

흙의 비배수전단강도가 0이 되는 함수비인 흐름한계의 제안

A Proposal of Flow Limit for Soils at Zero Undrained Shear Strength

박 성 식¹ Park, Sung-Sik

농 쯔 쯔² Nong, Zhenzhen

Abstract

When a slope failure or a debris flow occurs, a shear strength on failure plane becomes nearly zero and soil begins to flow like a non-cohesive liquid. A consistency of cohesive soils changes as a water content increases. Even a cohesive soil existing at liquid limit state has a small amount of shear strength. In this study, a water content, at which a shear strength of cohesive soils is zero and then cohesive soils will start to flow, was proposed. Three types of clays (kaolinite, bentonite and kaolinite (50%)+bentonite (50%)) were mixed with three different solutions (distilled water, sea water and microbial solution) at liquid limit state and then their water contents were increased step by step. Then, their undrained shear strength was measured using a portable vane shear device called Torvane. The ranges of undrained shear strength at liquid and plastic limits are 3.6-9.2 kPa and 24-45 kPa, respectively. On the other hand, the water content that corresponds to the value of the undrained shear strength changing most rapidly is called flow water content. The flow limit refers to the water content when undrained shear strength of cohesive soils is zero. In order to investigate the relationship between liquid limit and flow limit, the cohesive index was defined as a value of the difference between flow limit and liquid limit. The new plasticity index was defined as the value of difference between flow limit and plastic limit. The new liquidity index was also defined using flow limit. The values of flow limit are 1.5-2 times higher than those of liquid limit. At the same time, the values of new plasticity index are 2-5.5 times higher than those of original plasticity index.

요 지

사면 내 토사가 붕괴되거나 토석류가 발생하는 경우 파괴면에 작용하는 전단강도는 0에 가깝게 되면서 토사가 비점성 액체와 같이 유동한다. 점성토는 함수비 증가에 따라 그 연경도가 달라지며 액체상태로 바뀌는 액성한계에서도 약간의 전단강도를 가진다. 본 연구에서는 점성토의 전단강도가 0이 되어 흐름을 유발하는 함수비를 찾고자 하였다. 카올리나이트, 벤토나이트, 그리고 카올리나이트(50%)+벤토나이트(50%)와 같은 세 종류의 점토에 혼합수로 증류수, 해수, 또는 미생물용액을 혼합하여 액성한계 상태로 만든 다음 함수비를 단계적으로 증가시키면서 토베인 시험기를 이용하여 비배수전단강도를 측정하였다. 액성한계와 소성한계에서 비배수전단강도의 범위는 각각 3.6-9.2kPa와 24-45kPa 정도이었다. 한편 측정 결과로부터 비배수전단강도가 급격하게 변화하는 값에 해당하는 함수비를 흐름함수비(Flow Water content)로 정의하였으며, 비배수전단강도가 0이 될 때의 함수비를 흐름한계(Flow Limit)로 정의하였다. 그리고 흐름한계와 액성한계의 상관관계를 살펴보기 위하여 흐름한계와 액성한계의 차이를 점성지수(Cohesive Index)로 정의하였다. 또한 흐름한계와 소성한계의 차이를 새로운 소성지수(New Plasticity Index)로 정의하였으며, 흐름한계

1 정회원, 경북대학교 공과대학 건축토목공학부 토목공학전공 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Civil Engrg., Kyungpook National Univ., Tel: +82-53-950-7544, Fax: +82-53-950-6564, sungpark@knu.ac.kr, Corresponding author, 교신저자)

2 비회원, 경북대학교 공과대학 건축토목공학부 토목공학전공 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Kyungpook National Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2014년 5월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

를 이용하여 새로운 액성지수(New Liquidity Index)도 정의하였다. 흐름한계(Flow Limit)는 액성한계보다 1.5-2배 정도 높은 값을 보였으며, 새로운 소성지수는 기존 소성지수보다 2-5.5배 정도 높았다.

Keywords : Liquid limit, Flow limit, Cohesive index, Plasticity index, Undrained shear strength

1. 서론

점성토의 컨시스턴시(consistency)는 함수비 증가에 따라 수축한계, 소성한계, 액성한계로 구분되며, 액성한계에서도 약간의 전단강도를 가진다. 액성한계에서 점성토의 비배수전단강도는 비배수전단강도를 구하는 방법 그 자체뿐 아니라 액성한계를 구하는 방법(British Standard 또는 ASTM Standard)이나 점토 종류에 따라 그 값이 다르다. 예를 들면, Casagrande(Sharma and Bora, 2003)에 의하면 액성한계에서 비배수전단강도는 2.65kPa, Norman(1958)에 의하면 0.8-1.6kPa(British Standard) 또는 1.1-2.3kPa(ASTM Standard), Skempton and Northey (1953)에 의하면 0.7-1.75kPa, Youssef et al.(1965)에 의하면 1.3-2.4kPa, Federico(1983)에 의하면 1.7-2.8kPa, Wood(1985)에 의하면 평균값이 1.7kPa 등과 같이 다양하다. 이와 같이 액성한계에 있는 점성토의 비배수전단강도에서 차이가 발생하는 것은 주로 Casagrande방법에 의한 액성한계시험법이 흙의 자중에 의해 많이 의존되기 때문인 것으로 알려져 있으며, 반면 Fall cone을 이용할 경우에는 이와 같은 차이는 발생하지 않는 것으로 알려져 있다(Sharma and Bora, 2003).

한편 여러 연구 결과에 의하면 소성한계에서 비배수전단강도는 일반적으로 20-320kPa 사이로 액성한계에서의 비배수전단강도보다 훨씬 변화 범위가 넓다(Skempton and Northey, 1953; Dennehy, 1978; Arrowsmith, 1978). Kayabali and Tufenkci(2010)는 30여 종의 무기질 흙을 이용하여 액소성한계에서 비배수전단시험을 실시하였으며, 액소성한계에서 평균 비배수전단강도는 각각 2.3kPa와 180kPa이라고 하였다. 대부분의 연구자들은 흙의 액소성한계에서 비배수전단강도를 각각 1.7kPa와 170kPa로 보고 있다(Skempton and Northey, 1953; Wroth and Wood, 1978; Belviso et al., 1985; Sharma and Bora, 2003; Lee and Freeman, 2007).

토사의 유동 특성이나 토석류의 이동성을 결정하는 중요한 유동학적 매개변수는 항복응력과 소성점도이다. 토사 대변형이나 토석류의 유동성은 액성상태에 따라

달라지므로 액성지수(Liquidity Index)의 함수로 나타낼 수 있으며, 액성지수가 증가함에 따라 항복응력과 소성점도는 감소하는 경향을 보인다(Jeong, 2011). 액성지수가 1보다 훨씬 클 경우 흙은 이미 액성한계에 도달한 이후로 흙의 강도는 0이 되어 액체와 같이 흐르게 되는 것으로 간주되지만, 실제 액성한계보다 어느 정도 함수비가 증가되어야 강도가 0이 되는지 판단하기 어렵다. 또한 기존 액소성한계 시험방법은 실험자와 같은 외부 요인에 의해 영향을 많이 받을 뿐 아니라 동일한 실험자가 수행하였다더라도 다른 결과를 얻을 수도 있다. 따라서 본 연구에서는 일관성 있는 실험 결과를 얻기 위해 측정된 강도 값에 근거한 새로운 액성한계를 제시하고자 하였다. 즉, 액성한계 이후에 함수비 증가에 따른 흙의 비배수전단강도의 변화를 측정하는 다음, 전단강도가 0이 되는 함수비를 새롭게 흐름한계(Flow Limit)로 정의하였다. 약간의 전단강도를 가지는 액성한계를 대신하여 전단강도가 0이 되는 함수비를 나타내는 흐름한계를 이용하여 새로운 소성지수와 액성지수를 제안하였다.

