 대하여 똑같은 계산을 한다(〈그림 5.4〉).

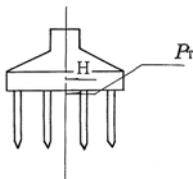


〈그림 5.4〉 군말뚝의 도심선

- 여기서, V : 연직하중 (kN)
 e, e' : 연직하중 작용점에서 군말뚝 도심선 까지의 거리 (m)
 $P_a +$: 허용축방향 압축력 (kN/개)
 $P_a -$: 허용축방향 인발력 (kN/개)
 P_{Ni} : i 번째 말뚝의 축방향력 (kN/개)

(b) 말뚝 수평력의 계산법

① 연직말뚝의 경우 (〈그림 5.5〉)



〈그림 5.5〉

여기서, P_{Ti} : i 번째 말뚝의 축직각 방향력 (kN/개)

H : 수평하중 (kN)

n : 말뚝개수

수평하중은 각 말뚝에 균등하게 분배되는 것으로 한다.

$$P_{Ti} = H/n \quad (5.4)$$

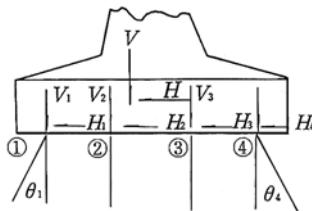
균말뚝에 다른 말뚝을 사용하는 경우는 각 말뚝의 축직각방향 스프링정수 비로 수평하중을 분배한다.

$$P_{Ti} = H \frac{K_{Hi}}{\sum K_{Hi}} \quad (5.5)$$

여기서, K_{Hi} : i 번째 말뚝의 축직각방향 스프링정수 (kN/m³)

(축직각방향에 단위변위를 생기게 하는 축직각방향력)

② 연직말뚝과 사말뚝을 혼합한 경우 (〈그림 5.6〉)



$$V = \sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$$

$$H = \sum H = H_1 + H_2 + H_3 + H_4$$

〈그림 5.6〉

사말뚝의 축방향력을 \bar{P}_{Ni} 로 하면 이 수평성분은 $\bar{P}_{Ni} \sin\theta_i$ 로 된다.

$$H_i = \bar{P}_{Ni} \sin\theta_i + \bar{P}_{Ti} \cos\theta_i = V_i \cos\theta_i \cdot \sin\theta_i + H_i \sin^2\theta_i + \bar{P}_{Ti} \cos\theta_i$$

$$\therefore H = \sum H_i = \sum V_i \tan\theta_i + \sum \bar{P}_{Ti} \sec\theta_i$$

이항하면

$$\sum \bar{P}_{Ti} \sec\theta_i = H - \sum V_i \tan\theta_i$$

\bar{P}_{Ti} 가 각 말뚝에서 같다고 생각하면 다음 식을 얻는다.

$$\bar{P}_{Ti} = \frac{1}{\sum \sec\theta_i} (H - \sum V_i \tan\theta_i) \quad (5.7)$$

식(5.7)을 식(5.6)에 대입하여 식(5.8)을 얻을 수 있다.

$$H_i = V_i \tan\theta_i + \frac{\sec\theta_i}{\sum \sec\theta_i} (H - \sum V_i \tan\theta_i) \quad (5.8)$$

식(5.7)은 경사말뚝 또는 연직말뚝에 가해지는 수평력이다. 이와 같이 각 말뚝에 가해지는 수평력이 구해지면 이로부터 말뚝본체의 설계에 필요한 말뚝 축방향력(\bar{P}_{Ni}) 및 말뚝 축직각방향력(\bar{P}_{Ti})을 구할 수 있다(그림 5.7).

수직력(V_i)만에 의한 P_{Ni} , P_{Ti} 는 식(5.9)에 주어진다.

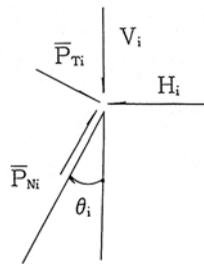
$$P_{Ni} = V_i \cos\theta_i \quad (5.9)$$

$$P_{Ti} = -V_i \sin\theta_i$$

수평력(H_i)만에 의한 P_{Ni} , P_{Ti} 는 식(5.10)에 주어진다.

$$P_{Ni} = H_i \sin\theta_i \quad (5.10)$$

$$P_{Ti} = H_i \cos\theta_i$$



〈그림 5.7〉 말뚝의 축방향력 및 축직각방향력

따라서 V_i , H_i 를 동시에 받는 경우 말뚝 축방향력(P_{Ni}) 및 말뚝 축직각방향력(P_{Ti})은 식(5.11)과 같이 된다.

$$\bar{P}_{Ni} = V_i \cos\theta_i + H_i \sin\theta_i \quad (5.11)$$

$$\bar{P}_{Ti} = -V_i \sin\theta_i + H_i \cos\theta_i$$

여기서, H_i : i 번째 말뚝에 작용하는 수평력 (kN)

V_i : i 번째 말뚝의 연직력 (kN)

θ_i : i 번째 말뚝의 경사각 (부호는 시계방향을 정으로 한다)

P_{Ni} : i 번째 말뚝의 축방향력 (kN)

P_{Ti} : i 번째 말뚝의 축직각방향력 (kN)

\bar{P}_{Ni} : i 번째 말뚝의 합성 축방향력 (kN)

\bar{P}_{Ti} : i 번째 말뚝의 합성 축직각방향력 (kN)

5.1.3 지지층의 선정

- (1) 말뚝기초는 양질인 지지층에 지지시키는 지지말뚝을 원칙으로 한다.
- (2) 양질인 지지층이 매우 깊은 경우는 상부구조의 규모 및 형식에 따라 경제성을 고려하여 마찰말뚝으로 하여도 좋다. 이 경우 침하에 대하여 검토하고 상부구조에 지장이 없도록 한다.
- (3) 양질인 지지층의 두께가 얇고 그 아래에 연약한 층이 있는 경우 지지력 및 압밀침하에 대하여 검토하기로 한다.

- (1) 양질인 지지층으로서 N값의 목표는 이 편 '2.4 지지지반의 선정'을 참고한다. 지지층의 심도가 얇은 경우는 견고한 층을 지지층으로 하는 것이 바람직하며, 말뚝의 근입깊이는 설계지지력·재하시험 결과 등을 고려하여 결정한다.
- (2) 마찰말뚝의 사용은 구조물의 규모에 따라서 재하시험을 실시하고 허용지지력을 결정하기로 한다. 마찰말뚝에 대해서는 특히 장기간의 지지력 특성, 침하성상에 명확치 않은 점이 있으므로 다음에 유의하여야 한다. 또 상부구조도 정정구조로 하는 등의 배려가 필요하다.
 - (가) 재하시험 결과 지지력이 충분하다고 너무 짧은 말뚝으로 하지 말고 말뚝직경의 25배 이상으로 선정하는 것이 바람직하다. 이것은 침하의 가능성이 있는 점토층이 매우 두꺼우면 예측하지 못한 큰 침하가 생기거나 2차 압밀을 포함한 장기간에 걸친 침하가 지속될 위험이 있기 때문이다.
- (3) 양질인 지지층의 층두께는 말뚝선단에서 말뚝기초를 가상 케이슨으로 생각한 최소 폭의 1.5배 이상이어야 한다. 또 최소 폭의 3배 이내에 연약한 층이 존재하는 경우 소위 얇은층이 지지하는 말뚝으로 생각하여 지지력 및 압밀침하에 대해서 검토하여야 한다.

5.1.4 하중분담

설계에 있어서 연직하중, 수평하중은 모두 말뚝만으로 지지하기로 한다.

수평하중에 대해서는 기초근입 지반의 저항을 고려한 계산법이 '도로교설계기준 하부구조 편 5.8.10 특수한 조건에 있는 말뚝기초의 설계'에 제시되어 있으나 기초 앞면에서 굴착토를 그대로 되메우기

하는 경우가 많으므로 흙의 성질이 균일하지 않고 다짐도 불충분하게 되기 쉽다. 따라서 기초 근입부의 하중분담은 고려하지 않는 것으로 하였다.

5.1.5 말뚝의 재료허용하중

말뚝의 설계하중은 재료의 허용하중이내에서 결정한다.

말뚝의 구조재로서의 허용압축하중은 말뚝재료의 허용압축응력에 말뚝의 유효단면적을 곱한 값이다.

$$Q_{as} = q_{as} \times A_s \times 10^{-3} \text{ (kN)}$$

여기서, q_{as} : 말뚝재료의 허용압축응력 (MPa)

A_s : 말뚝재료의 순단면적 (mm^2)

〈표 5.1〉 말뚝재료별 장기 허용압축응력

구 분	말 뚝 재 료	장기허용압축응력 (MPa)
기성말뚝	RC 말뚝	$f_{ck}/4 \leq 7.5 \text{ MPa}$
	PSC 말뚝	$f_{ck}/4 \leq 12.5 \text{ MPa}$
	PHC 말뚝	$f_{ck}/4 \leq 20 \text{ MPa}$
	SWS400 강말뚝	140 MPa
	SWS490 강말뚝	190 MPa

주) 강말뚝에 대한 허용압축응력을 검토할 때는 부식에 의한 유효단면적 감소를 고려하여야 한다.

(가) 말뚝이음에 의한 지지하중 감소

말뚝을 이음시공하면 여러 가지 요인에 의하여 말뚝재료의 강도감소가 나타나며 이 감소율은 다음 표와 같다. 또한 이음에 대한 감소율은 절대적인 값이 아니며, 현장조건을 감안하여 감소율을 정하여야 한다.

〈표 5.2〉 말뚝이음에 의한 허용하중 감소율

이음 방법	용접 이음	볼트식 이음	충전식 이음
감 소 율	5%/개소	10%/개소	최초 2개소 20%/개소 3개소째 30%/개소

단, 말뚝을 타입하지 않고 미리 구멍을 뚫고 박은 경우에는 말뚝타격에 의한 이음부의 손상이 없기 때문에 허용하중의 감소율을 반으로 줄일 수 있다.

(나) 장경비에 의한 지지하중 감소

장경비가 큰 말뚝은 아래의 식을 적용하여 말뚝재료의 허용응력을 감소시켜 적용한다.

$$\mu = \left[\frac{L}{d} - n \right] \times 100$$

여기서, μ : 장경비에 의한 말뚝의 허용응력 감소율(%)

L/d : 말뚝길이/말뚝직경=장경비

n : 허용응력을 감소하지 않아도 되는 L/d 의 상한 값

<표 5.3> 장경비에 의한 허용응력 감소의 한계치

말뚝종류	n	장경비의 상한계
RC 말뚝	70	90
PC 말뚝	80	105
PHC 말뚝	85	110
강관 말뚝	100	130
현장타설 콘크리트말뚝	60	80

주) 장경비에 의한 말뚝재료의 허용응력 감소를 감안하더라도, 장경비의 상한계 이상의 긴 말뚝은 설계하지 않는 것이 좋다.

5.1.6 말뚝배열상의 원칙

- (1) 말뚝은 가능한 한 장기 지속하중에 대해서 균등한 하중을 받도록 배열한다.
- (2) 말뚝은 2열 이상의 배열로 하는 것을 원칙으로 한다.
- (3) 경사말뚝은 원칙적으로 수직말뚝과 조합시켜서 사용하기로 한다. 또, 현장타설말뚝은 원칙적으로 경사말뚝을 사용해서는 안 된다. 경사말뚝의 경사각은 15°이하로 한다. 특히 압밀침하가 생기는 지반에서는 경사말뚝을 사용하지 않는 것이 바람직하다.

(1) 지속하중은 부등침하를 일으키기 때문에 가능한 한 균등한 하중을 받도록 말뚝을 배치한다. 교대의 설계에서는 토압에 의한 수평하중에 대해서 경사말뚝을 설치하는 경우가 많은데 이 경우 지진 시 설계에서 말뚝배치가 결정되므로 기초 앞판을 특히 길게 하여 말뚝배치를 한 것도 볼 수 있으나 상시하중에 대해서는 불균일한 하중분담이 되므로 피하여야 한다.

- (2) 하나의 기초말뚝 개수는 4~5개가 바람직하다. 통상 말뚝기초에서는 작은 직경의 말뚝을 많이 사용하는 것이 구조적으로 안정되고 경제적이다. 현장타설말뚝은 말뚝직경이 크고 기초 강성을 확보하는 의미에서 기초 두께는 말뚝직경 이상으로 하고, 말뚝직경이 클수록 기초의 관성력·말뚝자체의 관성력 등에 의한 수평하중이 크게 된다. 더욱이 기초 부분에 큰 연직반력이 집중되는 것은 역학적으로 바람직하지 않다. 따라서 직경이 큰 현장타설말뚝에서 단열배치나 하나의 말뚝인 경우에는 말뚝머리의 경사각을 고려해서 교각상단부의 변위를 계산하고 교량전체 구조계에 대해서 안전성을 검토하여야 한다.
- (3) 경사말뚝만으로 상부구조를 지지하면 기초의 회전이나 지반의 변위에 의하여 말뚝 본체에 휨이 생겨 말뚝이 파손되는 경우가 있으므로 수직말뚝과 병용하기로 한다. 현장타설말뚝은 공법에 따라서 경사말뚝의 시공이 가능한 것도 있지만 콘크리트의 타설 등에 문제가 있으므로 경사말뚝은 사용하지 않기로 한다. 연약지반에서 부득이 경사말뚝을 사용할 경우 압밀침하에 의한 말뚝의 휨응력에 대해서 충분히 검토한다. 또 이 경우 경사각은 10° 이하로 한다.

5.1.7 말뚝의 최소중심간격

- (1) 말뚝의 최소중심간격은 말뚝 지름의 2.5~3배로 한다.
- (2) 말뚝중심에서 기초 연단까지의 거리는 기성말뚝에서는 1.25D, 현장타설말뚝은 1.0D(D는 말뚝직경)로 하고 말뚝 주변에서 연단까지의 거리는 최대 1.0m를 원칙으로 한다.

- (1) 말뚝간격이 좁으면 타입 말뚝에서는 주변지반이 이동하고 후에 타입하는 말뚝이 들어가지 않게 되거나 먼저 타입한 말뚝이 이동된다. 또 현장타설말뚝에서는 단면이 변형되거나 콘크리트의 품질을 손상시키는 등의 문제가 발생한다. 일반적으로 말뚝 중심간격을 말뚝직경의 2.5배 이상으로 하면 이러한 문제가 생기지 않는다. 근접시공 등 부득이 한 경우 2D(D는 말뚝직경)까지 가능하지만 이 경우 스프링정수를 저감할 필요가 있다. 또 마찰말뚝에서는 주변마찰력만으로 지지력을 산정하므로 최소간격은 3D로 하는 것이 좋다.

- (2) 말뚝중심에서 기초 연단까지의 거리는 ‘도로교설계기준 하부구조 편 5.8.4 말뚝의 배열’ 이 큰 말뚝에서는 말뚝 외주면과 확대기초 연단의 거리가 크게 되므로 최대치를 1m로 했다. 단, 수평력이 크고 수평방향의 전단파괴에 대한 검토 결과 배근 상 필요한 경우에는 필요한 만큼의 거리를 취한다.

5.1.8 부의 주면마찰력

부의 주면마찰력은 다른 외력과 달리 말뚝과 지반의 상대적인 침하량의 차에 의하여 생기는 것으로 말뚝 및 지반의 침하특성과 밀접한 관계를 가지고 있다. 부의 주면마찰력의 주된 검토 사항은 중립축의 위치나 부의 주면마찰력의 크기이고 이에 대한 각종 제안이 있지만 특히 데이터가 있는 경우를 제외 하고는 다음을 따라도 좋다.

압밀침하의 우려가 있는 지반에서는 부의 주면마찰력에 대한 검토를 다음 식으로 하기로 한다.

$$1.2 \times (P_o + R_{nf} + W') \leq f_y A_p \times 10^{-3} \quad (5.12)$$

여기서, P_o : 말뚝머리부에 가하여지는 사하중에 의한 말뚝머리부 하중 (kN)

R_{nf} : 말뚝에 작용하는 부의 주면마찰력 (kN)

W' : 중립점 보다 위쪽 부분의 말뚝의 유효중량 (kN)

f_y : 말뚝재료의 항복응력 (MPa)

A_p : 말뚝의 순단면적 (mm²)

- (가) 압밀침하는 층의 전 길이에 걸쳐서 부의 주면마찰력을 고려하는 것이 좋으며 중립축 위치는 연약층 하단위치가 좋다.

- (나) 부의 주면마찰력을 산정하기 위하여 종래부터 몇 가지 방법이 제안되고 있는데 이들은 대개 2가지로 대별된다. 하나는 지반의 평균 전단강도에서 주면마찰력을 구하는 것으로 일축압축강도 q_u , 또는 N 값 등의 강도정수를 이용하여 부의 주면마찰력 f_N 을 산정하는 방법이다. 또 하나는 유효응력을 기초로 한 Bjerrum(1965)에 의해서 제안된 것이다. Bjerrum이 제안한 주면마찰력은 말뚝에 작용하는 수평 방향의 유효응력 f_h' 및 유효응력 표시의 마찰 각 ϕ' 로 결정되는 것으로 가정해서 다음 식을 제안 했다.

$$f_N : f_h' \tan \phi' = f_z' K \tan \phi' \quad (5.13)$$

여기서, f_z' : 연직방향의 유효응력

K : f_h'/f_z'

이 두 방법에 대해서 기존의 제안 값과 최근 일본 자동차 전용도로에서 실측된 값을 표시하였다. 지반의 평균 전단강도에서 구하는 경우 점성토에서는 $f_N=q_u/2$, 사질토에서는 $f_N=N/5$ 또는 $f_N=3+N/5$ 라는 제안식이 있는데, 실측결과 점성토에서는 $f_N=q_u/2$ 와는 일치하지만 사질토에서는 $f_N=1/5 \times (N+3)$ 으로 되었다. 일축압축강도에서 부의 주면마찰력을 구하는 $q_u/2$ 법에서 주의할 것은 정규압밀상태의 q_u 값을 사용하여야 하며, 흠쌓기 시공 전 또는 압밀완료 전의 상태에서 얻어지는 q_u 값을 사용하면 부의 마찰력을 과소평가하는 것이 된다. 또 압밀에 의한 강도증가가 예상된다. 정규압밀상태의 q_u 값으로 주면마찰력을 산정하여야 하는 것이 이 때문이다. 유효응력에 의한 방법에는 제안식 중 $K \tan \phi'$ 에 대해서는 실측자료에 의하여 깊이방향으로 일정한 값으로 하여 얻어지며, 실측결과에 따라 각종 제안 값이 결정된다. 말뚝주면마찰력에 대하여 처음으로 유효응력에 기초하여 해석한 Bjerrum(1965)은 $K \tan \phi'=0.2$ 를 제시하고 Fellenius는 $0.2 \sim 0.28$ 을 제안하고 있다. 일본 토질공학회 말뚝위원회의 부마찰력 측정실험에서는 $K \tan \phi'=0.2 \sim 0.35$ 를 얻었다. 일본 국철 동경 제3공사국에 의한 실험에서는 수위저하에 의한 지반침하의 경우 $K \tan \phi'_s \approx 0.3$, 흠쌓기에 의한 압밀침하의 경우 $K \tan \phi'=0.3 \sim 0.5$ 로 나타났다. '일본 건축기초구조 설계기준 동 해설(1974)'에는 지하수위 저하에 의한 지반침하의 경우는 $f=0.3f'_z$, 흠쌓기에 의한 압밀침하의 경우는 $f=0.4f'_z$ 로 하여 검토할 것을 제안하고 있다. 일본 자동차 전용도로의 측정결과에서는 $f=0.22f'_z$ 이며, 이 값은 사질토에서도 타당하다고 생각되며, 유효응력에 의한 산정법은 점성토·사질토 모두 공통의 단일식으로 부위 마찰력을 추정할 수 있다.

5.2 스프링정수

5.2.1 축방향

- (1) 말뚝의 축방향 스프링정수는 '도로교설계기준 하부구조편 5.8.8.1 말뚝의 축방향 스프링정수'에 의하여 다음 방법으로 구한다.
- (가) 추정식에 의한 방법
- (나) 재하시험에 의한 방법
- (2) 인발이 생기는 말뚝의 축방향 스프링정수는 압축 스프링정수와 같다 하여도 좋다.

(1) 축방향 스프링정수 K_V 의 추정식으로서 다음 식을 제시하고 있다.

$$K_V = \alpha \cdot \frac{A_P E_P}{l} \quad (5.14)$$

여기서, K_v : 말뚝의 축방향 스프링정수 (kN/m^3)

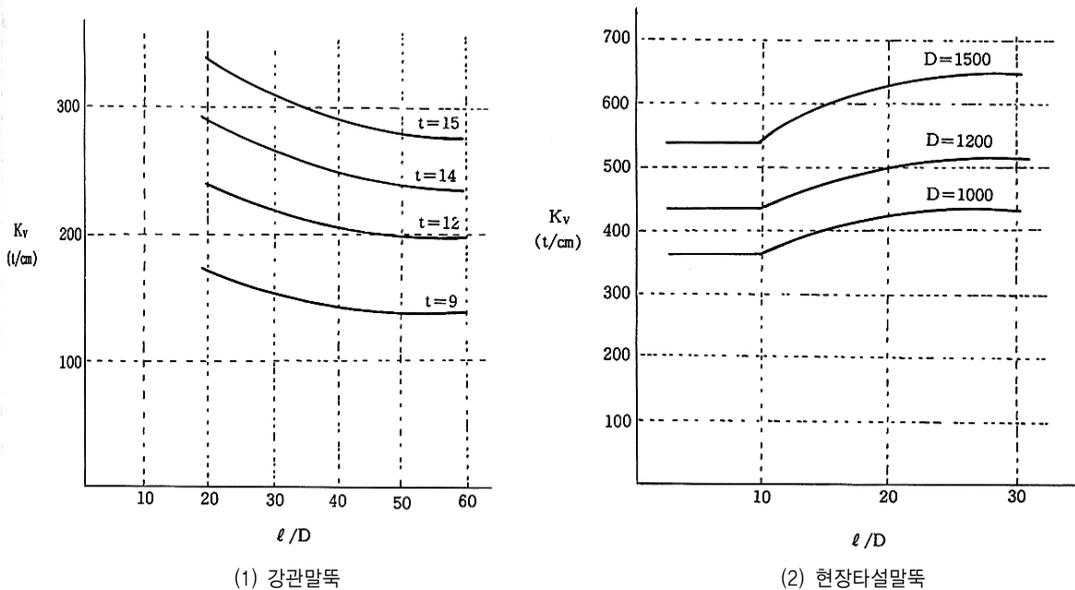
A_p : 말뚝의 순단면적 (m^3)

E_p : 말뚝 본체의 탄성계수 (kN/m^2)

l : 말뚝 길이 (m)

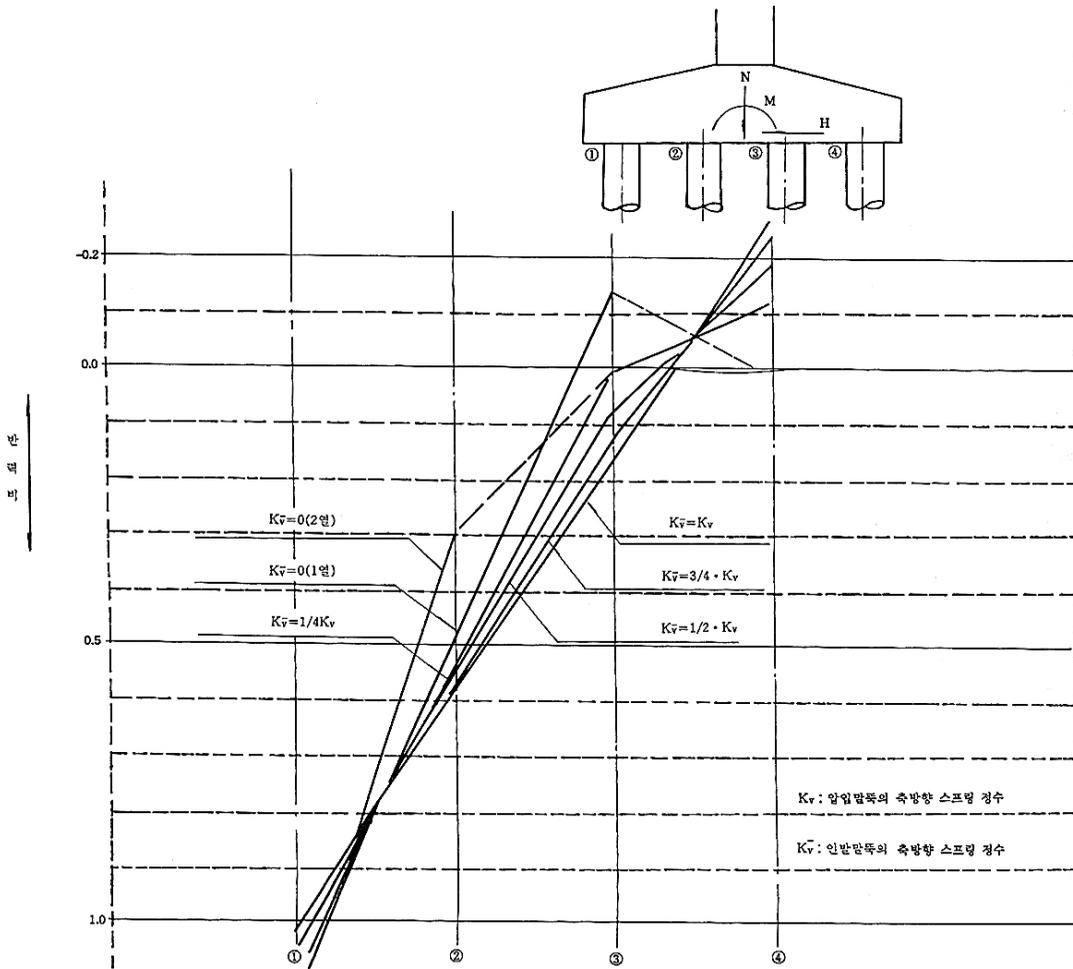
a : 지반과 말뚝의 상관에 의하여 결정되는 계수

위 식에 의하여 산출한 강관말뚝 및 현장타설말뚝의 l/D 와 K_v 의 관계가 <그림 5.8>에 나타나고 있다. 현장타설말뚝은 l/D 이 10이하의 경우는 $l/D=10$ 의 값을 그대로 사용한다. 강관말뚝의 두께 t 는 부식두께 2.0mm를 고려한 말뚝머리부의 값이고 실제로는 단면변화에 의하여 두께 t 가 변화하지만 그 영향은 적으므로 말뚝머리부의 값을 사용하여도 좋다.



<그림 5.8> 말뚝의 축방향 스프링 정수

(2) 말뚝기초에서 인발이 생기는 말뚝의 경우 축방향 스프링정수가 압축말뚝과 차이가 예상되므로 모델을 산정하여 압축말뚝의 축방향 스프링정수(K_v)와 인발말뚝의 축방향 스프링정수(K_v)를 각각 변화시켜서 반력 비를 구했다(<그림5.9>). 이 결과 $1/4 < K_v / K_v \leq 1$ 의 범위내에서는 압축력의 차를 10%정도 밖에 볼 수 없고 따라서 인발말뚝의 K_v 도 K_v 와 동일하게 하였다.



〈그림 5.9〉 $K_v/K_v=1.0$ 일 때 최대반력 1로 했을 때 말뚝의 반력비

5.2.2 축직각 방향

- (1) 말뚝의 축직각방향 스프링정수는 수평방향 지반반력계수를 이용하여 탄성지반 위의 보 이론을 기초로 산출하여야 한다.
- (2) 연약지반의 축직각방향 스프링정수는 토질시험, 보링공내 재하시험 및 시험말뚝의 수평 재하시험 등에 의하여 종합적으로 판단하여 구하기로 한다.
- (3) 흙쌓기의 축직각방향 스프링정수는 충분한 조사를 하여 결정하여야 한다.

- (1) 계산방법은 ‘도로교설계기준 하부구조 편 5.8.8.2 밑쪽의 축직각 스프링정수’에 의한다.
- (2) 연약지반(N값이 3정도 이하)의 경우는 추정식과 실측 K값의 오차가 크므로 L.L.T, 프레시오 메타 등의 보링공 내의 횡방향 재하시험을 병용해서 종합적으로 판단하여야 한다.

5.3 허용지지력

- (1) 말뚝의 축직각방향 스프링정수는 수평방향 지반반력계수를 이용하여 탄성지반 위의 보 이론을 기초로 산출하여야 한다.
- (2) 연약지반의 축직각방향 스프링정수는 토질시험, 보링공내 재하시험 및 시험말뚝의 수평 재하시험 등에 의하여 종합적으로 판단하여 구하기로 한다.
- (3) 흙쌓기의 축직각방향 스프링정수는 충분한 조사를 하여 결정하여야 한다.

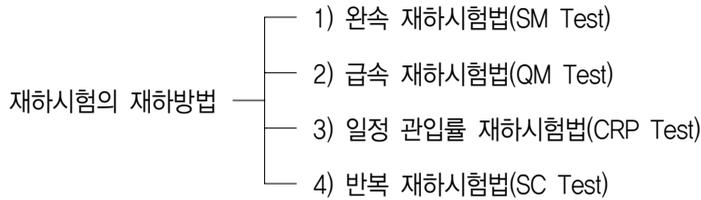
5.3.1 외말뚝의 허용연직압축지지력

- (1) 외말뚝의 허용연직압축지지력은 ‘도로교설계기준 하부구조편 5.8.5 외말뚝의 허용연직 압축지지력’에 의하여 구하기로 한다.
- (2) 특수한 지질의 경우는 극한연직압축지지력은 재하시험으로 구하는 것을 원칙으로 한다.
- (3) 마찰말뚝의 극한연직압축지지력은 재하시험으로 구하는 것을 원칙으로 한다.
- (4) 타입말뚝의 경우에 지지력을 만족하는 관입깊이가 결정되면 이에 대한 항타시공관입성(driveability)을 확인한다.

(1)에 대하여

- (가) 말뚝의 지지력은 원칙적으로 재하시험에서 구하여야 한다. 그러나 재하시험은 설계 전에 하여야 하고 시험 비용 때문에 반드시 모든 경우에 재하시험을 실시한다는 것이 불가능한 경우를 고려하여 정역학적 지지력공식 또는 현장시험에 의한 방법 등을 이용할 수 있는 것으로 한다.
- (나) 재하시험이나 항타공식에서는 말뚝의 자중을 뺀 잔여지지력을 구하고 있다는 것에 주목하고, 특히 중량이 큰 말뚝을 사용하는 경우에는 말뚝의 자중을 고려하며, 부력의 영향은 지하수위의 변동을 고려하여 위험 측으로 고려한다.

- (다) 말뚝의 극한연직압축지지력을 재하시험으로 구하는 것은 곤란하므로 편법으로서 재하시험에 의해서 항복하중이 얻어진 경우에는 항복하중의 1.5배를, 또 시험최대하중 내에서 항복이 일어나지 않는 경우에는 시험최대하중의 1.5배를 극한지지력으로 하기로 한다.
- (라) 축방향 재하시험(압축 및 인발)의 방법으로서 일반적으로 다음 여러 가지 방법들을 들 수 있으나, 원칙적으로 지지말뚝의 경우에는 완속 재하시험의 다사이클 방식을, 마찰말뚝의 경우에는 급속 재하시험의 재하속도 제어방식을 사용하여 말뚝의 극한지지력을 구하는 것으로 한다.



- (마) 말뚝의 허용지지력을 구하는 정역학 공식은 일반적으로 다음의 것을 사용하는 것으로 한다.

