

다짐토의 다일러턴시 특성을 고려한 역경사형 토목섬유 보강토 구조물의 파괴 거동 분석

A Study on the Failure Behavior of Overhanging Geosynthetic-Reinforced Soil Structure Considering Dilatancy Characteristics of Compacted Soil

김 은 라¹ Kim, Eun-Ra

강 호 근² Kang, Ho-Keun

Abstract

In this paper, a mechanism of the soil structure reinforced by geosynthetics is discussed. The reinforcing mechanism is interpreted as an effect arising from the reinforcement works preventing the dilative deformation (negative dilatancy) of soil under shearing. A full-scale in-situ model test was carried out in Kanazawa of Japan (1994), and in the laboratory test the strength and the characteristics of deformation conducting a constant volume shear test are examined. The parameters needed in the FEM are also applied by using the experimental data. The elasto-plastic finite element simulation is carried out, and the results are quantitatively compared with that of experiment. As a results, it is known that the theoretical predictions could explain effectively the experimental results which are obtained by a full-scale in-situ model test.

요 지

본 연구는 토목섬유 보강토 구조물의 보강 메커니즘을 규명하고자 하는 목적으로 실시하였으며, 여기서 보강 메커니즘은 전단에 의한 다짐토의 체적 팽창(부의 다일러턴시)을 토목섬유에 의해 구속 억제하는 과정에서 생성되는 효과로 간주하고 있다. 실물 현장시험은 일본 Kanazawa(1994)에서 실시했으며, 실내시험으로는 등체적 전단시험을 실시하여 강도 및 변형특성을 조사하였고, 시험결과를 이용하여 유한요소해석에 필요한 재료 파라메타를 결정하였다. 또한, 탄소성 유한요소 해석을 실시하여 이론치와 실험 결과치를 정량적으로 비교 분석되었으며, 그 결과 유한요소 해석이 현장 시험을 유용하게 설명할 수 있는 것을 알 수 있었다.

Keywords : Compacted soil, Elasto-plastic modeling, FEM, Geosynthetic-reinforcement

1. 서 론

지반 또는 토구조물 내에 보강재를 부설하여 지반 또는 토구조물의 강성이나 강도를 증가시키기 위한 보강토공법의 아이디어는 오래전부터 매우 유용한 토목기술의 하나로 여겨져 왔다. 지금까지의 국·내외적인 보

강토 연구에서는 보강재의 강성이나 벽면공의 유무 등에 관한 실험적 연구 및 미끄럼면 가설에 의한 힘의 평형만을 생각하는 이론적 연구 등으로 흙 자체특성의 변화를 고려하지 못했다(Allen and Holtz, 1991; Christopher and Holtz, 1985; McGown and Andrawes, 1977; Mitchell,

¹ 정회원, 전북대학교 토목공학과 공업기술연구소 연구원, 공학박사 (Member, Dept. of Civil Engrg., Research Center of Industrial Technology, Chonbuk National Univ., kimeunra@chonbuk.ac.kr)

² 경상대학교 기계항공공학부, 해양산업연구소, 공학박사 (School of Mechanical and Aerospace, Institute of Marine Industry, Gyeongsang National Univ.)

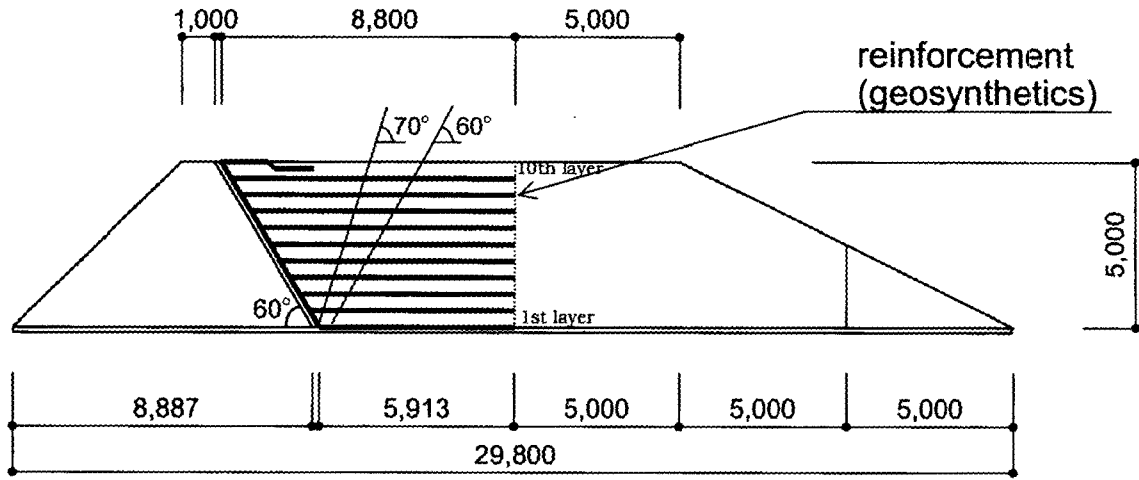


그림 1. 역경사형 성토의 개략도(단위: mm)

1987; Tatsuoka and Miki, 1982). 그러나, 지반을 형성하는 토질재료는 토립자 및 그 간극을 채우고 있는 유체(물, 공기 등)로 구성된 복합재료로 전단 변형시에 체적 변화(dilatancy)를 유발하는 조립체 특유의 성질을 가지고 있다. 본 연구에서는 이와 같은 흙의 다일러턴시 변형을 보강재가 구속함에 의해 발생하는 보강 메커니즘을 규명하고자 하는 것이다. 본 연구는 실내시험, 실물 현장시험 및 유한요소해석에 의해 그 보강 메커니즘을 검증하고 보강 효과를 검토하였다.

2. 실물 규모 보강성토의 현장시험

2.1 실험개요

이 현장 실험은 1994년 일본에서 실시한 실험으로 흙 자체로는 실현불가능하다고 여겨지는 역경사형의 보강 성토를 구축하여 파괴시킴으로서 토목섬유의 보강효과를 검토한 것이다(Hirata *et al.*, 1999). 시험성토는 양측

면 연직으로 높이 5.0m, 폭 7.0m, 길이 29.8m이고, 그림 1에 보여주는 것 같이 60°의 역경사의 법면을 가진 형상이다. 역경사 사면은 높이 5.0m의 성토에 의해 지지되고 있으며, 토목섬유는 0.5m 간격으로 10층으로 부설

