

KDS 24 14 51 : 2016

교량하부구조설계기준 (한계상태설계법)

2016년 6월 30일 제정

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

KC CODE



국토교통부



건설기준 제·개정에 따른 경과 조치

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

건설기준 제·개정 연혁

- 이 기준은 건설기준 코드체계 전환에 따라 기존 건설기준(설계기준, 표준시방서) 간 중복·상충을 비교 검토하여 코드로 통합 정비하였다.
- 이 기준은 기존의 도로교설계기준의 교량하부구조(한계상태설계법)에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
도로교 설계기준 (한계상태설계법)	• 도로교 설계기준(한계상태설계법) 제정, 신뢰도 기반의 설계기준	제정 (2011.12)
도로교 설계기준 (한계상태설계법)	• 장경간 케이블 교량의 특수성을 고려한 한계상태설계법 기반 기준 추가	개정 (2015.1)
KDS 24 14 51 : 2016	• 건설기준 코드체계 전환에 따라 코드화로 통합 정비함	제정 (2016.6)
KDS 24 14 51 : 2016	• 한국산업표준과 건설기준 부합화에 따라 수정함	수정 (2018.7)

제 정 : 2016년 6월 30일

심 의 : 중앙건설기술심의위원회

소관부서 : 국토교통부 간선도로과

관련단체 : 한국도로협회(한국교량및구조공학회)

개 정 : 년 월 일

자문검토 : 국가건설기준센터 건설기준위원회

작성기관 : 한국도로협회(한국교량및구조공학회)

목 차

1. 일반사항	1
1.1 적용범위	1
1.2 참고기준	1
2. 조사 및 계획	2
3. 재료	4
3.1 한계상태와 저항계수	4
3.2 확대기초	10
3.3 타입말뚝	39
3.4 현장타설말뚝	61
3.5 교대와 중력식 및 반중력식 옹벽	71
3.6 교각	76
3.7 비중력식 캔틸레버 벽체	77
3.8 앵커지지 벽체	78
3.9 보강토 옹벽	81
3.10 기성 모듈식 옹벽	105

1. 일반사항

1.1 적용범위

- (1) 이 기준의 규정들은 확대기초, 타입말뚝, 현장타설말뚝, 교대 및 옹벽의 설계에 적용한다. 하중, 하중계수, 저항, 저항계수, 그리고 통계적 신뢰도 간 상호 조합을 포함하는 확률론적 LRFD 개념은 여기서 규정된 사항 이외의 저항을 계산하는 과정에도 적용될 수 있다. 지역 특성에 적합하고 일관된 신뢰성 이론을 통해 계수의 통계적 특성이 고려된 경우 발주처와 협의한 경우에는 다른 방법을 적용할 수 있다. 여기에서 다루고 있지 않는 형식의 구조물에 대해서는 별도의 연구 또는 검증을 거쳐 적용할 수 있다.
- (2) 이 내용들은 AASHTO LRFD Specifications(2004년, 3판)을 기본으로 하고 있으며, 저항계수를 포함한 일부내용들은 같은 기준 4판(2007년)을 준용하였다. 지반공학 분야에서 한계상태설계법의 적용은 외국에서도 아직 관련 연구가 진행 중임을 감안하여 활용하도록 한다.

1.2 참고기준

KS E 3032 암석의 인장강도시험
 KS E 3033 암석의 일축압축시험
 KS F 2306 흙의 함수비 시험
 KS F 2307 표준관입시험
 KS F 2308 흙의 밀도 시험
 KS F 2302 흙의 입도 시험
 KS F 2303 흙의 액성한계 · 소성한계 시험
 KS F 2310 평판재하시험
 KS F 2314 흙의 일축압축강도 시험
 KS F 2316 흙의 압밀 시험
 KS F 2322 흙의 투수 시험
 KS F 2342 점성토의 현장 베인전단시험
 KS F 2343 압밀 배수 조건에서 흙의 직접전단시험
 KS F 2346 삼축압축시험에서 점성토의 비압밀, 비배수 강도 시험
 KS F 2445 축하중에 의한 말뚝 침하시험방법
 KS F 2592 콘관입시험

2. 조사 및 계획

2.1 조사

2.1.1 지반조사

- (1) 지반조사는 기초의 설계와 시공에 필요한 각 지층의 정보를 얻기 위해서 수행한다. 조사의 범위는 지반조건, 구조물의 종류, 그리고 시공 요구 조건들에 따라 결정하며, 지층의 성질과 종류, 암반의 형태, 흙과 암석의 공학적 성질, 액상화 가능성, 그리고 투수 특성 등 지하수 상태 등을 조사한다.
- (2) 시추조사는 교각과 교대가 위치한 곳에서 실시한다. 지층의 종방향 및 횡방향 상태를 정확히 알기 위해서 충분히 많은 횡수로 가능한 깊은 심도까지 실시한다. 교각이나 기초의 폭이 30 m 미만일 경우는 해당 기초 1개소당 최소 1지점 이상의 조사를 실시하며, 교각이나 기초의 폭이 30 m 이상일 경우는 해당 기초 1개소당 최소 2지점 이상의 조사를 실시한다. 캡 없이 교각 기둥과 말뚝이 일체로 연결된 단일 현장타설말뚝의 경우는 각 말뚝 위치마다 조사를 실시해야 한다. 지층 조건이 일반적이지 않을 경우는 추가적인 조사가 필요하다. 지반조사를 수행해야 하는 깊이는 충분한 지지력을 발휘할 수 있는 확실한 지층이 존재하는 깊이까지, 또는 기초하중에 의해 증가하는 지중응력이 원지반의 유효상재하중의 10% 보다 작도록 충분히 깊은 심도까지 조사하도록 한다. 만약 얕은 깊이에 기반암이 존재할 때는 최소한 기반암 속 3 m 깊이까지, 또는 제안된 기초 깊이 중에서 더 깊은 곳까지 시추를 실시한다. 말뚝의 경우 선단 아래로 6 m 이상까지 조사하며, 암반 근입 말뚝은 선단 아래로 3 m 이상 코어를 채취하여야 한다. 시추에서 얻은 흙 시료는 참고 자료로 보관하거나 시험에 사용한다. 시추주상도에는 지층 위치, 관입시험결과, 지하수와 피압수, 그리고 시료를 채취한 곳의 위치 등을 자세하게 기록한다. 또한 지층 경계에 얇은 이질층(seams)이 존재할 수 있으므로 각별하게 주의하여야 한다. 시험 후 시추공과 관입 시험공은 지하수의 오염을 막기 위해서 적정하게 메워야 한다.

2.1.2 실내시험

2.1.2.1 일반사항

실내시험은 관련된 한국산업표준(KS) 또는 사용자가 제공하는 규정에 따라 수행하며 흙과 암석에 대한 시험이 포함된다.

2.1.2.2 토질시험

실내 토질시험에는 다음과 같은 시험들이 있다.

- 흙의 함수비 시험 - KS F 2306:2015
- 흙의 밀도 시험 - KS F 2308:2016
- 흙의 입도 시험 - KS F 2302:2012
- 흙의 액성한계 · 소성한계 시험 - KS F 2303:2015
- 압밀 배수 조건에서 흙의 직접전단시험 - KS F 2343:2012
- 흙의 일축압축강도 시험 - KS F 2314:2013

- 삼축압축시험에서 점성토의 비압밀, 비배수 강도 시험- KS F 2346:2012
- 삼축압축시험에서 점성토의 압밀, 비배수 강도 시험
 - ASTM D 4767-04, AASHTO T 297-94(07)
- 흙의 압밀 시험
 - KS F 2316:2012
- 흙의 투수 시험
 - KS F 2322:2015

2.1.2.3 암석시험

실내 암석시험에는 다음과 같은 시험들이 있다.

- 탄성계수시험
 - ASTM D 3148-02
- 삼축압축시험
 - ASTM D 2664-04, AASHTO T 226-90(08)
- 암석의 일축압축시험
 - KS E 3033 : 2016
- 암석의 인장강도시험
 - KS E 3032 : 2016

2.1.3 현장시험

2.1.3.1 일반사항

현장시험은 설계 또는 분석을 목적으로 기초 지반의 흙이나 암반의 강도정수 및 변형계수를 얻기 위해 수행한다. 시험은 관련된 한국산업표준(KS) 또는 사용자가 제공하는 규정에 따라 수행하며, 흙과 암반에 대한 시험으로 나뉜다.

2.1.3.2 현장토질시험

현장토질시험에는 다음과 같은 시험들이 있다.

- 표준관입시험
 - KS F 2307:2012
- 콘관입시험
 - KS F 2592:2004, ASTM D 5778-07
- 점성토의 현장 베인전단시험
 - KS F 2342:2016
- 공내재하시험
 - ASTM D 4719-07
- 평판재하시험
 - KS F 2310:2015
- 우물시험 (현장투수시험)
 - ASTM D 4050-96(08)

2.1.3.3 현장암반시험

현장암반시험에는 다음과 같은 시험들이 있다.

- 현장 일축압축시험에 의한 연약 암반의 변형 및 강도시험
 - ASTM D 4555-10
- 불연속면의 직접전단강도 시험
 - ASTM D 4554-02(06)
- 연성평판재하방법을 이용한 암체의 변형계수시험
 - ASTM D 4395-08
- 방사상재하시험을 이용한 암체의 변형계수시험
 - ASTM D 4506-08

- 강성평판재하방법을 이용한 압체의 변형계수시험 - ASTM D 4394-08
- 플랫잭(flatjack)방법을 이용한 응력 및 변형계수시험 - ASTM D 4729-08
- 수압할렬방법을 이용한 암반의 응력측정시험 - ASTM D 4645-08

3. 설계

3.1 한계상태와 저항계수

3.1.1 일반사항

- (1) 한계상태에 대한 규정은 KDS 24 10 11을 따르고, 이 장에서는 하부기초와 관련된 내용을 기술한다. 교대, 교각 및 옹벽의 설계는 3.1.2에 규정한 사용한계상태에 대한 기준과 3.1.3에 규정한 극한한계상태에 대한 기준을 만족해야 한다. 교대, 교각 및 옹벽은 모든 활하중과 고정하중을 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.

3.1.2 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. 사면(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 3.2.2.2, 3.3.2.3, 그리고 3.4.2.3에 명시된 규정에 의해 검토한다. 앵커설치 옹벽의 변형은 3.8.3의 규정에 의해 검토하고, 보강토 옹벽의 변형은 3.9.4의 규정에 의해 검토한다.

3.1.3 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 11에 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

3.1.4 하중조합과 하중계수

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.

3.1.5 저항계수

- (1) 기초 종류에 따른 극한한계상태의 저항계수는 지역적으로 규정된 값이 없는 한 표 3.1-1~표 3.1-4에 제시된 값을 사용한다. 사용한계상태에 대한 저항계수는 1.0을 적용한다. 표에 명시하였으나 본문에 제시되지 않은 식들은 해당 문헌을 참조한다.
- (2) 엄지말뚝, 연속식 말뚝, 슬러리 트렌치 콘크리트 벽체 등의 연직 부재는 지지력 예측 시 3.2, 3.3, 3.4에 명시된 규정에 맞게 확대기초 또는 깊은기초로 적용한다. 임시 구조물에 대해서는 규정된 값보다 큰 저항계수 값을 적용할 수 있다.

표 3.1-1 확대기초의 극한한계상태에 대한 저항계수

방법 / 흙 / 조건			저항계수
지지력	ϕ_b	이론적방법(Munfakh 등, 2001), 점성토	0.50
		이론적방법(Munfakh 등, 2001), 사질토, CPT 사용	0.50
		이론적방법(Munfakh 등, 2001), 사질토, SPT 사용	0.45
		반경험적방법(Meyerhof, 1957), 모든 지반	0.45
		암반위에 설치된 기초	0.45
		평판재하시험	0.55
활동	ϕ_r	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 3.1-2 축하중을 받는 타입말뚝의 극한한계상태에 대한 저항계수

조건 / 지지력 결정 방법		저항계수
외말뚝의 연직압축저항-동 역학적 해석법과 정재하시험, ϕ_{dyn}	정재하시험에 의해 항타관리기준이 검증된 경우. 동재하시험이나 보정된 파동 방정식 또는 재하시험에 사용된 해머의 최소 항타저항으로서 항타관리를 수행함	아래의 표 A 참조
	교각 당 한개 이상 또는 표 B에서 제시된 횟수 이상의 말뚝에 대해서 초기 재항타시 동재하시험의 결과를 신호분석해석을 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

표 3.1-2A 현장에서 수행하는 정재하시험 횟수와 저항계수의 관계(Paikowsky 등, 2004)

현장 정재하시험 수행횟수	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.

i) COV < 25% : 낮음

ii) 25% ≤ COV < 40% : 보통

iii) COV ≥ 40% : 높음

표 3.1-2B 현장에서 수행해야 하는 동재하시험 횟수(Paikowsky 등, 2004)

현장 변동성	낮음*	보통*	높음*
현장내의 말뚝 수	신호분석해석을 포함한 동재하시험 수행 횟수(초기 제항타)		
≤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.

i) COV < 25% : 낮음

ii) 25% ≤ COV < 40% : 보통

iii) COV ≥ 40% : 높음

표 3.1-2 축하중을 받는 타입말뚝의 극한한계상태에 대한 저항계수(계속)

조건 / 지지력결정 방법		저항계수
외말뚝의 연직압축저항력-정역학 적 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
	정역학적 저항력공식 (한국지반공학회, 2009): 선단부 SPT N 값 50 미만	0.37
	정역학적 저항력공식 (한국지반공학회, 2009): 선단부 SPT N 값 50 이상	0.35
	주면마찰력과 선단지지: 사질토	
	Nordlund/Thurman 방법 (Hannigan 등, 2005)	0.45
	SPT 방법 (Meyerhof)	0.30
	SPT 방법 (한국지반공학회, 2009): 선단부 SPT N 값 50 미만	0.38
	SPT 방법 (한국지반공학회, 2009): 선단부 SPT N 값 50 이상	0.29
블록파괴, ϕ_{bl}	CPT 방법 (Schmertmann)	0.50
	암반에 선단근입된 경우(캐나다 지반공학회, 1985)	0.45
외말뚝의 인발저항력, ϕ_{up}	점성토	0.60
외말뚝의 인발저항력, ϕ_{up}	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
구조한계상태	강관말뚝 (KDS 24 14 31:2016(4.1.4.2) 참조) 콘크리트 말뚝 (KDS 24 14 21:2016(1.4.3.2) 참조) 본 한계상태설계법에는 목교편 생략	
말뚝의 항타 관입성 분석, ϕ_{da}	강관말뚝 (KDS 24 14 31:2016(4.1.4.2) 참조) 콘크리트 말뚝 (KDS 24 14 31:2016(4.1.4.2) 참조)	

표 3.1-3 축하중을 받는 현장타설말뚝의 극한한계상태에 대한 저항계수

방법 / 흙 / 조건			저항계수
외말뚝의 연직압축 저항, ϕ_{stat}	점성토의 주변마찰력	α 방법(O'Neill과 Reese, 1999)	0.45
	점성토의 선단지지력	전응력(O'Neill과 Reese, 1999)	0.40
	사질토의 주변마찰력	β 방법(O'Neill과 Reese, 1999)	0.55
	사질토의 선단지지력	O'Neill과 Reese (1999)	0.50
	IGM의 주변마찰력	O'Neill과 Reese (1999)	0.60
	IGM의 선단지지력	O'Neill과 Reese (1999)	0.55
	암반의 주변마찰력	Horvath와 Kenney (1979) O'Neill과 Reese (1999) Carter와 Kulhawy (1988)	0.55 0.55 0.50
	암반의 선단지지력	캐나다 지반공학회 (1985) 프레셔미터 시험법 (캐나다 지반공학회, 1985) O'Neill과 Reese (1999)	0.50
	암반의 주변마찰력과 선단지지력	Carter와 Kulhawy (1988)	0.70
		AASHTO(1996)	0.51
외말뚝의 인발저항력, ϕ_{up}	점성토	α 방법(O'Neill과 Reese, 1999)	0.35
	사질토	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 A 참조 (단, 0.70보다 크지 않아야 함)
정재하시험(인발), ϕ_{upload}	모든 재료		0.60

표 3.1-4 영구 용벽의 저항계수

용벽 형식과 조건		저항계수
앵커지지 용벽		
연직부재의 지지력		표 3.1.1~표 3.1.3 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 용벽		
지지력		표 3.1.1~3 참조
활동		표 3.1.1~3 참조
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 용벽		
지지력		3.1 참조
활동		3.1 참조
수동저항력		3.1 참조

3.1.6 극단상황한계상태

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

3.2 확대기초

3.2.1 일반적인 고려사항

3.2.1.1 일반사항

3.2의 규정들은 독립기초와 일부 복합기초를 설계하는 데 적용한다. 매립지반에 설치되는 기초

는 특별히 주의한다. 기초 하부의 압력은 가급적 균등하게 분포하도록 설계한다. 흙 압력(Soil pressure)의 분포는 흙 또는 암, 그리고 구조물의 특성에 따라 달라지며, 토질역학 및 암석역학적 원리들과 일치해야 한다.

3.2.1.2 깊이

- (1) 기초의 깊이는 기초 재료의 특성과 침식 가능성을 고려하여 결정한다. 기초가 흐르는 물 속에 위치한 경우에는 예상 최대세굴깊이보다 최소한 600 mm 아래에 설치해야 한다.
- (2) 흐르는 물에 노출되지 않는 기초는(또는 영향을 받지 않는 기초는) 동결선 아래 단단한 지반 위에 설치하거나 또는 대책공법(동결되기 쉬운 재료를 굴착해 내고 동결되지 않는 재료로 치환하는 등)을 적용한 후에 설치해야 한다. 사석, 교대 뒤편에는 파이프 방지를 위해 토목 섬유(Geosynthetics)를 사용하거나 입도를 조정한 사질토 필터를 사용해야 한다.

3.2.1.3 앵커

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 발파 작업이 필요한 곳에 설치되는 폭이 넓은 기초의 경우 얇은 키를 설치하는 방법은 피해야 한다.

3.2.1.4 지하수

설계 지하수위는 예상 최고수위로 한다. 흙, 암반의 지지력 및 구조물의 침하에 대한 지하수위 영향을 고려해야 하며 침투압 발생 시에는 해석에 이를 반영한다.

3.2.1.5 양압력

양압력을 받는 기초는 인발저항력과 구조적 강도 모두에 대하여 그 영향을 조사한다.

3.2.1.6 인접 구조물

기존 구조물 근처에 기초를 설치해야 할 경우에는 구조물이 기초 거동에 미치는 영향과 기초가 구조물에 미치는 영향을 조사해야 한다.

3.2.2 사용한계상태의 변위와 지지력

3.2.2.1 일반사항

사용한계상태에서 기초의 연직침하와 횡방향 변위를 모두 조사해야 한다. 횡방향 변위를 조사해야 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

3.2.2.2 변위

(1) 일반사항

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 제시해야 한다.

(2) 하중

- ① KDS 24 12 11에 제시한 사용하중조합- I 을 사용하여 즉시침하량을 결정한다. 점성토의 시간에 따른 침하량은 영구적인 하중만을 사용하여 결정한다.
- ② 교대 배면 성토에 의한 침하도 조사해야 한다. 지진활동지역에서는 사질토에 설치되는 기초의 진동하중에 의한 침하 가능성을 고려해야 한다.

(3) 침하 해석

① 일반사항

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 고려해야 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)

성토 하중이나 수평 그리고/또는 편심 하중, 사질토의 기초에 작용하는 동적인 활하중이나 지진으로 인한 진동하중 등과 같은 요소들도 적절하게 고려되어야 한다. 원(혹은 정사각형)이나 $L > 5B$ 인 긴 직사각형 기초의 아래에서 증가하는 연직 하중의 분포는 그림 3.2-1을 사용하여 구할 수 있다.

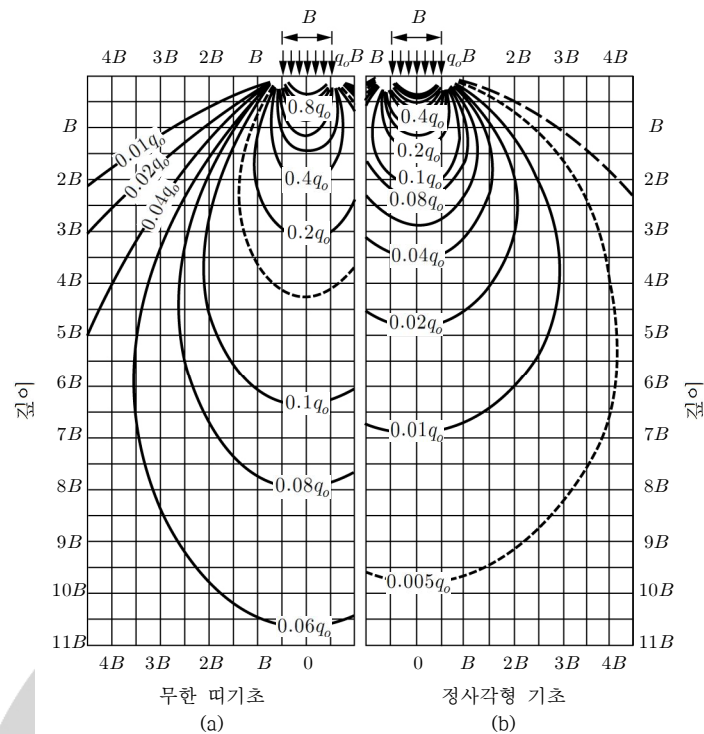


그림 3.2-1 정사각형 기초의 Boussinesq 연직응력 분포 (Sowers, 1979)

② 사질토에 놓인 기초의 침하

사질토 위의 기초 침하량은 경험적인 방법이나 탄성이론을 이용하여 계산할 수 있다. 사질토에 설치된 기초의 탄성침하는 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(mm²)

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

β_z = 표 3.2.2에 제시된 형상계수

ν = 포아송 비, 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 1/2나 2/3 정도의 깊이에서 결정되어야 한다. 만일 지반 탄성계수가 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 = 깊이에 따른 SPT 수정값

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 탄성계수

흙의 종류	값의 전형적인 범위	포아송 비 ν	N값을 이용한 E_s 의 산정	
	탄성계수, 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 사질토: 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	$400 S_u \sim 1000 S_u$ $1500 S_u \sim 2400 S_u$ $3000 S_u \sim 4000 S_u$
사질토: 느슨 중간 조밀	10~25 25~50 50~75	0.20~0.35 0.30~0.40	q_c 을 이용한 E_s 의 산정	
			사질토질의 흙	$4q_c$
자갈: 느슨 중간 조밀	25~75 75~100 100~200	0.2~0.35 0.3~0.4		

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 점성토에 놓인 기초의 침하

가. 단단한 점성토에 놓인 기초의 탄성침하량은 식 (3.2-2)로 구한다. 점성토 위에 있는 기초에 대해서는 탄성침하량 외에도 압밀침하량을 산정해야 한다. 소성이 큰 점성토나

유기질 점성토에서는 이차압축침하량이 중요하므로 침하 해석 시에 이를 포함시켜야 한다.

나. 실내시험결과를 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 $\sigma'_p < \sigma'_o$)

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

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

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

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

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

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

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

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

여기서, H_c = 압축성 토층 초기두께(mm)

e_o = 초기 연직유효응력에서 간극비

C_{cr} = 그림 3.2-2에서 정의된 재압축지수

C_c = 그림 3.2-2에서 정의된 압축지수

$C_{c\epsilon}$ = 그림 3.2-3에서 정의된 압축지수

$C_{r\epsilon}$ = 그림 3.2-3에서 정의된 재압축지수

σ'_p = 기초 아래 압밀층의 중간 깊이의 과거 최대 유효연직응력

σ'_o = 기초 아래 압밀층의 중간 깊이의 초기 유효연직응력

σ'_f = 기초 아래 압밀층의 중간 깊이의 최종 유효연직응력

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

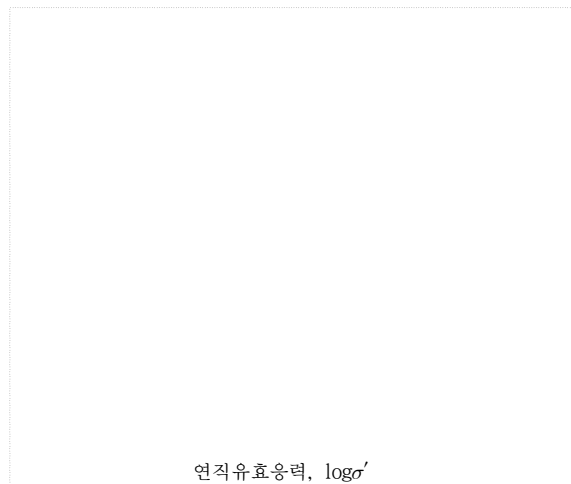


그림 3.2-2 과압밀 점성토의 전형적인 압밀곡선 - 간극비 대 연직유효응력(EPRI, 1983)

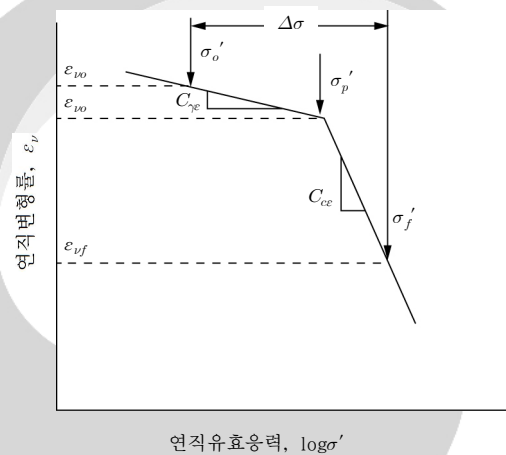


그림 3.2-3 과압밀 점성토의 전형적인 압밀곡선 - 연직변형률 대 연직유효응력(EPRI, 1983)

라. 압축성 층의 두께보다 기초의 폭이 상대적으로 작을 경우에는 다음과 같이 3차원 하중 효과를 고려해야 한다.

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

여기서, μ_c = 그림 3.2-4에서 정의된 감소계수

$S_{c(1-D)}$ = 1차원 압밀침하량(mm)

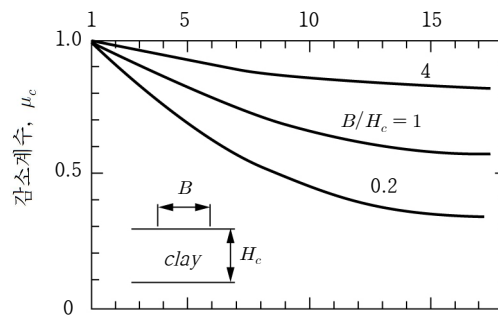


그림 3.2-4 3차원 압밀침하 효과를 고려한 감소계수(EPRI, 1983)

마. 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 피에조미터나 피에조콘을 이용하여 현장에서 구한 압밀계수($\text{mm}^2/\text{yr.}$)

바. 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

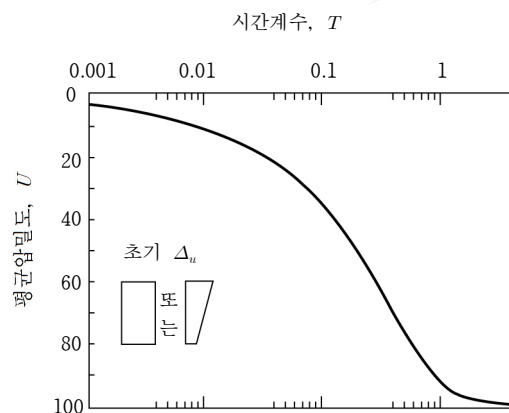


그림 3.2-5 시간계수 T에 대한 압밀도(EPRI, 1983)

④ 암반에 놓인 기초의 침하

가. 양호한 암반에 기초가 놓여 있고 3.2.3.2(2)에 근거하여 설계를 한 경우에 탄성침하량은 일반적으로 12.7 mm 보다 작다고 가정할 수 있다. 이 정도의 탄성침하를 허용할 수 없거나 또는 암반의 상태가 양호하지 못한 경우에는 암반의 특성을 바탕으로 한 침하량 분석을 수행해야 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 = 포아송 비

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

다. 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 포아송 비(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,

$$\alpha_E = 0.0231(RQD) - 1.32 \geq 0.15 \quad (3.2.17)$$

라. 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 연약 층이 끼어 있는 암반의 압밀 침하와 이차압축침하량은 3.2.2.2(3)③에 규정된 방법을 적용하여 계산할 수 있다.

표 3.2-3 신선암(intact rock)의 포아송 비(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
회록암	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
셰일	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 평가

전체 안정성은 KDS 24 12 11의 규정에 따라 사용한계상태에서 평가한다.

3.2.2.3 사용한계상태의 지지력

(1) 지지력에 대한 추정값

추정값의 사용은 교량 부지나 그 인근 지역의 지질 상태에 근거해야 한다.

(2) 지지력을 결정하기 위한 반경험적 방법

암반의 지지력은 암반분류시스템, RMR 등의 상관성을 사용하여 경험적으로 결정할 수 있다. 이러한 반경험적인 방법을 사용할 때에는 해당 지역의 경험이 반영되어야 한다. 추정지 지력이 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.

3.2.3 극한한계상태의 지지력

3.2.3.1 지지력

(1) 일반사항

지지력은 기초 위치에서 가장 높이 예상되는 지하수위를 사용하여 결정해야 한다. 극한한계 상태에서 감소된 지지력 q_R 은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$q_R = \phi q_n = \phi q_{ult} \quad (3.2-18)$$

여기서 $\phi = 3.1.5$ 에서 규정된 저항계수.

$q_n = q_{ult}$ = 공칭지지력(MPa).

기초가 편심하중을 받을 때에는 지지력에 관련된 모든 공식, 표 및 그림에 표기된 L 과 B 대신 3.2.3.1(5)에 규정된 L' 과 B' 을 사용해야 한다.

(2) 이론적 계산

① 일반사항

실측된 지반정수를 가지고 객관성 있는 토질역학이론을 사용하여 공칭지지력을 계산해야 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 계산해야 한다. 점성토 위에 있는 기초의 공칭지지력은 흙의 비배수강도정수를 사용하여 전응력 해석방법으로 계산해야 한다. 점성토가 시간에 따라서 연약해지거나 강도가 떨어지는 경우에는 영구하중조건에 대하여 배수전단강도를 사용하여 유효응력해석 방법으로 지반의 지지력을 계산해야 한다. 다져진 지반 위에 있는 기초에 대해서는 전응력 또는 유효응력해석 중에서 보다 보수적인 방법을 사용하여 공칭지지력을 계산해야 한다. 점성토 및 다져진 지반의 공칭지지력을 유효응력해석으로 산정할 필요가 있는 경우 식 (3.2-22)를 적용한다.