(a) Terzaghi 공식

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \ell f_s \quad (5.15)$$

여기서, R_u : 말뚝의 극한지지력 (kN)

A_p : 말뚝의 선단 면적 (m^2)

q_d : 말뚝선단 지반의 극한지지력 (kN/m^2)

U : 말뚝의 주장 (m)

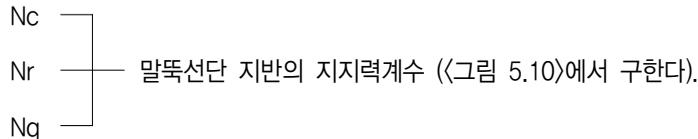
ℓ : 주면마찰력을 고려한 층의 두께 (m)

f_s : 말뚝의 주면마찰력 (kN/m^2)

(점성토의 경우 최대치는 $30N/m^2$ 로 한다. <그림 5.12> 참조)

$$q_d = 1.3cN_c + 0.6\gamma_1 N_r + \gamma_2 D_f(N_q + 2) \quad (5.16)$$

여기서, c : 흙의 점착력 ($tonf/m^2$), 흙의 일축 압축강도의 1/2



γ_1 : 말뚝선단 밑 흙의 단위체적중량 (kN/m^3)
 (지하수위 이하는 수중단위체적중량)

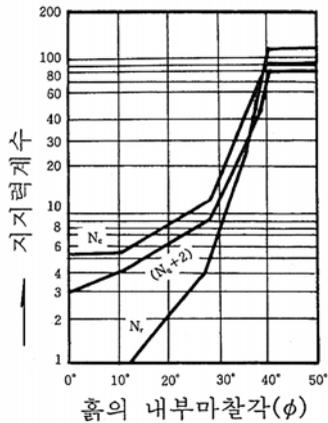
γ_2 : 말뚝선단 위 흙의 단위체적중량 (kN/m^3)
 (지하수위 이하는 수중단위체적중량)

r : 말뚝반지름 (m)

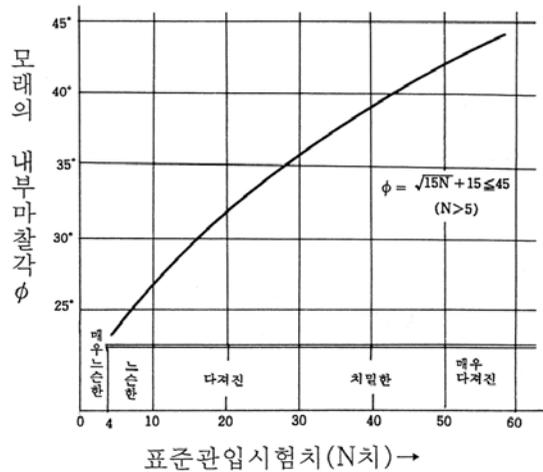
D_f : 지반표면에서 말뚝선단까지의 깊이 (m)

표준관입 시험치와 사질토의 전단저항각 ϕ 의 관계를 <그림 5.11>에 나타냈다.

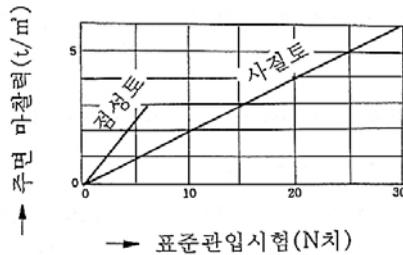
Terzaghi 공식은 원래 얇은 기초를 대상으로 한 것이므로 말뚝선단이 지지층에 얇게 관입되어 있는 경우, 또는 N값이 30이하의 경우에 사용하는 것이 좋다.



<그림 5.10> 흙의 내부마찰각(ϕ)과 지지력계수의 관계



<그림 5.11> 사질토에서 N값과 내부마찰각과의 관계



〈그림 5.12〉 N값과 주면마찰력의 관계

(b) Meyerhof 공식

사질토 지반에 설치된 말뚝의 지지력을 표준관입시험의 N치를 이용하여 추정하는 경우는 Meyerhof(1976)가 제안한 식(5.17)이 이용된다.

$$Q_u = mN'A_p + n\bar{N}A_s \text{ (kN)} \quad (5.17)$$

여기서, Q_u : 말뚝의 극한 지지력 (kN)

A_p : 말뚝의 선단 면적 (m^2)

A_s : 사질토 지반에 묻힌 말뚝의 겉면적 (m^2)

N' : $C_n \cdot N$

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

N : 말뚝선단부 부근의 N치

\bar{N} : 사질토 지반의 평균 N치

타입말뚝에서,

$$m = 3\left(\frac{L_B}{B}\right) \leq 30 \quad \text{여기서, } mN' \leq 15,000 \text{ kN/m}^2$$

$$n = \frac{1}{5} \quad \text{여기서, } n\bar{N} \leq 100 \text{ kN/m}^2$$

(바) 최대 주면마찰력도 f_i 는 ‘도로교설계기준 하부구조 편 5.8.5.1 말뚝의 허용연직압축지지력’에 사질토와 점성토로 나누어 N값 또는 점착력 C에서 추정하고 있지만 현장타설말뚝에서 불균일한 사질토의 경우 추정 값에 만족하지 않는 경우도 있으므로 주의를 요한다.

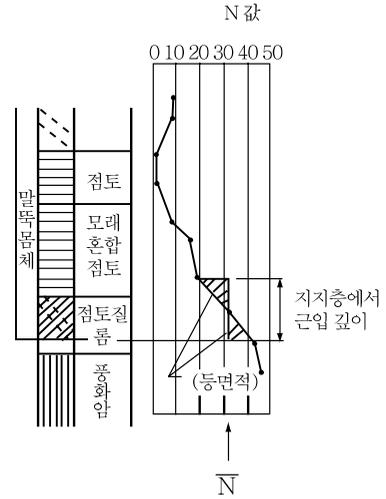
(사) 말뚝선단 지반의 극한지지력(q_d)을 산출하는 경우 중간층과 지지층이 명확하지 않는 경우 지지층의 환산 근입길이를 ‘도로교설계기준 하부구조 편 5.8.5.1 말뚝의 허용연직압축지지력’에서는 〈그림 5.13〉에 나타난 것처럼 구하지만, N값의 변화가 심한 경우 환산 근입길이가 극단적으로 길어져 적당하지 않으므로 주상도에서 토질성상을 주의 깊게 검토해서 구하여야 한다.

예) <그림 5.14(a)(b)>의 주상도에서 (a)에서는 말뚝선단에 N값 40 이상의 층을 2.5m 갖고 (b)에서는 말뚝선단에 1m 갖고 있을 뿐이다. 그러나 환산 근입깊이를 주상도와 같이 구하면 (b)가 (a)보다 상당히 허용지지력이 크게 되어 적당치 않은 결과가 얻어진다. (b)의 중간에 보이는 N값 40 이상의 값은 주상도를 파선과 같이 일부 수정하여 환산 근입깊이를 구하는 것이 좋다.
 (a) 말뚝선단 지반의 설계용 N , \bar{N} 를 구한다.

$$\bar{N} = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \quad (\bar{N} \leq 40) \quad (5.18)$$

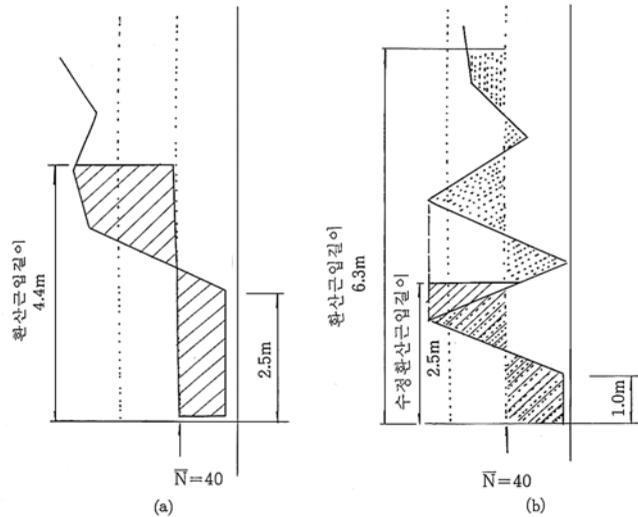
여기서, N_1 : 말뚝선단 위치의 N값

\bar{N}_2 : 말뚝선단에서 위쪽 4D의 범위에서
 평균 N값



<그림 5.13> 환산 근입깊이

(b) 지반의 N값 분포곡선과 \bar{N} 와의 선으로 둘러 쌓인 부분의 면적(그림의 사선부분)이 같게 되는 점에서 말뚝선단까지의 거리를 근입깊이로 한다.



<그림 5.14> 주상도

(2) 특수지반의 경우 재하시험 자료도 부족하여 신뢰할 수 있는 추정법이 얻어지기까지 대표적인 지반을 선정해서 재하시험으로 구하는 것을 원칙으로 한다.

- (3) 마찰말뚝을 사용하는 경우에는 재하시험에 의한 지지력의 확인과 침하특성을 파악하여 상부구조 형식과 구조를 고려한 후에 허용지지력을 결정하기로 한다.
- (4) 말뚝의 향타시공 관입성은 지반의 주면마찰저항, 선단저항 뿐만 아니라 타격에너지의 크기, 말뚝재료의 허용향타응력 등 여러 가지 요소에 영향을 받으므로 만족할 만한 말뚝의 지지력을 확보하기 위해서는 지반 조건 · 말뚝재료 조건 · 향타장비 조건을 모두 고려한 향타시공 관입성 분석이 필요하다.

5.3.2 외말뚝의 허용연직인발지지력

- (1) 외말뚝의 허용연직인발력에 대한 허용인발력은 다음 식으로 구한다.

$$P_a = \frac{1}{n} P_u + W \quad (5.19)$$

여기서, P_a : 말뚝머리에서 허용되는 축방향인발력 (kN)

n : 안전율 (상시 6, 지진 시 3)

P_u : 지반에서 정하는 말뚝의 극한인발력 (kN)

W : 말뚝의 유효중량 (kN)

- (2) 상시에 대해서는 말뚝의 유효중량 이상의 인발력은 생기지 않게 한다.

(2)에 대하여

장기의 인발저항에 대해서는 실시 예도 없고 지반의 크리프 특성 등도 명확하지 않으므로 상시에 대해서는 말뚝의 유효중량 이상의 인발력이 생기지 않도록 말뚝을 배치한다.

5.3.3 외말뚝의 허용수평지지력

- (1) 허용수평변위량

말뚝머리 허용변위량은 상시 때 말뚝직경의 1% 또는 15mm 중 큰값을 적용한다.

- (2) 횡방향 지반반력계수를 이용한 허용수평지지력

수평력을 받는 외말뚝의 지지력과 변위는 수평재하시험을 통하여 결정하는 것이 가장 신뢰성 있는 방법이며, 탄성보 방법과 극한평형법 등과 같은 해석적 방법 · 프레스미터 결과를 이용한 방법 등에 의하여 추정할 수도 있다. 실제 구조물과 같은 조건에서 실시된 재하시험이 아닌 경우에는 이들 방법을 조합하여 사용하는 것이 좋다.

(1)에 대하여

(가) 하부구조의 조건에 따라 정하여지는 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하는데, 지름이 1,500mm 이하인 말뚝은 이제까지의 실적을 고려하여 15mm로 한다. 다만, 편토압이 작용하는 경우에는 설계 지반면의 말뚝 지름의 크고 작음에 관계없이 평상 시의 수평변위량을 15mm까지로 억제하는 것이 좋다.

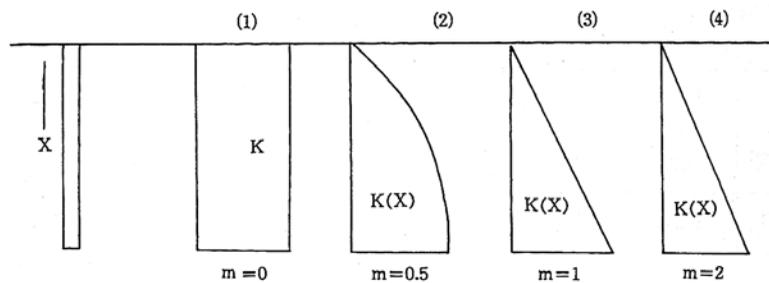
(나) 허용수평변위량으로서는 구조물의 안전상 상한을 규정하는 경우와 설계상에서 지반의 탄성한계역을 규정하는 경우가 있다. 수평변위량에 대해서는 받침변위량으로 정하는 것이 이상적이지만, 계산의 간략화를 위하여 말뚝머리 변위에 의해서 규정하는 것이다. 또 허용지지력은 허용변위량에 관련하는 것이지만, 말뚝 본체의 허용응력에 따라서 저항모멘트가 정하여지므로 말뚝의 단면에서 허용지지력이 결정되는 경우도 있다.

(다) 지반에 적합한 변위의 계산

일반적으로 말뚝은 탄성보로서 계산한다.

$$EI \frac{d^4 v}{dx^4} = -K_x^m y^n \tag{5.20}$$

여기서 $K(x) = -K_x^m$ 은 말뚝 폭에 대한 흙의 횡방향 지반반력계수로서 말뚝 축방향으로 변화하는 경우의 m 은 <그림 5.15>와 같이 되고, 일반적으로 $m \geq 0$ 이며 지반에 따라 결정되는 일정한 상수이다. n 은 말뚝과 지반을 비탄성적 거동 또는 탄성적 거동으로서 나타내는 일정한 상수로서 일반적으로 $1 \geq n \geq 0$ 의 범위를 가지고 있다. 이때 x 는 하향을 정의 방향으로 취한 깊이의 좌표를 나타내고, y 는 변위를 나타낸다.



<그림 5.15> 횡방향 지반반력계수

(a) 횡방향 지반반력계수의 문제로 되는 범위는 지표면에서 π / β 또는 $\beta - 1$ 이내의 값으로 설계에서는 이 범위의 값에 따라 말뚝본체의 응력이 정하여진다.

(b) 지반조건과 변위 계산법

① <그림 5.15> (1)의 경우의 계산법

㉓ 지반이 균일하고($m=0$), 말뚝길이가 π / β 이상의 경우에는 Y. L. Chang의 방법에 적용된다.

㉔ 지반이 균일하고($m=0$), 말뚝길이가 π / β 보다 짧은 경우에는 Y. L. Chang의 식을 유한 길이로 취급하여 계산하여도 된다.

② <그림 5.15> (2), (3), (4)의 경우의 계산법

지반이 균일하지 않고 말뚝길이가 π / β 보다 짧은 경우에는 Z. Levinton의 다원방정식을 적용하면 된다.

③ <그림 5.15> (1), (2), (3), (4)의 경우의 계산법

「지표면에서 깊이방향으로 지반의 소성화가 진행된다」고 하는 L. Menard의 이론을 적용한다.(프렛셔미터 등에 의한 원위치시험을 실시한 경우).

(2) 횡방향 지반반력계수를 구하는 것은 다음 네 가지 방법이 있다.

(가) 말뚝의 수평재하시험에서 역산하는 방법

(나) 프렛셔미터에 의하여 구하는 방법

(다) N값으로부터 구하는 방법

(라) 토질시험에서 구하는 방법

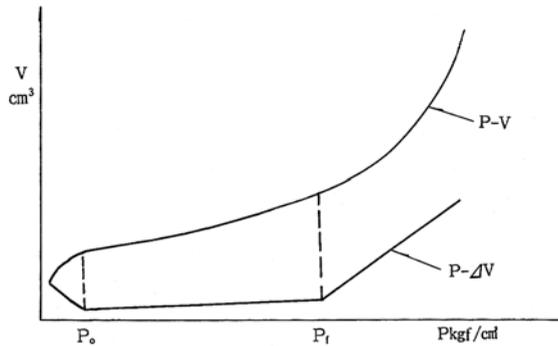
흙의 탄성을 고려하여 말뚝 횡방향의 안정해석을 하기 위해서는 지반의 반력계수 K값을 구하여야 한다. 그러나 지반반력계수 K값은 지반의 성질인 변형계수나 재하면의 형상·크기·강성에 영향을 받을 뿐 아니라 하중의 크기나 재하시간에 따라서 좌우되는 값이다. 말뚝머리부에 수평력을 작용시킨 경우 나중에 설명하는 바와 같이 복잡한 문제로 된다. 그러므로 말뚝의 설계에서는 설계지반에 실제 말뚝으로 시험한 결과에 따라 K값을 역산하여 그 값을 사용하는 것이 가장 좋다. 그러나 하중의 크기·재하시간에 따라 K값은 달라지는 것이 보통이므로 K값은 설계조건을 고려하여 수평재하시험 결과를 적당히 보정하여서 선정하여야 한다.

평판재하시험이나 표준관입시험 등에서 K값을 산정하는 방법이나 고무튜브를 보링 구멍 안에서 팽창시켜 그 가압력과 공벽의 변위의 관계에서 K값을 구하는 소위 프렛셔미터에 의한 방법도 있다. 다만 어느 방법이나 말뚝의 횡저항과 직접적인 관련성이 적으므로, 이들로부터 구한 값을 비판없이 설계에 사용하는 것은 문제가 있다. 그러나 고무튜브법 등은 대단히 간편한 방법이므로 설계말뚝과의 관련을 충분히 고려하여 적당히 보정하여 사용한다면 개략적인 값으로 사용할 수 있다.

땅속에 설치된 말뚝의 횡방향의 저항특성에 대해서 현재 가장 널리 이용되고 있는 계산법은 지반을 반무한탄성체로서 취급하는 Y. L. Chang 공식이라고 불리는 탄성해법이다. 그러나 실제 지반은 완전한 탄성체가 아니므로, 말뚝의 해석이나 설계에서의 K값을 현장말뚝 시험을 하지 않고 구한다는 것은 대단히 어렵다. 따라서 (나), (다)의 방법에서 지반반력 계수를 추정하는 경우에는 기존의 각 토질에 대한 설계 K값과의 상관관계를 충분히 검토한 후 결정하는 것이 좋다.

• 프렛서미터 시험법을 사용하는 경우의 계산법

이 시험법은 지반에 방사상 압력을 가한 상태에서 변형특성을 구하는 것이며, 측정관의 외경은 56mm 정도이다. 그리고 말뚝의 횡방향 저항을 생각하는 경우 직접적인 관계는 없다고 할 수 있다. 즉, 보링 공벽에 주어진 가압강도 P와 공벽의 반지름방향의 변위량 Δ 로부터 일종의 반력계수 K 값을 규정할 수 있으나 이 값은 말뚝에 대한 반력계수 K와는 일치하지 않는다. 따라서 프렛서미터 측정결과에서 K값을 구하는 것은 지반의 반력계수 대신 변형계수 E_p 를 탄성론에 의해서 구하고 이 값을 매개변수(parameter)로 하여 말뚝의 K값을 계산하는 방법을 취한다. <그림 5.16>은 횡축에 가압력, 종축에 주입수량을 취하고 프렛서미터의 측정결과를 나타낸 것이다.



<그림 5.16> 프렛서미터의 측정결과

지반에 구멍을 뚫었을 때 공벽 주변 흩은 구멍이 뚫림으로써 압력해방이나 팽창에 의해서 느슨하게 된다. 여기서 측정관을 삽입하여 공벽에 압력을 가하는 경우 느슨하게 된 흩이 원상태로 돌아갈 때까지 변형은 비교적 쉽다. 그러나 그 후에는 공벽주변에 항복현상이 생기기 시작할 때까지 변형은 비교적 직선적으로 일어난다. 프렛서미터법에서는 압력 P_0 에서 P_1 의 사이의 변형을 규정하는 수치로서

$$E_p = 2(1 + \mu) (V_0 + V_m) \frac{\Delta V}{\Delta P} \tag{5.21}$$

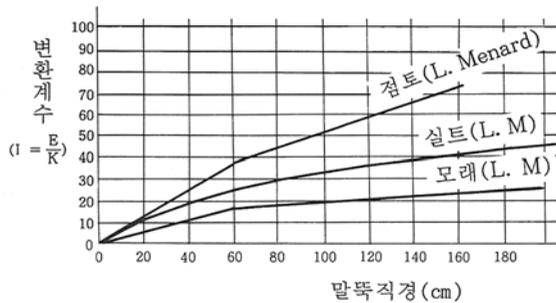
인 변형계수를 정의하였다. 그리고 L. Menard는 말뚝의 횡방향 반력계수 K값을

$$K = \frac{E_p}{I} \tag{5.22}$$

$$I = (1 + \mu) \left(\frac{1}{3} + \frac{\alpha}{6} \right) R_0 \left(\lambda \frac{R}{R_0} \right)^\alpha \tag{5.23}$$

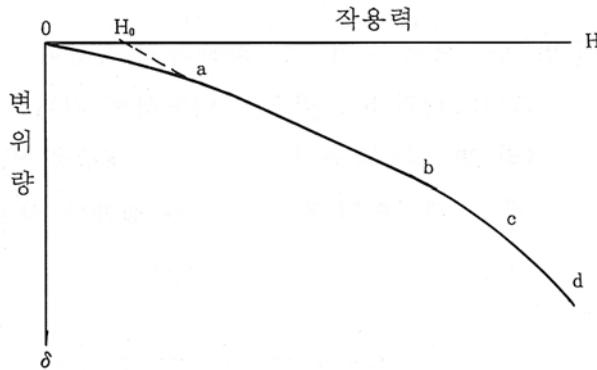
로 나타낼 수 있다고 제안하였다. 단 이 값은 P_0 에서 P_i 의 사이에서 적용되는 것이다.

- 여기서, E_p : 변형계수
- I : 변환계수
- μ : 지반의 프와송 비
- V_0 : 측정관 체적
- V_m : 주입수량
- $\Delta P / \Delta V$: P-V 곡선의 $P_0 \sim P_i$ 간의 경사
- R_0 : 기준치수 (300mm를 사용)
- R : 말뚝의 반지름
- λ : 형상계수
- α : 흙의 레오로지 상수
- 모래 : $\alpha \approx 1/3$
- 실트 : $\alpha \approx 1/2$
- 점토 : $\alpha \approx 2/3$



〈그림 5.17〉 L. Menardo에 의한 E/K와 말뚝직경의 관계

식(5.22)의 값은 〈그림 5.16〉의 $P_0 \sim P_i$ 사이에 대응하는 것으로 원점에서 α 점에 이를 때까지의 미소변위의 범위에 대해서는 규정하고 있지 않다. 그래서 땅속에 타입된 말뚝에 실제로 수평력을 작용시킨 경우 말뚝의 변위량이 대단히 작은 범위에서는 식(5.22)로 구하여 지는 K값 보다 훨씬 큰 값을 나타낸다. 실제의 수평시험결과를 보면 〈그림 5.18〉에 나타난 바와 같이 작용력과 말뚝머리 변위의 관계는 원점에서 a, b, c, d의 경과를 거치게 된다.



〈그림 5.18〉 말뚝머리 변위와 작용력과의 관계

- 여기서, 0~a : 지반반력의 크기가 대략 압력 P_0 이하의 범위
- a~b : 말뚝머리 부근의 지반반력이 압력 $P_0 \sim P_1$ 의 범위
- b~c : 지표부근의 반력이 P_1 를 넘어서 소성화되기 시작
- c~d : 소성화 영역이 점차로 깊은 곳으로 확대

이와 같은 복잡한 형태를 나타내는 것이 말뚝의 횡방향 시험결과이고 식(5.22)로 구하여지는 K값은 〈그림 5.18〉에서 근사적으로 a~b 간을 규정한 것에 불과하다고 할 수 있다. 그래서 프레셔미터 시험에 따라서 말뚝의 수평저항 곡선을 그리려면 식(5.22)에 의한 K값을 사용하고 나아가서 초기조건으로서 a~b의 직선부를 연장한 교점 H_0 를 가정의 원점으로 하여 변위계산을 실시하는 것으로 하고 있다.

$$H_0 \approx \frac{1}{3} \cdot \frac{D}{\beta} P_0 \tag{5.24}$$

로 구한다. 이 값은 실제의 재하시험자료에서 경험적으로 구하여진 것이다.

여기서, D : 말뚝직경

$$\beta : \beta = 4 \sqrt{\frac{KD}{4EI}}$$

K : E_p/l (단 l는 변환계수)

EI : 말뚝재의 강성

P_0 : 프레셔미터에 의한 초기압

즉, H_0 를 이동 원점으로 하고, 식(5.22)의 K값을 사용하여 Y.L.Chang 공식으로 계산한다.

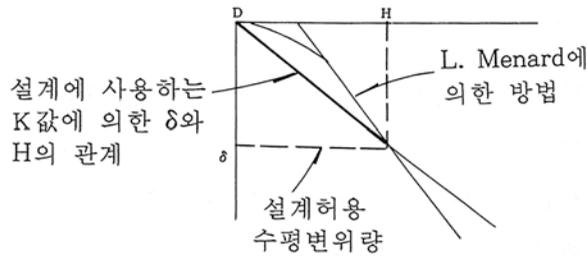
예를 들어 말뚝머리가 구속되지 않은 균말뚝의 시험에 대해서는

$$\delta = \frac{H - H_0}{2EI/\beta^3} \tag{5.25}$$

으로 하여 작용수평력 H와 말뚝머리 변위량 δ 의 관계를 계산한다. 또한 식(5.25)의 δ 가 한계치

$$\delta y = \frac{P_f}{K} \tag{5.26}$$

에 달한 후에 지반은 지표면 부근으로부터 소성화하기 시작한다. 이 소성화 영역이 깊은 곳으로 확대되어 감에 따라 <그림 5.18>의 b, c 점으로 이동하여 간다고 하는 해석법이다. 이 <그림 5.18>을 바탕으로 말뚝머리 변위와 작용력의 관계에서 K값을 역산하면 K값과 변위량의 관계가 새로이 구하여 진다. 즉, 프레셔미터 측정에 의한 설계에 사용하는 K값은 <그림 5.19>와 같다.



<그림 5.19> 설계에 사용하는 K값

5.3.4 무리말뚝의 고려

말뚝 중심간격이 2.5D 미만의 경우에 무리말뚝의 영향을 고려하여 허용지지력 및 침하량의 검토를 하여야 한다.

무리말뚝으로서의 지지력은 말뚝의 간격, 배치, 지반의 성상 등에 의해서 단말뚝의 지지력에 말뚝수를 곱한 값 보다 작게 되는 경우가 있으므로, 무리말뚝의 영향을 고려하여 말뚝의 간격과 배치를 정할 필요가 있다.

말뚝기초의 지지층이 질이 좋은 모래질 지반이고 그 밑에 압축성이 있는 층이 없을 때에는 무리말뚝의 영향은 고려하지 않아도 된다.

또 연직방향 무리말뚝의 효율에 대하여 Meyerhof 등이 제안하고 있는 것은 다음과 같다.

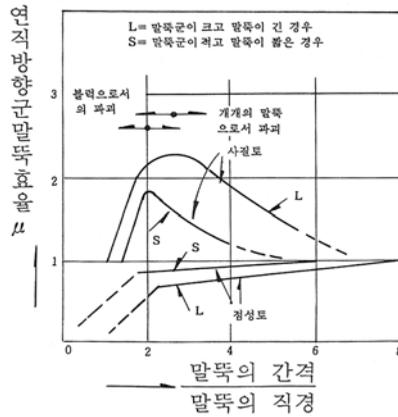
점성토 지반에서의 무리말뚝의 영향은 <그림 5.20>의 연직방향 무리말뚝효율 μ 을 사용하여 지지력을 저감할 수가 있다.

$$R_a = \sum \mu \cdot R_{ia} \tag{5.27}$$

여기서, R_a : 무리말뚝 전체의 허용지지력 (kN)

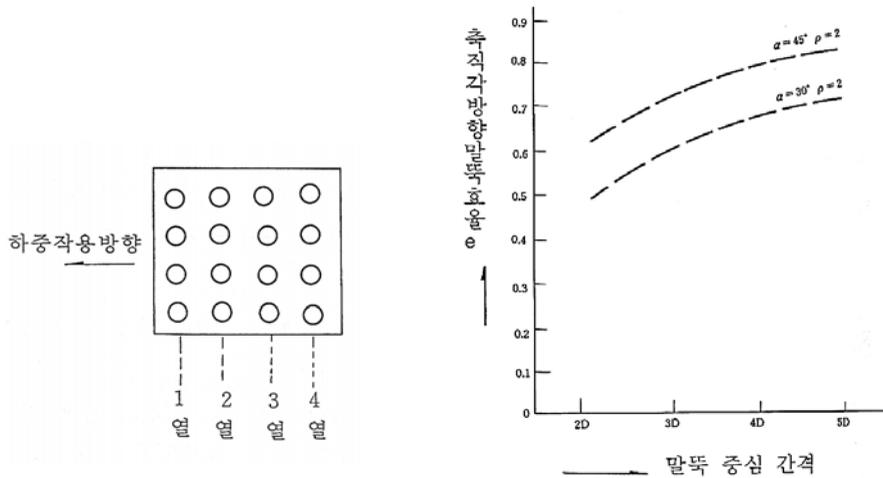
$$\mu = \frac{\text{무리말뚝 한 개당 말뚝 축방향 스프링정수}}{\text{단말뚝의 말뚝 축방향 스프링정수}} \text{ (무리말뚝의 효율)}$$

R_{ia} : 단말뚝의 허용지지력 (kN/개)



〈그림 5.20〉 Meyerhof 연직방향 무리말뚝 효율

축직각방향에 대한 무리말뚝의 효율은 작용하중방향에 대하여 무리말뚝의 가장 앞열 말뚝의 축직각 방향 스프링정수로 2열째 이하 말뚝의 축직각방향 스프링정수를 나눈 값이고, 군말뚝의 효율을 계산에 의하여 구하는 경우에는 〈그림 5.22〉에 의하여 구할 수 있으나 시험에 의하는 것이 좋다. 지반의 종류에 따라 서로 달라지지만 일반적으로 말뚝간격이 5D 이상의 경우에는 무리말뚝의 영향은 고려하지 않아도 된다.



〈그림 5.21〉 무리말뚝 모델

〈그림 5.22〉 무리말뚝의 효율

$$H = (1 + e \cdot m)N \cdot H_{i=1} \tag{5.28}$$

여기서, H : 무리말뚝의 축직각방향 저항력 (kN)

$$e = \frac{\text{무리말뚝의 2열째 이하의 말뚝의 축직각방향 스프링정수}}{\text{무리말뚝의 가장 앞열말뚝의 축직각방향 스프링정수}}$$

m : 2열째 이하 말뚝의 열수

N : 무리말뚝의 행수

H_{e1} : 무리말뚝의 영향이 없는 경우의 말뚝 한 개당 수평저항력 (kN)

〈그림 5.22〉에 시험에 의하여 구한 무리말뚝 효율을 나타낸다.

5.4 반력 및 변위량

- (1) 말뚝반력과 변위량은 확대기초를 강체로 보고 확대기초의 변위(연직, 수평, 회전 변위)를 고려한 탄성해석법(변위법)으로 계산하는 것을 원칙으로 한다.
- (2) 특수한 조건인 경우 말뚝기초의 계산은 지반의 성질, 하중조건 및 기초전체의 안전성에 대한 검토를 하여 종합적으로 판단하여야 한다.

(1) 계산방법은 ‘도로교설계기준 하부구조 편 5.8.9 말뚝반력과 확대기초 변위량의 계산법’에 의한다.

(2) 특수한 조건의 하나로서 동일 기초 내에 현저히 다른 길이의 말뚝을 갖는 경우가 있다. 이 경우 일반적으로 아래와 같이 취급하여도 좋다.

동일 기초와 현저하게 다른 길이의 말뚝을 갖는 말뚝기초란 가장 긴 말뚝의 $\beta l < 3$, 또는 $\eta = l_s/l_e < 0.6$ (여기서 l_e : 가장 긴 말뚝의 길이, l_s : 가장 짧은 말뚝의 길이)의 말뚝 기초를 말하고 각 말뚝의 하중분담을 고려해서 설계하기로 한다. 따라서 $\beta l \geq 3$ 또는 $\eta \geq 0.6$ 의 말뚝기초에서는 평균 길이를 갖는 단일 말뚝길이의 말뚝기초로 설계하여도 좋다. 단, 이 경우 말뚝본체의 설계에서는 짧은 쪽 말뚝의 단면력은 10% 정도 여유를 갖는 것으로 한다.

5.5 말뚝 본체의 설계

5.5.1 소요 말뚝개수의 설계

말뚝기초는 하중에 의하여 각 말뚝머리에 생기는 반력이 말뚝의 허용지지력 안에 들도록 할 뿐 아니라, 상부구조에서 결정되는 말뚝머리의 허용변위량을 넘지 않도록 말뚝의 개수 및 말뚝의 배열을 정하는 것으로 한다.

- (가) 원칙적으로 계산은 구조물에 생각할 수 있는 하중의 종류와 하중조합에 대하여 실시하여야 한다. 단, 부력 또는 양압력이 작용하는 경우에는 이 영향을 고려한다. 또, 온도변화의 영향·유수압·충돌하중 및 풍하중 등을 고려하는 경우에는 활하중을 재하하지 않는 경우에 대해서도 검토하여야 한다.

