



วิทยานิพนธ์

การปรับปรุงคุณภาพของดินในสภาพแช่น้ำด้วยการใช้ปูนซีเมนต์
และปูนขาวสำหรับการก่อสร้างคันดินทางรถไฟ

CEMENT AND LIME STABILIZATION OF SOIL
IN SUBMERGED CONDITION FOR RAILWAY
EMBANKMENT CONSTRUCTION

นายศิริศักดิ์ จินดาพล

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

พ.ศ. 2550



ใบรับรองวิทยานิพนธ์

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

ปริญญญา

วิศวกรรมโยธา

วิศวกรรมโยธา

สาขา

ภาควิชา

เรื่อง การปรับปรุงคุณภาพของดินในสภาพแช่น้ำด้วยการใช้ปูนซีเมนต์และปูนขาว
สำหรับการก่อสร้างคันดินทางรถไฟ

Cement and Lime Stabilization of Soil in Submerged Condition for Railway
Embankment Construction

นามผู้วิจัย นายศิริศักดิ์ จินดาพล

ได้พิจารณาเห็นชอบโดย

ประธานกรรมการ

(อาจารย์ยอภินิติ โชติสังกาศ, Ph.D.)

กรรมการ

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์สุทธิตักดิ์ สรลัมพ์, Ph.D.)

กรรมการ

(รองศาสตราจารย์วัชรินทร์ วิทย์กุล, M.Eng.)

กรรมการ

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์สยาม ยัมศิริ, Ph.D.)

หัวหน้าภาควิชา

(รองศาสตราจารย์วรกร ไม้เรียง, Ph.D.)

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์รับรองแล้ว

(รองศาสตราจารย์วันัย อากงหาญ, M.A.)

คณบดีบัณฑิตวิทยาลัย

วันที่ 18 เดือน กรกฎาคม พ.ศ. 2550

วิทยานิพนธ์

เรื่อง

การปรับปรุงคุณภาพของดินในสภาพแช่น้ำด้วยการใช้ปูนซีเมนต์และปูนขาว
สำหรับการก่อสร้างคันดินทางรถไฟ

Cement and Lime Stabilization of Soil in Submerged Condition
for Railway Embankment Construction

โดย

นายศิริศักดิ์ จินดาพล

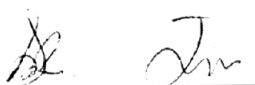
เสนอ

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
เพื่อความสมบูรณ์แห่งปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

พ.ศ. 2550

ศิริศักดิ์ จินดาพล 2550: การปรับปรุงคุณภาพของดินในสภาพแช่น้ำด้วยการใช้
ปูนซีเมนต์และปูนขาวสำหรับการก่อสร้างคันดินทางรถไฟ ปรินญาวิศวกรรมศาสตร
มหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา) สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
ประธานกรรมการที่ปรึกษา: อาจารย์ยอภินิติ โชติสังกัส, Ph.D. 232 หน้า

งานวิจัยนี้ได้พิจารณาถึงความเป็นไปได้ในการปรับปรุงคันดินทางรถไฟในบริเวณ
ภาคเหนือตอนล่าง เพื่อให้คันทางมีเสถียรภาพและความคงทนมากขึ้น โดยใช้การผสมด้วย
ปูนซีเมนต์และปูนขาว เนื่องจากคันดินจะเสียดำลิ่งเมื่อต้องอยู่ในสภาวะน้ำท่วมในฤดูฝน
งานวิจัยนี้จึงได้นำตัวอย่างดินเหนียวจากบริเวณภาคเหนือตอนล่างมาปรับปรุงคุณภาพด้วยการ
ผสมปูนซีเมนต์หรือปูนขาวในปริมาณต่างๆ (0%, 2%, 5%, 8% และ 10%) ที่ปริมาณความชื้น
ในการบดอัดต่างๆ (OMC-6%, OMC-3%, OMC, OMC+3% และ OMC+6%) และที่ระยะเวลา
การบ่มต่างๆ (0, 7, 14 และ 28 วัน) เพื่อศึกษาคุณสมบัติทางกลศาสตร์ของดินที่ปรับปรุงคุณภาพแล้ว
จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการคือ CBR, Unconfined compression test และ Direct shear test
เมื่อผสมซีเมนต์ในปริมาณ 8% ของน้ำหนักดินแห้ง ดินจะมีคุณสมบัติเป็น Frictional material และ
เมื่อผสมที่ปริมาณซีเมนต์ 10% ดินจะมีคุณสมบัติเป็น Non frictional material สำหรับการปรับปรุงด้วย
การผสมปูนขาวจะมีคุณสมบัติด้านกำลังต่ำกว่าดินที่ผสมซีเมนต์ และมีค่า Stiffness ที่ใกล้เคียงกัน
แต่มีคุณสมบัติเด่น คือ สามารถลดการบวมตัวได้ดีและเร็วกว่าดินผสมซีเมนต์ จากนั้นก็จะนำ
ผลจากการทดลองไปวิเคราะห์ด้วย Finite element โดยใช้คุณสมบัติดินที่ผสมซีเมนต์ 8% และ
10% ใช้คุณสมบัติดินที่ผสมปูนขาว 5% และ 8% ที่ปริมาณความชื้นในการบดอัดเดียวกันคือ
OMC+3% และที่ระยะเวลาการบ่ม 14 วัน ทั้งนี้ได้จำลอง Model โดยปรับปรุงลึกจากผิวบนของ
คันทางลงไป 0.5, 1.0 และ 1.5 เมตร และให้คันทางอยู่ในสภาพแช่น้ำ ซึ่งผลจากการวิเคราะห์แล้ว
สามารถสรุปได้ว่าดินที่ปรับปรุงด้วยปริมาณซีเมนต์ 10% บดอัดที่ปริมาณความชื้น OMC+3%
และบ่มที่ระยะเวลา 14 วัน โดยจะต้องปรับปรุงที่ระดับความลึก 1.5 เมตร จึงจะเหมาะสมที่สุด
เนื่องจากมีความปลอดภัยมากที่สุด ($FS = 3.73$) และมีระยะการเคลื่อนตัวแนวตั้งที่เกิดจากน้ำหนักร
ถไฟต่ำ (Displacement = 27.05 mm.)



ลายมือชื่อนิติสด



ลายมือชื่อประธานกรรมการ

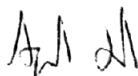
07 / 07 / 2550

Sirisak Jindapon 2007: Cement and Lime Stabilization of Soil in Submerged Condition for Railway Embankment Construction. Master of Engineering (Civil Engineering), Major Field: Civil Engineering, Department of Civil Engineering. Thesis Advisor: Mr. Apiniti Jotisangasa, Ph.D. 232 pages.

This thesis considers the potential of using cement and lime stabilization to improve the stability and durability of the railway embankment in the northern of Thailand because the embankment has a possibility to loss its strength due to inundation during rainy season. The soil collected from Pichit provice is stabilized with admixture (cement or lime) at various conditions, ie. various admixture contents of 0%, 2%, 5%, 8% and 10%; molding water contents of OMC-6%, OMC-3%, OMC, OMC+3% and OMC+6%; and various curing time of 0, 7, 14 and 28 days. The specimens are subjected to laboratory test, i.e. CBR, unconfined compression test, and direct shear test. The properties of soil in submerged condition of interest for this study because it is consistent with the actual field situation. The result of laboratory testing with cement stabilization is 8% mixture is frictional material and 10% mixture is non frictional material. The lime stabilization have the strength lower than cement stabilization; however, they have comparable stiffness. The advantage of lime stabilization is a more rapid and effective reduce of swelling the cement stabilized. Afterthat, the finite element analysis of railway embankment for cement stabilization with 8% and 10%; lime stabilization with 5% and 8% by stabilized depth 0.5, 1.0 and 1.5 meters from surface embankment is performed. The result of analysis shows that the cement stabilization with 10%; molding water content of OMC+3%, curing time 14 days and stabilized dept 1.5 meters gives best result because it have maximum factor of safety of 3.73 and minimum vertical displacement of 27.05 milimeters.



Student's signature



Thesis Advisor's signature

07 / 07 / 07

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงลงได้ มิใช่เพียงแต่ผู้ทำการวิจัยคนเดียว แต่จะต้องประกอบด้วยบุคคลอีกหลายฝ่ายที่มีส่วนร่วมในการดำเนินการ

ผู้วิจัยขอขอบพระคุณ อ.ดร.อภินิติ โชติสังกาศ ประธานกรรมการ ผศ.ดร.สุทธสิริศร์ ศรีลัมพ์ รศ.วัชรินทร์ วิทยกุล และ ผศ.ดร.จิมา ชมสุรินทร์ ซึ่งได้ให้ความรู้ ให้การสนับสนุน ตลอดจนทั้งคำแนะนำ คำปรึกษา ทั้งนี้ผู้วิจัยได้ไปทำวิจัยที่มหาวิทยาลัยบูรพา ซึ่งได้รับการดูแลเป็นอย่างดีจาก ผศ.ดร.สยาม ยิ้มศิริ ทั้งในเรื่องการทดสอบ การตรวจแก้วิทยานิพนธ์ ความเป็นอยู่ที่มหาวิทยาลัยบูรพา ให้คำแนะนำ แนวทางในการคิดแก้ปัญหาและกำลังใจยามที่ท้อ ตลอดจนทั้งโครงการงานเป็นผลสำเร็จ

ขอขอบคุณเจ้าหน้าที่ผู้เกี่ยวข้องของบัณฑิตวิทยาลัย ภาควิชาวิศวกรรมโยธา ศูนย์วิจัยและพัฒนา ทางด้านวิศวกรรมปฐพีและฐานราก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ และคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา ที่ให้การสนับสนุนในด้านทุนการทำวิจัย และอำนวยความสะดวกในการติดต่อประสานงาน รุ่นพี่ หมวดวิศวกรรมปฐพี คำแนะนำต่างๆ

ขอขอบคุณสำหรับผู้เกี่ยวข้อง ได้แก่ นายตรวจสถานีสะพานหินและสถานีอื่นๆ ที่อำนวยความสะดวก และให้ข้อมูลตอนไปสำรวจภาคสนาม ผู้บังคับบัญชา และพี่ๆ กลุ่มงานออกแบบทาง สำนักสำรวจและออกแบบ กรมทางหลวง ที่ได้ให้คำแนะนำ การสนับสนุนให้มีเวลาทำวิจัยมากขึ้น ตลอดจนหัวหน้าและเจ้าหน้าที่ กลุ่มงานทดสอบดินด้านวิทยาศาสตร์ กรมชลประทาน (ปากเกร็ด) ที่ให้ความอนุเคราะห์ แนะนำให้คำปรึกษา และให้ความรู้เกี่ยวกับการทดสอบดินกระจายตัว โดยเฉพาะ พี่ชวลี ได้ควบคุม การทดสอบอย่างใกล้ชิด เพื่อให้ได้ผลที่ถูกต้องที่สุด

ขอขอบคุณคณาจารย์ ผู้ช่วยอาจารย์ และนิสิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา ในการอำนวยความสะดวกเกี่ยวกับสถานที่ เครื่องมือการทดสอบ และให้ความช่วยเหลือต่างๆ ตลอดจนงานวิจัยแล้วเสร็จ ทั้งนี้มีนิสิตปริญญาตรีได้ร่วมดำเนินการทดสอบบางส่วนของงานวิจัยนี้ด้วย

โดยเฉพาะอย่างยิ่งขอขอบพระคุณสำหรับกำลังใจและการอุปการะในด้านการเรียนจาก คุณพ่อ คุณแม่ และญาติๆ ทุกท่าน อันเป็นที่รักและเคารพ น้องชาย และเพื่อนๆ ที่สนิท ได้ให้กำลังใจและช่วยเหลือในการทำวิจัยจนแล้วเสร็จได้

ศิริศักดิ์ จินดาพล

พฤษภาคม 2550

สารบัญ

	หน้า
สารบัญตาราง	(3)
สารบัญภาพ	(5)
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ	(10)
คำนำ	1
วัตถุประสงค์ของการวิจัย	3
การตรวจเอกสาร	4
อุปกรณ์และวิธีการ	99
อุปกรณ์	99
วัสดุที่ใช้ในการทดลอง	99
อุปกรณ์ที่ใช้ในการทดลอง	103
วิธีการ	104
แผนดำเนินการวิจัย	104
วิธีการทดลอง	108
สถานที่ทำการวิจัย	113
ผลและวิจารณ์	114
ผลการทดสอบความเป็นดินกระจายตัวของดินที่ยังไม่ปรับปรุงคุณภาพ	114
ผลการทดสอบคุณสมบัติทางกายภาพของดินที่ปรับปรุงคุณภาพ	118
ผลการทดสอบ California Bearing Ratio ของดินที่ปรับปรุงคุณภาพ	123
ผลของปริมาณสารผสมเพิ่มต่อค่า Unconfined Compressive Strength (UCS)	134
ผลการทดสอบ Direct Shear Test ของดินที่ปรับปรุงคุณภาพ	149
สรุปผลการทดสอบต่างๆ	159
การวิเคราะห์เสถียรภาพคันทางรถไฟด้วย Finite Element	162
สรุปและข้อเสนอแนะ	184
สรุปผลการศึกษา	184
สรุปผลทางด้านคุณสมบัติทางกายภาพ	186
สรุปผลทางด้านกำลัง	186
สรุปผลทางด้าน Stiffness	188

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
สรุปผลการบวมตัว	189
สรุปผลด้านความปลอดภัยในการนำไปใช้งานก่อสร้างคันดินทางรถไฟ	189
ข้อเสนอแนะ	190
เอกสารและสิ่งอ้างอิง	191
ภาคผนวก	202
ประวัติการศึกษา และการทำงาน	232

สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้า
1	ลักษณะชั้นต่างๆของการกำเนิดดิน	13
2	การทดสอบดินกระจายตัวตามมาตรฐานกรมชลประทาน	27
3	วิธีการปรับปรุงคุณภาพดินในปัจจุบัน	33
4	ปริมาณซีเมนต์ที่ใช้ปรับปรุงคุณภาพดินจำแนกตามระบบ AASHTO และ Unified	43
5	ปริมาณปูนขาวที่เหมาะสมในการปรับปรุงดินชนิดต่างๆ	57
6	ขนาดของเม็ดดินโดยน้ำหนัก ที่จะใช้ก่อสร้างคันทางรถไฟ	68
7	การทดสอบดินทางปฐพีกลศาสตร์ในห้องปฏิบัติการ	70
8	การทดสอบดินทางปฐพีกลศาสตร์ในสนาม	70
9	รายชื่อสถานีรถไฟ/ที่หยุดรถในเส้นทางสายเหนือ	89
10	ตัวแปรที่ใช้วิเคราะห์ Finite Element	93
11	แสดงคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินที่ใช้ในการศึกษาวิจัย	99
12	กลุ่มดินที่พบในเส้นทางรถไฟภาคเหนือตอนล่าง	101
13	จำนวนตัวอย่างในการทดสอบ	105
14	แสดงผลการทดสอบความเป็นดินกระจายตัวทางด้านวิศวกรรมของดินที่ศึกษาวิจัย	114
15	ผลการวิเคราะห์ทางด้านเคมีของตัวอย่างดินกระจายตัว	116
16	ผลของปริมาณซีเมนต์ต่อค่าต่างๆ ของการบดอัดดินผสมซีเมนต์	120
17	ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่าต่างๆของการบดอัดดินผสมปูนขาว	122
18	ค่าคุณสมบัติดินที่ไม่ปรับปรุงคุณภาพในสภาพแห้งและสภาพแช่น้ำ	170
19	ค่าคุณสมบัติดินที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยปูนซีเมนต์ 8% และ 10% ในสภาพแช่น้ำ	171
20	ค่าคุณสมบัติดินที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยปูนซีเมนต์ 8% และ 10% ในสภาพแห้ง	172
21	สรุปผลการวิเคราะห์การการทรุดตัวโดย Finite element	181
22	สรุปการทดลองดินผสมซีเมนต์	184

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่		หน้า
23	สรุปการทดลองดินผสมปูนขาว	185
 ตารางผนวกที่		
1	ตัวอย่างกราฟการบดอัดดินผสมซีเมนต์ที่ 2% เพื่อใช้ในการหาปริมาณวัสดุใช้ผสม	204
2	ตัวอย่างกราฟการบดอัดดินผสมปูนขาวที่ 2% เพื่อใช้ในการหาปริมาณวัสดุใช้ผสม	205
3	ตัวอย่างผลการทดสอบพิกัดอัตราเบอร์กซ์ของดินผสมซีเมนต์	206
4	สรุปผลการทดสอบ CBR ของดินผสมซีเมนต์	207
5	สรุปผลการทดสอบ CBR ของดินผสมปูนขาว	211
6	สรุปผลการทดสอบ UCS ของดินผสมซีเมนต์	213
7	สรุปผลการทดสอบ UCS ของดินผสมปูนขาว	218
8	สรุปผลการทดสอบ DS ของดินผสมซีเมนต์	223
9	สรุปผลการทดสอบ DS ของดินผสมปูนขาว	226
10	ผลการทดสอบ Crumb Test	229
11	ผลการทดสอบ Pinhole Test	230
12	ผลการทดสอบ Double hydrometer	231

สารบัญภาพ

ภาพที่		หน้า
1	แผ่นเปลือกโลกที่อยู่ในบริเวณประเทศไทย	4
2	แผนที่แสดงขอบเขตการแบ่งภูมิภาคของประเทศของประเทศไทย	5
3	โครงสร้าง Kaolinite	14
4	โครงสร้าง Illite	15
5	โครงสร้าง Montmorillonite	16
6	การเกิด Double Layers ของดินเหนียว	17
7	จังหวัดที่พบดินกระจายตัวในประเทศไทย	23
8	การเกิดปฏิกิริยา Cement Hydration	39
9	การเกิดปฏิกิริยา Cation Exchange	39
10	การเกิดปฏิกิริยา Pozzolanic Reaction	40
11	ลักษณะโครงสร้างดินซีเมนต์ภายใต้การบดอัด	41
12	ลักษณะโครงสร้างดินซีเมนต์ภายใต้การบ่มระยะสั้น	41
13	ลักษณะโครงสร้างดินซีเมนต์ภายใต้การบ่มระยะยาว	42
14	กลสมบัติของปูนขาวเมื่อผสมดิน	56
15	คันทางรถไฟสำหรับทางถม	67
16	ชนิดของหินโรยทาง	71
17	ตะแกรงคัดขนาดหินโรยทาง	72
18	หมอนไม้	73
19	หมอนคอนกรีต	74
20	หมอนเหล็กกล้า	75
21	หมอนเหล็กหล่อ	76
22	รางรถไฟที่ใช้ปัจจุบันเป็นราง 100 ปอนด์	78
23	สาเหตุการเสื่อมโทรมของคันทางรถไฟในเส้นทางภาคเหนือตอนล่าง	83
24	การอัดหินด้วยบีเตอร์มือ และบีเตอร์มือที่ใช้อัดหิน	86
25	วิธีการเปลี่ยนดินพื้นทาง	88
26	แผนที่แสดงเส้นทางรถไฟปัจจุบันและช่วงที่ศึกษา	90

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
27	ช่วงเส้นทางและสภาพปัญหาทางรถไฟในภาคเหนือตอนล่าง	91
28	ตำแหน่งของแร่ดินเหนียวใน Casagrande Plasticity Chart	100
29	ดินที่ใช้ในการศึกษาวิจัยที่ต้องร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 4	101
30	การเก็บผงปูนซีเมนต์ และผงปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ตราช้างที่ใช้ในการวิจัย	102
31	การเก็บผงปูนขาว และผงปูนขาวชนิด Hydrated Lime ตราแรด ที่ใช้ในการวิจัย	102
32	อุปกรณ์เตรียมตัวอย่างทดสอบ Unconfined Compression Test และอุปกรณ์แช่ตัวอย่างในน้ำ	104
33	อุปกรณ์เตรียมตัวอย่างทดสอบ Direct Shear Test และอุปกรณ์แช่ตัวอย่าง ในน้ำ	104
34	แผนผังการศึกษาวิจัยการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนซีเมนต์และปูนขาว	106
35	แผนการทดสอบการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนซีเมนต์และปูนขาว	107
36	ขั้นตอนการทดสอบ Direct Shear Test ของตัวอย่างในสภาพแช่น้ำ	109
37	แสดงขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างการทดสอบ Direct Shear Test ในสภาพแช่น้ำ	110
38	แสดงขั้นตอนการบ่มตัวอย่างการทดสอบ Direct Shear Test ในสภาพแช่น้ำ	111
39	แสดงขั้นตอนการแช่น้ำตัวอย่างการทดสอบ Direct Shear Test ในสภาพแช่น้ำ	112
40	แสดงขั้นตอนการทดสอบ Direct Shear Test ในสภาพแช่น้ำ	113
41	การทดสอบความเป็นดินกระจายตัวทางด้านเคมีของดินที่ศึกษาวิจัย	115
42	แผนภูมิของ Sherard และคณะ	117
43	ผลของปริมาณซีเมนต์ต่อพิกัดอัตราเบอร์ร็ก	118
44	ผลของปริมาณปูนขาวต่อพิกัดอัตราเบอร์ร็ก	119
45	Compaction Curve ที่ปริมาณปูนซีเมนต์ต่างๆ	120
46	Compaction Curve ที่ปริมาณปูนขาวต่างๆ	121

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
47	ผลของสารผสมเพิ่มต่อการบวมตัว	123
48	ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อค่า CBR (Soaked)	123
49	ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่า CBR (Soaked)	125
50	ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า CBR ของดินผสมซีเมนต์	126
51	ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า CBR ของดินผสมปูนขาว	127
52	ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า CBR ของดินผสมซีเมนต์	128
53	ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า CBR ของดินผสมปูนขาว	129
54	ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อการบวมตัว	130
55	ผลของปริมาณปูนขาวต่อการบวมตัว	131
56	ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อการบวมตัวของดินผสมซีเมนต์	132
57	ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อการบวมตัวของดินผสมปูนขาว	132
58	ผลของระยะเวลาการบ่มต่อการบวมตัวของดินผสมซีเมนต์	133
59	ผลของระยะเวลาการบ่มต่อการบวมตัวของดินผสมปูนขาว	134
60	ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อค่า UCS	135
61	ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่า UCS	136
62	ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า UCS ของดินผสมซีเมนต์ ปริมาณต่ำ	138
63	ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า UCS ของดินผสมซีเมนต์ ปริมาณสูง	138
64	ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า UCS ของดินผสมปูนขาว	139
65	ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า UCS ของดินผสมซีเมนต์ปริมาณต่ำ	140
66	ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า UCS ของดินผสมซีเมนต์ปริมาณสูง	141
67	ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า UCS ของดินผสมปูนขาว	142
68	ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อค่า E	142
69	ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่า E	143
70	ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า E ของดินผสมซีเมนต์ปริมาณต่ำ	145

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
71	ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า E ของดินผสมซีเมนต์ปริมาณสูง	146
72	ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า UCS ของดินผสมปูนขาว ปริมาณต่ำ	146
73	ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า UCS ของดินผสมปูนขาว ปริมาณสูง	147
74	ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า E ของดินผสมซีเมนต์	148
75	ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า E ของดินผสมปูนขาว	149
76	ผลของปริมาณซีเมนต์ต่อค่า c'	149
77	ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่า c'	150
78	ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า c' ของดินผสมซีเมนต์	151
79	ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า c' ของดินผสมปูนขาว	152
80	ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า c' ของดินผสมซีเมนต์	153
81	ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า c' ของดินผสมปูนขาว	154
82	ผลของปริมาณซีเมนต์ต่อค่า ϕ'	154
83	ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่า ϕ'	155
84	ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า ϕ' ของดินผสมซีเมนต์	156
85	ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า ϕ' ของดินผสมปูนขาว	157
86	ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า ϕ' ของดินผสมซีเมนต์	158
87	ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า ϕ' ของดินผสมปูนขาว	159
88	น้ำหนักรถไฟมาตรฐาน UIC ที่ประเทศไทยใช้ในปัจจุบัน	167
89	ขนาดหมอนรองรางรถไฟแบบคอนกรีตอัดแรงที่ใช้ในประเทศไทย	168
90	แผนผังแสดงแนวทางในการวิเคราะห์ Finite Element	173
91	ลักษณะและส่วนประกอบของ Model ที่ใช้ในการศึกษา	175
92	เป็นการสร้าง Node และ Element ใน Model หรือเรียกว่า Mesh	175
93	การกำหนดระดับน้ำใต้ดินเพื่อจำลองสภาพในการวิเคราะห์ Model	176
94	การจำลอง Model ในขั้นตอน Initial Consolidation	176

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
95	การจำลองการถมดินคันทางใน Model	177
96	การกำหนดจุดที่ต้องการพิจารณาระยะการทรุดตัว	177
97	การทรุดตัวเนื่องจากการถมดินและเกิด Consolidation	177
98	การเกิด Excess Pore Pressure ในคันทางหลังจาก Consolidation Embankment	178
99	ขั้นตอนการ Define น้ำหนักกระทำจากรถไฟ	179
100	พฤติกรรมทรุดตัวของคันทางเนื่องจากมีน้ำหนักรถไฟ	179
101	Excess Pore Pressure ที่เกิดขึ้นใต้คันทางในขณะที่มีการ Consolidation เนื่องจากน้ำหนักรถไฟ	179
102	Effective Stress ที่เกิดขึ้นใต้คันทางในขณะที่มีการ Consolidation เนื่องจากน้ำหนักรถไฟ	180
ภาพผนวกที่		
1	กลุ่มดินทางด้า นเกษตรที่พบในเส้นทางรถไฟภาคเหนือตอนล่าง	203
2	ตัวอย่างกราฟการบดอัดดินผสมซีเมนต์ที่ 2% เพื่อใช้ในการหาปริมาณวัสดุใช้ผสม	204
3	ตัวอย่างกราฟการบดอัดดินผสมปูนขาวที่ 2% เพื่อใช้ในการหาปริมาณวัสดุใช้ผสม	205

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

Meq/100g	หน่วยของการแลกเปลี่ยนประจุทางเคมี (Cation Exchange Capacity)
Meq/l	หน่วยของการวัดปริมาณสารละลายทางดินเคมี
Millionohm/cm	หน่วยของการวัดปริมาณสารละลายทางดินเคมี
c, c'	ค่าความเชื่อมั่นระหว่างอนุภาคเม็ดดิน (Cohesion)
ϕ, ϕ'	ค่าความเสียดทานระหว่างอนุภาคเม็ดดิน (Friction Angle)
E, E'	ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของดิน (Yong's Modulus)
ν	Poisson Ratio
ψ	Dilatancy
γ	หน่วยน้ำหนักของดิน (Unit weight)
k_x	ค่าความซึมน้ำแนวนอน (Horizontal Permeability)
k_y	ค่าความซึมน้ำแนวตั้ง (Vertical Permeability)
Na	โซเดียม (Sodium)
Ca	แคลเซียม (Calcium)
Mg	แมกนีเซียม (Magnesium)
K	โพแทสเซียม (Potassium)
D-T Ratio	การเปรียบเทียบอัตราการความชุ่มชื้นของสารละลาย
ND1	ระดับที่ดินไม่มีการกระจายตัว
ND2	ระดับที่ดินเริ่มมีการกระจายตัว
ND3	ระดับที่ดินมีการกระจายตัวเล็กน้อย
ND4	ระดับที่ดินมีการกระจายตัวปานกลาง
D1	ระดับที่ดินมีการกระจายตัวค่อนข้างมาก
D2	ระดับที่ดินมีการกระจายตัวมาก
ASTM	มาตรฐานการทดสอบของอเมริกา
AREMA	มาตรฐานเกี่ยวกับรถไฟของอเมริกา
CBR	ค่ากำลังที่ได้จากการทดสอบ California Bearing Ratio
UCS	ค่ากำลังที่ได้จากการทดสอบ Unconfined Compression Test
DS	การทดสอบ Direct Shear Test

การปรับปรุงคุณภาพของดินในสภาพแช่น้ำด้วยการใช้ปูนซีเมนต์และปูนขาว สำหรับการก่อสร้างคันดินทางรถไฟ

Cement and Lime Stabilization of Soil in Submerged Condition for Railway Embankment Construction