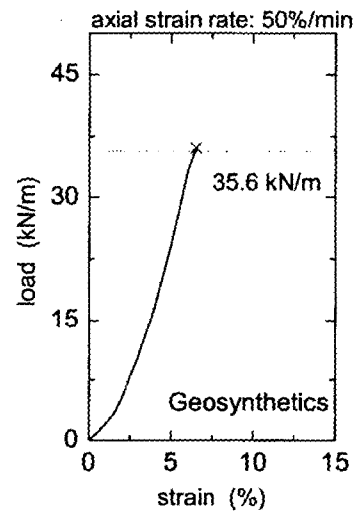


그림 2. 토목섬유의 인장시험 결과

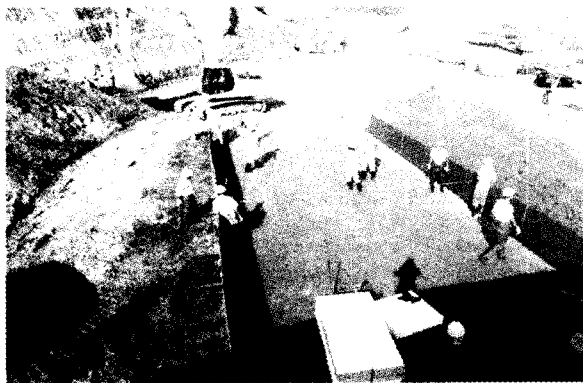


사진 1. 시공상황

표 1. 토목섬유의 재료제원

cross-sectional area A (m ²)	Young's modulus E (kN/m ²)
5.25×10^{-4}	1.06×10^6

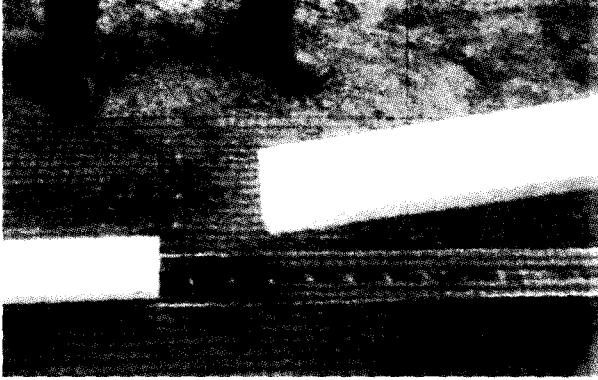


사진 2. 보강재 절단용 절단기 설치

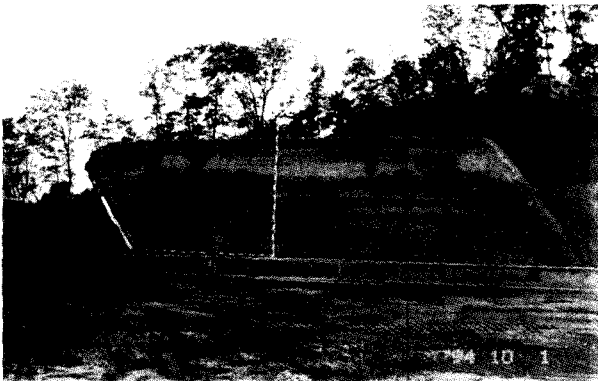


사진 3. 완성 후 일부 파괴시험이 진행된 역경사 보강성토

하였으며, 측면의 연직벽 사면을 보호하기 위해 부직포를 0.167m 간격으로 부설하였다. 이용된 토목섬유 보강재는 아라미드 직포와 폴리에스텔 직포를 교직한 직물

을 염화 비닐계 수지로 코팅한 그리드형(Geogrid Type)이다. 토목섬유의 인장실험 결과는 그림 2에 자재제원은 표 1에 정리하였다. 성토의 다짐은 한층을 각각 0.167m로 하여 진동 롤러로 다짐도가 90% 이상이 되도록 다짐하였다(사진 1). 또한 보강 성토를 확실하게 파괴시키기 위해 보강영역에서 60°, 70°의 경사각 지역에 사진 2에 나타난 것과 같이 토목 섬유 절단장치를 설치하였다. 사진 3은 완성 후 일부 파괴시험이 진행된 역경사 보강성토를 나타내고 있다.

2.2 실험 결과

실물 현장실험은 표 2에 나타내는 것과 같이 역경사 부분의 지지 성토를 굴착한 후 토목섬유 보강재를 60°, 70°의 경사 순서대로 절단할 예정이었다. 그러나, 지지 성토를 0.7m 굴착한 시점(step1)에서 역경사부분이 변형을 시작하여, 사진 3과 같이 최상부의 토목섬유가 인발하여 선단부가 붕락하였다. 사진 4에 지지 성토의 굴착을 2.4m까지 진행시킨 후(step3) 역경사면의 변형 상황을 나타냈었다. 지지성토 4.1m 굴착 종료 후(step7)에서는 역사면부분이 완전히 붕락하였다(사진 5 참조). 이와 같은 예상 밖의 파괴원인은 1) 토목섬유로 감싼 부분이 충분히 길지 못하였고 2) 토목섬유의 변형이 예상외로 컸다는 것 등으로 판단되었다. 지지 성토 굴착 종료 후, 토목섬유 보강재를 차례로 절단하였다. 1차로 70° 각도 상의 토목섬유를 전부 절단 하였으나 성토 전체의 파괴까지는 도달하지 않았다. 그 후 60° 각도상의 제 7층의 토목섬유를 절단할 때(step21)로, 성토체가 사진 6과 같이 파괴 되었다. 그림 3은 이때의 성토체의 움직임을 비디오에 의해 계측한 결과를 나타낸 것이다. 표점은

표 2. 시공순서와 실험상황

step	성토상황	step	성토 상황
0	지지성토 굴착 전(초기상태)	11	70° 부분 7층 부분 토목섬유 절단
1	지지성토 0.7m 굴착	12	70° 부분 6층 부분 토목섬유 절단
2	지지성토 1.5m 굴착	13	70° 부분 5층 부분 토목섬유 절단
3	지지성토 2.4m 굴착	14	70° 부분 4층 부분 토목섬유 절단
4	step=3의 상태에서 5일간 방치	15	70° 부분 3층 부분 토목섬유 절단
5	지지성토 3.3m 굴착	16	70° 부분 2층 부분 토목섬유 절단
6	지지성토 4.1m 굴착	17	step=16에서 1시간 경과
7	지지성토 5.0m 굴착(역경사 부분 붕괴)	18	60° 부분 10층 부분 토목섬유 절단
8	70° 부분 10층 부분 토목섬유 절단	19	60° 부분 9층 부분 토목섬유 절단
9	70° 부분 9층 부분 토목섬유 절단	20	60° 부분 8층 부분 토목섬유 절단
10	70° 부분 8층 부분 토목섬유 절단	21	성토붕괴(60° 부분 7층 부분 절단)



사진 4. 역경사 최상부의 붕괴(step 3)