〈표 5.4〉 말뚝기초의 하중상태

종 류	하중의 조합	비 고
교 대	고정하중 + 활하중 + 토압	보통은 검토하지 않아도 되지만, 심한 연약 점토 지반에서는 검토함
	고정하중 + 토압	
교 각	고정하중 + 활하중	

- (나) 말뚝기초의 소요개수의 계산은 일반적으로 먼저 말뚝의 종류·형상·치수를 가정하고, 지반에 따라 구하는 말뚝 한 개의 허용지지력·허용 수평저항력을 결정하고, 다음에 말뚝의 개수와 배치를 가정하여 말뚝머리에 생기는 반력을 구한다. 이 반력이 허용치를 넘는 경우에는 처음의 가정을 수정하여 다시 계산을 되풀이 한다. 이와 같이 소요말뚝개수는 시산법으로 구하는 것이 보통이다. 물론 변위량도 계산하여 허용변위량을 넘지 않도록 하여야 한다.
- (다) 말뚝의 반력 및 변위의 계산법으로서 '도로교 하부구조 설계지침'에 규정된 〈표 5.5〉의 방법을 사용하는 것으로 한다.

〈표 5.5〉 말뚝의 반력 및 변위 계산법

계산법	도로교하부구조설계기준, 말뚝기초 설계 편의 식		적용하는 기초형식	
관용법	(1) 말뚝 반력의 계산법	말뚝의 연직반력 계산법	현장타설말뚝, 강말뚝(RC 말뚝), RC 모멘트 말뚝	
		말뚝의 수평력 계산법	a) 연직말뚝만의 경우	현장타설말뚝, 강말뚝
			b) 연직말뚝과 조말뚝을 혼합한 경우	RC 말뚝
	c) 연직말뚝과 경사말뚝을 혼용한 경우		강말뚝, RC 모멘트 말뚝	
(2) 말뚝머리 변위를 구하는 방법(Y.L.Chang의 식)		현장타설말뚝, 강말뚝, RC 모멘트 말뚝		
변위를 고려한 설계법	(1) 말뚝머리와 기초의 연결을 힌지로 한 경우		현장타설말뚝, 강말뚝	
	(2) 말뚝머리와 기초의 연결을 강결로 한 경우			

5.5.2 완성 후의 하중에 대한 설계

- (1) 축방향 압축력 또는 축방향 인발지지력에 대하여 말뚝 본체 각 부분의 축력은 지반의 하중전이 특성을 고려하여 구한다. 하중 전이 특성은 말뚝재하시험 시 측정된 말뚝축하중으로 부터 결정할 수 있다.
- (2) 축직각방향력과 말뚝머리 모멘트에 의한 말뚝본체 각 부의 휨 모멘트 및 전단력은 말뚝을 탄성지반 상의 보로 가정하여 구한다.
- (3) 말뚝본체 각 부분은 축력, 휨모멘트 및 전단력에 대하여 안전하여야 한다. 그리고 전 길이가 땅속에 근입된 말뚝은 좌굴을 고려하지 않아도 되며, 지반위로 돌출된 말뚝에서는 좌굴에 의하여 단면을 정할 수도 있다.

5.5.3 이음의 설계

- (1) 말뚝의 이음은 완성 후에 작용하는 하중에 대해서 안전하고 시공 시 타입에 대해서도 충분히 안전하여야 한다.
- (2) 이음의 위치는 이음위치의 수 · 시공성 · 경제성 등을 종합적으로 검토하고, 휨모멘트가 가능한 한 작아서 단면적에 여유가 있는 위치를 선택하기로 한다.

- (1) 말뚝의 이음도 본체와 동일하게 완성 후의 하중에 대해서 안전하도록 설계하고 시공 시의 타입하중에 대해서도 충분히 안전하도록 설계하여야 한다. 이음의 강도는 이음위 치에서 말뚝본체의 강도 이상이어야 한다. 단, 설계 계산상 허용응력을 5.1.5 말뚝의 허용하중에 따라 허용응력을 조사하기로 한다.
- (2) 기성 말뚝의 이음부를 시공하려면 반드시 현장작업이 따르기 때문에 이음부는 시공관리의 영향을 받기 쉽다. 따라서 설계에서는 역학적으로 안전한 것 뿐만 아니라 이음의 시공성에 대해서도 유의할 필요가 있으므로, 일반적으로 단면력 · 이음개수 · 시공성 · 경제성 등을 종합적으로 검토하여 선정하는 것이 바람직하다. 또한, 부식 영향이 특히 심한 곳으로는 수위(지하수위)의 변동에 의하여 건습을 반복하는 영역, 유해한 염분을 포함한 해수에 접촉하는 부분 등이 있는데, 이러한 부분에는 이음부를 두지 않는 것이 좋다.
- (3) 강관말뚝의 단면변화 위치 및 현장타설콘크리트 말뚝의 철근변화 위치의 설계는 이 편 '5.6 구조세목'에 따르기로 한다.

5.5.4 말뚝 머리부와 확대기초 결합부의 설계

말뚝과 확대기초의 결합부는 원칙적으로 말뚝머리 고정으로 설계하고 결합부에 생기는 응력에 대하여 안전하도록 설계하여야 한다. 말뚝머리부의 일반적인 결합방식으로는 고정과 힌지 결합이 있는데 말뚝머리 고정으로 설계하면 수평변위량에 따라 설계가 지배되는 경우에 유리하고 부정정차수가 크기 때문에 내진상의 안전성이 높다고 할 수 있다.

〈표 5.6〉

말뚝 종류		결합 방법
강관 말뚝		도로교설계기준해설(하부구조 편) 제시한 방법 A 또는 B
현장타설콘크리트 말뚝		도로교설계기준해설(하부구조 편) 제시한 방법 B
기성콘크리트 말뚝	PSC 말뚝	도로교설계기준해설(하부구조 편) 제시한 방법 A 또는 B
	RC 말뚝	도로교설계기준해설(하부구조 편) 제시한 방법 A 또는 B

〈표 5.7〉

말뚝의 종류	설계
RC KS(ϕ 500 이하) 말뚝 및 이에 준하는 것	완전 고정
RC 프리캐스트 말뚝 (모멘트 말뚝)	
현장타설콘크리트 말뚝	
강말뚝	

(가) 결합방법

기성 콘크리트말뚝은 원칙적으로 방법 A에 의하여 결합하는 것으로 하지만 말뚝 머리부 파손 또는 말뚝 머리부가 일치하지 않기 때문에 방법 A에 따르기 어려운 경우 방법 B에 따라 결합시켜도 좋다. 말뚝 머리부와 확대기초 결합부의 상세는 이 편 '5.6 구조세목'에 따르기로 한다.

방법 A : 확대기초 속에 말뚝을 일정한 길이만 매입시키고, 매입된 부분이 말뚝머리에 작용하는 힘 모멘트를 저항하는 방법

방법 B : 확대기초 속으로 매입되는 말뚝의 길이를 최소한으로 하고, 철근을 말뚝머리에 보강하여 말뚝머리에 작용하는 힘모멘트를 철근이 저항하는 방법

(나) 설계방법

설계 계산방법은 '도로교 설계기준 하부구조 편 5.8.11.3 말뚝과 확대기초의 결합부'에 따르기로 한다.

5.6 구조세목**(1) 크기와 재질**

기성 철근콘크리트 말뚝은 'KS F 4301'(원심력 철근콘크리트 말뚝)의 규격에 적합한 것을 표준으로 한다.

(2) 말뚝의 선단

기성 철근콘크리트 말뚝의 선단은 타격에 대해서 충분히 안전하고 타입하는 지반에 적합한 구조로 하여야 한다.

(3) 말뚝의 이음

기성 철근콘크리트 말뚝의 이음은 원칙적으로 이음철구를 이용한 아크용접 이음으로 한다.

(4) 말뚝 머리부와 확대기초 결합부

말뚝 머리부와 확대기초 결합부는 원칙적으로 강결로 한다. 이 경우 결합부에 생기는 각종 응력에 대해서 안전하게 설계하여야 한다.

5.6.1 기성 철근콘크리트 말뚝

- (1) 'KS F 4301'에 의하지 않는 경우는 관계시방서를 적용하고 KS에 준하여 설계하여야 한다.

- (2) 기성 철근콘크리트 말뚝의 선단형상에는 폐단형, 개단형 등이 있지만 거의 폐단형이다. 이것은 철근콘크리트 말뚝 대부분이 디젤파일함머에 의한 타격공법에 의하여 시공되고 선단부에서 배토량이 적어서 폐단형이 용이하게 타입되기 때문이다.

일반적으로 폐단형은 폐색효과에 대한 문제가 없고 말뚝의 지지력 기능에 관해서는 뛰어난 형상이다. 그러나 높은 함수비의 점성토 지반 등에서 점성이나 부력에 의하여 타입 능률이 현저히 저하될 수 있다. 또 말뚝선단 지지층이 암반, 굳은 자갈층인 경우에는 타격력에 의하여 선단부가 전단파괴를 유발하는 경우가 있으므로 말뚝 선단부를 얇은 강관으로 보호하는 것이 일반적이다.

- (3) 기성 철근콘크리트 말뚝의 이음은 일반성이 없고 강도도 신뢰성이 부족하므로 RC 말뚝은 단본으로 사용하기로 하고 이음은 만들지 않기로 한다.

- (4) 프리스트레스 콘크리트 말뚝에 준하기로 한다.

5.6.2 PSC 및 PHC 말뚝

- (1) 크기와 재질

원심력을 이용해서 제조하는 PSC 및 PHC 말뚝은 'KS F 4303', 'KS F 4306' (프리텐션 방식, 원심력 고강도 프리스트레스 콘크리트 말뚝)의 규격에 적합한 것을 표준으로 한다.

- (2) 말뚝의 선단

PSC 및 PHC 말뚝의 선단은 타격에 대해서 충분히 안전하고 타입하는 지반에 적합한 구조로 하여야 한다.

- (3) 말뚝의 이음

PSC 및 PHC 말뚝의 이음은 원칙적으로 이음 철구를 이용한 아크용접 이음으로 한다.

- (4) 말뚝 머리부와 확대기초 결합부

말뚝 머리부와 확대기초 결합부는 원칙적으로 강결로 한다. 이 경우 결합부에 생기는 각종 응력에 대해서 안전하게 설계하여야 한다. 또 프리텐션 방식의 프리스트레스 콘크리트 말뚝의 말뚝 머리부 절단에 의한 PC 강봉의 응력감소범위는 강재 직경의 50배로 한다.

(2)에 대하여

- (가) 프리텐션 방식의 말뚝 선단부는 폐단형과 개단형으로 크게 나눈다.

- (나) 선단부 구조는 지지지반의 경사나 토질상태 · 시공법을 고려하여 필요에 따라서 보강하여야 한다.

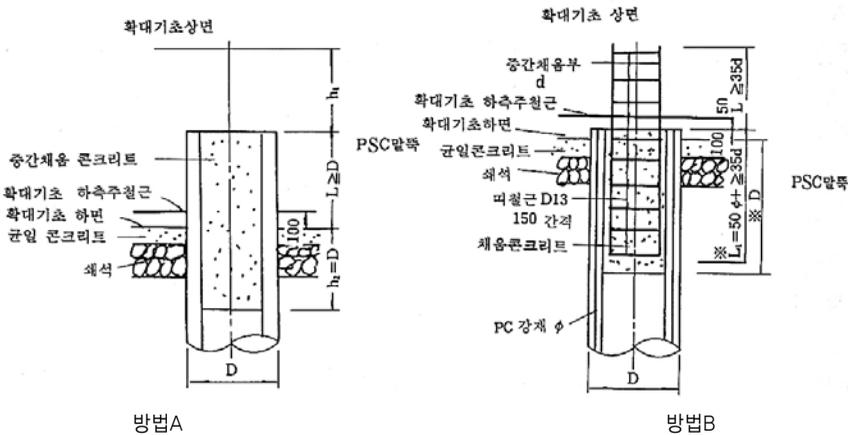
(3) 이음의 위치는 일반적으로 이음위치의 수, 시공법, 경제성 등을 종합적으로 검토해서 휨모멘트가 가능한 한 작은 지점을 선택하는 것이 바람직하다. 또 부식의 영향이 큰 곳에는 이음을 만들지 않는 것이 좋다.

(4)에 대하여

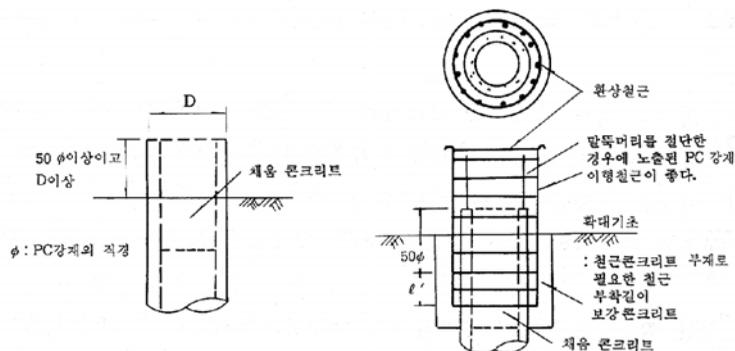
(가) 설계계산은 ‘도로교설계기준 하부구조 편 5.8.12.2 PSC · PHC 말뚝’을 참조한다.

(나) 구조세목(그림 5.23)

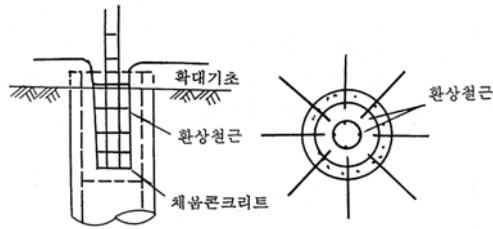
(다) 말뚝 머리부 절단에 의한 PSC 강재응력의 감소범위는 실험 결과를 기초로 50배로 하였다. 프리스트레스 콘크리트 말뚝은 프리스트레스가 도입되고 있으므로 무리하게 취급하면 말뚝 본체에 균열이 생기고 PSC 강재응력의 감소범위가 커지게 된다. 따라서 절단작업 시 말뚝 본체가 파손되지 않도록 주의하여야 한다. 결합방법의 예를 <그림 5.24>, <그림 5.25>에 나타낸다.



<그림 5.23> PSC 말뚝의 말뚝 머리부와 확대기초 결합부의 구조세목



<그림 5.24> 말뚝 머리를 강결하는 경우



〈그림 5.25〉 말뚝 머리를 힌지로 하는 경우

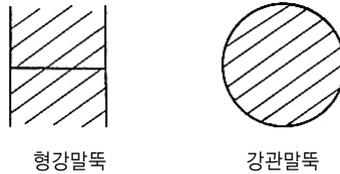
5.6.3 강말뚝

(1) 크기와 재질

강말뚝은 'KS F 4602'(강관말뚝), 'KS F 4603'(H형 강말뚝)의 규격에 적합한 것을 표준으로 한다. 강말뚝의 각부 두께는 강도계산상 필요한 두께로 부식에 의한 감소 두께를 더해서 최소 9mm 이상으로 한다. 시공 시에 말뚝이 받는 각종 응력에 대해서는 단면을 유효한 것으로 한다.

(2) 강말뚝의 지지단면

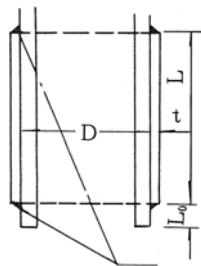
H형 강말뚝 및 강관말뚝의 선단 지지면으로서 선단에 슈가 없는 경우에도 지지층에서의 말뚝의 근입이 충분한 경우에는 〈그림 5.26〉과 같이 선단 폐색단면으로 간주하기로 한다.



〈그림 5.26〉 선단폐색단면

(3) 강말뚝의 선단

강말뚝의 선단부는 통상 강관말뚝, H형 강말뚝을 구별하지 않고 말뚝축에 직각인 면에서 분리한 소위 개단형으로 한다. 말뚝 선단은 지지말뚝인 경우 〈그림 5.27〉에 의하여 보강하기로 하고 마찰말뚝의 경우는 보강하지 않는다. 용접은 필릿용접으로 하고 각장(脚長)은 6mm 이상으로 한다.



〈그림 5.27〉 말뚝 선단의 보강

t : 9mm로 한다.

L : ϕ 600 이하는 200mm, ϕ 600이 넘으면 300mm로 한다.

L₀ : 18mm로 한다.

단, 선단에 호박돌 등이 존재할 시 상향 조정할 수 있다.

(4) 말뚝의 이음

강말뚝의 현장이음은 원칙적으로 이음철구를 이용한 아크용접 이음으로 한다.

(가) 강관말뚝의 경우 원칙적으로 반자동 용접법에 의한 전주(全周) 맞댐용접으로 한다.

(나) H형 강말뚝의 경우는 다음에 따른다.

(a) 말뚝 본체 상호의 맞댐용접

(b) 이음판을 이용한 필릿용접

강관말뚝의 단면은 '5.5.4 말뚝 머리부와 확대기초 결합부의 설계'에 의하여 설계하는 것을 원칙으로 하지만 일반적으로 아래에 제시하는 방법으로 단면을 변화시키는 것이 좋다. 강관말뚝의 단면변화 위치는 식(5.29)로 구한다.

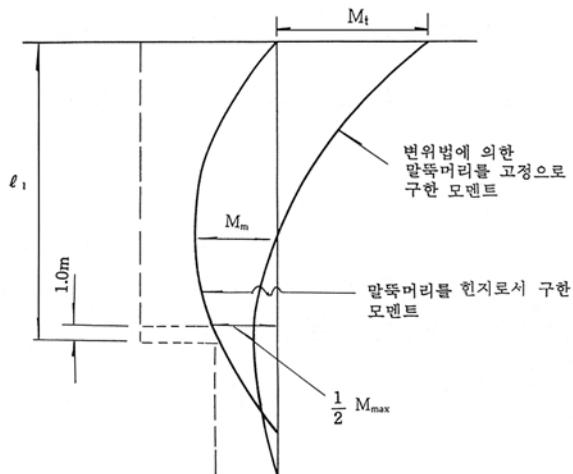
$$\ell_1 = \frac{1}{2} M_{\max} \text{의 위치} + 1.0\text{m} \quad (5.29)$$

여기서, ℓ_1 : 확대기초 저면에서 단면변화위치까지의 거리(m) 단, 0.5m 단위로 한다.

M_{\max} : M_t , M_m 중 큰 값

M_t : 변위법에 의하여 말뚝 머리를 고정으로 하여 구한 말뚝 머리 휨모멘트

M_m : 말뚝 머리부를 힌지로서 구한 지중 최대휨모멘트



<그림 5.28> 강관말뚝의 단면변화위치

(5) 말뚝 머리부와 확대기초 결합부

말뚝과 확대기초 결합부는 원칙적으로 강결로 한다. 이 경우 결합부에 생기는 각종 응력에 대해서 안전하게 설계하여야 한다.

(6) 말뚝의 부식

강말뚝의 부식두께는 말뚝이 흙 또는 물에 접한 면에 대해서 고려한다. 일반적으로 부식 두께는 2mm로 한다. 단 강관의 내면에 대해서는 고려하지 않아도 좋다.

(1)에 대하여

(가) 강말뚝은 'KS F 4602', 'KS F 4603'에 의해서 정하여진 치수나 재질의 것을 표준으로 한다. 또 강 말뚝의 길이는 수송방법, 시공기계의 능력에 따라서 제한되지만 일반적으로 단관의 표준길이는 6m 이상 1m 단위로 12m 이하로 하는 것이 좋다.

(나) 강말뚝의 각부 판두께는 압축·인장·휨·전단 등 설계상 말뚝에 생기는 모든 응력에 대하여 안정한 두께에 예상되는 부식량을 더한 값 이상으로 한다.

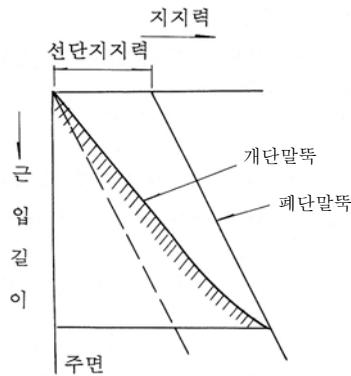
강말뚝의 외경에 따른 판두께의 범위는 <표 5.8>에 따르는 것이 좋다.

<표 5.8> 강관말뚝의 직경과 판두께의 범위

공칭직경 (mm)	판두께의 범위 (mm)
400	9~12
500	9~14
600~800	9~16
900~1,200	12~19
1,200~1,100	14~22
1,500~1,600	16~25
1,800~2,000	19~25

(2) 일반적으로 개단말뚝과 폐단말뚝에서는 <그림 5.29>와 같이 지지력의 차이가 있으며 폐색효과는 모래질일 수록 현저하고, 말뚝직경의 10배 이상 관입하면 100%의 폐색효과를 기대할 수 있다. 또 점성토에서는 속채움 흙의 깊이에 관계없이 폐색효과를 기대할 수 없는 것으로 알려져 있다.

따라서 말뚝 선단은 충분히 다져진 자갈층 등의 지지층에 타입하지 않는 한 100%의 지지단면을 기대할 수 없다. 말뚝길이가 짧거나 대구경말뚝의 경우에는 재하시험에 의해서 지지력을 결정하여야 한다.



〈그림 5.29〉 폐색 효과

(3) 개단말뚝의 경우에는 〈그림 5.30(a)〉와 같이 선단 보강 링을 붙이는 것으로 하고, 폐단말뚝의 경우에는 다음 식을 사용하여 폐쇄부의 평판 및 리브(rib)를 설계한다.

강관말뚝 (리브가 없을 때)

$$\text{평판 } f_{\max} = \frac{99}{320}q\left(\frac{D}{t}\right)^2 \quad (5.30)$$

강관말뚝 (+자 리브일 때)

$$\text{평판 } f_{\max} = 0.0605q\left(\frac{D}{t}\right)^2 \quad (5.31)$$

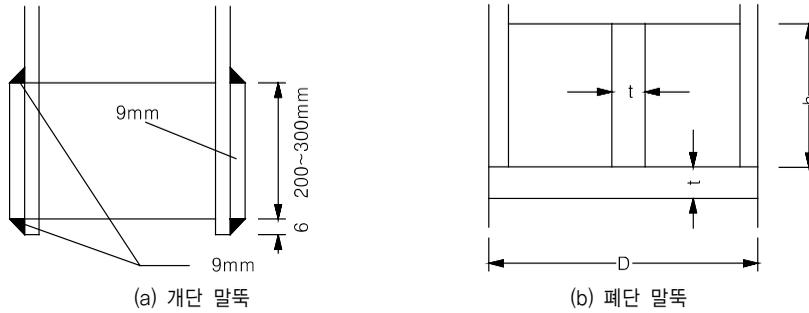
$$\text{리브 } f_{\max} = \frac{\pi q D^3 \left(h + \frac{t}{2}\right) D}{96 \left(\frac{th^3}{3} + t^4\right)} \quad (5.32)$$

여기서, q : 말뚝 저면반력을 등분포로 가정한 하중 (kN/m²)

h, t, D : 〈그림 5.30(b)〉에 나타낸다. (m)

f_{\max} : 최대 휨응력 (kN/m²)

또 폐단말뚝은 관입저항이 크므로, 선단면적의 3% 정도의 구멍을 평판에 뚫어두면 리바운드가 작아져서 타입하기가 쉽게 된다.

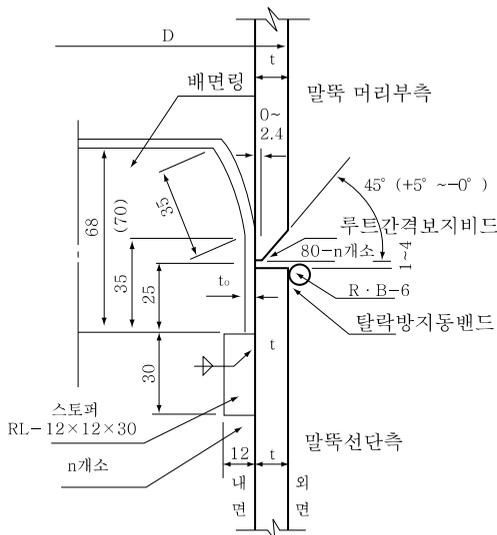


〈그림 5.30〉

(4)에 대하여

(가) 강관말뚝의 이음은 반자동 용접법에 의한 것이 확실하고 공사비도 수동 방법에 비해 싸다. 그러나 최근 전자동 용접법도 계속 개발되고 있으므로 충분히 검토하여 이를 사용하여도 좋다. 또 반자동 용접법에 의한 이음은 〈그림 5.31〉에 제시하는 이음구조를 원칙으로 한다. 그림에서 동(銅)밴드는 용접 비드(bead)의 탈락방지를 위하여 부착하는 것이다.

(나) 강관말뚝의 판두께의 변화는 극단적인 단면변화나 Chang의 이론적 배경, 응력집중, 실제 공장에서의 절삭을 고려하여 판두께 변화의 제한을 2등급까지로 한다. 일반적으로 강관말뚝의 판두께는 t=9, 12, 14, 16mm가 많이 사용되고 있으므로 2등급으로 하면 판두께의 최대차는 5mm로 된다. 「단관의 길이는 원칙으로 6m 이상 1m 단위로 한다.」라는 규정에 관계없이 단관의 길이는 3m 이상으로 하고 1m 단위로 하여도 좋다. 또 소관의 길이는 원칙적으로 3m 이상으로 한다.



배면 링의 강판두께

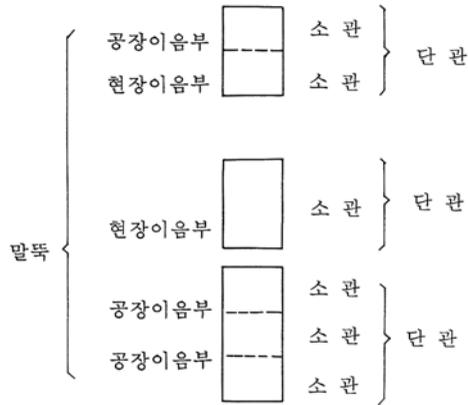
외경(공칭 직경)	t ₀ (mm)
1,000mm 이하	4.5
1,000mm 초과	6.0

스톱퍼 수량

외경(공칭 직경)	n(개)
600mm 이하	4
1,000mm 이하	6
1,000mm 초과	8

〈그림 5.31〉 강관말뚝의 반자동용접 현장이음 표준형상 치수

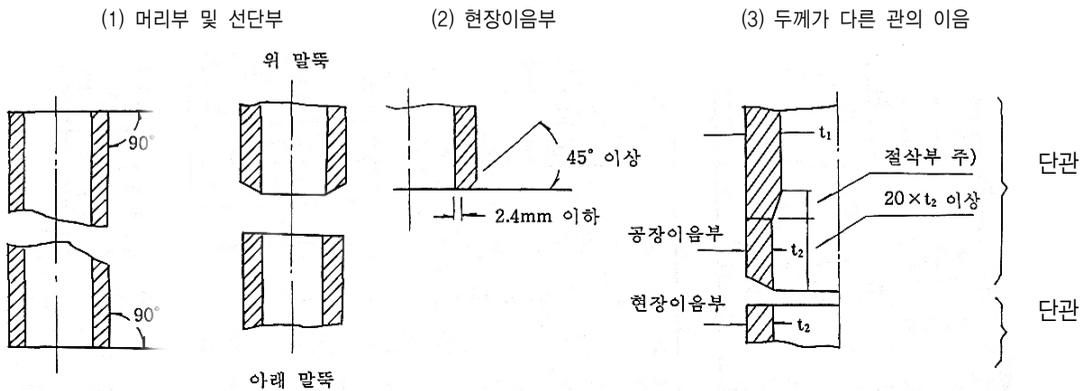
(다) 말뚝의 구성은 단관 또는 단관의 조합으로 하고, 각부의 호칭은 (그림 5.32)와 같이 한다. 소관이란 강관 또는 강판을 전기저항용접 또는 아크용접으로 제조한 관을 말하고, 단관이란 소관이나 또는 소관을 공장에서 용접한 이음관을 말한다. 현장이음부를 갖는 단관에서 위 측을 위말뚝, 아래 측을 아래말뚝이라 한다.



(그림 5.32) 말뚝의 구성 및 각부의 호칭

(라) 형상, 치수, 중량 및 그 허용차

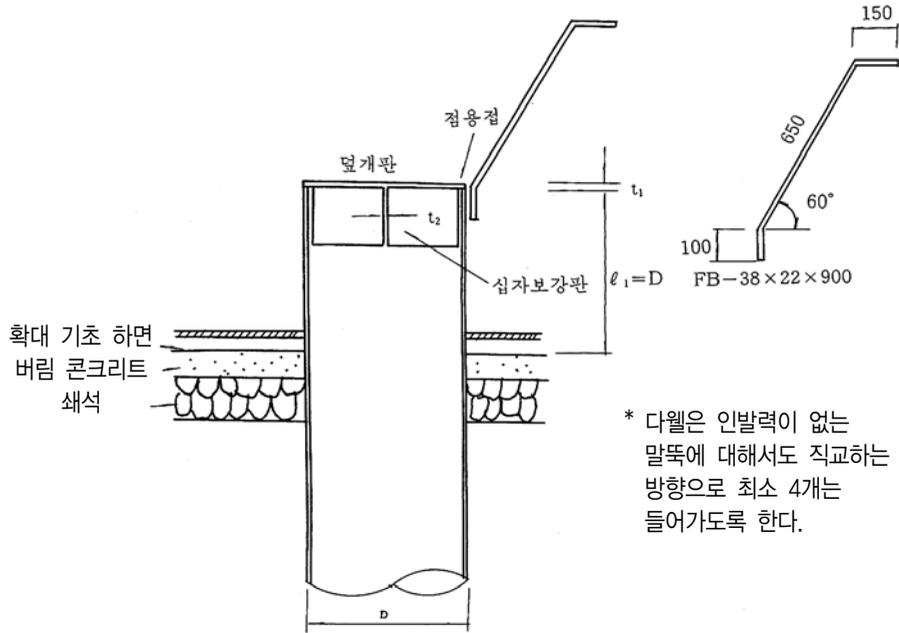
말뚝 양단 및 이음부의 형상은 (그림 5.33)과 같이 한다. 두께가 다른 관을 연결하는 경우 미리 (그림 5.33(3))과 같이 공장에서 가공하기로 한다.



주) 관 내측 절삭부의 길이는 $4 \times (t_1 - t_2)$ 보다 크게 한다. 단, $t_1 - t_2$ 가 2mm 이하일 때와 공장이음부를 양면용접으로 하는 경우 $t_1 - t_2$ 가 3mm 이하일 때는 절삭하지 않아도 된다.

(그림 5.33) 말뚝의 양단 및 이음부의 형상

(5) 말뚝 머리부와 확대기초 결합부의 구조세목을 <그림 5.34>에 제시하였고, 설계계산은 '도로교설계기준 하부구조 편 5.8.11.3 말뚝과 확대기초의 결합부'에 의한 것으로 한다.



<그림 5.34> 강관말뚝

- (가) 말뚝 머리부는 확대기초에 적어도 말뚝직경 만큼 근입되어야 한다.
- (나) 말뚝직경(공칭 직경) 1m 이내의 경우는 덮개판과 심자보강판을 사용하기로 한다.
- (다) 말뚝머리부의 속채움 콘크리트는 시공하지 않기로 한다.
- (라) 확대기초의 보강은 RC 말뚝에 준하기로 한다.
- (마) 말뚝 인발력에 대한 전단용 다웰(전단연결재)의 검토

다웰 1개 당 전단저항력 S

$$S = a_s \cdot \tau_a \quad (5.33)$$

여기서, a_s : 다웰의 단면적 (m^2)

τ_a : 허용전단력 (kN/m^2)

다웰의 개수

$$N = P_t / S \quad (5.34)$$

여기서, P_t : 지진 시 인발력 (kN)

다웰의 정착길이 L_o

$$L_0 = \frac{f_{sa} \cdot a_s}{\tau_{oa} \cdot U} \tag{5.35}$$

여기서, f_{sa} : 허용인장력 (kN/m²)

τ_{oa} : 콘크리트의 허용부착력 (kN/m²)

단, $f_{28} = 240$ kN/m² 일 때 $\tau_{oa} = 8$ kN/m²

U : 다웰 1개의 周長 (m)

용접길이(필릿용접)에 대한 전단력 τ_s (kN/m²)

$$\tau_s = \frac{f_{sa} \cdot a_s}{\sum 0.707a \cdot l} < \tau_{sa} \tag{5.36}$$

여기서, a : 우내각(隅内脚) 길이 (m)

ℓ : 용접유효길이 (m)

(6) 설계기준에 제시되지 않은 기타방식의 말뚝머리부와 확대 기초의 결합부의 설계의 경우, 범용구조해석 프로그램에 의한 상세검토와 실물실험에 의하여 검토된 경우 적용가능하다.

