



รายงานการวิจัยฉบับสมบูรณ์

การศึกษากำลังรับแรงอัดของวัสดุชั้นพื้นทางปรับปรุงด้วยน้ำยาโพลิเมอร์
Unconfined Compressive Strength of Base Layer Improved by Polymer

ดร. ศลิษา ไชยพุทธ

ได้รับทุนสนับสนุนงานวิจัยจาก กองทุนวิจัย ประจำปีงบประมาณ พ.ศ. 2561

คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รายงานการวิจัยฉบับสมบูรณ์

การศึกษากำลังรับแรงอัดของวัสดุชั้นพื้นทางปรับปรุงด้วยน้ำยาโพลิเมอร์
Unconfined Compressive Strength of Base Layer Improved by Polymer

ดร. ศลิษา ไชยพุทธ

ได้รับทุนสนับสนุนงานวิจัยจาก กองทุนวิจัย ประจำปีงบประมาณ พ.ศ. 2561

คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ชื่อโครงการ การศึกษากำลักรับแรงอัดของวัสดุชั้นพื้นทางปรับปรุงด้วยน้ำยาโพลิเมอร์.....
แหล่งเงิน กองทุนวิจัยสถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง.....
ประจำปีงบประมาณ 2561..... จำนวนเงินที่ได้รับการสนับสนุน 240,000 บาท.....
ระยะเวลาทำการวิจัย 1..... ปี ตั้งแต่ 1 กรกฎาคม 2561 ถึง 30 มิถุนายน 2562.....
ชื่อ-สกุล หัวหน้าโครงการ ดร. ศศิญา ไชยพุทธ.....
สังกัด คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง.....

บทคัดย่อ

ในการก่อสร้างถนนได้มีการนำเทคนิคต่างๆ มาประยุกต์ใช้เพื่อเพิ่มความแข็งแรงของดิน หนึ่งในเทคนิคที่ถูกนำมาใช้อย่างแพร่หลายคือ “ดินซีเมนต์” ดินซีเมนต์คือการนำซีเมนต์มาผสมลงไปดินเพื่อเพิ่มคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินให้มากขึ้น แต่การก่อสร้างถนนด้วยเทคนิคดังกล่าวพบปัญหาสำคัญคือ การเกิดรื้อยร้าว เนื่องจากซีเมนต์เป็นวัสดุที่มีความเปราะ โพลิเมอร์ซึ่งมีความยืดหยุ่นจึงถูกนำมาผสมเพื่อช่วยลดปัญหาที่เกิดจากความเปราะของดินซีเมนต์ แต่การผสมโพลิเมอร์ยังไม่สามารถนำมาใช้เพื่อปรับปรุงคุณภาพดินได้ทุกชนิด ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงได้ทำการวิเคราะห์ผลของการผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ และน้ำยาโพลิเมอร์ที่มีต่อหินคลุก (หินคลุกที่ถูกปรับปรุงคุณภาพ) โดยไม่พิจารณาถึงสัดส่วนที่เหมาะสมในการผสม ภายใต้เงื่อนไขตัวอย่างถูกแช่น้ำ และไม่ถูกแช่น้ำ ด้วยการทดลองแคลิฟอร์เนีย แบริง เรโซ (C.B.R) นำมาเปรียบเทียบกับหินคลุก (หินคลุกที่ไม่ถูกปรับปรุงคุณภาพ) และทดสอบด้วยการทดสอบแรงเฉือนแบบไม่ถูกจำกัด (UCS) เพื่อพิจารณาการพัฒนากำลักรับแรงอัดของหินคลุกที่ 3 วัน 7 วัน และ 28 วัน ภายหลังจากเตรียมตัวอย่างทดสอบ จากผลการทดสอบพบว่า ค่า C.B.R. ของ หินคลุกที่ไม่ถูกปรับปรุงคุณภาพ และหินคลุกที่ถูกปรับปรุงคุณภาพ ภายใต้เงื่อนไขตัวอย่างถูกแช่น้ำ และไม่ถูกแช่น้ำ มีความสัมพันธ์สอดคล้องกับค่าความหนาแน่นแห้ง ภายใต้เงื่อนไขตัวอย่างไม่ถูกแช่น้ำ ค่า C.B.R. ของหินคลุกที่ไม่ถูกปรับปรุงคุณภาพมีค่าใกล้เคียงกับหินคลุกที่ถูกปรับปรุงคุณภาพ ในขณะที่เมื่อพิจารณาภายใต้เงื่อนไขตัวอย่างถูกแช่น้ำ ค่า C.B.R. ของหินคลุกที่ถูกปรับปรุงคุณภาพมีค่าเป็นสองเท่าของหินคลุกที่ไม่ถูกปรับปรุงคุณภาพ โดยมีค่าการบวมตัว 0% สำหรับหินคลุกที่ไม่ถูกปรับปรุงคุณภาพและหินคลุกที่ถูกปรับปรุงคุณภาพ ยิ่งไปกว่านั้น ค่า UCS ของหินคลุกที่ถูกปรับปรุงคุณภาพมีค่าเพิ่มมากขึ้นตามระยะเวลาการบ่มที่เพิ่มขึ้น การประยุกต์ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ และน้ำยาโพลิเมอร์ช่วยเพิ่มกำลังความแข็งแรงของหินคลุก และยังมีประสิทธิภาพในการบรรเทาความเสียหายที่เกิดขึ้นกับถนนภายหลังสถานการณ์น้ำท่วม

คำสำคัญ : โพลิเมอร์; ซีปอร์ต; ชั้นพื้นทาง; ถนน; หินคลุก; UCS

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Research Title: Unconfined Compressive Strength of Base Layer Improved by Polymer.....

Researcher: Dr. Salisa Chaiyaput.....

Faculty: Engineering..... **Department:** Civil Engineering.....

ABSTRACT

Road construction, many soil improvement techniques are applied to increase the soil strength. The one technique has widely adopted, is called “soil cement”. Soil cement is adding cement in soil to improve the engineering properties. On the other hand, the road construction by using soil cement presents the crack problem due to cement has the brittle behavior. Polymer, high elastic modulus, is applied to solve the brittle failure problem. Adding polymer to improve soil properties cannot affect to all type of soil. Therefore, this paper analyses the effect of Portland cement and liquid polymer on crushed rock (treated crushed rock), which not concern the soil stabilizer proportion, under soaked and unsoaked conditions base on the California bearing ratio (C.B.R.) testing by comparing the results with the ordinary crushed rock (treated crushed rock). Moreover, the unconfined compressive strength (UCS) was tested to understand the strength development of crushed rock at 3 day, 7 day, and 28 day after the sample preparation. The results revealed that the C.B.R. of untreated and treated crushed rock under soaked and unsoaked conditions were positively correlated with dry density. Under the unsoaked condition, the C.B.R. of untreated crushed rock was almost identical to that of treated crushed rock. Meanwhile, under the soaked condition, the C.B.R. of treated crushed rock was twice as high as that of untreated crushed rock. The swelling indices were 0% for untreated and treated samples. Furthermore, the UCS of treated crushed rock was positively correlated to the curing time. Essentially, the concurrent use of Portland cement and liquid polymer improved the strength of crushed rock and could effectively mitigate the post-flood pavement damage.

Keywords : Polymer; CBR; Base; Pavement; Crushed rock , UCS

กิตติกรรมประกาศ

การวิจัยครั้งนี้ได้รับทุนสนับสนุนการวิจัยจากสถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง จากแหล่งทุน กองทุนวิจัยสถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง ประจำปีงบประมาณ พ.ศ. 2561

ดร.ศลิษา ไชยพุทธ



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา **III** ต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย	I
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	II
กิตติกรรมประกาศ	III
สารบัญ	IV
สารบัญตาราง	VI
สารบัญภาพ	VII
บทที่ 1 บทนำ	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย	2
1.3 ขอบเขตของการวิจัย	2
1.4 วิธีดำเนินการวิจัย	2
1.5 สมมุติฐานงานวิจัยและกรอบแนวคิดของโครงการวิจัย	2
1.6 คำสำคัญของการวิจัย	3
1.7 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	3
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	4
2.1 โครงสร้างถนนลาดยาง (Flexible Pavement)	4
2.2 หินคลุก	8
2.3 ดินลูกรัง	12
2.4 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง	17
2.5 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	42
บทที่ 3 วิธีดำเนินการวิจัย	44
3.1 การทดลองการบดอัดดิน (Compaction Test)	44
3.2 การทดลองแคลิฟอร์เนีย แบร์ริง เรโซ (California Bearing Ratio)	50
3.3 การทดสอบแรงเฉือนแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compression Test)	58
3.4 เส้นใยการทดสอบ	63
บทที่ 4 ผลการวิจัย	64
4.1 การทดลองการบดอัดดิน (Compaction Test)	64
4.2 การทดลองแคลิฟอร์เนีย แบร์ริง เรโซ (California Bearing Ratio)	69

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา IV ต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
4.3 การทดสอบแรงเฉือนแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compression Test)	71
บทที่ 5 สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ	77
5.1 สรุปผลการวิจัย	77
5.2 ข้อเสนอแนะ	78
บทที่ 6 สรุปผลผลิตงานวิจัย	79
6.1 ผลผลิตงานวิจัย	79
บรรณานุกรม	80
ภาคผนวก	85
ภาคผนวก ก ภาพประกอบการทดสอบ Unconfined Compression Test	86
ภาคผนวก ข ผลผลิตงานวิจัย	90
ภาคผนวก ค สรุปค่าใช้จ่ายการดำเนินโครงการวิจัย	96
ประวัตินักวิจัย	99

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1 ขนาดคณะกรรมการต่างๆของวัสดุชั้นรองพื้นทาง	6
2.2 เกรดของหินคลุก A และ B	8
2.3 ปริมาณการผลิตหินในงานก่อสร้าง	9
2.4 ปริมาณการใช้หินในงานก่อสร้าง	10
2.5 ปริมาณการใช้หินในงานก่อสร้าง	10
2.6 จำนวนโรงม่หินและกำลังการผลิตแยกตามภาค	11
2.7 จำนวนและปริมาณสำรองของหินเพื่ออุตสาหกรรมก่อสร้าง	11
2.8 ขนาดคณะกรรมการของดินลูกรังตามมาตรฐานกรมทางหลวง	16
2.9 ตารางเปรียบเทียบวิธี Standard Proctor Test และ Modified Proctor Test	23
2.10 ความสัมพันธ์ของ % C.B.R.และการใช้งาน	31
2.11 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า % C.B.R. กับการใช้งาน	32
2.12 ค่ามาตรฐานการบดอัดตัวอย่างดินใน C.B.R. Mold	34
2.13 การจำแนกลักษณะของดินจากผลการทดสอบ Unconfined Compression Test	41
4.1 การทดสอบ C.B.R. ของหินคลุก (Soaked Condition)	69
4.2 การทดสอบ C.B.R. ของหินคลุก (Unsoaked Condition)	69
4.3 การทดสอบ C.B.R. ของหินคลุก, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ (Soaked Condition)	70
4.4 การทดสอบ C.B.R. ของหินคลุก, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ (Unsoaked Condition)	70
4.5 Unconfined Compression Test ของการทดสอบที่ 1 หินคลุก, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ (เงื่อนไขการทดสอบ ราคาน้ำทุกวัน)	71
4.6 Unconfined Compression Test ของการทดสอบที่ 2 หินคลุก, ดินลูกรัง, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ (เงื่อนไขการทดสอบ ราคาน้ำทุกวัน)	73
4.7 Unconfined Compression Test ของการทดสอบที่ 3 หินคลุก, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ (เงื่อนไขการทดสอบ ตากอากาศในชาม)	74
4.8 Unconfined Compression Test ของการทดสอบที่ 3 หินคลุก, ดินลูกรัง, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ (เงื่อนไขการทดสอบ ตากอากาศในชาม)	76

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และ VI ต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญภาพ

ภาพที่	หน้า
2.1 การถ่ายแรงในโครงสร้างถนนลาดยาง	4
2.2 หินคลุก	9
2.3 ลักษณะของชั้นดินลูกรังที่สามารถแบ่งแยกได้อย่างชัดเจน	12
2.4 แหล่งดินลูกรังในประเทศไทย	13
2.5 ลักษณะของดินลูกรังที่ใช้ในงานก่อสร้างถนน	14
2.6 การบดอัดดิน	17
2.7 ลักษณะทั่วไปของเส้นการบดอัดดิน	18
2.8 ผลของแรงดึงผิวที่ทำให้เกิดแรงยึดเหนี่ยวปรากฏ (Apparent Cohesion) ในดินเม็ดหยาบ	18
2.9 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้งและปริมาณความชื้น นำเสนอโดย Hogentogler	19
2.10 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้งและปริมาณความชื้น นำเสนอโดย Buchanan	20
2.11 กราฟแสดงผลของการบดอัดดินนำเสนอโดย Hilf	21
2.12 ผลกระทบของการบดอัดดินที่มีต่อโครงสร้างดิน	22
2.13 เส้นโค้งการบดอัดดิน	24
2.14 เส้นโค้งการบดอัดดินของดินชนิดต่างๆ	25
2.15 กราฟการบดอัดของดินเหนียวชนิดต่างๆ ที่พลังงานการบดอัดแบบสูงกว่ามาตรฐาน	26
2.16 อิทธิพลของชนิดดินต่อการบดอัดแบบมาตรฐาน	27
2.17 อิทธิพลของพลังงานบดอัดต่อกราฟการบดอัดของดินลูกรัง	27
2.18 การทดสอบความซึมผ่านได้และการบดอัดดิน Siburu	28
2.19 (a) ลักษณะการอัดตัวของดินตะกอนปนดินเหนียวบดอัดที่ด้านแห้ง และด้านเปียกของปริมาณ ความชื้นเหมาะสม (b) การเปลี่ยนแปลงปริมาตรเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงปริมาณความชื้น	29
2.20 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของดินเหนียวปนดินตะกอนบดอัด	30
2.21 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของดินลูกรังบดอัด	30
2.22 ลักษณะชั้นทางของงานถนน	32
2.23 การ Fail ของดินใต้ Piston	33
2.24 การปรับแก้โค้งการทดสอบ C.B.R.	34
2.25 การเปรียบเทียบระหว่างการบดอัดและ C.B.R.	35

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา VII อ่างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญภาพ

ภาพที่	หน้า
2.26 ตัวอย่างค่า C.B.R. บนกราฟการบดอัดที่ปริมาณความชื้นต่างๆกัน	36
2.27 Model การทดสอบ Unconfined Compression Test	37
2.28 ระยะเวลาที่ทำให้เกิดผลกระทบจากระนาบพังทลาย	37
2.29 ผลของแรงเสียดทานที่หัวท้ายของตัวอย่าง	38
2.30 ลักษณะการ Fail ของดิน	38
2.31 กราฟ Stress-Strain ของ Brittle Soil และ Plastic Soil (Ductile Soil)	39
2.32 ผลของการป้อนของตัวอย่างดินจากการทดสอบและการปรับแก้	39
2.33 Mohr's circle ของการทดสอบ Unconfined Compression Test	40
2.34 ความสัมพันธ์ระหว่าง model การทดสอบ Unconfined และ Mohr's circle ของดินเหนียว	41
2.35 ผลของแนวการกดตัวอย่างกับลักษณะชั้นดินในธรรมชาติต่อกำลังรับแรงกดของดิน	42
3.1 อุปกรณ์การทดสอบการบดอัดดิน	45
3.2 Mold สำหรับการทดสอบการบดอัดดิน	46
3.3 การผสมดินกับน้ำตามอัตราส่วนต่างๆ	47
3.4 การบดอัดดินด้วย Rammer	48
3.5 การใช้บรรทัดเหล็กปาดดินส่วนที่สูงเกินขอบ Mold ออก	49
3.6 ชุดอุปกรณ์ Mold ASTM Type	51
3.7 อุปกรณ์ทดสอบ CBR	52
3.8 การบดอัดดินใน CBR Mold	53
3.9 การแช่ชุดทดสอบในอ่างน้ำเพื่อทดสอบการบวมตัว	54
3.10 การติดตั้งปลาย Dial Gauge	55
3.11 การเตรียมตัวอย่างแบบแช่น้ำ (Soaking)	55
3.12 (ก),(ข) แสดงการเตรียมเครื่องมือเพื่อทำการกดตัวอย่าง	56
3.13 เครื่องทดสอบ Unconfined Compression Test	59
3.14 การเตรียมตัวอย่างดินเพื่อการทดสอบ	59
4.1 Compaction Curve ของการทดสอบที่ 1 หินคลุก	64
4.2 Compaction Curve ของการทดสอบที่ 2 ดินลูกรัง	65
4.3 Compaction Curve ของการทดสอบที่ 3 หินคลุก และ ดินลูกรัง	66

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา VIII อย่างอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญภาพ

ภาพที่	หน้า
4.4 Compaction Curve ของการทดสอบที่ 4 หินคลุก, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์	67
4.5 Compaction Curve ของการทดสอบที่ 5 หินคลุก, ดินลูกรัง ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์	68
4.6 ผลการทดสอบ C.B.R. ของหินคลุก	69
4.7 ผลการทดสอบ C.B.R. ของหินคลุก, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์	70
4.8 ผลการทดสอบ Unconfined Compression Test ของการทดสอบที่ 1	72
4.9 ผลการทดสอบ Unconfined Compression Test ของการทดสอบที่ 2	73
4.10 ผลการทดสอบ Unconfined Compression Test ของการทดสอบที่ 3	75
4.11 ผลการทดสอบ Unconfined Compression Test ของการทดสอบที่ 4	76

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา แIXต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ประเทศไทยเป็นประเทศที่กำลังพัฒนาด้านการคมนาคมและขนส่ง ไม่ว่าจะเป็นประโยชน์เพื่อการเดินทาง การค้าขาย การบริการ และการติดต่อสื่อสาร เป็นต้น ซึ่งประโยชน์ต่างๆเหล่านี้ล้วนเป็นปัจจัยที่จะช่วยส่งเสริมการพัฒนาความเจริญของประเทศทั้งสิ้น โดยเฉพาะประโยชน์ที่จะเกิดกับการเจริญเติบโตทางเศรษฐกิจ ดังนั้นการพัฒนาด้านการก่อสร้างและบำรุงรักษาด้านที่เป็นส่วนหนึ่งทางด้านการคมนาคม จึงเป็นสิ่งสำคัญ ที่ควรได้รับความสำคัญและคำนึงถึงเป็นอันดับต้นๆของการพัฒนา

ถนนมีบทบาทสำคัญในการเดินทาง การขนส่งสินค้า นำพาความเจริญจากในเมืองสู่ชนบทที่อยู่ห่างไกล รองรับการพัฒนาทางด้านเศรษฐกิจ ดังนั้นหากถนนเกิดชำรุดเสียหายอยู่เป็นประจำ ไม่เพียงแต่จะก่อให้เกิดปัญหา ทำให้เกิดความล่าช้าในการเดินทาง ยังอาจส่งผลกระทบต่อชีวิต และทรัพย์สิน ซึ่งล้วนแล้วแต่เป็นสิ่งที่ไม่สามารถประเมินค่าได้ ดังนั้นในการก่อสร้างและการบำรุงรักษาด้านนี้ จึงควรคำนึงถึงความคงทนแข็งแรงของโครงสร้าง ให้มีอายุการใช้งานที่ยาวนาน แต่ในขณะเดียวกัน การก่อสร้างถนนก็จะต้องมีความประหยัด และสามารถเปิดใช้งานได้อย่างรวดเร็ว เพื่อตอบสนองความต้องการของผู้ใช้รถใช้ถนน ซึ่งโดยทั่วไป วิศวกร และหน่วยงานต่างๆ ได้คำนวณออกแบบโครงสร้างของถนนประกอบด้วย ชั้นผิวทาง (Surface), ชั้นพื้นทาง (Base), ชั้นรองพื้นทาง (Subbase), และ ชั้นดินคันทาง (Subgrade) โดยชั้นผิวทางจะรับแรงมากที่สุด และส่งผ่านแรงสู่ชั้นพื้นทาง ชั้นรองพื้นทาง และ ชั้นดินคันทาง ตามลำดับ เพราะฉะนั้นวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้างชั้นผิวทางจึงเป็นวัสดุที่มีความแข็งแรงมากที่สุด ซึ่งโดยทั่วไปในการออกแบบ ได้แก่ คอนกรีต (Concrete) หรือ แอสฟัลต์คอนกรีต (Asphalt Concrete) ส่วนวัสดุในโครงสร้างชั้นพื้นทาง โดยทั่วไป ได้แก่ วัสดุประเภทหินคลุกที่มีคุณสมบัติผ่านการทดสอบ แต่เนื่องจากในบางพื้นที่ของประเทศไทยหินคลุกเป็นวัสดุที่หายากและมีราคาค่อนข้างสูง จึงเกิดปัญหาการขาดแคลนวัสดุก่อสร้าง วิศวกรหรือบางหน่วยงานจึงได้มีการนำปูนซีเมนต์มาช่วยในการปรับปรุงคุณภาพของวัสดุบางประเภทเพื่อนำมาใช้เป็นชั้นพื้นทางแทนหินคลุกหรือช่วยในการปรับปรุงคุณสมบัติหินคลุกที่ไม่ผ่านมาตรฐานการทดสอบ ก็สามารถนำมาใช้เป็นทั้งพื้นทางได้ รวมทั้งเพื่อเพิ่มความแข็งแรง ช่วยลดความหนา และปริมาณวัสดุ แต่การปรับปรุงด้วยวิธีดังกล่าวอาจทำให้ชั้นพื้นทางมีอายุการใช้งานลดลง เนื่องจากข้อด้อยทางด้านความเปราะของซีเมนต์ ซึ่งข้อด้อยดังกล่าวทำให้ถนนเกิดรอยร้าวได้ง่าย เมื่อมีฝนตกหรือน้ำท่วมขัง อาจส่งผลทำให้ถนนเกิดความเสียหายได้ง่าย

ดังนั้นในโครงการวิจัยนี้จึงได้นำน้ำยาโพลีเมอร์บางประเภท มาประยุกต์ใช้เป็นส่วนผสมร่วมด้วย โดยมีวัตถุประสงค์ เพื่อลดความเปราะ ของชั้นพื้นทางที่ใช้ซีเมนต์เป็นส่วนผสม เนื่องจากโพลีเมอร์บางประเภทมีคุณสมบัติ ที่ช่วยประสาน และช่วยให้โครงสร้าง มีความยืดหยุ่นเพิ่มมากขึ้น

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

1. เพื่อศึกษากำลังรับแรงอัดของวัสดุประเภทหินคลุกที่ผสมซีเมนต์ และปรับปรุงส่วนผสมด้วยน้ำยาโพลิเมอร์
2. เพื่อศึกษากำลังรับแรงอัดของวัสดุประเภทหินคลุกที่ผสมลูกรัง และ ซีเมนต์ ที่ปรับปรุงส่วนผสมด้วยน้ำยาโพลิเมอร์
3. เพื่อศึกษาเปรียบเทียบประสิทธิภาพ และ กำลังรับแรงอัดของวัสดุประเภทหินคลุกที่ผสมลูกรัง และซีเมนต์ ที่ปรับปรุงด้วยน้ำยาโพลิเมอร์ ที่เงื่อนไขต่างๆ

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

1. วิเคราะห์หากำลังรับแรงอัดของวัสดุด้วยการทดสอบ โดยวิธี Unconfined Compressive Strength และ California Bearing Ratio
2. ตัวอย่างหินคลุกที่ปรับปรุงด้วยน้ำยาโพลิเมอร์ และ ตัวอย่างหินคลุกผสมดินลูกรังที่ปรับปรุงด้วยน้ำยาโพลิเมอร์ กำหนดตัวแปร ได้แก่ ซีเมนต์ (Portland Cement) 3.5% ของหินคลุกโดยน้ำหนัก, ดินลูกรัง 20% ของหินคลุกโดยน้ำหนัก, และ ซีเมนต์ 5% ของลูกรังโดยน้ำหนัก

1.4 วิธีดำเนินการวิจัย

1. ศึกษาและทบทวนวรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง
2. ทดสอบและศึกษากำลังรับแรงอัดของวัสดุที่ปรับปรุงด้วยน้ำยาโพลิเมอร์
3. วิเคราะห์และสรุปผลการทดสอบ
4. จัดทำบทความวิจัย
5. นำเสนอบทความวิจัยในงานสัมมนาระดับนานาชาติ
6. ทำการประเมิน, สรุปผล และหาแนวทางพัฒนาต่อของงานวิจัย

1.5 สมมติฐานและกรอบแนวความคิดของโครงการวิจัย

โดยทั่วไป หินคลุกจะถูกนำมาใช้เป็นวัสดุพื้นทาง (Base) เพราะมีคุณสมบัติที่ดี สามารถรับแรงได้สูง ในขณะที่ดินลูกรังจะถูกนำมาใช้เป็นวัสดุรองพื้นทาง (Subbase) และเพื่อเป็นการเพิ่มประสิทธิภาพลดปริมาณของวัสดุที่จะนำมาใช้ในการก่อสร้าง โดยเฉพาะหินคลุกซึ่งหายากและมีราคาแพง ไม่เพียงแต่คำนึงถึงการก่อสร้างถนนที่กำลังจะเกิดขึ้นใหม่ โครงการวิจัยนี้ยังให้ความสำคัญต่อการปรับปรุงคุณภาพของงานซ่อมแซมถนน โดยการนำวัสดุจากโครงสร้างถนนเดิม บริเวณที่ชำรุดเสียหายกลับมาใช้เพื่อการซ่อมแซม (Recycling) การนำวัสดุจากชั้นทางเดิมกลับมาใช้นี้โดยทั่วไปแล้ว จะนำวัสดุในชั้นพื้นทาง ได้แก่ หินคลุกกลับมาใช้ใหม่ แต่ในทางปฏิบัติแล้วการควบคุมคุณภาพให้เป็นไปตามการออกแบบและมาตรฐานนั้นมีความยากเนื่องจากอามีที่ดินลูกรังที่ใช้เป็นวัสดุรองพื้นทาง (Subbase) ดินมาด้วยในเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่ออนุญาตให้นำไปเผยแพร่โดยไม่เสียค่าใช้จ่ายไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนการซ่อมแซมถนน จากปัญหาที่กล่าวมาในข้างต้นทำให้การวิจัยและการพัฒนาควรคำนึงถึงความผิดพลาดที่อาจจะเกิดขึ้นในขั้นตอนการซ่อมแซมถนน ดังนั้นผู้วิจัยจึงมีแนวความคิดที่จะนำดินลูกรังที่เป็นวัสดุของโครงสร้างชั้นรองพื้นทางมาเป็นส่วนผสม ผสมกับหินคลุก และ น้ำยาโพลิเมอร์ ทดสอบหาค่ารับแรงอัด เพื่อใช้เป็นทางเลือกในอนาคตต่อไป

1.6 คำสำคัญของงานวิจัย

1. Road
2. Base
3. Crushed Rock
4. UCS
5. Polymer

1.7 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1. เพิ่มประสิทธิภาพและค่ารับแรงอัดของหินคลุก และหินคลุกผสมดินลูกรัง เพื่อนำมาใช้เป็นวัสดุในการก่อสร้างชั้นพื้นทาง (Base)
2. ช่วยประหยัดงบประมาณในการก่อสร้าง เนื่องจากงานวิจัยนี้เป็นการนำดินลูกรังที่เป็นวัสดุของโครงสร้างชั้นรองพื้นทางซึ่งมีราคาถูกกว่าราคาของหินคลุกถึง 4 เท่า มาใช้เป็นวัสดุพื้นทาง (Base) แทนที่หินคลุก
3. ปรับปรุงข้อดีในการนำปูนซีเมนต์มาใช้เพิ่มความแข็งแรงของการก่อสร้างถนน โดยเฉพาะกรณีที่เกิดน้ำท่วมขัง

บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 โครงสร้างถนนลาดยาง (Flexible Pavement)

ถนนลาดยางเป็นถนนที่มีผิวถนนเป็นวัสดุที่ได้จากการกลั่นน้ำมันดิบ เช่น ยางมะตอย ซึ่งเป็นวัสดุที่มีความยืดหยุ่นเมื่อได้รับแรงจากการจราจรบนท้องถนนจะเกิดการโก่งตัว โครงสร้างของถนนลาดยางนั้นมีหลากหลายวัสดุแบ่งเป็นชั้นๆ ตามความสามารถในการรับแรงที่ถ่ายจากผิวด้านบนลงมาในแต่ละชั้นได้ดังภาพที่ 2.1



ภาพที่ 2.1 การถ่ายแรงในโครงสร้างถนนลาดยาง

ที่มา : The Constructor, 2017

2.1.1 ชั้นคันทาง (Subgrade Course)

เป็นวัสดุดินเดิมตามธรรมชาติที่ต้องทำการปรับปรุงดินให้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้โดยการบดอัด ถ้าดินตามธรรมชาตินั้นเป็นดินที่อ่อนเกินไปไม่สามารถบดอัดได้ ก็ต้องทำการขุดดินออกและนำดินที่สามารถบดอัดได้มาแทนที่ โดยกรมทางหลวงได้กำหนดมาตรฐานของวัสดุดินถมคันทาง (ทล.ม. 102/2532) ไว้ดังนี้

- ค่า ซี.บี.อาร์. จากห้องทดลองไม่น้อยกว่าที่กำหนดไว้ในแบบก่อสร้าง ที่ร้อยละ 95 ของค่าความแน่นแห้งสูงสุดแบบมาตรฐาน (Standard Proctor Density) ตามมาตรฐานการทดสอบเพื่อหาค่า ซี.บี.อาร์. (C.B.R.)
- มีค่าการบวมตัวไม่เกินกว่าร้อยละ 4 ที่ร้อยละ 95 ของค่าความแน่นแห้งสูงสุดแบบมาตรฐาน (Standard Proctor Density)

2.1.2 ชั้นวัสดุคัดเลือก (Selected Materials)

ชั้นนี้เป็นชั้นที่นำมาแทนที่ดินเดิม เนื่องจากดินเดิมมีสภาพไม่ดี ไม่สามารถบดอัดได้ (C.B.R. $\leq 2\%$) หรือใช้เสริมระหว่างวัสดุชั้นทางและวัสดุรองพื้นทาง หรือตามตำแหน่งอื่นๆตามที่แบบได้กำหนดไว้ โดยชั้นนี้จะแบ่งวัสดุได้เป็น 2 แบบคือชั้นวัสดุคัดเลือก ก และวัสดุคัดเลือก ข ซึ่งวัสดุคัดเลือก ก จะเป็นพวกวัสดุรวมที่มีขนาดโตกว่า 50 มิลลิเมตร และวัสดุคัดเลือก ข จะเป็นวัสดุรวมที่มีขนาดเล็กกว่า 50 มิลลิเมตร โดยกรมทางหลวงได้กำหนดมาตรฐานของวัสดุคัดเลือก ก (ทล.-ม. 208/2532) และวัสดุ ข (ทล.-ม. 209/2532) ไว้ดังนี้

2.1.2.1 คุณสมบัติของวัสดุรวมที่ใช้ทำชั้นวัสดุคัดเลือก ก.

- มีขนาดเม็ดโตสุดไม่เกิน 50 มิลลิเมตร และผ่านตะแกรงเบอร์ 200 (ขนาด 0.075 มิลลิเมตร) ไม่เกิน 30 % เมื่อทำการทดสอบหาขนาดเม็ดวัสดุโดยผ่านตะแกรงแบบล้างและห้ามใช้ทรายที่มีคุณสมบัติข้อหนึ่ง ข้อใดดังต่อไปนี้
- มีส่วนผ่านตะแกรงขนาด 0.425 มิลลิเมตรเกิน 80 %
- มีส่วนผ่านตะแกรงขนาด 0.075 มิลลิเมตร น้อยกว่า 8 % หรือเกิน 30 %
- มีค่า Liquid Limit (LL) ไม่เกิน 40 % เมื่อทดสอบตาม ทล.-ท. 102
- มีค่า Plasticity Index (PI) ไม่เกิน 20 % เมื่อทดสอบตาม ทล.-ท. 103
- มีค่า C.B.R. ไม่น้อยกว่า 10 % ที่ความหนาแน่นแห้ง 95 % ของความหนาแน่นแห้งสูงสุดที่ได้จากการทดสอบการบดอัดสูงกว่ามาตรฐาน
- ค่าการขยายตัวเมื่อทดสอบ C.B.R. แบบแช่น้ำต้องไม่เกิน 3 % ที่ความหนาแน่นแห้ง 95 % ของความหนาแน่นแห้งสูงสุดที่ได้จากการทดสอบการบดอัดสูงกว่ามาตรฐาน
- กรณีใช้วัสดุจำพวก Shale ต้องมีค่าเฉลี่ย Durability Index ของวัสดุทั้งชนิดเม็ดละเอียดและชนิดเม็ดหยาบจากการทดสอบหาค่า Durability ของวัสดุ จะต้องไม่น้อยกว่า 30 %
- กรณีวัสดุจำพวก Non Plastic ที่เมื่อทดสอบหาขนาดเม็ดวัสดุตามวิธีหาขนาดเม็ดวัสดุโดยผ่านตะแกรงแบบล้างมีส่วนผ่านตะแกรงขนาด 2.00 มิลลิเมตร เกินกว่า 90% และได้คุณภาพดั่งที่ข้างต้นทั้ง 6 ข้อหากนำมาใช้จะต้องทำการบดทับให้ได้ความหนาแน่นแห้งสม่ำเสมอตลอดไม่ต่ำกว่า 100% ของความหนาแน่นแห้งสูงสุดที่ได้จากการทดสอบการบดอัดสูงกว่ามาตรฐาน

2.1.2.2 คุณสมบัติของวัสดุรวมที่ใช้ทำชั้นวัสดุคัดเลือก ข.

- มีขนาดเม็ดโตสุดไม่เกิน 50 มิลลิเมตร และผ่านตะแกรงเบอร์ 200 (ขนาด 0.075 มิลลิเมตร) ไม่เกิน 35 % เมื่อทดสอบหาขนาดเม็ดวัสดุโดยผ่านตะแกรงแบบล้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- มีค่า C.B.R. ไม่น้อยกว่า 6 % ที่ความหนาแน่นแห้ง 95 % ของความหนาแน่นแห้งสูงสุดที่ได้จากการทดสอบการบดอัดสูงกว่ามาตรฐาน
- ค่าการขยายตัวเมื่อทำทดลอง C.B.R. แบบแช่น้ำต้องไม่เกิน 3 % ที่ความหนาแน่นแห้ง 95 % ของความหนาแน่นแห้งสูงสุดที่ได้จากการทดสอบการบดอัดสูงกว่ามาตรฐาน

2.1.3 ชั้นรองพื้นทาง (Subbase Course)

ชั้น Subbase นั้นจะถูกออกแบบให้ใช้วัสดุที่คัดสรรมาอย่างระมัดระวังเนื่องจากเป็นชั้นที่อยู่ระหว่างชั้นดินเดิมและ Base ของพื้นถนน ความหนาของ Subbase โดยทั่วไปอยู่ในช่วง 4-16 นิ้ว, และมันถูกออกแบบมาเพื่อทนต่อความจุของโครงสร้างที่ต้องการของพื้นถนน โดยกรมทางหลวงได้กำหนดมาตรฐานวัสดุรองพื้นทาง (ทล.-ม. 205/2532) ไว้ดังนี้

- มีค่าความสึกหรอ เมื่อทดลองตามวิธีการทดลองหาค่าความสึกหรอของ Coarse Aggregate โดยใช้เครื่อง Los Angeles Abrasion ไม่เกินร้อยละ 60
- มีขนาดกะทัดรัด และเมื่อทดลองตามวิธีการทดลองหาขนาดเม็ดของวัสดุโดยผ่านตะแกรงแบบล้างต้องมีขนาดหนึ่งตามตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 ขนาดคละเกรดต่างๆของวัสดุชั้นรองพื้นทาง (ที่มา : กรมทางหลวง, 2532)

ขนาดตะแกรง มิลลิเมตร	ร้อยละที่ผ่านตะแกรงโดยมวล				
	A	B	C	D	E
50	100	100	-	-	-
25	-	-	100	100	100
9.5	30-65	40-75	50-85	60-100	-
2	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100
0.425	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50
0.075	2-8	5-20	5-15	5-20	6-20

- ปราศจากก้อนดินเหนียว (Clay Lump) Shale รากไม้หรือวัชพืชอื่นๆ
- ขนาดวัสดุใหญ่สุดไม่โตกว่า 5 เซนติเมตร
- ค่าขีดเหลว (Liquid Limit) ไม่มากกว่าร้อยละ 35 ตามมาตรฐานการทดสอบเพื่อหาค่าขีดเหลว (Liquid Limit : L.L.)
- ค่าดัชนีความเป็นพลาสติก (Plasticity Index) ไม่มากกว่าร้อยละ 11 ตามมาตรฐานการทดสอบเพื่อหาค่าขีดพลาสติก (Plastic Limit : P.L.)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- ค่า C.B.R จากห้องทดลอง (Lab C.B.R.) ไม่น้อยกว่าร้อยละ 25 ที่ร้อยละ 95 ของค่าความแน่นแห้งสูงสุดแบบสูงกว่ามาตรฐาน (Modified Proctor Density) ตามมาตรฐานการทดสอบเพื่อหาค่า C.B.R. หรือไม่น้อยกว่าที่กำหนดไว้ในแบบก่อสร้าง

2.1.4 ชั้นพื้นทาง (Base Course)

ชั้น Base เป็นส่วนของโครงสร้างถนนลาดยางและอยู่ใต้พื้นผิวถนนพอดิ หากมีชั้น Subbase ชั้น Base จะถูกสร้างเหนือชั้นนี้โดยตรง และหากไม่มีชั้น Subbase ชั้น Base จะถูกสร้างบนชั้นดินเดิมปกติความหนาของ Base อยู่ในช่วง 4-6 นิ้วและถูกควบคุมโดยคุณสมบัติชั้นที่อยู่ข้างใต้

แรงจากการจราจรเกิดขึ้นอย่างต่อเนื่องบนพื้นผิว และชั้น base จะดูดซับความเค้นทุกอย่างมาจากชั้นพื้นผิวและความเครียดที่เกิดจากการ โกงตัวของชั้นพื้นผิว โดยทั่วไปชั้น Base จะถูกสร้างด้วยหินคลุกบดที่ยังไม่ปรับสภาพเช่นหินบด, ตะกรัน, หรือกรวด วัสดุที่ทำ Base จะมีความมั่นคงภายใต้การจราจรสูงและมีการระบายน้ำที่ดี

วัสดุชั้น Base มักจะถูกปรับสภาพด้วยปูนซีเมนต์, น้ำมันดิน, แคลเซียมคลอไรด์, โซเดียมคลอไรด์, เถ้าลอยหรือหินปูน การปรับสภาพเหล่านี้จะช่วยให้การรองรับน้ำหนักดีขึ้นสำหรับโหลดน้ำหนักสูง เพิ่มความแข็งแรงเมื่อเกิดน้ำค้างแข็ง, และทำหน้าที่เป็นเกราะป้องกันความชื้นระหว่างชั้น Base และชั้นพื้นผิว

กรมทางหลวงได้กำหนดมาตรฐานวัสดุรองพื้นทางที่เป็นหินคลุก (ทล.-ม. 201/2544) ไว้ดังนี้

- มีค่าความสึกหรอ เมื่อทดลองตามวิธีการทดลองหาค่าความสึกหรอของ Coarse Aggregate โดยใช้เครื่อง Los Angeles Abrasion ไม่เกินร้อยละ 40
- มีค่าส่วนที่ไม่คงทน (Loss) เมื่อทดลองตามวิธีการทดลองการหาความคงทนของมวลรวม โดยใช้โซเดียมซัลเฟต จำนวน 5 รอบ แล้วไม่เกินร้อยละ 9 ใช้มีการทดลองทุกครั้งที่น่ามาใช้
- ส่วนเม็ดละเอียด (Fine Aggregate) ต้องเป็นวัสดุชนิดและคุณสมบัติเช่นเดียวกับส่วนหยาบ (Coarse Aggregate) การใช้วัสดุส่วนละเอียดชนิดอื่นเจือปน เพื่อปรับปรุงคุณภาพจะต้องได้รับความเห็นชอบจากกรมทางหลวงก่อน
- มีขนาดผละที่ดี เมื่อทำการทดลองการหาขนาดเม็ดของวัสดุโดยผ่านตะแกรงแบบล้าง โดยต้องมีขนาดใดขนาดหนึ่ง ดังแสดงในตารางที่ 2.2
- ค่าขีดเหลว (Liquid Limit) ไม่มากกว่าร้อยละ 25 ตามมาตรฐานการทดสอบเพื่อหาค่าขีดเหลว (Liquid Limit : L.L.)
- ค่าดัชนีความเป็นพลาสติก (Plasticity Index) ไม่มากกว่าร้อยละ 6 ตามมาตรฐานการทดสอบเพื่อหาค่าขีดพลาสติก (Plastic Limit : P.L.)

- ค่า C.B.R. จากห้องทดลอง (Lab C.B.R.) ไม่น้อยกว่าร้อยละ 80 สำหรับผิวทางแบบแอสฟัลต์คอนกรีต และ ไม่น้อยกว่าร้อยละ 90 สำหรับผิวทางซอร์เฟสทริตเมนต์ที่ร้อยละ 95 ของค่าความแน่นแห้งสูงสุดแบบสูงกว่ามาตรฐาน (Modified Proctor Density) ตามมาตรฐานการทดสอบเพื่อหาค่า C.B.R.