คำนำ

รถไฟเป็นอีกทางเลือกสำหรับการคมนาคมเพื่อการเดินทาง การค้าขาย การขนส่ง ทั้งภายในประเทศและระหว่างประเทศ ดังนั้นทางรถไฟจึงควรมีความมั่นคงใช้งานได้ อย่างมีประสิทธิภาพ และปลอดภัยในการคมนาคม การก่อสร้างคันทางรถไฟเพื่อใช้เป็นพื้นฐาน ของการวางระบบรางรถไฟนับว่ามีความสำคัญยิ่งในการก่อสร้างทางรถไฟ ปัญหาประการหนึ่ง ของการก่อสร้างคันดินทางรถไฟในภาคเหนือตอนล่าง คือการใช้ดินเหนียวในบริเวณแนวเส้นทาง มาสร้างคันดินทางรถไฟ ซึ่งดินนี้จะเสถียรอย่างมากเมื่อถูกแช่น้ำ หรือมีการไหลซึมของน้ำ ผ่านคันทางรถไฟ ซึ่งสภาพที่คันดินทางรถไฟในบริเวณนี้ต้องแช่น้ำนั้นเป็นสภาวะที่ต้องเผชิญทุกปี ในฤดูฝน ทำให้แนวรางรถไฟเกิดการเคลื่อนตัวและต้องมีการบำรุงรักษาคันทางอยู่บ่อยครั้ง และ ยังทำให้รถไฟไม่สามารถวิ่งด้วยความเร็วที่ออกแบบไว้ได้ ซึ่งการแก้ปัญหาที่ดีที่สุดคือในการปรับปรุง คันดินคือการเปลี่ยนดินให้เป็นดินที่ดีขึ้น แต่แหล่งดินนั้นอยู่ห่างไกลและต้องใช้ดินเป็นจำนวนมาก ซึ่งต้องเสียค่าใช้จ่ายสูง ดังนั้นจึงเป็นการดีที่จะนำดินเหนียวในที่มาปรับปรุงคุณภาพ เพื่อเสริม ความมั่นคงของโครงสร้างคันทางรถไฟในระยะยาว

โครงการนี้ได้ศึกษาเกี่ยวกับคุณสมบัติทางกายภาพและทางวิศวกรรมของดินดังกล่าว ตลอดจนวิธีการป้องกันและแก้ไข โดยปรับปรุงคุณภาพดินด้วยการผสมปูนซีเมนต์และปูนขาว ในอัตราส่วนสารผสมเพิ่ม ปริมาณความชื้น และระยะเวลาการบ่ม ที่แตกต่างกันซึ่งจะกล่าวต่อไป การศึกษาคุณสมบัติของดินที่ถูกปรับปรุงโดยการผสมซีเมนต์และปูนขาวนั้นได้มีการศึกษา อย่างแพร่หลาย (เช่น สุภกิจ และ กมล, 2545; เกษม และ สุภสิทธิ, 2545; พานิช และคณะ, 2546 ฯลฯ) อย่างไรก็ตามการศึกษาส่วนใหญ่สนใจถึงคุณสมบัติของดินที่ถูกปรับปรุงในสภาพแห้งและการบดอัด ที่ความชื้น Optimum Moisture Content เท่านั้นไม่มีข้อมูลคุณสมบัติดินที่ถูกปรับปรุงโดยการบดอัด ที่ความชื้นต่าง ๆ ในสภาพแช่น้ำ ดังนั้นโครงการนี้จึงจะศึกษาคุณสมบัติของดินที่ถูกปรับปรุง โดยการผสมซีเมนต์และปูนขาวในสภาพแช่น้ำ ซึ่งเป็นสภาวะที่ตรงกับสภาพจริงในสนาม และ

ยังศึกษาถึงผลของปริมาณสารผสมเพิ่ม ปริมาณความชื้น และระยะเวลาการบ่ม ต่อคุณสมบัติต่าง ๆ ของดินที่ถูกปรับปรุงด้วย ทั้งนี้เพื่อสามารถนำค่า Parameters ที่ได้ไปใช้วิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของคันดินในสภาพใช้งาน เนื่องจากแรงกระทำจากรถไฟด้วยการวิเคราะห์ Finite Element เพื่อให้เข้าใจเกี่ยวกับพฤติกรรมของคันดินที่ถูกปรับปรุงคุณภาพ และสามารถเสนอแนวทางในการก่อสร้างคันทางรถไฟจากดินที่ถูกปรับปรุงนี้ต่อไป

วัตถุประสงค์ของการวิจัย

1. เพื่อศึกษาอิทธิพลของสารผสมเพิ่มต่อคุณสมบัติทางกายภาพและด้านดัชนี ซึ่งสนใจพฤติกรรมของค่าพิกัดอัตราเบอร์ก พฤติกรรมการบดอัด และพฤติกรรมการบวมตัวจากการทดสอบ CBR ของดินที่ปรับปรุงคุณภาพ
2. เพื่อศึกษาอิทธิพลของปริมาณสารผสมเพิ่มต่อคุณสมบัติทางวิศวกรรม ซึ่งได้แก่ UCS, E , c' และ ϕ' ของดินที่ปรับปรุงคุณภาพในสภาพแช่น้ำ
3. เพื่อศึกษาอิทธิพลของปริมาณความชื้นต่อคุณสมบัติทางวิศวกรรม UCS, E , c' และ ϕ' ของดินที่ปรับปรุงคุณภาพในสภาพแช่น้ำ
4. เพื่อศึกษาอิทธิพลของระยะเวลาการบ่มต่อคุณสมบัติทางวิศวกรรม UCS, E , c' และ ϕ' ของดินที่ปรับปรุงคุณภาพในสภาพแช่น้ำ
5. เพื่อใช้เป็นข้อมูลพื้นฐานในการปรับปรุงคุณภาพดินในภาคเหนือตอนล่าง โดยการผสมปูนซีเมนต์และปูนขาว
6. นำค่าคุณสมบัติต่างๆของดินที่ปรับปรุงคุณภาพที่ได้จากการทดสอบไปวิเคราะห์ โดย Finite Element เพื่อศึกษาความเป็นไปได้ที่จะนำไปใช้จริงในสนามได้

การตรวจเอกสาร

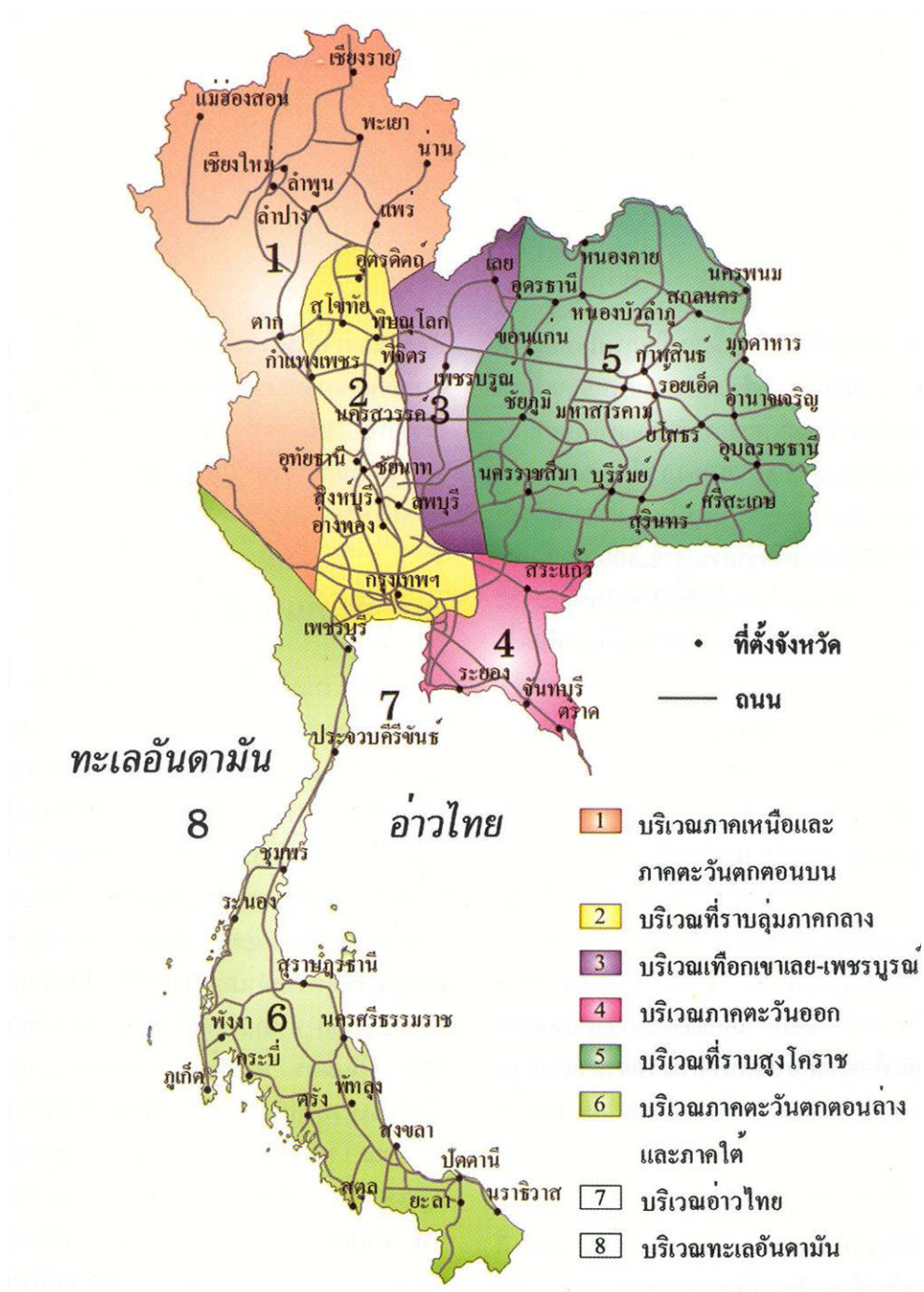
1. สภาพทางธรณีวิทยาของประเทศไทย

ประเทศไทยประกอบด้วยแผ่นเปลือกโลก (ในภาษาอังกฤษมีหลายคำที่ใช้เรียก คือ Plate, Block, Craton, Microcontinent แต่ปัจจุบันนิยมคำว่า Terrain) ขนาดเล็ก ซึ่งเป็นแนวรอยตะเข็บ (Suture) ที่เชื่อมต่อกัน 2 แผ่นคือ แผ่นเปลือกโลกซัน-ไทย ซึ่งอยู่ทางด้านทิศตะวันตก และแผ่นเปลือกโลกอินโดจีน ซึ่งอยู่ทางด้านทิศตะวันออกดังภาพที่ 1



ภาพที่ 1 แผ่นเปลือกโลกที่อยู่ในบริเวณประเทศไทย

ที่มา: กรมทรัพยากรธรณี (2549)



ภาพที่ 2 แผนที่แสดงขอบเขตการแบ่งภูมิภาคของประเทศไทย

ที่มา: กรมทรัพยากรธรณี (2539)

จากภาพที่ 2 ลักษณะภูมิประเทศของประเทศไทยมีลักษณะที่เด่นชัดแตกต่างกันไป สามารถแบ่งได้หลายบริเวณโดยพิจารณา ภูมิสัณฐาน ระดับความสูง ธรณีวิทยา โครงสร้าง ชนิดและลักษณะการเรียงลำดับชั้นเป็นเกณฑ์ จึงได้แบ่งลักษณะภูมิประเทศของประเทศไทย ออกเป็น 8 บริเวณ ดังนี้

- 1) บริเวณภาคเหนือและภาคตะวันตกตอนบน
- 2) บริเวณที่ราบลุ่มภาคกลาง
- 3) บริเวณเทือกเขาเลย-เพชรบูรณ์
- 4) บริเวณภาคตะวันออก
- 5) บริเวณที่ราบสูงโคราช
- 6) บริเวณภาคตะวันตกตอนล่างและภาคใต้
- 7) บริเวณอ่าวไทย
- 8) บริเวณทะเลอันดามัน

ในที่นี้จะขอกล่าวเฉพาะลักษณะภูมิประเทศและภูมิสัณฐานบริเวณภาคเหนือตอนล่าง ซึ่งเป็นพื้นที่ซึ่งเกี่ยวข้องกับการศึกษาโครงการนี้ ได้แก่ จังหวัดสุโขทัย พิษณุโลก พิจิตร เพชรบูรณ์ ตาก นครสวรรค์ และกำแพงเพชร ซึ่งตามแผนที่ขอบเขตแบ่งภูมิประเทศจะอยู่ในเขตหมายเลข 1 บริเวณภาคเหนือและภาคตะวันตกตอนบน เขตหมายเลข 2 บริเวณที่ราบลุ่มภาคกลาง และเขตหมายเลข 3 บริเวณเทือกเขาเลย-เพชรบูรณ์

1.1 ภาคเหนือและภาคตะวันตกตอนบน (Northern and Upper Western Regions)

1.1.1 ลักษณะภูมิประเทศและภูมิสัณฐาน

ทั้งสองบริเวณนี้มีภูมิประเทศที่เหมือนกัน คือ ประกอบด้วยเทือกเขา (Mountain ranges) สูงสลับซับซ้อนต่อเนื่องกันหลายเทือก ส่วนใหญ่วางตัวอยู่ในแนวเหนือ-ใต้ และตะวันตกเฉียงเหนือ-ตะวันออกเฉียงใต้

1) บริเวณที่สูงทางภาคเหนือ (Northern Highland)

ขอบเขตของบริเวณนี้ประกอบด้วยพื้นที่ภูเขาซึ่งมีอัตราส่วนที่สูงกว่าพื้นที่ราบประมาณ 4 : 1 ครอบคลุมพื้นที่บริเวณจังหวัดเชียงราย แม่ฮ่องสอน พะเยา เชียงใหม่ ลำพูน ลำปาง น่าน แพร่ และอุตรดิตถ์ ส่วนใหญ่มีลักษณะภูมิประเทศเป็นทิวเขาสูงและหุบเขาแคบ ๆ มีความลาดชันมากและมีระดับความสูงมากกว่าภาคอื่น ๆ

2) บริเวณที่สูงทางภาคตะวันตกตอนบน (Upper Western Highland)

ขอบเขตของบริเวณนี้ครอบคลุมพื้นที่บริเวณจังหวัดตาก กำแพงเพชร อุทัยธานี สุพรรณบุรี และกาญจนบุรี ลักษณะภูมิประเทศประกอบด้วยเทือกเขาสูงสลับซับซ้อนส่วนใหญ่วางตัวในแนวเหนือ-ใต้ แล้วบิดโค้งจากแนวเดิมมาวางตัวในแนวตะวันตกเฉียงเหนือ-ตะวันออกเฉียงใต้ ในทิศทางเดียวกับรอยเลื่อนเจดีย์สามองค์ (Three Pagoda Fault Zone) ระดับความสูงของเทือกเขาที่ยาวต่อเนื่องกันจะค่อย ๆ ลดต่ำลงกลายเป็นภูเขาโดด ๆ ขนาดเล็กสลับกับพื้นที่ลอนลาด และแอ่งเท่งสลับที่ราบลุ่มภาคกลาง

1.1.2 ลักษณะธรณีวิทยา

1) ธรณีวิทยาทั่วไป

ธรณีวิทยาภาคเหนือและภาคตะวันตกตอนบน ซึ่งมีลักษณะภูมิประเทศเป็นเทือกเขาสูงสลับซับซ้อนต่อเนื่องกันในแนวเหนือ-ใต้ และตะวันตกเฉียงเหนือ-ตะวันออกเฉียงใต้นั้น ประกอบด้วยหินยุคต่าง ๆ กัน โดยเทือกเขาเหล่านี้มักถูกกำหนดโดยลักษณะธรณีวิทยา โครงสร้างและชนิดของหินที่ปรากฏ

2) ธรณีวิทยาแนวแม่ฮ่องสอน - แม่สอ - ทองผาภูมิ

ชั้นหินที่สำคัญในแนวนี้ ได้แก่ หินเชิร์ต หินดินดาน หินทรายและหินทรายสลับกับชั้นหินปูน โดยมีหินทรายแดงและหินกรวดมนวางตัวอยู่ข้างบน แนวเทือกเขาที่ต่อลงมาทางใต้ในเขตอำเภอทองผาภูมิ จังหวัดกาญจนบุรี พบหินประเภทต่าง ๆ ส่วนใหญ่

เป็นหินตะกอน มีหินอัคนีและหินแปรเพียงส่วนน้อย หินแปร เช่น หินไนส์ หินชีสต์ หินควอร์ตไซต์ หินแคลก์ซิลิเกตและหินอ่อน ซึ่งพบเป็นแนวยาวอยู่สองบริเวณ คือ บริเวณน้ำตกคลองลาน จังหวัดกำแพงเพชร และแนวระหว่างลำน้ำแควใหญ่กับลำน้ำแควน้อย ช่วงระหว่างอำเภอศรีสวัสดิ์ กับอำเภอทองผาภูมิ จังหวัดกาญจนบุรี โดยต่อเนื่องลงมาตามแนวลำน้ำแควใหญ่ถึงบริเวณด้านใต้ของอำเภอท่าม่วง จังหวัดกาญจนบุรี เป็นหินปูนและหินตะกอนที่ถูกแปรสภาพชั้นต่ำไม่รุนแรงนัก ลักษณะเด่นประการหนึ่งในพื้นที่นี้คือ มีหินปูน หินทราย และหินทรายแป้งสีแดงที่เกิดจากการสะสมตัวในทะเลแผ่กระจายเป็นบริเวณกว้างขึ้นไปถึงเขตอำเภออุ้มผาง จังหวัดตาก

3) ธรณีวิทยาแนวคอยอินทนนท์ - ตาก

แนวเทือกเขานี้ทอดยาวจากทางเหนือลงมาจดแนวรอยเลื่อนแม่ปิง ยาวประมาณ 300 กิโลเมตร กว้างมากกว่า 70 กิโลเมตร ซึ่งมีลักษณะธรณีวิทยาประกอบด้วย หินแปรเกรดสูงพวก หินพาราไนส์ หินควอร์ตซิดิกชีสต์ หินไบโอไทต์ชีสต์ หินแคลก์ซิลิเกตชีสต์ และหินอ่อน แนวชั้นหินด้านทิศเหนือวางตัวอยู่ในแนวเหนือ-ใต้ แล้วค่อย ๆ เบนไปเป็นแนว ตะวันตกเฉียงเหนือ-ตะวันออกเฉียงใต้ ใกล้กับแนวรอยเลื่อนแม่ปิงพบว่าหินอัคนีชนิดหินแกรนิต หินแกรโนไดออไรต์ และหินเพกมาไทต์แทรกอยู่หลาย ๆ บริเวณตลอดแนวเทือกเขา หินแปรเกรดสูง ทางด้านตะวันออกเฉียงเหนือของอำเภอแม่สะเรียง จังหวัดแม่ฮ่องสอน และทางตะวันตกของ อำเภอจอมทอง และอำเภอฮอดจังหวัดเชียงใหม่

4) ธรณีวิทยาแนวเชียงราย - เชียงใหม่ - เถิน

ชั้นหินที่สำคัญในแนวนี้ ซึ่งแบ่งได้เป็น 2 แนว คือ แนวด้านตะวันตกที่ ชั้นหินเป็นหินเชิร์ต และหินปูนมีซากดึกดำบรรพ์ซึ่งไม่ถูกแปรสภาพ ส่วนอีกแนวด้านตะวันออก เป็นหินแปรเกรดต่ำ ประกอบด้วยหินควอร์ตโซเฟลด์สปาดิกชีสต์ หินฟิลไลต์ หินควอร์ตไซต์ และหินเชิร์ต ซึ่งแผ่กระจายปกคลุมบริเวณด้านตะวันออกของเขื่อนภูมิพล จังหวัดตาก บริเวณ ด้านตะวันออกของอำเภอเถิน คอยขุนตาล จังหวัดลำปาง และบริเวณคอยลังกา จังหวัดเชียงราย โดยมีหินแกรนิตแทรกคั่นตัวเข้ามาในบางพื้นที่ เช่น ที่คอยขุนตาล คอยหมอก และคอยลังกา

5) ธรณีวิทยาแนวลำปาง - แพร่ - สุโขทัย

ชั้นหินที่ปกคลุมบริเวณนี้เป็นหินที่ตกตะกอนในสภาวะแวดล้อมในทะเลตื้นจนถึงทะเลลึก แอ่งที่สำคัญในการสะสมตะกอน ได้แก่ แอ่งลำปางโดยมีตะกอนคล้ายคลึงกับลักษณะตะกอนภูเขาไฟ แอ่งแพร่มีการสะสมตะกอนคล้ายแอ่งลำปาง แต่จะมีตะกอนภูเขาไฟปะปนน้อยกว่า

6) ธรณีวิทยาแนวน่าน - แพร่ - อุดรดิตถ์

บริเวณนี้เริ่มตั้งแต่ทางตอนใต้และตะวันออกเฉียงใต้ของจังหวัดแพร่ไปถึงแนวรอยเลื่อนอุดรดิตถ์ ซึ่งตอนล่างของแนวนี้โค้งมาทางตะวันตกเฉียงใต้บริเวณ อำเภอ บ้านด่านลานหอย จังหวัดสุโขทัย มักมีหินภูเขาไฟและตะกอนหินภูเขาไฟแทรกอยู่เสมอ ชั้นหินเหล่านี้วางตัวในแนวประมาณตะวันออกเฉียงเหนือ-ตะวันตกเฉียงใต้ ในภาคเหนือและภาคตะวันตกตอนบนมีทั้งหินอัคนีแทรกซอนและหินอัคนีพุ หินอัคนีแทรกซอนเป็นพวกหินแกรนิตและหินไนส์ลิกแกรนิต ส่วนหินอัคนีพุนั้นปรากฏให้เห็นเป็นบริเวณกว้างตั้งแต่ทางด้านทิศตะวันออกของจังหวัดเชียงรายผ่านพะเยา-ลำปาง-แพร่ลงไปถึงจังหวัดตาก หินส่วนใหญ่เป็นหินไรโอไลต์ หินแอนดีไซต์ หินไรโอลิติกทัฟฟ์ หินแอนดิซิดิกทัฟฟ์ และหินบะซอลต์ โดยมีหินแกบโบรและหินไพรอกซ์ไนต์บ้าง สำหรับหินบะซอลต์ที่พบในเขตอำเภอแม่ทะ อำเภอเกาะคา และอำเภอสบปราบ จังหวัดลำปาง ที่บริเวณบ้านเชียงเคี่ยน อำเภอเทิงและที่ริมแม่น้ำโขง อำเภอเชียงของ จังหวัดเชียงราย และที่บ้านบ่อแก้ว อำเภอเด่นชัย จังหวัดแพร่

1.2 ที่ราบลุ่มภาคกลาง (The Central Plain)

1.2.1 ลักษณะภูมิประเทศและภูมิฐาน

บริเวณที่ราบลุ่มนี้อยู่ตอนกลางของประเทศครอบคลุมพื้นที่ทั้งหมดของที่ราบลุ่มเจ้าพระยาตอนบนและตอนล่างซึ่งเกิดจากการกระทำของแม่น้ำทั้งหมดที่ไหลลงสู่อ่าวไทย โดยพัดพาตะกอนมาสะสมตัวในพื้นที่ตอนล่างที่เคยอยู่ใต้ระดับน้ำทะเลมาก่อนจนกลายเป็นพื้นที่ราบกว้างใหญ่โผล่เหนือระดับน้ำทะเล ที่ราบลุ่มภาคกลางเป็นที่ราบกว้างใหญ่ที่สุดในประเทศไทย มีลักษณะคล้ายรูปสามเหลี่ยมด้านเท่า ส่วนที่แคบที่สุดอยู่ทางด้านทิศเหนือและยาวต่อเนื่องลงมา

จนถึงอ่าวไทย โดยมีแนวเนินเขาและเขาโคด ๆ ปรากฏให้เห็นเป็นหย่อม ๆ ในเขตจังหวัดนครสวรรค์ แนวเนินเขาและเขาโคด ๆ เหล่านี้ จะใช้เป็นแนวในการแบ่งที่ราบลุ่มภาคกลางออกเป็น 2 บริเวณ คือ ที่ราบลุ่มภาคกลางตอนบน (Upper Central Plain) และที่ราบลุ่มภาคกลางตอนล่าง (Lower Central Plain)

1) ที่ราบลุ่มภาคกลางตอนบน (Upper Central Plain)

ขอบเขตของบริเวณที่ราบลุ่มภาคกลางตอนบนครอบคลุมพื้นที่บางส่วนของจังหวัดอุตรดิตถ์ สุโขทัย พิษณุโลก พิจิตร กำแพงเพชร ต่อเนื่องลงมาจนถึงบริเวณปากน้ำโพ จังหวัดนครสวรรค์ ที่ซึ่งแม่น้ำปิง วัง ยม และน่าน ไหลมาบรรจบกันเป็นแม่น้ำเจ้าพระยา ซึ่งพื้นที่ศึกษาของโครงการนี้มีบางส่วนอยู่ในบริเวณนี้ด้วย ที่ราบลุ่มภาคกลางตอนบนนี้มีลักษณะภูมิประเทศเป็นพื้นที่ลอนลาด (Undulating Terrain) มีความสูงโดยเฉลี่ยระหว่าง 40 – 60 เมตรจากระดับน้ำทะเลปานกลาง ประกอบด้วยตะกอนที่เกิดจากการกร่อน (Erosion) และผุพัง (Weathering) ของหินเดิมหลังจากนั้นถูกพัดพา (Transport) มาสะสมตัว (Deposition) โดยทางน้ำ เกิดเป็นพื้นที่ราบน้ำท่วมถึง (Flood Plain) ตะพักลุ่มน้ำ (Terrace) และ ที่ลุ่มน้ำขัง (Swamp) โดยทั่วไป

2) ที่ราบลุ่มภาคกลางตอนล่าง (Lower Central Plain)

ขอบเขตของบริเวณที่ราบลุ่มภาคกลางตอนล่างครอบคลุมพื้นที่ตอนล่างของจังหวัดนครสวรรค์ ตั้งแต่บริเวณปากน้ำโพเรื่อยลงมาจนถึงปากแม่น้ำเจ้าพระยาที่จังหวัดสมุทรปราการ ระดับความสูงของบริเวณนี้ต่ำกว่าที่ราบลุ่มภาคกลางตอนบน และแตกต่างกันไปในแต่ละท้องที่ โดยทั่วไปบริเวณนี้มีลักษณะแบนราบแผ่กระจายเป็นบริเวณกว้างเกิดจากการไหลบ่าเข้ามาของทะเลโบราณ แล้วถอยร่นออกไปในช่วงเวลาต่อมา จากหลักฐานของชนิดตะกอนที่มาสะสมตัวและลักษณะภูมิประเทศพบว่าในที่ราบนี้ยังประกอบไปด้วยที่ลุ่มชื้นแฉะ (Marsh) ที่ราบลุ่มน้ำท่วมถึง (Tidal Flat) ดินดอนสามเหลี่ยม (Delta) เช่น ที่จังหวัดนครปฐม และทางทิศใต้ของจังหวัดพระนครศรีอยุธยา หาดทราย (Beach) และสันดอนทราย (Sand Bar) ซึ่งส่วนใหญ่จะพบเห็นได้เด่นชัดในบริเวณจังหวัดพระนครศรีอยุธยา และบางบริเวณของกรุงเทพมหานคร

1.2.2 ลักษณะธรณีวิทยา

ที่ราบลุ่มภาคกลางเกิดจากการเคลื่อนไหลของรอยเลื่อนใหญ่ ได้แก่ รอยเลื่อนแม่ปิง (ต่อเลยไปเกือบเชื่อมกับรอยเลื่อนเมย) รอยเลื่อนอุตรดิตถ์ (น้ำปาด) และรอยเลื่อนเจดีย์สามองค์ ในบริเวณภาคเหนือและภาคตะวันตกตอนบนและตามด้วยการเกิดรอยเลื่อนในแนวเหนือ-ใต้ การสะสมตัวเกิดขึ้นบนบกแบบเนินตะกอนน้ำพารูปพัด ที่ราบตะกอนน้ำพา ทางน้ำ ทะเลสาบ และแบบกึ่งทางน้ำกับทะเลสาบ หินอัคนีที่พบทางด้านทิศใต้จังหวัดนครสวรรค์ลงมาทางจังหวัดอุทัยธานีและทางทิศตะวันออกของจังหวัดนครสวรรค์ ส่วนใหญ่อยู่ในแนวเหนือ-ใต้ มีทั้งหินอัคนีแทรกซอนพวกหินแกรโนไดออไรต์ หินแกรนิตและหินไดออไรต์ ซึ่งเกิดเป็นมวลหินขนาดเล็กวางตัว ส่วนหินอัคนีฟูเป็นพวกหินแอนดีไซต์ หินเดไซต์และหินไรโอไลต์ ที่เกิดเป็นแบบพนักหินตัดผ่านหินไดออไรต์และหินแกรโนไดออไรต์ นอกจากนั้นยังพบหินที่เกิดจากการระเบิดของภูเขาไฟอาทิเช่น หินทัฟฟ์และหินกรวดภูเขาไฟ ซึ่งมีองค์ประกอบเป็นหินไรโอไลต์รวมอยู่ด้วย โดยลักษณะทางธรณีวิทยาของพื้นที่ศึกษาบางส่วน of โครงการนี้ก็จะมิลักษณะเดียวกันไม่ว่าจะเป็นชนิดหินหรืออื่น ๆ

1.3 บริเวณเทือกเขาเลย - เพชรบูรณ์ (Loei - Petchabun Ranges)