국부전단파괴나 관입전단파괴가 발생한 경우 공칭지지력은 식 (3.2-19)와 식 (3.2-20)으로 규정된 감소된 강도정수 c^* , ϕ^* 를 사용하여 산정한다(Terzaghi, 1943).

$$c^* = 0.67c \quad (3.2-19)$$

$$\phi^* = \tan^{-1}(0.67 \tan \phi) \quad (3.2-20)$$

여기서, c^* = 관입전단파괴의 감소된 점착력(MPa)

ϕ^* = 관입전단파괴의 감소된 유효 내부마찰각(°)

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.

$$H_{CRIT} = \frac{3B \ln\left(\frac{q_1}{q_2}\right)}{2\left(1 + \frac{B}{L}\right)} \quad (3.2-21)$$

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)

바닥면이 기울어진 기초를 시공하는 것은 가능하면 피해야 한다. 만약 이것이 불가피하다면 이 지침에 따라 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.

$$q_{ult} = c N_{cm} + \gamma D_f N_{qm} \times 10^{-5} \text{ (MPa)} \quad (3.2-22)$$

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

$$N_{cm} = N_c [1 + 0.2(D_f/B)][1 + 0.2(B/L)][1 - 1.3(H/V)] \quad (3.2-23)$$

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

$$N_{cm} = N_c [1 + 0.2(B/L)][1 - 1.3(H/V)] \quad (3.2-24)$$

여기서, $N_c = 5.0$ = 비교적 평평한 지반, 식 (3.2-23)에 사용

$= 7.5$ = 비교적 평평한 지반, 식 (3.2-24)에 사용

$=$ 그림 3.2-6의 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 3.2-6에서 안정계수, N_s 는 다음과 같다.

(가) $B < H_s$ 일 때

$$N_s = 0 \quad (3.2-25)$$

(나) $B \geq H_s$ 일 때

$$N_s = (g\gamma H_s/c) \times 10^{-9} \quad (3.2-26)$$

여기서, H_s = 경사면의 높이(mm)

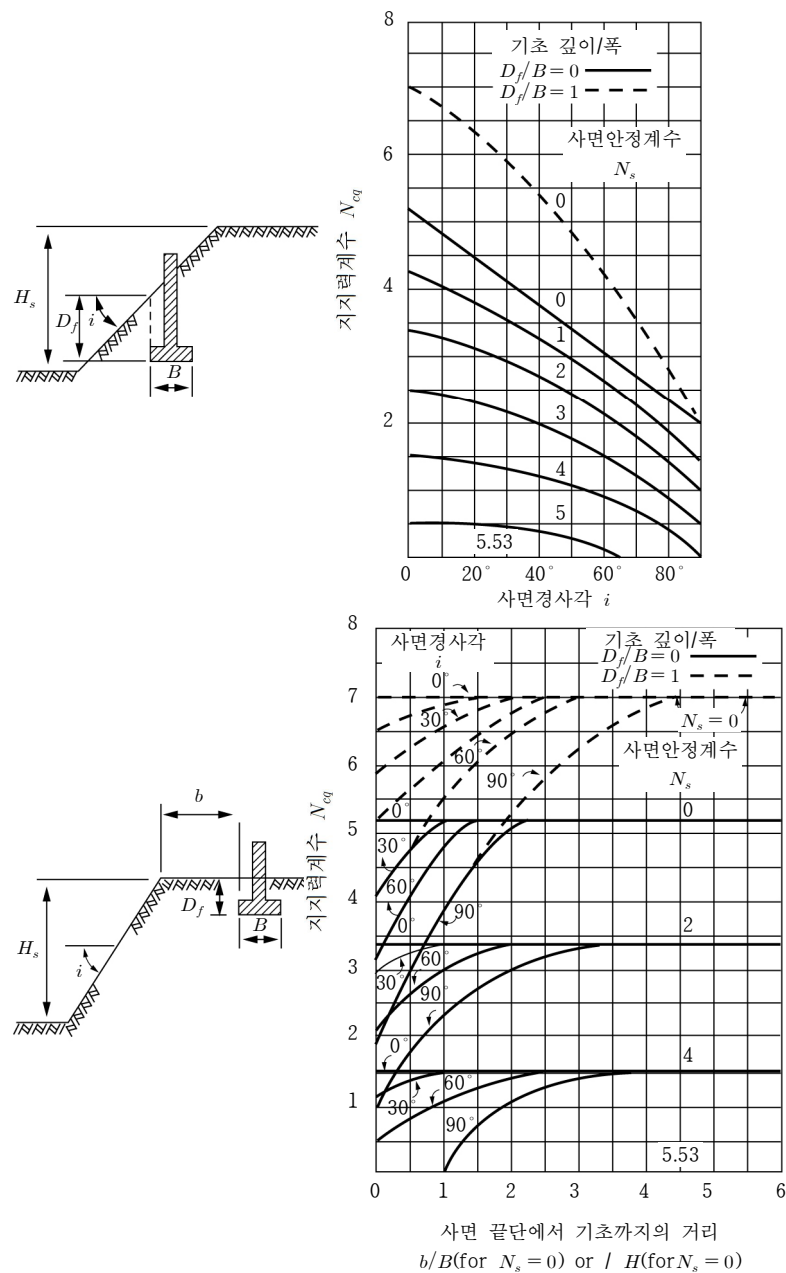


그림 3.2-6 경사 지반 위 혹은 근처에 경사 지반이 있는 경우에 대한 점성토 위 기초의 수정 지지력 계수(Meyerhof, 1957)

라. 2층으로 구성된 점성토의 기초에 비배수조건으로 하중이 재하된 경우 공칭지지력은 식 (3.2-22)를 이용하여 구할 수 있는데 식에 사용된 기호의 설명은 다음과 같다.

c_1 = 그림 3.2-8에 제시된 상부층의 비배수 전단강도(MPa)

$N_{cm} = N_m$, 아래에 서술한 지지력계수

$N_{qm} = 1.0$

마. 지지층이 단단한 점성토 위에 있으면 N_m 은 그림 3.2-8에 제시된 값을 사용한다. 지지층이 연약한 점성토 위에 있으면 N_m 은 다음과 같다.

$$N_m = \left(\frac{1}{\beta_m} + \kappa s_c N_c \right) \leq s_c N_c \quad (3.2-27)$$

여기서,

$$\beta_m = \frac{BL}{2(B+L)H_{s2}} \quad (3.2-28)$$

$\kappa = c_2/c_1$

c_1 = 상부층의 전단강도(MPa)

c_2 = 하부층의 전단강도(MPa)

H_{s2} = 기초 바닥면에서 두 번째 층 상부까지의 거리(mm)

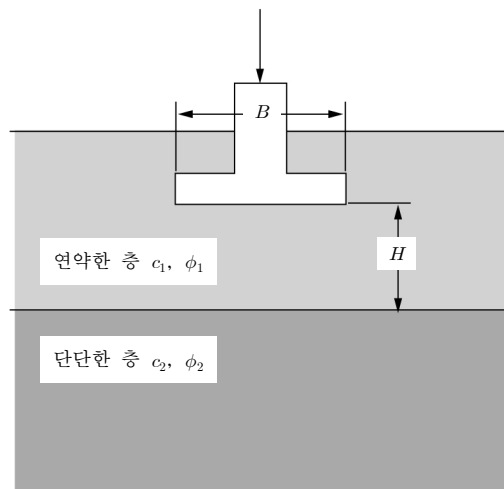
$s_c = 1.0$: 연속 기초

$$= 1 + \frac{B}{L} \left(\frac{N_{qm}}{N_c} \right) : L < 5B \text{인 직사각형 기초} \quad (3.2-29)$$

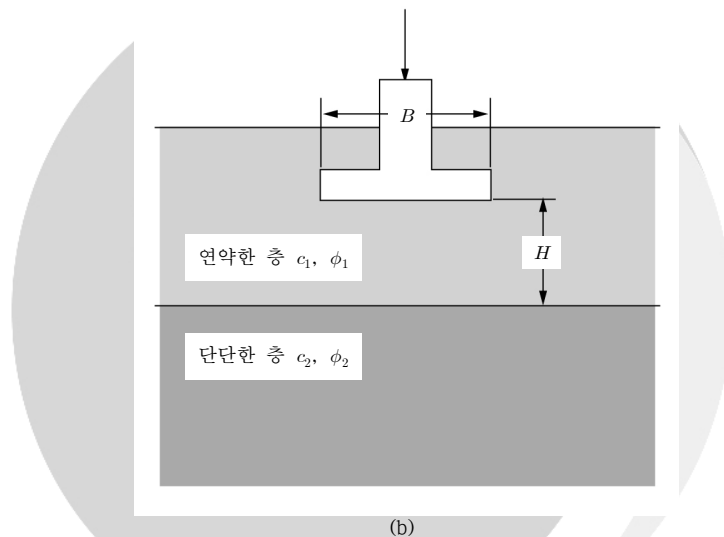
여기서, N_c = 지지력계수

N_{qm} = 수정 지지력 계수

2층으로 구성된 점성토의 기초에 배수조건으로 하중이 재하된 경우 공칭지지력은 식 (3.2-33)을 이용하여 구한다.



(a)



(b)

그림 3.2-7 2층으로 구성된 지반

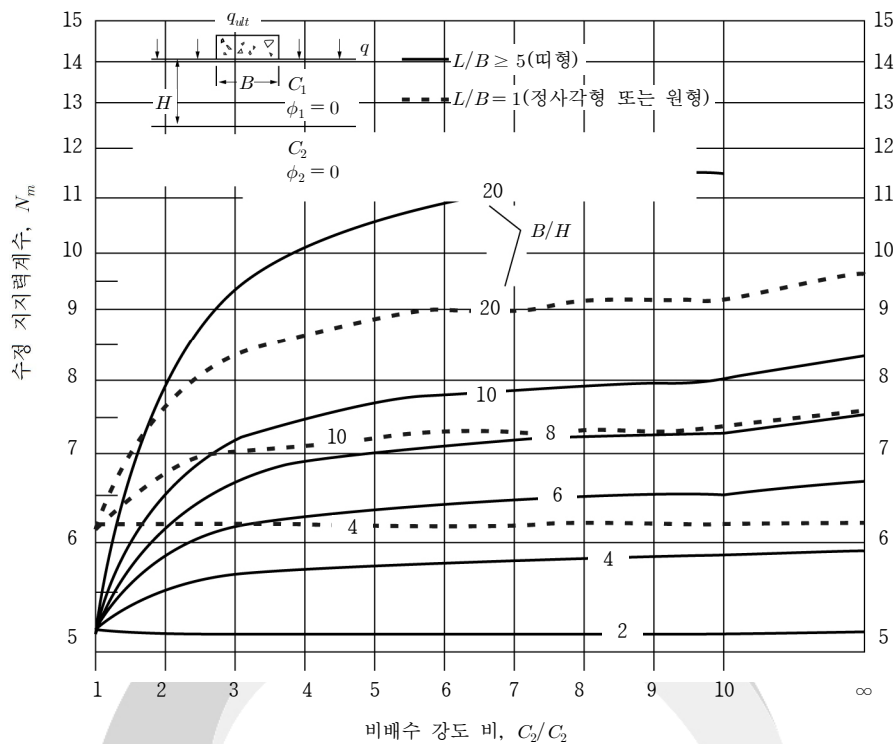


그림 3.2-8 연약층이 단단한 층 위에 놓인 점성토의 수정 지지력 계수(EPRI, 1983)

③ 사질토

가. 모래나 자갈지반과 같은 사질토의 공칭지지력은 다음과 같다.

$$q_{ult} = 0.5 g \gamma B C_{w1} N_{\gamma m} \times 10^{-9} + g \gamma C_{w2} D_f N_{qm} \times 10^{-9} \text{ (MPa)} \quad (3.2-30)$$

여기서, D_f = 기초 깊이(mm)

γ = 사질토 또는 자갈의 전체단위중량, 즉 습윤단위중량(kN/m^3)

B = 기초 폭(mm)

$C_{w1}, C_{w2} = D_w$ 의 함수로 표 3.2-5에 제시된 계수들

D_w = 지표면으로부터 측정한 지하수위

$N_{\gamma m}$ = 지반공학적 수정 지지력계수

표 3.2-5 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 3.2-5에 제시된 위치의 중간에 존재할 경우에는 보간법에 의해 C_{w1} 과 C_{w2} 의 값을 결정해야 한다. 지지력계수, $N_{\gamma m}$, N_{qm} 은 다음과 같다.

$$N_{\gamma m} = N_{\gamma} s_{\gamma} c_{\gamma} i_{\gamma} \quad (3.2-31)$$

$$N_{qm} = N_q s_q c_q i_q d_q \quad (3.2-32)$$

여기서, N_{γ} = 비교적 평평한 지반의 기초에 대하여 표 3.2-6에 제시된 지지력계수
 = 경사 지반 위 또는 그 근처에 놓인 기초에 대하여 그림 3.2-9에 제시된 $N_{\gamma q}$
 N_q = 비교적 평평한 지반의 기초에 대하여 표 3.2-6에 제시된 지지력계수
 = 0.0 : 경사 지반 위 또는 그 근처에 놓인 기초
 s_q, s_{γ} = 표 3.2-7과 표 3.2-8에 제시된 형상계수
 c_q, c_{γ} = 표 3.2-9와 표 3.2-10에 제시된 흙의 압축계수
 i_q, i_{γ} = 표 3.2-11과 표 3.2-12에 제시된 하중경사계수
 d_p = 표 3.2-13에 제시된 깊이계수

다. 다음의 해석법을 적용한다.

- (가) 표 3.2-9와 표 3.2-10에서 q 는 기초 깊이에서 초기의 유효연직응력이다. 즉, 수압이 보정된 굴착 전의 기초 바닥의 연직응력이다.
- (나) 표 3.2-11과 표 3.2-12에서 H 와 V 는 각각 실제 수평응력, 실제 연직응력이다.
- (다) 표 3.2-13의 d_q 는 기초 바닥면 위의 지반이 기초 아래의 지반처럼 양호하다면 사용할 수 있다. 지반이 연약하면 $d_q = 1.0$ 을 사용한다.

표 3.2-6 사질토 위 기초의 지지력계수 N_{γ} , N_q (Barker 등, 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 3.2-7 사질토 위 기초의 형상계수 s_q (Barker 등, 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 3.2-8 사질토 위 기초의 형상계수 s_γ (Barker 등, 1991)

L/B	s_γ
1	0.60
2	0.80
5	0.92
10	0.96

표 3.2-9 사질토 위 정사각형 기초의 압축계수 c_γ , c_q (Barker 등, 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 3.2-10 사질토 위 띠 기초의 압축계수 c_γ , c_q (Barker 등, 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 3.2-11 기초 폭 방향으로 하중이 경사졌을 때의 경사하중계수 i_γ , i_q (Barker 등, 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 3.2-12 기초 길이 방향으로 하중이 경사졌을 때의 경사하중계수 i_γ , i_q (Barker 등, 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 3.2-13 사질토의 깊이계수 d_q (Barker 등, 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

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

$$q_u = [q_2 + (\frac{1}{K})c'_1 \cot \phi'_1] e^{2[1 + (\frac{B}{L})]K \tan \phi'_1 (\frac{H}{B})} - (\frac{1}{K})c'_1 \cot \phi'_1 \quad (3.2-33)$$

여기서,

$$K = \frac{1 - \sin^2 \phi'_1}{1 + \sin^2 \phi'_1} \quad (3.2-34)$$

여기서, c_1 = 그림 3.2-8에 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(°)



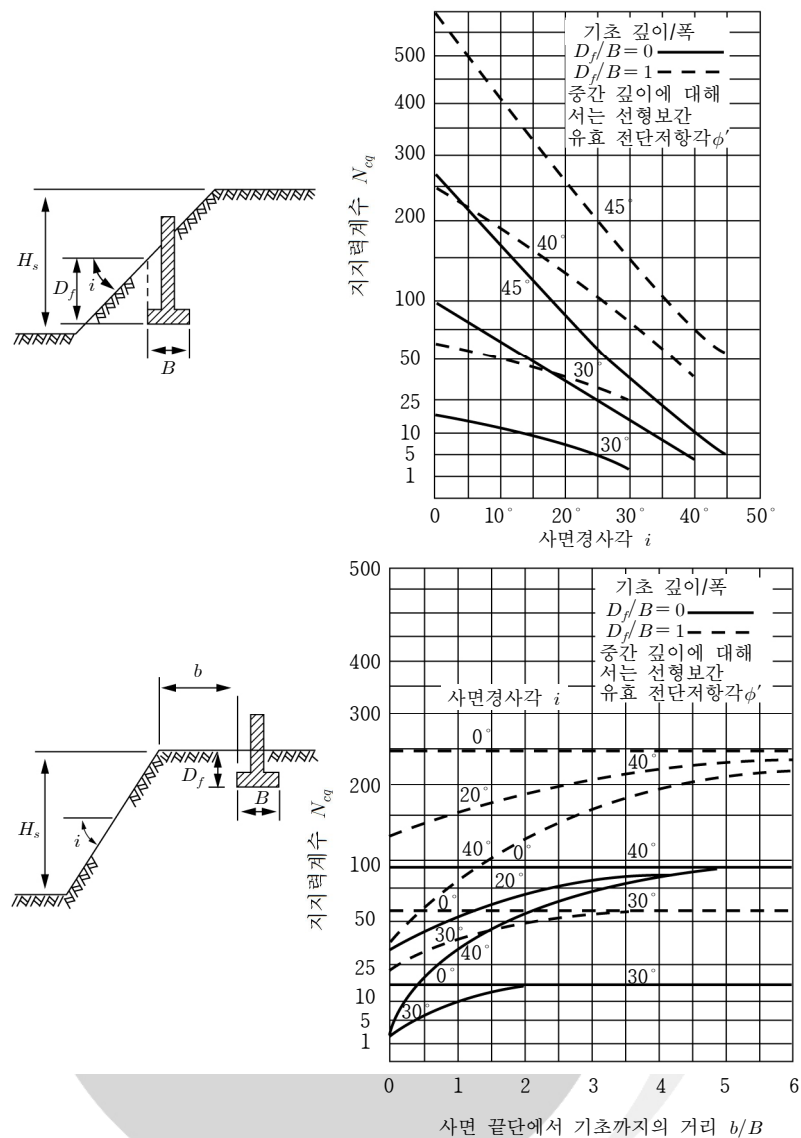


그림 3.2-9 경사 지반 위 혹은 근처에 경사 지반이 있는 경우에 대한
사질토 위 기초의 수정 지지력 계수(Meyerhof, 1957)

(3) 반경험적 방법

① 일반사항

기초지반의 공칭지지력은 현장시험결과 또는 유사한 지반에서 관찰된 지지력으로부터 계산할 수 있다. 어떤 특정한 현장시험을 수행하거나 시험결과를 해석할 때 해당지역의 경험 이 있다면 반영해야 한다. 다음과 같은 현장시험법이 사용될 수 있다.

가. 표준관입시험, SPT

나. 콘관입시험, CPT

다. 공내재하시험

② 표준관입시험(SPT)을 이용한 방법

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

$$q_{ult} = 3.2 \times 10^{-5} \overline{N_{corr}} B \left(C_{w1} + C_{w2} \frac{D_f}{B} \right) R_i \text{ (MPa)} \quad (3.2-35)$$

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

B = 기초 폭(mm)

C_{w1}, C_{w2} = 표 3.2-5에 나타난 지하수 영향 보정계수

D_f = 기초의 근입깊이(mm)

R_i = 표 3.2-14와 표 3.2-15에 나타난 하중경사 보정계수

H = 표 3.2-14와 표 3.2-15의 H/V 비를 결정하기 위한 실제 수평하중

V = 표 3.2-14와 표 3.2-15의 H/V 비를 결정하기 위한 실제 수직하중

표 3.2-14 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 3.2-15 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
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

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

$$q_{ult} = 8.2 \times 10^{-5} q_c B \left(C_{w1} + C_{w2} \frac{D_f}{B} \right) R_i \text{ (MPa)} \quad (3.2-36)$$

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

B = 기초 폭(mm)

D_f = 기초의 근입깊이(mm)

R_i = 표 3.2-14와 표 3.2-15에 나타난 하중경사 보정계수

C_{w1} , C_{w2} = 표 3.2-5에 나타난 지하수 영향 보정계수

④ 공내재하시험을 이용한 방법

가. 공내재하시험결과로부터 결정된 기초의 공칭지지력은 다음과 같다.

$$q_{ult} = [r_o + k(p_L - p_o)] R_i \text{ (MPa)} \quad (3.2-37)$$

여기서, r_o = 기초 저면 위치의 초기 총연직압력(MPa)

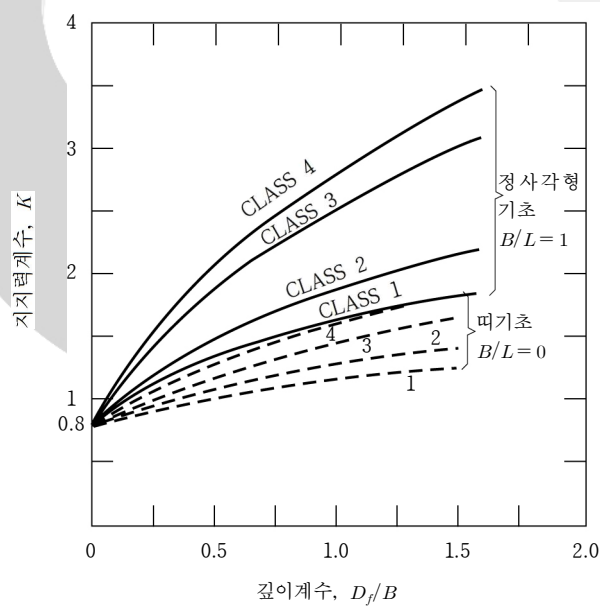
k = 그림 3.2-10에 제시한 경험적 지지력계수

p_L = 기초저면 아래위로 1.5 B 사이에서 공내재하시험으로 얻은 한계압력의 평균값

p_o = 기초저면 위치의 총수평압력(MPa)

R_i = 표 3.2-14와 표 3.2-15에 나타난 하중경사 보정계수

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



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

그림 3.2-10 경험적인 지지력계수 값, k (캐나다 지반공학회, 1985)

(4) 평판재하시험

적절한 지반조사를 통하여 기초 아래 지반의 지층구성을 파악한 후에는 2.1.3.2에 제시한 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 구할 때 감소된 유효면적, $B' \times L'$ 을 사용해야 한다. 설계하중은 유효면적의 중심에 작용하고 따라서 등분포로 균등하게 작용한다고 가정한다. 편심하중을 받는 직사각형 기초의 감소된 크기는 다음과 같다.

$$B' = B - 2e_B \quad (3.2-38)$$

$$L' = L - 2e_L \quad (3.2-39)$$

여기서, $e_B = B$ 방향의 편심거리(mm)

$e_L = L$ 방향의 편심거리(mm)

- ② 편심하중을 받는 기초는 다음 사항을 확인하여 설계해야 한다.

가. 감가된 지지력은 설계 하중보다 작지 않을 것

나. 설계하중을 근거로 계산한 기초의 편심은 기초의 크기인 B 또는 L 의 1/4 미만으로 하 되, 지진하중을 고려하는 극단상황한계상태에서는 기초의 크기인 B 또는 L 의 4/10 미만으로 할 것.

- ③ 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.

3.2.3.2 암반 지지력

(1) 일반사항

암반 위에 놓인 기초의 설계 방법은 불연속면의 존재 및 그 방향과 상태, 풍화 정도 그리고 지역에 따른 특성들을 고려해야 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 수행해야 한다.

(2) 반경험적 방법

암반의 공칭지지력은 지반공학적 암체 평가법인 RMR이나 NGI의 암반분류법 등과 경험적 상관관계를 이용하여 결정할 수 있다. 이러한 반경험적인 방법을 사용할 때 지역적 경험이 있다면 반영해야 한다. 기초의 감가된 지지력은 기초 콘크리트의 설계 압축강도보다 더 클 수는 없다.

(3) 해석적 방법

암반 위에 설치된 기초의 공칭지지력은 암반 강도정수에 근거한 암석역학 이론에 의해 결정한다. 또한 파괴형태에 대한 불연속면의 영향을 고려해야 한다.

(4) 재하시험

가능하다면 암반 위에 설치된 기초의 공칭지지력을 결정하기 위하여 재하시험을 시행한다.

(5) 하중편심량의 제한

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. 단, 지진하중을 고려하는 극단상황한계상태에서는 기초의 크기인 B 또는 L 의 4/10를 초과해서는 안 된다.

3.2.3.3 활동 파괴

(1) 경사하중을 지지하는 기초와 사면 위에 놓인 기초에 대해서는 활동에 의한 파괴여부를 조사해야 한다. 점성토 위에 설치된 기초에 대해서는, 점성토와 기초 사이에 수축에 의한 틈새 발생 가능성을 고려해야 한다. 만약 활동에 대한 저항력에 수동토압이 포함된 경우, 장래에 기초 앞면의 흙이 제거될 수 있는 가능성을 아울러 고려해야 한다.

(2) 활동파괴에 대한 설계 저항력은 다음과 같이 산정한다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_\tau Q_\tau + \phi_{ep} Q_{ep} \quad (3.2-40)$$

여기서, ϕ_τ = 표 3.1-1에 제시된 흙과 기초 사이의 전단저항에 대한 저항계수

Q_τ = 흙과 기초 사이의 공칭 전단저항력(N)

ϕ_{ep} = 표 3.1-1에 제시된 수동저항에 대한 저항계수

Q_{ep} = 구조물의 총 설계 수명에 대한 흙의 공칭수동저항력

만약 기초 아래 흙이 사질토라면,

$$Q_{\tau} = V \tan \delta \quad (\text{N}) \quad (3.2-41)$$

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 택해야 한다.

① 점성토의 점착력

② 옹벽에 대해 그림 3.2-11에 나타난 것과 같이 기초가 적어도 150 mm 이상 다져진 사질토 위에 놓이는 경우에 기초와 흙사이 경계면상 수직응력의 1/2

(4) 다음은 그림 3.2-11에서 적용된 기호이다.

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

$Q_{\tau} = q_s$ 그림의 면적(어둡게 칠한 면적)

S_u = 비배수 전단강도(MPa)

σ'_v = 유효연직응력

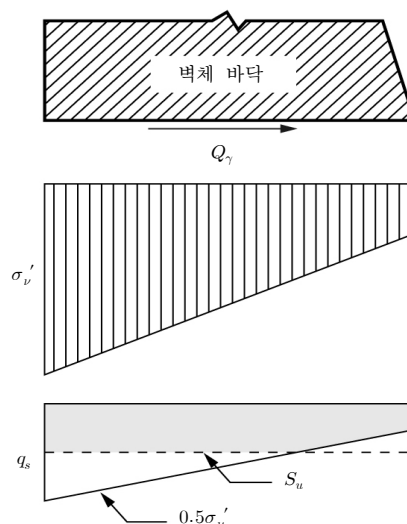


그림 3.2-11 점성토에 설치된 옹벽의 활동 저항력을 산정하는 과정

3.2.4 구조 설계

확대기초의 구조 설계는 KDS 24 14 21 및 KDS 24 14 31을 참고하도록 한다.

3.3 타입말뚝

3.3.1 일반사항

3.3.1.1 용도

적절한 공사비로 암반이나 단단한 지반 또는 사질토 위에 기초를 건설하기 어려운 경우에 말뚝을 사용한다. 확대 기초의 사용이 가능할지라도 세굴이 예상되는 지역에서는 세굴을 방지하기 위해 말뚝을 사용할 수 있다.

3.3.1.2 말뚝의 관입

- (1) 말뚝의 관입깊이는 연직이나 횡방향 하중에 대한 저항력과 말뚝과 지반 사이의 변위를 고려하여 결정해야 한다. 말뚝의 설계 관입깊이는 단단한 점성토나 조밀한 사질토에서는 3,000 mm 이상 그리고, 연약한 점성토나 느슨한 사질토에 대해서는 6,000 mm 이상 되어야 한다.
- (2) 가교(trestle)나 단일현장타설말뚝(pile bents)에 사용하는 말뚝은 지반 상에 노출된 말뚝 길이의 최소 1/3 깊이까지 관입해야 한다. 단단한 지층 위 연약층에 관입하는 말뚝은 충분한 지지력을 확보하고 말뚝의 변위를 억제하기 위해 지지층의 충분한 깊이까지 관입하도록 해야 한다.

3.3.1.3 지지력

- (1) 말뚝은 적절한 지반지지력과 말뚝재료의 강도를 가지고 연직방향과 횡방향으로 허용변위 내에서 거동하도록 설계해야 한다. 말뚝의 지지력은 지반과 말뚝의 상호작용, 재하시험 등에 근거한 정역학적 해석방법으로 결정해야 한다. 말뚝의 지지력은 지반 조사, 실내 및 현장 원위치시험, 해석적 방법, 말뚝 재하시험, 그리고 지반의 과거 이력상태를 참조하여 결정해야 한다. 또한 추가로 다음과 같은 사항들을 고려할 수 있다.

- ① 외말뚝과 무리말뚝의 저항력 차이
- ② 무리말뚝의 하중을 지지할 지지층의 지지력
- ③ 인접구조물에 미치는 말뚝 타입의 영향
- ④ 세굴의 가능성과 영향
- ⑤ 압밀침하를 일으키는 흙으로부터 전이되는 부마찰력과 같은 하향력

- (2) 현장재하시험 또는 향타분석기를 이용하여 구한 말뚝지지력에 대한 저항계수는 표 3.1-2에 규정되어 있다.

3.3.1.4 지반침하와 하향력의 영향

(1) 다음과 같은 지역에서는 하향력의 발생 가능성을 고려해야 한다.

- ① 하부에 압축성 점성토, 실트나 이탄층이 있는 경우
- ② 지표 위에 최근 성토한 곳
- ③ 지하수위가 상당히 저하된 곳

(2) 하향력은 말뚝기초의 지지력과 침하량을 검토할 때 작용하중으로 고려해야 한다. 하향력은 3.3.3.3에 명시된 대로 산정할 수 있으며, 작용방향은 주변마찰력과 반대 방향이다. 설계 하향력은 극한한계상태에서 지지력을 평가할 때 깊은기초에 작용하는 설계 연직 고정하중에 더해줘야 한다. 하향력은 사용한계상태의 침하량 평가할 때 깊은기초에 작용하는 연직 고정하중에 더해줘야 한다.

