



IV. 토목섬유를 활용한 도로보강 및 보강제방

1. 도로보강

1.1 개요

연약지반 상에 도로를 건설할 경우, 연약 노상토 상부에 토목섬유를 간 다음 샌드매트나 쇠석 등을 포설한다. 토목섬유는 두 종류의 건설재료가 섞여 큰 상재하중 하에서 발생될 수 있는 과잉침하를 방지하며 상부 포설 두께를 줄이는데 사용될 수 있다. 도로는 설계수명, 교통량, 또는 사용용도에 따라 영구도로와 임시도로로 분류된다. 포장과 비포장도로로 사용되고 있는 영구도로는 주로 10년 이상의 사용수명이 요구되어진다. 즉 영구도로는 도로의 설계수명동안 차량 통과량이 백 만대 이상 가능해야 한다. 반면 대부분 접근도로와 작업도로로서 사용되는 임시도로는 비포장도로인 경우가 많으며, 그 사용기간 또한 1년정도가 주를 이룬다. 즉, 임시도로는 도로 사용수명동안 차량통과량이 10,000대 보다 적은 경우이다.

임시도로들은 우회도로, 플레폼, 그리고 영구도로를 시공하기 위한 작업도로, 제방 위의 노상 등을 포함한다. 토목섬유의 가장 중요한 적용 중의 하나는 현장 흙이 초기에 너무 연약하여 시공장비를 현장 안에 접근하기 어려울 때 토목섬유 포설로 장비의

진입을 가능하게 한다. 비록 마무리된 도로단면이 노상에 의해 지지되어 있는 경우라도 굴착시공이나 입상토로 치환할 방법이 없는 경우가 종종 있다. 이와 같은현장에서는 자갈로 대처하거나 석회안정처리 또는 다른 유사한 공법을 통하여 지반안정처리를 해야한다. 이러한 경우 토목섬유공법은 가장 저렴한 공법으로서 이용될 수 있다. 도로에서의 토목섬유는 그림 1.1a에 나타낸 것과 같이 쇠석기층과 연약 노상토 사이에 설치하여 두 재료로 분리시킴으로써 그림 1.1b와 같이 상부쇄석기층이 하부 연약 노상토 층으로 밀려 내려와 섞이는 것을 방지하는 기능을

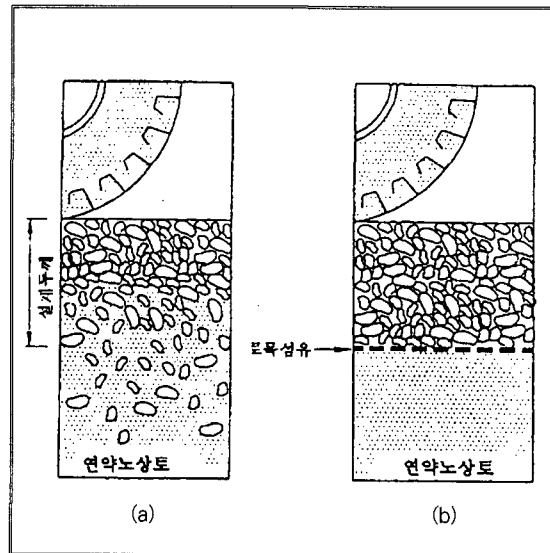


그림 1.1 도로에서 토목섬유의 분리 및 보강 기능

*1 정희원, 시립인천대학교 공과대학 토목공학과 교수

*2 정희원, 순천대학교 공과대학 토목공학과 교수



표 1.1 필요한 토목섬유의 각종물리적 성질(AASHTO Task Force 25, 1990)

유지수준	그랩강도(kg) ASTM D4632		폐물림 강도(kg) ASTM D4833		충격저항(kg)		화열저항(kg/cm ²)	비고
	< 50%	< 50%	< 50%	> 50%	< 50%	> 50%		
보통	82	52	32	18	32	18	20	토목섬유 변형율
높음	122	82	45	34	45	34	30	

○ 겉보기 공극의 크기
 ㉠ <50% : 0.075mm 체크기를 50%이하를 통과할 때, AOS(0.6mm, ASTM 4751
 ㉡ >50% : 0.075mm 체크기를 50%이상을 통과할 때, AOS(0.3mm, ASTM 4751

○ 투수계수
 토목섬유의 투수계수>흙의 투수계수, ASTM D4491

○ UV(자외선)에 의한 손상
 150시간 햇볕에 노출되었을 때 70%의 강도만 유지하면 된다. ASTM D 4355

수행한다.

토목섬유(부직포 또는 직포)는 원사가 탄력성이 높고 견고한 합성섬유 재질로 짜여진 제품이어야 한다. 토목섬유 재료 선택의 각종 물리적 특성은 표1.1을 참조로 한다. 토목섬유의 시험방법 및 품질 시험 빈도는 KSF 규정에 따른다.

1.2 설계

(1) 기본개념

도로 체계의 모든 형태에는 설계방법에 관계없이 공통적인 원칙들이 있다. 기본적으로 도로를 설계한다는 것은 도로의 각 구성요소들, 포장층을 포함한 골재기층과 노상도에 대한 연구를 포함한다. 즉 다양한 기후 조건과 환경 조건하에서 하중을 받았을 때 도로의 각 구성요소가 무리 없이 제 기능을 수행할 수 있는지 여부를 검토하는 것이다. 도로의 용도가 영구도로, 또는 임시도로이든지 모든 도로의 체계는 기초가 되는 노상으로부터 도로를 지탱한다. 따라서 토목섬유의 기능은 임시도로나 영구적인 도로에 관계없이 유사하게 적용된다. 그러나 도로의 기능상 임시도로 설계방법들은 영구도로설계에 사용할 수 없다. 즉 설계상의 중요한 차이는 도로가 가지는 기능 수행과 밀접한 관계가 있다. 임시도로 설계 시에는,

설계수명동안 도로 기능의 수행에 있어 무리가 없는 한도 내에서 러팅(rutting, 바퀴자국)을 허용한다. 반면에 영구적인 도로에서는 러팅을 절대 허용하지 않는다. 따라서 이 두 경우의 토목섬유설계에 대한 기술은 별도로 하였다.