1.3.1 ลักษณะภูมิประเทศและภูมิสัณฐาน

ลักษณะภูมิประเทศและภูมิสัณฐาน บริเวณบริเวณเทือกเขาเลย-เพชรบูรณ์ ขอบเขตของบริเวณเทือกเขาเลยติดต่อเพชรบูรณ์ครอบคลุมพื้นที่จังหวัดเลย เพชรบูรณ์ บางส่วนของจังหวัดพิษณุโลก พิจิตร นครสวรรค์ ลพบุรี สระบุรี และนครนายก ซึ่งพื้นที่ศึกษาของโครงการนี้บางส่วนอยู่ในบริเวณนี้ด้วย ลักษณะภูมิประเทศของบริเวณนี้ ประกอบด้วย พื้นที่ซึ่งเป็นทิวเขามีลักษณะซับซ้อนเป็นสันยาวต่อเนื่องกัน วางตัวในแนวเหนือ-ใต้เป็นส่วนใหญ่ และพื้นที่เกือบราบ (Peneplain) ซึ่งพบอยู่ทางตอนเหนือ เนื่องจากส่วนที่เคยเป็นทิวเขาเมื่อถูกกัดเซาะก็จะทำให้เกิดการผุพังจนบางบริเวณกลายเป็นพื้นที่เกือบราบ เกิดเป็นแนวขนานกันลงมาทางใต้ตามขอบด้านในของเทือกเขาเพชรบูรณ์ ส่วนบริเวณตอนกลางมีลักษณะเป็นพื้นที่ลอนลาด โดยมีความสูงเฉลี่ยประมาณ 50 - 100 เมตร จากระดับน้ำทะเลปานกลาง

1.3.2 ลักษณะธรณีวิทยา

บริเวณเทือกเขาเลย-เพชรบูรณ์ ครอบคลุมไปด้วยหินตะกอนและหินอัคนี เป็นส่วนใหญ่ มีหินแปรบ้างเป็นบริเวณแคบ ๆ โดยสัมพันธ์อยู่กับแนวรอยเลื่อนอุตรดิตถ์ (น้ำปาด) และถูกตัดด้วยแนวรอยเลื่อนเพชรบูรณ์ในแนวเหนือ-ใต้ นอกจากนี้ยังพบหินตะกอนซึ่งประกอบด้วย สีลาแลง ดินลูกรังของชั้นตะกต่าง ๆ และบริเวณสะสมตัวของตะกอนน้ำพาของกลุ่มแม่น้ำเลยและ แม่น้ำป่าสัก หินอัคนีที่พบอยู่ทั่วไปมีทั้งหินอัคนีแทรกซอน หินอัคนีพุ ตลอดจนหินภูเขาไฟ หินอัคนีแทรกซอนเป็นพวกหินแกรนิต หินแกรโนไดออไรต์ หินมอนโซไนต์ หินไดออไรต์ และ หินฮอร์เนเบลนไดต์ เป็นต้น เกิดในลักษณะแผ่กระจายเป็นแห่ง ๆ พบตั้งแต่เขตจังหวัดเลยจนถึง จังหวัดนครราชสีมา สำหรับหินอัคนีพุหรือหินภูเขาไฟนั้นพบทั้งที่เป็นแบบลาวาหลากและสะสม ตัวแบบตะกอนภูเขาไฟ กระจายทั่วไปตลอดแนวเทือกเขาตั้งแต่ด้านทิศเหนือจรดด้านทิศใต้ ขอบเขตแนวหินภูเขาไฟในเขตจังหวัดเลยแบ่งออกเป็น 3 แนว ได้แก่ แนวด้านตะวันตกเป็นพวก หินแอนดีไซต์เนื้อดอก หินกรวดเหลี่ยมภูเขาไฟและหินไรโอไลต์บ้างเล็กน้อย แนวตะวันออกเป็น พวกหินไรโอไลต์เนื้อดอก หินไรโอไลต์กึ่งทัฟฟ์และหินแอนดีไซต์บ้างเล็กน้อยเช่นกัน ส่วนแนว ตอนกลางเป็นกลุ่มหินบะซอลติกแอนดีไซต์ แผ่ครอบคลุมพื้นที่ทางด้านทิศใต้ของอำเภอปากชม นอกจากนี้ยังพบหินภูเขาไฟที่แยกประเภทไม่ได้ของพวกหินไรโอไลต์ หินแอนดีไซต์เนื้อดอก หินทัฟฟ์ หินกรวดเหลี่ยมภูเขาไฟและหินกรวดภูเขาไฟในเขตจังหวัดเพชรบูรณ์ จังหวัด นครราชสีมา จังหวัดลพบุรี และจังหวัดนครนายก หินภูเขาไฟบริเวณ ลำานารายณ์ จังหวัดลพบุรี ประกอบด้วยหินบะซอลต์ หินแอนดีไซต์ และหินไรโอไลต์ เนื้อเป็นแก้วภูเขาไฟ นอกจากนี้ ยังพบหินบะซอลต์แผ่คลุมบริเวณที่ราบในแอ่งตั้งแต่อำเภอหนองไผ่ จังหวัดเพชรบูรณ์ ไปถึง อำเภอชัยบาดาล จังหวัดลพบุรี ซึ่งพื้นที่ศึกษาโดยภาพรวมแล้วจะเป็นหินตะกอนและหินอัคนี ส่วนใหญ่

2. แร่ประกอบในดิน

2.1 นิยามของดิน

ดิน (Soil) หมายถึง วัตถุที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติจากการสลายตัวทางกายภาพ และ ทางเคมีของหินและแร่ รวมกับสารอินทรีย์ที่เกิดจากการสลายตัวของซากพืชซากสัตว์เป็นผิวชั้น บนที่หุ้มห่อโลก ดินมีลักษณะและคุณสมบัติต่างกันไปในที่ต่าง ๆ ตามสภาพภูมิอากาศ ภูมิประเทศ วัตถุต้นกำเนิด สิ่งมีชีวิตและระยะเวลาการสร้างตัวของดิน

การแบ่งชั้นดินอาศัยการสังเกตจากพื้นที่หน้าตัดด้านข้างของดิน โดยแบ่งออกเป็น 5 ชั้น ได้แก่ ชั้นโอ ชั้นเอ ชั้นบี ชั้นซี และชั้นอาร์ ดังภาพประกอบในตารางที่ 1 ดินแต่ละชั้นมีลักษณะแตกต่างกันเนื่องจากสมบัติทางกายภาพ เคมี ชีวภาพ และลักษณะอื่น ๆ เช่น หินต้นกำเนิด แร่ที่ประกอบในดิน สี โครงสร้าง เนื้อดิน การยึดตัว และความเป็นกรดเป็นด่างของดินแตกต่างกัน

ตารางที่ 1 ลักษณะชั้นต่าง ๆ ของการกำเนิดดิน

	<u>ผิวดิน</u> มีพืชปกคลุมเพื่อจะเจริญเติบโตจากอินทรีย์สารในชั้นโอ
	<u>ชั้น โอ (O-horizon)</u> เป็นช่วงชั้นดินที่มีสารอินทรีย์สะสมตัวอยู่มาก มักมีสีเทาหรือเทาดำ
	<u>ชั้น เอ (A-horizon)</u> เป็นเขตการซึมชะ (Zone of Leaching) เป็นชั้นที่น้ำซึมผ่านจากชั้นบน แล้วทำปฏิกิริยากับแร่ บางชนิด เกิดการสลายตัวของแร่ สารละลายที่ได้จะซึมผ่านลงไปสะสม ตัวในชั้นต่อไปทำให้ดินชั้นนี้มีสีจาง
	<u>ชั้น บี (B-horizon)</u> เป็นเขตการ สะสมของแร่ในชั้นดิน (Zone of Accumulation) เป็นชั้นที่มีการตกตะกอน และสะสมตัวของแร่จาก สารละลายที่ไหลลงมาจากชั้น เอ ชั้นดิน มักมีสีแดง หรือน้ำตาลแดง ตามสีแร่ที่มาสะสมตัวอยู่
	<u>ชั้น ซี (C-horizon)</u> เป็นชั้นหินผุ (Weathered Rock) ที่หินบางส่วนผุพัง กลายเป็นดินปะปนกับเศษหิน ที่แตกหัก มาจากชั้นหินดานเดิม
	<u>ชั้น อาร์ (R-horizon)</u> เป็นชั้นหินดานที่ชั้นหินเดิมยัง ไม่มีการผุพังสลายตัว เป็นดิน

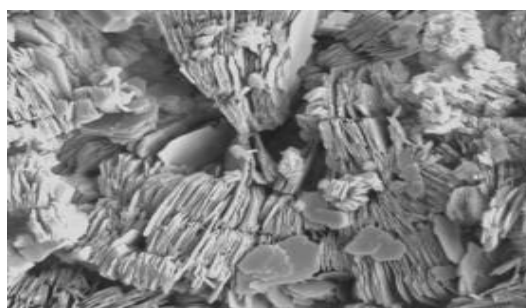
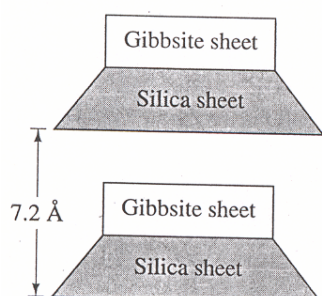
ที่มา: กรมทรัพยากรธรณี (2549)

2.2 แร่ประกอบหลักในดินเหนียว

ในที่นี้จะขอลำเฉพาะแร่ประกอบหลักในดินเหนียวเท่านั้น ซึ่งจะเกี่ยวข้องกับ การศึกษาโครงการนี้โดยตรง ส่วนประกอบของดินที่เรียกว่า Clay นั้นคือ ส่วนที่มีขนาดเล็ก มากที่สุด (< 0.005 มม. ลงมา) ประกอบด้วยแร่ Aluminosilicate ต่าง ๆ เรียกว่า แร่ดินเหนียว (Clay Mineral) ซึ่งมี Group ที่สำคัญอยู่ 2 group คือ Silicate clay ได้แก่ พวก Illite, Montmorillonite, Vermiculite, Kaolinite และ Oxide Clay เนื่องจาก Clay Mineral มีขนาดเล็กมากเป็น Colloid (เล็กกว่า 1 ไมครอนหรือ 0.001 มม.) อนุภาคดินที่เป็น Disperse Phase เป็นที่เกิดของปฏิกิริยาต่าง ๆ ทางเคมี และฟิสิกส์ของดินจึงควรทราบคุณสมบัติของดินชนิดนี้ไว้ เนื่องจาก Clay Mineral มีลักษณะ เป็น Colloid จึงเข้าใจกันว่าเป็นสาร Amorphous จึงได้แบ่ง Clay Mineral ออกเป็น 3 พวกใหญ่ ๆ ตามคุณสมบัติของผลึก คือ

- 1) Kaolinite Group
- 2) Illite Group Hydrated Mica
- 3) Montmorillonite Group (Smectite Group)

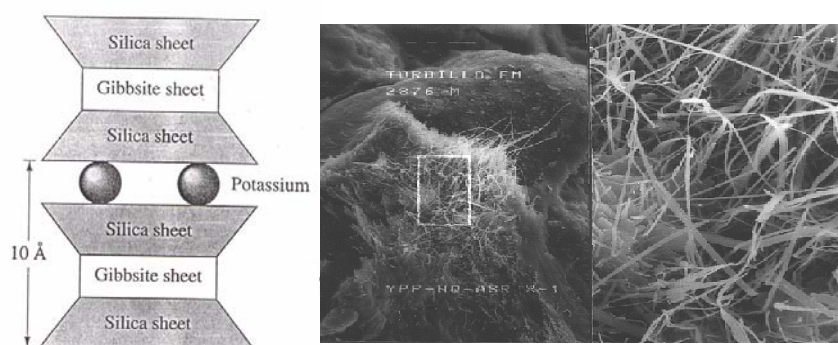
Kaolinite group แร่ดินเหนียวที่สำคัญในกลุ่มนี้ ได้แก่ Kaolinite, Halloysite, Anaxide โครงสร้างทางเคมีจะประกอบด้วย Alumina Sheet 1 แผ่น ประกอบอยู่กับ Silica Sheet 1 แผ่น ใน Alumina และ Silica Sheet ไม่มี Ionic Substitution ดังภาพที่ 3 คุณสมบัติที่สำคัญของ Kaolinite คือ เป็นดินเหนียวที่ไม่ขยายตัว มีค่า Cation Exchange Capacity ต่ำ แต่มี Anion Exchange Capacity สูง



ภาพที่ 3 โครงสร้าง Kaolinite

ที่มา: James (1930)

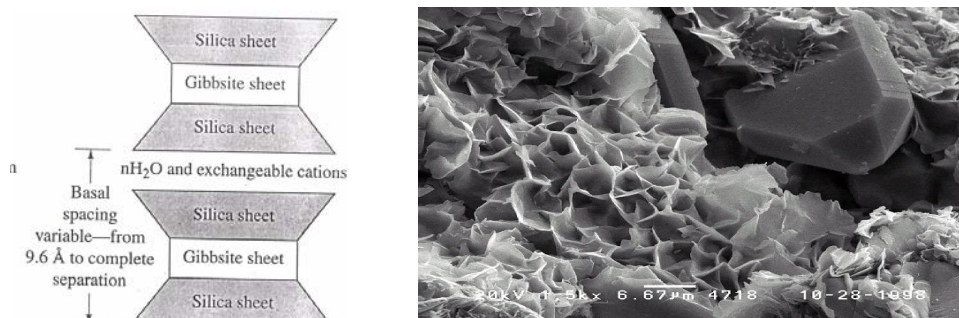
Illite Group แร่ดินเหนียวพวกนี้ที่สำคัญ คือ Illite โดยผลึกประกอบด้วย Silicon Dioxide (Silica sheet) 2 แผ่น ประกบแผ่น Hydrated Aluminium Dioxide (Alumina Sheet) 1 แผ่น ใน Silica Sheet มี Aluminium เข้าไปแทนที่ Silicon จึงมี Potassium เข้าไปจับ Lattice จึงมีแรงยึดที่แข็งแรง ดังภาพที่ 4 คุณสมบัติที่สำคัญของ Illite คือ เป็นดินเหนียวที่ไม่ขยายตัว มี Cation Exchange Capacity ระหว่าง 20-40 meq/100 g มี Anion Exchange Capacity ต่ำ



ภาพที่ 4 โครงสร้าง Illite

ที่มา: James (1930)

Montmorillonite group แร่ดินเหนียวที่สำคัญในกลุ่มนี้ ได้แก่ Montmorillonite, Beidelite, Nontronite โครงสร้างทางเคมีของ Montmorillonite จะเหมือน Illite แต่จะต่างกันตรงที่ใน Silica Sheet ไม่มี Aluminium เข้าไปแทนที่ Silicon จึงไม่มี Potassium เข้าไปจับ Lattice จึงไม่มีแรงยึดที่แข็งแรง ทำให้ขยายตัวได้มากเมื่อเปียกน้ำ โดยที่น้ำเข้าไปแทรกอยู่ระหว่าง Lattice ดังภาพที่ 5 คุณสมบัติที่สำคัญของ Montmorillonite คือ เป็นดินเหนียวที่มีความเหนียวสูง ดู่น้ำได้มาก ขยายตัวได้มาก มี Cation Exchange Capacity สูง 60-100 meq/100 g ไม่มี Anion Exchange Capacity

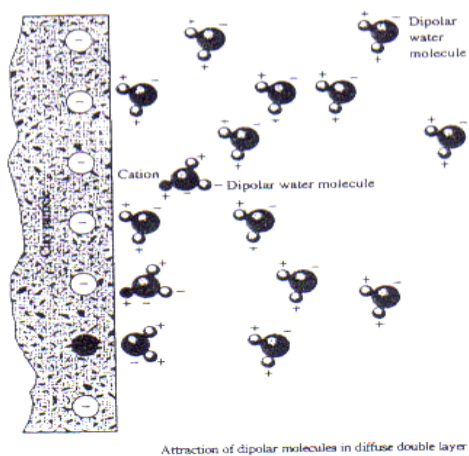
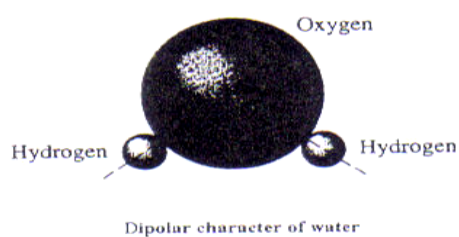
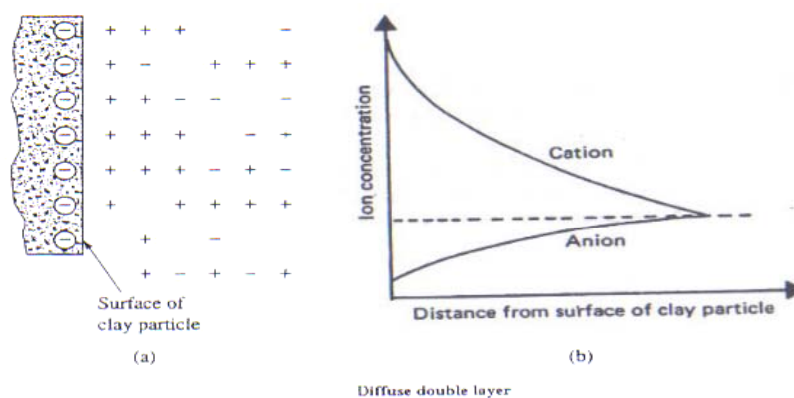


ภาพที่ 5 โครงสร้าง Montmorillonite

ที่มา: James (1930)

2.3 พฤติกรรมของ Double Layers ในดินเหนียว

Double Layers คือ พฤติกรรมของอนุภาคดินเหนียวซึ่งเป็นประจุลบที่ผิว จะดึงดูดประจุบวกในอนุภาคของน้ำเข้าไปเกาะที่ผิวเคลือบผิวเป็นเจลบาง ๆ เมื่อเวลาผ่านไปนานเข้าปริมาณน้ำที่มาเคลือบรอบๆผิวอนุภาคดินเหนียวเป็นชั้นๆก็จะหนาขึ้น ซึ่งจะมีผลทำให้เกิดแรงระหว่างอนุภาคดินเหนียวขึ้น 2 แรงคือ แรงดึงดูดระหว่างอนุภาค และแรงผลักกันระหว่างอนุภาค ซึ่งค่าของแรงผลักกันสามารถวัดเป็นหน่วยทางไฟฟ้าระหว่าง Double Layers รอบ ๆ แต่ละอนุภาค ขนาดของแรงผลักกันขึ้นอยู่กับ Ions Concentration ในโพรงน้ำและชนิดของประจุบวกที่อยู่ในโพรงน้ำ และแรงผลักกันยังขึ้นอยู่กับ Ions Valency กล่าวคือ แรงผลักกันใน Double Layers ลดลง Ions Valency จะเพิ่มขึ้น แต่แรงดึงดูดกันไม่ขึ้นอยู่กับปัจจัยทั้ง 2 เลย ในสภาพปกติแรงทั้ง 2 อยู่ในสภาพสมดุลกัน และแรงกระทำระหว่างอนุภาคจะเกิดขึ้นเมื่อมีผลกระทบจากภายนอก ซึ่งพฤติกรรมการเกิด Double Layers จะแสดงไว้ในภาพที่ 6



ภาพที่ 6 การเกิด Double Layers ของดินเหนียว

ที่มา: Das (1993)

ปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการเปลี่ยนแปลงของ Double Layers ในดินเหนียว

(1) การเสียดสีของแรงระหว่างอนุภาคดินเหนียว

แรงผลักดันระหว่างอนุภาคดินเหนียวขึ้นอยู่กับความหนาของ Double Layers ที่ล้อมรอบอนุภาคนั้น คือชั้นในเป็นประจุลบของดินเหนียวเอง ส่วนชั้นนอกเป็นประจุบวกที่อยู่ในสภาพ Hydrated Cation (ประจุบวกที่ล้อมรอบด้วยน้ำ) ดูดซับอยู่ที่ผิวของอนุภาคดินเหนียวนั้น ซึ่งอนุภาคที่มี Hydrated Cation ขนาดใหญ่จะดูดซับที่ผิวได้น้อย จึงทำให้ประจุลบของอนุภาคดินเหนียวเหลือตกค้างอยู่ที่ผิวของอนุภาคมาก ดังนั้นจึงทำให้เกิดการผลักดันระหว่างประจุลบของแต่ละอนุภาคดินเหนียว เป็นผลทำให้ดินกระจายตัวได้

(2) มีโซเดียมผสมอยู่ในดินเหนียว

ประจุของโซเดียมที่อยู่ในดินเหนียว จะสร้างศักย์ภาพมากกว่า Osmotic ของน้ำที่เคลือบรอบ ๆ อนุภาคดินและเข้าไปอยู่ในช่องว่างระหว่างอนุภาคดินเหนียว ซึ่งจะส่งผลให้มีแรงผลักดันระหว่างอนุภาคเพิ่มขึ้น ทั้งนี้เนื่องจากโซเดียมเป็นสารละลายที่มีประจุบวก ซึ่งเป็น Single Valent แรงยึดเหนี่ยวของประจุที่ผิวจึงน้อยกว่าประจุที่เป็น Poly Valent กลุ่มประจุของโซเดียมจึงอยู่ห่างจากผิวของอนุภาคที่มีความหนาของ Double Layers ดังนั้นประจุโซเดียมจึงทำให้เกิดเป็นแรงผลักดันและเป็นตัวสนับสนุนให้เกิดการกระจายตัวของดิน

(3) ปฏิกริยาจากการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวด้วยปูนขาว

ปรับปรุงคุณภาพดินด้วยการผสมปูนขาวลงไปดินจะเกิดปฏิกิริยา Cation Exchange ทำให้เกิด Ca^{2+} จำนวนมากจึงทำให้เกิดการจับตัวกันระหว่าง Cation ของแคลเซียมที่ผิวของเม็ดดิน โดยที่ Cation เหล่านี้จะเชื่อมประสานโยงใยกันจนปกคลุมเม็ดดิน ทำให้อิออนอื่น ๆ ที่มีอยู่ที่ผิวของเม็ดดินเคลื่อนที่ห่างออกไปพร้อม ๆ กับน้ำที่อยู่ในชั้น Double Layers ทำให้เม็ดดินเข้าใกล้กันและน้ำในชั้น Double Layers ที่อยู่รอบ ๆ อนุภาคดินลดน้อยลง หลังจากนั้นการเกิดปฏิกิริยา Flocculation จะทำให้ขนาดของเม็ดดินโตขึ้น ซึ่งเกิดจากการเพิ่มปริมาณปูนขาวทำให้น้ำในช่องว่างของมวลดินมีความเข้มข้นของอิออนสูงขึ้น ดังนั้นจึงส่งผลให้ Double Layers หดแคบเข้าและจะเกิดการดึงดูดกันเป็นโครงสร้างแบบระเกะระกะ กล่าวคือน้ำที่อยู่ในชั้น Double Layers บางลงจึงทำให้เกิดการ Flocculation และเกิดการรวมตัวกันของเม็ดดิน (Agglomeration)

3. ลักษณะและมาตรฐานบ่งบอกดินกระจายตัว

3.1 ดินกระจายตัว

ดินกระจายตัว (Dispersive Soil) เป็นดินที่ถูกกัดเซาะพัดพาไปกับน้ำได้ง่าย ดินจะมี ส่วนประกอบของดินเหนียว (Clay Fraction) ซึ่งมีศักยภาพสูงในการกระจายตัวเมื่อก่อนดินนั้น สัมผัสน้ำเป็นดินเหนียวที่มีคุณสมบัติการกัดเซาะทางกลที่มีลักษณะพิเศษ เมื่อสัมผัสกับน้ำจะเกิดการกัดเซาะโดยรอบอนุภาค เมื่อดินจะหลุดออกจากมวลดินเป็นตะกอนขุ่นและแขวนลอยฟุ้งกระจายอยู่ในน้ำหรืออาจกล่าวได้ว่าการกระจายตัวของดินเกิดจากกลไกทั้งทางด้านเคมีและกลศาสตร์ ซึ่งในทางกลับกันดินเหนียวที่ไม่กระจายตัวถูกกัดเซาะเมื่อน้ำมีความเร็วหรือมีพลังงานการไหลสูง ซึ่งเป็นกระบวนการทางกลศาสตร์กายภาพซึ่งอนุภาคเม็ดดินนั้นจะไม่ฟุ้งกระจายหรือแขวนลอย แต่จะตกตะกอนเมื่อน้ำหนักดินมากกว่าพลังงานในการพัดพา (ศุภกิจ, 2543) และได้ตรวจสอบพบว่าดินกระจายตัวจะมีสีแดง น้ำตาล เทา เทาปนขาว เหลือง ส่วนดินสีดำซึ่งเป็นดินอินทรีย์วัตถุสูง ยังไม่พบว่าเป็นดินกระจายตัว (อร่ามศรี, 2535)

วิชาญ (2547) ให้นิยามว่า Dispersive Soil คือ ดินตามธรรมชาติเมื่อถูกน้ำแล้วแตกตัวง่ายและเสียดทานซึ่งมีด้วยกัน 2 ชนิด ได้แก่

- Non-cohesive soil เป็นดินที่ไม่มีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดิน เช่น Sand, Silt, Silty Sand เป็นต้น ซึ่งเมื่อถูกน้ำก็จะแตกตัวทันทีและสูญเสียกำลังโดยค่า ϕ ของดินลดลง

- Dispersive clay เป็นดินที่มีขนาดเท่ากับ Clay Particle ที่มาจาก Clay Mineral ประเภท Montmorillonite และ Illite ที่มี Sodium Content สูง และ Sodium Ion ที่สามารถแลกเปลี่ยนประจุกับไอออนอื่นได้มากเมื่อสัมผัสน้ำแล้วจะแตกตัวได้ง่ายและสูญเสียกำลังโดยค่า c , ϕ ของดินลดลง เหตุที่แตกตัวง่ายเพราะผลลัพท์จากประจุไฟฟ้าระหว่างอนุภาคดินเป็นแรงผลักกัน (Interparticle Repulsive Force) โดยเฉพาะเมื่อถูกน้ำ Montmorillonite และ Illite จะดูดซับน้ำได้มาก Double Layers จะหนาแยกเม็ดดินให้ห่างกันทำให้เกิดแรงผลักเพิ่มมากขึ้น ซึ่งคุณสมบัติที่สำคัญของ Dispersive Clay คือ

- ค่า pH อยู่ระหว่าง 4.3-9.3 ค่า pH ยิ่งสูงยิ่งกระจายตัวมาก
- ค่า Percent Sodium > 80 %
- ค่า Sodium Absorption Ratio (SAR) > 2
- ค่า Exchange Sodium Percentage (ESP) > 7

ถ้านำดินกระจายตัวมาใช้ก่อสร้างคันทางรถไฟ เชื่อนดิน หรืออาคารชลประทาน ที่เป็นดิน จะพังเสียหายจากการกัดเซาะโดยน้ำทำให้ดินหลุดออกไปจากก้อนดินเดิม เกิดเป็นร่องเป็นรู เป็นโพรงและถ้าโพรงลึกถึงอีกด้านหนึ่งก็จะทำให้คันดิน เชื่อนดิน ดังกล่าวพังเสียหายได้

3.2 หินต้นกำเนิดและการแพร่กระจายของดินกระจายตัวในประเทศไทย

อร่ามศรี (2535) ได้ศึกษาพบว่า หินต้นกำเนิดของดินกระจายตัวในประเทศไทย ส่วนใหญ่แล้วเป็นดินเนื้อละเอียดซึ่งเกิดจากการผุพังของหินอัคนี (Igneous Rock) และหินตะกอน (Sedimentary Rock) ซึ่งจะพบในภาคเหนือและภาคตะวันออกเฉียงเหนือเป็นส่วนใหญ่ และมีพบบ้างในภาคกลาง ส่วนทางภาคใต้มักเป็นดินที่เกิดจากการผุพังของหินปูน (Limestone) มักไม่เกิดเป็นดินกระจายตัว ซึ่งสอดคล้องกับการศึกษาของ Sherard et al. (1977) ที่กล่าวว่าโดยส่วนใหญ่แล้ว ดินเนื้อละเอียดที่เกิดจากการผุพังของหินอัคนี (Igneous Rock) และหินตะกอน (Sedimentary Rock) มีโอกาสเป็นดินกระจายตัว (Dispersive Soil) ขณะเดียวกันดินที่เกิดจากการผุพังของหินปูน (Limestone) จะไม่เป็นดินกระจายตัว (Non-dispersive Soil)

