

KDS 11 50 10 : 2016

얇은기초 설계기준 (한계상태설계법)

2016년 6월 30일 제정

<http://www.kcsc.re.kr>

KC CODE



건설기준 제정 또는 개정에 따른 경과 조치

이 기준은 발간 시점부터 사용하며, 이미 시행 중에 있는 설계용역이나 건설 공사는 발주기관의 장이 필요하다고 인정하는 경우 종전에 적용하고 있는 기준을 그대로 사용할 수 있습니다.

건설기준 연혁

- 이 기준은 건설기준 코드체계 전환에 따라 기존 건설기준(설계기준, 표준시방서) 간 중복·상충을 비교 검토하여 코드로 통합 정비하였다.
- 이 기준은 기존의 도로교 설계기준(한계상태설계법)의 얇은기초 설계에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제정 또는 개정 (년.월)
도로교 설계기준 (한계상태설계법)	허용응력설계법과 강도설계법에 기반의 설계기준의 개선으로는 교량의 안전성 확보 및 경제적 설계를 추구하기 위한 노력에 한계가 있는 현실과 신뢰도 기반 설계기준의 국제사회의 흐름에 맞추어 국제표준에 부합되는 신뢰도 기반 설계기준의 국내 연구성과를 집대성함.	제정 (2012.1)
도로교 설계기준 (한계상태설계법) 부분개정(안)	- 오류 사항을 개선하고 기술자의 이해를 돕기 위해 용어와 문장의 의미를 명확히 함. - 장경간 케이블 교량의 특수성을 고려한 설계를 위하여 초장대교량사업단의 성과를 반영한 한계상태설계법 기반 기준 추가	부분개정 (2015.1)
도로교 설계기준 (한계상태설계법)	차량승객이 대피할 수 있는 대피공간 설치규정 추가	개정 (2015.8)
KDS 11 50 10 : 2016	건설기준 코드체계 전환에 따라 기존의 코드에서 얇은기초(한계상태설계법)에 해당되는 부분을 정비함.	제정 (2016.6)
KDS 11 50 10 : 2016	한국산업표준과 건설기준 부합화에 따라 수정함	수정 (2018.7)

제 정 : 2016년 6월 30일

심 의 : 중앙건설기술심의위원회

소관부서 : 국토교통부 기술기준과

관련단체 : 한국도로협회

개 정 : 년 월 일

자문검토 : 국가건설기준센터 건설기준위원회

작성기관 : 한국지반공학회

목 차

1. 일반사항	1
1.1 적용범위	1
1.2 근입깊이	1
1.3 기초정착	1
1.4 지하수	1
1.5 양압력	1
1.6 인접 구조물	1
2. 한계상태와 저항계수	2
2.1 일반사항	2
2.2 사용한계상태	2
2.3 극한한계상태	2
2.4 하중조합과 하중계수	3
2.5 저항계수	3
2.6 극단상황한계상태	7
3. 사용한계상태의 변위와 지지력	8
3.1 일반사항	8
3.2 변위	8
3.3 사용한계상태의 지지력	16
4. 극한한계상태의 지지력	16
4.1 지지력	16
4.2 암반 지지력	30
4.3 활동파괴	31
5. 구조 설계	32
5.1 말뚝 머리판	32
5.2 확대기초판	33
5.3 타이보	34
5.4 암반 위 기둥의 기초	35
5.5 현장타설말뚝	35

1. 일반사항

1.1 적용범위

- (1) 이 기준은 독립기초와 일부 복합기초를 설계하는 데 적용한다. 매립지반에 설치되는 기초는 특별히 주의한다. 기초 하부의 압력은 가급적 균등하게 분포하도록 설계한다. 접지압의 분포는 흙 또는 암, 그리고 구조물의 특성에 따라 달라지며, 토질역학 및 암 석역학적 원리들과 일치하여야 한다.

1.2 근입깊이

- (1) 기초의 근입깊이는 기초 재료의 특성과 침식 가능성을 고려하여 결정한다. 기초가 흐르는 물속에 위치한 경우에는 예상 최대세굴깊이보다 최소한 600 mm 아래에 설치하여야 한다.
- (2) 흐르는 물에 노출되지 않는 기초(또는 영향을 받지 않는 기초)는 동결선 아래 단단한 지반 위에 설치하거나 또는 대책공법(동결되기 쉬운 재료를 굴착해 내고 동결되지 않는 재료로 치환하는 등)을 적용한 후에 설치하여야 한다. 사석, 교대 뒤채움 시에는 파이프 방지를 위해 토목섬유를 사용하거나 입도를 조정한 사질토 필터를 사용하여야 한다.

1.3 기초정착

- (1) 기초가 경사지고 매끄러운 암반 표면에 설치되거나 상재하중에 의해 구속되지 않은 경우에는 록앵커, 록볼트, 다우얼(dowel), 키(key) 또는 다른 적절한 공법으로 정착시킨다. 암 제거를 위해 발파작업이 필요한 곳에 설치되는 폭이 넓은 기초의 경우 얇은 키를 설치하는 방법은 피하여야 한다.

1.4 지하수

- (1) 설계 지하수위는 예상 최고수위로 한다. 흙, 암반의 지지력 및 구조물의 침하에 대한 지하수위 영향을 고려하여야 하며 침투압 발생 시에는 해석에 이를 반영한다.

1.5 양압력

- (1) 양압력을 받는 기초는 인발저항력과 구조적 강도 모두에 대하여 그 영향을 검토하여야 한다.

1.6 인접 구조물

- (1) 기존 구조물 근처에 기초를 설치하여야 할 경우에는 구조물이 기초 거동에 미치는 영향과 기초가 구조물에 미치는 영향을 검토하여야 한다.

2. 한계상태와 저항계수

2.1 일반사항

- (1) 한계상태에 대한 규정은 KDS 24 10 11 (1.3.2)를 따르고, 이 장에서는 하부기초와 관련된 내용을 기술한다. 교대, 교각 및 옹벽의 설계는 2.2에 규정한 사용한계상태에 대한 기준과 2.3에 규정한 극한한계상태에 대한 기준을 만족하여야 한다. 교대, 교각 및 옹벽은 모든 활하중과 사하중을 포함한 횡토압과 수압, 옹벽의 자중, 온도 및 수축 효과, 그리고 지진하중에 대하여 저항할 수 있도록 설계한다.
- (2) 옹벽은 재료의 약화, 침투, 누설전류 및 기타 잠재적으로 악영향을 미치는 환경 요인들의 장기적 영향을 고려하여 전체 사용기간에 대해 설계한다. 영구 옹벽은 최소 75년의 사용기간에 대하여 설계한다. 사용기간이 36개월 이하인 옹벽은 임시구조물로 설계할 수 있다. 교대나 빌딩, 중요 시설 등 성능저하나 파괴 발생 시 그 파급효과가 심각한 구조물을 지지하는 옹벽의 경우 더 높은 안전 수준이나 장기 사용기간(즉, 100년)을 적용하는 것이 적합하다. 영구구조물은 심미적으로 아름답고 사용기간 내에 보수하지 않도록 설계한다.

2.2 사용한계상태

- (1) 사용한계상태의 하부기초 설계 시 다음 사항들을 고려한다.
 - ① 침하량
 - ② 횡방향 변위량
 - ③ 지지력
 - ④ 전체 안정성
- (2) 침하량은 주행성(rideability)과 경제성을 고려하여 결정한다. 토사면(earth slope)의 전체 안정성에 대한 평가는 기초의 유무와 관계없이 사용하중조합-I 과 그에 적합한 저항계수에 대해서 검토한다.
- (3) 교대, 교각 및 옹벽에서의 과도한 변위, 전체 안정성에 대한 검토는 사용한계상태에서 검토한다. 옹벽에 대한 허용 연직/수평 변위 기준은 옹벽의 기능, 형태, 사용기간 그리고 옹벽의 과도한 변위가 옹벽의 벽체 및 인접구조물에 미치는 영향에 근거하여 결정한다. 전체 안정성은 한계평형해석으로써 평가할 수 있다.
- (4) 벽체의 연직 변위는 이 기준의 3.2, KDS 11 50 20 (2.2, 3.2)에 명시된 규정에 의해 검토하고, 앵커설치 옹벽 및 보강토 옹벽의 변형은 KDS 24 14 51 (3.9)의 규정에 의해 검토한다.

2.3 극한한계상태

- (1) 극한한계상태의 기초 설계 시 다음 사항들을 고려한다.
 - ① 지지력
 - ② 접지압

- ③ 기초 저면의 활동
 - ④ 횡방향 지지력
 - ⑤ 구조적인 파괴
- (2) 기초는 저항계수를 곱한 지지력이 KDS 24 12 11과 KDS 24 12 21에 규정된 하중계수를 곱한 하중보다 작지 않도록 설계한다.
- (3) 극한한계상태의 교대와 옹벽을 설계할 때 다음 사항들을 고려한다.
- ① 지지력
 - ② 횡방향 활동
 - ③ 저면 지반의 접지압
 - ④ 앵커나 보강재의 인발
 - ⑤ 구조적인 파괴

2.4 하중조합과 하중계수

- (1) 교대, 교각 및 옹벽과 그 기초 그리고 기타 지보재들은 KDS 24 12 11 (표 4.1-2)의 규정에 명시된 모든 적용 가능한 하중조합에 대해 설계한다.

2.5 저항계수

- (1) 저항계수는 현 단계에서는 외국사례를 사용하도록 하되, 향후 우리나라 실정에 적합한 값을 구하기 위한 연구개발이 이루어져야 한다.
- (2) 기초 종류에 따른 극한한계상태의 저항계수는 지역적으로 규정된 값이 없는 한 표 2.5-1~표 2.5-6에 제시된 값을 사용한다. 사용한계상태에 대한 저항계수는 1.0을 적용한다. 표에 명시하였으나 본문에 제시되지 않은 식들은 해당 문헌을 참조한다.
- (3) 엄지말뚝, 연속식 말뚝, 슬러리 트렌치 콘크리트 벽체 등의 연직 부재는 지지력 예측 시 이 기준과 KDS 11 50 20에 명시된 규정에 맞게 얕은기초 또는 깊은기초로 적용한다. 임시 구조물에 대해서는 규정된 값보다 큰 저항계수 값을 적용할 수 있다.