(2) 임시도로

비포장도로의 설계방법에는 두 가지의 접근방법이 있다. 첫 번째는 토목섬유가 보강효과 없이 단지 분리기능만을 수행한다고 가정하는 것이며, 두 번째는 토목섬유의 보강효과를 고려하는 것이다. 분리기능은 5~10cm의 러팅이 예측되는 비교적 작은 활하중이 작용되는 낮은 제방에서 더욱 더 중요하게 나타난다. 이러한 경우에 보강효과가 없다고 가정하여 설계하는 것이 일반적인 해석이다. 반면에 제방의 두께가 얇고 큰 활하중이 재하될 때는 러팅이 10cm이상 발생하게 되어 제방의 안정성을 더욱 필요로 하므로 토목섬유의 보강기능이 분리기능보다 더 중요한 요소가 된다. 여기에서는 주로 토목섬유의 분리기능만 서술하였다. 토목섬유는 어떠한 조건에서든 광범위하게 적용할 수 있기 때문에 매우 많은 곳에서 사용이 가능하다. 여기에 소개된 설계방법은 Steward, Williamson, Mohney이 공동으로 1977년에 개발한 방법이다. 설계시 고려할 사항은 다음과 같다:

- ① 차량통과횟수(10,000회 이상), ② 등가 축하중, ③ 축하중 형상, ④ 타이어 압, ⑤ 노상강도, ⑥ 러팅심도.

다음과 같은 제한사항들을 적용한다.

- 골재층은 CBR값이 80이 되도록 다져야 하고 비점성층(비소성체)이어야 한다.
- 차량 통과횟수 10,000대로 제한한다.
- 토목섬유의 기능 수행기준을 고려해야 한다.
- 노상토의 전단강도는 CBR로 측정하여 3이하 이어야 한다.

노상토의 CBR값이 3보다 큰 지반에서는 토목섬유가 분리기능을 거의 하지 않고 배수기능과 여과기능을 수행한다. 설계방법은 이론적 분석과 경험적(현장 및 실험실)실험결과에 의거하였다. 이러한 결과에 근거하여 Steward와 2인(1997)은 토목섬유 분리층이 있을 때와 없을 때 공히 주어질 응력 하에서 교통량이 주어진다면 어느 정도의 바퀴자국(러팅)이 발생된다고 결론지었다. 그들은 앞서 기술한 응력단계를 고전적인 지지력계수로 나타내었다. 조별 지지력계수는 표 1.2와 같다.

표 1.2 지오텍스타일 유·무, 교통량과 바퀴자국 깊이때 따른 지지력계수(Nc)(Steward, Williamson & Mohny, 1997)

	바퀴자국(cm)	교통량 (등가축하중 8.2ton이상)	지지력계수, Nc
지오텍스타일 무	< 5	> 1000	2.8
	> 10	< 100	3.3
지오텍스타일 유	< 5	> 1000	5.0
	> 10	< 100	6.0

설계순서는 다음과 같다.

- a. 현장 CBR, 콘관입시험, 배인전단시험을 통하여 현장 노상토의 전단강도를 결정한다. 다음

관계를 통해 각 실험에서 흙의 비배수 전단강도를 구한다.

- 현장 CBR : $(\text{kg/cm}^2) = 0.306 \times \text{CBR}$
- 미공병단콘관입시험기 : $= \text{콘지수} / 10$ 또는 11
- 배인전단시험 : 비배수 전단강도 직접측정

다른 현장시험방법으로 Dutch 콘 관입시험이 사용되기도 하는데, 이 경우에는 시험기에 따라 비배수전단강도의 환산값이 주어진다. 연약점토에 대한 표준관입시험은 개략적인 지반의 강도값을 구하고자 할 때 사용한다.

- b. 지반의 강도가 약하다고 생각되는 몇 군데의 강도를 결정한다. 강도의 측정심도는 0~23cm 깊이에서, 그리고 23~46cm 깊이에서 평가하여야 한다. 양호한 평균값을 얻기 위하여 각 측정심도에서 6~10회의 전단강도측정을 실시한다.
- c. 설계 수명기간동안 도로에 예측되는 최대 일륜하중, 최대 텐달롤러 하중을 결정한다. 예를 들면 7.645m³ 용량의 덤프트럭이 가하는 이륜하중의 무게는 3.64ton이다. 모터그레이더의 일륜하중은 약 2.27~4.55ton이다.
- d. 최대교통량을 각각의 설계차량등급에 대하여 예상되는 최대 교통하중을 결정한다.
- e. 도로의 설계수명 기간의 허용 러팅심도를 결정한다. 예를 들면 공사기간에 5~7.6cm의 러팅심도는 일반적으로 허용되어지는 깊이이다.
- f. 표 1.2에 나타난 지지력계수에 의하여 적당한 노상토의 응력수준을 구한다.
- g. 그림 1.2, 1.3, 1.4에 도시된 설계곡선으로부터 각각의 최대하중에 대한 골재층의 두께를 결정한다. 각각의 필요한 응력(c · Nc)을 평가하기 위하여 지지력계수(Nc, 2.8, 3.3, 5.0, 6.0)를 설계노상토의 비배수 전단강도(cu)에 곱한다.
- h. 설계요건에 의하여 설계층의 두께를 선택한다. 설계심도는 제 5단계에서 도출한 심도보다 2.54cm높게 선정한다.
- i. 토목섬유의 배수 및 필터기능에 필요한 노상토

의 입도곡선, 노상토의 투수계수, 지하수위, 노상토 보호 및 투수기준에 적합한지 여부를 검토한다.

- j. 하중재하, 시공장비, 시공조건, 흙의 입도분포 등 주변환경이 토목섬유의 내구성에 대한 기준에 적합한지 여부를 검토한다.
 - k. 선택된 토목섬유가 상기기준에 미달 또는 기준 이상이 되는지 여부를 명시한다.
1. 시공지침사항을 준수한다.

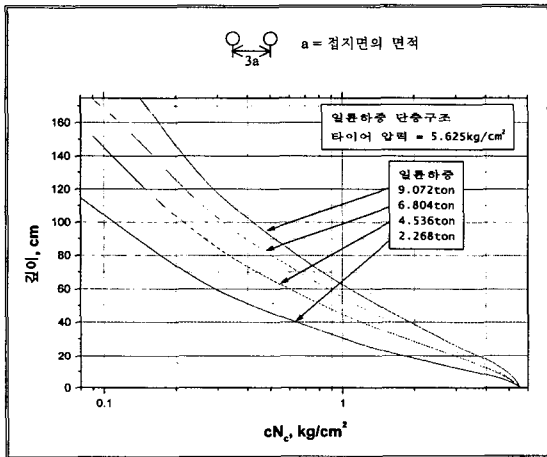


그림 1.2 일류하중에 대한 쇄석층두께의 설계곡선

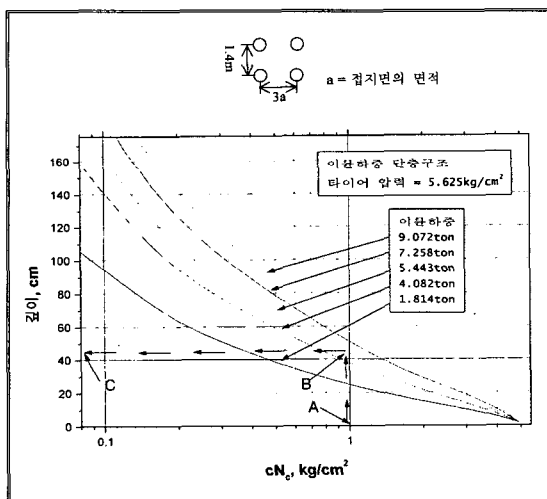


그림 1.3 이류하중에 대한 쇄석층두께의 설계곡선

(3) 영구포장도로
토목섬유를 사용한 영구포장도로의 설계는 다음에 기술된 지침에 따른다.