Holmgren (1977) กล่าวว่าสำหรับดินที่มี Sodium Cation สูงในดินกระจายตัว โซเดียม มักจะมาจากน้ำเค็มจากทะเลเข้ามาสะสมกันอยู่เป็นเวลานานจนถึงค่าบรรพแล้ว ซึ่งดินที่มีเกลือ โซเดียมสูง มักจะเป็นผลมาจากการสะสมของสิ่งผุพังต่าง ๆ อันเนื่องมาจากการระเหยขณะที่ การระเหยดำเนินไปแคลเซียมและแมกนีเซียมจะตกตะกอนเป็นคาร์บอเนต ซึ่งเป็นสาเหตุให้ ความเข้มข้นของโซเดียมค่อย ๆ สูงขึ้นถึงแม้ว่าตอนแรก ๆ จะต่ำก็ตาม Soil Solution ที่มีโซเดียมสูง เหล่านี้จะทำให้การสมดุลของการแลกเปลี่ยน Cation เปลี่ยนไป เป็นเหตุให้โซเดียมเคลื่อนที่ไปยัง Exchange Complex การชะล้างถ้าดำเนินต่อไปเรื่อย ๆ ก็จะไปถึงเอาเกลือละลายออกมา แต่ Exchange Sodium นี้จะติดอยู่กับดิน ดินกระจายตัวเหล่านี้จะเกิดขึ้นโดยขบวนการการระเหย-การสะสม-การชะล้าง

จากการสำรวจของกรมชลประทานสามารถอธิบายลักษณะหินต้นกำเนิดของดินกระจายตัวในแต่ละภูมิภาคของประเทศไทยไว้ทุกภูมิภาค แต่ในที่นี้ขอกล่าวเฉพาะภาคเหนือดังนี้

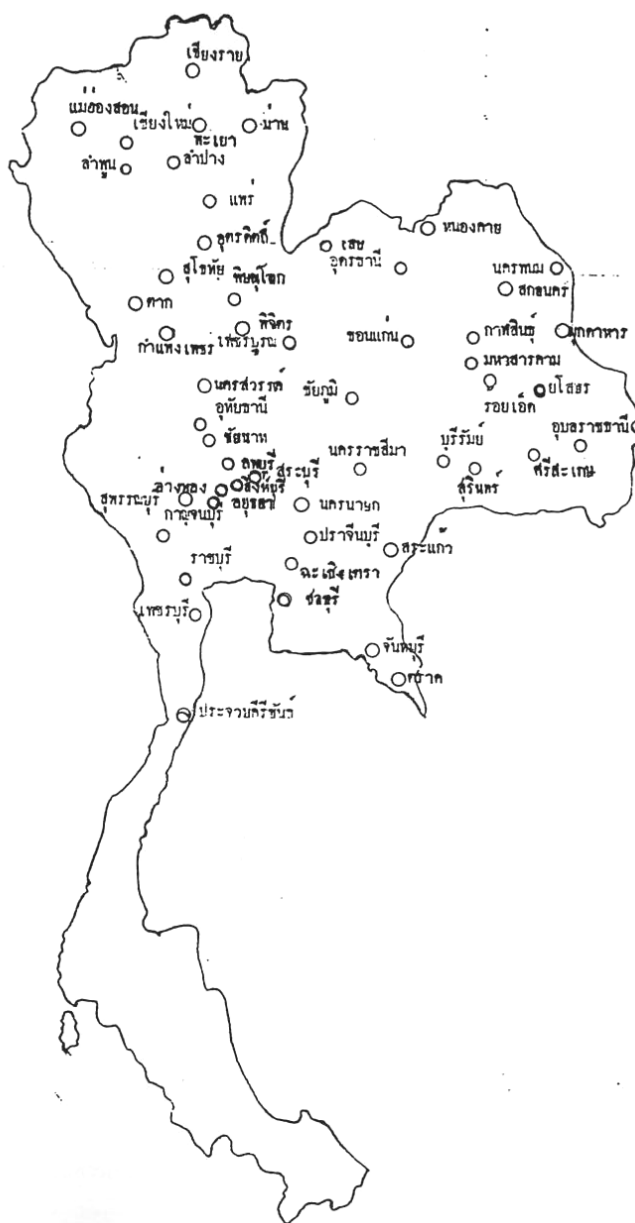
ภาคเหนือครอบคลุมพื้นที่ 17 จังหวัด ซึ่งได้แก่ อุทัยธานี นครสวรรค์ กำแพงเพชร สุโขทัย ตาก พิจิตร พิษณุโลก เพชรบูรณ์ อุตรดิตถ์ แพร่ น่าน พะเยา เชียงราย ลำปาง ลำพูน เชียงใหม่ และแม่ฮ่องสอน ลักษณะของดินในพื้นที่ภาคเหนือขึ้นอยู่กับวัตถุให้กำเนิดดิน ซึ่งอาจแบ่งได้ออกเป็น 3 พวกใหญ่ ๆ คือ

- 1) ดินที่เกิดจากตะกอนที่ถูกน้ำพัดพามาทับถมจากแหล่งอื่น ซึ่งมีทั้งตะกอนทับถมใหม่ และตะกอนเก่า พวกตะกอนใหม่จะพบริมแม่น้ำ ส่วนตะกอนเก่าจะพบบริเวณที่ราบระหว่างหุบเขา
- 2) ดินที่เกิดจากหินผกตามเชิงเขาโดยพังลงมาจากภูเขาและเคลื่อนย้ายลงมาโดยแรงโน้มถ่วงของโลก แล้วสลายตัวเป็นดินชนิดต่าง ๆ ลักษณะดินจะแตกต่างกันไปตามชนิดของหิน
- 3) ดินที่เกิดจากการสลายตัวของหินต้นกำเนิดและอยู่กับที่ เช่น ดินที่เกิดจากหินแกรนิต มักจะเป็นดินเนื้อหยาบ เป็นต้น

ความรุนแรงของดินกระจายตัวในภาคนี้ไม่เท่ากันทุกพื้นที่ ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับปริมาณเกลือโซเดียมซึ่งสลายตัวมาจากวัตถุต้นกำเนิด ซึ่งบางแห่งมีปริมาณโซเดียมมากถึง 90% ของปริมาณเกลือละลายทั้งหมด เช่น ในเขตอำเภอแม่พริก จังหวัดลำปาง เป็นต้น ดินกระจายตัวที่พบมักอยู่ในระดับต่ำจากผิวดินประมาณ 1-3 เมตร สีของดินจะเป็นสีน้ำตาล และน้ำตาลปนเทา หรือค่อนข้างมาทางน้ำตาลแดง จากการศึกษาดินกระจายตัวในภาคนี้พบว่า Degree of Dispersion อยู่ระหว่าง 0-100 % เฉลี่ยเท่ากับ 17% ผลการวิเคราะห์แร่ดินเหนียวในภาคนี้ พบว่าแร่ดินเหนียว Kaolinite เป็นแร่หลักในดินส่วนมาก พบ Illite บ้างแต่ปริมาณน้อย สำหรับในพื้นที่ 2 ผังที่น้ำท่วมถึงจะพบ Kaolinite - smectite - Illite สำหรับดินที่เกิดจากตะกอนแม่น้ำพัดพามาสะสมตามริมแม่น้ำ และดินตะกอนที่น้ำพัดพามาสะสมนานแล้วบริเวณที่ราบระหว่างภูเขา พบว่ามีบางแห่งไม่เป็นดินกระจายตัว แต่บางแห่งเป็นดินกระจายตัวรุนแรงด้วยเหมือนกัน เช่น ดินบริเวณโครงการชลประทานห้วยส้ม จังหวัดพิษณุโลก เป็นต้น ทั้งนี้อาจเกิดจากอนุภาคดินเหนียวมีการเชื่อมด้วยปริมาณโซเดียมสูงซึ่งจะไม่ใช่ผลจากคุณสมบัติของแร่ดินเหนียวที่เป็น Montmorillonite อย่างเดียว ซึ่งในภาคนี้มีแร่ดินเหนียวเป็น Kaolinite เป็นหลักแต่มีการยืกระหว่างอนุภาคด้วยโซเดียมปริมาณสูงก็สามารถเป็นดินกระจายตัวรุนแรงได้เช่นกัน

ในภาคเหนือของประเทศไทยพบดินกระจายตัวในที่ราบหุบเขาของจังหวัดเชียงใหม่ ลำพูน พะเยา ลำปาง แพร่ น่าน และเชียงราย ในพื้นที่ราบเรียบและเป็นที่ลุ่มบริเวณกว้าง ในเขต จังหวัดพิษณุโลก อุตรดิตถ์ สุโขทัย และบางพื้นที่ของจังหวัดพิจิตรก็ตรวจพบดินกระจายตัวด้วย นอกจากนี้ยังพบในเขตจังหวัดเพชรบูรณ์ ตาก กำแพงเพชร และพื้นที่บางส่วนของจังหวัดอุทัยธานี และนครสวรรค์ ทั้งนี้ได้มีผู้ศึกษาความเป็นดินกระจายตัวในภาคเหนือ อาทิเช่น อร่ามศรีและคณะ(2535) ได้ศึกษาการเกิดดินกระจายตัวในจังหวัดนครสวรรค์ บริเวณโครงการชลประทานบ้านหัวถนน โดยการเก็บตัวอย่างดินและหินมาศึกษาวิจัย ผลการศึกษาพบว่า ดินกระจายตัวในบริเวณนี้เกิดจากการสลายตัวของหินแอนดีไซต์ ซึ่งมีแร่ประกอบหินที่มีโซเดียมเป็นองค์ประกอบอยู่ด้วย เนื้อดินเป็นดินเนื้อละเอียด และมีการกระจายตัวสูงมาก ส่วน สมบูรณ์ และคณะ(2541) ได้ศึกษาการเกิดดินกระจายตัวในเขตจังหวัดลำปาง โดยเก็บตัวอย่างดินและหินจากโครงการชลประทานห้วยป่าเป้า อ.แม่พริก จ.ลำปาง มาศึกษาวิจัย ผลการวิจัยพบว่าดินกระจายตัวในบริเวณนี้เกิดจากการสลายตัวของหินไดโอไรท์ ซึ่งเป็นหินอัคนีที่มีโซเดียมเป็นองค์ประกอบอยู่ด้วย เมื่อหินเหล่านี้สลายตัวจะปลดปล่อยโซเดียมออกมาสะสมอยู่ในดิน ทำให้อนุภาคดินเหนียวที่มีโซเดียมสะสมอยู่เกิดการกระจายตัวในน้ำอย่างรวดเร็ว

สำหรับตำแหน่งดินกระจายตัวของประเทศไทยจากการสำรวจและทดสอบของกรมชลประทานโดยจะพบกระจายอยู่ในพื้นที่ภาคกลาง ภาคตะวันออก ภาคตะวันตก และภาคเหนือ ดังแสดงในภาพที่ 7 โดยเฉพาะพื้นที่ภาคเหนือเป็นพื้นที่ศึกษาพบมีดินกระจายตัวเกือบทุกจังหวัดทั้งนี้ความรุนแรงแต่ละจังหวัดก็ไม่เท่ากันซึ่งขึ้นอยู่กับองค์ประกอบหลาย ๆ อย่างโดยจะกล่าวต่อไป



ภาพที่ 7 จังหวัดที่พบดินกระจายตัวในประเทศไทย

ที่มา: อร่ามศรี (2535)

3.3 ปัจจัยสำคัญในการเกิดการทรุดตัวของดินกระจายตัว

3.3.1 การถูกกัดเซาะ

การถูกกัดเซาะของดินกระจายตัวเนื่องมาจากการกระจายของอนุภาคดินเหนียว การกัดเซาะจะเกิดขึ้นทั้งในน้ำนิ่งและน้ำไหลโดยอนุภาคดินเหนียวแต่ละอนุภาคเข้าไปอยู่ในสารละลายดินและน้ำ และถูกพัดพาหลุดออกจากก้อนดินเดิมในรอย Crack ที่เริ่มต้น อนุภาคดินเหนียวนี้จะแขวนลอยอยู่ในน้ำ ซึ่งจะมีลักษณะขุ่น ซึ่งการกระจายตัวของดินสืบเนื่องมาจากดินมีปริมาณโซเดียมมากซึ่งเป็นเหมือนสารที่ทำให้เกิดการฟุ้งกระจาย เนื่องจากตัวโซเดียมมีประจุเป็นบวกหนึ่ง ซึ่งจะทำให้เกิดการเพิ่ม Osmotic Potential มากกว่า Cation ตัวอื่นๆ เป็นผลทำให้เกิดการรวมตัวกันของชั้น Double Layers ของอนุภาคดินเหนียวได้เพิ่มมากขึ้น ดังนั้นแรงผลักดันจึงเป็นตัวทำให้อนุภาคดินเหนียวกระจายตัวออกจากกัน นอกจากนี้การถูกกัดเซาะยังถูกควบคุมโดยแร่ดินเหนียวของดิน และความเข้มข้นของสารละลายในน้ำด้วย ซึ่งสารละลายในน้ำมีปริมาณโซเดียมละลายต่ำจะยังเป็นเหตุให้ Double Layers ของอนุภาคดินเหนียวขยายตัวมากขึ้นจากการซึมผ่านผนัง (Osmotic)

3.3.2 การบดอัด

ในระหว่างการก่อสร้างการบดอัดดินถ้าใช้ความชื้นต่ำและใช้เครื่องจักรเบาเกินไป ทำให้เม็ดดินยังคงมีขนาดเดิม และลาดคันทางน้ำก็ยังคงซึมผ่านเข้าไปได้และน้ำที่ซึมเข้าไปก็จะเก็บอยู่ในคันดินนั้น ทำให้อนุภาคดินที่มีโซเดียมละลายออกมากับน้ำเกิดโพรงขนาดโตขึ้นเรื่อย ๆ และเกิดการทรุดตัวในที่สุด ดังนั้นปริมาณความชื้นในการบดอัดจึงมีบทบาทสำคัญในการทำให้คันดินไวต่อการเกิดโพรงได้ เพราะว่ามีผลต่อการเพิ่มขนาดของแรงผลักดันระหว่างอนุภาคเมื่อถูกกับน้ำสามารถเกิด Piping มีมากขึ้นเมื่อบดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่ต่ำลง

3.3.3 แร่ดินเหนียวในดิน

จากการตรวจวิเคราะห์แร่ดินเหนียวในส่วนของ Clay Fraction โดยวิธี X-ray Diffraction พบว่า Dispersive Soil ส่วนใหญ่มีแร่ดินเหนียวเป็น Montmorillonite (สมบุรณ์ และ พงจিতต์, 2542) ซึ่ง Indraratna(1991) ได้ศึกษาดินกระจายตัวในภาคตะวันออกเฉียงเหนือของ

ประเทศไทย พบว่าความรุนแรงของดินกระจายตัวขึ้นอยู่กับปริมาณโซเดียมและโครงสร้างดิน โดยถ้าไม่มี Montmorillonite ก็จะไม่เกิดโซเดียมในดินสูง ดังนั้นปริมาณโซเดียมที่เกาะอยู่ใน Montmorillonite จะแสดงผลได้ชัดเจนกว่าปริมาณโซเดียมใน Pore Water ของดิน

ในภาคกลางมีแร่ประกอบดินเหนียวส่วนใหญ่เป็น Montmorillonite ภาคตะวันออกเฉียงเหนือมีแร่ประกอบดินเหนียวส่วนใหญ่เป็น Kaolinite ภาคเหนือมีแร่ประกอบดินเหนียวส่วนใหญ่เป็น Kaolinite และในภาคตะวันออกเฉียงเหนือมีแร่ประกอบดินเหนียวส่วนใหญ่เป็น Illite แต่อย่างไรก็ตามจะพบแร่ประกอบดินเหนียวที่เป็น Montmorillonite ในดินกระจายตัวเสมอ ซึ่งอนุภาคดินเหนียวเป็นส่วนสำคัญที่สุดในดินเป็นตัวเกิดปฏิกิริยาต่าง ๆ มากมายในดิน เนื่องจากอนุภาคดินเหนียวมีประจุไฟฟ้า ดังนั้นการแลกเปลี่ยนประจุบวกในดิน (Cation Exchange Reaction) จะเกิดขึ้นในอนุภาคดินเหนียวนี้ ซึ่งในดินที่ไม่ใช่ดินเหนียวหรือ Clay Particle ขนาดตั้งแต่ 0.005 มม. ลงไปมีน้อยกว่า 12 % ในดินปกติ จะไม่นำมาพิจารณาในเรื่องความเสียหายจากการกระจายตัวของดิน เพราะ Clay Particle มีอยู่ไม่มากพอที่จะเกิดการกระจายตัว

3.3.4 เปอร์เซ็นต์โซเดียมที่แลกเปลี่ยนได้ (Exchangeable Sodium Percentage หรือ ESP)

จากผลการวิเคราะห์และทดสอบของกรมชลประทาน พบว่าดินกระจายตัวจะมีค่า ESP สูงเกิน 7 ขึ้นไปซึ่งทำให้เกิดโพรงได้ และดินที่มีค่า ESP ตั้งแต่ 15 ขึ้นไปจะเกิดรูโพรงอย่างมาก (Serious Piping) ซึ่งสร้างความเสียหายสูงมาก

3.3.5 อัตราการดูดซับโซเดียม (Sodium Adsorption Ratio หรือ SAR)

ค่าอัตราการดูดซับโซเดียมของดิน แสดงถึงอัตราการเปรียบเทียบระหว่างปริมาณเกลือละลายโซเดียมในโพรงน้ำของดินกับปริมาณเกลือละลายแคลเซียมและแมกนีเซียม ซึ่งคำนวณได้จาก

$$SAR = Na / \sqrt{(Ca+Mg)/2} \quad \text{โดย Na, Ca, Mg เป็น Meq/l}$$

ค่าอัตราการดูดซับโซเดียม (Sodium Adsorption Ratio หรือ SAR) จะมีความสัมพันธ์ โดยตรงกับการกระจายตัวของดิน โดยที่ค่า SAR สูงดินก็ยิ่งกระจายตัวมาก และผลจากการวิเคราะห์ดินกระจายตัวในประเทศไทยพบว่าส่วนใหญ่จะมีค่า SAR สูงเกิน 2.0 ขึ้นไป

3.3.6 ปริมาณเกลือละลาย (Total Dissolved Salt)

เกลือละลายหลักในดินที่พบโดยทั่วไปได้แก่ โซเดียม แคลเซียม แมกนีเซียม และโปแตสเซียม ซึ่งเมื่อนำค่าต่าง ๆ เหล่านี้มารวมกันเป็น meq/l ก็จะได้ใกล้เคียงกับค่าความนำไฟฟ้าของดิน (milliohm/cm) คูณด้วย 10 ดังนี้

$$\text{Total Dissolved Salt} = \text{Ca} + \text{Mg} + \text{K}, (\text{meq/l}) \approx \text{Electrical Conductivity} \times 10, (\text{milliohm/cm})$$

ค่าปริมาณเกลือละลายทั้งหมดในดินไม่มีความสัมพันธ์โดยตรงกับการกระจายตัวของดิน แต่ดินกระจายตัวจะมีความสัมพันธ์โดยตรงกับค่าเปอร์เซ็นต์โซเดียม ซึ่งคำนวณได้จากปริมาณเกลือละลายโซเดียมในดินต่อปริมาณเกลือละลายทั้งหมดในดินนั้น คือ

$$\% \text{ Sodium} = (\text{Sodium} \times 100) / \text{Total Dissolved Salt (meq/l)}$$

$$\text{หรือ } \% \text{ Na} = (\text{Na} \times 100) / (\text{Ca} + \text{Mg} + \text{K}, (\text{meq/l}))$$

จากผลการวิเคราะห์คุณสมบัติดินกระจายตัวในประเทศไทย พบว่าดินกระจายตัวสูงจะมีค่า Percent Sodium สูงเกิน 80% ขึ้นไป

3.3.7 ค่า Positive Potential of the Hydrogen Ions (pH) ของดิน

ค่า pH หรือ Hydrogen ion activity ของดินแสดงถึงค่าความเป็นกรดด่างของดินโดยค่า pH = 7 ดินเป็นกลาง ค่า pH ต่ำกว่า 7 ดินเป็นกรด และค่า pH สูงกว่า 7 ดินเป็นด่างจากผลการตรวจสอบค่า pH ในการวิเคราะห์คุณสมบัติดินกระจายตัวพบว่าดินกระจายตัวจะมีค่า pH อยู่ระหว่าง 4.3-9.3 และพบว่าดินดินยังมีค่า pH สูงมากจะยิ่งกระจายตัวมาก

3.3.8 ปัจจัยสำคัญอื่น ๆ

การนำดินมาใช้ในการสร้างคันดิน โดยไม่มีการตรวจสอบคุณสมบัติด้านการกระจายตัวของดิน ไม่มีการออกแบบเป็นพิเศษเมื่อนำดินกระจายตัวมาใช้ ไม่ได้ควบคุมการก่อสร้างอย่างรัดกุม รวมทั้งไม่มีการดูแลหลังการก่อสร้างเสร็จแล้ว ซึ่งสิ่งเหล่านี้จะทำให้เกิดปัญหาตามมา ได้แก่ เกิดรอยร้าว (Crack), เกิดเป็นร่อง (Gully), เกิดเป็นรู (Sinkhole), เกิดเป็นโพรง (Tunnels) และ Piping ได้ อาทิเช่น การเกิดรอย Crack ที่ผิวหน้า เนื่องจากการที่ดินที่นำมาใช้มีคุณสมบัติการยึดหดตัวสูง ทำให้ช่วงหน้าแล้งเกิดการหดตัวเกิดรอย Crack ที่ผิวหน้า ซึ่งไม่มีการปกคลุมด้วยหญ้า ซึ่งนั่นคือจุดเริ่มต้นของความเสียหายเมื่อน้ำซึมเข้าไปหรือเมื่อถูกน้ำอนุภาคดินบริเวณนั้นก็จะหลุดละลายออกไปกับน้ำทำให้เกิดโพรงมากมายและเกิดการทรุดตัวพังเสียหายได้ในที่สุด

3.4 การทดสอบดินกระจายตัว

โดยทั่วไปแล้วการที่จะทราบได้ว่าดินที่เราจะนำมาใช้งานเป็นดินกระจายตัวหรือไม่นั้น จะต้องมีการทดสอบคุณสมบัติการกระจายตัวของดินซึ่งมีทั้งวิธีทดสอบในสนามและในห้องปฏิบัติการ โดยสามารถแบ่งได้ทั้งหมด 9 วิธีดังตารางที่ 2

ตารางที่ 2 การทดสอบดินกระจายตัวตามมาตรฐานกรมชลประทาน

วิธีการทดสอบ	ลักษณะทั่วไป	การพิจารณา
1. Field Crumb Test	เป็นการทดสอบในสนาม ผล	Grade 1 (ไม่กระจายตัว)
	การตรวจสอบพิจารณาจาก	Grade 2 (กระจายตัวเล็กน้อย)
	ความชุ่มชื้นของน้ำ	Grade 3 (กระจายตัวพอประมาณ)
		Grade 4 (กระจายตัวอย่างมาก)
2. Dilution Turbidity Ratio Test	เป็นการทดสอบเพื่อควบคุม	D-T Ratio < 3 (กระจายตัวสูง)
	งานในสนาม	D-T Ratio = 3 (มีการกระจายตัว)
	ผลการตรวจสอบพิจารณาจาก	D-T Ratio > 3 (การกระจายตัวต่ำ)
	การเปรียบเทียบความชุ่มชื้นของสารละลาย	

ตารางที่ 2 (ต่อ)

วิธีการทดสอบ	ลักษณะทั่วไป	การพิจารณา
3. Double Hydrometer Test	เป็นการทดสอบในห้องปฏิบัติการ พิจารณาจากการเปรียบเทียบสัดส่วนของดินเหนียว (ขนาดเล็กกว่า 0.005 มม.) มีขั้นตอนคล้ายกับการทดสอบ Standard Hydrometer Test	Degree of Dispersion 0-33% (ไม่กระจายตัว) 34-67% (มีการกระจายตัว) 68-100% (กระจายตัวสูง)
4. Pinhole Test	เป็นการทดสอบในห้องปฏิบัติการ พิจารณาจากการสังเกตอัตราการไหล สีของตะกอนน้ำจากการปล่อยให้น้ำไหลผ่านตัวอย่างดินบดอัด ซึ่งมีการจำลองรูรั่วซึม	D1,D2 (กระจายตัวมาก) ND3,ND4 (มีการกระจายตัว) ND2, ND1 (ไม่มีการกระจายตัว)
5. Sodium Percentage	เป็นการทดสอบโดยวิธีทางเคมี เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณเกลือละลายโซเดียม ต่อปริมาณเกลือละลายทั้งหมด	%Sodium > 80 (กระจายตัวมาก)
6. Sodium Absorption Ratio (SAR)	เป็นอัตราส่วนเปรียบเทียบระหว่างปริมาณเกลือละลายโซเดียมกับเกลือละลายแคลเซียมและแมกนีเซียม	SAR > 2 (กระจายตัวมาก)
7. Exchangeable Sodium Percentage (ESP)	เป็นการหาค่าเปอร์เซ็นต์ของเกลือละลายโซเดียมซึ่งคิดเป็นสัดส่วนของความสามารถในการแลกเปลี่ยนประจุของดิน	ESP > 7 (กระจายตัวมาก)

ตารางที่ 2 (ต่อ)

วิธีการทดสอบ	ลักษณะทั่วไป	การพิจารณา
8. Electrical Conductivity	ทดสอบค่าความนำไฟฟ้าของดิน ซึ่งไม่มีความสัมพันธ์โดยตรงกับการกระจายตัว แต่ใช้ตรวจสอบปริมาณเกลือละลายในดิน	ตรวจสอบปริมาณเกลือละลายในดินทั้งหมด = 10 x Electrical Conductivity
9. Positive Potential of The Hydrogen Ions (pH)	ทดสอบค่าความเป็นกรด-ด่างของดิน	pH 4.3 – 9.3 (มีการกระจายตัว) pH ยิ่งสูงจะกระจายตัวมาก

ที่มา: อร่ามศรี (2535); ศุภกิจ (2543)

3.5 ความจำเป็นในการทดสอบดินกระจายตัว

เนื่องจากโครงสร้างคันดินต่าง ๆ ไม่ว่าจะเป็นคันทางเขื่อนดิน อาคารชลประทานต่าง ๆ ที่สร้างขึ้นในประเทศไทยได้รับความเสียหาย โดยชาร์ตเป็นรู โพรง และมีการทรุดตัวหลังจากเริ่มเปิดใช้งานได้ไม่นานทั้ง ๆ ที่สร้างขึ้นอย่างถูกต้องตามมาตรฐานวิศวกรรมแล้วก็ตาม เช่น เขื่อนลำเชียงไกร จังหวัดนครราชสีมา ซึ่งได้มีการนำดินที่ใช้ในการก่อสร้างมาตรวจสอบคุณสมบัติทางฟิสิกส์ เคมี และแร่ในดินอย่างละเอียด พบว่าส่วนหนึ่งของดินที่นำมาใช้ในการก่อสร้างเป็น Dispersive Clay ผสมอยู่ด้วยซึ่งดินนี้จะถูกกัดเซาะไปกับน้ำได้ง่ายจึงทำให้เกิดความเสียหายเป็นรูโพรงขึ้น ด้วยเหตุนี้ในการก่อสร้างคันดินต่าง ๆ ไม่ว่าจะเป็นคันทางเขื่อนดิน อาคารชลประทานต่าง ๆ จึงต้องวิเคราะห์และทดสอบคุณสมบัติของดินที่นำมาใช้และในบริเวณที่จะก่อสร้างก่อนว่าเป็น Dispersive Clay หรือไม่ ถ้าพบพยายามหลีกเลี่ยงไม่นำมาใช้หรืออาจต้องมีการปรับปรุงคุณภาพดิน และควบคุมการก่อสร้างอย่างเคร่งครัด ตลอดจนให้มีการบำรุงรักษาหลังการก่อสร้างอย่างสม่ำเสมอ ทำให้โครงสร้างคันดินดังกล่าวนั้นคงทนแข็งแรง และมีอายุการใช้งานที่นานขึ้น

