



รายงานฉบับสมบูรณ์

โครงการอิทธิพลของสัดส่วนดินเหนียว
ต่อคุณลักษณะเชิงวิศวกรรมของดิน

โดย ดร. ชัยรัตน์ อีระวัฒนสุข และคณะ

30 มิถุนายน 2551

รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการอิทธิพลของสัดส่วนดินเหนียวต่อคุณลักษณะเชิงวิศวกรรมของดิน

คณะผู้วิจัย

1. ดร. ชัยรัตน์ ธีระวัฒนสุข
2. รศ. ดร. พานิช วุฒิพิทักษ์

สังกัด

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ

สนับสนุนโดยสำนักงานคณะกรรมการการอุดมศึกษา
และสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย

(ความเห็นในรายงานนี้เป็นของผู้วิจัย สกอ. และ สกว. ไม่จำเป็นต้องเห็นด้วยเสมอไป)

บทคัดย่อ

รหัสโครงการ : MRG 4980193

ชื่อโครงการ : อิทธิพลของสัดส่วนดินเหนียวต่อคุณลักษณะเชิงวิศวกรรมของดิน

ชื่อนักวิจัย : 1.ดร. ชัยรัตน์ ธีระวัฒน์สุข มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
2.รศ.ดร.พานิช วุฒิปุภักษ์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ

E-mail Address : chairatsuk@yahoo.com

ระยะเวลาโครงการ : 2 ปี

ดินในธรรมชาติสามารถแบ่งออกเป็น 2 ประเภท คือ ดินเม็ดหยาบ และดินเม็ดละเอียด โดยดินเม็ดหยาบจะมีคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมที่ดีอยู่แล้ว ได้แก่ กรวด และทราย จึงเหมาะสมที่จะนำไปใช้เป็นวัสดุก่อสร้างได้เป็นอย่างดี ในขณะที่ดินเม็ดละเอียด เช่น ดินเหนียว ถือเป็นวัสดุก่อสร้างที่มีคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมที่ไม่ดี อย่างไรก็ตามดินเม็ดละเอียดที่จำแนกตามหลักวิศวกรรมปฐพียังมีส่วนของทรายแบ่งปะปนอยู่ในดินเหนียว วิธีการปรับปรุงคุณภาพของดินโดยวิธีดินซีเมนต์ทำให้ชั้นดินอ่อนนั้นสามารถรับน้ำหนักได้มากขึ้นและลดการทรุดตัวของวิศวกรรมปฐพีซึ่งสามารถแบ่งวิธีดินซีเมนต์เป็นการปรับปรุงคุณภาพดินระดับต้นและระดับลึก การปรับปรุงคุณภาพดินระดับต้นจะปรับปรุงคุณภาพของดินเดิมสำหรับงานถนน และงานสนามบิน ซึ่งโดยปกติใช้การผสมที่ปริมาณความชื้นต่ำ ขณะที่การปรับปรุงคุณภาพดินระดับลึกที่เรียกว่าวิธีการผสมลึกนั้นใช้ซีเมนต์ชั้นเหลวที่มีค่าปริมาณความชื้นสูงเนื่องจากค่าปริมาณชื้นในดินเหนียวอ่อนส่วนใหญ่จะมีค่าสูงอยู่แล้ว

โครงการวิจัยครั้งนี้มุ่งเน้นศึกษาปัจจัยการกระจายตัวของขนาดเม็ดดิน โดยเฉพาะอย่างยิ่งสัดส่วนดินเหนียวว่ามีต่อคุณสมบัติพื้นฐานของดินเม็ดละเอียด เช่น ชีตจำกัดแอตเทอร์เบิร์ก ซึ่งประกอบไปด้วย ชีตจำกัดเหลวและชีตจำกัดพลาสติก นอกจากนี้ศึกษาอิทธิพลปริมาณสัดส่วนดินเหนียวต่อคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมโดยทำการทดสอบกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเม็ดละเอียดที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์ที่ค่าปริมาณความชื้นสูงเท่ากับชีตจำกัดเหลว โดยใช้ทรายแบ่งเป็นตัวแทนในการควบคุมสัดส่วนดินเหนียวที่ทำการศึกษา ซึ่งตัวอย่างทรายแบ่งที่ใช้ได้จากการคัดขนาดของทรายแบ่งที่มีขนาดของเม็ดผ่านตะแกรงเบอร์ 200 ($75\mu\text{m}$) และค้างอยู่บนตะแกรงเบอร์ 400 ($38\mu\text{m}$) จากผลจากการศึกษาวิจัยพบว่า 1) การเพิ่มขึ้นของปริมาณทรายแบ่งมีผลโดยตรงทำให้ ปริมาณสัดส่วนดินเหนียวลดลงก่อให้เกิดการลดลงของชีตจำกัดแอตเทอร์เบิร์ก นอกจากนี้ยังพบว่า การจำแนกดินระหว่างดินเหนียวและทรายแบ่งโดย A-line ในแผนภูมิพลาสติกนั้น เป็นการจำแนกโดยคุณสมบัติความเป็นพลาสติกไม่ได้แบ่งในเชิงปริมาณของเม็ดดิน 2) การเพิ่มขึ้นของสัดส่วนทรายแบ่งในดินผสมซีเมนต์จะทำให้กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดมีค่าเพิ่มขึ้น อย่างไรก็ตาม กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดเมื่อปริมาณของทรายแบ่งมีค่ามากกว่าร้อยละ 30 และพบว่า ที่ร้อยละ 7.5 ของซีเมนต์ กำลังของดินผสมซีเมนต์มีการเปลี่ยนแปลงไม่มากเมื่อเปรียบเทียบกับดินผสมที่ใช้ปริมาณซีเมนต์ที่ 15% และ 20% นอกจากนี้สมการที่นำเสนอโดยปรับปรุงจาก Abram's law สามารถทำนายกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินผสมซีเมนต์ได้เป็นอย่างดี

คำหลัก : สัดส่วนดินเหนียว การปรับปรุงคุณภาพดิน กำลังรับแรงเฉือน ชีตจำกัดเหลว ดินซีเมนต์

Abstract

Project Code: MRG 4980193

Project Title: Influence of Clay Fraction on Engineering Characteristic of Soil

Investigator:

1. Dr. Chairat Teerawattanasuk King Mongkut's University of Technology North Bangkok
2. Asso. Prof. Dr. Panich Voottipruex King Mongkut's University of Technology North Bangkok

E-mail Address: chairatsuk@yahoo.com

Project Period: 2 Years

Natural soil in geotechnical engineering can be mainly classified into coarse and fine grain soil. The engineering properties of coarse grain soil such as gravel and sand are suitable for being construction materials while fine grain soil such as clay is not. However, the fine grain soil contains not only clay but silt as well. The ground improvement method by soil cement can then be conducted for the construction on soft soil to increase the bearing capacity and to reduce the settlement. In geotechnical engineering, soil cement is well recognized in improving shallow soil by mixing cement and soil of low water content and deep soil by deep mixing method at high water content due to the high existing moisture content of soil.

This study is to investigate the influence of clay fraction on basic properties of fine grain soil such as Atterberg's limits comprising of the liquid and plastic limits. The influence of clay fraction on engineering properties such as shear strength was also determined by unconfined compressive test of cement treated fine grain soil at high water content equal to the liquid limit. Adding of silt passing through No. 200 U.S. sieve and retaining on No. 400 U.S. sieve directly resulted in the decreasing of clay fraction and Atterberg's limits. In addition, the soil classification between clay and silt content by A-line in plasticity chart was only identified in term of the plasticity but not the quantitative soil grain. The addition of silt content in cement treated soil increased significantly the unconfined compressive strength when the silt content was over 30% while the soil strength was found to be minor with the cement content of 7.5% comparing to the cement content of 15% and 20%. Finally, the unconfined compressive strength of cement treated soil was well predicted by the Abram's law adapted equation.

Keywords : clay fraction, ground improvement, shear strength, liquid limit, soil cement

Executive Summary

Atterberg's limits used in soil engineering consist of liquid limits and plastic limits. They are basic properties to classify a kind of fine grain soil, for the unified soil classification system. Furthermore they can identify primary engineering properties. Normally standard test used to find liquid limits and plastic limits always utilized Casagrand cup and rolling test (ASTM – D4381). However there was another kind of widely accepted – and – used as the standard test to find the Atterberg's limits – that was fall cone test (BS1377 Part2). The aim of this research is to investigate the determination of Atterberg's limits from two kinds of standard test. Soil samples were divided into three types namely: bentonite clay, kaolinite clay and silt that passing through sieve size No. 200 but remaining on No. 400, mixed in various proportions with bentonite or kaolinite clays. Three different types of the fall cone test can be categorized by degrees of various cones angle: 30, 45 and 60 degree with equal weight 80, 70 and 60 grams, respectively. Atterberg's limits obtained from two kinds of standard tests of kaolinite soil had vicinity value while liquid limits of bentonite soil from method test Casagrande cup pattern was higher than the fall cone test. However plastic limit of bentonite soil obtained from the two standard tests had little different values. In addition, fall cone test for all kinds of cone tests showed that liquid limits and plastic limits of bentonite soil had vicinity value. Therefore it can be concluded that the degrees of test cones used in this research had no effect on Atterberg's limits.

In term of influences of clay fraction and the amount of silt on the engineering properties such as the behaviours of consolidation of fine-grained soil admixed cement, the samples of fine-grained soil used in this research were also composed of three types namely: Bentonite (B), Kaolinite (K) and Bentonite mixed with Kaolinite (B+K) at the various mixtures. The mixture ratios were B:K = 0.25:0.75, B:K = 0.50:0.50, B:K = 0.75:0.25, respectively, with the amount of silt mixed at 0%, 15%, 30% and 45% of the sample weight. Silt was also obtained by the wet sieve of natural clay by selecting the soil particle sizes which were passing through sieve No. 200 (0.075 mm) and retaining on the sieve No. 400 (0.038 mm). Then cement was mixed in the amount of 7.5% and 15% of the weight of mixed soil sample. The cement used was Portland cement type I. The mixed samples were then cured for 28 days. The consolidation test of samples was subsequently carried out to investigate their engineering properties. In this research, the engineering properties comprised of yield strength, compression and

recompression indices as well as the coefficient of permeability, at the degree of consolidation of 50% and 90%, respectively. From the study, it could be concluded that when the mixed samples had more amount of Bentonite soil, the yield strength decreased whereas the compression and recompression indices increased, and the coefficient of permeability decreased. In addition when the mixed samples had more amount of silt, the yield strength increased, the compression and recompression indices decreased whereas the coefficient of permeability increased. According to the more amount of cement in the mixed samples, the yield strength increased, the compression and recompression indices decreased.

In addition, for the study of factors affecting the permeability coefficient of fine grain soil admixed cement, the samples of fine grain soil used in this research consisted of Bentonite, Kalionite, and Bentonite mixed with Kalionite at the ratio of B25% : K75%, B50% : K50%, B75% : K25%, by adding silt in the rate of 0%, 15%, 30% and 45% respectively. The silt used in this research came from the size screen by filtering wet natural clay through sieve No.300 ($45/\mu\text{m}$) over No.400 ($38/\mu\text{m}$). Then water was added at the same amount as the moisture content of liquid limit of mixed soil, and cement at 15% of dry soil weight, with the curing time of the test samples 7 and 28 days. The permeability tests of fine grain admixed cement were conducted by using the triaxial cell with the confining pressures varied at 400 kPa, 500 kPa and 600 kPa, respectively. From the study it was found that when the amount of silt in the samples increased, the permeability Coefficient would also increase since the size of silt, when compared with the size of fine grain soil, was bigger, making the pore size larger. At the curing time of 7 days, it was found that the permeability Coefficient was higher than at the 28 days curing time, since the hydrated reaction of cement increased with the longer curing time. Moreover, with more confining pressure on the samples, the permeability Coefficient decreased because the pore size became smaller.

Finally, for the study of influence of silt contents on unconfined compressive strength of fine-grain soil treated with cement. The clay sample was categorized into three types namely: 1.Bentonite (B), 2.Kaolonite (K) and 3.the mixtures of Bentonite and Kaolinite (B+K) in various proportions while silt was obtained by sieving from natural clay. Before mixing of cement, the water content of soil sample was prepared to be equal to the water content at liquid limit of the soil mixture. The clay samples with different silt contents were then mixed with the cement content of 7.5%, 15% and 20% by the dry weight of the soil mixture. The unconfined compressive tests of the cement treated soil samples at different curing time of 7 days and 28

days were conducted. The unconfined compressive strength of cement treated clay increased as silt content increased. A significant change in the unconfined compressive strength of the soil-cement mixed with the increase in silt content greater than 30%. Moreover, addition of cement content of 7.5% in the mixed soil did not abruptly change the unconfined compressive strength compared to the additional cement content of 15% and 20%. The modified equation from Abram's law could apply to predict the unconfined compressive strength as well. The predicted values reasonably agreed with the experimented results.

กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้วิจัยขอขอบพระคุณสำนักงานคณะกรรมการการอุดมศึกษา(สกอ.) และสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.) ที่สนับสนุนเงินทุนวิจัยครั้งนี้ และขอขอบพระคุณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือที่เอื้อเฟื้อสถานที่ในการทำการวิจัย ขอขอบพระคุณผู้ร่วมในการวิจัยครั้งนี้ทุกท่าน ที่มีส่วนทำให้งานวิจัยครั้งนี้สำเร็จลุล่วงไปด้วยดี

คณะผู้วิจัย

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
ตารางที่ 2.1 ขนาดของเม็ดดิน	8
ตารางที่ 2.2 อัตราส่วนช่องว่างของพวกดินพวก กรวด-ทราย	12
ตารางที่ 2.3 ส่วนประกอบทางเคมีของปูนซีเมนต์ (ASTM C150 – 72)	18
ตารางที่ 2.4 คุณสมบัติของสารประกอบที่มีในปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ (ASTM C150 – 72)	19
ตารางที่ 2.5 Stabilization response of major soil components (Broms, B.B and Boman, P., 1975)	21
ตารางที่ 3.1 มาตรฐานควบคุมการทดสอบ	35
ตารางที่ 3.2 ค่าองค์ประกอบปรับแก้อุณหภูมิ, GT	42
ตารางที่ 3.3 ตารางค่าสัมประสิทธิ์ความหนืด (Viscosity) ของน้ำ (มีหน่วยเป็น millipoises)	44
ตารางที่ 3.4 โปรแกรมการทดสอบตัวอย่างดิน	49
ตารางที่ 3.5 โปรแกรมการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน	57
ตารางที่ 3.6 โปรแกรมการทดสอบดินตัวอย่าง	57
ตารางที่ 3.7 ตัวอย่างการบันทึกข้อมูล การทำตัวอย่างดินให้อิ่มตัวด้วยน้ำ (Head , 1985)	76
ตารางที่ 3.8 ขนาดมาตรฐานของขนาดตัวอย่าง	88
ตารางที่ 4.1.1 ผลการทดสอบค่าพิกัดเหลว พิกัดพลาสติกของดินคาโอไลน์ที่ 100 เปอร์เซ็นต์	98
ตารางที่ 4.1.2 ผลการทดสอบค่าขีดจำกัดเหลว ขีดจำกัดกักพลาสติกของดินคาโอไลน์ที่ 80 % ผสมดิน ตะกอน 20 %	99
ตารางที่ 4.1.3 ผลการทดสอบค่าขีดจำกัดเหลว ขีดจำกัดกักพลาสติกของดินคาโอไลน์ที่ 60 % ผสมดิน ตะกอน 40 %	100
ตารางที่ 4.1.4 ผลการทดสอบค่าขีดจำกัดเหลว ขีดจำกัดกักพลาสติกของดินคาโอไลน์ที่ 40 % ผสมดิน ตะกอน 60 %	101
ตารางที่ 4.1.5 ผลการทดสอบค่าพิกัดเหลว พิกัดพลาสติกของเบนโทไนท์ 100 เปอร์เซ็นต์	102
ตารางที่ 4.1.6 ผลการทดสอบค่าขีดจำกัดเหลว ขีดจำกัดกักพลาสติกของดินเบนโทไนท์ 80 % ผสมดิน ตะกอน 20 %	103
ตารางที่ 4.1.7 ผลการทดสอบค่าขีดจำกัดเหลว ขีดจำกัดกักพลาสติกของดินเบนโทไนท์ 60 % ผสมดิน ตะกอน 40 %	104

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่	หน้า
ตารางที่ 4.1.8 ผลการทดสอบค่าจีดจำกัดเหลว จีดจำกัดกักพลาสติกของดินเบนโทไนท์ 40 % ผสมดินตะกอน 60 %	105
ตารางที่ 4.2.1 คุณสมบัติพื้นฐานต่างๆของตัวอย่างดินผสม	131
ตารางที่ 4.2.2 สรุปค่าพารามิเตอร์ P_c' , C_c , Cr , mv	132
ตารางที่ 4.2.3 สรุปค่าพารามิเตอร์ cv , k (1)	133
ตารางที่ 4.2.4 สรุปค่าพารามิเตอร์ cv , k (2)	134
ตารางที่ 4.2.5 สรุปค่าพารามิเตอร์ cv , k (3)	135
ตารางที่ 4.2.6 สรุปค่าพารามิเตอร์ cv , k (4)	136
ตารางที่ 4.2.7 สรุปค่าพารามิเตอร์ cv , k (5)	137
ตารางที่ 4.2.8 สรุปค่าพารามิเตอร์ cv , k (6)	138
ตารางที่ 4.2.9 สรุปค่าพารามิเตอร์ cv , k (7)	139
ตารางที่ 4.2.10 สรุปค่าพารามิเตอร์ cv , k (8)	140
ตารางที่ 4.2.11 สรุปค่าพารามิเตอร์ cv , k (9)	141
ตารางที่ 4.2.12 สรุปค่าพารามิเตอร์ cv , k (10)	142
ตารางที่ 4.2.13 สรุปค่าพารามิเตอร์ cv , k (11)	143
ตารางที่ 4.2.14 สรุปค่าพารามิเตอร์ cv , k (12)	144
ตารางที่ 4.2.15 สรุปค่าพารามิเตอร์ cv , k (13)	145
ตารางที่ 4.2.16 สรุปค่าพารามิเตอร์ cv , k (4)	146
ตารางที่ 4.3.1 Physical Properties of Soil Samples	162
ตารางที่ 4.3.2 ผลทดสอบ (1)	162
ตารางที่ 4.3.2 ผลทดสอบ (2)	163
ตารางที่ 4.4.1 ผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน	174
ตารางที่ 4.4.2 ผลการทดสอบ Unconfined compressive strength ที่อายุการบ่ม 7 วัน	176
ตารางที่ 4.4.3 รวมผลการทดสอบ Unconfined compressive strength ที่อายุการบ่ม 28 วัน	177
ตารางที่ 4.4.4 สมการทำนายกำลังของตัวอย่างดินผสมต่างๆ	192

สารบัญภาพ

ภาพที่	หน้า
ภาพที่ 2.1 ผังแสดงส่วนประกอบของดิน	7
ภาพที่ 2.2 เส้นกราฟการกระจายตัวของเม็ดดิน	9
ภาพที่ 2.3 รูปร่างของเม็ดดินแบบเป็นก้อนหรือเป็นเม็ด	10
ภาพที่ 2.4 เม็ดดินแบบแผ่นหรือแบบเกล็ด	10
ภาพที่ 2.5 รูปร่างของเม็ดดินแบบเป็นเส้น	11
ภาพที่ 2.6 โครงสร้างของดินแบบเม็ดเดี่ยว	11
ภาพที่ 2.7 สภาพการจัดเรียงตัวของเม็ดดิน	12
ภาพที่ 2.8 โครงสร้างแบบรวงผึ้ง	13
ภาพที่ 2.9 โครงสร้างของดินเหนียวแบบระเกะระกะ	13
ภาพที่ 2.10 โครงสร้างแบบเป็นระเบียบ	14
ภาพที่ 2.11 สถานภาพของดินเหนียว	16
ภาพที่ 2.12 การทำ Jet Grouting	23
ภาพที่ 2.13 การทดสอบเสาเข็มดินซีเมนต์	23
ภาพที่ 2.14 การวัดขนาดเสาเข็มดินซีเมนต์ ช่วงกลางลำต้น	24
ภาพที่ 2.15 การวัดเส้นผ่าศูนย์กลาง เสาเข็มดินซีเมนต์	24
ภาพที่ 2.16 การตรวจสอบด้วย วิธี Corring test	25
ภาพที่ 2.17 การทดสอบด้วยวิธี Pile Load Test	25
ภาพที่ 2.18 การทดสอบด้วย วิธี Pile Load Test	26
ภาพที่ 2.19 การสร้างกำแพงกันตลิ่งริมแม่น้ำเจ้าพระยา	27
ภาพที่ 3.1 แสดงตัวอย่างดินที่ผสม	38
ภาพที่ 3.2 เครื่องมือเคาะดิน และ มีดปาดร่องดิน	38
ภาพที่ 3.3 แสดงการหาLiquid Limit	39
ภาพที่ 3.4 แสดงการหา Plastic Limits	39
ภาพที่ 3.5 ปริมาณน้ำตรงจุดที่จำนวนเคาะ 25 ครั้ง	40
ภาพที่ 3.6 การหาความถ่วงจำเพาะของดินตัวอย่าง	43
ภาพที่ 3.7 ชุดอุปกรณ์ทดสอบแบบกรวยตก	50
ภาพที่ 3.8 ขนาดกรวยทดสอบที่มีขนาดขนาด 30, 45 และ 60 องศา	50
ภาพที่ 3.9 เครื่องมือการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (แบบคานงัด)	60

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
ภาพที่ 3.10 แสดงการติดตั้งวงแหวนตัวอย่าง	62
ภาพที่ 3.11 เครื่องทดสอบ (แบบคานงัด)	66
ภาพที่ 3.12 ที่บรรจุตัวอย่างและส่วนประกอบ	67
ภาพที่ 3.13 ตัวอย่างดินเหนียวคาโอไลน์ และ ดินเหนียวเบ็นโทไนท์	67
ภาพที่ 3.14 ตัวอย่างดินทรายแป้งที่ค้างตะแกรงเบอร์ 400	68
ภาพที่ 3.15 แสดงการผสมตัวอย่าง	68
ภาพที่ 3.16 แสดงตัวอย่างที่หล่อไว้	69
ภาพที่ 3.17 แสดงการต่อหลอดแก้ว และ อุปกรณ์ ในการทำตัวอย่างดินอัดตัว	75
ภาพที่ 3.18 การเตรียมอุปกรณ์ การทดสอบความสามารถซึมน้ำของดินในการทดสอบ แรงอัด 3 แกน โดยการใช้เครื่องแปลงความดัน (Head, 1985)	78
ภาพที่ 3.19 ผังการทดสอบสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำด้วยเครื่องมือทดสอบแบบ 3 แกน โดยระบบความดันย้อนกลับ 2 ทิศทาง (Head, 1985)	79
ภาพที่ 3.20 การเตรียมอุปกรณ์ การทดสอบความสามารถซึมน้ำของดินในการทดสอบ แรงอัด 3 แกน โดยการใช้เครื่องวัด null indicator ใช้ (Head , 1985)	83
ภาพที่ 3.21 แสดงการเชื่อมต่อท่อสำหรับวัดค่าความสูญเสียความดันในชุดทดสอบ แบบ 3 แกน (Head, 1985)	83
ภาพที่ 3.22 การปรับเทียบการสูญเสียความดันในท่อ (Head, 1985)	84
ภาพที่ 3.23 เส้นกราฟความชันชลศาสตร์ (hydraulic gradient) และ ตัวอย่างการคำนวณ อัตรา การไหลจากการทดสอบความสามารถซึมน้ำของดินในการ ทดสอบแรงอัด 3 แกน (Head , 1985)	84
ภาพที่ 3.24 เครื่องทดสอบ Unconfine Compressive Test	92
ภาพที่ 3.26 ขึ้นตัวอย่างหลังทำการทดสอบ	93
ภาพที่ 3.27 แสดงการเก็บตัวอย่างดิน	94
ภาพที่ 3.28 แสดงการร่อนดินเหนียวผสมน้ำผ่านตะแกรงเบอร์ 200	95
ภาพที่ 3.29 แสดงปริมาณทรายแป้งที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 และ ค้างบน ตะแกรงเบอร์ 400	95
ภาพที่ 4.1.1 การหาค่าพิกัดเหลวโดยวิธีแอตเทอร์เบิร์กของดินคาโอไลน์ 100 %	106

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
ภาพที่ 4.1.2 การหาค่าพิกัดเหลวโดยวิธีแอตเตอร์เบิร์กของดินของคาโอลิไนท์ 80 % ผสมดินตะกอน 20 %	106
ภาพที่ 4.1.3 การหาค่าพิกัดเหลวโดยวิธีแอตเตอร์เบิร์กของดินของคาโอลิไนท์ 60 % ผสมดินตะกอน 40 %	107
ภาพที่ 4.1.4 การหาค่าพิกัดเหลวโดยวิธีแอตเตอร์เบิร์กของดินของคาโอลิไนท์ 40 % ผสมดินตะกอน 60 %	107
ภาพที่ 4.1.5 การหาค่าพิกัดเหลวโดยวิธีแอตเตอร์เบิร์กของดินของเบนโทไนท์ 100 %	102
ภาพที่ 4.1.6 การหาค่าพิกัดเหลวโดยวิธีแอตเตอร์เบิร์กของดินของเบนโทไนท์ 80 % ผสมดินตะกอน 20 %	102
ภาพที่ 4.1.7 การหาค่าพิกัดเหลวโดยวิธีแอตเตอร์เบิร์กของดินของเบนโทไนท์ 60 % ผสม ดินตะกอน 40 %	109
ภาพที่ 4.1.8 การหาค่าพิกัดเหลวโดยวิธีแอตเตอร์เบิร์กของดินของเบนโทไนท์ 40 % ผสม ดินตะกอน 60 %	109
ภาพที่ 4.1.9 การหาค่าพิกัดเหลวพิกัดพลาสติกโดยวิธีกรวยตกของดินของ คาโอลิไนท์ 100 %	110
ภาพที่ 4.1.10 การหาค่าพิกัดเหลวพิกัดพลาสติกโดยวิธีกรวยตกของดินของ คาโอลิไนท์ 80 % ผสมดินตะกอน 20 %	110
ภาพที่ 4.1.11 การหาค่าพิกัดเหลวพิกัดพลาสติกโดยวิธีกรวยตกของดินของ คาโอลิไนท์ 60% ผสมดินตะกอน 40 %	111
ภาพที่ 4.1.12 การหาค่าพิกัดเหลวพิกัดพลาสติกโดยวิธีกรวยตกของดินของ คาโอลิไนท์ 40 % ผสมดินตะกอน 60 %	111
ภาพที่ 4.1.13 การหาค่าพิกัดเหลวพิกัดพลาสติกโดยวิธีกรวยตกของดิน เบนโทไนท์ไนท์ 100 %	112
ภาพที่ 4.1.14 การหาค่าพิกัดเหลวพิกัดพลาสติกโดยวิธีกรวยตกของดิน เบนโทไนท์ไนท์ 80 % ผสมดินตะกอน 20 %	112
ภาพที่ 4.1.15 การหาค่าพิกัดเหลวพิกัดพลาสติกโดยวิธีกรวยตกของดิน เบนโทไนท์ไนท์ 60 % ผสมดินตะกอน 40 %	113

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
ภาพที่ 4.1.16 การหาค่าพิกัดเหลวพิกัดพลาสติกโดยวิธีกรวยตกของดิน เบนโทไนท์ใน 40 % ผสมดินตะกอน 60 %	113
ภาพที่ 4.1.17 การเปรียบเทียบขีดจำกัดเหลวระหว่างวิธีด้วยเคาะกับวิธีกรวยตกสำหรับ ดินเหนียวคาโอลิไนท์ที่สัดส่วนของดินตะกอนต่าง ๆ กัน ที่ $S_u = 2.66 \text{ kPa}$	114
ภาพที่ 4.1.18 การเปรียบเทียบขีดจำกัดพลาสติกระหว่างวิธีด้วยเคาะกับวิธีกรวยตก สำหรับดินเหนียวคาโอลิไนท์ที่สัดส่วนของดินตะกอนต่าง ๆ กัน ที่ $S_u = 2.66 \text{ kPa}$	114
ภาพที่ 4.1.19 การเปรียบเทียบขีดจำกัดเหลวระหว่างวิธีด้วยเคาะกับวิธีกรวยตกสำหรับ ดินเหนียวเบนโทไนท์ที่สัดส่วนของดินตะกอนต่าง ๆ กัน ที่ $S_u = 2.66 \text{ kPa}$.	115
ภาพที่ 4.1.20 การเปรียบเทียบขีดจำกัดพลาสติกระหว่างวิธีด้วยเคาะกับวิธีกรวยตก สำหรับดินเหนียวเบนโทไนท์ที่สัดส่วนของดินตะกอนต่าง ๆ กัน ที่ $S_u = 2.66 \text{ kPa}$	115
ภาพที่ 4.1.21 การเปรียบเทียบขีดจำกัดเหลวระหว่างวิธีด้วยเคาะกับวิธีกรวยตกสำหรับดิน เหนียวคาโอลิไนท์ที่สัดส่วนของดินตะกอนต่าง ๆ กัน ที่ $S_u = 1.70 \text{ kPa}$	116
ภาพที่ 4.1.22 การเปรียบเทียบขีดจำกัดพลาสติกระหว่างวิธีด้วยเคาะกับวิธีกรวยตกสำหรับ ดินเหนียวคาโอลิไนท์ที่สัดส่วนของดินตะกอนต่าง ๆ กัน ที่ $S_u = 1.70 \text{ kPa}$	116
ภาพที่ 4.1.23 การเปรียบเทียบขีดจำกัดเหลวระหว่างวิธีด้วยเคาะกับวิธีกรวยตกสำหรับดิน เหนียวเบนโทไนท์ที่สัดส่วนของดินตะกอนต่าง ๆ กัน ที่ $S_u = 1.70 \text{ kPa}$	117
ภาพที่ 4.1.24 การเปรียบเทียบขีดจำกัดพลาสติกระหว่างวิธีด้วยเคาะกับวิธีกรวยตกสำหรับ ดินเหนียวเบนโทไนท์ที่สัดส่วนของดินตะกอนต่าง ๆ กัน ที่ $S_u = 1.70 \text{ kPa}$	117
ภาพที่ 4.1.25 การเปรียบเทียบขีดจำกัดเหลวระหว่างวิธีด้วยเคาะกับวิธีกรวยตกสำหรับดิน เหนียวคาโอลิไนท์ที่สัดส่วนของดินตะกอนต่าง ๆ กัน ที่ $S_u = 0.60 \text{ kPa}$	118
ภาพที่ 4.1.26 การเปรียบเทียบขีดจำกัดพลาสติกระหว่างวิธีด้วยเคาะกับวิธีกรวยตกสำหรับ ดินเหนียวคาโอลิไนท์ที่สัดส่วนของดินตะกอนต่าง ๆ กัน ที่ $S_u = 0.60 \text{ kPa}$	118
ภาพที่ 4.1.27 การเปรียบเทียบขีดจำกัดเหลวระหว่างวิธีด้วยเคาะกับวิธีกรวยตกสำหรับดิน เหนียวเบนโทไนท์ที่สัดส่วนของดินตะกอนต่าง ๆ กัน ที่ $S_u = 0.60 \text{ kPa}$	119

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
ภาพที่ 4.1.28 การเปรียบเทียบขีดจำกัดพลาสติกระหว่างวิธีด้วยเคาะกับวิธีกรวยตกสำหรับ ดินเหนียวเบนโทไนท์ที่สัดส่วนของดินตะกอนต่าง ๆ กัน ที่ $S_u = 0.60$ kPa	119
ภาพที่ 4.1.29 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของขีดจำกัดเหลว โดยวิธีแบบด้วยเคาะกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมมองเสาต่าง ๆ ของ ดินคาโอลิไนท์ 100 %	120
ภาพที่ 4.1.30 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของขีดจำกัดพลาสติก โดยวิธีการปั้นกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมมองเสาต่างๆของดินคาโอลิไนท์ 100 %	120
ภาพที่ 4.1.31 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของขีดจำกัดเหลวโดย วิธีแบบด้วยเคาะกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมมองเสาต่างๆของ ดินเบนโทไนท์ 100 %	121
ภาพที่ 4.1.32 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของขีดจำกัดพลาสติก โดยวิธีการปั้นกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมมองเสาต่างๆของดินเบนโทไนท์ 100 %	121
ภาพที่ 4.1.33 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของขีดจำกัดเหลว โดยวิธีแบบด้วยเคาะกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมมองเสาต่างๆของ ดินคาโอลิไนท์ 80 % ดินตะกอน 20 %	122
ภาพที่ 4.1.34 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของขีดจำกัดพลาสติก โดยวิธีการปั้นกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมมองเสาต่างๆของ ดินคาโอลิไนท์ 80 % ดินตะกอน 20 %	122
ภาพที่ 4.1.35 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของขีดจำกัดเหลว โดยวิธีแบบด้วยเคาะกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมมองเสาต่างๆของ ดินคาโอลิไนท์ 60 % ดินตะกอน 40 %	123
ภาพที่ 4.1.36 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของขีดจำกัดพลาสติก โดยวิธีการปั้นกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมมองเสาต่างๆของ ดินคาโอลิไนท์ 60 % ดินตะกอน 40 %	123
ภาพที่ 4.1.37 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของขีดจำกัดเหลว โดยวิธีแบบด้วยเคาะกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมมองเสาต่างๆของ ดินคาโอลิไนท์ 40 % ดินตะกอน 60 %	124

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
ภาพที่ 4.1.38 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของซีดจำกัดพลาสติก โดยวิธีการปั้นกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมมองต่างๆของดินคาโอลิไนท์ 40 % ดินตะกอน 60 %	125
ภาพที่ 4.1.39 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของซีดจำกัดเหลว โดยวิธีแบบถ้วยเคาะกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมมองต่างๆของดินเบนโทไนท์ 80 % ดินตะกอน 20 %	125
ภาพที่ 4.1.40 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของซีดจำกัดพลาสติก โดยวิธีการปั้นกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมมองต่างๆของดินเบนโทไนท์ 80 % ดินตะกอน 20 %	125
ภาพที่ 4.1.41 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของซีดจำกัดเหลว โดยวิธีแบบถ้วยเคาะกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมมองต่างๆของดินเบนโทไนท์ 60 % ดินตะกอน 40 %	126
ภาพที่ 4.1.42 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของซีดจำกัดพลาสติก โดยวิธีการปั้นกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมมองต่างๆของดินเบนโทไนท์ 60 % ดินตะกอน 40 %	126
ภาพที่ 4.2.1 แสดง Plasticity chart ของตัวอย่างดินผสม	131
ภาพที่ 4.2.2 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อกำลังคลากของ ดินเบนโทไนท์ 100%	147
ภาพที่ 4.2.3 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อกำลังคลากของ ดินเบนโทไนท์ 75% + ดินคาโอลิไนท์ 25%	147
ภาพที่ 4.2.4 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อกำลังคลากของ ดินเบนโทไนท์ 50% + ดินคาโอลิไนท์ 50%	148
ภาพที่ 4.2.5 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อกำลังคลากของ ดินเบนโทไนท์ 25% + ดินคาโอลิไนท์ 75%	148
ภาพที่ 4.2.6 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อกำลังคลากของ ดินคาโอลิไนท์ 100%	149
ภาพที่ 4.2.7 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อดัชนีการอัดตัวของ ดินเบนโทไนท์ 100%	149

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
ภาพที่ 4.2.8 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อดัชนีการอัดตัวของ ดินเป็นโทไนท์ 75% + ดินคาโอลิไนท์ 25%	150
ภาพที่ 4.2.9 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อดัชนีการอัดตัวของ ดินเป็นโทไนท์ 50% + ดินคาโอลิไนท์ 50%	150
ภาพที่ 4.2.10 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อดัชนีการอัดตัวของ ดินเป็นโทไนท์ 25% + ดินคาโอลิไนท์ 75%	151
ภาพที่ 4.2.11 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อดัชนีการอัดตัวของ ดินคาโอลิไนท์ 100%	151
ภาพที่ 4.2.12 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อดัชนีการบวมตัวของ ดินเป็นโทไนท์ 100%	152
ภาพที่ 4.2.13 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อดัชนีการบวมตัวของดิน เป็นโทไนท์ 75% + ดินคาโอลิไนท์ 25%	152
ภาพที่ 4.2.14 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อดัชนีการบวมตัวของ ดินเป็นโทไนท์ 50% + ดินคาโอลิไนท์ 50%	153
ภาพที่ 4.2.15 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อดัชนีการบวมตัวของ ดินเป็นโทไนท์ 25% + ดินคาโอลิไนท์ 75%	153
ภาพที่ 4.2.16 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อดัชนีการบวมตัวของ ดินคาโอลิไนท์ 100%	154
ภาพที่ 4.2.17 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน ของดินเป็นโทไนท์ 100% ที่ดักการอัดตัวคายน้ำ 50 %	154
ภาพที่ 4.2.18 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน ของดินเป็นโทไนท์ 75% + ดินคาโอลิไนท์ 25% ที่ดักการอัดตัวคายน้ำ 50%	155
ภาพที่ 4.2.19 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน ของดินเป็นโทไนท์ 50% + ดินคาโอลิไนท์ 50% ที่ดักการอัดตัวคายน้ำ 50 %	155
ภาพที่ 4.2.20 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน ของดินเป็นโทไนท์ 25% + ดินคาโอลิไนท์ 75% ที่ดักการอัดตัวคายน้ำ 50 %	156
ภาพที่ 4.2.21 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน ของดินคาโอลิไนท์ 100% ที่ดักการอัดตัวคายน้ำ 50 %	156

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
ภาพที่ 4.2.22 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินเป็นโทไนท์ 100% ที่ดักการอัดตัวคายน้ำ 90 %	157
ภาพที่ 4.2.23 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินเป็นโทไนท์ 75% + ดินคาโอไลไนท์ 25% ที่ดักการอัดตัวคายน้ำ 90 %	157
ภาพที่ 4.2.24 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินเป็นโทไนท์ 50% + ดินคาโอไลไนท์ 50% ที่ดักการอัดตัวคายน้ำ 90 %	158
ภาพที่ 4.2.25 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินเป็นโทไนท์ 25% + ดินคาโอไลไนท์ 75% ที่ดักการอัดตัวคายน้ำ 90 %	158
ภาพที่ 4.2.26 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินคาโอไลไนท์ 100% ที่ดักการอัดตัวคายน้ำ 90 %	159
ภาพที่ 4.3.1 กราฟแสดงผลการทดสอบ Bentonite, Kaolinite, Silt โดยวิธี hydrometer	161
ภาพที่ 4.3.2 Plasticity Chart ของดินที่หล่อตัวอย่าง	161
ภาพที่ 4.3.3 แสดงความสัมพันธ์ของค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในดินคาโอไลไนท์ผสมทรายแป้ง ต่อค่า confining pressure ที่อายุการบ่ม 7 วัน และ 28 วัน	165
ภาพที่ 4.3.4 แสดงความสัมพันธ์ของค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในดินเบนโทไนท์ผสมทรายแป้ง ต่อค่า confining pressure ที่อายุการบ่ม 7 วัน และ 28 วัน	165
ภาพที่ 4.3.5. แสดงความสัมพันธ์ของค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในสัดส่วนดินคาโอไลไนท์ 75% เบนโทไนท์ 25% ผสมทรายแป้ง ต่อ confining pressure ที่อายุการบ่ม 7 วัน และ 28 วัน	166
ภาพที่ 4.3.6 แสดงความสัมพันธ์ของค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในสัดส่วนดินคาโอไลไนท์ 50% เบนโทไนท์ 50% ผสมทรายแป้ง ต่อ confining pressure ที่อายุการบ่ม 7 วันและ 28 วัน	166
ภาพที่ 4.3.7 กราฟแสดงความสัมพันธ์ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านต่ออายุการบ่มตัวอย่างที่ 7 วัน และ 28 วัน ของดินคาโอไลไนท์ผสมทรายแป้งตามอัตราส่วนต่างๆ	167
ภาพที่ 4.3.8 กราฟแสดงความสัมพันธ์ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านต่ออายุการบ่มตัวอย่างที่ 7 วัน และ 28 วัน ของดินเบนโทไนท์ผสมทรายแป้งตามอัตราส่วนต่างๆ	168

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
ภาพที่ 4.3.9 กราฟแสดงความสัมพันธ์ค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นผ่านต่ออายุการบ่มตัวอย่าง ที่ 7 วัน และ 28 วัน ของดินคาโอลิไนท์ 75% เบนโทไนท์ 25% ผสมทราย แป้งตามอัตราส่วนต่างๆ	168
ภาพที่ 4.3.10 กราฟแสดงความสัมพันธ์ค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นผ่านต่ออายุการบ่มตัวอย่าง ที่ 7 วันและ 28 วัน ของดินคาโอลิไนท์ 50% เบนโทไนท์ 50% ผสมทราย แป้งตามอัตราส่วนต่างๆ	169
ภาพที่ 4.3.11 กราฟแสดงความสัมพันธ์ของค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นผ่านกับปริมาณอัตรา ส่วนของทรายแป้ง ที่สัดส่วนผสมดินคาโอลิไนท์	170
ภาพที่ 4.3.12 กราฟแสดงความสัมพันธ์ของค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นผ่านกับปริมาณอัตรา ส่วนของทรายแป้ง ที่สัดส่วนผสมดินเบนโทไนท์	170
ภาพที่ 4.3.13 กราฟแสดงความสัมพันธ์ของค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นผ่านกับปริมาณอัตรา ส่วนของทรายแป้ง ที่สัดส่วนผสม ดินคาโอลิไนท์ 75% ดินเบนโทไนท์ 25%	171
ภาพที่ 4.3.14 กราฟแสดงความสัมพันธ์ของค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นผ่านกับปริมาณอัตรา ส่วนของทรายแป้งที่สัดส่วนผสม ดินคาโอลิไนท์ 50% ดินเบนโทไนท์ 50%	171
ภาพที่ 4.4.1 แสดง Plasticity chart ของดินที่หล่อตัวอย่าง	174
ภาพที่ 4.4.2 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 7 วัน สำหรับดินคาโอลิไนท์ ผสมทรายแป้ง	178
ภาพที่ 4.4.3 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 28 วัน สำหรับดินคาโอลิไนท์ ผสมทรายแป้ง	178
ภาพที่ 4.4.4 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 7 วัน สำหรับดินผสม (เป็นโทไนท์25 : คาโอลิไนท์75) ผสมทรายแป้ง	179
ภาพที่ 4.4.5 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 28 วัน สำหรับดินผสม (เป็นโทไนท์25 : คาโอลิไนท์75) ผสมทรายแป้ง	179
ภาพที่ 4.4.6 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 7 วัน สำหรับดินผสม (เป็นโทไนท์50 : คาโอลิไนท์50) ผสมทรายแป้ง	180
ภาพที่ 4.4.7 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 28 วัน สำหรับดินผสม (เป็นโทไนท์50 :คาโอลิไนท์50) ผสมทรายแป้ง	180

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
ภาพที่ 4.4.8 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 7 วัน สำหรับดินผสม (เป็นโทไนท์75 :คาโอลินท์25) ผสมทรายแป้ง	181
ภาพที่ 4.4.9 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 28 วัน สำหรับดินผสม (เป็นโทไนท์75 :คาโอลินท์25) ผสมทรายแป้ง	181
ภาพที่ 4.4.10 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 7วัน สำหรับดินเป็นโทไนท์ ผสมทรายแป้ง	182
ภาพที่ 4.4.11 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 28 วัน สำหรับดินเป็นโทไนท์ ผสมทรายแป้ง	182
ภาพที่ 4.4.12 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 7 วัน สำหรับดินคาโอลินท์ ผสมซีเมนต์	183
ภาพที่ 4.4.13 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 28 วัน สำหรับดินคาโอลินท์ ผสมซีเมนต์	183
ภาพที่ 4.4.14 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 7 วัน สำหรับดินผสม (เป็นโทไนท์25 :คาโอลินท์75) ผสมซีเมนต์	184
ภาพที่ 4.4.15 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 28วัน สำหรับดินผสม (เป็นโทไนท์25 : คาโอลินท์75) ผสมซีเมนต์	184
ภาพที่ 4.4.16 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 7วัน สำหรับดินผสม (เป็นโทไนท์50 :คาโอลินท์50) ผสมซีเมนต์	185
ภาพที่ 4.4.17 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 28วัน สำหรับดินผสม (เป็นโทไนท์50 :คาโอลินท์50) ผสมซีเมนต์	185
ภาพที่ 4.4.18 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 7วัน สำหรับดินผสม (เป็นโทไนท์75 :คาโอลินท์25) ผสมซีเมนต์	186
ภาพที่ 4.4.19 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 28วัน สำหรับดินผสม (เป็นโทไนท์75 : คาโอลินท์25) ผสมซีเมนต์	186

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
ภาพที่ 4.4.20 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 7 วัน สำหรับดินเป็นโทไนท์ผสมซีเมนต์	187
ภาพที่ 4.4.21 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 28 วัน สำหรับดินเป็นโทไนท์ผสมซีเมนต์	187
ภาพที่ 4.4.22 ความสัมพันธ์ระหว่างดินคาโอไลไนท์กับทรายแป้งและซีเมนต์ในรูปแบบ 3 มิติที่อายุการบ่ม 7 วัน	188
ภาพที่ 4.4.23 ความสัมพันธ์ระหว่างดินคาโอไลไนท์กับทรายแป้งและซีเมนต์ในรูปแบบ 3 มิติที่อายุการบ่ม 28 วัน	188
ภาพที่ 4.4.24 ความสัมพันธ์ระหว่างดิน K75%:B25%กับทรายแป้งและซีเมนต์ในรูปแบบ 3 มิติที่อายุการบ่ม 7 วัน	189
ภาพที่ 4.4.25 ความสัมพันธ์ระหว่างดิน K75%:B25%กับทรายแป้งและซีเมนต์ในรูปแบบ 3 มิติที่อายุการบ่ม 28 วัน	189
ภาพที่ 4.4.26 แสดงผลของการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงอัดที่มีปริมาณดินคาโอไลไนท์ผสมเป็นโทไนท์	190
ภาพที่ 4.4.27 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดและอัตราส่วนของปริมาณความชื้นรวมของดินผสมซีเมนต์ต่อร้อยละปริมาณซีเมนต์ที่ผสม	193
ภาพที่ 4.4.28 เปรียบเทียบผลการทดลองกับผลจากสมการ Abram's law ที่อายุการบ่ม 7 วัน	194
ภาพที่ 4.4.29 เปรียบเทียบผลการทดลองกับผลจากสมการ Abram's law ที่อายุการบ่ม 28 วัน	195

สารบัญแผนภูมิ

แผนภูมิที่	หน้า
แผนภูมิที่ 3-1 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย	47
แผนภูมิที่ 3-2 แผนผังการทดสอบ	56
แผนภูมิที่ 3-3 แสดงขั้นตอนการทดสอบ	70
แผนภูมิที่ 3-4 แสดงขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ	71
แผนภูมิที่ 3-5 แสดงขั้นตอนการผสมดินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ	73
แผนภูมิที่ 3-6 ขั้นตอนการแยกทรายแป้งและการทดสอบพื้นฐาน	86
แผนภูมิที่ 3-7 การผสมดินตัวอย่าง	87
แผนภูมิที่ 3-8 การหล่อตัวอย่างและการทดสอบแรงอัดโดยไม่ถูกจำกัด ที่ 7 วัน และ 28 วัน	87

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อ

Executive Summary

กิตติกรรมประกาศ

สารบัญตาราง

สารบัญภาพ

สารบัญแผนภูมิ

บทที่	1
1 บทนำ	
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการศึกษา ขอบเขตการศึกษา และประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	2
1.2.1 การศึกษาอิทธิพลของสัดส่วนดินเหนียวต่อค่าขีดจำกัดแอสเทอร์เบิร์กของดินเม็ดละเอียดดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์	2
1.2.2 การศึกษาอิทธิพลของสัดส่วนดินเหนียวต่อคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ด้วยการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)	3
1.2.3 การศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบต่อสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ด้วยวิธีทดสอบความสามารถซึมผ่านของดินในการทดสอบแรงอัด 3 แกน ด้วย ระบบ 2 ความดันภายใน (Triaxial Permeability Test with two Back Pressure Systems)	4
1.2.4 การศึกษาอิทธิพลของทรายแป้งต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ด้วยวิธีการทดสอบแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compression Test)	5
2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	6
2.1 การศึกษาเกี่ยวกับดิน	6
2.2 ความหมายของดิน	6
2.3 ส่วนประกอบของดิน	7
2.4 ขนาดของเม็ดดิน	8
2.5 การกระจายตัวของเม็ดดิน	8
2.6 รูปร่างของเม็ดดิน	9

สารบัญ (ต่อ)

บทที่	หน้า
2.7 โครงสร้างของดิน	11
2.8 การแบ่งชนิดของดินเหนียว	14
2.9 สถานภาพของดิน	15
2.10 ลักษณะชั้นดินในบริเวณกรุงเทพมหานคร	16
2.11 ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ (Portland Cement)	17
2.12 วิธีการพัฒนากำลังของ Soil - Cement	19
2.13 ชนิดของ Cement Stabilization	21
2.14 เสาคementดินซีเมนต์	22
2.15 ผลงานวิจัยเกี่ยวกับ Soil-Cement ในประเทศไทย	28
3 วัสดุ อุปกรณ์ และวิธีการทดสอบ	34
3.1 การทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน	35
3.1.1 การทดสอบ Atterberg's Limits (Cassagrand)	35
3.1.2 การทดสอบค่าความถ่วงจำเพาะของเม็ดดิน (Specific Gravity of Soil Solid)	40
3.1.3 การทดสอบหาขนาดเม็ดดิน (Grain Size Distribution)	43
3.2 การทดสอบเครื่องมือกรวยหยั่งสำหรับหาค่าขีดจำกัดแอดเทอร์เบิร์กของดินเม็ดละเอียด	47
3.2.1 ขั้นตอนการดำเนินงาน	47
3.2.2 เครื่องมือ อุปกรณ์การทดสอบ แบบกรวยตก(Fall Cone Test)	49
3.2.3 การหาค่าขีดจำกัดเหลว (Liquid Limits, LL)	51
3.2.4 การหาค่าขีดจำกัดพลาสติก (Plastic Limits, PL)	51
3.2.5 ขั้นตอนการทดสอบ	52
3.2.6 ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ	52
3.2.7 ตัวอย่างการคำนวณหาระยะการจมของกรวยตก	53
3.3 การศึกษาอิทธิพลของสัดส่วนดินเหนียวต่อคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ด้วยการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)	56
3.3.1 ขั้นตอนการดำเนินงาน	56
3.3.2 วิธีการผสม	58
3.3.4 วิธีการบ่ม	58

สารบัญ

บทที่	หน้า
3.3.5 การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)	59
3.3.7 ขั้นตอนการทดสอบ	60
3.3.8 การคำนวณ	63
3.4 การศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบต่อสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ด้วยวิธีทดสอบความสามารถซึมผ่านของดินในการทดสอบแรงอัด 3 แกน ด้วย ระบบ 2 ความดันภายใน (Triaxial Permeability Test with two Back Pressure Systems)	70
3.4.1 ขั้นตอนการดำเนินงาน	70
3.4.2 ขั้นตอนการผสมดินตัวอย่าง	71
3.4.3 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ	74
3.4.4 การอัดตัวคายน้ำ และการปรับค่าหน่วยแรงประสิทธิผล	76
3.4.5 ขั้นตอนการการอัดตัวคายน้ำ และการปรับค่าหน่วยแรงประสิทธิผล	77
3.4.6 เครื่องมือ อุปกรณ์ การทดสอบ และการคำนวณ	78
3.4.7 ขั้นตอนการทดสอบ	80
3.4.8 การคำนวณ	81
3.4.9 การเปรียบเทียบการสูญเสียแรงดันในท่อในการทดสอบแรงอัด 3 แกน	82
3.4.10 ขั้นตอนในการหาค่าการสูญเสียแรงดันในท่อในการทดสอบแรงอัด 3 แกน	82
3.5 การศึกษาอิทธิพลของทรายแป้งต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเม็ดด้วยวิธีการทดสอบแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compression Test)	86
3.5.1 ขั้นตอนการศึกษา	86
3.5.2 การทดสอบการรับแรงอัดโดยวิธีแบบไม่ถูกจำกัด (ASTM D 2166 –06)	87
3.5.3 ตัวอย่างดินผสม	88
3.5.4 ขั้นตอนการผสมซีเมนต์ในตัวอย่างดินผสม	89
3.5.5 ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างทดสอบ	89
3.5.6 วิธีการเตรียมตัวอย่าง	90
3.5.7 การทดลอง	90
3.5.8 การคำนวณ	91
3.6 การแยกทรายแป้งออกจากดินเหนียวธรรมชาติ	94

สารบัญ

บทที่	หน้า
4 ผลการทดสอบ	96
4.1 ผลการทดสอบเครื่องมือกรวยหยั่งสำหรับหาค่าขีดจำกัดแอดเทอร์เบอร์กของดินเม็ดละเอียด	97
4.1.1 ผลการทดสอบ	97
4.1.2 ผลการทดสอบค่าขีดจำกัดกักเหลว ขีดจำกัดกักพลาสติกของดินเบนโทไนท์	97
4.1.3 การหาค่าขีดจำกัดกักเหลวโดยวิธีแอดเทอร์เบอร์ก ของดินคาโอลิไนท์และเบนโทไนท์	106
4.1.4 การหาค่าพิกัดเหลวโดยวิธีแบบกรวยตกของดินคาโอลิไนท์และเบนโทไนท์	110
4.1.5 การเปรียบเทียบผลการทดสอบโดยวิธีแบบกรวยตกกับวิธีถ้วยเคาะของดินเหนียวคาโอลิไนท์และดินเหนียวเบนโทไนท์	114
4.2 การศึกษาอิทธิพลของสัดส่วนดินเหนียวต่อคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ด้วยการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)	128
4.2.1 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ	128
4.2.2 การทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานต่างๆ	129
4.2.3 ผลการทดสอบ	129
4.3 การศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบต่อสัมประสิทธิ์ความชื้นผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ด้วยวิธีทดสอบความสามารถชื้นน้ำของดินในการทดสอบ	160
4.3.1 ผลการทดสอบ	163
4.3.2 ปัจจัยที่มีผลกระทบของแรงดันประคองต่อสัมประสิทธิ์ความชื้นผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียด ผสมซีเมนต์	165
4.3.3 ปัจจัยที่มีผลกระทบของระยะเวลาการบ่มต่อสัมประสิทธิ์ความชื้นผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์	167
4.3.4 ปัจจัยที่มีผลกระทบของปริมาณทรายแบ่งต่อสัมประสิทธิ์ความชื้นผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์	170
4.4 การศึกษาอิทธิพลของทรายแบ่งต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเม็ดด้วยวิธีการทดสอบแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compression Test)	173
4.4.1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด	173
4.4.2 การทดสอบคุณสมบัติเบื้องต้นของดินในห้องปฏิบัติการ	173

สารบัญ

บทที่	หน้า
4.4.3 ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์	175
4.4.4 การทำนายกำลัง	190
5 สรุปผลการทดสอบ	
5.1 สรุปผลการศึกษาอิทธิพลของสัดส่วนดินเหนียวต่อค่าขีดจำกัดแอสเทอร์เบิร์กของดินเม็ดละเอียด	196
5.2 สรุปผลการศึกษาอิทธิพลของสัดส่วนดินเหนียวต่อคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ด้วยการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)	197
5.3 สรุปผลการการศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบต่อสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ด้วยวิธีทดสอบความสามารถซึมน้ำของดินในการทดสอบแรงอัด 3 แกน	198
5.4 สรุปผลการการศึกษาอิทธิพลของทรายแป้งต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเม็ดเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ด้วยวิธีการทดสอบแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compression Test)	199
เอกสารอ้างอิง	
เอกสารประกอบ 1-8	

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ในอาณาเขตพื้นที่ของประเทศไทย เขตภาคกลางเป็นเขตพื้นที่ๆ พบปัญหาในเรื่องของการทรุดตัวของชั้นดิน และเมื่อเกิดการทรุดตัวแล้วก็ทำให้เกิดปัญหาอื่นๆตามมา โดยเฉพาะในเขตกรุงเทพและปริมณฑลจัดได้ว่าเป็นพื้นที่ๆ มีคุณสมบัติด้านวิศวกรรมที่ต่ำ เนื่องจากพื้นที่บริเวณนี้เป็นเขตที่บริเวณราบลุ่ม และราบลุ่มแม่น้ำ ลักษณะของชั้นดินจึงปรากฏเป็นดินเหนียวอ่อน (Soft clay) ปกคลุมทั่วไป ซึ่งเรียกว่า ดินเหนียวกรุงเทพ ในระดับความลึกที่ไม่มากนัก ในพื้นที่เขตภาคกลางนี้ถูกล้อมรอบด้วยแนวเขาเกือบทุกด้านอาจเป็นไปได้ว่าชั้นดินที่เกิดขึ้นนี้ มาจากตะกอนที่ถูกพัดพามาของแม่น้ำมากกว่ากระบวนการเกิดชั้นดินอื่นๆ แต่ไม่ว่าจะกรณีใดๆก็ตาม สิ่งที่ปรากฏเป็นที่แน่ชัด ณ ปัจจุบันนี้ แล้วว่าชั้นดินเป็นโครงสร้างที่ไม่แข็งแรงและค่อนข้างหลวม มีค่าความชื้นทางธรรมชาติ (Natural Water Content) สูง นั้นหมายความว่าโครงสร้างของดินจะมีช่องว่างปริมาณมาก เมื่อมีน้ำหนักมากกดทับหรือเกิดการสั่นสะเทือนที่มีความรุนแรงมากพอที่จะทำให้โครงสร้างของชั้นดินเกิดการเปลี่ยนรูปของโครงสร้างใหม่ ก็จะส่งผลให้คุณสมบัติของชั้นดินเปลี่ยนแปลงตามเช่นกัน ถึงอย่างไรก็ตามเราก็ไม่สามารถที่จะหลีกเลี่ยงการก่อสร้างบนชั้นดินเหนียวประเภทนี้ได้เลย ไม่ว่าจะเป็นการก่อสร้าง บ้านพักอาศัย อาคารราชการ โรงงาน เส้นทางจราจรและอื่นๆ โดยเฉพาะอาคารขนาดใหญ่ที่มีน้ำหนักมาก จะต้องมีการวางแผนงานที่ดี การเจาะสำรวจ การศึกษาข้อมูลพื้นฐานของชั้นดิน เพื่อนำไปประกอบการออกแบบฐานราก การปรับปรุงชั้นดินเพื่อรองรับสิ่งปลูกสร้างต่างๆ ที่กำลังจะเกิดขึ้น ซึ่งการในการปรับปรุงคุณภาพชั้นดินนั้นก็ขึ้นอยู่กับจุดมุ่งหมายที่สอดคล้องกับการใช้งานไม่จำเป็นต้องปรับปรุงทุกด้าน แต่เนื่องจากการปรับปรุงคุณภาพตามจุดมุ่งหมายหลักแล้ว ก็จะทำให้คุณสมบัติทางด้านอื่นเปลี่ยนไปเช่นกัน

การปรับปรุงคุณสมบัติดินเหนียวด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์เป็นวิธีการหนึ่งที่ได้ใช้กันทั่วไป มีการนำปูนซีเมนต์มาผสมโดยตรงกับดินแล้วทำการบดอัด และการทำเสาเข็มดินซีเมนต์ ซึ่งในปัจจุบันนี้เป็นที่ยอมรับและได้รับความสนใจจากวิศวกรเป็นอย่างมาก จึงได้มีการนำไปใช้ปรับปรุงคุณสมบัติของดิน และการก่อสร้างในหลายโครงการทั่วประเทศ ดังนั้นการออกแบบเสาเข็มดินซีเมนต์แต่ละครั้ง ต้องมีการเก็บตัวอย่างของดินมาทดสอบและหาค่าคุณสมบัติต่างของดิน จากนั้นจึงทำการออกแบบเสาเข็มดินซีเมนต์ในอัตราส่วนผสมต่างๆ แต่เนื่องจากการปรับปรุงคุณภาพของดินตามจุดประสงค์ของงานแล้ว ก็มีผลกระทบต่อคุณภาพของดินในด้านอื่นด้วย จึงมีการทำวิจัยทดลองเพื่อเป็นฐานข้อมูล ถึงคุณภาพของดินอันเนื่องมาจากการปรับปรุงคุณภาพของดิน

1.2 วัตถุประสงค์ของการศึกษา ขอบเขตการศึกษา และประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

ในการศึกษาการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยการผสมซีเมนต์ จะทำการศึกษาถึงคุณสมบัติด้านวิศวกรรมของดินในด้านต่างๆ อันเนื่องมาจากการปรับปรุงคุณภาพของดิน ดังนั้นวัตถุประสงค์ ขอบเขต และประโยชน์ที่จะได้รับ จะขึ้นอยู่กับจุดประสงค์ย่อยที่ได้ศึกษาเฉพาะคุณสมบัติในด้าน นั้นๆ ดังต่อไปนี้

1.2.1 การศึกษาอิทธิพลของสัดส่วนดินเหนียวต่อค่าขีดจำกัดแอดเทอร์เบิร์กของดินเม็ดละเอียด

จุดประสงค์ของการศึกษา

- ศึกษาการหาค่าขีดจำกัดแอดเทอร์เบิร์กโดยวิธีทดสอบแบบกรวยตก
- เพื่อศึกษาผลกระทบของขีดจำกัดแอดเทอร์เบิร์กต่อมุมของหัวกรวยทดสอบที่เปลี่ยนไป
- เพื่อเปรียบเทียบผลการทดสอบค่าขีดจำกัดแอดเทอร์เบิร์กระหว่างวิธีทดสอบแบบกรวยตก

กับวิธีทดสอบแบบถ้วยเคาะ

ขอบเขตการศึกษา

- อนุภากรวมที่ใช้ในการศึกษาประกอบด้วย 30, 45 และ 60 อนุภาค ซึ่งมีน้ำหนัก 80 กรัม, 70 กรัม และ 60 กรัม ตามลำดับ
- คุณสมบัติดินที่ใช้ทดสอบ ประกอบด้วย ขี้ดจำกัดเหลว และขีดจำกัดพลาสติก
- มาตรฐานวิธีทดสอบสำหรับการหาค่าขีดจำกัดแอดเทอร์เบิร์กประกอบด้วย 2 วิธีได้แก่วิธีทดสอบแบบกรวยตกกับวิธีทดสอบแบบถ้วยเคาะ

- ประเภทของดินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ

ตัวอย่างดินเหนียว ดินเหนียวคาโอลิไนท์ (Kaolinite) ดินเหนียวเบนโทไนท์ (Bentonite)

ตัวอย่างดินเหนียวผสมระหว่าง ดินเหนียวคาโอลิไนท์ และดินเหนียวเบนโทไนท์

ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- สามารถหาค่าขีดจำกัดแอดเทอร์เบิร์กโดยวิธีการทดสอบแบบกรวยตกได้
- ระบุผลกระทบของอนุภากรวมต่อการทดสอบขีดจำกัดเหลวได้
- ทราบทฤษฎีพื้นฐานที่ใช้ในการวิเคราะห์กำลังของดินโดยวิธีการทดสอบแบบกรวยตก

1.2.2 การศึกษาอิทธิพลของสัดส่วนดินเหนียวต่อคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ด้วยการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

จุดประสงค์ของการศึกษา

- เพื่อศึกษาอิทธิพลของสัดส่วนดินเหนียวต่อกำลังคลากของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์
- เพื่อศึกษาอิทธิพลของสัดส่วนดินเหนียวต่อคุณลักษณะทางด้านการเปลี่ยนรูปของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์
- เพื่อศึกษาอิทธิพลของสัดส่วนดินเหนียวต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์

ขอบเขตการศึกษา

- ดินเหนียวที่ใช้ทดสอบมี 2 ประเภท ได้แก่ คาโอไลน์ท์ และ เบ็นโทไนท์
- ทำการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน ได้แก่ ค่าพิกัดอัตราซีเมนต์, ค่าความถ่วงจำเพาะ, การกระจายตัวของเม็ดดิน
- ศึกษาคุณลักษณะด้านการเปลี่ยนรูปของดินในส่วนของดินเหนียวบริสุทธิ์โดยมีทรายแบ่งกับปูนซีเมนต์ผสมเป็นสัดส่วน โดยมีอายุการบ่มอยู่ที่ 28 วัน
- ปูนซีเมนต์ที่ใช้ในการทดลองศึกษาเป็นปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1
- แปรผันปริมาณทรายแบ่งที่ 0 % , 15 % , 30 % , 45 % ของตัวอย่างดินผสม
- แปรผันปริมาณซีเมนต์ที่ 7.5 % , 15 % ของตัวอย่างดินผสม
- ศึกษาคุณสมบัติด้านการเปลี่ยนรูปโดยการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)
- ศึกษาสัมประสิทธิ์การซึมผ่านโดยการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับการศึกษา

- ทราบถึงสัดส่วนดินเม็ดละเอียดที่มีผลต่อคุณลักษณะทางด้านการเปลี่ยนรูปของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์
- ทราบถึงอิทธิพลของทรายแบ่งต่อคุณลักษณะทางด้านการเปลี่ยนรูปของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์
- ทราบถึงอิทธิพลของปูนซีเมนต์ต่อคุณลักษณะทางด้านการเปลี่ยนรูปของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์
- ทราบถึงอิทธิพลของทรายแบ่งต่อคุณลักษณะทางด้านสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์
- ทราบถึงอิทธิพลของปูนซีเมนต์ต่อคุณลักษณะทางด้านสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์

1.2.3 การศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบต่อสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ด้วยวิธีทดสอบความสามารถซึมผ่านของดินในการทดสอบแรงอัด 3 แกน ด้วย ระบบ 2 ความดันภายใน (Triaxial Permeability Test with two Back Pressure Systems)

จุดประสงค์ของการศึกษา

- ศึกษาผลกระทบของแรงดันประคองต่อค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์
- ศึกษาผลกระทบของอายุการบ่มต่อค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์
- ศึกษาผลกระทบของปริมาณทรายแบ่งต่อค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์

ขอบเขตของการศึกษา

- ค่าสัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ดังตัวอย่างที่ได้ผสม
- ดินเหนียวที่ใช้ในการทดลองแบ่งเป็น ดินเหนียวคาโอลิไนท์ และดินเหนียวเบนโทไนท์
- ใช้ดินเหนียวเป็นหลักในการกำหนดอัตราส่วนผสม โดยผสมทรายแบ่งที่ร้อยละ 0%, 15%, 30% และ 45% ตามลำดับ
- ทรายแบ่งที่ใช้ในการศึกษานี้ ได้จากการคัดขนาดโดยทำการร่อนดินเหนียวธรรมชาติแบบเปียกผ่านตะแกรงเบอร์ 300 ($45\mu\text{m}$) ค้างเบอร์ 400 ($38\mu\text{m}$)
- ใช้ปริมาณน้ำเท่ากับปริมาณความชื้นของขีดจำกัดเหลวของดินเม็ดละเอียดผสม
- ใช้ปูนซีเมนต์ที่อัตราส่วนผสม 15% ของน้ำหนักดินแห้งทั้งหมด
- ใช้ระยะเวลาในการบ่มตัวอย่าง 7 วัน และ 28 วัน

ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับการศึกษา

- ทราบหลักการที่ใช้ในการทดสอบหาค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์
- ทราบปัจจัยที่มีผลกระทบต่อค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์
- ระบุปัจจัยที่มีนัยสำคัญต่อค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์

1.2.4 การศึกษาอิทธิพลของทรายแป้งต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ด้วยวิธีการทดสอบแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compression Test)

จุดประสงค์ของการศึกษา

- ศึกษาอิทธิพลของทรายแป้งต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์

- เพื่อนำเสนอสมการการทำนายกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์

ขอบเขตของการศึกษา

- ดินเม็ดละเอียดที่ใช้ในการทดลองแบ่งเป็น ดินเหนียวคาโอลิไนท์ ดินเหนียวเป็นโทไนท์ และทรายแป้ง

- ดินเหนียวธรรมชาติที่ใช้เป็นดินเหนียวชั้นดินเหนียวอ่อน ซึ่งจะใช้แยกทรายแป้ง โดยวิธีการแยกนั้นใช้วิธีการร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 200(75 μ m) และค้ำง เบอร์ 400(38 μ m)

- ดินเหนียวบริสุทธิ์ผสมในนี้คือ 1) คาโอลิไนท์ 50 % ต่อ เป็นโทไนท์ 50 % , 2) คาโอลิไนท์ 75 % ต่อ เป็นโทไนท์ 25 % , 3) เป็นโทไนท์ 75 % ต่อ คาโอลิไนท์ 25 %

- ใช้ดินเหนียวเป็นตัวหลักในการกำหนดอัตราส่วนผสม โดยจะใช้ทรายแป้งที่อัตราส่วน 0%, 15%, 30% และ 45% ของน้ำหนักดินเหนียวและปูนซีเมนต์ที่อัตรา 7.5%, 15% และ 20% จำนวนละ 48 ตัวอย่าง

- ใช้ปริมาณน้ำเท่ากับปริมาณความชื้นที่ขีดจำกัดเหลวของดินเหนียวที่ผสมทรายแป้ง

- ซีเมนต์ที่ใช้เป็นประเภท Type I และจากหนึ่งผู้ผลิตในประเทศไทย

- ทำการบ่มตัวอย่างภายในเวลา 7 วัน และ 28 วัน โดยใช้การบ่มแบบไม่สูญเสียน้ำ โดยใช้พลาสติกห่อหุ้ม

- ใช้วิธีการหาลำดับทางด้านวิศวกรรมโดยวิธี Unconfined Compression Test

ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับการศึกษา

- ทราบถึงอิทธิพลของทรายแป้งต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์

- สร้างสมการทำนายกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์

- ทราบปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการพัฒนากำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์

บทที่ 2

ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 การศึกษาเกี่ยวกับดิน

การศึกษาเกี่ยวกับเรื่องทางวิศวกรรมของดินได้เริ่มต้นตั้งแต่ศตวรรษที่ 20 เป็นต้นมาโดยมีนักวิทยาศาสตร์หลายท่าน เช่น นาย Atterberg ชาวสวีเดน ดร. Krey ชาวเยอรมัน ซึ่งได้ศึกษาถึงคุณสมบัติและกำลังการต้านทานแรงเฉือนของดิน ต่อมาในปี ค.ศ. 1923 ดร. Terzaghi ชาวออสเตรีย ได้ใช้วิชาคณิตศาสตร์ค้นคว้าเกี่ยวกับการทรุดตัวของดินเหนียว ซึ่งได้ผลสอดคล้องกับการทดลอง ในปี ค.ศ. 1925 เขาได้แต่งตำราภาษาเยอรมันเกี่ยวกับวิศวกรรมของดินและได้ใช้ชื่อว่า “Soil Mechanics” (หรือชื่อทางภาษาเยอรมันว่า “Erdbaumechanik”) ซึ่งเป็นที่แพร่หลายทั่วโลก และในปีนี้เอง ดร. Terzaghi ก็ได้เดินทางไปประเทศสหรัฐอเมริกาและทำงานวิจัยร่วมกับ U.S. Bureau Of Public Roads นับแต่นั้นเป็นต้นมา ศาสตร์เกี่ยวกับวิชานี้ได้เจริญรุดหน้าไปยังประเทศต่างๆ ทั่วโลก

2.2 ความหมายของดิน

ดินเกิดจากการกักกร่อน ผุพัง และแตกสลายของหินต่างๆ โดยธรรมชาติ ทั้งจากอิทธิพลของดินฟ้า อากาศ อุณหภูมิ ความชื้น ความกดดัน แรงดึงดูดของโลก และการเปลี่ยนแปลงทางเคมี แล้วมีการเคลื่อนย้ายพัดพา โดยตัวกลางต่างๆ เช่น ลม ธารน้ำแข็ง เป็นต้น นำไปตกตะกอนทับถมในที่ต่างๆ เป็นชั้นดินขึ้นมา ทำให้คุณสมบัติของดินในแต่ละชั้น และแต่ละแห่งแตกต่างกันไปไม่เหมือนกัน

วิศวกรได้แบ่งวัสดุที่ตกตะกอนทับถมกันเป็นผิวโลกออกเป็นดินและหิน ดินคือสิ่งที่ตกตะกอนทับถมกันไม่แน่น สามารถแยกออกจากกันได้ง่ายๆ เช่น นำไปละลายน้ำ เป็นต้น หินคือส่วนที่แข็งและยึดจับตัวกันแน่นมาก ไม่สามารถแยกออกจากกันได้ง่ายๆ ไม่เหมือนดิน

ดังนั้น ความหมายของดินในทางวิศวกรรมคือ วัสดุอะไรก็ตามที่ตกตะกอนและทับถมกันไม่แน่น เช่น กรวด (Gravel) ทราย (Sand) ตะกอนทราย (Silt) และดินเหนียว (Clay) หรือ ส่วนผสมของสิ่งเหล่านี้ ซึ่งอาจเป็นพวกที่มีความเชื่อมแน่น (Cohesion) หรือ ไม่มีความเชื่อมแน่น (Cohesionless) ก็ได้

Residual soil คือ ดินส่วนที่ยังไม่ถูกเคลื่อนย้ายหรืออยู่ไม่ห่างจากแหล่งกำเนิด

Top soil คือ ดินส่วนที่อยู่บนผิวซึ่งอาจจะเกิดจากการเน่าเปื่อยผุพังและสลายตัวของพวกพืชและสัตว์ที่ล้มตายทับถมกันเป็นเวลานาน จะมีสารอินทรีย์ (Organic matter) สูงและมีหน่วยน้ำหนักต่ำ ดังนั้น โดยปกติจะต้องขุดออกหรือไม่นำมาใช้ในงานด้านวิศวกรรม

2.3 ส่วนประกอบของดิน

ดินประกอบด้วยเนื้อดินหรือเม็ดดินและช่องว่างระหว่างเม็ดดิน ซึ่งในช่องว่างอาจจะเต็มไปด้วยน้ำหรืออากาศ อย่างใดอย่างหนึ่ง หรือมีทั้งน้ำและอากาศปนกัน ดังนั้น อาจกล่าวได้ว่าดินประกอบด้วย

2.3.1 ของแข็ง คือ เนื้อดินหรือเม็ดดิน โดยปกติจะเป็นแร่ธาตุต่าง ๆ

2.3.2 ของเหลว ซึ่งอยู่ในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน โดยปกติจะเป็นน้ำ

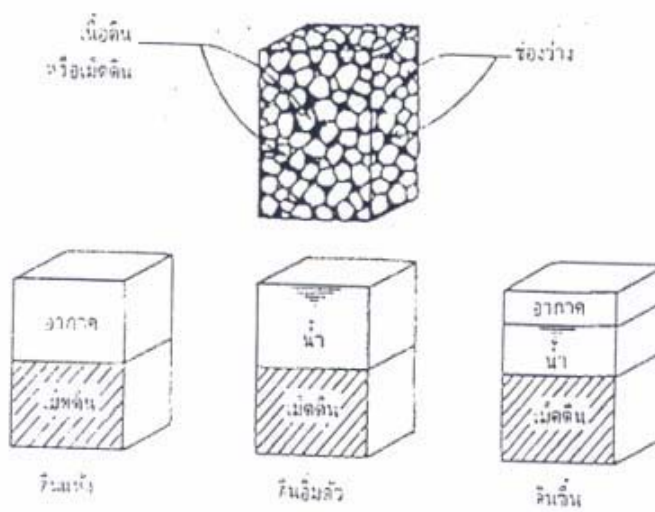
2.3.2 ก๊าซ ซึ่งอยู่ในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน โดยปกติจะเป็นอากาศ

ถ้าช่องว่างเต็มไปด้วยอากาศ เรียกว่า ดินแห้ง (Dry Soil)

ถ้าช่องว่างเต็มไปด้วยน้ำ เรียกว่า ดินอิ่มตัว (Saturated Soil)

ถ้าช่องว่างมีทั้งน้ำและอากาศ เรียกว่า ดินชื้นหรือดินเปียก (Partially saturated Soil หรือ Wet Soil)

ส่วนต่างๆ ที่ประกอบเป็นดินนี้ สามารถเขียนเป็นรูปผังได้ ดังภาพที่ 2.1



ภาพที่ 2.1 ผังแสดงส่วนประกอบของดิน

2.4 ขนาดของเม็ดดิน

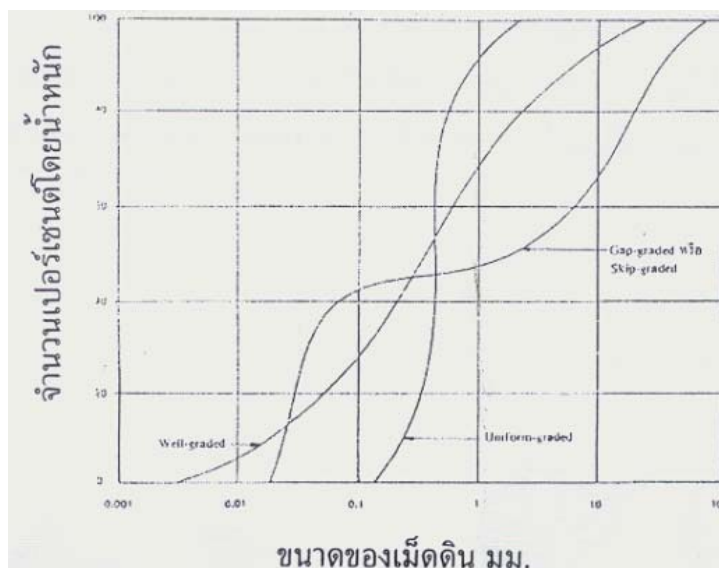
เม็ดดินมีหลายขนาด ตั้งแต่ขนาดหยาบ (Coarse grained) เช่น พวหิน (Boulder หรือ Cobble) กรวด และทราย จนถึงขนาดละเอียด (Fine grained) เช่น พวตะกอนทราย หรือ ดินเหนียว และพวแขวนลอย (Colloids) การแบ่งขนาดของเม็ดดินเหล่านี้ แต่ละสถาบันจะกำหนดขึ้นมาและใช้เป็นมาตรฐาน ซึ่งแตกต่างกันออกไป ดังตัวอย่างในตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 ขนาดของเม็ดดิน

ชนิดของดิน	ช่วงของขนาดเม็ดดิน (มม.)
หิน	ใหญ่กว่า 75 (3")
กรวดหยาบ	75 – 19 (3/4")
กรวดละเอียด	19 – 4.75 (#4)
ทรายหยาบ	4.75 – 2 (#10)
ทรายปานกลาง	2 – 0.425 (#40)
ทรายละเอียด	0.425 – 0.075 (#200)
ทรายแป้ง	0.075 – 0.005 หรือ 0.002
ดินเหนียว	0.005 หรือ 0.002 – 0.001
แขวนลอย	เล็กกว่า 0.001

2.5 การกระจายตัวของเม็ดดิน

ดังกล่าวมาแล้วว่า ขนาดของเม็ดดินมีหลายขนาด ตั้งแต่ใหญ่ไปจนถึงเล็ก และในดินตัวอย่างหนึ่งๆ นั้น อาจจะประกอบไปด้วยเม็ดดินขนาดต่าง ๆ กันหลายขนาดรวมกัน ดังนั้นในทางปฏิบัติ จึงหาว่าดินในแต่ละตัวอย่างมีขนาดไหน อย่างละเท่าไร จากการคำนวณเป็นเปอร์เซ็นต์โดยน้ำหนัก แล้วนำมาเขียนเส้นสัมพันธ์ระหว่างขนาดของเม็ดดินกับจำนวนเปอร์เซ็นต์ เรียกว่า เส้นกราฟการกระจายตัวของเม็ดดิน ดังภาพที่ 2.2



ภาพที่ 2.2 เส้นกราฟการกระจายตัวของเม็ดดิน

จะเห็นได้ว่าการกระจายตัวของเม็ดดินมีหลายแบบ อาจแบ่งได้ดังนี้

Well graded เม็ดดินมีขนาดต่างๆ กัน คละกันอย่างเหมาะสม ตั้งแต่ขนาดใหญ่ไปจนถึงขนาดเล็ก

Poorly graded แบ่งย่อยได้เป็น

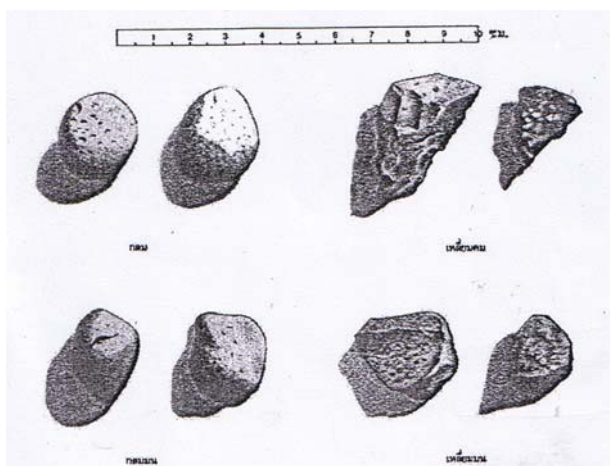
Uniform graded เม็ดดินมีขนาดเดียวกันเป็นส่วนใหญ่

Gap graded หรือ Skip graded มีแต่ขนาดใหญ่และขนาดเล็ก ขนาดปานกลางมีน้อยมาก หรือไม่มี หรือขนาดใดขนาดหนึ่ง

2.6 รูปร่างของเม็ดดิน

เนื่องจากเม็ดดินประกอบด้วยแร่ธาตุต่างๆ มารวมกัน ดังนั้นจึงมีรูปร่างต่างกันออกไป รูปร่างของเม็ดดินจะมีอิทธิพลทำให้คุณสมบัติทางฟิสิกส์ของดินเปลี่ยนไป โดยทั่วไปส่วนใหญ่รูปร่างของเม็ดดินจะเป็นดังนี้

2.6.1 เป็นก้อนหรือเป็นเม็ด (Bulky หรือ Equidimension grains) อาจมีลักษณะกลมมน เหลี่ยมมนและเหลี่ยมคม ดังภาพที่ 2-3 ดินพวกเม็ดหยาบ เช่น กรวด ทราย ซึ่งประกอบด้วยแร่ธาตุพวก Quartz และFeldspar ดินที่ประกอบด้วยรูปร่างของเม็ดดินชนิดนี้สามารถจะรับน้ำหนักได้มาก และยุบตัวน้อย โดยเฉพาะอย่างยิ่งถ้ารูปร่างเป็นเหลี่ยมคม แรงสั่นสะเทือนและแรงกระทำทำให้มันอัดตัวกันแน่นได้ง่าย



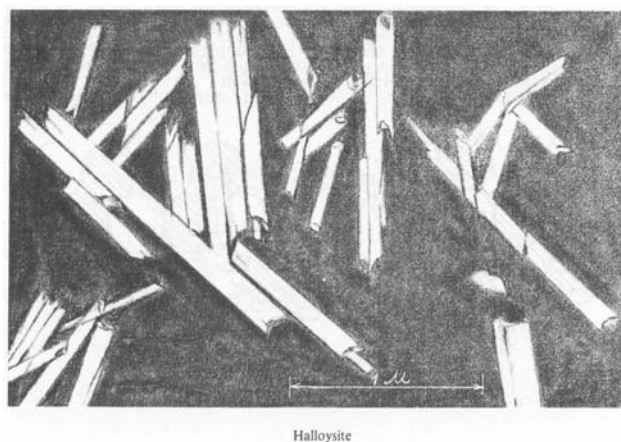
ภาพที่ 2.3 รูปร่างของเม็ดดินแบบเป็นก้อนหรือเป็นเม็ด

2.6.2 เป็นแผ่นหรือเป็นเกล็ด (Flaky หรือ Plate-like grains) มีลักษณะเป็นแผ่นแบนและบางคล้ายใบไม้ ดังภาพที่ 2.4 ได้แก่พวกเม็ดละเอียด เช่น ตะกอนทราย ดินเหนียว ซึ่งประกอบด้วยแร่ธาตุพวก Mica และ Clay minerals บางชนิด เช่น Kaolinite ดินที่ประกอบด้วยรูปร่างของเม็ดดินนี้จะถูกอัดและยุบตัวได้ง่ายภายในน้ำหนักคงที่คล้ายใบไม้แห้ง หรือ กระจายหลวมๆในตะกร้า แต่จะมั่นคงต่อแรงกระแทกหรือแรงสั่นสะเทือนมากกว่า



ภาพที่ 2.4 เม็ดดินแบบแผ่นหรือแบบเกล็ด

2.6.3 เป็นเส้น (Elongated หรือ Needle-like grains) มีลักษณะยาวคล้ายเข็ม ดังภาพที่ 2.5 ส่วนมากจะเป็นรูปร่างของพวก Clay mineral ชนิด Halloysite พวกใยหิน ซึ่งถ้าเขาไฟบางชนิดและพวกอินทรีย์สาร เช่น Peat

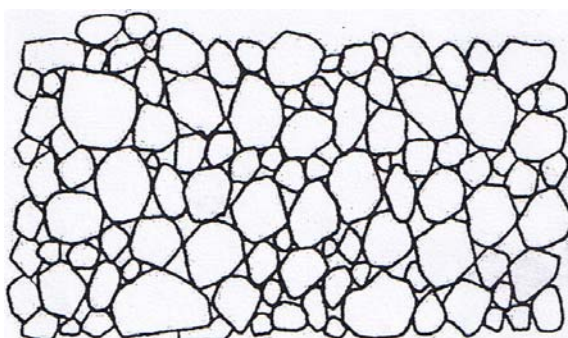


ภาพที่ 2.5 รูปร่างของเม็ดดินแบบเป็นเส้น

2.7 โครงสร้างของดิน

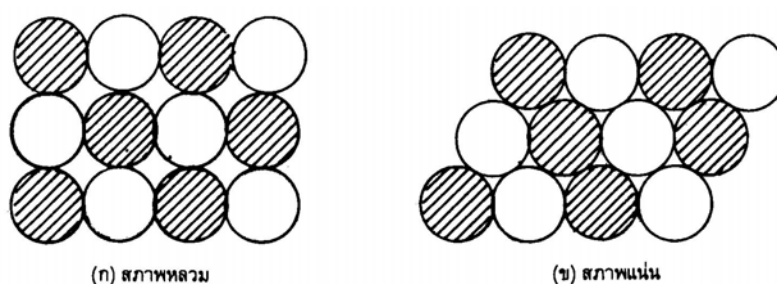
โครงสร้างของดินก็คือการจัดเรียงตัวกันของเม็ดดิน โครงสร้างของเม็ดดินตามธรรมชาติจะเป็นผลมาจากแรงดึงดูดที่ผิวของเม็ดดิน และแรงดึงดูดของโลก ซึ่งจะขึ้นกับขนาดและรูปร่างของเม็ดดินรวมทั้งแร่ธาตุที่ประกอบกันเป็นเม็ดดิน ดังนั้น จึงมีผลต่อคุณสมบัติของดินเป็นอย่างมาก สามารถแบ่งได้ดังนี้

2.7.1 โครงสร้างเม็ดเดี่ยว (Single-grained Structure) ส่วนใหญ่เป็นโครงสร้างของพวกทรายหรือตะกอนทรายที่มีขนาดใหญ่กว่า 0.02 มม.เม็ดดินพวกนี้เมื่อตะกอนทับถมกันจะเรียงตัวกันเป็นแบบเม็ดซ้อนกันอยู่ ดังภาพที่ 2.6 โดยปกติจะอยู่ในสภาพหลวมๆ เมื่อรับน้ำหนักหรือการสั่นสะเทือน เม็ดดินเหล่านี้จะขยับตัวและอยู่ในสภาพแน่น ดังนั้นการทรุดตัวจะเกิดขึ้นทันทีที่รับน้ำหนัก และการทรุดตัวต่อไปจะมีน้อยมากหรือไม่



ภาพที่ 2.6 โครงสร้างของดินแบบเม็ดเดี่ยว

อัตราส่วนช่องว่าง (Void ratio) ของโครงสร้างของชนิดดินชนิดนี้จะมีค่าต่างกัน ขึ้นอยู่กับลักษณะการจัดเรียงตัวของเม็ดดินว่าอยู่ในสภาพใด เช่น อยู่ในสภาพหลวมแบบภาพที่ 2.7 (ก) จะมีอัตราส่วนช่องว่างมากและอยู่ในสภาพแน่นแบบภาพที่ 2.7 (ข) จะมีอัตราส่วนช่องว่างน้อย



ภาพที่ 2.7 สภาพการจัดเรียงตัวของเม็ดดิน

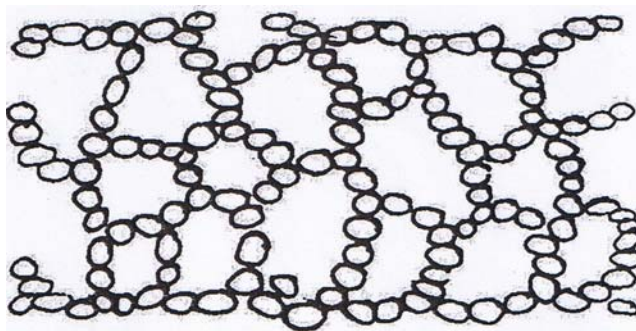
ค่าอัตราส่วนช่องว่างของดินพวกกรวด-ทราย (Granular soil) ดูได้จากตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2.2 อัตราส่วนช่องว่างของพวกดินพวก กรวด-ทราย

ชนิดของดิน	อัตราส่วนช่องว่าง (e)	
	มากที่สุด	น้อยที่สุด
กรวด	0.60	0.30
ทรายหยาบ หรือทรายที่มีขนาดกละ	0.75	0.35
ทรายละเอียด	0.85	0.40
ทรายที่มีขนาดเม็ดเดียวกัน	0.85	0.50
ทราย Ottawa มาตรฐาน	0.80	0.50
ทรายที่มีกรวดปน	0.70	0.20
ทรายที่มีตะกอนทรายปน	1.00	0.40
กรวดและทรายที่มีตะกอนทรายปน	0.85	0.15
กรวดที่มีทรายและตะกอนทรายปน	0.65	0.25
ทรายและตะกอนทรายพวก Mica	1.25	0.80

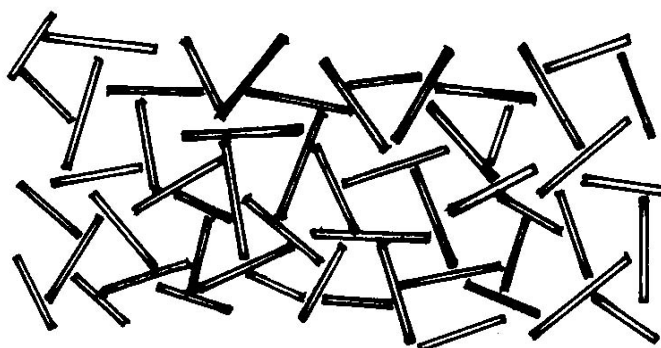
2.7.2 โครงสร้างแบบรวงผึ้ง (Honeycomb structure) เป็นโครงสร้างของพวกตะกอนที่มีขนาดเล็กกว่า 0.02 มม. เม็ดดินพวกนี้จะตกตะกอนและเกาะติดกันเป็นรูปโคงและเกี่ยวกันเป็นวงแบบรวงผึ้งดังภาพที่ 2.8 โครงสร้างแบบนี้จะมีอัตราส่วนช่องว่างสูงมากและรับน้ำหนักได้จำกัด ถ้า

น้ำหนักที่กระทำมากพอที่จะทำให้ลายรูปร่างของเม็ดดินที่เกาะเกี่ยวกันนี้ได้ โครงสร้างของดินก็จะเปลี่ยนไป คล้ายกับเป็นโครงสร้างของเม็ดเดี่ยว และอัตราส่วนของช่องว่างก็จะลดลงอย่างมาก ดังนั้นอาคารที่สร้างบนโครงสร้างของดินชนิดนี้อาจจะพังทลายลงได้ เนื่องจากการลดลงของปริมาตรดินเมื่อโครงสร้างถูกทำลาย ทำให้เกิดการทรุดตัวอย่างมาก



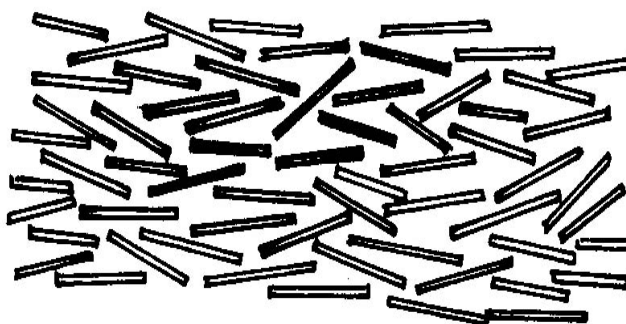
ภาพที่ 2.8 โครงสร้างแบบรวงผึ้ง

2.7.3 โครงสร้างแบบประเกอะระกะ (Flocculent structure) เป็นโครงสร้างของพวกดินพวกดินเหนียว ซึ่งเกิดจากการตกตะกอนในน้ำทะเล และผลลัพท์จากกประจุไฟฟ้าของเม็ดดิน ทำให้เมื่อเม็ดดินตกตะกอนและทับถมกันนั้น จัดเรียงตัวแบบประเกอะระกะ เม็ดดินจะยึดติดกันด้วยแรงดึงดูดระหว่างผิวที่จุดสัมผัสได้เป็นโครงสร้างแบบประเกอะระกะ ดังภาพที่ 2.9 ดังนั้นโดยทั่วไปแล้วโครงสร้างของดินชนิดนี้จะไม่มั่นคง มีช่องระหว่างเม็ดดินมาก เมื่อมีน้ำหนักมากกระทำ จุดสัมผัสอาจจะแตกหรือหลุด โครงสร้างบางส่วนจะถูกทำลายหรือเปลี่ยนแปลงไป ทำให้เกิดการยุบตัวลง ช่องว่างจะลดลง ดินก็จะทรุดตัว



ภาพที่ 2.9 โครงสร้างของดินเหนียวแบบประเกอะระกะ

2.7.4 โครงสร้างแบบเป็นระเบียบ (Dispersed structure) เป็นโครงสร้างของดินพวกดินเหนียว ซึ่งเกิดจากการตกตะกอนในน้ำจืด และผลลัพธ์จากประจุไฟฟ้าของเม็ดดินทำให้เม็ดดินขณะตกตะกอนทับถมกันเกิดการเรียงตัวแบบ Face-to-face ได้เป็นโครงสร้างแบบเป็นระเบียบ ดังภาพที่ 2.10 หรือเป็นโครงสร้างของดินเหนียวแบบระเกะระกะเมื่อถูกแรงหรือน้ำหนักกระทำก็จะเกิดการเรียงตัวใหม่เป็นโครงสร้างแบบเป็นระเบียบ



ภาพที่ 2.10 โครงสร้างแบบเป็นระเบียบ

2.8 การแบ่งชนิดของดินเหนียว

แร่ดินเหนียวมีด้วยกันหลายชนิด แต่ที่พบบ่อยมากภายในประเทศไทยมี 3 ชนิด คือ

- 1) คาโอลิไนท์ (Kaolinite)
- 2) มอนต์โมริลโลไนท์ (Montmorillonite)
- 3) อิลไลท์ (Illite)

1. คาโอลิไนท์ (Kaolinite) ประกอบด้วยโครงสร้างพื้นฐาน Silica Unit และ Gibbsite Unit สลับกันแต่ละหน่วยเป็นแผ่นบางมีความหนาประมาณ $7.2 \text{ \AA}$ สามารถเขียนสูตรทางเคมีได้ คือ $(\text{OH})_8\text{Al}_4\text{Si}_4\text{O}_{10}$ เม็ดดิน Kaolinite ในเม็ดหนึ่งอาจประกอบไปด้วยหน่วยเหล่านี้จำนวน 70 ถึง 100 หน่วย แต่ละหน่วยยึดเหนี่ยวกันด้วย Hydrogen Bonds และ Van der Waals Bonds การยึดเหนี่ยวกันด้วย Hydrogen Bonds และ Van der Waals Bonds ทำให้โครงสร้างของ Kaolinite เป็นดินที่มีค่าการขยายตัว (Activity) ต่ำ พื้นผิวจำเพาะประมาณ $15 \text{ m}^2/\text{g}$

2. อิลไลท์ (Illite) เป็นดินซึ่งเกิดจากการผุกร่อนทางเคมีของแร่ Muscovite (Mica) มีสูตรทางเคมี คือ $(\text{OH})_4\text{K}_y(\text{Si}_{8-y}\text{Al}_y)(\text{Al}_4\text{Mg}_6\text{Fe}_4\text{Fe}_6)\text{O}_{20}$ เมื่อค่า y มีค่าระหว่าง 1.0 ถึง 1.5 หน่วย โครงสร้างของเม็ดดินประเภท Illite ประกอบด้วย Gibbsite Units ประกอบด้วยไว้ด้วย Silica Units ทั้งด้านบนและด้านล่างหน่วยโครงสร้างแต่ละหน่วยจะยึดเหนี่ยวกันอยู่ได้โดย Potassium Ions และ

Van der Waals Forces การยึดเหนี่ยวในลักษณะนี้ทำให้โครงสร้างของ Illite มีความแข็งแรงและความมันคงน้อยกว่า Kaolinite พื้นผิวจำเพาะประมาณ $80 \text{ m}^2/\text{g}$

3. มอนเมอร์ริลโลไนท์ (Montmorillonite) เป็นแร่ดินเหนียวอีกประเภทหนึ่ง เขียนเป็นสูตรทางเคมีได้รูป $(\text{OH})_4\text{Si}_8\text{Al}_4\text{O}_{20}\text{nH}_2\text{O}$ หน่วยโครงสร้างพื้นฐานมีลักษณะเช่นเดียวกับ Illite คือประกอบด้วย Gibbsite Units ประกอบด้วย Silica Unit ทั้งด้านบนและด้านล่าง แต่หน่วยโครงสร้างยึดเหนี่ยวกันอยู่ได้โดย Van der Waals Forces และมีโมเลกุลของน้ำแทรกอยู่ระหว่างหน่วยโครงสร้างทำให้การยึดเหนี่ยวไม่แข็งแรงและมันคงเท่ากับการยึดเหนี่ยวโดย Hydrogen Bonds ใน Kaolinite และ Illite นอกจากนี้ยังมีการแทนที่ของอะตอมโลหะในลักษณะของ Isomorphous Substitution เกิดขึ้น เช่น Silicon ใน Silica Tetrahedron Unit ถูกแทนที่ด้วยแมกนีเซียม (Mg) ธาตุเหล็ก (Fe) ธาตุลิเทียม (Li) ธาตุสังกะสี (Zn) เป็นต้น การแทนที่ในลักษณะ Isomorphous Substitution นี้เป็นการแทนที่โดยอะตอมของธาตุที่มีวาเลนซ์ไม่เท่ากัน ทำให้เกิดประจุไฟฟ้าอิสระเกิดขึ้นหลังจากการแทนที่ เป็นผลให้มีความสามารถในการดึงดูดโมเลกุลของน้ำเข้ามาแทรกตัวอยู่ระหว่างหน่วยโครงสร้างทำให้ Montmorillonite เป็นดินที่มีการขยายตัวสูงกว่าพื้นผิวจำเพาะประมาณ $800 \text{ m}^2/\text{g}$

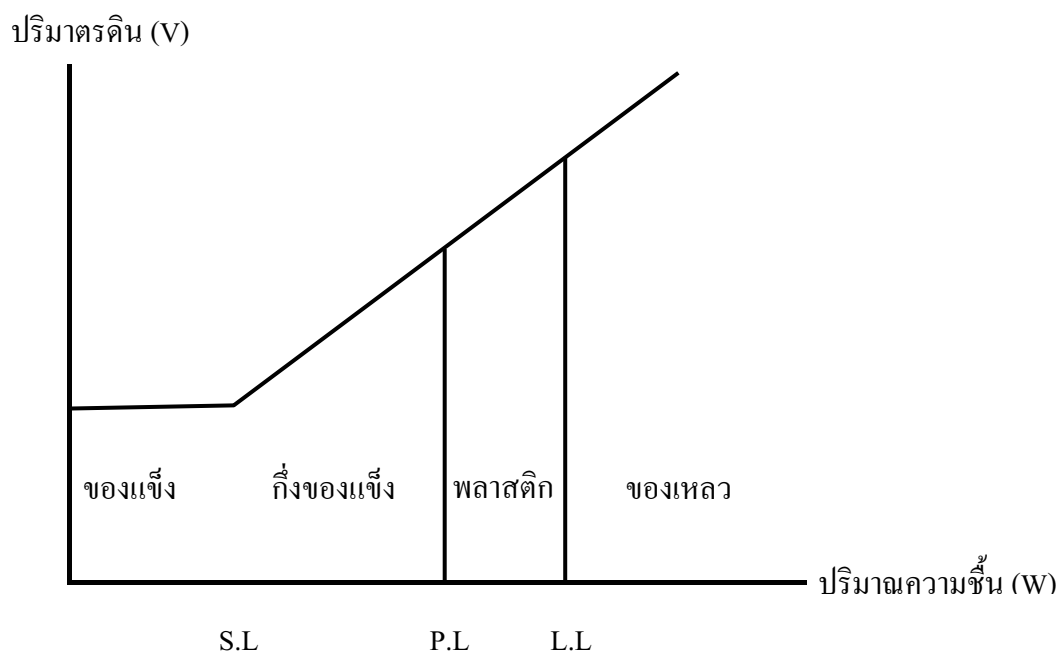
2.9 สถานภาพของดิน

ดินพวกเม็ดละเอียด โดยเฉพาะดินเหนียว จะมีคุณสมบัติเปลี่ยนไปตามจำนวนน้ำที่มีอยู่ในดินและจำนวนน้ำในดินจะมีความสำคัญต่อสถานภาพของดิน เพราะจะทำให้ดินอยู่ในสภาพต่าง ๆ กัน เช่น ดินอาจมีสถานภาพเป็นของเหลว (Liquid state) เมื่อมีน้ำมาก จนกระทั่งเนื้อดินมีลักษณะคล้ายของเหลวข้น ไม่สามารถทรงรูปอยู่ได้ และเมื่อปริมาณน้ำลดลง ดินก็จะมีสถานภาพเป็นพลาสติก (Plastic state) มีลักษณะเหนียวสามารถปั้นเป็นรูปต่างๆ ได้ง่ายโดยไม่มีรอยแตกร้าว และเมื่อปริมาณน้ำลดลงอีก ดินก็จะมีสภาพเป็นวัสดุกึ่งของแข็ง (Semi-solid state) เพราะ ปั้นเป็นรูปต่างๆ ได้ยาก มักจะมีรอยแตกร้าว จนในที่สุดอาจมีสภาพเป็นของแข็ง (Solid state) เมื่อมีปริมาณน้ำน้อยมากหรือไม่มีเลย ปริมาณน้ำที่เป็นจุดแบ่งสถานภาพต่างๆ ของดินเรียกว่า Consistency Limit หรือ Atterberg's Limits ดังแสดงในภาพที่ 2.11 ได้แก่

Liquid Limit (L.L) คือ ปริมาณน้ำในดินที่จุดซึ่งดินเริ่มเปลี่ยนสถานภาพจากของเหลวเป็นพลาสติก หรือคือปริมาณน้ำที่น้อยที่สุดที่ดินสามารถไหลไปได้ด้วยน้ำหนักของดินเอง

Plastic Limit (P.L) คือ ปริมาณน้ำในดินที่จุดซึ่งดินเริ่มเปลี่ยนสถานภาพจากพลาสติกเป็นวัสดุกึ่งของแข็ง หรือปริมาณน้ำที่น้อยที่สุด ที่ดินสามารถถูกคลึงเป็นเส้นกลม มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 3.2 มม. (1/8 นิ้ว) ได้โดยไม่เกิดรอยแตกที่ผิว

Shrinkage Limit (S.L) คือ ปริมาณน้ำในดินที่จุดซึ่งดินเริ่มเปลี่ยนสถานภาพจากวัสดุกึ่งของแข็งเป็นของแข็ง หรือ ปริมาณน้ำที่มากที่สุด ซึ่งถึงแม้ว่าจะมีการสูญเสียน้ำอีกต่อไปก็ไม่ทำให้ดินหดตัวหรือลดปริมาณลง



ภาพที่ 2.11 สถานภาพของดินเหนียว

2.10 ลักษณะชั้นดินในบริเวณกรุงเทพมหานคร

กรุงเทพมหานครตั้งอยู่บนที่ราบลุ่มเจ้าพระยา (Chan Phraya Plain) ซึ่งมีอาณาเขตทางทิศเหนือประมาณ 30 กิโลเมตร จากอ่าวไทยที่ราบลุ่มเจ้าพระยานี้มีอาณาเขตทางทิศตะวันตกจรดกับเทือกเขาตะนาวศรี และมีทิศตะวันออกจรดกับที่ราบสูงโคราช ความกว้างเฉลี่ยของที่ราบลุ่มนี้ประมาณ 100 กิโลเมตร

ในทางวิศวกรรม สามารถแบ่งชั้นดินบริเวณกรุงเทพฯ นี้ออกได้เป็น 4 ชั้นด้วยกันดังนี้

1. ชั้นผิวหน้า (Top Soil) มีลักษณะดินผิวบนแข็ง สีนํ้าตาลไหม้มีความลึกประมาณ 0.5 เมตร
2. ชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) เป็นชั้นดินเหนียวอ่อนปะปนกับดินตะกอนสีเทา มีกำลังต่ำ และค่าความสามารถในการยุบตัวสูง
3. ชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางถึงแข็งมาก (Medium to Very Stiff Clay) เป็นชั้นที่มีสีเขียวปน

เหลืออยู่ ในช่วงถัดจากดินเหนียวอ่อนลงไป หนาประมาณ 5-6 เมตร

4. ชั้นทรายชั้นแรก (First Sand) เป็นชั้นดินเหนียวที่มีทรายผสมคละอยู่ด้วย มีความหนาประมาณ 10-15 เมตร ถัดจากชั้นทรายชั้นแรกลงไปจะเป็นดินเหนียวสลับกันไปกับชั้นทรายลงไปเรื่อยๆ

การแบ่งชั้นดินนี้แบ่งตามสภาพการตกตะกอนทางธรณีวิทยา ชั้นดินเหนียว 3 ชั้นแรกมักจะเรียกว่า ดินเหนียวกรุงเทพฯ (Bangkok Clay)

ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ คือ ดินที่มีความลึกประมาณ 10-18 เมตร เป็นดินที่มีขนาดเล็กมาก โดยเฉพาะบริเวณกรุงเทพฯ และปริมณฑลที่ติดกับด้านอ่าวไทยชั้นดินเหนียวอ่อนดังกล่าวจะมีความหนาแน่นขึ้น (Bulk Unit Weight) ประมาณ 1.3 – 1.6 ตันต่อลูกบาศก์เมตร ปริมาณน้ำตามธรรมชาติ (w) ประมาณ 60 – 100 %

2.11 ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ (Portland Cement)

ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์เป็นผลผลิตที่ได้จากการบดเม็ดปูนให้ละเอียด ซึ่งมีส่วนประกอบที่สำคัญเป็นออกไซด์ของธาตุ คัลเซียม – ซิลิกอน และอลูมิเนียม โดยมีอัตราส่วนผสมที่พอเหมาะเพื่อให้ได้คุณสมบัติตามต้องการ วัสดุที่ใช้ผลิตแบ่งออกเป็น 2 ประเภท คือ ประเภทที่ให้ธาตุคัลเซียม ได้แก่ หินปูน (Limestone), ดินสอพอง (Chalk), ดินปูนขาว (Marl), และหินชนวน (Slate) นอกจากนี้ยังมีวัตถุดิบอื่นๆ อีก เช่น แร่เหล็ก (Iron Ore) ให้เพื่อเพิ่มปริมาณเหล็กให้ได้ตามต้องการ ในกรณีที่หินเชลล์หรือดินเหนียวที่ใช้มีกรรมวิธีการผลิตปูนซีเมนต์ประกอบด้วยการบดวัตถุดิบต่างๆ ให้ละเอียดแล้วนำมาผสมในอัตราส่วนที่พอเหมาะ ป้อนเข้าเตาเผาซึ่งส่วนใหญ่ในปัจจุบันเป็นแบบเตาเผาหมุน (Rotary Klin) ส่วนผสมของวัตถุดิบเมื่อถูกความร้อนสูงพอที่จะหลอมตัวเป็นปูนเม็ด (Clinker) ปูนเม็ดจะถูกลดอุณหภูมิ แล้วนำไปบดละเอียดรวมกับยิปซัม และนั่นคือ ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ การทำให้ปูนเม็ดเย็นตัวเร็วจะทำให้ปูนเม็ดบดได้ง่ายขึ้นและทำให้ปูนซีเมนต์ที่ได้มีกำลังรับแรงในระยะแรกดีขึ้น แต่ถ้าปูนเม็ดถูกทำให้เย็นตัวลงแล้วถูกบดรวมกับยิปซัมในเครื่องบดปูนซีเมนต์ (Cement Mill) ปริมาณยิปซัมมีประมาณ 3-5 % เพื่อไม่ให้ปูนก่อตัวอย่างฉับพลัน (Flash Setting) หลังจากที่พักผสมกับน้ำ ปูนซีเมนต์ที่ละเอียดกว่าจะก่อตัวและให้กำลังความแข็งแรงได้เร็วกว่า ส่วนปูนซีเมนต์ที่หยาบจะทำให้เกิดการคายน้ำได้มากกว่าปูนซีเมนต์ที่ละเอียด

2.11.1 ส่วนประกอบทางเคมีที่สำคัญ

องค์ประกอบที่สำคัญของปูนซีเมนต์ จะมีส่วนประกอบทางเคมี โดยมีออกไซด์ของธาตุต่างๆ ที่สำคัญ เช่น ออกไซด์ของธาตุ แคลเซียม ซิลิกา และ เหล็ก เป็นต้นดังได้แสดงเปอร์เซ็นต์ออกไซด์ของธาตุต่างๆ ที่มีในปูนซีเมนต์ ดังตารางที่ 2.3

ตารางที่ 2.3 ส่วนประกอบทางเคมีของปูนซีเมนต์ (ASTM C150 – 72)

ออกไซด์ของธาตุต่างๆ	เปอร์เซ็นต์
แคลเซียม (Ca O)	60 - 65
ซิลิกา (Si O ₂)	20 - 25
เหล็ก (Fe ₂ O ₃)	7 - 12

โดยออกไซด์ของธาตุเหล่านี้จะรวมตัวอยู่ในรูปของสารประกอบ ซึ่งแบ่งออกได้เป็น 4 ชนิด คือ

1. TRICALCIUM SILICATE ($3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$) ชื่อย่อ C_3S ซึ่งจะทำให้ปูนซีเมนต์สร้างกำลังได้เร็ว
2. DICALCIUM SILICATE ($2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$) ชื่อย่อ C_2S ซึ่งจะทำให้ปูนซีเมนต์สร้างกำลังได้ช้า
3. TRICALCIUM ALUMINATE ($4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$) ชื่อย่อ C_4A ซึ่งจะทำให้ปูนซีเมนต์เกิดปฏิกิริยาเริ่มแข็งตัวและยิบซั่มเป็นตัวหน่วงให้ปูนซีเมนต์แข็งตัวตามต้องการ
4. TETRACALCIUM ALUMINO FERRITE ($4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$) ชื่อย่อ C_4AF ซึ่งทำให้ปูนซีเมนต์มีกำลังรับแรงในระยะหลัง

ปูนซีเมนต์แต่ละประเภทจะมีสารประกอบทั้ง 4 นี้อยู่ในปริมาณที่ต่างกันออกไป ซึ่งทำให้คุณสมบัติของปูนซีเมนต์ที่มีสารประกอบต่าง ๆ กันนี้มีคุณสมบัติที่ต่างกันออกไป ทั้งนี้เพื่อเหมาะกับการงานในลักษณะที่มีความต้องการต่างกันออกไป เช่น สำหรับงานฐานรากใต้น้ำ จะต้องการปูนซีเมนต์ที่ทำปฏิกิริยาโดยเร็ว และงานที่มีปริมาณคอนกรีตมากจะต้องการปูนซีเมนต์ที่มีปริมาณความร้อนที่ให้ออกมาน้อย คุณสมบัติของสารประกอบที่มีต่อปูนซีเมนต์ได้แสดงไว้ ดังตารางที่ 2.4

อยู่รอบตัวมันเพื่อจะฟอร์มอณู ซึ่งคล้ายกับอณูของธาตุเดิมของ Tobermorite มีลักษณะเหมือนวุ้น ซึ่งบางครั้งเรียกว่า Tobermorite Gel หรือ Cement Gel ซึ่งจะขยายตัวขึ้นเรื่อยๆ ครอบงำที่ CSH และ CAH ยังทำปฏิกิริยากับน้ำอยู่ Cement Gel ขยายตัวขึ้นจนเต็มโพรง Void ของซีเมนต์เพส (Cement Paste) การที่ Cement Gel ขยายตัวขึ้นเรื่อยๆ นี้ทำให้กำลังของวัสดุซึ่งมีซีเมนต์เป็นส่วนผสมนั้นมียกกำลังเพิ่มขึ้นตามอายุ

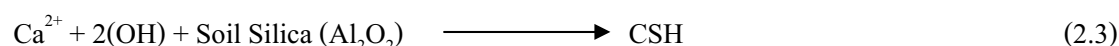
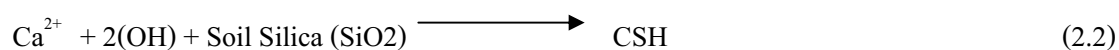
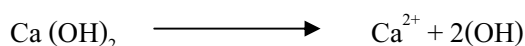
ตารางที่ 2.4 คุณสมบัติของสารประกอบที่มีในปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ (ASTM C150 – 72)

คุณสมบัติ	TRICALCIUM SILICATE	DICALCIUM SILICATE	TRICALCIUM ALUMINATE	TETRACALCIUM ALLUMINO FERRITE
ค่าความเป็นซีเมนต์	ดี	ดี	ไม่ดี	ไม่ดี
(CEMENTING VALUE)				
อัตราของปฏิกิริยา	ปานกลาง	ช้า	เร็ว	ช้า
(RATE OF REACTION)				
ปริมาณของความร้อนที่ให้ออกมา	ปานกลาง	ช้า	มาก	น้อย
(AMOUNT OF HEAT LIBERATED)				

2.12 วิธีการพัฒนากำลังของ Soil - Cement

หลักการพัฒนากำลังรับแรงอัดของ Soil - Cement เกิดปฏิกิริยา Cement Hydration ที่เกิดใน Soil - Cement เมื่ออนุภาคซีเมนต์สัมผัสกับน้ำ ซีเมนต์จะทำปฏิกิริยากับน้ำ ได้ปฏิกิริยา Cement Hydration ผลของปฏิกิริยาเคมีดังกล่าวจะก่อให้เกิดสาร Calcium Silicate Hydrate (CSH), Calcium Aluminate Hydrate (CAH) และ Calcium Hydroxide ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) สาร CSH และ CAH จะเป็นตัวเกาะยึด โดยสามารถเกาะยึดมวลเม็ดดินเข้าด้วยกัน ทำให้รวมตัวกันเป็นมวลดินขนาดใหญ่ที่มีความแข็งแรงสูงขึ้น $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ที่เกิดขึ้นจะทำปฏิกิริยากับ Soil Silicate และ Soil Alumina ในดินต่อไปอีก ทำให้เกิดสาร CSH และ CAH เพิ่มเติมจากปฏิกิริยาที่เกิดจากซีเมนต์โดยตรง

ปฏิกิริยา Cement Hydration สามารถเขียนเป็นสมการได้ดังนี้



ดังนั้น จะเห็นได้ว่าผลของปฏิกิริยา Cement Hydration ในดินจะก่อให้เกิดสาร CSH และ CAH ซึ่งมีคุณสมบัติเป็นตัวเกาะยึด ดังแสดงไว้ในสมการ (2.1), (2.2) และ (2.3) สมการที่ (2.1) เป็นสมการที่แสดงว่า CSH และ CAH เกิดจาก Cement Hydration โดยตรงดังนั้นจึงเรียกว่า ปฏิกิริยาแรก (Primary Reaction) สมการที่ (2.2) และ (2.3) เป็นสมการที่แสดงว่า CSH และ CAH เกิดจาก

ปฏิกิริยาต่อเนื่องระหว่างกับ Ca(OH)_2 Silica และ Alumina ในดิน ดังนั้นจึงเรียกว่า ปฏิกิริยาที่ 2 (Secondary Reaction) ในมวลดินที่มีขนาดเม็ดละเอียดแรงยึดเกาะกันประกอบด้วย Mechanical Interlock และ Chemical Cementation ซึ่งเกิดปฏิกิริยาระหว่างซีเมนต์กับ Silica และ Alumina ปฏิกิริยานี้เกิดขึ้นตามผิวของเม็ดดินโดยจะเข้าไปในน้ำที่เกาะอยู่รอบๆผิวเม็ดดินออกไปแล้วทำให้เกิดเป็นสารประกอบ CSH และ CAH เข้าไปแทนที่อยู่รอบๆ เม็ดดินทำให้เม็ดดินเกิดการเชื่อมกัน ในมวลดินที่มีขนาดเม็ดหยาบ เมื่อเกิด Cement Hydration การยึดเกาะกันของเม็ดดินคล้ายกับคอนกรีต ต่างกันที่ Cement Paste ไม่ไปช่วยอุดช่องว่างระหว่างอนุภาคของดิน แรงเชื่อมแน่นยึดติดกัน เนื่องจากแรงยึดเหนี่ยวทางด้าน Mechanical Interlock และ Chemical Cementation มวลดินที่มีขนาดเดียวกันตลอด (Uniform Grade) จะมีพื้นที่สัมผัสน้อย การใช้ปูนซีเมนต์ต้องมีปริมาณมากกว่าดินที่มีขนาดแตกต่างกัน

การศึกษาเกี่ยวกับดินผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์โดยวิธีผสมลึก จากการศึกษาในสมัยแรกๆ ในประเทศสวีเดน และประเทศญี่ปุ่น โดยใช้ Quicklime เพื่อจะเพิ่มกำลังให้แก่ดินอ่อน และ การใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ผสมกับ Marine Clay ผลจากการศึกษาผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ (Ordinary Portland Cement, OPC) กับ Marine Clay ตาม Saitoh et al. (1979) ซึ่งสามารถอธิบายได้เป็น 3 ชั้น ดังนี้

- ชั้นที่ 1 ปฏิกิริยาไฮเดรชันของ OPC จะทำให้เกิด Ca(OH)_2 ประมาณร้อยละ 25 โดยน้ำหนักของปูนซีเมนต์
- ชั้นที่ 2 ดินเหนียวจะถูกเคลือบ (Adsorption) ด้วย Ca(OH)_2 เรียกว่า Cation Exchange Reaction
- ชั้นที่ 3 เมื่อแร่ดินเหนียวผสมกับ Ca(OH)_2 ก็จะเกิดปฏิกิริยาปอซโซลานิก (Pozzolanic Reaction) ระหว่างแร่ดินเหนียวกับ Ca(OH)_2

ผลสุดท้ายของการปรับปรุงดินตามวิธีนี้จะทำให้ดินแข็งแรงขึ้น รวมกันเป็นเม็ดโตขึ้น เนื่องจากขบวนการไฮเดรชัน และปฏิกิริยาปอซโซลานิก การปรับปรุงดินโดยวิธีผสมลึกจะประสบความสำเร็จมากน้อยแค่ไหน ขึ้นอยู่กับดินที่เราทำการปรับปรุงคุณภาพจะสามารถเคลือบผิว (Adsorption) ด้วย Ca(OH)_2 ได้มากน้อยแค่ไหนและปฏิกิริยาปอซโซลานิกจะเกิดขึ้นได้มากอย่างต่อเนื่องหรือไม่ จากการศึกษาของ Saiton et al. (1985) พบว่าในการปรับปรุงดินโดยวิธีผสมลึกด้วย OPC โดยผสม Blast Furnace Slag จะได้ผลดีกว่าผสม Quicklime หรือ CaO และ Slaked Lime สารผสมเพิ่มที่ใช้ในการปรับปรุงคุณสมบัติของดิน ซึ่งในการปรับปรุงคุณภาพดินนั้นจะต้องมีการพิจารณาถึงคุณสมบัติของดิน เพื่อนำสารผสมเพิ่มไปใช้ให้เหมาะสมโดยปกติแล้วจะใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ทั้งดินเหนียวอ่อนและดินทราย ส่วนปูนขาวใช้เฉพาะกับดินเหนียวแสดงในตารางที่ 2.5

ตารางที่ 2.5 Stabilization response of major soil components (Broms, B.B and Boman,P., 1975)

Dominant Soil Component	Recommended Stabilizers	Comments
Organic Mater	Mechanical	Other methods ineffective
Sand	Clay Lome	For mechanical stability
	Cement	For density and cohesion
	Bitumens	For Cohesion
Silts	None Known	
Allophanes	Lime	For pozzolanic strength and densification
Kaolin	Sand	For mechanical stability
	Cement	For early strength
	Lime	For workability and later strength
Lllite	Cement	As for Kaolin
	Lime	As for Kaolin
Montmorillonite	Lime	For workability and early strength
Chlorite	Cement	Theoretical (Reported Stabilization Experience is Sparse)

2.13 ชนิดของ Cement Stabilization

2.13.1 Soil Cement

ปริมาณซีเมนต์ที่เหมาะสมทำให้วัสดุที่ใช้ในการก่อสร้างมีความแข็งแรง และความคงทน ปริมาณความชื้นที่เหมาะสมจะทำให้เกิดปฏิกิริยาไฮเดรชันของซีเมนต์และดินการบดอัด ผสมของดินซีเมนต์ทำให้ได้ความหนาแน่นสูงขึ้น ผลทดสอบของวัสดุที่มี Well - Defined ด้านทานต่อความชื้นและโครงสร้างกลไกของแรง มาตรฐานของการทดสอบในห้องปฏิบัติการจะพัฒนาการปฏิบัติงานและทำนายค่าของผลการทดสอบของดินซีเมนต์ เช่น ความแข็งแรง, ความคงทน, ความรู้สึกไวต่อน้ำ k , permeability และการต้านทานการแข็งตัวของน้ำ โดยปกติ ดินซีเมนต์ ใช้สำหรับปรับปรุงพื้นทางของถนนของ Flexible Pavement และ Rigid Pavement ชั้นรองพื้นทาง, งานดินถม, งานเชื่อมดิน, ชั้นรองอ่างเก็บน้ำ, ฐานรากอาคาร, คูระบาย และสำหรับป้องกันการแข็งตัวของน้ำ และการเสริมกำลังของชั้น Load – Bearing

2.13.2 Cement - Modified Soil

Cement - Modified Soil จะไม่ทำให้วัสดุมีความแข็งแรงขึ้นหรือทำให้วัสดุมีความแข็งแรงขึ้น ครั้งหนึ่งของส่วนผสมดินและซีเมนต์ ปริมาณความต้องการของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ค่อนข้าง

เล็กน้อย และเพิ่ม Granular หรือ Silt Clay เพื่อทำการปรับปรุงคุณสมบัติของดินทางกายภาพและทางเคมี การปรับปรุงทำให้ Volume Change และ Plasticity มีค่าลดลงและเพิ่มความสามารถของ Load - Bearing ของดินขึ้น ผลลัพธ์ของการปรับปรุงดินค่อนข้างใหม่ในการก่อสร้าง วัสดุจะมีคุณสมบัติที่ได้มาตรฐานเหมือนกับ Soil - Cement ปูนซีเมนต์ที่ใช้ในการปรับปรุงดินใช้สำหรับป้องกันการกัดกร่อนและการแข็งตัวของน้ำ และลดการหดตัว และลดการขยายตัวของฐานรากและชั้นพื้นทาง

2.13.3 Plastic Soil - Cement

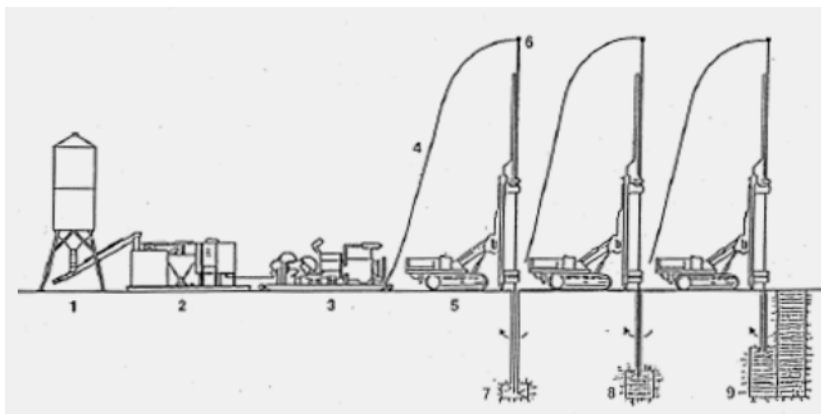
ผลทดสอบของ Plastic Soil - Cement ที่ได้จะทำให้วัสดุมีความแข็งแรงขึ้น แต่จำกัดที่เวลาและตำแหน่ง ปริมาณน้ำที่เพียงพอที่ใช้ในการผลิตจะมีความเหนียวแน่นเหมือนกับ Plastering Mortar ซึ่งวัสดุเมื่อเทียบกับ Soil - Cement จะเหมือนกับ Soil - Cement ซึ่งต้องการความแข็งแรง และความคงทน โดยปกติ ใช้สำหรับการรองของท่อ, คลองชลประทาน, และคูระบายน้ำ, และสำหรับการป้องกัน เช่น ผิวหน้าด้านทานการกัดกร่อน

2.14 เสาค้ำดินซีเมนต์

การปรับปรุงคุณภาพดินเพื่อให้มีคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมที่ดีขึ้น เป็นกระบวนการที่มีการศึกษากันมานาน โดยมีการศึกษาหลายวิธีการแต่ละวิธีความเหมาะสมในการใช้งานที่แตกต่างกัน การปรับปรุงคุณภาพดินโดยวิธีการนำสารเคมีมาผสมลงในดิน เพื่อให้ดินมีคุณสมบัติที่ดีขึ้นทางด้านวิศวกรรม อาทิ เช่น ความสามารถรับกำลังน้ำหนักได้ดีขึ้น มีความต้านทานการกัดกร่อน แดกหักลดอัตราการเปลี่ยนแปลงรูป และปริมาตร และลดอัตราการไหลผ่านของน้ำ ในประเทศไทย การปรับปรุงคุณภาพของดินอ่อน ให้มีคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมที่ดีขึ้น ส่วนใหญ่ใช้ดินซีเมนต์ (Soil - Cement) เช่นการทำเสาค้ำดินซีเมนต์ (Cement Column) ซึ่งพบว่าการปรับปรุงดินด้วยซีเมนต์นั้นสามารถที่จะนำมาใช้กับดินได้เกือบทุกชนิด

2.14.1 Jet Grouting System

Jet Grouting ดังแสดงในภาพที่ 2.12 เป็นการปรับปรุงคุณภาพโครงสร้างของดินโดยการใช้สารเคมีผสม ในแบบผสมลึกและใช้แรงดันพื้นน้ำปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ใน ภาวะ Slurry State ออกไปผสมกับดินรอบๆบริเวณท่อส่ง ดินที่ผสมกับน้ำปูนซีเมนต์จะทำปฏิกิริยาทางเคมีแล้วแข็งตัว



ภาพที่ 2.12 การทำ Jet Grouting

2.14.2 การทดสอบเสาเข็มดินซีเมนต์

การทดสอบคุณภาพในทุกขั้นตอนอยู่ตลอดเวลาที่มีความสำคัญอย่างยิ่งเพื่อที่จะทำให้มั่นใจในประสิทธิภาพ และความปลอดภัย ในสิ่งก่อสร้างต่างๆ ได้ดีซึ่งมีหลายวิธีดังนี้

2.14.2.1 การทดสอบการดึงเสาเข็มดิน ซีเมนต์ (Pullout Test) เพื่อตรวจสอบขนาดของเสาเข็มดิน ซีเมนต์



ภาพที่ 2.13 การทดสอบเสาเข็มดินซีเมนต์



ภาพที่ 2.14 การวัดขนาดเสาเข็มดินซีเมนต์ ช่วงกลางลำต้น



ภาพที่ 2.15 การวัดเส้นผ่าศูนย์กลาง เสาเข็มดินซีเมนต์

2.14.2.2 การตรวจสอบคุณภาพเสาเข็มดินซีเมนต์ ด้วย วิธี Corring test



ภาพที่ 2.16 การตรวจสอบด้วย วิธี Corring test

2.14.2.3 การทดสอบการรับน้ำหนักของเสาเข็มดินซีเมนต์ (Pile Load Test) เมื่อเสาเข็มดินซีเมนต์อายุครบ 28 วัน ตามมาตรฐาน ASTM D1143-81 Standard Loading Procedure



ภาพที่ 2.17 การทดสอบด้วยวิธี Pile Load Test



ภาพที่ 2.18 การทดสอบด้วย วิธี Pile Load Test

2.14.3 การนำเสาเข็มดินซีเมนต์ ไปใช้งานในลักษณะต่างๆ

การใช้ทำฐานรากของถนนบนดินอ่อน และสนามบิน กล่าวคือ การสร้างถนนหรือสนามบินบนดินอ่อนที่ไม่สามารถถมให้สูง โดยปราศจากการปรับปรุงคุณภาพดินได้ ดังนั้นการเสริมกำลังของดินโดยใช้ Cement Column จะสามารถทำให้ถมสูงได้ตามต้องการ และชะลอการทรุดตัวของถนนหรือคันกั้นน้ำได้ โดยทั่วไปค่าการก่อสร้างเพิ่มขึ้น จากการก่อสร้างถนนบนดินปกติประมาณตารางเมตรละ 800 – 1,200 บาทใช้ป้องกันการพังของลาดตลิ่งริมฝั่งแม่น้ำหรือริมทะเลทั้งหลายที่มักมีการพังของตลิ่งอย่างต่อเนื่อง สร้างความเสียหายจำนวนมาก เราสามารถป้องกันได้โดยใช้ Cement Column เสียก่อน ดังภาพที่ 2.19



ภาพที่ 2.19 การสร้างกำแพงกันตลิ่งริมแม่น้ำเจ้าพระยา

ใช้ป้องกันดินพังในงานขุดลึกการทำห้องใต้ดินหรือการทำบ่อพัก (Man -Hole) ของรถไฟใต้ดิน หรืองานระบบ Pipe Jacking สามารถทำ Cement Column ป้องกันการไหลของดินได้ การป้องกัน การรั่วซึมของอ่างกักเก็บน้ำ ฐานรากเขื่อน หรือเขื่อนกักเก็บน้ำใต้ดิน รวมทั้งสามารถใช้ Cement Column ป้องกันการรั่วซึมของน้ำดี หรือน้ำเสียออกจากอ่างเก็บน้ำได้ หรือสามารถทำเป็น กำแพงใต้ดินกักเก็บน้ำใต้ดินไม่ให้ไหลลงทะเล สะสมไว้เป็นอ่างเก็บน้ำใต้ดินได้ สามารถทำเป็น เสาเข็มสำหรับงานอาคาร ฐานรากเครื่องจักร ฐาน-รากแท็งก์บรรจุของเหลวขนาดใหญ่ ฯลฯ

2.15 ผลงานวิจัยเกี่ยวกับ Soil-Cement ในประเทศไทย

ทรงพล บุญมาดี (2529) ได้ทำการศึกษาความสัมพันธ์ระหว่าง Unconfined Compressive Strength กับ Unsoaked CBR ของดินลูกรังผสมซีเมนต์ ซึ่งดินลูกรังส่วนมากจะนำไปใช้เป็นวัสดุชั้นรองพื้นทาง ส่วนวัสดุพื้นทาง จะใช้หินคลุกแต่เนื่องจากในปัจจุบันยังขาดแคลนอยู่ โดยเฉพาะทางตอนบนของภาคตะวันออกเฉียงเหนือ จึงได้มีการปรับปรุงคุณสมบัติของดินลูกรัง โดยใช้ซีเมนต์ผสม เพื่อให้เป็นวัสดุพื้นทางของถนนที่มีคุณภาพดี โดยใช้ปริมาณซีเมนต์อัตราส่วนร้อยละ 3, 5 และ 7 โดยนำหนักซึ่งความสัมพันธ์ระหว่าง q_u กับ Unsoaked CBR ของดินลูกรังผสมซีเมนต์ที่บดอัดสูงกว่ามาตรฐานจะมีค่าความลาดเอียงมากกว่าการบดอัดแบบมาตรฐาน แสดงให้เห็นว่าการเพิ่มพลังงานบดอัดมีผลต่อ q_u มากกว่า Unsoaked CBR

สุเชษฐ์ เอี่ยมเขย (2531) ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับความคงทนของดินซีเมนต์ โดยการปรับปรุงคุณสมบัติของดินลูกรังในภาคตะวันออกเฉียงเหนือ โดยใช้ปูนซีเมนต์มาผสม เพื่อที่มาใช้แทนหินคลุก โดยใช้ปริมาณอัตราส่วนร้อยละ 3, 4, 5, 6 และ 7 โดยนำหนัก สรุปว่าการบ่มมีผลต่อความคงทนของดินซีเมนต์มีผลมากต่อความคงทนของซีเมนต์ในระยะ 7 วันแรกหลังจากนั้นมีผลบ้างเล็กน้อย

ปิยพงษ์ ศรีสมบูรณ์ (2531) ได้ทำการศึกษาความสัมพันธ์ของกำลังของดินผสมปูนขาวกับกำลังของดินผสมซีเมนต์ ซึ่งปริมาณอัตราส่วนร้อยละ 5, 7, 9 และ 11 โดยนำหนัก การปูนขาวใช้ปริมาณตั้งแต่ร้อยละ 5 ถึง 10.6 โดยนำหนัก จะทำให้ได้ค่ากำลังรับแรงกดทิศทางเดียวของตัวอย่างมากกว่าการใช้ปูนซีเมนต์ในปริมาณเท่ากัน และถ้าเพิ่มปริมาณของวัสดุให้มากกว่าร้อยละ 10.6 โดยนำหนักแล้ว จะพบว่าค่ากำลังแรงอัดทิศทางเดียวของดินผสมซีเมนต์ จะมีค่ามากกว่าดินผสมปูนขาว

ศิริพงษ์ ทรงศิริ และคณะ (2534) ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับการวิเคราะห์โครงสร้างถนนที่มีดินซีเมนต์ที่แตกเป็นพื้นทางและรองพื้นทาง ซึ่งโดยธรรมชาติของดินซีเมนต์แล้ว เมื่อก่อสร้างเสร็จปรากฏการณ์ที่มักเกิดขึ้นบ่อยๆ คือ เกิดรอยแตกเกิดขึ้นในชั้นทางที่เป็นดินซีเมนต์ โดยจะวิเคราะห์ค่าความเค้น, ความเครียด และการแอ่นตัว

อุดม มาศสุวรรณ และคณะ (2536) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของดินปรับปรุงคุณภาพ โดยชนิดของดินที่ทำการศึกษาเป็นดินเหนียวอ่อนของ โครงการปรับปรุงถนนเลียบริมชายฝั่งทะเล ถนนบางบอนชายทะเลโดยใช้ปริมาณปูนซีเมนต์ที่อัตราส่วน 200, 300 และ 400 กก./ม.³ ของดินเหนียวเปียกจากการปรับปรุง เพื่อให้ดินมีคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมดีขึ้น ผลการทดสอบแรงอัดของดินภายใต้ที่อายุ 28 วัน ซึ่งพบว่าดินที่ได้รับการปรับปรุงคุณสมบัติแล้ว มีความสามารถในการรับแรงอัดเพิ่มขึ้นประมาณ 213 เท่า และมีค่ากำลังแรงดัดประมาณ 33 ถึง 45% ของกำลังรับแรงดัด

เทิดเกียรติ ศัตยารัฐ และคณะ (2536) ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมของดินซีเมนต์เสริมเหล็ก เพื่อปรับปรุงคุณสมบัติของดินอ่อนได้ฐานราก โดยทำเป็นคานเสริมเหล็กแก่ดินเหนียวกรุงเทพฯ เพื่อผสมกับปูนซีเมนต์ เพื่อทำหน้าที่รับแรงดัด ซึ่งพบว่าปริมาณปูนซีเมนต์และอายุการบ่มที่เพิ่มขึ้น ช่วยเพิ่มกำลังในการต้านทานรับแรงอัดในการทดสอบ UCS และช่วยเพิ่มค่าโมดูลัสการแตกหัก

เกษม เพชรเกตุ และพินิจ ตั้งบุญเดิม (2538) ทำการศึกษาเกี่ยวกับการปรับปรุงดินด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ โดยวิธีการผสมลึก ซึ่งได้ศึกษาเกี่ยวกับปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ หรือปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ผสม Quicklime อย่างละเท่า ๆ กัน เมื่อนำมาทดสอบหาค่า CBR จะให้ค่า CRB สูงขึ้นตามการเพิ่ม Hardening Agent แต่ถ้าจะใช้ดินผสมนี้เป็นโครงสร้างของชั้นรองพื้นทางซึ่งใช้ค่า CBR ไม่น้อยกว่า 15 ควรใช้อัตราส่วนผสม 150 ถึง 200 กก./ม.³ ของดินเหนียวเปียก และความสัมพันธ์ระหว่าง UCS ของ Stabilized Soil กับปริมาณ Hardening Agent มีพฤติกรรมเป็นแบบเชิงเส้น เช่นเดียวกับการศึกษาของ Mitchell (1976)

ชาญ ป่วนกระโทก และคณะ (2538) ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับการหาความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนกับความเค้นอัดของดินซีเมนต์ โดยทำการทดสอบที่ปริมาณซีเมนต์ 200,300 และ 400 กก./ม.³ ของดินเหนียวเปียก โดยใช้ดินเหนียวเปียก บริเวณถนนเพชรบุรีตัดใหม่ พบว่าค่าความเค้นอัดที่ได้จากการทดสอบ UCS และค่าความเค้นเฉือนจาก Direct Shear Test จะเพิ่มขึ้นเมื่ออายุการบ่มเพิ่มขึ้น และเมื่อคิดเปรียบเทียบที่อายุการบ่มเดียวกันจะพบว่ากำลังรับแรงอัดและค่าความเค้นเฉือนจะค่าเพิ่มขึ้นเมื่อปริมาณของซีเมนต์เพิ่มขึ้น

คมสันต์ ประกายรุ่งทอง และคณะ (2538) ทำการศึกษาความเค้น ความเครียดของดินซีเมนต์ ในบริเวณทุ่งครุ โดยใช้ปูนซีเมนต์ในอัตราส่วน 200,300 และ 400 กก./ม.³ ของดินเหนียวเปียก ซึ่งได้ทำการทดสอบ Triaxial Test แบบ CIU (Consolidated Isotropic Undrained) ซึ่งดินซีเมนต์ที่มีอายุการบ่มมากขึ้นจะทำให้มุมเสียดทานภายในลดลง ในขณะที่ค่าแรงยึดเกาะมวลดินเพิ่มขึ้น

คงเดช วรชัย และคณะ (2538) ได้ทำการศึกษาคุณสมบัติทางกายภาพของดินเหนียวปรับปรุงคุณภาพ โดยศึกษาที่ปริมาณปูนซีเมนต์ และปริมาณซีเมนต์กับปูนขาว ตามอัตราส่วนผสม 200,300 และ 400 กก./ม.³ ของดินเหนียวเปียก โดยการปรับปรุงดินครั้งนี้ จะมีค่าความพรุน และค่าอัตราส่วนช่องว่างลดลง และดินที่ปรับปรุงคุณภาพแล้วจะมีค่า pH และหน่วยน้ำหนักลดลง โดยมีค่า pH ประมาณ 11 และหน่วยน้ำหนักเปียกประมาณ 1.35 ถึง 1.5 ตัน/ม.³

บุญชัย เชิญเกียรติประดับ (2539) ได้ทำการศึกษาการปรับปรุงคุณภาพของดินเหนียวอ่อน โดยใช้ปูนขาว Quicklime และปอร์ตแลนด์ซีเมนต์ประเภท 1 โดยมีอัตราส่วนผสม 50,100,150,200 และ 250 กก./ม.³ โดยทำการศึกษาคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมในห้องปฏิบัติการ

พบว่าตัวอย่างดินซีเมนต์จะรับแรงกดได้มากกว่าตัวอย่างดินปูนขาวมาก เนื่องจากปฏิกิริยาของดินเหนียวกับซีเมนต์เกิดขึ้นได้ดีกว่าปฏิกิริยาของปูนขาวกับดินการรับแรงกดทิศทางเดียวของตัวอย่างดินซีเมนต์ จะมีค่าเพิ่มขึ้นตามอัตราส่วนผสม และระยะเวลาการบ่มเพิ่มขึ้น และเมื่อเปรียบเทียบค่ารับแรงกดทิศทางเดียว จะมีค่ามากกว่าค่าที่ได้จากการทดลอง

รชฏ เสนีย์ศรีสันต์ และคณะ (2540) ได้ทำการศึกษาคุณสมบัติความเค้น ความเครียด และความคงทนของดินซีเมนต์ เพื่อศึกษาอิทธิพลของปูนซีเมนต์ และอายุการบ่มของดินซีเมนต์ ที่มีต่อแร่ธาตุที่พบในดินซีเมนต์ และค่า Unconfined Compressive Strength, Modulus of Rupture และ Slake Durability Index ซึ่งจะพบว่ามีแร่ธาตุในดินซึ่งประกอบด้วย Silicon Oxide ซึ่งมีปริมาณมากที่สุดกับ Illite, Montmorillonite และ Kaolinite โดยที่ Illite จะมีปริมาณมากขึ้นตามปริมาณซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นและจะน้อยลงเมื่ออายุการบ่มเพิ่มขึ้นเช่นกัน

สรารุต จิตงาม และ ยุทธ จันทรสิงห์ ได้ทำการทดสอบการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนโดยการผสมปูนซีเมนต์ สำหรับการศึกษาในครั้งนี้มีวิธีการคือวิธีอัดดินน้ำปูนเพื่อปรับปรุงคุณภาพดินของโครงการก่อสร้างประตูระบายน้ำปากพนังอำเภอปากพนังจังหวัดนครศรีธรรมราช ผลการทดสอบ ได้ถูกนำเสนอเพื่อให้วิศวกรสามารถนำไปใช้ประโยชน์ในงานวิเคราะห์ห้วยจ้อยเปรียบเทียบหรือค้นคว้าต่อเนื่องเพื่อการพัฒนาในเชิงวิชาการของการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนโดยผสมปูนซีเมนต์

วรารณ แก้วแสง และ พูลพงษ์พงษ์วิทยานุกุล ได้ทำการทดสอบการกำลังรับแรงอัดแกนเดียวของดินลูกรังผสมเถ้าเปลือกเมล็ดกาแฟ โดยการนำเถ้าเปลือกเมล็ดกาแฟมาผสมกับดินลูกรังร้อยละ 1,2,3,4 และ 5 โดยน้ำหนักของดินลูกรังฝั่งแห้ง ผลการทดสอบพบว่าค่ากำลังรับแรงอัดแกนเดียวที่ผสมเถ้าเปลือกเมล็ดกาแฟ มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญที่อายุการบ่ม 7 วัน ไปแล้ว โดยที่อายุ 28 วัน ผสมเถ้าเปลือกเมล็ดกาแฟร้อยละ 2 จะเพิ่มขึ้นร้อยละ 61 และ 37 เทียบกับดินที่ไม่ผสมเถ้าเปลือกเมล็ดกาแฟ

จิระวัฒน์ ฉายประทีป และคณะ (2540) ได้ทำการศึกษาผลกระทบของสภาวะเปียก และแห้งของดินซีเมนต์ คือแห้ง, แห้ง-เปียก, เปียก-แห้ง และเปียกตลอดเวลา โดยอายุของดินซีเมนต์ที่มีผลต่อค่า Undrained Shear Strength, Modulus of Elasticity, Water Content และ Unit Weight ซึ่งจะพบว่าค่า Undrained Shear Strength, Modulus of Elasticity จะเพิ่มขึ้น เมื่ออายุของดินซีเมนต์เพิ่มขึ้น แต่จะมีค่า Water Content ลดลงเมื่ออายุของดินซีเมนต์เพิ่มขึ้น ดินแห้งจะมีค่า Undrained Shear Strength มากกว่าดินซีเมนต์ที่อยู่ในสภาวะอื่น ๆ ส่วนค่า Modulus of Elasticity, Water Content และ Unit Weight จะมีมากที่สุด เมื่ออยู่ในสภาวะเปียกตลอดเวลา ส่วนดินซีเมนต์อยู่ในสภาวะแห้ง-เปียก จะมีค่า Undrained Shear Strength, Modulus of

Elasticity น้อยที่สุด ค่า Undrained Shear Strength และ Modulus of Elasticity จะมีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อ Water Content ลดลงในทุกสภาวะ ยกเว้นดินซีเมนต์ที่อยู่ในสภาวะแห้ง-เปื่อย ค่า Undrained Shear Strength และ Modulus of Elasticity จะมีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อ Water Content เพิ่มขึ้น ส่วนค่า Unit Weight จะมีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อ Water Content เพิ่มขึ้นในทุกสภาวะ

พัลลภ วิสุทธิเมธากุล และ เคนนิส ที เบอร์กาโด , (2547) นำเสนอการใช้กำแพงซีเมนต์-เบนโทไนท์เกี่ยวกับการเคลื่อนย้ายของคลอไรด์ที่ความเข้มข้นหลายระดับผ่านวัสดุผสมซีเมนต์-เบนโทไนท์ที่ถูกบ่มจนถึง 28 วันการผสมตัวอย่างเริ่มจากใส่เบนโทไนท์ปริมาณ 35 กรัมลงไปในน้ำไร้ไอออน (deionized water) 560 ลูกบาศก์เซนติเมตร แล้วนำไปปั่นในเครื่องปั่นที่ความเร็ว 3,600 รอบต่อนาทีเป็นเวลา 20 นาทีเมื่อปั่นเสร็จแล้วก็ทิ้งน้ำเบนโทไนท์ไว้เป็นเวลา 24 ชั่วโมงจึงเติม ซีเมนต์ผสมซีโละปริมาณ 105 กรัมลงไปในน้ำเบนโทไนท์แล้วทำการปั่นด้วยความถี่เดิมเป็นเวลา 20 นาทีเสร็จแล้วจึงนำวัสดุผสมซีเมนต์-เบนโทไนท์ ไปเทลงในแบบเส้นผ่านศูนย์กลางขนาด 6 เซนติเมตร ความสูง 5 เซนติเมตรจำนวน 2 แบบแล้วเติมน้ำไร้ไอออนจนท่วมตัวอย่างเพื่อให้ตัวอย่าง เพื่อให้ตัวอย่างอยู่ในสภาพอิ่มน้ำตลอดเวลาและหลีกเลี่ยงปัญหาการเยิ้มด้วยการเตรียมตัวอย่างแบบเดิม น้ำอีก 1 รอบ จนได้ตัวอย่างทั้งหมด 4 ชิ้น ตัวอย่างทั้งหมดถูกวางให้บ่มที่อุณหภูมิห้องเป็นเวลา 28 วันก่อนนำไปทดสอบ

จากการศึกษาพบว่า ค่าสัมประสิทธิ์การซึมกับระยะเวลาบ่มการทดสอบหาค่าสัมประสิทธิ์การซึมแปรผันตามระยะเวลาบ่มทำโดยการหล่อตัวอย่างแบบเดียวกันขึ้นมามากอีก 14 ตัวอย่าง และทำการทดสอบการไหลซึมแบบความสูงคงที่ที่อายุการบ่ม 5, 13, 28, 71, 76 และ 90 วัน โดยทดสอบตัวอย่างอายุ 5 วันทั้งสิ้น 7 ตัวอย่างอายุ 28 วัน 3 ตัวอย่างและที่อายุการบ่มอื่นๆอีกอย่างละ 1 ตัวอย่างสัมประสิทธิ์การซึมลดลงตามระยะเวลาบ่มในรูปของสมการกำลังซึ่งเป็นผลมาจากกระบวนการไฮเดรชันของซีเมนต์ซึ่งเกิดขึ้นอย่างต่อเนื่อง กินเวลาหลายเดือนหรือหลายปีทั้งนี้ขึ้นอยู่กับชนิดของซีเมนต์และชนิดของของเหลวในโพรงโดยทั่วไปสัมประสิทธิ์การซึมของวัสดุผสมซีเมนต์-เบนโทไนท์ จะอยู่ในช่วง 10^{-6} ถึง 10^{-5} ซม. ต่อวินาที ถ้าไม่ได้ใช้สารผสมเพิ่มใดๆ

Lambe และคณะ(1959) และ Moh (1962) ได้อธิบายไว้ว่าเมื่อน้ำเข้าผสมกับซีเมนต์จะทำให้เกิดปฏิกิริยา (Cement Hydration) ได้สารประกอบ Calcium Silicate Hydrate (CSH), Calcium Aluminate Hydrate (CAH) และ Released Hydrate Lime กระบวนการดังกล่าวจะทำให้เกิดการแข็งตัวของ CSH และ CAH ซึ่งมีคุณสมบัติเป็นวัสดุเชื่อมยึด นอกจากนี้ Released Hydrate Lime ที่เกิดขึ้นในกระบวนการดังกล่าวจะทำให้ค่าความเป็นด่าง (pH) ของ Pore Water เพิ่มขึ้น อันเป็นผลทำให้ Colloid Gel หรือ Cement Gel เกิดการรวมตัวเข้าด้วยกัน (Flocculate) แล้วยึดเกาะกันเป็นมวลที่มีกำลังรับแรงอัดสูงตามอายุการบ่มที่เพิ่มขึ้น

Reinhold (1995) ได้ทดลองดิน Sandy Clay ผสมซีเมนต์ปริมาณดินเหนียวตั้งแต่ 0 – 100 เปอร์เซ็นต์ เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่าง Modulus of Elasticity ที่ได้จากการทดสอบกำลังอัดกับปริมาณดินเหนียว พบว่าเมื่อปริมาณดินเหนียวเพิ่มขึ้น ค่า Modulus of Elasticity ลดลง นั่นแสดงว่าเมื่อปริมาณดินเหนียวมีมากขึ้น จะทำให้กำลังของดินผสมซีเมนต์มีค่าน้อยลง

Felt (1995) ได้ทดสอบดินผสมซีเมนต์โดยใช้ดิน 3 ชนิด คือ Sandy Loam , Silty Clay ปริมาณซีเมนต์ที่ใช้ทดสอบแปรเปลี่ยนจากร้อยละ 6 ถึง 30 ของปริมาตรดิน ผลการทดสอบแสดงให้เห็นถึงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัด (Compressive Strength) กับอายุการบ่มตั้งแต่เวลา 2 วัน ถึง 1 ปี ซึ่งเมื่อพิจารณาแล้วสามารถสรุปได้ว่า ค่ากำลังรับแรงอัดของดินจะเพิ่มขึ้นตามปริมาณซีเมนต์ที่เพิ่ม ดินเม็ดหยาบกำลังรับแรงอัดสูงกว่าดินเม็ดละเอียด และดินที่มีปริมาณดินเหนียวมากกว่ากำลังรับแรงอัดจะต่ำกว่าดินที่มีปริมาณดินเหนือน้อยกว่า

Davidson และ Bruns (1960) ได้รายงานผลการศึกษาเกี่ยวกับกำลังรับแรงอัด (Compressive Strength) และการทดสอบ Freeze – Thaw ดินทราย (Sandy), ดินตะกอน (Silty) และ ดินเหนียว (Clayey) ซึ่งเป็นดินที่รัฐโอไอ ประเทศสหรัฐอเมริกา การผสมกับซีเมนต์โดยได้อธิบายว่า การใช้ซีเมนต์ประเภทสาม สำหรับงานก่อสร้างถนนจะประหยัด และมีประโยชน์กว่าซีเมนต์ประเภทหนึ่ง

Clare และ Pollard (1951) ได้ทำการทดสอบดินเหนียว 3 ชนิดผสมซีเมนต์ในประเทศอังกฤษ และได้สรุปผลว่า ซีเมนต์ประเภท Higelumina จะให้กำลังรับแรงอัดสูงหลังจากการบ่มนานเพียง 24 ชั่วโมง แต่ซีเมนต์ประเภทอื่นจะให้กำลังอัดสูงหลังจากผ่านการบ่ม 5 วัน ในกรณีที่ใช้ดินซีเมนต์ประเภท British Rapid Hardening (เทียบเท่าประเภทสาม) ผสมจะให้ Viyld Strength มากกว่าดินซีเมนต์ธรรมดาผสม เมื่อเปรียบเทียบกับผลการผสมที่อายุการบ่มเดียวกัน

Felt (1995); Corps of Engineer Z (1956); Davidson และ Bruns (1960); และ Clare และ Pollare (1951) ได้ศึกษาค้นคว้าเกี่ยวกับการใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทหนึ่งและประเภทสามปรับปรุงคุณสมบัติของดิน ซึ่งการทดสอบให้ผลที่คล้ายคลึงกันคือ ซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทสามจะให้ค่า Maximum Dry Density และ Optimum Moisture Content ใกล้เคียงกับดินที่ใช้ซีเมนต์ประเภทหนึ่งผสม

Felt (1995) ได้ทดสอบหาอิทธิพลของดินซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทสาม และซีเมนต์ประเภทหนึ่งที่มีต่อค่ากำลังรับแรงอัดกับดินสองชนิด คือ Sandy Loam และ Silty Clay Loam รวมทั้งได้ศึกษาอิทธิพลของระยะเวลาการผสมที่มีต่อค่ากำลังรับแรงอัดด้วย ดินที่ผสมซีเมนต์ประเภทสามจะให้กำลังรับแรงอัดสูงกว่าดินที่ผสมซีเมนต์ประเภทหนึ่ง เมื่อเปรียบเทียบปริมาณซีเมนต์และอายุการบ่มเดียวกัน แต่ซีเมนต์ประเภทสามจะไม่มีอิทธิพลต่อกำลังรับแรงอัดของดินทุกชนิด สำหรับ Sandy Loam เมื่อผสมซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทสาม ทำการบ่มนาน 7 วัน และ 28

วัน จะมีค่ากำลังรับแรงอัดเป็นประมาณ 2 และ 1.4 เท่าของกำลังรับแรงอัดที่ใช้ซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทหนึ่งผสม ตามลำดับ ในกรณีของดิน Silty Clay Loam กำลังรับแรงอัดของดินผสมซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทสามจะมากกว่ากำลังรับแรงอัดของดินที่ผสมซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทหนึ่งเล็กน้อย

Ruenkratrero (1982) ได้อธิบายว่าปริมาณซีเมนต์มีอิทธิพลหนักต่อดีกรีคุณสมบัติ (Degree of Stabilization) เมื่อปริมาณซีเมนต์เพิ่มขึ้นคุณสมบัติของดินซีเมนต์ก็จะดีขึ้น และอัตราการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงอัดของดินผสมซีเมนต์ ยังขึ้นอยู่กับคุณสมบัติเบื้องต้นของดินด้วยค่า Cohesion ของดินซีเมนต์ เมื่อดินเดิมมีเม็ดหยาบจะเพิ่มสูงกว่าดินซีเมนต์ที่มีเม็ดละเอียดกว่าและการใช้ปริมาณซีเมนต์ขึ้นอยู่กับชนิดและประเภทของดินเหนียวด้วย

การทดสอบการแยกและการศึกษาแร่มอนต์มอริโลไนต์ จากดินเหนียวในเขตจังหวัดลพบุรี โดยมีวิธีการศึกษาคือนำตัวอย่างมาทำ pretreatment เพื่อกำจัดสารเชื่อมหรือสารประกอบ เช่น คาร์บอนेट และอินทรีย์วัตถุ เพราะสารเหล่านี้จะทำให้ อนุภาคดินเหนียวจับตัวกันเป็นก้อน แล้วจึงใช้กระบวนการเซนตริฟิวจ์เพื่อแยกอนุภาคดินเหนียว ขนาด $0.2 \mu\text{m}$ ออกมา หลังจากนั้นได้ศึกษาเชิงคุณภาพโดยใช้เทคนิคต่างๆ ได้แก่ XRD, TGA, DTA, FTIR และ SEM ผลการศึกษาพบว่าในดินตัวอย่างจะมีอนุภาคดินเหนียวขนาด $0.2 \mu\text{m}$ ประมาณ 60% ในอนุภาคดินเหนียวดังกล่าว

การนำเถ้าเปลือกเมล็ดกาแฟมาผสมกับดินลูกรังร้อยละ 1,2,3,4 และ 5 โดยน้ำหนักของดินลูกรังผึ่งแห้ง ผลการทดสอบพบว่าค่ากำลังรับแรงอัดแกนเดียวที่ผสมเถ้าเปลือกเมล็ดกาแฟ มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญที่อายุการบ่ม 7 วัน ไปแล้ว โดยที่อายุ 28 วัน ผสมเถ้าเปลือกเมล็ดกาแฟร้อยละ 2 จะเพิ่มขึ้นร้อยละ 61 และ 37 เทียบกับดินที่ไม่ผสมเถ้าเปลือกเมล็ดกาแฟ

การศึกษากำลังและสัมประสิทธิ์ของดินเหนียวผสมซีเมนต์ ในปริมาณซีเมนต์กำลังสูงโดยวิธีรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด การศึกษาครั้งนี้เป็นการศึกษากำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเหนียวลึงค์โปร์ โดยการเปลี่ยนแปลงค่าดังต่อไปนี้คือ ปริมาณน้ำ ปริมาณซีเมนต์ตามลำดับ ผลการศึกษาพบว่ากำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเหนียวผสมซีเมนต์ ที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์เพียงอย่างเดียวไม่สามารถผันแปรกำลังได้ ต้องมีอิทธิพลของอัตราส่วนดินซีเมนต์ประกอบอยู่ด้วย

บทที่ 3

วัสดุ อุปกรณ์ และวิธีการทดสอบ

ในการศึกษานี้เป็นการศึกษาคุณสมบัติด้านวิศวกรรมของดินจากการปรับปรุงคุณภาพของดินด้วยการผสมซีเมนต์ในด้านต่างๆ ซึ่งในการศึกษาคุณสมบัติเฉพาะด้านนี้จะมีวิธีการใช้อุปกรณ์ที่เหมือนกันในด้านการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน และอุปกรณ์และวิธีการทดสอบที่เฉพาะในการทดสอบคุณสมบัติเฉพาะด้านซึ่งสามารถแบ่งเป็นรายละเอียดได้ดังนี้

3.1 การทดสอบคุณสมบัติเบื้องต้น

-3.1.1 การทดสอบหาขีดจำกัดเหลว (Liquid Limit) การทดสอบหาขีดจำกัดพลาสติก (Plastic Limit)

- 3.1.2 การวิเคราะห์ด้วยไฮโดรมิเตอร์ (Hydrometer Analysis)

- 3.1.3 การทดสอบหาค่าความถ่วงจำเพาะ (Specific Gravity of Soil Solid)

3.2 การทดสอบเครื่องมือกรวยหยั่งสำหรับหาค่าขีดจำกัดแอสเตอร์เบิร์กของดินเม็ดละเอียด

3.3 การศึกษาอิทธิพลของสัดส่วนดินเหนียวต่อคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ด้วยการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

3.4 การศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบต่อสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ด้วยวิธีทดสอบความสามารถซึมผ่านของดินในการทดสอบแรงอัด 3 แกน ด้วย ระบบ 2 ความดันภายใน (Triaxial Permeability Test with two Back Pressure Systems)

3.5 การศึกษาอิทธิพลของทรายแป้งต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเม็ดด้วยวิธีการทดสอบแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compression Test)

ตารางที่ 3.1 มาตรฐานควบคุมการทดสอบ

ชนิดของการทดสอบ	มาตรฐาน
การทดสอบหาค่าความถ่วงจำเพาะ (Specific Gravity of Soil Solid)	ASTM D-854
การทดสอบหาขีดจำกัดเหลว (Liquid Limit)	ASTM D-4318
การทดสอบหาขีดจำกัดพลาสติก (Plastic Limit)	ASTM D-4318
การวิเคราะห์ด้วยไฮโดรมิเตอร์ (Hydrometer Analysis)	ASTM D-422
การทดสอบอัดตัวอย่างดินเท่ากันทุกทิศทางกระทำแรงเฉือน	ASTM D-4767
แบบไม่ระบายน้ำ (Isotropically Consolidated Undrained, CIU Triaxial Test)	
การทำให้ดินตัวอย่างอิ่มตัว (Saturation of Sample)	ASTM D-2435
การทดสอบแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compression Test)	ASTM D-2166

3.1 การทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน

3.1.1 การทดสอบหาขีดจำกัดเหลว (Liquid Limit) การทดสอบหาขีดจำกัดพลาสติก (Plastic Limit)

3.1.2 การวิเคราะห์ด้วยไฮโดรมิเตอร์ (Hydrometer Analysis)

3.1.3 การทดสอบหาค่าความถ่วงจำเพาะ (Specific Gravity of Soil Solid)

3.1.1 การทดสอบ Atterberg's Limits (Cassagrand)

วัตถุประสงค์ เพื่อหาขีดจำกัดเหลว(Liquid Limit), พลาสติก (Plastic Limit) ของดิน
เครื่องมือ

- 1). เครื่องเคาะดินประกอบด้วยกระแทกของเหล็กฐานแบบยางแข็งพร้อมด้วยมือหมุนเคาะ
กระแทก
- 2). มีดปาดร่องดินแบบแคลสซาแกรนด์มีแท่งวัดระยะ 10 มม.ที่ปลายด้าม
- 3). ถ้วยผสมดิน
- 4). มีดปาดดิน
- 5). แผ่นกระจกสำหรับทำ Plastic Limit
- 6). ตาชั่งที่ชั่งได้ละเอียด 0.01 กรัม
- 7). กระป๋องอบดิน

ขั้นตอนการทดสอบ

พิกัดเหลว (Liquid Limits)

- 1). เตรียมตัวอย่างดินที่ร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 40 ประมาณ 200 กรัม
- 2). นำตัวอย่างที่ร่อนแล้วผสมน้ำให้เข้ากัน โดยมีความชื้นเหลวขนาดปูนฉาบ (ระวังอย่าให้เหลวเกินไป จะทำให้แห้งยาก) ใช้มีดปาด (Spatula) ตักปาดลงบนถ้วยทองเหลือง โดยความหนาของดินตรงกลางประมาณ 1 เซนติเมตร แล้วบากโดยเครื่องมือบาก (Grooving Tool) ให้เป็นรอยบากตรงกลาง
- 3). เคาะด้วยทองเหลือง ด้วยความเร็วสม่ำเสมอ 2 ครั้งต่อวินาที จนกระทั่งดินตอนล่างของรอยบากเคลื่อนเข้าบรรจบกัน 1 เซนติเมตรโดยประมาณ แล้วจดบันทึกจำนวนครั้งของการเคาะไว้
- 4). ปาดแต่งดินอีกครั้ง ทำรอยบากแล้วเคาะซ้ำถ้าจำนวนการเคาะเท่ากันหรือห่างกันไม่เกิน 2 ครั้ง ให้ใช้ค่าเฉลี่ยเป็นจำนวนการเคาะ (N) ที่ถูกต้องนำดินบริเวณรอยบากไปหาปริมาณความชื้น (การเคาะครั้งแรก จำนวนครั้งควรจะประมาณ 40 – 50 ครั้ง ถ้ามากกว่าให้เพิ่มน้ำอีกแต่ถ้าน้อยกว่าให้ทำให้แห้งลง)
- 5). ผสมน้ำเพิ่มในดิน แล้วทำตามข้อ 3 และ 4 โดยให้มีจำนวนครั้งของการเคาะน้อยลงประมาณ 10 ครั้ง แล้วนำดินไปหาความชื้นทำเช่นนี้จนได้จำนวนครั้งของการเคาะประมาณ 5 ค่า (จำนวนครั้งของการเคาะครั้งสุดท้ายควรอยู่ราว 5 – 10 ครั้ง)
- 6). เมื่อได้ข้อมูลจำนวนการเคาะ (N) และความชื้น นำไปเขียนลงในกราฟควรจะได้จุดที่อยู่แนวใกล้เคียงเส้นตรงลากเส้นตรงผ่านจุดเหล่านั้น
- 7). จากจำนวนครั้งของการเคาะ 25 ครั้ง ในแกนราบลากเส้นตัดกราฟในข้อ 6. จากจุดตัดลากเส้นขนานแนวแกนราบตัดค่าความชื้น (w) ในแกนนตั้ง ค่าความชื้นนั้นคือ "Liquid Limit"

พิกัดพลาสติก (Plastic Limits)

- 1). ดินที่เหลือจากการทดสอบ Liquid Limits นำมาผึ่งให้หมาดๆแล้วนำมาปั้นคลึงเป็นแท่งยาว ขนาดประมาณ 1 ซม. เสียก่อน แล้วค่อยๆกลิ้งให้เล็กลง แล้วค่อยๆกลิ้งให้เล็กลงจนกระทั่งผิวเริ่มแตกปริโดยรอบ
- 2). ถ้าขนาดของแท่งดิน ขณะที่แตกใหญ่กว่า 1 หุน (1/8 นิ้ว) แสดงว่าแห้งไปให้เติมน้ำอีกแล้วปั้นใหม่ ถ้าขนาดเล็กกว่า 1 หุน (1/8 นิ้ว) แล้วยังไม่แตก แสดงว่าดินเปียกไปให้ผึ่งให้แห้งอีก
- 3). ในกรณีที่รอยแตกเกิดขึ้น เมื่อแท่งดินมีขนาด 1 หุน (1/8 นิ้ว) ให้นำแท่งดินไปอบหาความชื้น คือ "Plastic Limit" (น้ำหนักดินที่ใช้ในการหาความชื้นควรจะมากกว่า 10 กรัมขึ้นไป เพื่อป้องกันการผิดพลาดขณะชั่ง)

4). ทำซ้ำอีกครั้งเพื่อหาค่าเฉลี่ย

การคำนวณ

1. ความชื้นของดิน

$$\begin{aligned} \text{ความชื้น, } W &= \frac{W_w}{W_s} \times 100 && \text{เปอร์เซ็นต์} \\ &= \frac{W_2 - W_3}{W_3 - W_1} \times 100 \end{aligned} \quad (3.1)$$

เมื่อ

W_w = น้ำหนักน้ำในดิน	กรัม
W_s = น้ำหนักดินแห้ง	กรัม
W_1 = น้ำหนักกระป๋องดิน	กรัม
W_2 = น้ำหนักตัวอย่างดินเปียก + กระป๋อง	กรัม
W_3 = น้ำหนักตัวอย่างดินแห้ง + กระป๋อง	กรัม

การรายงานผล

พิกัดเหลว (Liquid Limit)

- 1). คำนวณค่าความชื้นตัวอย่างดินทั้งหมด
- 2). นำค่าความชื้นไปพล็อตในกราฟ Semilog ต่อค่าจำนวนครั้งที่เคาะให้ค่าความชื้นอยู่ในแกนตั้ง (สเกลธรรมดา) และจำนวนครั้งที่เคาะอยู่ในแกนนอน (สเกล log) จากจุดที่เขียนไว้ทั้งหมดจะสามารถลากต่อจุดโดยประมาณด้วยเส้นตรง
- 3). ที่ค่าจำนวนครั้งที่เคาะ 25 ครั้ง ลากเส้นตัดเส้นตรงที่ลากผ่านจุดทดลองทั้งหมดแล้วต่อไปตัดแกนความชื้น (แกนตั้ง) ค่าความชื้นที่ได้จะเป็นค่าพิกัดเหลว (Liquid Limit), w_L

พิกัดพลาสติก (Plastic Limit)

$$1). \text{ คำนวณค่าดัชนีพลาสติก (Plastic Index), } PI = W_L - W_P \quad (3.2)$$

- 2). คำนวณค่าความชื้นตัวอย่างดินแล้วหาค่าเฉลี่ยเป็นค่าพิกัดพลาสติก (Liquid Limit)

$$3). \text{ คำนวณค่าดัชนีเหลว (Liquidity Index), } LI = \frac{W_N - W_P}{PI} \quad (3.3)$$

$$4). \text{ คำนวณค่าแอกติวิตี (Activity, A) = } \frac{PI}{\% \text{ Clay } (0.002 \text{ mm})} \quad (3.4)$$



ภาพที่ 3.1 แสดงตัวอย่างดินที่ผสม



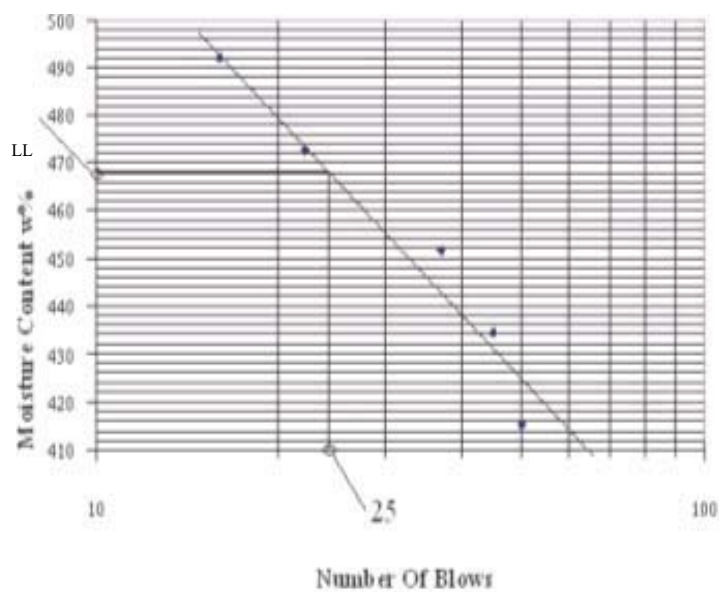
ภาพที่ 3.2 เครื่องมือเคาะดิน และ มีดปาดร่องดิน



ภาพที่ 3.3 แสดงการหา Liquid Limit



ภาพที่ 3.4 แสดงการหา Plastic Limits



ภาพที่ 3.5 ปริมาณน้ำตรงจุดที่จำนวนเคาะ 25 ครั้ง

3.1.2 การทดสอบค่าความถ่วงจำเพาะของเม็ดดิน (Specific Gravity of Soil Solid)

วัตถุประสงค์ เพื่อหาค่าความถ่วงจำเพาะของเม็ดดิน

เครื่องมือ

- 1). ขวดแก้วพลาสติกแบน ขนาดความจุ 500 ลูกบาศก์เซนติเมตร
- 2). เตาแผ่นร้อน
- 3). สามขาใช้กับเตาแผ่นร้อน
- 4). ปรอท 0 – 100 องศาเซลเซียส อ่านละเอียด 0.5 – 1.0 องศาเซลเซียส
- 5). แท่งแก้วคนขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 3 มิลลิเมตร ยาว 30 เซนติเมตร
- 6). กรวยขนาดปากประมาณ 10 เซนติเมตร แบบรูปกว้าง
- 7). น้ำกลั่น
- 8). อ่างแก้วดูความชื้น
- 9). เครื่องชั่งอ่านละเอียด 0.01 – 0.1 กรัม ชั่งได้ 1 กิโลกรัม ขึ้นไป

ขั้นตอนการทดสอบ

การสอบเทียบ (Calibrate) ขวดพลาสติกก่อนการทดลอง

- 1). ทำความสะอาดขวดแก้วพลาสติกที่จะใช้ทำการทดลอง
- 2). เติมน้ำกลั่นในขวดประมาณ 3/4 ของคอขวด เพื่อไม่ให้ น้ำเดือดล้น

3). ไล่อากาศในน้ำด้วยการต้มให้เดือดด้วยเตาเบนร้อน ประมาณ 10 นาที นำขวดแก้วลงจากเตา เติมน้ำกลั่นที่ต้มไล่ฟองอากาศเตรียมไว้แล้วลงในขวดแก้วพลาสติกให้เต็มด้วยวิธีการลัก น้ำ (จุ่มปลายสายยางลงใต้ผิวน้ำเพื่อไม่ให้อากาศเข้าไปผสมในน้ำอีก) ปลอ่ยให้เย็น ถ้าต้องการให้เย็นเร็ว อาจใช้วิธีใส่ในอ่างน้ำแช่ จนกระทั่งอุณหภูมิลดลงถึงประมาณ 40 องศาเซลเซียส

4). แต่งขอบน้ำให้อยู่ที่ขีดบอกระดับ 500 ลูกบาศก์เซนติเมตร สังเกตขอบล่างของโคงผิวน้ำเซ็ดขวดภายนอกและภายในเหนือผิวน้ำให้แห้ง

5). นำขวดแก้ว + น้ำ ขึ้นชั่ง และวัดอุณหภูมิ

6). ทำการทดลองในข้อ 4. และ 5. อีก 3 – 4 ครั้งในช่วงอุณหภูมิจากประมาณ 40 องศาเซลเซียส จนถึงอุณหภูมิห้อง ถ้าต้องการให้อุณหภูมิลดต่ำกว่าอุณหภูมิห้อง ให้ใช้น้ำแข็งผสมในอ่างแช่น้ำ แต่ต้องระวังในขณะที่ย่านค่าอุณหภูมิต้องกวนน้ำให้มีอุณหภูมิเท่ากันทั่วขวด

การหาค่าความถ่วงจำเพาะของเม็ดิน

1). เตรียมดินที่ต้องการทดสอบประมาณ 50 กรัม (เมื่อแห้ง) ถ้าเป็นดินเหนียวคลุกเคล้าให้เข้ากันดีในขณะที่เติมน้ำไปเรื่อยๆ จนกระทั่งดินเหลว และเข้ากันดี เติมน้ำลงไปอีกให้ดินเหลวพอที่จะเทลงขวด ถ่ายดินลงขวดแก้วให้หมด ใช้น้ำล้างช่วย

2). เติมน้ำลงในขวดแก้วถึง 3/4 ของคอขวด ไล่อากาศเช่นเดียวกับวิธีสอบเทียบขวดแก้ว นำขวดแก้วลงมาจากเตา เติมน้ำกลั่นที่ต้มไล่ฟองอากาศที่เตรียมไว้แล้วลงในขวด

3). ลดอุณหภูมิของน้ำในขวดด้วยวิธีใส่ในอ่างน้ำแช่ น้ำที่เติมไว้เต็มขวดจะลดลง

4). แต่งระดับน้ำในขวดที่ขีดปริมาตร 500 ลูกบาศก์เซนติเมตร เซ็ดขวดให้แห้ง นำขึ้นชั่ง และวัดอุณหภูมิ น้ำ อุณหภูมิที่ทดลองจะต้องอยู่ในช่วงอุณหภูมิที่ใดสอบเทียบไว้

5). เมื่อเสร็จแล้ว เขย่าขวด เทตัวอย่างออกใส่ถาด นำเข้าตู้อบ หลังจากอบแห้งแล้วชั่งน้ำหนักดินแห้ง

ตารางที่ 3.2 ค่าองค์ประกอบปรับแก้อุณหภูมิ, G_T

°C	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0.9999	0.9999	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9999	0.9999
10	0.9997	0.9996	0.9995	0.9994	0.9993	0.9991	0.9990	0.9988	0.9986	0.9984
20	0.9982	0.9980	0.9978	0.9976	0.9973	0.9971	0.9968	0.9965	0.9963	0.9960
30	0.9957	0.9954	0.9951	0.9957	0.9944	0.9941	0.9937	0.9934	0.9930	0.9926
40	0.9922	0.9919	0.9915	0.9911	0.9907	0.9902	0.9898	0.9894	0.9890	0.9885
50	0.9881	0.9876	0.9872	0.9867	0.9862	0.9857	0.9852	0.9848	0.9842	0.9838
60	0.9832	0.9827	0.9822	0.9817	0.9811	0.9806	0.9800	0.9795	0.9789	0.9784
70	0.9778	0.9772	0.9767	0.9761	0.9755	0.9749	0.9743	0.9737	0.9731	0.9724
80	0.9718	0.9712	0.9706	0.9699	0.9693	0.9686	0.9683	0.9673	0.9667	0.9660
90	0.9653	0.9647	0.9640	0.9633	0.9626	0.9619	0.9612	0.9605	0.9598	0.9591

* และค่าความหนาแน่น หรือน้ำหนักต่อหน่วยปริมาตรของน้ำ ในหน่วย กรัม/ซม³

การคำนวณและรายงานผล

การสอบเทียบขวดแก้วฟลาส

- 1). จากค่าน้ำหนักขวดแก้ว + น้ำ และอุณหภูมิที่อ่านได้ นำมาเขียนจุดในกราฟ ให้ค่าน้ำหนักขวดแก้ว + น้ำ เป็นกรัมอยู่ในแกนตั้ง และค่าอุณหภูมิเป็นองศาเซลเซียสอยู่ในแกนนอน
- 2). ลากเส้นเฉลี่ยผ่านจุดทั้งหมด โค้งจะคว่ำเล็กน้อย

ค่าความถ่วงจำเพาะของดิน

$$G_s = \frac{W_s}{(W_2 + W_s) - W_1} \quad (3.5)$$

เมื่อ

W_s = น้ำหนักตัวอย่างดินที่ทดสอบ อบแห้ง

W_2 = น้ำหนักขวดแก้ว + น้ำ ที่อุณหภูมิทดสอบ (ได้จากการอ่านค่าจากโค้งสอบเทียบที่อุณหภูมิ ทดสอบ)

W_1 = น้ำหนักขวดแก้ว + น้ำ + ดิน ที่ทำการทดสอบ

G_T = องค์ประกอบแก้ปรับค่าอุณหภูมิที่ทดลองจาก 4 องศาเซลเซียส (ดูจากตารางที่ 3.2)



ภาพที่ 3.6 การหาความถ่วงจำเพาะของดินตัวอย่าง

3.1.3 การทดลองหาขนาดเม็ดดิน (Grain Size Distribution)

วัตถุประสงค์ เพื่อหาขนาดของเม็ดดิน

เครื่องมือ

- 1). ไฮโดรมิเตอร์ชนิดอ่านค่าความถ่วงจำเพาะจาก 0.995 ถึง 1.030
- 2). ผงเคมี ใช้ Sodium Hexa – Metaphosphate
- 3). กระบอกไฮโดรมิเตอร์ หรือกระบอกตวง 1000 ลูกบาศก์เซนติเมตร 2 ใบ
- 4). เทอร์โมมิเตอร์ 0 – 50 องศาเซลเซียส อ่านละเอียด 0.1 – 0.5 องศาเซลเซียส
- 5). นาฬิกาจับเวลา
- 6). น้ำกลั่น
- 7). เครื่องชั่ง อ่านละเอียด 0.01 กรัม
- 8). ตู้อบ
- 9). ภาชนะใส่ตัวอย่างดิน ภาชนะผสมดินและมีดผสมดิน
- 10). อ่างแก้วดูความชื้น

ขั้นตอนการทดสอบ

- 1). เตรียมน้ำกลั่นประมาณ 2500 ลูกบาศก์เซนติเมตร ไว้ในห้องเพื่อให้อุณหภูมิคงที่
- 2). เตรียมน้ำยา ใช้ผง Sodium Hexa – Metaphosphate 4 เปอร์เซ็นต์ ละลายในน้ำกลั่น (ผงยา 4 กรัม ละลายน้ำ 100 ลูกบาศก์เซนติเมตร) ผสมให้เข้ากัน

- 3). ฝึกการจุ่มไฮโดรมิเตอร์ และอ่านค่าสเกลก้านไฮโดรมิเตอร์ให้ชำนาญ เวลาที่ใช้จุ่มก่อนอ่านควรจะไม่เกิน 15 วินาที
- 4). เตรียมน้ำกลั่นเปล่าในกระบอกแก้ว 1 ใบ จุ่มไฮโดรมิเตอร์แล้วอ่านค่าไว้
- 5). เตรียมกระบอกแก้ว 1 ใบ ใส่ น้ำกลั่นถึงขีด 1000 ลูกบาศก์เซนติเมตร
- 6). เตรียมตัวอย่างดินแห้งประมาณ 50 กรัมผสมกับสารละลายในข้อ 2.
- 7). ผสมน้ำโคลนให้เข้ากันให้ดีเทลงกระบอกตวงแล้วเติมน้ำจนถึงขีด 1000 ลูกบาศก์เซนติเมตร เขย่าให้เข้ากันดีด้วยฝ่ามือทั้ง 2 ข้าง
- 8). เมื่อตั้งกระบอกลงให้จุ่มไฮโดรมิเตอร์ทันที แล้วอ่านค่าหลังจากการวางกระบอก 15 วินาที, 30 วินาที, 1 นาที, และ 2 นาที หลังจากนั้น เขย่ากระบอกใหม่ เริ่มอ่านค่าใหม่ที่เวลา 15 วินาที, 30 วินาที, 1 นาที, และ 2 นาที พร้อมทั้งทำการวัดอุณหภูมิด้วย จากนั้นยกไฮโดรมิเตอร์ไปจุ่มลงในกระบอกน้ำเปล่าที่เตรียมไว้
- 9). ทำการอ่านต่อไป เพิ่มระยะเวลาอ่านครั้งต่อไปประมาณ 2 เท่า อ่านค่าอุณหภูมิเป็นครั้งคราวอ่านค่าไฮโดรมิเตอร์ในน้ำกลั่นในกระบอกที่เตรียมไว้ในข้อ 4 ด้วยและอ่านค่าต่อไปวันละ 2 ครั้ง จนกระทั่งค่าอ่านประมาณคงที่ จึงหยุดการทดลอง
- 10). เมื่อเสร็จสิ้นการทดลอง เขย่ากระบอก เทน้ำโคลนออกจากกระบอกใส่ภาชนะ ต้องล้างเศษดินที่ก้นกระบอกออกให้หมด นำเข้าอบแห้ง

ตารางที่ 3.3 ตารางค่าสัมประสิทธิ์ความหนืด (Viscosity) ของน้ำ (มีหน่วยเป็น millipoises)

°C	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	17.94	17.32	16.74	16.19	15.68	15.19	14.73	14.29	13.87	13.48
10	13.10	12.74	12.39	12.06	11.75	11.45	11.16	10.88	10.60	10.34
20	10.09	9.84	9.61	9.38	9.16	8.95	8.75	8.55	8.36	8.18
30	8.00	7.83	7.67	7.51	7.36	7.21	7.06	6.92	6.79	6.66
40	6.54	6.42	6.30	6.18	6.08	5.97	5.87	5.77	5.68	5.58
50	5.29	5.19	5.10	5.01	4.92	4.84	4.76	4.68	4.60	4.52
60	4.70	4.63	4.56	4.50	4.43	4.37	4.31	4.24	4.19	4.13
70	4.07	4.02	3.96	3.91	3.86	3.81	3.76	3.71	3.66	3.62
80	3.57	3.53	3.48	3.44	3.40	3.36	3.32	3.28	3.24	3.20
90	3.17	3.13	3.10	3.06	3.03	2.99	2.96	2.93	2.90	2.87
100	2.84	2.82	2.79	2.76	2.73	2.70	2.67	2.64	2.62	2.59

1 dyne sec per sq cm = 1 poise
 1 gram sec per sq cm = 980.7 poises
 1 pound sec per sq ft = 478.69 poises
 1 poise = 1000 millipoises

การคำนวณ

สำหรับดินเหนียวบริสุทธิ

เปอร์เซ็นต์ผ่าน (Percent Finer),

$$N = K_1(R - R_w) \quad (3.6)$$

เมื่อ

$$K_1 = \frac{\rho_{wc} \times G_s \times 100}{(G_s - 1)W_s}$$

= ความถ่วงจำเพาะของเม็ดดิน

= น้ำหนักดินแห้ง, กรัม

$R = (r - 1) \times 1000$, r = ค่าอ่านไฮโดรมิเตอร์ในน้ำโคลน

$R_w = (r_w - 1) \times 1000$, r_w = ค่าอ่านไฮโดรมิเตอร์ในน้ำเปล่า

ρ_{wc} = ค่าความหนาแน่นของน้ำที่อุณหภูมิสอบเทียบไฮโดรมิเตอร์, กรัม/ลูกบาศก์เซนติเมตร
(อ่านค่าจากตารางที่ 3.2)

สำหรับดินเหนียวจากธรรมชาติ

เปอร์เซ็นต์ผ่าน (Percent Finer),

$$N' = N \times F \quad (3.7)$$

เมื่อ

F = สัดส่วนดินที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 200

การคำนวณขนาดของเม็ดดิน

1. แก้ไขโค้งผิวน้ำ (Meniscus) กับค่าอ่านทุกค่า

$$R_c = R + \text{Meniscus} \times 1000$$

$$R = \text{ค่าอ่านไฮโดรมิเตอร์} (1000(r-1))$$

2. จากค่า R_c แต่ละค่าอ่านกราฟ A (ค่าอ่าน 2 – 3 นาที)

หรืออ่านกราฟ B (ค่าอ่าน 2 นาทีขึ้นไป)

เพื่อให้ได้ค่า Z_r สำหรับค่าอ่านนั้นๆ, เซนติเมตร

3. คำนวณขนาดเม็ดดิน (เส้นผ่านศูนย์กลาง),

เมื่อ

$$D = K_2 \sqrt{\frac{Zr}{t}} \quad , \quad t \text{ เป็นนาที} \quad , \quad D \text{ เป็นมิลลิเมตร} \quad (3.8)$$

$$K_2 = 5.531 \times 10^{-3} \sqrt{\frac{\mu}{\rho_s - \rho_w}} = 5.531 \times 10^{-3} \sqrt{\frac{\mu}{(\frac{G_s}{G_T} - 1) \rho_w}}$$

μ = ความหนืด (Viscosity) ของน้ำ, millipoises (อ่านค่าจากตารางที่ 3.3)

ρ_w = ค่าความหนาแน่นของน้ำที่อุณหภูมิทดสอบ, กรัม/ลูกบาศก์เซนติเมตร

ρ_s = ค่าความหนาแน่นของเม็ดดิน, กรัม/ลูกบาศก์เซนติเมตร

t = เวลาที่อ่านไฮโดรมิเตอร์ค่า Z_r นั้นๆ, นาที

G_T = องค์กรประกอบแก่อุณหภูมิ (อ่านค่าจากตารางที่ 3.2)

Z_r = ระยะทางเม็ดดินตกตะกอนในเวลา t , เซนติเมตร

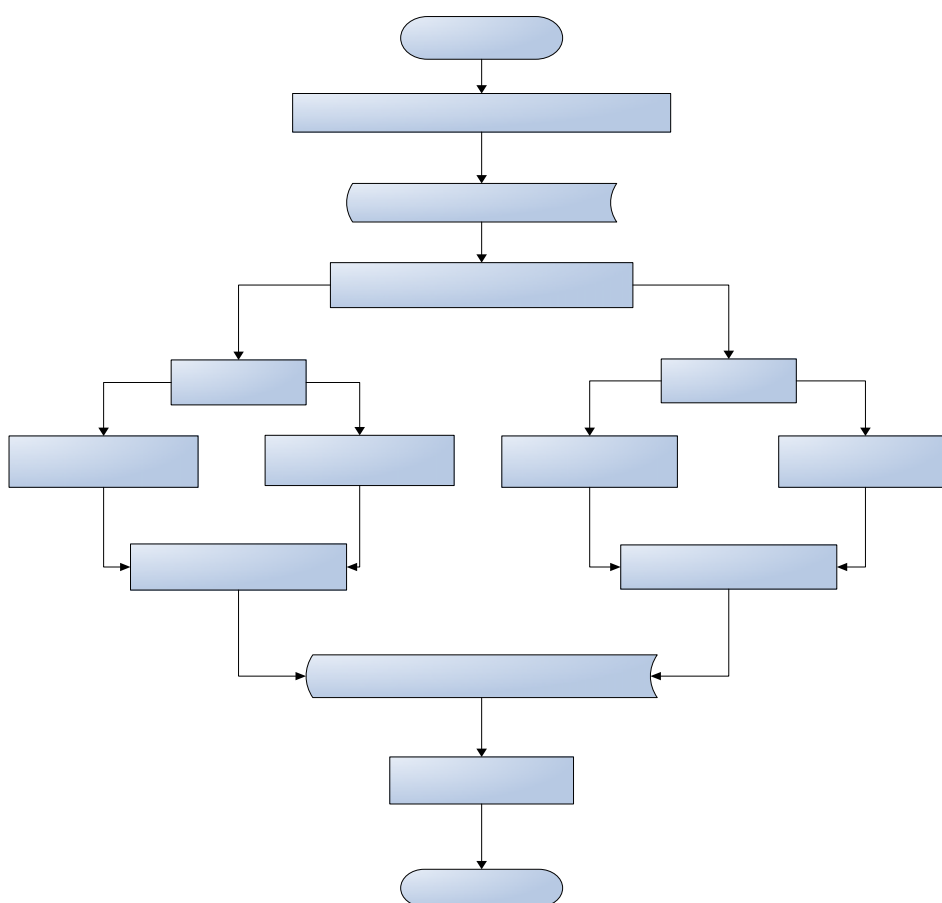
การรายงานผล

นำผลที่คำนวณได้ ขนาดของเม็ดดิน (D) และเปอร์เซ็นต์ผ่าน (N, N') ไปพล็อตในกราฟการกระจายตัวของเม็ดดิน (Grain Size Distribution)

3.2 การทดสอบเครื่องมือกรวยหยั่งสำหรับหาค่าขีดจำกัดแอตเทอร์เบิร์กของดินเม็ดละเอียด

3.2.1 ขั้นตอนการดำเนินงาน

การทดสอบโดยวิธีแบบกรวยตก (Fall Cone Test) เป็นการหาค่าขีดจำกัดเหลว ขีดจำกัดพลาสติกของดินเหนียว (Clay) ซึ่งการทดสอบโดยวิธีแบบกรวยตกจะมีมาตรฐานการทดสอบที่ใช้อ้างอิงคือ BS 1377 (British Standard Institution 1975) ในโครงการวิจัยนี้กำหนดสองสาขาของกรวยทดสอบต่างๆกัน ได้แก่ 30 องศา 45 องศา และ 60 องศา โดยมีน้ำหนักเท่ากับ 80 กรัม 70 กรัม และ 60 กรัมตามลำดับ ในการทดสอบกรวยจะถูกปล่อยให้จมอย่างอิสระจากจุดสัมผัสผิวตัวอย่างและจมเป็นเวลา 5 วินาที ค่าขีดจำกัดเหลว ขีดจำกัดพลาสติกหาค่าได้ด้วยกราฟความสัมพันธ์ระหว่างระยะการจมกับปริมาณความชื้น และเปรียบเทียบผลการทดสอบที่ได้โดยวิธีแบบกรวยตกกับวิธีทดสอบโดยถ้วยเคาะของ Casagrande และวิธีการปั้น



แผนภูมิที่ 3.1 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย

ตารางที่ 3.4 โปรแกรมการทดสอบตัวอย่างดิน

	Determination	Kaolinite 100 %	Bentonite 100 %	Mixed Clay Samples						Number of Test
				K 80 + S 20 (%)	K 60 + S 40 (%)	K 40 + S 60 (%)	B 80 + S 20 (%)	B 60 + S 40 (%)	B 40 + S 60 (%)	
Fall cone	LL	1	1	1	1	1	1	1	1	8
Apex angle = 30°	PL	1	1	1	1	1	1	1	1	8
Fall cone	LL	1	1	1	1	1	1	1	1	8
Apex angle = 45°	PL	1	1	1	1	1	1	1	1	8
Fall cone	LL	1	1	1	1	1	1	1	1	8
Apex angle = 60°	PL	1	1	1	1	1	1	1	1	8
Casagrande Cup	LL	1	1	1	1	1	1	1	1	8
Rolling Thread Test	PL	1	1	1	1	1	1	1	1	8

where: K = Kaolinite clay; B = Bentonite clay; S = Silt

3.2.2 เครื่องมือ อุปกรณ์การทดสอบ แบบกรวยตก(Fall Cone Test)

เครื่องมือ

1). Digital Gage เป็นอุปกรณ์ที่ใช้วัดระยะจมของกรวย แบบกรวยตกนี้จะใช้ Digital Gage ที่มีความละเอียด 0.01 มิลลิเมตร

2). ตัวแบบ (Mold) เป็นอุปกรณ์ที่ใช้บรรจุตัวอย่าง มีลักษณะเป็นทรงกระบอก ทำจากวัสดุประเภทเหล็กสแตนเลส (Stainless Steel) มีความสูงต่าง ๆ กัน

3). กรวย (Cone) เป็นอุปกรณ์ที่ให้น้ำหนักกับตัวอย่างที่ทดสอบ มีลักษณะเป็นรูปกรวย ทำจากวัสดุประเภท (Brass) สแตนเลส (Stainless Steel) และเหล็กกรวยมีความสูง 35 มิลลิเมตร และองศาต่าง ๆ โดยเพิ่มและลดมุมของกรวยจาก 30 องศา (ขนาดมาตรฐาน)

4). ก้านกรวย (Shaft) เป็นอุปกรณ์ที่ใช้ยึดติดกับกรวย เพื่อช่วยให้กรวยตกลงในแนวตั้งโดยไม่เกิดการเอียงศูนย์และช่วยให้การวัดระยะจมของกรวยทำได้สะดวกขึ้นโดยวัดจากก้านกรวย มีลักษณะเป็นแท่งกลมที่ปลายด้านหนึ่งเป็นเกลียวเพื่อใช้ยึดติดกับกรวย

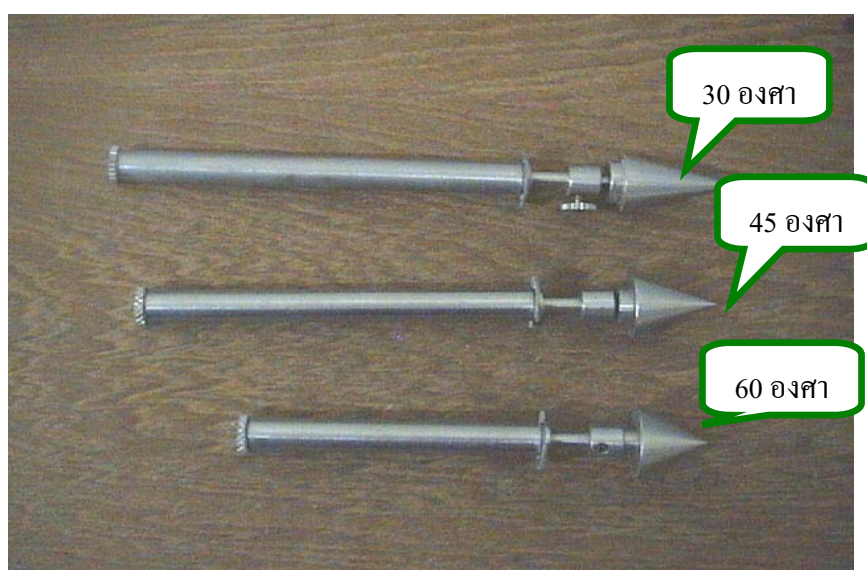
อุปกรณ์การทดสอบ

เครื่องมือทดสอบกรวยตก ดังแสดงในภาพที่ 3.7

- 1). Dial Gauge
- 2). ขวดนํ้า (Water Bottle)
- 3). เครื่องชั่งอ่านละเอียด 0.01 กรัม (Scale)
- 4). เตาอบควบคุมอุณหภูมิอัตโนมัติ (Over)
- 5). มีดปาดดิน



ภาพที่ 3.7 ชุดอุปกรณ์ทดสอบแบบกรวยตก



ภาพที่ 3.8 ขนาดกรวยทดสอบที่มีขนาดขนาด 30, 45 และ 60 องศา

3.2.3 การหาค่าขีดจำกัดเหลว (Liquid Limits, LL)

ค่าขีดจำกัดเหลว คือปริมาณความชื้นที่ดินเปลี่ยนสถานะจากสถานะเหลวไปเป็นสถานะพลาสติกกาทดลองจะใช้กรวยโลหะดังแสดงในภาพที่ 3.8 ซึ่งมีขนาดมุมที่จุดยอดที่ต่างกัน เช่น 30, 45 และ 60 องศา น้ำหนัก 80, 70 และ 60 กรัม ตามลำดับ นำดินตัวอย่างที่ต้องการทดสอบที่ปริมาณความชื้นต่าง ๆ กันมาใส่ภาชนะโดยใส่เป็นสามระดับแต่ละระดับทำการกระแทกภาชนะกับพื้นประมาณ 25 ครั้ง เพื่อไล่ฟองอากาศจากนั้นนำจุดยอดของกรวยวางสัมผัสที่ผิวบนของดิน แล้วปล่อยให้กรวยนี้จมลงในดินเป็นเวลา 5 วินาที ค่าขีดจำกัดเหลว คือปริมาณความชื้นที่กรวยนี้จมลงในดิน 20 มิลลิเมตร ภายใน 5 วินาที Hansbo (1957) กล่าวว่า กำลังต้านทานแรงเฉือนสามารถหาได้จากสมการที่ (3.9)

$$S_u = K \frac{W}{h^2} \quad (3.9)$$

เมื่อ

K = ค่าคงที่ซึ่งขึ้นอยู่กับมุมของกรวย

W = น้ำหนักของกรวย

h = ระยะจมของกรวย

3.2.4 การหาค่าขีดจำกัดพลาสติก (Plastic Limits, PL)

ค่าขีดจำกัดพลาสติก คือปริมาณความชื้นที่น้อยที่สุดที่ทำให้ดินอยู่ในสภาพพลาสติก การทดสอบโดยวิธีแบบกรวยตกค่าขีดจำกัดพลาสติกคือปริมาณความชื้นที่มีค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเท่ากับหนึ่งร้อยเท่าของกำลังต้านทานแรงเฉือนที่ค่าพิกัดเหลวดังสมการที่ (3.10) และ (3.11)

$$\frac{S_{uLL}}{S_{uPL}} = \frac{h_{PL}^2}{h_{LL}^2} = \frac{1}{100} \quad (3.10)$$

$$\frac{h_{PL}}{h_{LL}} = \frac{1}{10} \quad (3.11)$$

เมื่อ S_{uLL} และ S_{uPL} คือกำลังต้านทานแรงเฉือนที่ค่าขีดจำกัดเหลวและขีดจำกัดพลาสติกตามลำดับ และ h_{LL} และ h_{PL} คือระยะจมของกรวยที่ค่าขีดจำกัดเหลวและขีดจำกัดพลาสติกตามลำดับ

เนื่องจากระยะจมของกรวยมาตรฐานที่ค่าขีดจำกัดเหลวมีค่าเท่ากับ 20 มิลลิเมตร ดังนั้นที่ขีดจำกัดพลาสติกระยะจมของกรวยต้องมีค่าเท่ากับ 2 มิลลิเมตร

3.2.5 ขั้นตอนการทดสอบ

- 1). ร่อนดินผ่านตะแกรงเบอร์ 40 ผสมกับน้ำกลั่นแล้วคนให้เข้ากันจนเป็นครีม
- 2). นำดินที่ผสมแล้วบางส่วนไปชั่งหาน้ำหนักดินเปียกแล้วนำไปอบเพื่อหาปริมาณความชื้นของดิน
- 3). เลือกขนาดตัวแบบ (Mold) สำหรับดินตัวอย่าง (หากมีหลายขนาด)
- 4). นำดินที่ผสมเป็นเนื้อเดียวกันแล้วใส่ในตัวแบบให้เต็มแล้วใช้มีดปาดผิวดินปาดให้เรียบพอดีกับภาชนะ
- 5). เลือกมุมกรวยที่ใช้ในการทดสอบ จากนั้นเลื่อนกรวยโลหะให้สัมผัสกับผิวดินปรับเกจวัดค่าระยะจมให้มีค่าเป็นศูนย์
- 6). ปลอ่ยกรวยโลหะให้ตกอย่างอิสระลงไปในดินเป็นเวลา 5 วินาที แล้วทำการบันทึกระยะที่จมลงโดยอ่านจาก Dial Gage จากนั้นก็จะทดสอบซ้ำอีกครั้ง และค่าที่อ่านได้ใหม่ไม่ควรแตกต่างกันเกินกว่า 0.5 มม. และนำดินส่วนหนึ่งไปอบเพื่อหาปริมาณน้ำในดิน
- 7). ทำการทดสอบที่ปริมาณน้ำที่แตกต่างกันประมาณ 4 ครั้ง และทำตามขั้นตอนตามข้อ 3-6 ตามลำดับ
- 8). นำปริมาณน้ำที่ได้จากการอบตัวอย่างดิน และค่าความลึกที่กรวยโลหะจมลงไปในดินมาพลอตกราฟหาค่าขีดจำกัดเหลว (ค่าที่กรวยโลหะจมลงน้อยกว่า 15 มม. และมากกว่า 25 มม. จะไม่นำมาใช้) กราฟที่พลอตได้จะเป็นเส้นตรง ค่าขีดจำกัดเหลว (Liquid Limits) ของดินจะอยู่ที่ปริมาณน้ำในดินที่ทำให้กรวยโลหะจมลงไป 20 มม. ซึ่งจะอ่านได้จากกราฟ

3.2.6 ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ

1. ดินเหนียวคาโอลิไนท์ (Kaolinite) และดินเหนียวเบนโทไนท์ (Bentonite)

Kaolinite ดินเหนียวคาโอลิไนท์เกิดจากการผุกร่อนของเฟลด์สปาร์ (Feldspar) สลับชั้นกับซิลิกอนออกซิเดียม (Silicon Aluminium) และยังมีแร่ย่อยอีกคือ ดิกไคท์ (Dickite) นาไคร์ (Nacrite) และฮาลอยไซต์ (Halloysite) รูปหลอดแบบเกิดโดยมีดินเหนียวที่เกิดในที่ (Residual clay) คาโอลิไนท์มีสภาวะคงตัวมากมีคุณสมบัติเป็นโครงสร้างเชื่อมแน่น (Cohesive Structure) สูงทำให้น้ำซึมเข้าไปได้ยาก และไม่ขยายตัวเมื่ออิ่มตัวด้วยน้ำ

Bentonite ดินเหนียวเบนโทไนท์มีส่วนผสมหลักของมอนทอร์ริลโลไนท์ (Montmorillonite) มีคุณสมบัติพิเศษจะบวมตัว (Swell) หลายเท่าตัวเมื่อนำมาผสมน้ำมีค่าขีดจำกัดเหลวสูงกว่า 500 % ทำให้มีคุณสมบัติพิเศษนำมาใช้ในงานทางด้านวิศวกรรมซึ่งคุณสมบัติพิเศษของน้ำโคลนเบนโทไนท์จะมีค่าความถ่วงจำเพาะสูงกว่าน้ำเล็กน้อย

2. ดินเหนียวผสม

ดินเหนียวประเภทที่ 1 เมื่อนำดินเหนียวคาโอลิไนท์ (Kaolinite) กับดินตะกอน (Silt) นำมาผสมกันให้เป็นเนื้อเดียวกันที่อัตราส่วนผสมที่ต่างกัน ดังนี้

- Kaolinite 80% + Silt 20%
- Kaolinite 60% + Silt 40%
- Kaolinite 40% + Silt 60%

ดินเหนียวประเภทที่ 2 เมื่อนำดินเหนียวเบนโทไนท์ (Bentonite) กับดินตะกอน (Silt) นำมาผสมกันให้เป็นเนื้อเดียวกันที่อัตราส่วนผสมที่ต่างกัน ดังนี้

- Bentonite 80% + Silt 20%
- Bentonite 60% + Silt 40%
- Bentonite 40% + Silt 60%

3.2.7 ตัวอย่างการคำนวณหาระยะการจมของกรวยตก

$$S_u = K \times \frac{W}{h_{LL}^2}$$

1). ที่ $S_u = 2.66 \text{ kPa}$, $K = 1.33$ เมื่อ $\beta = 30$ องศา, $W = 80$ กรัม จากสมการ จะได้

- หาระยะการจมของขีดจำกัดเหลว

$$2.66 \times 10^3 \text{ N/m}^2 = 1.33 \times \frac{(80 \times 10)/1000}{h_{LL}^2} \text{ N/m}^3$$

$$h_{LL}^2 = \frac{1.064}{2660} \text{ m.}$$

$$h_{LL} = \sqrt{0.0004}$$

$$h_{LL} = 0.02 \text{ m.}$$

$$h_{LL} = 20 \text{ mm.}$$

- หาระยะการจมของขีดจำกัดพลาสติก

$$\frac{h_{PL}}{h_{LL}} = \frac{1}{10}$$

เมื่อ $h_{LL} = 20$ mm. หาขีดจำกัดพลาสติกจากสมการ จะได้

$$\frac{h_{PL}}{20} = \frac{1}{10}$$

$$h_{PL} = \frac{1}{10} \times 20$$

$$h_{PL} = 2 \text{ mm.}$$

2). ที่ $S_u = 2.66$ kPa, $K = 0.585$ เมื่อ $\beta = 45$ องศา, $W = 70$ กรัม จากสมการ จะได้

- หาระยะการจมของขีดจำกัดเหลว

$$2.66 \times 10^3 \text{ N/m}^2 = 0.585 \times \frac{(70 \times 10)/1000}{h_{LL}^2} \text{ N/m}^3$$

$$h_{LL}^2 = \frac{0.4095}{2660} \text{ m.}$$

$$h_{LL} = \sqrt{1.5295}$$

$$h_{LL} = 0.01241 \text{ m.}$$

$$h_{LL} = 12.4 \text{ mm.}$$

- หาระยะการจมของขีดจำกัดพลาสติก

เมื่อ $h_{LL} = 12.41$ mm. หาขีดจำกัดพลาสติกจากสมการ จะได้

$$\frac{h_{PL}}{12.41} = \frac{1}{10}$$

$$h_{PL} = \frac{1}{10} \times 12.41$$

$$h_{PL} = 1.24 \text{ mm.}$$

3). ที่ $S_u = 2.66$ kPa, $K = 0.305$ เมื่อ $\beta = 60$ องศา, $W = 60$ กรัม จากสมการ จะได้

- หาระยะการจมของขีดจำกัดเหลว

$$2.66 \times 10^3 \text{ N/m}^2 = 0.305 \times \frac{(60 \times 10)/1000}{h_{LL}^2} \text{ N/m}^3$$

$$h_{LL}^2 = \frac{0.183}{2660} \text{ m.}$$

$$h_{LL} = \sqrt{0.0000688}$$

$$h_{LL} = 0.0083 \text{ m.}$$

$$h_{all} = 8.30 \text{ mm.}$$

- หาระยะการจมของพีดจำกัดพลาสติก

เมื่อ $h_{all} = 8.30 \text{ mm.}$ หาพีดจำกัดพลาสติกจากสมการ จะได้

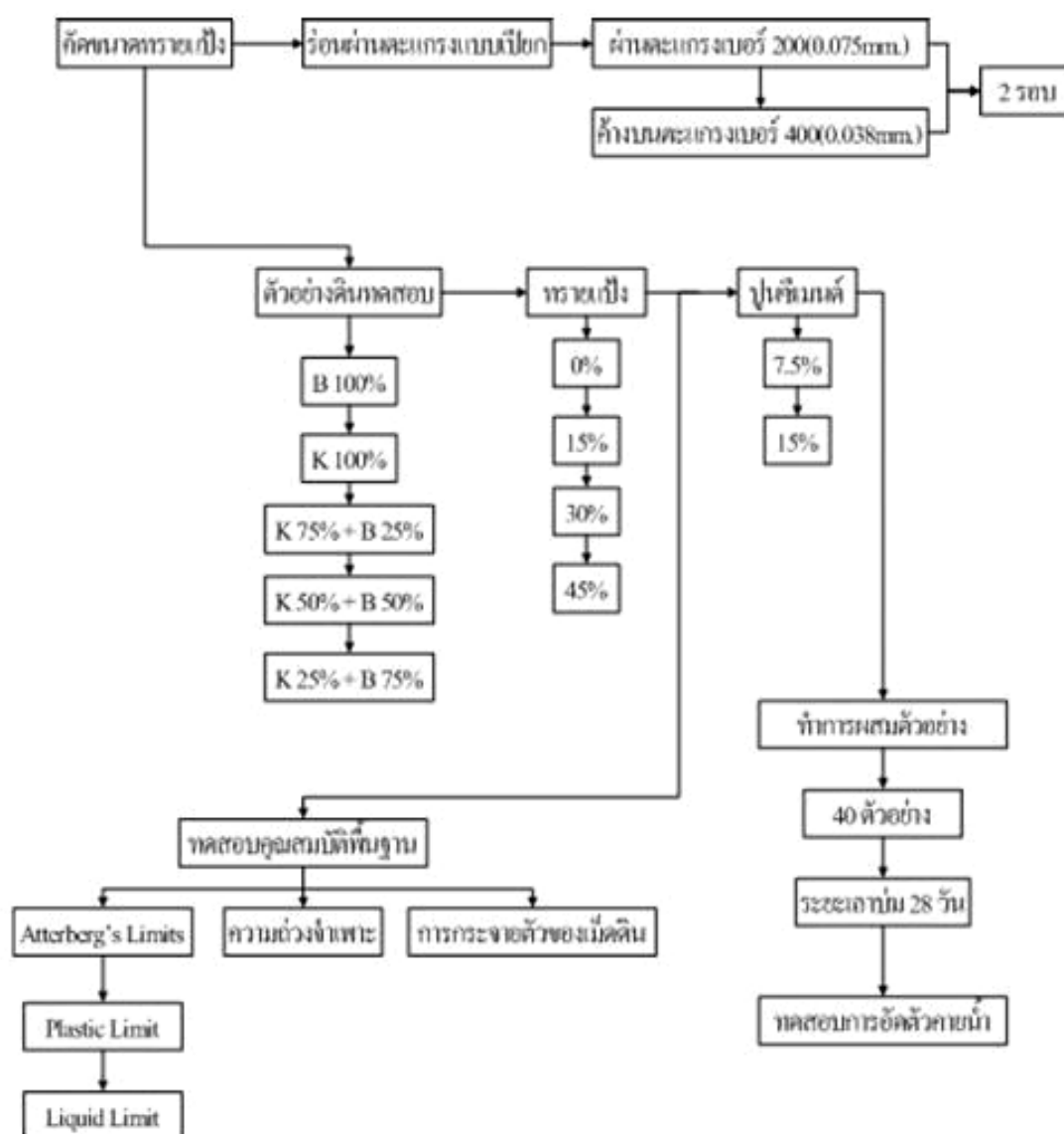
$$\frac{h_{PL}}{8.30} = \frac{1}{10}$$

$$h_{PL} = \frac{1}{10} \times 8.30$$

$$h_{PL} = 0.83 \text{ mm.}$$

3.3 การศึกษาอิทธิพลของสัดส่วนดินเหนียวต่อคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ด้วยการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

3.3.1 ขั้นตอนการดำเนินงาน



แผนภูมิที่ 3.2 แผนผังการทดสอบ

ตารางที่ 3.5 โปรแกรมการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน

การทดลอง	ดินเหนียวบริสุทธิ์ผสม			ดินเหนียวบริสุทธิ์		ทรายแป้ง
	K50 : B50	K75 : B25	B75 :K25	K 100 %	B 100 %	
ความถ่วงจำเพาะ	1	1	1	1	1	1
ค่าพิกัดเหลว	1	1	1	1	1	-
ค่าพิกัดพลาสติก	1	1	1	1	1	-
การกระจายตัวของเม็ดดิน	-	-	-	-	-	1

* K คือ คาโอลิไนท์ และ B คือ เบ็นโทไนท์

ตารางที่ 3.6 โปรแกรมการทดสอบดินตัวอย่าง

ทรายแป้ง	ปูนซีเมนต์	ระยะเวลาบ่มตัวอย่าง	K50:B50	K75:B25	K25:B75	K 100%	B 100%
0%	7.50%	28วัน	1	1	1	1	1
	15%	28วัน	1	1	1	1	1
15%	7.50%	28วัน	1	1	1	1	1
	15%	28วัน	1	1	1	1	1
30%	7.50%	28วัน	1	1	1	1	1
	15%	28วัน	1	1	1	1	1
45%	7.50%	28วัน	1	1	1	1	1
	15%	28วัน	1	1	1	1	1
ตัวอย่างการทดสอบ			8	8	8	8	8
รวมทั้งหมด			40				

*B = Bentonite

K = Kaolinite

3.3.2 วิธีการผสม

- 1). เตรียมผงดินเหนียวบริสุทธิ์ผสมกับผงทรายเป้งตามอัตราส่วนที่กำหนดไว้
- 2). เติมน้ำลงไปเท่ากับ % Liquid Limit ของดินแต่ละประเภท
- 3). ผสมดินกับน้ำให้เข้ากัน
- 4). เมื่อดินเหนียวรวมเป็นเนื้อเดียวกันให้เทปูนซีเมนต์ตามอัตราส่วนที่กำหนดไว้ ลงผสมกับดินเหนียว
- 5). นำส่วนผสมที่ได้เทลงในแบบหล่อ PVC ทำการหล่อเป็นชั้นๆแล้วทำการเคาะเบาๆเพื่อให้ฟองอากาศ
- 6). ทำการหุ้มด้วยพลาสติกเพื่อป้องกันการสูญเสียน้ำแล้วนำไปบ่มจนครบอายุการบ่มตามต้องการคือ 28 วัน

3.3.4 วิธีการบ่ม

- 1). นำตัวอย่างที่ได้ไปเก็บในที่ที่ไม่ถูกรบกวน
- 2). นำตัวอย่างที่บ่มได้อายุตามวันที่ต้องการทดสอบที่ 28 วันออกมาเตรียมทดสอบต่อไป
- 3). ทำการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

ตัวอย่างรายการคำนวณในการผสมตัวอย่าง

Mixing Soil-Cement Sample

Oedometer Ring (cm)	=	6.33
Height (cm)	=	2.00
Volume of Oedometer (cm ³)	=	62.9798598
Volume of Oedometer (m ³)	=	0.000063
Estimated Factor	=	1.20
Required Volume (m ³)	=	0.0000756

Assumed Dry Density (kg/m ³)	=	1500
Required Weight of Dry Soil (kg)	=	0.11336375