표 2.5-1 얕은기초의 극한한계상태에 대한 저항계수

방법 / 흙 / 조건			저항계수
지지력	ϕ_b	이론적방법(Munfakh et al., 2001), 점성토	0.50
		이론적방법(Munfakh et al., 2001), 사질토, CPT 사용	0.50
		이론적방법(Munfakh et al., 2001), 사질토, SPT 사용	0.45
		반경험적방법(Meyerhof, 1957), 모든 지반	0.45
		암반위에 설치된 기초	0.45
		평판재하시험	0.55

방법 / 흙 / 조건			저항계수
활동	ϕ_{τ}	사질토 위에 설치된 프리캐스트 콘크리트	0.90
		사질토 위에 설치된 현장타설 콘크리트	0.80
		점성토 위에 설치된 프리캐스트 콘크리트 또는 현장타설 콘크리트	0.85
		흙 위에 흙이 존재하는 경우	0.90
	ϕ_{ep}	활동에 저항하는 수동토압	0.50

표 2.5-2 축하중을 받는 타입말뚝의 극한한계상태에 대한 저항계수

조건 / 지지력 결정 방법		저항계수
외말뚝의 연직압축저항- 동역학적 해석법과 정재하시험, ϕ_{dyn}	정재하시험에 의해 항타관리기준이 검증된 경우. 동재하시험 이나 보정된 파동방정식 또는 재하시험에 사용된 해머의 최소 항타저항으로서 항타관리를 수행함.	아래의 표 2.5-3 참조
	교각 당 한개 이상 또는 표 2.5-4에서 제시된 횡수 이상의 말 뚝에 대해서 초기 재항타시 동재하시험의 결과를 신호분석해 석을 이용하여 항타관리기준을 설정한 경우. 잔여 말뚝은 상기 설정된 항타관리기준이나 동재하시험으로 항타관리를 수행함	0.65
	말뚝의 응력과 측정 없이 파동방정식해석	0.40
	FHWA 수정 Gates 공식	0.40
	Engineering News Record 공식	0.10
외말뚝의 연직압축저항력- 정역학적 해석법과 정재하시험, ϕ_{stat}	주면마찰력과 선단지지: 점성토와 혼합토 α 방법 (Tomlinson, 1987; Skempton, 1951)	0.35
	β 방법 (Esrig과 Kirby, 1979; Skempton, 1951)	0.25
	λ 방법 (Vijayvergiya와 Focht, 1972; Skempton, 1951)	0.40
	주면마찰력과 선단지지: 사질토 Nordlund/Thurman 방법 (Hannigan et al., 2005)	0.45
	SPT 방법 (Meyerhof)	0.30
	CPT 방법 (Schmertmann)	0.50
	암반에 선단근입된 경우(Canadian Geotech. Society, 1985)	0.45
블록파괴, ϕ_b	점성토	0.60
외말뚝의 인발저항력, ϕ_u	Nordlund 방법	0.35
	α 방법	0.25
	β 방법	0.20
	λ 방법	0.30
	SPT 방법	0.25
	CPT 방법	0.40
	재하시험	0.60
무리말뚝의 인발저항력, ϕ_{ug}	사질토와 점성토	0.50
외말뚝 또는 무리말뚝의 횡방향 저항	모든 토질과 암반	1.0

조건 / 지지력 결정 방법		저항계수
구조한계상태	강관말뚝(KDS 24 14 31 (4.1.4.2) 참조) 콘크리트 말뚝(KDS 24 14 21 (1.4.3.2) 참조) 본 한계상태설계법에는 목교편 생략	
말뚝의 항타 관입성 분석, ϕ_{da}	강관말뚝(KDS 24 14 31 (4.1.4.2) 참조) 콘크리트 말뚝(KDS 24 14 21 (1.4.3.2) 참조)	

표 2.5-3 현장에서 수행하는 정재하시험 횟수와 저항계수의 관계(Paikowsky et al., 2004)

현장 정재하시험 수행 횟수	저항계수, ϕ		
	현장 변동성		
	낮음*	보통*	높음*
1	0.80	0.70	0.55
2	0.90	0.75	0.65
3	0.90	0.85	0.75
≥ 4	0.90	0.90	0.80

* : 변동계수(COV, coefficient of variation)의 값으로써 아래와 같이 구분됨.

- 1) $COV < 25\%$: 낮음
- 2) $25 \leq COV < 40\%$: 보통
- 3) $COV \geq 40\%$: 높음

표 2.5-4 현장에서 수행하여야 하는 동재하시험 횟수(Paikowsky et al., 2004)

현장 변동성	낮음*	보통*	높음*
현장내의 말뚝 수	신호분석해석을 포함한 동재하시험 수행 횟수(초기 재항타)		
≤ 15	3	4	6
16~25	3	5	8
26~50	4	6	9
51~100	4	7	10
101~500	4	7	12
> 500	4	7	12

* : 변동계수(COV, coefficient of variation)의 값으로써 아래와 같이 구분됨.

- 1) $COV < 25\%$: 낮음
- 2) $25 \leq COV < 40\%$: 보통
- 3) $COV \geq 40\%$: 높음

표 2.5-5 축하중을 받는 현장타설말뚝의 극한한계상태에 대한 저항계수

방법/흙/조건			저항계수
외말뚝의 연직압축 저항, ϕ_{stat}	점성토의 주면마찰력	α 방법(O'Neill과 Reese, 1999)	0.45
	점성토의 선단지지력	전 응력(O'Neill과 Reese, 1999)	0.40
	사질토의 주면마찰력	β 방법(O'Neill과 Reese, 1999)	0.55
	사질토의 선단지지력	O'Neill과 Reese (1999)	0.50
	IGM의 주면마찰력	O'Neill과 Reese (1999)	0.60
	IGM의 선단지지력	O'Neill과 Reese (1999)	0.55
	암반의 주면마찰력	Horvath와 Kenney (1979) O'Neill과 Reese (1999) Carter와 Kulhawy (1988)	0.55 0.55 0.50
	암반의 선단지지력	Canadian Geotech. Society (1985) 프레셔미터 시험법(Canadian Geotech. Society, 1985) O'Neill과 Reese (1999)	0.50
외말뚝의 인발저항력, ϕ_u	점성 토	α 방법(O'Neill과 Reese, 1999)	0.35
	사질 토	β 방법(O'Neill과 Reese, 1999)	0.45
	암반	Horvath와 Kenney (1979) Carter와 Kulhawy (1988)	0.40
무리말뚝의 인발저항력	사질토와 점성토		0.45
블록파괴, ϕ_b	점성토		0.55
외말뚝 또는 무리 말뚝의 횡방향 저항	모든 재료		1.0
정재하시험(압축), ϕ_{load}	모든 재료		표 2.5-3 참조 (단, 0.70보다 크지 않아야 함)
정재하시험(인발), ϕ_{upload}	모든 재료		0.60

표 2.5-6 영구 옹벽의 저항계수

옹벽 형식과 조건		저항계수
앵커지지 옹벽		
연직부재의 지지력		표 2.5-1 ~ 2.5-5 참조
연직부재의 수동저항력		1.00
앵커의 인발저항력	• 사질토	0.65
	• 점성토	0.70
	• 암반	0.50
앵커의 인발저항력	• 검증시험 수행한 곳	1.0
앵커 인장재의 인장저항력	• 연강 (e.g. ASTM A 615)	0.90
	• 고강도 강재 (e.g. ASTM A 722)	0.80
수직부재의 휨 능력		0.90
보강토 옹벽		
지지력		표 2.5-1 ~ 2.5-5 참조
활동		
금속 보강재와 연결부의 인발저항력	띠 보강재	
	• 정재하	0.75
	• 복합 정재하/지진 하중	1.00
	격자 보강재	
	• 정재하	0.65
	• 복합 정재하/지진 하중	0.85
화학섬유 보강재와 연결부의 인발저항력	• 정재하	0.90
	• 복합 정재하/지진 하중	1.20
인장보강재의 인발저항력	• 정재하	0.90
	• 복합 정재하/지진 하중	1.20
기성 모듈식 옹벽		
지지력		KDS 24 14 51(3.1) 참조
활동		
수동저항력		

2.6 극단상황한계상태

- (1) 기초, 교대, 교각 및 옹벽구조물과 그 기초, 기타 지보재들은 KDS 24 12 11 (표 4.1-2)의 규정에 제시된 적용 가능한 모든 하중 조합들을 검토하여야 한다. 별도의 규정이 없는 한 극단상황한계상태에 대한 저항계수는 1.0의 값을 적용할 수 있다.

3. 사용한계상태의 변위와 지지력

3.1 일반사항

(1) 사용한계상태에서 기초의 연직침하와 횡방향 변위를 모두 검토하여야 한다. 횡방향 변위를 검토하여야 하는 경우는 다음과 같다.

- ① 수평 또는 경사하중이 작용할 때
- ② 성토 사면위에 기초를 설치할 때
- ③ 침식 또는 세굴로 인하여 기초의 지지력 손실이 발생할 수 있을 때
- ④ 지지층의 경사가 심할 때

3.2 변위

(1) 일반사항

- ① 구조물의 기능과 형태, 예상 사용수명, 그리고 실용성 차원의 변위 한도에 따라 침하량과 횡방향 변위량의 기준을 설정한다. 경험적인 방법과 해석적인 방법 또는 두 방법 모두를 고려하여 허용변위 기준을 제시하여야 한다.

(2) 하중

- ① 사용하중조합- I (load combination Service-I)을 사용하여 즉시침하량을 결정한다. 점성토의 시간에 따른 침하량은 영구적인 하중만을 사용하여 결정한다. 교대 배면 성토에 의한 침하도 검토하여야 한다. 지진활동지역에서는 사질토에 설치되는 기초의 진동하중에 의한 침하 가능성을 고려하여야 한다.

(3) 침하 해석

① 일반사항

가. 실내시험결과나 현장시험결과에 근거한 변형 해석을 통해 기초의 침하를 산정한다. 해석에 이용되는 제반 지반정수는 지반의 응력이력, 시공 순서, 지층 영향 등을 고려하여 산정한다. 시간 의존적 영향을 포함한 총 침하량과 부등침하량 모두를 고려하여야 한다. 성토 하중이나 수평 그리고/또는 편심 하중, 그리고 사질토의 기초에 작용하는 동적인 활하중이나 지진으로 인한 진동하중 등과 같은 요소들도 적절하게 고려되어야 한다.

탄성, 압밀 그리고 이차압축침하를 모두 합친 총 침하량(S_t)은 다음과 같다.

$$S_t = S_e + S_c + S_s \quad (3.2-1)$$

여기서, S_e = 즉시(탄성)침하량(mm)

S_c = 압밀침하량(mm)

S_s = 이차압축침하량(mm)

원(혹은 정사각형)이나 $L > 5B$ 인 긴 직사각형 기초의 아래에서 증가하는 연직하중의 분포는 그림 3.2-1을 사용하여 구할 수 있다.