2. 실험재료 및 점토의 액성한계 및 비배수전단강도 측정방법

2.1 카올리나이트(kaolinite)과 벤토나이트(bentonite)

우리나라 서해안에는 주로 카올리나이트가 포함되어 있고, 남해안에는 일라이트(illite)가 그리고 동해안에는 일라이트와 몬모릴로나이트(montmorillonite)가 혼재해 있다. 본 연구에서는 통일분류법 상 CL로 분류되며 가장 안정된 구조를 가진 카올리나이트와 3층 구조로 가장 약한 결합력을 가지며 통일분류법 상 CH로 분류되는 벤토나이트를 사용하였다. 본 연구에 사용한 카올리나이트와 벤토나이트의 비중은 각각 2.47과 2.24이며, 기존 문헌(Ahn, 1997)에서 조사된 값보다는 구성성분 차이로 다소 낮은 값을 보였다. 본 연구에서 사용한 두 종류 점토의 물리적 화학적 구성은 Table 1과 같으며, BET시험에 의하면 카올리나이트와 벤토나이트의 비표

Table 1. Chemical composition of Kaolinite and Bentonite

Soil type	Components (%)							
	Na ₂ O	MgO	Al ₂ O ₃	SiO ₂	K ₂ O	CaO	TiO ₂	Fe ₂ O ₃
Kaolinite	0	0	33.860	46.793	0.632	4.550	0.344	3.830
Bentonite	4.018	3.368	17.819	59.664	0.823	3.533	0.558	4.387

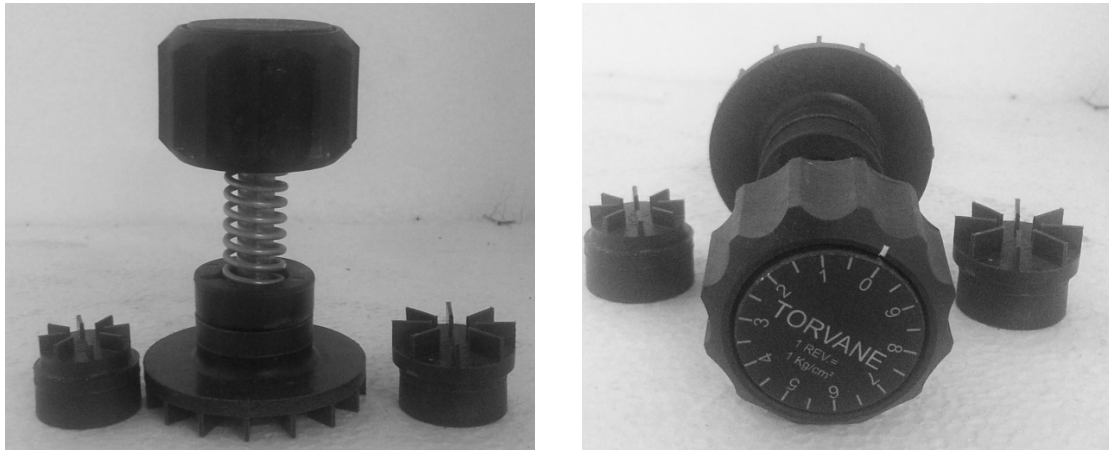


Fig. 1. Appearance of Torvane device

면적은 33 및 58m²/g으로 벤토나이트의 비표면적이 훨씬 큰 것을 알 수 있다. 카올리나이트와 벤토나이트를 각각 50%씩 섞은 시료도 사용하였다.

2.2 액성한계시험법

본 연구에서 사용한 액성한계시험법은 1911년 미국 Casagrande가 개발한 방법이다. 한국의 KS F 2303기준을 비롯하여 미국의 ASTM D 4318 등에 표준시험방법으로 채택되어 사용되고 있는 방법이다. 액성한계는 흙이 유동상태를 나타내는 최소의 함수비를 말하며, KS F 2303에서는 황동접시에 경사 60°, 높이 1cm의 인공사면을 조성한 후에 시료를 넣은 접시를 1cm 높이에서 1초에 2회의 비율로 25회 낙하시켰을 때 둘로 나뉜 부분의 흙이 양측으로부터 유동하여 약 1.5cm의 길이로 합류했을 때의 함수비라고 정의하고 있다. 그러나 정확하게 25회를 맞추기가 어렵기 때문에 액성한계 전 후의 함수비로 여러 번 시험을 수행하여, 그 결과로부터 25회에 해당하는 함수비를 역추적하여 액성한계를 구한다.

2.3 비배수전단강도 측정방법

실내에서 점토의 비배수전단강도를 측정하는 방법에는 일축압축시험, 삼축압축시험, 콘시험, 베인시험 등이

있다. 일축압축시험은 점토시료에 대하여 일반적으로 사용되는 비압밀비배수시험의 한 형태로 원주형의 공시체를 제작하여 측압을 받지 않는 상태로 축하중을 가하여 전단파괴시켜 시료의 전단강도를 결정하는 방법이다. 삼축압축시험은 직접전단시험이나 일축압축시험과 유사하게 흙을 전단파괴시켜 전단강도정수를 구하는 것이 목적이며, 일반적으로 비압밀비배수시험을 통하여 비배수전단강도를 구하고 있다. Park(1985)에 의하여 연약한 점성토에 대해서 토베인으로 측정한 비배수전단강도와 일축압축시험으로 측정한 비배수전단강도의 비는 0.92로 유사하지만, 동일한 시료에 대한 삼축압축시험으로 구한 강도는 일축압축시험으로 구한 값보다 약 1.3배 정도 높게 나타났다. 스웨덴 낙하 콘 시험법 (Swedish fall cone method)은 일반적으로 콘의 선단각도가 60도이고 무게는 60g인 콘을 점토에 자중으로 관입시켜 관입깊이에 따라 비배수전단강도뿐 아니라 액성한계를 구하는 방법이다(Jeong, 2013).