Mixing Sample No.	Bentonite	Kaolinite	Silt	Liquid Limit	Cement
1	100 % = 0.11336 kg	-	0 % = 0.00000 kg	460 % = 0.52147 kg	7.5 % = 0.00850 kg
2	100 % = 0.11336 kg	-	0 % = 0.00000 kg	460 % = 0.52147 kg	15 % = 0.01700 kg
3	85 % = 0.09636 kg	-	15 % = 0.01700 kg	374 % = 0.42398 kg	7.5 % = 0.00850 kg
4	85 % = 0.09636 kg	-	15 % = 0.01700 kg	374 % = 0.42398 kg	15 % = 0.01700 kg
5	70 % = 0.07935 kg	-	30 % = 0.03401 kg	311 % = 0.35256 kg	7.5 % = 0.00850 kg
6	70 % = 0.07935 kg	-	30 % = 0.03401 kg	311 % = 0.35256 kg	15 % = 0.01700 kg
7	55 % = 0.06235 kg	-	45 % = 0.05101 kg	236 % = 0.26754 kg	7.5 % = 0.00850 kg
8	55 % = 0.06235 kg	-	45 % = 0.05101 kg	236 % = 0.26754 kg	15 % = 0.01700 kg
9	-	100 % = 0.11336 kg	0 % = 0.00000 kg	65.2 % = 0.07391 kg	7.5 % = 0.00850 kg
10	-	100 % = 0.11336 kg	0 % = 0.00000 kg	65.2 % = 0.07391 kg	15 % = 0.01700 kg
11	-	85 % = 0.09636 kg	15 % = 0.01700 kg	56 % = 0.06348 kg	7.5 % = 0.00850 kg
12	-	85 % = 0.09636 kg	15 % = 0.01700 kg	56 % = 0.06348 kg	15 % = 0.01700 kg
13	-	70 % = 0.07935 kg	30 % = 0.03401 kg	41.6 % = 0.04716 kg	7.5 % = 0.00850 kg
14	-	70 % = 0.07935 kg	30 % = 0.03401 kg	41.6 % = 0.04716 kg	15 % = 0.01700 kg
15	-	55 % = 0.06235 kg	45 % = 0.05101 kg	35.6 % = 0.04036 kg	7.5 % = 0.00850 kg
16	-	55 % = 0.06235 kg	45 % = 0.05101 kg	35.6 % = 0.04036 kg	15 % = 0.01700 kg

3.3.5 การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

วัตถุประสงค์ เพื่อหาคุณสมบัติการทรุดตัวของดินเหนียว ซึ่งได้แก่

- หาค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัว (Coefficient of Consolidation), C_v
- หาค่าดัชนีการอัดตัว (Compression Index), C_c
- หาค่าดัชนีการบวมตัว (Recompression Index), C_r
- หาค่ากำลังคลาก (Yield Strength)
- กราฟแสดงการทรุดตัวได้ (Compressibility Curve)

จากการทดสอบจะได้ค่า

= อัตราส่วนช่องว่างเริ่มแรก (Initial Void Ratio), w , S ก่อนการทดสอบและหลังการทดสอบ

3.3.6 เครื่องมือ อุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบ

1). เครื่องกดทดสอบที่มีกำลังมากพอสำหรับตัวอย่างดินที่จะทำการทดสอบพร้อมมาตรหน้าปัด (Dial Gauge) ขนาด 0.5 นิ้ว $\times$ 0.0001 นิ้ว หรือ 12 มิลลิเมตร $\times$ 0.002 มิลลิเมตร

2). แผ่นน้ำหนัก

- ขนาด 10 กิโลกรัม
- ขนาด 5 กิโลกรัม
- ขนาด 2 กิโลกรัม
- ขนาด 1 กิโลกรัม
- ขนาด 0.5 กิโลกรัม
- มากพอสำหรับการกดตัวอย่าง

3). ที่บรรจุตัวอย่างขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6.33 ซม. สูง 2.00 ซม. และส่วนประกอบ

- แผ่นหินพรุน (Porous Stone) 2 แผ่น
- วงแหวนตัวอย่าง (Sample Ring)
- ฝาปิดน้ำหนัก

4). อุปกรณ์แต่งตัวอย่าง – เลื่อยเส้นลวด

5). วัสดุสิ้นเปลือง

- จารบีซิลิโคน (Silicone Grease)
- กระดาษกรอง
- กระดาษไข

- 6). เวอร์เนียร์คาลิเปอร์
- 7). นาฬิกาจับเวลา
- 8). เครื่องมือหาความชื้นทั่วไป

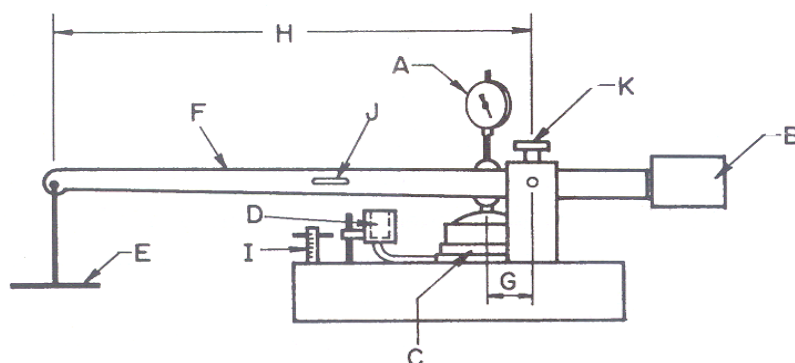
3.3.7 ขั้นตอนการทดสอบ

เตรียมเครื่องมือ ภาพที่ 3.9

- 1). ปรับลูกตุ้มถ่วงน้ำหนัก (B) ให้ถ่วงน้ำหนัก (F) ได้สมดุล
- 2). ตรวจสอบระยะต่างๆจากจุดหมุนถึงตำแหน่งกดตัวอย่าง (G) และระยะจากจุดหมุนถึงขอแขวนน้ำหนัก (H) เพื่อคำนวณอัตราส่วนคานงัด
- 3). ไล่อากาศแผ่นหินปูนทั้ง 2 แผ่น ด้วยการต้มในน้ำให้เดือด และปล่อยให้เย็น
- 4). วัดขนาดของวงแหวนตัวอย่างด้วยเวอร์เนียคาลิเปอร์ และชั่งน้ำหนัก

เตรียมตัวอย่างดี

- 5). เตรียมตัวอย่างที่ได้ทำการหล่อและบ่มไว้ตามเวลาที่กำหนดไว้



ภาพที่ 3.9 เครื่องมือการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (แบบคานงัด)

- A: Dial gauge for measuring vertical displacement. (มาตรหน้าปัดวัดทรุดตัวแนวตั้ง)
- B: Counter – weight for adjusting level of the lever arm F. (น้ำหนักถ่วงสำหรับปรับระดับคานงัด)
- C: Sample unit. (ที่ใส่ตัวอย่าง)
- D: Lucite container for maintaining water level in the soil specimen. (กระบอกพลาสติกใส่น้ำรักษาระดับน้ำในตัวอย่าง)
- E: Loading hanger. (ชุดแขวนน้ำหนัก)

F: Lever arm use to amplify the applied load. (คานงัดเพื่อเพิ่มน้ำหนักกด)

G: Distance from support to center of specimen (to be measured). (ระยะจากจุดฟัลครัมถึงกึ่งกลางตัวอย่าง (ต้องวัด))

H: Distance from support to applied load (to be measured). (ระยะจากจุดฟัลครัมถึงจุดกระทำแรง (ต้องวัด))

I: Support of the lever arm. (ที่รับคานงัด)

J: Level. (ระดับน้ำ)

K: Lever arm height adjusting screw. (สลักเกลียวปรับระดับคาน)

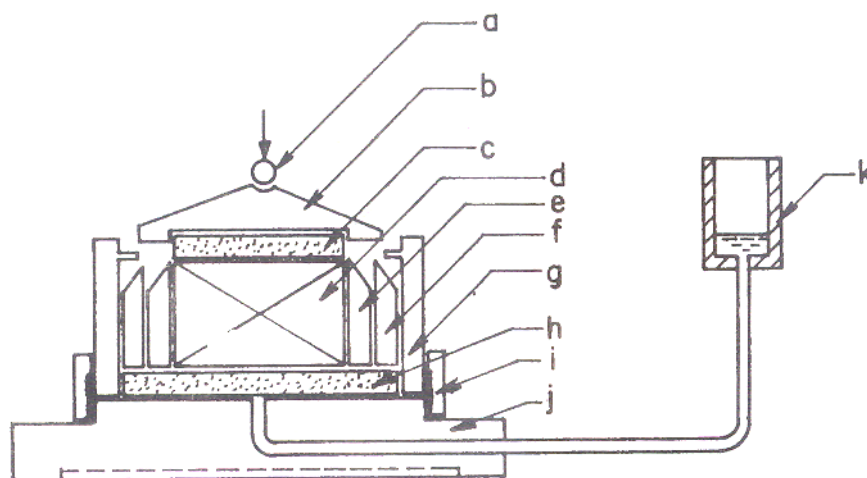
ลำดับต่อไปนี้รูปภาพที่ 3.10 ประกอบด้วย

6). วางฐานที่บรรจุตัวอย่าง (j) ลงบนโต๊ะ ใส่อากาศใต้ฐานให้หมดด้วยการเติมน้ำกลั่นลงในภาชนะ (k) แล้วยกระดับให้สูงขึ้นจนน้ำไหลเข้าฐานวางแผ่นหินปูนแผ่นล่างลงบนฐานพยายามให้น้ำท่วมปริมาตรตลอดเวลาอย่าให้แห้ง จุ่มแผ่นกระดาษกรองที่ตัดไว้ ขนาดเท่าแผ่นหินปูน แล้วจุ่มลงในชั้นน้ำให้เปียกชุ่มแล้วนำมาวางบนแผ่นหินปูนพยายามวางราบไปด้านหนึ่ง อย่าให้มีฟองอากาศติดอยู่ภายใน

7). ใส่แหวนบังคับ (f) ลงบนฐานแล้ววางวงแหวนตัวอย่าง (e) ที่เตรียมไว้ลงบนกระดาษกรองแผ่นหินปูนล่าง วางกระดาษตรงแบบตัวอย่างดินวิธีเดียวกับแผ่นล่างบนตัวอย่างดิน วางแผ่นหินปูน (c) ลงบนแผ่นกระดาษกรองวางแผ่นฝาปิด (b) ลงบนแผ่นหินปูน และวางลูกปัด (a) บนฝาปิด

8). ประกอบแหวนเกลียว (i) เข้ากับฐาน ใส่น้ำหล่อตัวอย่างจนท่วม

9). นำที่บรรจุตัวอย่างที่ประกอบแล้ววางบนฐานเครื่องกดตัวอย่าง



ภาพที่ 3.10 แสดงการติดตั้งวงแหวนตัวอย่าง

- a: Steel bearing ball to transmit the load. (ลูกปืนเหล็กถ่ายน้ำหนัก)
- b: Loading block. (แผ่นกดน้ำหนัก)
- c: Upper porous stone. (แผ่นหินพรุนบน)
- d: Soil specimen. (ตัวอย่างดิน)
- e: Inner ring. (diameter นิ้ว) (วงแหวนใน)
- f: Outside ring. (diameter 3 นิ้ว) (วงแหวนนอก)
- g: Cell cylinder. (กระบอกที่ใส่ตัวอย่าง)
- h: Lower porous stone. (แผ่นหินพรุนล่าง)
- i: Fasten ring. (เกลียวรัดวงแหวน)
- j: Specimen cell base. (ฐานที่ใส่ตัวอย่าง)
- k: Lucite container. (กระบอกพลาสติกใส่น้ำ)
- j: Specimen cell base. (ฐานที่ใส่ตัวอย่าง)
- k: Lucite container. (กระบอกพลาสติกใส่น้ำ)

การกดตัวอย่าง

- 10). คำนวณน้ำหนักที่จะใช้กดตัวอย่าง เตรียมน้ำหนักสำหรับค่ากดแรกให้พร้อม
- 11). เริ่มทำการทดสอบด้วยการวางแผ่นน้ำหนักที่ขอแขวน และเริ่มจับเวลา อ่านค่าการทรุดตัวของดินที่มาตรหน้าปัด (Dial Gauge) ที่เวลา 0.25 , 1 , 2.25 , 4 , 6.25 , 9 , 12.25 , 16 , 25 , 36 , 49

, 64 , 81 , 100 นาที หลังจากนั้นอ่านค่าการทรุดตัวประมาณ 2 เท่าของช่วงเวลาที่เดิม และอ่านค่าน้ำหนักก่อนออกจากห้องทดสอบในตอนเย็น

12). วันรุ่งขึ้นอ่านค่าการทรุดตัวสุดท้าย หลังจากนั้นทำการปรับระดับคานาให้ได้ระดับโดยให้คูที่น้ำตาไก่

13). เพิ่มน้ำหนักกดขึ้นต่อไป จดบันทึกค่าเช่นเดียวกับค่าแรก

14). ทำการกดน้ำหนักตามข้อ 11. – 13. จนกระทั่งเสร็จ ทำการถอดน้ำหนักออก (Rebound) โดยเว้น 1 ชั้นน้ำหนัก ทุกครั้งที่ถอดน้ำหนักเพียงแค่จดบันทึกบนมาตรหน้าปัด (Dial Gauge) ก่อนจะถอดน้ำหนักขึ้นต่อไปเท่านั้น ไม่ต้องจดบันทึกตามระยะเวลา จนกระทั่งถอดน้ำหนักออกหมด การบวมตัวของดินที่เกิดจากการถอดน้ำหนักจะใช้เวลาน้อยกว่าการกดน้ำหนัก จึงสามารถทำการถอดน้ำหนัก 2 – 3 ชั้นต่อวัน

15). หลังจากเสร็จการทดสอบแล้ว ถอดตัวอย่างออก เหน้าให้แห้ง ถอดกระดาษกรองออก ชั่งน้ำหนักตัวอย่าง แล้วนำตัวอย่างดินเข้าอบหาความชื้น (ทั้งตัวอย่าง)

3.3.8 การคำนวณ

1. ทุกชั้นน้ำหนักที่ทำการทดสอบ

- พล็อตอ่านค่ามาตรหน้าปัด (Dial Gauge) ต่อ $\log t$ (เวลา)

- หาค่า d_0 d_{50} d_{100}

- หาค่า t_{50}

- พล็อตอ่านค่าหน้าปัด (Dial Gauge) ต่อ $\sqrt{t}$ (เวลา)

- หาค่า d_0 และ d_{90}

- หาค่า t_{90}

2. คำนวณค่าอัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio) แต่ละชั้นการกดน้ำหนัก โดยใช้ตารางการคำนวณในแผ่นข้อมูล

$$\text{- ค่าความสูงเนื้อดิน (Solid Height)} \quad H_s = \frac{W_s}{G_s \cdot \rho_w \cdot A} \quad (3.12)$$

$$\text{- ค่าความสูงช่องว่าง (Void Height)} \quad H_v = 2H - H_s \quad (3.13)$$

$$\text{- ค่าอัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio)} \quad e = \frac{2H - H_s}{H_s} \quad (3.14)$$

- ค่าอิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturation), $S = \frac{W \cdot G_s}{e}$ (3.15)

เมื่อ

W_s = น้ำหนักตัวอย่างดินแห้ง, กรัม

$2H$ = ความสูงตัวอย่างก่อนทดสอบ = ความสูงวงแหวนตัวอย่าง, เซนติเมตร

ρ_w = ความหนาแน่น (Density) ของน้ำ = 9.807 กิโลนิวตัน/ลูกบาศก์เมตร
= 1 กรัม/ลูกบาศก์เซนติเมตร

A = พื้นที่หน้าตัดตัวอย่างดิน, ตารางเซนติเมตร

3. คำนวณค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัว (Coefficient of Consolidation), C_v

- เฉลี่ยหาความหนาตัวอย่างแต่ละชั้นน้ำหนักกด

$$H_{av} = \frac{H_i + H_f}{2}, \text{ เซนติเมตร} \quad (3.16)$$

H_i = ความสูงตัวอย่างก่อนกดแต่ละชั้น, เซนติเมตร

H_f = ความสูงตัวอย่างหลังกดแต่ละชั้น, เซนติเมตร

- หาค่าความยาวทางระบายน้ำ, H_d สำหรับการทดสอบที่ใช้แผ่นหินพรุน 2 ด้าน

(2 – Side Drainage)

$$H_d = \frac{2H}{2} = H$$

$$H_d = \frac{2H_{av}}{2} = H_{av} \text{ เฉลี่ยความสูงตัวอย่างก่อน-หลังทดสอบ} \quad (3.17)$$

- หา C_v แบบ $\log t$:

$$\begin{aligned} c_v &= \frac{0.197H_d^2}{t_{50}} = \frac{0.197(2H_{av})^2}{4t_{50}}, \text{ ตารางเซนติเมตร/วินาที} \\ &= \frac{0.0492(2H_{av})^2}{t_{50}} \end{aligned} \quad (3.18)$$

$$c_v = \frac{0.848H_d^2}{t_{90}} = \frac{0.848(2H_{av})^2}{4t_{90}}, \text{ ตารางเซนติเมตร/วินาที} \quad (3.19)$$

$$= \frac{0.212(2H_{av})^2}{t_{90}}$$

เมื่อ

ค่า $2H_{av}$ คือค่าเฉลี่ยความสูงตัวอย่างดิน
ถ้าใช้ค่า ไปแทนในสูตรต้องการด้วย เสียก่อน

4. คำนวณหน่วยแรงกดทับตัวอย่างดินแต่ละชั้นน้ำหนักร

$$P' = \frac{W \cdot R}{A} \times 10, \text{ ตัน/ตารางเมตร} \quad (3.20)$$

เมื่อ

W = น้ำหนักแขวนที่ขอยแขวนน้ำหนักร, กิโลกรัม

R = อัตราส่วนคานงัด

A = พื้นที่หน้าตัดตัวอย่างดิน, ตารางเซนติเมตร

5. จากค่าอัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio) และ แต่ละชั้นน้ำหนักร พล็อตกราฟค่าอัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio) ต่อ $\log$ ต่อจุดด้วยเส้นโค้งเรียบ

6. จากกราฟ $-\log P'$ หาค่า:-

- ค่าน้ำหนักกดทับประสิทธิผลสูงสุดในอดีต (Maximum Past Pressure), σ'_{vm} ,

P'_c

- ดัชนีการอัดตัว (Compression Index), C_c

- ดัชนีการบวมตัว (Recompression Index), C_r

- สัมประสิทธิ์การอัดตัวของปริมาตร (Coefficient of Volume Compressibility),

m_v

7. พล็อตกราฟ CV ต่อ $\log P'_c$ แสดงค่า C_v จากการคำนวณทั้ง 2 วิธี

การรายงานผล

คำนวณคุณสมบัติทางกายภาพของตัวอย่างก่อนการทดสอบและหลังการทดสอบ

- 1). ความชื้น (Water content), เปอร์เซ็นต์
- 2). น้ำหนักรวมต่อหน่วยปริมาตร (Total Unit Weight), กิโลนิวตัน/ลูกบาศก์เมตร
- 3). น้ำหนักแห้งต่อหน่วยปริมาตร (Dry Weight), กิโลนิวตัน/ลูกบาศก์เมตร
- 4). อัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio), e
- 5). ความอิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturation), S , เปอร์เซ็นต์



ภาพที่ 3.11 เครื่องทดสอบ (แบบคานจัด)



ภาพที่ 3.12 ที่บรรจุตัวอย่างและส่วนประกอบ



ภาพที่ 3.13 ตัวอย่างดินเหนียวคาโอลิไนท์ และ ดินเหนียวเบ็นโทไนท์



ภาพที่ 3.14 ตัวอย่างดินทรายแป้งที่ล้างตะแกรงเบอร์ 400



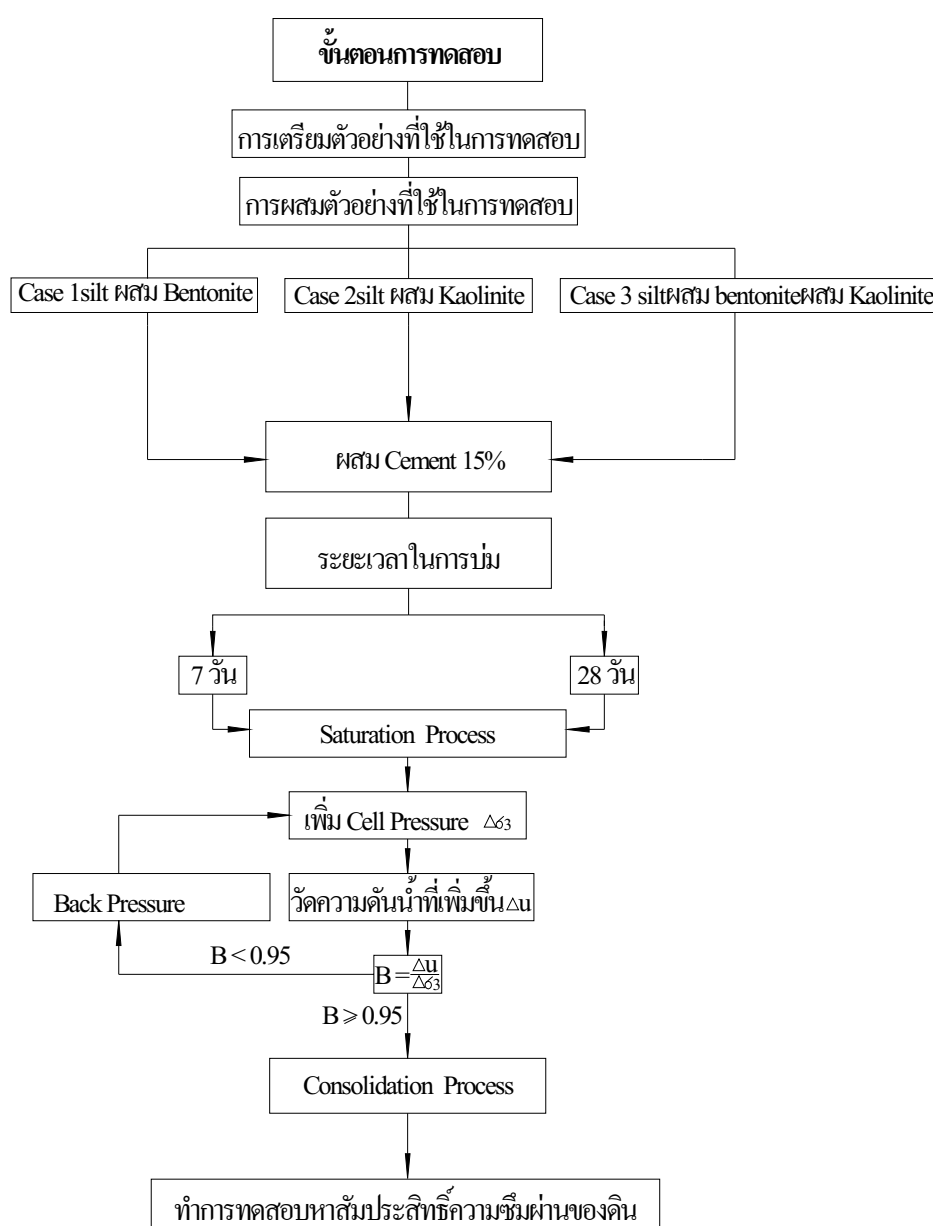
ภาพที่ 3.15 แสดงการผสมตัวอย่าง



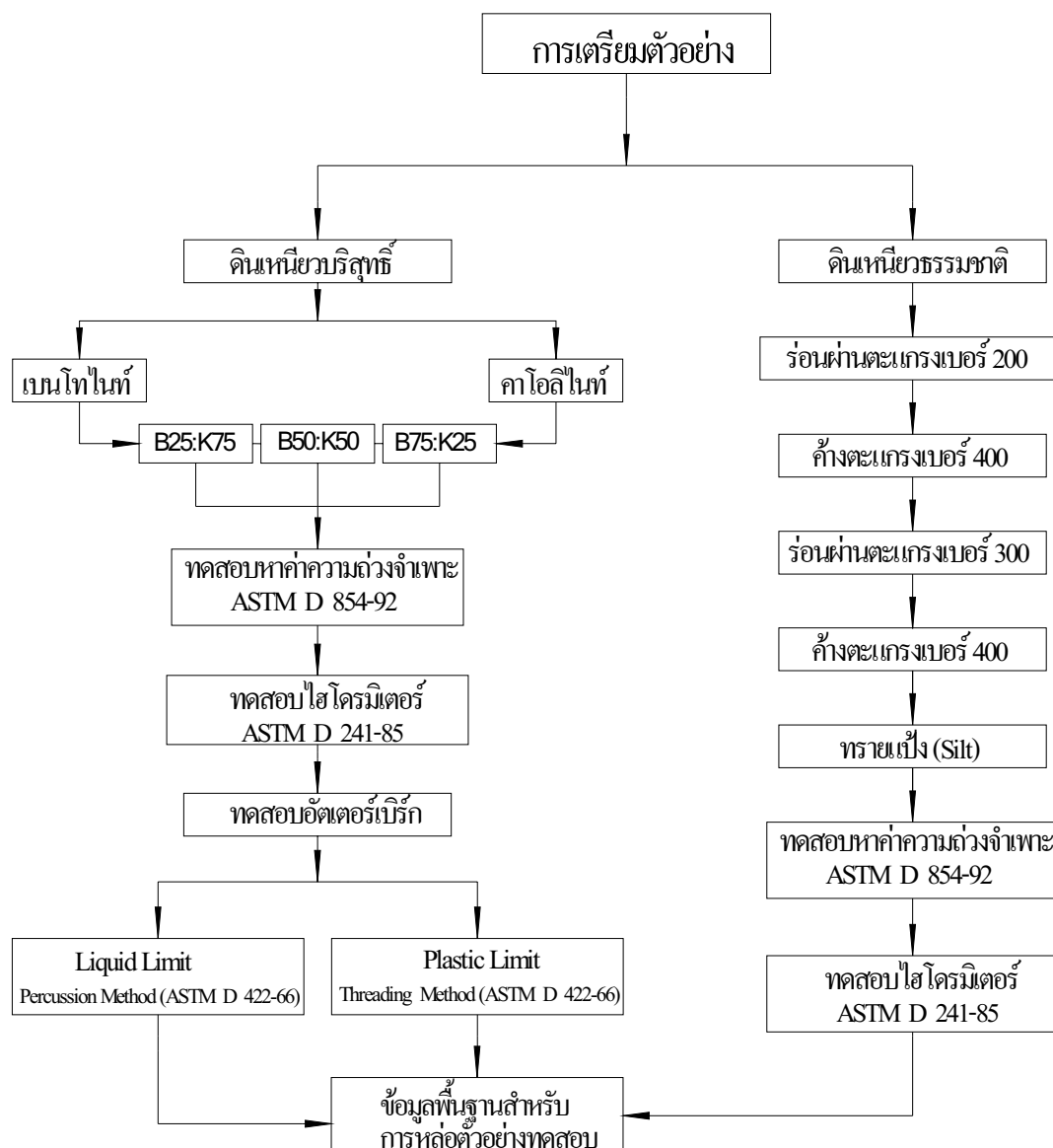
ภาพที่ 3.16 แสดงตัวอย่างที่หล่อไว้

3.4 การศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบต่อสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ด้วยวิธีทดสอบความสามารถซึมผ่านของดินในการทดสอบแรงอัด 3 แกน ด้วย ระบบ 2 ความดันภายใน (Triaxial Permeability Test with two Back Pressure Systems)

3.4.1 ขั้นตอนการดำเนินงาน



แผนภูมิที่ 3.3 แสดงขั้นตอนการทดสอบ



แผนภูมิที่ 3.4 แสดงขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ

3.4.2 ขั้นตอนการผสมดินตัวอย่าง

ในการผสมดินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ จะแบ่งออกเป็น 3 แบบ คือ

แบบที่ 1 ดินธรรมชาติ (Silt) ผสมดินเหนียวริสุทธี (เบนโทไนท์) โดยใช้สัดส่วนในการผสมดังนี้

- ใช้ทรายแป้ง (Silt) 0% ผสมกับ เบนโทไนท์ 100%
- ใช้ทรายแป้ง (Silt) 15% ผสมกับ เบนโทไนท์ 85%
- ใช้ทรายแป้ง (Silt) 30% ผสมกับ เบนโทไนท์ 70%

- ใช้ทรายแป้ง (Silt) 45% ผสมกับ เบนโทไนท์ 55%

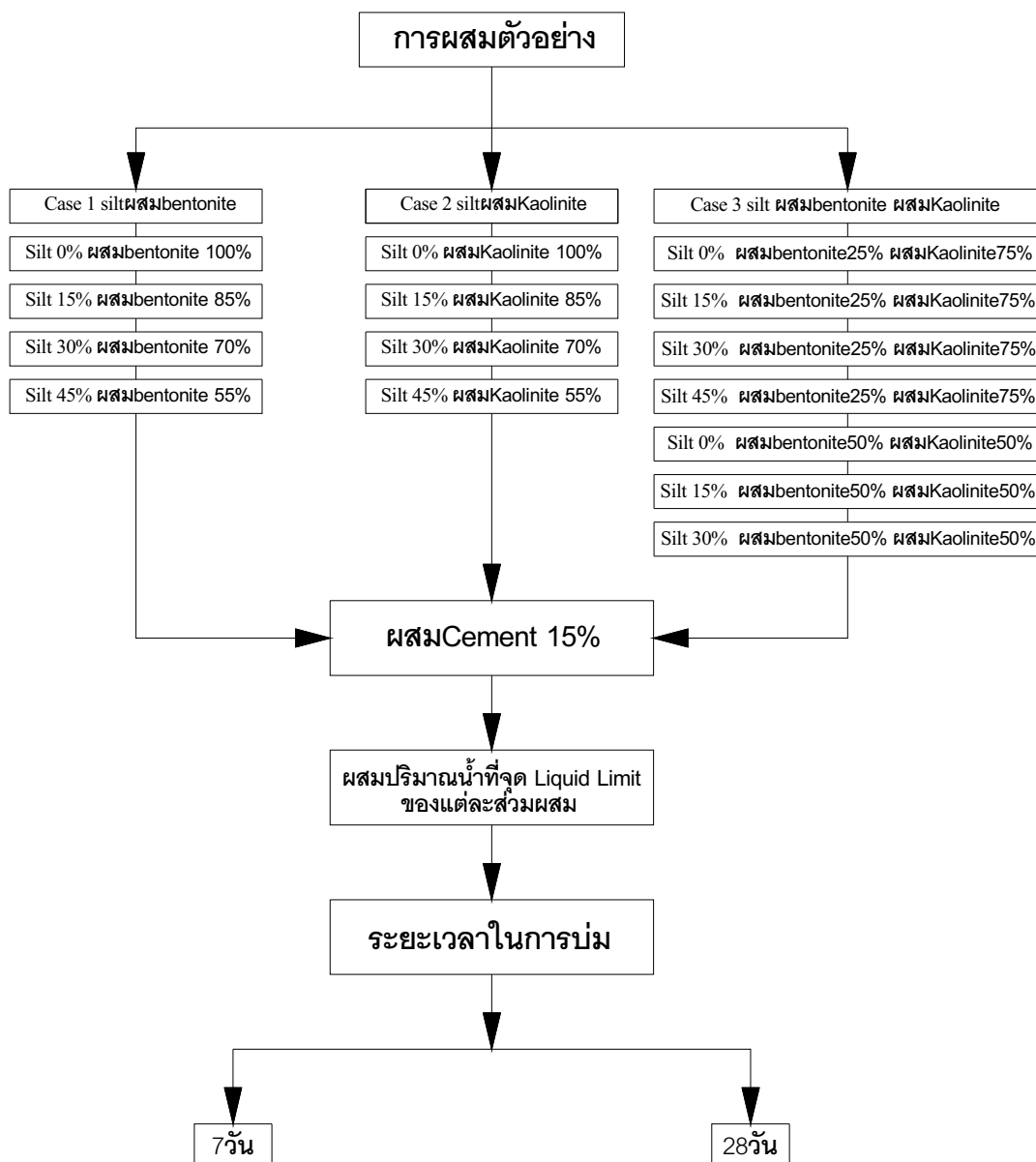
แบบที่ 2 ดินธรรมชาติ (Silt) ผสมดินเหนียวริสุทซ์ (คาโอลิไนท์) โดยใช้สัดส่วนในการผสมดังนี้

- ใช้ทรายแป้ง (Silt) 0% ผสมกับ คาโอลิไนท์ 100%
- ใช้ทรายแป้ง (Silt) 15% ผสมกับ คาโอลิไนท์ 85%
- ใช้ทรายแป้ง (Silt) 30% ผสมกับ คาโอลิไนท์ 70%
- ใช้ทรายแป้ง (Silt) 45% ผสมกับ คาโอลิไนท์ 55%

แบบที่ 3 ดินธรรมชาติ (Silt) ผสมดินเหนียวริสุทซ์ (เบนโทไนท์) ผสมดินเหนียวริสุทซ์ (คาโอลิไนท์) โดยใช้สัดส่วนในการผสมดังนี้

- | | |
|---|-----------------------|
| - ใช้ทรายแป้ง (Silt) 0% ผสมกับ เบนโทไนท์ 25% | ผสมกับ คาโอลิไนท์ 75% |
| - ใช้ทรายแป้ง (Silt) 15% ผสมกับ เบนโทไนท์ 25% | ผสมกับ คาโอลิไนท์ 75% |
| - ใช้ทรายแป้ง (Silt) 30% ผสมกับ เบนโทไนท์ 25% | ผสมกับ คาโอลิไนท์ 75% |
| - ใช้ทรายแป้ง (Silt) 45% ผสมกับ เบนโทไนท์ 25% | ผสมกับ คาโอลิไนท์ 75% |
| - ใช้ทรายแป้ง (Silt) 0% ผสมกับ เบนโทไนท์ 50% | ผสมกับ คาโอลิไนท์ 50% |
| - ใช้ทรายแป้ง (Silt) 15% ผสมกับ เบนโทไนท์ 50% | ผสมกับ คาโอลิไนท์ 50% |
| - ใช้ทรายแป้ง (Silt) 30% ผสมกับ เบนโทไนท์ 50% | ผสมกับ คาโอลิไนท์ 50% |

เมื่อทำการผสมดินตัวอย่างในแต่ละแบบเสร็จแล้ว จากนั้นทำการผสมปริมาณน้ำที่จุด Liquid Limit ของส่วนผสมในแต่ละส่วนผสม พร้อมกับ ผสมซีเมนต์ที่สัดส่วน 15% ของน้ำหนักดินแห้งทั้งหมด และทำการบ่มตัวอย่างที่ระยะเวลา 7 วัน และ 28 วัน



แผนภูมิที่ 3.5 แสดงขั้นตอนการผสมดินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ

3.4.3 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ

1). การทำตัวอย่างทดสอบให้อิ่มตัวด้วยน้ำ (saturation of sample)

วิธีการทดสอบนี้เป็นวิธีการที่ใช้ การเพิ่มความดันของความดันเซลล์และ ความดันภายใน คือ จะทำการเพิ่มความดันของความดันเซลล์ประมาณ 50 kPa และเพิ่มขึ้นหลังจากนั้นเท่ากับ 100 kPa และต้องรักษาผลต่างของความดันประมาณ 10 kPa หลังจากเพิ่มความดันภายในในแต่ละครั้งที่ทำการเพิ่มความดัน

สมมุติว่าความดันน้ำที่วัดค่าได้ในตอนแรกมีค่าเป็น ศูนย์หรือมีค่าเป็นลบ(u_0)

1). เพิ่มความดันเซลล์ เท่ากับ 50 kPa รอประมาณ 5-10 นาที จนค่าที่มาตรวัด คงที่ อ่านค่า ปริมาตรจากมาตรวัด แล้วจดบันทึกเป็นค่า before ของ back pressure volume change

2). เปิดวาล์ว c (ในภาพที่ 3.17) ให้แรงดันเข้าไปที่เซลล์ การเพิ่มขึ้นของ แรงดัน ในเซลล์ จะทำให้เกิดการเพิ่มขึ้นของแรงดันน้ำของชุดตัวอย่างทดสอบปรอทที่อยู่ในท่อของ เครื่อง null indicator จะลดลงรักษาระดับของปรอทไว้ให้ใกล้ค่าศูนย์โดยปรับการควบคุมด้วยการเปิดวาล์ว a (ในภาพที่ 3.17)

3). เมื่อค่าความดันน้ำคงที่ให้บันทึกระดับของค่า ที่อ่านได้จากเครื่องมานอมิเตอร์ แบบปรอท จะได้เป็นค่าความดันน้ำ (u_1) และอ่านค่าปริมาตรจากมาตรวัดและ บันทึกค่าเป็นค่า after ของ back pressure volume change ใน ภาพที่ 3.17 ส่วนต่างของค่า before กับ after จะบอกถึงปริมาณน้ำที่ไหล เข้าไปในเซลล์

4). คำนวณค่าเริ่มต้นของสัมประสิทธิ์แรงดันน้ำ (B) จากสมการต่อไปนี้

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} = \frac{(u_1 - u_0)}{\Delta \sigma_3} \quad (3.21)$$

5). ปิดวาล์ว a จากนั้นเปิดวาล์ว c และปิดวาล์ว b (ในภาพที่ 3.17)

6). เพิ่มความดันภายในให้น้อยกว่า ความดันเซลล์ อยู่ประมาณ 10 kPa เช่น ความดันเซลล์ เท่ากับ 50 kPa ค่าความดันภายในเท่ากับ 40 kPa จากนั้นรอให้ความดันคงที่ แล้วอ่านค่าปริมาตรจาก มาตรวัดเป็นค่า before ของ back pressure volume change

7). เปิดวาล์ว b ในภาพที่ 3-17 ให้ความดันภายในเข้าไปในตัวอย่าง รักษากระดับของปรอทใน เครื่องวัด null indicator ให้อยู่ที่ศูนย์โดยปรับการควบคุมด้วยการเปิดวาล์ว a สังเกต การณ์เพิ่มขึ้นของความดันภายใน รอจนกว่าความดันจะคงที่ คือความดันภายใน เท่ากับ ความดันน้ำ

8). เมื่อความดันภายในเท่ากับ ความดันน้ำ หรือ เมื่อความดันน้ำหยุดนิ่งให้อ่าน และบันทึกค่าความดันน้ำ (u_2) และอ่านค่าปริมาตรจากมาตรวัดและบันทึกค่าเป็นค่า after ของ back pressure volume Change จากนั้นปิดวาล์ว b และ c ในภาพที่ 3.17

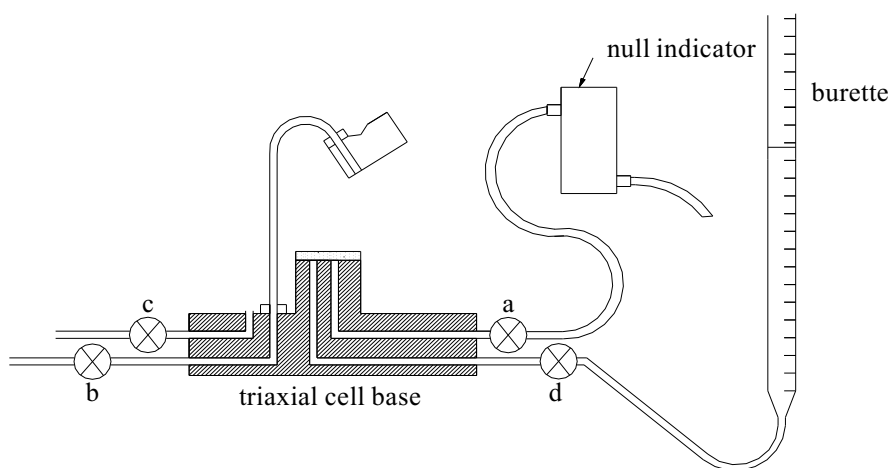
9). เพิ่มแรงดันในเซลล์อีก 50 kPa เป็น 100 kPa

10). ทำตามข้อที่ 2 ถึงข้อที่ 8 อีกการเพิ่มขึ้นของความดันน้ำ (u_2) เปลี่ยนเป็น (u_3) และค่าความดันเซลล์เพิ่มขึ้น ค่าความดันภายในเพิ่มขึ้น ค่าความดันน้ำเพิ่มขึ้น และ สัมประสิทธิ์แรงดันน้ำ (B) ก็จะเพิ่มขึ้น

11). เพิ่มแรงดันในเซลล์เท่ากับ 100 kPa ทำตามข้อที่ 2 ถึงข้อที่ 8 ทั้งนี้การเพิ่มขึ้นของความดันน้ำ (u_3) เปลี่ยนเป็น (u_4) และค่าความดันภายในจะต้องน้อยกว่าความดันเซลล์ อยู่ประมาณ 10 kPa ตลอดการทดสอบตามข้อที่ 6

12). ทำตามข้อที่ 11 ซ้ำหลายๆครั้งจนกว่าค่าสัมประสิทธิ์แรงดันน้ำ (B) = 0.97 เมื่อสัมประสิทธิ์แรงดันน้ำ (B) = 0.97 ไม่จำเป็นต้องเพิ่มความดันภายในและความดันเซลล์ เพราะว่าถ้าอ่านค่าความดันน้ำ Δu ที่เพิ่มขึ้นได้สูงกว่า 97% ภายในระยะเวลาต่ำกว่า 1 นาที หมายความว่าดินอิ่มตัวเกินกว่า 97% หรือ $B \geq 97\%$ ซึ่งในทางปฏิบัติในมาตรฐานการทดสอบจะถือว่า ดินอิ่มตัวแล้ว

13). เมื่อตัวอย่างอิ่มตัวแล้วทำการปิดวาล์ว c และ a ในภาพที่ 3.17 หรือ ปิด วาล์วทุกตัวทำให้ตัวอย่างพร้อมกับการทำการอัดตัวคายน้ำ ดังแสดงในภาพที่ 3.18



ภาพที่ 3.17 แสดงการต่อหลอดแก้ว และ อุปกรณ์ ในการทำตัวอย่างดินอิ่มตัว (Head , 1985)

ตารางที่ 3.7 ตัวอย่างการบันทึกข้อมูล การทำตัวอย่างดินให้อิ่มตัวด้วยน้ำ (Head, 1985)

Location								Loc. No. 58861	
Operator								Sample No.	B
Membranes 1 no.		With side drainsWithout			Cell No. 6			Speciment dia.	
Thickness 0.2 mm					Panal No. 2			Length 76 mm	
Remark Cell volume change not measured								Started Date 12. 9. 84	
Cell Pressure kN/m ² σ ₃	Back Pressure kN/m ²	pore Pressure kN/m ²	pwp differen kN/m ² Δ _u	B value	Back Pressure Volume change			Cell Volume	
					Before	after	diff		
0	0	-3							
50	-	5.5	8.5	0.17					
50	40	39			89.5	89.2	0.3		
100	-	57	18	0.36					
100	90	88			88.9	88.4	0.5		
200	-	153	65	0.65					
200	190	190			88	87.3	0.7		
300	-	273	86	0.86					
300	290	290			86.9	86.5	0.4		
400	-	385	95	0.95					
400	390	390			86.1	85.9	0.2		
500	-	488	98	0.98					
	Saturation stage completed					total	2.1	For consolidation	
600		586	98	0.98					

3.4.4 การอัดตัวด้วยน้ำ และการปรับค่าหน่วยแรงประสิทธิผล

หน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างซึ่งอยู่ในสถานะอิ่มตัวแล้ว ตามปกติจะมีค่าน้อยกว่าแรงดันประสิทธิผลที่ใช้ในการทดสอบกำลังรับแรงอัด หน่วยแรงประสิทธิผลจะเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มความดันเซลล์ หรือ ลดความดันความดันภายใน หรือทั้งสองอย่าง เมื่อตัวอย่างมีการอัดตัวโดยปกติแล้วความดันเซลล์จะเพิ่มขึ้น แต่ถ้าต้องการความดันที่มีค่าสูงกว่าจุดสูงสุดที่สามารถใช้งานได้ การลดความดันภายในจะมีความจำเป็นอย่างมากใน การเพิ่มความดันเซลล์ ตามข้อกำหนดแล้วความดันภายในจะไม่ลดลงต่ำกว่า 200 kPa สำหรับตัวอย่างที่ไม่ถูกรบกวน และ 400 kPa สำหรับตัวอย่างดินที่ทำการบดอัด หรือดินที่มีปริมาณอากาศสูง

ถ้าปริมาณน้ำที่วัดได้จากจุดอ้อมตัวด้วยน้ำ คือ ค่า u_s และ หน่วยแรงประสิทธิผลที่ใช้ในการ
ในการอัด คือ σ_3 ดังนั้นความดันเซลล์ (σ_3) คำนวณได้จาก สมการที่ 3.22

$$\sigma_3 = \sigma_3 + u_s \quad (3.22)$$

ถ้าค่า σ_3 มากกว่า σ_{3max} ควรจะปรับความดันภายใน โดยการปรับวาล์ว a ค่า u_b จะน้อยกว่า
 u_s ดังนั้น

$$u_b = \sigma_{3max} - \sigma_3 \quad (3.23)$$

3.4.5 ขั้นตอนการการอัดตัวคายน้ำ และการปรับค่าหน่วยแรงประสิทธิผล

1). ปิดวาล์ว a ,b ในภาพที่ 3.19 และ เพิ่มความดันเซลล์ และปรับความดันภายในให้มีค่า
ผลต่างความดันเท่ากับหน่วยแรงประสิทธิผลที่ต้องการอ่านและบันทึกค่า ปริมาตรจากมาตรวัด เมื่อ
ผลต่างความดันคงที่

2). เปิดวาล์ว c ให้ความดันเข้าไปที่เซลล์สังเกตการเพิ่มขึ้นของความดันน้ำบันทึกค่าความ
ดันน้ำและปริมาตรที่อ่านได้จากมาตรวัด เมื่อความดันคงที่ คำนวณค่าสัมประสิทธิ์แรงดันน้ำ (B)
ใหม่จากการเปลี่ยนความดันน้ำ และความดันเซลล์ บางทีค่าที่ได้อาจจะไม่สูงเท่าค่าสุดท้ายใน
สถานะอ้อมตัวด้วย น้ำ เพราะเป็นการเพิ่มค่าหน่วยแรงประสิทธิผล

3). ตั้งเวลาที่ ศูนย์บันทึกค่าความดันน้ำ และปริมาตรที่อ่านได้จากมาตรวัด

4). เริ่มทำการอัดตัวคายน้ำโดยการเปิดวาล์ว b พร้อมกับจับเวลา

5). อ่านและบันทึกค่าปริมาตรความดันน้ำและความดันภายในจากมาตรวัดในช่วงเวลาที่
เป็นสัดส่วนเท่าๆกัน เช่น 0 , 0.25, 0.50, 1, 2.25, 4, 9, 16, 25, 36, 64 นาที หลังจากนั้นเป็น 1, 2, 3, 4
ชั่วโมง ไปเรื่อยๆนับจาก เริ่มต้น

6). พล็อตกราฟปริมาตรที่เปลี่ยนไปของตัวอย่าง เทียบกับ รากที่สองของ เวลา และ
เปอร์เซ็นต์การระบายออก (dissipation %) เทียบกับ ค่าล็อกของเวลา (log time) สถานะการอัดตัว
คายน้ำจะหยุดก็ต่อเมื่อค่า dissipation (%) มีค่าเท่ากับ 95% หรือ dissipation (%) มีค่ามากกว่า หรือ
เท่ากับ 95% สามารถ คำนวณได้จากสมการที่ 3.26

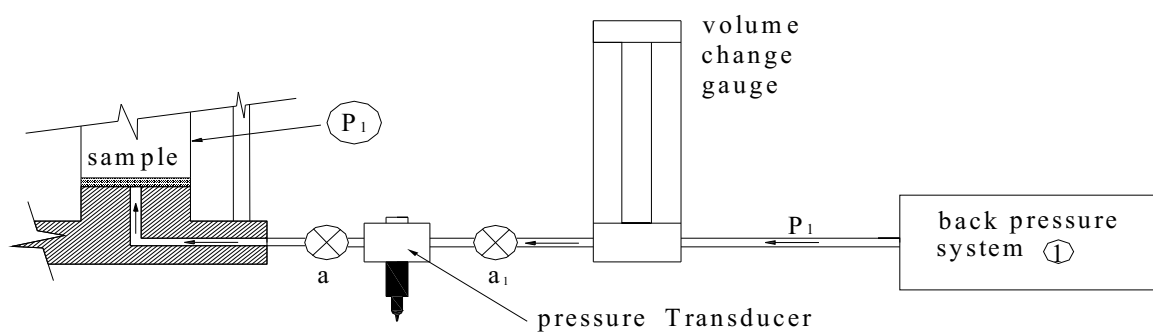
$$\text{Dissipation (u \%)} = \frac{(u_0 - u_b)}{(u_0 - p_b)} \times 100\% \quad (3.24)$$

7). หลังจากทำการเตรียมตัวอย่างในการอัดตัวคายน้ำแล้ว จากนั้นปิดวาล์ว b แล้วเปิดวาล์ว จากนั้นทำการวัดความดันน้ำที่ฐานของตัวอย่างเป็นค่า u_0

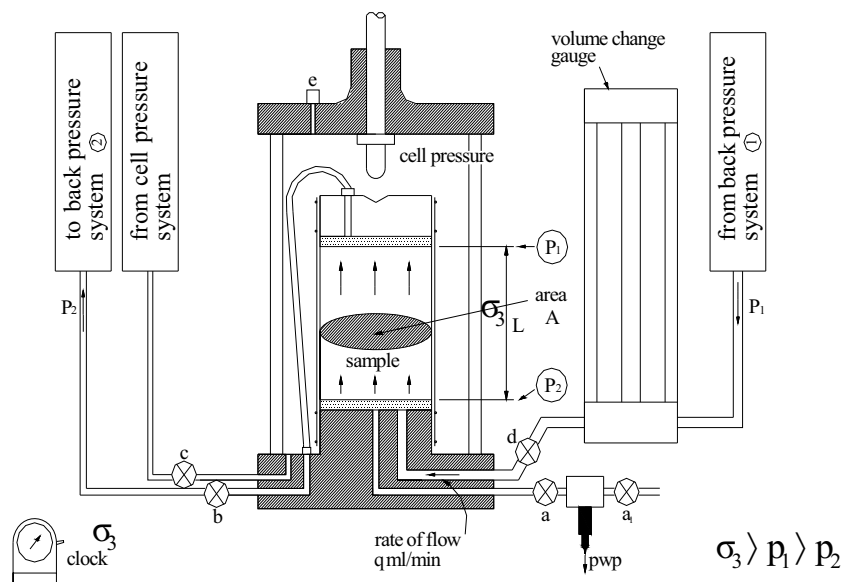
3.4.6 เครื่องมือ อุปกรณ์ การทดสอบ และการคำนวณ

1. เครื่องมือและอุปกรณ์ที่ใช้

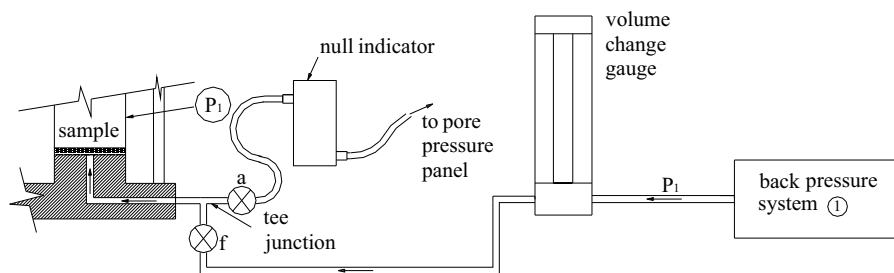
ระบบความดันคงที่ชุดแรกจะต่อเข้ากับส่วนฐานของชุดตัวอย่าง ส่วนอีกชุดต่อเข้ากับด้านบน เพื่อใช้ในการควบคุมความดันโดยรอบของชุดตัวอย่าง ดังภาพที่ 3.20 และ ความดันเซลล์ตัวอย่าง จะต้องมากกว่าความดันภายใน และ ความดันน้ำเสมอหรือทั้งสองอย่าง เมื่อตัวอย่างมีการอัดตัว



ภาพที่ 3.18 การเตรียมอุปกรณ์ การทดสอบความสามารถซึมน้ำของดินในการทดสอบแรงอัด 3 แกนโดยใช้เครื่องแปลงความดัน (Head, 1985)



ภาพที่ 3.19 ฟังการทดสอบสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำด้วยเครื่องมือทดสอบแบบ 3 แกน โดยระบบความดันย้อนกลับ 2 ทิศทาง (Head, 1985)



ภาพที่ 3.20 การเตรียมอุปกรณ์ การทดสอบความสามารถซึมผ่านของดินในการทดสอบแรงอัด 3 แกน โดยการเครื่องวัด null indicator ใช้ (Head , 1985)

3.4.7 ขั้นตอนการทดสอบ

1). ไล่อากาศออกจากระบบความดันทั้งสองระบบและ ประกอบส่วนต่างๆที่จะเชื่อม ต่อกับชุดตัวอย่าง ให้เรียบร้อย (ดังภาพที่ 3.20) จากนั้นให้ปิดวาล์วทั้งหมด

2). จัดเตรียมและตรวจสอบชุดตัวอย่าง และทำการติดตั้งให้อยู่ระหว่างแผ่นรอง ที่มีรูพุนชุ่มน้ำ 2 แผ่นที่อยู่บนและล่างของชุดตัวอย่าง

3). เตรียมตัวอย่างให้อยู่ในสภาพอิมมัวไล่ อากาศออกให้หมด เพื่อให้มั่นใจว่า ไม่มี อากาศเหลืออยู่ในช่องว่าง

4). การอัดตัวคายน้ำ ของชุดตัวอย่าง ใช้ระบบระบายน้ำ ด้านบน เพื่อให้ได้ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลที่ต้องการ จนถึงค่าของแรงดันน้ำ มีค่าเท่ากับความดันภายในหรือจนกว่า ระบบระบายน้ำออกจะหยุดทำงาน ในขณะที่วาล์ว b ยังเปิดอยู่

5). ปรับแรงดันภายใน (P1) ที่ฐานของระบบความดัน ให้มีค่ามากกว่าแรงดันภายใน (P2) ที่อยู่ด้านบนของชุดตัวอย่าง แต่น้อยกว่า ความดันเซลล์ (σ_3) ส่วนต่างของ แรงดัน P1 และ P2 จะมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับปริมาณของแรงดันที่จะทำให้ได้ อัตราการไหลผ่านชุดตัวอย่างที่เหมาะสมหรือใช้ส่วนต่างประมาณ 20 kPa อาจจะมากกว่าในบางครั้งค่าส่วนต่างนี้จะใช้เป็นค่าเริ่มต้นในการทดลองโดยใช้ดินเหนียว

6). บันทึกค่าปริมาตรที่อ่านได้จากมาตรวัด ของระบบความดันภายในเมื่อค่าความดันคงที่

7). เปิดวาล์ว d (ภาพที่3-19) หรือ วาล์ว a1 (ภาพที่3-20) หรือ วาล์ว f (ภาพที่3-20) เพื่อให้แรงดันเข้าไปที่ส่วนฐาน ของชุดตัวอย่างเมื่อค่าคงที่ แล้วหน่วยแรงประสิทธิ ผลเฉลี่ยของตัวอย่างจะมีค่าโดยประมาณเท่ากับ $\sigma_3 - \frac{1}{2} (P1 + P2)$ แต่ถ้าต้องการให้ส่วนต่างของแรงดันมีค่า มากขึ้นให้ปรับลด P2 ลง (แต่ ต้องเป็นในปริมาณที่ไม่ทำให้ฟองอากาศเกิดขึ้น) และปรับ P1 ขึ้นในปริมาณเท่าๆ กัน เพื่อให้ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยมีค่าเท่าเดิม และ อาจต้องใช้เวลาเพื่อให้ระบบ อยู่ ในระบบสมดุลย์

8). เมื่ออัตราการไหลคงที่แล้ว ให้อ่านค่าปริมาตรจากมาตรวัด และเริ่มจับเวลาบันทึกค่าที่อ่านได้ จากมาตรวัด ทุกๆ 30 วินาที หรือ ระยะเวลาที่เหมาะสม กับ อัตราการไหล

9). ถ้าค่าที่อ่านได้จากมาตรวัดอยู่ใกล้จุดที่จะครบรอบของมาตรวัด แสดงว่าทิศ ทางของการไหลอยู่ในทิศตรงกันข้ามเราควรจะต้องทำการกลับวาล์วไปในทิศทาง ตรง กันข้ามหรือปรับวาล์วอีกหลายตัวไปในทิศทางตรงกันข้ามอย่างรวดเร็ว ในช่วงเวลาที่อ่านค่า และจดบันทึก การอ่านจะได้ค่าที่เปลี่ยนแปลงไป โดยเวลาที่เกิดการไหลย้อนกลับจะถูกบวก เพิ่มเข้าไปด้วยถ้าการไหลถูก

รบกวนโดยการ ปิดวาล์วเข้า และ วาล์วออก วาล์ว b,d,a หรือ f การกระจายตัวของแรงดันน้ำที่กระทำกับชุดตัวอย่างในสภาวะสมดุล อาจจะไม่เกิดขึ้นจนกว่าหลังจาก เวลาที่เริ่มทำการไหลใหม่

3.4.8 การคำนวณ

1). การคำนวณการไหลสะสม $V(\text{ml})$ ขึ้นอยู่กับเวลาที่ใช้ในการอ่านค่าและการพล็อตกราฟความสัมพันธ์ของ V กับเวลา t (min) ตามขั้นตอนการทดสอบ ให้ทำการทดสอบไปจนอัตราการไหลคงที่ ซึ่งกราฟที่ได้จะเป็นเส้นตรง

2). ความชันของกราฟ จะใช้ในการคำนวณหาอัตราการไหล q (ml/min) ซึ่งอัตราการไหลดังแสดงในภาพที่ 3.23 ได้จาก

$$q = \frac{\Delta V}{\Delta T} \quad (3.25)$$

3). ถ้าอัตราการไหลอยู่ในระดับต่ำจะไม่คำนึงถึง ผลกระทบของการสูญเสียแรงดันในท่อ และผลต่างของแรงดันในตัวอย่างเท่ากับ (P_1-P_2) แต่ถ้าวัดค่าการสูญเสียแรงดัน ซึ่งให้เห็นว่าการสูญเสียที่เกิดขึ้นนี้ มีผลกระทบอย่างสำคัญต่อผลต่างของแรงดันการสูญเสีย เหล่านี้จะต้องหักออกจากค่าผลต่างของแรงดันด้วยการสูญเสีย รวมในท่อ (P_c) ในระหว่างการทดสอบจะอ่านได้จากการ calibration และ

$$\Delta p = (P_1 - P_2) - P_c \quad (3.26)$$

4). ค่าความสามารถในการซึมผ่าน k (m/s) ของตัวอย่าง คำนวณได้จากสมการที่ 3.27

$$k = \frac{q}{60Ai} \quad (\text{m/s}) \quad (3.27)$$

โดย A คือ พื้นที่หน้าตัดของชุดตัวอย่าง (mm^2)

$i = \Delta h/L$ คือ ความลาดชันของระดับน้ำ (hydraulic gradient)

q คือ อัตราการไหล (ml/min)

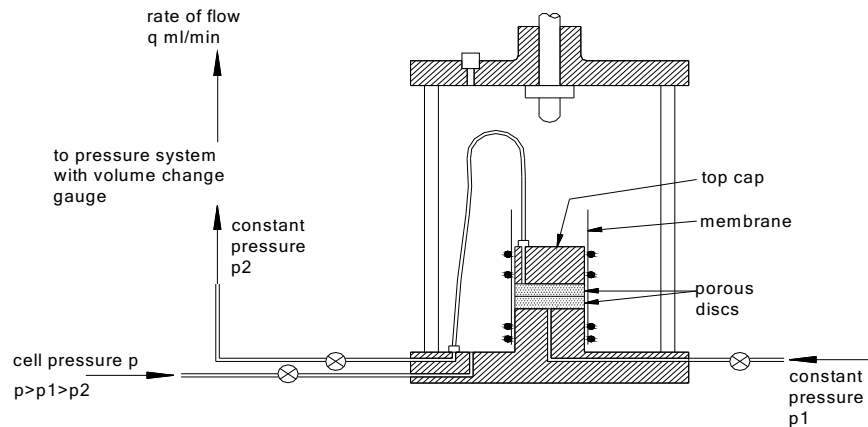
ผลต่างของแรงดัน 1 kPa จะเท่ากับระดับสูงสุดของน้ำในท่อ เท่ากับ 1/9.81 m.หรือเท่ากับ 101.97 mm.

3.4.9 การเปรียบเทียบการสูญเสียแรงดันในท่อในการทดสอบแรงอัด 3 แกน

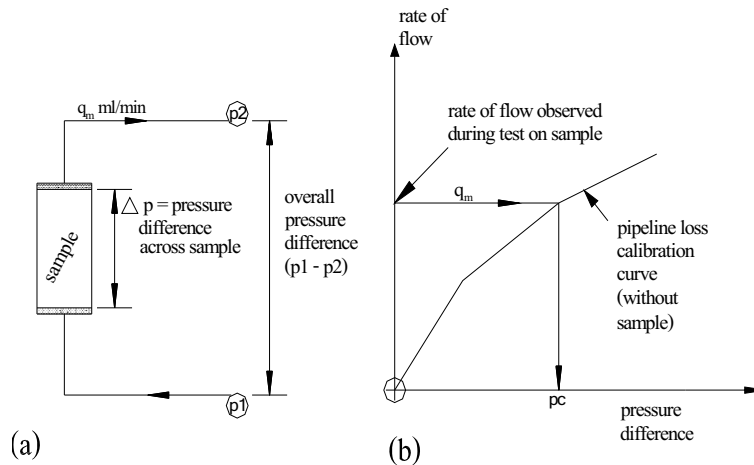
ข้อคำนึงระวังในการทดสอบความสามารถในการรับน้ำหนักของดินในเซลล์ 3 แกน คือ การสูญเสียแรงดันจากการเสียดสีภายในท่อ และการไหลในการเชื่อมต่อท่อ แผ่นรองที่มีรูพรุน และการหดตัวของวาล์ว การต่อท่อ และ ช่องต่อท่อ การสูญเสียเหล่านี้อาจไม่สำคัญหากเราทำการทดสอบที่มีอัตราการไหลต่ำ หรือมีอัตราการไหลต่ำมาก เช่น ดินเหนียว แต่สำหรับการทดสอบที่มีอัตราการไหลเร็วขึ้น อย่างเช่น ทรายแป้ง บางทีการสูญเสียแรงดันในท่ออาจจะมากกว่าค่าผลต่างแรงดันของตัวอย่าง ดังนั้นค่าการสูญเสียแรงดันจะต้องนำไปคำนวณในการคำนวณค่าความสามารถในการซึมผ่านด้วย

3.4.10 ขั้นตอนในการหาการสูญเสียแรงดันในท่อในการทดสอบแรงอัด 3 แกน

- 1). วางแผ่นรองที่มีรูพรุน 2 แผ่นที่อึดด้วยน้ำในการทดสอบ อันแรกอยู่ด้านบนสุดของตัวอย่างและ อันที่สองอยู่ด้านบนของส่วนฐานของเซลล์ 3 แกน คมด้วยน้ำหนักของที่ครอบ และ ครอบเป็นยางหุ้ม (ดังภาพที่ 3.21) การไหลต้องเป็นลักษณะ เดียวกันในระหว่างทำการทดสอบ
- 2). เพิ่มน้ำเข้า ไปในเซลล์เพื่อลดช่องว่าง ของอากาศ ในการทำการทดสอบความดัน เซลล์จะต้องมากกว่าความดันที่ใช้ในการทดสอบ
- 3). ต่อระบบความดันเข้ากับส่วนฐานของเซลล์ทั้ง 2 ระบบ
- 4). ตรวจสอบว่าระบบความดันทั้งหมดไม่มีช่องว่างของอากาศโดยมีน้ำอยู่เต็มช่อง ว่างอากาศ ระบบความดันทั้ง 2 ระบบ ตรงจุดนี้คือ ความดันเริ่มต้นของระบบ
- 5). เพิ่มความดันที่ฐานทีละน้อย ค่าผลต่างความดัน ($P_1 - P_2$) ควรจะเพิ่มขึ้นทีละน้อย เพื่อจะได้ค่า ที่ถูกต้อง และแม่นยำควรใช้มานอมิเตอร์ หรือ มาตรวัดผลต่างในการวัดค่า
- 6). สังเกตอัตราการไหลของ น้ำ กับระยะเวลา จดบันทึกค่าเมื่ออัตราการไหลคงที่เป็นค่า q (ชม³/นาท)
- 7). ทำตามข้อ 5 และ ข้อ 6 โดยเพิ่มผลต่างความดันขึ้น ถึงประมาณ 100 kPa หรือจนถึงจุดสูงสุดที่เกิดอัตราการไหลได้
- 8). พล็อตกราฟและบันทึกค่า อัตราการไหล q และผลต่างความดัน ($P_1 - P_2$)



ภาพที่ 3.21 แสดงการเชื่อมต่อท่อสำหรับวัดค่าความสูญเสียความดันในชุดทดสอบ แบบ 3
แกน (Head, 1985)

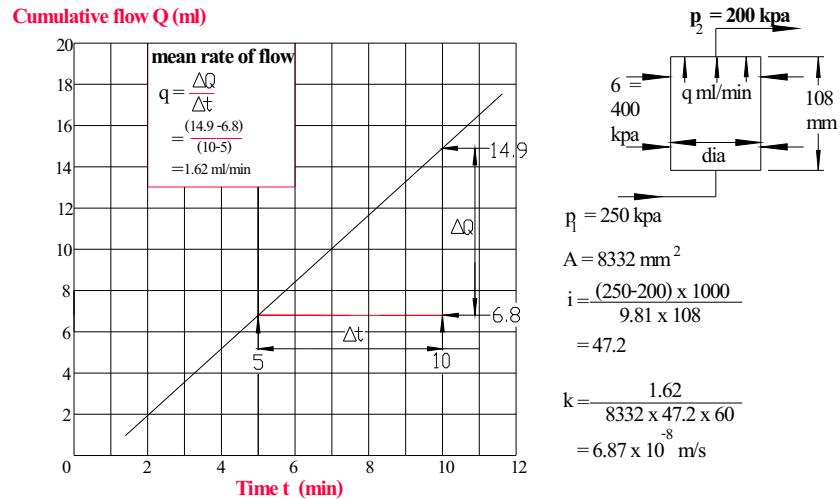


ภาพที่ 3.22 การเปรียบเทียบการสูญเสียความดันในท่อ (Head, 1985)

ความดันที่ใช้กับเซลล์และเชื่อมต่อกับตัวอย่าง คือ P_1 และ P_2 ดังแสดงในภาพที่ 3-22 โดย P_1 จะต้องมากกว่า P_2 ผลต่างความดัน ที่ทำให้อัตราการไหลคงที่ของตัวอย่าง คือ ค่า q_m (cm^3/min) ดังรูป (a) จากการ calibration curve จากรูป (b) ค่าผลต่างความดันที่ต้องแก้ไขคือค่าที่ q_m ลากลงมาตัดกับผลต่างความดันคือค่า P_c ผลรวมของการสูญเสียแรงดันในท่อ และการเชื่อมต่อตัวอย่าง คือการนำเอาค่า P_c หักออกจากค่าผลต่างแรงดันทั้งหมดของตัวอย่าง (Δp) จากสมการ 3.28

$$\Delta p = (P_1 - P_2) - P_c \quad (3.28)$$

ตัวอย่างการคำนวณ



ภาพที่ 3.23 เส้นกราฟความชันลศาสตร์ (hydraulic gradient) และ ตัวอย่างการคำนวณอัตราการไหลจากการทดสอบความสามารถซึมผ่านน้ำของดินในการทดสอบแรงอัด 3 แกน (Head, 1985)

ค่าเฉลี่ยของความชันลศาสตร์ (hydraulic gradient) ดังแสดงในภาพที่ 3-23 เท่ากับ ผลต่างของความดัน ต่อ ความยาว มีค่าเท่ากับ แสดงดังสมการ 3.29

$$i = \left(\frac{102}{L} \right) \times \Delta_p \quad (3.29)$$

ดังนั้นเมื่อ L คือ ความยาวของตัวอย่าง (mm.)

$$k = \frac{qL}{(60A \times 102\Delta_p)} \quad (3.30)$$

ถ้าความยาว L ของตัวอย่างเท่ากับ 100 มิลลิเมตร สำหรับทุกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของตัวอย่าง ค่า $i = \Delta_p$ คือ ค่าเฉลี่ยของความชันลศาสตร์ (hydraulic gradient) เท่ากับ ค่าผลต่างความดัน

ดังนั้น

$$k = \frac{q}{(60A \times 102 \Delta_p)} \quad (3.31)$$

สำหรับตัวอย่างยาว 100 มิลลิเมตร และขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางยาว 100 มิลลิเมตร

$$k = \frac{q}{(60A \times 7854 \times \Delta_p)}$$

$$k = \frac{(2.08q \times 10^{-6})}{\Delta_p} \text{ (m/s)} \quad (3.32)$$

เมื่อ k = ความสามารถในการซึมผ่าน

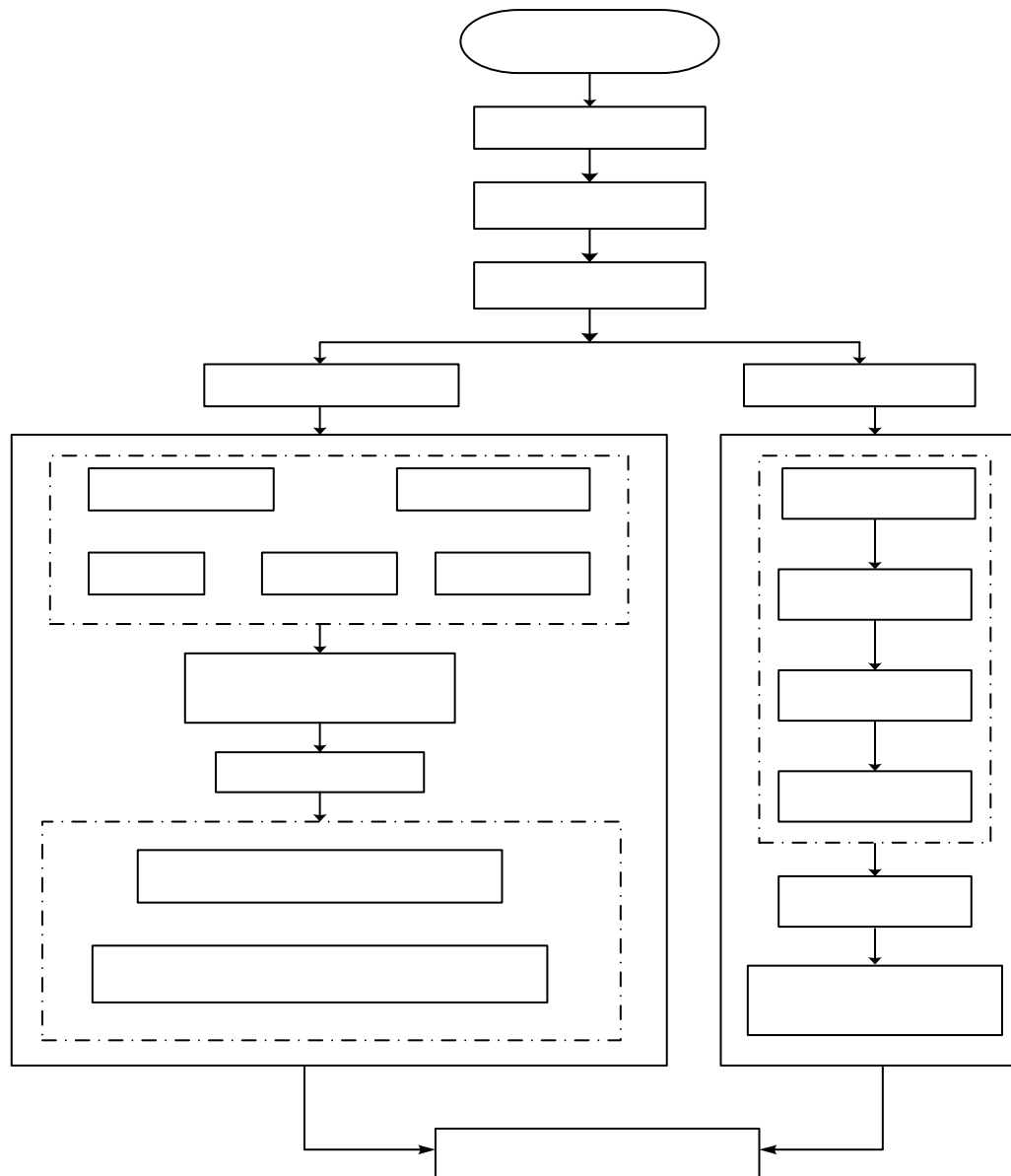
A = พื้นที่หน้าตัดของชุดตัวอย่าง (mm^2)

i = ความลาดชันของระดับน้ำ (hydraulic gradient)

q = อัตราการไหล (ml/min)

3.5 การศึกษาอิทธิพลของทรายแป้งต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเม็ดด้วยวิธีการทดสอบแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compression Test)

3.5.1 ขั้นตอนการศึกษา



แผนภูมิที่ 3.6 ขั้นตอนการแยกทรายแป้งและการทดสอบพื้นฐาน

- 3). Veneer Caliper
- 4). เครื่องชั่งไฟฟ้า
- 5). โมลหล่อตัวอย่างขนาดมาตรฐาน ดังแสดงในตารางที่ 3.8

ตารางที่ 3.8 ขนาดมาตรฐานของขนาดตัวอย่าง

ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง (ซม.)	ความสูง (ซม.)
3.80	7.60

3.5.3 ตัวอย่างดินผสม

ตัวอย่างดินผสมได้จากการผสมตัวอย่างดินเหนียวบริสุทธิ์ที่กล่าวมากับทรายแป้งที่ผ่านการคัดขนาดแล้ว โดยผสมในอัตราส่วนร้อยละของน้ำหนักแห้งของทรายแป้งต่อดินเหนียวบริสุทธิ์ เท่ากับ 0%, 15%, 30% และ 45% ตามลำดับ จากนั้นเตรียมตัวอย่างดินผสม (ทรายแป้งและดินเหนียวบริสุทธิ์) ให้มีค่าปริมาณความชื้นเท่ากับขีดจำกัดเหลว ทั้งนี้เพื่อให้รูปแบบโครงสร้างระหว่างเม็ดดินผสมเหมือนกันก่อนทำการผสมซีเมนต์ตามข้อเสนอแนะจากการศึกษาของ และ เพื่อจำลองให้เงื่อนไขสอดคล้องกับวิธีการผสมลิก ที่ใช้ปริมาณความชื้นในขณะผสมมีค่าสูงปริมาณน้ำที่ต้องการใช้ในการเตรียมตัวอย่างดินผสมเพื่อให้ปริมาณความชื้นเท่ากับขีดจำกัดเหลวสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 3.33

$$\Delta W_w = \frac{W_T}{1+W_i} (W_{LL} - W_i) \quad (3.33)$$

กำหนดให้

ΔW = ปริมาณน้ำที่ต้องเพิ่มในการเตรียมตัวอย่าง (g)

W_T = น้ำหนักของดินผสมก่อนการผสมซีเมนต์ (g)

W_{LL} = ปริมาณความชื้นที่ขีดจำกัดเหลว (%)

W_i = ปริมาณความชื้นเริ่มต้นของดินผสม (%)

3.5.4 ขั้นตอนการผสมซีเมนต์ในตัวอย่างดินผสม

1). ในการทดสอบนี้ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เป็นวัสดุประสาน มีค่าความถ่วงจำเพาะ 3.15 ทำการผสมซีเมนต์แห้งกับตัวอย่างดินผสมที่เตรียมไว้ในขั้นตอนที่แล้วโดยแปรเปลี่ยนอัตราส่วนร้อยละของน้ำหนักแห้งของซีเมนต์ต่อดินผสม เท่ากับ 7.5%, 15% และ 20% ตามลำดับ

2). ผสมซีเมนต์และตัวอย่างดินผสมให้เข้ากันอย่างสม่ำเสมอในเวลา 10 นาทีด้วยเครื่องผสมไฟฟ้า แต่เนื่องจากการผสมซีเมนต์ทำให้ปริมาณความชื้นที่มีในตัวอย่างดินผสมซีเมนต์เปลี่ยนไป และจากงานวิจัยของ สุรูปว่า พารามิเตอร์ที่เหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์การพัฒนากำลังของดินเหนียวผสมซีเมนต์ตาม Abram's Law ดังนั้น ปริมาณความชื้นรวมในตัวอย่างดินผสมที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 3.34

$$W_c = W_{LL} + (w/c)A_w \quad (3.34)$$

กำหนดให้

$$\begin{aligned} W_c &= \text{ปริมาณความชื้นรวมของดินผสมซีเมนต์ (\%)} \\ w/c &= \text{อัตราส่วนของน้ำต่อซีเมนต์} \\ W_{LL} &= \text{ปริมาณความชื้นที่ขีดจำกัดเหลว} \\ A_w &= \text{ร้อยละปริมาณซีเมนต์ที่ผสม (\%)} \end{aligned}$$

3.5.5 ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างทดสอบ

ในการเตรียมตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดตาม ASTM D2166-06 นำตัวอย่างดินผสมซีเมนต์ที่ได้ใส่ในแบบหล่อ PVC โดยมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 35 มิลลิเมตร ความสูง 75 มิลลิเมตร โดยเตรียมตัวอย่างทดสอบในแต่ละอัตราส่วนผสมจำนวน 2 ตัวอย่าง ควบคุมความหนาแน่นของตัวอย่างในแบบหล่อสำหรับแต่ละอัตราส่วนผสมให้มีค่าแตกต่างกันไม่เกินร้อยละ 0.1 ของค่าที่คำนวณได้จากอัตราส่วนผสม ทำการห่อตัวอย่างและแบบหล่อด้วยพลาสติกเพื่อป้องกันการการสูญเสียความชื้น จากนั้นนำตัวอย่างไปบ่มในห้องควบคุมความชื้น บ่มตัวอย่างที่อายุการบ่ม 7 วัน และ 28 วัน เมื่อครบอายุทดสอบแล้วนำตัวอย่างออกจากแบบหล่อแล้วดำเนินการทดสอบ ขณะทดสอบควบคุมอัตราการกดตัวอย่างให้มีค่าคงที่เท่ากับ 0.86 มิลลิเมตร/นาที่ (1.14% ต่อนาที)

3.5.6 วิธีการเตรียมตัวอย่าง

ตัวอย่างดินเปลี่ยนสภาพหรือตัวอย่างที่เตรียมขึ้นเอง

- 1). นำดินที่ผสมด้วยอัตราส่วนที่ต้องการมาอัดลงในแบบที่เตรียมไว้ แล้วตamped ด้วยแท่งเหล็กจนแน่น ใส่ดินลงไปเรื่อยๆจนกระทั่งเต็มโมลโดยในชั้นสุดท้ายต้องพยายามตamped ไม่เกิดฟองอากาศ ดังแสดงในภาพที่ 3.25
- 2). นำพลาสติกใสมาปิดทับและรัดด้วยยางเพื่อป้องกันการเสียความชื้น
- 3). นำตัวอย่างดินที่บรรจุลงในโมลทำการชั่งน้ำหนัก เพื่อเป็นการเช็คความหนาแน่นของดินตัวอย่างที่ตamped ในโมล โดยให้ค่าความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักไม่เกิน 2 กรัม
- 4). ถ้าหากค่าของน้ำหนักเกินเกณฑ์ที่กำหนด ต้องการตamped แล้วบรรจุใหม่ เพื่อทำการชั่งน้ำหนักและตรวจสอบอีกรอบ
- 5). บ่มไว้ 3 วันแล้วทำการแกะแบบเพื่อดูว่าตัวอย่างอยู่ในสภาพที่สมบูรณ์หรือไม่ หากตัวอย่างอยู่ในสภาพที่ไม่สมบูรณ์ต้องทำการหล่อใหม่
- 6). เมื่อทำการแกะแบบแล้ว ให้ทำการบ่มแบบไม่สูญเสียน้ำโดยการหุ้มด้วยพลาสติกอย่างบาง แล้วบ่มแบ่งการบ่มเป็นเวลาเป็น 7 วัน และ 28 วันตามลำดับ

3.5.7 การทดลอง

- 1). นำตัวอย่างที่จะทำการทดสอบมาทำการวัดขนาดและชั่งน้ำหนัก โดยการวัดต้องทำการวัดทั้งส่วน บน กลาง และล่างของชิ้นตัวอย่างทดสอบเพื่อหาค่าเฉลี่ย
- 2). นำก้อนตัวอย่างที่จะทำการทดสอบ มาใส่ในเครื่องทดสอบ Unconfine Compression Test ก่อนทำการทดสอบจะต้องตรวจสอบว่า ผิวหน้าของตัวอย่างสัมผัสเป็นกคพอดี
- 3). เริ่มการทดสอบโดยให้อัตราความเร็ว ของการกดตัวอย่างทดสอบคงที่ในช่วง 0.86 มิลลิเมตร/นาที
- 4). บันทึกข้อมูลทุกๆ การกดตัว 0.005 นิ้ว ของชิ้นตัวอย่างทดสอบ
- 5). เมื่อค่ากำลังของการกดไปถึงจุดๆ หนึ่งของการกดแล้วเริ่มลดลง แสดงว่าถึงจุดสูงสุดของกำลังของดิน ให้ยังคงอ่านผลและทำการบันทึกค่าต่อไปเรื่อยๆ จนเห็นแนวโน้มบนตัวอย่างได้ชัดเจน ดังแสดงในภาพที่ 3.26

3.5.8 การคำนวณ

- คำนวณพื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างดินจากสมการที่ (3.35)

$$A_0 = \frac{\pi}{4} \times (D^2) \quad (3.35)$$

- คำนวณstrainของดินตัวอย่าง จากสมการที่ (3.36)

$$\epsilon = \left(\frac{L'}{L_0} \right) \quad (3.36)$$

- คำนวณหาพื้นที่หน้าตัดที่เปลี่ยนไประหว่างการทดสอบ จากสมการที่ (3.37)

$$A' = \frac{A_0}{1 - \epsilon} \quad (3.37)$$

- คำนวณหาความเค้นบนดินตัวอย่างจากสมการที่ (3.38)

$$\sigma_v = \frac{P_{(max)}}{A'} \quad (3.38)$$

กำหนดให้

D = เส้นผ่านศูนย์กลางของชิ้นตัวอย่าง

L' = ความยาวที่เปลี่ยนไป

L_0 = ความยาวเดิม

A' = พื้นที่ที่เปลี่ยนไปหลังการทดสอบ

A_0 = พื้นที่เดิม

$P(max)$ = แรงกดสูงสุดของชิ้นตัวอย่าง

= ค่าความเค้นในตัวอย่างดิน



ภาพที่ 3.24 เครื่องทดสอบ Unconfine Compressive Test



ภาพที่ 3.25 แสดงการหล่อตัวอย่าง



ภาพที่ 3.26 ชิ้นตัวอย่างหลังทำการทดสอบ

3.6 การแยกทรายแป้งออกจากดินเหนียวธรรมชาติ

3.6.1 นำดินเหนียวจากสถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ ที่ความลึก 4-5 เมตร มาปั่นผสมกับน้ำในอัตราส่วน 1:1 โดยปริมาตรให้เข้ากันด้วยเครื่องกวนผสม

3.6.2 เมื่อได้น้ำดินจากการปั่นผสมแล้วจึงนำมาร้อนผ่านตระแกรงเบอร์ 200 ($75\mu\text{m}$) เพื่อนำน้ำดินที่ผ่านตระแกรงเบอร์ 200 ($75\mu\text{m}$) มาร้อนผ่านตระแกรงเบอร์ 400 ($38\mu\text{m}$) อีกครั้งเพื่อที่จะนำทรายแป้งที่ค้างตระแกรงเบอร์ 400 ($38\mu\text{m}$) แต่ผ่านเบอร์ 200 ($75\mu\text{m}$) มาใช้ในการผสมกับดินเหนียวบริสุทธิ์และปูนซีเมนต์ในอัตราส่วนต่างๆกัน

3.6.3 ขั้นตอนการร้อนทำการร้อนโดยการร้อนผ่านน้ำ โดยนำน้ำดินที่ได้จากการร้อนผ่านตระแกรงเบอร์ 200 ($75\mu\text{m}$) มาร้อนผ่านตระแกรง เบอร์ 400 ($38\mu\text{m}$) ซึ่งขนาดของช่องเปิดตระแกรงเบอร์ดังกล่าวจะมีขนาดเล็กมาก ทำให้ร้อนผ่านยากต้องมีการเขย่าหรือทำให้เกิดการสั่นสะเทือนในขณะที่ร้อน โดยจะปล่อยน้ำผ่านตระแกรงเรื่อยๆระหว่างที่ร้อน เพื่อช่วยให้เม็ดดินที่มีขนาดเล็กกว่าที่ต้องการผ่านออกไปขณะทำการร้อน ซึ่งขั้นตอนการล้างก็จะล้างจนน้ำที่ผ่านตระแกรงใสไม่มีสีขุ่นของเม็ดดิน

3.6.4 เมื่อเราได้ทรายแป้งที่ค้างตระแกรงเบอร์ 400 ($38\mu\text{m}$) แล้วเราจะนำมาทำการร้อนผ่านตระแกรงเบอร์ 200 ($75\mu\text{m}$) อีกครั้งเพื่อเป็นการตรวจสอบว่าไม่มีเม็ดดินที่มีขนาดโตกว่าตะแกรงเบอร์ 200 ผ่านเข้ามาโดยเราจะได้ทรายแป้งที่อยู่ในสภาพเปียกต้องมาทำการผึ่งให้แห้งโดยการตากแดด ก็จะได้อายุแห้งและเปื้อนผงละเอียดนุ่มมือ จากนั้นจะนำทรายแป้งที่ได้มาผสมกับดินเหนียวบริสุทธิ์และปูนซีเมนต์ในอัตราส่วนต่างๆกันโดยน้ำหนักเพื่อที่จะนำมาทำการทดสอบต่อไป



ภาพที่ 3.27 แสดงการเก็บตัวอย่างดิน



ภาพที่ 3.28 แสดงการร่อนดินเหนียวผสมน้ำผ่านตะแกรงเบอร์ 200



ภาพที่ 3.29 แสดงปริมาณทรายแป้งที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 และ ค้างบนตะแกรงเบอร์ 400

บทที่ 4

ผลการทดสอบ

จากการศึกษาคุณสมบัติด้านวิศวกรรมของดินจากการปรับปรุงคุณภาพของดินด้วยการผสมซีเมนต์ในด้านต่างๆ ซึ่งจากการศึกษานี้ได้ผลการทดสอบตามจุดประสงค์ของการทดสอบในคุณสมบัติขั้นพื้นฐานและคุณสมบัติเฉพาะด้านดังต่อไปนี้

4.1 การศึกษาอิทธิพลของสัดส่วนดินเหนียวต่อค่าขีดจำกัดแอมบ์เบอร์รี่ของดินเม็ดละเอียด

4.2 การศึกษาอิทธิพลของสัดส่วนดินเหนียวต่อคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ด้วยการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

4.3 การศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบต่อสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ด้วยวิธีทดสอบความสามารถซึมผ่านของดินในการทดสอบแรงอัด 3 แกน ด้วย ระบบ 2 ความดันภายใน (Triaxial Permeability Test with two Back Pressure Systems)

4.4 การศึกษาอิทธิพลของทรายแป้งต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเม็ดด้วยวิธีการทดสอบแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compression Test)

4.1 ผลการทดสอบเครื่องมือกรวยหยั่งสำหรับหาค่าขีดจำกัดแอดเทอร์เบิร์กของดินเม็ดละเอียด

4.1.1 ผลการทดสอบ

จากตารางที่ 4.1.1-4.1.4 เป็นผลการทดสอบหาค่าขีดจำกัดเหลวและขีดจำกัดพลาสติกของดินเหนียวคาโอลิไนท์ทำการทดสอบโดยวิธีแบบกรวยตกที่มุมองศาของกรวย 30 องศา 45 องศา และ 60 องศา โดยมีน้ำหนักของหัวกรวยทดสอบเท่ากับ 80 กรัม, 70 กรัม และ 60 กรัม ตามลำดับ เมื่อพิจารณากำลังรับแรงเฉือนของดินที่ 2.66 kPa, 1.70 kPa และ 0.60 kPa โดยที่มีระยะการจมของหัวกรวยเพื่อหาค่าขีดจำกัดเหลว (h_{LL}) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (3.9) และระยะการจมของหัวกรวยเพื่อหาค่าขีดจำกัดพลาสติก (h_{PL}) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (3.11) กับผลการทดสอบโดยวิธีด้วยเคาะของ Casagrande และโดยวิธีการปั้น ผลการทดสอบของดินตัวอย่างที่นำดินเหนียวคาโอลิไนท์ มาผสมกับดินตะกอนในอัตราส่วนที่ต่างกัน ซึ่งได้ผลการทดสอบดังตารางและจากการทดสอบโดยวิธีกรวยตกนั้นค่าขีดจำกัดเหลวและขีดจำกัดพลาสติกของกรวยทั้ง 3 แบบ จะมีค่าที่ใกล้เคียงกัน ซึ่งจากค่าที่ได้นั้นพอจะสรุปได้ว่ามุมของหัวกรวยที่ใช้ในการศึกษานี้ไม่มีผลกระทบ ต่อการหาค่าขีดจำกัดแอดเทอร์เบิร์ก และเมื่อศึกษาเปรียบเทียบค่าขีดจำกัดแอดเทอร์เบิร์กโดยวิธีแบบกรวยตก (ตามมาตรฐาน BS 1377) กับวิธีด้วยเคาะของ Casagrande และวิธีการปั้น (ตามมาตรฐาน ASTM-D4318) โดยตัวอย่างดินคาโอลิไนท์ ผลการเปรียบเทียบของค่าขีดจำกัดเหลวทั้งสองวิธีนั้นจะมีค่าใกล้เคียงกัน เมื่อมีค่าขีดจำกัดเหลวไม่เกิน 100 % และค่าขีดจำกัดพลาสติกจะมีความแตกต่างกันบ้างเล็กน้อย

4.1.2 ผลการทดสอบค่าขีดจำกัดกึ่งเหลว ขีดจำกัดกึ่งพลาสติกของดินเบนโทไนท์

จากตารางที่ 4.1.5-4.1.8 เป็นผลการทดสอบหาค่าขีดจำกัดเหลวและขีดจำกัดพลาสติกของดินเหนียวคาโอลิไนท์ทำการทดสอบโดยวิธีแบบกรวยตกที่มุมองศาของกรวย 30 องศา 45 องศา และ 60 องศา โดยมีน้ำหนักของหัวกรวยทดสอบเท่ากับ 80 กรัม, 70 กรัม และ 60 กรัม ตามลำดับ เมื่อพิจารณากำลังรับแรงเฉือนของดินที่ 2.66 kPa, 1.70 kPa และ 0.60 kPa โดยที่มีระยะการจมของหัวกรวยเพื่อหาค่าขีดจำกัดเหลว (h_{LL}) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (3.9) และระยะการจมของหัวกรวยเพื่อหาค่าขีดจำกัดพลาสติก (h_{PL}) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (3.11) กับผลการทดสอบโดยวิธีด้วยเคาะของ Casagrande และโดยวิธีการปั้น ผลการทดสอบของดินตัวอย่างที่นำดินเหนียวคาโอลิไนท์มาผสมกับดินตะกอนในอัตราส่วนที่ต่างกัน ซึ่งได้ผลการทดสอบดังตารางและจากการทดสอบโดยวิธีกรวยตกนั้นค่าขีดจำกัดเหลวและขีดจำกัดพลาสติกของกรวยทั้ง 3 แบบ จะมีค่าที่ใกล้เคียงกัน ซึ่งจากค่าที่ได้นั้นพอจะสรุปได้ว่ามุมของหัวกรวยที่ใช้ในการศึกษานี้ไม่มีผลกระทบ ต่อการหาค่าขีดจำกัดแอดเทอร์เบิร์ก และเมื่อศึกษาเปรียบเทียบค่า

ขีดจำกัดแอดเทอร์เบอร์กโดยวิธีแบบกรวยตก (ตามมาตรฐาน BS 1377) กับวิธีถั่วเคาะของ Casagrande และวิธีการปั้น (ตามมาตรฐาน ASTM-D4318) โดยตัวอย่างดินคาโอลีไนท์ ผลการเปรียบเทียบของค่าขีดจำกัดเหลวทั้งสองวิธีนั้นจะมีค่าแตกต่างกันเมื่อมีค่าขีดจำกัดเหลวเกิน 100 % และค่าขีดจำกัดพลาสติกจะมีความแตกต่างกันบ้างเล็กน้อย

ตารางที่ 4.1.1 ผลการทดสอบค่าพิกต์เหลว พิกต์พลาสติกของดินคาโอลีไนท์ 100 เปอร์เซนต์

การทดสอบ	วิธีการทดสอบของดินคาโอลิไนท์ 100 %				
	โดยวิธีถั่วเคาะของ Casagrande และ วิธีการปั้น (ASTM-D 4318)	โดยวิธีแบบกรวยตก (BS 1377 Part 2) เมื่อพิจารณากำลังรับแรงเฉือน Su = 2.66 kPa			
		กรวย 30°	กรวย 45°	กรวย 60°	
		ระยะการจม h _{LL} = 20.0 mm. h _{PL} = 2.0 mm.	ระยะการจม h _{LL} = 12.4 mm. h _{PL} = 1.2 mm.	ระยะการจม h _{LL} = 8.3 mm. h _{PL} = 0.83 mm.	
พิกัดเหลว (LL %)	61.00	63.33	62.00	60.00	
พิกัดพลาสติก (PL %)	31.15	33.00	26.00	33.00	
		เมื่อพิจารณา กำลังรับแรงเฉือน Su = 1.70 kPa			
		กรวย 30°	กรวย 45°	กรวย 60°	
		ระยะการจม h _{LL} = 25.0 mm. h _{PL} = 2.5 mm.	ระยะการจม h _{LL} = 15.5 mm. h _{PL} = 1.55 mm.	ระยะการจม h _{LL} = 10.4 mm. h _{PL} = 1.04 mm.	
		พิกัดเหลว (LL %)	61.00	65.50	64.00
พิกัดพลาสติก (PL %)	31.15	36.00	30.00	36.00	
		เมื่อพิจารณา กำลังรับแรงเฉือน Su = 0.60 kPa			
		กรวย 30°	กรวย 45°	กรวย 60°	
		ระยะการจม h _{LL} = 42.1 mm. h _{PL} = 4.21 mm.	ระยะการจม h _{LL} = 26.1 mm. h _{PL} = 2.61 mm.	ระยะการจม h _{LL} = 17.5 mm. h _{PL} = 1.75 mm.	
		พิกัดเหลว (LL %)	61.00	73.00	72.00
พิกัดพลาสติก (PL %)	31.15	42.00	37.00	40.00	

ตารางที่ 4.1.2 ผลการทดสอบค่าขีดจำกัดเหลว ขีดจำกัดกักพลาสติกของดินคาโอลีไนท์ 80 % ผสมดิน ตะกอน 20 %

การทดสอบ	วิธีการทดสอบของดินคาโอลีไนท์ 80 % ผสมดินตะกอน 20 %			
	โดยวิธีด้วยเคาะของ Casagrande และวิธีการปั้น (ASTM-D 4318)	โดยวิธีแบบกรวยตก (BS 1377 Part 2)		
		เมื่อพิจารณากำลังรับแรงเฉือน $S_u = 2.66 \text{ kPa}$		
		กรวย 30°	กรวย 45°	กรวย 60°
		ระยะการจม $h_{LL} = 20.0 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 2.0 \text{ mm.}$	ระยะการจม $h_{LL} = 12.4 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 1.2 \text{ mm.}$	ระยะการจม $h_{LL} = 8.3 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 0.83 \text{ mm.}$
พิกัดเหลว (LL %)	53.00	52.00	50.50	50.00
พิกัดพลาสติก (PL %)	30.81	30.00	36.00	28.00
		เมื่อพิจารณา กำลังรับแรงเฉือน $S_u = 1.70 \text{ kPa}$		
		กรวย 30°	กรวย 45°	กรวย 60°
		ระยะการจม $h_{LL} = 25.0 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 2.5 \text{ mm.}$	ระยะการจม $h_{LL} = 15.5 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 1.55 \text{ mm.}$	ระยะการจม $h_{LL} = 10.4 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 1.04 \text{ mm.}$
พิกัดเหลว (LL %)	53.00	54.00	52.00	52.00
พิกัดพลาสติก (PL %)	30.81	32.50	37.00	30.50
		เมื่อพิจารณา กำลังรับแรงเฉือน $S_u = 0.60 \text{ kPa}$		
		กรวย 30°	กรวย 45°	กรวย 60°
		ระยะการจม $h_{LL} = 42.1 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 4.21 \text{ mm.}$	ระยะการจม $h_{LL} = 26.1 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 2.61 \text{ mm.}$	ระยะการจม $h_{LL} = 17.5 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 1.75 \text{ mm.}$
พิกัดเหลว (LL %)	53.00	59.00	55.00	55.50
พิกัดพลาสติก (PL %)	30.81	37.00	42.00	34.00

ตารางที่ 4.1.3 ผลการทดสอบค่าขีดจำกัดเหลว ขีดจำกัดกักพลาสติกของดินคาโอลีไนท์ 60 % ผสมดินตะกอน 40 %

การทดสอบ	วิธีการทดสอบของดินคาโอลีไนท์ 60 % ผสมดินตะกอน 40 %			
	โดยวิธีด้วยเคาะของ Casagrande และ วิธีการปั้น (ASTM-D 4318)	โดยวิธีแบบกรวยตก (BS 1377 Part 2) เมื่อพิจารณากำลังรับแรงเฉือน $S_u = 2.66$ kPa		
		กรวย 30°	กรวย 45°	กรวย 60°
		ระยะการจม $h_{LL} = 20.0$ mm. $h_{PL} = 2.0$ mm.	ระยะการจม $h_{LL} = 12.4$ mm. $h_{PL} = 1.2$ mm.	ระยะการจม $h_{LL} = 8.3$ mm. $h_{PL} = 0.83$ mm.
พิกัดเหลว (LL %)	43.00	45.00	47.00	44.00
พิกัดพลาสติก (PL %)	24.99	26.00	24.00	26.00
		เมื่อพิจารณา กำลังรับแรงเฉือน $S_u = 1.70$ kPa		
		กรวย 30°	กรวย 45°	กรวย 60°
		ระยะการจม $h_{LL} = 25.0$ mm. $h_{PL} = 2.5$ mm.	ระยะการจม $h_{LL} = 15.5$ mm. $h_{PL} = 1.55$ mm.	ระยะการจม $h_{LL} = 10.4$ mm. $h_{PL} = 1.04$ mm.
พิกัดเหลว (LL %)	43.00	46.50	49.00	45.50
พิกัดพลาสติก (PL %)	24.99	28.00	26.00	28.00
		เมื่อพิจารณา กำลังรับแรงเฉือน $S_u = 0.60$ kPa		
		กรวย 30°	กรวย 45°	กรวย 60°
		ระยะการจม $h_{LL} = 42.1$ mm. $h_{PL} = 4.21$ mm.	ระยะการจม $h_{LL} = 26.1$ mm. $h_{PL} = 2.61$ mm.	ระยะการจม $h_{LL} = 17.5$ mm. $h_{PL} = 1.75$ mm.
พิกัดเหลว (LL %)	43.00	51.00	54.50	49.00
พิกัดพลาสติก (PL %)	24.99	32.00	30.50	31.00

ตารางที่ 4.1.4 ผลการทดสอบค่าขีดจำกัดเหลว ขีดจำกัดกักพลาสติกของดินคาโอลีไนท์ 40 % ผสมดินตะกอน 60 %

การทดสอบ	วิธีการทดสอบของดินคาโอลีไนท์ 40 % ผสมดินตะกอน 60 %			
	โดยวิธีถั่วเคาะ ของ Casagrande และวิธีการปั้น (ASTM-D 4318)	โดยวิธีแบบกรวยตก (BS 1377 Part 2) เมื่อพิจารณากำลังรับแรงเฉือน $S_u = 2.66$ kPa		
		กรวย 30°	กรวย 45°	กรวย 60°
		ระยะการจม $h_{LL} = 20.0$ mm. $h_{PL} = 2.0$ mm.	ระยะการจม $h_{LL} = 12.4$ mm. $h_{PL} = 1.2$ mm.	ระยะการจม $h_{LL} = 8.3$ mm. $h_{PL} = 0.83$ mm.
พิกัดเหลว (LL %)	32.50	34.00	31.00	31.00
พิกัดพลาสติก (PL %)	17.05	12.00	11.00	9.00
		เมื่อพิจารณา กำลังรับแรงเฉือน $S_u = 1.70$ kPa		
		กรวย 30°	กรวย 45°	กรวย 60°
		ระยะการจม $h_{LL} = 25.0$ mm. $h_{PL} = 2.5$ mm.	ระยะการจม $h_{LL} = 15.5$ mm. $h_{PL} = 1.55$ mm.	ระยะการจม $h_{LL} = 10.4$ mm. $h_{PL} = 1.04$ mm.
พิกัดเหลว (LL %)	32.50	36.00	34.00	34.00
พิกัดพลาสติก (PL %)	17.05	14.00	12.50	12.50
		เมื่อพิจารณา กำลังรับแรงเฉือน $S_u = 0.60$ kPa		
		กรวย 30°	กรวย 45°	กรวย 60°
		ระยะการจม $h_{LL} = 42.1$ mm. $h_{PL} = 4.21$ mm.	ระยะการจม $h_{LL} = 26.1$ mm. $h_{PL} = 2.61$ mm.	ระยะการจม $h_{LL} = 17.5$ mm. $h_{PL} = 1.75$ mm.
พิกัดเหลว (LL %)	32.50	41.00	37.00	36.50
พิกัดพลาสติก (PL %)	17.05	18.50	16.50	9.00

ตารางที่ 4.1.5 ผลการทดสอบค่าพิกัดเหลว พิกัดพลาสติกของเบนโทไนท์ 100 เปอร์เซ็นต์

การทดสอบ	วิธีการทดสอบของดินเบนโทไนท์ 100 %			
	โดยวิธีถ้วยเคาะของ Casagrande และ วิธีการปั้น (ASTM-D 4318)	โดยวิธีแบบกรวยตก (BS 1377 Part 2) เมื่อพิจารณากำลังรับแรงเฉือน $S_u = 2.66 \text{ kPa}$		
		กรวย 30°	กรวย 45°	กรวย 60°
		ระยะการจม $h_{LL} = 20.0 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 2.0 \text{ mm.}$	ระยะการจม $h_{LL} = 12.4 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 1.2 \text{ mm.}$	ระยะการจม $h_{LL} = 8.3 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 0.83 \text{ mm.}$
พิกัดเหลว (LL %)	405.00	240.00	250.00	240.00
พิกัดพลาสติก (PL)	34.46	34.00	35.00	43.00
		เมื่อพิจารณา กำลังรับแรงเฉือน $S_u = 1.70 \text{ kPa}$		
		กรวย 30°	กรวย 45°	กรวย 60°
		ระยะการจม $h_{LL} = 25.0 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 2.5 \text{ mm.}$	ระยะการจม $h_{LL} = 15.5 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 1.55 \text{ mm.}$	ระยะการจม $h_{LL} = 10.4 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 1.04 \text{ mm.}$
พิกัดเหลว (LL %)	405.00	270.00	270.00	260.00
พิกัดพลาสติก (PL)	34.46	50.00	55.00	74.00
		เมื่อพิจารณา กำลังรับแรงเฉือน $S_u = 0.60 \text{ kPa}$		
		กรวย 30°	กรวย 45°	กรวย 60°
		ระยะการจม $h_{LL} = 42.1 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 4.21 \text{ mm.}$	ระยะการจม $h_{LL} = 26.1 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 2.61 \text{ mm.}$	ระยะการจม $h_{LL} = 17.5 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 1.75 \text{ mm.}$
พิกัดเหลว (LL %)	405.00	320.00	320.00	300.00
พิกัดพลาสติก (PL)	34.46	100.00	100.00	105.00

ตารางที่ 4.1.6 ผลการทดสอบค่าขีดจำกัดเหลว ขีดจำกัดกักพลาสติกของดินเบนโทไนท์ 80 % ผสมดินตะกอน 20 %

การทดสอบ	วิธีการทดสอบของดินเบนโทไนท์ 80 % ผสมดินตะกอน 20 %			
	โดยวิธีด้วยเคาะของ Casagrande และวิธีปั้น (ASTM-D 4318)	โดยวิธีแบบกรวยตก (BS 1377 Part 2)		
		เมื่อพิจารณากำลังรับแรงเฉือน $S_u = 2.66 \text{ kPa}$		
		กรวย 30°	กรวย 45°	กรวย 60°
		ระยะการจม $h_{LL} = 20.0 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 2.0 \text{ mm.}$	ระยะการจม $h_{LL} = 12.4 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 1.2 \text{ mm.}$	ระยะการจม $h_{LL} = 8.3 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 0.83 \text{ mm.}$
พิกัดเหลว (LL %)	340.00	185.00	185.00	200.00
พิกัดพลาสติก (PL %)	31.23	35.00	25.00	30.00
		เมื่อพิจารณา กำลังรับแรงเฉือน $S_u = 1.70 \text{ kPa}$		
		กรวย 30°	กรวย 45°	กรวย 60°
		ระยะการจม $h_{LL} = 25.0 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 2.5 \text{ mm.}$	ระยะการจม $h_{LL} = 15.5 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 1.55 \text{ mm.}$	ระยะการจม $h_{LL} = 10.4 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 1.04 \text{ mm.}$
พิกัดเหลว (LL %)	340.00	203.00	200.00	213.00
พิกัดพลาสติก (PL %)	31.23		40.00	45.00
		เมื่อพิจารณา กำลังรับแรงเฉือน $S_u = 0.60 \text{ kPa}$		
		กรวย 30°	กรวย 45°	กรวย 60°
		ระยะการจม $h_{LL} = 42.1 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 4.21 \text{ mm.}$	ระยะการจม $h_{LL} = 26.1 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 2.61 \text{ mm.}$	ระยะการจม $h_{LL} = 17.5 \text{ mm.}$ $h_{PL} = 1.75 \text{ mm.}$
พิกัดเหลว (LL %)	340.00	235.00	235.00	250.00
พิกัดพลาสติก (PL %)	31.23	85.00	75.00	75.00

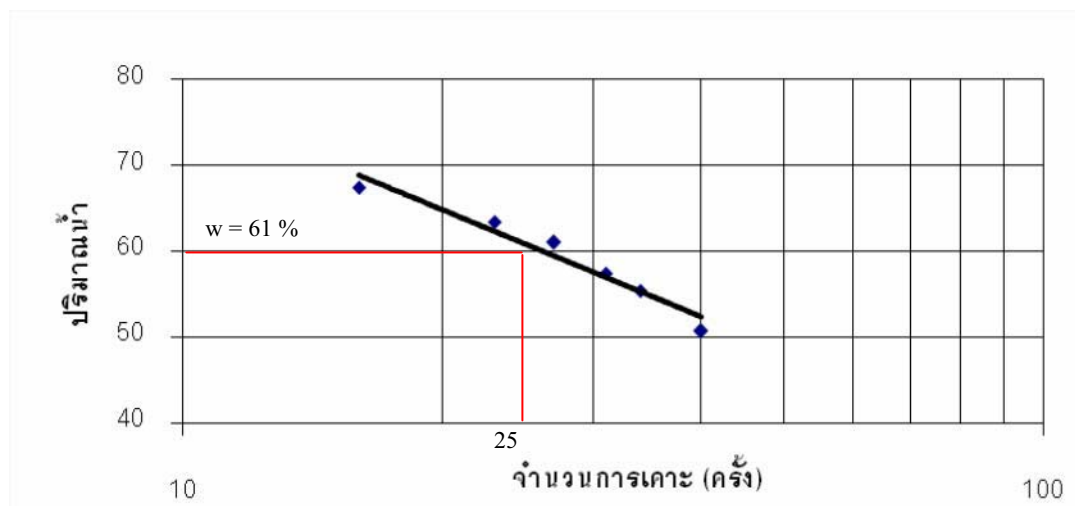
ตารางที่ 4.1.7 ผลการทดสอบค่าขีดจำกัดเหลว ขีดจำกัดกักพลาสติกของดินเบนโทไนท์ 60 % ผสมดินตะกอน 40 %