3.3.1.5 말뚝 간격, 여유 거리, 관입 깊이

말뚝 중심 간의 거리는 750 mm 또는 말뚝 직경이나 폭의 2.5배 중 큰 값보다 커야 한다. 말뚝 주변으로부터 말뚝머리 위 확대기초의 모서리 면까지의 여유 거리는 225 mm 보다 커야 한다. 말뚝과 확대기초의 결합부는 말뚝머리 고정으로 설계하고 결합부에 생기는 모든 응력에 대해 안전하도록 설계해야 한다.

3.3.1.6 경사 말뚝

부마찰력이 예상되는 곳은 경사말뚝을 설치해서는 안 된다. 경사말뚝은 연직말뚝이 기초에 전달되는 수평력을 견디지 못할 때나 전체 구조물의 강성을 증가시킬 필요가 있을 때 사용한다.

3.3.1.7 지하수위와 부력

지지력은 하중영향을 계산하는데 사용했던 것과 똑같은 높이의 지하수위를 사용하여 결정한다. 정수압의 영향도 설계에서 고려해야 한다.

3.3.1.8 부식 방지

(1) 최소한 다음과 같은 부식에 대비해야 한다.

- ① 강말뚝 기초의 부식 특히, 성토지반, pH가 낮은 지반 그리고 해상에 설치된 말뚝
- ② 콘크리트 말뚝에서 황산염, 염화물 그리고 산에 의한 화학 작용
- ③ 목재말뚝에서 습윤과 건조의 반복 또는 해충 또는 해양 좀(marine borer)에 의한 썩음.
다음과 같은 경우에 말뚝의 부식과 손상 가능성이 있는 것으로 간주한다.
- ④ 전기비저항이 100 ohm/mm 이하
- ⑤ pH가 5.5 이하
- ⑥ pH가 5.5에서 8.5 사이에 있는 유기질 함량이 높은 흙
- ⑦ 황산염 농축율이 1,000 ppm 이상

- ⑧ 쓰레기 및 분뇨 매립지역
- ⑨ 광산 또는 산업폐수 배출지역
- ⑩ 전기저항성이 높은 흙과 전기저항성은 낮으나 알칼리 성분이 많은 흙이 혼합된 지역
- ⑪ 해충의 존재(목재 말뚝)

(2) 다음과 같은 지하수 조건의 경우에 말뚝의 손상과 부식 가능성을 고려해야 한다.

- ① 염화물 함량이 500 ppm 이상
- ② 황산염 농축률이 500 ppm 이상
- ③ 광산 또는 산업지역의 유출
- ④ 유기질 함량이 높은 흙
- ⑤ pH가 5.5 이하
- ⑥ 해양 줍(marine borer)
- ⑦ 말뚝이 습윤과 건조가 반복되는 상태로 노출될 때

(3) 화학 폐기물의 혼재 가능성이 있는 경우, 흙과 지하수 시료에 대한 종합적인 화학분석이 필요하다.

3.3.1.9 인발

인발력에 저항하도록 설계된 말뚝기초는 인장응력을 부담하는 말뚝재료의 강도와 인발저항력을 검토해야 한다.

3.3.1.10 설계 길이

각각의 하부구조에 대한 말뚝의 길이를 지반정보, 정적 지지력, 횡방향 지지력 그리고 과거 경험에 근거하여 신중하게 산정하고 도면에 표시한다.

3.3.1.11 최소 선단깊이

각각의 하부구조에 대한 추정된 말뚝 선단의 최소 깊이를 제시한다. 추정된 말뚝 선단깊이는 요구되는 말뚝의 극한지지력을 얻을 수 있는 깊이를 의미한다. 말뚝의 최소 선단깊이는 수평하중을 지지하기 위해 필요한 깊이, 세굴(필요시), 상부 연약층을 통과해야 할 경우 등을 고려하여 결정해야 한다.

3.3.1.12 성토체를 관통하는 말뚝

성토체를 관통하는 말뚝은 기반암이나 양호한 지지층을 통과하지 않는 한 원래의 지표면을 기준으로 적어도 3,000 mm 이상을 관입시켜야 한다. 성토 공사에 사용되는 뒤채움재는 말뚝이 필요한 깊이만큼 관입되는 데에 지장을 초래해서는 안 되며, 성토재의 입자크기는 150 mm 이하이어야 한다. 선 천공(Predrilling) 말뚝, 특히 배토말뚝인 경우 반드시 위치를 명시해야 한다.

3.3.1.13 시험 말뚝

시험말뚝은 말뚝의 시공 특성을 파악하고, 깊이별 지지력을 평가하며 시공자가 말뚝의 주문 길이를 확인하기 위하여 기초의 형식별로 계획하여야 한다. 지반정보를 바탕으로 정적시험, 동적시험, 항타관입성 연구 또는 이들의 조합 등에 의하여 말뚝재하시험을 수행한다. 지반이 불규칙할 경우는 시험말뚝 수량을 늘리도록 한다. 지반조건이 유사하고, 종류와 극한지지력이 동일한 말뚝에 대한 선행시험결과가 있다면 말뚝시험을 생략할 수 있다.

3.3.1.14 파동방정식 해석

타입말뚝 설계의 시공성은 파동방정식 해석 컴퓨터 프로그램으로 평가한다. 파동방정식은 적절한 규격의 타격시스템을 이용하여 3.3.1.16에 제시된 허용 타입하중기준(allowable driving load levels) 안에서 말뚝의 각 부분이 원하는 깊이와 극한지지력으로 시공되었는지를 파악하기 위하여 사용된다.

3.3.1.15 동적 측정

호박돌층 또는 심하게 경사진 기반암과 같이 불리한 지반조건에 시공되는 말뚝의 구조적인 지지력을 평가하기 위하여 동적측정을 수행한다. 또한 사업의 규모나 기타 요소에 의해 정적재하시험이 불가능할 때 지반공학적 검증을 위하여 동적측정을 수행하기도 한다.

3.3.1.16 최대 허용항타하중

타입하중은 파동방정식 해석, 또는 타격 중 말뚝 두부에 가해지는 힘과 가속도의 동적 모니터링으로 산정한다. 말뚝 상부의 최대 타입하중은 KDS 24 14 21 및 KDS 24 14 31에 제시된 기호와 저항계수에 의거한 다음의 설계 지지력을 초과해서는 안 된다.

(1) 강재말뚝

$$\textcircled{1} \text{ 압축} = 0.90 \phi F_y A_g$$

$$\textcircled{2} \text{ 인장} = 0.90 \phi F_y A_n$$

(2) 콘크리트 말뚝

$$\textcircled{1} \text{ 압축} = 0.85 \phi f'_c A_c$$

$$\textcircled{2} \text{ 인장} = 0.70 \phi F_y A_s$$

(3) 프리스트레스 콘크리트 말뚝

$$\textcircled{1} \text{ 압축} = \phi(0.85f'_c - f_{pe})A_c$$

$$\textcircled{2} \text{ 인장} = \text{일반적 환경} = \phi(0.25\sqrt{f'_c} + f_{pe})A_c$$

$$\text{부식성이 심한 환경} = \phi f_{pe} A_{ps}$$

(4) 목재말뚝

① 압축 = $\phi F_{co} A$

② 인장 = N/A

3.3.2 사용한계상태의 변위와 지지력

3.3.2.1 일반사항

무리말뚝의 침하를 계산하기 위해서는 그림 3.3-1에 나타나 있는 바와 같이 지층에 근입된 말뚝 깊이의 2/3에 위치한 등가 확대기초에 하중이 작용하는 것으로 가정할 수 있다. 사질토층에 있는 말뚝기초의 침하는 KDS 24 12 11에 규정된 사용하중조합- I 내의 적용 가능한 모든 하중을 사용하여 검토해야 한다. 또한 점성토층에 설치된 말뚝기초의 침하를 일시하중만을 제외하고 사용하중조합-1내의 적용 가능한 모든 하중을 사용하여 조사해야 한다. KDS 24 12 11에 제시된 적용 가능한 모든 사용한계상태의 사용하중조합- I 로 기초의 횡방향 변위를 평가해야 한다.

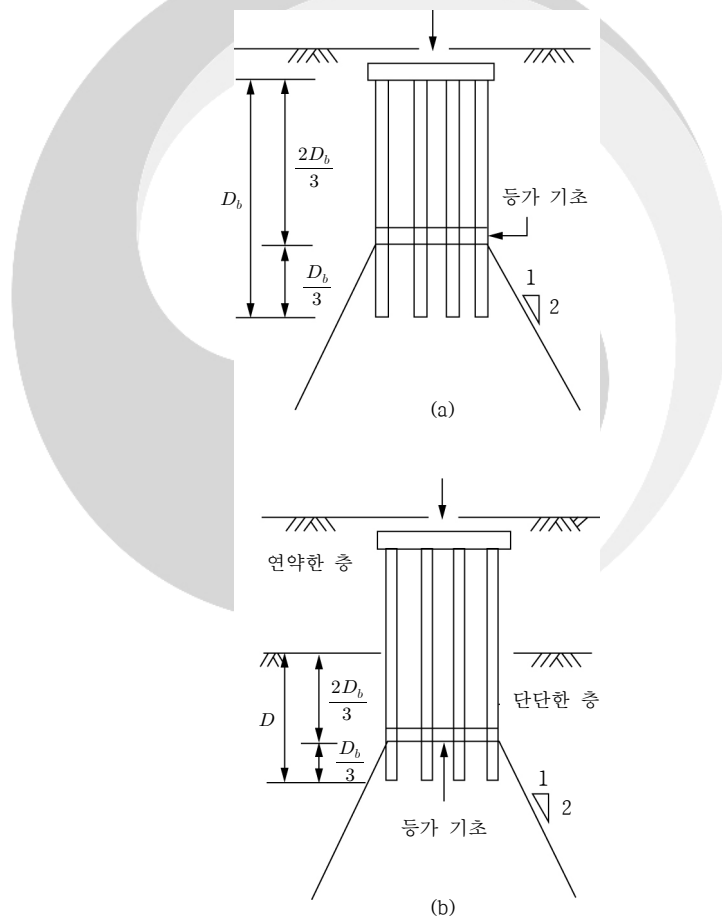


그림 3.3-1 등가 확대기초의 위치(Duncan과 Buchignani, 1976)

3.3.2.2 수평변위에 대한 기준

기초의 수평방향 허용변위량은 구조물의 기능과 형태, 예상 사용수명, 차량 주행성, 과대변위발생시 구조물에 미치는 영향 등을 고려하여 결정하며, 38 mm를 초과해서는 안 된다. 단, 지반의 저항력과 말뚝변위의 비선형성을 고려할 수 있는 p-y 해석 등의 정밀한 해석을 하는 경우 말뚝 본체에 구조적인 결함이 발생하지 않고 상부구조물의 유해한 영향을 미치지 않는 변위까지 허용할 수 있다.

3.3.2.3 침하

(1) 일반사항

말뚝기초의 침하는 3.2.2.2에 규정된 허용침하량을 초과해서는 안 된다.

(2) 점성토

무리말뚝의 침하량은 그림 3.3-1에 규정된 등가 확대기초의 위치와 확대기초에 사용한 절차를 사용하여 구할 수 있다.

(3) 사질토

사질토의 무리말뚝 침하는 현장 원위치시험 결과와 그림 3.3-1의 등가 확대기초의 위치를 이용하여 계산할 수 있다. 사질토에 설치된 무리말뚝의 침하는 다음과 같은 식으로 계산할 수 있다.

$$SPT = \rho = \frac{30qI\sqrt{X}}{N_{corr}} \quad (3.3-1)$$

$$CPT = \rho = \frac{qXI}{24q_c} \quad (3.3-2)$$

여기서,

$$I = 1 - 0.125 \frac{D'}{X} \geq 0.5 \quad (3.3-3)$$

$$N_{corr} = \left[0.77 \log_{10} \left(\frac{1.92}{\sigma_v'} \right) \right] N \quad (3.3-4)$$

여기서, q = 그림 3.3-1에서 보는 것처럼 $2D_b/3$ 지점에 작용하는 순 기초 압력.

이 압력은 무리 말뚝의 상부에 가해진 하중을 등가 확대기초의 면적으로 나눈 것으로, 말뚝의 무게나 말뚝 사이의 흙 무게는 포함하지 않는다(MPa).

X = 무리말뚝의 폭이나 최소 치수(mm)

ρ = 무리말뚝의 침하(mm)

I = 무리말뚝의 유효근입깊이에 대한 영향계수

D' = 유효깊이($=2D_b/3$)

D_b = 그림 3.3-1에서 보는 것처럼 지지층에 근입된 말뚝의 길이(mm)

N_{corr} = 등가 확대기초 아래 임의의 깊이 z 까지의 SPT의 타격횟수로서 상재하중에 대해 보정한 대표적인 평균값(타/300 mm)

N = 침하층에서 측정된 SPT의 타격횟수 (타/300 mm)

σ'_v = 유효연직응력(MPa)

q_c = 등가 확대기초 아래 임의의 깊이 z 에 대한 평균 정적 콘저항값(MPa)

3.3.2.4 선단지지력의 추정값

3.2.2.3의 규정에 따른다.

3.3.3 극한한계상태의 지지력

3.3.3.1 일반사항

고려해야 할 지지력에는 다음과 같은 것들이 있다.

- (1) 말뚝의 지지력
- (2) 말뚝의 인발저항력
- (3) 연약한 지층 위에 있는 단단한 층의 말뚝 관입(punching)에 대한 저항력
- (4) 말뚝 재료의 강도

3.3.3.2 말뚝의 축방향 하중

- (1) 말뚝 향타나 말뚝재하시험에서 측정한 현장 계측치를 참고로 정적해석 방법에 의해 설계한다. 비슷한 조건을 가진 인접 지반의 말뚝재하시험결과를 참조하여 적용할 수도 있다. 말뚝의 지지력은 해석적 방법이나 현장 원위치시험 방법 등으로 산정할 수 있다.

- (2) 말뚝의 감가된 지지력 Q_R 은 다음과 같다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_q Q_{ult} \quad (3.3-5)$$

또는

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_{qp} Q_p + \phi_{qs} Q_s \quad (3.3-6)$$

여기서,

$$Q_p = q_p A_p \quad (3.3-7)$$

$$Q_s = q_s A_s \quad (3.3-8)$$

여기서, ϕ_q = 3.1.5에 규정된 외말뚝의 지지력에 대한 저항계수, 총 저항력에서 선단지지력과 주면마찰력을 구분하지 않음.

Q_{ult} = 외말뚝의 지지력(N)

Q_p = 말뚝의 선단지지력(N)

Q_s = 말뚝의 주면마찰력(N)

q_p = 말뚝의 단위 선단지지력(MPa)

q_s = 말뚝의 단위 주면마찰력(MPa)

A_s = 말뚝 주면면적(mm²)

A_p = 말뚝 선단면적(mm²)

ϕ_{qp} = 선단과 주면 저항을 구별하는 방법일 경우 표 3.1-2에 규정된 말뚝의 선단지지에 대한 저항계수

ϕ_{qs} = 선단과 주면 저항을 구별하는 방법일 경우 표 3.1.2에 규정된 말뚝의 주면마찰에 대한 저항계수

3.3.3.3 말뚝 지지력의 반경험적 평가

(1) 일반사항

필요한 지반 강도정수값들이 있는 경우에는 전응력과 유효응력 방법 둘 다 쓸 수 있다.

반 경험적 방법에 의하여 평가된 주면마찰력과 선단지지력에 대한 저항계수는 표 3.1-2에 규정되어 있다.

(2) 주면마찰력

다음 규정된 세 가지 방법 중 하나 또는 그 이상을 선택하여 사용한다.

① α 방법

전응력에 근거한 α 방법은 말뚝과 점성토사이의 부착력을 점성토의 비배수 전단강도와 관련지어 사용한다. MPa를 단위로 하는 공칭 단위 주면마찰력은 다음 식과 같다.

$$q_s = \alpha S_u \quad (3.3-9)$$

여기서, S_u = 평균 비배수 전단강도(MPa)

α = S_u 에 곱해지는 부착계수

부착계수 α 는 그림 3.3-2와 같이 비배수강도 S_u 에 따라 달라진다.

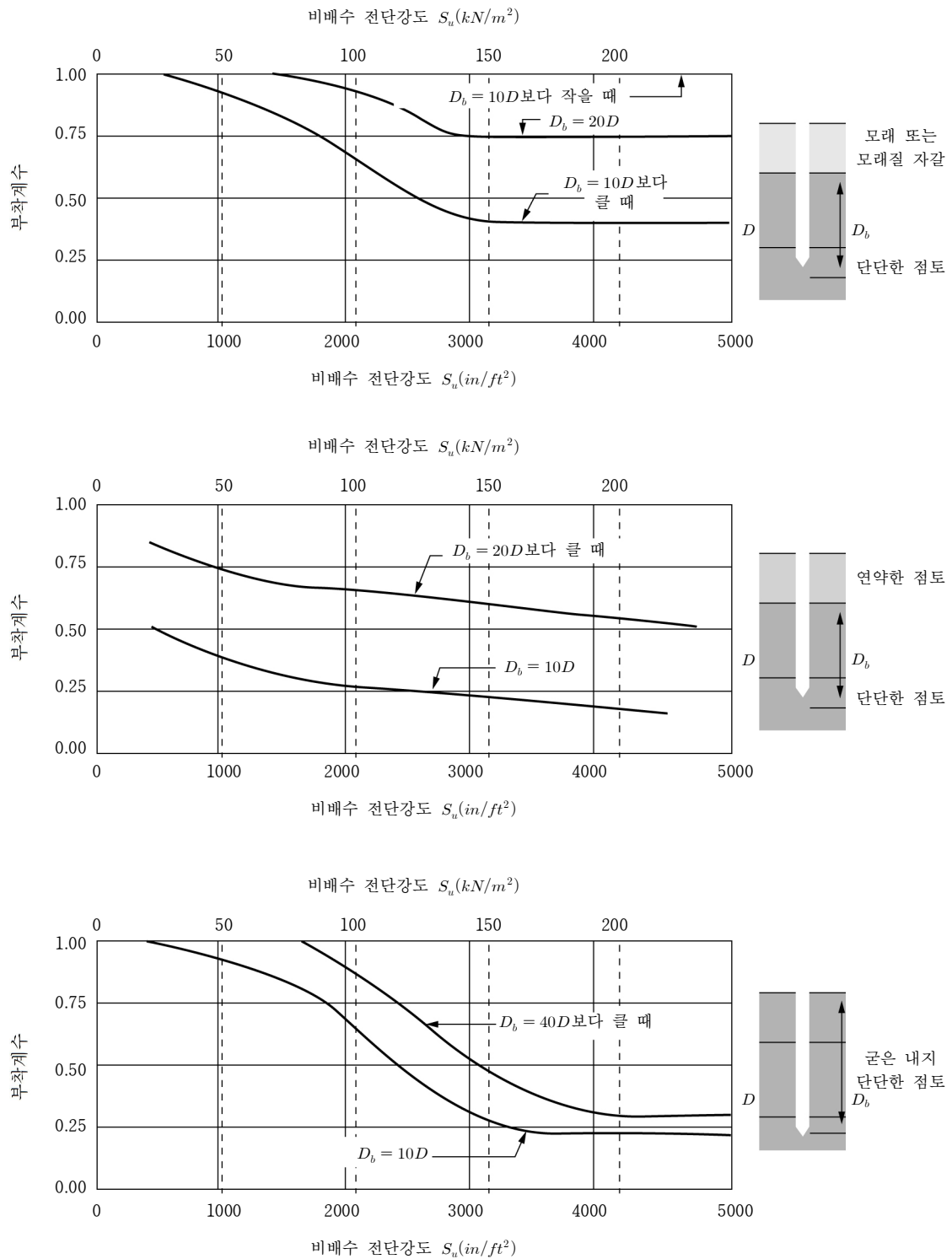


그림 3.3-2 점성토에 설치된 타입말뚝의 부착계수 설계곡선(Tomlinson, 1987)

② β 방법

가. 유효응력법에 근거한 β 방법은 말뚝의 주변마찰력을 예측하는데 이용된다. MPa을 단위로 하는 공칭 단위 주변마찰력은 다음 식과 같이 유효응력에 근거하여 정의된다.

$$q_s = \beta \sigma_v' \quad (3.3-10)$$

여기서, σ_v' = 연직유효응력(MPa)

β = 그림 3.3-3에서 제시한 계수

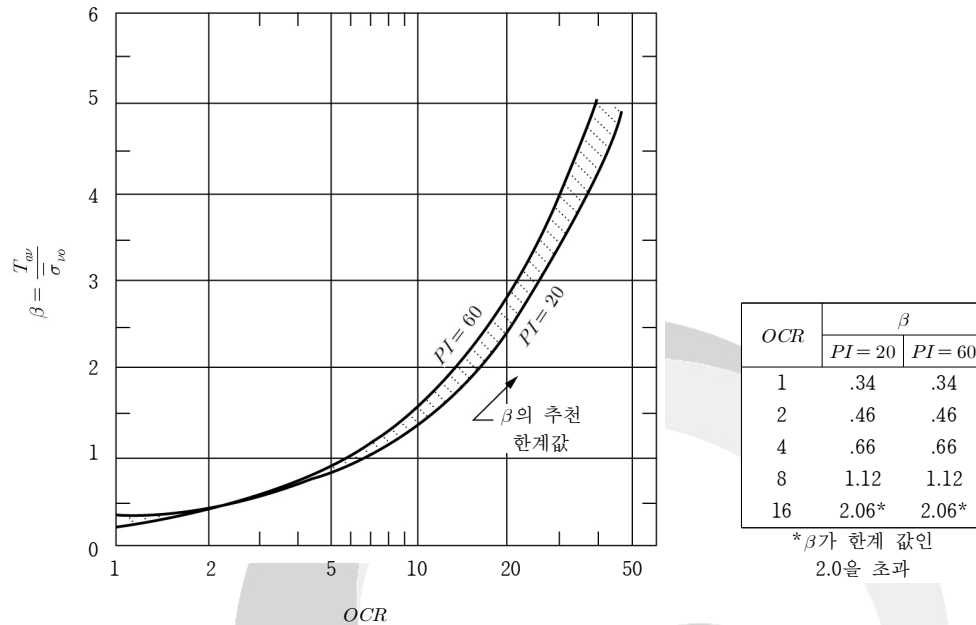


그림 3.3-3 배토 말뚝에 대한 β 와 OCR의 관계(Esrig 과 Kirby, 1979)

나. Nordlund 방법은 점성토의 변단면(nonprismatic) 말뚝에 β 방법을 적용하는데 사용한다. 이 경우 저항계수는 표 3.1-2에 명시된 β 방법의 계수를 사용한다.

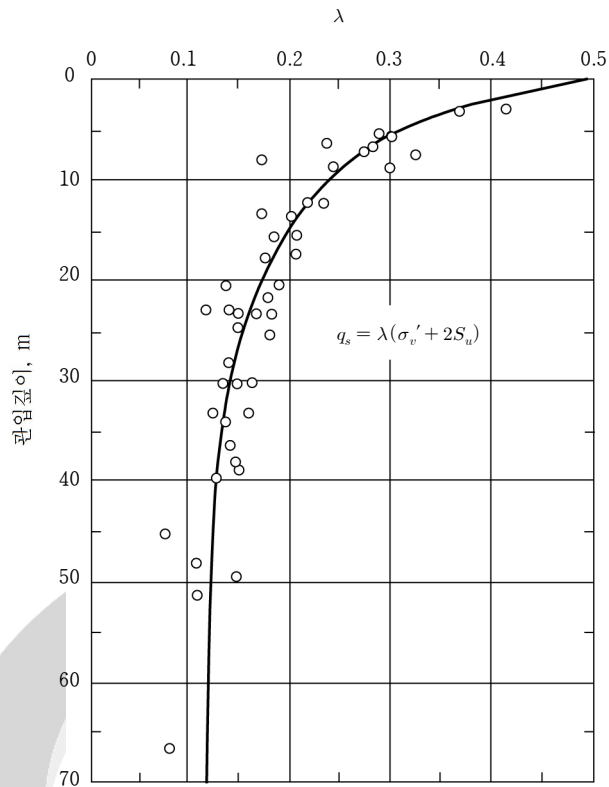
③ λ 방법

λ 방법은 단위 주면마찰력을 수동토압과 관련지어 사용하며 q_s 는 다음과 같이 구한다.

$$q_s = \lambda(\sigma_v' + 2S_u) \quad (3.3-11)$$

여기서, $\sigma_v' + 2S_u$ = 수동토압(MPa)

λ = 그림 3.3-4에서 제시한 경험 계수

그림 3.3-4 타입 강관말뚝에 대한 λ 계수(Vijayvergiya 와 Focht, 1972)

④ 사질토층에 대한 Nordlund/Thurman 방법

가. 유효응력법은 모래층이나 비소성 실트층에 한해서 적용한다. 공칭 단위주면마찰력 q_s 는 다음과 같은 식에 의해서 산정되며 단위는 MPa이다.

$$q_s = K_\delta C_F \sigma'_v \frac{\sin(\delta + \omega)}{\cos \omega} \quad (3.3-12)$$

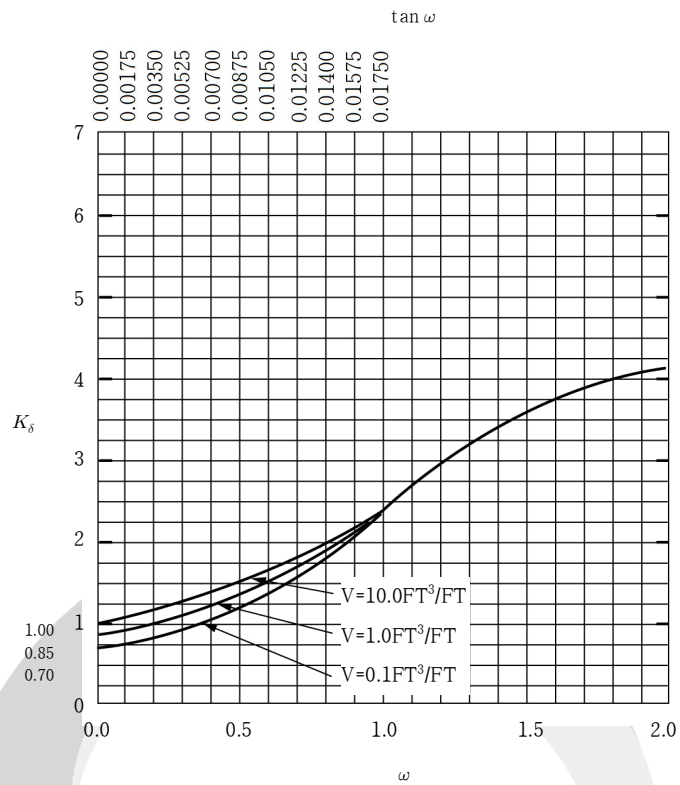
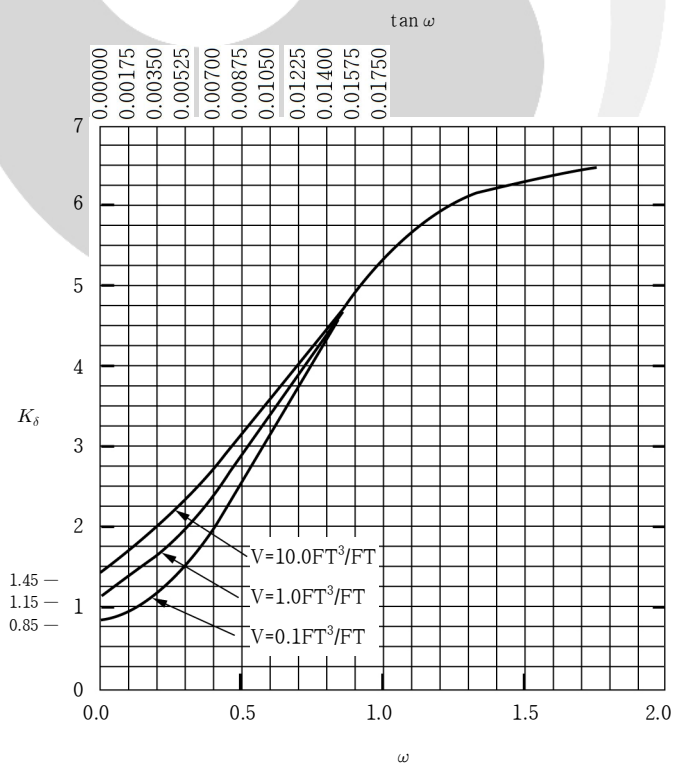
여기서, K_δ = 지층의 중간 심도에서의 수평방향 토압계수(그림 3.3-5~그림 3.3-8)

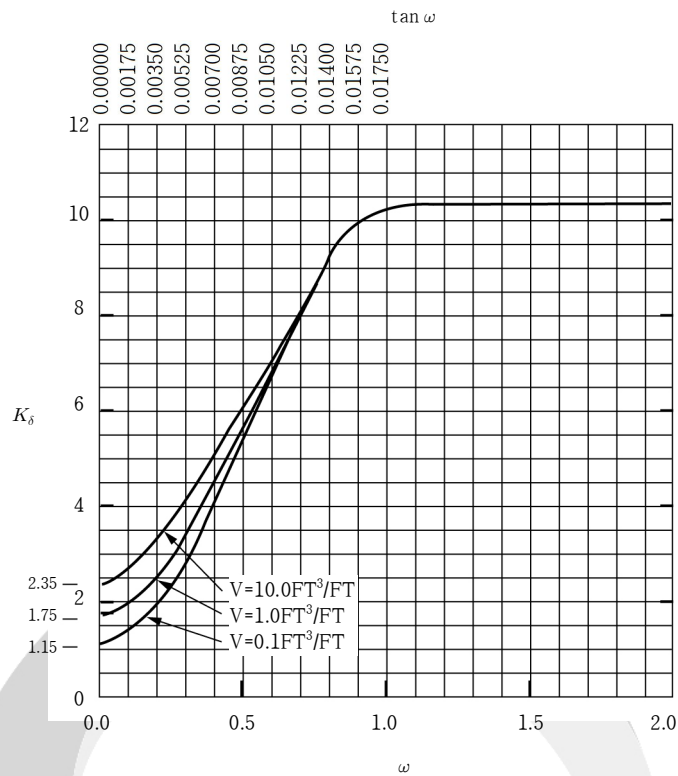
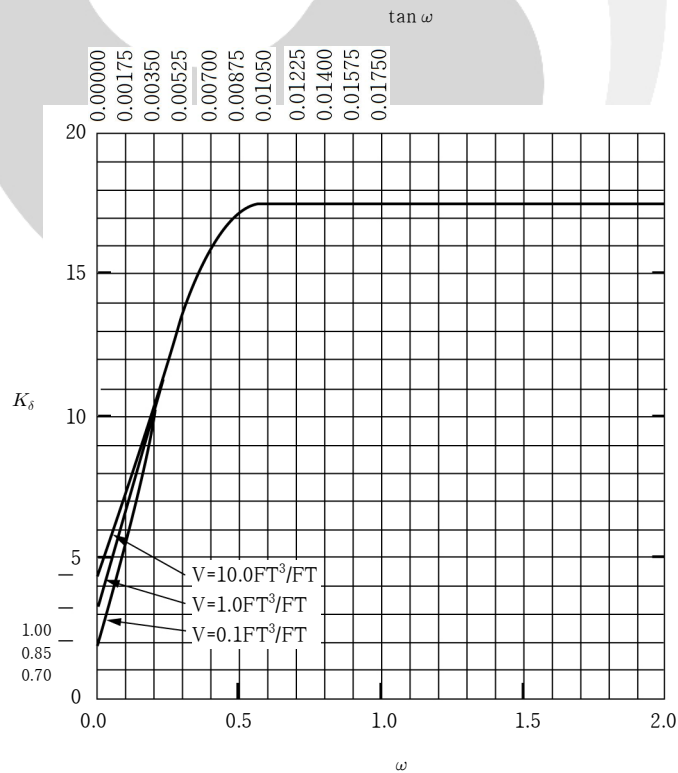
$C_F = \delta \times \phi_f$ 일 경우 K_δ 의 수정계수(그림 3.3-9)