ตารางที่ 2.2 เกรดของหินคลุก A และ B (ที่มา : กรมทางหลวง, 2544)

ขนาดตะแกรง มิลลิเมตร	ร้อยละที่ผ่านตะแกรงโดยมวล	
	A	B
50	100	100
25	-	75-95
9.5	30-65	40-75
4.75	25-55	30-60
2.00	15-40	20-45
0.425	8-20	15-30
0.075	2-8	5-20

2.1.5 ชั้นผิวทาง (Surface Course)

ชั้นผิวทางในถนนลาดยางนั้นวัสดุที่ใช้จะเป็นยางมะตอยผสมร้อน (Hot Mix Asphalt) ซึ่งเป็นชั้นที่สัมผัสกับล้อยานพาหนะ โดยตรงจะถูกออกแบบมาให้ผิวขยับจีราบรื่นและมีความปลอดภัยในขณะที่เดียวกันก็มีการถ่ายโอนแรงการจราจรที่หนาแน่นผ่านชั้น Base ต่างๆ ไปพร้อมกัน และเข้าไปในดินชั้น Subgrade ที่อยู่ด้านล่าง

2.1.6 ค่า C.B.R. ของวัสดุในแต่ละชั้นของโครงสร้างตามมาตรฐานของกรมทางหลวง

- ชั้นพื้นทางหินคลุก, C.B.R. \geq 80%
- ชั้นรองพื้นทาง, C.B.R. \geq 25%
- ชั้นวัสดุคัดเลือก ก, C.B.R. \geq 10%
- ชั้นวัสดุคัดเลือก ข, C.B.R. \geq 6%

2.2 หินคลุก

2.2.1 หินคลุกในประเทศไทย

หินคลุก คือ หินที่เกิดจากการผสมระหว่างหินประเภทต่างๆ ส่วนมากมักใช้เป็นวัสดุสร้างชั้นรองพื้นทาง หรือใช้เป็นส่วนประกอบของถนนในรูปแบบใดรูปแบบหนึ่ง เช่นอาจนำมาใช้เป็นผิวทางที่อยู่ส่วนบนสุดหรือใช้เป็นพื้นทางที่อยู่ใต้ผิวทาง หรือในบางกรณีอาจใช้เป็นวัสดุชั้นรองพื้นทาง หินที่ใช้

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในงานประเภทนี้มักจะเป็นหินปูน เนื่องจากมีราคาถูก หาง่าย และยังง่ายต่อการควบคุมคุณภาพอีกด้วย ส่วนหินบะซอลต์ และ หินแกรนิต ก็มีการนำมาใช้ในงานก่อสร้างบ้าง แต่ส่วนน้อย สำหรับกระบวนการผลิตหินคลุกในประเทศไทย มีกระบวนการผลิตมาจากการระเบิดและย่อยหิน ซึ่งแหล่งที่ทำการผลิตหินนั้นก็คือ โรงโม่หิน โดยโรงโม่หินมีกระจายอยู่ทั่วไปในประเทศไทย



ภาพที่ 2.2 หินคลุก

ที่มา : <http://anchor-rockbm.com/our-product/>

หินสามารถแบ่งออกเป็น 6 ประเภทในงานก่อสร้าง คือ หิน 3 , หิน 2 , หิน 1 , หินเกล็ด , หอนฝุ่น , หินคลุก ซึ่งหิน 1,2, หินคลุก เป็นที่นิยมใช้ในงานก่อสร้างทั่วไป มีปริมาณการผลิตสูงที่สุด หินที่มีการผลิตรองลงมาคือหินเกล็ดและหินฝุ่น หินเกล็ดนั้นจะใช้ผสมกับแอสฟัลต์สำหรับทำผิวทางและผสมกับหินฝุ่นในการทำคอนกรีตบล็อก ส่วนหิน 3 นั้นใช้ในงานก่อสร้างจำพวก เขื่อน ทางรถไฟ เป็นต้น

2.2.2 ปริมาณการผลิตสำหรับงานก่อสร้าง

ตารางที่ 2.3 ปริมาณการผลิตหินในงานก่อสร้าง (ที่มา : สำนักงานสถิติแห่งชาติ)

ชนิดแร่	2557 (ล้านบาท)	2558 (ล้านบาท)	2559 (ล้านบาท)	2560 (ล้านบาท)
หินปูน	81.03	95.07	92.22	99.35
หินบะซอลต์	14.13	12.87	12.46	12.57
หินแกรนิต	7.30	7.75	7.87	8.30

ในปัจจุบันการผลิตหินมีอัตราไม่คงที่ บางปีก็มีการผลิตที่เพิ่มขึ้นจากปีก่อนๆ บางปีก็มีอัตราการผลิตลดลง ซึ่งขึ้นกับปัจจัยด้านความต้องการในการก่อสร้าง แต่จากข้อมูลกรมอุตสาหกรรมพื้นฐานและการเหมืองแร่กล่าวว่า การผลิตมีแนวโน้มลดลงเมื่อเทียบกับปีก่อนๆ ซึ่งเป็นผลมาจากการลดลงของเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปเผยแพร่โดยไม่ได้รับอนุญาต หากต้องการข้อมูลเพิ่มเติม กรุณาติดต่อสำนักงานอุตสาหกรรมพื้นฐานและการเหมืองแร่ โทร. 02-562-1111 หรือ 02-562-1112

ปริมาณเป็นสำคัญ จากข้อมูลย้อนหลัง 4 ปีมีแนวโน้มของการผลิตทั้งลดลงและเพิ่มขึ้น ดังตารางที่ 2.3 แสดงจำนวนการผลิตหินปูน แกรนิต และ บะซอลต์ ที่ผลิตเพื่อการก่อสร้างในแต่ละปี

2.2.3 ปริมาณการใช้ในงานก่อสร้าง

ปัจจุบันความต้องการในการใช้หินในงานก่อสร้างมีมากขึ้น อันเนื่องมาจากการขยายตัวของเมืองและนโยบายในการสร้างโครงสร้างพื้นฐานของรัฐบาล และจากข้อมูลของสำนักงานสถิติแห่งชาติ ปี พ.ศ. 2559 มีปริมาณการใช้หินในงานก่อสร้าง 98.77 ล้านตัน และปี พ.ศ. 2560 มีปริมาณการใช้หินในงานก่อสร้าง 99.00 ล้านตัน ดังแสดงในตารางที่ 2.4

ตารางที่ 2.4 ปริมาณการใช้หินในงานก่อสร้าง (ที่มา : สำนักงานสถิติแห่งชาติ)

ชนิดแร่	2557 (ล้านตัน)	2558 (ล้านตัน)	2559 (ล้านตัน)	2560 (ล้านตัน)
หินปูน	89.27	95.63	98.77	99.00
หินบะซอลต์	13.98	12.06	12.93	12.82
หินแกรนิต	6.81	7.89	8.39	8.93

จะเห็นได้ว่ามีการใช้งานหินในงานก่อสร้างเพิ่มขึ้นทุกปี และในบางปีปริมาณการใช้หินเยอะกว่าการผลิต ประเทศไทยจึงต้องมีการนำเข้าหินเพื่อให้เพียงพอต่อความต้องการในการใช้งาน และการใช้งานหินที่เพิ่มขึ้นนั้นยังทำให้หินที่มีอยู่สำรองในประเทศลดน้อยลง อีกทั้งการควบคุมด้านกฎหมายสำหรับการทำเหมืองยังเป็นตัวจำกัดจำนวนการผลิตให้น้อยลงอีกด้วย

2.2.4 ปริมาณการนำเข้า

เนื่องด้วยปริมาณการใช้งานของหินสำหรับงานก่อสร้างในแต่ละปีมีปริมาณมากกว่าปริมาณการผลิต ทำให้ต้องมีการนำเข้าหินจากต่างประเทศเพื่อให้เพียงพอต่อการนำไปใช้งานก่อสร้าง จำเห็นได้จากข้อมูลการนำเข้าหินปูนที่มีมากขึ้นทุกปีดังตารางที่ 2.5

ตารางที่ 2.5 ปริมาณการใช้หินในงานก่อสร้าง (ที่มา: กลุ่มสถิติและพัฒนาข้อมูล)

ชนิดแร่	2557 (ล้านตัน)	2558 (ล้านตัน)	2559 (ล้านตัน)	2560 (ล้านตัน)
หินปูน	0.003	0.003	0.076	0.37

2.2.5 แหล่งผลิต

แหล่งผลิตหินหรือโรงโม่หินในประเทศไทยที่เปิดการในปัจจุบัน (ตุลาคม 2561) มีจำนวน 291 โรง กำลังการผลิตรวม 115 ล้านตันต่อปี กระจายอยู่ทั่วประเทศ โดยภาคที่มีโรงโม่หินมากที่สุด

เอกสารเป็นเอกสารที่ส่งวันเร็ว หรือรับ การเงินเพื่อการศึกษาให้ เห็น เมื่ออยู่เห็น เห็น เป็นประโยชน์เห็นเห็นเห็น
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ที่เปิดการอยู่อาศัยคือ ภาคกลางมีจำนวนโรงโม่หิน 101 โรง กำลังการผลิต 43 ล้านตันต่อปี รายละเอียดตามตารางที่ 2.6

ตารางที่ 2.6 จำนวนโรงโม่หินและกำลังการผลิตแยกตามภาค

(ที่มา : กรมอุตสาหกรรมพื้นฐานและการเหมืองแร่)

ภาค	จำนวนโรงโม่หิน
เหนือ	41
กลาง	101
ใต้	54
ตะวันออกเฉียงเหนือ	53
ตะวันออก	42
รวม	291

2.2.6 ปริมาณสำรองของหินในประเทศไทย

ตารางที่ 2.7 จำนวนและปริมาณสำรองของหินเพื่ออุตสาหกรรมก่อสร้าง

(ที่มา : สำนักเหมืองแร่และสัมปทาน กรมอุตสาหกรรมพื้นฐานและการเหมืองแร่)

ลำดับ	ภาค	จำนวนแหล่งหิน	พื้นที่(ไร่)	ปริมาณสำรอง	
				ล้านตัน	เปอร์เซ็นต์
1	ภาคกลาง	62	26,990.00	3,296.81	41.16
2	ภาคเหนือ	118	45,394.00	2,574.32	32.14
3	ภาคตะวันออกเฉียงเหนือ	49	43,110.00	791.60	9.88
4	ภาคใต้	77	20,399.00	1,108.56	13.84
5	ภาคตะวันออก	12	5,501.00	238.75	2.98
รวม		318	141,394.00	8,010.04	100.00

สำหรับปริมาณสำรองหินอุตสาหกรรมเพื่อการก่อสร้างทั้งประเทศ สามารถหาได้จากกรรวบรวมแหล่งหินที่ได้รับการประกาศเป็นแหล่งหินอุตสาหกรรมตามประกาศกระทรวงอุตสาหกรรม ซึ่งมีจำนวนทั้งหมด 318 แห่ง มีปริมาณสำรองรวม 8,010.04 ล้านตัน โดยภาคกลางมีปริมาณสำรองหินมากที่สุด 3,296.81 ล้านตัน คิดเป็นร้อยละ 41.16 ของปริมาณสำรองแหล่งหินรวมทั้งประเทศ รองลงมาได้แก่

ภาคเหนือ และภาคใต้ ตามลำดับ รายละเอียดตามตารางที่ 2.7

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.3 ดินลูกรัง

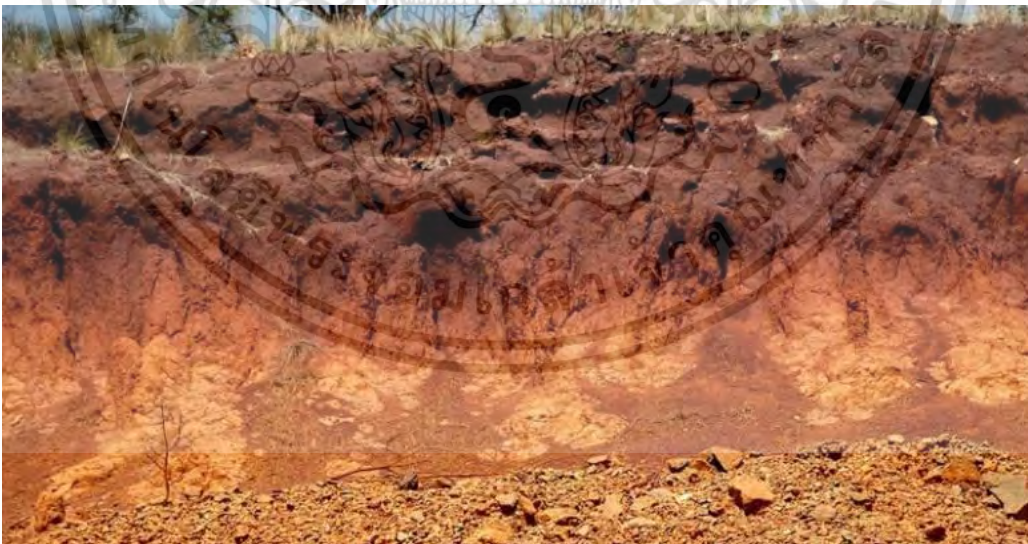
ดินลูกรังเกิดจากการผุพังของหินในสภาพภูมิอากาศชื้นและมีอุณหภูมิสูง มีคุณสมบัติ เฉพาะตัวคือสามารถแข็งตัวได้เมื่อตั้งทิ้งไว้ในอากาศ และมักมีสีแดงเพราะมีออกไซด์ของเหล็กปะปนอยู่ คุณสมบัติของดินลูกรังจะขึ้นอยู่กับชนิดของต้นกำเนิด ชนิดของหินเดิม ส่วนประกอบทางเคมี และสภาพภูมิอากาศ ดินลูกรังเมื่อนำมาบดอัดจะสามารถรับแรงเคียนได้สูงขึ้น และมักนิยมใช้เป็น วัสดุก่อสร้างในงานวิศวกรรม เช่น เป็นชั้นทางวัสดุงานทาง เป็นดินถมในคันทางดินถม ในเขื่อน ดินและในงานฐานราก เพราะมีราคาถูก และหาง่ายในธรรมชาติ งานวิจัยนี้จึงเลือกดินลูกรังเป็นวัสดุ หลักในการจัดทำกรวิจัย

2.3.1 ความหมายของดินลูกรัง

ดินลูกรังหรือดินปนกรวด (Skeletal Soils) ตามระบบอนุกรมวิธานดินกระทรวงเกษตรสหรัฐอเมริกา หมายถึง ดินซึ่งมีชั้นส่วนหยาบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางใหญ่กว่า 2 มิลลิเมตร มากกว่าร้อยละ 35 โดยปริมาตร และมีอนุภาคดินที่พอจะแทรกอยู่ในช่องว่างที่มีขนาดโตกว่า 1 มิลลิเมตร จากค่านิยามของกองสำรวจดิน กรมพัฒนาที่ดิน หมายถึง เศษส่วนหิน หรือก้อนกรวด

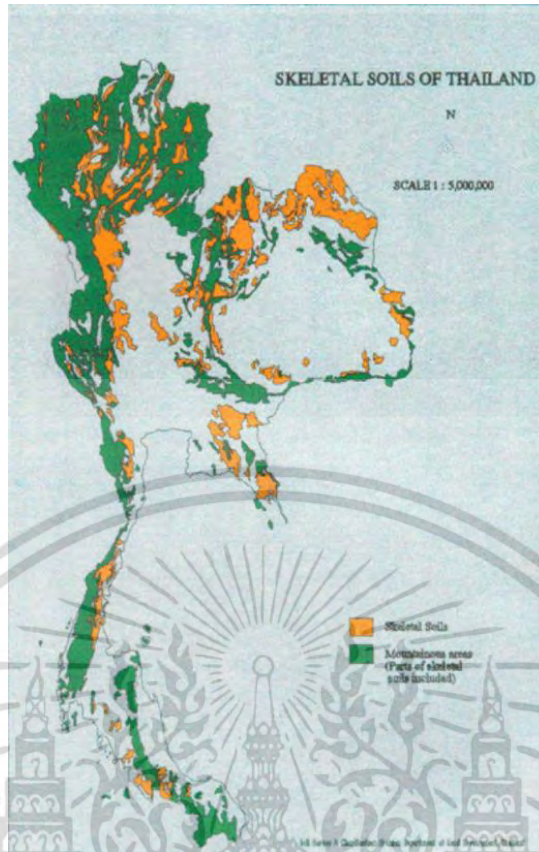
2.3.2 ลักษณะของดินลูกรัง

ดินลูกรัง (lateritic Soil) ลักษณะของดินลูกรัง จัดอยู่ในประเภท skeletal Soil ดินที่มี เศษหินขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 2 มิลลิเมตร หรือใหญ่กว่าอยู่ในดินเป็นปริมาณ 35 เปอร์เซ็นต์หรือมากกว่าโดยปริมาตรที่มีความลึกไม่เกิน 50 เซนติเมตรจากผิวดิน เป็นได้ทั้งดินทราย (Sandy - Skeletal) ดินร่วน (Loamy - Skeletal) และดินเหนียว (Clay - Skeletal) เกิดได้ทุกสภาพพื้นที่



ภาพที่ 2.3 ลักษณะของชั้นดินลูกรังที่สามารถแบ่งแยกได้อย่างชัดเจน

ที่มา : <http://www.phenixenterprise.com/product/laterite/>

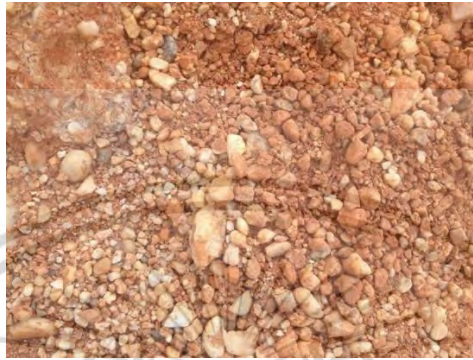


ภาพที่ 2.4 แหล่งดินลูกรังในประเทศไทย

ที่มา : กรมพัฒนาที่ดิน, 2004

ดินลูกรังโดยทั่วไป สามารถแยกได้เป็น 2 ชนิด ที่พบในชั้นของดิน ที่สามารถแยกได้ชัดเจน คือประเภทดินลูกรังร่วน (ดินลูกรังสปรก) หรือเป็นก้อนเกาะเป็นแผ่นแน่นที่บิลูกรังร่วน (ดินลูกรังก้อน) โดยปกติแล้วจะมีขนาดแตกต่างกันมาก ตั้งแต่ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 0.5 ถึง 4-5 เซนติเมตร รายละเอียดของ 2 แบบ สามารถแยกได้ดังนี้คือ แบบแรก เมื่อใช้มือ บิออกจะเห็นลักษณะ Concentric Lamination Characteristic แต่แบบที่ 2 จะไม่เห็น โดยทางปฏิบัติ แบบแรก เรียกว่า True Laterite หรือ Ground Water Latenite ส่วนแบบหลัง เรียกว่า Pseudo Laterite โดยทั่วไปจะพบ Latenite ทั้ง 2 แบบปะปนในชั้นดินเสมอ แต่จะมีชนิดหนึ่งชนิดใดมากกว่ากันขึ้นอยู่กับลักษณะและหรือบริเวณที่อยู่ในดิน เช่น Pseudo มักจะพบที่ส่วนบนสุดของที่ลาดเอียง มีขนาดค่อนข้างสม่ำเสมอ ปกติแล้วมี เส้นผ่าศูนย์กลางน้อยกว่า 2 เซนติเมตร แบบที่สองของหินลูกรังเป็นชนิดแผ่นแน่นที่บิล แต่ถ้าแบ่งย่อยต่อไปจะแยกได้ชัดเจนว่ามี 3 ชนิด คือ แบบ Honey Comb ซึ่งเป็นแบบที่ลูกรังร่วนเกาะกันแน่นหรือเป็น หินก้อนกรวดมาชิดกันมากกว่าจะเป็น Laterite การเกิดของหินเหล่านี้แต่ละรูปแบบยังไม่แน่นอนนัก เชื่อว่า Honey Comb เกิดขึ้นมาจากแร่ธาตุที่มีเหล็กผสมอยู่มาก หรือ Plinthite ถูกยกขึ้นบนผิวดิน และนักวิทยาศาสตร์อื่นๆ ได้อธิบายเพิ่มเติมว่า Plinthite สามารถที่จะแข็งตัวได้ หากเกิดสภาพแห้งและ เปียกสลับกันในช่วงเวลาพอสมควรทั้ง ๆ ที่ไม่ต้องถูกอากาศ สำหรับอีก 2 ชนิด ต้องเกิดจากการเชื่อมติดกันของลูกรังร่วนและเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กรวดหินมากกว่าการเชื่อมของหินลูกรังโดยธาตุเหล็ก อย่างไรก็ตามสภาวะสิ่งแวดล้อมทางกายภาพที่จะอำนวยให้เกิดเหตุการณ์เหล่านั้นยังเป็นที่ถกเถียงกันอยู่ โดยธรรมชาติดิน ลูกรังชนิดที่เป็นแผ่นเกาะกันแน่น จะพบในชั้นดินในรูปแบบหักหรือแตก หรือแบบที่เป็นชั้นหรือหิน เป็นแผ่นต่อเนื่องกัน ดังนั้นแผ่นแข็งมีขนาดแตกต่างกันไป ตั้งแต่เส้นผ่าศูนย์กลาง 2-3 เมตร ถึง 1-2 กิโลเมตร



ภาพที่ 2.5 ลักษณะของดินลูกรังที่ใช้ในงานก่อสร้างถนน

ที่มา : http://pariwattomawan.blogspot.com/2015/08/blog-post_12.html

ประเทศไทยมีพื้นที่ดินลูกรังประมาณ 68,765 ตารางกิโลเมตร คิดเป็นร้อยละ 13.4 ของพื้นที่ทั่วประเทศ พบแพร่กระจายอยู่ทั่วประเทศ ในบริเวณตะกอนน้ำ ที่ลาดเชิงเขา เนินตะกอนรูปพัด ต่อเนื่องพื้นที่เหลือค้างจากการชะล้างหน้าดิน (Erosion Surface) เนินเขาและภูเขา พื้นที่ส่วนใหญ่ของดินนี้อยู่ทางตอนเหนือของภาคตะวันออกเฉียงเหนือ ตอนกลางของภาคเหนือ และภาคตะวันออก และพบเล็กน้อยในภาคกลางและภาคใต้

2.3.3 ประเภทของดินลูกรัง

ประเภทของดินลูกรังตามคุณสมบัติทางฟิสิกส์สามารถแบ่งออกเป็นดังนี้

1. Laterite หรือลูกรัง หมายถึง ดินที่เกิดจากกระบวนการผุพังในอัตรา ค่อนข้างสูง และมีคุณสมบัติแข็งตัวเมื่อสัมผัสกับอากาศ
2. Lateritic Soil หรือดินลูกรัง หมายถึง ดินสีแดงซึ่งมีออกไซด์ของเหล็ก และอลูมิเนียมในปริมาณสูง ซึ่งเป็นผลมาจากกระบวนการ Laterization มีคุณสมบัติแข็งตัวได้เองและมี Laterite Rock และ Laterite Gravel ผสมอยู่
3. Tropical Red Soil (Latosols) หมายถึง ดินสีแดงที่ไม่มีคุณสมบัติแข็งตัวได้เอง และไม่มี Laterite Rock และ Laterite Gravel ผสมอยู่
4. Laterite Rock หรือหินลูกรัง หมายถึง ดินลูกรังที่เกิดจากการแข็งตัวเอง อย่างสมบูรณ์ มีความเหนียวและแข็ง มีคุณสมบัติเป็นหินมากกว่าคน เช่น หินศิลาแลง เป็นต้น
5. Phinthite หมายถึง หินลูกรังอีกประเภทหนึ่ง ซึ่งสามารถตัดด้วยเครื่องตัด โลหะได้ในขณะอยู่ใต้ดิน เมื่อตั้งทิ้งไว้ในอากาศจะเกิดการแข็งตัวและไม่กลับสู่สภาพเดิม

เอกสารนี้เป็นเอกสารสงวนลิขสิทธิ์ไว้เพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่ออนุญาตให้ใช้ภายใต้เงื่อนไขและข้อควรระวังด้านการค้า

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

6. Laterite Gravel หรือกรวดลูกรัง หมายถึง ลูกรังที่ประกอบด้วยวัสดุเม็ด หยาบเป็นเม็ดเล็ก มีความแข็งแตกต่างกัน บางที่อาจยึดเกาะกันเป็นมวลใหญ่ หรืออาจร่วนเป็น Silty และ (หรือ) Clayey Lateritic Soil

2.3.4 สีของดินลูกรัง

ดินลูกรังส่วนใหญ่จะมีสีแดง และจะมีสีแดงเข้มหรือสีแดงอ่อน ขึ้นอยู่กับปริมาณ น้ำที่เป็นส่วนประกอบของเหล็กออกไซด์ อลูมินัม ดินเหนียว และแมงกานีส โดยทั่วไปสีของดินลูกรังจะเกิดจาก

1. สารอินทรีย์ ดินจะมีสีดำ สีน้ำตาลและสีเทา
2. แร่ธาตุๆ ที่เป็นส่วนประกอบของดินลูกรัง
 - แร่เหล็ก ดินมีสีแดง สีส้ม สีเหลือง สีน้ำเงิน และสีเขียว
 - แคลเซียม แมกนีเซียม และ โพแทสเซียม ดินจะมีสีขาว
 - อลูมิเนียม ดินจะมีสีขาว
 - แมงกานีส ดินจะมีสีดำ และสีน้ำตาล

ซึ่งจะสังเกตได้ว่าถ้าเป็นบริเวณเชิงลาดสูงสุดของเนินเขาที่มีการระบายน้ำดีดิน ลูกรังจะมีสีแดงไปจนถึงน้ำตาลแกมแดง หรือสีแดงสด หรือสีแดงแกมม่วง ซึ่งสีแดงเหล่านี้แสดงถึงการมีเหล็กออกไซด์ประเภทเฮมาไทท์ในดิน แต่ถ้าในบริเวณตอนกลางของเนินเขา และที่ต่ำลงมา การระบายน้ำจะดีน้อยกว่าบริเวณสูงสุดของเนินเขาทำให้ดินมีความชื้นนาน และปริมาณน้ำที่เป็นส่วนประกอบของเหล็กในดินมากขึ้น ดินลูกรังจะมีสีน้ำตาล หรือสีเหลืองมากกว่าสีแดง เหล็กออกไซด์ในรูปของดินลูกรังบริเวณนี้ส่วนใหญ่จะเป็น จีโอไทต์ และลิโมไนต์ แสดงให้เห็นว่ายิ่งต่ำลงมาดินจะเปลี่ยนจากสีน้ำตาลแกมแดงมาเป็นสีน้ำตาล หรือสีน้ำตาลแกมส้ม จนถึงน้ำตาลแกมเหลือง หรืออาจเป็นสีเหลืองแกมน้ำตาล ส่วนบริเวณที่มีการระบายน้ำไม่ดีดินจะมีสีเทาปนน้ำเงิน

2.3.5 การสำรวจแหล่งลูกรัง เพื่อใช้เป็นวัสดุก่อสร้าง

ในการสำรวจหาแหล่งดินลูกรังที่จะนำมาใช้เป็นวัสดุก่อสร้างนั้น จะต้องเริ่มจาก ศึกษาข้อมูลของดินลูกรังที่พบอยู่ในประเทศ โดยอาศัยข้อมูลจากแผนที่ภูมิประเทศเพื่อเป็นแนวทาง ในการหาแหล่งดินลูกรังที่จะนำมาเป็นวัสดุในงานวิศวกรรม เมื่อพบแหล่งดินลูกรังที่ต้องการแล้วก็จะ ทำการสำรวจเพื่อหาขอบเขตของพื้นที่ที่มีดินลูกรัง

ในการสำรวจแหล่งวัสดุเพื่อใช้เป็นวัสดุก่อสร้างทางสามารถแบ่งขั้นตอนการ ปฏิบัติงานออกได้ 2 ขั้นตอน คือ

1. การหาแหล่งหรือบริเวณที่คาดว่าจะมีวัสดุ โดยปกติการหาแหล่งวัสดุที่จะใช้ในงานก่อสร้างจะพยายามหาให้ได้ในบริเวณที่ใกล้เคียงกับงานก่อสร้างทางมากที่สุด เพื่อลดค่าใช้จ่ายในการก่อสร้าง การหาแหล่งวัสดุโดยทั่วๆ ไปจะต้องเริ่มต้นจากการศึกษาแผนที่

ภูมิประเทศ (Topographic Map) เสียก่อน บริเวณที่จะมีแหล่งลูกรังมักจะมีเส้นชั้นความเอกสาร์นี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สูงปานกลาง ฉะนั้นควรให้ความสนใจแก่แนวทางการไหลของน้ำในปัจจุบัน เพื่อเป็นแนวทางในการกำหนดแนวทางของลำน้ำเก่า หลังจากที่ได้กำหนดจุดสำรวจอัน ได้แก่ บริเวณที่เป็นเนินและบริเวณที่คาดว่าจะเป็นลำน้ำเก่าแล้ว คณะสำรวจก็จะออกสำรวจ โดยการเจาะสุ่มบริเวณต่างๆ ตามที่ได้กำหนดในแผนที่การสังเกตลักษณะพืชพันธุ์ สามารถใช้เป็นแนวทางในการสำรวจแหล่งลูกรังได้ นอกจากนี้คณะผู้สำรวจอาจ สอบถามจากชาวบ้านที่อาศัยอยู่ในบริเวณที่เข้าไปทำการสำรวจอันจะทำให้เข้าถึงจุดที่ต้องการจะสำรวจได้ง่ายและรวดเร็วยิ่งขึ้น

2. การหาอาณาบริเวณและปริมาณวัสดุของแหล่งวัสดุ เมื่อทราบว่าแหล่งวัสดุอยู่ ณ ที่แห่งใดแล้ว ก็ทำการเจาะสำรวจเพื่อหาปริมาณและขอบเขตที่มีวัสดุ การขุดเจาะจะขุดโดยใช้รถแบคโฮ ในการเจาะตรวจสอบความหนาของชั้นหน้าดินและความหนาของชั้นดินลูกรังในทุกหลุมที่ขุดเจาะ อย่างไรก็ตาม ก่อนที่จะทำการเจาะสำรวจเพื่อครอบคลุมพื้นที่ทั้งหมด ให้เก็บตัวอย่างมาตรวจสอบคุณภาพของวัสดุดินลูกรังเพื่อใช้ในงานวิศวกรรม
- 2.3.6 มาตรฐานการทดสอบวัสดุก่อสร้างทางประเภทดินลูกรังซึ่งกำหนดคุณสมบัติดังนี้
1. มีค่าความสึกหรือ เมื่อทดลองตามวิธีการทดลองหาค่าความสึกหรือของ Coarse Aggregate โดยใช้เครื่อง Los Angeles Abrasion ไม่เกินร้อยละ 60
 2. มีขนาดผละที่ดี และเมื่อทดลองตามวิธีการทดลองหาขนาดเม็ดของวัสดุโดยผ่านตะแกรงแบบล้างต้องมียุทธวิธีหนึ่งตามตารางที่ 2.8

ตารางที่ 2.8 ขนาดผละต่างๆของดินลูกรังตามมาตรฐานกรมทางหลวง (กรมทางหลวง, 2532)

ขนาดตะแกรง มิลลิเมตร	ร้อยละที่ผ่านตะแกรงโดยมวล				
	A	B	C	D	E
50	100	100	-	-	-
25	-	-	100	100	100
9.5	30-65	40-75	50-85	60-100	-
2	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100
0.425	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50
0.075	2-8	5-20	5-15	5-20	6-20

3. ปราศจากก้อนดินเหนียว (Clay Lump) Shale รากไม้หรือวัชพืชอื่นๆ
4. ขนาดวัสดุใหญ่สุดไม่โตกว่า 5 เซนติเมตร
5. ค่าขีดเหลว (Liquid Limit) ไม่มากกว่าร้อยละ 35 ตามมาตรฐานการทดสอบเพื่อหาค่าขีดเหลว (Liquid Limit : L.L.)

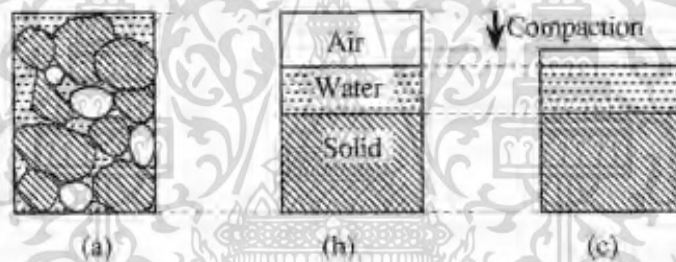
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

6. ค่าดัชนีความเป็นพลาสติก (Plasticity Index) ไม่น่ามากกว่าร้อยละ 11 ตามมาตรฐานการทดสอบเพื่อหาค่าขีดพลาสติก (Plastic Limit : P.L.)
7. ค่า ซี.บี.อาร์. จากห้องทดลอง (Lab C.B.R.) ไม่น้อยกว่าร้อยละ 25 ที่ร้อยละ 95 ของค่าความแน่นแห้งสูงสุดแบบสูงกว่ามาตรฐาน (Modified Proctor Density) ตามมาตรฐานการทดสอบเพื่อหาค่า ซี.บี.อาร์. หรือไม่น้อยกว่าที่กำหนดไว้ในแบบก่อสร้าง

2.4 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.4.1 การทดสอบการบดอัดดิน (Compaction)

โครงสร้างของดิน ประกอบด้วย เม็ดดิน ช่องว่าง และน้ำ หลักการของการบดอัดดิน คือ การลดช่องว่างในมวลดิน ด้วยการเพิ่มปริมาณน้ำที่อยู่ภายใน โครงสร้างของมวลดิน และให้แรงจากภายนอกมากระทำกับมวลดิน เพื่อให้อนุภาคของเม็ดดินชิดติดกันมากขึ้น ขณะที่เม็ดดินยังคงมีปริมาตรเท่าเดิม มีเพียงแก๊สอากาศ ที่ถูกไล่ออกไปจากมวลดิน ดังภาพที่ 2.6



ภาพที่ 2.6 การบดอัดดิน

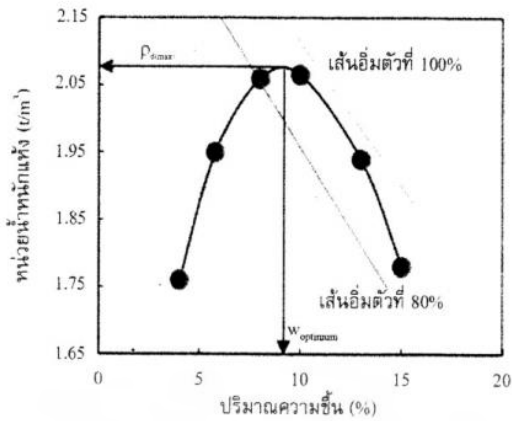
ที่มา : ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, 2015

งานส่วนใหญ่ในทางวิศวกรรมโยธา เช่น งานเขื่อน ถนน สนามบิน จะใช้ดินเป็นวัสดุถม (Fill Material) ซึ่งก่อนทำการก่อสร้างงานต่าง ๆ ดังกล่าวข้างต้น จำเป็นต้องมีการบดอัดดินเพื่อวัตถุประสงค์ต่าง ๆ คือ

1. ช่วยลดการทรุดตัวของดินในระยะยาว (Long Term Settlement)
2. ช่วยเพิ่มความสามารถในการรับน้ำหนักของดิน (Increase Shear Strength)
3. เพื่อลดความซึมของน้ำใต้ดิน (Decrease Soil Permeability)

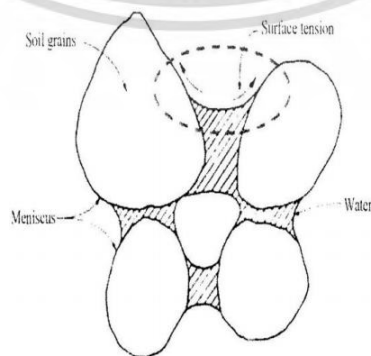
2.4.1.1 ทฤษฎีการบดอัดดินของ Proctor (1930)

ทฤษฎีพื้นฐานการบดอัดดินสำหรับดินที่มีความเชื่อมแน่น ได้ถูกสร้างความสัมพันธ์ขึ้น โดย R.R.Proctor (1930) โดยเริ่มต้นเมื่อมีการสร้างเขื่อนเพื่อกักเก็บน้ำใน Los Angeles และเขาได้พัฒนาหลักการบดอัดดินโดยตีพิมพ์ในหนังสือ Engineering New-Record (proctor, 1933) แล้วนำวิธีการทดสอบนี้ไปใช้ในห้องปฏิบัติการ โดยเรียกวิธีการดังกล่าวว่า Proctor Test



ภาพที่ 2.7 ลักษณะทั่วไปของเส้นการบดอัดดิน
ที่มา : โภคินทร์ ช้าเกตุ, 2554

Proctor ได้กล่าวถึงกลไกของการเกิดเส้นการบดอัดดังแสดงในภาพที่ 2.7 ไว้ว่า ประสิทธิภาพของการบดอัดดินถูกกำหนดโดยแรงเสียดทานระหว่างเม็ดดิน โดยแบ่งการบดอัดดินเป็น 2 ด้านคือ ด้านแห้งและด้านเปียก สำหรับการบดอัดดินที่แห้งมากๆ ดินจะมีแรงเสียดทานที่สูงมาก เนื่องจากแรงดึงดูดที่เกิดจากความชื้นคาพิลลารี (Capillary Moisture) ดังแสดงในภาพที่ 2.8 เป็นผลให้การบดอัดดินทำได้ยาก แต่เมื่อเติมน้ำเข้าไปในดินที่แห้งมากๆ น้ำจะไปลดแรงคาพิลลารีและเป็นผลให้แรงเสียดทานลดลงไปด้วย ถ้าเติมน้ำเข้าไปอีกเรื่อยๆ จนน้ำไปสลายแรงเสียดทานได้แล้ว น้ำก็จะทำหน้าที่เป็นสารหล่อลื่นทำให้เม็ดดินเกิดการจัดเรียงตัวกันใหม่ จนถึงปริมาณน้ำที่เต็มช่องว่างในช่วงหนึ่งก็จะทำให้ดินมีความหนาแน่นแห้งสูงสุด โดยเรียกจุดที่ดินมีความหนาแน่นแห้งสูงสุดว่า Maximum Dry Density และเรียกปริมาณความชื้นที่จุดนี้ว่า Optimum Moisture Content หลังจากจุดนี้ เมื่อเติมน้ำเข้าไปอีกจะทำให้ความหนาแน่นแห้งลดลง ทั้งนี้เนื่องจากน้ำเข้าไปแทนที่เนื้อดิน ทำให้เนื้อดินที่มีในปริมาตรที่เท่ากันลดลง อีกทั้งเกิดจากความถ่วงจำเพาะของน้ำน้อยกว่าดิน ในขณะที่ความหนาแน่นเปียกมีค่าเพิ่มขึ้น และเมื่อความชื้นในดินสูงมากๆ พบว่าดินจะอยู่ในสภาพอ่อนตัว ซึ่งไม่อยู่ในสภาพที่สามารถรับน้ำหนักได้อีกต่อไป



ภาพที่ 2.8 ผลของแรงดึงดูดที่ทำให้เกิดแรงยึดเหนี่ยวปรากฏ (Apparent Cohesion) ในดินเม็ดหยาบ

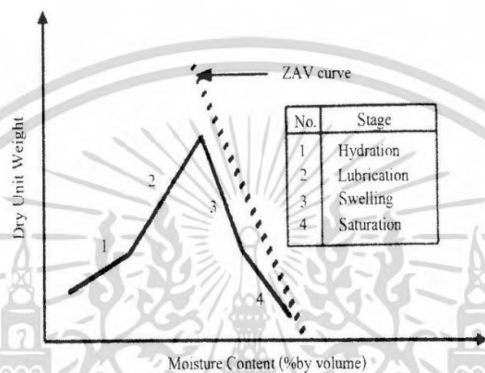
ที่มา : โภคินทร์ ช้าเกตุ, 2554

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้ในเพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่ออนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.4.1.2 ทฤษฎีการบดอัดดินของ Hogentogler (1936)

Hogentogler นำเสนอเส้นกราฟการบดอัดที่แตกต่างกับ Proctor กล่าวคือ เขาได้นำเสนอเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้ง (Dry Density) กับปริมาณความชื้นในรูปของปริมาณน้ำต่อปริมาตรรวม (Molding Moisture Content: V_w/V) โดยลักษณะของเส้นกราฟแสดงด้วยเส้นตรง 4 เส้น ดังแสดงในภาพที่ 2.9 ซึ่งสาเหตุที่เขาได้นำเสนอการพล็อตเส้นกราฟแบบนี้ เนื่องจากเขาพบว่าน้ำมีบทบาทอยู่ 4 ส่วน แบ่งได้เป็น 4 ช่วงที่มีผลทำให้ดินเกิดความหนาแน่นแห้งสูงสุด และทำให้โครงสร้างของดินบดอัดมีความแตกต่างกัน โดยมีรายละเอียดแต่ละช่วง



ภาพที่ 2.9 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้งและปริมาณความชื้นนำเสนอโดย

Hogentogler

ที่มา : โภคินทร์ ช้าเกตุ, 2554

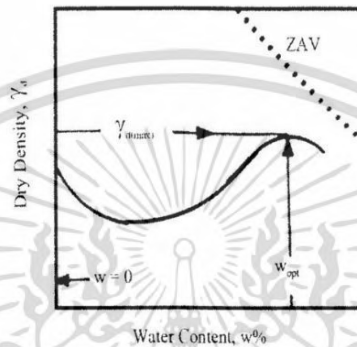
1. Hydration Stage เขากล่าวว่าในช่วงนี้น้ำจะถูกดูดซึมโดยอนุภาคของดินในลักษณะเป็นแผ่นฟิล์มบางๆ ห่อหุ้มอนุภาคดินในลักษณะเดียวกับเมื่อพรมน้ำลงไปบนดินแห้งในช่วงแรกอนุภาคดินจะดูดซึมน้ำทันทีเพื่อไปห่อหุ้มอนุภาคดินก่อน โดยน้ำส่วนกลางที่จะทำหน้าที่เป็นสารหล่อลื่นนั้นยังไม่มี
2. Lubrication Stage ในช่วงนี้น้ำจะมีบทบาทเป็นสารหล่อลื่น เป็นผลให้ดินเกิดการจัดเรียงตัวกันใหม่ในลักษณะที่มวลดินมีความแน่นขึ้น โดยยังคงมีอากาศอยู่ในมวลดินบางส่วน นั่นหมายถึงความหนาแน่นแห้งมีค่าเพิ่มขึ้นจนกระทั่งเมื่อถึงจุดปริมาณน้ำที่เหมาะสม (Optimum Moisture Content; O.M.C.) จะทำให้ค่าความหนาแน่นแห้งมีค่าสูงสุด (Maximum Dry Density)
3. Swelling Stage ในช่วงนี้เกิดจากการเติมน้ำที่เกินปริมาณน้ำที่เหมาะสม อากาศในส่วนที่มีอยู่จะไม่มีเปลี่ยนแปลง เนื่องจากปริมาตรของมวลดินมีค่าน้อยอยู่แล้ว และอยู่ในสภาพที่แน่น ซึ่งจะไม่มีอากาศที่มีอยู่ออกไป ดังนั้นเมื่อเติมน้ำเข้าไปอีกมวลดินจึงเกิดการบวมตัวในขณะที่ปริมาตรอากาศคงที่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาค้นคว้า เมื่อผู้ยืมได้เห็นว่าไม่เหมาะสมในการคัด

