

목 차

제 1 장 총 칙	1
1.1 목적	1
1.2 적용범위	1
1.3 신규 기술의 적용	3
1.4 용어 정의	3
1.5 기준의 구성	19
제 2 장 설계 일반	21
2.1 기본계획	21
2.2 비탈면 분류	22
2.3 설계의 기본원칙	23
2.3.1 비탈면 구비조건	23
2.3.2 설계개념 적용기준	23
2.3.3 설계 지반물성치의 결정	27
2.3.4 설계하중의 적용기준	29
제 3 장 지반조사	31
3.1 적용범위	31
3.2 조사일반	31
3.3 예비조사	34
3.3.1 일반사항	34
3.3.2 예비조사 내용	35
3.4 본조사	38
3.4.1 일반사항	38
3.4.2 본조사 내용	39

3.5 불안정 요인을 갖는 지형·지질조사	49
3.6 시공 중 비탈면 조사	54
3.7 지반조사 성과정리 및 지반특성 평가	56
3.7.1 조사결과의 정리	56
3.7.2 지반의 분류기준	59
3.7.3 지반의 물리적 특성	71
3.7.4 흙의 역학적 특성	76
3.7.5 암의 역학적 특성	81
3.8 계측에 의한 조사와 설계	87
3.8.1 계측이 필요한 비탈면	87
3.8.2 계측계획의 수립	87
3.8.3 계측 기준	89
참고문헌	93
제 4 장 쌓기비탈면 설계	101
4.1 적용범위	101
4.2 설계일반사항	101
4.3 쌓기비탈면 적용기준	102
4.4 표준경사 및 소단기준	105
4.5 안정해석	107
4.5.1 안정해석 조건	107
4.5.2 파괴형태와 원인	108
4.5.3 안정해석시 고려사항	109
4.5.4 안전율 기준	110
4.5.5 해석방법의 종류	112
4.5.6 안정해석 기준	113
4.6 쌓기비탈면의 배수시설	114

제 5 장	꺾기비탈면 설계	117
5.1	적용범위	117
5.2	설계일반사항	117
5.3	꺾기비탈면 적용기준	118
5.4	표준경사 및 소단기준	120
5.5	안정해석	122
5.5.1	안정해석 조건	122
5.5.2	파괴형태와 원인	124
5.5.3	안정해석시 고려사항	126
5.5.4	안전율 기준	127
5.5.5	해석방법의 종류	128
5.5.6	안정해석 기준	128
5.6	꺾기비탈면의 배수시설	136
5.7	꺾기비탈면의 발파설계	138
제 6 장	앵커	141
6.1	적용범위	141
6.2	재료의 특성	142
6.2.1	긴장재와 정착구	142
6.2.2	그라우트	142
6.3	설계일반사항	144
6.3.1	설계목표	144
6.3.2	앵커 적용기준	144
6.3.3	내진설계 여부	145
6.4	앵커보강 비탈면의 설계	147
6.4.1	검토항목	147
6.4.2	안전율 기준	148
6.4.3	앵커의 내적안정해석과 설계앵커력의 결정	148
6.4.4	앵커보강 비탈면의 안정해석	153

6.4.5	초기긴장력의 설정	154
6.4.6	지압판 설계	155
6.5	지진시 안정해석	157
제 7 장	네 일	159
7.1	적용범위	159
7.2	재료의 특성	160
7.2.1	네일 및 정착판	160
7.2.2	그라우트	162
7.3	설계일반사항	163
7.3.1	설계목표	163
7.3.2	네일 적용기준	163
7.3.3	내진설계 여부	164
7.4	네일보강 비탈면의 설계	166
7.4.1	검토항목	166
7.4.2	안전율 기준	167
7.4.3	네일의 내적안정해석	167
7.4.4	네일보강 비탈면의 안정해석	174
7.4.5	전면벽체의 설계	178
7.5	배수시설	180
7.6	안정해석	182
참고문헌	183
제 8 장	록볼트	185
8.1	적용범위	185
8.2	재료의 특성	186
8.2.1	록볼트 및 정착판	186
8.2.2	그라우트	187

8.3 설계일반사항	189
8.3.1 설계목표	189
8.3.2 록볼트 적용기준	189
8.3.3 내진설계 여부	189
8.4 록볼트보강 비탈면의 안정해석	191
8.4.1 검토항목	191
8.4.2 안전율 기준	191
8.4.3 록볼트 설계	191
8.5 지진시 안정해석	193
제 9 장 억지말뚝	195
9.1 적용범위	195
9.2 재료의 특성	196
9.2.1 억지말뚝	196
9.2.2 콘크리트	199
9.3 설계일반사항	200
9.3.1 설계목표	200
9.3.2 억지말뚝 적용기준	200
9.3.3 내진설계 여부	202
9.4 억지말뚝보강 비탈면의 설계	203
9.4.1 검토항목	03
9.4.2 안전율 기준	204
9.4.3 억지말뚝의 내진안정해석	204
9.4.4 수동파괴에 대한 안정해석	210
9.4.5 억지말뚝보강 비탈면의 안정해석	211
9.4.6 말뚝간격과 근입길이	213
9.5 지진시 안정해석	214

제 10 장 콘크리트 옹벽	215
10.1 적용범위	215
10.2 설계일반사항	216
10.2.1 설계목표	216
10.2.2 옹벽적용기준	216
10.2.3 내진설계여부	218
10.3 설계하중	219
10.3.1 하중종류	219
10.3.2 자중	219
10.3.3 토압	220
10.3.4 상재하중에 의한 토압	226
10.3.5 수압과 부력	229
10.3.6 옹벽에 직접 작용하는 하중	232
10.3.7 깎기 경계구간의 토압	233
10.4 콘크리트 옹벽의 설계	235
10.4.1 검토항목	235
10.4.2 안전율 기준	236
10.4.3 활동 안정성	236
10.4.4 활동저항력의 증가	240
10.4.5 전도 안저영	243
10.4.6 지지력 검토	244
10.4.7 전체안정성	246
10.5 지진시 안정해석	248
10.5.1 일반사항	248
10.5.2 지진시 고려하는 하중	248
10.5.3 지진시 활동 안정성	253
10.5.4 지진시 전도 안정성	253
10.5.5 지진시 지지력 안정성	254
10.6 옹벽 본체의 설계	255

제 11 장 보강토 옹벽	257
11.1 적용범위	257
11.2 재료의 특성	258
11.2.1 보강재	258
11.2.2 뒤채움재료	260
11.3 설계일반사항	262
11.3.1 설계목표	262
11.3.2 보강토옹벽 적용기준	263
11.3.3 내진설계 여부	264
11.4 보강토 옹벽의 설계	265
11.4.1 검토항목	265
11.4.2 안전율 기준	266
11.4.3 외적안정해석	266
11.4.4 내적안정해석	267
11.5 지진시 안정해석	272
11.5.1 일반사항	272
11.5.2 지진시 고려하는 하중	272
11.5.3 지진시 외적안정해석	272
11.5.4 지진시 내적안정해석	273
11.6 보강토 옹벽의 배수시설	278
참고문헌	281
제 12 장 돌망태 옹벽	283
12.1 적용범위	283
12.2 재료의 특성	283
12.2.1 돌망태	283
12.2.2 돌망태 채움재	284
12.3 설계일반사항	286
12.3.1 설계목표	286

12.3.2	돌망태 옹벽 적용기준	287
12.3.3	내진설계 여부	289
12.4	돌망태 옹벽의 설계	290
12.4.1	검토항목	290
12.4.2	안전율 기준	291
12.4.3	내적안정해석(돌망태 자체의 안정해석)	291
12.4.4	돌망태 옹벽의 외적안정해석	293
12.4.5	지진시 안정해석	293
12.5	돌망태 옹벽의 배수시설	294
	참고문헌	295
제 13 장	기대기 옹벽	297
13.1	적용범위	297
13.2	설계일반사항	297
13.2.1	설계목표	297
13.2.2	기대기 옹벽 적용기준	298
13.3	기대기 옹벽 설계	300
13.3.1	검토항목	300
13.3.2	안전율 기준	302
13.3.3	외적안정해석	303
13.3.4	내적안정해석(기대기 옹벽자체의 안정해석)	304
13.4	배수시설	305
제 14 장	돌(블록)쌓기 옹벽	307
14.1	적용범위	307
14.2	설계일반사항	307
14.2.1	설계목표	309
14.2.2	돌(블록)쌓기 공법 적용기준	307
14.2.3	돌(블록)쌓기 옹벽의 기초	310
14.3	돌(블록)쌓기 옹벽의 배수시설	312

제 15 장	격자블록 및 돌(블록) 붙이기	315
15.1	적용범위	315
15.2	설계일반사항	316
15.2.1	설계목표	316
15.2.2	적용기준	316
15.3	격자블록의 설계	319
15.3.1	검토항목	319
15.3.2	안정해석	319
15.4	기타 고려사항	323
15.4.1	격자블록의 속채움채	323
15.4.2	돌(블록)붙이기 공법의 배수시설	325
제 16 장	콘크리트 뿔어붙이기	327
16.1	적용범위	327
16.2	설계일반사항	328
16.2.1	설계목표	328
16.2.2	적용기준	328
16.3	콘크리트 뿔어붙이기 공법설계	329
16.3.1	검토사항	329
16.3.2	두께 결정	330
16.3.3	철망과 배수시설	332
제 17 장	비탈면 녹화	335
17.1	적용범위	335
17.2	설계일반사항	335
17.2.1	설계목표	335
17.2.2	적용기준	336
17.3	녹화공법의 설계	337
17.3.1	일반사항	337

17.3.2	녹화공법 선정	337
17.3.3	녹화공법 세부사항 결정	339

제 18 장 지표수 배수시설 345

18.1	적용범위	345
18.2	지표수 배수시설의 종류	346
18.3	설계일반사항	348
18.3.1	설계목표	348
18.3.2	적용기준	348
18.4	지표수 배수시설의 설계	351
18.4.1	배수 계획	351
18.4.2	설계를 위한 조사	351
18.4.3	비탈어깨배수구와 산마루배수구	352
18.4.4	종배수구	355
18.4.5	소단배수구	357
18.4.6	비탈끝 배수시설	358

제 19 장 지하수 배수시설 359

19.1	적용범위	359
19.2	지하수 배수시설의 종류	359
19.3	설계일반사항	361
19.3.1	설계목표	361
19.3.2	적용기준	361
19.4	지하수 배수시설의 설계	363
19.4.1	배수계획	363
19.4.2	설계를 위한 조사	363
19.4.3	지하배수구	364
19.4.4	수평배수층	367
19.4.5	돌망태 배수공	367

19.4.6	수평배수공	368
19.4.7	수직배수공(집수우물)	369
제 20 장 낙석방지망 371		
20.1	적용범위	371
20.2	설계일반사항	372
20.3	낙석방지망의 설계	374
20.3.1	낙석에너지의 계산	374
20.3.2	낙석방지망의 흡수가능에너지 계산	375
20.3.3	낙석방지망 적정설치 규격	378
제 21 장 낙석방지울타리 381		
21.1	적용범위	381
21.2	설계일반사항	382
21.3	낙석방지울타리 설계	384
21.3.1	낙석에너지의 계산	384
21.3.2	낙석방지울타리의 흡수가능에너지의 계산	385
21.3.3	낙석방지울타리의 높이	388
21.3.4	낙석방지울타리의 이격거리	391
제 22 장 낙석방지옹벽 393		
22.1	적용범위	393
22.2	설계일반사항	394
22.3	낙석방지울타리 옹벽	395
제 23 장 피암터널 399		
23.1	적용범위	399
23.2	설계일반사항	400

23.3 피암터널의 설계	400
23.3.1 피암터널 설계방법	400
23.3.2 충격력의 산정	401
23.3.3 피암터널의 단면 결정	403
제 24 장 비탈면 내진설계기준	405
24.1 적용범위	405
24.2 설계 일반	406
24.3 비탈면의 내진등급 및 성능목표	407
24.3.1 비탈면의 내진등급	407
24.3.2 내진성능목표	409
24.4 설계 지반운동의 결정	410
24.4.1 지반가속도계수 결정	410
24.4.2 내진설계를 위한 조사	416
24.5 비탈면 내진설계	423
24.5.1 설계일반사항	423
24.5.2 내진설계절차	423
24.5.3 액상화 검토	425
24.5.4 지진시 비탈면 안정해석	429
참고문헌	440

제 1 장 총칙

1.1 목적

이 설계기준은 건설공사 시 만들어지는 쌓기 또는 깎기비탈면, 비탈면의 안정성 확보를 위한 보강공법, 옹벽공법, 비탈면 표면보호공법, 비탈면 배수시설 그리고 비탈면 안전시설에 대한 일반적인 설계기준과 설계방법 제시를 목적으로 한다.

[해설]

건설공사 비탈면의 설계와 다양한 공법의 설계에 있어 설계자별로 상이한 기준을 적용하고 있고 일부 공법은 설계기준이 미비하여 설계자의 판단에 의존하는 등 어려움이 있어 왔다. 이 설계기준은 통합된 설계기준을 제시하여 설계자가 임의로 판단하거나 국외 기준을 무분별하게 도입하는 등의 문제점을 최소화시키기 위한 목적으로 제정되었다.

이 설계기준은 국내외 기준과 관련 서적을 참고하고 관련기술자들의 의견을 반영하여 작성하였으며 비탈면의 장기적인 안정성을 확보하기 위한 기본적인 설계방안을 제시하고 있다.

1.2 적용범위

- (1) 이 설계기준은 도로, 철도, 택지, 단지 등의 건설공사 시 만들어지는 쌓기 또는 깎기비탈면의 설계, 비탈면의 안정성 확보를 위한 보강공법 및 옹벽공법, 비탈면 표면보호공법 그리고 비탈면 안전시설 및 배수시설의 설계에 적용한다.
- (2) 자연비탈면과 하천비탈면 그리고 댐비탈면은 이 설계기준에서 다루지 않는다.
- (3) 이 기준은 비탈면의 안정성을 확보하기 위한 가장 기본적이고 일반적인 내용만을 다루고 있으며, 특별한 설계방법은 이 기준에 포함하지 않는다.
- (4) 이 기준에 기술되어 있지 않는 사항에 대해서는 건설교통부 제정 유관설계기준을 참고한다.
- (5) 이 설계기준은 기준공표일 이후에 계약이 체결된 공사의 설계에 적용한다.

[해설]

- (1) 국토의 70%이상이 산지인 조건에서 도로, 철도 등 크고 작은 건설공사는 필연적으로 비탈면을 형성하기 마련이다. 비탈면은 흙 또는 암을 쌓아 만드는 쌓기비탈면과 자연 지반을 깎아서 형성하는 깎기비탈면으로 구분하며, 비탈면의 설계는 이러한 비탈면의 장기적인 안정성을 확보하기 위한 검토를 포함한다. 또한, 보강공법, 옹벽공법, 그리고 표면의 안정성을 확보하기 위한 표면보호시설, 배수시설의 설계도 포함한다.
- (2) 일반적으로 건설공사 시 자연비탈면은 안정한 것으로 간주할 수 있지만 과거의 파괴 이력이나 지반조사에서 단층대등으로 나타나는 등 특별히 위험한 것으로 간주되는 경우에는 건설공사의 범주에 포함시킬 수도 있다. 하천비탈면 및 댐비탈면은 각각 하천설계기준(한국수자원학회) 및 댐설계기준(한국수자원학회)을 적용한다.
- (3) 사용빈도가 적은 특수공법이나 정밀한 해석방법들은 일반적인 설계 방법이나 설계 기준을 적용하지 못하는 경우가 있을 수 있다. 이런 경우 설계자는 발주자와 협의하여 승인을 얻은 후에 이러한 공법 및 해석방법을 적용할 수 있다. 새로운 공법 및 설계 방법을 적용하는 경우에는 채용한 설계조건과 해석방법에 대한 보편타당하고 합리적인 근거를 제시할 수 있어야 한다.
- (4) 비탈면은 금속이나 콘크리트 등의 건설재료와 달리 오랜 세월의 지각작용과 화산활동, 풍화와 퇴적, 고결작용을 거쳐 형성된 산물이며 지역별, 위치별로 매우 다양한 지반공학적 특성을 나타낸다. 실제 설계에서는 이러한 복잡한 지반에 대한 제한된 조사를 통하여 지반을 단순화시키고 이론적으로 단순화된 공식을 적용하여 안정성을 검토하게 되므로 이 설계기준을 따른 결과가 항상 정확할 것이라고는 장담할 수 없다. 따라서, 비탈면의 설계는 경험이 많은 기술자의 공학적 판단도 매우 중요한 요소라고 할 수 있다. 설계자는 이러한 배경을 이해하고 단순한 계산과정만을 따를 것이 아니라 현장에서 발생할 수 있는 제반조건들을 신중히 고려하고 설계기준을 면밀히 검토하여 설계를 수행하여야 할 것이다.
- (5) 이 설계기준은 건설교통부에서 제정한 여타 설계기준과 상호보완적인 부분이 있으며, 필요한 부분에 대해서는 구조물기초설계기준(건설교통부)과 콘크리트구조설계기준(건

설교통부), 그리고 철도설계기준(대한토목학회), 도로설계편람(건설교통부) 등을 참조한다.

1.3 신규 기술의 적용

- (1) 건설신기술은 건설기술관리법에서 정하는 바에 따라 지정된 신기술·신공법 등으로서 이러한 공법에 대한 설계방법과 적용기준은 이 설계기준에서 제시하지 않는다. 이는 설계기준의 특성상 다양한 공법에 대한 설계방법과 적용기준을 세세하게 다루지 못하는 점과 향후에 개발될 수 있는 새로운 공법에 대한 형평성 및 새로운 기술의 개발과 적용을 제한할 수 있다는 점에 기인한다.
- (2) 신기술의 설계와 적용기준에 대해서는 본 설계기준의 관련 공법을 참고하여 기술개발자가 제시하는 방법을 이용하여 설계한다.
- (3) 이 기준에 기술된 내용과 다르거나, 포함되어 있지 않더라도 이미 널리 알려져 있거나 충분히 증명된 이론 및 기술은 발주자의 승인을 얻어 본 설계기준을 대체하여 적용할 수 있다.
- (4) 본 설계기준에서 제시하는 한정된 내용으로 인하여 새로운 기술개발 의지가 감소하거나 다양한 공법을 적용하는 것이 제한되지 않아야 하며, 설계자는 새롭게 개발된 기술, 공법이라 하더라도 검증된 연구결과 또는 관측결과가 있는 경우에는 발주자의 승인을 얻어 본 설계기준에서 제시하는 내용을 대체하여 적용할 수 있다.

1.4 용어정의

이 설계기준에 사용하는 용어는 각 장에 별도로 포함시키며, 여기에서는 비탈면 관련된 기본적인 용어만을 나타내었다. 비탈면은 경사진 면이라는 뜻의 순수한 우리말로써 기존에 사용해오던 사면(斜面)을 대체하여 사용하고 있는 용어이다. 이 설계기준에서는 사면이라는 용어 대신에 비탈면으로 모두 통일하였으며, 이 외에도 중요한 용어에 대해서는 가급적 순수한 우리말을 사용하고자 하였다.

제 1 장 총칙

- (1) 강도정수(strength parameter) : 지반의 강도(強度)를 공학적으로 표현하기 위한 값이며, 파괴기준에 따라 강도정수에 대한 정의가 달라진다. 지반공학에서 강도정수는 일반적으로 Mohr-Coulomb의 파괴기준을 적용하며, 점착력(cohesion)과 내부마찰각(internal friction angle)으로 표현된다.
- (2) 개체수 : 방형구(1m×1m)내에 출현하는 수종 및 초종 하나 하나의 독립적인 식물을 말한다.
- (3) 격자블록공법 : 콘크리트 또는 플라스틱을 비탈면 표면에 격자식(#)으로 설치하여 비탈면 표면을 안정화시키는 공법이며, 재료에 따라서 콘크리트 또는 PVC로 구분하고, 조립식과 현장타설식이 있다.
- (4) 계단식 옹벽 : 비탈면 전체적으로 소규모의 파괴가 가능하고 표면의 풍화로 인한 암괴이탈의 우려가 있을 때 자중으로 이탈하는 암괴를 지지시키고 붕괴를 방지하기 위한 목적으로 콘크리트를 계단형태로 만든 벽체이다.
- (5) 극한앵커력 : 극한앵커력은 앵커의 파괴가 발생하는 하중을 말하며, 긴장재의 극한인장력과 앵커의 극한인발력 중 작은 값으로 한다.
- (6) 극한인장강도(ultimate tensile strength) : 보강재의 파단시 강도를 말한다. 네일의 극한인장강도는 극한응력을 사용하며, 보강토옹벽에 사용하는 섬유보강재는 스트립인장강도 시험을 통해 구한 파단강도를 사용한다.
- (7) 극한주면마찰력 : 그라우트와 지반사이의 파괴로 인하여 극한상태에 도달했을 때 그라우트와 지반사이에서 발휘되는 주면마찰력을 말한다.
- (8) 기능수행수준: 설계지진 하중 작용시 내진설계구조물이 본래의 기능을 정상적으로 수행할 수 있는 수준을 말한다.
- (9) 기대기옹벽: 깎기비탈면에서 표면의 탈락으로 불안정해진 구간이나 장기적으로 불안정해질 가능성이 있는 비탈면 표면에 콘크리트를 타설하여 자중으로 비탈면을 안정화시키는 옹벽을 말한다.

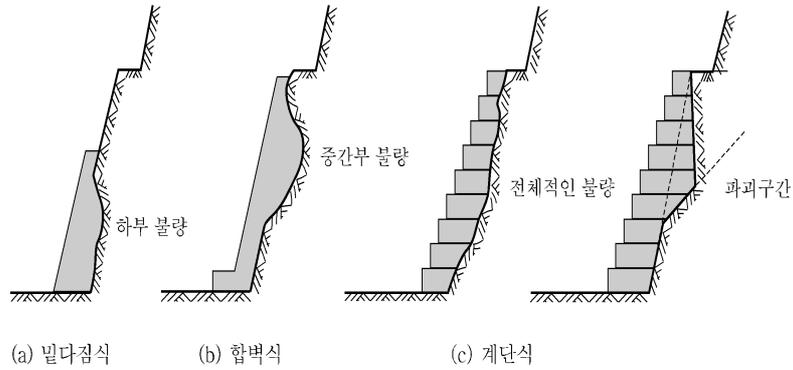


그림 1.1 기대기옹벽의 종류

- (10) 긴장력(prestress) : 앵커두부에 프리스트레스를 가했을 때 긴장재 내부에 가해져 있는 힘을 말한다.
- (11) 긴장부(tension zone) : 앵커두부에서 가한 긴장력을 앵커체에 전달시키는 부분을 말한다.
- (12) 긴장재(tendon) : 앵커에서 긴장력을 전달하는 인장을 받는 부재를 말한다. 일반적으로 PS 강선, PS 강연선, PS 강봉 등을 사용한다.
- (13) 긴장재의 극한인장력 : 앵커에서 긴장재로 사용되는 강재의 극한인장력을 말한다. KS 규격 또는 공인인증기관의 시험성적서로 확인한다.
- (14) 깎기비탈면 : 절토사면(切土斜面, cut-slope)으로도 부르며, 자연지반을 깎아서 형성하는 인공비탈면을 말한다.

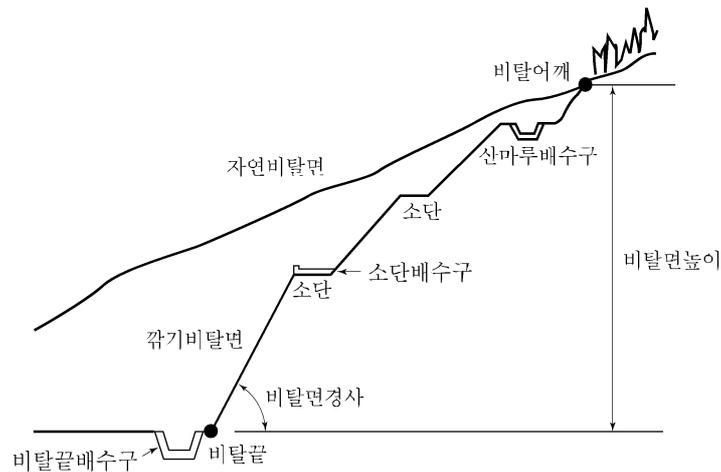


그림 1.2 깎기비탈면의 단면에

- (15) 깎기쌓기경계 : 깎기 구간이 끝나고 쌓기구간이 시작되는 경계부분을 말하며, 절성경계(切盛境界)라고 부르기도 한다.
- (16) 낙석 : 암반 내 불연속면(절리, 편리, 층리 등의 갈라진 틈)의 이완현상에 의해 암편이 모암으로부터 분리되어 낙하하는 현상으로 규모면에서 암편을 셀 수 있을 정도의 소량의 것을 의미하며, 비탈면 붕괴는 토사나 암석이 대규모로 무너져 내리는 현상으로 체적으로 표현되는 대량의 것을 말한다.

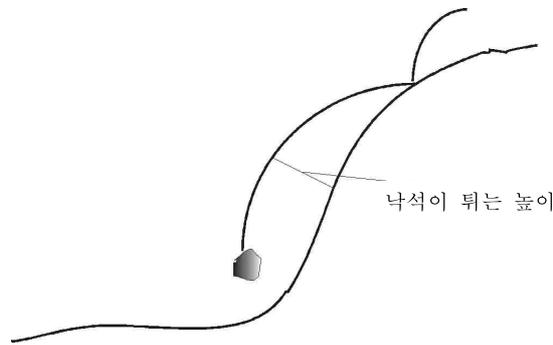


그림 1.3 낙석이 튀는 높이

- (17) 낙석발생원 : 낙석이 발생되기 전 비탈면에 있었던 위치
- (18) 낙석방지시설 : 도로 비탈면의 낙석, 토사붕괴 등으로 인한 교통 장애, 도로구조물의 손상, 재산 및 인명상의 손실을 예방하기 위해 설치하는 구조물
- (19) 낙석보강공법 : 비탈면 자체의 안전율이 확보되지 않아 위험성이 내포된 상태에서 낙석 발생을 사전에 막기 위하여 비탈면에 특수한 재료를 사용하여 안정화시키는 공법
- (20) 낙석보호공법 : 비탈면 자체의 안전율이 확보된 상태에서 예상치 못한 소규모의 낙석에 대비하여 낙석의 운동을 멈추게 하거나 도로 유입을 차단시켜 피해를 최소화하기 위한 공법
- (21) 낙석이 튀는 높이 : 낙석이 비탈면에 부딪치면서 수직방향으로 튀는 높이
- (22) 내적안정(internal stability): 보강토체 내부에서 파괴에 대한 안정성
- (23) 내진 1등급: 내진설계구조물의 손상이나 기능상실이 공공의 생명과 재산에 상당한 피해를 초래할 수 있는 구조물을 말한다.
- (24) 내진 2등급: 내진설계구조물의 손상이나 기능상실이 공공의 생명과 재산에 경미 피해를 초래할 수 있는 구조물을 말한다.

- (25) 네일(nail) : 비탈면 보강을 위해 사용하는 보강재로서 벽체와 일체가 되게 형성하여 지반을 보강한다.
- (26) 네일길이 : 지반에 삽입되어 그라우트되는 길이와 전면벽체 내부에 삽입되는 길이의 합
- (27) 돌망태 : 철선을 꼬거나 용접하여 돌을 넣을 수 있도록 직육면체로 만든 망태

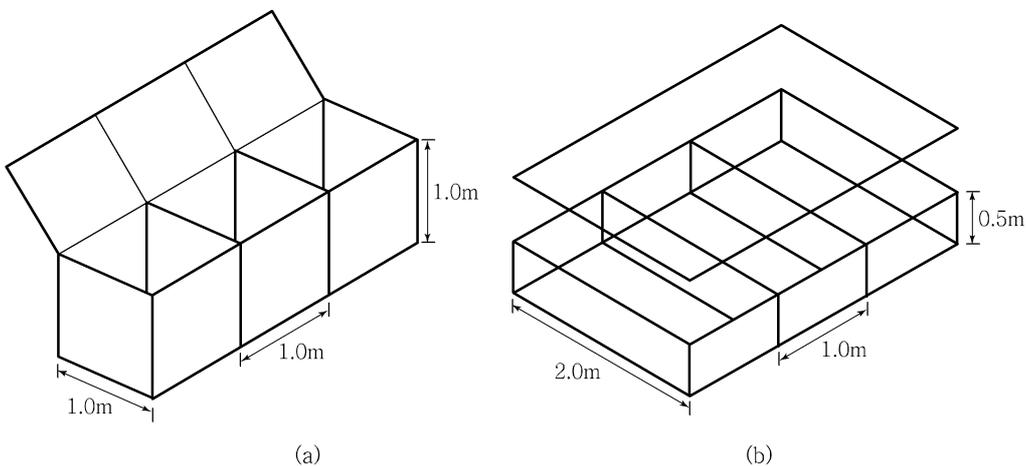


그림 1.4 돌망태의 형태

- (28) 돌망태 옹벽 : 아연도철선, 또는 PVC융착 철선을 사용해 그물형 망태로 제작하고 내부에 돌을 넣어서 여러 단의 돌망태를 쌓아 올려 형성하는 옹벽을 말한다.
- (29) 돌망태배수공 : 돌망태를 용수가 발생하는 비탈면 표면에 쌓고 배면에 배수성 재료를 채워 유실을 방지하는 공법을 말한다.
- (30) 돌붙이기(블록붙이기) : 채석해서 다듬은 돌(또는 콘크리트 블록)을 비탈면 표면에 균일하게 붙이는 방법으로서 깔기(pitching)라고도 한다. 돌 사이의 틈새에 모르터나 그라우트로 채운 찰깔기와 채우지 않은 메깔기가 있다..
- (31) 돌쌓기(stone masonry, 블록쌓기) : 채석해서 다듬은 돌(또는 콘크리트블록)을 포개어 쌓는 방법으로서, 돌의 틈새에 모르터나 그라우트로 채운 찰쌓기와 채우지 않은 메쌓기가 있다.
- (32) 두꺼운 식생기반재취부공법 : 비탈면에 고압취부기를 이용하여 식생기반재를 50mm 이상 두껍게 취부하는 공법을 말한다.

- (33) 뒤채움(backfill): 옹벽의 배면을 채우는데 사용하는 채움흙
- (34) 뒤채움콘크리트 : 돌(블록)쌓기 옹벽 또는 돌(블록) 붙이기 공법에서 잘쌓기 방식으로 쌓기 또는 붙이기 할 때 옹벽배면쪽에 바르는 콘크리트를 말하며 옹벽의 높이에 따라 소정의 두께를 확보해야 한다.
- (35) 뒷굽(heel): 옹벽에서 뒷판의 끝 부분
- (36) 뒷굽판(back slab): 옹벽의 배면부로 튀어나온 저판부분
- (37) 뒷길이 : 돌(블록)쌓기 옹벽 또는 돌(블록)붙이기 공법에서 옹벽의 두께방향으로 겹 돌(블록)의 길이를 말한다.
- (38) 뜯돌형 낙석 : 불연속면이 잘 발달된 암체 내에서 불연속면에 둘러싸인 암괴, 암편 등이 들뜬 상태로 존재하다 강우나 동결융해와 같은 원인으로 인해 떨어지는 낙석의 형태

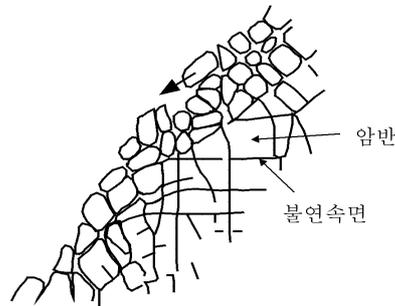


그림 1.5 뜯돌형 낙석

- (39) 랜덤볼트 : 지반의 취약한 부분을 국부적으로 보강하기 위하여 록볼트의 간격과 길이를 상황에 맞게 설계한 록볼트 설치형태이다.
- (40) 록볼트 : 지반 중에 정착되어 단독 또는 다른 지보재와 함께 지반을 보강하거나 변위를 구속하여 지반의 지내력을 증가시키는 봉상의 부재이다.

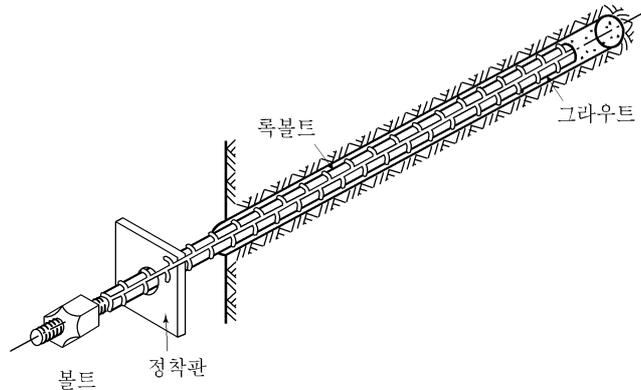


그림 1.6 록볼트의 형태

- (41) 록볼트 인발시험 : 록볼트의 능력을 평가하기 위한 시험의 일종이다.
- (42) 록볼트 축력 : 지반 보강을 위해 설치한 록볼트에 발생하는 하중을 말한다.
- (43) 메갈기 : 돌이나 블록을 비탈면 표면에 촘촘히 깔고 틈새에 모르터나 그라우트로 채우지 않은 방법이다.
- (44) 메쌓기(dry masonry) : 면이 사각형이고 길이가 길게 다듬어진 돌을 포개어 쌓기한 것으로, 돌의 틈새를 채우지 않는다.
- (45) 목분류(木本類) : 녹화공법에 사용되는 종자가 주로 나무 형태인 경우
- (46) 밑다짐식 옹벽(buttress): 깎기비탈면 하단부의 일부가 파괴 또는 풍화진행으로 인하여 공간이 발생하였을 때 상부의 추가파괴 또는 암반의 이탈을 방지하기 위한 목적으로 콘크리트를 만들어 상부 압괴를 지지시키는 벽체이다.
- (47) 반중력식 옹벽: 옹벽자중과 뒤채움흙의 자중을 이용하여 횡방향 토압에 저항하는 옹벽
- (48) 발아실험 : 종자에서 식물의 싹이 나는 것을 조사하는 실험을 말한다.
- (49) 배수구(排水構) : 물을 빼기 위한 도랑을 일컫는다. 배수로(排水路)라고도 한다.
- (50) 배수구멍(weep hole) : 지반과 맞닿는 구조물 배면의 지하수를 배수시키기 위하여 설치하는 작은 배수구멍
- (51) 배수전단강도(drained shear strength) : 전단과정에서 간극수의 배수가 원활하여 지반에 과잉간극수압이 발생하지 않은 상태에서의 흙 입자에 의해 발휘되는 전단 강도를 말한다.

제 1 장 총칙

- (52) 배수조건(drainage condition) : 지반에 하중을 가하면 지반의 투수성과 응력변화 속도의 조건에 따라 지반 내에 과잉간극수압이 발생하는데, 과잉간극수압이 신속히 소산되면 배수상태, 과잉간극수압이 장시간에 걸쳐 서서히 소산되면 비배수상태로 간주한다.
- (53) 벽체(stem): 옹벽의 부분 중 횡방향 토압을 직접적으로 받는 수직 부재
- (54) 보강재(reinforcement) : 흙을 보강하기 위하여 사용하는 금속, 섬유 등의 내구성과 강도를 지닌 재료로서 평면형 또는 띠, 그리드 형태로 만든 것을 말한다.
- (55) 보강토옹벽(reinforced soil retaining wall) : 금속 또는 섬유 보강재를 이용하여 층층이 쌓아올린 옹벽을 말한다.

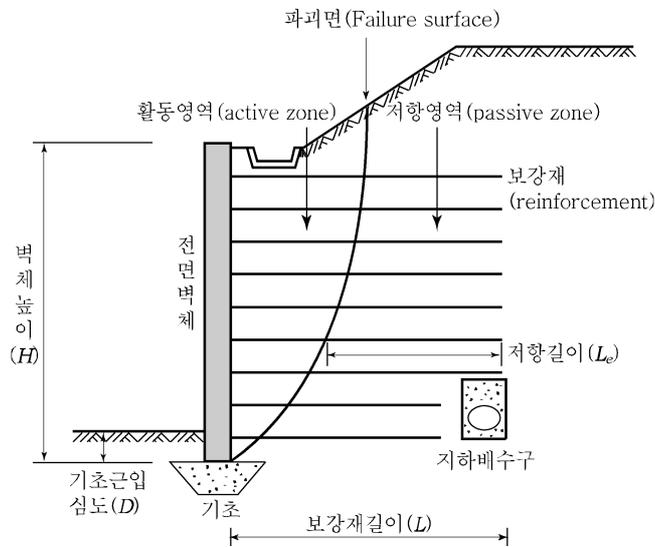


그림 1.7 보강토옹벽의 단면

- (56) 부벽(counterfort): 벽체와 저판을 연결하는 경사부재로서 벽체의 전단력과 모멘트에 대한 저항력을 증가시킴
- (57) 부벽식 옹벽: : 옹벽 벽체와 저판을 연결하는 부벽을 설치하는 옹벽

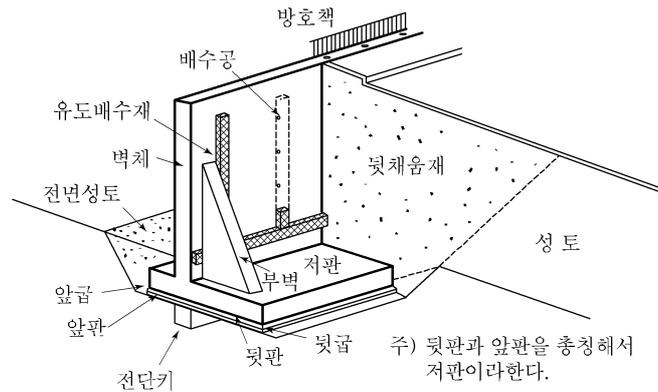


그림 1.8 옹벽의 단면예

- (58) 붕괴(collapse) : 파괴토체가 비탈면에서 떨어져 나가 비탈끝 방향으로 이동한 상태를 말한다.
- (59) 붕괴방지수준: 설계지진 하중 작용시 내진설계구조물의 구조부재에 취성파괴, 좌굴 및 구조적 손상이 발생하지 않는 수준을 말한다.
- (60) 비배수전단강도(undrained shear strength) : 전단과정에서 발생한 과잉간극수압으로 인하여 흙의 유효응력이 감소하고 이로 인해 파괴가 발생할 때 지반의 전단강도를 비배수전단강도로 말한다.
- (61) 비탈면길이(slope length) : 비탈면 경사방향으로 잰 비탈면의 길이를 말한다.
- (62) 비탈끝(slope toe) : 쌓기비탈면 또는 깎기비탈면의 아래쪽 끝부분을 말한다.
- (63) 비탈면 : 지반의 경사진 면을 말하며, 형성기원에 따라 건설공사 시 쌓기 또는 깎기로 만들어진 인공비탈면과 원래지형이 경사진 자연비탈면으로 구분된다.
- (64) 비탈면 녹화공법 : 비탈면에 씨앗을 뿌리거나 또는 식생이 가능한 기반재료와 함께 씨앗을 뿌려 인공적으로 식물이 자라게 하는 공법
- (65) 비탈면경사(slope angle) : 수평면과 이루는 비탈면의 각도
- (66) 비탈면시설 : 쌓기 또는 깎기비탈면의 안정성 및 공용 중 유지관리 안정성 확보를 목적으로 비탈면에 설치된 각종 구조물 및 시설물로서 비탈면 보강, 표면보호시설, 배수시설, 안전시설 등을 포함된다.
- (67) 비탈면침식 : 비탈면의 표면이 우수(雨水), 유수(流水), 바람, 눈, 빙하 등의 외적인 요인에 의해 깎이는 작용을 말한다. 침식의 형상에 따라서 비탈면 표면의 균일한

제 1 장 총칙

두께로 침식되는 면상침식(sheet erosion), 유수가 패인곳을 집중적으로 흐르면서 발생하는 세류침식(rill erosion), 표면의 여러 군데서 모인 유수에 의해 큰 도랑형태로 발생하는 협곡침식(gully erosion)이 있다.

- (68) 비탈어깨(slope shoulder) : 쌓기비탈면 또는 깎기비탈면의 상단부분을 말한다.
- (69) 비탈어깨배수구 : 쌓기비탈면에서 상부의 표면수를 유도배수 시키기 위하여 비탈어깨에 설치하는 배수시설을 말한다.
- (70) 산마루배수구 : 깎기비탈면에서 상부 자연비탈면으로부터 유입되는 표면수를 배수 시키기 위해 비탈마루에 설치하는 배수시설을 말한다.
- (71) 설계앵커력 : 설계에서 사용하는 앵커력을 말하며, 허용앵커력을 넘어서는 안된다.
- (72) 설계인발하중 : 설계시 네일 1본이 안정적으로 지지할 수 있는 하중으로서 지반의 설계주면마찰력 또는 네일철근의 허용응력에서 결정되는 인발력 중 작은 값.
- (73) 설계주면마찰력 : 설계시 사용한 그라우트재와 지반사이의 허용주면마찰력으로 극한주면마찰력을 설계안전율로 나눈 값.
- (74) 설계지반운동: 정지작업이 완료된 부지(내진설계 구조물이 설치되는 곳을 말한다)의 지표면에서의 자유장 운동을 말한다.
- (75) 설계허용인장강도(design tensile strength): 보강재의 장기인장강도에 소정의 안전율을 고려하여 산정한 인장강도
- (76) 소단(bench) : 비탈면의 점검 및 유지관리를 위하여 비탈면 가운데 일정한 높이 간격으로 설치하는 수평 단을 말한다.
- (77) 수동토압(passive earth pressure): 옹벽이 뒤채움 방향으로 변위가 발생할 때 옹벽 배면에 발생하는 토압
- (78) 수목식재공법 : 수목식재공법에는 묘목식재, 차폐식재, 소단상객토식수공법, 새집공법 등을 말한다.
- (79) 수종 및 초종 : 산림에서 자라는 나무와 초본의 종류를 말한다.
- (80) 수직배수공 : 집수 및 배수의 목적으로 지반 내에 수직방향으로 설치된 배수구조물로 대구경을 사용하기도 한다. 집수우물(集水井)이라고도 한다.
- (81) 수평배수공 : 비탈면 안쪽의 물을 원활하게 배수시키기 위해 토사의 유입을 막기 위한 구조를 가진 유공관을 지반 내에 설치한 배수시설
- (82) 식물피복도: 방형구내에 출현하는 수종 및 초종의 점유비율(%)을 말하며, 녹화공사가 시공된 비탈면의 전체적인 식생피복도는 3개소 이상의 측정치를 평균하여 산정한다.

- (83) 식생기반재 : 식생기반재(植生基盤材)는 비탈면 표면에 식물이 자라기 위한 양분을 가진 층을 만들기 위해 사용하는 재료를 말한다.
- (84) 쌓기비탈면 : 성토사면(盛土斜面, fill-slope)으로도 부르며, 지반 위에 흙을 쌓아서 형성하는 인공비탈면을 말한다.

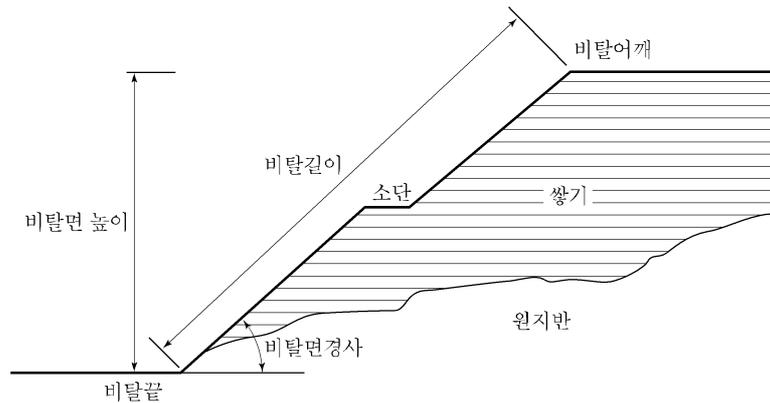


그림 1.9 쌓기비탈면의 단면에

- (85) 안전율(factor of safety) : 주어진 활동면에 대해 흙의 전단강도를 현재의 전단응력으로 나눈 값으로 정의되며, 안정해석에서는 비탈면이 한계평형상태에 도달하도록 강도정수를 나누어 주는 계수를 말한다.
- (86) 안정해석(stability analysis) : 건설공사로 형성되는 비탈면의 안정성을 공학적으로 해석하는 것을 말한다.
- (87) 암거 (暗渠 culvert) : 지하에 설치되어 밖에서는 보이지 않는 배수구를 말한다. 개거(開渠)·명거(明渠)와 대비되는 말이며, 배수암거(underdrain)·집수암거(collecting channel)·통수암거(closed conduit)의 총칭이다
- (88) 암반비탈면 : 암반사면(巖盤斜面, rock slope)으로도 부르며, 비탈면을 구성하는 지반이 전반적 또는 부분적으로 암으로 이루어진 깎기비탈면이다.
- (89) 앞굽(toe): 옹벽에서 앞판의 끝 부분
- (90) 앞굽판(front slab): 옹벽의 전면부로 튀어나온 저판부
- (91) 액상화: 포화된 느슨한 모래나 실트층이 충격이나 진동을 받게 되면 흙 내부의 간극수압이 증가하여 유효응력이 감소하게 되며 이때 흙의 전단강도가 감소하여 액체와 같은 상태로 되는 현상을 말한다.

(92) 앵커(anchor) : 지반내에 앵커체를 삽입하고 지표면에서 하중을 가하여 가상활동면의 연직응력과 전단저항력을 증가시킴으로서 불안정한 비탈면의 안정성을 높여주는 공법이다. 앵커체, 인장부, 앵커두부로 구성된다.

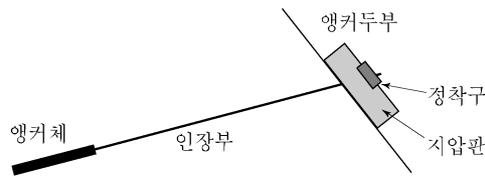


그림 1.10 앵커의 구조

(93) 앵커길이 : 앵커체의 길이(앵커정착장) 및 긴장부의 길이(앵커자유장)의 합으로 표현된다.

(94) 앵커두부(anchor head) : 가해진 긴장력을 효과적으로 인장부에 전달시키기 위한 부분을 말하며 정착구와 지압판으로 구성된다.

(95) 앵커의 극한인발력 : 지반과 앵커정착장에서 발휘되는 부착력 또는 주변마찰력이 파괴상태에 도달할 때까지의 앵커의 인발저항력을 말한다. 앵커에 대한 극한인발 시험을 통하여 구할 수 있다.

(96) 앵커자유장 : 긴장재가 자유롭게 움직이는 상태에 있고 구조물 및 지반에 대하여 프리스트레스를 유효하게 줄 수 있도록 가공된 인장부의 일부로서 주변지반과의 마찰저항력에 의한 힘이 전달되지 않는 부분의 길이이다.

(97) 앵커정착장 : 그라우트와 지반의 주변마찰저항력이 유효하게 발휘되어 지반으로 힘의 전달되는 앵커체의 길이를 말한다.

(98) 앵커체(anchor body) : 그라우트 주입으로 지중에 조성되는 앵커부로서 긴장력을 지반과의 마찰저항에 의해 지반에 전달하는 저항체를 말한다.

(99) 얇은 식생기반재취부공법 : 비탈면녹화를 위해 식생기반재와 함께 종자, 비료, 화이버 등을 50mm 미만으로 얇게 취부하는 공법을 말한다.

(100) 억지말뚝 : 억지말뚝은 파괴토체를 관통하여 지지층까지 말뚝을 일렬로 설치함으로써 말뚝의 수평저항력으로 비탈면의 활동력을 지지층에 전달시키는 공법이다.

(101) 외적안정(external stability): 보강토체를 강체로 간주한 상태에서의 파괴에 대한 안정성

- (102) 용수(湧水) : 지반내의 지하수위가 비탈면 표면에 노출되어 샘솟거나 흐르는 물
- (103) 원지반(original ground): 원래의 흐트러지지 않은 자연지반을 말한다.
- (104) 위험도계수: 평균재현주기 500년 지진지반운동수준에 대한 평균재현주기별 지반 운동수준의 비를 말한다.
- (105) 유기질기재 : 식물이 자랄 수 있는 유기질 양분을 포함하는 토양으로서 비탈면이 파쇄가 심한 연경암으로 이루어져 있는 경우 비탈면 표면에 취부하여 식물이 자랄 수 있는 기반층으로 활용함.
- (106) 유효응력(effective stress) : 하중이 지반에 가해졌을 때 흙 내부에 발생하는 응력은 흙내부의 물과 흙입자 구조에 의해 전달되는데, 이 때 흙 입자에 의해서 전달되는 응력부분을 유효응력이라고 한다. 물은 전단저항력이 없으므로 흙의 전단저항력은 흙의 유효응력에 의해서만 발휘된다.
- (107) 이동층 : 파괴면을 따라 이동하는 파괴토체 또는 지층을 말한다.
- (108) 인장력(tensile force) : 인장하중이라고도 하며, 보강토체 내의 보강재에 작용하는 하중을 말한다. 인장력은 단위폭당 작용하는 하중으로 표현한다.
- (109) 자연비탈면(natural slope) : 자연적으로 형성된 비탈면으로서 깎기 작업을 하기전의 비탈면을 말한다.
- (110) 잔류강도(residual strength) : 하중이 가해졌을 때 파괴가 발생한 후에 발휘되는 저항력을 말한다.
- (111) 장기인장강도(long-term tensile strength): 보강재의 생화학적 내구성, 부식, 크리프영향을 고려하여 극한인장강도에 저감계수 또는 부식두께를 고려하여 산정한 인장강도
- (112) 저판(slab): 옹벽의 부분 중 기초지반과 접하는 수평 콘크리트 부재
- (113) 저항영역(resistant zone) : 보강토체 내부에서 파괴선 바깥쪽 영역으로서 파괴시 보강재가 저항하는 영역을 말한다.
- (114) 전단강도(shear strength): 흙이 응력을 받아 파괴될 때, 흙 내부의 파괴면을따라 발생한 전단응력을 말한다..
- (115) 전단응력(shear stress): 흙이 응력을 받을 때 흙 내부에서 발생하는 최대 전단응력을 말한다.
- (116) 전면벽체 : 보강된 비탈면에서 네일 사이 지반의 이완을 방지하고 국부적인 안정성을 확보하기 위한 벽체를 말하며, 네일공법에서는 콘크리트 뿔어붙이기(숏크리

제 1 장 총칙

- 트) 벽체가 보강토체에서는 표면에 쌓거나 현장타설 콘크리트로 만드는 벽체로서 보강재와 연결하거나 연결하지 않는 방식이 있다.
- (117) 정지토압(at rest earth pressure): 옹벽의 변위가 없을 때 옹벽 배면에 작용하는 토압
- (118) 정착구: 긴장재를 앵커두부의 지압판에 정착시키는 부재를 말한다.
- (119) 정착판 : 비탈면 표면과 네일 또는 록볼트의 일체화를 위하여 두부에 설치하는 사각형의 강제판을 말한다.
- (120) 종배수구 : 집수된 곳으로부터 물을 배출하거나 다른 집수정까지 물을 끌어가기 위해 설계한 수로로 일반적으로 개거(開渠)·암거(暗渠)·터널 등으로 만들어진다.
- (121) 주동토압(active earth pressure): 옹벽이 뒤채움 반대방향으로 변위가 발생할 때 옹벽배면에 발생하는 토압
- (122) 중력식 옹벽: 옹벽자중을 이용하는 횡방향 토압에 저항하는 옹벽 형식
- (123) 지압판 : 앵커의 하중을 비탈면 표면반력으로 저항하는 부분을 말하며, 앵커의 긴장력과 동일한 하중을 받는다.
- (124) 지표수(run off) : 강우 또는 표면용수로 인해 비탈면 표면을 흐르는 물을 말한다.
- (125) 찰갈기 : 돌이나 블록을 비탈면 표면에 촘촘히 깔고 돌 사이 틈새에 모르터나 그라우트로 채워서 틈이 없도록 하면서 까는 방법이다.
- (126) 찰쌓기(wet masonry) : 면이 사각형이고 길이가 길게 다듬어진 돌을 포개어 쌓기한 것으로, 모르터나 그라우트를 돌 사이의 틈새에 채우며 쌓는 방법이다.
- (127) 천공직경 : 앵커, 네일설치를 위해 천공하는 장비의 비트 공칭직경을 말한다. 이외에 확공직경이 있으며 실제 천공 후의 직경을 말한다. 실무에서는 이 둘에 크게 차이를 두지 않고 사용하기도 한다.
- (128) 초본류(草本類) : 녹화공법에 사용되는 종자가 주로 풀 형태인 경우
- (129) 초본류식재 : 초본류 식재에는 줄떼심기, 평떼심기, 평떼붙이기, 새심기 등을 말한다.
- (130) 초화류(草花類) : 꽃을 피우는 초본류
- (131) 최대강도(peak strength) : 하중이 가해졌을 때 파괴에 도달할 때까지의 최대저항력을 말한다.
- (132) 최대인발하중 : 네일의 극한인발시험시 극한상태를 확인하지 못한 상태에서 시험이 종료된 경우 최대로 가한 하중.

- (133) 측구(側溝) : 도로의 측면에 물을 배출시키기 위한 배수로 등의 구조물 또는 처리 시설을 말한다.
- (134) 캔틸레버 옹벽: 옹벽 형태가 T를 거꾸로 놓은 모양, 또는 L 모양
- (135) 콘크리트 뿔어붙이기 공법 : 압축공기에 의해 콘크리트를 고압 호스 또는 파이프 로 소정의 위치까지 옮겨, 압축 공기에 의해 압송된 재료를 비탈면에 거푸집을 사용하지 않고 뿌림으로써 자력으로 단단히 고정되는 공법
- (136) 탈락형 낙석 : 풍화가 진행됨에 따라 침식이나 풍화에 대한 저항력이 약한 토사 속에 포함되어 있는 암편이나 자갈 등이 탈락하는 낙석의 형태

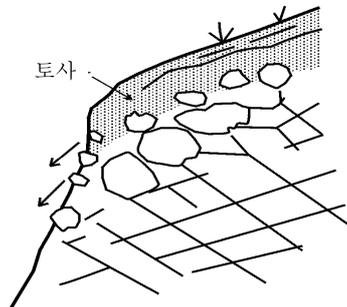


그림 1.11 탈락형 낙석

- (137) 토사비탈면 : 토사사면(土砂斜面, soil slope)으로도 부르며, 비탈면을 구성하는 지반이 전반적으로 흩으로 이루어진 깎기비탈면이다.
- (138) 토석류(土石流, debris flow): 강우시 지반내로 침투된 강우에 의해 지반의 유효응력이 감소하여 파괴된 토체가 비탈면 표면을 따라 마치 유체와 같이 흘러내리는 것을 말한다.
- (139) 토압계수(earth pressure coefficient): 연직응력에 대한 수평응력의 비율로서, 정지 토압계수, 수동토압계수, 주동토압계수로 구분한다.
- (140) 토양경도: 토양경도계(山中式)를 이용하여 비탈면 상부, 중부, 하부에서 각 10회씩 측정하고 평균한 값이며, 토양경도지수(mm)단위로 환산하여 나타낸다.
- (141) 파괴(failure) : 지반내부의 응력상태가 지반의 강도를 초과할 때 발생하며, 공학적으로는 파괴기준을 초과하는 응력상태를 말한다. 물리적으로는 지반의 균열이나 과도한 변형상태가 발생한 때를 파괴로 간주할 수 있다.

제 1 장 총칙

- (142) 파괴토체 : 비탈면에 파괴가 발생하여 파괴면 상부에 존재하는 흙의 덩어리를 말한다.
- (143) 파종공법 : 파종(播種)공법에는 고압취부기로 파종하는 방법도 일부 포함되며, 인력파종에는 점파(點播)공법, 조파(條播)공법, 산파(散播)공법 등이 있다.
- (144) 패턴볼트 : 지반의 취약한 부분을 일정한 간격과 길이의 록볼트로 보강하는 설치 형태이다.
- (145) 표면보호공법 : 비탈면 표층의 세굴, 유실, 붕괴를 방지하고 미관을 향상시키기 위하여 식생이나 구조물을 이용하여 표면을 보호하는 공법
- (146) 한계평형상태(limit equilibrium state) : 가상파괴면에서 지반의 응력상태가 파괴(한계상태)에 도달한 상태를 말한다..
- (147) 한쪽깎기·한쪽쌓기 : 자연비탈면의 일부는 깎고 일부는 쌓아서 부지를 형성하는 구간을 말하며, 편절편성(片切片盛)으로 부르기도 한다.
- (148) 합벽식 옹벽 : 깎기비탈면 중간 또는 상하부로 길게 파괴 또는 표층의 풍화진행으로 인하여 공간이 발생하였을 때 주변부의 추가파괴 또는 암반의 이탈을 방지하기 위한 목적으로 콘크리트로 주변 암괴를 지지시키는 벽체이다.
- (149) 허용앵커력 : 극한앵커력에 안전율을 고려하여 계산한 앵커력을 말하며, 설계에서 허용할 수 있는 최대앵커력이다.
- (150) 허용인장강도 : 네일 재료의 극한인장강도 또는 항복인장강도를 소정의 안전율로 나눈 값
- (151) 활동방지벽(shear key): 저관하부에 횡방향 저항력을 높이기 위해 튀어나오게 만든 부분
- (152) 활동영역(active zone) : 보강토체의 전면판과 파괴선 안쪽의 영역으로서 파괴로 인해 활동하는 영역을 말한다.
- (153) 흙쌓기비탈면 : 흙을 쌓아서 만든 쌓기비탈면을 말한다.

1.5 기준의 구성

- (1) 이 설계기준은 내용상으로 크게 8개의 부분으로 나누어 총 24개의 장으로 구성되어 있다. 세부적인 구성 내용은 다음과 같다.
- I. 설계일반사항 : 총칙, 설계일반, 지반조사
 - II. 비탈면설계 : 쌓기비탈면 설계, 깎기비탈면 설계
 - III. 비탈면보강공법 : 앵커, 네일, 록볼트, 역지말뚝
 - IV. 옹벽공법 : 콘크리트 옹벽, 보강토 옹벽, 돌망태 옹벽, 기대기 옹벽,
돌(블록)쌓기 옹벽
 - V. 표면보호공법 : 격자블록 및 돌붙이기, 콘크리트 뿔어붙이기, 비탈면 녹화
 - VI. 비탈면 배수시설 : 지표수 배수시설, 지하수 배수시설
 - VII. 비탈면 안전시설 : 낙석방지망, 낙석방지울타리, 낙석방지옹벽, 피암터널
 - VIII. 비탈면 내진설계 : 비탈면 내진설계 기준
- (2) 이 설계기준은 비탈면의 안정을 확보하기 위하여 적용하는 가장 보편적이면서 일반적인 내용과 공법들에 대해서만 다루고 있으며, 특정한 기술이나 공법에 대한 설계기준과 방법은 포함하지 않는다.

제 2 장 설계일반

2.1 기본계획

- (1) 비탈면의 건설계획은 도로, 철도 및 택지 등과 같은 주구조물의 건설계획에 부합되게 수립하여야 하며, 기본계획, 기본설계, 실시설계, 시공, 준공 및 유지관리 단계로 구분하여 효율적으로 추진한다.
- (2) 비탈면의 기본계획에서는 다음 사항을 고려한다.
 - ① 주구조물의 계획에 따른 쌓기 또는 깎기비탈면의 형성조건
 - ② 안정성 검토 및 터널 등 대체구조물의 적용성 여부
 - ③ 비탈면 건설 후 수리, 수문, 생태환경에 미치는 영향
 - ④ 주구조물에 발생 가능한 재해영향
 - ⑤ 사업대상지역 내에 있는 분묘, 가옥, 문화재 및 각종 시설물의 이전방안
 - ⑥ 시공 중 수질오염, 진동, 분진, 소음 등의 가능성과 대책방안
 - ⑦ 경제성 및 공사소요기간
 - ⑧ 법적 규제사항 등
- (3) 기본계획 수립은 해당분야 전문가의 자문과 발주자의 의견을 수렴하여 조정할 수 있으며, 필요시에는 지역주민 및 지방자치단체의 민원사항을 해소하기 위하여 공청회 등을 통해 의견을 수렴하고 해소방안을 검토하여야 한다.
- (4) 비탈면의 형성은 사업 대상지역 경계에서 장기적으로 안정화될 수 있는 비탈면의 높이와 경사를 결정하는 것이며, 현지의 지형과 지반조건, 시공여건, 장애물 등의 여부에 따라 보강공법, 옹벽공법, 표면보호, 녹화공법 및 안전시설의 적용 여부도 함께 고려하여 경제성과 소요기간을 검토하여야 한다.
- (5) 비탈면 설계에서는 일반적인 표준시방서 외에도 각각의 공법에 대한 적용사례 검토를 통해 정확한 시공이 될 수 있도록 하고, 시공을 위한 공사시방서를 세밀하게 작성하여 안전한 비탈면이 될 수 있도록 한다.

2.2 비탈면 분류

- (1) 비탈면의 쌓기 또는 깎기는 기본적으로 주구조물을 위한 부지 확보와 건설시 필요한 재료의 확보 등을 위한 목적으로 실시되며, 형성방식과 비탈면을 구성하는 재료에 따라서 다음과 같이 구분한다.
- ① 쌓기비탈면 : 기존 지반위에 흙 또는 암버력을 쌓아서 부지를 형성할 때 쌓기 경계부에 만들어지는 경사진 지반을 말한다. 쌓기에 사용하는 재료와 다짐의 정도에 따라서 비탈면높이와 비탈면경사를 다르게 설정하여야 한다. 쌓기비탈면은 재료에 따라서 암쌓기비탈면 또는 흙쌓기비탈면으로 구분한다.
 - ② 깎기비탈면 : 기존 원지반을 깎아서 부지를 조성할 때 형성되는 경사진 지반을 말하며 비탈면높이가 약 5m 이상 되는 경우부터 중요하게 다룬다. 깎기비탈면은 원지반의 상태를 정확히 파악하는 것이 중요하며, 특히 암반과 토사의 경계부분, 원지반 내부의 불안정한 특징 등을 찾는 것이 매우 중요하다. 깎기비탈면은 흙으로 이루어진 토사비탈면과 암으로 이루어진 암반비탈면으로 구분한다.
- (2) 건설공사 비탈면은 규모에 따라서도 다음과 같이 구분할 수 있으며 설계에서 규모의 구분에 따라서 조사내용을 다르게 적용한다.
- ① 2중 시설물 : 비탈면높이 50m 이상, 연장 200m 이상인 깎기비탈면을 말하며, 비탈면에 설치되는 높이 5m 이상, 연장 500m 이상인 옹벽시설물도 해당된다. (시설물의 안전관리에 관한 특별법 시행령)
 - ② 대규모 깎기비탈면 : 비탈면높이가 20m 이상인 깎기비탈면을 말한다.
 - ③ 대규모 쌓기비탈면 : 비탈면높이가 10m 이상인 쌓기비탈면을 말한다.

2.3 설계의 기본원칙

2.3.1 비탈면 구비조건

- (1) 건설공사 비탈면은 시공완료 후부터 유지관리단계에서 지진, 강우, 장기적인 기상변화 등 재해요인이 발생하더라도 주구조물의 안정성을 직접적으로 저해하거나 주구조물의 기능을 마비시키는 붕괴가 발생하지 않아야 한다.
- (2) 비탈면의 건설로 인하여 주변 인명 및 재산에 위대한 요인이 발생하지 않아야 하며, 보강시설, 안전시설 등의 대책을 강구하여야 한다.
- (3) 비탈면은 지반의 풍화, 지하수조건의 변화 등 장기적인 불안정 요인이 발생할 수 있으므로 규명되지 않은 사항에 대해서는 가급적 안전측으로 설계한다.
- (4) 비탈면 안정해석에서는 반드시 기준안전율을 만족하도록 설계하여야 한다.
- (5) 비탈면에 시공하는 각종 보강, 보호, 점검, 안전시설 등은 장기적으로 성능을 발휘하는 내구성이 있는 재료와 부식에 대한 저항성이 있는 재료를 사용한다.
- (6) 비탈면은 위의 조건을 감안하여 최대한 경제적인 시공이 되도록 설계하고, 현장 여건에 적합한 안전한 시공이 될 수 있도록 설계한다.
- (8) 이 기준에서 제시하지 않은 구비 조건이라 하더라도 관계법규 및 기준을 검토 후 반영해야 하며, 발주자의 요청과 민원 등을 검토하여 반영할 수 있다.

2.3.2 설계개념 적용기준

- (1) 이 설계기준은 지반의 한계평형상태를 가정하고 허용응력설계법을 적용한다. 여기서는 예상되는 파괴형태에 가해지는 실제 크기의 작용하중과 저항력을 계산하여 이들 값의 비율인 안전율을 계산하고 기준안전율과 비교하여 비탈면의 안정성을 평가한다.
- (2) 한계상태설계법, 하중저항계수설계법, 부분안전율의 적용은 발주처와 협의하여 승인을 득한 후에 적용할 수 있다. 이 때는 적용하는 설계기준에 대한 명확한 근거자료를 제시하여야 한다.
- (3) 비탈면에 적용하는 콘크리트 및 강재 구조물 등의 부재설계에 대해서는 해당재료에 적합한 설계기준을 적용한다. 흙의 자중과 토압 등 흙에 기인하는 하중은 이 설계기

제 2 장 설계일반

준에서 제시한 방법을 이용할 수 있으며, 하중 및 저항을 고려하는 계수의 적용 방법은 해당부재의 설계기준을 따른다.

(4) 비탈면 설계에 대한 확률론적 설계방법은 허용응력설계법을 이용한 설계가 불확실할 때 설계결과를 보완하기 위한 목적으로 부가적으로 적용할 수 있다. 이때는 사용하는 입력자료와 해석방법에 대한 근거자료를 충분히 확보해야 한다.

[해설]

(1) 토목구조물의 설계에 있어서 기본적으로 적용하는 설계방법은 크게 ① 허용응력설계법, ② 부분안전율 설계법, ③ 한계상태설계법, ④ 하중저항계수설계법이 있다. 이들 설계방법은 설계대상 부재의 재료특성에 따라서 각각 다른 방법을 적용하는데, 흙을 다루는 지반공학에서는 허용응력설계법이 주로 이용되고 있고, 콘크리트 부재의 설계는 한계상태설계법이 주로 이용되고 있다.

① 허용응력설계법(ASD, Allowable Stress Design)

사용응력설계법(WSD, Working Stress Design), 사용하중설계법(WLD, Working Load Design)이라고도 한다. 허용응력설계법은 구조물에 실제하중(사용하중)이 작용할 때 발생하는 실제응력(사용응력, working stress)을 선형탄성이론(linear elastic theory)을 적용하여 계산하며, 실제 발생한 응력이 재료의 항복응력(또는 극한응력)에 소정의 안전율을 적용한 허용응력(allowable stress)이내로 되게 하는 설계법이다.

$$\sigma_a > \sigma \tag{해설식 (2.1)}$$

여기서,

σ_a : 재료의 허용응력 (= σ_y/FS)

σ : 부재에 발생하는 실제 응력

콘크리트 부재의 경우 작은 압축응력 범위 내에서는 탄성이론이 성립하지만 응력이 커져서 파괴점에 도달하면 압축응력분포는 포물선분포가 되어 탄성을 잃고 소성체로 바뀌어 응력과 변형률은 비례하지 않기 때문에 탄성이론을 적용하는 것은 불합리하여 최근에는 한계상태설계법을 적용하고 있다.

지반도 콘크리트와 같이 비선형 특성을 나타내지만 자연지반의 상태와 종류에 따라 매우 다양한 특성을 나타내며 포화, 불포화 및 하중의 재하조건에 따라서는 다양한 강도특성을 나타내므로 이를 모두 고려하기는 어려운 실정이다. 지반구조물의 허용응력설계법은 발생 가능한 파괴형태가 한계평형상태에 도달하였다고 가정된 상태에서 작용력과 저항력의 비율을 고려하여 안전율을 계산하고 기준안전율과 비교하여 안정성을 검토한다. 국내 지반구조물의 설계는 대부분 허용응력설계법을 적용하고 있으며, 일부 구조물기초 분야에서 하중저항계수설계법이 도입되어 사용되고 있다.

- ② 부분안전율을 고려한 설계법은 지반의 각 저항요소별로 서로 다른 안전율을 적용하는 설계방법으로서, 지반강도정수별로 값의 신뢰성과 안정성에 미치는 영향이 달라지는 것을 합리적으로 고려하기 위한 것이다. 연구자별로 각각의 지반강도정수에 적용하는 부분안전율 값의 범위가 서로 다르게 나타나고 있어 실제 부분안전율을 적용하여 설계할 때는 제안자의 의도를 이해하여 적용하는 것이 필요하다.

- ③ 한계상태설계법(LSD, Limit State Design)

한계상태설계법은 안전성의 척도를 구조물이 파괴될 확률(파괴확률) 또는 신뢰성이론(reliability theory)에 의해 구조물이 파괴되지 않을 확률(신뢰성)로 나타내는 설계법이다. 여기에서는 구조물이 한계상태로 되는 확률을 구조물의 모든 부재에 대하여 일정한 값 이하가 되도록 하려는 설계법이다.

한계상태의 종류는 극한한계상태(ULS, Ultimate Limit State)와 사용한계상태(SLS, Serviceability Limit State)로 구분하며, 극한한계상태는 구조물이나 부재가 파괴 또는 파괴에 가까운 상태로 되어 그 기능을 완전히 상실한 상태로 정의하고, 사용한계상태는 처짐, 균열, 진동 등이 과대하게 발생하여 정상적인 사용 상태를 만족하지 못하는 상태로 정의한다.

Eurocode 7에서 채택한 설계방법이며, 지반구조물에서 예상되는 모든 한계상태에 대하여 지반구조물이 안정하도록 설계한다. 일반적으로 기초, 비탈면, 옹벽 등에 대한 기준을 제시하고 있으며 이들 구조물의 설계시에 고려해야 하는 한계상태는 다음과 같은 것들이 있다.

제 2 장 설계일반

(가) 극한한계상태(Ultimate Limit State): 지반의 파괴상태

- 지반의 전단파괴
- 지반의 활동파괴
- 경사하중과 횡방향 하중에 대한 저항이 부족하여 발생하는 구조물의 활동
- 과도한 편심하중에 의해 발생하는 구조물의 전도
- 지반의 액상화
- 보강재와 지반사이의 부착력 파괴

(나) 사용한계상태(Serviceability Limit State)

- 과도한 지반의 침하나 용기
- 구조물 부재의 손상, 변형

④ 하중저항계수설계법(LRFD, Load Resistance Factor Design)

하중저항계수설계법은 한계상태설계법에 기초하고 있으며, 다중 하중계수와 저항계수, 신뢰성에 대한 절대적 확률론적 결정을 명확히 고려하고 있다. 이 설계법에서 적용하는 계수는 허용응력설계법에서 사용하는 안전율과는 다르며, 확률론적 수학적모델을 이용하여 각각의 하중계수와 저항계수를 산정하므로 정확성과 신뢰성에 서로 다른 비중을 두는 것이 가능하다. 설계개념은 해설식 (2.2)와 같이 계수를 곱한 하중의 합이 계수를 곱한 저항력보다 작아야 한다.

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i \quad \text{해설식 (2.2)}$$

여기서,

ϕ : 저항계수 (< 1)

R_n : 공칭저항력

γ_i : 하중계수 (> 1)

Q_i : 하중

(2) 각 설계법의 장단점은 다음과 같다.

해설표 2.1 설계법의 장단점

구분	장점	단점
허용응력 설계법	<ul style="list-style-type: none"> - 안정성은 모든 한계평형상태에 대한 안전율을 계산하여 검토함 - 개념적으로 이해가 쉬움 - 설계 계산이 매우 간편 	<ul style="list-style-type: none"> - 지반 저항요소의 각각의 영향을 설계에 반영할 수 없음 - 성질이 다른 하중들의 영향을 설계에 반영할 수 없음.
한계상태설계법 하중저항계수 설계법	<ul style="list-style-type: none"> - 하중과 재료의 특성 및 불확실성을 설계에 반영할 수 있음. - 안전성과 사용성은 극한 한계 상태 및 사용 한계 상태를 검토하여 확보함 	<ul style="list-style-type: none"> - 작용 하중과 재료 강도 등에 관한 자료가 충분히 확보되어 하중계수와 저항계수를 통계적으로 산정할 수 있어야 함.

(3) 확률론적 설계방법은 안정성 검토에 사용되는 입력 값을 확률변수로 가정하고 안정성 검토에서 나오는 안전율에 대한 확률분포를 계산함으로써 파괴의 확률을 정량적으로 구하는 방법이며, 입력자료의 불확실성을 고려하지 못하는 기존의 결정론적 안정해석 방법을 보완하는 해석방법이라고 할 수 있다.

하지만 입력값의 확률분포와 확률 매개변수를 산정하는데 필요한 자료가 충분히 제공되지 않고, 기존의 결정론적 안정해석방법에 비해 확률론적 이론에 대한 배경지식이 필요하므로 일상적인 설계방법으로 정착되지 못하고 있는 실정이다. 향후에 자료가 축적되어 입력변수에 대한 확률분포가 결정되고 설계에서 적용하기 위한 매개변수의 값을 결정하는 방법이 간단해지면 결정론적 안정해석방법을 보완하는 설계방법으로 사용될 수 있을 것이다.

경험이 부족한 지반조건이나 파괴형태 등에 대해서는 기존의 결정론적 안정해석방법을 보완하는 역할로서 확률론적 설계방법도 적용할 수 있을 것이다.

2.3.3 설계 지반물성치의 결정

- (1) 비탈면의 설계에 사용하는 지반물성치는 지반조사, 현장시험, 실내시험, 경험적으로 얻어진 관계식을 이용한 추산 값, 기존의 유사한 지반조건에 대한 도표, 현장계측 및 관측결과를 이용한 역해석, 파괴된 지반에 대한 역해석 등을 통하여 결정한다.
- (2) 설계 지반물성치중 지반의 전단강도 정수는 대상 지반의 포화조건, 투수성, 하중재하조건 등을 감안하여 배수전단강도, 비배수전단강도 및 최대강도, 잔류강도를 구분

제 2 장 설계일반

하여 결정한다.

- (3) 설계 지반물성치는 현장 조사결과를 토대로 지반을 대표적인 몇 개의 지층으로 구분하고 각 지층에 대한 시험을 실시하여 물성치를 구한다. 서로 다른 지층에서 구한 지반물성치는 각 구간에 대해 적용한다.
- (4) 여러 가지 지반조사와 시험을 실시하여 동일지층의 유사한 지점에 대해 여러 번의 결과를 획득한 경우에 설계 지반물성치는 평균치와 표준편차를 계산하고 다음 식을 이용하여 설계에서는 안전측이 되는 값을 적용한다. 즉, 하중의 계산에서는 (+)부호를, 저항력의 계산에서는 (-)부호를 이용하여 계산한다.

$$\text{설계물성치} = (\text{평균치}) \pm (\text{표준편차})$$

- (5) 동일한 지층이라 하더라도 시험한 위치에 따라 물성치가 일정한 경향을 가지고 다르게 분포할 경우에는 구간을 구분하여 각 구간에서 구한 물성치를 대표적인 물성치로 채택하여 적용할 수 있다. 구간을 구분하지 않고 전체를 동일한 구간으로 간주하여 설계하는 경우는 가장 불리한 값을 채택하여 적용한다.

[해설]

- (1) 비탈면 설계에 사용하는 지반물성치에는 물리적 특성치와 역학적 특성치가 있다. 물리적 특성치에는 흙 또는 암의 비중, 함수비, 밀도, 단위중량, 애터버그 한계, 입도분포 등이 있으며 교란된 시료를 이용하여 시험하거나 현장에서 사운딩 결과를 이용하여 간접적으로 추정할 수도 있다.

역학적 특성치는 전단강도, 투수계수, 압밀특성, 동역학적 특성 등이 있으며 불교란 시료를 이용한 시험에서 구한다. 불교란 시료채취가 어려운 사질토나 붕적토 지반조건에서는 현장시료를 재성형하여 현장의 밀도를 재현한 시료를 사용하여 시험하거나 또는 현장에서 사운딩 및 현장시험 결과를 이용한 관계식으로부터 추정할 수 있다.

현장에서 계측이 이루어졌거나 파괴가 발생한 비탈면 등에 대해서는 계측결과 또는 현장에서 구한 기하학적 조건, 파괴발생시의 지하수 조건, 파괴형태 등을 고려한 역해석을 수행하여 지반의 역학적 특성치를 추정할 수 있다.

- (2) 투수성이 좋은 지반의 지반물성치 결정은 시험조건에서도 배수조건으로 시험하여 지반물성치를 구하고 해석에서도 유효응력해석을 실시하여 안정성을 검토한다. 단기간

의 안정성 해석인 경우에는 비배수조건으로 시험하여 구한 지반물성치를 구하고 해석도 전응력해석을 실시하여야 한다. 투수성이 좋지 않은 지반은 비배수전단강도를 이용한 전응력해석을 실시한다.

- (3) 지반 물성치의 편차가 심할 때는 통계분석을 통하여 평균치와 표준편차를 구하고 이로부터 설계에서 안전측이 되는 물성치를 결정한다. 예를 들어, 하중을 계산할 때 사용하는 단위중량의 경우에는 “평균치+표준편차”를 이용하여 계산하고, 저항력을 계산할 때 사용하는 내부마찰각 값은 “평균값-표준편차”를 이용하여 계산한다.

2.3.4 설계하중의 적용기준

- (1) 비탈면의 설계에서는 흙의 자중, 비탈면 표면 및 상부에서 작용하는 상재하중, 비탈면 내부의 지하수 및 침투수에 의해 유발되는 수압, 옹벽과 같은 구조물에 작용하는 토압, 지진 시 발생하는 지진하중, 비탈면에 설치한 구조물에 의해 작용하는 외력 및 시공 중과 후에 발생하는 일시적인 활하중 등을 고려하여야 한다.
- (2) 내진설계에서는 비탈면 내부의 포화 수압, 비탈면 표면 및 상부에 작용하는 활하중 등 비탈면에 장기적으로 발생할 것으로 가정한 하중이나 일시적으로 발생하는 하중은 고려하지 않으며, 가장 현실적으로 작용할 수 있는 하중과 지진하중을 고려한다.
- (3) 비탈면에 설치하는 옹벽, 콘크리트 벽체 등에 작용하는 토압은 벽체와 지반의 상호 거동에 따라 적절한 토압계수를 적용하여 결정한다.
- (4) 콘크리트 부재 설계 및 강재의 설계는 콘크리트 구조설계기준에 제시된 하중계수와 하중조합을 고려하여 설계할 수 있다.

제 3 장 지반조사

3.1 적용범위

- (1) 이 장은 건설공사 비탈면 설계를 위한 조사에 적용한다.
- (2) 이 조사기준의 적용 시에는 현지상황과 당초 의도한 목적을 충분히 검토, 파악하여 획일적이고 비경제적인 조사가 되지 않도록 한다.

3.2 조사일반

- (1) 조사는 비탈면 설계에 필요한 각종 자료와 정보를 얻기 위해서 실시하며, 크게 기존 문헌조사, 현지답사, 지반조사 및 시험으로 이루어진다.
- (2) 비탈면 설계를 위한 조사는 비탈면의 규모 및 필요한 자료 및 정보의 내용에 따라 예비조사, 본조사의 순서로 진행하며, 보완조사를 실시하는 경우도 있다. 예비조사와 본조사를 동시에 수행할 수도 있고, 여러 단계로 나누어 실시할 수도 있다.
 - ① 예비조사 : 부지계획에 따라 주변과의 영향을 고려한 비탈면의 형성계획을 수립하고, 본조사 계획을 설정하기 위해 실시한다.
 - ② 본조사 : 비탈면의 구체적인 설계와 시공계획을 수립하기 위하여 실시한다.
 - ③ 보완조사 : 보완조사는 설계를 보완하기 위해 추가로 실시하거나 또는 설계단계에서 확인하지 못한 사항을 시공단계에서 확인하기 위해 실시한다.
- (3) 비탈면 조사는 사업규모 및 예상되는 비탈면의 규모를 고려하여 각 단계별 조사목적에 부합하도록 조사계획을 수립한 후에 실시한다. 조사계획을 수립할 때는 다음의 사항을 고려하여야 한다.
 - ① 조사목적
 - ② 조사항목과 조사방법
 - ③ 조사위치 및 조사수량

[해설]

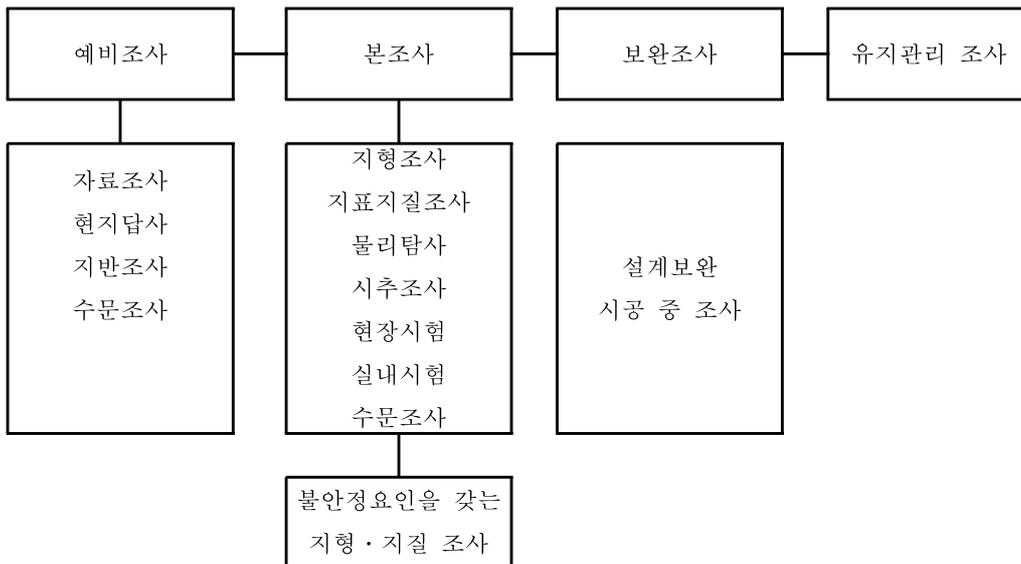
- (1) 예비조사는 사업부지의 비교검토 및 선정을 주목적으로 하는 조사단계로서 주변의 지

제 3 장 지반조사

형, 지질, 토지이용계획, 도시계획, 도로 및 철도계획, 수리·수문정보 등 전반적인 자료수집을 통하여 광역적인 지역에서 거시적인 관점으로 사업대상지역에 중대한 영향을 미치는 사항에 대한 자료를 얻기 위해 실시한다.

(2) 본조사는 비탈면에 대한 구체적인 설계를 위한 조사로서 대상 사업부지 및 인근 비탈면의 지형정보에 대한 조사, 지표지질조사, 시추조사 및 물리탐사 그리고 지층별 지반정수 획득을 위한 현장시험 및 실내시험 등을 포함한다.

(3) 보완조사는 설계단계에서 확인되지 않았던 사항이 발견된 경우 또는 설계단계에서 조사장비 및 인력접근의 어려움, 사유지 내에서 수행하지 못한 경우에 설계를 보완하기 위하여 실시하는 조사이다. 보완조사는 설계단계에서 실시하기도 하지만, 시공 단계에서 설계를 확인하기 위하여 실시한다. 또한, 시공단계에서 파악된 문제구간에 대한 상세한 분석이 요구될 때 수행하는 상세한 조사와 시험도 보완조사로 간주할 수 있다.



해설그림 3.1 비탈면 설계를 위한 조사단계

(4) 사업규모와 비탈면 규모, 지반특성에 따라 요구되는 조사의 정확성과 정밀도가 달라

지므로 조사계획을 수립할 때에는 이러한 사항을 고려하여 조사목적에 부합하는지, 추가 조사 사항이나 불필요한 사항의 여부를 신중히 검토하여 조사 진행 중에 조사내용의 변경이 가급적 발생하지 않도록 한다.

- (5) 조사방법은 사업부지(도로, 철도, 택지 등)의 지형, 지질, 토질에 적합한 시험장비 및 시험방법을 선정하는 것이 필요하다. 이는 조사방법에 따라 적용 가능한 토질종류, 최대조사심도, 조사결과 적용의 한계가 있기 때문이며, 조사방법을 선정할 때에는 이러한 조사장비 및 방법별 특징을 잘 이해할 필요가 있다. 한 가지 조사만으로 결과의 합리적 판단이 어려울 때는 상호 보완적인 조사방법을 조합하여 실시하고 더 효과적인 결과를 도출할 수도 있도록 해야 한다.

3.3 예비조사

3.3.1 일반사항

- (1) 예비조사는 사업대상지역 비탈면의 문제 가능성을 예측하기 위하여 실시하는 조사이다.
- (2) 예비조사는 산맥, 계곡, 주요하천 등 대지형 및 광역지질에 대한 분석과 기존의 붕괴지역, 점토층이 분포하는 문제발생 가능 암반구간, 토석류 발생지역, 대규모 단층지역, 연약지반 등의 여부를 확인한다.

[해설]

(1) 예비조사는 부지선정 시 문제가 예상되는 지반인지의 여부를 확인하여야 하며, 이러한 문제가 예상되는 경우에는 단순히 지형도, 도면, 지질도를 이용한 표면적인 판단만 하지 말고 실제 현지답사 및 지반조사를 통하여 종합적으로 판단하는 것이 필요하다.

(2) 비탈면에서 많은 문제를 야기하는 지반조건은 다음과 같은 것들이 있다.

① 단층파쇄대 및 점토가 충전된 불연속면이 발달한 지역

단층파쇄대는 침식에 대한 저항력이 약하고 자체적인 강도도 매우 연약한 경우가 많아 비탈면 공사에서 용수, 토압, 붕괴 등의 문제가 가장 많은 지반조건이다. 또한, 불연속면에 점토가 충전된 경우는 시공 시 대규모 붕괴의 가능성이 항상 존재하는 지반조건으로서 본조사시 충전물의 특성과 범위를 파악하기 위한 조사를 실시할 필요가 있다.

② 기존의 대규모 비탈면 파괴지역

산사태는 그 규모에 따라서 대책수립이 불가능하거나 큰 비용이 소요되는 경우가 있으므로 이러한 산사태 지역에 대한 조사를 통하여 대체부지에 대한 검토가 필요하다.

③ 토석류(土石流, debris flow)가 발생한 지역

토석류는 집중강우에 의해 주로 발생하며, 붕괴토사의 2차적인 이동에 의해 발생

하기도 한다. 토석류가 발생한 지역에는 사방공사를 실시한 흔적이 많으며 이러한 지역은 부지로서 적합하지 않다. 불가피한 경우에는 사전에 토석류에 대한 대책을 검토할 필요가 있다.

④ 낙석 및 애추 지역

암괴가 노출된 급경사지역은 식생유무, 낙석상황 등을 고려하여 부지를 선정하여야 한다. 애추(崖錐, scree or talus) 지역은 풍화된 암설(岩屑)이 중력에 의해 급경사 비탈면을 낙하하여 비탈면 하부에 퇴적해서 이루어진 반원뿔 모양의 지형으로서 안식각으로 느슨하게 쌓여 있으므로 비탈면공사에서 많은 문제를 유발시킨다.

⑤ 대규모 연약지반 분포지역

두께가 두껍고 광범위한 분포를 지닌 대규모 연약지반을 피해 부지를 선정하는 것이 불가피한 경우도 있으므로, 가급적 대책공사의 비용이 저렴하고 유지관리가 쉬운 위치를 선정하는 것이 필요하다.

⑥ 층리가 발달된 퇴적암 분포지역

층리가 잘 발달되어 있는 지역에서 층리의 경사가 비탈끝 방향으로 발달되어 있다면 비탈면 공사에서 많은 문제를 유발시킬 수 있다.

⑦ 석회암 분포지역

석회암이 분포하고 있는 지역은 오랜 지질학적 과정을 거치면서 석회공동이 발달되는 경우가 있으며, 이러한 석회공동은 지하수의 이동통로를 제공할 뿐만 아니라 지표의 침식을 유발할 수 있기 때문에 석회공동의 분포특성을 파악하기 위한 조사를 실시할 필요가 있다.

3.3.2 예비조사 내용

(1) 자료조사는 조사대상지역에 해당하는 다음의 자료를 관계기관 등으로부터 수집한다.

- ① 지형도, 지질도, 항공사진, 토지이용도 등

제 3 장 지반조사

- ② 대상지역 주변의 건설공사, 건축공사에서 실시한 조사 보고서, 공사기록 등
 - ③ 대상지역 지역의 기상자료(강우, 강설, 온도 기록 등)
 - ④ 대상지역 주변에서 발생한 재해기록
 - ⑤ 기타 지표지질조사 자료 및 연구자료 등
- (2) 현지답사는 자료조사 결과를 바탕으로 사업대상지역을 답사하면서 지형, 지반상황을 직접 확인하거나 지역주민들의 청문을 통하여 과거 지형변화 등에 대한 정보를 입수하고, 제반 현장여건을 확인하여 본조사 계획을 수립할 수 있도록 한다. 현지답사에서 수행하는 내용은 다음과 같다.
- ① 자료조사에서 정리된 사항과 현장상황의 일치 여부
 - ② 지형변화 및 대규모 지질구조
 - ③ 인근 비탈면의 유지상태, 식생상태 등
 - ④ 노두의 암질 및 지표면 토질상태 등
 - ⑤ 지역의 계곡부 및 하천의 상태 및 수량, 지표수 여부 등
- (3) 사업대상지역에 비교적 큰 규모의 문제가 예상되는 경우는 해당지역에 대한 물리탐사, 시추조사, 현장시험 및 실내시험 등의 지반조사 및 시험을 실시하고 예상문제의 범위와 형태를 확인한다.
- (4) 자료조사, 현지답사, 지반조사 등의 예비조사 결과는 조사항목별 일목요연하게 정리하고 향후 본조사 및 설계에 유용하게 이용될 수 있도록 한다. 예비조사의 결과는 다음과 같다.
- ① 조사보고서(목적, 범위, 내용)
 - ② 지형도, 지질도, 항공사진 및 관측사진
 - ③ 사업대상지역의 기상현황
 - ④ 개발보존지역, 개발지역, 법적규제지역, 군사지역, 광산지역 여부
 - ⑤ 광역적인 지표지질도(단층, 층리, 절리, 편리, 엽리 등의 방향성 및 상태)
 - ⑥ 비탈면 붕괴, 토석류, 단층대의 위치 및 범위
 - ⑦ 지역의 수문, 용수, 습지 등의 위치 및 상태
 - ⑧ 지반조사의 내용(탐사, 시추조사 등)
 - ⑨ 각 지층별 특징, 사업대상지역 계획상의 유의점 등

[해설]

- (1) 자료조사는 현지답사와 본조사를 위한 효과적인 정보가 되며, 설계뿐만 아니라 전체적인 사업단계에서 참고할 수 있는 자료이므로 체계적으로 정리한다. 예비조사 결과는 향후 다른 사업에도 사용될 수 있으므로 체계적으로 보관하여야 한다.
- (2) 현지답사는 자료조사 결과를 바탕으로 문제가 발생 가능한 지역을 중심으로 조사한다. 자료조사 결과와 일치여부 및 차이점을 기술하는데 노력하고, 기존 비탈면의 상태 파악과 불안정 요인을 갖는 지형, 지질을 파악하는데 노력한다.
- (3) 예비조사 단계에서의 조사는 용지문제가 해결되지 않아 상세한 조사가 어려운 경우가 있다. 이러한 지점에 대해서도 지표조사 및 현지답사를 통하여 개략적인 지반상태를 조사하고 대상구간의 지층분포와 문제범위를 파악하는 것이 필요하다.
- (4) 예비조사 결과는 사업대상지역의 개략적인 설계에 필요한 일반적인 사항 외에도 비탈면으로 인해 발생할 수 있는 부지의 제약조건과 이에 대한 조사결과가 제공되어야 한다. 특히, 장기적으로 부지 및 시설에 피해를 유발할 가능성이 있는 중요한 사항들에 대해서는 별도로 관련된 세부내용을 정리할 필요가 있다.

3.4 본조사

3.4.1 일반사항

- (1) 본조사는 예비조사 결과를 바탕으로 설계를 위한 필수적인 정보, 시공계획의 수립에 필요한 정보, 시공 중 발생할 수 있는 문제점들의 구체적인 확인을 위하여 실시한다.
- (2) 본조사는 지반공학적 정보를 획득하기 위하여 통상적인 조사방법들을 선택적으로 조합하여 실시하며, 구체적인 조사는 표준화된 시험방법 또는 과거에 보편적으로 사용하던 장비 및 절차를 따라 자격요건을 갖춘 기술자가 수행한다. 표준방법이 없거나 기존에 보편적으로 사용하는 방법이 아닌 경우에는 발주자의 승인을 받은 후에 실시한다.
- (3) 본조사에서 실시하는 조사는 사업규모 및 필요한 정보에 따라 조사대상 비탈면에 대하여 다음과 같은 조사를 선택적으로 실시할 수 있다.
 - ① 지형판독
 - ② 지표지질조사
 - ③ 물리탐사
 - ④ 시험굴 및 시추조사
 - ⑤ 현장조사 및 시험
 - ⑥ 실내시험
 - ⑦ 수문 및 지하수 조사 등
- (4) 비탈면의 파괴와 붕괴가능성, 낙석의 가능성, 토석류, 대규모 단층대, 지하수 용수문제가 예상되는 구간에 대한 조사는 본조사외에 제3장 3.5 불안정 요인을 갖는 지형·지질 조사를 참고하여 실시한다.
- (5) 민원, 지형여건, 환경훼손이 커 본조사를 위한 시추조사를 실시하지 못한 경우는 지표지질조사, 물리탐사 등 여건히 허락하는 시험을 수행하고 지층의 구성을 파악한다.

[해설]

- (1) 본조사는 비탈면을 구체적으로 설계하기 위해 실시하는 조사로서 비탈면 주변의 지표지질 상황과 심도별 지층조건을 보다 자세히 파악할 목적으로 실시한다.
- (2) 비탈면의 설계에서는 안정성이 확보되는 경사를 결정하고 장기적인 안정성을 검토하

기 위한 조사가 필요하다. 특히, 불안정 요인을 갖는 비탈면은 장기적으로 붕괴, 유실, 낙석, 세굴과 같은 피해가 발생하고 이로 인하여 비탈면 상·하부의 인명과 구조물에 피해를 줄 수 있다.

3.4.2 본조사 내용

(1) 지형판독 및 지표지질조사(geologic survey)

- ① 지형판독은 지형도, 지질도, 항공사진 등을 이용하여 문제지형(파괴지형, 애추지형, 단층지형 등), 노두상황, 식생상황, 토지이용 상황 및 기타 광역적인 지질구조선 등을 확인하기 위하여 실시한다.
- ② 지표지질조사는 현지답사를 통하여 지형, 지표면 토질상태, 노두의 발달상태, 용수상황, 불안정한 지형 및 지질구조의 특성 등을 개괄적으로 파악하고 설계의 기본 자료로 활용하기 위하여 실시한다.
- ③ 지형판독에서 항공사진은 1:10,000 이상의 축척으로 촬영된 항공사진을 이용하는 것이 적당하고, 지표지질조사는 1:5000 이하 축척의 지형도를 이용하여 사업대상지역에서 500m 이상까지 폭 넓게 판독한다. 지표지질조사를 위한 현지답사는 일반적으로 사업대상지역 또는 노선경계에서 약 100~150m까지 실시하며, 불안정 요인을 갖는 지형 및 지질에 대해서는 더 폭넓게 실시한다.
- ④ 지표지질조사를 통하여 지표면 토질상태, 암종, 암질, 주요 지질구조(단층, 습곡, 절리, 편리, 엽리 등), 지표수 및 지하수 등의 내용이 표시된 응용지질도를 작성하고 사업대상부지에 발생 가능한 문제점을 검토한다.

(2) 물리탐사

- ① 물리탐사는 지반의 물리특성을 조사하여 지층의 연속적인 특성과 이상구간 등을 파악하기 위하여 실시한다. 물리탐사에서 측정되는 값은 지반의 역학적, 공학적 성질을 나타내는 것이 아니며 물리적인 값의 연속적인 분포만을 나타내는 것이다.
- ② 비탈면의 조사를 위해 실시하는 물리탐사 방법은 탄성파탐사, 전기탐사, 음파탐사, 탄성파토모그래피 또는 이와 동등이상의 결과를 얻을 수 있는 물리탐사방법들을 적용할 수 있다.
- ③ 비탈면 설계에서 권장되는 최소 물리탐사 적용기준은 표 3.1과 같다.

표 3.1 물리탐사 적용기준

구 분	적용기준
깎기비탈면	- 깎기 높이 20m 이상, 연장 200m 이상 구간에 실시 - 불안정 요인을 갖는 지형, 지질에 해당하는 경우 실시 - 대상 비탈면의 중단, 횡단면의 상태를 확인할 수 있도록 측선을 설정. - 측선의 연장은 비탈면 상태를 확인할 수 있도록 충분히 길게 설정.
쌓기비탈면	- 일상적으로 실시하지 않음 - 원지반의 지하공동, 연약지반분포, 지질구조선의 분포 등을 파악하기 위하여 필요한 경우 실시

(3) 시추조사

- ① 시험굴 및 시추조사는 심도별 지층구성과 지하수위를 파악하고 교란시료 및 암석시료를 채취하며, 시추공을 이용한 현장시험 등을 수행하기 위하여 실시한다.
- ② 시추는 원칙적으로 NX규격의 이중 코어배럴을 사용하고, 풍화대와 파쇄대 등에서는 코어회수율을 높이고 원상태의 시료를 채취하기 위하여 삼중 코어배럴이나 D-3 샘플러를 사용할 수 있다.
- ③ 지층구성 파악을 위한 시추횟수와 심도는 비탈면 규모, 예상되는 문제의 종류와 범위, 요구되는 지반조사 자료의 정밀도에 따라 지반분야 책임기술자의 판단에 따라 결정하며, 지층이 불규칙하거나 주요구조물 인근에서는 시추빈도를 늘려 실시할 수 있다. 비탈면 설계에서 최소 시추조사 기준은 표 3.2와 같다.
- ④ 불안정요인을 갖는 지형·지질에서는 불연속면의 방향, 충전물질의 유무 등을 파악할 수 있는 시험장비를 이용한 조사를 실시한다.
- ⑤ 시추공 내에서의 지하수위는 시추 종료 후 24시간 이상 경과하여 지하수위가 안정되었을 때 측정하며, 모든 시험이 종료된 후에는 시멘트 페이스트나 모르타르 시추공을 매워 폐쇄시켜야 한다.
- ⑥ 시추조사에서 시료채취는 지반의 육안관찰과 각종 시험을 실시하기 위하여 실시한다. 시료채취 방법과 특징은 KS F 2317, KS F 2319를 참고한다.

표 3.2 시추조사 최소 적용기준

구 분		적용기준
깎기 비탈면	일반 비탈면	<ul style="list-style-type: none"> • 깎기 높이 20m 미만 비탈면에 대해 1개소 시추 (특히, 불리한 지형, 지질조건을 갖는 비탈면) • 연장이 긴 경우는 200m 마다 1회의 시추조사 추가 • 대표 비탈면 단면에 대하여 비탈면 경계부 위치에서 부지계획면 아래 2m까지 시추. (물리탐사를 실시하여 시추위치를 결정할 수 도 있음) • 시추규격은 NX 시추실시, 전구간 교란시료, 코어 회수
	대규모 비탈면	<ul style="list-style-type: none"> • 깎기 높이 20m 이상 비탈면에 대해서 최소 2개소 시추 • 연장이 긴 경우는 200m 마다 1회의 시추조사 추가 • 대표 비탈면 단면에 대하여 비탈면 경계부와 비탈면 중간부에서 부지 계획면 아래 2m까지 시추. 비탈면 중간부 시추는 경암 노출시 경암 2m 아래까지 시추. (물리탐사를 실시하여 시추위치를 결정할 수 도 있음) • 시추규격은 NX 시추실시, 전구간 교란시료, 코어 회수
쌓기비탈면		<ul style="list-style-type: none"> • 쌓기구간 내 대표단면 또는 구조물 위치에서 최소 1회 실시 (물리탐사를 실시하여 시추위치를 결정할 수 도 있음) • 쌓기연장 200~300m 마다 1회의 시추 추가 • 지지층의 종류를 판단할 수 있는 깊이까지 실시 (연암 확인 또는 표준관입시험에서 N=50/10을 5m 이상 확인) • 시추규격은 BX 시추실시, 시료채취할 경우 NX시추 실시

* 이 기준은 일반적인 최소권장사항이며 대상비탈면별 또는 사업규모에 따라 지반분야 책임기술자의 판단에 따라 시추조사 계획을 수립하여 실시한다.

(4) 현장시험

- ① 현장시험은 현장에서 흙과 암의 특성을 확인하거나 현장시험 결과를 직접적으로 설계에 이용하기 위하여 실시한다. 시험항목과 빈도는 비탈면의 규모, 현장여건, 해석하고자 하는 내용 등을 감안하여 결정하며, 시험항목별로 대상 지반에서의 적용성을 검토하여 실시한다.
- ② 현장시험에서 실시하는 시험의 종류는 다음과 같다.
- ③ 표준관입시험은 지층이 변할 때마다 또는 동일층이라도 1m 깊이마다 1회씩 실시하며, 관입깊이가 300mm 미만이라도 타격횟수가 50회에 도달하면 타격을 중지한다. 표준관입시험 장비의 에너지효율을 파악하고 결과는 에너지효율 60%로 맞추어 설계에 적용한다.

표 3.3 비탈면 조사를 위한 현장시험의 종류

현장시험의 종류	대상지반	조사사항
표준관입시험	토사	N값, 시료채취
현장배인시험	토사	전단강도
콘관입시험	토사	관입저항치
공내재하시험	모든 지반	변형계수
투수시험	모든 지반	투수계수
지하수위조사	모든 지반	지하수위
블록전단시험	암반	전단저항각
시추공 전단시험	모든 지반	전단저항력
시추공내 불연속면 방향측정 시험	암반	불연속면의 위치별 방향성

- ④ 토사층의 현장투수계수를 파악하기 위하여 보편적으로 사용하는 시험법을 이용하여 현장투수시험을 실시할 수 있다. 암반층에서 투수계수를 측정하기 위한 시험은 팍커를 이용한 수압시험을 한다.
- ⑤ 공내재하시험은 지반의 강성에 적합한 허용압력을 가지는 시험기로 수행하며 압력조건은 다단계로 하여 반복 실시한다.

(5) 실내시험

- ① 실내시험은 현장에서 채취된 교란 또는 불교란 시료에 대하여 지반의 특성을 파악하기 위하여 실시한다.
- ② 실내시험은 비탈면의 규모, 비탈면의 지반조건, 지형 및 지질구조의 변화정도 등을 감안하여 시험빈도와 내용을 결정한다. 표 3.2의 시추조사 기준을 따르는 경우는 시험굴과 시추조사에서 채취되는 흙시료 및 암석시편을 이용하여 시험을 실시하며, 각 지층별로 2개 이상의 심도에서(지층이 얇은 경우 최소 1개소 이상)에서 시료를 채취하여 필요한 시험을 실시한다.
- ③ 실내시험은 원칙적으로 한국산업규격(KS F)에 제시된 시험방법에 따라서 수행한다. 암석시험은 한국암반공학회 및 국제암반공학회(ISRM)에서 권장하는 시험방법을 적용할 수 있다. 한국산업규격과 ISRM에서 명시되지 않은 시험은 국제적으로 인정되는 시험방법을 준용하여 사용할 수 있다.
- ④ 실내에서 실시하는 시험의 종류는 다음과 같다.

표 3.4 비탈면 조사를 위한 실내 시험의 종류

시험의 종류	대상지반	시료종류	조사사항
물리특성시험	모든 지반	교란, 불교란시료	입도, 단위중량, 함수비, 콘시스턴시
암석점하중시험	암석	교란 시료	점하중강도
일축압축시험	점성토, 암석	불교란시료	일축압축강도, 변형계수
삼축압축시험	모든 지반	불교란시료	점착력, 마찰저항각, 변형계수
직접전단시험	사질토, 암석	불교란시료	마찰저항각, 변형계수
투수시험	모든 지반	불교란시료	투수계수

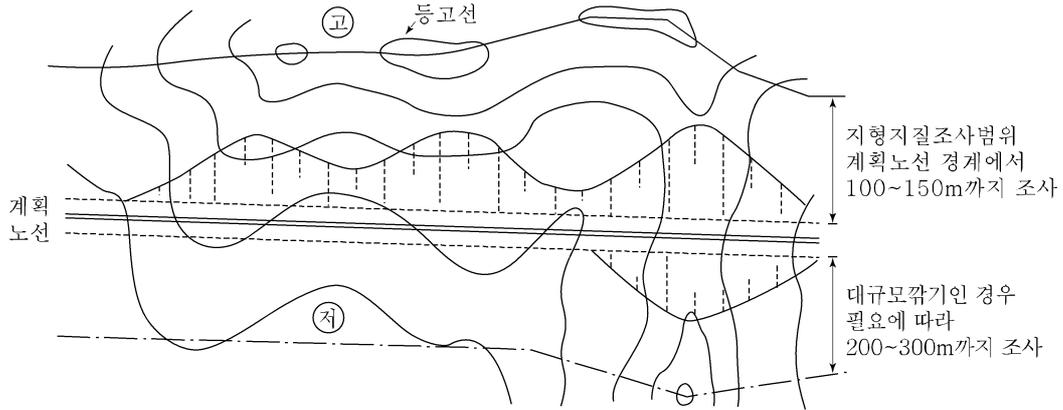
[해설]

(1) 지형조사는 지형도, 지질도, 항공사진으로부터 기존에 발생했던 불안정 지형을 조사하는 것이다. 문제가 되는 지형은 기존의 비탈면파괴 및 산사태 지형, 애추지형, 대규모 단층지역, 퇴적층리가 발달한 지역, 석회암 지역 등이며, 항공사진의 스테레오 사진분석과 음영기복도를 이용하여 특징적인 문제 지역을 찾을 수 있다.

상세 지표지질조사에서는 사업대상지역과 주변의 비탈면을 답사하면서 비탈면의 암상(巖相 rock facies), 풍화상태, 토질분포, 노두에서 관찰되는 불연속면(단층, 층리, 절리, 편리, 엽리 등)의 방향성, 상태, 충전물, 간격, 길이 등의 지질공학적 특성을 조사한다.

지형조사를 위한 항공사진은 1:10,000 정도의 축척을 가진 것이면 사업대상지역 주변의 광역적인 지형 및 지질조사가 가능하고, 상세 지형은 1:1000, 1:5000의 지형도를 이용하여 사업대상 지역 주변 500m 범위까지 폭넓게 확인한다. 지표지질조사는 사업규모 및 비탈면의 규모에 따라 차이가 있지만 해설그림 3.2와 같이 사업대상지역 또는 계획노선의 경계에서 약 100~150m까지 조사한다. 지표지질조사를 위해 사용하는 지형도는 1:1000 축척이 권장되며 지형도가 없는 경우는 최대 1:5000 축척을 사용한다.

제 3 장 지반조사



해설그림 3.2 지형 및 지질조사의 범위

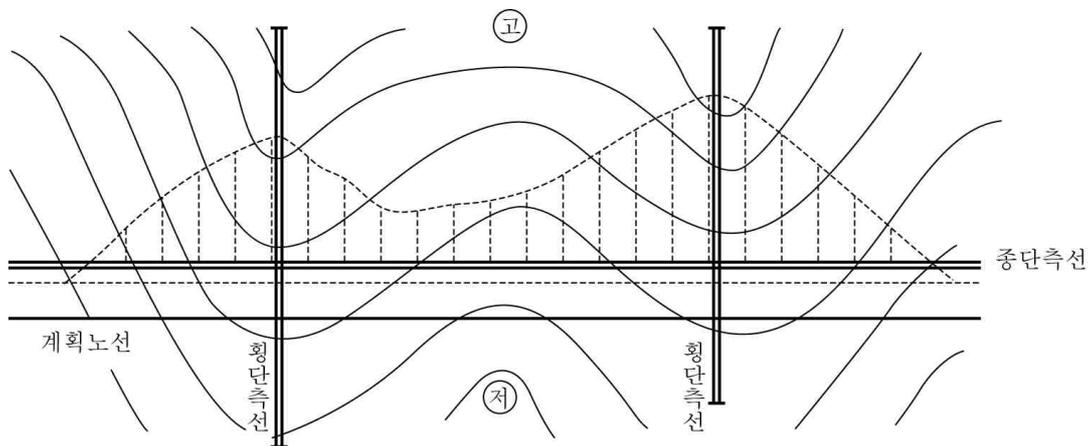
(2) 물리탐사는 탄성파의 전파속도 차이, 전기비저항 차이 등을 연속적인 분포로 나타냄으로서 지하지질구조 및 파쇄대의 존재여부 등을 파악할 수 있는 기법이다. 물리탐사에서 나온 결과는 지반의 물리적인 특성만을 나타내므로 안정해석을 위한 역학적물성치와는 다른 값이다. 따라서 추가적인 시추조사나 시험을 통하여 역학적 값을 구한 후에 물리탐사 결과와 종합적으로 판단함으로써 전체적인 지반의 역학적 상태를 간접적으로 확인가능하다.

일반적으로 토목공사에서 사용하는 물리탐사기법과 물리검층기법은 해설표 3.1과 같이 다양하며, 이들 방법 중에서 규모와 비용, 사용목적에 적합한 시험을 선택적으로 적용하는 것이 바람직하다.

해설표 3.1 토목공사에서 사용하는 물리탐사 및 물리검층 기법들

구분	측정방법	측정항목	조사사항
물리탐사법 (지표탐사법)	탄성파탐사	탄성파 속도	지질구조, 지반물성
	음파탐사	음향 임피던스	해저지형, 지질구조
	전기탐사	자연전위, 비저항	지질구조, 지하수위
	기타	자기량, 방사능	
물리검층법 (공내탐사법)	속도검층	P파 속도	지층구성, 지반물성
	PS검층	P파, S파 속도	지층구성, 지반물성
	전기검층	자연전위, 비저항	지층구성, 대수층
	밀도검층	γ 선 강도	지층구성, 밀도
	기타	열중성자, 수온	함수비, 지하수 용출

대규모 깎기비탈면에서 지반의 전반적인 분포를 파악하고 적정한 시추위치와 심도를 결정하기 위해서 실시하는 물리탐사 측선은 해설그림 3.3과 같이 사업대상지역 또는 비탈면을 중단, 횡단하도록 설정한다. 횡단측선의 길이는 지반조건에 따라 다르지만 계획된 깎기 높이의 5배 이상으로 하는 것이 권장되며, 중단측선의 길이는 비탈면 중단의 상태를 확인할 수 있도록 비탈면 연장 이상으로 충분히 길게 설정한다.

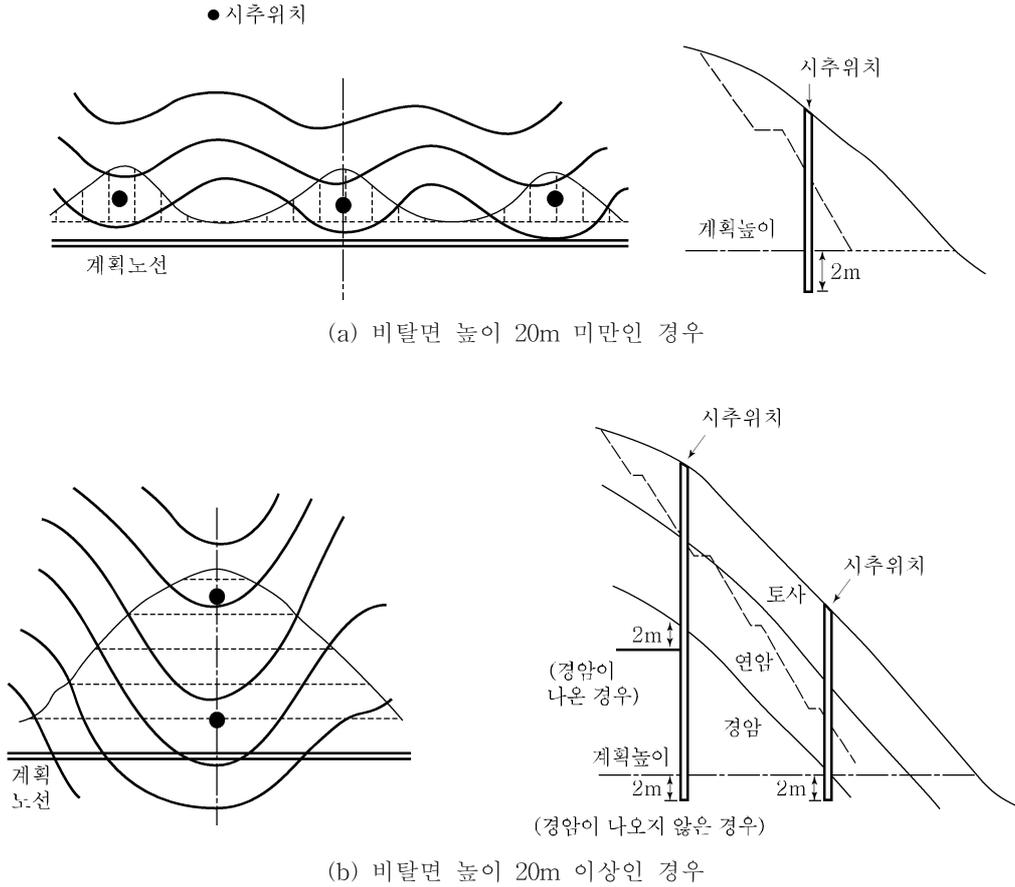


해설그림 3.3 탄성과 탐사시 측선의 배치방법

- (3) 시추조사는 지층의 분포, 층두께, 단층과쇄대의 심도 및 규모, 원지반의 풍화상태, 흙의 연경도, 회수된 코아에 의한 암석의 파쇄정도(TCR, RQD), 절리면의 상태확인, 지하수상황 등을 확인할 수 있다. 특히, 불연속면에 의한 불안정 요인이 높은 지형, 지질에서는 불연속면의 방향, 충전물질의 유무 등을 파악할 수 있는 시추장비 또는 시추공영상처리기법 등을 이용한 조사를 실시할 수 있다.