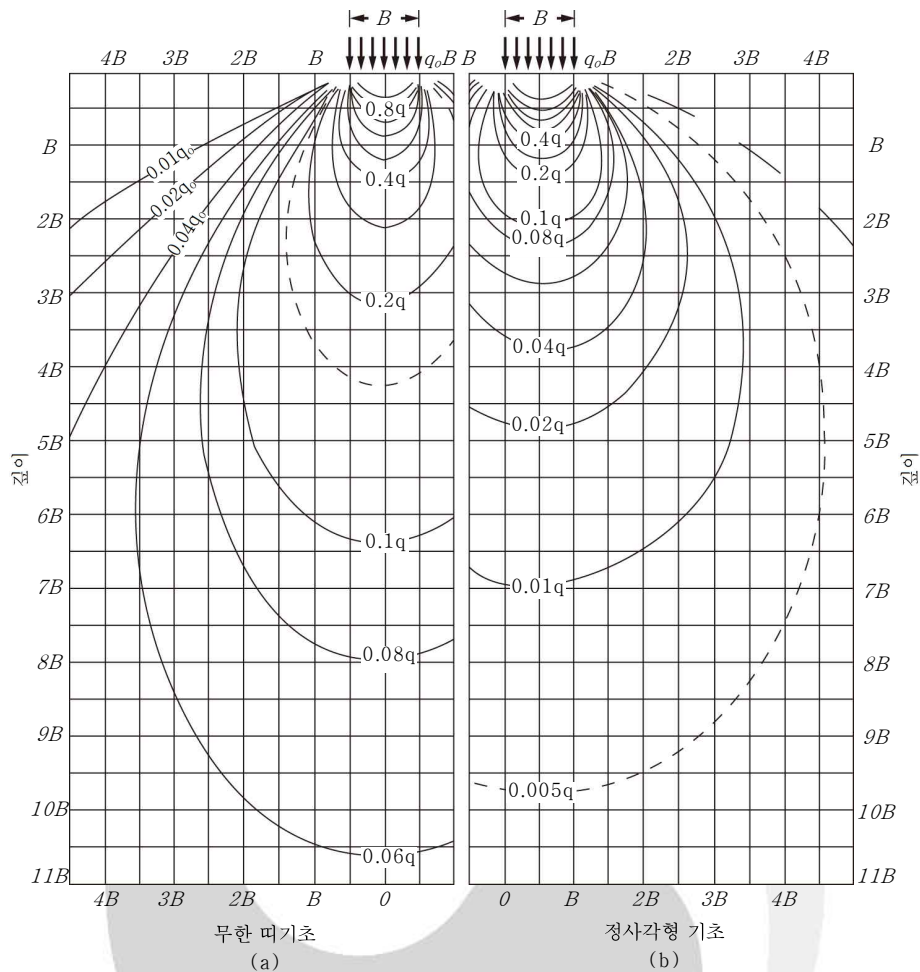


그림 3.2-1 정사각형 기초의 Boussinesq 연직응력 분포(Sowers, 1979)

- ② 사질토 지반에서의 기초 침하량은 경험적인 방법이나 탄성이론을 이용하여 계산할 수 있다. 사질토에 설치된 기초의 탄성침하하는 다음의 식을 사용하여 구할 수 있다.

$$S_e = \frac{[q_o(1-\nu^2)\sqrt{A}]}{E_s\beta_z} \quad (3.2-2)$$

여기서, q_o = 하중강도(MPa)

A = 기초면적(mm^2)

E_s = 실내시험결과 대신 표 3.2-1에 제시된 변형계수(MPa)

β_z = 표 3.2-2에 제시된 형상계수

ν = 포아송비, 현장이나 실내시험을 수행하지 않은 경우 표 3.2-1의 값 사용

E_s 가 깊이에 따라 크게 변하지 않는 한, E_s 는 기초 아래에서 기초폭의 1/2이나 2/3 정도의 깊이에서 결정되어야 한다. 만일 지반 변형계수가 깊이에 따라 크게 변한다면 E_s 의 가중 평균을 사용할 수도 있다. 표 3.2-1에 사용된 기호의 설명은 다음과 같다.

N = 표준관입시험(SPT) 값
 N_1 = 깊이 에 따른 SPT 수정 값
 S_u = 비배수 전단강도(MPa)
 q_c = 콘 관입저항력(MPa)

표 3.2-1 미 해군성(1982)과 Bowles(1988) 이후에 수정된 다양한 흙에 대한 변형계수

흙의 종류	값의 전형적인 범위	포아송비 ν	N값을 이용한 E_s 의 산정	
	변형계수, E_s (MPa)		흙의 종류	E_s (MPa)
점성토: 부드럽고 민감 중간정도 굳거나 굳음 매우 굳음	2.4~15	0.4~0.5 (비배수)	실트, 사질토질 실트, 약간의 점착력 혼합토	$0.4N_1$
	15~50		매우 가늘거나 중간정도의 사질토와 약간의 실트질 사질토	$0.7N_1$
	50~100		굵은 사질토와 약간의 자갈이 섞인 사질토	$1.0N_1$
			사질토질의 자갈과 자갈	$1.1N_1$
황토 실트	15~60 2~20	0.1~0.3 0.3~0.35	사질토질의 자갈과 자갈	$1.1N_1$
가는 사질 토: 느슨 중간 조밀	7.5~10 10~20 20~25	0.25	S_u 을 이용한 E_s 의 산정	
	부드럽고 민감한 점성토 중간정도 굳거나 굳은 점성토 매우 굳은 점성토		$400S_u \sim 1000S_u$ $1500S_u \sim 2400S_u$ $3000S_u \sim 4000S_u$	
사질 토: 느슨 중간 조밀	10~25	0.20~0.35		
	25~50	0.30~0.40		
	50~75			
자갈: 느슨 중간 조밀	25~75	0.2~0.35	q_c 을 이용한 E_s 의 산정	
	75~100	0.3~0.4	사질토질의 흙	$4q_c$
	100~200			

표 3.2-2 강성에 따른 형상계수 (EPRI, 1983)

L/B	연성, β_z (평균)	강성, β_z
원형	1.04	1.13
1	1.06	1.08
2	1.09	1.10
3	1.13	1.15
5	1.22	1.24
10	1.41	1.41

- ③ 점성토 위에 있는 기초에 대해서는 탄성침하량 외에도 압밀침하량을 산정하여야 한다. 소성이 큰 점성토나 유기질 점성토에서는 이차압축침하량이 중요하므로 침하해석 시에 이를 포함시켜야 한다. 실내시험 결과를 간극비(e)로 표시할 때, 완전히 포화되었거나 거의 포화된 점성토에 놓인 기초의 압밀침하량은 다음과 같다.

가. 과압밀 점성토 (즉 $\sigma'_p > \sigma'_o$)

$$S_c = \left[\frac{H_c}{(1+e_o)} \right] \left[C_{cr} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} + C_c \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right] \quad (3.2-3)$$

나. 정규압밀 점성토 (즉 $\sigma'_p = \sigma'_o$)

$$S_c = \left[\frac{H_c}{(1+e_o)} \right] \left[C_c \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right] \quad (3.2-4)$$

다. 미압밀 점성토 (즉 $\sigma'_p < \sigma'_o$)

$$S_c = \left[\frac{H_c}{(1+e_o)} \right] \left[C_c \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{pc}} \right) \right] \quad (3.2-5)$$

실내시험결과를 연직변형률(ϵ_v)로 표시할 때, 압밀침하량은 다음과 같다.

라. 과압밀 점성토 (즉 $\sigma'_p > \sigma'_o$)

$$S_c = H_c \left[C_{re} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} + C_{ce} \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right] \quad (3.2-6)$$

마. 정규압밀 점성토 (즉 $\sigma'_p = \sigma'_o$)

$$S_c = H_c C_{ce} \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \quad (3.2-7)$$

바. 미압밀 점성토 (즉 $\sigma'_p < \sigma'_o$)

$$S_c = H_c C_{ce} \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_{pc}} \quad (3.2-8)$$

여기서,

H_c = 압축성 토층 깊이(mm)

e_o = 초기 연직유효응력에서 간극비

C_r = 그림 3.2-2에서 정의된 재압축지수

C_c = 그림 3.2-2에서 정의된 압축지수

C_{ce} = 그림 3.2-3에서 정의된 압축지수

C_{re} = 그림 3.2-3에서 정의된 재압축지수

σ'_p = 기초 아래 일정 깊이의 과거 최대 유효연직응력(kPa)

σ'_o = 기초 아래 일정 깊이의 초기 유효연직응력(kPa)

σ'_f = 기초 아래 일정 깊이의 최종 유효연직응력(kPa)

σ'_{pc} = 지반의 현재 연직유효응력(kPa). 단, 기초의 무게로 인한 추가적인 응력은 포함시키지 않음

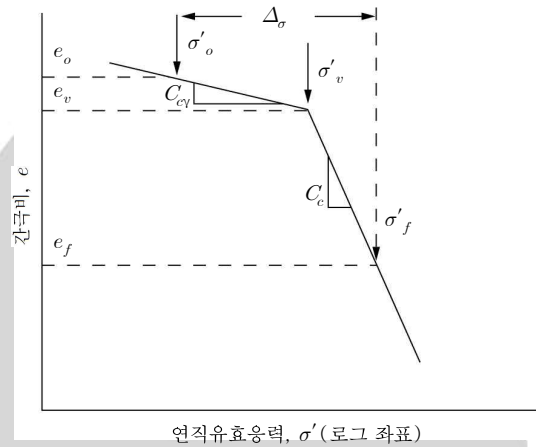


그림 3.2-2 과압밀 점성토의 전형적인 압밀곡선 - 간극비 대 연직유효응력(EPRI, 1983)

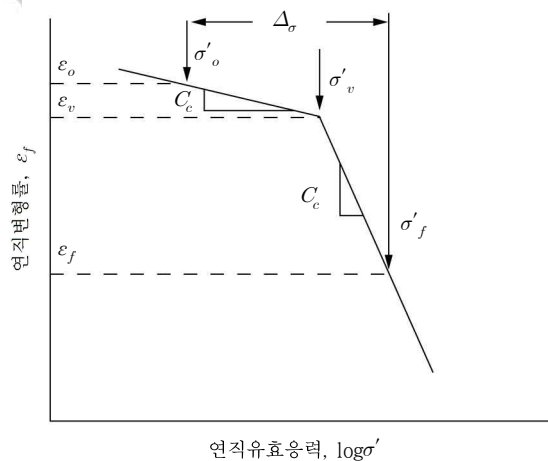


그림 3.2-3 과압밀 점성토의 전형적인 압밀곡선 - 연직변형률 대 연직유효응력(EPRI, 1983)

사. 압축성 층의 두께보다 기초의 폭이 상대적으로 작을 경우에는 다음과 같이 3차원 하중효과를 고려하여야 한다.

$$S_{c(3-D)} = \mu_c S_{c(1-D)} \quad (3.2-9)$$

여기서, μ_c = 그림 3.2-4에서 정의된 감소계수

$$S_{c(1-D)} = 1\text{차원 압밀침하량(mm)}$$

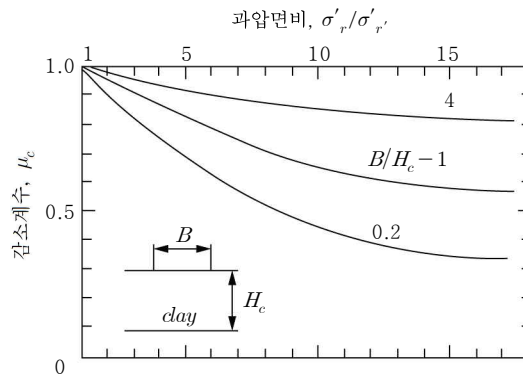


그림 3.2-4 3차원 압밀침하 효과를 고려한 감소계수 (EPRI, 1983)

아. 1차원 압밀침하량이 원하는 압밀도에 도달하는 데 걸리는 시간(t)은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$t = \frac{TH_d^2}{c_v} \quad (3.2-10)$$