본 연구에서는 Fig. 1과 같이 측정이 간편하고 사용이 용이한 토베인(Torvane)으로 비배수전단강도를 측정하였다. 토베인은 베인시험기구의 수정형으로 검증된 스프링(calibrated spring)을 이용하여 비배수전단강도를 바로 읽을 수 있도록 되어 있다. 연약한 점토부터 딱딱한 점토까지 비배수전단강도를 모두 측정할 수 있다. Fig. 1에 보이는 것처럼 다양한 강도를 가진 점토를

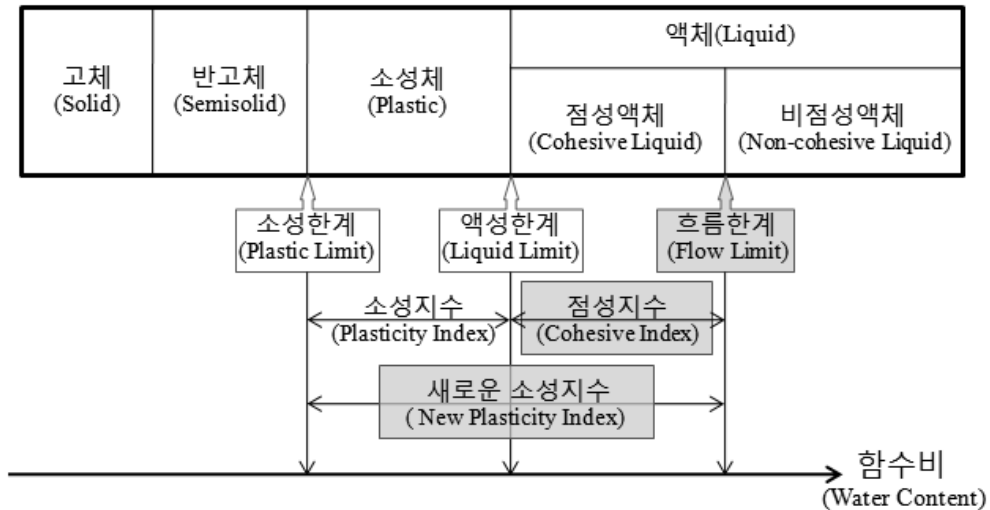


Fig. 2. Definition of consistency limits

위해 큰 날개(0-0.2kg/cm²), 일반 날개(0-1kg/cm²), 작은 날개(0-2.5kg/cm²)와 같은 세 종류의 베인 크기가 있으며, 점토가 연약할수록 사용하는 베인의 날개가 크다. 본 연구에서는 주로 큰 날개(0-0.2kg/cm²)를 사용하였다. 토베인을 이용한 점토의 비배수전단강도 측정방법은 표시점과 눈금판을 '0'으로 맞춘 다음에 일정한 수직 압력으로 토베인을 흙 속에 삽입한 다음 흙이 전단파괴 될 때까지 회전시키면 비배수전단강도가 다이얼게이지의 눈금으로 표시된다.

때의 함수비인 소성한계와 액성한계를 시험할 경우 시간에 따라 점토의 액소성한계에 차이가 발생할 수 있으며, Park et al.(2012)에 의하면 시료 준비 후 하루 정도 지난 후의 액소성한계는 비교적 일정한 값을 보였다. 따

3. 흙의 액소성한계 상태에서 비배수전단강도

3.1 시료준비 및 보관

점토질 흙은 함수비 증가에 따라 Fig. 2와 같이 반고체에서 소성체로, 소성체에서 액체로 변하게 된다. 이



Fig. 3. Soil container for undrained shear strength at liquid and plastic limit states

Table 2. Comparison of undrained shear strength (Cu) of clays at plastic and liquid limits

Soil	Mixing water	LL* (%)	PL** (%)	Cu at LL (kPa)	Cu at PL (kPa)	Cu at PL/ Cu at LL
Kaolinite	Distilled water	60	40	7.0	39	6
	Sea water	52	41	9.2	40	4
	Microbial solution	54	38	9.0	43	5
Bentonite	Distilled water	195	90	6	33	6
	Sea water	86	61	4.4	24	5
	Microbial solution	119	69	4.8	26	5
Kaolinite + Bentonite	Distilled water	118	60	4.2	45	11
	Sea water	66	48	7.6	42	6
	Microbial solution	83	55	3.6	26	7

* LL (Liquid limit) was determined by Casagrande method.

**PL (Plastic Limit) was determined by Casagrande's rolling thread method.

라서 본 연구에서는 점토에 증류수, 해수, 또는 미생물 용액을 각각의 액성한계 상태로 혼합한 다음 시료를 하루 동안 Fig. 3과 같은 데시케이터에 보관하여 물이 흙 입자 사이로 충분히 스며들도록 한 다음, 토베인으로 비배수전단강도를 측정하였다. 시료용기는 Fig. 3 안에 보이는 실험용 접시를 사용하였으며, 접시의 최대 내경은 10.2cm이며 최대 높이는 4.5cm이다. 한편 토베인의 사용법에 의하면 시료 표면 직경을 5.08cm(2 inches) 이상 요구하고 있다. 본 연구에서는 이 접시에 점토 시료를 2/3이상 채워서 실험하였으므로 점토 표면 직경이 요구한 값보다 훨씬 크다. Table 2는 시료 교반 후 1일 후에 실시한 카올리나이트, 벤토나이트, 카올리나이트(50%)+벤토나이트(50%)의 액성한계를 나타내고 있으며, 각각의 시료에 대한 비배수전단강도 값을 비교하고 있다.

3.2 흙의 액성한계 상태에서 비배수전단강도

액성한계에서 비배수전단강도는 카올리나이트가 벤토나이트나 카올리나이트(50%)+벤토나이트(50%)에 비해 높게 나타났으며, 세 종류의 시료에 세 가지의 혼합수를 혼합하여 액성한계에서 비배수전단강도는 3.6-9.2kPa 사이 값을 나타내었다. 혼합수에 따른 강도 차이는 뚜렷

하지 않았다. Table 3은 기존 연구에서 발표된 비배수전단강도 값을 비교하고 있다. 실내 Vane시험기를 사용한 Kayabali and Tufenkci(2010)에 의하면 액성한계 상태에서 비배수전단강도는 1.2-12.0kPa로 본 연구결과도 이 범위 안에 있다. 하지만 기존 연구에 의하면 액성한계에서 비배수전단강도의 평균값은 1.7kPa로 알려져 있으며, 본 연구결과는 액성한계를 정적인 Fall cone방법이 아닌 동적인 Casagrade방법으로 구하여 액성한계가 상대적으로 2-20% 정도 낮았으며(Park et al., 2012), 이런 낮은 함수비로 인하여 비배수전단강도가 다소 높게 측정된 것으로 판단된다.

3.3 흙의 소성한계 상태에서 비배수전단강도

본 연구에서는 소성한계에서 비배수전단강도는 24-45kPa 사이 값을 보였으나, Table 4와 같은 기존 연구 사례에 의하면 소성한계에서 비배수전단강도는 대략 20-530kPa 사이 값을 가지는 것으로 분석되었다. 이와 같은 차이는 전단강도나 소성한계의 측정방법, 흙의 종류 또는 시험자에 따른 차이로 판단된다. 하지만 여러 연구자(Skempton and Northey, 1953; Wroth and Wood, 1978; Sharma and Bora, 2003; Lee and Freeman, 2007)에 의하면 소성한계에서 비배수전단강도는 액성한계에서 전단강도의 100

Table 3. Measured undrained shear strength at LL

No.	Undrained shear strength at LL (kPa)	Range of LL	Undrained shear strength testing method	Remarks	References
1	0.8-1.6 (B.S Standards)	41-72	Miniature vane shear apparatus	Percussion cup method Effect of different rubber bases used on the undrained strength	Norman (1958)
	1.1-2.3 (ASTM Standards)				
2	0.7-1.75	30-97	Vane shear test	Percussion cup method	Skempton and Northey (1953)
3	1.3-2.7	32-190	Vane shear test	Percussion cup method	Yousef et al. (1965)
4	1.7-2.8	36-159	Vane shear test	Cone method	Federico (1983)
5	Mean value of 1.7	26-190	Vane shear test	Percussion cup method	Wood (1985)
6	1.2-12.0	26.4-83.6	Vane shear test	Percussion cup method	Kayabali and Tufenkci (2010)