- ① 도로포장설계를 하는데 사용되는 표준방법에 따라 설계한다(AASHTO, CBR, R-값, 동탄성계수, 기타).
- ② 토목섬유는 포장구조물에 보강역할을 하지 않는다고 가정하기 때문에 구조물 지지에 필요한 쇄석층의 두께를 줄여서는 안된다.
- ③ 시공에 필요한 쇄석안정층의 두께는 줄일 수 있지만 구조물을 지지하는데 필요한 층의 두께를 줄여서는 안된다.
- ④ 권장하는 방법은 첫 번째 시공층인 안정층을 설계하는 방법이다. 안정층은 일반 시공장비가 진입할 수 있도록 지반을 충분히 안정시킬 수 있어야 한다. 비포장도로의 안정층은 시공장비가 몇 차례 왕래할 수 있게 설계되며, 장비하중 하에서 허용러팅 심도는 5~7.5cm이다.
- ⑤ 안정층 설계가 완료되면 통상 사용하는 도로설계방법에 준하여 설계하면 된다.
- ⑥ 설계방법은 통상적인 설계에서 검토하는 침하 또는 배수에 대한 평가를 하지 않는다.

영구포장도로의 설계순서는 다음과 같다.

a. 노상토의 강도(CBR(3)와 과거에 비슷한 중

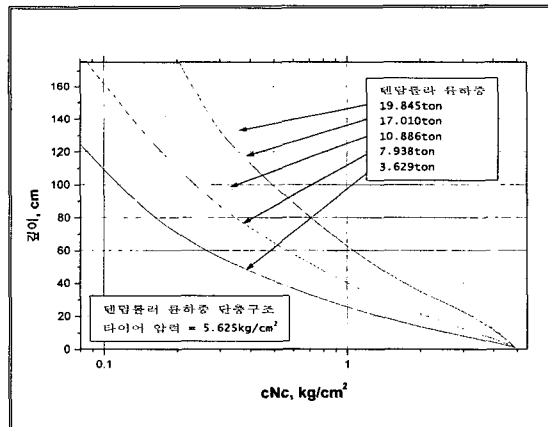


그림 1.4 텐담올라 류하중에 대한 쇄석층두께 설계곡선

- 류의 토사 거동에 의거하여 토목섬유가 필요 한가를 평가한다.
- b. 토목섬유삽입과 무관하게 보통 영구 포장도 로를 설계하는 방법에 의거하여 설계한다.
 - c. 펌핑에 의해 보조기층이 유입될 가능성이 높 기 때문에 도로 상부구조물을 지지하기 위하 여 보조기층을 더 깔아야 하는지를 결정한다. 만약 여분의 보조기층이 필요하면 보조기층 의 두께를 50% 줄이고 노상토와 보조기층 사 이에 토목섬유를 삽입한다.
 - d. 시공기간 동안 건설장비에 의한 7.62cm 러 텅기준과 이미 기술한 임시 도로설계지침에 의거 노상토를 안정시키기 위하여 보조기층 이 더 필요한지 결정한다.
 - e. 노상토 - 토목섬유 구조가 4단계에서의 시공 성과 3단계에서 결정된 토목섬유 - 노상토구 조를 비교하여 가장 두꺼운 두께를 가진 구 조를 택한다.
 - f. 제기능을 유지하기 위하여 필요한 토목섬유의 강도를 평가한다.
 - g. 노상토의 입도분포와 투수능력, 지하수위, 노 상토 보호능력에 입각하여 토목섬유의 여과 성능을 검토한다.
 - h. 토목섬유를 포설하는 방법에 따라 시공한다.

1.3 설계 시 고려사항

(1) 내구성

토목섬유를 영구적 도로에 사용하거나 또는 임시

도로에 사용하는 토목섬유의 선택방법은 기본적으로 같다. 도로구조설계가 올바르게 설계되었다면 기층 의 무게와 교통하중에 의하여 노상토 상부에 가해지 는 응력은 노상토의 지지력(토목섬유를 사용하는 경 우 최대 2.1kg/cm²)에 안전율을 적용하였을 때의 응 력보다 작아야 한다. 하지만, 시공장비 등에 의하여 시공 중에 노상토와 토목섬유에 재하 되는 응력은 도 로가 완공되어 사용될 때의 응력 이상일 경우가 대부 분이다. 따라서 도로에 사용되는 토목섬유의 선택은 시공기간동안 예측되는 시공장비 및 골재운반차량 등에 의한 시공능력에 의하여 좌우된다. 만약에 토목 섬유가 본래 기능을 수행하려면 시공 기간동안에 충 분한 내구성을 갖어야 한다. 노상토의 CBR값, 시공 장비의 접지압, 다짐토사의 두께를 고려한 토목섬유 의 시공 내구성 기준은 표 1.3과 같다.

표 1.3에 나타난 CBR값은 포화된 노상토에 대한 값이며 최대 골재크기는 토사의 다짐두께에 1/2이 상 을 초과해서는 안된다. 토사의 다짐두께 10cm는 비 포장 도로나 현재 사용되고 있는 도로노상토의 최소 두께이다.

(2) 파열강도

파열강도의 중요성은 일정한 입경(da)을 가진 골 재로 구성된 노상토에 토목섬유를 설치하였을 때를 고려하면 알 수 있다. 만약 골재의 크기가 균등하다 면 골재 사이의 틈으로 토목섬유가 끼어 들어갈 가능 성이 높다. 이러한 상황은 교통하중이 골재층과 토목 섬유를 경유하여 하부토층으로 전달될 때 발생된다.