σ'_v = 지층의 중간 심도에서의 유효 상재압(MPa)

δ = 말뚝과 지반의 마찰각($^\circ$)(그림 3.3-10)

ω = 연직면에 대한 말뚝 직경의 측면경사각($^\circ$)

그림 3.3-5 $\phi_f=25^\circ$ 일 경우 K_δ (Hannigan 등, 2006)그림 3.3-6 $\phi_f=30^\circ$ 일 경우 K_δ (Hannigan 등, 2006)

그림 3.3-7 $\phi_f=35^\circ$ 일 경우 K_δ (Hannigan 등, 2006)그림 3.3-8 $\phi_f=40^\circ$ 일 경우 K_δ (Hannigan 등, 2006)

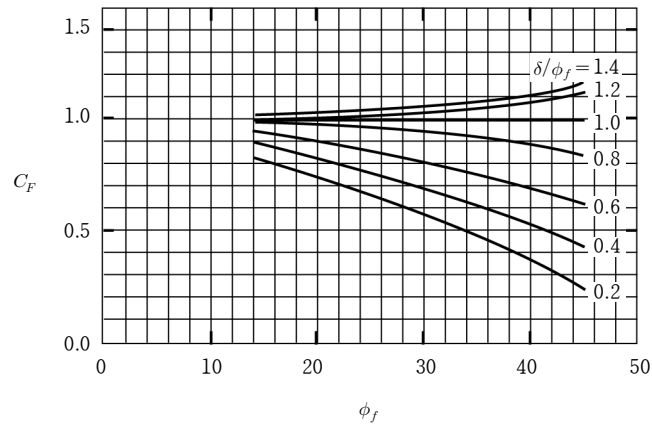


그림 3.3-9 $\delta \neq \phi_f$ 일 경우 K_δ 의 수정계수 (Hannigan 등, 2006)

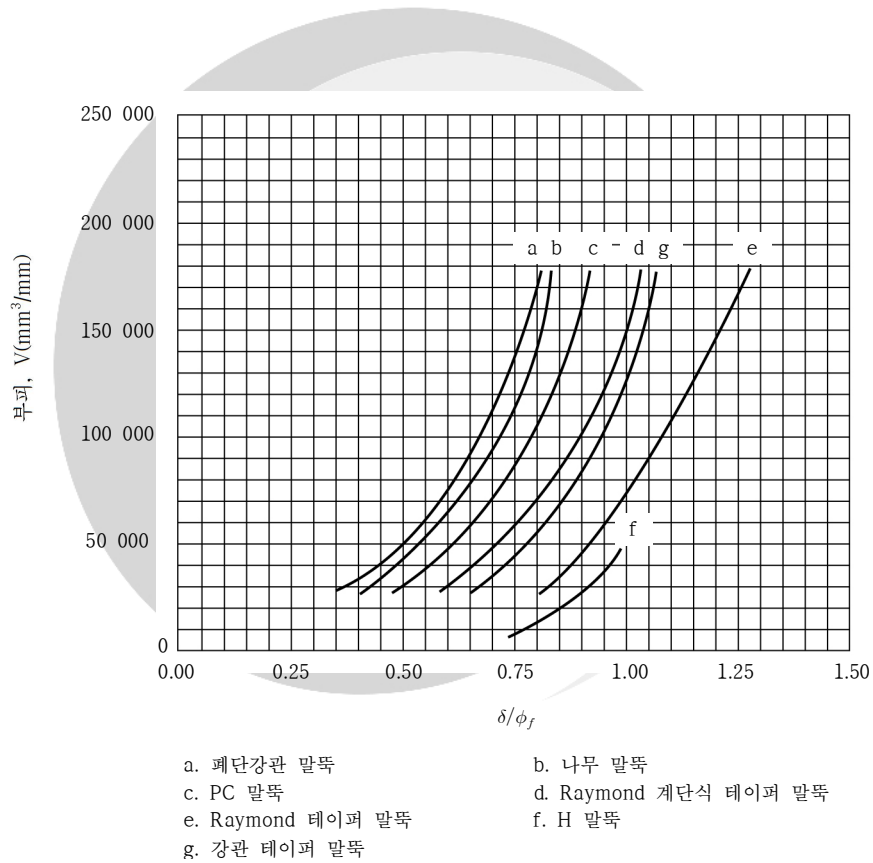


그림 3.3-10 여러 가지 말뚝에 대한 말뚝 변위와 δ/ϕ_f (Hannigan 등, 2006)

나. 공칭 단위선단지지력 q_p 는 다음 식으로 산정하며, 단위는 MPa이다.

$$q_p = \alpha_t N_q' \sigma_v' \leq q_L \quad (3.3-13)$$

여기서, α_t = 수정계수 (그림 3.3-11)

N'_q = 지지력계수 (그림 3.3-12)

σ'_v = 말뚝 선단부 유효상재압 (MPa) ≤ 0.15 MPa

q_L = 한계 단위선단지지력 (그림 3.3-13)

D = 말뚝근원길이
b = 말뚝 직경 또는 폭

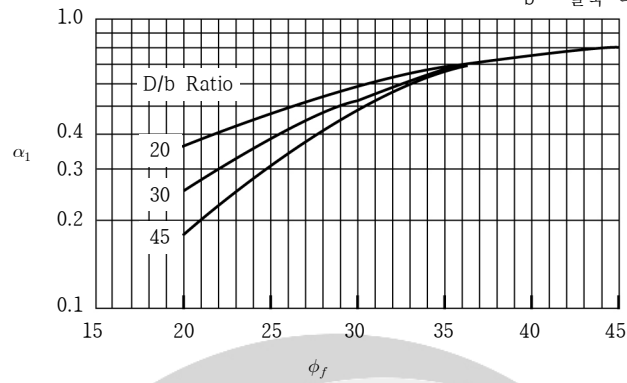


그림 3.3-11 α_t 계수 (Hannigan 등, 2006)

지지력 계수

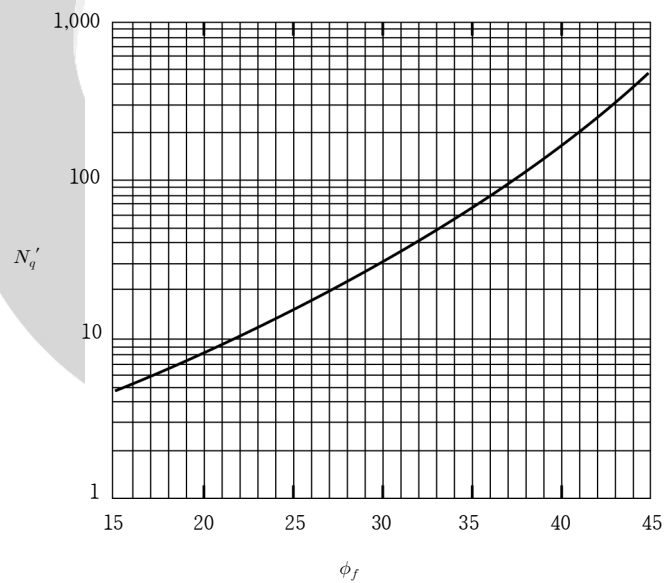


그림 3.3-12 지지력계수, N'_q (Hannigan 등, 2006)

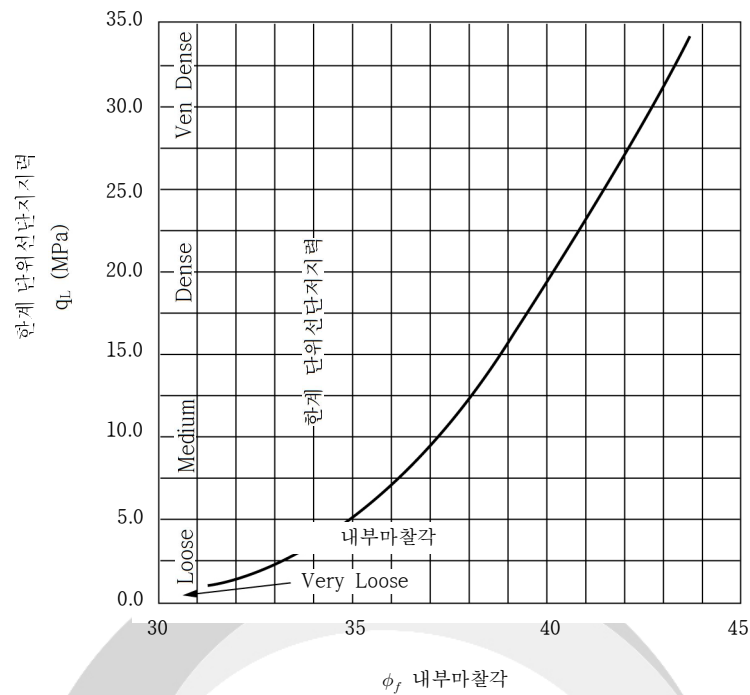


그림 3.3-13 한계 단위선단지지력(Hannigan 등, 2006)

(3) 선단저항

포화된 점성토에 설치된 말뚝의 공칭 단위선단지지력 q_p 는 다음과 같으며 단위는 MPa이다.

$$q_p = 9S_u \quad (3.3-14)$$

여기서, S_u = 말뚝 선단근처 점성토의 비배수 전단강도(MPa)

3.3.3.4 현장 원위치시험을 통한 말뚝지지력의 평가

(1) 일반사항

현장 원위치시험법을 사용하여 평가한 주면마찰력과 선단지지력에 대한 저항계수는 표 3.1-2에 규정되어 있다.

(2) 표준관입시험(SPT)을 이용한 방법

이 방법은 사질토 및 비소성 실트에 대해 적용한다.

① 말뚝 선단지지력

사질토에서 깊이 D_b 까지 타입된 말뚝의 공칭 단위 선단지지력은 다음과 같고 단위는 MPa이다.

$$q_p = \frac{0.038N_{corr}D_b}{D} \leq q_l \quad (3.3-15)$$

여기서,

$$N_{corr} = \left[0.77 \log_{10} \left(\frac{1.92}{\sigma_v'} \right) \right] N \quad (3.3-16)$$

여기서, N_{corr} = 상재응력 σ_v' 에 대하여 수정한 말뚝 선단근처의 대표적인 SPT 타격횟수(타/300 mm)

N = SPT 타격횟수(타/300 mm)

D = 말뚝의 폭 또는 직경(mm)

D_b = 지지층에 관입된 말뚝길이(mm)

q_l = 한계 선단지지력으로 사질토인 경우 $0.4 N_{corr}$, 비소성 실트인 경우 $0.3 N_{corr}$ 을 사용한 다(MPa).

② 주면마찰력

사질토에 설치된 말뚝의 공칭 주면마찰력 q_s 는 다음과 같으며 단위는 MPa이다.

가. 배토 말뚝

$$q_s = 0.0019 \bar{N} \quad (3.3-17)$$

나. 비배토 말뚝(㉠ H형 강말뚝)

$$q_s = 0.00096 \bar{N} \quad (3.3-18)$$

여기서, q_s = 타입말뚝에 대한 단위 주면마찰력(MPa)

$\bar{N}$ = 말뚝 주면을 따라 얻은 보정하지 않은 평균 SPT 타격횟수(타/300 mm)

3.3.3.5 암반 지지 말뚝

- (1) 암반층에 지지되는 말뚝의 선단지지력에 대한 저항계수는 표 3.1-2에 나타나 있는 값들을 사용한다. 말뚝 폭(또는 직경)과 암반의 불연속면 간격이 300 mm 보다 크거나, 속이 차 있지 않은 불연속면의 폭이 6.4 mm보다 작거나 혹은 흙 또는 암편으로 차있는 불연속면의 폭이 25 mm보다 작은 경우에 대해서 암반에 설치된 타입말뚝의 공칭 단위 선단지지력(MPa), q_p 는 다음 식을 통해 구한다.

$$q_p = 3q_u K_{sp} d \quad (3.3-19)$$

위의 식에서

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s_d}{D}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{s_d}}} \quad (3.3-20)$$

$$d = 1 + 0.4 H_s / D_s \leq 3.4 \quad (3.3-21)$$

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도(MPa)

d = 무차원 깊이계수

K_{sp} = 그림 3.3-14의 무차원 지지력계수

s_d = 불연속면 간격(mm)

t_d = 불연속면 폭(mm)

D = 말뚝 폭(mm)

H_s = 암반에 근입된 말뚝의 근입깊이로서 기반암에 위에 놓인 경우 0으로 본다.

D_s = 암반 근입부 말뚝 폭(mm)

- (2) 이 방법은 연약한 세일 또는 연약한 석회암과 같은 연암에 대해서는 사용해서는 안 된다. 연약한 암반에 지지되는 말뚝은 3.3.3.3의 점성토에 의해 지지되는 말뚝과 3.3.3.4의 사질토에 의해 지지되는 말뚝에 대해 규정된 것과 같이 연약한 암반을 흙으로 보고 설계를 한다.

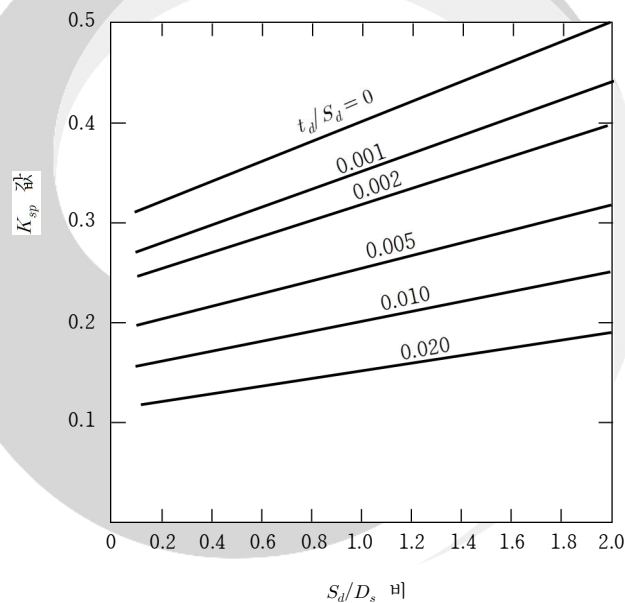


그림 3.3-14 지지력계수 (캐나다 지반공학회, 1985)

3.3.3.6 말뚝재하시험

- (1) 말뚝에 대한 압축, 인장, 횡방향 재하시험은 다음 규정에 따라 실시한다.

- ① 정적 축방향 압축하중을 받는 말뚝에 대한 시험방법 - ASTM D1143-81(87), KS F 2445
- ② 정적 축방향 인장하중을 받는 외말뚝에 대한 시험방법 - ASTM D3689-90
- ③ 횡방향하중을 받는 말뚝에 대한 시험방법 - ASTM D3966-90

- (2) 말뚝재하시험으로부터 구한 축방향 압축지지력과 축방향 인발저항력에 대한 저항계수는 표 3.1-2에 나타나 있다. 항타 분석기를 이용한 현장시험은 다음 규정에 따라 실시한다.

- ① 말뚝의 고변형률 동적시험(high strain dynamic testing of piles)에 대한 시험방법 - ASTM D4945-89
- ② 항타 분석기를 이용하여 구한 축방향 지지력에 대한 저항계수는 표 3.1-2에 나타나 있다.

3.3.3.7 인발

(1) 일반사항

극한한계상태를 고려하여 계산한 하중이 인장력일 경우에는 인발지지력을 고려해야 한다. 말뚝이 인발력을 받는 경우는 인발에 대한 저항력, 그리고 인장에 저항하고 하중을 다른 부재에 전달하는 구조적 성능을 평가하여야 한다.

(2) 외말뚝의 인발저항력

외말뚝의 인발저항력은 3.3.3.3와 3.3.3.4에 규정된 바와 같이 압축하중을 받는 말뚝의 주변 마찰력을 평가하는 방법과 유사한 방법으로 결정할 수 있다. 감가된 인발저항력(factored uplift resistance) Q_R 은 다음과 같다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_u Q_s \quad (3.3-22)$$

여기서, Q_s = 주변저항에 의한 공칭 인발저항력(N)

ϕ_u = 표 3.1-2에 규정된 인발저항력에 대한 저항계수

(3) 무리말뚝의 인발저항력

① 무리말뚝에서, 인발저항력 Q_R 은 다음과 같다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_{ug} Q_{ug} \quad (3.3-23)$$

여기서, ϕ_{ug} = 표 3.1-2에 규정된 저항계수

Q_{ug} = 무리말뚝의 공칭 인발저항력 (N)

② 무리말뚝의 공칭 인발저항력, Q_{ug} 는 다음 두 값 중 작은 값으로 한다.

가. 외말뚝의 인발저항력의 합

나. 블록으로 고려한 무리말뚝의 인발저항력

③ 사질토에 설치된 무리말뚝의 경우, 인발되는 블록의 중량은 그림 3.3-15와 같이 무리말뚝 선단면의 양 끝점으로부터 상향으로 수평과 연직의 비가 1:4가 되도록 선을 그어 형성되는 블록의 중량으로 계산한다. 지하수위 아래의 흙에 대해서는 수중 단위중량을 사용한다. 점성토에서는 그림 3.3-18과 같이 비배수 전단의 형태로서 인발에 저항하는 블록을 고려한다. 무리말뚝에 대한 공칭 인발저항력은 다음 식으로 구한다.

$$Q_n = Q_{ug} = (2XZ + 2YZ)\overline{S_u} + W_g \quad (3.3-24)$$

여기서, X = 그림 3.3-18에서 무리말뚝의 폭(mm)

Y = 그림 3.3-18에서 무리말뚝의 길이(mm)

Z = 그림 3.3-18에서 말뚝캡 아래 블록의 깊이(mm)

$\overline{S_u}$ = 말뚝주면을 따라 발생하는 흙의 평균 비배수 전단강도(MPa)

W_g = 흙, 말뚝, 그리고 말뚝캡을 포함한 블록의 중량(N)

- ④ 외말뚝 저항력의 합으로 결정되는 무리말뚝의 공칭 인발저항력, Q_{ug} 에 대한 저항계수는 표 3.1-2에 나타나 있는 것과 같이 외말뚝의 인발저항력에 대한 저항계수와 같은 값을 사용한다. 블록으로 고려하는 무리말뚝의 인발저항력에 대한 저항계수는 점성토와 사질토에 있는 무리말뚝에 대해 규정한 표 3.1-2의 값들을 사용한다.

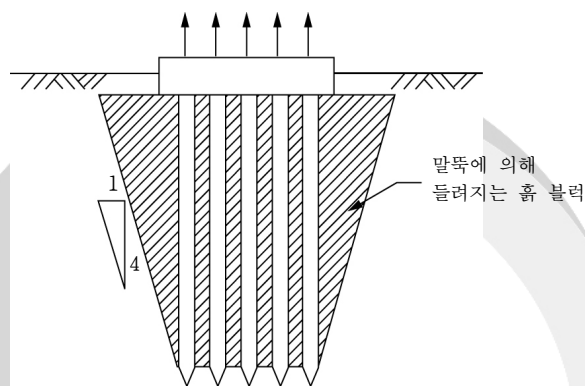


그림 3.3-15 사질토에서 말뚝 사이의 간격이 작은 무리말뚝의 인발(Tomlinson, 1987)

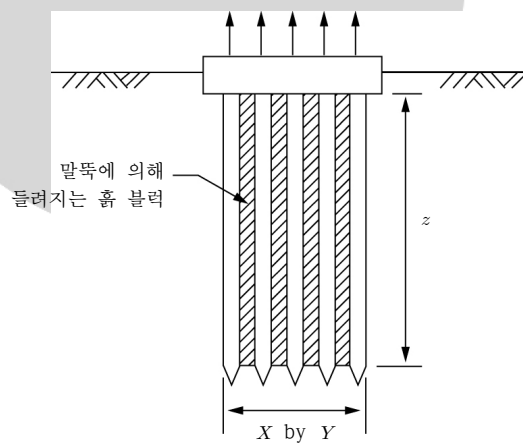


그림 3.3-16 점성토에 설치된 무리말뚝의 인발(Tomlinson, 1987)

3.3.3.8 수평하중

수평하중을 받는 말뚝의 경우 말뚝머리는 말뚝캡에 고정되어야 한다. 말뚝을 타입하여 설치하는 과정에서 생기는 주변의 교란 부위와 빈 공간은 조립질 재료로 치환하여 다져야 한다. 수평방향 하중을 받는 말뚝의 경우, 무리말뚝을 이루는 말뚝수와 말뚝간격을 포함하여 지반과 말뚝 사이,

즉 흙-구조물 또는 암반-구조물 사이의 상호작용 효과를 고려해야 한다.

3.3.3.9 경사말뚝의 지지력

경사말뚝을 포함하는 무리말뚝의 지지력은 경사말뚝을 연직말뚝으로 가정하여 결정할 수 있다.

3.3.3.10 무리말뚝의 축방향 지지력

(1) 일반사항

무리말뚝의 감가된 지지력은 다음과 같다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_g Q_g \quad (3.3-25)$$

여기서, Q_g = 무리말뚝의 공칭지지력(N)

ϕ_g = 표 3.1-2에 규정된 무리말뚝의 저항계수

(2) 점성토

- ① 말뚝캡이 지반과 밀착된 경우 효율을 감소시킬 필요는 없다. 캡이 지반과 밀착되지 않더라도 지반이 단단한 경우 효율을 감소시킬 필요는 없다. 캡이 지반과 밀착되지 않고 지표면 흙이 연약한 경우, 각 말뚝의 지지력에 적절한 효율계수를 적용하도록 한다.
- ② 무리말뚝의 지지력은 다음 중 작은 값으로 한다.
 - 가. 무리말뚝 내의 각 말뚝의 수정 지지력의 합
 - 나. 등가피어(pier)의 지지력
- ③ 등가피어(pier)를 결정할 때는
 - 가. 주면마찰력을 결정하기 위해 흙의 최대전단강도(full shear strength)를 사용한다.
 - 나. 선단지지력을 결정하기 위해 등가피어(pier)의 전체 선단면적을 사용한다.
 - 다. 말뚝캡의 부가적인 저항력은 무시한다.
- ④ 등가피어(pier) 또는 블록파괴의 경우 저항계수는 표 3.1-2에 제시되어 있고 말뚝캡의 지반 접촉 여부에 무관하게 적용된다. 개개의 지지력의 합을 사용해 계산한 무리말뚝에 대한 저항계수는 표 3.1-2에 규정된 외말뚝 지지력에 대한 것과 같은 값을 사용한다.

(3) 사질토

사질토에 설치된 무리말뚝의 지지력은 무리 내에 있는 모든 말뚝 지지력의 합과 같다. 효율계수는 말뚝캡의 지반과 밀착여부와 상관없이 1.0으로 고려한다. 저항계수는 표 3.1-2에 규정하였듯이 외말뚝에 대한 값과 같다.

(4) 연약 또는 압축성 지반 위의 단단한 지반에 설치된 무리말뚝

- ① 무리말뚝이 연약한 지반 위에 있는 단단한 지반에 근입된 경우, 연약 층의 말뚝선단의 관입 파괴(punching failure)에 대한 가능성을 고려해야 한다. 단단한 층 아래의 흙이 연약한 압

축성 흙으로 이루어져 있는 경우에는 이들 지층 때문에 많은 침하가 발생할 가능성을 고려해야 한다.

- ② 아래에 있는 연약지층의 지지력은 말뚝 선단에서부터 연직과 수평의 비가 2:1인 기울기로 투영된 면적에 하중이 퍼지면서 분포한다고 가정하여 추가하중을 계산한다. 말뚝 선단 아래의 지지력은 투영된 가상 기초의 크기에 따라 구한다. 지지력은 여기에 제시된 확대기초의 기준에 바탕을 두고 있다.

3.3.3.11 무리말뚝의 횡방향 지지력

무리말뚝의 설계 수평지지력 Q_R 은 다음과 같다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi Q_{Lg} = \eta \phi_L \sum Q_L \quad (3.3-26)$$

여기서, Q_L = 외말뚝의 공칭 수평지지력(N)

Q_{Lg} = 무리말뚝의 공칭 수평지지력(N)

ϕ_L = 표 3.1-2 규정된 무리말뚝에 대한 저항계수

η = 무리말뚝의 효율계수(점성토의 경우 0.85, 사질토의 경우 0.75)

무리말뚝의 횡방향 지지력은 효율계수를 적용한 외말뚝의 수정된 지지력의 합으로 구한다.

3.3.4 구조설계

3.3.4.1 일반사항

타입하여 설치하는 말뚝의 구조설계는 KDS 24 14 21 및 KDS 24 14 31의 규정에 따라 실시한다.

3.3.4.2 말뚝의 좌굴

지반면 위로 돌출되어 물이나 공기에 노출되어 있는 말뚝은 지반 아래 일정한 깊이에 고정되어 있는 것으로 가정한다. 횡방향으로 지지되지 않은 길이와 지반 속에 근입된 길이의 합인 말뚝의 등가길이를 사용하여, KDS 24 14 21 및 KDS 24 14 31의 압축부재에 대한 규정에 따라 안정성을 결정하게 된다. 고정점까지의 근입 깊이는 다음 식으로 나타낸다.

(1) 점성토인 경우

$$1.4 \left[\frac{E_p I_p}{E_s} \right]^{0.25} \quad (\text{mm}) \quad (3.3-27)$$

(2) 사질토인 경우

$$1.8 \left[\frac{E_p I_p}{n_h} \right]^{0.2} \quad (\text{mm}) \quad (3.3-28)$$

여기서, E_p = 말뚝의 탄성계수(MPa)
 I_p = 말뚝의 관성모멘트(mm⁴)
 E_s = 점성토의 탄성계수 = $67 S_u$ (MPa)
 S_u = 점성토의 비배수 전단강도(MPa)
 n_h = 표 3.3-1에 규정된 사질토의 깊이에서 따른 탄성계수 증가비(MPa/mm)

표 3.3-1 사질토의 깊이에서 따른 탄성계수의 증가 비 n_h (MPa/mm)

연경도	건조 또는 습윤 상태	수침
느슨	9.4×10^{-3}	4.7×10^{-3}
보통	0.025	0.013
조밀	0.063	0.031

3.4 현장타설말뚝

3.4.1 일반사항

3.4.1.1 범위

3.4의 규정은 현장타설말뚝의 설계에 적용한다.

3.4.1.2 근입

현장타설말뚝의 근입은 충분한 연직, 횡방향 하중지지력을 발휘하고 허용변위량을 감당할 수 있을 만큼 충분해야 한다.

3.4.1.3 지름과 확대선단부

- (1) 암반 소켓 현장타설말뚝 시공을 위해 상부토사의 붕괴방지용으로 케이싱이 필요한 경우 소켓지름은 케이싱의 안지름보다 최소한 150 mm 작아야 한다. 케이싱이 필요하지 않은 암반 소켓 현장타설말뚝의 경우에는 소켓지름이 상부 말뚝지름과 같아도 된다.
- (2) 단단한 점성토에서는 단위 선단지지압력을 감소시키기 위해서 또는 인발하중에 대한 추가적인 저항력을 제공하기 위해서 선단지지면적을 증가시키기 위하여 말뚝선단을 확대하거나 종 모양으로 할 수 있다. 콘크리트를 타설하기 전에 천공구멍 바닥면을 깨끗하게 하고 그 상태를 확인한 경우에는 전체 저부면적이 효과적으로 하중을 전달시킨다고 볼 수 있다.

3.4.1.4 지지력

3.3.1.3의 규정은 말뚝 대신에 현장타설말뚝으로 대체하여 적용할 수 있다. 시공방법이 현장타설 말뚝 지지력에 영향을 끼칠 수 있으므로 설계할 때 이 점을 고려해야 한다. 현장타설말뚝의 시공은 건조시공, 케이싱 사용 시공, 습윤시공 또는 이들 방법을 조합하는 방법이 있다. 모든 시공법

의 경우에 대하여 천공경의 굴착, 콘크리트 타설 그리고 현장타설말뚝 시공에 대한 기타 조건들은 이들 시방규정에 따라 실시하도록 한다.

3.4.1.5 하향력

하향력은 3.3.1.4에 규정된 방법에 의해 평가한다. 극한한계상태에서의 선단지지 현장타설말뚝에 작용하는 하향력의 하중계수는 표 3.1-3에 규정된 주면마찰력에 대한 저항계수의 역수를 적용한다.

3.4.1.6 무리말뚝의 말뚝간격

현장타설말뚝의 중심간 간격은 지름의 3배 또는 인접말뚝간의 상호간섭이 없는 최소간격보다 커야 한다. 더 좁은 간격이 요구되는 경우에는 시공절차를 설계도서에 명시해야 하고 인접 현장타설말뚝 간의 상호작용 효과를 평가하여야 한다.

3.4.1.7 경사 현장타설말뚝

경사 현장타설말뚝은 피하도록 한다. 횡방향 지지력을 증가시킬 필요가 있는 경우에는 말뚝지름을 크게 하거나 말뚝수를 증가시킨다.

3.4.1.8 지하수위와 부력

3.3.1.7의 규정이 적용된다.