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4. Saturation Stage ในขณะนี้ เมื่อเติมน้ำเข้าไปอีก น้ำจะเข้าไปแทนที่อากาศในช่องว่างที่เหลืออยู่ในมวลดิน เป็นผลให้ระดับความอิ่มตัว (Degree of Saturation) เพิ่มขึ้นและมีแนวโน้มเข้าใกล้เส้นอากาศเป็นศูนย์ (Zero Air Void; ZAV) ดังที่ Hogentogler ได้อธิบายไว้ข้างต้น มักจะประยุกต์ใช้โดยตรงกับดินเหนียวเป็นส่วนใหญ่เช่นเดียวกับ Proctor

2.4.1.3 ทฤษฎีการบดอัดดินของ Buchanan (ที่มา : 1942)



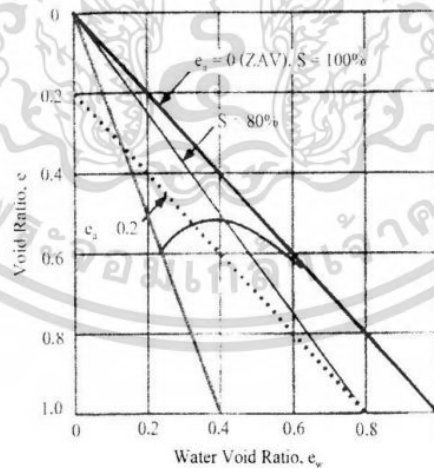
ภาพที่ 2.10 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้งและปริมาณความชื้นนำเสนอโดย Buchanan
ที่มา : โภคินทร์ ช้าเกตุ, 2554

Buchanan (1942) ได้อธิบายเส้นกราฟการบดอัดของดินเม็ดหยาบ โดยเขาพบว่า นอกจากจุดที่มีความหนาแน่นแห้งสูงสุดที่ปรากฏบนเส้นกราฟการบดอัดแล้ว ก่อนถึงด้านแห้งของการบดอัดจะมีจุดที่แสดงถึงค่าความหนาแน่นแห้งต่ำสุดดังแสดงในภาพที่ 2.10 ซึ่งเขาได้อธิบายถึงช่วงที่ความหนาแน่นแห้งลดลงจนถึงจุดที่มีความหนาแน่นแห้งต่ำสุดว่า ถ้าหากเริ่มบดอัดดินเม็ดหยาบที่แห้งมากๆ หรือดินที่มีปริมาณความชื้นเท่ากับศูนย์ เมื่อเติมน้ำเข้าไปในช่วงแรกจะทำให้ความหนาแน่นแห้งลดลงจนถึงจุดความหนาแน่นแห้งต่ำสุด เมื่อเลขจุดนี้ไปก็จะเข้าสู่เส้นกราฟการบดอัดปกติ ซึ่งถ้าสังเกตจากเส้นกราฟพบว่า เมื่อเปรียบเทียบความหนาแน่นแห้งที่จุดปริมาณความชื้นเท่ากับศูนย์กับจุดที่ความหนาแน่นแห้งสูงสุด จะมีช่วงความแตกต่างกันค่อนข้างน้อย และเขาได้กล่าวในเชิงวิชาการไว้ว่า สำหรับกรณีของทรายที่มีความแห้งมากๆ เมื่อเติมน้ำในช่วงแรก อนุภาคดินจะจับตัวกันด้วยแผ่นฟิล์มบางๆ ของน้ำในลักษณะคล้ายกระดูกของก้อนดินหรือทรายรอบตัวเอง ที่เรียกว่า Arching Effect ซึ่งเป็นผลทำให้เกิดช่องว่างในมวลดินมากขึ้น โดย Arching Effect จะพัฒนาขึ้นเรื่อยๆ จนถึงจุดที่ความหนาแน่นแห้งต่ำสุด ดังนั้นปฏิกิริยาของน้ำที่เติมในช่วงแรกๆ จะแตกต่างจากกรณีของ Hogentogler และ Proctor เนื่องจากดินทรายไม่มีประจุลบ ดังนั้นเมื่อเติมน้ำจะเกิดแรงดึงผิวทำให้เกิดแรงยึดแน่นปรากฏ (Apparent Cohesion) และเมื่อเติมน้ำมากขึ้นแผ่นฟิล์มจะมีความหนาขึ้น มีผลทำให้ Arching Effect ลดน้อยลงไป เป็นผลให้แรงดึงผิวของแรงดึงผิวลดลงตามลำดับ แล้วอนุภาคดินก็เริ่มจัดเรียงตัวกันใหม่ และหลังจาก

นั่นก็จะขึ้นไปตามทฤษฎีที่ได้กล่าวไปแล้วแต่เขาได้ให้ความหมายของ O.M.C. แตกต่างจากคนอื่น กล่าวคือ O.M.C. คือ น้ำที่มีอยู่พอดีในมวลดินบดอัดที่ทำให้ดินอยู่ในสภาพที่ไปสลายแรงดึงผิวพอดี ที่เรียกว่า Neutralizes Surface Tension และเมื่อมีพลังงานบดอัดมากกระทำ จึงทำให้ทรายจัดเรียงตัวกันใหม่ ทำให้ทรายแน่นขึ้น จนสุดท้ายถึงจุดที่ความหนาแน่นแห้งสูงสุด เมื่อน้ำสูงขึ้นเกิน O.M.C. ดินก็จะอ่อนตัวลง เป็นผลให้ความหนาแน่นแห้งลดลง โดยสรุปแล้ว ในการบดอัดดินทราย การที่จะให้ได้ความหนาแน่นแห้งค่อนข้างดี คือช่วงที่ทรายแห้งมากๆ และช่วงความชื้นที่ค่อนข้างน้อยไปทางด้านเปียกไปแล้ว

2.4.1.4 ทฤษฎีการบดอัดดินของ Hilf (1956)

Hilf (1956) ได้นำเสนอแนวความคิดใหม่ โดยวางอยู่บนพื้นฐานของแรงดันน้ำในช่องว่าง (Pore Water Pressure) และแรงดันอากาศในช่องว่าง (Pore Air Pressure) ที่มีอยู่ในมวลดินที่บดอัด เขากล่าวไว้ว่า ดินแห้งเป็นดินที่บดอัดได้ยาก เนื่องจากภายในมวลดินมีแรงเสียดทานมากซึ่งเกิดจากแรงคาพิลลารี อย่างไรก็ตาม ในช่วงที่ดินมีความแห้งมากๆ มวลดินจะมีช่องว่างอยู่มาก การบดอัดจึงไล่ไปสู่อากาศให้ออกไปได้อย่างรวดเร็ว เมื่อเติมน้ำเพิ่มขึ้นแรงดึงผิวก็จะลดลง ทำให้แรงเสียดทานลดลงด้วย โดยความแน่นจะค่อยๆ เพิ่มขึ้นเรื่อยๆ ตามปริมาณน้ำที่เติมเข้าไปจนกระทั่งถึงปริมาณน้ำที่เหมาะสม (O.M.C.) ก็จะได้ค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุด (Maximum Dry Density) เขากล่าวว่า ประสิทธิภาพที่น้อยลงไปจากการบดอัดเมื่อเติมน้ำเลยจุด O.M.C. เนื่องจากอากาศถูกกักเอาไว้และเกิดการสะสมกันเป็นแรงดันอากาศในมวลดิน เขาได้เสนอเส้นกราฟการบดอัดโดยการพล็อตความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio; e) และอัตราส่วนน้ำในช่องว่าง (Water Void Ratio; e_w) ดังแสดงในภาพที่ 2.11



ภาพที่ 2.11 กราฟแสดงผลของการบดอัดดินนำเสนอโดย Hilf

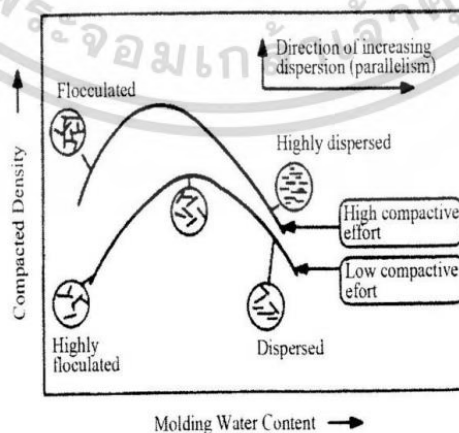
ที่มา : โภคินทร์ ช้าเกตุ, 2554

โดยพบว่าที่จุด O.M.C. ค่าอัตราส่วนช่องว่างจะมีค่าน้อยที่สุด โดยจุดเริ่มต้นของเส้นกราฟเป็นจุดที่ค่าอัตราส่วนช่องว่างมาก และมีค่าระดับความอิมตัวน้อย เมื่อบดอัดไปก็จะได้ค่าเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นอนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

อัตราส่วนช่องว่างที่น้อยที่สุด ซึ่งจุดนี้สามารถหาค่าสัดส่วนของอากาศได้ด้วยและพบว่าที่ค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุด ค่าระดับความอึดตัวจะมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับร้อยละ 80 วิธีของ Hilf ทำให้ง่ายต่อการหาค่าระดับความอึดตัวที่จุดต่างๆ บนเส้นกราฟการบดอัด และสามารถหาปริมาณอากาศที่ความชื้นต่างๆ ได้ด้วย

2.4.1.5 ทฤษฎีการบดอัดดินของ Lambe (1985)

Lambe (1985) ได้เริ่มนำผลจากการดู โครงสร้างภายในดินเปรียบเทียบกับความหนาแน่นแห้งของดินที่บดอัด โดยเขาสนใจว่าคุณสมบัติของดินที่บดอัดทางด้านเปียกและทางด้านแห้งมีความแตกต่างกันเกิดจากสาเหตุใด เขาตั้งสังเกตจากปัจจัยหลายๆ อย่างพบว่าในความเป็นจริงแล้วการบดอัดในสนามไม่สามารถบดอัดดินให้ได้ความหนาแน่นแห้งสูงสุด ดังนั้นในการเติมน้ำจะมีช่วงหนึ่งเมื่อเติมน้ำเข้าไปในช่วงนี้แล้วคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมเป็นไปตามที่ต้องการ แต่เมื่อเติมน้ำเกินช่วงนี้ไปเป็นช่วงที่เขาไม่แนะนำ ซึ่งเขาให้เหตุผลจากการพิจารณาโครงสร้างภายในของดินเหนียวพบว่า ในช่วงการบดอัดดินทางด้านแห้ง ลักษณะโครงสร้างของดินจับตัวกันเป็นกระจุก โดยเมื่อพิจารณาที่ความชื้นเดียวกัน การใช้พลังงานบดอัดต่ำความเป็นกระจุกของดินมีมาก และจะน้อยลงเมื่อใช้พลังงานการบดอัดที่สูง เป็นผลให้โครงสร้างของดินชิดกันมากขึ้นด้วย เมื่อเติมน้ำเข้าไปโดยที่พลังงานคงที่ สังเกตเห็นว่าโครงสร้างของดินแน่นขึ้น อัตราส่วนช่องว่างลดลงจนกระทั่งเกินจุด O.M.C. ลักษณะการจัดเรียงตัวของโครงสร้างดินจะเป็นแบบขนานกันมากขึ้นเมื่อความชื้นยิ่งมากขึ้น ความเป็นระเบียบของโครงสร้างดินก็ยิ่งมากขึ้นตาม การที่โครงสร้างดินจัดเรียงตัวกันในแนวขนานถือว่าไม่ดี เพราะว่าเป็นระนาบที่อ่อนแอที่สุด โดยสรุปแล้วเขาพยายามตอบคำถามว่าทำไมจุดที่มีความหนาแน่นแห้งเท่ากับปริมาณน้ำไม่เท่ากัน เมื่อเขาใช้กล้องจุลทรรศน์ส่องดูพบว่า การบดอัดดินในด้านแห้งมีผลทำให้โครงสร้างดินเป็นแบบระเกะระกะ (Flocculated Structure) ในทางตรงกันข้าม เมื่อเติมน้ำเกินจุด O.M.C. เป็นการบดอัดทางด้านเปียก มีผลทำให้โครงสร้างดินเป็นแบบขนาน (Dispersed Structure) ดังแสดงในภาพที่ 2.12 เมื่อพิจารณาที่ความหนาแน่นแห้งเท่ากัน โดยเปรียบเทียบดินบดอัดทางด้านแห้งกับดินบดอัดทางด้านเปียกพบว่า



ภาพที่ 2.12 ผลกระทบของการบดอัดดินที่มีต่อ โครงสร้างดิน

ที่มา : โภคินทร์ ช้าเกตุ, 2554

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- กำลังของดินสูงกว่า เนื่องจากความเครียด (Strain) ของดินต่ำกว่า
- ค่าความชื้นได้ของน้ำสูงกว่า เนื่องจากในมวลดินมีช่องว่างมากกว่า
- การหดตัวน้อยกว่า เนื่องจากปริมาณน้ำในมวลดินมีน้อยกว่า
- มีค่าการบวมตัวมากกว่า เนื่องจากมีช่องว่างที่น้ำสามารถสัมผัสกับพื้นผิวได้มากกว่า

2.4.1.6 การบดอัดดินในห้องปฏิบัติการ

ตารางที่ 2.9 ตารางเปรียบเทียบวิธี Standard Proctor Test และ Modified Proctor Test

วิธีทดสอบ	วิธีทดสอบแบบมาตรฐาน (Standard Proctor Test)	วิธีทดสอบแบบโมดิฟาย (Modified Proctor Test)
น้ำหนักตัมบอดัด (lb)	5.5	10.0
ระยะยก (in)	12	18
จำนวนครั้งในการตอก/ชั้น	25	25
จำนวนชั้นในการบดอัดดิน	3	5
พลังงานในการบดอัดดิน (ft-lb/ft ³)	12,400	56,200

การบดอัดดินในห้องปฏิบัติการ (Compaction Test) คือ การศึกษาหาความชื้นที่เหมาะสม (Optimum Moisture Content) ที่ทำให้เกิดความหนาแน่นแห้งสูงสุด (Maximum Dry Density) หลังการบดอัดดิน เนื่องจากในระหว่างก่อสร้าง จำเป็นต้องมีการควบคุมคุณภาพงานบดอัดดิน เพื่อเป็นการตรวจสอบว่าดินในโครงการก่อสร้าง มีความหนาแน่นเพียงพอ และมีคุณภาพเหมาะสมเป็นไปตามที่ออกแบบไว้ ดังนั้นจึงต้องมีการนำตัวอย่างดิน ซึ่งเป็นดินที่มาจากแหล่งเดียวกับที่ใช้ในโครงการก่อสร้าง มาทดสอบในห้องปฏิบัติการ เพื่อนำผลการทดสอบที่ได้ไปใช้เพื่อเปรียบเทียบกับผลการบดอัดดินในสนาม ในปี ค.ศ. 1930 R.R. Proctor ได้พัฒนาทฤษฎี การบดอัดดิน เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างเปอร์เซ็นต์ความชื้น และความหนาแน่นของดิน ซึ่งทฤษฎีดังกล่าวเป็นวิธีที่ใช้ทดสอบการบดอัดดินในห้องปฏิบัติการจนถึงปัจจุบัน เรียกว่า วิธีทดสอบแบบมาตรฐาน (Standard Proctor Test) สามารถนำมาประยุกต์ใช้กับงานทางวิศวกรรมโยธาทั่วไป แต่ในปัจจุบันยานพาหนะ ได้ถูกพัฒนาให้มีขนาดใหญ่ขึ้น ทำให้มีน้ำหนักเพิ่มมากขึ้น ประกอบกับโครงการก่อสร้างต่างๆมีขนาดใหญ่ขึ้น ส่งผลทำให้ดินที่นำมาบดอัดในโครงการก่อสร้างต่างๆ ต้องรับน้ำหนักเพิ่มมากขึ้น ทำให้มีการพัฒนาวิธีการทดสอบที่เรียกว่า วิธีทดสอบแบบโมดิฟายด์ (Modified Proctor Test) โดยเพิ่มพลังงาน ในการบดอัดดินให้มากขึ้น เพื่อให้สอดคล้องกับน้ำหนักของยานพาหนะ และ โครงสร้างที่มีน้ำหนักเพิ่มขึ้น

2.4.1.7 เส้นโค้งการบดอัดดิน (Compaction Curve)

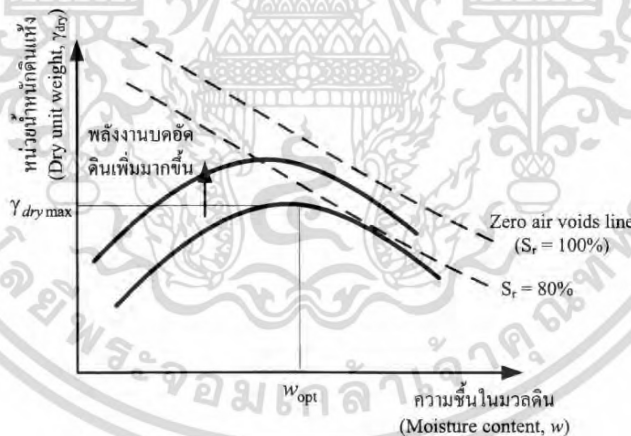
ทฤษฎีพื้นฐานที่นำมาใช้ในงานบดอัดดิน คือ สมการความสัมพันธ์ของหน่วยน้ำหนักดินแห้งกับระดับขึ้นความอิ่มตัวด้วยน้ำ

$$\gamma_{dry} = \left(\frac{G_s}{1+e} \right) \gamma_w = \left(\frac{G_s}{1 + \frac{wG_s}{S_r}} \right) \gamma_w \quad (2.1)$$

การบดอัดดินให้แน่นที่สุดในทางทฤษฎีคือ การพยายามทำให้หน่วยน้ำหนักดินแห้งมากที่สุด ($\gamma_{dry\ max}$) ถ้าพิจารณาจากสมการที่ 2.6.1 การที่ดินจะมีหน่วยน้ำหนักดินแห้งสูงสุดนั้นดินจะต้องมีอัตราส่วนช่องว่างต่ำที่สุด (e_{min}) และจากความสัมพันธ์ที่ว่า $e = wG_s/S_r$ การจะควบคุมให้ e_{min} นั้นจะต้องให้ดินมีค่า $S_r = 1$ และ $w = w_{opt}$ (Optimum Water Content) กล่าวคือ

1. $S_r = 1$ หมายถึง ดินจะต้องอยู่ในสภาพอิ่มตัวด้วยน้ำ
2. w_{opt} หมายถึง ปริมาณน้ำที่เหมาะสมที่ไม่แห้งจนเกินไป (เพราะถ้าแห้งไปดินจะไม่อยู่ในสภาพอิ่มตัวด้วยน้ำ) และไม่มากจนเกินไป (เพราะจะทำให้อัตราส่วนช่องว่างมากขึ้น)

ถ้านำความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณน้ำในมวลดิน (แกนนอน) มาเขียนกับหน่วยน้ำหนักดินแห้ง (แกนตั้ง) ของการบดอัดดิน ซึ่งเรียกว่าเส้นโค้งการบดอัดดิน (Compaction Curve) ดังภาพที่ 2.13



ภาพที่ 2.13 เส้นโค้งการบดอัดดิน

ที่มา : โภคินทร์ ชั่วเกตุ, 2554

จากเส้นโค้งการบดอัดดินในภาพที่ 2.13 พบว่าหน่วยน้ำหนักดินแห้งในตอนแรกจะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อปริมาณน้ำในมวลดินมากขึ้นจนกระทั่งถึงจุดที่ทำให้หน่วยน้ำหนักดินแห้งสูงสุด (Maximum Dry Unit Weight, $\gamma_{dry\ max}$) และเรียกปริมาณน้ำ ณ จุดนี้ว่าปริมาณน้ำเหมาะสม (Optimum Water Content, w_{opt}) และเมื่อปริมาณน้ำเพิ่มขึ้นมากกว่าจุดนี้จะทำให้หน่วยน้ำหนักดินแห้งลดลง

ในทางปฏิบัติแล้ว การที่จะบดอัดดินให้อยู่ในสภาพทางทฤษฎีนั้นเป็นไปได้ยาก เพราะว่าการบดอัดดินนอกจากจะขึ้นกับปริมาณน้ำแล้ว ยังขึ้นกับระดับพลังงานกล (Mechanical Energy) ที่กระทำกับดินที่บดอัดอีกด้วย โดยพลังงานที่ให้กับดินขณะทำการบดอัดจะต้องมีค่าสูงเพียงพอที่จะขับไล่ฟองอากาศให้ออกจากมวลดิน จนทำให้ดินอยู่เข้าใกล้สภาวะไร้ช่องว่างอากาศ (Zero Air Voids) จากภาพที่ 2.6.8 เมื่อเพิ่มพลังงานการบดอัดดิน จะพบว่าเส้นโค้งการบดอัดดินจะเคลื่อนตัวมาที่สทางบนซ้าย โดยหน่วยน้ำหนักดินแห้งสูงสุด จะมีค่ามากขึ้น แต่ปริมาณน้ำที่เหมาะสม w_{opt} จะมีค่าลดลง แต่ทั้งนี้ทั้งนั้นเส้นโค้งการบดอัดดินจะถูกควบคุมด้วยเส้นไร้ช่องว่างอากาศ (Zero Air Voids Line) เส้นโค้งการบดอัดดินจะไม่ตัดเส้นไร้ช่องว่างอากาศ สมการเส้นไร้ช่องว่างอากาศจะหาได้จากสมการที่ 2.1 และแทนค่า $S_r = 1$ นั่นคือ

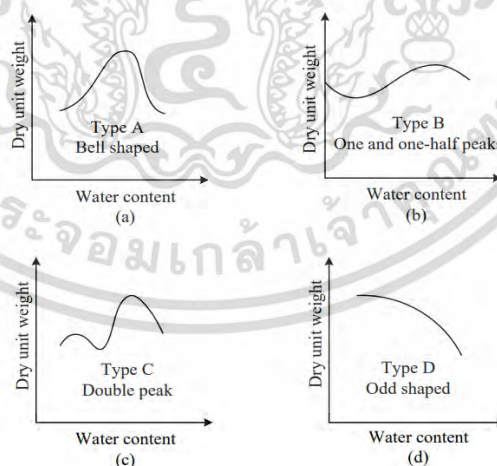
Zero Air Void Line:
$$\gamma_{dry} = \left(\frac{G_s}{1+wG_s} \right) \gamma_w \quad (2.2)$$

2.4.1.8 ปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการบดอัดดิน

ดังได้อธิบายแล้วข้างต้นว่าปริมาณความชื้นในดินมีอิทธิพลอย่างมากต่อความหนาแน่นของดินบดอัดนอกเหนือจากปริมาณความชื้นแล้ว ยังมีปัจจัยอีกสองปัจจัย ซึ่งก็คือชนิดของดิน และ พลังงานในการบดอัด

2.4.1.8.1 ชนิดของดิน

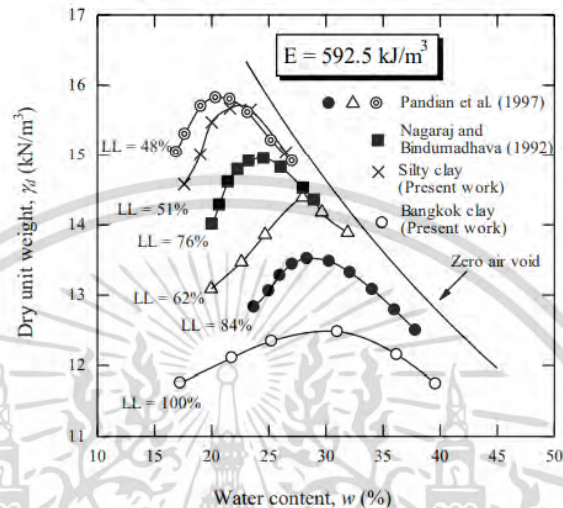
ชนิดของดินในที่นี้ครอบคลุมถึงการกระจายของเม็ดดิน รูปร่างของเม็ดดิน ความถ่วงจำเพาะของดินและปริมาณและชนิดของแร่ดินเหนียว



ภาพที่ 2.14 เส้นโค้งการบดอัดดินของดินชนิดต่างๆ
ที่มา : โภคินทร์ ช้าเกตุ, 2011

Lee and Suedkamp (1972) ศึกษากราฟการบดอัดดินของดินที่แตกต่างกัน 35 ชนิด และพบว่ากราฟเหล่านั้นสามารถจำแนกออกได้เป็น 4 ชนิดหลัก ดังแสดงในภาพที่ 2.14 ชนิด A เป็นเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กราฟที่มีจุดยอดเพียงจุดเดียว โดยทั่วไปมักพบในดินที่มีขีดจำกัดเหลวประมาณร้อยละ 30-70 ชนิด B คือกราฟที่มี 1 จุดยอด และครึ่งจุดยอด ชนิด C คือกราฟที่มีสองจุดยอด กราฟชนิด B และ C มักพบในดินที่มีขีดจำกัดเหลวน้อยกว่าร้อยละ 30 ชนิด D คือกราฟที่ไม่แสดงจุดยอดที่ชัดเจน ดินที่มีขีดจำกัดเหลวมากกว่าร้อยละ 70 อาจแสดงลักษณะกราฟเป็นแบบชนิด C หรือ D ซึ่งเป็นลักษณะกราฟที่ไม่ค่อยพบเห็น



ภาพที่ 2.15 กราฟการบดอัดของดินเหนียวชนิดต่างๆ ที่พลังงานการบดอัดแบบสูงกว่ามาตรฐาน
ที่มา : Horpibulsuk et al., 2005

Gurtug and Sridharan (2002) แสดงให้เห็นว่า ปริมาณความชื้นเหมาะสมและหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุดของดินเม็ดละเอียด (Fine-Grained Soil) ที่บดอัดแบบวิธีมาตรฐาน (Standard Proctor Test) มีความสัมพันธ์โดยตารางกับพิกัดพลาสติก ดังนี้

$$O.M.C. = 0.92PL \quad (2.3)$$

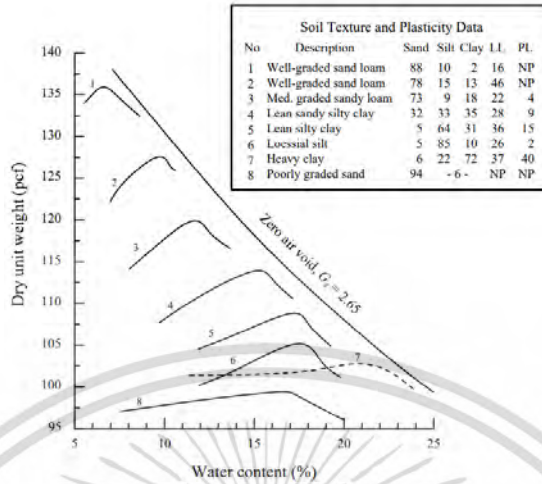
$$\gamma_{dmax} = 0.98\gamma_{dPL} \quad (2.4)$$

เมื่อ γ_{dPL} คือหน่วยน้ำหนักแห้งที่พิกัดพลาสติก กำหนดโดยสมมติว่าพิกัดพลาสติกมีระดับความอิ่มตัวด้วยน้ำ เท่ากับร้อยละ 100 ความสัมพันธ์นี้ช่วยให้สามารถประมาณจุดเหมาะสม (Optimum point) ได้อย่างทันที เมื่อทราบค่า

ภาพที่ 2.16 แสดงอิทธิพลของชนิดของดินต่อลักษณะการบดอัด กราฟการบดอัดมีลักษณะแบนสำหรับทรายที่มีขนาดสม่ำเสมอ (Uniformly Graded Sand) ในทางตรงกันข้ามทรายที่มีขนาดละเอียด (Well-Graded Sand) จะแสดงผลทดสอบที่มีจุดยอดอย่างเห็นได้ชัดสำหรับดินเม็ดละเอียด ดินที่มีขีดจำกัดเหลวสูง จะมีหน่วยน้ำหนักแห้งต่ำ และปริมาณความชื้นเหมาะสมสูง ดินตะกอนจะแสดงกราฟที่เห็นจุดยอดได้ชัดเจน ขณะที่กราฟการบดอัดดินเหนียวจะมีลักษณะแบน ดินตะกอนเป็นดินที่ไวต่อปริมาณความชื้น กล่าวคือสำหรับพลังการบดอัดค่าหนึ่ง ปริมาณความชื้นที่เปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อย

จะมีผลอย่างมากต่อหน่วยน้ำหนักแห้ง ส่วนดินเหนียวเป็นดินที่ไวต่อพลังงาน การเปลี่ยนแปลงพลังงานเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การบดอัดเพียงเล็กน้อยมีผลกระทบต่อหน่วยน้ำหนักแห้งอย่างมาก



ภาพที่ 2.16 อิทธิพลของชนิดดินต่อการบดอัดแบบมาตรฐาน

ที่มา : Johnson and Sallberg, 1960

2.4.1.8.2 พลังงานการบดอัด

พลังงานการบดอัดต่อปริมาตร 1 หน่วย (E) สามารถคำนวณได้ดังนี้

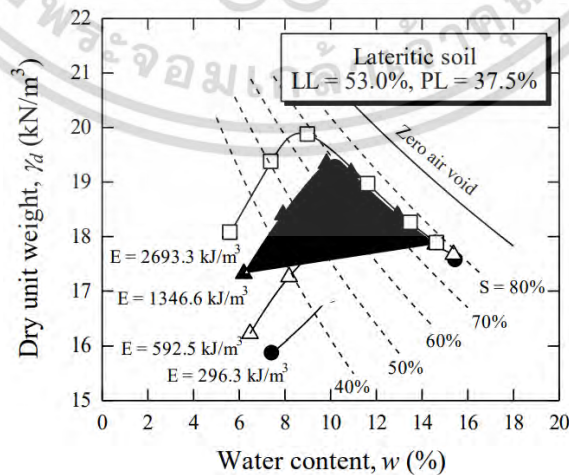
$$E = \frac{NB \times NL \times W \times H}{V(m)} \quad (2.5)$$

เมื่อ NB = จำนวนการตกระบดอัดของค้อนใน 1 ชั้น (Number of Blows per Layer)

NL = จำนวนชั้นของการบดอัด (Number of Layers)

W = น้ำหนักของค้อน (Weight of Hammer)

H = ระยะตกกระบดของค้อน (Height of Drop of Hammer)



ภาพที่ 2.17 อิทธิพลของพลังงานบดอัดต่อกราฟการบดอัดของดินลูกรัง

ที่มา : Horpibulsuk et al., 2004

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่ออนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

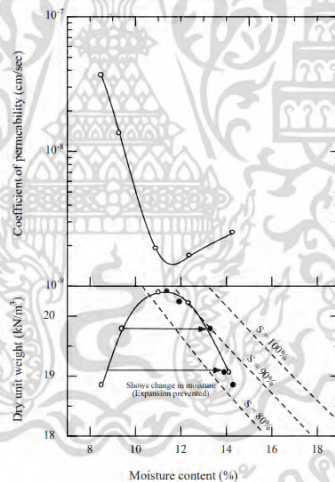
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ถ้าพลังงานการบดอัดเปลี่ยนไป กราฟความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณความชื้นและหน่วยน้ำหนักแห้งจะเปลี่ยนแปลงด้วย ภาพที่ 2.17 แสดงผลทดสอบการบดอัดของดินลูกรัง จังหวัดเพชรบูรณ์ ที่พลังงานบดอัดต่างๆ ดินลูกรังประกอบด้วยกรดเป็นมวลหลักในปริมาณร้อยละ 70 ส่วนที่เหลือเป็นทราย ดินตะกอน และดินเหนียว ดินนี้จัดอยู่ในกลุ่ม SC โดยการจำแนกตามระบบ Unified (USCS) จากภาพที่ 2.17 เราสามารถสรุปได้ว่า

1. หน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุดมีค่าเพิ่มขึ้นตามพลังงานการบดอัดที่เพิ่มขึ้น
2. ปริมาณความชื้นเหมาะสมมีค่าลดลงตามการเพิ่มของพลังงานการบดอัด

2.4.1.9 การบดอัดและคุณสมบัติเชิงวิศวกรรม

ในกรณีของดินเหนียว การเพิ่มขึ้นของปริมาณความชื้นส่งผลให้ความสามารถในการไหลซึมลดลงในด้านแห้งของปริมาณความชื้นเหมาะสม (Dry Side of Optimum Moisture Content) และสัมประสิทธิ์การซึมผ่านจะมีค่ามากขึ้น ในด้านเปียกของปริมาณความชื้นเหมาะสม ดังแสดงในภาพที่ 2.6.13 นอกจากนี้ การเพิ่มขึ้นของพลังงานการบดอัดจะช่วยลดสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำ เพราะเป็นการช่วยเพิ่มความหนาแน่นแห้งสูงสุด

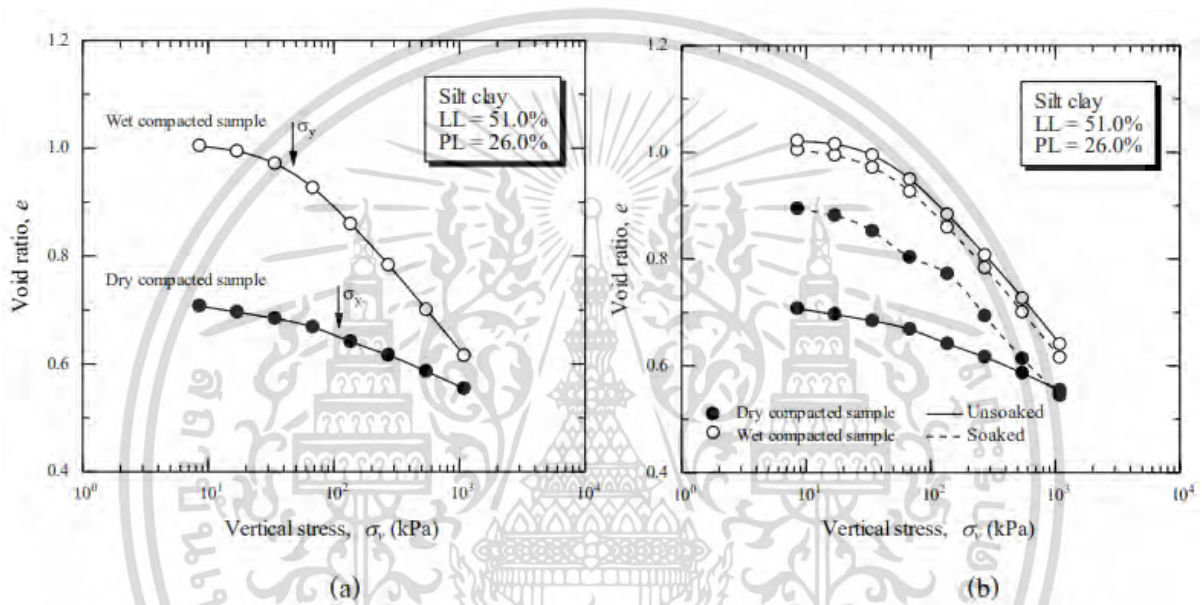


ภาพที่ 2.18 การทดสอบความซึมผ่านได้และการบดอัดดิน Siburua

ที่มา : Lambe, 1962

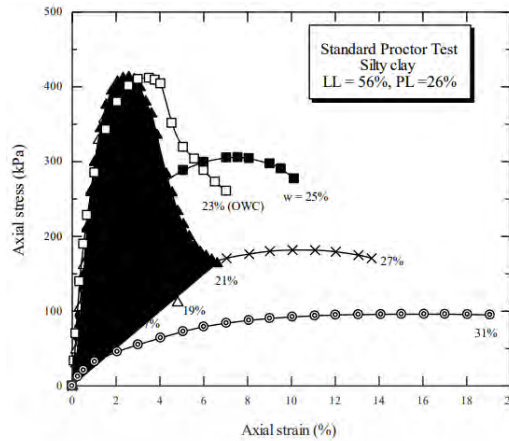
เพื่อความเข้าใจถึงลักษณะการอัดตัวของดินบดอัด ผู้เขียนได้ทำการบดอัดดินเหนียวปนดินตะกอน ที่เก็บจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี และนำเสนอผลทดสอบดังภาพที่ 2.19 ซึ่งแสดงอิทธิพลของปริมาณความชื้นที่ทำการบดอัดต่อการทรุดตัวของดินเหนียวปนดินตะกอนบดอัดสองตัวอย่างที่มีหน่วยน้ำหนักแห้งเท่ากัน (ร้อยละ 95 ของหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุด) ตัวอย่างหนึ่งบดอัดที่ด้านแห้งของปริมาณความชื้นเหมาะสม อีกตัวอย่างบดอัดที่ด้านเปียกของปริมาณความชื้นเหมาะสม จากผลทดสอบพบว่าดินที่บดอัดด้านแห้งของปริมาณความชื้นเหมาะสมมีความสามารถด้านการทรุดตัวเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

มากกว่า ดังจะเห็นได้จากความชันของกราฟมีค่าน้อยกว่า นอกจากนี้ดินที่บดอัดที่ด้านข้างของปริมาณความชื้นเหมาะสมยังมีค่าความเค้นคราก (σ_y) สูงกว่าแต่อย่างไรก็ตาม ดินบดอัดที่ด้านข้างจะได้รับผลกระทบต่อการเปลี่ยนแปลงปริมาตรอย่างมาก เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงปริมาณความชื้น และมีแนวโน้มที่จะขยายตัวเมื่อปริมาณความชื้นเพิ่มขึ้น (Expansive due to Wetting) ในขณะที่ ดินบดอัดด้านเปียกของปริมาณความชื้นเหมาะสม จะเกิดการอัดตัวเมื่อปริมาณความชื้นเพิ่มขึ้น แต่อิทธิพลของการเพิ่มปริมาณความชื้นมีน้อยมาก เนื่องจากดินบดอัดด้านเปียกมีระดับความอิ่มตัวด้วยน้ำใกล้เคียงร้อยละ 100 ดังแสดงในภาพที่ 2.19b



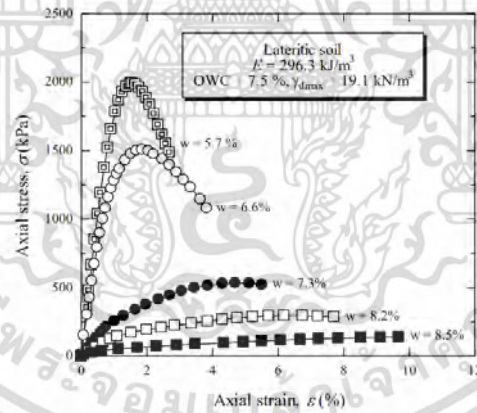
ภาพที่ 2.19 (a) ลักษณะการอัดตัวของดินตะกอนปนดินเหนียวบดอัดที่ด้านข้างและด้านเปียกของปริมาณความชื้นเหมาะสม
(b) การเปลี่ยนแปลงปริมาตรเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงปริมาณความชื้น
ที่มา : สุขสันต์, 2545

อิทธิพลของปริมาณความชื้นต่อความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของดินบดอัดจะมีความแตกต่างกันตามแต่ชนิดของดิน (ดูภาพที่ 2.20 และ 2.21) สำหรับดินเม็ดละเอียด (ภาพที่ 2.20) ดินตัวอย่างที่บดอัดที่ด้านข้างจะมีกำลังอัดเพิ่มขึ้นตามปริมาณความชื้นที่เพิ่มขึ้น และมีค่าสูงสุดที่ปริมาณความชื้นเหมาะสม นอกจากนี้ดินบดอัดด้านข้างของปริมาณความชื้นเหมาะสมจะมีค่าความเครียดที่จุดวิบัติต่ำกว่าดินตัวอย่างที่บดอัดที่ด้านเปียก ดินตัวอย่างที่บดอัดที่ด้านเปียกของปริมาณความชื้นเหมาะสม จะแสดงพฤติกรรมเป็นแบบเหนียว (Ductile)



ภาพที่ 2.20 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของดินเหนียวปนดินตะกอนบดอัด
ที่มา : สุขสันต์ 2545

สำหรับดินเม็ดหยาบ (ภาพที่ 2.21) กำลังอัดแกนเดียวของดินบดอัดด้านหนึ่งของปริมาณความชื้นเหมาะสมมีแนวโน้มที่จะมีคุณสมบัติแบบแตกง่าย (Brittle) มากกว่าด้านเปียก เช่นเดียวกับดินเม็ดละเอียดแต่กำลังอัดแกนเดียวของดินเม็ดหยาบที่ด้านแห้งมีค่าลดลงตามปริมาณความชื้นที่เพิ่มขึ้น และมีค่ามากที่สุดปริมาณความชื้นน้อยกว่าปริมาณความชื้นเหมาะสม



ภาพที่ 2.21 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของดินลูกรังบดอัด

2.4.2 การทดสอบ California bearing ratio (C.B.R.)