Table 4. Measured undrained shear strength at PL

No.	Undrained shear strength at PL (kPa)	References
1	85-125	Skempton and Northey (1953)
2	30-320	Dennehy (1978)
3	20-220	Arrowsmith (1978)
4	68-530	Kayabali and Tufenkci (2010)
5	Mean value of 170	Wroth and Wood (1978); Belviso et al. (1985); Sharma and Bora (2003); Lee and Freeman (2007)

배인 170kPa로 알려져 있다. 한편 Karlsson(1977)은 이 비(ratio)가 50-100사이 값이라고 주장하였으며, Wasti and Bezirci(1986), Kayabali and Tufenkci(2010)의 연구 결과에 의하면 액성한계를 Casagrande방법으로 구하느냐 낙하 콘방법으로 구하느냐에 따라 이 비(ratio)가 15-295로 큰 차이를 보였다. 액소성한계에서 비배수전단강도는 특정한 값으로 나타나기 보다는 시험장치나 방법에 따라 그 값이 변할 뿐만 아니라 흙의 구성 광물질이나 점토 안에 존재하고 있는 양이온에 의해서도 영향을 받는 것으로 나타났다(Nagaraj et al., 2012). 본 연구에서는 Table 2와 같이 전반적으로 소성한계에서 비배수전단강도가 낮아 소성한계와 액성한계에서의 강도 비 또한 4-11 정도로 상당히 낮은 값을 보였다. 이것은 앞서 설명한 바와 같이 액소성한계나 비배수전단강도의 시험방법을 비롯한 여러 요인에 따른 차이로 판단된다. 한편 혼합수에 따른 액소성한계 상태에서의 비배수전단강도 차이는 크지 않았다.

4. 흙의 함수비 변화에 따른 비배수전단강도

액성한계 상태의 점토에 함수비를 혼합수와 관계없이 10%씩 단계적으로 증가시키면서 비배수전단강도를 측정하였다. 하지만 벤토나이트는 활성점토로 물을 잘 흡수하는 구조로 되어 있기 때문에 벤토나이트에 증류수를 20%씩 증가시키면서 전단강도를 측정하였다. Table 5와 Fig. 4-6은 카올리나이트, 벤토나이트, 그리고 카올리나이트(50%)+벤토나이트(50%)와 같은 세 종류의 시료에 각각 증류수, 해수 또는 미생물용액을 섞은 다음 측정된 비배수전단강도의 변화를 나타내고 있다.

액성한계 이후 함수비 증가에 따른 흙의 비배수전단강도의 변화 경향은 혼합수 및 흙의 종류와 관계없이 유사하게 나타났다. 즉, 비배수전단강도는 액성한계에서 함수비가 증가함에 따라 전단강도가 급격히 감소하다가 일정한 값으로 수렴하는 경향을 보이고 있다. 이와 같은 경향으로부터 흐름함수비(Flow Water content)를 비롯하여 새로운 개념과 용어를 제안하였으며, 기존 용어와의 연관성에 대해서도 분석하였다.

4.1 흐름함수비(Flow Water content)

흙의 함수비가 증가함에 따라 전단강도가 급격히 감

소하다가 특정 함수비에서 그 값이 서서히 감소하는 것을 볼 수 있다. 대부분의 경우에는 함수비 증가에 따라 비배수전단강도가 직선적으로 감소하는 경향을 보이지

Table 5. Comparison of undrained shear strength (Cu) of clays

Soil	Mixing water	Water content (%)	Cu (kPa)
Kaolinite	Distilled water	60	7
		70	4.2
		80	2.2
		90	1.6
		100	0.8
	Sea water	52	9.2
		62	4.6
		72	2.8
		82	1.2
		92	0.6
	Microbial solution	54	9
		64	3.8
		74	2
		84	1.2
		94	0.8
Bentonite	Distilled water	195	6.0
		215	4.0
		235	2.2
		255	1.4
		275	0.8
	Sea water	86	4.4
		96	2.8
		106	1.6
		116	1.0
		126	0.4
	Microbial solution	119	4.8
		129	2.8
		139	1.8
		149	1.2
		159	0.8
Kaolinite + Bentonite	Distilled water	118	4.2
		128	2.8
		138	2.0
		148	1.4
		158	1.0
	Sea water	66	7.6
		76	3.4
		86	1.6
		96	1.0
		106	0.8
	Microbial solution	83	3.6
		93	1.8
		103	1.0
		113	0.6

만, Sharam and Bora(2003)의 벤토나이트에 대한 실험 결과에서 이와 유사한 경향을 볼 수 있었다. 본 연구에서는 이와 같이 흙의 비배수전단강도가 가장 급격하게 변화하는 값에 대응하는 함수비를 흐름함수비(Flow Water content, FW)로 정의하였다. 흐름함수비를 구하는 방법은 흙의 액성한계에서 함수비를 점차적(예: 5 단계)으로

증가시킬 경우 비배수전단강도가 급격히 감소하는 구간인 1차 항복구간의 연장선(Fig. 4-6에서 실선으로 표시)을 그은 다음 비배수전단강도가 서서히 감소하는 2차 항복구간의 연장선(Fig. 4-6에서 점선으로 표시)과 만나는 점에 대응하는 함수비를 흐름함수비라 하였다. 본 연구에서는 흐름함수비와 이에 해당하는 전단강도