ในการทดสอบการกระจายตัวของดินไม่ควรเลือกทดสอบเพียงวิธีใดวิธีหนึ่ง ถึงแม้ว่าวิธีนั้นจะเป็นวิธีที่ดีที่สุด ถูกต้องมากที่สุดหรือเป็นวิธีที่มีผู้นิยมใช้กันมากที่สุดก็ตามจากประสบการณ์การทดสอบตัวอย่างจำนวนมากทั้งในห้องปฏิบัติการ และในสนามของกรมชลประทานพบว่าดินบางแห่งผลการทดสอบโดยวิธี Double Hydrometer มี Degree of Dispersion เกิน 67 % ซึ่งแสดงว่าดินมีการกระจายตัวสูง แต่เมื่อนำมาทดสอบโดยวิธี Pinhole Test ได้ผลเป็น ND1 (ดินไม่ถูกกัดเซาะโดยน้ำ) ซึ่งผลของ Pinhole Test แสดงว่าดินไม่กระจายตัว (Non-dispersive Clay) นั้นแสดงว่าการทดสอบโดยวิธี Double Hydrometer มี Degree of Dispersion สูง ดินมีเปอร์เซ็นต์โซเดียมสูงมาก การที่ดินไม่ถูกกัดเซาะโดยน้ำเมื่อนำไปบดอัดแน่น แล้วเจาะรูให้น้ำไหลผ่าน เนื่องจากโครงสร้างของดินเอง ผลการวิเคราะห์ดินบางแห่งวิธี Pinhole Test ได้ผล D1 ซึ่งเป็นดินที่กระจายตัวรุนแรง แต่เมื่อมาดู Grain Size Distribution พบว่ามีเปอร์เซ็นต์ Clay (ขนาด < 0.005 มม.) น้อยกว่า 12 % ซึ่ง Sherard (1997) ได้กล่าวว่าดินที่มีเปอร์เซ็นต์ Clay (ขนาด < 0.005 มม.) น้อยกว่า 12 % หรือมีค่า Plasticity Index น้อยกว่า 4 ถ้ามีความเสียหายเกิดขึ้นจะเกิดเนื่องจากสาเหตุอื่น เพราะดินมีเปอร์เซ็นต์ Clay น้อยมากโดยการเกิดดินกระจายตัวจะเกิดขึ้นเฉพาะในส่วน of Clay fraction เท่านั้น ซึ่งดินที่ถูกกัดเซาะมากนั้นอาจเกิดจากดินมีปริมาณทรายมาก แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดินมีน้อย ทำให้อนุภาคเม็ดดินหลุดออกง่ายและเกิดเป็นรูโพรงเสียหายขึ้น ไม่ใช่เกิดจาก Dispersive Clay ดังนั้นจึงควรทดสอบการกระจายตัวของดินหลาย ๆ วิธีทั้งทางฟิสิกส์ เคมี รวมทั้งตรวจสอบโครงสร้างและแร่ในดิน เพื่อให้การพิจารณาถูกต้องมากขึ้น

3.6 การเก็บตัวอย่างเพื่อทดสอบ

ในการวิเคราะห์และทดสอบตัวอย่างดินเพื่อนำข้อมูลที่ได้ไปประกอบการพิจารณาคัดเลือกดินสำหรับงานก่อสร้างนั้น สิ่งสำคัญที่สุดคือตัวอย่างดินที่นำมาวิเคราะห์และทดสอบนั้นจะต้องเป็นตัวแทนของดินในบริเวณที่จะก่อสร้างหรือนำไปใช้ก่อสร้างจริง ๆ ดังนั้นการเก็บตัวอย่างจึงสำคัญในการพิจารณาผลการวิเคราะห์และทดสอบอย่างมาก การเก็บตัวอย่างดินจากพื้นที่ศึกษาควรเก็บมาให้ทั่วบริเวณโดยเฉลี่ยแล้วควรเก็บแต่ละจุดห่างกันประมาณ 50-100 เมตร ในแนวราบ และเก็บถึงความลึกที่จะขุดดินขึ้นมาใช้งานด้วยเป็นระยะ ๆ การขุดเก็บตัวอย่างดินในสนามควรตรวจสอบการกระจายตัวของดินเบื้องต้นในสนาม โดยวิธี Crumb Test ก่อนถ้าพบว่าดินเป็น Dispersive Clay ควรเก็บตัวอย่างดินในบริเวณนั้นให้มากจุดขึ้นคือเก็บให้ระยะถี่ขึ้น

สิ่งสำคัญที่สุดในการเก็บตัวอย่างดินมาวิเคราะห์และทดสอบ คือแผนที่แสดงจุดเก็บตัวอย่างจะต้องเขียนให้ชัดเจน มีรายละเอียดของพื้นที่ไว้ด้วย ในบริเวณบ่อขุดดินที่กำหนด ถ้าสังเกตเห็นว่าบริเวณนั้นเป็นแอ่ง หรือเป็นแบบท้องกระทะ ควรเก็บตัวอย่างมาด้วย เพราะบริเวณแอ่งส่วนใหญ่แล้วจะเป็นจุดสะสมของเกลือซึ่งถูกชะล้าง หรือพัดพามาจากที่อื่นหรือบริเวณใกล้เคียงในการเก็บตัวอย่างดินแต่ละจุด ถ้าสังเกตเห็นว่าบริเวณผิวดินเป็นทรายมาก ควรปาดหน้าดินที่เป็นทรายทิ้งก่อน ไม่ควรเก็บมาวิเคราะห์ในเรื่อง Dispersive Clay เพราะการกระจายตัวของอนุภาคดินเรากำหนดเฉพาะส่วนของ Clay Particle ขนาดตั้งแต่ 0.005 มม.ลงไป ตัวอย่างดินที่เก็บในแต่ละจุดควรมีปริมาณ 5 กิโลกรัมเป็นอย่างน้อย เก็บตัวอย่างดินใส่ถุงพลาสติกหนาๆ ควรมีป้ายชื่อเขียนบอกตำแหน่งที่เก็บ ความลึกและรายละเอียดอื่น ๆ ใส่ถุงปิดผนึกกันน้ำเข้า แล้วใส่ในถุงดิน ทั้งนี้เพื่อป้องกันป้ายชื่อเลอะเลือนเนื่องจากกรณีที่ดินตัวอย่างมีความชื้นอยู่ด้วย

4. การปรับปรุงคุณภาพดินในประเทศไทย

4.1 การปรับปรุงคุณภาพดินที่ใช้กันในปัจจุบัน

การปรับปรุงคุณภาพดิน (Soil Stabilization) คือ การปรับปรุงคุณสมบัติของดินให้ดีขึ้น เพื่อสามารถนำไปใช้งานได้โดยปลอดภัย ซึ่งเทคนิคการปรับปรุงคุณภาพดินในปัจจุบันมีอยู่หลายลักษณะดังตารางที่ 3 ข้างต้น ซึ่งขึ้นอยู่กับวิธีการทำ วัสดุที่ใช้ผสม และผลที่ต้องการได้รับจึงได้มีการแบ่งประเภทของการปรับปรุงคุณภาพดินได้ 5 ประเภทดังนี้

1) การปรับปรุงคุณภาพดินโดยใช้พลังงานหรือเครื่องจักร (Mechanical Stabilization) เช่น การบดอัดดินด้วยเครื่องจักร เป็นต้น

2) การปรับปรุงคุณภาพดินโดยการเติมสารให้เกิดปฏิกิริยาทางเคมี (Chemical Stabilization) เช่น การเติมปูนขาว ปูนซีเมนต์ ลงไปในดิน เป็นต้น

3) การปรับปรุงคุณภาพดินโดยการลดหรือเพิ่มอุณหภูมิ (Thermal Stabilization) เช่น การทำให้น้ำในดินแข็งตัว เป็นต้น

4) การปรับปรุงคุณภาพดินโดยใช้ประจุไฟฟ้า (Electrical Stabilization) เช่น การทำ Electro-osmosis เป็นต้น

5) การปรับปรุงคุณภาพโดยการเสริมใยสังเคราะห์ (Geosynthetics Stabilization) เช่น การเสริมด้วย Geotextiles เป็นต้น

เนื่องจากการปรับปรุงคุณภาพดินมีด้วยกันหลายวิธีและมีรายละเอียดที่แตกต่างกันออกไป ในที่นี้จะกล่าวถึงการปรับปรุงคุณภาพดินโดยการเติมสารให้เกิดปฏิกิริยาทางเคมีลงไปในดิน (Chemical Stabilization) ซึ่งนิยมใช้กันมากในงานก่อสร้างถนน คันทาง และงานเขื่อนในประเทศไทย การปรับปรุงคุณภาพดินวิธีนี้มีด้วยกัน 5 วิธีดังนี้

ตารางที่ 3 วิธีการปรับปรุงคุณภาพดินในปัจจุบัน

วิธีการ	วัตถุประสงค์		ดิน				ค่าใช้จ่าย					เครื่องมือ		ขนาด
	แข็งแรง	ทรุดตัว	w _L	k	เหนียว	ทราย	ประสิทธิภาพ	ระยะเวลา	จ่าย	การควบคุม	มลภาวะ	จักร	งาน	
Replacement	o	o	Δ	x	o	x	ปานกลาง	สั้น	ถูก	น้อย	มาก	มาก	ใหญ่	
Preloading	o	o	x	x	o	x	ปานกลาง	นาน	ถูก	ปานกลาง	น้อย	มาก	ใหญ่	
Vertical Drain	o	o	x	x	o	x	ปานกลาง	ปานกลาง	ปานกลาง	มาก	น้อย	มาก	ใหญ่	
MAIS	o	o	x	x	o	x	ต่ำ	ปานกลาง	มีปัญหา	มาก	ปานกลาง	น้อย	เล็ก	
Quick Lime Piling	o	o	x	x	o	x	ต่ำ	ปานกลาง	ปานกลาง	ปานกลาง	ปานกลาง	ปานกลาง	ปานกลาง	
Deep Lime Mixing	o	o	x	Δ	o	Δ	สูง	สั้น	ปานกลาง	มาก	น้อย	ปานกลาง	ปานกลาง	
Heat Treatment	o	o	x	x	o	Δ	สูง	สั้น	สูง	มาก	น้อย	น้อย	เล็ก	
Electro-chemical Grout	o	o	x	Δ	o	x	ต่ำ	ปานกลาง	สูง	มาก	น้อย	น้อย	เล็ก	
Compaction Pile	o	Δ	o	x	x	o	ปานกลาง	สั้น	สูง	ปานกลาง	ปานกลาง	น้อย	ปานกลาง	
Sand Compaction Pile	o	o	o	x	o	o	สูง	สั้น	ปานกลาง	ปานกลาง	ปานกลาง	มาก	ใหญ่	
Vibroflotation	o	Δ	o	x	Δ	o	สูง	สั้น	ปานกลาง	ปานกลาง	ปานกลาง	มาก	ใหญ่	
Blasting Compaction	o	Δ	o	x	x	o	ปานกลาง	สั้น	ถูก	มาก	มาก	น้อย	ใหญ่	
Electric Shock Compaction	o	Δ	o	x	x	o	ปานกลาง	สั้น	มีปัญหา	มาก	น้อย	น้อย	น้อย	
Dynamic Consolidation	o	Δ	o	x	Δ	o	ปานกลาง	ปานกลาง	ปานกลาง	มาก	มาก	น้อย	ปานกลาง	
Grouting	Δ	x	Δ	o	x	o	สูง	สั้น	สูง	มาก	มาก	มาก	น้อย	
Well Point	Δ	Δ	x	x	Δ	o	ปานกลาง	ปานกลาง	ปานกลาง	น้อย	ปานกลาง	มาก	ใหญ่	
Vacuum Consolidation	o	o	x	x	o	x	ปานกลาง	ปานกลาง	ปานกลาง	ปานกลาง	น้อย	น้อย	น้อย	
Electro-osmosis	o	o	x	x	o	x	ต่ำ	ปานกลาง	สูง	ปานกลาง	น้อย	น้อย	น้อย	
Ground freezing	o	x	x	o	o	o	สูง	ปานกลาง	ปานกลาง	ปานกลาง	ปานกลาง	มาก	ปานกลาง	

o = ดี, x = ไม่ดี, Δ = พอใช้ได้, w_L = liquid limit, k = coefficient of permeability

ที่มา

บุญ

:

4.1.1 การปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนซีเมนต์ (Cement Stabilization)

การปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธีนี้เป็นการใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ผสมกับดิน โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อให้ยึดเม็ดดินติดเข้าด้วยกัน ใช้ทำชั้นพื้นทางหรือผิวทางหรืออาจใช้เป็นผิวกันซึมน้ำ ซึ่งวิธีนี้ก่อนนำไปใช้ควรคำนึงถึง ชนิดของดิน ความแข็งแรงที่ต้องการ วัตถุประสงค์ในการใช้งาน วิธีการผสม การบ่ม การบดอัด และสภาพแวดล้อมด้วย ซึ่งหลังจากปรับปรุงแล้วจะมีคุณสมบัติดังนี้

- ค่า PI ลดลง
- มีแรงยึดเหนี่ยวเพิ่มขึ้น
- ความแข็งแรงเพิ่มขึ้น
- ค่าความชื้นน้ำลดลง
- การบวมตัวลดลง
- ลดการกระจายตัวสำหรับ Dispersive Soil

4.1.2 การปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนขาว (Lime Stabilization)

การปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธีนี้เป็นการใช้ปูนขาวผสมลงในดินซึ่งจะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงสภาพความเป็นต่างของน้ำในดิน และยึดเม็ดดินเข้าด้วยกัน นิยมใช้กับดินที่มีดินเหนียวปนอยู่มากเหมาะกับการใช้ในงานที่ใช้ในสภาพอากาศร้อนจะทำให้เร่งการเกิดปฏิกิริยาเคมี ซึ่งหลังจากการปรับปรุงคุณภาพแล้วจะมีคุณสมบัติดังนี้

- ค่า PI ลดลง
- ความแข็งแรงเพิ่มขึ้น
- เพิ่มค่า OMC ในการบดอัดให้สูงขึ้น
- ลดความหนาแน่นแห้งสูงสุด
- ลดการบวมตัว
- ลดการกระจายตัวสำหรับ Dispersive Soil

4.1.3 การปรับปรุงคุณภาพดินด้วยแอสฟัลต์ (Asphalt Stabilization)

การปรับปรุงคุณภาพด้วยวิธีนี้เป็นการนำแอสฟัลต์ไปผสมกับดินซึ่งเหมาะกับดินเม็ดหยาบ เป็นตัวยึดระหว่างเม็ดดิน มักนิยมใช้กับงานถนน ทำพื้นทางหรือผิวทาง หรืออาจใช้ทาเคลือบผิวดินป้องกันการซึมน้ำ และเพิ่มแรงเสียดทาน ในบางครั้งอาจจะต้องมีการนำสารชนิดอื่นมาผสมรวมด้วย ซึ่งขึ้นอยู่กับชนิดของแอสฟัลต์ ลักษณะดินที่จะปรับปรุง และลักษณะการใช้งานด้วย หลังจากการปรับปรุงแล้วจะมีคุณสมบัติดังนี้

- เพิ่มแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดิน
- กันน้ำซึมผ่านได้ดี
- มีความยืดหยุ่นสูง

4.1.4 การปรับปรุงคุณภาพดินด้วยเถ้าลอย (Flyash Stabilization)

การปรับปรุงคุณภาพโดยวิธีนี้เป็นการนำเถ้าลอยมาผสมกับดินเป็นที่นิยมเนื่องจากช่วยลดปัญหาสิ่งแวดล้อมและเป็นผลิตภัณฑ์ราคาถูก การใช้ปริมาณเถ้าลอยที่เหมาะสมจะทำให้ผลดีถ้าใช้ในปริมาณที่มากเกินไปก็จะมีผลเสียในการนำมาใช้ มักนิยมผสมกับสารชนิดอื่นด้วยเพื่อให้เกิดปฏิกิริยาทางเคมี โดยคุณสมบัติหลังการปรับปรุงมีดังนี้

- เพิ่มกำลังรับแรง
- ค่า LL ไม่เปลี่ยนแปลงมาก
- ค่า PL มีแนวโน้มลดลงเมื่อเพิ่มปริมาณเถ้าลอย
- ค่า PI มีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มปริมาณเถ้าลอย
- ลดการกระจายตัวสำหรับ Dispersive Soil
- ค่าความหนาแน่นแห้งลดลงเมื่อเพิ่มปริมาณเถ้าลอย

4.1.5 การปรับปรุงคุณภาพดินด้วยสารเคมีหรือวัสดุอื่นๆ (Other Materials and Chemicals)

การปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธีนี้ได้มีการใช้สารเคมีจำนวนมากเพื่อจุดประสงค์ต่าง ๆ กันแต่ที่นิยมใช้กันมี 3 ชนิด คือ โซเดียมคลอไรด์ แคลเซียมคลอไรด์ โซเดียมซัลเฟต ส่วนสารอื่นๆ ที่ใช้ผสมกับดินนั้นอาจเป็นยางไม้ หรือการใช้เถาเผ่าขยชะ หรือดินเม็ดละเอียดผสมกับดินเม็ดหยาบ ข้อสังเกตของการใช้สารต่าง ๆ สรุปได้ดังนี้

- แคลเซียมคลอไรด์ นิยมใช้กับดินเหนียวเพราะช่วยลดค่า PI และช่วยดูดซับน้ำในดินหรือลดการระเหยของน้ำ แต่อาจมีการสูญหายเมื่อเกิดการชะล้างของน้ำในดิน

- โซเดียมคลอไรด์ คุณสมบัติคล้ายกับแคลเซียมคลอไรด์ การตกผลึกเกลือที่ผิวหน้าของดินจะช่วยลดการระเหยของน้ำในดิน ลดการแตกร้าวของดิน

- โซเดียมซัลเฟต ส่วนใหญ่ใช้ผสมร่วมกับสารอื่น เช่น เมื่อนำมาผสมกับแคลเซียมคลอไรด์แล้วจะทำปฏิกิริยาอย่างรวดเร็วจนได้แคลเซียมซัลเฟต ซึ่งแข็งและกันน้ำซึมได้ดีเป็นต้น

- ยางไม้หรือยางสน มีลักษณะคล้ายกับการใช้แอสฟัลต์โดยจะช่วยเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดิน มักนิยมใช้สารอื่นผสมร่วมด้วย

- เถาเผ่าขยชะ ช่วยลดช่องว่างของดิน เสริมความแข็งแรง ถ้าได้จากการเผาขยชะบางชนิดที่ทำปฏิกิริยาได้ก็จะช่วยเพิ่มคุณภาพดินได้

- ดินเม็ดละเอียด มักใช้ผสมในดินเม็ดหยาบเพื่อช่วยลดช่องว่างระหว่างเม็ดดินให้มีการกระจายขนาดที่ดี เพิ่มความแข็งแรงให้กับดิน

เนื่องจากโครงการนี้ทดสอบเกี่ยวกับการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนซีเมนต์และปูนขาว จึงจะขอกว่าเฉพาะการปรับปรุงคุณภาพดินในส่วนนี้เกี่ยวกับการได้นำวิธีการนี้มาใช้แล้วที่ผ่านมา

4.2 การปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนซีเมนต์

4.2.1 ชนิดของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์

สมาคมทดสอบวัสดุอเมริกัน (ASTM) และ สำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมได้แบ่งปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ออกเป็น 5 ประเภทดังนี้

1) ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ธรรมดา (Ordinary Portland Cement) เป็นปูนซีเมนต์ที่ผลิตใช้มากที่สุดเหมาะสำหรับงานคอนกรีตทั่วไปที่ไม่ต้องการคุณภาพพิเศษมาก

2) ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ดัดแปลง (Modified Portland Cement) เป็นปูนซีเมนต์ที่เหมาะสมกับงานที่เกิดความร้อนสูงและทนซัลเฟตปานกลาง

3) ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ให้กำลังอัดเร็ว (High-Early Strength Portland Cement) เป็นปูนซีเมนต์ที่มีเม็ดละเอียดมาก ทำให้แข็งตัวเร็วและให้กำลังอัดสูงในระยะแรกเหมาะสำหรับงานคอนกรีตที่ต้องการใช้งานเร็ว

4) ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์เกิดความร้อนต่ำ (Low Heat Portland Cement) เป็นปูนซีเมนต์ที่ให้ความร้อนต่ำที่สุด เหมาะสำหรับงานคอนกรีตหนา

5) ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ทนซัลเฟตสูง (Sulphate Resistance Portland Cement) เป็นปูนซีเมนต์ที่มี C_3A ต่ำเพื่อป้องกันไม่ให้ซัลเฟตจากภายนอกมาทำลายเนื้อคอนกรีต ดังนั้นจึงให้กำลังอัดช้า และให้ความร้อนต่ำกว่าปูนซีเมนต์ประเภทที่ 1

4.2.2 ส่วนประกอบที่สำคัญของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์

ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์มีองค์ประกอบทางเคมีต่าง ๆ ซึ่งเป็นออกไซด์จะทำปฏิกิริยาทางเคมีรวมตัวกันเป็นสารประกอบอยู่ในรูปเม็ดปูน ซึ่งสารประกอบดังกล่าวมีด้วยกัน 4 ชนิด

1) Tricalcium Silicate (C_3S) เป็นสารประกอบที่ให้ความแข็งแรงแก่ปูนซีเมนต์ในระยะแรกสูง ให้ความร้อนสูงเมื่อทำปฏิกิริยากับน้ำ

2) Dicalcium Silicate (C_2S) เป็นสารประกอบที่ให้ความแข็งแรงแก่ปูนซีเมนต์ในระยะแรกต่ำ แต่จะให้กำลังค่อยๆ สูงขึ้นในภายหลังและให้ความร้อนต่ำเมื่อทำปฏิกิริยากับน้ำ

3) Tricalcium Aluminate (C_3A) เป็นสารประกอบที่ให้กำลังรับแรงอัดในตอนแรกเพียงเล็กน้อยและเป็นตัวทำให้ซีเมนต์มอร์ต้าลื่น แต่ซีเมนต์ที่มีสารประกอบตัวนี้มากจะไม่สามารถทนต่อการกัดกร่อนของซัลเฟตได้ นอกจากนั้นยังทำให้การก่อตัวของมอร์ต้าแข็งเร็วขึ้น

4) Tetracalcium Aluminoferrite (C_4AF) เป็นสารประกอบที่ทำให้ปูนซีเมนต์มีสีเทา ช่วยในด้านความอยู่ตัว และช่วยป้องกันปฏิกิริยาทางเคมีจากสิ่งต่าง ๆ ที่มีผลต่อความแข็งแรงด้วย

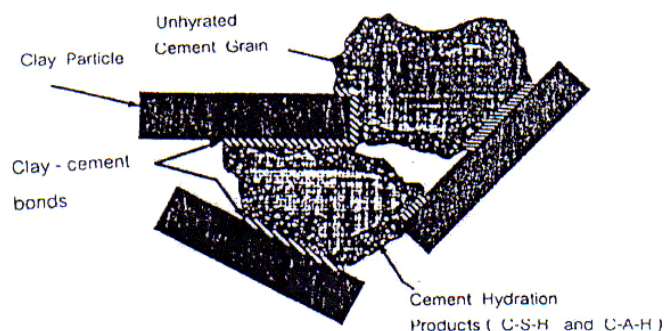
4.2.3 กลไกการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนซีเมนต์

Pendola et al. (1969) สรุปถึงการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยซีเมนต์ว่าเป็นกระบวนการร่วมกันของปฏิกิริยาทางฟิสิกส์เคมี (Physical-Chemical) ระหว่างซีเมนต์ น้ำ และดิน ซึ่งประกอบด้วยกลไก 2 ชนิด คือ

1) ปฏิกิริยาเคมีที่เกิดขึ้นในช่วงต้น (Primary Reaction)

Cement Hydration

เป็นกระบวนการที่สำคัญที่สุด โดยจะเกิดขึ้นขณะที่ซีเมนต์รวมตัวกับน้ำจะทำให้เกิดปฏิกิริยา Cement Hydration ก่อให้เกิดการเชื่อมแน่นระหว่างเม็ดดิน และก่อรูปร่างเป็นโครงข่ายต่อเนื่องกันมากขึ้นบ้างน้อยบ้างตามการละลายของดิน ทำให้เม็ดดินที่ไม่ถูกทำปฏิกิริยาเข้ามาใกล้ชิดกัน โครงข่ายดังกล่าวจะเพิ่มความแข็งแรงให้กับวัสดุที่ถูกปรับปรุง และแทรกตัวระหว่างช่องว่าง ทำให้ลดการซึมผ่านและการบวมตัวของมวลดินรวมทั้งเพิ่มความต้านทานต่อการเสื่อมสภาพเนื่องจากสภาวะการเปลี่ยนแปลงความชื้นรอบ ๆ อีกด้วยซึ่งปฏิกิริยาไฮเดรชันของดินซีเมนต์จะแสดงไว้ในภาพที่ 8 และมีสมการเคมีดังนี้ (Moh, 1965)

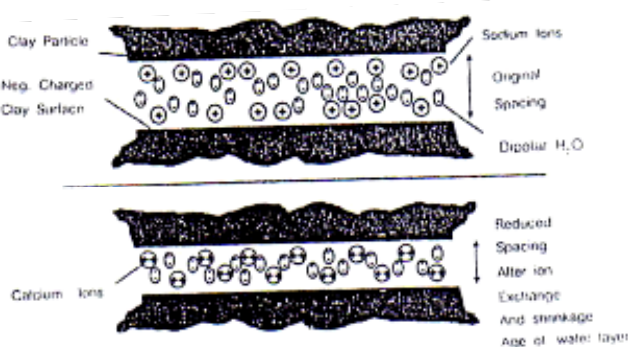
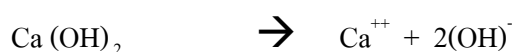


ภาพที่ 8 การเกิดปฏิกิริยา Cement Hydration

ที่มา: Prusinski et al. (1999)

Cation Exchange

เป็นกระบวนการแลกเปลี่ยน Cation หรือเกิดจากการรวมตัวกันของ Cation บนผิวของเม็ดดิน ซึ่งเป็นคุณสมบัติที่สังเกตได้จากการลดค่า Plasticity ของดินประเภท Cohesive Soil ที่มีความชื้นอยู่ผสมกับซีเมนต์ ปฏิกิริยานี้จะเกิดขึ้นภายในไม่กี่วันหลังจากผสมซีเมนต์ซึ่งถือว่าเป็นปฏิกิริยารองจากปฏิกิริยา Cement Hydration ดังแสดงในภาพที่ 9 และมีสมการทางเคมีดังนี้ (Moh, 1965)



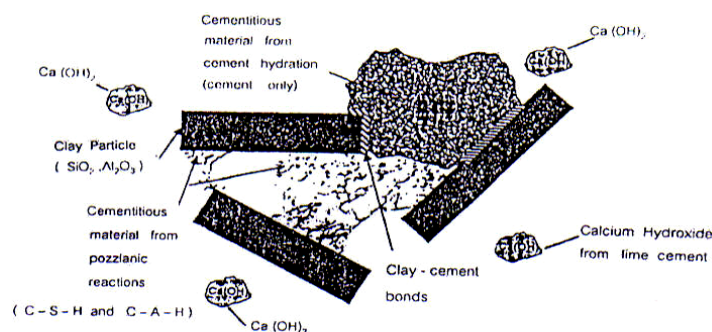
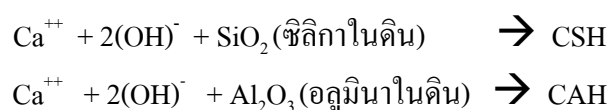
ภาพที่ 9 การเกิดปฏิกิริยา Cation Exchange

ที่มา: Prusinski et al. (1999)

2) ปฏิกิริยาเคมีที่เกิดขึ้นในช่วงปลาย (Secondary Reaction)

Pozzolanic Reaction

เป็นกระบวนการที่เกิดจากการทำปฏิกิริยาระหว่าง Free Lime ที่ถูกปลดปล่อยออกมาระหว่างปฏิกิริยา Cement Hydration กับซิลิกา หรือ อลูมินาในดิน ทำให้เกิดสารเชื่อมแน่นเพิ่มขึ้นจากเดิมและทำให้เกิดการยึดเกาะในดินที่ถูกปรับปรุงคุณภาพดังแสดงในภาพที่ 10 แต่ปฏิกิริยานี้อาศัยเวลานาน และมีผลทำให้กำลังของดินเพิ่มขึ้น ซึ่งมีสมการปฏิกิริยาเคมีดังนี้ (Moh, 1965)



ภาพที่ 10 การเกิดปฏิกิริยา Pozzolanic Reaction

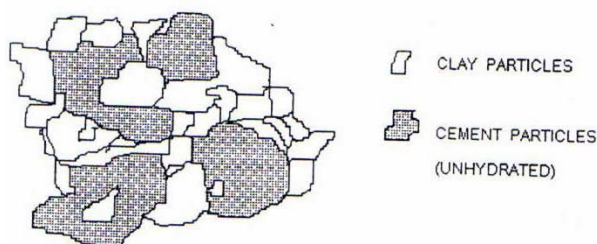
ที่มา: Prusinski et al. (1999)

4.2.4 โครงสร้างของดินซีเมนต์

Mitchell and Jack (1966) ได้อธิบายเกี่ยวกับโครงสร้างของดินซีเมนต์ เกี่ยวกับการเปลี่ยนแปลงในส่วนประกอบและ โครงสร้างของดินซีเมนต์ซึ่งสามารถแบ่งได้ 3 ช่วงดังนี้

1) ภายใต้การบดอัด

ช่วงเวลานี้เป็นช่วงที่ซีเมนต์ยังไม่เกิดปฏิกิริยาไฮเดรชัน ซึ่งอนุภาคปูนซีเมนต์ที่ Unhydrated จะเข้าไปผสมกับอนุภาคของดินดังภาพที่ 11