표 1.3 토목섬유의 시공 내구성기준(AASHTO Task Force 25, 1990)

노상토의 CBR		1이하		1~2		3이상	
시공장비의 접지압(kg/cm ²)		>3.57	<3.57	>3.57	<3.57	>3.57	<3.57
토사의 다짐두께 (cm)	10	나쁨	나쁨	좋음	매우 좋음	양호	양호
	15	나쁨	나쁨	좋음	매우 좋음	양호	양호
	30	나쁨	좋음	양호	양호	양호	양호
	45	좋음	양호	양호	양호	양호	양호

이때 응력을 받은 하부토층은 토목섬유를 골재 사이의 틈으로 밀어 넣으려고 할 것이다.

파열에 대한 전체 안전율(FS_g)은

$$FS_g = \frac{T_{allow}}{T_{reqd}} = \frac{(P_{test} d_{test})}{(FS_p) p dv}$$

만약 P_{test} = 파열강도시험 압력, d_{test} = 3.05cm, $dv = 0.33d_a$, $FS_p = 1.5$ 이면, 전체 안전율 (FS_g)은

$$FS_g = \frac{P_{test}(3.05)}{(1.5)p(0.33d_a)} = 6.16 \frac{P_{test}}{p d_a}$$

그림 1.5에 나타난 설계파열 강도값은 부분안전율 1.5, 전체안전율 2.0을 기준으로 토목섬유와 쇄석의 접촉면에 작용되는 압력과 쇄석 입경에 따라 나타내었다.

(3) 인장강도

토목섬유의 평면이 파열되는 동시에 토목섬유에 발생하는 또 하나의 과정인 인장응력은 토목섬유의 평면이 변형되면서 유발된다. 인장응력은 토목섬유 상부에 있는 쇄석기층과 하부에 있는 노상토에 의하여 토목섬유가 고정되면서 발생된다. 횡적으로 또는 평면에서 토목섬유의 인장응력은 상부의 쇄석

이 토목섬유와 접하고 있는 두 개의 쇄석사이로 상재하중에 의하여 밀려 내려갈 때 유발된다. 이와 같은 현상은 그램인장시험에 의하여 쉽게 설명된다 (표1.1 참조).

(4) 꿰뚫림 강도

꿰뚫림파괴는 분리기능에만 관계되지 않지만, 토목섬유는 설치되는 과정에서 손상되지 않아야 한다. 토목섬유의 내구성은 모든 토목적용 분야에 해당된다. 만약 토목섬유가 시공중에 손상된다면 아무리 훌륭한 설계일지라도 소용이 없게 된다. 이러한 관점에서 뾰족한 돌, 나무그루터기, 나무뿌리, 잡동사니 조각 등이 토목섬유 밑 노상토상에 있을 때 교통하중이 지표면에 가해진다면 쇄석층 다음의 토목섬유를 관통하여 꿰뚫림파괴가 발생할 수 있다. 토목섬유에 재하되는 압력에 저항하는데 필요한 연직힘(F_{reqd})은 다음방정식에 의하여 도출할 수 있다.

$$F_{reqd} = P d_a^2 S_1 S_2 S_3$$

여기서, $S_1 = h_h/d_a$ (돌출상수), h_h 은 돌출높이 S_2 은 ASTM D4833시험값을 측정할 때 사용하는

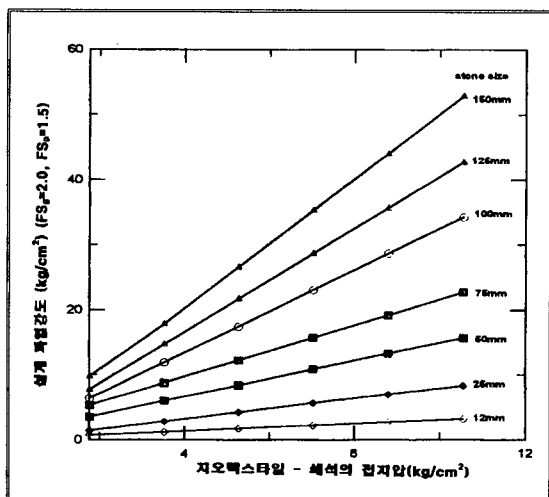


그림 1.5 쇄석입경에 따른 토목섬유와 쇄석사이의 접지압력과 설계파열 강도값의 관계

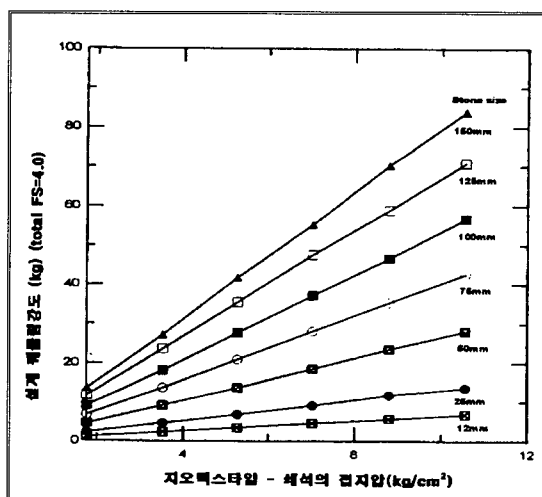


그림 1.6 쇄석크기에 따른 꿰뚫림강도와 토목섬유-쇄석의 접지압과의 관계

관입직경에 맞게 조정하는 상수이다. S_3 은 ASTM D488시험값을 측정할 때 사용하는 평면관입관의 형상에 맞게 조정하는 상수 = $1 - A_p/A_c$, $A_p/A_c = 0.8$ (모래), 0.7 (자갈), 0.4 (파쇄암), 0.3 (예리한 암석)이다. A_p 는 입자의 전체면적이며, A_c 는 가장 작은 입자 둘레에 해당되는 면적이다.

부분안전율이 2.0, 전체안전율이 2.0이라고 가정할 때의 꿰뚫림파괴에 대한 설계는 그림 6.9와 같다. 그림 1.6에 나타난 설계곡선은 $S_1 = 0.33$, $S_2 = 0.31/d_a$, 그리고 $S_3 = 0.5$ 와 같이 토목섬유가 각이진 노상토위에 설치되었다고 가정하였다.

(5) 충격파괴

전장에서 기술한 꿰뚫림파괴에서와 같이 충격파괴에 대한 저항값은 분리기능과 같이 내구성 기준으로서 매우 중요하다. 분리기능에서와 같이 토목섬유는 여러 가지 대상물에 의한 충격에 대하여 저항값을 갖고 있어야 한다. 가장 확실한 대상물은 토목섬유 위로 떨어지는 낙석이다. 그 외에도 시공장비, 시공재료들이 토목섬유에 충격으로 인한 손상을 가할 수 있는 대상물이다.