การทดสอบ	วิธีการทดสอบของดินเบนโทไนท์ 60 % ผสมดินตะกอน 40 %			
	โดยวิธีถ้วยเคาะ ของ Casagrande และวิธีการปั้น (ASTM-D 4318)	โดยวิธีแบบกรวยตก (BS 1377 Part 2) เมื่อพิจารณากำลังรับแรงเฉือน $S_u = 2.66$ kPa		
		กรวย 30°	กรวย 45°	กรวย 60°
		ระยะการจม $h_{LL} = 20.0$ mm. $h_{PL} = 2.0$ mm.	ระยะการจม $h_{LL} = 12.4$ mm. $h_{PL} = 1.2$ mm.	ระยะการจม $h_{LL} = 8.3$ mm. $h_{PL} = 0.83$ mm.
พิกัดเหลว (LL %)	240.00	153.00	160.00	160.00
พิกัดพลาสติก (PL %)	27.87	35.00	30.00	45.00
		เมื่อพิจารณา กำลังรับแรงเฉือน $S_u = 1.70$ kPa		
		กรวย 30°	กรวย 45°	กรวย 60°
		ระยะการจม $h_{LL} = 25.0$ mm. $h_{PL} = 2.5$ mm.	ระยะการจม $h_{LL} = 15.5$ mm. $h_{PL} = 1.55$ mm.	ระยะการจม $h_{LL} = 10.4$ mm. $h_{PL} = 1.04$ mm.
พิกัดเหลว (LL %)	240.00	170.00	175.00	168.00
พิกัดพลาสติก (PL %)	27.87	50.00	46.00	55.00
		เมื่อพิจารณา กำลังรับแรงเฉือน $S_u = 0.60$ kPa		
		กรวย 30°	กรวย 45°	กรวย 60°
		ระยะการจม $h_{LL} = 42.1$ mm. $h_{PL} = 4.21$ mm.	ระยะการจม $h_{LL} = 26.1$ mm. $h_{PL} = 2.61$ mm.	ระยะการจม $h_{LL} = 17.5$ mm. $h_{PL} = 1.75$ mm.
พิกัดเหลว (LL %)	240.00	192.00	202.00	188.00
พิกัดพลาสติก (PL %)	27.87	76.00	73.00	75.00

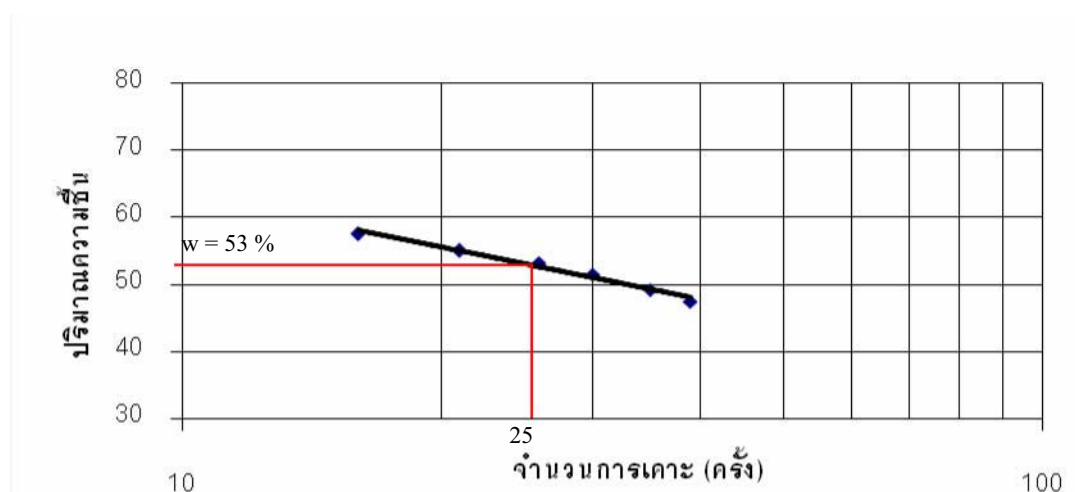
ตารางที่ 4.1.8 ผลการทดสอบค่าขีดจำกัดเหลว ขีดจำกัดกีดพลาสติกของดินเบนโทไนท์ 40 %
ผสมดินตะกอน 60 %

การทดสอบ	วิธีการทดสอบของดินเบนโทไนท์ 40 % ผสมดินตะกอน 60 %			
	โดยวิธีถั่วเยาะ ของ Casagrande และวิธีปั้น (ASTM-D 4318)	โดยวิธีแบบกรวยตก (BS 1377 Part 2) เมื่อพิจารณากำลังรับแรงเฉือน $S_u = 2.66$ kPa		
		กรวย 30°	กรวย 45°	กรวย 60°
		ระยะการจม $h_{LL} = 20.0$ mm. $h_{PL} = 2.0$ mm.	ระยะการจม $h_{LL} = 12.4$ mm. $h_{PL} = 1.2$ mm.	ระยะการจม $h_{LL} = 8.3$ mm. $h_{PL} = 0.83$ mm.
พิกัดเหลว (LL %)	180.00	107.00	102.00	110.00
พิกัดพลาสติก (PL %)	24.42	13.00	15.00	14.00
		เมื่อพิจารณา กำลังรับแรงเฉือน $S_u = 1.70$ kPa		
		กรวย 30°	กรวย 45°	กรวย 60°
		ระยะการจม $h_{LL} = 25.0$ mm. $h_{PL} = 2.5$ mm.	ระยะการจม $h_{LL} = 15.5$ mm. $h_{PL} = 1.55$ mm.	ระยะการจม $h_{LL} = 10.4$ mm. $h_{PL} = 1.04$ mm.
พิกัดเหลว (LL %)	180.00	116.00	112.00	118.00
พิกัดพลาสติก (PL %)	24.42	20.00	21.00	22.00
		เมื่อพิจารณา กำลังรับแรงเฉือน $S_u = 0.60$ kPa		
		กรวย 30°	กรวย 45°	กรวย 60°
		ระยะการจม $h_{LL} = 42.1$ mm. $h_{PL} = 4.21$ mm.	ระยะการจม $h_{LL} = 26.1$ mm. $h_{PL} = 2.61$ mm.	ระยะการจม $h_{LL} = 17.5$ mm. $h_{PL} = 1.75$ mm.
พิกัดเหลว (LL %)	180.00	138.00	135.00	135.00
พิกัดพลาสติก (PL %)	24.42	43.00	42.00	40.00

4.1.3 การหาค่าขีดจำกัดกีดเหลือโดยวิธีแอดเทอร์เบียร์ก ของดินคาโอลิไนท์และเบนโทไนท์

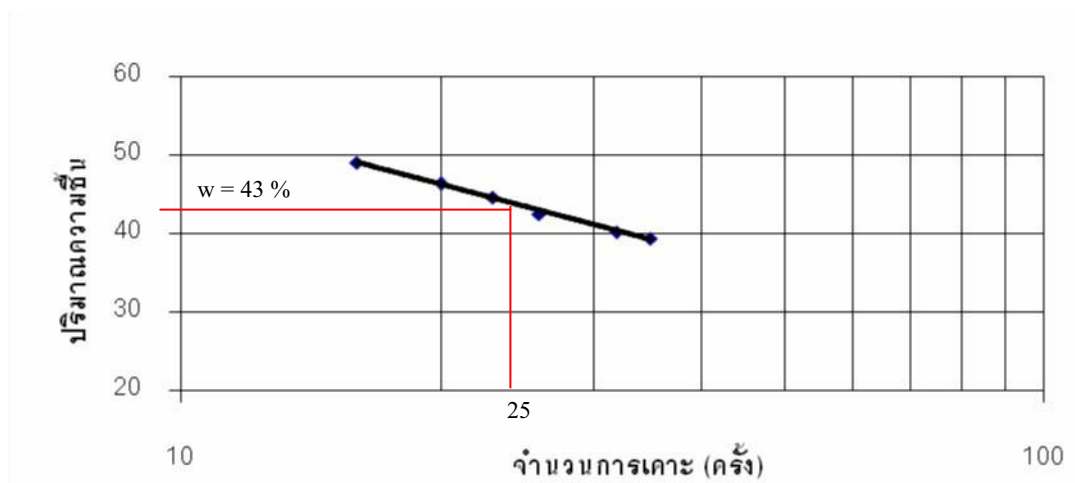


ภาพที่ 4.1.1 การหาค่าพิกต์เหลือโดยวิธีแอดเทอร์เบียร์กของดินคาโอลิไนท์ 100 %

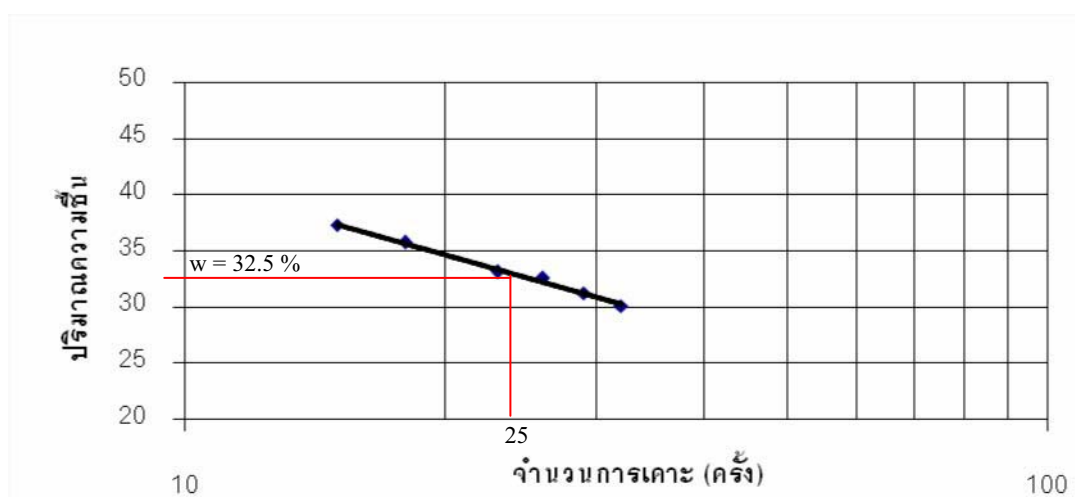


ภาพที่ 4.1.2 การหาค่าพิกต์เหลือโดยวิธีแอดเทอร์เบียร์กของดินของคาโอลิไนท์ 80 % ผสมดิน ตะกอน 20 %

จากภาพที่ 4.1.1 และ 4.1.2 ผลการทดลองโดยเครื่องมือแอดเทอร์เบียร์กในการหาค่าขีดจำกัดเหลือของดินเหนียวคาโอลิไนท์ 100 % และ ของดินคาโอลิไนท์ 80 % ผสมกับดินตะกอน 20 % ซึ่งหาได้โดยกราฟระหว่างจำนวนครั้งในการเคาะกับปริมาณความชื้นของดินค่าที่เป็นพิกต์เหลือที่จำนวนการเคาะที่ 25 ครั้ง

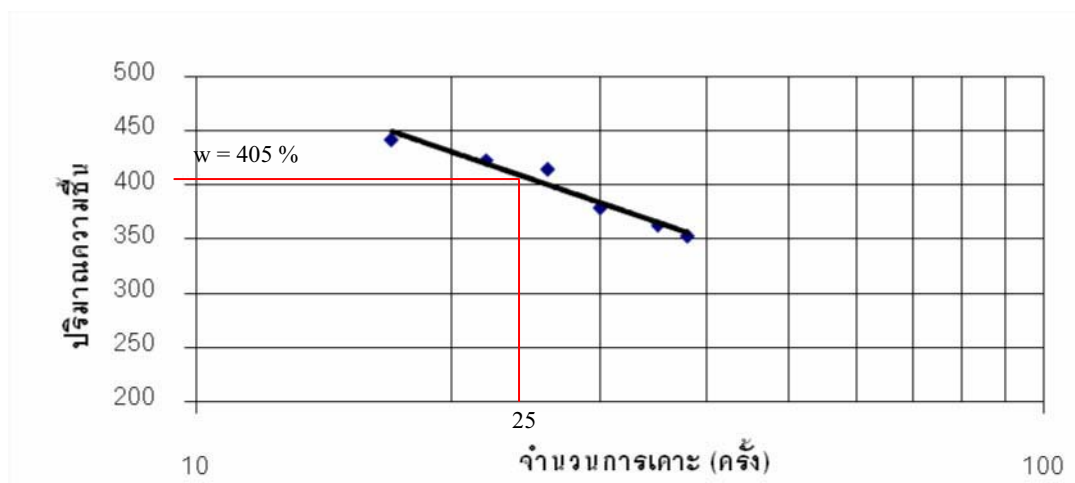


ภาพที่ 4.1.3 การหาค่าพิกต์เหลวโดยวิธีแอตเทอร์เบิร์กของดินของคาโอลิไนท์ 60 % ผสมดิน ตะกอน 40 %

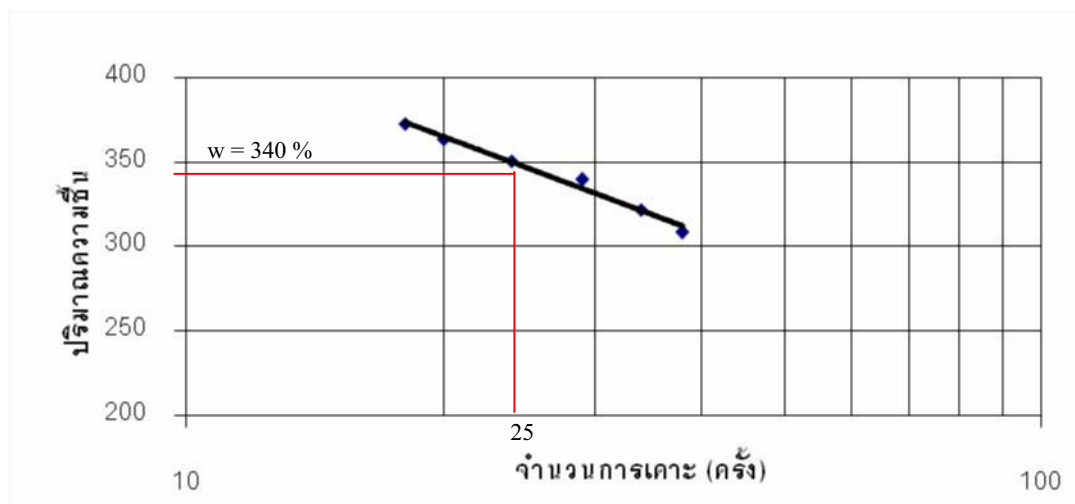


ภาพที่ 4.1.4 การหาค่าพิกต์เหลวโดยวิธีแอตเทอร์เบิร์กของดินของคาโอลิไนท์ 40 % ผสมดิน ตะกอน 60 %

จากภาพที่ 4.1.3 และ 4.1.4 ผลการทดลองโดยใช้เครื่องมือแอตเทอร์เบิร์กในการหาค่าขีดจำกัดเหลวของดินเหนียวคาโอลิไนท์ 60 % ผสมดินตะกอน 40 % และ ของดินคาโอลิไนท์ 40 % ผสมกับดินตะกอน 60 % ซึ่งหาค่าได้โดยกราฟระหว่างจำนวนครั้งในการเคาะกับปริมาณความชื้นของดินค่าที่เป็นพิกต์เหลวที่จำนวนการเคาะที่ 25 ครั้ง

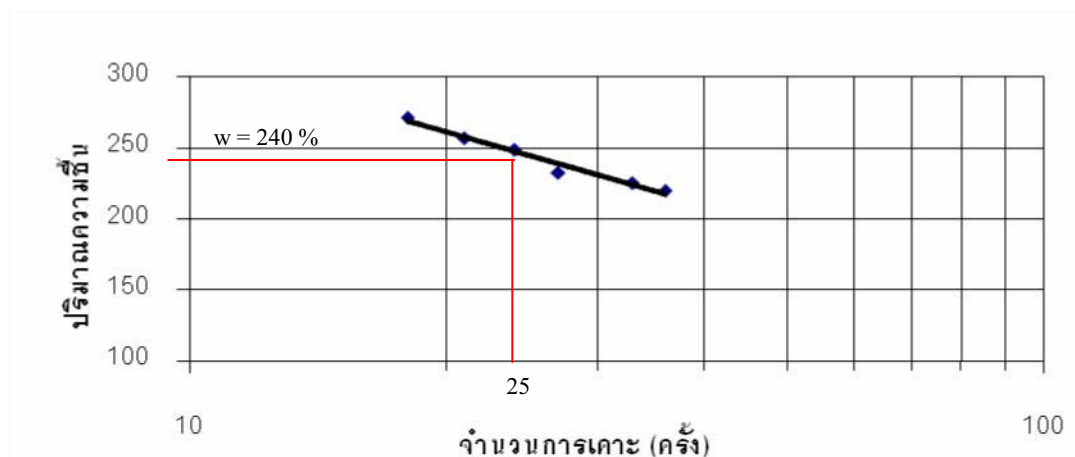


ภาพที่ 4.1.5 การหาค่าพิกัดเหลวโดยวิธีแอตเทอร์เบิร์กของดินของเบนโทไนท์ 100 %

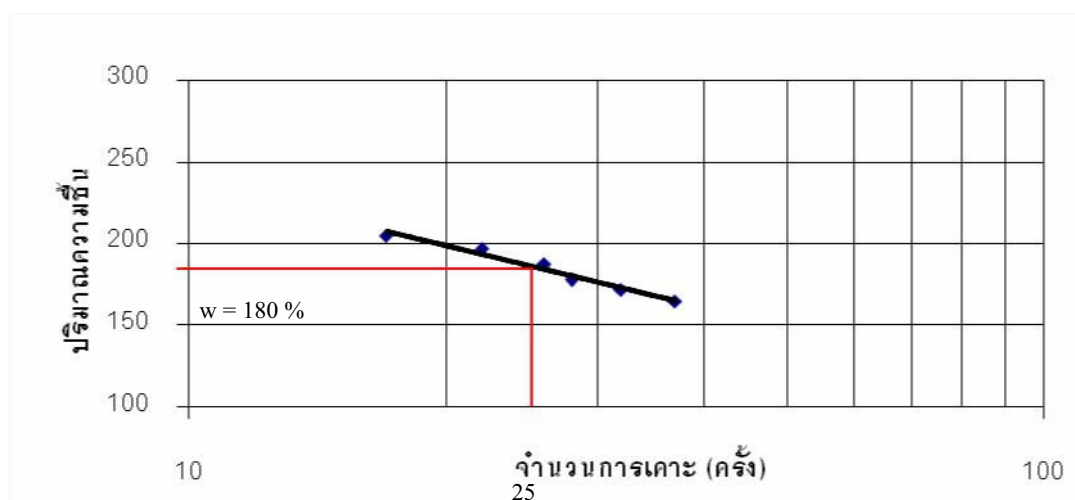


ภาพที่ 4.1.6 การหาค่าพิกัดเหลวโดยวิธีแอตเทอร์เบิร์กของดินของเบนโทไนท์ 80 % ผสมดิน ตะกอน 20 %

จากภาพที่ 4.1.5 และ 4.1.6 ผลการทดลองโดยใช้เครื่องมือแอตเทอร์เบิร์กในการหาค่า จิตจำกัลดเหลวของดินเหนียวเบนโทไนท์ 100 % และ ของดินเบนโทไนท์ 80 % ผสมกับดินตะกอน 20 % ซึ่งหาค่าได้โดยกราฟระหว่างจำนวนครั้งในการเคาะกับปริมาณความชื้นของดินค่าที่เป็นพิกัด เหลวที่จำนวนการเคาะที่ 25 ครั้ง



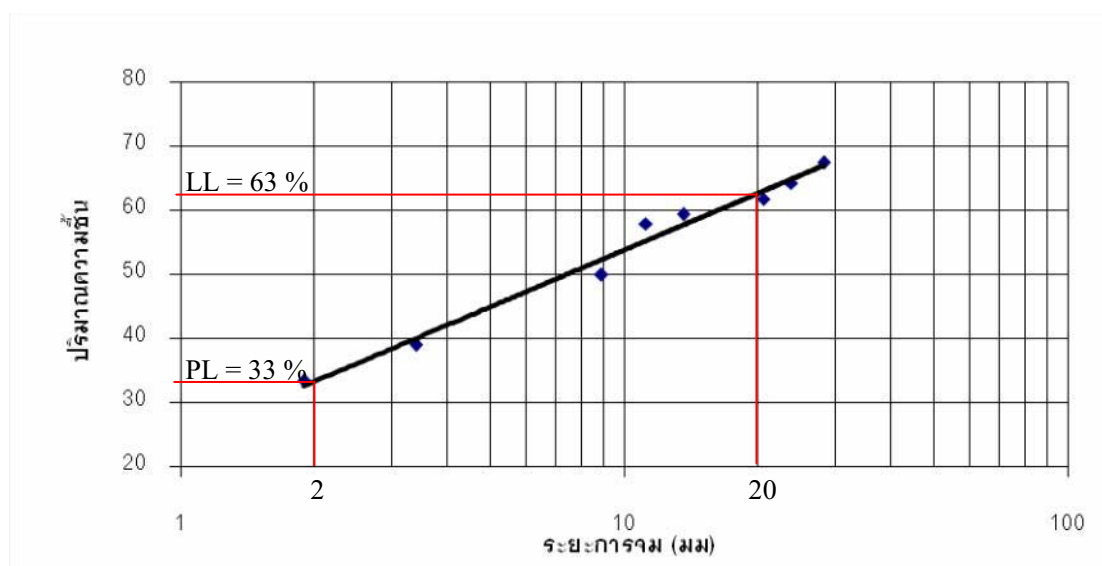
ภาพที่ 4.1.7 การหาค่าพิกัดเหลวโดยวิธีแอตเทอร์เบิร์กของดินของเบนโทไนท์ 60 % ผสม ดิน ตะกอน 40 %



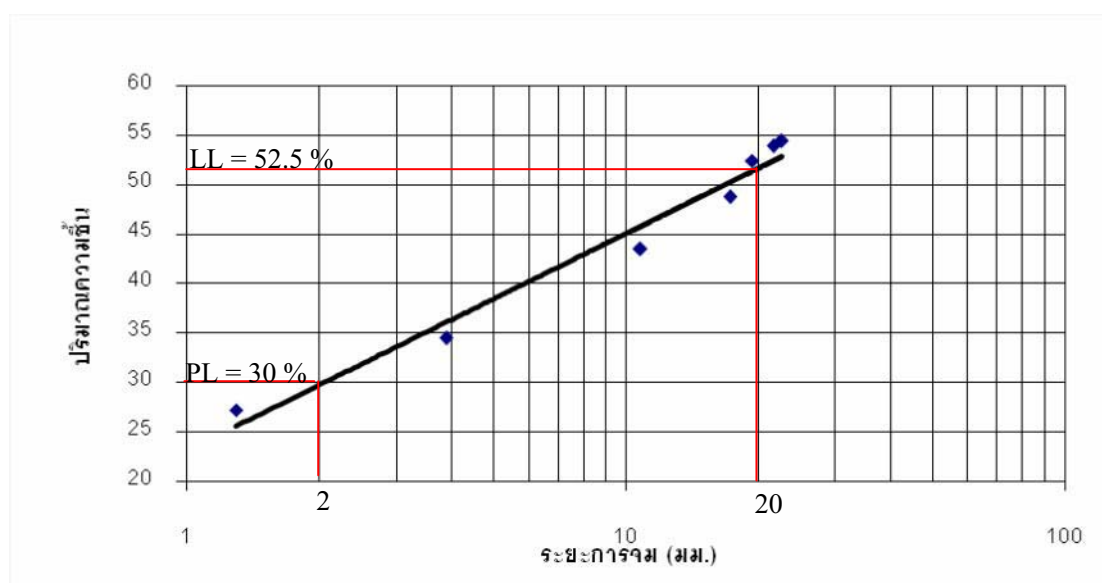
ภาพที่ 4.1.8 การหาค่าพิกัดเหลวโดยวิธีแอตเทอร์เบิร์กของดินของเบนโทไนท์ 40 % ผสม ดิน ตะกอน 60 %

จากภาพที่ 4.1.7 และ 4.1.8 ผลการทดลองโดยใช้เครื่องมือแอตเทอร์เบิร์กในการหาค่า จีดจำกัดเหลวของดินเหนียวเบนโทไนท์ 60 % ผสมดินตะกอน 40 % และของดินเบนโทไนท์ 40 % ผสมกับดินตะกอน 60 % ซึ่งหาค่าได้โดยกราฟระหว่างจำนวนครั้งในการเคาะกับปริมาณความชื้น ของดินค่าที่เป็นพิกัดเหลวที่จำนวนการเคาะที่ 25 ครั้ง

4.1.4 การหาค่าพิกัดเหลวโดยวิธีแบบกรวยตกของดินคาโอลิไนท์และเบนโทไนท์

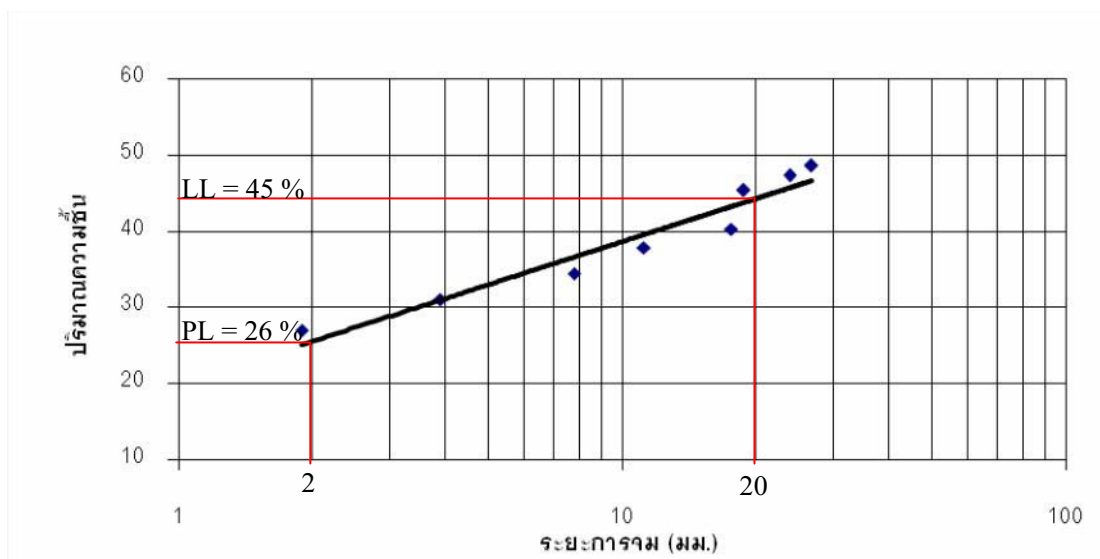


ภาพที่ 4.1.9 การหาค่าพิกัดเหลวพิกัดพลาสติกโดยวิธีกรวยตกของดินของคาโอลิไนท์ 100 %

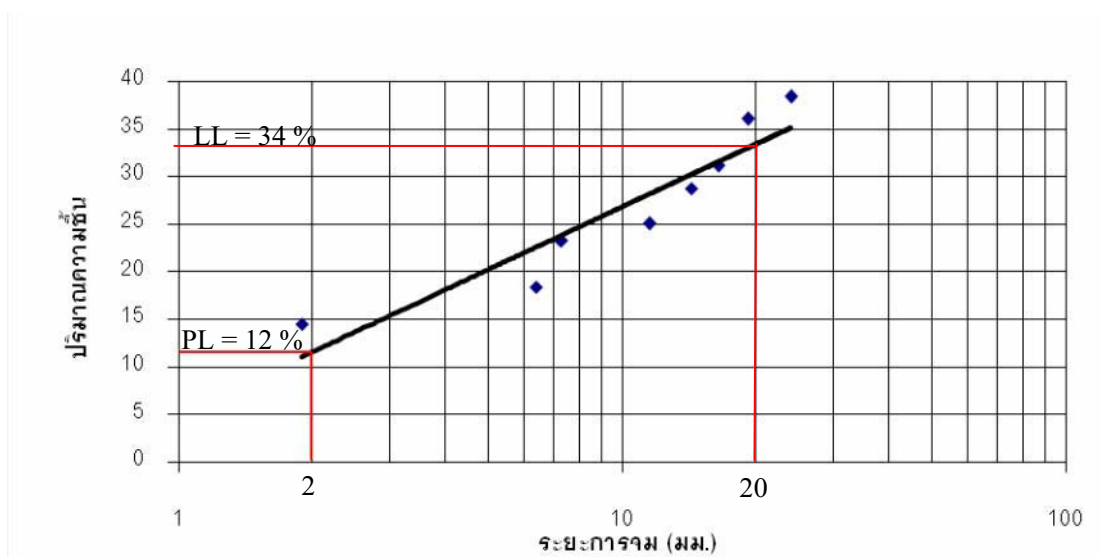


ภาพที่ 4.1.10 การหาค่าพิกัดเหลวพิกัดพลาสติกโดยวิธีกรวยตกของดินของคาโอลิไนท์ 80 % ผสมดินตะกอน 20 %

จากภาพที่ 4.1.9 และ 4.1.10 ผลการทดสอบโดยวิธีแบบกรวยตก ในการหาค่าพิกัดเหลวพิกัดพลาสติกของดินเหนียวคาโอลิไนท์ 100 % และของดินเหนียวคาโอลิไนท์ 80 % ผสมดินตะกอน 20 % โดยที่พิกัดเหลวหาที่ระยะการจมน 20 mm. และพิกัดพลาสติกที่ระยะการจมน 2 mm. ซึ่งหาได้จากกราฟระหว่าง ระยะการจมนกับปริมาณความชื้น

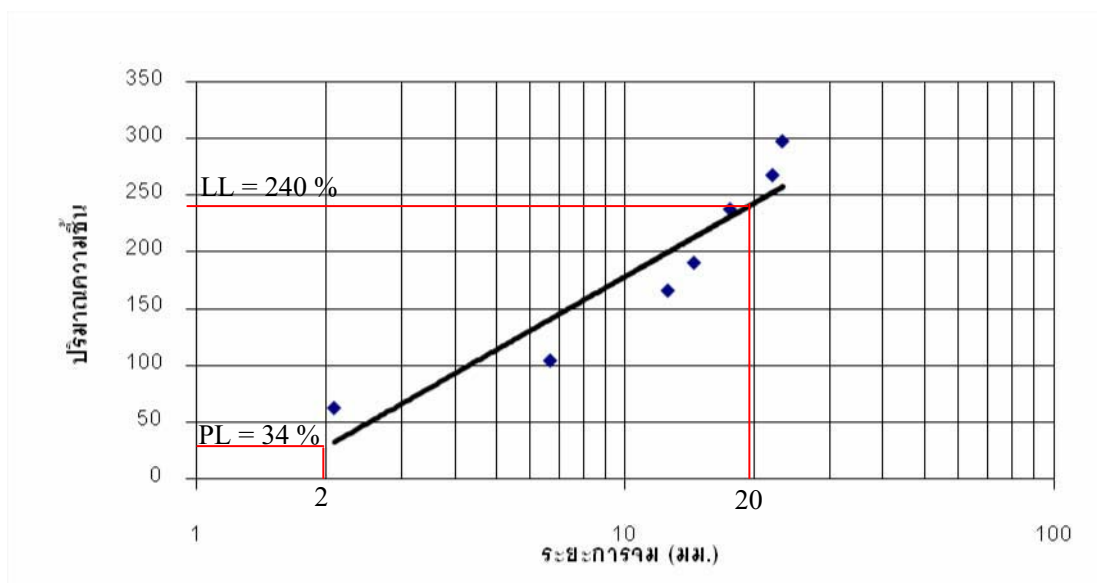


ภาพที่ 4.1.11 การหาค่าพิกัดเหลวพิกัดพลาสติกโดยวิธีกรวยตกของดินของคาโอไลไนท์ 60% ผสม ดินตะกอน 40 %

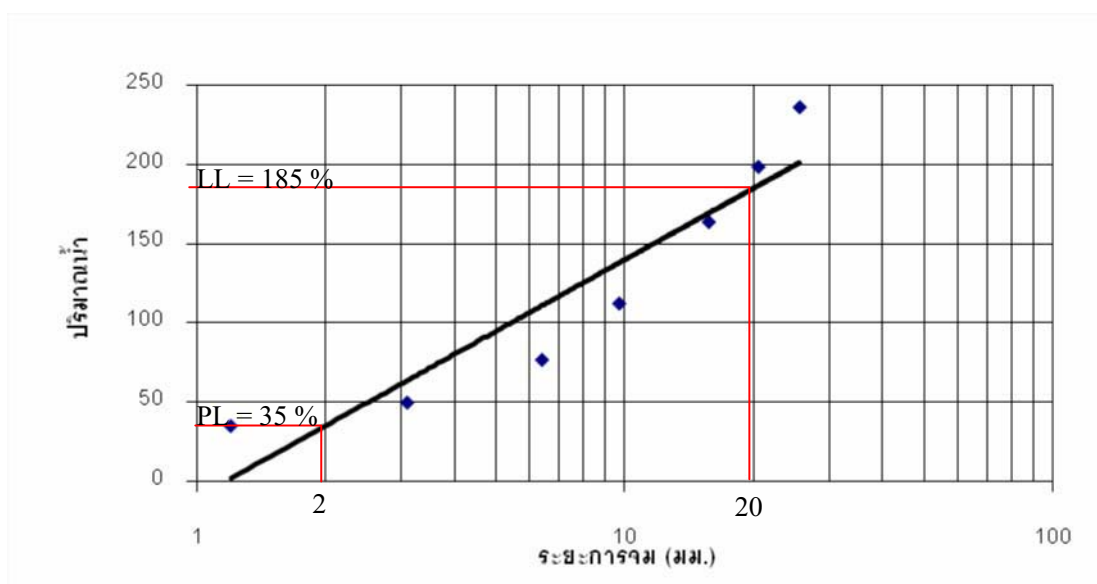


ภาพที่ 4.1.12 การหาค่าพิกัดเหลวพิกัดพลาสติกโดยวิธีกรวยตกของดินของคาโอไลไนท์ 40 % ผสม ดินตะกอน 60 %

จากภาพที่ 4.1.11 และ 4.1.12 ผลการทดสอบโดยวิธีแบบกรวยตก ในการหาค่าพิกัดเหลวพิกัดพลาสติกของดินเหนียวคาโอไลไนท์ 60 % ผสมดินตะกอน 470 % และของดินเหนียวคาโอไลไนท์ 400 % ผสมดินตะกอน 60 % โดยที่พิกัดเหลวหาที่ระยะการจม 20 mm. และพิกัดพลาสติกที่ระยะการจม 2 mm. ซึ่งหาได้จากกราฟระหว่าง ระยะการจมกับปริมาณความชื้น

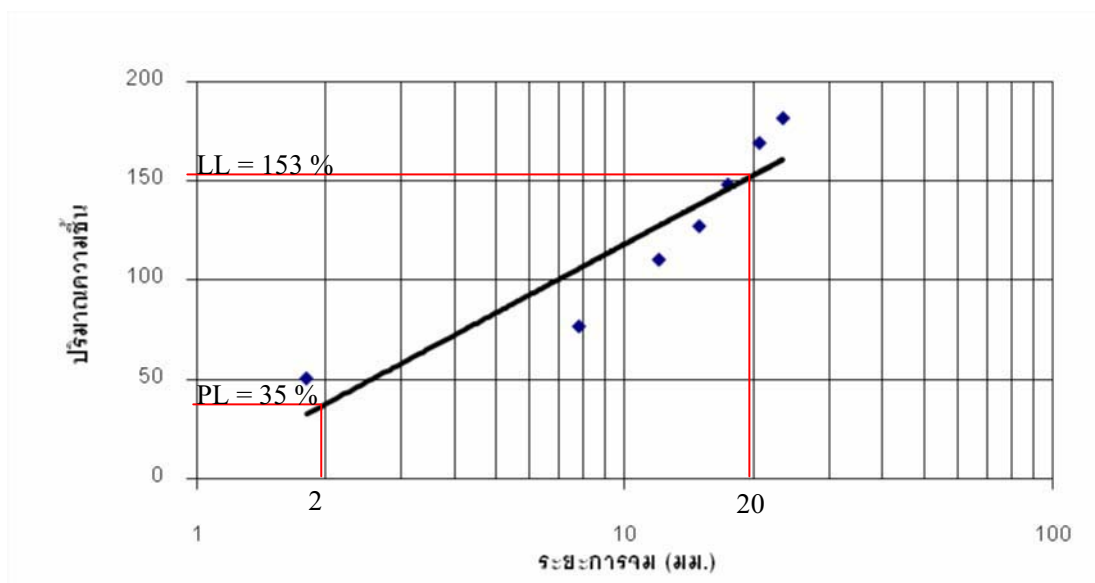


ภาพที่ 4.1.13 การหาค่าพิกัดเหลวพิกัดพลาสติกโดยวิธีกรวยตกของดินเหนียวเบนโทไนท์ 100 %

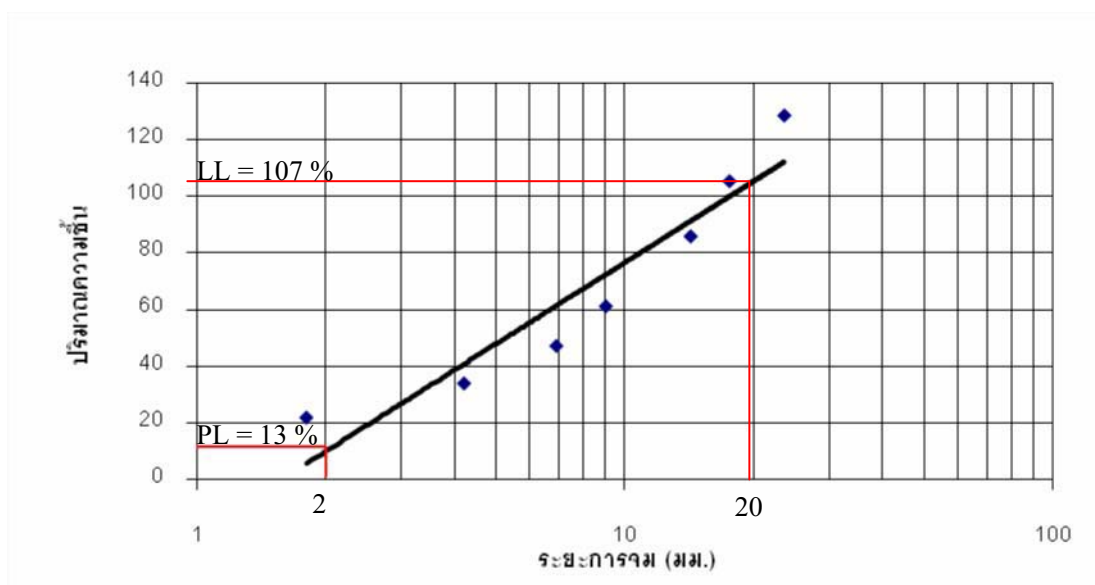


ภาพที่ 4.1.14 การหาค่าพิกัดเหลวพิกัดพลาสติกโดยวิธีกรวยตกของดินเหนียวเบนโทไนท์ 80 % ผสมดินตะกอน 20 %

จากภาพที่ 4.1.13 และ 4.1.14 ผลการทดสอบโดยวิธีแบบกรวยตก ในการหาค่าพิกัดเหลวพิกัดพลาสติกของดินเหนียวเบนโทไนท์ 100 % และของดินเหนียวเบนโทไนท์ 80 % ผสมดินตะกอน 20 % โดยที่พิกัดเหลวหาที่ระยะการจม 20 mm. และพิกัดพลาสติกที่ระยะการจม 2 mm. ซึ่งหาได้จากกราฟระหว่าง ระยะการจมกับปริมาณความชื้น



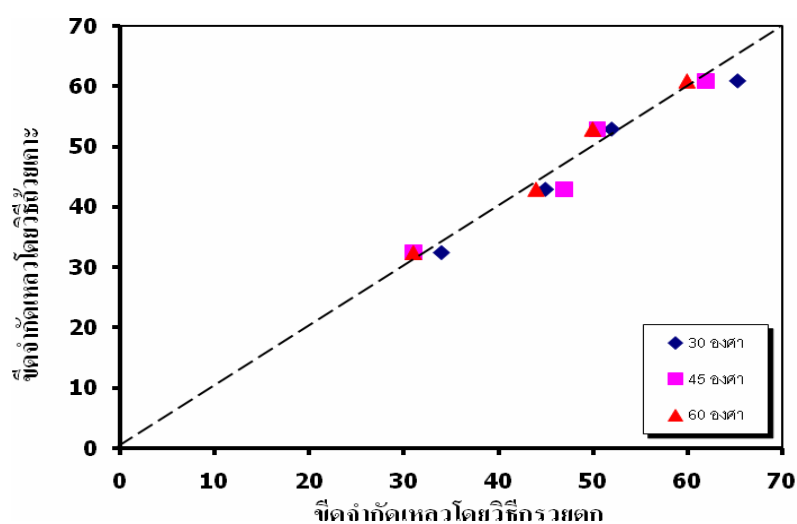
ภาพที่ 4.1.15 การหาค่าพิกัดเหลวพิกัดพลาสติกโดยวิธีกรวยตกของดินเบนโทไนท์ในน้ำ 60 % ผสมดินตะกอน 40 %



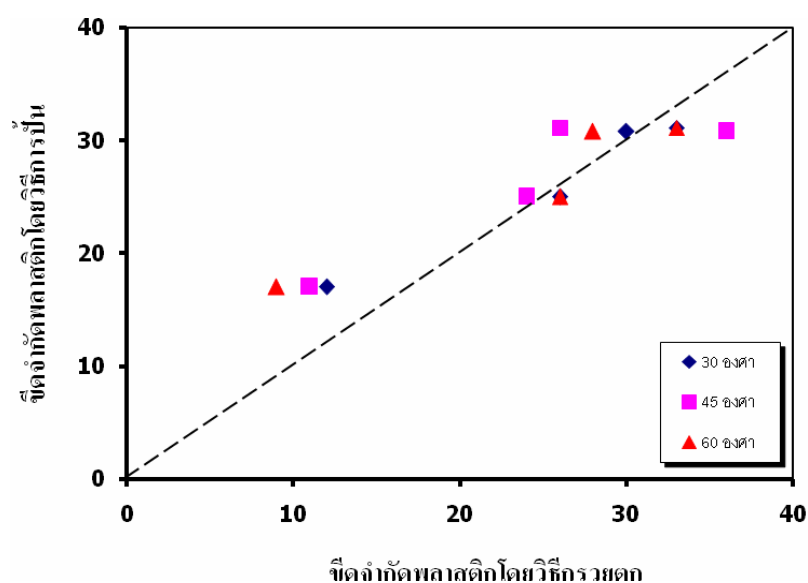
ภาพที่ 4.1.16 การหาค่าพิกัดเหลวพิกัดพลาสติกโดยวิธีกรวยตกของดินเบนโทไนท์ในน้ำ 40 % ผสมดินตะกอน 60 %

จากภาพที่ 4.1.15 และ 4.1.16 ผลการทดสอบโดยวิธีแบบกรวยตก ในการหาค่าพิกัดเหลวพิกัดพลาสติกของดินเหนียวเบนโทไนท์ 60 % ผสมดินตะกอน 40 % และของดินเหนียวคาเบนโทไนท์ 40 % ผสมดินตะกอน 60 % โดยที่พิกัดเหลวหาที่ระยะการจมน 20 mm. และพิกัดพลาสติกที่ระยะการจมน 2 mm. ซึ่งหาได้จากกราฟระหว่างระยะการจมนกับปริมาณความชื้น

4.1.5 การเปรียบเทียบผลการทดสอบโดยวิธีแบบกรวยตกกับวิธีด้วยเคาะของดินเหนียวคาโอลิไนท์และดินเหนียวเบนโทไนท์

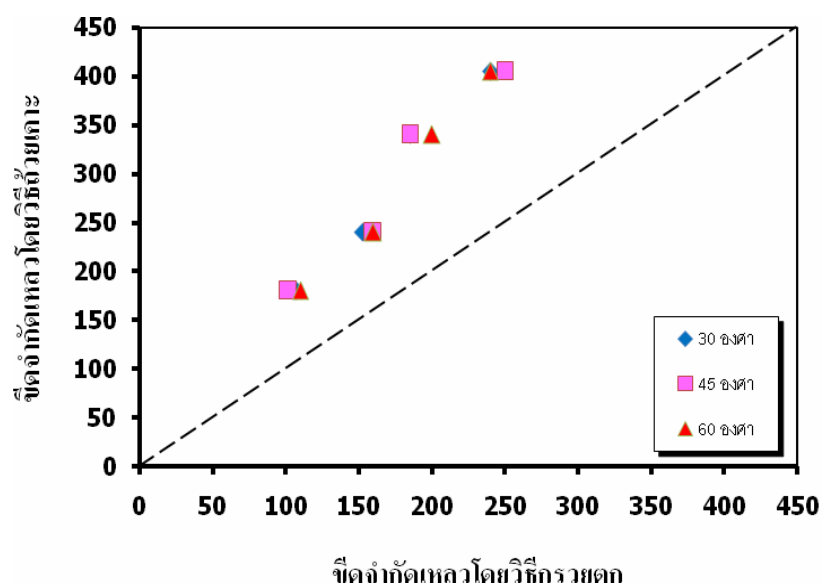


ภาพที่ 4.1.17 การเปรียบเทียบขีดจำกัดเหลวระหว่างวิธีด้วยเคาะกับวิธีกรวยตกสำหรับดินเหนียวคาโอลิไนท์ที่สัดส่วนของดินตะกอนต่าง ๆ กัน ที่ $S_u = 2.66$ kPa

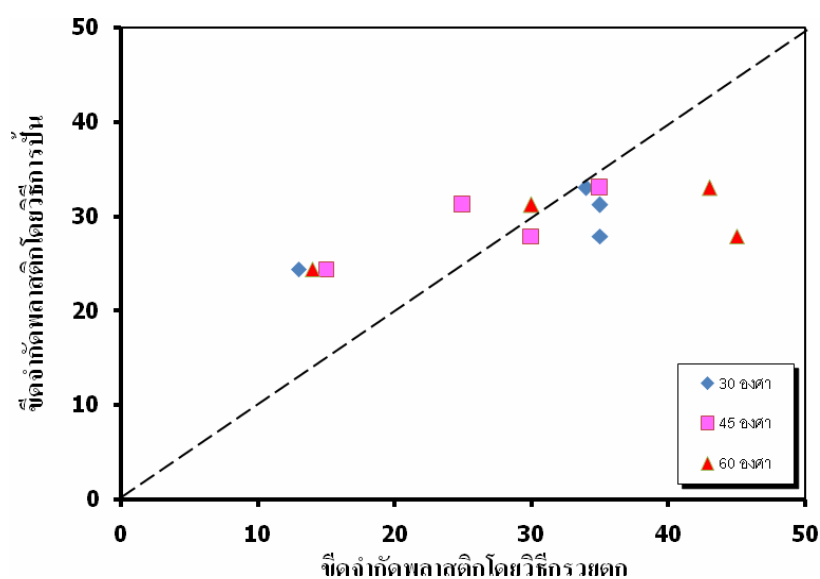


ภาพที่ 4.1.18 การเปรียบเทียบขีดจำกัดพลาสติกระหว่างวิธีด้วยเคาะกับวิธีกรวยตกสำหรับดินเหนียวคาโอลิไนท์ที่สัดส่วนของดินตะกอนต่าง ๆ กัน ที่ $S_u = 2.66$ kPa

จากภาพที่ 4.1.17 และ 4.1.18 แสดงผลการเปรียบเทียบผลการทดสอบโดยวิธีแบบกรวยตกโดยนำผลการทดสอบของดินเหนียวคาโอลิไนท์เมื่อพิจารณาที่กำลังรับแรงเฉือนที่ 2.66 kPa. เทียบกับเส้นกราฟที่มีความชันเท่ากับ 1

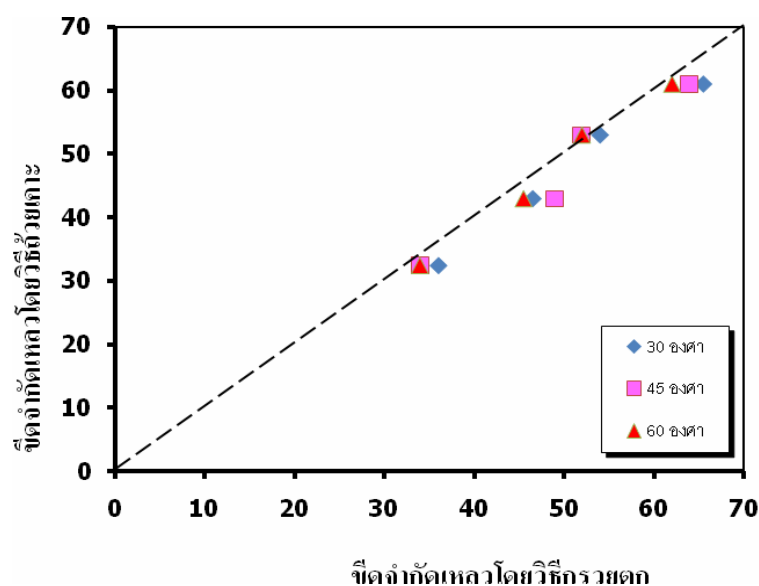


ภาพที่ 4.1.19 การเปรียบเทียบขีดจำกัดเหลวระหว่างวิธีด้วยเคาะกับวิธีกรวยตกสำหรับดินเหนียว
เบนโทไนท์ที่สัดส่วนของดินตะกอนต่าง ๆ กัน ที่ $S_u = 2.66$ kPa.

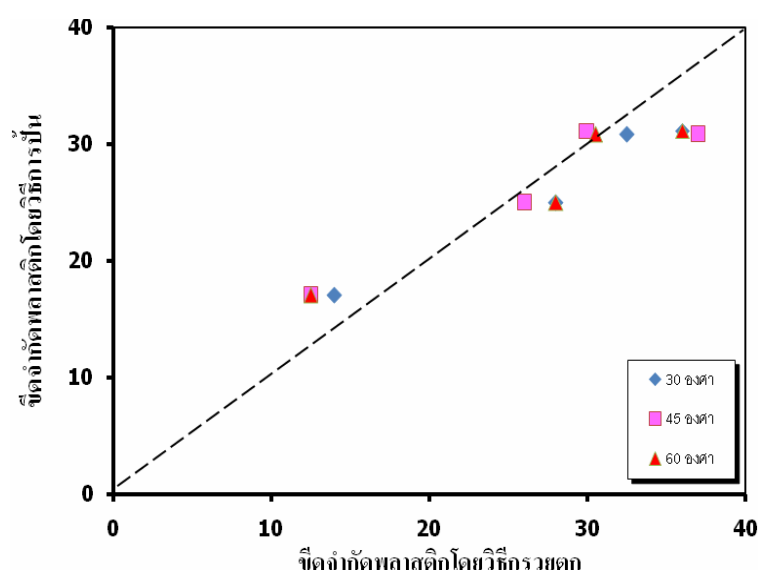


ภาพที่ 4.1.20 การเปรียบเทียบขีดจำกัดพลาสติกระหว่างวิธีด้วยเคาะกับวิธีกรวยตกสำหรับดิน
เหนียวเบนโทไนท์ที่สัดส่วนของดินตะกอนต่าง ๆ กัน ที่ $S_u = 2.66$ kPa

จากภาพที่ 4.1.19 และ 4.1.20 แสดงผลการเปรียบเทียบผลการทดสอบโดยวิธีแบบกรวยตก
โดยนำผลการทดสอบของดินเหนียวเบนโทไนท์เมื่อพิจารณาที่กำลังรับแรงเฉือนที่ 2.66 kPa เทียบ
กับเส้นกราฟที่มีความชันเท่ากับ 1

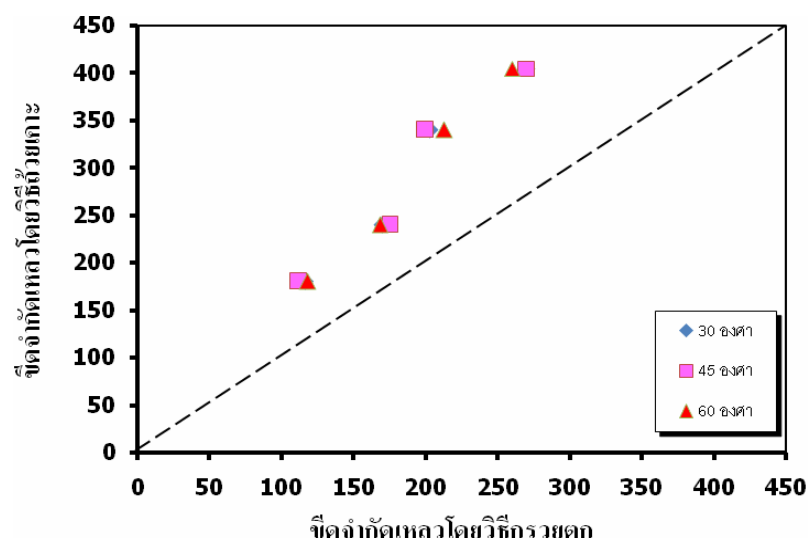


ภาพที่ 4.1.21 การเปรียบเทียบซีดจำกัดเหลวระหว่างวิธีด้วยเคาะกับวิธีกรวยตกสำหรับดินเหนียวคา
โอลิไนท์ที่สัดส่วนของดินตะกอนต่าง ๆ กัน ที่ $S_u = 1.70$ kPa

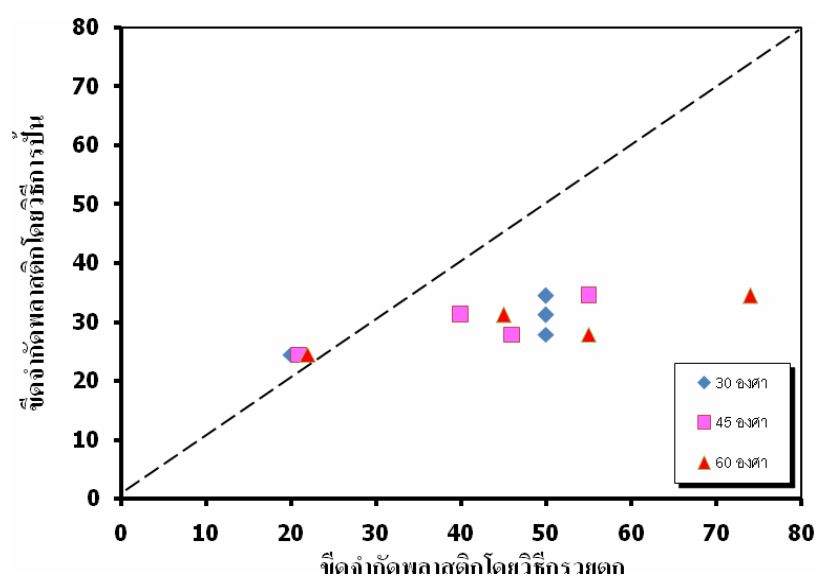


ภาพที่ 4.1.22 การเปรียบเทียบซีดจำกัดพลาสติกระหว่างวิธีด้วยเคาะกับวิธีกรวยตกสำหรับดิน
เหนียวคาโอลิไนท์ที่สัดส่วนของดินตะกอนต่าง ๆ กัน ที่ $S_u = 1.70$ kPa

จากภาพที่ 4.1.21 และ 4.1.22 แสดงผลการเปรียบเทียบผลการทดสอบโดยวิธีแบบกรวยตก
โดยนำผลการทดสอบของดินเหนียวคาโอลิไนท์เมื่อพิจารณาที่กำลังรับแรงเฉือนที่ 1.70 kPa เทียบ
กับเส้นกราฟที่มีความชันเท่ากับ 1

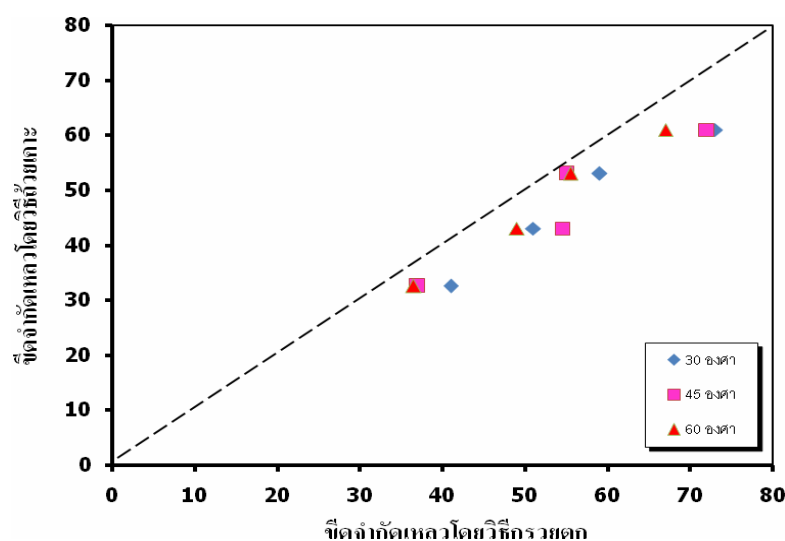


ภาพที่ 4.1.23 การเปรียบเทียบค่าจํากัดเหลวระหว่างวิธีถั่วยเคาะกับวิธีกรวยตกสำหรับดินเหนียว
เบนโทไนท์ที่สําคัญของดินตะกอนต่าง ๆ กัน ที่ $S_u = 1.70$ kPa

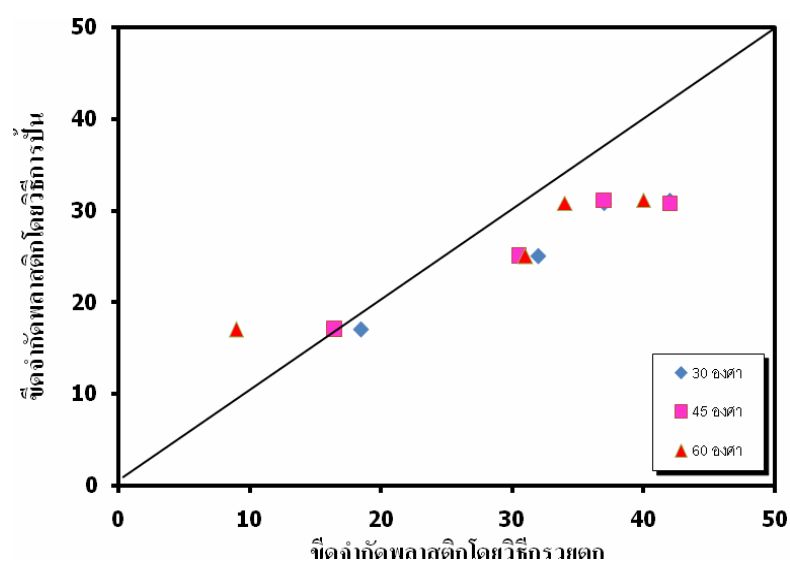


ภาพที่ 4.1.24 การเปรียบเทียบค่าจํากัดพลาสติกระหว่างวิธีถั่วยเคาะกับวิธีกรวยตกสำหรับดิน
เหนียวเบนโทไนท์ที่สําคัญของดินตะกอนต่าง ๆ กัน ที่ $S_u = 1.70$ kPa

จากภาพที่ 4.1.23 และ 4.24 แสดงผลการเปรียบเทียบผลการทดสอบโดยวิธีแบบกรวยตก
โดยนำผลการทดสอบของดินเหนียวเบนโทไนท์เมื่อพิจารณาที่กำลังรับแรงเฉือนที่ 1.70 kPa เทียบ
กับเส้นกราฟที่มีความชันเท่ากับ 1

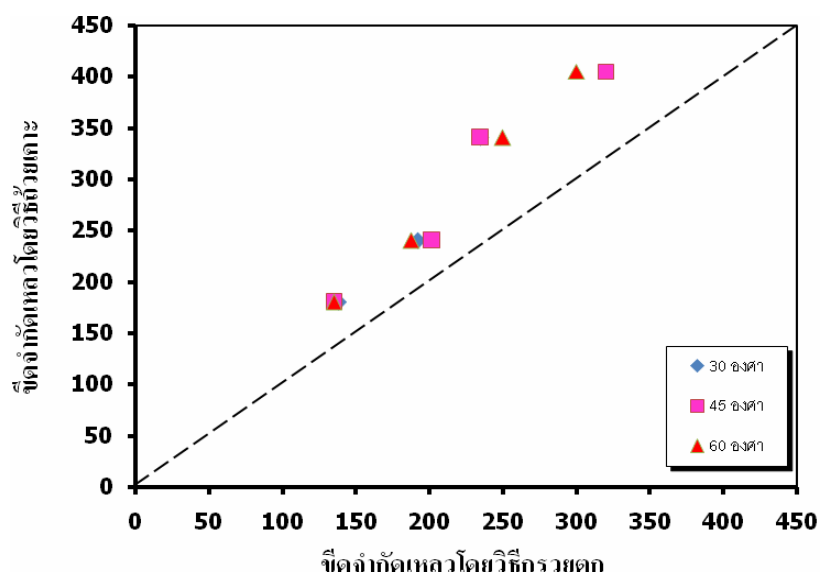


ภาพที่ 4.1.25 การเปรียบเทียบขีตจํกัลดเลวระหว่างวิธีสํวเคาะกับวิธีกรวยตกสำหรับดินเหนียว
คาโอไลไนท์ที่สํคส่วนของดินตะกอนต่าง ๆ กัน ที่ $S_u = 0.60$ kPa

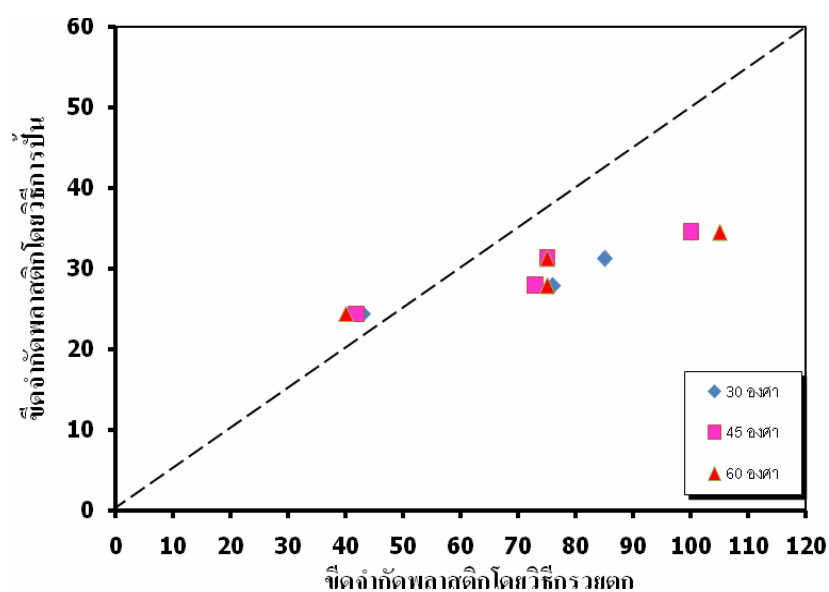


ภาพที่ 4.1.26 การเปรียบเทียบขีตจํกัลดเลวพลาสติกระหว่างวิธีสํวเคาะกับวิธีกรวยตกสำหรับดิน
เหนียวคาโอไลไนท์ที่สํคส่วนของดินตะกอนต่าง ๆ กัน ที่ $S_u = 0.60$ kPa

จากภาพที่ 4.1.25 และ 4.1.26 แสดงผลการเปรียบเทียบผลการทดสอบโดยวิธีแบบกรวยตก
โดยนำผลการทดสอบของดินเหนียวคาโอไลไนท์เมื่อพิจารณาที่กำลังรับแรงเฉือนที่ 0.60 kPa เทียบ
กับเส้นกราฟที่มีความชันเท่ากับ 1

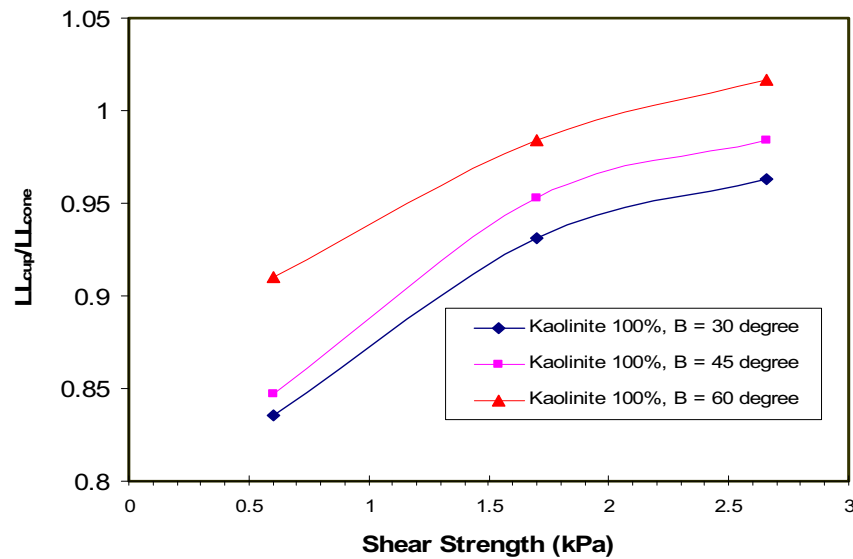


ภาพที่ 4.1.27 การเปรียบเทียบขีดจำกัดเหลวระหว่างวิธีด้วยเคาะกับวิธีกรวยตอกสำหรับดินเหนียว
เบนโทไนท์ที่สัดส่วนของดินตะกอนต่าง ๆ กัน ที่ $S_u = 0.60$ kPa

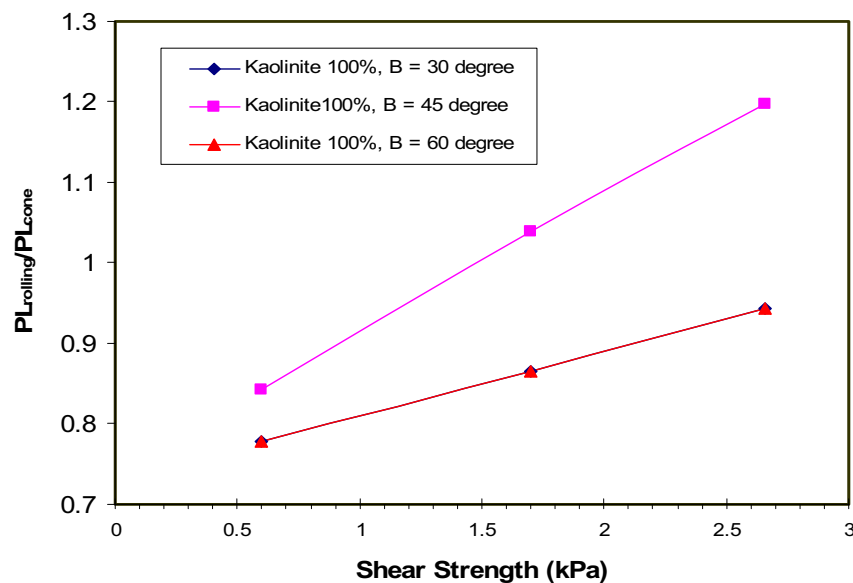


ภาพที่ 4.1.28 การเปรียบเทียบขีดจำกัดพลาสติกระหว่างวิธีด้วยเคาะกับวิธีกรวยตอกสำหรับดิน
เหนียวเบนโทไนท์ที่สัดส่วนของดินตะกอนต่าง ๆ กัน ที่ $S_u = 0.60$ kPa

จากภาพที่ 4.1.27 และ 4.1.28 แสดงผลการเปรียบเทียบผลการทดสอบโดยวิธีแบบกรวยตอก
โดยนำผลการทดสอบของดินเหนียวเบนโทไนท์เมื่อพิจารณาที่กำลังรับแรงเฉือนที่ 0.60 kPa เทียบ
กับเส้นกราฟที่มีความชันเท่ากับ 1

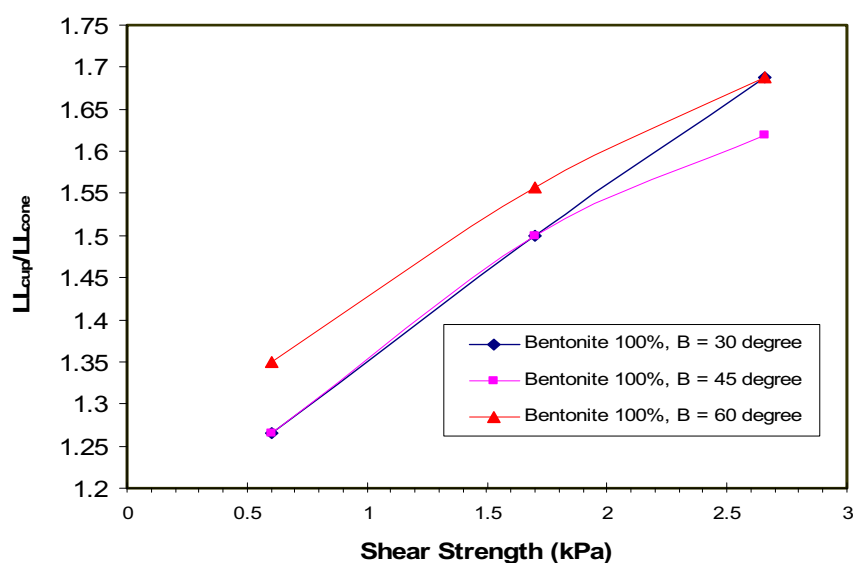


ภาพที่ 4.1.29 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของขีดจำกัดเหลวโดยวิธีแบบถ้วยเคาะกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมองศาต่าง ๆ ของดินคาโอลิไนท์ 100 %

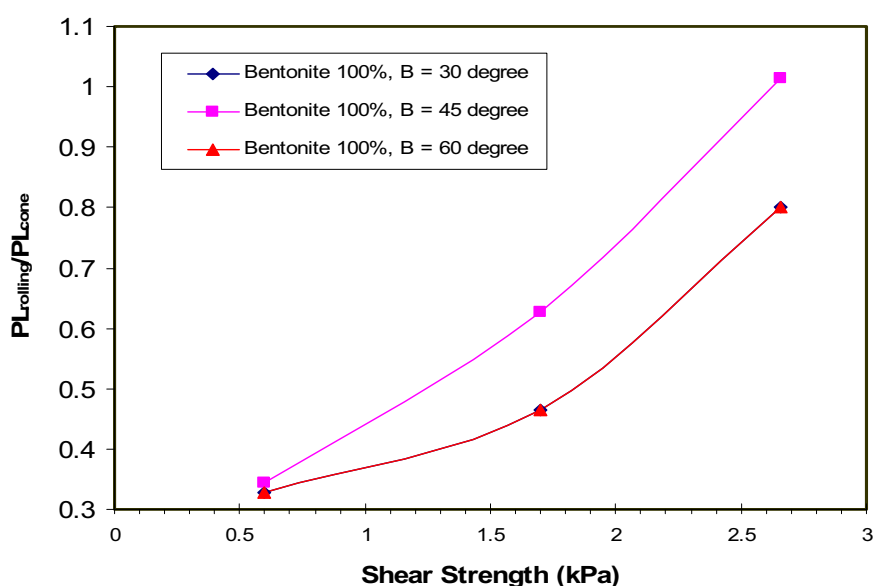


ภาพที่ 4.1.30 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของขีดจำกัดพลาสติกโดยวิธีการปั้นกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมองศาต่างๆของดินคาโอลิไนท์ 100 %

จากภาพที่ 4.1.29 และ 4.1.30 แสดงผลการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของค่าขีดจำกัดเหลวและขีดจำกัดพลาสติกที่ขนาดมุมกรวย 30, 45 และ 60 องศา ของดินคาโอลิไนท์ 100 % ซึ่งในภาพที่ 4.1.29 จากเส้นความชันแสดงให้เห็นว่ามุมกรวยที่ใช้ทดสอบมีค่าสอดคล้องใกล้เคียงกัน ส่วนในภาพที่ 4.1.30 แสดงให้เห็นว่ามุมกรวยที่ใช้ทดสอบมีเส้นความชันใกล้เคียงกันที่ค่ากำลังรับแรงเฉือนเท่ากับ 0.60 แต่จะเริ่มแตกต่างกันเมื่อค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงขึ้น

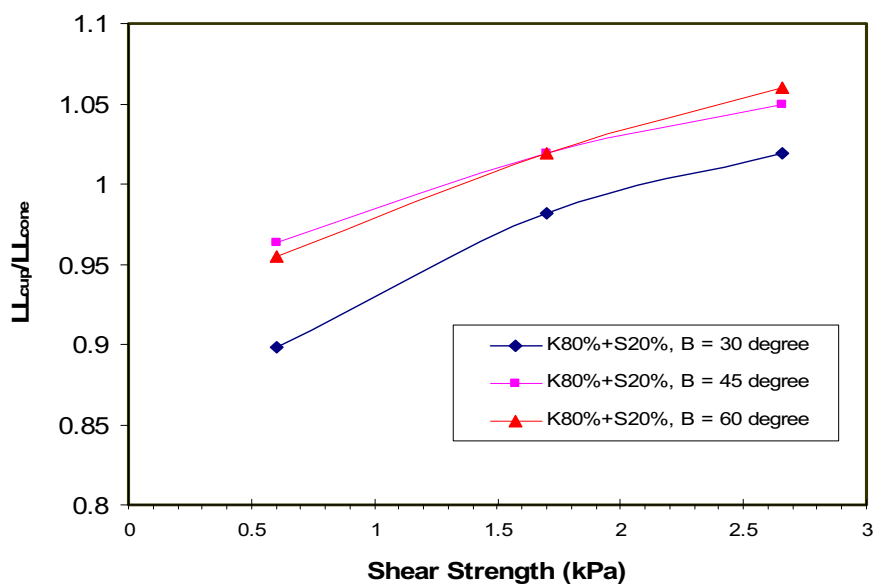


ภาพที่ 4.1.31 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของขีดจำกัดเหลวโดยวิธีแบบ
ถ้วยและกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมองศาต่างๆของดินเบนโทไนท์ 100 %

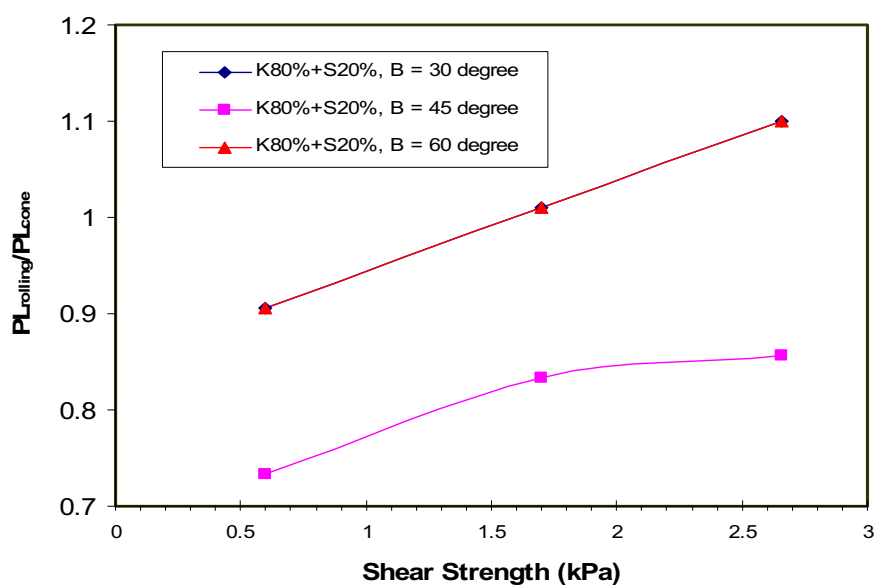


ภาพที่ 4.1.32 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของขีดจำกัดพลาสติกโดย
วิธีการปั้นกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมองศาต่างๆของดินเบนโทไนท์ 100 %

จากภาพที่ 4.1.31 และ 4.1.32 แสดงผลการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของค่าขีดจำกัดเหลวและขีดจำกัดพลาสติกที่ขนาดมุมกรวย 30, 45 และ 60 องศา ของดินเบนโทไนท์ 100 % ซึ่งในภาพที่ 4.1.31 จากเส้นความชันแสดงให้เห็นว่ามุมกรวยที่ใช้ทดสอบมีค่าสอดคล้องใกล้เคียงกัน ส่วนในภาพที่ 4.1.32 แสดงให้เห็นว่ามุมกรวยที่ใช้ทดสอบมีเส้นความชันใกล้เคียงกันที่ค่ากำลังรับแรงเฉือนเท่ากับ 0.60 แต่จะเริ่มแตกต่างกันเมื่อค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงขึ้น

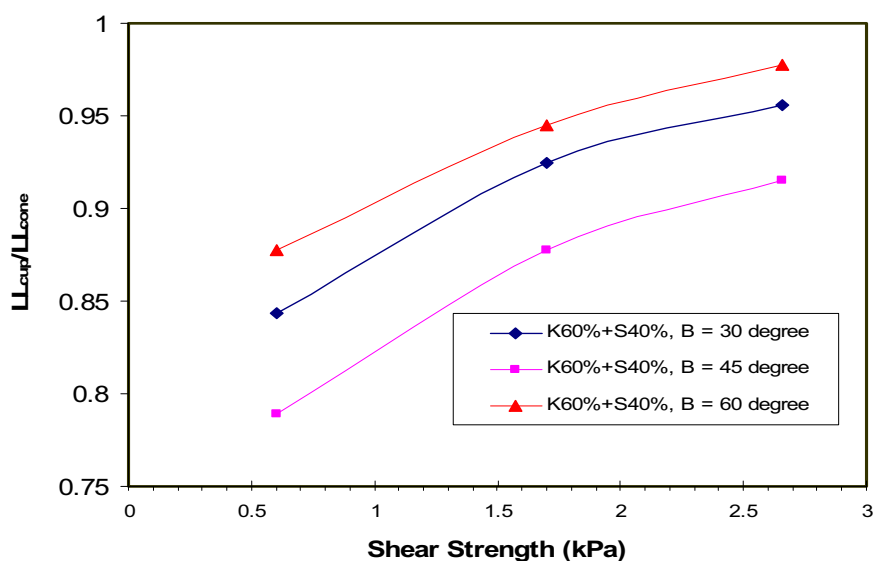


ภาพที่ 4.1.33 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของขีดจำกัดเหลวโดยวิธีแบบถ้วยเคาะกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมองศาต่างๆของดินคาโอลีไนท์ 80 % ดินตะกอน 20 %

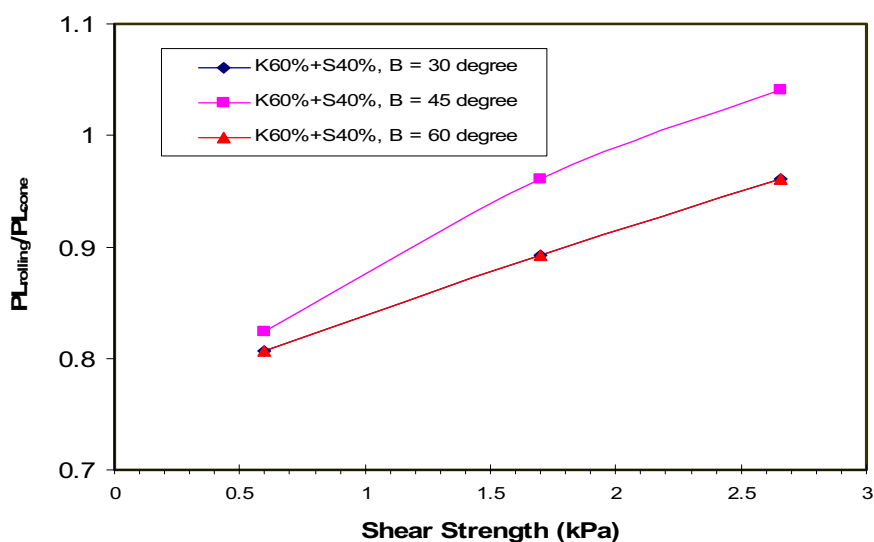


ภาพที่ 4.1.34 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของขีดจำกัดพลาสติกโดยวิธีการปั้นกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมองศาต่างๆของดินคาโอลีไนท์ 80 % ดินตะกอน 20 %

จากภาพที่ 4.1.33 และ 4.1.34 แสดงผลการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของค่าขีดจำกัดเหลวและขีดจำกัดพลาสติกที่ขนาดมุกรวย 30, 45 และ 60 องศา ของดินคาโอไลน์ที่ 80 % ดินตะกอน 20 % ซึ่งในภาพที่ 4.1.33 จากเส้นความชันแสดงให้เห็นว่ามุกรวยที่ใช้ทดสอบมีค่าสอดคล้องใกล้เคียงกัน ส่วนในภาพที่ 4.1.34 แสดงให้เห็นว่ามุกรวยที่ใช้ทดสอบมีเส้นความชันต่างกันค่อนข้างมาก

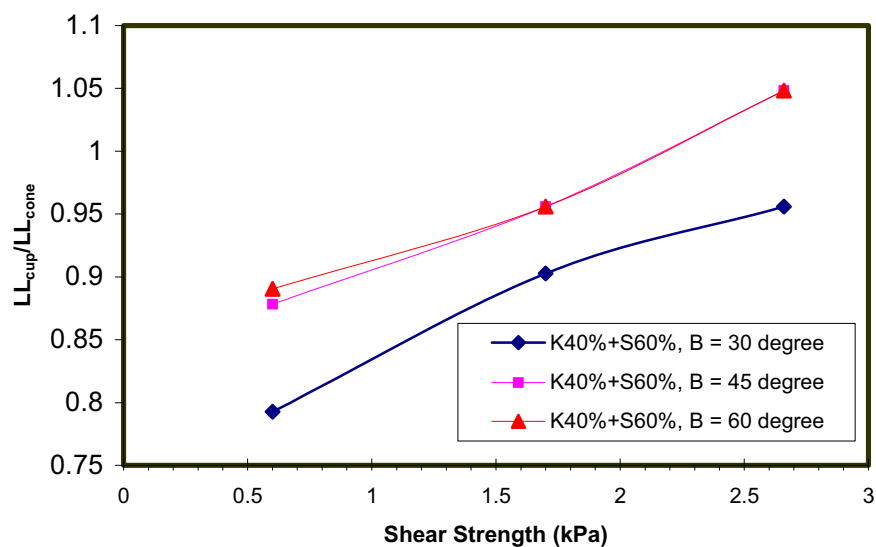


ภาพที่ 4.1.35 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของขีดจำกัดเหลวโดยวิธีแบบถ่วงเคาะกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมองศาต่างๆของดินคาโอไลน์ที่ 60 % ดินตะกอน 40 %

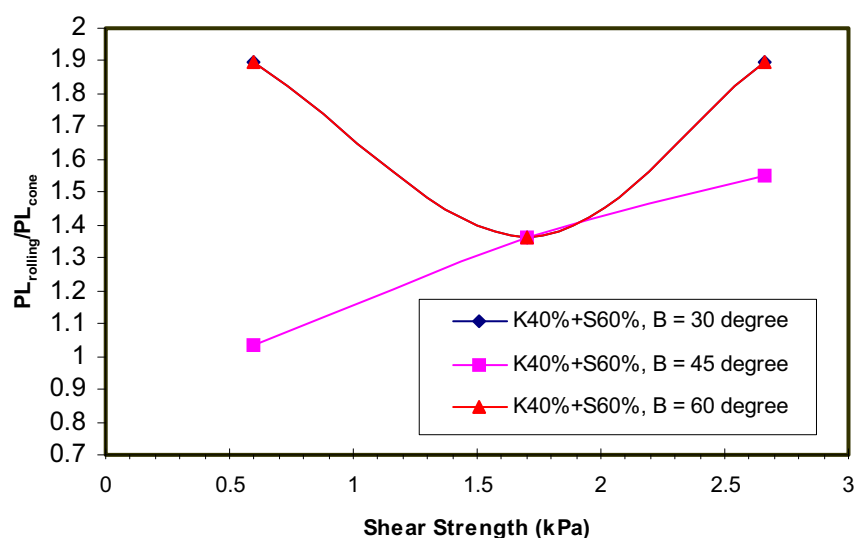


ภาพที่ 4.1.36 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของขีดจำกัดพลาสติกโดยวิธีการปั่นกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมองศาต่างๆของดินคาโอไลน์ที่ 60 % ดินตะกอน 40 %

จากภาพที่ 4.1.35 และ 4.1.36 แสดงผลการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของค่าขีดจำกัดเหลวและขีดจำกัดพลาสติกที่ขนาดมุมกรวย 30, 45 และ 60 องศา ของดินคาโอไลน์ที่ 60 % ดินตะกอน 40 % ซึ่งในภาพที่ 4.1.35 จากเส้นความชันแสดงให้เห็นว่ามุมกรวยที่ใช้ทดสอบมีค่าสอดคล้องใกล้เคียงกัน ส่วนในภาพที่ 4.1.36 แสดงให้เห็นว่ามุมกรวยที่ใช้ทดสอบมีเส้นความชันใกล้เคียงกัน

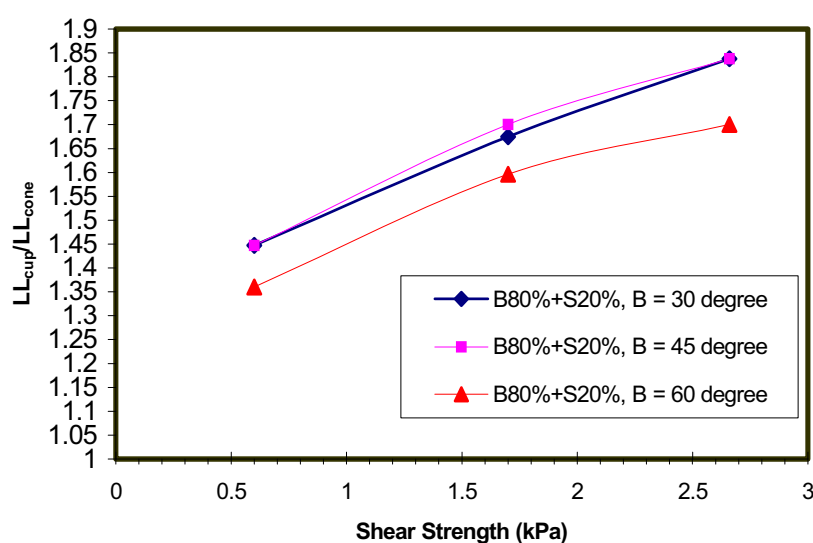


ภาพที่ 4.1.37 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของขีดจำกัดเหลวโดยวิธีแบบถ้วยเคาะกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมองศาต่างๆของดินคาโอไลน์ที่ 40 % ดินตะกอน 60 %

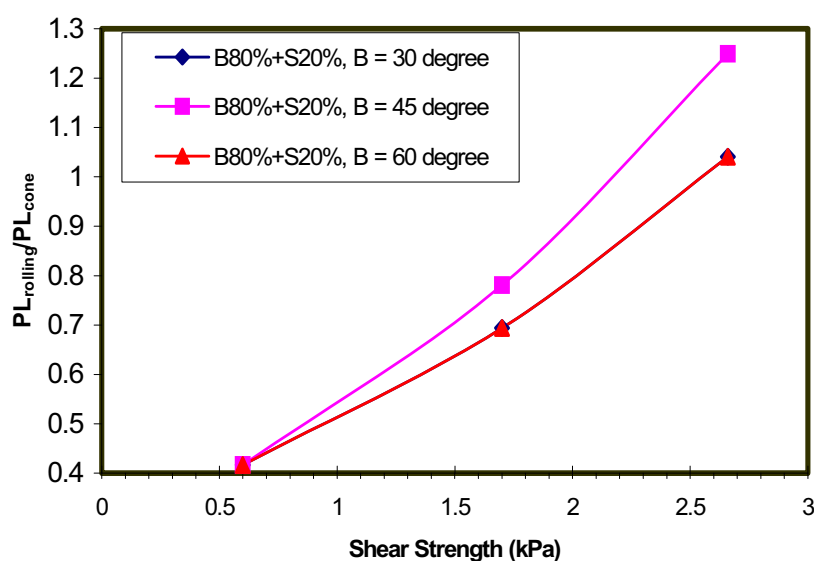


ภาพที่ 4.1.38 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของขีดจำกัดพลาสติกโดยวิธีการปั้นกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมองศาต่างๆของดินคาโอไลน์ที่ 40 % ดินตะกอน 60 %

จากภาพที่ 4.1.37 และ 4.1.38 แสดงผลการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของค่าขีดจำกัดเหลวและขีดจำกัดพลาสติกที่ขนาดมุมกรวย 30, 45 และ 60 องศา ของดินคาโอลินไนท์ 40 % ดินตะกอน 60 % ซึ่งในภาพที่ 4.1.37 จากเส้นความชันแสดงให้เห็นว่ามุมกรวยที่ใช้ทดสอบมีค่าสอดคล้องใกล้เคียงกัน ส่วนในภาพที่ 4.1.38 แสดงให้เห็นว่ามุมกรวยที่ใช้ทดสอบมีเส้นความชันมีความแตกต่างกันค่อนข้างมากแต่จะมีค่าใกล้เคียงกันที่ค่ากำลังรับแรงเฉือนเท่ากับ 1.70

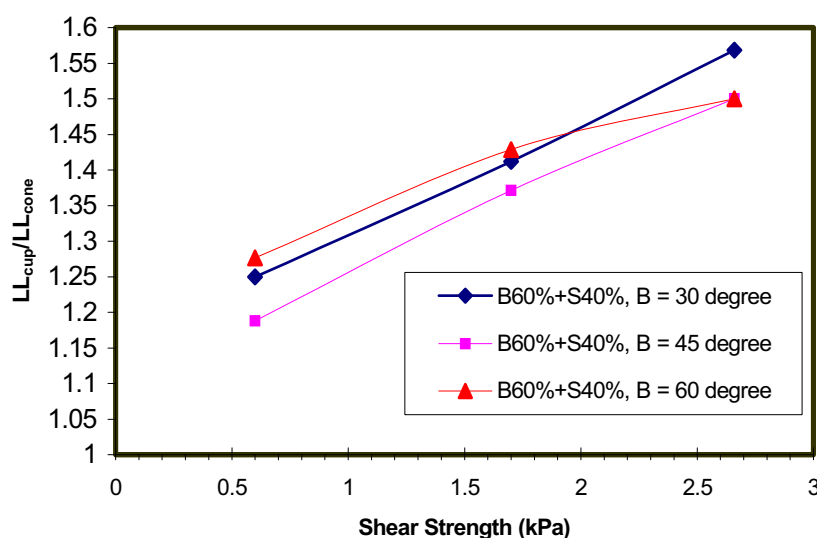


ภาพที่ 4.1.39 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของขีดจำกัดเหลวโดยวิธีแบบถ้วยและกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมองศาต่างๆของดินเบนโทไนท์ 80 % ดินตะกอน 20 %

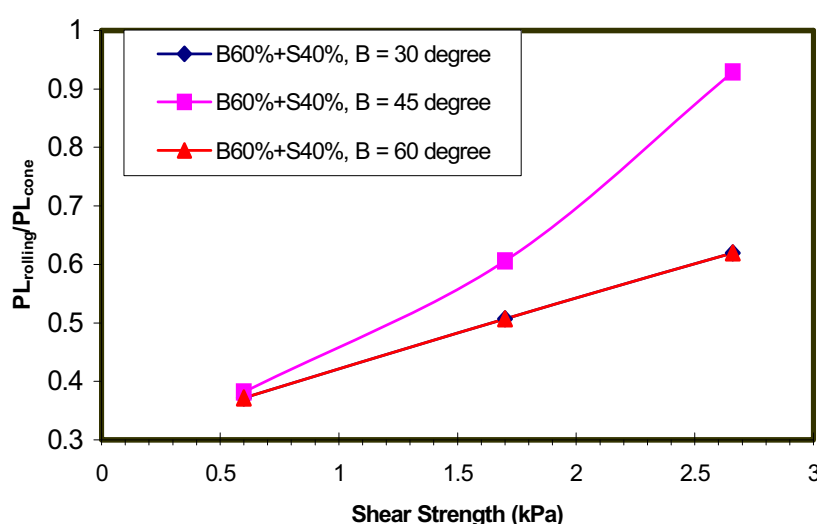


ภาพที่ 4.1.40 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของขีดจำกัดพลาสติกโดยวิธีการปั้นกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมองศาต่างๆของดินเบนโทไนท์ 80 % ดินตะกอน 20 %

จากภาพที่ 4.1.39 และ 4.1.40 แสดงผลการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของค่าขีดจำกัดเหลวและขีดจำกัดพลาสติกที่ขนาดมุมกรวย 30, 45 และ 60 องศา ของดินเบนโทไนท์ 80 % ดินตะกอน 20 % ซึ่งในภาพที่ 4.1.39 จากเส้นความชันแสดงให้เห็นว่ามุมกรวยที่ใช้ทดสอบมีค่าสอดคล้องใกล้เคียงกัน ส่วนในภาพที่ 4.1.40 แสดงให้เห็นว่ามุมกรวยที่ใช้ทดสอบเส้นความชันมีความใกล้เคียงกัน



ภาพที่ 4.1.41 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของขีดจำกัดเหลวโดยวิธีแบบถ้วยเคาะกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมองศาต่างๆของดินเบนโทไนท์ 60 % ดินตะกอน 40 %



ภาพที่ 4.1.42 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของขีดจำกัดพลาสติกโดยวิธีการปั้นกับวิธีแบบกรวยตกที่มุมองศาต่างๆของดินเบนโทไนท์ 60 % ดินตะกอน 40 %

จากภาพที่ 4.1.41 และ 4.1.42 แสดงผลการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนกับค่าอัตราส่วนของค่าขีดจำกัดเหลวและขีดจำกัดพลาสติกที่ขนาดมุมกรวย 30, 45 และ 60 องศา ของดินเบนโทไนท์ 60 % ดินตะกอน 40 % ซึ่งในภาพที่ 4.1.41 จากเส้นความชันแสดงให้เห็นว่ามุมกรวยที่ใช้ทดสอบมีค่าสอดคล้องใกล้เคียงกัน ส่วนในภาพที่ 4.1.42 แสดงให้เห็นว่ามุมกรวยที่ใช้ทดสอบเส้นความชันมีความใกล้เคียงกันที่ค่ากำลังรับแรงเฉือนเท่ากับ 0.60 แต่จะเริ่มแตกต่างกันเมื่อค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงขึ้น

4.2 การศึกษาอิทธิพลของสัดส่วนดินเหนียวต่อคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ด้วยการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

4.2.1 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ

4.2.1.1 ดินตัวอย่าง

ตัวอย่างดินเหนียวที่ใช้ทำการทดสอบการอัดตัวคายน้ำใช้ตัวอย่างดินเหนียวบริสุทธิ์ ซึ่งแบ่งออกเป็น 3 ประเภท ได้แก่ 1.ดินเบ็นโทไนท์ (B) 2.ดินคาโอลิไนท์ (K) 3. ดินคาโอลิไนท์ผสมกับดินเบ็นโทไนท์ตามอัตราส่วนที่แตกต่างกันดังนี้ $K:B=0.75:0.25$, $K:B=0.50:0.50$, $K:B=0.25:0.75$

4.2.1.2 ทรายเป้งที่นำมาใช้เป็นส่วนผสมในการทำการทดสอบนี้ได้มาจากดินเหนียวธรรมชาติที่ระดับความลึก 4 – 5 เมตร ณ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ โดยนำมาร่อนผ่านตะแกรงแบบเปียก ทำการคัดขนาดของทรายเป้งที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 (0.075mm) และค้ำบนตะแกรงเบอร์ 400 (0.038mm) แล้วนำไปตากแดดให้แห้งสนิท

4.2.1.3 ตัวอย่างดินผสม

ตัวอย่างดินผสมก็คือการนำตัวอย่างดินเหนียวบริสุทธิ์ผสมกับทรายเป้งที่ผ่านการคัดขนาดแล้วโดยผสมในอัตราส่วนร้อยละของน้ำหนักแห้งของทรายเป้งต่อปริมาตรตัวอย่างดินผสมในอัตราส่วนต่างๆคือ 0%, 15%, 30%, 45% จะได้ตัวอย่างดินผสม (ทรายเป้ง + ดินเหนียวบริสุทธิ์) ที่มีปริมาณของทรายเป้งที่แตกต่างกัน

4.2.1.4 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ

ในการเตรียมตัวอย่างทดสอบการอัดตัวคายน้ำจะนำตัวอย่างดินผสมที่ได้มาผสมกับปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 โดยแปรเปลี่ยนอัตราส่วนร้อยละของน้ำหนักแห้งของซีเมนต์ผสมต่อปริมาตรตัวอย่างดินผสมเท่ากับ 7.5% และ 15% น้ำที่ใช้ผสมจะผสมให้ดินผสมมีความชื้นที่ขีดจำกัดเหลวของดินผสมแต่ละประเภทการหล่อตัวอย่างจะทำการหล่อในแบบหล่อ PVC โดยทำการเลือกท่อ PVC ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางและความสูงใหญ่กว่าขนาดของวงแหวนตัวอย่างเล็กน้อย นำไปบ่มเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นโดยการใช้ถุงพลาสติกปิดโดยรอบ เมื่อครบระยะเวลาการบ่มที่ 28 วัน ก็ทำการแกะถุงพลาสติกที่หุ้มอยู่ หลังจากนั้นทำการตัดแต่งตัวอย่างทดสอบให้มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางและความสูงเท่ากับวงแหวนทดสอบพอดีจึงนำไปทดสอบการอัดตัวคายน้ำต่อไป

4.2.2 การทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานต่างๆ

การทดสอบหาค่า Liquid Limit และ Plastic Limit และ Plastic Index จะมีความแตกต่างกันไปตามส่วนผสมที่แตกต่างกัน จาก Plasticity chart ในภาพที่ 4.2.1 เป็นกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า Liquid Limit และค่า Plastic Index ค่าที่พล็อตลงในกราฟจะอยู่ใต้เส้น U- line และอยู่เหนือเส้น A-line นั้นแสดงว่าตัวอย่างดินผสมเป็นดินเหนียวทั้งหมด

ในตารางที่ 4.2.1 จะสรุปค่าคุณสมบัติพื้นฐานต่างๆของตัวอย่างดินผสม ได้แก่ ค่า Liquid Limit , Plastic Limit , Plastic Index และเปอร์เซ็นต์การกระจายตัวของเม็ดดิน พบว่า ค่า Liquid Limit , Plastic Limit และ Plastic Index มีค่าสูงขึ้นตามปริมาณดินเป็นโทไนท์ที่เพิ่มขึ้น และมีค่าลดลงตามปริมาณทรายแป้งที่เพิ่มขึ้น ในส่วนของเปอร์เซ็นต์การกระจายตัวของเม็ดดิน พบว่า ดินเป็นโทไนท์มีความละเอียดของเม็ดดินมากกว่าดินคาโอไลไนท์ กล่าวคือ ขนาดของเม็ดดินมีขนาดเล็กกว่านั่นเอง

ในตารางที่ 4.2.2 ถึง 4.2.16 เป็นการสรุปค่าพารามิเตอร์ P_c' , c_c , c_r , m_v , c_v , k ผลการสรุปจะสอดคล้องกับผลการทดสอบในหัวข้อ 4.3

4.2.3 ผลการทดสอบ

4.2.3.1 ผลของปริมาณทรายแป้งที่เพิ่มขึ้น

เมื่อเปรียบเทียบดินผสมประเภทเดียวกันที่มีปริมาณของปูนซีเมนต์เท่าๆกันและมีการเพิ่มปริมาณของทรายแป้งตั้งแต่ 0%, 15%, 30%, 45% โดยพิจารณาจากภาพที่ 4.2.2 ถึง 4.2.6 ส่งผลถึงค่าพารามิเตอร์ต่างๆดังนี้

Yield Strength (P_c') – กำลังรับหน่วยแรงอัดมีค่าสูงขึ้น

Compression Index (c_c) – ดัชนีการอัดตัวมีค่าลดลง

Recompression Index (c_r) – ดัชนีการบวมตัวมีค่าลดลง

Coefficient of Consolidation (c_v) - สัมประสิทธิ์การยุบอัดตัวของดินมีค่าสูงขึ้น

Coefficient of Volume Compressibility (m_v) – สัมประสิทธิ์การอัดตัวของปริมาตรมีค่าลดลง

Coefficient of Permeability (k) – สัมประสิทธิ์การซึมผ่านมีค่าสูงขึ้น

4.2.2 ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น

เมื่อเปรียบเทียบดินผสมประเภทเดียวกันที่มีปริมาณของทรายแป้งเท่าๆกันและมีการเพิ่มปริมาณของปูนซีเมนต์เท่ากับ 7.5% และ 15% โดยพิจารณาจากภาพที่ 4.2.2 ถึง 4.2.26 ส่งผลถึงค่าพารามิเตอร์ต่างๆดังนี้

Yield Strength (P_c') – กำลังรับหน่วยแรงอัดมีค่าสูงขึ้น

Compression Index (c_c) – ดัชนีการอัดตัวมีค่าลดลง

Recompression Index (c_r) – ดัชนีการบวมตัวมีค่าลดลง

Coefficient of Consolidation (c_v) - สัมประสิทธิ์การยุบอัดตัวของดินมีค่าสูงขึ้น

Coefficient of Volume Compressibility (m_v) – สัมประสิทธิ์การอัดตัวของปริมาตรมีค่าลดลง

Coefficient of Permeability (k) – สัมประสิทธิ์การซึมผ่านส่วนใหญ่มีค่าสูงขึ้น

4.2.3.3 ผลของดินคาโอไลไนท์และดินเป็นโทไนท์

เมื่อเปรียบเทียบดินผสมต่างประเภทกันแต่พิจารณาที่ปริมาณปูนซีเมนต์ที่เท่ากันและปริมาณทรายแป้งที่เท่ากันจากภาพที่ 4.2.2 ถึง 4.2.26 ทำให้ทราบได้ว่าเมื่อดินผสมที่มีปริมาณดินเป็นโทไนท์เพิ่มขึ้นส่งผลถึงค่าพารามิเตอร์ต่างๆดังนี้

Yield Strength (P_c') – กำลังรับหน่วยแรงอัดมีค่าลดลง

Compression Index (c_c) – ดัชนีการอัดตัวมีค่าสูงขึ้น

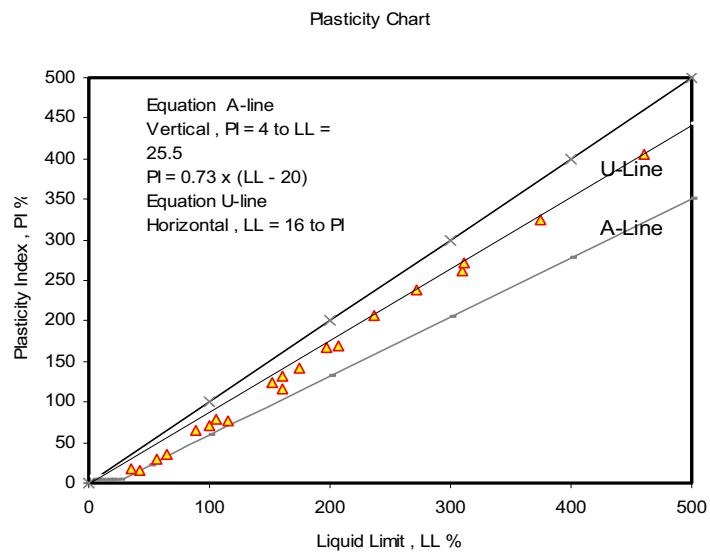
Recompression Index (c_r) – ดัชนีการบวมตัวมีค่าสูงขึ้น

Coefficient of Consolidation (c_v) – สัมประสิทธิ์การยุบอัดตัวของดินมีค่าลดลง

Coefficient of Volume Compressibility (m_v) – สัมประสิทธิ์การอัดตัวของปริมาตรมีค่าเพิ่มขึ้น

Coefficient of Permeability (k) – สัมประสิทธิ์การซึมผ่านมีค่าลดลง

จากภาพที่ 4.2.2 ถึง 4.2.26 พบว่าดินผสมที่สามารถรับกำลังรับหน่วยแรงอัดสูงสุดเท่ากับ 1000 kN/m^2 คือ ดินผสมที่มีอัตราส่วนผสมระหว่าง ดินคาโอไลไนท์ 100% : ทรายแป้ง 45% : ปูนซีเมนต์ 15% ซึ่งมีดัชนีการอัดตัวอยู่ในช่วง 0.0764 ถึง 0.14 มีดัชนีการบวมตัวอยู่ในช่วง 0.015 ถึง 0.0332 ในส่วนของดินผสมที่สามารถรับหน่วยแรงอัดต่ำสุดเท่ากับ 45 kN/m^2 คือ ดินผสมที่มีอัตราส่วนผสมระหว่าง ดินเป็นไนท์ 100% : ทรายแป้ง 0% : ปูนซีเมนต์ 7.5% โดยมีดัชนีการอัดตัวอยู่ในช่วง 5.53 ถึง 6.667 มีดัชนีการบวมตัวอยู่ในช่วง 0.111 ถึง 0.329



ภาพที่ 4.2.1 แสดง Plasticity chart ของตัวอย่างดินผสม

ตารางที่ 4.2.1 คุณสมบัติพื้นฐานต่างๆของตัวอย่างดินผสม

Properties	Silt	Bentonite	Kaolinite	B:K	B:K	B:K
				0.25:0.75	0.50:0.50	0.75:0.25
L.L.%	-	460	65.2	160	207	310
P.L.%	-	53.6	29.7	43.6	37.8	48.6
P.I.%	-	406.4	35.5	116.1	169.2	261.4
Grain Size						
Sand%	6.6	0	2	1.5	1	0.5
Silt%	68.4	10.3	32.4	26.875	21.35	15.825
Clay%	24.9	89.7	65.3	71.4	77.5	83.6
Specific Gravity, Gs	2.86	2.51	2.67	2.63	2.59	2.55