〈표 5.9〉 강관말뚝의 단면성능

크기		부식(mm)		0					2.0		
		원 주	두께	단위중량	단면적	단면계수	모멘트	회전반경	강재단면적	단면계수	단면2차모멘트
외경 D(mm)	폐쇄면적 (m ²)	(m)	T(mm)	W(kgt/m)	A(mm ²)	Z(mm ³)	I(mm ⁴)	R(mm)	A(mm ²)	Z(mm ³)	I(mm ⁴)
400	0.13	1.26	9.0	86.8	110.6×10 ²	105×10 ³	211×10 ⁶	139	85.8×10 ²	817×10 ³	161×10 ⁶
			12.0	115.0	146.3×10 ²	137×10 ³	275×10 ⁶	137	121.3×10 ²	114×10 ³	226×10 ⁶
500	0.20	1.57	9.0	109.0	138.8×10 ²	167×10 ³	418×10 ⁶	174	107.5×10 ²	129×10 ³	321×10 ⁶
			12.0	144.0	184.0×10 ²	219×10 ³	548×10 ⁶	173	152.7×10 ²	181×10 ³	450×10 ⁶
			14.0	168.0	213.8×10 ²	253×10 ³	632×10 ⁶	173	182.5×10 ²	215×10 ³	534×10 ⁶
600	0.28	1.88	9.0	131.0	167.1×10 ²	243×10 ³	728×10 ⁶	209	129.5×10 ²	188×10 ³	561×10 ⁶
			12.0	174.0	221.7×10 ²	319×10 ³	958×10 ⁶	208	184.1×10 ²	265×10 ³	790×10 ⁶
			14.0	202.0	257.7×10 ²	368×10 ³	111×10 ⁷	207	220.2×10 ²	315×10 ³	938×10 ⁶
812.8	0.52	2.55	9.0	178.0	227.3×10 ²	452×10 ³	184×10 ⁷	284	176.3×10 ²	350×10 ³	141×10 ⁷
			12.0	237.0	301.9×10 ²	596×10 ³	242×10 ⁷	203	251.0×10 ²	495×10 ³	200×10 ⁷
			14.0	276.0	351.3×10 ²	690×10 ³	280×10 ⁷	282	300.4×10 ²	589×10 ³	238×10 ⁷
			16.0	314.0	400.5×10 ²	782×10 ³	318×10 ⁷	282	349.6×10 ²	682×10 ³	276×10 ⁷

5.6.4 현장타설 콘크리트 말뚝

(1) 경사말뚝

시공기계의 능력을 고려하여 경사말뚝은 원칙적으로 사용하지 않기로 한다.

(2) 말뚝직경

설계에 사용하는 말뚝직경은 공칭외경으로 하고, <표 5.10>과 같은 직경을 사용하는 것을 원칙으로 한다.

<표 5.10>

공 법 별	설 계 직 경
올케이싱 공법 리버스 공법 어스드릴 공법	800mm 이상으로 하고 100mm 단위로 한다. (어스드릴 공법의 경우 공벽 붕괴 방지를 위해서 안정액을 사용하는 경우에는 공칭직경 보다 50mm 큰 설계지름을 사용하여야 한다.)
깊은 기초 공법	1400mm 이상으로 하고 100mm 단위로 한다.

케이싱을 쓰지 않는 경우 비드직경을 공칭외경으로 한다.

(3) 철근뒹개

주철근의 배치는 <표 5.11>를 기준으로 한다.

<표 5.11>

공 법 별	그림에 표시한 d의 최소치수
올케이싱 공법 리버스 공법 어스드릴 공법	150mm
인력공법	흙막이재 매설의 경우 100mm 흙막이재 철거의 경우 250mm



(4) 조골재 최대치수

조골재의 최대치수를 원칙적으로 25mm를 사용하기로 한다.

(5) 주철근

(가) 표준적인 현장타설 콘크리트 말뚝(ϕ 1,000~ ϕ 1,500, L<30m)의 설계에서는 말뚝 머리부를 완전고정 상태로 계산한 단면력 및 말뚝 머리부를 힌지의 상태로 계산한 단면력 모두를 만족하도록 배근하여야 한다.

(나) 말뚝이 길어 주철근에 이음을 필요로 하는 경우에는 설계 시 가능한 한 일정한 길이의 철근을 사용하도록 한다. 단수 조정을 하는 경우는 최하단이 주철근이 되도록 한다.

(다) 주철근의 배치는 <표 5.12>에 의한 것을 표준으로 한다.

주철근은 이형철근을 사용하기로 하고 2단 배근까지 할 수 있다. 이 때 순간력은 주철근 직경의 2배 이상으로 한다. 또 철근의 이음은 겹이음을 원칙으로 하고, 그 길이는 철근직경의 40배를 표준으로 한다.

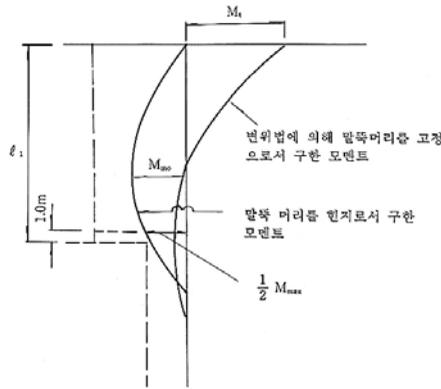
<표 5.12>

항 목	최 대	최 소	적 요
철 근 량	6%	0.4%	인력공법에 의한 경우는 제외한다.
직 경	-	22mm	
개 수	-	6개	
순 간 격	-	철근직경의 2배 이상 또는 조골재 최대치수의 2배 이상	

(6) 주철근의 단면변화

주철근의 단면변화는 상기(5)(가)에 의한 것으로 하지만 일반적으로 다음 방법에 따르는 것이 좋다.

(가) 말뚝 머리부의 소요철근량은 식(5.37)에서 구한 위치에서 변화시키는 것을 표준으로 한다.



<그림 5.35> 주철근의 단면변화 제시

$$l_1 = (\frac{1}{2} M_{max} \text{의 위치}) + 1.0m \quad (5.37)$$

여기서, l_1 : 확대기초 저면에서 철근 변화위치까지의 거리

M_{max} : M_t , M_{mo} 중 큰 쪽

M_t : 변위법에 의하여 말뚝 머리를 고정으로 하여 구한 말뚝 휨모멘트

M_{mo} : 말뚝 머리를 힌지로서 구한 지중 최대 휨모멘트

따라서 일단짜의 철근길이 l 은 다음 식으로 구할 수 있다.

$$l = 35\phi + 0.1 + l_1 + 40\phi \quad (m) \quad (5.38)$$

여기서, ϕ = 철근직경, 단 500mm 단위로 반올림 한다.

(나) 말뚝길이가 식(5.39)로 구한 값 보다 긴 경우에는 제2단계의 단면변화를 시키도록 한다.

$$L = \ell_1 + 11.0(\text{m})$$

여기서, L : 말뚝길이 (기초하면에서 말뚝 선단부까지의 길이 (m))

ℓ_1 : 식(5.37)과 같음

(다) 말뚝길이가 식(5.37), (5.39)에서 구한 위치로부터 각각 3m를 넘지 않는 경우는 단면변화를 시키지 않아도 좋다.

(라) 단면변화를 시키는 경우 철근량은 다음 표를 표준으로 한다.

〈표 5.13〉

단면변화수	0	1	2
철근량	A_s	계산상 필요한 양 이상 단 $1/2A_s$ 이상	계산상 필요한 양 이상 단 $1/4A_s$ 이상

단 최하단의 철근배치는 (5)(다)에서 제시한 〈표 5.12〉의 최소값 이하이어야 한다.

(7) 띠철근

(가) 띠철근의 중심간격

(a) 말뚝 머리부(확대기초 저면에서 2D인 범위)에서는 150mm 이하로 한다.

(b) 주철근의 단면변화 위치까지는 주철근 직경의 12배 이하, 표준적으로 300 mm로 한다.

(c) (b)의 범위 외에는 500 mm를 표준으로 한다.

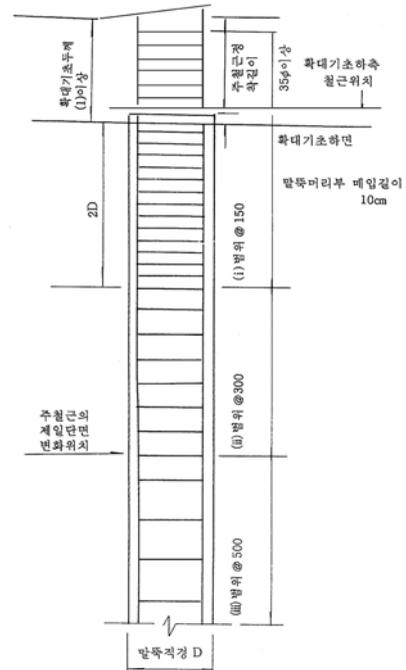
(나) 띠철근의 직경

띠철근은 이형철근(D13mm 이상, 중심 간격 500mm 이하)을 기준하되 상세 내용은 콘크리트구조 설계기준 기둥부분을 참고한다.

(다) 띠철근은 이형철근을 사용하기로 한다.

(8) 말뚝과 확대기초 결합부

말뚝과 확대기초 결합부는 원칙적으로 강결로 한다. 이 경우는 결합부에 생기는 각종 응력에 대해서 안전하게 설계하여야 한다. 또 말뚝 머리부를 완전 고정상태로 해서 계산한 단면력 및 말뚝 머리부를 힌지상태로 해서 계산한 단면력 모두를 만족하도록 배근한다.



〈그림 5.36〉 확대기초와의 결합 및 띠철근(깊은기초 공법은 제외) 배근도

- (9) 스페이서
 철근뒹개를 확보하기 위하여 스페이서를 사용하기로 한다.
- (10) 말뚝 선단의 철근
 말뚝 선단의 배근으로는 원칙적으로 우물정(井)자 모양의 철근(저부철근)을 배치하기로 한다.

(1) 현장타설 말뚝은 각 공법에 따라 표준으로 하는 말뚝직경이 다르고 동일공법인 경우 제작회사에 따라서 같은 모양인 경향이 있다.

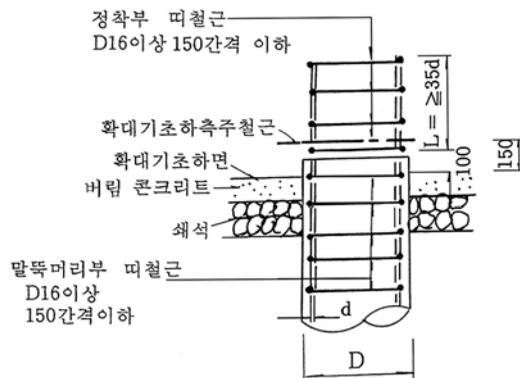
그러나 설계 단계에서는 시공 상 자세하게 각종 조건을 설정하는 것이 곤란한 경우도 있으므로 각 공법별로 설계직경을 선택한다. 올케이싱의 공법에서는 케이싱 날끝 외경으로 표시되는 공칭직경을 설계직경으로 한다.

(2) 깊은기초 공법에 의한 말뚝에서는 외경, 치수가 다른 공법에 의한 말뚝에 비해서 크게 되므로 실용상 철근량의 최대값이나 최소값을 규정하여도 무의미하게 생각되므로 이 규정에 의하지 않아도 좋다.

(3) 주철근의 단면변화 위치는 식(5.37), (5.39)에서 구하여진 l_1 또는 L 의 위치로 하고, 모멘트도에서 각각 $1/22A_s$, $1/4A_s$ 이상의 철근이 필요한 경우는 철근개수 또는 철근 직경을 변화시켜 설계강도를 만족시키기로 한다.

(4) 설계계산은 ‘도로교설계기준 하부구조 편 5.8.11.3 말뚝과 확대기초의 결합부’에 따르고 구조세목은 <그림 5.37>에 따른다. 기초의 보강은 RC 말뚝에 준하기로 한다.

(5) 콘크리트 타설 시 철근의 떠오름을 방지하기 위하여 우물정(井)자 모양의 철근을 배치하고 주철근 또는 띠철근과 연결한다.



<그림 5.37> 현장타설 말뚝의 구조세목



6. 케이슨기초

6.1 설계 일반

6.1.1 적용범위

케이슨 기초란 하부공 구체에서의 하중을 깊은 지지층에 전달하기 위한 강체로 취급하는 기초를 말한다.

설계상 케이슨 기초로서 취급하는 범위는 「제8-1편 교량계획」 '4.2.1 기초 구조형식 분류'에 따르기로 한다.

6.1.2 설계의 기본

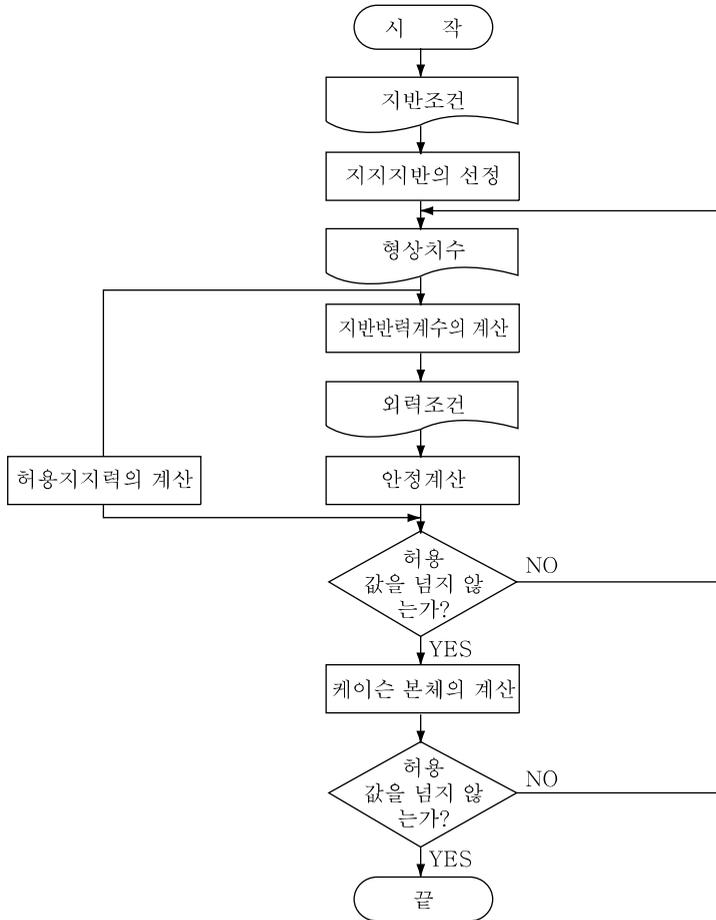
- (1) 케이슨 저면에서의 연직 지반반력은 지반의 허용 연직지지력을 초과해서는 안 된다.
- (2) 케이슨 전면에서의 최대 수평 지반반력은 그 위치에서의 지반의 허용 수평지지력을 초과해서는 안 된다.
- (3) 케이슨 저면에서의 전단저항력은 케이슨 저면과 지반 사이에 작용하는 허용전단 저항력을 초과해서는 안 된다.
- (4) 케이슨 기초의 변위는 허용변위량을 초과해서는 안 된다.

6.1.3 단면 및 형상

케이슨의 단면 및 형상은 외력에 대해서 충분히 안정하고 경제적이며 다음을 검토하여 결정한다.

- (1) 구체의 형상 및 단면 치수와의 관계
- (2) 시공 시의 편심에 대한 여유
- (3) 시공성
- (4) 기타

케이슨의 설계에서는 단면치수와 근입길이의 관계에 주의할 필요가 있다. 단면을 크게 해서 근입을 적게 하는 편이 경제적으로 되는 경우도 있으므로 교각에서 결정되는 최소 단면에 구애받지 않고 근입길이와 단면치수 모두가 경제적인 설계가 되도록 검토하여야 한다.



〈그림 6.1〉 케이슨 기초의 설계순서

(1) 케이슨의 형상은 교축, 교축직각 양방향 외력의 크기, 횡방향 및 연직방향의 지반지력력의 균형, 침하성상, 굴착 등의 시공을 고려한 원형·타원형·장방형·정방형 중에서 선택한다.

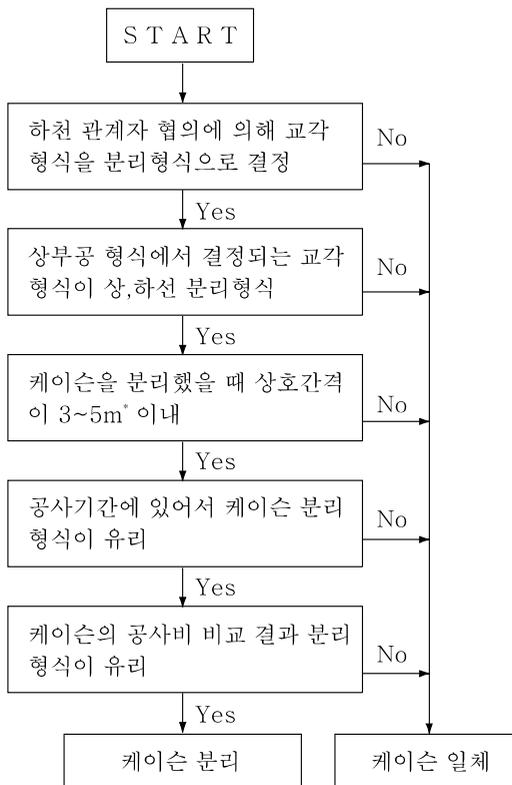
또, 일반적으로 교각 구체와 비슷한 형상을 선정하는 것이 단면을 줄일 수 있다(그림6.2)). 케이슨 단면을 상·하선 일체로 할 것인가 분리할 것인가는 〈그림 6.2〉의 흐름도에 의하여 결정하면 좋다.

(2) 침하에 의한 시공오차를 고려하여 교각 등에서 500mm 정도의 여유를 갖게 하는 것이 좋다. 또 지수벽을 만드는 경우 1.0m 이상의 여유를 갖는 것이 바람직하다. 또 설계 시에 고려할 편심하중으로서 300mm의 편심량을 계산에 넣기로 한다.

(3) 설계 및 시공 상 다음 사항을 주의할 필요가 있다.

(가) 침하

(a) 침하 시 마찰저항에 의한 큰 침하중량을 필요로 하지 않도록, 형상·단면치수 및 축벽의 두께를 결정한다.



* 근접시공과 관련하여 케이슨 상호간격이 최소 3~5m 이내의 경우는 일체로 하고, 그 이상의 경우는 분리하는 것으로 한다. 또 케이슨의 최대 장단변의 비는 3:1 이내가 바람직하다.

〈그림 6.2〉 케이슨의 분리시공 여부

(b) 토질이 연약지반에 가깝고 침하가 용이하게 되면 사각형도 좋지만 보통 타원형, 원형의 순으로 마찰이 적고 굴착도 용이하다. 우물통의 경우 가능한 한 우각부를 만들지 않는 편이 좋다. 원형인 것은 크기가 작으면 똑바로 침하가 곤란할 때가 있다. 장방형 또는 타원형과 같이 긴 쪽이 있으면 흠이 적다고 알려져 있지만 우각부의 주변마찰 저항이 크게 되어 침하에 장애가 되 쉽다. 일반적으로 장·단변의 비는 3:1 보다 크게 하지 않는 것이 좋다.

(c) 침하의 축진을 위하여 마찰력의 감소장치(friction cut)를 만든다. 그러나 느슨한 모래 등의 붕괴성 지반에서는 주면마찰력이 그다지 감소되지 않고 오히려 원지반을 느슨하게 할 우려가 있으므로 마찰력 감소장치가 없는 편이 좋다.

(나) 형틀의 제작·조립의 난이도를 검토한다.

(다) 공기케이스 작업실의 내공 높이는 날 끝 하단에서 1.8m로 하는 것이 표준이다. 극히 연약한 지반의 경우이거나 케이스의 저면적이 매우 커서 기계굴착 등을 하는 경우에는 내공 높이를 2.0m 정도로 하는 것이 좋다.

6.2 설계계산

6.2.1 완성 후의 하중에 대한 설계

우물통 및 공기케이스 완성 후에는 다음과 같은 하중의 조합에 대하여 충분히 안전하다는 것을 확인하여야 한다.

연직방향의 안정에 대하여

$$\text{활하중} + \text{고정하중} + \text{양수압}$$

수평방향의 안정에 대하여

$$\text{활하중} + \text{고정하중} + \text{양수압} + \text{토압}$$

양수압의 취급은 설계상 안전측이 되도록 0% 또는 100%의 어느 한쪽으로 설계하는 것을 원칙으로 한다. 또한 필요에 따라서는 유수압이나 부의 마찰력 등을 고려하여야 한다.

6.2.2 침하작업중의 상태에 대한 설계

우물통 및 공기케이스는 침하작업 중에 일어나는 모든 상태에 대하여 충분히 안전하다는 것을 확인하여야 한다. 이 경우 허용응력은 1.25배까지 높여도 된다.

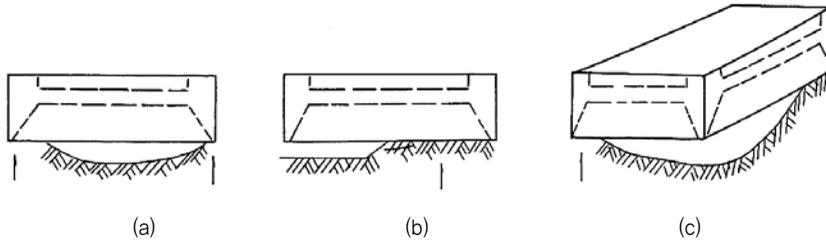
케이스는 다른 하부구조에 비하여 시공 시 응력 검토의 중요성이 매우 크다. 시공 시 계산을 소홀하게 하여 여러 가지 사고를 일으킨 예가 많다. 시공 시 케이스의 지반반력, 응력 등을 계산하여 케이스의 안전성을 검토할 필요가 있는 경우는 다음과 같다.

(가) 케이슨이 침하작업에 들어간 직후의 상태

이 상태는 구체가 양단에서 받쳐져 있는 상태<그림 6.3(a)>, 캔틸레버 보 모양으로 지지된 상태<그림 6.3(b)> 그리고 대각선의 방향으로 지지된 상태<그림 6.3(c)> 등이 있다.

(나) Floating식 케이슨의 경우에는 진수 시, 예인 시 및 콘크리트 타설 시

(다) 침하작업 중 각 lift(1회의 타설높이) 사이에 매달려 있는 속이 들뜬 상태

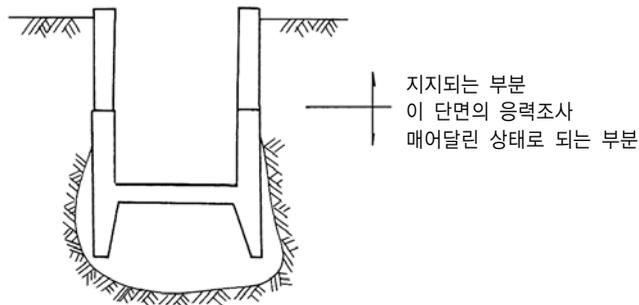


<그림 6.3> 시공 시의 하중상태

(라) 최종침하가 끝나는 직전에서의 최악의 하중상태

이 경우 최악의 하중상태란 작업실내압이 정전이나 기타의 사고로 인하여 급격히 감소한 경우를 말한다.

(마) 케이슨 침하완료 후 물푸기를 하는 경우 배수로 인하여 케이슨 내부가 중공으로 된 상태 침하작업 중의 안전도를 검토하는 경우 허용응력을 1.25배 까지 높여도 된다. 또 시공 후의 하중은 재령이 얼마 되지 않았을 경우에 작용할 때가 많으므로, 시공 시 충분히 주의할 필요가 있다.



<그림 6.4>

6.3 지반반력계수

6.3.1 수평 지반반력계수

- (1) 케이슨의 앞면지반의 수평 지반반력을 산정하는 수평 지반반력계수는 ‘도로교설계기준 하부구조 편 5.7.6 지반반력계수 및 지반탄성계수에 의하여 산정한다. 단 ‘6.3.2 연직 지반반력계수’에서 구한 값을 초과해서는 안 된다.
- (2) 지반반력계수는 (가)보링공내 시험 (나)1축 또는 3축 압축시험 (다)표준관입 시험(N값)에서 구한 변형계수 중 두 종류 이상을 사용하여 종합적으로 결정하기로 한다.

(1)에 대하여

- (가) ‘도로교설계기준 하부구조 편 5.7.6 지반반력계수 및 지반탄성계수에서 구한 k_{ho} 는 케이슨 측면의 저항을 고려해서 지반반력계수 k_h 를 20% 증가시키고 있으므로, 안정계산의 수평 허용지지력의 검토에 사용하는 지반반력은 20% 감소시킨 값을 사용하여야 한다. 단, 변위회전각 및 단면계산에서는 20% 증가한 지반반력계수를 사용하여 구한 지반반력을 사용하기로 한다.
- (나) 통상 지반구성에서 수평지내력이 연직지내력을 넘는 것은 생각할 수 없으므로 수평방향의 지반반력계수는 연직방향 지반반력계수의 값 이하로 한다.
- (2) 케이슨의 필요 근입길이 및 필요단면은 수평 지반반력계수 · 연직 지반반력계수 · 허용 지지력 등의 결정방법에 따라 크게 좌우되므로 설계 시 이들 개개의 값에 구속받지 않고 상대적인 비율(균형)에 대해서 종합적으로 검토하여야 한다.

6.3.2 연직 지반반력계수

‘도로교설계기준 하부구조 편 5.7.6 지반반력계수 및 지반탄성계수에 따른다.

6.3.3 전단 스프링계수

‘도로교설계기준 하부구조 편 5.7.6’에 따른다.

6.4 허용지지력

6.4.1 케이스 저면지반의 허용 연직지지력

설계에 이용하여 케이스 저면지반의 허용 연직지지력은 원칙적으로 ‘도로교설계기준 하부구조 편 5.7.5 지반의 허용 연직지지력’에 따르기로 한다. 이 경우 허용 연직지지력은 지반의 극한지지력에 대하여 상시 3, 지진 시 2의 안전율을 확보하여야 한다.

- (가) ‘도로교설계기준 하부구조 편 5.7.5 지반의 허용 연직지지력’에 의하면 케이스 지지반의 허용 연직지지력을 구하는 방법은 정역학공식, 평판재하시험 또는 추정에 의하여 구하는 방법에 따르게 되어 있다. 구조물의 중요도, 지지력 산출의 방법, 정확성 등을 고려하여 케이스 설계에 사용하는 연직 허용지지력은 원칙적으로 정역학공식에 의하여 구하는 방법에 따르기로 한다.
- (나) 지지층이 얇은 경우의 허용 연직지지력은 케이스 저면에서의 허용 연직지지력과 아래층에서의 하중의 확산을 고려한 허용 연직지지력(계산방법은 직접기초에 준한다)과 비교하여 적은 쪽의 값을 사용하기로 한다.

6.4.2 케이스 전면지반의 허용 수평지지력

케이스 전면지반의 허용 수평지지력은 ‘도로교설계기준 하부구조 편 5.7.5.2 케이스 기초 전면지반의 허용 수평지지력’에 따른다.

6.4.3 케이스 저면지반의 허용 전단저항력

케이스 저면지반의 허용 전단저항력은 ‘도로교설계기준 하부구조 편 5.7.5.3 케이스 기초 저면지반의 허용 전단저항력’에 따른다.

6.5 지반반력과 변위

6.5.1 지반반력의 산정

케이스 전면지반의 허용 수평지지력은 ‘도로교설계기준 하부구조 편 5.7.5.2 케이스 기초 전면지반의 허용 수평지지력’에 따른다.

- (가) '도로교설계기준 하부구조 편 5.7.2 설계의 기본'에 규정되어 있는 것은 안정 문제이다. 이중 (1)~(3)은 케이스에 작용하는 하중과 이 하중을 지탱하는 지반반력(저항)과의 균형을 검토하는 것이고 (4)는 균형이 잡힌 때의 변위량을 검토하는 것이다. 따라서 케이스의 형상 및 단면치수의 위의 규정을 만족하도록 결정되는 것이다.
- (나) 케이스에 작용하는 하중으로서 연직·수평하중 및 휨모멘트를 받았을 때 이에 저항하는 요소로서 케이스 저면지반의 연직반력·전단저항력, 케이스 측면지반의 수평 지반반력, 수평 및 연직방향의 마찰저항력이 있으며, 이에 대하여 '도로교설계기준 하부구조 편 5.7.7 지반반력 및 변위량'에서는 다음 고찰방법을 체계화하고 있다.
- (a) 케이스 지반의 저항력은 지반반력계수와 변위의 곱으로서 취급한다.
- (b) 케이스에 작용하는 하중의 주된 저항요소로서 케이스 저면지반의 연직 지반반력, 저면의 전단 저항력, 앞면의 수평 지반반력을 고려하고 있다.
- (c) 수평 지반반력은 일정 지반에서는 포물선 분포로서 취급되고 있고 지반이 다층으로 구성된 경우에도 이 영향이 고려되고 있다.
- (d) 케이스 측면의 영향에 대해서는 수평방향 지반반력계수를 할증하여 취급하고 있다.

6.5.2 변위 산정

케이스 지반반력의 산정은 '도로교설계기준 하부구조 편 5.7.7 지반반력 및 변위량'에 따른다.

6.6 안정계산

6.6.1 안정계산의 기준

- (1) 연직하중에 대한 케이스의 안정은 지반의 상태에 따라 오픈케이스 및 공기케이스 저면에서의 지반지지력에 의해서, 또는 마찰력과 저면지지력에 의해서 안정한 가를 검토하여야 한다.
- (2) 수평하중의 영향에 대한 오픈케이스 및 공기케이스의 안정은 케이스의 측면에 작용하는 저항토압에 의해서 또는 측면의 저항토압과 저면지지력에 의해서 안정한 가를 검토하여야 한다.

저면지지력을 고려하는 경우는 연약층의 밑에 견고한 지반이 있는 경우 예를 들어 상층이 점토나 실트의 연한 흙이고 하층이 다져진 모래, 자갈 또는 암반 등 일 때, 견고한 지반까지 오픈케이슨이나 공기케이슨을 침하시킨 경우이다. 이와 같은 경우에는 사하중에 대하여 상층의 연약한 흙의 마찰력은 작용하지 않게 되고, 대부분의 하중을 저면에서 받게 된 공기케이슨의 자중을 포함한 사하중을 비교하면 활하중은 극히 작으므로, 안정계산에서는 마찰력을 무시하는 것으로 하였다.

저면지반의 지지력은 보링 등으로 토질을 파악한 후 판정하는 것이 좋다. 또 하중의 대부분을 저면에서 받는 경우의 허용지지력은 침하작업이 끝난 후의 지반의 안정에 의한 침하의 크기에 관계가 있다. 침하는 침하작업 중 마찰력에 의해서 지지되고 있던 사하중이 주위의 지반이 안정됨에 따라 저면으로 옮겨가서 저면 밑에 있는 지반이 천천히 압축되기 때문에 일어나는 것이다. 침하는 보통 2~3개월 이내에 끝나지만, 토질조건이 나쁘고 지반이 너무 느슨하면 수개월에서 1년 이상 계속될 때도 있다. 침하의 크기는 잘 시공된 공기케이슨에서는 수mm 이내이며, 사하중에 의한 자연지반의 압축침하량과 거의 같다고 생각되나 오픈케이슨에서는 이보다 약간 크다. 또 오픈케이슨의 침하가 대개 큰 것은 침하작업 중에 지반이 느슨하게 되기 쉽기 때문이기도 하지만, 저면에 미처 파 내지 못하고 남아 있는 굴착토나 뒤채움 모래가 압축되기 때문이라고 생각된다. 주위의 토질이 나쁘고 침하작업이 곤란한 경우에는 침하작업에 무리가 따르기 쉽고, 선단부근의 지반이 느슨하게 되었을 경우에는 침하의 양이 대단히 크게 되어 100mm 이상으로 된 예도 있으므로 주의하여야 한다.