여기서,

T = 그림 3.2-5에서 정의된 시간계수

H_d = 압축성 층의 최대 배수길이(mm)

c_v = 불교란시료를 이용한 실내 압밀시험의 결과 혹은 피에조 미터나 피에조 콘을 이용하여 현장에서 구한 압밀계수(mm²/yr)

자. 점성토에서 기초의 이차압축침하량은 다음과 같이 산정한다.

$$S_s = C_{ae} H_c \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right) \quad (3.2-11)$$

여기서,

t_1 = 이차압축침하가 시작되는 시간, 보통 평균압밀도 90%에 도달한 시간(yr)

t_2 = 구조물의 사용 수명을 대표하는 임의의 시간(yr)

C_{ae} = 불교란시료의 실내압밀시험의 결과로 구한 이차압축 침하계수

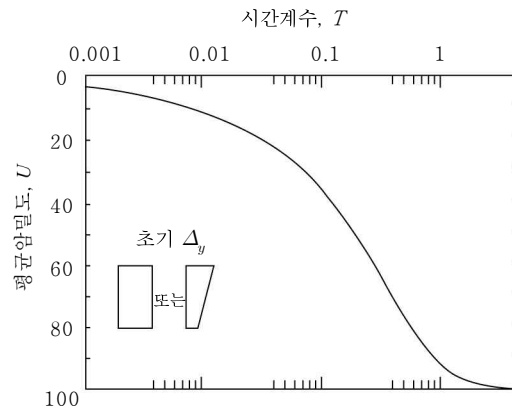


그림 3.2-5 시간계수 T에 대한 압밀도(EPRI, 1983)

④ 암반에 놓인 기초의 침하

가. 양호한 암반에 기초가 놓여 있고, 이 기준의 4.2(2)에서 규정한 반경험적 방법에 의해 지지력을 산정하여 설계를 실시한 경우, 탄성침하량은 일반적으로 15 mm보다 작다고 가정할 수 있다. 이 정도의 탄성침하를 허용할 수 없거나 또는 암반의 상태가 양호하지 못한 경우에는 암반의 특성을 바탕으로 한 침하량 분석을 수행하여야 한다.

나. 암반이 파쇄되어 있거나 절리가 발달하여 양호한 암반 조건을 충족시키지 못하다면, 암반의 종류, 불연속면의 상태, 풍화 정도 등이 침하분석에 고려되어야 한다. 파쇄되어 있거나 절리가 발달한 암반에 놓인 기초의 탄성침하량은 다음과 같다.

(가) 원형(혹은 정사각형) 기초

$$\rho = q_o(1 - \nu^2) \frac{r I_p}{E_m} \quad (3.2-12)$$

여기서,

$$I_p = \frac{\sqrt{\pi}}{\beta_z} \quad (3.2-13)$$

(나) 직사각형 기초

$$\rho = q_o(1 - \nu^2) \frac{B I_p}{E_m} \quad (3.2-14)$$

여기서,

$$I_p = \frac{(L/B)^{1/2}}{\beta_z} \quad (3.2-15)$$

여기서, q_o = 재하면적 바닥의 연직응력(MPa)

ν = 포아송비

r = 원형 기초의 반지름 또는 정사각형 기초의 $B/2$ (mm)

I_p = 기초의 강성과 치수(dimension)를 고려한 영향계수

E_m = 암반의 변형계수(MPa)

β_z = 기초의 모양과 강성에 관한 계수

강성기초의 경우 I_p 는 표 3.2-2에 제시된 β_z 를 이용하여 구할 수 있다. 실내시험결과를 이용할 수 없다면, 암반의 종류에 따른 전형적인 포아송비(ν)를 표 3.2-3에서 구한다. 암반의 변형계수인 E_m 은 현장시험과 실내시험의 결과를 바탕으로 결정되어야 한다. 또는 E_m 은 암질지수(RQD)로부터 계산된 암반의 불연속면의 빈도를 고려한 저항계수 α_E 와 일축압축시험으로부터 구한 신선암의 탄성계수 E_0 를 곱하여 다음과 같이 구할 수 있다 (Gardner, 1987).

$$E_m = \alpha_E E_0 \quad (3.2-16)$$

여기서,

$$\alpha_E = 0.0231(RQD) - 1.32 \geq 0.15 \quad (3.2-17)$$

예비설계 단계 혹은 시공 현장의 시험결과를 이용할 수 없을 경우에는 표 3.2-4를 이용하여 E_0 을 구할 수 있다. 그리고 예비분석 단계나 현장시험결과 없이 최종설계를 수행할 때에는 α_E 를 0.15로 가정하고 E_m 을 구한다. 얇은 연약층이 끼어 있는 암반의 압밀침하와 이차압축침하량은 ③항에 규정된 방법을 적용하여 계산할 수 있다.

표 3.2-3 신선암(intact rock)의 포아송비 (Kulhawy, 1978)

암석 종류	값의 번호	암석 종류의 번호	포아송비, ν			평균 오차
			최대	최소	평균	
화강암	22	22	0.39	0.09	0.20	0.08
반려암	3	3	0.20	0.16	0.18	0.02
휘록암	6	6	0.38	0.20	0.29	0.06
현무암	11	11	0.32	0.16	0.23	0.05
석영암	6	6	0.22	0.08	0.14	0.05
대리석	5	5	0.40	0.17	0.28	0.08
편마암	11	11	0.40	0.09	0.22	0.09
편암	12	11	0.31	0.02	0.12	0.08
사암	12	9	0.46	0.08	0.20	0.11
실트암	3	3	0.23	0.09	0.18	0.06
세일	3	3	0.18	0.03	0.09	0.06
석회암	19	19	0.33	0.12	0.23	0.06
백운암	5	5	0.35	0.14	0.29	0.08

표 3.2-4 신선암(intact rock)의 탄성계수 (Kulhawy, 1978)

암석 종류	값의 번호	암석 종류의 번호	탄성계수, E_0 ($MPa \times 10^3$)			평균 오차
			최대	최소	평균	
화강암	26	26	100.0	6.410	52.70	24.48
섬록암	3	3	112.0	17.100	51.40	42.68
반려암	3	3	84.1	67.60	75.80	6.69
휘록암	7	7	104.0	69.000	88.30	12.27
현무암	12	12	84.1	29.000	56.10	17.93
석영암	7	7	88.3	36.500	66.10	16.00
대리석	14	13	73.8	4.000	42.60	17.17
편마암	13	13	82.1	28.500	61.10	15.93
점판암	11	2	26.1	2.410	9.58	6.62
편암	13	12	69.0	5.930	34.30	21.93
천매암	3	3	17.3	8.620	11.80	3.93
사암	27	19	39.2	0.620	14.70	8.20
실트암	5	5	32.8	2.620	16.50	11.38
셰일	30	14	38.6	0.007	9.79	10.00
석회암	30	30	89.6	4.480	39.30	25.72
백운암	17	16	78.6	5.720	29.10	23.72

(4) 전체 안정성 손상

- ① 전체적인 안정성은 사용한계상태에서 평가한다.

3.3 사용한계상태의 지지력

(1) 지지력에 대한 추정값

- ① 추정값의 사용은 대상 구조물 부지나 그 인근 지역의 지질 상태에 근거하여야 한다.

(2) 지지력을 결정하기 위한 반경험적 방법

- ① 암반의 지지력은 암반분류시스템, RMR 등의 상관성을 사용하여 경험적으로 결정할 수 있다. 이러한 반경험적인 방법을 사용할 때에는 해당 지역의 경험이 반영되어야 한다. 추정지지력이 암석의 일축압축강도와 기초 콘크리트의 공칭저항력 중 어느 하나보다 크다면, 암석의 일축압축강도와 콘크리트의 공칭저항력 중에서 작은 값을 추정지지력으로 한다. 콘크리트의 공칭저항력은 $0.3 f'_c$ 으로 간주할 수 있다.

4. 극한한계상태의 지지력

4.1 지지력

(1) 일반사항

- ① 지지력은 기초 위치에서 가장 높이 예상되는 지하수위를 사용하여 결정하여야 한다.

기초가 편심하중을 받을 때에는 기초의 폭과 길이 대신 유효폭 및 유효길이를 사용하여 지지력을 산정하여야 한다.

극한한계상태에서 감소된 지지력 q_R 은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$q_R = \phi q_n = \phi q_{ult} \quad (4.1-1)$$

여기서,

ϕ = 이 기준의 2.5에서 규정된 저항계수

$q_n = q_{ult}$ = 공칭지지력(MPa)

- ② 기초가 편심하중을 받을 때에는 지지력에 관련된 모든 공식, 표 및 그림에 표기된 L 과 B 대신 (5)항에 규정된 L' 과 B' 을 사용하여야 한다.

(2) 이론적 계산

① 일반사항

가. 실측된 지반정수를 가지고 객관성 있는 토질역학이론을 사용하여 공칭지지력을 계산하여야 한다. 공칭지지력 해석에 사용되는 지반정수는 주어진 지반조건과 설계하중 하에서 발휘될 수 있는 흙의 전단강도를 나타내는 것이어야 한다. 사질토 위에 있는 기초의 공칭지지력은 흙의 배수강도정수를 사용하여 유효응력해석 방법으로 계산하여야 한다. 점성토 위에 있는 기초의 공칭지지력은 흙의 비배수강도정수를 사용하여 전응력 해석방법으로 계산하여야 한다. 점성토가 시간에 따라서 연약해지거나 강도가 떨어지는 경우에는 영구하중조건에 대하여 배수전단강도를 사용하여 유효응력해석 방법으로 지반의 지지력을 계산하여야 한다. 다져진 지반 위에 있는 기초에 대해서는 전응력 또는 유효응력해석 중에서 보다 보수적인 방법을 사용하여 공칭지지력을 계산하여야 한다. 국부전단파괴나 관입전단파괴가 발생한 경우, 공칭지지력은 감소된 강도정수를 사용하여 산정한다(Terzaghi, 1943).

나. 국부전단파괴나 관입전단파괴가 발생한 경우 공칭지지력은 식 (4.1-2)와 식 (4.1-3)으로 규정된 감소된 강도정수 c^* , ϕ^* 를 사용하여 산정한다(Terzaghi, 1943)

$$c^* = 0.67c \quad (4.1-2)$$

$$\phi^* = \tan^{-1}(0.67 \tan \phi) \quad (4.1-3)$$

여기서,

c^* = 관입전단파괴의 감소된 점착력(MPa)

ϕ^* = 관입전단파괴의 감소된 유효 내부마찰각(°)

다. 기초 바닥으로부터 H_{CRIT} 보다 가까운 거리 내에 전단강도가 다른 층이 존재할 경우 지반의 지지력은 다음에 제시된 이층으로 구성된 지반에 대한 지침에 근거하여 산정한다. H_{CRIT} 는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$H_{CRIT} = \frac{3B \ln \left(\frac{q_1}{q_2} \right)}{2 \left(1 + \frac{B}{L} \right)} \quad (4.1-4)$$

여기서,

q_1 = 위층이 무한히 두껍다는 가정 아래 2층 구조 지반의 위층이 지지하는 기초의 극한지지력(MPa)

q_2 = 2층 구조 지반의 아래층 표면에 의해서 지지되는 실제 기초와 모양과 크기가 같은 가상기초의 극한지지력(MPa)

라. 바닥면이 기울어진 기초를 시공하는 것은 가능하면 피하여야 한다. 만약 이것이 불가피하다면 산정된 공칭지지력을 문헌에 근거하여 용인될 수 있는 수정법에 의해 조금 더 감소시켜야 한다.