การทดสอบ California Bearing Ratio หรือเรียกสั้น ๆ ว่าการทดสอบ C.B.R. เป็นการทดสอบเพื่อหาค่ารับน้ำหนักของดินที่บดอัดแน่น ทั้งวิธีการบดอัดแบบมาตรฐานและวิธีแบบสูงกว่ามาตรฐานด้วยการใช้ท่อนเหล็กพื้นที่หน้าตัดเท่ากับ 19.35 ตารางเซนติเมตรกดบนตัวอย่างดินที่ทำการบดอัดในแบบโมลที่เตรียมไว้ด้วยความเร็ว 0.05 นิ้วต่อนาทีแล้วนำค่าที่ได้มาเปรียบเทียบกับค่ามาตรฐานที่ได้จาก

การทดสอบกับวัสดุหินคลุกบดอัดแน่นบนพื้นฐานการทดสอบที่เหมือนกัน การใช้เครื่องมืออุปกรณ์การบันทึกข้อมูลและการคำนวณหาเปอร์เซ็นต์

ในปี ค.ศ.1992 California Division of Highway ได้กำหนดวิธีทดสอบการจำแนกคุณสมบัติของดินเพื่อนำมาใช้ประโยชน์ในการเลือกใช้วัสดุที่เหมาะสมในการก่อสร้างถนน และในระหว่างสงครามโลกครั้งที่สอง จำเป็นต้องพัฒนาการก่อสร้างสนามบิน เพื่อรับนำหนักของเครื่องบินรบที่บรรทุกอาวุธจำนวนมาก หน่วยทหารช่างของสหรัฐอเมริกาได้นำวิธีการทดสอบคุณสมบัติแบบ C.B.R. มาใช้ในการออกแบบก่อสร้างทางวิ่งของสนามบิน จุดประสงค์ของการบดอัดดินเพื่อต้องการให้ได้กำลังของดินเพิ่มขึ้น นอกจากนี้ยังมีผลกับการไหลซึมของน้ำผ่านมวลดิน การทรุดตัวและการบวมตัวของดิน ต่อมาเป็นที่ยอมรับและนิยมใช้ทั่วไปสำหรับชั้นกันทาง ชั้นรองพื้นทางและชั้นพื้นทาง โดยในแบบก่อสร้างทั่วไปจะกำหนดความหนาแน่นของชั้นดินที่จะบดอัดในแต่ละชั้นเป็น % C.B.R. โดยถ้า % C.B.R. ที่ถูกกำหนดมีค่ามากเท่าใดก็แสดงว่าชั้นดินนั้นต้องบดอัดให้แน่นมากขึ้นตามไปด้วย การทดสอบ C.B.R. เป็นการหาค่าความต้านทานแรงเฉือนของดินหรือหินคลุกที่บดอัดแล้ว โดยค่าที่ได้จากการทดสอบจะอยู่ในรูปของหน่วยแรงต้านทานของตัวอย่างดินทดสอบที่บดอัดต่อหน่วยน้ำหนักมาตรฐานของหินคลุกบดอัดในระดับความลึกหรือระยะจมของแท่งกด (Penetration Piston) ที่เท่ากันแล้วเปรียบเทียบกับออกมาเป็นเปอร์เซ็นต์

การทดสอบ C.B.R. กับตัวอย่างดินทันทีที่ทำการบดอัดเสร็จนั้นถ้ามวลดินมีปริมาณน้ำในดินต่ำกว่าค่าปริมาณน้ำในดินที่ทำให้ความหนาแน่นแห้งสูงสุด (O.M.C.) ผลที่ได้จะมีค่า C.B.R. สูงกว่ามวลดินที่บดอัดโดยมีปริมาณน้ำในดินสูงกว่าค่า O.M.C. ถ้านำดินที่บดอัดไปแช่น้ำ 4 วันค่า C.B.R. ที่ใกล้เคียงกับ O.M.C. จะมีค่า C.B.R. สูงสุด การบวมตัวของดินเมื่อแช่น้ำก่อนการทดสอบ C.B.R.

2.4.2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่น

ตารางที่ 2.10 ความสัมพันธ์ของ % C.B.R.และการใช้งาน

ระยะจม (Penetration)	น้ำหนักมาตรฐาน (Standard Load)	หน่วยน้ำหนักมาตรฐาน (Standard Unit Load)
2.54 มม. (0.1 นิ้ว)	1,360.8 กก. (3,000 ปอนด์)	70.30 กก./ชม. ² (1,000 ปอนด์/นิ้ว ²)
5.08 มม. (0.2 นิ้ว)	2,041.2 กก. (4,500 ปอนด์)	105.46 กก./ชม. ² (1,500 ปอนด์/นิ้ว ²)
7.62 มม. (0.3 นิ้ว)	2,852.5 กก. (5,700 ปอนด์)	133.59 กก./ชม. ² (1,900 ปอนด์/นิ้ว ²)
10.16 มม. (0.4 นิ้ว)	3,129.8 กก. (6,900 ปอนด์)	161.71 กก./ชม. ² (2,300 ปอนด์/นิ้ว ²)
13.71 มม. (0.5 นิ้ว)	3,538.0 กก. (7,800 ปอนด์)	182.81 กก./ชม. ² (2,600 ปอนด์/นิ้ว ²)

ในการทดสอบการบดอัดดินแบบมาตรฐานหรือสูงกว่ามาตรฐานนั้นจะได้ค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุดและปริมาณน้ำที่ทำให้ดินแน่นที่สุด ซึ่งดินตัวอย่างแต่ละชนิดจะได้ค่าความ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับใช้เพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่ออนุญาตให้เผยแพร่โดยไม่ได้รับอนุญาต

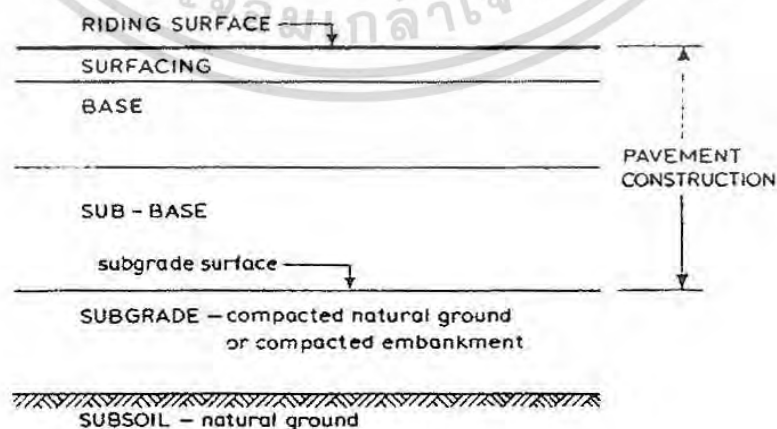
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หนาแน่นสูงสุดไม่เท่ากันการทดลองหาค่า C.B.R. นั้นเป็นการหาค่ากำลังรับน้ำหนักของดินที่มีความหนาแน่นแห้งสูงสุดแต่ละชนิด โดยทั่วไปพบว่าถ้าความหนาแน่นแห้งสูงก็จะได้อ่า C.B.R. สูงตามไปด้วย ซึ่งสมบัติของดินที่เหมาะสมในการใช้งาน ด้านงานวิศวกรรมทางจะพิจารณาจากค่าของ C.B.R. ของดินการทดสอบ C.B.R. เป็นวิธีการหาค่ากำลังรับน้ำหนักของดินบดอัดแน่น ด้วยการใช้แท่งกดขนาดพื้นที่หน้าตัด 3 ตารางนิ้ว กดลงบนตัวอย่างดิน โดยถ้า % C.B.R. ที่ถูกกำหนดมีค่ามากเท่าใดก็แสดงว่าชั้นดินนั้นต้องบดอัดให้แน่นมากขึ้นตามไปด้วยการทดสอบ C.B.R. เป็นการหาค่าความต้านทานแรงเฉือนของดิน แล้วเปรียบเทียบบอกมาเป็นเปอร์เซ็นต์โดยค่าหน่วยน้ำหนักมาตรฐาน ได้ถูกกำหนดเป็นค่ามาตรฐานโดย California Division of Highway ดังตารางที่ 2.10

เราสามารถกำหนดคุณสมบัติของดินจากค่า C.B.R. ว่าเหมาะที่จะนำไปใช้งานถนนหรือไม่ และเหมาะที่จะใช้ในชั้นใดของงานทางจากตารางที่ 2.11

ตารางที่ 2.11 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า % C.B.R. กับการใช้งาน

C.B.R. %	คุณสมบัติเหมาะสมทางวิศวกรรม		การจำแนกดิน
	ความเหมาะสม	การใช้งาน	ความเหมาะสม การใช้งาน ระบบ Unified
0-3	ใช้ไม่ได้	วัสดุใช้คันทาง	OH,CH,MH,OL
3-7	ไม่ดีถึง พอใช้	วัสดุชั้นทาง	OH,CH,MH,OL
7-20	พอใช้	วัสดุชั้นรองพื้นทาง	OL,CL,ML,SC,SM,SP
20-50	ดี	วัสดุชั้นพื้นทางรองพื้นทาง	GM,GC,SW,SM
50-80	ดีมาก	วัสดุพื้นทาง	SP,GP,SW,SM
มากกว่า 80	ดีที่สุด	วัสดุพื้นทาง	GW,GM



ภาพที่ 2.22 ลักษณะชั้นทางของงานถนน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้ในเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

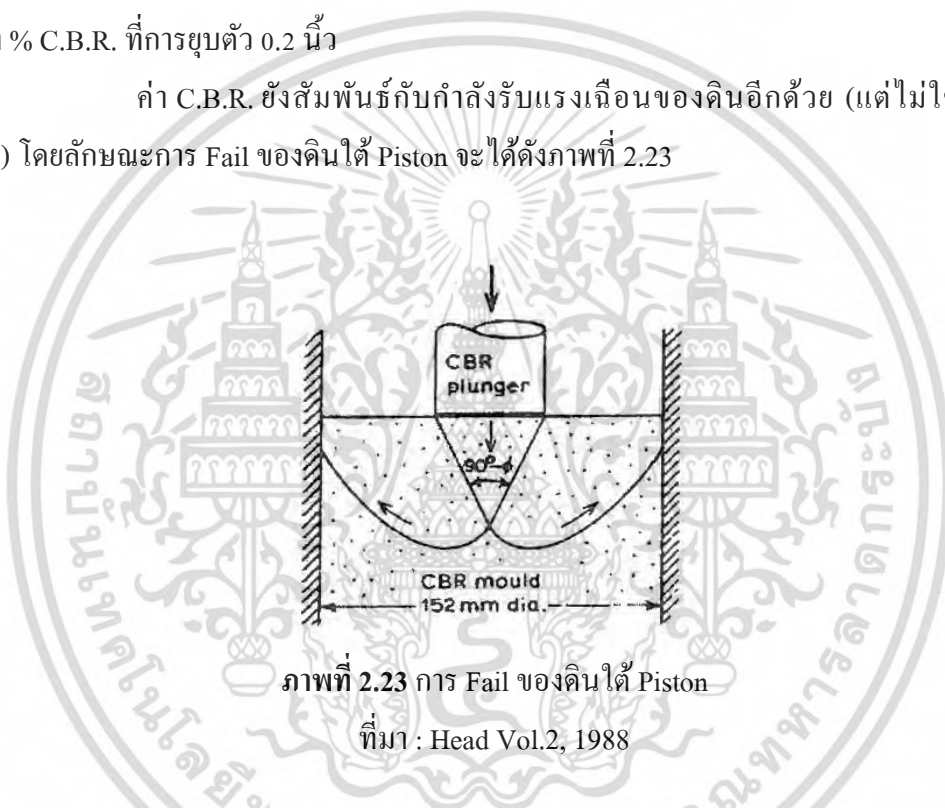
ที่มา : Head Vol.2 ,1988

2.4.2.2 ขอบข่ายในการทดลองหาค่า C.B.R.

การทดลองหาค่า C.B.R เป็นวิธีการเปรียบเทียบกำลังต้านทานแรงเฉือน (Shearing Resistance) ของดินตัวอย่างบดอัดแน่น โดยใช้ค่าปริมาณน้ำ ที่ O.M.C. เพื่อให้ได้ค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุด แล้วนำค่าไปเปรียบเทียบกับวัสดุดินมาตรฐานที่ได้ทดลองไปแล้ว

มาตรฐานที่ใช้ในการทดสอบคือ AASHTO T 193 Test Method for C.B.R. (California Bearing Ratio) of Laboratory Compacted Soils ค่ากำลังของดินบดอัด %C.B.R. โดยทั่วไปแล้ว จะใช้ค่าอัตราส่วนของแรงกดที่ความลึก 0.1 นิ้วแต่ถ้า %C.B.R.ของแรงกดที่ความลึก 0.2 นิ้ว สูงกว่าที่ความลึก 0.1 นิ้ว การทดลองควรจะต้องทำซ้ำ อีกครั้งและถ้าค่า % C.B.R. ค่าที่ได้ยังเป็นไปในรูปเดิม ก็ให้ใช้ค่า % C.B.R. ที่การยุบตัว 0.2 นิ้ว

ค่า C.B.R. ยังสัมพันธ์กับกำลังรับแรงเฉือนของดินอีกด้วย (แต่ไม่ใช่แรงเฉือนโดยตรง) โดยลักษณะการ Fail ของดินใต้ Piston จะได้ดังภาพที่ 2.23



ภาพที่ 2.23 การ Fail ของดินใต้ Piston

ที่มา : Head Vol.2, 1988

การทดลองหาค่า % C.B.R. มี 2 วิธี คือ

1. การทดลองแบบแช่น้ำ (Soaked Sample Test) โดยทำการทดสอบตัวอย่างดินที่บดอัดไว้แล้วทันที
2. การทดลองแบบไม่แช่น้ำ (Unsoaked Sample Test) ให้ทำการทดสอบตัวอย่างดินที่หลังจากแช่น้ำแล้ว โดยจะต้องทำการแช่ตัวอย่างดินที่ผ่านการบดอัดแล้วในน้ำ ไม่ต่ำกว่า 96 ชั่วโมง (4 วัน) หรือกว่าดินจะหยุดการบวมตัว ซึ่งในระหว่างนี้จะเกิดอัตราการบวมตัว (Swell) ของดินด้วย โดยอัตราการบวมตัวของดินแช่น้ำจะเพิ่มขึ้นมากในระยะแรกและลดน้อยลงเมื่อระยะเวลาผ่านไปประมาณ 1 วันค่าบวมตัวจะเป็นข้อกำหนดหนึ่งในการเลือกใช้ วัสดุในการสร้างถนน ดินที่มีค่าบวมตัวสูงจะไม่เหมาะสำหรับใช้ทำพื้นทางถนน

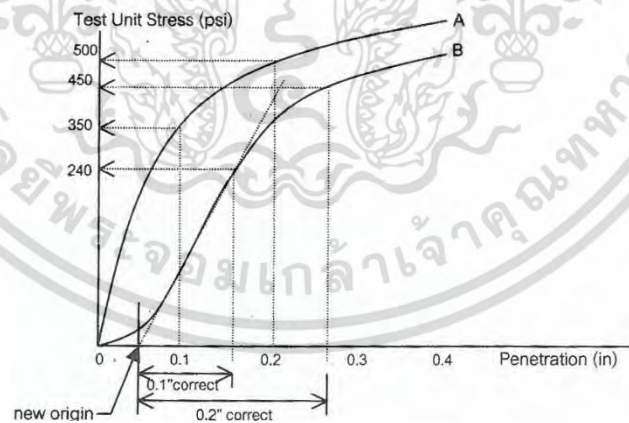
การทดสอบตัวอย่างดินแบบแช่น้ำ ก็เพื่อจำลองสภาพจริงที่อาจเกิดขึ้นได้ในถนน เช่น ในกรณีที่มีน้ำท่วมขัง หรือในฤดูฝน โดยค่า C.B.R. ของดินตัวอย่างที่แช่น้ำจะน้อยกว่าค่า C.B.R. ที่ทดสอบแบบแห้ง

ในการทดสอบ C.B.R. ในช่วงที่เราทำการกดทดสอบ (Penetration Test) และตอนที่ เราแช่ตัวอย่างดินในน้ำ เราจะ ใส่แผ่นน้ำหนัก (Surcharge Weight) บนตัวอย่างดินด้วยเพื่อจำลองน้ำหนัก ชั้นดินที่กดทับด้านบน น้ำหนักที่ใช้กดก็ขึ้นอยู่กับตัวอย่างดินที่เราจะทดสอบว่าสภาพในสนาม ดินมี น้ำหนักกดทับประมาณเท่าไรแล้วเลือกน้ำหนักให้ใกล้เคียงกับสภาพจริง

ตารางที่ 2.12 ค่ามาตรฐานการบดอัดตัวอย่างดินใน C.B.R. Mold

มาตรฐาน	ตุ้มบดอัด (Rammer)		จำนวนชั้นในการบดอัด	จำนวนครั้งในการปล่อยตุ้มต่อชั้น
	น้ำหนักตุ้ม	ระยะตก		
BS "ordinary"	2.5 kg	300 mm	3	62
BS "heavy"	4.5 kg	450 mm	5	62
ASTM "standard"	5.5 lb	12 in	3	56
AASHTO "Modified"	10 lb	18 in	5	56

2.4.2.3 การปรับแก้โค้งการทดสอบ C.B.R. (Correction to Curve)



ภาพที่ 2.24 การปรับแก้โค้งการทดสอบ C.B.R.

ที่มา : Chonlatee, 2001

การทดสอบ C.B.R. เมื่อเราเขียนกราฟระหว่างหน่วยแรงกับค่ายุบตัว กราฟจะต้องได้ โค้งที่มีวนของเส้นตรงผ่านจุดกำเนิด ถ้าส่วนของเส้นตรงไม่ผ่านจุดกำเนิดจะต้องทำการปรับแก้ (Correct) โดยลากเส้นให้สัมผัสกับส่วนของเส้นตรงมากที่สุดมาตัดกับแกนนอนจะได้จุดเริ่มใหม่ (New

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Origin) ค่ายุบตัว 0.1” และ 0.2” จะต้องเริ่มวัดจากจุดนี้ดังแสดงในกราฟ B ในภาพที่ 2.7.3 (ส่วนของเส้นตรงไม่ผ่านจุดกำเนิดอาจมีสาเหตุมาจากผิวหน้าของดินบดอัดถูกรบกวน หรือได้รับการบดอัดที่ไม่ดี และอาจมีสาเหตุมาจากแท่งเหล็กกดแต่ละผิวตัวอย่างไม่มั่นคงก่อนการทดสอบ)

ส่วนกราฟ A ในภาพที่ 2.7.3 สามารถหาค่า Unit Load จากค่าการยุบตัวที่ได้จากการทดลองได้เลย

ตัวอย่างการคำนวณหาค่าเปอร์เซ็นต์ C.B.R.

$$\text{ค่า C.B.R. (กราฟ A) ที่การยุบตัว 0.1”} = \frac{350}{1000} \times 100 = 35 \%$$

$$\text{ค่า C.B.R. (กราฟ A) ที่การยุบตัว 0.1”} = \frac{500}{1500} \times 100 = 33 \%$$

ค่า C.B.R. ที่ 0.1” มากกว่า C.B.R. ที่ 0.2” เพราะฉะนั้นไม่ต้องทดสอบตัวอย่างใหม่
ได้ค่า C.B.R. ของดินตัวอย่าง A = 35

2.4.2.4 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า C.B.R กับปริมาณความชื้นและความหนาแน่น



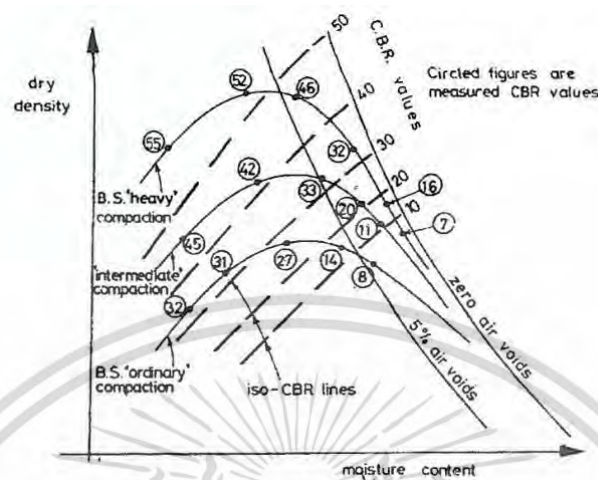
ภาพที่ 2.25 การเปรียบเทียบระหว่างการบดอัดและ C.B.R.

ที่มา : Head Vol.2 ,1988

ค่า C.B.R. ที่ได้จากการทดสอบจะมีความสัมพันธ์กับค่าความหนาแน่นแห้งและปริมาณความชื้นในดิน ในกราฟรูป ที่ 2.7.4 จะแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าความหนาแน่นแห้งของดินที่ได้จากการทดสอบการบดอัดดินและค่า C.B.R. ที่ปริมาณความชื้นต่างๆ ซึ่งจะสังเกตเห็นว่าค่า C.B.R. จะมีค่าสูงสุดทางด้านแห้ง (Dry Side of Optimum) และจะมีค่าลดลงเมื่อปริมาณความชื้นเพิ่มขึ้น และค่า C.B.R. จะลดลงอย่างรวดเร็วเมื่อผ่านจุดที่มีความหนาแน่นสูงสุด (Optimum Moisture Content) หรือ

เอกสารนี้เป็นเอกสารลิขสิทธิ์สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่ออนุญาตให้เผยแพร่โดยละเอียดในทางวิชาการ
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ลดลงอย่างมากในทางด้านเปียกนั่นเอง (Wet Side of Optimum) สังเกตกราฟ C จะมีจุดยอดสองจุดซึ่งอาจเกิดขึ้นได้ในการบดอัดดินเหนียว โดยเฉพาะเมื่อเรอบดอัดน้อย



ภาพที่ 2.26 ตัวอย่างค่า C.B.R. บนกราฟการบดอัดที่ปริมาณความชื้นต่าง ๆ กัน
ที่มา : Head Vol.2, 1988

เมื่อเราทำการบันทึกค่า C.B.R. ในกราฟการบดอัด (ตัวเลขในวงกลม) ในภาพที่ 2.26 จะสังเกตเห็นว่าเมื่อเราทำการทดสอบหาค่า C.B.R. ที่การให้พลังงานในการบดอัดและปริมาณความชื้นที่ต่างกันค่า C.B.R. ที่ได้จากตัวอย่างทดสอบจะน้อยลงในกราฟเส้นเดียวกันและเมื่อเราทำการลากเส้นประในแนวที่ค่า C.B.R. เท่ากัน เช่น 10%, 20%, 30%... จะได้เส้น Contours ที่เรียกว่า “iso-C.B.R. Lines” ซึ่งสามารถใช้ประมาณค่า C.B.R. ในกราฟการบดอัดดินได้ทำให้เราประมาณ ความชื้นที่ต้องใช้ได้ว่าถ้าเราต้องการค่า C.B.R. เท่านี้จะต้องใส่น้ำประมาณเท่าใด

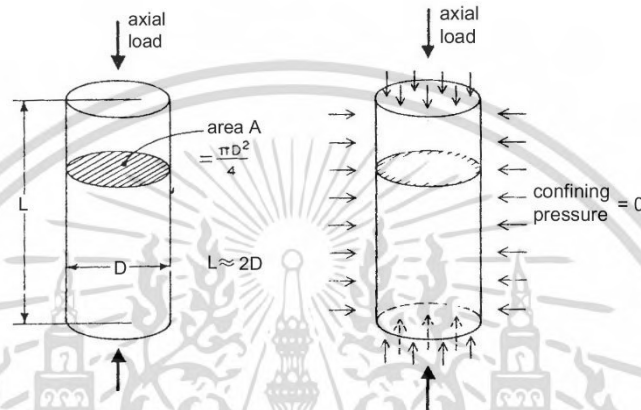
2.4.3 การทดสอบแรงเฉือนแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compression Test)

การหาค่ารับแรงเฉือนของดินโดยวิธี Unconfined Compression Test เป็นการเหนือนตัวอย่างดินโดยไม่มีแรงดันด้านข้างกระทำต่อผิวมวลตัวอย่าง (Confining Pressure) ทำให้สภาพของดินตัวอย่างที่ทดสอบไม่เหมือนกับสภาพดินในสภาวะธรรมชาติ (ภาพที่ 2.27) ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของดินด้วยวิธีนี้จึงเป็นค่าประมาณเท่านั้น แต่วิธีการทดสอบ Unconfined Compression Test สามารถปฏิบัติได้รวดเร็วและประหยัด จึงเป็นวิธีที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลาย หากต้องการให้ตัวอย่างดินมีสภาพใกล้เคียงกับสภาวะในธรรมชาติมากที่สุดจะต้องทดสอบด้วยวิธี Triaxial Test

การทดสอบกระทำโดยการใส่แรงตามแกน (Axial Load) ให้กับผิวบนและผิวล่างของตัวอย่างโดยไม่มีแรงดันด้านข้าง จนตัวอย่างวิบัติปกติจะใช้เวลาประมาณ 5-10 นาที การทดสอบจะเป็นแบบ Undrained Test เนื่องจากระยะเวลาจากเริ่มใส่ Load จนกระทั่งตัวอย่าง Fail ใช้เวลาน้อยมาก เมื่อเทียบ

กับเวลาที่น้ำ (Pore Water) จะไหลออกจากตัวอย่างดิน และปริมาณความชื้นในตัวอย่างยังคงเดิม อาจเรียกการทดสอบแบบนี้ว่า Quick Test

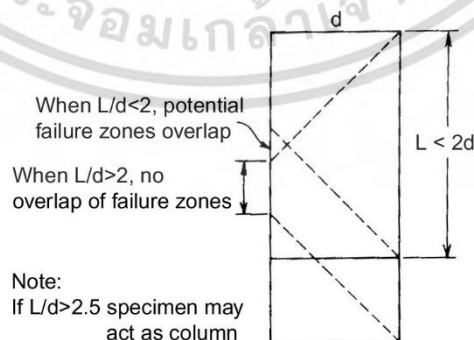
ดินที่นำมาทดสอบจะเป็นดินแบบมีความเชื่อมแน่น (Cohesive Soil) พกดินเหนียว จะไม่ใช่วิธี Unconfined Test กับดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น (Non Cohesive Soil) พกดินตะกอน (Silt) หรือดินที่มีทรายปน (Sandy Clay) เนื่องจากไม่สามารถตั้งตัวอย่างในแท่นทดสอบได้เพราะดินจะหลุ่ร่อนออกมา ก่อนและค่าแรงเฉือนที่ได้ก็ต่ำเกินไป ควรจะทดสอบด้วยวิธี Direct Shear แทน



ภาพที่ 2.27 Model การทดสอบ Unconfined Compression Test

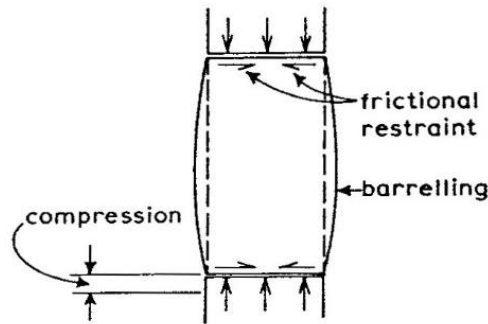
ที่มา : Head Vol.2, 1988

ความสูงของตัวอย่างดินที่เหมาะสมในการทดสอบควรมีอัตราส่วนระหว่างความสูงต่อเส้นผ่าศูนย์กลางประมาณ 2:1 หากความสูงน้อยกว่านี้จะเกิดผลกระทบจากการตัดกันของระนาบพังทลาย (45°) ดังภาพที่ 2.28 และหากตัวอย่างมีความสูงมากเกินไป ผลกระทบจากการแอ่นตัว (Buckling) เนื่องจากความชะลูดจะมีอิทธิพลต่อการ Fail ของตัวอย่างดินทำให้แรงอัดที่ได้ไม่ใช่แรงอัดที่แท้จริง ปกติความสูงของตัวอย่างดินควรอยู่ในช่วง $2 < L/d < 2.5$



ภาพที่ 2.28 ระยะที่ทำให้เกิดผลกระทบจากระนาบพังทลาย

ที่มา : Bowles, 1992



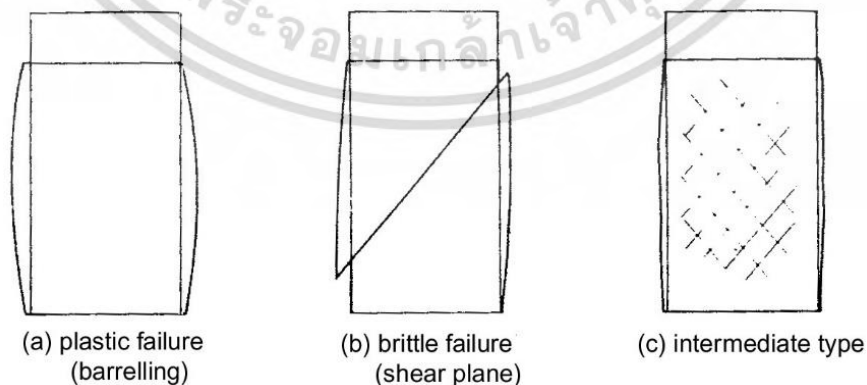
ภาพที่ 2.29 ผลของแรงเสียดทานที่หัวท้ายของตัวอย่าง
ที่มา : Head Vol.2, 1988

การถูกจำกัดการขยายตัวเนื่องจากแรงเสียดทานที่ผิวบนและล่างของตัวอย่างดิน ดังภาพที่ 2.29 ก็มีผลกระทบเช่นกัน โดยในการทดสอบอาจทาด้วย Grease บนแผ่นพลาสติกแล้วค่อยนำมาวางปิดหัวท้ายตัวอย่างก่อนนำไปทำการทดสอบ

การทดสอบแรงเฉือนแบบไม่ถูกจำกัด ใช้อัตราการทำแรงเฉือนประมาณ 0.5 – 2% ของความสูงของตัวอย่างทดสอบก่อนที่ แต่โดยปกติจะใช้อัตราประมาณ 2% ต่อหน้าที่ ในการทดสอบตัวอย่างดินเหนียวทั่วไป

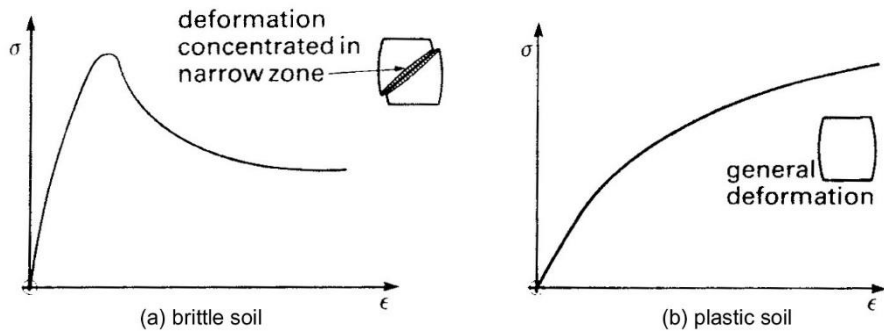
ปกติจะถือว่าตัวอย่างดินนั้น Fail เมื่อตัวอย่างไม่สามารถรับ Stress หรือแรงกดได้มากขึ้น เป็นจุดที่แรงแบกทานมากที่สุด หรือมีการยุบตัว (Strain) ประมาณ 20% ลักษณะการวิบัติ ของตัวอย่างดิน มี 3 ชนิด ดังภาพ 2.30 คือ

1. การวิบัติแบบพลาสติก (Plastic Failure) ตัวอย่างดินจะป่องออกด้านข้างโดยไม่มีรอยแยก
2. การวิบัติแบบเปราะ (Brittle Failure) จะสังเกตเห็นรอยระนาบเฉือนได้ชัดเจนบนตัวอย่างดิน
3. การวิบัติแบบผสม จะมีลักษณะเป็นทั้งแบบพลาสติกและแบบเปราะ



ภาพที่ 2.30 ลักษณะการ Fail ของดิน

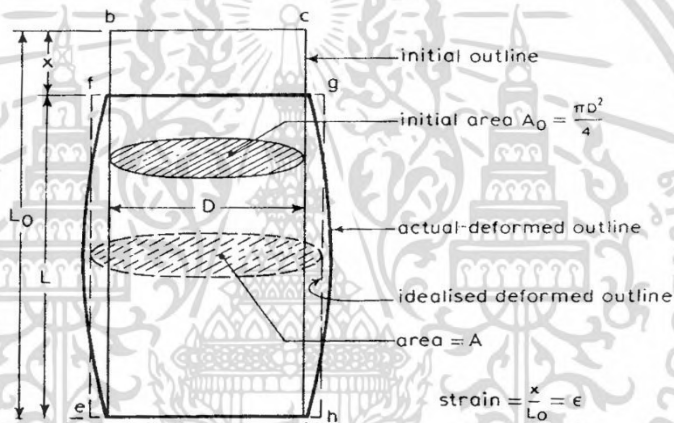
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้ในเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ภาพที่ 2.31 กราฟ Stress-Strain ของ Brittle Soil และ Plastic Soil (Ductile Soil)

ที่มา : Head Vol.3, 1988

2.4.3.1 การปรับแก้พื้นที่หน้าตัด (Area Correction)



ภาพที่ 2.32 ผลของการป่องตัวของตัวอย่างดินจากการทดสอบและการปรับแก้

ที่มา : Head Vol.3, 1988

เนื่องจากเมื่อตัวอย่างดินถูกแรงกดจะทำให้มีการป่องด้านข้าง (Barrelling) เกิดขึ้น เพราะฉะนั้นพื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างดินจะไม่เท่ากับพื้นที่หน้าตัดก่อนการทดสอบ ด้วยสมมุติฐานที่ว่า ในการทดสอบแบบ Undrained Test จะไม่มีน้ำไหลออกจากตัวอย่างดินและถ้าตัวอย่างดินนั้นอึดตัวด้วยน้ำ มวลดินและน้ำจะไม่สามารถบีบอัดได้ (Incompressible) ดังนั้นปริมาตรของดินจะคงที่ไม่เปลี่ยนแปลง การป่องด้านข้างของตัวอย่างดินจะทำให้เส้นผ่าศูนย์กลางและขนาดพื้นที่หน้าตัดเพิ่มขึ้น

จากภาพที่ 2.32 จะให้ตัวอย่างดินเริ่มต้นมีขนาดเท่ากับ abcd และจะป่องขึ้นเมื่อรับแรงกด เพื่อความสะดวกในการวิเคราะห์จะสมมุติให้ดินมีขนาด efgh หลังจากรับแรงกด

จากสมมุติฐานที่ว่าตัวอย่างจะมีปริมาตรคงที่

$$\text{เพราะฉะนั้นจะได้ว่า } A_0 L_0 = AL = A(L_0 - x) \quad (2.6)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หรือ
$$A = \frac{A_0 L_0}{L_0 - x} = \frac{A_0}{1 - \frac{x}{L_0}} \quad (2.7)$$

แต่เนื่องจาก $\frac{x}{L_0}$ เท่า Strain, ϵ

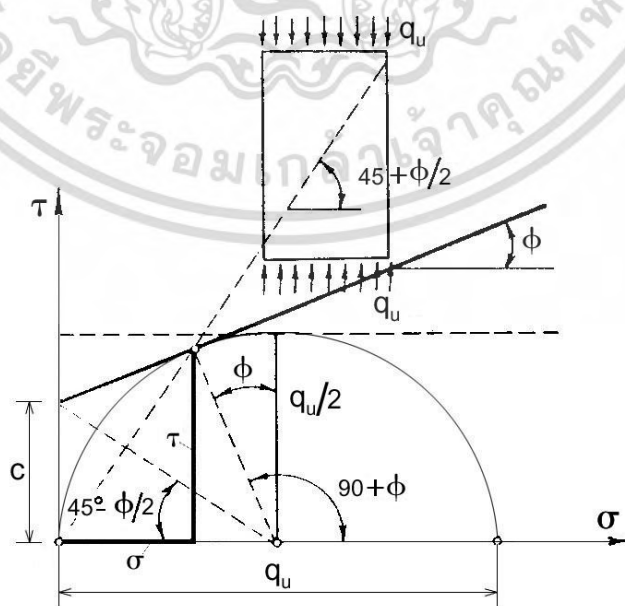
เพราะฉะนั้น
$$A = \frac{A_0}{1 - \epsilon} \quad (2.8)$$

เมื่อ: A = พื้นที่หน้าตัดตัวอย่างดินขณะทำการทดสอบ

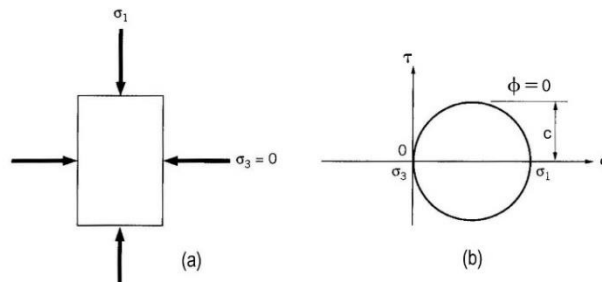
A_0 = พื้นที่หน้าตัดตัวอย่างดินเริ่มต้น

2.4.3.2 Mohr's Circle กับ การทดสอบ Unconfined Compression Test

ในภาพที่ 2.33 แสดงผัง Mohr's Circle ของการทดสอบ Unconfined Compression Test ซึ่งเมื่อมีแรงกดกระทำกับตัวอย่างดินจน Fail ที่ Stress = q_u (Stress ที่ทำให้ตัวอย่างดิน Fail) ระบายพังทลายของดินทำมุม $45^\circ + \phi/2$ กับแกนนอนแล้ว ก็จะเขียน Mohr's Circle ได้ดังภาพและสามารถหาค่ารับแรงเฉือนได้ตามสมการ $\tau = c + \sigma \tan \phi$ แต่ปกติแล้วเมื่อทำการทดสอบกับดินเหนียวระบายพังทลาย (Failure Plane) จะทำมุมประมาณ 45° กับแนวราบ ค่ามุม $\phi \approx 0$ ซึ่งจะเขียน Mohr's Circle ได้ดังภาพที่ 10.8(b) และจะได้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ, Undrained Shear Strength, $S_u = c = q_u/2$ เมื่อ $\phi = 0$ (Undrained Shear Strength คือแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเนื่องจากน้ำไม่สามารถไหลออกจากตัวอย่างดินได้ทันเนื่องจากอัตราการกดตัวอย่างที่เร็ว ซึ่งถือว่าตัวอย่างดินยังมี Water Content เท่าเดิม)



ภาพที่ 2.33 Mohr's circle ของการทดสอบ Unconfined Compression Test



ภาพที่ 2.34 ความสัมพันธ์ระหว่าง model การทดสอบ Unconfined และ Mohr's circle ของดินเหนียว

2.4.3.3 ความไวตัวของดิน (Sensitivity)

$$\text{ความไวตัวของดิน (Sensitivity)} = \frac{\text{แรงเฉือนตัวอย่างดินคงสภาพ (Undisturbed Clay)}}{\text{แรงเฉือนตัวอย่างดินแปลงสภาพ (Remoulded Clay)}}$$

ค่าความไวตัวของดินจะค่าเป็นการเปรียบเทียบกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างดินคงสภาพ (Undisturbed) เทียบกับตัวอย่างที่ถูกรบกวนแล้ว (Remoulded) ซึ่งจะแสดงถึงว่าเมื่อดินนั้นถูกรบกวนแล้วกำลังจะลดลงมากเพียงใดเทียบกับตอนที่ยังไม่ถูกรบกวน ซึ่งหากดินมีค่า sensitivity สูง ก็จะต้องมีความระมัดระวังในการก่อสร้างเนื่องจากหากดินถูกรบกวน เช่นจากการสั่นสะเทือนจากการขุดเจาะ น้ำหนักผ่านจากรถบรรทุก แล้วกำลังจะลดลงอย่างมากซึ่งอาจเป็นอันตรายได้

2.2.3.4 ผลของแนวการทดสอบตัวอย่างดินกับสภาพในสนาม

ภาพที่ 2.35 จะแสดงถึงการนำตัวอย่างดินหรือการแต่งตัวอย่างดินที่ทำให้แนวของตัวอย่างดินหมุนทำมุมต่างๆ กับลักษณะของชั้นดินในสนามซึ่งอาจเป็นชั้นดินตามธรรมชาติหรือจากการบดอัดเป็นชั้นๆ ของการก่อสร้าง แล้วนำมาทำการทดสอบ Unconfined ซึ่งจะส่งผลกระทบต่อกำลังรับแรงกดของตัวอย่างที่ตำแหน่งที่ดิน Fail ดังความสัมพันธ์ในกราฟ เพราะฉะนั้นในการนำข้อมูลไปใช้ในการออกแบบต้องพิจารณาถึงลักษณะของระนาบการเฉือนในสนามด้วยว่าเป็นลักษณะใด

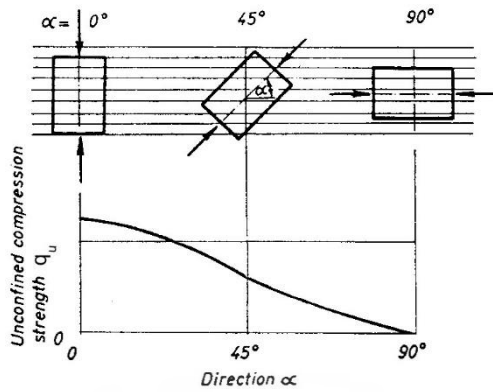
ตารางที่ 2.13 การจำแนกลักษณะของดินจากผลการทดสอบ Unconfined Compression Test

(ที่มา : Peck ,1974)

Cohesive Soil (ดินเหนียว)		
ความแข็ง	SPT-N, Blows/foot	Unconfined Shear Strength $S_u = q_u/2$
Very soft	< 2	< 1.25 t/m ²
Soft	2 - 4	1.25 - 2.50 t/m ²
Medium	4 - 8	2.50 - 5.00 t/m ²
Stiff	8 - 15	5.00 - 10.00 t/m ²
Very Stiff	15 - 30	10.00 - 20.00 t/m ²
Hard	> 30	> 20.00 t/m ²

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับกรใช้วงมเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่ได้ออกมาจำหน่ายในเชิงพาณิชย์ด้านการค้า

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ภาพที่ 2.35 ผลของแนวการกดตัวอย่างกับลักษณะชั้นดินในธรรมชาติต่อกำลังรับแรงกดของดิน