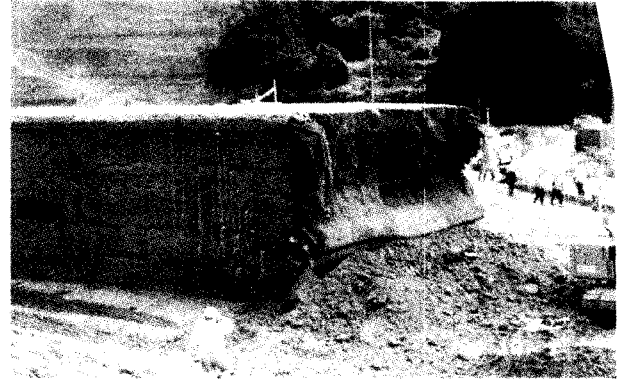


사진 5. 역경사 법면의 붕괴(step 7)

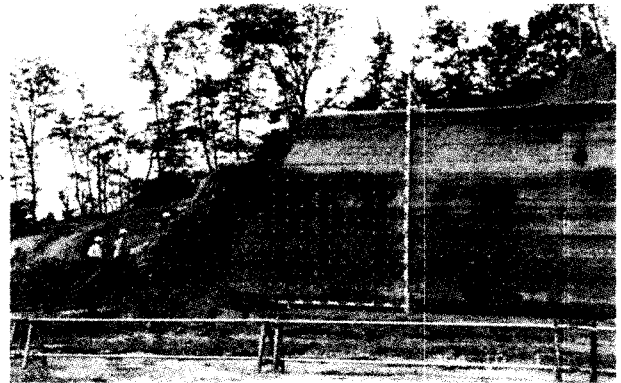
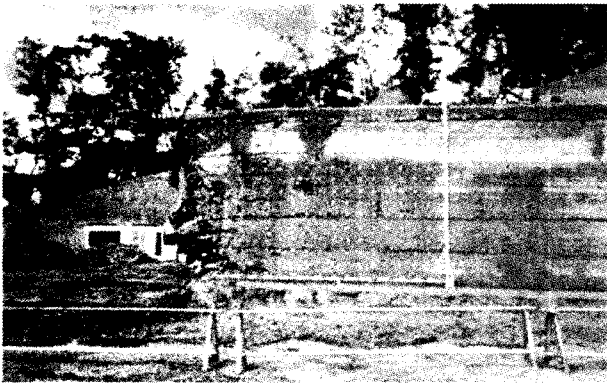


사진 6. 토목섬유의 절단에 따른 성토체 파괴(step 21)



그림 3. 비디오 계측에 의한 표점의 이동(step 21)

성토측면에 0.167m간격으로 격자상으로 설치하였으며, 이 그림에서 나타난 것 같이 보강영역부분이 일체로 되어 붕괴되고 있는 양상을 볼 수 있다.

2.3 실내 토질 시험

현장 실물시험에 이용된 뒷채움 흙은 주변의 현장발생토로 실내 물성시험 결과 토립자 비중이 2.714, 토립자 분포는 모래(75 μ m-2mm)가 69.8%, 실트(5 μ m-75 μ m)와 점토(5 μ m이하)가 30.2%로 이루어져 있고, 최대 입경이 2mm인 실트질 모래이다.

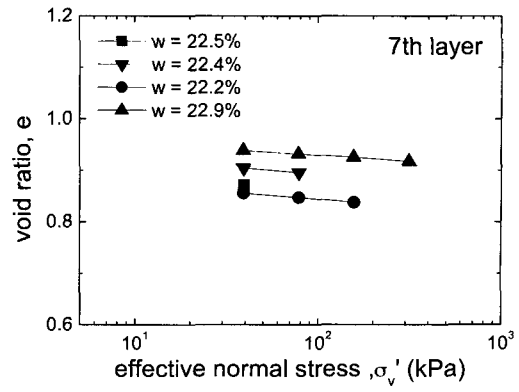
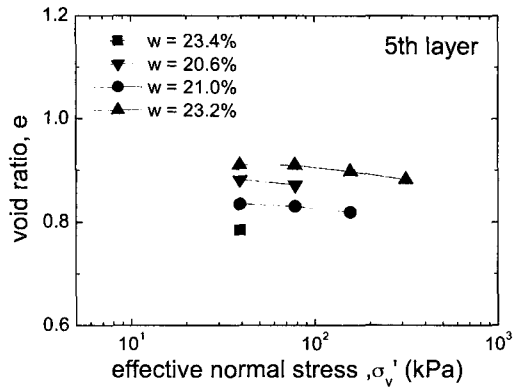
현장시험에서 채취한 불포화 다짐토에 대해 일련의 등체적 일면전단시험을 실시하여 강도 및 변형특성을 조사하였다. 전단중의 체적을 일정하게 유지시키는 등

체적 일면전단시험은 전단변위속도에 관계없이 비배수 강도를 얻으며, 동시에 유효응력경로를 얻을 수 있는 이점이 있다. 시험은 교란시료·불교란 시료에 함수비를 일정하게 하여 압밀압력 39.2, 78.4, 156.8, 313.6 kPa로 하여 K_0 압밀 후, 등체적조건하에 전단속도 0.25mm/min으로 전단하였다.

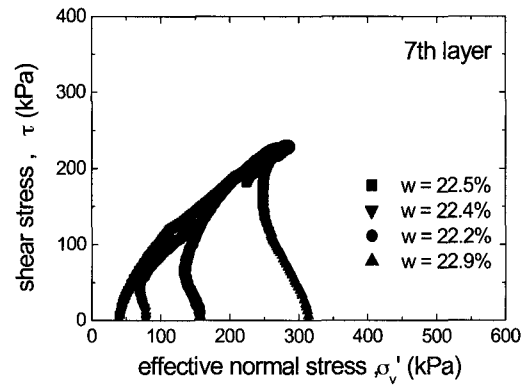
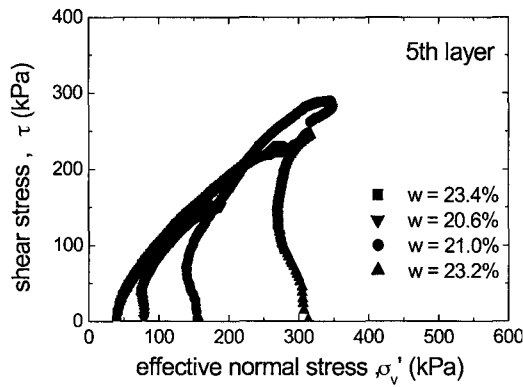
그림 4(a)는 불교란 시료에 대한 시험 결과로 압밀과정에서 구한 간극비~압밀압력의 관계($e \sim \log \sigma'_v$ 관계)이나 실험기의 구조상 정규압밀상태까지의 압밀재하를 할 수 없어, 선행압밀압력을 구하는 것이 곤란하였다. 그림 4(b)는 전단과정에서 구한 유효응력경로로, 불교란시료가 아직 정규압밀상태까지 압밀되지 않은 것을 알 수 있다. 교란시료는 불교란 시료의 함수비와 비슷하게 함수비를 조절하여, 함수비 20, 23, 25, 27, 30%의 5