6.6.2 케이슨의 허용연직하중

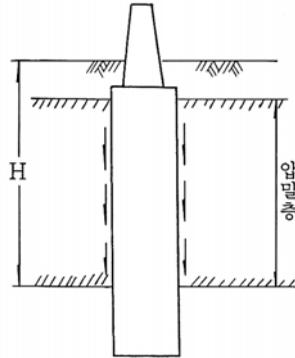
- (1) 케이슨 기초지반의 허용연직지지력은 토질조사 및 시험결과를 이용하여 정역학적 공식에 의하여 구하거나, 시추조사 결과와 평판재하시험 결과를 반영하고 기초 폭에 의한 크기효과를 고려하여 결정하여야 한다.
- (2) 정역학적공식에 의한 경우 '도로설계기준 하부구조 편 5.7.5.11 케이슨기초 저면지반의 허용연직지지력'에 따른다.

6.6.3 부의 주면마찰력

주면마찰력은 현장에서의 실측에서 얻은 자료 또는 토질조건에 의해서 추정한다.

압밀이 생기는 층을 관통해서 지지층에 도달시킨 케이슨에서는 케이슨 주면의 지반은 침하할 지라도 케이슨은 양질의 지지층으로 지지되어 있기 때문에 침하하지 않는다. 따라서 지반과 케이슨 사이에

는 상대적인 이동이 생겨 케이슨 주면과 지반과의 마찰에 의하여 케이슨은 하향력을 받는다. 이러한 경우에 주면마찰력은 지지력을 돕는 역할을 못하며, 역으로 하중으로 작용하게 된다.



〈그림 6.5〉 부의 주면마찰력

부의 마찰력을 구하는 방법에는 일정한 정설은 없고 향후 연구가 필요하며, 통상 계산 방법은 다음과 같다.

$$R_{nf} = U \cdot H \cdot f \quad (6.2)$$

여기서, R_{nf} : 부의 주면마찰력(kN)

U : 케이슨의 둘레길이(m)

H : 지표면으로부터 압밀층 저면까지의 깊이(m)

f : 케이슨 측면의 평균 마찰력으로서 1축압축강도 q_u 의 1/2 (kN/m^2)

말뚝의 주면마찰력에 대해서는 이론적 또는 실험적으로 연구되어 왔으며 1축압축강도 q_u 의 1/2, 즉 점성토의 점착력과 대략 일치하고 있으므로 케이슨 주면의 평균 마찰력에 대해서도 현재로서는 이를 채용하여도 좋은 것으로 하였다.

윗 식에서 구한 부의 마찰력 R_{nf} 는 중립점 이하의 정의 마찰력, 케이슨의 저면침하, 지반 침하속도의 영향 등에 의한 주면마찰력의 감소가 고려되어 있지 않으므로 케이슨에 작용하는 실제 부의 마찰력은 $0 \sim R_{nf}$ 의 사이에 있다고 할 수 있다. 또한 케이슨은 주면마찰력을 감소시켜서 침하시킴으로 시공 직후 주면마찰의 영향은 적다. 따라서 시공 후 수개월 경과 후 부의 주면마찰을 검토하는 경우에는 위의 값을 상당히 감소시켜도 된다.

부의 주면마찰력으로 위 식을 사용하는 경우에는 R_{nf} 와 기타의 장기지속하중의 합계의 1.5배가 케이슨저면의 극한지지력을 초과하지 않으면 안전하다고 볼 수 있다.

6.6.4 케이슨의 지지력

연약한 토질을 관통하여 충분히 견고한 층에 들어가 있는 케이슨에서는 저면의 지지력만을 고려하고 주변마찰력은 무시한다.

압축성의 지반에서는 압밀침하에 의한 부의 마찰력이 작용하게 되므로 주변마찰력은 지지력의 일부로서 간주할 수 없다.

6.6.5 전도에 대한 안정

케이슨에 작용하는 수평하중은 케이슨 측면의 수동토압 또는 측면의 수동토압과 저면 지지력에 의해서 견딜 수 있도록 하여야 한다.

(가) 케이슨에 작용하는 수평하중은 케이슨 측면의 수동토압만으로 저항하게 한다는 이론과 수동토압과 저면지지력에 의해서 저항하게 한다는 이론이 있다. 케이슨의 길이가 단면에 비하여 짧을 때에는 저면지지력의 효과를 무시할 수 없다. 따라서 케이슨의 길이와 단면의 크기의 비에 따라 어느 쪽의 이론을 채용하느냐를 결정하는 것이 좋다.

$$P_1 = \frac{\frac{1}{2}K \cdot W \cdot \ell^2 - M}{2y_1 - \frac{3}{4}\ell} \cdot \frac{3y_1^2}{\ell^3} \quad (6.3)$$

$$P_2 = \frac{P_1}{y_1^2} \ell (2y_1 - \ell) \quad (6.4)$$

$$P_1 < 2 \cdot b \cdot c \cdot \gamma \cdot (y_1 + z_1) \quad (6.5)$$

$$P_2 < 2 \cdot b \cdot c \cdot \gamma \cdot (\ell + z_1) \quad (6.6)$$

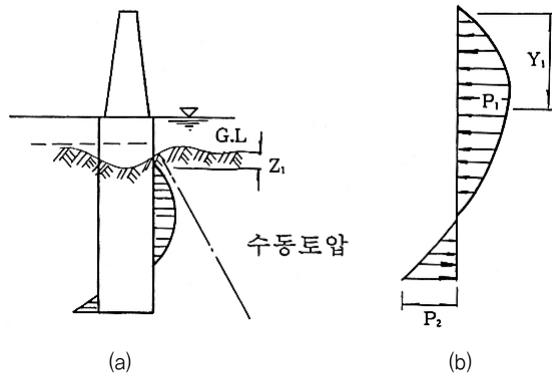
$$y_1 = \frac{\frac{3}{4}\ell - e}{2\ell - 3e} \cdot \ell \quad (6.7)$$

$$e = \frac{\frac{1}{2} \cdot K \cdot W \cdot \ell^2 - M}{P + K \cdot W \cdot \ell} \quad (6.8)$$

여기서, γ : 흙의 단위체적중량(kN/m³)

W : 케이슨의 단위길이 당 중량(kN/m)

- M : 가정지표면에서 케이슨에 작용하는 모멘트(kN · m)
- ℓ : 케이슨의 가정 지표면 밑으로의 길이(m)
- y₁ : 최대수평반력이 생기는 위치의 가정 지표면으로 부터의 깊이(m)
- e : 수평반력 합력의 작용점의 가정 지표면으로 부터의 깊이(m)
- p : 가정 지표면에서 케이슨에 작용하는 수평력(kN)
- c : 수동토압계수
- 2b : 케이슨의 폭(m)
- P₁ : 최대수평반력
- P₂ : 하단에서의 수평반력
- K : 수평진도
- Z₁ : 가정 지표면 위치의 실제 지표면으로 부터의 깊이(m)



〈그림 6.6〉 케이슨 측면의 수동토압만을 고려하는 경우

(나) 측면의 수동토압과 저면지지력을 고려한 경우

(a) 저면반력이 저면의 핵 내에 작용하는 경우(〈그림 6.7(a)〉 참조)

$$P_1 = \frac{3[K \cdot W \cdot \ell^4 + 3 p \ell^3 + 4 M \ell^2 + 8 \alpha k a^3 (K \cdot W \cdot \ell + P)]^2}{4 b \ell^3 (\ell^3 + 24 \alpha k a^3) (K \cdot W \cdot \ell^2 + 4 P \ell + 6 M)} \quad (6.9)$$

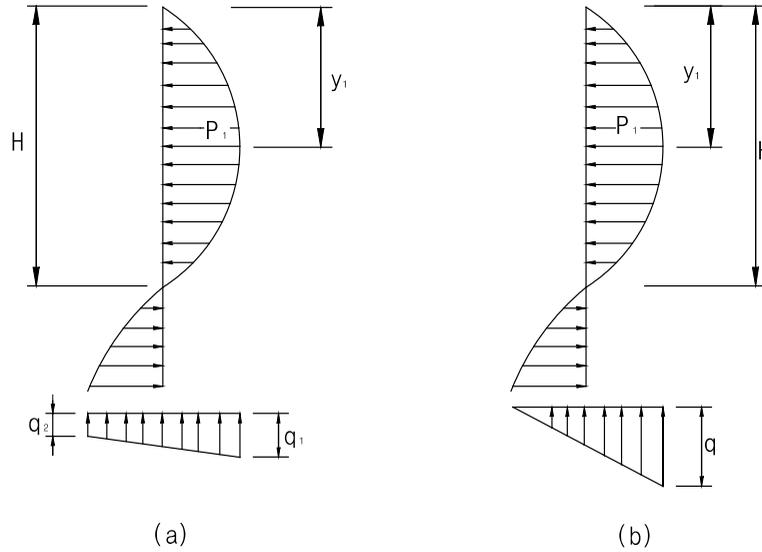
$$q_1 = \frac{N + W \cdot \ell}{A} + \frac{3 a k (K \cdot W \cdot \ell^2 + 4 P \ell + 6 M)}{b (\ell^3 + 24 \alpha k a^3)} \quad (6.10)$$

$$q_1 = \frac{N + W \cdot \ell}{A} - \frac{3 a k (K \cdot W \cdot \ell^2 + 4 P \ell + 6 M)}{b (\ell^3 + 24 \alpha k a^3)} \quad (6.11)$$

$$P_1 < c \gamma (y_1 + z_1)$$

$$q_1 < \text{지반의 허용지지력}$$

$$P_1 = \frac{3[K \cdot W \ell^4 + 3 p \ell^3 + 4 M \ell^2 + 8 \alpha k a^3 (K \cdot W \ell + P)]^2}{4 b \ell^3 (\ell^3 + 24 \alpha k a^3) (K \cdot W \ell^2 + 4 P \ell + 6 M)} \quad (6.12)$$



〈그림 6.7〉 케이슨 저면의 수동토압과 저면지지력을 고려하는 경우

(b) 저면반력이 저면의 핵 외에 작용하는 경우 (〈그림 6.7(b)〉 참조)

$$P_1 = \frac{3[K \cdot W \ell^4 + 3 p \ell^3 + 4 M \ell^2 + 8 m_2 \cdot k \cdot a^3 (K \cdot W \ell + P)]^2}{4 b \ell^3 (\ell^3 + 24 m_2 k a^3) (K \cdot W \ell^2 + 4 P \ell + 6 M)} \quad (6.13)$$

$$q = \frac{3 a k (K \cdot W \ell^2 + 4 p \ell + 6 M)}{b (\ell^3 + 24 m_2 k a^3)} (1 + \cos \beta) \quad (6.14)$$

$$P_1 < c \gamma (y_1 + z_1) \quad (6.15)$$

q < 지반의 허용지지력

$$y_1 = \frac{K \cdot W \ell^4 + 3 p \ell^3 + 4 M \ell^2 + 8 m_2 \cdot k \cdot a^3 (K \cdot W \ell + P)}{2 \ell (K \cdot W \ell^2 + 4 P \ell + 6 M)} \quad (6.16)$$

여기서, q_1 : 최대 저면반력 (kN/m²)

q_2 : 최소 저면반력 (kN/m²)

q : 최대 저면반력 (kN/m²), 단 저면반력이 저면의 핵 외에 작용하는 경우

α : 저면의 형상에 따라 정하여지는 계수로 〈표 6.1〉와 같다.

N : 가정 지표면에서 케이슨에 작용하는 연직력 (kN)

A : 케이슨의 저면적 (m²)

2a : 케이슨의 폭 (m)

k : 연직 지반반력계수 k2와 수평 지반반력계수 k1의 비, $k = k2/k1$

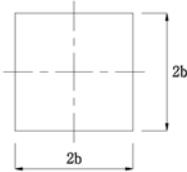
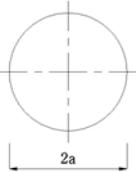
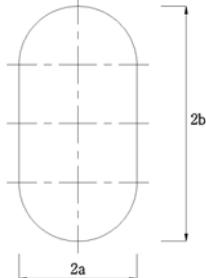
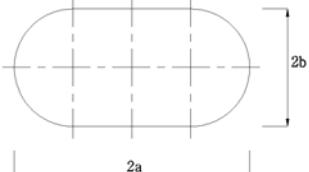
m^2 : <표 6.2> 및 식(6.17)을 만족하는 계수

$$q = \frac{6 k a^2 m_2 (K \cdot W \cdot \ell^2 + 4 p \ell + 6 M)}{\ell^3 + 24 m_2 k a^3} \quad (6.17)$$

또한 수동토압은 케이슨의 폭만을 고려하고, 측면의 마찰저항을 무시하는 것이 보통이므로 실제의 저항력은 계산상의 값보다 상당히 크다. 그러므로 이 기준의 계산방법을 사용하는 경우에는 특별히 안전율을 생각할 필요는 없다.

그러나 장기지속하중이 작용하고 더구나 지반의 크리프량이 크다고 추정되는 경우에는 토질에 따라 1.1~3.0의 안전율을 고려하는 것이 좋다.

<표 6.1> α 의 값

저 면 의 형 상				
α 의 값	1	0.589	$1 - 0.411 \frac{a}{b}$	$1 - 0.644 \frac{b}{a} + 0.288 \frac{b^2}{a^2} - 0.055 \frac{b^3}{a^3}$

<표 6.2> β 의 값

β °	m_1	m^2	β °	m_1	m^2
0	1.571	0.589	100	0.212	0.209
10	1.547	0.589	110	0.123	0.133
20	1.476	0.589	120	0.063	0.075
30	1.363	0.586	130	0.028	0.035
40	1.213	0.576	140	0.018	0.013
50	1.037	0.554	150	0.002	0.003
60	0.848	0.514	160	0.000	0.001
70	0.660	0.456	170	0.000	0.000
80	0.485	0.380	180	0	0
90	0.333	0.295			

〈표 6.3〉 지반반력계수의 개략치

흙의 종류	$k_1(\text{kN/m}^2)$	$k_2(\text{kN/m}^2)$	$k_2/k_1 = k$
극히 연한 점토	100이하	—	—
연한 점성토, 극히 느슨한 모래	100~200	—	—
느슨한 모래, 약간 단단한 점성토	200~400	300~500	5/4~3/2
약간 느슨한 모래, 극히 단단한 점성토	400~800	500~1500	5/4~15/8
치밀한 모래, 자갈 등	800~1500	1500~2500	5/3~15/8
극히 치밀한 모래, 자갈 등	1500이상	2500이상	5/3

6.7 케이슨 본체의 설계

측벽 및 칸막이는 각종 하중의 조합에 대해서 충분히 안전할 뿐만 아니라 침하작업도 고려하여 설계하여야 한다. 또 이들의 응력 계산은 수평방향과 종방향에 대하여 검토한다.

6.7.1 측벽 및 칸막이

상부슬래브는 케이슨 측벽과 연결상태를 고려해서 설계하여야 한다.

‘도로교설계기준 하부구조 편 5.7.8.2 측벽 및 칸막이’에 따른다.

6.7.2 상부슬래브

‘도로교설계기준 하부구조 편 5.7.8.3 상부슬래브 및 하부구조 편 5.7.8.4 상부슬래브 지지부’에 따른다.

6.7.3 오픈케이슨의 저면슬래브

오픈케이슨의 저면슬래브의 설계는 다음과 같이 설계한다.

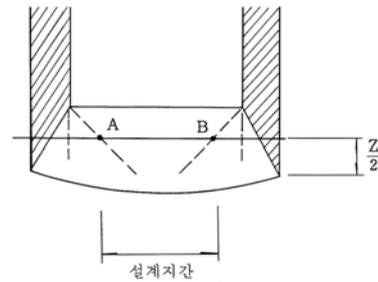
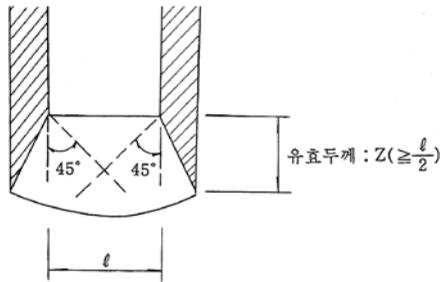
(1) 무근콘크리트 슬래브

(가) 저면콘크리트의 유효두께가 케이슨 내공 폭의 1/2 이상인 경우는 설계계산을 하지 않아도 좋다(〈그림 6.8〉).

(나) 저면콘크리트의 유효두께가 케이슨 내공 폭의 1/2 이하인 경우는 <그림 6.9>와 같이 AB를 지점으로 한 단순보로서 계산한다. 이 경우 허용인장응력은 0.21MPa으로 한다.

(2) 철근콘크리트 슬래브

저면슬래브에 배근하여 철근콘크리트 단면으로 설계할 경우 단순받침의 한 방향 또는 두 방향 슬래브로 설계한다.



<그림 6.8> 설계계산을 필요로 하지 않는 두께

<그림 6.9> 설계계산을 필요로 하는 두께

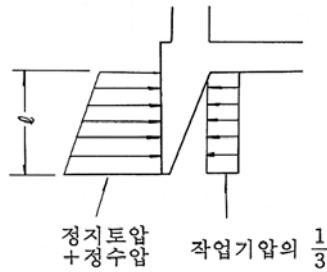
(1) 저면슬래브는 수중콘크리트로 시공되므로 철근콘크리트 구조로 하는 것이 용이하지 않다. 따라서 설계계산을 하는 경우 인장응력은 0.21MPa(0.3MPa×0.7) 이하 밖에 허용되지 않는다.

(2) 수압에 대하여 설계한 무근콘크리트를 타설하고 물을 퍼 올려 건조상태에서 콘크리트를 시공한다. 단면이 크고 너무 깊지 않은 경우는 이 공법이 좋다.

6.7.4 날 끝

날 끝은 케이슨의 침하가 용이한 형상으로 하고, 침하 중 외압에 대해서 안전하게 설계하여야 한다. 또 날 끝이 파손될 우려가 있는 경우는 날 끝 선단을 보강할 필요가 있다.

날 끝은 예상되는 최악의 하중에 대해서 캔틸레버로 계산하지만 공기케이슨에서 최악의 하중이라는 것은 케이슨 최종침하 직전에 작업실내의 기압이 일시적으로 감소할 경우이다. 이 경우 하중으로 외측에서는 정지토압과 정수압, 내측에서는 작업기압의 1/3이 작용한다(<그림 6.10>).

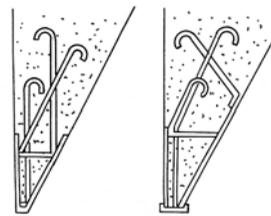


〈그림 6.10〉 날끝에 작용하는 하중

또 오픈케이슨의 경우는 날끝 부근의 응력상태가 복잡하지만, 캔틸레버 보의 길이 l 을 칸막이의 하단에서 날 끝 하단까지의 길이로 취하고 칸막이가 없는 경우는 $l = 1.5m$ 로 한다(〈그림 6.11〉). 그러나 캔틸레버 보 지점부근은 충분한 내력을 갖는 구조로 하여야 하지만 보와 같은 구조로 하는 것이 불가능한 경우에는 철근으로 날 끝 선단을 충분히 보강할 필요가 있다(〈그림 6.12〉). 오픈케이슨의 경우 작용하중은 외압으로서 정지토압, 정수압을 취하고 오픈케이슨 내에서 물푸기를 하는 경우 물푸기에 의한 내압의 감소를 고려하며, 육상굴착의 오픈케이슨에서는 내압을 무시한다. 실제 배근을 하는 경우는 시공시의 영향을 고려하여 날 끝의 내외면에 같은 양의 배근을 한다. 케이슨의 침하시공 중에 케이슨의 변이 또는 기울어짐이 예상되는 경우 날 끝의 설계토압으로서 정지토압(토압계수 = 0.8~1.0) 정도를 고려하는 것이 바람직하다(이 경우 심도 15m 이하는 토압을 일정하게 하여도 좋다).



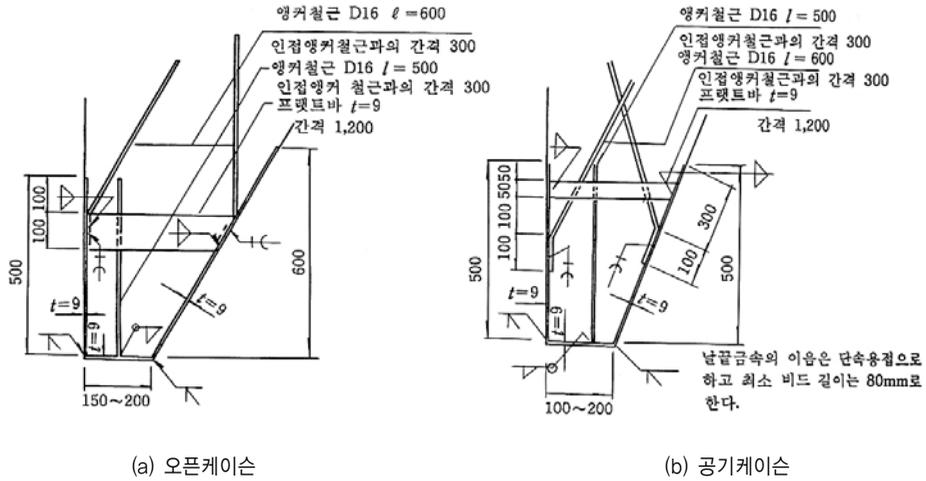
〈그림 6.11〉 날 끝의 길이



〈그림 6.12〉 날 끝 선단 보강

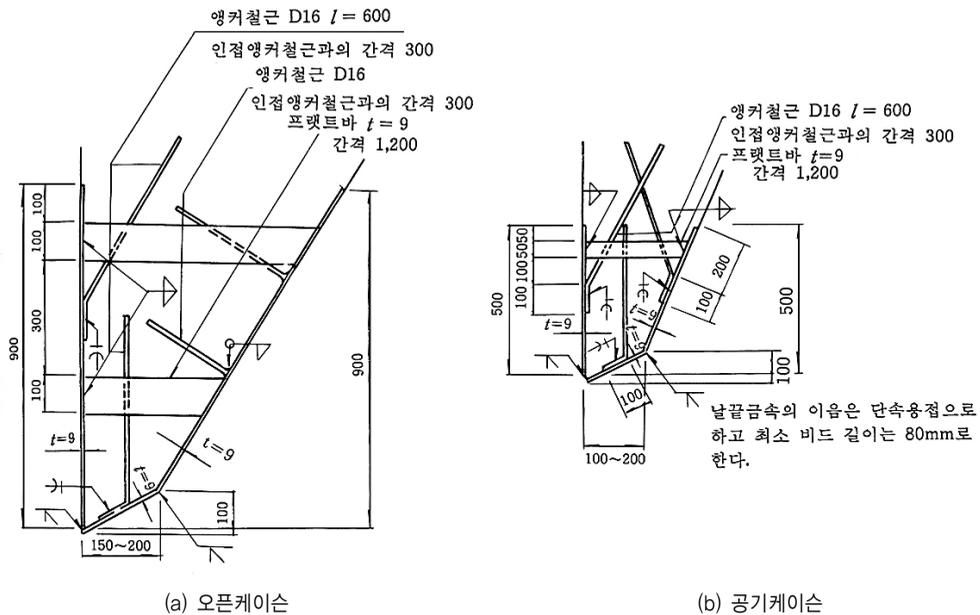
또, 날 끝의 수평단면에서는 상당히 큰 인장응력이 발생할 것이므로 작은 직경의 케이슨이라도 원주 방향으로 철근이 필요한 지 검토할 필요가 있다. 날 끝의 형상은 토질 및 시공법에 의하여 결정되지만 일반적으로 〈그림 6.13〉~〈그림 6.16〉에 따라도 좋다.

- (1) 점토층 · 실트층 · 모래층으로 구성되는 지반에서는 〈그림 6.13〉와 같은 형상 · 치수의 강판 날 끝을 사용하는 것이 좋다. 이 경우 하단의 폭은 구성지반의 지지력을 고려해서 변화시키고, 지지력이 큰 경우에는 폭이 좁고 지지력이 작은 경우에는 폭을 넓게 한다.

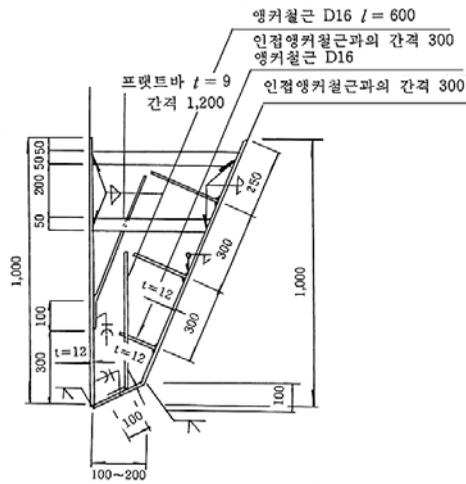


(a) 오픈케이스 (b) 공기케이스
 <그림 6.13> 점성토층 또는 사질토층으로 된 지반에 사용하는 경우

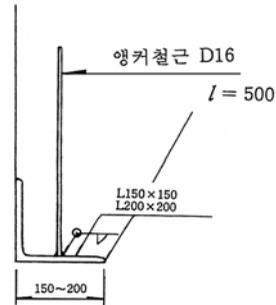
(2) 큰 자갈 또는 조약돌층의 지반이 존재하는 경우에는 <그림 6.14>와 같이 날 끝 선단에 각을 만들어 침하에 지장이 없도록 배려하는 것이 좋다. 단 굴착작업에서 발파가 예측되는 경우에는 강판 날 끝으로 큰 철판을 사용한다(<그림 6.15>). 또 극히 연약한 지반에 있어서는 <그림 6.16>과 같이 간단하게 보강하여 쓰는 것도 있다.



(a) 오픈케이스 (b) 공기케이스
 <그림 6.14> 큰 자갈 또는 조약돌로 된 지반에 사용하는 경우



〈그림 6.15〉 발파를 이용하는 경우의 예



〈그림 6.16〉 연약지반에 사용하는 경우

6.7.5 공기케이스ن 작업실 천정슬래브 및 천정슬래브 행거 빔

- (1) 공기케이스ن 작업실 천정슬래브는 시공 중 및 완성 후 하중상태의 가장 불리한 조합에 대하여 안전하여야 한다.
- (2) 칸막이를 갖는 케이스น 작업실 천정슬래브의 행거 빔은 칸막이 하부를 이용하고, 작업실 천정슬래브에 작용하는 하중을 분담하는 보로 설계하는 것으로 한다.

‘도로교설계기준 하부구조 편 5.7.8.7 공기케이스น 작업실, 천정슬래브 및 천정슬래브 행거 빔’에 따른다.

6.8 시공을 위한 검토

6.8.1 재하중

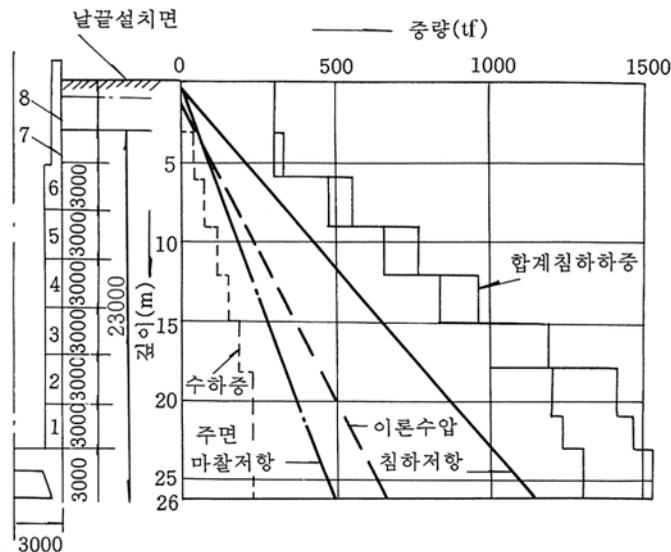
케이슨의 형상, 치수가 결정되게 되면 케이슨의 침하관계를 예상하여 침하작업에 지장이 있는가 조사할 필요가 있다. 이 결과 케이슨 구체 중량이 현저히 가벼울 때에는 벽두께를 두껍게 하는 경우도 있다. 케이슨 침하관계는 일반적으로 다음과 같다.

$$W_c + W_w > U + R \quad (6.18)$$

여기서,

- W_c : 케이슨 구체의 중량 (kN)
- W_w : 케이슨에 재하하는 침하하중 (kN)
- U : 이론기압 또는 작업기압에 의한 양압력 (kN)
- R : 케이슨의 침하저항 (kN)

설계 시의 시공에 앞서 참고로 <그림 6.17>과 같은 침하도를 그려보아야 한다. 이 침하도에서 침하저항력이 커서 케이슨이 침하하지 않는다고 생각될 때에는 재하하중이 필요한가 마찰감소장치를 설치하여야 하는가 판단하여야 하는데 이는 침하관계도를 가지고 판단할 수 있다.



<그림 6.17> 침하도

케이슨의 침하저항으로 케이슨 주면마찰력, 케이슨의 경사에 의한 것과 케이슨의 날 끝 선단저항 등을 들 수 있다. 이중 케이슨 침하도의 작성에 필요한 케이슨 주면마찰력에 대해서 정리하면 <표 6.4>와

같다. 이 값은 과거 자료로부터 케이슨의 경사가 대각선 방향이고 1.5m 이내에 사질토가 많은 경우에는 50~100mm의 friction cut를 두어 날 끝 선단저항은 전혀 없다는 조건을 만족하는 침하상태가 양호한 경우에 대해서 정리한 것이다.

이 값은 어느 정도 오차가 있으므로 수정할 필요가 있다. 완전하게 날 끝 선단부를 굴착시켜 놓으면 케이슨의 날 끝 선단저항은 없어지지만 약간의 저항은 남는다. 그러나 굴착에 의하여 원지반이 느슨해져 있으므로 10kN/m² 정도로 보면 충분하다. 그러나 케이슨이 경사지면 상당히 크게 된다. 또 시공에 감압침하를 많이 하는데 지반이 매우 느슨하게 되므로 감압침하를 해서는 안 되고 침하관계도에 이를 고려해서는 안 된다.

〈표 6.4〉 케이슨의 주면마찰력 (kN/m²)

토질	케이슨의 깊이				
	8m	16m	25m	30m	40m
실 트	2	4	5	6	7
잘 다 저 진 실 트	5	6	7	9	10
잘 다 저 진 모 래	12	14	17	20	22
자 갈 섞 인 모 래	14	17	20	22	24
모 래 섞 인 자 갈	17	20	22	24	26
잘다저진 모래 자갈	22	24	27	29	31

6.8.2 이 음

케이슨이 침하 중에 매달리는 상태로 되는 것이 예상되는 경우 각 리프트(lift)의 이음은 근입깊이 방향으로 보강하여야 한다.

‘도로교설계기준 하부구조 편 5.7.9.1 시공이음’에 따른다.

6.8.3 지수벽 또는 흙막이 가벽

침하 완료 시 케이슨 상단이 수면 또는 지반면 보다 아래에 있는 경우 지수벽 또는 흙막이 가벽을 설치하고, 그 설계는 「제8-8편 가설구조물」에 따르기로 한다.

6.8.4 칸막이에 설치하는 통수구멍

칸막이를 갖고 있는 케이스를 침하시켜 설치하는 경우에는 칸막이에 통수구멍을 설치하는 것이 좋다.

‘도로교설계기준 하부구조 편 5.7.9.3 칸막이에 설치하는 통수구멍’에 따른다.

6.8.5 공기케이스 샤프트구멍 주변의 보강

공기케이스의 샤프트 구멍 주변은 충분히 보강하여야 한다.

‘도로교설계기준 하부구조 편 5.7.9.4 공기케이스의 샤프트 구멍 주변’에 따른다.