시추조사는 비탈면 규모, 예상되는 문제의 종류, 범위, 심도 및 요구되는 결과의 정밀도에 따라 적절하게 설정하는 것이 바람직하며 권장되는 시추조사 위치의 배치 예를 해설그림 3.4에 나타내었다.

제 3 장 지반조사



해설그림 3.4 비탈면 규모에 따른 시추조사 위치에

(4) 현장시험은 현장에서의 흙의 특성을 직접적으로 확인하거나 또는 현장시험을 통한 설계를 하고자 하는 경우 그리고 시료채취 등을 위해 수행한다.

(5) 비탈면 설계를 위해 실시하는 실내토질시험은 흙으로 분류된 지반에서 획득한 교란 또는 불교란 시료를 대상으로 실시하며, 흙의 분류, 다짐특성, 역학적 특성 및 투수특성 등을 구하기 위한 시험이다. 원칙적으로 시험방법은 한국산업규격(KS F)을 따라 수행하지만, 한국산업규격에 제시되어 있지 않은 시험방법은 미국표준시험(ASTM), 국제표준기구(ISO) 등의 시험방법을 준용하여 적용할 수 있다.

암석에 대한 실내시험은 비탈면을 구성하는 암석 및 암반의 물리적, 역학적 특성을 확인하기 위하여 수행한다. 암석 및 암반시험은 한국산업규격(KS F)을 따라서 수행하

지만, 한국산업규격에 제시되어 있지 않은 시험은 한국암반공학회(KSRM) 제안시험법, 국제암반학회((ISRM) 제안시험법을 준용하여 실시할 수 있다. 세부적인 시험방법별 표준시험규정은 해설표 3.2, 해설표 3.3과 같다.

해설표 3.2 흙의 특성시험 방법

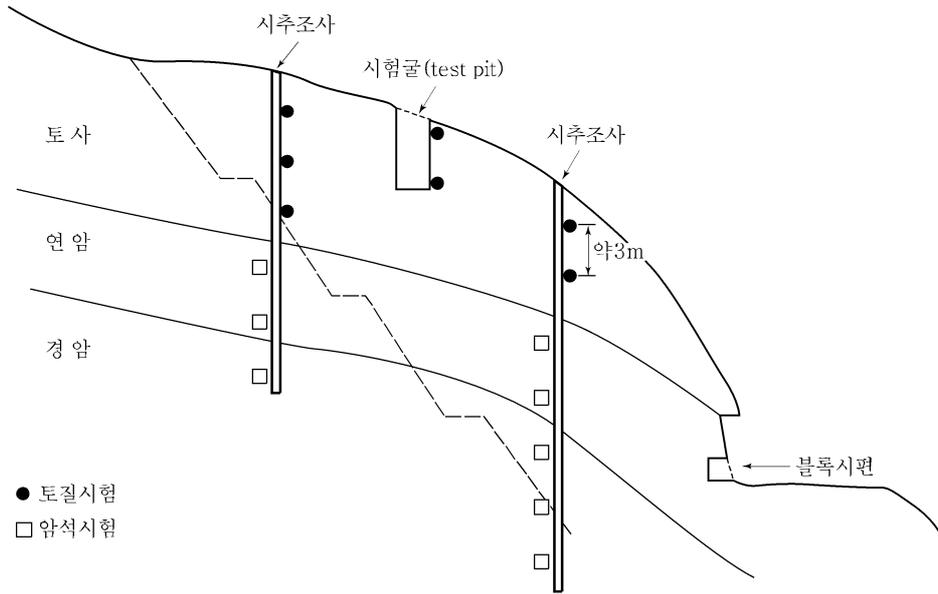
시험구분	시험명	표준시험방법
물리특성	비중시험	KS F 2308 토립자의 비중시험
	액성한계시험	KS F 2303 액성소성한계시험
	소성한계시험	KS F 2303 액성소성한계시험
	함수량시험	KS F 2306 자연함수비
	입도분포시험	KS F 2302 입도분포시험
역학특성	다짐시험	KS F 2312 다짐시험
	전단강도시험	KS F 2314 일축압축시험(PI>30점성토) KS F 2346 암밀배수시험(CD) 비암밀비배수시험(UU), ASTM D 2850
		KS F 2343 직접전단시험
투수특성	투수시험	KS F 2322 투수시험

해설표 3.3 암석의 특성시험 방법

시험구분	시험명	시험방법
물리특성	단위중량	ISRM 제안방법
	함수비	ISRM 제안방법
역학특성	슬레이크내구성시험	ISRM 제안방법
	점하중시험	ISRM 제안방법
	탄성과속도시험	한국암반공학회 제안방법, ASTM D 2845
	인장강도시험	ISRM제안방법
	일축압축강도시험	ISRM 제안방법, KS F 2519
	절리면 전단시험	ISRM제안방법, ASTM D 4554 전단시험
	삼축압축강도시험	ISRM제안방법
	탄성계수시험	한국암반공학회 제안방법, ASTM D 3148 ISRM 제안방법

제 3 장 지반조사

(6) 토질시험 및 암석시험은 시험굴과 시추조사에서 회수되는 시료 및 암석코어를 이용하여 시험을 실시하며, 각 지층별로 2개 이상의 심도에서(지층이 얇은 경우 최소 1개소 이상)에서 시료를 채취하여 시험을 실시한다.



해설그림 3.5 토질 및 암석시험을 위한 시료채취 위치

3.5 불안정 요인을 갖는 지형·지질 조사

- (1) 불안정 지형·지질 요인을 갖는 비탈면에서는 각각의 불안정 요인에 따라 적절하게 조사방법과 조사범위를 설정하여 안정성 확보를 위한 상세한 설계를 실시하여야 한다. 불안정 요인을 갖는 지형·지질조건은 다음과 같은 것들이 있다.
- ① 비탈면 파괴 또는 산사태 지역
 - ② 붕괴성 요인을 갖는 비탈면
 - ③ 낙석발생 가능 구간
 - ④ 토석류 발생가능 구간
 - ⑤ 대규모 단층지역
- (2) 비탈면 파괴 또는 산사태 지역에 대한 조사는 예비조사 및 본조사에서 실시하는 조사방법을 바탕으로 다음의 항목을 추가로 조사한다. 필요시에는 현장계측을 적절히 조합하여 실시한다.
- ① 파괴토체의 활동범위, 심도, 방향
 - ② 파괴토체의 활동으로 인해 예상되는 위험도
 - ③ 비탈면 활동 요인
- (3) 붕괴성 요인을 갖는 비탈면은 시공 후 장기적으로 지속적인 문제를 유발시킬 가능성이 높은 지질유형으로서 각각의 붕괴요인별 적합한 조사를 실시한다. 붕괴성 요인이 있는 지질조건은 다음과 같다.
- ① 침식에 약한 지반 : 모래지반, 실트질모래, 화강풍화토 지역
 - ② 고결도가 낮은 지반 : 애추퇴적물, 화산회토, 화산쇄석층, 붕적토 지역, 점토성분이 많은 지반
 - ③ 풍화가 빠른 암반 : 이암, 응회암, 셰일, 점판암, 편암 지역
 - ④ 균열이 많은 암반 : 화강편마암, 편암류
 - ⑤ 비탈면 방향으로 일정하게 경사진 불연속면 : 편암, 점판암의 편리가 발달한 변성암 지역과 이암, 사암 등의 층리가 발달한 퇴적암 지역
 - ⑥ 구조적 약대를 갖는 지질 : 단층파쇄대, 탄층구간, 점토충진된 암반, 석회암이 분포하는 구간
- (4) 낙석에 대한 조사는 급경사의 깎기비탈면 상부에 낙석이 발생 가능하고 낙석발생시 비탈면 하부의 시설물 및 인명에 위험성이 있는 경우에 실시한다. 조사방법은 낙석

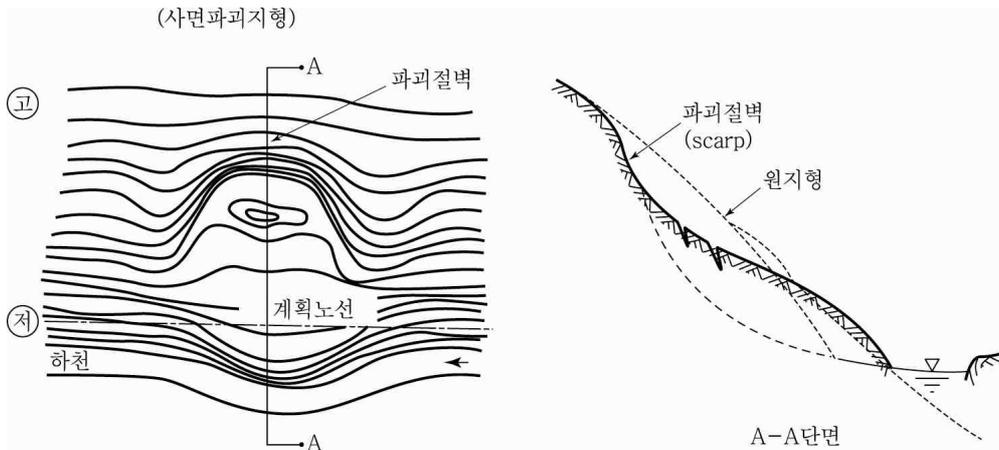
제 3 장 지반조사

의 위치 및 상태, 크기, 비탈면경사, 지질상태(균열, 절리상태 등), 낙석 예상경로, 경로상의 표면식생상태 등을 조사한다.

(5) 토석류 발생가능 구간에 대한 조사는 과거에 토석류가 발생하였거나 계곡부의 유역면적이 매우 넓고 경사가 급한 경우에 실시한다. 토석류 조사는 지형도를 바탕으로 유역면적, 유역면적의 표토두께, 식생상태, 그리고 계곡부 바닥상태를 육안으로 관찰하여 기록한다.

[해설]

(1) 비탈면 파괴지형 또는 산사태 구간은 특수한 지질조건으로 인하여 어느 한 지역에 집중되어 발생하는 경향이 있고, 과거의 활동으로 인하여 해설그림 3.6과 같이 특수한 비탈면 파괴지형을 보존하는 경우가 많으며, 항공사진 판독, 지형조사, 지표지질조사 등으로 어느 정도 파악할 수 있다. 파괴가 많이 발생한 지역과 파괴 후 장기간이 경과한 지역은 비탈면 파괴지형이 뚜렷하게 나타나지 않지만 실제 시공 중에 많은 문제를 유발하므로 각별한 주의가 필요하다.



해설그림 3.6 비탈면 파괴지형

비탈면파괴의 활동범위와 방향은 항공사진 및 지형도, 실제로 측량을 실시하여 판독할 수 있으며, 대규모 파괴의 경우에는 지역주민, 관계기관의 의견을 수렴하는 등 비탈면 파괴에 대한 과거의 피해사례에 대한 정보를 수집하는 것도 중요하다. 비탈면 파괴지형에 부지를 결정하는 경우는 활동요인에 대한 조사를 실시하여 대책을 수립하여야 한다.

3.5 불안정 요인을 갖는 지형·지질 조사

비탈면파괴 활동요인은 계곡의 침식, 인위적인 토공사, 장기간의 강우로 인한 지하수 상승, 지진 등의 외적요인과 암상, 지질구조, 풍화 등의 내적요인이 있을 수 있다.

비탈면 파괴지형 및 산사태 구간에 대한 구체적인 조사는 지형도 및 측량을 통하여 파괴범위와 활동방향을 우선적으로 결정하고, 활동방향을 고려하여 물리탐사, 시추조사 및 지하수조사 등을 실시하는 등 파괴심도에 대한 정보와 지하수의 상태에 대한 정보를 획득하여야 한다. 이를 위해 적용할 수 있는 조사방법은 해설표 3.4와 같은 것들이 있다.

비탈면 파괴지형 또는 산사태 구간에 대한 조사결과는 파괴구간에 대한 평면도와 단면도를 작성하여 구체적인 범위를 일목요연하게 확인할 수 있도록 한다.

평면도에는 비탈면 위치와 연관된 파괴범위 뿐만 아니라 비탈면 상부의 자연비탈면을 포함하여 충분히 넓은 범위에 대하여 작성하고, 활락애, 파괴절벽(scarp), 함몰구간, 균열구간, 단차, 식생, 습지, 용수상태 등 파괴현상과 관련된 사항 그리고 주변 토지이용 상황, 가옥 및 주변 구조물 등 피해가능 대상을 표시해 둔다. 또한 실시한 조사내용과 관련된 사항(물리탐사 측선, 시추조사 위치, 각종 계측기기의 배치와 관련된 사항)들도 기록한다.

해설표 3.4 비탈면 파괴 및 산사태 구간에 대한 조사방법

조사방법	조사내용
지표지질조사	지표지질조사는 파괴지역 주변에 나타나는 다양한 정보수집과 조사측선을 결정할 목적으로 실시한다. 균열위치, 유형, 이동방향, 용수위치, 습지, 함몰지, 지형의 단차, 식생상황 등을 조사한다.
물리탐사	물리탐사는 파괴범위를 예측하기 위하여 실시하며, 파괴구간 범위에 대하여 종단 및 횡단방향으로 파괴예상심도를 확인할 수 있도록 측선을 설정하여 실시한다.
시추조사	시추조사는 붕괴규모에 따라 붕괴범위 외부와 내부의 주요 위치에 붕괴범위와 심도를 확인할 수 있도록 실시한다.
지하수조사	비탈면내의 지하수 위치, 유동상황, 수질을 확인하기 위하여 지하수검증, 전기탐사, 수질조사 등을 실시한다.
기상자료	비탈면파괴는 강우시 침투된 우수에 의해 유발되는 경우가 많으므로 강우자료와 변상자료를 비교하는 것도 원인규명에 유용하다. 가까운 곳의 강우자료를 얻기 어려운 경우는 현장부근에 강우량계와 온도습도계를 설치하여 관측할 필요가 있다.
변위측정	변위측정은 지표면과 지중에서 미세하게 활동이 발생하는 경우에 지표면에 변위측정시스템 또는 지중경사계 등의 지중변위측정시스템을 설치하여 관측할 수 있다.

제 3 장 지반조사

단면도에는 주조사축선과 보조조사축선을 따라 파괴 종단도를 작성하며, 지표면 경사 및 파괴로 인한 경사변화구간, 지표의 균열, 단차, 늪지, 요철, 습지 등을 명확히 표시하고 시추조사위치 및 시추주상도 계측지점과 계측기 심도를 표시한다.

- (2) 붕괴성 요인을 갖는 지질구조는 기존자료나 사업대상지역 인근의 문제유형, 지형판독을 실시하여 예측할 수 있다. 시험방법은 사업대상지역의 지질조건에 따라 차이가 있지만 본조사 방법에 준하여 실시할 수 있다. 각 지질요인별 대책검토를 위해 실시할 수 있는 조사방법은 해설표 3.5와 같은 것들이 있다.

해설표 3.5 붕괴성 지반조건에 대한 시험내용

지질조건	시험내용	조사사항
침식에 약한 토질	지표지질조사, 토질시험 토양경도	토양경도, 입도분포, 토사의 층두께 및 분포
고결도가 낮은 토사	지표지질조사, 토질시험 시추조사	토사층의 두께와 분포, 지하수위, 입도분포, 기반암 경사
풍화가 빠른 암반	지표지질조사, 암석시험 토양경도, 시추조사	노두상황, 슬레이킹 및 내구성, 암석강도
균열이 많은 암반	지표지질조사, 암석시험 시추조사, 탄성과탐사	암석강도, 균열간격, RQD, TCR
비탈면 방향으로 일정하게 경사진 불연속면	지표지질조사 시추공영상처리기법	불연속면의 주향 및 경사, 불연속면의 상태, 밀착도 등 주요 불연속면의 심도 분포
구조적 약대를 갖는 지질	지표지질조사, 시추조사 물리탐사, 시추공영상처리기법	단층 및 파쇄대면의 경사각, 파쇄정도 및 점토화 유무, 주요 불연속면의 심도

- (3) 개별 낙석의 상태로부터 낙석이 실제 발생할지를 예측하는 것은 어려우며, 과거 낙석 발생 흔적과 낙석주변부의 상태로부터 낙석의 위험성을 개략적으로 가늠할 수 있다. 낙석이 예상되는 구간에 대한 조사는 낙석위치에서 사업대상지역 방향으로 낙하방향을 가늠하여 비탈면 중간부분부터 낙석발생위치까지 조사를 실시한다.

- (4) 토석류의 발생을 예측하는 것은 매우 어렵지만 과거에 발생한 사례들의 조사결과로부터 대략적인 위험가능지역을 구분할 수 있다. 통상적으로 토석류가 발생하는 지형조

3.5 불안정 요인을 갖는 지형·지질 조사

건은 강우시 우수가 모이는 오목한 지형조건이어야 하며, 강우시에 계곡에서 물이 흐르며 계곡부의 경사가 15°이상, 유역면적이 5~10헥타르($5 \times 10^4 \sim 1 \times 10^5 \text{ m}^2$)이상인 지역에서 계곡부에 퇴적물이 존재하는 경우에 주로 발생한다. 토석류는 이러한 조건 외에 강우조건에 따라서도 발생빈도에 차이가 있으므로 정확한 발생 예측은 어려우며 과거 토사의 유출경험이 있는 계곡부와 주변에서 발생할 가능성이 높다. 따라서 사업대상 부지 지역의 계곡부 출구부분을 답사하여 어느 정도의 토석류가 어느 정도의 지름의 자갈을 포함하고 어느 정도의 범위에 유출 퇴적했는가를 대략적으로 파악 할 수 있다. 이러한 작업은 지형도, 항공사진을 개략적으로 조사한 후 현지답사를 통하여 토석류 가능성을 구체화시키는 것이 바람직하다.

3.6 시공 중 비탈면 조사

- (1) 설계단계에서 조사된 결과가 시공단계에서 상이하게 나타나거나, 설계단계에서 조사가 미비한 항목, 그리고 시공 중에 확인된 불안정 지질구간에 대해서 설계 확인 및 보완을 목적으로 시공 중 보완조사를 실시한다.
- (2) 시공 중에 실시하는 비탈면 조사 내용은 다음과 같으며, 불안정요인을 갖는 지형·지질 조건인 경우에는 해당 요인별 조사를 추가로 실시한다.
 - ① 설계단계에서 미비된 내용
 - ② 녹화공법 적용을 위한 조사
 - ③ 배수시설 적용을 위한 조사
 - ④ 시공 중 안정해석을 위한 조사
- (3) 시공 중 녹화공법 적용을 위한 조사는 기상, 지질, 비탈면형상, 토양특성에 대한 조사를 포함한다. 필요시에는 공법별 시험적용을 실시하여 결정할 수 있다.
- (4) 배수시설 적용을 위한 조사는 비탈면상부에서 유입되는 표면수, 계곡부 유량, 비탈면표면의 용수여부를 포함한다. 필요한 경우에는 관측정을 설치하여 비탈면내의 지하수위를 관찰한다.
- (5) 시공 중 안정해석을 위한 조사는 비탈면 시공 중에 파괴를 유발시킬 수 있는 잠재적인 요인을 찾거나 파괴가 발생한 경우에 실시한다. 조사방법은 기본적으로 깎기면 현황도 작성(face mapping)을 실시하고, 위험요인이 있는 경우에는 지형조건, 비탈면규모, 지질상태, 토질 및 암반상태에 따라 본조사의 방법을 조합하여 실시한다.

[해설]

- (1) 시공 중에는 설계단계의 지반조건과 차이가 나는 경우가 많으며, 설계단계에서는 사유지나 위험지역 등의 이유로 조사를 실시하지 못한 경우도 있는데 이러한 경우에는 시공단계에서 설계를 보완하기 위한 보완조사(물리탐사, 시추조사, 시추공영상처리기법조사, 토질 및 암석시험 등)를 실시할 수 있다. 시공단계의 조사는 토공재료의 특성과 굴착난이도를 위한 경우도 있지만 비탈면의 안정성을 검토하기 위한 조사와 병행하는 경우가 많다.
- (2) 비탈면의 표면침식이나 세굴을 방지하기 위해서 비탈면 식생공법을 적용한다. 시공

중 식생공의 구체적인 결정을 위해서는 주변과의 연속적이고 조화를 이룬 녹화목표를 위해 사업대상지역 주변의 식생환경과 식생조사를 실시할 필요가 있으며 조사항목은 해설표 3.6과 같은 것들이 있다.

해설표 3.6 식생공법 결정을 위한 조사항목

조사항목	조사목적	조사내용
기상조사	식물종류, 시공시기	기온, 강수량, 적설량, 일조량, 동결심도 등
지표지질조사	식물종류, 시공방법	위치별 암반 및 토질상태, 풍화도, 용수상태 등
비탈면형상	식물종류, 시공방법	실제 비탈면규모, 높이별 경사 및 토질상태
토양특성	식물종류	위치별 토양경도, 토양pH
주변식생	식물종류	주변 초목의 종류, 생육상태

(3) 비탈면에 설치하는 배수시설은 크게 소단배수구, 종배수구, 산마루배수구, 수평배수공 등으로 구분된다. 설계단계에서 계획한 배수시설은 실제 시공 및 유지관리 단계에서 배수용량이나 배수위치의 차이가 발생하는 경우가 종종 있다. 따라서, 시공단계나 유지관리 단계에서는 장마, 호우, 태풍 시에 발생하는 유량을 감안하여 배수시설의 규격을 증가시키거나 감소, 위치변경 등 보완할 필요가 있다.

(4) 시공 중 안정해석을 위한 조사는 지반조건 및 비탈면의 규모에 따라 조사빈도를 다르게 수행할 수 있다. 일반 깎기비탈면(연직높이 20m 미만)은 깎기가 완료되는 시점까지 1회 이상 실시하고, 대규모 깎기비탈면(연직높이 20m 이상)은 중간정도 높이(약 20m 내외)까지 깎았을 때 1회, 깎기가 완료되는 시점까지 1회 이상을 실시한다.

깎기중인 비탈면은 때로 비탈면내 균열, 비탈면상부의 함몰 및 균열, 배부름 현상과 같은 파괴징후를 나타낸다. 규모가 큰 경우에는 깎기를 중지하고 자세한 원인에 대한 조사를 실시하여야 한다. 조사는 규모, 긴급도에 따라서 간단하게는 지표지질조사 및 간단한 기구를 이용한 조사를 수행할 수 있고, 파괴범위와 심도를 정확히 확인하기 위한 본조사에 준하는 조사를 실시할 수 있다. 또한 변상의 범위, 심도, 진행속도를 관찰하기 위하여 지표변위, 지중변위, 지하수관측 등의 계측을 실시할 수 있다.

3.7 지반조사 성과정리 및 지반특성 평가

3.7.1 조사결과의 정리

- (1) 각 조사단계별로 수행한 조사결과는 수행한 내용을 체계적으로 일목요연하게 정리하여 보고서로 작성한다.
- (2) 지표지질조사 결과는 조사한 내용을 정리하여 응용지질도로 작성한다.
- (3) 시추조사 결과는 일정 양식의 시추주상도로 정리하며, 지층에 대한 설명은 색조, N 값, 강도, 풍화도, 균열상태, 암석명, 코어회수율(TCR), 암질지수(RQD) 등을 포함하도록 상세하게 기록한다. 시추조사에서 채취된 시료는 일정 규격의 시료상자에 보관하고 보고서에는 사진을 촬영하여 정리한다.
- (4) 현장시험 결과는 각각 목적에 적합한 정보가 자세히 나타날 수 있도록 일정한 양식에 정리하고, 시험결과가 도표로 나타나는 경우는 그 결과를 제시한다.
- (5) 실내시험 결과는 각각 목적에 적합한 정보가 자세히 나타날 수 있도록 일정한 양식에 정리하고, 시험결과가 도표로 나타나는 경우는 그 결과를 제시한다.
- (6) 조사결과를 종합하여 비탈면에 대한 지형지질도 및 지층단면도를 작성하는 것이 권장된다. 지형지질도에는 지형도와 지질도를 동시에 표시하고, 그 위에 조사결과를 기록하며, 지층단면도에는 주요단면에 대해서 시추조사 결과에서 나타난 지층구분, 지질구조 및 상태, 주요 시험결과 등을 표시한다.

[해설]

- (1) 조사결과 보고서에 수록되는 내용은 실제 조사에서 수행한 내용들을 정리하며, 설계 단계뿐만 아니라 시공단계와 유지관리단계에서도 참조할 수 있도록 일목요연하게 정리할 필요가 있다. 보고서에 수록되는 내용은 다음과 같은 항목들이 있다.

- ① 조사개요 및 목적
- ② 조사위치, 조사방법, 조사수량
- ③ 지형과 지질 특성 및 분석내용
- ④ 물리탐사 결과 및 분석내용
- ⑤ 시추조사 결과 및 분석내용
- ⑥ 현장시험 결과 및 분석내용

3.7 지반조사 성과정리 및 지반특성 평가

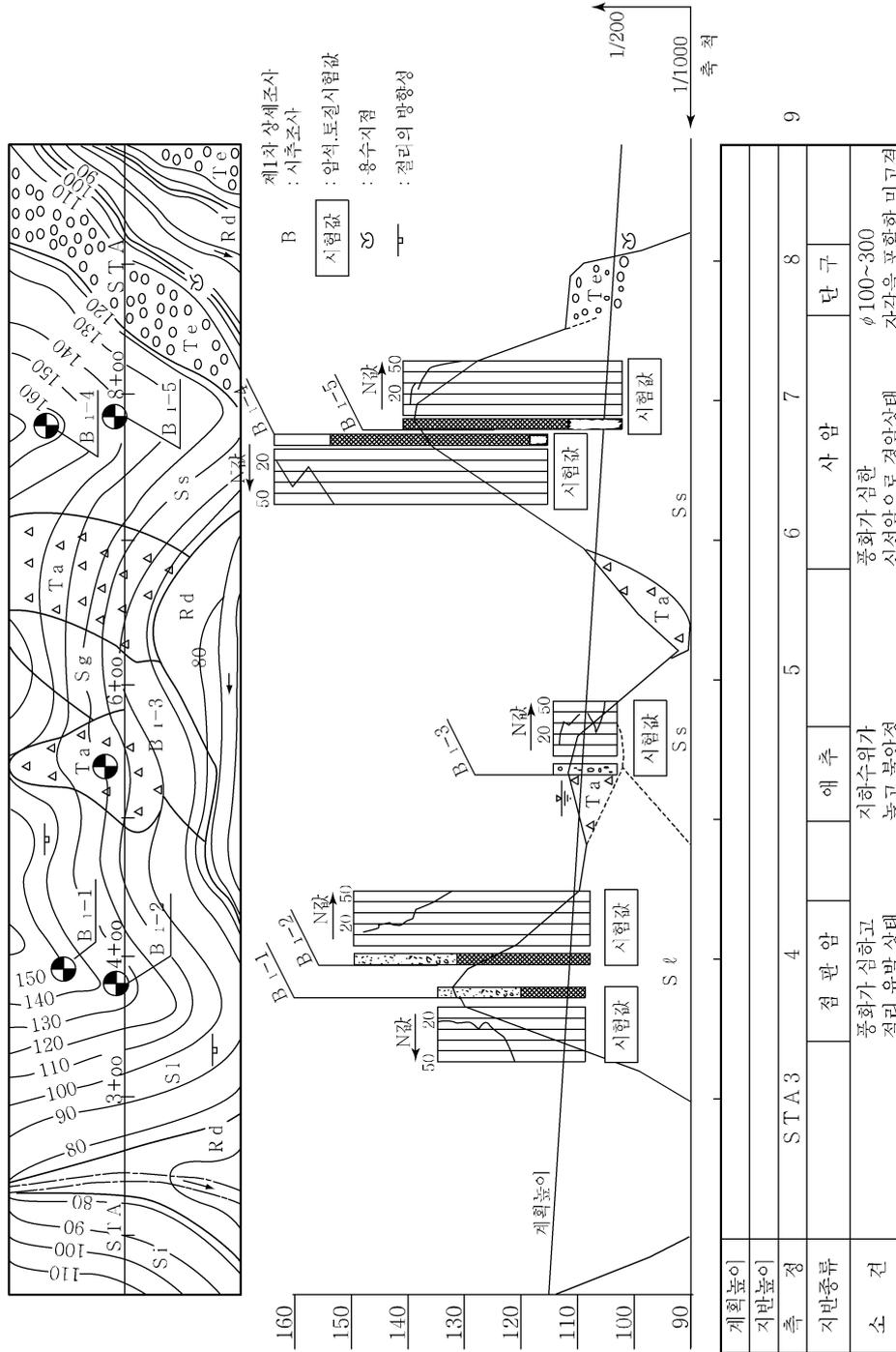
- ⑦ 실내시험 결과 및 분석내용
- ⑧ 조사 및 시험자료(지형도, 지질도, 주상도, 각종 사진 등)

(2) 본조사 결과를 쉽게 이해하고 보존을 용이하게 하기 위하여 지형지질도 및 지층단면도를 작성하는 것이 권장된다. 지형지질도와 지층단면도에 포함되는 내용은 다음과 같다.

- ① 비탈면파괴, 붕괴지, 토석류 퇴적물, 애추지형, 파쇄대의 위치 및 범위
- ② 용수, 습지의 위치
- ③ 시추조사 위치 및 심도표기
- ④ 지층의 단면구조 및 분포
- ⑤ 불연속면(단층, 층리, 절리, 편리, 엽리 등)의 방향성 및 공학적 특성
- ⑥ 시추조사 주상도, 표준관입시험 등 현장시험결과, 흙의 분류 및 물성값, 암상(巖相)
- ⑦ 지층별 공학적 특징 및 조사결과에 대한 소견

(3) 해설그림 3.7에는 지형지질도 및 지층단면도의 예를 나타내었다.

제 3 장 지반조사



해설그림 3.7 지형지질도 및 지층단면도의 작성예

3.7.2 지반의 분류기준

- (1) 지반분류는 조사와 시험으로부터 수집된 제반 정보를 토대로 수행한다. 흙과 암반의 경계구분은 시추조사 결과와 흙 및 암에 대한 특성 및 기본적인 성분 조사결과를 이용하여 판정한다.
- (2) 토층은 지질학적 생성기원에 따라 구분하고, 흙의 분류방법은 공학적 분류기준인 흙의 통일분류법(USCS, Unified Soil Classification System)을 이용한다.
- (3) 암반의 분류방법은 분류 목적 및 특성에 따라 다양한 방법이 있으며, 다음의 분류방법 중 적합한 분류방법을 선택하여 사용한다.
 - ① 지질학적 암석명에 의한 분류
 - ② 공학적 특성을 이용한 점수배점을 이용한 분류 (RMR, SMR 등)
 - ③ 강도 및 풍화도를 이용한 분류
 - ④ 불연속면의 상태에 따른 분류
 - ⑤ 탄성과 속도 및 시공성에 따른 분류방법 등

[해설]

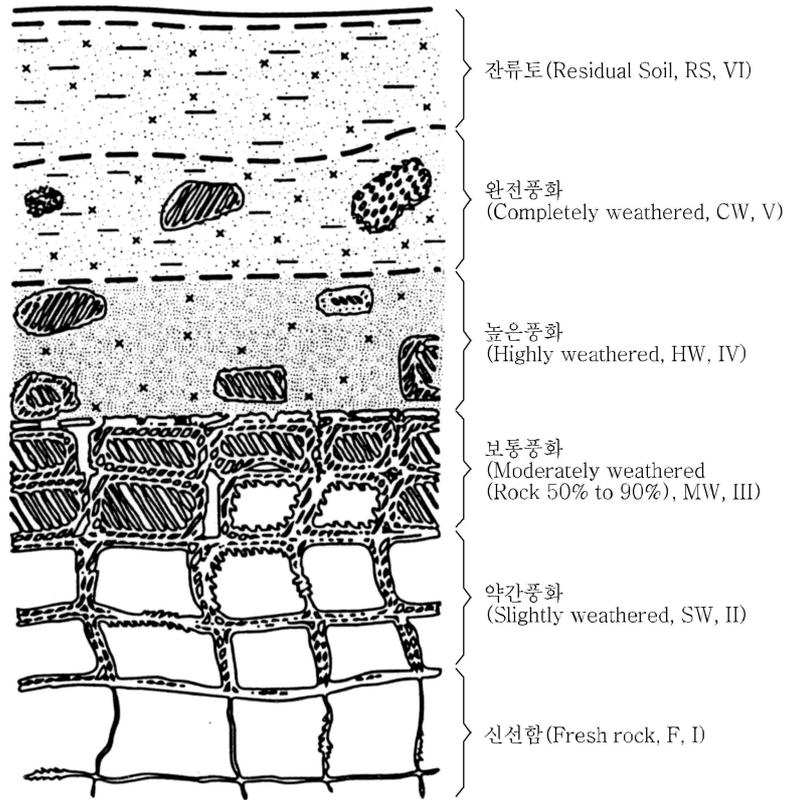
- (1) 토층은 지질학적 생성원인에 따라서 매우 다양한 기원을 가지고 있으며 이에 따라서 지층의 전반적인 특성이 다르게 나타난다. 이러한 정보는 현장조사와 시공시에 간접적으로 흙의 특성을 이해하는데 도움을 줄 수 있으며 비탈면에서 발생할 수 있는 문제점도 과거의 경험으로부터 예측할 수 있도록 해준다. 해설표 3.7에는 생성기원에 따른 토층의 종류를 나타내었다.

제 3 장 지반조사

해설표 3.7 생성기원에 따른 토층의 분류

구분	흙의 특징	공학적 특성 및 문제점
잔류토 (residual soil)	- 지표면에 가까운 모암층이 풍화되어 형성된 지층 - 모암의 특성을 보유함	- 강우시 비탈면표면 유실 등의 문제 유발 - 국내 산악지의 토층의 대부분을 차지함
충적토 (alluvial soil)	- 흐르는 물에 의해 운반되어 퇴적된 지층 - 과거의 하천주변에 형성 - 대표적으로 삼각주가 있음	- 위치에 따라서 입자가 비교적 균질함 - 사질토는 느슨한 상태 - 세립토의 경우 압축성이 큼
홍적토 (diluvium)	- 빙하가 녹아 홍수시 범람하여 퇴적된 층	- 빙하시대에 퇴적된 층 - 토질상태는 양호함
풍적토 (aeolian soil)	- 바람에 의해 쌓인 지층 - 홍토(loess)와 사구(dune sand)	- 입자가 비교적 균일하고 느슨한 상태임 - 붕괴되기 쉬운 구조를 가짐
빙적토 (glacial till)	- 빙하에 의해 운반되어 퇴적된 층	- 호박돌, 자갈, 점토 등 다양한 구성
해성퇴적토 (marine deposit)	- 해안가나 근해에 파도와 조류에 의해 운반, 퇴적된 층	- 구성성분이 균일하고 압축성이 크고 재성형 시 매우 예민함
붕적토 (colluvial soil)	- 붕괴지반이 비탈아래에 쌓인 층 - 애추(talus), 붕괴지(landslide deposit)	- 느슨한 상태로 존재, 기초지반으로 부적합 - 비탈면으로 깎기 시 붕괴가능성 매우 큼
화산쇄설토 (volcanic soil)	- 화산에 의해 분출된 물질이 중력, 바람, 대기에 의해 운반되어 쌓인 층	- 풍화 시 소성성과 압축성이 커 기초지반으로 부적합

(2) 지층은 심도가 깊어질수록 해설그림 3.8과 같이 흙에서 암반상태로 변화하게 되는데, 설계를 위해서는 이러한 지반의 상태를 공학적 시험과 분류방법을 이용하여 구분하는 것이 필요하다. 흙과 암반의 경계는 서서히 변화하게 되므로 뚜렷한 경계를 짓기가 어렵다. 일반적으로 설계실무에서 흙과 암반을 구별하는 방법은 암편이 회수되지 않고 표준관입시험 결과 50회 타격시 10cm 이하가 관입되는 구간을 흙과 암의 경계상태로 구분하고 있고, 일축압축강도 기준으로 1 MPa을 기준으로 흙과 암을 구분하고 있다. 이러한 기준은 깎지 않은 비탈면에서 시추조사만으로 지반내부의 지층을 구분하기 위해 설정한 것이며, 실제 깎기 한 후에는 지반조건에 따라서 설계 시 시추조사 결과와 상이한 결과를 나타내는 경우도 많으므로 주의하여야 한다.



해설그림 3.8 지층의 풍화 단계

(3) 암석은 생성기원이 복잡하고 절리구조와 상태에 따른 다양한 특성으로 인하여 일률적으로 분류하는 것이 매우 어렵다. 일반적으로 암석의 분류는 지질학적 생성기원에 따른 암석명의 분류방법이 통용되고 있다. 공학적 암반분류방법은 암석강도, 절리면 등의 다양한 특성에 일정한 배점을 부여하여 결정하는 방법들이 사용되고 있다.

① 지질학적 암석명에 의한 분류

암석의 생성기원과 구성조직에 따라서 암석을 구분하는 방법이며, 공학적인 분류는 아니지만 비탈면의 지질학적 특성과 암석의 특성을 이해하는데 매우 중요하다.

제 3 장 지반조사

해설표 3.8 지질학적 암석명에 의한 분류방법

화성암의 분류						
색	담색					검은색
SiO ₂ %	65이상	65~60	60±	55±	52~45	40±
광물성분	석영 정장석 흑운모 백운모 각섬석	정장석 사장석 석영 흑운모 백운모 각섬석	정장석 흑운모 백운모 각섬석	사장석 각섬석 흑운모	사장석 휘석 감람석	감람석 휘석 자철석 크롬철석
심성암	화강암	화강섬록암	섬장암	섬록암	반려암	감람암 듀나이트
화산암	유문암 석영조면암	대싸이트	조면암	안산암	현무암	발견되지 않음
비현정질암맥	규장암			현무암		
유리질	유리질	흑요암			분석 다공상, 행인상 현무암	
	다공상구조	부석				
	행인상구조	행인상 부석				
변성암의 분류						
원래의 암석		접촉변성암		광역변성암		
* 셰일, 사암 ----- 혼펠스----- 슬레이트→천매암→편암→편마암 * 석회암 ----- 결정질 석회암(대리암)----- 결정질 석회암(대리암) * 석영질 사암----- 규암----- 규암 및 규질편암 * 석회질 셰일, 응회암, 현무암- 녹염석 혼펠스----- 각섬암 및 각섬석편암 * 화강암----- 화강편마암						
변성도, 화학조성, 조직에 따른 변성암의 분류						
원 암		변성정도				
		저변성도	중변성도	고변성도		
엽리조직	셰일(사암) 현무암	슬레이트(slate) 녹색편암(greenschist)	천매암(phyllite) 각섬암(amphibolite)	편암→편마암 에클로자이트(eclogite)		
입상조직	셰일, 사암 석회암 초염기성암 석영사암	←----- 혼펠스(hornfels) -----→ ←----- 대리암(marble) -----→ 사문암 ←----- 각섬암, 휘석암 -----→ ←----- 규암 -----→				

3.7 지반조사 성과정리 및 지반특성 평가

퇴적암 분류					
조 직	성 인	구 성 물 질		퇴 적 암	
쇄 설 성 퇴 적 암	육성쇄성물 (주로 유수에 의하여 운반, 퇴적)	쇄설물의 명칭	입자의 직경(mm)	역암	
		표력(대력, boulder)	>256		
		왕자갈(cobble)	64~256		
		잔자갈(pebble)	4~64		
		왕모래(granule)	2~4	사암	
		모래(sand)	1/16~2		
		실트(silt)	1/256~1/16		실트암(이암)
	점토(clay)	<1/256	점토암(셰일)		
	화산쇄설암 (화산분출물이 운반, 퇴적)	화산암괴	>32	화산각력암	
		화산력	4~32	집괴암	
화산재		1/4~4	조립응회암		
화산진		<1/4	응회암		
비 쇄 설 성 퇴 적 암	유기적 퇴적암 (생물 유해의 집합)	석회질 생물체 규질생물체 식물체(탄질) 동물체(아스팔트질)		석회암, 돌로마이트 규조토, 처트 석탄 아스팔트, 석유, 천연가스	
	화학적 퇴적암 (화학적 침전물의 집합)	탄산칼슘(CaCO ₃ , 방해석) 돌로마이트[CaMg(CO ₃) ₂] 염화나트륨(NaCl) 황산칼슘(CaSO ₄ · 2H ₂ O) 질산나트륨(NaNO ₃)		석회암 돌로마이트 암염 석고 질레초석	

② 공학적 특성을 이용한 점수배점을 이용한 분류

- RMR(Rock Mass Rating)분류법

이 분류법은 Bieniawski가 1973년에 제안한 것으로 1979년에 일부 수정 보완된 암반분류방법으로 현장 및 시추 자료로서 판단할 수 있는 무결암의 압축강도, 암 질지수(RQD, Rock Quality Designation), 절리간격, 절리면의 상태, 지하수 등의 5 가지 기본 인자와 절리면과 구조물의 상대적 방위라는 보정인자를 사용한다. 해설 표 3.9A. 분류변수와 평점의 각 항에 대한 평점을 모두 합하여 기본 평점을 산정하고 해설표 3.9C. 불연속면의 방향에 대한 평점 보정을 통하여 보정된 평점을 얻을 수 있다. 보정된 RMR값에 따라 해설표 3.9D. 분류평점 합계에 의한 암반분류 항목에 근거하여 암반을 5가지 등급으로 분류한다.

제 3 장 지반조사

해설표 3.9 RMR (Rock Mass Rating) 분류법 (Bieniawski, 1979)

A. 분류변수와 평점

변수			값의 범위						
1	무결압 의 강도	점하중강도 지수 (MPa)	>10	4-10	2-4	1-2	이 낮은 범위에 서는 단축압축시 험이 선호된다.		
		단축압축강도 (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
	점수	15	12	7	4	2	1	0	
2	코어암질지수 RQD (%)	90-100	75-90	50-75	25-50	<25			
	점수	20	17	13	8	3			
3	불연속면의 간격	>2m	0.6-2m	200-600mm	60-200mm	<60mm			
	점수	20	15	10	8	5			
4	불연속면의 상태	<ul style="list-style-type: none"> · 매우 거친 표면 · 불연속적 · 벌어진 없음 · 풍화되지 않은 모암 	<ul style="list-style-type: none"> · 약간 거친 표면 · 틈새 <1m · 약간 풍화된 벽면 	<ul style="list-style-type: none"> · 약간 거친 표면 · 틈새 <1mm · 많이 풍화된 벽 면 	<ul style="list-style-type: none"> · 평활면 · 충전물<5mm 두께 혹은 틈새 1-5mm · 연속적 	<ul style="list-style-type: none"> · 약한 충전물 · >5mm두께 혹은 틈새 > 5mm · 연속적 절리 			
	점수	30	25	20	10	0			
5	지하수	10m 터널 길이당유입 (L/min)	없음	<10	10-25	25-125	>125		
		절리수압 비 최대주응력	0	<0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
	일반적 상태	완전 건조	축축함(damp)	젖음(Wet)	물이 떨어짐	물이 흐름			
	점수	15	10	7	4	0			

B. 불연속면의 세부 평점표

항목					
불연속면 길이 (persistence/ continuity)	<1 m 6	1-3 m 4	3-10 m 2	10-20 m 1	>20 m 0
불연속면의 틈새	없음 6	<0.1 mm 5	0.1-1.0 mm 4	1-5 mm 1	>5 mm 0
거칠기	아주 거칠 6	거칠 5	약간 거칠 3	부드러움 1	평활면 0
충진물(gouge)	단단한 충진물			연한 충진물	
	없음 6	<5mm 4	>5mm 2	<5 mm 2	>5 mm 0
풍화도	풍화되지 않음 6	약간 풍화 5	보통 풍화 3	아주 풍화됨 1	토사상태 0

C. 불연속면의 방향에 대한 평점보정

불연속면 방향의 주향과 경사		아주 유리함	유리함	양호	불리함	아주 불리함
점수	터널과 광산	0	-2	-5	-10	-12
	기초	0	-2	-7	-15	-25
	비탈면	0	-5	-25	-50	-60

D. 분류평점 합계에 의한 암반분류

점수	100~81	80~61	60~41	40~21	<20
암반등급	I	II	III	IV	V
구분	아주 우수	우수	양호	불량	아주 불량

- SMR(Slope Mass Rating)분류법

SMR 분류법은 암반 비탈면의 1차적인 안정성을 평가하는 매우 유용한 방법으로 Romana(1985)에 의해 제시되었으며, 이는 불안정한 파괴형태와 이에 요구되는 보강에 관한 간편한 방법을 제시하고 있다, 대체로 평사투영법에 의한 절리계와 비탈면의 관계에 의한 파괴형태와 가능성 분석이라는 관점에서 유사하나, 비탈면 굴착법에 따른 보정과 RMR 값을 기본으로 SMR 값을 산출하여 등급을 매기는 비탈면평가 방법이

제 3 장 지반조사

다. SMR 분류는 기본 RMR 값에서 절리-비탈면관계에 의존하는 조정요소를 공제하고 굴착방법에 의존하는 요소를 합하여 얻어진다. 즉, $SMR = RMR + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4$ 이다. 표에서 보는 바와 같이 절리에 대한 조정율은 다음과 같은 3가지 요소로 얻어진다.

- F_1 은 절리와 비탈면 주향사이의 차이각(A)으로 구해진다. 그 범위는 1.0에서 0.15이다. 그 관계는 $F_1 = (1 - \sin A)^2$ 으로 경험적으로 설정되었다.
- F_2 는 평면과괴형태에서 절리의 경사각으로 절리면의 전단강도를 예시하며 그 값은 1.0에서 0.15이다. 그 관계는 $F_2 = \tan^2 \beta_j$ 으로 경험적으로 설정되었다.
- F_3 는 비탈면과 절리의 경사각 사이의 관계로서, 평면과괴의 경우 사면방향으로 절리가 경사졌는지의 여부를 추정할 수 있다. 비탈면 경사가 절리면 경사보다 10° 이상일 경우 매우 불량 조건이 발생되는 것으로 판단한다.
- F_4 는 굴착방법에 따라 변하는 경험적인 보정요소로 해설표 3.10B와 같다.

해설표 3.10 SMR 배점표

A. 절리에 의한 배점 조정표

경우	매우 양호	양호	보통	불량	매우 불량
P $ \alpha_j - \alpha_s $	>30°	30°-20°	20°-10°	10°-5°	<5°
T $ \alpha_j - \alpha_s - 180^\circ $					
P/T F_1	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
P $ \beta_j $	<20°	20°-30°	30°-35°	35°-45°	>45°
P F_2	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
T F_2	1	1	1	1	1
P $\beta_j - \beta_s$	>10°	10°-0°	0°	0°-(-10°)	<-10°
T $\beta_j + \beta_s$	<110°	110°-120°	>120°		
P/T F_3	0	-6	-25	-50	-60

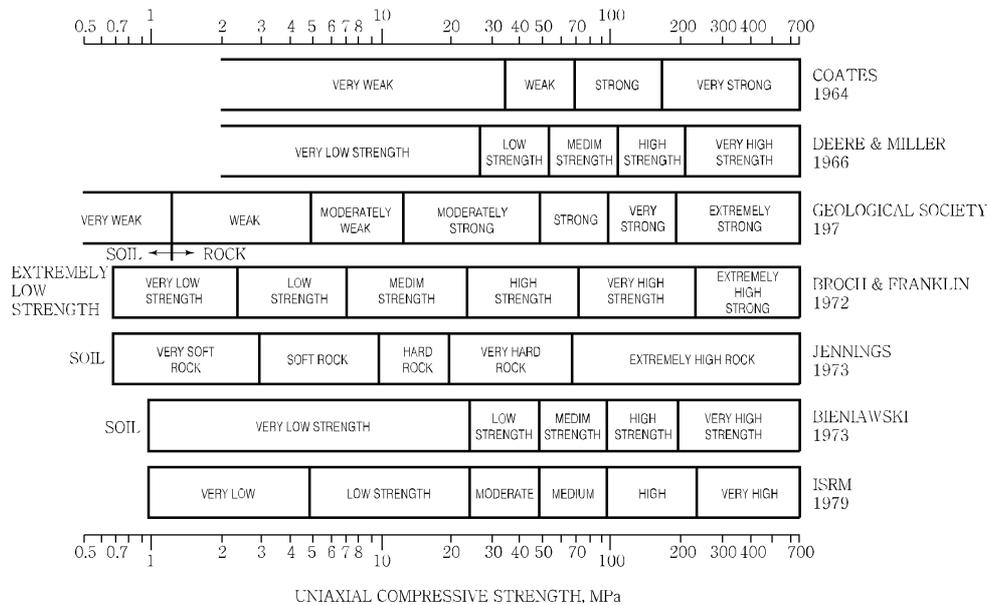
P : 평면과괴, α_s : 비탈면의 경사방향, α_j : 절리의 경사방향
 T : 전도과괴, β_s : 비탈면의 경사, β_j : 절리의 경사

B. 비탈면 굴착법에 의한 배점 조정표

방 법	자연 비탈면	선균열	제어발파	일반발파	불완전 발파
F ₄	+15	+10	+8	0	-8
비 고	더욱 안정	안정성 증대	안정성 증대	안정성 변하지 않음	안정성 감소

③ 강도에 의한 암반 분류

강도에 의한 암석(무결암)의 분류기준은 해설그림 3.9과 같이 많은 연구자에 의해 제안된 바 있다. ISRM(1979)에서는 암석의 상태 및 일축압축강도에 따라 해설표 3.11과 같이 제안하고 있다.



해설그림 3.9 일축압축강도에 의한 암석분류기준

제 3 장 지반조사

해설표 3.11 강도에 의한 암석 분류기준 (ISRM, 1978)

분류	상태	일축압축강도 (MPa)
극히 강함 (extremely strong)	여러 번의 해머타격으로 잘 깨지지 않음.	250 이상
매우 강함 (very strong)	여러 번의 해머타격으로 깨짐.	100~250
강함 (strong)	1회 이상의 타격으로 깨어짐.	50~100
보통 강함 (moderately strong)	1회 이상의 해머타격으로 깨지는 정도 휴대용 칼로 긁어지지 않음.	25~50
약함 (weak)	해머의 끝으로 타격해 자국이 남는 정도 휴대용 칼로 약간 긁어짐.	5~25
매우 약함 (very weak)	해머의 끝으로 타격해 부서지는 정도 휴대용 칼로 쉽게 긁어짐.	1~5
극히 약함 (extremely weak)	엄지손톱으로도 자국이 나는 정도	0.25~1

암반의 분류는 암석의 분류 기준과는 차이가 있으며, 암석의 강도뿐만 아니라 전반적인 균열상태 등을 감안하여 극경암, 경암, 보통암, 연암, 풍화암으로 구분하여 사용하기도 한다. 국내에서도 각 기관별로 강도에 의한 암반 구분기준을 적용하고 있으나 강도 구분기준이 서로 상이한 경우가 많다. 해설표 3.12와 해설표 3.13에는 국내에서 적용하고 있는 강도에 의한 암반분류기준 중 두 가지를 나타낸 것이다.

해설표 3.12 한국기술용역협회의 분류

암반 분류	시추굴진 상황	암반의 성질					탄성과 속도 (km/sec)	q_u (MPa)
		풍화변질상태	균열상태	코아상태	해머타격	집수시험		
풍화암	금속비트로 용이하게 굴진 가능하며 때로는 무수 보링도 가능	암 내부까지도 풍화진행, 암의 구조 및 조각이 남아있음	균열은 많으나 점토화의 진행으로 거의 밀착 상태임	세편상 암편이 남아 있고 손으로 부수면 가루가 되기도 함. 단형 코아가 없음	손으로도 부서짐	원형 보존이 거의 불가능하며 세편상으로 분리됨	< 1.2	<12.5
연암	금속비트로 용이하게 굴진 가능	암 내부의 일부를 제외하고는 풍화 진행, 장석, 운모 등이색, 변질	균열이 많이 발달, 균열 간격은 5cm 이하이고, 점토 협재함	암편상~세편상(각택상) 원형 코아가 적고 복구 곤란	해머로 치면 가볍게 부서짐	세편상으로 분리되고 암괴로 분리	1.2 ~ 2.5	12.5 ~ 40

3.7 지반조사 성과정리 및 지반특성 평가

중경암	금속비트로도 굴진 가능하나 Diamond bit를 사용하면 코아 회수율이 양호한 암반	균열을 따라 다소 풍화 진행, 장석 및 유석 광물은 일부 변색됨	균열 발달 일부는 점토가 협재함. 세편 상태로 잘 부서짐. 균열 간격은 10cm 내외	대압편상~단주상 10cm 이하이며, 특히 5cm 내외의 코아가 많음. 원형 복구 가능	해머로 치면 현저한 소리를 내고 부서짐	암괴로 분리하나 입자의 분리는 거의 없고 변화하지 않음	2.5 ~ 3.5	40 ~ 80
경암	Diamond bit를 사용하지 않으면 굴진하기 곤란한 암반	대체로 석괴, 균열을 따라 약간 풍화, 변질됨, 암 내부는 신선함	균열의 발달이 적으며 균열 간격은 5~15cm 대체로 밀착상태이나 일부는 open됨	단주상~봉상 대체로 20cm 이하 1m 당 5~6개 이상	해머로 치면 금속음을 내고 잘 부서지지 않으며 휘는 경향을 보임	거의 변화하지 않음	3.5 ~ 4.8	80 ~ 120
극경암	Diamond bit의 마모가 특히 심한 암반 및 경암의 과제대로 코아의 막힘이 많은 암반	대단히 신선하고 풍화 변질되지 않음	균열 발달이 적으며, 그 간격은 20~50cm로 밀착(mosaic상태의 균열 발달. 그 간격은 5cm 이하)	봉상~장주상 완전한 형태를 보유 1m 당 5~6개(압편상~각력상으로 원형 코아가 적음)	해머로 치면 금속음을 내고 잘 부서지지 않으며 휘는 경향을 보임	거의 변화하지 않음	4.5 이상	>120

해설표 3.13 암석의 일축압축강도에 따른 분류

암석	구분	일축압축강도 (MPa건조)	점하중강도 (MPa)	슈미트 해머 수치(SHV)	금속흡수율 (%):QAI	비고 (해머에 의한 타격)
극경암		180이상	8.8이상	60이상	0.24% 이하	큰 해머로 타격시 튕기며 용이하게 깨어지지 않는다.
경암		130~180	5.6~8.8	51~60	0.47~0.24	큰 해머로 타격시 약간 깨어진다.
보통암		100~130	3.7~5.6	44~51	0.80~0.47	큰 해머로 타격시 균열을 따라 크게 벌어진다.
연암		70~100	1.8~3.7	34~44	1.65~0.80	보통 해머로 타격시 비교적 용이하게 깨어진다.
풍화암		30~70	0~1.8	10~34	9.25~1.65	보통 해머로 용이하게 소편으로 깨어지며 때로는 손으로도 쪼개진다.

제 3 장 지반조사

④ 탄성파속도 및 시공성에 의한 분류

탄성파속도를 이용하여 암석을 구분하는 기준은 해설표 3.14에 나타내었다. 굴착 시공성은 리퍼로 굴착할 수 있는가 또는 발파를 통한 굴착을 해야 하는가의 구분으로서 주로 리핑암, 발파암으로 구분하고 있으며, 탄성파속도를 이용한 분류는 해설표 3.15에 나타내었다.

해설표 3.14 탄성파속도에 따른 암석의 분류(표준품셈)

암석의 구분	그룹	자연상태의 탄성파속도 V(km/s)	암편의 탄성파속도 V_c (km/s)	암편내압강도 c(MPa)	비고
풍화암	A	0.7~1.2	2.0~2.7	30~70	[암편 내압강도] 1.시편: 5cm 입방체 2.노건조: 24시간 3.수중침윤: 2일 4.시험방향(가압방향): z축(면에 수직방향, 탄성파속도가 가장 느린 방향) [암편의 탄성파속도] 1.시편: 두께 15~20cm 상하면이 평행 2.측정방향 : x축 (탄성파속도가 가장 빠른 방향, 면에 평행한 방향)
	B	1.0~1.8	2.5~3.0	10~20	
연 암	A	1.2~1.9	2.7~3.7	70~100	
	B	1.8~2.8	3.0~4.3	20~50	
보통암	A	1.9~2.9	3.7~4.7	100~130	
	B	2.8~4.1	4.3~5.7	50~80	
경 암	A	2.9~4.2	4.7~5.8	130~160	
	B	4.1 이상	5.7 이상	80 이상	
극경암	A	4.2 이상	5.8 이상	160 이상	
A,B 그룹에 속하는 암석 및 구분					
구 분	A			B	
대표적인 암석명	편마암, 사질편암, 녹색편암, 각암, 석회암, 사암, 휘록응회암, 역암, 화강암, 섬록암, 감람암, 사교암, 유교암, 셰일, 안산암, 현무암			흑색편암, 녹색편암, 휘록응회암, 셰일, 니암, 응회암, 집괴암	
함유물 등에 의한 시각판정	사질분, 석영분을 다량 함유하고 암질이 단단한 것, 결정도가 높은 것			사질분, 석영분이 거의 없고 응회분이 없는 암석, 천매상의 암석	
해머 타격에 의한 판정	타격점의 암은 작은 평평한 암편으로 되어 비산되나, 거의 암분을 남기지 않는 것			자격점이 암 자신이 부서지지 않고 분산이 되어 남고 암편이 별로 비산되지 않는 암석	

해설표 3.15 탄성파속도에 따른 리핑암과 발파암의 분류

암종그룹	탄성파속도	
	리핑 암반	발파 암반
A 그룹	700~1200 m/sec	1200 m/sec 이상
B 그룹	1000~1800 m/sec	1800 m/sec 이상

3.7.3 지반의 물리적 특성

- (1) 지반의 물리적 특성은 흙의 경우 입도분포, 간극율, 상대밀도, 단위중량, 자연함수비, 유기질 함량 등이며, 암석의 경우 구성광물, 단위중량, 함수비, 간극율, 흡수율, 슬레이크 내구성 등이 있으며, 이러한 특성들은 지반을 분류하고 물리적 상태 변화 및 발생 가능한 상태를 이해하는데 사용될 수 있다.
- (2) 물리적 특성 중 흙과 암석의 단위중량은 충분한 정확도로 결정되어야 하며, 채취된 불교란 시료로부터 구한다. 불교란 시료를 채취할 수 없을 때는 현장 들밀도 시험이나 현장 원위치 시험의 상관관계 등으로부터 구할 수 있다.

[해설]

- (1) 흙은 구성하는 입자의 입도분포형태 및 상태에 따라서 다양한 물리적 특성의 나타낸다. 해설표 3.16, 해설표 3.17, 해설표 3.18에는 다양한 지반조건에서의 개략적인 물리적 특성의 범위를 나타내었다.

해설표 3.16 흙의 종류별 일반적인 물리적 특성(Hough, 1969)

흙의 종류	입 경 (mm)		D10 (mm)	균등계수 Cu	간극비		간극율		건조단위중량 (kN/m ³)			습윤 단위중량 (kN/m ³)		수중 단위중량 (kN/m ³)	
	D _{max}	D _{min}			e _{max}	e _{min}	n _{max}	n _{min}	최소	D 다짐 100%	최대	최소	최대	최소	최대
조립토															
균등한 흙 균질하고 균등한 모래 (세립또는 중립)	-	-	-	1.2~2.0	1.0	0.4	50	29	13.3	18.4	18.9	13.5	21.7	8.3	11.7
균등한 실트	0.05	0.005	0.012	1.2~2.0	1.1	0.4	52	29	12.8	-	18.9	13.0	21.7	8.2	11.7
입도가 양호한 흙 실트질 모래	2.0	0.005	0.02	5~10	0.9	0.3	47	23	13.9	19.5	19.5	14.1	22.7	8.7	12.7
균질한 세립 내지 조립모래	2.0	0.05	0.09	4~6	0.95	0.2	49	17	13.6	21.1	22.1	13.8	23.8	8.5	13.8
운모질 모래	-	-	-	-	1.2	0.4	55	29	12.2	-	19.2	12.3	22.2	7.7	12.2
실트질 모래와 자갈	100	0.005	0.02	15~300	0.85	0.14	46	12	14.3	-	23.4	14.4	24.7	9.0	14.7
혼합토															
모래질 또는 실트질 점토	2.0	0.001	0.003	10~30	1.8	0.25	64	20	9.6	20.8	21.6	16.0	23.5	6.1	13.5
자갈 또는 암편 섞인 실트질 점토	250	0.001	-	-	1.0	0.20	50	17	13.5	-	22.4	18.4	24.2	8.5	14.2
입도 양호한 자갈, 모래, 실트와 점토 혼합토	250	0.001	0.002	25~1,000	0.7	0.13	41	11	16.0	22.4	23.7	20.0	25.0	9.9	15.0

제 3 장 지반조사

점성토																
점토 (점토 30~50%)		0.05	0.5 μ	0.01	-	2.4	0.50	71	33	8.0	16.8	17.9	15.1	21.3	5.0	11.3
콜로이드 점토 (2 μ 이하 50%)		0.01	10 Å	-	-	12	0.60	92	37	2.1	14.4	17.0	11.4	20.5	1.3	10.5
유기점토																
유기질 실트		-	-	-	-	3.0	0.55	75	35	6.4	-	17.6	13.9	21.0	4.0	11.0
유기질 실트(점토 30~50%)		-	-	-	-	4.4	0.70	81	41	4.8	-	16.0	12.9	20.0	2.9	10.0

- 주. 1. 간극비 : 조립토의 e_{max} 상태는 건조되거나 약간 축축할 때이며, 점토의 e_{max} 상태는 완전히 포화되었을 때 값임.
 2. 조립토의 최소 단위중량은 e_{max} 일 때이고 모든 포화된 흙의 수중단위중량은 포화단위중량에서 물의 단위중량을 뺀 값임.
 3. 위 표는 조립토의 비중을 2.65, 점토는 2.7, 유기질토는 2.6으로 가정한 것임.

해설표 3.17 점성토의 특성

구분	분류	위치	γ_{sat} kN/m ³	w, %	LL, %	PI, %	S_u kN/m ²	c, kN/m ²	ϕ	비고
풍화된 점토질 세일	Carlisle	CH	Nebraska	14.8	18			50	45	
	Bearpaw	CH	Montana	14.4	32	130	90	35	15	매우 다양
	Pierre		South Dakota	14.7	28			90	12	
	Cucaracha	CH	Panama Canal		12	80	45			$\phi_r=10^\circ$
	Pepper	CH	Waco, Texas		17	80	58	40	17	$\phi_r=7^\circ$
	Bear Paw	CH	Saskatchewan		32	115	92	40	20	$\phi_r=8^\circ$
	Modelo	CH	Los Angeles	14.4	29	66	31	160	22	단단한 시료
	Modelo	CH	Los Angeles	14.4	29	66	31	32	27	지질구조대
	Martinez	CH	Los Angeles	16.6	22	62	38	25	26	지질구조대
풍화토	Eocene	CH	Menlo Park Calif	16.5	30	60	50	자유팽창100%: P=1000kN/m ²		
	편마암	CL	Brazil:buried	12.3	38	40	16	0	40	$e_0=0$
	편마암	ML	Brazil:slopes	12.3	22	40	8	39	19	
봉적토	편마암	ML	Brazil:slopes	12.3		40	8	28	21	불포화
	세일 기원	CL	West Virginia		28	48	25	28	28	$\phi_r=16^\circ$
충적토	편마암기원	CL	Brazil	11.0	26	40	16	20	31	$\phi_r=12^\circ$
	높지	DH	Louisiana	5.7	140	20	85	15		
	높지	DH	Louisiana	10.0	60	85	50	10		
	높지	MH	Georgia	9.5	54	61	22	30		$e_0=1.7$
	호성	CL	Great Salt Lake	7.8	50	45	20	34		
	호성	CL	Canada	11.1	62	33	15	25		
	호성	CH	Mexico Giry	2.9	300	410	260	40		$e_0=7,$ $S_r=13$
	하성	CH	Thmes River	7.8	90	115	85	15		
	하성	CH	Lake Maricaibo		65	73	50	25		
	하성	CH	Bangkok		130	008	75	5		
하성	MG	Maine		80	60	30	20			

3.7 지반조사 성과정리 및 지반특성 평가

해성토	연안	MH	Santa Barbara	8.3	80	83	44	15			$e_0=2.28$
	연안	CH	New Jersey		65	95	60	65			
	연안	CH	San die해	5.8	125	111	64	10			심도=2m
	연안	CH	Gulf of Maine	5.8	163	124	78	5			
	해안평야	CH	Texas(Beaumout)	13.9	29	81	55	100	20	16	$\Phi_r=14,$ $e_0=0.8$
	해안평야	CH	London	16.0	25	80	55	200			0.8
홍토	실트	ML	Nebraska-Kansas	12.3	9	30	8		60	32	자연함수비 w%
	실트	ML	Nebraska-Kansas	12.3	(35)	30	8		0	23	선행습윤
	점토질	CL	Nebraska-Kansas	12.3	9	39	17		200	30	자연함수비 w%
빙적토	호성	CL	Chicago	21.2	23	37	21	350			
	호성	CL	Chicago	16.9	22	30	15	100			$e_0=0.6(OC)$
	호성	CLL	Chicago		24	30	13	10			$e_0=1.2(NC)$
	호성	CH	Chicago	11.8	50	54	30	10			
	호성	CH	Ohio	0.96	46	58	31	60			$S_t=4$
	호성	CH	Detroit	1.20	46	55	30	80			$e_0=1.3(\text{점토})$
	호성	CH	New York City		46	62	34	100			$e_0=1.25$ (점토)
	호성	CL	Boston	0.35	38	50	26	80			$S_t=3$
	호성	CH	Seattle		30	55	22				$\Phi_r=13^\circ$
	해성	CH	Canada-Leda clay	0.89	80	60	32	50		30	$S_t=128$
	해성	CL	Norway	1.34	40	38	15	13			$S_t=7$
	해성	CL	Norway	1.29	43	28	15	5			$S_t=75$

해설표 3.18 유기질토의 세부적 분류(NAVFAC, 1982)

구분	명칭	유기물 함량 (중량비, %)	기호	특징	토성치
유기물질	섬유질 이탄	75~100	Pt	가볍고 폭신하여 종종 자연함수비보다 적은 함수비에서 탄성적임. 공기 건조 시 수축이 크며 시료를 짜내면 물이 많이 나옴	$W_n=500\sim 1,200\%$ $v_t=9.6\sim 11.2 \text{ kN/m}^3$ $G_s=1.2\sim 1.8$ $\frac{C_c}{1+e}=0.4$ 이상
	세립의 이탄 (비결정질)			위와 같음. 단, 자연함수비보다 적은 함수비에서 탄성적이지 않음	$W_n=400\sim 800\%$ $W_f=400\sim 900\%$ $I_p=200\sim 500\%$ $v_t=9.6\sim 11.2 \text{ kN/m}^3$ $G_s=1.2\sim 1.8$ $\frac{C_c}{1+e}=0.35\sim 0.4$ 이상

제 3 장 지반조사

고유기질토	실트질 이탄	30~75	Pt	비교적 가볍고 폭신 폭신함. 실처럼 가늘게 만들면 약하고 소성한계 근처에서 스펀지 같음. 공기 건조 시 수축되며 건조강도가 보통임. 쉽게 물기를 짜낼 수 있음.	$W_n=250\sim500\%$ $W_f=250\sim600\%$ $I_p=150\sim350\%$ $\gamma_t=10.4\sim14.4 \text{ kN/m}^3$ $G_s=1.8\sim2.3, \frac{C_c}{1+e}=0.3\sim0.4$
	모래질 이탄			모래가 육안으로 관찰됨. 실처럼 가늘게 만들면 약하고 소성한계 근처에서 부서지기 쉬움. 공기 건조 시 수축되며 건조강도는 약함. 쉽게 물기를 짜낼 수 있음.	$W_n=100\sim400\%$ $W_f=65\sim150\%$ (A선 근처에 표시됨) $I_p=50\sim150\%$ $\gamma_t=1.12\sim1.60\text{t/m}^3$ $G_s=2.3\sim2.6, \frac{C_c}{1+e}=0.2\sim0.35$
유기질토	점토질 유기질토	5~30	OH	H ₂ S의 냄새가 종종 심함. 실처럼 가늘게 만들면 점토입자에 따라 끈기가 있음. 건조강도는 보통.	$W_n=65\sim200\%$ $W_f=65\sim150\%$ (A선 근처에 표시됨) $I_p=50\sim150\%$ $\gamma_t=11.2\sim16.0 \text{ kN/m}^3$ $G_s=2.3\sim2.6, \frac{C_c}{1+e}=0.2\sim0.35$
	유기질 모래 또는 실트			실처럼 가늘게 만들기가 어려움. 건조강도는 작음.	$W_n=30\sim125\%$ $W_f=300\sim100\%$ (A선 아래에 표시됨) $I_p=NP\sim40\%$ $\gamma_t=14.4\sim17.6 \text{ kN/m}^3$ $G_s=2.4\sim2.6, \frac{C_c}{1+e}=0.1\sim0.25$
유기질이 적은 흙	토립자와 유기질 약간	5이내	무기질에 의존	무기질의 특성에 지배됨	무기질의 특성에 지배됨

(2) 일반적인 토목재료와 토공재료의 단위중량은 상태와 조건에 따라 달라지므로 시험에 의해 결정하며, 일반적으로 추정하여 사용하는 단위중량값은 해설표 3.19와 해설표 3.20에 나타내었다.

3.7 지반조사 성과정리 및 지반특성 평가

해설표 3.19 토목재료의 단위중량 (도로교표준시방서, 1996)

재료	단위중량 (kN/m ³)	비고
강재, 주강, 단강	78.5	
주철	72.5	
알루미늄	28.0	
철근콘크리트	25.0	
프리스트레스트 콘크리트	25.0	
무근 콘크리트	23.5	
시멘트 모르터	21.5	
목재	0.80	
역청재(방수용)	11.0	
아스팔트 포장	23.0	

해설표 3.20 토공재료의 단위중량 (한국도로공사, 2001)

종별	형상	중량(kN/m ³)	비고
암석	화강암	26.0~27.0	자연상태
	안산암	23.0~27.1	"
	사암	24.0~27.9	"
	현무암	27.0~32.0	"
자갈	건조	16.0~18.0	"
	습기	17.0~18.0	"
	포화	18.0~19.0	"
모래	건조	15.0~17.0	"
	습기	17.0~18.0	"
	포화	18.0~20.0	"
점토	건조	12.0~17.0	"
	습기	17.0~18.0	"
	포화	18.0~19.0	"
점질토	보통	15.0~17.0	"
	역이 섞인 것	16.0~18.0	"
	역이 섞이고 습한 것	19.0~21.0	"
모래질 흙 자갈 섞인 토사 자갈 섞인 모래 호박돌		17.0~19.0	"
		17.0~20.0	"
		19.0~21.0	"
		18.0~20.0	"
사석 조약돌		20.0	"
		17.0	"

3.7.4 흙의 역학적 특성

- (1) 흙의 역학적 특성은 강도특성, 변형특성, 투수특성 등이 있으며, 설계에서 적용하는 값은 현장조사, 원위치시험, 토질시험결과뿐만 아니라 과거 문헌 조사, 기존 시험자료조사 등을 종합적으로 참고하여 판단한다.
- (2) 흙의 강도는 일축압축강도, 삼축압축강도(Mohr-Coulomb 전단강도 정수), 마찰면에 대한 전단강도 정수로 구분하며 다음의 방법을 이용하여 구할 수 있다. 흙의 강도는 최대강도, 잔류강도의 구분과 배수전단강도, 비배수전단강도를 구분하여 신중히 결정한다.
 - ① 실내시험 : 일축압축시험, 삼축압축시험, 직접전단시험
 - ② 현장시험 : 관입시험, 공내재하시험
 - ③ 상관관계식 : 관입시험 등의 현장시험결과와의 상관관계
- (3) 흙의 변형특성은 비선형 특성을 나타내며, 변형계수는 사용하고자 하는 변형량의 정도에 따라서 접선탄성계수 또는 할선탄성계수로 표현한다. 흙의 변형특성은 흙의 종류와 상태에 따라서 많은 차이를 나타내므로 값의 선정에 신중을 요하며, 다음의 방법을 이용하여 구할 수 있다.
 - ① 실내시험 : 일축압축시험, 삼축압축시험
 - ② 현장시험 : 공내재하시험, 탄성파를 이용한 시험
 - ③ 상관관계식 : 관입시험 등의 현장시험결과와의 상관관계
- (4) 비탈면 내부의 침투수 해석을 수행하기 위해서는 지하수위와 함께 흙의 투수특성이 필요하다. 투수특성은 포화투수계수 또는 수리전도도(hydraulic conductivity)로 표현하며, 현장투수시험을 이용하거나 정수위 투수시험 또는 변수위 투수시험 등의 실내시험을 통하여 구할 수 있다.

[해설]

- (1) 흙의 강도특성은 시료를 채취하여 실내시험을 실시하여 구하는 것이 가장 일반적이다. 부분적으로는 현장시험을 이용하여 흙의 전단강도를 직접적으로 측정하거나 또는 상관관계식을 이용하여 추정하기도 한다.
 사질토 지반에서는 실내시험을 위한 불교란 시료채취가 어려워 현장시험결과(특히, 표준관입시험결과)와의 상관관계로부터 전단강도정수 중 내부마찰각을 산정하는 방법이 사용되고 있다. 해설표 3.21과 해설표 3.22에는 사질토 지반에서 N값을 이용한 내

3.7 지반조사 성과정리 및 지반특성 평가

부마찰각을 산정하는 관계식을 제시하고 있다. 여기에서 N값은 에너지효율 60%에 대하여 보정한 N값을 적용한다.

해설표 3.21 N값과 사질토의 내부마찰각과의 관계

SPT-N값	연경도	상대밀도(Dr, %)	내부마찰각	
			Peck	Meyerhof
0~4	매우 느슨	0.0~0.2	28.5이하	30이하
4~10	느슨	0.2~0.4	28.5~30	30~35
10~30	중간	0.4~0.6	30.0~36.0	35~40
30~50	조밀	0.6~0.8	36.0~41.0	40~45
50이상	매우 조밀	0.8~1.0	41.0이상	45이상

해설표 3.22 흙종류별 사질토의 내부마찰각과 N값의 상관관계식

흙의 종류 및 상태	관계식	내부마찰각 (ϕ) 산정예	
		N=10일 때	N=30일 때
입자가 둥글고 입도분포가 균등한 모래	$\phi = \sqrt{12N} + 15$	26	34
입자가 둥글고 입도분포가 좋은 모래 또는 입자가 모나고 입도분포가 균등한 모래	$\phi = \sqrt{12N} + 20$	31	39
입자가 모나고 입도분포가 좋은 모래	$\phi = \sqrt{12N} + 25$	36	44

(2) 일반적인 흙 쌓기재료와 자연지반에서의 지반의 강도정수를 해설표 3.23과 해설표 3.24에 나타내었다.

제 3 장 지반조사

해설표 3.23 흙쌓기 지반의 강도정수

종 류	재료의 상태		단위중량 γ_t (kN/m ³)	내부마찰각 ϕ (°)	점착력 C (kN/m ²)	분류기호	
흙 쌓 기	자갈, 자갈모래	다진 것	20	40	0	GW, GP	
	모래	다진 것	입도가 좋은 것	20	35	0	SW, SP
			입도가 나쁜 것	19	30	0	
	사질토	다진 것	19	25	30 이하	SM, SC	
점성토	다진 것	18	15	50 이하	ML, CL MH, CH		

해설표 3.24 자연지반의 강도정수

흙의 종류	흙의 상태	단위중량 γ_t (kN/m ³)	내부마찰각 ϕ (°)	점착력 C(kN/m ²)	분류기호	
자 연 지 반	자갈	밀실하고 입도가 좋음	20	40	0	GW, GP
		밀실하지 않고 입도가 나쁨	18	35	0	
	자갈질 모래	밀실함	21	40	0	GW, GP
		밀실하지 않음	19	35	0	
	조립질 모래	밀실하고 입도가 좋음	20	35	0	SW, SP
		밀실하지 않고 입도가 나쁨	18	30	0	
	세립질 모래	밀실함	19	30	30이하	SM, SC
		밀실하지 않음	17	25	0	
	점성토	굳음(손가락으로 강하게 눌러 조금 들어감)	18	25	50이하	ML, CL
		약간 무름(중간정도의 손가락 힘으로 들어감)	17	20	30이하	
		무름(손가락이 쉽게 들어감)	17	20	15이하	
	점토 및 실트	굳음(손가락으로 강하게 눌러 조금 들어감)	17	20	50이하	CH, MH, ML
약간 무름(중간정도의 손가락 힘으로 들어감)		16	15	30이하		
무름(손가락이 쉽게 들어감)		14	10	15이하		

3.7 지반조사 성과정리 및 지반특성 평가

(3) 현장시험결과를 이용하여 흙의 변형계수를 직접적으로 측정하거나 상관관계식을 이용하여 구할 수 있다. 흙의 변형특성은 공내재하시험(pressuremeter test)을 이용하면 횡방향 변형계수를 직접적으로 구할 수 있다. 또한, 흙의 변형특성은 변형률의 범위에 따라 값이 다른데, 낮은 변형율에서는 변형계수가 크고, 높은 변형율에서는 변형계수가 작다. 진동이나 지진과 관련된 변형해석에서는 전단파 속도를 이용하는 변형계수를 구하기도 한다. 해설표 3.25는 표준관입시험결과인 N값과의 상관관계를 이용하여 변형계수를 추정하는 방법이다..

해설표 3.25 흙의 종류에 따른 변형계수와 N값의 상관관계
(Schmertmann, 1978)

흙의 종류	상관관계(kN/m ²)
실트, 사질 실트	$E_s = 400N$
세립, 중간정도 모래	$E_s = 700N$
거친 모래	$E_s = 1000N$
모래질 자갈, 자갈	$E_s = 1200 \sim 1500N$

(4) 흙의 종류별 일반적인 변형계수의 범위는 해설표 3.26과 같다.

해설표 3.26 흙의 일반적인 변형계수의 범위

구분		변형계수(kN/m ²)	포아송비(ν)	비고	
흙	점토	연약 예민	200~400(500 S_u)		
		단단	400~800(1000 S_u)	0.4~0.5	
		매우 단단	800~2000(1500 S_u)	(비배수)	
	홍토(loess)		1500~6000	0.1~0.3	
	실트		200~2000	0.3~0.35	
	세립질 모래	느슨	800~1200		
		중간치밀	1200~2000	0.25	
		치밀	2000~3000		
	모래	느슨	1000~3000	0.2~0.35	
		중간치밀	3000~5000		
		치밀	5000~8000	0.3~0.4	
	자갈	느슨	3000~8000		
		중간치밀	8000~10000		
치밀		10000~20000			

제 3 장 지반조사

기타	나무	$12 \sim 1.5 \times 10^6$		
	콘크리트	$20 \sim 3 \times 10^6$	0.15~0.25	
	얼음	7×10^6	0.36	
	쇠	21×10^6	0.28~0.29	

(5) 흙의 투수 특성의 분류는 해설표 3.27과 같이 투수성 높음(high)에서 불투수성(impermeable)까지 5단계로 구분할 수 있다

해설표 3.27 투수계수에 따른 흙의 분류(Terzaghi & Peck, 1967)

투수정도	투수계수(k, m/sec)	비 고
높음(high)	10^{-3} 이상	
보통(medium)	$10^{-3} \sim 10^{-5}$	
낮음(low)	$10^{-5} \sim 10^{-7}$	
매우 낮음(very low)	$10^{-7} \sim 10^{-9}$	
불투수성(impermeable)	10^{-9} 미만	

(6) 지반 종류별 일반적인 투수계수의 범위를 해설표 3.28에 나타내었다.

해설표 3.28 지반종류별 일반적인 투수계수 범위(domenico and Schwartz, 1990)

지반조건		투수계수 (k, m/s)
퇴적지반 (sediment)	자갈질(gravel)	$3 \times 10^{-4} \sim 3 \times 10^{-2}$
	조립질 모래(coarse sand)	$9 \times 10^{-7} \sim 6 \times 10^{-3}$
	중립질 모래(medium sand)	$9 \times 10^{-7} \sim 5 \times 10^{-4}$
	세립질 모래(fine sand)	$2 \times 10^{-7} \sim 2 \times 10^{-4}$
	실트(silt, loess)	$1 \times 10^{-9} \sim 2 \times 10^{-5}$
	단단한 점토(Till)	$1 \times 10^{-12} \sim 2 \times 10^{-6}$
	점토(clay)	$1 \times 10^{-11} \sim 4.7 \times 10^{-9}$
	해성점토(marine clay)	$8 \times 10^{-13} \sim 2 \times 10^{-9}$

퇴적암 (sedimentary rock)	석회암(lime stone)	$1 \times 10^{-6} \sim 2 \times 10^{-2}$
	석회암, 돌로마이트(dolomite)	$1 \times 10^{-9} \sim 6 \times 10^{-6}$
	사암지역(sandstone)	$3 \times 10^{-10} \sim 6 \times 10^{-6}$
	미사암지역(siltstone)	$1 \times 10^{-11} \sim 1.4 \times 10^{-8}$
	암염지역(salt)	$1 \times 10^{-12} \sim 1 \times 10^{-10}$
	무수석고(Anhydrite)	$4 \times 10^{-13} \sim 2 \times 10^{-8}$
	혈암, 이암지역(shale, mudstone)	$1 \times 10^{-13} \sim 2 \times 10^{-9}$
결정질암 (crystalline rock)	투수성이 있는 현무암(permeable basalt)	$4 \times 10^{-7} \sim 2 \times 10^{-2}$
	파쇄된 화성암, 변성암 (fractured igneous, metamorphic rock)	$8 \times 10^{-9} \sim 3 \times 10^{-4}$
	풍화된 화강암(weathered granite)	$3.3 \times 10^{-6} \sim 5.2 \times 10^{-5}$
	풍화된 반력암(weathered gabbro)	$5.5 \times 10^{-7} \sim 3.8 \times 10^{-6}$
	현무암 (basalt)	$2 \times 10^{-11} \sim 4.2 \times 10^{-7}$
	파쇄되지 않은 화성암, 변성암 (unfractured igneous, metamorphic rock)	$3 \times 10^{-14} \sim 2 \times 10^{-10}$

3.7.5 암의 역학적 특성

- (1) 암의 역학적 특성은 암석의 강도특성, 변형특성, 투수특성 및 암석 불연속면의 전단 특성 등이 있으며, 설계에서 적용하는 값은 현장조사, 원위치시험, 토질시험결과뿐만 아니라 과거 문헌조사, 기존 시험자료조사 등을 종합적으로 참고하여 판단한다.
- (2) 암석의 강도는 일축압축강도, 삼축압축강도(Mohr-Coulomb 전단강도 정수) 등이 있으며 다음의 방법을 이용하여 구할 수 있다.
- ① 실내시험 : 일축압축시험, 삼축압축시험, 점하중시험, 절리면전단시험
 - ② 현장시험 : 공내재하시험, 시추공전단시험
 - ③ 상관관계식 : 현장시험결과와의 상관관계
- (3) 암반비탈면의 안정해석에서 불연속면의 전단강도는 매우 중요한 부분이며 절리면전단시험을 실시하여 산정하는 것을 원칙으로 하며, 현장에서 조사한 절리면의 거칠기를 고려한 전단강도 공식을 이용하여 산정할 수도 있다. 절리면에 충전물질이 거칠기 높이보다 두껍게 충전되어 있는 경우는 절리면 전단강도는 충전물질의 전단강도에 좌우되는 것으로 간주한다.
- (4) 암의 변형특성은 크게 무결암의 변형특성과 암반의 변형특성으로 구분하며, 암석종류, 풍화상태, 불연속면의 발달 상태에 따라서 많은 차이를 나타내므로 다양한 시

제 3 장 지반조사

험과 과거의 경험을 토대로 신중하게 산정한다. 암반의 변형특성은 실제 규모의 시험을 실시하거나, 공내재하시험, 또는 암반분류방법에서 구한 값과의 상관관계를 이용하여 구하는 방법을 사용할 수 있다.

- ① 실내시험 : 무결암에 대한 일축압축시험, 삼축압축시험, 탄성파시험
- ② 현장시험 : 공내재하시험, 탄성파시험
- ③ 상관관계식 : RQD, 일축압축강도, RMR, Q값과의 상관관계

[해설]

(1) 암의 일축압축강도는 암의 강도를 나타내는 가장 널리 사용되는 지수이다. 해설표 3.29에는 암의 종류에 따른 일축압축강도 및 변형특성을 나타내었다.

해설표 3.29 암의 종류에 따른 일축압축강도

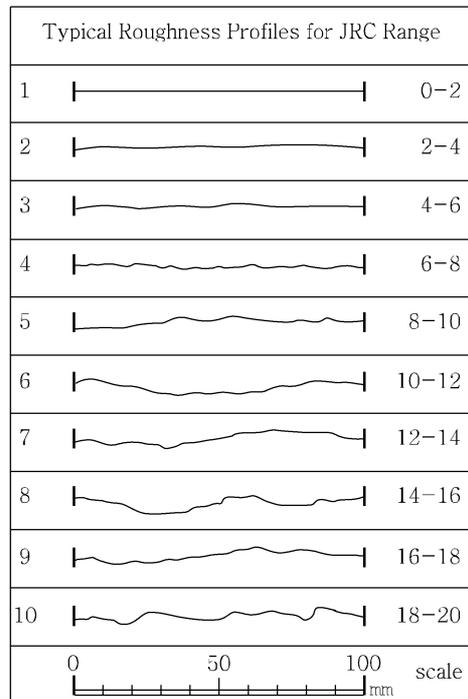
암 종	구 조	조 직	γ_d (kN/m ³)	U_c (MN/m ²)	$E_r(\times 10^6)$ (kN/m ²)	
화 성 암	화강암	조립 - 중립	외상, 절리간격 넓음	26.9	70~175	28~49
	섬록암	조립 - 중립		28.2	70~175	35~56
	반려암	조립 - 중립		28.8	105~210	49~84
	유문암	세립	괴상, 절리다수 발달	25.9	70~175	35~56
	안산암	세립		26.6	70~175	42~63
	현무암	세립		28.5	175~280	49~90
	흑요석	유리질	괴상, 연속적 고결, 간극발달	22.0	14~56	7~28
	응회암	조립		16.0	1.4~7	1~7
변 성 암	편마암	조립 - 중립	호상, 엽리	27.0	70~140	28~56
	편암	세립	엽리	26.7	35~105	14~35
	점판암	세립	판상	26.9	70~140	35~58
	규암	세립	괴상	26.6	105~245	42~56
	대리암	세립 - 매우세립	절리간격 넓음	26.9	84~210	49~70
사문암	다양	괴상	25.3	7~70	7~35	
퇴 적 암	역암	조립 - 원형	층상, 고결	24.8	35~105	7~35
	각력암	조립 - 각형	층상, 고결	25.3	35~105	7~35
	사암	중립	층상, 고결	23.5	28~84	7~21
	이암	세립	층상, 고결	18~24	0.7~35	3~14
	셰일	매우세립	박편상, 다져진 셰일-불안정, 고결된 셰일-안정	16~22	0.7~35	3~14
	석회암	세립	괴상, 층상, 용해성, 용해공동	26.4	35~105	14~42
	백운암	세립	괴상 간혹 재결정	26.7	49~140	28~56

(2) 절리면의 전단강도는 절리면의 상태를 고려할 수 있는 Barton(1973)공식을 이용하여 산출할 수 있다.

$$\tau = \sigma_n \tan \left(\phi_r + JRC \cdot \log_{10} \frac{\sigma_j}{\sigma_n} \right) \quad \text{해설식 (3.1)}$$

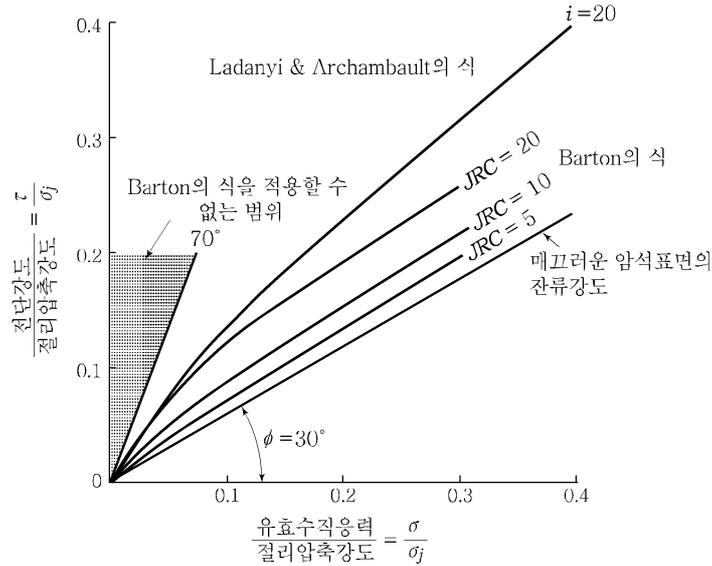
여기서, τ : 절리면 전단강도, σ_n : 절리면 연직응력,
 ϕ_r : 절리면 잔류마찰각
 JRC : 절리면 거칠기 계수(해설그림 3.10)
 σ_j : 절리면 압축강도,

절리면 압축강도는 절리면 주변의 암석의 강도로서 무결암의 일축압축강도와는 차이가 있다. 식에서 알 수 있듯이 완전히 분리된 절리면의 전단강도는 점착력이 0이고, 잔류마찰각(ϕ_r)과 거칠기에 의한 마찰각 증가량만을 고려한다.



해설그림 3.10 거칠기 종단면과 JRC값 (Barton & Choubey, 1977)

제 3 장 지반조사



해설그림 3.11 거친 절리면의 전단강도 값(Barton)

절리면에 충전물을 포함하는 경우 절리면의 전단강도는 충전물 두께의 특성에 따라서 차이가 있지만 대체적으로 충전물의 전단강도 특성에 따르게 된다. 충전물이 있는 불연속면의 전단강도를 해설표 3.30에 나타내었다.

해설표 3.30 충전물을 포함하고 있는 불연속면의 전단강도(Barton, 1974)

암석명	설명	최대강도		잔류강도	
		c(kN/m ²)	φ(°)	c(kN/m ²)	φ(°)
현무암	점토화된 현무암질 각력암, 점토에서 현무암까지의 함유량 변화가 큼	240	42		
벤토나이트	- 백악내의 벤토나이트층	15	7.5		
	- 얇은 층상	90~120	12~17		
	- 삼축시험	60~100	9~13		
벤토나이트질 세일	- 삼축시험 - 직접전단시험	0~270	8.5~29	30	8.5
점토	과압밀, 미끄러짐면, 절리 및 소규모 전단면	0~180	12~18.5	0~0.3	10.5~16
점토세일	삼축시험	60	32		
점토세일	성층면(成層面)			0	19~25
협탄층 암석	전토 분쇄암층, 두께 10~25mm	11~13	16	0	11~11.5

3.7 지반조사 성과정리 및 지반특성 평가

백운석	변질된 셰일층, 두께 약 150mm	41	14.5	22	17
섬록암, 화강섬록암, 반암	점토 충전물(점토 2%, PI=17%)	0	26.5		
화강암	- 점토 충전물이 있는 단층 - 사질토로 된 단층 충전물과 함께 약화됨. - 구조적 전단대, 편암질 및 파쇄된 화강암, 풍화된 암석 및 충전물	0~100	24~45		
		50	40		
		242	42		
경사암	층리면내 1~2mm의 점토			0	21
석회암	- 6mm의 점토층 - 10~20mm의 점토 충전물 - 1mm 이하의 점토 충전물	100	13~14	0	13
		50~200	17~21		
석회암, 이회암 및 갈탄	- 층상의 갈탄층 - 갈탄-이회암 접촉면	80	38		
		100	10		
석회암	- 이회질 절리, 두께 20mm	0	25	0	15~24
갈탄	- 갈탄과 그 하부의 점토 사이층	14~30	15~17.5		
몬모릴로나이트 점토	- 백악내에 있는 80mm의 벤토나이트 (몬모릴로나이트)점토층	360	14	80	11
		16~20	7.5~11.5		
편암, 규암 및 규산질 편암	- 100~150mm 두께의 점토 충전물 - 얇은 점토를 가진 성층구조 - 두꺼운 점토를 가진 성층구조	30~80	32		
		610~740	41		
		380	31		
점판암	세밀한 판상 및 변질상태	50	33		
석영/고령토/연망간석	혼합사료에 대한 삼축시험	42~90	36~38		

(3) 현장암반에 대한 변형특성은 RMR 및 Q값과의 상관관계를 이용하여 산정할 수 있다. RMR값을 이용한 현장암반의 변형계수를 구하는 방법은 Bieniawski(1978)가 제안한 경험적인 상관관계식을 이용할 수 있다.

$$E_M = 2RMR - 100 \quad (RMR > 50, \text{ GPa}) \quad \text{해설식 (3.2)}$$

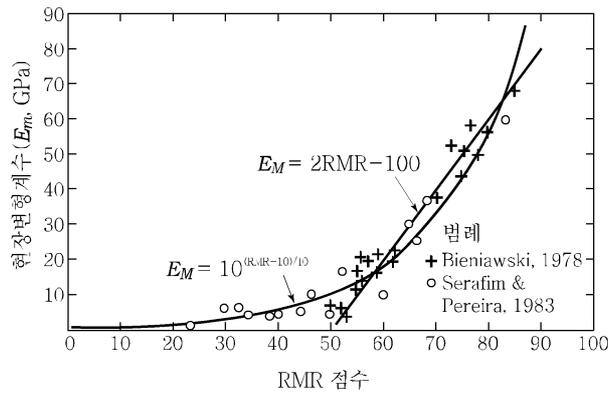
$$E_M = 10^{(RMR-10)/40} \quad (RMR < 50, \text{ GPa})$$

Q 값을 이용하는 경우는 Grimstad & Barton(1993)가 제안한 다음 식을 사용하여 구할 수 있다.

$$E_m = 25 \log_{10} Q \quad (\text{GPa}) \quad \text{해설식 (3.3)}$$

제 3 장 지반조사

해설그림 3.12에는 RMR값과 현장압반의 변형계수 자료와 이들 상관관계식을 나타내었다.



해설그림 3.12 RMR과 현장변형계수의 상관관계

무결암의 일반적인 변형계수 범위는 해설표 3.31과 같다.

해설표 3.31 무결암의 일반적인 변형성계수(Duncan, 1992)

Rock type	Young's modulus GPa	Poisson's ratio	Reference
Andesite, Nevada	37.0	0.23	Brandon(1974)
Argillite, Alaska	68.0	0.22	Brandon(1974)
Basalt, Brazil	61.0	0.19	Ruiz(1966)
Chalk, USA	2.80	-	Underwood(1961)
Chert, Canada	95.2	0.22	Herget(1973)
Claystone, Canada	0.26	-	Brandon(1974)
Coal, USA	3.45	0.42	Ko and Geistle(1976)
Diabase, Michigan	68.9	0.25	Wuerker(1956)
Dolomite, USA	51.7	0.29	Haimson and Fairhurst(1969)
Gneiss, Brazil	79.9	0.24	Ruiz(1966)
Granite, California	58.6	0.26	Michalopoulos and Triandafilidis(1976)
Limestone, USSR	53.9	0.32	Belikov(1967)
Salt, Ohio	28.5	0.22	Sellers(1970)
Sandstone, Germany	29.9	0.31	van der Vlis(1970)
Shale, Japan	21.9	0.38	Kitahra et al.(1964)
Siltstone, Michigan	53.0	0.09	Parker and Scott(1964)
Tuff, Nevada	3.45	0.24	Cording(1967)

3.8 계측에 의한 조사와 설계

3.8.1 계측이 필요한 비탈면

- (1) 설계단계에서 다양한 조사와 시험을 수행하더라도 거동을 추정하는 것이 불확실한 비탈면에 대해서는 설계단계에서 계측을 실시하거나 또는 시공중에 장기적인 거동과악을 위한 계측을 실시하고 이로부터 설계에 필요한 정보를 획득하여 설계하거나 기존 설계를 재검토할 수 있다.
- (2) 통상적으로 계측을 실시하는 비탈면의 종류는 다음과 같다.
 - ① 과거 파괴가 발생한 사례가 있는 대규모 비탈면 구간
 - ② 인근에 지속적인 문제가 발생하는 비탈면과 동일한 지질, 지반조건을 가진 비탈면 구간으로서 시공 후에 유사한 문제가 예상되는 비탈면 구간
 - ③ 기존의 통상적인 설계기준과 다르게 설계하여 거동이 불확실한 비탈면 구간
 - ④ 네일, 앵커, 억지말뚝 등의 대규모 보강공법 등이 적용된 비탈면 구간
 - ⑤ 구체적인 문제 원인을 알 수 없는 비탈면 구간에서 원인을 찾기 위한 계측 등

3.8.2 계측계획의 수립

- (1) 비탈면 계측은 비탈면 표면의 이동, 지층의 이동, 보강재에 발생하는 응력, 기상과 지하수위의 변화 등을 측정하고 이로부터 설계시 예측한 거동이 적절했는지를 확인하여 구체적인 설계를 하거나, 기 설계된 내용을 보완하기 위해 실시한다.
- (2) 설계단계에서는 예상되는 비탈면 거동을 확인하기 위하여 계측항목, 계측위치, 계측수량, 계측빈도 등에 대한 구체적인 계획을 사전에 수립하여야 하며, 계측 중에 예상치 못한 거동이 관측된 경우에 계측범위, 계측위치 및 빈도를 조절할 수 있도록 하여야 한다.
- (3) 계측계획은 설계자와 계측기기의 작동원리 및 적용성에 대한 해박한 지식을 가진자가 협의하여 수립하여야 한다.

[해설]

- (1) 계측은 비탈면 파괴의 전조현상인 초기변형을 파악하여 이를 바탕으로 적절한 대책을 취하고 비탈면 붕괴를 미연에 방지하거나, 붕괴에 따른 피해를 최소한으로 억제하는

제 3 장 지반조사

것을 기본 목적으로 한다. 따라서 비탈면에 있어서 현장계측을 실시하는 경우에는 계측목적이 구체적이고 명확히 결정되어야 한다.

구체적으로 비탈면의 변형이나 붕괴형태를 정확히 예상하고 파악한 다음에 현장계측의 목적을 명확히 하여 그 목적에 맞는 계측장비의 선정이나 배치, 계측방법, 관리기준치 등을 검토하여 실시계획을 작성할 필요가 있으며 실시계획의 내용은 상세하고 구체적으로 기술하는 것이 바람직하다.

비탈면에서 계측대상범위는 붕괴나 활동 등의 변형이 발생하거나 혹은 예상되는 범위, 그리고 붕괴 또는 이동된 경우에 영향을 받을 우려가 있는 범위(예상과괴 도달거리), 주시설물의 위치, 공사중인 비탈면의 경우에 있어서는 공사의 시공범위 등을 고려하여 각각의 현장별로 설정하여야 한다.

- (2) 비탈면의 계측은 온도와 기상변화가 심한 옥외에서 길게는 수개월 간 측정을 하는 경우가 있으므로 효율적인 계측을 위해서는 계측기의 배치, 내구성이 우수한 기계의 선정이 중요하며, 변형이 발생할 경우에 대비한 대책을 사전에 계획하여 신속히 대응할 수 있도록 해야 한다. 표 3.32에는 계측기의 선정시 고려해야 하는 사항을 나타내었다.

표 3.32 계측기의 선정시 고려사항

항 목	고 려 기 준
적 응 성	<ul style="list-style-type: none"> - 측정간격을 임의로 설정할 수 있는 것 - 측정치의 시계열 표시가 가능한 것 - 전원예 적합한 것 - 계측기의 정밀도와 시스템의 정밀도가 일치하는 것
신뢰성	<ul style="list-style-type: none"> - 낙뢰에 대해서 계측기를 보호하는 기능을 가지고 있는 것 - 정전에 대해서 백업 기능을 가지는 것
편리성	<ul style="list-style-type: none"> - 상황에 따라 센서의 추가, 현지국의 증설을 실시하는데, 전원장치, 자료송수신장치 등이 기존의 것을 그대로 사용할 수 있는 것 - 계측결과를 신속하게 전달할 수 있는 것
내후성	<ul style="list-style-type: none"> - 호설 지역 등의 특수성에 대처할 수 있는 것 - 방수, 방습성이 뛰어난 것 - 상정되는 기온 조건에서 정상적으로 작동되는 것
보수성	<ul style="list-style-type: none"> - 점검빈도가 작은 것 - 단시간에 점검할 수 있는 것
경제성	<ul style="list-style-type: none"> - 기능성을 유지하면서 저렴한 계측기

3.8.3 계측 기준

- (1) 계측항목은 비탈면의 거동을 파악하기 위해 필요한 직간접적인 인자를 계측하는데 필요한 항목으로서 파괴면의 형태, 범위 등 비탈면 거동을 가장 잘 파악하기 위한 종류를 우선적으로 고려하며, 내구성, 배치 및 빈도 등을 종합적으로 고려하여 결정한다.
- (2) 계측기의 배치는 비탈면의 붕괴 및 활동 특성, 지형적 위치, 계측기 설치 편의성, 계측기의 관리 편의성, 비용 등을 고려하여야 하며, 비탈면의 변동상황을 최소한의 계측기로 효과적으로 파악할 수 있도록 배치하여야 한다.
- (3) 계측기간과 빈도는 측정하고자 하는 계측값의 변화정도와 변화의 지속시간과 관련되며, 비탈면의 파괴속도가 빠른 경우 또는 변화가 있는 경우에는 측정빈도를 높여 측정하여야 하고, 변화가 장기간 지속되는 경우에는 측정기간도 이에 맞춰 측정할 필요가 있다. 통상적으로 비탈면의 파괴 등의 변형문제는 강우 및 외적하중요인과 연관되는 경우가 많으므로 계측빈도를 결정하는 방법은 일반적으로 강우시와 굴착공사가 진행되는 동안에는 계측빈도를 늘리고, 외적인 변화가 없는 경우에는 보통의 빈도로 하는 것이 바람직하다.

[해설]

- (1) 비탈면 파괴형태와 규모에 따라 적용하는 계측항목의 일반적인 내용은 조금씩 차이를 나타낸다.
 - ① 평면파괴: 일반적으로 비탈면 굴착 전 단계에서 비탈면 내부에 존재하는 평면파괴 예상면의 위치를 예측하기 곤란하기 때문에 평면파괴에 대한 활동면을 예측하는 것이 매우 어렵다. 따라서 굴착 후 지표면조사 또는 시추조사 등에 따라 단층, 절리나 지층의 주향, 경사 등의 지질구조를 확인하고 이로부터 활동면을 예상한 후 계측기의 배치를 고려하는 것이 바람직하다. 계측기의 배치와 관련된 기본적인 사항은 다음에 기술하는 바와 같다.
 - (가) 비탈면의 변형량과 변형속도를 검측하기 위해 변동블록의 중앙 부근에서 전 반부 균열을 걸쳐서 이동방향에 따라 지표면신축계를 설치한다. 활동면 경사가 급한 경우에는 수직변위량이 커지며, 계측최대량에 이르기 전에 신축계의 선이 보호파이프에 접촉되어 계측이 불가능하므로 주의가 필요하다.
 - (나) 활동면의 위치검지를 위해 지중경사계 혹은 파이프변형계를 설치한다.

제 3 장 지반조사

(다) 간편한 변위의 측정수단으로서 혹은 신축계의 이상 시에 대체 계측수단으로
는 전반부 균열을 걸치는 말뚝을 설치하여 수평·수직 변위를 조사하는 이동
말뚝 측량이 실시되는 수도 있다.

② 썩기파괴: 썩기파괴 형태는 일반적으로 암반비탈면에서 가장 빈번히 발생할 수 있
는 붕괴형태이지만 활동면과 또 하나의 면(단층이나 연속된 균열, 연약면 등)의
조합으로 비탈면붕괴가 지배되므로 변동블록을 사전에 예측하는 것은 매우 어렵
다. 계측기 배치의 기본 개념은 평면파괴와 동일하지만 이동말뚝의 설치는 계측
주축선(중단축선)에 대해서 직각의 횡단방향으로 하여 일렬로 늘어놓는 배치로 하
는 편이 이동현상을 감지하기 용이하다.

③ 원호파괴: 원호파괴 형태에 있어서 계측기 배치의 기본은 평면파괴와 거의 동일하
나 원호파괴의 경우에는 전반부 지표면이 활동의 진행에 따라 회전운동이 생기기
때문에 이 회전변위를 계측하는 지반경사계를 파괴토체 전반부나 부동점이 적어
도 수 개소에 배치하여 계측하는 것이 필요하다.

지반경사계는 파괴 예상지역 내의 인장부, 중앙부, 압축부에 각각 1~2기 또는
균열 밖의 전반부에 더미용으로 1기를 설치하는 것이 적절하다. 지반경사계는 회
전각(경사변동량)의 변화를 측정하는 장비로서 비탈면의 파괴가 회전이 생기는 형
태, 즉 원호파괴 혹은 원호를 포함한 복합파괴가 아닐 경우에는 변위를 감지하기
가 매우 어렵다. 따라서 평면파괴와 같이 암괴가 원형을 유지하여 이동하는 형태
혹은 암괴가 파쇄되는 형태에서는 지반경사계의 계측데이터로 비탈면의 위험도를
평가하는 것은 부적절할 수 있다. 또 경사변동 데이터의 누적성이 인정되지 않고
변동방향과 비탈면의 최대경사 방향이 일치되지 않는 경우에도 표층토의 전도 등
의 이동현상이 고려되므로 지중경사계와 같은 다른 계측기의 계측 데이터와의 중
합적인 검토를 실시하여 판정하는 것이 중요하다.

④ 복합파괴: 복합파괴는 산사태형의 붕괴형태이며 비교적 대규모로 발생하며 이동속
도는 기타 암반의 파괴형태와 비교하여 완만하다.

계측기 배치의 기본은 원호파괴와 거의 동일하나 활동범위가 넓은 경향이므로
계측축선 및 계측기 배치는 그 확산을 고려하여 설정할 필요가 있다. 특히 암반의

파괴활동의 경우에는 예상파괴 규모가 광범위할 것을 예상하여 계측기 배치계획을 수립할 필요가 있다.

- ⑤ 전도파괴: 전도파괴의 경우에는 비탈면굴착 중의 계측이 불가능하다. 전도파괴로 판단되는 비탈면에 있어서 고려하여야 할 계측항목과 계측기의 배치는 다음과 같다.
- (가) 전도에 의한 전반부 변위량을 신축계로 계측한다.
 - (나) 전반부 경사변위량을 지반경사계로 계측한다.
 - (다) 전도부 전체의 활동부분의 계측을 위해 지중경사계를 축선상에서 예정하는 활동면 아래까지 삽입하여 계측한다.
 - (라) 비탈면에 말뚝을 삽입하고, 표적을 설치하여 반대 측에서 광과측량을 실시하는 방법도 고려할 수 있다.
- ⑥ 좌굴에 의한 파괴: 좌굴에 의한 파괴는 주상·판상 절리가 발달된 경암지반의 급경사 비탈면에서 주로 발생되며 암체가 배면의 암체에서 진행성 박리를 생성하여 급격하게 붕괴된다. 따라서 비탈면 내에서 계측기 설치와 계측작업이 위험하고 곤란하기 때문에 원격지에서의 계측 혹은 자동계측 할 수 있도록 하는 것이 바람직하다. 일반적으로 좌굴로 발생하는 파괴형태의 계측방법은 다음과 같다.
- (가) 진행성 박리를 따라 생긴 배면공 등의 변형을 검출하기 위해 비탈면 전방에 열적외선 영상법 등을 이용한 촬영조사를 수행한다. 비탈면에 시공된 뿔어붙이기 배면의 공동이나 좌굴에 의한 파괴 시, 좌굴 암체 배면의 균열의 검지 등 변형개소 검출이 가능하다.
 - (나) 좌굴현상은 암체 축방향 하중에 의한 휨파괴로, 휨응력에 의한 비탈면 방향의 수평방향 변위로 되어 발생하는 경우가 예상되므로 비탈면에 지중 수평변위계를 설치하여 변위를 자동 계측한다.
 - (다) 파괴에 의해 위험이 예상되는 경우에는 록볼트 등의 대책공법을 선행하면서 계측관리를 하는 방법도 고려할 수 있다.
- 해설표 3.33에는 비탈면의 붕괴형태 별로 적용하는 각종 계측기 예를 나타내었다.

제 3 장 지반조사

해설표 3.33 비탈면의 파괴 형태와 계측항목

붕괴 형태	대상 지질	계측항목	계측기 및 방법	계측상의 문제점	비고
평면 활동 파괴	연암, 경암	① 지표변위량 (수평, 수직성분) ② 지중변위량 (활동면의 확인)	① 지표면신축계, 이동말뚝측량, 소폭관측량 등 ② 지중경사계, 지중신축계, 파이프변형계 등	활동면 위치나 머리부 텐션 크랙의 위치 예측이 사전에는 어렵고, 깎기후의 거동 계측밖에 안되나, 사건의 지질구조 조사나 땅깎기 후의 깎기비탈면 상세 관찰을 실시하는 것이 중요하다.	필요하면 우설량계와 지하수위 관측을 실시한다.
췌기 활동 파괴	연암, 경암	① 지표변위량 (수평, 수직성분) ② 지중변위량 (활동면의 확인)	① 지표면신축계, 이동말뚝측량, 소폭관측량 등 ② 지중경사계, 지중신축계, 파이프변형계 등	변동활동블록의 사전 결정이 어렵고, 계측 위치의 결정이 곤란하나, 사건의 지질 구조 조사나 땅깎기 후의 깎기비탈면 상세 관찰을 충분히 실시하는 것이 중요하다.	필요하면 우설량계와 지하수위 관측을 실시한다. 파괴형태로서는 많다.
원호 활동 파괴	토사, 연암, 경암	① 지표변위량 (수평, 수직성분) ② 지중변위량 (활동면의 확인)	① 지표면신축계, 이동말뚝측량, 지반경사계 등 ② 지중경사계, 지중신축계, 파이프변형계 등	활동 블록의 사전 결정이 어렵고, 계측 위치의 결정이 곤란하나, 사건의 지질 구조 조사나 땅깎기 후의 깎기비탈면 상세 관찰을 충분히 실시하는 것이 중요하다.	필요하면 우설량계와 지하수위 관측을 실시한다.
복합 활동 파괴	토사, 연암, 경암, 암반, 땅사태, 풍화암, 활동	① 지표변위량 (수평, 수직성분) ② 지중변위량 (활동면의 확인)	① 지표면신축계, 이동말뚝측량, 지반경사계 등 ② 지중경사계, 지중신축계, 파이프변형계 등	사전조사 결과에서 지질구조를 검토하고 파괴토체의 범위를 예정하여 계측을 실시할 필요가 있다. 지활동 타입의 형태로 초생형의 경우에는 지형상에서의 예측은 곤란하다.	필요하면 우설량계와 지하수위 관측을 실시한다.
전도 파괴	연암, 경암	① 지표변위량 (수평, 수직성분, 경사량) ② 지중변위량 (활동면의 확인, 수평변위량)	① 지표면신축계, 광파측거법 ② 지중경사계, 지중변위계	전도와 낙석·붕락의 구별이 의외로 어렵고, 충분한 지질조사를 실시하여 지질 구조를 파악할 필요가 있다. 계측 데이터에서 비탈면의 안정 평가와 결부시키는 것이 어렵다.	
좌굴 파괴	연암	① 지표변위량 ② 지중변위량 (수평, 수직변위량) ③ 대책공 계측	① 광파측거법 ② 지중변위계 ③ 록볼트축력계	실측 데이터의 암체의 좌굴 파괴와의 결부 평가가 어렵다.	주상절리나 층리가 발달된 경암비탈면에서 급경사의 비탈면
응력 개방에 의한 변위	토사, 연암, 경암	① 지표면변위량 ② 지중변위량	① 광파측거법 ② 중수직변위계, 지중경사계, 파이프변형계	응력개방에 따른 지반 팽창인가 활동이나 붕괴에 의한 변위인가의 구별이 어렵다. 응력 개방에 의한 변위가 발생된 경우 이 경향이 비탈면의 안정성에 어떻게 관련되는가 또는 주변에 대한 안정성의 평가가 어렵다.	열수변질을 받은 바위로 점토광물을 함유하는 경우, 발생하는 경우가 많다.

3.8 계측에 의한 조사와 설계

붕락 현상	연암, 경암	① 낙석표면변위량 ② 낙석검지 ③ 대책공계측	① 광과측거법 ② 낙석감지기 ③ 록볼트축력계, 쑈크리트응력계	전조 현상이 생긴 다음 붕락이 발생될 때까지의 시간이 짧다. 계측보다도 붕락 대책이 우선되는 경우가 많은 편이며, 대책공의 거동 계측이 급후 필요하다고 생각된다.	낙석감지기는 사후 검지이며, 예측되지 않는다.
----------	-----------	--------------------------------	--------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------

계측항목에는 지표면의 거동, 지중의 변동, 수문상황, 구조물의 거동 등이 있으며 이것들을 정량적으로 파악하기 위한 각종 계측기를 해설표 3.34에 나타내었으며, 일반적으로 비탈면 계측에 적용하는 계측기기의 측정범위를 해설표 3.35에 나타내었다.