*B = Bentonite

K = Kaolinite

ตารางที่ 4.2.2 สรุปค่าพารามิเตอร์ P_c' , C_c , C_r , m_v

Clay	Silt	Liquid Limit	Yield Strength (P_c') (Kpa)	C_c	C_r	m_v (m^2/KN)
B 100%	0%	460%	45	6.667	0.329	8.73×10^{-4}
B 100%	0%	460%	200	5.840	0.241	5.45×10^{-4}
B 100%	15%	374%	140	6.232	0.228	4.511×10^{-4}
B 100%	15%	374%	350	6.069	0.199	2.957×10^{-4}
B 100%	30%	311%	150	5.160	0.188	4.511×10^{-4}
B 100%	30%	311%	500	5.847	0.156	3.175×10^{-4}
B 100%	45%	236%	275	5.530	0.111	2.00×10^{-4}
B 100%	45%	236%	500	4.106	0.105	2.839×10^{-4}
K 100%	0%	65.2%	360	0.478	0.038	7.11×10^{-5}
K 100%	0%	65.2%	650	0.140	0.033	2.132×10^{-5}
K 100%	15%	56.0%	450	0.399	0.032	6.466×10^{-5}
K 100%	15%	56.0%	700	0.110	0.020	1.907×10^{-5}
K 100%	30%	41.6%	500	0.269	0.030	4.96×10^{-5}
K 100%	30%	41.6%	800	0.050	0.017	9.537×10^{-6}
K 100%	45%	35.6%	700	0.226	0.022	4.53×10^{-5}
K 100%	45%	35.6%	1000	0.076	0.015	1.582×10^{-5}
B 25% + K 75%	0%	160%	250	1.531	0.101	3.075×10^{-4}
B 25% + K 75%	0%	160%	600	1.193	0.076	1.668×10^{-4}
B 25% + K 75%	15%	115%	300	1.306	0.066	1.455×10^{-4}
B 25% + K 75%	15%	115%	650	0.728	0.047	8.45×10^{-5}
B 25% + K 75%	30%	100%	350	1.120	0.052	1.373×10^{-4}
B 25% + K 75%	30%	100%	700	0.508	0.040	5.92×10^{-5}
B 25% + K 75%	45%	89%	650	1.053	0.043	1.325×10^{-4}
B 25% + K 75%	45%	89%	850	0.345	0.032	4.514×10^{-5}
B 50% + K 50%	0%	207%	180	3.495	0.145	4.5×10^{-4}
B 50% + K 50%	0%	207%	580	2.704	0.110	1.775×10^{-4}
B 50% + K 50%	15%	175%	260	3.275	0.100	2.275×10^{-4}
B 50% + K 50%	15%	175%	700	1.412	0.076	1.057×10^{-4}
B 50% + K 50%	30%	160%	330	2.770	0.085	2.13×10^{-4}
B 50% + K 50%	30%	160%	650	2.053	0.068	1.626×10^{-4}
B 50% + K 50%	45%	104%	600	1.774	0.062	1.843×10^{-4}
B 50% + K 50%	45%	104%	800	0.252	0.030	2.865×10^{-5}
B 75% + K 25%	0%	310%	140	5.833	0.342	5.112×10^{-4}
B 75% + K 25%	0%	310%	350	5.150	0.204	4.911×10^{-4}
B 75% + K 25%	15%	272%	330	5.360	0.193	1.88×10^{-4}
B 75% + K 25%	15%	272%	500	3.936	0.154	3.056×10^{-4}
B 75% + K 25%	30%	197%	250	3.681	0.141	2.273×10^{-4}
B 75% + K 25%	30%	197%	700	2.498	0.108	1.676×10^{-4}
B 75% + K 25%	45%	152%	380	3.269	0.093	2.405×10^{-4}
B 75% + K 25%	45%	152%	650	1.020	0.060	8.484×10^{-5}

ตารางที่ 4.2.3 สรุปค่าพารามิเตอร์ c_v , k (1)

Clay	Silt	L.L.	Cement	Load (g.)	$c_v t_{50}$ (cm ² /s)	$c_v t_{90}$ (cm ² /s)	k (cm/s)		m_v (cm ² /kN)	γ_w (KN/cm ³)
							จาก t_{50}	จาก t_{90}		
B 100 %	0%	460%	7.5%	788	0.001650	0.00092	0.0000001440	0.0000000803	8.73	0.000010
				1575	0.000280	0.00025	0.0000000244	0.0000000218	8.73	0.000010
				3150	0.000190	0.00017	0.0000000166	0.0000000148	8.73	0.000010
				6300	0.000080	0.00008	0.0000000070	0.0000000070	8.73	0.000010
				12600	0.000040	0.00004	0.0000000035	0.0000000035	8.73	0.000010
				25200	0.000020	0.00001	0.0000000017	0.0000000009	8.73	0.000010
				50400	0.000010	0.00001	0.0000000009	0.0000000009	8.73	0.000010
B 100%	0%	460%	15%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	0.001470	0.00118	0.0000000801	0.0000000643	5.45	0.000010
				6300	0.000970	0.00052	0.0000000529	0.0000000283	5.45	0.000010
				12600	0.000480	0.00040	0.0000000262	0.0000000218	5.45	0.000010
				25200	0.000080	0.00007	0.0000000044	0.0000000038	5.45	0.000010
				50400	0.000030	0.00003	0.0000000016	0.0000000016	5.45	0.000010
B 100%	15%	374%	7.5%	788	0.001210	0.00108	0.0000000546	0.0000000487	4.51	0.000010
				1575	0.000850	0.00053	0.0000000383	0.0000000239	4.51	0.000010
				3150	0.000510	0.00037	0.0000000230	0.0000000167	4.51	0.000010
				6300	0.000200	0.00018	0.0000000090	0.0000000081	4.51	0.000010
				12600	0.000110	0.00007	0.0000000050	0.0000000032	4.51	0.000010
				25200	0.000040	0.00003	0.0000000018	0.0000000014	4.51	0.000010
				50400	0.000020	0.00001	0.0000000009	0.0000000005	4.51	0.000010

ตารางที่ 4.2.4 สรุปค่าพารามิเตอร์ c_v , k (2)

Clay	Silt	L.L.	Cement	Load (g.)	$c_v t_{50}$ (cm ² /s)	$c_v t_{90}$ (cm ² /s)	k (cm/s)		m_v (cm ² /kN)	γ_w (KN/cm ³)
							จาก t_{50}	จาก t_{90}		
B 100%	15%	374%	15%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	0.001420	0.00124	0.0000000420	0.0000000367	2.96	0.000010
				12600	0.000220	0.00019	0.0000000065	0.0000000056	2.96	0.000010
				25200	0.000100	0.00008	0.0000000030	0.0000000024	2.96	0.000010
				50400	0.000030	0.00003	0.0000000009	0.0000000009	2.96	0.000010
B 100%	30%	311%	7.5%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	0.000240	0.00023	0.0000000108	0.0000000104	4.51	0.000010
				12600	0.000100	0.00010	0.0000000045	0.0000000045	4.51	0.000010
				25200	0.000060	0.00005	0.0000000027	0.0000000023	4.51	0.000010
				50400	0.000020	0.00002	0.0000000009	0.0000000009	4.51	0.000010
B 100%	30%	311%	15%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	-	-	-	-	-	-
				12600	-	-	-	-	-	-
				25200	0.000110	0.00010	0.0000000035	0.0000000032	3.18	0.000010
				50400	0.000060	0.00005	0.0000000019	0.0000000016	3.18	0.000010

ตารางที่ 4.2.5 สรุปค่าพารามิเตอร์ c_v , k (3)

Clay	Silt	L.L.	Cement	Load (g.)	$c_v t_{50}$ (cm ² /s)	$c_v t_{90}$ (cm ² /s)	k (cm/s)		m_v (cm ² /kN)	γ_w (KN/cm ³)
							จาก t_{50}	จาก t_{90}		
B 100%	45%	236%	7.5%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	0.000930	0.00064	0.0000000186	0.0000000128	2.00	0.000010
				12600	0.000380	0.00034	0.0000000076	0.0000000068	2.00	0.000010
				25200	0.000140	0.00010	0.0000000028	0.0000000020	2.00	0.000010
				50400	0.000050	0.00003	0.0000000010	0.0000000006	2.00	0.000010
B 100%	45%	236%	15%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	-	-	-	-	-	-
				12600	0.001460	0.00142	0.0000000414	0.0000000403	2.84	0.000010
				25200	0.000400	0.00035	0.0000000114	0.0000000099	2.84	0.000010
				50400	0.000140	0.00013	0.0000000040	0.0000000037	2.84	0.000010
K 100%	0%	65.2%	7.5%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	-	-	-	-	-	-
				12600	-	-	-	-	-	-
				25200	0.001530	0.00139	0.0000000109	0.0000000099	0.71	0.000010
				50400	0.000530	0.00040	0.0000000038	0.0000000028	0.71	0.000010

ตารางที่ 4.2.6 สรุปค่าพารามิเตอร์ c_v , k (4)

Clay	Silt	L.L.	Cement	Load (g.)	$c_v t_{50}$ (cm ² /s)	$c_v t_{90}$ (cm ² /s)	k (cm/s)		m_v (cm ² /kN)	γ_w (KN/cm ³)
							จาก t_{50}	จาก t_{90}		
K 100%	0%	65.2%	15%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	-	-	-	-	-	-
				12600	-	-	-	-	-	-
				25200	0.001500	0.00105	0.0000000032	0.0000000022	0.21	0.000010
				50400	0.000830	0.00061	0.0000000018	0.0000000013	0.21	0.000010
K 100%	15%	56.0%	7.5%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	-	-	-	-	-	-
				12600	-	-	-	-	-	-
				25200	0.001340	0.00112	0.0000000087	0.0000000072	0.65	0.000010
				50400	0.000740	0.00064	0.0000000048	0.0000000041	0.65	0.000010
K 100%	15%	56.0%	15%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	-	-	-	-	-	-
				12600	-	-	-	-	-	-
				25200	0.001750	0.00159	0.0000000033	0.0000000030	0.19	0.000010
				50400	0.001480	0.00124	0.0000000028	0.0000000024	0.19	0.000010

ตารางที่ 4.2.7 สรุปค่าพารามิเตอร์ c_v , k (5)

Clay	Silt	L.L.	Cement	Load (g.)	$c_v t_{50}$ (cm ² /s)	$c_v t_{90}$ (cm ² /s)	k (cm/s)		m_v (cm ² /kN)	γ_w (KN/cm ³)
							จาก t_{50}	จาก t_{90}		
K 100%	30%	41.6%	7.5%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	-	-	-	-	-	-
				12600	-	-	-	-	-	-
				25200	0.001400	0.00117	0.0000000069	0.0000000058	0.50	0.000010
				50400	0.000730	0.00054	0.0000000036	0.0000000027	0.50	0.000010
K 100%	30%	41.6%	15%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	-	-	-	-	-	-
				12600	-	-	-	-	-	-
				25200	0.002800	0.00262	0.0000000027	0.0000000025	0.10	0.000010
				50400	0.002140	0.00207	0.0000000020	0.0000000020	0.10	0.000010
K 100%	45%	35.6%	7.5%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	-	-	-	-	-	-
				12600	-	-	-	-	-	-
				25200	0.003190	0.00296	0.0000000145	0.0000000134	0.45	0.000010
				50400	0.001910	0.00185	0.0000000087	0.0000000084	0.45	0.000010

ตารางที่ 4.2.8 สรุปค่าพารามิเตอร์ c_v , k (6)

Clay	Silt	L.L.	Cement	Load (g.)	$c_v t_{50}$ (cm ² /s)	$c_v t_{90}$ (cm ² /s)	k (cm/s)		m_v (cm ² /kN)	γ_w (KN/cm ³)
							จาก t_{50}	จาก t_{90}		
K 100%	45%	35.6%	15%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	-	-	-	-	-	-
				12600	-	-	-	-	-	-
				25200	0.002170	0.00189	0.0000000034	0.0000000030	0.16	0.000010
				50400	0.001480	0.00124	0.0000000023	0.0000000020	0.16	0.000010
B 25% + K 75%	0%	160%	7.5%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	0.001530	0.00134	0.0000000470	0.0000000412	3.08	0.000010
				3150	0.000840	0.00073	0.0000000258	0.0000000224	3.08	0.000010
				6300	0.000500	0.00041	0.0000000154	0.0000000126	3.08	0.000010
				12600	0.000360	0.00033	0.0000000111	0.0000000101	3.08	0.000010
				25200	0.000250	0.00024	0.0000000077	0.0000000074	3.08	0.000010
				50400	0.000230	0.00022	0.0000000071	0.0000000068	3.08	0.000010
B 25% + K 75%	0%	160%	15%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	-	-	-	-	-	-
				12600	0.001590	0.00145	0.0000000265	0.0000000242	1.67	0.000010
				25200	0.000900	0.00080	0.0000000150	0.0000000133	1.67	0.000010
				50400	0.000690	0.00068	0.0000000115	0.0000000113	1.67	0.000010

ตารางที่ 4.2.9 สรุปค่าพารามิเตอร์ c_v , k (7)

Clay	Silt	L.L.	Cement	Load (g.)	$c_v t_{50}$ (cm ² /s)	$c_v t_{90}$ (cm ² /s)	k (cm/s)		m_v (cm ² /kN)	γ_w (KN/cm ³)
							จาก t_{50}	จาก t_{90}		
B 25% + K 75%	15%	115%	7.5%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	0.000940	0.00090	0.0000000137	0.0000000131	1.46	0.000010
				12600	0.000490	0.00048	0.0000000071	0.0000000070	1.46	0.000010
				25200	0.000350	0.00033	0.0000000051	0.0000000048	1.46	0.000010
				50400	0.000270	0.00026	0.0000000039	0.0000000038	1.46	0.000010
B 25% + K 75%	15%	115%	15%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	-	-	-	-	-	-
				12600	-	-	-	-	-	-
				25200	0.001550	0.00132	0.0000000131	0.0000000112	0.85	0.000010
				50400	0.001150	0.00091	0.0000000097	0.0000000077	0.85	0.000010
B 25% + K 75%	30%	100%	7.5%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	0.001870	0.00176	0.0000000257	0.0000000242	1.37	0.000010
				12600	0.001050	0.00099	0.0000000144	0.0000000136	1.37	0.000010
				25200	0.000650	0.00063	0.0000000089	0.0000000086	1.37	0.000010
				50400	0.000490	0.00048	0.0000000067	0.0000000066	1.37	0.000010

ตารางที่ 4.2.10 สรุปค่าพารามิเตอร์ c_v , k (8)

Clay	Silt	L.L.	Cement	Load (g.)	$c_v t_{50}$ (cm ² /s)	$c_v t_{90}$ (cm ² /s)	k (cm/s)		m_v (cm ² /kN)	γ_w (KN/cm ³)
							จาก t_{50}	จาก t_{90}		
B 25% + K 75%	30%	100%	15%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	-	-	-	-	-	-
				12600	-	-	-	-	-	-
				25200	0.003720	0.00347	0.0000000220	0.0000000205	0.59	0.000010
				50400	0.002860	0.00267	0.0000000169	0.0000000158	0.59	0.000010
B 25% + K 75%	45%	89%	7.5%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	-	-	-	-	-	-
				12600	0.003380	0.00286	0.0000000448	0.0000000379	1.33	0.000010
				25200	0.001020	0.00100	0.0000000135	0.0000000133	1.33	0.000010
				50400	0.000710	0.00068	0.0000000094	0.0000000090	1.33	0.000010
B 25% + K 75%	45%	89%	15%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	-	-	-	-	-	-
				12600	-	-	-	-	-	-
				25200	0.005350	0.00045	0.0000000241	0.0000000020	0.45	0.000010
				50400	0.004040	0.00341	0.0000000182	0.0000000154	0.45	0.000010

ตารางที่ 4.2.11 สรุปค่าพารามิเตอร์ c_v , k (9)

Clay	Silt	L.L.	Cement	Load (g.)	$c_v t_{50}$ (cm ² /s)	$c_v t_{90}$ (cm ² /s)	k (cm/s)		m_v (cm ² /kN)	γ_w (KN/cm ³)
							จาก t_{50}	จาก t_{90}		
B 50% + K 50%	0%	207%	7.5%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	0.003480	0.00294	0.0000001566	0.0000001323	4.50	0.000010
				3150	0.002810	0.00109	0.0000001265	0.0000000491	4.50	0.000010
				6300	0.001350	0.00063	0.0000000608	0.0000000284	4.50	0.000010
				12600	0.000240	0.00017	0.0000000108	0.0000000077	4.50	0.000010
				25200	0.000140	0.00010	0.0000000063	0.0000000045	4.50	0.000010
				50400	0.000050	0.00005	0.0000000023	0.0000000023	4.50	0.000010
B 50% + K 50%	0%	207%	15%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	-	-	-	-	-	-
				12600	0.002160	0.00104	0.0000000383	0.0000000185	1.78	0.000010
				25200	0.001610	0.00057	0.0000000286	0.0000000101	1.78	0.000010
				50400	0.000190	0.00018	0.0000000034	0.0000000032	1.78	0.000010
B 50% + K 50%	15%	175%	7.5%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	0.002220	0.00212	0.0000000505	0.0000000482	2.28	0.000010
				12600	0.000510	0.00037	0.0000000116	0.0000000084	2.28	0.000010
				25200	0.000210	0.00020	0.0000000048	0.0000000046	2.28	0.000010
				50400	0.000070	0.00007	0.0000000016	0.0000000016	2.28	0.000010

ตารางที่ 4.2.12 สรุปค่าพารามิเตอร์ c_v , k (10)

Clay	Silt	L.L.	Cement	Load (g.)	$c_v t_{50}$ (cm ² /s)	$c_v t_{90}$ (cm ² /s)	k (cm/s)		m_v (cm ² /kN)	γ_w (KN/cm ³)
							จาก t_{50}	จาก t_{90}		
B 50% + K 50%	15%	175%	15%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	-	-	-	-	-	-
				12600	-	-	-	-	-	-
				25200	0.001460	0.00122	0.0000000154	0.0000000129	1.06	0.000010
				50400	0.000470	0.00040	0.0000000050	0.0000000042	1.06	0.000010
B 50% + K 50%	30%	160%	7.5%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	-	-	-	-	-	-
				12600	0.000670	0.00055	0.0000000143	0.0000000117	2.13	0.000010
				25200	0.000370	0.00034	0.0000000079	0.0000000072	2.13	0.000010
				50400	0.000130	0.00011	0.0000000028	0.0000000023	2.13	0.000010
B 50% + K 50%	30%	160%	15%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	-	-	-	-	-	-
				12600	-	-	-	-	-	-
				25200	0.002580	0.00194	0.0000000420	0.0000000315	1.63	0.000010
				50400	0.000500	0.00049	0.0000000081	0.0000000080	1.63	0.000010

ตารางที่ 4.2.13 สรุปค่าพารามิเตอร์ c_v , k (11)

Clay	Silt	L.L.	Cement	Load (g.)	$c_v t_{50}$ (cm ² /s)	$c_v t_{90}$ (cm ² /s)	k (cm/s)		m_v (cm ² /kN)	γ_w (KN/cm ³)
							จาก t_{50}	จาก t_{90}		
B 50% + K 50%	45%	104%	7.5%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	-	-	-	-	-	-
				12600	-	-	-	-	-	-
				25200	0.002040	0.00185	0.0000000376	0.0000000341	1.84	0.000010
				50400	0.000410	0.00040	0.0000000076	0.0000000074	1.84	0.000010
B 50% + K 50%	45%	104%	15%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	-	-	-	-	-	-
				12600	-	-	-	-	-	-
				25200	0.004170	0.00314	0.0000000119	0.0000000090	0.29	0.000010
				50400	0.003280	0.00203	0.0000000094	0.0000000058	0.29	0.000010
B 75% + K 25%	0%	310%	7.5%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	0.001030	0.00078	0.0000000527	0.0000000399	5.11	0.000010
				6300	0.000220	0.00010	0.0000000112	0.0000000051	5.11	0.000010
				12600	0.000030	0.00003	0.0000000015	0.0000000015	5.11	0.000010
				25200	0.000010	0.00001	0.0000000005	0.0000000005	5.11	0.000010
				50400	0.000004	0.00000	0.0000000002	0.0000000002	5.11	0.000010

ตารางที่ 4.2.14 สรุปค่าพารามิเตอร์ c_v , k (12)

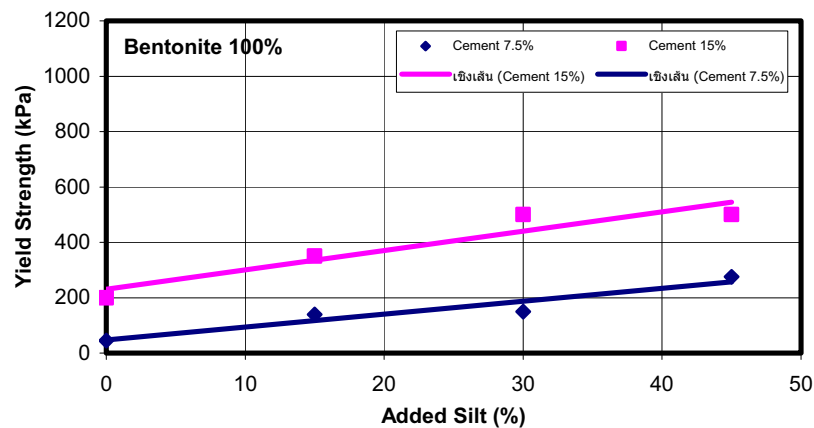
Clay	Silt	L.L.	Cement	Load (g.)	$c_v t_{50}$ (cm ² /s)	$c_v t_{90}$ (cm ² /s)	k (cm/s)		m_v (cm ² /kN)	γ_w (KN/cm ³)
							จาก t_{50}	จาก t_{90}		
B 75% + K 25%	0%	310%	15%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	0.004000	0.00201	0.0000001964	0.0000000987	4.91	0.000010
				12600	0.001280	0.00072	0.0000000629	0.0000000354	4.91	0.000010
				25200	0.000790	0.00036	0.0000000388	0.0000000177	4.91	0.000010
				50400	0.000090	0.00004	0.0000000044	0.0000000020	4.91	0.000010
B 75% + K 25%	15%	272%	7.5%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	0.000200	0.00018	0.0000000038	0.0000000034	1.88	0.000010
				12600	0.000140	0.00012	0.0000000026	0.0000000023	1.88	0.000010
				25200	0.000070	0.00007	0.0000000013	0.0000000013	1.88	0.000010
				50400	0.000040	0.00003	0.0000000008	0.0000000006	1.88	0.000010
B 75% + K 25%	15%	272%	15%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	-	-	-	-	-	-
				12600	0.002300	0.00123	0.0000000703	0.0000000376	3.06	0.000010
				25200	0.000220	0.00014	0.0000000067	0.0000000043	3.06	0.000010
				50400	0.000080	0.00006	0.0000000024	0.0000000018	3.06	0.000010

ตารางที่ 4.2.15 สรุปค่าพารามิเตอร์ c_v , k (13)

Clay	Silt	L.L.	Cement	Load (g.)	$c_v t_{50}$ (cm ² /s)	$c_v t_{90}$ (cm ² /s)	k (cm/s)		m_v (cm ² /kN)	γ_w (KN/cm ³)
							จาก t_{50}	จาก t_{90}		
B 75% + K 25%	30%	197%	7.5%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	0.001220	0.00088	0.0000000277	0.0000000200	2.27	0.000010
				12600	0.000350	0.00027	0.0000000080	0.0000000061	2.27	0.000010
				25200	0.000090	0.00009	0.0000000020	0.0000000020	2.27	0.000010
				50400	0.000040	0.00004	0.0000000009	0.0000000009	2.27	0.000010
B 75% + K 25%	30%	197%	15%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	-	-	-	-	-	-
				12600	-	-	-	-	-	-
				25200	0.001080	0.00062	0.0000000181	0.0000000104	1.68	0.000010
				50400	0.000170	0.00014	0.0000000028	0.0000000023	1.68	0.000010
B 75% + K 25%	45%	152%	7.5%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	-	-	-	-	-	-
				12600	0.001380	0.00080	0.0000000332	0.0000000192	2.41	0.000010
				25200	0.000290	0.00025	0.0000000070	0.0000000060	2.41	0.000010
				50400	0.000130	0.00009	0.0000000031	0.0000000022	2.41	0.000010

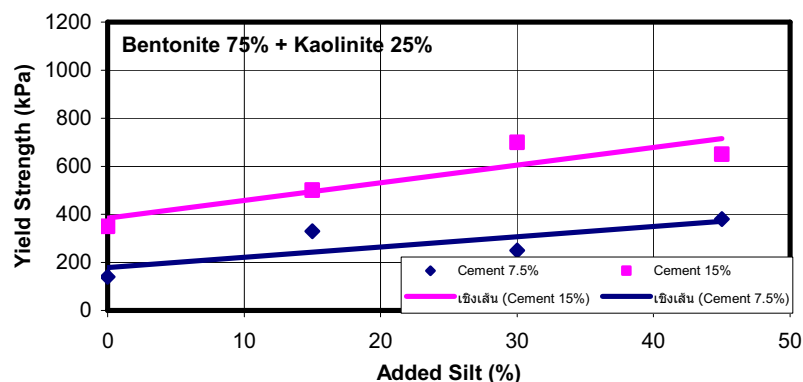
ตารางที่ 4.2.16 สรุปค่าพารามิเตอร์ c_v , k (14)

Clay	Silt	L.L.	Cement	Load (g.)	$c_v t_{50}$ (cm ² /s)	$c_v t_{90}$ (cm ² /s)	k (cm/s)		m_v (cm ² /kN)	γ_w (KN/cm ³)
							จาก t_{50}	จาก t_{90}		
B 75% + K 25%	45%	152%	15%	788	-	-	-	-	-	-
				1575	-	-	-	-	-	-
				3150	-	-	-	-	-	-
				6300	-	-	-	-	-	-
				12600	-	-	-	-	-	-
				25200	0.003290	0.00161	0.0000000279	0.0000000137	0.85	0.000010
				50400	0.000980	0.00045	0.0000000083	0.0000000038	0.85	0.000010



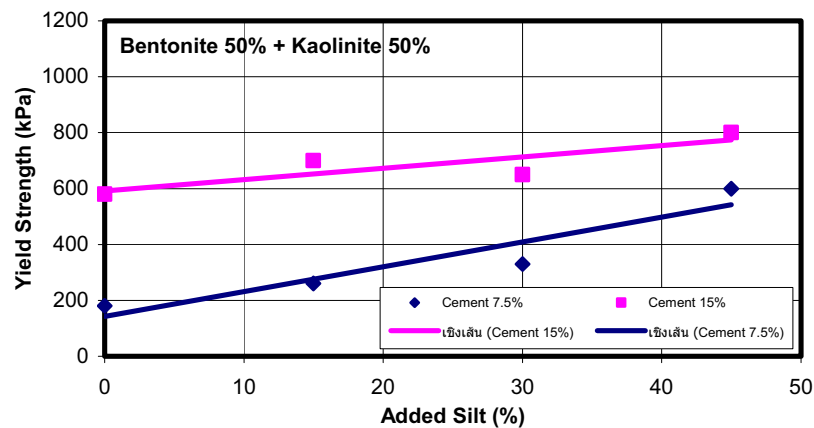
ภาพที่ 4.2.2 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อกำลังคลากของดินเป็นโทไนท์ 100%

จากภาพที่ 4.2.2 อธิบายได้ว่าที่อัตราส่วนดินเป็นโทไนท์ 100% : ปูนซีเมนต์ 7.5% หรือ 15% : ทรายแป้ง 0 - 45% พบว่ากำลังคลากมีค่าสูงขึ้นตามปริมาณทรายแป้งและปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น โดยอยู่ในช่วง 45 - 275 kPa. และ 200 - 500 kPa. สำหรับปริมาณปูนซีเมนต์ที่ 7.5 % และ 15% ตามลำดับ



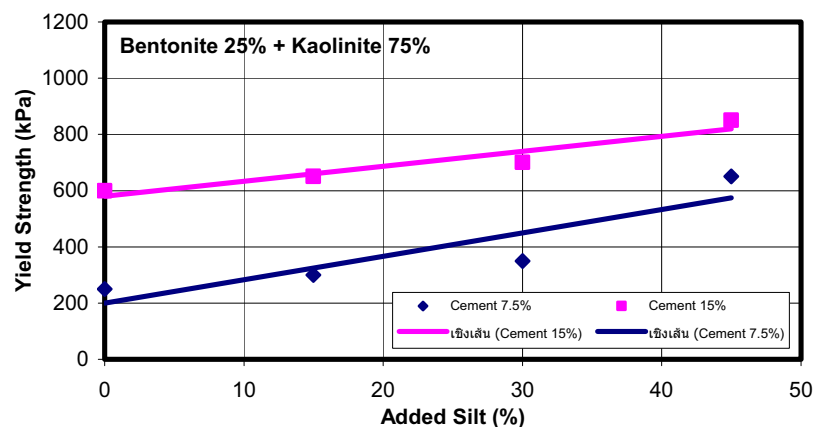
ภาพที่ 4.2.3 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อกำลังคลากของดินเป็นโทไนท์ 75% + ดินคาโอลิไนท์ 25%

จากภาพที่ 4.2.3 อธิบายได้ว่าที่อัตราส่วนดินเป็นโทไนท์ 75% + ดินคาโอลิไนท์ 25% : ปูนซีเมนต์ 7.5% หรือ 15% : ทรายแป้ง 0 - 45% พบว่ากำลังคลากมีค่าสูงขึ้นตามปริมาณทรายแป้งและปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น โดยอยู่ในช่วง 140 - 380 kPa. และ 350 - 650 kPa. สำหรับปริมาณปูนซีเมนต์ที่ 7.5% และ 15% ตามลำดับ



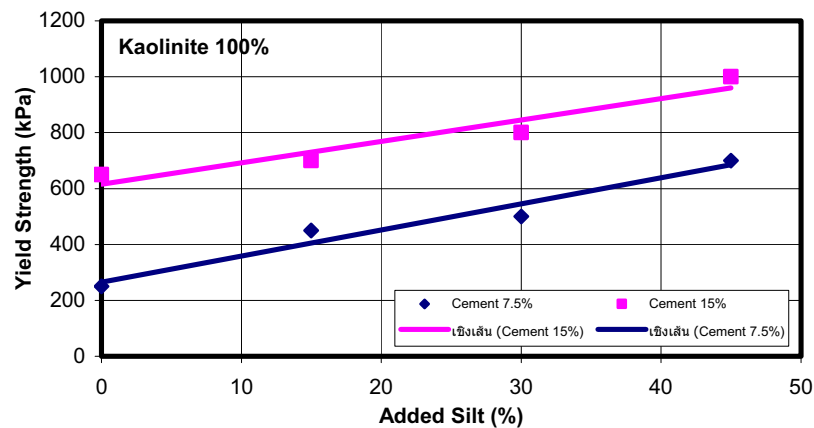
ภาพที่ 4.2.4 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อกำลังคลากของดินเบ็นโทไนท์ 50% + ดินคาโอลิไนท์ 50%

จากภาพที่ 4.2.4 อธิบายได้ว่าที่อัตราส่วนดินเบ็นโทไนท์ 50% + ดินคาโอลิไนท์ 50% : ปูนซีเมนต์ 7.5% หรือ 15% : ทรายแป้ง 0 - 45% พบว่ากำลังคลากมีค่าสูงขึ้นตามปริมาณทรายแป้ง และปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นโดยอยู่ในช่วง 180 - 600 kPa. และ 580 - 800 kPa. สำหรับปริมาณ ปูนซีเมนต์ที่ 7.5% และ 15% ตามลำดับ



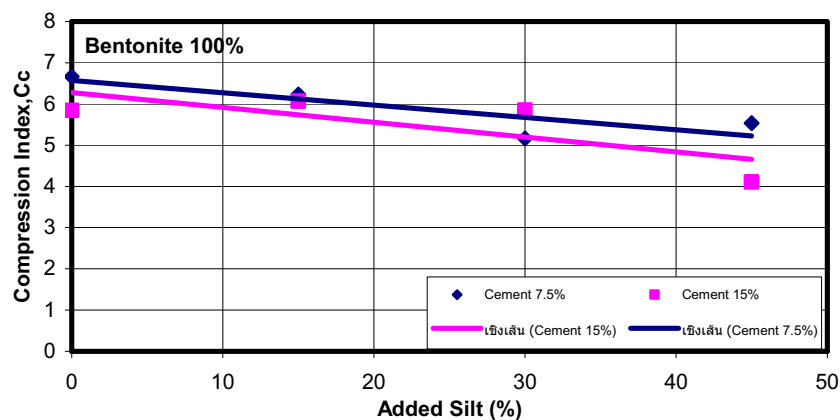
ภาพที่ 4.2.5 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อกำลังคลากของดินเบ็นโทไนท์ 25% + ดินคาโอลิไนท์ 75%

จากภาพที่ 4.2.5 อธิบายได้ว่าที่อัตราส่วนดินเบ็นโทไนท์ 25% + ดินคาโอลิไนท์ 75% : ปูนซีเมนต์ 7.5% หรือ 15% : ทรายแป้ง 0 - 45% พบว่ากำลังคลากมีค่าสูงขึ้นตามปริมาณทรายแป้ง และปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นโดยอยู่ในช่วง 250 - 650 kPa. และ 600 - 850 kPa. สำหรับปริมาณ ปูนซีเมนต์ที่ 7.5% และ 15% ตามลำดับ



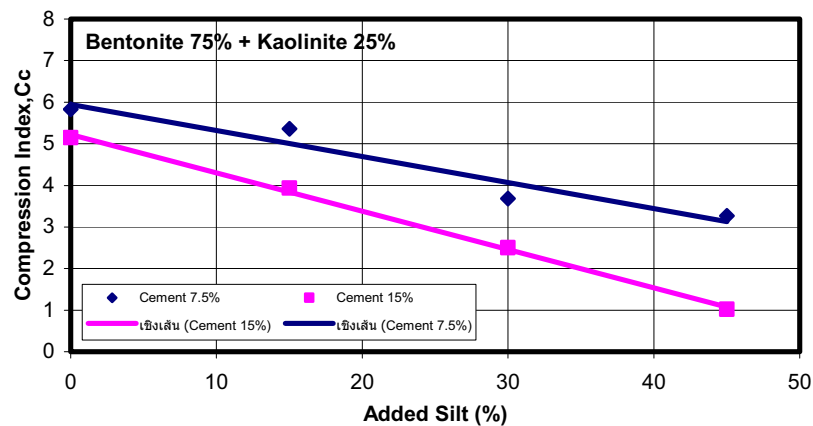
ภาพที่ 4.2.6 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อกำลังคลากของดินคาโอลิไนท์ 100%

จากภาพที่ 4.2.6 อธิบายได้ว่าที่อัตราส่วนดินคาโอลิไนท์ 100% : ปูนซีเมนต์ 7.5% หรือ 15% : ทรายแป้ง 0 - 45% พบว่ากำลังคลากมีค่าสูงขึ้นตามปริมาณทรายแป้งและปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น โดยอยู่ในช่วง 360 - 700 kPa. และ 650 - 1000 kPa. สำหรับปริมาณปูนซีเมนต์ที่ 7.5% และ 15% ตามลำดับ



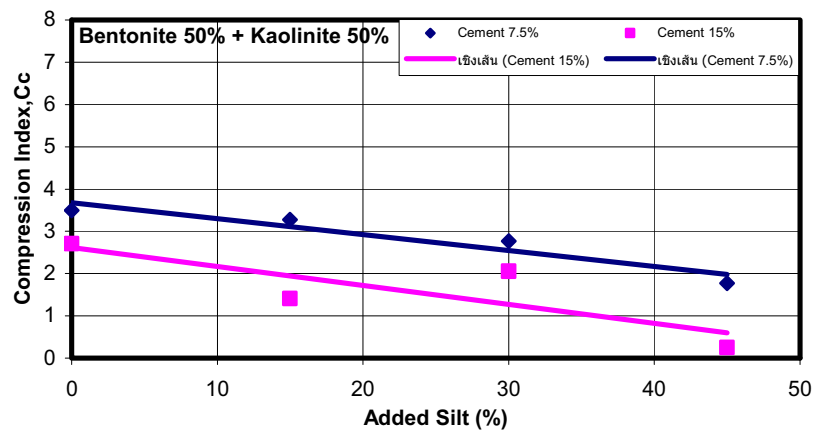
ภาพที่ 4.2.7 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อดัชนีการอัดตัวของดินเบ็นโทไนท์ 100%

จากภาพที่ 4.2.7 อธิบายได้ว่าที่อัตราส่วนดินเบ็นโทไนท์ 100% : ปูนซีเมนต์ 7.5% หรือ 15% : ทรายแป้ง 0 - 45% พบว่าดัชนีการอัดตัวมีค่าลดลงตามปริมาณทรายแป้งและปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น โดยอยู่ในช่วง 6.67 - 5.53 และ 5.84 - 4.10 สำหรับปริมาณปูนซีเมนต์ที่ 7.5% และ 15% ตามลำดับ



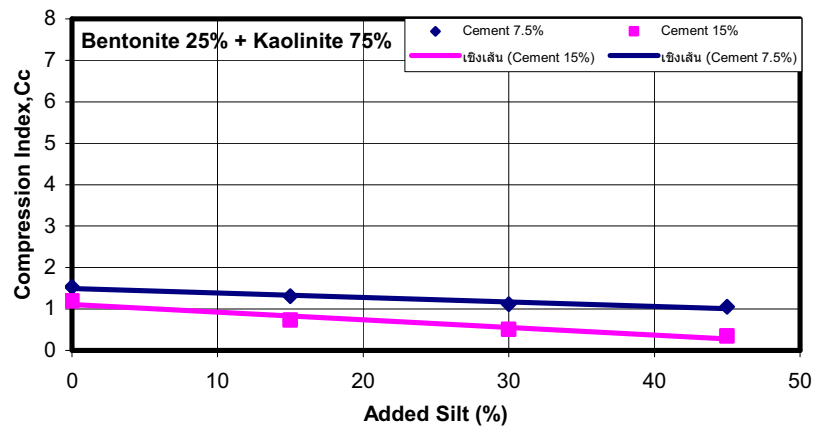
ภาพที่ 4.2.8 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อดัชนีการอัดตัวของดินเป็นโทไนท์ 75% + ดินคาโอลิไนท์ 25%

จากภาพที่ 4.2.8 อธิบายได้ว่าที่อัตราส่วนดินเป็นโทไนท์ 75% + ดินคาโอลิไนท์ 25% : ปูนซีเมนต์ 7.5% หรือ 15% : ทรายแป้ง 0 - 45% พบว่าดัชนีการอัดตัวมีค่าลดลงตามปริมาณทรายแป้งและปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นโดยอยู่ในช่วง 5.833 - 3.269 และ 5.15 - 1.02 สำหรับปริมาณปูนซีเมนต์ที่ 7.5% และ 15% ตามลำดับ



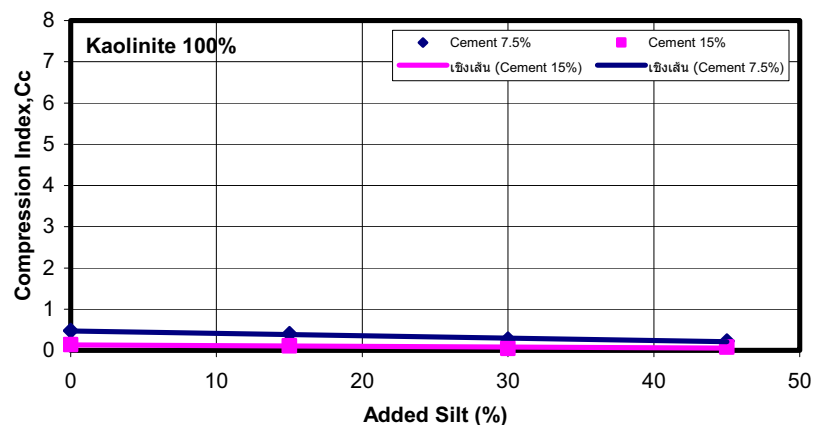
ภาพที่ 4.2.9 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อดัชนีการอัดตัวของดินเป็นโทไนท์ 50% + ดินคาโอลิไนท์ 50%

จากภาพที่ 4.2.9 อธิบายได้ว่าที่อัตราส่วนดินเป็นโทไนท์ 50% + ดินคาโอลิไนท์ 50% : ปูนซีเมนต์ 7.5% หรือ 15% : ทรายแป้ง 0 - 45% พบว่าดัชนีการอัดตัวมีค่าลดลงตามปริมาณทรายแป้งและปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นโดยอยู่ในช่วง 3.495 - 1.774 และ 2.704 - 0.252 สำหรับปริมาณปูนซีเมนต์ที่ 7.5% และ 15% ตามลำดับ



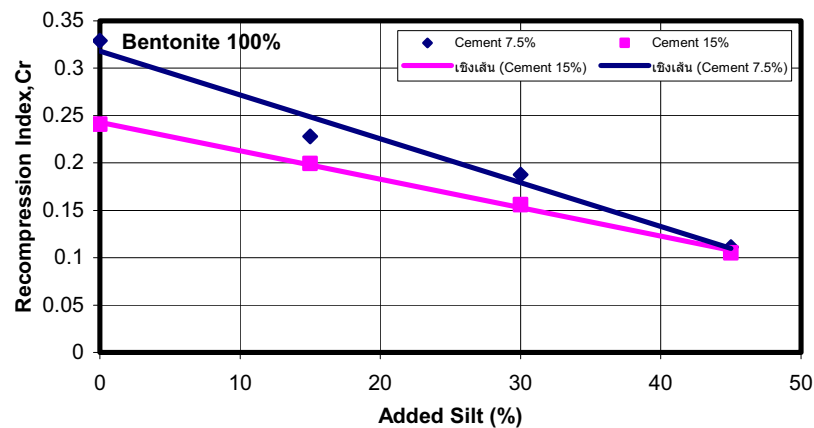
ภาพที่ 4.2.10 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อดัชนีการอัดตัวของดินเป็นโทไนท์ 25% + ดินคาโอลิไนท์ 75%

จากภาพที่ 4.2.10 อธิบายได้ว่าที่อัตราส่วนดินเป็นโทไนท์ 25% + ดินคาโอลิไนท์ 75% : ปูนซีเมนต์ 7.5% หรือ 15% : ทรายแป้ง 0 - 45% พบว่าดัชนีการอัดตัวมีค่าลดลงตามปริมาณทรายแป้งและปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น โดยอยู่ในช่วง 1.531 - 1.053 และ 1.193 - 0.345 สำหรับปริมาณปูนซีเมนต์ที่ 7.5% และ 15% ตามลำดับ



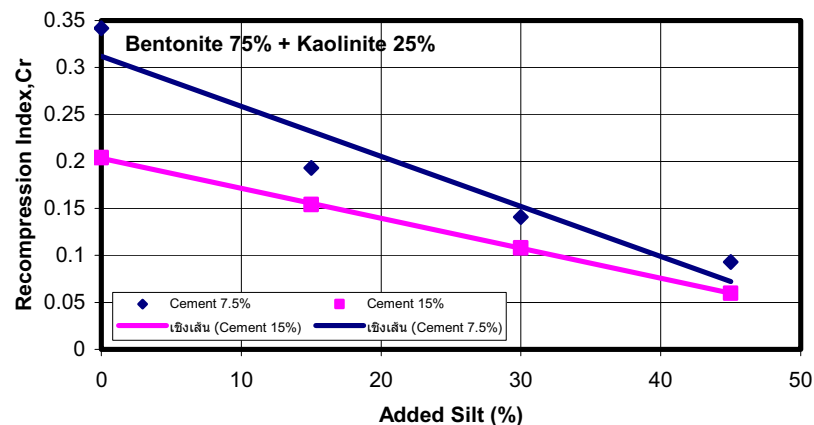
ภาพที่ 4.2.11 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อดัชนีการอัดตัวของดินคาโอลิไนท์ 100%

จากภาพที่ 4.2.11 อธิบายได้ว่าที่อัตราส่วนดินคาโอลิไนท์ 100% : ปูนซีเมนต์ 7.5% หรือ 15% : ทรายแป้ง 0 - 45% พบว่าดัชนีการอัดตัวมีค่าลดลงตามปริมาณทรายแป้งและปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น โดยอยู่ในช่วง 0.478 - 0.0764 และ 0.14 - 0.026 สำหรับปริมาณปูนซีเมนต์ที่ 7.5% และ 15% ตามลำดับ



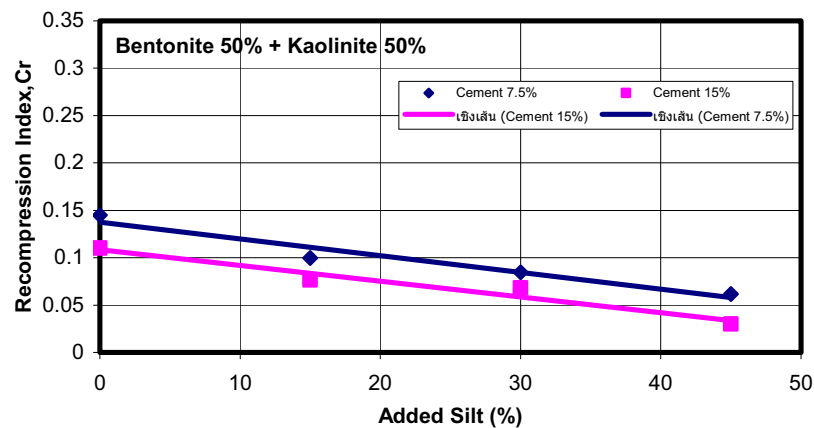
ภาพที่ 4.2.12 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อดัชนีการบวมตัวของดินเป็นโทไนท์ 100%

จากภาพที่ 4.2.12 อธิบายได้ว่าที่อัตราส่วนดินเป็นโทไนท์ 100% : ปูนซีเมนต์ 7.5% หรือ 15% : ทรายแป้ง 0 - 45% พบว่าดัชนีการบวมตัวมีค่าลดลงตามปริมาณทรายแป้งและปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นโดยอยู่ในช่วง 0.329 - 0.111 และ 0.241 - 0.105 สำหรับปริมาณปูนซีเมนต์ที่ 7.5% และ 15% ตามลำดับ



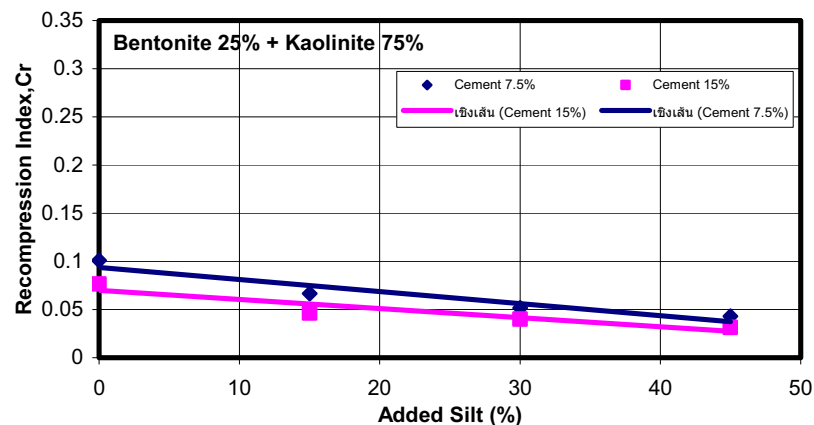
ภาพที่ 4.2.13 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อดัชนีการบวมตัวของดินเป็นโทไนท์ 75% + ดินคาโอลิไนท์ 25%

จากภาพที่ 4.2.13 อธิบายได้ว่าที่อัตราส่วนดินเป็นโทไนท์ 75% + ดินคาโอลิไนท์ 25% : ปูนซีเมนต์ 7.5% หรือ 15% : ทรายแป้ง 0 - 45% พบว่าดัชนีการบวมตัวมีค่าลดลงตามปริมาณทรายแป้งและปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นโดยอยู่ในช่วง 0.342 - 0.093 และ 0.204 - 0.059 สำหรับปริมาณปูนซีเมนต์ที่ 7.5% และ 15% ตามลำดับ



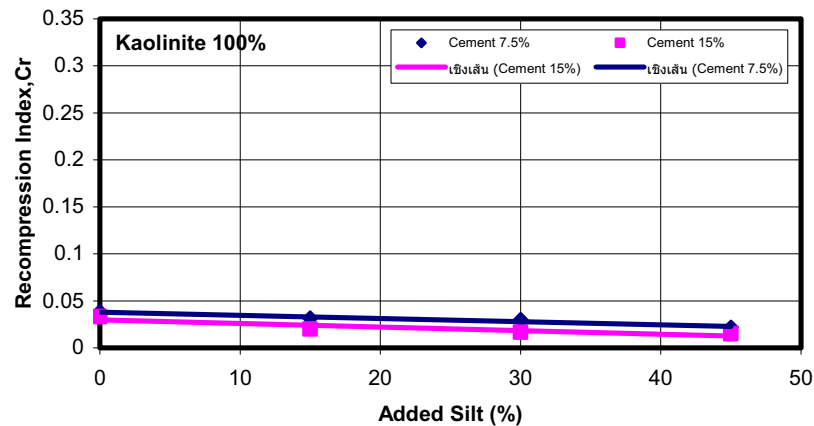
ภาพที่ 4.2.14 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อดัชนีการบวมตัวของดินเป็นโทไนท์ 50% + ดินคาโอลิไนท์ 50%

จากภาพที่ 4.2.14 อธิบายได้ว่าที่อัตราส่วนดินเป็นโทไนท์ 50% + ดินคาโอลิไนท์ 50% : ปูนซีเมนต์ 7.5% หรือ 15% : ทรายแป้ง 0 - 45% พบว่าดัชนีการบวมตัวมีค่าลดลงตามปริมาณทรายแป้งและปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นโดยอยู่ในช่วง 0.145 - 0.0615 และ 0.11 - 0.03 สำหรับปริมาณปูนซีเมนต์ที่ 7.5% และ 15% ตามลำดับ



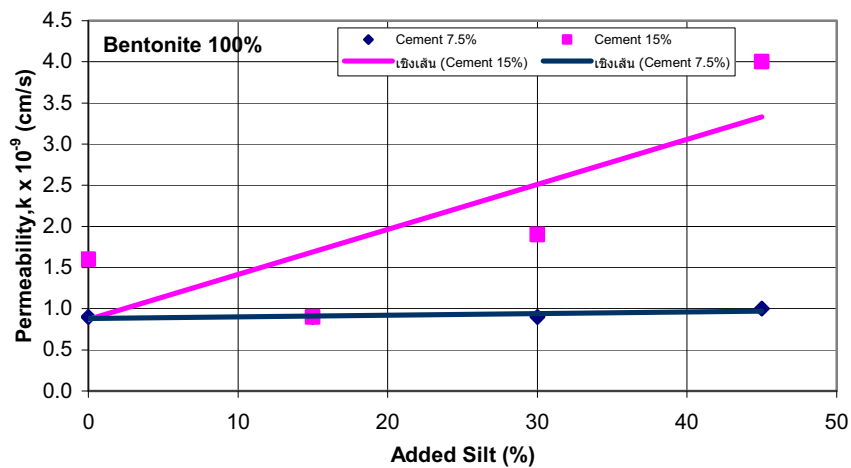
ภาพที่ 4.2.15 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อดัชนีการบวมตัวของดินเป็นโทไนท์ 25% + ดินคาโอลิไนท์ 75%

จากภาพที่ 4.2.15 อธิบายได้ว่าที่อัตราส่วนดินเป็นโทไนท์ 25% + ดินคาโอลิไนท์ 75% : ปูนซีเมนต์ 7.5% หรือ 15% : ทรายแป้ง 0 - 45% พบว่าดัชนีการบวมตัวมีค่าลดลงตามปริมาณทรายแป้งและปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นโดยอยู่ในช่วง 0.101 - 0.0432 และ 0.0764 - 0.0316 สำหรับปริมาณปูนซีเมนต์ที่ 7.5% และ 15% ตามลำดับ



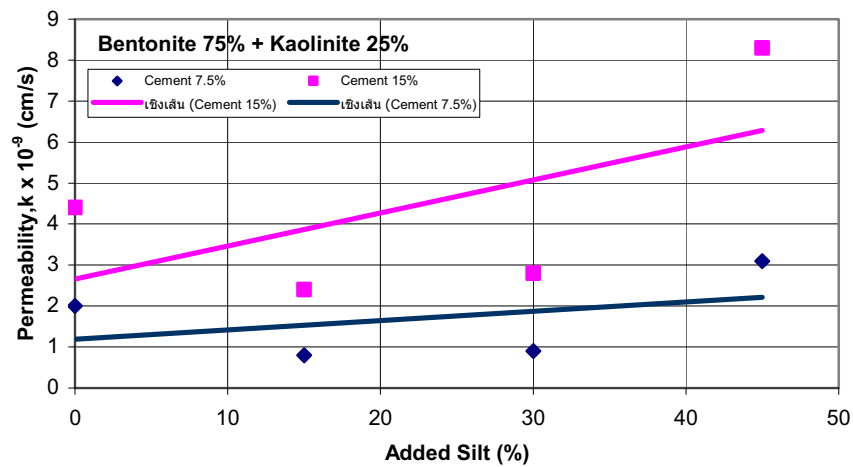
ภาพที่ 4.2.16 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อดัชนีการบวมตัวของดินคาโอลิไนท์ 100%

จากภาพที่ 4.2.16 อธิบายได้ว่าที่อัตราส่วนดินคาโอลิไนท์ 100% : ปูนซีเมนต์ 7.5% หรือ 15% : ทรายแป้ง 0 - 45% พบว่าดัชนีการบวมตัวมีค่าลดลงตามปริมาณทรายแป้งและปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นโดยอยู่ในช่วง 0.0382 - 0.0216 และ 0.0332 - 0.015 สำหรับปริมาณปูนซีเมนต์ที่ 7.5% และ 15% ตามลำดับ



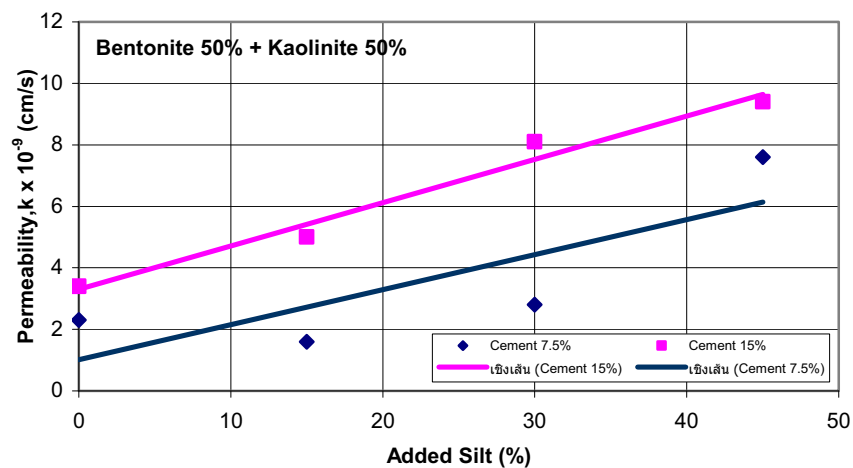
ภาพที่ 4.2.17 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินเบ็นโทไนท์ 100% ที่วิธีการอัดตัวคายน้ำ 50 %

จากภาพที่ 4.2.17 อธิบายได้ว่าที่อัตราส่วนดินเบ็นโทไนท์ 100% : ปูนซีเมนต์ 7.5% หรือ 15% : ทรายแป้ง 0 - 45% พบว่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านมีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณทรายแป้ง



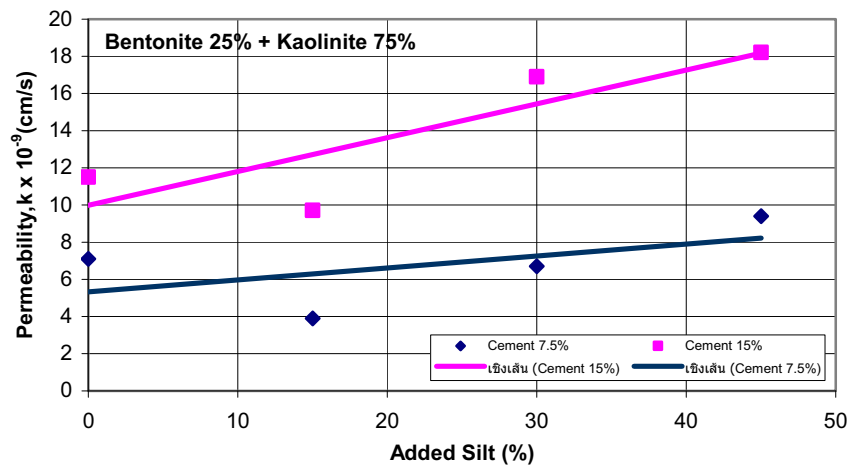
ภาพที่ 4.2.18 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินเป็น โทนัท 75% + ดินคาโอลิไนท์ 25% ที่ดักการอัดตัวคายน้ำ 50 %

จากภาพที่ 4.2.18 อธิบายได้ว่าที่อัตราส่วนดินเป็นโตนัท 75% + ดินคาโอลิไนท์ 25% : ปูนซีเมนต์ 7.5% หรือ 15% : ทรายแป้ง 0 - 45% พบว่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านมีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณทรายแป้งและปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น



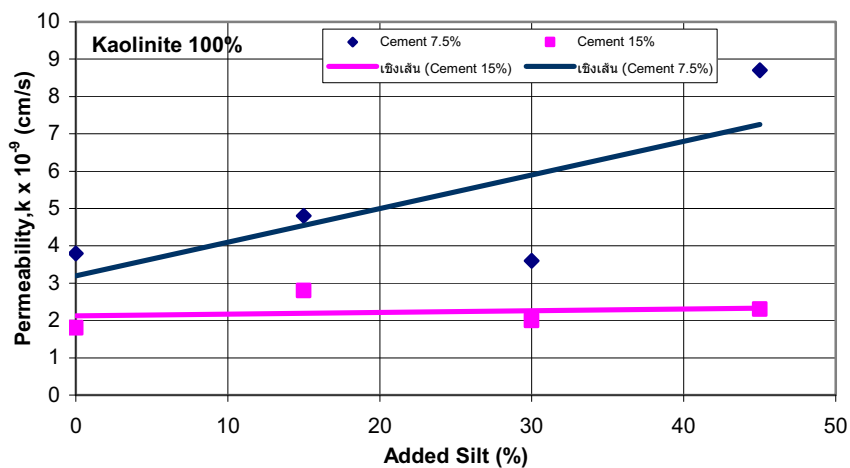
ภาพที่ 4.2.19 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินเป็น โทนัท 50% + ดินคาโอลิไนท์ 50% ที่ดักการอัดตัวคายน้ำ 50 %

จากภาพที่ 4.2.19 อธิบายได้ว่าที่อัตราส่วนดินเป็นโตนัท 50% + ดินคาโอลิไนท์ 50% : ปูนซีเมนต์ 7.5% หรือ 15%: ทรายแป้ง 0 - 45% พบว่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านมีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณทรายแป้งและปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น



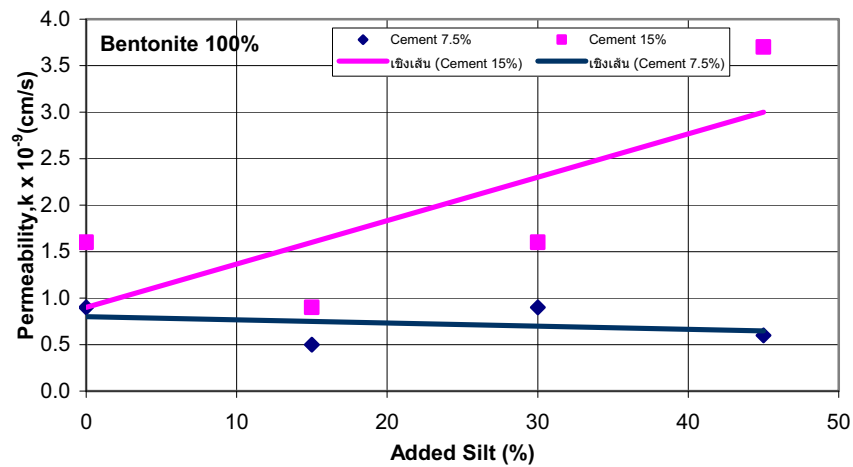
ภาพที่ 4.2.20 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินเบ็นโทไนท์ 25% + ดินคาโอลิไนท์ 75% ที่วิธีการอัดตัวคายน้ำ 50 %

จากภาพที่ 4.2.20 อธิบายได้ว่าที่อัตราส่วนดินเบ็นโทไนท์ 25% + ดินคาโอลิไนท์ 75% : ปูนซีเมนต์ 7.5% หรือ 15% : ทรายแป้ง 0 - 45% พบว่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านมีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณทรายแป้งและปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น



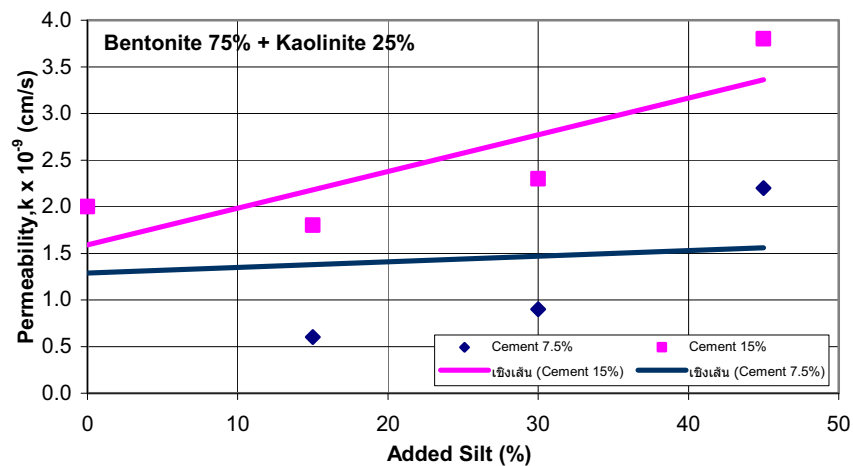
ภาพที่ 4.2.21 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินคาโอลิไนท์ 100% ที่วิธีการอัดตัวคายน้ำ 50 %

จากภาพที่ 4.2.21 อธิบายได้ว่าที่อัตราส่วนดินคาโอลิไนท์ 100% : ปูนซีเมนต์ 7.5% หรือ 15% : ทรายแป้ง 0 - 45% พบว่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านมีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณทรายแป้งที่เพิ่มขึ้น



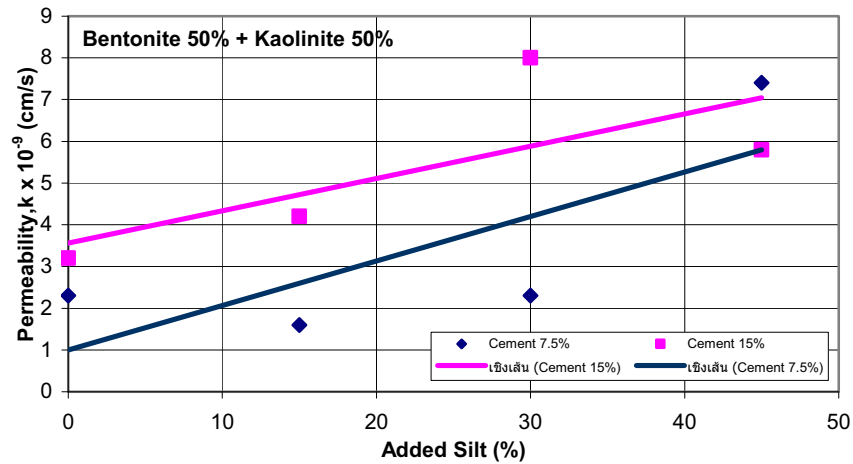
ภาพที่ 4.2.22 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินเบ็นโทไนท์ 100% ที่ดักการอัดตัวคายนํ้า 90 %

จากภาพที่ 4.2.22 อธิบายได้ว่าที่อัตราส่วนดินเบ็นโทไนท์ 100% : ปูนซีเมนต์ 7.5% หรือ 15% : ทรายแป้ง 0 - 45% พบว่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านมีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณทรายแป้งและปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น



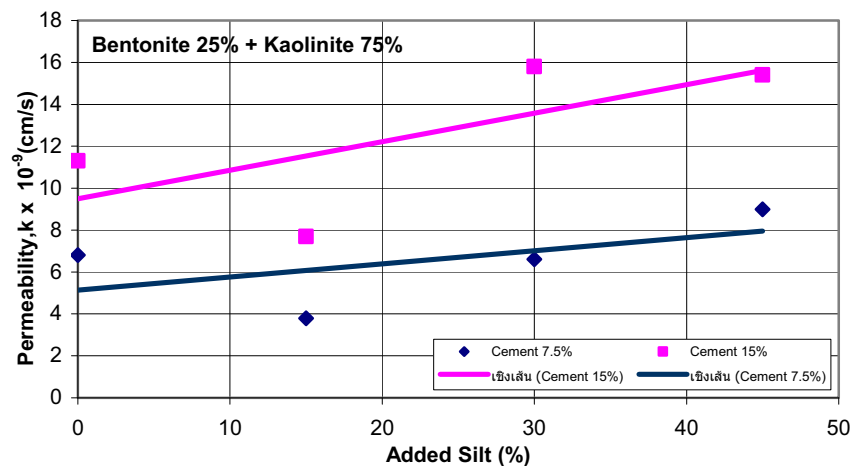
ภาพที่ 4.2.23 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินเบ็นโทไนท์ 75% + ดินคาโอไลไนท์ 25% ที่ดักการอัดตัวคายนํ้า 90 %

จากภาพที่ 4.2.23 อธิบายได้ว่าที่อัตราส่วนดินเบ็นโทไนท์ 75% + ดินคาโอไลไนท์ 25% : ปูนซีเมนต์ 7.5% หรือ 15% : ทรายแป้ง 0 - 45% พบว่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านมีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณทรายแป้งและปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น



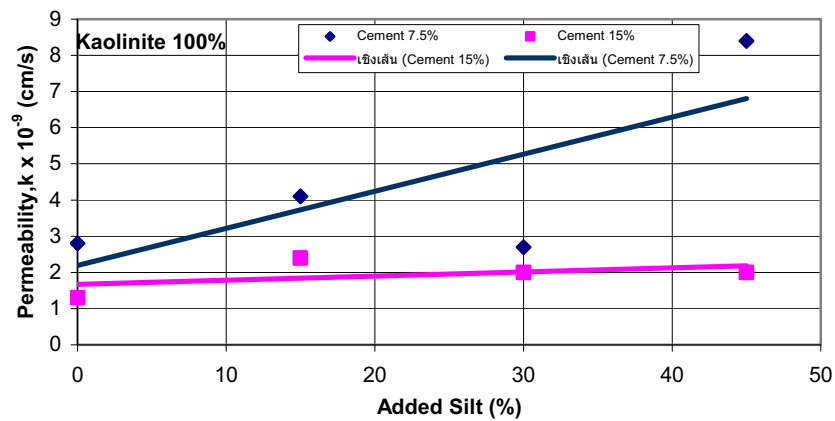
ภาพที่ 4.2.24 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินเป็น โทนินท์ 50% + ดินคาโอลิไนท์ 50% ที่ดักการอัดตัวคายน้ำ 90 %

จากภาพที่ 4.2.24 อธิบายได้ว่าที่อัตราส่วนดินเป็นโตนินท์ 50% + ดินคาโอลิไนท์ 50% : ปูนซีเมนต์ 7.5% หรือ 15%: ทรายแป้ง 0 - 45% พบว่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านมีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณทรายแป้งและปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น



ภาพที่ 4.2.25 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินเป็น โทนินท์ 25% + ดินคาโอลิไนท์ 75% ที่ดักการอัดตัวคายน้ำ 90 %

จากภาพที่ 4.2.25 อธิบายได้ว่าที่อัตราส่วนดินเป็นโตนินท์ 25% + ดินคาโอลิไนท์ 75% : ปูนซีเมนต์ 7.5% หรือ 15% : ทรายแป้ง 0 - 45% พบว่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านมีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณทรายแป้งและปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น



ภาพที่ 4.2.26 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินคาโอลิไนท์ 100% ที่วิธีการอัดตัวคายน้ำ 90 %

จากภาพที่ 4.2.26 อธิบายได้ว่าที่อัตราส่วนดินคาโอลิไนท์ 100% : ปูนซีเมนต์ 7.5% หรือ 15%: ทรายแป้ง 0 - 45% พบว่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านมีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณทรายแป้งที่เพิ่มขึ้น

4.3 การศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบต่อสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ด้วยวิธีทดสอบความสามารถซึมผ่านของดินในการทดสอบแรงอัด 3 แกน ด้วย ระบบ 2 ความดันภายใน (Triaxial Permeability Test with two Back Pressure Systems)

การทดสอบหาค่าความซึมผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียด โดยดินเหนียวที่ใช้ในการทดลองแบ่งเป็น ดินเหนียวคาโอลิไนท์และดินเหนียวเบนโทไนท์ ในการทดลองนี้ใช้ดินเหนียวเป็นหลักในการกำหนดอัตราส่วนผสม โดยใช้ทรายแป้งที่ได้จากการคัดขนาดโดยทำการร่อนดินเหนียวธรรมชาติแบบเปียกผ่านตะแกรงเบอร์ 300 ค้างเบอร์ 400 โดยใช้ทรายแป้งที่อัตราส่วนที่ 0%,15%,30%และ45% ทำการศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบต่อค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ด้วยวิธี triaxial permeability test with two back pressure system ตัวอย่างดินที่ใช้ทดสอบในการศึกษานี้ประกอบด้วยดินเม็ดละเอียด 4 ประเภทได้แก่

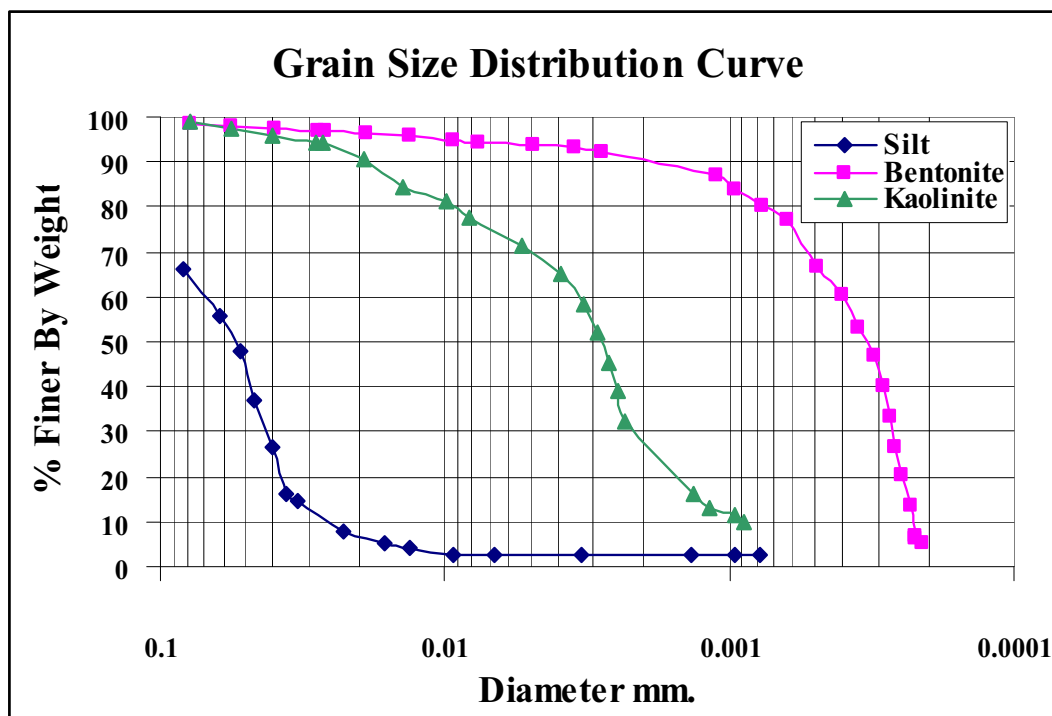
1.ดินเบนโทไนท์ผสมทรายแป้งที่อัตราส่วนผสม (B100%:S0%), (B85%:S15%), (B70%:S30%) และ (B55%:S45%)

2. ดินคาโอลิไนท์ผสมทรายแป้งที่อัตราส่วนผสม (K100%:S0%),(K85%:S15%), (K70%:S30%) และ(K55% :S45%)

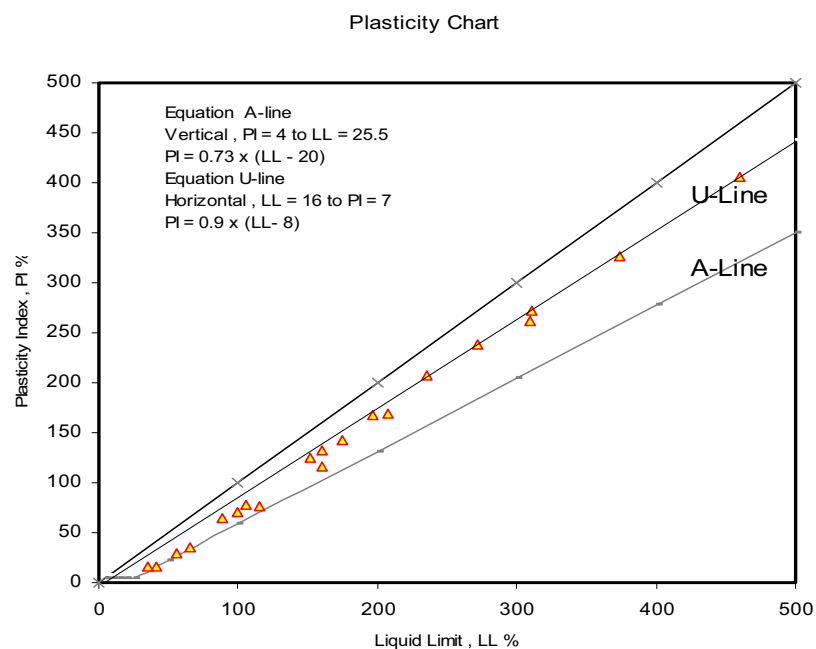
3.ดินคาโอลิไนท์ 75% ดินเบนโทไนท์ 25% ผสมทรายแป้งที่อัตราส่วนผสม (K75%B25%:S0%),(K75%B25%:S15%),(K75%:B25%:S30%) และ(K75%B25%:S45%)

4.ดินคาโอลิไนท์ 50% ดินเบนโทไนท์ 50% ผสมทรายแป้งที่อัตราส่วนผสม (K50%B50%:S0%), (K50%B50%:S15%), (K50% B50%:S30%) และ (K50%B50%:S45%)

ซึ่งปริมาณน้ำที่ใช้เท่ากับปริมาณความชื้นของขีดจำกัดเหลวของส่วนผสมดินเม็ดละเอียดค่าคุณสมบัติพื้นฐานต่างๆของดินตัวอย่างแสดงไว้ในตารางที่ 4.3.1 ใช้ปูนซีเมนต์ที่อัตราส่วนคงที่ 15% ของน้ำหนักดินแห้งทั้งหมด ระยะเวลาในการบ่มตัวอย่าง 7 วัน และ 28 วัน โดยควบคุมแรงดันประคอง (confining pressure) ในขณะทดสอบ ต่างๆกันดังนี้ 400 kPa ,500 kPa และ600 kPa ตามลำดับ



ภาพที่ 4.3.1 กราฟแสดงผลการทดสอบ Bentonite, Kaolinite, Silt โดยวิธี hydrometer



ภาพที่ 4.3.2 Plasticity Chart ของดินที่หล่อตัวอย่าง

ตารางที่ 4.3.1 Physical Properties of Soil Samples

Soil Sample	Silt (%)	LL (%)	PL (%)	PI (%)
Bentonite 100%	0	460	53.6	406.40
	15	374	48.23	325.77
	30	311	38.73	272.2
Kaolinite 0%	45	236	28.90	207.10
Bentonite 75%	0	310	48.6	261.40
	15	272	33.89	238.11
	30	197	29.25	167.75
Kaolinite 25%	45	152	27.15	124.85
Bentonite 50%	0	207	37.76	169.24
	15	175	32.54	142.46
	30	160	27.85	132.15
Kaolinite 50%	45	105	26.77	78.23
Bentonite 25%	0	160	43.94	116.06
	15	115	38.03	76.97
	30	100	29.49	70.51
Kaolinite 75%	45	89	24.46	64.54
Bentonite 0%	0	65.2	29.73	35.47
	15	56	26.47	29.53
	30	46.1	25.77	15.83
Kaolinite 100%	45	35.6	18.83	16.77

4.3.1 ผลการทดสอบ

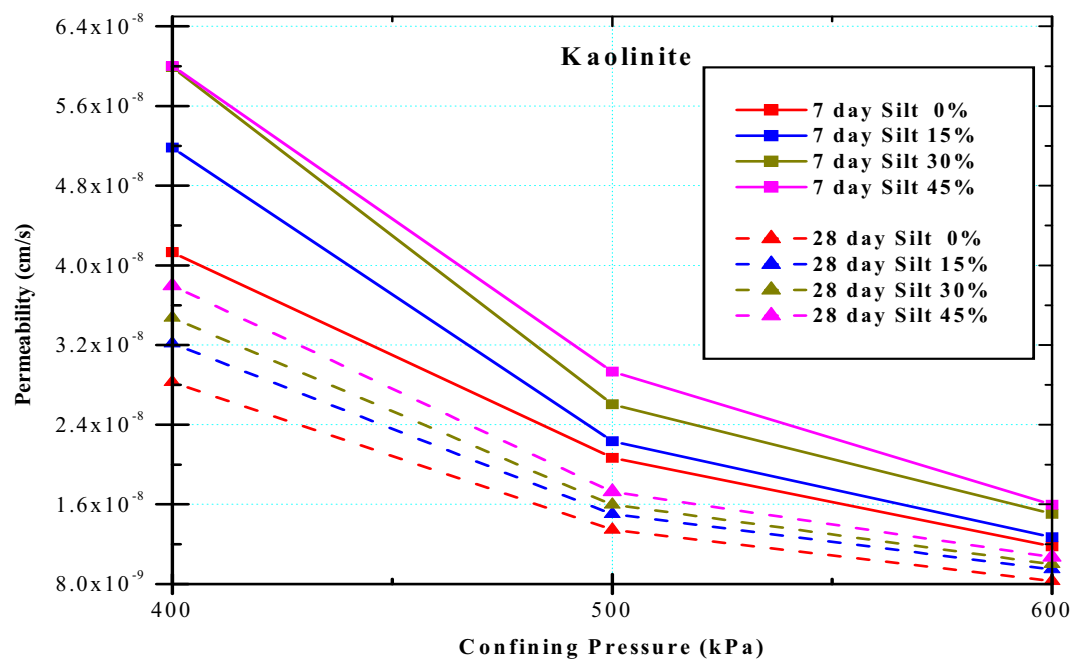
ตารางที่ 4.3.2 ผลทดสอบ (1)

No .	Mixing Speciment				Curing Time (days)	Consolidation Pressure (kPa)	Permeability (cm/s)	Permeability Average (cm/s)
	Bentonite (%)	Kaolinite (%)	Silt (%)	Cement (%)				
1	0%	100%	0%	15%	7	400	4.7656×10^{-8}	2.8359×10^{-8}
2	0%	100%	0%	15%		500	2.3828×10^{-8}	
3	0%	100%	0%	15%		600	1.3595×10^{-8}	
4	0%	100%	0%	15%	28	400	3.2608×10^{-8}	1.9228×10^{-8}
5	0%	100%	0%	15%		500	1.5512×10^{-8}	
6	0%	100%	0%	15%		600	9.5657×10^{-9}	
7	0%	85%	15%	15%	7	400	5.9768×10^{-8}	3.3388×10^{-8}
8	0%	85%	15%	15%		500	2.5755×10^{-8}	
9	0%	85%	15%	15%		600	1.4643×10^{-8}	
10	0%	85%	15%	15%	28	400	3.7081×10^{-8}	2.1780×10^{-8}
11	0%	85%	15%	15%		500	1.7330×10^{-8}	
12	0%	85%	15%	15%		600	1.0930×10^{-8}	
13	0%	70%	30%	15%	7	400	6.9082×10^{-8}	3.8828×10^{-8}
14	0%	70%	30%	15%		500	3.0050×10^{-8}	
15	0%	70%	30%	15%		600	1.7353×10^{-8}	
16	0%	70%	30%	15%	28	400	4.0052×10^{-8}	2.3331×10^{-8}
17	0%	70%	30%	15%		500	1.8397×10^{-8}	
18	0%	70%	30%	15%		600	1.1546×10^{-8}	
19	0%	55%	45%	15%	7	400	6.9219×10^{-8}	4.0479×10^{-8}
20	0%	55%	45%	15%		500	3.3812×10^{-8}	
21	0%	55%	45%	15%		600	1.8408×10^{-8}	
22	0%	55%	45%	15%	28	400	4.3756×10^{-8}	2.5332×10^{-8}
23	0%	55%	45%	15%		500	1.9899×10^{-8}	
24	0%	55%	45%	15%		600	1.2341×10^{-8}	
25	100%	0%	0%	15%	7	400	2.3329×10^{-8}	1.3866×10^{-8}
26	100%	0%	0%	15%		500	1.1320×10^{-8}	
27	100%	0%	0%	15%		600	6.9506×10^{-9}	
28	100%	0%	0%	15%	28	400	1.5816×10^{-8}	9.3080×10^{-9}
29	100%	0%	0%	15%		500	7.4553×10^{-9}	
30	100%	0%	0%	15%		600	4.6528×10^{-9}	
31	85%	0%	15%	15%	7	400	2.9706×10^{-8}	1.7551×10^{-8}
32	85%	0%	15%	15%		500	1.4033×10^{-8}	
33	85%	0%	15%	15%		600	8.9157×10^{-9}	
34	85%	0%	15%	15%	28	400	1.9796×10^{-8}	1.1955×10^{-8}
35	85%	0%	15%	15%		500	9.7863×10^{-9}	
36	85%	0%	15%	15%		600	6.2853×10^{-9}	
37	70%	0%	30%	15%	7	400	3.1782×10^{-8}	1.9034×10^{-8}
38	70%	0%	30%	15%		500	1.5828×10^{-8}	
39	70%	0%	30%	15%		600	9.4930×10^{-9}	
40	70%	0%	30%	15%	28	400	2.1104×10^{-8}	1.2588×10^{-8}
41	70%	0%	30%	15%		500	1.0162×10^{-8}	
42	70%	0%	30%	15%		600	6.4994×10^{-9}	
43	55%	0%	45%	15%	7	400	4.3688×10^{-8}	2.3968×10^{-8}
44	55%	0%	45%	15%		500	1.8334×10^{-8}	
45	55%	0%	45%	15%		600	9.8830×10^{-9}	

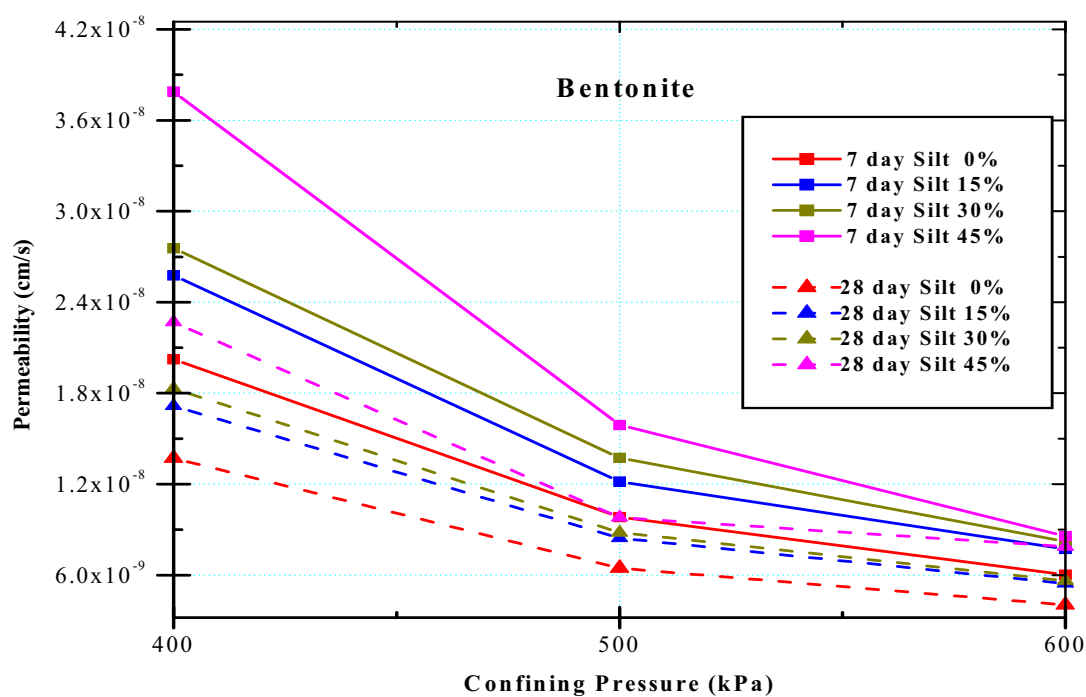
ตารางที่ 4.3.2 ผลทดสอบ (2)

No .	Mixing Speciment				Curing Time (days)	Consolidation Pressure (kPa)	Permeability (cm/s)	Permeability Average (cm/s)
	Bentonite (%)	Kaolinite (%)	Silt (%)	Cement (%)				
46	55%	0%	45%	15%	28	400	2.6162×10^{-8}	1.5515×10^{-8}
47	55%	0%	45%	15%		500	1.1297×10^{-8}	
48	55%	0%	45%	15%		600	9.0878×10^{-9}	
49	25%	75%	0%	15%	7	400	3.4627×10^{-8}	2.0406×10^{-8}
50	25%	75%	0%	15%		500	1.6545×10^{-8}	
51	25%	75%	0%	15%		600	1.0047×10^{-8}	
52	25%	75%	0%	15%	28	400	2.6334×10^{-8}	1.5685×10^{-8}
53	25%	75%	0%	15%		500	1.2920×10^{-8}	
54	25%	75%	0%	15%		600	7.8032×10^{-9}	
55	25%	75%	15%	15%	7	400	3.7563×10^{-8}	21995×10^{-8}
56	25%	75%	15%	15%		500	1.7508×10^{-8}	
57	25%	75%	15%	15%		600	1.0915×10^{-8}	
58	25%	75%	15%	15%	28	400	2.8456×10^{-8}	1.6842×10^{-8}
59	25%	75%	15%	15%		500	1.3534×10^{-8}	
60	25%	75%	15%	15%		600	8.5372×10^{-9}	
61	25%	75%	30%	15%	7	400	4.3883×10^{-8}	2.5162×10^{-8}
62	25%	75%	30%	15%		500	1.9727×10^{-8}	
63	25%	75%	30%	15%		600	1.1878×10^{-8}	
64	25%	75%	30%	15%	28	400	3.0658×10^{-8}	1.8265×10^{-8}
65	25%	75%	30%	15%		500	1.4841×10^{-8}	
66	25%	75%	30%	15%		600	9.2981×10^{-9}	
67	25%	75%	45%	15%	7	400	4.7805×10^{-8}	2.7258×10^{-8}
68	25%	75%	45%	15%		500	2.1247×10^{-8}	
69	25%	75%	45%	15%		600	1.2723×10^{-8}	
70	25%	75%	45%	15%	28	400	3.3491×10^{-8}	1.9576×10^{-8}
71	25%	75%	45%	15%		500	1.5461×10^{-8}	
72	25%	75%	45%	15%		600	9.7760×10^{-9}	
73	50%	50%	0%	15%	7	400	2.8009×10^{-8}	1.6635×10^{-8}
74	50%	50%	0%	15%		500	1.3322×10^{-8}	
75	50%	50%	0%	15%		600	8.5755×10^{-9}	
76	50%	50%	0%	15%	28	400	1.8902×10^{-8}	1.1305×10^{-8}
77	50%	50%	0%	15%		500	9.1069×10^{-9}	
78	50%	50%	0%	15%		600	5.9068×10^{-9}	
79	50%	50%	15%	15%	7	400	3.7070×10^{-8}	2.1685×10^{-8}
80	50%	50%	15%	15%		500	1.7577×10^{-8}	
81	50%	50%	15%	15%		600	1.0410×10^{-8}	
82	50%	50%	15%	15%	28	400	1.9899×10^{-8}	1.2502×10^{-8}
83	50%	50%	15%	15%		500	1.0879×10^{-8}	
84	50%	50%	15%	15%		600	6.7288×10^{-9}	
85	50%	50%	30%	15%	7	400	3.9995×10^{-8}	2.3520×10^{-8}
86	50%	50%	30%	15%		500	1.8965×10^{-8}	
87	50%	50%	30%	15%		600	1.1600×10^{-8}	
88	50%	50%	30%	15%	28	400	2.1138×10^{-8}	1.4121×10^{-8}
89	50%	50%	30%	15%		500	1.2674×10^{-8}	
90	50%	50%	30%	15%		600	8.5525×10^{-9}	

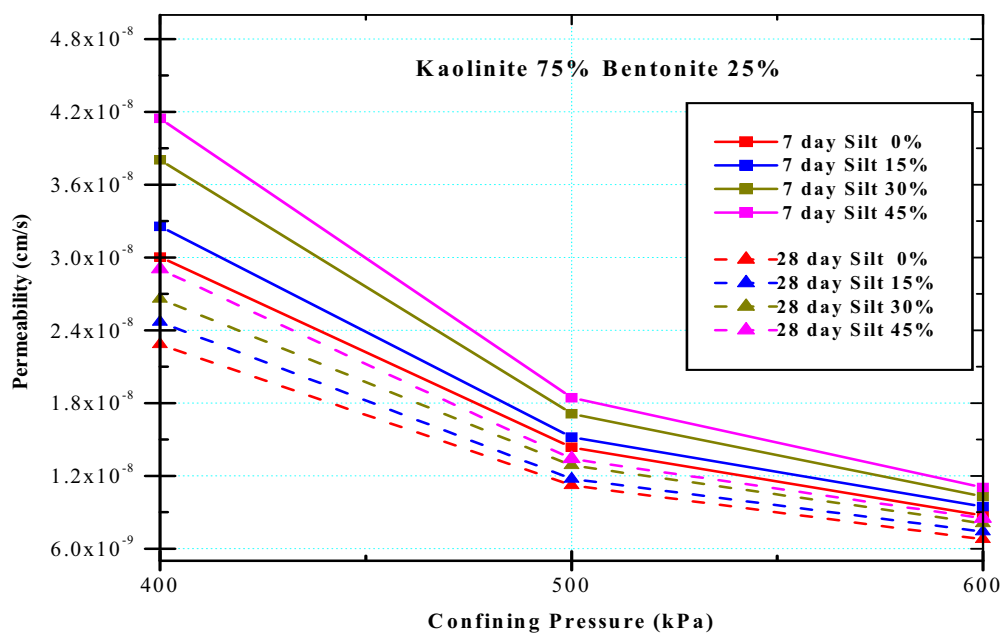
4.3.2 ปัจจัยที่มีผลกระทบของแรงดันประคองต่อสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียด ผสมซีเมนต์



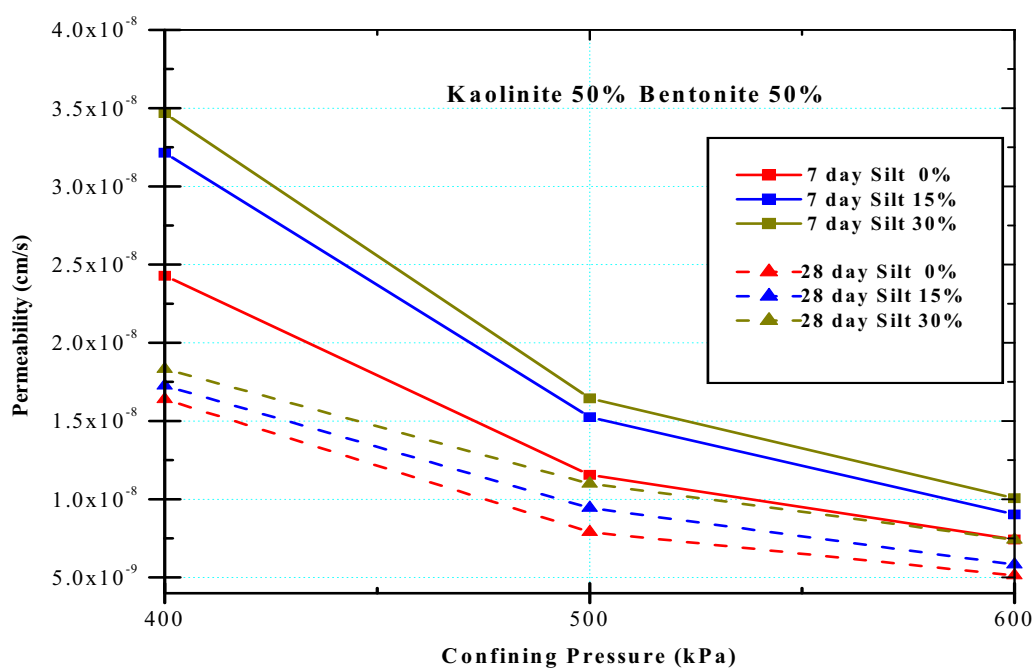
ภาพที่ 4.3.3 แสดงความสัมพันธ์ของค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในดินคาโอลิไนท์ผสมทรายแป้ง ต่อค่า confining pressure ที่อายุการบ่ม 7 วัน และ 28 วัน



ภาพที่ 4.3.4 แสดงความสัมพันธ์ของค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในดินเบนโทไนท์ผสมทรายแป้ง ต่อค่า confining pressure ที่อายุการบ่ม 7 วัน และ 28 วัน



ภาพที่ 4.3.5. แสดงความสัมพันธ์ของค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในสัดส่วนดินคาโอลิไนท์ 75% เบนโทไนท์ 25% ผสมทรายแป้ง ต่อ confining pressure ที่อายุการบ่ม 7 วัน และ 28 วัน

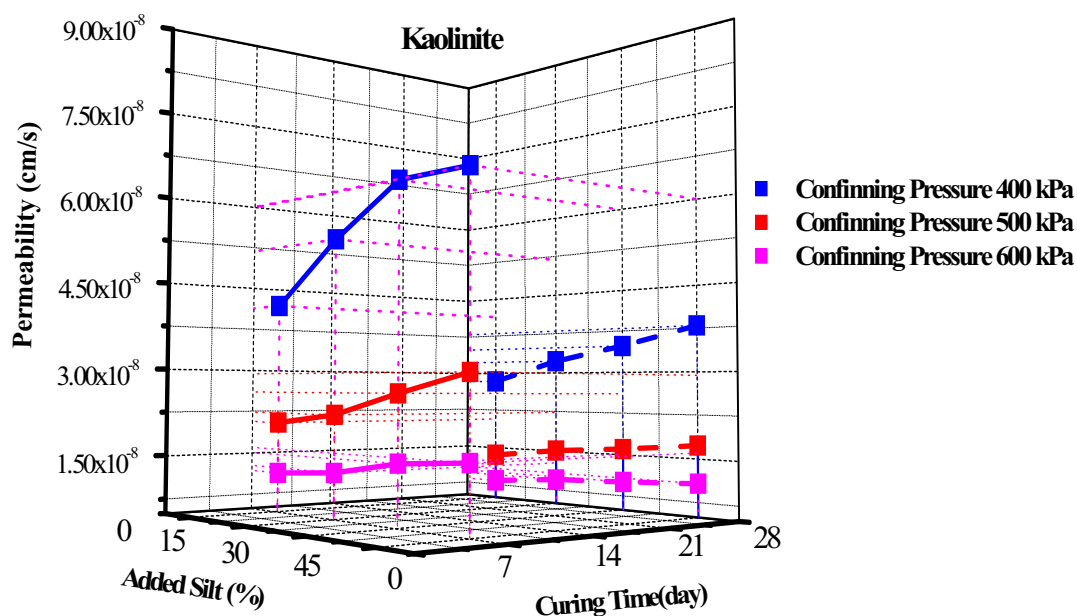


ภาพที่ 4.3.6 แสดงความสัมพันธ์ของค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในสัดส่วนดินคาโอลิไนท์ 50% เบนโทไนท์ 50% ผสมทรายแป้ง ต่อ confining pressure ที่อายุการบ่ม 7 วันและ 28

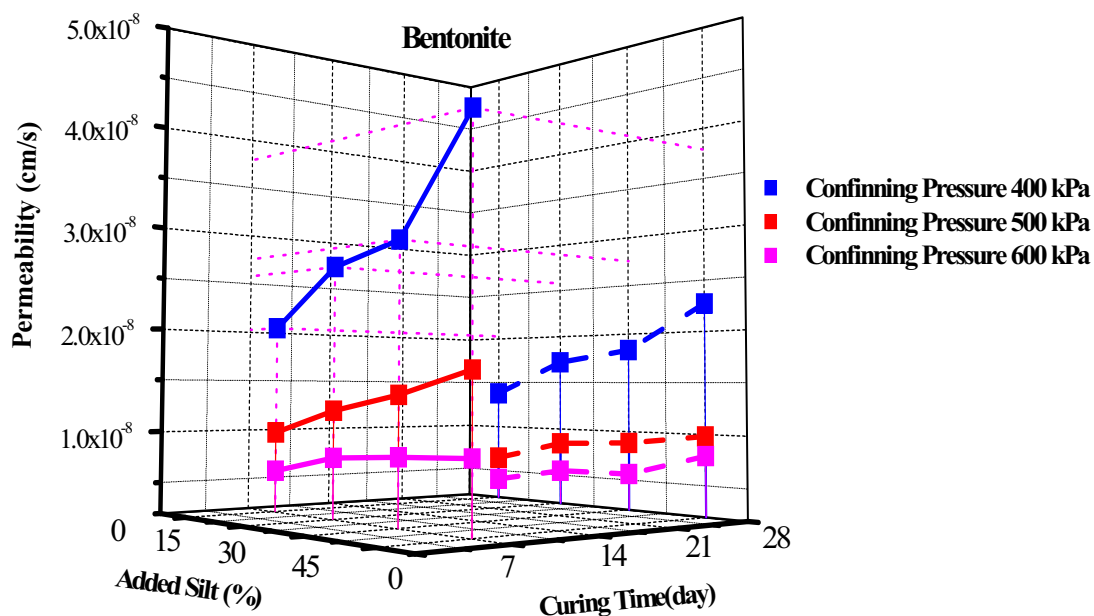
วัน

จากภาพที่ 4.3.3 ถึง ภาพที่ 4.3.6 พบว่าค่าของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำ จะมีค่าลดลงเมื่อค่าของแรงดันประคอง (confining pressure) เพิ่มขึ้น เนื่องจาก confining pressure คือ แรงดันประคองที่บีบอัดตัวอย่างดินโดยรอบทุกๆด้าน ด้วยแรงดันน้ำที่เท่าๆกัน ภายใต้แรงดันนี้ก็เปรียบเสมือนเรานำตัวอย่างดินเข้าสู่สภาพความดัน ถ้ายิ่งลึกมากๆ ก็จะต้องมี confining pressure มาก เมื่อชั้นดินลึกมากการซึมผ่านของน้ำจะซึมผ่านได้ยากขึ้น เพราะการอัดตัวของชั้นดิน จะเห็นว่าเมื่อเพิ่ม confining pressure จาก 400 kPa เป็น 500 kPa และ 600 kPa ตามลำดับ ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำจะมีค่าลดลง ทุกตัวอย่างดินที่ใช้ในการทดสอบ ไม่ว่าจะเป็นดินเบนโทไนท์, ดินคาโอลิไนท์, ดินคาโอลิไนท์ 75% ผสมดินเบนโทไนท์ 25% หรือ ดินคาโอลิไนท์ 50% ผสมเบนโทไนท์ 50% ดังนั้นเมื่อยังมีแรงดันประคองเพิ่มมากขึ้นเปรียบเสมือนชั้นดินลึกมากขึ้น ตัวอย่างดินถูกบีบอัดตัวให้แน่นขึ้นก็จะทำให้สัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำมีค่าการไหลที่ลดน้อยลงไปด้วย

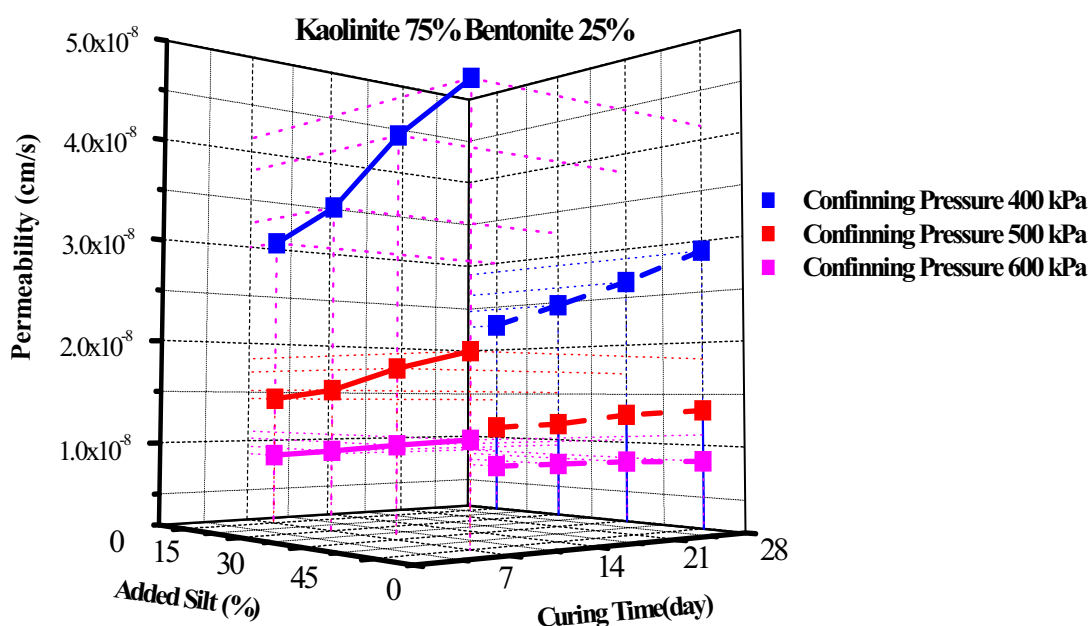
4.3.3 ปัจจัยที่มีผลกระทบของระยะเวลาการบ่มต่อสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์



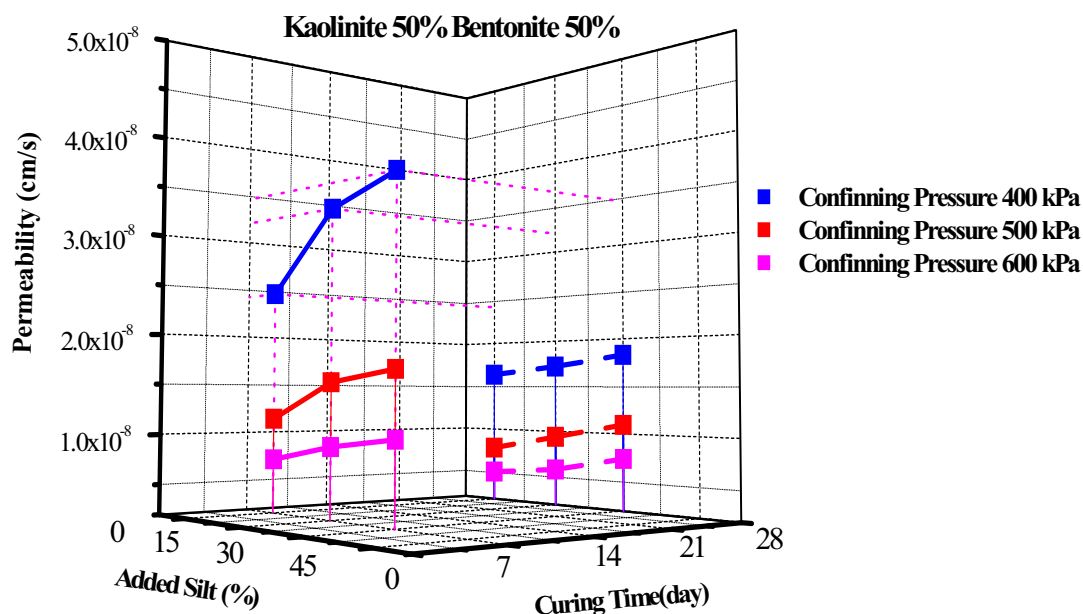
ภาพที่ 4.3.7 กราฟแสดงความสัมพันธ์ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านต่ออายุการบ่มตัวอย่างที่ 7 วัน และ 28 วัน ของดินคาโอลิไนท์ผสมทรายแบ่งตามอัตราส่วนต่างๆ



ภาพที่ 4.3.8 กราฟแสดงความสัมพันธ์ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านต่ออายุการบ่มตัวอย่างที่ 7 วัน และ 28 วัน ของดินเบนโทไนท์ผสมทรายเป็ตามอัตราส่วนต่างๆ



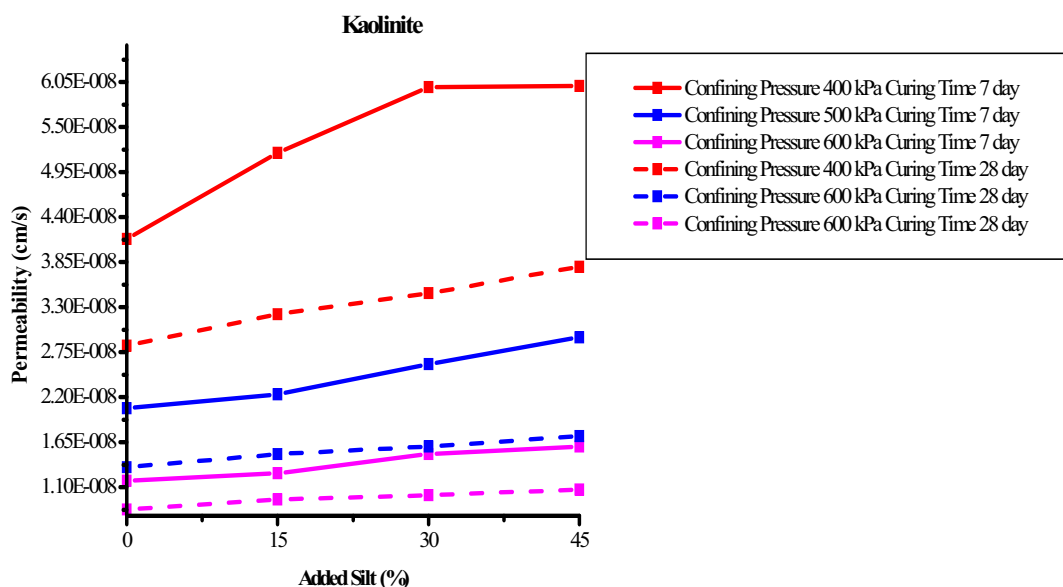
ภาพที่ 4.3.9 กราฟแสดงความสัมพันธ์ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านต่ออายุการบ่มตัวอย่างที่ 7 วัน และ 28 วัน ของดินคาโอไลน์ 75% เบนโทไนท์ 25% ผสมทรายเป็ตามอัตราส่วนต่างๆ



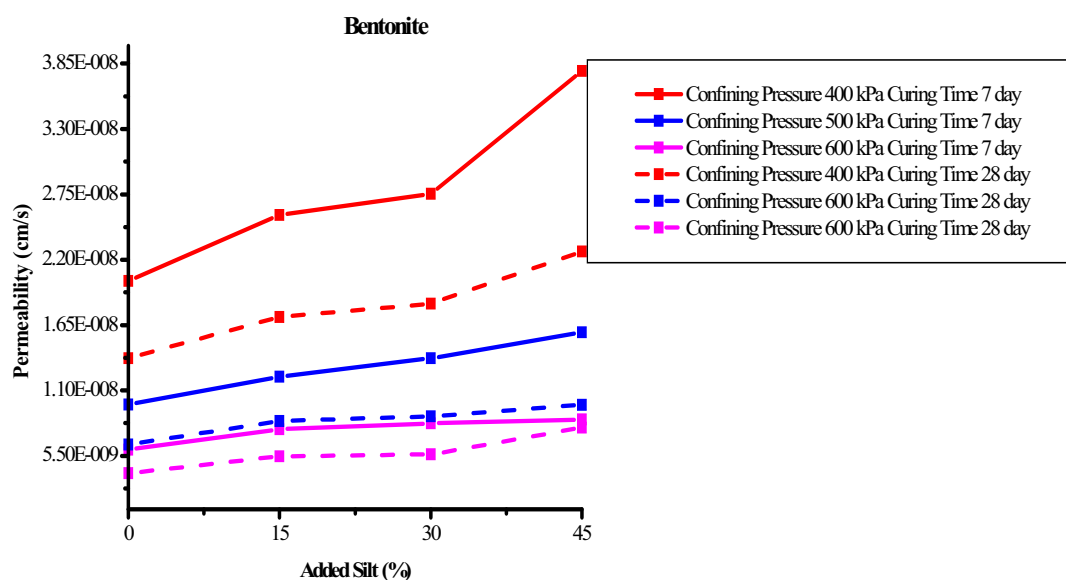
ภาพที่ 4.3.10 กราฟแสดงความสัมพันธ์ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านต่ออายุการบ่มตัวอย่างที่ 7 วัน และ 28 วัน ของดินคาโอลิไนท์ 50% เบนโทไนท์ 50% ผสมทรายแป้งตามอัตราส่วนต่างๆ