② 포화 점성토

가. 비배수 전단강도로부터 결정된 포화된 점성토의 공칭지지력은 다음과 같다.

$$q_{ult} = c N_{cm} + \gamma D_f N_{qm} \times 10^{-5} (MPa) \quad (4.1-5)$$

여기서,

$c = s_u$ = 비배수 전단강도(MPa)

N_{cm}, N_{qm} = 기초형상, 근입깊이, 흙의 압축성, 경사하중의 함수인 수정지지력계수

γ = 점성토의 전체단위중량 즉, 습윤단위중량(kN/m³)

D_f = 기초의 근입깊이(m)

나. 지지력계수인 N_{cm} 과 N_{qm} 은 다음과 같다.

(가) $D_f/B \leq 2.5, B/L \leq 1, H/V \leq 0.4$ 일 때

$$N_{cm} = N_c [1 + 0.2(D_f/B)][1 + 0.2(B/L)][1 - 1.3(H/V)] \quad (4.1-6)$$

(나) $D_f/B \geq 2.5, H/V \leq 0.4$ 일 때

$$N_{cm} = N_c [1 + 0.2(B/L)][1 - 1.3(H/V)] \quad (4.1-7)$$

여기서,

$N_c = 5.0$ = 비교적 평평한 지반, 식 (4.1-6)에 사용

$= 7.5$ = 비교적 평평한 지반, 식 (4.1-7)에 사용

$=$ 그림 4.1-1의 N_{cq} : 경사 지반 위 또는 근처에 경사 지반이 있을 때

$N_{qm} = 1.0$: 비교적 평평한 지반의 포화된 점성토

$= 0.0$: 경사 지반 위 또는 근처에 경사 지반이 있을 때

B = 기초의 폭(mm)

L = 기초 길이(mm)

H = 실제 수평하중(N)

V = 실제 연직하중(N)

다. 그림 4.1-1에서 안정계수, N_s 는 다음과 같다.

(가) $B < H_s$ 일 때

$$N_s = 0 \quad (4.1-8)$$

(나) $B \geq H_s$ 일 때

$$N_s = (g\gamma H_s/c) \times 10^{-9} \quad (4.1-9)$$

여기서,

H_s = 경사면의 높이(mm)

라. 2층으로 구성된 점성토의 기초에 비배수조건으로 하중이 재하된 경우 공칭지지력은 식 (4.1-5)를 이용하여 구할 수 있는데, 식에 사용된 기호의 설명은 다음과 같다.

c_1 = 그림 4.1-2에 제시된 상부층의 비배수 전단강도(MPa)

$N_{cm} = N_m$, 마.항에 서술한 지지력계수

$N_{qm} = 1.0$

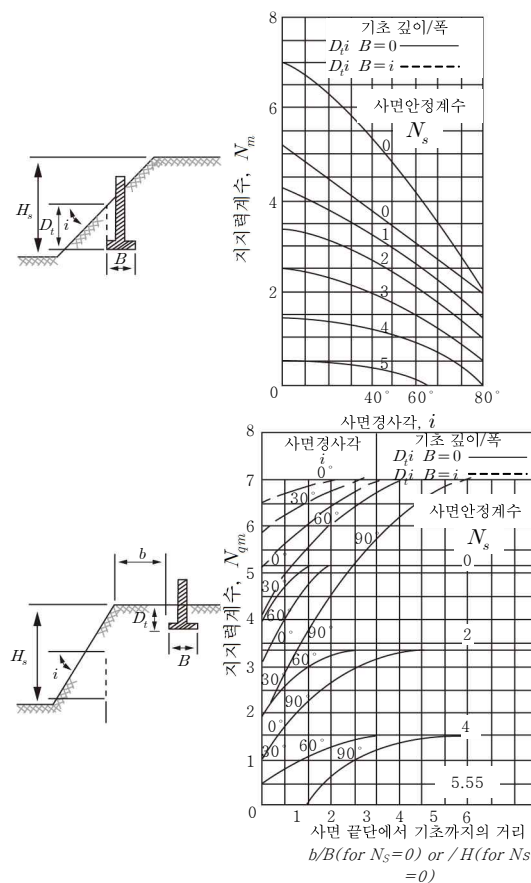


그림 4.1-1 경사 지반 위 혹은 근처에 경사 지반이 있는 경우에 대한 점성토 위 기초의 수정 지지력 계수 (Meyerhof, 1957)

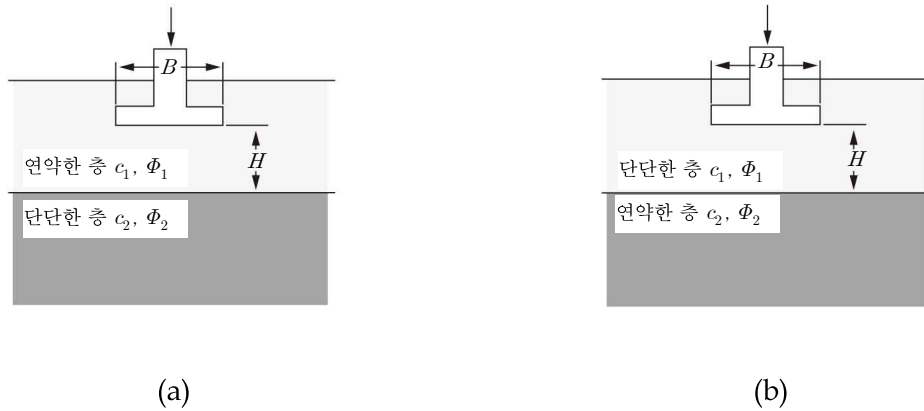


그림 4.1-2 2층으로 구성된 지반

- 마. 지지층이 단단한 점성토 위에 있으면, N_m 은 그림 4.1-3에 제시된 값을 사용한다.
 지지층이 연약한 점성토 위에 있으면, N_m 은 다음과 같다.

$$N_m = \left(\frac{1}{\beta_m} + \kappa s_c N_c \right) \leq s_c N_c \quad (4.1-10)$$

여기서,

$$\beta_m = \frac{BL}{2(B+L)H_{s2}} \quad (4.1-11)$$

$$\kappa = c_2/c_1$$

c_1 = 상부층의 전단강도(MPa)

c_2 = 하부층의 전단강도(MPa)

H_{s2} = 기초 바닥면에서 두 번째 층 상부까지의 거리(mm)

s_c = 1.0 : 연속 기초

$$= 1 + \frac{B}{L} \left(\frac{N_{qm}}{N_c} \right) : L < 5B \text{인 직사각형기초} \quad (4.1-12)$$

여기서, N_c = 지지력계수

N_{qm} = 수정 지지력 계수

- 바. 2층으로 구성된 점성토의 기초에 배수조건으로 하중이 재하된 경우 공칭지지력은 식 (4.1-16)을 이용하여 구한다.

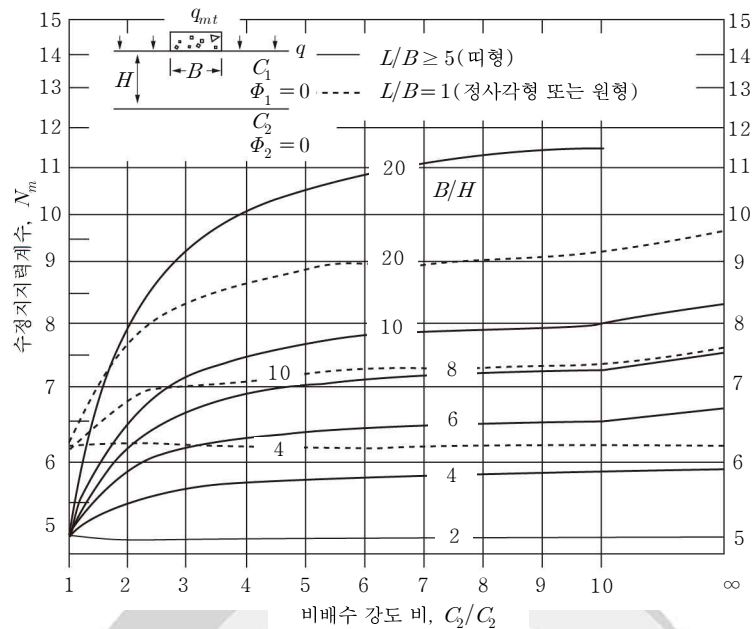


그림 4.1-3 연약층이 단단한 층 위에 놓인 점성토의 수정 지지력 계수(EPRI, 1983)

③ 사질토

가. 모래나 자갈지반과 같은 사질토의 공칭지지력은 다음과 같다.

$$q_{ult} = 0.5 g \gamma B C_{w1} N_{\gamma m} \times 10^{-9} + g \gamma C_{w2} D_f N_{qm} \times 10^{-9} (MPa) \quad (4.1-13)$$

여기서,

D_f = 기초의 근입깊이(mm)

γ = 사질토 또는 자갈의 전체단위중량 즉, 습윤단위중량(kN/m³)

B = 기초 폭(mm)

C_{w1}, C_{w2} = D_w 의 함수로 표 4.1-1에 제시된 계수들

D_w = 지표면으로부터 측정한 지하수위(mm)

$N_{\gamma m}$ = 지반공학적 수정 지지력계수

표 4.1-1 여러 가지 지하수위에 대한 C_{w1}, C_{w2} 계수

D_w	C_{w1}	C_{w2}
0.0	0.5	0.5
D_f	0.5	1.0
$1.5B + D_f$	1.0	1.0

나. 지하수위가 표 4.1-1에 제시된 위치의 중간에 존재할 경우에는 보간법에 의해

C_{w1} 과 C_{w2} 의 값을 결정하여야 한다. 지지력계수 $N_{\gamma m}$, N_{qm} 은 다음과 같다.

$$N_{\gamma m} = N_{\gamma} s_{\gamma} c_{\gamma} i_{\gamma} \quad (4.1-14)$$

$$N_{qm} = N_q s_q c_q i_q d_q \quad (4.1-15)$$

여기서,

N_{γ} = 비교적 평평한 지반의 기초에 대하여 표 4.1-2에 제시된 지지력계수
= 경사 지반 위 또는 그 근처에 놓인 기초에 대하여 그림 4.1-4에 제시된 $N_{\gamma q}$

N_q = 비교적 평평한 지반의 기초에 대하여 표 4.1-2에 제시된 지지력계수
= 0.0 : 경사 지반 위 또는 그 근처에 놓인 기초

s_q, s_{γ} = 표 4.1-3과 표 4.1-4에 제시된 형상계수

c_q, c_{γ} = 표 4.1-5와 표 4.1-6에 제시된 흙의 압축계수

i_q, i_{γ} = 표 4.1-7과 표 4.1-8에 제시된 하중경사계수

d_p = 표 4.1-9에 제시된 깊이계수

다음의 해석법을 적용한다.