3.4.1.9 인발

3.3.1.9의 규정을 적용한다. 팽창토에 대해 설계 및 시공되는 현장타설말뚝은 인발에 저항하기 위해 습윤조건에 대해 안정한 흙에 충분히 정착되도록 한다. 지반팽창조건에 의해 말뚝/말뚝캡에 인발하중이 작용하지 않도록 지표면과 캡의 아래 부분 또는 말뚝을 연결하는 빔 사이의 공간을 충분히 확보하도록 해야 한다.

3.4.2 사용한계상태의 변위

3.4.2.1 일반사항

3.3.2.1의 규정을 적용한다. KDS 24 12 11에 제시된 사용하중조합-1을 사용하는 것이 적합하다. 점성토에 설치된 현장타설말뚝의 사용한계상태 침하량을 추정하는 데는 영구하중만을 고려한다. 조립토에 설치된 말뚝의 침하량을 추정할 때는 영구하중에 일시적인 하중을 더한 값을 사용한다.

3.4.2.2 수평변위에 대한 기준

3.3.2.2의 규정을 적용한다.

3.4.2.3 침하**(1) 일반사항**

외말뚝과 무리말뚝에 상관없이 현장타설말뚝기초의 침하량은 3.2.2.2의 기준을 초과해서는 안 된다.

(2) 현장타설 외말뚝의 침하량

현장타설 외말뚝의 침하량은 다음 사항을 고려하여 추정해야 한다 :

- ① 단기간 침하량
- ② 점성토에 시공될 경우에는 압밀침하량
- ③ 현장타설말뚝의 축방향 압축량

(3) 무리말뚝의 침하량

3.3.2.3의 규정을 적용한다.

3.4.3 극한한계상태의 지지력**3.4.3.1 일반사항**

3.3.3.1의 극한한계상태를 적용한다.

3.4.3.2 현장타설말뚝의 축방향 하중

3.3.3.2의 규정을 적용한다.

3.4.3.3 점성토에 설치한 현장타설말뚝의 지지력 산정

점성토에 설치된 현장타설말뚝의 저항력을 결정하기 위해 반경험적인 방법이 사용된다. 점성토의 현장타설말뚝은 비배수 하중조건과 배수 하중조건에 대하여 각각 전응력법과 유효응력법으로 설계해야 한다.

(1) 말뚝의 주변마찰력 산정

- ① 점성토에 설치되어 비배수 재하 상태에 있는 현장타설말뚝의 공칭 단위 주변마찰력은 다음과 같이 α 방법으로 산정하며, 단위는 MPa이다.

$$q_s = \alpha S_u \quad (3.4-1)$$

여기서,

$$\frac{S_u}{p_a} \leq 1.5 \text{ 일때, } \alpha = 0.55 \quad (3.4-1a)$$

$$1.5 \leq \frac{S_u}{p_a} \leq 2.5 \text{ 일때, } \alpha = 0.55 - 0.1 \left(\frac{S_u}{p_a} - 1.5 \right) \quad (3.4-1b)$$

S_u = 평균 비배수전단강도(MPa)

α = 부착력 계수(무차원값)

p_a = 대기압(=0.101 MPa)

② 그림 3.4-1에 나타난 바와 같이 현장타설말뚝의 다음 부분들에서는 주면마찰력이 발휘되지 않는 것으로 간주한다.

가. 말뚝의 머리로부터 최소한 1,500 mm 까지

나. 단면이 일정한 말뚝의 경우 선단으로부터 위로 말뚝의 지름만큼

다. 확대선단말뚝에서 확대선단부의 주면

라. 확대선단말뚝에서 확대선단부의 상단에서 위로 말뚝지름만큼

③ 영구적인 케이싱을 사용하는 경우에는 케이싱의 종류와 길이, 설치 방법을 고려하여 주면마찰력 값을 적절하게 수정(무시 포함)하여야 한다.

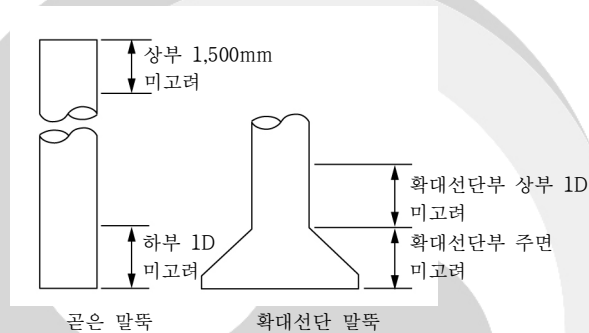


그림 3.4-1 주면마찰력을 계산할 때 고려하지 않는 현장타설말뚝의 각 부분에 대한 설명
(O'Neill과 Reese, 1999)

(2) 선단지지력

① 점성토에 설치되어 축하중을 받는 현장타설말뚝의 전응력 방법에 따른 공칭 단위 선단지지력은 다음의 O'Neill 과 Reese(1999) 식으로 산정한다.

$$q_p = N_c S_u \leq 4.0 \text{ (MPa)} \quad (3.4-2)$$

$$N_c = 6 \left[1 + 0.2 \left(\frac{Z}{D} \right) \right] \leq 9 \quad (3.4-3)$$

여기서, D = 말뚝의 지름(mm)

Z = 말뚝의 관입깊이(mm)

S_u = 비배수전단강도(MPa)

- ② S_u 값은 현장타설말뚝의 선단으로부터 지름의 2배만큼 떨어진 깊이 이내의 위치에서 시행한 현장시험결과나 이 깊이에서 채취한 불교란시료를 사용한 실내시험결과로부터 결정한다. 만일 이렇게 구한 S_u 가 0.024 MPa 이하라면 N_c 값에 0.67을 곱한다(1/3만큼 저감).

3.4.3.4 사질토에 설치한 현장타설말뚝의 지지력 산정

(1) 일반사항

사질토 지반의 현장타설말뚝은 배수 조건의 유효응력법으로 설계하거나 현장시험 결과에 근거하여 경험적인 방법으로 설계해야 한다.

(2) 주면마찰력

- ① 사질토에 설치된 현장타설말뚝의 β 방법에 의한 공칭지지력 q_s 는 다음과 같이 구하며, 단위는 MPa이다.

$$0.25 \leq \beta \leq 1.2 \text{ 일 때, } q_s = \beta \sigma'_v \leq 0.19 \quad (3.4-4)$$

사질토 지반에서,

$$N_{60} \geq 15 \text{ 이면, } \beta = 1.5 - (7.7 \times 10^{-3} \sqrt{z}) \quad (3.4-4a)$$

$$N_{60} < 15 \text{ 이면, } \beta = \frac{N_{60}}{15} (1.5 - 7.7 \times 10^{-3} \sqrt{z}) \quad (3.4-4b)$$

여기서, σ'_v = 대상층 중간에서 연직유효응력(MPa)

β = 하중전이계수(무차원)

z = 대상층 중간까지 깊이(mm)

N_{60} = 설계구역 지층의 평균 N값으로서, 해머 효율에 대해서 보정한 값

- ② 재하시험을 실시하였다면 더 큰 값을 사용할 수도 있다.
 ③ 자갈질 모래층이나 자갈층에 대해서는 N_{60} 이 15 이상이라면 다음 식 (3.4-4c)를 적용하며, 그 외의 경우에는 식 (3.4-4b)를 사용한다.

$$\beta = 2.0 - 0.00082(z)^{0.75} \quad (3.4-4c)$$

- ④ 영구적인 케이싱을 사용하는 경우에는 케이싱의 종류와 길이, 설치 방법을 고려하여 주면마찰력 값을 적정하게 수정하거나 무시하여야 한다.

(3) 선단지지력

- ① 사질토에 설치한 현장타설말뚝의 공칭 선단지지력 q_p 는 O'Neill과 Reese(1999) 방법에 따라 다음과 같이 구하며, 단위는 MPa이다.

$$0.057N_{60} \leq 50 \text{ 일 때, } q_p = 1.2N_{60} \quad (3.4-5)$$

여기서, N_{60} = 설계구역 지층의 평균 N값으로서, 해머 효율에 대해서만 보정한 값

- ② 재하시험을 실시한 경우 외에는 식 (3.4-5)로 구한 q_p 는 3.0 MPa 이내이어야 한다.
- ③ N_{60} 값이 50보다 큰 지층에 대해서는 중간지반(intermediated geomaterial)으로 간주하여 다음 식으로 선단지지력을 산정한다. 단위는 MPa이다.

$$q_p = 0.59 \left[N_{60} \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right) \right]^{0.8} \sigma'_v \quad (3.4-6)$$

여기서, σ'_v = 대상층 중간에서 연직유효응력 (MPa)

p_a = 대기압 (=0.101 MPa)

- ④ 식 (3.4-6)을 적용할 때 N_{60} 은 시험결과와 상관없이 상한값을 100으로 한다.

3.4.3.5 암반에 설치한 현장타설말뚝의 지지력 산정

(1) 일반사항

- ① 암반에 지지되는 현장타설말뚝은 다음 성분의 저항력으로 압축하중을 견뎌야 한다.
- 가. 암반 근입부(소켓) 벽면의 주면마찰력, 또는
 - 나. 말뚝 선단 아래 지층의 지지력, 또는
 - 다. 위 두 가지 성분 모두
- ② 암반에 근입한 현장타설말뚝의 저항력을 산정할 주면마찰력과 선단지지력 각각의 발현에 필요한 변위의 차이를 고려하여야 한다. 암반의 선단지지력을 반영하는 경우에는 암반 벽면에서 전단저항이 변형량에 따라서 최댓값을 지나 잔류상태로 저하되는 상황을 고려하여 암반의 주면마찰력을 평가하여야 한다.

(2) 주면마찰력

암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰력 q_s 는 Horvath와 Kenney(1979) 방법에 따른 다음 식으로 구하며, 단위는 MPa이다.

$$q_s = 0.65 \alpha_E p_a \left(\frac{q_u}{p_a} \right)^{0.5} < 7.8 p_a \left(\frac{f'_c}{p_a} \right)^{0.5} \quad (3.4-7)$$

여기서, q_u = 암의 일축압축강도(MPa)

p_a = 대기압(=0.101 MPa)

α_E = 암반 절리를 고려한 감소계수(표 3.4-1)

f'_c = 콘크리트 압축강도(MPa)

표 3.4-1 감소계수 α_E (O'Neill과 Reese(1999))

E_m/E_i	α_E
1.0	1.0
0.5	0.8
0.3	0.7
0.1	0.55
0.05	0.45

(3) 선단지지력

암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단지지력 q_p 는 다음과 같이 산정한다. 단위는 MPa이다.

- ① 말뚝 선단 아래로 말뚝 지름(폭)의 2배 깊이까지 암반이 신선한 상태이거나 압축성 물질 없이 절리가 단혀있는 경우, 그리고 암반 근입부(소켓)의 길이가 말뚝 지름(폭)의 1.5배 폭 이상일 경우

$$q_p = 2.5q_u \quad (3.4-8)$$

- ② 말뚝 선단 아래로 말뚝 지름(폭)의 2배 깊이까지 암반이 여러 방향의 절리를 갖는 경우

$$q_p = [\sqrt{s} + \sqrt{(m\sqrt{s} + s)}]q_u \quad (3.4-9)$$

여기서, s, m : 파쇄암반 정수(표 3.4-2)

q_u = 암의 일축압축강도(MPa)

표 3.4-2 비선형 강도 정의상 압질과 재료상수의 대략적인 관계(Hoek와 Brown, 1988)

압질	정수	암의 유형 A=벽개가 잘 발달된 탄산염암 B=석화된 이질암 C=뚜렷한 벽개가 있는 사질암 D=세립의 결정질 화성암 E=조립의 결정질 화성암과 변성암				
		A	B	C	D	E
신선암 시료 실험실 규격 시료상으로 절리가 없음 CSIR 등급: RMR=100	m s	7.00 1.00	10.00 1.00	15.00 1.00	17.00 1.00	25.00 1.00
매우 양호한 암반 Tightly interlocking undisturbed rock with unweathered joints at 절리가 풍화되지 않고, 단단히 결속된 불 교란 상태(900~3000 mm 크기에서) CSIR 등급: RMR=85	m s	2.40 0.082	3.43 0.082	5.14 0.082	5.82 0.082	8.567 0.082
양호한 암반 절리가 있고, 약간 풍화되었거나 미미하게 교란된 상태(900~3000 mm 크기에서) CSIR 등급: RMR=65	m s	0.575 0.00293	0.821 0.00293	1.231 0.00293	1.395 0.00293	2.052 0.00293
보통의 암반 보통 정도 풍화된 절리를 다수 가지는 상 태 (간격 300~900 mm) CSIR 등급: RMR=44	m s	0.128 0.00009	0.183 0.00009	0.275 0.00009	0.311 0.00009	0.458 0.00009
불량한 암반 50~300 mm 간격의 풍화된 절리가 많고 비지(gouge)가 있는 상태; clean compacted waste rock. CSIR 등급: RMR=23	m s	0.0029 3×10^{-6}	0.041 3×10^{-6}	0.061 3×10^{-6}	0.069 3×10^{-6}	0.102 3×10^{-6}
매우 불량한 암반 간격 50 mm 미만의 절리가 매우 많고 비 지가 있음. Waste rock with fines. CSIR 등급: RMR=3	m s	0.007 1×10^{-7}	0.010 1×10^{-7}	0.015 1×10^{-7}	0.017 1×10^{-7}	0.025 1×10^{-7}

3.4.3.6 재하시험

재하시험은 일반적으로 계획된 사용 말뚝과 동일한 방법, 치수, 재료로 만들어진 말뚝에 대하여 시행된다. 축방향 압축지지력, 축방향 인발지지력 또는 횡방향 지지력에 대한 저항계수는 표 3.1-3에 나타나 있다.

3.4.3.7 인발

(1) 일반사항

현장타설말뚝에 상향력이 작용할 때에는 인발저항력을 고려해야 한다. 상향력을 받는 말뚝에 대해서는 인발에 대한 말뚝의 구조적 강도에 대한 인발저항력과 지지부와 말뚝의 연결부위 강도에 대하여 검토해야 한다.

(2) 현장타설 외말뚝의 인발저항력

- ① 단면변화가 없는 현장타설 외말뚝의 인발저항력은 압축력을 받는 말뚝의 주면마찰력과 비슷한 방법으로 산정한다. 선단확대말뚝의 인발저항력은 선단 상부의 주면마찰력은 무시하고 종 모양의 선단이 앵커처럼 작용한다고 가정하고 산정한다. 현장타설말뚝의 인발저항력에 대한 강도감소계수는 표 3.1-3에 나타나 있다.
- ② 점성토에서 확대선단부를 가진 현장타설말뚝에 대해 감가된 인발저항력은 아래와 같이 산정된다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_s Q_{s,bell} \quad (3.4-10)$$

여기서,

$$Q_{s,bell} = q_{s,bell} A_u \quad (3.4-11)$$

여기서, $q_{s,bell} = N_u S_u$

$$A_u = \pi (D_p^2 - D^2) / 4 (\text{mm}^2)$$

N_u = 인발 부착계수

D_p = 확대선단부의 지름(mm)

D_b = 지지층 근입깊이(mm)

D = 말뚝지름(mm)

S_u = 저면 위로 확대선단부 지름의 2배 거리 내 평균 비배수전단강도(MPa)

ϕ = 표 3.1-3에 나타나 있는 강도감소계수

만일 지지층 상부에 팽창성 흙이 있다면 S_u 는 저면 바닥으로부터 상향으로 $2D_p$ 또는 지지층에 근입된 말뚝길이 중에서 작은 값에 대한 평균값으로 한다. N_u 값은 $D_b/D_p = 0.75$ 인 경우 0.0부터 $D_b/D_p = 2.5$ 인 경우 8.0까지 선형적으로 변한다고 가정한다. 여기서, D_b 는 지지층의 깊이이다. 지지층의 최상부는 계절에 따라 함수비가 변하는 구역의 바닥면으로 한다.

(3) 무리말뚝의 인발저항력

3.3.3.7(3)의 규정을 적용한다. 현장타설 무리말뚝의 인발저항력에 대한 저항계수는 표 3.1-3에 나타나 있다.

3.4.3.8 수평하중

수평하중을 받는 현장타설말뚝을 설계할 때에는 무리 내의 말뚝수를 포함하여 말뚝과 지반 사이의 상호작용 효과를 고려해야 한다. 현장타설말뚝 두부는 캡에 강결합시킨다.

3.4.3.9 현장타설 무리말뚝의 지지력**(1) 일반사항**

무리효과에 의한 저항력의 감소를 고려해야 한다.

(2) 점성토

3.3.3.10(2)의 규정을 적용한다. 등가피어 또는 블록파괴를 고려한 무리말뚝 지지력에 대한 저항계수는 표 3.1-3에 나타나 있으며 캡과 지반의 접촉여부에 상관없이 적용된다. 개개의 현장타설말뚝 지지력을 합해서 계산한 무리말뚝의 지지력에 대한 저항계수는 현장타설 외말뚝의 지지력에 대한 저항계수와 같다.

(3) 사질토

캡과 지반의 밀착여부에 상관없이 현장타설 무리말뚝의 지지력은 외말뚝의 지지력의 합에 적절한 효율계수를 곱한 값으로 산정한다.

(4) 압축성이 큰 연약지반 위의 단단한 지반에 있는 무리말뚝의 지지력

3.3.3.10(4)의 규정을 적용한다.

3.4.4 구조설계**3.4.4.1 일반사항**

현장타설말뚝의 구조설계는 KDS 24 14 21의 철근콘크리트 설계에 대한 규정을 적용한다.

3.4.4.2 현장타설말뚝의 좌굴

3.3.4.2의 규정을 적용한다.

3.4.5 현장타설말뚝의 구조세목**3.4.5.1 일반사항**

굴착공 내를 인력으로 조사하는 경우에는 말뚝지름이 750 mm 보다 작아서는 안 된다. 말뚝에 지지되는 상부기둥의 지름은 현장타설말뚝의 지름을 초과해서는 안 된다.

3.4.5.2 보강

- (1) 수평하중이 작용할 가능성이 적은 경우에는 축하중에 대해서만 현장타설말뚝을 보강할 수도 있다. 수평방향으로 지지되지 않는 부분은 KDS 24 14 21에 따라서 철근 콘크리트 기둥으로 설계하고, 이 때 철근은 지반 내 고정점(fixity point) 아래로 충분한 깊이까지 연장되어야 한다.
- (2) 두께가 3.0 mm 이상인 영구적인 케이싱 강관을 사용할 경우에는 강관이 하중을 분담하는 것으로 고려할 수도 있다. 이 경우 강관의 부식을 고려하여야 한다.

3.4.5.3 수평방향 배근

수평방향 철근은 띠철근, 또는 나선철근으로 배근하며, 굳지 않은 콘크리트의 타설 압력을 견디도록 설계하여야 한다. 지진에 대한 규정은 KDS 24 17 11을 따른다.

3.4.5.4 콘크리트

말뚝에 사용하는 콘크리트는 최대 골재치수, 반죽정도, 습윤, 건조, 설계강도 등을 고려하여 배합 설계하며, 상세 계획에 따라 제 위치에 적정하게 타설하여 견고해지도록 한다. 최대 골재치수는 철근 간격의 1/5을 초과할 수 없다.

3.4.5.5 상부구조체 연결

현장타설말뚝을 상부구조체와 연결하기 위해서는 적정한 배근을 하여야 한다. 캡 속으로 철근을 근입하는 방법은 KDS 24 14 21의 관련 규정을 따르도록 한다.

3.4.5.6 확대선단부

확대선단부는 무근 콘크리트에 과도한 응력이 발생하지 않도록 설계해야 한다. 확대선단부는 연직선에 대하여 30°이하의 각도로 경사지게 하고 바닥면의 지름은 말뚝지름의 3배를 넘지 않도록 한다. 확대선단부의 바닥 가장자리 두께는 150 mm보다 작아서는 안 된다.

3.5 교대와 중력식 및 반중력식 옹벽**3.5.1 일반적인 고려사항****3.5.1.1 일반사항**

중력식 및 반중력식 옹벽은 교량 하부의 구조물이나 토공부 지지 등의 목적으로 사용할 수 있다. 옹벽은 지지하는 토질 및 암반이 과대한 침하나 부등침하 하기 쉬운 곳에서는 깊은기초를 사용하여 한다.

3.5.1.2 하중

(1) 교대와 옹벽은 다음에 대해서 검토해야 한다.

- 상재 활하중 및 고정하중을 포함한 토압과 수압
- 교대/벽체의 자중
- 교량의 상부구조물로부터의 하중
- 온도 및 수축 변형에 의한 영향
- KDS 24 12 21 및 이 기준에서 규정하는 지진하중

(2) KDS 24 12 21(4.8) 및 3.1.4의 규정을 적용한다. 안정검토에 사용하는 토압은 KDS 24 12 11의 규정에 나타난 적합한 최대 또는 최소 하중계수를 곱하여 사용한다. 설계는 가장 가혹한 하중

조건을 만들어낼 힘의 조합에 대해 수행되어야 한다. 보강토 및 기성 모듈식 옹벽 (prefabricated modular walls)의 설계는 3.9과 3.10를 따라야 한다.

- (3) 교대에 작용하는 하중 계산 시 경사식 및 계단식 배면에 또는 철근콘크리트 확대기초의 저판 위에 직접적으로 상재된 채움재의 중량은 교대의 유효중량의 일부로 고려할 수 있다. 확대기초가 사용되는 경우 후면 돌출부는, 더 정확한 방법을 사용하지 않는 한, 뒤채움재의 중량이 재하되고, 지점을 벽체로 하는 캔틸레버로 설계해야 한다.

3.5.1.3 상부일체식 교대

- (1) 상부 일체식 교대는 상부구조물의 크리프, 건조수축 및 온도변형 등에 저항할 수 있거나 흡수할 수 있도록 설계해야 한다. 교대의 이동량을 결정할 때에는 이동량 계산 시에 온도, 크리프 그리고 프리스트레스에 의한 장기적인 길이단축 등을 고려한다.
- (2) 특이한 국지적 경험에 의해 별도의 방안을 필요로 하는 지역을 제외하고는 최대 스패 거리, 설계 고려사항 및 상세 등은 FHWA Technical Advisory T 5140.13(1980)에 제시되어 있는 추천사항들을 따라야 한다. 교대 뒤쪽으로의 물의 침투를 방지하기 위해서 접근 슬래브는 교대에 (날개벽이 아님) 직접 연결하여야 하며 또한 간헐있는 물의 배수를 위해서 적합한 방안을 강구하여야 한다.

3.5.1.4 날개벽

날개벽은 교대와 일체로 하거나 또는 신축이음을 주어서 교대 벽과 분리하여 독립시켜 설계할 수 있다. 날개벽의 길이는 도로의 경사를 고려하여 결정 하여야 하며, 도로성토를 유지하고 침식에 대한 보호기능을 수행하기에 충분하여야 한다.

3.5.1.5 철근 보강

- (1) 중력식 및 반중력식 벽체와 교대
온도와 수축 균열에 저항하기 위한 보강철근은 5장에 명시한 대로 설계되어야 한다.
- (2) 날개벽
날개벽과 교대의 연결부는 일정 간격으로 철근이나 적합한 형강을 배치하여 날개벽과 교대가 일체로 되도록 하여야 한다. 철근은 보강철근에 대해 규정된 철근의 강도를 발휘할 수 있도록 연결부로부터 양쪽의 구체 속으로 충분히 연장시켜야 하며, 철근들의 끝단부에서 콘크리트에 취약한 평면을 만들지 않도록 철근의 연장길이에 변화를 주어야 한다. 철근을 사용하지 않을 때에는 신축이음을 주어야 하고, 날개벽은 교대의 구체 속으로 엇물리게 한다.

3.5.1.6 신축 및 수축이음

중력식 및 반중력식 옹벽과 교대에서는 9 m 간격 이내로 수축이음을 설치하여야 하며 27 m 간격

이내로 신축이음을 설치하여야 한다. 모든 이음부에는 이음의 기능을 보장할 수 있는 승인된 채움재로 충전한다. 교대부의 이음은 교대가 지지하는 교축방향 부재들의 중앙 부근에 위치시킨다.

3.5.2 사용한계상태의 변위

3.5.2.1 교대

3.2.2.2, 3.3.2.3, 3.4.2.3 및 3.1.2의 규정을 따른다.

3.5.2.2 전체 안정성

- (1) 배면경사가 있는 옹벽의 전체 안정성은 해석 시 한계평형방법을 사용하여 평가하여야 한다. 시공 편의상 임시로 절토하는 경우도 그 경사에 대해 전체 안정성을 평가해야 한다. 연약한 지반 위에 시공하는 교대나 옹벽 등에 대해서는 별도의 조사, 시험 및 해석이 필요하다.
- (2) 사면의 전체 안정성에 대한 평가는 사용하중조합- I 및 적합한 저항계수에 따라서 기초의 유무와 관계없이 검토하여야 한다. 저항계수 ϕ 는 더욱 상세한 자료가 없을 경우에는 다음의 값을 사용할 수 있다.
 - ① 지반정수들이 분명하고 경사면이 구조요소를 지지하거나 포함하지 않는 곳: 0.75
 - ② 지반상수들이 분명하지 않거나 경사면이 구조요소를 지지하거나 포함하는 곳: 0.65

3.5.3 극한한계상태의 지지력과 안정성

3.5.3.1 일반사항

교대와 옹벽은 지지력, 전도 그리고 활동에 대해 충분한 안정성을 갖도록 설계해야 한다. 또한 깊게 설치한 기초의 파괴에 대한 안정성도 3.2.2.2의 규정에 따라 검토하여야 한다.

3.5.3.2 지지력

지지력은 다음의 토압분포를 가정하고 계수가 적용된 하중과 지지력을 이용하여 극한한계상태에 대하여 검토하여야 한다.

(1) 벽체가 토사에 지지되는 경우

수직응력은 그림 3.5-1에 나타난 바와 같이 유효 저판 면적에 일정하게 분포하는 압력으로 가정하여 계산한다. 수직응력은 다음 식으로 계산한다.

$$\sigma_v = \frac{\Sigma V}{B - 2e} \quad (3.5-1)$$

여기서, ΣV = 수직력의 합, 다른 변수들은 그림 3.5-1에 정의되어 있다.

(2) 벽체가 암반에 지지되는 경우

수직응력은 그림 3.5-2에 나타난 바와 같이 유효 저판면적에 선형 분포하는 압력으로 가정하여 계산한다. 만일 합력이 저판의 중앙부 1/3 범위에 있을 경우에는,

$$\sigma_{v \max} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B} \right) \quad (3.5-2)$$

$$\sigma_{v \min} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - 6 \frac{e}{B} \right) \quad (3.5-3)$$

여기서, 변수들은 그림 3.5-2에 정의되어 있다. 만일 합력이 저판의 중앙부 1/3 범위를 벗어날 경우에는,

$$\sigma_{v \max} = \frac{2 \Sigma V}{3 \left[(B/2) - e \right]} \quad (3.5-4)$$

$$\sigma_{v \min} = 0 \quad (3.5-5)$$

여기서, 변수들은 그림 3.5-2에 정의되어 있다.

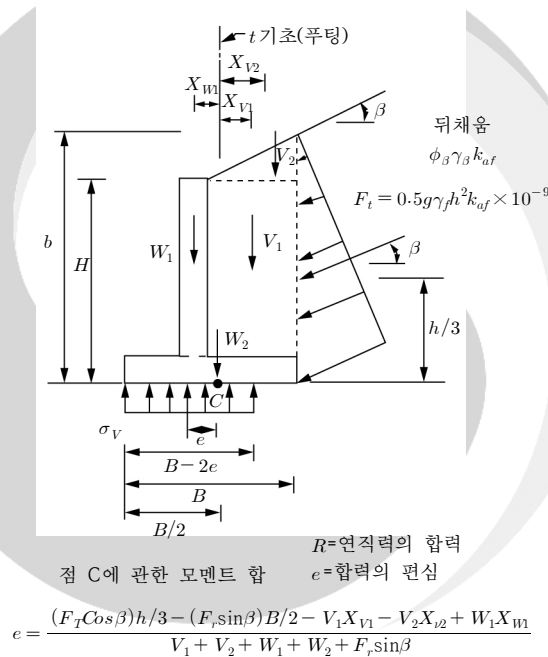


그림 3.5-1 토질기초에 지지된 벽체의 지지력 기준

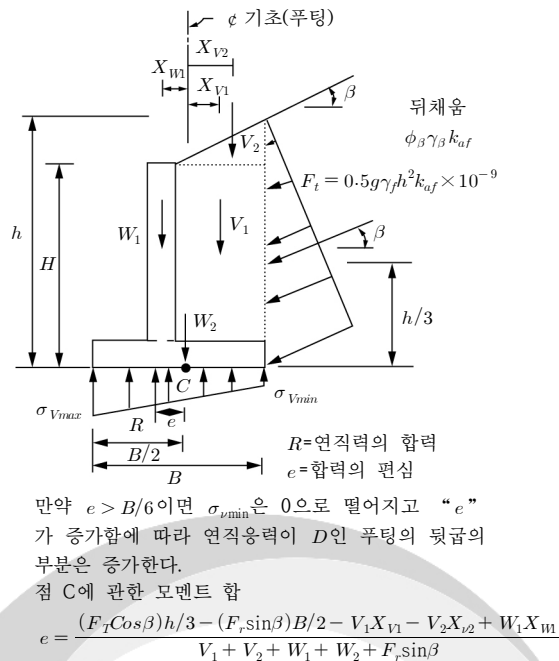


그림 3.5-2 암반기초에 지지된 벽체의 지지력 기준

3.5.3.3 전도

지반면 위의 기초에 대해서는 반력의 합력이 저판 폭의 중앙부 1/2 범위에 있도록 하여야 한다. 암반 위의 기초에 대해서는 반력의 합력이 저판 폭의 중앙부 3/4 범위에 있도록 하여야 한다.

3.5.3.4 지중 침식

(1) 강이나 개천을 따라 시공하는 벽체는 기초부의 세굴에 대하여 검토하여야 한다. 잠재적으로 세굴 가능성이 있는 곳은 적합한 방호조치를 설계에 반영하여야 한다. 3.2.1.2의 규정을 적용한다.

(2) 동수경사는 지반종류에 따라 아래의 기준을 초과하지 않도록 한다.

- ① 실트나 점성토: 0.20
- ② 사질토: 0.30

(3) 벽체 밑으로 물이 새어 나올 수 있는 곳은 양압력과 침투력의 영향을 고려해야 한다.