해설표 3.34 계측항목과 계측기

현상	계측의 대상	계측항목	계측수준, 계측기명	설치장소 및 설치방법	
활 동 거 동	지표면변동 (변형, 변위)	지반신축변위량	지표면신축계	지표면의 균열을 낀 다수 설치	
		지반경사변위량	지반경사계	지표면의 필요 장소에 다수 설치	
		전도, 회전량	전도스위치	이동암괴 표면부의 필요장소에 다수 설치	
		낙석의 검지	검지선식 낙석검지기	낙석, 붕락 발생 장소에 필요수 설치	
		지표 II-이동량	이동갱 측량		지표면에 다수 이동말뚝을 설치하여 광과측량.
			GPS 측량		지표면에 고정 관측정과 필요 장소에 다수 이동표점을 설치하여 인공위성에 따라 측량, 해석한다.
	소폭판 측량			지표의 균열을 낀 소폭판을 다수 설치	
	지중변동 (변형, 변위)	활동면의 위치	파이프 변형계	보링구멍을 이용하여 활동면을 끼고 다수 설치	
		활동면의 위치 활동 암괴 이동량	삽입식 지중경사계	"	
			고정식 지중경사계 (설치형 지중경사계)	"	
지중신축계			"		
다단식 지중신축계			"		
지중변형량	지중변위계	시추공을 이용하여 변위 발생 심도 보다 깊게 설치			

제 3 장 지반조사

구조물의 거동	작용외력	옹벽, 말뚝 등에 작용하는 토압	토압계	구조물의 필요장소(옹벽과 지반간, 말뚝체내, 말뚝표면)에 다수 설치
		앵커에 작용하는 장력 등	로드셀 (센터홀 식)	앵커 구조물의 필요 장소에 다수 설치 (일반적으로는 앵커 머리부에 설치)
	내부응력	대책공 변형(축력, 휨모멘트로 환산)	변형계이지, 변형계	대책공의 필요장소 (앵커재, 말뚝체내, 말뚝표면 등)에 다수설치
		철근의 변형(축력, 휨모멘트로 환산)	철근계 (록볼트축력계)	RC구조물의 철근이나 원지반 보강재로서의 철근에 있어서 필요 장소에 다수 설치
		구조물 표면의 변위량(축력, 휨모멘트로 환산)	구조물 표면변위계	뿔칠 콘크리트 표면의 계측 필요 장소의 계측 범위외의 더미부에 설치
	변위, 변형	구조물 구체의 경동량	구조물 표면경사계	대책공이나 기설 구조물 표면의 필요 장소에 다수 설치
			광파 측거법	대책공이나 기설 구조물 표면의 필요 장소에 다수 표점을 설치하여 광파측량을 한다.
		말뚝 등의 침하량	삽입형 지중경사계	강관 말뚝 내부의 필요 장소에 다수 설치
		균열폭, 진행속도량	균열계이지	대책공이나 기설 구조물 표면에 발생된 균열을 끼고 다수 설치
		뿔어붙이기의 열 화도, 공동추정	열 적외선 영상법 (리모트센싱기법)	적외선 카메라에 의한 뿔칠 콘크리트 표면 온도 정보의 영향 해석을 하여 배면 공동을 추정
수문상황	지하수변동 수압변동	지하수위	지하수위계	관측정이나 보링공내를 이용하여 설치
		활동면의 간극수압변동	간극수압계	보링공내의 활동면 부근을 노려서 설치
	기상데이터	누적우량, 우량강도 실효우량, 융설량	우설량계	계측 대상 비탈면에 가급적 근접된 적절한 장소에 수평으로 설치
		융설량의 추정	적설침계	계측 대상 비탈면에 가급적 근접된 적절한 장소에 수평으로 설치
	지하수 배수효과	배수량의 변화	유량계	배수로의 필요 장소에 방축을 만들어 다수 설치 배수로의 노치 등에 다수 설치

해설표 3.35 계측기의 측정 범위와 정밀도

방법	측정범위	측정정밀도	계측기의 유지관리 등	비고
지표면 신축계	-300~+300mm 설치 교체가능	±0.2mm	풍우에서 임버선을 보호하기 위해, 보호관의 보수가 필요하다. 측정기의 내용연수는 5년 정도	변형 게이지의 부식에 대한 내용연수에서 신뢰되는 데이터 입수 기간은 2년 정도
광파 측거법	20~3000m	거리의 ±1/50000 ~ 1/300000	표지 프리즘판의 유지관리가 필요하다. 변형이 진행된 경우에는 표지의 설치 교체가 필요하다.	
지반 경사계	1~500초	±1초	설치판의 기초 말뚝, 기초 콘크리트의 노후화에 수반하는 보수가 필요하다. 기초 말뚝의 내용연수는 5년 정도	각 속도를 측정 100초/월 정도의 누적 변동량으로 침하나 소규모인 단차를 수반하는 균열 발생
철근계	응력도 0.5~300 MPa (단, 철근의 파단까지 가능)	±0.1~0.2	변형 게이지의 방청 처리가 충분하더라도 핀홀 등에서의 부식이 진행되는 수가 있어서 신뢰되는 데이터의 입수 기간은 2년 정도	철근에 생기는 응력을 측정하는데 따라 암반내의 변형을 검지한다.
균열 게이지	0~5mm	±0.002mm		균열의 변화를 변형 게이지에 따라 측정한다.

- (2) 비탈면의 변동 상황을 최소의 계측기로 효과적으로 파악하기 위해서는, 우선적으로 비탈면의 파괴토체를 파악해야 한다. 여기서 말하는 파괴토체란 일체가 되어 거동하는 암괴의 집합을 말하며, 예를 들면 인장 균열대, 중앙부 일체 균열대, 말단부 압축 붕괴대 등이 있다. 계측기는 이러한 블록에 대하여 한대 이상의 계측기를 배치하는 것이 바람직하다. 참고로 시공 시 비탈어깨나 비탈끝 등 암괴의 불안정화가 예상되는 구역에도 계측계획을 필요로 한다.

계측기의 배치밀도는 비탈면의 변위 규모나 위험도로 판단하여 적절히 결정해야 한다. 일반적으로 파괴토체별로 수 종류의 계측기를 수 개소에 배치하여 상호 계측데이터를 체크·검토하며 계측을 실시하는 것이 이상적이다.

제 3 장 지반조사

구체적인 계측기의 배치에 대해서는 상세한 현지조사나 지질조사 등을 하여 파괴토체과 붕괴형태를 추정한다. 다음으로 각각의 블록별로 비탈면의 주변동 방향을 중심으로 측선을 설정하고 이 측선에 대해서 계측항목과 계측기의 관련 검토를 한 다음에 계기 배치계획을 수립한다. 그 후 구체적인 설치위치, 배치밀도, 설치심도 등에 대해서 상세히 검토하고 최종적으로 결정한다.

- (3) 계측기간은 비탈면의 변형규모와 그 영향도, 보전대상 구조물의 중요도, 대책공의 유무, 공사의 진척도 등에 따라 결정해야 한다. 비탈면의 변동상황은 강우나 융설 등 기상요인의 영향을 크게 받으므로 상태를 정확히 파악하기 위해서는 적어도 필요 최적 기간으로서 1년 정도 계측을 지속할 필요가 있다. 일반적인 계측기간의 개시시기와 완료시기 결정의 기본적인 방법 및 우선 계측 개시시기에 대한 기본적인 사항은 다음과 같다.

(가) 비탈면에 육안으로 확인되는 변형이 발생된 시기부터 개시한다(변형기구의 조사 및 해명, 비탈면 안정성 평가, 시공관리, 대책공법의 수립, 역해석, 붕괴예지 등의 목적).

(나) 사전 현장답사 및 암반 조사에서 불안정 또는 위험 비탈면으로 판단된 경우에는 공사시공 전부터 개시한다(변형기구의 조사 및 해명, 비탈면 안정성 평가, 해석 결과와의 대비, 정보화 시공 등의 목적).

(다) 대책공법 시공 후부터 개시한다(대책공법의 효과확인, 보조대책공법의 수립, 역해석 등의 목적).

다음으로 계측 완료시기에 대해서는 기본적으로 비탈면의 변동이 계측되지 않는 시점을 기준으로 하며 그 후 1년간 계측을 계속하고 그 중간에 있어서도 변동이 보이지 않게 된 것을 확인하여 완료로 하는 것이 바람직하다.

현장계측은 그 목적이 완전히 달성된 시점에서 완료하는 것이지만 목적이 달성된 것을 판단하기 위해서는 비탈면의 변동이 없고 비탈면이 충분히 안정된 사실을 확인하지 않으면 안 된다. 이 경우는 보통 비탈면의 변동은 단속적인 변동을 표시하는 수도 있기 때문에 단기간의 계측 결과만으로 변동이 없는 것으로 결론을 내리는 것은 위험한 일이다. 적어도 변동이 안정되지 않게 된 후 1년간(비탈면에 융설, 우기, 태풍, 가을비 등을 경험시킨다) 지속적으로 계측하여 그 결과 비탈면이 충분히 안정된 것으로 확정되지 않은 경우에는 계측을 중단해서는 안 된다. 이와 같은 이유에서 1년간의

계측 계속기간을 설정하는 것이 이상적이라고 판단된다.

계측빈도에 대해서는 계측의 목적에 따라 가능한 한 자주 실시하는 것이 좋으나 한편으로는 계측작업에 소요되는 비용측면도 고려해야 하므로 비탈면의 변동 상황, 위험도, 계측기의 특징이나 내구성, 현지조건 등을 합리적으로 고려하여 적절하게 설정해야 한다.

계측빈도를 결정하는 방법은 일반적으로 비탈면 상태에 변동현상이 발생하여 시공 중 작업원의 안전 확보가 우선되는 경우 또는 강우시 등에는 계측빈도를 짧게 하도록 하고, 공사 완료 후 또는 대책공법 시공 후 등의 경우에는 보통의 빈도로 하는 것을 기본으로 한다.

또한 계측기 설치 직후 초기치 확인을 위해 최초 수일간은 계측 빈도를 짧게 하는 것을 권장하는 계측장비가 있기 때문에 주의하여야 한다. 이러한 경우는 계측기에 따라서 서로 다르지만 일반적으로 누적치를 문제로 하는 계측기에 대해서는 보통의 빈도가 적당할 것으로 판단된다. 지하수위와 같이 최고값(peak value)이 문제가 되는 경우에는 계측빈도를 길게 할 경우 최고값의 측정이 되지 않을 수 있으므로 이러한 계측누락을 방지하기 위하여 계측빈도를 짧게 하는 것이 적절하며, 가급적 자기기록방식으로 하는 것이 좋다.

암반비탈면의 붕괴나 활동 등은 호우, 융설, 지진 등의 외적 요인으로 인해 발달하는 경우가 대부분이기 때문에 이와 같은 자연 요인이 발생된 경우에는 당초의 계측계획으로 설정된 계측빈도에 구애되지 않고 호우, 지진 후의 순회, 점검을 실시하는 동시에 계측 빈도를 짧게 변경하여 암반비탈면의 거동을 감시하는 것을 권고한다.

해설표 3.36은 계측기와 계측빈도의 일례로 계측대상에 따른 계측기 및 계측빈도를 나타내었다. 그러나 계측빈도를 모든 현장에 일률적으로 적용하는 것은 부적절하며 계측대상 현장상황 등을 고려하여 전문가의 의견을 참고하여 적정한 계측간격을 결정하는 것이 바람직하다.

제 3 장 지반조사

해설표 3.36 계측기와 계측빈도 예

계측의 대상	계측수법, 계측기명	계측빈도의 목표(수동계측대상)				
		조사계획단계	시공단계	유지관리단계	효과판정	긴급시
지표면변동 (변형, 변위)	지표면신축계	3~4회/년	1회/일 또는 1~2회/주	4~6회/년	1~2회/주 또는 1회/월	1~2회/일
	지반경사계					
	전도스위치		상시감시	상시감시	상시감시	상시감시
	검지선식 낙석검지기					
	이동말뚝 측량		1회/일 또는 1~2회/주	4~6회/년	1~2회/주 또는 1회/월	1~2회/일
	소폭판 측량					
	GPS 측량 (Global Positioning System)		내시바를 상성하면 1~2회/일의 측정은 가능하다. 측정 빈도의 기준은 현재 없으나, 지표면의 수평방향 이동량의 측정이 추가 되며, 이동말뚝 측량의 빈도와 같은 정도가 목표이다.			
지중변동 (변형, 변위)	파이프변형계	3~4회/년	1회/일 또는 1~2회/주	4~6회/년	1~2회/주 또는 1회/월	1~2회/일
	삼입식 지중경사계					
	고정식 지중경사계 (설치형 지중경사계)					
	지중신축계					
	다단식 지중신축계	3~4회/년				
	지중변위계					
작용외력	토압계		1회/일 또는 1~2회/주	4~6회/년	1~2회/주 또는 1회/월	1~2회/일
	로드셀 (센트홀 식)					
내부응력	변형게이지, 변형계		1회/일 또는 1~2회/주	4~6회/년	1~2회/주 또는 1회/월	1~2회/일
	철근계(목볼트축력계)					
	구조물 표면변위계					
구조물의 변형, 변위	구조물 표면경사계		1회/일 또는 1~2회/주	6~12회/년	1~2회/주 또는 1회/월	1~2회/일
	광파측거법					
	삼입형 지중경사계					
	크랙 게이지					
변형 (열화도)	열적외선 영상법 (리모트센싱 수법)		필요할 때 마다	필요할 때 마다	필요할 때 마다	필요할 때 마다
지하수변동 수압변동	지하수위계	자기기록으로 연일 관측	자기기록으로서 연일 관측	자기기록으로서 연일 관측	자기기록으로서 연일 관측	자기기록으로서 연일 관측
	간극수압계					
기상데이터	우설량계	자기기록으로 연일 관측	적의	적의	적의	적의
	적설량계	적의				
지하수 배수효과	유량계	"	"	"	"	"
※해빙기·우기·태풍 등의 이상 기상시나 지진시에는 계측빈도를 적의 밀실하지 않도록 한다.		사전조사의 결과에서 특히 위험이 예상되는 관측이 필요한 장소의 위험도 판정을 목적	공사에 선행 혹은 병행하여 현장계측을 하며, 대책공 시공이나 공사의 안전을 확보한다.	보전대상물이나 인명의 안전확보를 위해 긴급대피 등의 조치를 목적으로 한다.	비탈면붕괴 대책공 시공후의 대책 효과 확인을 목적으로 한다.	시공도중이나 유지관리단계에 있어서 붕괴나 땅사태의 변동이 현재화된 경우

참고문헌

1. 건설교통부, (2002), 구조물기초 설계기준
2. 대한지질공학회, (1999), 암반의 조사와 적용,
3. 대한토목학회, (2001), 도로교설계기준 해설: 하부구조편
4. 삼보기술단 (1999), 암반분류체계 및 암반평가연구
5. 일본지반공학회, (1990), 절토비탈면의 조사, 설계, 시공 (한국도로공사 번역판)
6. 한국도로공사, (1998), 기술교재 제96호: 토질 및 지질 조사요령
7. 한국암반공학회, (1999), 건설기술자를 위한 지반조사 및 시험기술
8. 한국지반공학회, (2003), 구조물기초 설계기준 해설
9. 한국지반공학회, (2003), 지반공학시리즈1-지반조사결과와 해석과 이용, 구미서관
10. AASHTO, (1988), Manual on Subsurface Investigation
11. AASHTO, (2002), LRFD Bridge Design Specification
12. Canadian Geotechnical Society, (1992), Canadian Foundation Engineering Manual
13. GEO, (1987), Geoguide2: Guide to Site Investigation
14. NAVFAC, (1973), DM7.2 Soil Mechanics Design Manual
15. Duncan C.Wyllie, (1992) "Foundations on Rock", E&FN Spon, London

제 4 장 쌓기비탈면 설계

4.1 적용범위

이 장은 도로, 철도, 택지 등의 건설공사에서 만들어지는 쌓기비탈면의 설계에 적용한다.

4.2 설계일반사항

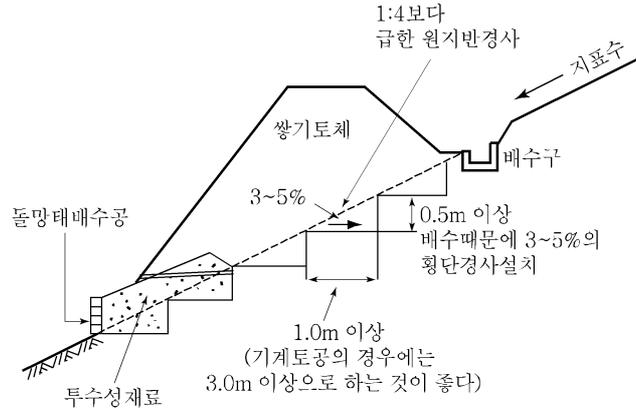
- (1) 쌓기비탈면의 설계는 장·단기적으로 비탈면의 안정성을 확보하도록 설계해야 한다. 또한, 장기적으로 유지관리가 최소가 되도록 해야 하며, 형성된 비탈면은 주변경관과 어울리도록 설계해야 한다.
- (2) 쌓기비탈면 설계시 고려해야 하는 사항은 다음과 같다.
 - ① 지형조건에 따른 쌓기계획
 - ② 비탈면 안정해석 및 경사와 소단의 결정
 - ③ 지하수 및 지표수의 배수계획
 - ④ 장기적인 비탈면표면보호 방법
 - ⑤ 유지관리를 위한 점검시설
 - ⑥ 시공 중 관리방안

4.3 쌓기비탈면 적용기준

- (1) 비탈면높이는 원지반 조건, 지형조건, 쌓기재료의 특성, 주변 환경조건, 경제적인 여건을 고려하여 결정한다. 일반적으로 최대높이는 10m 전후로 하고 안정해석와 제반여건을 고려한 후에 더 높게 쌓을 수 있다.
- (2) 비탈면경사는 원지반의 형상 및 강도, 쌓기재료의 형상 및 강도 등을 고려하여 비탈면 안정해석을 수행하여 결정하며, 경사를 변경하고자 하는 경우에는 안정성을 재검토한다. 비탈면높이가 10m 미만인 경우에는 제4장 4.5절 비탈면 표준경사 및 소단에서 제시하는 표준경사를 적용할 수 있다.
- (3) 경사가 1:4보다 급한 원지반 위에 쌓기를 하는 경우에는 원지반 표면에 층따기를 실시하여 원지반과 쌓기 지반과의 밀착을 도모하고 쌓기토체의 변형 및 활동을 방지하도록 하여야 한다.
- (4) 한쪽깎기·한쪽쌓기구간에서는 경계부에서 쌓기 표면에서 단차가 발생하기 쉬우므로 경계부분에서 깎기 구간과 쌓기구간의 접속부는 점진적으로 경사지게 연속이 되도록 한다.
- (5) 깎기 쌓기경계 구간에서는 경계부에서 급격한 침하로 인한 단차가 발생할 수 있으므로 깎기 구간과 쌓기구간의 접속부는 점진적으로 경사지게 연속이 되도록 한다.

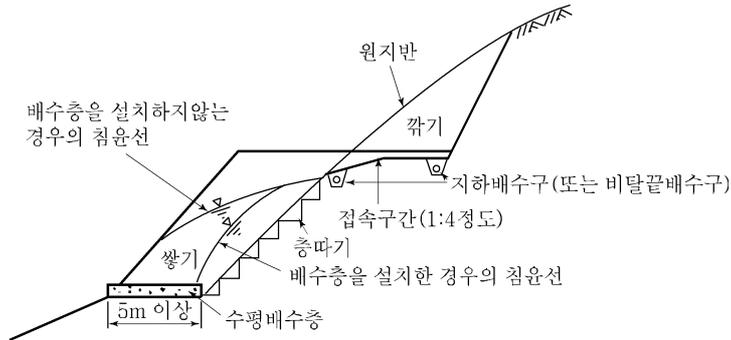
[해설]

- (1) 쌓기비탈면은 기초지반의 지지력 및 침하 특성, 쌓기 재료의 특성, 쌓기부의 지형적 특성, 지역적인 기상상황 등을 고려하여 비탈면의 높이 및 경사, 시공 중 관리방안 등을 결정한다. 과거부터 도로, 철도 및 택지 등의 쌓기는 많은 경험을 바탕으로 사용하는 재료와 다짐관리 방법에 대한 규정이 엄격히 적용되고 있으며 약 10m 높이까지는 재료의 종류에 따른 표준적인 경사로 적용하는 것이 보편화 되어 있다. 사용하는 재료가 불확실하거나 또는 기존 표준경사보다 더 급하게 설치하고자 하는 경우에는 안정성을 재검토하여야 한다.
- (2) 원지반의 경사가 1:4보다 급한 원지반에서 쌓기 단면은 해설그림 4.1과 같다.



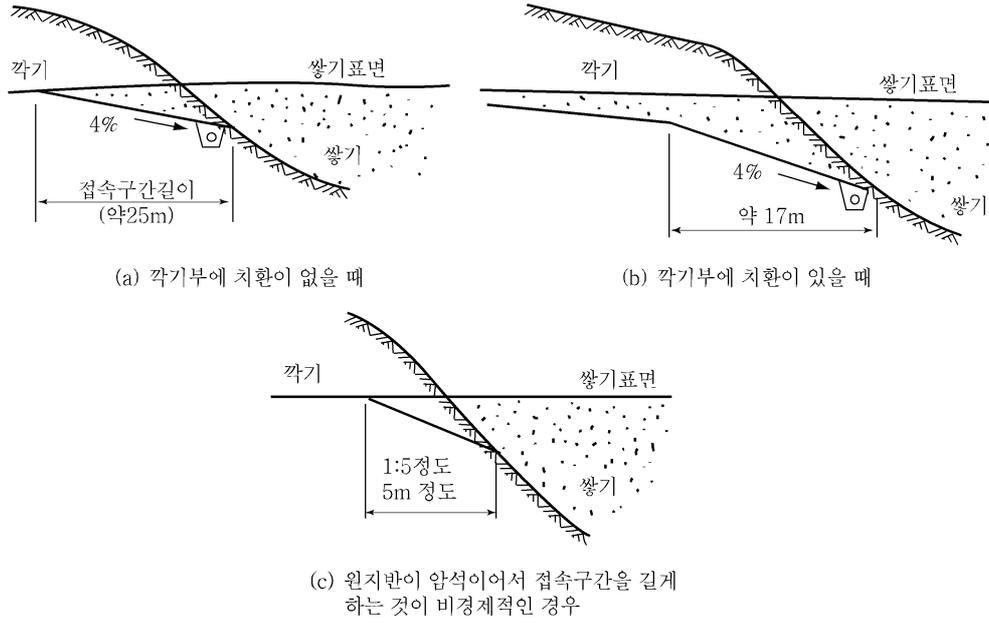
해설그림 4.1 경사진 지반에서 쌓기 단면

(3) 한쪽깎기한쪽쌓기구간과 깎기쌓기경계부 구간에서의 쌓기 단면은 해설그림 4.2 및 해설그림 4.3과 같다.



해설그림 4.2 한쪽깎기한쪽쌓기부 층따기와 배수처리 예

제 4 장 쌓기비탈면 설계



해설그림 4.3 깎기쌓기 경계부에서 접속부처리 예

4.4 표준경사 및 소단기준

- (1) 쌓기비탈면의 경사는 쌓기재료의 종류, 비탈면높이에 따라서 표 4.1의 표준경사를 적용할 수 있다. 표준경사와 다른 경우 또는 높이가 10m 를 초과한 경우는 별도의 비탈면 안정해석을 통하여 경사를 결정한다.

표 4.1 쌓기비탈면의 표준경사

쌓기재료	비탈면 높이 (m)	비탈면 상하부에 고정 시설물이 없는 경우 (도로, 철도 등)	비탈면 상하부에 고정 시설물이 있는 경우 (주택, 건물 등)
입도분포가 좋은 양질의 모래, 모래자갈 압괴, 암버럭	0~5	1:1.5	1:1.5
	5~10	1:1.8	1:1.8~1:2.0
	10초과	별도검토	별도검토
입도분포가 나쁜 모래, 점토질 사질토, 점성토	0~5	1:1.8	1:1.8
	5~10	1:1.8~1:2.0	1:2.0
	10초과	별도검토	별도검토

*1) 상기표는 기초지반의 지지력이 충분한 경우에 적용함.
 *2) 비탈면높이는 비탈어깨에서 비탈끝까지 수직높이임

- (2) 비탈면높이가 5m 이상인 비탈면에서는 비탈면 유지관리를 위한 점검, 배수시설의 설치공간으로 활용하기 위하여 원칙적으로 소단을 설치하며, 비탈면 중간에 5~10m 높이에 폭 1~3m의 소단을 설치한다. 장비진입 등과 같은 작업공간의 확보가 필요한 경우에는 소단폭을 여건에 맞게 조정할 수 있다.

[해설]

- (1) 쌓기비탈면은 지반조건, 성토재료, 다짐방법 및 비탈면높이에 따라 그 경사가 달라지며 소단사이의 비탈면은 단일경사로 시공하는 것이 합리적이다.

비탈면의 최종적인 경사는 안정성 해석을 수행하여 결정하는 것이 바람직하지만 10m 미만의 소규모 비탈면의 경우 과거경험을 바탕으로 설정된 표준경사를 사용할 수 있다. 쌓기비탈면의 표준경사는 공사를 시행하는 기관별로 차이가 있는데 예를 들면, 비탈면 위 또는 아래에 택지를 형성하고 가옥, 아파트, 건물을 배치하거나 고정된

제 4 장 쌓기비탈면 설계

시설물을 설치하는 경우에는 쌓기비탈면의 안정성이 인명 및 재산과 직결되기 때문에 쌓기비탈면의 경사를 완만하게 하여 안정성을 높이는 것이 필요하다.

대규모 쌓기비탈면이나 배수조건 및 원지반조건 등이 불량한 경우에는 현지여건 감안하여 안정성 해석을 수행하고 비탈면 경사를 결정하여야 한다. 경사를 급하게 해야 하거나 지하수위가 높은 경우 등 필요시에는 별도의 보강이나 지중배수시설을 고려하여 안정성을 도모하여야 한다.

- (2) 비탈면의 유지관리를 위한 점검, 보수용 통로, 지표수 배수시설을 설치하기 위한 공간으로 활용하기 위하여 소단을 설치한다. 점검용 통로인 경우에는 사람이 다니기 위한 폭으로 해도 충분하지만, 보수용 통로로 사용하는 경우에는 장비 진입을 위하여 충분한 폭을 확보해야 한다. 배수시설을 위한 경우에는 약 1~2m의 폭이 필요하며, 길이 방향으로 배수시키기 위한 경사를 확보해야 한다.

4.5 안정해석

4.5.1 안정해석 조건

- (1) 쌓기비탈면의 안정해석은 다음 조건에 해당하는 경우에 실시한다.
- ① 비탈면높이가 10m를 초과하는 경우
 - ② 비탈면경사가 표준경사보다 급한 경우
 - ③ 쌓기재료의 함수특성이 높고, 전단강도가 낮은 경우
 - ④ 붕괴시 복구가 장시간 소요되거나 주변 인접시설물에 중대한 인명, 재산상 피해를 주는 경우
 - ⑤ 지형특성으로 인하여 쌓기토체 내부로 지속적인 지하수의 유입이 발생하는 경우 (경사지반, 계곡부 쌓기)
 - ⑥ 홍수시 비탈면이 침수되거나 비탈끝이 침식되는 경우
 - ⑦ 쌓기비탈면의 원지반이 양호하지 못한 경우(연약지반 등)
 - ⑧ 내진안정해석이 필요한 경우
 - ⑨ 위 조건 외에 설계자가 필요하다고 판단하는 경우
- (2) 쌓기비탈면의 안정해석은 쌓기재료의 특성과 지하수 조건에 대하여 충분히 고려해야 한다. 쌓기비탈면의 원지반이 불안정한 경우는 원지반까지 파괴가 발생하는 경우도 고려한다.

[해설]

- (1) 비탈면의 장기적인 안정성 확보는 가장 기본적인면서도 중요한 사항이므로, 안정성에 불리한 다양한 조건에 대해서는 신중하게 설계할 필요가 있다.

지반공학에서 적용하는 안정성 해석은 많은 가정 사항을 단순화시킨 해석방법으로서 지반에 존재하는 수많은 불확실성을 안정해석만으로 일률적으로 판단하기는 쉽지 않은 점도 있다. 따라서 실제 설계단계에서 안정계산 결과뿐만 아니라 주변의 비탈면 상황, 유사한 지반조건에서의 경험, 전문가의 의견을 고려하여 종합적으로 검토할 필요가 있다. 또한, 엄밀한 안정해석을 실시 할 경우에는 정확한 토질조사와 현장조건에 적합한 토질시험을 실시하여 그 결과를 이용하는 것이 권장된다.

- (2) 쌓기비탈면에서 내진안정해석은 비탈면 상부 또는 하부의 예상파괴범위 내에 시설물

제 4 장 쌓기비탈면 설계

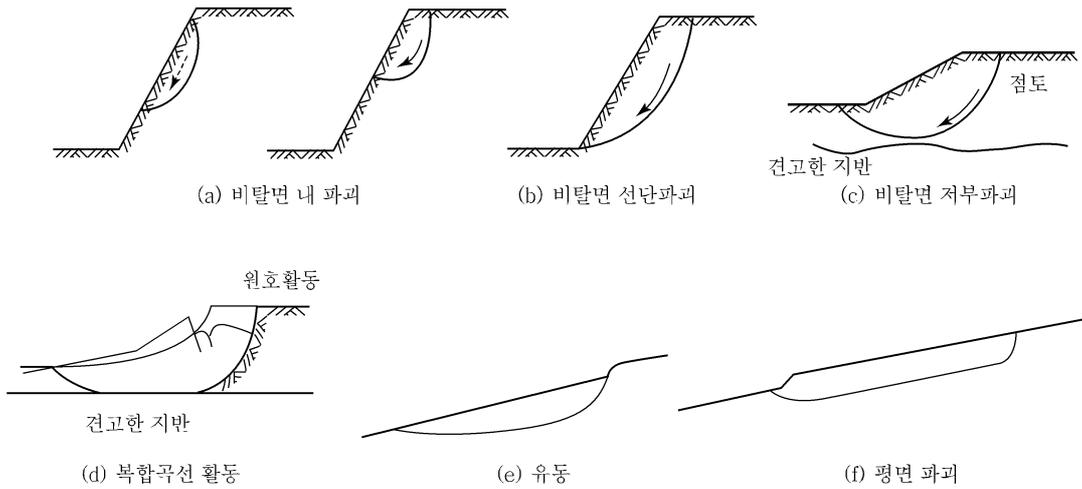
의 안전관리에 관한 특별법 시행령에 규정된 1, 2종 시설물이나 내진설계를 하도록 되어 있는 주구조물이 있는 경우에 수행한다. 또한, 붕괴시 복구가 어렵거나 시간이 많이 소요되는 대규모 쌓기비탈면의 경우에도 내진안정해석이 필요하다. 비탈면의 내진안정해석에 관한 상세한 내용은 제24장 비탈면 내진설계를 참조한다.

4.5.2 파괴형태와 원인

- (1) 비탈면에서 발생하는 파괴형태는 지반종류, 지층조건과 외부적인 유발원인에 따라 매우 다양하며, 지반종류 및 지층조건에 따른 전형적인 파괴형태는 원호파괴, 평면파괴, 유동파괴(flow failure) 등이 있다. 토사와 암반의 중간상태 지반조건에서는 두 가지 지반조건에서 발생하는 파괴형태가 모두 발생하기도 하고 복합적으로 발생할 수도 있다.
- (2) 비탈면 안정해석 시에는 조사결과를 토대로 다음의 파괴유발원인을 고려하여 해석을 수행하여야 한다.
 - ① 응력조건 변화 : 비탈면 하부 굴착 및 상부 쌓기, 구조물 증설 등
 - ② 지하수의 증가 : 강우로 인한 침투, 배수조건 변화 등
 - ③ 지반상태 변화 : 풍화 등으로 인한 비탈면 재료의 지하 등
 - ④ 지진동 하중 : 발파진동, 지진 등으로 인한 동적하중

[해설]

- (1) 파괴형태는 지반종류, 지층조건, 파괴유발조건에 따라 차이를 나타낸다. 해설그림 4.4는 쌓기비탈면에서 나타나는 파괴형태이다.
- (2) 각각의 파괴는 지반조건, 파괴형태, 메커니즘의 차이로 인해 발생하며, 안정해석방법에 있어서 고려할 사항이나 해석방법도 달라져야 한다. 따라서 안정해석 시에는 지반조건에 따른 예상파괴형태를 정하고 파괴형태에 적합한 해석방법을 수행하는 것이 필요하다. 원호형태와 평면형태가 복합적으로 발생하는 경우와 같이 여러 형태의 파괴가 복합적으로 발생하는 경우에는 실제 파괴형태를 고려하여 안정해석을 할 필요가 있다.



해설그림 4.4 토사비탈면에서의 파괴형태

4.5.3 안정해석시 고려사항

- (1) 비탈면 안정해석 시 지하수 조건은 지반조사 결과를 종합적으로 판단하여 안정성에 가장 불리한 상태가 발생하는 조건에 대해서 수행한다.
- (2) 비탈면 안정해석은 비탈면 지반조건과 장단기적인 배수조건을 고려하여 유효응력해석 또는 전응력해석을 수행한다. 이때, 해석은 배수조건에 따라 시험한 강도정수를 사용한다.

[해설]

- (1) 비탈면의 안정해석시 지하수위는 계절적인 지하수위 변화 등을 고려하여 비탈면의 안정조건에 가장 불리한 상태를 해석에 적용하는 것이 바람직하다. 일반적으로는 강우 침투가 쉽게 되는 지반조건에 따라서 지하수위를 구분하여 적용한다.
- (2) 비탈면 안정문제를 해석하는 경우 지형이나 시간적 요소를 고려하여 적절한 해석법을 선택해야 한다. 지형적 요건이란 자연비탈면, 연약지반 상부 쌓기비탈면 등과 같이 해석대상의 형태, 등방, 균질성과 같은 층상구조가 이 범주에 포함된다. 또한, 시간적 요

제 4 장 쌓기비탈면 설계

소에서는 단기 혹은 장기간 안정 문제에서 비탈면을 형성하는 지반이 배수 혹은 비배수 상태인지 또는 전응력해석 및 유효응력 해석을 적용할 것인지를 판단해야 한다.

비탈면의 안정해석은 배수조건에 따라서 전응력해석법과 유효응력해석법으로 구분하여 적용한다. 해설표 4.1에는 배수 상태에 따라서 안정해석 조건, 강도정수, 수압 및 단위중량의 적용방법을 나타내었다.

해설표 4.1 비탈면 안정해석에 사용되는 전단강도, 수압, 단위중량

구 분	공사 직후의 안정성	장기 안정성
배수가 잘 되는 흙에 대한 해석	c' 와 ϕ' 이용한 유효응력해석	c' 와 ϕ' 를 이용한 유효응력해석
배수가 잘 안 되는 흙에 대한 해석	현장시험, 삼축시험(UU/CU)에서 얻은 c (또는 s_v)와 ϕ 를 이용한 전응력해석	c' 와 ϕ' 를 이용한 유효응력해석
내부 간극 수압	전응력해석에서는 간극수압 무시($u=0$) 유효응력해석에서는 간극수압고려	간극수압고려
외부 수압	고려	고려
단위 중량	습윤단위중량	습윤단위중량

4.5.4 안전율 기준

- (1) 안전율은 비탈면 내부에 가정된 파괴면 또는 실제 발생한 파괴면에서의 전단강도와 전단응력 비율, 저항력과 작용하중의 비율 또는 저항모멘트와 작용모멘트의 비율로 계산한다.
- (2) 기준안전율은 안정해석방법과 입력변수가 내포하는 불확실성을 감안하여 경제성을 확보하면서 보수적인 설계를 유도하고자 설정하는 값으로서, 장기적인 비탈면의 안정성을 확보하기 위한 해석에서 적용하는 기준안전율은 표 4.2와 같다.

표 4.2 쌓기비탈면 안정해석시 적용하는 기준안전율

구 분	기준안전율	참 조
건기	FS > 1.5	· 지하수가 없는 것으로 해석하는 경우
우기시	FS > 1.3	· 일반적인 쌓기 비탈면은 별도의 지하수위 조건 없음. 한쪽쌓기 한쪽짜기 비탈면에서는 측정한 지하수위 또는 침투해석을 통한 지하수위를 이용하여 해석 · 쌓기 표면에 강우침투가 발생하는 경우에는 강우침투를 고려한 해석 실시
지진시	FS > 1.1	· 지진관성력은 파괴토체의 중심에 수평방향으로 작용시킴 · 지하수위는 실제측정 또는 침투해석을 수행한 지하수위
단기	FS > 1.0~1.1	· 1년 미만의 단기적인 비탈면의 안정성
* 도로, 단지, 철도 등의 포장체가 형성되는 쌓기비탈면의 경우에는 필요시에 우기시 안전율을 검토하고 건기시의 안전율도 만족하도록 설계함 * 강도정수를 최대강도가 아닌 잔류강도로 해석한 경우: 위 기준에서 0.1 감소 * 비탈면 상하부 파괴범위 내에 가옥, 건물 등의 고정시설물이 있는 경우: 위 기준에서 0.05 증가 * 비탈면 상부 파괴범위 내에 1,2중 시설물의 기초가 있는 경우 : 별도 검토 * 상기 조건을 중복 적용하여 FS < 1.0인 경우에는 최소안전율 1.0 적용		

[해설]

(1) 비탈면 안정해석의 목표는 예상 파괴면에서 힘 또는 모멘트의 평형을 고려하여 안전율을 계산하는 것이며, 일반적으로 안전율은 다음과 같이 정의된다.

$$\text{안전율} = \frac{\text{저항력}}{\text{작용력}} \text{ or } \frac{\text{저항모멘트}}{\text{작용모멘트}} \quad \text{해설식 (4.1)}$$

비탈면의 안정해석에서는 활동면을 따라 최대전단강도가 발휘한 것으로 가정하는 한계평형상태개념을 토대로 파괴토체에 작용하는 하중에 대한 정역학적인 평형을 고려하여 안전성을 해석하는 한계평형해석(limit equilibrium analysis)이 가장 널리 사용되고 있다.

최근에는 한계평형해석방법 외에도 연속체에 대한 유한요소해석 등을 통하여 계산된 응력장 또는 변형장으로부터 전단강도감소개념(SSR, Shear Strength Reduction) 또는 최대소성변형을 라인을 연결하는 선에 대한 응력평형으로부터 안전율을 계산하는 방법을 사용하기도 한다.

제 4 장 쌓기비탈면 설계

- (2) 비탈면의 기준안전율은 비탈면설계에 있어서 안정성 확보와 경제성의 측면에서 매우 큰 영향을 준다. 기준안전율을 높이면 비탈면의 장기적인 안정성은 확보되지만 초기 건설비용이 증가되고 반대로 기준안전율을 낮추면 초기 건설비용은 낮아질 수 있지만 장기적으로 유지관리 단계에서 불안정해질 가능성이 높아진다.

4.5.5 해석방법의 종류

- (1) 비탈면 안정성 해석은 다음의 방법을 이용할 수 있다.
- ① 한계평형해석방법 (LEM, Limit Equilibrium Analysis Method)
 - ② 유한요소해석법 (FEM, Finite Element Analysis Method)
 - ③ 유한차분해석법 (FDM, Finite Difference Analysis Method) 등
- (2) 비탈면에서 발생하는 변위 또는 지반내의 소성화 구간과 응력상태를 정밀하게 확인하고자 하는 경우에는 연속체 해석을 수행한다.

[해설]

- (1) 한계평형해석법은 근본 원리상 비탈면 안정해석 뿐만 아니라 토압, 지지력 등과 같은 지반공학적 문제를 설명·해결하는데 근간을 이루는 방법으로 대상지반을 하나의 토체로 간주하여 임의의 파괴면에 대한 힘 또는 모멘트의 평형조건을 고려하는 개념이다. 한계평형해석법은 굴착에 따른 비탈면 내 응력변화 및 그에 수반되는 변형 거동상태 해석이 가능한 일반적 수치해석방법과는 달리 변형과 관련된 지반문제 해석에 있어서는 적용될 수 없다는 단점이 있다. 그러나 해석방법의 이해가 쉽고 사용이 간편하다는 점과 과거 많은 비탈면 안정해석에 대한 적용 사례로부터 그 신뢰성도 입증된 상태이므로 비탈면 안정해석방법에 가장 많이 사용되고 있다.
- (2) 한계평형해석법에 의한 비탈면 안정해석은 여러 가지 관점에 의해 분류될 수 있으나 크게 파괴토체를 단일토체로 보는 방법과 파괴토체를 수 개의 수직절편으로 분할하는 절편법(method of slice)으로 구분할 수 있으며, 절편법에 의한 비탈면 안정해석방법이 많이 이용되고 있다. 비탈면 안정해석에 가장 널리 사용되고 있는 한계평형해석법은 Fellenius(1927)와 Bishop(1955)이 제안한 방법들이다.
- (3) 유한요소해석 및 유한차분해석은 지반의 변형 특성을 고려한 탄성 또는 탄소성해석방

법으로 지반정수 산정시 많은 현장시험 및 실내시험이 필요하며, 해석 소요되는 시간이 긴 단점을 가지고 있다. 하지만 최근 다양한 문제점들에 대한 해결방법으로서 지반내의 응력상태와 변형상태를 해석하고 전단강도감소기법의 도입으로 한계평형해석과 마찬가지로 안전율을 계산하는 방법이 제시되는 등 사용이 증가하고 있다. 유한요소해석 및 유한차분해석을 이용한 비탈면 안정해석은 한계평형해석과 달리 지중의 변형과 응력상태를 직접적으로 구하게 되므로 파괴면을 임의로 가정할 필요가 없다.

4.5.6 안정해석 기준

- (1) 쌓기비탈면의 안정해석은 토사비탈면에서 발생 가능한 파괴형태와 메커니즘에 적합한 해석방법과 지반정수를 선정하여 수행한다.
- (2) 안정해석에서 적용하는 가정 사항과 해석기준은 다음과 같다.
 - ① 불연속면이 없는 균질한 비탈면의 경우 원호파괴가 발생한다.
 - ② 암반과의 경계가 뚜렷한 경우는 경계면을 파괴면으로 가정한다.
 - ③ 기존 파괴면을 따라 발생하는 활동은 잔류강도를 적용한다.
 - ④ 단기검토인 경우는 전응력 해석을 장기검토인 경우는 유효응력해석을 수행한다.

[해설]

- (1) 해석에서 적용하는 비탈면의 파괴형태는 비탈면 조사를 통하여 발생 가능한 활동형상을 조심스럽게 추정하며 활동형상에 따라 해석방법을 선택하는 것이 바람직하다. 일반적으로 불연속면이 없는 균질한 비탈면의 경우에는 활동면을 원호로 가정하는 것이 무난하다. 무한비탈면은 평면형태로 활동하지만, 활동길이가 비교적 짧고 깊이가 얕다고 추정되는 경우에는 큰 원호의 일부로 간주하여 안정해석을 할 수 있다.
- (2) 처음 발생하는 활동인가 또는 기존에 파괴되었던 면을 따라 발생하는 활동인가를 구분할 필요가 있는데 기존 파괴면을 따라 발생하는 활동은 반드시 잔류강도를 적용하여 안정해석을 수행하여야 한다. 설계자에 따라서 보수적인 설계를 위하여 잔류강도를 사용하기도 한다.

4.6 쌓기비탈면의 배수시설

(1) 쌓기토체의 파괴 및 붕괴는 강우에 의한 침투수, 비탈면에서의 용수, 표면배수시설의 불량에 기인한 누수 등에 의해 발생하는 경우가 많다. 쌓기비탈면의 장기적인 안정을 도모하기 위해서는 쌓기토체 하부, 내부 및 표면에 지중배수시설과 지표수 배수시설을 설치하여 침투수 및 용수를 적절히 배수시킬 있도록 설계하여야 한다.

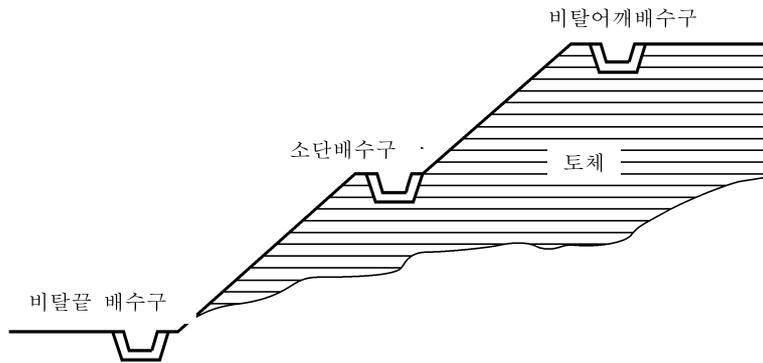
(2) 쌓기비탈면에서 고려하는 배수시설의 종류는 표 4.3와 같다. 배수시설의 설계와 고려사항은 제18장 지표수배수시설, 제19장 지하수배수시설을 참조한다.

표 4.3 쌓기비탈면의 배수시설

지표수 배수시설	지하수 배수시설
① 비탈어깨배수구 ② 종배수구 ③ 소단배수구 ④ 비탈끝배수구	① 지하배수구(맹암거) ② 수평배수층(블랭킷) ③ 돌망태배수공

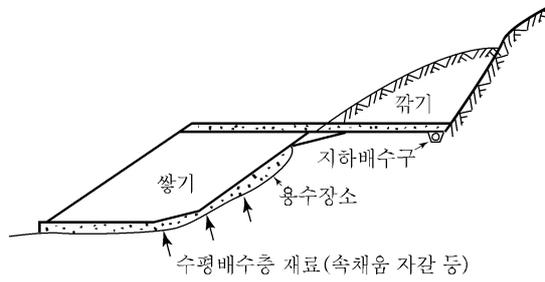
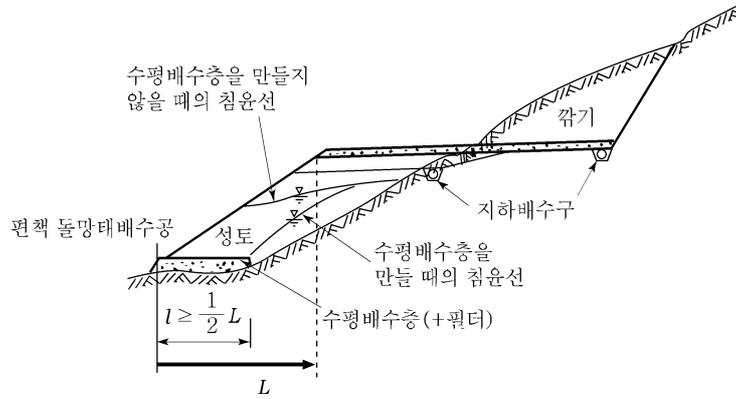
[해설]

(1) 쌓기비탈면에서 필요한 배수시설은 해설그림 4.5와 같다.



(a) 쌓기비탈면 배수시설

4.6 쌓기비탈면의 배수시설



(b) 지형에 따른 지하배수 및 필터층

해설그림 4.5 쌓기비탈면의 주요배수시설들

제 5 장 깎기비탈면 설계

5.1 적용범위

이 장은 도로, 철도, 택지 등의 건설공사에서 만들어지는 깎기비탈면의 설계에 적용한다.

[해설]

국내 지형조건상 건설공사를 위해서는 자연지반을 일부 깎아서 부지를 형성하는 것이 필수적이다. 특히, 도로와 철도는 산악지형을 지나는 경우가 많으므로 깎기는 필수적이며 시공 중과 유지관리 단계에서 파괴가 발생하는 등 많은 문제를 유발하므로 조사와 안정 해석을 실시하여 장기적인 안정성을 확보하는 것이 필요하다.

깎기비탈면은 쌓기비탈면과는 달리 자연지반을 깎아서 형성하므로 지반조건이 매우 불규칙하고 다양하게 나타나며 설계단계의 지반조사만으로 완벽한 설계가 어려울 수 있다. 따라서 깎기비탈면의 설계는 해당 비탈면의 지반특성과 인근지역의 비탈면 상태 그리고 과거의 경험적인 요소를 모두 고려하여 설계를 하여야 한다.

5.2 설계일반사항

- (1) 깎기비탈면의 설계는 장·단기적으로 비탈면의 안정성을 확보하고, 장기적인 유지관리가 최소가 되어야 하며 형성된 비탈면은 주변경관과 어울리도록 한다.
- (2) 설계시 고려해야 하는 사항은 다음과 같다.
 - ① 지형조건에 따른 깎기계획
 - ② 비탈면 안정해석 및 경사와 소단의 결정
 - ③ 지하수 및 지표수의 배수계획
 - ④ 장기적인 비탈면표면보호 방법
 - ⑤ 유지관리를 위한 점검시설
 - ⑥ 시공 중 관리방안

5.3 깎기비탈면 적용기준

- (1) 자연지반은 매우 복잡하고 불균질하며 깎기 후의 비탈면은 시간이 지남에 따라 풍화, 강우침투 등으로 인하여 점차로 불안정해지므로 깎기비탈면 설계시에는 장기적인 안정성과 지속적인 유지관리를 감안하여 설계하여야 한다.
- (2) 깎기비탈면의 경사는 지반조사 및 시험성과, 시추조사시 코어회수율(TCR)과 암질지수(RQD), 불연속면의 발달방향과 특성, 풍화정도 등을 고려하여 구간별로 안정성 분석을 실시하고 그 결과에 의해서 결정한다.
- (3) 비탈면에 대한 정보가 부족한 경우는 제5장 5.4절 표준경사 및 소단기준에 제시한 표준경사를 적용하고 시공단계에서 재검토하도록 지방서 등에 명시한다.
- (4) 깎기비탈면은 유사한 지반조건에 대해서는 동일한 경사를 적용하며, 지반조건의 차이가 발생하는 부분의 경계부에는 소단을 설치하고 각각의 지반조건에 적합한 경사를 적용한다. 지반조건의 차이가 수직하게 나타나는 경우는 비탈면 경사를 점진적으로 변화시켜 전체적인 안정성을 도모할 수 있도록 설계한다. 암반부 내에서도 암반의 특성이 급격히 변화하는 곳에는 소단을 설치한다.

[해설]

- (1) 일반적으로 깎기비탈면은 20m를 기준으로 대규모 깎기로 구분하며, 20m 이상 비탈면은 지층이 흩으로 된 구간과 암으로 된 구간이 불균질하게 나타나고 암반구간도 불연속면을 수반하는 경우가 많기 때문에 각각의 조건에 맞는 조사를 시행하여 안정해석을 수행할 필요가 있다. 또한, 장기적으로 불안정해질 가능성이 상대적으로 높기 때문에 정기적인 유지관리가 필요하며, 이를 위해서 비탈면의 주요부위에 접근할 수 있도록 점검로를 설치하고, 또한 비탈면내에 점검로로 이용될 수 있는 약 3m 정도 폭의 소단을 설치하는 것이 바람직하다.
- (2) 깎기비탈면에 대한 조사는 한정되어 있기 때문에 지반내의 모든 정보를 정확히 알아 내기는 불가능하다. 또한, 설계단계에서 접근의 어려움이나 사유지로 인하여 조사를 수행하지 못한 경우에는 비탈면의 경사를 설계하기가 매우 어려울 수 있다. 이러한 경우에는 조사단계에서 지질현황 및 인근의 깎기비탈면이나 토질상태를 참고하고 표준경사를 이용하여 깎기비탈면의 경사를 잠정적으로 결정하고 시공단계에서 보완조사

를 통하여 비탈면 경사를 결정할 수 있도록 해야 한다.

- (3) 시공단계에서는 설계단계의 조사결과와 차이가 많이 발생한 상황 또는 설계단계에서 고려하지 못한 상황들이 나타나는 경우가 종종 있으므로 비탈면을 굴착한 상태에서 깎기면 현황도(face map)를 작성하거나 보완조사를 실시하고 문제가능 구간이나 장기적으로 발생가능한 문제점을 검토하여 비탈면 경사를 재설정하거나 부분적인 보완을 실시해야 한다. 설계자는 시공단계에서 이러한 사항들이 반영될 수 있도록 시방서에 명기하여야 한다.

5.4 표준경사 및 소단기준

(1) 깎기비탈면에서 토사원지반의 경사는 지반조건에 따라서 표 5.1과 같이 표준경사를 적용할 수 있다.

표 5.1 토사원지반 깎기비탈면 표준경사

토 질 조 건		비탈면 높이(m)	경 사	비 고
모 래			1:1.5 이상	SW, SP
사 질 토	밀실한 것	5 이하	1:0.8 ~ 1:1.0	SM, SP
		5~10	1:1.0 ~ 1:1.2	
	밀실하지 않고 입도분포가 나쁨	5 이하	1:1.0 ~ 1:1.2	
		5~10	1:1.2 ~ 1:1.5	
자갈 또는 암괴 섞인 사질토	밀실하고 입도분포가 좋음	10 이하	1:0.8 ~ 1:1.0	SM, SC
		10~15	1:1.0 ~ 1:1.2	
	밀실하지 않거나 입도분포가 나쁨	10 이하	1:1.0 ~ 1:1.2	
		10~15	1:1.2 ~ 1:1.5	
점 성 토		0~10	1:0.8 ~ 1:1.2	ML, MH, CL, CH
암괴 또는 호박돌 섞인 점성토		5 이하	1:1.0 ~ 1:1.2	GM, GC
		5~10	1:1.2 ~ 1:1.5	
풍화암		-	1:1.0 ~ 1:1.2	시편이 형성되지 않는 암

주) 1. 실트는 점성토로 간주. 표에 표시한 토질 이외에 대해서는 별도로 고려한다.
2. 위 표의 경사는 소단을 포함하지 않는 단일비탈면의 경사이다.

(2) 연암 이상 암반비탈면의 경사는 암반내에 발달하는 단층 및 주요 불연속면의 경사 및 방향을 이용한 평사투영해석을 실시하고 발생가능한 파괴형태에 대한 안정해석을 실시하여 비탈면의 경사를 결정한다.

(3) 깎기비탈면의 높이가 10m 이상인 비탈면에서는 비탈면 유지관리를 위한 점검, 배수 시설의 설치공간으로 활용하기 위하여 원칙적으로 소단을 설치하며, 비탈면 중간에 5~20m 높이마다 폭은 1~3m의 소단을 설치한다. 장비 진입 등과 같은 작업공간의 확보가 필요한 경우에는 소단 폭을 여건에 맞게 조정할 수 있다.

[해설]

(1) 깎기비탈면의 경사는 지층의 구성 상태, 지형조건, 용출수의 유무, 토질 및 암반의 공

학적 특성, 비탈면의 안정성 및 경제성, 보강공법의 적용 여부 등을 종합적으로 검토하여 결정하여야 한다. 불안정 요인을 갖는 지반조건의 경우에는 상세한 조사 자료를 심도 있게 분석하여 파괴에 대한 안정해석을 실시하고 경제성을 감안하여 적절한 대책공법에 대해서도 병행하여 검토하여야 한다.

- (2) 깎기비탈면 중에서 암반비탈면은 특히 불연속면에 기인한 파괴가 빈번하게 발생하므로 설계에서는 불연속면의 경사와 방향성, 불연속면의 특성과 지하수 및 풍화상태 등을 고려하여 평사투영해석과 안정해석을 수행하여 비탈면의 경사를 결정한다.
- (3) 불안정 요인을 갖는 지반 중에서 붕적토 지반에서의 깎기비탈면은 지반이 치밀하지 못하고 지하수의 통로역할을 하는 경우가 많아 지속적인 문제가 발생한다. 안정해석을 통하여 경사를 결정하는 것이 원칙이지만, 과거실적을 바탕으로 안정성이 확보되는 경사로서 해설표 5.1의 경험적인 경사기준을 사용할 수 있다.

해설표 5.1 붕적토층 지반의 적정 깎기비탈면 경사

지 하 수 조 건	경 사
강우시에 지하수위가 설계에서 고려한 높이보다 낮은 경우	1 : 1.2
강우시에 지하수위가 설계에서 고려한 높이보다 높아질 경우	1 : 1.5
평상시 지하수위가 설계에서 고려한 높이보다 높은 경우	1 : 1.8 ~ 1 : 2.0

5.5 안정해석

5.5.1 안정해석 조건

- (1) 깎기비탈면의 안정해석은 다음 조건에 해당하는 경우에 실시한다.
- ① 비탈면높이가 20m 이상인 경우
 - ② 비탈면경사가 표준경사보다 급한 경우
 - ③ 비탈면 지반이 붕괴토로 이루어진 경우
 - ④ 암반의 풍화가 심하고 용수가 많은 경우
 - ⑤ 붕괴시 복구가 장시간 소요되거나 주변 인접 시설물에 중대한 인명, 재산상 피해를 주는 경우
 - ⑥ 불연속면이 비탈면 방향으로 경사진 지질조건의 경우
 - ⑦ 내진안정해석이 필요한 경우
 - ⑧ 불안정 요인을 갖는 지형·지질 조건인 경우
 - ⑨ 위 조건 외에 설계자가 필요하다고 판단하는 경우
- (2) 설계단계에서 깎기비탈면에 대한 안정해석을 정밀하게 수행하는 것은 한계가 있다. 따라서 시공단계에서 추가조사를 실시하고 깎기 작업이 어느 정도 진행된 단계에서 전반적으로 노출된 암질상태와 불연속면의 상태를 조사하여 설계를 보완할 수 있도록 지방서에 명시하여야 한다.

[해설]

- (1) 설계단계에서는 조사결과뿐만 아니라 비탈면 주변의 지형적, 수리적, 시설물 등의 상황과 인근의 유사한 지반조건에서의 비탈면 시공사례 등을 종합적으로 검토하여 안정해석을 수행하여야 한다.
- (2) 설계단계에서는 제한된 조사와 시험만을 수행하므로 깎기비탈면에서 발생가능한 문제점들을 모두 예측하기는 매우 어렵다. 실제 공사단계에서 붕괴가 발생하거나 유지관리 단계에서도 문제가 발생하는 경우를 쉽게 볼 수 있는데, 이는 설계의 문제보다는 근본적인 지반의 불확실성에 기인한다고 보는 것이 바람직하다. 따라서 보다 근본적인 안정성에 대한 대책은 설계뿐만 아니라 시공 중에도 실제 깎기로 노출된 비탈면에서 불안정 요인에 대한 조사를 수행하고 안정성 검토를 실시하여 설계를 보완, 수

정하는 것이다.

- (3) 깎기비탈면에서 내진에 대한 안정해석은 비탈면 상부 또는 하부의 예상파괴범위 내에 시설물의 안전관리에 관한 특별법 시행령에 규정된 1, 2종 시설물이나 내진설계를 하도록 되어 있는 주구조물이 있는 경우에 수행한다. 또한, 붕괴시 복구가 어렵거나 시간이 많이 소요되는 대규모 깎기비탈면의 경우에도 내진안정해석이 필요하다. 비탈면의 내진안정해석에 관한 상세한 내용은 제24장 비탈면 내진설계를 참조한다.
- (4) 제3장 3.5절 불안정 요인을 갖는 지형·지질 조사에서 나타난 지형 지질조건에서는 비탈면의 붕괴뿐만 아니라 비탈면 상하부의 인명 및 재산에 피해를 야기할 수 있으므로 조사결과를 면밀하게 검토하여 안정성 여부와 대책방안을 수리할 필요가 있다. 비탈면안정성을 지배하는 지반 내적인 요인을 나누면, 물성(암질, 토질특성), 지질구조(불연속면의 방향 및 공학적인 특성), 지하수로 나눌 수 있는데 특히, 비탈면안정성은 불연속면의 특성에 의해 좌우되므로 이 특성을 알기 위한 조사가 집중적으로 이루어져야 한다.
- (5) 비탈면 표면파괴는 실트 및 사질토 지반에서 주로 집중강우에 의해 발생되며 파괴면의 깊이도 대체로 2m 내외인 경우가 많다. 이것은 집중 강우시 강우가 흙으로 빨리 침투하여 간극수압을 상승시키기 때문이다. 따라서 실트 및 모래가 주를 이루는 화강 풍화토와 같은 지반조건에서는 강우를 고려한 안정해석을 수행하고 비탈면 녹화 및 배수시설에 대한 검토를 하여야 한다.
- (6) 투수층 하부에 점토층이나 암반층과 같은 불투수층이 접해 있고 그 경계면의 경사가 비탈면의 경사와 같은 방향일 때 비탈면 붕괴가 발생하는 경우가 많이 있다. 이러한 경우는 안정해석을 통하여 투수층 부분의 비탈면 경사도를 완만하게 하고 투수층과 불투수층 사이에 적절한 배수시설을 검토하여야 한다.
- (7) 깎기비탈면은 시공 후 시간의 경과에 따라 흙 또는 암반의 풍화, 식물로 인한 균열의 증가로 인하여 점차 불안정하게 되기 쉽다. 풍화가 진행된 깎기비탈면에서는 강우시 토사가 비탈면 하부로 유실되거나 깊게 세굴되는 등 표면에서의 문제가 발생하기 쉬

제 5 장 깎기비탈면 설계

우므로 풍화에 취약한 지반조건인 경우에는 비탈면의 안정해석과 함께 비탈면표면보호공법을 검토하여야 한다.

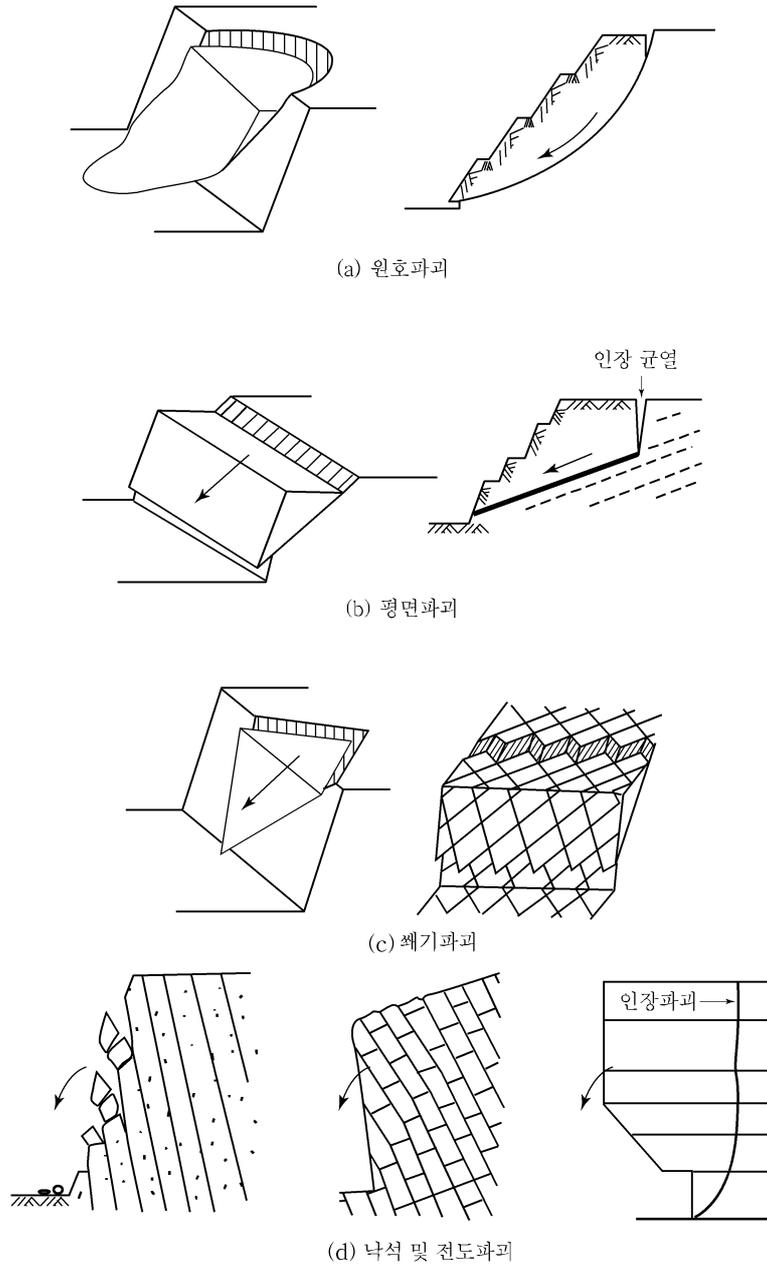
- (8) 암반비탈면의 안정성은 단층, 절리, 층리면 등과 같은 불연속면의 공학적인 특성에 좌우되므로 암반비탈면 깎기시 불연속면 방향성과 상태에 대한 정밀조사를 실시하고 붕괴가능성여부를 판단하여 이에 대한 적절한 비탈면 경사 설정 및 부가적인 안정대책을 수립하여야 한다.

5.5.2 파괴형태과 원인

- (1) 깎기비탈면에서 발생하는 파괴형태는 지반종류, 지층조건과 외부적인 유발원인에 따라 매우 다양하며, 지반종류 및 지층조건에 따른 전형적인 파괴형태는 평면파괴, 쉐기파괴, 전도파괴, 원호파괴, 낙석 등이 있다. 토사와 암반의 중간상태 지반조건에서는 두 가지 지반조건에서 발생하는 파괴형태가 모두 발생하기도 하고 복합적으로 발생할 수도 있다.
- (2) 비탈면 주요 파괴 유발 원인은 다음과 같이 매우 다양하므로, 비탈면 안정해석시에는 조사결과를 토대로 이러한 파괴유발원인을 고려하여 해석을 수행하여야 한다.
- ① 응력조건 변화 : 비탈면 하부 굴착 및 상부 쌓기, 구조물 증설 등
 - ② 지하수의 증가 : 강우로 인한 침투, 배수조건 변화 등
 - ③ 지반상태 변화 : 풍화 등으로 인한 비탈면 재료의 상태 변화 등
 - ④ 지진동 하중 : 발파진동, 지진 등으로 인한 동적 하중

[해설]

- (1) 파괴형태는 지반종류, 지층조건, 파괴유발조건에 따라 차이를 나타낸다. 암반의 경우는 암반강도와 불연속면의 발달방향, 상태(빈도, 길이, 상태), 단층파쇄대의 여부에 따라 파괴형태가 달라진다. 해설그림 5.1에는 다양한 파괴의 형태를 나타내었다.



해설그림 5.1 깎기비탈면에서의 파괴 형태

(2) 각각의 파괴는 지반조건, 파괴형태, 메카니즘의 차이가 있으므로 안정해석 시에는 지반조건에 따른 예상파괴형태를 정하고 파괴형태에 적합한 해석방법을 수행하는 것이

제 5 장 깎기비탈면 설계

필요하다. 원호형태와 평면형태가 복합적으로 발생하는 경우와 같이 여러 형태의 파괴가 복합적으로 발생하는 경우에는 실제 파괴형태를 고려하여 안정해석을 할 필요가 있다.

5.5.3 안정해석시 고려사항

- (1) 비탈면 안정해석시 지하수 조건은 지반조사 결과를 종합적으로 판단하여 안정성에 가장 불리한 상태가 발생하는 조건에 대해서 수행한다.
- (2) 깎기 비탈면 안정해석은 비탈면내의 지하수위 및 시공속도에 따른 장단기적인 배수 조건을 고려하여 유효응력해석 또는 전응력해석을 수행한다.
- (3) 실트 및 모래질로 구성된 깎기 비탈면은 강우를 고려한 침투해석을 실시하고 이로부터 구한 간극수압분포를 이용하여 안정해석을 수행한다.
- (4) 불연속면에 기인한 파괴가 예상되는 경우에는 불연속면의 전단강도를 이용하여 안정해석을 수행한다.

[해설]

- (1) 비탈면의 안정해석 시 지하수에 대한 고려는 계절적인 지하수위 변화 등을 고려하여 비탈면의 안정조건에 가장 불리한 상태를 해석에 적용하는 것이 바람직하다. 비탈면 조사결과 지하수위가 있는 경우에는 지하수위의 흐름여부에 따라서 지하수위를 정수두(static pressure head)로 또는 지하수 흐름을 고려한 간극수압의 수두(piezometric head)로 간주하여 해석할 수 있다.
- (2) 인장균열이 발달한 암반비탈면에서 평면 또는 썩기 등의 파괴에 대하여 검토하는 경우에 지하수위는 예상되는 인장균열 높이의 1/2정도에 있는 것으로 가정하여 안정해석을 수행하고, 인장균열이 없는 것으로 가정하는 경우에는 지표면의 2m 하부에 지하수위를 위치시키고 지하수위는 삼각형 형태로 분포하는 것으로 가정한다.
- (3) 모래 및 실트질로 이루어진 토층 및 풍화암 지반조건에서는 강우시에 표층에서의 파괴가 많이 발생하는데 이는 지표면에서 침투된 강우가 지하수위를 증가시키거나 또는 불투수층의 경계에서 또다른 지하수위를 형성하게 되어 지표면 가까이에서 파괴를 야기하게 된다. 이러한 경우를 고려하기 위해서는 토층에 대하여 강우를 고려한 침투해석에서 구한 간극수압분포를 실제 안정해석에 이용하여야 한다.

5.5.4 안전율 기준

- (1) 안전율은 비탈면 내부에 가정된 파괴면 또는 실제 발생한 파괴면에서의 전단강도와 전단응력 비율, 저항력과 작용하중의 비율 또는 저항모멘트와 작용모멘트의 비율로 계산한다.
- (2) 기준안전율은 안정해석방법과 입력변수가 내포하는 불확실성을 감안하여 경제성을 확보하면서 보수적인 설계를 유도하고자 설정하는 값으로서, 장기적인 비탈면의 안정성을 확보하기 위한 해석에서 적용하는 기준안전율은 표 5.2와 같다.

표 5.2 깎기비탈면 안정해석시 적용하는 기준 안전율

구 분	기준안전율	참 조
건기	FS > 1.5	· 지하수가 없는 것으로 해석
우기	FS > 1.2 또는 FS > 1.3	· 암반비탈면은 인장균열의 1/3심도까지 지하수를 위치시키고 해석수행 · 토층 및 풍화암으로 구성된 비탈면의 안정해석시, 지하수 조건은 지반 및 지형조건 등 현장여건을 종합적으로 판단하여 안정성에 가장 불리한 상태가 발생하는 조건으로 설계하되, 지하수 조건을 정확히 판단하는 것이 불가능할 경우에는 지표면에 지하수를 위치시켜 안전측으로 해석수행(FS=1.2적용) · 강우의 침투를 고려한 해석을 실시하는 경우(FS=1.3적용) · 위 두 가지 조건 중 선택적으로 1가지 조건을 만족시켜야 함
지진시	FS > 1.1	· 지진관성력은 파괴토체의 중심에 수평방향으로 작용시킴 · 지하수위는 실제측정 또는 평상시의 지하수위 측정
단기	FS > 1.0	· 기간 1년 미만의 단기간의 안정성 검토시
* 강도정수를 한계강도가 아닌 잔류강도로 해석한 경우: 위 기준에서 0.1 감소 * 비탈면 상하부 파괴범위 내에 가옥, 건물 등의 고정시설물이 있는 경우: 위 기준에서 0.05 증가 * 비탈면 상부 파괴범위 내에 1,2종 시설물의 기초가 있는 경우 : 별도 검토 * 상기 조건을 중복 적용하여 FS < 1.0인 경우에는 최소안전율 1.0 적용		

[해설]

제4장 4.5.4 해설 참조

5.5.5 해석방법의 종류

- (1) 깎기비탈면은 토사부분과 암반부분으로 구분하고 파괴형태, 지반조건 및 지하수조건을 적절하게 모사할 수 있는 해석방법을 적용하며 비탈면의 중요도 및 필요한 결과에 따라 해석방법을 선택적으로 적용한다.
- (2) 깎기비탈면에서 적용하는 안정해석방법은 다음 방법을 이용할 수 있다.
 - ① 토사비탈면: 한계평형해석법, 연속체해석(유한차분법, 유한요소법 등)
 - ② 암반비탈면: SMR방법, 평사투영해석, 한계평형해석, 연속체해석
불연속체해석(개별요소법 등)
- (3) 비탈면에서 발생하는 변위 또는 지반내의 소성화 구간과 응력상태를 정밀하게 확인하고자 하는 경우에는 연속체 해석을 수행한다. 뚜렷한 불연속면 구조가 발달한 암반비탈면은 개별요소법을 적용할 수 있다.

[해설]

- (1) 제4장 4.5.5 해설 참조
- (2) 개별요소법은 지반을 개개의 블록으로 모델링하며 불연속면에서의 변위가 블록자체의 변형보다 훨씬 큰 경우 효과적으로 적용할 수 있다. 따라서 블록 개념에 기초한 개별요소법은 심도가 깊지 않거나 비탈면 표면 부근의 절리가 매우 발달한 불연속체의 모델링의 경우 매우 능률적이다.

5.5.6 안정해석 기준

- (1) 깎기비탈면의 안정해석은 깎기비탈면에서 발생 가능한 파괴형태와 메커니즘에 적합한 해석방법을 선정하여 수행한다.
- (2) 토사비탈면 안정해석은 한계평형해석에 근거한 안전율에 의해 판단하는 것을 기본으로 하며 중요도가 큰 비탈면에 대해서는 유한요소법 및 유한차분법 등의 해석기법을 적용하여 안정성을 판단한다.
- (3) 암반비탈면 안정해석은 불연속면의 경사와 방향성, 불연속면의 특성으로부터 평사투영해석을 실시하여 파괴가능성과 파괴유형을 결정하고, 이를 바탕으로 파괴가능성을 가진 비탈면에 대하여 불연속면의 특성과 지하수조건을 고려한 한계평

형해석으로 안정해석을 실시한다. 전체적인 암질과 불연속면 방향성을 고려한 SMR분류법을 이용하여 예비적인 안정검토를 수행할 수 있으며, 불연속면에 의해 구분되는 암반비탈면의 변형특성 등 상세한 거동을 확인하고자 할 때는 개별 요소법에 의한 방법을 이용할 수 있다.

- (4) 안정해석에서 적용하는 가정사항과 해석기준은 다음과 같다.
 - ① 연암 이상의 암반에서 불연속면이 뚜렷한 경우는 평면, 썩기, 전도형태의 파괴에 대하여 안정해석을 수행한다.
 - ② 풍화가 심하거나 절리가 발달한 경우는 주요 불연속면에 대하여 평면, 썩기, 전도형태의 파괴에 대한 안정해석을 수행하고, 원호형태의 파괴에 대해서도 안정해석을 수행한다.
 - ③ 불연속면에 의한 파괴가 예상되는 경우는 불연속면의 전단강도를 사용하여 안정해석을 수행한다.
 - ④ 기존 파괴면을 따라 발생하는 활동은 잔류강도를 이용하여 안정해석을 수행한다.
 - ⑤ 원호형태의 파괴인 경우는 암반 전체의 평균적인 전단강도를 적용한다. 예상 파괴면이 절리가 단속적으로 연결된 경우에는 절리면 전단강도를 사용한다.

[해설]

- (1) 깎기비탈면에서 불연속면에 의해 발생하는 파괴형태는 비탈면내에 발달한 불연속면에 대한 조사결과를 평사투영해석(stereonet project method)을 통하여 결정할 수 있다. 해설그림 5.2에는 암반에서 발생하는 파괴형태별 평사투영망에서의 극점의 분포형태

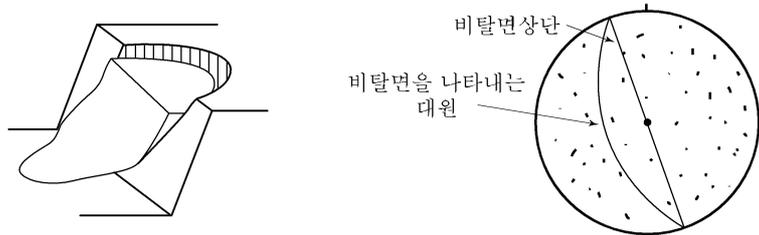
제 5 장 깎기비탈면 설계

를 나타낸 것이다.

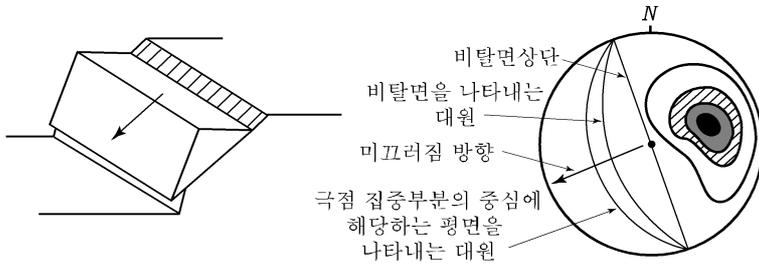
(2) 깎기비탈면에서 각각의 파괴형태에 대한 안정해석은 한계하중평형(limit force equilibrium)상태를 가정한 안전율 공식을 이용하여 쉽게 구할 수 있다.

① 평면파괴에 대한 안전율

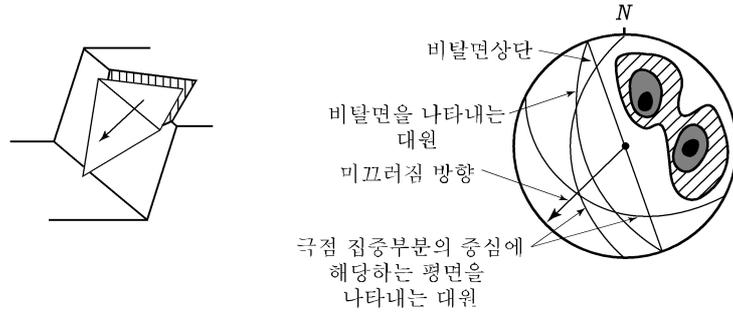
평면파괴는 층리면과 같은 지질학적 불연속면이 비탈면과 동일한 방향으로, 마찰각보다 더 큰 각도로 경사져 있을 때 발생한다. 평면파괴가 발생하기 위해서는 예외가 있을 수 있지만 파괴가 발생할 불연속면의 경사방향이 비탈면의 경사방향과 $\pm 20^\circ$ 이내에 존재해야 하며 불연속면의 경사각이 비탈면의 경사각보다는 작고 마찰각보다는 더 커야 한다. 해설그림 5.3는 한계평형해석에서 고려되는 비탈면의 일반적인 기하학적 조건이다. 여기서 비탈면의 안정성은 인장균열이 비탈면의 상부면에 존재하는 경우와 비탈면 내에 존재하는 경우로 구분하여 고려한다.



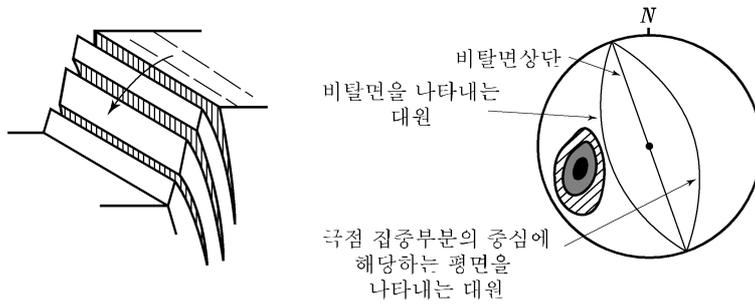
(a) 일정한 지질구조 형태를 보이지 않는 표토, 폐석, 심한 과쇄암반에서의 원호파괴



(b) 점판암같이 질서정연한 지질구조를 가지는 암반에서의 평면파괴



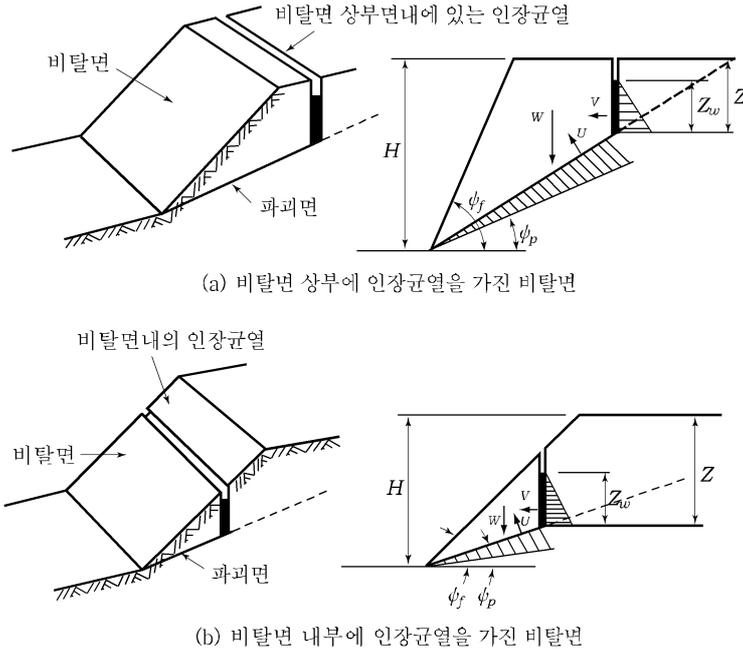
(c) 교차하는 두 불연속면 위의 썩기 파괴



(d) 급경사 불연속면에 의해 분리된 주상(柱狀) 구조를 형성하고 있는 경암암반에서의 전도파괴

해설그림 5.2 암반비탈면의 일반적인 파괴형태와 절리의 극점분포(Hoek & Bray, 1981)

제 5 장 깎기비탈면 설계



해설그림 5.3 평면파괴에 대한 기하학적 조건

비탈면의 안전율은 활동을 유발시키는 힘의 총합에 대한 활동에 저항하는 힘의 총합으로 해설식 (5.1)로 계산할 수 있다.

$$F = \frac{cA + (W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p) \tan \phi}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p} \quad \text{해설식 (5.1)}$$

- 여기서, c : 절리면의 점착력,
- A : 활동면의 면적($(H-z) \operatorname{cosec} \psi_p$)
- W : 암괴의 자중
- ψ_p : 활동면의 경사각
- ψ_f : 비탈면의 경사각
- U : 파괴면에 작용하는 수압
- V : 인장균열에 작용하는 수압
- ϕ : 활동면의 마찰각

수압에 의한 작용력 U 와 V 는 다음과 같다.

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w z_w (H - z) \operatorname{cosec} \psi_p \quad \text{해설식 (5.2a)}$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w z_w^2 \quad \text{해설식 (5.2b)}$$

여기서, γ_w : 물의 단위중량(kN/m³)

z_w : 인장균열 H 의 높이(m)

H : 비탈면의 높이(m)

ψ_p : 활동면의 마찰각(°)

② 썩기파괴에 대한 안전율

썩기파괴는 두 불연속면 위에 놓여 있는 썩기형 암반이 두 불연속면이 만나서 이루는 교선을 따라 미끄러져 내리는 파괴 형태를 말한다. 썩기파괴는 썩기를 이루는 두 불연속면에 작용하는 수직력뿐만 아니라 두 파괴면의 밀면적이 고려된 마찰력과 점착력, 그리고 수압과 기타 외력의 영향에 의존하므로 매우 복잡한 양상을 띤다. 미끄러짐이 가능하려면 교선의 경사각이 비탈면의 경사각보다 작고 마찰각보다 커야 한다. 썩기를 형성시키는 두 절리면의 마찰각이 같다고 가정하면 해설그림 5.4에서 도시된 썩기의 안전율은 다음과 같이 정의된다.

$$F = \frac{(R_A + R_B) \tan \phi}{W \sin \psi_i} \quad \text{해설식 (5.3)}$$

여기서, R_A , R_B : A, B면상의 수직반력

W : 썩기를 이루는 암반의 중량

ϕ : 비탈면의 마찰각

ψ_i : 교선의 경사각

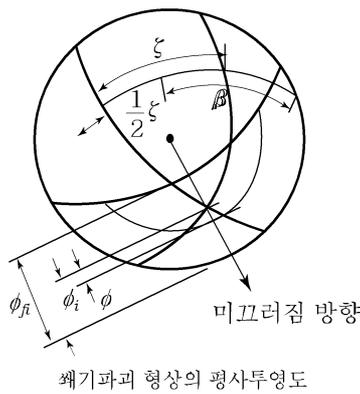
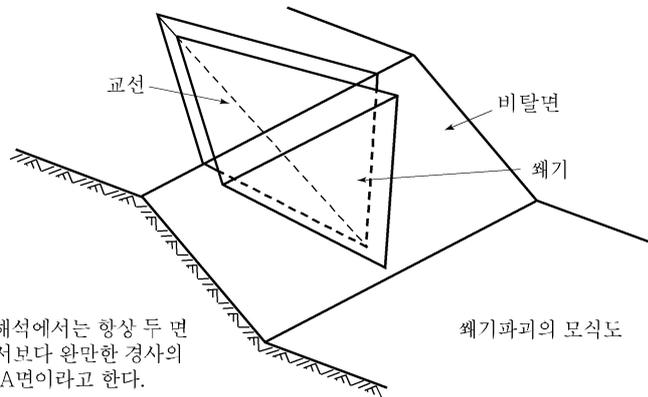
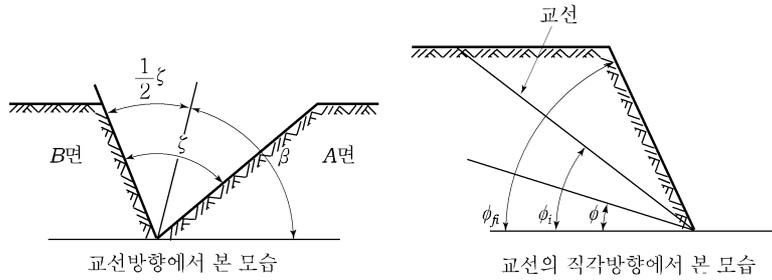
R_A , R_B 를 구하기 위해 교선에 대한 수평 및 수직방향의 성분으로 나누어 표시한 후 R_A , R_B 를 더하고 이를 해설식(5.3)에 대입하면 해설식(5.4)와 같이 비탈면의 안전율을 구할 수 있다.

$$F = \frac{\sin \beta}{\sin \frac{1}{2} \xi} \frac{\tan \phi}{\tan \psi_i} \quad \text{해설식 (5.4)}$$

제 5 장 깎기비탈면 설계

여기서, β : 수평면에서 췌기 이등분선까지의 각
 ξ : 췌기의 사이각

β 와 ξ 는 해설그림 5.4에서와 같이 평사투영망을 이용하여 구할 수 있다.



해설그림 5.4 췌기과괴의 기하학적 형상

③ 전도과괴해석

전도파괴는 암석블록들이 고정된 어떤 기준점을 중심으로 암체가 비탈면의 앞쪽으로 회전하여 비탈면 붕괴가 발생하는 것이다. 전도파괴는 주로 수직 절벽이나 불연속면의 경사가 수직에 가까운 절리나 층리의 암반에서 볼 수 있다. 전도파괴의 안전율은 암반층에 작용하고 있다고 생각되는 마찰각의 경사($\tan \phi$ available)를 지지력 T 가 주어질 경우 평형상태를 유지하는데 필요한 마찰각의 경사($\tan \phi$ required)로 나눈 값으로 정의된다.

④ 원호파괴 해석

암반비탈면에서 일반적인 파괴형태는 불연속면이라는 지질 요인에 좌우되는 것이 특징이다. 그러나 암반의 불연속면이 여러 방향으로 발달하여 특별히 우세한 방향성이 존재하지 않거나 심하게 풍화가 진행된 암반의 경우에는 흙에서와 같이 원호파괴형태가 발생할 수 있다. 이러한 비탈면의 안정해석은 토사비탈면에서 적용하는 안정해석방법을 적용할 수 있다.

5.6 깎기비탈면의 배수시설

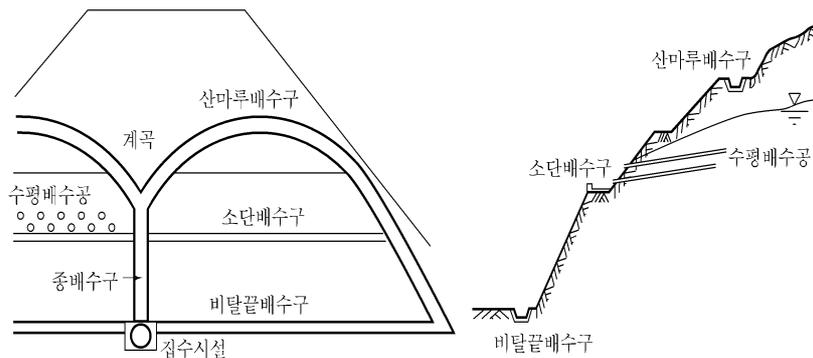
- (1) 깎기비탈면의 배수시설은 비탈면 안정에 있어서 매우 중요한 역할을 수행하므로 깎기비탈면 내부로 유입되는 표면수를 억제시키고, 표면수와 지하수는 신속하게 배수시키는 시설을 설치하여 표면수 및 용수를 적절히 처리할 수 있도록 설계한다.
- (2) 깎기비탈면에서 고려하는 배수시설의 종류는 표 5.3과 같다. 배수시설의 설계와 고려사항은 제18장 지표수 배수시설, 제19장 지하수 배수시설을 참조한다.

표 5.3 깎기비탈면에 설치하는 배수시설의 종류

지표수 배수시설	지하수 배수시설
① 산마루배수구	① 수평배수공
② 소단배수구	② 수직배수공(배수우물)
③ 종배수구	③ 배수터널
④ 비탈끝배수구	

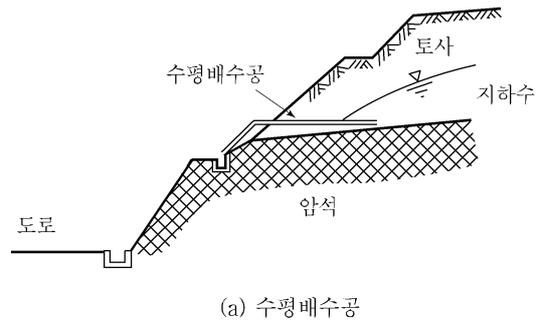
[해설]

- (1) 일반적으로 깎기비탈면에 설치하는 배수시설의 종류는 해설그림 5.5 및 해설그림 5.6과 같다.



해설그림 5.5 깎기비탈면 배수시설

5.6 깎기비탈면의 배수시설



해설그림 5.6 깎기비탈면에서의 배수공법

5.7 깎기비탈면의 발파설계

발파공사 시행 전에는 반드시 시험발파를 통하여 발파진동 추정식을 구하고, 시공성과 경제성 및 인근 보안물건의 안전성 등을 종합적으로 검토하여 적정발파공법을 적용해야 한다.

[해설]

- (1) 현장조사를 거쳐 보안물건(가옥, 상가, 축사, APT 등)에 대한 허용 발파소음·진동 규제기준을 정한다.
- (2) 이격거리는 발파원으로부터 보안물건까지의 사거리를 기준으로 측정하여 적용한다.
- (3) 설계 발파진동추정식 $V = 160 \left(\frac{D}{W^{1/2}} \right)^{-1.6}$ 을 이용한 「해설표 5.2 거리~지발당 장약량 조건표」를 참고하여 보안물건에 대한 발파진동 허용기준 및 이격거리에 맞는 지발당 장약량을 구하고, 이에 적합한 발파공법을 선정한다.
- (4) 발파공사 시행 전에는 반드시 설계에 적용된 표준발파패턴 및 공법을 기준으로 하여 시험발파를 시행하여야 하며, 그 결과에 따라 현지 암반별 발파진동추정식(K, n)을 구하여 발파설계를 수정·보완하여 변경한다.
- (5) 시험발파 적용대상은 일반발파, 대발파를 제외한 암파쇄굴착, 정밀진동제어, 진동제어(소규모, 중규모)를 적용하되, 일반발파, 대발파인 경우에도 보안물건에 발파영향을 미친다고 판단되는 경우에는 시험발파를 실시할 수 있다.
- (6) 시험발파는 발파영향권내에 보안물건이 있는 경우에 실시하며, 시험발파 횟수는 실시설계 단계에서 보안물건에 발파영향을 미치는 도로공사연장 4km마다 1회 정도를 설계에 반영하고, 시공단계에서는 현장조건과 암반 특성 등에 따라 조정할 수 있다.
- (7) 발파진동식은 시험발파 등을 통하여 결정되는 것이나 설계단계에서 이러한 절차수행에는 현실적으로 적용하기에 무리가 있으므로, 효율적인 설계추진을 위하여 진동예측을 위한 설계단계에서의 진동추정식 결정이 필요하다.

• 설계단계에서 예비검토를 위한 추정식은 아래와 같다.

$$V = 160 \left(\frac{D}{\sqrt{W}} \right)^{-1.6} \dots\dots\dots \text{설계 발파진동추정식(설계단계)}$$

여기서, V : 진동속도 (cm/sec)

D : 폭원으로부터 이격거리 (m)

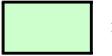
W : 지발당 장약량 (kg/delay)

제 5 장 깎기비탈면 설계

해설표 5.2 거리-지발당 장약량 조건표

단 위 : kg/delay

적용공법	진동속도 이격거리(m)	0.1cm/sec	0.2cm/sec	0.3cm/sec	0.5cm/sec	1.0cm/sec	5.0cm/sec	적용공법
		TYPE I 압파쇄굴착공법	10	0.01	0.02	0.04	0.07	
	20	0.04	0.09	0.16	0.30	0.70	5.26	
	30	0.09	0.21	0.35	0.66	1.58	11.83	
	40	0.16	0.38	0.62	1.18	2.81	21.02	
TYPE II 정밀진동제어발파	50	0.25	0.59	0.98	1.85	4.39	32.85	TYPE VI 대규모발파
	60	0.36	0.85	1.40	2.66	6.33	47.30	
	70	0.48	1.15	1.91	3.62	8.61	64.38	
TYPE III 진동제어(소규모)	80	0.63	1.50	2.50	4.73	11.25	84.09	
	90	0.80	1.90	3.16	5.98	14.23	106.43	
	100	0.99	2.35	3.90	7.39	17.57	131.39	
	110	1.20	2.84	4.72	8.94	21.26	158.98	
	120	1.42	3.38	5.62	10.64	25.31	189.20	
TYPE IV 진동제어(중규모)	130	1.67	3.97	6.59	12.49	29.70	222.05	
	140	1.94	4.61	7.65	14.48	34.44	257.52	
	150	2.22	5.29	8.78	16.62	39.54	295.63	
	160	2.53	6.02	9.99	18.91	44.99	336.36	
	170	2.86	6.79	11.28	21.35	50.79	379.72	
	180	3.20	7.62	12.64	23.94	56.94	425.70	
	190	3.57	8.48	14.09	26.67	63.44	474.32	
	200	3.95	9.40	15.61	29.55	70.29	525.56	
	210	4.36	10.37	17.21	32.58	77.50	579.43	
	220	4.78	11.38	18.88	35.76	85.05	635.93	
TYPE V 일반발파	230	5.23	12.43	20.64	39.09	92.96	695.05	
	240	5.69	13.54	22.47	42.56	101.22	756.81	
	250	6.18	14.69	24.39	46.18	109.83	821.19	
	260	6.68	15.89	26.38	49.95	118.79	888.20	
	270	7.20	17.13	28.44	53.86	128.11	957.83	
	280	7.75	18.43	30.59	57.93	137.77	1,030.10	
	290	8.31	19.77	32.81	62.14	147.79	1,104.99	
	300	8.89	21.15	35.12	66.50	158.16	1,182.51	

	: 압파쇄굴착공법		: 정밀진동제어발파		: 진동제어발파(소규모)
	: 진동제어발파(중규모)		: 일반발파		: 대규모발파

【주】

1. 위 발파공법별 적용거리 기준 및 지발당 장약량은 설계발파진동추정식(설계단계) $V=160(D/W^t)^{-1.6}$ 에 의하여 설정한 것으로, 발파 대상 현장의 암반특성 및 관리 대상 보안물건의 특성에 따라 증·감될 수 있다.
2. 발파소음의 제어는 지반진동보다 훨씬 어려우므로 만약, 발파소음에 민감한 가축 사육시설 또는 요양원, 종교시설 등이 근접한 경우에는 별도 적용할 수 있다.
3. TYPE별 공법 설계는 상기기준에 맞게 하되 현장여건에 따라 조정할 수 있다.
4. 발파진동은 보안물건의 노후도나 상태, 암반상태, 진동주파수 등에 따라 달라지므로, 설계자 및 발파자는 보안물건상태, 현장조건과 관련법규 등을 검토하여 발파진동 허용기준치를 설정하고 이에 대한 이격거리별 지발당장약량을 산정하여야 한다.

제 6 장 앵 커

6.1 적용범위

이 장은 비탈면 보강을 위한 앵커의 설계에 적용한다.

[해설]

- (1) 이 장은 비탈면의 안정화를 위해 적용하는 앵커공법의 설계기준을 다루고 있다. 대상 앵커의 형태는 비탈면 표면에서 경사지게 천공하고 앵커체를 삽입한 후 그라우트를 주입하여 양생시킨 다음 비탈면 표면에 반력부재를 설치하고 긴장력을 가하여 설치하는 앵커이다.
- (2) 앵커의 종류와 형태는 매우 다양하며, 앵커의 해석방법도 매우 다양하다. 이 설계기준에서 이러한 다양한 내용을 모두 포함하지 않는다. 세부적인 설계기법에 관한 사항은 앵커와 관련된 전문서적을 참고하고, 타 기관에서 발간된 지침, 시방서를 준용하여 사용할 수 있다.

6.2 재료의 특성

6.2.1 긴장재와 정착구

- (1) 긴장재에 사용하는 재료는 KS에 규정된 강선, 강연선 및 강봉 등의 고강도 강재를 사용하며, 이외의 재료에 대해서는 공인 인증기관에서 인증된 재료와 동등한 절차에 의해 재질의 적합성을 인정하여 품질이 보증된 것을 사용한다.
- (2) 정착구는 앵커에 가하는 긴장력을 견딜 수 있는 재료를 사용하고 장기적으로 앵커 긴장력을 보존해줄 수 있는 구조를 가진 것을 사용한다.
- (3) 긴장재 및 정착구는 부식에 강한 재료 또는 구조를 가진 것을 사용해야 한다.

[해설]

- (1) 앵커에 사용하는 재료는 KS D 7002 및 KS D 3505에 부합하는 PS 강재를 사용하는 것이 바람직하다. 사용 실적이 없는 재료를 사용하고자 하는 경우는 실증 실험에 의한 확인이 가장 합리적인 방법이며, 사용 목적에 맞는 시험이 필요하다. 앵커 긴장재에는 매우 큰 인장력이 가해지기 때문에 자유장 부분, 앵커체, 정착부 및 앵커 지압판에 있어서 앵커로서의 성능이 충분히 만족되는 치수나 재질이 요구된다.
- (2) 정착구에는 버튼, 썬기, 너트 등의 방식이 있으며 앵커에 가하는 초기긴장력에 파손되지 않고, 앵커를 정착한 이후로 긴장력이 소실되지 않는 구조가 필요하다.

6.2.2 그라우트

- (1) 앵커체를 형성하는 주입재는 시멘트 그라우트를 사용한다.
- (2) 그라우트는 필요한 강도와 내구성을 갖고 긴장재와 정착 지반과의 틈을 꼭 채울 수 있는 성질을 갖고 있어야 한다.

[해설]

- (1) 그라우트는 KS L 5201에 규정된 보통 포틀랜드 시멘트 또는 조강 시멘트를 사용한다.
- (2) 그라우트는 앵커 정착부의 틈을 채우고 긴장재에 가해진 하중을 주면지반에 전달시킴

과 동시에 부식 물질의 침입으로부터 긴장재를 보호하는 역할을 한다. 따라서 그라우트는 필요한 강도와 내구성을 갖고 긴장재와 정착 지반과의 틈을 채울 수 있는 성질을 갖고 있어야 한다.

그라우트의 강도, 내구성 및 유동성 등은 물과 시멘트 비와 관계가 있으며 보통, 시멘트 반죽인 경우에 물시멘트비(W/C)가 40~50% 정도인 것을 사용하고 있는데, 이 범위에 있는 것이라면 앞의 조건을 대부분 만족시킨다. 또한, 시공성을 손상시키지 않는 범위라면 물시멘트비는 작은 편이 그라우트의 품질은 높아지기 때문에 유동화제나 감수제 등의 혼화재를 사용할 수 있다.

6.3 설계일반사항

6.3.1 설계목표

- (1) 앵커의 설계목표는 앵커로 보강된 비탈면이 장기적으로 파괴에 대한 안정성을 확보하는 것이다.
- (2) 앵커로 보강된 비탈면은 설계수명기간동안 비탈면의 변형, 앵커 구성 요소의 파손이 발생하지 않아야 한다.

[해설]

- (1) 앵커는 매우 큰 보강력으로 파괴면 바깥쪽의 깊은 심도까지 시공할 수 있으므로 비교적 큰 규모의 비탈면 파괴구간에 적용된다. 앵커는 매우 큰 하중을 지반내에 전달해야 하므로 앵커를 구성하는 부재의 성능이 매우 중요하며, 특히 지압판은 앵커의 하중을 지표면에서 지지하는 매우 중요한 부분이다. 앵커의 파손은 주로 지압판의 파손에 의해 발생하므로 전체적인 안정성뿐만 아니라 지압판의 설계에도 신중을 기한다.

6.3.2 앵커 적용기준

- (1) 앵커의 간격과 길이는 앵커로 고정되는 비탈면의 전체적인 안정성을 고려하여 결정하며, 적절하게 분산 배치하여 지반에 고른 저항력이 발휘되도록 설계한다.
- (2) 앵커를 설치하는 지반 내에 구조물, 말뚝, 또는 지중시설이 있는 경우에는 이들 시설물의 위치를 고려하여 앵커를 배치하여야 하며 앵커설치로 인한 영향을 고려하여야 한다.
- (3) 앵커길이의 결정에 있어서 앵커자유장은 4m 이상을 확보해야 하며 파괴면 보다 1m 이상 더 깊게 설정하고, 앵커정착장은 3~10m 범위 내에서 내적안정해석에서 계산된 설계인장력을 확보하는 길이로 한다.
- (4) 앵커정착부는 지표면까지 최소 5m 이상 지반피복두께를 확보한다.

[해설]

- (1) 앵커배치는 앵커로 보강되는 지반의 전체적인 안정성을 확보하도록 배치하여야 하며, 동일한 간격도 가능하지만 파괴토체의 활동 양상에 따라 배치를 달리할 수 있다. 이

러한 앵커배치는 보강대상 비탈면의 상황에 따라 설계단계에서 결정해야 한다.

- (2) 기존에 구조물이 시공되었던 지반은 상대적으로 원지반보다 느슨할 수 있으므로 앵커 자체의 영향에 대해서도 검토해야 한다.
- (3) 앵커체는 파괴면보다 깊게 설치하는 것이 일반적이며, 따라서 앵커자유장은 파괴면까지의 길이보다 길어야 한다. 파괴면의 불확실성을 고려하고 파괴되지 않은 지반내에서 충분한 주면저항력을 발휘하기 위해서 앵커자유장은 파괴면보다 1m 정도 더 깊게 설치한다.

앵커정착장은 앵커체 주변 지반과의 마찰저항력이 파괴에 도달하지 않도록 충분히 길게 확보해야 한다. 설계앵커력이 작은 경우에는 앵커정착장을 짧게 할 수 있지만 너무 짧게 하는 경우에는 지반조건이 조금만 변화해도 극한인발력에 큰 영향을 줄 수 있으므로 최소한의 길이를 설정할 필요가 있다. 반면, 앵커정착장 길이를 길게 하더라도 극한인발력이 길이에 비례하여 증가하는 것이 아니므로 별도의 시험을 통하여 검증된 결과가 있지 않으면 10m 이상의 길이를 설계에 반영하는 것은 바람직하지 않다.

6.3.3 내진설계 여부

- (1) 앵커로 보강된 비탈면의 내진설계는 보강되지 않은 비탈면의 내진설계 여부에 따라 결정하며, 제24장 24.3.1 비탈면의 내진등급을 참고한다.
- (2) 앵커로 보강된 비탈면의 지진시 안정해석은 제6장 6.5 지진시 안정해석 및 제24장 비탈면 내진설계기준을 참조한다.

[해설]

- (1) 앵커로 보강된 비탈면의 내진설계는 비탈면의 내진등급에 따라 내진설계여부를 결정한다. I등급 비탈면에서 내진에 대한 안정해석을 수행하여 안정성이 만족되지 않고, 이를 보완하기 위하여 앵커로 보강하고자 하는 경우에는 앵커로 보강된 비탈면에 대한 내진설계를 수행하여 안정성을 만족하도록 설계하여야 한다.
- (2) 지진시 앵커보강비탈면의 안정해석은 연구가 더 필요한 분야이지만, 현재 단계에서는 정적안정해석에서 구한 파괴토체에 지진에 의한 가속도계수를 고려한 지진하중을 추

제 6 장 앵 커

가로 고려하여 안정해석을 실시하며, 이때 앵커의 저항력은 정적해석에서와 동일하게 고려하여 안정해석을 실시할 수 있다. 다만, 비탈면의 안전율과 내적안정검토에 대한 안전율은 지진시의 안전율을 적용한다.

6.4 앵커보강 비탈면의 설계

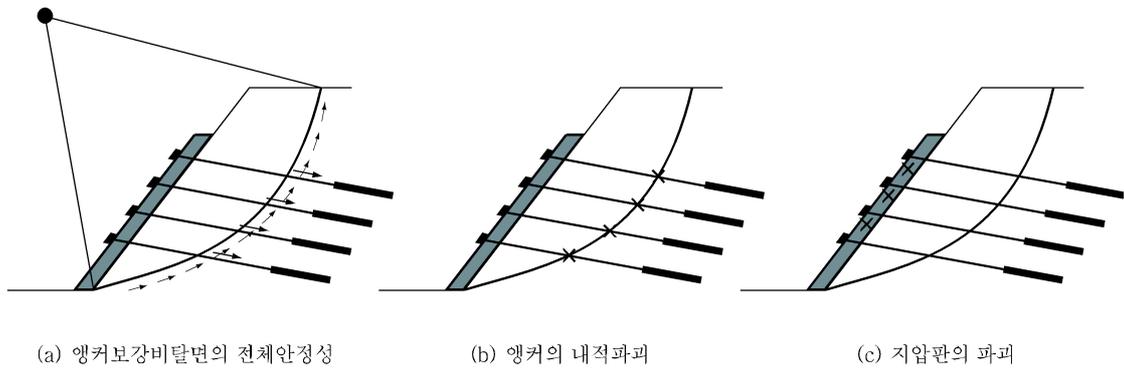
6.4.1 검토항목

앵커의 설계는 다음 항목을 고려한다.

- ① 앵커보강 비탈면의 전체적인 안정
- ② 앵커의 내적안정성
- ③ 지압판의 설계

[해설]

(1) 앵커로 보강된 비탈면에서 발생 가능한 파괴형태는 해설그림 6.1과 같다.



해설그림 6.1 앵커보강 비탈면에서의 파괴형태

(2) 앵커로 보강된 비탈면의 전체적인 안정성은 예상되는 파괴면에서의 앵커의 보강효과를 고려하여 해석하여 판단한다. 내적안정성은 앵커체의 파괴를 의미하며 앵커 긴장재의 파단 또는 정착부의 인발파괴로 구분한다. 지압판은 앵커내의 긴장력을 비탈면 표면에 분포시키는 매우 중요한 역할을 담당하고 있다. 지압판에는 앵커에 발생하는 긴장력과 동일한 힘이 작용되며 전단 또는 모멘트에 의해 파괴될 수 있으므로 앵커에 가하는 긴장력에 대하여 안전하도록 설계해야 한다.

6.4.2 안전을 기준

앵커로 보강된 비탈면의 안정해석에 적용하는 안전율 기준은 다음과 같다.

표 6.1 앵커보강 비탈면의 안전율

구분	검토항목	적용안전율
외적 안정	보강비탈면의 안정성	쌓기 및 깎기비탈면에서 적용하는 안전율 적용

표 6.2 앵커의 극한인발력에 대한 안전율

앵커의 종류	사용기간	극한인발력에 대한 안전율	
일시앵커	2년 미만	1.5	
영구앵커	평상시	2년 이상	2.5
	지진시	2년 이상	1.5~2.0

표 6.3 앵커의 허용인장력

앵커의 종류	사용기간	긴장재 극한하중(T_{us})에 대하여	긴장재 항복하중(T_{ys})에 대하여	
일시앵커	2년 미만	$0.65 T_{us}$	$0.80 T_{ys}$	
영구앵커	평상시	2년 이상	$0.60 T_{us}$	$0.75 T_{ys}$
	지진시	2년 이상	$0.75 T_{us}$	$0.90 T_{ys}$

6.4.3 앵커의 내적안정해석과 설계앵커력의 결정

(1) 앵커의 내적안정해석은 다음 내적파괴형태를 고려한다.

- ① 앵커 긴장재 자체의 파단
- ② 앵커체에서 그라우트와 주변지반 사이의 파괴
- ③ 앵커체에서 그라우트와 긴장재 사이의 파괴

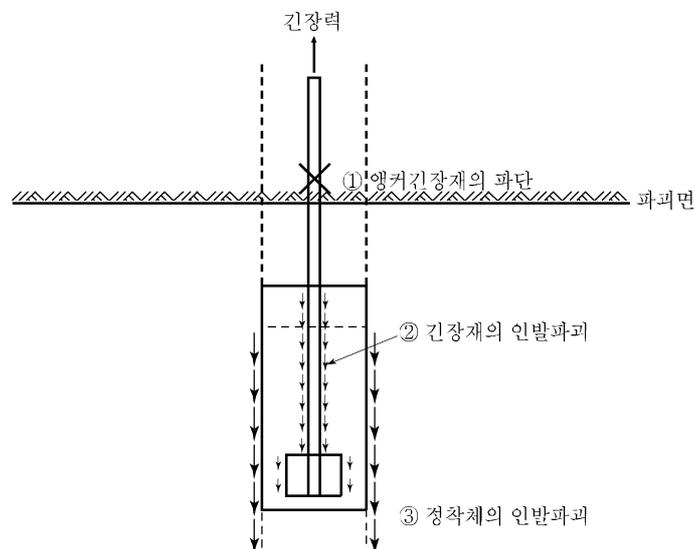
(2) 설계앵커력은 내적파괴형태를 고려하여 계산된 최소의 허용앵커력으로 한다.

[해설]

(1) 앵커가 최종한계상태에서 파괴를 일으킬 때 발생하는 앵커력을 극한앵커력이라고 한

다. 앵커의 파괴상태는 해설그림 6.2에서 나타난 것처럼 ① 긴장재 자체의 파괴, ② 앵커체가 지반에서 뽑히는 파괴, ③ 긴장재가 앵커체에서 뽑히는 파괴로 구분할 수 있으며, 앵커에 긴장력이 가해지면 이러한 세 가지 파괴모드 중에서 가장 약한 부분에서 파괴가 먼저 발생하게 된다.

저항력을 상실한 앵커는 더 이상 외력을 지지하지 못하며, 가해지는 외력은 주변 앵커에 전가되어 주변 앵커의 긴장력을 증가시키게 되므로 전체적으로 안정성은 감소하게 된다. 설계앵커력은 앵커의 내적파괴가 발생하지 않도록 하기 위하여 세가지 파괴모드로 계산된 허용앵커력에서 최소값을 설계앵커력으로 사용한다.



해설그림 6.2 앵커의 내적파괴 모드

(2) 앵커의 내적파괴형태에 따른 검토는 다음과 같다.

① 앵커긴장재 자체의 파단

앵커 긴장재의 파단은 긴장재가 파괴되는지를 검토하는 것이며, 긴장재의 극한인장력(T_{us})에 안전율을 고려한 긴장재의 허용인장력(T_{as})과 긴장력을 비교한다. 긴장재의 극한인장력은 KS규격을 참조하거나 또는 공인인증기관의 시험성적서로 확인한다.

제 6 장 앵 커

$$T_{as} = \frac{T_{us}}{FS} \geq P \quad \text{해설식 (6.1)}$$

여기서,

T_{as} : 긴장재의 허용인장력

T_{us} : 긴장재의 극한인장력

P : 긴장력

- ② 앵커 정착부에서 그라우트와 주변지반 사이의 파괴
 앵커 정착부에서 그라우트와 지반사이의 인발파괴에 대한 검토에서는 주변마찰저항력에 의해 발휘되는 인발저항력과 앵커긴장력을 비교 검토한다.

$$T_{ag} = \frac{T_{ug}}{FS} \geq P \quad \text{해설식 (6.2)}$$

여기서,

T_{ag} : 그라우트와 지반사이에서 발휘되는 허용인발저항력

T_{ug} : 그라우트와 지반사이에서 발휘되는 극한인발저항력

P : 긴장력

극한인발저항력은 앵커정착장과 앵커천공직경 그리고 그라우트와 지반사이의 단위극한주면마찰저항력을 이용하여 계산한다.

$$T_{ug} = \tau_u \cdot \pi \cdot D \cdot l_e \quad \text{해설식 (6.3)}$$

여기서,

τ_u : 단위극한주면마찰저항력

D : 앵커의 천공직경

l_e : 앵커정착장

지반과 그라우트 사이의 단위극한주면마찰저항력은 해설표 6.1에 나타난 앵커의 극한주면마찰저항력 값이나 실제 인발 시험에서 측정된 값을 사용할 수 있다.

해설표 6.1 앵커의 극한주면마찰저항

지반의 종류		극한주면마찰저항(τ_u , kN/m ²)	
암반	경 암		1500 ~ 2500
	연 암		1000 ~ 1500
	풍화암		600 ~ 1000
	파쇄대		600 ~ 1200
모래자갈	N값	10	100 ~ 200
		20	170 ~ 250
		30	250 ~ 350
		40	350 ~ 450
		50	450 ~ 700
모래	N값	10	100 ~ 140
		20	180 ~ 220
		30	230 ~ 270
		40	290 ~ 350
		50	300 ~ 400
점성토			1.0c (c는 점착력)

해설표 6.1에 제시된 극한단위주면마찰저항력은 1975년 이전 일본에서 사용하던 그라우트 가압주입 방식의 앵커체에 대한 시험결과들을 토대로 제시된 것이다. 여기에서는 가압주입에 의한 확공을 고려하지 않고 천공직경만을 고려하여 계산한 값으로서 원래 지반에서 발휘되는 주면마찰저항력 값을 과대평가하게 되어 불안전측의 결과를 야기할 수 있다. 이 설계기준에서는 이러한 점을 감안하여 극한주면마찰저항력에 안전율 3.0을 적용하여 허용인발저항력을 계산하도록 하였다. 향후에 국내에서도 앵커를 완전히 파괴시키는 인발시험에 대한 자료가 축적되면 해설표 6.1을 점진적으로 수정해 나갈 수 있을 것이다.

③ 긴장재와 그라우트 사이의 파괴

긴장재와 그라우트 사이의 파괴에 대한 검토는 허용부착응력에 의해 발휘되는 구속저항력을 앵커긴장력과 비교하여 검토한다.

$$T_{ab} = c_b \cdot U \cdot l_e \geq P \quad \text{해설식 (6.4)}$$

여기서,

제 6 장 앵 커

T_{ab} : 긴장재와 그라우트와 부착력

c_b : 긴장재와 그라우트 사이의 부착응력

U : 긴장재의 원주면 길이

긴장재와 그라우트와의 허용부착응력은 철근 콘크리트의 허용부착응력을 준용하고 있는 예가 많으며, 해설표 6.2에 제시된 값을 사용할 수 있다. 또한, 실제 시험 데이터를 근거로 한 값으로서는 해설표 6.3의 값을 사용할 수 있다.