표 3. 등체적 일면전단시험 결과

	불교란 시료	교란 시료	
압축 지수(C_c)		0.45	
전단강도(τ/σ'_v)	0.23	kink	0.64
		peak	0.81

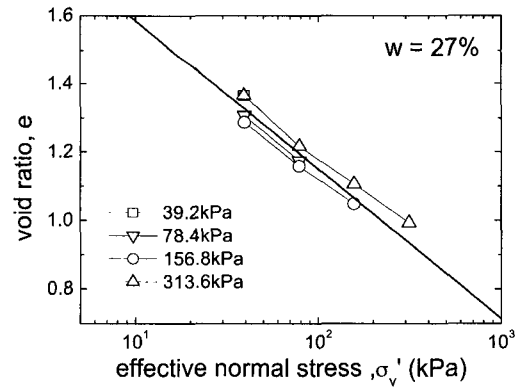
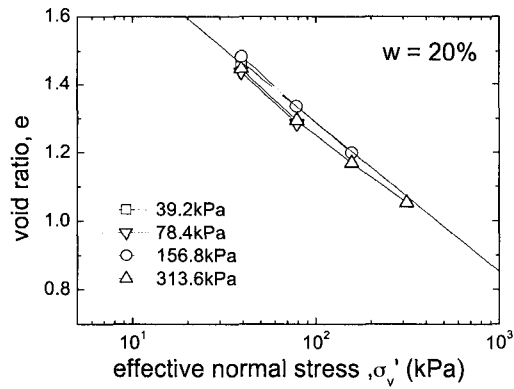


(a) 압축특성

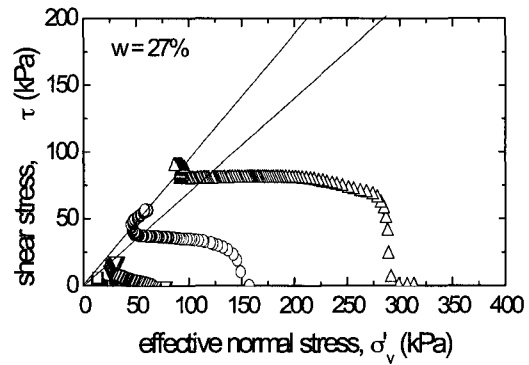
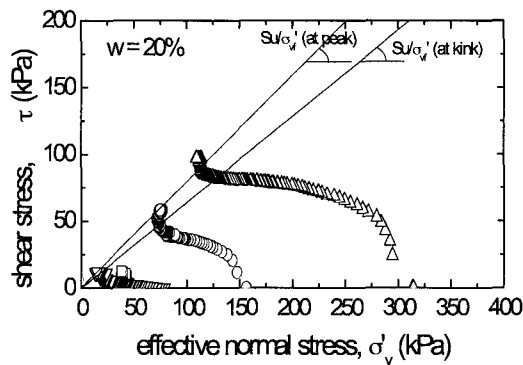


(b) 전단 특성

그림 4. 불교란 시료의 실내 시험 결과



(a) 압축특성



(b) 전단 특성

그림 5. 교란 시료의 실내 시험 결과

종류에 대하여 시험하였다. 실내등체적 전단시험의 결과를 통해 교란시료의 전단 특성은 정규압밀점토의 양상을, 다짐된 불교란시료의 전단 특성은 과압밀점토의 거동을 나타냄을 알 수 있다. 표 3은 불교란 시료와 교란 시료에 대한 등체적 일면전단시험 결과를 나타내었다.

본 연구에서는 흙의 다일러턴시 변형을 보강재가 구속함에 의해 발생하는 보강 메카니즘을 규명하고자 하는 것이다. 여기에 본 연구의 저자들은 보강토구조물의 다짐토의 구성모델은 그림 4(b)와 같이 다짐토 불교란 시료의 전단특성인 유효응력경로를 설명 가능한 모델이어야 한다고 생각한다.

3. 유한요소 해석

3.1 해석 개요

역경사형을 갖는 토목섬유 보강토의 실물 현장시험을 대상으로 유한요소 해석을 실시하였다. 그림 6에 해석에 이용한 메쉬(mesh)를 나타내었고, 해석은 평면변형률·완전배수 조건으로 가정하였다.

토목섬유 보강재는 그림 2의 인장시험결과를 기초로 그림 7과 같이 탄성체(truss재료)로 모델화하여 현장 시험과 같이 총 10층으로 부설하였다. 토목섬유의 재료파라메타는 표 1에 정리한 것 같이 단면적(cross-sectional area, $A(m^2)$)은 $5.25 \times 10^{-4}(m^2)$, 탄성계수(Young's modulus, $E(kN/m^2)$)는 그림 2의 인장시험 결과치인 $1.06 \times 10^6(kN/m^2)$ 을 이용하였다.

해석은 현장시험과 동일하게 표 2와 같이 역경사 부분의 지지 성토를 위에서부터 순서대로 굴착한 후 그림 6에 나타낸 60°, 70° 경사의 각 지역의 보강재를 위에서

부터 토목섬유를 절단하는 것으로 하였으며, 토목섬유의 절단은 탄성봉재(Truss요소)를 제거하는 것으로 표현하였다. 그림 6에 나타낸 역경사 부분의 지지성토는 선형 탄성체로 모델화하였다.

보강성토 부분의 다짐토는 그림 8에 설명한 하부재하면(subloading surface)개념(Hashiguchi, 1989)을 새롭게 도입한 Sekiguchi and Ohta(1977)의 모델에 의해 탄소성체로 모델화하였다(부록 1 참조). 다짐토의 구성모델에 필요한 파라메타는 등체적일면전단시험의 결과로부터 구하였으며, 표 4에 그 결과 값을 정리하였다(Kim et al., 2004).