2.5 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

วัสดุที่นำมาใช้ในการก่อสร้างถนนในปัจจุบัน ในหลายพื้นที่ เป็นวัสดุที่หายาก และมีราคาแพง เพื่อแก้ปัญหาดังกล่าว ปัจจุบันจึงมีการพัฒนาปรับปรุงดินและหินที่มีอยู่ หรือหาได้ง่ายในท้องถิ่น ให้มีความคงทน แข็งแรง มีคุณสมบัติเหมาะสมตามมาตรฐานที่จะนำมาใช้ในการก่อสร้างถนน การพัฒนาในปัจจุบัน คือ การนำดินผสมกับปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภท 1 มาบดอัดเรียกว่า ดินซีเมนต์ (Pretorius, 1970; Ruenkrairergsa and Thaweewonsodsai, 2000; Jamsawang et al., 2015) แต่เนื่องจากดินซีเมนต์มีความเปราะ ดังนั้นวัสดุอื่นๆจึงถูกนำมาประยุกต์ใช้เป็นส่วนผสมเพื่อเพิ่มคุณสมบัติด้านความยืดหยุ่น เช่น การเติมเถ้าลอย แอสฟัลต์ และ โพลีเมอร์ เป็นต้น

ในประเทศไทยมีการนำดินลูกรังมาผสมโพลีเมอร์ เพื่อใช้เป็นวัสดุในชั้นรองพื้นทาง (Saowapakpiboon et al, 2000) ดังนั้นโครงการวิจัยนี้จึงปรับปรุงวัสดุในชั้นพื้นทางซึ่งมีราคาสูงกว่าชั้นรองพื้นทาง เพื่อเสนอเป็นวัสดุทางเลือกในการก่อสร้างชั้นพื้นทางในอนาคตต่อไป

กิตติศักดิ์ และ ประทีป (2011) ได้ศึกษานำดินลูกรังมาผสมกับปูนขาวกับเถ้าหนักจากโรงไฟฟ้า เพื่อพัฒนาคุณภาพของวัสดุเพื่อนำไปใช้งานทาง โดยศึกษาปัจจัยที่มีผลต่อคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินลูกรังที่ผสมเถ้ากันเตาและปูนขาว อัน ได้แก่ การกระจายขนาดของเม็ดดิน ปริมาณเถ้ากันเตาและปูนขาว และอายุการบ่ม โดยทำการทดสอบกับดินลูกรังเกรด B และเกรด D พบว่า เมื่อผสมปริมาณเถ้ากันเตาและปูนขาวเพิ่มขึ้น ค่าดัชนีความเหนียวของดินลดลง ค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุดมีแนวโน้มลดลง และปริมาณความชื้นเหมาะสมมีแนวโน้มเพิ่มขึ้น ปริมาณเถ้ากันเตาและปูนขาวที่ทำให้ค่า Unsoaked และ Soaked C.B.R. มีค่าเพิ่มสูงมากที่สุด คือประมาณ 40% ในดินลูกรังเกรดผสม B และ D เมื่อผสมเกินกว่าค่านี้อาจจะไม่เพิ่มขึ้นอีก ค่า Unsoaked และ Soaked C.B.R. จะเพิ่มขึ้นตามอายุการบ่มที่เพิ่มขึ้น,ค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นน้ำที่ทดสอบทันทีหลังบดอัดมีแนวโน้มสูงขึ้นประมาณ 10 เท่าในดินลูกรังเกรด B และสูงขึ้นประมาณ 9 เท่าในดินลูกรังเกรด D และเมื่ออายุการบ่มเพิ่มขึ้นจะทำให้ดินลูกรังเกรด B มีค่าความชื้นน้ำต่ำลงประมาณ 6 เท่าและลูกรังเกรด D มีค่าต่ำลงประมาณ 8 เท่า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สถิต ชินอ่อน (2013) ได้ศึกษาคุณสมบัติการบดอัดและค่าซีบีอาร์ของดินถมคันทางใน ห้องปฏิบัติการและ ในสนาม ดินตัวอย่างทดสอบมีกระจายขนาดคละตามมาตรฐานกรมทางหลวง การศึกษาคุณสมบัติการบดอัดและค่าซีบีอาร์ในห้องปฏิบัติการดำเนินการ โดยการรวบรวมผลทดสอบจาก ศูนย์สร้างทาง ขอนแก่น กรมทางหลวง การทดสอบในสนามดำเนินการที่โครงการก่อสร้างทางหลวง หมายเลข 2038 บ้านเมืองใหม่ อำเภอกุเวียง จังหวัดขอนแก่น ผลการศึกษาในห้องปฏิบัติการแสดงให้เห็น ว่าความหนาแน่นแห้งและซีบีอาร์สามารถประมาณได้จากคุณสมบัติพื้นฐาน อันได้แก่ ร้อยละของ เม็ด ดินที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 และขีดจำกัดเหลว ผลการบดอัดดินเม็ดละเอียดด้วยรถบดอัดใน สนามที่ ปริมาณความชื้นเหมาะสมแสดงให้เห็นว่าความหนาแน่นแห้งและซีบีอาร์ในสนามมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างเห็น ได้ชัดตามจำนวนเที่ยววิ่งของรถบดอัด ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้ง และซีบีอาร์กับจำนวน เที่ยววิ่งสามารถประมาณได้ด้วยฟังก์ชันลอการิทึมจนถึงหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุด ผลการศึกษาทั้งหมด นำมาซึ่งวิธีการบดอัดและควบคุมการบดอัดในสนามที่มีประสิทธิภาพ

Juan (2013) ได้ทำการศึกษานำ Ladle Furnace Slag มาผสมกับดินเหนียว 3 ชนิด เพื่อปรับปรุง คุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมให้ดีขึ้น โดยคุณสมบัติที่ได้ศึกษาคือ Compressive Strength, ดัชนีความ เป็นพลาสติก และ การบวมตัวอิสระ พบว่าดินเหนียวทั้ง 3 ชนิดค่าดัชนีพลาสติกและการบวมตัวอิสระ ลดลง ค่า Compressive Strength เพิ่มขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับดินเดิม

Isaac (2013) ได้ศึกษานำ EAF Slag มาผสมกับดินเหนียว A-7-6 (5) จากบ่อขี้มหลัง มหาวิทยาลัย Covenant ประเทศ Nigeria เพื่อปรับปรุงคุณภาพให้ดีขึ้น โดยศึกษา Unconfined Compressive Strength, C.B.R., Atterberg's Limit โดยได้ผลการศึกษาว่า ผสมค่า EAF Slag ที่ 8% จะได้ คุณสมบัติของดินลูกรังที่ดีที่สุด โดยได้ค่าจะเพิ่มค่า Unconfined Compressive Strength=66.7 kN/m² และ C.B.R. unsoked = 40% ลดค่า Atterberg's Limit เป็น Liquid Limit= 6.3% ,Plastic Limit= 4.0%, Plastic Index= 2.3%

Jaritngam et al, (2014) ได้ศึกษาอัตราส่วนของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์(Portland Cement) ที่ 3%,5%,7%, และ 9% ของดินโดยน้ำหนัก ที่ปริมาณความชื้นที่เหมาะสม (Optimum Moisture Content) พบว่า อัตราส่วนของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ (Portland Cement) 3% เพียงพอต่อการรับแรงขนาด 17.5 ksc ตามมาตรฐาน

บทที่ 3

วิธีดำเนินการวิจัย

3.1 การทดลองการบดอัดดิน (Compaction Test)

ประเทศไทยเป็นประเทศที่กำลังพัฒนาด้านการคมนาคมและขนส่ง ไม่ว่าจะเป็นประโยชน์เพื่อการเดินทาง การค้าขาย การบริการ และการติดต่อสื่อสาร เป็นต้น ปัจจัยต่างๆเหล่านี้ล้วนจะช่วยส่งเสริมการพัฒนาความเจริญของประเทศทั้งสิ้น โดยเฉพาะผลประโยชน์ที่จะเกิดกับการเจริญเติบโตทางเศรษฐกิจ ดังนั้นการพัฒนาด้านการก่อสร้างและบำรุงรักษายานนซึ่งเป็นส่วนหนึ่งทางด้านคมนาคม จึงเป็นสิ่งสำคัญ ที่ควรได้รับความสำคัญและคำนึงถึงเป็นอันดับต้นๆของการพัฒนา การบดอัดดิน (Compaction) เป็นวิธีที่ง่ายในการปรับปรุงคุณสมบัติของดิน และได้รับความนิยมอย่างมากในการก่อสร้าง โดยเฉพาะงานก่อสร้างโดยใช้ดินเป็นวัสดุถม (Fill Material) เช่น งานเขื่อน งานถนน และ งานสนามบิน เป็นต้น เนื่องจากเป็นการปรับปรุง คุณสมบัติทางกลของดิน ด้วยวิธีการให้แรงจากภายนอก แรงดังกล่าว ได้แก่ แรงกระทบ หรือ แรงแบบไดนามิกส์ เพื่อไล่อากาศออกจากมวลดินทำให้ดิน มีความหนาแน่นเพิ่มขึ้น โดยมีจุดประสงค์หลัก 3 ประการ คือ 1. ช่วยลดการทรุดตัวของชั้นดินในระยะยาว (Decrease Future Settlements) 2. เพิ่มความสามารถทางด้านกำลังของดิน (Increase Shear Strength) ทำให้ดินรับน้ำหนักบรรทุก ได้มากขึ้น และ 3. ลดความซึมน้ำของดิน (Decrease Permeability) การบดอัดดินจะใช้ เครื่องจักรขนาดใหญ่ สามารถแบ่งประเภทการใช้งานตามชนิดของดินที่บดอัด คือ รถบดสำหรับวัสดุเม็ดละเอียด เช่น รถบดตีนแกะ (Sheepsfoot roller) และรถบดสำหรับวัสดุเม็ดหยาบ เช่น รถบดล้อยาง (Pneumatic Tyres Roller), รถบดล้อเหล็ก 2 ล้อสั่นสะเทือน (Vibratory Roller), รถบดล้อเหล็กผิวเรียบ (Smooth Wheeled Rollers) เป็นต้น การควบคุมคุณภาพของการบดอัดดินในสนามเป็นสิ่งสำคัญ เพื่อเป็นการตรวจสอบว่าดินในโครงการก่อสร้าง มีความหนาแน่นเพียงพอ และมีคุณภาพเหมาะสม เป็นไปตามที่ออกแบบไว้ ดังนั้นจึงต้องมี การนำตัวอย่างดิน ซึ่งเป็นดินที่มาจากแหล่งเดียวกับที่ใช้ในโครงการก่อสร้างมาทดสอบในห้องปฏิบัติการ เพื่อนำผลการทดสอบที่ได้ไปใช้เพื่อเปรียบเทียบกับการบดอัดดินในสนาม

3.1.1 อุปกรณ์

1. แบบอัดดิน (Compaction Mold) $\varnothing 4'' \times 4.6''$ พร้อมปลอก (Collar) และแผ่นฐาน (Base Plate) ตู๋มบดอัด (Drop Rammer หรือ Compaction Hammer) $\varnothing 2''$ หนัก 5.5 lb ระยะตก 12''

2. แบบอัดดิน (Compaction Mold) Ø 6" x 5.0" พร้อมปลอก (Collar) และแผ่นฐาน (Base Plate) ตู้มบดอัด (Drop Rammer หรือ Compaction Hammer) Ø 2" หนัก 10.0 lb ระยะตก 18"
3. ตะแกรงขนาดเบอร์ 4 และขนาด ¼ นิ้ว
4. ฆ้อนยาง แปรงอ่อนใช้ปัดดิน
5. ช้อนตักดิน (Soil Scoop)
6. ไม้บรรทัดเหล็กปาดดิน (Straight Edge) ขนาด 30 ซม.
7. ถาดผสมดิน (Mixing Pan)
8. ขวดฉีดน้ำ (Wash Bottle)



ภาพที่ 3.1 อุปกรณ์การทดสอบการบดอัดดิน

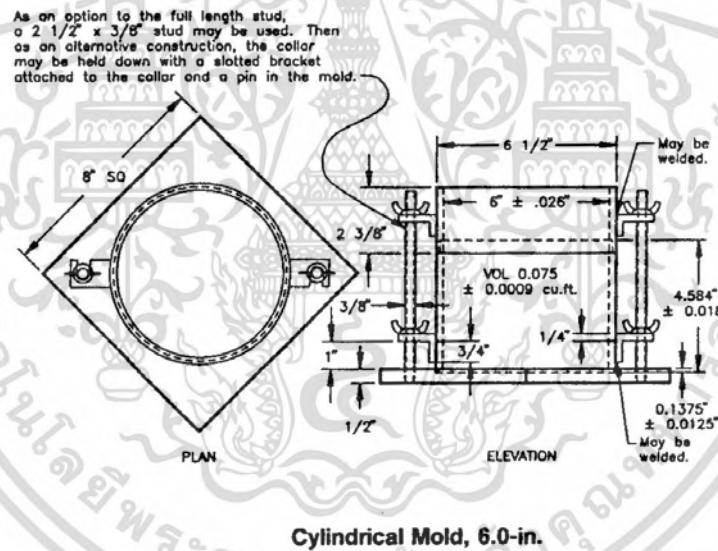
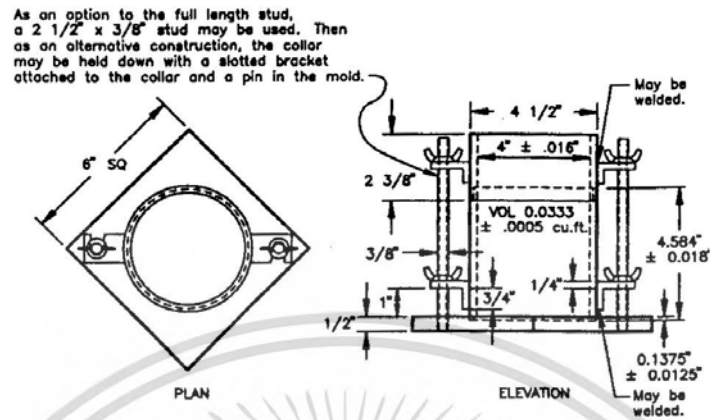
9. กระจกตวงน้ำ (Graduate Cylinder)
10. ตาชั่งขนาด 20 กิโลกรัม อ่านได้ละเอียด 0.1 กรัม
11. เครื่องดันตัวอย่างดิน (Sample Extruder)

การหาความชื้น (Water Content)

1. กระป๋องใส่ตัวอย่างดิน (Can)
2. ตู้อบ (Drying oven)
3. ตาชั่งอ่านได้ละเอียด 0.01 กรัม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4. อ่างแก้วดูดความชื้น (Desiccator) พร้อมฝาปิด และชั้นวางกระป๋องตัวอย่าง ได้ชั้นวาง
กระป๋องตัวอย่างบรรจุสารดูดความชื้น (Silica Gel)



ภาพที่ 3.2 Mold สำหรับการทดสอบการบดอัดดิน

ที่มา : ASTM, 1997

3.1.2 วิธีการทดลอง

ก). การเตรียมตัวอย่างดิน

1. ตัวอย่างดินที่ใช้ทดสอบควรแห้งพอดี แต่ถ้าดินตัวอย่างชื้นเกินไปให้ผึ่งให้แห้งในห้องปฏิบัติการหรืออบที่อุณหภูมิไม่เกิน 140°F (60°C) จากนั้นใช้มืออย่างทุบดินที่เกาะกันให้แยกออก หากเป็นพวกดินลูกรังหรือกรวดพยายามอย่าทุบก้อนดินจนเม็ดดินแตก ถ้าเป็นดินเหนียวควรผึ่งให้แห้งแล้วทุบให้ดินแตกละเอียดหรือใช้เครื่องบด

2. แบ่งตัวอย่างดินโดยวิธี Quartering หรือแยกด้วยกล่องแยกดินเพื่อเป็นตัวแทน ของตัวอย่าง ดิน

3. พิจารณาขนาดเม็ดดิน เพื่อเลือกตัวอย่างดินที่จะทดสอบกับ Mold คนละขนาดเนื่องจากไม่ เป็นการเหมาะสมหากใช้ดินขนาดเม็ดใหญ่บดอัดใน Mold เล็กๆ

- กรณีใช้ Mold ขนาด $\text{Ø } 4'' \times 4.6''$

เตรียมตัวอย่างโดยนำดินที่แห้งพอดิมา ร้อนผ่านตะแกรงเบอร์ 4 (4.75 มม.) แล้วนำส่วนดิน ที่ผ่านนี้ไปทดสอบ

- กรณีใช้ Mold ขนาด $\text{Ø } 6'' \times 5''$

เตรียมตัวอย่างโดยนำดินที่แห้งพอดิมา ร้อนผ่านตะแกรงขนาด $\frac{3}{4}$ นิ้ว ดินที่มีขนาดใหญ่กว่า ให้ทิ้งไป แล้วแทนด้วยดินที่ผ่านตะแกรงขนาด $\frac{3}{4}$ นิ้ว แต่ข้างบนตะแกรงเบอร์ 4 ด้วยจำนวนน้ำหนัก ที่ เท่ากัน

หมายเหตุ: การทดสอบทั้งสองแบบนี้จะใช้ได้กับดินที่ข้างบนตะแกรงขนาด $\frac{3}{4}$ นิ้ว (19.00 มม.) ไม่ เกิน 30% โดยน้ำหนักเท่านั้น

4. แบ่งตัวอย่างดินประมาณ 5 kg สำหรับทดสอบกับ Mold ขนาด $\text{Ø } 4'' \times 4.6''$ และประมาณ 7 kg สำหรับทดสอบกับ Mold ขนาด $\text{Ø } 6'' \times 5''$

5. ประมาณปริมาณความชื้นที่เหมาะสม (O.M.C.) ตามวิธีที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้น
ข). ขั้นตอนการทดสอบ

Standard Proctor Test (ใช้ Mold ขนาด $\text{Ø } 4'' \times 4.6''$)



ภาพที่ 3.3 การผสมดินกับน้ำตามอัตราส่วนต่างๆ

1. วัดขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางและความสูงของ Mold ด้วยเวอร์เนียแล้วนำไปคำนวณ หา ปริมาตรของ Mold

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. ชั่งน้ำหนักของ Mold ให้ละเอียดถึง 0.1 กรัม

3. ประกอบ Mold, Collar และ Base Plate เข้าด้วยกัน แล้วนำไปวางบนพื้นคอนกรีตที่แข็งและเรียบ



ภาพที่ 3.4 การบดอัดดินด้วย Rammer

4. นำตัวอย่างดินที่เตรียมไว้มาอย่างน้อย 4 kg มาผสมน้ำให้มีความชื้นห่างจากค่าความชื้นที่เหมาะสมที่ประมาณไว้ประมาณ 5-6 เปอร์เซ็นต์ หรือหากไม่ได้ประมาณค่าปริมาณความชื้นที่เหมาะสมไว้ก็ให้ผสมน้ำลงไปประมาณ 3-4 เปอร์เซ็นต์ของตัวอย่างดิน จากนั้นคลุกเคล้าให้เข้ากันพยายามให้ทุกส่วนในดินมีปริมาณความชื้นที่เท่ากัน ดังแสดงในภาพที่ 3.3

5. ใช้ช้อนตักดินตักดินใส่ใน Mold ที่ละชั้น โดยประมาณดินที่จะใส่ให้ได้จำนวน 3 ชั้น เท่าๆกัน แล้วใช้ Rammer ขนาด 5.5 lb บดอัดดินแต่ละชั้น ๆ ละ 25 ครั้ง การยกตุ้มให้ยกก้านตุ้มขึ้นจนแตะฝาปิดแล้วจึงปล่อยตุ้มอย่างอิสระ แต่แต่ละครั้งในการปล่อยตุ้มให้เคลื่อนตำแหน่งตุ้มวนไปทั่วๆ Mold ในชั้นสุดท้ายให้บดอัดดินเหลือพื้นที่ส่วนบนของ Mold เล็กน้อย (ไม่เกิน 13 มม.) ดังแสดงในภาพที่ 3.4

6. ถอด collar ของ Mold ออก ใช้บรรทัดเหล็กปาดดินส่วนที่สูงเกินขอบ Mold ออกและอุดแต่งผิวดินให้เรียบเสมอขอบ Mold ใช้แปรงปัดทำความสะอาดด้านนอก Mold แล้วถอด Base Plate ออก นำ Mold บรรจุดินไปชั่งให้ละเอียดถึง 0.1 กรัม ดังแสดงในภาพที่ 3.5

7. ดันตัวอย่างดินออกจาก Mold ด้วยเครื่องดันดินหรือกระแทกแรงๆ ด้วยตุ้ม นำตัวอย่างดินบริเวณกลางตัวอย่างอย่างน้อย 100 กรัม ไปหาปริมาณความชื้น โดยการนำไปชั่งแล้วนำไปอบให้แห้งในตู้อบ (ถ้าเป็นไปได้ควรเก็บตัวอย่างทั้งบริเวณ บน กลาง และล่าง ไปหาปริมาณความชื้น)

8. นำตัวอย่างดินที่เหลือมาทุบให้ร่วนแล้วผสมกับตัวอย่างดินที่เหลือ แล้วผสมน้ำเพิ่มอีกประมาณ 2-3% คลุกเคล้าให้เข้ากัน แล้วทำการทดสอบตามข้อ 3-7 จนกระทั่งน้ำหนักดินใน Mold ที่ซั่งลดลงแล้วทำการทดสอบอีก 1-2 จุด ซึ่งจำนวนครั้งในการทดสอบทั้งหมดไม่ควรเกิน 5-6 ครั้ง



ภาพที่ 3.5 การใช้บรรทัดเหล็กปาดดินส่วนที่สูงเกินขอบ Mold ออก

Modified Proctor Test (ใช้ Mold ขนาด $\text{Ø } 6'' \times 5''$)

ทำการบดอัดตามวิธีการเช่นเดียวกับแบบ Standard Proctor Test โดยใช้ Rammer ขนาด 10 lb ระยะตก 18 in ทำการบดอัดจำนวน 5 ชั้น ๆ ละ 56 ครั้ง

3.1.3 การคำนวณผล

$$1. \text{ ความหนาแน่นเปียกของดิน (Wet density)} = \frac{\text{น้ำหนักดินเปียก}}{\text{ปริมาตร Mold}} = \frac{W}{V} \quad \text{lb/ft}^3, \text{ g/cm}^3$$

$$2. \text{ ความหนาแน่นแห้งของดิน (Dry density)}, \gamma_d = \frac{W}{V(1+w)} \quad \text{lb/ft}^3, \text{ g/cm}^3$$

เมื่อ $W =$ น้ำหนักดินเปียก (Wet weight) ใน Mold, lb, g

$V =$ ปริมาตรของ Mold, ft^3, cm^3

$w =$ ความชื้นของดิน (Water Content), $\text{เปอร์เซ็นต์}/100$

3.2 การทดสอบแคลิฟอร์เนีย แบร์ริง เรโซ (California Bearing Ratio)

การทดสอบ CBR แบ่งได้ 2 แบบคือ

1. ทดสอบแบบแห้ง (Unsoaked Sample Test) โดยทำการทดสอบตัวอย่างดินที่บดอัด ไว้แล้วทันที

2. การทดสอบแบบแช่น้ำ (Soaked Sample Test) ให้ทำการทดสอบตัวอย่างดินที่หลังจากแช่น้ำแล้ว

การทดสอบแบบแช่น้ำ จะต้องทำการแช่ตัวอย่างดินที่ผ่านการบดอัดแล้วในน้ำไม่ต่ำกว่า 96 ชั่วโมง (4 วัน) หรือกว่าดินจะหยุดการบวมตัว ซึ่งในระหว่างนี้จะต้องวัดการบวมตัว (Swell) ของดินด้วย โดยอัตราการบวมตัวของดินแช่น้ำจะเพิ่มขึ้นมากในระยะแรกและลดน้อยลงเมื่อระยะเวลาผ่านไปประมาณ 1 วัน ค่าบวมตัวจะเป็นข้อกำหนดหนึ่งในการเลือกวัสดุในการสร้างถนน ดินที่มีค่าบวมตัวสูงจะไม่เหมาะสำหรับใช้ทำพื้นทางถนน

การทดสอบตัวอย่างดินแบบแช่น้ำ ก็เพื่อจำลองสภาพจริงที่อาจเกิดขึ้นได้ในถนน เช่น ในกรณีที่มีน้ำท่วมขัง หรือในฤดูฝน โดยค่า CBR ของดินตัวอย่างที่แช่น้ำจะน้อยกว่าค่า CBR ที่ทดสอบแบบแห้ง

ในการทดสอบ CBR ในช่วงที่ทำการกดทดสอบ (Penetration Test) และตอนที่แช่ตัวอย่างดินในน้ำ จะใส่แผ่นน้ำหนัก (Surcharge Weight) บนตัวอย่างดินด้วยเพื่อจำลองน้ำหนักชั้นดิน ที่กดทับด้านบน น้ำหนักที่ใช้กดก็ขึ้นอยู่กับตัวอย่างดินที่จะทดสอบว่าสภาพในสนาม ดินมีน้ำหนัก กดทับประมาณเท่าไรแล้วเลือกน้ำหนักให้ใกล้เคียงกับสภาพจริง

3.2.1 อุปกรณ์

การบดอัด (Compaction)

1. แบบอัดดินซีบีอาร์ (CBR Mold) Ø 6" x 7" พร้อมปลอก (Collar) สูง 2" แผ่นฐาน (Base Plate) ปลอกตัดดิน (Cutting Collar) และแผ่นเหล็กกรอง (Spacer Disc) Ø 5.94" x 2.416" ด้านหนึ่งเจาะรูมีเกลียวสำหรับใช้มือสกรูดึงแผ่นออกจากแบบอัดดินถ้าติด

2. ตุ่มบดอัด (Drop Rammer หรือ Compaction Hammer) Ø 2"หนัก 5.5 lb ระยะตก 12" สำหรับการบดอัดแบบมาตรฐาน (Standard Proctor Test) และขนาด Ø 2"หนัก 10.0 lb ระยะตก 18" สำหรับการบดอัดแบบสูงกว่ามาตรฐาน (Modified Proctor Test)

3. กระจกตวงน้ำ (Graduated Cylinder) ขนาด 250 – 500 cm³

4. ขวดฉีดน้ำ (Wash Bottle)

5. ช้อนตักดิน (Soil Scoop)

6. ไม้บรรทัดเหล็กปาดดิน (Straight Edge)

7. ถาดผสมดิน (Mixing Pan)

8. ขวดฉีดน้ำ (Wash Bottle)

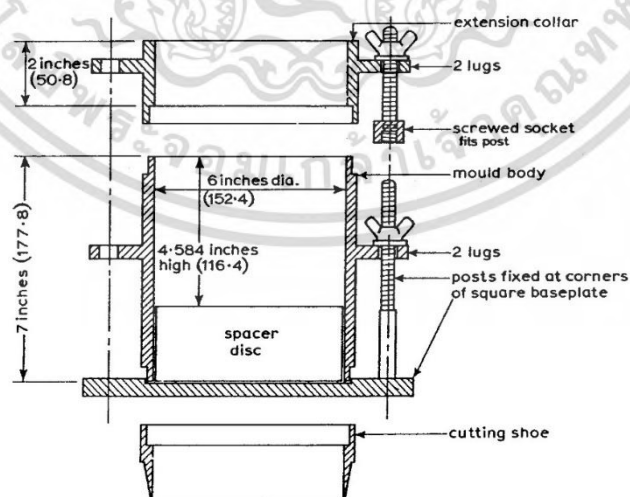
9. ตาชั่งขนาด 20 กิโลกรัม อ่านได้ละเอียด 0.1 กรัม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และ 50 ต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

10. เครื่องคั่นตัวอย่างดิน (Sample Extruder)
 11. กระดาษกรอง (Filter Papers) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 6" (150 mm)
- การวัดการบวมตัว (Swell Test)
1. สามขาวัดการบวมตัว (Swell Tripod) มีที่ยึดมาตรวัดการบวมตัว
 2. มาตรวัดการบวมตัว (Swell Dial Gauge) ขนาด 0.5" อ่านละเอียด 0.001" หรือขนาด 10 mm อ่านละเอียด 0.01 mm ติดตั้งกับ Tripod
 3. แผ่นวัดการบวมตัว (Swell Plate) เจาะรูพรุน พร้อมขาตั้งรับขามาตรวัดการบวมตัว สามารถปรับระดับได้
 4. แผ่นน้ำหนัก (Surcharge Weight) แบบวงแหวน (Annular Surcharge Weight) ขนาด 10 lb หรือแบบผ่า (Split Surcharge Weight) ขนาด 5 lb
 5. ถังแช่ตัวอย่าง (Soaking Tank)
- การกดทดสอบ (Penetration)



(ก)

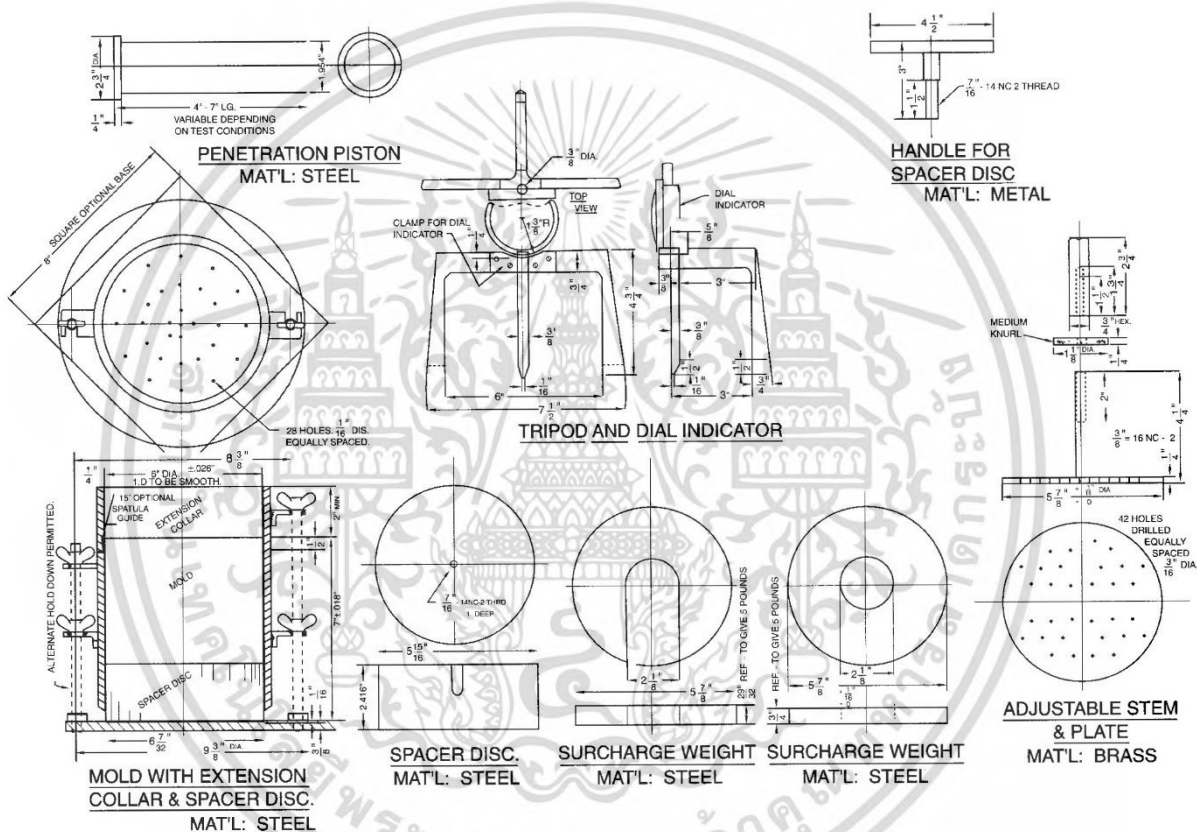


(ข)

ภาพที่ 3.6 ชุดอุปกรณ์ Mold ASTM Type

ที่มา : (ก) ELE International, 9th Edition Catalogue, (ข) Head Vol.2, 1988
 เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และ 51 ต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1. เครื่องกดแบบมือหมุน (Mechanical) หรือแบบอิเล็กทรอนิกส์ (Motorized) มีกำลังกดอย่างต่ำ 6000 lb
2. แท่งเหล็กกดกลมตัน (Penetration Piston) มีพื้นที่หน้าตัด 3 in² ยาวอย่างน้อย 4" ต่อเข้ากับ Proving Ring
3. มาตรวัดการยุบตัว (Penetration Dial Gauge) ขนาด 1" อ่านละเอียด 0.001" หรือขนาด 25 mm อ่านละเอียด 0.01 mm พร้อมอุปกรณ์ยึดเข้ากับ Penetration Piston
4. Proving Ring สำหรับวัดแรง ขนาด 2000 lb สำหรับดินอ่อน 6000 lb สำหรับดินแข็ง



ภาพที่ 3.7 อุปกรณ์ทดสอบ CBR

ที่มา :: Cheng and Jack B. Evett, 2000

3.2.2 วิธีการทดลอง

ก. การเตรียมตัวอย่างดิน

1. ทิ้งตัวอย่างดินให้แห้งในห้องปฏิบัติการ (Air Dry) แล้วเลือกตัวแทนดินโดยการชักล่องแยกดินหรือใช้วิธี Quartering จากนั้นนำดินร่อนผ่านตะแกรงขนาด 3/4" ส่วนที่ค้างบนตะแกรงให้ทิ้งไป และนำดินที่ผ่านตะแกรงขนาด 3/4" แต่ค้างบนตะแกรงเบอร์ 4 ในจำนวนที่เท่ากันโดยน้ำหนักมาผสม

2. ทา Optimum Moisture Content ตามการทดลองการบดอัดดินด้วยวิธี Standard Proctor Test

หรือ Modified Proctor Test

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่ สงวนลิขสิทธิ์ไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ข). การบดอัด (Compaction)

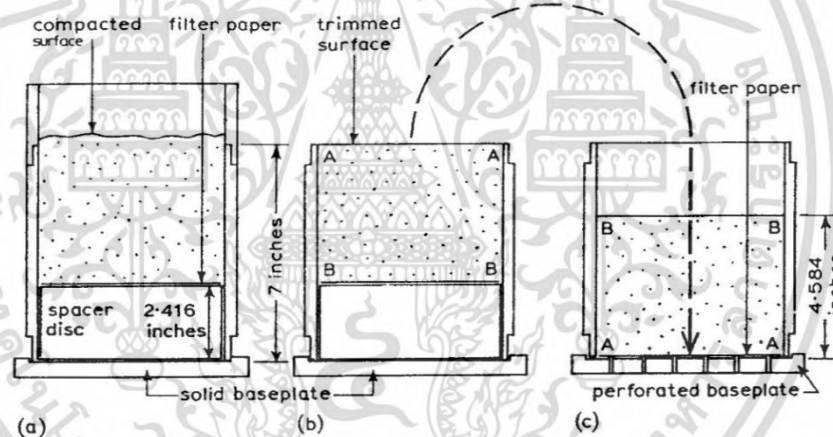
1. นำตัวอย่างดินที่เตรียมไว้มาประมาณ 12 kg แบ่งดินสำหรับการบดอัดตัวอย่าง 2 ตัวอย่างๆละประมาณ 6 kg และแบ่งตัวอย่างดินประมาณ 100 g หรือมากกว่า ไปหาเปอร์เซ็นต์ความชื้น (Initial Water Content)

2. เตรียม Mold ไว้ 2 ชุด พร้อมชั่งน้ำหนัก Mold แต่ละชุด

3. ประกอบ Mold เข้ากับ Base Plate และ Spacer Disc โดยให้ด้านที่มีรูเกลียวอยู่ข้างล่าง วางแผ่นกระดาษกรองบน Spacer Disc เพื่อป้องกันไม่ให้ดินเกาะติดกับแผ่นเหล็ก ตั้งชุด Mold บนพื้นที่ที่เรียบและแข็งแรง

4. นำน้ำปริมาณมากกว่าที่ Optimum Moisture Content 2% (เพื่อเผื่อการระเหยและติดภาชนะ) ผสมคลุกเคล้ากับตัวอย่างดินโดยใช้ขวดฉีดน้ำ

5. ทำการบดอัดดินตามวิธี Standard Proctor Test หรือ Modifield Proctor Test ตามวิธีการทดสอบการบดอัดดิน



ภาพที่ 3.8 การบดอัดดินใน CBR Mold

ที่มา : Head Vol.2,1988

- (a) ทำการบดอัดดินใน Mold โดยที่มี Spacer Disc รองอยู่
- (b) ถอด Extension Collar ออกจากนั้นปาดดินให้เรียบเสมอขอบ
- (c) คว่ำส่วนที่เรียบลงบน Perforated Base Plate และทำการลှอก (สำหรับตัวอย่างที่ไม่เช่นนั้นให้คว่ำส่วนที่เรียบลงบน base plate)

- Standard Proctor Test (ASTM D 698) :

ตุ้มขนาด 5.5 lb ระยะตก 12 in ทำการบดอัดจำนวน 3 ชั้นๆ ละ 56 ครั้ง

- Modifield Proctor Test (ASTM D 1557) :

ตุ้มขนาด 10 lb ระยะตก 18 in ทำการบดอัดจำนวน 5 ชั้นๆ ละ 56 ครั้ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และ 53 ต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

6. หลังจากบดอัดจนครบจำนวนชั้นและจำนวนครั้งแล้ว ถอด Collar ออก ใช้ไม้บรรทัดเหล็ก ปาดดินให้สูงเสมอขอบ Mold พร้อมซ่อมแต่งผิวหน้าตัวอย่างดินให้เรียบ

7. ถอด Base Plate และ Spacer Disc ออก ในการถอด Spacer Disc หาก Spacer Disc ติดให้ใช้มือ สกรูหมุนเข้าไปในรูใต้ Spacer Disc แล้วดึงออกจากแบบอัดดิน หลังจากนั้นนำ Mold และตัวอย่างดินไป ชั่งน้ำหนักเพื่อหาค่าความหนาแน่น และนำตัวอย่างดินประมาณ 100 g หรือมากกว่า ไปหาค่า เปรอร์เซ็นต์ความชื้นหลังการบดอัด

8. ทำการบดอัดตัวอย่างดินอีก 1 ตัวอย่างเพื่อนำไปแช่น้ำ (Soak)

9. สำหรับตัวอย่างดินที่ไม่แช่น้ำ นำ Mold ที่บรรจุดินอัดแน่นประกอบเข้ากับ Base Plate โดยให้ ขอบ Mold ด้านที่มีดินเสมอขอบวางบน Base Plate ให้ส่วน Mold ที่มีช่องว่างอยู่ด้านบน ดูภาพที่ 3.8

ก. การแช่น้ำ (Soaking) เพื่อทดสอบการบวมตัวและจำลองสภาพจริงในสนาม

1. วางกระดาษกรองแผ่นใหม่ลงบน Perforated Base นำ Mold ที่บรรจุดินอัดแน่นประกอบเข้า กับ Perforated Base โดยให้ขอบ Mold ด้านที่มีดินเสมอขอบวางบน Perforated Base ดูภาพที่ 3.8 แล้วทำ การชั่งน้ำหนัก

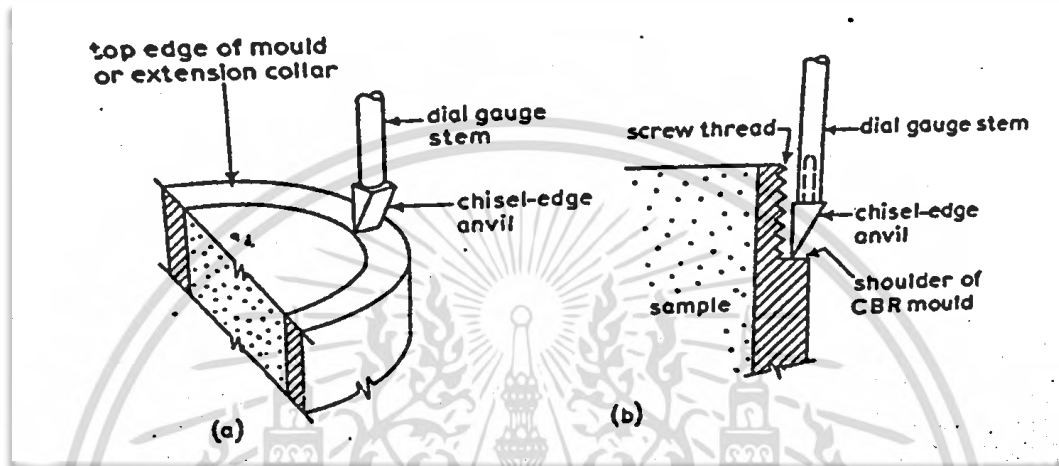
2. วางกระดาษกรองอีกแผ่นบนผิวตัวอย่างดินด้านบน จากนั้นวางแผ่น Perforated Plate ลงบน ผิวตัวอย่างเพื่อป้องกันไม่ให้ดินติดแน่นกับ Plate หลังจากแช่น้ำแล้ว (Perforated Base และ Perforated Plate จะมีรูพรุนเพื่อให้ น้ำผ่านเข้าไปในตัวอย่างดิน)

3. วางแผ่นเหล็ก (Surcharge Weight)หนัก 10 lb หรือน้ำหนักตามต้องการ (พิจารณาจากสภาพ ในสนาม) ลงบนตัวอย่างดิน