해설표 6.2 철근콘크리트의 허용부착응력(kN/m²)

긴장재 종류		그라우트 설계압축강도				
		15000	18000	24000	30000	40000 이상
일시앵커	PS 강선	800	1000	1200	1350	1500
	PS 강연선					
	이형 PS 강봉	1200	1400	1600	1800	2000
영구앵커	PS 강선	-	-	800	900	1000
	PS 강연선					
	이형 PS 강봉	-	-	1600	1800	2000

해설표 6.3 시험으로 측정된 허용부착응력(kN/m²)

긴장재의 종류	일시 앵커		영구 앵커	
	그라우트의 압축강도 (σ_{28})		그라우트의 압축강도 (σ_{28})	
	15000 이상 25000 미만	25000 이상	20000 이상 35000 미만	35000 이상
PS 강선, PS 강봉	500	700	500	700
PS 강연선	800	1100	800	1000
이형 PS 강봉	1100	1500	1000	1200

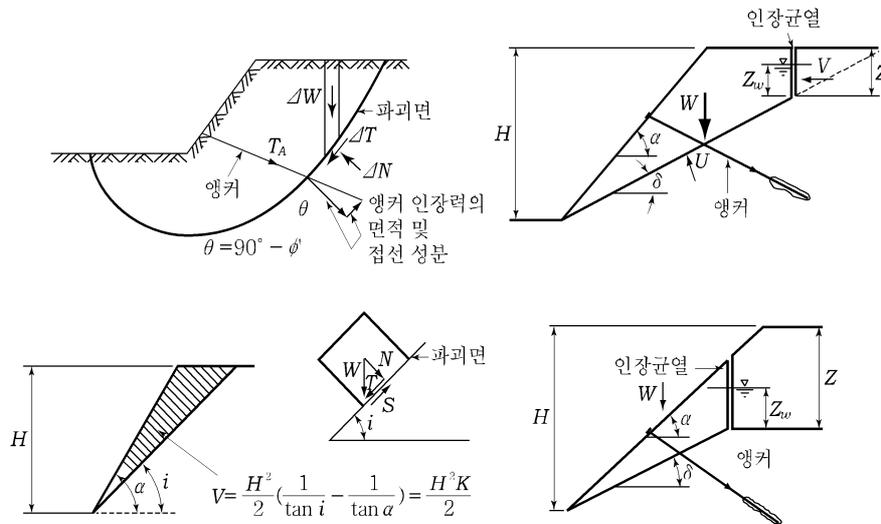
- (3) 설계앵커력은 허용앵커력을 사용한다. 허용앵커력은 허용인발력, 허용인장력, 허용부착력 중에서 최소값을 사용한다.

6.4.4 앵커보강 비탈면의 안정해석

- (1) 앵커보강 비탈면의 안정해석은 비탈면의 파괴형태에 따라 파괴면에서의 앵커보강에 의한 저항력을 고려하여 실시한다.
- (2) 파괴면에서 앵커의 저항력은 내적안정해석에서 계산한 허용인장력과 허용인발력 중 작은 값으로 하며, 앵커의 전단저항력은 고려하지 않는다.
- (3) 안정해석은 앵커로 보강된 구간의 내부와 외부로 발생하는 모든 형태의 파괴형태에 대하여 안정하도록 앵커의 길이와 간격을 조절하면서 반복적으로 수행한다.

[해설]

비탈면을 앵커로 보강하는 경우는 앵커보강 비탈면의 전체에 대한 안정해석을 수행한다. 해석은 제4장 쌓기비탈면 설계와 제5장 깎기비탈면 설계에서 제시한 방법에 앵커의 저항력을 고려하여 수행한다(해설그림 6.3 참조).



해설그림 6.3 앵커보강 비탈면의 해석방법

6.4.5 초기긴장력의 설정

- (1) 앵커에 가하는 초기긴장력은 보강하고자 하는 지반의 특성과 전체적인 안정성을 고려하여 결정한다.
- (2) 초기긴장력의 결정시 고려해야 하는 사항은 앵커의 저항 개념, 긴장재 정착 직후의 긴장력 감소, 정착지반의 크리프, 긴장재의 릴랙세이션 등이 있다.

[해설]

- (1) 초기긴장력은 앵커를 정착시키고자 할 때 긴장재에 가하는 최대 인장력으로서 정착완료 직후에 긴장재에 작용하는 인장력은 정착시 긴장력이라고도 한다.

긴장재에 가하는 긴장력은 앵커 사용 중에 긴장재에 발휘되는 긴장력이 허용앵커력을 초과하지 않도록 가하여야 한다. 긴장재에 남아있는 긴장력은 지반의 크리프영향으로 인하여 시간이 경과함에 따라 감소할 수 있으며, 때로는 지반의 변형으로 인하여 증가하기도 하므로 초기긴장력은 이러한 여러 가지 증감 요인을 감안하여 결정할 필요가 있다.

- (2) 앵커의 초기긴장력을 결정할 때 고려할 사항들은 ① 앵커의 저항개념, ② 긴장재 정착 직후의 긴장력 감소, ③ 정착지반의 크리프, ④ 긴장재의 릴랙세이션 등이 있다.

- ① 앵커의 저항개념

앵커의 저항개념은 초기에 변형을 억지시키기 위하여 큰 초기긴장력을 도입하는 경우와, 장기적인 비탈면의 변형을 고려하여 초기에는 긴장력을 작게 도입하고 시간이 지나면서 앵커의 저항력을 증가시키는 방법으로 설계할 수 있다.

- ② 정착시 긴장력 저하

책으로 초기긴장력을 도입할 때, 긴장재를 정착구에 고정시키는 동안 긴장재가 정착되면서 미끄러져 끌려들어가면서 긴장력이 저하된다. 따라서 정착하는 공법 고유의 세트량을 사전에 고려해서 초기긴장력을 결정하여야 하며, 정착 완료 후에 긴장재에 작용하고 있는 긴장력이 잔존긴장력의 최대값이 된다.

- ③ 지반의 크리프

지반의 크리프는 앵커로 보강된 전체지반의 크리프와 앵커 정착체 주변지반에서의 크리프가 있다. 지반의 크리프를 저감하는 방법은 초기긴장력을 긴장재의 항복인장강도의 90% 정도를 가하거나 또는 설계앵커력의 1.2~1.3배의 긴장력을 일정기간 동안 가한 후에 최종적으로 정착시키는 방법이 있다. 중요구조물에 영구앵커를 사용하고자 하는 경우에는 장기인장시험을 실시하여 지반의 크리프영향을 확인하는 방법도 있다.

④ 긴장재의 릴랙세이션

긴장재는 장기적으로 하중이 가해져 있으면 자체적인 변형으로 인하여 긴장재 내부의 긴장력이 감소하는 현상이 발생하며 이를 릴랙세이션이라고 한다. 이는 긴장재 재료에 따른 고유값으로서 긴장재에 대한 장기적인 시험을 통해서 결정한다. 일반적으로 사용하는 릴랙세이션값은 PS 강선은 5%, PS 강봉은 3%를 적용한다.

6.4.6 지압판 설계

- (1) 지압판은 앵커의 긴장력이 비탈면 표면의 지반에 고르게 전달되도록 앵커두부에 설치하는 구조물로서 비탈면 표면과 밀착되어야 하며, 긴장력을 충분히 견딜 수 있도록 설계하여야 한다.
- (2) 지압판은 콘크리트 뿔어붙이기, 현장타설 콘크리트, 프리캐스트 콘크리트, 강판 등을 사용할 수 있다.

[해설]

(1) 지압판의 설계에서 주요검토항목은 다음과 같다.

- ① 설치면적 : 앵커긴장력이 작용해도 과대한 침하 또는 변형이 발생하지 않도록, 지반 반력에 대해 충분한 설치 면적을 갖도록 설계한다.
- ② 긴장재 손상 : 앵커긴장력이 작용하면 지압판이 아래쪽 혹은 옆 방향으로 미끄러져 긴장재가 휘거나 긴장재에 전단응력이 발생할 수 있으므로 앵커설치방향과 지압판의 설치각도는 수직을 유지하거나 미끄러지지 않도록 설계하여야 한다.

제 6 장 앵 커

③ 지압판의 파손 : 앵커긴장력이 작용하면 비탈면 표면이 고르지 않아 지압판에 국부적인 집중하중이 발생하여 지압판의 파손이 발생할 수 있으므로 설계에서는 이를 고려하여야 한다.

④ 지압판의 구조 : 큰 앵커력이 집중하중으로 작용시에도 충분히 안전하게 견딜 수 있는 구조 및 재질을 선택한다.

(2) 지압판의 설계는 지압판을 단순보 또는 탄성지반상의 보로 가정하여 구조해석을 실시하여 부재를 설계한다. 일반적으로 사용하는 지압판의 종류는 다음과 같은 것들이 있다.

① 격자블록

(가) 현장타설 콘크리트 격자블록

(나) 뽑어붙이기 격자블록

② 판구조

(가) 독립지압판

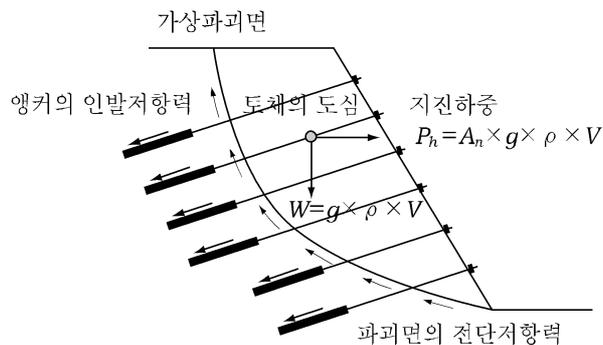
(나) 연속지압판

6.5 지진시 안정해석

- (1) 지진시 앵커보강 비탈면의 안정해석에서는 내적안정과 외적안정성을 검토한다.
- (2) 앵커보강 비탈면의 지진시 안정해석에서 고려하는 지진하중은 파괴토체의 자중과 지진계수(A_m)를 곱한 등가지진력으로 고려하며, 파괴토체의 중심에 횡방향으로 작용시킨다.
- (3) 지진에 의한 지진계수는 제24장 24.4 설계지반운동의 결정에서 제시하는 지반가속도계수(A)를 이용한다.

[해설]

- (1) 지진시 앵커보강 비탈면의 내적안정검토는 지진관성력을 고려한 안정해석에서 지진시 안전율이 확보되는 앵커보강력을 결정하고, 이 앵커보강력에 대한 정착길이를 결정하기 위해 수행한다. 이때 내적안정검토에서 극한인발저항력과 허용인장력에 적용하는 안전율은 지진시의 안전율을 적용한다.
- (2) 앵커보강 비탈면의 안정해석은 한계평형해석으로 수행하는 것을 기본으로 하며, 더 엄밀한 해석은 타 문헌이나 관련분야 연구결과를 참조하여 수행한다. 지진시 앵커보강 비탈면의 한계평형해석에서는 해설그림 6.4와 같이 정적상태의 하중과 지진에 의한 관성력, 그리고 앵커보강에 의한 저항력을 고려하여 안정해석을 실시하고 안전율을 계산한다.



해설그림 6.4 앵커보강 비탈면의 지진하중 고려방법

제 7 장 네 일

7.1 적용범위

이 장은 비탈면 보강을 위한 네일과 전면벽체의 설계에 적용한다.

[해설]

- (1) 비탈면의 안정성을 증가시키기 위해 적용하는 네일의 형태는 지반을 천공하고 금속재료 등의 보강재를 삽입한 후 시멘트 그라우트를 넣어 형성한다. 네일을 보강한 후 비탈면 표면에는 콘크리트 뿔어붙이기 전면벽체, 녹화 등의 표면을 보호하는 공법과 조합하여 실시할 수 있다.
- (2) 네일의 종류와 형태는 매우 다양하며, 이에 따른 세부적인 해석방법에 있어서도 차이는 경우가 있다. 이 기준에서 이러한 다양한 내용을 모두 포함하지 않는다. 세부적인 설계기법에 관한 사항은 네일과 관련된 전문서적을 참고하고, 타 기관에서 발간된 모든 지침, 시방서를 준용하여 사용할 수 있다.

7.2 재료의 특성

7.2.1 네일 및 정착판

- (1) 네일재료는 KS에 규정된 이형봉강 및 강봉 등의 고강도 강재를 사용하며, 이외의 재료에 대해서는 공인인증시험기관에서 시험하여 인증된 재료와 동등한 절차에 의해 재질의 적합성을 인정하여 품질이 보증된 것을 사용한다.
- (2) 네일재료는 부식에 강한 재료 또는 구조를 가진 것을 사용해야 한다.
- (3) 설계에서 적용하는 네일의 설계인장강도는 부식에 의한 단면감소 등을 고려한 장기 허용인장강도를 사용한다.
- (4) 정착판은 네일에 발생하는 하중을 장기적으로 견딜 수 있는 재료를 사용한다.

[해설]

- (1) 네일에 사용하는 이형봉강은 KS D 3504 (철근콘크리트용 봉강) 7002 및 KS D 3505에 부합하는 PS 강재를 사용하는 것이 바람직하다. KS규격이 없거나 사용 실적이 없는 재료를 사용하고자 하는 경우는 실증시험에 의한 확인이 가장 합리적인 방법이며, 사용목적에 맞는 시험이 필요하다.
- (2) 금속보강재의 경우는 아연도금, 에폭시피복 등으로 방청처리를 해야 하며 내구연한에 따른 부식두께를 제외한 나머지 두께에 대해서 장기인장강도를 평가한다. 장기인장강도는 다음과 같이 계산한다.

$$T_l = A_s f_y \quad \text{해설식 (7.1)}$$

여기서 T_l 장기인장강도 (kN)

A_s : 장기 부식두께를 고려한 보강재의 단면적(m²)

f_y : 보강재의 항복강도(kPa)

- (3) 금속 보강재의 주된 부식요인은 전기화학적(electro-chemical)부식이며, 합성섬유보강재인 경우는 가수분해(hydrolysis)와 산화반응(oxidation)에 의한 부식도 발생할 수 있다. 보강재의 부식속도는 지반내의 전기화학적 환경, 재료종류, 온도, 보강재 내부의 응력상태에 따라 다르다.

정확한 수명을 예측하기 위해서는 기본적으로 지반의 부식성 정도(corrosivity)를 평가하고 어느 정도의 부식보호방법이 필요한지를 사전에 결정하는 것이 필요할 때가 있다. 철재 보강재인 경우에 설계수명기간 동안 내구성을 확보하기 위한 방법은 다양하며 다음과 같은 방법들이 사용된다.

① 허용부식두께

합성수지표면피복이나 피복층을 두지 않는 경우에는 장기적인 내구성을 확보하는 방안은 부식을 고려하여 보강재의 단면크기를 크게 하는 것이다. 부식으로 인해 예상되는 두께감소는 과거에 시공된 네일이나, 쉬트파일, 강관말뚝, 매설강재구조물 등에 대한 조사 자료로부터 얻을 수 있으며, 구조물 기초에서 사용하는 강관말뚝은 부식두께 2mm를 적용하고 있다.

하지만 이런 설계방법은 보강재의 단면이 작거나 또는 탄소성분이 높은 강재에 대해서는 권장되지 않으며, 발생하는 단면감소가 초기단면의 1/2을 초과하지 않는 경우에만 사용한다.

② 표면피복

보강재의 표면에 도금(galvanizing) 또는 에폭시피복(epoxy coating)을 사용하여 부식에 대한 저항성능을 키울 수 있다. 보호가능기간은 피복두께와 품질에 좌우된다. 피복방식보다는 도금방식이 손상에 대해서도 스스로 치유되므로 장기적인 내구성이 우수하다.

에폭시피복은 설계에서 아연도금과 동등한 성능을 가지는 것으로 간주하며, 통상 구조물의 수명 이상의 수명을 가지기도 한다. 에폭시피복 네일을 취급할 때는 피복이 손상되지 않도록 주의해야 한다.

③ 그라우트 피복

시멘트 그라우트의 알칼리성(alkalinity of hydrated cement grout)에 의한 부식방지는 알칼리성이 높게 유지되면(pH=9.5~13.5) 부식방지가 된다고 간주하며, 최대 0.1mm 미만의 균열에 대해서는 자가 치유가 가능하다. 따라서 시멘트 그라우트는 그라우트 내의 균열이 0.1mm 미만 발생하면 불투수보호층(impermeable protective encapsulation)으로 간주한다. 이러한 효과는 그라우트가 철근을 25mm 이상 피복해

제 7 장 네 일

야 확보된다.

④ 불투수관 (impermeable duct)

불투수관은 지하수 또는 부식성 물질이 그라우트 균열부로 침투하여 금속 보강재를 부식시키는 것을 방지하기 위하여 그라우트와 함께 사용되기도 한다. 매우 부식성이 높은 지반에서 불투수관은 보강재의 부식방지를 위해 매우 효과적이다. 불투수관의 성능은 시공 중 또는 그라우팅 중에 관의 밀봉성을 어느정도 유지하는가에 따르며, 불투수관으로 둘러싸인 네일을 취급할 때는 밀봉성을 유지하도록 특히 주의해야 한다.

- (2) 정착판 면적은 150×150mm 정도의 규격이 적당하며, 두께는 통상 6mm 정도가 적당하나, 팽창성 지반의 경우는 9mm 정도의 두께로 한다.

7.2.2 그라우트

- (1) 네일 주입재는 시멘트 그라우트를 사용한다.
(2) 그라우트는 필요한 강도와 내구성을 갖고 네일과 천공 지반 사이의 틈을 꼭 채울 수 있는 성질을 갖고 있어야 한다.

[해설]

- (1) 그라우트는 KS L 5201에 규정된 보통 포틀랜드 시멘트 또는 조강 시멘트를 사용한다.

- (2) 그라우트는 네일에 발생하는 하중을 주면지반에 전달시킴과 동시에 부식 물질의 침입으로부터 네일을 보호하는 역할을 하며, 필요한 강도와 내구성을 갖고 네일과 지반 사이의 틈이 꼭 채울 수 있는 성질을 갖고 있어야 한다.

그라우트는 28일 강도가 약 21MPa 정도 확보되도록 배합설계하며 물시멘트비 (W/C)가 40~50%가 범위가 되도록 한다. 조기에 강도를 확보하고 네일과 지반사이의 틈을 꼭 채우기 위해 급결재 및 팽창재를 사용하기도 한다. 앞의 물시멘트비 범위는 일반적인 그라우트 재료의 요구조건을 만족시키지만 시공성을 손상시키지 않는 범위라면 물시멘트비를 작게 할수록 그라우트의 품질이 높아지므로 유동화제나 감수제 등의 혼화재를 사용할 수 있다.

7.3 설계일반사항

7.3.1 설계목표

- (1) 네일의 설계목표는 네일로 보강된 비탈면의 장기적인 파괴에 대한 안정성을 확보하는 것이다.
- (2) 네일로 보강된 비탈면은 설계수명기간동안 보강된 비탈면의 변형과 파괴, 네일 구성요소의 파손이 발생하지 않아야 한다.

7.3.2 네일 적용기준

- (1) 네일의 간격과 길이는 네일로 보강되는 비탈면의 전체적인 안정성을 고려하여 결정하며, 적절하게 분산 배치하여 지반에 고른 저항력이 발휘되도록 설계한다.
- (2) 다음과 같은 지반조건에서는 가급적 네일공법을 적용하지 않는 것이 권장되며, 적용시에는 각각의 적용 제한조건에 대한 보완방안을 고려한 후에 적용하는 것이 바람직하다.
 - ① 1~2m의 연직굴착에서 자립되지 않는 지반조건: 순수한 모래, 자갈
 - ② 함수비가 높고 굴착면에서 용수가 발생하는 지반: 수평배수공, 벽체배면의 토목 섬유 연직배수재, 배수구멍을 설치
 - ③ 연약한 점성토 지반 : 그리우트와의 주변마찰저항력 부족 및 크립발생
 - ④ 예민비(sensitivity)가 큰 지반이나 팽창성 지반조건
- (3) 네일의 설치길이는 제한이 없지만 현장 용접이나 이음재를 이용하여 연결되는 부분이 최소가 되도록 한다. 또한 네일의 설치 간격을 너무 넓게 설계하지 않아야 하며 시공성을 고려하여 설치각도를 결정한다.

[해설]

- (1) 네일배치는 네일로 보강되는 지반의 전체적인 안정성을 확보하도록 동일한 간격으로 배치하거나 또는 파괴토체의 활동 양상에 따라 배치를 달리할 수 있다.
- (2) 네일 보강재는 운반을 고려하여 약 12m로 공장에서 생산하며, 이보다 긴 길이의 네일

제 7 장 네 일

을 위해서는 주문생산을 하거나 또는 현장에서 이음을 하게 된다. 이음방식은 이음재 (splice)를 이용한 방식을 이용하는데 원래 보강재의 인장 및 전단, 휨강도를 발휘하는 지는 시험하여야 하며 가급적 현장이음이 발생하지 않도록 보강재의 길이를 결정해야 한다.

- (3) 네일의 설치간격은 제한이 없지만, 네일 사이 지반의 파괴를 방지할 수 있도록 설치 간격이 약 3.5m보다 좁게 하여야 한다. 일반적으로 파괴토체는 하향으로 이동하므로 변위 억제를 위해서는 파괴토체의 반대방향으로 보강하는 것이 가장 효과적이며, 상향으로 보강하는 것이 이론적으로는 보강재의 인장능력을 최대한 발휘하게 된다. 하지만, 실제 상향보강은 보강재의 길이가 길어지고 정착부가 지표에 가깝게 있게 되는 부정적인 요소도 존재하며, 시공에서 그라우트 주입이 어려운 점이 있다. 보강재의 길이와 정착부의 위치 그리고 시공성을 고려하면 보강재의 길이를 줄이면서 적절한 보강효과가 확보되는 설치각도는 수평면에서 약 5~20° 하향 각도가 가장 권장된다.

7.3.3 내진설계 여부

- (1) 네일보강 비탈면의 내진설계는 보강되지 않은 비탈면의 내진설계 여부에 따라 결정하며, 제24장 24.3.1 비탈면의 내진등급을 참고한다.
- (2) 네일보강 비탈면의 지진시 안정해석은 제7장 7.6 지진시 안정해석 및 제24장 비탈면 내진설계기준을 참조한다.

[해설]

- (1) 네일보강 비탈면의 내진설계는 비탈면의 내진등급에 따라 내진설계여부를 결정한다. 예를 들어, I등급 비탈면에서 내진에 대한 안정해석을 수행하여 안정성이 만족되지 않는 경우 이에 대한 대책으로서 네일 보강을 하는 경우에는 네일보강 비탈면에 대한 내진설계를 수행하여 안정성을 만족하도록 설계하여야 한다.
- (2) 지진시 네일보강 비탈면의 성능은 비교적 안정적인 것으로 보고되고 있는데, 1989년 10월 미국 캘리포니아에서 발생한 진도 7.1의 Loma Prieta지진 후에 관찰된 바에 의하면 최대 0.47g의 수평지진가속도를 경험한 네일보강 비탈면에서도 아무런 변형 징후가 관찰되지 않았으며, 모형시험에서도 0.45g의 매우 큰 지진가속도를 가해야 벽체

상단에서의 변위가 발생하는 것으로 나타났다. FHWA에서는 네일보강 비탈면은 지진 성능이 우수하며 설계시에는 큰 지진(최대 지반가속도계수 0.25g이상)에 대해서 안정 해석을 수행하는 것을 권장하고 있다. 하지만, 지진시 네일 보강 비탈면의 성능에 대해서는 더욱 많은 관찰과 연구가 필요하며, 본 설계기준은 정적해석에서 구한 파괴토체에 지진계수를 곱한 지진하중을 작용시켜 네일보강 비탈면의 안정해석을 실시하는 것으로 제시한다.

7.4 네일보강 비탈면의 설계

7.4.1 검토항목

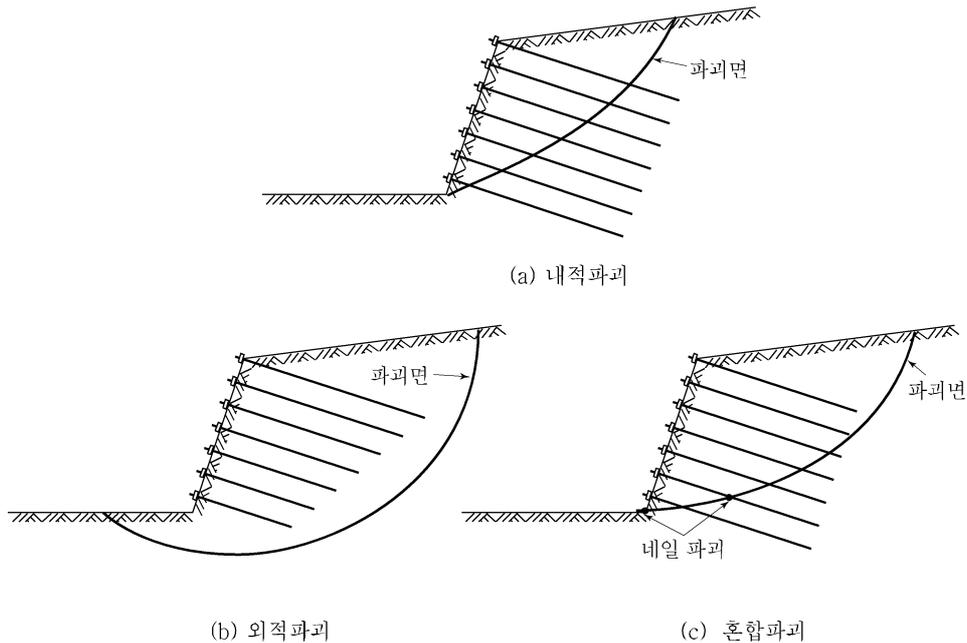
네일의 안정해석은 다음 항목을 고려하여 실시해야 한다.

- ① 네일 보강 비탈면의 전체적인 안정
- ② 네일의 인발저항력
- ③ 그라우트와 긴장재 사이의 부착력
- ④ 전면벽체의 설계

[해설]

(1) 네일 보강 비탈면의 안정해석은 네일 보강체에서 발생가능한 파괴형태에 대하여 검토하며, 일반적으로 네일 보강 비탈면에서 발생하는 파괴형태는 해설그림 7.1과 같다.

- ① 보강구간 밖에서 파괴가 발생하는 외적파괴 거동
- ② 보강구간 내에서 발생하는 내적파괴 거동
- ③ 위 두 가지가 혼합된 형태의 파괴거동



해설그림 7.1 네일 파괴형태(CLOUTERRE, 1991)

(2) 보강토체 내에서 발생하는 내적파괴는 파괴면 바깥쪽에 근입되는 네일의 인발파괴 또는 네일자체의 파괴에 의해서 발생하므로 이에 대한 검토도 필요하다.

7.4.2 안전율 기준

네일로 보강된 비탈면의 안정해석에 적용하는 안전율 기준은 다음과 같다.

표 7.1 네일 보강 비탈면의 안전율

구분	검토항목	안전율	
외적 안정	보강비탈면의 안정성	쌓기 및 깎기비탈면에서 적용하는 안전율 적용	
내적 안정	네일의 인장 및 전단	평상시	2.0
		지진시	1.5
	네일의 극한인발력	평상시	3.0
		지진시	2.0

7.4.3 네일의 내적안정해석

- (1) 네일의 내적안정해석은 다음 내적파괴형태를 고려한다.
- ① 네일 재료 자체의 파단
 - ② 파괴면 바깥쪽의 저항영역에 근입된 네일의 인발파괴
- (2) 네일의 내적안정해석에서는 각각의 내적파괴모드에 대하여 저항력을 구하고 이 값 중에서 최소값을 최대인발저항력으로 한다.
- (3) 네일의 전단저항력을 고려하는 경우에는 최대인발저항력이 발휘될 때 네일 내부에 발휘되는 전단력을 최대전단력으로 한다.

[해설]

(1) 네일의 내적안정해석은 보강 비탈면 내부의 네일에 작용하는 인장하중에 대하여 파괴 가능한 모드를 검토한다. 파괴면 바깥쪽에 근입되는 부분에서 발휘되는 허용인발저항력은 해설식 (7.2)와 (7.3)을 이용한 극한인발저항력에 안전율을 적용하여 계산한다.

제 7 장 네 일

보강재의 허용인장강도는 장기인장강도에 안전율을 고려하여 해설식 (7.4)를 이용하여 계산한다. 네일 보강토체의 안정해석에서 파괴면에서 발휘되는 보강재의 설계저항력은 이렇게 계산된 값 중에서 최소값(T_{\min})을 적용한다.

$$T_{ug} = \pi \cdot D \cdot L_e \cdot \tau_u \quad \text{해설식 (7.2)}$$

$$T_{uf} = \pi \cdot d \cdot L_e \cdot \tau_f \quad \text{해설식 (7.3)}$$

$$T_{la} = \frac{T_l}{FS} \quad \text{해설식 (7.4)}$$

여기서 T_{ug} : 지반과 그라우트 사이의 극한인발저항력(kN)

T_{uf} : 보강재와 그라우트 사이의 극한인발저항력(kN)

D : 천공직경(m)

d : 보강재의 유효직경(m)

L_e : 마찰저항력을 발휘하는 보강재의 길이(m)

τ_u : 지반과 그라우트 사이의 단위주면마찰저항력(kN/m²)

τ_f : 보강재와 그라우트 사이의 단위주면마찰저항력(kN/m²)

내적안정해석결과는 보강비탈면에 대한 안정해석에서 보강재에 의해 발휘되는 저항력으로 파괴면에 작용시킨다. 일반적으로 한계평형해석을 이용하여 안정해석을 수행하면 각각의 네일에서 발생하는 저항력을 입력하여야 하며, 이로부터 파괴면의 평형조건을 고려하여 안전율을 계산한다.

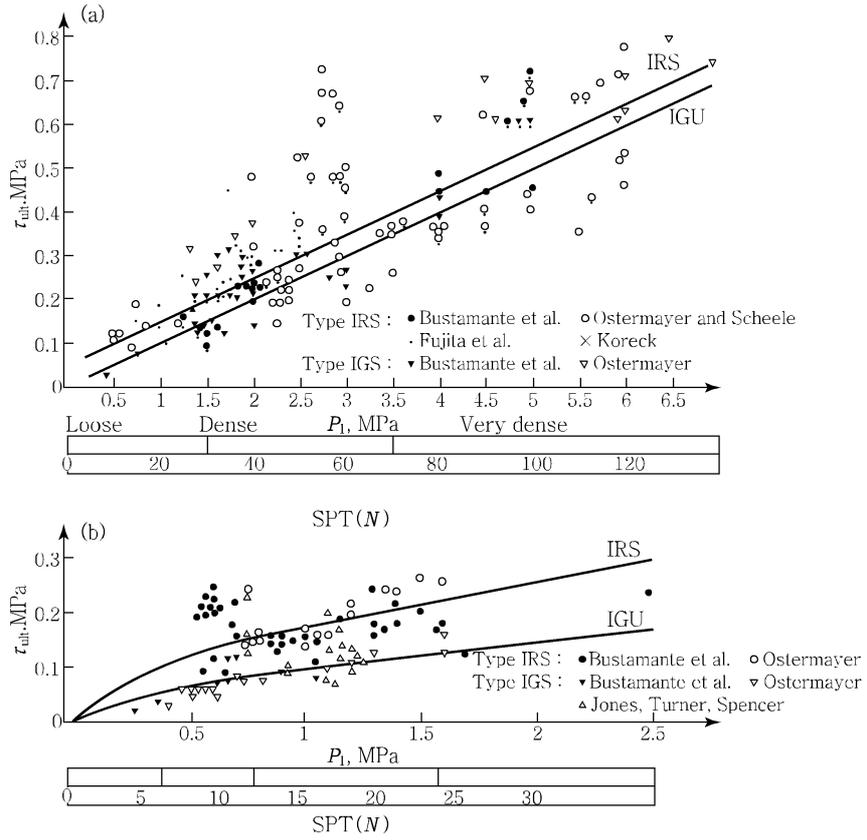
- (2) 인발저항력은 그라우트-지반사이에서 발휘되는 극한주면마찰저항력(τ_u)에 의존하며, 그라우트의 물시멘트비, 시공방법, 지반종류에 따라 매우 차이가 많이 난다. 네일의 주면마찰저항력은 네일의 설계에 있어서 가장 변화의 범위가 크고 상황에 따라서 차이가 많이 발생하는 항목이므로 이 부분에 대한 안전율을 좀더 크게 줄 수 밖에 없다.

지반조건에 따른 극한단위주면마찰저항력의 값은 해설표 7.1과 해설그림 7.2, 해설그림 7.3을 참고하거나 실제 인발시험에서 측정된 값을 사용할 수 있다.

해설표 7.1 시공방법 및 지반종류에 따른 극한단위주면마찰저항력

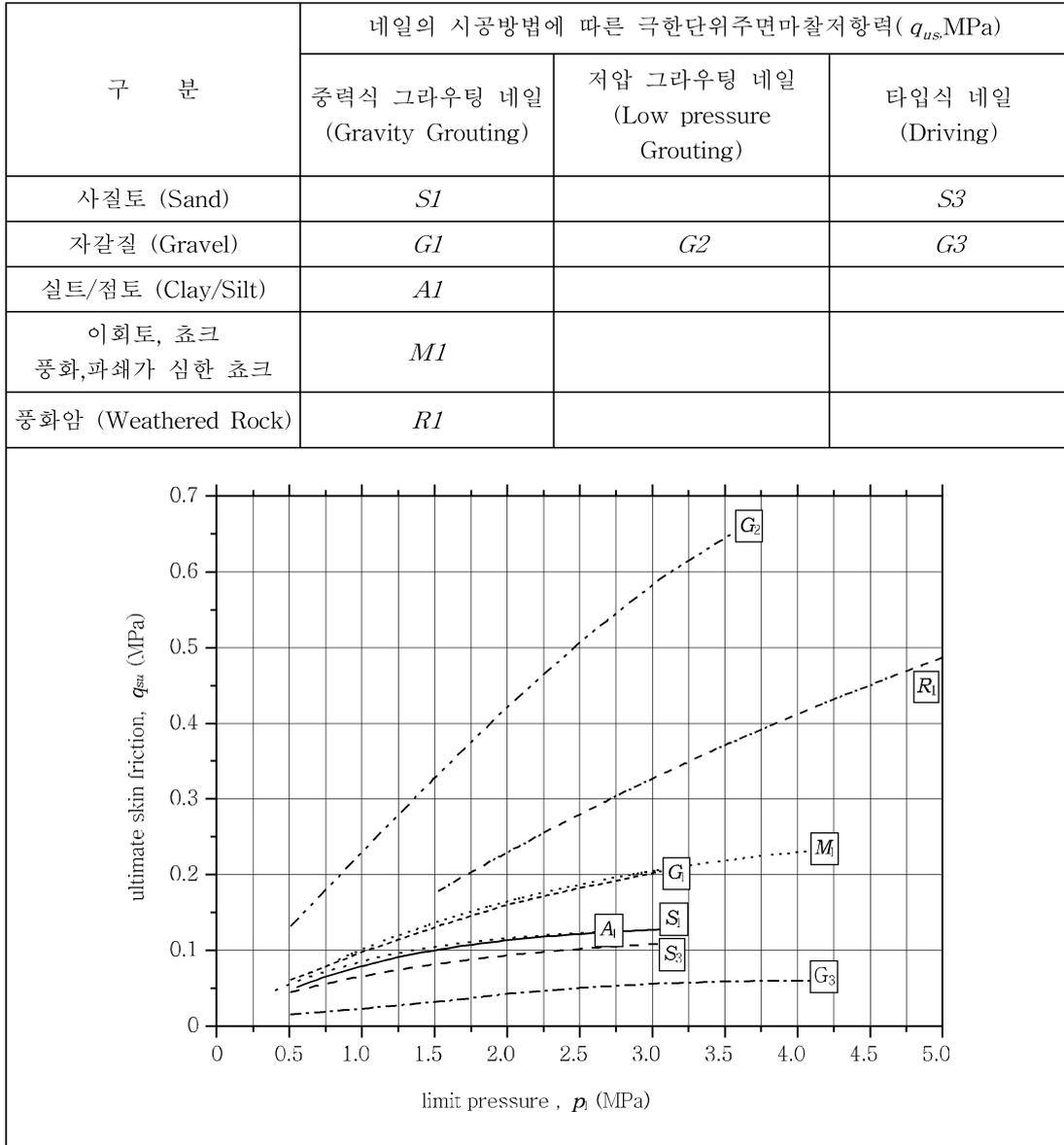
시공방법	지반종류	극한단위주면마찰저항력 (kN/m ²)	
		네일 (Elias and Juran, 1988)	영구앵커 (Cheney, 1984)
로터리 천공 (Rotary drilled)	실트질 모래 실트 풍화잔류토	100 ~ 200 60 ~ 80 70 ~ 120	240 ~ 440
타입식 (Driven casing)	모래 조밀한 모래자갈 Dense moraine 모래질 붕적층 점토질 붕적층	290 390 390 ~ 590 100 ~ 200 50 ~ 100	340 ~ 630 490 ~ 980
고압 그라우트 (Jet grouted)	세립질 모래 모래 모래자갈	390 980	170 ~ 220 220 ~ 420 420 ~ 560
오거 굴착 (Augered)	연약한 점토 굳은점토 점토질 실트 모래질 점토 실트질 모래	20 ~ 30 40 ~ 60 50 ~ 100 200 ~ 290 20 ~ 30	100 ~ 200 70

제 7 장 네 일



해설그림 7.2 한계압에 따른 네일의 단위주면마찰저항력

7.4 네일보강 비탈면의 설계



해설그림 7.3 지반조건별 한계압에 따른 단위주면마찰저항력 (Clouterre, 1991)

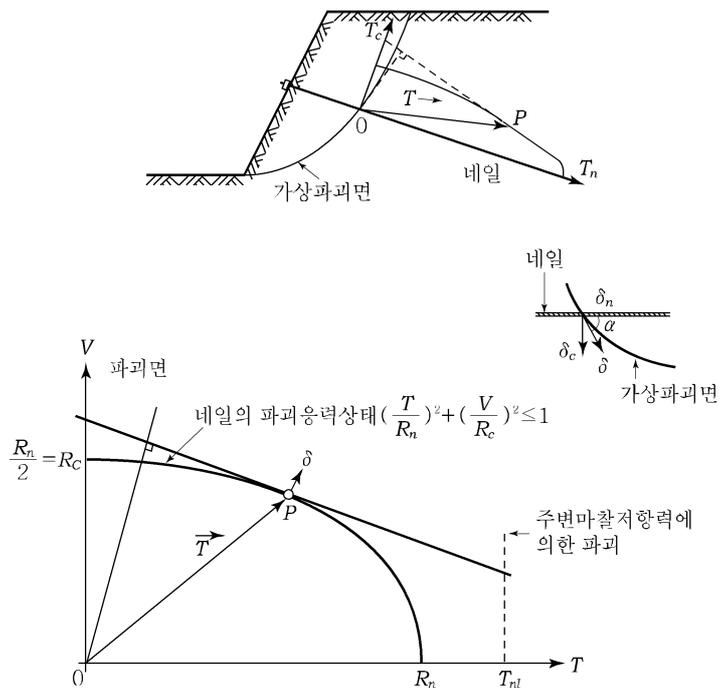
제 7 장 네 일

(3) 네일에 발생하는 인장력과 전단력은 트레스카 파괴기준을 고려하여 네일에 발생하는 응력에 대해 Mohr원의 해석에서 다음과 같이 인장력과 전단력의 타원체로 표현된다.

$$\left(\frac{T}{R_n}\right)^2 + \left(\frac{V}{R_c}\right)^2 \leq 1 \quad \text{해설식 (7.5)}$$

여기서, T : 파괴면에서 네일에 발생하는 인장력
 V : 파괴면에서 네일에 발생하는 전단력
 R_n : 네일의 인장강도
 R_c : 네일의 전단강도 ($= R_n/2$)

여기에 최대일의 원리를 적용하면 해설그림 7.4에서와 같이 네일에 발휘되는 저항력(인장력과 전단력의 합력)의 벡터방향(OP)을 구할 수 있으며 트레스카 파괴기준인 타원체와 만나는 위치가 파괴면에서 발휘되는 전단력과 인장력이 된다. 이때 전단력과 인장력은 해설식 (7.6)과 해설식 (7.7)을 이용하여 계산할 수 있다.



해설그림 7.4 파괴면에서 네일에 의한 전단력과 인장력의 계산

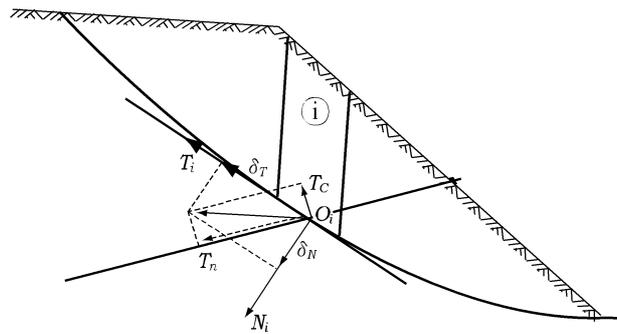
$$V_f = \frac{T_{\min}/2}{\sqrt{1+4\tan^2(\frac{\pi}{2}-\alpha)}} \quad \text{해설식 (7.6)}$$

$$T_f = 4V_f \tan(\frac{\pi}{2}-\alpha) \quad \text{해설식 (7.7)}$$

여기서,

- T_{\min} : 네일 인발저항력과 네일 인장강도 중 작은 값
- V_f : 파괴시 네일에 발생하는 전단력
- T_f : 파괴시 네일에 발생하는 인장력
- V : 파괴면에서 네일에 발생하는 전단력
- α : 파괴면과 네일 사이의 각도

파괴면에서 각 네일에 발생하는 인장력과 전단력은 각각 네일의 설치방향과 네일의 직각방향으로 발휘되고 있으므로, 이 합력을 다시 파괴면의 방향과 파괴면에 직각 방향 분력으로 나누어 네일 위치에서의 힘의 평형계산에 이용한다. 해설그림 7.5는 절편법을 이용하여 비탈면의 안정계산을 수행할 때 i번째 절편에 설치된 네일에서 발휘되는 네일의 인장력(T_n)과 전단력(T_c)의 합력을 다시 파괴면에 수직인 힘(N_i)과 파괴면에 나란한 힘(T_i)으로 나누어 발휘시키는 것을 나타내었다.



해설그림 7.5 파괴면에서의 힘의 재분배

7.4.4 네일보강 비탈면의 안정해석

- (1) 네일보강 비탈면의 안정해석방법은 파괴면에서의 네일에 의한 저항력을 고려하여 안정해석을 실시한다.
- (2) 네일로 보강된 비탈면에서 발생하는 파괴면의 형태는 원호, 이중썰기, 단일썰기 등으로 가정할 수 있으며, 지반조건 및 하중조건에 따른 예상파괴형태를 신중히 고려하여 해석에서 사용하는 파괴면의 형태를 결정한다. 기존 파괴된 비탈면인 경우는 실제 파괴형태와 범위를 고려하여 결정한다.
- (3) 파괴면에서 보강재의 저항력은 내적안정해석에서 계산한 인장력과 인발저항력의 최소값으로 하며, 정확한 해석을 위해서는 보강재의 진단저항력도 고려할 수 있다.
- (4) 안정해석은 네일로 보강된 구간의 내부와 외부로 발생하는 모든 형태의 파괴형태에 대하여 안정하도록 네일의 길이와 간격을 조절하면서 반복적으로 수행한다.

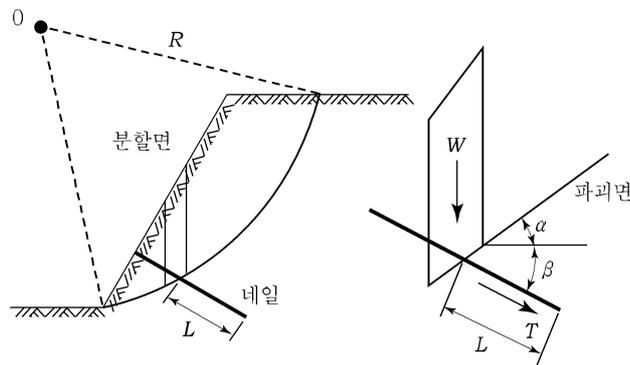
[해설]

- (1) 안정해석은 파괴시 보강토체의 평형조건을 검토하는 한계평형해석방법을 사용한다. 한계평형해석법은 가상의 파괴면으로 정의되는 영역에 대하여 힘 또는 모멘트의 평형조건을 적용하여 파괴여부를 안전율로 제시한다. 하지만, 네일 보강비탈면에서 한계평형해석을 적용하는 경우에는 각각의 네일에 하중이 어떻게 분포하는지를 규명하기 어렵다. 벽체의 변형을 최소화시킬 수 있도록 네일을 최적으로 배치하거나 순차적으로 천천히 파괴되도록 네일을 배치하는 방법은 한계평형해석으로 고려하기가 불가능하며, 유한요소해석방법 등 연속체에 대하여 응력과 변형을 동시에 산정하는 방법이 필요하다.
- (2) 네일로 보강된 비탈면에서는 지반조건, 하중조건, 네일의 배치형태에 따라서 다양한 형태의 파괴가능성이 있다. 파괴면의 결정은 실제 네일로 보강된 비탈면에서 네일내부의 응력을 계측하여 각각의 네일에 발생하는 최대응력선을 연결하는 방식으로 결정할 수 있으며, 이렇게 결정된 예상 파괴형태는 매우 불규칙하게 나타난다. 이러한 파괴형태를 단순화시킨 방법으로서 원호, 이중썰기, 단일썰기 등의 파괴형태를 가정하여 해석한다.

① 원호파괴

원호활동면에 의한 안정해석법은 일반적으로 가장 고전적인 안정해석방법이며 해설그림 7.6에서 보는 바와 같이 일반적인 비탈면의 안정해석법과 동일하다. 즉 비탈면에 네일이 설치되는 경우 활동면 상단부분은 수직에 가까우며 적어도 하나의 네일은 활동면을 네일 자체에 직각방향으로 갖는다. 활동면을 보강영역 내에 완전히 포함시킨 경우의 내부파괴 형태, 부분적으로 포함시킨 경우의 혼합파괴 형태, 완전히 바깥에 위치하는 경우의 외부 파괴 형태를 고려하여 검토한다.

활동면의 형상을 해설그림 7.6에 보인 바와 같이 원호로 가정하고 활동면보다 더 깊은 보강재의 인장효과를 생각해서 보강재가 가지는 극한평형식을 이용하여 안정계산을 수행한다.



해설그림 7.6 원호활동면에 대한 안정계산

$$FS = \frac{\Sigma(W \cdot \cos \alpha - U \cdot L) \tan \phi' + T \cdot \cos \beta + c' L}{W \cdot \sin \alpha} \quad \text{해설식 (7.8)}$$

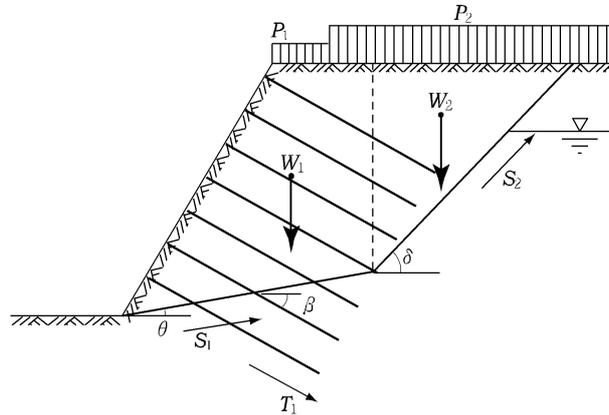
여기서,

- FS : 비탈면의 안전율
- W : 활동면 토체의 중량(kN)
- L : 활동면 아래 네일의 길이(m)
- c' : 지반의 유효점착력(kN/m²)
- ϕ' : 유효내부 마찰각(°)
- U : 분할면 저변에 작용하는 간극수압(kN/m²)
- α : 분할면 저변의 경사각(°)
- β : 분할면 저변과 보강재가 이루는 각(°)

T : 분할면 저변에 작용하는 보강재의 인장력(kN)

② 이중썰기

이중썰기면은 해설그림 7.7에서 보는바와 같이 2개의 썰기에 대한 안정해석을 실시한다. 상부 썰기는 보강토체 뒤에 위치하여 보강토체에 주동 하중으로 작용하고 하부 썰기는 보강영역을 포함하는데 활동면이 보강영역을 통과한다. 그리고 활동면보다 더 깊은 보강재의 인장효과와 뒷면의 2개의 흙썰기의 힘의 균형에 의해 필요한 보강재를 결정한다. 이중썰기면에 의한 방법은 완전한 내부파괴를 명시적으로 고려하지 않으므로 다소 제한적으로 사용된다.



해설그림 7.7 이중썰기에 대한 안정계산

해설그림 7.7에 나타낸 이중썰기 파괴에 대한 안전율의 계산은 썰기의 파괴면 경사 θ , δ 를 여러 각도로 변화시켜 최소안전율이 되는 파괴면의 경사를 구하게 된다. θ 는 파괴면이 각 보강재의 선단 및 인접하는 보강재를 통과하도록 설정하고 δ 는 임의의 각도로 변화시키며, 계산할 때에는 비탈면 토체를 지표면의 상재하중, 지층구분, 지하수위, 비탈면의 변곡점 및 교점 등에서 절단하여 분할하고 각각의 영향을 별도로 고려한다. 안정해석은 다음의 계산식들을 이용한다.

파괴썰기의 중량 : W_1 , W_2

지표면에 작용하는 상재하중 : P_1 , P_2

각 파괴썰기의 하부에서 발휘되는 전단저항력

$$S_1 = (W_1 + \sum P_1 - U) \cdot \cos\theta \cdot \tan\phi_1 + c_1 \cdot L_1$$

$$S_2 = (W_2 + \sum P_2 - U) \cdot \cos\delta \cdot \tan\phi_2 + c_2 \cdot L_2$$

안전율계산

$$FS = \frac{\sum S_1 + S_2 \cdot \cos(\delta - \theta) + \sum T \cos(\theta - \beta)}{(W_1 + \sum P_1) \sin\theta + (W_2 + \sum P_2) \sin\delta \cos(\delta - \theta)} \quad \text{해설식 (7.9)}$$

여기서,

L_1, L_2 : 각 썰기의 파괴면의 길이(m)

c_1, c_2 : 각 썰기의 파괴면 저면에 작용하는 점착력

ϕ_1, ϕ_2 : 각 썰기의 파괴면 저면에 작용하는 내부마찰각

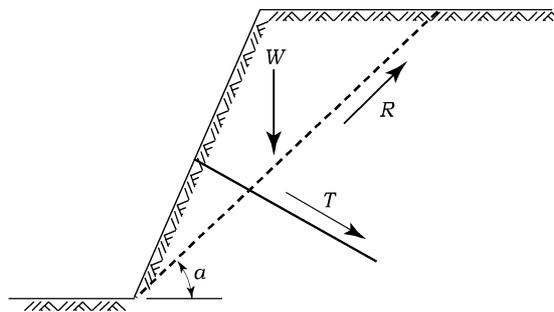
β : 보강재의 타설각도(°)

U : 각 썰기의 파괴면에 작용하는 수압

T : 분할면 저면에 작용하는 보강재의 인장력

③ 단일썰기

활동면을 해설그림 7.8에서 볼 수 있는 것처럼 파괴활동면 (a) 을 수평에서 $45^\circ \sim 45^\circ + \frac{\phi}{2}$ 범위의 직선 활동면으로 가정하고 활동면보다 깊은 보강재의 인장력 및 전단력에 의한 효과를 고려하여 안정해석을 실시한다.



해설그림 7.8 단일 썰기파괴에 대한 안정계산

(4) 위의 파괴형태에서 안정해석은 보강재의 인장력만을 고려하였으며, 파괴썰기에 전단력을 고려하여 힘의 평형을 고려하여 해석할 수도 있다.

7.4.5 전면벽체의 설계

- (1) 전면벽체의 설계는 네일머리에 작용하는 인장력과 전면벽체 배면에 작용하는 토압의 평형조건을 가정하며 이때 토압(p)은 벽체배면에 균등하게 작용하는 것으로 한다. 전면벽체의 보강효과는 보강 비탈면 안정해석시 고려하지 않는다.
- (2) 네일머리에 작용하는 하중은 네일설계인장력의 50%값과 네일주변 전면벽체에 작용하는 주동토압의 크기를 비교하여 큰 값을 적용한다.

$$T_0 = \max \begin{cases} P=0.5P_D \\ P=0.5K_A \gamma t H S_v S_h \end{cases}$$

$$P = \frac{T_0}{S_v S_h}$$

여기서, T_0 : 전면벽체에 가해지는 하중

P_D : 네일의 설계하중

K_A : 주동토압계수

H : 벽체의 높이

S_v, S_h : 네일의 수직, 수평간격

- (3) 전면 벽체의 설계는 콘크리트구조설계기준을 참조하여 (2)에서 구한 하중에 하중계수를 고려하여 다음의 항목을 검토한다.
- ① 벽체 자체의 휨과괴
 - ② 네일두부의 주변에 발생하는 국부적인 전단과괴

[해설]

- (1) 벽체에 작용하는 토압은 네일에 작용하는 하중에 대한 값의 산정방법보다 신뢰성이 떨어지는데, 이는 토압 분포에 대한 측정사례가 많지 않고, 측정값의 신뢰도도 벽체의 휨영향으로 인하여 그리 높지 않기 때문이다.

네일부근 벽체에 토압계를 설치하여 측정한 사례를 정리한 FHWA(1999)의 보고서에는 벽체배면의 토압(horizontal thrust)은 해당위치에서의 주동토압의 30%~70%정도가 발휘되는 것으로 나타나고 있으며 일부 자료는 100%이상도 발휘되는 것으로 나타나고 있다.

Gassler가 시험벽체에 대하여 슛크리트와 지반사이에 토압계를 설치하여 측정한 바

에 의하면 Coulomb 주동토압의 50%정도 값이 작용하며 토압의 분포는 전체높이에서 일정하다가 비탈끝쪽에서 감소하는 형태라고 보고하고 있다.

프랑스에서 Clouterre 프로젝트에서도 유사한 거동이 관찰되었는데, 일반적인 사용하중상태에서 하중이 가장 크게 작용하는 상부 벽체배면에서 네일머리에 작용하는 하중은 네일에 작용하는 최대사용하중의 0.4~0.5정도로 나타났다. 이러한 정보로부터 프랑스에서는 네일간격이 1.0m 일 때 최대네일머리 하중은 네일설계하중의 60%, 네일간격이 1.5m일 때 70%, 네일간격이 3.0m이상일 때는 100%를 적용하도록 제시하고 있다.

네일머리에 작용하는 하중과 전면벽체에 가해지는 토압에 대한 값은 여전히 불확실하지만 대체적으로 네일에 발생하는 최대하중의 100%를 초과하지는 않는다는 것은 확인이 된 것으로 보인다.

본 설계기준에서는 별도의 시험벽체에 대한 측정을 통하여 벽체배면 또는 네일머리에 발생하는 하중의 값을 제시하지 않으면 네일머리에 발생하는 하중을 네일에 발생하는 최대하중값(설계하중)의 50%로 간주한다. 또한, FHWA에서처럼 토압계를 설치하여 벽체배면에 직접적으로 가해진 토압을 측정하였을 때 대부분의 값이 주동토압의 1.0배를 초과하지 않고 있으므로 이 값을 최대발생가능한 토압으로 간주하며, 설계에서는 두 값중 큰 값을 적용하는 것으로 간주한다.

- (2) 전면벽체의 설계는 연직하중(균등한 토압)을 받는 슬래브와 이를 지지하는 네일로써 모델링하고 벽체 내에 발생하는 모멘트와 전단력에 대하여 안정하도록 설계한다.

7.5 배수시설

- (1) 전면벽체는 수압의 영향을 고려하지 않으므로 네일보강공법은 반드시 배수시설을 고려하여야 한다. 배수시설의 설치는 계절적인 지하수위와 지표에서의 침투, 상부배수 시설로부터의 누수가 발생하더라도 원활한 배수가 되도록 하여야 한다.
- (2) 네일보강벽체에 적용하는 배수시설의 종류는 다음과 같다.
- ① 배수구멍(weep hole)
 - ② 수평배수공
 - ③ 전면벽체뒷면에 설치하는 수직배수재
 - ④ 벽체상부에 표면수 유입을 위해 설치하는 배수로

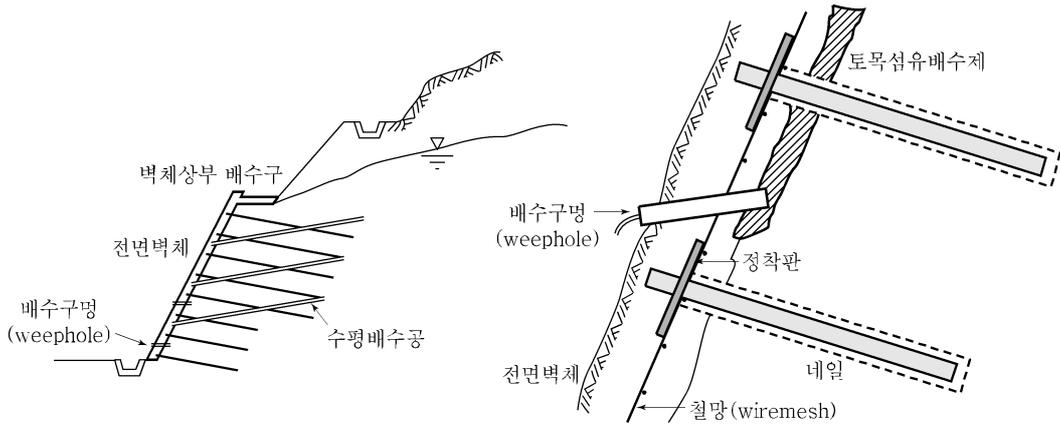
[해설]

(1) 네일의 설계에 있어서 배수시설을 고려하는 것은 매우 중요하다. 이는 보강된 비탈면의 안정성을 증대시키고, 네일보강 효과를 극대화시키기 위해서 반드시 필요하다. 특히, 지하수에 의해 네일의 주면마찰저항력이 감소한다는 보고도 있으므로 네일 보강 토체 내에 지하수위가 형성되지 않도록 설계하는 것이 필요하다.

(2) 네일 전면벽체에 가장 기본적으로 설치하는 배수시설은 배수구멍이며 비탈면내 지하수위가 높지 않더라도 최소 10m²에 1개 정도 설치한다. 배수구멍은 전면벽체 배면에 설치하는 토목섬유배수재와 연결시킨다.

비탈면 표면에 용수가 발생하거나 강우시 흐르는 지하수가 많은 경우는 전면벽체 배면에는 토목섬유배수재를 이용하여 배수시키기도 한다.

지하수위가 높거나 용수가 많이 발생하는 구간에서는 수평배수공을 설치한다. 수평배수공은 상향으로 약 5° 천공하여 부직포를 둘러싼 배수재료(유공관, 다발관 등)를 삽입하며, 사용하는 유공관은 PVC나 금속재료를 이용하며 공장에서 구멍을 뚫은 제품을 사용한다. 유공관의 구멍크기는 5mm~20mm 정도이며 개수와 간격은 지하수 흐름 해석으로부터 결정할 수 있다. 금속 유공관의 경우는 부식의 우려가 있으므로 유의한다.



해설그림 7.9 네일공법의 배수시설

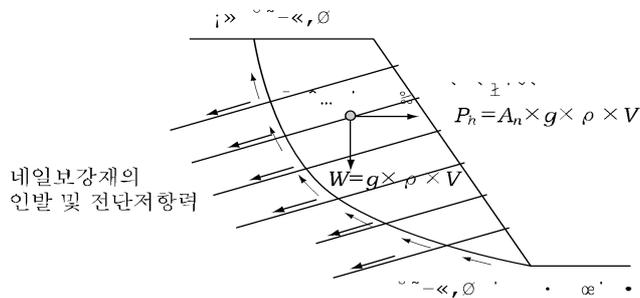
7.6 지진시 안정해석

- (1) 지진시 네일보강 비탈면의 안정해석에서는 내적안정과 외적안정성을 검토한다.
- (2) 네일보강 비탈면의 지진시 안정해석에서 고려하는 지진하중은 파괴토체의 자중과 지진계수(A_m)를 곱한 등가지진력으로 고려하며, 파괴토체의 중심에 횡방향으로 작용시킨다.
- (3) 지진에 의한 지진계수는 제24장 비탈면 내진설계기준에서 제시하는 지반가속도계수(A)를 이용하여 다음식으로 산정한다.

$$A_m = (1.45 - A)A$$

[해설]

- (1) 지진시 네일보강 비탈면의 내적안정검토는 지진관성력을 고려한 안정해석에서 지진시 안전율이 확보되는 네일의 배치와 길이를 결정하고, 파괴면 밖으로 나간 부분의 네일에서 발휘되는 인발저항력의 확보여부를 검토하기 위해 수행한다. 이때 내적안정검토에서 극한인발저항력과 허용인장력에 적용하는 안전율은 지진시의 안전율을 적용한다.
- (2) 네일보강 비탈면의 안정해석은 한계평형해석으로 수행하는 것을 기본으로 하며, 더 엄밀한 해석은 타 문헌이나 관련분야 연구결과를 참조하여 수행한다. 지진시 네일보강 비탈면의 한계평형해석에서는 예상되는 파괴토체에 정적상태의 하중과 지진에 의한 관성력, 그리고 네일에 의한 저항력을 고려하여 안정해석을 실시하고 안전율을 계산한다.



해설그림 7.10 네일보강 비탈면의 지진하중 고려방법

참고문헌

1. CEBTP, 1993, Recommendations Clouterre, US DOT, FHWA (English Translation)
2. P.E.Johnson, "Soil Nailing for Slopes", TRL report 537, 2002
3. Hsai-Yang Fang, (1991), "Foundation Engineering Handbook 2nd Ed.", Van Nostrand Reinhold, NewYork.
4. FHWA, (1996), Manual for desing and construction monitoring of soil nail walls, FHWA-SA-96-069

제 8 장 록볼트

8.1 적용범위

이 장은 암반비탈면의 보강을 위한 록볼트의 설계에 적용한다.

[해설]

- (1) 비탈면 보강을 위한 록볼트의 역할은 소규모의 암괴 또는 썩기구간을 보강하기 위해 적용한다. 층리 및 절리가 발달된 암반비탈면의 경우에는 암석자체의 강도에 상관없이 절리의 방향성에 의해 파괴가 발생할 수 있으며, 이 경우 록볼트는 암괴의 초기 변형을 억제하고 암반을 보다 일체화시키는 작용을 기대할 수 있다.

- (2) 록볼트의 종류와 형태는 매우 다양하지만 설계기준에서 이러한 다양한 내용을 모두 포함하지 않는다. 세부적인 설계기법에 관한 사항은 록볼트와 관련된 전문서적을 참고하고, 타 기관에서 발간된 모든 지침, 시방서를 준용하여 사용할 수 있다.

해설표 8.1 록볼트의 종류

정착에 의한 분류	시공방식에 의한 분류		
선단 정착형	썩기형		
	확장형		
	선단집착형		
전면 집착형	충전형	수지형	보통 수지형 발포 수지형
		시멘트 모르타르형	보통 포틀랜드 시멘트 그라우트형 초조강 시멘트 그라우트형
	주입형	삽입형	보통 포틀랜드 시멘트 그라우트형 급결 시멘트 그라우트형
		타입형	램 인젝션형 얼루비얼형
		천공형	자천공형
		확대형 + 시멘트 그라우트형	
혼합형	선단 정착형 + 시멘트 그라우트형		
마찰형	스웰렉스형		

8.2 재료의 특성

8.2.1 록볼트 및 정착판

- (1) 비탈면에 적용하는 록볼트 및 그 구성부품은 KS E 3132에서 규정한 종류를 적용하며 원지반 조건 및 사용 목적에 따라 필요한 강도 및 인장 특성을 가진 것을 사용하여야 한다.
- (2) 비탈면 보강용 록볼트는 일반적으로 인장재로 간주하므로 지반의 급격한 붕괴를 방지하기 위해서 인장강도가 큰 것을 사용한다. 록볼트를 장기적으로 적용하는 경우는 부식 저항성이 큰 재료를 사용한다.
- (3) 정착판은 록볼트를 암반과 밀착시키는 역할을 하는 부재로 록볼트에 발생하는 하중을 장기적으로 견딜 수 있는 재료를 사용한다.

[해설]

- (1) 원형봉강은 이형봉강에 비하여 인발 저항력이 훨씬 작기 때문에 록볼트 재료로는 이형봉강이 통상적으로 사용되고 있다. 이형봉강 중에서 강도 및 인장 특성을 고려할 때 KS D 3504에 규정되어 있는 SD300 이상으로 하다.

록볼트는 소요강도 이상을 가지는 이형봉강으로 제작하는 것을 원칙으로 하나 강관, 팽창성 강관 또는 이와 동일한 강도와 기능을 가지는 기타 소재의 록볼트도 사용할 수 있으며, 재질 및 강도는 KS에 적합한 것이어야 한다.

록볼트 재료 선정에 대한 일반적인 기준은 없으나 사용 목적과 그간의 실적에 비추어 대략적인 재료기준을 제시하면 아래와 같다.

- ① 암괴의 붕합 등 록볼트에 큰 축력이 작용하지 않을 것으로 예상되는 경우 SD300, SD350 정도의 재질을 사용하며, 직경은 D22~D25 정도가 적합하다.
- ② 패턴볼트로 아치 등을 목적으로 하고 지반의 변형이 그다지 크지 않을 경우 SD300 이상, D22 이상의 것을 사용한다.
- ③ 지반의 변형이 클 것으로 예상되는 경우에는 록볼트에 큰 축력이 발생되어 록볼트의 저항력을 향상시킬 필요가 있으므로, 단면적이 크고 인장강도가 큰 SD350 이상, D25 이상을 사용하며, 사용 개수를 늘려야 한다.

- (2) 정착판 면적은 150×150mm 정도의 규격이 적당하며, 두께는 통상 6mm 정도가 적당하나, 팽창성 지반의 경우는 9mm 정도의 두께로 한다. 그러나 지반의 변형이 큰 경우는 록볼트에 발생하는 축력이 매우 클 수도 있으므로 이 경우에는 정착판의 두께와 강도에 대하여 별도의 검토가 필요하다.
- (3) 록볼트의 작용 효과를 장기적으로 기대하는 경우에는 부식되지 않는 것으로 해야 하며, 특히 강산성 지반(온천, 산성 용수 등이 존재하는 지반) 및 해수의 영향을 받는 지역에서는 내부식성 재료 등을 사용한다.

8.2.2 그라우트

- (1) 그라우트는 조기 접착력이 크고, 취급이 간단하여야 하며 내구성 및 경제성이 우수해야 한다
- (2) 일반적으로 적용하는 그라우트는 수지형, 시멘트 그라우트 형을 이용하며, 지반과의 마찰저항력이 충분히 발휘될 수 있도록 설계한다.

[해설]

- (1) 수지형 그라우트는 인발에 대한 저항력이 규정된 볼트의 강도보다 20%이상 크다는 것을 확신할 수 있는 충분한 강도특성을 가진 것을 사용하며, 조기에 접착력을 발휘할 수 있어야 한다. 발포성을 가한 수지를 사용하는 경우는 발포배율에 따른 주변마찰저항의 감소 여부를 검토할 필요가 있다.

시멘트 그라우트의 배합은 강도보다 시공성에 중점을 두어 결정하는 것이 일반적이며, 배합비율은 365kg, 모래 1,176kg, 혼화제 1.4kg, 급결재 4.3kg의 비율로 하면 적정하다. 모래는 직경 2mm 이하로 입도분포가 좋아야 하며 모래의 표면수량에 따라서 수량을 조정하여야 한다.

사용하는 시멘트는 KS L 5201에 규정된 보통 포틀랜드 시멘트와 조강 시멘트 등을 사용할 수 있으며 보통 포틀랜드 시멘트 사용시 반드시 조기에 접착능력을 발휘할 수 있도록 급결 작업을 할 수 있는 캡슐형 급결재 또는 동등이상의 품질을 가진 급결재를 사용해야 한다.

조강시멘트 사용시는 첨가제로서 지연제를 사용하여 모르터 경화시간을 조정하되 시공관리에 특별히 유의하여야 한다. 모르터에 의한 그라우트는 용수, 염수, 산, 알카

제 8 장 록볼트

리성에 대하여 영향을 받지 않아야 한다. 해설표 8.2에는 록볼트에 사용하는 그라우트의 특징을 나타내었다.

해설표 8.2 록볼트 그라우트의 특징

구 분	개 요
수지형	<ul style="list-style-type: none"> · 수지와 경화제가 혼합된 캡슐 형태 · 보통 수지와 발포성 수지로 구분
시멘트 그라우트 형	<ul style="list-style-type: none"> · 천공 → 그라우트 주입 → 록볼트 타입 순으로 시공 · 보통 포틀랜드 시멘트를 사용하는 SN록볼트와 초조강시멘트를 사용하는 AS볼트가 있다.
	<ul style="list-style-type: none"> · 시멘트 페이스트와 급결제를 혼합 후 주입 · SN볼트의 시공이 어렵거나 불가능한 경우로써 갱내로 유입되는 용수량이 많을 경우 또는 공내에 압과편으로 인해 주입호스를 삽입하기 어렵거나 함몰되기 쉬운 경우 등에 적용

8.3 설계일반사항

8.3.1 설계목표

- (1) 록볼트의 설계목표는 록볼트로 보강된 암반비탈면의 장기적인 파괴에 대한 안정성을 확보하는 것이다.
- (2) 설계수명기간동안 비탈면의 파괴, 변형, 록볼트 구성요소의 파손이 발생하지 않아야 한다.

8.3.2 록볼트 적용기준

- (1) 록볼트는 보강이 필요한 부분의 상태 또는 규모에 따라 보강되는 부분의 안정성이 확보되도록 랜덤볼트 또는 패턴볼트형식으로 설계한다.
- (2) 록볼트는 현장용접이나 이음재를 이용하여 연결되는 부분이 최소가 되도록 한다.

[해설]

- (1) 큰 암석이 걸려있는 경우와 같이 국부적인 보강이 필요한 경우에는 랜덤볼트 형태로 필요한 구간에만 설치하여 안정성을 확보할 수 있고, 일정한 방향의 불연속면에 의해 암반의 탈락이 예상되는 비탈면에서는 패턴볼트를 적용하여 전반적인 보강을 실시한다.
- (2) 록볼트는 인장력에 저항하도록 설계하므로 록볼트 재료는 인장강도가 커야 한다. 현장이음한 록볼트 재료는 원래 록볼트의 인장력을 발휘하는지 확인하여야 하며, 가급적 현장이음한 록볼트는 사용하지 않는다.

8.3.3 내진설계 여부

- (1) 록볼트로 보강한 비탈면의 내진설계는 보강되지 않은 비탈면의 내진설계 여부에 따라 결정하며, 제24장 24.3.1 비탈면의 내진등급을 참고한다.
- (2) 록볼트로 보강한 비탈면의 지진시 안정해석은 제8장 8.5 지진시 안정해석 및 제24장 비탈면 내진설계기준을 참조한다.

제 8 장 록볼트

[해설]

록볼트로 보강한 비탈면의 내진설계는 비탈면의 내진등급에 따라 내진설계여부를 결정한다. 예를 들어, I등급 비탈면에서 내진에 대한 안정해석을 수행하여 안정성이 만족되지 않는 경우 이에 대한 대책으로서 록볼트로 보강을 하는 경우에는 록볼트 보강 비탈면에 대한 내진설계를 수행하여 안정성을 만족하도록 설계하여야 한다.

8.4 록볼트보강 비탈면의 안정해석

8.4.1 검토항목

록볼트보강 비탈면의 안정해석은 불안정한 구간을 안정화시키기 위한 록볼트의 소요 개수를 검토하며, 록볼트의 저항력은 파괴면과 이루는 각도를 고려하여 결정한다.

8.4.2 안전율 기준

록볼트로 보강된 비탈면의 안정해석에 적용하는 안전율기준은 다음과 같다.

표 8.1 록볼트 보강 비탈면의 안전율

구분	검토항목		안전율
외적 안정	록볼트보강 비탈면의 전체적인 안정성		쌓기 및 깎기비탈면에서 적용하는 안전율 적용
내적 안정	보강재의 인장강도	상시	2.0
		지진시	1.5

8.4.3 록볼트 설계

- (1) 록볼트 길이는 탈락이 예상되는 암반구간을 안정시킬 수 있도록 여유있게 결정한다.
- (3) 록볼트의 설치수량은 보강하고자 하는 암괴의 크기를 고려한 평형조건으로부터 소요 보강력을 구하고 기준안전율을 고려하여 필요한 개수를 산정한다.

[해설]

- (1) 록볼트의 설계는 불연속면의 간격, 길이, 크기에 의해 암체의 붕괴가능성을 산정하고 붕괴가 발생하지 않도록 록볼트의 본수, 간격을 결정하는 경우와 1본의 록볼트에 의해 지보 가능한 하중 및 지보하여야 할 하중의 관계로부터 본수, 간격을 결정하는 경우가 있다.

제 8 장 록볼트

(2) 록볼트로 보강하는 비탈면의 안전율을 해설식 (8.1)과 같다.

$$FS = \frac{c \cdot A + (W \cos \theta - U) \tan \phi}{W \sin \theta - T \cos \alpha} \quad \text{해설식 (8.1)}$$

여기서,

FS : 기준안전율

T : 암괴 또는 파괴체를 지지하기 위한 전체보강력

c : 파괴면의 점착력

ϕ : 파괴면의 마찰각

A : 파괴면의 면적

W : 파괴암괴 중량 (γV)

U : 파괴면에 작용하는 수압

θ : 파괴면이 수평면과 이루는 각도

α : 록볼트와 파괴면 사이의 각도

이로부터 암괴 또는 파괴체를 지지하기 위한 전체보강력은 해설식 (8.2)로 구할 수 있다.

$$T = \frac{1}{\cos \alpha} \times \left\{ W \sin \theta - \frac{c \cdot A + (W \cos \theta - U) \tan \phi}{FS} \right\} \quad \text{해설식 (8.2)}$$

위 식에서 계산된 전체보강력을 미리 정한 볼트의 수평배치간격 s_h 와 록볼트 1개의 허용인장강도(T_a)를 고려하여 해설식 (8.3)으로 보강에 필요한 록볼트의 갯수를 결정한다.

$$n = \frac{T}{T_a / s_h} \quad \text{해설식 (8.3)}$$

여기서

n : 단면에 필요한 록볼트의 갯수

T_a : 허용인장강도 (인장강도/안전율)

8.5 지진시 안정해석

- (1) 지진시 록볼트 보강 비탈면의 안정해석에서는 외적안정성을 검토한다.
- (2) 록볼트 보강 비탈면의 지진시 안정해석에서 고려하는 지진하중은 파괴토체의 자중과 지진계수(A_m)를 곱한 등가지진력으로 고려하며, 파괴토체의 중심에 횡방향으로 작용시킨다.
- (3) 지진에 의한 지진계수는 제24장 비탈면 내진설계기준에서 제시하는 지반가속도계수(A)를 이용하여 산정한다.

[해설]

- (1) 지진시 록볼트 보강 비탈면의 안정검토는 지진관성력을 고려한 안정해석에서 지진시 안전율이 확보되는 록볼트의 배치와 길이를 결정하고, 파괴면 밖으로 나간 부분의 록볼트에서 인발저항력이 확보되는 길이를 결정한다.
- (2) 록볼트 보강 비탈면의 안정해석은 한계평형해석으로 수행하는 것을 기본으로 한다. 지진시 네일보강 비탈면의 한계평형해석에서는 예상되는 파괴토체에 정적상태의 하중과 지진에 의한 관성력, 그리고 네일에 의한 저항력을 고려하여 안정해석을 실시하고 안전율을 계산한다.

제 9 장 억지말뚝

9.1 적용범위

이 장은 비탈면 보강을 위한 억지말뚝의 설계에 적용한다.

[해설]

- (1) 억지말뚝은 대규모의 활동력을 일렬로 설치한 말뚝의 수평저항력으로 저항하는 공법이다. 억지말뚝은 파괴구간 내부에 일정한 간격으로 무리말뚝의 형태로 설치한다.
- (2) 억지말뚝의 종류와 형태는 매우 다양하며 해석방법도 매우 다양하다. 이 설계기준에서 이러한 다양한 내용을 모두 포함하지 않는다. 세부적인 설계기법에 관한 사항은 억지말뚝과 관련된 전문서적을 참고하고, 타 기관에서 발간된 모든 지침, 시방서를 준용하여 사용할 수 있다.

9.2 재료의 특성

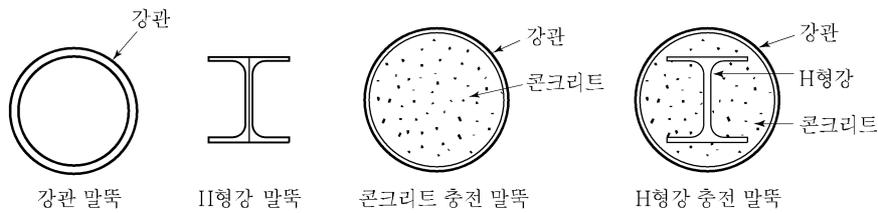
9.2.1 역지말뚝

- (1) 역지말뚝은 강관말뚝, H형강말뚝 및 현장타설 콘크리트 말뚝 또는 이들을 복합한 종류를 사용한다.
- (2) 역지말뚝은 모멘트와 전단력으로 비탈면의 대규모 활동력에 저항하므로 휨강성이 크고 장기적인 내구성 및 부식에 저항을 가진 재료와 구조를 사용한다.
- (3) 두 가지 이상의 재료를 사용한 합성단면의 역지말뚝은 각 재료의 변형특성과 면적비를 고려하여 저항모멘트와 전단저항력을 계산한다.

[해설]

- (1) 역지말뚝은 KS F 4602에 규정된 강관말뚝, KS F 4603에 규정된 H형강 말뚝, 현장타설 콘크리트 말뚝과 또는 이들을 복합한 종류를 사용하며 보강하고자 하는 규모와 심도 등에 따라서 매우 다양한 규격을 적용할 수 있다.

역지말뚝의 설치는 비탈면의 지역적 특성상 천공 후 말뚝을 삽입하거나 또는 현장에서 철근망 또는 H형강과 함께 콘크리트를 타설하는 방식이 주로 사용된다. 역지말뚝은 장기간 성능을 발휘하는 영구구조물로서 말뚝을 삽입 후 콘크리트나 시멘트 그라우팅으로 말뚝의 전 길이를 피복하여 부식의 영향을 받지 않도록 해야 한다.



해설그림 9.1 역지말뚝의 재료와 단면 종류

- (2) 저항모멘트는 말뚝의 항복응력과 말뚝의 단면계수를 이용하여 계산하며, 전단저항력은 말뚝의 전단강도와 단면적을 이용하여 계산한다. 강재말뚝일 경우에는 해설식 (9.1)과 해설식 (9.2)를 이용하여 계산할 수 있다.

$$M_n = f_y \cdot Z_p \tag{9.1}$$

$$S_n = \tau \cdot A_p \quad \text{해설식 (9.2)}$$

여기서,

M_n : 억지말뚝의 저항모멘트

S_n : 억지말뚝의 전단저항력

f_y : 말뚝재료의 항복응력

τ : 말뚝재료의 전단강도

Z_p : 억지말뚝의 단면계수(m^3)

A_p : 억지말뚝의 단면적

- (3) 대표적인 합성단면은 강관말뚝내부에 콘크리트를 채운 것과 강관말뚝 내부에 H형강과 콘크리트를 채운 것이 있으며, 각각의 합성단면에 대한 저항모멘트와 전단력의 계산을 제시하였다.

- ① 강관말뚝+콘크리트 충전 : 강관에 콘크리트를 충전한 경우 허용모멘트는 해설식 (9.3)으로 구한다.

$$M_a = C \cdot r^3 \quad \text{해설식 (9.3)}$$

여기서,

r : 강관 바깥지름의 $\frac{1}{2}$ (m)

C : C 는 다음 식의 C_1, C_2 중 작은 값을 사용한다.

$$C_1 = \frac{(1+t_1)^3}{(1-\cos\phi)} \cdot \left\{ \frac{1}{4}\phi - \frac{1}{12}\sin\phi\cos\phi(5-2\cos^2\phi) + \frac{1}{8}m\pi \frac{t_1(2-t_1)^3}{(1-t_1)^4} \right\} \cdot f_{sa} \quad \text{해설식 (9.4)}$$

$$C_2 = \frac{(1+t_1)^4}{n \left\{ \frac{1}{2}(2-t_1) + (1+t_1)\cos\phi \right\}} \cdot \left\{ \frac{1}{4}\phi - \frac{1}{12}\sin\phi\cos\phi(5-2\cos^2\phi) + \frac{1}{8}m\pi \frac{t_1(2-t_1)^3}{(1-t_1)^4} \right\} \cdot f_{sa}$$

해설식 (9.5)

제 9 장 억지말뚝

t_1 : 두께 비율(t/r)

t : 강관의 두께(m)

n : 콘크리트에 대한 강관의 탄성 계수비(E/E_c)

E : 강관의 탄성 계수(kN/m²)

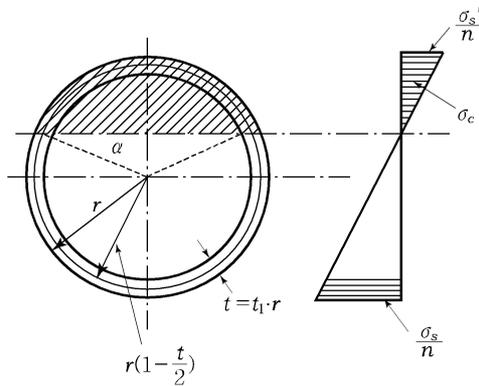
E_c : 콘크리트의 탄성 계수(kN/m²)

σ_{ca} : 콘크리트의 허용 압축 응력(kN/m²)

σ_{sa} : 강관의 허용 인장 응력(kN/m²)

ϕ : ϕ 는 다음 식에서 구한다.

$$\phi = \tan \phi (2 + \cos^2 \phi) - 3\phi - 3n\pi \frac{t_1(2-t_1)}{(1-t_1)} \cos \phi$$



해설그림 9.2 콘크리트 채움 말뚝

- ② 강관말뚝+H형강+콘크리트 충전 : 강관에 H형강을 삽입하고 콘크리트로 충전한 경우에는 해설식 (9.6)으로 단면력을 계산할 수 있다. 단, 콘크리트를 강관과 H형강을 사이에 채워져 있어 강관과 H형강이 일체화 된 것으로 가정하며, 두 강체의 중심을 중립축으로 동시에 파괴까지 변형하는 것을 간주한다.

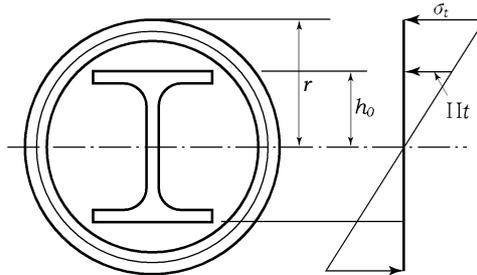
$$M_a = f_{sa} \left(Z_p + \frac{h_0}{r} \cdot Z_H \right) \quad \text{해설식 (9.6)}$$

여기서, Z_p : 강관의 단면 계수(m³)

Z_H : H형강의 단면 계수(m³)

$$h_0 : H/2(\text{m})$$

H : H형강의 유효 높이(m)



해설그림 9.3 H형강 삽입 말뚝

H형강과 강관의 허용 인장 응력비가 $\frac{f_{sa}^H}{f_{sa}^P} < \frac{h_0}{r}$ 인 경우는 합성단면의 허용휨단면력은 해설식 (9.7)을 이용하여 구한다.

$$M_a = f_{sa}^H \left(\frac{r}{h_0} Z_p + Z_H \right) \quad \text{해설식 (9.7)}$$

여기서, f_{sa}^H : H형강의 허용인장력(kN/m²)

f_{sa}^P : 말뚝의 허용인장력(kN/m²)

9.2.2 콘크리트

역지말뚝 내부를 충전하는 콘크리트는 KS F 4009 규정에 적합한 종류를 적용한다. 콘크리트의 강도는 검토를 거쳐 결정하며 별도의 강도기준이 없는 경우는 24MPa이상으로 한다.

[해설]

역지말뚝의 공사에 사용하는 콘크리트는 작업의 편의성과 품질관리를 위하여 KS F 4009(레디믹스트콘크리트)의 규정에 적합한 것을 사용한다.

9.3 설계일반사항

9.3.1 설계목표

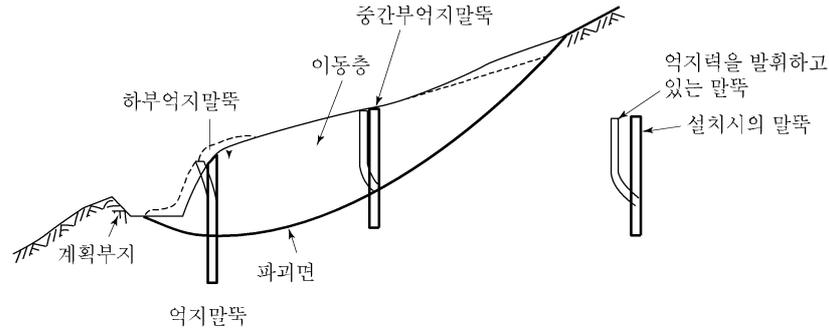
- (1) 억지말뚝의 설계목표는 억지말뚝으로 보강된 비탈면을 장기적으로 안정하게 만드는 것이다.
- (2) 억지말뚝은 설계수명기간동안 보강된 비탈면의 파괴, 변형 및 억지말뚝 구성 요소의 파손이 발생하지 않아야 한다.

9.3.2 억지말뚝 적용기준

- (1) 억지말뚝은 파괴토체의 중간위치 또는 하부위치에 파괴토체의 이동방향에 직각되는 방향으로 열을 이루며 설치한다.
- (2) 파괴토체의 범위가 큰 경우에는 파괴토체 중간에 여러 열의 억지말뚝을 설치하여 안정성을 증대시킬 수 있다. 또한 1열의 억지말뚝으로 파괴토체의 활동력을 억제하지 못하는 경우는 2열~3열의 억지말뚝을 군말뚝 형태로 설치할 수 있으며, 이때는 억지말뚝의 머리 부분을 강결시켜 일체화되게 거동시킨다.
- (3) 억지말뚝두부의 횡방향 변위를 억제시키기 위하여 앵커를 이용할 수 있으며, 이 때는 억지말뚝 해석시 말뚝두부의 횡방향 변위를 고정단으로 해석한다. 앵커는 파괴면 하부의 지지층에 정착시켜야 한다.

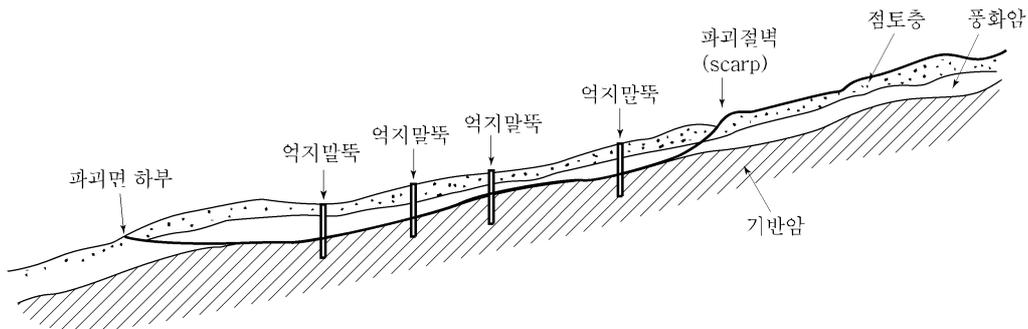
[해설]

- (1) 억지말뚝은 단일 말뚝보다는 파괴구간의 중간위치 또는 하부위치에 일렬로 설치하는 것이 보통이다. 이때 파괴의 방향과 직각방향으로 설치하면 억지말뚝의 설치개수를 줄이고, 활동력에 저항하는 효율도 증대시킬 수 있다.



해설그림 9.4 억지말뚝 설치 위치

(2) 파괴토체의 범위가 큰 경우에는 파괴토체를 여러 개의 블록으로 구분하고, 각 블록마다 하나의 억지말뚝 열을 설치하여 저항시키는 개념을 사용할 수 있다. 말뚝을 여러 단계의 열로 설치할 경우는 말뚝설치 위치에서의 활동으로 인한 변위의 크기를 고려하여 결정한다. 해설그림 9.5는 파괴범위가 넓게 분포하는 경우 파괴구간의 중간 중간에 하중을 분담하도록 말뚝을 여러 열로 설치하는 것을 나타내었다.



해설그림 9.5 억지말뚝의 다단 시공 예

(3) 억지말뚝의 머리를 서로 강결시키고 횡방향 변위를 고정시키기 위하여 앵커를 설치하는 경우가 있다. 이러한 경우는 억지말뚝 해석시 말뚝두부의 횡방향 변위가 앵커머리에서 발생하는 변위로 제한되기 때문에 해석에서는 고정단으로 가정하고 해석을 수행한다. 앵커는 파괴면 아래의 지지층에 정착시켜야 한다.

9.3.3 내진설계 여부

- (1) 억지말뚝으로 보강된 비탈면의 내진설계는 보강되지 않은 비탈면의 내진설계 여부에 따라 결정하며, 제24장 24.3.1 비탈면의 내진등급을 참고한다.
- (2) 억지말뚝으로 보강된 비탈면의 지진시 안정해석은 제9장 9.5 지진시 안정해석 및 제24장 비탈면 내진설계기준을 참조한다.

[해설]

- (1) 억지말뚝으로 보강된 비탈면의 내진설계는 비탈면의 내진등급에 따라 내진설계여부를 결정한다. I등급 비탈면에서 내진에 대한 안정해석을 수행하여 안정성이 만족되지 않고, 이를 보완하기 위하여 앵커로 보강하고자 하는 경우에는 억지말뚝으로 보강된 비탈면에 대한 내진설계를 수행하여 안정성을 만족하도록 설계하여야 한다.

- (2) 지진시 억지말뚝으로 보강된 비탈면의 안정해석은 연구가 더 필요한 분야이지만, 현재 단계에서는 정적안정해석에서 구한 파괴토체에 지진에 의한 가속도계수를 고려한 지진하중을 추가로 고려하여 안정해석을 실시하며, 이때 억지말뚝의 저항력은 정적해석에서와 동일하게 고려하여 안정해석을 실시할 수 있다.

9.4 억지말뚝보강 비탈면의 설계

9.4.1 검토항목

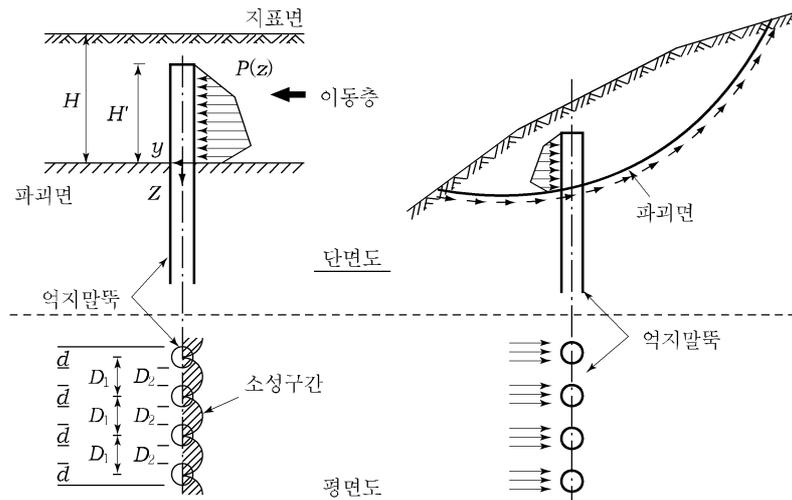
억지말뚝의 안정해석은 다음 항목을 고려하여 실시한다.

- ① 억지말뚝 보강비탈면의 전체적인 안정
- ② 억지말뚝의 내적안정성 (모멘트, 전단)
- ③ 수동과피에 대한 안정해석

[해설]

(1) 일반적으로 비탈면 안정을 위한 억지말뚝의 설계에 있어서 해설그림 9.6에 나타난 것과 같이 비탈면 전체의 안정과 말뚝 자체의 안정에 대하여 검토한다.

활동토체에 의하여 말뚝에 작용하는 횡방향 토압을 알 수 있다면 해설그림 9.6(a)에 나타난 바와 같이 말뚝의 안정은 수평하중을 받는 말뚝의 해석법을 응용하여 검토할 수 있다. 횡방향 토압에 대한 말뚝의 안정성이 확보되면 해설그림 9.6(b)에 나타난 것과 같이 말뚝에 의해 발휘되는 수평저항력을 고려하여 비탈면 안정해석을 수행할 수 있다. 따라서 말뚝에 작용하는 횡방향 토압의 산정은 억지말뚝으로 보강된 비탈면 안정해석과 설계에 있어서 가장 중요한 요소이다.



(a) 말뚝의 내적안정성

(b) 억지말뚝 보강사면의 안정성

해설그림 9.6 억지말뚝의 비탈면 안정해석 개념도

9.4.2 안전율 기준

역지말뚝으로 보강된 비탈면의 안정해석에 적용하는 안전율 기준은 다음과 같다. 지진 시의 안정성은 보강되기 전의 비탈면의 내진설계기준을 따른다.

표 9.1 역지말뚝 보강 비탈면의 안전율

구분	검토�항목	안전율
외적안정	역지말뚝 보강토체의 전체적인 안정성	쌓기 및 깎기비탈면에서 적용하는 안전율 적용
내적안정	모멘트에 대한 안정성	2.0
	전단력에 대한 안정성	2.0
	수동파괴에 대한 안정성	2.0

[해설]

내적안정에서 모멘트에 대한 안전율은 말뚝에 발생하는 모멘트가 말뚝의 공칭휨모멘트보다 작아야 한다. 안전율은 공칭휨모멘트로부터 허용모멘트를 계산하기 위해 적용한다. 전단력에 대한 안전율은 허용전단응력을 계산할 때 사용한다.

9.4.3 역지말뚝의 내적안정해석

(1) 역지말뚝의 내적안정해석은 모멘트와 전단력에 대한 안정성을 검토하며 다음식을 만족해야 한다.

$$\frac{M_n}{M_{\max}} \geq FS, \quad \frac{S_n}{S_{\max}} \geq FS$$

여기서, M_n : 저항모멘트

S_n : 전단저항력

M_{\max} : 역지말뚝내에 발생하는 최대모멘트

S_{\max} : 역지말뚝내에 발생하는 최대전단력

- (2) 억지말뚝 배면의 파괴토체가 횡방향반력을 발휘하는 경우는 파괴면에서 최대전단력 (S_{\max})이 발생한다고 가정하고 탄성지반상의 보에 대한 탄성해를 구하여 최대모멘트 (M_{\max})를 계산한다.
- (3) 억지말뚝 배면의 파괴토체가 횡방향반력을 발휘하지 않는 경우는 억지말뚝을 캔틸레버로 가정하고 탄성지반상의 보에 대한 탄성해를 구하여 최대전단력과 최대모멘트를 계산한다. 이때 최대전단력과 최대모멘트의 작용위치는 파괴면 하부에 위치한다.

[해설]

(1) 억지말뚝 해석은 탄성지반상의 보에 대한 지배방정식인 다음의 방정식의 해를 이용한다.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + E_s y = 0 \quad \text{해설식 (9.8)}$$

여기서, x : 수직 방향의 위치(좌표 원점으로부터의 거리)(m)

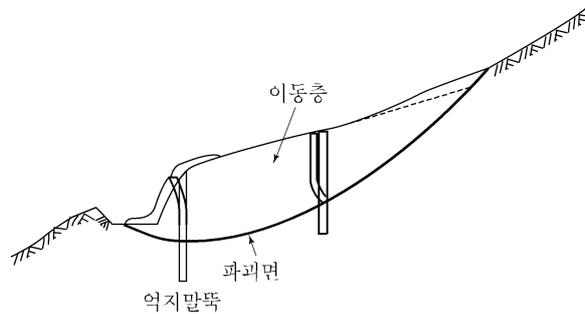
y : 억지말뚝의 수평변위(m)

E : 말뚝의 탄성 계수(kN/m²)

I : 말뚝의 단면 2차 모멘트(m⁴)

E_s : 지반의 변형 계수(kN/m²)

(2) 억지말뚝의 저항은 말뚝의 설치위치에 따라 메커니즘의 차이가 있다. 일반적으로 파괴토체의 중간부분에 말뚝을 설치하는 경우에는 억지말뚝 배면지반의 횡방향 반력이 발휘되는 것으로 간주하고, 반면 파괴토체의 아래쪽 끝부분이나 정점부에 억지말뚝을 설치하는 경우는 억지말뚝 배면지반의 횡방향 반력이 발휘되지 않는 것으로 간주한다.

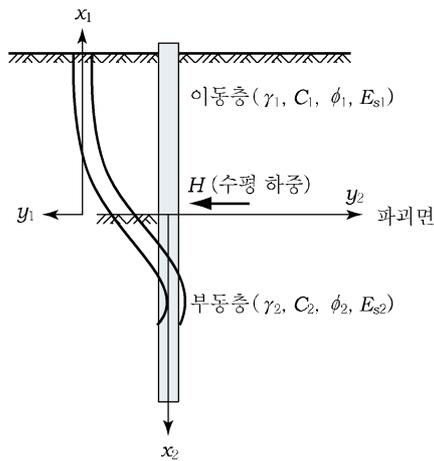


해설그림 9.7 억지말뚝 위치별 적용 해석방법

제 9 장 억지말뚝

① 억지말뚝 배면지반의 횡방향 반력이 발휘되는 경우

파괴면 하부의 지지층뿐만 아니라 억지말뚝 배면 파괴토체의 횡방향 반력을 고려하는 경우, 해설식 (9.8)의 지배방정식을 풀기위한 경계조건은 해설그림 9.9와 같이 주어진다. 말뚝의 길이방향을 x , 횡방향 변위의 크기를 y , 말뚝 머리쪽을 x_1 , 말뚝 선단 방향을 x_2 , 파괴면의 위치를 $x=0$ 로 두고, 파괴면에서 수평력 H 가 작용한다고 가정한다.



해설그림 9.8 횡방향 저항력이 있는 경우

주어진 경계조건에 대하여 이론해를 구하면 다음과 같다. 말뚝길이(x)에 따른 횡방향 변위는 파괴면 위 (y_1)와 아래 (y_2)의 변위는 지반과 말뚝의 상대적인 강성 차이를 고려하여 서로 다르게 계산된다.

말뚝내에 발생하는 모멘트는 변위를 두 번 미분한 값에 휨강성을 곱한 값으로서 파괴면 위와 아래에서 해설식 (9.9)로 구할 수 있다.

$$\begin{aligned}
 M_1 &= EI \frac{d^2 y_1}{dx_1^2} \\
 &= \frac{H}{2} \cdot e^{(-\beta_1 \cdot x_1)} \cdot \left\{ \left(-\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \cos(\beta_1 \cdot x_1) + \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \sin(\beta_1 \cdot x_1) \right\}
 \end{aligned}$$

해설식 (9.9a)

$$\begin{aligned}
M_2 &= EI \frac{d^2 y_2}{dx_2^2} \\
&= \frac{H}{2} \cdot e^{(-\beta_2 \cdot x_2)} \cdot \left\{ \left(-\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \cos(\beta_2 \cdot x_2) + \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \sin(\beta_2 \cdot x_2) \right\}
\end{aligned}$$

해설식 (9.9b)

이 때, 말뚝내에서의 전단력은 모멘트를 미분한 값으로서 해설식 (9.10)을 이용하여 구할 수 있다. 전단력의 최대값은 $x=0$ (활동면)에서 발생하며, 그 크기는 H 와 같다.

$$S_1 = \frac{dM_1}{dx_1} = H\beta_1 \cdot e^{(-\beta_1 \cdot x_1)} \cdot \left\{ \frac{1}{\beta_1} \cos(\beta_1 \cdot x_1) - \frac{1}{\beta_2} \sin(\beta_1 \cdot x_1) \right\}$$

해설식 (9.10a)

$$S_2 = \frac{dM_2}{dx_2} = H\beta_2 \cdot e^{(-\beta_2 \cdot x_2)} \cdot \left\{ \frac{1}{\beta_2} \cos(\beta_2 \cdot x_2) - \frac{1}{\beta_1} \sin(\beta_2 \cdot x_2) \right\}$$

해설식 (9.10b)

또한, 모멘트가 최대가 되는 지점은 전단력이 0이 되는 지점으로서 $dM/dx=0$ 이 되는 지점을 구하면 다음과 같다.

$$x_{1,\max} = \frac{1}{\beta_1} \tan^{-1} \left\{ \frac{\beta_2}{\beta_1} \right\}, \quad x_{2,\max} = \frac{1}{\beta_2} \tan^{-1} \left\{ \frac{\beta_1}{\beta_2} \right\}$$

해설식 (9.11)

여기서 α_1 , α_2 를 다음과 같이 두고, 모멘트 식에 대입하면 최대모멘트 값을 구할 수 있다.

$$\alpha_1 = x_{1,\max} \beta_1 = \tan^{-1} \left\{ \frac{\beta_2}{\beta_1} \right\}, \quad \alpha_2 = x_{2,\max} \beta_2 = \tan^{-1} \left\{ \frac{\beta_1}{\beta_2} \right\}$$

해설식 (9.12)

y_1, y_2 : 각각 이동층 및 지지층에서 역지말뚝의 횡방향 변위(m)

M_1, M_2 : 각각 이동층 및 지지층에서 역지말뚝의 휨 모멘트(kN·m)

S_1, S_2 : 각각 이동층 및 지지층에서 역지말뚝의 전단력(kN)

H : 말뚝 1개당 수평 부담력(kN)

$\beta_1 = \sqrt{4\alpha E_s / 4E_p I_p}$, $\beta_2 = \sqrt{4\alpha E_s / 4E_p I_p}$

제 9 장 억지말뚝

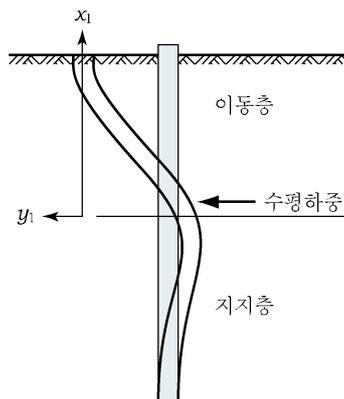
E_d : 이동층의 평균변형계수, E_g : 지지층의 평균변형계수
 E : 말뚝의 탄성 계수(kN/m^2)
 I : 말뚝의 단면 2차 모멘트(m^4)

위의 계산식은 다음과 같은 가정조건을 만족해야 한다.

- (가) 이동층과 지지층은 모두 균일하며 파괴면을 경계로 서로 다른 탄성계수를 갖는다.
- (나) 이동층은 강체로 이동하고 이동 속도는 일정하다.
- (다) 활동면에서 말뚝에 작용하는 하중은 말뚝배면 이동층의 유효 저항력 이하이다.
- (라) 이동층, 지지층 내에서의 말뚝 길이는 각각 무한하다.
- (마) 억지말뚝 강성(EI)은 전체 길이에 걸쳐 일정하다.
- (바) 활동면, 지표면의 경사는 고려하지 않는다($P_u = H_u$).

② 억지말뚝 배면지반의 횡방향 반력이 발휘되지 않는 경우

파괴토체내에서 말뚝배면 지반의 횡방향 반력을 고려하지 않는 경우에는 말뚝이 지지층내에 근입되어 있는 캔틸레버로 간주할 수 있으며, 이때의 하중분포는 해설그림 9.9와 같다. 주어진 경계조건을 고려하여 지배방정식을 풀면 앞의 경우와 동일하게 횡방향 변위가 계산되며, 이로부터 모멘트와 전단력을 계산한다.



해설그림 9.9 억지말뚝에 작용하는 수동토압

최대 휨모멘트는 해설식 (9.13)로 계산할 수 있으며, 최대 모멘트의 발생위치는 지지층 내부로 이동하여 위치하게 된다. 파괴면에서 최대모멘트 발생위치까지의 거리는 해설식 (9.14)를 이용한다.

$$M_{\max} = \frac{-H}{2\beta} \sqrt{(1+2\alpha\beta I_e)^2 + 1} \cdot \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\alpha\beta I_e}\right) \quad \text{해설식 (9.13)}$$

$$x_{M_{\max}} = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \left\{ \frac{1}{1+2\alpha\beta I_e} \right\} \quad \text{해설식 (9.14)}$$

또한, 최대 전단력도 해설식 (9.15)로 계산할 수 있으며, 최대전단력 발생위치도 지지층 내부로 이동하여 위치한다. 파괴면에서 최대전단력 발생위치까지의 거리는 해설식 (9.16)을 이용한다.

$$S_{\max} = H \sqrt{2(\alpha\beta I_e)^2 + 2\alpha\beta I_e + 1} \cdot \exp\left(-\tan^{-1} \frac{\alpha\beta I_e + 1}{\alpha\beta I_e}\right) \quad \text{해설식 (9.15)}$$

$$x_{S_{\max}} = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \left\{ \frac{1 + \alpha\beta I_e}{\alpha\beta I_e} \right\} \quad \text{해설식 (9.16)}$$

여기서,

$x_{M_{\max}}$: M_{\max} 가 발생하는 위치(m)

$x_{S_{\max}}$: S_{\max} 가 발생하는 활동면에서 지지층까지의 거리

M_{\max} : 말뚝에 생기는 최대 휨모멘트(kN·m)

H : 말뚝 1개당 수평부담력(kN)

$H = H_u D$

$H_u = P_u \cos\theta$

H_u : 비탈면활동 단위 폭당 수평부담력(kN/m)

D : 말뚝간격(m)

P_u : 비탈면활동 단위 폭당의 필요 역지력(kN/m)

θ : 말뚝 설치지점에서의 활동면의 경사(°)

α : 말뚝의 유효길이 비율

$$\alpha = 1/3 \sim 1/2$$

I_e : 말뚝의 유효길이, 활동면에서 지표면까지의 길이(m)

αL_e : 활동면에서의 힘의 작용점까지의 높이(m)

β : 말뚝의 특성값(m^{-1})

$$\beta = \sqrt{4\alpha E_s / 4E_p I_p}$$

E_s : 지지층의 평균 지반변형계수(kN/m²)

$$E_s = k_h / d$$

k_h : 지반반력계수(kN/m³)

d : 말뚝의 지름(m)

E : 말뚝재의 탄성 계수(kN/m²)

I : 말뚝재료의 단면 2차 모멘트(m⁴)

9.4.4 수동파괴에 대한 안정해석

- (1) 억지말뚝은 말뚝주변지반의 수동토압으로 저항하므로 주변지반이 항복상태에 도달하는지 여부를 검토한다.
- (2) 안정해석은 말뚝에 작용하는 최대전단력보다 수동토압이 크면 안정한 것으로 간주하며, 다음 식을 만족해야 한다.

$$\frac{Q_p}{H_{\max}} \geq FS$$

여기서,

Q_p : 억지말뚝 주변의 수동토압

H : 말뚝의 최대수평력

[해설]

- (1) 억지말뚝의 변형에 따라 주변 지반에 발생하는 토압은 수동토압으로서 파괴면 상부의 이동층과 파괴면 하부의 지지층에서 발생하는 수동토압은 각각 해설식 (9.17), 해설식 (9.18)를 이용하여 계산한다.

$$Q_{p1} = 3d \left(\frac{1}{2} \gamma_1 h_1^2 K_{p1} + 2c_1 h_1 \sqrt{K_{p1}} \right) \quad \text{해설식 (9.17)}$$

$$Q_{p2} = 3d \left\{ \left(\frac{1}{2} \gamma_2 h_2^2 K_{p1} + \gamma_2 h_2 \right) K_{p2} + 2c_2 h_2 \sqrt{K_{p2}} \right\} \quad \text{해설식 (9.18)}$$

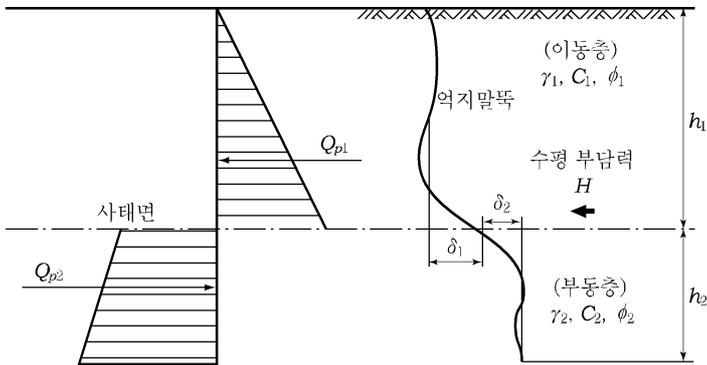
여기서,

γ : 지반의 단위중량(kN/m³)

d : 말뚝의 지름(m)

K_p : 지반의 수동토압계수, $\tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$

파괴면에 작용하는 수평력보다 수동토압 Q_{p1}, Q_{p2} 가 크면 지반은 안전한 것으로 간주할 수 있다.



해설그림 9.10 역지말뚝에 작용하는 수동토압

9.4.5 역지말뚝 보강 비탈면의 안정해석

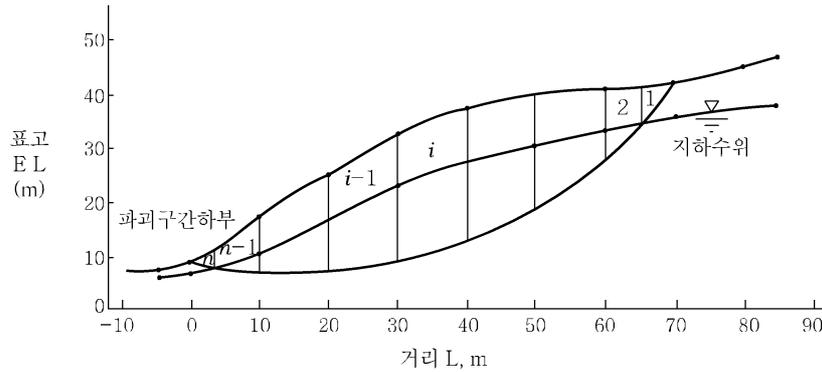
- (1) 역지말뚝 보강비탈면의 안정해석방법은 비탈면의 파괴형태에 따라 파괴면에서의 역지말뚝에 의한 저항력을 고려하여 실시한다.
- (2) 역지말뚝 보강비탈면의 안정해석은 역지말뚝에 의해 발휘되는 역지력을 기존의 안정해석에서 추가로 고려하여 검토한다. 역지력은 말뚝의 전단저항력에 의해 발휘되는 것으로 간주하며, 역지말뚝의 설치방향과 파괴면의 방향을 고려하여 파괴면에 작용시킨다.
- (3) 역지력은 파괴에 저항하는 힘의 증가로 고려하며, 파괴활동력의 감소로 고려하지 않는다.

[해설]

- (1) 해설그림 9.11과 같이 파괴토체를 n개로 분할한 후 역지말뚝을 i번째 파괴토체에 설치

제 9 장 역지말뚝

하고 이 때 말뚝과 파괴면이 이루는 각도를 θ 라고 하면, 역지말뚝 보강토체의 안전율은 역지말뚝의 역지력을 고려하여 해설식 (9.19)과 같이 수행할 수 있다.



해설그림 9.11 안정해석을 위한 파괴토체 분할도

$$FS = \frac{\sum \{ (N_k - U_k) \tan \phi + c \cdot L_k \} + R_p}{\sum T_k} \quad \text{해설식 (9.19)}$$

여기서,

N_k : k 번째 절편 파괴면에서의 연직하중

U_k : k 번째 절편 파괴면에서의 부력

c : 파괴면에서의 점착력

L_k : k 번째 절편의 파괴면 길이

T_k : k 번째 절편의 활동력

R_p : 역지말뚝의 파괴면에서의 저항력

파괴면에서의 역지말뚝에 의한 저항력은 역지말뚝의 허용전단력을 파괴면에 투영시킨 힘으로 하며 해설식 (9.20)과 같이 계산한다.

$$R_p = S_n \cdot \cos \theta \quad \text{해설식 (9.20)}$$

여기서,

R_p : 역지말뚝의 저항력 (수평설치 간격 고려)

S_n : 역지말뚝의 허용전단력

Θ : 억지말뚝과 파괴면 사이의 각도

9.4.6 말뚝간격과 근입길이

- (1) 억지말뚝의 설치간격은 말뚝사이로 파괴토체가 빠져나가지 않아야 하고, 말뚝에 발생하는 최대모멘트와 최대전단력이 각각 말뚝부재의 저항모멘트와 전단저항력을 초과하지 않도록 결정한다.
- (2) 억지말뚝은 파괴면 하부에 연직 및 횡방향 지지력이 확보되는 깊이까지 충분히 근입시켜야 한다.

[해설]

- (1) 억지말뚝의 설치간격은 해설식 (9.21)과 해설식 (9.22)으로 계산된 값 중 작은 값을 선정한다.

$$D_s \leq S_a / S_{\max} \quad \text{해설식 (9.21)}$$

$$D_m \leq M_a / M_{\max} \quad \text{해설식 (9.22)}$$

- (2) 억지말뚝의 근입심도가 짧으면 지지층 상부에 비탈면활동으로 인한 힘이 집중되며, 지반의 파괴로 인하여 말뚝이 전도하거나 파괴될 위험이 있다. 따라서 억지말뚝의 근입심도는 파괴면 하부의 단단한 지지층에 횡방향 하중의 영향이 없어지는 깊이까지 충분히 근입시켜야 한다. 최소근입심도는 해설식 (9.23)을 이용하여 계산한다.

$$L_R \geq (1.0 \sim 1.5)\pi / \beta \quad \text{해설식 (9.23)}$$

여기서,

L_R : 억지말뚝의 근입심도

$$1/\beta : \text{말뚝의 특성장(m), } \beta = 4 \sqrt{\frac{E_s}{4E_p I_p}}$$

E_s : 파괴면 하부 지반의 횡방향 변형계수

E_p : 말뚝재료의 변형계수

I_p : 말뚝 단면이차모멘트

9.5 지진시 안정해석

- (1) 지진시 억지말뚝으로 보강된 비탈면의 안정해석은 지진하중으로 증가되는 활동력을 억지말뚝으로 저항시키기 위해 수행한다.
- (2) 억지말뚝으로 보강된 비탈면의 지진시 안정해석에서 고려하는 지진하중은 파괴토체의 자중과 지진계수를 곱한 등가지진력으로 고려하며, 파괴토체의 중심에 횡방향으로 작용시킨다.
- (3) 지진계수는 제24장 24.4 설계지반운동의 결정에서 제시하는 지반가속도계수(A)를 이용한다.