충격에너지를 발생시키는 요인은 자유낙하 암석(물체)의 낙하무게와 낙하높이이다. 의도적으로 노

출된 토목섬유 상에 다른 충격하중이 가해질 우려가 없기 때문에 중력에 의한 낙하에너지만 충격에너지로 계산하면 된다. 자유낙하 암석의 비중을 2.60, 직경을 2.54~30.5cm, 낙하높이를 0~4.8m라는 가정하에 그림 1.7과 같이 설계기준을 제시하였다.

충격에너지 계산방법은 토목섬유를 설치한 하부지반의 변위가 없는 것으로 가정한 것이다. 실제로는 충격하중이 주어질 때 토목섬유 하부지반의 변위가 발생하면서 상당량의 충격하중을 흡수할 수가 있다. 이러한 상황에서 충격하중의 감소량은 지반의 비배수전단강도나 CBR값에 따라 감소계수를 도출할 수 있다.

분리기능은 토목섬유의 모든 기능 중 가장 마지막 기능으로 구분된다. 토목섬유를 사용함에 있어서 거의 대부분의 경우가 분리기능을 함께 겸하고 있지만 분리기능을 위주로 설계가 되는 경우는 많지 않다. 본문에서는 토목섬유를 분리기능으로 사용하였을 때 토목섬유를 사용하지 않았을 때 보다 상당히 유용하고 내구성의 연한이 길어짐으로써 경제성이 있다는 것을 확인하였다. 특히 도로단면에 있어서 분리기능은 도로의 수명을 2~3배 증가시킬 수 있다. 하지만 현장 측정에 의하여 연구된 자료는 거의 찾아볼 수 없어 장차 많은 연구가 필요한 실정이다.

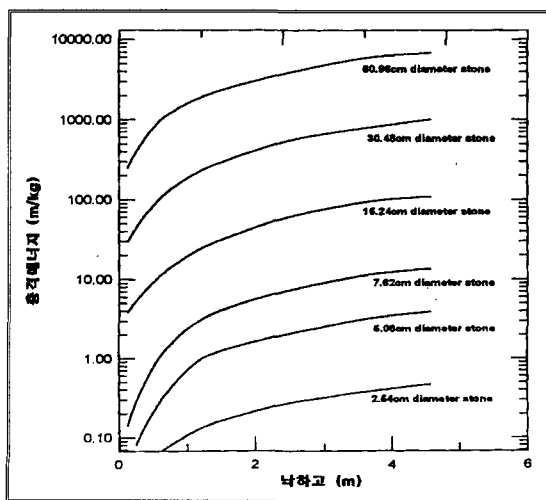


그림 1.7 쇠석크기에 따른 충격에너지와 낙하고의 관계

2. 제방 보강

2.1 개요

연약지반 상에 고강도 토목섬유 등을 수평으로 포설한 후 제방을 축조할 경우 수평 보강층은 제방의 안정성을 증가시키고, 파괴를 방지하는 보강 역할을 한다. 또한, 보강재는 하부지반의 수평 및 수직 변위를 줄일 수 있으며 부등침하를 감소시킬 수 있다. 제방시공에 있어 토목섬유 보강공법의 사용은 다음과 같은 이점이 있다: ① 설계안전율의 증가, ② 제방높이의 증가, ③ 시공 중 제방 변

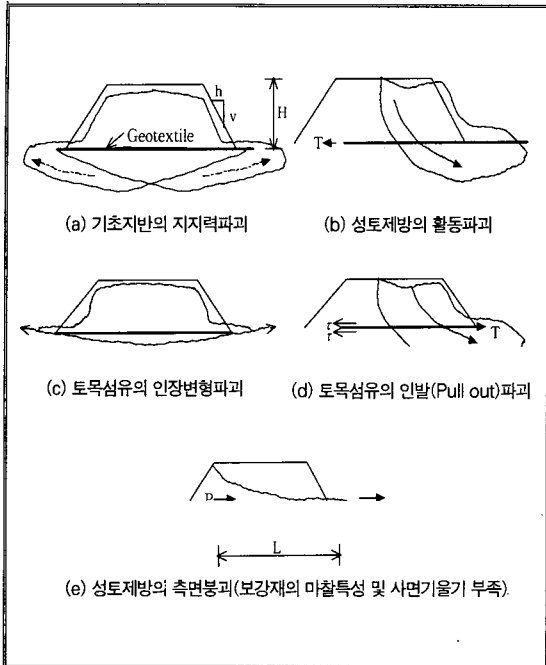


그림 2.1 토목섬유 보강제방의 파괴형태

위의 감소로 인한 성토재료조건의 완화, ④ 시공 후 압밀침하시, 제방하부의 균일 침하 유도로 제방 안전성 증대.

2.2 연약지반상에 축조된 성토제방의 파괴유형

Fowler와 Koerner는 연약지반위에 축조된 토목섬유 보강제방의 파괴형태를 그림 2.1과 같이 제시하였는데, 이러한 파괴형태는 성토제방 보강용 토목섬유의 설계를 위한 기초적인 모델로 적용된다. (a) 기초지반의 지지력파괴, (b)성토제방의 활동파괴, (c)과다한 토목섬유의 인장변형에 의한 파괴, (d)제방내 토목섬유의 인발파괴, (e)성토제방의 측면붕괴

2.3 설계

2.3.1 설계시 고려사항

(1) 하중조건 : 주하중 : 성토하중, 성토윗단의 상재하중, 교통하중

(2) 설계안전율(F.S) : ① 기초지반의 지지력해석 : 1.3, ② 사면안정해석 : 1.3, ③ 제방 저면의 활동해석 : 1.5

(3) 보강재 선정방법

일반적인 보강토 구조물을 설계할 때 설계수명은 구조물자체의 수명과 같다. 그러나, 토목섬유 보강제방은 구조물의 설계수명과 달리 일반적으로 5~10년 정도이다. 그 이유는 보강제방의 경우 기초지반의 압밀이 진행됨에 따라 전단강도가 증가로 인해 보강재의 역할이 상대적으로 감소하기 때문이다. 따라서, 보강제방 시공 후 5~10년이 지나면 보강제방에 매설된 보강재는 아무런 역할을 기대하지 못하게 될 것이다. 보강재의 선정은 설계인장강도를 기초로 하여 적절한 재료를 선택해야 하며, 설계인장강도는 최대인장강도와 변형-인장강도의 관계를 고려하여 결정한다: ① 최대인장강도를 설계인장강도로 하는 방법, ② 변형과 인장강도의 관계를 고려하여 설계인장강도로 선택하는 방법. 이상에서 설계인장강도를 결정하는 두 가지 방법 중 두 번째 방법을 기본으로 하며, 보강재 선정시 가장 중요한 특성은 보강재료의 변형률과 인장강도의 상관관계이며, 토목섬유 보강재의 최대인장강도가 아닌 변형률을 고려한 인장강도를 실제 현장에 적용한다. 또한, 선정된 토목섬유 보강재에 관한 재료 시방서는 파괴에 대비한 설계안전율, 생물학적, 화학적 또는 물리적인 반응에 대비한 저항, 투수성 등에 대한 부분을 포함해야 한다.