하부재하면 개념을 도입함으로써 생성되는 재료 파라메타 m (그림 8, 부록 1 참조)은 실험상으로 구하는 것이 불가능하므로 불교란시료의 전단특성을 가깝게 표현할

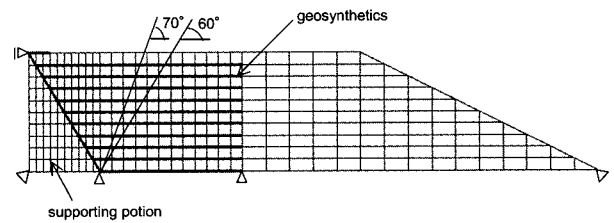


그림 6. 유한요소해석에 이용된 메쉬

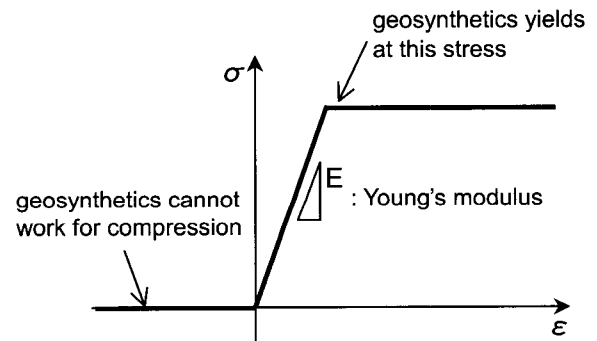


그림 7. 토목섬유의 모델화(Bar element)

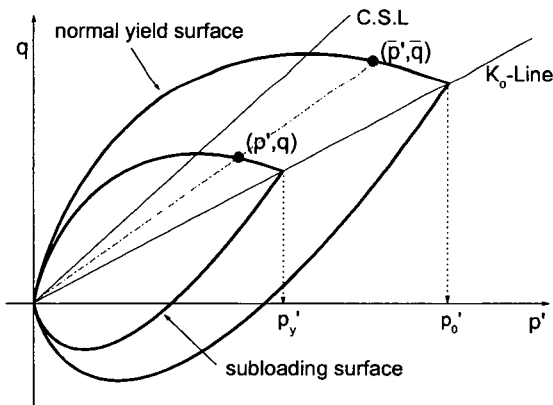


그림 8. 탄소성 구성 모델의 정규항복면과 하부재하면의 개념

R : similarity ratio

$$R = \frac{p'}{p} = \frac{p_y'}{p_0'}$$

f : normal-yield function of Sekiguchi and Ohta' model

$$f = MD \ln \frac{p'}{p_0'} + D\eta^* - \varepsilon_v^p = 0 \quad \eta^* = \sqrt{\frac{3}{2} \left(\frac{S_y}{p'} - \frac{S_{y0}}{p_0'} \right) \left(\frac{S_y}{p'} - \frac{S_{y0}}{p_0'} \right)}$$

f_s : subloading function

$$f_s = MD \ln \frac{p'}{p_0'} + D\eta^* - (\varepsilon_v^p + MD \ln R) = 0$$

evaluation law of the similarity ratio

$$\dot{R} = U_R \|\dot{\varepsilon}^p\| = -\frac{m}{D} (\ln R) \|\dot{\varepsilon}^p\|$$

표 4. 유한요소 해석에 이용한 성토재의 재료 파라메타

Parameter	Value	Basis of parameter determination	
Coefficient of earth pressure at rest : K_0	0.47	$\frac{\tau_{zx}}{\sigma_{z0'}} = \frac{1+2K_0}{3\sqrt{3}} M \exp(-\Lambda)$ $K_0 = 1 - \sin \Phi'$ (Jaky, 1944), $M = 6 \sin \Phi' / (3 - \sin \Phi')$	
Critical state parameter :	M		1.73
Effective Poisson's ratio :	ν'	0.32	$\nu' = K_0 / (1 + K_0)$
Compression index :	λ	0.195	$\lambda = 0.434 C_c$
Irreversibility ratio :	Λ	0.85	$M = 1.75(1 - k/\lambda)$ (Karube, 1975)
Initial void ratio :	e_0	0.90	
Coefficient of dilatancy :	D	0.050	$D = \lambda \Lambda / \{M(1 + e_0)\}$ (Ohta, 1971)
Subloading surface parameter :	m	0.1	

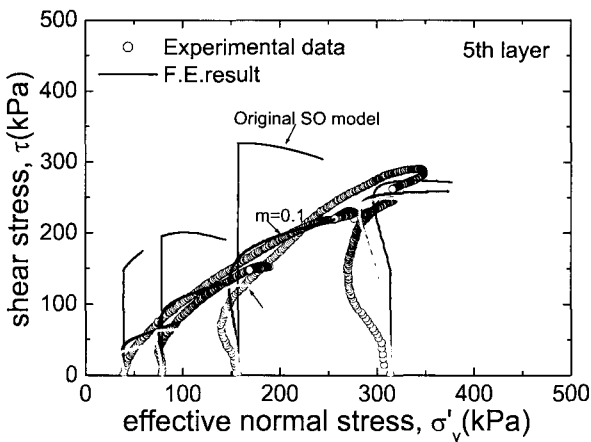


그림 9. 다짐토(불교란시료)의 유한요소해석 결과 및 하부재하면 파라메타(m)의 결정

수 있는 값을 이용하였다. 그림 9는 표 4의 파라메타를 이용한 유한요소 해석결과로 Original Sekiguchi and Ohta의 모델은 항복전의 탄성적 거동을 전혀 표현하지 못하는 것을 하부재하면 개념을 도입한 결과 파라메타 m이 0.1, 0.001의 경우 항복전 탄성거동의 표현이 가능하여 다짐된 불교란시료의 전단특성을 잘 표현하고 있는 것을 알 수 있다. 그림에서 m=0.1의 경우가 가장 실험값에 가까운 결과를 보이고 있다.