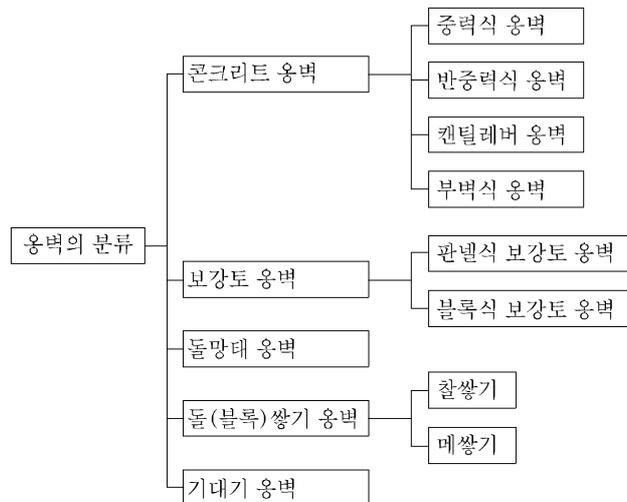
제 10 장 콘크리트 옹벽

10.1 적용범위

이 장은 비탈면의 안정성을 유지하고 옹벽 전면과 배면에 공간을 확보하기 위해 설치하는 콘크리트 옹벽 설계에 적용한다.

[해설]

- (1) 옹벽은 흙을 지지하는 벽체로서 제한된 용지를 최대한 활용하기 위한 목적으로 비탈면 하부에 적용한다. 해설그림 10.1에 형태에 따른 일반적인 옹벽의 분류를 나타내었으며, 이 장에서는 콘크리트 옹벽의 설계에 대해서 다룬다.



해설그림 10.1 옹벽의 분류

- (2) 옹벽의 기초 및 옹벽본체의 구조설계와 관련된 세부 설계기준은 구조물기초설계기준 및 콘크리트구조설계기준을 참고한다.

10.2 설계일반사항

10.2.1 설계목표

- (1) 옹벽의 설계목표는 옹벽과 기초지반 사이의 파괴, 옹벽배면지반의 파괴 및 옹벽을 지지하는 지반의 파괴가 발생하지 않도록 설계하여야 한다.
- (2) 옹벽은 설계수명기간동안 과도한 변형 및 파괴가 발생하지 않아야 한다.

[해설]

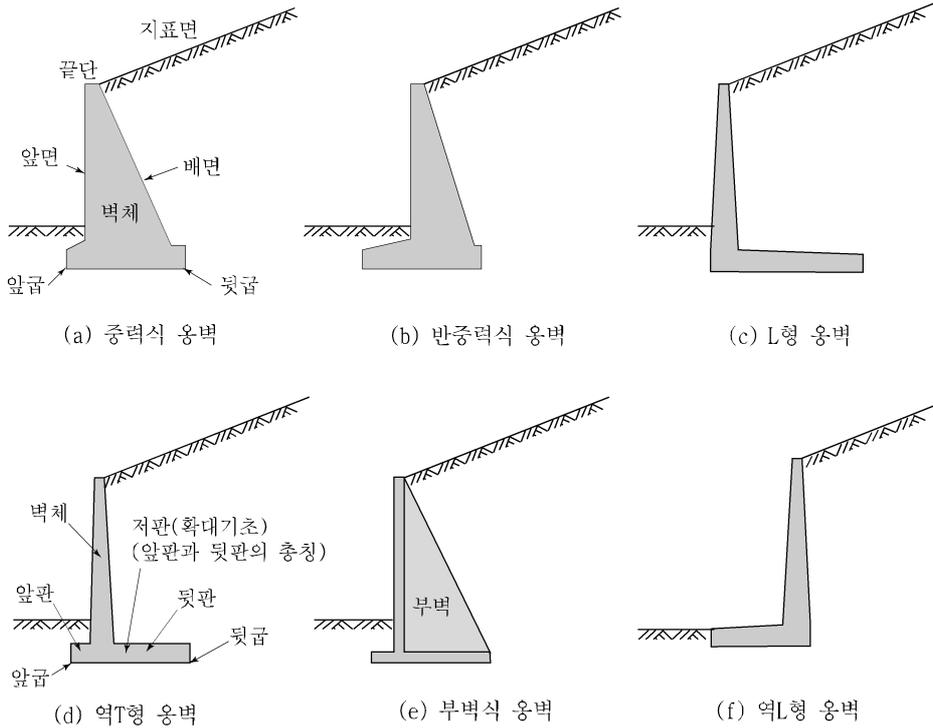
- (1) 옹벽구조물의 설계수명은 옹벽이 부대시설로 포함되는 본 구조물의 설계수명과 동일하게 볼 수 있다. 도로의 경우 중요구조물인 교량 등이 약 100년~120년의 내구수명을 가지는 것으로 설계하며 이에 따른 도로의 내구수명도 그와 동일하게 간주된다. 따라서, 옹벽상부에 도로가 있거나 또는 옹벽하부에 도로가 있는 경우에는 옹벽구조물도 도로의 내구수명과 동일하게 간주할 수 있다.
- (2) 옹벽의 과도한 변위는 장기적으로 발생가능한 변위의 크기를 말하며 벽체의 성능에 영향을 미치지 않아야 하고, 외관상으로도 불안정하게 보여서는 안된다.

10.2.2 옹벽적용기준

- (1) 콘크리트 옹벽의 형식은 중력식, 반중력식, 캔틸레버식, 부벽식 등이 있으며, 옹벽의 구조형식은 다음의 사항을 고려하여 결정한다.
 - ① 옹벽이 설치될 위치와 다른 구조물과의 관계, 공간적 제약
 - ② 옹벽의 높이 및 옹벽이 설치되는 지형
 - ③ 지반조건과 지하수조건
 - ④ 시공에 소요되는 시간 및 경제성
 - ⑤ 옹벽의 미관과 유지관리의 편의성
- (2) 옹벽기초는 지지지반의 조건에 따라 직접기초, 말뚝기초 등의 적절한 기초형식을 선정한다.

[해설]

- (1) 콘크리트 옹벽의 형식은 매우 다양하며 선정조건을 만족하는 여러 가지 옹벽이 있는



해설그림 10.2 콘크리트 옹벽의 종류

해설표 10.1 콘크리트 옹벽의 구조형식 비교

형식	지 지 개념	적 용 성
중력식	자중으로 토압을 지지하는 무근콘크리트 옹벽	<ul style="list-style-type: none"> · 벽체 내에 콘크리트 저항력 이상의 인장력이 생기지 않도록 해야 함 · 높이가 낮고 기초 지반이 양호한 경우
반중력식	중력식 옹벽과 동일	<ul style="list-style-type: none"> · 중력식 옹벽의 벽체 내에 생긴 인장력을 콘크리트 대신 소량의 철근으로 보강 · 대체로 중력식 옹벽에 준함
역T형, L형, 역L형 (캔틸레버식)	벽체의 자중과 저판 위의 흙의 중량으로 토압에 저항	<ul style="list-style-type: none"> · 철근콘크리트 구조이며 역T형이 일반적임. · L형은 옹벽이 용지 경계에 접하여 있는 경우와 같이 앞판 설치가 곤란할 때, · 역L형은 배면에 구조물 등이 있어 저판을 설치할 수 없을 때 적용
부벽식	캔틸레버 옹벽의 배면에 일정한 간격의 부벽을 설치하여 벽체를 보강한 옹벽	<ul style="list-style-type: none"> · 시공이 복잡하며 배면 다짐이 곤란함. · 앞부벽식은 옹벽 전면에 부벽을 설치하는 형식으로 역L형과 같이 안정상 불리하므로 특별한 경우에만 예외적으로 적용

제 10 장 콘크리트 옹벽

경우에는 초기공사비와 설계수명내의 유지관리 비용을 고려하여 최종적으로 선정한다. 해설그림 10.2에 제시된 형식 외에 특수형식으로 역L형, 앞부벽식 등이 있으며, 이들은 일반적인 옹벽 설치가 어려운 경우에 예외적으로 적용된다.

10.2.3 내진설계 여부

- (1) 옹벽의 내진설계는 다음에 해당하는 경우에 수행한다.
- ① 시설물의 안전관리에 관한 특별법 시행령에 의해 2종 시설물로 분류되는 옹벽 규모인 경우
 - ② 옹벽 상부와 하부의 파괴범위 내에 내진설계를 요하는 주구조물 또는 1종, 2종 시설물이 있는 경우
 - ③ 발주자가 요구하거나 설계자가 필요하다고 판단하는 경우
- (2) 옹벽의 지진시 안정해석은 제10장 10.5 지진시 옹벽의 안정해석 및 제24장 비탈면 내진설계기준을 참조한다.

[해설]

- (1) 시설물의 안전관리에 관한 특별법 시행령에는 연장 500m 이상, 높이 5m 이상의 옹벽을 2종 시설물로 분류하고 있으며, 건설교통부 내진설계기준 연구(1997)의 설정에 따르면 1종, 2종 시설물의 경우에는 내진설계를 하도록 되어 있어 이에 해당하는 옹벽의 경우는 내진설계를 수행해야 한다. 이러한 규모의 옹벽 외에도 옹벽의 파괴범위내에 주구조물이 위치하고 있는 경우에는 옹벽의 내진설계가 필요하다.
- (2) 옹벽의 내진해석은 ㉔ 유사정적해석(pseudo-static analysis), ㉕ 강성블록해석(rigid block analysis), ㉖ 수치해석 등이 있으며 옹벽구조물의 중요성에 따라 설계자의 판단에 의하여 해석방법을 선택할 수 있다. 이 설계기준은 유사정적해석방법의 적용방법에 대해서 제시한다.

10.3 설계하중

10.3.1 하중 종류

- (1) 옹벽에 설계시 고려하는 하중은 옹벽의 사용기간 중에 발생가능한 모든 형태의 하중 조합을 고려하여 설계한다.
- (2) 옹벽의 안정해석시 고려하는 하중의 종류는 다음과 같다.
- ① 옹벽과 뒤채움의 자중 등 고정하중
 - ② 옹벽에 작용하는 토압과 상재 하중에 의한 토압증가량
 - ③ 배수가 되지 않는 조건에서는 수압과 부력
 - ④ 옹벽에 직접 작용하는 외력
 - ⑤ 지진에 의한 하중 등

[해설]

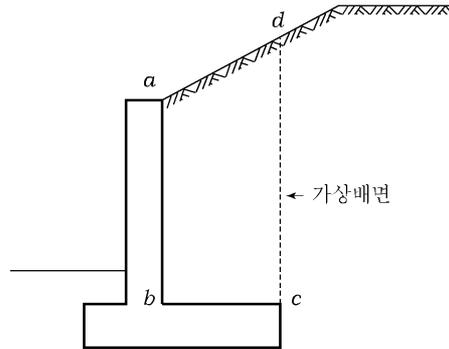
- (1) 옹벽에 작용하는 하중은 크게 흙에 의한 토압, 지하수에 의한 수압, 옹벽배면에 작용하는 상재하중, 옹벽구조에 직접 작용하는 하중, 지진하중으로 구분하며 설계에서는 실제 하중이 적용되는 조건을 감안하여 선택적으로 적용한다.
- (2) 토압은 뒤채움 흙의 종류, 배수상태, 표면에서의 상재하중의 종류와 위치에 따라 달라지며, 옹벽구조에 직접적으로 작용하는 하중은 방음벽 등의 구조물을 옹벽상단에 설치했을 때 전달되는 연직, 수평, 모멘트의 하중 등이 있다.

10.3.2 자중

- (1) 옹벽에 작용하는 자중은 옹벽의 자중과 뒤채움 흙의 자중으로 한다.
- (2) 자중은 콘크리트와 흙의 일반적인 단위중량을 적용하며, 실제 하중이 명백한 경우는 그 값을 사용한다.

[해설]

- (1) 옹벽의 안정해석에서 흙은 작용력과 동시에 저항력으로도 작용한다. 여기서는 하중으로서의 자중을 말하며, 해설그림 10.3과 같이 옹벽에는 뒷굽판 상부 뒤채움토의 자중과 옹벽자체의 자중이 작용한다.



해설그림 10.3 하중으로 계산되는 뒤채움의 범위

10.3.3 토압

- (1) 옹벽에 작용하는 토압은 벽체의 변위에 따라서 주동, 수동, 정지토압이 있으며, 실제 옹벽의 변형조건에 따라 적절한 토압을 작용시킨다. 토압은 옹벽배면에 삼각형 분포 하중으로 작용시킨다.
- (2) 토압 계산방법은 Coulomb 토압, Rankine 토압을 적용할 수 있다. 일반적인 경우는 Coulomb 토압을 사용하고, 켄틸레버 옹벽과 같이 가상배면에 토압을 작용시키는 경우는 Rankine 토압을 이용하여 계산할 수 있다.
- (3) 옹벽배면의 뒤채움 형상이 불규칙하거나 상재하중 조건이 불규칙한 경우는 Coulomb의 흙썰기 이론에 기초한 시행썰기법을 이용한다.

[해설]

- (1) 옹벽에 작용하는 정지, 주동, 수동토압은 벽체의 변위와 관계된다. 변위가 없는 벽체에 작용하는 토압은 정지토압, 벽체가 뒤채움으로부터 멀어지는 방향으로 변위가 발생하면 주동토압, 벽체가 뒤채움으로부터 가까워지는 방향으로 변위가 발생하면 수동토압이 발생한다. 흙의 종류에 따라 벽체가 한계상태에 도달하기 위한 벽체의 회전변위를 해설표 10.2에 나타내었다.

해설표 10.2 흙의 종류에 따른 주동 및 수동상태의 벽체회전변위
(Canadian Geotechnical Society, 1985)

흙의 종류	벽체의 회전변위(δ/H)	
	주동	수동
조밀한 사질토	0.001	0.02
느슨한 사질토	0.004	0.06
건고한 점성토	0.010	0.02
연약한 점성토	0.020	0.04

- (2) 정지토압은 건물의 지하벽체와 또는 통로 박스구조물과 같이 벽체의 변위가 물리적으로 허용되지 않거나 임의로 벽체변위를 허용하지 않도록 한 경우에 적용한다. 흙의 조건에 따라서 해설표 10.3에 나타난 공식을 적용한다.

해설표 10.3 정지토압계수

적용공식	조건
$K_o = 1 - \sin \phi'$	정규압밀점토, 모래질 흙
$K_o = (1 - \sin \phi') \sqrt{OCR}$	과압밀비가 큰 흙
$K_{o\beta} = K_o(1 + \sin \beta) = (1 - \sin \phi')(1 + \sin \beta)$	배면토가 경사진 지반 (Danish Code)

- (3) Coulomb 토압과 Rankine 토압의 차이는 옹벽벽체와 흙사이의 상대변위에 의한 마찰력의 고려여부에 있다. Coulomb 토압이론에서는 벽면마찰력을 고려하며, Rankine 토압은 마찰력을 고려하지 않는다.

중력식 옹벽과 같이 벽체배면에 토압을 작용시키는 경우, 토압작용면에서 벽체와 뒤채움간의 상대적인 변위가 발생하므로 Coulomb의 토압이론을 이용하여 토압을 계산하는 것이 바람직하지만, 역T형 옹벽과 같이 뒤채움내부의 가상배면에 토압을 작용시키는 경우는 가상배면에서 상대적인 변위가 발생하지 않으므로 마찰력을 고려할 필요가 없으며 Rankine의 토압이론을 이용할 수 있다. 해설표 10.4에는 다양한 재료사이의 마찰각을 나타내었다.

제 10 장 콘크리트 옹벽

해설표 10.4. 콘크리트의 면상태 및 흙의 종류에 따른 벽면마찰각
(US Department of Navy, 1982)

구분	지반의 종류	마찰각(δ)
거친 콘크리트와 지반 사이	상태가 양호하며 깨끗한 암석	35
	깨끗한 자갈, 자갈~모래 혼합, 굵은 모래 깨끗한 가는~중간 모래, 실트질	29~31
	중간~굵은 모래, 실트질 또는 점토질 자갈	24~29
	깨끗한 가는 모래, 실트질 또는 점토질의 가는 모래~중간 모래	19~24
	가는 모래질 실트, 비소성의 실트	17~19
	매우 단단하고 강한 과압밀 점토	22~26
	중간 정도 단단한 점토와 실트질 점토	17~19
거푸집을 댄 콘크리트와 지반사이	깨끗한 자갈, 자갈~모래 혼합토, 석분을 포함한 입도가 좋은 암버력	22~26
	깨끗한 모래, 실트질 모래~자갈 혼합토, 입도분포가 나쁜 암 버력	17~22
	실트질 모래, 실트 또는 점토가 섞인 자갈 또는 모래	17
	가는 모래질 실트, 비소성의 실트	14

- ① Coulomb 주동토압 : 경사진 옹벽배면에 작용하는 주동토압의 크기는 해설식 (10.1)의 주동토압계수를 사용하여 계산한다. 배면의 경사와 옹벽의 경사, 벽면마찰각을 고려한 공식이다.

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \omega)}{\cos^2\omega \cos(\omega + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\omega + \delta) \cos(\omega - \beta)}} \right]^2} \quad \text{해설식 (10.1)}$$

여기서,

ω : 수직선으로부터 옹벽배면의 경사도

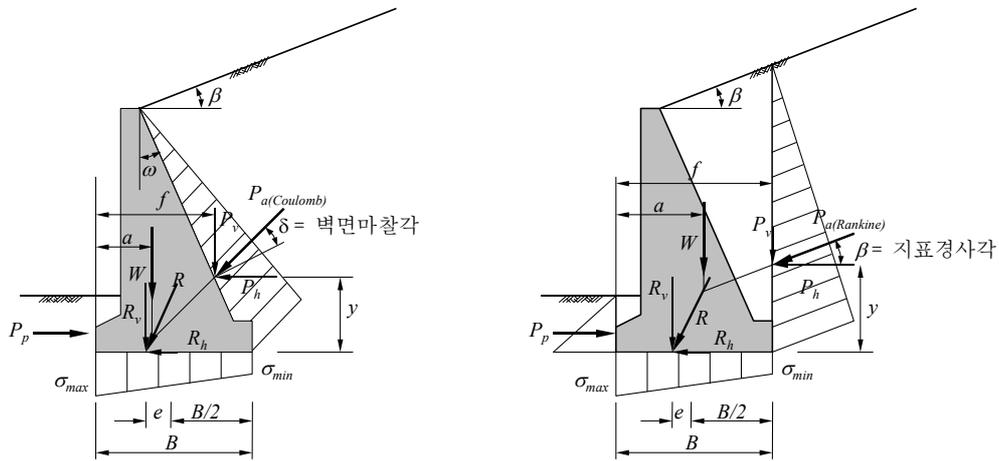
ϕ : 배면흙의 내부마찰각

δ : 외적안정 계산시의 벽면마찰각

β : 상부 쌓기비탈면의 경사도

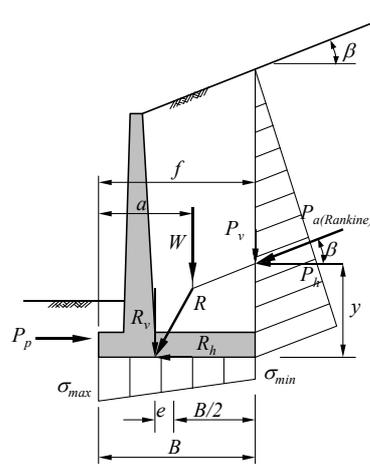
Coulomb의 주동토압의 작용위치는 옹벽저면에서 1/3H높이이며, 옹벽배면경사에 수직인 면에서 벽면마찰각만큼 경사지게 작용한다.

② Rankine 주동토압 : 역T형이나 L형과 같은 캔틸레버식 또는 부벽식 옹벽은 해설 그림 10.4c와 같이 뒤꿈치를 통과하는 가상벽면에 작용하는 토압을 고려한다. 이 경우에는 토압이 작용하는 면이 실제로 벽면이 있는 것이 아니라 가상의 벽면이므로, 이 벽면에서의 상대적인 변위는 없을 것이며, 따라서 벽면마찰 또한 발생하지 않는다. 따라서 이러한 경우에는 해설식 (10.2)의 Rankine의 토압을 사용하며, 작용방향은 지표면 경사와 일치하는 것으로 간주한다.



(a) 중력식 및 반중력식 옹벽 ; Coulomb 토압 적용

(b) 중력식 및 반중력식 옹벽 ; Rankine 토압 적용



(c) 캔틸레버식 또는 부벽식 옹벽 ; Rankine 토압 적용

해설그림 10.4 토압의 작용 방법

제 10 장 콘크리트 옹벽

여기서, R : 합력, R_v : 모든 수직력의 합력, R_h : 모든 수평력의 합력
 H : 옹벽의 높이, B : 옹벽 저판의 폭, e : 편심거리
 δ : 벽면마찰각, β : 옹벽상부의 지표경사각
 W : 옹벽의 자중 (캔틸레버식 옹벽에서는 저판 위의 흙까지 포함)
 P_a : 주동토압의 합력 (P_v , P_h : 주동토압의 연직, 수평 분력)
 a : 옹벽 앞굽에서 W 까지의 모멘트 팔길이
 f : 옹벽 앞굽에서 주동토압(P_a)의 작용점까지의 수평거리
 y : 옹벽 앞굽에서 주동토압(P_a)의 작용점까지의 연직거리

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad \text{해설식 (10.2)}$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{해설식 (10.3)}$$

여기서,

γ : 흙의 단위중량
 H : 옹벽의 높이
 K_a : 주동토압계수

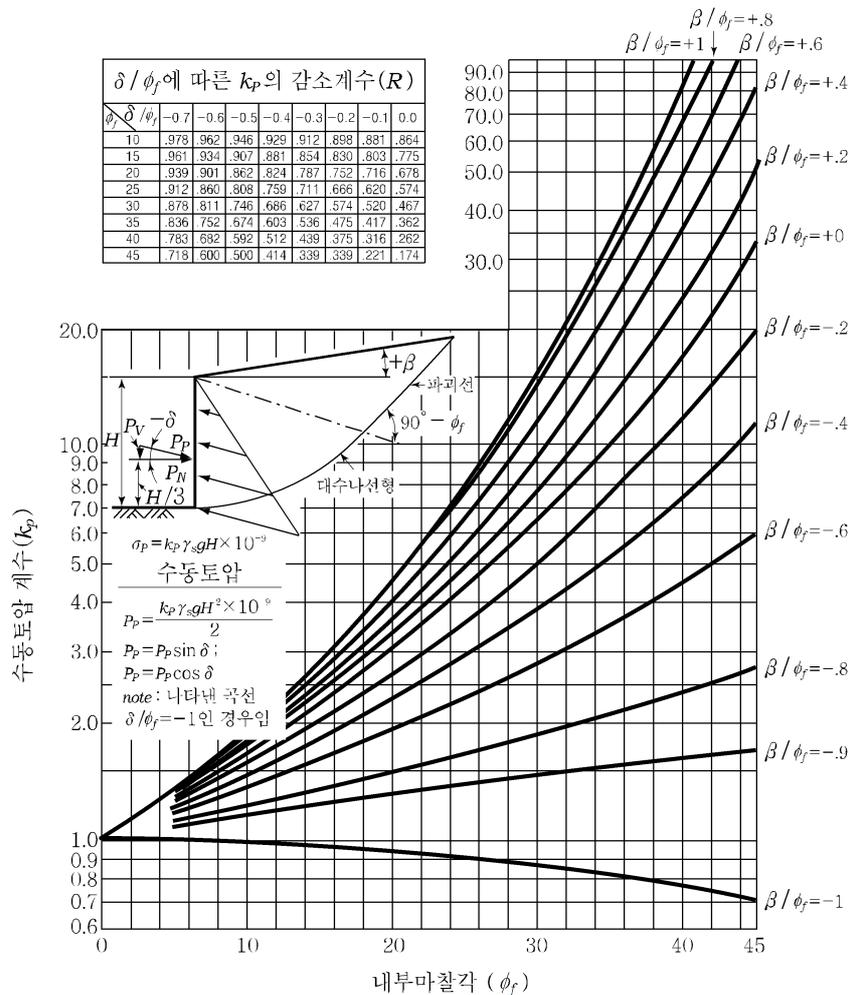
③ 수동토압의 계산 : Rankine 이론에 의한 수동토압은 일반적으로 토압크기를 과소 평가하게 되는데 이는 수동과괴시 토압의 작용위치를 잘못 가정하기 때문이다. 반면, Coulomb 이론에 의한 토압은 토압을 너무 과대평가하게 된다. 이것은 벽면마찰각이 커지면 평면으로 가정한 파괴면이 너무 빨리 커지기 때문이다. 따라서 Coulomb 토압이나 이에 근거한 시행췌기법은 벽면마찰각(δ)이 내부마찰각의 $\frac{1}{3}\phi$ 이하일 때만 사용하도록 해야 한다(Terzaghi, 1953). Coulomb 수동토압은 다음의 수동토압계수를 이용하여 계산한다.

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi - \omega)}{\cos^2 \omega \cos(\omega + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\omega + \delta) \cos(\omega - \beta)}} \right]^2} \quad \text{해설식 (10.4)}$$

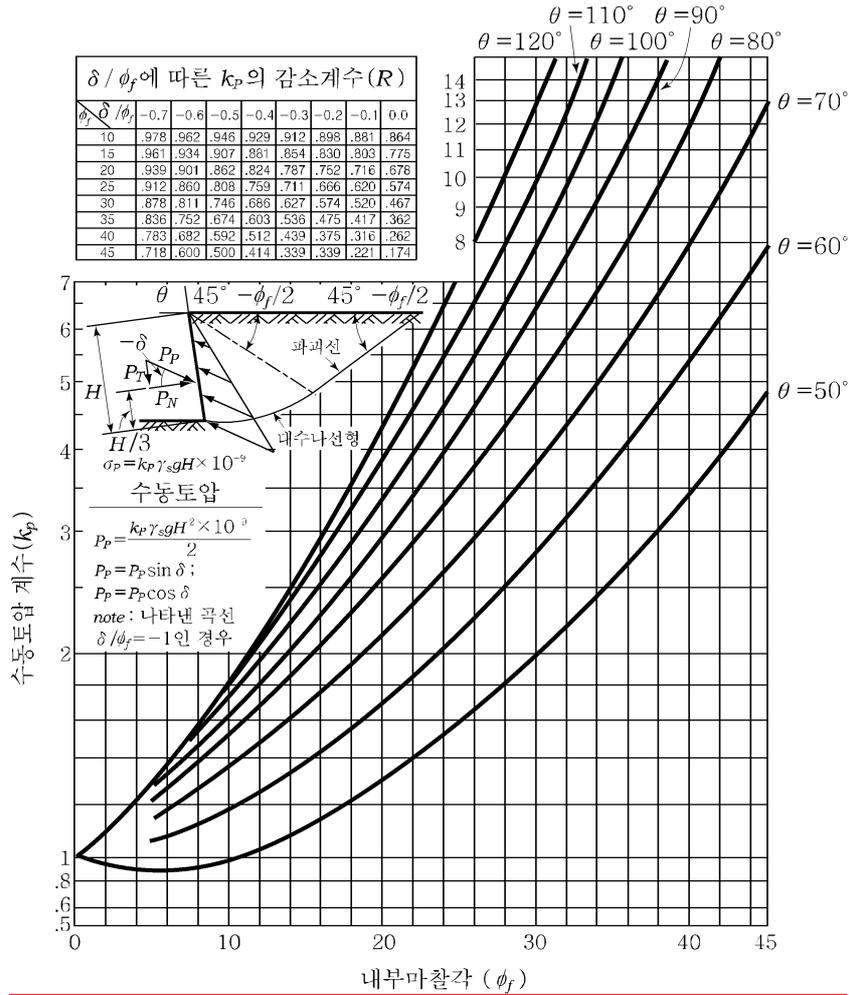
여기서,

ω : 수직선으로부터 옹벽배면의 경사도
 ϕ : 배면흙의 내부마찰각
 δ : 외적안정 계산시의 벽면마찰각
 β : 상부 췌기비탈면의 경사

Coulomb의 수동토압의 작용위치는 옹벽저면에서 1/3H높이이며, 옹벽배면경사에 수직인 면에서 벽면마찰각만큼 경사지게 작용한다. 이 공식을 적용할 때는 벽면마찰각이 $1/3\phi$ 이하일 때 사용하며, 벽면마찰각이 $1/3\phi$ 이상일 때는 불안전측 값으로 계산될 수 있으므로 해설그림 10.5와 10.6의 도표를 이용한다.



해설그림 10.5 연직벽체, 경사배면에서의 수동토압계수 선정도표



해설그림 10.6 수평 배면에서의 수동토압계수 선정도표

10.3.4 상재 하중에 의한 토압

- (1) 옹벽배면에 건설장비의 이동, 자재야적 및 도로에 가해지는 윤택하중 등에 의한 일시하중 또는 구조물의 기초에 의한 영구하중이 작용하는 경우는 이를 설계에 고려한다.
- (2) 일시적인 하중을 고려하기 위하여 옹벽배면지반에는 10 kN/m²의 등분포 하중이 작용하는 것으로 간주하여 옹벽의 안정해석과 구조검토를 실시한다.

(3) 옹벽 벽체 또는 가상배면으로부터 파괴면이 표면과 만나는 지점 내에 집중하중, 선하중, 구조물에 의한 하중이 작용하는 경우는 이에 의해 옹벽에 가해지는 수평토압의 증가량을 고려한다. 상재하중에 의한 수평토압의 증가량은 탄성지반에 작용하는 하중을 고려한 이론해를 이용할 수 있다.

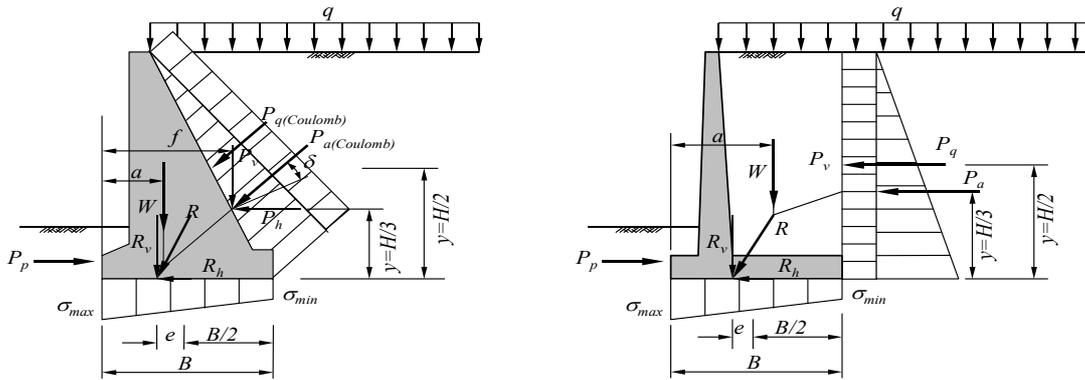
[해설]

- (1) 옹벽의 배면지반에는 시공 중 중장비 및 트럭 등 장비가 이동하며, 또한 시공완료 후에도 자재의 야적, 차량의 이동에 의한 하중이 발생한다. 통상 임시 또는 일시적인 하중증가량을 고려하기 위하여 설계에서는 옹벽배면에 10kN/m²의 상재 하중을 항상 고려하도록 하고 있다.
- (2) 해설그림 10.7에는 중력식 옹벽과 역T형 옹벽에 대하여 옹벽배면에 직접적으로 상재하중으로 인한 토압을 증가시키는 방법과 가상배면에 상재하중으로 인한 토압을 증가시키는 방법을 나타내었다. 상재하중에 의해 증가하는 수평토압은 해설식 (10.5)로 계산할 수 있다.

$$\Delta P_q = qHK_a \quad \text{해설식 (10.5)}$$

여기서,

ΔP_q : 상재하중에 의해 증가되는 수평토압



(a) Coulomb 토압 적용

(b) Rankine 토압 적용

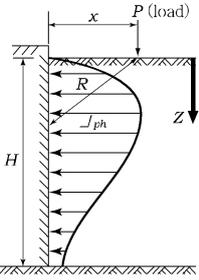
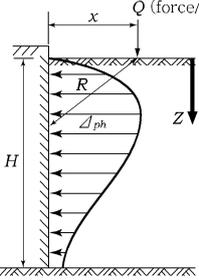
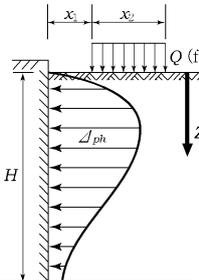
해설그림 10.7 등분포상재하중의 고려방법

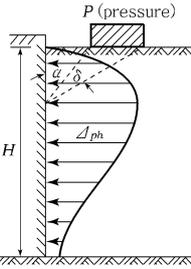
제 10 장 콘크리트 옹벽

- q : 등분포 상재하중
- H : 옹벽의 높이
- K_s : 토압계수 (주동토압은 K_a , 정지토압은 K_o 적용)

작용 상재 하중의 종류에 따른 배면토압 증가량은 조건별로 해설표 10.5를 이용한다.

해설표 10.5 상재하중조건별 토압증가 계산방법

조 건	배면토압 증가량 계산식	하중작용 모식도
<p>점하중이 작용하는 경우 (point load)</p>	$\Delta p = \frac{P}{\pi R^2} \left[\frac{3ZX^2}{R^2} - \frac{R(1-2v)}{R+Z} \right]$ <p>P : 벽체 배면에 작용하는 점하중(N) R : 하중 작용점에서 옹벽벽체 배면까지의 직선 거리 X, Y, Z : x,y,z방향으로의 거리 v : 포아송비</p>	
<p>무한히 긴 선하중이 벽체와 나란하게 작용하는 경우 (infinitely long line load parallel to the wall)</p>	$\Delta p = \frac{4Q}{\pi} \frac{X^2 Z}{R^4}$ <p>Q : 벽체 배면에 작용하는 선하중(N/mm)</p>	
<p>선하중이 벽체방향에 직각되게 일정길이만 작용하는 경우 (finite line load perpendicular to the wall)</p>	$\Delta p = \frac{Q}{\pi Z} \left[\frac{1}{A^3} - \frac{1-2v}{A+\frac{Z}{X_2}} + \frac{1-2v}{B+\frac{Z}{X_1}} \right]$ $A = \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{X_2}\right)^2}, \quad B = \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{X_1}\right)^2}$ <p>X_1 : 벽체뒤에서 하중작용점까지 가까운 거리 X_2 : 벽체뒤에서 하중작용점까지 먼 거리 Z : 표면에서 작용위치까지 심도 v : 포아송비 Q : 벽체배면에 작용하는 선하중(N/mm)</p>	

<p>띠하중이 작용하는 경우 (uniformly loaded strip)</p>	$\Delta p = \frac{2p}{\pi} [\delta - \sin\delta \cos(\delta + 2\alpha)]$ <p>p: 벽체배면에 작용하는 등분포 하중(N/mm²) α: 그림에서의 각도 δ: 그림에서의 각도</p>	
<p>사각형 등분포 하중이 작용하는 경우</p>	<p>옹벽배면에 폭B, 길이L의 등분포하중 q가 작용하는 경우 깊이 Z에서 옹벽에 작용하는 토압의 증가량은 영향계수를 이용하여 다음과 같이 구한다.</p> $\Delta p = q \times I_p$ <p>q_s: 벽체배면에 작용하는 사각형 등분포 하중 I_p: 영향계수</p>	

10.3.5 수압과 부력

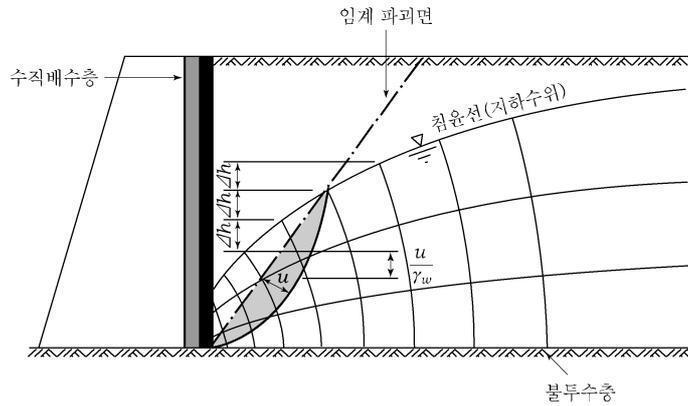
- (1) 옹벽배면에 물이 고여 있는 상태로 존재하게 되는 경우에는 옹벽에 직접 작용하는 하중으로서 수압을 고려하여야 한다. 이때 수면아래의 토압을 계산할 때는 수중단위 중량을 이용한다.
- (2) 옹벽배면의 뒤채움 내부에 배수시설 또는 배수층을 별도로 설치한 경우에는 옹벽배면 내에 존재하는 정상상태의 수두를 고려하여 가상배면 또는 시행쇄기에 작용하는 수압으로 작용시킨다. 단, 배수층에 의해 가상배면범위 내에 수위가 발생하지 않도록 한 경우에는 수압을 고려하지 않을 수 있다.

[해설]

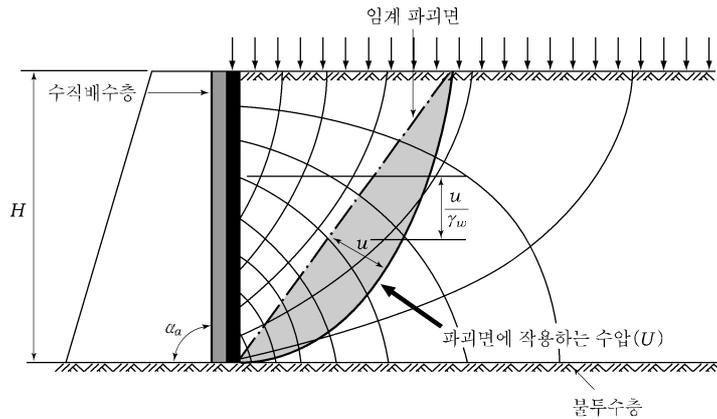
(1) 일반적으로 옹벽배면은 뒤채움재료의 종류, 옹벽뒤채움의 표면피복상태, 옹벽뒤채움내의 배수구조에 따라 수압의 작용여부가 달라진다. 뒤채움 표면이 대기에 그대로 노출된 상태에서는 강우에 의한 침투가 발생하면 일시적으로 뒤채움내의 수위가 상당히 높아질 수 있으며 뒤채움의 투수계수 및 배수시설의 유무에 따라 장시간 뒤채움 내부에 정수압상태로 존재할 가능성이 있으므로 수압을 고려한 설계가 필요하다.

제 10 장 콘크리트 옹벽

옹벽배면에는 여러 형태의 배수층을 둘 수 있는데, 가장 일반적인 형태는 벽체배면에 수직배수층을 두는 것이다. 이러한 옹벽 뒷채움 내부의 배수시스템에서 뒷채움내부에 지하수위가 형성되거나 또는 침투에 의해 수압이 발생하는 경우에 안정계산은 해설그림 10.8과 같이 침투해석을 수행하여 가상과괴면에 작용하는 수압을 구하고 이를 옹벽의 안정계산에 고려하여야 한다.



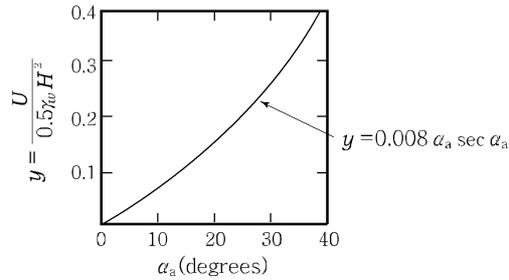
(a) 뒷채움 내부에 지하수가 있는 경우 파괴면에서 작용하는 수압



(b) 표면에서의 침투로 인하여 파괴면에 작용하는 수압

해설그림 10.8 침투해석을 통한 파괴면에 작용하는 수압의 고려방법

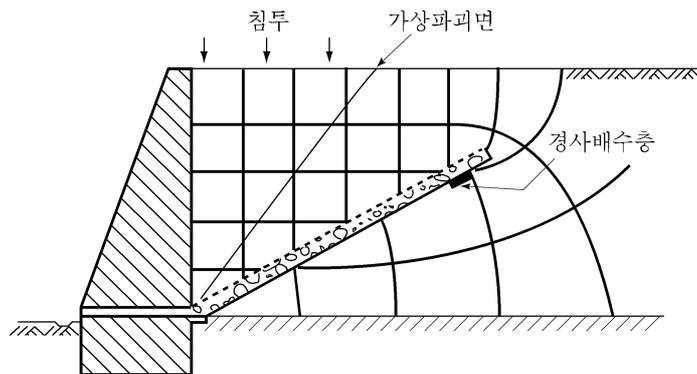
(2) 해설그림 10.8b와 같이 표면에서 침투로 인하여 파괴면에 작용하는 수압은 해설그림 10.9을 이용하여 쉽게 구할 수 있다. 여기에서는 옹벽의 배면각도(α_2)에 따라 파괴면



해설그림 10.9 파괴면에 작용하는 총수압의 계산

에서 작용하는 총수압의 관계를 나타내었다.

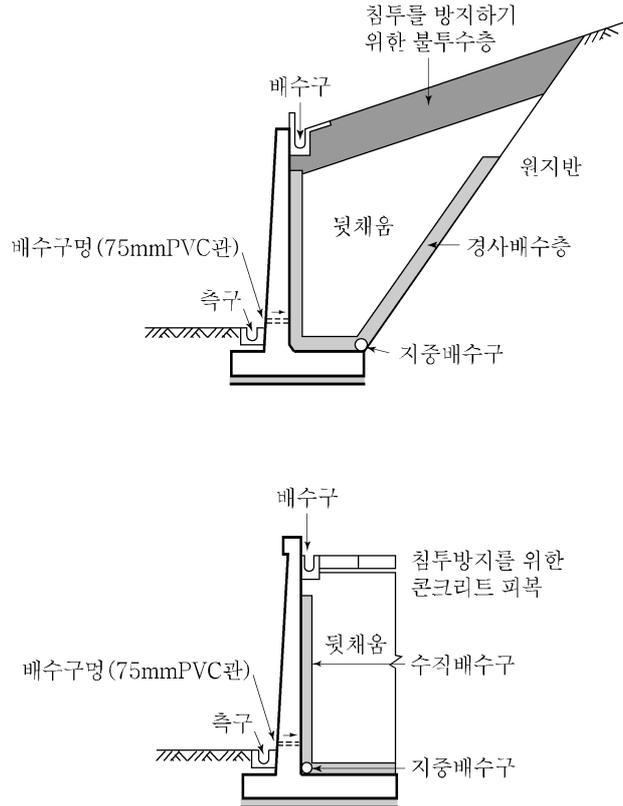
- (3) 옹벽배면으로의 침투를 방지하기 위해서는 뒷채움 표면에 불투수층을 두거나 콘크리트 피복을 하는 경우가 많다. 뒷채움 내부의 효과적인 배수시스템은 경사진 배수층을 두는 것인데, 임계파괴면의 경사와 비슷하거나 완만하게 배수층을 뒷채움내부에 설치하면 해설그림 10.10에서와 같이 임계파괴면에 수압이 작용하지 않게 된다.



해설그림 10.10 경사배수층을 둔 경우 임계파괴면에서 작용하는 수압

- (4) 해설그림 10.11에는 콘크리트 옹벽의 표면배수시설과 뒷채움 내부에 설치하는 배수층의 배치예를 나타내었다.

제 10 장 콘크리트 옹벽



해설그림 10.11 콘크리트 옹벽의 배수시스템

10.3.6 옹벽에 직접 작용하는 하중

옹벽구조물 상단에 무시할 수 없는 규모의 연속적인 벽체구조물이 설치되는 경우에는 이들 구조물로부터 전달되는 하중을 고려하여 옹벽의 외적안정성과 옹벽구조물 벽체를 설계해야 한다.

[해설]

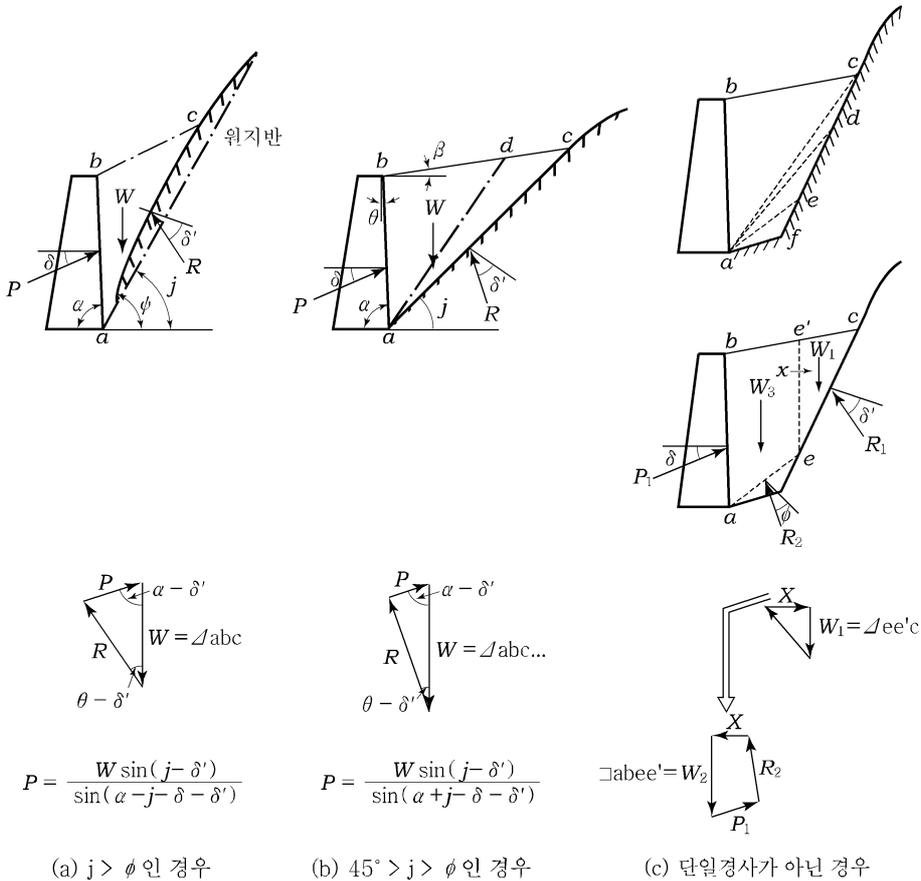
옹벽에 직접 가해지는 하중은 옹벽상단에 설치된 구조물에 따라 결정된다. 일반적으로 옹벽상단에 방음벽, 낙석방지울타리와 같이 연속적으로 설치되는 구조물이 있는 경우에는 이러한 구조물에 의해 옹벽상단연결부에 전달되는 하중을 고려하여야 한다.

10.3.7 깎기 경계구간의 토압

옹벽배면의 원지반을 깎기(또는 그대로 둔 상태)하여 옹벽을 설치하고 뒤채움 하는 경우에는 파괴면이 이론적인 범위와 달라질 수 있으므로 깎기면 또는 자연지반면을 파괴면으로 간주하여 토압을 계산한다.

[해설]

(1) 옹벽배면의 원지반을 깎기 또는 그대로 둔 상태에서 옹벽을 설치하는 경우에는 원지반과 깎기면 또는 깎기면과 깎기면 사이의 경계면이 미리 결정된 파괴면이 될 수 있으며, 이론적인 파괴면으로 계산한 토압의 크기와 달라질 수 있으므로 토압의 계산에서는 해설그림 10.12와 같이 파괴면의 차이를 고려하여야 계산해야 한다.



해설그림 10.12 깎기 경계면에서의 토압계산

제 10 장 콘크리트 옹벽

- (2) 깎기면에서 파괴면보다 경사가 완만한 파괴면이 예상되는 구간 전면에 옹벽을 설치하는 경우는 일반적인 토압론에 의한 수평하중보다 큰 하중이 가해질 수 있으므로 주의를 요한다. 이때 옹벽에 작용하는 토압의 크기는 도해법으로 구할 수 있으며 작용 위치는 $1/3H$ 위치이다. 따라서 깎기부에서 옹벽을 설치하는 경우는 기존 자연원지반과 옹벽과의 배치 등을 정확하게 표현하여 옹벽을 설계할 필요가 있다.

10.4 콘크리트 옹벽의 설계

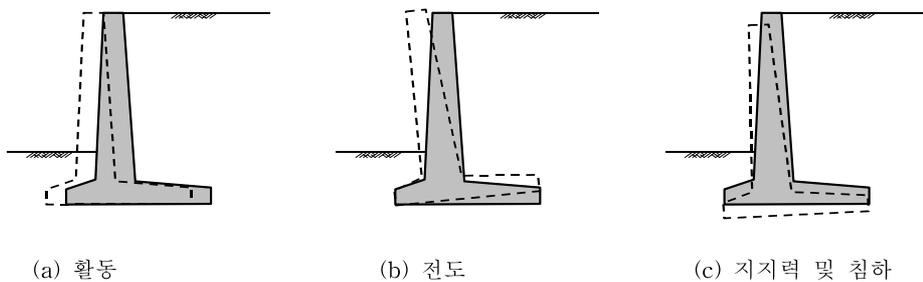
10.4.1 검토항목

옹벽의 안정해석은 다양한 하중조건하에서 한계상태가 발생하지 않도록 하는 것이며 다음의 항목에 대하여 검토한다.

- ① 활동파괴(sliding failure)
- ② 전도파괴(overturning failure)
- ③ 지지력 파괴(bearing capacity failure)
- ④ 전체안정성(overall stability)
- ⑤ 기초지반의 침하(settlement)

[해설]

- (1) 옹벽의 설계개념은 옹벽에서 발생할 수 있는 다양한 파괴에 도달하는 한계상태에 대하여 적절한 안전성을 확보하도록 설계하는 것이며, 옹벽에 작용하는 하중과 저항력의 크기를 실제 작용하는 하중크기로 계산하는 사용하중설계법을 적용한다.
- (2) 모든 옹벽은 해설그림 10.13에서와 같이 옹벽저면을 따른 활동, 옹벽의 선단을 중심으로 한 전도, 기초지반의 지지력 및 침하에 대하여 안정성을 확보할 수 있도록 설계되어야 한다.



해설그림 10.13 옹벽의 안정성 검토

10.4.2 안전율 기준

옹벽의 안정해석에서 적용하는 안전율 기준은 표 10.1과 같다. 지진시는 지진하중을 고려하여 검토한다.

표 10.1 옹벽의 설계안전율

검토항목	평상시	지진시
활동(sliding)	1.5	1.1
전도(overtuning)	2.0	1.5
지지력(bearing capacity)	3.0	2.0
전체안정성(overall stability)	1.2~1.5	1.1

10.4.3 활동 안정성

- (1) 활동에 대한 안정성은 기초지반면과 옹벽지면에서의 미끄러짐이 발생하는가에 대한 검토이다. 경사하중 또는 비탈면상에 설치된 기초, 수평력을 받는 구조물의 기초에 대해서는 활동에 대한 파괴를 검토해야 한다.
- (2) 활동에 대한 검토는 활동을 유발하는 횡방향 하중과 활동에 저항하는 저항력의 비율이 기준안전율 이상이어야 한다

$$FS = \frac{S_R}{S_D} > FS$$

여기서, S_R : 활동저항력(resisting force to sliding)

S_D : 활동력(sliding force)

- (3) 점성토지반상의 옹벽기초에 대해서는 지반의 건조수축과 침하로 인하여 지반과 기초 사이의 이격이 생길가능성을 고려하여야 한다. 옹벽 전면 흙의 수동토압을 활동 저항력으로 고려하고자 하는 경우에는 기초 전면 흙이 장기적으로 유지될 수 있는지 여부를 확인하여야 한다.

[해설]

(1) 옹벽은 옹벽배면에 작용하는 토압의 수평성분에 의해서 수평방향으로 활동하려는 특성을 지닌다. 이 경우 옹벽 저판의 바닥면에서 저항력이 충분히 확보되어야 하며 해설식 (10.6)으로 안전율을 계산할 수 있다.

$$FS = \frac{\sum V \tan \delta + c_a B}{\sum H} \geq 1.5 \quad \text{해설식 (10.6)}$$

여기서,

$\sum V$: 모든 연직력의 합(kN)

$\sum H$: 모든 수평력의 합(kN)

δ : 옹벽 저판과 지지지반 사이의 마찰각

c_a : 옹벽 저판과 지지지반 사이의 부착력(kN/m²)

B : 옹벽 저판의 폭(m)

옹벽저판과 지지지반 사이의 마찰계수 $\tan \delta$ 와 점토의 종류에 따른 옹벽 저판과 지지지반 사이의 부착력 c_a 는 각각 해설표 10.6과 해설표 10.7을 참고할 수 있으며, 정확한 값은 현장지반에 대한 시험을 통하여 얻을 수 있다.

해설표 10.6 옹벽 저판과 지반 사이의 마찰계수

흙의 종류	지면 마찰각	마찰계수
실트와 점토를 함유치 않은 조립토	29°	0.55
실트를 함유한 조립토	24°	0.45
점토를 함유한 조립토*	19°	0.35

* 이러한 종류의 흙이 존재하는 경우 옹벽이 활동에 대해 불안정하므로, 옹벽 저판 밑의 흙을 두께 10cm의 모래나 자갈로 치환하는 것이 좋다.

해설표 10.7 점토 종류에 따른 옹벽 저판과 지반 사이의 부착력(c_a)

점토의 종류	점착력(c kN/m ²)	부착력(c_a kN/m ²)
매우 연약한 점성토	0~12	0~12
약한 점성토	12~24	12~24
중간 정도의 견고한 점성토	24~49	24~37
견고한 점성토	49~98	37~46
매우 견고한 점성토	98~196	46~64

(2) 옹벽 저판은 동결심도 아래에 설치되는 것이 원칙이며 동결심도가 얇은 지반이라 하더라도 지표면 아래로 최소한 1m 이상의 깊이에 설치한다. 활동 안정해석에 있어서 옹벽전면의 수동토압은 활동에 대한 저항력을 제공할 수 있으나, 다음과 같은 경우가 예상되면 수동토압에 의한 저항력을 무시한다.

- ① 우수나 유수에 의해 옹벽전면의 흙이 세굴될 수 있는 경우.
- ② 옹벽전면 흙이 느슨한 퇴적물 흙으로서 토압을 기대하기 어려운 경우
- ③ 경사진 지반위에 옹벽이 설치되어 전면의 흙이 유실될 가능성이 있는 경우

(3) 옹벽전면의 수동토압을 고려하여 계산하는 경우는 옹벽저판 바닥면에서 발휘되는 저항력과 전면의 수동토압을 합한 저항력으로 활동저항력을 계산하는 방법과 옹벽저판 바닥면과 수동토압을 받는 지반의 상대변위에 따른 수평저항분담율을 계산하고 각각이 분담하는 수평하중에 따라 안전율을 계산하는 방법이 있다.

- ① 옹벽저판의 마찰저항력과 전면 흙의 수동토압의 합으로 계산하는 방법

수동토압이 발휘되기 위해서는 20%에 이르는 수평변형이 필요하며, 저판의 저면에서 발휘되는 저항력은 0.5%의 변형단계에서 저항력이 발휘되는 것으로 보고되고 있다. 또한 0.5%의 변형단계에서 발휘되는 토압은 수동토압의 약 1/2정도 밖에 발휘되지 않는 것으로 보고되고 있으므로 이를 고려한 활동에 대한 안전율은 해설식 (10.7)로 계산가능하다.

$$FS = \frac{\sum V \tan \delta + \frac{1}{4} \gamma D_f^2 \tan^2 \left(\frac{45 + \phi}{2} \right)}{\sum H} \geq 1.5 \quad \text{해설식 (10.7)}$$

여기서,

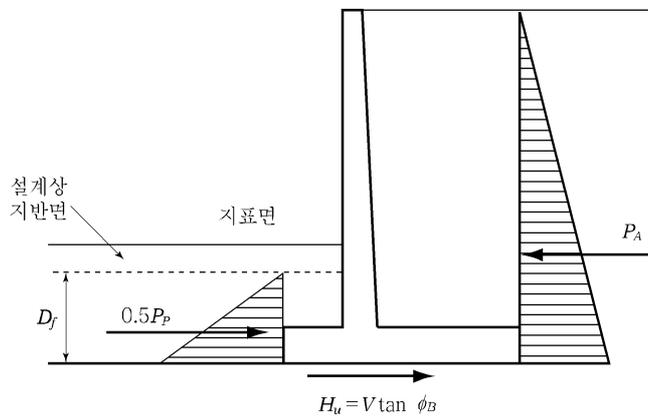
$\sum V$: 모든 연직력의 합(kN)

$\sum H$: 모든 수평력의 합(kN)

γ : 옹벽 전면 흙의 단위중량

D_f : 옹벽 기초의 근입심도(m)

ϕ : 옹벽 전면 흙의 내부 마찰각



해설그림 10.14 전면부 수동토압을 고려한 활동저항력

② 수평저항분담율에 따른 검토방법

옹벽에서 발생하는 변위를 수평변위로만 가정하고 저판 지면과 수동토압을 받는 지반을 각각 전단과 압축을 받는 스프링으로 변환하면 단위변위에 따른 수평하중 분담율을 해설식 (10.8)을 이용해 구할 수 있다.

$$H_B = \frac{1}{1 + \beta} H \quad \text{해설식 (10.8a)}$$

$$H_P = \frac{\beta}{1 + \beta} H \quad \text{해설식 (10.8b)}$$

여기서

H_B : 옹벽저판과 지반사이에서 발휘되는 저항력

H_P : 옹벽전면 지반의 수동토압에 의한 저항력

$$\beta = \frac{k_H \cdot D_f}{2k_S \cdot B} \quad \text{: 지반의 강성비}$$

D_f : 옹벽기초의 근입심도 (m)

B : 옹벽 저판의 폭(m)

k_H : 옹벽전면 지반의 수평지반반력계수(kN/m³)

k_S : 기초저면의 전단지반반력계수(=1/3 k_V)=(kN/m³)

분담하중이 결정되면 각 부분별 안전율을 따로 검토한다.

$$FS_B = \frac{\sum V \tan \delta}{\sum H_B} \geq 1.5 \quad \text{해설식 (10.9a)}$$

$$FS_P = \frac{\frac{1}{2} \gamma \cdot D_f^2 \cdot \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})}{\sum H_P} \geq 1.5 \quad \text{해설식 (10.9b)}$$

10.4.4 활동저항력의 증가

- (1) 횡방향 하중에 대한 활동저항력을 증가시키기 위하여 기초 저판하부에 돌출된 활동방지벽(shear key)을 설치하거나 또는 지반과 접하는 기초를 경사지게 설치하는 방법이 있다.
- (2) 활동방지벽을 설치한 경우 활동에 대한 검토는 활동을 유발하는 횡방향 하중과 활동에 저항하는 지반의 저항력과 활동방지벽에 의한 저항력을 함께 고려한다.

$$FS = \frac{S_R + R_{lev}}{S_D}$$

여기서, S_R : 기초저면의 활동저항력

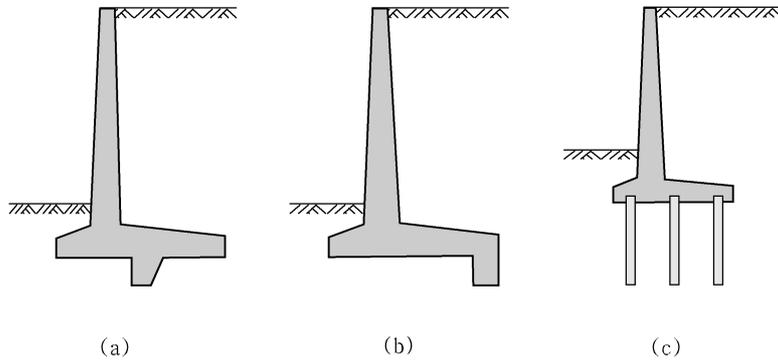
R_{lev} : 활동방지벽에 의한 활동저항력

S_D : 활동력

(3) 기초저면을 경사지게 하더라도 역학적으로 지지력에 대한 문제는 없으나 지반조건이 쉽게 흐트러지기 쉬운 조건에서는 주의한다.

[해설]

(1) 활동방지벽은 일반적으로 해설그림 10.15와 같이 저판 중앙부 또는 뒤쪽에 설치하면 활동저항에 효과적이다. 활동방지벽은 단단한 지반이나 암반에 지반을 흐트러뜨리지 않고 지반에 밀착되도록 시공해야만 그 효과를 기대할 수 있다.



해설그림 10.15 옹벽의 활동방지를 위한 방법

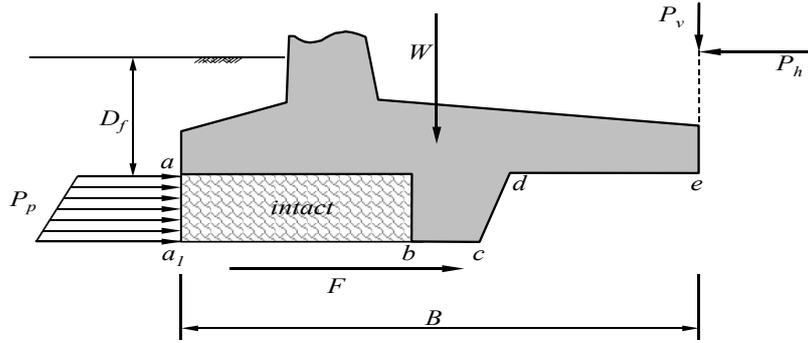
(2) 활동방지벽이 있는 경우의 안전율은 해설식(10.10)으로 계산한다. (해설그림 10.16참조)

$$FS = \frac{S_R + R_{kev}}{S_D} = \frac{F}{P_h} \quad \text{해설식 (10.10)}$$

점성토 : $F = (W + P_v) \tan \delta + c_a (B - a_1 b) + c (a_1 b) + P_p$

사질토 : $F = (W + P_v) \tan \delta + P_p$

- 여기서, c : 기초지반의 점착력
- c_a : 콘크리트와 기초지반과의 부착력
- B : 옹벽저판의 폭
- P_p : 수동토압
- δ : 기초지반과 콘크리트의 마찰각



해설그림 10.16 옹벽의 활동방지를 위한 활동방지벽

활동방지벽의 수동토압 P_p 는 해설식 (10.11)을 이용하여 계산할 수 있다.

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma \overline{aa_1}^2 K_p + \gamma D_f \overline{aa_1} K_p \quad \text{해설식 (10.11)}$$

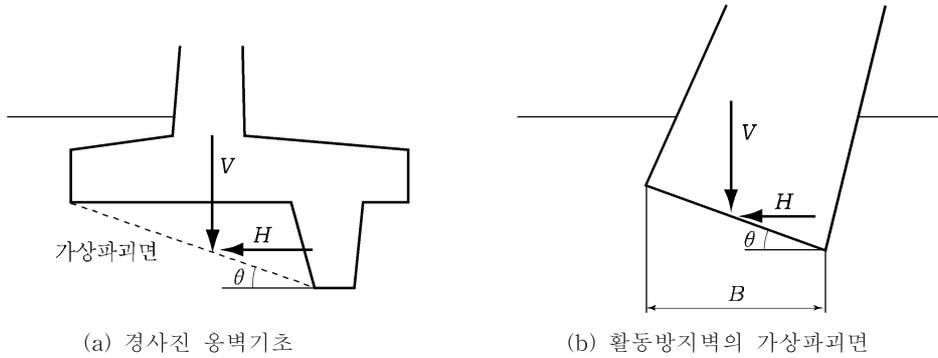
여기서, K_p : 수동토압계수, $K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$

D_f : 지표에서 옹벽 저면까지의 깊이

$\overline{aa_1}$: 돌출부의 높이

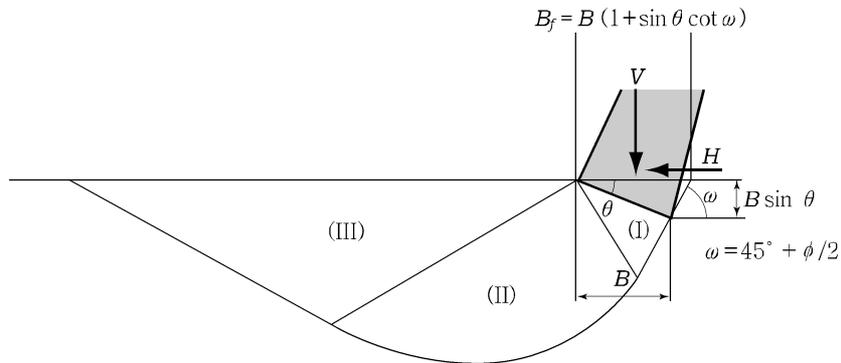
(3) 기초저면을 경사지게 하는 경우의 안전율은 경사진 면에 작용하는 총연직하중과 수평하중의 비율로부터 해설식 (10.12)를 이용하여 계산할 수 있다. 활동방지벽을 둔 경우에도 해설그림 10.17(b)와 같이 가상면에 작용하는 하중으로 고려할 수도 있다.

$$FS = \frac{(V \cos \theta + H \sin \theta) \tan \delta}{H \cos \theta - V \sin \theta} \quad \text{해설식 (10.12)}$$



해설그림 10.17 활동저항을 위한 경사진 옹벽기초

기초저면을 경사지게 하더라도 기초의 침하에 따라 기초하부지반의 파괴책기가 해설그림 10.18과 같이 형성되므로 지지력을 저하시키지는 않으며, 지지력계산에 있어서는 기초의 폭을 환산기초폭(B_f)으로 두고 수평한 기초와 동일한 방법으로 산정한다.



해설그림 10.18 경사진 기초의 소성영역과 환산기초폭

10.4.5 전도 안정성

- (1) 전도는 옹벽의 앞굽을 중심으로 옹벽전체가 앞으로 회전하는지 여부에 대하여 검토한다. 옹벽은 배면의 횡방향 토압으로 인해 저관앞굽을 중심으로 전도하므로 옹벽은 이에 대해 충분히 안전하게 저항하여야 한다.
- (2) 전도의 검토는 옹벽에 작용하는 하중의 조합에 의해 작용모멘트와 저항모멘트의 비율이 기준안전율 이상이어야 한다.

$$FS = \frac{M_R}{M_D} \geq FS$$

여기서, M_R : 저항모멘트 (resisting moment)

M_D : 활동모멘트 (driving moment)

(3) 별도의 계산을 하지 않더라도, 다음 기준을 만족하면 전도에 대해 안정한 것으로 간주한다.

- ① 기초지반이 흙인 경우, 힘의 합력이 기초중심에서 $\frac{1}{2}B$ 이내에 있는 경우
- ② 기초지반이 암인 경우, 힘의 합력이 기초중심에서 $\frac{3}{4}B$ 이내에 있는 경우

[해설]

힘의 합력의 작용위치에 대한 기준은 전도모멘트와 저항모멘트의 검토에서 계산된 것이다. 흙에 대한 기준인 $\frac{1}{2}B$ 이내 기준은 한계상태에서의 소성지지력 분포를 이용하여 계산한 것이다.

10.4.6 지지력 검토

(1) 지지력 검토는 다음과 같이 옹벽하부에 발생하는 지반반력(q_{\max})이 지반의 허용지지력(q_a) 이상이 되는지를 검토한다.

$$\frac{q_a}{q_{\max}} \geq FS$$

여기서, q_a : 지반의 허용지지력

q_{\max} : 지반반력

(2) 지반의 지지력의 계산은 구조물기초설계기준(건설교통부, 2003)을 참조한다.

[해설]

(1) 기초지반에서 발생하는 최대지반반력(q_{\max})이 기초지반의 허용지지력(σ_{allow})을 초과한다면 기초지반의 지지력에 대한 안정을 유지할 수 없다. 옹벽의 설치로 지반에 발생하는 지반반력의 분포는 다음 두 가지 경우로 계산한다.

- ① 옹벽이 토사지반에 지지되는 경우 : 연직응력은 유효기초면적에 등분포로 작용하는 것으로 가정하여 계산하며 해설식 (10.13)을 이용한다.

$$q_{\max} = \frac{\sum V}{B-2e} \quad \text{해설식 (10.13)}$$

여기서,

V : 연직하중

B : 기초폭

e : 하중의 편심

- ② 벽체가 암반에 의해 지지되는 경우 : 연직응력은 유효기초면적에 선형분포하는 것으로 가정하여 계산한다.

가. 힘의 합력이 기초중심에서 $\frac{1}{3}B$ 이내에 있는 경우

$$q_{\max, \min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 \pm 6 \frac{e}{B} \right) \quad \text{해설식 (10.14)}$$

나. 힘의 합력이 기초중심에서 $\frac{1}{3}B$ 바깥에 있는 경우

$$q_{\max} = \frac{2\sum V}{3[(B/2) - e]}, \quad q_{\min} = 0 \quad \text{해설식 (10.15)}$$

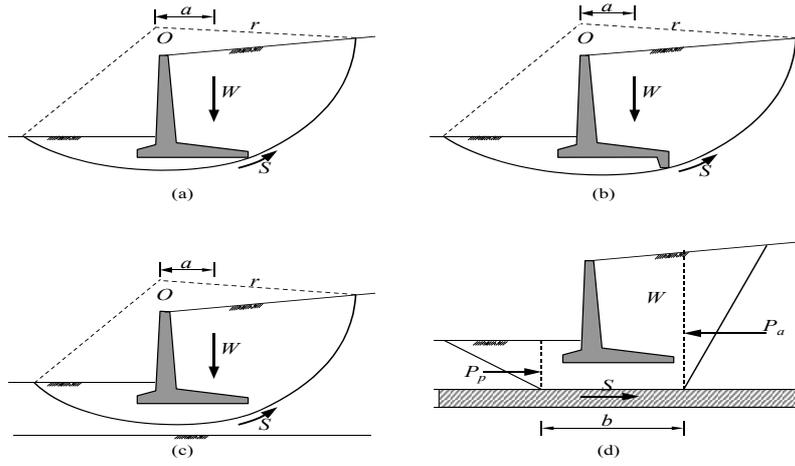
- (2) 지반의 극한지지력은 얇은기초의 지지력공식 등을 적용하여 평가하며, 얇은기초로는 옹벽의 소요지지력을 얻을 수 없는 경우에는 말뚝기초나 원지반의 치환 또는 개량(안정처리) 등의 공법을 적용하여 소요지지력을 확보하여야 한다. 말뚝기초를 사용하는 경우에는 얇은기초의 지지력은 무시하고 말뚝의 지지력만을 사용한다. 기초의 지지력에 대한 안정성의 검토에서는 지지력에 대한 안전율뿐만 아니라 기초의 침하에 대해서도 검토하여야 한다. 옹벽의 허용침하량은 인접 토공 또는 구조물의 허용침하기준을 만족하여야 하며, 침하량 산정은 일반적인 기초 침하량 산정방법에 따른다.

10.4.7 전체안정성

- (1) 전체안정성은 옹벽을 포함한 기초지반 전체의 안정성을 의미한다. 옹벽이 설치되는 원지반이 특히 점성토 등의 연약 지반인 경우에는 강도에 대한 안정성뿐만 아니라 침하에 대한 안정성도 검토하여야 한다.
- (2) 기준안전율이 확보되지 않은 경우는 다음의 방법을 적용하여 지반의 안정성을 향상시킬 수 있다.
 - ① 기초 슬래브 아래에 활동방지벽 추가
 - ② 기초 지반을 하향 조정
 - ③ 말뚝기초 적용

[해설]

- (1) 전체안정성이란 옹벽구조물 뿐만 아니라 옹벽기초 아래 및 옹벽 벽체 뒤의 지반이 포함된 전체의 안정성을 의미한다. 특히 옹벽이 비탈면에 축조되는 경우 전체 안정성이 문제될 수 있으며 이에 대한 평가를 위해서는 현장에 대한 토질조사 및 시험을 바탕으로 한 안정성 해석이 필요하다. 전체안정성의 해석에는 수정 Bishop법, Janbu의 간편법, Spencer방법 등이 적용될 수 있다. 해설그림 10.19는 지반의 여러 가지 전체적인 파괴형상을 나타낸다.



해설그림 10.19 여러 가지 전체활동파괴 형태

10.5 지진시 안정해석

10.5.1 일반사항

- (1) 지진시 옹벽의 안정해석에서는 다음의 사항을 검토한다.
- ① 옹벽기초지반의 액상화에 대한 검토
 - ② 옹벽의 활동에 대한 검토
 - ③ 옹벽의 전도에 대한 검토
 - ④ 옹벽의 지지력에 대한 검토
 - ⑤ 옹벽의 전체 안정성에 대한 검토
- (2) 옹벽 기초지반의 액상화에 대한 검토는 제24장 비탈면 내진설계기준을 참조한다.

10.5.2 지진시 고려하는 하중

- (1) 지진시 옹벽의 안정해석에서 고려하는 하중은 실제 작용하는 사하중으로 하며, 설계를 위해 옹벽배면지반에 작용시키는 일시적인 상재하중은 고려하지 않는다.
- (2) 지진시 옹벽에 가해지는 지진하중은 파괴흙쌓기의 자중과 수평지진계수를 곱한 등가지진력으로 하며, 파괴흙쌓기의 중심에 횡방향으로 작용시킨다.
(Mononobe-Okabe의 유사정적해석법)
- (3) 지진에 의한 수직지진계수(k_v)는 옹벽의 안정성에 미치는 영향이 작으므로 무시하고 수평지진계수(k_h)는 제24장 비탈면 내진설계기준에서 제시하는 지반가속도계수(A)를 이용하여 다음과 같이 결정한다.
- ① 옹벽 벽체의 변위를 254Amm까지 허용하는 경우: $k_h=0.5A$
 - ② 옹벽 벽체를 구속하는 경우: $k_h=1.0A$
 - ③ 앵커 또는 말뚝기초로 옹벽벽체의 변위를 구속하는 경우: $k_h=1.5A$

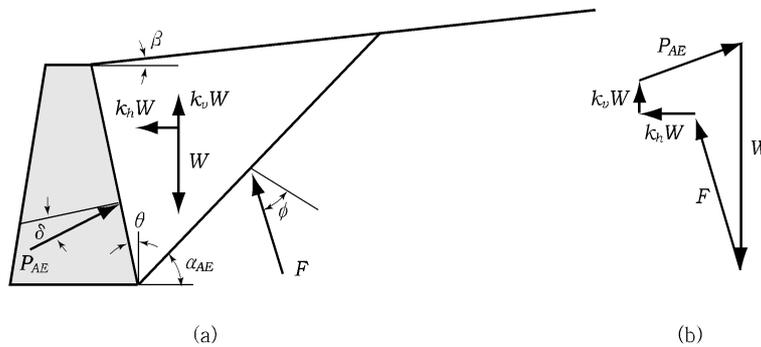
[해설]

- (1) 지진에 의해 발생하는 토압은 주동토압과 수동토압이며 주동토압은 옹벽의 배면에서, 수동토압은 옹벽의 전면에서 작용하는 것으로 한다. Mononobe-Okabe방법은

Coulomb 이론을 직접적으로 확장한 것으로서 Coulomb의 주동 또는 수동 파괴 쉼기에 수평지진계수를 곱한 다음 쉼기에 작용하는 힘들의 평형방정식으로 부터 벽체에 작용하는 동적토압을 구하는 방법이다. Mononobe-Okabe 방법은 Coulomb의 방법을 확장시킨 것이므로 기본적으로 Coulomb 방법에서 사용하는 가정을 내포하며 추가로 다음의 조건을 가정하고 있다.

- 배면지반은 비점착성 지반이며 변형이 발생하지 않는 강체로 거동한다.
- 지진시 뒤채움지반의 증폭현상은 고려하지 않으며 지진에 의한 가속도는 뒤채움재에 균등하게 작용한다. 또한, 배면지반 및 기초지반에서 액상화는 발생하지 않는다.

① 동적주동토압



해설그림 10.20 Mononobe-Okabe방법에서 주동쉼기에 작용하는 힘

해설그림 10.20는 비점착성 뒤채움 토체의 주동쉼기에 작용하는 힘을 나타내고 있다. 파괴쉼기에 작용하는 정적작용력 외에 추가적으로 쉼기 질량에 수평 및 수직지진계수(k_h, k_v)를 곱하여 수평, 수직방향의 등가정적력을 고려하게 된다. 이때 총작용력 P_{AE} 는 해설식 (10.16)으로 산정할 수 있다.

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \tag{해설식 (10.16)}$$

여기서,

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (\beta \leq \phi - \psi)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\delta + \theta + \psi)} \quad (\beta \geq \phi - \psi)$$

$$\tan\psi = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

- γ : 뒤채움 지반의 단위중량
- ϕ : 뒤채움 지반의 내부마찰각
- β : 뒤채움 지반 배면경사각
- θ : 옹벽 벽면경사각
- H : 옹벽의 높이

Mononobe-Okabe에 의한 지진시 주동토압은 정적주동토압과 동적주동토압을 구분하지 않고 계산하며, 동적주동토압만을 별도로 계산하고자 하는 경우에는 해설식 (10.17)과 같이 Mononobe-Okabe 공식에 의한 토압에서 정적상태의 토압을 빼서 계산한다.

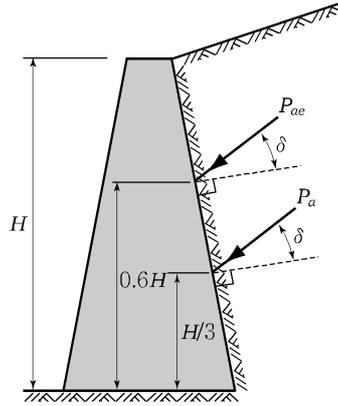
$$\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A \quad \text{해설식 (10.17)}$$

여기서,

- ΔP_{AE} : 동적주동토압
- P_{AE} : Mononobe-Okabe에 의한 지진시주동토압
- P_A : 정적주동토압

정적인 토압은 옹벽저판에서 높이 $1/3H$ 위치에 작용한다. Seed와 Whitman (1970)은 동적주동토압은 대략 $0.6H$ 위치에 작용한다고 하였으며 해설그림 10.21과 같이 지진시 주동토압의 작용위치 \bar{z} 는 해설식 (10.18)과 같다.

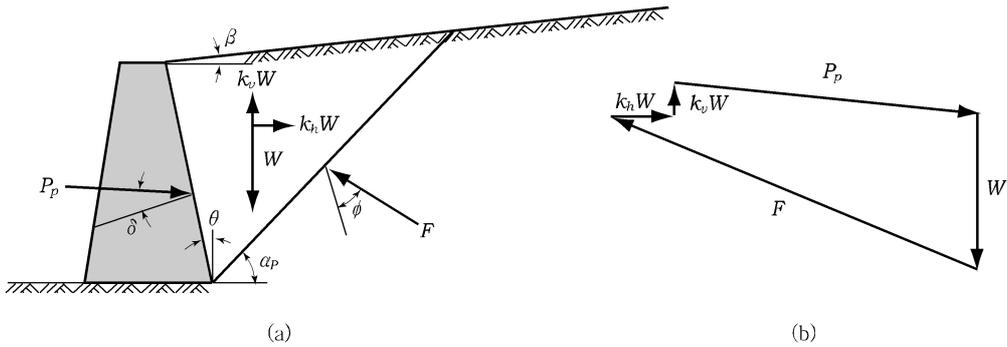
$$\bar{z} = \frac{P_A(H/3) + \Delta P_{AE}(0.6H)}{P_{AE}} \quad \text{해설식 (10.18)}$$



해설그림 10.21 동적토압의 작용위치

② 동적수동토압

해설그림 10.22는 수동상태에서 건조된, 비점착성 뒤채움 토체에 작용하는 힘이 나타나 있다. 이 때 옹벽에 작용하는 동적수동토압, P_{PE} 는 해설식 (10.19)로 구할 수 있다.



해설그림 10.22 Mononbe-Okabe방법에서 수동쇄기에 작용하는 힘

$$P_{PE} = \frac{1}{2} K_{PE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad \text{해설식 (10.19)}$$

여기서,

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi + \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta - \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

수동상태의 총작용토압, P_{PE} 은 동적수동토압에서와 마찬가지로 정적인 토압과 동적인 토압으로 나누어 산정한다. 동적인 토압, ΔP_{PE} 는 정적요소와 반대방향으로 작용하여 수동저항력을 감소시킨다. 따라서, P_{PE} 는 P_P 보다 작게 된다.

$$\Delta P_{PE} = P_P - P_{PE} \quad \text{해설식 (10.20)}$$

여기서,

ΔP_{PE} : 동적수동토압

P_{PE} : Mononobe-Okabe에 의한 지진시수동토압

P_P : 정적수동토압

- (2) 지진시 옹벽에 작용하는 토압계산에 제24장 24.4 설계지반운동의 결정에서 구한 지반가속도계수(A)값을 그대로 적용하면 옹벽의 크기를 과다하게 산정할 수 있다. 지진시 옹벽에 가해지는 토압은 뒤택움푹과 옹벽벽체의 상대적인 변위에 따라 달라지며 옹벽벽체의 변위를 구속할 수록 작용하는 지진토압의 크기는 증가한다. 따라서 보다 경제적인 설계를 위해서는 옹벽벽체의 허용변위를 설정하고 이에 맞는 지진계수를 설정하는 것이 필요하다.

옹벽벽체의 변위를 254Amm까지 허용하는 경우에 실용적으로 적용할 수 있는 지진계수는 제24장 24.4설계지반운동에서 결정하는 지반가속도계수의 1/2을 적용하는 것이며 이보다 큰 벽체변위를 허용하면 지진계수는 점진적으로 감소하게 된다. 만약 옹벽벽체가 수동토압과 벽체저면의 마찰저항력 이외의 다른 조건에 의해 구속된 경우에는 옹벽에 작용하는 토압은 증가하게 되며 이에 따른 지진계수도 증가하게 된다.

설계에서 설정하는 옹벽의 허용변위는 옹벽의 규모, 옹벽전면 또는 배면에 설치되는 구조물의 종류에 따라서 달라지게 되는데, 일반적인 설계에서는 지진시 발생가능한 옹벽의 허용변위를 50~100mm정도 두는 것이 권장된다. 옹벽에 인접하여 구조물이 있는 경우에는 지진시 발생가능한 벽체변위를 억제시켜야 하며 이 경우에는 지진계수도 증가하게 된다. 특히, 옹벽벽체를 앵커나 말뚝기초로 저항시켜 횡방향변위가 구속되는 경우에는 옹벽에 가해지는 지진시 토압이 증가하게 되며 이러한 경우 지진계수는 $k_h=1.5A$ 를 적용한다.

10.5.3 지진시 활동 안정성

지진시 활동에 대한 안정성 검토는 지진에 의한 토압을 고려한 활동력과 저항력의 비율이 지진시의 기준안전율을 이상이어야 한다.

$$FS = \frac{S_R}{S_D} > FS$$

여기서 S_R : 지진시 활동저항력 (resisting force to sliding)

S_D : 지진시 활동력 (sliding force)

[해설]

지진시의 활동력과 저항력은 해설식 (10.21) 및 해설식 (10.22)를 이용하여 계산할 수 있다.

$$\text{저항력: } S_R = V \tan \mu + c_a B + P_{HE} \quad \text{해설식 (10.21)}$$

$$\text{활동력: } S_D = P_{AE} \cos \delta \quad \text{해설식 (10.22)}$$

여기서,

δ : 동적토압 작용방향과 수평면과의 경사

μ : 기초지반과 옹벽저면의 마찰계수

c_a : 기초지반과 옹벽저면의 부착력

B : 옹벽저면의 폭

10.5.4 지진시 전도 안정성

지진시 전도에 대한 안정성은 지진에 의한 토압을 고려한 작용모멘트와 저항모멘트의 비율이 기준안전율을 이상이어야 한다.

$$FS = \frac{M_R}{M_D} \geq FS$$

여기서, M_R : 저항모멘트(resisting moment)

M_D : 지진시 토압을 고려한 전도유발모멘트(driving moment)

[해설]

지진시의 전도유발 모멘트는 Mononobe-Okabe의 동적토압과 작용점을 고려하여 해설식 (10.23)을 이용하여 계산할 수 있다.

$$M_D = P_{AE} \cos \delta \times \bar{z} \quad \text{해설식 (10.23)}$$

여기서,

δ : 동적토압 작용방향과 수평면과의 경사

저항모멘트(M_R)는 정적모멘트와 동적토압의 수직성분 ($P_{AE} \sin \delta$)를 추가로 고려하여 계산할 수 있다.

10.5.5 지진시 지지력 안정성

(1) 지진시 지지력에 대한 안정성은 지진하중을 작용시켰을 때 발생하는 지반반력(q_{\max}) 이 지반의 허용지지력(σ_{allow})이하여야 한다.

$$\frac{q_a}{q_{\max}} \geq FS$$

(2) 지반의 지지력의 계산은 구조물기초설계기준(건설교통부, 2003)을 참조한다.

[해설]

지진시 지지력에 대한 안정성은 지진하중에 의해 기초지반에 발생하는 지반반력이 지반의 지지력보다 작아야 한다. 지진시의 기초지반에 발생하는 편심의 크기는 지진하중을 고려한 모멘트 및 연직력을 이용하여 정적상태와 동일하게 계산한다.

$$e = \frac{\bar{B}}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_o}{\sum V} \quad \text{해설식 (10.24)}$$

지반에 발생하는 최대 지반반력은 다음과 같이 계산가능하다.

$$q_{\max, \min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad \text{해설식 (10.25)}$$

10.6 옹벽 본체의 설계

옹벽본체의 구조계산은 콘크리트 구조설계기준(건설교통부)을 따른다.

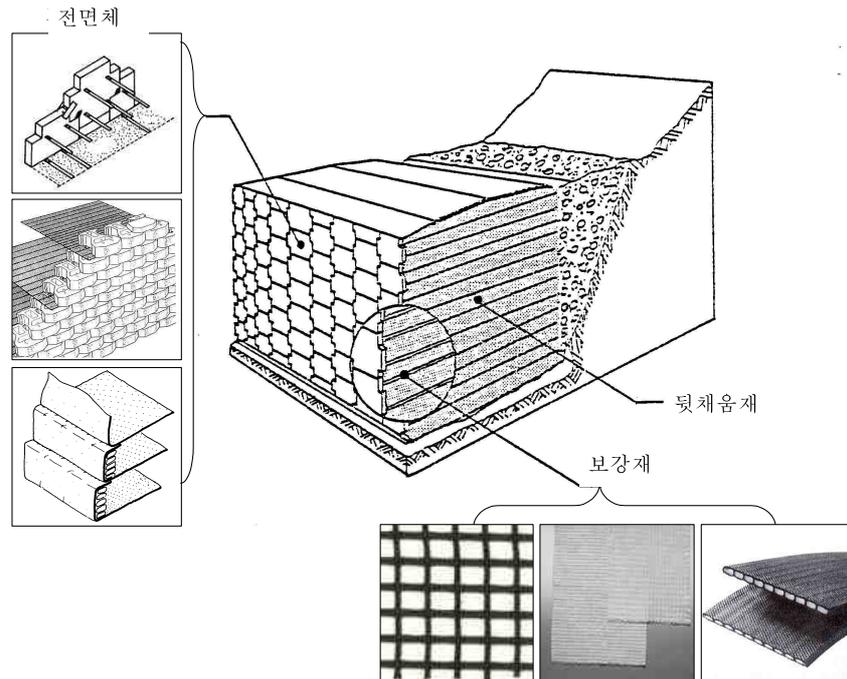
제 11 장 보강토 옹벽

11.1 적용범위

이 장은 금속 또는 섬유 등의 보강재를 이용하여 시공하는 보강토 옹벽의 설계에 적용한다.

[해설]

- (1) 보강토 옹벽은 금속(스트립, 그리드) 또는 섬유보강재(지오텍스타일, 지오그리드 등)의 인장저항력과 흙과의 마찰저항력을 활용함으로써 수직에 가까운 보강벽체를 형성하여 옹벽의 기능을 수행한다.
- (2) 일반적인 보강토 옹벽의 구성은 보강재로 보강된 뒤채움과 전면벽체로 구성되며, 전체적인 시공단면은 해설그림 11.1과 같다.



해설그림 11.1 보강토 옹벽의 구성

11.2 재료의 특성

11.2.1 보강재

- (1) 보강재는 일정간격으로 수평배치하는 띠형과 전체면에 설치하는 평면형 보강재로 구분하며 각 형식의 보강재는 다음과 같다.
- ① 띠 형: 아연도강판, 알루미늄합금, 스테인레스강, 띠형섬유 등
 - ② 평면형: 격자형 토목섬유, PP섬유, PET섬유, 직포매트 등
- (2) 보강토 옹벽을 위한 보강재는 다음과 같은 조건을 갖춰야 한다.
- ① 보강목적의 인장강도를 보유해야 한다.
 - ② 최대인장강도 발생시 변형률은 5% 이내이어야 한다.
 - ③ 흙과의 마찰저항력이 수평토압에 저항할 수 있어야 한다.
 - ④ 시공 중의 손상에 대한 저항성을 지녀야 한다
 - ⑤ 화학, 물리 및 생화학적 작용에 대해 내구성을 지녀야 한다.
 - ⑥ 금속보강재는 반드시 방식 처리를 하여야 한다.
- (3) 보강재의 설계인장강도(T_a)는 장기인장강도(T)에 안전율을 적용하여 계산한다. 장기인장강도는 재료의 역학적, 장기적인 내구성을 고려하여 결정한다. 금속보강재의 경우는 아연도금을 통한 방청처리를 하고, 내구연한에 따른 부식두께를 제외한 나머지 두께에 대하여 장기인장강도를 산정하고, 토목섬유 보강재는 장기적인 내구성을 고려한 저감요인을 고려하여 장기인장강도를 산정한다.

[해설]

- (1) 고무와 같이 변형율이 큰 재료는 벽체의 변형을 억제하는데 효과적이지 못하므로 재료의 최대인장강도가 일정변형율(5%) 이내에서 발생하는 재료를 사용할 필요가 있다. 대부분의 공학적 재료의 경우는 이러한 변형율 조건을 만족한다. 해설표 11.1에는 재료별 최대인장강도가 가해질 때 발생하는 보편적인 변형율을 나타낸 것이다.

보강재와 흙사이의 마찰저항력도 충분히 발휘되어야 한다. 표면거칠기에 따라서 마찰저항의 값도 범위가 달라지나 설계에서는 재료별로 마찰저항력을 다르게 적용할 필요가 있다. 마찰저항력은 보강재료와 뒤채움 흙의 종류에 따라서 달라진다.

해설표 11.1 보강재의 변형율 범위

재료종류	최대인장강도에서의 변형율(%)
금속재료	0.1~1.0
토목섬유	2.0~5.0
알루미늄 합금	0.5~1.0
지오그리드	1.0~3.0

(2) 보강재의 설계허용인장강도(design allowable tensile strength, T_a)는 해설식 (11.1)과 같이 장기인장강도(longterm tensile strength, T_l)에 안전율을 적용하여 구한다.

$$T_a = \frac{T_l}{FS} \quad \text{해설식 (11.1)}$$

보강재의 장기인장강도는 금속보강재의 경우 아연도금 등으로 방청처리를 확실히 해야 하며, 해설표 11.2의 내구연한에 따른 부식두께를 제외한 나머지 두께에 대해서 해설식 (11.2)를 이용하여 장기인장강도를 평가한다.

$$T_l = \frac{A_s f_y}{b} \quad \text{해설식 (11.2)}$$

여기서,

T_l : 장기인장강도 (kN/m)

A_s : 장기 부식두께를 고려한 보강재의 단면적(cm)

f_y : 보강재의 항복강도(kPa)

b : 보강재의 단위폭(cm)

해설표 11.2 금속보강재의 내구연한에 따른 부식두께(mm)

내구연한	5년		30년		70년		100년	
	무도금	아연도금	무도금	아연도금	무도금	아연도금	무도금	아연도금
지하수위면	0.5	0	1.5	0.5	3.0	1.0	4.0	1.5
지하수위 아래	0.5	0	2.0	1.0	4.0	1.5	5.0	2.0
해수	1.0	0	3.0	-	-	-	-	-

제 11 장 보강토 옹벽

토목섬유 보강재는 화학적인 내구성, 내시공성, 그리고 장기적인 크리프 특성을 고려한 감소계수를 적용하여 장기인장강도를 산정한다. 설계에서 사용하는 토목섬유 보강재의 장기인장강도는 다음과 같다.

$$T_l = \frac{T_{ult}}{RF} \quad \text{해설식 (11.3)}$$

$$RF = RF_d \times RF_{id} \times RF_{cr}$$

여기서,

T_l : 장기인장강도 (kN/m)

T_{ult} : 보강재의 극한인장강도 (kN/m) (KS F 2124)

RF_d : 생·화학적 내구성에 대한 감소계수 (>1.1)

RF_{id} : 시공손상에 대한 감소계수 (>1.1)

RF_{cr} : 크리프 파괴에 대한 감소계수(creep rupture)

항목별 감소계수는 보강재의 재질 및 특성에 따라 다르며 재료별로 공인된 시험 결과 값을 이용해야 한다.

11.2.2 뒤채움재료

- (1) 보강토 옹벽의 뒤채움재료로 사용하는 흙은 다음의 성질을 갖는 재료를 사용한다.
- ① 흙-보강재 사이의 마찰효과가 큰 사질토
 - ② 배수성이 양호하고 함수비 변화에 따른 강도 변화가 적은 흙
 - ③ 입도분포가 양호한 흙
 - ④ 보강재의 내구성을 저하시키는 화학적 성분이 적은 흙
- (2) 보강토 옹벽의 안정해석은 장기적인 안정성이며 사용하는 전단강도정수는 유효전단 강도정수(c' , ϕ')를 사용한다.

[해설]

- (1) 해설표 11.3에는 보강토 옹벽의 뒤채움재료로서 200번체 통과율이 15% 미만인 흙이 일반적으로 추천되고 있으나, 현장에서 이러한 조건의 흙을 확보하기는 쉬운 일이 아

니다. 따라서 해설표 11.3의 예외규정과 같이 200번체 통과율이 15% 이상이라도 0.015mm 통과율이 10% 이하이거나 또는 0.015mm 통과율이 10~20%이고 내부마찰각이 25° 이상이며 소성지수(PI)가 6이하면 사용이 가능하다.

해설표 11.3 보강토 뒤채움 흙의 입도

체번호	체눈크기(mm)	통과중량백분율(%)	비고
	53	75 ~ 100	
	19	75 ~ 100	
No. 4	4.75	20 ~ 100	
No. 40	0.425	0 ~ 60	
No. 200	0.075	0 ~ 15	
예외규정: No.200 통과량 15% 이상인 경우	0.015	10 이하	
	0.015	10 ~ 20	내부마찰각 25°이상, 소성지수(PI) 6이하

- (2) 장기적인 안정성을 검토하는 경우에는 흙의 유효응력이 전단강도를 지배하며, 따라서 배수조건상태에서 실시한 시험결과를 이용하여야 한다. 만약 시공 중에 배수속도보다 빨리 시공하는 단기안정성 검토를 수행할 경우에는 비배수전단강도를 이용하여야 한다.

일반적으로 뒤채움재료는 건설 현장주변에서 구할 수 있는 재료를 사용하며, 다짐정도에 따라서 확보되는 전단강도는 차이가 있다. 하지만 좋은 재료를 이용하여 다짐을 하더라도 불확실성을 고려하여 설계에서의 내부마찰각은 40°이상 값은 사용하지 않는다.

11.3 설계일반사항

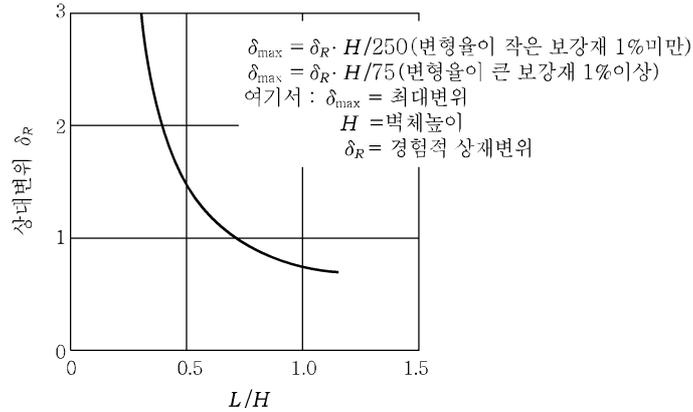
11.3.1 설계목표

- (1) 보강토 옹벽은 설계수명기간 동안 보강토체의 전체적인 안정성이 유지되어야 하며, 벽체를 구성하는 각 구성부재와 연결부가 파괴되지 않아야 한다.
- (2) 옹벽의 사용성을 위해서 과도한 부등침하나 횡방향 변위가 발생하지 않아야 하며, 도심지의 경우에는 미관적인 요소도 고려하여 설계한다.

[해설]

- (1) 옹벽의 과도한 변위는 장기적으로 발생가능한 변위의 크기를 말하며 벽체의 성능에 영향을 미치지 않아야 하고, 외관상으로도 불안정하게 보여서는 안된다. 연직침하는 기초의 침하산정방법을 적용하여 계산할 수 있으며, 허용침하는 벽체의 용도에 따라서 결정한다. 기초지반의 과도한 부등침하가 예상되는 경우는 부등침하 경계부에 벽체 전체높이에 걸쳐 슬립조인트를 설치한다. 벽체의 전면부와 후면부의 부등침하도 검토할 필요가 있다. 일반적으로 강성콘크리트 전면판의 경우 총침하량 50mm, 부등침하량 1/500으로 제한하고 콘크리트 블록전면판의 경우는 부등침하는 1/200, 벽체가 완성된 후에 전면판을 설치하는 경우는 부등침하는 1/50로 한다. 미관을 고려할 때는 보다 엄격한 침하기준을 적용할 필요도 있다.

 횡방향 변위는 흙의 종류, 다짐 정도, 전체 벽체의 강성, 보강재 길이, 전면판의 변형특성 등에 따라 다르게 발생한다. 해설그림 11.2는 비교적 단순한 보강벽체의 건설 중 발생하는 변위를 나타낸 것이다. 보다 정확한 변위는 수치해석적인 방법이나 모니터링을 하는 방법을 이용하여 구할 수 있다.



해설그림 11.2 벽체의 시공 중 횡방향 변위(AASHTO LRFD, 2004)

11.3.2 보강토옹벽 적용기준

- (1) 보강재의 길이는 전면판 기초부터 벽체높이의 0.7배보다 길어야 하며, 실제 보강재 길이는 상재하중과 외력, 보강재와 뒤채움과의 마찰저항력을 고려하여 최종적으로 결정한다.
- (2) 보강재의 설치길이는 전체높이에 걸쳐 동일하게 하며, 특별한 하중조건이나 목적을 위해서 상부나 하부의 보강재 길이를 길거나 짧게 할 수 있다.
- (3) 보강재의 수직설치간격은 1.0m를 초과하지 않도록 하고, 저항영역내로 설치되는 보강재의 길이는 최소 1.0m 이상이 되어야 한다.
- (4) 전면벽체는 기초지반내로 최소 0.3m 이상 근입되어야 한다. 경사지반의 경우에는 0.6m 이상이 되어야 하며, 기초지반이 동상피해가 예상되는 경우는 동결심도 이상 근입시켜야 한다.

[해설]

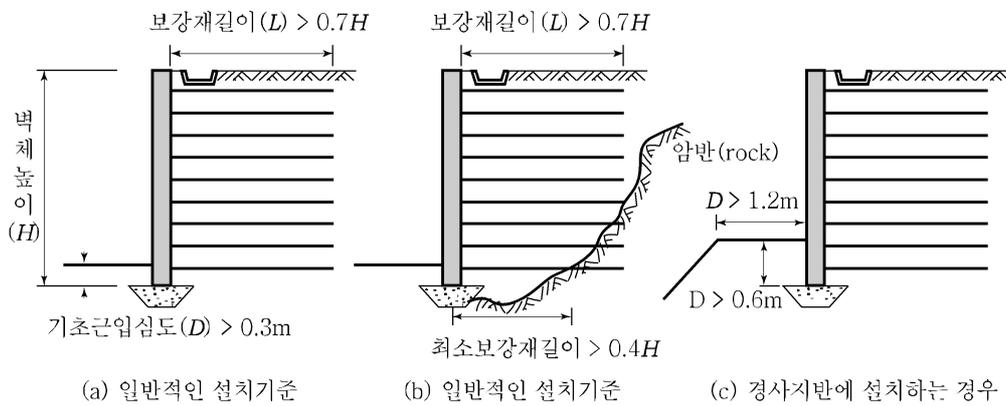
- (1) 일반적으로 0.7H기준은 성공적인 보강토 옹벽 적용사례에서 얻어진 경험적인 값이다. 엄밀하게는 3.0m보다 낮은 보강토 옹벽에서는 약 0.8H, 12m정도의 보강토 옹벽에서는 0.63H정도가 최소 보강재 길이로 나타난다. 보강재 길이가 0.7H보다 작은 경우 벽체의 횡방향 변위가 과도하게 나타나는 것으로 보고되고 있으므로, 평균적으로 0.7H를 보강재의 적정길이로 하는 것이 필요하며, 상세한 입력자료를 바탕으로 해석한 경우에는 보강재 길이를 0.7H와 달리 할 수 있다.

제 11 장 보강토 옹벽

(2) 보강재는 벽체의 전체 높이에 걸쳐 동일한 길이와 간격으로 설치하는 것이 일반적이며, 다음의 경우에 보강재 길이를 변화시킨다.

- ① 벽체상부의 큰 인발하중을 지지하거나, 지진하중(충격하중)을 지지하는 경우
- ② 기초지반을 포함한 전체안정성을 위해 하부보강재 길이를 증가시키는 경우
- ③ 암반과 같이 견고한 지층을 굴착하고 설치하는 경우 굴착을 줄이기 위해 하부보강재 길이를 0.7H길이보다 짧게 할 수 있다(최소길이는 0.4H).

(3) 경사지반에 설치하는 경우는 벽체 전면에 1.2m 이상 폭의 소단을 설치하고, 기초근입심도는 0.6m 이상으로 설치하여야 한다. 동상의 피해가 예상되는 경우는 지반을 일부 굴착하여 동상피해가 적은 자갈질 재료로 치환한 후 최소 근입심도로 설치하는 방법도 있다.



해설그림 11.3 보강토 옹벽의 설치기준

11.3.3 내진설계 여부

일정규모 이상의 중요도가 있는 경우 또는 보강토 옹벽의 상부나 하부에 파괴로 인한 피해 범위 내에 가옥이나 고정시설물이 있는 경우에는 필요에 따라 지진시의 안정성 검토를 수행한다.

[해설]

보강토 옹벽의 경우라도 규모가 커서 파괴시 복구가 어렵거나, 옹벽자체의 파괴로 인하여 주변 고정시설물의 피해가 예상되는 경우에는 내진해석을 수행하여 안정성을 검토하고 그에 따라 보완할 필요가 있다.

11.4 보강토 옹벽의 설계

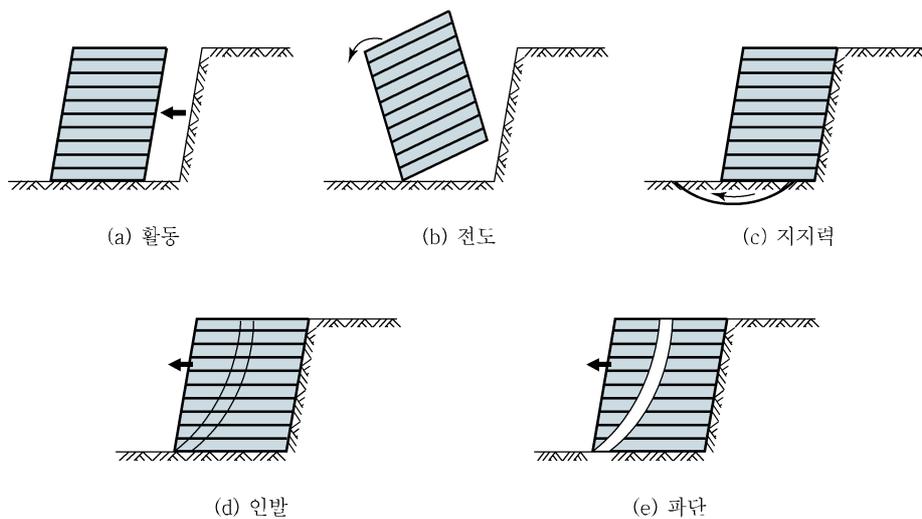
11.4.1 검토항목

- (1) 보강토 옹벽의 안정해석은 외적안정해석과 내적안정해석으로 구분하여 수행한다.
- (2) 외적안정과 내적안정에서 검토하는 항목은 다음과 같다.
- ① 외적안정: 저면활동, 지지력, 전도, 전체안정성, 침하에 대한 안정성
 - ② 내적안정: 인발파괴, 보강재파단, 보강재와 전면판의 연결부 파단

[해설]

(1) 보강토 옹벽은 뒤채움 내부에 다층의 보강재를 삽입하고 다짐시공하여 보강재와 흙의 마찰저항으로 보강토체를 형성하여 옹벽체가 되는 공법으로서 매우 다양한 역학적 메커니즘에 의해 기능을 수행한다.

(2) 보강토체 안정해석에서 고려하는 주요 파괴형태는 아래 해설그림 11.4에서와 같으며, 여기서 (a), (b), (c)는 외적파괴형태, (d), (e)는 내적 파괴형태이다.



해설그림 11.4 보강토체의 파괴 양상

11.4.2 안전율 기준

보강토 옹벽의 안정해석에 적용하는 안전율 기준은 다음과 같다. 지진시는 지진하중을 고려하여 안정성을 검토하는 경우이다.

표 11.1 보강토 옹벽의 설계안전율

구분	검토항목	평상시	지진시	비고	
외적 안정	활 동	1.5	1.1		
	전 도	1.5	1.1		
	지지력	2.5	2.0		
	전체 안정성	1.5	1.1		
내적 안정	인발파괴		2.0	1.5	
	보강재 파단	금속보강재	1.0	1.0	
		지오그리드	1.5	1.0	
		섬유보강재	1.5	1.0	

[해설]

- (1) 보강토 옹벽에 대한 안정해석 항목 중 외적안정은 보강토체를 강체로 간주하여 옹벽의 안정해석과 동일하게 수행하므로 안전율 기준은 옹벽의 기준과 동일하게 적용한다.
- (2) 내적안정해석은 크게 보강재와 흙사이의 마찰저항에 대한 부분과, 보강재 자체의 파괴에 대한 부분으로 구분한다.

11.4.3 외적안정해석

보강토 옹벽의 외적안정해석은 보강토체를 중력식 옹벽으로 간주하여 다음의 각 항목에 대한 안정해석을 수행하며, 제10장 10.4 콘크리트 옹벽의 설계를 참조하여 수행한다.

- ① 활동에 대한 검토 : 제10장 10.4.3 활동 안정성 참조
- ② 전도에 대한 검토 : 제10장 10.4.5 전도 안정성 참조
- ③ 지지력에 대한 검토 : 제10장 10.4.6 지지력 검토 참조
- ④ 전체안정성에 대한 검토 : 제10장 10.4.7 전체안정성 참조

[해설]

외적안정해석은 보강토체 전체를 중력식 옹벽으로 간주한 후 활동, 전도, 지지력에 대한 안정해석과 전체안정성 검토를 수행한다. 가상배면은 보강토체와 뒤채움사이의 경계면으로 하며, 활동에 대한 검토시 보강토체 바닥면의 마찰계수는 흙의 내부마찰각도 동일하게 적용할 수 있다.

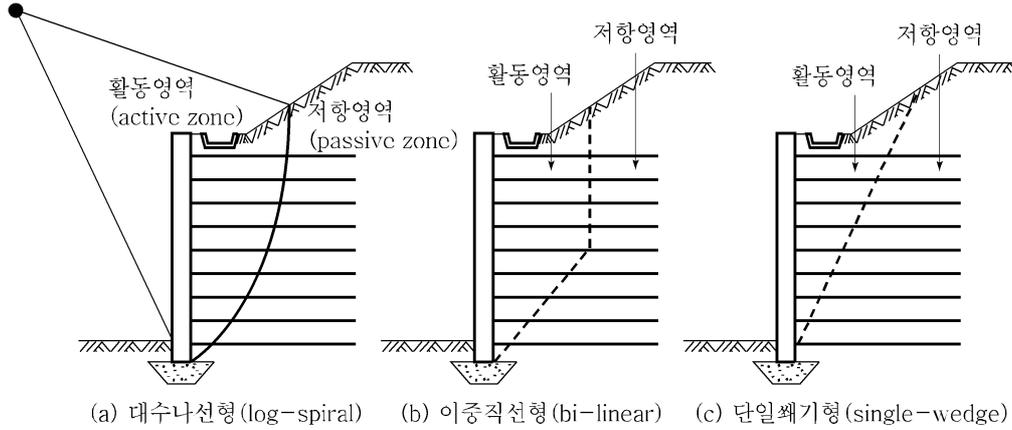
11.4.4 내적안정해석

- (1) 보강토 옹벽의 내적안정해석은 보강토체를 활동영역과 저항영역으로 나누고, 각각의 보강재에 위치에서 발생하는 최대작용하중을 계산 후 보강재의 인장파괴 또는 보강재가 저항영역으로부터 빠져나오는지의 인발파괴에 대하여 검토한다.
- (2) 파괴면은 각 보강재에 발생하는 최대인장력을 연결한 선이며 형상은 벽체저면에서 대수나선형태로 발생한다. 안정해석의 간편성을 위하여 직선 또는 이중직선으로 가정할 수 있다.
- (3) 파괴면에서 각각의 보강재에 작용하는 최대인발하중(T_{\max})은 각 보강재 위치에서 작용하는 수평토압계수와 보강재의 수직설치 간격을 고려하여 계산한다.
- (4) 내적안정해석은 각각의 보강재 위치에서 구한 최대인발하중보다 보강재의 장기허용 인장강도(T_d)가 크거나 또는 인발저항력(P)이 커야 한다.

[해설]

- (1) 보강토 옹벽의 내적 파괴 형태는 보강재에 발생하는 최대 응력위치를 연결하여 추정하며, 보강토체 내의 파괴형태는 기초면에서 대수나선형태에 가깝게 발생하는 것으로 알려져 있다. 실제 설계에서는 파괴형태를 두 개의 직선 또는 한 개의 직선 형태로 가정하여 계산한다. (해설그림 11.5 참조)

제 11 장 보강토 옹벽



해설그림 11.5 보강토체 내부의 파괴형태

(2) 보강토 옹벽의 파괴형태는 보강재의 연신율 특성에 따라 크게 2가지 파괴형태로 가정할 수 있다. 금속재료 및 지오그리드와 같이 비교적 연신율이 작은 보강재의 경우는 파괴범위가 벽체쪽에 가깝게 발생하는 경향을 나타내며 이런 경우는 두 개의 직선으로 파괴면을 간주하고, 토목섬유와 같이 연신율이 큰 벽체의 경우는 옹벽의 주동파괴와 유사한 파괴형태를 나타내며 이러한 경우는 1개의 직선으로 주동파괴 형태로 파괴가 발생하는 것으로 간주한다.

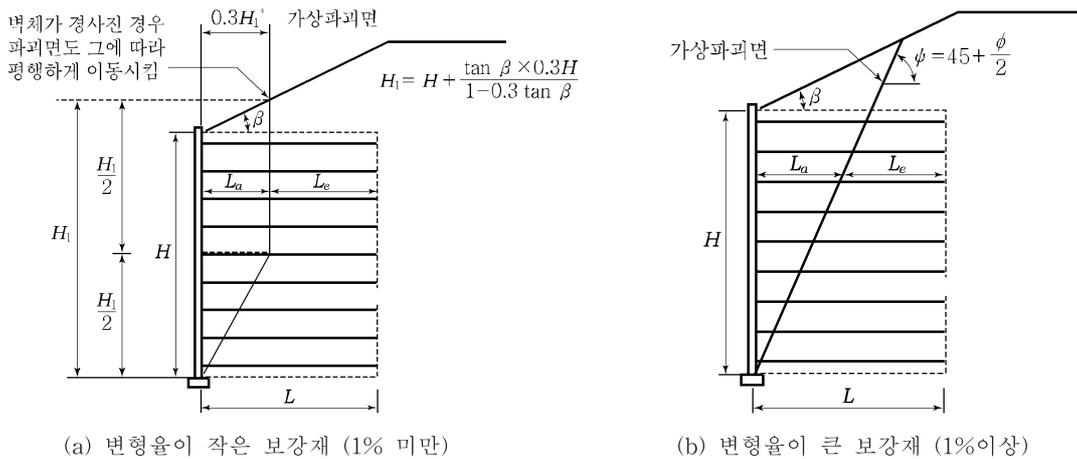


그림 11.6 활동영역과 저항영역의 구분

- (3) 파괴면에서 보강재에 작용하는 최대인발하중은 각 보강재 위치에서 작용하는 수평토압계수와 보강재의 수직설치 간격을 고려하여 다음 식을 이용하여 산정할 수 있다.

$$T_{\max} = \sigma_h S_v \text{ (kN/m)} \quad \text{해설식 (11.4)}$$

여기서,

σ_h : 보강재에 작용하는 최대하중 ($\sigma_h = K_h \sigma_v + \Delta\sigma_h$)

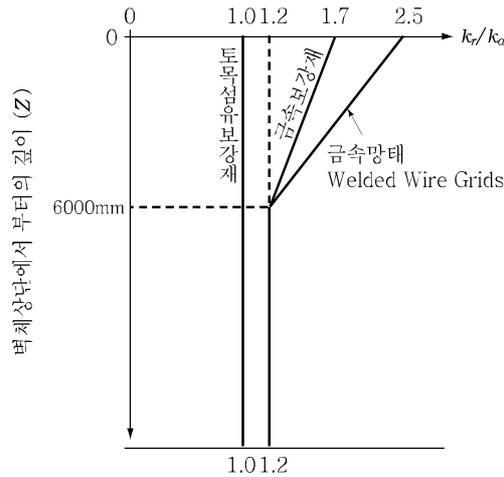
K_h : 수평토압계수(해설그림 11.6 참조)

σ_v : 보강재 위치에서의 연직토압(분포 상재하중 포함)

$\Delta\sigma_h$: 상재하중에 의해 유발되는 보강재 위치에서의 수평토압

S_v : 보강재의 수직설치 간격

수평토압계수(K_h)는 일반적으로 주동토압계수(K_a)를 적용할 수 있지만, 신장성이 작은 금속보강재의 경우 지표에서 6.0m까지 수평토압계수가 주동토압계수보다 큰 값을 나타낸다. 해설그림 11.7에는 보강재의 종류에 따라 적용하는 수평토압계수를 나타내었다.