이상에서 살펴본 바와 같이 보강재 선정 시 고려해야 할 사항과 보강재에 관한 시방규정을 준수하여 보강재의 강도부족으로 인한 제방파괴가 발생하지 않도록 주의하여 선정해야 한다.

(4) 흙과 보강재간의 마찰력

보강재와 흙과의 마찰계수 μ^* 는 인발시험 및 직접전단시험에 의해 결정하는 것을 기본으로 한다. 하지만, 흙의 전단강도정수에 상호작용계수 σ 를 곱해서

구할 수 있으며, 다음 식과 같이 표현할 수 있다.

$$\phi^* = \sigma \tan \psi_{\text{sg}}$$

여기서, 흙과 보강재의 마찰계수 ϕ^* 는 인발시험 및 직접전단시험을 통하여 구한다.

2.3.2 토목섬유 보강제방의 설계이론

지금까지의 토목섬유 보강제방에 대한 해석적 연구는 대부분 한계평형이론을 토대로 하여 수행되어 왔으나, 복잡한 흙/토목섬유 시스템 해석에 한계평형이론을 적용하는 데는 몇 가지 문제점을 내포하고 있다. 대표적인 문제점으로는 성토 흙과 토목섬유의 상호작용에 의한 변형효과와 토목섬유 포설로 인한 제방과 기초지반 내에서의 응력재분포 효과를 고려하지 못한 것 등을 들 수 있다. 그러나, 이러한 문제점에도 불구하고 한계평형이론을 토대로 하여 간편하게 토목섬유 보강제방을 설계하는 방법은 세계적으로 보편화되어 있다. 따라서, 한계평형이론에 입각한 기초지반의 지지력해석, 사면안정해석, 제방저면의 활동해석, 보강제방의 지반침하해석 등을 통하여 기초지반 위에 토목섬유 보강제방을 시공하기 위한 설계방법에 관하여 기술하였다.

(1) 기초지반의 지지력해석

연약한 기초지반의 지지력을 증대시키기 위한 보강방법 중 한가지가 토목섬유를 이용하여 보강하는 방법이다. 따라서 보강제방을 고려하기 전에 먼저 무보강시 제방에 대한 기초지반 지지력의 만족여부를 검토해야 한다. 만약, 기초지반이 제방의 중량을 지지할 수 없다면 제방을 시공할 수 없다. 따라서, 연약한 기초지반 위에 토목섬유 보강재를 포설하여 제방을 시공할 수 있을 것이다.

대상기초(strip footing)에 관한 Terzaghi 또는 Meyerhof의 지지력공식으로부터 기초지반의 지지력을 다음 식과 같이 표현할 수 있다.

$$q_{ult} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_r$$

여기서, q_{ult} : 기초지반의 극한지지력, c : 기초지반의 점착력, q : γD_f (D_f =기초의 근입깊이), γ : 기초지반 흙의 단위중량, B : 기초폭, N_c , N_q , N_r : Terzaghi 또는 Meyerhof의 지지력계수

위의 식으로부터 계산된 연약지반의 지지력을 검토하기 위하여 성토제방의 최대하중(P_{max})을 구하면 다음과 같다.

$$P_{max} = \gamma_1 H$$

여기서, γ_1 : 제방 흙의 평균 단위중량
 H : 성토제방의 높이

그러므로, 연약지반상 지지력에 관한 성토제방의 안전율을 구하면, 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$F.S = \frac{q_{ult}}{P_{max}}$$

무보강시 기초지반의 지지력의 안전율이 1.3이상이면 안전하다고 판단하며, 다음 단계 무보강시 사면안정해석을 한다. 그러나, 안전율이 1.3보다 작다면 성토제방의 양쪽에 소단(Berm)을 시공하거나 연약지반상에 토목섬유를 포설하여 보다 넓은 면적으로 성토중량을 분산시킴으로써 안전율을 증가시켜야 한다. 성토하중을 연약지반위에 균일하게 분산시키기 위해 토목섬유를 포설하여 구한 평균하중을 구하면 다음 식과 같다(그림 2.2 참조).

$$P_{avg} = A_E \gamma_1 / B_2$$

여기서, A_E = 제방의 횡단면적,
 B_2 = 제방의 기초폭

그러므로, 토목섬유 포설로 인한 성토제방의 평균하중, P_{avg} 를 사용하여 다시 표현하면 다음과 같다.

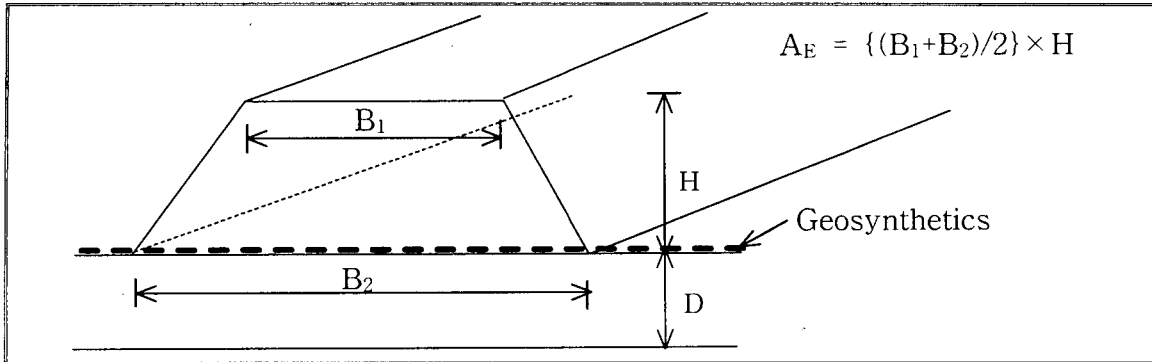


그림 2.2 보강제방의 횡단면도

$$F.S = \frac{q_{ult}}{P_{avg}}$$

위의 식으로부터 계산된 안전율(F.S)이 1.3이상이면, 토목섬유 보강제방이 지지력의 해석에서 안전하다고 판단한다.