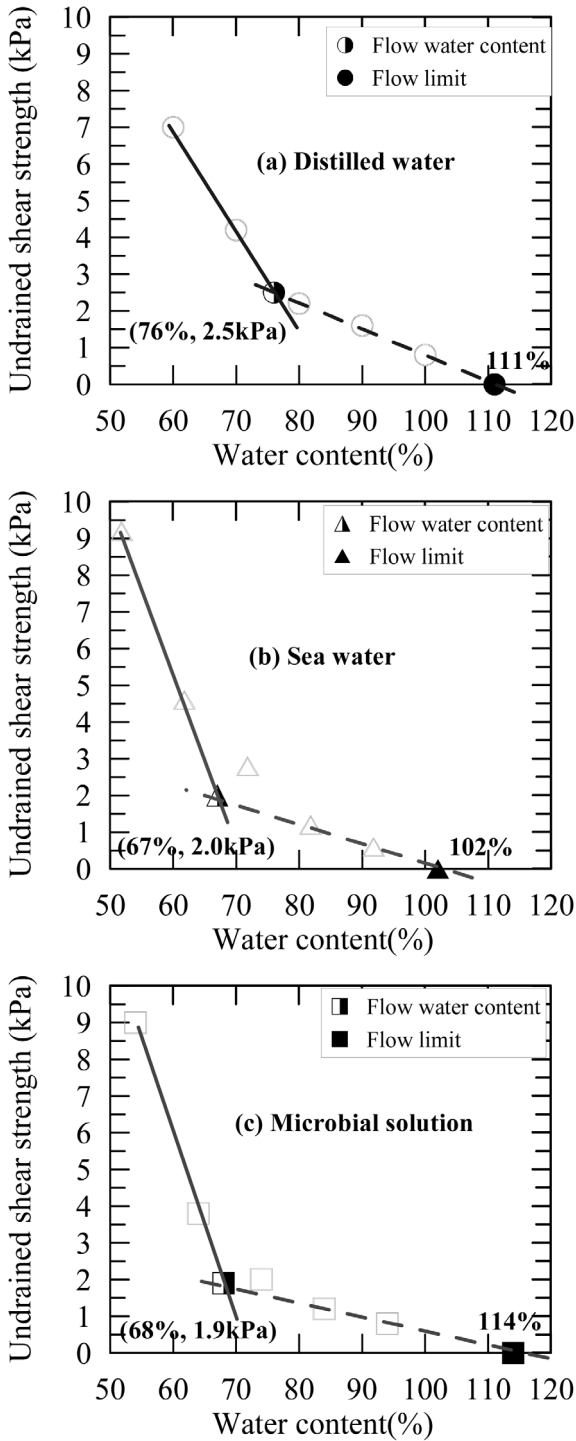


Fig. 4. Variation of undrained shear strength with water content for Kaolinite

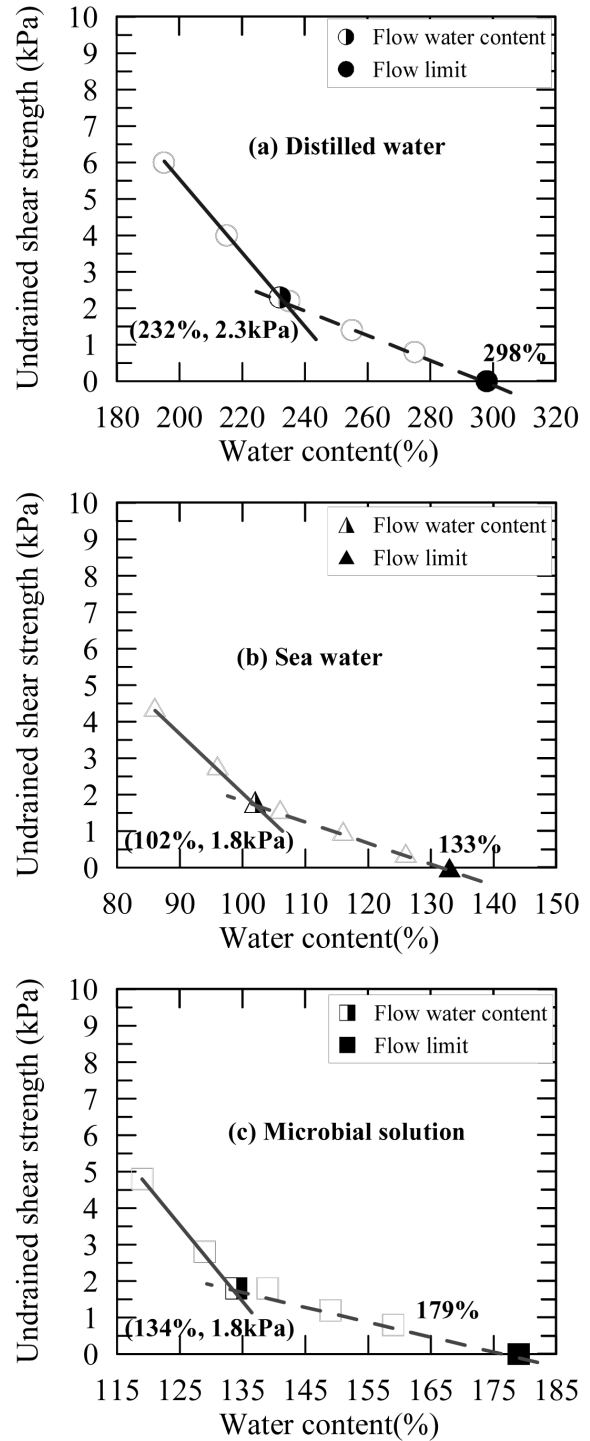


Fig. 5. Variation of undrained shear strength with water content for Bentonite

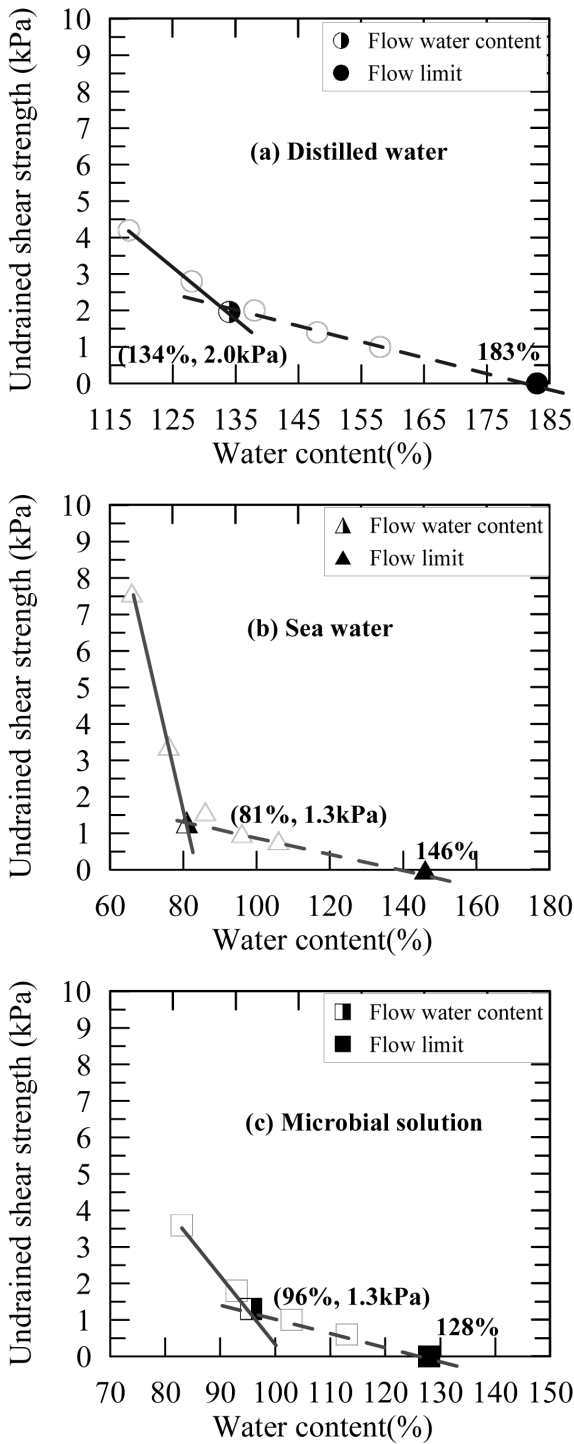


Fig. 6. Variation of undrained shear strength with water content for Kaolinite+Bentonite

를 Fig. 4-6에 각각 반으로 채워진 점으로 나타냈다. 흐름함수비 상태에서 흙의 비배수전단강도는 흙의 종류와 혼합수에 관계없이 일반적으로 1-2kPa 정도의 아주 낮은 값을 보였으며, 이 값은 기존 액성한계에서 비배수 전단강도로 알려진 1.7kPa와 아주 유사하였다.