ภาพที่ 11 ลักษณะโครงสร้างดินซีเมนต์ภายใต้การบดอัด

ที่มา: Mitchell and Jack (1966)

2) ภายใต้การบ่มระยะสั้น

ช่วงเวลานี้อนุภาคของซีเมนต์จะเริ่มเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชันทำให้เกิดเป็น Cement Gel แทรกซึมตามช่องว่างระหว่างเม็ดดิน และ Released Lime เริ่มทำปฏิกิริยากับดินที่เป็น Active Soil Silica หรือ Active Soil Alumina เป็นผลให้เกิดการแยกตัวของ Soil Silica หรือ Soil Alumina ในดินและจะแพร่กระจายไปตามอนุภาคของดินดังภาพที่ 12

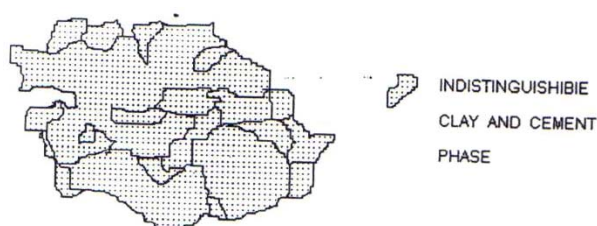


ภาพที่ 12 ลักษณะโครงสร้างดินซีเมนต์ภายใต้การบ่มระยะสั้น

ที่มา: Mitchell and Jack (1966)

3) ภายใต้อายุการบ่มระยะยาว

ช่วงเวลานี้อุณหภูมิของซีเมนต์จะเกิดกระบวนการ Cement Hydration อย่างสมบูรณ์ซึ่งจะส่งผลให้ Cement Gel และขอบเขตการแทรกซึมแพร่กระจายไปทั่วทั้งก้อนของดินซีเมนต์ซึ่งจะทำให้ค่ากำลังรับแรงอัดสูงขึ้นเมื่ออายุการบ่มมากขึ้น ดังภาพที่ 13



ภาพที่ 13 ลักษณะโครงสร้างดินซีเมนต์ภายใต้อายุการบ่มระยะยาว

ที่มา: Mitchell and Jack (1966)

4.2.5 องค์ประกอบที่มีอิทธิพลต่อการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนซีเมนต์

องค์ประกอบที่มีอิทธิพลต่อคุณสมบัติของดินผสมซีเมนต์ไม่ว่าจะเป็นด้านกำลัง ความคงทน และอื่นๆ มีดังนี้

1) คุณสมบัติของดิน

คุณสมบัติของดินขึ้นอยู่กับสิ่งที่ประกอบอยู่ในดินตามธรรมชาติของดินแต่ละชนิด ซึ่งได้รับอิทธิพลโดยตรงจากสภาวะแวดล้อม สภาวะอากาศ ตลอดจนสภาพภูมิประเทศ จะมีผลต่อปฏิกิริยาที่เกิดขึ้นเมื่อนำมาผสมกับซีเมนต์และน้ำ โดยจะส่งผลไปถึงการรับแรงและความคงทนของดินซีเมนต์ คุณสมบัตินี้รวมทั้งทางด้านกายภาพและทางเคมีของดิน โดย Ruenkrairerga (1982) ได้อธิบายคุณสมบัติทางด้านกายภาพที่มีผลต่อการปรับปรุงคุณสมบัติด้วยซีเมนต์ คือ ส่วนกละของดิน, พื้นที่ผิวของวัสดุ และปริมาณของจุดสัมผัส ประเภทดินที่มีการกระจายตัวของขนาดเม็ดดินดี (Well-Grade) โดยทั่วไปแล้วจะมีความต้องการปริมาณซีเมนต์ที่น้อยกว่าดินที่มีการกระจายตัวขนาดเดียวกัน (Uniform-Grade) ซึ่งความต้องการซีเมนต์ในดินเม็ดละเอียดจะมีปริมาณสูงกว่าดินเม็ดหยาบ นอกจากนี้ Davidson et al.(1962) ได้กล่าวว่าดินที่มีการกระจายตัวของขนาดเม็ดดินดี (Well-Grade) เมื่อผสมซีเมนต์แล้วจะทำให้มีความหนาแน่น

สูงสุด ส่งผลให้ได้ค่ากำลังสูงสุดด้วย ส่วนคุณสมบัติทางเคมีได้อธิบายว่า ดินเหนียวและดินตะกอนมีผลต่อการปรับปรุงคุณสมบัติดินด้วยซีเมนต์มากกว่าดินเม็ดหยาบ เนื่องจากดินเหนียวมีการดูดซับ Cation มาปรับปรุงคุณสมบัติได้ดีกว่าดินเม็ดหยาบ ซึ่งดินเหนียวที่มีแร่ประกอบ Montmorillonite มักจะมีค่า Surface Activity สูงซึ่งจะมีส่วนช่วยให้การทำปฏิกิริยากับซีเมนต์ได้ดี และยังให้ค่ากำลังที่สูงกว่าดินที่มีแร่ดินเหนียวชนิดอื่น (Davidson et al., 1962) และ Reinhold (1955) ได้ศึกษาพฤติกรรมอีลาสติก (Elastic Behavior) ของดินที่ผสมซีเมนต์โดยการนำดินเหนียวมาผสมทรายและซีเมนต์ พบว่าดินที่มีอัตราส่วน 75 : 25 (ทราย : ดินเหนียว) จะให้ค่ากำลังรับแรงอัดสูงสุด แสดงว่าปริมาณดินเหนียวที่เหมาะสม คือ 25%

Terrel et al. (1979) ได้กล่าวว่าดินที่มีอินทรีย์วัตถุ (Organic Matter) ปะปนอยู่ซึ่งจะมีค่า pH ต่ำกว่า 12.1 (Sherwood, 1968) จะทำให้ห่วงปฏิกิริยาไฮเดรชันและกำลังที่ได้จะลดลง เพราะ Organic จะดูดซับ Calcium ions ไว้จากปฏิกิริยาไฮเดรชันเป็นผลทำให้ค่า pH ของดินลดลงและไปยับยั้งกระบวนการแข็งตัวของดินผสมซีเมนต์ นอกจากนี้ Ng (1966) ได้ศึกษาพบว่าค่า Activity ของดินจะแปรผันตรงกับปริมาณความต้องการซีเมนต์ กล่าวคือดินที่มี Activity สูง ๆ จะมีความต้องการใช้ซีเมนต์ในปริมาณที่สูงกว่าดินที่มีค่า Activity ต่ำกว่าในระดับของกำลังที่ต้องการเดียวกัน

Portland Cement Association (1959) ได้แนะนำปริมาณซีเมนต์ที่เหมาะสมของดินกลุ่มต่าง ๆ ที่จำแนกตามระบบ AASHTO และ Unified ไว้ดังตารางที่ 4

ตารางที่ 4 ปริมาณซีเมนต์ที่ใช้ปรับปรุงคุณภาพดินจำแนกตามระบบ AASHTO และ USCS

AASHTO Soil Group	Unified Soil Classification Group	Usual Range in Cement Requirement (% by vol.) (% by wt.)		Estimated Cement Content and that Used in the Moisture-Density Test (% by wt.)	Cement Content for Wet-Dry and Freeze-Thaw Test (% by wt.)
A-1-a	GW, GP, GM, SW, SM, SP	5-7	3-5	5	3-5-7
A-1-b	GM, GP, SM, SP	7-9	5-8	6	4-6-8
A-2	GM, GC, SM, SC	7-10	5-9	7	5-7-9

ตารางที่ 4 (ต่อ)

AASHTO Soil Group	Unified Soil Classification Group	Usual Range in Cement Requirement (% by vol.) (% by wt.)		Estimated Cement Content and that Used in the Moisture-Density Test (% by wt.)	Cement Content for Wet-Dry and Freeze-Thaw Test (% by wt.)
A-3	SP	8-12	7-11	9	7-9-11
A-4	CL, ML	8-12	7-12	10	8-10-12
A-5	ML, MH, CH	8-12	8-13	10	8-10-12
A-6	OH, MH, CH	10-14	9-15	12	10-12-14
A-7	OH, MH, CH	10-14	10-16	13	10-13-15

ที่มา: PCA (1959)

2) ปริมาณซีเมนต์และชนิดของปูนซีเมนต์

จากการศึกษาของนักวิจัยหลายท่าน อาทิเช่น ทรงพล (2529); Ruenkrairergsa (1982); Reinhold (1955) ได้ผลไปในทิศทางเดียวกันว่าปริมาณซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นจะทำให้เพิ่มกำลังรับแรงอัดของดิน นอกจากนี้ถ้าดินนั้นเป็น Organic Soils ที่มีอินทรีย์สารมากกว่า 2% โดยน้ำหนักดินแห้ง จะมีผลทำให้สัดส่วนปริมาณซีเมนต์ที่ใช้มากขึ้น (Metcalf, 1977) แต่อย่างไรก็ตามในการเลือกใช้ชนิดของปูนซีเมนต์จะต้องคำนึงถึงลักษณะดินที่จะนำมาปรับปรุงและลักษณะงานที่จะใช้ด้วย

Felt (1955) ได้ศึกษาเกี่ยวกับการใช้ปูนซีเมนต์ประเภทที่ 1 และ 3 มาปรับปรุงคุณภาพดิน Sandy Loam และ Silty Clay พบว่าซีเมนต์ประเภทที่ 3 จะให้กำลังรับแรงอัดสูงกว่าประเภทที่ 1 เมื่อเปรียบเทียบที่ปริมาณซีเมนต์และอายุการบ่มเท่ากัน ทั้งนี้อาจเนื่องมาจากปูนซีเมนต์ประเภทที่ 3 มีความละเอียดกว่าประเภทที่ 1 ทำให้มีพื้นที่ผิวสัมผัสมากกว่า ดังนั้นการเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชันก็มากกว่าตามไปด้วยจึงส่งผลให้กำลังรับแรงอัดสูงกว่า (Clare and Farrar, 1956)

3) การผสมและบดอัด

ในการผสมดินกับปูนซีเมนต์ที่ใช้ระยะเวลามากขึ้นไม่ว่าจะเป็นการผสมครั้งเดียวแบบต่อเนื่อง (Ruenkrairergsa, 1982) หรือ แบบไม่ต่อเนื่องกล่าวคือ ผสมแล้วหยุดแล้วมาผสมต่อ (Felt, 1955) ซึ่งทั้ง 2 วิธีพบว่าจะมีผลต่อปริมาณความชื้นที่ OMC จะมีค่าเพิ่มขึ้นแต่ในขณะเดียวกันค่าความหนาแน่นของก็จะมีค่าลดลงโดยให้เหตุผลว่าในดินผสมซีเมนต์จะเกิดปฏิกิริยาขึ้น ทำให้มีการพัฒนาโครงสร้างและเกิดการเปลี่ยนแปลงขนาดเม็ดดิน ซึ่งเป็นผลมาจากการใช้เวลาในการผสมที่นานขึ้น

Felt (1955) and Davidson et al.(1962) ทำการทดลองได้ผลตรงกันว่าปริมาณความชื้นและความหนาแน่น มีอิทธิพลอย่างมากต่อกำลังรับแรงอัดของดินซีเมนต์ สำหรับดินทรายควรบดอัดทางด้าน Dry Side ของ OMC เล็กน้อยจะทำให้ได้กำลังอัดสูงสุด ส่วนดินเหนียวต้องบดอัดทางด้าน Wet Side ของ OMC เล็กน้อยจะทำให้ได้กำลังอัดสูงสุด

ภาณุวัฒน์ และ ธาดาพงศ์ (2003) ได้ศึกษาผลกระทบของการหน่วงเวลาในการปรับปรุงดินลูกรัง (GC or A-2-6(0)) ด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ปริมาณปูนซีเมนต์ที่เหมาะสมคือ 3 % โดยน้ำหนัก ในการศึกษาได้ลองผสมสาร Renolith หน่วงเวลา 15 % ของปริมาณปูนซีเมนต์ พบว่าทำให้หน่วงเวลาได้ถึง 4 ชั่วโมงซึ่งยังได้กำลังตามมาตรฐานกรมทางหลวง ดังนั้นการปรับปรุงโดยการเติมสาร Renolith ในปริมาณดังกล่าวเหมาะสมที่สุด กรมทางหลวง (2532) ได้กำหนดเวลาบดอัดดินซีเมนต์โดยเริ่มนับเวลาตั้งแต่ผสมดินกับซีเมนต์จนกระทั่งเสร็จสิ้นกระบวนการบดอัดเวลาในช่วงนี้ไม่ควรเกิน 2 ชั่วโมง เนื่องจากความล่าช้าในการบดอัดดินผสมซีเมนต์ทำให้กำลังอัดของดินซีเมนต์ลดลง (อดิมนต์, 2544) นอกจากนี้เวลาหน่วงเดียวกับการผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 จะให้ค่าคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมสูงกว่าผสมด้วยปูนซีเมนต์ชนิดอื่น ๆ (ฤทธิเดช, 2543)

Herzog and Mitchell (1963) ได้ศึกษาพบว่าดินเหนียว Kaolinite ผสมปูนซีเมนต์ 30 % โดยน้ำหนักดินแห้ง และดินเหนียว Montmorillonite ผสมปูนซีเมนต์ 30 % โดยน้ำหนักดินแห้งเช่นเดียวกัน บ่มที่อุณหภูมิ 50°C จะมีค่ากำลังรับแรงอัดเท่ากับดินเหนียวทั้ง 2 ชนิดผสมปูนซีเมนต์ 15 % โดยน้ำหนักดินแห้ง ที่อุณหภูมิบ่ม 60°C แสดงให้เห็นว่าอัตราเร่งของกำลังที่เพิ่มขึ้นมีผลโดยตรงมาจากการเพิ่มขึ้นของอุณหภูมิในช่วงเวลาบ่ม นอกจากนี้ Ng (1966)

ได้ทดลองผสมปูนซีเมนต์กับดินลูกรัง พบว่าดินซีเมนต์ที่บ่มด้วยอุณหภูมิ 38°C จะมีผลทำให้กำลังรับแรงอัดสูงกว่าดินซีเมนต์ที่บ่มด้วยอุณหภูมิ 21°C และการเพิ่มขึ้นของกำลังดินซีเมนต์เนื่องมาจากอุณหภูมิมีส่วนช่วยเร่งการเกิดปฏิกิริยาของดินเหนียวด้วย (Clare and Farrar, 1956)

4.2.6 ประวัติความเป็นมาของการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนซีเมนต์

ในการก่อสร้างได้มีการนำดินซีเมนต์มาใช้เป็นเวลานานแล้วโดยมีวิวัฒนาการต่าง ๆ เริ่มตั้งแต่

ปี 1915 มีการสร้างถนน Oak ในเมือง Sarasota รัฐ Florida โดยชุดเอา Shell ในอ่าวขึ้นมาผสมกับทรายและซีเมนต์แล้วบดอัดด้วยรถบดไอน้ำหนัก 10 ตันแทนการทำถนนคอนกรีตเนื่องจากเครื่องผสมคอนกรีตเสีย

ปี 1920 หน่วยงานที่เกี่ยวข้องกับถนนในรัฐต่างๆของสหรัฐอเมริกา ได้เริ่มทดลองนำดินและซีเมนต์มาผสมกันเพื่อใช้ในการสร้างถนน แต่ผลการทดลองยังผันแปรมากจนไม่สามารถคาดการณ์ผลลัพธ์ได้ เนื่องจากยังขาดความรู้ทางวิทยาศาสตร์ของดินอยู่มาก

ปี 1932 South Carolina State Highway Department ได้เริ่มทำการค้นคว้าและได้นำดินซีเมนต์มาใช้สร้างถนนทดลองหลายสาย พฤติกรรมของถนนเหล่านั้นแสดงให้เห็นว่าดินซีเมนต์เหมาะในการใช้เป็นวัสดุทำพื้นทางของถนนราคาถูกได้

ปี 1935 Portland Cement Association ได้ใช้เทคโนโลยีการบดอัดมาปรับปรุงใช้กับการบดอัดดินซีเมนต์ เป็นการหาความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นกับความหนาแน่น ผลของการศึกษาทำให้สามารถหาปริมาณของดินซีเมนต์และน้ำได้โดยการทดลองทำตามมาตรฐาน American Society for Testing and Materials (ASTM) และ American of State Highway Officials (AASHTO) ในปีเดียวกัน Portland Cement Association, South Carolina State Highway Department และ Bureau of Public Roads ได้ร่วมมือกันทดลองสร้างถนนที่ใช้ดินซีเมนต์เป็นระยะทาง 1.5 ไมล์บริเวณใกล้เมือง Johnsonville จึงเป็นโครงการแรกที่เป็นผลสำเร็จในวงการวิศวกรรมที่เกี่ยวข้องกับดินซีเมนต์

ปี 1937 รัฐบาลต่างๆในสหรัฐอเมริกาได้เริ่มโครงการก่อสร้างโดยใช้ดินซีเมนต์ ทำให้มีการเรียนรู้และปรับปรุงขยายโครงการก่อสร้างกันอย่างกว้างขวาง

ปี 1940 ในประเทศสหรัฐอเมริกางานก่อสร้างถนนดินซีเมนต์เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วซึ่งส่วนใหญ่ใช้เป็นวัสดุรองพื้นทาง ใช้เป็นที่จอดรถ ไหล่ทาง พื้นคลังสินค้าและยังใช้ในงานลาดฟ้า อ่างเก็บน้ำ คู คลอง นอกจากนี้ยังได้มีการนำมาใช้ในงานสนามบินในช่วงปี 1941-1944 อีกด้วย

ปี 1960 การใช้ดินซีเมนต์ในประเทศสหรัฐอเมริกาเป็นไปอย่างกว้างขวางมาก และประเทศต่าง ๆ ได้มีการนำไปใช้ เช่น แคนาดา อังกฤษ แอฟริกาใต้ ตะวันออกกลาง อเมริกาใต้ และเยอรมัน

4.2.7 การใช้ดินซีเมนต์ในประเทศไทย

กรมทางหลวงซึ่งเป็นหน่วยงานที่รับผิดชอบในการออกแบบก่อสร้างและบำรุงรักษาถนนได้นำเอาแนวคิดการออกแบบถนนดินซีเมนต์ มาใช้เพื่อให้สามารถต้านทานปริมาณจราจรที่สูงและรถบรรทุกเกินพิกัดได้ ในการก่อสร้างถนนดินซีเมนต์เริ่มต้นครั้งแรกในประเทศไทยโดยกรมทางหลวงเมื่อปี พ.ศ. 2508 ช่วงเวลาการก่อสร้างของกรมทางหลวงสามารถแบ่งได้เป็น 3 ช่วงเวลาดังต่อไปนี้

ช่วงต้น (พ.ศ.2508-2515) กรมทางหลวงร่วมกับบริษัทปูนซีเมนต์ไทยได้จัดสร้างถนนพื้นทางดินซีเมนต์ สายวาริน - เดชอุดม ในภาคตะวันออกเฉียงเหนือความยาว 5 กม. เมื่อปี พ.ศ. 2508 เนื่องจากถนนสายแรกมีพฤติกรรมที่ดี จึงได้มีการสร้างเพิ่มอีกหลายสายในภาคตะวันออกเฉียงเหนือทั้งนี้เพราะในภูมิภาคนี้ขาดแคลนดินที่จะนำมาใช้เป็นวัสดุพื้นทางถนนจึงต้องใช้ดินซีเมนต์แทน ต่อมาเกิดปัญหาขึ้นเนื่องจากถนนบางช่วงมีลักษณะ Reflected Crack เป็นจำนวนมากซึ่งเจ้าหน้าที่ที่เกี่ยวข้องก็ยังไม่มีความรู้และยังไม่เข้าใจพฤติกรรมของดินซีเมนต์ดีพอในปี พ.ศ. 2515 จึงระงับการก่อสร้างเพื่อศึกษาปัญหาให้ละเอียดก่อนนำกลับมาใช้ใหม่

ช่วงกลาง (พ.ศ.2515-2525) ในช่วงเวลาดังกล่าวเป็นช่วงเวลาของการศึกษาพฤติกรรมของถนนดินซีเมนต์ที่มีอยู่เดิมอย่างต่อเนื่องนอกจากนี้ยังได้มีการศึกษารายงานข้อมูลของต่างประเทศด้วย ผลการศึกษาในช่วงเวลาดังกล่าวทำให้เข้าใจถึงพฤติกรรมของถนนดินซีเมนต์ได้ดียิ่งขึ้น

ช่วงปัจจุบัน (พ.ศ.2525 -ปัจจุบัน) ตั้งแต่ปี พ.ศ. 2525 เป็นต้นมาเป็นช่วงของการก่อสร้างถนนดินซีเมนต์โดยยึดหลักจากการศึกษาในช่วงกลาง พบว่าระยะหลังไม่มีปัญหาเกี่ยวกับรอยแตก โดยทั่วไปแสดงพฤติกรรมที่ดีในด้านความแข็งแรงทนทาน โดยเฉพาะอย่างยิ่งหลังจากการเปิดใช้งานไปหลายๆปีแล้วยังไม่เกิดร่องล้อหลุมบ่อบนผิวถนน นั้นแสดงว่าสามารถรับน้ำหนักได้สูงกว่าพื้นทางหินคลุก ทั้งนี้ถนนดินซีเมนต์มีลักษณะเป็น Cemented Aggregate Base มีความสามารถในการรับน้ำหนักสูงกว่าหินคลุกมาก และมีลักษณะเป็น Unbound Granular Base ซึ่งสามารถขับตัวได้เมื่อต้องเผชิญกับแรงทางด้านข้าง จึงต้านทานแรงเฉือนด้านข้างได้ดีกว่าทำให้ลดการเกิดร่องล้อบนผิวถนนแม้ว่าจะเผชิญรถบรรทุกเกินพิกัดก็ตาม สำหรับมาตรฐานที่ใช้ในการออกแบบถนนดินซีเมนต์จะไม่ยึดตามต่างประเทศทั้งหมด เนื่องจากลักษณะภูมิอากาศแตกต่างกันมากดังนั้นกรมทางหลวงจึงใช้มาตรฐานผลการทดสอบ Unconfined Compressive Strength ของดินซีเมนต์ที่อายุ 7 วัน จะต้องได้ค่าไม่น้อยกว่า 250 ปอนด์/นิ้ว² ซึ่งมาตรฐานดังกล่าวเป็นข้อเสนอแนะของ Road Research Laboratory;RRL (1997) กับที่กรมทางหลวงได้ก่อสร้างถนนดินซีเมนต์ขึ้นแล้วด้วยนั้นโดยใช้วัสดุคล้ายคลึงกัน จึงได้มีการยึดมาตรฐานนี้มาโดยตลอดจนถึงปัจจุบัน สำหรับงานวิจัยที่ได้มีการศึกษามาแล้วนั้นสามารถแยกเป็นด้านต่างดังนี้

1) ด้านกำลังดินผสมซีเมนต์

ธีระชาติ และ พิชิต(2534) ได้ศึกษาวิจัยดินแกรนิตผสมซีเมนต์ พบว่าดินเม็ดหยาบเมื่อผสมปูนซีเมนต์แล้วจะมีกำลังมากกว่าดินเม็ดละเอียด และค่า Initial Tangent Modulus (E_i) จะมีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณปูนซีเมนต์และอายุการบ่ม และยังพบอีกว่าอายุการบ่มไม่มีผลต่อค่า ϕ ของดินแต่มีผลทำให้ค่า c มีค่าเพิ่มขึ้นตามเวลาการบ่มและอัตราการเพิ่มจะลดลงเมื่อบ่มนานขึ้น ซึ่งอาจกล่าวได้ว่ากำลังของดินเพิ่มขึ้นเนื่องจากค่า c ของดินเพิ่มขึ้นตามอายุการบ่มนั่นเอง

ประสิทธิ์ (2537) ได้ศึกษาพบว่าระยะเวลาการบ่มมีอิทธิพลต่อกำลังของดิน ซึ่งจะมีกำลังเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาการบ่ม และดินจะเปลี่ยนสภาพจากกึ่งอ่อน - กึ่งแข็ง กลายเป็น วัสดุเปราะคล้ายคอนกรีตคือส่วนที่เป็น Plastic Range ที่มีอยู่จะหายไปและยังพบว่าการผสมดินกับ ปูนซีเมนต์ในห้องปฏิบัติการด้วยคนจะมีประสิทธิภาพมากกว่าเครื่องจักร ดังนั้นในการออกแบบ และนำไปใช้จริงต้องคำนึงถึงจุดนี้ด้วย

ธีระชาติ และ ทรงพล (2534) ได้ศึกษาปรับปรุงคุณภาพดิน SC หรือ A-2-7 ด้วยปูนซีเมนต์ พบว่าปริมาณปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น ไม่มีผลต่อค่า OMC ของดิน ค่า Unsoak CBR จะสูงช่วง 7 วันแรกหลังจากนั้นอัตราการเพิ่มก็จะลดลง ดินที่บดอัดแบบมาตรฐานจะมีอัตราการ เพิ่มของกำลังและค่า CBR มากกว่าการบดอัดแบบสูงกว่ามาตรฐานเพราะการบดอัดดินแบบ มาตรฐานดินมีความแน่นน้อยกว่าน้ำแทรกเข้าไปได้มากกว่าการทำปฏิกิริยาจึงทำได้เร็วกว่า ซึ่งจาก การศึกษาได้ทราบว่าความสัมพันธ์ของค่า UCS กับค่า CBR ที่ปริมาณปูนซีเมนต์ 3, 5 และ 7 % ทั้งการบดอัดแบบมาตรฐานและแบบสูงกว่ามาตรฐาน กราฟมีแนวโน้มเป็นเส้นตรง

ธีระชาติ และ ชัยวัฒน์ (2543) ได้ศึกษาการปรับปรุงคุณภาพดิน SM และ A-2-4 ด้วยปูนซีเมนต์ พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างค่า UCS กับ ค่า CBR เป็นเส้นตรง โดยค่า UCS กับค่า CBR จะเพิ่มขึ้นชัดเจนที่ปริมาณปูนซีเมนต์ผสม 3 % แต่เมื่อปริมาณปูนซีเมนต์เพิ่มขึ้นก็ไม่มี ผลต่อค่า OMC ของดินเลย

Anand et al. (2004) ได้ศึกษาการปรับปรุงดินด้วยปูนซีเมนต์ประเภทที่ 1, 2 และ 5 พบว่าการผสมซีเมนต์ทำให้กำลังของดินเพิ่มขึ้นและมีค่า Stiffness ที่ดีขึ้นและลดการบวมตัว และหดตัวด้วย

สยาม และคณะ(2541) ได้ทำการศึกษาวิจัยโดยผสมปูนซีเมนต์ประเภทที่ 1 ลงไปในทรายถมในปริมาณ 1, 1.5 และ 2 % พบว่าคุณสมบัติรับแรงเฉือนดีขึ้น ค่า CBR เพิ่มขึ้น ค่าความชื้นน้ำลดลง นอกจากนี้ได้ทดลองผสมเถ้าลอยลงไปด้วย พบว่าปริมาณเถ้าลอยที่ใช้ผสม ร่วมกับปูนซีเมนต์ เพื่อปรับปรุงคุณภาพดินที่เหมาะสมคือ 30% โดยน้ำหนักของปูนซีเมนต์ ซึ่งเป็น ปริมาณที่ให้ค่ากำลังสูงสุด

ธีระชาติ และ สมบัติกระแส (2544) ได้ศึกษากำลังรับแรงอัดของดินผสมซีเมนต์ที่มีความหนาแน่นแตกต่างกัน โดยศึกษาดินลูกรังและดินทรายปนดินตะกอน พบว่าค่า UCS จะเพิ่มตามความหนาแน่นแห้งที่เพิ่มขึ้น ซึ่งความสัมพันธ์ของค่า UCS กับความหนาแน่นแห้งมีแนวโน้มเป็นเส้นตรง และยังพบว่าขนาดผลของดินมีผลต่อกำลังรับแรงอัดของดิน โดยดินลูกรังมีขนาดผลดีกว่าดินทรายปนตะกอนค่า UCS จึงมีค่ามากกว่า จะสรุปได้ว่าเมื่อดินมีขนาดผลที่ดีจะทำให้ดินความหนาแน่นสูงและส่งผลให้กำลังรับแรงอัดของดินดีขึ้นด้วยเช่นกัน นอกจากนี้ ธนศักดิ์ (2538) ได้ศึกษาคุณสมบัติการรับแรงดึงของดินลูกรังผสมซีเมนต์พบว่ากำลังรับแรงดึงมีค่าประมาณ 13 % ของกำลังรับแรงอัดและมีค่าประมาณ 14-18 % ของค่า CBR โมดูลัสทดสอบแรงดึงมีค่ามากกว่า โมดูลัสทดสอบแรงอัดประมาณ 1.4-1.7 เท่าและมีค่าประมาณ 70-170 เท่าของค่า CBR