7. 비탈면 상의 깊은기초

7.1 적용범위

이 장은 설계지반면이 10° 이상 경사져 있는 비탈면에 설치된 깊은기초에 적용한다. 여기서 깊은기초란 비탈면상에 설치된 기초 중 ‘도로교설계기준 하부구조 편’에서 말뚝 및 케이슨으로 분류된 기초를 말한다.

비탈면상에 설치되는 기초는 앞면지반이 한정되어 있고 경사져 있기 때문에 평탄한 지역과는 다른 검토가 필요하다. 비탈면상의 깊은기초인 경우 특히 문제가 되는 것은 기초의 수평저항인데 현재로는 기초의 강성에 따라 다른 설계체계로 되어 있다.

케이슨과 같이 강체로 볼 수 있는 기초의 경우 안전성은 주로 지지지반의 내력에 의존하므로 안정도 조사에서는 지반의 극한평형 시 힘의 균형에 의한 극한지반 반력법이 적용되고 말뚝의 경우는 전 길이에 걸쳐 지반이 항복하는 것은 생각할 수 없고 미소한 변위가 원인이면 지반을 탄성체로 생각할 수 있으므로 탄성지반상의 보로 한 탄성지반 반력법이 적용되고 있다.

이와 같은 이유로 ‘도로교설계기준 하부구조 편’에서는 기초의 강성에 따라 케이슨기초와 말뚝기초로 설계의 구분이 되어 있다. 일반적으로 비탈면상의 깊은기초는 설계구분상 케이슨기초와 말뚝기초의 중간영역에 있는 것으로 통일된 설계법이 필요하기 때문에 이 설계요령을 정한 것이다. 또 이 장에 규정되어 있지 않는 사항에 대해서는 ‘도로교설계기준 하부구조 편’의 관계규정에 따라 설계하여야 한다.

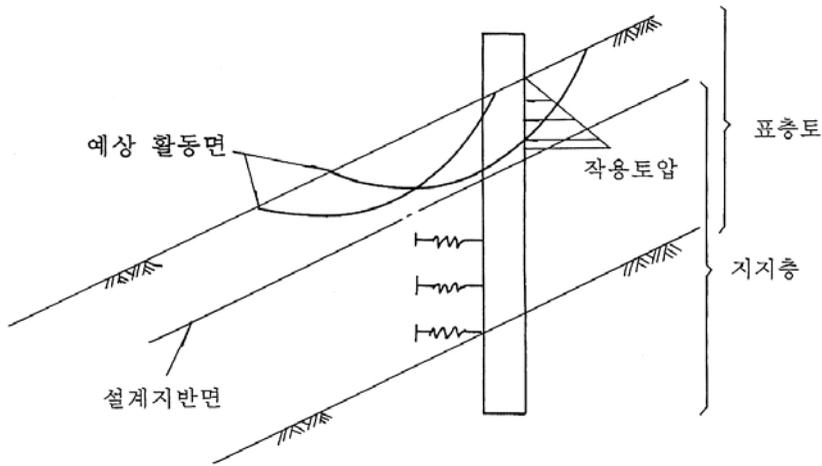
7.2 설계일반

7.2.1 지지층의 선정

깊은기초의 저면은 소요 지지력이 얻어지는 양질의 지지층에 근입시키고, 수평방향에 대해서도 장기적으로 안정된 지반에 지지시키는 것으로 한다.

비탈면상 깊은기초의 설계에서는 설계지반면을 어느 위치에 설정하느냐에 따라 결과가 크게 다르므로 충분한 검토가 필요하다. 설계지반면을 설정하는 방법은 여러 가지로 생각할 수 있으나 보통 다음 방법에 따른다(그림 7.1) 참조).

- (가) 표층토의 강도 및 지반구성, 주변지대에서의 붕괴유무, 지하수의 상황 등에 따라 충분한 조사를 하여 안정되어 있다고 판단되는 경우는 지지층으로 평가하여, 설계지반면을 설정한다.
- (나) 비탈면 안정계산을 하여 안전을 F_s 가 상시 : $F_s \geq 1.5$, 지진 시 : $F_s \geq 1.2$ 를 확보할 수 있다는 면을 설계지반면으로 설정한다.
- (다) 깊은기초에 작용하는 토압은 설계지반면에서 상부 범위의 주동토압으로 하고 그 작용 폭은 깊은기초 직경의 3배로 한다. 그러나 깊은기초 간격이 직경의 3배 이하인 경우 깊은기초 간격으로 한다. 또, 현 지반이 활동의 위험성이 있는 경우 별도로 활동의 위치나 활동하중의 취급에 대하여 검토하기로 하고, 활동 억제공과 교량기초는 허용거동 범위나 영향도가 다르기 때문에 구조물 기초와 분리시켜 현 지반을 안정시키는 조치를 강구하는 것이 좋다. 또 공사용 진입로 등 시공 시에 비탈면을 굴착하는 경우 그 영향을 고려하여 설계지반면을 설정하여야 한다.



〈그림 7.1〉 지지층과 설계지반면

7.2.2 설계의 기본

- (1) 깊은기초는 비탈면의 영향을 고려하여 설계하기로 한다.
- (2) 깊은기초의 설계에서 지반반력, 기초 본체의 단면력 및 변위량 계산은 탄성지반상의 보로 해석하는 탄성설계법(탄성지반 반력법)에 의하는 것으로 하고, 수평방향 안정도 조사에 대해서는 지반의 소성화를 고려한 탄소성 설계법(복합지반 반력법)에 의하는 것을 기본으로 한다. 설계 시에는 다음 사항을 만족하여야 한다. 조사 사항 중 (가)~(라)는 탄성설계법, (마)는 탄소성 설계법에 의한다.
- (가) 깊은기초 저면에서의 연직지반반력은 지반의 허용 연직지지력을 초과해서는 안 된다.
- (나) 깊은기초 저면에서의 전단저항력은 깊은기초 저면과 지반 사이에 적용하는 허용전단 저항력을 초과하여서는 안 된다.
- (다) 깊은기초의 변위는 허용변위량을 초과하여서는 안 된다.
- (라) 깊은기초 본체의 설계는 이 편 '7.2.5 설계의 흐름'에 따른다.
- (마) 깊은기초 앞면의 각 깊이까지의 수평지반반력의 총계는 그 위치에서의 허용 수평지지력을 초과해서는 안 된다.

(1), (2)에 대하여

종래 비탈면 상 깊은 기초의 변형과 안정을 동시에 표현할 수 있는 방법으로 지반의 소성화를 고려한 탄소성 설계법이 적용되어 있다. 이 설계법은 험준한 산악지에서 암반과 같이 소성화 후의 저항력이 극도로 감소하는 지반에 대해서는 유효한 설계법이다. 그러나 근래에는 토사에서 암반까지 각종 지반을 대상으로 하고 있으나 토사와 암반에서는 그 지지기구나 지반의 파괴성상이 크게 다른 외에 토질정수나 해석모델 등 많은 요인에 지배되므로 탄소성 설계법의 적용은 암반에 한정했다. 그 후 토사층을 지지층으로 하는 경우에 대해서도 현지 실험이나 이론적인 연구가 진행되고 기술적인 축적이 되고 있다. 이 설계법은 지금까지의 현지 실험이나 이론적 연구성과를 토대로 토사에서 경암까지를, 또 깊은기초 직경도 일반적인 것에서부터 대구경인 것까지 종합적으로 취급할 수 있도록 한 것이다.

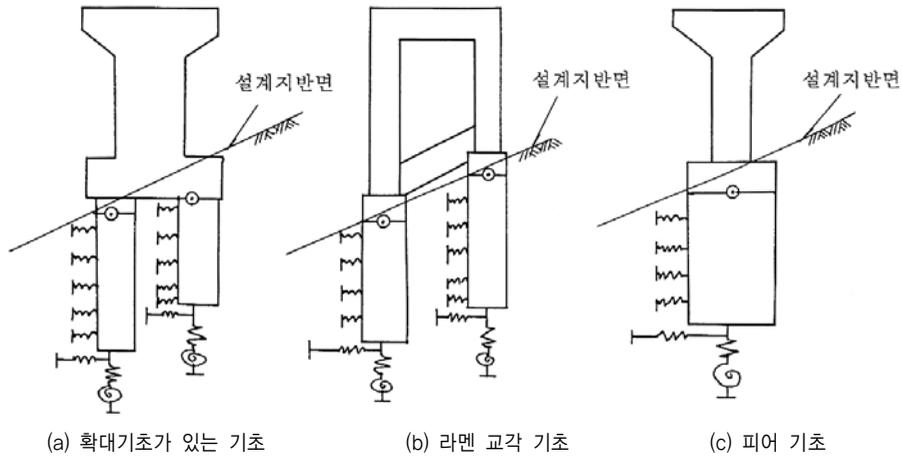
즉, 미소한 변위량에서는 지반을 탄성체로 생각하여 (가)~(라)의 각 사항을 조사한다. 이와 같은 해석 방법이 성립하기 위해서는 기초의 안정이 확보되어 있어야 하므로 (마)의 수평안정도 조사를 별도로 행하기로 한다.

- (가) '7.8 지반반력 단면력 및 변위량의 계산'으로 구하는 깊은기초 저면의 연직지반반력은 '7.4 지반의 허용 연직지지력'을 초과해서는 안 된다.
- (나) '7.8 지반반력 단면력 및 변위량의 계산'으로 구하는 깊은기초 저면의 전단저항력은 '7.6 저면지반의 허용 전단저항력'을 초과해서는 안 된다.

(다) 깊은기초의 변위는 깊은기초 본체 및 주변지반의 탄성변형 또는 소성변형을 조합시킨 것으로 한다. 실제 설계에서는 충분한 검토를 하여 구조물 전체에 대한 영향을 조사하는 것이 바람직하다. 한편 말뚝기초로 시공할 경우 구조물에 필요한 강도를 줄 수 있게 기술적 판단에 기초하여 변위량(기준 변위량)을 규정하는 것이 바람직하나 대상 지반이 다양하므로 변위량에 있어서는 일괄로 정하는 것이 바람직하다. 수평방향의 안정도 조사는 별도로 하여야 하지만 허용변위량을 크게 하면 안정에 유해한 잔류변위가 생길 우려가 있다. 따라서 일반적으로 설계지반면 위치에서 깊은기초의 수평방향 허용변위량을 <표 7.1>과 같이 하는 것이 좋다. <표 7.1>은 말뚝기초와 케이스 기초를 일치시키기 위하여 깊은기초 직경 5m를 경계로 하여 깊은기초 머리부 변위량을 기초직경의 1%(머리부 변위/깊은기초 직경) 이내로 한 것이다.

<표 7.1> 깊은기초의 허용변위량(mm) D : 깊은기초 직경 (m)

	D < 5m	D ≥ 5m
상 시	15	30
지진 시	25	50



<그림 7.2> 허용 수평변위를 설정하는 위치

(라) 설계는 이 편 '7.2.5 설계의 흐름'에 따른다.

(마) 수평방향 안정도 조사는 식(7.1)에 따르는 것을 원칙으로 한다.

식(7.1)에 안전을 고려하여 지지층 내 탄성영역에 2m 이상 근접시키는 것으로 한다(<그림 7.3>참조).

$$R_{qak} \geq \left(\frac{R_0}{n}\right) + \sum_{i=j+L}^k R_i$$

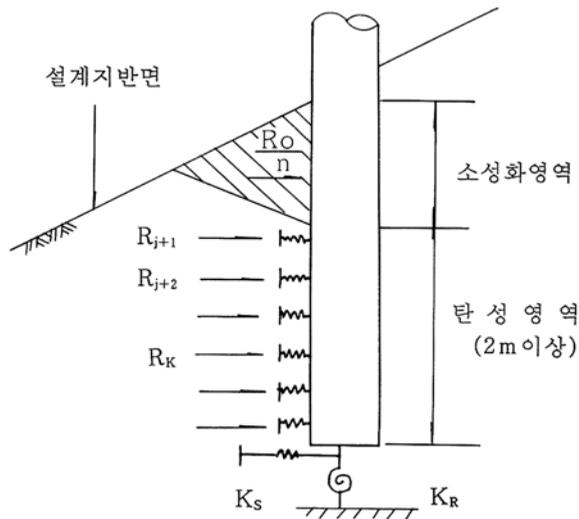
여기서, R_{gak} : k 단째 스프링위치에서 지반의 허용 수평지지력 (kN)

$\left(\frac{R_0}{n}\right)$: 소성화 영역의 저항력 (kN)

$\sum_{i=j+L}^k R_i$: j+1 단째에서 k 단째 까지의 스프링 변위에서 반력의 총합

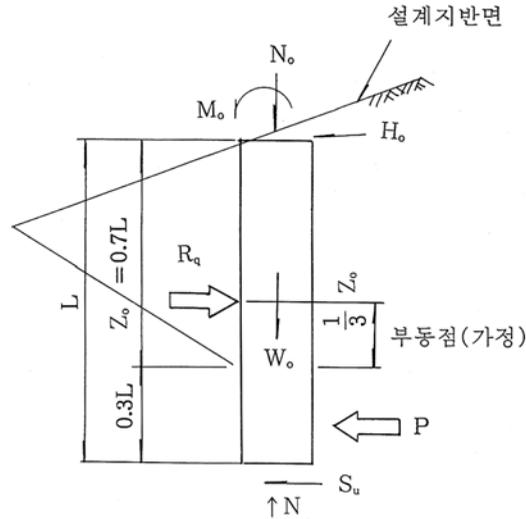
(탄성영역에서 반력의 총합) (kN)

또 복수의 깊은기초 수평방향 안정도를 조사하는 경우 '7.8 지반반력, 단면력 및 변위량의 계산'에 따라 탄성해법으로 계산한 깊은기초 머리부 반력의 값을 기초로 하여 각각 단독모델로 분리하여 계산하여도 좋다.



〈그림 7.3〉 수평방향의 안정(탄소성 해법)

또, 깊은기초 직경이 5m 미만으로 $B \ll 1.5$ 정도의 강체로 간주할 수 있는 기초로 설치하는 경우 다음과 같은 간략화된 계산법으로도 수평방향의 안정도 조사가 가능하므로 참고로 나타낸다(그림 7.4) 참조).



〈그림 7.4〉 수평방향의 안정(극한평형법)

$$F_s \geq \frac{M_R}{M_1} \quad (7.2)$$

여기서, F_s : 전도에 대한 안전율로 상시 3, 지진 시 2로 한다.

M_R : 전도에 대한 저항모멘트 (kN · m)

$$M_R = \frac{1}{3} \cdot 0.7 \cdot L \cdot R_q + 0.3 \cdot L \cdot S_u + \frac{1}{2} \cdot 0.3 \cdot L \cdot P$$

M_1 : 전도모멘트 (kN · m)

$$M_1 = M_o + 0.7 \cdot L \cdot H_o$$

R_q : 회전중심에서 지반의 극한 수평지지력 (kN)

(7.5 지반의 허용 수평지지력'에 의하여 구한다)

S_u : 저면의 극한 전단저항력 (kN)

N : 저면에 작용하는 연직력 (kN)

P : 수평방향에서의 불균형력 (kN)

7.2.3 하중분담

- (1) 연직하중은 깊은기초 저면의 연직지반반력 만으로 지지시키는 것을 원칙으로 한다.
- (2) 수평하중은 깊은기초 저면의 연직지반반력, 주면의 수평지반반력, 저면의 전단 저항력으로 지지시키는 것을 원칙으로 한다.

(1) 연직하중은 일반적으로 저면 및 주면으로 분담시키나 여기서는 주면마찰력은 무시하는 것으로 했다. 이것은 깊은기초의 라이너 플레이트는 원칙적으로 묻히게 되므로 라이너 플레이트와 지반사이에는 그라우트로 충전되지만 그라우트의 시공성에 문제가 있는 것과 굴착 시의 발파 등에 의하여 주면지반이 느슨하게 될 우려를 고려했기 때문이다.

최근 spray concrete와 rock bolt에 의하여 공벽을 지지하면서 대구경의 깊은 기초를 시공하는 사례가 증가하고 있는데 이 경우 주면의 마찰저항력이 있을 것으로 생각되므로 충분히 검토한 다음 연직저항력에 마찰저항을 고려하여도 좋다.

(2) 수평하중은 ‘7.2.1 지지층의 선정’에서 규정한 설계지반면 보다 아래쪽에서 지지되는 것으로 하고 기초 근입부 및 설계지반면 보다 위쪽에서는 지지되지 않는 것으로 하였다. 깊은기초 말뚝의 주면에서 세굴에 의하여 라이너 플레이트와 원지반 사이에 공극이 생기므로 조치를 주의하지 않으면 설계에 사용하고 있는 수평스프링을 기대할 수 없다. 이를 위하여 깊은기초의 주면에는 반드시 그라우트를 하여 공극을 충전하는 것으로 한다.

또 수평저항에는 저면의 회전저항, 전단저항도 기여하지만 저면에서의 작용합력이 핵 내에 없는 경우 한쪽 방향으로 부상이 생겨 엄밀하게는 전단면이 유효하다고 볼 수 없다. 그러나 기초 직경이 작은 경우 저면의 기여율은 그다지 크지 않으므로 설계 시에 저면에서의 회전스프링 및 전단스프링의 취급은 <표 7.2>와 같이 하는 것이 좋다.

<표 7.2> 저면에서의 스프링 취급

	설 계 법	D < 5m	D ≥ 5m
지반반력, 전단력 변위량의 계산	탄성설계법	전단면 유효 (K_R, K_S)	저면에서의 작용합력이 핵외에 있는 경우는 수정한다(K_R', K_S').
수평방향의 안정도	탄소성설계법	무 시 ($K_R=0, K_S=0$)	상 동

D : 깊은기초 직경 (m)

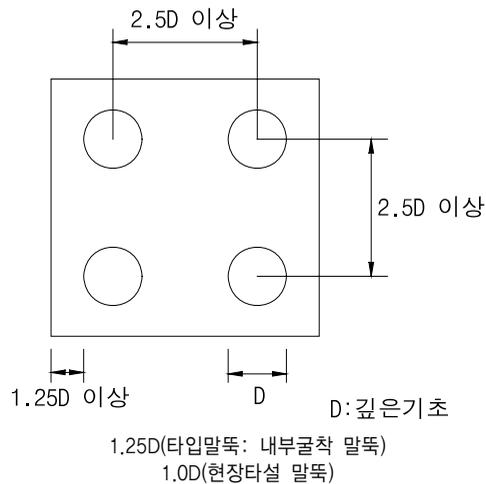
K_R, K_S : 저면의 전체단면이 유효한 경우의 회전 스프링정수, 전단 스프링정수

K_R', K_S' : 저면 유효재하면적을 고려한 회전 스프링정수, 전단 스프링정수

7.2.4 최소중심간격

깊은기초의 최소중심간격은 원칙적으로 깊은기초 직경의 2.5배 이상으로 한다. 또 깊은기초의 외주면에서 기초 연단까지의 거리는 1.0D 또는 1.25D 이상으로 한다.

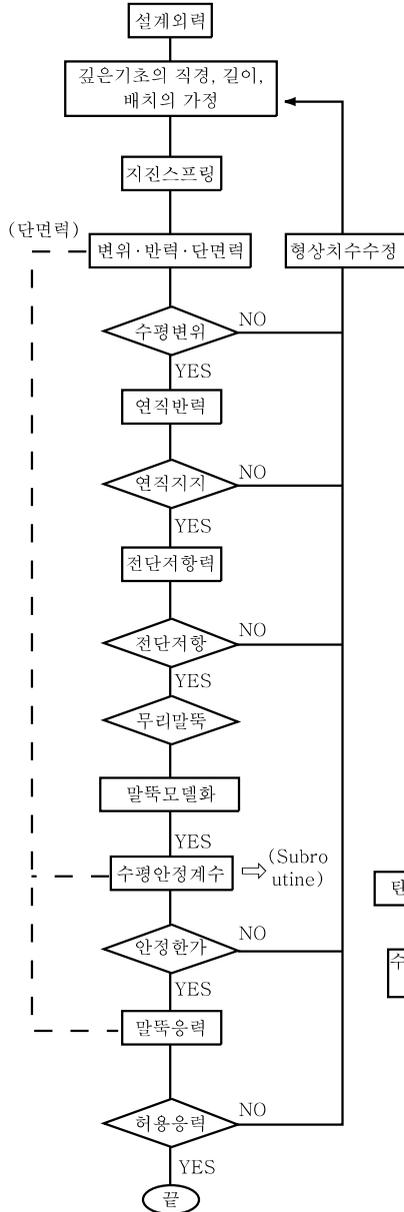
깊은기초의 경우 지지반이 경암이라도 굴착 시의 발파 등으로 인접기초의 주면을 느슨하게 할 우려가 있으므로 최소중심간격은 깊은기초 직경의 2.5~3배로 했다. 깊은기초의 외주면에서 기초 연단까지의 거리는 경제성 등을 고려하여 최소 1.0D 또는 1.25D로 한다.



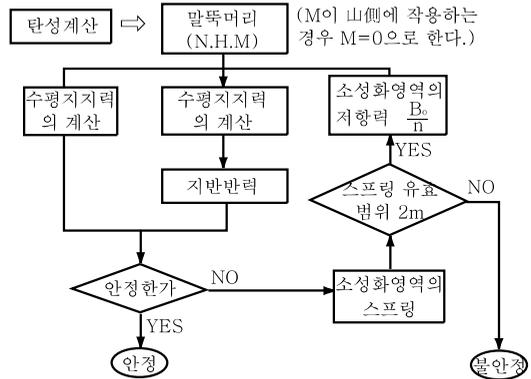
〈그림 7.5〉 최소중심간격 및 기초 연단까지의 거리

7.2.5 설계의 흐름

깊은 기초의 설계는 <그림 7.6>의 흐름도에 따르는 것으로 한다.



<그림 7.6(a)> 설계전체 Flow-chart



<그림 7.6(b)> Subroutine
(탄소성 설계법에 의한 안정도 조사)

7.3 설계지반정수

7.3.1 지반의 전단정수

지반의 전단정수는 원위치에서 역학시험, 실내시험을 하여 구하는 것을 원칙으로 한다. 부득이 기타 지반조사의 결과로 추정하는 경우에는 유사한 지반에서의 시험 결과 등을 참고하여 종합적으로 판단하는 것이 좋다.

지반정수는 다음의 방법에 의하여 구할 수가 있다.

(가) 원위치에서 역학시험에 의한 방법

(나) 실내시험을 중심으로 하는 방법

지반의 불균일성, 특히 암반인 경우 풍화·균열 및 습윤 등의 문제를 고려하면 본래는 (a)의 원위치에서 직접 전단시험, 평판재하시험 등에 의한 방법이 가장 바람직하다. 그러나 깊은 기초의 규모, 지반의 상황에 따라서는 이들 시험을 설계단계에서 실시하는 것은 곤란하므로 (b)의 실내시험을 중심으로 구하여도 좋다. 원칙적으로 (가) 또는 (나)의 방법으로 전단정수를 구하지만 기타 지반조사 결과 또는 유사한 지반에서의 시험 기록 등 확실한 근거가 있는 경우에는 이들의 값을 참고로 하여도 좋다.

(a) 원위치에서 역학시험에 의한 방법

원위치에서 역학시험으로는 블록 전단시험, 깊은기초 공벽 및 굴착저면에서의 직접 평판재하시험을 생각할 수 있으나, 전자는 깊은기초의 규모·지반상황 등을 고려하면 실시가 극히 곤란하고, 후자는 일반적으로 시공 시 확인하는 시험방법으로 어느 것도 사전 조사로서 행하여지는 일은 적다.

(b) 실내시험을 중심으로 하는 방법

실내시험으로 지반의 전단정수를 구하는 경우 원지반의 균열이나 단층·장래의 풍화 등을 고려하여 설계상, 안전하도록 설계값을 결정하여야 한다. 여기서 실내시험이란 삼축압축시험, 일면 전단시험 및 일축압축과 병행한 일축인장시험을 말한다. 또 축인장시험 대신에 할렬 시험을 하여도 좋다. 일반적으로 실내시험에 사용하는 공시체는 균열이 적은 양질의 것이므로 원지반을 대표하지 않는 것이 많다. 따라서 실내시험결과를 설계에 이용하는 경우에는 어떤 방법으로도 원지반의 풍화, 균열 등의 영향을 평가하는 것이 필요하다. 여기서는 그 하나의 방법으로 균열계수를 사용한 방법을 제시한다. 균열계수는 C_r 은 다음 식에 의하여 정의되는 양이다.

$$C_r = 1 - \left(\frac{V_p}{V_{po}}\right)^2 \tag{7.3}$$

여기서, V_p : 원지반의 종파탄성파 속도 (m/sec)

V_{po} : 공시체의 초음파전파 속도 (m/sec)

일반적으로 종파탄성파 속도는 원지반의 풍화, 균열 등에 따라 속도가 적어지는 경향을 가지고 있다. 또 풍화, 균열 등이 보이지 않는 양질의 암반에서는 양질의 공시체로 행한 실내 초음파전파 속도와 거의 같은 값을 갖는 것도 알 수 있다.

따라서 식(7.3)에 제시한 균열계수 C_r 은 원지반의 풍화, 균열 등의 상태를 대표하고 있다고 생각된다. 지금까지 발표된 C_r 과 실내시험의 결과를 사용하면 실내시험에서 전단정수를 구할 수가 있다.

〈그림 7.7〉은 일본도로공단 시험소 및 철도기술 연구소에서 실시한 실험결과를 K_c-C_r 의 관계로 고쳐서 나타낸 것이다. 여기서 C_0 는 $C_r=0$ 즉 무균열 상태인 경우의 점착력이며, q_{u0} 는 무균열 상태의 압축강도이다.

〈그림 7.7〉은 상당히 벗어나 있지만 이 자료는 각종 강도·균열계수가 들어 있고, 더욱이 시험 방법도 다른 것이 포함되어 있으나 오차의 하한을 고려하여 곡선을 그리면 이 곡선을 이용하여 점착력 C 를 추정할 수가 있다. 즉

$$C = K_c \times C_0 \tag{7.4}$$

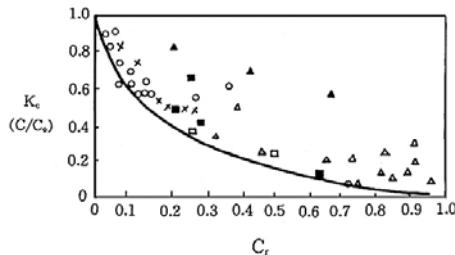
여기서, K_c : 점착력의 저감계수

다음 〈그림 7.8〉에 $K_\phi-C_r$ 의 관계를 나타낸다. 그림의 작성은 C 의 경우와 동일하다.

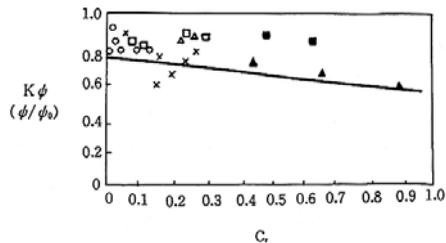
따라서 ϕ 는 다음 식으로 구할 수가 있다.

$$\phi = K_\phi \times \phi_0 \tag{7.5}$$

여기서, K_ϕ : 전단저항각의 저감계수



〈그림 7.7〉 K_c-C_r 의 관계



〈그림 7.8〉 $K_\phi-C_r$ 의 관계

이상 서술된 각종 시험을 〈표 7.3〉에 나타냈다.

〈표 7.3〉 실내시험을 중심으로 전단정수를 결정하는 방법

장소	시 험 명	특 징	설계값의 적용	비 고
실 내	삼축압축시험 또는 일면 전 단시험	실내시험으로서 는 정도가 높다.	이 시험은 균열이 없는 국부적인 값을 구하는 결과가 되므로, 지반 전 단정수의 결정에 있어서 는 현장의 상황을 잘 판단하고 측정치를 저감 할 필요가 있다.	경암에서는 고압을 작용시키지만 공시 체를 작게 하지 않으면 파괴되지 않을 때가 있다.
	일축압축시험 과 일축인장시 험 또는 할렬 시험	매우 간편하지만 정도는 낮다.		압축강도 q_u 와 인장강도 T_u 에서 C, ϕ 를 추정한다. $C = \frac{1}{2} \sqrt{q_u \times T_u} \quad \phi = \sin^{-1} \left(\frac{q_u - T_u}{q_u + T_u} \right)$
	초음파 종파 전파속도 시험	비교적 용이하게 초음파 속도를 얻을 수 있다.	이 값에서 직접 C, ϕ 를 구하는 것은 어렵다.	탄성과 탐사결과와 함께 암반의 균열정 도를 알 수 있다.
원 위 치	탄성과 탐사 또는 보링공을 이용한 속도 검증	단층과 암반을 포함한 지반의 거시적인 정보를 얻을 수 있다.	상 동	초음파 시험의 결과와 함께 암반의 균 열정도를 알 수 있다. 변형계수를 추정 할 수 있다.

(다) 추정에 의하는 경우

지반의 전단정수를 (가), (나)에 의해서 결정하는 것이 곤란한 경우에는 참고값으로서 취급하는 것을
전제로 하여 전단정수를 추정에 의하여 구할 수 있다. 그 하나의 방법으로 〈표 7.4〉에 암반구분에
기초를 한 C, ϕ 의 측정 예를 제시하였다. 점판암의 예는 일본 Dam site에서의 각종 지질조사 결과를
정리한 자료를 암반구분에 기초해서 정리한 것이다.

그러나 이 표도 C 의 값은 500kN/m^2 의 범위로 아래 등급의 암반의 경우 이 영향은 결코 작지 않으
므로 주의하여야 한다. 종래의 시험자료를 비교하여 보면 암반의 종류, 상태에 관계없이 전단저항
각 ϕ 는 $30\sim 50^\circ$ 정도의 범위이고 점착력 C 는 $10\sim 100\text{kN/m}^2$ 의 사이에 있는데, 설계 시 C 값이 가장
큰 비중을 차지하므로 이 값은 신중히 결정할 필요가 있다.

〈표 7.4〉 전단정수의 측정 예

* 최소값을 표시

암급수	점판암 (일본 Dam Site의 예)				화강암 (本州-四國 연결기초의 예)			
	$C(\text{kN/m}^2)$		$\phi (^{\circ})$		$C(\text{kN/m}^2)$		$\phi (^{\circ})$	
	범 위	평균	범 위	평균	범 위	대 표 치	대 표 치	
경 암	B	2250~1750	2500	40~50	45	3500 이상	3500*	50
	C _H	1750~2250	2000	35~45	40	2700~3500	3100	50
	C _M	750~1750	1250	35~45	40	1900~2700	2300	45~50
연 암	C _L	250~750	500	30~40	35	800~1900	1350	45
	D	100 이하	0	20~30	25	0~800	400	45

〈표 7.5〉 암반등급 분류기준 (일본)

암반등급	암반변형계수 (MPa)	암반의 정탄성계수 (MPa)	암반의 전단강도	
			점착력(kN/m ²)	전단저항각
A, B	5,000 이상	8,000 이상	4,000 이상	55° 이상
C _H	2,000~5,000	4,000~8,000	2,000~4,000	45°~55°
C _M	500~2,000	1,500~4,000	1,000~2,000	38°~45°
C _L , D	500 이하	1,500 이하	1,000 이하	38° 이하

7.3.2 지반반력계수

지반반력계수는 원위치에서 시험으로 구하는 것을 원칙으로 한다. 부득이 기타 지반조사 결과에서 추정하는 경우에는 유사한 지반에서의 시험 결과 등을 참고하여 종합적으로 판단하는 것이 좋다.

지반반력계수는 지반의 변형계수로 산정한다. 변형계수는 일반적으로 평판재하시험 표준관입시험, 공내 횡방향 재하시험, 탄성파 조사로 측정하는데 깊은기초의 상황을 고려하면 공내 횡방향 재하시험이 실용적이라고 할 수 있다.