3.2 해석 결과

그림 10, 11은 하부재하면 파라메타 m=0.1일 경우의 유한요소 해석결과를 나타내고 있다. 그림 10은 지지 성

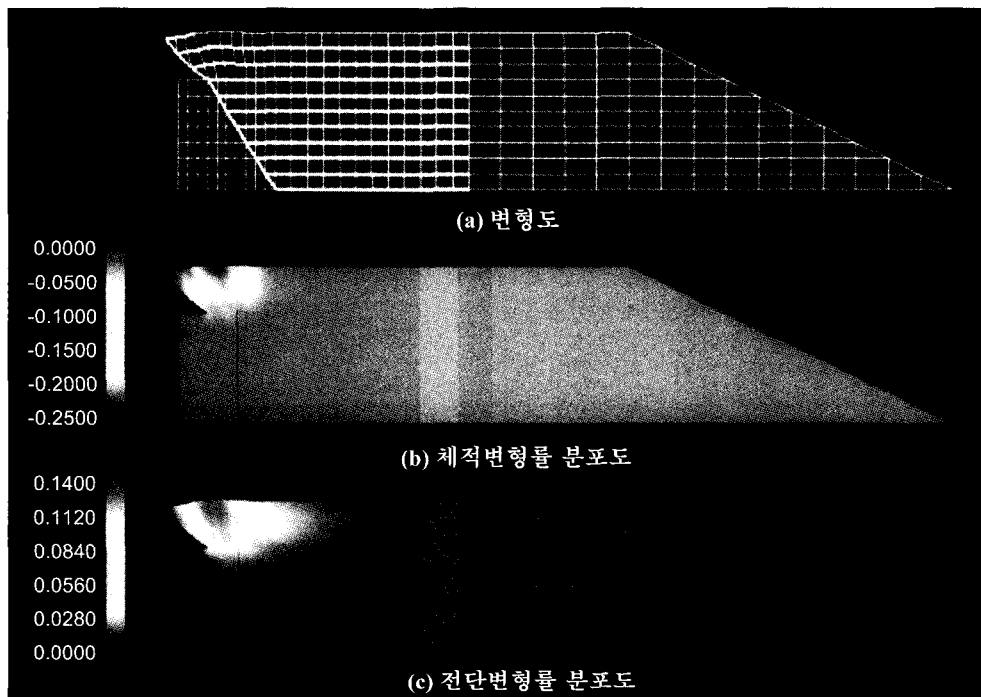


그림 10. 유한요소해석 결과(m=0.1, step=3)

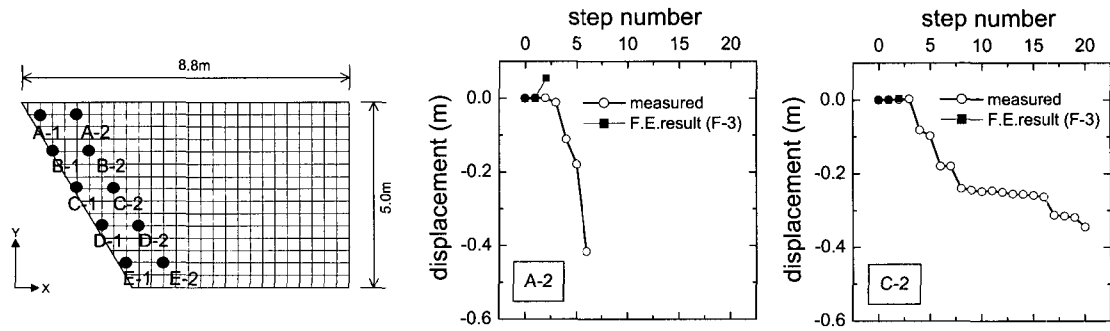


그림 11. 표점 위치에서 연직변위 비교

토 2.4m 굴착시(step=3)에 각각 성토의 변형도, 체적변형률분포도, 전단변형률 분포도이다. 이 경우 성토선단부분이 붕괴되고 있다. m의 값이 0.001의 해석에서도 유사한 결과를 얻고 있으며 현장 실험 결과와 상당히 일치하고 있다. 그림 11은 역경사부분에 설치한 표점의 계측결과와 유한요소해석 결과의 연직변위를 비교한 것이다. 실제의 현장 실험에서는 성토 선단부분이 붕괴된 후에도 실험을 진행하였으나, 유한요소 해석에서는 이 단계의 붕괴이후의 계산을 할 수 없어 이 단계 이후의 비교는 불가능하였다.

성을 변화시켜 동일한 해석을 실시하였다. 표 5에 나타난 것과 같이 현장실험에 사용된 제품보다 탄성계수·파단강도 등이 다소 큰 값을 이용하였다.

그림 12와 13은 유한요소 해석에 의한 변형도, 체적 변형률분포도, 전단변형률분포도를 나타낸 것 이다. 그림 12의 경우는 지지성토를 소거한 시점(step=7)의 경우를 나타내며, 그림에서 성토에 토목섬유가 부설되어 있는 경계부분에 균열이 발생한 것을 알 수 있다. 실제 현장 시험에서도 이 경계부분에 균열이 확인되었다. 그림

3.3 토목섬유의 강성을 변화시킨 해석 결과

상기의 조건과 똑같은 상태에서 토목섬유의 강도, 강

표 5. 토목섬유의 파라메타

cross-sectional area A (m ²)	Young's modulus E (kN/m ²)	Max. extension force N _r (kN/m)
3.76 × 10 ⁻⁴	3.72 × 10 ⁶	98.0

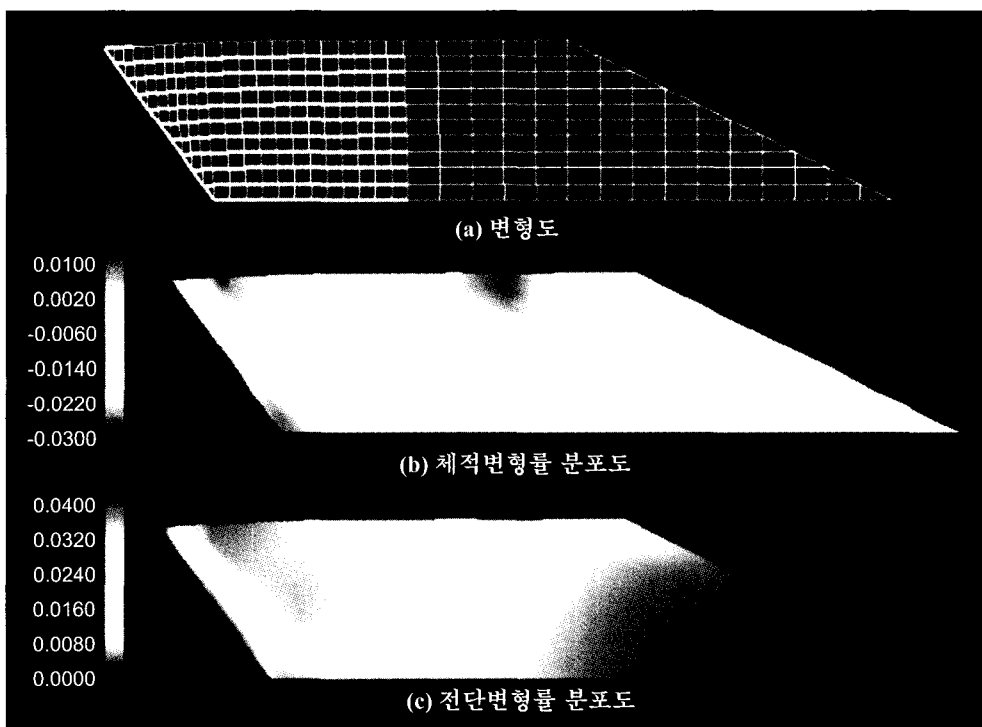


그림 12. 유한요소 해석 결과(m=0.1, step=7)