3.5.3.5 수동 저항력 (passive resistance)

벽체 바닥면이 최대 세굴깊이, 동결깊이 또는 기타 교란깊이 아래까지 근입되지 않은 경우에는 안정성 계산 시 수동저항력은 무시한다. 벽체 바닥면이 위의 여러 깊이 중에서 가장 큰 값보다 더 아래까지 근입된 경우에 한하여 수동저항력이 유효하다고 볼 수 있다. 교대 또는 중력식 및 반중력식 옹벽의 전면에서 산정된 수동저항력은 벽체가 전면으로 과도한 변위를 발생시키지 않을 정

도로 충분히 커야 한다. 만일 수동저항을 제공할 흙이 연약하고 느슨하거나 교란되었을 경우 또는 흙과 벽체 사이가 느슨할 경우에는 수동저항력을 무시하여야 한다.

3.5.3.6 활동

3.2.3.3의 규정을 적용한다.

3.5.4 구조적 파괴에 대한 안전성

각 벽체 요소와 벽체 기초의 구조설계는 KDS 24 14 21(1.5.7) 그리고 KDS 24 14 21(1.5.8)의 규정에 부합하여야 한다. 확대기초의 구조설계를 위한 접지압의 분포를 결정할 때는 3.2.3.1(5)의 규정을 적용한다.

3.5.5 배수

교대나 옹벽의 뒤편 배수율은 배수가 잘 되어야 한다. 만약 배수상태가 불량한 경우에는 교대나 옹벽의 설계하중 결정시 토압과 더불어 뒤편 배수재 내의 물에 의한 정수압을 함께 고려해야 한다.

3.6 교각

3.6.1 교각의 하중

교각은 상부구조물로부터의 하중과 교각 자체의 자중을 기초에 전달할 수 있도록 설계해야 한다. 각종 하중과 사용하중조합-Ⅰ은 KDS 24 12 11에 명시한 내용을 따른다. 교각의 구조설계는 KDS 24 14 21, KDS 24 14 31, KDS 24 14 51 그리고 KDS 24 17 11의 규정에 따른다.

3.6.2 교각 보호

3.6.2.1 충돌

자동차 또는 선박과 충돌 가능성이 있는 경우는 요구되는 충격저항 수준 또는 적절한 방호공을 결정하기 위한 위험도 해석을 수행하여야 한다. 충돌하중은 KDS 24 12 21에 명시된 바에 따라 결정한다.

3.6.2.2 충돌방호벽

교각이 철로에 아주 근접한 경우에는 철도 소유자가 충돌방호벽을 고려할 수 있다.

3.6.2.3 세굴

세굴 가능성을 평가하고, 세굴에 의한 피해가 최소화되도록 설계해야 한다.

3.6.2.4 전면판

교각의 모서리는 유빙이나 부유물을 효과적으로 쫓개거나 회피할 수 있도록 설계한다.

3.7 비중력식 캔틸레버 벽체

3.7.1 일반사항

흙과 암반을 임시, 또는 영구적으로 지지하기 위하여 비중력식 캔틸레버 벽체를 사용할 수 있다. 비중력식 벽체의 적용 여부는 벽체를 지지하기 위한 연직부재의 근입길이 내의 토질 및 암석 상태가 적절한 지를 기준으로 정한다.

3.7.2 하중

3.5.1.2의 규정을 적용한다. 비중력식 캔틸레버 벽체를 설계할 때 횡방향 토압에 대하여 적정 계수를 적용하여야 한다.

3.7.3 사용한계상태의 변위와 안정성

3.7.3.1 변위

3.3.2 및 3.4.2의 규정을 적용한다. 인접 구조물에 미치는 벽체변위의 영향은 KDS 24 12 21(4.8)의 규정에 따라서 설계토압의 선택 시에 고려해야 한다.

3.7.3.2 전체 안정성

3.5.2.2의 규정을 적용한다.

3.7.4 지반 파괴에 대한 안전성

3.7.4.1 전체 안정성

3.5.2.2, 3.5.3.5의 규정을 적용한다. 연직부재는 부재와 부재 사이의 전체 설계토압, 상재하중, 양압력 그리고 수압을 지지할 수 있도록 설계해야 한다. 수동저항력을 발휘할 수 있는 매입깊이를 결정할 때는 현장시험이나 실내시험으로부터 구한 지반이나 암반의 강도를 저하시키는 단층경면(slickensides), 층리면(bedding planes) 그리고 절리면(joint sets) 등과 같은 취약면을 고려해야 한다. 절리가 발달되어 있거나 절리면을 따라 파괴되지 않을 암반에 근입되는 경우 암반의 전단강도를 적용해야 한다.

3.7.5 구조적 파괴에 대한 안전성

3.7.5.1 연직 벽체 요소

연직 벽체 요소는 모든 수평토압, 상재하중, 수압 그리고 지진토압에 저항할 수 있도록 설계한다.

3.7.5.2 전면판

(1) 개별 연직 벽체요소의 최대 간격은 연직요소와 전면판의 상대강도, 지지해야 할 토질상태 그리고 연직 벽체요소가 매입될 지반 상태에 기초하여 결정해야 한다. 전면판은 지반의 아칭

(arching) 현상을 고려하거나 요소와 요소를 단순지지로 가정하거나 또는 여러 개의 요소에 걸쳐 연속지지로 가정하여 설계한다.

- (2) 만일 목재 전면판을 사용할 때는 응력등급별 압력처리된 목재를 사용한다. 부패성 유기체가 성장하기 쉬운 조건에 목재를 사용할 때에는 목재 자체가 본래 부패저항성이 있는 종이고 부패위험에 대하여 적합하다고 볼 수 있으며, 구조물의 공용기간을 기대할 수 있는 경우 이외에는 목재용 방부제로 압력 처리해야 한다.

3.7.6 방식

부식 방지대책의 수준과 범위는 지반환경 그리고 벽체파괴 시의 영향 정도에 따른다.

3.7.7 배수

KDS 24 12 21(4.8)의 규정을 따른다. 전면판 뒤쪽으로 벽체 저면이나 그 근처에 배수용 매개물을 설치하여 침투를 조절해야 한다. 배수패널은 설계토압과 상재하중 작용 상태에서 그 배수특성을 유지할 수 있어야 한다. 벽체 배면은 흙의 동결을 방지할 수 있도록 벽체에 절연방안을 강구하거나 또는 동결된 흙에 의해 벽체에 미치게 되는 압력을 설계 시에 고려해야 한다.

3.8 앵커지지 벽체

3.8.1 일반사항

- (1) 앵커지지 벽체(anchored walls)는 그라우팅된 앵커 요소, 연직벽 요소 및 전면판으로 구성된다. 그림 3.8-1과 같이 앵커로 지지된 벽체는 토사 또는 암반을 지지하는 임시 또는 영구 지지구조물로 사용될 수 있다.
- (2) 앵커 지지 벽체의 적용 여부를 결정할 때는 앵커 정착장 주변의 지반 및 암반조건이 정착력을 발휘하는데 적합한지를 반드시 검토하여야 한다. 앵커의 자유장 주변이나 그 위에 흙채움을 할 경우, 앵커가 손상을 입지 않도록 설계 및 시공 기준을 마련해야 한다.

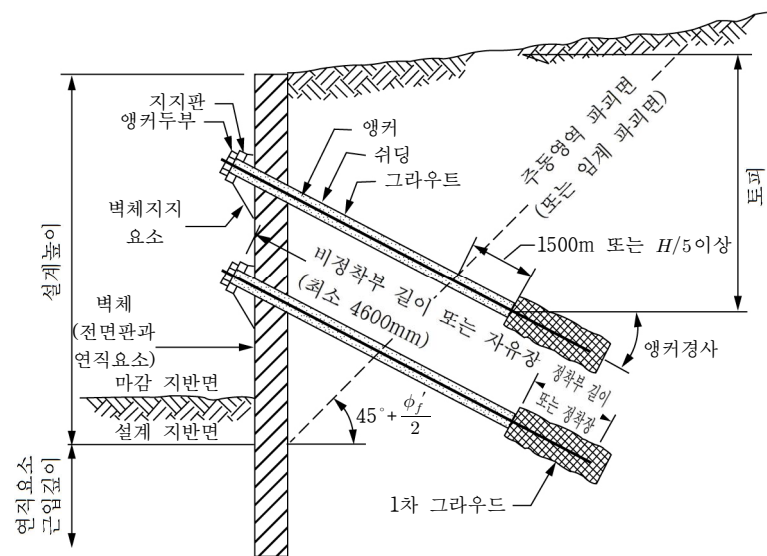


그림 3.8-1 앵커로 지지된 벽체의 명칭 및 앵커 근입 지침

3.8.2 하중

하중에 관해서는 3.5.1.2의 규정에 따르되, 건조 수축과 온도 변화에 의한 영향은 고려할 필요가 없다.

3.8.3 사용한계상태의 변위와 안정성

3.8.3.1 변위

3.2.2, 3.3.2, 3.4.2의 규정을 따른다. 벽체를 설계할 때에는 벽체 변위가 인접 구조물에 미치는 영향을 고려해야 한다.

3.8.3.2 전체 안정성

3.5.2.2의 규정을 따른다.

3.8.4 지반 파괴에 대한 안전성

3.8.4.1 지지력

3.2.3, 3.3.3, 3.4.3의 규정을 따른다. 지지력은 하중의 연직성분이 연직 벽체의 근입된 하부로 모두 전달된다고 가정하여 결정한다. 벽체 부재와 뒤채움 흙 사이의 측면 마찰은 연직 하중에 대한 저항력에 포함시키지 않는다.

3.8.4.2 앵커의 인발저항력(pullout capacity)

(1) 프리스트레스트 앵커(prestressed anchor)는 암반 또는 토사 내 정착길에서 인발력에 견디

도록 설계해야 한다. 저항계수를 고려한 토사 또는 암반에 설치된 앵커의 인발저항력, Q_R 은 다음 식으로 계산한다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi \pi d \tau_n L_b \quad (3.8-1)$$

여기서, ϕ = 앵커 인발저항력 저항계수

Q_n = 앵커의 공칭인발저항력(N)

d = 앵커 천공의 직경(mm)

τ_n = 앵커의 공칭 부착응력(MPa)

L_b = 앵커의 정착길이(mm)

- (2) 예비설계의 경우, 앵커의 저항력은 앵커 인발력 시험의 결과에 따라 결정할 수 있으며, 또는 지질학적 및 보링 자료의 검토, 토질 및 암석 시료 조사, 실내 시험 및 기존 경험을 토대로 평가하거나, 토질/암석 그라우트 정착 관련 문헌을 참조하여 산정할 수 있다. 최종 설계 단계에서는 시방서에 앵커의 길이와 지지력이 적합한지 확인하기 위하여 토층별로 희생 앵커(sacrificial anchor)를 이용한 검증시험이나 인발시험을 수행하도록 명기해야 한다. 그리고 인발저항력을 검증하기 위하여 모든 앵커에 대하여 설계하중의 1.0배를 적용하여 확인시험을 수행해야 한다.
- (3) 앵커는 토체의 임계파괴면 보다 바깥쪽에 근입하여 앵커하중이 작용되도록 하여야 한다. 앵커의 자유장, 설치 각도, 상부 토피의 두께는 다음 사항들을 고려, 결정해야 한다.
- ① 벽체로부터 가장 멀리 떨어진 임계파괴면의 위치
 - ② 장기간의 지반 변위로 인한 프리스트레스의 손실을 최소화시키기 위한 최소 길이
 - ③ 그림 3.8-1에 나타난 바와 같은 앵커 설치에 적절한 층까지의 깊이
 - ④ 그라우팅 방법과 앵커 설치 방법
- (4) 앵커의 최소 수평간격은 정착부 직경의 3배 또는 1,500 mm 중 큰 값으로 한다. 만약, 하중 지지를 위해 간격을 이보다 더 작게 해야 한다면 인접하는 앵커의 기울기를 다르게 하는 방법을 고려한다.

3.8.4.3 수동 저항력

3.5.3.5와 3.7.4.1 및 3.10.4.1의 규정을 따른다.

3.8.5 구조적 파괴에 대한 안전성

3.8.5.1 앵커

앵커설계하중의 수평 성분은 3.8.2의 규정을 이용하여 계산한다. 총 앵커설계하중은 앵커 경사 각에 따라 결정하며, 이를 만족하도록 앵커의 수평 간격과 용량을 정한다.

3.8.5.2 연직 벽체 요소

연직 벽체 요소는 앵커 하중의 연직 성분을 포함한 여타의 연직 하중 뿐 아니라 수평토압, 상재하중, 수압, 앵커와 지진 하중 등에 견디도록 설계해야 한다. 연직 벽체를 굴착 바닥면 아래로 충분히 근입시켰다면, 각 앵커 설치 지점 및 굴착 바닥면을 수평지지점으로 간주할 수 있다.

3.8.5.3 전면판

3.7.5.2의 규정을 따른다.

3.8.6 방식

프리스트레스트 앵커와 앵커 머리부는 설치 지점의 토질 및 지하수 조건에 따른 부식에 대비해야 한다. 방식의 수준과 범위는 지반 환경과 앵커 파괴 시의 잠재적 영향 정도에 따라 결정되어야 한다. 방식 규정은 국내의 관련 규정 또는 AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, Section 6, Ground Anchors의 규정에 따른다.

3.8.7 시공과 설치

3.8.7.1 앵커의 긴장(stressing)과 시험

모든 앵커에 대해서 AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, Article 6.5.5, Testing and Stressing 규정에 따라 시험과 긴장(stressing)을 실시한다. 극한 하중을 결정하여 설계하중의 안정성을 검증하거나, 과도한 크리프가 발생하는 하중을 파악하기 위한 특별한 조건에서는 사전 재하시험을 실시하도록 규정할 수 있다.

3.8.8 배수

3.7.7의 규정을 따른다.

3.9 보강토 옹벽

3.9.1 일반사항

- (1) 중력식 옹벽, 캔틸레버 옹벽, 또는 부벽식 옹벽이 사용되는 경우, 특히 전체 침하 또는 부등침하가 크게 예상되는 경우 보강토 옹벽을 사용할 수 있다. 두 벽체의 교차각이 70° 이하일 때, 벽체 연결 부근은 정지토압계수를 이용하여 내부가 서로 이어진 박스형 구조로 설계해야 한다.
- (2) 다음과 같은 조건에서는 보강토 옹벽을 사용하지 않는다.
 - ① 도로 배수시설 외의 다른 시설물을 옹벽 보강 영역 내에 설치해야 할 경우. 즉 보강재를 손상하지 않고는 시설물에 접근할 수 없고, 시설물의 손상이 구조물의 안정성을 위협하는 경우
 - ② 범람으로 인한 침식이나 세굴에 의해 보강토체, 전면판 그리고 기타 지지 기초의 하부층이 손상 받을 수 있는 경우

- ③ 환경, 장기침식 또는 품질저하에 대한 연구가 수행되지 않은 조건에서, 보강재가 산성의 광산수에 의해 오염된 지표수 또는 지하수, 다른 산업 오염물질, 또는 AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, 7.3.6.3에 해롭다고 명시된 기타 환경적 조건에 노출된 경우
- (3) 보강토 옹벽은 전면판 배면 보강토체의 내적 안정성뿐만 아니라 벽체 시스템의 외적 안정성을 고려하여 설계해야 한다. 전체안정성 파괴와 복합안정성 파괴를 고려해야 하며, 벽체 전면판의 구조적 설계가 포함되어야 한다.
- (4) 여기에 명시된 보강토 옹벽에 대한 규정은 계단식 벽체(tiered walls, 층층이 쌓은 벽체), 등댄 벽체(back-to-back walls) 및 사다리꼴 단면의 벽체 같은 기하학적으로 복잡한 보강토 옹벽에는 적용되지 않는다. 이러한 경우 설계 기준은 FHWA publication No. FHWA-NHI-00-043(Elias 등, 2001)을 참고한다. 이러한 복잡한 보강토 옹벽의 복합안정성 또한 고려해야 한다(3.9.4.3 참고).

3.9.2 구조물 구성요소

설계에 필요한 보강토 옹벽 구성 요소는 그림 3.9-1과 같다. 보강토체의 크기와 보강재 근입 길이는 다음 조건들을 고려하여 결정한다.

- (1) 중력식 옹벽의 안정을 위해 3.9.5에 규정한 안정성과 지반 강도에 대한 요구 조건
- (2) 패널요소에 대해 3.9.6에 명시된 보강토체 내부의 구조적 저항과 가상파괴영역 바깥의 보강 능력의 발휘에 관한 요구 조건
- (3) 3.9.2.1에 기술된 경우 외의 벽체 높이 70% 이상 보강재 길이에 대한 관례적인 요구 조건

- (2) 강과 개울을 따라 시공하는 벽체의 근입깊이는 3.5.3.5에 따라 정한 예상 세굴깊이보다 최소 600 mm 이상 깊어야 한다. 동상에 민감한 흙에서 동결심도 밑으로 벽체를 근입시키는 방법 외에도 벽체 하부의 흙을 동상 피해를 받지 않는 상태가 좋은 자갈질 흙으로 교체하는 방법도 있다.
- (3) 사면에 설치하는 벽체는 전면부에 폭이 1,200 mm 이상인 수평 소단(bench)을 확보해야 한다. 최하부 뒤채움 보강층은 벽체 전면의 장기 지표면보다 위에 설치되어서는 안 된다.

3.9.2.3 전면판

- (1) 전면판 요소는 3.9.6.2에 제시된 바와 같이, 보강재에서 전면판 접합부까지 작용하는 보강재의 횡방향 힘에 저항하도록 설계해야 한다. 또한 벽체를 시공하는 동안 전면판 주변에서 발생하는 잠재적인 다짐 응력에 대해서도 안정성을 확보하여야 한다.
- (2) 보강재의 인장력은 전면판 배면의 등분포 토압에 의해 지지된다고 가정한다. 전면판에서는 규정된 허용치를 넘어선 횡방향 처짐이나 부풀음이 발생해서는 안 된다. 보강토 옹벽의 전면판과 관련한 상세한 사항은 별도의 관련 규정이나 기준을 참조한다.

① 콘크리트, 강재 및 목재 전면판

가. 콘크리트, 강재, 목재 전면판은 구조적으로 안정하게 설계되어야 한다. 콘크리트 및 강재 전면판은 각각 KDS 24 14 21, KDS 24 14 31에 따른다.

나. 근입된 접합부 그리고 그 응력 영향 범위에서 콘크리트 패널의 최소 두께는 140 mm 이고, 그밖에는 90 mm 이다. 최소 콘크리트 피복 두께는 38 mm이다. 각 패널의 평균하중 조건에 견디도록 철근이 설치되어야 한다. 콘크리트 전면 패널의 구조적 안전성은 KDS 24 14 21에 따라 전면판에 부착된 보강재 사이의 전단력과 모멘트에 대하여 평가된다.

다. 분절 콘크리트 전면 블록의 전면판 안정성은 보강층 사이의 최대 연직간격, 최상부 보강층 위 최대 허용 전면판 높이, 구성 요소 간의 전단저항력, 그리고 부풀음(bulging)에 대한 전면판의 저항을 고려해서 평가해야 한다. 보강층 사이의 최대 연직간격은 분절 콘크리트 전면블록 너비(W_u)의 두 배, 또는 810 mm 중 작은 값으로 제한된다. 최상부 보강층 위의 전면판이 상세 평가를 통해 전도되지 않는다는 가정 하에, 최상부 보강층 위 최대 허용 전면판 높이는 $1.5 W_u$ 또는 600 mm의 작은 값으로 제한된다. 최하부 보강층 밑으로 전면판의 최대 깊이는 제안된 분절 콘크리트 전면블록의 너비, W_u 까지로 제한된다.

② 연성 벽체 전면판

가. 용접한 와이어, 얇은 금속판, 그리고 이와 유사한 전면판이 사용되었을 경우, 다짐 응력이나 뒤채움의 자중으로 인하여 배면의 뒤채움이 압축하면서 전면판이 과도하게 부푸는 현상을 방지하도록 설계되어야 한다. 이를 위해서 개별 전면판 요소의 연직 방향 크

기와 흙 보강재의 연직, 수평 간격을 제한하며, 전면판이 연직 방향으로 충분히 미끄러질 수 있도록 하고, 인접 요소들과 중첩 설치하도록 한다. 벽체 상부에 있는 최상부 연성 전면판은 상부 전면판에 안정성을 제공하기 위하여 보강토층에 부착되어야 한다.

나. 일반적으로, 합성섬유 전면판 요소는 영구벽체의 경우 햇볕(특히 자외선)에 노출되지 않도록 해야 한다. 합성섬유 전면판 요소가 햇볕에 영구적으로 노출되어야 하는 경우에는 자외선에 견딜 수 있는 조치가 필요하다. 제품특성 시험자료가 제공되어, 외삽할 경우 설계수명까지 견딜 수 있는지 그리고 노출환경에서 의도한 대로 거동할 수 있는지 확인할 수 있어야 한다.

③ 보강토 옹벽 전면판에 대한 부식 고려

보강재 연결부와 콘크리트 전면판 보강철근 사이의 강재와 강재 간 접촉은 이질적인 금속 즉, 도금이 안 된 전면판 보강 철근과 도금된 흙 보강 철근간의 접합이 발생되지 않도록 피해야 한다. 염류분사가 예상되는 곳에는 방식 시스템이 제공되어야 한다.

3.9.3 하중

3.5.1.2의 규정을 따르되, 건조 수축과 온도 변화에 의한 영향을 고려할 필요는 없다.

3.9.4 사용한계상태의 변위와 안정성

3.9.4.1 침하

3.5.2의 규정을 따른다. 보강토 벽체의 허용 침하량은 전면판의 종방향 변형성과 구조물의 용도에 따라 결정된다. 만약 주어진 지반 조건에서 짧은 거리 간격에 큰 부등침하가 예상된다면 옹벽 연직 전체높이 활동이음을 설치해야 한다. 벽체 전면부터 배면까지의 부등침하 역시 평가해야 하는데, 특히 전면판 변형과 정렬 및 연결부 응력의 효과를 고려해야 한다.

3.9.4.2 횡변위

벽체의 횡변위는 구조물 전체강성, 다짐 밀도, 흙의 종류, 보강재 길이, 보강재와 전면판 접합부의 이완 및 전면판 시스템의 변형성의 함수로 평가되거나 벽체거동에 대한 계측을 통해서 평가해야 한다.

3.9.4.3 전체 안정성

3.5.2.2의 규정을 사용한다. 복잡한 형상을 갖는 보강토 옹벽의 경우에, 특히 전체 안정성이 확보되지 않은 사면이나 연약 지반에 벽체가 위치한 경우, 그림 3.9-2에 나타난 바와 같이 보강토체 일부를 관통하는 복합 파괴면이 나타날 수 있다. 파괴면이 가로지르는 각 뒤채움 보강토체의 장기강도는 한계평형 사면안정해석에서 저항력으로써 고려되어야 한다.

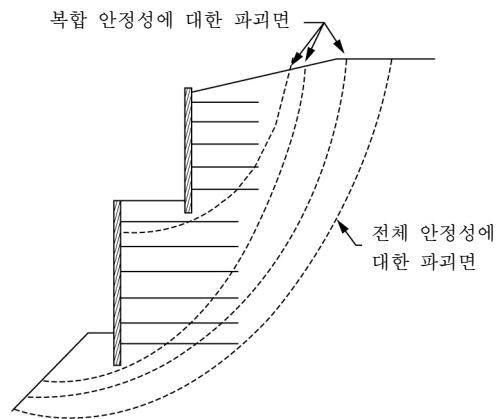


그림 3.9-2 복합 보강토 옹벽 시스템의 전체 안정성과 복합적인 안정성

3.9.5 지반파괴에 대한 안전성

3.9.5.1 일반사항

보강토 구조물의 안정성은 중력식 구조물에서 일반적으로 적용되는 전도와 활동에 대한 안정 규정에 따라 평가된다. 지반 파괴에 대한 안정성 평가 시에는 보강토체 전체를 강체로 가정한다. 보강토의 배면 뒤채움 토사에 의해 작용하는 주동토압 계산에 사용할 주동토압계수 K_a 는 뒤채움 흙의 내부마찰각으로부터 결정하는 것이 원칙이나 만약 측정된 값이 없다면 사질토에 대하여 내부마찰각의 최댓값으로 30° 를 사용해도 된다. 점성토의 마찰각을 구하기 위한 시험은 배수상태, 비배수상태 모두에서 실시되어야 한다.

3.9.5.2 하중

- (1) 외적 안정과 내적 안정에 대한 하중의 적용은 각각 3.9.5과 3.9.6을 따른다. 상재하중의 적용은 3.9.10의 내용을 따른다. 이러한 하중에 대한 하중계수의 적용은 3.1.4를 따른다.
- (2) 외적 안정성 계산의 경우에만 옹벽 뒤채움재에 대한, 즉 보강토체 배면의 성토에 대한 주동토압계수를 구할 때 $\delta = \beta$ 를 적용한다.
- (3) 고정하중은 3.9.9에 명시된 바와 같이 고려한다. 활동에 대한 안정성과 전도에 대한 안정성에 대해서는 연속교통 상재하중을 그림 3.9-3에 제시한 바와 같이 보강영역의 끝에서부터 고려한다. 이러한 하중에 대한 하중계수는 3.1.4를 따른다.

교통 상재하중이 작용하는 수평 배후 사면

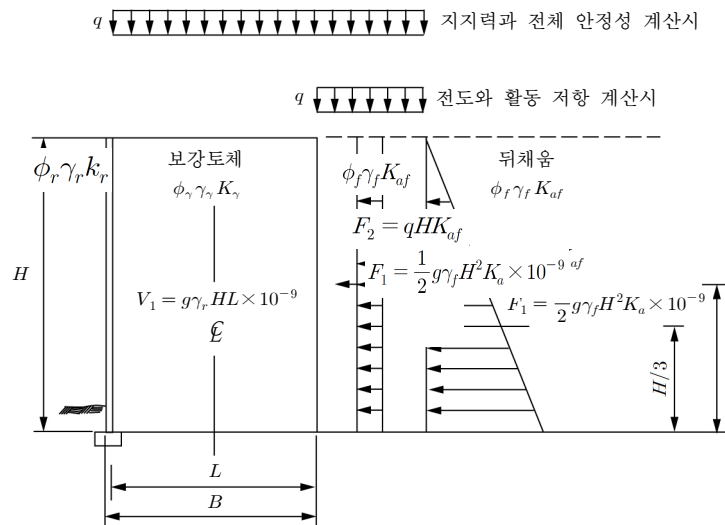


그림 3.9-3 교통 상재하중이 있는 수평배후 사면 벽체의 외적 안정성

3.9.5.3 활동

3.2.3.3의 규정을 적용한다. 보강토체 바닥면의 활동마찰계수는 기초 지반의 마찰각을 사용하여 결정한다. 띠보강재와 같은 불연속 보강재의 경우에 활동마찰계수는 보강토체의 마찰각 ϕ_r 와 기초 지반의 마찰각 ϕ_f 중 작은 값을 사용해야 한다. 격자나 판 형태의 연속 보강재의 경우 활동마찰계수는 ϕ_r , ϕ_f 및 흙-보강재 접촉 내부마찰각 ρ 중 가장 작은 값을 사용해야 한다. 만약 측정된 값이 없다면 기초지반의 최대 마찰각(ϕ_f)을 30° 로, 최대 흙-보강재 상호 내부마찰각 ρ 를 $(2/3)\phi_f$ 로 가정하여, 사용할 수 있다.

3.9.5.4 지지력

- (1) 지지력을 계산할 때에는 등가 기초를 가정하는데, 그 길이는 벽체의 길이로, 폭은 기초 바닥면에서의 보강재의 길이로 간주한다. 기초의 바닥면 접지압은 3.2.3.1과 3.2.3.2의 규정에 따라 기초의 유효폭에 균등한 분포로 작용하는 것으로 가정하여 산정한다.
- (2) 벽체 앞에 연약한 흙이나 경사진 지표면이 존재하는 경우, 전면판 요소 하부의 국부적인 지반응력과 보강토체 영역에서 계산된 지반응력의 상대적 차이를 지지력 평가 시 고려해야 한다. 두 경우 모두 지지력 요구조건을 만족시키기 위해 벽체 저면 받침대(leveling pad)가 충분히 근입되어야 한다.

3.9.5.5 전도

3.5.3.3의 규정을 따른다.

3.9.6 구조적 파괴에 대한 안전성(내적 안정성)

3.9.6.1 일반사항

구조적 파괴에 대한 안전성은 보강재의 인발과 파단을 고려하여 평가한다. 파괴면 바깥쪽 토체로부터의 보강재 인발을 근거로 안정화에 필요한 보강토체의 크기를 예비적으로 평가할 수 있다. 보강재의 인발 저항에 관해서는 3.9.6.3의 내용을 참조한다.

3.9.6.2 하중

보강재에서 하중은 최대응력 영역과 벽체 전면 접합부, 두 곳의 위험 위치에서 결정되어야 한다. 보강재의 파단과 인발에 대한 가능성은 그림 3.9-1에 제시된 주동영역(active zone)과 저항영역(resistant zone)의 경계로 추정되는 최대응력 영역에서 평가되어야 하며 보강재와 벽체 전면의 접합부에서도 평가되어야 한다. 보강토체 내의 횡방향 힘의 평가에 사용되는 마찰각의 최댓값은 삼축시험이나 직접전단시험으로 구한 값이 없다면, 34°로 가정된다. 간편법에서는 비록 측정된 마찰각이 40°보다 크더라도 40°보다 큰 설계 마찰각을 사용할 수 없다.