- (가) 표 4.1-5와 표 4.1-6에서 q 는 기초 깊이에서 초기의 유효연직응력이다. 즉, 수압이 보정된 굴착 전의 기초 바닥에서의 연직응력이다.
- (나) 표 4.1-7과 표 4.1-8에서 H 와 V 는 각각 실제 수평응력과 실제 연직응력이다.
- (다) 표 4.1-9의 d_q 는 기초 바닥면 위의 지반이 기초 아래의 지반처럼 양호하다면 사용할 수 있다. 지반이 연약하면, $d_q = 1.0$ 을 사용한다.

표 4.1-2 사질토 위 기초의 지지력계수 N_{γ} , N_q (Barker et al., 1991)

마찰각, $\phi_f(^{\circ})$	N_{γ}	N_q
28	17	15
30	22	18
32	30	23
34	41	29
36	58	38
38	78	49
40	110	64
42	155	85
44	225	115
46	330	160

표 4.1-3 사질토 위 기초의 형상계수 s_q (Barker et al., 1991)

마찰각, $\phi_f(^{\circ})$	s_q			
	$L/B=1$	$L/B=2$	$L/B=5$	$L/B=10$
28	1.53	1.27	1.11	1.05
30	1.58	1.29	1.11	1.06
32	1.62	1.31	1.12	1.06
34	1.67	1.34	1.13	1.07
36	1.73	1.36	1.14	1.07
38	1.78	1.39	1.16	1.08
40	1.84	1.42	1.17	1.08
42	1.90	1.45	1.18	1.09
44	1.96	1.48	1.19	1.10
46	2.03	1.52	1.21	1.10

표 4.1-4 사질토 위 기초의 형상계수 s_{γ} (Barker et al., 1991)

L/B	s_{γ}
1	0.60
2	0.80
5	0.92
10	0.96

표 4.1-5 사질토 위 정사각형 기초의 압축계수 c_{γ} , c_q (Barker et al., 1991)

상대밀도, $D_r(\%)$	마찰각, $\phi_f(^{\circ})$	$c_{\gamma}=c_q$			
		$q=0.024$ MPa	$q=0.048$ MPa	$q=0.096$ MPa	$q=0.192$ MPa
20	28	1.00	1.00	0.92	0.89
30	32	1.00	1.00	0.85	0.77
40	35	1.00	0.97	0.82	0.75
50	37	1.00	0.96	0.81	0.73
60	40	1.00	0.86	0.72	0.65
70	42	0.96	0.80	0.66	0.60
80	45	0.79	0.66	0.54	0.48
90	50	0.52	0.42	0.35	0.31

표 4.1-6 사질토 위 띠 기초의 압축계수 c_γ , c_q (Barker et al., 1991)

상대밀도, $D_r(\%)$	마찰각, $\phi_f(^{\circ})$	$c_\gamma = c_q$			
		$q = 0.024$ MPa	$q = 0.048$ MPa	$q = 0.096$ MPa	$q = 0.192$ MPa
20	28	0.85	0.75	0.65	0.60
30	32	0.80	0.68	0.58	0.53
40	35	0.76	0.64	0.54	0.49
50	37	0.73	0.61	0.52	0.47
60	40	0.62	0.52	0.43	0.39
70	42	0.56	0.47	0.39	0.35
80	45	0.44	0.36	0.30	0.27
90	50	0.25	0.21	0.17	0.15

표 4.1-7 기초의 폭 방향으로 하중이 경사졌을 때의 경사하중계수 i_γ , i_q (Barker et al., 1991)

H/V	i_γ			i_q		
	띠	$L/B=2$	정사각형	띠	$L/B=2$	정사각형
0.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.10	0.73	0.76	0.77	0.81	0.84	0.85
0.15	0.61	0.65	0.67	0.72	0.76	0.78
0.20	0.51	0.55	0.57	0.64	0.69	0.72
0.25	0.42	0.46	0.49	0.56	0.62	0.65
0.30	0.34	0.39	0.41	0.49	0.55	0.59
0.35	0.27	0.32	0.34	0.42	0.49	0.52
0.40	0.22	0.26	0.28	0.36	0.43	0.46
0.45	0.17	0.20	0.22	0.30	0.37	0.41
0.50	0.13	0.16	0.18	0.25	0.31	0.35
0.55	0.09	0.12	0.14	0.20	0.26	0.30
0.60	0.06	0.09	0.10	0.16	0.22	0.25
0.65	0.04	0.06	0.07	0.12	0.17	0.21
0.70	0.03	0.04	0.05	0.09	0.13	0.16

표 4.1-8 기초 길이 방향으로 하중이 경사졌을 때의 경사하중계수 i_γ , i_q (Barker et al., 1991)

H/V	i_γ			i_q		
	띠	$L/B=2$	정사각형	띠	$L/B=2$	정사각형
0.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.10	0.81	0.78	0.77	0.90	0.87	0.85
0.15	0.72	0.68	0.67	0.85	0.81	0.78
0.20	0.64	0.59	0.57	0.80	0.74	0.72
0.25	0.56	0.51	0.49	0.75	0.68	0.65
0.30	0.49	0.44	0.41	0.70	0.62	0.59
0.35	0.42	0.37	0.34	0.65	0.56	0.52
0.40	0.36	0.30	0.28	0.60	0.51	0.46
0.45	0.30	0.25	0.22	0.55	0.45	0.41
0.50	0.25	0.20	0.18	0.50	0.40	0.35
0.55	0.20	0.16	0.14	0.45	0.34	0.30
0.60	0.16	0.12	0.10	0.40	0.29	0.25
0.65	0.12	0.09	0.07	0.35	0.25	0.21
0.70	0.09	0.06	0.05	0.30	0.20	0.16

표 4.1-9 사질토의 깊이계수 d_q (Barker et al., 1991)

마찰각, $\phi_f(^{\circ})$	D_f/B	d_q
32	1	1.20
	2	1.30
	4	1.35
	8	1.40
37	1	1.20
	2	1.25
	4	1.30
	8	1.35
42	1	1.15
	2	1.20
	4	1.25
	8	1.30

2층으로 구성된 점성토의 기초에 배수조건으로 하중이 재하된 경우 공칭지지력은 다음과 같다.

$$q_u = [q_2 + (\frac{1}{K})c'_1 \cot \phi'_1] e^{2[1 + (\frac{B}{L})]K \tan \phi'_1 (\frac{H}{B})} - (\frac{1}{K})c'_1 \cot \phi'_1 \quad (4.1-16)$$

여기서,

$$K = \frac{1 - \sin^2 \phi'_1}{1 + \sin^2 \phi'_1} \quad (4.1-17)$$

여기서,

c_1 = 그림 4.1-2에 제시된 상부층의 비배수 전단강도(MPa)

q_2 = 2층구조 지반의 아래층에 의해서 지지되는 실제 기초와 모양과 크기가 같은 가상 기초의 극한지지력(MPa)

ϕ'_1 = 상부층의 유효 내부마찰각(°)

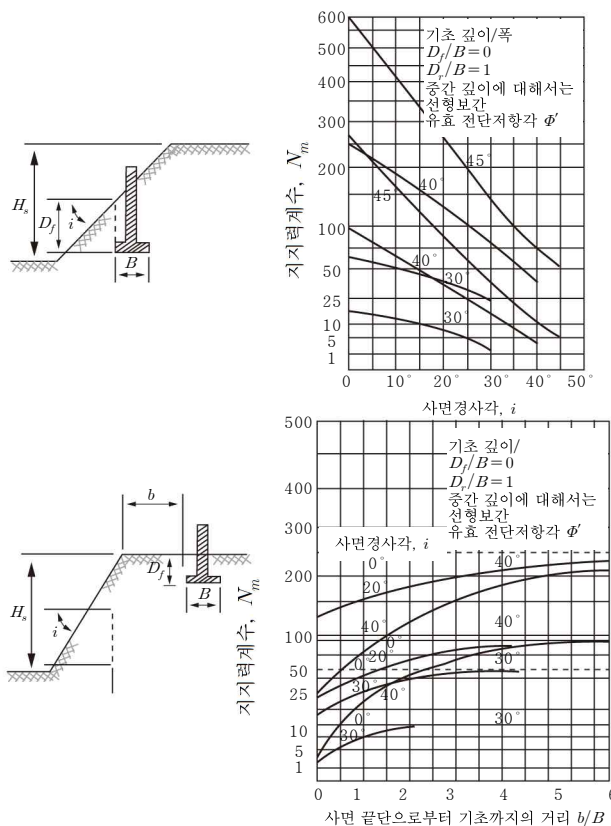


그림 4.1-4 경사 지반 위 혹은 근처에 경사 지반이 있는 경우에 대한 사질토 위 기초의 수정 지지력 계수(Meyerhof, 1957)

(3) 반경험적 방법

- ① 기초지반의 공칭지지력은 현장시험결과 또는 유사한 지반에서 관찰된 지지력으로부터 계산할 수 있다. 어떤 특정한 현장시험을 수행하거나 시험결과를 해석할 때 해당 지역의 경험이 있다면 반영하여야 한다. 다음과 같은 현장시험법이 사용될 수 있다.

가. 표준관입시험, SPT

나. 콘관입시험, CPT

다. 공내재하시험

② 표준관입시험(SPT)을 이용한 방법

가. 표준관입시험(SPT)을 근거로 한 사질토의 공칭지지력은 다음과 같다.

$$q_{ult} = 3.2 \times 10^{-5} \overline{N_{corr}} B \left(C_{w1} + C_{w2} \frac{D_f}{B} \right) R_i (MPa) \quad (4.1-18)$$

여기서,

$\overline{N_{corr}}$ = 기초저면과 그 아래 1.5B의 깊이사이의 보정된 SPT 타격수의 평균 값
(타/300 mm)

B = 기초 폭(mm)

C_{w1}, C_{w2} = 표 4.1-1에 나타난 지하수 영향 보정계수

D_f = 기초의 근입깊이(mm)

R_i = 표 4.1-10과 표 4.1-11에 나타난 하중경사 보정계수

H = 표 4.1-10과 표 4.1-11의 H/V 비를 결정하기 위한 실제 수평하중

V = 표 4.1-10과 표 4.1-11의 H/V 비를 결정하기 위한 실제 수직하중

표 4.1-10 정사각형 기초에 대한 하중경사계수, R_i

H/V	하중경사계수, R_i		
	$D_f/B=0$	$D_f/B=1$	$D_f/B=5$
0.0	1.00	1.00	1.00
0.10	0.75	0.80	0.85
0.15	0.65	0.75	0.80
0.20	0.55	0.65	0.70
0.25	0.50	0.55	0.65
0.30	0.40	0.50	0.55
0.35	0.35	0.45	0.50
0.40	0.30	0.35	0.45
0.45	0.25	0.30	0.40
0.50	0.20	0.25	0.30
0.55	0.15	0.20	0.25
0.60	0.10	0.15	0.20