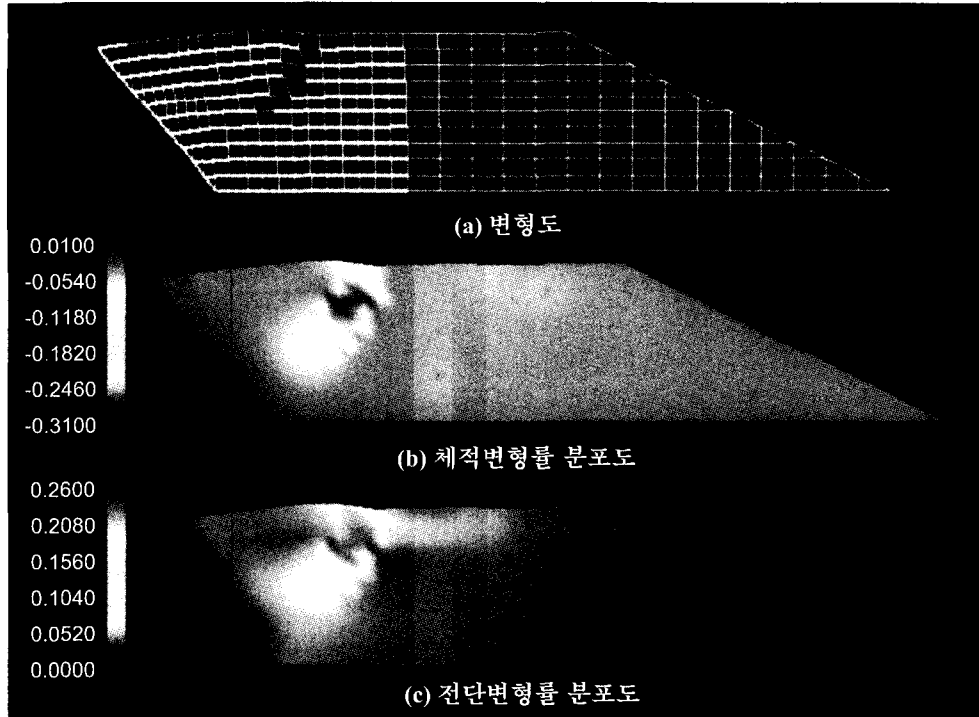


그림 13. 유한요소 해석 결과($m=0.1$, $step=12$)

13은 70° 경사지역의 6층의 보강재까지 절단한 시점 ($step=12$)을 나타낸 것이며, 해석에서는 70° 부분의 토목섬유를 절단시($step=16$)에 역경사부분이 전도하여 붕괴하는 것으로 나타났다. 현장실험에서도 관측된 토목섬유로 보강된 부분이 일체가 되어 거동하는 경향과 파괴형태가 유한요소 해석에서도 거의 같은 양상으로 표현되고 있음을 알 수 있었다.

4. 결론

본 연구에서는 흙의 다일러턴시 변형을 보강재가 구속함에 의해 발생하는 보강 메카니즘을 규명하고자 실내시험, 실물 현장실험 및 유한요소해석을 통해 보강 메카니즘을 검증하고 보강 효과를 검토하였다. 실물 현장 실험에서는 흙 자체로는 불가능하다고 여겨지는 역경사형 성토를 구축하였으며, 그 결과 토목섬유의 보강효과가 예상보다 크다는 것을 알 수 있었다. 또 토목섬유로 보강된 부분은 흙과 보강재가 일체로 되어 거동하였으며, 결국 토목섬유의 보강효과는 흙과 보강재의 역학적 상호작용이 복잡하게 연결되어 발생하는 것으로 판단되었다. 실내시험은 등체적 전단시험을 실시하여 강도 및 변형특성을 조사하였고, 시험결과를 이용하여 유한요소해석에 필요한 재료 파라미터를 결정하였다. 하

부재하면 개념을 새롭게 도입한 다짐토의 탄소성 구성 모델은 기존의 Sekiguchi and Ohta의 모델이 설명하지 못한 항복전의 탄성 거동을 설명함을 알 수 있었다. 또한 실물 현장시험을 다짐토의 하부재하면 개념을 새롭게 도입한 탄소성 구성 모델과 토목섬유를 탄성체로 모델화하여 유한요소 해석을 통해 현장시험과 비교 분석하였다. 그 결과 유한요소 해석이 현장 시험을 유용하게 설명할 수 있음을 검증하였다.

감사의 글

이 연구에 도움을 주신 일본 Kobe대학의 Iizuka 교수님과 유한요소해석에 도움을 주신 일본 Toyo건설기술연구소의 Hirata씨에게 감사를 드리며, 본 연구는 한국과학재단 04유방이성 과학자 경쟁력강화사업(R03-2004-000-10019-0)에 의해 수행된 연구의 일부이며, 본 연구를 지원해 준 한국과학재단에 감사의 말씀을 드립니다.

참고 문헌

- Allen, T. M. and Holtz, R. D. (1991), "Design of Retaining Walls Reinforced with Geosynthetics", *Geotechnical Engineering Congress 1991*, F. G. McLean, D. A. Campbell and D.W. Harris eds., ASCE, Geotechnical Special Publication, No.27, Vol2, pp.970-987.

2. Christopher, B.R. and Holtz, R. D. (1985), Geotextiles Engineering Manual, Federal Highway Administration, Report FHWA-TS-86/203, Washington, D.C. pp.1044.
3. Hashiguchi, K. (1989), "Subloading surface model in unconventional plasticity", *International Jour. of Soils and Structures*, Vol.25, pp.917-945.
4. Hirata, M., Iizuka, A., Ohta, H., Yamakami, T., Yokota, Y., and Ohmori, K. (1999), "The numerical simulation of geosynthetic-reinforced soil structure using elasto-plastic dilatancy models", *Journal of JSCE*, No.631/V-48, pp.179-192 (in Japanese).
5. Jaky, J. (1944), *Tarajmechanika, Journal of Hungarian Architecture and Engineering*, pp.355-358 (in Hungarian).
6. Karube, D. (1975), "Unstandardized Triaxial Testing Procedures and Related Subjects for Inquiry", *Proc. of 20th Symposium on Geotechnical Engineering*, pp.45-60 (in Japanese).
7. Kim, E. R., Iizuka, A., Kim, Y. S., and Park, H. (2004), "A Study on the Confining Effect due to Geosynthetics Wrapping Compacted Soil Specimen", *Jour. of the KGS*, Vol.20, No.5, pp.5-16.
8. McGown, A. and Andrawes, K. Z. (1977), "The influences of non-woven fabric inclusions on the stress strain behavior of a soil mass", C.R. Coll. Int. Soils textiles, Paris, pp.161-166.
9. Mitchell, J. K. (1987), "Reinforcement for Earthwork Construction and Ground Stabilization", *Pro. of the Eighth Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundations*, Vol.1, pp.349-380.
10. Ohta, H. (1971), "Analysis of Deformation of Soils Based on the Theory of Plasticity and Its Application to Settlement of Embankments", *Thesis of Doctor of Engineering, Kyoto University*.
11. Sekiguchi, H. and Ohta, H. (1977), "Induced anisotropy and time dependency in clays", *Proc. Specialty Session 9, 9th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, pp.229-239.
12. Shibata, T. (1968), "On the Volume Change of Normally Consolidated Clays", *Technical Report of Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University*, Vol.6, pp.128-134 (in Japanese).
13. Tatsuoka, F. and Miki, G. (1982), "Bearing capacity of reinforced model sand ground", Recent Development in Ground Improvement Techniques, *Proc. of the international symposium*, Bangkok, pp.153-160.