(2) 사면안정해석

토목섬유 보강제방의 사면안정해석은 일반적으로 한계평형안정해석을 이용한다. 한계평형안정해석은 활동면을 따라 파괴가 일어나려는 순간에 있는 토체의 안정성을 해석하는 것이다. 따라서, 보강제방의 안전율은 원호활동의 중심에 대한 모멘트를 취하여 구한다. 무보강제방과 기초지반에 관한 사면안정해석은 한계평형해석법을 사용하여 임계원을 결정하고, 임계활동면상에서 활동모멘트(M_D)와 저항모멘트(M_R)를 구하여 안전율을 계산한다. 제방이 무보강 상태일 때의 안전율은 식(2.7)과 같이 표현된다 (사면안정해석 Program 이용).

$$F.S = \frac{\text{파괴토체의 저항모멘트}}{\text{파괴토체의 활동모멘트}} = \frac{M_R}{M_D} = \frac{T \cdot R}{W \cdot x}$$

$$= \frac{(\sum \tau_s L)R}{W \cdot x}$$

여기서, T : 제방 및 기초지반 흙의 전단강도
 R : 임계활동원의 반경
 W : 파괴토체의 총중량

X : 모멘트 팔길이
 τ_s : 제방의 평균 전단응력
 L : 원호활동의 길이.

위의 식으로부터 계산된 안전율이 설계안전율 (FS=1.3)보다 클 경우, 토목섬유 보강제는 필요하지 않으나, 계산된 안전율이 설계안전율 1.3보다 작은 경우 안전율을 증가시키기 위해 토목섬유를 포설해야 한다. 즉, 설계안전율을 확보하기 위해 추가되는 저항모멘트(ΔM_R)는 그림 2.3에서 나타낸 것과 같이 계산하며, 추가 저항모멘트(ΔM_R)는 식(2.8)으로 표현할 수 있다.

$$\Delta M_R = T_r \cdot Y$$

여기서, T_r : 소요인장강도, Y : 원호활동의 중심에서 토목섬유까지의 수직거리

따라서, 토목섬유 보강효과를 고려하여 사면활동 파괴에 대한 토목섬유 보강제방의 안전율, F.S는 다음 식으로 정리할 수 있다. 이에 대한 안전율로는 보통 1.3값을 추천하고 있다.

$$F.S = \frac{M_R + T_r Y}{M_D} \geq 1.3$$

위의 식에서 안전율(F.S) 1.3을 적용하여 토목섬유의 소요인장강도(T_r)를 다음 식과 같이 표현할 수 있다.

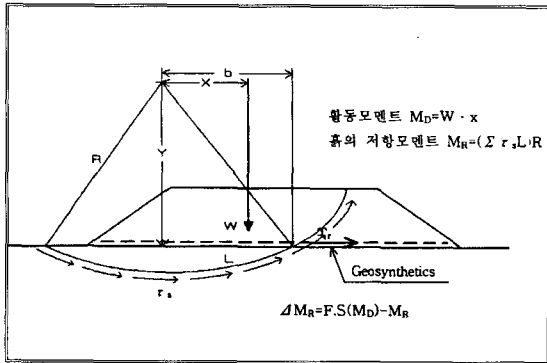


그림 2.3 원호사면안정을 위해 필요한 보강재

$$F.S = \frac{1.3M_D - M_R}{Y}$$

위 식으로부터 활동과괴에 저항할 수 있는 토목섬유 인장강도를 결정하여 토목섬유를 포설함으로써 제방사면의 안정성을 확보 할 수 있다.

(3) 제방 저면의 활동해석

토목섬유 보강제방의 저면활동해석은 사면의 경사 및 토목섬유 보강재와 성토흙사이의 마찰력 그리고 토목섬유의 인장강도에 관한 해석이다. 이러한 저면 활동 관점에서 제방의 안정과 측면붕괴를 방지하기 위해서는 보강재와 성토흙사이의 마찰력과 보강재의 인장강도가 충분히 발휘되어야 하며, 대부분 보강제방의 저면활동과괴는 보강재상의 제방측면붕괴와 보강재의 인장강도 부족으로 인한 파단붕괴로 구분할 수 있다.

① 보강제방의 제방측면붕괴

측면붕괴의 경우에는 제방 흙과 보강재사이의 마찰력이 부족하여 측면붕괴가 발생할 수 있다. 즉 제방의 성토 흙이 토목섬유 표면을 따라 측면으로 활동하여 붕괴될 수 있다는 의미이다. 이와 같은 측면붕괴를 방지하기 위해서는 적절한 흙/토목섬유 마찰력이 필요하며, 마찰력이 부족한 경우에는 제방의 양쪽 끝에 소단을 시공하거나 제방의 기울기를 완화시켜

야 한다. 제방측면붕괴에 대한 안전율은 흙과 보강재의 마찰저항력과 제방의 활동력의 비로 구할 수 있으며, 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$F.S = \frac{P_r}{P_a} = \frac{c \cdot L + W \cdot \tan \psi_{sg}}{P_a} = \frac{c \cdot L + \frac{1}{2} \gamma \cdot b \cdot H \cdot \tan \psi_{sg}}{\frac{1}{2} K_a \gamma H^2}$$

여기서, 성토재료와 보강재사이의 점착력(c)은 0이며, P_a는 주동토압이다. 따라서, 위의 식을 다음 식과 같이 간단히 정리할 수 있으며, 저면활동에 대한 안전율은 1.5이다(그림2.4(a) 참조)

$$F.S = \frac{P_r}{P_a} = \frac{b \tan \psi_{sg}}{K_a H}$$

여기서, b : 성토제방 사면의 폭, ψ_{sg} : 흙과 보강재의 접촉마찰각, K_a : 주동토압계수

② 보강재의 인장강도 부족으로 인한 파단붕괴(그림2.4(b))

파단붕괴의 경우에는 보강재가 평면 위에서 활동과괴에 저항하기 위한 충분한 마찰력을 보유할 경우,

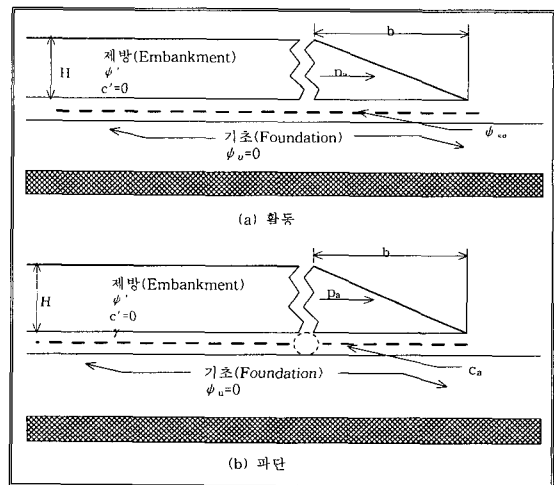


그림 2.4 보강제방 저면활동을 제한하기 위하여 요구되는 보강재



토목섬유 인장강도는 보강재를 통하여 활동파괴에 저항할 수 있다. 따라서, 인장강도 부족으로 인한 파단붕괴의 안전율은 보강재의 소요인장강도(T_r) 및 점착력(c_a)과 주동토압의 비로 구할 수 있으며, 파단 붕괴에 대한 안전율은 역시 1.5이다.