또 지반반력계수는 재하 폭 및 변위량 등에 따라 달라지며 지반반력계수는 다음 식에 의하여 정의된다.

$$k = p/\delta$$

여기서, k : 지반반력계수 (kN/m³)

p : 지반반력 (kN/m²)

δ : 변위량(m)

(가) 연직방향 지반반력계수

연직방향 지반반력계수는 식 (7.6)에 의하여 구한다.

$$k_v = k_{vo} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (7.6)$$

여기서, k_v : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

k_{vo} : 지름 300mm의 강체원판에 의한 평판재하시험의 값에 상당하는 연직방향 지반 반력계수(kN/m³)로서 각종 토질시험·조사에 의하여 구한 변형계수로부터 추정하는 경우는 다음 식에서 구한다.

$$k_{vo} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \quad (7.7)$$

B_v : 기초의 환산 재하 폭(m)으로 다음 식에서 구한다. 다만, 저면 형상이 원형인 경우에는 지름으로 한다. $B_v = \sqrt{A_v}$

E_0 : <표 7.6>에 표시하는 방법으로 측정 또는 추정한 설계의 대상이 되는 위치에서 지반의 변형계수 (kN/m^2)

α : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수로서 <표 7.6>에 주어져 있다.

A_v : 연직방향의 재하면적 (m^2)

<표 7.6> 변형계수(E_0)와 보정계수(α)

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/m^2)	α	
	정상 시	지진 시
지름 300mm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링 공내에서 측정된 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
*표준관입시험의 N값에서 추정된 변형계수	1	2

* E_0 추정법 : ① 일본도로공단 $E_0=28N$
 ② Schmertmann 방법 (1970)

<표 7.7> 흙의 종류별 탄성계수 (E_s : kN/m^2)

흙의 종류	E_s/N
실트, 모래질 실트	400
가는 모래, 약간 굵은 모래	700
굵은 모래	1,000
모래질 자갈, 자갈	1,200

(나) 수평방향 지반반력계수

수평방향 지반반력계수는 식 (7.8)에 구한다.

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (7.8)$$

여기서, k_H : 수평방향 지반반력계수 (kN/m^3)

k_{H0} : 지름 300mm의 강체원판에 의한 평판 재하시험의 값에 상당하는 수평방향 지반반력계수(kN/m³)로서, 각종 토질시험 조사에 의하여 구한 변형계수로부터 추정하는 경우는 다음 식에서 구한다.

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \quad (7.9)$$

B_H : 하중작용방향에 직교하는 기초의 환산 재하 폭(m)으로 <표 7.8>에 표시하는 방법으로 구한다. 일반적으로 탄성체 기초의 수평저항에 관여하는 지반으로서는 설계 지반면에서 $1/\beta$ 정도까지 고려하면 된다.

E_0 : <표 7.6>에 표시하는 방법으로 측정 또는 추정한 설계의 대상이 되는 위치에서의 지반의 변형계수 (kN/m²)

<표 7.8> 기초의 환산 재하 폭(B_H)

기 초 형 식	B_H	비 고
직 접 기 초	$\sqrt{A_H}$	
케이슨기초 ($\beta_1 < 2$)	$\sqrt{A_H}$	안정계산, 부재계산
케이슨기초 ($1 < \beta_1 < 2$)	$\sqrt{D/\beta}$	탄성변위량 계산
말 뚝 기 초	$\sqrt{D/\beta}$	
강관널말뚝기초	$\sqrt{D/\beta}$	

α : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수로서 <표 7.6>에 주어져 있다.

A_H : 하중작용 방향에 직교하는 기초의 재하면적 (m²)

D : 하중작용 방향에 직교하는 기초의 재하폭 (m)

$1/\beta$: 수평저항에 관여하는 지반의 깊이(m)로서 기초의 길이 이하로 한다.

$$\beta : \text{기초의 특성치 } \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

EI : 기초의 휨강성 (kN · m²)

(다) 수평방향의 전단 스프링정수

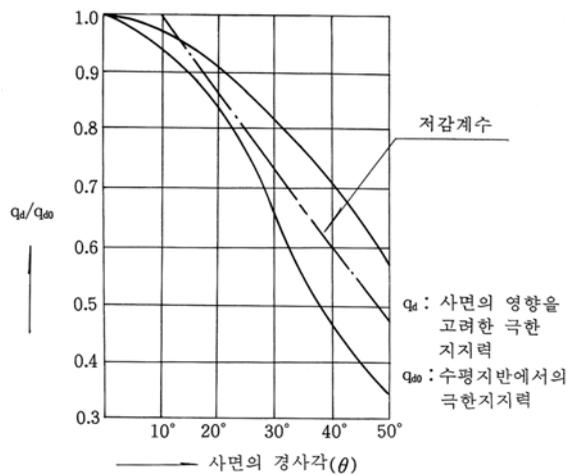
$$K_s = \lambda \cdot k_v \quad (7.10)$$

여기서, K_s : 수평방향의 전단 스프링정수 (kN/m³)

λ : 연직 지반반력계수에 대한 수평방향 전단 스프링정수의 비로 이 값은 1/2~1/5 사이로 실측되고 있다. 그러나 변위를 검토하는 계산체계를 고려하면 K_s 의 값을

깊은기초 말뚝의 연직지지력의 검토는 깊은기초 말뚝 저면에서 하고, 비탈면 경사각의 영향을 고려한다. 비탈면의 영향을 고려한 깊은기초 말뚝 저면의 허용 연직지지력은 가상 수평 지반에서의 허용 연직지지력에 저감계수 α 를 곱해서 구하기로 한다.

저감계수는 간편법(기초구조에 관한 조사연구 70년도 보고서, 일본) 및 Giroud Nhiem의 방법(동 72년도 보고서 부록 II, 일본)에서 구한 근사 극한지지력 계산식에 의하여 제반조건을 변화시켜서(비탈면의 영향을 고려하여) 계산한 극한지지력에 대한 수평지반에서의 극한지지력의 비율(그림 7.11)로 구한다.



〈그림 7.11〉 경사각에 의한 연직지지력의 저감

굴착에 의하여 제거된 지반의 중량은 100% 지지력으로 이용할 수 있으므로 이 중량에 대해서는 안전을 고려하지 않기로 했다.

단, 평판재하시험에 의하여 연직지지력을 추정하고 재하시험에서 깊은기초 저면까지의 흙하중이 영향을 줄 경우에는 굴착에 의하여 제거된 지반의 중량을 지지력에 고려하지 않고 허용연직지지력 q_a 는 다음 식으로 구하여야 한다.

$$q_a = \alpha \frac{q_{do}}{n} \tag{7.13}$$

7.4.2 안전율

깊은 기초 저면의 허용 연직지지력의 산정에 이용하는 안전율은 다음의 값으로 한다.

상 시 : 3 지진 시 : 2

비탈면의 영향은 극한 연직지지력의 산정에서 고려하므로 비탈면의 영향을 고려하지 않는 케이스의 허용 연직지지력의 산정에 이용하는 안전율과 같은 값으로 했다.

7.4.3 지반에 의하여 결정되는 극한지지력

가상 수평지반에서의 깊은기초 저면지반으로부터 결정된 극한지지력은 정역학공식, 평판재 하시험 등에 의하여 종합적으로 판단해서 구한다. 정역학공식에 의한 가상 수평지반에서의 깊은기초 저면 극한지지력은 아래식으로 구한다.

$$q_{do} = 1.3CN_c + 0.3 \gamma_1 DN_f + \gamma_2 D_f N_q \quad (7.14)$$

여기서, q_{do} : 가상 수평지반에서 깊은기초 저면지반으로부터 결정된 극한지지력 (kN/m^2)

C : 깊은기초 저면 보다 아래에 있는 지반의 점착력 (kN/m^2)

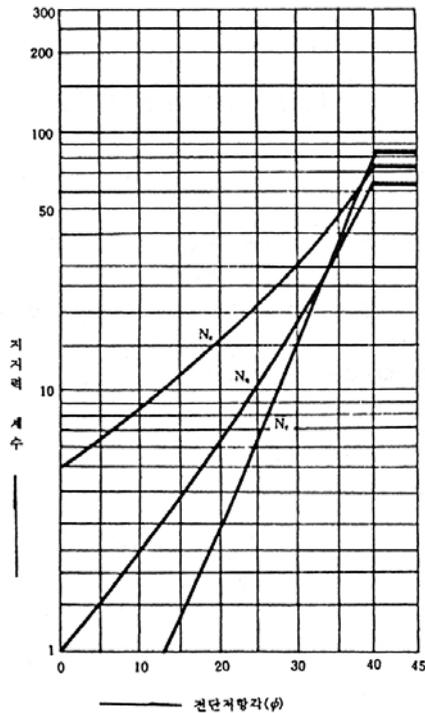
γ_1 : 깊은기초 저면 보다 아래에 있는 지반의 단위체적중량 (kN/m^3)

γ_2 : 깊은기초 저면 보다 위에 있는 지반의 단위체적중량 (kN/m^3)

D : 깊은기초 저면의 직경 (m)

D_f : 가상수평지반에서 깊은기초의 근입길이 (m)

N_c, N_r, N_q : 지지력계수로 <그림 7.12>의 값으로 한다.



<그림 7.12> 지지력 계수

지반으로부터 결정되는 극한지지력은 우선 지반을 조사하고, 정역학 공식 및 같은 종류의 지반이라면 기존 자료에서 극한지지력을 추정하고 이를 시공 중의 원위치 재하시험에 의하여 확인하는 것을 원칙으로 한다.

평판재하시험에 의하여 극한지지력을 구하는 경우에는 재하면적과 깊은기초 저면적과 차이를 고려해서 시험에서 얻은 값을 수정하여야 한다.

수평지반에서 극한지지력을 구하는 정역학적 공식은 케이슨 기초의 지지력공식과 같은 것으로 한다. 극한지지력을 구할 때는 편심경사의 영향이 있지만 깊은기초의 경우는 얇은 기초의 경우와 다르고 앞면지반의 저항이 크고 깊은기초 저면의 수평력 및 모멘트의 부담은 적으므로, 경사의 영향을 무시해서 극한지지력을 구하기로 했다.

7.5 지반의 허용 수평지지력

7.5.1 허용지지력

깊은기초 앞면지반의 허용 수평지지력은 그 위치에서 지반의 극한 수평지지력을 소정의 안전율로 나눈 값으로 다음 식으로 구한다.

$$R_a = \frac{R_q}{n} \quad (7.15)$$

여기서, R_a : 허용지지력 (kN)

R_q : 극한 수평지지력 (kN)

n : 안전율

7.5.2 안전율

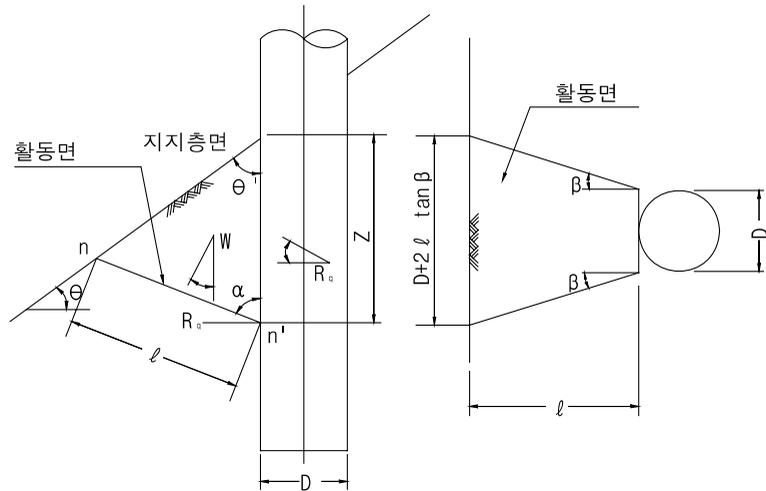
깊은기초 앞면지반의 허용 수평지지력의 산정에 이용하는 안전율은 다음과 같다.

상 시 : 3 지진 시 : 2

7.5.3 극한 수평지지력

극한 수평지지력은 <그림 7.13>과 같이 직선인 활동면의 전단저항력의 최소값으로 다음 식으로 구한다.

$$R_q = \frac{W(\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi) + C \cdot A}{\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi} \quad (7.16)$$



<그림 7.13> 활동면

- 여기서, R_q : 극한 수평지지력 (kN)
 W : 활동면 보다 위의 지반 중량 (kN)
 A : 활동면의 면적 (m^2)
 ϕ : 지반의 전단저항각 ($^\circ$)
 C : 지반의 점착력 (kN/m^2)
 α : 활동각으로 $\alpha = 45 + \phi / 2 + \theta / 2$ 로 하면 된다.
 β : 활동면이 벌어지는 각도

토사·연암 $\beta = 30 + \phi / 3$

경암 $\beta = \phi / 3$ 로 하면 된다.

극한 수평지지력은 활동면에서의 암반의 내력으로 이 값은 활동면에 접한 전단저항력의 수평분력의 최소값으로 한다. 저항면으로 <그림 7.13>에서 β 각을 갖는 활동면을 고려하면, 극한지지력은 활동면에 평행한 힘의 적합 조건으로부터 구한다.

$$R_q \sin \alpha - W \cos \alpha = (W \sin \alpha + R_q \cos \alpha) \tan \phi + C \cdot A \quad (7.17)$$

$$R_q = \frac{W(\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi) + C \cdot A}{\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi} \quad (7.18)$$

위식의 W, A는 다음 식으로 구한다.

$$W = \gamma V = \gamma \left[\frac{D}{2} + \frac{\sin\theta' \cdot \tan\beta}{(\sin\theta' + \alpha)} \cdot \frac{Z}{3} \right] \cdot \frac{\sin\theta' \cdot \sin\alpha}{\sin(\theta' + \alpha)} \cdot Z^2 \quad (7.19)$$

$$A = (D + l \tan\beta) l \quad (7.20)$$

$$= \left[D + \frac{\sin\theta' \cdot \tan\beta}{(\sin\theta' + \alpha)} \cdot Z \right] \cdot \frac{\sin\theta'}{\sin(\theta' + \alpha)} \cdot Z$$

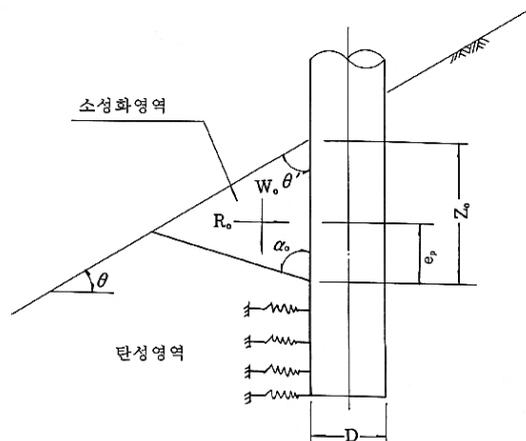
여기서, γ : 암반의 단위체적중량 (kN/m³)

극한 수평지지력의 계산에서 α 값을 변화시켜 R_0 의 최소 값을 구하는 것이 바람직하다.

7.5.4 소성화영역의 저항력

소성화 영역의 극한저항력의 합력은 이 영역의 지반중량에 의하여 활동면에 생기는 전단 저항력으로 다음 식으로 구한다.

$$R_0 = \frac{W_0 (\cos\alpha_0 + \sin\alpha_0 + \tan\phi_B) + C_0 \cdot A}{\sin\alpha_0 - \cos\alpha_0 \cdot \tan\phi_B} \quad (7.21)$$



〈그림 7.14〉 탄성영역과 소성화 영역

R_0 의 작용위치 e_p 는 다음 식으로 산정할 수 있다.

$$e_p = \left[\frac{1}{4} + \frac{1}{12 \left(1 + \frac{2}{3D} \cdot \frac{\sin\theta' \cdot \tan\beta}{\sin(\theta' + \alpha_0)} \right)} \right] \cdot Z_0 \quad (7.22)$$

여기서, R_0 : 소성화 영역의 극한저항력 (kN)

W_0 : 소성화 영역의 암반 중량 (kN)

$$W_0 = W$$

α_o : 극한 수평지지력을 일으키는 활동각

$$\alpha_o = \alpha$$

ϕ_B, C_o : 소성화영역과 탄성영역의 활동마찰각과 점착력으로 <표 7.9>과 같다.

소성화 영역 즉 지반반력이 허용 수평지지력을 넘는 부분의 수평저항을 무시하여 설계하면 안전 측의 설계가 되나 대단히 비경제적이다. 실제로는 소성화 영역의 흙덩어리가 붕괴하지 않는 한 외력에 대하여 저항력을 가진다고 생각되므로 극한지지력과 같은 방법으로 소성화 영역의 저항력을 구하는 것으로 했다. 단, 소성화 후의 전단정수는 <표 7.9>과 같다.

<표 7.9> 소성화 후의 전단정수

	토사~연암 (C_L)	중경암 (C_M 이상)
점착력 C_o	$C_o = C$	$C_o = 0$
마찰각 ϕ_B	$\phi_B = \phi' (\phi' = \phi, \leq 30^\circ)$	$\phi_B = 2/3\phi' (\phi' = \phi, \leq 30^\circ)$

7.6 저면지반의 허용 전단저항력

7.6.1 허용전단저항력

깊은기초 저면에서 허용 전단저항력은 다음 식으로 구한다.

$$S_a = 1/n \cdot (CA' + N \tan\phi) \tag{7.23}$$

여기서, S_a : 기초저면에서 허용 전단저항력 (kN)

C : 기초저면과 지반사이의 점착력 (kN/m²)

ϕ : 기초저면 사이의 마찰각 (도)

A' : 유효재하면적 (m²)

N : 저면에 작용하는 연직력 (kN)

n : 안전율

전단저항력은 기초저면과 지반사이의 점착력 및 마찰각이 지배하므로 이들 값은 지반조건, 시공조건 등을 충분히 조사하여 결정하는 것이 바람직하다.

일반적으로 기초저면과 지반사이의 점착력 및 마찰각(마찰계수)으로서, <표 7.10>의 값을 사용하여도 좋다.

〈표 7.10〉 마찰각과 점착력

조 건	마찰각 $\tan\phi_B$ (마찰계수 $\tan\phi_B$)	점착력 C_B
흙과 콘크리트	$\phi_B = \frac{2}{3}\phi$	$C_B = 0$
암반과 콘크리트	$\tan\phi_B = 0.6$	$C_B = 0$

7.6.2 안전율

깊은기초 저면의 허용 전단저항력 산정에 이용하는 안전율은 다음에 나타낸 값으로 한다.
 상 시 : 3 지진 시 : 2

7.7 인접기초의 영향

7.7.1 수평스프링에 대한 인접기초의 고려

깊은기초의 중심 간격에 따라 수평방향 지반반력계수를 보정하여야 한다.

깊은기초의 중심 간격이 작아지고 깊은기초의 개수가 늘면 유효한 수평방향 지반반력계수가 작아지는 것을 알 수 있으나, 영향·요인 또는 효과 등 아직 불명확한 것이 많다. 종래 깊은기초 중심 간격이 깊은기초 직경의 2.5배 이상이면 횡방향 지반반력계수를 저감시키지 않는 것이 일반적이다. 이것은 깊은기초의 응력 및 변위에 미치는 수평방향 지반반력계수의 영향이 비교적 작고, 수평방향 지반반력계수를 결정할 때 여유가 있다는 것 등에 따르는 것이다.

일본도로공단 시험소에서 시행한 실험결과에서는 깊은기초의 개수도 영향을 주지만, 깊은기초의 중심 간격이 직경의 10배에서 이미 인접기초에 영향을 준다고 생각되고 있다. 이 결과를 포함하여 이 요령에서는 수평방향 지반반력계수를 다음 식에 의하여 구하여도 좋은 것으로 하였다(〈그림 7.15〉 참조).

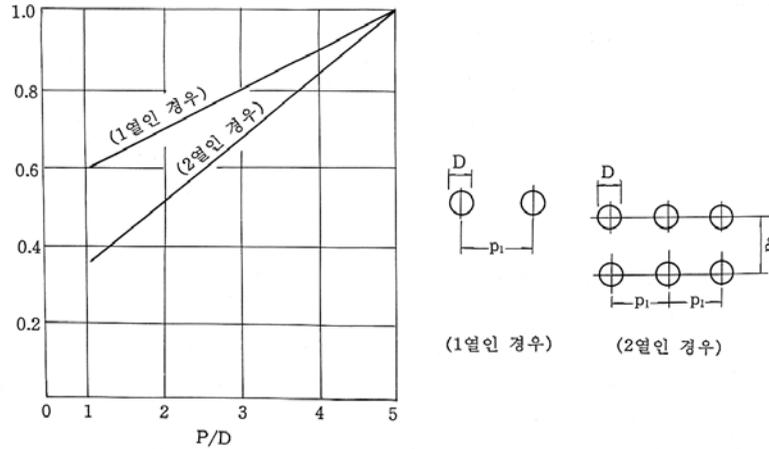
$$k = \mu k_0 \tag{7.24}$$

$$\mu = \frac{1}{10} \left(\frac{P_1}{D} + 5 \right) \text{(1열인 경우)} \tag{7.25}$$

$$\mu = \frac{1}{6} \sqrt{\left(\frac{P_1}{D} + 1 \right) + \left(\frac{P_2}{D} + 1 \right)} \text{(2열인 경우)} \tag{7.26}$$

여기서, k : 인접기초의 효과를 고려한 경우 수평방향 지반반력계수 (kN/m^3)

- k_0 : 단독인 경우 수평방향 지반반력계수 (kN/m^3)
- μ : 수평방향 지반반력계수의 저감계수
- P_1, P_2 : 깊은기초의 중심간격 (m)
- D : 깊은기초 직경 (m)



〈그림 7.15〉 수평방향 지반반력계수의 저감율

7.8 지반반력, 단면력 및 변위량의 계산

7.8.1 계산법

- (1) 깊은기초는 비탈면의 영향을 고려한 탄성 지반상 연속보로서 취급한다.
- (2) 축방향 인발력에 대해서는 깊은기초 자중만으로 저항하는 것을 원칙으로 한다.

(1)에 대하여

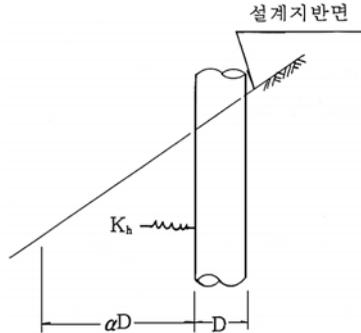
설계방법은 전자계산기의 사용을 전제로 하여 탄성지점으로 지지된 보로서 해석하는 것으로 한다. 비탈면의 경우 수평방향 지반반력계수는 수평지반에서의 값을 다음 식으로 보정하여 구하여도 좋다.

$$\begin{aligned}
 K_h &= 0 & (0 \leq \alpha < 0.5) \\
 K_h &= (0.3 \log_{10} \alpha + 0.7) k_0 & (0.5 \leq \alpha \leq 10) \\
 K_h &= k_0 & (\alpha > 10)
 \end{aligned} \tag{7.27}$$

여기서, K_h : 비탈면을 고려한 수평방향 지반반력계수 (kN/m^3)

α : 비탈면까지의 수평 덮개와 깊은기초 직경의 비, 단 $\alpha_{max} = 10$ 으로 한다.

k_0 : '7.3 설계지반정수'에 의하여 구하여진 수평지반에 관한 수평방향 지반반력계수 (kN/m^3)



<그림 7.16>

윗 식은 비탈면에서의 기초 덮개의 두께(기초에서 비탈면까지의 수평거리)의 영향을 유한요소법을 이용하여 계산한 것으로 수평지반의 탄성계수만 모르는 경우의 계산식이다. 탄성받침상의 보계산에서 필요한 스프링은 아래 식에 의하여 구한다.

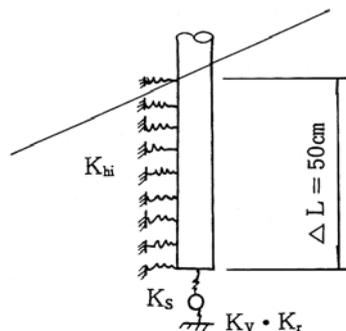
(가) 수평스프링 (K_h)

$$K_h = k_h \cdot D \cdot \Delta L \tag{7.28}$$

여기서, K_h : 비탈면 및 인접기초의 영향을 고려한 수평방향 지반반력계수 (kN/m^3)

D : 깊은기초 직경 (m)

Δl : 스프링 간격길이 (m)



<그림 7.17>

{단, 스프링 간격길이(ΔL)에 대해서는 500mm를 표준으로 한다.}

(나) 저면연직 스프링(K_v) : 전단면 유효인 경우

$$K_v = K_v \cdot A \tag{7.29}$$

여기서, K_v : 연직지반 반력계수 (kN/m^3)

A : 기초 저면적 ($\pi \cdot D^2/4$) (m^2)

(다) 저면회전 스프링(K_r) : 전단면 유효인 경우

$$K_r = K_v \cdot I \quad (7.30)$$

여기서, I : 기초저면의 단면 2차모멘트 ($\pi \cdot D^4 /64$) (m^4)

(라) 저면전단 스프링(K_s) : 전단면 유효인 경우

$$K_s = K_s \cdot A \quad (7.31)$$

여기서, K_s : 전단스프링정수

A : 기초 저면적

수평스프링 위치에서 지반반력, 저면에 작용하는 연직지반반력 및 전단저항력은 식(7.32), (7.33), (7.34)에 의하여 구한다.

(a) 수평지반반력

$$R_i = K_{hi} \cdot \delta_i \quad (7.32)$$

여기서, R_i : 수평스프링 위치에서의 수평지반반력 (kN)

K_{hi} : 수평스프링 (kN/m^3)

δ_i : 수평변위 (m)

(b) 연직지반반력

$$q = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot D}{I \cdot 2} \quad (7.33)$$

여기서, q : 연직지반반력 (kN/m^2)

N : 저면에 작용하는 연직반력 (kN)

M : 저면에 작용하는 모멘트 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

A : 저면적 (m^2)

I : 저면의 단면 2차모멘트 (m^4)

D : 저면의 직경 (m)

지반반력의 한쪽이 부(-)로 되는 경우는 '7.2.3 하중분담' 규정에 따라 유효 재하면적으로 연직 지반반력을 수정하여야만 한다.

(c) 전단저항력

$$S_B = K_s \cdot \delta_B \quad (7.34)$$

여기서, S_B : 저면에 작용하는 전단저항력 (kN)

K_s : 저면의 전단스프링 (kN/m)

δ_B : 저면의 수평변위 (m)

작용합력이 저면의 핵외에 있는 경우는 '7.2.3 하중분담'의 규정에 따라 전단저항력을 수정하여야 한다.

7.8.2 급경사면의 교대, 교각에 의한 하중분담

급경사면 방향의 설계는 교각 높이차의 영향, 받침조건에 따른 영향 등을 고려하여 하중을 분담시킨다.

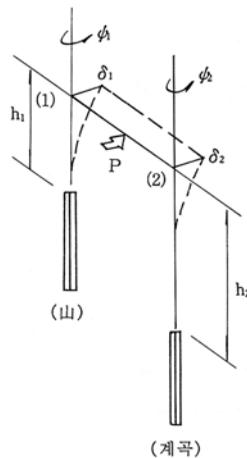
급경사면의 하부구조는 벽식, 라멘식 모두 경사면의 산쪽과 계곡쪽의 교각 높이차, 상부구조의 받침 조건 및 깊은기초 축 주위의 회전방향 구속조건에 따라 부재 및 깊은기초부에 생기는 단면력이 다르므로 각 부재에서 안전설계가 되도록 검토할 필요가 있다. 또 깊은기초의 설계에서는 면내방향 보다 오히려 면외방향이 위험측이 되는 경우가 있으므로 주의할 필요가 있다. 면외방향을 설계에 있어서는 교각 높이차 및 받침조건 등의 영향에 따라 하부공에 생기는 단면력이 크게 다르므로 일반적으로 다음 조건으로 설계하면 된다.

(가) 받침의 구속을 고려한다.

$\delta_1 = \delta_2$ 로 하여 산쪽에서 상부공 수평력 P를 많이 분담하는 경우에 대하여 고려한다. 이 경우에도 계곡 쪽이 분담하는 상부수평력은 전체의 1/2을 하회하지 않는 것으로 한다.

(나) 받침의 구속을 무시한다.

$\delta_1 \neq \delta_2$ 로서 비틀림이 생기는 경우를 고려한다.



〈그림 7.18〉 급경사면에서의 하중분담

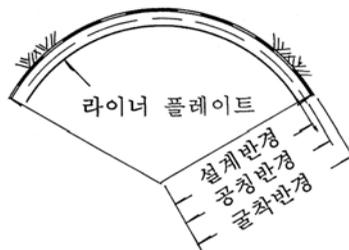
7.9 깊은기초의 설계

7.9.1 기초의 설계직경

깊은기초의 설계직경은 원칙적으로 횡방향력 지반조건 및 경제성 등을 고려하여 결정한다.

깊은기초의 직경을 표현하는 용어로 굴착직경, 공칭직경, 설계직경 등이 있다. 설계직경은 깊은기초 본체의 설계계산에 고려하는 유효단면을 나타내는 것으로 흙막이판 즉 라이너 플레이트의 내경으로 한다. 공칭직경은 일반적으로 <그림 7.19>와 같다. 설계직경은 공칭직경 보다 약 50mm 작다. 굴착 직경은 라이너 플레이트의 외경을 말하는 것이 일반적이나 실제로 굴착하는 직경은 지반의 형상 또는 시공자의 기술 등에 따라 이 보다 수mm 큰 것이 보통으로 이 직경을 나타낸다.

일반적으로 직경과 깊이와의 관계는 직경이 $\varnothing 2\text{m}$ 에 20m 정도, $\varnothing 3\text{m}$ 에 30m 정도이다. 굴착 깊이는 40m 정도가 한계이다. 현재 사용되고 있는 깊은기초의 직경은 라이너 플레이트를 사용할 경우 5~6m까지이다. 최근 특수한 흙막이 공법에 의하여 대구경의 깊은기초를 시공하는 사례가 증가하고 있다. 따라서 깊은기초의 직경과 개수의 결정은 상부구조의 규모 및 구조를 고려하여 비교 검토할 필요가 있다.



<그림 7.19> 깊은기초 공법과 깊은기초 직경

7.10 구조세목

7.10.1 철근의 덮개

주철근의 배치는 다음을 기준으로 한다.

〈표 7.11〉

	〈그림 7.20〉에서 d의 최소치수
흙막이재 매설할 경우	100 mm
흙막이재 철거할 경우	250 mm



〈그림 7.20〉 주철근의 배치

흙막이재를 철거할 경우 최소덮개 250mm는 주철근 중심까지의 거리를 말한다.

7.10.2 주철근

- (1) 주철근은 이형봉강을 사용하는 것으로 하고 간격은 다음을 표준으로 한다. 또 주철근에는 갈고리를 붙이지 않아도 좋다.

〈표 7.12〉

항 목	최 대	최 소
직 경	-	D22
순 간 격	300mm	철근직경의 2배 이상 또는 조골재 최대치수의 2배 이상

- (2) 주철근은 휨모멘트 최대위치에서 말뚝 머리부까지 변화시키지 않아도 된다.

- (1) 주철근의 최대직경은 부착성 및 가공성을 고려하여 D32까지의 것이 많이 사용되고 있다. 또 최소직경은 철근 시공 시 필요한 강성을 고려하여 정했다.

이 조항의 주철근 최소 순간격은 흙막이재를 묻어버리는 경우이고 흙막이재를 철거하는 경우는 200mm 정도 확보할 필요가 있다.

- (2) 휨모멘트의 최대값 및 위치는 지반정수 값에 따라서 변하므로 안전을 위하여 위와 같이 하기로 한다.

또 휨모멘트의 최대위치 보다 아래방향에 대해서는 $M_{max}/2$ 의 위치로 변화시킨다. 또 $M_{max}/2$ 보다 깊은 곳의 단면 변화위치는 이 편 '5.6.4 현장타설 콘크리트 말뚝'의 규정에 준하는 것으로 한다.

7.10.3 띠철근

띠철근은 본체에 생기는 전단응력에 대해서 안전하도록 설계하여야 한다. 철근직경은 D16 이상, 중심간격 300mm 이하로 하고 깊은기초와 기초의 결합부 등 응력이 큰 곳에는 조밀하게 배치한다.

또 속빈부가 있는 대구경의 기초는 '도로교설계기준 하부구조 편 5.7.8 케이스 본체의 설계'에 의하여 설계한다.