(접수일자 2004. 9. 2, 심사완료일 2004. 11. 30)

부록 1

하부재하면(subloading surface)의 개념을 새롭게 도입한 다짐토의 탄소성 구성 모델

Sekiguchi and Ohta 모델(1977)인 정규항복함수(normal yielding function)는 다음과 같이 표현한다.

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p_0} + D\eta^* - \varepsilon_v^p = 0 \quad (1)$$

여기서, D 는 다일러턴시(dilatancy) 계수(Shibata, 1968), ε_v^p 는 체적변형률(volumetric strain), $\lambda (= 0.434C_e)$ 와 $\kappa (= 0.434C_s)$ 는 압축(compression)지수와 팽창(swelling)지수를 나타낸다.

파라메타 λ , κ 과 D 는 한계응력비(critical state ratio) M 과 이론적으로 $M = \frac{\lambda - \kappa}{D(1 + e_0)}$ (Ohta, 1971) 관계가 있다. η^* 는 일반화된 편차 응력비(generalized deviatoric stress parameter)로 다음과 같이 나타낸다.

$$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2}} \left\| \frac{\mathbf{s}}{p} - \frac{\mathbf{s}_0}{p_0} \right\| \quad (2)$$

이곳의 \mathbf{s} 는 편차 응력텐서(deviatoric stress tensor), 아래첨자 0는 현재값을 의미한다.

Hashiguchi(1989)가 소개한 하부재하면(subloading surface), f_s 는 정규항복면과 같은 모양으로 상사비(similarity ratio) R 로 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$f_s = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p_0} + D\eta^* - (\varepsilon_v^p + \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln R) = 0 \quad (3)$$

여기에서, 상사비, R 은 하부재하면과 정규항복면의 비로 구할 수 있는데, p'/\bar{p} 로 나타낼 수 있다. p' 는 하부재하면상의 현재의 유효평균응력(effective mean stress), \bar{p} 는 정규항복면상의 유효평균응력이다. 상사비의 미분계수(evaluation law), \dot{R} 은 다음과 같이 가정한다.

$$\dot{R} = U_R \left\| \dot{\varepsilon}^p \right\| = -\frac{m}{D} (\ln R) \left\| \dot{\varepsilon}^p \right\| \text{ for } \dot{\varepsilon}^p \neq 0 \quad (4)$$

파라메타 m 은 새롭게 소개된 하부재하면의 재료파라메타로 하부재하면이 정규항복면에 도달 가능하게 조절하는 파라메타이다.

여기서, 범위함수(scalar function), U_R 는 $0 < R \leq 1$ 의 범위를 가지고 있으며, $R=0$ 의 경우에 $U_R = \infty$, $R=1$ 의 경우에 $U_R = 0$ 이다.

현재의 유효응력은 항상 하부재하면 위에 머물러 있으며, 일치조건(consistency condition), $\dot{f}_s = 0$ 을 이용하고, 여기에 관련된 유동법칙(associated flow rule)을 $\dot{\varepsilon}^p = \Lambda \frac{\partial f_s}{\partial \sigma'}$ 로 가정하면 Hooke의 법칙(Hooke's law)을 이용하여, 탄성영역을 $\dot{\sigma}' = D^e \dot{\varepsilon}^e = D^e (\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}^p)$ 로 나타낼 수 있다.

그리고 정리를 하면, 소성 파라메타(plasticity parameter), Λ 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\Lambda = \frac{1}{h} \frac{\partial f_s}{\partial \sigma} \cdot \dot{\sigma} = \frac{1}{H} \frac{\partial f_s}{\partial \sigma} \cdot D^e \dot{\epsilon} \quad (5)$$

$$h = \text{tr} \left(\frac{\partial f_s}{\partial \sigma} \right) - mM \frac{\ln R}{R} \left\| \frac{\partial f}{\partial s} \right\|,$$

$$\text{and } H = h + \frac{\partial f_s}{\partial \sigma} \cdot D^e \frac{\partial f_s}{\partial \sigma} \quad (6) \sim (7)$$

$\dot{\epsilon}$ 는 변형률 증분텐서(strain increment tensor), $\dot{\sigma}$ 는 유효응력 증분텐서(effective stress increment tensor), 윗첨자 의 e 와 p 는 탄성(elastic)과 소성(plastic)의 성분을 각각 나타낸다.

여기에 하부재하면을 새롭게 도입한 Sekiguchi and Ohta 모델의 응력과 변형률 표현은 다음과 같이 얻을 수 있다.

$$\dot{\sigma} = \left[D^e - \frac{\left(K\beta 1 + 3G \frac{\eta - \eta_0}{\eta^*} \right) \otimes \left(K\beta 1 + 3G \frac{\eta - \eta_0}{\eta^*} \right)}{\beta^2 K + 2G + \frac{\beta}{D} \left(\beta - mM \frac{\ln R}{R} \sqrt{\frac{\beta^2}{3} + \frac{3}{2}} \right)} \right] \dot{\epsilon},$$

$$\beta = M - \frac{3}{2\eta^*} \eta \cdot (\eta - \eta_0) \quad (8)$$

D^e 는 4차 탄성강성텐서(4th order elastic stiffness tensor), 1는 단위텐서(unit tensor), η 는 편차 응력비 텐서(deviatoric stress ratio tensor) ($\eta = \frac{s}{p}$), β 는 한계상태로의 접근 함수(accessibility function), K 는 탄성 체적 계수(elastic bulk modulus)($K = \frac{1+e_0}{x} p'$), G 는 탄성 전단 계수(elastic shear modulus)($G = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} K$, ν : Poisson ratio), \otimes 는 텐서 곱셈(tensor multiplier) 부호이다.

재하/loading, $\dot{\epsilon}^p \neq 0$, 제하/unloading, $\dot{\epsilon}^p = 0$ 는 소성 파라메타(plasticity parameter)를 이용하여 다음과 같이 판단한다.

$$\begin{cases} \Lambda < 0 : \text{unloading} \\ \Lambda = 0 : \text{neutral} \\ \Lambda > 0 : \text{loading} \end{cases} \quad (9)$$