(1) 최대 보강재 하중

- ① 최대 보강재 하중은 간편법을 이용하여 계산한다. 즉, 보강재에 작용하는 연직토압에 횡방향 토압계수를 곱하고, 이를 보강재 영향 면적에 적용함으로써 보강재 하중을 얻을 수 있다. 보강재 하중의 계산에 널리 사용되는 다른 설계 방법들도 소유주나 승인기관의 재량으로 사용할 수 있다. 단 설계자가 채택한 방법에 대한 저항계수를 적절하게 개발한 경우에만 한다. 각 보강재에서 하중계수를 고려한 횡방향 압력 σ_H 는 다음과 같이 결정된다.

$$\sigma_H = \gamma_P(\sigma_v k_r + \Delta\sigma_H) \quad (3.9-1)$$

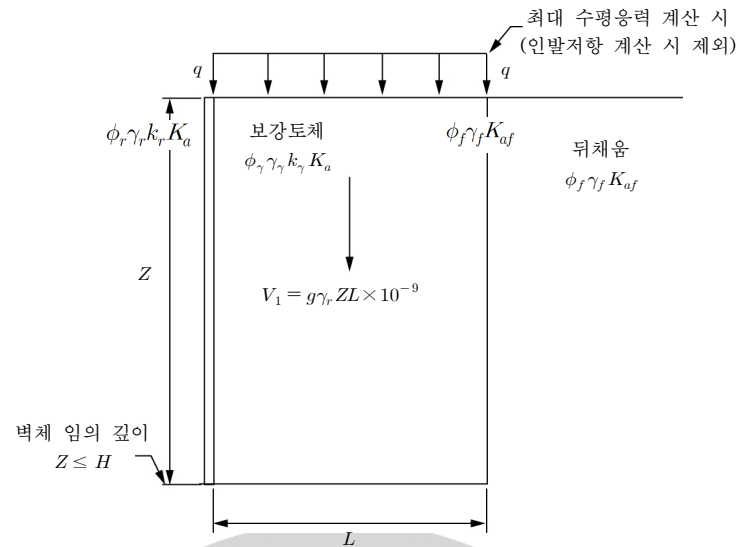
여기서, γ_P = KDS 24 12 11(표 4.1-2)의 연직 토압 EV에 대한 하중계수

k_r = 수평토압계수

σ_v = 보강벽 뒤채움 흙의 자중 및 상재하중의 합력으로 인한 압력(MPa)

$\Delta\sigma_H$ = 3.9.10에 명시된 집중 횡방향 추가 하중에 의한 보강재 높이의 횡방향 응력(MPa)

- ② 최대 보강재 하중을 계산할 때 연직 응력은 그림 3.9-4와 그림 3.9-5와 같이 결정된다.

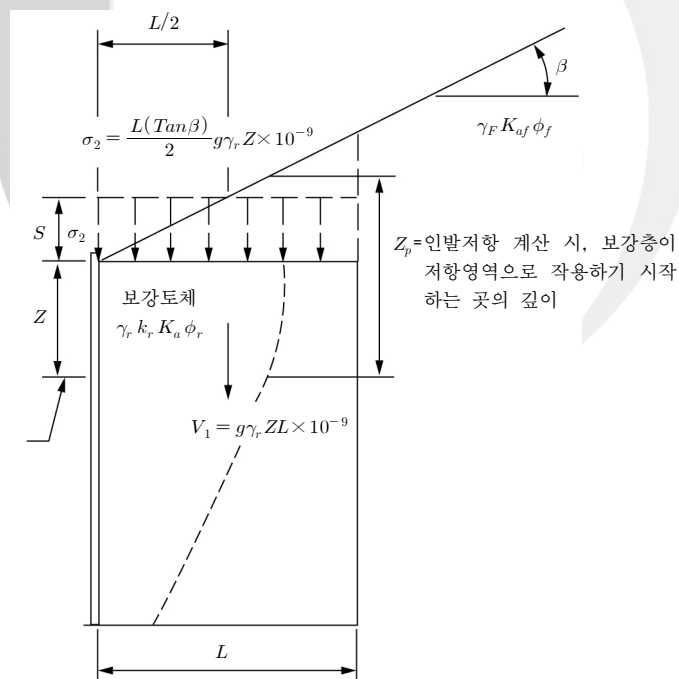


최대 연직 응력: $\sigma_v = g \gamma_r Z \times 10^{-9} + q + \Delta \sigma_v$

인발저항 계산 시 최대 연직응력: $\sigma_v = g \gamma_r Z \times 10^{-9} + q + \Delta \sigma_v$

$\Delta \sigma_v$ 은 그림 7.13-11로 부터 결정 주의: H는 벽체 전면부의 전체 높이

그림 3.9-4 내적안정성 분석에서 활하중과 고정하중을 포함한 수평 배후사면 조건에서 연직응력의 계산



연직 최대 응력: $S = (1/2) L \tan \beta$

$\sigma_v = g \gamma_r Z \times 10^{-9} + (1/2) L (\tan \beta) g \gamma_r \times 10^{-9}$

K_{af} 는 사면 경사 β 를 이용하여 결정

k_r 은 그림 3.9-6으로부터 결정

인발저항: $\sigma_v = g \gamma_r Z_p \times 10^{-9}$ 와 $Z_p \geq Z + S$

주의: H는 벽체 전면부의 높이

그림 3.9-5 내적안정성 분석에서 경사진 배후사면 조건에서 연직응력의 계산

횡토압계수 k_r 은 벽체와의 마찰이 없다는 가정 하에($\delta = \beta$), 주동토압계수 K_a 를 사용하여 구한다. k_r/K_a 는 그림 3.9-6에 따라 결정된다. 하중계수를 고려한 단위 폭에 작용하는 보강재 최대하중 $T_{\max}$ 는 다음과 같다.

$$T_{\max} = \sigma_H S_v \quad (3.9-2)$$

여기서, σ_H = 하중계수를 고려한 보강재에 작용하는 횡방향 압력(MPa)

S_v = 보강재의 수직 간격

810 mm보다 큰 연직 간격, S_v 은 실제크기의 벽체 자료(예 보강하중, 변형률, 전체적인 처짐)을 통한 검증이 없다면 사용할 수 없다. 활하중은 극한 하중 조건을 고려해야 한다.

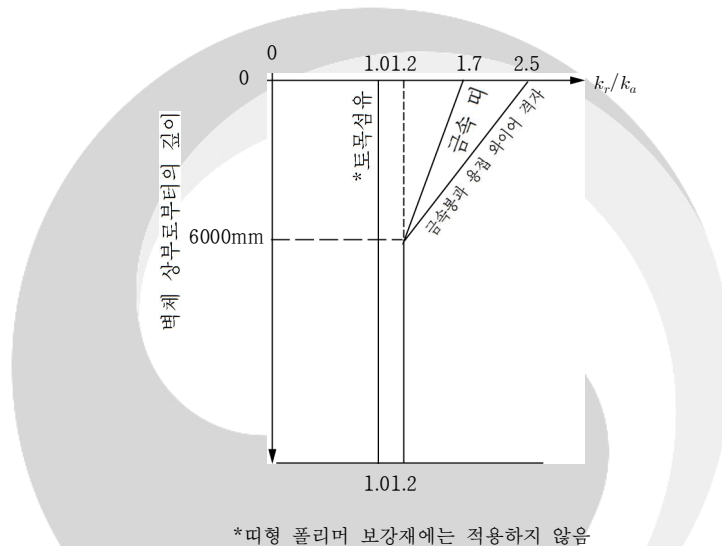


그림 3.9-6 보강토 옹벽의 깊이에 따른 횡토압 비 k_r/K_a 의 변화

(2) 벽체 전면 연결부위의 보강 하중

벽체 전면의 보강재 연결 부위에 작용하는 하중계수를 고려한 인장하중, T_0 은 벽체와 보강재 종류에 상관없이 모든 벽체 구조에 대하여 하중계수를 고려한 최대 보강 인장력 $T_{\max}$ 와 같다.

3.9.6.3 보강재 인발

(1) 주동영역과 저항영역 사이의 경계

① 신장성/비신장성 보강재 벽체 시스템에 최대 응력이 발생하는 위치, 즉 주동영역과 저항영역의 경계점은 그림 3.9-7에 제시된 것과 같이 결정된다. 모든 벽체구조에 대해 최대응력 영역은 벽체 선단 전면부의 바로 뒤쪽에서 시작하는 것으로 가정한다.

② 10° 미만의 전면부 연직 경사를 갖는 신장성 보강재 벽체 시스템에 대한 최대 응력영역은 Rankine 방법을 이용하여 결정한다. 다만, Rankine 방법은 보강된 뒤채움 영역 위의 집중

상재하중 효과와 벽체 전면부의 기울어짐을 고려할 수 없기 때문에, 10° 또는 그 이상의 연직 경사와 집중 상재하중이 작용하는 경우 신장성 보강재 벽체의 최대응력 영역위치는 Coulomb 방법을 적용하여 결정한다.

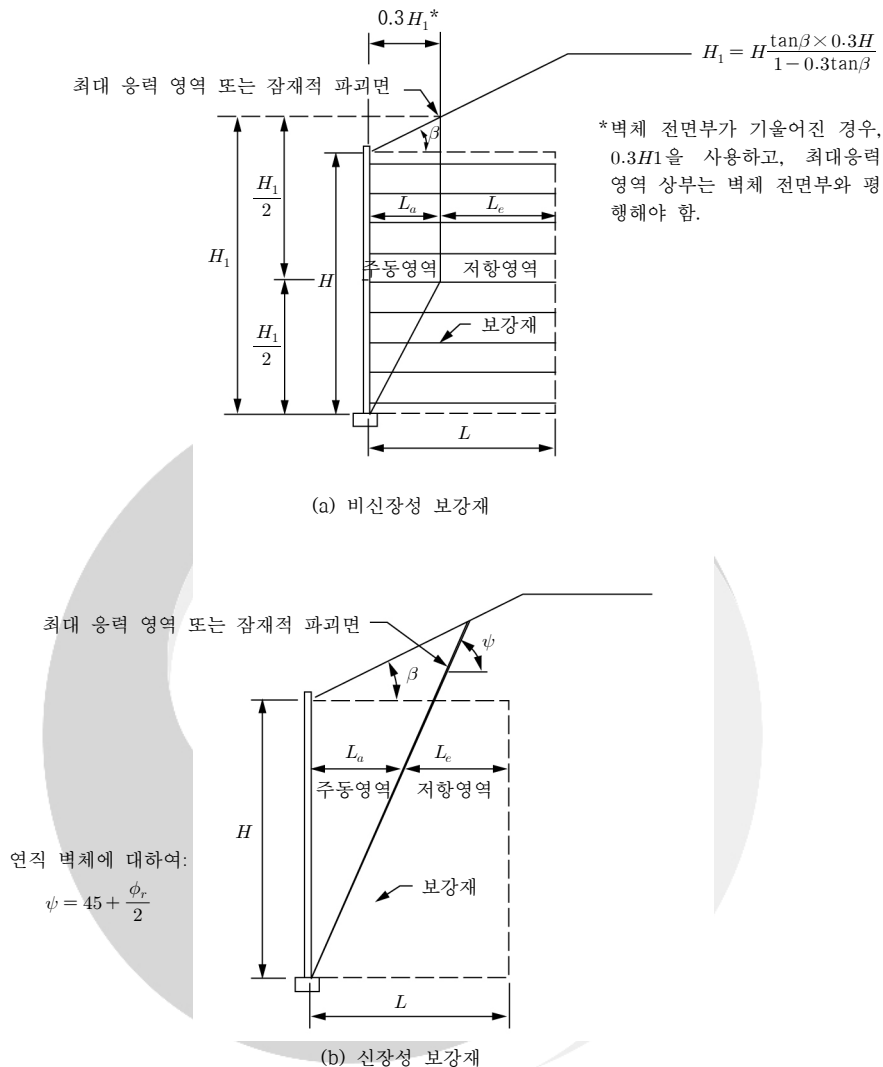


그림 3.9-7 보강토 옹벽의 내적 안정성 설계를 위한 잠재적인 파괴면의 위치

* 연직 경사 10° 이상인 벽체

$$\tan(\Psi - \phi_r) = \frac{-\tan(\phi_r - \beta) + \sqrt{\tan(\phi_r - \beta)[\tan(\phi_r - \beta) + \cot(\phi_r + \theta - 90^\circ)][1 + \tan(\delta + 90^\circ - \theta)]\cot(\phi_r + \theta - 90^\circ)}}{[1 + \tan(\delta + 90^\circ - \theta)][\tan(\phi_r - \beta) + \cot(\phi_r + \theta - 90^\circ)]}$$

$\delta = \beta$ 이다.

(2) 보강재 인발 설계

- ① 보강재 인발저항력은 각 단계별(모든 깊이별 보강재에 대하여) 인발파괴에 대하여 검토되어야 한다. 그림 3.9-7의 이론 파괴면 뒤로 근입된, 유효 인발길이만이 저항력 평가에 사용

된다. 저항영역 최소 길이 L_e 는 900 mm이다. 보강재의 총 길이는 그림 3.9-7에서 보는 바와 같이 $L_a + L_e$ 이다. 교통하중은 인발 계산에서 고려하지 않는다.

② 유효 인발 길이는 다음 식을 이용하여 결정된다.

$$L_e \geq \frac{T_{\max}}{\phi F^* \sigma_v C R_c} \quad (3.9-3)$$

여기서, L_e = 저항영역 보강재 길이(mm)

$T_{\max}$ = 식 (3.9-2)의 보강재에 작용하는 하중계수를 고려한 하중(N/mm)

ϕ = 표 3.1-4의 보강재 인발에 대한 저항계수

F^* = 인발마찰계수

α = 크기효과 보정계수

σ_v = 저항영역의 보강재 높이에서 하중계수를 고려하지 않은 수직응력(MPa)

C = 보강재의 총 주변길이에 기반을 둔 전체 보강 표면영역의 형상계수. 띠, 격자, 판 형태의 보강재 즉, 양면 보강재의 경우 2를 적용한다.

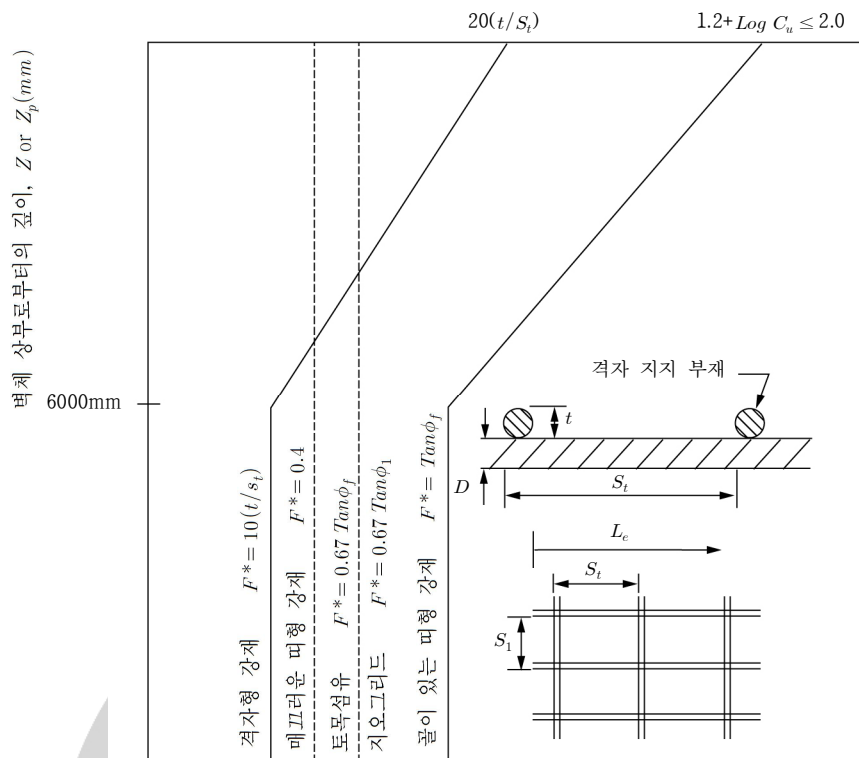
R_c = 3.9.6.4(1)의 보강재 점유율

③ F^* 과 α 는 사용할 채움재 또는 유사한 흙에 대한 인발 시험으로부터 구하거나, 경험적/이론적으로 결정할 수 있다. 입도균등한 사질토 즉, 균등계수 $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} < 4$ 인 사질토를 제외한 표준 채움재(AASHTO LRFD 교량건설 시방서, 규정 7.3.6.3)에 대하여 실내시험을 수행하지 못했을 경우, 그림 3.9-8과 표 3.9-1에서 제시된 보수적인 F^* 과 α 를 이용할 수 있다. 돌기가 있는 강재 띠에 대해서 벽체 뒤채움의 C_u 를 모른다면 C_u 를 4로 가정하고 F^* 를 결정한다.

표 3.9-1 크기효과 보정계수, α 의 기본값

보강재 형태	α 의 기본값
강재 보강재	1.0
지오그리드	0.8
토목섬유	0.6

④ 격자 보강재의 가로 간격(근입길이 방향 간격) S_t 는 저항 구역에 집중되기 보다는 보강재 길이 방향으로 일정해야 한다.

그림 3.9-8 인발마찰계수, F^* 의 기본값

3.9.6.4 보강재 강도

(1) 일반사항

- ① 보강재 강도는 벽체 내의 각 층별 보강재의 주동영역과 저항영역 사이의 경계(즉, 최대응력 영역)와 벽체전면의 보강재의 접합부에서 아래와 같이 적용 극한한계상태를 토대로 조사해야 한다.

최대 응력 영역에서

$$T_{\max} \leq \phi T_{al} R_c \quad (3.9-4)$$

여기서, $T_{\max}$ = 식 (3.9-2)에서 결정된 보강재에 작용하는 하중계수를 고려한 설계하중(N/mm)

ϕ = 표 3.1-4에 명시된 보강재 인장에 대한 저항계수

T_{al} = 보강재/전면판 접합부의 공칭 장기 설계강도(N/mm)

R_c = 3.9.6.4(1)에 명시된 보강재 점유율

- ② T_{al} 은 강재 보강재의 경우 3.9.6.4(3)①, 토목섬유 보강재의 경우 3.9.6.4(3)②의 규정에 따른다.

벽체 전면부와 접합부에서

$$T_0 \leq \phi T_{ac} R_c \quad (3.9-5)$$

여기서, T_0 = 3.9.6.2에서 명시된 보강재/전면판 접합부에서 하중계수를 고려한 설계하중(N/mm)

ϕ = 표 3.1-4에 명시된 접합부의 보강재 인장에 대한 저항계수

T_{ac} = 보강재/전면판 접합부의 공칭 장기 설계강도(N/mm)

R_c = 3.9.6.4(1)에서 명시된 보강재 점유율

- ③ T_{ac} 는 강재 보강재의 경우 3.9.6.4(4)①에 토목섬유 보강재의 경우 3.9.6.4(4)②에 명시된 바에 따라 벽체 연결부위에서 결정한다. T_{ac} 을 결정할 때에는 벽체 전면의 바로 뒤쪽과 보강재 뒤채움 영역 내의 환경적 조건 차이, 그리고 보강재 접합의 장기 내구성에 대한 효과를 고려해야 한다.
- ④ T_{al} 는 보강재의 단위 폭당 장기강도이며, 이 값에 보강재 점유율 R_c 을 곱하면 벽체 단위 폭당 하중인 T_{max} 와 바로 비교할 수 있다(T_{ac} 와 T_0 에도 마찬가지로 적용된다). 강재띠나 강봉과 같은 불연속 보강재의 경우, 보강재의 강도는 그림 3.9-9과 3.9-10에서 제시된 것처럼 벽체의 단위 폭당 강도로 바뀐다. 연속 보강재 층의 경우 $b = 1$, $R_c = 1$ 이다.

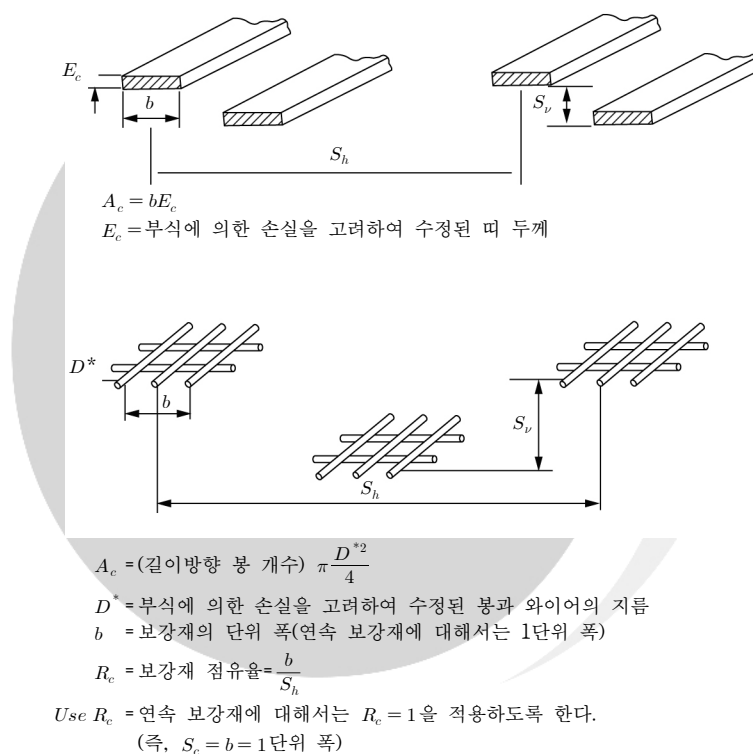
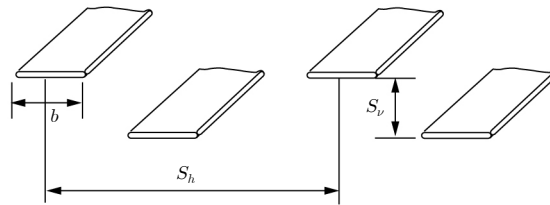


그림 3.9-9 금속 보강재에 대한 보강재 점유율

불연속 토목섬유 보강재



연속적인 토목섬유 보강재



$$R_c = \text{보강재 점유율} = \frac{b}{S_h}$$

단, R_c = 연속 토목섬유재에 대해서는 $R = 1$ 을 적용하도록 한다.
(즉, $S_h = b = 1$ 단위 폭)

그림 3.9-10 토목섬유 보강재에 대한 보강재 점유율

(2) 설계수명 고려사항

3.1.1을 따른다.

① 강재 보강재

가. 강재 보강재와 접합부에 대한 구조적 설계는 보강재 두께 E_c 를 결정하는 것으로 이루어진다.

$$E_c = E_n - E_s \quad (3.9-6)$$

여기서, E_c = 그림 3.9-9의 설계 수명 종료 시 금속 보강재 두께(mm)

E_n = 시공 시 강재 보강재의 공칭 두께(mm)

E_s = 구조물의 사용수명 동안 부식에 의해 손실될 것으로 예상되는 금속의 손실 두께(mm)

나. 구조물 설계에서 손실 두께는 사용되는 뒤채움 흙이 비활성이라는 가정 하에 다음의 규정을 따라서 각각의 노출표면에 대해 계산한다.

- 도금의 손실 = 0.015 mm/yr, 처음 2년 동안 0.004 mm/yr, 나머지 기간 동안
- 탄소강의 손실 = 0.012 mm/yr, 아연 손실 후

다. 다음의 조건을 만족한다면 흙은 비활성화된 것으로 간주한다.

- pH = 5~10
- 전기비저항 ≥ 3000 ohm-cm
- 염화물 ≤ 100 ppm
- 황산 ≤ 200 ppm
- 유기물 함유량 $\leq 1\%$

라. 만약 전기비저항이 5,000 ohm-cm보다 크다면, 염소와 황산에 대한 조건은 고려하지 않아도 된다. 강봉이나 격자 보강재에 대하여 부식 후 강재의 단면적을 계산할 때 위에서 제시한 손실두께를 와이어나 봉의 반지름에 적용한다. 가로와 길이방향의 격자요소의 크기는 ASTM A 185을 따른다. 가로 와이어 직경은 길이방향 와이어의 직경과 같거나 혹은 작아야 한다. 띠 형태의 보강재는 AASHTO M 111(ASTM A 123M)의 규정에 따라, 망이나 격자 강재 보강재는 ASTM A 641M의 따라 최소 $6.1 \times 10^{-7} \text{ kg/mm}^2$ 또는 0.086 mm로 전기도금한다.

② 토목섬유 보강재

가. 벽체의 사용(또는 기능), 토질조건, 폴리머 종류가 어느 일정 범위 내에 있을 경우에는 환경적인 요인에 의한 강도감소가 최소화되고, 제품별로 비교적 일관된 결과를 기대할 수 있다. 그리고 발생할 강도 감소의 영향을 최소화할 수 있다. 이에 따라, 규정 3.9.6.4(3)②에 제시된, 장기 강도 감소를 고려한 극한 인장 강도의 단일 범용 감소계수 RF를 적용할 수 있다.

나. 특정한 벽체 사용성, 흙의 활성성과 폴리머에 대한 요구 사항이 다음 조건과 같다면, 여기서 규정된 단일 범용 감소계수를 사용할 수도 있다.

(가) 파괴가 구조물 사용성에 문제를 유발하지만 심각한 결과를 초래하지 않는다.

(나) 흙은 비활성으로 고려된다.

(다) 폴리머 재료는 표 3.9-2에 제시된 요구조건을 만족한다.

㉠ 구조물 사용성 문제: 사용성 저하 혹은 파괴의 결과가 심각한 경우에 대한 평가는 3.1.1에 기술되어 있다. 그러한 경우에는 최종설계 시 단일 범용 감소계수를 사용하지 않는다.

㉡ 흙의 활성성 결정: 토목섬유에 대한 흙의 활성성은 흙의 pH, 입도, 소성성, 유기물함유량과 지반의 온도 등에 의해 평가한다. 다음의 기준을 만족한다면 그 흙은 비활성적인 것으로 간주한다.

- AASHTO T 289-91I에서 결정된 바에 따라,

- 영구 적용의 경우, pH = 4.5~9

- 임시 적용의 경우, pH = 3~10

- 실물 크기 피해 시험이 ASTM D 5818에 따라 수행되지 않은 경우에, 최대 흙 입자의 크기가 19 mm 보다 작은 경우

- 2 mm(10번체) 보다 작은 흙에 대하여 AASHTO T 267-86의 규정에 따라 측정한 흙의 유기물 함유량이 1% 이하인 경우

- 벽체 위치의 설계 온도

- 영구 적용의 경우, $\leq 30^\circ\text{C}$

- 임시 적용의 경우, $\leq 35^\circ\text{C}$

㉢ 여기에 명시된 조건을 만족하지 않는 뒤텔 흙은 활성적인 것으로 간주한다. 전

면의 안정성이 전면의 토목섬유 강도에 의존한다면, 즉 토목섬유 보강재가 벽체와 전면의 주요 연결부를 형성한다면 전면의 환경(environment)을 뒤채움과 더불어 평가해야 한다. 만약 주변의 원지반에서 보강토체로 지하수가 침투할 가능성이 있다면 원지반의 화학적 특성을 고려해야 한다. 비록 주변 환경이 비활성이거나 토목섬유 보강토체에 활성 유체가 장기적으로 유입되지 않는다 하더라도, 주변 지반 역시 뒤채움에 적용되는 화학적 요구조건을 만족해야 한다.

다. 폴리머 요구 조건: 단일 범용 감소계수를 사용할 경우에는 보강재의 장기적 성능저하의 위험성을 최소화하기 위해 화학적 성능 저하에 대하여 장기적 내구성이 큰 폴리머를 사용해야 한다. Elias 등(2001)과 Elias(2000)에 기술된 자세한 제품에 대한 자료가 없다면, 표 3.9-2에 제시된 폴리머 재료에 대한 요구조건을 만족해야 한다. 구조물의 설계 수명에 해당하는 기간 동안의 안정성을 확인할 수 있는 자세한 자료를 제시할 수 있다면 표 3.9-2의 조건을 충족하지 않은 폴리머라도 사용할 수 있다.

(가) 아래와 같은 조건에서는 제품의 장기적인 강도감소계수 RF를 결정하기 위하여 제품 사용에 앞서 내구성에 대한 연구가 수행되어야 한다.

㉠ 사용성 저하 또는 파괴로 인해 심각한 결과를 초래할 경우

㉡ 흙이 활성적인 경우

㉢ 폴리머가 표 3.9-2에 정해진 요구조건을 만족하지 못하는 경우

㉣ 여기서 권장하는 기본 감소 계수 보다 작은 전체 감소계수를 사용하려는 경우

(나) 이러한 제품에 대한 연구는 보강재 설계 수명에 걸쳐서 토목섬유 보강재의 강도와 변형특성에 대한 환경 요인들의 단기, 장기 영향을 평가하는 데 사용된다.

표 3.9-2 장기적인 성능저하에 대한 기본 감소 계수의 사용을 허용하는 토목섬유 제품에 대한 최소 요구조건

폴리머 종류	특성	실험 방법	기본 RF 사용을 허용하는 기준
폴리프로필렌	UV 산화 저지	ASTM D4355	weatherometer에서 500시간 후 최소 70 % 강도 보유
폴리에틸렌	UV 산화 저지	ASTM D4355	weatherometer에서 500시간 후 최소 70% 강도 보유
폴리에스터	가수분해 저지	내부 점성도 방법(ASTM D4603)과 GRI 실험방법 또는 직접적으로 젤 침투 크로마토그래피를 결정한다.	25,000 평균 몰무게의 최소 숫자
폴리에스터	가수분해 저지	GRI 테스트 방법 GG7	30의 카르복시기 그룹단의 최대값
모든 폴리머	생존성	단위면적당 무게 (ASTM D5261)	최소 270 g/m ²
모든 폴리머	소비자의 재사용후 중량%	사용될 물질의 보증	최대 0%

(3) 설계 인장 저항력

① 강재 보강재

보강재의 공칭인장저항력은 항복응력과 부식에 의한 손실(그림 3.9-9) 이후의 강재 보강재의 단면의 곱으로 구한다. 부식에 의해 발생하는 강 단면의 손실에 대한 규정은 3.9.6.4(2)

①에 제시되어 있다. 보강재의 인장 저항력은 다음과 같다.

$$T_{al} = \frac{A_c F_y}{b} \quad (3.9-7)$$

여기서, T_{al} = 공칭장기 보강재 설계강도(N/mm)

F_y = 강재의 최소 항복강도(MPa)

A_c = 부식 손실을 고려하여 수정된 보강재 단면의 면적(mm²)

b = 보강재의 단위 폭(mm) (그림 3.9-9)

② 토목섬유 보강재

가. 보강재의 공칭 인장 저항력은 다음과 같이 결정된다.

$$T_{al} = \frac{T_{ult}}{RF} \quad (3.9-8)$$

여기서, $RF = RF_{ID} \times RF_{CR} \times RF_D$ (3.9-9)

그리고 T_{al} = 공칭장기 보강재 설계강도(N/mm)

T_{ult} = 최소 평균 톨값(MARV) 극한 인장강도(N/mm)

RF = 설치 파손 및 크리프와 화학적인 노화로 인한 잠재적인 장기 손실을 고려한 조합된 강도 감소 계수

RF_{ID} = 보강재의 설치 파손을 고려한 강도감소계수

RF_{CR} = 장기적인 보강재의 크리프 파손을 고려한 강도감소계수

RF_D = 화학적 및 생물학적인 성능저하로 인한 보강재의 파손을 고려한 강도감소 계수

나. RF_{ID} , RF_{CR} , RF_D 에 대한 값은 3.9.6.4(2)②에서 제시한 제품시방 실험결과로부터 결정한다. 제품 시험결과가 있더라도, RF_{ID} 와 RF_D 는 둘 다 1.1보다 작지 않다.