จากภาพที่ 4.3.7 ถึง ภาพที่ 4.3.9 และภาพที่ 4.3.10 จะพบว่าหากเปรียบเทียบที่ระยะเวลาการบ่มตัวอย่างที่ 7 วัน ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำไหลได้มากกว่า ระยะเวลาการบ่มตัวอย่างที่ 28 วัน เพราะระยะเวลาการบ่มที่ 28 วันมีระยะเวลาเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชันของซีเมนต์ที่ผสมลงไปในตัวอย่งที่ทำการศึกษา สามารถเกิดได้มากกว่าระยะเวลาการบ่มตัวอย่างที่ 7 วัน ซึ่งความสามารถในการซึมผ่านของน้ำจะถูกควบคุมโดยความพรุนของซีเมนต์เพสต์ โดยความพรุน (capillary Porosity) จะมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับอัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์ และความสมบูรณ์ของปฏิกิริยาไฮเดรชัน (degree of hydration) ซึ่งผลิตภัณฑ์ที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชันเรียกว่า ettringite และ CSH gel มีลักษณะเป็นผลึกเส้นใย จะมีขนาดใหญ่กว่า 2 เท่า ของซีเมนต์ก่อนการเกิดปฏิกิริยา ผลก็คือผลิตภัณฑ์ที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชันนี้จะเข้าอุดช่องว่างระหว่างเม็ดซีเมนต์ และเกิดผิวสัมผัสก่อนให้เกิดการก่อตัวของซีเมนต์เพสต์ เมื่อเวลาผ่านไปความเข้มข้นของผลิตภัณฑ์หรือตัวอย่างที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชันจะมาก ระยะเวลาการเกิดและการขยายตัวเพิ่มขึ้นทำให้ความพรุนของเพสต์ลดลง จำกัดการเคลื่อนที่ของเม็ดซีเมนต์ ทำให้ความสามารถในการซึมผ่านของน้ำลดลง

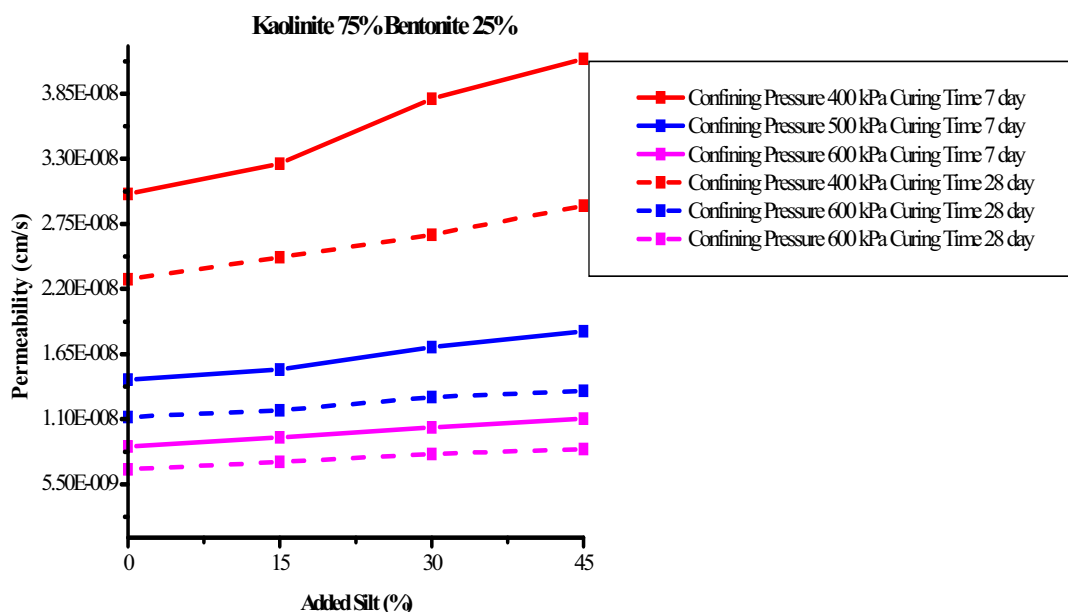
4.3.4 ปัจจัยที่มีผลกระทบของปริมาณทรายแป้งต่อสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์



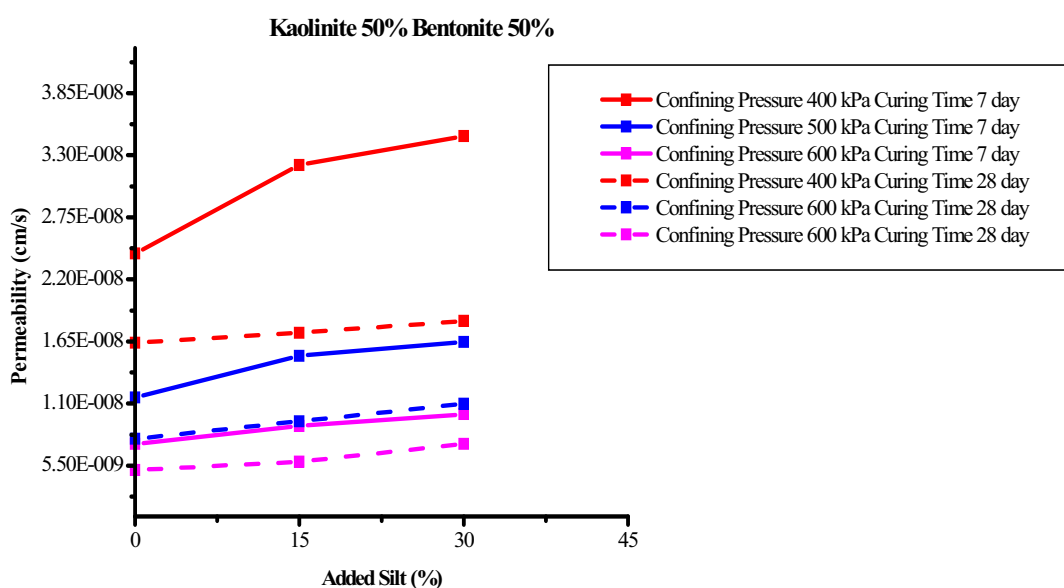
ภาพที่ 4.3.11 กราฟแสดงความสัมพันธ์ของค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านกับปริมาณอัตราส่วนของทรายแป้ง ที่สัดส่วนผสมดินคาโอลินท์



ภาพที่ 4.3.12 กราฟแสดงความสัมพันธ์ของค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านกับปริมาณอัตราส่วนของทรายแป้ง ที่สัดส่วนผสมดินเบนโทไนท์



ภาพที่ 4.3.13 กราฟแสดงความสัมพันธ์ของค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านกับปริมาณอัตราส่วนของทรายแป้ง ที่สัดส่วนผสม ดินคาโอลิไนท์ 75% ดินเบนโทไนท์ 25%



ภาพที่ 4.3.14 กราฟแสดงความสัมพันธ์ของค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านกับปริมาณอัตราส่วนของทรายแป้งที่สัดส่วนผสม ดินคาโอลิไนท์ 50% ดินเบนโทไนท์ 50%

จากภาพที่ 4.3.11 ถึง ภาพที่ 4.3.13 และภาพที่ 4.3.14 จะพบว่าเมื่อมีปริมาณอัตราส่วนของทรายแป้งเพิ่มขึ้นค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามอัตราส่วนของทรายแป้ง ทั้งนี้

เนื่องจาก Silt หรือ ทรายแป้ง มีลักษณะอนุภาคเป็นเม็ด มีขนาดปานกลาง ประมาณ 0.002 ถึง 0.02 (0.05) มิลลิเมตร ร่วนไม่เกาะเป็นก้อน เมื่อนำมาผสมกับดินเหนียวเบนโทไนท์ และคาโอไลน์ท์ ซึ่งดิน 2 ชนิดนี้มีขนาดอนุภาคเล็กกว่าขนาดอนุภาคของทรายแป้ง ดังนั้นเมื่อทำการผสมทรายแป้งเข้าไปจะทำให้เกิดช่องว่างระหว่างอนุภาคมากขึ้น ความพรุนของตัวอย่างทดสอบจึงมากขึ้น ทำให้เมื่อผสมทรายแป้งเพิ่มเข้าไปในตัวอย่างตามอัตราส่วน 0%, 15%, 30% และ 45% ค่าความซึมผ่านของน้ำจึงเพิ่มขึ้นตามอัตราส่วนของทรายแป้ง

จากผลการทดสอบจากภาพที่ 4.3.1 พบว่าผลการทดสอบการกระจายตัวของเม็ดดินในดินตัวอย่างทั้งสามโดยวิธี hydrometer ขนาดของ Silt นั้นมีขนาดของเม็ดดินที่ใหญ่ที่สุด และ Kaolinite นั้นมีขนาดเล็กลงมา ส่วน Bentonite นั้นมีขนาดที่เล็กที่สุด ซึ่งหมายความว่า Silt นั้นมีอนุภาคที่ใหญ่กว่าดินทั้งสองซึ่งจะส่งผลทำให้ปริมาณค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำนั้นไหลได้เร็วขึ้นเมื่อนำ Silt มาเป็นส่วนผสมในตัวอย่างที่ทำการทดสอบหาสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำ ดังนั้นค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำนั้นจะขึ้นอยู่กับปริมาณสัดส่วนของ Silt เมื่อมีสัดส่วนของ Silt มากก็จะทำให้มีปริมาณการไหลเร็วขึ้นด้วย

4.4 การศึกษาอิทธิพลของทรายแป้งต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเม็ดด้วยวิธีการทดสอบแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compression Test)

4.4.1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด

ในการทดสอบเพื่อหาผลของกำลังการรับแรงของตัวอย่างดิน ที่มีการแปรเปลี่ยนปริมาณทรายแป้งและซีเมนต์ในดินเม็ดละเอียดดังที่ได้กล่าวมาก่อนหน้านี้ จะเป็นการทดสอบในห้องปฏิบัติการโดยวิธีการทดสอบกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined compressive strength) จากตัวอย่างที่หล่อตามอัตราส่วนที่กำหนดโดยควบคุมความหนาแน่นของตัวอย่างดินที่หล่อ ทำการบ่มตัวอย่างที่หล่อตามอายุที่ 7 วัน และ 28 วัน ซึ่งมีการทดสอบดังต่อไปนี้ 1) การทดสอบคุณสมบัติเบื้องต้น ดังแสดงในหัวข้อที่ 4.4.2 2) ผลการทดสอบ ดังแสดงในหัวข้อที่ 4.4.3 และ 3) การทำนายกำลัง ดังแสดงอยู่ในหัวข้อที่ 4.4.4

4.4.2 การทดสอบคุณสมบัติเบื้องต้นของดินในห้องปฏิบัติการ

1). ดินตัวอย่าง

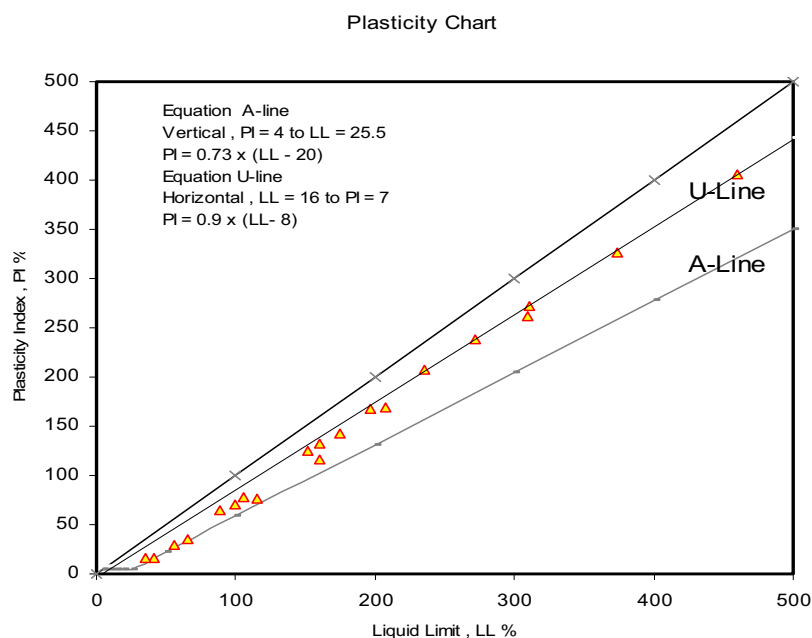
ตัวอย่างทรายแป้งที่ใช้ในการทดสอบนี้ ได้จากการคัดขนาดดินเหนียวธรรมชาติด้วยวิธีการร่อนผ่านตะแกรง โดยนำดินเหนียวธรรมชาติที่ระดับความลึก 4 – 5 เมตร ณ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ นำมาร่อนผ่านตะแกรงแบบเปียก (wet sieve) โดยคัดขนาดของทรายแป้งที่มีขนาดของเม็ดผ่านตะแกรงเบอร์ 200 (75 μ m) และค้างอยู่บนตะแกรงเบอร์ 400 (38 μ m) ทำการร่อนแบบเปียก 2 ครั้ง จากการตรวจสอบขนาดด้วยเครื่อง MASTERSIZERS พบว่าขนาดของทรายแป้งที่คัดแล้วมีขนาดเล็กกว่า 75 μ m มีค่าประมาณ 95-97 %

ตัวอย่างดินเหนียวที่ใช้ในการศึกษาเป็นตัวอย่างดินเหนียวบริสุทธิ์ แบ่งออกเป็น 3 ประเภท ได้แก่ 1.ดินเป็นโทไนท์ (B) 2. ดินคาโอลิไนท์ (K) 3. ดินเป็นโทไนท์ผสมกับดินคาโอลิไนท์ (B+K) ที่อัตราส่วนต่างๆดังต่อไปนี้ B0.25:K0.75, B0.50:K0.50 และ B0.75:K0.25 ตามลำดับ ค่าคุณสมบัติพื้นฐานต่างๆของดินตัวอย่างแสดงไว้ในตารางที่ 4.4.1

2). การทดสอบหาค่า Atterberg's Limits

ก่อนทำการหล่อตัวอย่างดินในแต่ละส่วนผสม จะต้องหาค่าปริมาณความชื้นของตัวอย่างดินผสม (Liquid Limits) โดยควบคุมปริมาณความชื้นที่ผสมให้มีค่าเท่ากับขีดจำกัดเหลวของตัวอย่างดินผสมนั้นๆ ซึ่งจะแตกต่างกันตามชนิดของดินและส่วนผสม การหาค่าขีดจำกัดพลาสติก (Plastic Limits) ซึ่งก็แตกต่างกันขึ้นอยู่กับชนิดของดินและอัตราส่วนเช่นกัน ส่วนค่า Plastic Index ได้จากการคำนวณจากขีดจำกัดเหลว (Liquid limits) และ ขีดจำกัดพลาสติก (Plastic Limits) นำไป

แสดงเป็น Plasticity chart ในภาพที่ 4.4.1 ผลการทดสอบจากตัวอย่างของดินจะอยู่ได้เส้น U-Line และ อยู่เหนือเส้น A-Line ซึ่งเป็นดินเหนียวตาม



ภาพที่ 4.4.1 แสดง Plasticity chart ของดินที่หล่อตัวอย่าง

ตารางที่ 4.4.1 ผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน

Properties	Silt	Bentonite	Kaolinite	B:K 0.25:0.75	B:K 0.5:0.5	B:K 0.75:0.25
LL %	-	460	65.2	160	207	310
PL %	-	53.6	29.7	43.6	37.8	48.6
PI %	-	406.4	35.5	116.1	169.2	261.4
Grain Size						
Sand %	6.6	0	2	1.5	1	0.5
Silt %	68.4	10.3	32.4	26.875	21.35	15.825
Clay %	24.9	89.7	65.3	71.4	77.5	83.6
Specific	2.86	2.51	2.67	2.63	2.59	2.55

*K=Kaolinite

4.4.3 ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์

4.4.3.1 ผลของปริมาณทรายแป้งที่เพิ่มขึ้น

กำลังการรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดจะเพิ่มขึ้นตามปริมาณ ร้อยละของทรายแป้งที่เพิ่มขึ้น พบว่า กำลังรับแรงอัดของดินผสมซีเมนต์มีค่าเพิ่มขึ้นด้วยดังแสดงในภาพที่ 4.4.2 ถึง 4.4.11 ซึ่งแสดงผลจากการทดสอบ 7 วัน และ 28 วัน เปรียบเทียบกัน อย่างไรก็ตาม จากผลการทดสอบส่วนใหญ่ พบว่าการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดเมื่อปริมาณของทรายแป้งมีค่ามากกว่าร้อยละ 30 ดังแสดงในภาพที่ 4.4.2 ถึง 4.4.11 นอกจากนี้ พบว่า ร้อยละของซีเมนต์ที่ 7.5 การพัฒนาำลังของดินผสมซีเมนต์มีการเปลี่ยนแปลงไม่มากเมื่อเปรียบเทียบกับดินผสมที่ใช้ปริมาณซีเมนต์ที่ 15% และ 20% ในการปรับปรุงคุณภาพดังแสดงในภาพที่ 4.4.2 ถึง 4.4.11

4.4.3.2 ผลของปริมาณซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น

กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดก็จะเพิ่มขึ้นตามปริมาณซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นดังแสดงในภาพที่ 4.4.2 ถึง 4.4.11 ผลการทดสอบสอดคล้องกับการศึกษาของ การเพิ่มขึ้นของกำลังของดินผสมซีเมนต์เนื่องมาจาก ปฏิกิริยาไฮเดรชันขององค์ประกอบของซีเมนต์ โดยสารประกอบแคลเซียมซิลิเกต (C_3S และ C_2S) ที่มีอยู่ในซีเมนต์ทำปฏิกิริยากับน้ำ ก่อให้เกิด $Ca(OH)_2$ และ Calcium Silicate Hydrate (CSH) ทำหน้าที่เป็นตัวประสาน ในขณะเดียวกัน ปฏิกิริยาไฮเดรชันของไตรแคลเซียมอลูมิเนต (C_3A) จะเกิดขึ้นด้วยทำให้เกิดการแข็งตัวในดินเหนียวผสมซีเมนต์ นอกจากนี้ ยังเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชันของเตตระแคลเซียมอลูมิโนเฟอร์ไรท์ (C_4AF) ร่วมด้วย จากผลของปฏิกิริยาทั้งหมดเหล่านี้ ทำให้พันธะประสานใหม่เกิดขึ้นเป็นผลให้โครงสร้างดินมีความแข็งแรงขึ้นตามไปด้วย โดยจากผลการทดสอบพบว่ากำลังรับแรงอัดมีแนวโน้มเพิ่มสูงขึ้นตามปริมาณซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น โดยเฉพาะกำลังรับแรงอัดที่ 28 วัน มีผลการรับกำลังโดยต่อเนื่องกันไปตลอด และสามารถเห็นผลการรับกำลังที่แปรเปลี่ยนตามปริมาณทรายแป้งที่ขนานกันไปตามกำลังของทราย แป้งที่เพิ่มขึ้นด้วยดังแสดงในภาพที่ 4.4.12 ถึง 4.4.21 ซึ่งแสดงเทียบผลการรับกำลังที่ 7 วัน และ 28 วันเช่นกัน

4.3.3.3 ผลของดินคาโอลิไนท์และเบนโทไนท์

จากสภาพของดินเป็นโทไนท์ ที่มีโครงสร้างของ H_2O ร่วมอยู่ทำให้มีการดูดซับน้ำสูง และมีการบวมตัวของดินมาก หรือมี Liquid Limit สูง ทำให้ดินมีโครงสร้างที่ไม่แข็งแรง ดังนั้นจากผลการทดลอง ในส่วนผสมที่มี Silt และ Cement ในปริมาณที่เท่ากัน พบว่ากำลังรับแรงอัดของดินที่เป็นโทไนท์ที่อยู่ในปริมาณมากทำให้มีกำลังการรับแรงต่ำ เมื่อเทียบกับดินคาโอลิไนท์ที่มีความสามารถในการดูดซับน้ำต่ำหรือมี Liquid Limit ต่ำ ดังแสดงในตารางที่ 4.1 ซึ่งทำให้มีกำลัง

การรับแรงที่สูงกว่าดินเป็นโทไนท์ โดยผลของกำลังจะเพิ่มขึ้นตามปริมาณดินคาโอไลน์ที่เพิ่มขึ้นด้วย ซึ่งแสดงผลของกำลังไว้ดังตัวอย่างในภาพที่ 4.4.26

ตารางที่ 4.4.2 ผลการทดสอบ Unconfined compressive strength ที่อายุการบ่ม 7 วัน



Civil Engineering Technology
King Mongkut's Institute of Technology
North Bangkok

**UNCONFINED
COMPRESSION TEST**

รวมผลการทดสอบ Unconfined compressive strength ที่อายุการบ่ม 7 วัน (kPa)

Silt %	Cement %	Ben 100% Kao 0%	Ben 75% Kao 25%	Ben 50% Kao 50%	Ben 25% Kao 75%	Ben 0% Kao 100%
0	7.5	29.42	53.94	86.30	36.775	176.52
15	7.5	36.28	68.65	98.07	98.067	333.43
30	7.5	53.94	127.49	122.58	127.486	490.33
45	7.5	115.72	245.17	205.94	171.616	931.63
0	15	117.68	171.62	176.52	176.520	490.33
15	15	132.39	186.33	205.94	372.653	1186.60
30	15	137.29	362.85	235.36	470.719	2647.80
45	15	196.13	392.27	480.53	490.333	2942.00
0	20	127.49	225.55	264.78	196.133	519.75
15	20	137.29	235.36	313.81	470.719	2059.40
30	20	166.71	392.27	343.23	500.139	3824.59
45	20	225.55	529.56	480.53	529.559	4756.23

ตารางที่ 4.4.3 รวมผลการทดสอบ Unconfined compressive strength ที่อายุการบ่ม 28 วัน

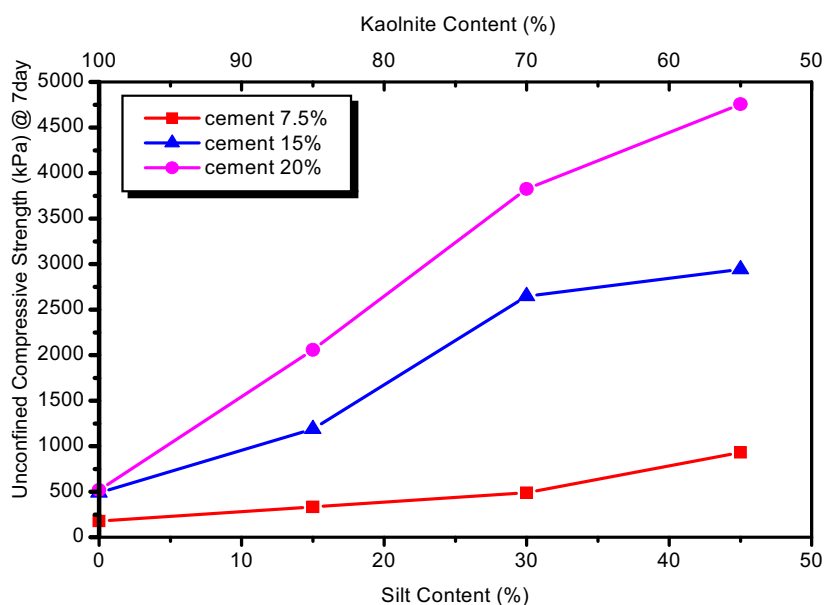


Civil Engineering Technology
King Mongkut's Institute of Technology
North Bangkok

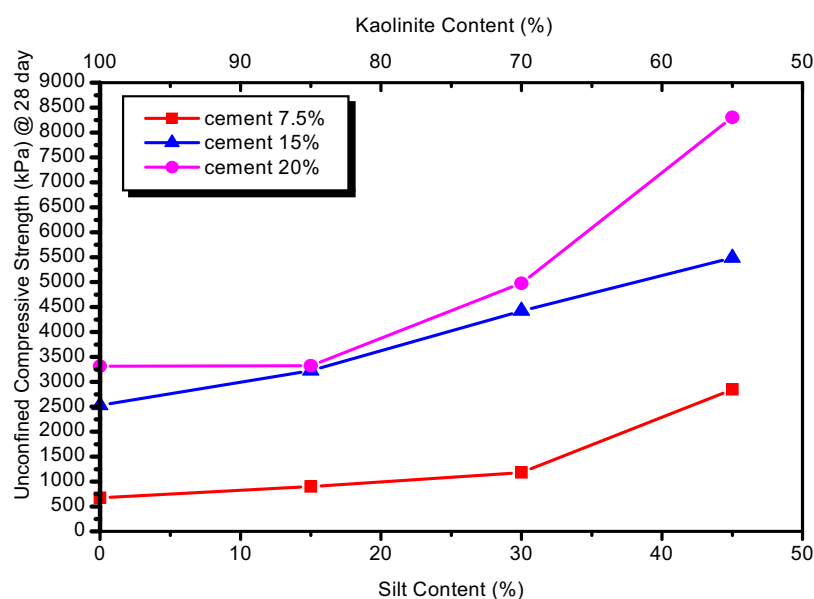
**UNCONFINED
COMPRESSION TEST**

รวมผลการทดสอบ Unconfined compressive strength ที่อายุการบ่ม 28 วัน (kPa)

Silt %	Cement %	Ben 100% Kao 0%	Ben 75% Kao 25%	Ben 50% Kao 50%	Ben 25% Kao 75%	Ben 0% Kao 100%
0	7.5	68.00	87.00	225.00	263.000	675.00
15	7.5	80.00	121.00	284.00	320.000	899.00
30	7.5	109.00	263.00	295.00	400.000	1180.00
45	7.5	294.00	375.00	500.00	500.000	2847.00
0	15	220.00	420.00	480.00	560.000	2528.00
15	15	355.00	458.00	527.00	1030.000	3226.00
30	15	380.00	735.00	595.00	1100.000	4422.00
45	15	494.00	842.00	1368.00	1200.000	5484.00
0	20	345.00	525.00	525.00	600.000	3315.00
15	20	520.00	630.00	550.00	1375.000	3324.00
30	20	615.00	1030.00	1045.00	1755.000	4975.00
45	20	675.00	1450.00	1945.00	1835.000	8306.00

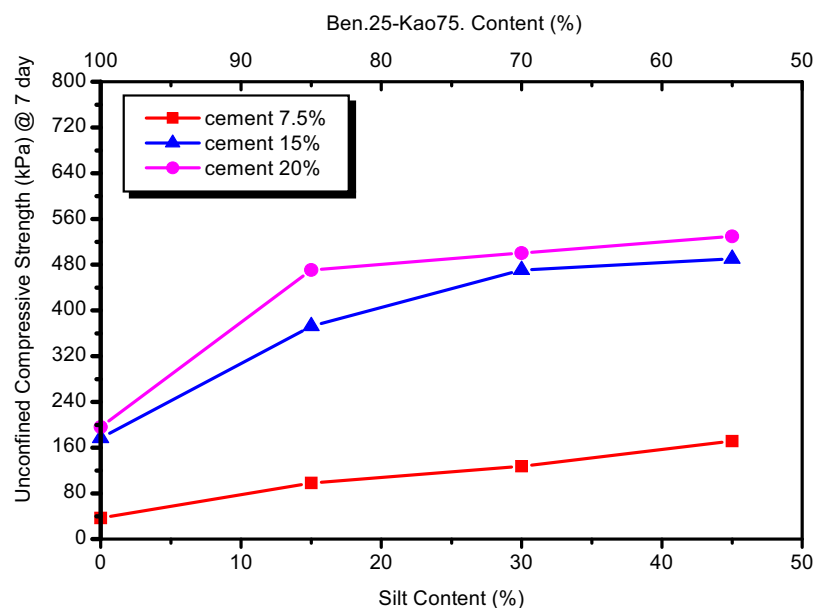


ภาพที่ 4.4.2 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 7 วัน สำหรับดินคาโอลิไนท์ผสมทรายแป้ง

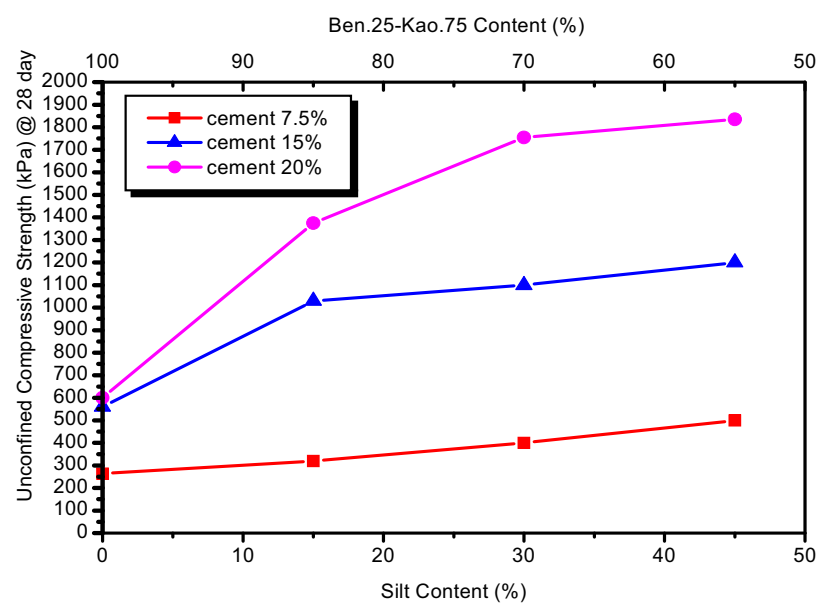


ภาพที่ 4.4.3 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 28 วัน สำหรับดินคาโอลิไนท์ผสมทรายแป้ง

จากภาพที่ 4.4.2, 4.4.3 ที่ปริมาณคาโอลิไนท์ 100 % แสดงให้เห็นว่ากำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดจะเพิ่มขึ้นตามปริมาณทรายแป้ง (Silt) ที่เพิ่มขึ้น โดยเฉพาะ ที่ปริมาณทรายแป้งที่ 30% พบว่ากำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดจะเพิ่มขึ้นสูงมากเมื่อเทียบกับปริมาณทรายแป้งที่ต่ำกว่า 30%

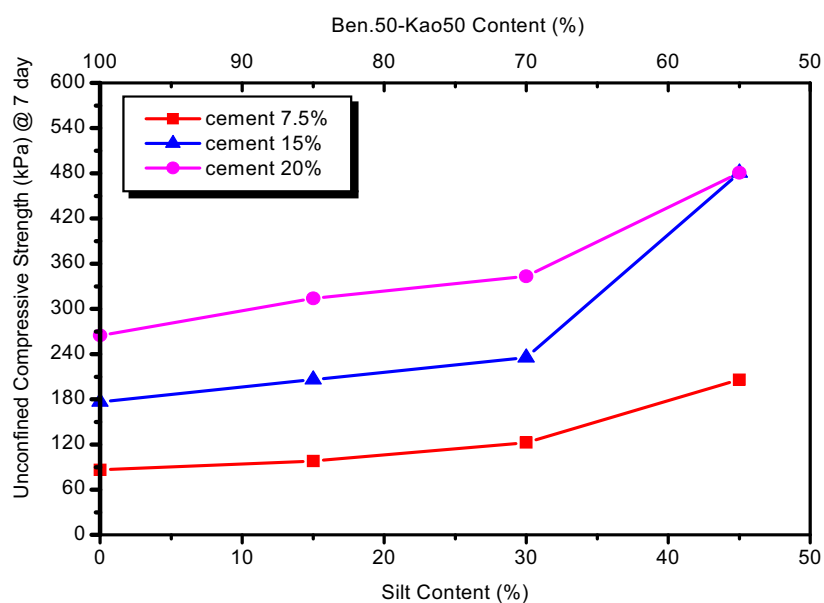


ภาพที่ 4.4.4 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 7 วัน สำหรับดินผสม(เป็น โทไนท์ 25 : คาโอไลไนท์ 75) ผสมทรายแป้ง

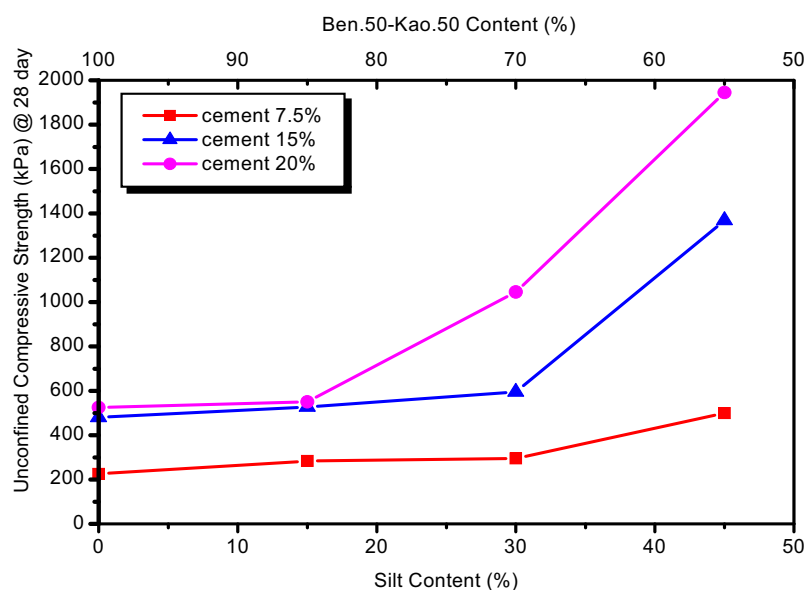


ภาพที่ 4.4.5 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 28 วัน สำหรับดินผสม(เป็น โทไนท์ 25 : คาโอไลไนท์ 75) ผสมทรายแป้ง

จากภาพที่ 4.4.4 , 4.4.5 ที่ปริมาณ B25:K75 แสดงให้เห็นว่ากำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดจะเพิ่มขึ้นได้ดีเมื่อปริมาณทรายแป้ง (Silt) ผสมอยู่ต่ำกว่า 15% ส่วนที่ปริมาณทรายแป้งที่มากกว่า 15% พบว่ากำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดจะมีผลน้อยมาก เมื่อเทียบกับปริมาณทรายแป้งที่ต่ำกว่า 15%

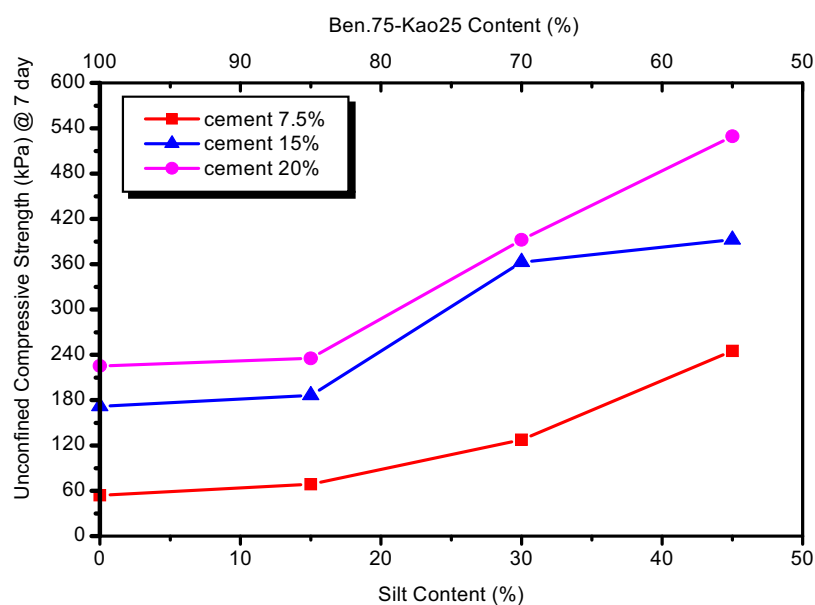


ภาพที่ 4.4.6 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 7 วัน สำหรับดินผสม(เป็นโทไนท์50 คาโอไลท์50) ผสมทรายแป้ง

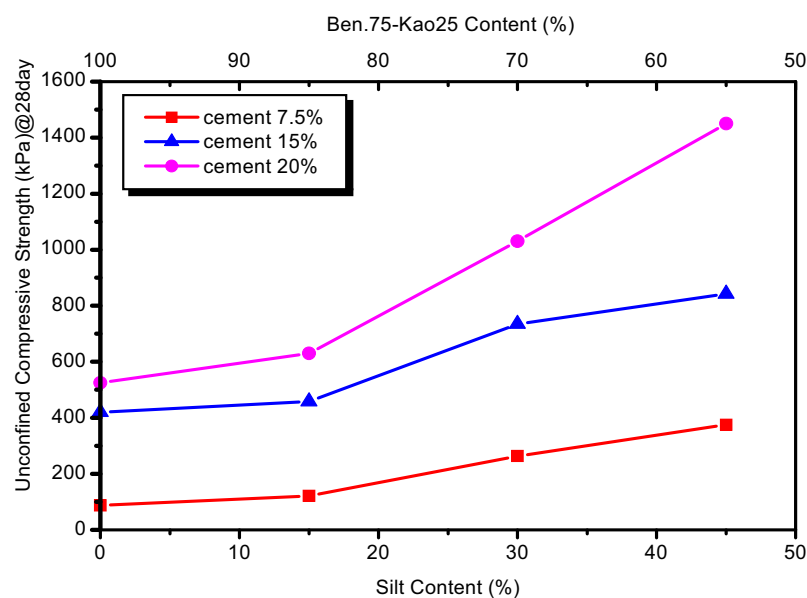


ภาพที่ 4.4.7 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 28 วัน สำหรับดินผสม(เป็นโทไนท์50 : คาโอไลท์50) ผสมทรายแป้ง

จากภาพที่ 4.4.6 , 4.4.7 ที่ปริมาณ B50:K50 แสดงให้เห็นว่ากำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดจะเพิ่มขึ้นตามปริมาณทรายแป้ง (Silt) ที่เพิ่มขึ้น โดยเฉพาะที่ปริมาณทรายแป้งที่ 30% พบว่ากำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดจะเพิ่มขึ้นสูงมากส่วนที่ปริมาณทรายแป้งที่ต่ำกว่า 30% พบว่าไม่มีผลต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดกำลังรับแรงอัดจะเกิดผลไม่มากนัก

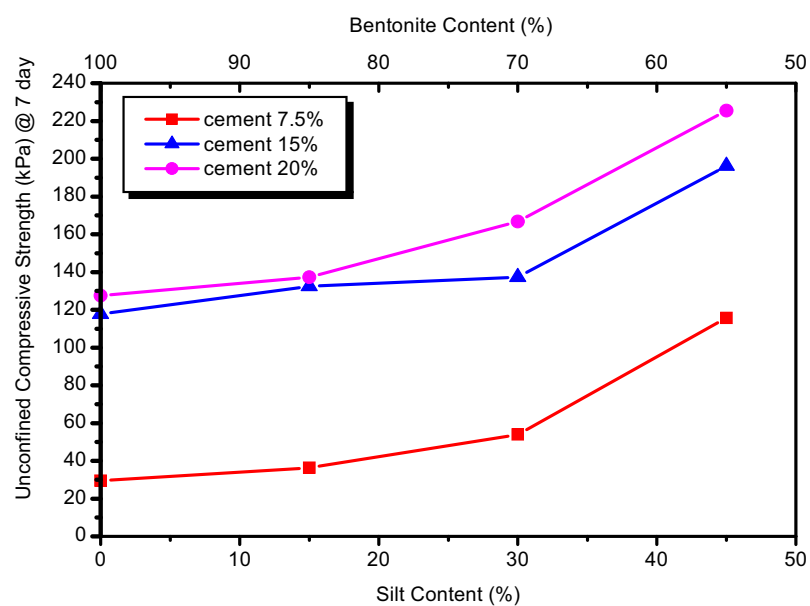


ภาพที่ 4.4.8 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 7 วัน สำหรับดินผสม(เป็นโทไนท์ 75 : คาโอไลน์ 25) ผสมทรายแป้ง

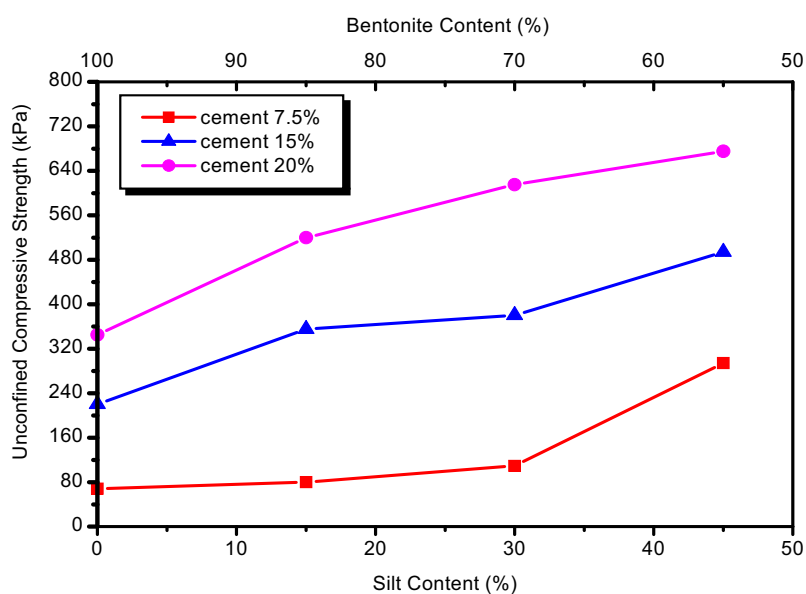


ภาพที่ 4.4.9 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 28 วัน สำหรับดินผสม(เป็นโทไนท์ 75 : คาโอไลน์ 25) ผสมทรายแป้ง

จากภาพที่ 4.4.8 , 4.4.9 ที่ปริมาณ B75:K25 แสดงให้เห็นว่ากำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดจะเพิ่มขึ้นตามปริมาณทรายแป้ง (Silt) ที่เพิ่มขึ้น โดยเฉพาะที่ปริมาณทรายแป้งที่ 15% พบว่ากำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดจะเพิ่มขึ้นสูงมากเมื่อเทียบกับปริมาณทรายแป้งที่ต่ำกว่า 15%

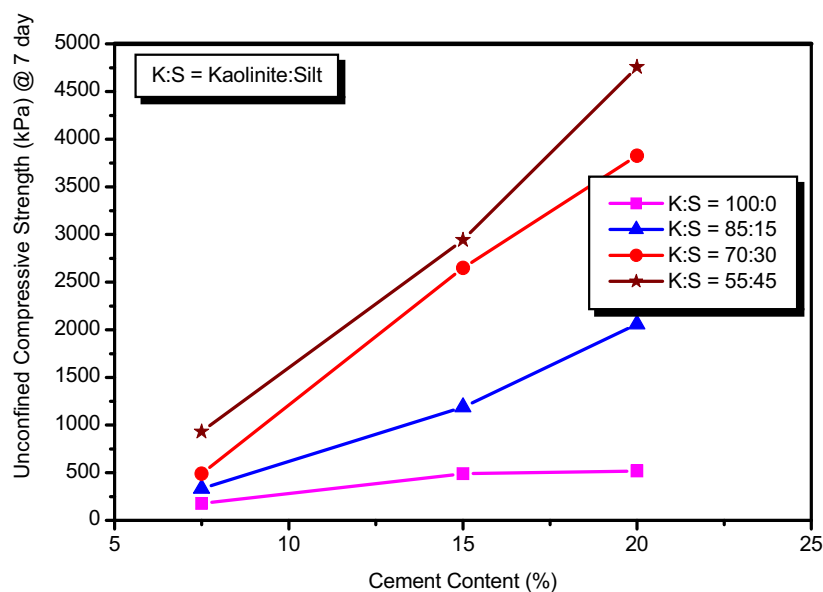


ภาพที่ 4.4.10 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 7 วัน สำหรับดินเป็นโทไนท์ผสมทรายแป้ง

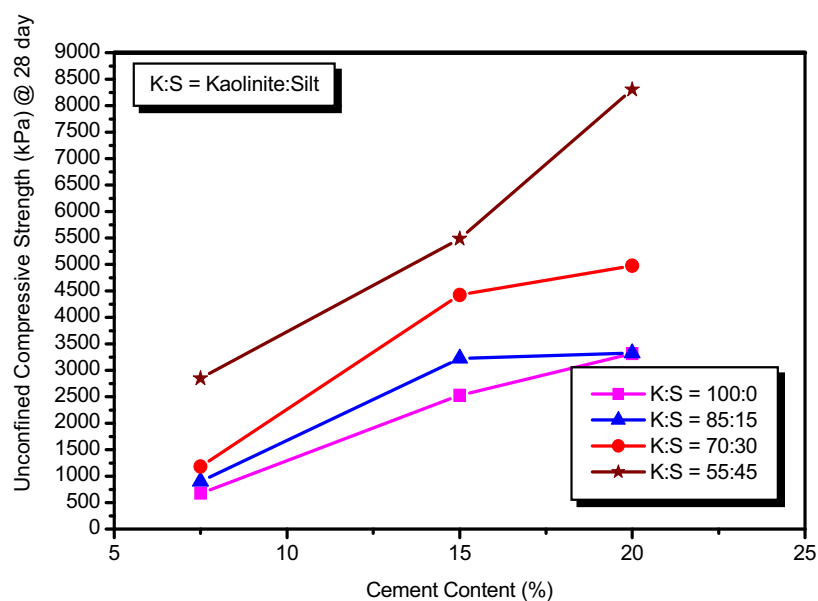


ภาพที่ 4.4.11 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 28 วัน สำหรับดินเป็นโทไนท์ผสมทรายแป้ง

จากภาพที่ 4.4.10, 4.4.11 ที่ปริมาณเป็นโทไนท์ 100% แสดงให้เห็นว่ากำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดจะเพิ่มขึ้นตามปริมาณทรายแป้ง (Silt) ที่เพิ่มขึ้น โดยเฉพาะที่ปริมาณทรายแป้งที่ 30% พบว่ากำลังรับแรงอัดจะเพิ่มขึ้นสูงมาก ส่วนที่ปริมาณทรายแป้งที่ต่ำกว่า 30% พบว่ากำลังรับแรงอัดจะเกิดผลไม่มากนัก

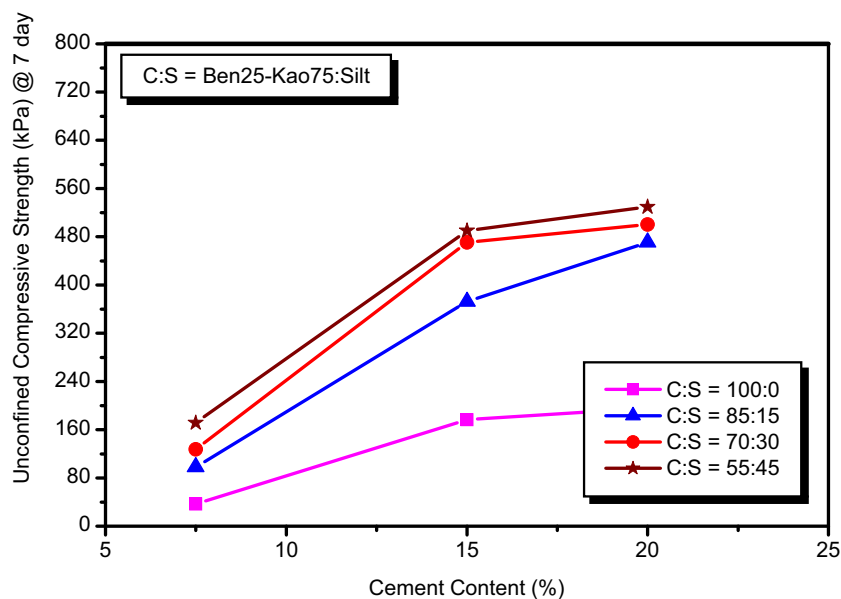


ภาพที่ 4.4.12 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 7 วัน สำหรับดินคาโอลิไนท์ผสมซีเมนต์

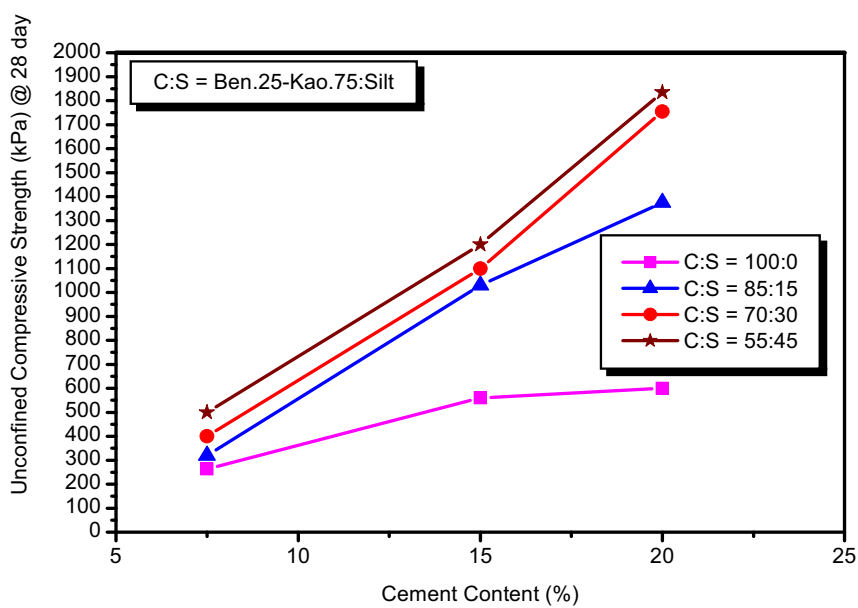


ภาพที่ 4.4.13 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 28 วัน สำหรับดินคาโอลิไนท์ผสมซีเมนต์

จากภาพที่ 4.4.12 , 4.4.13 แสดงผลการทดสอบการรับแรงอัดของส่วนผสมดินคาโอลิไนท์ของผลการทดลองที่อายุการบ่ม 7 วัน และ 28 วัน ตามลำดับ ผลของปริมาณซีเมนต์ ที่เพิ่มขึ้น ในส่วนผสมของคาโอลิไนท์ จะทำให้ความสามารถในการรับแรงอัดเกิดขึ้นได้ดียิ่งขึ้น

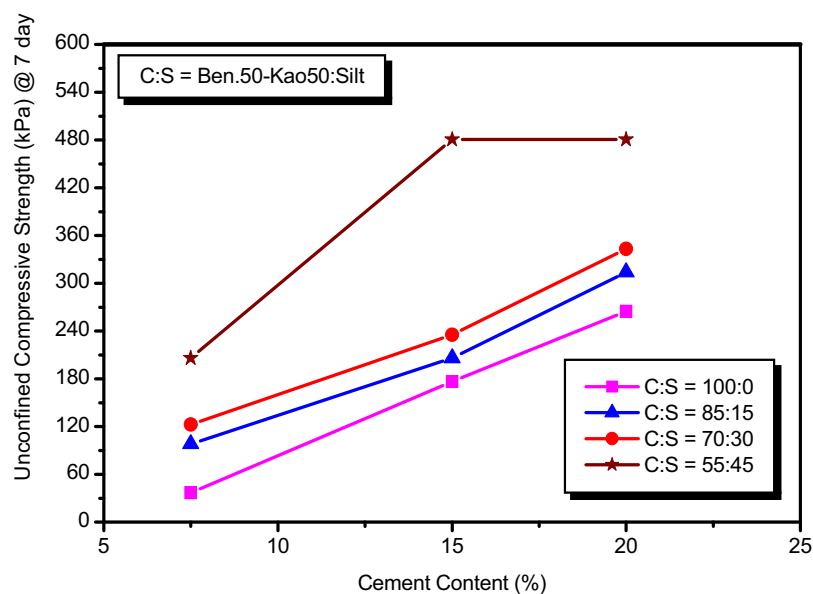


ภาพที่ 4.4.14 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 7 วัน สำหรับดินผสม(เป็นโทไนท์25 : คาโอไลน์75) ผสมซีเมนต์

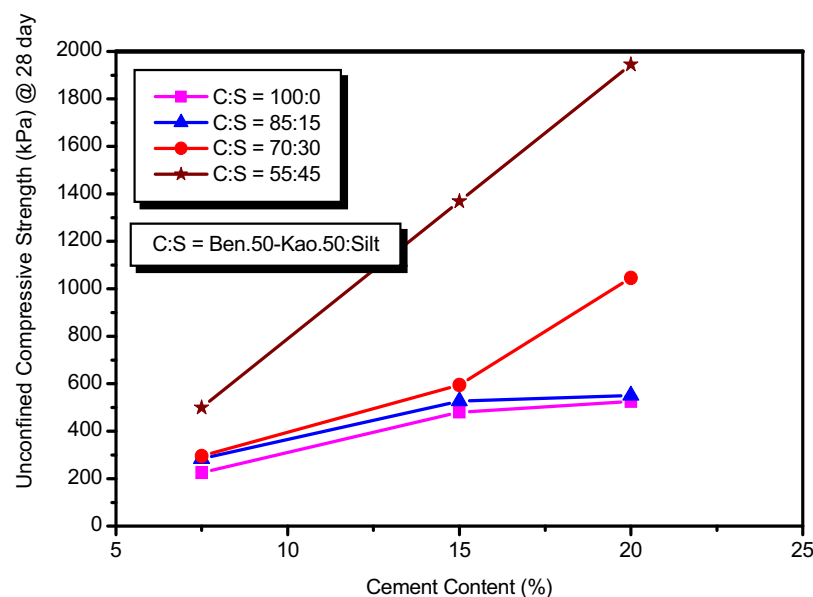


ภาพที่ 4.4.15 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 28วัน สำหรับดินผสม(เป็นโทไนท์25 : คาโอไลน์75) ผสมซีเมนต์

จากภาพที่ 4.4.14 , 4.4.15แสดงผลการทดสอบการรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของ ส่วนผสมดิน K75: B25 ผลของปริมาณซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น โดยที่อายุการบ่ม 7 วัน จะเพิ่มขึ้นได้ดีเมื่อ ปริมาณซีเมนต์อยู่ในช่วง 7.5% - 15% และที่อายุการบ่ม 28 วัน จะทำให้กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูก จำกัดที่ส่วนผสมของทรายแป้ง 15% ขึ้นไป มีค่าเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัด

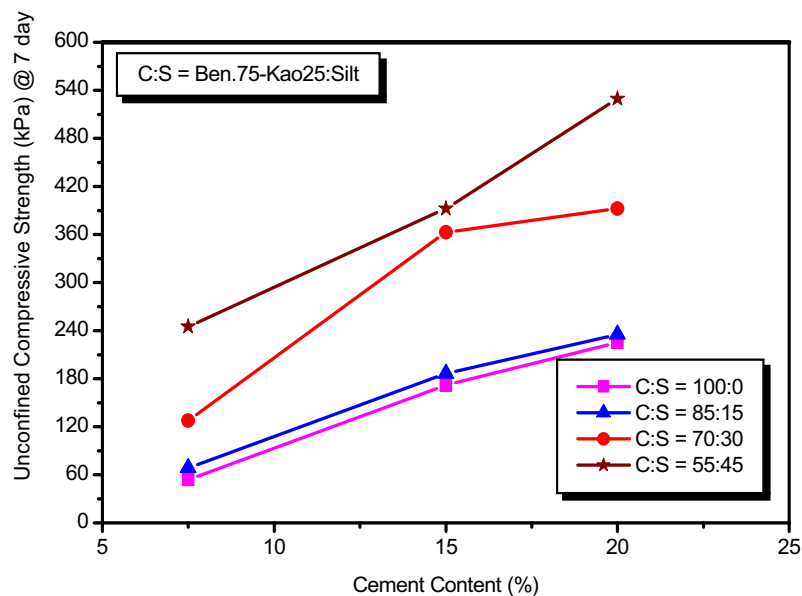


ภาพที่ 4.4.16 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 7 วัน สำหรับดินผสม(เป็น โทไนท์ 50 : คาโอไลน์ 50) ผสมซีเมนต์

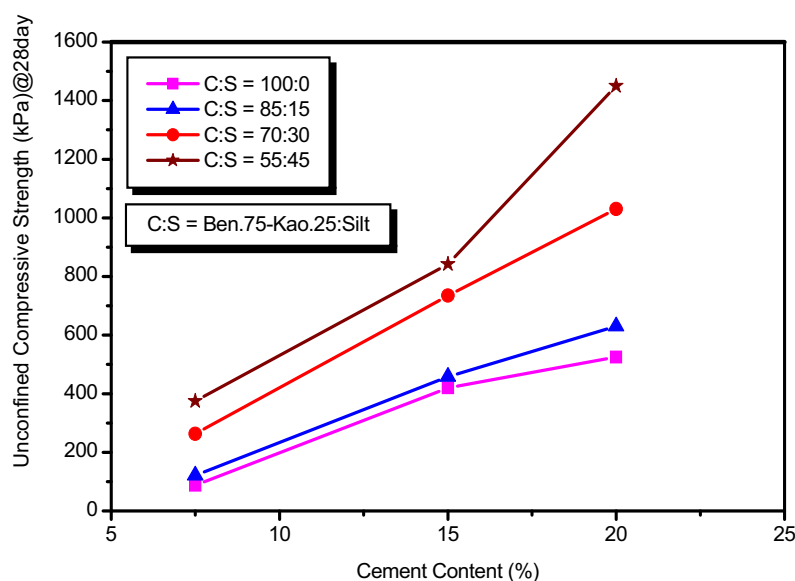


ภาพที่ 4.4.17 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 28 วัน สำหรับดินผสม(เป็น โทไนท์ 50 : คาโอไลน์ 50) ผสมซีเมนต์

จากภาพที่ 4.4.16 , 4.4.17 แสดงผลการทดสอบการรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของส่วนผสมดิน ที่ส่วนผสม K50:B50 ที่อายุการบ่ม 7 วัน และ 28 วัน ตามลำดับ ผลของปริมาณซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น จะทำให้ความสามารถในการรับกำลังของแรงอัดเพิ่มขึ้นตามปริมาณซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น

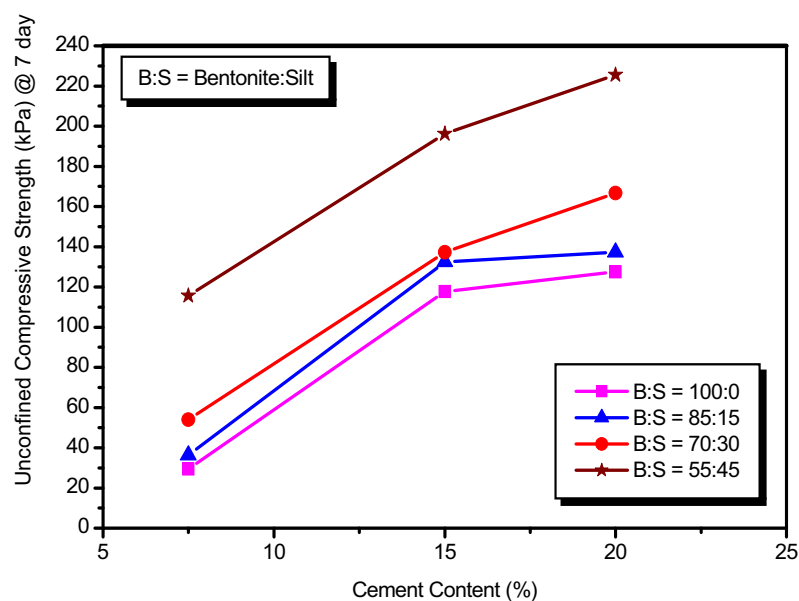


ภาพที่ 4.4.18 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 7 วัน สำหรับดินผสม(เป็น โทไนท์ 75 : คาโอไลน์ 25) ผสมซีเมนต์

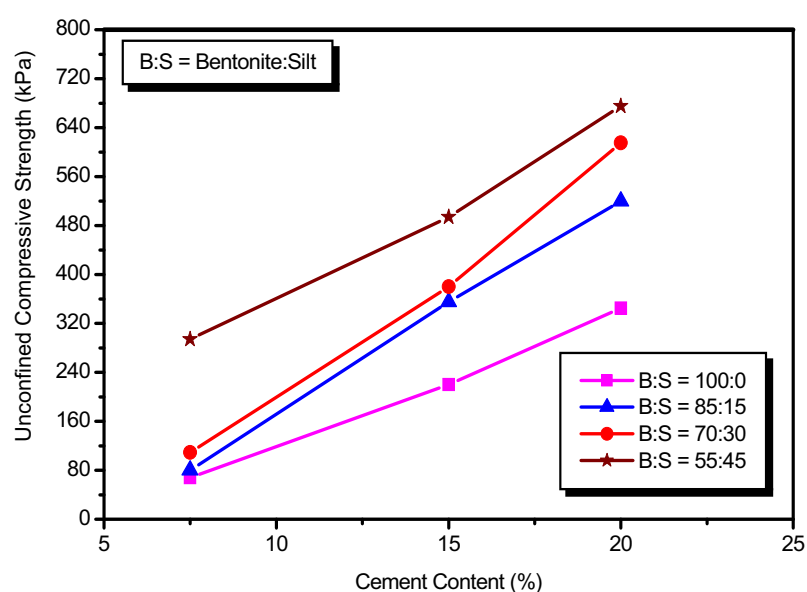


ภาพที่ 4.4.19 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 28 วัน สำหรับดินผสม(เป็น โทไนท์ 75 : คาโอไลน์ 25) ผสมซีเมนต์

จากภาพที่ 4.4.18 , 4.4.19 แสดงผลการทดสอบการรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของส่วนผสมดิน ที่ส่วนผสม K25:B75 ผลของปริมาณซีเมนต์ ที่เพิ่มขึ้นจะทำให้ความสามารถในการรับกำลังของแรงอัดเกิดขึ้นได้ดี และเพิ่มขึ้นตามปริมาณซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น

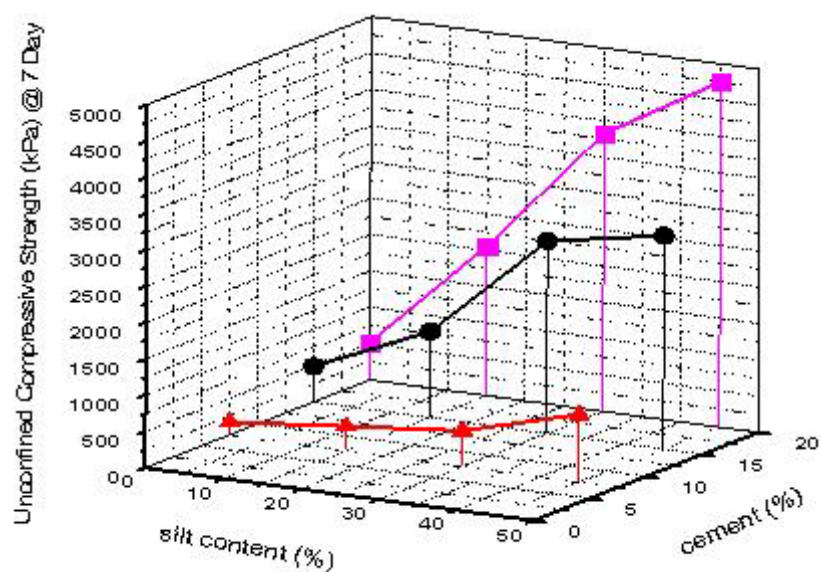


ภาพที่ 4.4.20 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 7 วัน สำหรับดินเป็นโทไนท์ผสมซีเมนต์

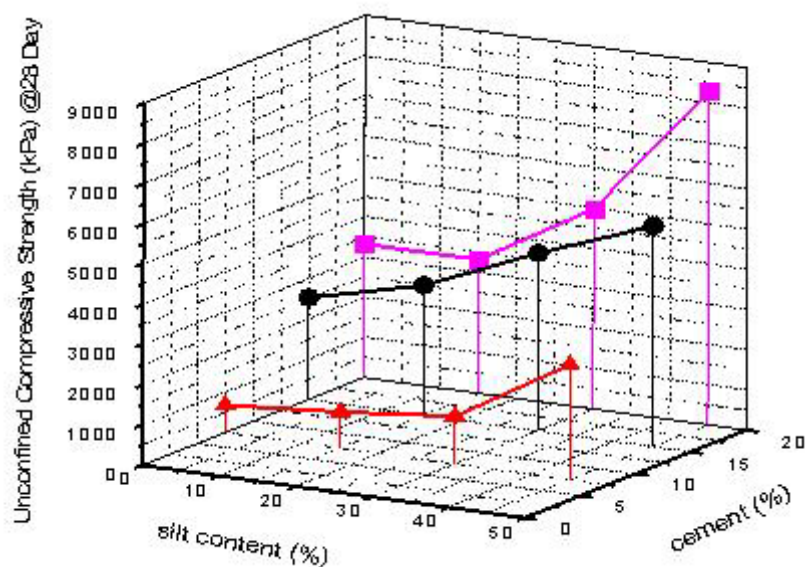


ภาพที่ 4.4.21 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 28 วัน สำหรับดินเป็นโทไนท์ผสมซีเมนต์

ภาพที่ 4.4.20 , 4.4.21 แสดงผลการทดสอบการรับแรงอัดของส่วนผสมดินเป็นโทไนท์ ซึ่ง เป็นผลการทดลองที่อายุการบ่ม 7 วัน และ 28 วัน ตามลำดับ กำลังรับแรงอัดที่เพิ่มขึ้นมีความ สม่่าเสมอตามปริมาณซีเมนต์ ที่ผสมเพิ่ม โดยเฉพาะที่อายุการบ่ม 28 วัน การเพิ่มขึ้นของกำลังรับ แรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัด



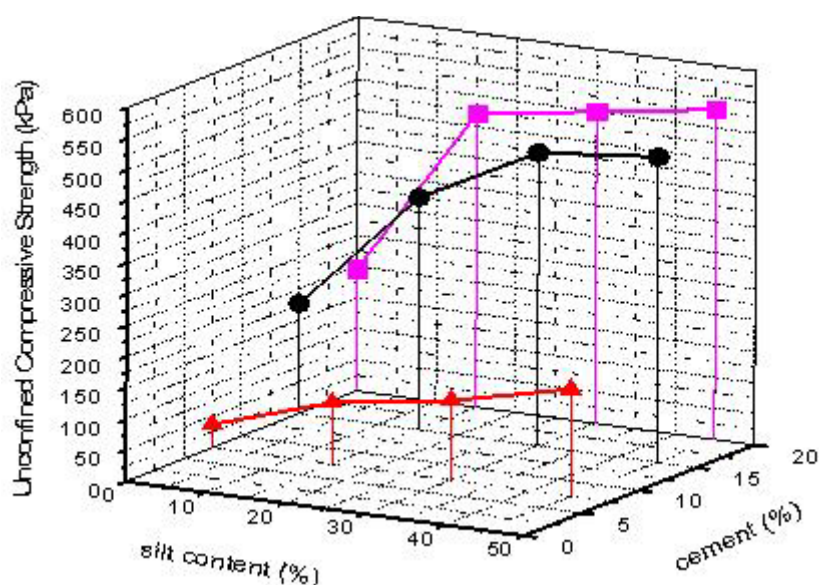
ภาพที่ 4.4.22 ความสัมพันธ์ระหว่างดินคาโอลิโนท์กับทรายแป้งและซีเมนต์ในรูปแบบ 3 มิติที่อายุการบ่ม 7 วัน



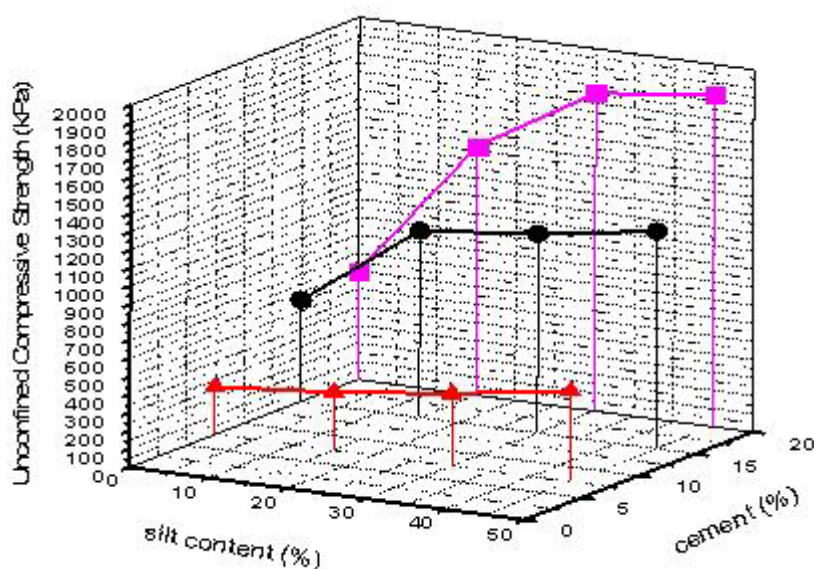
ภาพที่ 4.4.23 ความสัมพันธ์ระหว่างดินคาโอลิโนท์กับทรายแป้งและซีเมนต์ในรูปแบบ 3 มิติที่อายุการบ่ม 28 วัน

จากรูปที่ 4-22 , 4.4.23 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างดินคาโอลิโนท์กับทรายแป้งและซีเมนต์ในรูปแบบ 3 มิติ ที่อายุการบ่ม 7 วัน และ 28 วัน จะพบว่ากำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดจะเพิ่มขึ้นตามปริมาณทรายแป้งและซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นตามลำดับโดยส่วนผสมซีเมนต์ที่ 7.5% การเพิ่มขึ้นของ

ปริมาณทรายแป้งจะเห็นได้ว่าจะมีผลต่อการเพิ่มเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงอัดไม่มาก

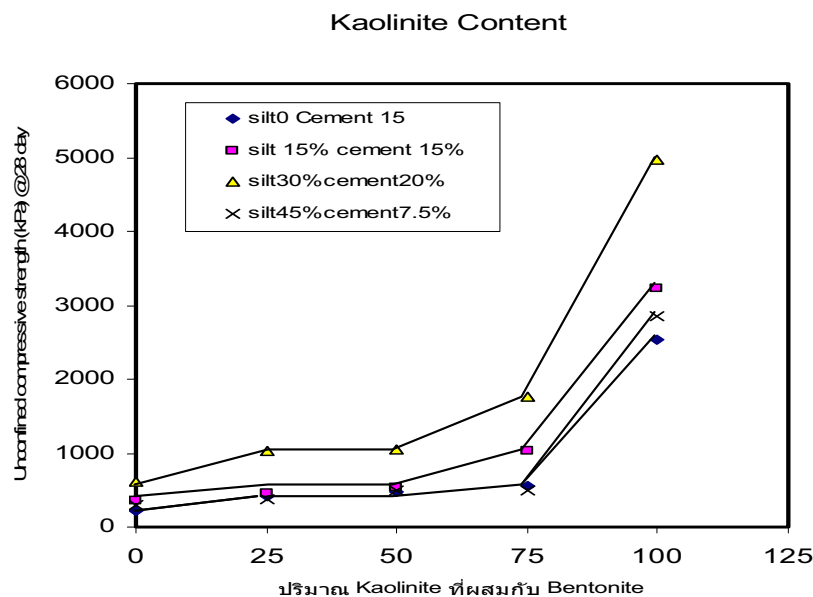


ภาพที่ 4.4.24 ความสัมพันธ์ระหว่างดิน K75%:B25%กับทรายแป้งและซีเมนต์ในรูปแบบ 3 มิติที่อายุการบ่ม 7 วัน



ภาพที่ 4.4.25 ความสัมพันธ์ระหว่างดิน K75%:B25%กับทรายแป้งและซีเมนต์ในรูปแบบ 3 มิติที่อายุการบ่ม 28 วัน

จากภาพที่ 4.4.24 , 4.4.25 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างดิน K75%:B25%กับทรายแป้งและซีเมนต์ในรูปแบบ 3 มิติ ที่อายุการบ่ม 7 วัน และ 28 วันพบว่ากำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดจะเพิ่มขึ้นตามปริมาณทรายแป้งและซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นตามลำดับที่ส่วนผสมซีเมนต์ 7.5% ผลการเพิ่มขึ้นของปริมาณทรายแป้งจะเห็นได้ว่าจะมีผลต่อการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงอัดไม่มาก



ภาพที่ 4.4.26 แสดงผลของการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงอัดที่มีปริมาณดินคาโอลิไนต์ผสมเบ็นโทไนท์

4.4.4 การทำนายกำลัง

การทำนายกำลังของดินที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์ในทางปฏิบัติให้ได้ค่าที่ถูกต้องและเหมาะสม ตัวแปรที่มีนัยสำคัญเริ่มมาจากการกำหนดหรือออกแบบอัตราส่วนผสมในเบื้องต้น วิธีการส่วนใหญ่ที่ใช้ในการทำนายกำลังมีพื้นฐานมาจาก Abram's Law ซึ่งเป็นสมการที่ใช้ในการทำนายกำลังของคอนกรีต งานวิจัยหลายงานในอดีตที่ผ่านมา ได้มีการปรับปรุงสมการตามองค์ประกอบของการแต่ละการศึกษา เพื่อให้เหมาะสมกับดินเหนียวผสมซีเมนต์ การศึกษานี้นำเสนอสมการที่ใช้ในการทำนายกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินผสมซีเมนต์โดยอ้างอิงสมการพื้นฐานของ Abram's law ดังแสดงในสมการที่ 4.1

$$q_u = \frac{A}{\left[\frac{W_c}{A_w} \right]^B} \quad (4.1)$$

กำหนดให้

q_u = กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (kPa)

W_c = ปริมาณความชื้นรวมของดินผสมซีเมนต์ (%)

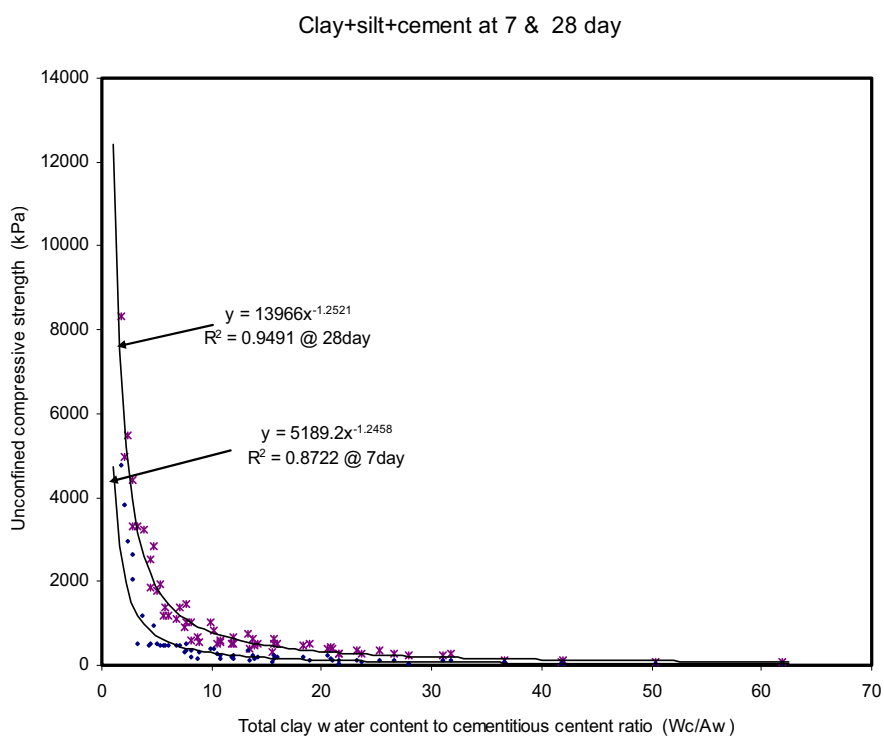
A_w = ร้อยละปริมาณซีเมนต์ที่ผสม (%)

A, B = ค่าคงที่เฉพาะซึ่งขึ้นอยู่กับส่วนประกอบของดิน ประเภทของซีเมนต์ และ อายุการบ่ม

จากตารางที่ 4.4.4 เป็นสมการที่ได้จากการทดสอบตัวอย่างในส่วนผสมต่างๆแล้วนำมาหาความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดและปริมาณความชื้นรวมของดินผสมซีเมนต์ต่อร้อยละปริมาณซีเมนต์ที่ผสม (W_c/A_w) จะได้เป็นสมการยกกำลังดังแสดงในตารางข้างต้น ผลการทดสอบทั้งหมดส่วนใหญ่ มีค่า least square (r^2) มากกว่า 0.90

ตารางที่ 4.4.4 สมการทำนายกำลังของตัวอย่างดินผสมต่างๆ

Fine Grain Soil Admixed Cement at Different Curing Time	Predicting Equations for Unconfined Compressive Strength
Kaolinite 100% at the Curing Time of 7 days	$q_u = \frac{14755}{\left[\frac{W_c}{A_w} \right]^{2.0105}}$
Kaolinite 100% at the Curing Time of 28 days	$q_u = \frac{19002}{\left[\frac{W_c}{A_w} \right]^{1.4735}}$
Kaolinite 75% Bentonite 25% at the Curing Time of 7 days	$q_u = \frac{8554.1}{\left[\frac{W_c}{A_w} \right]^{1.6592}}$
Kaolinite 75% Bentonite 25% at the Curing Time of 28 days	$q_u = \frac{13727}{\left[\frac{W_c}{A_w} \right]^{1.3396}}$
Kaolinite 50% Bentonite 50% at the Curing Time of 7 days	$q_u = \frac{6115.4}{\left[\frac{W_c}{A_w} \right]^{1.3396}}$
Kaolinite 50% Bentonite 50% at the Curing Time of 28 days	$q_u = \frac{11646}{\left[\frac{W_c}{A_w} \right]^{1.211}}$
Kaolinite 25% Bentonite 75% at the Curing Time of 7 days	$q_u = \frac{8520.3}{\left[\frac{W_c}{A_w} \right]^{1.3065}}$
Kaolinite 25% Bentonite 75% at the Curing Time of 28 days	$q_u = \frac{39543}{\left[\frac{W_c}{A_w} \right]^{1.5744}}$
Bentonite 100% at the Curing Time of 7 days	$q_u = \frac{5776}{\left[\frac{W_c}{A_w} \right]^{1.2318}}$
Bentonite 100% at the Curing Time of 28 days	$q_u = \frac{38983}{\left[\frac{W_c}{A_w} \right]^{1.523}}$



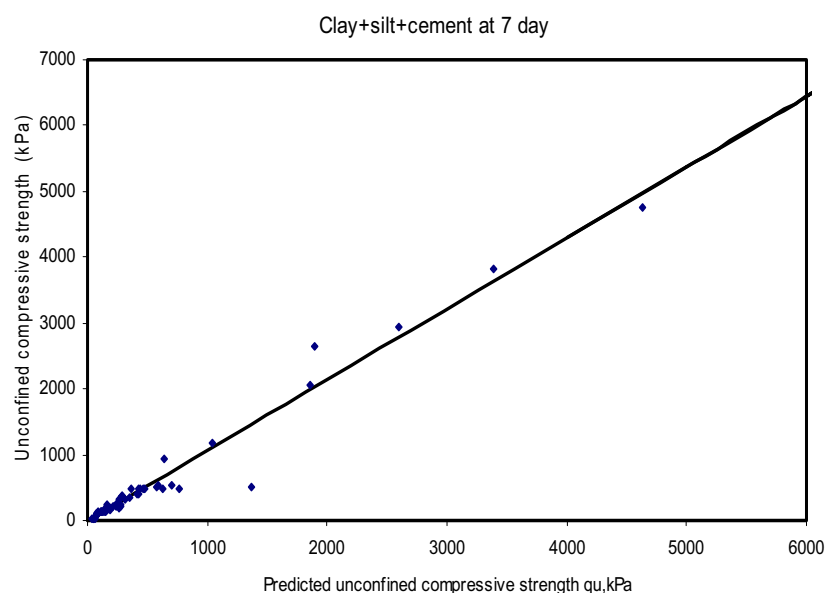
ภาพที่ 4.4.27 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดและอัตราส่วนของปริมาณความชื้นรวมของดินผสมซีเมนต์ต่อร้อยละปริมาณซีเมนต์ที่ผสม

จากภาพที่ 4.4.27 เมื่อรวมสมการในแต่ละอัตราส่วนผสมจะได้สมการทั่วไป ดังแสดงในสมการที่ 4.4.2 และ 4.4.3 สำหรับอายุการบ่มที่ 7 วัน และ 28 วัน ตามลำดับ

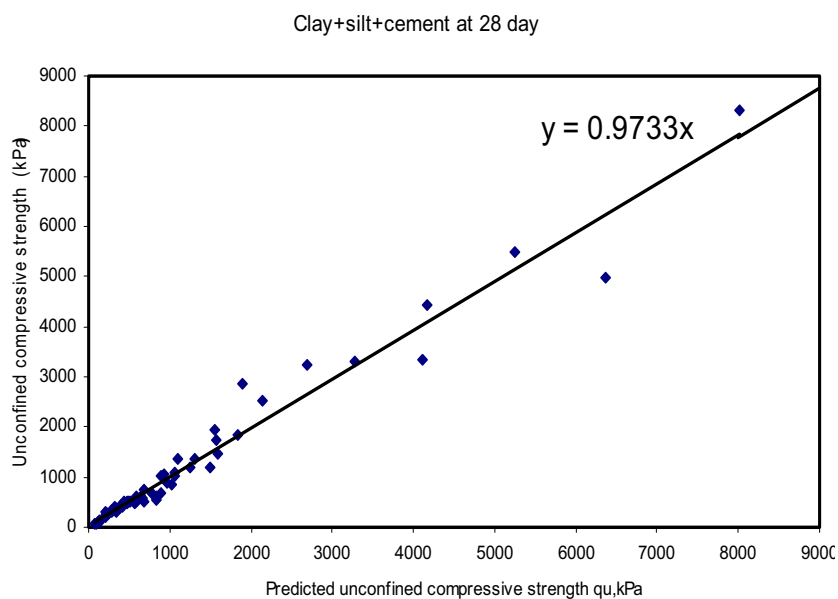
$$q_u = \frac{5189.2}{\left[\frac{W_c}{A_w} \right]^{1.2458}} \quad (4.2)$$

$$q_u = \frac{13966}{\left[\frac{W_c}{AW} \right]^{1.2521}} \quad (4.3)$$

จากผลของสมการทำนายกำลังของ Abram's law ที่ได้จากการคำนวณตามสมการที่ 4.4.1 นำมาเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการทดสอบ Unconfined compressive strength ได้ว่ามีค่าใกล้เคียงกันมากซึ่งจะแสดงผลออกมาในรูปของสมการเส้นตรงจากกราฟดังแสดงในภาพที่ 4.4.28 และ 4.4.29



ภาพที่ 4.4.28 เปรียบเทียบผลการทดลองกับผลจากสมการ Abram's law ที่อายุการบ่ม 7 วัน



ภาพที่ 4.4.29 เปรียบเทียบผลการทดลองกับผลจากสมการ Abram's law ที่อายุการบ่ม 28 วัน

จากภาพที่ 4.4.28 และ 4.4.29 แสดงให้เห็นว่าจากการเปรียบเทียบผลระหว่างกำลังแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่ได้จากการทดสอบและกับกำลังแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่ทำนายจากสมการที่นำเสนอที่อายุการบ่ม 7 วัน และ 28 วัน จากผลการศึกษาจะเห็นว่า สมการที่นำเสนอโดยปรับปรุงจาก Abram's law สามารถทำนายกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดได้เป็นอย่างดี โดยที่อายุการบ่ม 7 วัน และ 28 วัน กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดเท่ากับ 500 kPa และ 2000 kPa. ลงมา จะสามารถทำนายได้ใกล้เคียงเป็นอย่างมาก

บทที่ 5

สรุปผลการทดสอบ

5.1 สรุปผลการศึกษาอิทธิพลของสัดส่วนดินเหนียวต่อค่าขีดจำกัดแอมเตอร์เบิร์กของดินเม็ดละเอียด

5.1.1 ในการหาค่าขีดจำกัดแอมเตอร์เบิร์กโดยวิธีการทดสอบแบบกรวยตกที่มีมุมของหัวกรวยทดสอบ 30 องศา สำหรับดินเหนียวคาโอลิไนท์พบว่าขีดจำกัดเหลวและขีดจำกัดพลาสติกมีค่าแปรผกผันกับกำลังแรงเฉือนที่พิจารณา โดยขีดจำกัดเหลวมีค่าเพิ่มขึ้นเท่ากับ 63.33 %, 65.50 % และ 73.00 % ต่อการลดลงของกำลังรับแรงเฉือนที่พิจารณา 2.66 kPa, 1.70 kPa และ 0.60 kPa ตามลำดับ ในขณะที่ขีดจำกัดพลาสติกมีค่าเพิ่มขึ้นเท่ากับ 33 %, 36 % และ 42 % ต่อการลดลงของกำลังรับแรงเฉือนที่พิจารณา 2.66 kPa, 1.70 kPa และ 0.60 kPa ตามลำดับ

5.1.2 ในการหาค่าขีดจำกัดแอมเตอร์เบิร์กโดยวิธีการทดสอบแบบกรวยตกที่มีมุมของหัวกรวยทดสอบ 60 องศา สำหรับดินเหนียวเบนโทไนท์พบว่าขีดจำกัดเหลวและขีดจำกัดพลาสติกมีค่าแปรผกผันกับกำลังแรงเฉือนที่พิจารณาเช่นเดียวกับการทดสอบสำหรับดินเหนียวคาโอลิไนท์ โดยขีดจำกัดเหลวของดินเหนียวเบนโทไนท์มีค่าเพิ่มขึ้นเท่ากับ 240 %, 260 % และ 300 % ต่อการลดลงของกำลังรับแรงเฉือนที่พิจารณา 2.66 kPa, 1.70 kPa และ 0.60 kPa ตามลำดับ ในขณะที่ขีดจำกัดพลาสติกมีค่าเพิ่มขึ้นเท่ากับ 43 %, 74 % และ 105 % ต่อการลดลงของกำลังรับแรงเฉือนที่พิจารณา 2.66 kPa, 1.70 kPa และ 0.60 kPa ตามลำดับ

5.1.3 จากการศึกษาผลกระทบที่มีต่อค่าขีดจำกัดแอมเตอร์เบิร์ก ภายใต้เงื่อนไขการทดสอบที่มุมมองสาเปลี่ยนไป ซึ่งการทดสอบ ซึ่งการทดสอบใช้หัวกรวยทดสอบ 3 แบบ โดยมีมุมของหัวกรวยต่างกันดังนี้ 30 องศา, 45 องศา และ 60 องศา โดยมีน้ำหนัก 80 กรัม, 70 กรัม และ 60 กรัม ตามลำดับ จากผลการทดสอบหาค่าขีดจำกัดแอมเตอร์เบิร์กของดินตัวอย่างคาโอลิไนท์และเบนโทไนท์โดยวิธีการทดสอบแบบกรวยตกสำหรับหัวกรวยทดสอบทั้ง 3 แบบ พบว่าค่าขีดจำกัดเหลวและขีดจำกัดพลาสติกของดินตัวอย่างมีค่าใกล้เคียงกัน ดังนั้นสามารถสรุปได้ว่า มุมของหัวกรวยทดสอบที่ใช้ในการศึกษานี้ไม่มีผลกระทบต่อการหาค่าขีดจำกัดแอมเตอร์เบิร์ก

5.1.4 เมื่อทำการเปรียบเทียบโดยวิธีแบบกรวยตกกับวิธีแบบด้วยเคาะของ Casagrande ตัวอย่างดินเหนียวคาโอลิไนท์ที่มีค่าขีดจำกัดเหลวไม่เกิน 100 % ค่าที่ได้จะมีความใกล้เคียงกันแต่สำหรับดินตัวอย่างดินเหนียวเบนโทไนท์ที่มีค่าขีดจำกัดเหลวเกิน 100 % ค่าขีดจำกัดเหลวโดยวิธีแบบด้วยเคาะจะมีค่าสูงกว่าวิธีการทดสอบแบบกรวยตกค่อนข้างมาก ดังนั้นสามารถสรุปได้ว่า สำหรับดินเม็ดละเอียดที่ค่าขีดจำกัดเหลวมีค่าต่ำกว่า 100 % ผลการหาค่าขีดจำกัดแอมเตอร์เบิร์กจากวิธีทดสอบแบบกรวยตกกับวิธีทดสอบแบบด้วยเคาะของ Casagrande มีค่าใกล้เคียงกัน

5.2 สรุปผลการศึกษาอิทธิพลของสัดส่วนดินเหนียวต่อคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเหนียวละเอียดผสมซีเมนต์ ด้วยการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

5.2.1 จากผลการทดสอบพิจารณาที่คุณสมบัติพื้นฐานได้แก่ พิกัดเหลว (Liquid Limit), พิกัดพลาสติก (Plastic Limit), ดัชนีพลาสติก (Plasticity Index), การกระจายตัวของเม็ดดิน (Grain Size Distribution) ในการทดสอบหาค่าพิกัดเหลวของดินผสมพบว่าดินผสมที่มีปริมาณของดินเป็นโทไนท์เพิ่มขึ้นจะมีค่าพิกัดเหลวเพิ่มขึ้นตามเนื่องมาจากว่าดินเป็นโทไนท์มีความสามารถในการดูดซับน้ำได้ดีและจะมีการบวมตัวขยายตัวขึ้นเมื่อผสมกับน้ำ และพบว่าเมื่อปริมาณทรายแป้งเพิ่มขึ้นค่าพิกัดเหลวจะมีค่าลดลง โดยการทดสอบในครั้งนี้พบว่าดินเป็นโทไนท์ 100 % : ทรายแป้ง 0 % มีค่าพิกัดเหลวสูงสุดเท่ากับ 460 % ส่วนค่าพิกัดเหลวต่ำที่สุดเป็นของดินคาโอลิไนท์ 100 % : ทรายแป้ง 45 % มีค่าเท่ากับ 35.6 % ในส่วนของการทดสอบการกระจายตัวของเม็ดดินพบว่าดินเป็นโทไนท์มีความละเอียดกว่าดินคาโอลิไนท์

5.2.2 เมื่อพิจารณาถึงผลของปริมาณทรายแป้งที่เพิ่มขึ้นพบว่าโครงสร้างของดินผสมมีความแข็งแรงขึ้นสามารถรับน้ำหนักกดทับได้มากขึ้นส่งผลถึงค่าพารามิเตอร์ต่างๆที่เกี่ยวข้องดังแสดงในผลการทดสอบ ในส่วนของผลของปริมาณปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นทำให้โครงสร้างของดินผสมมีความแข็งแรงขึ้นเช่นเดียวกับปริมาณทรายแป้งที่เพิ่มขึ้นส่งผลถึงค่าพารามิเตอร์ต่างๆที่เกี่ยวข้องคล้ายๆกัน

5.2.3 ตัวแปรที่มีความสำคัญต่อความแข็งแรงของโครงสร้างของดินผสมอีกอย่างก็คือปริมาณที่แตกต่างกันของดินคาโอลิไนท์และดินเป็นโทไนท์ในปริมาตรดินผสม จากผลการทดสอบพบว่าตัวอย่างดินผสมที่ทำการทดสอบการอัดตัวคายน้ำที่เป็นดินคาโอลิไนท์ล้วนผสมกับทรายแป้งและปูนซีเมนต์มีความแข็งแรงกว่าดินผสมที่เป็นดินเป็นโทไนท์ผสมกับทรายแป้งและปูนซีเมนต์ที่เท่าๆกันและพบว่าความแข็งแรงจะลดลงเมื่อดินผสมนั้นมีดินเป็นโทไนท์ผสมอยู่ในปริมาณมากขึ้น

5.2.4 จากผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำพบว่าดินผสมที่สามารถรับกำลังรับหน่วยแรงอัดสูงสุดเท่ากับ 1000 kN/m^2 คือ ดินผสมที่มีอัตราส่วนผสมระหว่าง ดินคาโอลิไนท์ 100% : ทรายแป้ง 45% : ปูนซีเมนต์ 15% ซึ่งมีดัชนีการอัดตัวอยู่ในช่วง 0.0764 ถึง 0.14 มีดัชนีการบวมตัวอยู่ในช่วง 0.015 ถึง 0.0332 ในส่วนของดินผสมที่สามารถรับหน่วยแรงอัดต่ำสุดเท่ากับ 45 kN/m^2 คือ ดินผสมที่มีอัตราส่วนผสมระหว่าง ดินเป็นโทไนท์ 100% : ทรายแป้ง 0% : ปูนซีเมนต์ 7.5% โดยมีดัชนีการอัดตัวอยู่ในช่วง 5.53 ถึง 6.667 มีดัชนีการบวมตัวอยู่ในช่วง 0.111 ถึง 0.329

5.2.5 จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำสามารถสรุปได้ว่า ดินคาโอลิไนท์มีความแข็งแรงกว่าดินเป็นโทไนท์สามารถรับหน่วยแรงอัดได้สูงกว่าส่งผลให้ดัชนีการอัดตัวและดัชนีการบวมตัวมีค่าต่ำกว่าแสดงให้เห็นว่าดัชนีการอัดตัวและดัชนีการบวมตัวบ่งบอกถึงการเปลี่ยนรูปว่าเมื่อใดดัชนีการอัดตัวและดัชนีการบวมตัวมีค่าสูงๆนั้นหมายความว่าตัวอย่างดินนั้นเกิดการเปลี่ยนรูปมาก

เมื่อน้ำหนักมากกดทับ และเมื่อตัวอย่างดินมีปริมาณของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นพบว่า ตัวอย่างดินนั้นมีความแข็งแรงขึ้นส่งผลถึงค่าพารามิเตอร์ต่างๆที่เกี่ยวข้องตามที่ได้กล่าวมาในตอนต้น

5.2.5 ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านก็นับว่าเป็นค่าพารามิเตอร์ที่มีความสำคัญจากผลการทดสอบพบว่าดินเป็นโทไนท์มีผลต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านกล่าวคือ สัมประสิทธิ์การซึมผ่านจะมีค่าลดลงตามปริมาณดินเป็นโทไนท์ที่เพิ่มขึ้น ทำให้ในปัจจุบันดินเป็นโทไนท์สามารถนำไปใช้ประโยชน์ในด้านการป้องกันการซึมของน้ำผ่านมวลดินที่เกี่ยวกับงานทางด้านวิศวกรรมปฐพีทั่วไป จากปริมาณทรายแป้งที่เพิ่มขึ้นส่งผลให้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านมีค่าสูงขึ้นทำให้ทราบว่าดินในธรรมชาติที่มีปริมาณทรายแป้งสูงมากเท่าใดยังทำให้การซึมผ่านของน้ำมีค่าสูง บ่งบอกว่าดินบริเวณนั้นมีคุณสมบัติทางวิศวกรรมที่ดีหากมีการปรับปรุงคุณภาพดิน โดยปูนซีเมนต์ยังทำให้ดินมีคุณสมบัติทางวิศวกรรมที่ดียิ่งขึ้น

5.3 สรุปผลการการศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบต่อสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ด้วยวิธีทดสอบความสามารถซึมผ่านของดินในการทดสอบแรงอัด 3 แกน

5.3.1 จากตัวอย่างดินที่ทำการศึกษา และทำการทดสอบค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำพบว่าค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำจะมีค่าลดลงเมื่อมีค่าแรงดันประคอง (confining pressure) มากขึ้นแรงดันประคอง คือแรงที่บีบอัดตัวอย่างดินโดยรอบทุกๆด้าน ด้วยแรงดันน้ำที่เท่ากันเปรียบเสมือนเรานำตัวอย่างดินเข้าสู่สภาพความดันตามความลึกของชั้นดินเมื่อแรงดันประคองมากขึ้นตัวอย่างถูกบีบมากขึ้นทำให้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำไหลได้ยากขึ้นทำให้มีค่าลดลง

5.3.2 ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำจะขึ้นอยู่กับอายุการบ่มตัวอย่างที่อายุการบ่มตัวอย่าง 7 วัน จะมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำมากกว่าอายุการบ่ม 28 วัน เนื่องจากตัวอย่างที่มีอายุการบ่มนานซีเมนต์ที่ผสมในตัวอย่างจะเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชันได้มากผลิตภัณฑ์ที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชันจะมีขนาดใหญ่กว่า 2 เท่า ของซีเมนต์ก่อนการเกิดปฏิกิริยาจะเข้าอุดช่องว่างระหว่างเม็ดซีเมนต์ทำให้ความพรุนของตัวอย่างลดลงการซึมผ่านของน้ำไหลได้ยากขึ้นทำให้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำลดลง

5.3.3 ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำจะเห็นว่าค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำขึ้นอยู่กับปริมาณของทรายแป้งเมื่อมีปริมาณทรายแป้งมากจะเกิด ช่องว่างหรือความพรุนของตัวอย่างเพิ่มขึ้นทำให้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน ของน้ำมีค่าเพิ่มขึ้น เนื่องจากทรายแป้งมีขนาดอนุภาคที่มีขนาดใหญ่กว่าขนาดของ ดินเบนโทไนท์ และ ดินคาโอไลไนท์ จากผลการทดสอบการหาขนาดของเม็ดดิน โดยวิธี hydrometer พบว่าขนาดหรืออนุภาคของทรายแป้งนั้นมีขนาดใหญ่กว่า

ดินคาโอลิไนท์ และดินเบนโทไนท์ซึ่งจากขนาดอนุภาคของทรายแป้งนั้นส่งผลให้ปริมาณการไหลซึมผ่านของน้ำในตัวอย่างที่ทดสอบนั้นมีปริมาณการไหลที่เร็วขึ้นตามอัตราส่วนของทรายแป้งที่เพิ่มขึ้นตามอัตราส่วนผสมที่ 0% 15%, 30%, และ 45% ซึ่งที่อัตราส่วนผสมของทรายแป้งที่ 45% จะมีปริมาณการไหลที่เร็วที่สุด

5.4 สรุปผลการการศึกษาอิทธิพลของทรายแป้งต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเม็ดเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ด้วยวิธีการทดสอบแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compression Test)

5.4.1. คุณสมบัติเบื้องต้นของดินที่ได้ทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการที่จำเป็นจะต้องทราบก่อนการเตรียม ตัวอย่างในการทดสอบ Unconfined Compression Test คือค่า Specific Gravity ของดินตัวอย่างคือ ทรายแป้งมีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.86 ดินเบนโทไนท์เท่ากับ 2.51 ดินคาโอลิไนท์เท่ากับ 2.67

5.4.2. จากการศึกษาค่าขีดจำกัดเหลว (Liquid Limits) พบว่าจะขึ้นอยู่กับประเภทดิน และมีค่าลดลงตามปริมาณทรายแป้งที่ผสมเพิ่มขึ้น ค่าขีดจำกัดเหลวสูงสุดคือที่เป็นโทไนท์บริสุทธิ์เท่ากับ 460 และต่ำสุดที่คาโอลิไนท์บริสุทธิ์ผสมทรายแป้ง 45 เปอร์เซ็นต์เท่ากับ 35 เปอร์เซ็นต์ เมื่อนำไปหาค่า Plastic Index แล้วนำไป Plot ใน Plasticity Chart ผลออกมาคือจุดทั้งหมดจะอยู่ใต้เส้น U-Line และอยู่เหนือเส้น A-Line ซึ่งจะเป็นดินเหนียวทั้งหมด

5.4.3. จากการศึกษาทดสอบ Unconfined Compression Test พบว่าการเพิ่มขึ้นของสัดส่วนทรายแป้งในดินผสมซีเมนต์จะทำให้กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดมีค่าเพิ่มขึ้น กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดเมื่อปริมาณของทรายแป้งมีค่ามากกว่าร้อยละ 30 นอกจากนั้น พบว่า ที่ร้อยละ 7.5 ของซีเมนต์ กำลังของดินผสมซีเมนต์มีการเปลี่ยนแปลงไม่มากเมื่อเปรียบเทียบกับดินผสมที่ใช้ปริมาณซีเมนต์ที่ 15% และ 20% และในดินเหนียวที่มีการผสมคาโอลิไนท์เพิ่มขึ้นจะทำให้ดินมีกำลังการรับแรงที่สูงกว่าส่วนผสมที่มีเป็นโทไนท์

5.4.4. สมการทำนายกำลังใช้สมการที่ปรับปรุงจาก Abram's law สามารถทำนายกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินผสมซีเมนต์ได้เป็นอย่างดี โดยผลที่ได้จากการทดสอบเมื่อเทียบกับผลที่ได้จากสมการ Abram's law ที่อายุการบ่ม 7 วันผลที่ได้จากการทดสอบจะมีกำลังการรับแรงที่สูงกว่าประมาณ 7 เปอร์เซ็นต์ จาก $Y = 1.07X$ และที่อายุการบ่ม 28 วัน ผลการทดสอบจะมีกำลังการรับแรงอัดต่ำกว่าจากสมการทำนายกำลังของ Abram's law ประมาณ 3 เปอร์เซ็นต์จาก $Y = 0.97X$ เมื่อ Y เท่ากับกำลังรับแรงอัดที่ได้จากการทดสอบ และ X คือผลจากการใช้สมการของ Abram's law

บรรณานุกรม

- [1] เกษม เพชรเกตุ และ พินิต ตั้งบุญเติม.การปรับปรุงคุณภาพของดินโดยวิธีดินซีเมนต์.2538.
- [2] มณเฑียร กังศิเทียม. กลศาสตร์ของดินด้านวิศวกรรม. พิมพ์ครั้งที่ 6. นนทบุรี : สมาคมศิษย์เก่า วิศวกรรมชลประทาน, 2539
- [3] เกษม เพชรเกตุ. เอกสารประกอบการสัมมนาทางวิชาการเรื่องการปรับปรุงคุณภาพดิน โดยวิธี Jet Grouting :สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ, 2550
- [4] วรากร ไม้เรียง และ จิรพัฒน์ โชติกไกร และ ประทีป ดวงเดือน. ปรุพีกลศาสตร์(ทฤษฎีและปฏิบัติการ) SOIL MECHANICS : Theory and experiments
- [5] สถาพร คูวิจิตรจารุ.ทดลองปรุพีกลศาสตร์ : Soil Laboratory Testing
- [6] วัฒนา ธรรมมงคล และ วินิต ช่อวิเชียร. ปรุพีกลศาสตร์ : SOIL MECHANICS
- [7] คงเดช วรชัยและคณะ.การศึกษาคุณสมบัติทางกายภาพของดินเหนียวที่ปรับปรุงคุณภาพ. ปรินญาณิพนธ์ ปรินญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี,2538.
- [8] คมสันต์ ประกายรุ่งทองและคณะ.การศึกษาความแน่นความเครียดของดินซีเมนต์ในบริเวณทุ่งครุ.โยธาสาร. ฉบับที่ 10/2538.
- [9] จิรพัฒน์ ฉายประทีปและคณะ.ผลกระทบของสภาวะเปียกและแห้งๆของดินซีเมนต์. ปรินญาณิพนธ์ปรินญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี,2540.
- [10] ชาญ ป่วนกระโทก และคณะ.ศึกษาเกี่ยวกับการหาความสัมพันธ์ระหว่างความแน่นเนื่องกับความแน่นอัดของดินซีเมนต์. วิศวกรรมกร. ฉบับที่ 10/2538.
- [11] ทรงพล บุญมาดี.ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่าง **Unconfined Compressive Strength** กับ **Unsoaked CBR** ของดินลูกรังผสมซีเมนต์.ปรินญาณิพนธ์ปรินญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, 2529.
- [12] เทิดเกียรติ สัตยารัฐและคณะ.พฤติกรรมของดินซีเมนต์เสริมเหล็ก.ปรินญาณิพนธ์ปรินญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัย
- [13] บุญชัย เชิดเกียรติประดับ. การศึกษาผลการผสมปูนขาวและปูนซีเมนต์กับดินฐานรากอ่อนในห้องปฏิบัติการ. วิทยานิพนธ์ปรินญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้า

- [14] ปิยพงษ์ ศรีสมบุญ. ความสัมพันธ์ของกำลังของดินผสมปูนขาวกับกำลังของดินผสมซีเมนต์. วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิตสาขาวิศวกรรมโยธาภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, 2531.
- [15] รชฏ เสนีย์ศรีสันต์และคณะ. คุณสมบัติความเค้นความเครียดและความคงทนของดินซีเมนต์. วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิตสาขาวิชาวิศวกรรมโยธาภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, 2540.
- [16] วินัย สีเที่ยงธรรม, การปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวเขตร้อนด้วยซีเมนต์. วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิตสาขาวิชาวิศวกรรมโยธาภาควิชาวิศวกรรมโยธามหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, 2540.
- [17] เสาเข็มดินซีเมนต์. วิศวกรรมสาร ฉบับ ว.ส.ท. เทคโนโลยี ปีที่ 50 ฉบับที่ 11. (2540)
- [18] เสาเข็มดินผสมซีเมนต์. โยธาสาร ฉบับวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย. เทคโนโลยีปีที่ 3. (พ.ค.-มิ.ย. 2546)
- [19] เสาเข็มดินผสมซีเมนต์. วิศวกรรมสาร ฉบับ เทคโนโลยี ปีที่ 14. (เม.ย.-มิ.ย.2546)
- [20] ศิริพงษ์ ทรงศิริและคณะ. การวิเคราะห์โครงสร้างถนนที่มีดินซีเมนต์ที่แตกเป็นพื้นทางและรองพื้น. วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธาภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, 2534.
- [21] สุวิทย์พันธุ์มานะเจริญผล. การศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักของเสาเข็มดินซีเมนต์ในชั้นดินเหนียวอ่อน. วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตร มหาบัณฑิตสาขาวิชาวิศวกรรมโยธาภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, 2546.
- [22] สุขะษฐ์ เอี่ยมเมข. ศึกษาเกี่ยวกับความคงทนของดินซีเมนต์. วิทยานิพนธ์ปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, 2531.
- [23] อุดม มาศสุวรรณและคณะ. การศึกษาพฤติกรรมของดินปรับปรุงคุณภาพ. วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, 2536.
- [25] ASTM (1993). Standard classification of soils for engineering purpose. Test Designation D 2487, v. 04-08. Philadelphia: American Society for Testing and Material.
- [26] ASTM D2166 - 06. Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil
- [27] ASTM D854 - 06. Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer

- [28] ASTM D 4318-05. Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils
- [29] Atterberg, A. (1911). Die Plastizität der Tone. Intern Mitteil Bodenkunde, 1. 4 - 37
- [30] Casagrande, A. (1932). Research on the Atterberg limits of soils. Public Roads 13, 121 – 136
- [31] Casagrande, A. (1948). Classification and identification of soils. Trans. ASCE 113, 901 – 991.
- [32] Bowles, J.E. (1979). **Physical And Geotechnical Properties of Soil**. Mc Graw—Hill Book Company, N.Y.
- [33] K.H. Head, I.K. Nixon **Manual of Soil Laboratory Testing Volume 3 ;Effective Stress Tests**, 1985
- [34] BSI (1990). British Standard Methods of test for soil of engineering purpose, BS 1377. Milton Keynes: British Standards Institution.
- [35] Saitoh et al. (1979). **Concrete Materials and Practice**, 6th ed., Edward Arnold, Great Britain, 1991.
- [36] Nagaraj, T. S., Yaligar, P., Miura, N. and Yamadera, A. (1996). Predicting strength development by cement admixture based on water content. Proceedings of IS-Tokyo 96/The Second International Conference on Ground Improvement and Geosystems, Tokyo, Japan, Vol.2: pp.431-436
- [37] Ohtsubo, M., Egashira, K., Koumoto, T., and Bergado, D. T. (2000). Mineralogy and chemistry, and their correlation with the geotechnical index properties of Bangkok clay: comparison with Ariake clay. Soils and Foundations, Vol.40, No. 1, pp.11-21.
- [38] Miura, N., Horpibulsuk, S. and Nagaraj, T. S. (2001). Engineering behavior of cement stabilized clay at high water content. Soils and Foundations, Vol.41, No. 5, pp.33-45.
- [39] Horpibulsuk, S., Miura, N. and Nagaraj, T. S. (2003). Assessment of strength development in cement-admixed high water content clay with Abram's law as a basis. Geotechnique, Vol.53, No. 4, pp.439-444.
- [40] Lee, F. H., Lee, Y., Chew, S. H. and Yong, K. Y. (2005). Strength and modulus of marine clay-cement mixes. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.131, No. 2: pp.178-186.
- [41] Jongpradist, P., Jumlongrach, N. and Youwai, S. (2006). Predicting strength of cement-fly ash admixed Bangkok clay at high water content. The 6th Symposium on Soil/Ground

Improvement and Geosynthetics, Bangkok, Thailand. pp.61-67.