해설그림 11.7 심도에 따른 수평토압계수비 (K_h/K_a)

- (4) 보강토 내부의 내적안정해석은 각각의 보강재 위치에서 구한 최대인발하중보다 보강재의 장기허용인장강도(T_a)가 커야 한다. 다음 식은 보강재의 폭과 수평설치간격을

제 11 장 보강토 옹벽

고려하여 보강재의 안정성을 검토한다.

$$FS = \frac{T_a \cdot b / S_h}{T_{\max}} \geq FS_{rupture} \quad \text{해설식 (11.5)}$$

여기서,

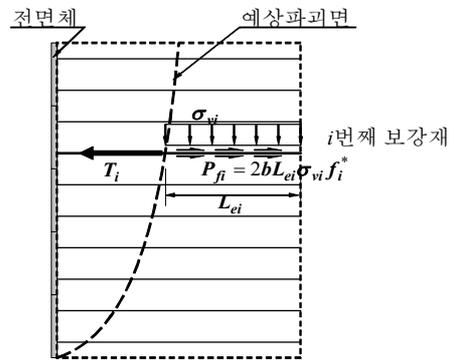
T_a : 보강재의 설계인장강도 (kN/m)

T_{\max} : 보강재 위치에서의 작용력 (kN/m)

S_h : 보강재의 수평설치 간격(평면형 포설인 경우 1.0)

b : 보강재의 폭(평면형 포설인 경우 1.0)

보강재의 인발파괴에 대한 검토는 보강재에 작용하는 최대하중을 저항영역내에 근 입된 보강재와 흙사이의 마찰저항력이 견디는지에 대한 검토이다(해설그림 11.8).



해설그림 11.8 인발파괴 개념도

$$FS = \frac{R / S_h}{T_{\max}} \geq FS_{pullout} \quad \text{해설식 (11.6)}$$

여기서,

R : 보강재와 흙사이의 마찰저항력 ($R = 2b \cdot L_e \cdot \sigma_v \cdot \mu$)

b : 보강재의 폭(평면형인 경우 1.0)

L_e : 저항영역내의 보강재 길이

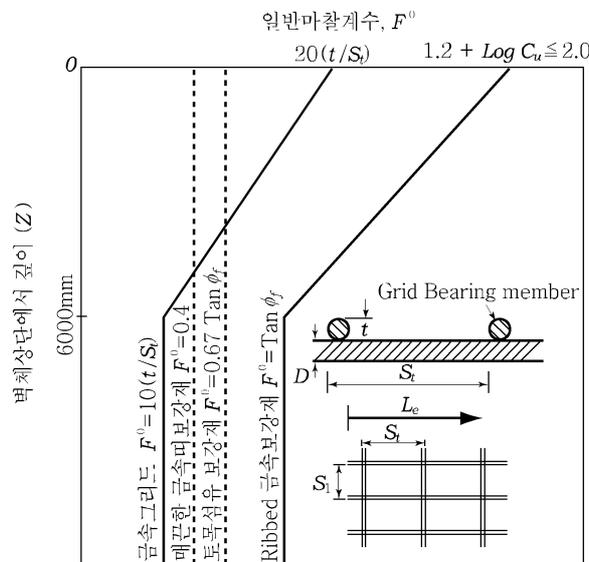
σ_v : 보강재에 작용하는 수직응력

μ : 보강재와 흙사이의 마찰계수

S_h : 보강재의 수평설치 간격(평면형 포설인 경우 1.0)

저항력의 평가에서는 보강재의 형태, 보강재와 흙사이의 마찰계수가 매우 중요하며, 일반적으로 보강재의 종류 및 흙의 종류에 따라서 마찰계수가 달라지는 것으로 보고되고 있다. 보강재-흙 사이의 마찰계수는 공신력이 있는 공공기관의 시험결과를 사용하는 것이 바람직하다.

통상적인 보강재-흙사이의 마찰계수 값은 $\mu=0.67\tan\phi$ 의 값을 사용하며, AASHTO LRFD(2004)에서는 보강재의 종류와 심도에 따른 최소마찰계수값의 범위를 해설그림 11.9에서처럼 나타내고 있다. 중요도가 낮은 구조물에서는 이를 참조하여 적용할 수 있다.



해설그림 11.9 보강재종류에 따른 보강재-흙사이의 마찰계수

11.5 지진시 안정해석

11.5.1 일반사항

- (1) 지진시 보강토 옹벽의 안정해석에서는 다음의 사항을 검토한다.
- ① 보강토 옹벽기초지반의 액상화에 대한 검토
 - ② 보강토 옹벽의 외적안정성에 대한 검토
 - ③ 보강토 옹벽의 내적안정성에 대한 검토
- (2) 보강토 옹벽 기초지반의 액상화에 대한 검토는 제24장 비탈면 내진설계기준을 참조한다.

11.5.2 지진시 고려하는 하중

- (1) 지진시 보강토 옹벽의 안정해석에서 고려하는 하중은 정적상태에서 작용하는 하중과 지진에 의해 작용하는 지진관성력 및 동적토압이며, 일시적인 상재하중은 고려하지 않는다.
- (2) 지진관성력은 보강된 토체의 중량에 의해 작용하는 지진하중이며, 토체의 자중과 수평지진계수를 곱하여 산정하고 보강토체의 도심에 수평으로 작용시킨다.
- (3) 동적토압은 보강된 토체 뒷부분의 파괴췌기에 의해 보강토체에 작용하는 토압이며 파괴흙췌기의 자중과 수평지진계수를 곱하여 산정한 토압이며 Monobe-Okabe의 방법을 이용하여 산정한다.
- (4) 지진계수는 제24장 24.2 설계지반운동의 결정에서 제시하는 지반가속도계수(A)를 이용하여 다음과 같이 계산한다.

$$A_m = (1.45 - A)A$$

11.5.3 지진시 외적안정해석

- (1) 지진시 외적안정해석에는 제11장 11.4.3 외적안정해석에서와 동일하게 다음의 사항을 검토한다.
- ① 활동에 대한 검토

- ② 전도에 대한 검토
 - ③ 지지력에 대한 검토
 - ④ 전체안정성에 대한 검토 : 제24장 참조
- (2) 외적안정해석에서는 정적하중, 지진관성력, 동적토압의 1/2만 작용시켜 안정해석을 실시하며, 지진관성력은 토체의 중심에, 동적토압은 옹벽높이의 0.6H에 작용시킨다.
- (3) 외적안정해석에서 지진관성력은 관성력의 영향을 받는 보강토체의 자중과 지진계수를 곱하여 산정한다.

[해설]

- (1) 지진시 외적안정해석에서 적용시키는 하중의 종류는 정적상태에서의 자중과 지진에 의한 관성력, 그리고 동적토압이며, 보강토체의 전체를 하나의 강체로 간주하여 안정해석을 실시한다.

지진관성력은 해설그림 11.10(a)에서와 같이 보강토체에서 관성력의 영향을 받는 부분(빗금친 영역)의 관성력이며 일반적으로 벽체높이의 1/2 H에 해당하는 저면폭만 관성력에 기여하는 것으로 간주하며 보강토체의 배면이 수평인 경우에는 다음식으로 계산할 수 있다.

$$P_{IR} = \frac{1}{2} A_m \cdot g \cdot \gamma_t \cdot H^2 \quad \text{해설식 (11.7)}$$

여기서,

P_{IR} : 외적안정해석에서 지진관성력(external inertial force)

A_m : 지진계수 ($A_m = (1.45 - A)A$)

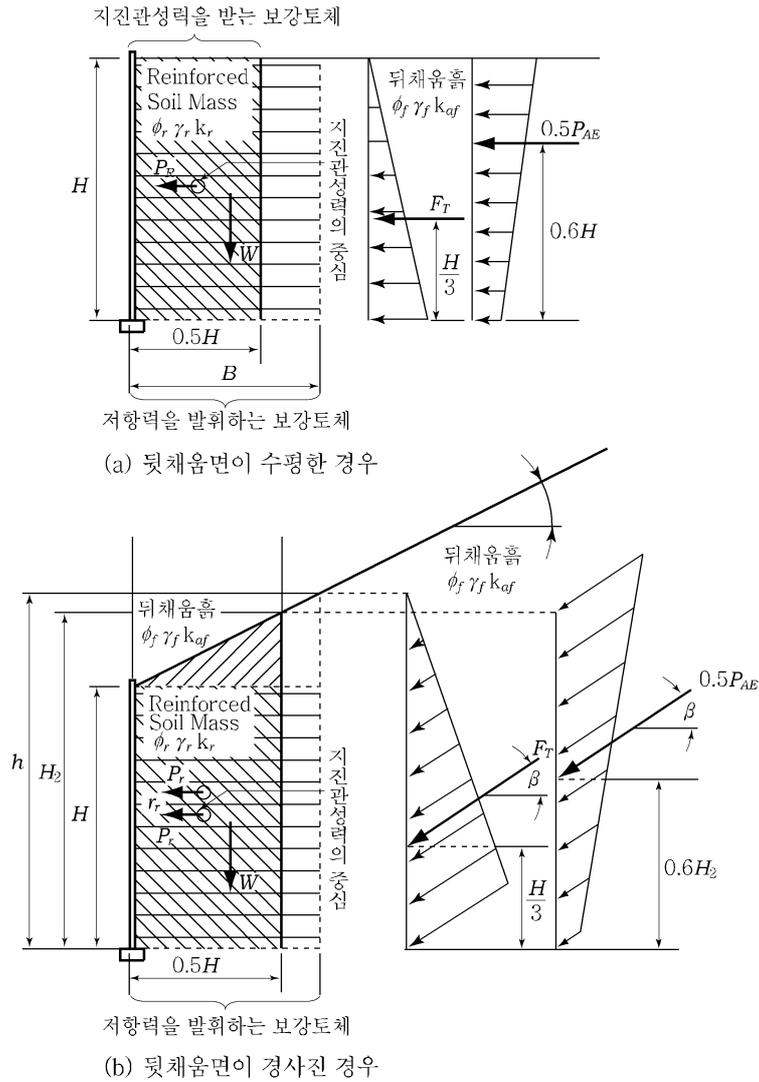
H : 벽체의 높이

- (2) 동적토압은 해설그림 11.10(a)에서와 같이 관성력의 영향을 받는 부분에 대하여 0.6H 위치에 Mononobe-Okabe공식으로 구한 주동토압(P_{AE})의 50%만 작용시킨다. 주동토압은 다음의 간편식을 이용하여 산정할 수 있다.

$$P_{AE} = 0.375 A_m \cdot g \cdot \gamma_t \cdot H^2 \quad \text{해설식 (11.8)}$$

여기서,

제 11 장 보강토 옹벽



해설그림 11.10 지진시 보강토체의 외적안정해석에서 고려하는 하중

P_{AE} : 동적토압(dynamic horizontal thrust)

A_m : 지진계수 ($A_m = (1.45 - A)A$)

H : 벽체의 높이

(3) 보강토 옹벽의 배면이 경사진 경우에는 관성이 작용하는 유효높이를 해설식 (11.9)를

이용하여 구하고, 이 높이의 1/2에 해당하는 저면이 관성력의 영향을 받는 것으로 간주한다. 관성력은 보강된 영역의 관성력과 보강되지 않은 상부의 관성력의 합으로서 해설식 (11.10)을 이용하여 계산하며, 동적토압은 해설식 (11.8)을 이용하여 산정할 수 있다. 이때, 동적토압의 작용방향은 배면의 경사와 동일하게 작용시킨다.

$$H_2 = H + \frac{0.5H \tan \beta}{1 - 0.5 \tan \beta} \quad \text{해설식 (11.9)}$$

$$P_{IR} = P_{ir} + P_{is} \quad \text{해설식 (11.10a)}$$

$$P_{ir} = 0.5A_m \cdot g \cdot \gamma_t \cdot H_2 \cdot H \quad \text{해설식 (11.10b)}$$

$$P_{is} = 0.125A_m \cdot g \cdot \gamma_t \cdot H_2^2 \tan \beta \quad \text{해설식 (11.10c)}$$

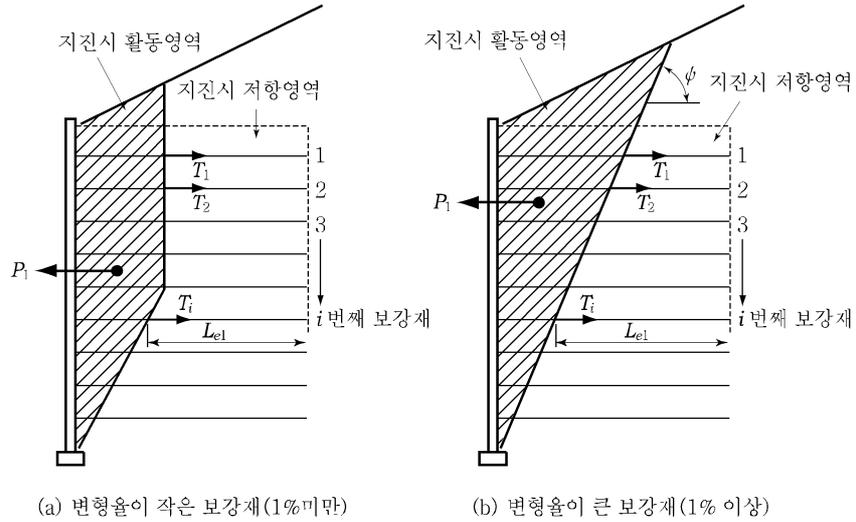
11.5.4 지진시 내적안정해석

- (1) 지진시의 내적안정해석은 지진관성력에 의해 각각의 보강재에 추가되는 하중에 대하여 보강재 파괴와 인발파괴가 발생하지 않도록 한다.
- (2) 내적안정해석에서 지진관성력은 활동영역의 자중과 지진계수를 곱하여 산정하고, 활동영역내의 각각의 보강재가 차지하는 면적비율로 지진관성력을 분담하는 것으로 한다.
- (3) 지진시 내적안정해석은 각각의 보강재 위치에서 지진에 의해 추가되는 인장력을 고려하여 정적상태와 동일하게 계산한다.

[해설]

- (1) 지진시 보강재에 작용하는 하중은 정적작용력과 관성력에 의해 추가되는 하중으로서 내적안정해석은 보강재 파단과 인발파괴에 안정하도록 설계하여야 한다. 지진에 의해 보강토체의 활동영역에 가해지는 지진관성력은 해설그림 11.11의 활동영역에 지진계수를 곱하여 계산할 수 있다.

제 11 장 보강토 옹벽



해설그림 11.11 지진시 활동영역과 지진관성력

$$P_i = W_A \cdot A_m \quad \text{해설식 (11.11)}$$

여기서,

P_i : 지진관성력(internal inertial force)

W_A : 활동영역의 중량

A_m : 벽체의 지진계수($A_m = (1.45 - A)A$)

A : 최대 지반가속도계수

(2) 각 위치의 보강재가 부담하는 지진관성력(T_i')은 각각의 보강재가 차지하는 면적 비율에 지진관성력을 곱하여 산정한다. 보강재의 수직설치간격이 동일한 경우는 다음식과 같이 보강재의 길이비율에 지진관성력을 곱하여 산정할 수 있다.

$$T_i' = P_i \cdot \frac{L_{e1}'}{\sum_{i=1}^n L_{e1}'} \quad \text{해설식 (11.12)}$$

여기서,

T_i' : 지진시 각 위치에서의 보강재에 추가되는 인장하중

L_{e1}' : i 번째 보강재의 저항영역내의 길이

$\sum_{i=1}^n L_{ei}$: 모든 층 보강재의 저항영역내의 길이의 합

(3) 지진시 추가되는 하중에 대하여 보강재의 파괴와 인발파괴에 대한 안정해석은 다음과 같이 계산한다.

① 보강재 파괴에 대한 안정해석

$$FS = \frac{(T_a \cdot R_{CR}) \cdot b / S_h}{T_{\max} + T_i} \geq FS_{rupture} \quad \text{해설식 (11.13)}$$

② 인발파괴에 대한 안정해석

$$FS = \frac{0.8R/S_h}{T_{\max} + T_i} \geq FS_{pullout} \quad \text{해설식 (11.14)}$$

여기서,

T_a : 보강재의 설계인장강도(kN/m)

R_{CR} : 보강재의 크리프에 대한 감소계수

T_{\max} : 보강재 위치에서의 정적 작용력(kN/m)

T_i : 지진시 추가되는 작용력

S_h : 보강재의 수평설치 간격(평면형 포설인 경우 1.0)

b : 보강재의 폭(평면형 포설인 경우 1.0)

R : 보강재와 흙사이의 마찰저항력($R=2b \cdot L_e \cdot \sigma_v \cdot \mu$)

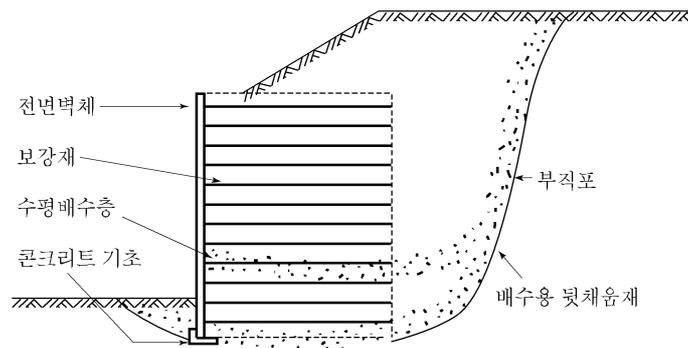
(4) 장기적으로 안정성을 확보하기 위하여 보강재의 설계허용인장강도는 보강재의 내구성, 설치시 손상, 크리프에 대한 저감계수를 모두 고려하여 검토하지만, 지진은 비교적 짧은 시간에 발생하므로 지진시에는 크리프의 영향을 배제시켜야 한다. 따라서 지진시 보강재의 파단에 대한 검토에는 보강재의 장기허용인장강도에 크리프저감계수를 다시 곱하여 크리프의 영향을 배제시킨 강도를 사용하였다. 일반적으로 크리프가 발생하는 보강재는 토목섬유계열로서 금속보강재에서는 크리프가 발생하지 않으므로 금속보강재의 경우에는 장기설계인장강도를 그대로 사용한다. 인발파괴시에는 지진동으로 인하여 흙과 보강재사이의 마찰저항력이 감소하는 것으로 간주한다. 정적설계에서 사용하는 마찰계수를 그대로 사용하고 전체적인 인발저항력을 80%로 감소시켜 적용한다.

11.6 보강토 옹벽의 배수시설

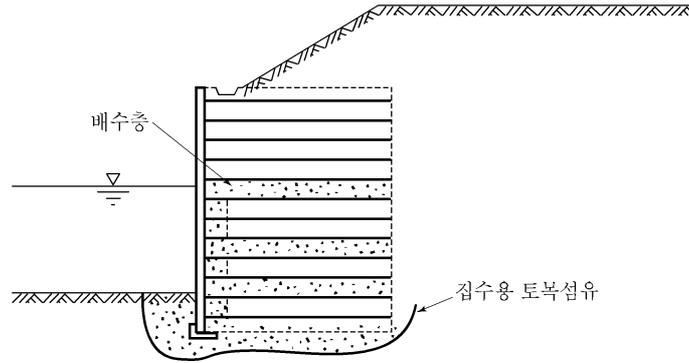
- (1) 보강토체에 이용되는 뒤채움재료는 비교적 배수성이 양호하고 전면 배수공이 충분한 양질의 토사를 이용하지만, 다량의 배면 유입수로 뒤채움 흙이 포화되면 흙의 전단강도가 급격히 저하하여 불안한 상태가 될 수 있으므로 배면 용출수의 유무, 수량의 과다에 따라 적절한 배수시설을 하여야 한다.
- (2) 보강토 옹벽에 적용하는 배수시설의 종류는 다음과 같다.
- ① 보강토체 내부 배수시설
 - 보강토체 내부의 수평배수층
 - 전면벽체 배면의 토목섬유 배수재
 - 배수용 뒤채움재 및 압거
 - ② 보강토체 외부 배수시설
 - 벽체상부 지표수 유입을 방지하기 위한 배수구

[해설]

- (1) 보강토체의 내부와 뒤채움에는 지하수를 처리하기 위한 모래자갈 수평배수층을 두는 것이 필요하다. 저면 이외에는 지오텍스타일, 지오멤브레인 형의 배수재로 시공할 수도 있다. 특히 계곡부에 설치되는 보강토 옹벽에는 일반 쌓기비탈면과 동일하게 적절한 크기의 압거를 설치한다.



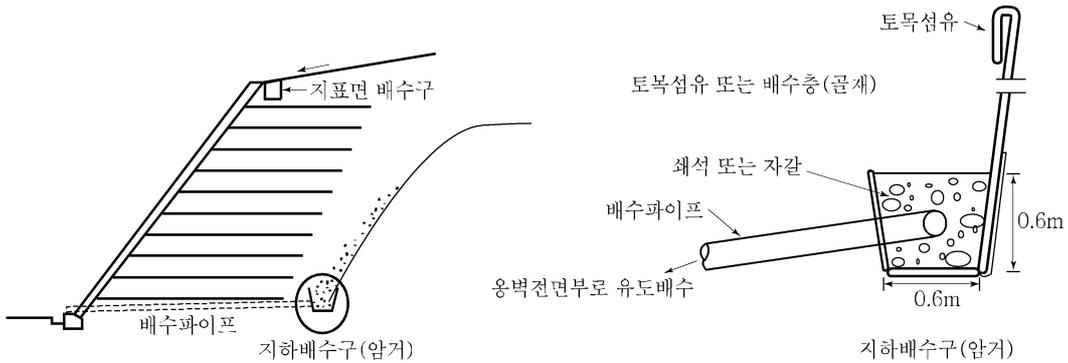
(a) 보강토 옹벽의 배수시설



(b) 침수지역 보강토 옹벽의 배수대책

해설그림 11.12 보강토 옹벽의 배수시설 적용예

(2) 기존 원지반을 깎은 후에 보강토 옹벽을 설치하는 경우는 원지반과 보강토체 사이의 경계에 배수로를 해설그림 11.13과 같이 설치할 수 있다.



해설그림 11.13 보강토 비탈면의 배수시설 적용예

(3) 일반적으로 보강토체 내부의 배수대책과 외부의 배수대책을 설명하면 다음과 같다.

① 보강토체 내부의 배수

가. 원지반을 절취하여 보강토체를 설치하는 경우는 굴착면에 지하배수공을 설치하고 원지반 비탈면에 용수 등이 있을 때는 지하배수구나 수평배수공 등을 설치한다.

나. 기초부에는 보강토체 내의 간극수압의 상승을 방지하기 위해 배수층을 설치

제 11 장 보강토 옹벽

한다.

다. 전면벽 부근에는 횡단방향으로 필터재료에 의한 배수층을 둔다. 벽면공의 종류에 따라서는 그 자체로 배수기능을 할 수 있는 것도 있다.

라. 시공시기가 강우기인 경우와 함수비가 높은 뒤채움 흙을 사용하는 경우에는 일정 쌓기 두께마다 수평배수공을 설치한다.

② 보강토체 외부의 배수대책

가. 보강토체 상부표면과 상부 쌓기비탈면은 적절한 차수공 및 배수구를 설치하여 우수등이 보강토체 내로 침투를 막도록 한다.

나. 보강토 옹벽의 주변은 근처로부터의 유입수, 침투수 등의 유입을 막기 위해 그 경계 부근에 유입수 방지공을 설치한다.

참고문헌

1. 대한토목학회 (2004) 철도설계기준
2. 건설교통부, (2004), 구조물기초설계기준
3. AASHTO (2004) AASHTO LRFD bridge design specifications, 3rd Ed.
4. Colin JFP Jones, (1985) Earth reinforcement and Soil Structure
5. British Standards Institution (1995), BS8006 : 1995 Code of Practice for Strengthened/reinforced Soils and other Fills
6. Canadian Geotechnical Society (1992), "Canadian Foundation Engineering Manual - 3rd Edition", BiTech Publishers, Ltd., British Columbia, Canada, pp. 377~384, pp. 429~436.
7. Elias, V., Christopher, B. R. and Berg, R. R. (2001), "Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines", FHWA-NHI-00-043, US Department of Transportation Federal Highway Administration.
8. French Ministry of Transport (1980), "Reinforced Earth Structures - Recommendations and Rules of the Art".
9. NAVFAC (1982), "Soil Mechanics Design Manual", Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command, pp. 7.2-59~7.2-85.
10. NCMA (1997), "Design Manual for Segmental Retaining Walls", National Concrete Masonry Association, Virginia, U.S.A.
11. NCMA (1998), "Segmental Retaining Walls - Seismic Design Manual", National Concrete Masonry Association, Virginia, U.S.A.
12. US Army Corps of Engineers (1989), "Engineering and Design - Retaining and Flood Walls", Engineer Manual, Department of the Army, US Army Corps of Engineers, Washington, DC, p. 5-8.

제 12 장 돌망태 옹벽

12.1 적용범위

- (1) 이 장은 철재 돌망태를 여러 단으로 쌓아 올려 만든 옹벽의 설계에 적용한다.
- (2) 뒤채움 내에 보강재를 삽입하고 전면을 돌망태로 쌓은 옹벽은 보강토 옹벽의 기준을 따른다.

[해설]

돌망태 옹벽은 철망에 자갈 등의 골재를 채우면서 여러 단으로 쌓아올린 옹벽으로서, 옹벽의 자중과 철망사이의 마찰저항력으로 뒤채움 흙의 작용력에 저항하며 자중을 이용한 중력식 옹벽의 형태로 간주할 수 있다.

12.2 재료의 특성

12.2.1 돌망태

- (1) 돌망태에 사용하는 철망은 KS에 규정된 재료를 사용하며, 제작방식에 상관없이 부식 방지를 위한 처리가 되어 있어야 한다.
- (2) 철망의 일부가 부식 또는 시공 중 손상 등의 이유로 부분적인 파손이 발생하더라도 원래의 형상을 유지하고 옹벽의 기능을 수행할 수 있는 종류여야 한다.

[해설]

- (1) 일반적으로 돌망태에 사용하는 재료는 KS D 7011 아연도금 철선, KS D 7017 용접 철망, KS D 7019 6각 철망, KS D 7036 염화비닐 피복철선, KS D 7037 알루미늄 도금철선 및 강선, KS F 4601 돌망태 등이 있다.
- (2) 돌망태는 직경 2~3.8mm의 철선을 용접방식과 꼬임방식으로 망눈의 형태를 사각형 또는 육각형으로 제작한다. 이러한 제작방식은 돌망태 옹벽의 전체적인 구조적 안정성에는 큰 차이를 나타내지 않는 것으로 간주되나, 장기적인 내구성이나 부분적인 파손시의 형상과 기능수행정도에는 차이가 있는 것으로 알려져 있다.

제 12 장 돌망태 옹벽

(3) 철망의 방청처리 방법은 크게 3가지 방식으로 구분하며, 각각의 철망은 설치하고자 하는 현장의 환경에 따라서 적합한 것을 선택한다.

- ① 아연도금: 가장 보편적으로 사용하는 방청방법이며, 산성도(pH) 7~10범위에서 안정하며 이 범위를 벗어나면 PVC피복망을 사용한다.
- ② 아연-알루미늄도금: 95%의 아연과 5%의 정도의 알루미늄으로 도금 방청하는 방법이며, 순수 아연도금 철망보다 약 1.5~4배 정도 내구성이 높다.
- ③ 아연도금-염화비닐피복 : 아연도금-염화비닐피복망은 부식에 대한 저항성이 가장 높으며, 매우 열악한 환경조건에 적용한다. 염분이 많은 소금물이나 pH가 7~10범위를 초과한 경우에도 사용 가능하다. 동절기 제설작업에 사용하는 염화칼슘에 장시간 노출되는 지역에도 사용이 가능하다.

12.2.2 돌망태 채움재

- (1) 돌망태 채움재는 돌망태 옹벽 자체의 중량을 견딜 수 있고 장기적인 내구성을 가진 재료를 사용해야 한다.
- (2) 채움재의 크기는 돌망태 철망을 빠져나가지 않도록 망눈의 최대치수보다 큰 것을 사용하여 250mm보다 작은 것을 사용한다.

[해 설]

(1) 채움재는 일정크기 이상의 강도를 지녀야 하며, 풍화에 대한 내구성이 있어야 하고, 또한 동상 등에 취약해서는 안 된다. 사용가능한 재료는 자연골재, 퇴적암중 사암, 셰일 계열의 암석을 제외한 부순 암석, 부순 콘크리트가 있다. 채움재의 적정 크기는 100~150mm가 권장되고, 250mm 이상은 가급적 사용하지 않는다. 채우는 암의 종류에 따라 돌망태의 단위중량이 달라지는데, 일반적으로 채움재의 종류에 따른 값은 해설표 12.1과 같다.

해설표 12.1 채움재에 따른 돌망태의 단위중량

골재종류	단위중량(kN/m ³)	골재종류	단위중량(kN/m ³)
부순 콘크리트	15	화강암	17
잡석 채움	16	현무암	18

- (2) 돌망태 옹벽은 도시에서 경관미를 위하여 설치하는 경우도 있으며 이런 경우에는 노출되는 전면부의 골재를 모두 동일한 크기 또는 미적인 형상으로 맞추어 손으로 작업하고, 뒷면은 일반적인 방식으로 채운다.

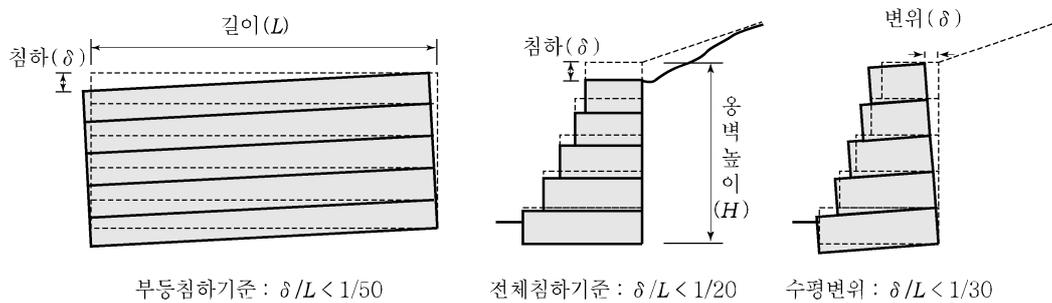
12.3 설계일반사항

12.3.1 설계목표

- (1) 돌망태 옹벽은 설계수명기간 동안 내·외적 안정성을 유지하도록 설계한다.
- (2) 돌망태 옹벽의 사용성을 위해서 과도한 부등침하나 횡방향 변위가 발생하지 않아야 하며, 도심지의 경우에는 주변과 어울리도록 미관도 함께 고려한다.

[해설]

- (1) 돌망태 옹벽은 연성구조물로서 자중과 외력에 의해 비교적 쉽게 변형이 발생한다. 하지만 돌망태 옹벽의 전체적인 거동은 하중경화거동으로서 하중-변형거동이 거의 직선적인 형태를 나타내므로 변형이 발생하더라도 벽체 자체가 파괴에 도달했는지를 정확히 판단하기 어려운 경우가 많다.
- (2) 설계는 우선 돌망태 옹벽을 강체로 가정하여 외적안정성과 침하에 대한 검토를 수행하고, 벽체의 내적안정성에 대한 검토를 수행한다. 돌망태 옹벽의 과도한 침하와 횡방향 변형은 장기적으로 발생 가능한 변형을 말하며 벽체의 성능에 영향을 미치지 않아야 하고, 외관상으로도 불안정하게 보여서는 안 된다. 연직침하는 기초의 침하산정방법을 적용하여 계산할 수 있다.
- (3) 부등침하에 대한 기준은 유사한 연성옹벽인 보강토 옹벽의 부등침하 기준 중 가장 완화된 기준인 1/50을 적용하고, 돌망태 옹벽 벽체 자체의 연직변형에 대한 기준은 옹벽높이의 5%(1/20)미만, 벽체의 최대 횡방향 허용 변형은 벽체높이의 3.3%(1/30)미만으로 한다.



해설그림 12.1 돌망태 옹벽의 변형기준

12.3.2 돌망태 옹벽 적용기준

- (1) 돌망태 옹벽을 수직전면형으로 설치하는 경우는 시공 중 변형과 장기적인 안정성을 고려하여 전면부분이 6°~10°이상 뒤로 경사지게 설치한다.
- (2) 돌망태의 자중은 돌망태가 모두 지지하도록 배치하며 뒤채움재에 걸쳐 있는 형태로 설치해서는 안 된다.
- (3) 돌망태 옹벽은 일반적으로 기초지반내로 약 0.3m 이상 근입되도록 한다. 경사지반의 경우에는 0.6m 이상이 기초지반에 근입되도록 하고, 기초지반이 동상피해가 예상되는 경우는 동결심도 이상까지 근입시킨다.
- (4) 돌망태 옹벽의 형태를 유지하는 철망은 방청처리가 되어있지만 시공 중 손상 등의 가능성이 있으므로 산성지반이나 산성오염수가 있는 조건에서는 적용을 주의한다.

[해설]

- (1) 돌망태 옹벽은 설치 형상에 따라서 해설그림 12.2와 같이 크게 3가지로 형식으로 설치할 수 있으며, 각각의 특징은 다음과 같다.

① 수직전면형

전면수직형 돌망태 옹벽은 전면의 공간이 제한되거나 전면 공간을 최대한 활용하고자 하는 경우에 흔히 사용한다. 전면수직형 옹벽은 시공 중 또는 장기적인 벽체의 변형으로 인한 벽체가 앞으로 약간 기울어질 가능성이 있으므로 약 8°이상 뒤로 경사지게 설계·시공한다. 경사지게 설치하는 경우 벽체의 안정성을 높이고 시각적으로 안정하다. 일반적으로 10° 정도 경사지면 가장 경제적인 단면이 나오는 것으로 알려져 있다. 전면수직형 돌망태 옹벽은 앞굽 부분에 큰 지반반력을 유발시키는 점에 유의한다.

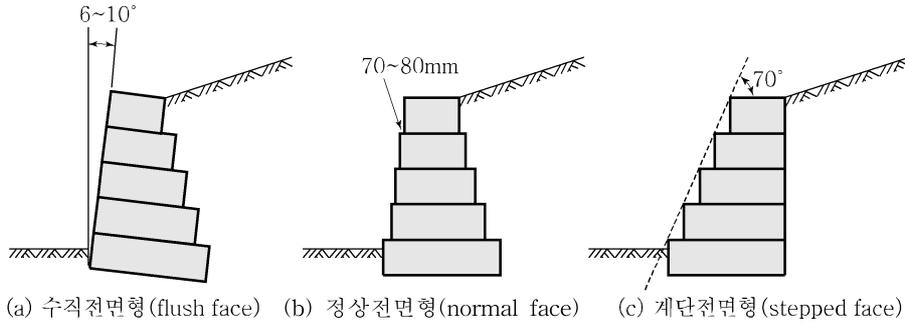
② 정상전면형

벽체 전면에 약 70~80mm정도 폭의 계단이 생기도록 옹벽을 쌓는 방법이다. 이는 시공 중 또는 장기적으로 옹벽의 변형으로 인하여 위쪽의 옹벽이 움직이더라도 여유를 확보할 수 있다.

③ 계단전면형

제 12 장 돌망태 옹벽

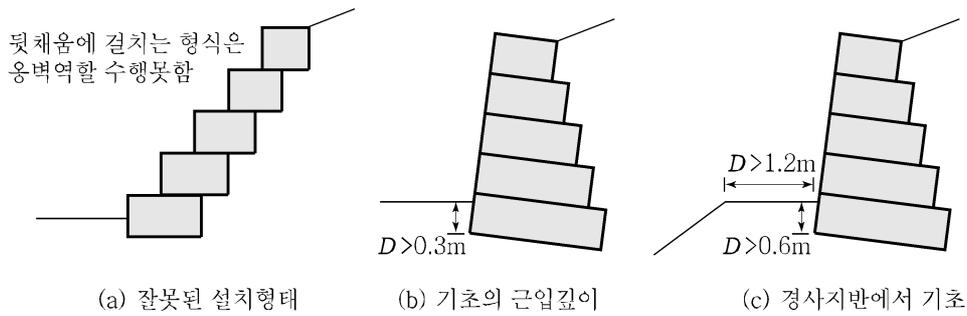
가장 안정적인 벽체형태로서 벽체 전면에 공간적 제약이 없는 경우 적용한다. 계단의 폭은 돌망태 1개 높이의 1/2정도가 적절하며, 전면의 평균적인 설치각도는 약 70°이하가 가장 안정감을 준다.



해설그림 12.2 일반적인 돌망태 옹벽의 설치형태

- (2) 돌망태 옹벽은 자중을 스스로 지지하도록 설계하여야 하며, 해설그림 12.3(a)와 같이 뒤채움에 걸치도록 해서는 안 된다. 뒤채움 내부에 별도의 보강재를 설치하는 경우에만 뒤채움에 걸쳐서 설치하는 형태가 가능하다.

돌망태 옹벽의 기초는 최소심도 이상 근입시켜야 하며, 경사지반과 동상가능성이 있는 지반에서는 해설그림 12.3의 (b), (c)와 같이 최소 설치기준을 만족시켜야 한다.



해설그림 12.3 돌망태 옹벽의 최소설치기준

기초지반의 지지력이 확보되지 않거나 일부 암반으로 인하여 불균등한 지지력이 발휘되는 경우, 암반지반이 경사진 경우에는 콘크리트 기초를 설치하여 지지력을 균등하게 확보하고 그 위에 설치할 수도 있다.

12.3.3 내진설계 여부

일정규모 이상의 중요도가 있는 돌망태 옹벽이거나 또는 돌망태 옹벽의 상부나 하부에 파괴로 인한 피해 범위 내에 중요 고정시설물이 있는 경우에는 필요에 따라 지진시의 안정성 검토를 수행한다.

[해설]

- (1) 돌망태 옹벽은 자체적으로 변형에 유연하게 대처하는 연성벽체 구조물이므로 비교적 큰 지반변형에도 안정한 구조적 특징을 갖는다. 대부분의 돌망태 옹벽은 5m 미만의 중요성이 낮은 소규모 구조물로 설치되고 있으므로 이러한 경우에는 별도의 지진시 안정해석을 수행하지 않는다.
- (2) 돌망태 옹벽이라도 높이가 높고 상부 또는 하부의 피해 범위 내에 주요 고정시설물이 있는 경우에는 발주자의 요청 또는 설계자의 판단에 따라 내진해석을 수행하여 안정성을 검토하고 그에 따라 보완할 필요가 있다.

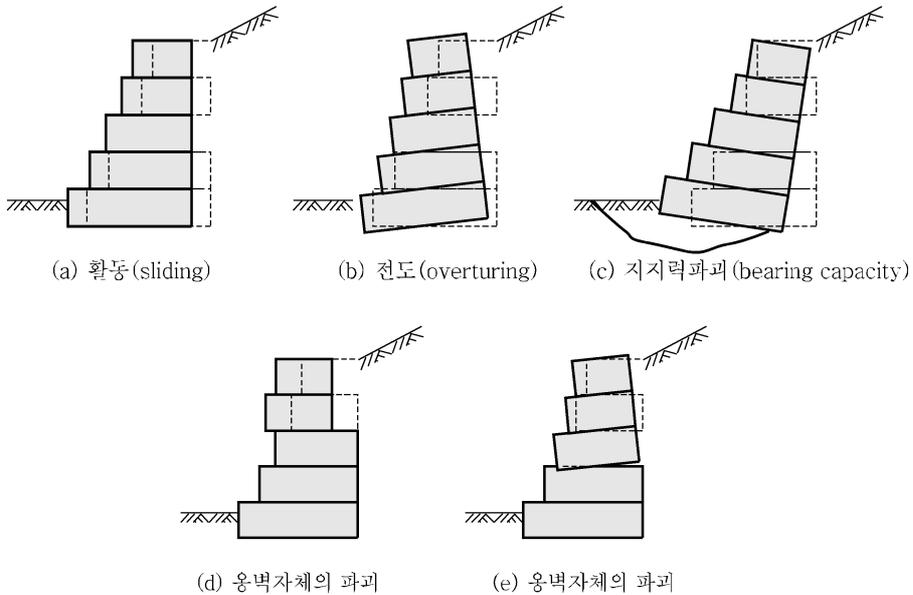
12.4 돌망태 옹벽의 설계

12.4.1 검토항목

- (1) 돌망태 옹벽의 안정해석은 옹벽을 중력식 옹벽으로 간주하여 외적안정성을 검토한다.
- (2) 뒤채움과 상재하중에 의해 발생하는 횡방향 토압에 대한 돌망태 옹벽 자체의 파괴에 대해 검토한다.

[해설]

- (1) 돌망태 옹벽은 중력식 옹벽으로 간주하고 외적안정을 검토한다. 돌망태 옹벽의 주요 파괴 형태는 해설그림 12.4와 같으며, 여기서 (a), (b), (c)는 외적파괴형태, (d), (e)는 돌망태 옹벽 자체의 파괴형태이다.



해설그림 12.4 돌망태 옹벽의 파괴형태

12.4.2 안전율 기준

돌망태 옹벽의 안정해석에 적용하는 안전율 기준은 다음과 같다. 지진시 안전율은 지진하중을 고려하여 안정성을 검토하는 경우 적용한다.

표 12.1 돌망태 옹벽의 설계안전율

구분	검토항목	평상시	지진시	비고
외적 안정	활 동	1.5	1.1	
	전 도	1.5	1.1	
	지지력	2.5	2.0	
	전체 안정성	1.5	1.1	
돌망태 옹벽 자체의 파괴		2.0	1.1	

[해설]

돌망태 옹벽은 중력식 옹벽과 동일하게 간주할 수 있으며 외적안정해석에서의 해석방법과 적용하는 안전율은 옹벽의 방법과 동일하게 적용한다. 돌망태 옹벽 자체의 파괴는 옹벽의 활동(sliding)파괴에 대한 검토방법과 유사하지만 외관상 나타나는 옹벽벽체의 변형에 대한 중요성을 감안하여 추가의 안전성을 확보하는 것이 필요하다.

12.4.3 내적안정해석 (돌망태 자체의 안정해석)

돌망태 자체의 안정해석은 각 돌망태 높이에서 옹벽배면에서 작용하는 수평 토압보다 각 돌망태 층사이의 저항력이 커야 한다. 본체의 안정해석에서 사용하는 토압은 가상배면에 작용하는 주동토압을 사용한다.

[해설]

- (1) 돌망태 옹벽은 돌망태를 한 층씩 쌓아서 설치하므로 각 층간에서의 횡방향 저항능력이 가장 취약하며 옹벽의 배부름이나 벽체의 전체적인 변형의 원인이 된다. 횡방향 저항능력은 돌망태사이의 연결에 의한 저항력과 각 층의 돌망태의 하부위치에서 발생하는 연직응력에 마찰저항을 고려하여 계산한다.

$$\frac{P_b}{P_H} \geq FS \quad \text{해설식 (12.1)}$$

여기서,

P_b : 돌망태 사이의 수평저항력

P_H : 검토단면까지 옹벽배면에 작용하는 수평토압

$$P_b = c_b B_i + \tan \phi \sum \gamma_b h B_i \quad \text{해설식 (12.2)}$$

여기서,

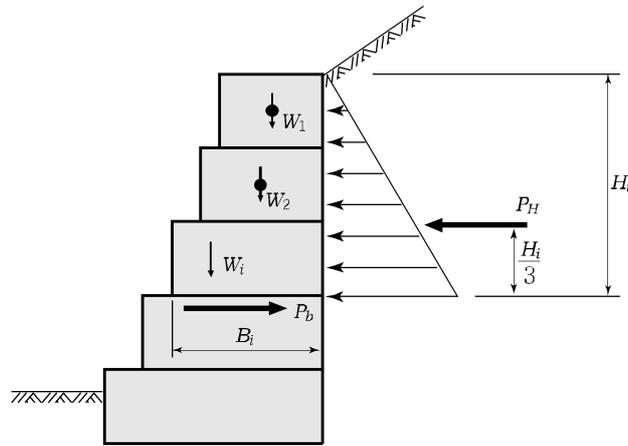
c_b : 돌망태 사이에서 발휘되는 고유저항력(= 50 kN/m²)

γ_b : 돌망태의 단위중량

h : 돌망태 한단의 높이

B : 각 돌망태의 폭

ϕ_b : 돌망태 사이의 마찰각



해설그림 12.5 돌망태 자체의 파괴에 대한 안정해석

- (2) 돌망태 사이는 철사를 이용하여 연결하는 경우에 일정크기의 부착저항력을 가지며, 돌망태에 대한 단순전단시험에 의하면 변위가 약 150mm일 때 최대 약 170kN/m²까지 발휘되는 것으로 나타난다. 하지만 최대 부착저항력이 발휘되는 때는 너무 과도한 변형을 유발하고 있으므로 이 값을 저항력을 사용하기에는 적합하지 않다. 따라서 변형

을 억제하는 기준으로서 약 50mm의 변형이 발생할 때를 기준으로 고유의 부착저항력은 약 50kN/m²으로 간주한다. 각 층의 돌망태를 철사로 연결하지 않고 단순하게 쌓는 형태인 경우에는 부착저항력이 없는 것으로 간주한다.

12.4.4 돌망태 옹벽의 외적안정해석

- (1) 돌망태 옹벽의 외적안정해석은 다음의 각 항목에 대한 안정해석을 수행하며, 제10장 10.4 콘크리트 옹벽의 설계와 동일하게 수행한다.
- ① 활동에 대한 검토 : 제10장 10.4.3 활동 안정성 참조
 - ② 전도에 대한 검토 : 제10장 10.4.5 전도 안정성 참조
 - ③ 지지력에 대한 검토 : 제10장 10.4.6 지지력 검토 참조
 - ④ 전체안정성에 대한 검토 : 제10장 10.4.7 전체안정성 참조
- (2) 돌망태 옹벽의 자중은 제12장 12.2.2 돌망태 채움재에 사용하는 채움돌의 단위중량을 토대로 계산한다. 자중은 옹벽단면의 도심에 수직으로 작용하는 것으로 한다.
- (3) 돌망태 옹벽에 작용하는 토압은 Coulomb 토압공식을 이용하여 계산하며, 옹벽상부 끝점과 옹벽하부 끝점을 연결하는 가상배면의 1/3위치에 작용시킨다. 뒤채움 형태 또는 상재하중의 형태가 복잡한 경우에는 시행쇄기방법을 이용할 수 있다.

[해설]

외적안정해석은 돌망태 옹벽을 중력식 옹벽으로 간주한 후 활동, 전도, 지지력에 대한 안정해석과 전체안정성 검토를 수행한다. 가상배면은 돌망태 옹벽과 뒤채움 사이의 경계면으로 한다.

12.4.5 지진시 안정해석

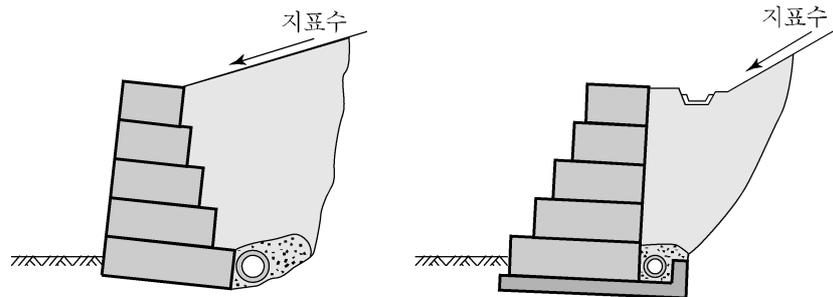
돌망태 옹벽에 대한 지진시의 안정해석은 제10장 10.5 지진시 옹벽의 안정해석을 참조한다.

12.5 돌망태 옹벽의 배수시설

- (1) 돌망태 옹벽은 옹벽자체가 배수성 구조물로서 일반적으로 별도의 배수시설을 필요로 하지 않는다.
- (2) 옹벽배면으로부터 지하수 및 지표수가 유입되는 지형이거나 옹벽전면에서 옹벽방향으로 표면수가 유입되는 지형에서는 이를 처리하기 위한 암거 및 지표수 배수시설을 상황에 맞게 설치한다.
- (3) 돌망태 옹벽에 적용하는 배수시설의 종류는 다음과 같다
- ① 돌망태 뒤채움 내부 배수시설
 - 뒤채움 내부의 수평배수층
 - 배수용 뒤채움재 및 암거
 - ② 돌망태 외부에 배수시설
 - 옹벽배면 지표수 유입을 방지하기 위한 배수구

[해설]

돌망태 옹벽에 설치하는 배수시설의 형태는 해설그림 12.6과 같다.



(a) 옹벽배면의 맹암거와 유공관

(b) 표면배수 및 옹벽배면 맹암거

해설그림 12.6 돌망태 옹벽의 배수시설

참고문헌

1. 정철호, 권형석, 백영식 (1994), “돌망태 석축의 변형거동 및 전단특성 분석”, 한국지반공학회지 제10권, 제4호, 한국지반공학회 논문집, pp.181~190.
2. 홍콩GEO - Retaining wall
3. BS8002, 1995, Code for retaining wall design
4. CIRIA, 1995, Modular gravity retaining walls-Design guidance
5. HY-TEN Gabion Solutions Inc. Welded Mesh Gabions Retaining Wall Design Guide
6. AASHTO, 2004, AASHTO LRFD Bridge Design Specification
7. Macafferri Ltd (1987), 돌망태 옹벽자료집

제 13 장 기대기 옹벽

13.1 적용범위

이 장은 부분적으로 불안정한 깎기비탈면 표면을 보호하기 위한 목적으로 콘크리트 벽체를 설치하여 지지시키는 기대기 옹벽의 설계에 적용한다.

[해설]

기대기 옹벽은 깎기비탈면 하단부의 지지력이 상실된 공간이 발생하여 추가적으로 암 이 탈이 발생할 위험성이 높거나 단층 등의 파쇄대 발달에 의한 깎기비탈면의 침식 등으로 불안정성이 예상될 때 비탈면의 안정성을 높이기 위해 적용하는 공법이다.

13.2 설계일반사항

13.2.1 설계목표

- (1) 기대기 옹벽은 소규모 비탈면 파괴에 대한 장기적인 안정성을 유지해야 한다.
- (2) 옹벽 자체의 균열이나 변형, 파괴가 발생하지 않아야 한다.

[해설]

- (1) 기대기 옹벽은 국내 비탈면에서 종종 사용하는 형태이지만 구체적인 파괴사례는 관찰 되지 않는다. 유지관리단계에서 나타나는 몇 가지 문제를 보면 주로 옹벽배면이 비탈면과 밀착되지 않고 비어있는 상태가 되는 경우, 기초를 제대로 만들지 않아 안정성이 우려되는 경우, 벽체에 신축이음이 없어 균열이 발생하는 경우 등이다. 대부분 배수문제나 설계상의 문제, 시공 상의 문제로서 아직 이러한 옹벽형태에서 발생하는 파괴형태에 대해 뚜렷한 개념정립이 되어 있지 않은 상황이다.
- (2) 이 설계기준 기대기 옹벽의 설계에 필요한 최소설치기준과 예상되는 비탈면의 파괴형태에 대해 벽체의 안정성을 유지하기 위한 검토방법을 제시하였다.

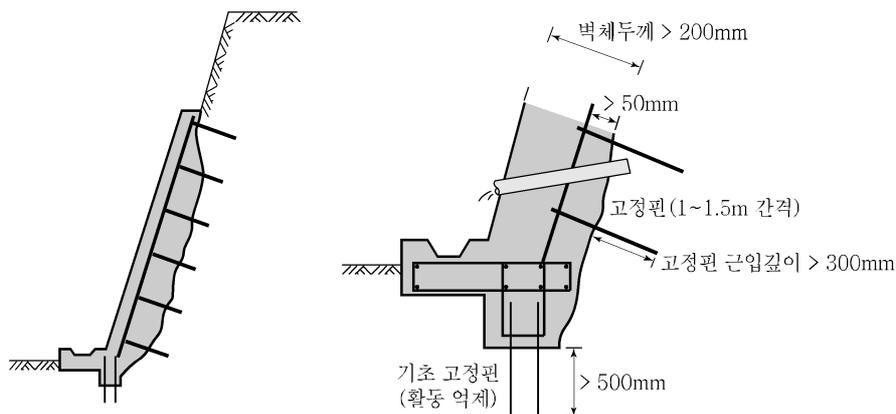
13.2.2 기대기 옹벽 적용기준

- (1) 합벽식 옹벽에서 벽체두께는 최소 200mm 이상으로 하고, 철근으로 보강하는 경우 철근은 비탈면 표면과 50mm 이상 떨어지도록 한다.
- (2) 계단식옹벽은 각 계단이 겹치는 너비는 총너비의 1/2 이상이어야 하고, 계단 전면부의 경사는 60~90° 범위로 한다. 한 계단의 높이는 시공성을 감안하여 0.5~1.5m로 하고, 계단의 최소 두께는 300mm 이상으로 한다.
- (3) 비탈면과의 일체화를 위해 설치하는 고정핀은 기초부의 경우 500mm 이상, 비탈면에서는 300mm 이상 근입되도록 하고, 콘크리트 내부로는 150mm 이상 근입되도록 한다. 계단식옹벽에서는 각 단 사이에도 겹치는 부분의 중앙부에 고정핀을 설치한다.

[해설]

- (1) 합벽식 옹벽은 깎기비탈면 중간부분 또는 상부에 대규모 절리나 파쇄대로 인하여 길게 파괴되는 구간 또는 표면의 풍화진행으로 인하여 공간이 발생하였을 때 주변 암반부의 추가파괴 또는 암반의 이탈을 방지하기 위한 목적으로 콘크리트로 주변 압괴를 지지시키는 벽체이다. 주로 소규모의 파괴에 대하여 적용하며, 대규모 지질구조에 의한 파괴시에는 반드시 활동방지를 위한 보강공법을 적용하여야 한다.

합벽식 옹벽은 현장타설로 시공되며, 콘크리트와 비탈면과의 밀착을 위하여 비탈면으로 약 300mm 이상 근입시킨 고정핀(철근 등)을 적정 간격으로 설치한다. 일반적으로 고정핀은 1.0~1.5m간격으로 설치하며 벽체의 두께가 두꺼울수록 간격을 좁힌다. 또



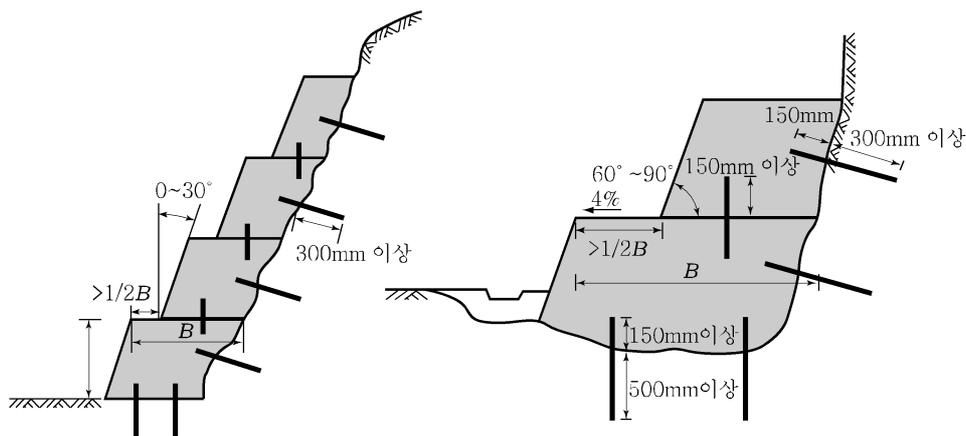
해설그림 13.1 합벽식 옹벽의 최소 설치 단면

한, 안정해석에 따라서 필요시에는 벽체의 전단저항 및 모멘트 저항력을 증가시키기 위한 철근보강이 필요하다. 급경사(1:0.5)비탈면에 파괴가 예상되지 않더라도 합벽식 옹벽을 설치하는 경우는 최소의 철근보강을 하는 것이 권장된다.

- (2) 계단식 옹벽은 비탈면 전체적으로 소규모의 파괴가 가능한 구간이나 이미 파괴가 발생한 구간에서 추가파괴가 예상되는 경우, 표면의 풍화로 인한 암괴이탈의 우려가 있을 경우에 옹벽의 자중으로 이탈하는 암괴를 지지시키고 추가파괴를 방지하기 위한 목적으로 콘크리트를 계단형태로 만든 벽체이다.

계단식 옹벽은 각 계단을 순차적으로 현장타설하여 시공하므로 각 단 사이에는 시공조인트가 존재하게 되며, 비탈면의 활동에 대한 저항은 각 계단사이의 마찰저항력으로 지지하는 것으로 간주한다. 계단 사이의 마찰저항력을 증가시키고, 비탈면 표면과의 밀착을 위해 고정핀(철근 등)을 설치하여야 한다.

일반적으로 계단식 옹벽은 파괴가 예상되는 구간을 포함하여 일정 주변까지 넓게 설치되므로 국부적인 파괴가 발생하더라도 주변의 계단에서 모두 저항력을 발휘하므로 매우 안정적으로 거동한다. 하지만, 대규모 지질구조에 의한 활동인 경우에는 계단식 옹벽만으로 지지하기 어려우므로 반드시 활동방지를 위한 보강공법을 적용하여야 한다.



해설그림 13.2 계단식 옹벽의 최소 설치 단면

13.3 기대기 옹벽 설계

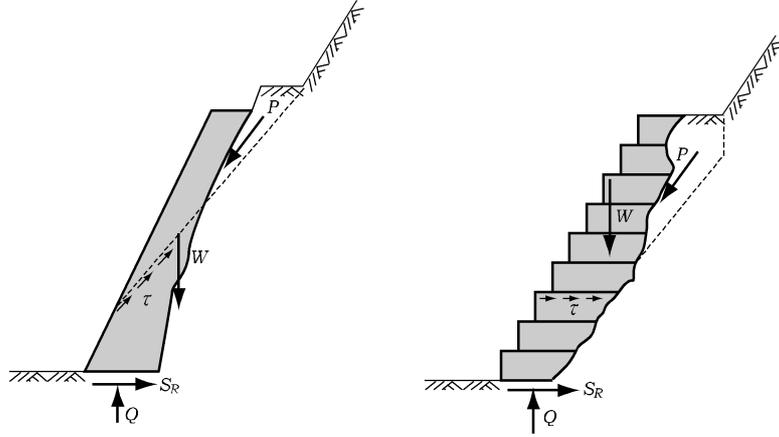
13.3.1 검토항목

- (1) 기대기 옹벽은 중력식 옹벽으로 간주하며, 작용하는 하중에 대하여 다음의 안정해석을 수행한다.
- ① 옹벽의 활동파괴
 - ② 옹벽의 전도파괴
 - ③ 기초의 지지력 파괴
 - ④ 기대기 옹벽 자체의 파괴 (전단파괴, 모멘트파괴)
- (2) 기대기 옹벽의 안정해석에 고려하는 하중은 크게 다음과 같다.
- ① 기대기 옹벽의 자중
 - ② 예상파괴구간의 하중
 - ③ 기대기 옹벽에 직접 작용하는 외력
- (3) 기대기 옹벽의 자중은 콘크리트의 단위중량과 부피로 계산하며, 옹벽의 무게중심에 작용시킨다.
- (4) 파괴췌기의 하중은 파괴면과 나란한 방향으로 파괴췌기의 높이 1/3높이에 위치시킨다.
- (3) 파괴췌기의 활동에 대한 안정성 검토 결과 안전율이 1.5이상 확보되면 옹벽에 대한 안정해석은 필요하지 않으며 최소기준으로 설치한다.

[해설]

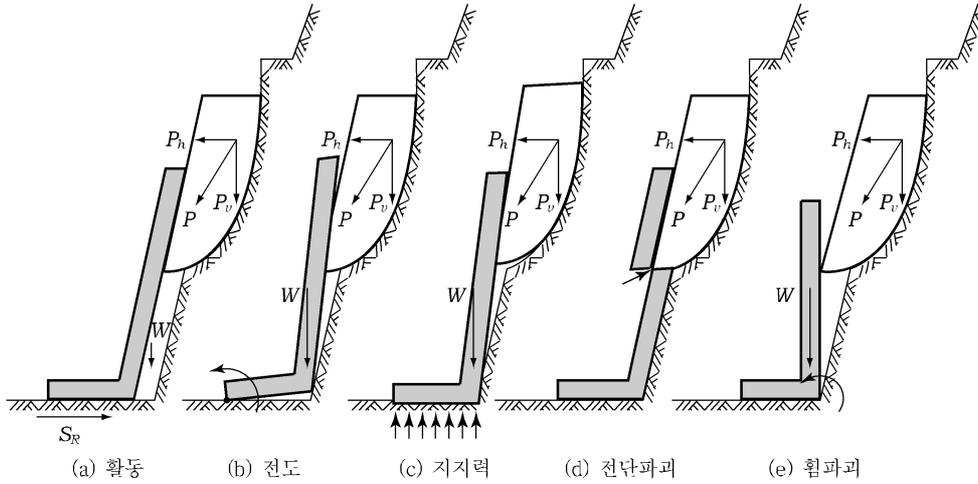
- (1) 기대기 옹벽은 깎기비탈면에 설치하며, 비탈면 전면을 모두 벽체를 형성하는 것이 아니라 일부분에만 설치하므로 옹벽배면에 하중으로 작용하는 지하수위는 형성되지 않는 것으로 간주한다. 설계에서 지하수위가 형성되지 않는 구간이라 하더라도 부분적으로 배면에 지하수위가 형성되는 것을 막기 위하여 반드시 배수구멍을 설치한다.

이미 인장균열이 있는 파괴췌기 또는 많은 지하수 유입이 예상되는 지반조건인 경우에는 인장균열내의 수압이나 기대기 옹벽배면의 비탈면내에 지하수위가 형성되는 것으로 고려할 수도 있다.



해설그림 13.3 기대기 옹벽에 작용하는 하중

(2) 기대기 옹벽의 안정해석 검토내용은 해설그림 13.4와 같다.

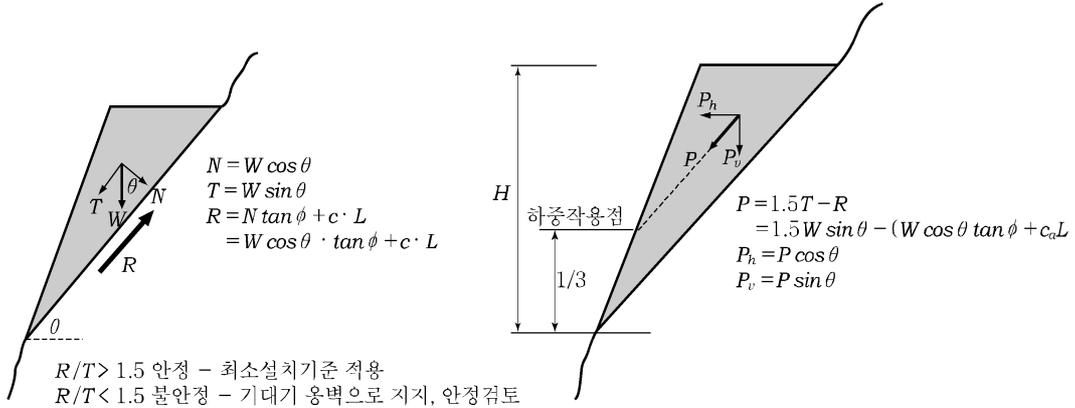


해설그림 13.4 안정성 검토 항목

(2) 삼각형 형태의 파괴체기인 경우 안정해석과 작용하는 힘의 크기는 해설그림 13.4를 이용하여 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$P = 1.5 \cdot W \sin \theta - (W \cos \theta \tan \phi + c_a L) \quad \text{해설식 (13.1)}$$

$$P_h = P \cos \theta, \quad P_v = P \sin \theta \quad \text{해설식 (13.2)}$$



해설그림 13.5 파괴체에 의한 작용하중 계산

해설식 (13.1)에서 계수 1.5는 파괴체의 활동에 대한 안전율이며, 만약 $P < 0$ 이면 파괴체 자체적으로 안정한 상태이므로 기대기 옹벽은 최소기준으로만 설치하고 안정해석은 수행하지 않는다. 파괴체가 삼각형과 다른 형태인 경우는 힘의 평형을 고려하여 작용력을 계산할 수 있으며, 인장균열이 있는 경우도 동일하게 힘의 평형을 고려하여 작용력을 계산할 수 있다. 수압에 대한 고려도 필요한 경우에는 인장균열의 1/2 높이까지 지하수위가 있는 것으로 간주한다.

13.3.2 안전율 기준

기대기 옹벽의 안정해석에 적용하는 안전율 기준은 표 13.1과 같다.

표 13.1 기대기 옹벽의 설계안전율

구분	검토항목	평상시	비고
외적 안정	활동(sliding)	1.5	
	전도(overturning)	1.5	
	지지력(bearing capacity)	2.5	
기대기 옹벽 자체의 파괴		2.0	

[해설]

기대기 옹벽은 중력식 옹벽과 동일한 거동 형태를 나타내는 것으로 간주한다. 다만, 안

전율은 중력식 옹벽보다 상대적으로 중요성이 낮은 것을 감안하여 안전율을 조정하여 적용한다. 옹벽자체의 파괴는 전단파괴와 모멘트에 의한 파괴를 고려할 수 있으며 부재의 안전에 대한 부분으로서 안전율은 모두 2.0을 적용한다.

13.3.3 외적안정해석

- (1) 활동에 대한 안정성은 기대기 옹벽을 강체로 간주하여 배면의 파괴췌기에서 가해지는 수평하중을 기초의 수평저항력이 지지할 수 있어야 한다.

$$\frac{S_R}{S_D} \geq FS$$

여기서, S_R : 기초지반의 수평저항력

S_D : 옹벽에 가해지는 수평하중

- (2) 전도에 대한 안정성은 기대기 옹벽을 강체로 간주하여 옹벽의 앞굽에서 모멘트를 취했을 때 활동모멘트보다 저항모멘트가 더 커야 한다.

$$\frac{M_R}{M_D} \geq FS$$

여기서, M_R : 옹벽의 자중에 의한 저항모멘트

M_D : 파괴췌기에 의한 활동모멘트

- (3) 지지력에 대한 안정성 검토는 옹벽자체의 하중과 파괴췌기로부터 가해지는 하중에 대하여 안정하여야 한다.

$$\frac{q_u}{q_{\max}} \geq FS$$

여기서, q_u : 지반의 극한지지력

q_{\max} : 최대 지반반력

[해설]

- (1) 기초저면에서의 발휘되는 수평저항력은 자중과 수직하중의 합에 마찰계수를 고려하여 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$S_R = (W + P_v) \tan \mu + c_a B \quad \text{해설식 (13.3)}$$

횡방향 저항력이 확보되지 않는 경우는 지반과 기초사이에 고정핀을 설치하여 저항력을 증가시키는 방법을 사용할 수 있다. 이때 증가되는 횡방향 저항력은 고정핀의 허용전단력으로 한다.

- (2) 모멘트에 대한 안정성은 옹벽 앞굽(toe)을 중심으로 벽체가 회전하는지의 여부를 검토하는 것이다. 활동모멘트는 파괴썰기에 의해 작용하는 모멘트이며, 저항모멘트는 자중에 의한 모멘트이다.

$$M_D = P_h \cdot x_{ph} \quad \text{해설식 (13.4)}$$

$$M_R = P_v \cdot x_{pv} + W \cdot x_w \quad \text{해설식 (13.5)}$$

여기서,

x_{ph} : 파괴썰기하중의 수평성분과 모멘트중심까지의 거리

x_{pv} : 파괴썰기하중의 수평성분과 모멘트중심까지의 거리

x_w : 옹벽자중의 작용점과 모멘트중심까지의 거리

13.3.4 내적안정해석(기대기 옹벽자체의 안정해석)

- (1) 전단파괴에 대한 안정해석은 파괴썰기의 수평하중성분에 대하여 벽체의 공칭전단저항력이 충분한지에 대하여 검토한다. 계단식 옹벽의 경우는 파괴썰기에 가까운 구간에 대하여 계단사이의 수평저항력이 충분한지 검토한다.

$$\frac{V_n}{S_D} \geq FS$$

여기서 V_n : 벽체의 전단저항력 (계단식 옹벽의 경우 수평저항력)

S_D : 벽체에 발생하는 최대 전단력

- (2) 모멘트에 대한 안정해석은 벽체에 작용하는 하중에 의해 벽체내부에 발생하는 최대 모멘트가 벽체의 저항모멘트보다 작은지 검토한다.

$$\frac{M_n}{M_D} \geq FS$$

여기서 M_n : 벽체의 저항모멘트

M_D : 벽체에 발생하는 최대 모멘트

13.4 배수시설

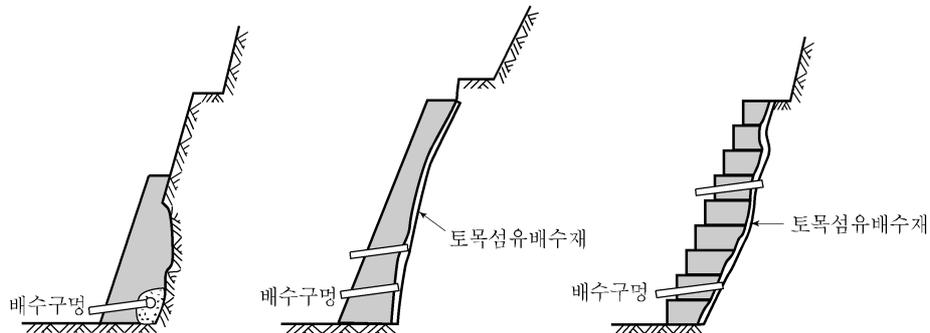
(1) 기대기 옹벽은 옹벽배면으로부터 지하수가 유입되는 지형, 옹벽전면에 수위가 형성되는 지형에서는 옹벽배면에 물을 유도하기 위한 배수시설을 설치한다.

(2) 기대기 옹벽에 설치하는 배수시설은 다음과 같다.

- ① 배수구멍
- ② 수평배수공
- ③ 옹벽배면 토목섬유배수재

[해설]

기대기 옹벽에 설치하는 배수시설의 형태는 해설그림 13.6과 같다.



해설그림 13.6 기대기 옹벽의 배수시설 예

제 14 장 돌(블록)쌓기 옹벽

14.1 적용범위

이 장은 비탈면 표면보호와 옹벽의 역할을 수행하는 돌(블록)쌓기 옹벽의 설계에 적용한다.

[해설]

돌(블록)쌓기 옹벽공법은 과거부터 석축(石築) 또는 축대(築臺)라는 용어로 흙막이용, 비탈면 표면보호용으로 많이 사용되어 왔다. 최근에는 자연석을 구하기가 어려워 콘크리트 블록을 이용하여 쌓은 옹벽이 많이 사용되고 있다.

14.2 설계일반사항

14.2.1 설계목표

돌(블록)쌓기 옹벽은 소규모 옹벽으로서 토압을 견딜 수 있어야 하며, 옹벽자체의 파괴가 발생하지 않아야 한다.

[해설]

돌(블록)쌓기 옹벽은 소규모의 옹벽이나 또는 노출된 쌓기 또는 깎기비탈면의 표면보호를 위한 목적으로 설치한다. 돌(블록)쌓기 옹벽은 토압을 견디는 구조물이지만, 벽체의 큰 저항력을 기대하기 힘들므로 소규모 옹벽으로만 적용하여야 한다.

14.2.2 돌(블록)쌓기 공법 적용기준

- (1) 돌(블록)쌓기 공법은 표준선정도표를 제시하여 높이에 따른 돌(블록)쌓기 옹벽규격을 선택하여 적용한다.
- (2) 돌(블록)쌓기 옹벽은 비탈면 경사가 1:1.0보다 급하며(1:0.3~1:0.6) 배면지반이 다짐

제 14 장 돌(블록)쌓기 옹벽

되어 토압이 작은 경우에 적용한다. 돌(블록)쌓기 옹벽의 적용한계는 찰쌓기는 7m, 메쌓기는 5m로 한다. 표준적인 적용치수는 표 14.1 및 표 14.2와 같다.

표 14.1 쌓기비탈면에서 돌(블록)쌓기 옹벽 표준치수

비탈면높이(m)	구분		흙쌓기 재료	쌓기 방법	뒷길이 (mm)	뒤채움 콘크리트 두께(mm)	뒤채움두께(mm)	
	경사	배면					상부	하부
1.5 이하	1:0.3	1:0.2	양호	메쌓기	350	-	200	330
			보통	"			300	450
			불량	"			400	570
1.5~3.0	1:0.4	1:0.3	양호	"	350	50	200	460
			보통	찰쌓기			300	600
			불량	"			400	740
3.0~5.0	1:0.5	1:0.4	양호	"	350		200	630
			보통	"	350	150	300	800
			불량	"	450		400	990

표 14.2 깎기비탈면에서 돌(블록)쌓기 옹벽 표준치수

비탈면높이 (m)	경사	쌓기방법	뒷길이 (mm)	뒤채움 콘크리트 두께 (mm)	뒤채움두께 (mm)
1.5 이하	1:0.3	메쌓기	350	100	300~400
1.5 - 3.0	1:0.3	찰쌓기	350	100	300~400
3.0 - 5.0	1:0.4	찰쌓기	350	150	300~400
5.0 - 7.0	1:0.5	찰쌓기	350	200	300~400

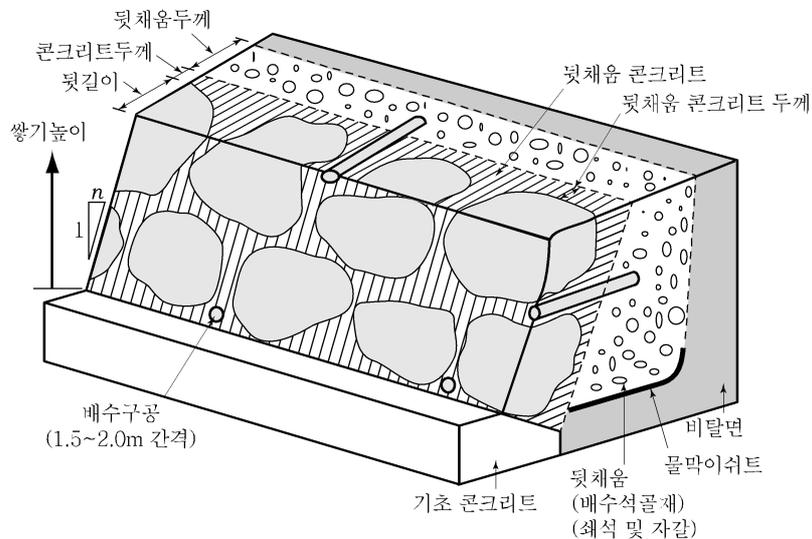
(3) 위 표에서 제시한 치수보다 높게 돌(블록)쌓기 옹벽을 설계하고자 하는 경우에는 중력식 옹벽으로 간주하고 옹벽과 동일하게 안정해석을 실시하여 필요한 뒤채움 콘크리트 두께와 기초의 크기를 결정한다.

[해설]

(1) 쌓기 방법은 크게 찰쌓기와 메쌓기의 두 가지 방법이 있으며, 찰쌓기는 전면에 규준틀을 설치하고 돌을 한 층씩 쌓아 올린 후 배수성이 좋은 잡석으로 뒤채움을 하고,

각 층의 돌 사이에는 모르터를 채우고 위쪽면도 평편하게 채운 후 다음 돌을 쌓아올리는 방법으로서 콘크리트로 틈을 모두 메우므로 별도의 배수가 필요하다.

- (2) 메쌓기는 돌 사이에 모르터를 채우지 않는 쌓기로서 큰 돌 사이에 작은 돌 등으로 고이거나 큰 돌의 표면을 해머로 깨어내어 접촉이 많아지도록 하면서 비교적 견고하게 쌓는 방법이다. 메쌓기는 찰쌓기보다 배수성이 좋지만 지반변형에 의해 쉽게 파손될 가능성이 있어 적용높이에는 제한이 있다. 돌(블록)쌓기 옹벽의 전형적인 모습을 해설 그림 14.1에 나타내었다.



해설그림 14.1 돌(블록)쌓기 옹벽 공법의 형태(찰쌓기)

- (3) 비탈면에 다단으로 시공하는 것은 원칙적으로 피해야 하지만, 다단쌓기를 하는 경우에는 해설그림 14.2와 같이 상단 옹벽의 기초가 견고한 지반에 근입되도록 하고, 하단과 상단 사이에는 2m 이상의 소단을 설치하고 표면에는 콘크리트를 피복한다.

제 14 장 돌(블록)쌓기 옹벽



해설그림 14.2 다단시공에서의 돌(블록)쌓기 옹벽의 적용 기준

14.2.3 돌(블록)쌓기 옹벽의 기초

돌(블록)쌓기 옹벽의 기초는 뒤채움 콘크리트의 두께에 따라 표 14.3 및 표14.4와 같은 단면형상의 콘크리트 직접기초 치수를 적용한다.

표 14.3 쌓기비탈면에서의 돌(블록)쌓기 옹벽의 기초치수

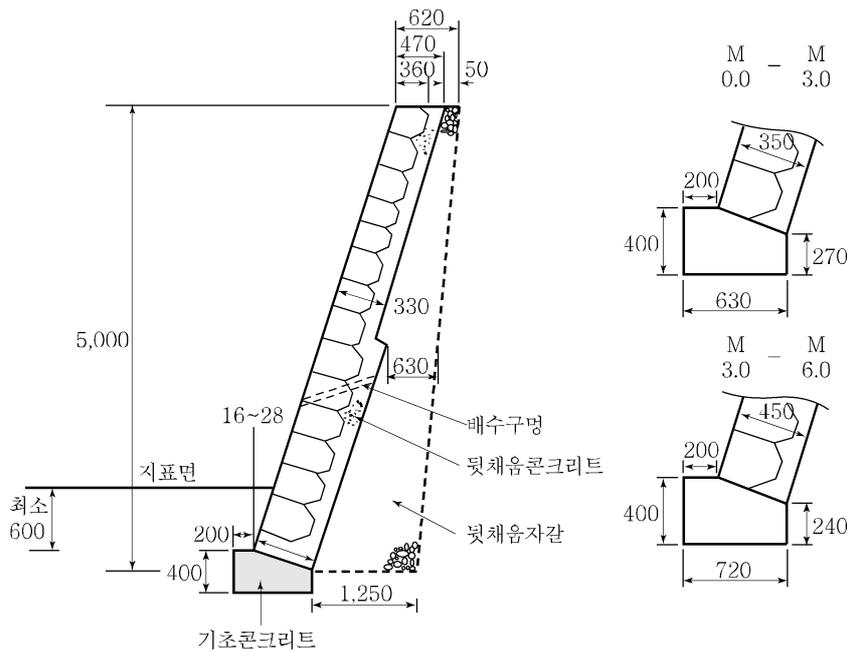
옹벽높이(m)	기초치수 (mm)				범례
	B_1	B_2	H_1	H_2	
3 이하	200	630	400	270	
3 ~ 5	200	720	400	240	

표 14.4 깎기비탈면에서 돌(블록)쌓기 옹벽의 기초치수

옹벽높이(m)	기초치수 (mm)				범례
	B_1	B_2	H_1	H_2	
1.5 이하	100	430	250	100	
1.5 ~ 3	100	520	300	100	
3 ~ 5	100	550	350	100	
5 ~ 7	100	600	400	100	

[해설]

기초는 콘크리트 기초로 하며, 단면형상은 해설그림 14.3과 같이 적용할 수 있다. 돌(블록)쌓기 옹벽높이가 높지 않으므로 기초형식은 직접기초 형식이 많으며, 지반이 나쁜 곳에서는 말뚝기초 혹은 일정심도까지 지반개량을 하고 직접기초를 설치할 수 있다.



해설그림 14.3 돌(블록)쌓기 옹벽공의 단면 및 기초 예 (단위: mm)

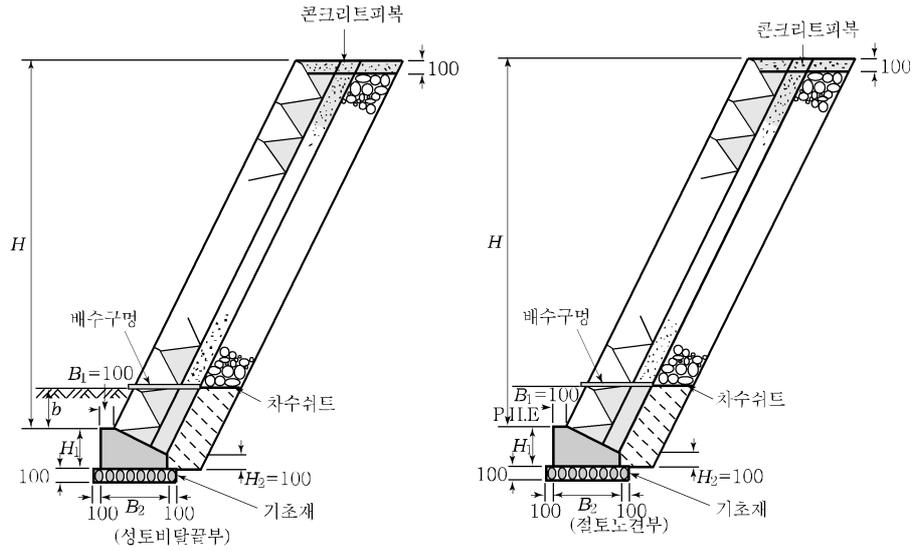
14.3 돌(블록)쌓기 옹벽의 배수시설

- (1) 깔쌓기 방식의 돌(블록)쌓기 옹벽은 배면의 지하수를 원활하게 배수시키기 위하여 뒤채움의 일정범위는 자갈질 뒤채움을 해야 하며, 세립분의 유출 위험이 있는 경우에는 비탈면 표면과의 뒤채움 사이에 필터재료를 설치한다.
- (2) 비탈면 배면으로부터 유입되는 지하수 또는 표면에서 유입되는 물을 배수시키기 위해 설치하는 배수시설은 다음과 같다.
 - ① 옹벽 하단부에 배수구멍 설치(약 2m²간격으로 1개씩 설치)
 - ② 지하수위 저하를 위한 수평배수공
 - ③ 옹벽상부에 표면수 유입을 방지하기 위한 콘크리트 피복 및 배수로

[해설]

- (1) 돌(블록)쌓기 옹벽의 배수시설은 최상부에 약 100mm 두께의 피복을 하여 표면수가 직접적으로 배면에 침투하는 것을 막는다. 옹벽배면에는 자갈질 뒤채움을 일정두께(표 14.1, 표 14.2 참조)이상 비탈면 전면에 포설하여 비탈면 내부에서 흐르는 지하수를 옹벽배면의 하부로 유도시키고 배수구멍으로 배수시킨다.
- (2) 해설그림 14.4에는 돌(블록)쌓기 옹벽의 단면형상을 나타내었으며 배수구멍의 위치와 설치 예를 나타내었다.

14.3 돌(블록)쌓기 옹벽의 배수시설



해설그림 14.4 돌(블록)쌓기 공법의 단면 및 배수시설(단위: mm)

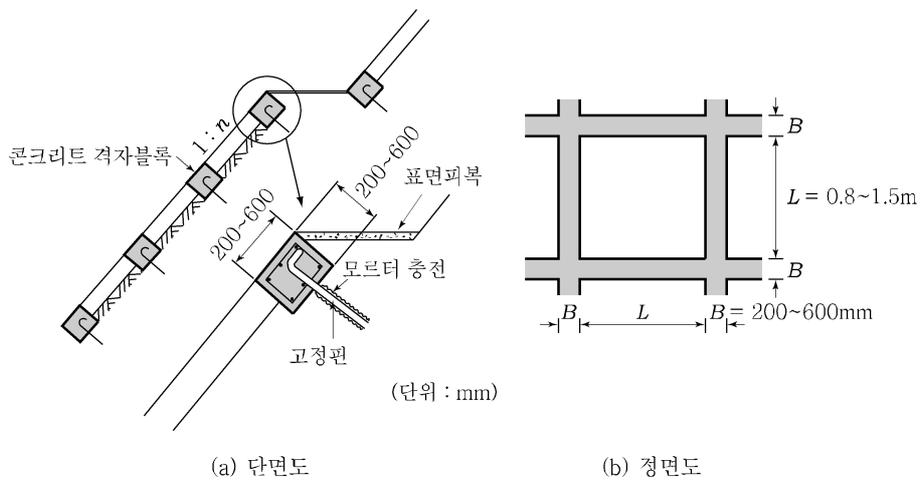
제 15 장 격자블록 및 돌(블록) 붙이기

15.1 적용범위

이 장은 강우시 발생하는 비탈면 유실 및 세굴에 대한 안정성을 확보하기 위하여 비탈면 표면에 설치하는 격자블록공법 및 돌(블록)붙이기의 설계에 적용한다.

[해설]

비탈면 표면보호공법은 깎기·쌓기비탈면의 강우시 세굴 및 유실에 대한 안정을 도모하기 위해 시행한다. 비탈면 표면보호공은 크게 구조물에 의한 방법과 비탈면 녹화공법으로 나눌 수 있는데, 구조물에 의한 방법은 격자블록붙이기, 돌(블록)붙이기, 콘크리트 뿔어붙이기 공법 등이 있고, 녹화공법은 씨앗뿌리기, 취부공법 등이 있다.



해설그림 15.1 격자블록공법

15.2 설계일반사항

15.2.1 설계목표

- (1) 격자블록 구조물은 비탈면 표면의 유실 및 세굴을 방지하고 자체적으로 파괴가 발생하지 않아야 한다.
- (2) 돌(블록)붙이기 공법은 비탈면 표면풍화 및 침식을 방지할 수 있어야 하며, 자체적으로 떨어지거나 틈이 발생하지 않도록 해야 한다.

[해설]

- (1) 비탈면에 격자블록을 설치하는 가장 많은 경우는 토질 조건상 자연식생이 어렵고, 강우시 쉽게 포화되어 세굴에 취약해지는 지반조건이며, 이외에도 설계에 있어서는 공사목적, 지반상태, 용수 및 집수 상황, 비탈면의 규모나 비탈면경사, 주변경관과의 조화 등 환경면에서의 장·단점도 염두에 두고 검토를 해야 한다.
- (2) 격자블록의 설계목표는 식생이 어려운 지반조건에서 주변경관과 어울리고 용수에 유연하게 대처하는 적절한 경사의 격자블록을 구조적으로 안정하게 설계하는 것이다.
- (3) 돌(블록)붙이기 공법은 돌(블록)쌓기와 유사하나 비탈면 경사가 비교적 완만한 구간에 적용하며, 옹벽의 역할보다는 비탈면 표면보호 역할만 기대할 수 있다.

15.2.2 적용기준

- (1) 격자블록공법은 비탈면 표면 침식과 유실을 방지하고, 격자블록 내부의 채움토, 흙부대, 석재 등을 안정하게 보호하는 것을 목적으로 한다. 원칙적으로 토압에 대해서는 저항할 수 없는 것으로 간주하며, 미끄러짐이나 붕괴 등의 위험성이 있는 비탈면에는 적합하지 않다. 일반적으로 격자블록공법을 적용하는 조건은 다음과 같다.
 - ① 강우 시 표면수에 의해 침식되기 쉬운 지반조건인 비탈면
 - ② 규모가 큰 쌓기, 깎기비탈면의 하부
 - ③ 안정화된 비탈면이 부분적으로 용수가 있는 경우
 - ④ 식생 도입이 곤란한 토질조건인 비탈면(경도 25이상)

- (2) 격자블록공법은 자체구조의 안정성과 채움 재료의 이탈을 방지하기 위하여 적정 경사보다 급한 비탈면 경사에는 적용하지 않는 것이 바람직하다. 일반적으로 프리캐스트 격자블록의 경우 비탈면 경사가 1:1.0보다 완만한 구간에 적용하고, 현장타설식 격자블록의 경우 비탈면 경사가 1:0.8보다 완만한 경우에 적용한다.
- (3) 격자블록공법을 연속적으로 적용하는 비탈면길이는 10m 미만으로 제한한다. 만약 격자블록의 연장이 10m 이상 되는 경우, 1m 이상 폭을 가진 소단을 설치하여 연속 시공되는 길이가 10m 미만이 되도록 한다. 현장타설 격자블록의 연속적인 시공 길이는 20m까지로 하며 부재의 안정해석을 반드시 수행한다.
- (4) 돌(블록)붙이기 공법은 비탈면 경사가 1:1.0보다 완만한 비탈면에서 점착력이 없는 사질토, 붕괴되기 쉬운 점성토질의 비탈면에 적용한다. 또한, 표면수에 의해 유실이나 세굴이 발생하기 쉬운 구간에 적용한다. 매붙이기는 수직높이 3m를 적용한계로 한다.
- (5) 비탈면 경사에 따른 돌(블록)붙이기 공법 적용기준은 표 15.1을 따른다.

표 15.1 돌(블록)붙이기 공법의 표준치수

비탈면 경사	뒷길이(mm)		뒤채움콘크리트두께 (mm)	뒤채움두께 (mm)
	돌붙이기	블록붙이기		
1:1.0~1:1.5	350	350 이하	100	200
1:1.5~	250	120 이하	0	100

- (6) 돌(블록)붙이기 공법의 기초는 뒤채움 콘크리트의 두께와 뒷길이에 따라 표 15.2와 같은 단면형상의 콘크리트 직접기초 치수를 적용한다.

표 15.2 돌(블록)붙이기 공법의 기초치수

뒤채움콘크리트 두께 (mm)		기초치수 (mm)				범례
		B_1	B_2	H_1	H_2	
0~100 미만	뒷길이 120 mm	100	200	200	50	
	뒷길이 250 mm	100	250	300	50	
100		100	400	450	50	

[해설]

- (1) 격자블록공법은 비탈면 표면이 토질조건, 풍화 등으로 인하여 식생환경이 조성되지 않거나 지형적으로 강우에 의해 세굴이 우려되는 구간에 현장타설, 조립식으로 설치하여 표토지반의 안정성을 도모하는 공법이다. 구조적으로는 격자블록 내부의 흙과 자중만을 견디는 구조물로서 외부 토압에 대해서는 검토하지 않는다.

- (2) 비탈면 경사가 1 : 1.0보다 급하면, 강우에 의해 격자블록 내부의 흙이 유실되는 등의 문제가 발생할 가능성이 높아지며, 격자블록을 지지하는 비탈면 표면토가 유실되면서 격자블록 자체를 파손시킬 수도 있다. 이러한 경우에는 현장타설식 격자블록을 적용하거나 견고한 조립구를 이용하여 지중에 일정심도 고정시키는 방법의 조립식 격자블록공법을 적용하여야 한다. 격자블록공법은 1 : 1.0 ~ 1 : 0.8 정도의 경사보다 완만한 구간에 많이 적용한다.

- (3) 격자블록의 설치길이가 10m를 넘는 경우에는 10m 이하의 높이에 소단을 설치하여 상부의 힘이 하부로 직접적으로 전달되지 않는 구조가 바람직하다. 특히, 프리캐스트 격자블록공법에서는 격자블록에 과대한 하중이 생기는 것을 방지하고, 일부 프리캐스트 부분이 파손되더라도 전체적인 기능을 유지하기 위해서 소단을 두는 것이 필요하다.
또한, 비탈면 표면을 따른 길이가 길어지면 격자블록의 하부에는 표면을 흐르는 유량이 많아져 격자블록 내부의 채움재를 침식시킬 가능성도 높아지므로 가급적 격자블록을 설치하는 비탈면의 길이는 10m 이하로 하고 소단부에 배수로를 설치한다.

- (4) 돌(블록)붙이기 공법은 비탈면 보호공으로 사용되는 이외에 비탈면 경사를 급하게 해서 용지를 절감하는 경우 되메우기 표면의 보호, 교대전면의 흩쌓기 표면의 보호, 소규모 비탈면 표면보호에 사용된다.
메붙이기는 비탈면 높이가 낮고 용수가 있는 구간에 적합하며, 비탈면 높이가 높아지면 하부구간의 배가 나올 수 있으므로 적용높이는 3.0m로 한정한다.

15.3 격자블록의 설계

15.3.1 검토항목

- (1) 격자블록의 안정해석은 자중과 채움재의 하중에 대하여 격자블록이 비탈면 표면에서 장기적으로 안정한지 검토하며, 격자블록 수평부재, 수직부재의 간격, 그리고 각 부재의 단면적을 결정한다.
- (2) 프리캐스트 격자블록은 콘크리트나 강재, 철망 또는 플라스틱 등의 재질로 만들어지며, 현장에서 조립하여 시공한다. 이들 프리캐스트 격자블록공법에서 수평부재와 수직부재의 이음부는 단지 이음역할만 수행하며 구조적 강도를 지니지 않는 것으로 간주한다.

[해설]

프리캐스트 격자블록공법은 비탈면의 표층토가 보통의 식생공법으로는 침식될 위험성이 있는 토질로 된 경우에 사용된다. 프리캐스트 격자블록 재료로서는 콘크리트제, 강재, 철망제, 플라스틱제 등 여러 가지가 있지만, 이들 모두 접점이 연속된 구조가 아니므로 토압이 작용하는 비탈면에서 적용할 수 없다.

15.3.2 안정해석

- (1) 격자블록의 안정해석은 ① 가로부재 검토, ② 최하단 세로부재 검토, ③ 기초의 활동과 지지력 검토를 포함한다.
- (2) 가로부재 검토는 가로부재와 채움재 자중의 비탈면 방향 분력을 가로부재에 등분포로 작용시키고, 가로부재를 단순지지보로 간주하여 부재에 발생하는 모멘트와 전단력을 계산한 후 필요한 부재의 단면크기를 결정한다. 필요시에는 철근으로 보강한다. 비탈면 방향 분력을 계산할 때는 채움재와 비탈면표면 사이의 마찰저항력을 고려한다.
- (3) 최하단 세로부재 검토는 상부 세로부재, 가로부재 그리고 채움재의 비탈면 방향 분력을 최하단 세로부재에 모두 작용시키고, 최하단 세로부재의 축방향력에 대하여 안정하도록 부재의 단면크기를 결정한다. 필요시에는 철근 보강한다.
- (4) 기초의 검토는 최하단 세로부재에 발생하는 하중을 수평방향성분과 수직방향성분으로 분리하고 각각 활동 및 지지력에 대하여 안정하도록 기초의 크기를 결정한다.

제 15 장 격자블록 및 돌(블록) 붙이기

[해설]

(1) 가로부재의 안정해석은 최대모멘트와 최대전단력에 대해서 안정하도록 하며, 최대모멘트와 전단력은 다음 식으로 계산할 수 있다. 부재의 설계는 콘크리트구조설계기준(건설교통부, 2003)을 참조한다.

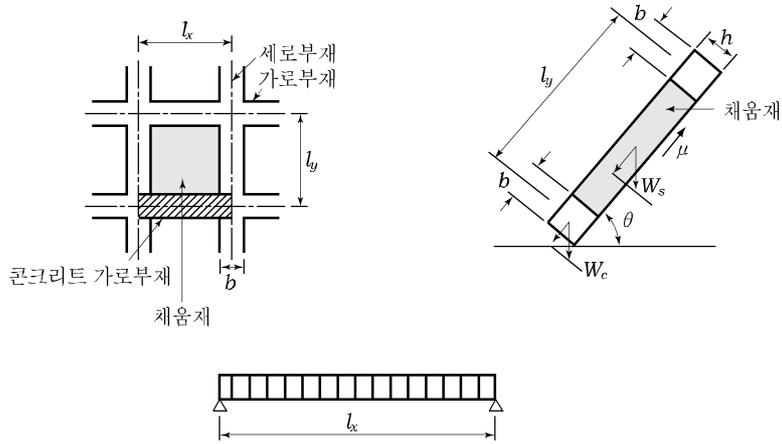


그림 15.2 가로부재에 작용하는 하중

$$M_{\max} = \frac{1}{8} p l_x, \quad S_{\max} = \frac{1}{2} p l_x \quad \text{해설식 (15.1)}$$

여기서,

p : 가로부재에 작용하는 등분포 하중

l_x : 가로부재의 길이

세로부재의 축방향 허용하중은 안전율 3을 적용하는 경우 다음 식으로 계산할 수 있으며 세로부재에 작용하는 최대하중(R)보다 크게 단면을 결정한다.

$$P_o = \frac{1}{3} (0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot A_c + f_{sv} \cdot A_s) \geq R \quad \text{해설식 (15.2)}$$

여기서,

P_o : 허용 축방향 하중

σ_{ck} , f_{sv} : 각각 콘크리트 및 철근의 강도 및 항복응력

A_c , A_s : 각각 콘크리트 및 축방향 철근의 단면적

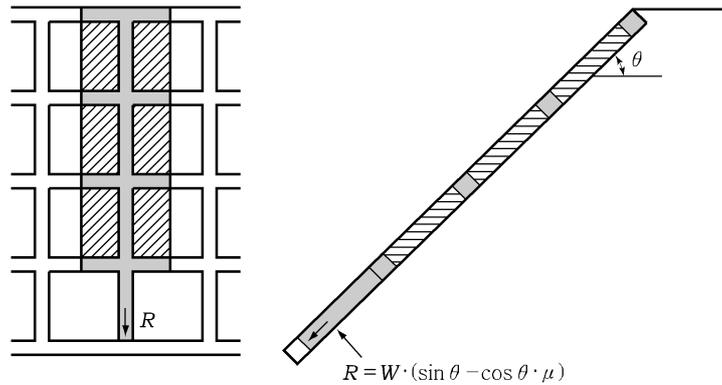


그림 15.3 최하단 세로 부재에 작용하는 하중

기초에 대한 검토는 세로부재에 작용하는 하중 R 의 수평방향 분력과 수직방향 분력에 대하여 각각 활동 및 지지력에 대한 안정해석을 수행한다. 안전율은 옹벽의 안정성 검토에 적용하는 안전율을 동일하게 적용한다.

① 활동에 대한 안정성

$$\frac{S}{R \cdot \cos \theta} \geq FS \quad \text{해설식 (15.3)}$$

② 지지력에 대한 안정성

$$\frac{Q_a}{R \cdot \sin \theta} \geq FS \quad \text{해설식 (15.4)}$$

(2) 격자블록 세로부재와 가로부재의 간격과 단면크기는 격자블록 내부를 채우는 속채움재를 충분히 안정하게 지지할 수 있도록 계산하여 결정한다. 일반적으로 격자블록의 간격은 속채움재가 이동하지 않도록 결정하지만 통상 1m를 적용하며, 블록의 두께는 식물 뿌리의 발육 영역 등을 고려하여 쌓기비탈면에서는 10cm 이상, 깎기비탈면에서는 15cm 이상으로 하는 것이 권장된다.

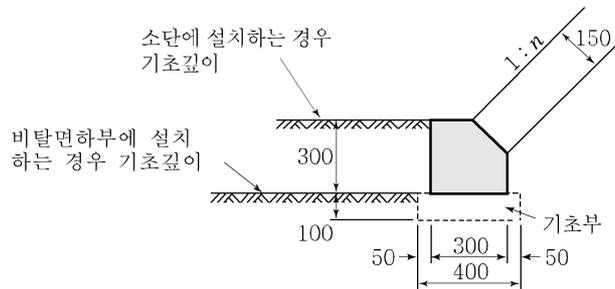
비탈면 경사가 1 : 1.0보다 완만하고 비탈면의 비탈길이가 10m 이하인 구간에서 격자의 가로×세로 간격이 각각 1.2m×1.2m 이하인 경우, 격자블록 단면을 15cm×15cm로 하고 D6 이형철근을 한 개만 넣어도 안정조건을 만족시키기 때문에 이러한 경우

제 15 장 격자블록 및 돌(블록) 붙이기

에는 구조 계산을 생략하고 최소기준으로 적용할 수 있다. 또한, 격자블록 내부에 콘크리트 뿔어붙이기공법 등을 적용하여 비탈면 표면과의 밀착성이 좋은 경우에는 격자블록 가로, 세로 부재에 가해지는 하중이 감소하므로 격자블록의 부재 간격을 1.5m×1.5m까지 확대할 수 있다.

하지만, 비탈면 경사가 1 : 1.0보다 가파른 경우나 비탈면 경사방향 설치 길이가 10m를 넘는 경우, 혹은 격자블록 간격이 1.2m보다 넓은 경우에는 가로부재와 세로부재의 구조적 안정성을 검토하여 부재 간격을 결정한다.

- (3) 기초에 대한 안정성 검토에서는 세로부재의 하중에 대하여 안정한 기초구조 및 규모를 결정한다. 기초의 근입깊이는 지반의 상황에 따라 다르며 일반적으로 지표에서 0.3~1.0m정도 근입시킨다. 또한, 기초 지반 조건에 따라 말뚝으로 지지력을 증가시키거나 돌기 부분을 만들어 슬라이딩을 방지하기 위해 사용하는 경우도 있다. 기초 지반이 토사인 경우에는 기초 하부에 잡석을 포설하여 지지력을 확보한다.



해설그림 15.4 격자블록공법의 기초예 (단위: mm)

15.4 기타 고려사항

15.4.1 격자블록의 속채움재

- (1) 격자블록의 속채움은 비탈면 경사, 비탈면표면의 지반조건, 용수여부, 표면수의 유입 여부를 고려하여 결정한다. 일반적으로 적용 가능한 채움재의 종류는 다음과 같다.
- ① 토사 채우기
 - ② 부대 채우기
 - ③ 녹화기반재 뿔어붙이기
 - ④ 돌 채우기
 - ⑤ 블록 깔기
 - ⑥ 콘크리트 뿔어붙이기
- (2) 격자블록의 속채움재는 녹화공법을 적용하기 위한 채움재를 우선적으로 고려하며, 점토, 모래, 자갈 섞인 토사는 피하고 식물이 생육할 수 있는 흙을 다짐하여 채우거나 녹화기반재 뿔어붙이기를 적용한다. 비탈면 표면에 용수가 있는 경우에는 돌(블록)붙이기 등을 적용한다.

[해설]

- (1) 격자블록 사이의 빈 공간을 녹화하고자 할 경우에는 식물이 생육 가능한 비옥한 흙을 사용하여 격자블록 높이까지 깔아서 완성한 후 즉시 종자 살포 등을 시공하는 것이 바람직하다.

결빙이 예상될 경우에는 비탈면에 지하 배수시설 등을 설치하여 지하수 침윤선이 비탈면 밖으로 나오지 않도록 처리한 후 녹화공법을 적용하거나 돌채우기 등을 적용하여 용수를 빠른 시간 내 비탈면 밖으로 빠지도록 유도한다. 또한 쌓기재료가 침식을 받기 쉬운 사질토인 경우에는 격자블록 하부 등에 빈 공간이 발생하여 격자블록 자체가 파괴되는 일도 있으므로 입자가 고른 자갈을 사용하여 메우는 방법을 적용한다.

비탈면으로부터 용수가 많이 흐를 경우에는 내용물의 유출이나 열화가 생기기 쉬우므로 우선 필터를 이용한 지하 배수시설을 설치한 후, 돌채우기 등의 시공을 한다. 또한, 동상이 예상되는 비탈면에서 돌채우기를 선정할 경우에는 인근지역 또는 동일 지반에 시공한 사례 등을 참고로 신중히 검토해야 한다. 격자블록 내부에 채우는 재료의 종류와 개요도는 해설표 15.1과 같다.

제 15 장 격자블록 및 돌(블록) 붙이기

해설표 15.1 격자블록 채움재의 종류

종 류	설 명	개요도
토사 채우기	격자 내부에 토사를 채움	
흙포대 채우기	부대에 토사를 채워 격자 내에 쌓음	
녹화기반재 뺨어붙이기	격자내에 녹화용 기반재를 5~10cm 정도의 두께로 뺨어 붙임.	
돌채우기	격자내에 자갈돌을 고르게 부설. 콘크리트로 간극을 채우는 경우는 배수구멍 설치	
블록 깔기	격자내에 프리캐스트 콘크리트 블록을 부설하는 공법. 배수구멍 설치	
뺨어붙이기	격자내에 현장치기 콘크리트 또는 모르터 뺨어붙이기를 적용. 배수구멍 설치	

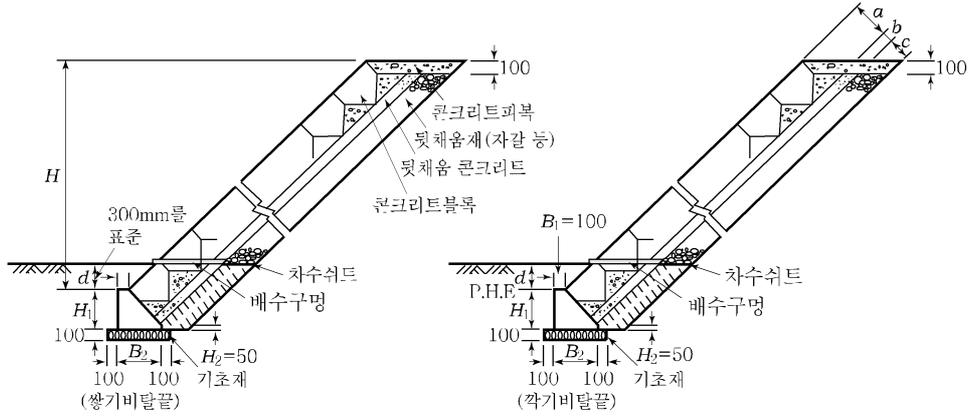
15.4.2 돌(블록)붙이기 공법의 배수시설

- (1) 찰붙이기한 경우 배면의 지하수 배수를 양호하게 하기 위해 일정 두께를 자갈로 뒤채움을 하며, 세립분의 유출위험이 있는 경우에는 필터재료를 설치한다.
- (2) 비탈면 배면으로부터 유입되는 지하수 또는 표면에서 유입되는 물을 배수시키기 위해 설치하는 배수시설은 다음과 같다.
- ① 옹벽 하단부에 배수구멍 설치 (약 2m² 간격으로 1개씩 설치)
 - ② 지하수위 저하를 위한 수평배수공
 - ③ 옹벽상부에 표면수 유입을 방지하기 위한 콘크리트 피복 및 배수로

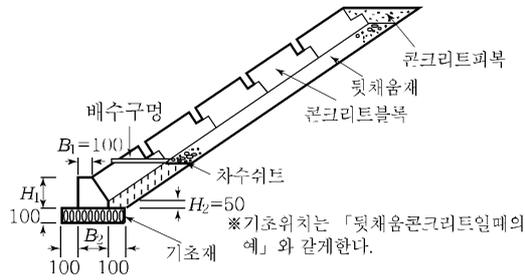
[해설]

- (1) 돌(블록)붙이기 위에는 약 100mm두께의 콘크리트 피복을 하여 표면수가 직접적으로 돌(블록)붙이기 배면으로 침투하는 것을 방지하고, 옹벽배면에는 자갈질 뒤채움을 일정두께(표 15.1 참고)이상 비탈면 전면에 포설하여 비탈면 내부에서 흐르는 지하수를 옹벽배면의 하부로 유도시키고 배수구멍으로 배수시키도록 한다.
- (2) 해설그림 15.5에는 돌(블록)붙이기 공법의 단면형상을 나타내었으며 배수구멍의 위치와 설치 예를 나타내었다.

제 15 장 격자블록 및 돌(블록) 붙이기



(a) 찰붙이기



(b) 매붙이기

해설그림 15.5 돌(블록)붙이기 공법의 적용 예 (단위: mm)

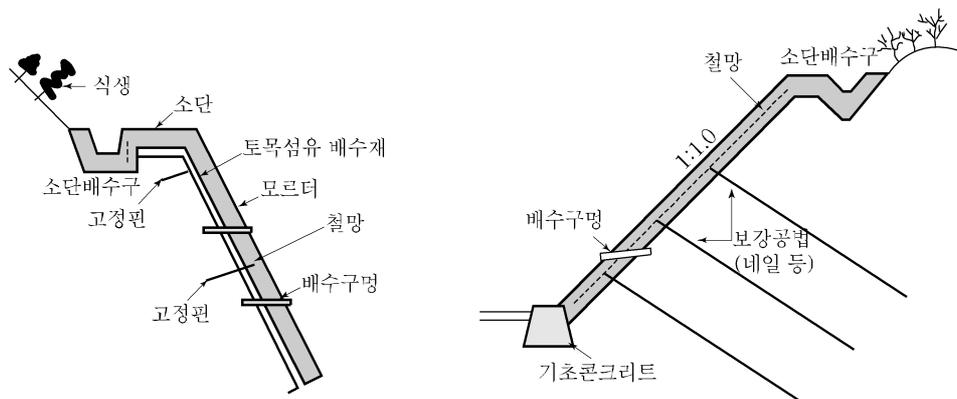
제 16 장 콘크리트 뿔어붙이기

16.1 적용범위

이 장은 비탈면 표면을 보호하기 위한 콘크리트 뿔어붙이기 공법의 설계에 적용한다.

[해설]

- (1) 뿔어붙이기 공법은 모르터나 콘크리트를 고압 호스 또는 파이프를 통해 소정의 위치까지 옮겨, 압축 공기에 의해 압송된 재료를 비탈면에 거푸집을 사용하지 않고 뿌림으로써 자력으로 단단히 고정시키는 공법이다.
- (2) 뿔어붙이기 공법은 비탈면에 용수가 없고 당장 붕락의 위험성은 없으나 풍화되기 쉬운 암석 또는 풍화해서 박리될 염려가 있는 암석이나 호박돌이 섞인 토사 등 식생이 적당하지 않은 곳에 사용된다. 뿔어붙이기 공법은 모르터 뿔어붙이기와 콘크리트 뿔어붙이기로 구분하며, 모르터 뿔어붙이기는 비교적 얇게 뿔어 붙일 때, 콘크리트 뿔어붙이기는 비교적 두껍게 뿔어 붙일 경우에 사용된다.



해설그림 16.1 콘크리트 뿔어붙이기 예

16.2 설계일반사항

16.2.1 설계목표

- (1) 콘크리트 뽑어붙이기는 비탈면 표면지반의 풍화와 암반 이탈을 막기 위해 설치한다.
- (2) 비탈면 표면과 밀착되게 설치하여 장기간의 기상변화에 충분한 내구성이 있도록 설계한다.

[해설]

콘크리트 뽑어붙이기 공법으로 형성된 벽체는 구조적인 하중을 받지 않는 것으로 간주한다. 공법의 설계에 있어서는 공사 목적, 암질, 지질, 용수, 집수 상황, 한랭지인지의 여부 등의 기상조건, 비탈면의 규모나 비탈면 경사 등 안정성, 시공 조건, 배합비와 취송 거리 및 경제성, 환경면에서의 장·단점도 염두에 두고 검토를 해야 한다.

16.2.2 적용기준

- (1) 콘크리트 뽑어붙이기는 비탈면의 풍화 억제와 암반의 이탈을 막기 위해 적용하며, 일반적으로 적용하는 조건은 다음과 같다.
 - ① 비탈면의 경사 및 지반조건에 관계없이 적용가능
 - ② 용수가 없고 암반균열이 적은 곳에 적합
 - ③ 넓은 면적에 암반의 탈락 및 소규모 붕락이 예상되는 곳
 - ④ 급한 경사면에 요철이 심하고 바위가 돌출한 곳
 - ⑤ 급한 경사면에 단층과쇄대의 풍화진행으로 움푹 패인구간
- (2) 뽑어붙이기 공법은 기본적인 배수처리를 필요로 하며, 비탈면 용수가 많은 곳은 지하수 배수시설법과 병행하여 적용한다.
- (3) 콘크리트 뽑어붙이기는 비탈면 파괴를 방지하는 목적으로는 적당하지 않으며 비탈면 보강공법과 같이 적용한다.

16.3 콘크리트 뿔어붙이기 공법설계

16.3.1 검토사항

- (1) 뿔어붙이기 공법은 크게 다음의 4가지로 나뉘며, 지반조건 및 특성에 맞게 적용한다.
- ① 흙시멘트 뿔어붙이기
 - ② 모르터 뿔어붙이기
 - ③ 콘크리트 뿔어붙이기
 - ④ 섬유보강콘크리트 뿔어붙이기
- (2) 뿔어붙이기 공법의 검토는 지반조건, 경사, 기상조건, 용수상태 등을 검토하여 뿔어붙이기 두께, 철망 및 보강철근 여부, 배수시설 설치를 결정한다.

[해설]

(1) 뿔어붙이기 공법은 적용 재료에 따라 구분할 수 있으며 각각의 적용은 다음과 같다.

① 흙시멘트 뿔어붙이기공법

비교적 적은 양의 시멘트에 현지의 사질토, 화강풍화토, 또는 모래를 혼합 사용해 경제적인 시공을 꾀하는 뿔어붙이기 공법이다. 경사면의 풍화, 침식 방지, 붕괴된 비탈면의 매립, 요철이 있는 비탈면의 하부 처리에 사용된다.

② 모르터 뿔어붙이기공법

지반조건이 연암 이상이고 비탈면 자체가 충분히 안정되어 있고 기온차이가 작은 곳, 용수 처리가 가능한 곳에 적용한다. 뿔어붙이기의 두께는 100mm 이내이며 설계상 토압은 고려하지 않는다.

③ 콘크리트 뿔어붙이기공법

지반이 연암 이상일 때 적용하며, 고결도가 높은 사질토나 자갈 섞인 토질조건에도 적용할 수 있다. 비탈면 표면지반의 풍화정도, 용수, 기상 조건, 비탈면 길이를 고려하여 뿔어붙이기 두께를 정한다.

④ 섬유보강 콘크리트 뿔어붙이기공법

모르터 혹은 콘크리트 내에 짧은 섬유를 강화재료로 사용하여 모르터나 콘크리

제 16 장 콘크리트 뽑어붙이기

트의 인장강도가 부족한 결점을 극복하고 전단강도, 내부식성을 증가시킴과 함께 인장강도를 현저하게 높인 복합재료를 섬유보강 콘크리트 뽑어붙이기 공법이라고 한다. 콘크리트 뽑어붙이기 공법을 적용하는 구간에 적용할 수 있다.

(2) 콘크리트 뽑어붙이기는 시간이 경과함에 따라 해설표 16.1에 나타난 것처럼 많은 문제점들이 나타날 수 있다. 따라서 콘크리트 뽑어붙이기 설계시에는 이러한 사항들에 대해서 충분히 주의하여 설계한다.