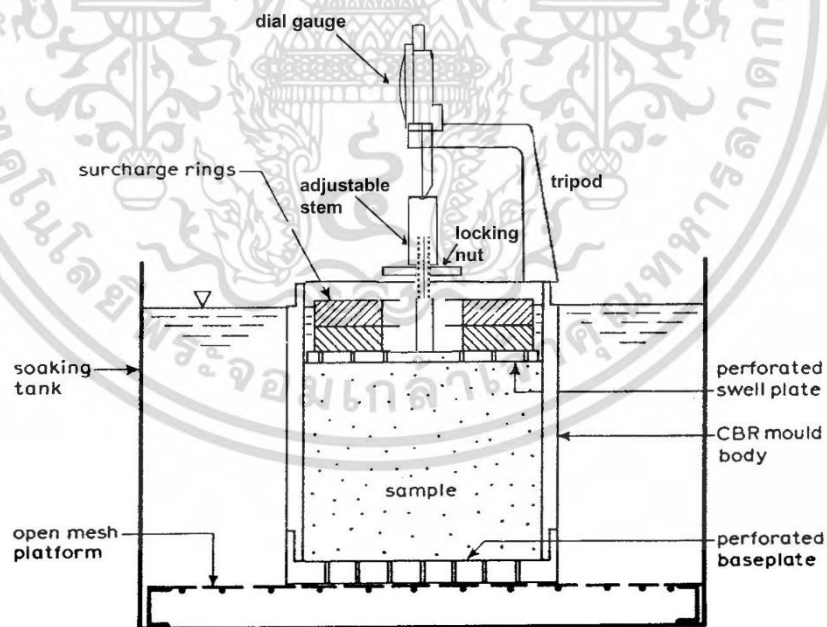


ภาพที่ 3.9 การแช่ชุดทดสอบในอ่างน้ำเพื่อทดสอบการบวมตัว

4. แขน Mold ที่เตรียมไว้ในข้อ 3 ในภาชนะที่เตรียมไว้ ที่ฐานของ Perforated Baseplate ให้รองด้วยตะแกรงลวดยกสูงจากพื้นภาชนะหรืออาจเอาไม้รอง โดยให้น้ำท่วม Surcharge Weight ประมาณ 1 นิ้ว แล้วนำ Dial Gauge ซึ่งอ่านได้ละเอียด 0.001 นิ้ว ไปยึดกับ Tripod แล้วนำไปวางบน Mold พร้อมกับจัดปลายของ Dial Gauge ให้แตะสัมผัสกับก้าน Swelling Plate เพื่อใช้วัดอัตรา การบวมตัวของดิน ดังแสดงในภาพที่ 3.9 และ 3.10



ภาพที่ 3.10 การติดตั้งปลาย Dial Gauge



ภาพที่ 3.11 การเตรียมตัวอย่างแบบแช่น้ำ (Soaking)

(Edit from Head Vol.2 ,1988)

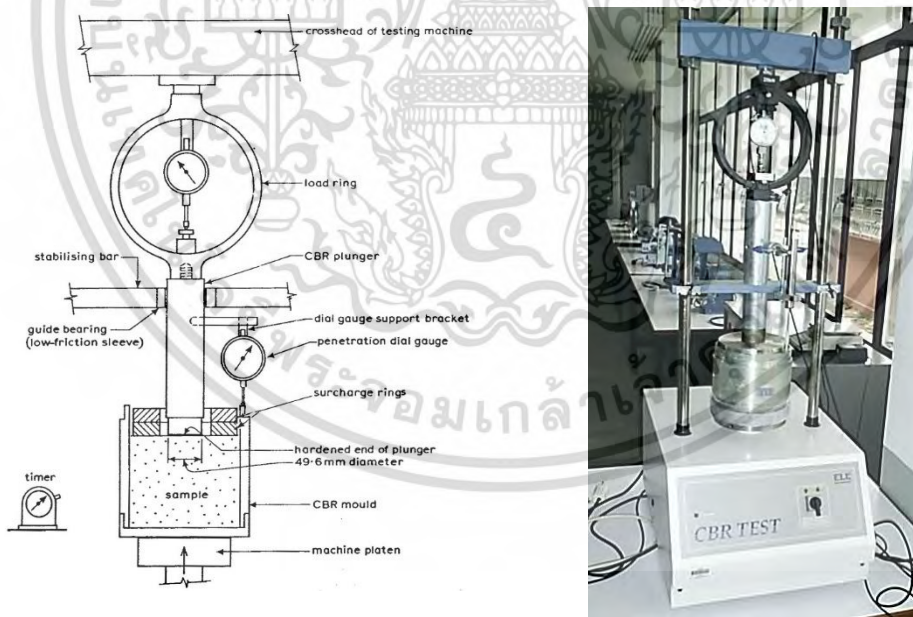
5. อ่านค่าบวมตัวจาก Dial Gauge วันละ 2 ครั้ง จนกว่าการบวมตัวจะหยุดหรือมีค่าเปลี่ยนแปลง น้อยมาก หรือประมาณ 4 วัน (ถ้าต้องการศึกษาพฤติกรรมของการบวมตัวของดินเป็นพิเศษ อาจอ่านค่า บวมตัวตามระยะ เวลา 1, 2, 4, 8, 16, 32,... นาที เพิ่มช่วงการอ่านประมาณเท่าตัว ในวันแรก ในวัน ต่อไปอ่านวันละ 2 ครั้ง)

6. หลังจากครบกำหนด อ่านค่า Dial Gauge ครั้งสุดท้าย ยก Mold ขึ้นจากน้ำแล้ววางทิ้งไว้ ประมาณ 15 นาที เพื่อให้น้ำไหลออกจาก Mold จนหมด เอา Surcharge Rings, Tripod, Perforated Plate และกระดาษกรองด้านบนออก แล้วนำไปชั่งน้ำหนัก

7. นำตัวอย่างดินไปทำการทดสอบ

ง). การกดทดลอง (Penetration)

1. วางแผ่นเหล็ก (Surcharge Weight) อย่างน้อย 10 lb ลงบนตัวอย่างดินใน Mold
2. จัดวาง Mold พร้อมตัวอย่างดินเข้ากับเครื่องทดสอบซึ่งมี Piston ขนาดพื้นที่หน้าตัด 3 ตร.นิ้ว ประกอบติดอยู่ โดยจัดให้ผิวหน้าของตัวอย่างดินใน Mold และสัมผัสกับ Piston ดังกล่าว
3. ติดตั้ง Dial Gauge เพื่อวัดการยุบตัวเข้ากับ Piston หรือฐานของ Proving Ring จัดปลาย Dial Gauge ให้ชนเสมอขอบ Mold จากนั้นปรับมาตรหน้าปัดของ Dial Gauge และ Proving Ring ให้เป็นศูนย์ ดังภาพที่ 3.12



(ก)

(ข)

ภาพที่ 3.12 (ก),(ข) แสดงการเตรียมเครื่องมือเพื่อทำการกดตัวอย่าง

ที่มา : (ก) Edit from Head Vol.2, 1988

4. เริ่มทดสอบโดยใส่แรงกดในอัตรา 0.05 นิ้วต่อนาที พร้อมกับอ่านค่า Load ที่ตรงกับการยุบตัว (Penetration) 0, 0.025, 0.050, 0.075, 0.100, 0.125, 0.150, 0.175, 0.200, 0.225, 0.250, 0.300, 0.350, 0.400 และ 0.500 นิ้ว จึงหยุด

5. นำ Mold ออกจากเครื่องทดสอบ เก็บตัวอย่างดินตรงกลางตามแนวตั้งประมาณ 100 กรัม สำหรับดินชนิด Fine Grained Soil หรือประมาณ 500 กรัม สำหรับดินชนิด Coarse Grained Soil เพื่อนำไปหาค่าเปอร์เซ็นต์ความชื้น

3.2.3 การคำนวณผล

1. คำนวณหน่วยแรงกดจากสมการ

$$\text{Test Unit Stress} = \frac{\text{Test Unit Load (lb)}}{3 \text{ (in}^2\text{)}} \quad \text{psi}$$

$$\text{Test Unit Load} = R \cdot K$$

เมื่อ R = ค่าอ่านบน Dial Gauge ของ Proving Ring, จีดี (0.0001 นิ้ว หรือ 0.002 มม)

K = ค่าคงที่ของ Proving Ring, lb ต่อจีดี หรือ kg ต่อจีดี

2. Plot กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า Test Unit Stress กับค่า Penetration จากทั้งตัวอย่างดินแบบ Unsoaked และ Soaked Sample ลงบนกราฟเดียวกัน พร้อมทำการปรับแก้กราฟ ตามวิธีการปรับแก้ข้างต้น

3. อ่านค่า Test Unit Stress จากกราฟที่ค่า Penetration 0.1 นิ้วและ 0.2 นิ้ว และคำนวณหา ค่า CBR

$$\text{CBR} = \frac{\text{Test Unit Stress}}{\text{Standard Unit Stress}} \times 100 \quad (\%)$$

ปกติค่า CBR ที่ 0.1 นิ้วควรมีค่ามากกว่าค่า CBR ที่ 0.2 นิ้ว ถ้าค่า CBR ที่ 0.2 นิ้ว มีค่ามากกว่าค่า CBR ที่ 0.1 นิ้ว จะต้องทำการทดสอบใหม่ (Retest) หากการทดสอบใหม่ยังได้ค่า CBR ที่ 0.2 นิ้ว มากกว่าค่า CBR ที่ 0.1 นิ้ว ก็ให้ใช้ค่า CBR ที่การยุบตัว 0.2 นิ้ว

4. คำนวณค่าการบวมตัว (Swell)

$$\text{ค่าบวมตัว} = \frac{\text{ค่าบวมตัวระหว่างแช่น้ำ}}{\text{ความสูงตัวอย่าง}} \times 100 \quad (\%)$$

หากต้องการทราบการบวมตัวที่ระยะเวลาต่างๆ ควร Plot กราฟค่าบวมตัวต่อเวลาด้วย

5. คำนวณหาค่าความหนาแน่นดินแห้ง (Dry Density) ค่าเปอร์เซ็นต์ความชื้น ของแต่ละตัวอย่างเช่นเดียวกับการทดสอบการบดอัดดิน

6. คำนวณค่าซึมซับได้ (Absorption)

$$\text{ค่าซึมซับได้} = \frac{W_a}{W_s} \times 100 \quad (\%)$$

$$= \frac{W_a(100+w)}{W} \quad (\%)$$

- เมื่อ W_a = น้ำหนักน้ำซึมซับ, g
 W_s = น้ำหนักดินแห้ง, g
 W = น้ำหนักดินขึ้น, g
 w = ความชื้น, %

7. หากต้องการหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าความหนาแน่นแห้ง (Dry Density) และค่า CBR ให้ทำการทดสอบตัวอย่างอีก 4 ตัวอย่าง (แบบ Soaked Sample 2 ตัวอย่างและแบบ Un-Soaked Sample 2 ตัวอย่าง) โดยในการบดอัดให้ใช้ปริมาณน้ำน้อยกว่า Optimum Moisture Content และอีกหนึ่งตัวอย่างใช้ปริมาณน้ำมากกว่า Optimum Moisture Content

3.3 การทดสอบแรงเฉือนแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compression Test)

การหาค่ากำลังอัดแกนเดียว (Unconfined Compressive Strength) ของดิน โดยไม่มีแรงดันด้านข้างกระทำต่อผิวมวลตัวอย่าง (Confining Pressure) การทดสอบกระทำโดยการใส่แรงตามแกน (Axial Load) ให้กับผิวบนและผิวล่างของตัวอย่างโดยไม่มีแรงดันด้านข้างจนตัวอย่างวิบัติ การทดสอบจะเป็นแบบกำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength) ของดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวปานกลาง ในสภาพถูกรบกวนน้อยที่สุดเป็นตัวอย่างคงสภาพ (Undisturbed) และตัวอย่างเปลี่ยนสภาพ (Remolded) ซึ่งแบ่งตัวอย่าง วิธีการทดสอบนี้ใช้ทดสอบกำลังความสามารถในการรับแรงเฉือนของดินเหนียวที่มีความเชื่อมแน่น (Cohesive soil) ของดินโดยวิธีง่าย ๆ ซึ่งทำได้อย่างรวดเร็วซึ่งการทดสอบ Unconfined compressive test ไม่สามารถใช้ทดสอบกับดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น เช่น ดินตะกอนทราย (Silt) หรือดินทราย (Sand) เพราะไม่สามารถแต่งตัวอย่างให้คงรูปอยู่ได้เนื่องจากดินจะหลุดร่อนออกมาก่อนและค่าแรงเฉือนที่ได้ก็ต่ำเกินไป ควรจะทดสอบด้วยวิธี Direct Shear แทน

3.3.1 อุปกรณ์

1. เครื่องกดตัวอย่าง (Compression Machine)
2. วงแหวนวัดแรง (Proving Ring)
3. มาตรฐานน้ำปิด (Dial Gauge) อ่านละเอียด 0.025 มม. หรือ 0.001 นิ้ว หรือตัวแปลงสัญญาณอ่านความเครียด (Displacement Transducer)
4. แผ่นพลาสติกประกบหัวท้ายตัวอย่าง 2 แผ่น และ Grease หรืออาจใช้ Wax Paper
5. อุปกรณ์แต่งตัวอย่างดิน
6. เครื่องชั่ง
7. อุปกรณ์หาความชื้นของดิน (Water Content)



ภาพที่ 3.13 เครื่องทดสอบ Unconfined Compression Test

3.3.2 วิธีการทดลอง

ก). การเตรียมตัวอย่างดิน

ตัวอย่างคงสภาพ (Undisturbed Sample)

1. นำตัวอย่างดินคงสภาพวางลงบนโครงแต่งตัวอย่างโดยให้ดินที่วางมีความยาวกว่าขนาดที่ต้องการเล็กน้อย จากนั้นทำการแต่งตัวอย่างดิน โดยหมุนตัวอย่างดินแล้วใช้เลื่อยลวดแต่งดิน ทำการปาดตัวอย่างดินให้เป็นทรงกลมเรียบ

2. นำตัวอย่างดินที่ได้ใส่ลงในแบบผ่า (Split Former) ที่มีขนาดเท่ากับตัวอย่างดิน จากนั้น ใช้เลื่อยเส้นลวดตัดปลายทั้งสองที่ขอบแบบผ่า จะได้ขนาดตัวอย่างตามขนาดคือ $L/d \approx 2.0$ และจะทำให้ปลายที่ตัดได้แนวฉาก

3. นำเศษดินที่เหลือไม่น้อยกว่า 100 กรัม ไปหาปริมาณความชื้น



(a)



(b)



(b)



(d)



(e)



(f)

ภาพที่ 3.14 การเตรียมตัวอย่างดินเพื่อการทดสอบ

- (a) นำตัวอย่างดินเหนียวคงสภาพที่ห่อด้วยกระดาษฟรอยด์และชุบด้วยขี้ผึ้งพาราฟินมาแกะ
- (b) นำตัวอย่างตั้งบนโครงแต่งตัวอย่างแล้วใช้เลื่อยแต่งดินทำการแต่งดิน
- (c) ตัวอย่างดินเมื่อแต่งได้กลมดีแล้ว
- (d) วางตัวอย่างดินบนแบบผ่า(Split Former)
- (e) ตัดปลายตัวอย่างดินให้ได้ฉาก
- (f) ตัวอย่างดินที่แต่งเรียบร้อยพร้อมนำไปทดสอบ

4. ใช้เวอร์เนียวัดขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง (วัดที่ด้านบน กลาง และล่าง เพื่อหาค่าเฉลี่ย) และความสูง โดยวัดประมาณ 2-3 ครั้งรอบตัวอย่าง

5. นำตัวอย่างดิน ไปชั่งน้ำหนัก หากเป็นดินอ่อนควรใช้แบบผ่า (Split Former) จับตัวอย่างและชั่งพร้อมกับตัวอย่างเลขเพื่อป้องกันการถูกรบกวน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างแปลงสภาพ (Remolded Sample)

1. นำตัวอย่างดินคงสภาพที่ทดสอบแล้วรวมกับดินที่เหลือในการแต่งตัวอย่างก่อนหน้านี้ มาบิข ย่ำ ให้เข้ากัน แล้วใส่ลงในแบบผ่านจันเต็ม แบบผ่าควรรทา Grease ไว้ห่อล่อลื่นเพื่อสะดวก ในการนำ ตัวอย่างดินออก เวลาใส่ดินลงในแบบผ่าพยายามอย่าให้มีโพรงอากาศ

2. ตัดปลายทั้งสองที่ขอบแบบผ่า เก็บตัวอย่างดินเพื่อหาปริมาณความชื้น

ข). การทดสอบกดตัวอย่างดิน

1. ตั้งตัวอย่างดินตรงกลางฐานเครื่องกดที่มีแผ่นพลาสติกทา Grease บางๆ รองอยู่ ถอดแบบ ผ่า (Split Former) ออก นำแผ่นพลาสติกทา Grease อีกแผ่นวางทับบนตัวอย่างดิน ปรับเป็นกคของเครื่อง ให้สัมผัสตัวอย่างพอดี (ใส่แผ่นพลาสติกทา Grease เพื่อลดผลกระทบจาก Frictional Restraint หรืออาจ ใช้การคายเคลือบขี้ผึ้ง Wax Paper ประกบบนล่างแทนก็ได้)

2. จัด Dial Gauge โดยให้ปลายสัมผัสกับเป็นฐานของเครื่องกด ปรับหน้าปัด Proving Ring และ Dial Gauge ให้เท่ากับศูนย์

3. เริ่มทดสอบ โดยกดตัวอย่างดินด้วยอัตรา 0.5 ถึง 2% ของความสูงตัวอย่างต่ออนาที โดยตั้ง ระบบเฟืองเกียร์ให้ได้อัตราตามกำหนดหรือใกล้เคียง หากเป็นเครื่องทดสอบแบบหมุนด้วยมือ ควรฝึก หมุนให้ได้อัตราคงที่

4. บันทึกค่าแรงกดจาก Proving Ring ทุกๆ การยุบตัว 0.1 – 0.25 มม. (หากตัวอย่างเป็นดิน เพราะควรอ่านค่าให้ถี่ขึ้น)

5. ใส่แรงกดจนค่าแรงกดเริ่มลดลง ซึ่งแสดงว่าถึงจุดสูงสุดของกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่าง ดิน ให้บันทึกผลต่อไปจนเห็นแนวเฉือน (Failure Plane) บนตัวอย่างดินชัดเจน แล้วหยุดการทดสอบ หรือทดสอบจนถึงค่าความเครียด $\epsilon = 20\%$ จึงหยุดการทดสอบ เพราะหากดินมีความยืดหยุ่นมากๆ (Very Plastic Soils) จะไม่สามารถสังเกตเห็นแนวเฉือนได้เนื่องจากดินมีคุณสมบัติเป็น Plastic จะถือว่าดินนี้ วิบัติที่ค่า Strain=20%

6. วาดรูปแสดงลักษณะตัวอย่างดินที่วิบัติ และวัดมุมที่รอยเฉือนกระทำกับแนวราบ (หากเป็น การวิบัติแบบ Brittle Failure)

7. นำตัวอย่างขึ้นชั่งและนำดินบางส่วนเข้าเตาอบเพื่อหาปริมาณความชื้นหลังการทดสอบ

8. ทำการทดสอบเช่นเดียวกันกับตัวอย่างดินแบบแปลงสภาพ (Remoulded) แต่สามารถอ่าน ค่าโดยใช้ช่วงที่มากขึ้นได้โดยอ่านค่าแรงกดจาก Proving Ring ทุกๆ การยุบตัว 1.0-2.0 มม. จนตัวอย่าง วิบัติ แต่โดยปกติตัวอย่างดินจะไม่วิบัติแบบ Brittle Failure แต่จะป้องกันข้างเป็นการวิบัติแบบ Plastic Failure ในกรณีนี้อ่านค่ายุบตัวจนถึงค่า Strain=20% จึงหยุดการทดสอบ

หมายเหตุ: ในการหาค่าแรงกดและการยุบตัวของตัวอย่างดินอาจจะใช้ตัวแปลงสัญญาณทั้ง

Load Transducer และ Displacement Transducer แทนการอ่านบนหน้าปัดของ Proving และ Dial Gauge ที่วัดการยุบตัว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.3.3 การคำนวณผล

1. พื้นที่หน้าตัดตัวอย่างดินก่อนทดสอบ

$$A_0 = \frac{A_t + 2A_m + A_b}{4} \quad ,\text{cm}^2$$

เมื่อ A_0 = พื้นที่หน้าตัดตัวอย่างเริ่มต้น(เฉลี่ย), cm^2

A_t = พื้นที่หน้าตัดด้านบนของตัวอย่างดิน, cm^2

A_m = พื้นที่หน้าตัดตรงของตัวอย่างดิน, cm^2

A_b = พื้นที่หน้าตัดด้านล่างของตัวอย่างดิน, cm^2

2. ความเครียดตามแนวแกน (Axial Strain)

$$\epsilon = \frac{\Delta H}{H} \times 100 \quad ,\%$$

เมื่อ ΔH = ค่าขยุบตัวของตัวอย่างดินตามแนวแกนจาก dial gauge ,mm

H = ความสูงตัวอย่างดินก่อนการทดสอบ, mm

ϵ = ความเครียดตามแนวแกน

3. ปรับแก้พื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างระหว่างการทดสอบ

$$A = \frac{A_0}{1 - \epsilon}$$

เมื่อ ϵ = ความเครียดตามแนวแกน, เปอร์เซ็นต์/100

4. หน่วยแรงกดบนตัวอย่างดิน (Axial Stress)

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{R \cdot K}{A} \quad ,\text{kg/cm}^2$$

$$= \frac{R \cdot K}{A} \times 98.07 \quad ,\text{kN/m}^2$$

เมื่อ P = แรงกด = $R \cdot K$, kg หรือ lb

R = ค่าอ่านบน Dial Gauge ของ Proving Ring, ชีด

K = ค่าคงที่ของ Proving Ring, lb ต่อชีด หรือ kg ต่อชีด

5. เขียนกราฟความเค้น (σ) ในแนวแกนตั้งต่อค่าเปอร์เซ็นต์ความเครียด (ϵ) ในแกนนอน เพื่อหา

- ค่าความเค้นสูงสุด (σ_{max}) เป็นค่าแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compressive Strength, q_u)

- ค่าความเครียดที่ค่าความเค้นสูงสุด (วิบัติ), ϵ_r

6. ค่าแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength, S_u) หรือค่า Cohesion, c

$$S_u = \frac{1}{2} q_u = c$$

7. ค่าความไวของดิน (Sensitivity)

$$\text{Sensitivity} = \frac{\text{แรงเฉือนตัวอย่างดินคงสภาพ (Undisturbed Clay)}}{\text{แรงเฉือนตัวอย่างดินแปลงสภาพ (Remoulded Clay)}} \\ = \frac{S_u \text{ (Undisturbed Sample)}}{S_u \text{ (Remoulded Sample)}}$$

8. วิเคราะห์ผลของความหนาแน่นและปริมาณความชื้น (Water Content) ของตัวอย่างดินว่ามีผลอย่างไรกับค่า S_u

3.4 เงื่อนไขการทดสอบ

3.4.1 การทดสอบการบดอัดดิน (Compaction Test)

- การทดสอบที่ 1 หินคลุก
- การทดสอบที่ 2 ดินลูกรัง
- การทดสอบที่ 3 หินคลุก และ ดินลูกรัง
- การทดสอบที่ 4 หินคลุก, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์
- การทดสอบที่ 5 หินคลุก, ดินลูกรัง ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์

3.4.2 การทดสอบแคลิฟอร์เนีย แบริง เรโซ (California Bearing Ratio)

- การทดสอบที่ 1 หินคลุก
- การทดสอบที่ 2 หินคลุก, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์

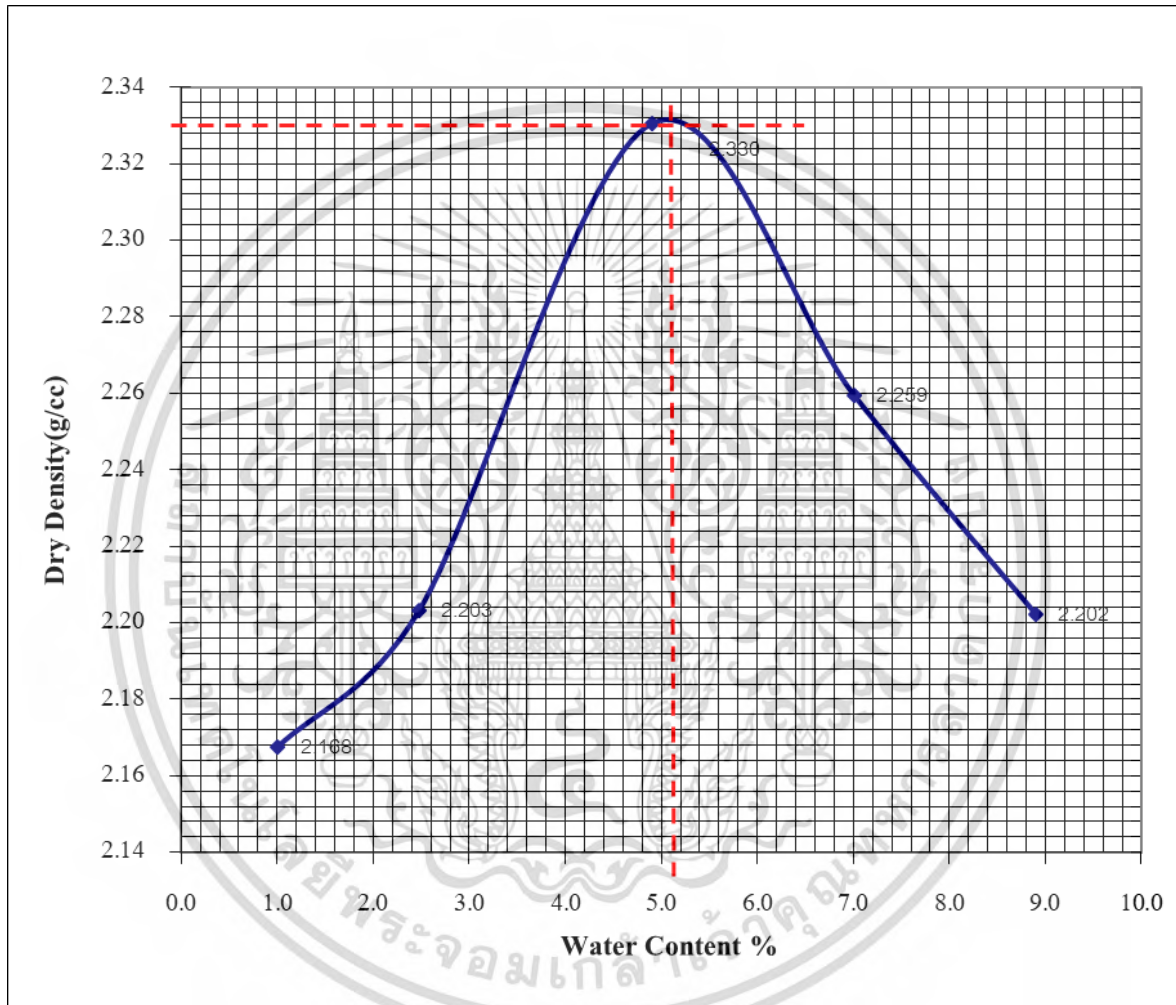
3.4.3 การทดสอบแรงเฉือนแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compression Test)

- การทดสอบที่ 1 หินคลุก, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ (เงื่อนไขการทดสอบ ภาคน้ำทุกวัน)
- การทดสอบที่ 2 หินคลุก, ดินลูกรัง, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ (เงื่อนไขการทดสอบ ภาคน้ำทุกวัน)
- การทดสอบที่ 3 หินคลุก, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ (เงื่อนไขการทดสอบ ตากอากาศในชาม)
- การทดสอบที่ 4 หินคลุก, ดินลูกรัง, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ (เงื่อนไขการทดสอบ ตากอากาศในชาม)

บทที่ 4 ผลการวิจัย

4.1 การทดลองการบดอัดดิน (Compaction Test)

4.1.1 การทดสอบที่ 1 หินคลุก

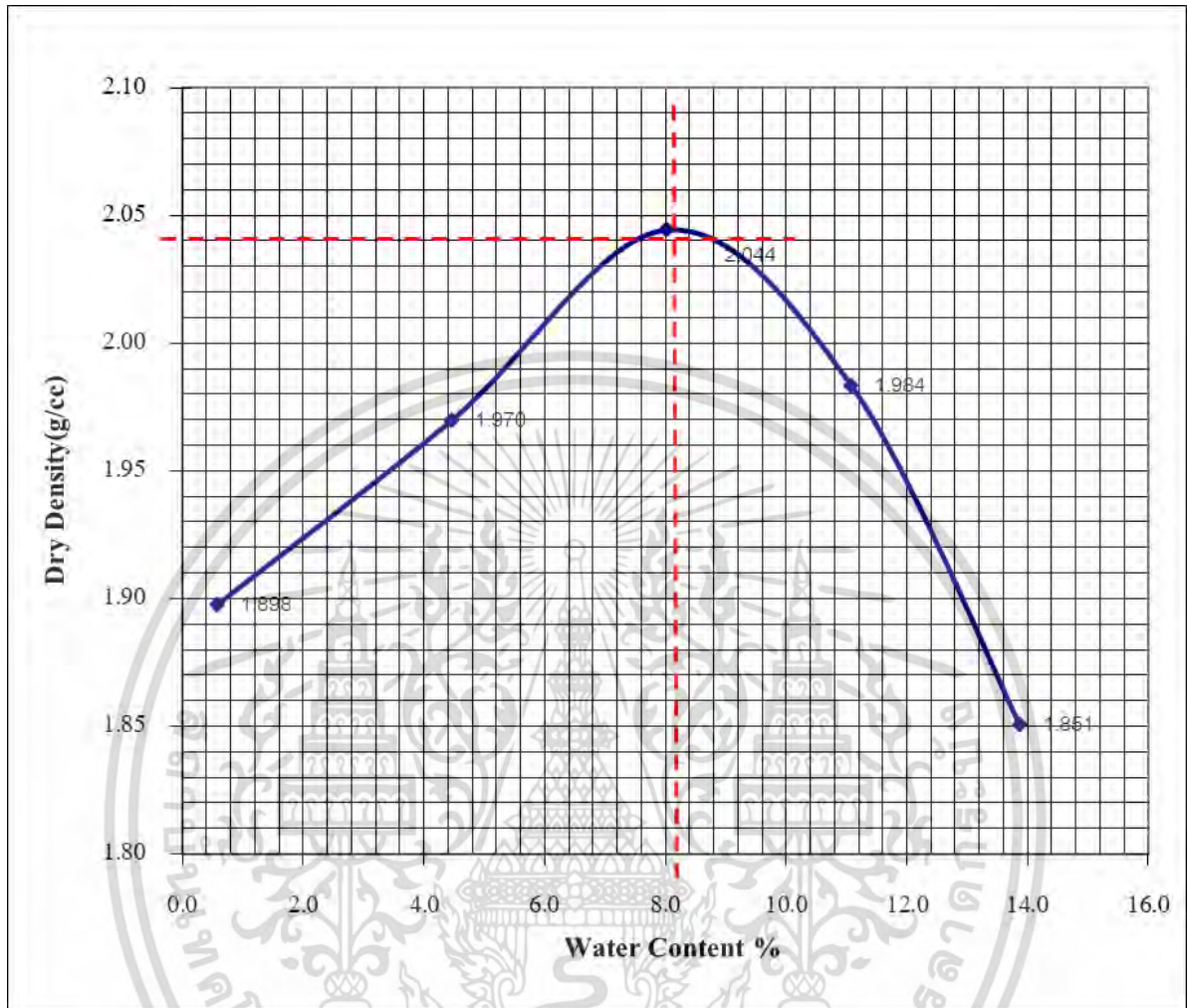


ภาพที่ 4.1 Compaction Curve ของการทดสอบที่ 1 หินคลุก

- Maximum Dry Density = 2.33 g/cc
- Optimum Moisture Content 5.10 %

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.1.2 การทดสอบที่ 2 ดินลูกรัง

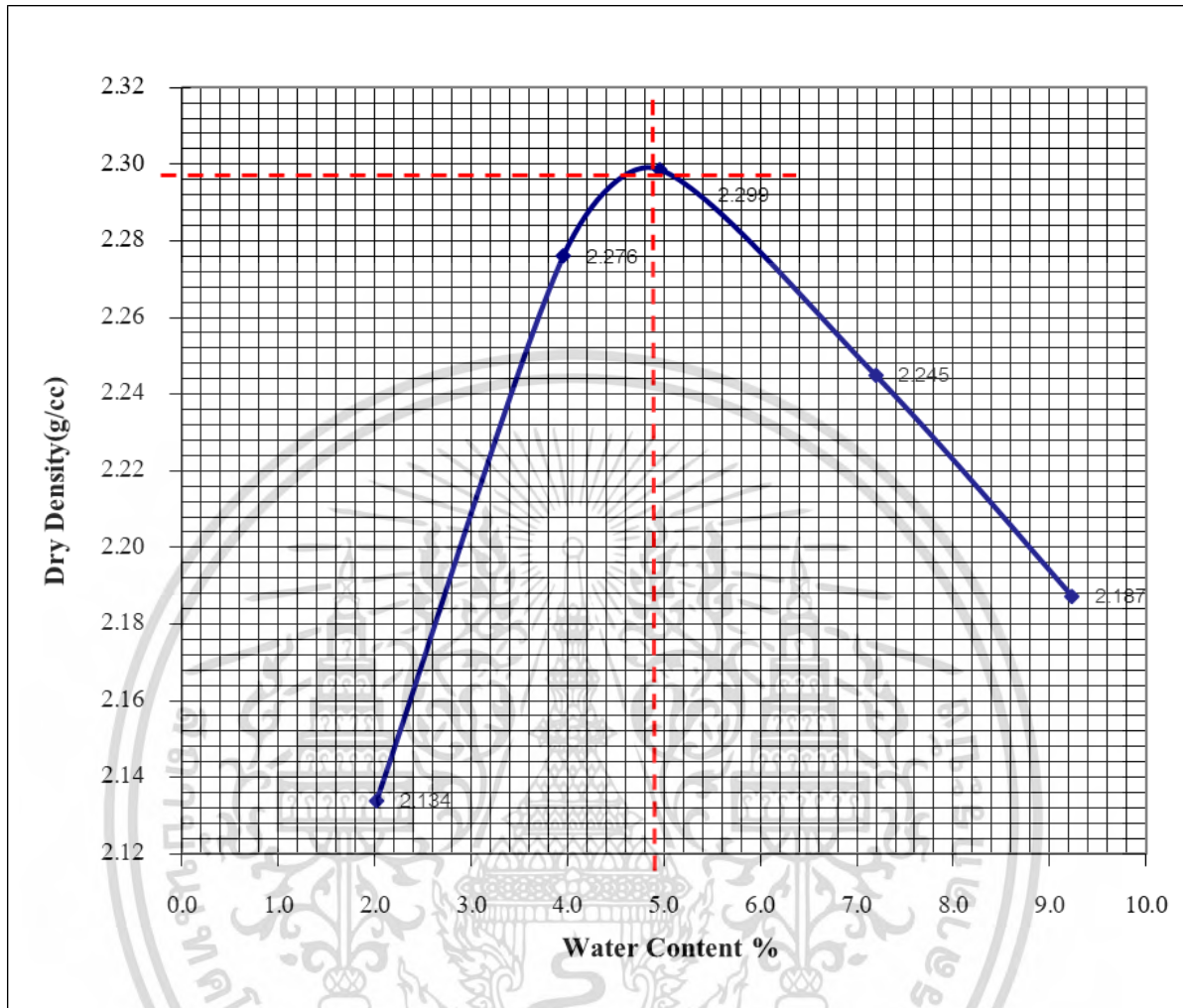


ภาพที่ 4.2 Compaction Curve ของการทดสอบที่ 2 ดินลูกรัง

- Maximum Dry Density = 2.04 g/cc
- Optimum Moisture Content 8.20 %

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

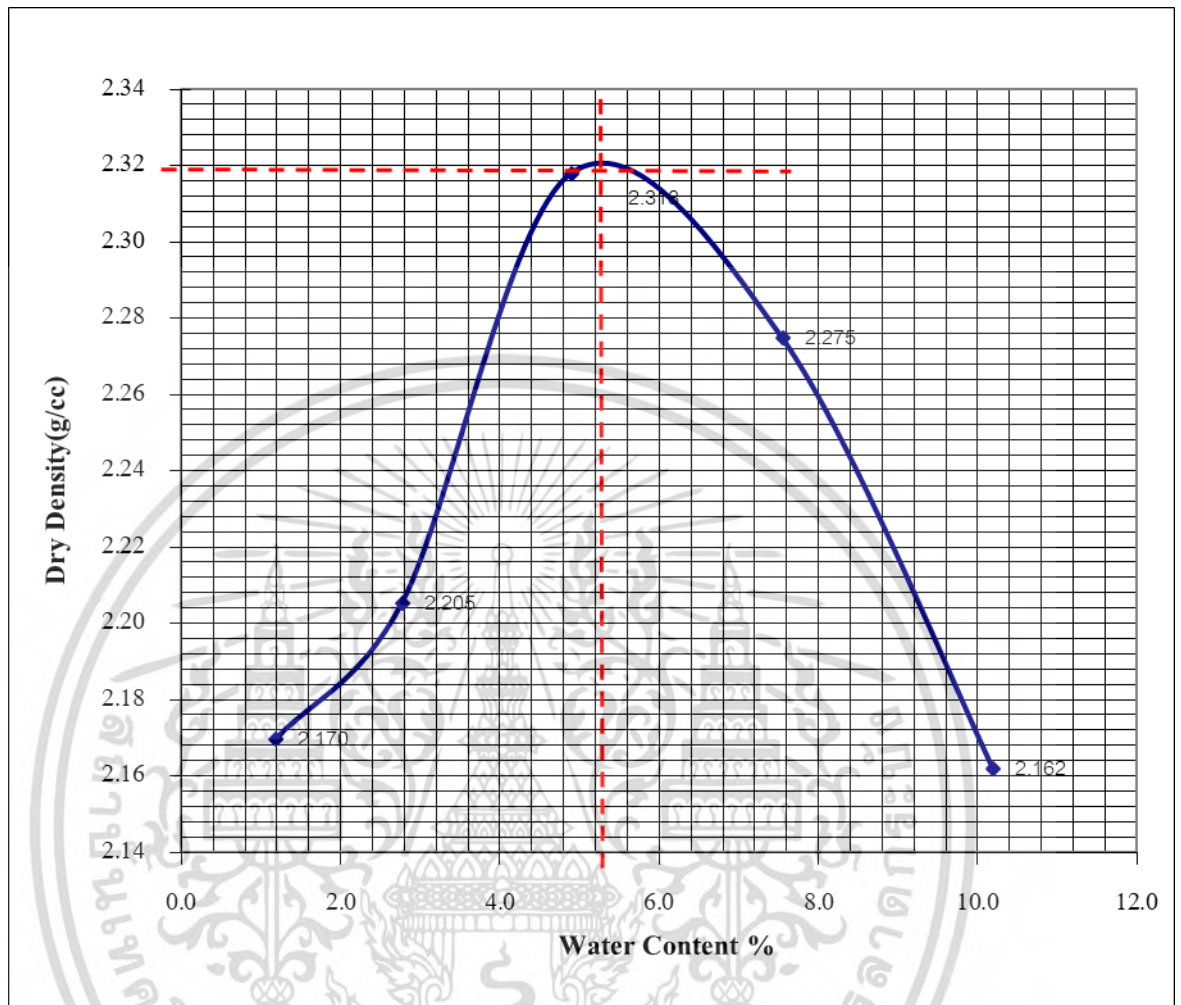
4.1.3 การทดสอบที่ 3 หินคลุก และ ดินลูกรัง



ภาพที่ 4.3 Compaction Curve ของการทดสอบที่ 3 หินคลุก และ ดินลูกรัง

- Maximum Dry Density = 2.30 g/cc
- Optimum Moisture Content 4.90 %

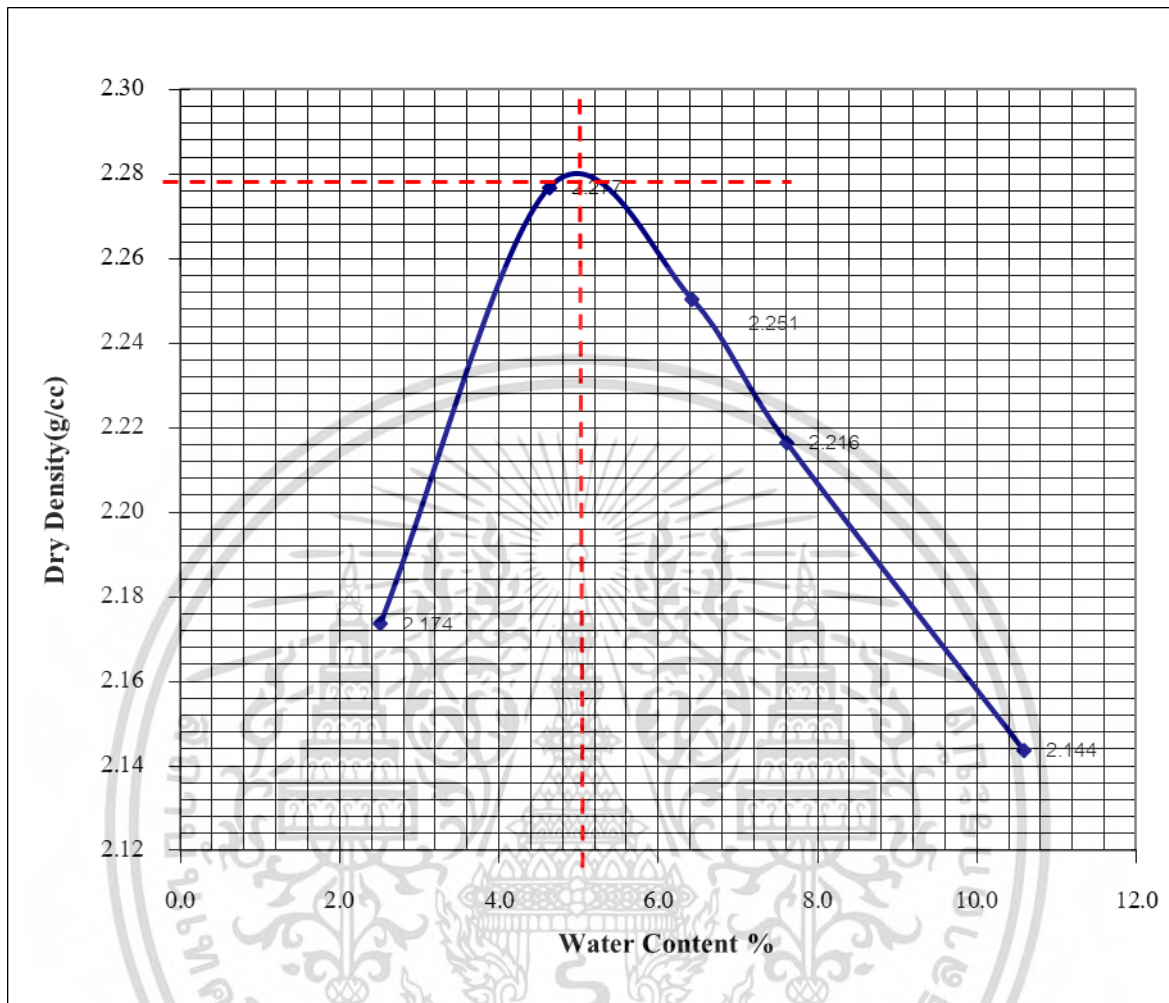
4.1.4 การทดสอบที่ 4 หินคลุก, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์