- [42] HORPIBULSUK, BERGADO AND LORENZO (**Table 1** Physical properties of soft Bangkok and Ariake clays)

Output จากโครงการวิจัยที่ได้รับทุนจาก สกอ. และ สกว.

“Influence of silt contents on unconfined compressive strength of fine grained soil admixed cement” International Symposium on Lowland Technology, ISLT 2008 September 24 – 26, 2008 in Busan, Korea

กำลังอยู่ในขั้นตอนการ Review (เอกสารแนบหมายเลข 1)

“Consolidation behaviors of fine grained soil admixed with cement” International Symposium on Lowland Technology, ISLT 2008 September 24 – 26, 2008 in Busan, Korea

กำลังอยู่ในขั้นตอนการ Review (เอกสารแนบหมายเลข 2)

“การพัฒนาเครื่องแรงเหวี่ยงเพื่อตกตะกอนดินเม็ดละเอียด” การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 12, ณ. โรงแรมอมรินทร์ลากูน จ.พิษณุโลก วันที่ 2-4 พฤษภาคม 2550 GTE 361 – 364 (เอกสารแนบหมายเลข 3)

“อิทธิพลของทรายแป้งต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเหนียวผสมซีเมนต์” การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 12, ณ. โรงแรมอมรินทร์ลากูน จ.พิษณุโลก วันที่ 2-4 พฤษภาคม 2550. GTE 365 – 370 (เอกสารแนบหมายเลข 4)

“อิทธิพลของสัดส่วนดินเหนียวต่อขีดจำกัดแอดเตอร์เบิร์ก” การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 12, ณ. โรงแรมอมรินทร์ลากูน จ.พิษณุโลก วันที่ 2-4 พฤษภาคม 2550. GTE 371 – 376 (เอกสารแนบหมายเลข 5)

“ผลกระทบของทรายแป้งต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเม็ดละเอียดที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์” การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 13, ณ. โรงแรมจอมเทียน ปาล์มบีช พัทยา จ.ชลบุรี วันที่ 14-16 พฤษภาคม 2551. GTE 363 – 368 (เอกสารแนบหมายเลข 6)

“ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านแบบสามแกนของน้ำต่อดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์” การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 13, ณ. โรงแรมจอมเทียน ปาล์มบีช พัทยา จ.ชลบุรี วันที่ 14-16 พฤษภาคม 2551. GTE 363 – 374 (เอกสารแนบหมายเลข 7)

“พฤติกรรมการอัดตัวคายน้ำของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์” การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 13, ณ. โรงแรมจอมเทียน ปาล์มบีช พัทยา จ.ชลบุรี วันที่ 14-16 พฤษภาคม 2551. GTE 375 – 380 (เอกสารแนบหมายเลข 8)

INFLUENCE OF SILT CONTENTS ON UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH OF FINE-GRAIN SOIL ADMIXED CEMENT

Chairat Teerawattanasuk¹ and Panich Voottipruex²

ABSTRACT: This paper presents the influence of silt contents on unconfined compressive strength of fine-grain soil treated with cement. The clay sample was categorized into three types namely: 1. Bentonite (B), 2. Kaolinite (K) and 3. the mixtures of Bentonite and Kaolinite (B+K) in various proportions while silt was obtained by sieving from natural clay. Before mixing of cement, the water content of soil sample was prepared to be equal to the water content at liquid limit of the soil mixture. The clay samples with different silt contents were then mixed with the cement content of 7.5%, 15% and 20% by the dry weight of the soil mixture. The unconfined compressive tests of the cement treated soil samples at different curing time of 7 days and 28 days were conducted. The unconfined compressive strength of cement treated clay increased as silt content increased. A significant change in the unconfined compressive strength of the soil-cement mixed with the increase in silt content greater than 30%. Moreover, addition of cement content of 7.5% in the mixed soil did not abruptly change the unconfined compressive strength compared to the additional cement content of 15% and 20%. The modified equation from Abram's law could apply to predict the unconfined compressive strength as well. The predicted values reasonably agreed with the experimented results.

Keywords: silt contents, unconfined compressive strength, soil mixture, Abram's law, strength prediction

INTRODUCTION

The soil mixing, ground modification technique, has been used for many diverse applications including building and bridge foundations, retaining structures, liquefaction mitigation, temporary support of excavation and water control etc. This production is mainly for reduction of settlements and improvement of stability for the construction. Almost all this production is constructed using dry agents. Chemical stabilization always involves treatment of the soil with some kind of chemical compound, which when added to the soil, would result in chemical reaction. The chemical reaction enhances the physical and engineering properties of a soil, such as, stability and strength. Cement is especially used as soil stabilizing agent for sandy and clayey soils.

The using of cement in ground improvement is popular and can be classified into shallow and deep ground quality improvements. The shallow soil quality

improvement is for road and airport where the mix generally performed at low water content. The deep soil quality improvement known as the Deep Mixing Method, DMM; the slurry cement or cement treated soil is used to build the column. There are two mixing methods – mechanical mixing and high pressure jet mixing (Lee et al. 2005). In mechanical mixing, cement and soil are mixed by the mixing blade while in high pressure jet mixing, soil is mixed with jetted grouted cement or slurry cement. Typically, the deep mixing method performs at high water content due to high water content in most of the soft clays.

There were many researches conducted in the past to predict the unconfined compressive strength of cement treated clay. The study of Nagaraj et al. (1996) found that the inland and marine clays possessing the soil water content equal to the liquid limit had the same soil structure and can be concluded that different types of clays but with water content equal to the liquid limit will have the same soil structure. As the result, at specific cement content, the unconfined compressive strength of various types of clays but of the same soil structure will depend necessarily on the water content at the liquid limit.

The researches related to improving the clay quality with cement of (Nagaraj et al. 1996) and (Miura et al. 2001) had presented the replacement of water and cement (w/c) ratio with clay-water and cement (w_c/c) ratio adapted from Abrams' law which was widely applied in concrete technology. In addition, theses

¹ Assistant Professor, Department of Civil and Engineering Technology, King Mongkut's University of Technology North Bangkok, 1518 Pibulsongkram Road, Bangsue, Bangkok 10800, Thailand, email address: chairatsuk@yahoo.com

² Associate Professor, Department of Teacher Training in Engineering Technology, King Mongkut's University of Technology North Bangkok, 1518 Pibulsongkram Road, Bangsue, Bangkok 10800, Thailand, email address: pnv@kmitnb.ac.th

Table 1 Basic properties of soil sample

Properties	Silt	Bentonite	Kaolinite	Bentonite:Kaolinite (B25:K75)	Bentonite:Kaolinite (B50:K50)	Bentonite:Kaolinite (B75:K25)
Liquid limit (%)	-	460	65.2	160	207	310
Plastic limit (%)	-	53.6	29.7	43.9	37.8	48.6
Plastic index	-	406.4	35.5	116.1	169.2	261.4
Specific gravity	2.86	2.51	2.67	2.63	2.59	2.55

researches had presented the equation to predict the unconfined compressive strength of quality improvement by cement treated clay based on w/c parameter at different curing times. Jongpradist et al. (2006) studied the strength of cement and fly ashes treated Bangkok clay at high water content and purposed the equation for unconfined compressive strength prediction of the cement and fly ashes treated Bangkok clay. It was found that the unit weight and the unconfined compressive strength increased as the fly ashes had been added.

In classifying the types of engineering soils according to ASTM 2487-83, the fine-grain soil can be divided into 2 types – silt and clay. For Bangkok soft clay, the study of Ohtsubo et al. (2000) found that the proportional percentage of sand, silt content, and clay was 3:28:69. However, there were no researches in the past studying on the influences of silt content in fine-grain soil on the strength of cement treated clay. Consequently, this study presents the influences of silt content on the unconfined compressive strength of cement treated clay at curing times of 7 and 28 days as well as the equation for predicting the strength of cement treated clay.

LABORATORY TEST

Soil Sample

The silt sample for this study was obtained from the natural clay with a depth of 4-5 meters at King Mongkut's University of Technology North Bangkok by 2 times wet sieving at to get the size that passing through sieve No. 200 (75 μ m) and retaining on sieve No 400 (38 μ m). With size inspection by using the Mastersizer 2000 particle size analyzer, about 95-97% of the silt used in this study had size smaller than 75 μ m and greater than 2 μ m.

The clay samples for this study were divided into three types - Bentonite (B), Kaolinite (K), and the mixtures of Bentonite and Kaolinite (B+K) at the ratio of 0.25:0.75, 0.5:0.5, and 0.75:0.25 respectively. The basic properties of soil samples were tabulated in Table 1.

Mixed Soil Sample

The mixed soil sample was obtained from mixing the clay samples with the silt content varied at 0%, 15%, 30%, and 45% of dry weight of silt content to clay respectively. In order to mixed soil sample to have the same soil structure before the cement mixing as recommended by the study of Nagaraj et al. (1996). The mixed soil sample must then be prepared to have the water content equal to the liquid limit. Similar to the Deep Mixing Method, high water content of soil is required during the mixing process. In this study, the weight of water required in mixed soil preparation to achieve the condition of having the water content equal to the liquid limit can be calculated from Equation 1.as follows:

$$\Delta W_w = \frac{W_T}{1 + W_i} (W_{LL} - W_i) \quad (1)$$

where:

ΔW_w = weight of water required to be added in sample preparation (g)

W_T = weight of mixed soil before adding of cement (g)

W_{LL} = water content at liquid limit (%)

W_i = initial water content of mixed soil (%)

Then, the adding water was mixed with soil sample by electrical mixer. The testing soil sample kept in water content control room for one night to achieve the consistency of sample's water content before cement mixing and testing sample molding.

Cement Mixing in Mixed Soil Sample Process

In this study, ordinary Portland cement Type I with the specific gravity of 3.15 was used as the cementing agents. First, the mixing was performed by adding 7.5%, 15%, and 20% of cement dry weight, respectively to prepare the mixed soil sample that related to the

percentage of cement weight applied in ground improvement. Afterward, the mixing of cement and mixed soil sample was performed regularly for 10 minutes by the electrical mixer. From the study of Horpibulsuk et al. (2003), the proper parameters to analyze the strength development of soil-cement should be employed into Abram's law. Due to the cement mixing, the water content in cement treated soil sample changed, the total water content in cement treated soil sample can be calculated by Equation 2.

$$W_c = W_{LL} + (w/c)A_w \quad (2)$$

where:

W_c = total water content of cement treated soil (%)

w/c = water and cement ratio

W_{LL} = water content at liquid limit (%)

A_w = cement content (%)

Testing Sample Preparation Process

In preparing the unconfined compressive strength testing sample according to ASTM D2166-85, the cement treated soil sample was placed into the 35 mm diameter and 75 mm high PVC mold apparently without the air bubbles. The testing samples of each mixing proportion were prepared into three samples. The density of sample in mold for individual each proportion was controlled to have a different value less than 0.1% of the calculated value from each mixing proportion. The sample and the mold were wrapped with plastic to prevent the losing of water content. The samples were then cured in the water container for 7 days and 28 days. After completion of curing times, the samples were taken off from the mold to be tested at a constant strain rate of 0.86 mm/minute (1.14%/minute) throughout testing.

TEST RESULTS

The unconfined compressive strength increased due to the increase of cement as shown in Figure 1. The testing results agreed with the studies of Nagaraj et al. (1996), Miura et al. (2001), Horpibulsuk et al. (2003), and Jongpradist et al. (2006). The strength of cement treated soil increased due to the hydration reactions of cement composites. Where $\text{Ca}(\text{OH})_2$ caused by Calcium Silicate composites (C_3S and C_2S) in cement reacted with water. Calcium Silicate Hydrate (CSH) acted as the integrator. In addition, the cement treated soil was hardened due to the hydration reaction of Tricalcium Aluminate (C_3A). Moreover, there was the hydration reaction of Tetra calcium Aluminoferride (C_4AF) as well. All these reactions caused the reintegration which made the soil structure stronger.

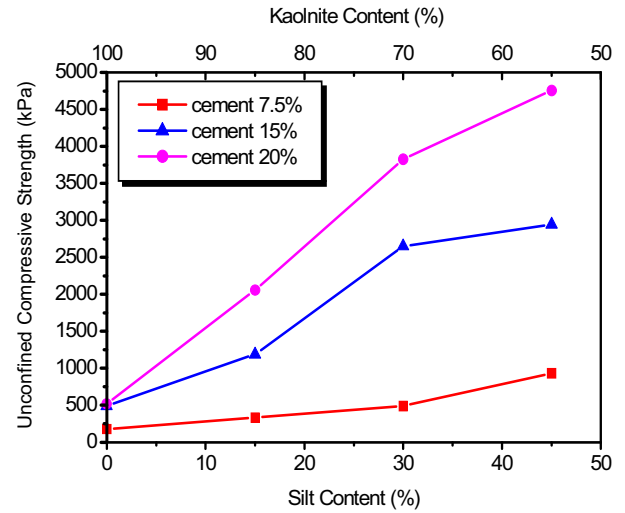


Fig. 1 Unconfined compressive strength of silt content admixed Kaolinite at 7 days curing time

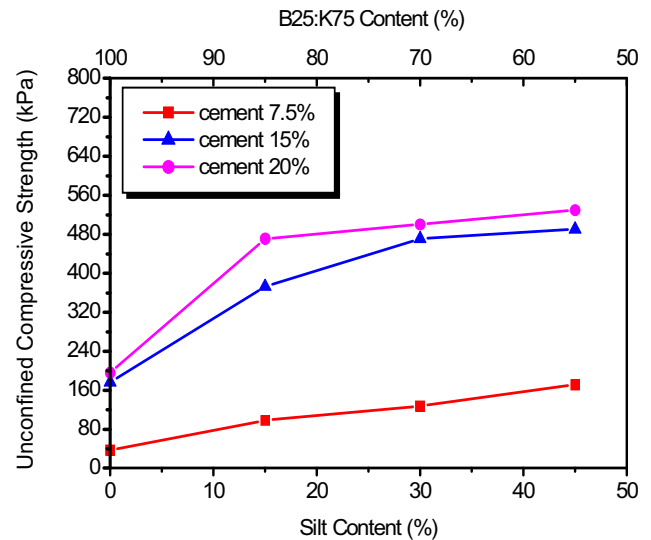


Fig. 2 Unconfined compressive strength of silt content admixed 25% of Bentonite and 75% of Kaolinite at 7 days curing time

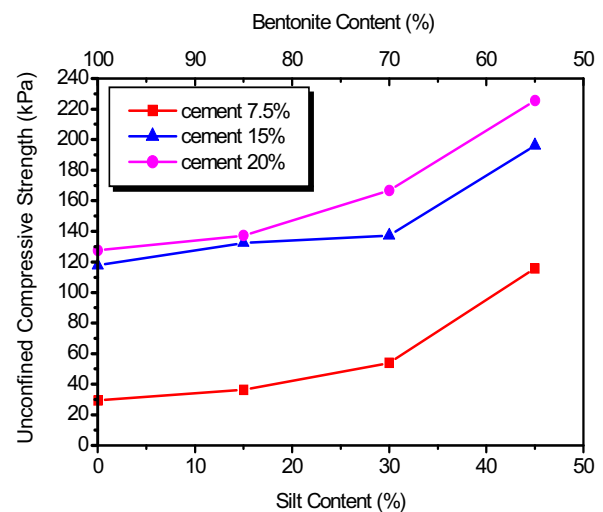


Fig. 3 Unconfined compressive strength of silt content admixed Bentonite at 7 days curing time

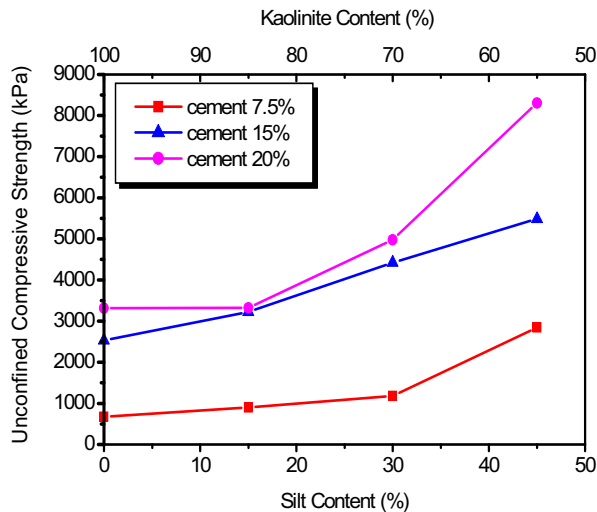


Fig. 4 Unconfined compressive strength of silt content admixed Kaolinite at 28 days curing time

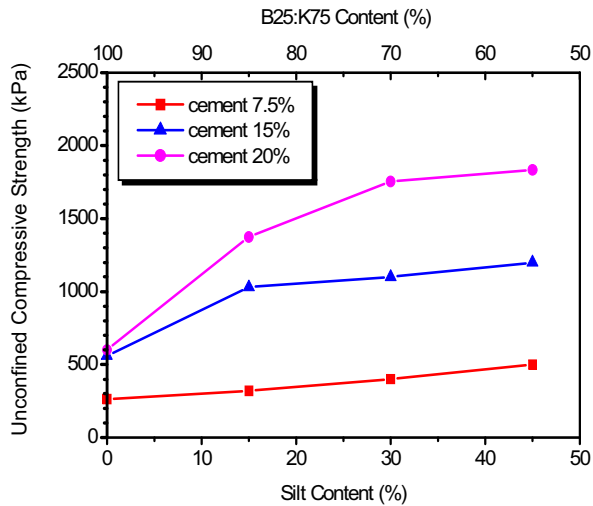


Fig. 5 Unconfined compressive strength of silt content admixed 25% of Bentonite and 75% of Kaolinite at 28 days curing time

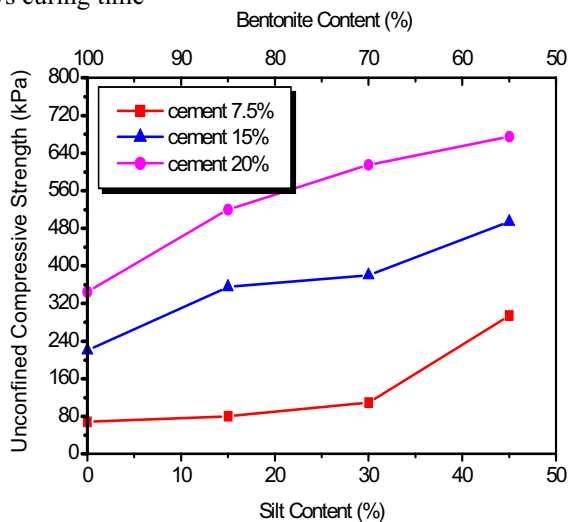


Fig. 6 Unconfined compressive strength of silt content admixed Bentonite at 28 days curing time

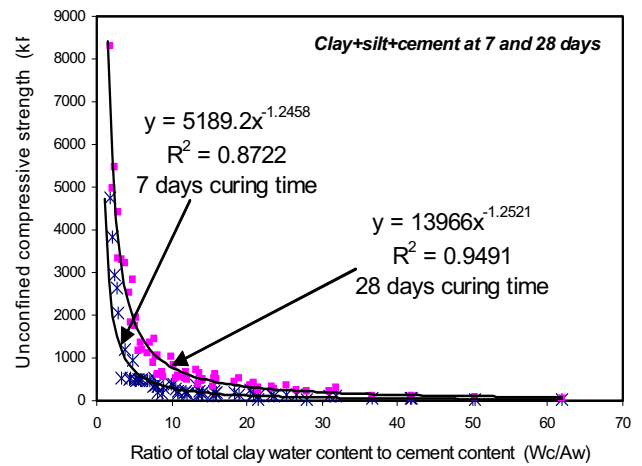


Fig. 7 Relationship between the unconfined compressive strength and the ratio of total water content of cement treated soil and percentage of mixed cement

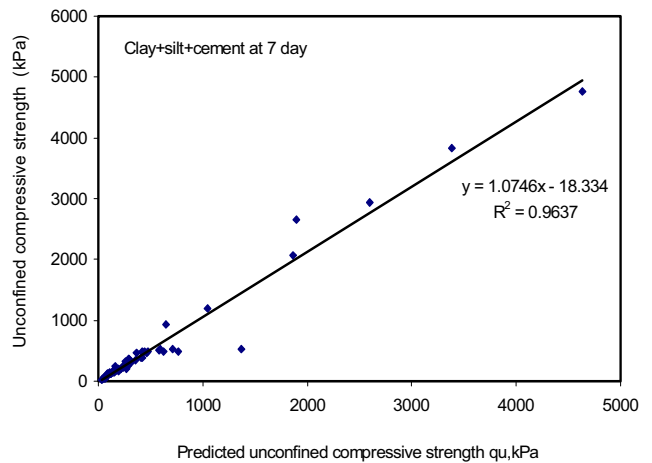


Fig. 8 Comparison between the unconfined compressive strength predicted from presented equation and that obtained from testing at 7 days curing time

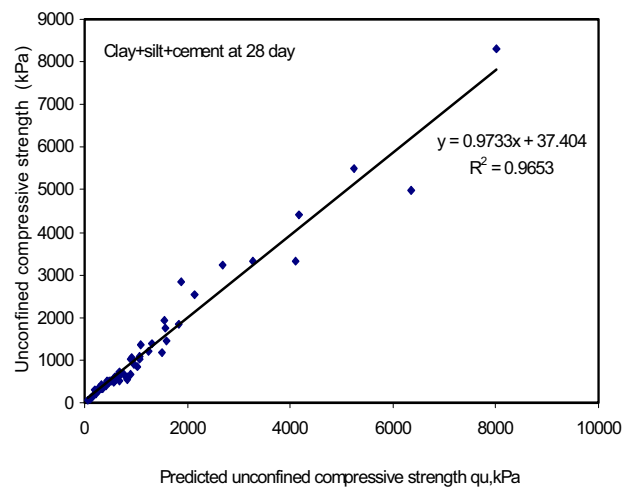


Fig. 9 Comparison between the unconfined compressive strength predicted from presented equation and that obtained from testing at 28 days curing time

According to the test results, the unconfined compressive strength also increased due to the increasing percentage of silt content. However, from most of the test results, the unconfined compressive strength increased significantly when the percentage of silt content was greater than 30% as shown in Figure 1 to 6. Moreover, the strength development of cement treated soil did not change much from 7.5% of cement comparing to those of the mixed soil with 15% and 20% of cement as shown in Figs. 4 and 6.

PREDICTION OF STRENGTH

Practically and accurately in predicting the strength of soft clays treated with cement, significant parameters were basically initiated from the preliminary design of mixing ratio between the amount of cement and soil used. Most approaches for the strength prediction were initially based on Abram's Law which was a proposed equation for predicting the strength of concrete. Many previous researchers such as Miura et al. (2001), Horpibulsuk et al. (2003), and Jongpradist et al. (2006) had modified the equation of Abram's Law based on the proportional of material mixtures to find out the suitable relation for predicting the strength of cement treated soil. In this study, the modify equation of Abram's Law to predict the unconfined compressive strength of soil-cement mixtures has been proposed as shown in Equation. 3.

$$q_u = \frac{A}{\left[\frac{W_c}{A_w} \right]^B} \quad (3)$$

where:

- q_u = unconfined compressive strength (kPa)
- W_c = total water content of soil-cement mixture (%)
- A_w = cement content (%)
- A, B = constant values depending on the soil characteristics, cement type and curing time

The relationship between unconfined compressive strength and ratio of total water content of mixed soil to cement content for the curing time of 7 days and 28 days was demonstrated in Fig. 7. According to the regression analysis of all soil-cement mixtures, most test results from the curve fitting method had quite high correlation factor. All of them obtained the least mean square value (R^2) of approximate 0.9. Regarding to the curve fitting for the curing of 7 days and 28 days, the proposed equations for predicting the unconfined compressive strength were shown in Equations. 4 and 5, respectively as follows:

$$q_u = \frac{5189.2}{\left[\frac{W_c}{A_w} \right]^{1.2458}} \quad (4)$$

$$q_u = \frac{13966}{\left[\frac{W_c}{A_w} \right]^{1.2521}} \quad (5)$$

A comparison of the predicted unconfined compressive strength obtained from the proposed equations and the experimental results was illustrated in Figs. 8 and 9 for the curing time of 7 days and 28 days, respectively. From this study, it can be observed that the proposed equations using the modified Abram's law could be applied to predict the unconfined compressive strength of the fine-grain soil admixed cement.

CONCLUSIONS

From the test results, the unconfined compressive strength of the fine-grain soil admixed cement increased with the increase in silt content as well as the curing time. However, there was a significant change in the unconfined compressive strength of the soil-cement mixed with the increase in silt content greater than 30%. Moreover, addition of cement content of 7.5% in the mixed soil did not abruptly change the unconfined compressive strength compared to the additional cement content of 15% and 20% in the mixed soil. The modified equation from Abram's law could apply to predict the unconfined compressive strength of the fine-grain soil admixed cement. The predicted values reasonably agreed with the experimented results.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to express their gratitude to Thailand Research Fund (TRF) for providing a financial support under the Grant No. MRG4980193.

REFERENCES

- Horpibulsuk, S., Miura, N. and Nagaraj, T. S. (2003). Assessment of strength development in cement-admixed high water content clay with Abram's law as a basis. *Geotechnique*, 53(4):439-444.
- Jongpradist, P., Jumlongrach, N. and Youwai, S. (2006). Predicting strength of cement-fly ash admixed Bangkok clay at high water content. The 6th Symposium on Soil/Ground Improvement and Geosynthetics. Bangkok:61-67.

- Lee, F. H., Lee, Y., Chew, S. H. and Yong, K. Y. (2005). Strength and modulus of marine clay-cement mixes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(2):178-186.
- Miura, N., Horpibulsuk, S. and Nagaraj, T. S. (2001). Engineering behavior of cement stabilized clay at high water content. *Soils and Foundations*, 41(5):33-45.
- Nagaraj, T. S., Yaligar, P., Miura, N. and Yamadera, A. (1996). Predicting strength development by cement admixture based on water content. *Proceedings of IS-Tokyo '96/The Second International Conference on Ground Improvement and Geosystems*. Tokyo, Japan. 2:431-436.
- Ohtsubo, M., Egashira, K., Koumoto, T., and Bergado, D. T. (2000). Mineralogy and chemistry, and their correlation with the geotechnical index properties of Bangkok clay: comparison with Ariake clay. *Soils and Foundations*, 40(1):11-21.

CONSOLIDATION BEHAVIORS OF FINE GRAIN SOIL ADMIXED WITH CEMENT

Panich Voottipruex¹ and Chairat Teerawattanasuk²

ABSTRACT: This paper is to present consolidation behavior of fine grain soil admixed with cement. Fine grain soil sample was categorized into three types namely: 1.Kaolinite (K), 2.Bentonite (B), 3. The mixtures of Kaolinite and Bentonite (K+B) at the various mixtures. The mixtures ratio were K:B = 0.75 : 0.25 , K:B = 0.50 : 0.50 , K:B = 0.25 : 0.75,respectively, with the amount of silt mixed at 0 %, 15 %, 30 % and 45 % of sample weight. Silt was obtained by sieving from natural clay. The cement was mixed in the amount of 7.5% and 15 % by weight of mixed soil sample. The water content of soil sample was prepared to be equal to the water content at the liquid limit of the soil mixture. In order to study the consolidation behavior of fine grain soil admixed with cement, the consolidation test of the cement treated fine grain soil at curing period of 28 days was conducted. From the test result it was found that yield strength increased, the compression and recompression indices decreased and coefficient of consolidation decreased.

Keyword: Clay fraction, Consolidation, Yield strength, Compression, Recompression, Soil-cement

INTRODUCTION

In nature soil composition vary as topographical area and soil formation. According to ASTM 2487-83 there is 2 type of fine grain soil namely silt and clay. Silt is hard and can not absorb water while clay is soft with low permeability. In the study, fine grain soil was washed and settled and mixed which caused the variation in natural soil both in physical and engineering.

Different soil may need to be improved in term of Engineering (Ruenkairergsa, T.1982). Nowadays there are many methods to improve. The popular one is chemical improvement using cement to increase shear strength of soft clay. The improvement can be categorized into 2 method of shallow and deep mixing method. The former can be employed to airport and road pavement while the latter can be used for soil cement column. Furthermore, Deep Mixing Method (DMM) can be conducted by mechanical mixing on high pressure jet mixing (Lee et al. 2005). However, the improved fine grain soil may swell or deformed after mixing with cement.

The result revealed that the more the silt content, the higher the compression and tension of concrete. On the other hand, the contamination of clay is the major cause of less compression and tension in concrete. It can be seen that the clay content have an invert effect on properties of concrete. This can be implied that the various proportions may effect on engineering properties differently. In this study the effect of clay content on engineering properties of cement treated fine grain soil was studied in term of yield strength, compression index (c_c), swelling index (c_r) and coefficient of permeability (c_v). The specimens were consolidated at 28 days of curing periods.

LABORATORY TEST

Soil sample

Soil sample was selected from natural soil at depth of 4 to 5 meters in King Mongkut's University of Technology North Bangkok. Wet sieve was conducted to the sample



Fig. 1 Silt sample passing through No.200 sieve and retain on No.400 sieve

¹ Associate Professor, Department of Teacher Training in Engineering Technology, King Mongkut's University of Technology North Bangkok, 1518 Pibulsongkram Road, Bangsue, Bangkok 10800, Thailand, email address: pnv@kmitnb.ac.th

² Assistant Professor, Department of Civil and Engineering Technology, King Mongkut's University of Technology North Bangkok, 1518 Pibulsongkram Road, Bangsue, Bangkok 10800, Thailand, email address: chairatsuk@yahoo.com

Effect of silt and clay on compression and tension of concrete has been studied (Sriratanawongse et al. 2003).

Table 1 Basic properties of soil sample

Properties	Silt	Bentonite	Kaolinite	Bentonite:Kaolinite (B25:K75)	Bentonite:Kaolinite (B50:K50)	Bentonite:Kaolinite (B75:K25)
Liquid limit (%)	-	460	65.2	160	207	310
Plastic limit (%)	-	53.6	29.7	43.9	37.8	48.6
Plastic index	-	406.4	35.5	116.1	169.2	261.4
Specific gravity	2.86	2.51	2.67	2.63	2.59	2.55

Table 2 Silt and Cement Proportion

Silt	Cement	Curing	K50:B50	K75:B25	K25:B75	K 100	B 100
	7.5%	28	1	1	1	1	1
0 %	15 %	28	1	1	1	1	1
	7.5%	28	1	1	1	1	1
15 %	15 %	28	1	1	1	1	1
	7.5%	28	1	1	1	1	1
30 %	15 %	28	1	1	1	1	1
	7.5%	28	1	1	1	1	1
45 %	15 %	28	1	1	1	1	1
Number of Test			8	8	8	8	8
Total					40		

*B = Bentonite , K = Kaolinite

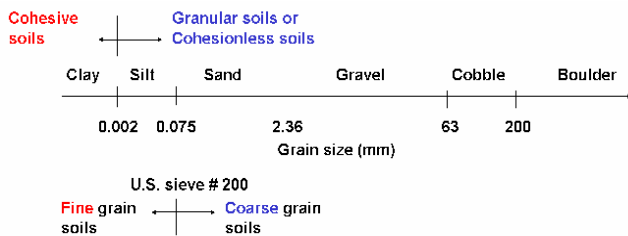


Fig. 2 Soil classification system

through number 200 sieve (75 μ m) and retained on number 400 sieve (75 μ m) as shown in Fig.1. The silt sample which size less than 75 μ m can be classified using soil classification system as shown in Fig.2. The clay mineral that used in this study are (1) Kaolinite, K (2) Bentonite, B (3) Mixture between Kaolinite and Bentonite, K+B. The proportion of Kaolinite and Bentonite are K: B=0.75:0.25, 0.5:0.5 and 0.25:0.75, respectively. The engineering properties of clay mineral are shown in Table 1.

Soil specimens

Soil specimens were obtained from clay mixed with silt. The silt content varied from 0%, 15%, 30% and 45%, respectively. Liquid Limit for each proportion were conducted to obtain moisture content used in soil specimens. Table 2 showed test program and properties of silt and cement.

Preparing of Soil specimens

Cement used in this study is Portland cement Type I with proportion of cement to dry soil specimen of 7.5% and 15% which correspond to cement used in deep mixing in the field⁽⁴⁾. The cement and soil were thoroughly thereafter. The specimens were prepared according to ASTM D 2435 and casted in PVC cylinder with dimension of 63.3 mm in diameter and 20 mm in height as shown in Fig.3. In order to avoid void in the sample, care must be taken during casting. Two specimens were prepared in each proportion and wrapped with plastic sheet for one hour. The specimens were then unwrapped and cured in water for 28 days prior to consolidate.



Fig. 3 The specimens with 63.3 mm in diameter and 20 mm height

TEST RESULTS

Compressive strength

The results reveal that the compressive strength of soil specimen increases as silt content and cement content increase. Besides, yield strength also increase as silt content and cement content increase. This may be due to the fact that gradation of soil specimen changes in better way owing to adding of silt content. The void may be filled by silts that cause the compressive strength increase. The cement that mixed in specimen cause cements hydration and created cement gel. The soil particles were cemented and consequently high strength gained (Mitchell, J.K. and Jack, E.L.1966). It is obviously shown that compressive strength of soil specimen increase as cement content increase as shown in Fig.4 to 6.

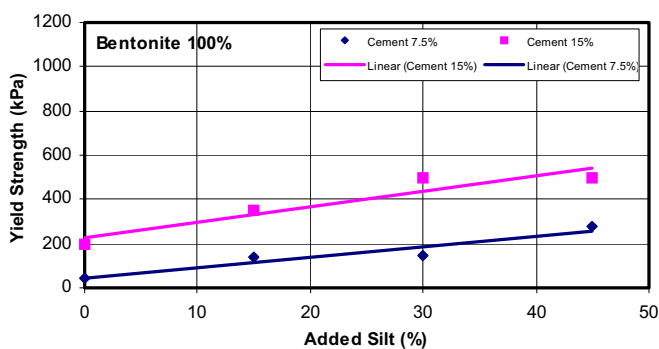


Fig. 4 Influence of silt and cement on yield strength of Bentonite 100 %

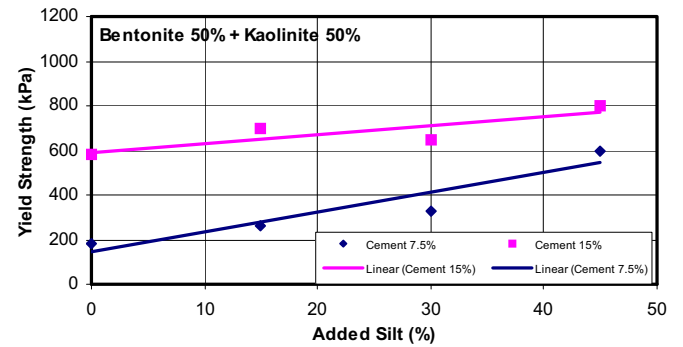


Fig. 5 Influence of silt and cement on yield strength of Bentonite 50 % + Kaolinite 50%

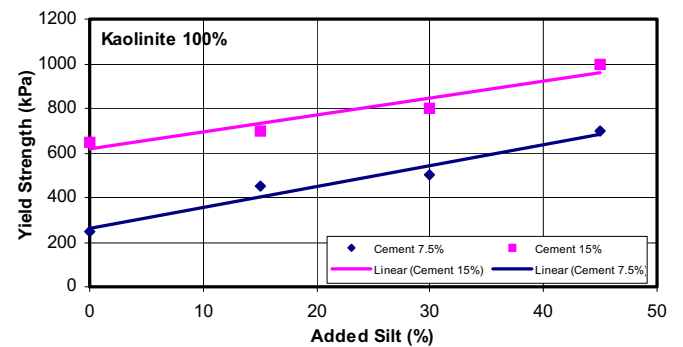


Fig. 6 Influence of silt and cement on yield strength of Kaolinite 100%

Compressive index

The results reveal that increment of silts and cement have an influence on compression index as shown in Fig.7-9. As sand content and cement content increase compression index decrease due to properties of silt which is naturally hard and low compression. The increment of cement content also cause cement hydration that produce cement gel. Thus, increment of silt content and cement content enhance compression strength of mixed soil and compression decrease.

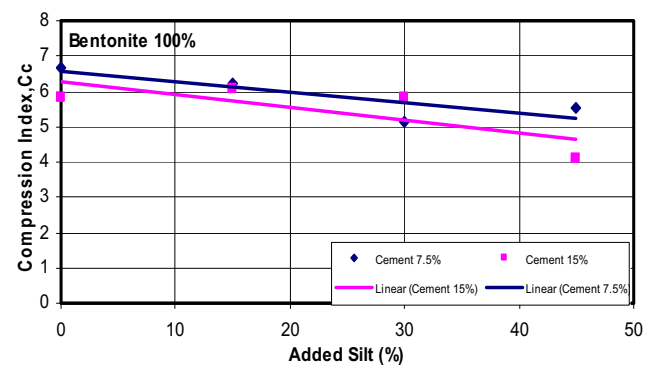


Fig. 7 Influence of silt and cement on compression index of Bentonite 100 %

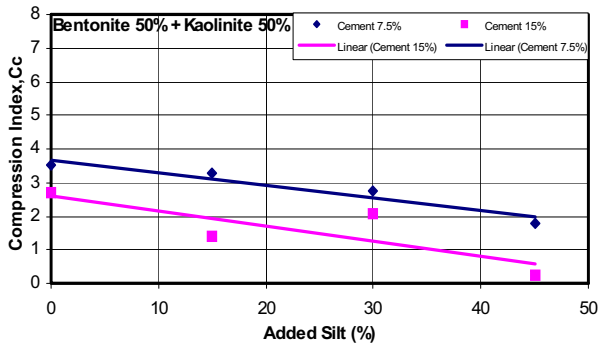


Fig. 8 Influence of silt and cement on compression index of Bentonite 50 % + Kaolinite 50%

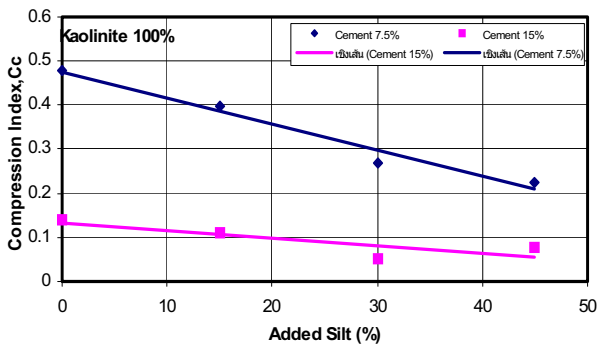


Fig. 9 Influence of silt and cement on compression index of Kaolinite 100%

Swelling Index

Comparing to the same soil, the results reveals that the increment of both silt and cement decrease the swelling index as shown in Fig.10 to 12.

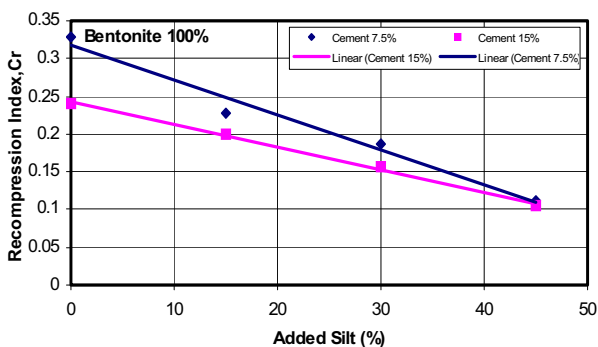


Fig. 10 Influence of silt and cement on swelling index of Bentonite 50 % + Kaolinite 50%

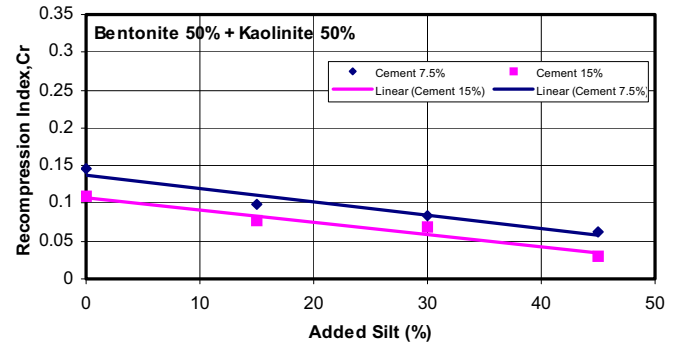


Fig. 11 Influence of silt and cement on swelling index of Kaolinite 100%

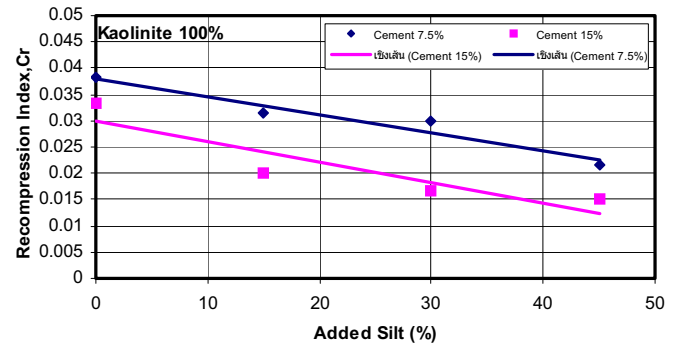


Fig. 12 Influence of silt and cement on swelling index of Kaolinite 100%

Consolidation coefficient

As silt and cement content increase, consolidation coefficient increase as shown in Fig.13. This may be due to the fact that permeability of specimen increases as silt content increase. In contrast permeability of specimen decreases as cement content increase.

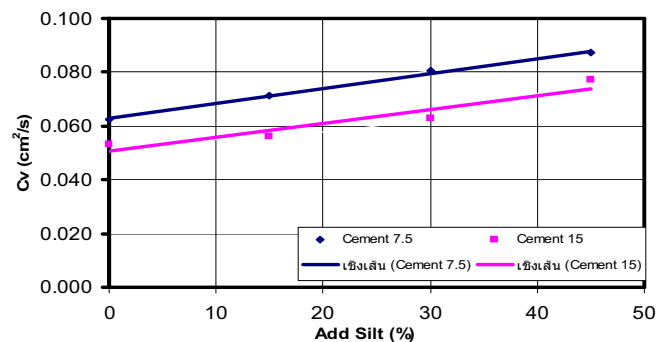


Fig. 13 Influence of silt and cement on consolidation coefficient of Bentonite 50 % + Kaolinite 50%

From the test result, it was found that the mixed soil of kaolinite 100 %: silt 45% : cement 15% exhibited the highest strength with compression index of 0.0764 to 0.14 and swelling index of 0.0145 to 0.0332. Besides,

the mixed soil of Bentonite 100%: silt 0% : cement 7.5% showed the lowest strength with compression index of 5.53 to 6.667 and swelling index of 0.111 to 0.329.

CONCLUSIONS

The increment of both silt and cement in soil specimen increase the compressive strength and yield strength of the soil specimen. However, the increment of both silt and cement decrease the compressive index and swelling index of soil specimen. The compressive strength of kaolinite is higher than Bentonite. The higher the compression index and swelling index, the higher the deformation of soil specimens during loading.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to express their gratitude to Thailand Research Fund (TRF) for providing a financial support under the Grant No. MRG4980193.

REFERENCES

- Lee, F. H., Lee, Y., Chew, S. H. and Yong, K. Y. (2005). Strength and modulus of marine clay-cement mixes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(2):178-186.
- Mitchell, J.K. and Jack, E.L. (1966). The fabric of soil cement and its formation. *Proceedings 14th national conference on clay and clay mineral*. Vol.26.297-305.
- Ruenkairergsa, T. (1982) A research on type of soil for stabilization suitable for cement or lime. *Department of Highway*. 20-25.
- Sriratanawongse, S., Songpiriyakit, S., Chaturapitakkul, C., Kiatkomol, K. (2003) Effect of silt and clay on concrete properties. *Proceeding of the 6th National civil engineering symposium*. MAT 95-100.

การพัฒนาเครื่องเร่งเหวี่ยงเพื่อตกตะกอนดินเม็ดละเอียด

DEVELOPMENT OF CENTRIFUGAL MACHINE FOR SEDIMENTING
FINE GRAINED SOILดร. พานิช วุฒิพฤกษ์ (Dr.Panich Voottipruek)¹ดร.ชัยรัตน์ ธีระวัฒนสุข (Dr.Chairat Teerawattanasuk)²ดร.เชิดชนินทร์ หอมดมลิน (Dr.Chirdchanin Modmoltin)²¹ รองศาสตราจารย์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ pnv@kmitnb.ac.th² อาจารย์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ chairatsuk@yahoo.com

บทคัดย่อ : การศึกษาวิจัยเรื่องนี้เป็นการพัฒนาเครื่องเร่งเหวี่ยงสำหรับการเร่งการตกตะกอนดินเม็ดดินเหนียวแทนวิธีการดั้งเดิมที่ปล่อยให้เกิดการตกตะกอนแบบอิสระซึ่งต้องใช้เวลาาน เครื่องมือที่สร้างขึ้นนี้ประกอบด้วย กระจบอกใส่น้ำดินเหนียวขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 5 ซม.จำนวน 5 กระจบอก ติดตั้งอยู่บนวงล้อหมุนขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 35 ซม. โดยใช้กำลังขับเคลื่อนด้วยมอเตอร์ไฟฟ้ามีความเร็วรอบสูงสุดเท่ากับ 2800 รอบต่อนาที และสามารถปรับความเร็วรอบได้ด้วยอุปกรณ์ปรับความถี่ (Inverter) เพื่อให้สามารถควบคุมค่าแรงโน้มถ่วงให้มีค่าสูงขึ้นมากกว่าแรงโน้มถ่วงของโลกในสภาวะตกแบบอิสระ ($g=9.81 \text{ m/sec}^2$) ตามที่ต้องการ สำหรับการเตรียมตัวอย่างต้องดำเนินการแยกทรายแป้งออกจากน้ำดินเหนียวก่อน จากนั้น ทำการเหวี่ยงน้ำดินเหนียวที่ปราศจากการปะปนของทรายแป้งเพื่อเร่งการตกตะกอนของเม็ดดิน จากการทดลองใช้เครื่องเร่งเหวี่ยงนี้สามารถเร่งการตกตะกอนของดินเม็ดละเอียด ได้ภายในเวลา 1 ชั่วโมงเท่านั้น เร็วกว่าการตกตะกอนดินเหนียวแบบอิสระที่ใช้เวลานานกว่า 24 ชั่วโมงขึ้นไป ตัวอย่างดินเหนียวที่ได้จากการเหวี่ยงในปริมาณมากนี้สามารถนำมาใช้ทดสอบคุณสมบัติทางวิศวกรรมต่างๆในเชิงลึกต่อไป

ABSTRACT: The purpose of this study was the development of centrifugal machine for accelerating the sedimentation of fine grained soil instead of using conventional method which is time consuming. This machine comprised of five cylinder containers of 5 cm in diameter, fixed on a pulley of 35 cm in diameter, driven by an electrical motor with maximum speed of 2800 rpm. The speed frequency can be adjusted by using an inverter. Thus free fall gravity can be controlled ($g=9.81 \text{ m/sec}^2$) and rose to certain level as required. Prior to centrifuge the clay water, silt content has to be separated from clay specimen using conventional method. The silt free clay water was then centrifuged to accelerate the sediment of clay particle that took approximately 1 hour which faster than conventional free fall method that took more than 24 hours. The large amount of clay obtained from centrifugal machine can be tested in detail for engineering properties.

KEYWORDS: Centrifugal machine, Inverter, Silt content, Unconfined compressive strength, Cement treated clay

1. รายละเอียดทั่วไป

ดินเหนียวกรุงเทพฯเป็นดินตะกอนบริเวณราบลุ่มเจ้าพระยาเกิดจากสะสมของตะกอนของอนุภาคดินที่มีขนาดเล็ก ซึ่งเกิดจากการสึกกร่อนและผุพังทางกายภาพและทางเคมีของหินต้นกำเนิดที่ประกอบกันเป็นเปลือกโลกซึ่งมีส่วนประกอบสำคัญคือซิลิกอนไดออกไซด์และอลูมิเนียมออกไซด์ อนุภาคดินขนาดเล็กเหล่านี้ส่วนใหญ่ประกอบด้วยดินเหนียว (Clay) โดยมีดินตะกอนทราย (Silt) ปะปนมาอย่างมีนัยสำคัญ ทำให้คุณสมบัติของดินเหนียวกรุงเทพฯแปรผันไปตามปริมาณดินตะกอนทรายอย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้ และเพื่อเป็นการศึกษาผลกระทบของปริมาณดินตะกอนทรายในดินเหนียวกรุงเทพฯ จึงจำเป็นต้องแยกดินตะกอนทรายและดินเหนียวออกจากกัน ด้วยวิธีการตกตะกอน

งานวิจัยส่วนใหญ่มุ่งไปที่กลไกของการเหวี่ยง [1] และได้มีการศึกษาความเข้มข้นของตะกอนหลังจากเหวี่ยงโดย Chu และ Lee [2] ได้เสนอระยะห่างของแขนการเหวี่ยงที่ได้ปรับปรุงจากการออกแบบของ Hwang และคณะ [3] นอกจากนี้การเพิ่มรอบการเหวี่ยงยังไม่มีนัยสำคัญต่อปริมาณความชื้นคงค้างในก้อนตะกอน [4] ในประเทศไทยเองได้นำเทคนิคการหมุนเหวี่ยงเพื่อศึกษาและสร้างแบบจำลองการพังทลายของโครงสร้างดิน [5]

งานวิจัยครั้งนี้เป็นเชิงทดลองและปฏิบัติโดยการสร้างเครื่องเร่งการตกตะกอนดินเหนียวด้วยการเหวี่ยง ดินตัวอย่างที่จะนำมาเหวี่ยงให้ตกตะกอนจะถูกนำมาแยกดินตะกอนทราย (Silt) ออกก่อนด้วยวิธี Hydrometer หลังจากทราบเวลาที่ดินตะกอนทรายตกตะกอนแล้วจึงนำน้ำดินมาเข้าเครื่องเหวี่ยงที่ออกแบบไว้แล้ว นำเนื้อดินเหนียวที่ได้ไปทดสอบ Atterberg's Limit เพื่อเปรียบเทียบกับดินเหนียวชนิดเดียวกันก่อนแยกดินตะกอนทรายออกไป

2. การออกแบบเครื่องเหวี่ยง

หลักการพื้นฐานของเครื่องเหวี่ยงคือการใช้เครื่องเหวี่ยงทำให้เกิดแรงโน้มถ่วงสูงกว่าสภาวะปกติหลายเท่าเพื่อเพิ่มน้ำหนักมวลดินทำให้มวลดินที่แขวนลอยตกตะกอนเร็วขึ้นมากกว่าภายใต้สภาวะแรงโน้มถ่วงปกติ (1g) ดังนั้นการใช้ประโยชน์ของเทคนิคการหมุนเหวี่ยง (Centrifuged modeling technique) นี้จะอาศัยเครื่องมือเพื่อเพิ่มแรงโน้มถ่วงผ่านหลักการหมุนเหวี่ยงหนีศูนย์กลาง (Centrifuged acceleration) ดังภาพที่ 1 ภาชนะที่ใส่ตัวอย่างจะแขวนในแนวตั้งตรงหรือห้อยลงเมื่อเมื่อเครื่องหมุน

เหวี่ยงหยุดนิ่ง ดังแสดงในภาพที่ 2 หลังจากเครื่องเริ่มหมุนภาชนะจะถูกหมุนขึ้นสู่ระดับเนื่องจากแรงเหวี่ยง ณ ความเร็วในการหมุนระดับหนึ่ง ตัวอย่างจะถูกหมุนเหวี่ยงในแนวระดับรัศมี (R) ด้วยความเร็วเชิงมุม ω (rad/sec) และความเร่งเชิงมุม $R\omega^2$ ดังนั้นน้ำหนักของดินจะเพิ่มขึ้นในอัตราส่วน $N = R\omega^2/g$ โดยที่ g คือแรงโน้มถ่วงของสภาวะ ณ สภาวะปกติ

จากการที่มอเตอร์ที่จะใช้เป็นตัวขับให้หมุนมีความเร็วรอบ 2800 รอบ/นาที ถ้าหมุนด้วยความเร็วระดับนี้จะเกิดแรงเหวี่ยงสูงมากเกินไปเกินกว่าภาชนะและอุปกรณ์ที่มีอยู่ทั่วไปในห้องทดลองจะทนได้ จึงได้ใช้อุปกรณ์ควบคุมความเร็วของมอเตอร์เพื่อให้ได้ความเร็วเหมาะสมตามความต้องการได้ ในขณะที่หมุนมีโอกาสเกิดการสั่นเนื่องจากการใส่วัสดุในภาชนะไม่เท่ากัน จึงต้องแยกเพลลาที่จะใช้หมุนวงล้อ กับแกนของมอเตอร์โดยใช้ข้อต่อ (Coupling) ที่มียางเพื่อลดความรุนแรงจากการบิดหมุนแบบกระชากและการเยื้องศูนย์กลางของแกนหมุนจากการติดตั้ง

เครื่องหมุนเหวี่ยงมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 98.54 ซม. เพิ่มแรงโน้มถ่วงได้ 30 เท่า (g) ที่ความเร็วรอบรอบ 300 รอบต่อนาที (ความเร็วในการทดลอง) ขับเคลื่อนด้วยมอเตอร์ 2 กำลังม้า ไฟ 380/220 โวลต์ 3 สาย มีชุดปรับความเร็วให้เหมาะกับการใช้งาน ตัวเครื่องประกอบด้วย วงล้อหมุนขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 35 ซม. และภาชนะบรรจุตัวอย่างขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 5.0 ซม. ยาว 24 ซม. ถูกจับยึดในแนวตั้งที่ปลายโดยสายสลิงยึดกับวงล้อหมุน เครื่องเร่งเหวี่ยงสามารถเพิ่มแรงโน้มถ่วงได้ตามต้องการ ซึ่งจะแปรผันตามความเร็วรอบ โดยสามารถแปลงความเร็วรอบเป็นค่าแรงโน้มถ่วงดังนี้

$$g = (1.118 \times 10^{-5}) RS^2 \quad (1)$$

โดยที่ R = รัศมีจากศูนย์กลางแกนหมุนถึงปลายกระบอ

S = ความเร็วในการเหวี่ยง (รอบ/นาที)

จากความสัมพันธ์ในสมการที่ 1 สามารถนำมาสร้างตารางที่ 1 เพื่อแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วรอบกับแรงโน้มถ่วง

3. การสร้างเครื่องเหวี่ยง

เมื่อออกแบบเครื่องเหวี่ยงเรียบร้อยแล้วจึงเริ่มสร้าง โดยประกอบแท่นเครื่องเหวี่ยงด้วยเหล็กราง ทำเป็นขาในรูปกากบาท

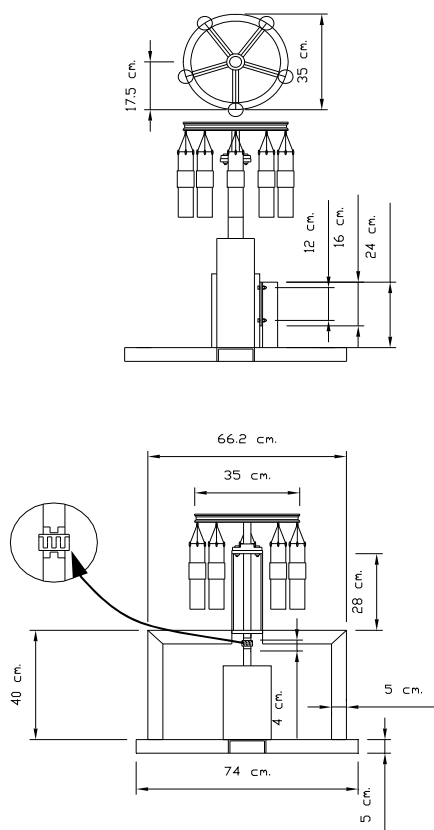


สภาพน้ำดินเหนียวก่อนการเหวี่ยง



สภาพน้ำดินเหนียวหลังการเหวี่ยง

ภาพที่ 1 หลักการเหวี่ยงน้ำดินเหนียว



ภาพที่ 2 การออกแบบเครื่องเหวี่ยงดินเหนียว

จากนั้นเชื่อมแท่นยึดมอเตอร์ และแกนหมุน ดังภาพที่ 3 จากนั้นประกอบส่วนที่เป็นแกนหมุนเข้ากับวงล้อที่ใช้เพื่อแขวนภาชนะใส่น้ำดินเหนียวเป็นวงอคูมินีมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 35 ซม. เจาะรู 5 จุด ให้มีความสมดุลดังแสดงในภาพที่ 4 แล้วนำมาประกอบเข้ากับแท่นเหวี่ยงดังแสดงในภาพที่ 5



ภาพที่ 3 การประกอบแท่นเครื่องเหวี่ยง



ภาพที่ 4 แกนหมุนและวงล้อสำหรับเกี่ยวท่อบรรจุน้ำดินเหนียว



ภาพที่ 5 เครื่องเหวี่ยงที่ประกอบเสร็จเรียบร้อยแล้ว

ตารางที่ 1 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วรอบกับค่าแรงโน้มถ่วง

ความเร็ว (รอบ/นาที)	รัศมีจากศูนย์กลางแกนหมุนถึงปลายกระบอบอก (เซนติเมตร)							
	44	45	46	47	48	49	50	51
100	5	5	5	5	5	5	6	6
200	20	20	21	21	21	22	22	23
300	44	45	46	47	48	49	50	51
400	79	80	82	84	86	88	89	91
500	123	126	129	131	134	137	140	143
600	177	181	185	189	193	197	201	205
700	241	247	252	257	263	268	274	279
800	315	322	329	336	343	351	358	365
900	398	408	417	426	435	444	453	462
1000	492	503	514	524	537	548	559	570
1100	595	609	622	636	649	663	676	690
1200	708	724	741	757	773	789	805	821
1300	831	850	869	888	907	926	945	964
1400	964	986	1008	1030	1052	1074	1096	1118

4. การทดสอบ Atterberg's Limit

ภายหลังจากแยกดินตะกอนทรายออกจากดินเหนียวแล้ว จึงนำน้ำดินเหนียวมาใส่กระบอบอกจำนวนประมาณ 100 กรัม แล้วเหยียงประมาณ 30 นาที จะได้เนื้อดินเหนียวตกตะกอนที่ปลายกระบอบอก ซึ่งจะนำมารวบรวบเพื่อทดสอบ Atterberg's Limit เพื่อเปรียบเทียบคุณสมบัติของดินเหนียว ก่อนและหลังการแยกดินตะกอนทรายออกจากดินเหนียว ผลดังแสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 คุณสมบัติของดินเหนียวก่อนและหลังการแยกตะกอน

การทดสอบ	ก่อนแยก	หลังแยก
พิกัดเหลว, LL%	65.30	79.70
พิกัดพลาสติก, PL%	21.70	30.00
ดัชนีพลาสติก, PI%	10.84	15.41
ความถ่วงจำเพาะ, Gs	2.694	2.752

การทดสอบ Atterberg's Limit นี้เป็นเพียงการยืนยันว่าดินที่ได้จากการเหยียงเป็นดินเหนียวล้วนที่มีคุณสมบัติต่างจากดินที่ยังไม่แยกดินตะกอนทรายออก โดยเครื่องเหยียงที่สร้างขึ้นสามารถนำมาประโยชน์ในการเร่งให้ดินหรือมวลสารละเอียดขนาดเล็กที่แขวนลอยอยู่ในน้ำตกตะกอนได้เร็วขึ้น เป็นการช่วยลดระยะเวลาในการทดลองอย่างได้ผล

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณ อาจารย์ชวลิต ถนอมสวย วิทยาลัยเทคโนโลยีอุตสาหกรรม สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ (สจพ) ที่ช่วยให้แนวคิดและทำให้เครื่องเหยียงสามารถใช้งานได้ตรงตามวัตถุประสงค์ ขอขอบคุณภาควิชาครุศาสตร์โยธา คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรม (สจพ) ที่เอื้อเฟื้อสถานที่ ขอขอบคุณสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว) ที่สนับสนุนเงินทุนวิจัย

เอกสารอ้างอิง

- [1] กิตติเดช สันติชัยนันต์, The Instructional Centrifuge Modeling of Retaining Wall in Active Condition. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 10, โรงแรมแอมบาสเดอร์ซีดี จอมเทียน, ชลบุรี
- [1] Chu, C.P. and D.J. Lee, 2001, Experimental Analysis of Centrifugal Dewatering Process of Polyelectrolyte. Water Res., 35, 2377
- [2] Hwang, K.J., W.T. Chu and W.M. Lu, 2001, A Method to Dewatering the Cake Properties in Centrifugal Dewatering. Sep. Sci. Technol., 36, 2693
- [3] Shirato, M.T., Murase, and H. Mori, 1983, Centrifugal Dehydration a Packed Particulate Bed, Int. Chem. Eng., 23, 298
- [4] Tiller, F.M. and J.M. Kwon, 1998, The Role of Porosity in Filtration XIII: Unexpected Behavior of Highly Compacible Cakes, 44, 2159

เกี่ยวกับผู้เขียน



รศ.ดร. พานิช วุฒิพุกษ์
ภาควิชาครุศาสตร์โยธา
คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรม
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ



ดร. ชัยรัตน์ ชีระวัฒน์สุข
ภาควิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธาและ
สิ่งแวดล้อม
วิทยาลัยเทคโนโลยีอุตสาหกรรม
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ



ดร. เจิดชนินทร์ หมดมลทิน
ภาควิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธาและ
สิ่งแวดล้อม
วิทยาลัยเทคโนโลยีอุตสาหกรรม
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ

อิทธิพลของทรายแป้งต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเหนียวผสมซีเมนต์

INFLUENCE OF SILT CONTENTS ON UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH
OF CEMENT TREATED CLAYSชัยรัตน์ ชีระวัฒนสุข (Chairat Teerawattanasuk)¹พานิช วุฒิพฤษ (Panich Voottipruex)²เชิดชนินทร์ หอมดมลิน (Chirdchanin Modmoltin)¹¹อาจารย์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ chairatsuk@yahoo.com²รองศาสตราจารย์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ pnv@kmitnb.ac.th

บทคัดย่อ : บทความนี้นำเสนออิทธิพลของปริมาณทรายแป้งต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเหนียวที่ปรับปรุงคุณสมบัติด้วยซีเมนต์ โดยตัวอย่างทรายแป้ง (M) ที่ใช้ได้จากการคัดขนาดเม็ดดินตัวอย่างดินเหนียวธรรมชาติด้วยวิธีการร่อนผ่านตะแกรง สำหรับตัวอย่างดินเหนียวที่ใช้ในการศึกษานี้แบ่งเป็น 3 ประเภท คือ 1. ดินเบ็นโทไนท์ (B) 2. ดินคาโอลิไนท์ (K) และ 3. ดินผสมระหว่างดินเบ็นโทไนท์และดินคาโอลิไนท์ (B+K) ที่อัตราส่วนผสมต่างๆกัน ทำการเตรียมตัวอย่างดินเหนียวที่ปริมาณทรายแป้งต่างกัน จากนั้นผสมซีเมนต์ในปริมาณ 7.5%, 15% และ 20% ต่อน้ำหนักแห้งดินตัวอย่างผสมทรายแป้ง โดยเตรียมปริมาณน้ำของดินที่ทดสอบก่อนการผสมซีเมนต์ ให้มีค่าปริมาณความชื้นเท่ากับขีดจำกัดเหลวของดินตัวอย่างที่ผสมทรายแป้ง เพื่อศึกษาอิทธิพลเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงสัดส่วนของทรายแป้งต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเหนียวผสมซีเมนต์ ทำการทดสอบกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของตัวอย่างดินเหนียวผสมซีเมนต์ที่อายุการบ่มที่ 7 วัน และ 28 วัน จากผลการศึกษาพบว่าปริมาณของทรายแป้งมีอิทธิพลต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเหนียวผสมซีเมนต์ กล่าวคือ เมื่อสัดส่วนของทรายแป้งมีค่าเพิ่มขึ้น ค่ากำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเหนียวผสมซีเมนต์จะมีค่าสูงขึ้น

ABSTRACT : This paper is to present the influence of silt content on unconfined compressive strength of cement treated clay. Silt was obtained by sieving from natural clay. The clay sample was categorized into three types namely: 1.Bentonite (B), 2.Kaolinite (K) and 3.the mixtures of Bentonite and Kaolinite (B+K) in various proportions. In addition the clay samples with different silt contents were mixed with the cement content of 7.5%, 15% and 20% by the dry weight of the soil mixture. Before mixing of cement, the water content of soil sample was prepared to be equal to the water content at liquid limit of the soil mixture. In order to study the influence of silt contents on unconfined compressive strength of cement treated clay, the unconfined compressive test of the cement treated clay samples at different curing period of 7 days and 28 days was conducted. From the results it was found that the unconfined compressive strength of cement treated clay increased as silt content increased.

KEYWORDS : Silt content, Unconfined compressive strength, Cement treated clay

1. บทนำ

มีการใช้ซีเมนต์ในการปรับปรุงดินอย่างแพร่หลายซึ่งสามารถแบ่งออกเป็นการปรับปรุงคุณภาพดินระดับต้นและระดับลึก การปรับปรุงคุณภาพดินระดับต้นจะปรับปรุงคุณภาพของดินเดิมสำหรับงานถนน และงานสนามบิน ซึ่งโดยปกติใช้การผสมที่ปริมาณความชื้นต่ำ ขณะที่การปรับปรุงคุณภาพดินระดับลึกที่เรียกว่าวิธีการผสมลึกนั้น (Deep Mixing Method, DMM) ใช้ซีเมนต์ชั้นเหลว หรือ ผงซีเมนต์ผสมกับดินหล่อให้เป็นเสา วิธีการที่ใช้ในการผสมซีเมนต์แบ่งออกเป็น 2 วิธี ได้แก่ การผสมโดยทางกล (mechanical mixing) และ การผสมโดยการฉีดน้ำปูนซีเมนต์ด้วยแรงดันสูง (high-pressure jet mixing) [1] สำหรับการผสมโดยทางกลปูนซีเมนต์และดินจะผสมด้วยใบมีดผสม ขณะที่การผสมโดยการฉีดน้ำปูน ดินจะถูกผสมด้วยการฉีดน้ำปูนหรือซีเมนต์ชั้นเหลว ในทางปฏิบัติโดยทั่วไปสำหรับวิธีการผสมลึก การผสมนิยมผสมที่ค่าปริมาณความชื้นสูงเนื่องจากค่าปริมาณชื้นในดินเหนียวอ่อนส่วนใหญ่จะมีค่าสูงอยู่แล้ว

ในอดีตมีงานวิจัยหลายงานที่เกี่ยวข้องกับการทำนายกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเหนียวที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์ จากการศึกษาของ [2] สำหรับดินเหนียวที่เกิดจากการตกตะกอนทับถมทั้งบนบกและในทะเล (Inland and Marine Clays) ที่ปริมาณความชื้นของดินเท่ากับ ชิดจำกัดเหลว พบว่า ดินเหนียวทั้งสองประเภทมีรูปแบบโครงสร้างระหว่างเม็ดดินเหมือนกัน และสรุปว่า ดินเหนียวต่างชนิดกันที่ปริมาณความชื้นเท่ากับชิดจำกัดเหลวจะมีรูปแบบโครงสร้างเม็ดดินเหมือนกัน ดังนั้น ณ ปริมาณซีเมนต์ผสมค่าหนึ่ง การพัฒนากำลังของดินเหนียวชนิดต่างๆที่รูปแบบโครงสร้างเม็ดดินเหมือนกัน (ในสถานะของเหลว) จะขึ้นอยู่กับปริมาณความชื้นที่ชิดจำกัดเหลวเป็นสำคัญ

งานวิจัยของ [2] และ [3] เสนอการใช้อัตราส่วนดินเหนียว-น้ำต่อซีเมนต์ (w/c) สำหรับดินเหนียวปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์แทนที่การใช้อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ (w/c) ซึ่งหลักเกณฑ์นี้คือการปรับปรุงจาก กฎของ Abrams ที่มีการใช้งานอย่างแพร่หลายในทางเทคโนโลยีคอนกรีต นอกจากนั้น ได้เสนอสมการสำหรับการทำนายกำลังของดินเหนียวที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์โดยมีพื้นฐานจากพารามิเตอร์ของ w/c เพื่อทำนายกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเหนียวที่เสริมเสถียรภาพด้วยซีเมนต์ที่อายุการบ่มต่างๆ [4] ได้ทำการศึกษากำลังของดิน

เหนียวกรุงเทพผสมซีเมนต์และเถ้าลอยที่ปริมาณความชื้นสูงและเสนอสมการที่ใช้ในการทำนายกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเหนียวกรุงเทพผสมซีเมนต์และเถ้าลอย และพบว่าหน่วยน้ำหนักและกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดเพิ่มขึ้นตามปริมาณของเถ้าลอยที่เพิ่มขึ้น

ในการจัดจำแนกประเภทของดินเชิงวิศวกรรมตามมาตรฐาน ASTM 2487-83 สำหรับดินเม็ดละเอียดสามารถจำแนกประเภทของดินออกเป็น 2 ประเภท คือ ทรายแป้งและดินเหนียว สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จากการศึกษาของ [5] พบว่าร้อยละของส่วนประกอบของทรายต่อทรายแป้งต่อดินเหนียวมีค่าเท่ากับ 3:28:69 อย่างไรก็ตาม จากงานวิจัยในอดีตที่ผ่านมาพบว่า ยังไม่มีการศึกษาใดที่เกี่ยวข้องกับผลกระทบของทรายแป้งที่มีอยู่ในจำพวกดินเม็ดละเอียดต่อคุณลักษณะด้านกำลังของดินเหนียวที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์ บทความนี้นำเสนออิทธิพลของทรายแป้งที่มีผลต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเหนียวผสมซีเมนต์ที่อายุการบ่ม 7 วัน และ 28 วัน และนำเสนอสมการสำหรับใช้ทำนายกำลังของดินผสมซีเมนต์ที่ศึกษา

2. การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

2.1. ตัวอย่างดิน

ตัวอย่างทรายแป้งที่ใช้ในการศึกษานี้ได้จากการคัดขนาดดินเหนียวธรรมชาติด้วยวิธีการร่อนผ่านตะแกรง โดยนำดินเหนียวธรรมชาติที่ระดับความลึก 4 – 5 เมตร ณ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ นำมาร่อนผ่านตะแกรงแบบเปียก (wet sieve) โดยคัดขนาดของทรายแป้งที่มีขนาดของเม็ดผ่านตะแกรงเบอร์ 200 ($75\mu m$) และค้างอยู่บนตะแกรงเบอร์ 400 ($38\mu m$) ทำการร่อนแบบเปียก 2 ครั้ง จากการตรวจสอบขนาดด้วยเครื่อง MASTERSIZER S พบว่าขนาดของทรายแป้งที่คัดแล้วมีขนาดเล็กกว่า $75\mu m$ มีค่าประมาณ 95-97 %

ตัวอย่างดินเหนียวที่ใช้ในการศึกษาเป็นตัวอย่างดินเหนียวบริสุทธิ์ แบ่งออกเป็น 3 ประเภทได้แก่ 1.ดินเป็นโทไนท์ (B) 2. ดินคาโอลิไนท์ (K) 3. ดินเป็นโทไนท์ผสมกับดินคาโอลิไนท์ (B+K) ที่อัตราส่วนต่างๆ ดังต่อไปนี้ B:K=0.25:0.75, B:K=0.50:0.50 และ B:K=0.75:0.25 ตามลำดับ ค่าคุณสมบัติพื้นฐานต่างๆของดินตัวอย่างแสดงไว้ในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 คุณสมบัติพื้นฐานของตัวอย่างดิน

Properties	Silt	Bentonite	Kaolinite	Bentonite:Kaolinite (B25:K75)	Bentonite:Kaolinite (B50:K50)	Bentonite:Kaolinite (B75:K25)
Liquid limit (%)	-	460	65.2	160	207	310
Plastic limit (%)	-	53.6	29.7	43.9	37.8	48.6
Plastic index	-	406.4	35.5	116.1	169.2	261.4
Specific gravity	2.86	2.51	2.67	2.63	2.59	2.55

2.2. ตัวอย่างดินผสม

ตัวอย่างดินผสมได้จากการผสมตัวอย่างดินเหนียวบริสุทธิ์ที่กล่าวมา กับทรายแป้งที่ผ่านการคัดขนาดแล้ว โดยผสมในอัตราส่วนร้อยละของน้ำหนักแห้งของทรายแป้งต่อดินเหนียวบริสุทธิ์ เท่ากับ 0%, 15%, 30% และ 45% ตามลำดับ จากนั้นเตรียมตัวอย่างดินผสม (ทรายแป้งและดินเหนียวบริสุทธิ์) ให้มีค่าปริมาณความชื้นเท่ากับขีดจำกัดเหลว ทั้งนี้เพื่อให้รูปแบบโครงสร้างระหว่างเม็ดดินผสมเหมือนกันก่อนทำการผสมซีเมนต์ตามข้อเสนอแนะจากการศึกษาของ [2] และ เพื่อจำลองให้เงื่อนไขสอดคล้องกับวิธีการผสมลึก ที่ใช้ปริมาณความชื้นในขณะผสมมีค่าสูง ปริมาณน้ำที่ต้องการใช้ในการเตรียมตัวอย่างดินผสมเพื่อให้ปริมาณความชื้นเท่ากับขีดจำกัดเหลวสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 1

$$\Delta W_w = \frac{W_T}{1 + W_i} (W_{LL} - W_i) \tag{1}$$

- เมื่อ: ΔW_w = ปริมาณน้ำที่ต้องเพิ่มในการเตรียมตัวอย่าง (g)
 W_T = น้ำหนักของดินผสมก่อนการผสมซีเมนต์ (g)
 W_{LL} = ปริมาณความชื้นที่ขีดจำกัดเหลว (%)
 W_i = ปริมาณความชื้นเริ่มต้นของดินผสม (%)

จากนั้นทำการผสมน้ำและดินตัวอย่างให้เข้ากันโดยใช้เครื่องผสมไฟฟ้า เก็บตัวอย่างดินทดสอบในห้องควบคุมความชื้น 1 คืน ทั้งนี้ เพื่อให้ความชื้นในตัวอย่างมีค่าสม่ำเสมอก่อนทำการผสมซีเมนต์และหล่อตัวอย่างทดสอบ

2.3. ขั้นตอนการผสมซีเมนต์ในตัวอย่างดินผสม

ในการศึกษานี้ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เป็นวัสดุประสาน มีค่าความถ่วงจำเพาะ 3.15 ทำการผสมซีเมนต์แห้งกับตัวอย่างดินผสมที่เตรียมไว้ในขั้นตอนที่แล้วโดยแปรเปลี่ยนอัตราส่วนร้อยละของน้ำหนักแห้งของซีเมนต์ต่อดินผสม เท่ากับ 7.5%, 15% และ 20% ตามลำดับ ซึ่งสอดคล้องกับปริมาณซีเมนต์ที่ใช้ในการปรับปรุงดินในสนาม หลังจากนั้นผสมซีเมนต์และตัวอย่างดินผสมให้เข้ากันอย่างสม่ำเสมอในเวลา 10 นาทีด้วยเครื่องผสมไฟฟ้า แต่เนื่องจากการผสมซีเมนต์ทำให้ปริมาณความชื้นที่มีในตัวอย่างดินผสมซีเมนต์เปลี่ยนไป และจากงานวิจัยของ [6] สรุปว่า พารามิเตอร์ที่เหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์การพัฒนากำลังของดินเหนียวผสมซีเมนต์ตาม Abram’s Law ดังนั้น ปริมาณความชื้นรวมในตัวอย่างดินผสมที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2

$$W_c = W_{LL} + (w / c) A_w \tag{2}$$

- เมื่อ: W_c = ปริมาณความชื้นรวมของดินผสมซีเมนต์ (%)
 w/c = อัตราส่วนของน้ำต่อซีเมนต์
 W_{LL} = ปริมาณความชื้นที่ขีดจำกัดเหลว (%)
 A_w = ร้อยละปริมาณซีเมนต์ที่ผสม (%)

2.4. ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างทดสอบ

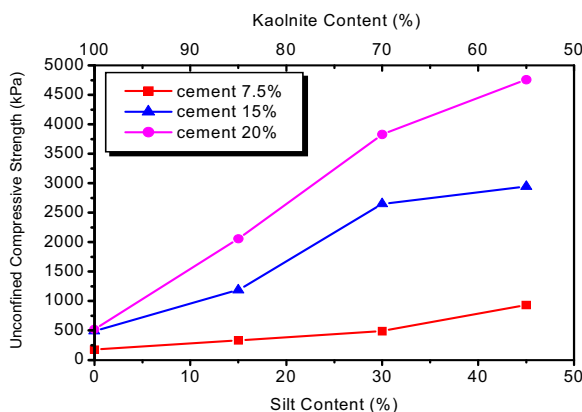
ในการเตรียมตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดตาม ASTM D2166-85 นำตัวอย่างดินผสมซีเมนต์ที่ได้ใส่ในแบบหล่อ PVC โดยมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 35 mm ความสูง 75 mm ใส่ฟองอากาศขณะใส่ตัวอย่างดินผสมซีเมนต์ดังกล่าว โดยเตรียมตัวอย่างทดสอบในแต่ละอัตราส่วนผสมจำนวน 3

ตัวอย่าง ควบคุมความหนาแน่นของตัวอย่างในแบบหล่อสำหรับแต่ละอัตราส่วนผสมให้มีค่าแตกต่างกันไม่เกินร้อยละ 0.1 ของค่าที่คำนวณไว้จากอัตราส่วนผสม ทำการห่อตัวอย่างและแบบหล่อด้วยพลาสติกเพื่อป้องกันการการสูญเสียความชื้น จากนั้นนำตัวอย่างไปบ่มในห้องควบคุมความชื้น บ่มตัวอย่างที่อายุการบ่ม 7 วัน และ 28 วัน เมื่อครบอายุทดสอบแล้วนำตัวอย่างออกจากแบบหล่อแล้วดำเนินการทดสอบ ขณะทดสอบควบคุมอัตราการกดตัวอย่างให้มีค่าคงที่เท่ากับ 0.86 mm/min (1.14% per minute)

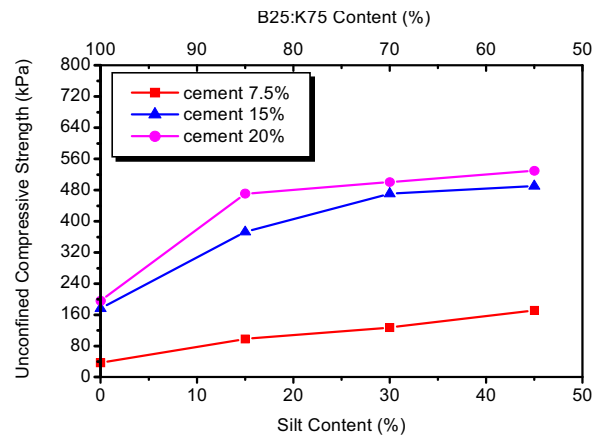
3. ผลการทดสอบ

กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดเพิ่มขึ้นตามปริมาณซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นดังแสดงในรูปที่ 1 ผลการทดสอบสอดคล้องกับการศึกษาของ [2], [3], [4], [6] การเพิ่มขึ้นของกำลังของดินผสมซีเมนต์เนื่องมาจาก ปฏิกิริยาไฮเดรชันขององค์ประกอบของซีเมนต์ โดยสารประกอบแคลเซียมซิลิเกต (C_3S และ C_2S) ที่มีอยู่ในซีเมนต์ทำปฏิกิริยากับน้ำ ก่อให้เกิด $Ca(OH)_2$ และ Calcium Silicate Hydrate (CSH) ทำหน้าที่เป็นตัวประสาน ในขณะเดียวกัน ปฏิกิริยาไฮเดรชันของไตรแคลเซียมซีมิออลูมิเนต (C_3A) จะเกิดขึ้นด้วยทำให้เกิดการแข็งตัวในดินเหนียวผสมซีเมนต์ นอกจากนี้ ยังเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชันของเตตระแคลเซียมอลูมิโนเฟอร์ไรท์ (C_4AF) ร่วมด้วย จากผลของปฏิกิริยาทั้งหมดเหล่านี้ ทำให้พันธะประสานใหม่เกิดขึ้นเป็นผลให้โครงสร้างดินมีความแข็งแรงเพิ่มขึ้นตามไปด้วย

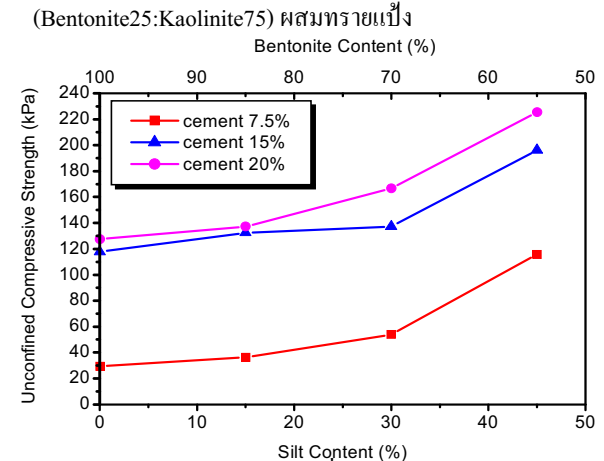
ในขณะที่จำนวนของร้อยละของทรายแป้งเพิ่มขึ้นพบว่ากำลังรับแรงอัดของดินผสมซีเมนต์มีค่าเพิ่มขึ้นด้วยดังแสดงในรูปที่ 1-6 อย่างไรก็ตาม จากผลการทดสอบส่วนใหญ่พบว่าการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดเมื่อปริมาณของทรายแป้งมีค่ามากกว่าร้อยละ 30



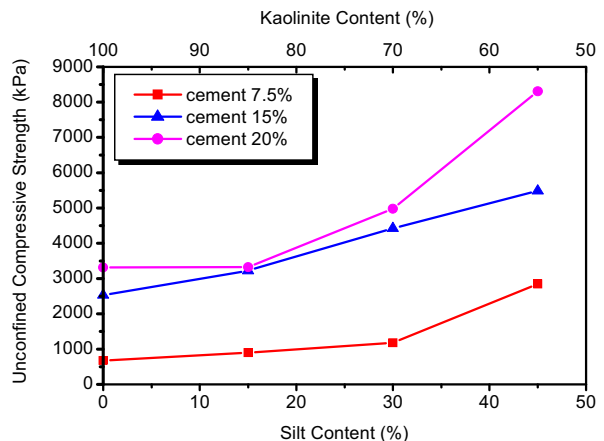
รูปที่ 1 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 7 วัน สำหรับดินคาโอลินที่ผสมทรายแป้ง



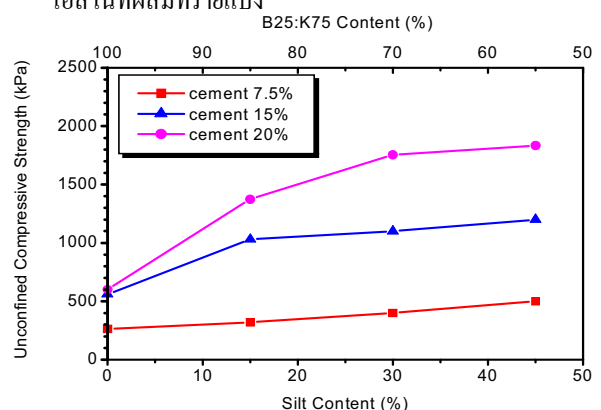
รูปที่ 2 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 7 วัน สำหรับดินผสม



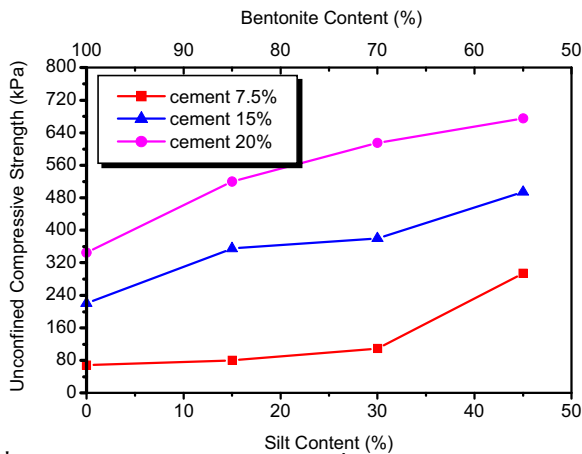
รูปที่ 3 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 7 วัน สำหรับดินเบนโทไนท์ผสมทรายแป้ง



รูปที่ 4 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 28 วัน สำหรับดินคาโอลินที่ผสมทรายแป้ง



รูปที่ 5 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 28 วัน สำหรับดินผสม (Bentonite25:Kaolinite75) ผสมทรายแป้ง



รูปที่ 6 กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่อายุการบ่ม 28 วัน สำหรับดินเบนโทไนท์ผสมทรายแป้ง

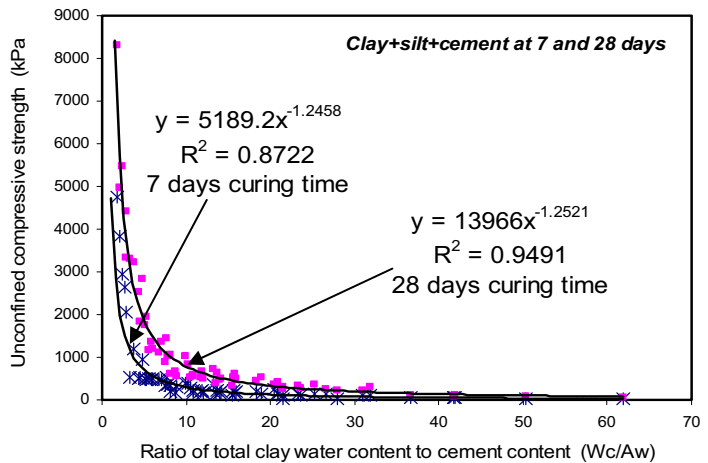
ดังแสดงในรูปที่ 1-6 นอกจากนั้น พบว่า ร้อยละของซีเมนต์ที่ 7.5 การพัฒนากำลังของดินผสมซีเมนต์มีการเปลี่ยนแปลงไม่มากเมื่อเปรียบเทียบกับดินผสมที่ใช้ปริมาณซีเมนต์ที่ 15% และ 20% ในการปรับปรุงคุณภาพดังแสดงในรูปที่ 4 และ 6

4. การทำนายกำลัง

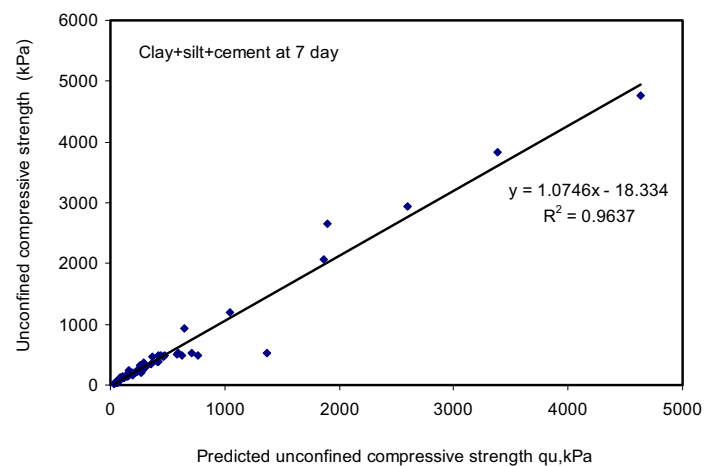
การทำนายกำลังของดินที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์ในทางปฏิบัติให้ได้ค่าที่ถูกต้องและเหมาะสม ตัวแปรที่มีนัยสำคัญเริ่มมาจากการกำหนดหรือออกแบบอัตราส่วนผสมในเบื้องต้น วิธีการส่วนใหญ่ที่ใช้ในการทำนายกำลังมีพื้นฐานจาก Abram's Law ซึ่งเป็นสมการที่ใช้ในการทำนายกำลังของคอนกรีต งานวิจัยหลายงานในอดีตที่ผ่านมา [3], [4], [6] ได้มีการปรับปรุงสมการตามองค์ประกอบของการแต่ละการศึกษา เพื่อให้เหมาะสมกับดินเหนียวผสมซีเมนต์ การศึกษานี้แนะนำสมการที่ใช้ในการทำนายกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินผสมซีเมนต์โดยปรับปรุงจาก Abram's law ดังแสดงในสมการที่ 3

$$q_u = \frac{A}{\left[\frac{W_c}{A_w} \right]^B} \quad (3)$$

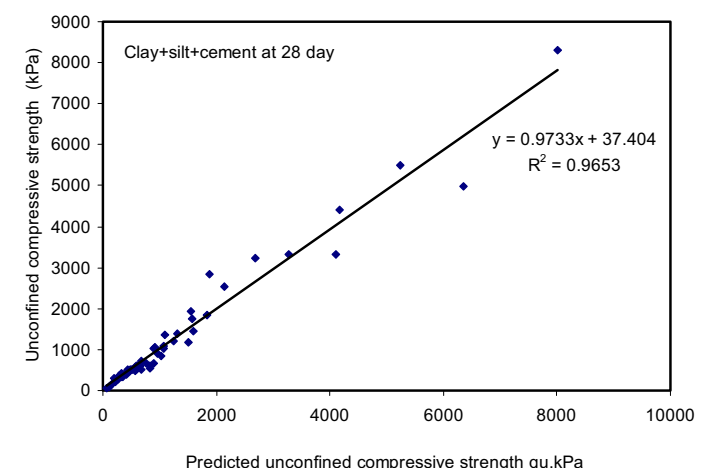
เมื่อ: q_u = กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (kPa)
 W_c = ปริมาณความชื้นรวมของดินผสมซีเมนต์ (%)
 A_w = ร้อยละปริมาณซีเมนต์ที่ผสม (%)
 A, B = ค่าคงที่เฉพาะซึ่งขึ้นอยู่กับส่วนประกอบของดินประเภทของซีเมนต์ และ อายุการบ่ม



รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดและอัตราส่วนของปริมาณความชื้นรวมของดินผสมซีเมนต์ต่อร้อยละปริมาณซีเมนต์ที่ผสม



รูปที่ 8 การเปรียบเทียบระหว่างกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่ทำนายจากสมการที่นำเสนอและกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่ได้จากการทดสอบสำหรับอายุการบ่ม 7 วัน



รูปที่ 9 การเปรียบเทียบระหว่างกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่ทำนายจากสมการที่นำเสนอและกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่ได้จากการทดสอบสำหรับอายุการบ่ม 28 วัน

รูปที่ 7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดและอัตราส่วนของปริมาณความชื้นรวมของดินผสมซีเมนต์ต่อร้อยละปริมาณซีเมนต์ที่ผสม (W_c/A_w) สำหรับอายุการบ่ม 7 วัน และ 28 วัน จากการวิเคราะห์แบบถดถอยของทุกอัตราส่วนผสม พบว่า ผลการทดสอบทั้งหมดส่วนใหญ่ มีค่า least mean square (R^2) ประมาณ 0.9 ดังแสดงในสมการที่ 4 และ 5 สำหรับอายุการบ่มที่ 7 วัน และ 28 วัน ตามลำดับ

$$q_u = \frac{5189.2}{\left[\frac{W_c}{A_w}\right]^{1.2458}} \quad (4)$$

$$q_u = \frac{13966}{\left[\frac{W_c}{A_w}\right]^{1.2521}} \quad (5)$$

รูปที่ 8 และ 9 แสดงการเปรียบเทียบระหว่างกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่ทำนายจากสมการที่นำเสนอและกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดที่ได้จากการทดสอบที่อายุการบ่ม 7 วัน และ 28 วัน ตามลำดับ จากการผลการศึกษจะเห็นว่า สมการที่นำเสนอโดยปรับปรุงจาก Abram's law สามารถทำนายกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินผสมซีเมนต์ได้เป็นอย่างดี

5. บทสรุป

การเพิ่มขึ้นของสัดส่วนทรายแป้งในดินผสมซีเมนต์จะทำให้กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดมีค่าเพิ่มขึ้น กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดเมื่อปริมาณของทรายแป้งมีค่ามากกว่าร้อยละ 30 นอกจากนั้น พบว่า ที่ร้อยละ 7.5 ของซีเมนต์ กำลังของดินผสมซีเมนต์มีการเปลี่ยนแปลงไม่มาก เมื่อเปรียบเทียบกับดินผสมที่ใช้ปริมาณซีเมนต์ที่ 15% และ 20% สมการที่ปรับปรุงจาก Abram's law สามารถทำนายกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินผสมซีเมนต์ได้เป็นอย่างดี

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณ สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.) ที่สนับสนุนเงินทุนวิจัย ภายใต้สัญญาเลขที่ MRG4980193 ขอขอบคุณ ภาควิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือที่เอื้อเฟื้อสถานที่

เอกสารอ้างอิง

- [1] Lee, F. H., Lee, Y., Chew, S. H. and Yong, K. Y. (2005). Strength and modulus of marine clay-cement mixes. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.131, No. 2: pp.178-186.
- [2] Nagaraj, T. S., Yaligar, P., Miura, N. and Yamadera, A. (1996). Predicting strength development by cement admixture based on water content. Proceedings of IS-Tokyo '96/The Second International Conference on Ground Improvement and Geosystems, Tokyo, Japan, Vol.2: pp.431-436.
- [3] Miura, N., Horpibulsuk, S. and Nagaraj, T. S. (2001). Engineering behavior of cement stabilized clay at high water content. Soils and Foundations, Vol.41, No. 5, pp.33-45.
- [4] Jongpradist, P., Jumlongrach, N. and Youwai, S. (2006). Predicting strength of cement-fly ash admixed Bangkok clay at high water content. The 6th Symposium on Soil/Ground Improvement and Geosynthetics, Bangkok, Thailand. pp.61-67.
- [5] Ohtsubo, M., Egashira, K., Koumoto, T., and Bergado, D. T. (2000). Mineralogy and chemistry, and their correlation with the geotechnical index properties of Bangkok clay: comparison with Ariake clay. Soils and Foundations, Vol.40, No. 1, pp.11-21.
- [6] Horpibulsuk, S., Miura, N. and Nagaraj, T. S. (2003). Assessment of strength development in cement-admixed high water content clay with Abram's law as a basis. Geotechnique, Vol.53, No. 4, pp.439-444.

เกี่ยวกับผู้เขียน



ดร.ชัชวรัตน์ ชีระวัฒน์สุข
ภาควิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธาและ
สิ่งแวดล้อม
วิทยาลัยเทคโนโลยีอุตสาหกรรม
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ



รศ.ดร.พานิช วุฒิพุก
ภาควิชาครุศาสตร์โยธา
คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรม
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ



ดร.เชตชนินทร์ หมคมลทิน
ภาควิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธาและ
สิ่งแวดล้อม
วิทยาลัยเทคโนโลยีอุตสาหกรรม
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ



อิทธิพลของสัดส่วนดินเหนียวต่อขีดจำกัดแอดเตอร์เบิร์ก

INFLUENCE OF CLAY FRACTION ON ATTERBERG'S LIMITS

เชิดชนินทร์ หมดมลทิน (Chirdchanin Modmoltin)¹

ชัยรัตน์ ธีระวัฒนสุข (Chairat Teerawattanasuk)¹

พานิช วุฒิพฤษ (Panich Voottipruex)²

สมเกียรติ ขวัญพฤษ (Somkiat Khwanpruk)³

¹อาจารย์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ chirdchaninm@yahoo.com

²รองศาสตราจารย์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ pnv@kmitnb.ac.th

³ผู้ช่วยศาสตราจารย์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง kksomkia@kmitl.ac.th

บทคัดย่อ : บทความนี้เป็นการศึกษาอิทธิพลของสัดส่วนดินเหนียวต่อขีดจำกัดแอดเตอร์เบิร์ก โดยควบคุมปัจจัยหลักในการศึกษาด้วยการแปรผันปริมาณทรายแป้งในตัวอย่างดินเหนียวบริสุทธิ์ 5 ประเภท ได้แก่ 1. ดินเหนียวคาโอลิไนท์ 2. ดินเหนียวเบนโทไนท์ 3. ดินเหนียวคาโอลิไนท์ผสมดินเหนียวเบนโทไนท์ (อัตราส่วน 0.5:0.5) 4. ดินเหนียวคาโอลิไนท์ผสมดินเหนียวเบนโทไนท์ (อัตราส่วน 0.25:0.75) และ 5. ดินเหนียวคาโอลิไนท์ผสมดินเหนียวเบนโทไนท์ (อัตราส่วน 0.75:0.25) ทรายแป้งได้จากการร่อนดินเหนียวธรรมชาติผ่านตะแกรงเบอร์ 200 และ ค้างบนตะแกรงเบอร์ 400 จากนั้น ผสมตัวอย่างดินเหนียวบริสุทธิ์ หนึ่งกับทรายแป้งโดยแปรผันอัตราส่วนของทรายแป้ง 15%, 30% และ 45% ต่อน้ำหนักแห้งของตัวอย่างดินเหนียวบริสุทธิ์ ตามลำดับ แล้วทดสอบขีดจำกัดแอดเตอร์เบิร์ก และพล็อตกราฟความสัมพันธ์ระหว่างดัชนีพลาสติกและขีดจำกัดเหลว เพื่อศึกษาคุณสมบัติทางกายภาพของดินเหนียวต่ออัตราส่วนเพิ่มขึ้นของทรายแป้ง จากการวิจัยพบว่า ปริมาณทรายแป้งที่เพิ่มมากขึ้นมีอิทธิพลให้ขีดจำกัดแอดเตอร์เบิร์กของดินเหนียวเปลี่ยนไป

ABSTRACT : This paper is to examine the influence of clay fraction on Atterberg's Limits. The main factor used in this study was controlled by variation of silt contents in pure clay sample. Five types of pure clay sample were used namely: 1.Kaolinite, 2.Bentonite, 3.Mixture of Kaolinite and Bentonite (with proportion of 0.5:0.5), 4.Mixture of Kaolinite and Bentonite (with proportion of 0.75:0.25) and 5.Mixture of Kaolinite and Bentonite (with proportion of 0.25:0.75). The silt was collected from part of natural clay that passing through No. 200 U.S. sieve and retaining on No. 400 U.S. sieve. The silt was then mixed to the dried pure clay sample by varying its content of 15%, 30% and 45% by weight, respectively. Atterberg's limits tests were conducted and correlations between the plastic index and liquid limit were plotted to investigate the physical properties of clay with the increasing of silt. From this study, it can be concluded that the increasing the silt content the variations the Atterberg's limits.