해설표 16.1 뽑어붙이기 공법의 문제점과 대책

구분	구체적인 현상	원인	대책
균열	<ul style="list-style-type: none"> ○ 수축균열 발생 ○ 거북 등 같은 균열 발생 	<ul style="list-style-type: none"> ○ 양생 불충분, 품질 불량 ○ 시공시기 부적절 	<ul style="list-style-type: none"> ○ 균열보수 ○ 낙석방지울타리를 표면에 추가로 설치
박리	<ul style="list-style-type: none"> ○ 표면층이 벗겨짐 	<ul style="list-style-type: none"> ○ 시공시기 부적절 ○ 배합 부적절 	<ul style="list-style-type: none"> ○ 추가의 뽑어붙이기 시공 ○ 낙석방지울타리를 표면에 추가로 설치
배면공동	<ul style="list-style-type: none"> ○ 배면토사 유출로 공동 발생 	<ul style="list-style-type: none"> ○ 비탈면표면과 밀착이 안됨 ○ 표면용수과다 ○ 비탈면표면의 풍화속도 빠름 	<ul style="list-style-type: none"> ○ 배수구멍 추가설치 ○ 상부에 표면수 유입을 차단시키기 위한 콘크리트 피복
전체탈락	<ul style="list-style-type: none"> ○ 뽑어붙이기 전체가 움직여 탈락됨 	<ul style="list-style-type: none"> ○ 뽑어붙이기가 두꺼워 자중을 견디지 못함 ○ 비탈면 표면과의 밀착이 부족 ○ 고정편이 역할을 못함 	<ul style="list-style-type: none"> ○ 보강공법 적용

16.3.2 두께 결정

(1) 뽑어붙이기 두께는 비탈면의 지반상태, 암질, 기상조건, 비탈면의 경사, 요철 정도 및 과거적용사례, 경험 등을 종합적으로 검토하여 그림 16.1의 지반상태와 지형의 경사에 따른 선정도표를 이용하여 결정할 수 있다.

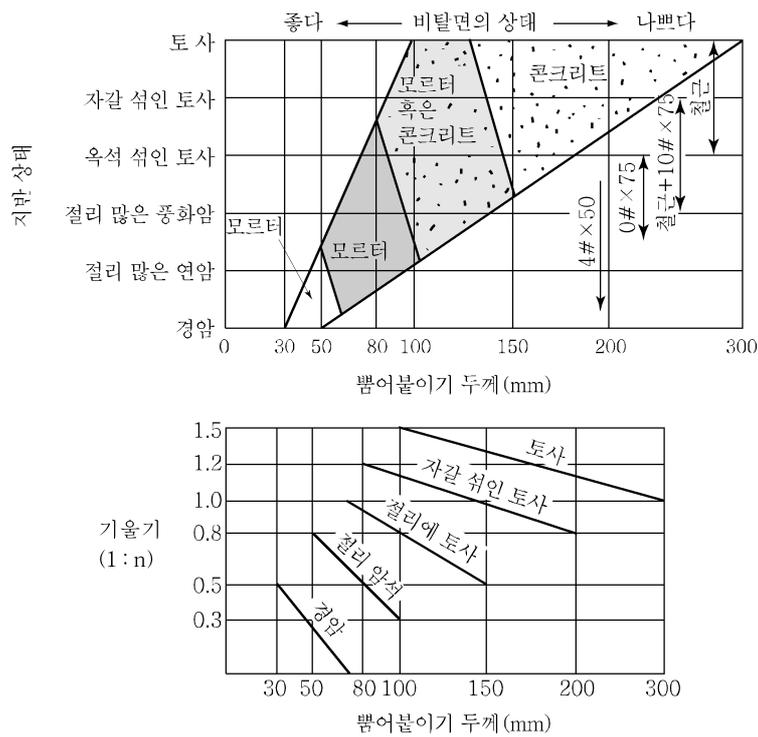


그림 16.1 지반상태와 비탈면 경사에 따른 뽑어붙이기 두께선정

(2) 뽑어붙이기 콘크리트는 보강재와 병행하여 구조적인 역할을 수행하는 경우는 별도의 검토 후 강도를 결정하고 별도의 강도기준이 없는 경우 18MPa 이상으로 한다.

[해설]

(1) 뽑어붙이기 두께는 통상적으로 지반상태와 비탈면경사에 따라서 두께를 다르게 적용한다. 외력을 받지 않는 구조이고 비탈면 표면과 밀착되게 시공하므로 콘크리트 뽑어붙이기 두께는 온도 등의 환경적인 영향과 지하수에 의한 비탈면의 상태변화가 주된 설계 요인이 된다. 하지만, 이러한 온도영향과 장기적인 비탈면의 상태변화를 예측하여 설계하기는 어려우므로 과거 적용실적과 경험을 토대로 적용한다.

(2) 뽑어붙이기용 시멘트는 KS L 5201의 요건에 부합하는 보통 포틀랜드 시멘트를 사용하지만, 빠른 시간 내의 강도를 원할 때는 조강 시멘트를 사용한다. 시멘트는 풍화하지 않도록 가능한 신선한 것을 사용한다. 모르터 및 콘크리트의 설계강도는 내투수성,

내식성, 내후성 등에서 필요한 강도로 결정해야 하지만 비탈면 표면보호만을 목적으로 하는 경우 콘크리트의 압축강도는 18MPa이상으로 설계하면 충분하다.

16.3.3 철망과 배수시설

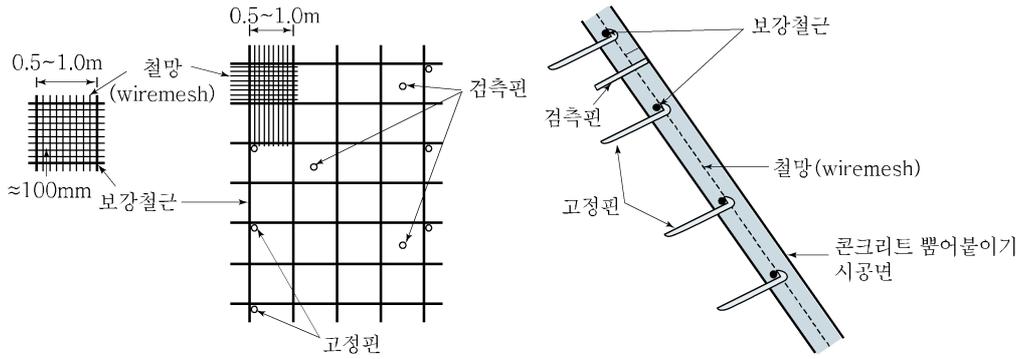
- (1) 뽑어붙이기 공법은 양생시에 발생하는 균열을 방지하고 콘크리트의 박리를 방지하기 위하여 철망(wiremesh)과 철망을 고정시키기 위한 고정핀을 일정간격으로 설치한다. 비탈면 경사가 1:0.5보다 급하고 지반조건이 불량한 경우에는 필요에 따라 철근으로 보강한다.
- (2) 비탈면의 면적이 넓고 평평한 경우, 세로방향 줄눈을 약 20m 간격으로 설치한다.
- (3) 콘크리트 뽑어붙이기 공법은 표면수의 처리를 위해 최소 10~20m²당 1개 정도의 배수구멍을 설치한다. 하지만, 비탈면내의 지하수위가 높거나 용수가 예상되는 구간에서는 용수량에 따라 적절한 배수처리 방법을 고려해야 한다. 특히, 비탈면 용수가 많은 곳은 지하수 배수시설을 병행하여 적용한다.
- (4) 뽑어붙이기 경계부인 비탈어깨부와 비탈끝부분은 강우의 침투방지와 침식방지를 고려하여야 한다.

[해설]

- (1) 모르타 또는 콘크리트 뽑어붙이기 공법으로 형성된 벽체는 비탈면 전체의 지질, 암질, 풍화의 진행도가 일정하지 않아서 변형되기 쉽고, 온도의 변화에 따른 신축 균열이 발생하기 쉬우며 뽑어붙이기 두께가 얇을수록 그 영향은 더욱 크다. 이를 방지하기 위한 철망을 설치한다.

철망은 시멘트 양생시 발생하는 균열의 분산과 박리방지를 목적으로 한다. 철망은 용접철망(KS D 7071) 또는 체인링크 철망(KS D 7081)을 사용하며, 깎기면이 비교적 평편하고 넓은 비탈면에 대해서는 수축균열발생이 많으므로 세로방향으로 적당한 간격으로 신축줄눈을 설치하여야 한다. 또한, 철망을 이을 때는 종방향으로 100mm, 횡방향으로 200mm정도 중첩하여 잇는다. 철망은 요철 부분에 쉽게 깔 수 있으며, 스페이스를 이용해 뽑어붙이기 면과 철망은 30mm 정도 간격으로 유지한다.

암질이 불량함에도 불구하고 비탈면 경사가 1:0.5정도의 급경사인 경우에는 표면보호 콘크리트의 역할을 구조적으로 보완하기 위한 보강철근망을 설치할 필요가 있다. 비탈면의 상태에 따라 D16~22mm의 철근을 0.5~1m 간격으로 설치한다.



해설그림 16.2 콘크리트 뿔어붙이기 철망

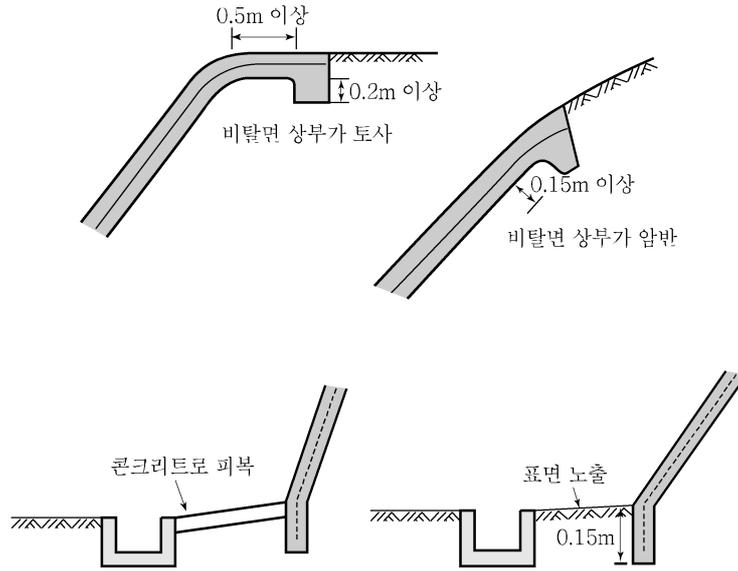
- (2) 고정핀은 철망이 이동하거나 뿔어붙이기 재료가 고정될 때까지 철망이 소정의 위치에 있도록 고정할 때 사용한다. 일반적으로 D16~22mm, 길이 0.4~0.6m인 철근을 0.3~2 개/m²로 설치하지만 비탈면의 상태에 따라 정한다.
- (3) 모르타 및 콘크리트 뿔어붙이기 공법에서 배수처리는 중요한 요소다. 표준적으로 내부지름 40~45mm인 경질염화비닐(PVC)을 10~20m²당 한 개소씩 설치하며, 암반의 균열부나 토사비탈면에서는 250mm깊이 이상까지 천공하여 관입시킨다. 표면의 용수상태에 따른 처리방법을 해설표 16.2에 나타내었다.

해설표 16.2 비탈면의 용수 상태와 그 처리법

비탈면 용수의 상태	배수 처리 방법
용수 등이 거의 없는 비탈면	염화비닐파이프(PVC) 배수구멍을 10~25m ² 당 1개 설치
용수 등이 예상되는 비탈면	집수 매트, 뒤채움 자갈 등을 설치후 PVC배수구멍 설치
용수가 있는 비탈면, 절리, 단층의 용수	집수 매트, 뒤채움 자갈 등을 설치후 PVC배수구멍 설치 배수호스, 혹은 집수관 등으로 비탈면 하부 배수로까지 용수 유도
용수가 심한 비탈면	맹암거 혹은 집수관 등으로 비탈면 하부 배수로까지 용수 유도 비탈면 표면에 배수구 별도 설치
비탈면 전체에서 용수가 나타나며, 대규모 파괴가 예상되는 비탈면	비탈면에서 수평 배수공 등의 지하수 배수시설 설치 비탈면 상부배면에 차수 그라우트 등을 실시하여 불투수층을 설치

제 16 장 콘크리트 뽑어붙이기

(6) 비탈면의 비탈어깨는 강우의 침입을 방지하기 위해 해설그림 16.3과 같이 약 0.15~0.2m 이상을 파서 콘크리트를 근입시키고, 비탈끝부분은 부지계획고보다 약 0.15m 이상 파고 들어가 하부로부터의 박리를 방지한다.



해설그림 16.3 비탈어깨와 비탈끝의 배수처리

제 17 장 비탈면 녹화

17.1 적용범위

이 장은 비탈면 표면을 장기적으로 안정화시키고 친환경적으로 복원시키기 위한 비탈면 녹화공법의 설계에 적용한다.

[해설]

비탈면 표면을 보호하기 위해 첫 번째로 고려하는 공법은 녹화공법이며, 식생이 부적절한 토질조건이나 지표면이 장기적으로 불안해질 가능성이 있는 경우에는 구조물에 의한 비탈면 보호공법을 적용한다.

17.2 설계일반사항

17.2.1 설계목표

- (1) 비탈면 녹화공법은 비탈면 표면을 단기적으로 안정화시켜 세굴 및 유실을 방지한다.
- (2) 장기적으로 비탈면을 주변경관 및 식생환경과 어울리게 만들어 훼손된 환경이 복원될 수 있도록 하고 시각적 안정감을 주는데 있다.

[해설]

- (1) 비탈면 녹화공법의 목표는 비탈면 표면에 식물이 빨리 자라도록 만듦으로서 강우의 직접적인 유입을 방지하고 식물뿌리에 의한 표층의 전단강도 증가로부터 표층유실과 세굴에 대한 안정성을 확보하는데 있다.
- (2) 녹화공법을 적용하는데 있어 안정적으로 식생이 정착하고, 주변의 식생환경과 자연스럽게 어울리도록 만드는 것도 매우 중요하다. 시각적인 안정감은 녹화공법을 적용함으로써 얻어지는 부차적인 결과이다.

17.2.2 적용기준

- (1) 비탈면 보호공법으로서 비탈면 녹화공법을 가장 우선적으로 검토하며, 식생이 부적합한 토질조건이나 표면이 불안정하여 녹화공법을 적용할 수 없을 경우에 구조물에 의한 비탈면 보호공법을 적용한다.
- (2) 식생이 부적절한 토질조건과 환경은 다음과 같으며, 이런 경우에는 구조물을 이용한 비탈면 표면보호공법과 병행하거나 녹화보조방법을 병행하여 적용할 수 있다.
 - ① 산성토양으로서 식생의 생육이 적합하지 않은 토양
 - ② 비탈면 표층부가 불안정하여 유실이 쉬운 토질조건
 - ③ 비탈면 표층부의 경도가 높아 식물의 생육하지 못하는 토양
 - ④ 연·경암 조건의 암반
 - ⑤ 기상(기온, 강우, 일조량, 동결심도 등)이 취약한 곳
- (3) 깎기비탈면이 장기적으로 안정하고 풍화 내구성이 강한 연암 또는 경암으로 이루어진 경우는 녹화공법을 적용하지 않을 수 있다.

[해설]

- (1) 대부분의 중·소규모 비탈면에서는 녹화공법을 적용하는 것만으로 비탈면 표면 보호가 충분히 가능하며, 표면이 불안정한 경우라 하더라도 구조물에 의한 표면보호공법과 병행하여 사용하면 쉽게 안정화가 가능하다.
- (2) 연암이나 경암으로 구성된 암반비탈면에서는 장기적인 안정성이 확보되고 암이 풍화에 대한 내구성이 있으면 노출된 상태로 두더라도 비탈면의 안정성에는 전혀 문제가 없으므로 굳이 녹화공법을 적용하지 않아도 된다. 주변경관과 어울리도록 하는 방법으로서의 담쟁이 넝쿨등을 비탈면 상·하부에 심어 자라도록 하는 방법을 적용한다.

17.3 녹화공법의 설계

17.3.1 일반사항

- (1) 설계단계에서는 주변식생환경, 시추조사에 의한 심도별 토질조건, 주변지형 및 지질, 기후조건 등을 감안하여 적합한 녹화공법을 개략적으로 결정한다. 쌓기비탈면에 적용하는 녹화공법은 기본적으로 토사조건에 적합한 녹화공법을 적용하며, 깎기비탈면의 녹화공법은 기본적으로 토질조건 및 암질조건에 따라서 비탈면구간별로 적절한 녹화공법을 선정한다.
- (2) 시공단계에서는 비탈면의 토질특성을 상세하게 조사하고, 적용 가능한 녹화방법과 세부적인 식물종류 등을 결정한다. 시공단계에서 검토하는 주요내용은 다음과 같으며, 필요에 따라서는 시험시공을 실시하여 공종을 결정할 필요가 있다.
- ① 공법 및 식물별 특성 및 지역적, 환경적, 토질적합성 여부
 - ② 식물 종류와 파종량, 혼과종류, 시비량 등의 결정

[해설]

- (1) 녹화공법의 설계에 있어서 (가) 어떠한 식물의 생육에 적합한 환경인지, (나) 환경조건에 적합한 초종과 적용방법, (다) 환경조건이 부적합한 경우 개량방법을 결정하여야 한다.
- (2) 설계단계에서는 상세한 정보를 얻기가 힘들므로 시추조사결과를 바탕으로 개략적인 녹화공법을 선정한다. 토사는 식생공이 가능한 구간으로 간주하고, 풍화암 및 연암은 보조공법을 병행하여 적용가능하고, 경암은 식생 불가능한 구간으로 간주할 수 있다. 토사 및 풍화암, 연암의 경우는 토질 및 암질조건, 균열정도, 풍화정도를 감안하여 적절한 공종을 선정하고, 또한 주위의 지형, 지질 및 식생상태, 주변 비탈면의 시공사례, 기후조건에 대한 조사결과도 설계단계의 녹화공법 선정에 반영하여야 한다.

17.3.2 녹화공법 선정

- (1) 녹화방법은 다음의 조사 결과를 토대로 비탈면의 조건과 식생의 적합성을 검토하여 결정한다.

제 17 장 비탈면 녹화

- ① 비탈면 경사, 지반조건,
 - ② 토양 경도 및 토양 산습도
 - ③ 시비 여부
 - ④ 녹화보조공법 필요여부
- (2) 기본적인 녹화공법의 선정은 표 17.1을 따르며, 세부적인 사항은 시공단계에서 시험 파종이나 실제 비탈면에 시험적용 한 후에 최종적으로 할 수 있도록 명시한다..

표 17.1 비탈면 녹화공법 선정도표

구분	지반조건	비탈면경사	복원형태	적용녹화공법
쌓기 비탈면	점성토 사질토	1:1.5 ~ 1:1.8	초본위주형 목본군락형	떼붙이기 종자분사파종공법(seed spray) NET+종자분사파종공법 벗집거적덮기
깎기 비탈면	토사	1:1.2 ~ 1:2.0	초본위주형 목본군락형 생물종다양성복원형	종자분사파종공법(seed spray) NET+종자분사파종공법 얇은식생기반재 취부공법 벗집거적덮기
	건질토사	1:1.5 ~1:1.8	초본위주형 목본군락형 생물종다양성복원형	얇은 식생기반재 취부공법 조파(골파기)공법 자생종묘식재+식생기반재 취부
	리핑 풍화암	1:1.1 ~1:1.2	초본위주형 목본군락형 생물종다양성복원형	얇은 식생기반재 취부공법 자생종묘식재+식생기반재 취부
	발파암		1:0.7 1:1.0	초본위주형 목본군락형 생물종다양성복원형
1:0.7이하			암반 비탈	덩굴식물식재 두꺼운 식생기반재 취부공법
<p>* 1) 위표는 국토핵심생태녹지축, 해안생태계지역, 내륙생태계지역으로 권역에 따라 복원목표별 적용하는 종자배합에 있어서 차이가 있다.</p> <p>* 2) 복원목표는 비탈면을 초본, 목본, 다양한생물이 자랄 수 있는지 여부에 따라서 결정하는 목표이며, 생물종다양성복원형이란 생태자연도 1등급, 국토환경성평가 1~2등급, 별도관리지역 등 생태계에 대한 고려가 필수적인 지역에서 부득이하게 추진되는 도로건설로 인해 발생하는 인공 및 자연비탈면의 복원에 지역의 자생종 위주로 식물종을 구성하여 종다양성을 높이고자 하는 복원방법을 말한다.</p>				

[해설]

식생공법의 선정 시에는 지형, 지질, 기후, 현지여건을 고려하여 적정 식생공법을 선정하여야 하며, 비탈면의 토질조건과 일조조건, 용수여부에 따라서 활착에 유리한 종자 및 시공공법을 선정하여야 한다. 녹화용 종자는 주변 환경과 조화를 이룰 수 있는 유사한 초, 목본류를 선정하는 것이 바람직하며, 동일 비탈면에 여러 종류의 지반조건이 혼재하는 경우는 각각의 조건에 적합한 공법을 선정할 수 있지만, 국부적인 구간에 대해서는 미관과 안정성 측면에서 동일공법으로도 적용하는 것이 권장된다. 적합여부를 판단하기 어려운 경우에는 현장에서 적용대상범위의 공법들을 시범적으로 실시한 후 적합성 여부를 판단할 수 있도록 설계하여야 한다.

17.3.3 녹화공법 세부사항 결정

- (1) 비탈면 녹화공법에 적용하는 종자의 종류, 파종량과 파종방법, 시비량, 취부재료는 비탈면의 적용조건과 지역적인 생태특성을 감안하여 결정하며, 실제 시험파종 또는 시험시공을 통하여 결정한다.
- (2) 녹화공법의 적용 시기는 식물 발아와 생육에 매우 큰 영향을 끼치므로 종자의 발육 조건을 감안하여 적절한 시공시기를 결정해야 한다.

[해설]

(1) 지역별 녹화를 위한 종자의 배합은 주변 환경을 고려하고, 비탈면 토질(암질) 및 경사도에 따라 초본위주형, 목본군락형, 생물종다양성복원형으로 구분하여 결정한다. 세부적인 종자별 배합량은 해설표 17.1, 해설표 17.2, 해설표 17.3을 참고하여 결정하며, 최종적으로는 시험시공이나 시험파종을 거쳐 결정한다. 종자배합 설계시 고려사항은 다음과 같다.

- ① 재래종과 외래도입 초종의 배합시에는 재래종의 비율을 높게 하여 외래도입 초종에 의하여 재래종이 피압당하지 않도록 하며, 외래도입 초종을 사용할 경우에는 초장이 짧은 종자를 사용한다.
- ② 종자배합시 한 종류의 발생기대본수는 총 발생기대본수의 25% 이상이 되지 않도록 한다.
- ③ 파종시에는 자연공원, 생태계보전지역, 자연환경보전지역, 문화재 보호구역, IC구

제 17 장 비탈면 녹화

간, 터널입출구 등 경관을 특별히 고려할 필요가 있는 지역에서는 야생초화류(별노랑이, 산국, 쑥부쟁이, 구절초 등)와 환경영향평가서를 참조로 지역 고유의 자생종 종자를 전체 배합비중 추가적으로 10% 이상 혼합할 수 있다.

- ④ 시거장애방지 및 효율적인 유지관리를 위해 쌓기비탈면 상단부 및 깎기비탈면 하단부에 키가 큰 수목종자의 사용은 피한다.
- ⑤ 주변 식물군락의 유형에 따라 내음성이 강한 수종을 1종 이상 선정하여 파종할 수 있다.

해설표 17.1 국토 환경녹화 지역별 녹화공법 종자 배합량 조건표

구 분(단위 : %)		1 지역 (국토핵심생태지역)	2 지역 (해안생태계지역)	3 지역 (내륙생태계지역)
초본 위주형	재래목본	30~50 ^{주1)}	20~50	15~40
	재래초본	40~70	30~70	30~65
	외래도입 초종	0~10	10~20	20~30
	합 계	100 ^{주2)}	100	100
목본 균락형	재래목본	50~70	35~60	30~50
	재래초본	25~50	35~65	35~65
	외래도입 초종	0~5	5~10	10~15
	합 계	100	100	100
생물종다양성 복원형	재래목본	60~80	40~60	35~60
	재래초본	20~40	35~60	30~60
	외래도입 초종	0	0~5	5~10
	합 계	100	100	100
주 ¹⁾ 숫자는 중량배합비율을 의미함. 주 ²⁾ 종자 배합시 외래도입 초종의 중량배합비율을 우선 정한 다음 재래목본과 재래초본의 비율을 선정하되 외래도입 초종 + 재래목본 + 재래초본의 합이 100이 되어야 한다.				



해설그림 17.1 국토환경녹화지역 구분도

제 17 장 비탈면 녹화

해설표 17.2 식물별 종자배합량 조건표 예시 (g/m²)

식물종자		지 역			
		1 지역 (국도핵심생태지역)	2 지역 (해안생태계지역)	3 지역 (내륙생태계지역)	
초본 위주형	재래목본	자귀나무, 붉나무, 소나무(곰솔) 등 교목	4.0	2.5	2.0
		낭아초, 싸리류 등 관목	7.0	3.5	2.5
	재래초본	억새 등 새류	11.0	8.5	7.5
		비수리 등 일반초본류	7.5	7.0	6.0
		쭉류 및 기타	0.5	1.0	1.0
	도입초본	Tall fescue Kentucky bluegrass Perennial ryegrass Creeping red fescue 등	0	2.5	6.0
	합 계		30g/m ²	25g/m ²	25g/m ²
목본 균락형	재래목본	자귀나무, 붉나무, 소나무(곰솔) 등 교목	7.0	4.5	4.3
		낭아초, 싸리류 등 관목	9.0	5.5	5.0
	재래초본	억새 등 새류	8.0	8.0	6.5
		비수리 등 일반초본류	5.5	4.7	4.5
		쭉류 및 기타	0.5	1.0	1.0
	도입초본	Tall fescue Kentucky bluegrass Perennial ryegrass Creeping red fescue 등	0	1.3	3.7
	합 계		30g/m ²	25g/m ²	25g/m ²
초화류	봄	금계국, 페랭이꽃 끈끈이대나물, 붓꽃류 등	0.6	0.6	0.6
	여 름	금계국, 수레국화 도라지 등	0.3	0.3	0.3
	가 을	구절초, 산국, 별노랑이, , 쭉부쟁이류, 벌개미취 등	0.6	0.6	0.6
	합 계		1.5g/m ²	1.5g/m ²	1.5g/m ²
※ 일반적인 종자분사 과중공법에 한함					

해설표 17.3 종자 파종량 조건표 (식생기반재 취부 공법)

식물종자	지 역			
		1 지역 (국토핵심생태지역)	2 지역 (해안생태계지역)	3 지역 (내륙생태계지역)
얇은 식생기반재취부공법	10~20mm ^{주1)}	20g/m ² 이상 ^{주2)}	20g/m ² 이상	20g/m ² 이상
	30~50mm 미만	30g/m ² 이상	25g/m ² 이상	25g/m ² 이상
두꺼운 식생기반재취부공법	50~100mm	70g/m ² 이상	60g/m ² 이상	50g/m ² 이상
	100mm 이상	100g/m ² 이상	90g/m ² 이상	80g/m ² 이상

주1) 식생기반재 두께는 종자취부층과 생육기반층을 합한 것을 말한다.
 단, 2층취부공법(생육기반층을 우선 조성하고, 그 위에 종자층을 분리하여 시공하는 공법)인 경우
 종자취부층의 두께에 맞게 파종량을 정한다.
 주2) 종자파종량은 위의 조건표를 따르되 발아율이 우수한 녹화식물 종자를 사용하고, 특정종이 전체를
 우점하지 않도록 종자배합설계를 적용하여야 한다.

(2) 비료량 : 녹화의 목표를 목본류와 초본류의 혼합 식생에 목표를 둔 경우, 목본류에 비해 초본류의 초기 생육이 빨라 목본류를 눌러 고사시킬 확률이 있으므로 비료는 초본류의 초기 성장을 억제하고 목본류의 성장에 효과가 있는 P, K비료 혹은 질소(N)분이 적은 완효성 비료를 1m²당 100g을 시비한다.

(3) 취부 재료 설정 : 두꺼운 식생기반재취부공법(두께 50mm 이상)과 얇은 식생기반재취부공법(두께 50mm 미만)에 사용할 재료는 종자, 비료를 포함하여 해설표 17.4를 참조하여 설정한다. 또한 철망을 2m²당 2개 정도 고정핀을 사용하여 비탈면에 고정한다.

해설표 17.4 취부 녹화 공법의 재료구성 예시

재 료	규 격	두꺼운 식생기 반재취부공법 (100m ² 당)	얇은 식생기반 재 취부공법 (100m ² 당)	적 용
종자	-	-	-	종자별 파종량에서 계산
객토	토사	-	6m ³	
유기질 기재	바크 퇴비	5,000 ℓ	(20kg)	얇은 식생기반재취부공법에서 부식 토를 입수할 수 없을 경우에 사용
	피트모스	5,000 ℓ	(20kg)	
비 료	PK 또는 완효성	10kg	10kg	
침식방지제	보통포트랜드시멘트	300kg	-	
침식방지제	고분자제, 수지	20kg	20kg	
pH 완충제	과인산 석회	6kg	-	시멘트를 침식방지용으로 적용한 경 우에 사용

제 17 장 비탈면 녹화

- (4) 시공 시기의 설정 : 식물 종자의 적정 발아 온도는 15℃ 전후로서 국내에서는 평균적으로 월평균 기온이 15℃ 이상이 되는 4월~10월 사이에 적용하는 것이 바람직하다. 목본류의 경우는 이 기간에 시공하면 발아는 가능하지만 여름 이후에 발아한 것은 월동이 불가능한 것이 많기 때문에 목본류를 포함하는 과중 시공은 발아 적기인 3월에서 6월말까지 시공해야 한다.

제 18 장 지표수 배수시설

18.1 적용범위

- (1) 이 장은 비탈면 붕괴의 직접적인 원인이 되는 물을 비탈면 외부로 신속히 배수시키기 위해 설치하는 지표수 배수시설에 대하여 적용한다.
- (2) 이 장에서 다루는 배수시설은 쌓기비탈면, 깎기비탈면에 공통적으로 적용할 수 있다.

[해설]

- (1) 일반적으로 비탈면에서의 많은 문제는 물이 직접적인 원인으로 작용하는 경우가 대부분이다. 지하수의 용수, 자연비탈면에서 흐르는 지표수, 강우시의 표면수에 의한 비탈면 표면이 침식되거나 유실되고, 심한 경우는 침투수에 의한 붕괴까지 유발하는 경우도 있다. 따라서, 비탈면의 장기적인 안정성을 확보하기 위해서 비탈면 표면으로 유입되는 지표수와 표면수를 신속하고 원활하게 배수처리하는 것은 비탈면의 설계에 있어서 매우 기본적이고 중요한 부분이다.

- (2) 이 장에서 다루는 배수시설은 쌓기비탈면과 깎기비탈면에 공통적으로 적용할 수 있는 배수시설들이며, 각각의 비탈면에 국한되어 사용하는 배수시설은 별도로 구분하여 설명한다.

18.2 지표수 배수시설의 종류

- (1) 지표수 배수시설은 비탈면 표면에 내린 우수와 비탈면 상부에서 유입되는 지표수를 효과적으로 배수시키기 위해 설치한다.
- (2) 지표수 배수시설의 종류는 다음과 같은 것이 있다.
- ① 비탈어깨배수구
 - ② 소단배수구
 - ③ 비탈끝배수구
 - ④ 종배수구
 - ⑤ 산마루배수구
 - ⑥ 도로의 측구 등

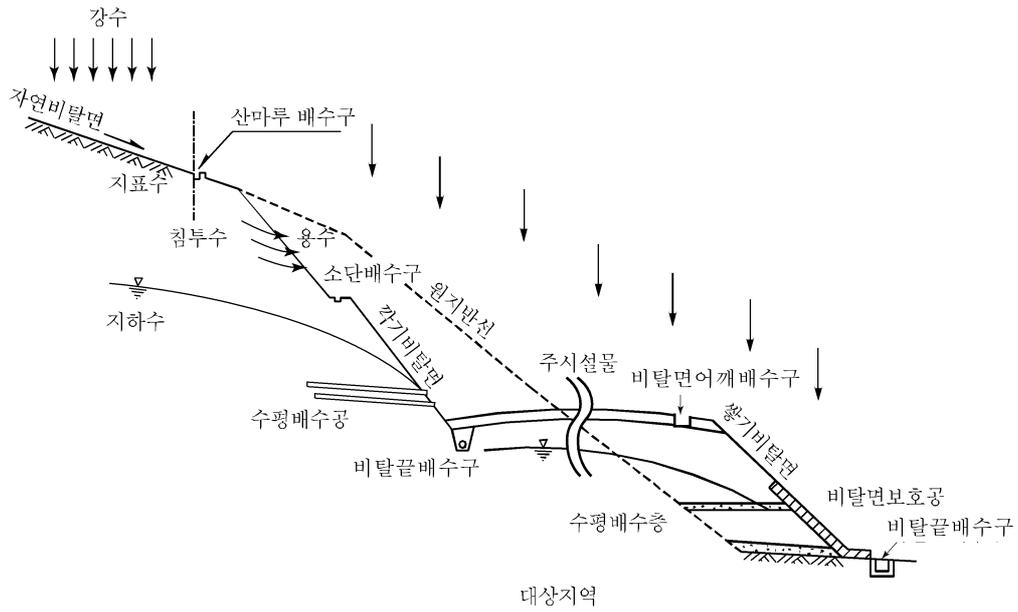
[해설]

(1) 비탈면에서 발생하는 주된 문제는 비탈면 표면을 따라 흐르는 표면수에 의해 흙이 침식, 세굴되고 침투수에 의해 비탈면을 구성하는 흙의 전단강도가 감소하거나 간극수압이 증가하여 발생한다. 비탈면 침투수의 작용은 지반조사만으로는 정확하게 파악하기 어렵고 시공 중에 지하수와 투수층 존재가 판명되는 경우도 있기 때문에 설계에서 수립한 배수계획은 시공단계에서 현장상황에 맞게 변경하여 유효한 배수시설을 설치해 나가는 것이 중요하다.

(2) 해설표 18.1은 비탈면 지표수 배수공의 종류와 그에 따른 기능을 나타내었다.

해설표 18.1 비탈면 지표수 배수시설의 종류와 기능

배수공의 종류	기능
비탈어깨배수구	쌓기비탈면에서 쌓기 표면에서 흐르는 물이 쌓기비탈면 표면으로 흐르는 것을 방지하는 역할을 한다.
소단배수구	비탈면 표면에서 흐르는 물을 비탈면 중간에서 모아 종배수관 또는 산마루측구로 배수시키는 역할을 한다.
비탈끝배수구	비탈면 표면에서 흐르는 물을 비탈면 끝에서 모아 부지로 유입되지 않게 하는 역할을 한다.
종배수구	산마루배수구, 소단배수구 또는 계곡부의 물을 신속하게 비탈면 하부로 유도하여 배수시키는 역할을 한다.
산마루배수구	깎기비탈면에서 자연비탈에서 유입되는 지표수가 깎기비탈면 표면으로 흐르는 것을 방지하는 역할을 한다.
도로 측구	도로의 측면에 설치하는 배수구로 도로에서 흐르는 물을 배수시키고, 비탈면에서 흘러내리는 물을 배수시키는 역할을 수행하기도 한다.



해설그림 18.1 비탈면 지표수 배수시설

해설그림 18.1에 비탈면 배수시설의 개요를 나타내었다.

18.3 설계일반사항

18.3.1 설계목표

- (1) 지표수 배수시설은 강우시 비탈면 표면 또는 비탈면이 포함되는 계곡부를 통해 유입되는 지표수를 신속하게 배수시킬 수 있도록 설계한다.
- (2) 지표수 배수시설은 계획된 유량을 안정적으로 배수시킬 수 있도록 단면의 크기 및 배수경사를 결정한다.

18.3.2 적용기준

- (1) 비탈면 지표수 배수시설은 비탈면의 지형조건, 지반조건, 지하수의 상태, 계곡부의 상태를 고려하여 지표수배수시설을 조합하여 설치한다.
- (2) 대규모 쌓기비탈면에는 10m높이마다, 대규모 깎기비탈면은 20m높이마다 기본적으로 소단배수구를 설치하며, 비탈면 지반조건 및 지반상태를 감안하여 소단배수구를 추가로 설치할 수 있다.
- (3) 쌓기비탈면의 상부에서 비탈면 표면으로 유입되는 지표수 유량이 많은 경우에는 비탈어깨배수구를 설치한다.
- (4) 깎기비탈면에서 상부 자연비탈면에서 유입되는 지표수 유량이 예상되는 경우에는 산마루배수구를 설치한다.
- (5) 소단배수구의 연장이 100m를 초과하는 경우에는 종배수구를 설치하여 소단배수구를 흐르는 물을 신속히 배수시킨다.
- (6) 부지가 계곡부를 가로지르는 경우는 쌓기토체 내부에 배수구를 설치하여 계곡에서 흐르는 물을 배수시킨다. 쌓기비탈면의 가운데 계곡부가 있는 경우는 계곡부를 흐르는 유량에 적합한 규격의 종배수구를 설치한다.
- (7) 배수시설은 배수용량을 만족시키는 범위내에서 장기적인 유지관리가 쉽고, 배수구 주변지반에 해로운 영향을 주지 않는 구조를 갖도록 단면을 설계한다. 기본적인 조건은 다음과 같다.
 - ① 비탈면에 설치하는 배수구의 최소경사는 0.3%이상 확보한다.
 - ② 기본적으로 소단배수구의 폭은 3m로 한다.

- ③ 급류가 발생하는 종배수구의 경사가 변화하는 곳에는 뚜껑을 설치한다.
- ④ 배수구의 연결부는 흐르는 물이 상호 간섭하지 않고 원활한 배수가 되는 구조를 갖도록 설계한다.

[해설]

- (1) 모래질의 재료로 시공한 쌓기부는 표층붕괴를 일으키기 쉽다. 표층 붕괴가 일어날 우려가 있는 지점에는 필요에 따라 배수층 등을 두어 배수를 하거나, 비탈끝에 돌쌓기, 또는 비탈끝단을 돌망태 등으로 바꾸어서 보강과 표면배수를 병용한 대책을 행하는 것이 바람직하다.

깎기비탈면의 배수시설을 계획할 때에는 깎기면과 접촉하는 자연비탈면에서도 표면수가 유입되지 않도록 산마루배수구 등을 설치하여 물의 흐름 방향을 바꾸거나, 물을 저장하여 비탈면 붕괴를 방지할 필요가 있다. 또한 대규모 깎기비탈면에서는 강우시에 비탈면을 흐르는 물이 하부에 상당히 많이 모이기 때문에, 표면수로 인한 침식을 막기 위하여 소단배수구를 설치하여 지표수를 배수시킬 필요가 있다.

- (2) 깎기비탈면에서 특히 주의해야 하는 것은 시공 중의 배수이다. 자연 지형의 경우에는 표면수의 흐름이 깎기로 인하여 변화하기 때문에 충분한 용량의 배수로를 계획해 두어야만 한다. 또한, 깎기비탈면의 경우 사전 조사를 수행하여 지하수면의 높이나 용수의 유무를 정확하게 알기 어렵기 때문에 시공 중에 깎기면을 지속적으로 관찰하여 필요한 배수시설을 추가할 수 있도록 해야 한다.

깎기 진행 과정에서 초기에는 지하수위가 높고, 다량의 용수가 있더라도 공사 진행과 더불어 급격하게 유량이 감소하는 경우가 있다. 반대로 굴착 시기가 종종 건조기여서 침투류는 존재하지 않지만, 강우시마다 심한 용수가 생기는 지층도 있다. 이와 같은 현상은 파쇄대, 단층 및 빗물로 인한 지하수 공급을 받기 쉬운 투수층 등을 포함한 지층에서 발생하는 경우가 많아 미리 배수 구멍을 설치하는 등, 용수로 인해 지반이 침식되지 않도록 대비할 필요가 있다. 깎기면의 용수나 강우시에 용수가 발생할 우려가 있는 지점에는 미리 수평배수공이나 배수를 고려한 비탈면 보호공 등으로 안정성을 확보한다.

- (3) 쌓기비탈면 표면 부근의 재료에 점착성이 있는 자갈 혼입토를 사용하여 충분히 다지

제 18 장 지표수 배수시설

고 침투수가 집중하지 않도록 한다면 비탈면 안정성을 높일 수가 있다.

도로 측구가 충분한 기능을 다하지 못하면 도로 노면 높이가 가장 낮은 지점에 노면수가 집중하여 비탈면으로 흘러가는 경우가 발생할 수 있으며, 이중에 표층 붕괴가 발생하기 쉽다. 또한, 깎기쌓기경계부에서 깎기부의 빗물을 배수시키기 위해 설치된 중배수관의 용량이 충분하지 못하여 월류하는 경우에 쌓기부에서 표층 붕괴가 일어나는 경우가 많다.

- (4) 한쪽깎기한쪽쌓기부에서 깎기측 자연 지반의 빗물이 비탈끝 측구로 배수되지 않은 채 그대로 노면을 횡단하여 흙쌓기부 비탈면을 흘러 세굴하는 경우가 있다. 이 경우 자연비탈면으로부터의 유출량을 적절하게 고려하여야 하며, 토사의 퇴적을 고려한 충분히 여유있는 단면의 비탈끝배수구를 사용하는 것이 중요하다.

18.4 지표수 배수시설의 설계

18.4.1 배수 계획

비탈면 배수 계획은 비탈면 주변의 지형을 감안하여 배수시킬 면적, 표면을 흐르는 유량을 산정하여 배수시설의 위치, 단면크기, 배수방향, 배수 경사 등의 계획을 수립한다.

18.4.2 설계를 위한 조사

- (1) 비탈면 배수시설을 계획·설계하기 위한 조사는 비탈면의 안정성을 해치는 지표수·지하수의 배수를 합리적·기능적·경제적으로 행함과 동시에, 시공시 및 유지 관리상 필요한 정보를 얻고자 할 때 실시한다.
- (2) 비탈면 배수설계를 위한 조사 항목은 다음과 같다.
- ① 기상조사
 - ② 주변지형조사
 - ③ 비탈면의 토질 및 지하수조사
 - ④ 기존 배수상태 및 체계 조사

[해설]

- (1) 기상조사는 배수시설을 계획하기 위한 가장 중요한 것으로서, 배수시설의 구조·규모 결정시에 기본이 되는 것이다. 기상조사에서는 필요에 따라 대상지역 부근의 강우량, 강설량, 기온 등에 관해 다년에 걸친 자료를 수집·정리하고 설계강우강도 등을 얻기 위한 기초 자료로 활용한다. 계획 지점과 가까운 장소에서 행해진 다른 공사들의 설계 자료가 있으면 필요에 따라 참고한다.
- (2) 일반적으로 배수의 대상이 되는 비탈면 등은 그 면적이 크지 않고, 물의 움직임이 지형·지표의 상황에 크게 영향을 받는 것이기 때문에 지형 및 지표면의 상황에 관해서는 지형도를 입수하는 것뿐만 아니라 현장 조사에 의해 보다 상세한 현장 상황을 조사하는 것이 중요하다.

제 18 장 지표수 배수시설

- (3) 배수설계를 위한 조사에서 처음 고려해야 할 점은 지표수가 어떤 경로로 흐르는가를 파악하는 것으로서, 이것은 배수시설을 계획하기 위해서는 중요한 일이다. 이 조사에서는 집수 구역, 집수 경로, 유출 계수, 혹은 지하 침투의 경로 등을 조사하지만 이들은 집수 구역 혹은 주변 지역 개발 등 인위적인 지형·지표를 바꿈으로 해서 생기는 변화이기 때문에 그 조사에는 충분히 주의해야 한다.
- (4) 조사에서는 비탈면 근방에 표면수가 국부적으로 집중하여 흐르는 곳, 또는 지하수로 부터의 용수나 침투수가 많은 곳에 관해서는 면밀히 조사한다.
- (5) 토질과 지하수 : 이 조사는 비탈면이 표면수에 의해 깎이거나 씻겨나가기 쉬운지 혹은 지하 침투수에 의해 붕괴할 위험이 없는지를 파악하는 것이 목적으로 예비조사, 현장 조사에 의해 그 개요를 살핀 후에 필요하다고 판단되는 경우에 실시한다. 조사 항목은 표층 토질, 투수층·불투수층의 위치, 지하수위, 지하수의 움직임 및 용수상황 등이다. 그러나 자연산지에 있어서는 사전조사에 의해 지하수상태를 파악하기에 어려움이 많으며 시공 단계에서 생각지도 못한 곳에서 용수가 생기는 경우가 있다. 따라서, 시공 중에 충분히 주의하면서 공사를 진행시키고 상황에 따라 대처하는 것이 필요하다.
- (6) 비탈면 주변 지역에 존재하는 기존 배수시설의 위치, 배수계통, 배수로단면, 시설상황, 관리자 등을 조사한다. 이 조사 결과는 기존 배수시설과의 관계를 고려한 적절한 배수시설의 배치·규모를 설정하고, 배수시설에 접속시키는 것에 관해 관리자와 협의할 때 이용한다.

18.4.3 비탈어깨 배수구와 산마루배수구

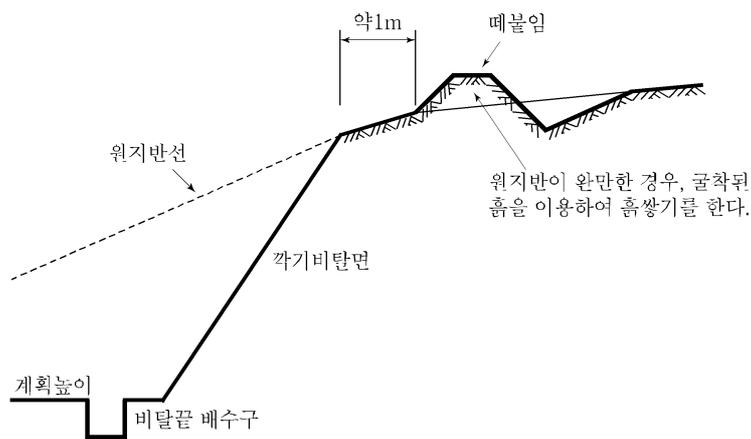
- (1) 쌓기비탈면의 비탈어깨배수구는 콘크리트 배수관(L형, U형, V형)을 사용하며, 지표수가 쉽게 유입되도록 한다.
- (2) 산마루배수구는 일반과기 배수구 및 콘크리트 배수관(L형, U형, V형)을 사용하며, 자연비탈면의 지표수가 쉽게 유입될 수 있도록 한다.

[해설]

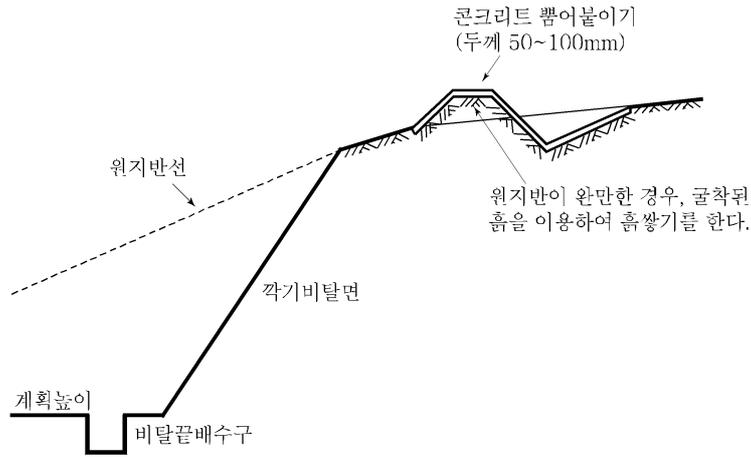
- (1) 비탈어깨배수구와 산마루배수구는 상부비탈면에 내린 우수와 용출수를 비탈면에 유입시키지 않도록 하기 위해 각각 쌓기비탈면의 비탈어깨와 깎기비탈면의 비탈어깨에 설치하는 것이다.
- (2) 비탈어깨배수구와 산마루배수구의 종류는 비탈면이 존재하는 지형, 유하량 및 토질 등을 검토하여 결정해야 한다.
- (3) 일반적으로 비탈어깨배수구와 산마루배수구는 유지관리가 어렵고 배수구에 토사가 퇴적되어도 청소하기 어려운 위치에 있는 경우가 많다. 그러나 토사가 퇴적되면 비탈면에 미치는 영향이 크기 때문에 배수구 단면은 크게 해 둘 필요가 있다. 또, 배수구의 끝부분은 지형을 잘 고려하여 비탈면의 안정에 영향이 없도록 설계하여야 한다.
- (4) 비탈어깨의 배수시설과 산마루배수구로서는 다음과 같은 종류를 사용한다.

① 일반과기 배수구

유출량이 적고 횡방향으로 이어진 자연비탈면과 다른 수로에 유출량을 용이하게 배수할 수 있는 경우나 원지반의 투수계수가 낮고 세굴 우려가 없는 경우에는 해설그림 18.2에 나타난 것과 같이 간단한 제방을 쌓고 잔디 등의 때붙임을 시공하는 것이 좋다.



해설그림 18.2 일반과기 배수로



해설그림 18.3 콘크리트 등에 의한 배수구

그러나 물이 침투하기 쉬운 토질에서 침투한 물이 비탈면 붕괴 원인이 될 우려가 있는 경우에는 해설그림 18.3과 같이 콘크리트 또는 시멘트 모르타르를 이용하거나 철근콘크리트 U형 등을 설치해야 한다. 단, 흙시멘트를 이용한 배수구는 풍화와 동해에 대한 내구성이 없고 단기간에 균열이 생겨 우수 등이 지하에 침투하거나 잡초 등에 의해 배수불량을 일으키기 쉽다. 따라서 흙시멘트 배수구는 일반적으로 임시배수구로 이용된다.

② 철근콘크리트 U형

배수구에 모인 수량이 많고 그 연장도 길어지는 경우는 해설그림 18.4와 같이 프리캐스트 철근 콘크리트 U형과 원심력 철근 콘크리트 반원관 등을 사용하는 것이 바람직하다. 집수면적, 지표면 상태에 따라 배수구의 크기가 결정되지만 300×300mm의 프리캐스트 철근콘크리트U형을 사용하는 경우가 많다. 산마루배수구는 통상 경사가 급하기 때문에 상당한 배수능력을 가지도록 설계하지만 만약 프리캐스트제품과 원지반이 충분히 소화하지 못하면 배수구를 흐르는 물의 속도가 증가되어 경사 변화점과 임의의 장애물에 닿아 튕겨나가 측면을 세굴하기도 한다. 따라서 배수구의 뒤채움 시공을 충분히 해야 하며 산측에는 침식방지책으로 하고 배수구 경사 변화점에는 뚜껑을 설치할 수 있다.



해설그림 18.4 프리캐스트제품에 의한 비탈어깨배수구

③ 현장타설 콘크리트 측구

비탈어깨배수구와 산마루배수구에서 떼붙임, 콘크리트뿔어붙이기, 프리캐스트 제품 등을 사용할 시 하자가 우려되는 경우 현장타설 콘크리트 배수구를 적용할 수 있다. 현장타설 콘크리트 배수구의 경우 시공시 콘크리트 타설의 어려움이 따르지만 유지관리나 기능면에서는 효과적일 수 있으므로 현장여건에 따라 적용할 수 있다.

18.4.4 종배수구

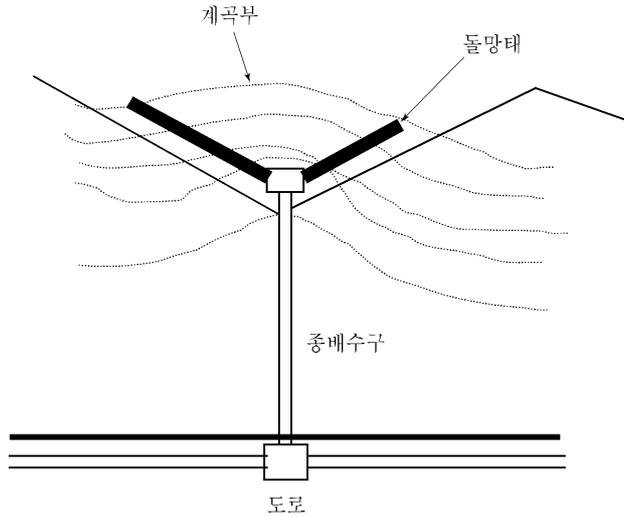
- (1) 종배수구는 쌓기비탈면의 비탈어깨배수구 또는 깎기비탈면의 산마루배수구와 소단 배수구에서 비탈면 하부 배수시설로 지표수를 배수시키기 위해 비탈면을 따라 설치하는 배수시설이다.
- (2) 종배수구는 현장타설 콘크리트, 철근콘크리트관, 돌쌓기 등을 사용한다.
- (3) 종배수구의 경사가 변화하는 곳에는 뚜껑을 설치한다.

[해설]

- (1) 종배수구는 시공성, 경제성, 유지관리 용이함 등이 뛰어난 철근콘크리트 U형을 가장 많이 사용하고 있다. 종배수구를 흐르는 물의 유속이 빨라 배수구 내의 약간의 장해물에 의해서도 물이 배수구 밖으로 튀어 나가 배수구의 측면을 세굴시켜 종배수구 측면 붕괴 원인이 되는 경우가 있으므로 이러한 경우는 뚜껑을 반드시 설치하여야 한다.
- (2) 해설그림 18.5에서처럼 비탈면의 오목한 부분을 횡단하여 흠끄기를 하는 경우가 있다. 이와 같은 곳에서는 집중호우에 의해 토석을 포함한 우수가 직접 도로에 흘러들어갈

제 18 장 지표수 배수시설

우려가 있으므로 집수구역내의 지형, 지질, 지표상태 등을 잘 조사하여 필요시에는 콘크리트, 돌쌓기, 돌망태 등의 벽체를 설치하여 계곡부에서 흘러들어오는 지표수의 유속을 감소시키고 종배수구로 유도하여 신속히 배수시킨다.



해설그림 18.5 비탈면 계곡부의 배수시설

① 현장타설 콘크리트

종배수구는 원칙적으로 현장타설 콘크리트로 설치한다. 종배수구의 주변은 콘크리트로 보호하고, 세굴이나 이물질 등의 유입에 의한 통수능 저하를 방지한다. 또한, 한랭지에서 동결위험이 있을 때는 불임 콘크리트 밑에 기초재료 등으로 시공한다. 단, 종배수구 연장이 짧을 때 세굴이나 통수 기능 저하의 염려가 적을 때는 잔디불임, 조약돌불임 등으로 보호한다.

또한 종배수구가 다른 수로와 합류하는 곳과 경사가 변화하는 곳 그리고, 흐름 방향이 급하게 변하는 곳에는 흠통을 설치하고 흠통에는 깊이 150mm 이상의 토사가 적치되는 곳을 설치하며 반드시 뚜껑을 설치한다. 그리고 경사가 1:1보다 급한 곳과 비탈꼬리에서 1~2m의 구간, 경사 변화점 등의 종배수구는 물이 튀어오를 우려가 있으므로 뚜껑을 부착한다.

소단에 설치하는 흠통의 경우는 토사청소가 곤란하기 때문에 소단에 흠통을 설치하지 않는 경우도 있다. 이와 같은 경우에는 흠통이 없기 때문에 유속도 빠르고 월류도 심하므로 하류측 배수구의 상부 뚜껑은 견고하게 해 두어야 한다.

② 철근콘크리트 관 등

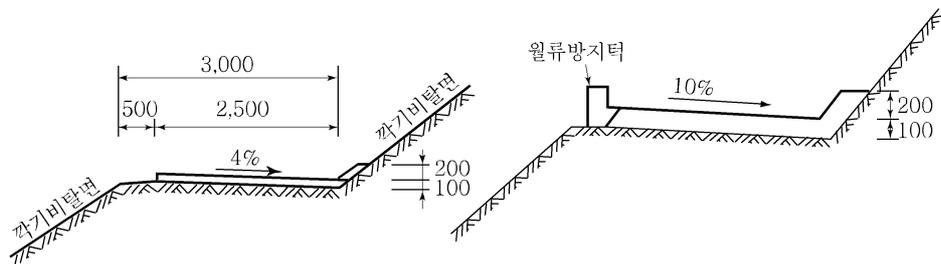
비탈면 경사가 급하고 연장이 길다는 이유로 유량·유속과 도수가 커지는 경우에는 중배수구로 철근콘크리트관 등을 사용하는 경우도 있다. 이와 같은 암거 구조는 U형 구 등의 개거 구조에 비해 유지관리가 용이하지 않기 때문에 적당한 간격으로 홈통을 설치해야 한다. 그리고 다른 수로와의 합류점, 경사 변화점, 흐름방향 변화점에도 홈통을 설치할 필요가 있다.

18.4.5 소단배수구

- (1) 소단배수구는 비탈면에 흐르는 빗물이나 용출수에 의한 비탈면의 침식을 방지하기 위해 설치한다.
- (2) 비탈면 규모가 작아 비탈면 침식의 위험성이 작다고 판단될 때는 설치하지 않을 수 있다.

[해설]

(1) 소단배수의 경우는 여러 가지 형태가 있지만 해설그림 18.6과 같이 약 4%~10%의 횡단방향 역경사를 두어 아래쪽 비탈면 표면으로 물이 넘치지 않도록 한다. 횡단경사는 소단배수구 상부의 비탈면 높이가 10m 이상이고 소단배수구의 연장이 긴 경우에 최대 10%까지 설정하며, 소단배수구 상부의 비탈면 높이가 높지 않고 연장이 짧은 경우에는 최소 4%의 소단경사를 둔다. 때로는 소단 바깥쪽 가장자리에 콘크리트 월류방지턱을 설치하여 소단배수구를 흐르는 물이 넘치지 않도록 하는 것이 필요하다. 특히, 표면유실이 예상되거나 침식에 약한 토질조건인 비탈면에는 소단부에 토사가 쌓여 배수로 역할을 상실하기 쉬우므로 월류방지턱의 설치가 필요하다.



해설그림 18.6 깎기비탈면의 소단배수구 단면 (배수경사 4% 또는 10%)

18.4.6 비탈끝 배수시설

- (1) 쌓기비탈면에는 비탈끝배수구를 설치하여 비탈면에서 흘러나가는 물이 인근지역으로 흐르지 않도록 한다. 자연배수가 되는 경우는 설치하지 않을 수 있다.
- (2) 깎기비탈면의 비탈끝배수구는 별도로 설치하지 않는다. 다만, 비탈면 용출수가 많은 장소 및 콘크리트 뿔어붙이기를 시공한 특수조건외 비탈면과 소단배수시설이 없는 대규모 비탈면은 비탈끝배수구를 검토한다.
- (3) 비탈끝배수구와 중배수구가 만나는 지점에는 집수시설을 설치한다.

[해설]

- (1) 깎기부에서의 비탈끝 배수는 원칙적으로 길어깨 배수시설을 설치하지 않지만 비탈면 용출수가 많은 장소 및 콘크리트 뿔어붙이기 등을 시공한 특수한 비탈면으로 소단배수를 설치하지 않는 대규모 비탈면 등에서는 비탈끝 배수구 설치를 검토할 필요가 있다.

제 19 장 지하수 배수시설

19.1 적용범위

- (1) 이 장은 비탈면 붕괴의 원인이 되는 지하수를 비탈면 외부로 신속히 배수시키기 위해 설치하는 지하수 배수시설에 대하여 적용한다.
- (2) 이 장에서 다루는 배수시설은 쌓기비탈면, 깎기비탈면에 공통적으로 적용할 수 있다.

19.2 지하수 배수시설의 종류

- (1) 지하수 배수시설은 쌓기토체 내부로 유입되는 지하수, 깎기비탈면 내부의 지하수를 신속히 배수시켜 비탈면의 안정성을 높이도록 설치한다.
- (2) 지하수 배수시설의 종류는 다음과 같은 것들이 있다.
 - ① 지하배수구 (암거)
 - ② 수평배수층
 - ③ 돌망태배수공
 - ④ 수평배수공
 - ⑤ 수직배수공 (집수우물)
 - ⑥ 배수터널

[해설]

- (1) 해설표 19.1은 비탈면 지하수 배수시설의 종류와 그에 따른 기능을 나타내었다.

제 19 장 지하수 배수시설

해설표 19.1 비탈면 지하수 배수시설의 종류와 기능

배수공의 종류	기 능
지하배수구(암거)	비탈면내부 또는 하부에 설치하여 비탈면내부로 흐르는 지하수 및 침투수를 배수시킨다. 지하배수구는 암거라도도 하며 유공관과 배수성골재를 부직포로 싸서 만든다.
수평배수층	쌓기토체 내부 및 원지반과 쌓기의 경계부에 설치하며, 쌓기토체 내부의 지하수 또는 원지반과 쌓기 경계부로 흐르는 지하수의 유로를 인공적으로 형성하여 지하수 및 침투수를 배제시킨다. 배수성 모래 및 자갈을 부직포로 싸서 만든다.
돌망태배수공	깎기비탈면에서 용수가 발생하는 구간 또는 쌓기비탈면의 비탈끝에 설치하며, 토사의 유출 및 비탈끝의 파괴를 방지한다. 수평배수층과 같이 사용할 수 있다.
수평배구공	깎기 비탈면에서 용수가 발생하는 구간 또는 기대기옹벽, 뿔어붙이기 등의 공법을 적용할 때 지하수 배수를 신속히 하기 위하여 설치하며, 용수를 비탈면 밖으로 신속히 배수시키는 역할을 한다. 비탈면에 천공한 후에 유공관 및 배수용토목섬유를 삽입하여 만든다.
수직배수공 (집수우물)	지하수위가 높은 비탈면 또는 대규모 파괴시 지하수위를 신속히 저하시키기 위하여 비탈면 상부 또는 중간에 설치하며, 우물내부에는 수평배수공을 방사방향으로 설치하여 지하수위 모은다.
배수터널	수직배수공과 비슷하나 수직이 아니라 수평방향으로 터널을 굴착하고 터널내부에 수평배수공을 설치하여 지하수를 모은다.

19.3 설계일반사항

19.3.1 설계목표

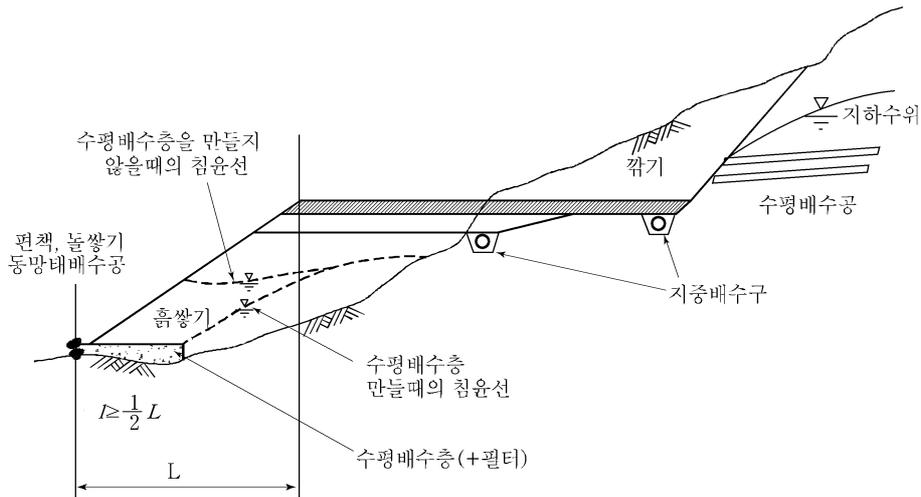
- (1) 지하수 배수시설은 비탈면 내부의 지하수를 신속히 배수시켜 지하수위를 저하시킴으로서 비탈면의 안정성을 높이도록 설계한다.
- (2) 지하수 배수시설은 대상지반의 지반조건, 지하수위, 투수계수 등을 고려하여 지하수위를 안정적으로 배수시킬 수 있도록 배수시설의 위치, 수량, 규격 등을 결정한다.

19.3.2 적용기준

- (1) 비탈면 지하수 배수시설은 비탈면에서 예상되는 지하수위 및 용수, 안정성에 유해한 정도 등을 감안하여 경제적인 공법을 선정하여 설치한다.
- (2) 쌓기토체가 침수될 우려가 있는 경우는 쌓기토체 내부 또는 하부에 수평배수층을 설치하고, 비탈끝에는 돌망태배수공을 설치하여 침식되지 않도록 한다.
- (3) 깎기쌓기경계부에는 쌓기토체 내부에 지하배수구를 설치하여 깎기면으로부터 유입되는 지하수를 배수시킬 수 있도록 한다.
- (4) 한쪽깎기·한쪽쌓기경계부에는 쌓기토체 내부에 지하배수구를 설치하여 깎기면으로부터 유입되는 지하수를 배수시킬 수 있도록 한다.
- (5) 한쪽깎기·한쪽쌓기의 쌓기토체 하부에는 수평배수층을 설치하여 침윤선이 비탈면 밖으로 노출되지 않도록 한다.
- (6) 깎기비탈면에서 다음과 같은 경우에 지하수위와 수량을 고려한 수평배수공 설치를 검토한다.
 - ① 모래 자갈질로서 지하수위가 높고 표면용수가 예상되는 경우
 - ② 투수층과 불투수층의 경계로 지하수위가 높고 표면용수가 예상되는 경우
 - ③ 암반비탈면에서 지하수위가 높고 표면용수가 예상되는 경우
- (7) 지하배수시설에서 흘러나오는 지하수는 지표수 배수시설 또는 자연배수로로 연결되도록 한다.

[해설]

- (1) 비탈면의 용출수는 비탈면을 침식할 우려가 있거나, 경우에 따라 용출수가 유출되는 지층을 따라 활동면이 형성되어 비탈면이 붕괴되는 경우도 있으므로 주의해야 한다. 일반적으로 깎기부와 쌓기부의 경계는 지하수위가 높고 지표면에서 침투수가 모이기 때문에 용출수 양이 많다. 특히, 붕적토지역은 높은 깎기를 실시할 경우, 호우시 침투수에 의해 비탈면의 붕괴가 발생하는 경우가 많으므로 특히 주의해야 한다.
- (2) 비탈면에서 용출수 유무, 양을 평가하기 위해 깎기에 있어서 지하수위 위치와 침투층이 깎기비탈면에 나올 가능성 유무와 그 경사를 조사한다. 그러나 사전조사에 의해서만 지하수 상태를 완전히 파악하기는 어려우며 또한, 깎기를 진행하면서 예기치 못한 곳에서 용출수가 발생할 수 있으므로 시공 중에 충분히 주의하여 공사를 진행하여야 한다. 비탈면의 용출수는 지하수와 지중에 침투한 우수가 원인이고 쌓기비탈면의 용출수는 노면과 원지반에서 흠쌓기부에 침투한 물이 원인이 된다.
- (3) 비탈면에서의 용출수를 배수시키는 시설에는 해설그림 19.1에 나타난 것과 같이 편책, 돌쌓기, 돌망태배수공, 지중배수구, 수평배수층, 수평배수공 등이 있다.



해설그림 19.1 비탈면에서 용출수 배수시설(예)

19.4 지하수 배수시설의 설계

19.4.1 배수계획

- (1) 지하수 배수시설의 계획은 지하수위 및 용수량 등을 감안하여 배수유량을 산정하고 배수시설의 설치위치, 설치범위, 지표수 배수시설과의 연계방안 등의 계획을 수립한다.
- (2) 지하수 배수시설의 설계는 지반내의 지하수 분포와 지층별 투수특성을 고려한 해석을 수행하여 배수용량을 산정하고 적정 배수공법과 규격을 결정한다.

[해설]

- (1) 지하수 배수시설의 설계는 지층내부의 투수층을 흐르는 지하수를 지표면으로 신속히 유도 배수하여 비탈면의 함수비나 간극수압을 저하시키고 비탈면을 안정시키는 것이 목적이다. 지하수 배수시설의 설계는 배수용량을 산정하고 이를 효과적으로 배수시키기 위한 공법의 선정과 규격을 선정하는 과정이다. 배수용량의 산정은 지하수 분포상태와 지층별 투수계수를 이용한 유한요소해석을 수행하며 단위시간당 단위면적을 흐르는 유량을 산정한다.
- (2) 산사태 방지 공사에서 지하수 배수시설은 주요한 공법으로서, 배수 대상이 되는 지하수의 깊고 얇음에 의해 얇은 층 지하수 배수시설과 깊은 층 지하수 배수시설로 구분된다. 얇은 층 지하수 배수시설은 돌망태 등과 같은 암거(暗渠)공법, 수평배수공법이 주요 공법 종류며, 심층 지하수 배수시설은 수평배수공법, 수직배수공법, 터널 배수공법 등이다. 암반비탈면 붕괴에서는 지하수 배수시설이 단독으로 시공되는 경우가 매우 적으며, 다른 시설과 동시에 시공되는 경우가 많다. 주로 지표수 침투가 많고 연약한 곳 혹은 용수가 많은 곳에서 암거공법이 지표수 배수시설과 병용되거나 지하수위가 높은 곳은 수평배수공이 사용된다.

19.4.2 설계를 위한 조사

- (1) 지하수 배수시설을 계획·설계하기 위한 조사는 지표수 배수시설의 조사항목과 동일한 방법으로 조사를 실시한다.
- (2) 중요도가 있는 비탈면에서는 지하수위 관측을 위한 관정설치 및 투수시험 등을 통한 지하수 배수설계를 위한 조사를 실시한다.

[해설]

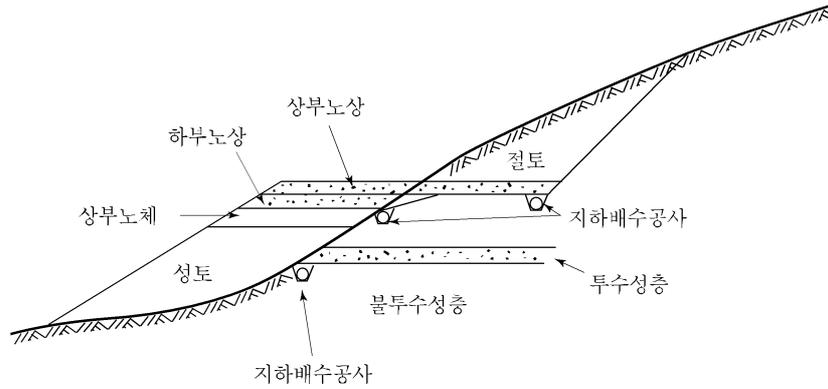
- (1) 지하수 배수시설의 계획 및 설계를 위해 지표수 조사항목과 동일한 방법으로 조사를 실시하나 필요한 경우, 현장에서 투수시험을 실시한다.
- (2) 지하수 배수시설이 필요한 비탈면으로는 비탈면에 중요구조물이 인접하여 지하수 용수가 심한 비탈면, 지반의 특성상 투수계수가 매우 작아 지하수 배수시설이 수반이 되어야 하는 비탈면, 비탈면내에서 용수가 심하게 발생하는 비탈면 등이 있다.

19.4.3 지하배수구

- (1) 지하배수구는 지표로부터 비교적 얇은 부분에 분포하는 지하수 및 침투수를 배수시키기 위해 설치하며, 배수용 토목섬유, 유공관, 배수성 채움재료를 이용하여 주변지반의 지하수가 신속히 유입되는 구조를 갖도록 설계한다.
- (2) 지하배수구는 비탈면 표면, 쌓기와 깎기의 경계부, 옹벽의 배면, 구조물 하부 등에 적용할 수 있으며, 지하배수구의 유출구는 지표수배수시설 및 집수관 등에 연결시킨다.
- (3) 집수량이 많고 지하배수구의 연장이 긴 경우에는 집수시킨 지하수가 재침투하거나 구멍을 막는 일이 일어나므로 20~30m 마다 가능한 한 집수구 등을 설치하여 지표의 수로공으로 유도하도록 설계한다.

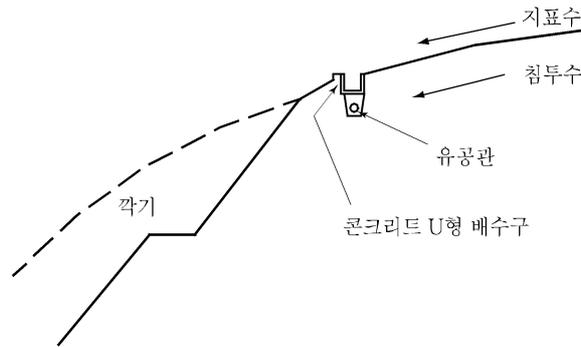
[해설]

- (1) 지표면 부근의 침투수를 모아 배수시키기 위해 지하배수구를 설치한다. 지하배수구의 역할은 조립재료의 투수성을 이용하여 지중 물을 배수시키는 것이기 때문에 재료는 투수성이 좋고 잘 막히지 않는 것을 선정해야 한다.
- (2) 깎기쌓기경계부 또는 한쪽깎기한쪽쌓기 경계부에는 지하수가 쌓기토체와 원지반과의 경계를 흐르는 경우가 많기 때문에 원칙적으로 경계구간 쌓기부 또는 깎기비탈면 하부에 지하배수구를 설치한다. 또한 원지반이 투수층과 불투수층으로 구성되어 있는 경우에는 해설그림 19.2와 같이 투수층의 저면에도 지하배수구를 설치할 필요가 있다.



해설그림 19.2 한쪽깎기한쪽쌓기부의 지하배수구 예

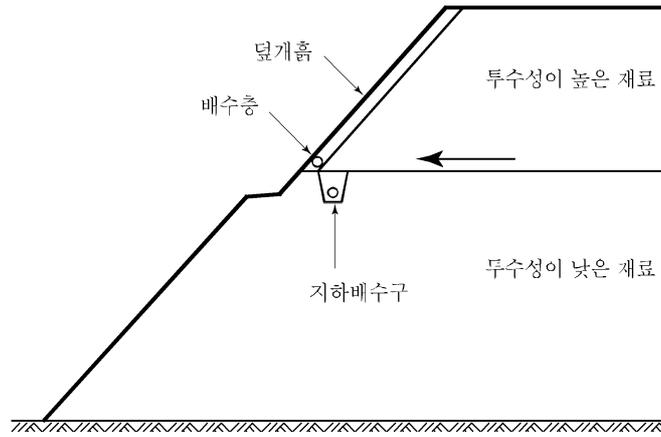
- (3) 비탈면의 용출수 발생을 억제하기 위해 해설그림 19.3과 같이 비탈면 상부에서 유입되는 지표수 및 침투수를 비탈어깨에서 처리하는 경우도 있다. 이때는 표면수와 침투수 처리 시설을 따로 설치, 처리하는 것이 경제적이다.



해설그림 19.3 비탈어깨의 지하배수구

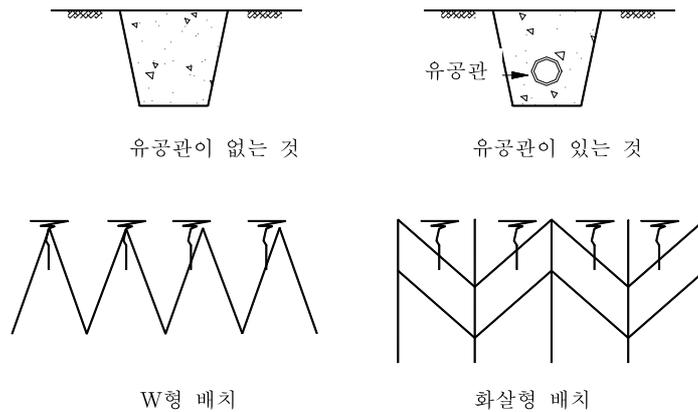
- (4) 우수가 침투하기 쉽고 우수에 의해 강도저하가 큰 토질이나 높은 함수비의 점성토부에 높은 흠쌓기를 해야 할 때는 흠쌓기비탈면내에 배수층을 만들어 비탈면의 안정을 도모한다. 해설그림 19.4와 같이 불투수성 재료의 흠구조물 위에 투수성 재료를 쌓을 때는 쌓기표면에서 침투한 물이 하부의 불투수성 흠을 연약하게 하여 비탈면의 붕괴를 일으키는 수가 있으므로 불투수층 위에 미리 지하배수구를 설치한다.

제 19 장 지하수 배수시설



해설그림 19.4 쌓기재료가 서로 다른 경우의 배수시설 사례

- (5) 깎기비탈면에서 용출수 상황에 따라 지하배수구를 해설그림 19.5에 나타낸 것과 같이 화살형과 W형 등으로 배치하는 동시에, 용출수에 의한 비탈면 붕괴에 대처하기 위해 각종 필터매트와 비탈거푸집공 등을 병용하는 경우가 있다. 또, 용출수량이 많은 곳에서는 유공관을 넣은 지하배수구를 시공하는 편이 좋다.



해설그림 19.5 지하배수구의 배치

19.4.4 수평배수층

- (1) 수평배수층은 쌓기토체, 뒷채움 내부의 지하수위를 저하시키며, 배수용토목섬유, 배수성채움재료, 유공관 등을 이용하여 주변지반의 지하수가 신속히 유입되고 배수층 내부에서는 막힘없이 흐르는 구조를 갖도록 설계한다.
- (2) 수평배수층은 쌓기토체 하부 또는 옹벽의 뒷채움, 보강토 옹벽의 뒷채움 내부 등에 적용할 수 있으며, 수평배수층의 유출구는 지표수배수시설, 지중배수구 및 집수관 등에 연결시켜 배수시킨다.

[해설]

- (1) 쌓기비탈면의 붕괴를 방지하기 위하여 쌓기의 일정 두께마다 모래 배수층을 사용한다. 특히, 함수비가 높은 흙으로 높은 쌓기를 시공하면 쌓기 내부의 간극 수압이 상승하고, 비탈면의 돌출이나 붕괴가 발생하는 경우가 있으므로 모래 배수층을 사용하여 간극 수압을 저하시켜 쌓기의 안정성을 향상시킨다.
- (2) 수평배수층의 재료는 모래 또는 자갈 배수층을 사용하며, 배수층의 두께는 침투 유량의 대소에 따라서 다르지만, 일반적으로는 200~300mm 정도로 한다. 특히 침투수가 많을 때에는 배수층 안에 유공관을 매설하는 것도 효과적이다. 최근에는 높은 배수 기능을 가진 토목섬유를 사용하기도 한다.
- (3) 일반적인 수평배수층의 설치길이는 소단부에 설치하는 경우는 소단높이의 1/2이상을 표준으로 하며, 쌓기토체의 하부에 설치하는 경우는 해설그림 19.1과 같이 비탈끝에서 비탈어깨까지 거리의 1/2이상으로 한다. 종단방향으로는 현장 조건에 따라 연속 또는 단속적으로 설치한다. 수평배수층은 4~5%의 배수구배가 있도록 설치한다.

19.4.5 돌망태 배수공

돌망태 배수공은 침투압 또는 강우로 인한 표면유실을 방지하기 위한 목적으로 쌓기비탈면의 비탈끝 또는 깎기비탈면에서 용수구간에 설치한다.

[해설]

- (1) 돌망태배수공은 용출수가 많은 비탈면에서 지하배수구와 병용하고 비탈끝에 나란히

제 19 장 지하수 배수시설

갈아 배수와 비탈면의 붕괴방지에 병용한다. 또, 소규모 비탈면에서는 지하배수구 대신으로 사용할 수 있다.

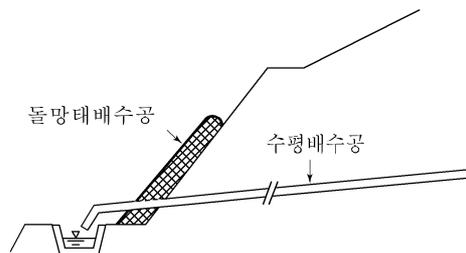
- (2) 돌망태에는 원형, 선형 등 여러 가지 형상이 있으며, 두께, 길이, 눈금 간격 등에도 어느 정도 자유롭다. 돌망태가 사용되는 장소, 채취된 돌의 크기 등을 고려하여 그 형상을 결정하면 좋다.

19.4.6 수평배수공

- (1) 수평배수공은 지하배수구 등에 의한 지하수위 저하를 기대할 수 없는 경우나 비교적 깊은 지반내의 지하수를 배제하는 경우에 적용한다.
- (2) 수평배수공은 안정해석에서 고려한 지하수위보다 수위를 낮출 수 있도록 충분한 길이와 수량을 설치하며, 사용하는 재료와 구조는 내부식성이 있거나 부식이 발생하지 않고 막힘이 없는 구조를 사용한다.

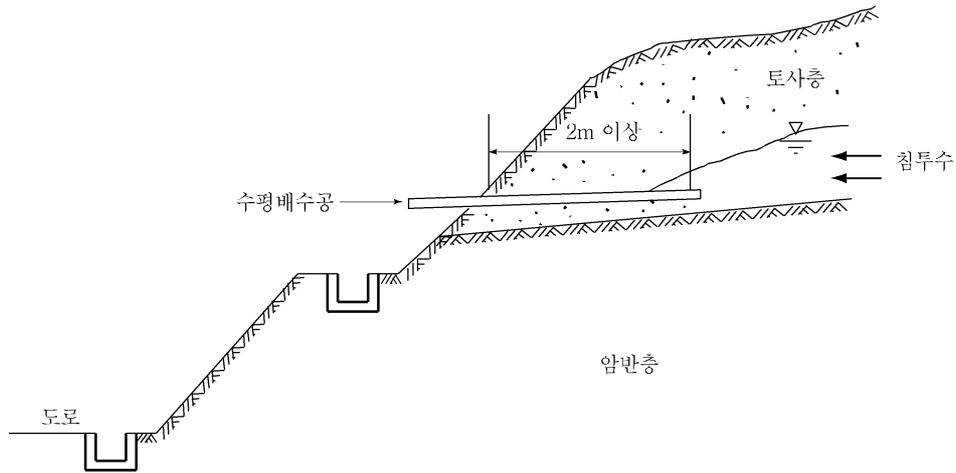
[해설]

- (1) 지표면으로부터 비교적 얇은 지하수를 배수시키는 경우는 수평에서 약 5~10°의 상향 각도로 길이 0.5~1.0m의 수평시추를 실시하여 배수시킨다. 비교적 깊은 지반내의 지하수를 배수시키는 경우는 예상되는 활동면을 가로질러 약 5m정도 더 깊게 설치한다.
- (2) 수평배수공의 직경은 50~75mm를 사용하며 배수성도목섬유를 감싼 유공관 등을 사용한다. 지표면은 배수공에서 흐르는 물에 의해 주변이 세굴될 우려가 있기 때문에 표면에는 돌망태나 콘크리트벽 등으로 보호하거나 또는 해설그림 19.6과 같이 배수공을 지표수배수시설까지 연장하여 유도배수시킨다.



해설그림 19.6 수평배수공 표면보호

- (3) 해설그림 19.7은 깎기비탈면에서 투수계수가 상이한 지층의 경계부에 설치하는 수평 배수공 설치 예를 보여준다.



해설그림 19.7 수평배수공

- (4) 수평배수공의 설치로 인한 지하수위 저감효과는 지하수 관측정 등을 설치하여 확인할 수 있다. 일반적으로 1~3m 정도 지하수위가 저하되는 것으로 알려져 있다.

19.4.7 수직배수공(집수우물)

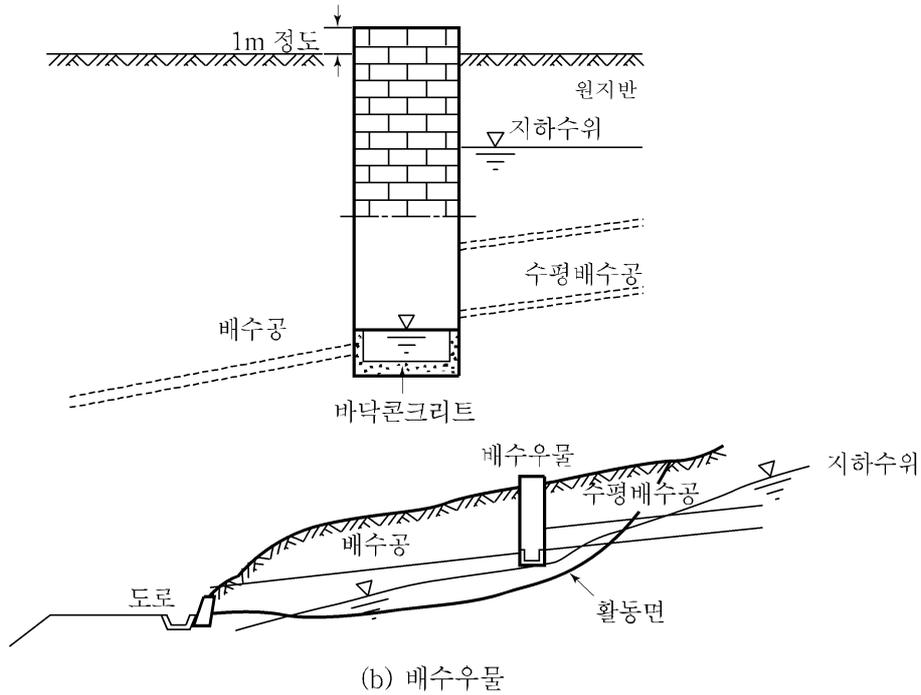
- (1) 수직배수공은 수평배수공과 함께 지하수위가 높은 구간에 설치하여 신속하게 지하수위를 저하시키기 위해 설치한다.
- (2) 수직배수공은 지하수조사와 대수층 위치, 투수계수 등을 파악하고 이에 기초하여 수직배수공과 수평배수공의 배치계획을 수립한다.
- (3) 수직배수공은 내부점검과 유지관리를 위한 시설 및 안전시설을 설치한다.

[해설]

- (1) 수직배수공은 수평배수공만으로는 수평시추길이가 너무 길어져 배수효율이 떨어지는 경우나 또는 파괴면 상부에서 유입되는 지하수를 집중적으로 집수하여 배수시키고자 할 때 사용한다.
- (2) 수직배수공의 설치심도는 예상되는 파괴면보다 얇게 설치하며, 바닥에는 콘크리트를

제 19 장 지하수 배수시설

타설하여 지하수를 모을 수 있도록 한다. 배수구로 유입된 지하수는 배수구 또는 배수터널 등으로 자연 배수시킨다.



해설그림 19.8 수직배수구의 설치예

- (3) 집수를 위한 수평배수공은 예상과피면을 횡단하여 5~10m 이상 깊게 수직배수공의 중앙으로부터 방사상으로 설치하여 가장 효율적으로 많은 범위의 지하수위를 모을 수 있는 구조로 한다.
- (4) 수직배수공은 년 1회 정도 점검 및 청소 등의 유지관리를 필요로 한다. 따라서 수직 배수공 내부에는 유지관리를 위한 승강계단 또는 사다리 그리고 안전시설을 설치하고 사용하지 않을 경우에는 잠금장치를 이용하여 폐쇄하도록 한다.

제 20 장 낙석방지망

20.1 적용범위

이 장은 비탈면에서의 낙석을 방지하기 위한 낙석방지망의 설계에 적용한다.

[해설]

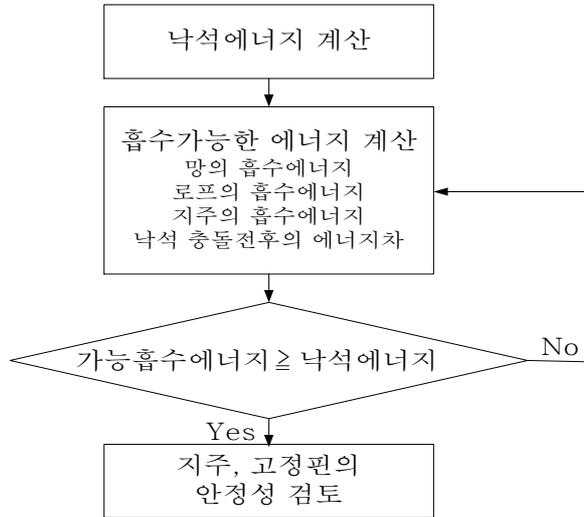
- (1) 낙석방지망은 강철망, 와이어로프 등의 경량부재를 사용하여 낙석 발생의 위험이 있는 비탈면 전면을 덮어 낙석에 대처하는 것으로 지금까지 시공되어 있는 주요 타입은 비포켓식 낙석방지망과 포켓식 낙석방지망이 있다. 비포켓식 낙석방지망은 지반과의 결합력이 약하게 되었을 때, 또는 떨어져나간 암석을 망과 지반의 마찰 및 망의 장력에 의해 구속하는 것으로 예방공의 기능을 많이 가진 것이다. 포켓식 낙석방지망은 매달음 로프, 망, 와이어로프로 되어 있으며 상부에 낙석의 입구를 설치하고 낙석이 망에 충돌함으로써 낙석이 가진 에너지를 흡수하는 기능을 가진 낙석방지망이다.
- (2) 낙석방지망의 종류, 형태 및 이에 따른 해석방법도 매우 다양하다. 이 설계기준에서 이러한 다양한 내용을 모두 포함하지 않는다. 세부적인 설계기법에 관한 사항은 낙석방지망과 관련된 전문서적을 참고하고, 타 기관에서 발간된 모든 지침, 시방서를 준용하여 사용할 수 있다.

20.2 설계일반사항

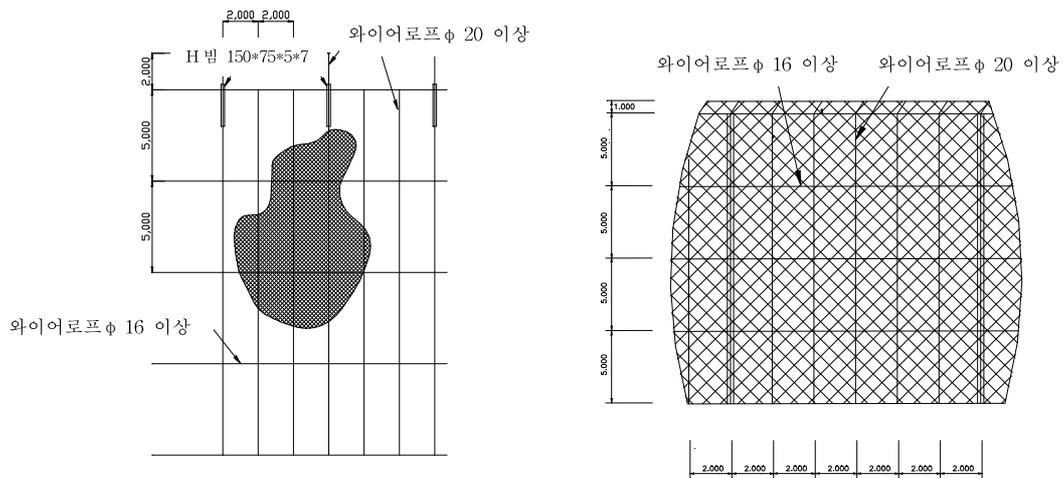
- (1) 낙석방지망은 철망, 와이어로프, 지주, 고정핀 등이 일체가 되어 낙석의 에너지를 흡수하는 것으로 비교적 소규모의 낙석을 방지하는데 효과적이며 비탈면의 상황에 따라 종류와 규격을 결정해야 한다.
- (2) 낙석방지망은 낙석에너지와 낙석방지망의 흡수가능에너지를 계산하고 이 두 에너지를 비교하여 낙석방지망의 흡수가능에너지가 낙석에너지보다 크도록 설계한다.

[해설]

- (1) 낙석방지망은 망을 구성하는 각 구조(철망, 와이어로프, 지주, 기둥 로프)의 성능이 가능 한도까지 동시에 발휘하도록 함으로써 흡수가능에너지를 추정할 수 있다. 그러나 각 구조의 성능차이, 시공성, 유지관리 등을 감안하면 철망 이외의 모든 구조(재료)가 철망보다 먼저 파괴되지 않도록 해야 한다. 또, 낙석에너지가 망의 흡수가능에너지보다 클 경우에는 낙석방지울타리, 낙석방지옹벽 등과 함께 사용하여야 한다. 또한 낙석방지망의 기능을 발휘하는 데 중요한 와이어로프의 지주는 와이어로프의 성능이 충분히 발휘될 때까지 강도 부족이나 이동 등이 일어나지 않도록 설계해야 한다.
- (2) 낙석방지망의 설계는 다음과 같은 순서에 의해 진행되며 이를 도식화하여 해설그림 20.1에 나타내었다.
 - ① 낙석의 중량과 속도 등을 추정하여 낙석 에너지를 결정한다.
 - ② 포켓식 낙석방지망의 흡수가능에너지를 계산한다.
 - ③ 흡수가능에너지가 낙석 에너지보다 크면, 로프의 하중에 견디도록 지주의 안정성을 검토한다.



해설그림 20.1 낙석방지망 설계순서



해설그림 20.2 낙석방지망의 구조

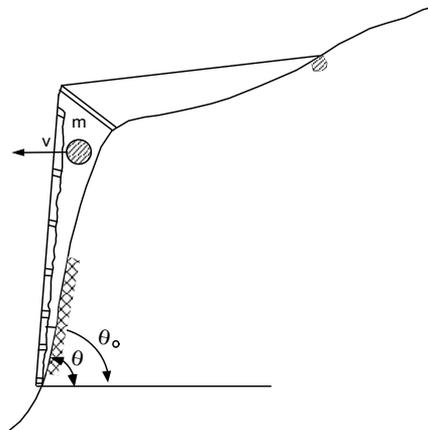
20.3 낙석방지망의 설계

20.3.1 낙석에너지의 계산

- (1) 낙석에너지는 낙석의 크기와 낙하높이, 그리고 비탈면의 경사 및 표면 상태를 고려하여 산정한다.
- (2) 계산방법은 간편식을 이용하거나 또는 낙석시뮬레이션 프로그램을 이용하여 계산할 수 있다.

[해설]

- (1) 낙석이 낙석방지망에 해설그림 20.3과 같이 충돌한다고 가정할 때 작용하는 낙석의 에너지(E_w)는 해설식 (20.1)을 이용하여 추정할 수 있다.



해설그림 20.3 낙석의 충돌방향

$$E_w = \left(1 - \frac{\mu}{\tan\theta}\right) \cdot m \cdot g \cdot H \sin^2\theta_0 \quad \text{해설식 (20.1)}$$

- 여기서, E_w : 낙석에너지
- θ : 비탈면 경사각
- m : 낙석의 중량
- H : 낙석예상높이
- θ_0 : 낙석방지망의 경사

g : 중력 가속도
 μ : 등가 마찰 계수

위 식을 이용하여 일반적인 암반비탈면의 경사도인 1:0.5와 낙석의 질량 0.3~3.0톤을 대입하여 계산한 낙석의 예상 높이별 낙석에너지는 해설표 20.1과 같다.

해설표 20.1 낙석방지망에 작용하는 낙석 에너지(단위 : kJ)

낙석중량(kN)	낙석예상높이		
	10m	20m	30m
3	22.74	45.49	68.24
4	31.44	62.88	94.32
5	37.91	75.82	113.73
10	75.81	151.64	227.46
15	113.73	227.46	341.19
20	151.63	303.28	454.92
25	189.55	379.10	568.65
30	227.46	454.92	682.37

20.3.2 낙석방지망의 흡수가능에너지 계산

- (1) 낙석방지망의 흡수가능에너지는 망을 구성하는 각각의 부재의 최소 흡수에너지의 합으로 계산한다.
- (2) 정확한 흡수가능에너지는 실물 시험을 통하여 낙석의 통과여부 또는 낙석방지망의 파괴여부로부터 흡수가능에너지를 산정할 수 있다.

[해설]

- (1) 낙석방지망은 철망과 와이어로프, 지주, 핀으로 이루어진 복잡한 구조로서 현재 단계에서 이들 시스템의 경계조건을 모두 고려하여 흡수가능에너지를 산정하는 것은 매우 어렵다. 현장의 경계조건과 유사하게 만든 상태에서 실물 시험을 실시하여 흡수가능에너지를 산정하는 방법이 가장 정확하지만 현재로서는 표준화된 시험방법이 없는 상태이다.

제 20 장 낙석방지망

(2) 가장 간단한 낙석방지망의 흡수가능에너지(E_t)를 산정하는 방법으로는 낙석방지망을 구성하는 각각의 부재가 견딜 수 있는 최소 흡수가능에너지를 합산하는 방법이 이용되고 있다.

$$E_t = E_N + E_R + E_P + E_{HR} + E_L \quad \text{해설식 (20.2)}$$

여기서,

E_N : 철망의 흡수에너지

E_R : 로프의 흡수에너지

E_P : 지주의 흡수에너지

E_{HR} : 기둥 로프의 흡수에너지

E_L : 충돌 전후의 에너지 차

E_L 은 충돌 전후의 에너지 차이로 운동량 보존 법칙을 이용하여 다음 식으로 구할 수 있다.

$$E_L = \frac{1}{2g} \{ W_1 v_1^2 - v_1'^2 (W_1 + W_2) \} \quad \text{해설식 (20.3)}$$

여기서,

W_1 : 낙석 중량

W_2 : 방호시설 철근망 부분 중량

v_1 : 낙석의 충돌 전 속도

v_1' : 낙석의 충돌 후 속도

g : 중력가속도

E_N 은 철망의 흡수 에너지로 다음 식으로 구할 수 있다.

$$E_N = \frac{4p^2L}{EA} \quad \text{해설식 (20.4)}$$

여기서,

p : 철망에 발생하는 인장력

L : 철근망의 길이

E : 철근망의 탄성계수

A : 철근망의 단면적

E_R 은 로프의 흡수 에너지로 다음 식으로 구할 수 있다.

$$E_R = \frac{P^2 L}{EA} \quad \text{해설식 (20.5)}$$

여기서,

P : 로프에 발생하는 인장력

L : 로프의 길이

E : 로프의 탄성계수

A : 로프의 단면적

E_{HR} 은 기둥 로프의 흡수 에너지로 다음 식으로 구할 수 있다.

$$E_{HR} = \frac{T^2 L}{2EA} \quad \text{해설식 (20.6)}$$

여기서,

T : 기둥 로프에 발생하는 인장력

L : 기둥 로프의 길이

E : 기둥 로프의 탄성계수

A : 기둥 로프의 단면적

E_P 은 지주의 흡수 에너지로 다음 식으로 구할 수 있다.

$$E_P = \frac{W^8 I^3}{6EI} \quad \text{해설식 (20.7)}$$

여기서,

W : 지주가 부담하는 하중

I : 지주의 지상 길이

E : 지주의 탄성계수

I : 지주의 관성 모멘트

(3) 앞의 식을 이용하여 현재 국내에서 사용되고 있는 낙석방지망의 제원에 대하여 계산

제 20 장 낙석방지망

한 낙석방지망과 철망의 흡수가능에너지는 해설표 20.2와 같다.

해설표 20.2 낙석방지망과 철망의 흡수가능에너지

낙석중량(kN)	E_N (kJ)	E_R (kJ)	E_P (kJ)	E_{HR} (kJ)	E_L (kJ)	E_t (kJ)
3	26.51	5.1	0.002	-0.007	19.2	53.805
4	28.90	5.8	0.002	-0.007	23.5	55.10
5	31.31	6.4	0.003	-0.006	21.6	64.307
10	39.44	8.7	0.005	-0.005	23.8	81.94
15	45.12	10.5	0.006	-0.005	24.7	95.321
20	49.68	12.1	0.008	-0.005	25.1	106.883
25	53.52	13.6	0.009	-0.004	25.4	117.525
30	56.93	14.9	0.01	-0.004	25.6	127.436

- 주) 1. 지름 4mm의 철망을 사용한 경우로 계산
 2. 낙석의 밀도는 26.5kN/m³을 사용
 3. 계산은 종로프 간격 2m, 횡로프 간격 5m를 기준

20.3.3 낙석방지망 적정설치 규격

낙석방지망은 낙석에너지와 낙석방지망의 흡수가능에너지를 비교하여 설치 가능한 규격을 결정한다.

[해설]

낙석방지망의 흡수가능에너지가 낙석에너지보다 클 경우에만 그 기능을 정상적으로 발휘할 수 있으므로 설계 시 망의 흡수가능에너지가 예상되는 낙석에너지보다 크도록 해야 한다. 일반적으로 사용되는 낙석방지망의 규격으로 계산한 망의 흡수가능에너지와 비탈면과 낙석 조건에 따라 예상되는 낙석에너지를 비교하여 낙석방지망의 사용가능여부를 해설표 20.3으로 표시하였다.

해설표 20.3 낙석방지망의 사용가능여부

낙석 중량(kN)	낙석 예상 높이		
	10m	20m	30m
3	○	○	×
4	○	×	×
5	○	×	×
10	×	×	×
15	×	×	×
20	×	×	×
25	×	×	×
30	×	×	×

주) ○ : 사용가능(흡수가능에너지 > 낙석에너지)

× : 사용불가(흡수가능에너지 < 낙석에너지)

제 21 장 낙석방지울타리

21.1 적용범위

- (1) 이 장은 비탈면에서의 낙석을 방지하기 위한 낙석방지울타리의 설계에 적용한다.
- (2) 이 장의 설계기준에서 상세하게 규정하지 않은 세부 사항들은 정부기관 등의 공인기관에서 발행한 기준을 참조한다.

[해설]

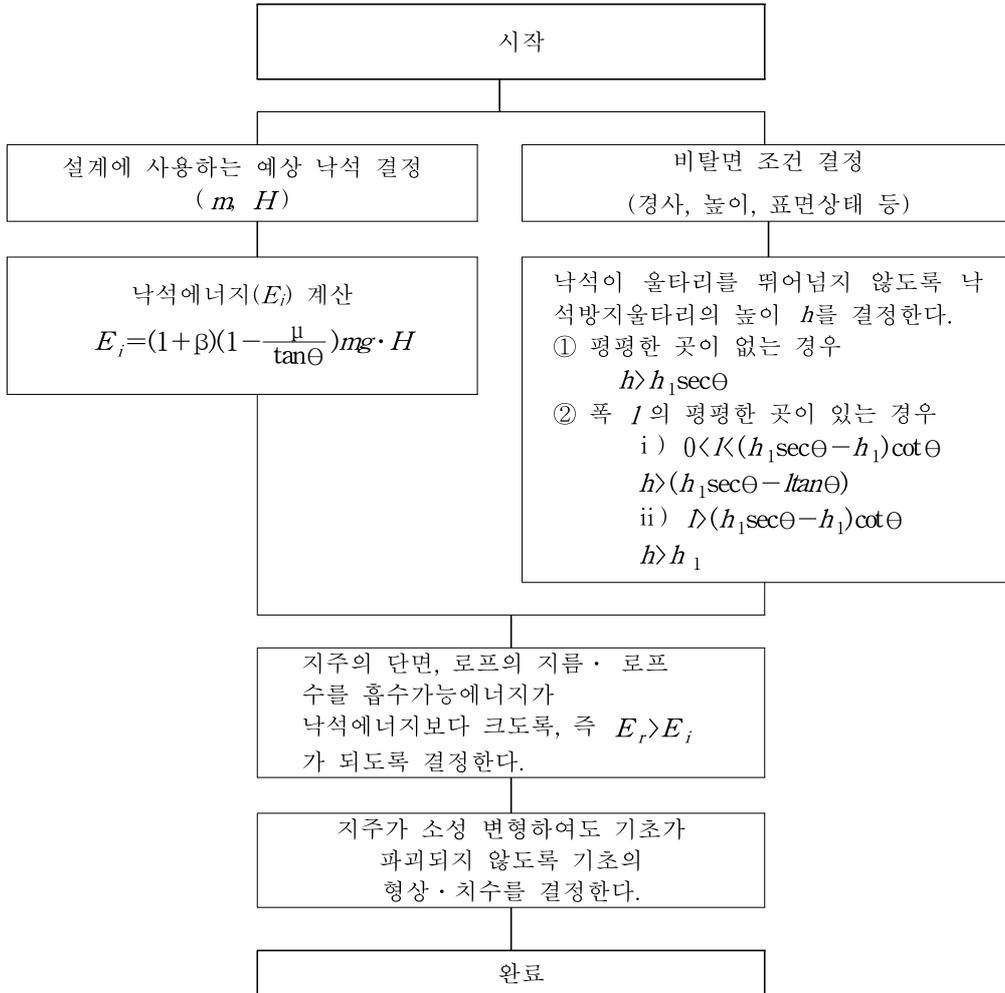
- (1) 인공 및 자연비탈면에서의 낙석대책을 계획함에 있어서 낙석발생예측이 어렵고, 만일의 낙석사고에 대비하여 모든 비탈면에 낙석대책공을 세우는 것은 곤란하며, 용지조건 등에 의해 관리자의 측에서 대응할 수 없는 경우도 있다. 따라서 낙석대책은 도로의 성격이나 예상되는 낙석규모, 낙석발생가능성, 피해의 빈도나 그 상황 등을 고려하여 낙석에 의한 재해를 최소화하고 통행규칙 등의 수단을 활용하여 안정성을 확보하는 것이 중요하다.
- (2) 낙석방지울타리의 종류와 형태 및 이에 따른 해석방법은 매우 다양하다. 이 설계기준에서 이러한 다양한 내용을 모두 포함하지 않는다. 세부적인 설계기법에 관한 사항은 낙석방지울타리와 관련된 전문서적을 참고하고, 타 기관에서 발간된 모든 지침, 시방서를 준용하여 사용할 수 있다.

21.2 설계일반사항

- (1) 낙석방지울타리는 지주, 와이어로프, 철망이 일체가 되어 낙석의 에너지를 흡수하는 것으로 비교적 소규모의 낙석을 방지하는데 효과적이며 비탈면의 상황에 따라 종류와 규격을 결정해야 한다.
- (2) 낙석방지울타리는 울타리 설치위치에서의 낙석에너지와 낙석방지울타리의 흡수가능 에너지를 계산하고 이 두 에너지를 비교하여 낙석방지울타리의 흡수가능에너지가 낙석에너지보다 크도록 설계한다.

[해설]

- (1) 일반적으로 낙석발생이 예상되는 비탈면의 최하단에 설치하는 것이 보통이며 예상되는 낙하속도나 낙하에너지가 큰 경우에는 필요에 따라 비탈면 내에 추가적으로 설치하여 발생된 낙석의 운동에너지를 단계적으로 흡수되게 한다. 낙석방지울타리는 단독으로 기초콘크리트에 설치하는 것과 다른 구조물, 옹벽 등의 상부에 설치하는 경우가 많으며 국내에서는 H형강을 지주로 와이어로프와 철망을 부착시키는 형식이 주로 사용되고 있다.
- (2) 낙석방지울타리는 암편이 울타리를 뛰어 넘지 않도록 적정한 높이를 확보하고 지주 및 와이어로프의 허용범위 이내에서 낙석에너지를 흡수할 수 있도록 부재 배치를 결정하고 기초 안정이 확보되도록 설계되어야 한다. 따라서 낙석방지울타리의 설계시에는 방지울타리의 높이, 이격거리, 흡수가능에너지, 기초의 안정성 등에 대한 고려가 선행되어야 한다. 낙석방지울타리의 설계 흐름도를 해설그림 21.1에 간략화하여 나타내었다.



해설그림 21.1 낙석방지울타리의 설계 흐름도

21.3 낙석방지울타리 설계

21.3.1 낙석에너지의 계산

- (1) 낙석에너지는 낙석의 크기와 낙석예상높이, 그리고 비탈면의 경사 및 표면 상태를 고려하여 산정한다.
- (2) 정확한 계산은 낙석시물레이션을 이용하여 계산할 수 있다.

[해설]

- (1) 비탈면의 경사, 낙석중량, 낙하높이, 비탈면 특성을 고려한 등가마찰계수를 이용하여 낙석에너지를 간편히 계산할 수 있는 간편법이 있는데 이러한 간편법은 비탈면의 반발계수 및 낙석의 운동형태에 따른 에너지 감소효과를 고려할 수 없기 때문에 실제로 발생하는 낙석에너지와는 차이가 있다는 단점을 내포한다.
- (2) 이러한 문제점을 해결하기 위하여 현장여건을 고려한 해석프로그램을 이용하는 것이 보편적이며 비탈면의 특성 및 낙석의 운동형태 등 낙석에너지에 영향을 줄 수 있는 요소들을 고려할 수 있으므로 보다 정확한 낙석에너지를 예측하는 것으로 알려져 있다.

해설표 21.1 낙석에너지 산정방법

구분	간편법 (일본도로협회)	해석프로그램
낙석에너지	$E_{i=(1+\beta) \cdot (1-\frac{\mu}{\tan\phi}) \cdot m \cdot g \cdot H}$ μ : 등가마찰계수, ϕ : 비탈면경사 β : 회전각속도에 의한 에너지비 m : 낙석질량, g : 중력가속도, h : 높이	$E_i = \frac{1}{2}mv^2 - E_{friction}$ m : 낙석질량 v : 낙석의 속도 $E_{friction}$: 낙석마찰에너지

설계에 사용되는 낙석에너지(E_i)는 앞서 기술한 바와 같이 간단한 수식을 이용하여 계산할 수 있다.

$$E_i = \left(1 - \frac{\mu}{\tan\Theta}\right) \cdot (1 + \beta) \cdot m \cdot g \cdot H \quad \text{해설식 (21.1)}$$

여기서,

E_i : 낙석에너지(kJ),

Θ : 비탈면의 경사(도)

μ : 낙석의 등가마찰계수

β : 회전에너지 계수(대개 0.1을 사용함)

m : 낙석의 중량(t)

H : 낙석예상높이(m)

g : 중력가속도

이때, 낙석의 충돌위치는 지주 간 중앙에서 낙석방지울타리 높이의 2/3 위치로 하고 낙석의 충돌방향은 방지울타리와 직각으로 고려한다. 이는 울타리 높이의 2/3 지점에 낙석이 부딪혔을 경우와 지주사이의 중간에 낙석이 부딪혔을 때의 흡수가능에너지가 가장 적기 때문에 설정한 것이다.

21.3.2 낙석방지울타리의 흡수가능에너지의 계산

- (1) 낙석방지울타리의 흡수가능에너지는 망을 구성하는 각각의 부재의 최소 흡수에너지의 합으로 계산한다.
- (2) 정확한 흡수가능에너지는 실물 시험을 통하여 낙석의 통과 여부 또는 낙석방지울타리의 파괴여부로부터 흡수가능에너지를 산정할 수 있다.

[해설]

- (1) 낙석방지울타리는 지주, 와이어로프, 철망으로 구성되며 각각 낙석에너지를 흡수하는 역할을 한다. 낙석방지망은 지주, 와이어로프, 철망 등으로 구성된 복잡한 구조로서 현재 단계에서 이들 시스템의 경계조건을 모두 고려하여 흡수가능에너지를 산정하는 것은 매우 어렵다. 현장의 경계조건과 유사하게 만든 상태에서 실물 시험을 실시하여 흡수가능에너지를 산정하는 방법이 가장 정확하지만 현재로서는 표준화된 시험방법이 없는 상태이다.

제 21 장 낙석방지울타리

(2) 설계에서는 몇 가지 가정사항을 포함하여 단순화시킨 흡수에너지 산정공식을 적용할 수 있으며, 낙석방지울타리의 흡수에너지를 산정하기 위해서 가정하는 사항은 다음과 같다.

- ① 낙석이 지주에 충돌할 경우와 지주간의 케이블에 충돌했을 경우의 에너지를 비교하면 낙석이 지주 간 케이블에 충돌했을 경우의 흡수가능에너지가 작으므로 이 상태를 설계에 적용한다.
- ② 지주의 허용변위최대각은 15°로 하며 케이블의 최대신장량은 5%로 한다.
- ③ 낙석의 충돌위치는 낙석방지책 높이의 2/3 지점이며, 낙석의 충돌방향은 낙석방지책과 직각이다.
- ④ 낙석의 하중은 2개의 와이어로프에 동시에 작용한다.

(3) 낙석방지울타리가 견딜 수 있는 에너지는 흡수가능에너지로 표현하며 이는 해설식 (21.2)로 계산한다.

$$E_T = E_R + E_P + E_N \quad \text{해설식 (21.2)}$$

여기서,

E_T : 흡수가능에너지

E_R : 와이어로프의 흡수에너지

E_P : 지주의 흡수에너지

E_N : 철망의 흡수에너지

(4) 현재 국내에서 사용되고 있는 H형강 150×75×5×7mm 규격의 낙석방지울타리 구조와 재원을 이용한 계산 결과와 현장실험을 통해 확인된 낙석방지울타리의 흡수가능에너지는 약 50kJ 정도로 알려져 있다. 그러나 이 수치는 와이어로프가 지주에 고정구로 정착되었을 경우의 흡수가능에너지로 와이어로프가 지주의 구멍을 따라 단부까지 연결되는 형식의 경우에는 이보다 작은 흡수가능에너지를 가질 것으로 예상되며, 에너지 흡수장치가 부착된 경우에는 이보다 큰 에너지를 흡수할 수도 있으므로 앞에서 가정한 사항과 차이가 많은 낙석방지울타리 시스템에 대해서는 별도의 산정공식을 유도하거나 또는 실물낙석시험을 실시하여 흡수가능에너지를 산정하는 것이 필요하다.

일반적인 낙석방지울타리는 흡수가능에너지가 50kJ로서, 예상되는 낙석의 에너지와 비교하여 낙석방지울타리의 적정성을 판단한다.

(5) 낙석방지울타리의 설치 적정성 판단

낙석방지울타리는 흡수가능에너지 이내의 낙석에너지를 흡수할 수 있다. 따라서 낙석의 위치에너지($m \cdot g \cdot H$)는 다음의 식을 만족시켜야 하며 울타리의 흡수가능에너지가 낙석 에너지를 초과할 수 있도록 다양한 형식과 사양을 갖는 낙석방지울타리의 설계가 요구된다.

$$m \cdot g \cdot H \leq \frac{E_T}{(1+\beta) \cdot \left(1 - \frac{\mu}{\tan\theta}\right)} \quad \text{해설식 (21.3)}$$

$$\text{단, } (1+\beta) \cdot \left(1 - \frac{\mu}{\tan\theta}\right) \leq 1.0$$

여기서,

- m : 낙석의 질량, H : 낙차
 g : 중력 가속도, E_T : 울타리의 흡수가능에너지
 μ : 등가 마찰 계수, θ : 비탈면 경사도
 β : 회전 에너지 계수

해설표 21.2는 아래 각 형식의 낙석방지울타리 종류에 따라 낙석방지울타리 사용 가능 여부를 판단하기 위한 표이다. 여기서 I, II, III의 구분은 다음과 같다.