ภาพที่ 4.4 Compaction Curve ของการทดสอบที่ 4 หินคลุก, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์

- Maximum Dry Density = 2.32 g/cc
- Optimum Moisture Content 5.20 %

4.1.5 การทดสอบที่ 5 หินคลุก, ดินลูกรัง ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์



ภาพที่ 4.5 Compaction Curve ของการทดสอบที่ 5 หินคลุก, ดินลูกรัง ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์

- Maximum Dry Density = 2.28 g/cc
- Optimum Moisture Content 5.00 %

4.2 การทดลองแคลิฟอร์เนีย แบร์ริง เรโซ (California Bearing Ratio)

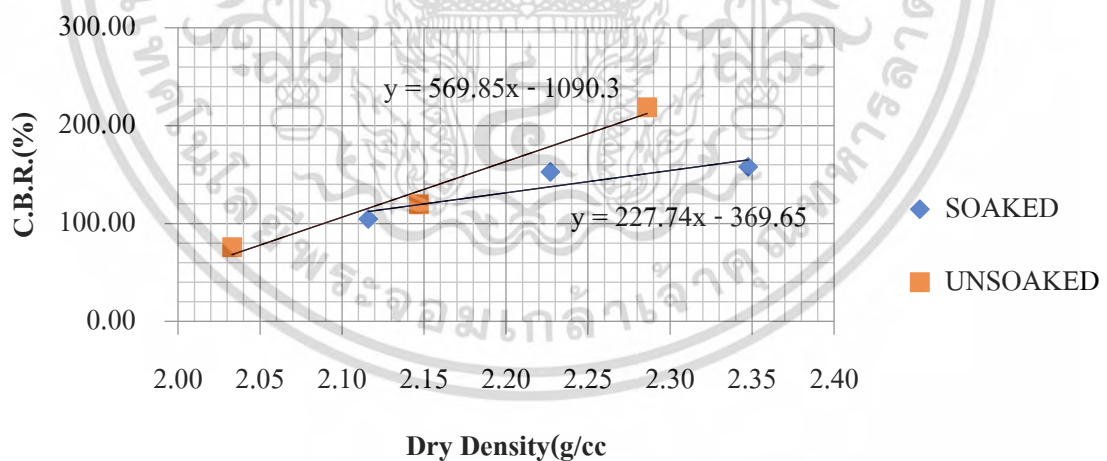
4.2.1 การทดสอบที่ 1 หินคลุก

ตารางที่ 4.1 การทดสอบ C.B.R. ของหินคลุก (Soaked Condition)

No. of Blows	Density (g/cc.)	C.B.R. (%)	SWELL (%)
12	2.12	104.46	0.00
25	2.23	152.50	0.00
56	2.35	157.84	0.00

ตารางที่ 4.2 การทดสอบ C.B.R. ของหินคลุก (Unsoaked Condition)

No. of Blows	Density (g/cc.)	C.B.R. (%)	SWELL (%)
12	2.03	75.74	-
25	2.15	119.46	-
56	2.29	218.58	-



ภาพที่ 4.6 ผลการทดสอบ C.B.R. ของหินคลุก

100% Compaction (Modified Proctor)	2.332 g/cc.	
95% Compaction (Modified Proctor) Soaked	2.215 g/cc.	C.B.R. 135.21%
95% Compaction (Modified Proctor) Unsoaked	2.215 g/cc.	C.B.R. 172.87%

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

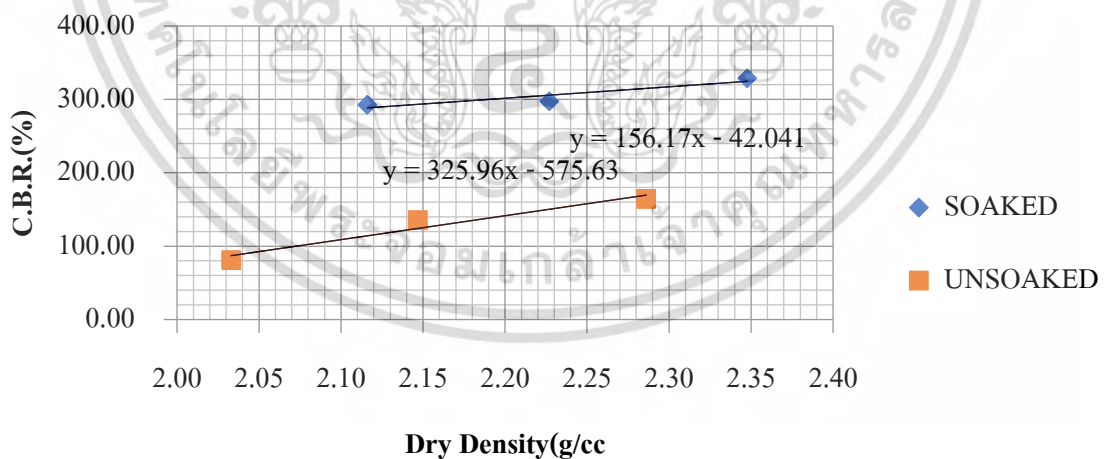
4.2.2 การทดสอบที่ 2 หินคลุก, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์

ตารางที่ 4.3 การทดสอบ C.B.R. ของหินคลุก, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ (Soaked Condition)

No. of Blows	Density (g/cc.)	C.B.R. (%)	SWELL (%)
12	2.12	292.80	0.00
25	2.23	297.38	0.00
56	2.35	328.64	0.00

ตารางที่ 4.4 การทดสอบ C.B.R. ของหินคลุก, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ (Unsoaked Condition)

No. of Blows	Density (g/cc.)	C.B.R. (%)	SWELL (%)
12	2.03	80.83	-
25	2.15	135.47	-
56	2.29	164.45	-



ภาพที่ 4.7 ผลการทดสอบ C.B.R. ของหินคลุก, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์

100% Compaction (Modified Proctor)	2.332 g/cc.	
95% Compaction (Modified Proctor) Soaked	2.215 g/cc.	C.B.R. 307.72%
95% Compaction (Modified Proctor) Unsoaked	2.215 g/cc.	C.B.R. 146.85%

4.3 การทดสอบแรงเฉือนแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compression Test)

4.3.1 การทดสอบที่ 1 หินคลุก, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ (เงื่อนไขการทดสอบ ราคน้ำทุกวัน)

ระยะเวลาการบ่ม 3 วัน

- Unconfined Compressive Strength	38.24	ksc
- Unconfined Shear Strength	19.12	ksc
- Elastic Strength at 50% Strength	63,957.60	kPa
- Wet Density	2.380	g/cm ³
- Dry Density	2.289	g/cm ³

ระยะเวลาการบ่ม 7 วัน

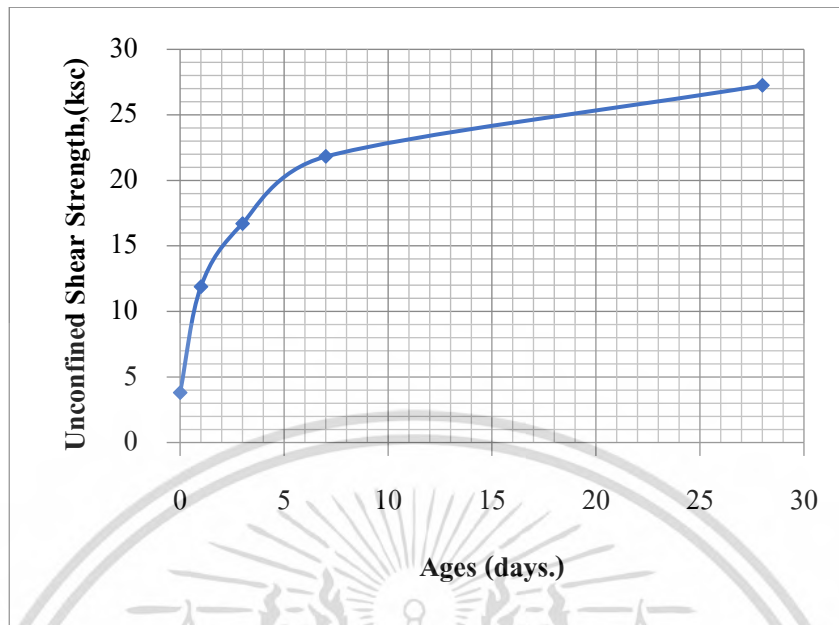
- Unconfined Compressive Strength	50.70	ksc
- Unconfined Shear Strength	25.35	ksc
- Elastic Strength at 50% Strength	105,272.20	kPa
- Wet Density	2.385	g/cm ³
- Dry Density	2.275	g/cm ³

ระยะเวลาการบ่ม 28 วัน

- Unconfined Compressive Strength	58.34	ksc
- Unconfined Shear Strength	29.17	ksc
- Elastic Strength at 50% Strength	107,704.40	kPa
- Wet Density	2.357	g/cm ³
- Dry Density	2.298	g/cm ³

ตารางที่ 4.5 Unconfined Compression Test ของการทดสอบที่ 1 หินคลุก, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ (เงื่อนไขการทดสอบ ราคน้ำทุกวัน)

Spec. No.	Before Test			After Test			Ages (days)	Unconfined Compressive Strength,(ksc)	Unconfined Shear Strength,(ksc)	Strain at Failure (%)	Elastic Strength at 50% Strength,(kpa)
	Water Content (%)	Wet Density (g./cm ³)	Dry Density (g./cm ³)	Water Content (%)	Wet Density (g./cm ³)	Dry Density (g./cm ³)					
1	5.760	2.365	2.236	5.391	2.365	2.244	0	11.33	5.66	8.27	92,432.00
2	5.690	2.417	2.287	2.453	2.366	2.309	1	27.13	13.57	12.79	78,979.58
3	5.903	2.387	2.254	3.972	2.380	2.289	3	38.24	19.12	11.85	63,957.60
4	5.766	2.393	2.262	4.838	2.385	2.275	7	50.70	25.35	10.41	104,095.00
5	5.801	2.427	2.294	2.593	2.357	2.298	28	58.34	29.17	11.20	107,704.40



ภาพที่ 4.8 ผลการทดสอบ Unconfined Compression Test ของการทดสอบที่ 1

4.3.2 การทดสอบที่ 2 หินคลุก, ดินลูกรัง, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ (เงื่อนไขการทดสอบ รดน้ำทุกวัน)

ระยะเวลาการบ่ม 3 วัน

- Unconfined Compressive Strength	29.84	ksc
- Unconfined Shear Strength	14.92	ksc
- Elastic Strength at 50% Strength	99,613.36	kPa
- Wet Density	2.362	g/cm ³
- Dry Density	2.263	g/cm ³

ระยะเวลาการบ่ม 7 วัน

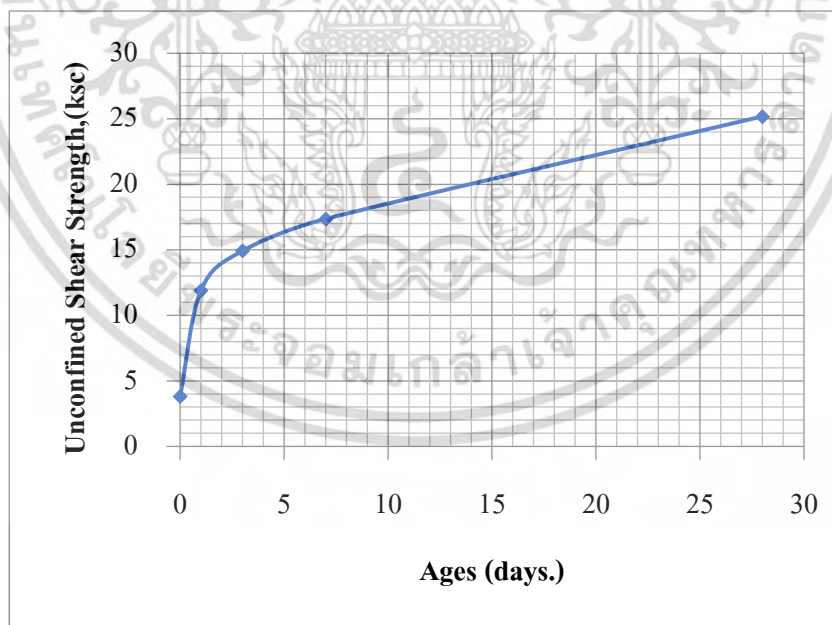
- Unconfined Compressive Strength	34.71	ksc
- Unconfined Shear Strength	17.36	ksc
- Elastic Strength at 50% Strength	160,606.05	kPa
- Wet Density	2.364	g/cm ³
- Dry Density	2.250	g/cm ³

ระยะเวลาการบ่ม 28 วัน

-	Unconfined Compressive Strength	50.35	ksc
-	Unconfined Shear Strength	25.18	ksc
-	Elastic Strength at 50% Strength	88,511.67	kPa
-	Wet Density	2.327	g/cm ³
-	Dry Density	2.256	g/cm ³

ตารางที่ 4.6 Unconfined Compression Test ของการทดสอบที่ 2 หินคลุก, ดินลูกรัง, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ (เงื่อนไขการทดสอบ ราคน้ำทุกวัน)

Spec. No.	Before Test			After Test			Ages (days)	Unconfined Compressive Strength,(ksc)	Unconfined Shear Strength,(ksc)	Strain at Failure (%)	Elastic Strength at 50% Strength,(kpa)
	Water Content (%)	Wet Density (g./cm ³ .)	Dry Density (g./cm ³ .)	Water Content (%)	Wet Density (g./cm ³ .)	Dry Density (g./cm ³ .)					
1	6.071	2.388	2.251	6.062	2.388	2.251	0	7.61	3.81	4.92	93,358.50
2	5.506	2.403	2.278	4.149	2.349	2.255	1	23.78	11.89	12.19	71,927.74
3	5.951	2.379	2.246	4.375	2.362	2.263	3	29.84	14.92	8.45	99,613.36
4	5.242	2.345	2.228	5.059	2.364	2.250	7	34.71	17.36	9.23	160,606.05
5	5.706	2.399	2.269	3.161	2.327	2.256	28	50.35	25.18	12.40	88,511.67



ภาพที่ 4.9 ผลการทดสอบ Unconfined Compression Test ของการทดสอบที่ 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.3.3 การทดสอบที่ 3 หินคลุก, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์
(เงื่อนไขการทดสอบ ตากอากาศในชายคา)

ระยะเวลาการบ่ม 3 วัน

- Unconfined Compressive Strength	39.38	ksc
- Unconfined Shear Strength	19.69	ksc
- Elastic Strength at 50% Strength	114,315.28	kPa
- Wet Density	2.321	g/cm ³
- Dry Density	2.275	g/cm ³

ระยะเวลาการบ่ม 7 วัน

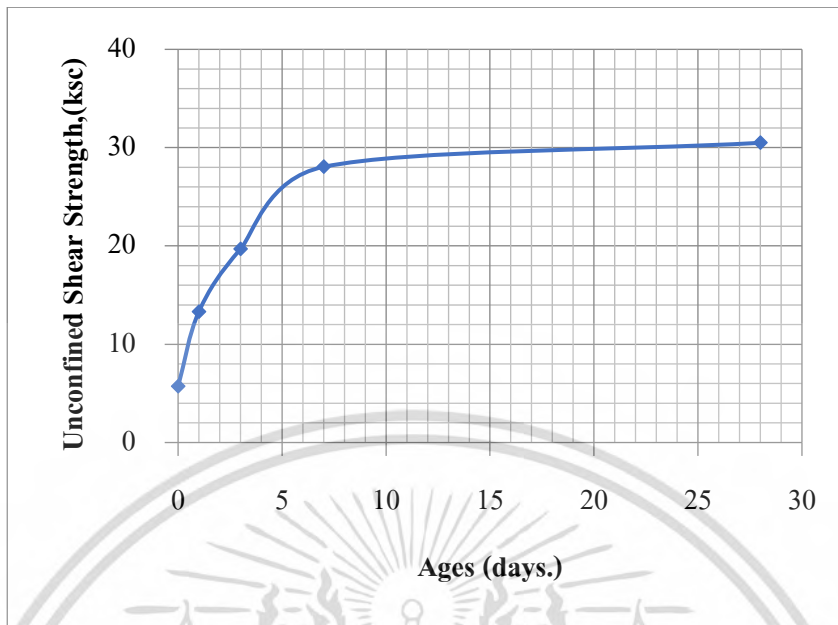
- Unconfined Compressive Strength	56.10	ksc
- Unconfined Shear Strength	28.05	ksc
- Elastic Strength at 50% Strength	106,909.93	kPa
- Wet Density	2.300	g/cm ³
- Dry Density	2.252	g/cm ³

ระยะเวลาการบ่ม 28 วัน

- Unconfined Compressive Strength	60.98	ksc
- Unconfined Shear Strength	30.49	ksc
- Elastic Strength at 50% Strength	84,366.00	kPa
- Wet Density	2.299	g/cm ³
- Dry Density	2.274	g/cm ³

ตารางที่ 4.7 Unconfined Compression Test ของการทดสอบที่ 3 หินคลุก, ซีเมนต์ (Portland Cement)
และ โพลีเมอร์ (เงื่อนไขการทดสอบ ตากอากาศในชายคา)

Spec. No.	Before Test			After Test			Ages (days)	Unconfined Compressive Strength,(ksc)	Unconfined Shear Strength,(ksc)	Strain at Failure (%)	Elastic Strength at 50% Strength,(kpa)
	Water Content (%)	Wet Density (g./cm ³)	Dry Density (g./cm ³)	Water Content (%)	Wet Density (g./cm ³)	Dry Density (g./cm ³)					
1	5.760	2.380	2.250	5.156	2.353	2.237	0	11.41	5.70	8.27	92,432.00
2	5.690	2.372	2.244	2.453	2.314	2.259	1	26.63	13.31	12.79	78,979.58
3	5.776	2.406	2.275	2.026	2.321	2.275	3	39.38	19.69	11.29	114,315.28
4	5.595	2.361	2.235	2.121	2.300	2.252	7	56.10	28.05	10.60	106,909.93
5	5.879	2.403	2.270	1.135	2.299	2.274	28	60.98	30.49	11.40	84,366.00



ภาพที่ 4.10 ผลการทดสอบ Unconfined Compression Test ของการทดสอบที่ 3

4.3.4 การทดสอบที่ 4 หินคลุก, ดินลูกรัง, ซีเมนต์ (Portland Cement), และ โพลีเมอร์ (เงื่อนไขการทดสอบ ตามอากาศในชายคา)

ระยะเวลาการบ่ม 3 วัน

- Unconfined Compressive Strength	33.40	ksc
- Unconfined Shear Strength	16.70	ksc
- Elastic Strength at 50% Strength	85,236.15	kPa
- Wet Density	2.335	g/cm ³
- Dry Density	2.280	g/cm ³

ระยะเวลาการบ่ม 7 วัน

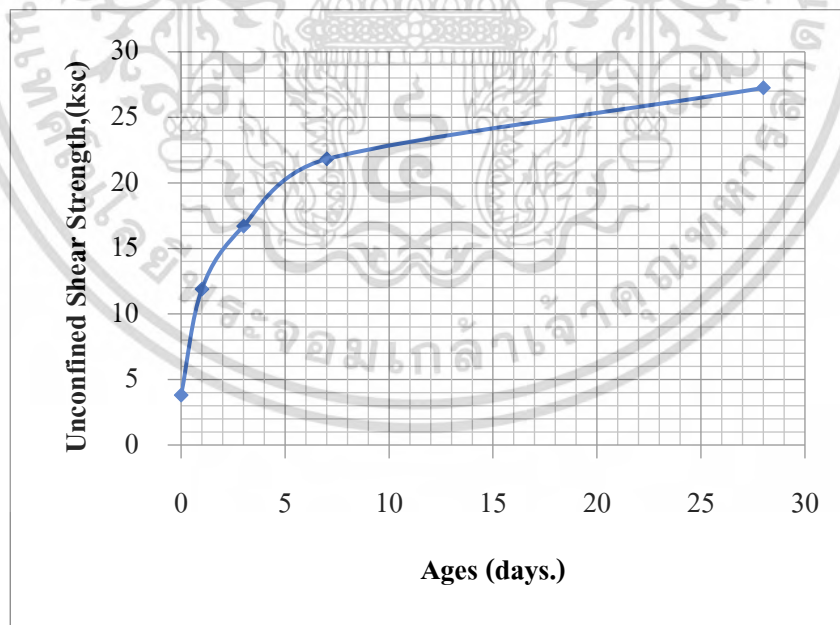
- Unconfined Compressive Strength	43.63	ksc
- Unconfined Shear Strength	21.82	ksc
- Elastic Strength at 50% Strength	95,099.81	kPa
- Wet Density	2.288	g/cm ³
- Dry Density	2.230	g/cm ³

ระยะเวลาการบ่ม 28 วัน

- Unconfined Compressive Strength 54.49 ksc
- Unconfined Shear Strength 27.24 ksc
- Elastic Strength at 50% Strength 79,994.08 kPa
- Wet Density 2.281 g/cm³
- Dry Density 2.255 g/cm³

ตารางที่ 4.8 Unconfined Compression Test ของการทดสอบที่ 3 หินคลุก, ดินลูกรัง, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ (เงื่อนไขการทดสอบ ตามอากาศในชายคา)

Spec. No.	Before Test			After Test			Ages (days)	Unconfined Compressive Strength,(ksc)	Unconfined Shear Strength,(ksc)	Strain at Failure (%)	Elastic Strength at 50% Strength,(kpa)
	Water Content (%)	Wet Density (g./cm ³)	Dry Density (g./cm ³)	Water Content (%)	Wet Density (g./cm ³)	Dry Density (g./cm ³)					
1	6.071	2.388	2.251	6.062	2.388	2.251	0	7.61	3.81	4.92	93,358.50
2	5.506	2.403	2.278	4.149	2.349	2.255	1	23.78	11.89	12.19	71,927.74
3	5.945	2.409	2.274	2.412	2.335	2.280	3	33.40	16.70	11.45	85,236.15
4	4.880	2.358	2.248	2.590	2.288	2.230	7	43.63	21.82	10.41	95,099.81
5	5.971	2.389	2.254	1.133	2.281	2.255	28	54.49	27.24	11.60	79,994.08



ภาพที่ 4.11 ผลการทดสอบ Unconfined Compression Test ของการทดสอบที่ 4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 5

สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผลการวิจัย

- 1) จากการทดลองการบดอัดดิน (Compaction Test) ความสัมพันธ์ระหว่าง ค่า Maximum Dry Density และ Optimum Moisture Content ของหินคลุก คือ 2.33 g/cc และ 5.10 %, ดินลูกรังคือ 2.04 g/cc และ 8.20 %, หินคลุก และ ดินลูกรัง คือ 2.30 g/cc และ 4.90 %, หินคลุก ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ คือ 2.32 g/cc และ 5.20 %, หินคลุก ดินลูกรัง ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ คือ 2.28 g/cc และ 5.00 % ตามลำดับ
- 2) การศึกษาเปรียบเทียบกำลังการรับน้ำหนักของหินคลุก ก่อนและหลังการปรับปรุงคุณภาพด้วย ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ โดยการทดลองแคลิฟอร์เนีย แบร์ริง เรโซ (California Bearing Ratio; C.B.R.) ศึกษาพฤติกรรมของดินภายใต้เงื่อนไข Soaked และ Unsoaked เพื่อพิจารณาพฤติกรรมและกำลังการรับน้ำหนักของดินก่อนและหลังการเกิดน้ำท่วม จากผลการทดลองพบว่า หินคลุกมีค่า C.B.R. = 135.21% (Soaked Condition) และ 172.87% (Unsoaked Condition) ที่ 95% Compaction (Modified Proctor) ในขณะที่ ค่า C.B.R. ของหินคลุกที่มีการปรับปรุงคุณภาพด้วย ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ มีค่า = 307.72% และ 146.85% ที่ 95% Compaction (Modified Proctor) ภายใต้เงื่อนไข Soaked และ Unsoaked Conditions ตามลำดับ แสดงให้เห็นว่า เมื่อเกิดสถานการณ์น้ำท่วม (Soaked) กำลังการรับน้ำหนักของหินคลุก ลดลงอย่างเห็นได้ชัด แต่ในทางตรงกันข้าม กำลังการรับน้ำหนักของหินคลุกที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์มีค่าเพิ่มมากขึ้นเมื่อมีสถานการณ์น้ำท่วมเกิดขึ้น
- 3) การทดสอบแรงเฉือนแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compression Test) ที่มีระยะเวลาการบ่ม 3 วัน, 7 วัน, และ 28 วัน ของการทดสอบ หินคลุก, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ และการทดสอบหินคลุก, ดินลูกรัง, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ ภายใต้เงื่อนไข การทดสอบ ราคาน้ำทุกวัน และตากอากาศในชามคา ค่าการทดสอบแรงเฉือนแบบไม่ถูกจำกัด ของการทดสอบ หินคลุก, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ มีค่า 38.24 ksc (ระยะเวลาการบ่ม 3 วัน), 50.70 ksc (ระยะเวลาการบ่ม 7 วัน), และ 58.34 ksc (ระยะเวลาการบ่ม 28 วัน) ภายใต้เงื่อนไข ราคาน้ำทุกวัน และมีค่า 39.38 ksc (ระยะเวลาการบ่ม 3 วัน), 56.10 ksc (ระยะเวลาการบ่ม 7 วัน), และ 60.98 ksc (ระยะเวลาการบ่ม 28 วัน) ภายใต้เงื่อนไข ตากอากาศในชามคา การทดสอบ หินคลุก, ดินลูกรัง, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ มีค่า 29.84 ksc (ระยะเวลาการบ่ม 3 วัน), 34.71 ksc (ระยะเวลาการบ่ม 7 วัน), และ 50.35 ksc (ระยะเวลาการบ่ม 28 วัน)ภายใต้เงื่อนไข ราคาน้ำทุกวัน และมีค่า 33.40 ksc (ระยะเวลาการบ่ม 3 วัน), 43.63

ksc (ระยะเวลาการบ่ม 7 วัน), และ 54.49 ksc (ระยะเวลาการบ่ม 28 วัน) ภายใต้เงื่อนไข ตาม
อากาศในชายคาพบว่า ค่าการทดสอบแรงเนียนแบบไม่ถูกจำกัด ของการทดสอบวัสดุภายใต้
สองเงื่อนไข มีค่าไม่แตกต่างกัน ในขณะที่ค่าการทดสอบแรงเนียนแบบไม่ถูกจำกัดจะมีค่ามาก
ขึ้นตามระยะเวลาการบ่มที่เพิ่มขึ้น

5.2 ข้อเสนอแนะ

- 1) ศึกษาเปรียบเทียบค่า C.B.R ที่ได้จากการวิจัยนี้ และค่า C.B.R ที่เกิดขึ้นจริงในงานสนามของ
การประยุกต์ใช้ หินคลุก, ดินลูกรัง, ซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์
- 2) นำผลการศึกษาที่ได้ไปศึกษาเพิ่มเติม โดยแบ่งชนิดของดินลูกรังให้มีความละเอียดเพิ่มมา
ขึ้น อาทิ ดินลูกรังประเภท A B และ C เพื่อให้ครอบคลุมประเภทของดินลูกรังที่ใช้ในการ
ก่อสร้างถนนทั้งหมดตามมาตรฐานของกรมทางหลวง และวิเคราะห์ปฏิกิริยาที่เกิดขึ้นตาม
อัตราส่วนผสมต่าง ๆ
- 3) ในการนำซีเมนต์ (Portland Cement) และ โพลีเมอร์ มาใช้เป็นส่วนผสมในการก่อสร้างถนน
อาจมีความคลาดเคลื่อน (Error) เกิดขึ้น
- 4) ควรมีการศึกษาความเหมาะสมทางเศรษฐศาสตร์เพิ่มเติม

บทที่ 6

สรุปผลผลิตงานวิจัย

6.1 ผลผลิตงานวิจัย

เนื้อหาส่วนหนึ่งของงานวิจัยนี้ได้ถูกคัดเลือกเป็นบทความ เพื่อนำเสนอในการประชุมวิชาการระดับนานาชาติ 16th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (16ARC) ระหว่างวันที่ 14-18 ตุลาคม 2019 ณ. Taipei International Convention Center (TICC) ประเทศไต้หวัน ในหัวข้อ “Improvement of Crushed Rock by Polymer and Portland Cement on California Bearing Ratio (CBR) under Soaked Condition” โดยมีบทความ และ Acceptance Letter ดังเอกสารแนบในภาคผนวก ข

Chaiyaput, S., Maleesee, K., Sirikaew, U., and Artidteang, S, (2019). “Improvement of Crushed Rock by Polymer and Portland Cement on California Bearing Ratio (CBR) under Soaked Condition.” 16th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (16ARC), SA10-007.

บรรณานุกรม

- Abboud, M. M., (1973). Mechanical properties of cement-treated soils in relation to their use in embankment construction, Ph. D dissertation, University of California, Berkeley, CA.
- Al-Khanbashi, A. and Abdalla S. H. W., (2006). "Evaluation of three waterborne polymers as stabilizer for sandy soil." *Geotechnical and Geological Engineering*, 24(6):1603-1625.
- Assaad, J.J., (2018). "Development and use of Polymer-modified Cement for Adhesive and Repair Applications." *Construction and Building Materials*, 163(28):139-148.
- Ate, A., (2013). "The effect of polymer-cement stabilization on the unconfined compressive strength of liquefiable soils." *International Journal of Polymer Science*, 2013.
- Austrroads, (2010). "Guide to pavement technology par 2: pavement structural design.", Austrroads, Sydney.
- Austrroads, (2010). "Guide to pavement technology part 4D: Stabilised materials." AGPT04D-06, Austrroads, Australia.
- Daniels, J. L. and Inyang, H. L., (2004). "Contaminant barrier material textural response to interaction with aqueous polymers." *Journal of Material and Civil Engineering*, 16(3):265-275.
- Daniels, J. L., Inyang, H. I., and Iskandar, I. K., (2003). "Durability of Boston blue clay in waste containment applications." *Journal of Material and Civil Engineering*, 15(2):144-155.
- Das, B.M., (1990). *Principle of foundation engineering*. PWS-KENT, Boston.
- Ding, B., Kim, H., Lee, S., Shao, C., Lee, D., Park, S., and Choi, K., (2002). "Preparation and characterization of a nanoscale poly(vinyl alcohol) fiber aggregate produced by an electrospinning method." *J. of Polymer Science Part B: Polymer Physics*, 40(13): 1261-1268.
- Esklsar, T., (2015). "Influence of cement treatment on unconfined compressive strength and compressibility of lean clay with medium plasticity." *Arabian Journal for Science and Engineering*, 40:763-772.

- Fowler, D.W., (1999). "Polymers in concrete: a vision for the 21st century." *Cement Concr. Compos.* 21(5); 449–452.
- Garber, S., Rasmussen, R.O., and Harrington, D., (2001). "Guide to cement-based integrated pavement solutions." Portland Cement Association, Skokie.
- Gemert, D. V., Czarnecki, L., Maultzsch, M, (2005) "Cement concrete and concrete–polymer composites: two merging worlds." *Cement Concr. Compos.* 27(9-10); 926–933.
- George, K. P., (1973). "Mechanism of shrinkage cracking of soil-cement bases." In *Highway Research Record 442*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 1-10.
- George, K. P., (1968a). "Shrinkage characteristics of soil-cement mixtures." In *Highway Research Record 255*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp.42-58.
- George, K. P., (1968b). "Cracking in cement-treated bases and means for minimizing it." In *Highway Research Record 255*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 59-70.
- Guthrie, W. S., Sebesta, S., and Scullion, T., (2002). "Selecting optimum cement contents for stabilizing aggregate base materials." Report 4920-2. Texas Transportation Institute, Texas A&M University System, College Station, TX.
- Ingles, O.G. and Metcalf, J.B., (1973). "Soil Stabilization Principles and Practice." Halstead, New York.
- Isaac, A., (2013). "Soil modification by the application of steel slag." *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 58(4).
- Jamsawang. P, Vottipruex, P., and Horpibusuk, S. (2015). "Flexural strength characteristics of compacted cement-polypropylene fiber sand." *Journal of Materials in Civil Engineering*, 27(9), 04014243.
- Jaritngam, S., Somchainuek, O., and Taneerananon, P. (2014). "Feasibility of laterite-cement mixture as pavement base course aggregate." *Transactions of Civil Engineering*, 38(C1): 275-284.
- Juan, M. M., Vanesa, O-L., Juan, A.P., Jesus, S., (2013). "The use of ladle furnace slag in soil stabilization." *Construction and Building Materials*. 40: 126-134.

- Lorenzo, G. A. and Bergado, D. T., (2004). "Fundamental parameters of cement-admixed clay new approach." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130:1042-1050.
- Menhosh, A.M., Wang, Y., Wang, Y., and Augustus-Nelson, L., (2018). "Long term durability properties of concrete modified with metakaolin and polymer admixture." *Construction and Building Materials*, 172: 41-51.
- Mirzababaei M., Arulrajah M., and Ouston M., (2017). "Polymers for Stabilization of Soft Clay Soil." *Procedia Engineering*, 189; 25-32.
- Mirzababaei, M., Yasrobi, S., and Al-Rawas, A., (2009). "Effect of polymers on swelling potential of expansive soils." *Proceedings of the ICE Ground Improvement* 162(3); 111-119.
- Mitchell, James K., and Dean R. Freitag., (1959). "A review and evaluation of soil-cement pavements." *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers*, 85(SM 6): 49-73.
- Naeini, S. A., Naderinia, B. and Izadi, E. (2012), "Unconfined compressive strength of clayey soils stabilized with waterborne polymer." *KSCE Journal of Civil Engineering*, 16(6):943-949.
- Newman, K. and Tingle, J. S. (2004), "Emulsion polymers for soil stabilization." In *FAA Worldwide Airport Technology Transfer Conference*, Atlantic City, New Jersey.
- Norling, L. T., (1973). "Minimizing reflective cracks in soil-cement pavements: A status report of laboratory studies and field practices." In *Highway Research Record 442*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 22- 33.
- Ohama, Y., (1987). "Principle of latex modification and some typical properties of latex-modified mortars and concretes adhesion; binders (materials); Bond (paste to aggregate); carbonation; chlorides; curing; diffusion." *ACI Mater. J.* 84(6); 511–518.
- Page, E.R., (2006). "The effect of poly(vinyl alcohol) on the crust strength of silty soils." *European Journal of Soil Science* 30(4); 643-51.
- PCA. (1956), "Soil-cement laboratory handbook." Portland Cement Association, Chicago, Illinois.

- Pretorius, P. C. (1970). "Design considerations for pavements containing soil-cement base. Ph. D. Thesis, University of California, pp. 1-210.
- Ruenkairergsa, T., and Thaweewonsodsai, A. (2000). Stress-strain characteristics of cement treated materials under unconfined compression test. RD.179, Road Research and Development Center, Department of Highways.
- Sariosseiri, F. and Muhunthan, B. (2009). "Effect of cement treatment on geotechnical properties of some Washington State soils." *Engineering Geology*, 104(1-2): 119-125.
- Saha, S. and Pal, S.K., (2013). "Influence of fly ash on unconfined compressive strength of soil and fly ash layers placed successively", *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 18:15931602.
- Saowapakpiboon, J., Bergado, D. T., and Kritpuckkrapong, T. (2000). Increasing engineering properties of laterite soil by using Portland cement type 1 and chemroad.
- Scullion, T., (2002). "Field investigation: Pre-cracking of soil-cement bases to reduce reflection cracking." In *Transportation Research Board 81st Annual Meeting Compendium of Papers*. CDROM. TRB, National Research Council, Washington, D.C.
- Teng, T. C., and Fulton, J. P., (1974). "Field evaluation program of cement-treated bases." In *Transportation Research Record 501*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 14-27.
- Wang, M., Wang, R., Yao, H., Farhan, S., Zheng, S., Wang, Z., Du, C., and Jiang, H., (2016). "Research on the mechanism of polymer latex modified cement." *Construction and Building Materials*, 111:710-718.
- Wang, J. W. H., (1973). "Use of additives and expansive cements for shrinkage crack control in soil cement: A review." In *Highway Research Record 442*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 11-21.
- Zhang, Z., and Tao, M. (2008). "Durability of cement stabilized low plasticity soils". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(2):203–213.

กรมทางหลวง. (2544). มาตรฐานพื้นทางหินคลุก. สืบค้นจาก <http://www.doh.go.th/doh/images/aboutus/standard/01/dhs201-44.pdf>.

กรมทางหลวง. (2532). มาตรฐานรองพื้นทางวัสดุมวลรวม. สืบค้นจาก <http://www.doh.go.th/doh/images/aboutus/standard/01/dhs205-32.pdf>.

กิตติศักดิ์ โขติ., ประทีป ดวงเดือน. (2556). การปรับปรุงคุณภาพดินลูกรังด้วยเถ้าก้นเตาและปูนขาว. วิทยานิพนธ์. ประเทศไทย : วิศวกรรมโยธา, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

บุญญวัฒน์ ขุนอินทร. (2560). สถานการณ์อุตสาหกรรมเหมืองแร่ของไทยปี 2560 และแนวโน้มปี 2561. กองบริหารจัดการวัสดุอุตสาหกรรม:กรมอุตสาหกรรมพื้นฐานและการเหมืองแร่.

ผศ.ทวีศักดิ์ ศรีจันทร์อินทร์. (2558). การปรับปรุงคุณภาพของหินปลายตะแกรงสำหรับงานก่อสร้างถนน. สืบค้นจาก <http://research.rmutsb.ac.th/fullpaper/2558/2558240240244.pdf>.

สถิต ชินอ่อน. (2556). คุณสมบัติการบดอัดและค่าซีบีอาร์ของดินถมคันทาง. สืบค้นจาก <http://sutir.sut.ac.th:8080/sutir/bitstream/123456789/5112/2/Abstract>.

ผศ.สุพจน์ ศรีนิล, รศ.แหลมทอง เหล่าคงถาวร, ชลธิ์ เร่บ้านเกาะ. (2555). คู่มือปฏิบัติการทดลองปฐพีกลศาสตร์. พิมพ์ครั้งที่ 3. กรุงเทพฯ: มิน เซอร์วิส ซัพพลาย.