KEYWORDS : Clay fraction, Pure clay, Plasticity, Atterberg's limits

1. บทนำ

ขีดจำกัดแอกเตอร์เบิร์ก (Atterberg's limits) ซึ่งประกอบไปด้วย ขีดจำกัดเหลว (Liquid limit) และขีดจำกัดพลาสติก (plastic limit) มีประโยชน์ในงานทางวิศวกรรมปฐพี โดยทำให้สามารถทราบถึงคุณสมบัติทางวิศวกรรมเบื้องต้นของดินเม็ดละเอียด ทั้งยังเป็นค่าที่ใช้ในการจำแนกประเภทของดิน เช่น การจำแนกระหว่างทรายแป้ง (silt) และดินเหนียว (clay) ในระบบการจำแนกแบบเอกภาพ (Unified classification system) การจำแนกระหว่างประเภทดินบวมตัวสูงกับดินบวมตัวต่ำ นอกจากนั้น ค่าขีดจำกัดแอกเตอร์เบิร์กได้จากการทดสอบที่ไม่ยุ่งยากซับซ้อน และมีข้อมูลเป็นจำนวนมากของดินหลากหลายประเภท จึงมีผู้นำไปหาความสัมพันธ์กับค่าพารามิเตอร์ที่สำคัญต่าง ๆ ได้แก่ กำลังรับแรงเฉือน (shear strength) ค่าสัมประสิทธิ์ในการซึมผ่านของน้ำในดิน (coefficient of permeability) ดัชนีการอัดตัวคายน้ำ (compression index) ดังนั้นค่าขีดจำกัดแอกเตอร์เบิร์กจึงเป็นค่าที่มีความสำคัญและมีประโยชน์ เพื่อให้เราสามารถนำค่าขีดจำกัดแอกเตอร์เบิร์กนี้ไปใช้ได้อย่างมีประสิทธิภาพสูงขึ้น จำเป็นต้องทราบถึงปัจจัยที่มีผลต่อค่าขีดจำกัดแอกเตอร์เบิร์ก

ขีดจำกัดแอกเตอร์เบิร์กถูกควบคุมโดยความต้านทานกำลังรับแรงเฉือน (shearing resistance) ระดับอนุภาคของดินและความหนาของชั้นประจุสองชั้น (thickness of double layer) [1] ซึ่งปัจจัยที่มีผลกระทบต่อปัจจัยควบคุมทั้ง 2 ชนิดนี้ได้แก่องค์ประกอบทางเคมีของน้ำในดิน อินทรีย์สาร ชนิดของแร่ดินเหนียว ปริมาณของดินเหนียว ซึ่งในการศึกษานี้จะมุ่งเน้นถึงปริมาณของดินเหนียวที่มีผลต่อขีดจำกัดแอกเตอร์เบิร์ก โดยทำการศึกษาดินเหนียวเป็นโทไนท์และดินเหนียวคาโอลิไนท์ เนื่องจากดิน 2 ชนิดนี้เป็นตัวแทนของดินที่มีการบวมตัวสูงและบวมตัวต่ำตามลำดับ

2. ตัวอย่างดินและวิธีการทดสอบ

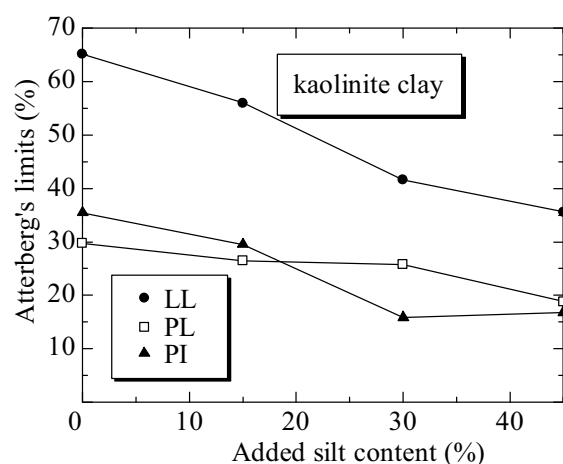
ตัวอย่างดินที่ทำการทดสอบมี 2 ประเภท ได้แก่ ดินเหนียวเป็นโทไนท์ และ ดินเหนียวคาโอลิไนท์ การกระจายขนาดของดินเป็นโทไนท์และคาโอลิไนท์ใช้เครื่องมือ Mastersizer ในการวิเคราะห์ขนาดและการกระจายตัวของอนุภาคด้วยเทคนิคการกระเจิงแสงแบบเปียก โดยจากผลการวิเคราะห์พบว่าดินคาโอลิไนท์ มีส่วนประกอบของดินเหนียว ทรายแป้ง และทราย 62.35 , 32.25

และ 2.37 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ ส่วนดินเป็นโทไนท์ มีส่วนประกอบของดินเหนียว และทรายแป้ง เท่ากับ 86.12 และ 13.88 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ

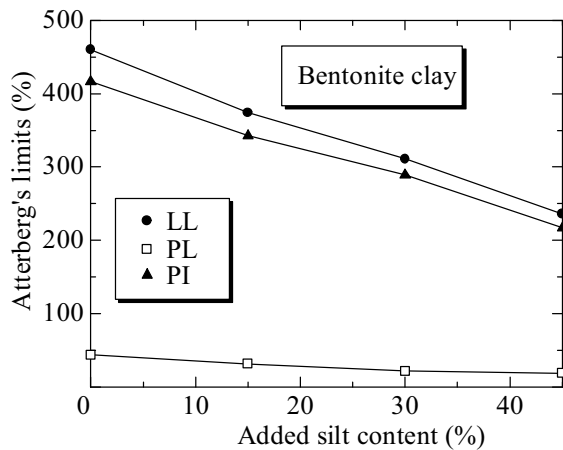
จากนั้นนำดินทั้งสองชนิดมาผสมที่อัตราส่วน ดังต่อไปนี้ ดินเหนียวเป็นโทไนท์ ต่อ ดินเหนียวคาโอลิไนท์ เท่ากับ 1:1 1:3 และ 3:1 นำตัวอย่างดินทั้งหมด 5 ชนิด ไปผสมกับทรายแป้งที่ปริมาณ 15 30 และ 45 เปอร์เซ็นต์ โดยน้ำหนักดินแห้ง ทรายแป้ง (ขนาดระหว่าง 0.075 - 0.002 มม) ได้จากการนำดินเหนียวกรุงเทพ ร่อนผ่านตะแกรงแบบเปียกโดย ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 (0.074 มม) และล้างตะแกรงเบอร์ 400 (0.038 มม) จากนั้นนำตัวอย่างที่ได้ทั้งหมดไปทำการหาค่าขีดจำกัดเหลวและค่าขีดจำกัดพลาสติก โดยขีดจำกัดเหลวใช้วิธีหาแบบมาตรฐานโดยใช้ถ้วยเคาะ (D 4318-93) [2] ส่วนค่าขีดจำกัดพลาสติกใช้วิธีปั้นตามมาตรฐาน (D 4318-93) [2]

3. ผลการทดสอบ

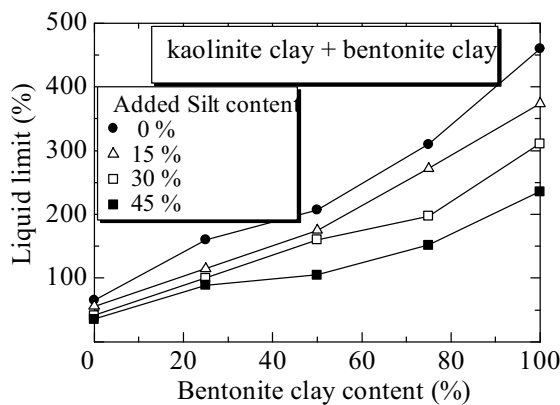
ผลการทดสอบขีดจำกัดแอกเตอร์เบิร์ก (Atterberg's limits) ของดินคาโอลิไนท์เมื่อทำการเพิ่มปริมาณทรายแป้งมีผลทำให้ขีดจำกัดเหลว ลดลง ส่วนขีดจำกัดพลาสติก ลดลงเล็กน้อย ส่งผลให้ค่าดัชนีพลาสติกลดลงด้วย ดังแสดงในรูปที่ 1 ส่วนดินเป็นโทไนท์ก็แสดงผลเช่นเดียวกับดินคาโอลิไนท์ คือ ค่าขีดจำกัดเหลว ลดลงอย่างมาก แต่ค่าขีดจำกัดพลาสติกลดลงเพียงเล็กน้อย แต่ยังคงผลรวมให้ค่าดัชนีพลาสติกลดลงอย่างมากดังแสดงในรูปที่ 2



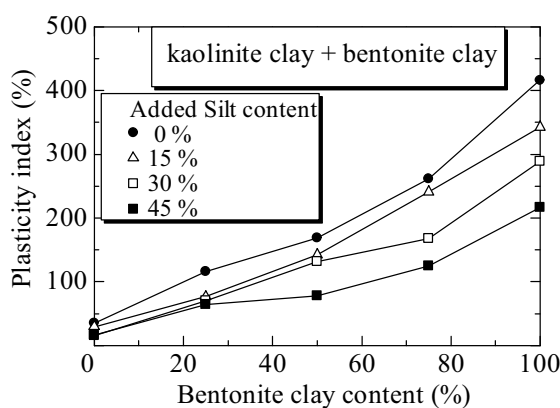
รูปที่ 1 อิทธิพลของทรายแป้งที่มีผลต่อขีดจำกัดแอกเตอร์เบิร์กของดินคาโอลิไนท์



รูปที่ 2 อิทธิพลของทรายแป้งที่มีผลต่อขีดจำกัดแอกเตอร์เบิร์กของดินเป็นโทไนท์



รูปที่ 3 อิทธิพลของทรายแป้งที่มีผลต่อขีดจำกัดเหลวของดินเป็นโทไนท์ผสมดินคาโอไลน์



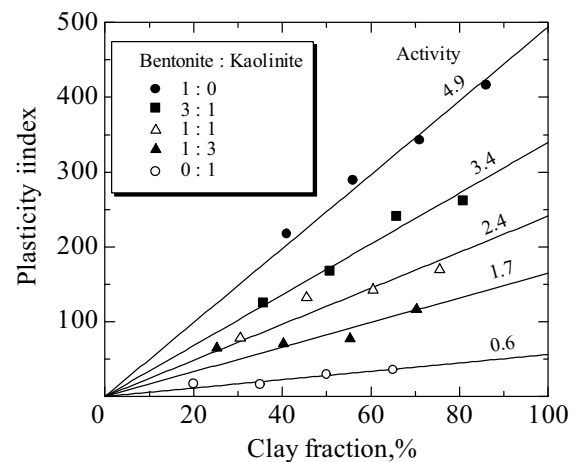
รูปที่ 4 อิทธิพลของทรายแป้งที่มีผลต่อขีดจำกัดพลาสติกของดินเป็นโทไนท์ผสมดินคาโอไลน์

รูปที่ 3 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งที่มีผลต่อขีดจำกัดเหลวของดินเป็นโทไนท์ผสมดินคาโอไลน์ พบว่า ขีดจำกัดเหลวมีแนวโน้มลดลงเมื่อมีการเพิ่มขึ้นของทรายแป้งอย่างเห็นได้ชัด รูปที่ 4 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งที่มีผลต่อขีดจำกัดพลาสติกของดินเป็นโทไนท์ผสมดินคาโอไลน์ พบว่า ขีดจำกัดพลาสติกมีแนวโน้มลดลงเมื่อมีการเพิ่มขึ้นของทรายแป้งอย่างเห็นได้ชัด

ค่าแอกทิวิตี (Activity) คือค่าของความลาดชันระหว่างดัชนีพลาสติกกับปริมาณดินเหนียวดังแสดงในสมการ[3]

$$A = \frac{PI}{\text{clay fraction}} \quad (1)$$

ดังนั้นจากผลการทดสอบ โดยปริมาณดินเหนียวคำนวณจากปริมาณทรายแป้งทั้งหมด(ทรายแป้งที่มีอยู่ในดินก่อนผสม+ทรายแป้งที่ผสมเข้าไปภายหลัง) จะได้ความสัมพันธ์ดังแสดงในรูปที่ 5



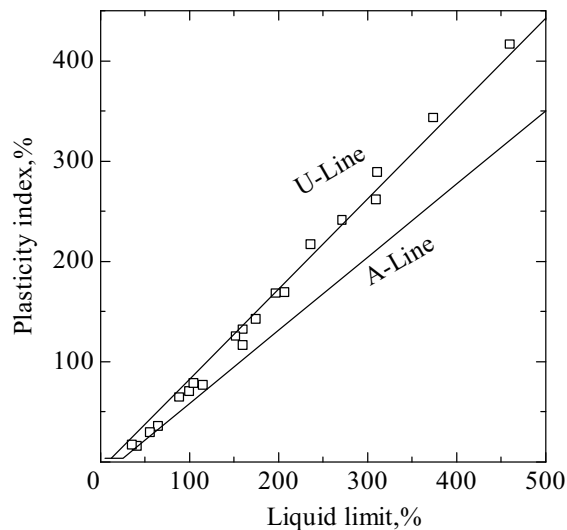
รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างสัดส่วนดินเหนียวและดัชนีพลาสติก

จากรูปที่ 5 พบว่าค่าแอกทิวิตี ของดินเพิ่มขึ้นตามปริมาณของดินเป็นโทไนท์ โดยเมื่อมีส่วนผสมของดินเป็นโทไนท์ 0, 25, 50, 75 และ 100 เปอร์เซ็นต์ ดินจะมีค่าแอกทิวิตีเท่ากับ 0.6, 1.7, 2.4, 3.4 และ 4.9 ตามลำดับ

4. แผนภูมิพลาสติก (plasticity chart)

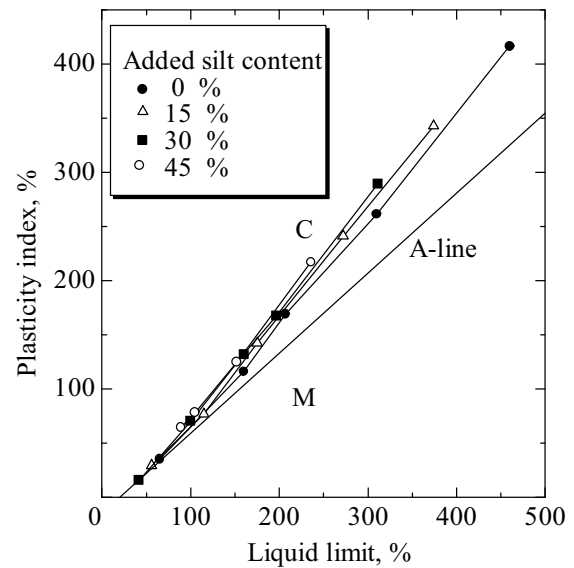
แผนภูมิพลาสติก เป็นแผนภูมิที่พล็อตระหว่างค่าขีดจำกัดพลาสติกและดัชนีพลาสติกในแกน x และ แกน y ตามลำดับ แผนภูมินี้ใช้เป็นเครื่องมือในการจำแนกชนิดของทรายแป้งกับดินเหนียว โดย บริเวณที่อยู่ใต้ A-line จะจัดเป็นทรายแป้ง ส่วนดินชนิดที่อยู่เหนือ เส้น A-line จัดเป็นดินเหนียว ดังนั้นตามความหมายของเส้น A-line นั้น น่าจะหมายถึง ปริมาณดินเหนียว

ค่าใดค่าหนึ่ง (30, 40, 50 หรือ 60 เปอร์เซ็นต์) คือเมื่อมีดินเหนียวมากกว่าค่าเปอร์เซ็นต์นี้ (ซึ่งไม่ทราบเท่าไร เพราะในการจำแนกไม่ได้ระบุเอาไว้) ก็จะเรียกว่าดินเหนียว แต่ถ้าค่าที่จะเรียกว่าทรายแป้ง เมื่อนำตัวอย่างดินทั้งหมดพล็อตลงในแผนภูมิพลาสติกจะได้ผลดังแสดงในรูปที่ 6 ซึ่งพบว่าข้อมูลกระจายอยู่บริเวณรอบ ๆ A-line และมีบางจุดที่มีค่าสูงกว่า U-line ในดินจำพวกที่มีค่าขีดจำกัดแอกเตอร์เบริกสูง ๆ

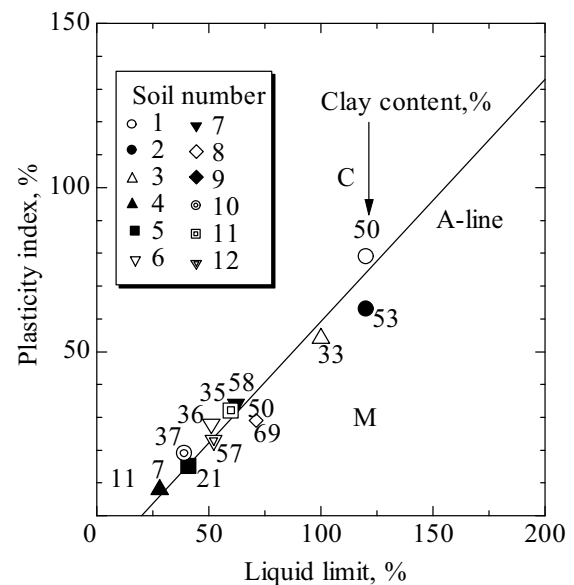


รูปที่ 6 แผนภูมิพลาสติก

เมื่อนำดินที่มีปริมาณทรายแป้งที่เพิ่มเข้าไปเป็นปริมาณที่เท่ากัน 4 ชนิด ได้แก่ 0, 15, 30 และ 45 เปอร์เซ็นต์ มาพล็อตลงในแผนภูมิพลาสติกดังแสดงในรูปที่ 7 พบว่า การเพิ่มขึ้นของปริมาณทรายแป้งไม่เกี่ยวข้องกับ A-line นั้นหมายความว่า A-line ไม่ได้ทำหน้าที่ในการแบ่งปริมาณของดินเหนียวและทรายแป้ง เมื่อเปรียบเทียบกับรูปที่ 8 ซึ่งได้จากการนำข้อมูลดินจากแหล่งต่าง ๆ ดังแสดงในตารางที่ 1 นำมาพล็อตลงใน แผนภูมิพลาสติกแล้วมีความสอดคล้องกันคือบริเวณใต้ A-line ปริมาณดินเหนียวกลับมีมากกว่า ดินที่อยู่เหนือ A-line ดังนั้นในการจำแนกระหว่างดินเหนียวกับทรายแป้ง A-line ทำหน้าที่ในการแบ่งในเชิงคุณสมบัติ ซึ่งก็คือความเป็นพลาสติกไม่ใช่แบ่งในเชิงปริมาณของขนาดเม็ดดิน



รูปที่ 7 อิทธิพลของปริมาณทรายแป้งในแผนภูมิพลาสติก



รูปที่ 8 อิทธิพลของปริมาณดินเหนียวของดินจากแหล่งต่าง ๆ ในแผนภูมิพลาสติก

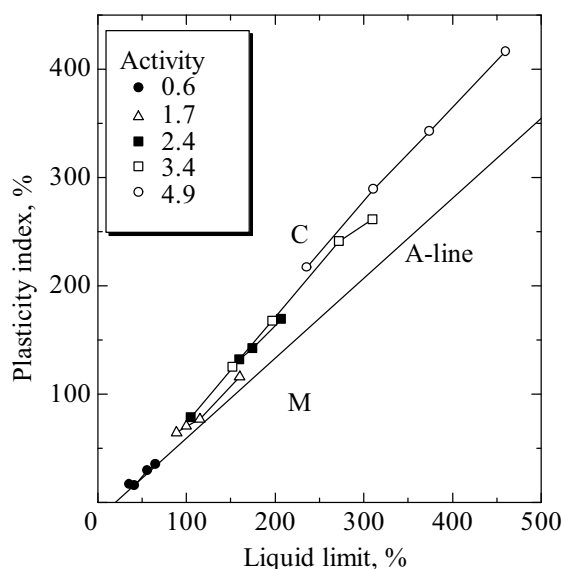
ตารางที่ 1 คุณสมบัติของดินจากแหล่งต่าง ๆ [4]

Soil	LL	PI	S	M	C	A
1 Tokyo clay	120	79	8	42	50	1.6
2 Fukodomi	120	63	1	44	53	1.2
3 Ariake clay	100	54	4	63	33	1.6
4 New Hamp	28	8	3	90	7	1.1
5 Vicksburg1	41	15	6	73	21	0.7
6 Illinois clay	51	28	12	52	36	0.8

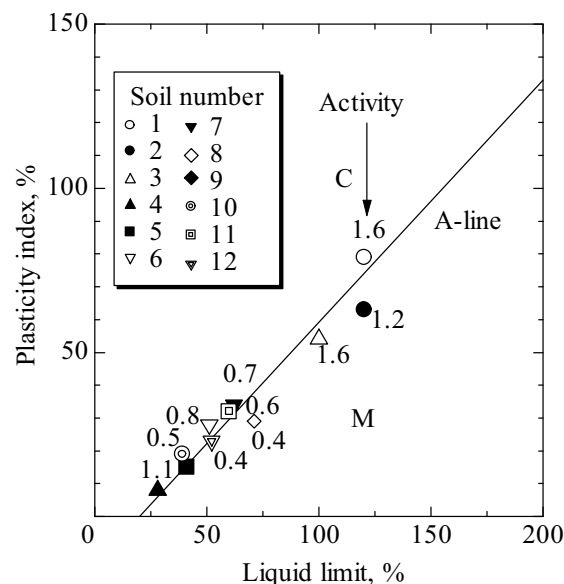
7 Texas1	62	34	5	45	50	0.7
8 Texas2	71	29	3	28	69	0.4
9 Iraq clay1	61	33	0	42	58	0.6
10 Iraq clay2	39	19	17	46	37	0.5
11 Vicksburg2	60	32	4	61	35	0.9
12 Kaolinite	52	23	2	41	57	0.4

A = activity, S = sand, M = silt, C = clay

จากรูปที่ 5 จะได้ดินที่มีค่าแอกทิวิตีต่าง ๆ กัน เมื่อนำดินแต่ละชนิดมาพล็อตลงในแผนภูมิพลาสติกนั้นดังแสดงในรูปที่ 9 พบว่า เมื่อค่าแอกทิวิตีสูงขึ้น ดินจะเคลื่อนที่ห่างออกจาก A-line ซึ่งแต่ละเส้นของแอกทิวิตีนั้นมีแนวโน้มที่จะขนานกับ A-line ดังนั้นตำแหน่งของดินใน ซึ่ง สอดคล้องกับรูปที่ 10 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าดินที่เคลื่อนที่ไปด้านบนห่างจาก A-line จะมีค่า แอกทิวิตีสูง ส่วนดินที่อยู่บริเวณใต้ A-line และอยู่ส่วนล่างด้านซ้ายของแผนภูมิพลาสติกจะมีค่า แอกทิวิตีต่ำ แผนภูมิพลาสติกนั้นยังสามารถบ่งบอกได้ถึงค่าแอกทิวิตีของดิน ทั้งยังสามารถเชื่อมโยงไปหาชนิดของแร่ดินเหนียวในดิน ดังนั้นเมื่อเปรียบเทียบรูปที่ 7 และ 9 พบว่า การจำแนกดินเหนียวและทรายแป้งของ A-line นั้นขึ้นอยู่กับค่า แอกทิวิตีมากกว่า ปริมาณของทรายแป้ง



รูปที่ 9 อิทธิพลของแอกทิวิตีในแผนภูมิพลาสติก



รูปที่ 10 อิทธิพลของแอกทิวิตีในแผนภูมิพลาสติกของดินชนิดต่าง ๆ

5. สรุปผลการศึกษา

จากการศึกษาสามารถสรุปได้ว่าการเพิ่มขึ้นของปริมาณทรายแป้งมีผลโดยตรงทำให้ ปริมาณสัดส่วนดินเหนียวลดลงก่อให้เกิดการลดลงของขีดจำกัดแอกเตอร์เบิร์ก นอกจากนี้ยังพบว่าการจำแนกดินระหว่างดินเหนียวและทรายแป้งโดย A-line ในแผนภูมิพลาสติกนั้น เป็นการจำแนกโดยคุณสมบัติความเป็นพลาสติกไม่ได้แบ่งในเชิงปริมาณของเม็ดดิน

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณ สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.) ที่สนับสนุนเงินทุนวิจัย ภายใต้สัญญาเลขที่ MRG4980193 ขอขอบคุณ ภาควิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม วิทยาลัยเทคโนโลยีอุตสาหกรรม สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ ที่เอื้อเฟื้อสถานที่

เอกสารอ้างอิง

- [1] เชิดชนินทร์, 2549. กลไกควบคุมขีดจำกัดเหลว. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 11, GTE 110.
- [2] American Society for Testing and Materials (ASTM), 2005. Annual book of ASTM standards, Vol. 0.4.08, Soil and Rock: Building Stones, Phil., Pa.
- [3] Skempton, A. W. 1953. The Colloidal Activity of Clays, Proc. 3rd Int. conf. Soil. Mech., Zurich, 1.
- [4] Thompson. M. R. 1966. Lime reactivity of Illinois soils. Journal of soil mechanics and foundations div. ASCE, 92(5): 67-92

เกี่ยวกับผู้เขียน



ดร. เชิดชนินทร์ หอมสมลทิน
ภาควิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธาและ
สิ่งแวดล้อม
วิทยาลัยเทคโนโลยีอุตสาหกรรม
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ



ดร. ชัยรัตน์ ชีระวัฒนสุข
ภาควิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธาและ
สิ่งแวดล้อม
วิทยาลัยเทคโนโลยีอุตสาหกรรม
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ



รศ. ดร. ปานิช วุฒิพุกภัย
ภาควิชาครุศาสตร์โยธา
คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรม
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ

ผศ. สมเกียรติ ขวัญพุกภัย
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหาร
ลาดกระบัง



ผลกระทบของทรายแป้งต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเม็ดละเอียดที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์

EFFECT OF SILT CONTENTS ON UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH OF CEMENT TREATED CLAYS

ปิยพล กิตติโรจน์โยธิน (Piyapon Kittirotyotin)¹

ชัยรัตน์ ชีระวัฒนสุข (Chairat Teerawattanasuk)²

พานิช วุฒิพฤษ (Panich Voottipruex)³

นรินทร์ ศรีดอกไม้ (Narin Sridokmai)⁴

¹นักศึกษา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ piyaponk@kmitnb.ac.th

²อาจารย์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ chairatsuk@yahoo.com

³รองศาสตราจารย์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ pnv@kmitnb.ac.th

⁴ผู้ช่วยศาสตราจารย์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ nsd@kmitnb.ac.th

บทคัดย่อ : บทความนี้นำเสนออิทธิพลของปริมาณทรายแป้งต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเหนียวที่ปรับปรุงคุณสมบัติด้วยซีเมนต์ โดยตัวอย่างทรายแป้ง (S) ที่ใช้ได้จากการคัดขนาดเม็ดดินตัวอย่างดินเหนียวธรรมชาติด้วยวิธีการร่อนผ่านตะแกรง สำหรับตัวอย่างดินเหนียวที่ใช้ในการศึกษานี้ คือ ดินเหนียวธรรมชาติ (C) ทำการเตรียมตัวอย่างดินเหนียวที่ปริมาณทรายแป้งต่างกัน จากนั้นผสมซีเมนต์ในปริมาณ 7.5%, 15% และ 20% ต่อน้ำหนักดินตัวอย่างแห้งผสมทรายแป้ง โดยเตรียมปริมาณน้ำของดินที่ทดสอบก่อนการผสมซีเมนต์ ให้มีค่าปริมาณความชื้นเท่ากับขีดจำกัดเหลวของดินตัวอย่างที่ผสมทรายแป้ง เพื่อศึกษาอิทธิพลของการเปลี่ยนแปลงปริมาณของทรายแป้งต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเหนียวผสมซีเมนต์ ทำการทดสอบกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของตัวอย่างดินเหนียวผสมซีเมนต์ที่อายุการบ่มที่ 7 วัน และ 28 วัน จากผลการศึกษาพบว่าสัดส่วนของทรายแป้งมีอิทธิพลต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเหนียวผสมซีเมนต์ กล่าวคือ เมื่อสัดส่วนของทรายแป้งมีค่าเพิ่มขึ้น ค่ากำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเหนียวผสมซีเมนต์จะมีค่าสูงขึ้น

ABSTRACT : This paper is to present the effect of silt content on unconfined compressive strength of cement treated clay. Silt was obtained by sieving from natural clay. The clay sample was categorized into Natural Clay. In addition the clay samples with different silt contents were mixed with the cement content of 7.5%, 15% and 20% by the dry weight of the soil mixture. Before mixing of cement, the water content of soil sample was prepared to be equal to the water content at liquid limit of the soil mixture. In order to study the influence of silt contents on unconfined compressive strength of cement treated clay, the unconfined compressive test of the cement treated clay samples at different curing period of 7 days and 28 days was conducted. From the results it was found that the unconfined compressive strength of cement treated clay increased as silt content increased.

KEYWORDS : Silt content, Unconfined compressive strength, Cement treated clay

สาขาของบทความ : วิศวกรรมปฐพี (GTE-072)



1. บทนำ

ในเขตภาคกลางโดยเฉพาะกรุงเทพและปริมณฑล มีที่ตั้งอยู่บนชั้นดินเหนียวที่เรียกว่าดินเหนียวกรุงเทพ ซึ่งจะเป็นดินเหนียวอ่อนในระดับความลึกที่ไม่มากนัก ดังนั้นการก่อสร้างต่างๆจะหลีกเลี่ยงการวางฐานรากบนชั้นดินเหนียวนี้ไม่ได้เลย โดยดินเหนียวชั้นนี้จะมีคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมที่ต่ำมาก จำเป็นอย่างยิ่งที่ต้องมีการปรับปรุงคุณภาพของดินก่อน การก่อสร้างเพื่อเพิ่มคุณสมบัติด้านวิศวกรรม ให้สิ่งก่อสร้างที่วางบนชั้นดินนั้นมั่นคงอยู่ได้ การปรับปรุงคุณภาพของดินเหนียวมีอยู่หลายรูปแบบหลายวิธีการอยู่ด้วยกัน เช่น การใช้ชั้นทรายเร่งการระบายน้ำ การเพิ่มน้ำหนักบรรทุกเพื่อเร่งการทรุดตัว หรือการใช้เข็มเพื่อกระจายความเค้นในดินและป้องกันการไหลของดิน นอกจากนี้ยังมีอีกวิธีหนึ่งที่น่าสนใจ คือ การปรับปรุงคุณสมบัติดินเหนียวด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ มีทั้งการนำปูนซีเมนต์มาผสมโดยตรงกับดินแล้วทำการบดอัด และการทำเสาเข็มดินซีเมนต์ ซึ่งในปัจจุบันนี้เป็นที่ยอมรับและได้รับความสนใจจากวิศวกรเป็นอย่างมาก จึงได้มีการนำไปใช้ปรับปรุงคุณสมบัติของดิน และการก่อสร้างในหลายโครงการทั่วประเทศไทย ดังนั้นการออกแบบเสาเข็มดินซีเมนต์แต่ละครั้ง ต้องมีการเก็บตัวอย่างของดินมาทดสอบและหาค่าคุณสมบัติของดิน จากนั้นจึงทำการทดลองออกแบบเสาเข็มดินซีเมนต์ในอัตราส่วนผสมต่างๆ หากมีการทำวิจัยทดลองเพื่อเป็นฐานข้อมูลเพื่อช่วยในการออกแบบก็จะทำให้เกิดความสะดวกรวดเร็วยิ่งขึ้น

ในอดีตมีงานวิจัยหลายๆงานที่เกี่ยวข้องกับการทำนายกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเหนียวที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์ จากการศึกษาของ Lee และคณะ [1] สำหรับดินเหนียวที่เกิดจากการตกตะกอนทับถมทั้งบนบกและในทะเล (Inland and Marine Clays) ที่ปริมาณความชื้นของดินเท่ากับ จัดจำกัดเหลว พบว่า ดินเหนียวทั้งสองประเภทมีรูปแบบโครงสร้างระหว่างเม็ดดินเหมือนกัน และสรุปว่า ดินเหนียวต่างชนิดกันที่ปริมาณความชื้นเท่ากับขีดจำกัดเหลวจะมีรูปแบบโครงสร้างเม็ดดินเหมือนกัน ดังนั้น ณ ปริมาณซีเมนต์ผสมค่าหนึ่ง การพัฒนา กำลังของดินเหนียวชนิดต่างๆที่รูปแบบโครงสร้างเม็ดดินเหมือนกัน (ในสถานะของเหลว) จะขึ้นอยู่กับปริมาณความชื้นที่ขีดจำกัดเหลวเป็นสำคัญ

Nagarai และคณะ [2] และ Miura และคณะ [3] เสนอการใช้อัตราส่วนดินเหนียว-น้ำต่อซีเมนต์ (w/c) สำหรับดินเหนียว

ปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์แทนที่การใช้อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ (w/c) ซึ่งหลักเกณฑ์นี้คือการปรับปรุงจาก กฎของ Abrams ที่มีการใช้งานอย่างแพร่หลายในทางเทคโนโลยีคอนกรีต นอกจากนั้น ได้เสนอสมการสำหรับการทำนายกำลังของดินเหนียวที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์โดยมีพื้นฐานจากพารามิเตอร์ของ w/c เพื่อทำนาย กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเหนียวที่เสริมเสถียรภาพด้วยซีเมนต์ที่อายุการบ่มต่างๆ Jongpradist และคณะ [4] ได้ทำการศึกษากำลังของดินเหนียวกรุงเทพผสมซีเมนต์และเถ้าลอยที่ปริมาณความชื้นสูง และเสนอสมการที่ใช้ในการทำนายกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเหนียวกรุงเทพผสมซีเมนต์และเถ้าลอย และพบว่า หน่วยน้ำหนักและกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดเพิ่มขึ้นตามปริมาณของเถ้าลอยที่เพิ่มขึ้น

ในการจัดจำแนกประเภทของดินเชิงวิศวกรรมตามมาตรฐาน ASTM 2487-83 สำหรับดินเม็ดละเอียดสามารถจำแนกประเภทของดินออกเป็น 2 ประเภท คือ ทรายแป้งและดินเหนียว สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จากการศึกษาของ Ohtsubo และคณะ [5] พบว่าร้อยละของส่วนประกอบของทรายต่อทรายแป้งต่อดินเหนียวมีค่าเท่ากับ 3:28:69 อย่างไรก็ตาม จากงานวิจัยในอดีตที่ผ่านมา ยังไม่มีการศึกษาใดที่เกี่ยวข้องกับผลกระทบของทรายแป้งที่มีอยู่ในจำพวกดินเม็ดละเอียดต่อคุณลักษณะด้านกำลังของดินเหนียวที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์ บทความนี้นำเสนออิทธิพลของทรายแป้งที่มีผลต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเหนียวผสมซีเมนต์ที่อายุการบ่ม 7 วัน และ 28 วัน และนำเสนอสมการสำหรับใช้ทำนายกำลังของดินผสมซีเมนต์ที่ศึกษา

2. การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

2.1. ดินตัวอย่าง

ตัวอย่างทรายแป้งที่ใช้ในการศึกษานี้ได้จากการคัดขนาดดินเหนียวธรรมชาติด้วยวิธีการร่อนผ่านตะแกรง โดยนำดินเหนียวธรรมชาติที่ระดับความลึก 4 – 5 เมตร ณ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ นำมาร่อนผ่านตะแกรงแบบเปียก (wet sieve) โดยแยกขนาดของทรายแป้งที่มีขนาดของเม็ดผ่านตะแกรงเบอร์ 200 ($75\mu m$) และค้างอยู่บนตะแกรงเบอร์ 400



(38 μ m) ทำการร่อนแบบเปียก 2 ครั้ง จากการตรวจสอบขนาดด้วยเครื่อง MASTERSIZER S พบว่าขนาดของทรายแป้งที่คัดแล้วมีขนาดเล็กกว่า 75 μ m มีค่าประมาณ 95-97 %

ตัวอย่างดินเหนียวที่ใช้ในการศึกษาเป็นตัวอย่างดินเหนียวดินเหนียวกรุงเทพ ที่ผ่านการร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 400 แล้ว ผสม

เข้ากับทรายแป้งในอัตราส่วนต่างๆดังนี้ คือ ดินเหนียวไม่ผสมทรายแป้ง, ผสมทรายแป้งร้อยละ 15, 30 และ 45 ตามลำดับซึ่งค่าคุณสมบัติพื้นฐานต่างๆ ของดินตัวอย่างแสดงไว้ในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 Physical properties of soil samples

Properties	Silt	Natural Clay (C100 : S0)	Natural Clay : Silt (C85 : S15)	Natural Clay : Silt (C70 : S30)	Natural Clay : Silt (C55 : S45)
Liquid limit (%)	-	51.85	48.40	40.00	34.90
Plastic limit (%)	-	28.69	25.64	23.27	21.79
Plastic index	-	23.16	22.76	16.73	13.11
Specific gravity	2.69	2.63	2.64	2.65	2.66

2.2. ตัวอย่างดินผสม

ตัวอย่างดินผสมได้จากการผสมตัวอย่างดินเหนียวที่กล่าวมา กับทรายแป้งที่ผ่านการแยกขนาดแล้ว โดยผสมในอัตราส่วนร้อยละของน้ำหนักแห้งของทรายแป้งต่อดินเหนียวบริสุทธิ์ เท่ากับ 0%, 15%, 30% และ 45% ตามลำดับ จากนั้นเตรียมตัวอย่างดินผสม (ทรายแป้งและดินเหนียวบริสุทธิ์) ให้มีค่าปริมาณความชื้นเท่ากับขีดจำกัดเหลว ทั้งนี้เพื่อให้รูปแบบโครงสร้างระหว่างเม็ดดินผสมเหมือนกันก่อนทำการผสมซีเมนต์ตามข้อเสนอแนะจากการศึกษาของ [2] และ เพื่อจำลองให้เงื่อนไขสอดคล้องกับวิธีการผสมลิก ที่ใช้ปริมาณความชื้นในขณะผสมมีค่าสูง ปริมาณน้ำที่ต้องการใช้ในการเตรียมตัวอย่างดินผสมเพื่อให้ปริมาณความชื้นเท่ากับขีดจำกัดเหลวสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 1

$$\Delta W_w = \frac{W_T}{1 + W_i} (W_{LL} - W_i) \quad (1)$$

เมื่อ: ΔW_w = ปริมาณน้ำที่ต้องเพิ่มในการเตรียมตัวอย่าง (g)
 W_T = น้ำหนักของดินผสมก่อนการผสมซีเมนต์ (g)
 W_{LL} = ปริมาณความชื้นที่ขีดจำกัดเหลว (%)
 W_i = ปริมาณความชื้นเริ่มต้นของดินผสม (%)

จากนั้นทำการผสมน้ำและดินตัวอย่างให้เข้ากันโดยใช้เครื่องผสมไฟฟ้า เก็บตัวอย่างดินทดสอบในห้องควบคุมความชื้น 1 คืน

ทั้งนี้ เพื่อให้ความชื้นในตัวอย่างมีค่าสม่ำเสมอก่อนทำการผสมซีเมนต์และหล่อตัวอย่างทดสอบ

2.3. ขั้นตอนการผสมซีเมนต์ในตัวอย่างดินผสม

ในการศึกษานี้ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เป็นวัสดุประสาน มีค่าความถ่วงจำเพาะ 3.15 ทำการผสมซีเมนต์แห้งกับตัวอย่างดินผสมที่เตรียมไว้ในขั้นตอนที่แล้วโดยแปรเปลี่ยนอัตราส่วนร้อยละของน้ำหนักแห้งของซีเมนต์ต่อดินผสม เท่ากับ 7.5%, 15% และ 20% ตามลำดับ หลังจากนั้น ผสมซีเมนต์และตัวอย่างดินผสมให้เข้ากันอย่างสม่ำเสมอในเวลา 10 นาทีด้วยเครื่องผสมไฟฟ้า

2.4. ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างทดสอบ

ในการเตรียมตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดตาม ASTM D2166-85 นำตัวอย่างดินผสมซีเมนต์ที่ได้ใส่ในแบบหล่อ PVC โดยมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 35 mm ความสูง 75 mm ไล่ฟองอากาศขณะใส่ตัวอย่างดินผสมซีเมนต์ดังกล่าว โดยเตรียมตัวอย่างทดสอบในแต่ละอัตราส่วนผสมจำนวน 3 ตัวอย่าง ควบคุมความหนาแน่นของตัวอย่างในแบบหล่อสำหรับแต่ละอัตราส่วนผสมให้มีค่าแตกต่างกันไม่เกินร้อยละ 0.1 ของค่าที่คำนวณไว้จากอัตราส่วนผสม ทำการห่อตัวอย่างและแบบหล่อด้วยพลาสติกเพื่อป้องกันการการสูญเสียความชื้น จากนั้นนำตัวอย่างไปบ่มในห้องควบคุมความชื้น บ่มตัวอย่างที่อายุการบ่ม

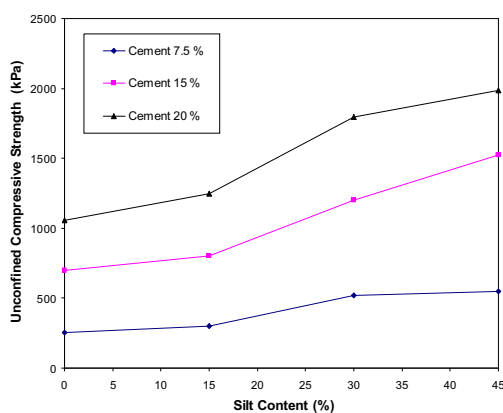


7 วัน และ 28 วัน เมื่อครบอายุทดสอบแล้วนำตัวอย่างออกจากแบบหล่อแล้วดำเนินการทดสอบ ขณะทดสอบควบคุมอัตราการกดตัวอย่างให้มีค่าคงที่เท่ากับ 0.86 mm/min (1.14% per minute)

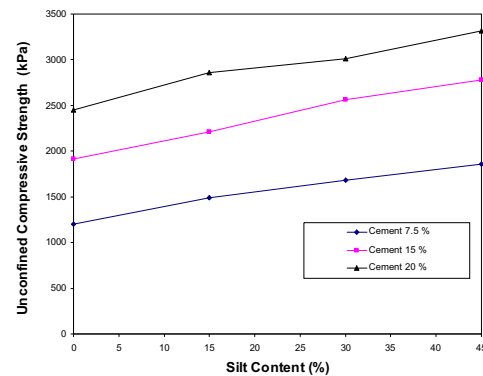
3. ผลการทดสอบ

กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดเพิ่มขึ้นตามปริมาณซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นดังแสดงในรูปที่ 1 ผลการทดสอบสอดคล้องกับการศึกษาของ [2, 3, 4, 6] การเพิ่มขึ้นของกำลังของดินผสมซีเมนต์เนื่องมาจาก ปฏิกิริยาไฮเดรชันขององค์ประกอบของซีเมนต์ โดยสารประกอบแคลเซียมซิลิเกต (C_3S และ C_2S) ที่มีอยู่ในซีเมนต์ทำปฏิกิริยากับน้ำ ก่อให้เกิด $Ca(OH)_2$ และ Calcium Silicate Hydrate (CSH) ทำหน้าที่เป็นตัวประสาน ในขณะเดียวกัน ปฏิกิริยาไฮเดรชันของไตรแคลเซียมซัลเฟต (C_3A) จะเกิดขึ้นด้วยทำให้เกิดการแข็งตัวในดินเหนียวผสมซีเมนต์ นอกจากนั้น ยังเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชันของเตตระแคลเซียมอลูมิโนเฟอไรท์ (C_4AF) ร่วมด้วย จากผลของปฏิกิริยาทั้งหมดเหล่านี้ ทำให้พันธะประสานใหม่เกิดขึ้นเป็นผลให้โครงสร้างดินมีความแข็งแรงขึ้นตามไปด้วย ในขณะที่จำนวนของร้อยละของทรายแข็งเพิ่มขึ้นพบว่า กำลังรับแรงอัดของดินผสมซีเมนต์มีค่าเพิ่มขึ้นด้วยดังแสดงในรูปที่ 1 และ 2

นอกจากนั้น พบว่า ร้อยละของซีเมนต์ที่ 7.5 การพัฒนากำลังของดินผสมซีเมนต์มีการเปลี่ยนแปลงไม่มากเมื่อเปรียบเทียบกับดินผสมที่ใช้ปริมาณซีเมนต์ที่ 15% และ 20% ในการปรับปรุงคุณภาพ



รูปที่ 1 7 days unconfined compressive strength versus silt contents for the clay with different cement contents



รูปที่ 2 28 days unconfined compressive strength versus silt contents for the clay with different cement contents

4. การทำนายกำลัง

การทำนายกำลังของดินที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์ในทางปฏิบัติให้ได้ค่าที่ถูกต้องและเหมาะสม ตัวแปรที่มีนัยสำคัญเริ่มมาจากการกำหนดหรือออกแบบอัตราส่วนผสมในเบื้องต้น วิธีการส่วนใหญ่ที่ใช้ในการทำนายกำลังมีพื้นฐานมาจาก Abram's Law ซึ่งเป็นสมการที่ใช้ในการทำนายกำลังของคอนกรีต งานวิจัยหลายงานในอดีตที่ผ่านมา [3, 4, 6] ได้มีการปรับปรุงสมการตามองค์ประกอบของการแต่ละการศึกษาเพื่อให้เหมาะสมกับดินเหนียวผสมซีเมนต์ การศึกษานี้เสนอสมการที่ใช้ในการทำนายกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินผสมซีเมนต์โดยอ้างอิงสมการพื้นฐานของ Abram's law ดังแสดงในสมการที่ 2

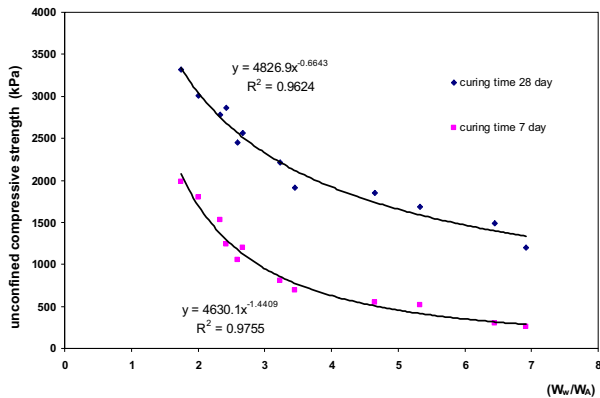
$$q_u = \frac{A}{\left[\frac{W_w}{A_w} \right]^B} \quad (2)$$

เมื่อ: q_u = กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (kPa)

W_w = ปริมาณความชื้นของดิน (%)

A_w = ร้อยละปริมาณซีเมนต์ที่ผสม (%)

A, B = ค่าคงที่เฉพาะซึ่งขึ้นอยู่กับส่วนประกอบของดินประเภทของซีเมนต์ และ อายุการบ่ม



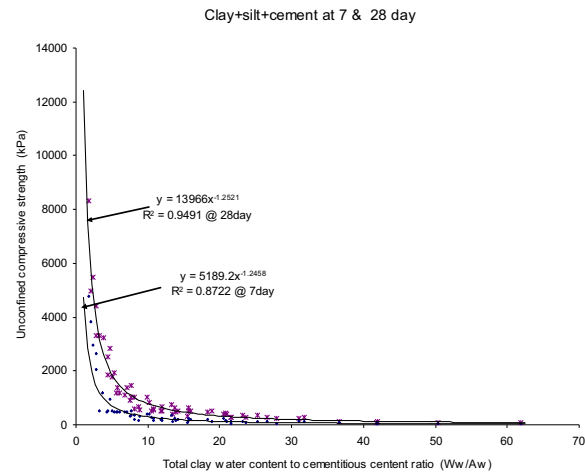
รูปที่ 3 The proposed equations for predicting the unconfined compressive strength at the curing time of 7 and 28 days

รูปที่ 3 แสดงสมการทำนายกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินผสมซีเมนต์ที่อัตราส่วนของปริมาณความชื้นรวมของดินผสมซีเมนต์ต่อร้อยละปริมาณซีเมนต์ที่ผสม (W_w/A_w) สำหรับอายุการบ่ม 7 วัน และ 28 วัน จากการวิเคราะห์แบบถดถอยของแต่ละอัตราส่วนผสม พบว่า ผลการทดสอบทั้งหมดส่วนใหญ่ มีค่า least mean square (r^2) มากกว่า 0.90 จากรูปที่ 5 เมื่อรวมสมการในแต่ละอัตราส่วนผสมจะได้สมการทั่วไป ดังแสดงในสมการที่ 4 และ 5 สำหรับอายุการบ่มที่ 7 วัน และ 28 วัน ตามลำดับ

$$q_u = \frac{4630.1}{\left[\frac{W_w}{A_w}\right]^{1.4409}} \text{ for 7 days strength prediction} \quad (3)$$

$$q_u = \frac{4826.9}{\left[\frac{W_w}{A_w}\right]^{0.6643}} \text{ for 28 days strength prediction} \quad (4)$$

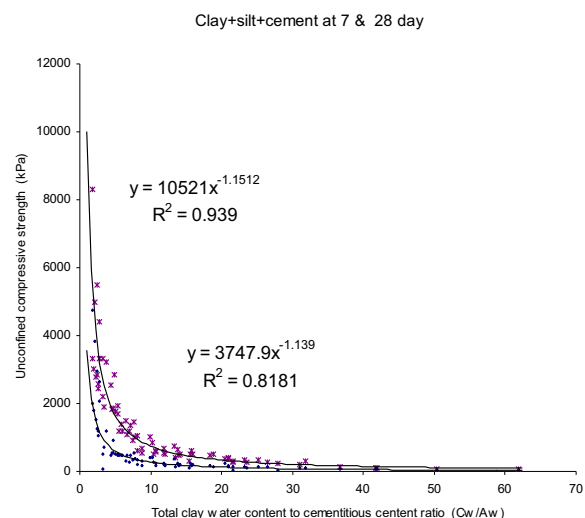
จากการศึกษาของ เชิดชนินทร์ และคณะ [7] ได้หาสมการทำนายกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินผสมซีเมนต์จากดินเหนียวเบนโทไนท์ และคาโอไลน์ที่จั่นได้ค่าสมการทำนายกำลัง ดังแสดงไว้ในสมการที่ (5) และ (6)



รูปที่ 4 7 and 28 days unconfined compressive strength versus the ratio of total clay water content to cement content together with the predicted strength equations [7]

$$q_u = \frac{5189.2}{\left[\frac{W_w}{A_w}\right]^{1.2458}} \text{ for 7 days strength prediction} \quad (5)$$

$$q_u = \frac{13966}{\left[\frac{W_w}{A_w}\right]^{1.2521}} \text{ for 28 days strength prediction} \quad (6)$$



รูปที่ 5 7 and 28 days unconfined compressive strength versus the ratio of total clay water content to cement content together with the predicted strength equations



5. บทสรุป

การเพิ่มขึ้นของสัดส่วนทรายเป้งในดินผสมซีเมนต์จะทำให้กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดมีค่าเพิ่มขึ้น กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดเมื่อปริมาณของทรายเป้งมีค่ามากกว่าร้อยละ 30 นอกจากนั้น พบว่า ที่ร้อยละ 7.5 ของซีเมนต์ กำลังของดินผสมซีเมนต์มีการเปลี่ยนแปลงไม่มาก เมื่อเปรียบเทียบกับดินผสมที่ใช้ปริมาณซีเมนต์ที่ 15% และ 20% สมการที่ปรับปรุงจาก Abram's law สามารถทำนายกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินผสมซีเมนต์ได้เป็นอย่างดี

กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้วิจัยขอขอบคุณสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย(สกว.) ที่สนับสนุนเงินทุนวิจัยภายใต้สัญญา เลขที่MRG4980193 ขอขอบคุณภาควิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม วิทยาลัยเทคโนโลยีอุตสาหกรรม และ ภาควิชาครุศาสตร์โยธา คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือที่เอื้อเฟื้อสถานที่

เอกสารอ้างอิง

- [1] Lee, F. H., Lee, Y., Chew, S. H. and Yong, K. Y. (2005). Strength and modulus of marine clay-cement mixes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.131, No. 2: pp.178-186.
- [2] Nagaraj, T. S., Yaligar, P., Miura, N. and Yamadera, A. (1996). Predicting strength development by cement admixture based on water content. *Proceedings of IS-Tokyo '96/The Second International Conference on Ground Improvement and Geosystems*, Tokyo, Japan, Vol.2: pp.431-436.
- [3] Miura, N., Horpibulsuk, S. and Nagaraj, T. S. (2001). Engineering behavior of cement stabilized clay at high water content. *Soils and Foundations*, Vol.41, No. 5, pp.33-45.
- [4] Jongpradist, P., Jumlongrach, N. and Youwai, S. (2006). Predicting strength of cement-fly ash admixed Bangkok clay at high water content. *The 6th Symposium on Soil/Ground Improvement and Geosynthetics*, Bangkok, Thailand. pp.61-67.
- [5] Ohtsubo, M., Egashira, K., Koumoto, T., and Bergado, D. T. (2000). Mineralogy and chemistry, and their correlation with the geotechnical index properties of Bangkok clay: comparison with Ariake clay. *Soils and Foundations*, Vol.40, No. 1, pp.11-21.
- [6] Horpibulsuk, S., Miura, N. and Nagaraj, T. S. (2003). Assessment of strength development in cement-admixed high water content clay with Abram's law as a basis. *Geotechnique*, Vol.53, No. 4, pp.439-444.

- [7] เชิดชนินทร์ หมคมลทิน, พานิช วุฒิพฤกษ์, ชัยรัตน์ ชีระวัฒน์สุข อิทธิพลของทรายเป้งต่อกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินเหนียวผสมซีเมนต์, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 12, โรงแรมอมรินทร์ลาดูน จ.พิษณุโลก 2-4 พฤษภาคม 2550

เกี่ยวกับผู้เขียน



นายปิยพล กิตติโรจน์โยธิน
ภาควิชาครุศาสตร์โยธา
บัณฑิตวิทยาลัย
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ



ดร.ชัยรัตน์ ชีระวัฒน์สุข
ภาควิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธาและ
สิ่งแวดล้อม
วิทยาลัยเทคโนโลยีอุตสาหกรรม
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ



รศ.ดร.พานิช วุฒิพฤกษ์
ภาควิชาครุศาสตร์โยธา
คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรม
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ



ผศ.นรินทร์ ศรีดอกไม้
ภาควิชาครุศาสตร์โยธา
คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรม
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ



ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านแบบสามแกนของน้ำตอดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์

FACTORS AFFECTING ON TRIAXIAL PERMEABILITY OF CEMENT TREATED CLAY

นายธนกฤษณ์ ทิพย์มนตรี (Thanakrit Tipmontree)¹

ชัยรัตน์ ธีระวัฒนสุข (Chairat Teerawattanasuk)²

เชิดชนินทร์ หอมดมทิน (Chirdchanin Modmoltin)³

สยาม แกมขุนทด (Sayam Kamkhuntod)⁴

¹นักศึกษา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ cafair_@hotmail.com

²อาจารย์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ chairatsuk@yahoo.com

³อาจารย์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ chirdchaninm@yahoo.com

⁴อาจารย์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ sayamk@kmitnb.ac.th

บทคัดย่อ : บทความนี้นำเสนอปัจจัยที่มีผลกระทบต่อค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านแบบสามแกนของน้ำตอดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ โดยตัวอย่างทรายแป้ง (M) ที่ใช้ได้จากการคัดขนาดเม็ดจากดินตัวอย่างดินเหนียวธรรมชาติด้วยวิธีการร่อนผ่านตะแกรง สำหรับตัวอย่างดินเหนียวที่ใช้ในการศึกษานี้ เป็นดินเหนียวธรรมชาติที่ทำการคัดแยกทรายแป้งออกแล้ว ทำการเตรียมตัวอย่างดินเหนียวที่ปริมาณทรายแป้งต่างกันจากนั้นผสมซีเมนต์ในปริมาณ 7.5%, 15% และ 20% ต่อน้ำหนัก ดินตัวอย่างแห้งผสมทรายแป้ง โดยเตรียมปริมาณน้ำของดินที่ทดสอบก่อนการผสมซีเมนต์ ให้มีค่าปริมาณความชื้นเท่ากับขีดจำกัดเหลวของดินตัวอย่างที่ผสมทรายแป้ง เพื่อศึกษาผลกระทบเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงสัดส่วนของทรายแป้งต่อค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำตอดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ทำการทดสอบสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำด้วยวิธี Triaxial Permeability ของตัวอย่างดินเหนียวผสมซีเมนต์ที่อายุการบ่มที่ 7 วัน และ 28 วัน

ABSTRACT : This paper is to present the factors affecting on Triaxial Permeability of cement treated clay. Silt was obtained by sieving from natural clay. The clay sample was categorized into natural clay. In addition the clay samples with different silt contents were mixed with the cement content of 7.5%, 15% and 20% by the dry weight of the soil mixture. Before mixing of cement , the water content of soil sample was prepared to be equal to the water content at liquid limit of the soil mixture. In order to study the factors affecting on Triaxial Permeability of cement treated clay, the Triaxial Permeability test of the cement treated clay samples at different curing period of 7 days and 28 days .

KEYWORDS : Silt content, Triaxial Permeability , Cement treated clay



สาขาของบทความ : วิศวกรรมปฐพี (GTE)

1. บทนำ

ดินในสภาพธรรมชาติมีความแตกต่างกันออกไปตามลักษณะของภูมิประเทศ ตามมาตรฐาน ASTM 2487-83 ได้จำแนกประเภทของดินเม็ดละเอียดเป็น 2 ประเภท คือ ทรายแป้งและดินเหนียวซึ่งโดยทรายแป้ง เป็นดินที่มีความแข็งไม่ดูดซึมน้ำ เมื่อผสมเข้ากับดินเหนียวที่การซึมผ่านของน้ำเป็นไปได้ยากและมีความอ่อนตัวสูงจึงมีผลต่อคุณสมบัติการซึมผ่านของดิน ในพื้นที่ปากแม่น้ำเมื่อดินเม็ดละเอียดถูกพัดพาตะกอนและทับถมทำให้เกิดการผสมกันของมวลเม็ดขนาดเล็ก ทำให้ดินในธรรมชาติมีความแปรปรวนทั้งทางด้านกายภาพและวิศวกรรม หากมีการก่อสร้างทางด้านวิศวกรรมโยธาจึงยากที่จะหลีกเลี่ยงการเกี่ยวข้องกับดินจึงจำเป็นต้องมีการปรับปรุงคุณภาพ[1] ซึ่งการก่อสร้างบางประเภทจำเป็นต้องทราบสมบัติการซึมผ่านของน้ำในดินนั้นเพื่อหาปริมาณน้ำที่จะซึมผ่านดิน เช่น งานเขื่อนดิน , งานเขื่อนน้ำบาดาล , งานขุดดินทำฐานราก หรือห้องใต้ดินขนาดใหญ่ เป็นต้น

เนื่องจากความสามารถของการซึมผ่านของน้ำในมวลดิน ซึ่งจะแสดงโดยค่าของสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน (Coefficient of Permeability) และโครงสร้างของดิน (Soil Structure)[2] ตัวอย่างดินเม็ดละเอียดที่จะทำการทดลองเพื่อศึกษาวิจัยนี้เป็นดินที่เกิดจากการสลาย ตัวและผุพังของหินตามธรรมชาติ การที่จะพิจารณาดินประเภทนี้มาใช้ในการก่อสร้างเขื่อน หรือสิ่งก่อสร้างอื่นๆ นั้นจึงวางขอบเขตการทดลองศึกษาคุณสมบัติพื้นฐานของดิน ซึ่งประกอบด้วย ทรายแป้งและดินเหนียวโดยทรายแป้งเป็นมวลที่มีความแข็งและไม่ดูดซึมน้ำและส่งผลกระทบต่อความซึมผ่านของน้ำในดินเม็ดละเอียด ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงนำเสนอปัจจัยที่มีผลกระทบต่อค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่าน

ตารางที่ 1 Physical properties of soil samples

Properties	Silt	Bentonite	Kaolinite	Bentonite:Kaolinite (B50:K50)
Liquid limit (%)	-	460	65.2	207
Plastic limit (%)	-	53.6	29.7	37.8
Plastic index	-	406.4	35.5	169.2
Specific gravity	2.86	2.51	2.67	2.59

แบบสามแกนของน้ำตอดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ที่อายุการบ่ม 7 วัน และ 28 วัน โดยการทดสอบด้วยวิธี (Triaxial Permeability Test With Two Back Pressure Systems) ซึ่งวิธีนี้เป็น การทดสอบที่มีสภาพใกล้เคียงความเป็นจริงที่เกิดขึ้นในชั้นดินธรรมชาติมากที่สุด ทั้งนี้เพราะความดันโดยรอบตัวอย่างสามารถควบคุมให้เหมาะสมตามสภาพธรรมชาติได้ และในระหว่างการทดสอบสามารถควบคุมความดันน้ำในตัวอย่างดิน หรือ ปริมาณน้ำที่ไหลเข้าหรือออกจากตัวอย่างดินได้โดยละเอียด

2. การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

2.1. ดินตัวอย่าง

ตัวอย่างทรายแป้งที่ใช้ในการศึกษานี้ได้จากการคัดขนาดดินเหนียวธรรมชาติด้วยวิธีการร่อนผ่านตะแกรง โดยนำดินเหนียวธรรมชาติที่ระดับความลึก 4 – 5 เมตร ณ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ นำมาร่อนผ่านตะแกรงแบบเปียก (wet sieve) โดยคัดขนาดของทรายแป้งที่มีขนาดของเม็ดผ่านตะแกรงเบอร์ 200 (75µm) และค้างอยู่บนตะแกรงเบอร์ 400 (38µm) ทำการร่อนแบบเปียก 2 ครั้ง ซึ่งจะได้ขนาดของทรายแป้งที่คัดแล้วมีขนาดที่เล็กกว่า 75 µm

ตัวอย่างดินเหนียวที่ใช้ในการศึกษาเป็นตัวอย่างดินเหนียวบริสุทธิ์ แบ่งออกเป็น 3 ประเภทได้แก่ 1. ดินเป็นโทไนท์ (B) 2. ดินคาโอลิไนท์ (K) 3. ดินเป็นโทไนท์ผสมกับดินคาโอลิไนท์ (B+K) ที่อัตราส่วน B:K=0.50:0.50 ค่าคุณสมบัติพื้นฐานต่างๆของดินตัวอย่างแสดงไว้ในตารางที่ 1

2.2. ตัวอย่างดินผสม

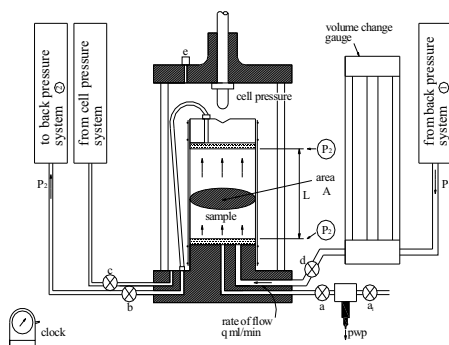
ตัวอย่างดินผสมโดยอัตราส่วนผสมได้จากการนำทรายแป้งที่ผ่านการคัดขนาดแล้วผสมกับดินเหนียว ในอัตราส่วนผสมร้อยละของน้ำหนักแห้งของทรายแป้งต่อดินเหนียว เท่ากับ 0%, 15%, 30% และ 45% ตามลำดับ จากนั้นเตรียมตัวอย่างดินผสม (ทรายแป้งและดินเหนียวบริสุทธิ์) และให้ทำการทดสอบเพื่อหาขีดจำกัดเหลวของตัวอย่างดินผสมในแต่ละอัตราส่วนดินผสมนั้นๆ เพื่อเตรียมปริมาณความชื้นที่จะใช้ในการผสมตัวอย่างดินผสมทั้งนี้เพื่อให้รูปแบบโครงสร้างระหว่างเม็ดดินผสมเหมือนกันก่อนทำการผสมซีเมนต์

2.3. ขั้นตอนการผสมซีเมนต์ในตัวอย่างดินผสม

การศึกษาในครั้งนี้จะใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เป็นวัสดุประสาน โดยมีอัตราส่วนผสมร้อยละของน้ำหนักแห้งของซีเมนต์ต่อดินผสม เท่ากับ 15% หลังจากนั้น ผสมซีเมนต์และตัวอย่างดินผสมให้เข้ากันอย่างสม่ำเสมอ จากนั้นทำการผสมปริมาณน้ำที่จุด Liquid Limit ของส่วนผสมในแต่ละส่วนผสมให้เข้ากันอย่างสม่ำเสมอ

2.4. ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างทดสอบ

ในการเตรียมตัวอย่างทดสอบความสามารถในการซึมผ่านของน้ำ ทำการหล่อตัวอย่างดินผสมซีเมนต์ในแบบหล่อ PVC โดยมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 66 mm ความสูง 24 mm ทำการใส่ฟองอากาศขณะใส่ตัวอย่างดินผสมซีเมนต์ดังกล่าว โดยเตรียมตัวอย่างทดสอบในแต่ละอัตราส่วนจำนวน 2 ตัวอย่าง ทำการห่อตัวอย่างและแบบหล่อด้วยพลาสติกเพื่อป้องกันการการสูญเสียความชื้นเก็บไว้นาน 24 ชั่วโมงจากนั้นนำตัวอย่างดินผสมไปบ่มแช่ไว้ในน้ำที่อายุการบ่ม 7 วัน และ 28 วัน เมื่อครบอายุทดสอบแล้วนำตัวอย่างออกจากแบบหล่อแล้วทำการทดสอบความสามารถในการซึมผ่านของน้ำในเครื่องทดสอบดังรูปที่ 2.4.1.



รูปที่ 2.4.1. ฟังการทดสอบสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำด้วยเครื่องมือทดสอบแบบ 3 แกน โดยระบบความดันย้อนกลับ 2 ทิศทาง (Head, 1985)

ซึ่งสามารถคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่าน (Coefficient of Permeability), k (m/s) ของตัวอย่างได้จากสมการที่ 2

$$k = \frac{QL}{Aht} \quad (2)$$

เมื่อ

Q = ปริมาณน้ำที่เก็บได้ช่วง t

k = สัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ของดิน

t = เวลาที่ใช้ในการเก็บน้ำปริมาตร Q

L = ความยาวของตัวอย่างดิน

A = พื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างดิน

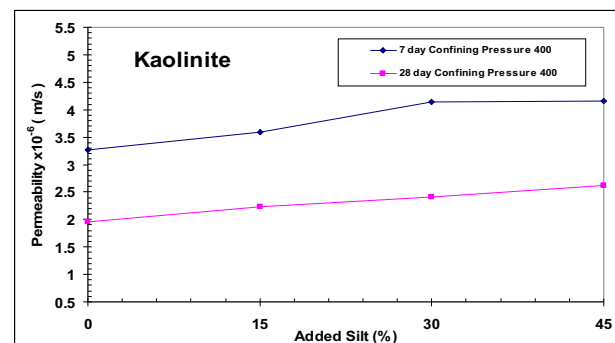
h = ผลต่างของความสูงระหว่างจุดไหลเข้าและจุดไหลออกของน้ำจากตัวอย่างดิน

3. ผลการทดสอบ

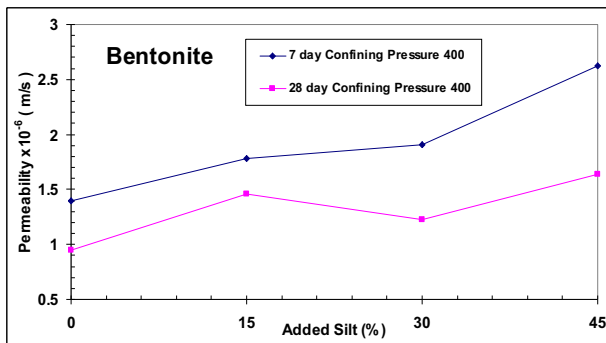
ผลการทดสอบสามารถสรุปได้ดังนี้

3.1. ผลกระทบของอายุการบ่ม

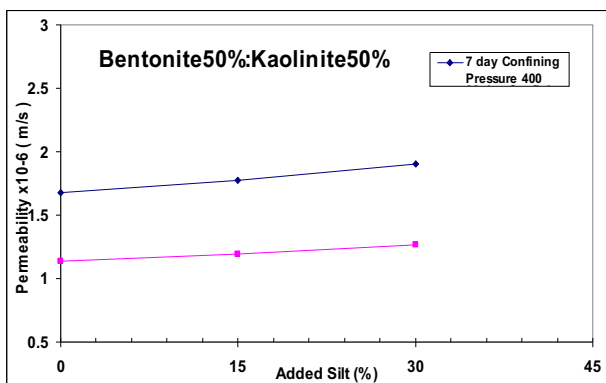
เมื่อเปรียบเทียบอายุการบ่มของดินตัวอย่างที่ระยะเวลาที่ต่างกัน คือที่อายุการบ่ม 7 วัน และ 28 วัน สามารถพิจารณาได้ดังนี้



รูปที่ 3.1.1 กราฟแสดงความสัมพันธ์ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านต่ออายุการบ่มตัวอย่างที่ 7 วัน และ 28 วัน ของดินคาโอไลไนท์ผสมทรายแป้งตามอัตราส่วนต่างๆ



รูปที่ 3.1.2 กราฟแสดงความสัมพันธ์ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านต่อการบ่มตัวอย่างที่ 7 วัน และ 28 วัน ของดินเบนโทไนท์ผสมทรายแป้งตามอัตราส่วนต่างๆ



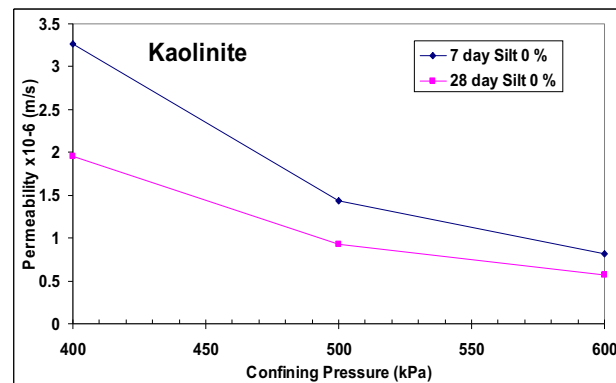
รูปที่ 3.1.3 กราฟแสดงความสัมพันธ์ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านต่อการบ่มตัวอย่างที่ 7 วัน และ 28 วัน ของดินเบนโทไนท์50% ผสมดินคาโอลิไนท์50% ผสมกับทรายแป้งตามอัตราส่วนต่างๆ

จากรูปที่ 3.1.1, 3.1.2 และ 3.1.3 จะพบว่าหากเปรียบเทียบกันจากกราฟที่ระยะเวลาการบ่มตัวอย่างที่ 7 วันจะมีค่าเพิ่มประสิทธิ์ ความซึมผ่านของน้ำได้มากกว่าระยะเวลาการบ่มตัวอย่างที่28วัน เพราะระยะเวลาการบ่มที่ 28วันมีระยะเวลาเกิดปฏิกิริยาไฮ-เครชันของซีเมนต์ที่ผสมลงไปในตัวอย่างที่ทำการศึกษาสามารถ เกิดได้มากกว่าระยะเวลาการบ่มตัวอย่างที่ 7 วัน ซึ่งความสามารถในการซึมผ่านของน้ำ จะถูกควบคุมโดยความพรุนของซีเมนต์เฟสได้ โดยความพรุน (Capillary Porosity) จะมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับอัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์ และ ความสมบูรณ์ของปฏิกิริยาไฮ-เครชัน (Degree of Hydration)[3] ซึ่งผลิตภัณฑ์ที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮ-เครชันเรียกว่า Ettringite และ CSH gel มีลักษณะเป็นผลึกเส้นใย จะมีขนาดใหญ่กว่า 2 เท่า ของซีเมนต์ก่อนการเกิดปฏิกิริยา ผลก็คือผลิตภัณฑ์ที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮ-เครชันนี้จะ

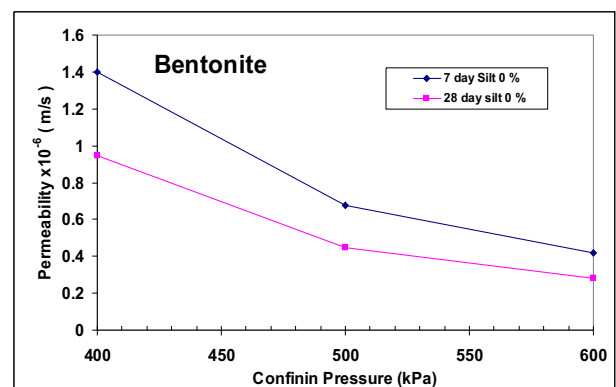
เข้าอุดช่องว่างระหว่างเม็ดซีเมนต์ และเกิดผิวสัมผัสก่อให้เกิดการกีดขวางของซีเมนต์เฟสได้เมื่อเวลาผ่านไปความเข้มข้นของผลิตภัณฑ์หรือตัวอย่างที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮ-เครชันจะมาก ระยะเวลาการเกิดและการขยายตัวเพิ่มขึ้นทำให้ความพรุนของเฟสลดลง จำกัดการเคลื่อนที่ของเม็ดซีเมนต์ ทำให้ความสามารถในการซึมผ่านของน้ำลดลง[4]

3.2. ผลกระทบของแรงดันประคอง

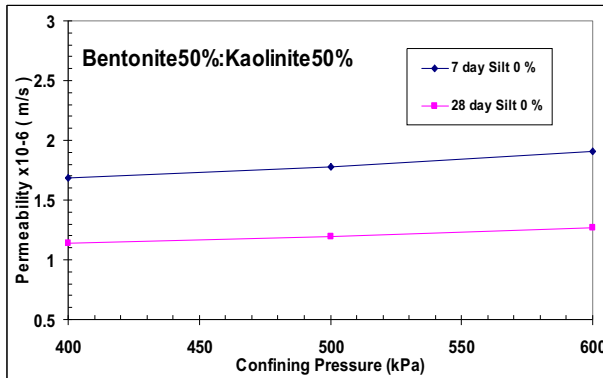
เมื่อเปรียบเทียบค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในดินผสมทรายแป้งต่อค่า Confining Pressure ที่อายุการบ่ม 7 วัน และ 28วัน



รูปที่ 3.2.1.แสดงความสัมพันธ์ของค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในดินคาโอลิไนท์ผสมทรายแป้งต่อค่า Confining Pressure ที่อายุการบ่ม 7 วันและ 28 วัน



รูปที่ 3.2. 2. แสดงความสัมพันธ์ของค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในดินเบนโทไนท์ผสมทรายแป้ง ต่อค่า Confining Pressure ที่อายุการบ่ม 7 วัน และ28วัน

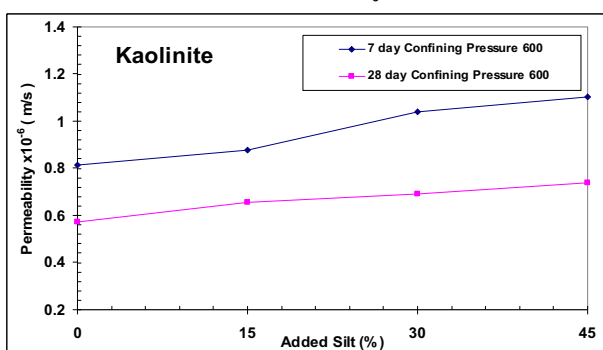


รูปที่ 3.2.3. แสดงความสัมพันธ์ของค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำในดินเบนโทไนท์50% ผสมดินคาโอลิไนท์50% ผสมทรายแป้ง0% ต่อค่า Confining Pressure ที่อายุการบ่ม 7 วัน และ 28 วัน

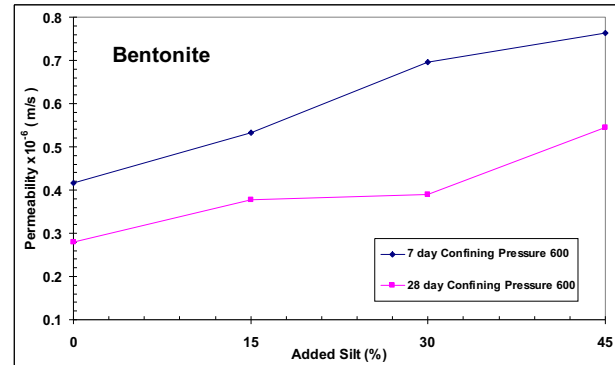
จากรูปที่ 3.2.1, 3.2.2 และ 3.2.3. พบว่าค่าของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำจะมีค่าลดลงเมื่อค่าของแรงดันประคอง (Confining Pressure) เพิ่มขึ้น เนื่องจาก Confining Pressure คือแรงดันประคองที่บีบอัดตัวอย่างดินโดยรอบทุกด้านด้วยแรงดันน้ำที่เท่าๆกัน เมื่อมีแรงดันประคองเพิ่มขึ้นการซึมผ่านของน้ำก็จะซึมผ่านได้ยากขึ้นเนื่องจากการบีบอัดตัวของก้อนตัวอย่างจะเห็นว่าเมื่อเพิ่ม Confining Pressure จาก 400 kPa เป็น 500 kPa และ 600 kPa ตามลำดับ ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำจะมีค่าลดลงไม่ว่าจะเป็นดินเบนโทไนท์ หรือ ดินคาโอลิไนท์ ดังนั้นเมื่อมีแรงดันประคองเพิ่มมากขึ้นทำให้ตัวอย่างดินถูกบีบอัดตัวแน่นขึ้นส่งผลให้สัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำมีค่าการไหลที่ลดน้อยลงไปด้วย

3.3. ผลกระทบของปริมาณทรายแป้ง

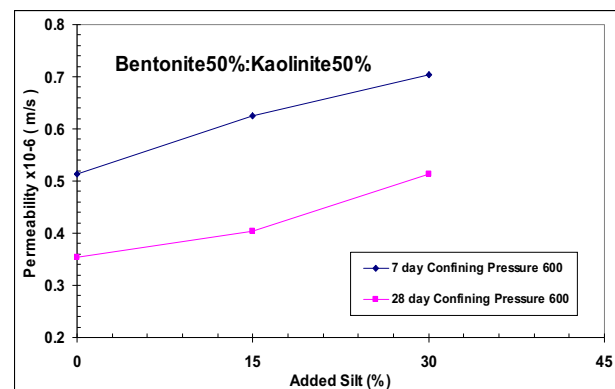
เมื่อเปรียบเทียบดินผสมประเภทเดียวกันที่มีปริมาณของปูนซีเมนต์เท่าๆกันและมีการเพิ่มปริมาณของทรายแป้งตั้งแต่ 0%, 15%, 30%, 45% โดยพิจารณาจากรูป



รูปที่ 3.3.1. กราฟแสดงความสัมพันธ์ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านต่ออายุการบ่มตัวอย่างที่ 7 วัน และ 28 วันของดินคาโอลิไนท์ผสมทรายแป้งตามอัตราส่วนต่างๆที่ Confining Pressure 600 kPa



รูปที่ 3.3.2. กราฟแสดงความสัมพันธ์ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านต่ออายุการบ่มตัวอย่างที่ 7 วัน และ 28 วัน ของดินเบนโทไนท์ผสมทรายแป้งตามอัตราส่วนต่างๆที่ Confining Pressure 600 kPa



รูปที่ 3.3.3. กราฟแสดงความสัมพันธ์ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านต่ออายุการบ่มตัวอย่างที่ 7 วัน และ 28 วัน ของดินเบนโทไนท์50% ผสมดินคาโอลิไนท์50% ผสมกับทรายแป้งตามอัตราส่วนต่างๆที่ Confining Pressure 600 kPa

จากรูป 3.3.1, 3.3.2 และ 3.3.3. จะพบว่าเมื่อมีปริมาณอัตราส่วนของทรายแป้งเพิ่มขึ้นค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามอัตราส่วนของทรายแป้งทั้งนี้เนื่องจาก Silt หรือ ทรายแป้งมีลักษณะอนุภาคเป็นเม็ด มีขนาดปานกลางประมาณ 0.002 ถึง 0.02 (0.05) มิลลิเมตร ร่วนไม่เกาะเป็นก้อนเมื่อนำมาผสมกับดินเหนียวเบนโทไนท์ และคาโอลิไนท์ ซึ่งดิน 2 ชนิดนี้มีขนาดอนุภาคเล็กกว่าขนาดอนุภาคของทรายแป้ง ดังนั้นเมื่อทำการผสมทรายแป้งเข้าไปจะทำให้เกิดช่องว่างระหว่างอนุภาคมากขึ้นความพรุนของตัวอย่างทดสอบจึงมากขึ้น ทำให้เมื่อผสมทรายแป้งเพิ่มเข้าไปในตัวอย่างตามอัตราส่วน 0% , 15% , 30% และ 45% ค่าความซึมผ่านของน้ำจึงเพิ่มขึ้นตามอัตราส่วนของทรายแป้ง



4. สรุปผลการทดสอบ

จากตัวอย่างดินที่ทำการศึกษา และทำการทดสอบค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำ พบว่าปัจจัยที่มีผลกระทบบต่อค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำสามารถสรุปได้ดังนี้

4.1. พิจารณาค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำจะเห็นว่าค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำขึ้นอยู่กับปริมาณของทรายแป้ง เมื่อมีปริมาณทรายแป้งมากจะเกิดช่องว่างหรือความพรุนของตัวอย่างเพิ่มขึ้น ทำให้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำมีค่าเพิ่มขึ้น เนื่องจาก ทรายแป้งมีขนาดอนุภาคที่มีขนาดใหญ่กว่าขนาดของดินเบนโทไนท์ และ ดินคาโอไลน์

4.2. ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำจะมีค่าลดลงเมื่อมีค่าแรงประคอง (Confining Pressure) มากขึ้นแรงประคอง คือแรงที่บีบอัดตัวอย่างดินโดยรอบทุกๆด้านด้วยแรงดันน้ำที่เท่ากัน เปรียบเสมือนการนำตัวอย่างดินเข้าสู่สภาพความดันตามความลึกของชั้นดิน เมื่อแรงประคองมากขึ้นตัวอย่างถูกบีบมากขึ้นทำให้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำไหลได้ยากขึ้นทำให้มีค่าลดลง

4.3. พิจารณาค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำ จะขึ้นอยู่กับอายุการบ่มตัวอย่างที่อายุการบ่มตัวอย่าง 7 วัน จะมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำมากกว่าอายุการบ่ม 28 วัน เนื่องจาก ตัวอย่างที่มีอายุการบ่มนานซีเมนต์ที่ผสมในตัวอย่างจะเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชันได้มาก ผลผลิตที่เกิดขึ้นจากปฏิกิริยาไฮเดรชันจะมีขนาดใหญ่กว่า 2 เท่าของซีเมนต์ก่อนการเกิดปฏิกิริยาจะเข้าอุดช่องว่างระหว่างเม็ดซีเมนต์ทำให้ความพรุนของตัวอย่างลดลงการซึมผ่านของน้ำไหลได้ยากขึ้นทำให้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำลดลง

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณ สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.) ที่สนับสนุนเงินทุนวิจัยภายใต้สัญญาเลขที่MRG4980193 ภาควิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม วิทยาลัยเทคโนโลยีอุตสาหกรรม และ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือที่เอื้อเฟื้อสถานที่

เอกสารอ้างอิง

- [1] Ruenkairergsa, T., (1982), "A Research on Types of Soil for Stabilization Suitable for Cement or Lime." Group Training in Road Construction, Department of Highways, Bangkok, Thailand, pp.20-25.
- [2] Finno, R.J., Chung, K.Y., Yin, J., and Feldkamp, J.R. (1996). "Coefficient of permeability from AC electroosmosis experiments. II; Results." J.Geotech, Engrg., ASCE, Vol.122, No.5, pp.355-364.
- [3] Fratolocchi, E.and Pasqualini, E., (1998). "Permeability over time of cement-bentonite slurry walls." Environmental Geotechnics, Seco e Pinto (ed), pp.509-514.
- [4] Fratolocchi, E., Manassero, M., Roccato, M., Pasqualini, E. and Spanna, C., (1998). "Predicting hydraulic conductivity of cement-bentonite slurries." Environmental Geotechnics, Kamon (ed), pp.503-508.

เกี่ยวกับผู้เขียน



นายชนกฤษณ์ ทิพย์มนตรี
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
บัณฑิตวิทยาลัย
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ



ดร.ชัชวรินทร์ ชีระวัฒนสุข
ภาควิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม
วิทยาลัยเทคโนโลยีอุตสาหกรรม
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ



ดร.เชิดชนินทร์ หอมดมทิน
ภาควิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม
วิทยาลัยเทคโนโลยีอุตสาหกรรม
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ



นายสยาม แกมขุนทด
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรม
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ



พฤติกรรมการอัดตัวคาน้ำของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์

CONSOLIDATION BEHAVIORS OF FINE GRAIN SOIL ADMIXED WITH CEMENT

สูงศักดิ์ ศรีสุวัฒน์ (Soongsak Srisuwatana)¹

พานิช วุฒิพฤษ (Panich Voottipruex)²

ชัยรัตน์ ธีระวัฒนสุข (Chairat Teerawattanasuk)³

สันชัย อินทพิชัย (Sunchai Inthapichai)²

¹นักศึกษาปริญญาโท มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ(jvck_@hotmail.com)

²รองศาสตราจารย์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ

³อาจารย์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ

บทคัดย่อ : บทความนี้นำเสนอพฤติกรรมการอัดตัวคาน้ำของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ตัวอย่างดินเหนียวที่ใช้ศึกษานี้แบ่งได้ 3 ประเภทคือ 1. ดินคาโอลินไนท์ (K) 2. ดินเบ็นโทไนท์ (B) 3. ดินผสมระหว่างดินคาโอลินไนท์และดินเบ็นโทไนท์ (K+B) ที่อัตราส่วนผสมแตกต่างกันได้แก่ K:B = 0.75 : 0.25 , K:B = 0.50 : 0.50 และ K:B = 0.25 : 0.75 ตามลำดับ โดยแปรเปลี่ยนทรายแบ่งที่ผสมที่ร้อยละ 0 % , 15 % , 30 % และ 45 % ของน้ำหนักตัวอย่างดินเหนียว ตัวอย่างทรายแบ่ง (M) ได้จากการคัดขนาดจากดินธรรมชาติด้วยวิธีการร่อนผ่านตะแกรง จากนั้นผสมซีเมนต์โดยแปรเปลี่ยนซีเมนต์ที่ผสมที่ร้อยละ 7.5 % และ 15 % ต่อน้ำหนักแห้งของดินตัวอย่างที่ผสมกันระหว่างดินเหนียวและทรายแบ่ง โดยควบคุมปริมาณความชื้นก่อนการผสมซีเมนต์ให้เท่ากับค่าขีดจำกัดเหลวของดินตัวอย่าง ทำการทดสอบการอัดตัวคาน้ำที่อายุการบ่ม 28 วัน จากผลการศึกษาพบว่าปริมาณของสัดส่วนดินเหนียวมีอิทธิพลต่อพฤติกรรมการอัดตัวคาน้ำของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ กล่าวคือตัวอย่างดินผสมมีสัดส่วนทรายแบ่งเพิ่มขึ้น กำลังครากมีค่าเพิ่มขึ้นดัชนีการอัดตัว ดัชนีการบวมตัวมีค่าลดลงและสัมประสิทธิ์การอัดตัวคาน้ำลดลง

ABSTRACT : This paper is to present consolidation behavior of fine grain soil admixed with cement. Fine grain soil sample was categorized into three types namely: 1.Kaolinite (K),2.Bentonite (B),3. the mixtures of Kaolinite and Bentonite (K+B) at the various mixtures. The mixtures ratio were K:B = 0.75 : 0.25 , K:B = 0.50 : 0.50 , K:B = 0.25 : 0.75,respectively, with the amount of silt mixed at 0 % , 15 % , 30 % and 45 % of sample weight. Silt was obtained by sieving from natural clay. The cement was mixed in the amount of 7.5% and 15 % by weight of mixed soil sample. The water content of soil sample was prepared to be equal to the water content at the liquid limit of the soil mixture. In order to study the consolidation behavior of fine grain soil admixed with cement, the consolidation test of the cement treated fine grain soil at curing period of 28 days was conducted. From the test result it was found that yield strength increased, the compression and recompression indices decreased and coefficient of consolidation decreased.

Keyword : Clay fraction, Consolidation, Yield strength, Compression, Recompression, Soil-cement

สาขาของบทความ : วิศวกรรมปฐพี (GTE)

1. บทนำ

ในสภาพธรรมชาติสัดส่วนของดินจะมีความแตกต่างกันออกไปตามลักษณะภูมิประเทศและลักษณะการเกิดของดินในแหล่งนั้นๆ ตามมาตรฐาน ASTM 2487-83 ได้จำแนกประเภทของดินเม็ดละเอียดเป็น 2 ประเภท คือ ทรายแป้งและดินเหนียว ซึ่งด้วยคุณสมบัติของทรายแป้ง ที่มีความแข็งไม่ดูดซึมน้ำเมื่อผสมเข้ากับดินเหนียวที่การซึมผ่านของน้ำเป็นไปได้ยากและมีความอ่อนตัวสูง ในพื้นที่ปากแม่น้ำเมื่อดินเม็ดละเอียดถูกพัดพาตกตะกอนและทับถมทำให้เกิดการผสมกันของมวลเม็ดขนาดเล็ก ทำให้ดินในธรรมชาติมีความแปรปรวนทั้งทางด้านกายภาพและวิศวกรรม

ในดินที่ประสบปัญหาในการทำงานด้านวิศวกรรมจำเป็นต้องมีการปรับปรุงคุณภาพ[1] ซึ่งในปัจจุบันการปรับปรุงคุณภาพดินมีหลากหลายวิธี วิธีที่เป็นที่นิยมคือการปรับปรุงคุณภาพทางเคมีโดยการผสมซีเมนต์เพื่อเพิ่มความแข็งแรงให้กับดินเหนียว สามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ประเภทคือ การปรับปรุงคุณภาพดินระดับต้นและปรับปรุงคุณภาพดินระดับลึก ในการปรับปรุงคุณภาพดินในระดับต้นคือการปรับปรุงคุณภาพสนามบินและชั้นพื้นทางในงานถนน ส่วนวิธีการปรับปรุงคุณภาพดินระดับลึกหรือที่เรียกว่า วิธีการผสมลึก (Deep Mixing Method, DMM) จะใช้ในงานเสาเข็มดินซีเมนต์ สามารถแบ่งวิธีการในการผสมซีเมนต์ได้ 2 วิธีคือ การผสมดินซีเมนต์ด้วยใบมีดซึ่งเรียกว่า การผสมโดยทางกล (Mechanical Mixing) และการฉีดน้ำปูนซีเมนต์ด้วยแรงดันสูง (High-Pressure Jet Mixing) [2] แต่กระนั้นแม้จะมีการปรับปรุงคุณภาพดินให้มีความแข็งแรงแต่ยังพบปัญหาในเรื่องการบวมตัวและการเปลี่ยนรูปในดินเหนียวผสมซีเมนต์

งานวิจัยในอดีตได้มีการศึกษาเกี่ยวกับผลกระทบของทรายแป้งและดินเหนียวที่มีต่อคุณสมบัติ ทางด้านกำลังอัดและแรงยึดเหนี่ยวของคอนกรีต[3] พบว่าสัดส่วนของทรายแป้งที่สูงขึ้นส่งผลให้ คุณสมบัติด้านกำลังอัดและแรงยึดเหนี่ยวของคอนกรีตมีค่าสูงขึ้น ในกรณีดินเหนียวการเพิ่มปริมาณดินเหนียวจะทำให้กำลังอัดและแรงยึดเหนี่ยวของคอนกรีตมีค่าลดลง หากมีส่วนผสมของดินเหนียวที่มากเกินไปจนจะส่งผลเสียต่อคอนกรีต

จะเห็นได้ว่าเมื่อสัดส่วนดินเหนียวมีค่าแตกต่างกันไป ก็จะส่งผลกระทบไปยังคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินนั้นๆ ด้วย จากที่ได้กล่าวมาในข้างต้น จึงควรศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างสัดส่วนดินเหนียวและคุณสมบัติทางวิศวกรรม ของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ ในการศึกษาครั้งนี้คุณสมบัติทางวิศวกรรม จะประกอบไปด้วย กำลังคราก (Yield strength) , ดัชนีการอัดตัว (C_c) , ดัชนีการบวมตัว (C_u) และสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (C_v) โดยทำการทดสอบการอัดตัวคายน้ำของดินเม็ดละเอียดผสมซีเมนต์ที่อายุบ่ม 28 วัน

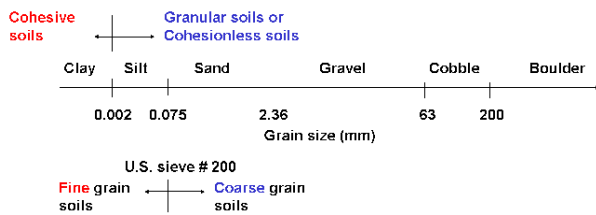
2. การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

2.1. ตัวอย่างดิน

ตัวอย่างทรายแป้งได้จากการคัดเลือกขนาดดินจากดินธรรมชาติที่เก็บจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ ที่ระดับความลึก 4-5 เมตร จากนั้นนำมาทำการร่อนแบบเปียกผ่านตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 200 (75 μ m) และคัดเลือกวัสดุที่ค้างบนตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 400 (38 μ m) ดังแสดงในรูปที่ 1. โดยทำการร่อนเปียก 2 ครั้งจะได้ ทรายแป้ง ที่คัดขนาดแล้วมีขนาดน้อยกว่า (75 μ m) การจำแนกขนาดเม็ดดินสามารถจำแนกได้ดังรูปที่ 2.



รูปที่ 1 ตัวอย่างทรายแป้งที่ได้จากการร่อนตัวอย่างดินเม็ดละเอียดและคัดขนาดวัสดุที่ค้างตะแกรงเบอร์ 400



รูปที่ 2 ระบบที่ใช้ในการจำแนกดินโดยจำแนกตามขนาดเม็ดดิน

ตารางที่ 1 คุณสมบัติพื้นฐานของตัวอย่างดิน

Properties	Silt	Bentonite	Kaolinite	Kaolinite:Bentonite K75:B25	Kaolinite:Bentonite K50:B50	Kaolinite:Bentonite K25:B75
Liquid limit (%)	-	460	65.2	160	207	310
Plastic limit (%)	-	53.6	29.7	43.9	37.8	48.6
Plastic index	-	406.4	35.5	116.1	169.2	261.4
Specific gravity	2.69	2.51	2.67	2.63	2.59	2.55

2.2. ตัวอย่างดินผสม

ตัวอย่างดินผสมได้จากการนำทรายแป้งผสมเข้ากับดินเหนียวโดยร้อยละของการแทนที่ทรายแป้งต่อดินเหนียวคือ 0%, 15%, 30% และ 45% ตามลำดับ ในขั้นนี้ให้มีการทดสอบเพื่อหาขีดจำกัดเหลวของตัวอย่างดินผสมในแต่ละอัตราส่วนดินผสมนั้นๆ เพื่อเตรียมปริมาณความชื้นที่จะใช้ในการผสมตัวอย่างดินผสม โปรแกรมการทดสอบและอัตราส่วนของการศึกษานี้แสดงในตารางที่ 2.

ตารางที่ 2 ตารางอัตราส่วนผสม

Silt	Cement	Curing	K50:B50	K75:B25	K25:B75	K 100	B 100
	7.5%	28	1	1	1	1	1
0 %	15 %	28	1	1	1	1	1
	7.5%	28	1	1	1	1	1
15 %	15 %	28	1	1	1	1	1
	7.5%	28	1	1	1	1	1
30 %	15 %	28	1	1	1	1	1
	7.5%	28	1	1	1	1	1
45 %	15 %	28	1	1	1	1	1
ตัวอย่างทดสอบ			8	8	8	8	8
รวมทั้งหมด			40				

*B = Bentonite , K = Kaolinite

ตัวอย่างดินเหนียวที่ใช้ในการศึกษาในครั้งนี้ แบ่งได้ 3 ประเภทคือ 1. ดินคาโอไนท์ (K) 2. ดินเบ็นโทไนท์ (B) 3. ดินผสมระหว่างดินคาโอไนท์และดินเบ็นโทไนท์ (K+B) ที่อัตราส่วนผสมแตกต่างกันได้แก่ K:B = 0.75 : 0.25 , K:B = 0.50 : 0.50 , K:B = 0.25 : 0.75 ตามลำดับ และมีคุณสมบัติพื้นฐานของตัวอย่างดินแสดงดังตารางที่ 1.

2.3. ขั้นตอนการผสมซีเมนต์ในตัวอย่างดินผสม

ปูนซีเมนต์ที่ใช้ในการศึกษาคือปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 โดยทำน้ำที่เป็นวัสดุประสาน อัตราส่วนร้อยละของน้ำหนักแห้งของซีเมนต์ต่อดินผสมเท่ากับ 7.5% และ 15% ตามลำดับ ซึ่งอัตราผสมซีเมนต์กำหนดให้สอดคล้องกับปริมาณซีเมนต์ที่ใช้ในการปรับปรุงดินในสนาม[4] หลังจากนั้นผสมซีเมนต์และตัวอย่างดินผสมให้เข้ากันอย่างสม่ำเสมอ

2.4. ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างทดสอบ

เตรียมตัวอย่างทดสอบการอัดตัวคายน้ำตาม ASTM D2435 ทำการหล่อตัวอย่างดินผสมซีเมนต์ในแบบหล่อ PVC โดยมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 63.3 mm ความสูง 20 mm ขณะใส่ตัวอย่างดินผสมซีเมนต์ลงในแบบทำการไล่ฟองอากาศ เตรียมตัวอย่างทดสอบในแต่ละอัตราส่วนจำนวน 2 ตัวอย่างดังแสดงในรูปที่ 3. หุ้มแบบหล่อด้วยพลาสติกเพื่อป้องกันการการสูญเสียความชื้น เมื่อครบเวลา 1 ชั่วโมงหลังจากการผสม และพลาสติกออกจากแบบ และทำการดันก้อนตัวอย่างออกจากแบบ บ่มน้ำที่อายุบ่ม 28 วัน เมื่อครบอายุบ่มแล้วทำการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ



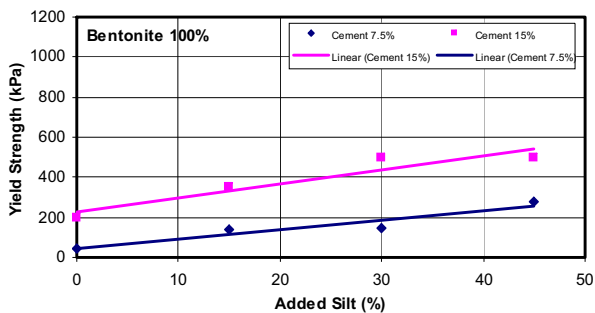
รูปที่ 3 ตัวอย่างทดสอบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 63.3 mm ความสูง 20 mm ทำการบ่มที่อายุ 28 วัน

3. ผลการทดสอบ

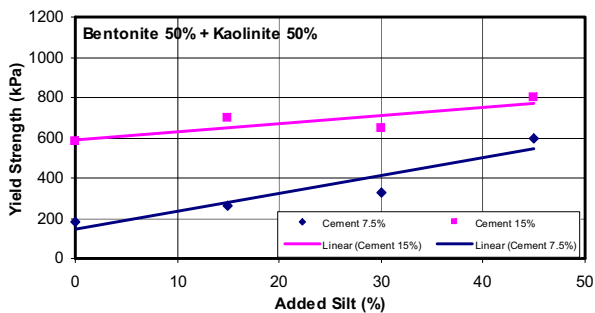
ผลการทดสอบสามารถสรุปได้ดังนี้

3.1 ผลต่อกำลังรับหน่วยแรงอัด

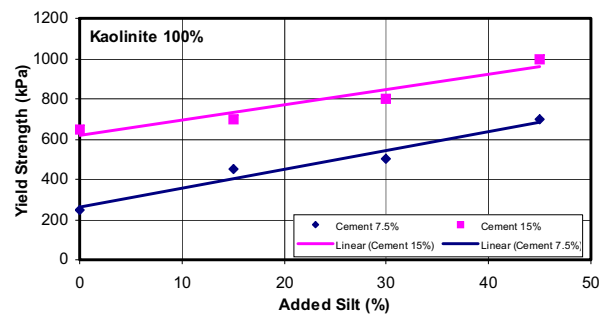
เมื่อเปรียบเทียบกำลังรับหน่วยแรงอัดของดินผสมประเภทเดียวกันพบว่าการเพิ่มปริมาณของทรายแป้ง และเพิ่มปริมาณของปูนซีเมนต์ ส่งผลให้กำลังรับหน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นมีค่าดังจะพิจารณาได้จากรูปที่ 4 ถึง 6



รูปที่ 4 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อกำลังคลากของดินเบ็นโทไนท์ 100%



รูปที่ 5 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อกำลังคลากของดินเบ็นโทไนท์ 50% + ดินคาโอลิไนท์ 50%



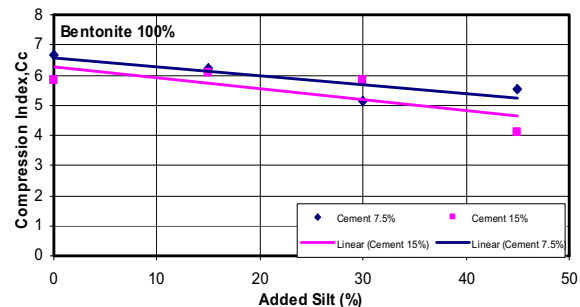
รูปที่ 6 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อกำลังคลากของดินคาโอลิไนท์ 100%

จากรูปที่ 4 ถึงรูปที่ 6 พบว่ากำลังคลากมีค่าสูงขึ้นตามปริมาณทรายแป้ง และปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น ทั้งนี้อาจสรุปได้ว่าทรายแป้งที่ผสมเพิ่มทำให้เกิดขนาดคละที่ดีขึ้น วัสดุที่มีขนาดเล็กสามารถแทรกอยู่ระหว่างช่องว่างเม็ดดิน[3] เป็นผลให้ตัวอย่างดินผสมมีความสามารถรับกำลังอัดได้ดียิ่งขึ้น

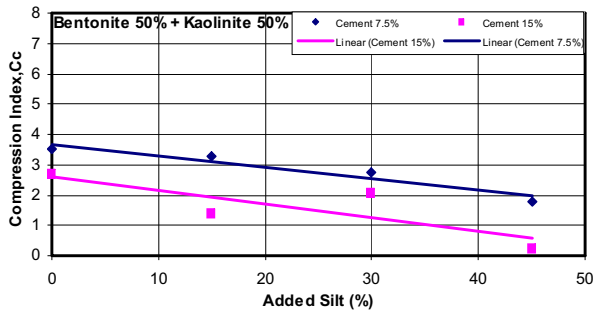
ปูนซีเมนต์ที่ผสมเข้าไปจะทำให้เกิดปฏิกิริยา Cement Hydration ทำให้ Cement Gel เกิดการรวมตัวและยึดเกาะกันเป็นมวลที่มีกำลังอัดสูงขึ้น[4] การเพิ่มขึ้นของปริมาณซีเมนต์จะมีผลให้มีอัตราการเพิ่มกำลังของ Soil-cement [1]

3.2 ผลต่อดัชนีการอัดตัว

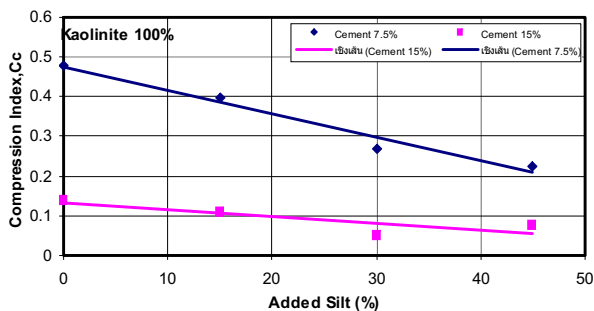
เมื่อเปรียบเทียบดัชนีการอัดตัวของดินผสมประเภทเดียวกันพบว่าการเพิ่มปริมาณของทรายแป้ง และเพิ่มปริมาณของปูนซีเมนต์ส่งผลให้ต่อดัชนีการอัดตัวที่เกิดขึ้นดังจะพิจารณาได้จากรูปที่ 7 ถึง 9



รูปที่ 7 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อดัชนีการอัดตัวของดินเบ็นโทไนท์ 100%



รูปที่ 8 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อการอัดตัวของดินเหนียว 50% + ดินคาโอลิน 50%

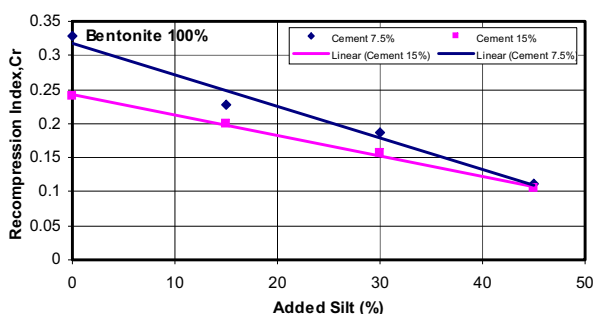


รูปที่ 9 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อการอัดตัวของดินคาโอลิน 100%

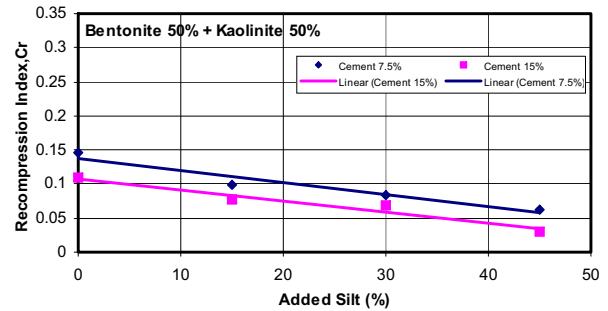
จากรูปที่ 7 ถึงรูปที่ 9 พบว่าดัชนีการอัดตัวมีค่าลดลงตามปริมาณทรายแป้งและปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น เนื่องจากทรายแป้งเป็นวัสดุที่มีความแข็งมี ค่าการยุบตัวต่ำ เมื่อผสมในปริมาณที่สูงขึ้นจะทำให้ค่าอัดตัวมีค่าลดลง เช่นเดียวกับซีเมนต์ที่ Cement Gel ที่ช่วยเพิ่มความสามารถในการรับกำลังอัดของดินผสมทำให้ค่าการอัดตัวลดลง

3.3 ผลต่อการบวมตัวของดิน

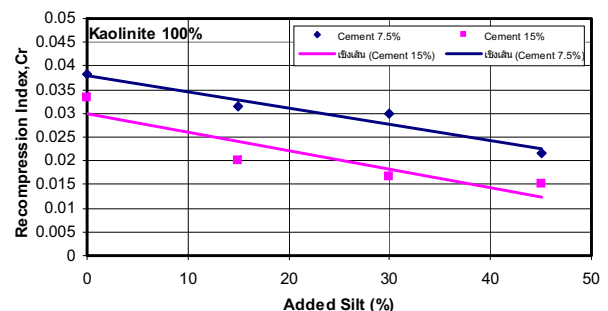
เมื่อเปรียบเทียบดัชนีการบวมตัวของดินผสมประเภทเดียวกันพบว่าการเพิ่มปริมาณของทรายแป้ง และเพิ่มปริมาณของปูนซีเมนต์ ส่งผลให้ดัชนีการบวมตัวมีค่าลดลง ดังพิจารณาจากรูปที่ 10 ถึง 12



รูปที่ 10 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อการบวมตัวของดินเหนียว 100%



รูปที่ 11 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อการบวมตัวของดินเหนียว 50% + ดินคาโอลิน 50%

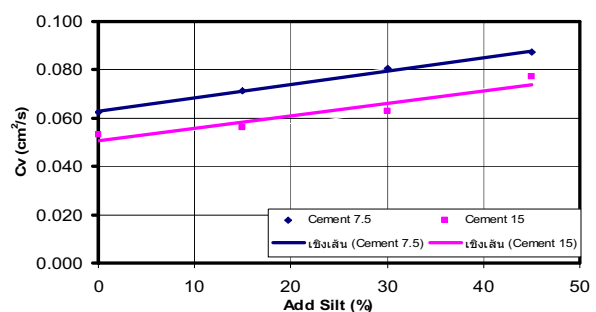


รูปที่ 12 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อการบวมตัวของดินคาโอลิน 100%

จากรูปที่ 10 ถึงรูปที่ 12 พบว่าดัชนีการบวมตัวมีค่าลดลงตามปริมาณทรายแป้งและปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นซึ่งสอดคล้องกับดัชนีการบวมตัว

3.4 ผลสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ

เมื่อเปรียบเทียบสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำของดินผสมประเภทเดียวกันพบว่าการเพิ่มปริมาณของทรายแป้ง และเพิ่มปริมาณของปูนซีเมนต์ ส่งผลให้สัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำลดลง ดังพิจารณาจากรูปที่ 13



รูปที่ 13 แสดงอิทธิพลของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ต่อสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำของดินเหนียว 50% + ดินคาโอลิน 50%

จากรูปที่ 13 พบว่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำสูงขึ้นตามปริมาณทรายแป้งที่เพิ่มขึ้น อาจกล่าวได้ว่าปริมาณที่เพิ่มขึ้น



ของทรายแป้งส่งผลให้ค่าการซึมผ่านมีค่าสูงขึ้น แต่เมื่อเพิ่มปริมาณซีเมนต์สูงขึ้นทำให้ค่าการซึมผ่านมีค่าลดลง

จากงานวิจัยพบว่าดินผสมที่สามารถรับกำลังรับหน่วยแรงอัดสูงสุด เท่ากับ 1000 kN/m^2 คือ ดินผสมที่มีอัตราส่วนผสมระหว่าง ดินคาโอไลน์ท์ 100% : ทรายแป้ง 45% : ปูนซีเมนต์ 15% ซึ่งมีดัชนีการอัดตัวอยู่ในช่วง 0.0764 ถึง 0.14 มีดัชนีการบวมตัวอยู่ในช่วง 0.015 ถึง 0.0332 ขณะที่ดินผสมที่สามารถรับหน่วยแรงอัดต่ำสุดเท่ากับ 45 kN/m^2 คือ ดินผสมที่มีอัตราส่วนผสมระหว่าง ดินเบนโทไนท์ 100% : ทรายแป้ง 0% : ปูนซีเมนต์ 7.5% โดยมีดัชนีการอัดตัวอยู่ในช่วง 5.53 ถึง 6.667 มีดัชนีการบวมตัวอยู่ในช่วง 0.111 ถึง 0.329

4. บทสรุป

เมื่อพิจารณาถึงผลของปริมาณทรายแป้งที่เพิ่มขึ้นพบว่าดินผสมมีความแข็งแรงขึ้นซึ่งสังเกตได้จาก ค่ากำลังครากที่เพิ่มขึ้น ดัชนีการอัดตัวมีค่าลดลง และดัชนีการบวมตัวก็มีค่าลดลง การเพิ่มขึ้นของปริมาณทรายแป้ง ซึ่งเป็นวัสดุเม็ดหยาบจะส่งผลต่อกำลังครากที่สูงขึ้นกว่าดินเหนียวที่เป็นวัสดุเม็ดละเอียด เช่นเดียวกันในกรณีของซีเมนต์กล่าวคือ ปริมาณปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นทำให้โครงสร้างของดินผสม มีความแข็งแรงขึ้น ค่ากำลังครากมีค่าเพิ่มสูงขึ้น ดัชนีการอัดตัวมีค่าลดลงและดัชนีการบวมตัวก็มีค่าลดลง

การทดสอบการอัดตัวคายน้ำในครั้งนี้สามารถสรุปได้ว่า ดินคาโอไลน์ท์มีความแข็งแรงกว่าดินเบนโทไนท์ สามารถรับหน่วยแรงอัดได้สูงกว่าส่งผลให้ดัชนีการอัดตัวและดัชนีการบวมตัวมีค่าต่ำกว่าแสดงให้ทราบว่า ดัชนีการอัดตัวและดัชนีการบวมตัวบ่งบอกถึงการเปลี่ยนรูปว่าเมื่อใด ดัชนีการอัดตัวและดัชนีการบวมตัวมีค่าสูงๆนั้น หมายความว่าตัวอย่างดินนั้นเกิดการเปลี่ยนรูปมากเมื่อมีน้ำหนักมากกดทับ และเมื่อตัวอย่างดินมีปริมาณของทรายแป้งและปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น พบว่าตัวอย่างดินนั้นมีความแข็งแรงขึ้นส่งผลถึงค่าพารามิเตอร์ต่างๆที่เกี่ยวข้องตามที่ได้อธิบายมาในตอนต้น

กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้วิจัยขอขอบคุณ สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.) ที่สนับสนุนเงินทุนวิจัย ภายใต้งานวิจัยเลขที่ MRG4980193 ภาควิชาวิศวกรรมโยธา และภาควิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธา

และสิ่งแวดล้อม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ ที่เอื้อเฟื้อสถานที่

เอกสารอ้างอิง

- [1] Ruenkairergsa, T., 1982, A Research on Types of Soil for Stabilization Suitable for Cement or Lime, Group Training in Road Construction, Department of Highways, Bangkok, Thailand, pp.20-25.
- [2] Lee, F. H., Lee, Y., Chew, S. H. and Yong, K. Y. (2005). Strength and modulus of marine clay-cement mixes. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.131, No. 2: pp.178-186.
- [3] สุทธิชัย ศรีรัตนวงศ์, สมิตร์ ส่งพิริยะกิจ, ชัย จาตุรพิทักษ์กุล, ไกรวุฒิ เกียรติโกมล, ผลกระทบของทรายแป้งและดินเหนียวต่อคุณสมบัติของคอนกรีต, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 6, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์, หน้า MAT 95-100
- [4] Mitchell, J.K. and Jack, E.L., 1966, "The Fabric of Soil-Cement and its Formation", Proceedings 14 th National Conference on Clay and Clay Minerals, Vol. 26 , pp. 297-305

เกี่ยวกับผู้เขียน



สูงศักดิ์ ศรีสุวรรณ

นักศึกษา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

บัณฑิตวิทยาลัย

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ



รศ.ดร.พานิช วุฒิพุก

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรม

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ



ดร.ชัยรัตน์ ชีระวัฒนสุข

ภาควิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม

วิทยาลัยเทคโนโลยีอุตสาหกรรม

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ



รศ.ดร.สันชัย อินทิพิชัย

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรม

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