- I형식: 낙석방지울타리만으로 해당되는 질량과 낙하 높이를 갖는 낙석을 막아낼 수 있는 경우
 II형식: 낙석방지울타리와 뒤채움을 하지 않은 옹벽을 함께 사용하여 막아낼 수 있는 경우
 III형식: 낙석방지울타리와 옹벽만으로는 막아 낼 수 없는 경우, 따라서 다른 구조물의 설치를 고려해야 하는 경우

따라서 현장에서 낙하할 것으로 예상되는 암석의 중량과 높이를 추정 가능하다면 해설표 21.2를 사용하여 낙석방지울타리 사용여부를 결정할 수 있다. 예를 들어 약 0.25톤의 암석이 높이 10m에서 낙하할 것으로 예상될 경우는 I 형식으로 낙석방지울타리만으로 막아 낼 수 있음을 의미한다. 그러나 현장에서 낙석의 질량을 파악하기 어려운 경우, 국내에서 발생한 낙석 평균 질량인 0.4톤을 이용, 예상 낙하 높이 10m까지는 I 형식을, 예상 높이 25m까지는 II 형식을 사용할 수 있다.

제 21 장 낙석방지울타리

해설표 21.2 낙석방지울타리 사용가능 여부 판단 예시

낙석 중량(kN)	낙석 낙하 높이(m)				
	5	10	15	20	25
1	I (5.3)	I (10.5)	I (15.8)	I (24.1)	I (26.3)
2.5	I (13.2)	I (26.3)	I (39.5)	II (52.6)	II (65.8)
5	I (26.3)	II (52.6)	II (78.9)	II (105.3)	II (131.6)
10	II (52.6)	II (105.3)	II (157.9)	II (210.6)	II (263.2)
15	II (78.9)	II (157.9)	II (236.9)	II (315.9)	II (394.8)
20	II (105.3)	II (210.6)	II (315.9)	III (424.1)	III (526.4)
25	II (131.6)	II (263.2)	II (394.8)	III (526.4)	III (658.0)
30	II (157.9)	II (315.8)	III (473.8)	III (631.7)	III (789.6)

- 주) 1. 예시 되는 울타리의 형식은 H150×75×5×7mm 규격의 형강을 2.5m 높이의 지주로 2m 간격으로 설치하고 60m 연장에 단부를 설치한 형식이다.
 2. 계산에 사용된 비탈면의 경사도는 1:0.5를 기준으로 하였다.
 3. ()의 값은 각 경우에 계산된 낙석에너지(단위 : kJ)이다.

21.3.3 낙석방지울타리의 높이

- (1) 낙석방지울타리의 높이는 낙석이 튀는 높이와 비탈면의 경사도에 의해 결정할 수 있다.
- (2) 정확한 낙석방지울타리의 높이는 대상 비탈면에 대한 시뮬레이션을 실시하여 낙석방지울타리 설치위치에서의 낙석높이로 결정한다.

[해설]

- (1) 비탈면과 직각방향인 낙석이 튀는 높이는 비탈면의 굴곡이 큰 경우를 제외하면 일반적으로 2m 이하이므로 비탈면의 경사도가 θ 인 경우 낙석방지울타리의 필요 높이는 일반적으로 $(2 \cdot \sec \theta)$ 로 계산된다. 그러나 국내 비탈면의 대부분이 밧파에 의해 절취되어 비탈면의 굴곡이 매우 크며 따라서 튀는 높이가 2m 이상이 되는 경우도 있으

므로 주의가 필요하다. 또한, 비탈면 앞에 낙석방지울타리를 설치할 수 있는 평지가 존재할 경우 낙석방지울타리의 높이를 평지의 거리 즉, 이격거리에 따라 낮출 수 있다.

비탈면 표면에서 직각으로 측정된 낙석이 튀는 높이를 h_1 으로 하고, 비탈면 경사도가 θ 인 경우 낙석방지울타리의 필요 높이는 다음과 같은 식으로 계산한다(해설그림 21.2 참조).

- ① 낙석방지울타리 뒤에 비탈면 하단부와 이격거리가 없는 경우

$$h > h_1 \sec \theta \quad \text{해설식 (21.4)}$$

- ② 낙석방지울타리 뒤에 폭 l 의 평평한 곳이 있는 경우

(가) 이격거리(l)가 최소 필요이격거리보다 작은 경우에 필요높이 계산식

즉, $0 < l < (h_1 \sec \theta - h_1) \cot \theta$ 일 때,

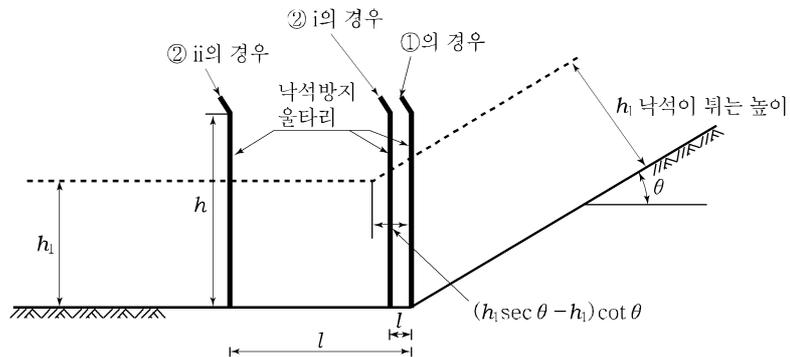
$$h > h_1 + \{(h_1 \sec \theta - h_1) \cot \theta - l\} \tan \theta$$

$$h > h_1 + (h_1 \sec \theta - h_1) - l \tan \theta$$

$$h > h_1 \sec \theta - l \tan \theta \quad \text{해설식 (21.5)}$$

(나) 이격거리(l)가 최소 필요이격거리보다 큰 경우 필요높이 계산식

$$l > (h_1 \sec \theta - h_1) \cot \theta \text{ 일 때, } h > h_1 \quad \text{해설식 (21.6)}$$



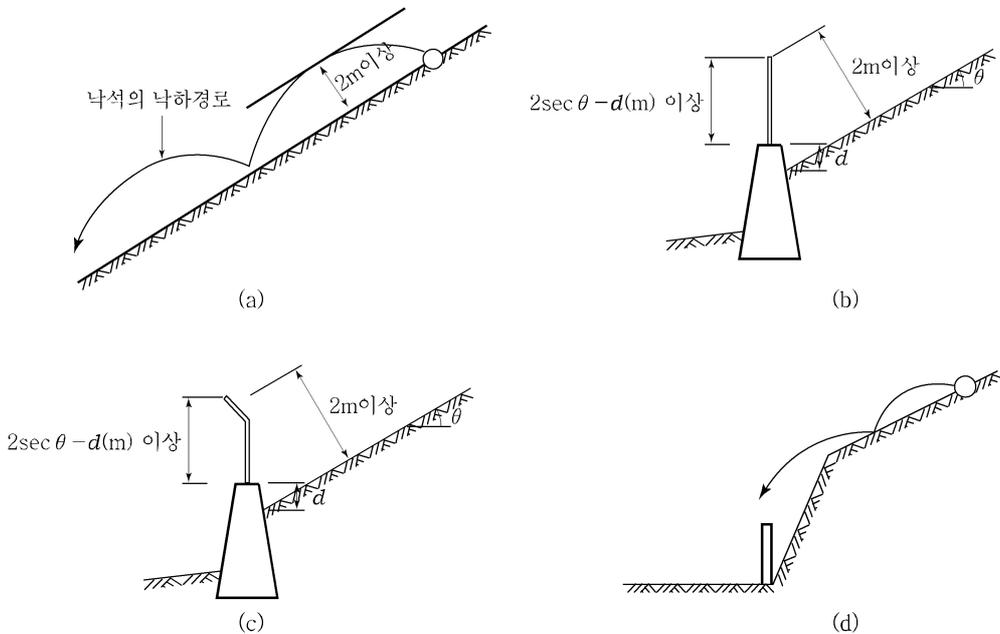
해설그림 21.2 낙석방지울타리의 설치 위치와 높이

제 21 장 낙석방지울타리

현재 국내에서 사용되고 있는 낙석방지울타리는 높이 2.5m를 표준으로 하고 있으며 낙석방지울타리의 높이를 증가시킬 경우 흡수가능에너지가 감소할 수 있으므로 이를 감안하고 65°의 비탈면 경사도와 1.5m의 비탈면내의 낙석이 튀는 높이를 표준으로 하여 계산한 최소 필요한 이격거리는 다음과 같다.

$$(h_1 \sec\theta - h_1) \cot\theta = (1.5m \times \sec 65^\circ - 1.5m) \times \cot 65^\circ = 0.96(m) \quad \text{해설식 (21.7)}$$

국내의 비탈면과 낙석특성을 고려 할 때 최소한 이격거리가 0.96m 이상 확보되어야 한다. 만일 0.96m 이상의 이격거리를 확보하기 어려운 경우에는 낙석방지망을 함께 사용하여 낙석이 낙석방지울타리를 넘어 도로에 떨어지는 것을 막을 수 있다.



해설그림 21.3 낙석방지울타리 위치 선정 시 고려해야 할 사항

낙석이 튀는 높이는 비탈면의 요철이 큰 경우를 제외하고 일반적으로 해설그림 21.3(a)와 같이 2m 이하이다. 따라서 튀는 높이 $h_1 = 2m$ 로 하고, 최저울타리 높이는 그림 21.3(b), (c)와 같이 $(2 \sec\theta - d)m$ 로 한다. 이 때, d 는 기초 높이이다. 단, 해설그림 21.3(d)와 같이 비탈면 경사가 비탈면 도중에서 변화하는 경우 또는 비탈면의 굴곡이 큰 경우 등에는 낙석이 낙석방지울타리를 뛰어 넘을 가능성이 있으므로 설

치 위치, 울타리 높이 설정에 주의가 필요하다.

특히, 국내 비탈면의 경우, 발파에 의해 비탈면의 절취가 이루어지고 있어 비탈면의 굴곡이 매우 큰 편이므로 비탈면의 굴곡에 따라서는 4 ~ 5m까지 낙석의 튀는 높이가 증가할 가능성이 높다. 따라서 이 경우 h_1 를 적절하게 조정하여 높이를 계산하여야 한다.

21.3.4 낙석방지울타리의 이격거리

낙하하는 낙석의 튀는 높이가 낙석방지울타리의 높이보다 높을 경우나 낙석에너지가 울타리의 흡수가능에너지보다 클 경우 낙석방지울타리의 이격거리를 적절하게 조절함으로써 낙석방지울타리의 기능을 증대시킬 수 있다.

[해설]

- (1) 이격거리는 비탈면 내에서의 낙석이 튀는 높이가 2m 이상이 될 것으로 예상될 경우 낙석을 효과적으로 막을 수 있는 방법으로 제안될 수 있다. 이격거리는 대개 비탈면으로부터 1~2m 이내에서 비탈면과 주변의 여건에 따라 결정하여야 하며, 특히 예상되는 낙석의 크기와 비탈면의 높이 및 경사도를 고려하여 결정되어야 한다.
- (2) 해설표 21.3, 해설표 21.4, 해설표 21.5는 0.4톤의 낙석이 낙하하면서 2m 이상의 비탈면내 튀는 높이를 가질 것으로 예상되는 경우, 각각 다른 낙석 높이와 경사도에 의해 발생하는 낙석의 도약 높이를 비탈면 하부로부터의 이격거리에 따라 계산한 것으로 2.5m 높이의 낙석방지울타리로 낙석을 막을 수 있는가를 제시한 것이다. 낙석방지울타리만으로 낙석을 방어할 수 없을 경우 낙석방지망 등을 함께 사용하여 낙석이 튀는 높이를 낮추어야 한다.

해설표 21.3 이격거리가 0m인 경우 낙석방지울타리의 적용가능 여부

비탈면높이	비탈면 경사도			
	1:1.0	1:0.7	1:0.5	1:0.3
10m	○	○	×	×
20m	○	×	×	×
30m	×	×	×	×

주) ○: 적용 가능, ×: 적용 불가

제 21 장 낙석방지울타리

해설표 21.4 이격거리가 1m인 경우 낙석방지울타리의 적용가능 여부

비탈면높이	비탈면 경사도			
	1:1.0	1:0.7	1:0.5	1:0.3
10m	○	○	○	○
20m	○	○	○	×
30m	×	×	×	×

해설표 21.5 이격거리가 2m인 경우 낙석방지울타리의 적용가능 여부

비탈면높이	비탈면 경사도			
	1:1.0	1:0.7	1:0.5	1:0.3
10m	○	○	○	○
20m	○	○	○	×
30m	○	×	×	×

- 주) 1. 비탈면 경사도는 비탈면의 높이를 1로 가정하고 비탈면의 횡단 길이를 소수점 (0.3, 0.5 등)으로 표시한 것이다.
 2. 표에서 낙석방지울타리의 사용이 불가능한 것으로 표시된 경우 낙석방지망과 함께 사용하면 낙석의 튀는 높이를 낮출 수 있다.

제 22 장 낙석방지옹벽

22.1 적용범위

이 장은 비탈면에서의 발생하는 낙석을 방어하기 위한 낙석방지옹벽의 설계에 적용한다.

[해설]

- (1) 낙석방지옹벽은 콘크리트 옹벽 상부에 낙석방지울타리를 설치하거나 또는 콘크리트 옹벽만을 설치하여 토사나 암반붕괴가 예상되는 지역에 낙석이 도로로 떨어지는 것을 막는 보호공법으로 비탈면 하부에 설치한다.
- (2) 낙석방지옹벽의 종류와 형태는 콘크리트 옹벽, 보강토 옹벽, 돌망태 옹벽 등을 모두 사용할 수 있으며, 이들 공법의 적용방안과 해석방법도 매우 다양하다. 여기에서는 가장 기본적인 콘크리트 옹벽에 대해서만 다루고 다른 공법에 대해서는 관련된 전문서적을 참고한다. 또한, 콘크리트 부재 등의 설계와 같이 다른 설계기준과 중복되는 내용에 대해서는 관련 설계기준과 지침 및 시방서를 준용하여 사용한다.

22.2 설계일반사항

- (1) 낙석방지옹벽의 방호기능은 낙석이 가진 운동에너지를 옹벽본체 및 지지지반의 변형 에너지로 전환하여 흡수하는 방법으로 낙석을 정지시킨다.
- (2) 낙석방지옹벽의 설계 시에는 낙석의 중량, 속도, 최대낙하고, 지지지반의 강도 및 지형, 지질 등을 고려하여 옹벽의 활동, 전도에 대한 안정 및 단면의 강도에 대해서 검토하여야 한다.

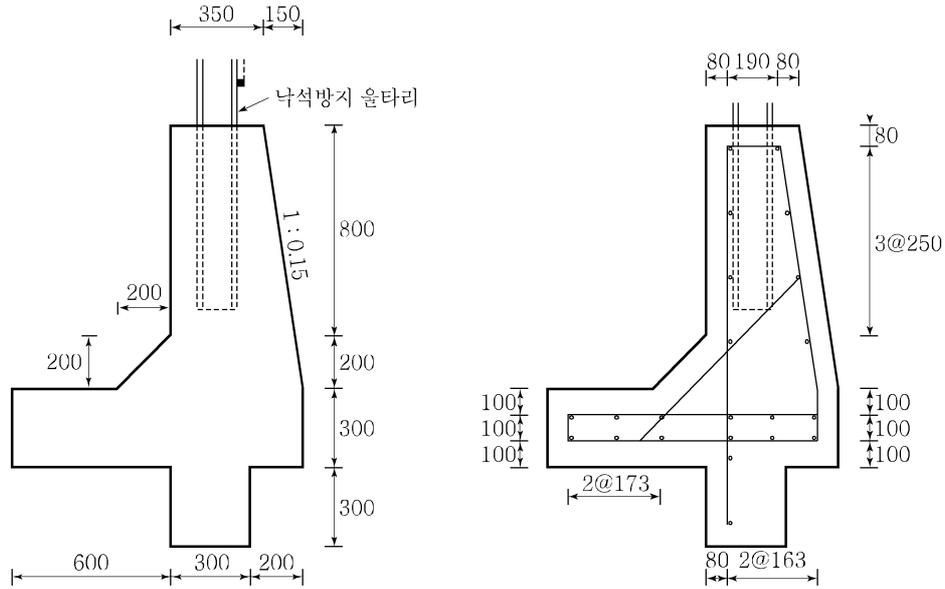
22.3 낙석방지울타리 옹벽

낙석방지울타리의 하부를 지지하기 위한 옹벽은 낙석방지울타리의 규격에 맞는 종류를 검토하여 사용한다.

[해설]

- (1) 제20장 낙석방지울타리에서 서술한 바와 같이 낙석방지울타리 적용가능 여부 판단 검토를 기준으로 형식별 낙석방지옹벽의 설계 내용을 기술한다.
- (2) 옹벽은 견딜 수 있는 낙석에너지의 크기에 따라 A, B, C 세 가지 형식으로 제안하였으며 A 형식은 200kJ까지의 낙석에너지를, B 형식은 300kJ까지의 낙석에너지를, 그리고 C 형식은 400kJ까지의 낙석에너지를 막을 수 있도록 했다.

해설그림 22.1은 A, B 형식 옹벽의 단면도이다. 그림에서 제시된 단면치수와 철근 배근구조를 사용하여 옹벽을 시공하며, A 형식의 옹벽의 경우 주철근은 지름 19mm의



(a) 일반도

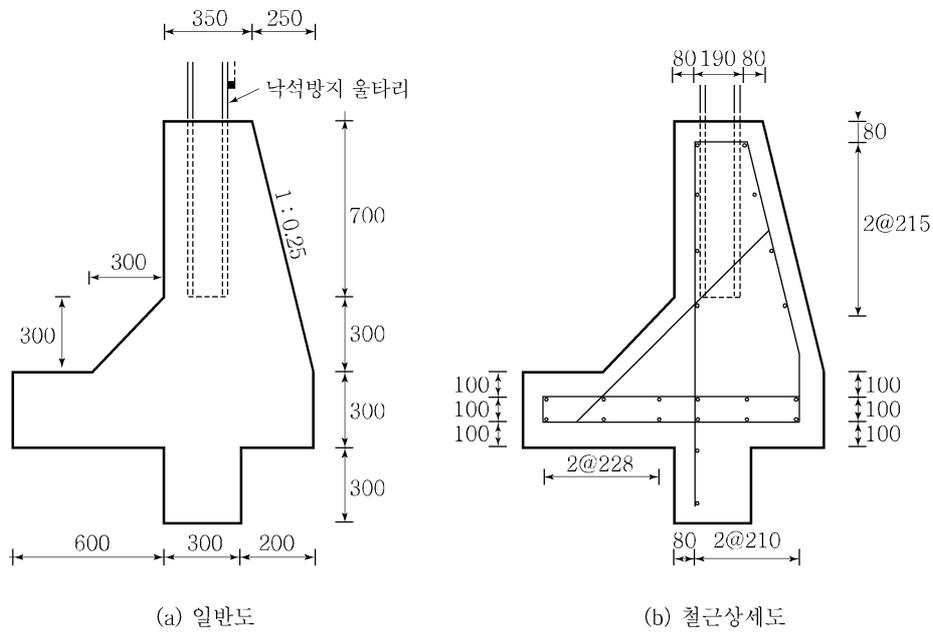
(b) 철근상세도

해설그림 22.1 A, B 형식 옹벽의 단면(H 150×75 지주의 경우)

제 22 장 낙석방지옹벽

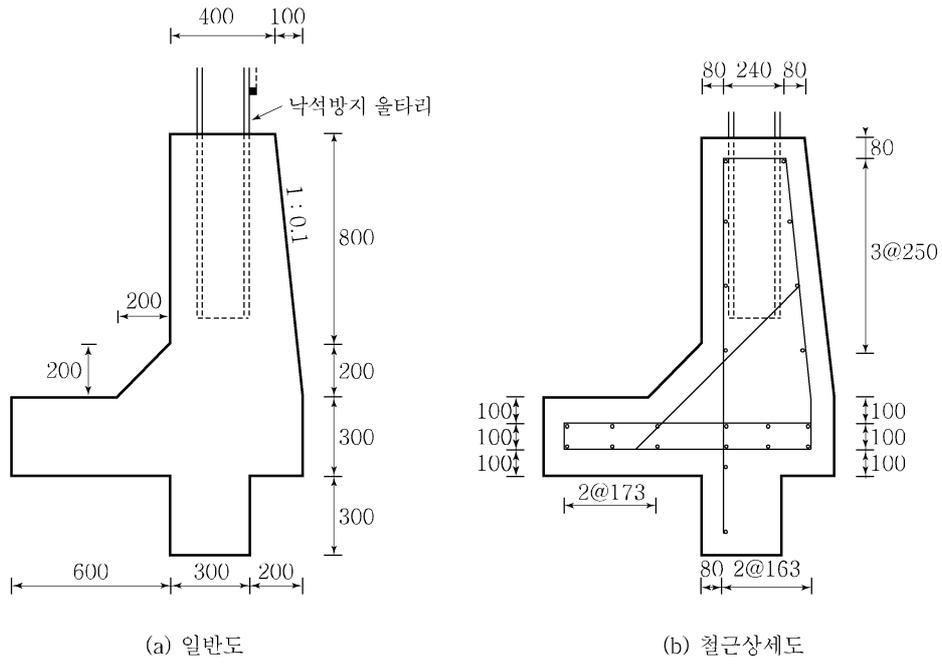
철근을 125mm 간격으로, 배력근은 13mm의 철근을 250mm 간격으로 배근하며, B 형식의 옹벽은 지름 22mm의 철근을 주철근으로 125mm 간격으로, 배력근은 16mm의 철근을 250mm 간격으로 배근한다.

해설그림 22.2는 C 형식 옹벽의 단면도이다. 주철근은 22mm의 철근을 125mm 간격으로, 배력근은 16mm의 철근을 250mm 간격으로 배근한다.

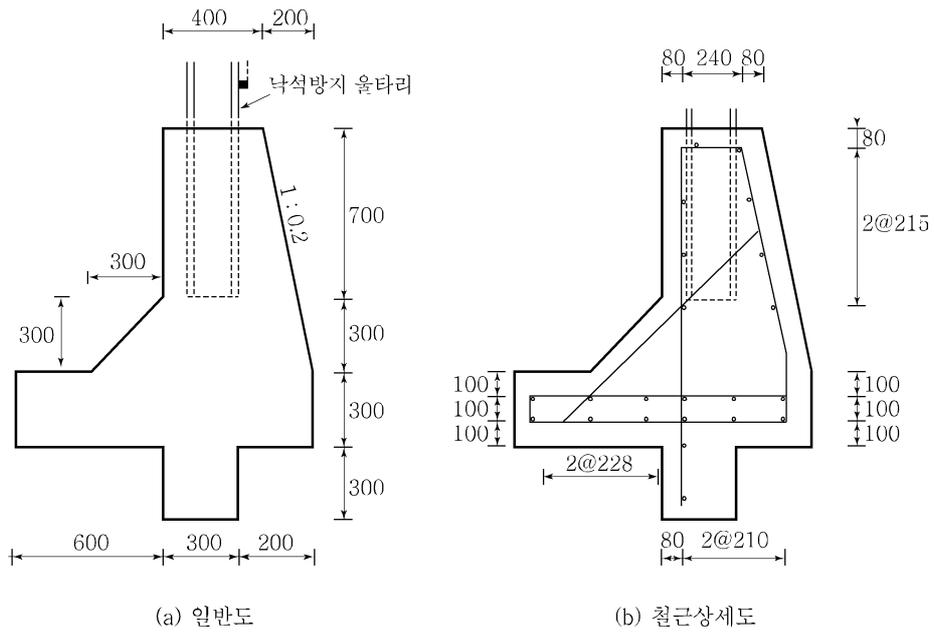


(a) 일반도 (b) 철근상세도
해설그림 22.2 C 형식 옹벽의 단면(H 150×75 지주의 경우)

한편, 낙석방지울타리에서 사용하는 지주의 규격이 H 200×100일 경우는 해설그림 22.3과 해설그림 22.4의 단면 형식을 사용하며 이때 사용하는 주력근과 배력근은 H 150×75에서 사용된 철근과 동일한 규격을 동일한 간격으로 사용한다. 이 때, 옹벽에 사용되는 콘크리트의 강도는 240kN/cm²이며 철근은 SD35 이상을 사용한다.



해설그림 22.3 A, B 형식의 옹벽 단면(H 200×100 지주의 경우)



해설그림 22.4 C 형식의 옹벽 단면(H 200×100 지주의 경우)

제 22 장 낙석방지옹벽

(3) 해설표 22.1은 20장 낙석방지울타리에서 제시된 설치기준 중 II 형식에 대한 옹벽 기준을 자세히 제시한 것이다.

해설표 22.1 낙석방지울타리의 옹벽 기준

낙석 중량(t)	낙석 낙하 높이(m)				
	5	10	15	20	25
0.1	I	I	I	I	I
0.25	I	I	I	II(A)	II(A)
0.5	I	II(A)	II(A)	II(A)	II(A)
1.0	II(A)	II(A)	II(A)	II(B)	II(B)
1.5	II(A)	II(A)	II(B)	II(C)	II(C)
2.0	II(A)	II(B)	II(C)	III	III
2.5	II(A)	II(B)	II(C)	III	III
3.0	II(A)	II(C)	III	III	III

제 23 장 피암터널

23.1 적용범위

- (1) 이 장은 비탈면에서의 낙석을 피하기 위한 피암터널의 설계에 적용한다.
- (2) 이 장에서 상세하게 규정하지 않은 세부 사항들은 정부기관 등의 공인기관에서 발행한 설계기준을 참조한다.

[해설]

- (1) 피암터널은 낙석방지망, 낙석방호울타리, 낙석방호옹벽 등과 같이 낙석으로부터 인명이나 도로를 보호하기 위한 구조물로써, 상부구조(주구, 주빔, 기둥), 하부구조 및 기초로 구성되어 있다.

상부구조는 구조부재의 종류에 따라 RC, PC 및 강재의 3종류가 있고, 단면의 형식에 따라 박스형, 문형, 역 L형 및 단순보 구조 형식 등으로 분류된다. 기초로 채용되는 형식에는 직접기초 및 말뚝기초가 있다.

- (2) 피암터널의 종류, 형태 및 이에 따른 해석방법은 매우 다양하다. 이 설계기준에서 이러한 다양한 내용을 모두 포함하지 않는다. 세부적인 설계기법에 관한 사항은 관련된 전문서적을 참고하고, 타 기관에서 발간된 모든 지침, 시방서를 준용하여 사용할 수 있다.

23.2 설계일반사항

- (1) 피암터널은 낙석의 규모가 커서 일반 낙석방지시설로 방어하지 못하는 경우, 보호하고자 하는 대상물을 터널구조물로 보호하는 방법이다.
- (2) 피암터널의 설계는 예상되는 낙석의 충격력으로부터 안정하기 위한 터널의 단면을 결정한다.

23.3 피암터널의 설계

23.3.1 피암터널 설계방법

- 1) 피암터널의 설계는 피암터널이 설치되는 지반의 안정검토와 피암터널 자체의 구조적인 안정검토를 포함한다.
- (2) 피암터널의 안정검토는 설치되는 지형과 지반조건에 따라 기초지반의 지지력과 침하, 횡방향 활동 그리고 경사진 지반을 깎아서 피암터널을 설치하는 경우는 전체적인 외적안정검토를 실시한다.
- (3) 피암터널 자체의 구조적인 안정검토에서는 낙석조사를 통하여 설계를 위한 낙석의 규모 및 낙하높이, 피암터널 상부의 충격완화구조를 고려하여 구조물에 예상되는 충격하중을 산정한다. 충격하중을 고려하여 피암터널 단면에 대한 구조해석을 실시하고 부재를 설계한다.

[해설]

피암터널 설계는 일반적으로 다음의 순서로 실시한다.

- ① 피암터널의 형식과 규모, 설치형태를 가정한다.
- ② 피암터널이 설치되는 지형조건과 지반조건, 그리고 피암터널 상부와 주변의 채움 등을 고려하여 토압과 상재하중을 산정하고 이를 고려한 지지력과 침하를 검토한다. 편토압이 발생하는 경우에는 측면활동도 검토한다. 경사진 지반상에 설치하는 경우에는 기초지반의 활동과괴에 대한 안정검토도 실시하여야 한다. 충격하중이 피암터널의 외적안정에 미치는 영향은 크지 않으므로 고려하지 않을 수도 있다.
- ③ 현장조사로부터 낙석의 규모, 낙하 높이를 결정하고, 피암터널에서 사용하는 충격

완화구조를 고려하여 구조물에 가해지는 등가정적하중을 산정한다.

이때, 콘크리트 피암터널인 경우에는 상부판 위에 0.9m 두께의 모래층완충재를 설치하는 조건에서는 모래층의 변형계수를 1000kN/m² 로 가정하고 낙석에 의해 발생하는 충격력을 산정한다. 충격력은 모래층 완충재 표면에 집중하중으로 작용시키고, 원추 형태로 분산 분포시켜 상부구조에 작용시킨다. 단면력 산정시 충격하중으로 피암터널의 도로축 직각 방향에 지름의 폭을 잡고 원형과 등가 면적을 이루는 직사각형 분포를 가정할 수 도 있다.

23.3.2 충격력의 산정

- (1) 피암터널에 작용하는 충격력의 산정은 낙석이 터널 상부구조 바로 위에 떨어지는 경우와 측벽에서 5m이내에 떨어지는 경우로 구분하여 산정한다.
- (2) 상부구조 바로 위에 떨어지는 경우는 모래완충재가 있는 상태로 가정하여 충격력 값을 산정한다. 낙석이 피암터널 측벽에서 5m 이내 낙하하는 경우 측벽에 작용하는 충격토압의 산정 시는 탄성이론으로 계산된 토압을 사용한다.

[해설]

- (1) 낙석이 터널 상부구조 바로 위에 떨어질 경우 피암 터널에 전달되는 충격력 값은 다음 식을 이용하여 구할 수 있다.

$$P_s = 2.455 \lambda^{\frac{2}{5}} \cdot W^{\frac{2}{3}} \cdot H_r^{\frac{3}{5}} \cdot i \quad \text{해설식 (23.1)}$$

낙석의 입사각을 고려한 충격력의 연직 성분 $P_{s,v}$ 는

$$P_{s,v} = P_s \cdot \sin\theta \quad \text{해설식 (23.2)}$$

여기서,

P_s : 모래완충재를 사용한 경우의 전달 충격력(kN)

λ : 모래층 완충재의 Lamé's constant, 5000~8000 kN/m²

$$\text{Lamé's constant} = \lambda = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

E : 탄성계수, ν : 포아송비

W : 낙석의 중량(kN)

H_r : 낙석의 낙하 높이(m)

j : 모래층두께에 관한 보정계수

(모래층 두께 0.9m 일 때, $j=1$, 0.9m 이상이면 $j<1$)

Θ : 낙석경로와 완충구조 사이의 각도

낙석이 상부구조 바로 위에 낙하할 때 발생하는 충격력은 사용하는 완충재료와 완충구조에 따라 차이를 나타낸다. 모래 완충재를 다짐하는 경우는 그냥 포설하는 경우에 비해 피암터널에 가해지는 충격력이 커지는 경향이 있다.

충격력의 분산은 모래층의 두께에 대해 분산각 30° 로 분산시킨다. 충격력의 단면 방향 분포폭과 도로축방향 분포폭은 간략화해 각각 $c_p=2h/\sqrt{3}$, $\pi c_p/4$ 라는 직사각형 분포로 가정할 수 있다. 모래층의 두께가 $h=0.9m$ 의 경우에는 단면 방향, 도로축 방향의 분포폭을 각각 1m, 0.8m로 해도 된다.

(2) 낙석이 피암터널 측벽에서 5m 이내에 낙하하는 경우 낙석에 의해 지중에 발생하는 토압의 분포는 다음식과 같다.

$$P_b = \frac{3P_{bs}x^2z}{\pi(r^2+z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{해설식 (23.3)}$$

여기서,

P_b : 충격 하중재하점 중심을 원점으로 했을 때의 임의점 (x, y, z)에 발생하는 단위면적당 충격토압(kN/m²)

P_{bs} : 배면 낙석에 의해 배면토표면에 발생하는 충격력(kN)

$$P_{bs}=2.455 \lambda_a^{\frac{2}{5}} W^{\frac{2}{3}} H_r^{\frac{3}{5}}$$

여기서, $\lambda_b=1000$ kN/m³로 한다.

x : 재하점 중심에서 벽면까지의 수평거리(m)

y : 재하점 중심에서 벽면에 평행한 수평 거리(m)

z : 재하점 중심에서 벽면까지의 연직거리(m)

r : 재하점 중심에서 벽면까지 거리(m), $r^2=x^2+y^2$

23.3.3 피암터널의 단면 결정

- (1) 피암터널의 구조와 단면 결정은 충격완화를 위한 모래층의 하중과 예상되는 낙석에 의한 충격하중을 고려하여 구조 검토를 통해 결정한다.
- (2) 부재의 구조적인 설계는 콘크리트 피암터널인 경우에는 콘크리트 구조설계기준을 참조한다.

제 24 장 비탈면 내진설계기준

24.1 적용범위

- (1) 이 장은 신설되는 비탈면의 내진설계에 적용한다.
- (2) 이 장의 목적은 지진에 의해 비탈면에서 발생 가능한 파괴와 그로 인해 주변구조물에 발생하는 피해 및 경제적 손실을 최소화시키기 위해 필요한 최소한의 내진설계 요구조건을 규정하는데 있다.

[해설]

이 설계기준의 적용에 앞서 비탈면의 내진설계기준은 우선적으로 상위개념 내진설계기준을 만족해야 하며, 본 내진설계기준에서 언급되지 않은 내용에 대해서는 건설교통부 주관으로 제정된 제 관련기준의 내진설계기준을 참고한다.

24.2 설계 일반

- (1) 이 설계기준은 건설교통부의 내진설계기준연구(II)(1997.12)에서 제시된 내진설계성능기준을 바탕으로 하고, 국내외에서 비탈면의 지진시 안정해석을 위해 사용하는 방법을 바탕으로 기존의 설계기준의 체계에 맞도록 제정되었다.
- (2) 이 장의 목적은 지진에 의해 비탈면에서 발생 가능한 파괴와 그로 인해 주변구조물에 발생하는 피해 및 경제적 손실을 최소화시키기 위해 필요한 최소한의 내진설계 요구조건을 규정하는데 있다.
- (3) 비탈면의 내진설계는 간편해석법으로 유사정적해석과 Newmark방법을 적용하고 상세해석방법으로 동적해석방법을 적용한다.

[해설]

- (1) 1997년 건교부에서 성능기반의 상위기준 내진설계기준을 제시한 이후 많은 시설물에 대한 내진설계기준이 제정되었다. 지반분야에서도 이에 맞추어 내진설계에 대한 연구가 수반되었으며 구조물기초설계기준(건설교통부, 2002)에 내진설계부분이 반영되었으며, 비탈면에 대한 내진설계기준도 일부 반영되어 있으나 안정해석부분에서는 구체적인 해석기준을 제시하지 않고 있다. 본 내진기준은 건설교통부의 내진설계기준연구(1997.12)와 구조물기초설계기준(건설교통부, 2002)을 근간으로 하고, 국내외의 비탈면에 대한 안정해석기법들에 대한 내용검토를 통하여 제정하였다.
- (2) 지진이 많이 발생하는 미서부와 알래스카 지역에서는 지진으로 유발된 비탈면 붕괴사례가 빈번하며 이로 인한 도로와 가옥의 피해사례도 적지 않게 보고된 바 있다. 국내에서는 아직 지진으로 인한 비탈면 붕괴사례가 공식적으로 보고된 바는 없지만, 외국의 사례를 볼 때 지진시의 붕괴가능성을 완전히 배제하기는 어려우므로 상위기준 내진설계기준에 맞추어 내진설계를 고려하는 것이 필요하다.

24.3 비탈면의 내진등급 및 성능목표

24.3.1 비탈면의 내진등급

- (1) 비탈면의 내진등급은 상위개념 내진설계기준을 준용하여 비탈면이 속해 있는 주구조물의 내진등급에 따라 I등급, II등급으로 구분한다.
- ① 비탈면의 붕괴가 주구조물의 구조적 안정성에 직접적인 영향을 미치는 경우에는 비탈면의 내진등급은 주구조물의 내진등급을 적용한다.
 - ② 비탈면의 붕괴가 주구조물의 구조적 안정성에 직접적인 영향을 미치지 않지만, 주구조물의 기능 또는 정상적 운영상에 상당한 영향을 미치는 경우에는 주구조물 보다 한 등급 아래의 내진등급을 적용한다.
 - ③ 비탈면의 붕괴가 주구조물의 구조적 안정성에 직접적인 영향을 미치지 않으며, 주구조물의 정상적인 운영이 가능한 상태에서 비탈면의 복구가 가능한 경우에는 내진설계 여부를 발주자와 협의하여 결정한다.
- (2) 비탈면의 붕괴로 인하여 비탈면 상부 또는 하부의 영향 범위 내에 주구조물이 없어 영향을 받지 않는 경우는 비탈면 내진설계를 적용하지 않는다.

[해설]

- (1) 국내 대부분의 토목 및 건축구조물의 내진등급은 내진설계 상위기준(건교부, 1997)에 규정되어 있으나 비탈면의 경우는 규정되어 있지 않다. 다만 쌓기비탈면에 해당하는 댐 및 제방에 대해서만 중요구조물로서 내진등급이 규정되어 있다.

비탈면들은 도로, 철도, 교량, 건축물 등의 주구조물에 부속되어 있는 것으로 볼 수 있으므로 이러한 비탈면의 내진등급은 주구조물의 내진등급을 따르는 것으로 보는 것이 합당할 것이다. 자연재해대책법 제34조에 따라 관계중앙 행정기관의 장은 각 시설에 대한 내진설계기준을 정하여 관계법령에 규정하고 내진설계기준을 설정해야 할 시설 등의 범위를 설정하도록 한다. 건설교통부의 내진설계기준에서는 각 구조물에 대해 내진등급을 제시하였으며 내진 등급에 관련된 내용을 정리한 것은 다음 해설표 24.1과 같다.

제 24 장 비탈면 내진설계기준

해설표 24.1 구조물의 등급분류와 등급별 적용대상 (내진설계기준연구II, 1997)

구조물분류	등급구분	적용대상
도로교	내진특등급	내진 I 등급 중 복구난이도가 높고 경제·사회적으로 특별한 교량 (장대교량)
	내진 I 등급	<ul style="list-style-type: none"> 고속도로, 자동차전용도로, 특별시도, 광역시도, 일반국도상의 교량 지방도, 시도, 군도 중 방계계획상 필요한 도로에 건설된 교량 내진 I 등급교가 건설되는 도로 위를 지나가는 고가교량
	내진 II 등급	내진특등급, 내진 I 등급에 포함되지 않는 교량
고속철도	내진특등급	내진 I 등급 중 복구난이도가 높고 경제·사회적으로 특별히 중요한 구조물
	내진 I 등급	교량, 고가역사, 지하터널역사, 터널, 전차선 및 전주
	내진 II 등급	이외의 구조물
공항구조물	내진특등급	관제탑, 구조 및 소방시설
	내진 I 등급	교량, 지하구조물, 비행장시설, 도로, 건축물 등
	내진 II 등급	하수도, 화물창고, 화물터미널
항만구조물	내진 I 등급	항구의 입지적, 전략적 요건에 의해 주관적으로 분류
	내진 II 등급	안벽, 제방 등 I 등급으로 할 필요가 없는 구조물
지중구조물	내진특등급	<ul style="list-style-type: none"> 특별한 안전이 요구되는 시설 긴급구조, 국방 및 치안유지에 필요한 구조물
	내진 I 등급	사회적 혼란이 야기되고 많은 인명, 재산피해를 주는 구조물
	내진 II 등급	내진특등급, 내진 I 등급에 포함되지 않는 일반적인 구조물
댐	내진특등급	중규모이상으로서 파괴시 하류에 중규모이상의 피해가 야기되는 댐
	내진 I 등급	소규모로서 파괴시 하류에 낮은 수준의 피해가 야기되는 댐
터널	내진특등급	<ul style="list-style-type: none"> 긴급구조, 구호, 국방 및 치안유지에 필요한 터널 내진특등급 구조물과 연계된 터널
	내진 I 등급	내진 I 등급 구조물과 연계된 터널
	내진 II 등급	그 외의 일반적인 터널
도로	내진 I 등급	고속도로, 자동차전용도로, 특별시도, 광역시도, 일반국도
	내진 II 등급	지방도, 시도, 군도
철도구조물	내진특등급	내진 I 등급구조물중 복구난이도가 높고 경제사회적으로 중요한 구조물
	내진 I 등급	국방, 치안유지 및 국가산업 활동에 중요역할을 하는 철도선상이나 도시지하철 상의 교량, 고가역사, 지하철터널역사, 터널, 전차선 및 전주
	내진 II 등급	내진특등급, 내진 I 등급에 포함되지 않는 구조물
건축물	내진특등급	방송국, 유독폭발성물질을 다량보관하는 구조물
	내진 I 등급	소방서, 경찰서, 종합병원, 통신시설, 발전소, 바닥면적이 5000㎡ 이상인 집회시설, 바닥면적 10000㎡ 이상인 판매시설, 내진특등급 구조물을 지원하기 위해 필요한 시설물, 교육용건물, 교도소 및 구급시설, 6층 이상의 아파트나 숙박시설, 공공건물중 지진전후로 가동되어야 하는 건축물
	내진 II 등급	내진특등급, 내진 I 등급에 포함되지 않는 건축물

(2) 비탈면의 내진등급은 다음의 원칙에 따라 결정하도록 한다. (가) 비탈면의 붕괴가 주 구조물의 구조적 안정성에 직접적인 영향을 미치는 경우에는 주구조물의 내진등급을

24.3 비탈면의 내진등급 및 성능목표

적용하고 (나) 비탈면의 붕괴가 주구조물의 구조적 안정성에 직접적인 영향을 미치지 않는 경우나 기능성 혹은 운영상에 일시적인 영향을 미치는 경우에는 주구조물 보다 한 등급 아래의 내진등급을 적용한다. 예를 들어 교량에 부착된 비탈면이나 비탈면 상에 도로나 철도가 놓여있는 경우 비탈면의 붕괴가 교량, 도로, 철도의 안정성에 직접적인 영향을 미치게 되므로 주구조물의 내진등급을 적용해야 한다. 한편 도로, 철도에 접한 깎기비탈면의 경우라 하더라도 비탈면의 붕괴가 주구조물의 안정성에 직접적인 영향을 미치지 않는 경우나 안전사고 유발이나 일시적인 통행제한 등의 간접적인 영향을 미치게 되므로 주구조물 보다 한등급 아래의 내진등급을 적용할 수도 있다. 또한 도로, 철도에 인접한 깎기비탈면의 경우 붕괴가 발생하더라도 차량이나 기차의 운행이 정상적으로 가능한 상태에서 비탈면 복구가 가능한 경우에는 내진설계 적용여부를 발주자와 협의하여 결정한다.

24.3.2 내진성능목표

- (1) 비탈면의 내진성능수준은 붕괴방지수준으로 한다.
- (2) 붕괴방지수준은 비탈면에 인장균열, 부분적 탈락, 배부름 등의 파괴징조는 나타나지 않으나, 이로 인하여 주구조물의 구조적 성능과 기능적인 역할에 피해를 유발시키지 않는 성능수준이다.
- (3) 비탈면은 표 24.1에 규정한 평균재현주기를 갖는 설계지반운동에 대하여 성능수준을 만족할 수 있도록 설계한다.

표 24.1 설계지반운동 수준

성능목표 \ 내진등급	특등급	I등급	II등급
붕괴방지수준	평균재현주기 2400년	평균재현주기 1000년	평균재현주기 500년

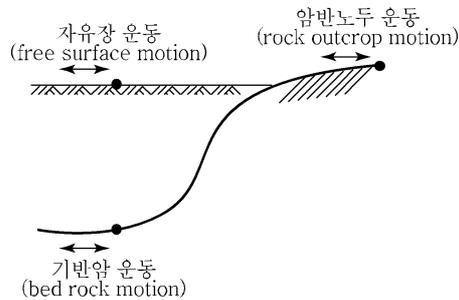
24.4 설계 지반운동의 결정

24.4.1 지반가속도계수 결정

- (1) 지반가속도계수는 지진구역도를 이용하는 방법과 지진재해도를 이용하는 방법을 사용할 수 있다.
- ① 지진구역도를 이용하는 방법: 비탈면의 지역적 위치에 따른 지진구역계수와 비탈면의 내진 등급에 따른 재현주기를 고려한 위험도계수를 곱하여 산정한다.
 - ② 지진재해도를 이용하는 방법: 비탈면의 내진 등급에 따른 재현주기와 재현주기별 지진재해도를 참조하여 구한다.
- (2) 지진구역도 및 지진재해도에서의 지반가속도계수는 보통암 노두를 기준으로 평가하므로, 지표면에서의 지반가속도계수는 국지적인 토질조건, 지질조건과 지표 및 지하지형이 지반운동에 미치는 영향을 고려하여야 한다. 깎기비탈면의 경우 보통암 상태의 노두가 노출되는 경우에는 지진재해도 및 지진구역도에서 제시하는 지반가속도계수를 직접적으로 이용할 수 있다.

[해설]

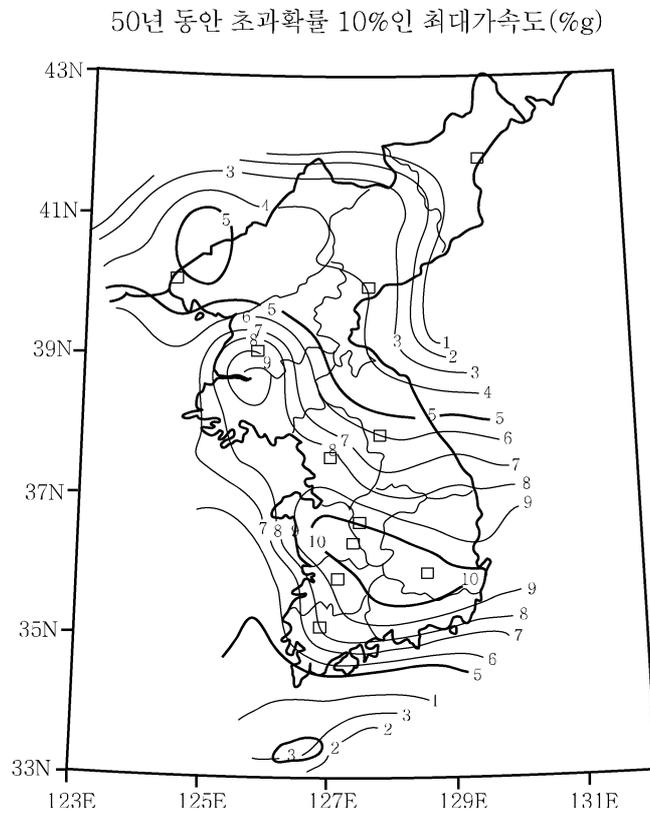
- (1) 지진운동에는 해설그림 24.1에 나타낸 바와 같이 자유장운동, 기반암운동, 암반노두운동 등으로 나눌 수 있다.
- ① 자유장 운동(free surface motion): 지표면에서의 지진운동
 - ② 기반암 운동(bedrock motion): 기반암 표면에서의 지진운동
 - ③ 암반노두 운동(rock outcrop motion): 기반암이 지표면상에 노출되어진 노두에서의 지진운동



해설그림 24.1 지반운동의 정의

설계지반운동은 부지 정지작업이 완료된 지표면에서의 자유장 운동으로 정의된다. 건설교통부에서 제정한 지진재해도는 보통암 지반의 암반노두 운동으로 정의되어 있으며, 이를 바탕으로 국지적 토질조건(부지특성)을 고려하여 지표면 자유장 운동을 예측하여야 한다.

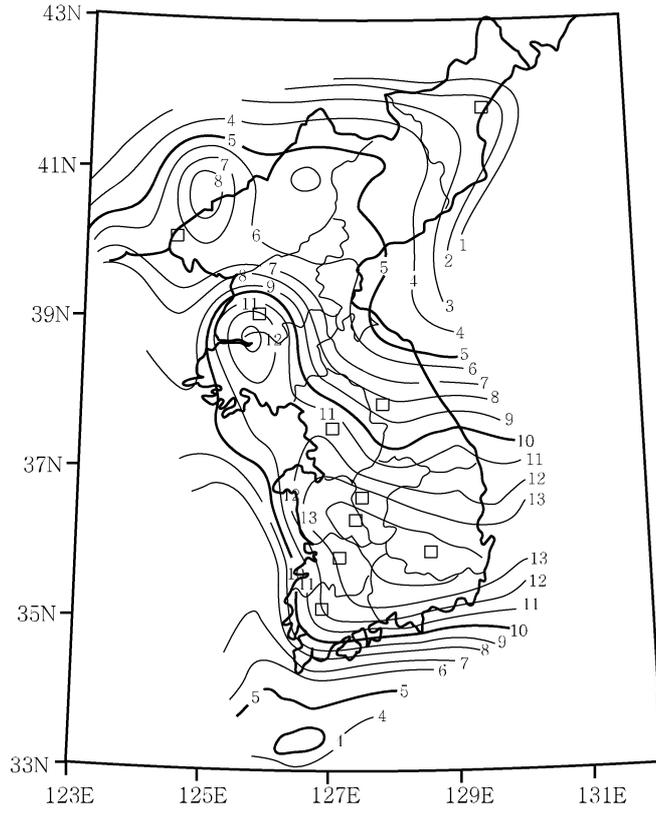
- (2) 지진재해도를 이용한 지반가속도계수의 산정방법은 비탈면이 위치한 부지에 대하여 지반가속도계수를 정밀하게 평가하고자 할 경우 적용할 수 있으며, 지진의 평균 재현주기별로 작성된 지진재해도를 활용하여 비탈면의 내진 등급에 따른 지반가속도계수를 산정할 수 있다. 내진등급에 따른 재현주기는 표 24.1과 같고 재현주기별 지진재해도는 해설그림 24.2와 해설그림 24.3 및 해설그림 24.4를 참조한다.



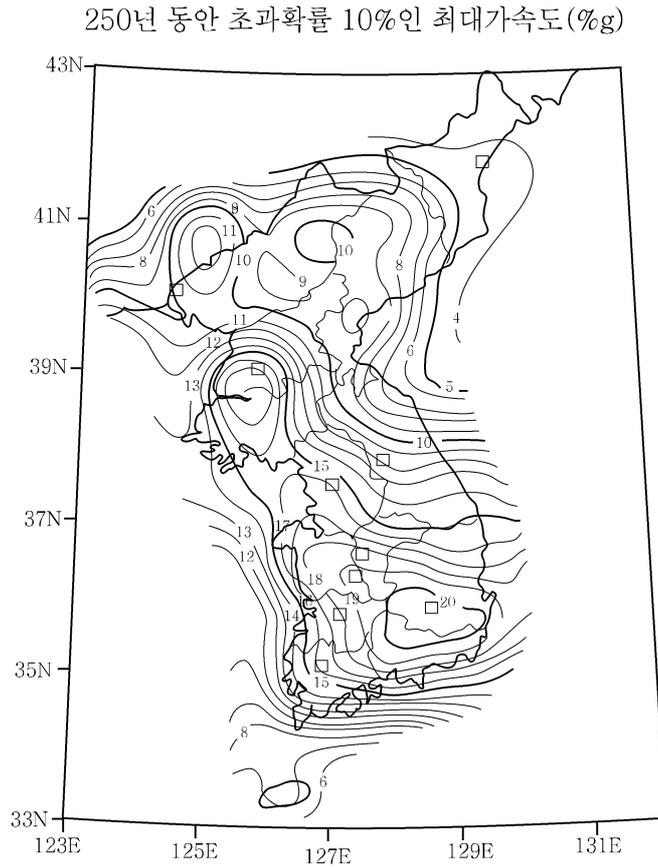
해설그림 24.2 평균재현주기 500년 지진재해도
(지도안의 숫자는 최대지반가속도를 %로 나타낸 것임)

제 24 장 비탈면 내진설계기준

100년 동안 초과확률 10%인 최대가속도(%g)



해설그림 24.3 평균재현주기 1000년 지진재해도
(지도안의 숫자는 최대지반가속도를 %로 나타낸 것임)



해설그림 24.4 평균재현주기 250년 지진재해도
(지도안의 숫자는 최대지반가속도를 %로 나타낸 것임)

- (3) 지진구역도를 이용하여 지반가속도계수를 산정하는 방법은 지진재해도를 적용하기 어려운 경우에 적용하며, 비탈면이 위치한 지역의 지진구역계수 (Z)와 내진등급별 재현주기에 따른 위험도 계수(I)의 곱으로 지반가속도계수를 산정한다.

행정구역별로 지진구역을 설정하여 지진의 평균 재현주기별로 지진재해도를 작성하고 이를 기초로 설계에 반영할 수 있도록 조정된 지진구역계수 (Z)는 해설표 24.2와 같다. 해설표 24.2는 평균 재현주기 500년을 기준으로 결정되었으며, 해설표 24.3의 위험도계수 (I)에 곱하면 다른 재현주기에서의 설계 지반운동 수준도 결정할 수 있다.

제 24 장 비탈면 내진설계기준

해설표 24.2 지진구역 구분 및 지진구역계수(재현주기 500년)

지진구역		행정구역	지진구역계수 Z (g)
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07
※ 강원도 북부(군,시): 홍천, 철원, 화천, 횡성, 평창, 양구, 인제, 고성, 양양, 춘천시, 속초시 강원도 남부(군,시): 영월, 정선, 삼척시, 강릉시, 동해시, 원주시, 태백시, 전라남도 북동부(군,시): 장성, 담양, 곡성, 구례, 장흥, 보성, 여천, 화순, 광양시, 나주시, 여천시, 여수시, 순천시 전라남도 남서부(군,시): 무안, 신안, 완도, 영광, 진도, 해남, 영암, 강진, 고흥, 함평, 목포시			

해설표 24.3 위험도계수(I)

재현주기	50년	100년	200년	500년	1000년	2400년
위험도 계수, I	0.4	0.57	0.73	1.00	1.40	2.0

(4) 국지적인 토질조건, 지질조건과 지표 및 지하 지형이 지반운동에 미치는 영향을 고려하기 위하여 지반을 해설표 24.4와 같이 $S_A, S_B, S_C, S_D, S_E, S_F$ 의 6종류로 분류하고, 분류된 지반조건에 따라 지표면 지반가속도계수를 산정한다. 지반은 해설표 24.4에서와 같이 상부 30.480m의 평균 지반 특성에 따라 분류한다.

지역에 따라 산정된 지반가속도계수는 해당 지역의 보통암 암반노두에서 발생할 수 있는 최대 가속도로서 곧바로 내진해석에서 사용할 수 있는 가속도계수가 아니다. 지진운동은 사업대상지역의 지반특성에 따라서 진동이 감쇄 또는 증폭될 수 있으므로 해설표 24.4의 지반분류 기준에 따라 노두에서의 지반가속도와 대상부지의 지층별 전달과속도와 밀도를 이용하여 1차원 지진응답해석을 실시하고 지표면에서의 지반가속도로 재산정하여 설계에 이용해야 한다. 사업대상부지가 경암 지반(S_A)이면 지진동은 보통암 지반에 비해 감쇠특성이 지배적이며, 그 외 지반(S_C, S_D, S_E)에서는 증폭특성이 지배적으로 나타난다. 중요구조물에 인접한 비탈면에서는 부지특성을 고려한 지

반응답해석을 실시하고 설계 지반가속도계수를 결정하는 것을 추천한다.

해설표 24.4 지반의 분류

지반 종류	지반종류의 호칭	상부 30.480m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 (m/s)	표준관입시험 $\bar{N} (\bar{N}_{60})$ (blow/foot)	비배수진단강도(kPa), \bar{s}_u
S_A	경암지반	1500초과	-	-
S_B	보통암지반	760에서 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
S_D	단단한 토사지반	180에서 360	15~50	50~100
S_E	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
S_F	부지 고유의 특성 평가가 요구되는 지반			

여기서, 지반종류 S_F 에 해당하는 지반의 종류는 다음과 같다.

- 액상화가 일어날 수 있는 흙, Quick Clay와 매우 민감한 점토, 붕괴될 정도로 결합력이 약한 붕괴성 흙과 같이 지진하중 작용시 잠재적인 파괴나 붕괴에 취약한 지반
- 이탄 또는 유기성이 매우 높은 점토 지반
- 매우 높은 소성을 갖은 점토 지반
- 층이 매우 두꺼우며 연약하거나 중간 정도로 단단한 점토 지반

내진설계의 상위기준인 내진설계기준연구II(건설교통부, 1997)에서는 지반종류와 지진구역에 따른 지진계수 C_a 를 해설표 24.5와 같이 제시하였다.

해설표 24.5 지반분류에 따른 지진계수

지반종류	지진구역	
	I	II
S_A	0.09	0.05
S_B	0.11	0.07
S_C	0.13	0.08
S_D	0.16	0.11
S_E	0.22	0.17

제 24 장 비탈면 내진설계기준

내진등급, 지진구역, 그리고 지반분류를 고려한 지반가속도계수는 해설표 24.2~해설표 24.5를 이용하여 산정할 수 있으며, 이를 정리하면 다음의 해설표 24.6과 같다.

해설표 24.6 지반가속도계수 산정표

지반분류	지진구역	내진등급		
		특등급	1등급	2등급
S_A	I	0.18	0.13	0.09
	II	0.10	0.07	0.05
S_B	I	0.22	0.15	0.11
	II	0.14	0.10	0.07
S_C	I	0.26	0.18	0.13
	II	0.16	0.11	0.08
S_D	I	0.32	0.22	0.16
	II	0.22	0.15	0.11
S_E	I	0.44	0.31	0.22
	II	0.34	0.24	0.17

24.4.2 내진설계를 위한 조사

- (1) 내진설계를 위한 지반조사는 크게 (1) 대상부지의 지진응답특성 평가, (2) 지반 또는 구조물의 지진에 대한 저항성 평가로 나뉘며 각각의 평가를 위해 필요한 정보를 획득하기 위해서 다음 기준에 따라 지반조사를 실시한다.
- ① 대상부지의 지진응답특성평가를 위해서는 다음의 시험을 실시한다.
 - 시추조사 : 지층의 구성, 지하수위, 실내시험 용 시료채취 등
 - 현장시험 : 각 지층의 탄성파전파특성을 얻을 수 있는 현장시험
 - 실내시험 : 각 지층별 물성시험 및 역학시험, 다양한 변형율 상태에서의 동적 물성치를 획득하기 위한 실내시험
 - ② 지반 또는 구조물의 지진에 대한 저항성 평가를 위해서는 다음의 시험을 실시한다.
 - 현장시험 : 지반의 지층별 전단강도를 추정할 수 있는 시험(표준관입시험, 콘관입시험 등)

- 실내시험 : 다양한 지진동을 모사하여 변형을 크기별 변형계수와 감쇠특성을 얻을 수 있는 시험 (진동삼축시험 등)
 - 모형시험 : 진동대 시험
- (2) 지진응답특성평가를 통해서 설계 지반가속도계수를 결정할 수 있으며 이를 위해서는 지반의 층상구조, 기반암의 깊이, 각 층의 밀도, 지하수위와 지반의 동적 물성치가 필요하며 앞의 조사와 시험을 통하여 입력 자료를 획득하거나 또는 제반여건이 여의치 않은 경우에는 기존자료를 이용할 수도 있다.

[해설]

- (1) 내진해석에서 가장 중요한 것은 검토대상 구조물이 설치될 위치 또는 비탈면 위치에 서의 설계 지반가속도계수를 결정하는 것이며, 이를 결정하기 위해서는 지반의 층상구조, 기반암까지의 깊이, 각 층의 밀도, 전단파속도, 전단탄성계수와 감쇠비의 비선형 특성, 지하수위 그리고 지반응력상태 등에 대한 정보가 필요하다.

액상화 평가를 하기 위해서는 지반의 주상도와 지하수위를 알아야 한다. 간편한 액상화 예측을 위해서는 표준관입시험의 N_{60} 값, 콘관입시험의 q_c 값, 지반의 전단파속도 (V_s) 그리고 지층의 물리적 특성(입도분포, 소성지수, 밀도 및 함수비)등을 결정해야 한다. 또한 상세한 액상화 예측을 위해서는 시료를 채취하여 실내반복시험을 실시하여야 한다.

- (2) 현장시험은 지반의 층상구조와 관입저항치를 획득하는 관입시험(표준관입시험, 콘관입시험 등)과 전단파속도 주상도를 획득하는 탄성파시험 (크로스홀시험, 다운홀시험, SASW시험 등)이 있다.

① 크로스홀 시험 (Crosshole test)

크로스홀 시험 방법은 지반에 두 개 이상의 구멍을 뚫어 한쪽은 발진자로, 나머지 홀은 감지기로 구성하여 발진자에서 유발되는 진동이 지반을 통과하여 감지기까지 도달되는 파의 전파 속도를 깊이별로 측정하여 깊이별 전단 탄성계수와 포아송비를 추정하는 기법이다. 크로스홀 시험에서 홀 사이의 간격은 일반적으로 3~6m로 하며, 홀이 3개 이상이면 하나는 발진자로 이용하고 나머지 홀들은 감지기로 사용하여 지반 물성치 해석을 수행한다.

② 다운홀 시험(Downhole Test)

다운홀 시험은 지반의 압축파 속도, 전단파 속도 측정에 널리 사용하는 방법으로 발진자를 지표위에 설치하고 감지기는 검측공내 계획된 측정 깊이에 설치한다. 발진자에 충격을 가해 진동을 유발 시키는데 연직 방향으로 충격을 가하면 압축파 성분이 수평 방향으로 충격을 가하면 전단파 성분이 풍부한 진동을 발생한다. 직접 산출법에서는 발진자에서 출발한 탄성파가 발진자와 감지기 사이의 경사거리를 주파하는데 걸리는 시간을 측정하게 된다.

크로스홀 시험과 다운홀 시험의 장·단점은 다음의 해설표 24.7과 같다. 크로스홀 시험은 다운홀 시험에 비하여 시험 장치의 구성이 복잡하고 많은 비용이 들지만 보다 좋은 시험 결과를 얻을 수 있다.

해설표 24.7 크로스홀 시험과 다운홀 시험방법의 비교

크로스홀시험	다운홀시험
<ul style="list-style-type: none"> · 두개 이상의 시추공 · 간단한 공내 발진자 · 주로 P파와 S파 사용 · 전단파의 극성 특성이용 · 파의 진행 경로 길이가 일정 · 시추공 Casing의 영향이 적다 · 모든 깊이에서 신호와 잡음의 비가 높다. · 파의 전파속도가 낮은 층 감지가능 · 자세한 지층구조 조사가능 · 잡음이 많은 지역에서도 사용가능 	<ul style="list-style-type: none"> · 한 개의 시추공 · 간단한 표면 발진자 · 주로 P파와 S파 사용 · 전단파의 극성 특성이용 · 깊이에 따라 진행 경로 길이 증가 · 시추공 Casing 영향 가능 · 신호와 잡음의 비가 깊이에 따라 감소 · 파의 전파 속도가 낮은 층 감지가능 · 파의 굴절 문제가 적음 · 제한된 공간에서 작업가능 · 비용이 비교적 적음

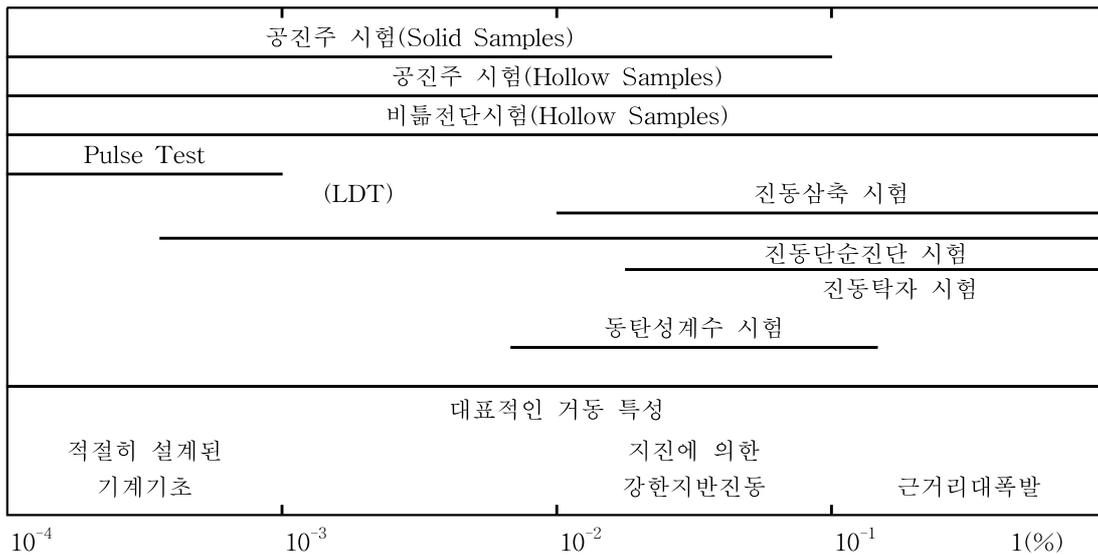
③ SASW(spectral analysis of surface wave) 시험

SASW 시험방법은 발진자와 감지기 모두를 지표면에 두고 시험하는 방법으로, 표면파의 특성을 이용하여 지반 물성치를 결정한다. SASW 시험 방법은 일정한 주기의 표면파를 사용하는 정상진동 기법을 수정 · 보완한 시험방법으로 반 무한층에서 표면파의 분산 특성에 그 바탕을 두고 있다. 표면파의 분산 특성은 층상구조의 매질에서 파의 전파 속도가 파의 주파수에 따라 변하는 것을 의미한다.

(3) 지반의 동적물성치를 획득하기 위해 실내에서 수행하는 시험은 현장에서 채취한 불교란시료 또는 현장조건과 동일하게 형성한 시료에 대해서 수행하게 되며, 공진주시험 (Resonant Column Test), 펄스시험(Pulse Tests), 진동삼축(Cyclic Triaxial Test)시험, 진동단순전단(Cyclic Simple Shear)시험, 비틀전단(Torsional Shear Test)시험 및 진동탁자(Shaking Table Test)시험 등이 있다. 각 시험 방법에서 신뢰성 있게 측정 가능한 변형을 범위는 해설그림 24.5와 같으며 각 시험법으로 결정 가능한 지반 물성치는 해설표 24.8과 같다.

해설표 24.8 각 실내시험법별 측정 가능한 동적 지반 물성치

구분	전단 탄성계수	탄성계수	감쇠비	반복응력 작용시 지반특성	Attenuation
공진주시험	○	○	○		○
Pulse Test	○	○			○
진동 삼축시험		○	○	○	
진동 단순시험	○		○	○	
비틀 전단시험	○		○	○	
진동 탁자시험	○			○	



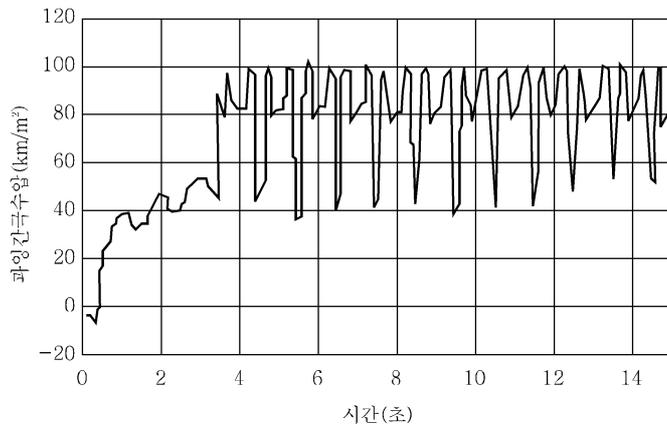
해설그림 24.5 실내 시험법의 변형을 범위

① 진동삼축시험

진동삼축시험은 Seed and Lee에 의해 처음으로 제시된 방법으로 액상화 포텐셜 측정에 가장 일반적으로 사용되어 왔다. 시험 장치의 간편성과 쉽게 적용할 수 있는 장점 때문에 응력 제어 방식의 시험 기법이 지반의 동적 전단강도를 구하기 위하여 주로 사용된다.

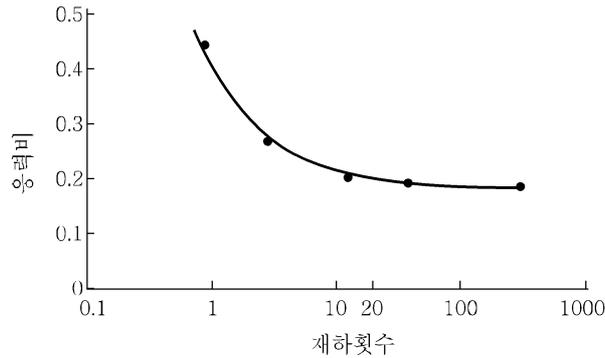
진동삼축압축 시험 과정은 우선 완전 포화된 시료에 등방 압밀과정을 통해 초기 유효구속압을 설정하여 주며, 체적 변형률이 일정해지는 시기까지 압밀 과정을 수행한다. 초기 유효구속압은 현장지반의 지반 심도와 관련이 있으므로 현장성을 고려하여 적절히 산정해 주어야 한다. 압밀 후 시료에 축응력을 반복적으로 가하여 지진력을 재현하게 된다. 이와 같은 시험과정을 통해 시료의 시간에 따른 간극수압, 변위, 응력 및 응력-변형률관계 곡선 등에 대한 자료를 얻을 수 있다.

해설그림 24.6은 대표적인 진동삼축압축 시험결과를 나타낸 것이며, 진동하중이 가해짐에 따라서 유발되는 과잉간극수압의 양상을 나타낸 것이다.



해설그림 24.6 시간에 따른 과잉간극수압의 발현

하중비를 변화시키면서 시험을 반복하며 3수준 이상의 하중비를 변화시키며, 시험을 수행하여 재하 횟수-하중비 관계곡선을 구해야 대상 지반의 지진에 대한 전단저항강도비를 구할 수 있다(해설그림 24.7 참조).



해설그림 24.7 재하횟수에 따른 액상화 저항 강도비 곡선

② 비틀전단시험

진동삼축시험에서의 문제점을 극복하기 위하여 비틀전단시험이 개발되어 사용되고 있다. 불교란 시료를 이용하여 실험을 수행할 때는 원통형 시료를 사용하는데, 이 때 시료 내부에 발생하는 전단응력 및 전단변형의 크기가 일정하지 않은 문제점이 지적되고 있다. 시료 내부에 발생하는 전단변형의 변화를 줄이기 위하여 중공시료가 사용되기도 하나, 불교란 시료 성형시 상당한 교란이 유발된다.

③ 공진주시험

공진주시험은 $10^{-5} \sim 10^{-1}\%$ 의 매우 작은 변형률 범위 하에서의 지반의 동적 특성의 변화 양상을 파악할 수 있는 시험이다. 이 시험 결과로부터 전단 탄성계수와 전단 변형률, 감쇠비를 알 수 있다. 또한 이들 간의 관계 그래프를 통해 지진 하중 작용시 지반의 거동을 파악할 수 있다.

공진주시험은 탄성과 전달 이론에 근거하여 지반의 Young 계수 혹은 전단탄성계수와 감쇠비를 구하는 시험이다. 공진주시험법은 다양한 시험기가 개발되어 사용되어 오고 있으며, 주로 전단력을 작용시켜 시험을 수행하며 자유단-자유단 및 고정단-자유단 단부 조건의 공진주시험이 주로 사용되고 있다.

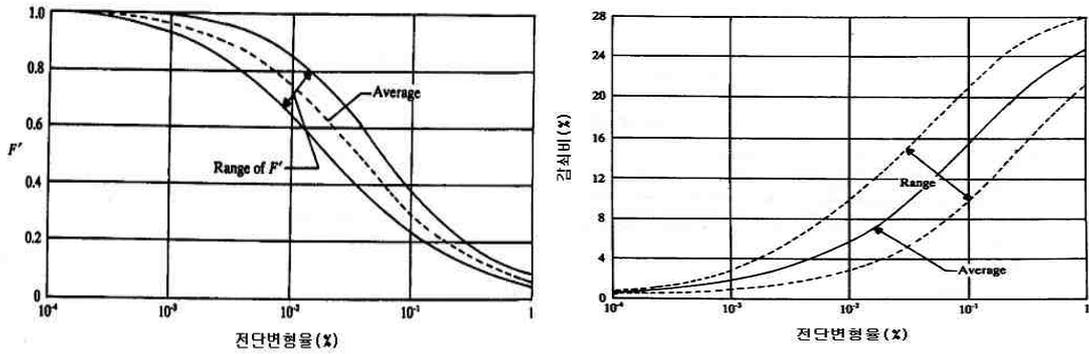
④ 펄스시험 (Pulse Test)

시료에 전단파 또는 압축파를 가하여 전달속도를 측정하는 시험으로 파속으로부터 시료의 탄성계수 혹은 전단 탄성계수를 구할 수 있다. 최근에 압전식 벤더 측정기(Piezo-Electric Bender Element)가 개발되어 발진자와 감지기로 사용되고

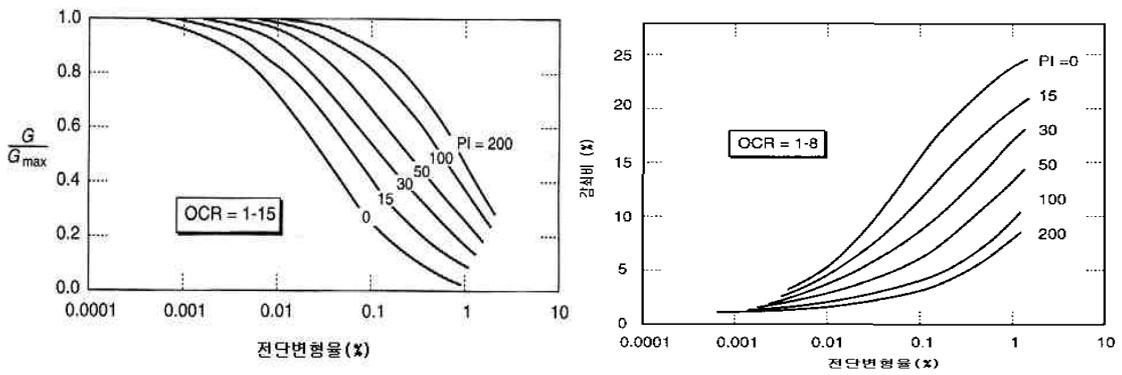
제 24 장 비탈면 내진설계기준

있다. 전달속도 측정방법은 시료의 길이가 짧아 파가 도달하는 정확한 시점을 측정하기 어렵고 저변형율하의 변형특성을 측정함으로써 지반의 비선형 거동을 구할 수 없다.

(4) 조립토와 세립토의 전단탄성계수 및 감쇠비 곡선은 일반적으로 해설그림24.8과 해설그림 24.9에 도시된 범위의 값을 갖는다. (그림에서 $F' = \frac{G}{G_{max}}$)



해설그림 24.8 조립토의 전단탄성계수 및 감쇠비 곡선 (Seed et al. 1986)



해설그림 24.9 세립토의 전단탄성계수 및 감쇠비 곡선 (Vucetic et al. 1991)

24.5 비탈면 내진설계

24.5.1 설계일반사항

- (1) 비탈면이 속한 주구조물이 활성단층이 지나가는 지역, 활성단층 인접지역, 지진시 액상화 또는 과도한 침하가 예상되는 지역에 있고 비탈면에도 그 영향이 있는 경우에는 지반을 보강 또는 개량하여 비탈면의 붕괴가능성을 감소시켜야 한다.
- (2) 비탈면의 내진설계는 설계 지반가속도에 대하여 내진성능수준을 만족시키도록 설계하여야 한다.
- (3) 비탈면의 내진설계는 다음의 항목에 대하여 검토한다.
- ① 비탈면 기초지반의 액상화 가능성
 - ② 비탈면 자체의 활동에 대한 안정성

24.5.2 내진설계절차

- (1) 비탈면의 내진설계는 비탈면과 비탈면 하부 기초지반의 지반조건에 따라 우선적으로 액상화 발생가능성을 검토하고 비탈면 안정성 검토를 수행한다.
- (2) 액상화 및 지진하중을 고려한 비탈면의 활동에 대한 기준안전율은 다음과 같다.

표4.2 내진설계시 적용하는 기준안전율

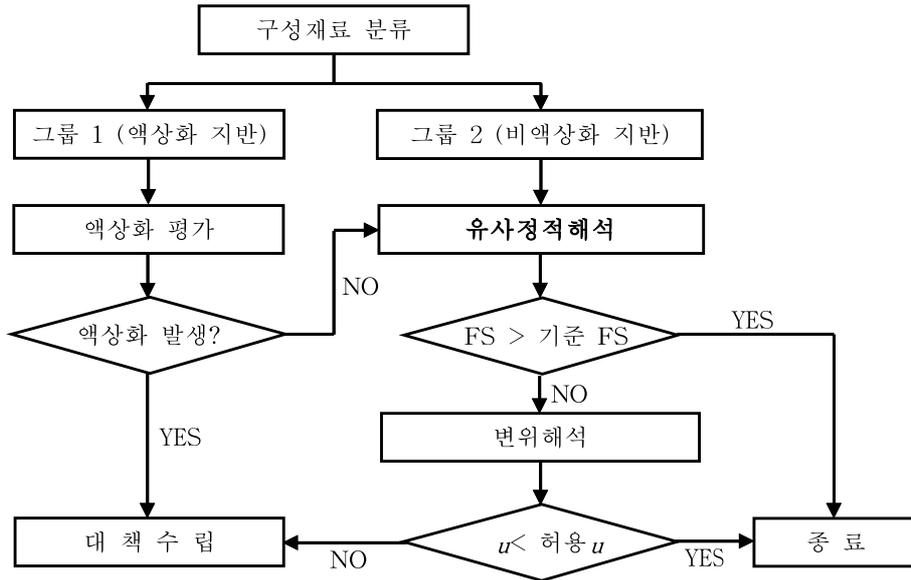
구 분		기준안전율	참 조
액상화	간편법	FS > 1.5	- FS > 1.5 인 경우는 액상화에 대해 안전 - FS < 1.5 인 경우는 액상화 상세검토 수행
	상세검토	FS > 1.0	- 진동삼축압축시험 결과 이용하여 검토
지진시 안정해석		FS > 1.1	- 지진관성력은 파괴토체의 중심에 수평방향으로 작용 - 지하수위는 실제 측정 또는 평상시의 지하수위 적용

[해설]

- (1) 비탈면의 내진설계는 액상화 발생가능성 검토, 안정해석, 변위해석으로 이루어진다. 우선 비탈면 구성 재료를 액상화 발생 가능성의 유무에 따라 구분하여 액상화지반에 대해서는 액상화 검토를 수행하여 액상화가 발생할 것으로 예상되는 경우 재설계를

제 24 장 비탈면 내진설계기준

실시하고 그렇지 않을 경우에는 비액상화지반으로 간주하여 비탈면안정해석을 수행한 후 기준안전율을 이하로 산정되는 경우 변위해석을 수행하여 안정성을 검토한다. 비탈면의 내진설계 흐름도는 아래 해설그림 24.10과 같다.



해설그림 24.10 내진설계 흐름도

(2) 액상화 평가 수행 여부를 판단하기 위해 비탈면 구성지반을 아래와 같은 기준에 따라 액상화 발생가능 지반과 그렇지 않은 지반으로 분류한다. 액상화 평가 수행 여부를 판단하기 위한 예비평가방법으로는 비탈면 구성지반의 입도분포곡선을 이용하거나 전단파속도를 측정하여 판별하는 방법 등이 있으나 본 기준에서는 아래와 같이 통일분류법을 이용하는 방법의 적용을 제안한다.

① 비탈면 구성지반을 통일분류법에 따라 다음의 2 그룹으로 구분한다.

(가) 그룹 1: GW, GP, GM, SW, SP, SM, ML

(나) 그룹 2: GC, SC, CL, OL, MH, CH, OH

② 비탈면 구성지반이 그룹 1에 속하는 경우 : 액상화에 대한 평가를 수행하여 액상

화 발생 가능성이 있으면 대책을 수립하고, 액상화 발생 가능성이 없으면 안정성/변위 해석을 수행한다.

- ③ 비탈면 구성 재료가 그룹 2에 속하는 경우 : 액상화 발생 가능성은 없는 것으로 보고, 안정성/변위 해석을 수행한다.
- ④ 위의 구분 외에도 다음에 해당하는 지반조건에서는 액상화 평가를 생략한다. (항만 및 어항설계기준(1999))
- (가) 지하수위 위의 지반
 - (나) 주상도 상의 표준관입시험의 N값이 20 이상인 지반
 - (다) 대상지반심도가 20m 이하인 지반(단, 20m 이상인 지반이더라도 액상화가 발생하는 경우에 구조물에 중대한 손상이 생긴다고 판단되거나, 분명히 상부 20m 토층과 연관이 있는 층이라고 판단이 되는 경우는 액상화 예측, 판정을 시행한다.)
 - (라) 소성지수(PI)가 10 이상이고 점토성분이 20% 이상인 지반
 - (마) 세립토 함유량이 35% 이상인 경우
 - (바) 상대밀도가 80% 이상인 지반
 - (사) 토층분류가 $S_A \sim S_D$ 인 지반

24.5.3 액상화 검토

비탈면의 액상화에 대한 검토는 표준관입시험의 N값을 이용한 수정 Seed와 Idriss의 간편법을 이용하여 수행한다.

[해설]

- (1) 액상화 지역의 지반거동은 해석적인 방법이나 물리적인 방법으로 모형화시키기 어려우므로 Seed와 Idriss(1971)가 제안한 방법에 기초한 액상화 간편예측법을 통해 액상화에 대한 안전율을 산정한다. 액상화에 대한 안전율은 지진에 의해 발생하는 지반의 진동전단응력(τ_d)과 액상화에 저항할 수 있는 지반의 전단응력(τ_s)의 비로 정의된다.

(2) 표준관입시험의 N값을 이용한 액상화 평가방법은 다음과 같다.

① 지진력을 표현한 진동전단응력비를 해설식(24.1)과 같이 산정한다.

$$\frac{\tau_d}{\sigma_v'} = 0.65 \left(\frac{a_{\text{max}}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \right) r_d \quad \text{해설식 (24.1)}$$

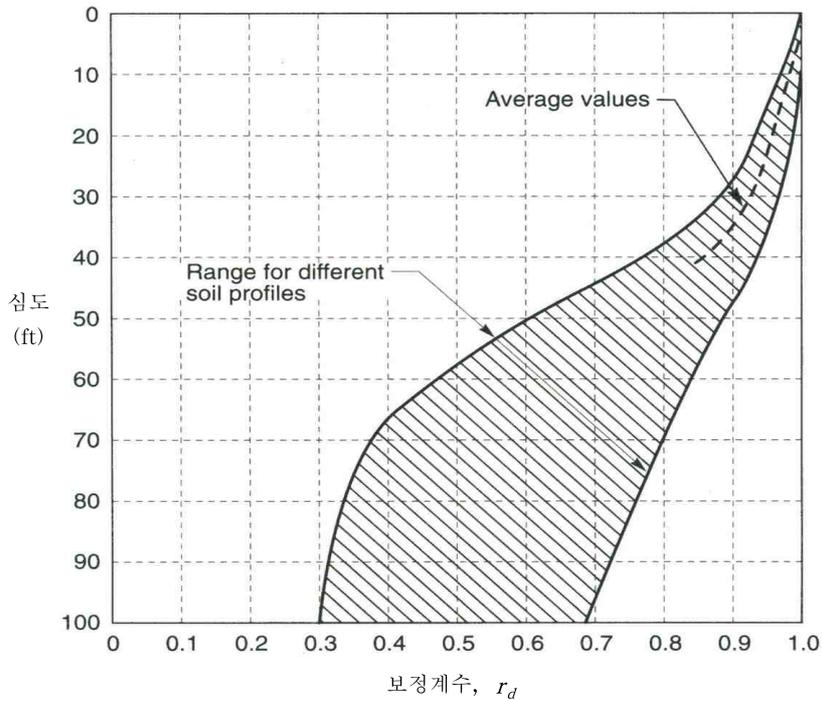
여기서, a_{max} : 액상화 평가지층의 최대 지반가속도 (지진응답해석 수행)

g : 중력가속도

σ_v : 액상화를 평가하고자 하는 깊이에서의 총 상재압

σ_v' : 액상화를 평가하고자 하는 깊이에서의 유효 상재압

r_d : 심도보정계수 (해설그림 24.11 참조)



해설그림 24.11 심도보정계수 산정도표

② 전단저항응력비는 표준관입시험(SPT) 결과인 N값을 이용하여 다음 순서를 따라

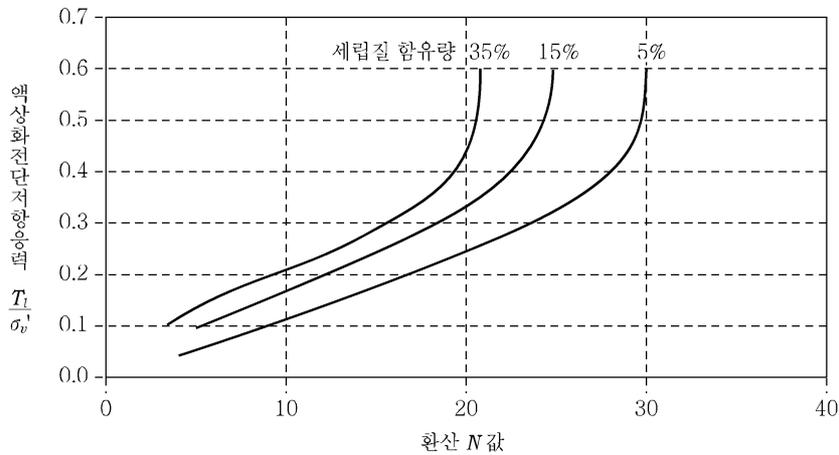
산정한다.

(가) 표준관입저항치 N 으로부터 환산 N 값인 N_1 을 다음 식으로 구한다.

$$N_1 = N \cdot \sqrt{\frac{10}{\sigma_v}} \quad \text{해설식 (24.2)}$$

여기서, σ_v' : 유효상재압 (단위: tonf/m²)

(나) 산정된 환산 N 값으로부터 해설그림 24.12를 이용하여 액상화 전단저항응력비를 산정한다. 해설그림 24.12는 지진규모 6.5를 기준으로 한 것이며 세립질 함유량을 고려할 수 있다.

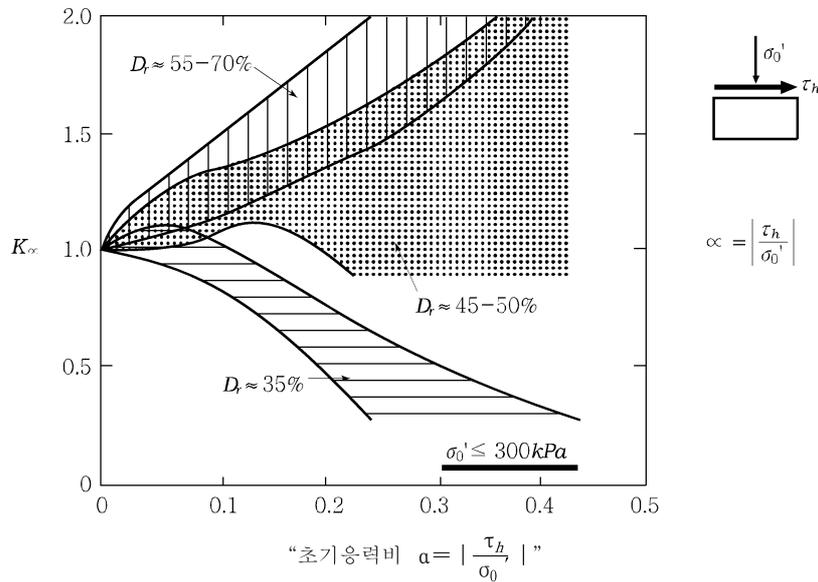


해설그림 24.12 환산관입저항치와 현장 액상화 거동의 상관관계
(항만 및 어항시설의 내진설계표준서, 해양수산부, 1999)

(다) (나)에서 산정한 전단저항응력비는 지표면이 수평한 경우, 즉 지진동 발생 전의 초기응력이 주응력 상태인 경우에만 유효하다. 따라서 비탈면과 같이 경사진 지반에서는 (나)에서 구한 전단저항응력비를 지진동 발생 전 초기전단응력의 영향을 고려하여 해설식 (24.3)과 같이 보정해 주어야 한다.

$$\frac{\tau_l}{\sigma_v} = \frac{\tau_l}{\sigma_v} \cdot K_a \quad \text{해설식 (24.3)}$$

여기서, 보정계수 K_a 는 초기응력비(τ_h/σ_v)와 상대밀도의 함수로서 해설 그림 24.13을 이용하여 산정하며, 초기전단응력(τ_h)은 정적응력 해석(예: 정적유한요소해석)을 수행하여 산정한다.



해설그림 24.13 보정계수 K_a 의 산정도표(After Seed and Harder, 1990)

(3) 액상화에 대한 안전율은 해설식 (24.4)와 같이 산정한다.

$$FS = \frac{\left\{ \frac{\tau_l}{\sigma_v} \right\}}{\left\{ \frac{\tau_d}{\sigma_v} \right\}} \quad \text{해설식 (24.4)}$$

(4) 산정된 안전율을 기준안전율과 비교하여 액상화 발생 여부를 판정한다.

(5) 간편해석 결과 액상화 발생 구역에 대해서는 상세해석을 수행하여 보다 신뢰성 높은 액상화 검토를 수행할 수 있다. 상세해석은 전단저항응력비를 진동삼축압축시험을 수행하여 산정한다는 점에서 간편해석과 구분되며 나머지 과정은 동일하다. 상세해석에 있어 전단저항응력비는 다음과 같이 산정한다.

진동전단응력비를 3수준 이상 변화시켜 진동삼축압축시험을 수행하여 액상화 전단 저항응력비 특성곡선 (해설그림 24.7)을 작성한다. 이 때, 특성곡선에 이용되는 진동삼축압축시험 결과는 현장지반조건 및 지진특성 등을 고려한 보정작업($c_r \times$ 진동전단응력비)이 수행되어야 하며, 보정계수 c_r 은 다음 해설표 24.9을 이용하여 산정한다.

해설표 24.9 보정계수 c_r

제안자	산정식	K_o 에 따른 c_r 값	
		$K_o=0.4$	$K_o=1.0$
Finn et al.	$c_r = \frac{1+K_o}{2}$	0.70	1.00
Seed and Peacock		0.55~0.72	1.00
Castro	$c_r = \frac{2(1+2K_o)}{3\sqrt{3}}$	0.69	1.15

24.5.4 지진시 비탈면 안정해석

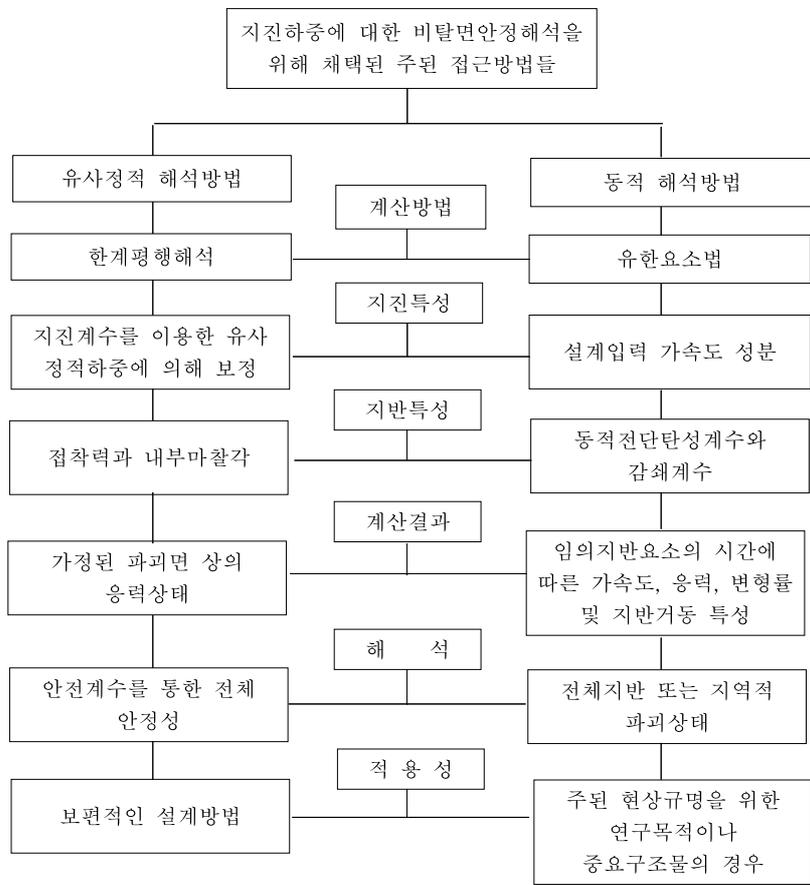
- (1) 지진시 비탈면의 안정해석방법은 유사정적해석방법, Newmark방법 그리고 동적해석을 수행하여 구할 수 있다.
- (2) 유사정적해석은 한계평형해석에서 파괴토체의 중심에 지진계수를 적용한 등가의 지진관성력을 수평방향으로 작용시키고 정적인 방법과 동일한 방법으로 해석을 수행한다.
- (3) 안정해석에서 기준안전율을 확보하지 못하는 경우 Newmark의 변위해석법을 추가로 수행한다. 허용변위기준은 비탈어깨에서 비탈면높이의 1% 변위이내로 한다.
- (4) 동적해석은 유한요소해석 또는 유한차분해석 프로그램을 이용하여 수행하며, 입력하중은 기반암에서의 가속도 시간이력을 이용한다.

[해설]

- (1) 유사정적해석방법은 기존 비탈면의 정적 초기응력 상태 이외의 지진 등으로 인한 동하중을 유사정적 하중으로 대처하여 정적 비탈면 해석방법으로 적용되고 있는 한계평

형 해석방법이나 응력해석방법 등을 이용하여 해석하는 방법이다.

이와 반면에 동적 해석방법은 동하중의 시간에 따른 시간 이력을 고려함으로써 각 시간에 따라 발생하는 응력과 변형에 대한 변화를 해석하는 방법이다. Newmark 방법의 경우 유사정적 해석방법을 바탕으로 동적 지반운동을 고려하여 지진시 비탈면의 변위를 구할 수 있는 방법을 제안하였다. 해설그림 24.14는 유사정적 해석방법과 동적 해석방법의 접근방법을 나타낸다.



해설그림 24.14 유사정적해석방법과 동적해석방법의 접근방법

(2) 유사정적해석에서 가장 중요한 값은 등가관성력을 계산하기 위한 지진계수이며 다음 식을 이용하여 산정한다.

$$K_h = \frac{a_{\max}}{2g} \quad \text{해설식 (24.5)}$$

여기서,

K_h : 수평지진계수

a_{\max} : 지표면 최대가속도

지표면 최대가속도 a_{\max} 는 제24장 24.4.1 지반가속도계수의 결정에 제시된 방법으로 산정하는 것을 기본으로 하되, 해석대상 비탈면의 부지조건이 다음과 같을 때에는 지진응답해석을 수행하여 산정한다.

- 느슨한 모래질층인 경우
- 층두께가 30m 이상인 경우
- 포화된 느슨한 혹은 중간 모래질층인 경우

유사정적해석방법의 적용을 통한 비탈면의 안정해석시 가장 중요한 고려사항으로 동하중의 효과를 고려하기 위한 유사정적 하중산정시 이용되는 지진계수 K_h 값의 결정과 동하중에 의한 지반내의 응력 및 변형율을 적절히 고려하여야 한다. 다음은 지진계수값을 결정하기 위한 방법을 기술하였다.

① 경험적인 방법에 의한 결정

기존의 비탈면의 동하중에 대한 실제거동 예를 바탕으로 결정되었으며 미국의 경우 0.1~0.15, 일본은 0.15~0.25 범위의 K_h 값이 이용되고 있다.

② 동적해석방법에 의한 결정

최초의 동적해석방법의 적용은 흙댐을 삼각형 모양의 일차원 수직전단빔으로 가정하고 전단 변형이 수평면에 고르게 분포한다는 가정하에 해석하였다. 지반이 무한히 얇은 수평요소로 이루어지고 점탄성 거동을 한다는 가정하에 각 지반 요소는 전단 스프링과 점성을 가진 감쇄기구로 연결되고 저면에 균등하게 분포하는 지반운동을 가정하여 각 깊이에 대한 K_h 값을 산정한다. 1962년 Inshizaki와 Hatakeyama는 유한차분법을 적용하였으며 1966년 Clough와 Chopra는 유한요소법을 강성기초지반에 놓인 균질한 흙댐에 대한 동적해석을 위해 확장적용 하였다.

이후 많은 공학자들에 의해 동적안정을 위한 해석방법들이 모색 되었다.

유한요소법의 경우, 동하중에 의한 임의의 시간 t 에서 얻어지는 요소 경계에서의 수직응력과 전단응력으로부터 각 요소의 연직수평력 $F_v(t)$ 및 수평 관성력 $F_h(t)$ 를 다음 식으로 산정하게 된다.

$$K_h(t) = F_h(t) / W \quad K_v(t) = F_v(t) / W \quad \text{해설식 (24.6)}$$

여기서,

W = 가상 파괴토체의 무게

다음은 유한요소법을 적용한 일반적인 동적해석방법의 개략적인 순서이다.

- (가) 비탈면을 유한요소화한다.
- (나) 지반물성치를 결정하며, 실내실험 또는 현장실험을 통한 변형률에 따른 전단계수(G)와 감쇠계수(D)를 결정한다.
- (다) 실제 동하중의 속도성분이나 지역적 특성을 고려한 설계입력 가속도성분 결정
- (라) 기본 운동방정식을 이용한 유한요소 해석방정식을 도출한다.
- (마) 기본 운동방정식의 해를 구한다.

동적해석방법은 많은 지진특성을 고려할 수 있으며 동하중에 의해 유발된 응력 상태 및 변형율 상태를 고려한 강도계수를 사용함으로써 지반의 동적거동 특성을 적절히 고려할 수 있다. 또한 복잡한 비탈면 형상이나 지반조건을 고려할 수 있다. 그러나 계산 과정이 복잡하며 지반 재료의 동적거동 특성을 나타내기 위한 지반계수를 산정하는데 어려움이 있다.

③ 실제 동하중의 최대 가속도에 의한 결정

지반체가 강체로서 거동한다는 가정하에 지반에 작용하는 동하중의 최대가속도를 기준으로 결정하는 방법이며, 보수적인 결과를 나타낸다.

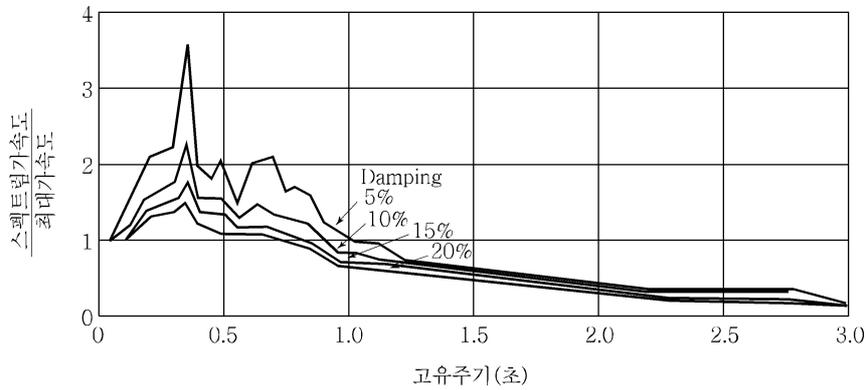
- (4) 비탈면의 변위는 Newmark 활동블록이론에 기초한 간편해석을 수행하여 산정하고, 허용변위값과 비교하여 설계의 적정성을 판별한다. 비탈면의 변위에 관한 간편해석법은 안전율이 1이 될 때의 가속도, 즉 항복가속도를 산정하고 이를 2번 적분하여 변위

를 산정하는 Newmark 활동블록이론을 기본개념으로 한다. 대표적인 변위간편해석법으로는 Makdisi-Seed 방법과 Newmark 방법이 있다.

① Makdisi-Seed 방법

Makdisi-Seed에 의한 변위해석방법의 수행절차는 다음과 같다.

- (가) G/G_{max} , D (Damping ratio)와 전단변형률에 대한 그래프를 작성한다.
- (나) 설계지진에 대해 해설그림 24.15와 같은 가속도 스펙트럼 그래프를 작성한다.



해설그림 24.15 가속도 스펙트럼 그래프

- (다) 전단탄성계수 G 를 가정하여 G/G_{max} 값을 산정한다.
- (라) (가)에서 작성된 그래프를 통해 전단변형률과 Damping ratio를 구한다.
- (마) $n=1, 2, 3$ 일 때의 고유진동수를 산정한다.

$$\omega_1 = \frac{2.404}{H} \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad \text{해설식 (24.7)}$$

$$\omega_2 = \frac{5.52}{H} \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad \text{해설식 (24.8)}$$

$$\omega_3 = \frac{8.65}{H} \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad \text{해설식 (24.9)}$$

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad \text{해설식 (24.10)}$$

여기서, ρ =비탈면의 밀도= $\frac{\gamma}{g}$

T_n = 고유주기

(바) (나)에서 작성된 그래프에서 Damping ratio와 고유주기에 대한 스펙트럼 가속도 S_{a1} , S_{a2} , S_{a3} 를 구한다.

(사) 비탈면마루에서의 최대가속도를 산정한다.

$$u''_{a(max)}(at\ z=0) = \sqrt{\sum_{n=1}^3 [u''_{an}(0)]^2_{max}} \quad \text{해설식 (24.11)}$$

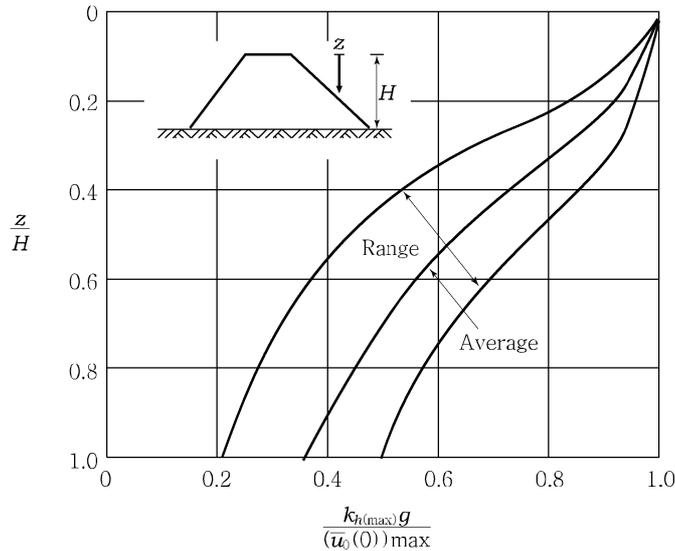
$$= \sqrt{(1.6S_{a1})^2 + (1.06S_{a2})^2 + (0.86S_{a3})^2}$$

비탈면의 평균 등가 전단변형률을 산정한다.

$$(\gamma'_{av})_{eq} = 0.195H \frac{D}{G} S_{a1} \quad \text{해설식 (24.12)}$$

(아) (라)에서 구한 전단변형률과 비교하여 차이가 클 경우 (다)부터의 과정을 반복하고 유사한 값일 경우 (사)에서 산정된 최대가속도 값을 사용한다.

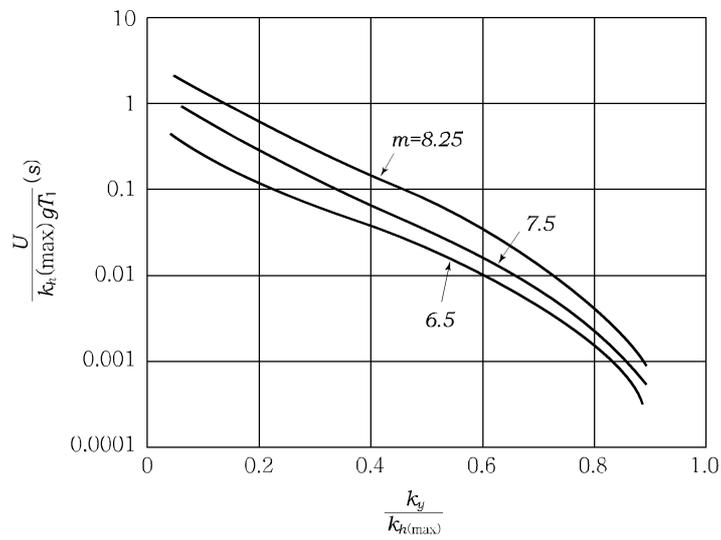
(자) 해설그림 24.16에서 최대수평가속도($k_{h(max)}g$)를 결정한다.



해설그림 24.16 비탈면의 높이에 따른 최대가속도비

(차) 항복가속도(k_y)는 일반적으로 한계평형해석 프로그램을 이용하여 안전율이 1일 때의 횡방향 지진가속도계수를 산정할 것을 권장하나, 만일 선단부를 통과하는 파괴가 예상될 시에는 해설표 24.10을 사용하여 간편하게 결정하여도 무방하다.

(카) 해설그림 24.17에서 최대가속도비에 따른 비탈면의 수평변위 (U)를 결정한다.



해설그림 24.17 최대가속도비에 따른 영구 변형

제 24 장 비탈면 내진설계기준

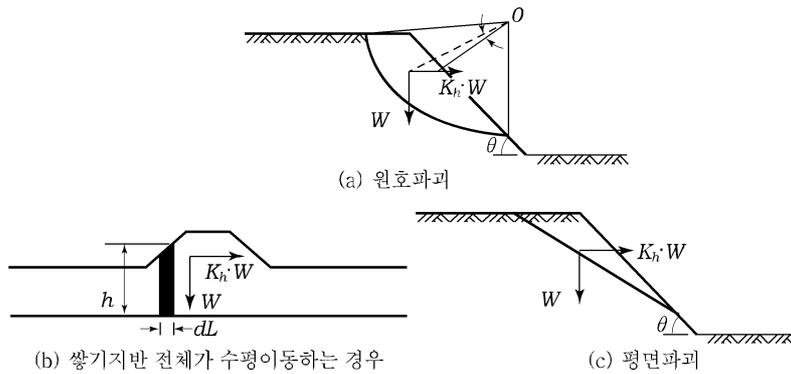
해설표 24.10 항복가속도

$d_y H$					
β	$\tan\phi$	0.05	0.10	0.15	0.20
15	0.1	0.00	0.08	0.15	0.20
	0.2	0.10	0.20	0.27	0.33
	0.3	0.20	0.31	0.39	0.44
	0.4	0.30	0.41	0.50	0.55
	0.5	0.40	0.51	0.60	0.66
	0.6	0.49	0.61	0.70	0.76
	0.7	0.58	0.70	0.80	0.87
	0.8	0.66	0.79	0.89	0.97
	0.9	0.74	0.87	0.98	1.07
30	0.1	-	0.00	0.13	0.20
	0.2	0.00	0.11	0.25	0.35
	0.3	0.05	0.22	0.37	0.46
	0.4	0.14	0.32	0.46	0.56
	0.5	0.24	0.41	0.55	0.66
	0.6	0.32	0.50	0.63	0.75
	0.7	0.40	0.57	0.72	0.83
	0.8	0.47	0.65	0.79	0.91
	0.9	0.53	0.71	0.86	0.98
45	0.1	-	-	0.07	0.22
	0.2	-	0.00	0.18	0.33
	0.3	-	0.11	0.28	0.42
	0.4	0.00	0.20	0.37	0.51
	0.5	0.06	0.29	0.46	0.59
	0.6	0.14	0.36	0.53	0.67
	0.7	0.21	0.43	0.59	0.74
	0.8	0.27	0.49	0.66	0.80
	0.9	0.33	0.54	0.71	0.84
60	0.1	-	-	0.00	0.16
	0.2	-	-	0.08	0.26
	0.3	-	0.00	0.18	0.34
	0.4	-	0.05	0.26	0.42
	0.5	-	0.13	0.33	0.49
	0.6	0.00	0.20	0.39	0.55
	0.7	0.01	0.26	0.45	0.60
	0.8	0.07	0.32	0.50	0.65
	0.9	0.13	0.36	0.54	0.69
75	0.1	-	-	-	0.04
	0.2	-	-	0.00	0.14
	0.3	-	-	0.02	0.22
	0.4	-	-	0.10	0.29
	0.5	-	0.00	0.17	0.35
	0.6	-	0.01	0.23	0.40
	0.7	-	0.07	0.28	0.44
	0.8	-	0.12	0.32	0.38
	0.9	-	0.16	0.35	0.51

c : 점착력 ϕ : 내부마찰각 H : 체체의 높이 β : 체체의 경사 γ : 단위중량

② Newmark 방법

Newmark는 정적평형 상태를 고려함으로써 해설그림 24.18과 같은 세 가지 파괴형태를 유발시키기 위해 요구되는 최소 지진계수 K 를 산정하였으며, K 는 동하중에 의한 비탈면 안전율이 1일 때의 지진 계수값이다.



해설그림 24.18 동하중 작용시 세가지 파괴형태

(가) 원호 파괴의 경우 (해설그림 24.18a)

안전율 F 을 주는 지진계수값 K 와 안전율 1일 때의 지진계수값 K 간의 관계식은 다음의 식과 같다.

$$K = K' F' + (F' - 1) \sin \beta \tag{24.13}$$

지진력에 의한 관성력이 수평방향으로 작용하는 경우 다음식과 같이 되며 여러 가상 파괴면들을 대상으로 K' 값을 가정함으로써 상응되는 F 값을 산정하고 이들로부터 최소 지진계수값 K 를 구한다.

$$K = K' F' + (F' - 1) \tan \beta \tag{24.14}$$

(나) 전체 흙쌓기 지반이 수평 이동하는 경우 (해설그림 24.18b)

수평방향으로 작용하는 관성력 KW 가 기초 지반의 비배수 전단강도를 넘어서 거의 수평파괴면을 형성하며 흙쌓기 지반이 움직이는 경우이다.

$$K = \sum SdL / w \tag{24.15}$$

여기서, S = 기초지반의 비배수전단강도
 dL = 파괴면에 대한 미소길이

점토 지반과 같이 비배수 전단강도가 깊이에 따라 선형증가할 경우의 유효
 상재응력 σ 는 다음의 식과 같다.

$$K = \frac{S}{\sigma} \left(1 - \frac{\sum u dL}{\sum r h dL} \right) \quad \text{해설식 (24.16a)}$$

$$K = \frac{S}{\sigma} (1 - r_u) \quad \text{해설식 (24.16b)}$$

여기서,

$$\sigma = (r h - u)$$

h = 지반요소의 연직높이

u = 간극수압

r_u = 평균간극수압비

(다) 비탈면내 평균파괴의 경우 (해설그림 24.18c)

$$K = (F - 1) \sin \Theta \quad \text{해설식 (24.17)}$$

여기서,

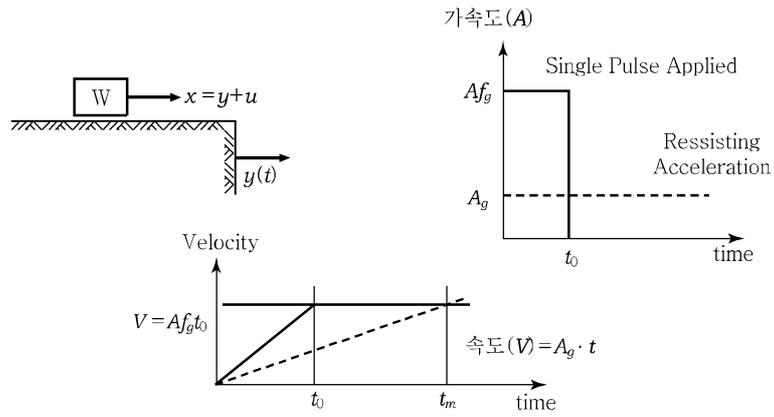
Θ = 비탈면의 경사

F = 지진하중이 없는 경우의 안전율

위의 세 가지 방법에서 얻어진 최소 지진계수 값 K 를 기준으로 변위를 산정할
 수 있으며 예로써 해설그림 24.19에서 t_0 시간동안 작용된 Kg 의 가속도 성분
 에 의해 동하중을 받는 무게 W 의 강체에 대한 최대 변위는 아래의 식과 같다.

$$U = \frac{1}{2} V t_m - \frac{1}{2} V t_0 = \frac{V^2}{2gK} \left(1 - \frac{K}{K_1} \right) \quad \text{해설식 (24.18)}$$

여기서, U = 임의의 시간 $t_m = \frac{V}{Kg}$ 일 때 강체의 상대적인 최대변위이며
 가속도에 의한 힘 V 의 최대속도는 시간 t_0 일 때 Kgt_0 의 값을 가지며 저
 향하는 가속도성분 Kg 에 의한 속도는 Kgt 의 값을 가진다.



해설그림 24.19 가속도성분 A_g 를 받는 강체의 변위

Newmark 방법은 건조한 비점성토 흙쌓기 지반의 변위를 예측하는데 성공적으로 이용되었지만 과잉간극수압이 발생하는 지반의 경우에는 간극 수압의 예측이 어려우므로 유효응력에 근거를 한 Newmark 방법의 적용이 어려운 단점이 있다.

참고문헌

1. 한국지진공학회, 한국건설기술연구원 (1997), 내진설계기준연구(II), 건설교통부
2. 한국지반공학회 (2003), 구조물기초설계기준, 건설교통부
3. 한국해양연구소 (1999), 항만 및 어항시설의 내진설계표준서, 해양수산부
4. Clough, R. W. and Chopra, A. K. (1966), "Earthquake Stress Analysis in Earth Dams", Proc. ASCE, Vol. 92, No. EM2
5. Makdisi, F. I. and Seed, H. B. (1978), "Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No. GT7, pp. 849-859
6. Seed, H. B. and Harder, L. F. (1990), "SPT-based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength", Proceedings of H. Bolton Seed Memorial Symposium
7. Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1971), "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Vol. 97, No. SM9, pp. 1249-1273
8. Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M., and Tokimatsu, K. (1986), "Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesive Soils", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT7, pp. 743-756
9. Vucetic, M. and Dorby, R. (1991), "Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 117, No. 1, pp. 89-107