4.2 흐름한계(Flow Limit, FL) 및 점성지수(Cohesive Index, CI)

흙이 액체상태로 변할 경우에 초기에는 약한 점성으로 인한 강도를 가지는 점성액체의 거동을 보이지만, 함수비가 추가로 증가되면 변형에 대한 저항없이 자유롭게 흐르는 비점성액체 거동을 보인다. 따라서 본 연구에서는 흙의 전단강도가 0이 되면서 완전한(비점성) 액체상태로 되어 흐름을 시작하는 함수비를 Fig. 2와 같이 흐름한계(Flow Limit, FL)로 정의하였다. 한편 실험을 통하여 전단강도가 0이 되는 함수비를 직접 구하는 것은 어렵기 때문에 함수비 증가에 따른 전단강도 변화 곡선에서 2차 항복구간을 연장시켜 비배수전단강도가 0이 되는 지점(X축 절편)의 함수비를 구하였다. 예를 들면, Fig. 4-6과 같이 2차 항복구간을 연장시켜 X축과 만나는 지점인 속이 채워진 점의 함수비가 흐름한계이다.

Fig. 2에서 흐름한계와 액성한계의 차이를 식 (1)과 같이 점성지수(Cohesive Index, CI)로 정의하였다. 즉, 점성지수는 흙이 액성한계에서 흐름한계까지 도달하기 위해 필요한 함수비이다.

$$CI(\%) = FL - LL \quad (1)$$

점성지수는 카올리나이트의 경우 50-60%로 혼합수에 관계없이 일정한 값을 나타내지만, 벤토나이트의 경우 47-103%로 혼합수에 따라 2배 이상의 차이가 발생하였다. 특히 벤토나이트에 증류수를 혼합한 경우 점성지수가 103%로 가장 높았으며, 이는 벤토나이트가 활성 점토로 물을 잘 흡수하는 구조로 되어 있어서 액성한계에서 흐름한계까지 도달하기 위해 다른 비활성점토보다 물을 더 많이 흡수하기 때문이다. 벤토나이트에 해수나 미생물용액을 사용한 경우에는 점성지수가 47%나 60%로 나타난 것은 흙 속에 있는 염분이나 미생물이 벤토나이트의 구조나 유동현상에 영향을 미치기 때문으로 판단된다(Park et al., 2012). 이와 같이 벤토나이트는 혼합수에 따라 3층으로 된 구조 사이에 있는 양이온이 쉽게 교환되어 결합력이 약해지면서 유동 특성이 크게 차이가 난다.

4.3 흐름한계와 각종 지수와의 상관관계

Table 6에는 흙의 종류와 혼합수에 따른 액성한계(LL),

Table 6. Results of Flow Limit and various indexes of clays

Soil	Mixing water	PL (%)	LL (%)	FW (%)	FL (%)	CI (%)	PI (%)	New PI (%)	LL/PL	FL/LL
Kaolinite	Distilled water	40	60	76	111	51	20	71	1.50	1.85
	Sea water	41	52	67	102	50	11	61	1.27	1.96
	Microbial solution	38	54	68	114	60	16	76	1.42	2.11
Bentonite	Distilled water	90	195	232	298	103	105	208	2.17	1.53
	Sea water	61	86	102	133	47	25	72	1.41	1.55
	Microbial solution	69	119	134	179	60	50	110	1.72	1.50
Kaolinite + Bentonite	Distilled water	60	118	134	183	65	58	123	1.97	1.55
	Sea water	48	66	81	146	80	18	98	1.38	2.21
	Microbial solution	55	83	96	128	45	28	73	1.51	1.54

Note: PL is Plastic Limit, LL is Liquid Limit, FW is Flow Water content, FL is Flow Limit, CI is Cohesive Index, PI is Plasticity Index, New PI is the difference between FL and PL, LL/PL is ratio of Liquid limit and Plastic limit, FL/LL is ratio of Flow limit and Liquid limit

소성한계(PL), 그리고 소성지수(PI)를 나타내고 있으며, 또한 본 연구에서 제안한 흐름함수비(FW), 흐름한계(FL), 점성지수(CI)를 비롯하여 액성한계와 소성한계의 비(LL/PL), 흐름한계와 액성한계의 비(FL/LL)를 비교하고 있다.

Fig. 7과 Fig. 8은 각각 액성한계와 흐름한계, 소성한계와 흐름한계의 상관관계를 비교 분석한 결과이다. 액성한계와 흐름한계의 결정계수(R^2)는 0.95 정도로 높은 상관관계를 나타냈으나, 소성한계와 흐름한계의 결정계수는 0.86 정도로 상대적으로 낮은 값을 보였다. Fig. 9는 흐름한계와 소성지수의 상관관계를 나타내고 있다. 기존 연구결과에 의하면 액성한계와 소성지수의 결정계수가 0.94-0.98 정도로 나타났다(Park et al., 2012; Yeliz et al., 2008). 본 연구에서는 흐름한계와 소성지수의 결정계수가 0.96으로 나타났으며, 액성한계와 소성지수의 결정계수와 유사하게 높은 상관관계를 보였다. 하지만, 흐름한계와 점성지수의 상관관계를 나타내는 Fig. 10의 결정계수는 0.72 정도로 흐름한계와 소성지수의 결정계수보다 상대적으로 낮은 상관관계를 보였다. 이는 점토의 활성도에 따라 흐름한계의 변화 범위가 액성한계의 변화 범위보다 더 넓기 때문으로 판단된다.

점성지수와 소성지수를 비교해 볼 때 벤토나이트에 증류수를 혼합한 경우에는 각각 103%과 105%로 유사하게 나타났으나, 대부분의 경우 점성지수가 소성지수보다 높았다. 즉, 흙이 액성한계에서 흐름한계에 도달하기 위해서는 소성한계에서 액성한계에 도달하기 위해 필요한 혼합수보다 1.12배에서 최대 4.55배 정도의 혼합수가 더 필요하다. Table 6과 같이 흐름한계와 액성한계의 비(FL/LL)는 1.50-2.21 정도이며, 액성한계와 소성한