표 4.1-11 직사각형 기초에 대한 하중경사계수, R_i

H/V	하중경사계수, R_i		
	폭 방향으로 경사진 하중		
	$D_f/B=0$	$D_f/B=1$	$D_f/B=5$
0.0	1.00	1.00	1.00
0.10	0.70	0.75	0.80
0.15	0.60	0.65	0.70
0.20	0.50	0.60	0.65
0.25	0.40	0.50	0.55
0.30	0.35	0.40	0.50
0.35	0.30	0.35	0.40
0.40	0.25	0.30	0.35
0.45	0.20	0.25	0.30
0.50	0.15	0.20	0.25
0.55	0.10	0.15	0.20
0.60	0.05	0.10	0.15

H/V	하중경사계수, R_i		
	길이방향으로 경사진 하중		
	$D_f/B=0$	$D_f/B=1$	$D_f/B=5$
0.0	1.00	1.00	1.00
0.10	0.80	0.85	0.90
0.15	0.70	0.80	0.85
0.20	0.65	0.70	0.75
0.25	0.55	0.65	0.70
0.30	0.50	0.60	0.65
0.35	0.40	0.55	0.60
0.40	0.35	0.50	0.55
0.45	0.30	0.45	0.50
0.50	0.25	0.35	0.45
0.55	0.20	0.30	0.40
0.60	0.15	0.25	0.35

③ 콘관입시험(CPT)을 이용한 방법

가. CPT 결과를 근거로 한 사질토와 자갈지반 위에 설치된 기초의 공칭지지력은 다음과 같다.

$$q_{ult} = 8.2 \times 10^{-5} q_c B \left(C_{w1} + C_{w2} \frac{D_f}{B} \right) R_i (MPa) \quad (4.1-19)$$

여기서, q_c = 기초저면에서 깊이 B 까지의 평균 콘관입저항력(MPa)

B = 기초 폭(mm)

D_f = 기초의 근입깊이(mm)

R_i = 표 4.1-10과 표 4.1-11에 나타난 하중경사 보정계수

C_{w1} , C_{w2} = 표 4.1-1에 나타난 지하수 영향 보정계수

④ 공내재하시험을 이용한 방법

가. 공내재하시험결과로부터 결정된 기초의 공칭지지력은 다음과 같다.

$$q_{ult} = [r_o + k (p_L - p_o)] R_i (MPa) \quad (4.1-20)$$

여기서, r_o = 기초 저면 위치의 초기 총연직압력(MPa)

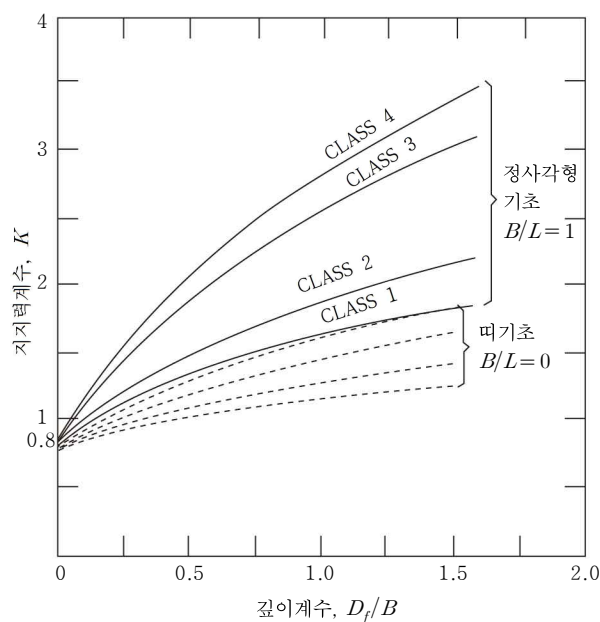
k = 그림 4.1-5에 제시한 경험적 지지력계수

p_L = 기초저면 아래위로 1.5 B 사이에서 공내재하시험으로 얻은 한계 압력의 평균값(MPa)

p_o = 기초저면 위치의 총수평압력(MPa)

R_i = 표 4.1-10과 표 4.1-11에 나타난 하중경사 보정계수

만약 기초저면 아래위로 1.5 B 사이의 p_L 값이 크게 변하면 특별한 평균기법을 사용하여야 한다.



흙의 형태	연경도 또는 밀도	$(p_L - p_0)$ (MPa)	등급(class)
점성토	연약에서 매우 단단함	< 1.1	1
	단단함	$0.77 \sim 3.8$	2
사질토와 자갈	느슨	$0.38 \sim 0.77$	2
	매우 조밀	$2.9 \sim 5.8$	4
실트	느슨에서 중간	< 0.67	1
	조밀	$1.1 \sim 2.9$	2
암	매우 작은 강도	$0.96 \sim 2.9$	2
	작은 강도	$2.9 \sim 5.8$	3
	중간 강도에서 큰 강도	$5.7 \sim 9.6+$	4

그림 4.1-5 경험적인 지지력계수 값, k (Canadian Geotechnical Society, 1985)

(4) 평판재하시험

- ① 적절한 지반조사를 통하여 기초 아래 지반의 지층구성을 파악한 후에는 평판재하시험으로 공칭지지력을 결정할 수 있다. 지층구성이 비슷한 인접기초에 대해서는 먼저 시행한 재하시험결과를 외삽하여 그 공칭지지력을 구할 수 있다.

(5) 편심하중의 영향

- ① 편심하중을 받는 기초의 경우에는 지반의 침하와 지지력 등을 산정할 때 감소된 유효면적을 사용하여야 한다. 설계하중은 유효면적의 중심에 작용하고, 따라서 등분포로 균등하게 작용한다고 가정한다. 편심하중을 받는 직사각형 기초의 감소된 크기는 다음과 같다.

$$\begin{aligned} B' &= B - 2e_B \\ L' &= L - 2e_L \end{aligned} \quad (4.1-22)$$

여기서, $e_B = B$ 방향의 편심거리(mm)

$e_L = L$ 방향의 편심거리(mm)

- ② 편심하중을 받는 기초는 다음 사항을 확인하여 설계하여야 한다.

- 가. 감가된 지지력은 설계 하중보다 작지 않을 것
- 나. 설계하중을 근거로 계산한 기초의 편심은 기초 크기인 B 또는 L 의 1/4 미만일 것
- 다. 편심하중을 받는 기초의 구조설계에 있어서는, 설계 하중에 근거한 삼각형이나 사다리꼴 접지압 분포를 사용한다. 직사각형이 아닌 기초에 대해서는 위에 설명한 원리에 입각하여 비슷한 절차를 밟아서 설계한다.

4.2 암반 지지력

(1) 일반사항

- ① 암반 위에 놓인 기초의 설계 방법은 불연속면의 존재 및 그 방향과 상태, 풍화 정도 그리고 지역에 따른 특성들을 고려하여야 한다. 양호한 암반 위에 설치된 기초의 경우, 암석의 일축압축강도와 RQD를 근거로 한 단순하면서도 직접적인 해석방법을 적용할 수 있다. 양호하지 못한 암반 기초의 경우에는 풍화 영향 및 불연속면의 존재와 상태를 고려하여 보다 자세한 조사와 해석을 수행하여야 한다.
- (2) 반경험적 방법
 - ① 암반의 공칭지지력은 지반공학적 암체 평가법인 RMR이나 NGI의 암반분류법 등과 경험적 상관관계를 이용하여 결정할 수 있다. 이러한 반경험적인 방법을 사용할 때, 지역적 경험이 있다면 반영하여야 한다. 기초의 감가된 지지력은 기초 콘크리트의 설계 압축강도보다 더 클 수는 없다.
- (3) 해석적 방법
 - ① 암반 위에 설치된 기초의 공칭지지력은 암반 강도정수에 근거한 암석역학 이론에 의해 결정한다. 또한 파괴형태에 대한 불연속면의 영향을 고려하여야 한다.
- (4) 재하시험
 - ① 가능하다면 암반 위에 설치된 기초의 공칭지지력을 결정하기 위하여 재하시험을 시행한다.
- (5) 하중편심량의 제한
 - ① 양호한 암반 위에 놓인 기초가 편심을 받을 때 지지력의 분포는 모든 한계상태에서 삼각형이나 사다리꼴 분포와 같이 선형적으로 변화한다고 가정한다. 하중에 대한 편심량은 기초 크기인 B 또는 L 의 3/8을 초과해서는 안 된다.

4.3 활동파괴

- (1) 경사하중을 지지하는 기초와 사면 위에 놓인 기초에 대해서는 활동에 의한 파괴여부를 검토하여야 한다. 점성토 위에 설치된 기초에 대해서는, 점성토와 기초 사이의 수축에 의한 틈새 발생 가능성을 고려하여야 한다. 만약 활동에 대한 저항력에 수동토압이 포함된 경우, 장래에 기초 앞면의 흙이 제거될 수 있는 가능성을 아울러 고려하여야 한다.
- (2) 활동파괴에 대한 설계 저항력은 다음과 같이 산정한다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_\tau Q_\tau + \phi_{ep} Q_{ep} \quad (4.3-1)$$

여기서,

ϕ_τ = 표 2.5-1에 제시된 흙과 기초 사이의 전단저항에 대한 저항계수

Q_τ = 흙과 기초 사이의 공칭 전단저항력(N)

ϕ_{ep} = 표 2.5-1에 제시된 수동저항에 대한 저항계수

Q_{ep} = 구조물의 총 설계 수명에 대한 흙의 공칭수동저항력(N)

만약 기초 아래 흙이 사질토라면,

$$Q_\tau = V \tan \delta(N) \quad (4.3-2)$$

여기서,

현장타설 콘크리트 기초에 대해서는, $\tan\delta = \tan\phi_f$

프리캐스트 콘크리트 기초에 대해서는, $\tan\delta = 0.8\tan\phi_f$

여기서, ϕ_f = 흙의 내부마찰각(°)

V = 총연직력(N)

(3) 점성토에 설치된 기초의 활동저항은 다음과 같은 사항 중에서 작은 값을 택하여야 한다.