$$F.S = \frac{2(bc_a + T_r)}{K_a \gamma_1 H^2}$$

여기서, c_a : 직접전단시험으로부터 결정된 점착력
 T_r : 소요인장강도
 γ_1 : 성토제방 흙의 단위중량

$$F.S = \frac{btan \phi'^*}{K_a H}$$

참고문헌

1. 김형수(1995), 토목시공학, 보문당, pp. 219~216
2. 장용채외 1, (1996), 연약지반에서의 토질공학, 세론출판사, pp. 403~409
3. 한국지반공학회, (1996), "연약지반, 지반공학시리즈 7", pp. 160~173
4. 한국토지공사, (1997), 연약지반의 처리공법과 침하 예측에 관한 연구", pp. 63~66
5. 田圭一, (1995), 연약지반대책 총기술, 동화기술출판, pp. 377~382
6. ジオグリッド研究會, (1990), "ジオグリッド工法ガイドライン", pp. 144~153
7. AASHTO, Standard Specification for Geotextiles - M 288, Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing, American Association of State Transportation and Highway Officials, Washington, D.C. pp 689-692.
8. AASHTO-AGC-ARTBA (1990), Guide Specifications and Test Procedures for Geotextiles, Task Force 25 report, Subcommittee on New Highway Materials, American Association of State Transportation and Highway Officials, Washington, D.C.
9. Barksdale, R.D., Brown, S.F. and Chan, F.(1989), "Potential Benefits of Geosynthetics in Flexible Pavement Systems," National Cooperative Highway Research Program Report 315, Transportation Research Board, Washington, D.C., p.56
10. Baumgartner, R.H.(1994), Geotextile Design Guidelines for Permeable Bases, Federal Highway Administration, Washington, D.C., p.33
11. Cedergren, H.R.(1987), Drainage of Highway and Airfield Pavements, Krieger, p.289
12. Chan, F., Barksdale, R.D. & Brown, S.F.(1989), "Aggregate Base Reinforcement of Surface Pavements," Geotextiles and Geomembranes, Vol. 8, No. 3, pp. 165~189.
13. Christopher, B.R. & Holtz, R.D.(1985), Geotextile Engineering Manual, Report No. FHWA-TS-86/203, Federal Highway Administration, Washington, D.C., p.1044
14. Christopher, B.R. & Holtz, R.D.(1991), "Geotextiles for Subgrade Stabilization in Permanent Roads and Highways", Proceedings of Geosynthetics '91, Atlanta, GA, Vol. 2, pp. 701~713.
15. Federal Highway Administration(1989), Geotextile Design & Construction Guidelines, FHWA-HI-90-001, p.118
16. Giroud, J.P. and Noiray, L.(1981), "Geotextile-Reinforced Unpaved Roads", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 107, No GT 9, pp. 1233~1254.
17. Haas, R(1986), "Granular Base Reinforcement of Flexible Pavements Using Tensar Geogrids", Technical Note BR1, The tensar Corporation,

- Atlanta, GA, p.22
18. Haas, R., Walls, J. & Carroll, R.G.(1988), "Geogrid Reinforcement of Granular Base in Flexible Pavements", presented at the 67th Annual Meeting, transportation Research Board, Washington, D.C.
 19. Haliburton, T.A., Lawmaster, J.D. and McGuffey(1981), V.C., "Use of Engineering Fabrics in Transportation Related Applications," FHWA DTFH61-80-C-00094,
 20. Hamilton, J.S. and Pearce, R.A.(1981), Guidelines for Design of Flexible Pavements using Mirafi Woven Stabilization Fabrics, Law Engineering Testing Co. Report to Celanese Corp., p.47
 21. Koerner, R.M.(1990), "The Seaming of Geosynthetics," Special Issue, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 9, pp.281~564.
 22. Rankilor, P.R.(1981), Membranes in Ground Engineering, John Wiley & Sons, Inc., Chichester, England, p.377
 23. Steward, J., Williamson, R. and Nohney, J.(1977), Guidelines for Use of Fabrics in Construction and Maintenance of Low-Volume Roads, USDA, Forest Service, Portland. Also reprinted as Report No.FHWA-TS-78-205.
 24. Terzaghi, K. and Peck, R.B.(1967), Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, New York, , p.729
 25. Webster, S.L.(1993), "Geogrid Reinforced Base Courses for Flexible Pavements for Light Aircraft: Test Section construction, Behavior Under Traffic, Laboratory tests, and Design Criteria", USAE Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, Technical Report GL-93-6, 1993, p.100
 26. Yoder, E.J. & Witczak, M.W.(1975), Principles of Pavement Design, Second Edition, Wiley, p.711
 27. Bell, A.L., Green, H. M. and Laverty K., (1982), "Factors Influencing the Selection of Woven Polypropylene Geotextiles for Earth Reinforcement", Proceedings of econd International Conference on Geotextiles, Vol. III, Las Vegas, pp. 689~694
 28. British Standard, (1995), "Strengthened/reinforced Soils and other fills", pp. 18~26
 29. Departments of The Army and The Air Force, "Engineering use of Geotextiles", pp. 14~16
 30. Gerard P.T.M. Van Santvoort, (1994), Geotextiles and Geomembranes in Civil Engineering, pp. 402~415
 31. Ir.M.J. Hamilton-Huisma, (1987), Design Guideline for Reinforced Embankments on Soft Soil Using Stabilenka Reinforcing Mats, pp. 1~38
 32. Koerner, R.M., (1994), "Designing with Geosynthetics", pp.67~314
 33. Koerner, R.M., Hwu, B. L. and Wayne M.H., (1987), "Soft Soil Stabilization Designs Using Geosynthetics," Journal of Geotexties and Geomembranes, Vol 6. pp. 33~51
 34. Holtz R.D., Ph.D., P.E.; Christopher B.R., Ph.D., P.E.; and Ryan R., Berg, P.E, (1995), Geosynthetic Design and Construction Guidelines, pp. 181~224.
 35. Terzaghi, K., (1943), Theoretical soil mechanics, John Wiley & Sons.