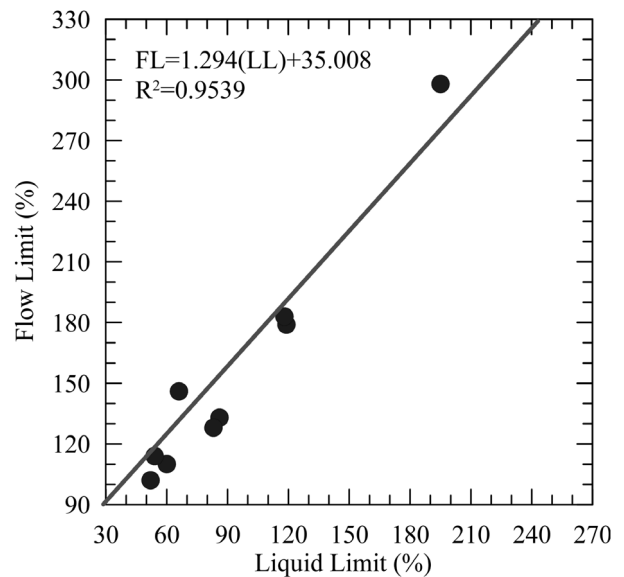


Fig. 7. Relationship between Liquid Limit and Flow Limit

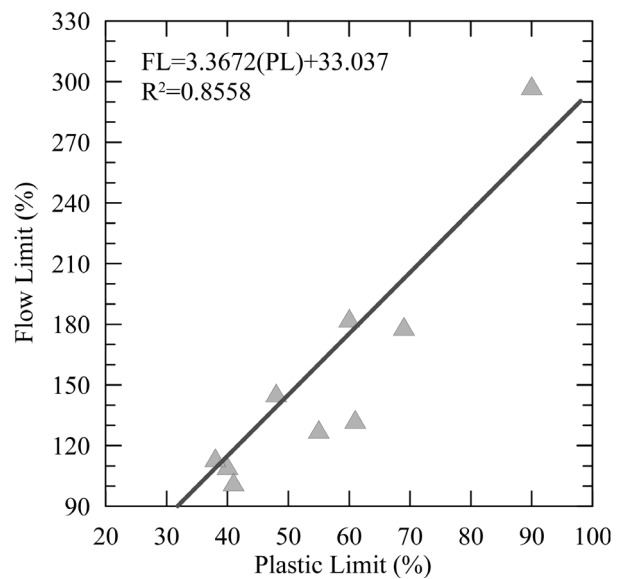


Fig. 8. Relationship between Plastic Limit and Flow Limit

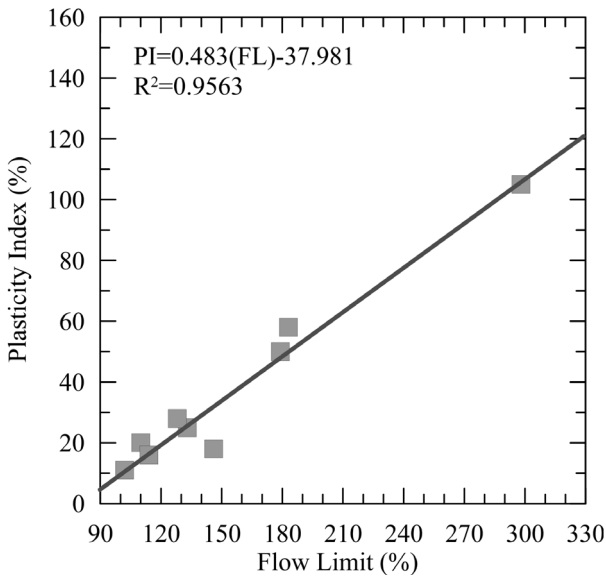


Fig. 9. Relationship between Flow Limit and Plasticity Index

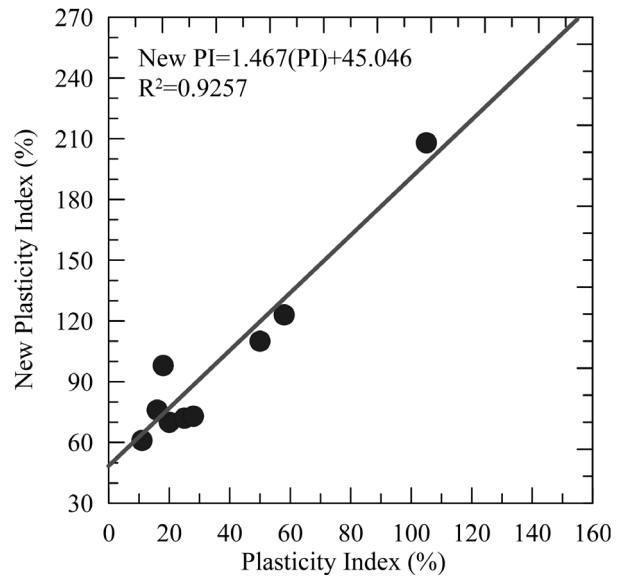


Fig. 11. Relationship between Plasticity Index and New Plasticity Index

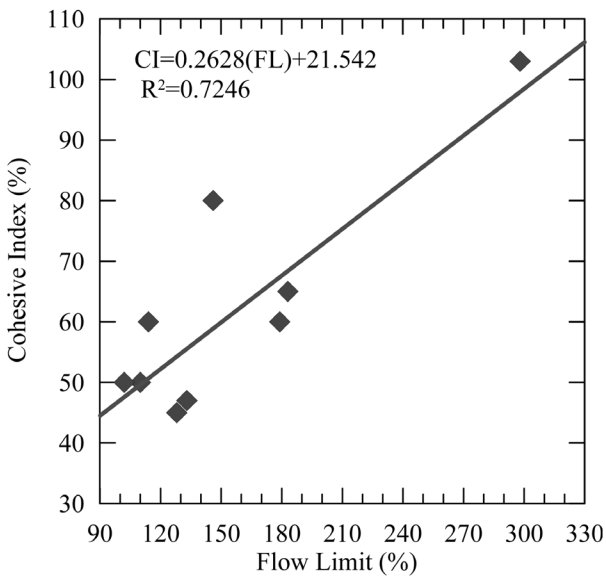


Fig. 10. Relationship between Flow Limit and Cohesive Index

계의 비(LL/PL)는 1.27-2.17 정도로 서로 비슷한 경향을 보였다. 카올리나이트의 경우는 FL/LL이 LL/PL보다 높았으나, 벤토나이트의 경우는 대부분 LL/PL이 FL/LL보다 높았다. 액성한계에서 비배수전단강도를 비교하면 벤토나이트가 카올리나이트보다 14-52% 정도 낮아 약간의 함수비 증가에도 벤토나이트는 상대적으로 쉽게 흐름한계로 되기 때문으로 판단된다.

4.4 새로운 소성지수(New Plasticity Index) 및 액성지수(New Liquidity Index)의 제안

본 연구에서 새롭게 제안한 흐름한계를 이용하여 새

로운 소성지수를 제안하였다. 즉 소성지수를 계산할 때 액성한계 대신 흐름한계를 사용하여 식 (2)와 같이 새로운 소성지수(New Plasticity Index, New PI)를 계산하였다.

$$\text{New PI}(\%) = \text{FL} - \text{PL} \quad (2)$$

Table 6에 세 종류의 시료에 세 가지의 혼합수를 이용하여 구한 기존 소성지수와 새로운 소성지수를 비교하고 있다. 새로운 소성지수는 카올리나이트의 경우 61-76%로 혼합수와 관계없이 유사한 값을 나타내지만, 벤토나이트의 경우 72-208%로 혼합수에 따라 거의 3배 차이가 발생하였다. 특히 벤토나이트에 증류수를 사용한 경우에는 새로운 소성지수가 208%로 가장 높았으며, 기존 소성지수인 105%에 비해 2배 가까이 증가하였다. 이는 벤토나이트가 활성점토로 물을 잘 흡수하는 구조로 되어 있어서 소성한계에서 흐름한계까지 도달하기 위해 다른 비활성점토보다 물을 더 많이 흡수하기 때문이다. Fig. 11은 기존 소성지수와 새로운 소성지수의 상관관계를 나타내고 있으며, 결정계수가 0.93으로 높게 나타났다. 새로운 소성지수의 변화 범위가 기존 소성지수보다 커서 다양한 점토의 상태나 종류를 좀 더 명확하게 구분하는데 도움이 될 것으로 판단된다.