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภาพประกอบการทดสอบ UNCONFINED COMPRESSION TEST

1. วัสดุที่ใช้ทดสอบ

1.1 หินคลุก



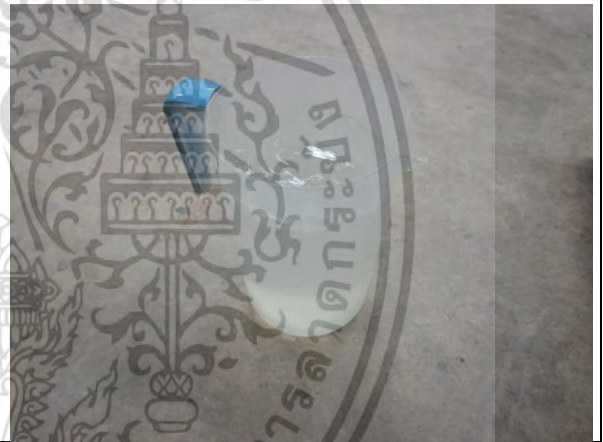
1.2 ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ประเภทที่ 1 (TPI)



1.3 น้ำยาโพลีเมอร์



1.4 น้ำ



2. การเตรียมตัวอย่างและ ขั้นตอนการทดสอบ

2.1 เตรียมหินคลุก 6 กิโลกรัม



2.2 เตรียมปูนซีเมนต์ 210 กรัม



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.3 เตรียมน้ำยาโพลิเมอร์ 10.5 ซีซี



2.4 เตรียมน้ำ 390 กรัม



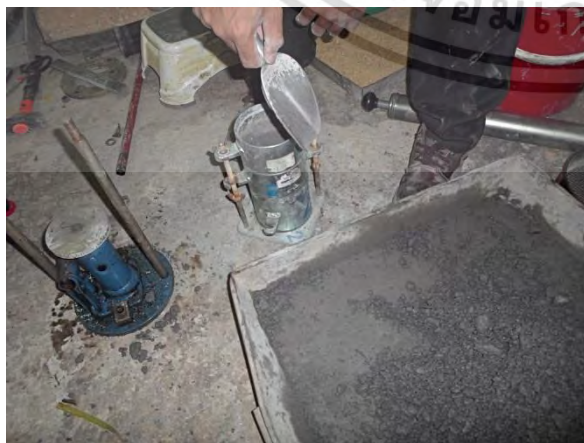
2.5 เทน้ำยาโพลิเมอร์ผสมกับน้ำ ลงไปที่หินคลุก และซีเมนต์คลุกเข้ากันแล้ว



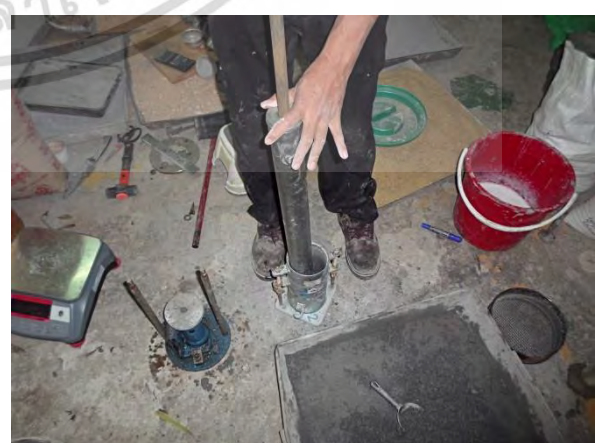
2.6 ทำการคลุกเค้าให้ส่วนผสมเข้ากัน



2.7 เมื่อส่วนผสมเข้ากันแล้ว ทำการตักตัวอย่างใส่ Mold Unconfined และเก็บตัวอย่างหา Water Content



2.8 ทำการตักตัวอย่างให้แน่นตามวิธี Modified Proctor จำนวน 5 ชั้น ชั้นละ 56 ที่ จนเต็ม Mold



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา 87 ต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.9 ใช้มีดปาดดินส่วนที่สูงเกินขอบ Mold ออกและ
อุดแต่งผิวให้เรียบเสมอบนขอบ Mold



2.10 แล้วทำการดันตัวอย่างออกจาก Mold ด้วย
เครื่องดันตัวอย่าง



2.11 จากนั้นนำตัวอย่างไปวัด Diameter ส่วนสูงและ
ชั่งน้ำหนัก และทำการจดบันทึก



2.12 จากนั้นนำตัวอย่างไปเก็บในที่ร่มเป็นเวลา 24
ชั่วโมงรอการบ่มต่อไป



2.13 เมื่อครบเวลานำตัวอย่างออกมาบ่มด้วยกัน 2 วิธี

1) บ่มด้วยอากาศในที่ร่ม รอเวลาจนครบเวลาการ
ทดสอบได้แก่ 3 วัน , 7 วัน และ 28 วัน

2) บ่มด้วยการรดน้ำไว้ในที่ร่ม รดน้ำเข้าเย็น รอน
ครบเวลาการทดสอบได้แก่ 3 วัน , 7 วัน และ 28 วัน



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่ สงวนลิขสิทธิ์ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ทางการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา 88 ต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.14 เมื่อครบเวลานำตัวอย่างมาทำการทดสอบ ก่อนทดสอบต้อง วัด Diameter ส่วนสูงและชั่งน้ำหนัก



2.15 จากนั้นนำตัวอย่างเข้าเครื่องทดสอบ Unconfined



2.16 ทำการทดสอบบันทึกค่าแรงกด ทุกการยุบตัว 0.1 มม. จนค่าเริ่มลดลง ทำการทดสอบให้เห็นแนวเฉียงของก้อนตัวอย่าง แล้วจึงหยุดการทดสอบ

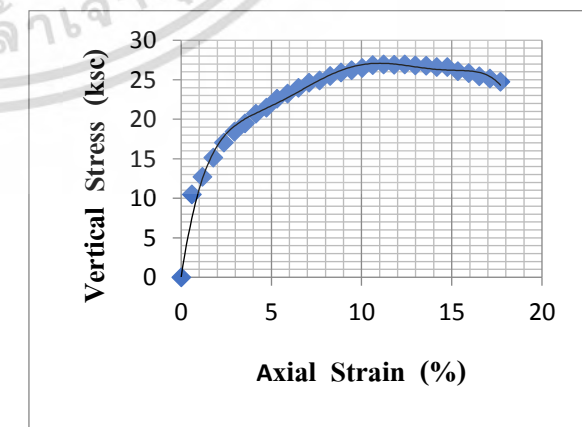


หาปริมาณความชื้นหลังการทดสอบ

2.17 จากนั้นถ่ายรูปแสดงลักษณะตัวอย่างการวิบัติ และวัดมุมที่รอยเฉียงกระทำกับแนวราบ



ถ้าพื้นที่ระหว่างค่า Vertical Stress กับค่า Axial Strain





ภาคผนวก ข

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

The 16th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 16ARC

Taipei Int. Convention Center, Taiwan, October 14-18, 2019



Salisa Chaiyaput
Department of Civil Engineering
Faculty of Engineering
King Mongkut's Institute of Technology Ladkrabang
1 Soi Chalongsong 1, Chalongsong Rd., Ladkrabang, Bangkok 10520, Thailand.
E-mail: salisa.ch@kmitl.ac.th

February 4, 2019

Re: Acceptance of full paper submitted to 16ARC as an Oral Presentation

Dear Salisa Chaiyaput:

On behalf of the Conference Committee of the 16th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (16ARC), I am pleased to notify you that your following revised paper has been received and has been accepted as an **oral presentation** in 16ARC:

S. Chaiyaput, K. Maleesee, U. Sirikaew, and S. Artidteang "Improvement of Crushed Rock by Polymer and Portland Cement on California Bearing Ratio (CBR) under Soaked Condition"

The details for the conference, including registration and accommodation, can be found in the conference website: <http://www.16arc.org/>.

We look forward to seeing you in 16ARC.

Best regards,

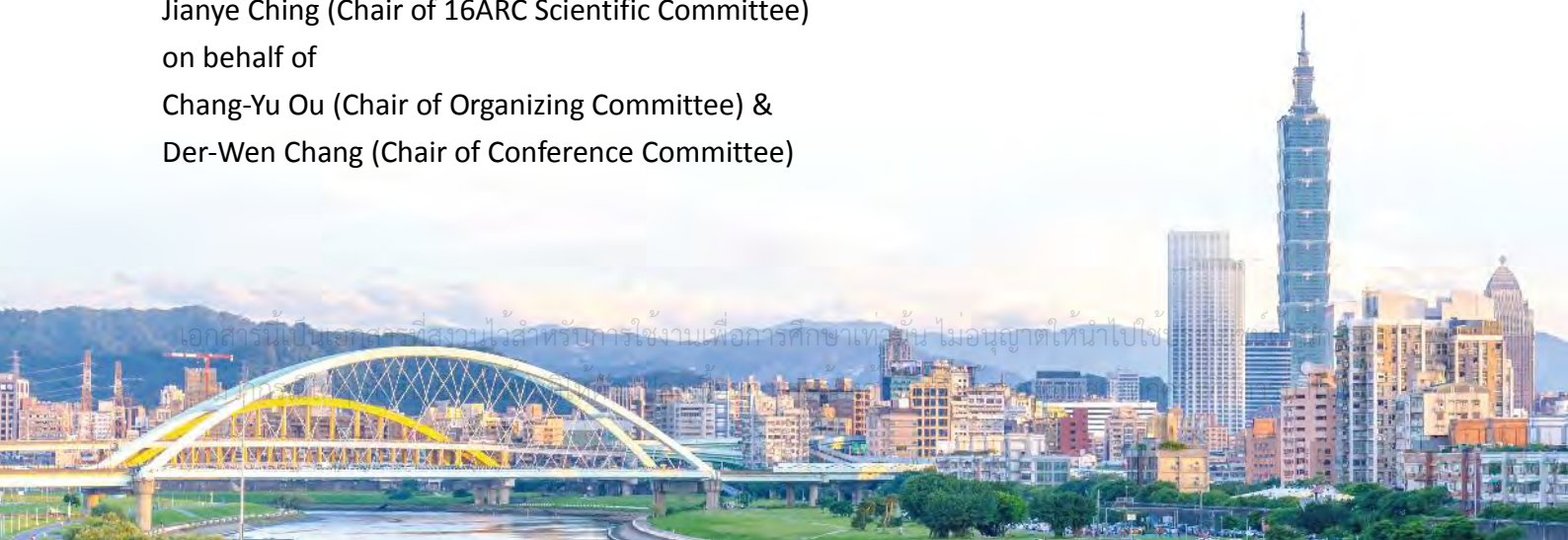
Jianye Ching

Jianye Ching (Chair of 16ARC Scientific Committee)

on behalf of

Chang-Yu Ou (Chair of Organizing Committee) &

Der-Wen Chang (Chair of Conference Committee)



Improvement of Crushed Rock by Polymer and Portland Cement on California Bearing Ratio (CBR) under Soaked Condition

S. Chaiyaput¹, K. Maleese¹, U. Sirikaew¹, and S. Artidteang²

¹ Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, King Mongkut's Institute of Technology Ladkrabang, 1 Soi Chalongsong Rd., Ladkrabang, Bangkok 10520, Thailand.

² Department of Public Works and Town and Country Planning, 218/1 Rama VI Rd., Payatai, Bangkok 10400, Thailand.

ABSTRACT

The pavement consists of surface course built on the top followed by base, subbase, and subgrade, respectively. The high stresses occur at the top layer, which is placed by the expensive material with high quality, while cheaper material with low quality is placed in the lower layer, respectively. Crushed rock is normally applied as the base material, which is required to support the high stress transmission. The soil improvement techniques have become one alternative to apply for increasing the soil strength. The one technique has been widely adopted, is called "soil cement". On the other hand, the soil cement road is easily to damage by heavy raining and flooding, due to brittle crack behavior in Portland cement property. Consequently, polymer has high elastic modulus, is precious to solve the brittle failure problem. This paper examines the effect of concurrent use of liquid polymer and Portland cement on crushed rock as reinforced pavement base material. The strength of polymer-treated crushed rock (treated crushed rock) and ordinary crushed rock (untreated crushed rock) were characterized and compared. In strength analysis, the California bearing ratios (CBR) of untreated and treated crushed rock were determined under soaked condition to simulate post-flood pavement damage. As a result, it was found that the CBR value of the treated crushed rock has higher than the CBR values of the untreated crushed rock (approximately two times).

Keywords: Polymer; CBR; Base; Pavement; Crushed rock

1 INTRODUCTION

There are many soil improvement techniques to enhance the engineering properties (e.g. strength, stiffness, durability and bearing capacity etc.) of natural aggregates, including fine grained soil and coarse grained soil (crushed rock). There are two conventional techniques: mechanical and chemical. The mechanical technique uses static or dynamic compaction to increase soil density and bearing capacity. The chemical method mixes the natural aggregate with traditional (e.g., cement, bitumen, fly ash) or nontraditional stabilizing materials (e.g., resins, ionic, polymer).

Portland cement mixes the natural aggregate (i.e., soil cement) was first used in 1935 to improve soil strength for highway construction (Mitchell et al., 1959). The strength of soil cement, including fine-grained soil and coarse-grained soil, was assessed by California bearing ratio and unconfined compressive strength (Naeni et al., 2012; Saha and Pal, 2013; and Esklsar, 2015).

Garber et al. (2011) experimented using a mixture of crushed rock, cement, and water (i.e., cement treated base (CTB)) for pavement structure by varying cement

content between 3%-8% by aggregate weight, depending on the required strength. According to Austroads (2010), cement contents of 4-5% by CTB aggregate weight resulted in a modulus of 500 MPa - 5000 MPa. Thus, lower cement contents are suitable for coarse grained soil and high cement contents for fine grained soil. Increase in CTB cement content contributed to stiff base material and susceptibility to brittleness

In addition to Portland cement, high-elastic-modulus polymer was incorporated in soil to mitigate the brittle crack (Wang et al., 2016). The polymer improved the flexibility, durability, and water proofing of soil cement (Mirzababaei et al., 2017; and Menhosh et al., 2018).

Therefore, the objective of this paper is to examine the concurrent use of liquid polymer and Portland cement to strengthen crushed rock as reinforced pavement base material. In the study, the strength of polymer-treated crushed rock (treated crushed rock) and ordinary crushed rock (untreated crushed rock) were characterized and compared. In the analysis, the California bearing ratios of untreated and treated crushed rock were determined under soaked conditions to simulate the post-flood pavement damage.

2 POLYMER

The experimental liquid polymer was vinyl copolymer emulsion (Soiltac, Soilworks LLC) of milky white color, pH 4.5-6.0, and a specific gravity of 1.05-1.10 (Table 1). The polymer was first diluted (10.5 cc/390 g tap water) and mixed with Portland cement (Type 1, TPI) and crushed rock for the treated crushed rock. The ratio of diluted polymer to Portland cement was 5 g:100 g, and that of cement to crushed rock was 3.5 g:100 g.

Table 1. Properties of polymer.

Property	Characteristics/Value
Physical State	Liquid polymer
Colour	Milky White color
Component	Vinyl Copolymer Emulsion
pH	4.5-6.0
specific gravity	1.05 to 1.10.

3 CRUSHED ROCK PROPERTIES

The basic properties of untreated crushed rock were classified by laboratory testing, including Atterberg's limit test and sieve analysis test. The laboratory testing base on the standard of American Society for Testing and Material (ASTM), which is similar to the standard of American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

3.1 Atterberg's limit test

The liquid limit, plastic limit, and plasticity index of untreated crushed rock were characterized using Atterberg's limits test in accordance with ASTM D4318. The relationship between the liquid limit (LL), plastic limit (PL), and plasticity index (PI) can be expressed as

$$PI = LL - PL \quad (1)$$

In this research, the initial moisture content was 17.46%. The moisture content was further increased and varied between 17.85%, 18.14%, 18.73%, and 19.23%, with the corresponding number of blows of 32, 26, 18, and 13 blows. The LL of untreated crushed rock corresponding to 25 blows was 18.22%.

In PL analysis, the experiments were carried out in triplicate. The average PL of untreated crushed rock was 13.72%. The PI of untreated crushed rock was 4.50%, where $PI = LL - PL$.

3.2 Sieve analysis test

Sieve analysis was carried out to determine the distribution of particle sizes of untreated crushed rock in accordance with ASTM D-421.

Figure 1 illustrates the grain size distribution of untreated crushed rock as a function of the percentage of passing by weight and the size of particle by diameter. Specifically, the untreated crushed rock passing sieve no. 2", 1", 3/8", #4, #10, #40, and #200

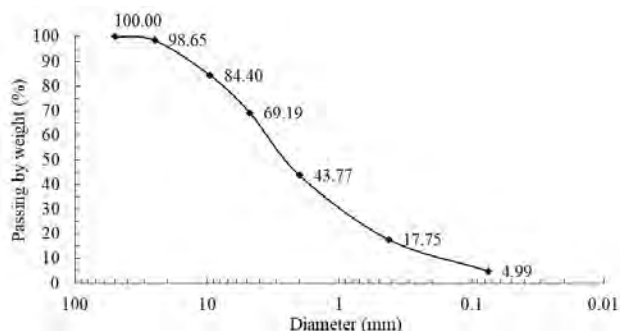


Fig. 1. Grain size distribution curve of ordinary crushed rock.

were 100%, 98.65%, 84.40%, 69.19%, 43.77%, 17.75%, and 4.99%, respectively. In the figure, the 10% (D_{10}), 30% (D_{30}), and 60% (D_{60}) passing by weight were 0.18 mm, 1.00 mm, and 3.50 mm. The coefficient of uniformity (C_u) and coefficient of gradation (C_c) are a function of D_{10} , D_{30} , and D_{60} as:

$$C_u = D_{60}/D_{10} \quad (2)$$

$$C_c = (D_{30})^2/(D_{10} \times D_{60}) \quad (3)$$

where $C_u > 4$ and $C_c \approx 1-3$ denote well-graded gravel, $C_u > 6$ and $C_c \approx 1-3$ well-graded sand, and $C_u \approx 1$ poor-graded sand. In this research, C_u and C_c of untreated crushed rock were 19.44 and 1.59.

According to the unified soil classification system (USCS), the particles of untreated crushed rock passing sieve #200 and #4 were 4.99% (<50%) and 69.19% (>50%), respectively, indicating that the untreated crushed rock was sand. Given $C_u = 19.44$ and $C_c = 1.59$, the experimental untreated crushed rock was of well-graded sand ($C_u > 6$ and $C_c \approx 1-3$).

According to the American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), the maximum percent passing sieve #10, #40, and #200 are 50%, 30%, and 15%. In this research, the percent passing sieve #10, #40, and #200 of the untreated crushed rock were 43.77%, 17.75%, and 4.99%, which is classified as A-1-a. The untreated crushed rock is thus of high quality as pavement base material.

4 EXPERIMENTAL PROCEDURES

4.1 Testing conditions

To understand the effect of concurrent use of liquid polymer and Portland cement on crushed rock as reinforced pavement base material, the specimens were prepared and tested by comparing 2 different cases as follows: 1) ordinary crushed rock, called untreated crushed rock, and 2) ordinary crushed rock mixed with Portland cement (3.5% of crushed rock by weight) and polymer (5% of Poland cement by weight), called treated crushed rock. This proportion is used on the standard specification of department of rural roads.

4.2 Compaction test

The modified proctor compaction (ASTM D1557) is a function of the dry density and water content of a material. The maximum dry density ($\gamma_{d, \max}$) and optimal water content (OWC) of untreated and treated crushed rock were determined. The OWC was used for analysis of California bearing ratio (CBR).

In the preparation of untreated and treated crushed rock samples, tap water of arbitrary amounts (i.e., five variations each for untreated and treated crushed rock) was added to the crushed rock. The water contents of untreated crushed rock were 1.01%, 2.48%, 4.90%, 7.01%, and 8.89%, and the corresponding dry densities were 2.17 t/m³, 2.20 t/m³, 2.33 t/m³, 2.26 t/m³, and 2.20 t/m³. Meanwhile, those of treated crushed rock were 1.19%, 2.77%, 4.90%, 7.55%, and 10.20%, and the dry densities were 2.17 t/m³, 2.21 t/m³, 2.32 t/m³, 2.27 t/m³ and, 2.16 t/m³, respectively.

Figures 2-3 respectively illustrate the compaction curves of untreated and treated crushed rock as a function of water content and dry density, whose peak represents the maximum dry density at the optimal water content. Specifically, $\gamma_{d, \max}$ of untreated and treated crushed rock were 2.33 t/m³ (OWC = 5.10%) and 2.32 t/m³ (OWC = 5.20%).

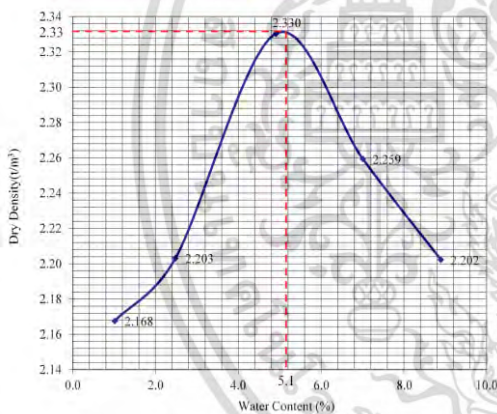


Fig. 2. Compaction result of untreated crushed rock.

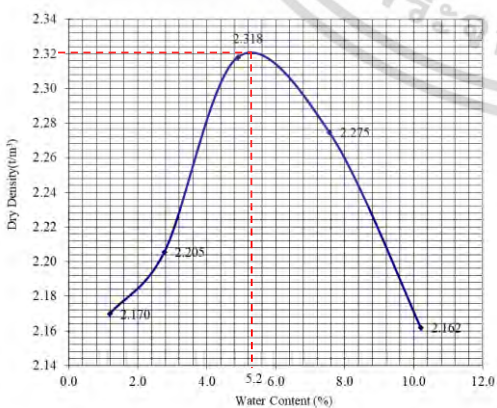


Fig. 3. Compaction result of treated crushed rock.

4.3 California bearing ratio test

California bearing ratio (CBR) describes the strength of a material in relation to the bearing capacity

of well-graded crushed rock whose CBR is 100% at the maximum dry density. The bearing capacity of a material is governed by water content, dry density, and material type. In this research, the CBR of untreated and treated crushed rock is subject to ASTM D1883.

In CBR analysis, the untreated and treated crushed rock passing sieve#4 were mixed with tap water (5.10% and 5.20% OWC, respectively). The rocks were prepared with three molds (compacted 10, 25, and 56 blows in each layer) each for untreated and treated crushed rock.

In penetration testing, the penetration carried out at a rate of 1.27 mm/min. The load measurements corresponding to the following deformation were taken: 0.64 mm, 1.27 mm, 1.91 mm, 2.54 mm, 3.18 mm, 3.81 mm, 4.45 mm, 5.08 mm, 7.62 mm, 10.16 mm, and 12.70 mm.

The swelling behavior of untreated and treated crushed rock were characterized under soaked condition to simulate flooding whereby the crushed rock samples (in the mold) loaded with 10-pound surcharge weight were submerged for 96 h prior to penetration test. The submersion enabled free access of water throughout the crushed rock samples. The swelling after 96h-submersion was calculated by:

$$\% \text{swell} = \frac{\text{Sample extension during soaking (in.)}}{4.584 \text{ (in.)}} \times 100 \quad (4)$$

The load and deformation at 0.2-inch penetration depth under unsoaked and soaked conditions were converted into CBR of untreated and treated crushed rock. The resulting CBR were then compared against that of standard crushed rock at 0.2-inch penetration depth (i.e., 1500 psi). The CBR can thus be expressed as

$$\text{CBR (\%)} = \frac{\text{Test unit load}}{\text{Standard unit load}} \times 100 \quad (5)$$

5 RESULTS

Figure 4 compares the CBR of untreated crushed rock under soaked and unsoaked conditions. Under the unsoaked condition, the CBR at $\gamma_{d, \max}$ of 2.03 t/m³ (10 blows), 2.15 t/m³ (25 blows), and 2.29 t/m³ (56 blows) were 75.74%, 119.46%, and 218.58%, respectively. Under the soaked condition, the CBR at $\gamma_{d, \max}$ of 2.12 t/m³ (10 blows), 2.23 t/m³ (25 blows), and 2.35 t/m³ (56 blows) were 104.46%, 152.50% and 157.84%.

In Figure 4, the unsoaked CBR of untreated and treated crushed rock were positively correlated to compaction blows, suggesting that compaction blows had minimal effect on the CBR.

In practice, the achievable maximum dry density, given any OWC, is 95%. Thus, $\gamma_{d, \max}$ of untreated crushed rock was 2.215 t/m³ (i.e., 95% of $\gamma_{d, \max}$ of 56 modified compaction blows). The CBR of unsoaked and soaked untreated crushed rock, given $\gamma_{d, \max}$ of

2.215 t/m³, were 172.87% and 135.21%, respectively. Specifically, the CBR of untreated crushed rock decreased once submerged in water for an extended time period (96 h). This explains the post-flood damage to untreated pavement.

Figure 5 compares the CBR of untreated and treated crushed rock under soaked condition (96 h). The soaked CBR of untreated crushed rock of 10, 25, and 56 compaction blows were 104.46%, 152.50%, and 157.84; and 292.80%, 297.38% and 328.64% for the corresponding treated crushed rock. The soaked CBR of treated crushed rock was approximately twice as high as that of untreated crushed rock.

Table 2 tabulates the CBR of untreated and treated crushed rock under soaked condition, given 10, 25, and 56 blows. The swelling index of untreated and treated crushed rock under soaked condition, and the swelling indices were 0% for untreated and treated samples. This indicated that liquid polymer and Poland cement had no impact on the crushed rock when submerged under water.

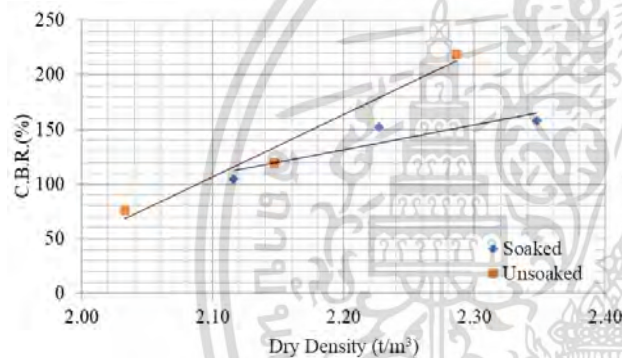


Fig. 4. CBR of untreated crushed rock.

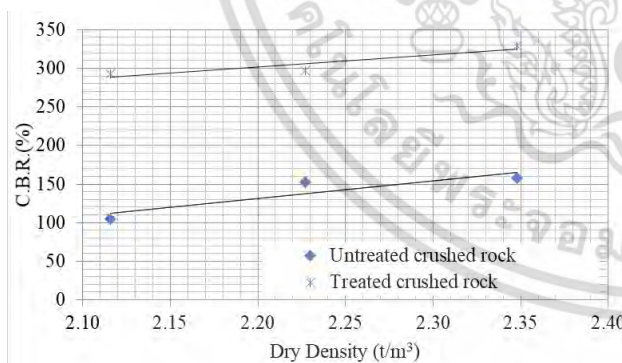


Fig. 5. Comparison the CBR under soaked condition.

Table 2. CBR of untreated and treated crushed rock under soaked condition.

Density (g/cc.)	C.B.R. (%)			
	Untreated crushed rock	Swell (%)	Treated crushed rock	Swell (%)
2.12	104.46	0.00	292.80	0.00
2.23	152.50	0.00	297.38	0.00
2.35	157.84	0.00	328.64	0.00

6 CONCLUSIONS

The effect of liquid polymer and Portland cement to strengthen crushed rock as reinforced pavement base material. The strength of polymer-treated crushed rock (treated crushed rock) was assessed in relation to ordinary crushed rock (untreated crushed rock) based on the California bearing ratio (CBR) under soaked condition to simulate the post-flood pavement damage. The findings are as follows:

1. The CBR of untreated and treated crushed rock were positively correlated with dry density.
2. The CBR of untreated crushed rock decreased when submerged under water.
3. Under the soaked condition, the CBR of treated crushed rock was twice as high as that of untreated crushed rock.

Hence, the liquid polymer and Portland cement can apply to improve the strength of crushed rock and mitigate the post-flood pavement damage.

ACKNOWLEDGEMENTS

This research was supported by King Mongkut's Institute of Technology Ladkrabang Research Fund (KREF016105).

REFERENCES

- Austrroads. (2010). Guide to pavement technology par 2: pavement structural design, Austrroads, Sydney.
- Austrroads. (2010). Guide to pavement technology part 4D: Stabilised materials. AGPT04D-06, Austrroads, Australia.
- Esklsar, T. (2015). Influence of cement treatment on unconfined compressive strength and compressibility of lean clay with medium plasticity. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 40,763-772.
- Garber, S., Rasmussen, R.O., and Harrington, D. (2011). Guide to cement-based integrated pavement solutions. Portland Cement Association, Skokie.
- Menhosh, A.M., Wang, Y., Wang, Y., and Augustus-Nelson, L. (2018). Long term durability properties of concrete modified with metakaolin and polymer admixture. *Construction and Building Materials*, 172, 41-51.
- Mirzababaei M., Arulrajah M., and Ouston M. (2017). Polymers for Stabilization of Soft Clay Soil. *Procedia Engineering*, 189, 25-32.
- Mitchell, James K., and Dean R. Freitag. (1959). A review and evaluation of soil-cement pavements. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers*, 85(SM 6), 49-73.
- Naeini, S. A., Naderinia, B. and Izadi, E. (2012). Unconfined compressive strength of clayey soils stabilized with waterborne polymer. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 16(6), 943-949.
- Saha, S. and Pal, S.K. (2013). Influence of fly ash on unconfined compressive strength of soil and fly ash layers placed successively, *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 18,1593-1602.
- Wang, M., Wang, R., Yao, H., Farhan, S., Zheng, S., Wang, Z., Du, C., and Jiang, H. (2016). Research on the mechanism of polymer latex modified cement. *Construction and Building Materials*, 111, 710-718.



ภาคผนวก ค

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สัญญาเลขที่ KREF016007

โครงการ การศึกษากำลัรับแรงอัดของวัสดุชั้นพื้นทางปรับปรุงด้วยน้ำยาโพลีเมอร์
Unconfined Compressive Strength of Base Layer Improved by Polymer

รายงานสรุปการเงิน

ชื่อหัวหน้าโครงการวิจัย ผู้รับทุน ดร. สลิษา ไชยพุทธ

รายงานในช่วงตั้งแต่วันที่ 1 กรกฎาคม 2560 ถึงวันที่ 30 มิถุนายน 2562

สรุปงบประมาณค่าใช้จ่ายที่ใช้นับตั้งแต่เริ่มทำการวิจัยถึงวันปิดโครงการ

หมวดค่าใช้จ่าย	งบประมาณ รวมทั้งโครงการ	ค่าใช้จ่าย จากรายงานครั้ง ก่อน	ค่าใช้จ่าย งวดปัจจุบัน	รวมค่าใช้จ่าย สะสมถึง ปัจจุบัน	คงเหลือ (หรือเกิน)
งบบุคลากร : ค่าจ้างชั่วคราว					
งบดำเนินงาน					
ค่าตอบแทน	72,000	-	-	-	72,000
ค่าใช้สอย	117,000	77,000	40,000	117,000	-
ค่าวัสดุ	51,000	46,814	4,186	51,000	-
ค่าสาธารณูปโภค	-	-	-	-	-
งบลงทุน: ค่าครุภัณฑ์	-	-	-	-	-
รวม	240,000	123,814	44,186	168,000	72,000

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และ 97 ต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จำนวนเงินที่ได้รับและจำนวนเงินที่ใช้จ่าย

งวดเงินที่ได้รับ	จำนวนเงินที่ได้รับ(บาท)	เมื่อ (ระบุนวัน เดือน ปี)
งวดที่ 1	168,000	กรกฎาคม 2561
งวดที่ 2		
ดอกเบี้ย ครั้งที่ 1		
ฯลฯ		
รวม	168,000	1

งวดที่	จำนวนเงินที่ใช้จ่าย (บาท)	
งวดที่ 1	168,000	
งวดที่ 2		
ฯลฯ		
รวม	168,000	2

จำนวนเงินคงเหลือ **1** - **2** 0 บาท

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ข้อมูลประวัติคณะผู้วิจัย

ประวัติส่วนตัว

ชื่อ-สกุล ดร.ศลิษา ไชยพุทธ
ตำแหน่งปัจจุบัน อาจารย์

ประวัติการศึกษา

ชื่อย่อปริญญา	สาขา	สถาบันที่จบ	ปีที่จบ
D.Eng.	Geotechnical Engineering	Nagaoka University of Technology, Japan	2559
M.Eng.	Geotechnical and Geoenvironmental Engineering	Asian Institute of Technology, Thailand	2555
วศ.บ.	วิศวกรรมโยธา	สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง	2553

สาขาวิจัยที่มีความชำนาญพิเศษ (แตกต่างจากวุฒิการศึกษา).....

[1] วิเคราะห์พฤติกรรมของอุโมงค์ และ ระบบโครงสร้างใต้ดิน ด้วยโปรแกรม FEM.....

[2] ปรับปรุงเสถียรภาพของลาดกั้นดิน.....

รางวัลด้านวิชาการ/ด้านวิจัย/งานสร้างสรรค์ (ด้านศิลปะ หรืออื่นๆ) ที่ได้รับ

ปี พ.ศ.	ชื่อรางวัล	สถาบันที่ให้
2557	Top25 List of Most Downloaded Articles	ScienceDirect
2555	IGS Student Award	International Geosynthetics Society

ทุนการศึกษาและทุนวิจัยที่เคยได้รับ

ปี พ.ศ.	ทุนการศึกษาและทุนวิจัย	สถาบันที่ให้
2553 - 2555	Scholarship for Master Degree	Royal Thai Government Fellowship
2556 - 2559	Scholarship for Doctoral Degree	Monbukagakusho(MEXT) Scholarship by the Japanese Government

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ผลงานวิจัย/งานสร้างสรรค์

ผลงานวิจัย/งานสร้างสรรค์ที่ตีพิมพ์เผยแพร่ (ระดับชาติและนานาชาติ)

ผลงานตีพิมพ์ในวารสารวิชาการระดับนานาชาติ

- [1] **Chaiyaput, S.**, and Bergado, D.T. (2018). Reconfirmation of Skempton-Bjerrum 2D to 3D Settlement Conversion using FEM of Full Scale Embankments, *Journal of Lowland Technology International*, June 2018, Vol. 20, No. 1, pp. 1-14.
- [2] Thi Ngoc Huynh, **Salisa Chaiyaput**, Mitsutaka Sugimoto. (2018). Influence of Jack Thrust on H&V Shield Behavior, In: Chen R., Zheng G., Ou C. (eds) *Proceedings of the 2nd International Symposium on Asia Urban GeoEngineering*, Springer Series in Geomechanics and Geoenvironmental Engineering, Springer, Singapore, January 2018, pp. 641-650.
- [3] M. Sugimoto, H. Tanaka, N.T. Huynh, **S. Chaiyaput**, L.G. Lam, and J. Chen (2017), Study on Shield Operation Method in Soft Ground by Shield Simulation, *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, Vol. 49, No. 2, pp. 182-191.
- [4] Bergado, D.T., **Chaiyaput, S.**, Voottipriex, P., Hino, T. and Chanmee, N. (2017). Mitigations of Flooding and Soil Erosions Geo-Disasters in Thailand and Laos due to Climate Change: From Mountains to Lowlands, *Journal of Lowland Technology International*, June 2017, Vol. 19, No. 1, pp. 63-76.
- [5] **Chaiyaput, S.** and Sugimoto, M. (2016). Effect of Boundary Conditions in Segmental Lining Model on Its Sectional Force, *Journal of Lowland Technology International*, June 2016, Vol. 18, No. 1, pp. 9-22.
- [6] Artidteang, S., Bergado, D.T., **Chaiyaput, S.**, Tanchaisawat, T., and Lam, L.G. (2016). Performance of Ruzi Grass Combined with Woven Limited Life Geotextiles (LLGS) for Soil Erosion Control, *Journal of Lowland Technology International*, June 2016, Vol. 18, No. 1, pp. 1-8.
- [7] Artidteang, S., Tanchaisawat, T., Bergado, D.T., and **Chaiyaput, S.** (2015). Natural Fibers in Reinforcement and Erosion Control Applications with Limited Life Geosynthetics, *Ground Improvement Case Histories: Compaction, Grouting and Geosynthetics*, June 10, 2015, pp. 717-740. (Book Chapter)
- [8] Artidteang, S., Bergado, D.T., **Chaiyaput, S.**, and Tanchaisawat, T. (2015). Embankment Reinforced with Limited Life Geotextiles on Soft Clay, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Ground Improvement*, May 2015, Vol. 168, No. 2, pp. 130-143.
- [9] **Chaiyaput, S.**, Bergado, D.T., and Artidteang, S. (2014). Measured and Simulated Results of a Kenaf Limited Life Geosynthetics (LLGs) Reinforced Test Embankment on Soft Clay. *Geotextiles and Geomembranes*, February 2014, Vol. 42, No.1, pp. 39-47.

ผลงานตีพิมพ์ในวารสารวิชาการระดับชาติ

- [1] ศลิษา ไชยพุทธ, พงศ์ศิริ สุนันต์, สกาวเดือน ถึงอินทร์, และชนาดล คงสมบูรณ์. (2018). พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของกำแพงเข็มพืด จากอิทธิพลของอาคารข้างเคียง, วิศวกรรมสารฉบับวิจัยและพัฒนา, ปีที่ 29 ฉบับที่ 3 เดือนกรกฎาคม-กันยายน 2561 หน้า 15-26.

การเสนอผลงานวิชาการ

ผลงานตีพิมพ์ในการประชุมวิชาการระดับนานาชาติ

- [1] D.T. Bergado, P.V. Long, S. **Chaiyaput**, and A.S. Balasubramaniam (2018), Prefabricated Vertical Drain (PVD) and Deep Cement Mixing (DCM)/Stiffened DCM (SDCM) Techniques for Soft Ground Improvement, 2nd International Conference on Sustainable Development in Civil, Urban and Transportation Engineering, 17-19 April 2018, Ho Chi Minh, Vietnam.
- [2] S. **Chaiyaput**, and M. Sugimoto. (2017), 3D FEM Analysis on the Measured Earth Pressure on Lining Considering Initial Ground Displacement, World Tunnel Congress 2017 (WTC 2017), 9-15 June 2017, Bergen, Norway.
- [3] S. **Chaiyaput**, and D.T. Bergado. (2017), Improvement Methods for Slope Failures due to Climate Change, 2017 KMITL-Tokai Joint Seminar, Tokai University, Japan.
- [4] D.T. Bergado, and S. **Chaiyaput**. (2017), LLGs for Erosion Control Combined with Vegetation and for Embankment Reinforcements on Soft Ground with 2D/3D FEM Simulations, International Conference on Geotechniques for Infrastructure Projects, 27-28 February 2017, Thiruvananthapuram, India.
- [5] D.T. Bergado, P. Vootipruex, P. Jamsawang, S. Artidteang and S. **chaiyaput**. (2016), The Development of Soft Ground Improvements Using Prefabricated Vertical Drain (PVD) and Deep Cement Mixing (DCM) Techniques, The 3th Thai Geotechnical Conference, Bangkok, Thailand.
- [6] **Chaiyaput, S.**, Huynh, T.N., and Sugimoto, M. (2015), Influence of Copy Cutter Length on H&V Shield Behaviour, The 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (15ARC), Fukuoka, Japan.
- [7] Artidteang, S., Bergado, D.T., and **Chaiyaput, S.** (2015), Properties Life Geosynthetics (LLG) for Slope Stability Analysis on Soft Ground, The 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (15ARC), Fukuoka, Japan.
- [8] Nguyen Duc Tam, Gun Kurosaki, and **CHAIYAPUT SALISA** (2015), Study on the Behavior of Primary Lining by SENS, Japan Society of Civil Engineers (JSCE2015), Okayama, Japan. (in Japanese)

- [9] **S. Chaiyaput**, T.N. Huynh, and M. Sugimoto. (2015), Ground Reaction Curve to Analyze Segmental Lining in Tunneling, International Conference on Geotechnical Engineering (ICGE2015), Colombo, Sri-Lanka.
- [10] **Chaiyaput, S.**, Bergado, D.T., Artidteang, S. and Sugimoto, M. (2014), Investigation of Kenaf Limited Life Geosynthetics (LLGs) for Reinforcement, International Symposium on Woods Utilization (ISWU2014), Saga, Japan.
- [11] Artidteang, S., Bergado, D.T., **Chaiyaput, S.**, and Lam, L.G. (2014), Ruzi Grass Combined with Water Hyacinth Woven Limited Life Geotextiles (LLGs) for Soil Erosion Control, 9th International Symposium on Lowland Technology (ISLT2014), Saga, Japan.
- [12] **C. Salisa**, C.F.C. Algjandra, H.N. Thi, T. Tamai, and M. Sugimoto (2014), Influence of Effective Rate in Copy Cutter Length on H&V Shield Behavior, Japan Society of Civil Engineers (JSCE2014), Osaka, Japan.
- [13] Artidteang, S., Bergado, D.T., and **Chaiyaput, S.** (2013). Stability Analyses of Embankment with Limited Life Woven Geosynthetics (LLGs) Reinforced on Soft Clay, Proc. 18th Southeast Asian Geotechnical & Inaugural AGSSEA Conference, Singapore.
- [14] Artidteang, S., Bergado, D.T., **Chaiyaput, S.**, and Saowapakpiboon, J. (2012), Investigation of Water Hyacinth Woven Limited Life Geotextiles (LLGs) and Applications, 5th Asian Regional Conference on Geosynthetics (GA2012), Bangkok, Thailand.
- [15] **Chaiyaput, S.**, Bergado, D.T., and Artidteang, S. (2012), FEM 2D Numerical Simulations Reinforced Embankment on Soft Ground by Limited Life Geosynthetics (LLGs), 5th Asian Regional Conference on Geosynthetics (GA2012), Bangkok, Thailand.
- [16] Artidteang, S., Bergado, D.T., Tanchaisawat, T., and **Chaiyaput, S.** (2012), Kenaf Woven Limited Life Geotextiles (LLGs) Reinforcement Interaction by Pullout and Direct Shear Tests, 8th International Symposium on Lowland Technology (ISLT2012), Bali, Indonesia.

ผลงานตีพิมพ์ในการประชุมวิชาการระดับชาติ

- [1] วุฒิชัย ชาติพัฒนานันท์, ธนาคล คงสมบูรณ์, ทรงกลด แซ่อึ้ง, สมเกียรติ ขวัญพฤกษ์, และ ศลิษา ไชยพุทธ. (2017). การเปรียบเทียบอัตราส่วนความปลอดภัยของเสถียรภาพทางลาดระหว่างวิธี LEM และวิธี FEM ของกำแพงกันดินเสริมกำลังทั้งสองด้าน, การประชุมวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 22, 18-20 กรกฎาคม 2560.

ผลงานตีพิมพ์/สิ่งประดิษฐ์/งานสร้างสรรค์ (ศิลปะ หรือ อื่นๆ)

-

อื่นๆ

- [1] คณะกรรมการก่อสร้างใต้ดินและงานอุโมงค์ (TUTG) ในคณะกรรมการสาขาวิศวกรรมโยธา วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์ (ธันวาคม 2017-ปัจจุบัน)
- [2] คณะอนุกรรมการสาขาวิศวกรรมปฐพี ในคณะกรรมการสาขาวิศวกรรมโยธา วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์ (มีนาคม 2017-ปัจจุบัน)
- [3] คณะกรรมการจัดประชุมวิชาการ The 50th Anniversary Symposium of The Southeast Asian Geotechnical Society ระหว่างวันที่ 14-15 September 2017, Asian Institute of Technology, Thailand.
- [4] ที่ปรึกษาการจัดงานแสดงเทคโนโลยีและการประชุมวิศวกรรมปฐพีแห่งชาติ ครั้งที่ 4 (4th Thai Geotechnical Conference) ระหว่างวันที่ 7-8 กันยายน 2560 ณ โรงแรม เดอะสุโกศล
- [5] กรรมการตัดสินการประกวดโครงการนิสิต นักศึกษา ระดับปริญญาตรีสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ปีการศึกษา 2559 โครงการด้านวิศวกรรมปฐพี จัดโดย มูลนิธิศาสตราจารย์ ดร.ชัย มุกพินธุ์ ร่วมกับ คณะอนุกรรมการสาขาวิศวกรรมปฐพี ในคณะกรรมการสาขาวิศวกรรมโยธา วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์ วันเสาร์ที่ 3 มิถุนายน 2560 ณ ห้องมรกต ชั้น 3 โรงแรมดิ เอ็มเมอรัลด์ ถนนรัชดาภิเษก
- [6] คณะกรรมการจัดประชุมวิชาการวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมแห่งชาติ ครั้งที่ 16 ระหว่างวันที่ 17-18 พฤษภาคม 2560 ณ โรงแรมเดอะ ทวิน ทาวเวอร์ รongเมือง
- [7] คณะกรรมการฝ่ายวิชาการและการจัดทำ Proceedings การประชุมวิชาการสิ่งแวดล้อมแห่งชาติ ครั้งที่ 16 และ 6th International Conference on Environmental Engineering, Science and Management ระหว่างวันที่ 17-18 พฤษภาคม 2560 ณ โรงแรมเดอะทวิน ทาวเวอร์ ปทุมวัน
- [8] คณะกรรมการจัดงาน Project Days ประจำปี พ.ศ. 2560 คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
- [9] คณะกรรมการจัดประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปีครั้งที่ 12 ระหว่างวันที่ 15-17 กุมภาพันธ์ 2560 ณ โรงแรมเดอะรีเจนท์ ซะอำ บีช รีสอร์ท จังหวัดเพชรบุรี