① 점성토의 점착력

② 옹벽에 대하여 그림 4.1-6에 나타난 것과 같이 기초가 적어도 150 mm 이상 다져진 사질토 위에 놓이는 경우에 기초와 흙사이 경계면상 수직응력의 1/2

(4) 다음은 그림 4.1-6에서 적용된 기호이다.

q_s = 단위 전단저항력, S_u 또는 $0.5\sigma'_v$ 중 작은 값

$Q_r = q_s$: 그림의 면적(어둡게 칠한 면적)

S_u = 비배수 전단강도(MPa)

σ'_v = 유효연직응력

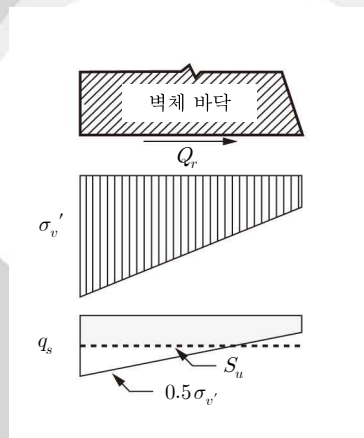


그림 4.1-6 점성토에 설치된 옹벽의 활동 저항력을 산정하는 과정

5. 구조 설계

5.1 말뚝 머리판

- (1) 말뚝의 외측으로부터 머리판(pile cap) 단부까지의 거리는 머리판에서 인장력이 적절하게 지지될 수 있는 거리로 하여야 한다. 또 현장에서 예상되는 말뚝의 시공오차도 고려하여야 한다.
- (2) 말뚝 머리판의 철근은 스트럿-타이 모델 또는 적절한 휨해석 방법을 적용하여 설계하여야 한다.
- (3) 하중에 저항하기 위한 주인장철근은 말뚝 상단 위의 응력 도입 영역에 집중 배치되어야 한다. 만약 인장철근량이 최소철근량 이상인 경우 판의 하부 표면을 따라 고르게 분포되는 철근은 생략할 수 있다. 만약 기초판의 측면과 상부 표면에 인장력 발생의 가능성이 없다면, 기초판의 측면과 상부 표면에 철근을 배치하지 않을 수 있다.

- (4) 인장철근의 정착을 위해 횡방향 용접철근을 사용할 수 있다. 이런 경우의 횡방향 철근은 철근의 정착구역에서 횡방향 철근의 일부분으로 간주할 수 있다.
- (5) 말뚝의 상향 반력에 의해 발생된 압축력은 말뚝 단부로부터 45° 각도로 퍼진다고 가정할 수 있다.(그림 5.1-1 참조) 이 압축력은 정착길이 계산 시 고려하여야 한다.
- (6) 말뚝이 인장력(부반력)을 받는 경우에는 그에 저항하는 머리판 구조를 계획하여야 한다.

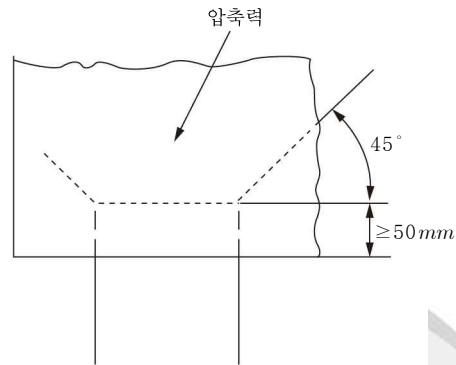


그림 5.1-1 정착 성능이 증가하는 압축영역의 확대

5.2 확대기초판

(1) 일반

- ① 주철근은 KDS 24 14 21 (4.3.4)에 따라 정착되어야 한다. 확대기초판 설계 시에는 (2)항의 설계모델을 사용할 수 있다.
- ② 원형 확대기초판의 주철근은 직교 방향으로 배치하여야 하며 기초판 지름의 $50\% \pm 10\%$ 폭에 해당하는 기초판 중앙부에 집중 배치되어야 한다.(그림 5.2-1 참조) 이 경우 철근이 배치되지 않은 부분은 무근 콘크리트로 취급하여야 한다.
- ③ 하중에 의해 확대기초판 상부 표면에 인장력이 유발되는 경우, 인장응력의 영향을 검토하여야 하며 필요에 따라 보강하여야 한다.

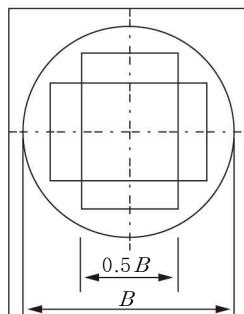


그림 5.2-1
원형 확대기초판의 직교 철근

(2) 철근의 정착

- ① 철근의 인장력은 그림 5.2-2와 같이 경사균열의 영향을 고려한 평형조건을 적용하여 결정하여야 한다. x 위치의 인장력 T_s 는 기초 단부로부터 동일한 거리 x 이내의 콘크리트에 정착되어야 한다.
- ② 정착된 철근의 인장력은 다음과 같다

$$T_s = R \cdot z_e / z_i \quad (5.2-1)$$

여기서,

$R = x$ 거리 이내 지반반력의 합력

$z_e =$ 외적 팔길이, 즉 R 과 수직력 N_u 사이의 거리

$N_u = A$ 단면과 B 단면 사이의 총 지반압력에 해당하는 수직력

$z_i =$ 내적 팔길이, 즉 수평력 C 와 철근 사이의 거리

$C =$ 최대인장력 $T_{s,max}$ 에 해당하는 압축력

- ③ 팔길이 z_e 와 z_i 는 N_u 와 C 에 대한 압축영역을 고려하여 결정할 수 있다. 단, 단순 계산법으로서 z_e 는 $e = 0.15b$ 로 가정하여 결정할 수 있고(그림 5.2-2 참조), z_i 는 $0.9d$ 를 사용하여 결정할 수 있다.
- ④ 그림 5.2-2의 l_b 는 직선 철근에서 정착길이를 이용할 수 있는 길이를 나타낸다. 만약 T_s 를 정착하기 위한 정착길이가 충분하지 않은 경우, 정착길이를 증가시키기 위해 갈고리 철근이나 단부정착장치를 사용할 수 있다.
- ⑤ 직선 철근의 정착에 대해서는 x 의 최솟값이 가장 큰 영향을 미친다. x 의 최솟값을 근사적으로 결정할 때는 $x_{min} = h/2$ 로 가정할 수 있다. 그 외 다른 종류로 정착되는 철근에 대해서는 더 큰 x 값을 사용할 수 있다.

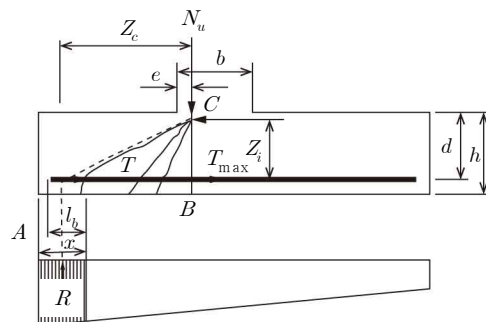


그림 5.2-2 경사균열의 영향을 고려한 철근인장력 해석

5.3 타이보

- (1) 기초에 편심하중이 발생하지 않도록 타이보(Tie beams)를 사용할 수 있다. 타이보는 휨모멘트와 전단력에 저항하도록 설계하여야 한다.

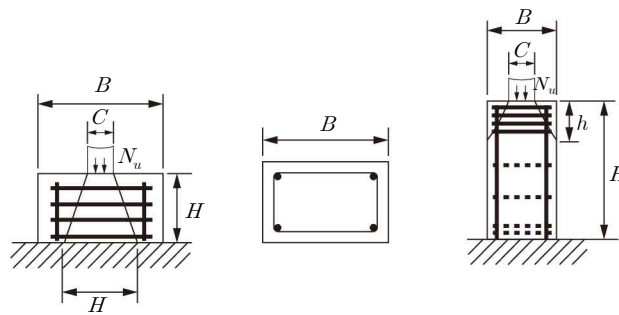
- (2) 다짐기계의 작용이 타이보에 영향을 미칠 수 있는 경우, 타이보는 최소 10 kN/m의 하향하중을 고려하여 설계하여야 한다.

5.4 압반 위 기둥의 기초

- (1) 극한한계상태의 지반반력이 5 MPa 이상인 기초에서 쏘갸력에 저항하기 위한 횡방향 철근이 배치되어야 한다. 이 때의 횡방향 철근은 쏘갸력이 작용하는 방향에 대해 높이 h 이상 균일하게 배치하여야 한다.(그림 5.4-1 참조)
- (2) 쏘갸력 F_s 는 다음과 같이 계산할 수 있다.(그림 5.4-1 참조)

$$F_s = 0.25(1 - c/h)N_u \quad (5.4-1)$$

여기서, h 는 B 와 H 중 작은 값



(a) $h \geq H$ 인 확대기초판 (b) 단면 (c) $h < H$ 인 확대기초판
그림 5.4-1 압반 위 기둥의 쏘갸 방지 철근

5.5 현장타설말뚝

- (1) 이 규정은 철근콘크리트 현장 타설 말뚝에 적용한다.
- (2) 철근상세는 콘크리트의 타설에 부정적인 영향을 주지 않도록 설계하여야 한다.
- (3) 지름이 600 mm 이하인 현장타설말뚝은 표 5.5-1에 따라 최소 축방향 철근량 이상의 철근을 단면 주변에 배치하여야 한다.
- (4) 축방향 철근의 최소 지름은 16 mm 이상이어야 한다. 말뚝은 최소한 6개의 축방향 철근이 배치되어야 한다. 철근 사이의 순간격은 200 mm 이하이어야 한다.

표 5.5-1 현장타설말뚝의 최소 축방향 철근량

말뚝의 단면적, A_c	최소 축방향 철근량, A_s
$A_c \leq 0.5 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0.005 \cdot A_c$
$0.5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1.0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 25 \text{ cm}^2$
$A_c > 1.0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0.0025 \cdot A_c$

집필위원

성명	소속	성명	소속
권오균	계명대학교	나승민	포스코
김동욱	인천대학교	이철주	강원대학교

자문위원

성명	소속	성명	소속
여규권	삼부토건	박이근	(주)지오알앤디
남문석	한국도로공사	유남재	한국건설생활환경시험연구원
김대현	조선대학교		

건설기준위원회

성명	소속	성명	소속
구찬모	한국토지주택공사	배병훈	한국도로공사
김운형	다산컨설팅	임대성	삼보ENG
김유봉	서영엔지니어링	정상섭	연세대학교
김홍문	평화엔지니어링	정충기	서울대학교
박성원	유신	최용규	경성대학교
박종호	평화지오텍		

중앙건설기술심의위원회

성명	소속	성명	소속
구자흡	삼영엠텍(주)	이근하	(주)포스코엔지니어링
김현길	(주)정림이앤씨	차철준	한국시설안전공단
박구병	한국시설안전공단	최상식	(주)다음기술단

국토교통부

성명	소속	성명	소속
정선우	국토교통부 기술기준과	김병채	국토교통부 기술기준과
김광진	국토교통부 기술기준과	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청
김남철	국토교통부 기술기준과	이선영	국토교통부 기획총괄과

(분야별 가나다순)

설계기준

KDS 11 50 10 : 2016

얇은기초 설계기준(한계상태설계법)

2016년 6월 30일 제정

소관부서 국토교통부 기술기준과

관련단체 한국도로협회
13647 경기도 성남시 수정구 위례서일로 26, 8층
Tel : 02-3490-1000 E-mail : off@kroad.or.kr
<http://www.kroad.or.kr>

작성기관 한국지반공학회
05836 서울특별시 송파구 법원로9길 26, C동 701호(문정동,에이치비즈니스파크)
Tel : 02-3474-4428 E-mail : kgssmfe@hanmail.net
<http://www.kgshome.org>

국가건설기준센터
10223 경기도 고양시 일산서구 고양대로 283(대화동)
Tel : 031-910-0444 E-mail : kcsc@kict.re.kr
<http://www.kcsc.re.kr>