본 연구에서 새롭게 제안한 소성지수를 이용하여 이를 바탕으로 새로운 액성지수(New Liquidity Index, New LI)를 다음 식 (3)과 같이 제안하였다.

$$New LI = \frac{w - PL}{FL - PL} = \frac{w - PL}{New PI} \quad (3)$$

여기서, w는 흙의 현장함수비이다. 새로운 액성지수가 1이면 흙의 전단강도가 0이 되면서 유동을 시작하게 된다. 이를 이용하면 기존 액성지수와 비배수전단강도의 상관관계없이 함수비 증가에 따른 전단강도 감소로 인한 토사의 유동성을 좀 더 간편하게 판단할 수 있다.

5. 결론

본 연구에서는 액성한계 상태인 세 종류의 점토(카올리나이트, 벤토나이트, 카올리나이트(50%)+벤토나이트(50%))에 함수비를 단계적으로 증가시키면서 토베인을 이용하여 흙의 비배수전단강도를 측정하였다. 얻어진 함수비 및 비배수전단강도 관계로부터 다음과 같은 새로운 용어 제안과 결론을 얻었다.

- (1) 흙의 비배수전단강도가 급격하게 변화하는 값에 대응하는 함수비를 흐름함수비(Flow Water content)로 정의하였으며, 이 상태에서 흙은 대체적으로 1-2kPa 정도의 아주 낮은 비배수전단강도를 가지는 것으로 나타났다.
- (2) 전단강도가 0이 될 때의 함수비를 흐름한계(Flow Limit)로 정의하였으며, 흙의 종류에 따라 액성한계보다 약1.5-2배 정도 높은 함수비를 나타내었다.
- (3) 흐름한계와 액성한계의 차이를 점성지수(Cohesive Index)로 정의하였으며, 이 값은 점토의 활성도에 따라 45-103% 정도로 나타났다. 동일한 흙의 경우 점성지수는 대부분의 경우 소성지수보다 높게 나타났다.
- (4) 액성 및 소성한계와 흐름한계의 결정계수(R^2)가 각각 0.95와 0.86으로 상당히 높은 상관관계를 나타냈으나, 흐름한계와 점성지수의 결정계수는 0.72로 상대적으로 낮은 상관관계를 나타내었다.
- (5) 새로운 소성지수와 기존 소성지수의 결정계수(R^2)는 0.93으로 상당히 높은 상관성을 보였다. 또한 새로운 소성지수는 기존 소성지수보다 변화 범위가 넓어 다양한 흙의 상태나 종류를 좀 더 정확하게 구분할 것으로 판단된다.
- (6) 새로운 소성지수를 이용하여 구한 새로운 액성지수를 이용하면 함수비 증가에 따른 전단강도 소실로

인한 토사의 유동 여부를 좀 더 간편하게 판단할 수 있다.

감사의 글

이 논문은 2012년도 정부(미래창조과학부)의 재원으로 한국연구재단-공공복지안전연구사업의 지원을 받아 수행되었으며(No. 2012M3A2A1050982) 이에 감사드립니다.

참고문헌 (References)

1. Ahn, T. B. (1997), "Effect of Sodium Chloride on Stress - Deformation of Sand Bentonite Mixture", *Journal of the Korean Geotechnical Society*, Vol.13, No.2, pp.17-27.
2. Arrowsmith, E. J. (1978), "Roadwork fills - a material engineer's viewpoint", *In Proceedings of the Clay Fills Conference*, Institution of Civil Engineering, London, pp.25-36.
3. Belviso, R., Ciampoil, S., Cotecchia, V., and Federico, A. (1985), "Use of the cone penetrometer to determine consistency limits", *Ground Engineering*, Vol.18, No.5, pp.21-22.
4. Dennehy, J. P. (1978), "The remoulded undrained shear strength of cohesive soils and its influence on the suitability of embankment fill", *In Proceedings of the Clay Fills Conference*, Institution of Civil Engineers, London, pp.87-94.
5. Federico, A. (1983), "Relationships (Cu-w) and (Cu-s) for remolded clayey soils at high water content", *Riv. Ital. Geological*, Vol.14, No.1, pp.38-41.
6. Jeong, S. W. (2011), *Influence of physico-chemical characteristics of fine-grained sediments on their rheological behavior*, PhD Thesis, Laval University, Quebec, Canada
7. Jeong, S. W. (2013), "Debris Flow Mobility: A Comparison of Weathered Soils and Clay-rich Soils", *Journal of the Korean Geotechnical Society*, Vol.29, No.1, pp.23-37.
8. Karlsson, R. (1977), "Consistency limits. In A manual for the performance and interpretation of laboratory investigations, Part 6", *Swedish Council for Building Research, Stockholm*, pp.131-136.
9. Kayabali, K. and Tufenkci, O. O. (2010), "Shear strength of remolded soils at consistency limits", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 47, pp.259-266.
10. Lee, L. T. and Freeman, R. B. (2007), "An alternative test method for assessing consistency limits", *Geotechnical Testing Journal*, Vol.30, No.4, pp.1-8.
11. Nagaraj, H. B., Sridharan, A., and Mallikarjuna, H. M. (2012), "Re-examination of Undrained Strength at Atterberg Limits Water Contents", *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol.30, pp. 727-736.
12. Norman, L. E. J. (1958), "A comparison of values of liquid limit determined with apparatus having bases of different hardness" *Geotechnique*, Vol.8, pp.79-83.
13. Park, N. Y. (1985), "Comparative study of undrained shear strength measurements of a soft clayey soils", Myongji University, Master's thesis.

14. Park, S. S., Nong, Z. Z., and Jeong, S. W. (2012), "Effect of Sea water and Microorganism on Liquid and plastic limits of soils", *Journal of the Korean Geotechnical Society*, Vol.28, No.10, pp. 79-88.
15. Sharma, B. and Bora, P. K. (2003), "Plastic limit, liquid limit and undrained shear strength of soil - reappraisal", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.129, No.8, pp.774-777.
16. Skempton, A. W. and Northey, R. D. (1953), "Comparison of liquid limit values determined according to Casagrande and Vasilev", *Geotechnique*, Vol.3, pp.30-53.
17. Wasti, Y. and Bezirci, M. H. (1986), "Determination of the consistency limits of soils by the fall cone test", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.23, No.2, pp.241-246
18. Wood, D. M. (1985), "Index properties and consolidation history", *Proc., 11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, pp.703-706.
19. Wroth, C. P. and Wood, D. M. (1978), "The correlation of index properties with some basic engineering properties of soils", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.15, No.2, pp.137-145.
20. Yeliz, Y. A., Abidin, K., and Ali, H. O. (2008), "Seawater effect on consistency limits and compressibility characteristics of clays", *Engineering Geology*, Vol.102, pp.54-61.
21. Youssef, M. S., E. L. Ramli, A. H., and E. I. Demery, M. (1965), "Relationship between shear strength, consolidation, liquid limit and plastic limit for remolded clays" *Proc., 6th Int. Conf. on Soil Mechanics*, Montreal, pp.126-129.

Received : June 18th, 2013

Revised : September 10th, 2013

Accepted : September 12th, 2013