시공 시 철근망의 변형방지, 완성 시 말뚝에 작용하는 비틀림모멘트 등을 고려하여 최소직경을 D16로 했다. 깊은기초 머리부 등 응력이 큰 곳에서는 깊은기초 머리부에서 아래쪽으로 깊은기초 직경(D)의 범위까지 띠철근 간격을 주철근 간격 또는 150mm 정도로 하는 것이 좋다.

7.10.4 기초와의 결합

- (1) 깊은기초의 주철근은 확대기초에 충분히 매입하여 정착시킨다.
- (2) 확대기초에 매입되는 부분의 깊은기초의 주철근 정착부에는 띠철근을 조밀하게 배치한다.

(1) 깊은기초는 일반적으로 깊은기초 및 확대기초로 된 골조로 해석하므로 깊은기초의 주철근은 기초 상면까지 연장하여 정착시키는 것이 좋다.

(2) 확대기초에 매입된 부분의 띠철근 배치는 '7.10.3 띠철근'의 깊은기초 머리부 부근의 배치에 준한다.

7.11 흙막이공의 설계

7.11.1 라이너 플레이트의 설계

(1) 설계토압

라이너 플레이트에 작용하는 토압은 원주에 균등히 작용하는 것으로 하고 편토압은 고려하지 않기로 한다. 토압은 다음 식으로 구한다.

$$P = K_s(\gamma_m \cdot h + \omega) \quad (7.35)$$

여기서, P : 토압강도 (kN/m^2)

K_s : 정지 토압계수

γ_m : 각 토층의 평균 단위체적 습윤중량 (kN/m^3)

h : 지표면에서의 깊이 (m)

ω : 재하하중 (kN/m^2)

단 $h=15\text{m}$ 보다 깊은 곳의 토압증가는 없는 것으로 한다.

(2) 재질 및 허용응력

(가) 라이너 플레이트 재질은 'KS D 3501'(연강압연강판 및 강대) 1종 SHP1, 'KS D 3503'(일반 구조용 압연강재) 1종 SS330, 또는 이들과 동종 이상의 것으로 한다.

(나) 조립 볼트의 재질은 'KS B 1002'(육각볼트)의 4T 또는 이들과 동종 이상의 것으로 한다.

(다) 라이너 플레이트의 허용응력은 150MPa로 한다.

(3) 설계 계산법

라이너 플레이트는 단면에 균등한 토압이 작용하는 것으로 하여 다음 검토를 한다.

(가) 원주단면의 좌굴에 대한 검토

(나) 원주단면의 압축응력에 대한 검토

단 직경에서 3.5m 이상의 라이너 플레이트에 대해서는 조립오차나 편토압 등에 의해서 다소 타원형상을 띠는 경향을 무시할 수 없으므로 휨응력을 검토하기로 한다.

(1) 라이너 플레이트에 작용하는 토압에는 각종 이론식이 있지만, 실제 토압분포는 토질 · 지형 · 흙의 수평 아치작용 등으로 정확히 결정하는 것은 곤란하고, 비교적 실용적인 윗 식을 사용하기로 한다.

또 라이너 플레이트는 안정지반 중에 설치하는 것과 경사면상에 평지를 만들어 작업하며, 라이너 플레이트는 휨성 구조물이므로 약간의 편토압을 받아도 거의 균등하게 재분배되는 점을 고려해서 토압은 라이너 플레이트 원주에 균등하게 작용하는 것으로 하고 편토압은 설계에 고려하지 않기로 한다.

그러나 지형·지질에 따라서는 편토압이 생기는 경우도 있고, 또 대구경의 깊은기초(직경 3.5m 이상)로 되면 편토압이 크게 되므로 H형강에 의한 링이나 연직의 형강을 사용하여 안전하게 하여야 한다. 또한 시공 시 발파 등에 의하여 쇄석의 낙하가 예상되는 경우에는 라이너 플레이트(최소두께 $t=2.7\text{mm}$) 또는 모르타르에 의한 낙성방지 처리를 하기로 한다.

(2)에 대하여

- (가) 라이너 플레이트의 재질은 'KS D 3501', 'KS D 3503'을 기초로 한다.
- (나) 라이너 플레이트의 이음은 겹이음으로 하고, 볼트에서 전단의 발생은 적으므로 4T로 했다.
- (다) 라이너 플레이트의 허용응력은 영구구조물로서 사용하는 경우는 100MPa로, 하고 깊은기초에서 가설재로 사용하는 경우 50%를 할증하여 150MPa로 하였다.

(3)에 대하여

- (가) 좌굴에 대한 검토는 다음 식으로 구하고 P_a 가 설계토압을 넘도록 한다.

$$P_a = \frac{2EI}{r^3} \quad (7.36)$$

여기서, P_a : 허용좌굴하중 (kN/m^2)

E : 강의 탄성계수 = 2.1×10^5 (kN/m^2)

I : 라이너 플레이트의 단위깊이 당 단면 2차모멘트 (m^4/m)

r : 라이너 플레이트의 반지름 (m)

정수압을 받는 원주단면에 등분포하중이 작용하고 있는 상태에서 좌굴을 일으키는 한계 좌굴하중은 다음 식으로 주어진다.

$$P_a = \frac{3EI}{r^3} \quad (7.37)$$

한편 흙속에서의 원주단면은 타원형상으로 좌굴하려고 할 때 지반반력이 생겨 쉽게 좌굴이 일어나지 않는다. buison과 prevost의 실험에 의하면 흙속에서의 한계 좌굴하중은 정수압을 받을 때의 3~9배라고 하는데 라이너 플레이트는 주변부가 원지반과 부분적으로 접촉되어 있고, 또 라이너 플레이트의 이음효율 등의 안전을 고려해서 허용하중은 식(7.36)으로 했다.

- (나) 등분포 토압이 작용할 때 라이너 플레이트에 작용하는 압축력은

$$N = q \cdot r \quad (7.38)$$

여기서, N : 압축력 (kN/m)
 q : 등분포 토압 (kN/m²)
 r : 라이너 플레이트 반지름

따라서 라이너 플레이트에 발생하는 압축응력을 다음 식으로 구하고 응력이 허용응력 이내인 가를 검토한다.

$$f_c = \frac{N}{A} \quad (7.39)$$

여기서, f_c : 라이너 플레이트의 압축응력 (kN/m²)
 A : 라이너 플레이트의 단위 깊이 당 단면적 (m²/m)

(다) 휨모멘트를 고려할 경우

최대 휨모멘트는 다음 식으로 산출한다.

$$M_{\max} = q \cdot r \cdot \frac{\delta_0}{1 - \frac{q}{P_{cr}}} \quad (7.40)$$

여기서, M_{\max} : 최대 휨모멘트 (kN · m/m)
 δ_0 : 반지름방향의 최대 비틀림 (m)

$\delta_0 = 0.01 \cdot r$ 을 취한다.

압축력은 일정하므로,

$$N = q \cdot r \quad (7.41)$$

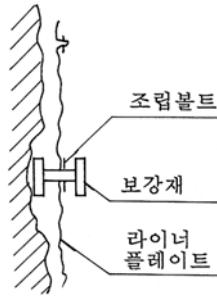
최대 압축응력을 구하려면 최대 휨모멘트에 의한 응력과 압축력에 의한 응력을 합성하면 되고, 이 합성응력이 허용응력 내에 있는 가를 검토한다.

$$f_c = \frac{M_{\max}}{Z} + \frac{N}{A} \quad (7.42)$$

여기서, Z : 라이너 플레이트의 단위 깊이 당 단면계수 (m³/m)
 A : 라이너 플레이트의 단위 깊이 당 단면적 (m²/m)

(라) 보강 링을 사용하는 경우

직경이 크고 깊이가 깊어지면 라이너 플레이트만으로는 강도가 부족하다. 이러한 경우 H형강으로 보강하기도 한다. 계산에 이용하는 단면성능은 라이너 플레이트에 보강재의 단위 깊이 당 단면성능을 합성한 것으로 하고 허용응력은 150MPa로 한다. 또 라이너 플레이트와 보강재의 설치는 <그림 7.21>과 같이 한다.



〈그림 7.21〉 보강재의 설치

(마) 단면성능

- (a) 라이너 플레이트의 단면성능은 〈표 7.13〉와 같다.
- (b) 보강 링의 단면성능은 〈표 7.14〉과 같다.

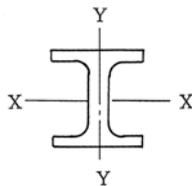
〈표 7.13〉 라이너 플레이트의 단면성능

(단위 : m 당)

판두께 (mm)	단면적 (mm ²)	단면 2차 모멘트(mm ⁴)	단면계수 (mm ³)
2.7	3,976	1.410×10 ⁶	4.598×10 ⁴
3.2	4,712	1.676×10 ⁶	5.430×10 ⁴
4.0	5,886	2.104×10 ⁶	6.750×10 ⁴
4.5	6,622	2.374×10 ⁶	7.574×10 ⁴
5.3	7,790	2.808×10 ⁶	8.870×10 ⁴
6.0	8,820	3.194×10 ⁶	1.001×10 ⁵
7.0	10,290	3.752×10 ⁶	1.162×10 ⁵

〈표 7.14〉 보강 링의 단면성능

크 기 (mm)	단 면 적 (mm ²)	단면 2차 모멘트(mm ⁴)		단 면 계 수 (mm ³)	
		lx	ly	Zx	Zy
H-125×125×6.5/9	3,031	8.47×10 ⁶	2.93×10 ⁶	1.36×10 ⁵	4.70×10 ⁴
H-150×150×7/10	4,014	1.640×10 ⁷	5.63×10 ⁶	2.19×10 ⁵	7.51×10 ⁴



〈그림 7.22〉 보강링의 단면

(바) 허용외압표

참고로 직경별 허용외압을 <표 7.15>에 나타낸다.

7.11.2 기타 공법

라이너 플레이트 이외의 흙막이공을 사용하는 경우 지반의 상황 외에 구조상의 특징을 충분히 고려하여 공벽의 안전을 확보하여야 한다.

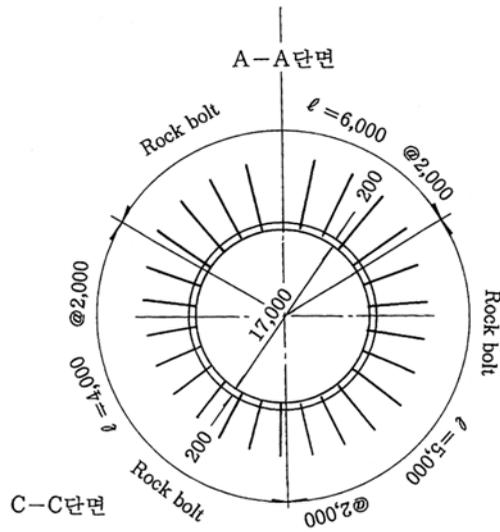
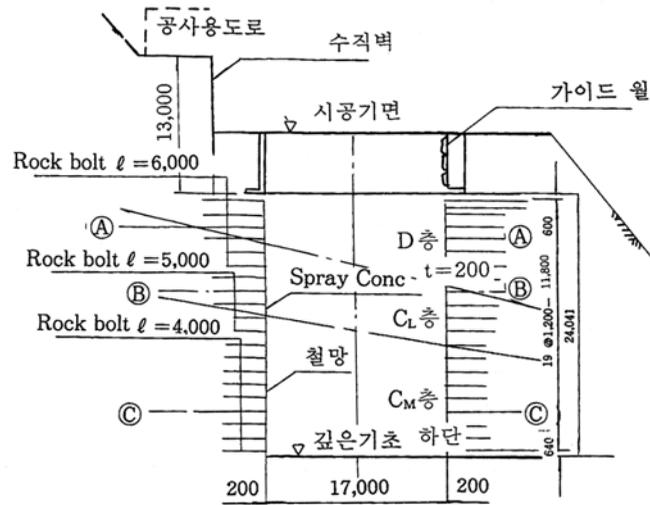
흙막이공으로서 라이너 플레이트 이외의 특수한 공법을 사용하는 경우 이들의 설계기준은 아직 정하여져 있지 않으므로 충분한 검토가 필요하다.

최근에는 spray concrete와 rock bolt에 의한 흙막이공의 실적이 증가하고 있는데 예를 <그림 7.23>에 제시하였다.

<표 7.15> 라이너 플레이트의 허용외압

말뚝직경 (m)	라이너 플레이트 판두께(mm)	보 강 링		좌굴에 대한 허용의 외압 (kN/m ²)	압축응력에 대한 허용외압 (kN/m ²)	힘모멘트를 고려할 때 허용외압(kN/m ²)
		SIZE(mm)	간 격(mm)			
1.5	2.7			1,400	795.2	
	3.2			1,668	942.4	
	4.0			2,094	1,177	
2.0	2.7			592.3	596.4	
	3.2			703.8	706.8	
	4.0			883.7	883.2	
2.5	2.7				477.1	
	3.2			360.3	565.4	
	4.0			452.4	706.6	
3.0	2.7			175.5	397.6	
	3.2			208.5	471.2	
	4.0			261.8	588.8	
3.5	3.2	H-125		131.3	403.9	99.4
			2.0	463.2	533.8	229.1
			1.5	573.8	577.1	265.3
			1.0	795.1	663.7	333.7

말뚝직경 (m)	라이너 플레이트 판두께(mm)	보 강 링		좌굴에 대한 허용외압 (kN/m ²)	압축응력에 대한 허용외압 (kN/m ²)	힘모멘트를 고려할 때 허용외압(kN/m ²)
		SIZE(mm)	간 격(mm)			
3.5	4.0			164.9	504.7	124.1
		H-125	2.0	496.8	634.6	257.8
			1.5	607.4	677.9	291.2
			1.0	828.7	764.5	366.2
4.0	3.2			88.0	353.4	72.7
		H-125	2.0	310.3	467.1	176.8
			1.5	384.4	505.0	206.4
			1.0	352.6	580.7	262.5
	4.0			110.5	441.6	90.8
		H-125	2.0	332.8	555.3	197.7
			1.5	406.9	593.2	225.0
			1.0	555.1	668.9	286.4
4.5	3.2			61.8	314.1	54.6
		H-125	2.0	217.9	415.2	138.8
			1.5	270.0	448.9	163.2
			1.0	374.1	516.2	209.7
	4.0			77.6	392.5	68.3
		H-125	2.0	233.7	493.6	154.4
			1.5	285.8	527.3	177.0
			1.0	389.9	594.6	227.5
5.0	3.2			45.0	282.7	42.0
		H-125	2.0	158.9	373.7	110.7
			1.5	196.8	404.0	130.9
			1.0	272.7	464.6	169.7
	4.0			56.6	353.3	52.5
		H-125	2.0	170.4	444.2	122.6
			1.5	208.3	474.5	141.4
			1.0	284.2	535.1	183.2



〈그림 7.23〉 굴착지지공 구성도(예)



8. 강관 널말뚝 기초의 설계

8.1 설계의 기본

- (1) 강관 널말뚝 기초에 하중이 작용함으로써 케이슨 바닥면에 발생하는 연직반력은 그 위치에서 허용되는 강관 널말뚝의 허용지지력을 넘어서는 안 된다.
- (2) 강관 널말뚝 기초의 변위량이 허용변위량을 넘어서는 안 된다.

이 장에서 규정하는 강관 널말뚝 기초의 구조는 모든 강관 널말뚝이 지지층까지 타입되는 우물통 형식으로 한다.

- (1) 강관 널말뚝 기초의 각 강관 널말뚝에 발생하는 연직반력은 강관 널말뚝의 허용지지력을 넘지 않도록 설계하여야 한다. 케이슨 바닥면에서 발생하는 강관 널말뚝의 연직반력을 산정할 때, 강관 널말뚝의 주변마찰력에 따른 영향을 고려할 필요가 있지만, 주변마찰력 분포를 고려하여 케이슨 바닥면의 연직반력을 산정하기 곤란하므로 주변마찰력에 의한 영향은 편의상 허용지지력에 포함시킨다.
- (2) 허용변위량은 '도로교설계기준 하부구조 편 5.5.3 설계의 기본'에서 규정하고 있는 바와 같이 상부구조와 하부구조의 조건에 따라 정하여지는 것을 각각 고려하여야 한다.

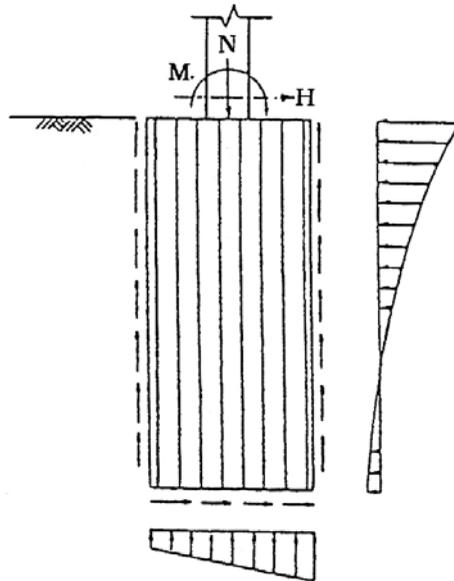
하부구조로부터 정하여지는 허용 수평변위량은 다른 탄성체기초와 마찬가지로 기초폭의 1%로 한다. 단 기초폭이 5m 이상일 경우에는 기초폭에 관계없이 허용변위량을 50mm로 한다. 이 값들은 평상 시나 지진 시 모두 같다. 또한, 편토압이 작용하는 교대의 경우에는 설계지반면의 기초폭에 관계없이 평상시 변위량을 15mm까지로 억제하는 것이 좋다.

8.2 하중분담

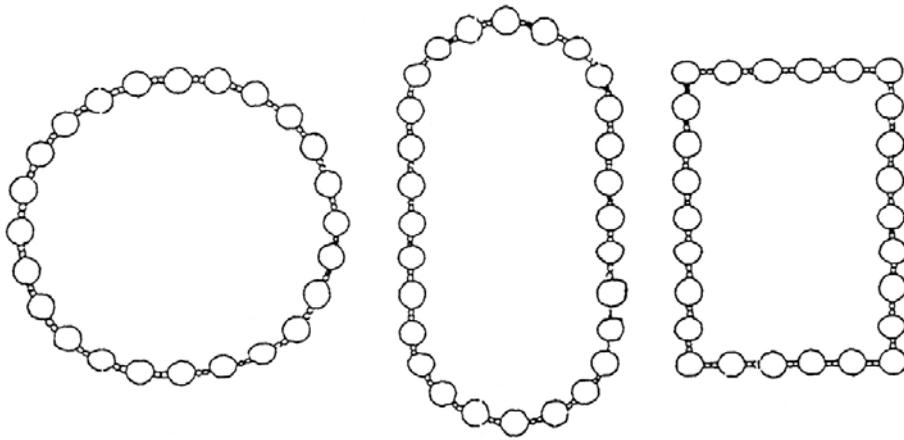
- (1) 연직하중은 케이슨 저면 지반의 연직지반 반력만으로 저항하는 것으로 한다. 케이슨 기초의 주변 지반이 양질이어서 케이슨 시공에 의한 교란이 작은 경우에는 주변 지반에 의한 마찰저항을 고려할 수도 있다.
- (2) 수평하중은 주변 지반의 수평지반반력, 기초 저면 지반의 연직지반반력 및 저면 지반의 전단지반반력으로 저항된다.

강관 널말뚝 기초의 강관 널말뚝 선단은 일반적으로 타격을 통하여 단단한 지지층에 타입되므로, 원칙적으로 케이슨 바닥면 지반의 연직지반반력과 케이슨 주면지반의 마찰력이 연직하중에 저항한다고 본다.

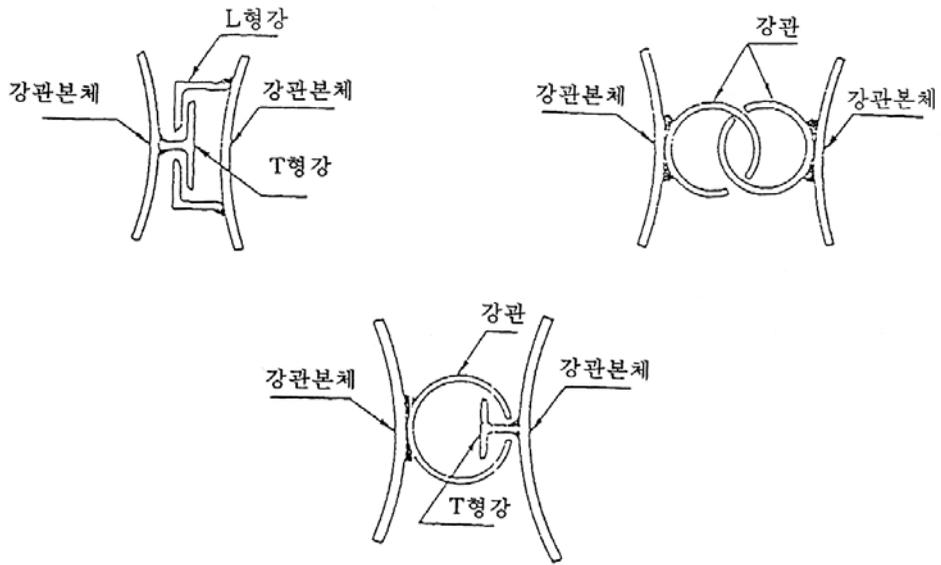
강관 널말뚝 기초에 작용하는 수평하중에 저항하는 요소로는 케이슨 전면지반의 수평지반반력, 케이슨 바닥면 지반의 연직지반반력, 전단지반반력, 측면지반의 수평방향 및 연직방향의 전단지반반력을 들 수 있다. 이 지반반력들은 저마다 특성이 다르므로 같은 정확도로 추정하기가 쉽지 않으나, 여기서는 신뢰성이 높은 케이슨 바닥면 지반의 연직지반반력과 전단지반반력이 저항하도록 하고, 이들 지반반력을 동시에 고려하여 설계계산을 실시한다.



〈그림 8.1〉 하중분담



〈그림 8.2〉 강관 널말뚝 기초의 단면형상



(3) P-T 형

〈그림 8.3〉 연결부의 형상

8.3 강관 널말뚝의 허용연직압축지지력

8.3.1 강관 널말뚝의 허용연직압축지지력

(1) 강관 널말뚝의 허용연직압축지지력은 식(8.1)에 따라 산정한다.

$$R_a = \frac{1}{n} R_u \tag{8.1}$$

여기서, R_a : 강관 널말뚝의 허용지지력 (kN/개)

n : <표 8.1>에 제시된 안전율

R_u : 지반조건에 따라 결정되는 강관 널말뚝의 극한지지력 (kN/개)

<표 8.1> 안전율

평 상 시	지 진 시
3	2

(2) 지반조건에 따라 결정되는 강관 널말뚝의 극한연직압축지지력은 지지력 추정식을 통하여 산정하거나 연직재하시험을 실시하여 구한다.

(1) 강관 널말뚝 기초는 이를 구성하는 강관 널말뚝이 강관 말뚝에 가까운 성질을 지니고 있기 때문에 그 허용지지력은 여기서 규정하고 있는 바와 같이 강관 널말뚝 1개당의 지지력에 의한다.

(2) 지반조건에 따라 결정되는 강관 널말뚝의 허용연직압축지지력을 계산을 통하여 산정할 경우에 적절한 지반조사 결과를 토대로 아래와 같은 식을 이용하는 것이 좋다.

$$R_u = q_d A l + \frac{1}{n l} U_v \sum l_i f_i \tag{8.2}$$

여기서, R_u : 지반조건에 따라 결정되는 강관 널말뚝의 극한연직압축지지력

$A l$: 강관 널말뚝의 폐쇄 단면적

q_d : 강관 널말뚝 선단에서 지지하는 단위 면적 당의 극한지지력 (kN/m²)

$n l$: 케이스 외벽의 강관 널말뚝 개수

U_v : 케이스 바깥 둘레 길이 (m)

l_i : 주면마찰력을 고려하는 각 층의 두께 (m)

f_i : 주면마찰력을 고려하는 각 층의 최대 주면마찰력 (kN/m²)

강관 널말뚝 선단의 극한지지력 q_d 및 최대 주면마찰력 f 는 이 편 '5.3.1 말뚝 한 개당 축방향 압입력에 대한 허용지지력'에 따라 계산하는 것이 좋다. 단 타입공법을 사용하지 않는 경우에는 별도로 검토할 필요가 있다.

8.3.2 강관 널말뚝의 허용연직인발력

(1) 강관 널말뚝의 허용연직인발력은 식(8.3)에 따라 산정한다.

$$P_a = \frac{1}{n} P_u + W \tag{8.3}$$

여기서, P_a : 강관 널말뚝의 허용연직인발력

n : <표 8.2>에 제시된 안전율

P_u : 지반조건에 따라 결정되는 강관 널말뚝의 극한인발력 (kN/개)

W : 강관 널말뚝의 유효중량 (kN)

<표 8.2> 안전율

평 상 시	지 진 시
6	3

(2) 지반조건에 따라 결정되는 강관 널말뚝의 극한연직인발력은 인발력 추정식을 통해하거나 인발시험을 실시하여 구한다.

(1) 강관 널말뚝 기초는 이를 구성하는 강관 널말뚝이 강관 말뚝에 가까운 성질을 지니고 있으므로 허용인발력은 여기서 규정하고 있는 바와 같이 강관 널말뚝 1개당의 인발력에 의한다.

(2) 지반조건에 따라 결정되는 강관 널말뚝의 극한인발력을 계산을 통하여 산정할 경우에는 적절한 지반조사 결과를 토대로 아래와 같은 식을 이용하는 것이 좋다.

$$R_u = \frac{1}{n_l} U_v \sum l_i f_i \tag{8.4}$$

여기서, P_u : 지반조건에 따라 결정되는 강관 널말뚝의 극한연직인발력 (kN/개)

n_l : 케이슨 외벽의 강관 널말뚝 개수 (개)

U_v : 케이슨 바깥 둘레 길이 (m)

l_i : 주면마찰력을 고려하는 각 층의 두께 (m)

f_i : 주면마찰력을 고려하는 각 층의 최대 주면마찰력 (kN/m^2)

강관 널말뚝의 최대 주면마찰력 f_i 는 이 편 '5.3.1 외말뚝의 허용연직압축지지력'에 따라 산정하는 것이 좋다. 단 타입공법으로 시공하지 않을 경우에는 별도로 검토할 필요가 있다.

8.4 지반반력계수

강관 널말뚝 기초를 설계할 때 사용하는 지반반력계수로는 저면의 연직방향 지반반력계수, 앞면의 수평방향 지반반력계수, 그리고 저면의 수평방향 전단반력계수가 있으며 지반조사와 토질시험의 결과를 충분히 검토하여 결정한다.

(가) 연직방향 지반반력계수

연직방향 지반반력계수는 '도로교설계기준 하부구조 편 5.7.6 지반반력계수와 지반탄성계수'에 따라 산정한다.

기초의 폭 B_v 는 다음 식으로 구한다.

$$B_v = D_o \quad (8.5)$$

여기서, D_o : 강관 널말뚝의 바깥 지름 (m)

(나) 수평방향 지반반력계수

강관 널말뚝의 수평방향 지반반력계수는 변형율(y/y_o)의 함수임을 고려하여 식(8.6)을 통하여 산정한다. 단 케이스 측면의 수평방향 전단지반반력에 의한 하중분담 능력은 기초의 단면모양에 따라 다르므로 재하시험을 통하여 결정하는 것이 바람직한데, 이를 생략할 경우에는 수평방향 지반반력계수 k_{HI} 을 20% 정도 증가시킨다.

$$k_{HI} = k_H \left(\frac{y}{y_o} \right) - \frac{1}{2} \quad (8.6)$$

여기서, k_{HI} : 변형율(y/y_o)의 함수임을 고려할 경우의 수평방향 지반반력계수 (kN/m^3)

k_H : '도로교설계기준 하부구조 편 5.7.6 지반반력계수와 지반탄성계수'에 따라 구하여지는 수평 지반반력계수 (kN/m^3)

y : 설계지반면에서의 기초의 수평변위량 (m)

y_o : 기준 변위량으로서 기초폭의 1%로 하는 것이 일반적이다.

단, 50mm를 상회할 경우에는 50mm로 한다.

(다) 케이슨 바닥면의 수평방향 전단지반반력계수

케이슨 바닥면의 수평방향 전단지반반력계수는 식(8.7)에 따라 산정한다.

$$k_s = \frac{1}{3}k_v \quad (8.7)$$

여기서, k_s : 케이슨 바닥면의 수평방향 전단지반반력계수 (kN/m^3)

k_v : 연직방향 지반반력계수 (kN/m^3)

8.5 기초 본체의 설계

기초 본체는 기초 전체의 휨강성을 평가하여 탄성지반 위에 놓인 유한길이의 보로 설계하는 것을 원칙으로 한다. 단 기초 본체의 변형이 클 경우에는 기초의 변형특성을 고려하는 해석법을 따르는 것이 좋다.

탄성지반 위의 유한길이 보로 계산하는 방법은 이에 이용되는 기초 전체의 휨강성과 지반정수가 알맞게 주어지면, 통상적인 구조 및 규모의 강관 널말뚝 기초(기초의 최대폭 B 가 약 30m 이하이고 $L/B > 1$, L 은 케이슨 근입깊이)에 대하여 충분한 정확도를 갖는다고 판단되므로 여기서는 이 계산방법을 사용한다.

그러나 통상적인 구조 및 규모를 벗어나는 강관 널말뚝 기초의 경우에는 강관 널말뚝 사이의 전단 마찰변형이 크기 때문에, 수평력을 받았을 때 강관 널말뚝 기초의 거동과 각 부분에 발생하는 응력은 각 강관 널말뚝 사이의 전단 마찰변형을 고려하지 않은 탄성 지반상의 유한길이의 보로 계산한 값과 상당한 차이가 있다고 알려져 있다. 즉, 통상적인 범위의 구조 및 규모에서는 휨변형이 커서 케이슨 전체를 큰 단독 말뚝으로 생각하는 경우의 응력 상태에 가까우나, 통상적인 구조 및 범위를 벗어나는 경우에는 전단변형이 커서 강성을 충분히 발휘할 수 없기 때문에 머리 부분이 강결된 상태에서 각 강관 널말뚝이 따로따로 거동하는 응력상태에 가까워진다. 따라서 과거의 실험 및 해석, 그리고 실적 등을 놓고 볼 때, $L/B \leq 1$ 또는 기초의 최대폭 B 가 30m를 넘는 경우에는 기초의 변형특성을 고려하는 해석법(3차원 해석, 입체 골조해석)에 따라 강관 널말뚝 기초의 경우에는 가물막이의 잔류응력을 고려하여야 한다.

8.6 상부슬래브의 설계

- (1) 상부슬래브와 본체의 강성, 그리고 상부슬래브와 강관 널말뚝의 결합상태를 고려하여 상부슬래브를 설계한다.
- (2) 상부슬래브와 강관 널말뚝의 결합부는 상부슬래브에 작용하는 하중을 매끄럽고 안전하게 강관 널말뚝에 전달하는 구조이어야 한다.

- (1) 상부슬래브를 설계할 때 케이스의 형상과 본체 형상의 관계에서 몇 가지 구조 모델을 생각할 수 있는데, 상부슬래브의 구조해석을 엄밀하게 수행하기는 사실상 힘들다. 그러나 강관 널말뚝 기초의 상부슬래브는 일반적으로 강성이 크고 강관 널말뚝과 강결되므로, 일반적인 경우에는 본체 하단을 고정단으로 하는 캔틸레버보로 계산하는 것이 좋다. 단 케이스 내부의 흠에는 하중을 분담시키지 않는다.
- (2) 강관 널말뚝 기초 상부슬래브의 구조형식에는 일반적으로 강관 널말뚝 상부에 상부슬래브를 구축하는 입상(立上)방식, 가물막이와 강관 널말뚝 측면에 상부슬래브를 구축하는 가물막이 겸용방식의 두 가지가 있다. 전자의 경우에는 말뚝 기초에서 말뚝과 확대 기초의 결합부를 설계하는 방법에 준하여서 설계한다. 후자의 경우에는 보통 모멘트플레이트, 전단플레이트, 그리고 브래킷을 강관 널말뚝에 부착하는 방법이 이용되며, 상부구조 및 상부슬래브의 연직반력을 전단판 단독으로 또는 브래킷 단독으로도 지지하도록 설계한다. 또한 모멘트는 모멘트플레이트 단독으로 지지하도록 설계한다.