다. 사용성이 떨어지거나 파괴가 발생하더라도 그 결과가 심각하지 않고, 비활성적인 흙의 조건을 가지며, 토목섬유가 표 3.9-3에 제시된 최소의 요구조건을 만족하는 경우라면 보강재의 장기적인 인장 강도는 제품 시험 결과가 없더라도 표. 3.9-3에 제시된 RF 에 대한 기본 감소 계수를 사용하여 결정할 수 있다.

표 3.9-3 토목섬유 극한 한계 상태 강도 감소 계수, RF 에 대한 기본과 최소값

적용	총 감소계수, RF
모든 적용 사례, 그러나 Elias 등(2001) Elias(2000)에 따라 시험 시방 자료가 있는 경우	모든 감소계수는 물품시방자료에 기초를 둔다. RF_{ID} 와 RF_D 둘 다 1.1보다 작지 않다.
영구적인 적용 사례, 사용성 저하와 파괴가 심각한 결과를 초래하지 않고, 비활성 흙과 표 3.9-2에 제안된 요구조건을 만족하는 폴리머의 경우	7.0
임시적인 적용 사례, 사용성 저하와 파괴가 심각한 결과를 초래하지 않고, 비활성 흙과, 시험 시방 자료가 없는 경우 표 3.9-2에 제안된 요구조건을 만족하는 폴리머의 경우	3.5

(4) 보강재/전면판 연결부 설계 강도

① 강재 보강재

가. 연결부는 보강된 뒤채움과 벽체 전면판 사이의 변위 차이뿐만 아니라 3.9.6.2(2)에서 제시된 주동하중 T_0 에 의한 응력에 저항하도록 설계되어야 한다. 전면판에 근입된 연결요소는 연결하중을 지탱하기 위하여 적절한 결합길이와 지지면적을 가지도록 설계되어야 한다. 근입된 연결부의 지지 능력은 KDS 24 14 21(4.5.3)에 제시된 실험을 통하여 검토한다. 강재 보강재와 벽체전면판 요소 사이의 연결, 예를 들어 용접, 볼트, 핀 등은 KDS 24 14 31(4.9)의 규정에 의거하여 설계한다.

나. 연결재료는 규정 3.9.6.4,(2),①에 따라 부식에 의한 손실을 고려할 수 있도록 설계되어야 한다. 부식에 의해 잠재적 손실분을 평가할 때는 보강토체 내부의 환경과 전면판 환경의 가능한 차이점을 고려해야 한다.

② 토목섬유 보강재

가. 콘크리트 전면판에 근입된 연결부위는 규정 KDS 24 14 21(4.5.3)에 의하여 설계한다.

보강재의 단위 폭 당 하중에 대한 공칭 장기 토목섬유 보강재의 연결강도 T_{ac} 는 다음과 같다.

$$T_{ac} = \frac{T_{ult} \times CR_{cr}}{RF_D} \quad (3.9-10)$$

여기서, T_{ac} = 특정 구속압에서 전면판과 보강재 사이의 보강재 단위 폭 당 공칭 장기연결 설계강도 (N/mm)

T_{ult} = 토질 보강재의 최소 평균 톨 값(MARV) 즉 극한인장강도(N/mm)

CR_{cr} = 연결에 의해 감소된 극한강도를 고려한 장기연결 강도감소계수

RF_D = 화학적 및 생물학적인 성능저하로 인한 보강재 파손을 고려한 강도감소계수

나. CR_{cr} 과 RF_D 의 값은 달리 규정된 바가 없다면 제품시방규정으로부터 결정한다. 벽면연결 부위의 환경은 옹벽으로부터 떨어진 뒤채움 지반의 환경과 다를 수 있으므로, CR_{cr} 과 RF_D 값을 결정할 때 이를 고려해야 한다. CR_{cr} 은 전면부 블록 사이 벽면에서 예상되는 연직 구속압에 의해 결정한다.

3.9.7 배수

- (1) 보강토체 내부 배수는 보강된 뒤채움 지반의 포화를 막고, 표면수 흐름을 차단할 수 있도록 모든 구조물에 대해 고려되어야 한다. 지하수위가 존재하는 절토 및 산허리 성토지역 내의 보강토 옹벽은 보강 영역 뒷부분과 바로 아래 부분에 배수포를 함께 시공해야 한다.
- (2) 겨울철에 화학적으로 제빙되는 도로를 지지하는 보강토 옹벽의 경우에는 포장 아래와 보강토의 첫 번째 층 바로 위에 제설 화학물의 흐름을 차단하기 위한 불투수성의 멤브레인을 설치해야 한다. 멤브레인은 전면판으로부터 보강 영역을 넘은 부분으로 배수가 이루어지도록 경사지게 해야 한다. 거친 표면을 가지며, 최소두께가 0.76 mm인 PVC, HDPE, LLDPE 토목 멤브레인을 일반적으로 사용하고, 멤브레인의 모든 연결부는 누수를 막기 위해 용접해야 한다.

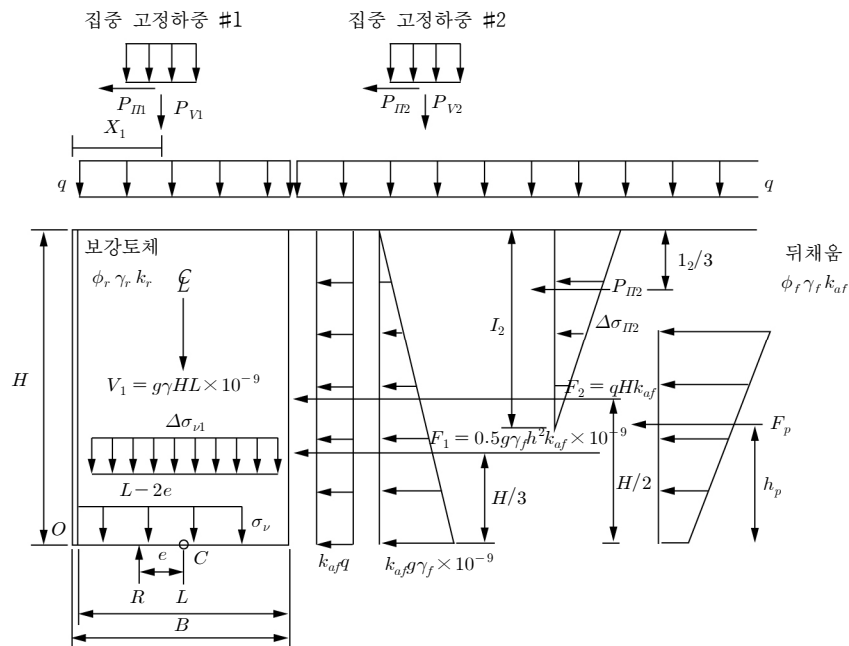
3.9.8 지중 침식

3.5.3.4를 따른다.

3.9.9 외부 상재하중 및 기타 하중조건

3.9.9.1 집중 고정하중

벽체의 상부나 벽체의 뒷면에 작용하는 집중 하중으로부터 야기되는 벽체 내 응력 분포는 규정 KDS 24 12 21(4.8)에 의해 결정된다. 그림 3.9-11은 내적, 외적 옹벽의 안정성을 평가하기 위하여 중첩의 원리로 조합한 하중을 나타낸다. 주동과 저항영역 사이의 경계 위치는 집중 고정하중의 위치와 크기를 고려하여 그림 3.9-12와 같이 조정한다.



주의 : 이 관계식은 집중고정하중 #2가 보강된 토체 뒤 주동영역 안에 위치한다는 가정
에 근거한다. 상대적으로 두꺼운 전면판(예를 들어 계단 콘크리트 블록)의 경우,
활동, 전도, 지지력 계산에 전면판의 크기와 무게를 포함하는 것이 적절하다.

그림 3.9-11 외적, 내적 안정성 평가를 위한 집중 고정하중의 중첩

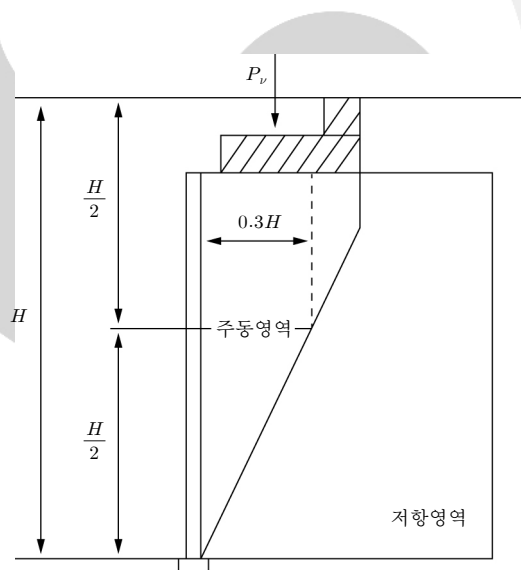


그림 3.9-12 상재 슬래브의 크기가 클 경우 최대 인장력 선의 위치(비신장성 보강재)

3.9.9.2 교통 하중과 방호벽

- (1) 교통하중은 균등 상재하중으로 간주한다. 활하중 상재응력은 600 mm 두께의 토체보다 작지
않아야 한다. 벽체 전면을 따라서 일렬 또는 그 상부에 시공된 난간과 교통 방호벽은 그 자체
하중을 저항모멘트로 작용하도록 설계해야 한다. 바닥 슬래브는 시공이음을 제외하고는 가

로 방향 이음을 두지 않으며, 인접슬래브와 전단 다우얼(dowel)에 의해 결합해야 한다. 보강토의 상부 층은 집중 수평하중 γP_H 에 대한 충분한 인장저항력을 가지며, 여기서 $P_H = 4.45 \times 10^4 N$ 는 1,500 mm의 길이의 방벽에 걸쳐 분포한다. 이런 힘의 분포는 집중하중 근처 보강재의 국부 최대하중을 고려한 것이다. 이 분포 하중은 γP_{H_1} 과 같다.(여기서 $\gamma P_{H_1} = 29.2 N/mm$), γP_{H_1} 은 b_f 가 바닥 슬래브의 폭과 같다고 가정하여, 보강재에 분포한다. 충돌하중이 보강토 상부 전면판에 직접 전달되지 않고, 교통방호벽과 슬래브에 의해 저항할 수 있도록 하기 위해서 상부 전면판의 뒤쪽과 교통방호벽/슬래브 사이에 적절한 간격을 두어야 한다.

- (2) 보강재의 인발 안정성을 점검하기 위해서 횡방향 교통 충돌하중을 상부 보강재에 분배하도록 한다. 여기서 b_f 는 바닥 슬래브의 폭과 같다고 가정한다. 충돌하중에 의한 인발저항 고려 시 보강재의 전체 길이를 유효길이로 반영한다. 보강토의 상부층은 수평 하중 γP_{H_1} 을 지지하기 위한 충분한 인발저항력을 가져야 하며, 여기서 $P_{H_1} = 4.45 \times 10^4 N$ 은 6,000 mm의 바닥 슬래브 길이에 걸쳐 분포된다.

- (3) 보강재의 파단에 대한 설계 시, 교통장벽 충돌하중은 순간적으로 가해지기 때문에 토목섬유 보강재는 식 (3.9-11) 및 식 (3.9-12)와 같은 정적 및 일시적(충격) 하중 요소를 건디도록 설계해야 한다.

$$S_{rs} \geq \frac{T_{\max} RF}{\phi R_c} \quad (3.9-11)$$

$$\Delta\sigma_H S_v \leq \frac{\phi S_{rt} R_c}{RF_{ID} RF_D} \quad (3.9-12)$$

여기서, $\Delta\sigma_H$ = 규정 3.9.9.1에 따른 보강재 인접 영향영역의 교통방벽 충돌응력(MPa)

S_{rs} = 정적인 하중 성분에 대한 보강재의 극한 인장저항력(N/mm)

S_{rt} = 동적인 하중 성분에 대한 보강재의 극한 인장저항력(N/mm)

S_v = 보강재의 수직간격(mm)

$T_{\max}$ = 보강재에 작용하는 최대하중(N/mm)

R_c = 규정 3.9.6.4(1)로부터 보강재 점유율

RF = 설치손상, 크리프, 화학적 노화에 따른 장기간의 성능저하를 고려한 강도감소계수

RF_{ID} = 규정 3.9.6.4(3)②에 제시된 보강재의 설치 파손을 고려한 강도감소계수

RF_D = 규정 3.9.6.4(3)②에 제시된 화학적 및 생물학적인 성능저하로 인한 보강재의 파손을 고려한 강도감소계수

- (4) 보강재의 안정성에 필요한 전체 극한강도 값은 정적인 하중성분에 대한 강도에 일시적인 동적 하중성분에 필요한 강도를 추가하여 결정된다. 난간과 교통장벽은 3.9.9.4에 기술된 것처럼

럼 충돌실험 요구조건을 만족해야 한다. 앵커슬래브는 표준난간의 극한강도를 견디도록 충분히 견고해야 한다.

- (5) 연성지주와 보방벽이 사용될 때는 옹벽 면으로부터 최소 900 mm 떨어져야 하고, 노면 아래로 1,500 mm 근입되어야 하며, 가능하면 보강재를 피할 수 있도록 배치되어야 한다. 만약 보강재를 피할 수 없는 경우라면, 옹벽은 3.9.9.4에서 기술한 바와 같이 방해물의 존재를 고려하여 설계한다. 보강재의 상위 2열은 부가적인 수평하중 γP_{H_1} 에 대하여 설계한다.

여기서 P_{H_1} 는 옹벽의 단위길이 당 4.38 N이고 각 보강층에 50%씩 분배된다.

3.9.9.3 정수압

설계 시 강이나 넷물을 따라 세워진 구조물의 최소 부등정수압은 900 mm의 물의 높이와 같다고 가정한다. 가장 높은 수위에서 하중을 적용한다. 부등정수압에서 결정된 지하수위의 하부에서는 유효단위중량을 적용하여 내적, 외적 안정성을 평가한다.

3.9.9.4 보강토 영역에서 방해물

- (1) 만약 지하 저류소, 수로 입출구, 표시판 기초, 방호책 지주 또는 암거와 같은 지장물이 보강토체 내 존재할 것으로 예상된다면, 지장물 주변 벽체 옹벽은 다음의 대안을 이용하여 수정, 설계한다.
- ① 지장물의 위치에서 보강토층이 부분적 또는 전체적으로 손상될 것으로 판단된다면, 손상될 보강재의 하중까지 추가 분담할 수 있도록 주변 보강층을 설계한다.
 - ② 그림 3.9-13에 도시된 것처럼, 지장물 앞 보강재의 하중을 지장물 뒤의 골조에 연결된 보강재로 전달할 수 있도록 골조를 지장물 주위에 세운다.
 - ③ 보강재가 분리된 띠로 구성되고, 지장물의 크기와 위치에 영향을 받는다면, 보강재를 방해물 주위 바깥쪽으로 벌리는 것도 가능하다.
- (2) 첫 번째 대안에 대하여, 지장물 앞에 놓인 벽체전면은 전도(toppling)나 활동파괴에 대하여 안정해야 한다. 만약 안정성이 확보되지 않는다면, 지장물과 벽체전면 사이의 보강재를 구조적으로 연결하여 전도를 막거나 또는 전면의 요소를 인접 요소와 구조적으로 연결하여 파괴를 막는다.
- 두 번째 대안에 대해, 골조와 연결부는 강체 골조에 대한 KDS 24 14 31의 기준에 따라 설계한다. 세 번째 대안에 대해, 벽체전면에서 수직인 선으로부터 측정된 벌려진 각도는 보강재 또는 벽체 전면과 보강재의 연결 부분에서 모멘트가 발생하지 않도록 충분히 작아야 한다. 벌어진 보강재의 인장저항력은 벌어진 각도의 코사인 값의 크기로 감소한다.
- (3) 지장물이 벽체 전면에 돌출되는 경우에는 전면판이 안정하도록 전면 요소가 지장물 주위에 잘 결합되도록 설계한다. 즉, 집중 하중을 피하고, 뒤채움 흙이 지장물과 결합된 벽체 면을 따라서 흘러나오지 않도록 설계한다. 따라서 방해물 주위의 옹벽 면 옆에는 칼라(collar)가 필요

할 수 있다. 말뚝이나 현장타설말뚝이 보강토를 관통하여 시공되는 경우에는 3.9.10을 참조해야 한다.

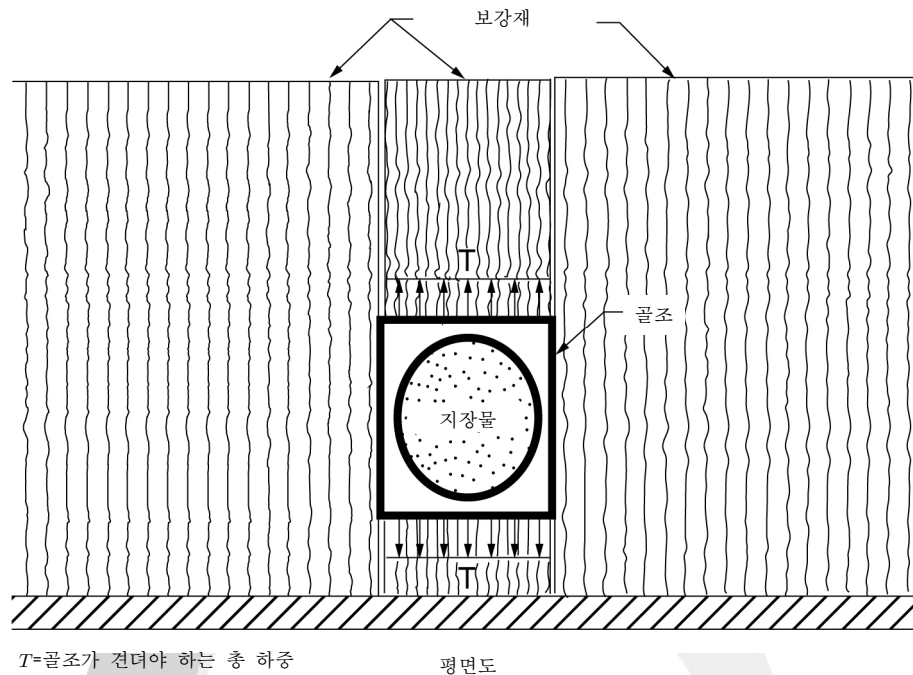


그림 3.9-13 뒤채움 방해물 주위의 보강토의 구조적인 연결

3.9.10 보강토 교대

- (1) 보강토 옹벽의 교대는 3.5.2에서 3.5.5에 제시된 규정에 따라 형상을 결정한다. 교대 기초 아래의 보강토 옹벽은 기초의 압력에 의한 추가 하중과 교좌(bridge seat)에 작용하는 수평 하중을 옹벽 배면 토압에 부가하여 설계한다. 기초의 하중은 3.9.9.1에서 기술된 것처럼 분포한다. 임의의 보강재 위치에서 보강재에 작용하는 하중계수를 고려한 수평력, T_{max} 는 다음과 같다.

$$T_{max} = \sigma_{Hmax} S_v \quad (3.9-13)$$

여기서, σ_{Hmax} = 식 (3.9-14)에 의해 정의된 i번째 층의 하중계수를 고려한 수평응력(MPa)

S_v = 보강재 연직간격(mm)

- (2) 3.9.9.1에 제시된 것처럼 보강된 교대의 수평응력은 다음과 같이 중첩에 의해 구한다.

$$\sigma_{Hmax} = \gamma_p (\sigma_v k_r + \Delta \sigma_v k_r + \Delta \sigma_H) \quad (3.9-14)$$

여기서, γ_p = 수직 토압에 대한 하중계수

$\Delta \sigma_H$ = 상재하중에 의한 횡방향 압력의 크기(MPa)

σ_v = 유효 기초 폭($B - 2e$)에 작용하는 수직 토압(MPa)

$\Delta\sigma_v$ = 기초 하중에 인한 수직 토압(MPa)

k_r = 3.9.6.2(1)에 규정된 K_a 의 함수인 토압계수

K_a = 주동토압계수

- (3) 교대 기초 아래의 내적 안정성 계산을 위한 유효길이는 3.9.9.1과 그림 3.9-12에 제시되어 있다. 교대 지지 중앙선으로부터 전면의 바깥쪽 끝단까지의 최소거리는 1,070 mm 이다. 패널의 뒷면과 기초의 최소거리는 150 mm이다.
- (4) 3.9.2.2에 기술된 것처럼 동결침투가 예상되는 경우라면 교대기초는 900 mm 두께의 다짐 조립토 층 위에 위치해야 한다. 교대의 지지를 위해 설계된 보강재의 밀도, 길이, 단면은 교대 높이의 50%의 최소 수평거리에 대해 옹벽의 날개벽을 견뎌야 한다.
- (5) 말뚝이나 현장타설말뚝으로 지지된 교대의 경우, 깊은 기초에 전달되는 수평력은 깊은 기초의 횡방향 지지력 또는 경사말뚝에 의해 지지된다. 깊은 기초에서 보강토의 뒤채움까지 전달되는 횡하중은 p-y 곡선의 횡하중 분석으로 결정한다. 전면판은 말뚝 또는 현장타설말뚝의 횡방향 변형과 관련된 수평하중에 영향 받지 않도록 460 mm 이상 이격되어야 한다. 말뚝 또는 현장타설말뚝은 벽체 시공 전에 완성되어야 하며, 매립층에서는 케이싱을 사용할 수도 있다.
- (6) 전체 교대 및 보강토 시스템 평형은 좌대 아래의 각 보강재 깊이에서 점검되어야 한다.
- (7) 패널 연결부위 주위의 지지압이 상대적으로 크기 때문에 패널 연결부의 적절성과 극한지지력은 실험물 패널에 대한 인발과 모멘트 실험을 수행하여 결정해야 한다.

3.10 기성 모듈식 옹벽

3.10.1 일반사항

기성 모듈식 옹벽(prefabricated modular wall)은 중력식 옹벽, 캔틸레버식 옹벽, 또는 부벽식 콘크리트 옹벽이 적용되는 모든 곳에서 고려할 수 있다. 기성 모듈식 옹벽은 다음의 조건하에서 사용할 수 없다.

- (1) 도로 선형의 곡률반경이 240m보다 작고 곡선을 일련의 현으로 대체할 수 없는 경우
- (2) 산성으로 오염된 지하수나 지표면 흐름이 있는 곳, 제설제 살포가 예상되는 곳에서는 강재 기성 모듈식 옹벽을 사용할 수 없다.

3.10.2 하중

3.5.1.2 및 KDS 24 12 21(4.8)의 규정을 따르며 건조수축과 온도에 의한 영향은 고려할 필요가 없다.

3.10.3 사용한계상태의 변위

3.5.2의 규정을 적용해야 한다.

3.10.4 지반파괴에 대한 안전성

3.10.4.1 일반사항

활동과 전도의 안정성에 대하여 기성 모듈식 옹벽은 하나의 강체로 작용한다고 가정한다. 안정성의 결정은 모든 모듈 높이에서 이루어져야 한다. 옹벽의 저면이 세굴과 동결-융해 또는 기타 교란의 영향을 받는 최대 깊이 아래로 근입되지 않을 경우에, 수동토압은 안정성 계산에서 무시한다. 그러나 이러한 최대 깊이보다 더 아래로 근입될 경우, 수동저항력이 효과적으로 작용하는 것으로 판단해도 좋다.

3.10.4.2 활동

- (1) 3.2.3.3의 규정에 따른다. 활동의 안정성에 대한 계산에서는 채움재와 기초 흙 사이의 마찰과 기성블록 하부 또는 기초와 지지지반 흙 사이의 마찰이 활동에 유효하게 저항하는 것으로 본다. 옹벽 저면에서 채움재와 기초 흙 사이의 활동에 대한 마찰계수는 채움재의 ϕ_f 와 기초 흙의 ϕ_f 중 작은 값을 택한다. 기성블록 하부 또는 기초와 지지지반 흙 사이의 활동에 대한 마찰계수는 접측면을 미끄러운 면으로 가정할 때는 필요에 따라 감소시킬 수 있다.
- (2) 별도의 자료가 없는 경우 조립질 흙의 마찰각 ϕ_f 는 30° 이하로 한다. 점성토의 마찰각을 결정하기 위해서는 반드시 배수와 비배수 조건에서 실험을 실시하여야 한다.

3.10.4.3 지지력

3.5.3.2의 규정을 따른다. 지지력은 고정하중과 토압하중이 모듈의 뒤와 앞 또는 바닥 레그(leg)의 위치에서 단위 길이당 점지지에 의해 지지된다고 가정하여 계산해야 한다. 모듈 내부 흙 무게의 최소 80%가 전·후면부의 지지점으로 전달되는 것으로 고려해야 한다. 모듈 전체 면적을 기초로 고려하는 경우, 기성 모듈식 옹벽 내부의 전체 흙 무게를 고려해야 한다.

3.10.4.4.전도

3.5.3.3의 규정을 따른다. 기성 모듈식 옹벽 내부 채움재의 최대 80 %가 전도 모멘트에 저항한다고 간주한다.

3.10.4.5 지중 침식

적합성이 인증된 경우에는 세굴 가능성이 큰 구역에 박스형 벽체를 사용할 수도 있다. 3.5.3.4의 규정을 따라야 한다.

3.10.4.6 전체 안정성

3.5.2.2의 규정을 따른다.

3.10.4.7 수동저항력과 활동

3.5.3.5와 3.5.3.6의 규정을 적절하게 적용한다.

3.10.5 구조적인 파괴에 대한 안전성**3.10.5.1 모듈 부재**

- (1) 기성 모듈식 옹벽의 모듈은 벽체 뒤에서 작용하는 설계 토압과 모듈 내부에서 발생한 설계 압력에 대하여 설계해야 한다. 배면판은 시공 중에 기성 모듈식 옹벽 내부에서 야기되는 설계토압과 시공 후 기성 모듈식 옹벽 내부와 벽체 뒤에서 발생하는 설계토압의 차이 값에 대하여 모두 설계해야 한다. 콘크리트 모듈에 대한 강도와 배근 조건은 KDS 24 14 21에 제시되어 있다. 강재 모듈(steel module)에 대한 강도 조건은 KDS 24 14 31에 제시되어 있다. 설계상의 순단면은 3.9.6.4(2)①에 따라서 줄일 수 있다.
- (2) 모듈 내부의 설계압력은 각 모듈에서 동일해야 하며, 아래에서 계산되는 값보다 작지 않아야 한다.

$$P_b = \gamma_D g \gamma_s b \times 10^{-9} \quad (3.10-1)$$

여기서, P_b = 모듈 내부의 설계압력(MPa)

g = 중력가속도(m/s^2)

γ_s = 흙의 밀도(kg/m^3)

γ_D = KDS 24 12 11에 제시된 수직토압에 대한 하중계수

b = 박스 모듈의 폭(mm)

3.10.6 교대

기성 모듈식 옹벽 위에 시공된 교대의 교좌는 토압과 교대 교좌 보에서 발생하는 부가적인 수평 압력 및 후방벽에 작용하는 토압을 고려하여 설계해야 한다. 상단 모듈은 일반 토압과 교대로 인한 부가적인 토압의 합력에 대해 안전하도록 설계해야 하며, 최소 폭은 1,800 mm 이어야 한다. 교좌 장치의 중심선은 상단 블록의 바깥 면으로부터 최소 600 mm 거리에 위치해야 한다. 교대 보 교좌는 상단 블록에 의하여 지지되어야 하며 상단 블록과 함께 타설되어야 한다. 상단 블록의 전면(front face) 두께는 부가적인 토압에 의하여 발생하는 벽체의 모멘트를 고려하여 설계해야 한다. 교대 보 교좌 하중은 기초로 전달되므로, 기초 설계 시 이를 고려해야 한다. 3.9.4에 기술한 부등침하 규정을 따른다.

3.10.7 배수

절토지역, 성토지역에서 기성 모듈식 옹벽을 시공할 경우 충분한 지하 배수시설을 설치해야 한다. 배수로의 위치는 기초 지반고를 기준으로 하며, 배수로는 연속적으로 이어지도록 하되 필요에 따라서는 외부로 배출할 수 있는 시설을 두어야 한다. 이러한 지역에서 만약 지하수위의 위치가 기초보다 위에 있게 되는 경우 연속적인 배수층을 설치하고 이를 종방향 배수시설에 연결한다. 전면이 개방된 경우 지표배수시설은 옹벽 구조물 상단 위에 설치한다.



집필위원	분야	성명	소속	직급
	총괄	길홍배	한국도로공사	수석연구원
	기타시설	김영진	한국건설기술연구원	선임연구원
	내진설계	김태훈	삼성물산	부장
	총괄	김호경	서울대학교	교수
	하중	박원석	목포대학교	교수
	하부구조	박재현	한국건설기술연구원	연구원
	총괄	백인열	가천대학교	교수
	총괄	손윤기	엔비코컨설팅트	전무
	강교	신동구	명지대학교	교수
	총괄	이지훈	서영엔지니어링	전무
	총괄	조경식	디엠엔지니어링	부사장
	콘크리트교	조재열	서울대학교	교수
	총괄	하동호	건국대학교	교수
	하중	황의승	경희대학교	교수

자문위원	분야	성명	소속
	총괄	고현무	서울대학교
	하중	권순덕	전남대학교
	콘크리트교	김병석	한국건설기술연구원
	하중	김우중	디엠엔지니어링
	총괄	박찬민	코비코리아
	총괄	서석구	서영엔지니어링
	총괄	이상호	연세대학교
	내진설계	이재훈	영남대학교
	하중	이해성	서울대학교
	강교	최동호	한양대학교

건설기준위원회	분야	성명	소속
	교량	김성일	한국철도기술연구원
	교량	김지상	서경대학교
	교량	홍현석	평화엔지니어링
	교량	최석환	국민대학교
	교량	배두병	국민대학교
	교량	정상섬	연세대학교

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	이상민	비엔티엔지니어링(주)
	이희엽	한국철도기술연구원
	이상희	(주)이디시엠
	박성운	대림산업
	노성열	동부엔지니어링
	박구병	한국시설안전공단
	김태진	창민우구조건설턴트

국토교통부	성명	소속	직책
	김인	국토교통부 간선도로과	과장
	고용석	국토교통부 철도건설과	과장
	최규용	국토교통부 간선도로과	사무관
	임승규	국토교통부 철도건설과	사무관

설계기준
KDS 24 14 51 : 2016

교량 하부구조설계기준

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

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

(작성기관) 한국교량및구조공학회
08826 서울시 관악구 관악로1 서울대학교 316동 410호 한국교량및구조공학회
☎ 02-871-8395 E-mail : kibse@kibse.or.kr
<http://www.kibse.or.kr>

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