2) ด้านปริมาณปูนซีเมนต์ที่เหมาะสม

บุญเทพ (2539) กล่าวว่า การใช้ปริมาณปูนซีเมนต์ผสมโดยทั่วไปอยู่ระหว่าง 5-15 % โดยน้ำหนักและการปรับปรุงดินด้วยปูนซีเมนต์เหมาะกับดินเม็ดละเอียดที่มีเปอร์เซ็นต์ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 มากกว่า 30 % มี Plasticity Index มากกว่า 30% อาทิเช่น CH เป็นต้น (Selig and Waters, 1994) ซึ่งขึ้นอยู่กับขนาดเม็ดดินซึ่งดินที่มีขนาดโตจะใช้ปริมาณซีเมนต์น้อยลงเมื่อควบคุมให้ความแข็งแรงเท่ากัน หากต้องการความแข็งแรง 25-30 กก./ ซม.² สำหรับกรวดควรใช้ซีเมนต์ 5-10 % ดินตะกอน (Silt) ควรใช้ซีเมนต์ 7-12 % และ ดินเหนียวควรใช้ซีเมนต์ 12-20 % โดยดินเม็ดละเอียดจะบดอัดที่ปริมาณความชื้นทางด้านเปียก ส่วนดินเม็ดหยาบจะบดอัดทางด้านแห้งต้องผสมและบดอัดให้เสร็จภายใน 2 ชั่วโมง

พานิช และคณะ (2547) ได้ศึกษาพบว่าการผสมดินกับปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 จะให้ค่า CBR สูงกว่าการผสมกับซิลิกาซีเมนต์และปูนขาว ในที่นี้ได้ใช้ผสมกับดินกำแพงแสน (CL) โดยปริมาณปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ที่เหมาะสมคือ 4 % โดยน้ำหนัก

3) ด้านอิทธิพลต่าง ๆ ต่อคุณภาพดินผสมซีเมนต์

ธีระชาติ และ อนันต์ (2543) ได้ศึกษาการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนซีเมนต์โดยใช้ดิน 4 ชนิดคือ ดินเหนียว (CL or A-7-6), ดินทราย (SP or A-3), ดินลูกรัง (SW or A-2-6) และหินคลุก (GW or A-1-a) จากการศึกษาพบว่าค่า UCS ที่อายุบ่ม 7 วัน ความสัมพันธ์ของ

ค่า σ กับ ϵ เป็นเส้นตรง ซึ่งเมื่อเทียบทุกชนิดดินแล้ว ดินลูกรังมีค่า UCS มากที่สุดเมื่อผสมปริมาณซีเมนต์เท่ากัน และค่า UCS กับค่า Modulus of Elasticity ของทุกชนิด มีแนวโน้มเพิ่มตามปริมาณซีเมนต์ ดินเหนียวที่ผสมปูนซีเมนต์ 5% จะไม่เห็นจุด Peak ชัดเจนมีพฤติกรรมไปทาง Soft Clay แต่ดินชนิดอื่นเห็นจุด Peak ชัดเจน

เกษม และ ศุภสิทธิ์ (2543) ได้ศึกษาเกี่ยวกับการปรับปรุงดินเหนียวด้วยการผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภท 1 และ Quick Lime ที่ระยะเวลาการบ่มต่าง ๆ พบว่าเมื่อระยะเวลาการบ่มนานขึ้น ค่า LL และ PI ลดลง ค่า PL, ค่า Gs, ค่า UCS และค่า Modulus of Rupture เพิ่มขึ้น ค่าความคงทนต่อการแตกสลายมากขึ้นและค่าการรับน้ำหนักจากการทดสอบ Consolidation มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามเวลาการบ่มทุกส่วนผสม

อิทธิพร (2545) ได้ทดลองปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนซีเมนต์ประเภทที่ 1 ในดินกระจายตัวพบว่าเมื่อผสมปูนซีเมนต์ลงไป 1.1% โดยน้ำหนักจะทำให้ลดการกระจายตัวของดินและทำให้คุณสมบัติด้านปฐพีกลศาสตร์ดีขึ้นด้วย

4.3 การปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนขาว

4.3.1 ชนิดของปูนขาว

ปูนขาวได้มาจาก Calcareous Materials เช่น Limestone, Chalk เป็นต้น ซึ่งสามารถแบ่งออกเป็น 2 ชนิดดังนี้

1) Quicklime

จะมี CaO เป็นส่วนประกอบหลักและมี MgO เป็นส่วนประกอบน้อยกว่า ซึ่ง Quicklime สามารถแบ่งออกเป็น 2 ชนิดคือ

- High Calcium Quicklime; CaO
- Dolomitic Quicklime; CaO+MgO

ปูนขาวแบบ Quicklime ได้จากการเผา Limestone เพื่อขจัด Carbondioxide (CO_2) ที่มีอยู่ในหินที่เป็นวัตถุดิบให้เหลือแต่การเผา Calcium Oxide (CaO) ซึ่งการเผาใช้อุณหภูมิสูงถึง $900-1100^\circ\text{C}$ จึงจะทำให้ Calcitic Limestone แตกตัวออกมา ส่วน Dolomitic Quicklime ได้มาจากการเผา Dolomitic Limestone ใช้อุณหภูมิในการเผา $750-1100^\circ\text{C}$ ซึ่งจะได้ MgO และ CO_2 ซึ่งการใช้อุณหภูมิสูงเกินกว่าจำเป็นจะได้ High Calcium Overburned Quicklime จะเกิดปฏิกิริยาที่มากกว่า แต่ถ้าใช้อุณหภูมิต่ำจะเผาไหม้ไม่หมดจึงไม่เหมาะที่จะนำมาใช้ปรับปรุงคุณภาพดิน Quicklime เมื่อผสมกับน้ำจะเกิดปฏิกิริยาอย่างรวดเร็ว ผลของปฏิกิริยาทำให้เกิด Hydrated Lime นอกจากนี้มีความร้อนเกิดขึ้นและปริมาณเพิ่มขึ้นด้วย

2) Hydrated Lime

เป็นปูนขาวอีกชนิดหนึ่งที่ได้จากปฏิกิริยา Hydration ของ Quicklime กับน้ำ โดยสามารถจำแนกได้เป็น 3 ชนิด คือ

- Hydrated High-calcium Lime; $\text{Ca}(\text{OH})_2$
- Normal Hydrated or Monohydrated Dolomitic Lime; $\text{Ca}(\text{OH})_2 + \text{MgO}$
- Pressure Hydrated or Dehydrated Dolomitic Lime; $\text{Ca}(\text{OH})_2 + \text{Mg}(\text{OH})_2$

โดยทั่วไปปูนขาวประเภท Hydrated Lime จะมีการใช้กันอย่างกว้างขวางกว่า Quicklime เนื่องจากทำปฏิกิริยากับน้ำจะคายความร้อนออกมาน้อยกว่า มีฤทธิ์กัดกร่อนเครื่องจักรน้อยกว่าและเป็นอันตรายต่อผู้ใช้น้อยกว่า Quicklime แต่ Quicklime จะสร้างความแข็งแรงของดินที่เปียกได้เร็วกว่า ทำให้ดินแห้งเร็วกว่า และใช้ปริมาณน้อยกว่าประเภทอื่น

4.3.2 กลไกการปรับปรุงคุณภาพด้วยปูนขาว

การปรับปรุงคุณภาพดินโดยใช้ปูนขาวนี้อาศัยการเกิดปฏิกิริยาเคมีของปูนขาวเมื่อผสมกับดินที่มีความชื้นซึ่งโดยปกติจะเกิดปฏิกิริยาพื้นฐาน 4 ลักษณะดังนี้

1) การแลกเปลี่ยนประจุไฟฟ้า (Cation Exchange)

เมื่อนำปูนขาวมาคลุกเคล้าให้เข้ากันกับดินเหนียวเปียกจะทำให้ดินเหนียวนั้นมีสภาพหลวมขึ้นสามารถแยกเป็นเม็ดได้ง่ายๆ เนื่องจากเกิดการแทนที่หรือแลกเปลี่ยนกันของ Cation ต่าง ๆ ที่มีอยู่ในดินกับแคลเซียม โดย Cation ของแคลเซียมจะเข้าไปแทนที่อออนของธาตุโลหะในดิน เช่น Na^+ , H^+ ซึ่งปฏิกิริยานี้จะเกิดขึ้นที่ผิวของเม็ดดิน การเพิ่มปูนขาวลงไปในดินทำให้เกิด Ca^{2+} จำนวนมากจึงทำให้เกิดการจับตัวกันระหว่าง Cation ของแคลเซียมที่ผิวของเม็ดดิน โดยที่ Cation เหล่านี้จะเชื่อมประสานโยงใยกันจนปกคลุมเม็ดดินทำให้อออนอื่นๆ ที่มีอยู่ที่ผิวของเม็ดดินเคลื่อนที่ห่างออกไปพร้อม ๆ กับน้ำที่อยู่ในชั้น Double Layers ทำให้เม็ดดินเข้าใกล้กันและน้ำภายในเม็ดดินลดน้อยลง เมื่อนำปูนขาวและดินเหนียวถูกผสมเข้าด้วยกันและมีการบ่มในระยะเวลาหนึ่งจะมีปฏิกิริยาที่อาจเกิดขึ้นได้ 2 อย่างคือ

ปฏิกิริยา Base Ion-Exchange เกิดขึ้นกับ Ca^{2+} ของปูนขาวที่เข้าไปยึดกับเม็ดดินเหนียวโดยเข้าไปแทนที่ Weaker Material Ion ที่ทำหน้าที่เป็นตัวเชื่อมยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดินที่มีอยู่เดิม (Na^+ , H^+) ทำให้อนุภาคดินเหนียวเดิมรวมตัวกันเป็นก้อนมีขนาดใหญ่ขึ้นทำให้มีค่า Plasticity ของดินลดลง

การจับตัวกันแน่นของ Calcium Cation ของปูนขาวที่มีมากขึ้นที่ผิวเม็ดดิน แม้ว่าอออนของสารอื่นยังคงอยู่ในเม็ดดินเหนียว Ca^{2+} ที่มากกว่าความต้องการอยู่ที่พื้นผิวของเม็ดดิน ดังจะพบว่าปฏิกิริยาที่เกิดขึ้นทั้งสองนี้จะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงจำนวนประจุไฟฟ้าบนผิวเม็ดดินเหนียว

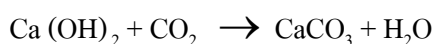
อัตราการแทนที่ของ Cation จะเกิดขึ้นกับเหตุผลหลายประการ ได้แก่ ชนิดของแร่ดินเหนียว ความเข้มข้นของสารละลาย และอุณหภูมิ โดยทั่วไปแร่ดินเหนียว Kaolinite จะถูกแทนที่โดยทันที ส่วน Illite จะใช้เวลาไม่กี่ชั่วโมงจึงจะแทนที่ทั้งหมด เพราะว่า Exchange Capacity นั้นอยู่ระหว่างช่องว่างของอนุภาคดินเหนียวและ Illite ยังมีขนาดเล็กกว่า Kaolinite สำหรับ Montmorillonite จะใช้เวลาเพิ่มมากขึ้นอีกเพราะ Exchange Capacity นั้นอยู่ระหว่าง Interlayer และยังมีขนาดเล็กกว่า Illite อีกด้วย

2) การจับตัวกันของเม็ดดิน (Flocculation and Agglomeration)

การเกิด Flocculation นั้นจะทำให้ขนาดของเม็ดดินโตขึ้นเนื่องจาก โครงสร้างของเม็ดดินเหนียวส่วนมากเป็นแผ่นบางๆเมื่อเข้าใกล้กันอย่างอิสระแล้วจะวางตัว ในลักษณะ Random Arrangement ทำให้เกิดเป็นมุมหรือเหลี่ยม ซึ่งจะเป็นผลดีต่อการต้านทานแรง กระทำจากภายนอก การที่ขนาดเม็ดดินโตขึ้นนั้นเกิดจากการเพิ่มปริมาณปูนขาวทำให้น้ำในช่องว่าง ของมวลดินมีความเข้มข้นของอิออนสูงขึ้น ดังนั้นจึงส่งผลให้ Double Layers หดแคบเข้าและจะ เกิดการดึงดูดกันเป็นโครงสร้างแบบระเกะระกะ กล่าวคือน้ำที่อยู่ในชั้น Double Layers บางลงจึง ทำให้เกิดการ Flocculation และเกิดการรวมตัวกันของเม็ดดิน (Agglomeration) ซึ่งเป็นผลทำให้ จืดจำกัดเหลว (Liquid Limit) ลดลง จืดจำกัดพลาสติก (Plastic Limit) เพิ่มขึ้นและดัชนีพลาสติก (Plasticity Index) ลดลง และโครงสร้างแบบระเกะระกะนี้ถูกทำให้มั่นคงขึ้นโดยสารประกอบใหม่ ที่เกิดขึ้นอย่างรวดเร็ว คือ Teracalcium Aluminate Hydrate (C_4AH) ซึ่งเป็นตัวประสานโครงสร้าง แบบระเกะระกะให้มั่นคงขึ้น (Diamond and Kinter, 1965) นั้นแสดงว่าเมื่อผสมปูนขาวลงไปในดิน Ca^{2+} จะเข้าไปเกาะติดอยู่รอบๆเม็ดดินทำให้ได้สารใหม่คือ $Ca(OH)_2$ และผลึกประจุตัวอื่นออก จากนั้นก็จะเกิดประจุไฟฟ้าที่มีแรงดึงดูดให้เม็ดดินเคลื่อนที่เข้าหากันนั่นเอง (Ruenkairergsa, 1982) ทั้งนี้ปฏิกิริยา Flocculation และ Agglomeration นี้มีผลต่อค่า Plasticity, Shrinkage และ Workability ของส่วนผสม ปฏิกิริยาเช่นนี้จะทำให้ความเหนียวหนืดของดินลดลงซึ่งทำให้ดินมีสภาพหลวมขึ้น (Diamond and Kinter, 1965) ดังนั้นปูนขาวจึงมีประโยชน์ที่จะนำมาใช้กับวัสดุที่มีค่าพลาสติกสูง ๆ และดินที่มีน้ำมาก ๆ เช่น ดินเหนียว ซึ่งยากต่อการนำมาใช้งานเพราะบดอัดลำบากซึ่งหากนำมาผสม กับปูนขาวจะทำให้บดอัดง่ายขึ้น

3) การเกิดสารประกอบคาร์บอเนต (Lime Carbonation)

ปฏิกิริยาเคมีชนิดนี้เกิดขึ้นจากแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ($Ca(OH)_2$) ในปูนขาว ทำปฏิกิริยากับคาร์บอนไดออกไซด์ (CO_2) ในอากาศแล้วเกิดเป็นสารประกอบแคลเซียมคาร์บอเนต ($CaCO_3$) หรือแมกนีเซียมคาร์บอเนต ($MgCO_3$) กับน้ำซึ่งเป็นตัวประสานอย่างอ่อน ๆ โดยที่การเกิด สารประกอบคาร์บอเนตชนิดใดนั้นขึ้นอยู่กับชนิดของปูนขาวการเกิดปฏิกิริยาเคมีเป็นดังสมการ

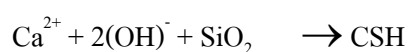


การเกิดปฏิกิริยา Carbonation นี้เป็นกระบวนการที่สวนทางกับปฏิกิริยาเคมีทั้ง 2 ชนิดที่ผ่านมาเพราะ CaCO_3 ที่เกิดขึ้นจะหน่วงการเกิดปฏิกิริยาเคมีที่จะทำให้เกิดสารประกอบ Calcium Silicate Hydrate (CSH) ให้ช้าลงเป็นผลทำให้การพัฒนากำลังรับแรงอัดของดินเหนียวผสมปูนขาวช้าลงกว่าปกติได้ ดังนั้นจึงต้องเก็บปูนขาวให้มีคิติก่อนนำไปใช้งานและนอกจากนี้ยังพบว่าในตัวอย่างที่ป้องกันไม่ให้ปูนขาวเกิดปฏิกิริยา Carbonation กับอากาศนั้น เมื่อระยะเวลาบ่มนาน ๆ จะให้กำลังสูงกว่าที่ปล่อยให้ปูนขาวทำปฏิกิริยากับอากาศ

4) เชื่อมประสาน (Pozzolanic Reaction)

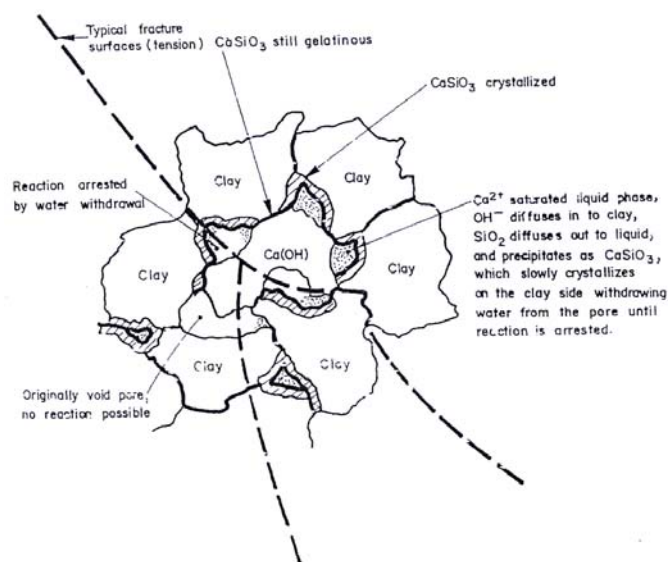
ปฏิกิริยาที่ทำให้ส่วนผสมระหว่างดินกับปูนขาวมีความแข็งแรงขึ้น ได้แก่ Pozzolanic จะเป็นปฏิกิริยาสำคัญที่ทำให้เกิดสารประกอบที่มีคุณสมบัติในการยึดประสาน ซึ่งมีผลทำให้กำลังของส่วนผสมมีค่าเพิ่มขึ้น ส่วนปฏิกิริยา Cation Exchange และ Flocculation-Agglomeration ก็เป็นปฏิกิริยาหนึ่งที่สำคัญแต่ไม่ใช่ปฏิกิริยาหลักที่ทำให้ส่วนผสมมีความแข็งแรงขึ้น ปฏิกิริยา Pozzolanic เป็นปฏิกิริยาระหว่างปูนขาว Soil Silica และ Alumina เพื่อก่อให้เกิดการประสานตัวซึ่งกันและกัน ซึ่งเป็นส่วนประกอบสำคัญที่ทำให้กำลังของส่วนผสมดินเหนียวกับปูนขาวเพิ่มมากขึ้นเป็นส่วนหนึ่งของปฏิกิริยา Pozzolanic ก็คือค่าความเป็นกรดต่าง (pH) ซึ่งจะมีค่าสูงขึ้นเป็นผลอันเนื่องมาจากปูนขาวซึ่งสภาวะที่ pH สูงนี้การสลายตัวของ Silica และ Alumina จะเพิ่มมากขึ้นด้วยและ Silica ที่สลายตัวออกมานั้นจะทำปฏิกิริยากับ Ca^{2+} แล้วเกิดเป็นสารประกอบใหม่ซึ่งเป็นผลึกของ Calcium Silicate Hydrate (CSH)

Diamond et al. (1964) พบว่านอกจากได้สารประกอบ Calcium Silicate Hydrate (CSH) แล้วยังได้สารประกอบ Calcium Aluminate Hydrate (CAH) อีกด้วยดังสมการ



ปฏิกิริยา Aluminate โดยพื้นฐานแล้วจะเกิดขึ้นที่ ซึ่งเกิดตรงรอยต่อระหว่างขอบและผิวหน้าของดินเดิม ส่วนสารประกอบ Silicate จะเกิดขึ้นช้ากว่าและแรงยึดเกาะที่เกิดขึ้นอย่างช้าของสารประกอบ Silicate จะมีความแข็งแรงกว่าของ Aluminate

Croft (1964) ได้อธิบายว่าปูนขาวซึ่งทำปฏิกิริยากับแร่ดินหรือวัสดุ Pozzolan จะทำให้เกิดสารละลาย Calcium Silicate ซึ่งจะทำหน้าที่เหมือนเจลห่อหุ้มเม็ดดินมีคุณสมบัติในการเชื่อมยึดเม็ดดินให้เกาะติดกันและเป็นตัวปิดกั้นทางเดินของน้ำในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน ดังภาพที่ 14 ซึ่งคล้ายปฏิกิริยา Hydration ของปูนซีเมนต์



ภาพที่ 14 กลสมบัติของปูนขาวเมื่อผสมดิน

ที่มา: Ingles (1970)

Ruenkrairergsa and Pimsarn (1982) กล่าวว่า การเกิดปฏิกิริยาระหว่างปูนขาวกับดินจะมีความแข็งแรงเพิ่มขึ้นไม่เต็มที่ถ้ามีสารอินทรีย์และซัลเฟตอยู่ด้วยในดิน ซึ่งสารดังกล่าวนี้จะทำให้ความแข็งแรงของปูนขาวลดลง โดยจะไปแบ่งอออนของ Ca^{2+} มาจากปฏิกิริยา Pozzolanic Reaction ทำให้อัตราการเพิ่มความแข็งแรงของปูนขาวลดลง

ปฏิกิริยาการเปลี่ยนแปลงอออนในดินจะเป็นไปอย่างช้า ๆ และเกิด ในช่วงเวลาสั้น ๆ ซึ่งจะทำให้ค่า Plasticity index (PI) ของดินลดลง การนำปูนขาวมาผสมกับดินโดยทั่วไป ความหนาแน่น ของดินจะลดลง การลดลงของค่า PI ทำให้ดินมีกำลังรับแรงเพิ่มขึ้นซึ่งกำลังที่เกิดจากการผสมดินกับปูนขาวนั้นจะอยู่ในรูปวัสดุใหม่เรียกว่า Cementation Material ซึ่งเป็นผลมาจากปฏิกิริยา Pozzolanic Reaction ระหว่างปูนขาวกับดินนั่นเองในการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนขาวไม่ขึ้นอยู่กับปฏิกิริยาทางเคมีอย่างเดียว แต่จะขึ้นอยู่กับประเภทของดินด้วย ซึ่งดินที่เหมาะสม

ในการปรับปรุงด้วยปูนขาวควรมีค่า pH สูงกว่า 7 แต่จะปรับปรุงดินที่เป็นกรดมากที่สุดที่ pH = 5.7 เพื่อให้เกิดประสิทธิภาพและต้องมียิปซัมในดินที่เป็นคาร์บอนไม่เกิน 1% และต้องไม่มีสารซัลเฟต ในดินซึ่งปูนขาวจะทำปฏิกิริยาได้ดีในดินที่มีขนาดเล็กกว่า 2 ไมครอนมีมากกว่า 7 % ขึ้นไป (Thompson, 1966) and Divison et al. (1962) ได้แนะนำว่าดินที่เหมาะสมในการปรับปรุงด้วยปูนขาว ต้องมีค่า PI มากกว่า 12 ขึ้นไป ซึ่งได้แก่

Unified Soil Classification คือ GC, GC-GM, SC, SC-SM, CL, ML, CH และ MH

AASHTO คือ A-2-5, A-2-6, A-2-7, A-5, A-6 และ A-7

Wang (1963) ได้ทำการวิจัยและแนะนำว่าควรใช้ปูนขาว 2-5% ในการปรับปรุง ดินที่มีขนาดเม็ดหยาบ และควรใช้ปูนขาว 3-7% ในการปรับปรุงดินเม็ดละเอียด ซึ่งปริมาณปูนขาว ที่เหมาะสมเป็นดังตารางที่ 5

ตารางที่ 5 ปริมาณปูนขาวที่เหมาะสมในการปรับปรุงดินชนิดต่าง ๆ

Soil Type	Hydrated Lime	Quicklime
Clayey Gravel (GC, GC-GM or A-2-6, A-2-7)	2-4 %	2-3 %
Silty Clay (CL or A-6, A-7-6)	5-10 %	3-8 %
Clay (CH or A-6, A-7-6)	3-8 %	3-6 %

ที่มา: Wang (1963)

4.3.3 องค์ประกอบที่มีอิทธิพลต่อการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนขาว

องค์ประกอบที่มีอิทธิพลต่อคุณสมบัติของดินผสมปูนขาวไม่ว่าจะเป็นด้าน กำลัง ความคงทน และอื่น ๆ มีดังนี้

1) คุณสมบัติของดิน

Thompson (1968) ได้ศึกษาพบว่าปริมาณอินทรีย์สารในดินจะมีผลทำให้ปฏิกิริยา Pozzolanic เกิดช้าลง เนื่องจากอินทรีย์สารมี Base Exchange Capacity สูง มีค่า 150-500 meq/100 gm. ดังนั้นเมื่อผสมปูนขาวเข้าไปในดินเหนียวที่มีอินทรีย์สารอยู่ Ca^{2+} จะถูกนำไปใช้กับ Exchange Capacity ของอินทรีย์สาร จึงเป็นการลดปริมาณปูนขาวที่จะทำปฏิกิริยา Pozzolanic ทำให้ Lime Reactivity มีค่าลดลง ดังนั้นจึงแก้ไขโดยการเพิ่มปริมาณปูนขาวลงไปให้เพียงพอ นั้นแสดงว่าดินที่มีอินทรีย์สารจะต้องใช้ปริมาณปูนขาวมากขึ้นกว่าปกติ ซึ่งความแข็งแรงของดินผสมปูนขาวจะเพิ่มขึ้นได้นั้นจะต้องมีปริมาณ Organic Cation ต่ำกว่าร้อยละ 1 ต้องมีค่า pH มากกว่า 7 และปริมาณดินที่มีขนาดเล็กกว่า 2 ไมครอนต้องมีมากกว่าร้อยละ 20 (Ahmed, 1981) แร่ดินเหนียวสามารถทำปฏิกิริยากับปูนขาวแล้วจะได้สารประกอบใหม่ที่มีคุณสมบัติในการยึดประสาน ดังนั้นปริมาณของแร่ดินเหนียวในดินจึงมีความจำเป็นสำหรับการพัฒนากำลังของดินที่ปรับปรุงคุณภาพโดยปูนขาว ซึ่งชนิดแร่ดินเหนียวที่มีผลอย่างมากคือ Montmorillonite ซึ่งเป็นแร่ที่ทำปฏิกิริยา Pozzolanic กับปูนขาวได้ดีมาก

2) ปริมาณปูนขาวและชนิดของปูนขาว

Laguros et al. (1963) ได้ศึกษาพบว่ากำลังของดินผสมปูนขาวจะเพิ่มสูงขึ้นตามปริมาณปูนขาวที่ใช้ผสมจนถึงปริมาณปูนขาวหนึ่ง เมื่อเพิ่มปูนขาวเข้าไปอีกกำลังของดินจะลดลงหรือไม่เพิ่มขึ้นมากอีก ซึ่งเรียกปริมาณปูนขาวนี้ว่า Optimum Lime Content และยังพบอีกว่า Quicklime มีผลทำให้คุณภาพดินดีกว่า Hydrated Lime แต่นิยมใช้ Hydrated Lime มากกว่าเนื่องจากมีความสะดวกและเป็นอันตรายน้อยกว่า

3) การผสมและบดอัด

Meteos (1964) ได้ศึกษาพบว่า Delay Compaction ทำให้ดินรวมตัวกันเป็นก้อนโตขึ้น จึงทำให้การบดอัดลำบากขึ้น และทำให้ความหนาแน่นสูงสุดลดลง นอกจากนี้พบว่าเวลาในการบ่มและอุณหภูมิในการบ่มเพิ่มมากขึ้นจะทำให้กำลังของดินผสมปูนขาวเพิ่มมากขึ้นด้วย (Herrin and Mitchell, 1961) ได้ศึกษาพบว่าโดยปกติความแข็งแรงของดินจะเพิ่มขึ้นในช่วง 5 สัปดาห์แรกของการบ่มที่อุณหภูมิ $20^{\circ}\text{C} - 25^{\circ}\text{C}$ การใช้อุณหภูมิสูงๆในการบ่มจะช่วยเร่งให้ดินมีความแข็งแรง

เร็วยิ่งขึ้น ฉะนั้นอุณหภูมิในการบ่มยิ่งสูง ค่ากำลังรับแรงอัดของดินก็ยิ่งเพิ่มมากขึ้น จึงได้เสนอแนะว่า ควรทำในระยะเริ่มต้นของฤดูร้อน จะช่วยให้การปรับปรุงคุณภาพดียิ่งขึ้น

4.3.4 การเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติของดินเมื่อผสมปูนขาว

1) การเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางด้าน Plasticity

Herrin and Mitchell(1961) พบว่า Ca^{2+} จากปูนขาวซึ่งเป็นประจุบวกจะเข้าไปแทนที่ประจุที่มีวาเลนซ์ต่ำกว่าเช่น Na^{2+} หรือ H^{+} บนผิวของอนุภาคดินเหนียวจะทำให้ประจุไฟฟ้าบนผิวของอนุภาคดินเหนียวเกิดการเปลี่ยนแปลง นอกจากนี้ Ca^{2+} ยังทำให้ Electrolyte Content ของสารละลายเพิ่มสูงขึ้น มีผลทำให้โครงสร้างของดินเหนียวเกิดการจัดเรียงตัวใหม่เป็นโครงสร้างแบบกระเถาะมากขึ้น แต่ว่าโครงสร้างแบบกระเถาะนี้ยังมีความไวต่อน้ำมาก คือถ้าปริมาณน้ำเพิ่มขึ้น Electrolyte Content จะลดน้อยลงทำให้ Double Layers ขยายตัวมีแรงผลักสูง จนทำให้เกิดการ Deflocculate ได้ แต่เนื่องจาก Ca^{2+} ในสารละลายนั้นจะถูกดูดซึมโดยสารประกอบหลายชนิดแล้วจะทำปฏิกิริยาเกิดสารประกอบใหม่เป็นสารประกอบที่มีผลึกที่ชัดเจนของ Tetracalcium Aluminate Hydrate; C_4AH ($\text{C}=\text{CaO}$, $\text{A}=\text{Al}_2\text{O}_3$, $\text{H}=\text{H}_2\text{O}$) สารประกอบใหม่นี้จะเกิดที่จุดสัมผัสระหว่างขอบอนุภาคดินเหนียวอีกอนุภาคหนึ่งกับอนุภาคดินเหนียวอีกอนุภาคหนึ่งในโครงสร้างแบบกระเถาะ โดยสารประกอบใหม่นี้จะเป็นตัวประสานที่ทำให้โครงสร้างแบบกระเถาะมันคงขึ้น จึงมีผลทำให้คุณสมบัติทางด้าน Plasticity ของส่วนผสมระหว่างดินเหนียวกับปูนขาวเปลี่ยนแปลงไป

ค่าขีดจำกัดพลาสติก (Plastic Limit) ของดินเหนียวจะเพิ่มขึ้นทันทีที่ผสมปูนขาว และอัตราการเพิ่มขึ้นนี้จะเปลี่ยนไปโดยตรงกับปริมาณปูนขาวที่ใช้ผสมจนถึงจุด ๆ หนึ่งที่เรียกว่าจุด Lime Fixation Point ซึ่งเมื่อผสมปูนขาวในปริมาณที่มากกว่าจุดนี้ไปค่าขีดจำกัดพลาสติกจะไม่เพิ่มขึ้น หรือเพิ่มขึ้นน้อยมาก

ส่วนค่าขีดจำกัดเหลว (Liquid Limit) นั้นมีค่าลดลงเมื่อปูนขาวปริมาณมากขึ้น แต่ในดินบางชนิด เช่น ดินประเภทคาโอริไนท์ ค่าขีดจำกัดเหลว จะเพิ่มขึ้นมากเมื่อผสมปูนขาวในปริมาณที่มากขึ้น ดังนั้นจึงพอสรุปได้ว่า เมื่อเพิ่มปริมาณปูนขาวแล้วค่าขีดจำกัดเหนียวจะลดลงในดินเหนียวที่มีค่า Plasticity สูง แต่ในดินที่มีค่า Plasticity ต่ำ ขีดจำกัดเหลวจะเพิ่มขึ้น ค่าขีดจำกัด

เหลวของดินเหนียวจะมีความไวมากกับชนิดของประจุมากกว่าขีดจำกัดพลาสติก ไม่ว่าค่าขีดจำกัดเหลวจะเพิ่มขึ้นหรือลดลง เมื่อได้เพิ่มปริมาณปูนขาวค่าขีดจำกัดพลาสติกที่เพิ่มขึ้นจะทำให้ค่าดัชนีพลาสติก (Plasticity Index) ของดินที่มีค่า Plasticity สูงจะลดลง 50-80 % เมื่อผสมปูนขาวเข้าไป แต่ในดินบางชนิดที่มีค่า Plasticity ต่ำ เมื่อเพิ่มปริมาณปูนขาวเข้าไปกลับทำให้ค่าดัชนีพลาสติกเพิ่มขึ้นเล็กน้อย

การเปลี่ยนแปลงดัชนีพลาสติกจะขึ้นกับระยะเวลาในการทำปฏิกิริยาระหว่างดินเหนียวกับปูนขาว โดยการเปลี่ยนแปลงจะเกิดขึ้นมากในช่วงแรก ๆ ที่ผสมปูนขาว และการเปลี่ยนแปลงทางด้าน Plasticity จะเกิดขึ้นหมดภายใน 2-3 วัน ส่วนการเปลี่ยนแปลงค่าดัชนีพลาสติกเมื่อเวลาในการบ่มมาก ๆ ยังพบว่ามีบ้างแต่น้อยกว่าการเปลี่ยนแปลงในช่วงแรก โดยทั่วไปค่าดัชนีพลาสติกของปูนขาว Quicklime จะลดลงเร็วกว่า Hydrated Lime

2) การเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางการบดอัด

เมื่อนำปูนขาวมาผสมกับดินแล้วจะมีผลต่อคุณสมบัติทางการบดอัดของดิน กล่าวคือเมื่อปริมาณปูนขาวเพิ่มขึ้นค่าหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุด (Maximum Dry Density) จะลดลงในขณะที่ความชื้นที่เหมาะสม (Optimum Moisture Content) จะเพิ่มขึ้น (Hausmann, 1990) นอกจากนี้ Mateos (1964) ได้ศึกษาพบว่าเมื่อทิ้งดินที่ผสมปูนขาวแล้วไว้ 24 ชั่วโมง จึงมาทำการบดอัด จะทำให้มีความหนาแน่นแห้งสูงสุดที่ปริมาณความชื้นเหมาะสม 22.5 % แต่ถ้าผสมเสร็จแล้วบดอัดทันทีจะทำให้ค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุดที่ปริมาณความชื้นเหมาะสม 20 % จากผลดังกล่าวพอสรุปได้ว่าผลของความล่าช้าในการบดอัดทำให้ค่าปริมาณความชื้นที่ OMC เพิ่มขึ้น และความล่าช้าในการผสมยังส่งผลให้ความหนาแน่นแห้งสูงสุดของดินลดลงด้วย

3) การเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางการกำลัง

โดยทั่วไปดินทุกชนิดเมื่อนำมาผสมกับปูนขาว จะเกิดปฏิกิริยาที่ทำให้ส่วนผสมระหว่างดินกับปูนขาวมีความแข็งแรงขึ้น ส่วนจะมากหรือน้อยนั้นขึ้นอยู่กับชนิดของดินและปริมาณปูนขาวที่ผสม

Herrin and Mitchell (1961) พบว่ากำลังรับแรงของส่วนผสมระหว่างดินกับ ปูนขาวจะเพิ่มขึ้นเมื่อปริมาณปูนขาวที่ผสมเพิ่มขึ้น ในกรณีที่มีลักษณะและระยะเวลาในการบ่มตัว เหมือนกันจะมีค่า Optimum Lime Content ซึ่งทำให้ค่ากำลังรับแรงของส่วนผสมระหว่างดินกับ ปูนขาวมีค่าสูงที่สุด (Pietsch and Davison, 1962) ถ้ามีปริมาณปูนขาวมากกว่าค่า Optimum Lime Content จะมีผลทำให้ค่ากำลังรับแรงของดินผสมปูนขาวลดลง (Eades and Davison, 1962) แต่อย่างไรก็ตาม Siu mun (1971) กล่าวว่าค่า Optimum Lime Content สำหรับกำลังรับแรงนั้น จะขึ้นอยู่กับชนิดของดินและระยะเวลาในการบ่ม

4) การเปลี่ยนแปลงขนาดของเม็ดดิน

Herrin and Mitchell (1961) พบว่าเมื่อผสมปูนขาวกับดินเนื้อละเอียด เม็ดดินจะทำปฏิกิริยา Flocculation และ Agglomeration ซึ่งจะเป็นผลทำให้เม็ดดินมีขนาดใหญ่ขึ้น การเกิดปฏิกิริยา Agglomeration จะมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับชนิดของดินเป็นสำคัญ ดินที่มีขนาดเม็ด ละเอียดจะเปลี่ยนแปลงขนาดเม็ดดินมากกว่าดินที่มีขนาดเม็ดใหญ่ และโดยทั่วไปดินที่มี Plasticity สูง มีแนวโน้มที่จะเกิดปฏิกิริยา Agglomeration มากกว่าดินที่มี Plasticity ต่ำ ปฏิกิริยานี้จะเป็นเหตุผลหนึ่ง ที่ชี้ให้เห็นว่าปูนขาวเหมาะสมที่จะใช้ปรับปรุงคุณภาพดินที่มีค่า Plasticity สูงถึงปานกลางมากกว่า ดินที่มี Plasticity ต่ำ ปริมาณปูนขาวที่ใช้ผสมก็จะมีผลกับการเกิดปฏิกิริยา Agglomeration ของดิน คือถ้าปริมาณปูนขาวที่ผสมยิ่งมาก การเกิดปฏิกิริยา Agglomeration ก็จะมีสูงขึ้น

5) การเปลี่ยนแปลงปริมาตร

เมื่อนำปูนขาวมาผสมกับดินจะมีผลทำให้ปริมาณของส่วนผสมระหว่างดิน กับปูนขาวเกิดการเปลี่ยนแปลง คือปริมาตรจะลดลง โดยเมื่อปริมาณปูนขาวที่ผสมลงไปดิน เพิ่มขึ้น จะทำให้ปริมาตรของส่วนผสมลดลงจนถึงค่าหนึ่ง เมื่อเพิ่มปริมาณปูนขาวสูงกว่าค่านี้แล้ว ก็จะทำให้ปริมาตรลดลงอีกเล็กน้อย ปูนขาวจะมีผลสำคัญที่ทำให้ส่วนผสมมีความคงตัวมี การเปลี่ยนแปลงปริมาตรและการพองตัวเล็กน้อย

4.3.5 การนำปูนขาวมาใช้ปรับปรุงคุณภาพดิน

1) ด้านกำลังของดินผสมปูนขาว

ธีระชาติ และ ฤทธิ์ชาร์ด (2533) จากการนำดินเหนียวเขต (MH or A-7-5) ในภาคเหนือมาปรับปรุงโดยใช้ Quicklime พบว่าปริมาณปูนขาวที่ให้ค่า UCS สูงสุดคือ 4 % โดยน้ำหนักดินแห้ง และค่า CBR เพิ่มขึ้นตามอายุการบ่ม ส่วนอายุการบ่มมากกว่า 14 วันค่า UCS จะเปลี่ยนแปลงอย่างเห็นได้ชัด แต่ค่า CBR เพิ่มขึ้นอย่างสม่ำเสมอ ดังนั้นการกำหนดคุณภาพวัสดุประเภทนี้ควรยึดค่า CBR เป็นหลัก โดยเมื่อผสมปูนขาว 2-6% ของน้ำหนักพบว่ากราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า UCS กับค่า Unsoaked CBR มีแนวโน้มเป็นพาราโบลาคว่ำ (ฤทธิ์ชาร์ด, 2532)

ชนิดาวรรณ และ ธีรเชษฐ์ (2530) ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับการปรับปรุงคุณสมบัติดินด้วยปูนขาวโดยผสมในปริมาณ 1- 12 % ของน้ำหนักดินแห้ง พบว่าค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุดลดลง และค่า UCS เพิ่มขึ้นจนถึงปริมาณปูนขาว 7 % เมื่อเพิ่มปริมาณปูนมากขึ้นค่า UCS ก็จะไม่เพิ่มขึ้นแล้ว

Hausmann (1990) ได้ศึกษาพบว่าเมื่อเพิ่มปริมาณปูนขาวเข้าไปผสมกับดิน ก็จะทำให้ดินมีกำลังสูงขึ้นแต่อัตราการเพิ่มกำลังช้ากว่าดินผสมซีเมนต์ สำหรับการเพิ่มกำลังขึ้นอยู่กับขนาดและความสูงของแท่งตัวอย่าง ความหนาแน่นในการบดอัด ปริมาณความชื้น ระยะเวลาการบ่ม อุณหภูมิ และความชื้นสัมพัทธ์ในระหว่างการบ่มตลอดจนชนิดและปริมาณปูนขาวที่ใช้ ด้วย การศึกษาโดยทั่วไปเมื่อผสมปูนขาวจะทำให้กำลังของดินเพิ่มสูงขึ้นแต่ก็ยังต้องขึ้นอยู่กับชนิดของดินด้วย (Leondards, 1967)

Balasubramaniam (1989) ได้ปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวกรุงเทพฯ ด้วยปูนขาวประเภท Quicklime พบว่าที่ปริมาณปูนขาว 5 % จะทำให้รับแรงอัดหลังจากการ Consolidation จาก 7 t/m^2 ไปเป็น 22 t/m^2 และค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำเพิ่มขึ้น 10-40 เท่า เมื่อนำไปทดสอบ Triaxial ทำให้ค่า ϕ และค่า c เพิ่มขึ้นซึ่งให้กำลังเพิ่มขึ้น 4-5 เท่าเมื่อเทียบกับดินที่ไม่ปรับปรุง

Uppal (1971) ได้ทดสอบความล่าช้าในการบดอัดดินผสมปูนขาวที่มีต่อค่า UCS และค่า CBR โดยปรับปรุง Silty Loam Soil ด้วย Quicklime ในปริมาณ 1-5 % ของน้ำหนักดินแห้ง โดยศึกษาระยะเวลาบดอัดล่าช้า 2-96 ชั่วโมง พบว่าความล่าช้าในการบดอัด 2 ชั่วโมง จะทำให้ค่ากำลังลดลงน้อยที่สุด และความล่าช้ามากกว่า 48 ชั่วโมงทำให้ค่า CBR ลดลง

2) ด้านปริมาณปูนขาวที่เหมาะสม

มนตรี (2546) ดินที่ใช้ในการศึกษาเป็นดินก้ำแพงแสน (CL) เมื่อนำมาผสมกับปูนขาวที่ปริมาณต่างๆพบว่า ที่ปริมาณปูนขาว 4 % โดยน้ำหนักดินแห้งทำให้ ค่า LL และ PL ต่ำกว่าดินที่ไม่ผสมแต่เมื่อปริมาณปูนขาวเพิ่มขึ้นค่าดังกล่าวจะเพิ่มตามปริมาณปูนขาว แต่ค่า PI จะมีค่าสูงสุดที่ปริมาณปูนขาว 4 % โดยน้ำหนักดินแห้งเมื่อปริมาณปูนขาวเพิ่มขึ้นค่า PI ก็จะลดลง

บุญเทพ (2539) ได้กล่าวว่าปูนขาวเหมาะกับการผสมดินเหนียวมากกว่าดินทราย และเหมาะกับพื้นที่ที่มีอากาศร้อน ปกติดินเม็ดหยาบใช้ปูนขาว 3-7 % โดยน้ำหนักดินแห้ง และดินเม็ดละเอียดใช้ปูนขาว 5-10 % โดยน้ำหนักดินแห้ง (Selig and Waters, 1994)

Arunyanak (1977) ได้ศึกษาด้านความแข็งแรงและความคงทนของดินหนองงูเห่าซึ่งเป็นดิน CH เมื่อผสมด้วยปูนขาว พบว่าที่ปริมาณปูนขาว 6 % โดยน้ำหนักจะทำให้ดินมีค่า PI ลดลงมากที่สุด

เกษม และคณะ (2531) ได้ศึกษาวิจัยโดยปรับปรุงดินเหนียวด้วย Hydrated Lime พบว่าค่า LL และค่า PI ของดินลดลงอย่างเห็นได้ชัดเมื่อผสมปูนขาว 5% บ่ม 14 วัน ส่วนค่า PL, ค่ากำลังของดิน และค่า CBR จะเพิ่มขึ้นหลังจากบ่ม 14 วันขึ้นไปและยังสรุปว่าควรใช้ปูนขาวผสมที่ 5% เหมาะสมที่สุดเนื่องจากประหยัดและ Workability สูง ซึ่งการนำไปใช้งานถนนได้สรุปความเหมาะสมของดินเมื่อปรับปรุงแล้วได้ดังนี้

- ผสมปูนขาว 5% บ่ม 7 วัน ให้ค่า CBR 10 % เหมาะใช้เป็นวัสดุตัดเลือก
- ผสมปูนขาว 7% บ่ม 30 วัน ให้ค่า CBR 25 % เหมาะใช้เป็นวัสดุรองพื้นทาง
- ผสมปูนขาว 9% บ่ม 30 วัน ให้ค่า CBR 42 % เหมาะใช้เป็นวัสดุชั้นพื้นทาง

ภาณุวัฒน์ และ สำราญ (2547) ได้นำดินเหนียวมาผสมปูนขาวในปริมาณต่าง ๆ พบว่าค่า G_s มีแนวโน้มลดลง และที่ปริมาณปูนขาว 5 % ทำให้ค่าความหนาแน่นแห้งและค่า CBR ลดลง และจะเพิ่มสูงขึ้นอีกเมื่อเพิ่มปริมาณปูนขาว ส่วนค่าการบวมตัวจะลดลงเมื่อเพิ่มปริมาณปูนขาว และค่า UCS จะลดลงจนถึงปริมาณปูนขาว 10 % เมื่อเพิ่มปริมาณขึ้นก็จะเพิ่มตามจนมีค่าสูงสุดที่ 15 %

Kazuhiko et al. (1989) ได้ทำการปรับปรุง Residual Soil ที่เป็นดินทรายด้วยปูนขาว Hydrated Lime ทำให้ดินมีค่า ϕ ที่สูงขึ้น พบว่าผสมปูนขาวที่ 5% จะให้ค่ากำลังสูงสุดในการปรับปรุง Residual Soil ด้วยปูนขาวจะให้กำลังสูงเมื่อใช้ปูนขาวในปริมาณที่พอเหมาะ

Takemitsu et al. (1989) กล่าวว่าจากการศึกษาวิจัยโดยปรับปรุงดินด้วยการฉีดพ่น Iron Salt และปูนขาวลงไปใน Slope ที่เป็นทรายพบว่า อัตราส่วนที่เหมาะสมคือ 7:3 ทำให้ค่า ϕ ของทรายเพิ่มขึ้นทำให้ดินมีกำลังเพิ่มขึ้น ทั้งนี้เนื่องจากปฏิกิริยา Oxidized ของ Iron Salt และปูนขาวเป็นเจลเคลือบระหว่างอนุภาคเม็ดดิน

Ramaswamy and Aziz (1982) ได้ศึกษาวิจัยโดยปรับปรุงดิน Silty Clay, Peat Clay และ Marine Clay ปริมาณปูนขาวที่เหมาะสมคือ 6-8% โดยน้ำหนัก ทำให้กำลังเพิ่มขึ้นช่วยให้การทำงานง่าย ค่า c และค่า ϕ เพิ่มขึ้น แต่ลดปริมาณความชื้นและค่า PI ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับสิ่งที่ต้องคำนึงถึง 2 อย่างคือ ขนาดผลของดินและเวลาในการบดอัด และยังกล่าวว่าดินที่เหมาะสมในการปรับปรุงด้วยปูนขาว ได้แก่ Clay Shale, Weathered Shale, Clay Loam และดินที่มีค่า Plasticity สูง ๆ

3) ด้านอิทธิพลต่าง ๆ ต่อคุณภาพดินผสมปูนขาว

ศุภกิจ (2543) อธิบายว่าการใช้ปูนขาวชนิด Hydrated Lime สามารถลดการกระจายตัวของดินได้ดีและทำงานได้สะดวกเนื่องจากปฏิกิริยาเคมีระหว่างดิน น้ำ และปูนขาวเกิดขึ้นต่อเนื่องอย่างช้า ๆ เมื่อผสมในสัดส่วนที่เหมาะสมแล้วบดอัด โดยอาศัยหลักการแลกเปลี่ยนประจุไฟฟ้าแคลเซียมไอออนจากปูนขาวจะแทนที่โซเดียมไอออนบนพื้นผิวดินเหนียว ปูนขาวจะทำให้ให้น้ำในดินมีความเป็นกรดต่ำและมีความเข้มข้นของประจุไฟฟ้าเพิ่มขึ้น ซึ่งเป็นผลดีต่อการจับตัวกันและทำให้ชั้นประจุบวกที่ห่อหุ้มอนุภาคดินหดรัดตัวเข้าทำให้แรงผลักระหว่างอนุภาคดินลดลง

ผลการแลกเปลี่ยนประจุไฟฟ้าทำให้อนุภาคเม็ดดินเล็กๆจับตัวกันเป็นก้อน ทำให้มีการกระจายตัวน้อยลงหรือไม่กระจายตัวเลยทั้งนี้ขึ้นอยู่กับปริมาณปูนขาวที่เติมอย่างเหมาะสม ในช่วง Pozzolanic Reaction จะยาวนานขึ้นดินจับตัวกันดีขึ้นทำให้กำลังสูงขึ้นโดยปริมาณปูนขาว Hydrated Lime ที่เหมาะสมคือ 1-2 % โดยน้ำหนักดินแห้ง ซึ่งเหมาะกับการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียว (CL) ที่มีการกระจายตัวระดับปานกลางและรุนแรง โดยพบว่าตัวอย่างที่บดอัดทันทีหลังผสมจะให้คุณสมบัติดีกว่าที่บ่ม 4 วันหลังผสมจึงบดอัด ซึ่งคุณสมบัติที่ดีขึ้นคือ ค่า PI ลดลงมากกว่า มีกำลังสูงกว่า 2.5-3 เท่า มีค่าความชื้นน้ำน้อยกว่า มีค่าหน่วยน้ำหนักแห้งลดลง และค่า OMC เพิ่มขึ้น (สันติ, 2540) และจากการศึกษาวิจัยเกี่ยวกับปริมาณปูนขาวกับความหนาแน่นแห้งของดินลูกรังในประเทศไทย พบว่าเมื่อใช้ปริมาณปูนขาวมากขึ้นค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุดจะลดลงแต่ค่าปริมาณความชื้นที่ OMC จะเพิ่มขึ้นเช่นเดียวกับการศึกษาดินชนิดอื่น (Woo, 1971)

Davidson et al. (1961) พบว่าดินเหนียวที่มี Montmorillonite และ Kaolinite เมื่อผสมกับปูนขาวจะได้ความแข็งแรงดีกว่าดินเหนียวที่มี Illite และ Chlorite สำหรับ Halloysite เมื่อผสมปูนขาวแล้วจะให้ความแข็งแรงต่ำสุด และดินที่มี Montmorillonite > 15 % ของขนาดเม็ดดิน 2 ไมครอน จึงเหมาะในการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนขาว ซึ่งการผสมปูนขาวประเภท Quicklime ลงในดินที่มี Montmorillonite เป็นแร่ประกอบหลัก พบว่าในช่วงแรกทำให้ค่า LL ลดลง ค่า SL เพิ่มขึ้น ค่าความหนาแน่นแห้งลดลง และปริมาณความชื้น OMC เพิ่มขึ้น เมื่อระยะเวลาบ่มมากขึ้นจะมีอิทธิพลต่อคุณสมบัติของดิน คือ จะทำให้ค่า LL และ SL เพิ่มขึ้นและความหนาแน่นแห้งกับค่าปริมาณความชื้น OMC ลดลงตามเวลาการบ่มที่เพิ่มขึ้น (Prakash et al., 1989)

Broms and Boman (1975) ได้รายงานว่าการผสมดินเหนียวเหลวกับปูนขาวประเภท Quicklime โดยใช้ปูนขาว 10-20 % ของน้ำหนักดินแห้ง พบว่าอุณหภูมิจะเพิ่มขึ้นจนถึงจุดเดือดได้ และจะทำให้ปริมาณน้ำในมวลดินลดลงประมาณ 1 % ต่อปริมาณปูนขาวที่เติม 1 % ของน้ำหนักดินแห้ง (Bengt and Broms, 1980) และนอกจากนี้ Bunnag (1964) ยังพบว่าเมื่อผสมปูนขาว 5% โดยน้ำหนักดินแห้งจึงจะทำให้ลดอัตราการบวมตัวของดินลงได้ 80 % ดังนั้นดินที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยปูนขาวนั้นเป็นดินที่มีปริมาณความชื้นสูง จะให้ผลดีในแง่การแลกเปลี่ยนประจุไฟฟ้า ซึ่งจะเกิดขึ้นได้ดี และส่งผลถึงกำลังของดินที่ดีขึ้นด้วย (Hohei and Seishi, 1989)

Boardman et al. (2004) ได้ศึกษาการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนขาว พบว่ากำลังรับแรงของดินเพิ่มขึ้นทั้งในช่วงระยะสั้น (7 วัน) และช่วงระยะยาว (175 วัน) ซึ่งในช่วงระยะสั้นการพัฒนาำลังของดินเกิดจากการทำปฏิกิริยาของ Clay Mineral และช่วงระยะยาวผลที่ทำให้กำลังของดินเพิ่มขึ้นนั้นเนื่องจากการทำปฏิกิริยา Pozzolanic Reaction ทำได้สมบูรณ์

5. ลักษณะโครงสร้างทางรถไฟ

5.1 โครงสร้างและวัสดุสำหรับก่อสร้างคันทางรถไฟ

5.1.1 รายการมาตรฐานสำหรับงานก่อสร้างพื้นทางรถไฟ

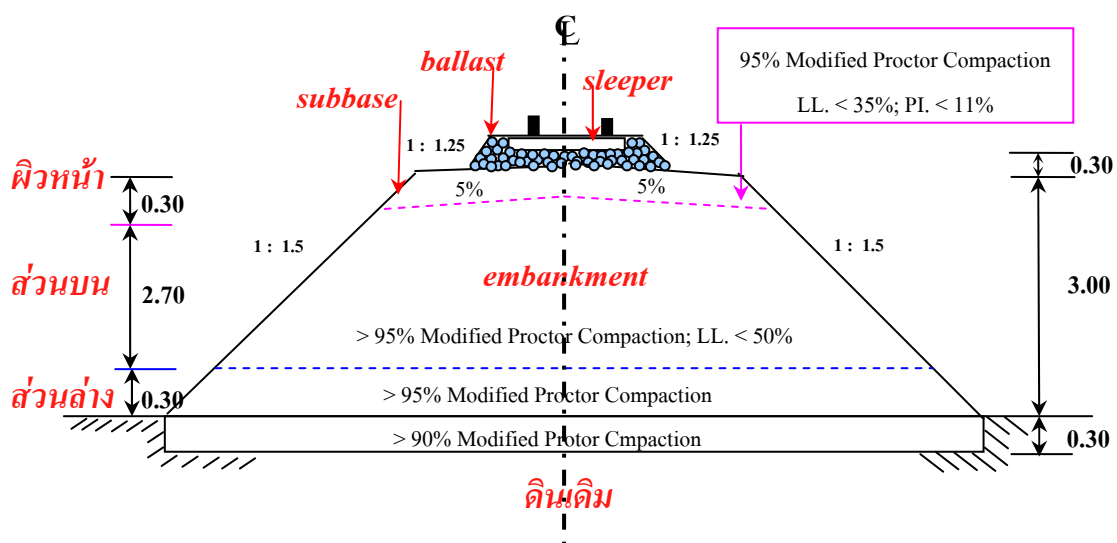
1) นิยาม (Definition)

พื้นทางถม ซึ่งเป็นคันดินถมโดยชนิดดินที่เหมาะสมในการใช้ก่อสร้างคันดินทางรถไฟนั้นจำแนกโดยระบบ AASHTO ควรเป็นดินกลุ่ม A-1, A-2-4, A-2-5 และ A-3 หรือจำแนกตามระบบ USCS เป็นดิน GW, GP, GM, SW, SM และ SP ซึ่งพื้นทางถมเป็นคันดินทางรถไฟ ดังแสดงไว้ในภาพที่ 15 ประกอบด้วย

ผิวหน้าของพื้นทาง หมายถึง ส่วนของพื้นทางตั้งแต่ระดับหลังถนน (Formation Level) ถึงระดับ 30 เซนติเมตร ต่ำกว่าระดับหลังถนน

ส่วนบนของพื้นทาง หมายถึง ส่วนของพื้นทางตั้งแต่ระดับ 30 เซนติเมตร ต่ำกว่าระดับหลังถนนถึงระดับ 300 เซนติเมตรต่ำกว่าระดับหลังถนน ถ้าเป็นทางถมที่สูงไม่เกิน 300 เซนติเมตร ส่วนบนของพื้นทาง หมายถึง ส่วนของพื้นทางตั้งแต่ระดับ 30 เซนติเมตรต่ำกว่าระดับหลังถนนถึงระดับดินเดิม

ส่วนล่างของพื้นทาง หมายถึง ส่วนของพื้นทางตั้งแต่ระดับ 300 เซนติเมตร ต่ำกว่าระดับหลังถนนถึงระดับดินเดิม (Natural Ground) สำหรับทางตัด ส่วนล่างของพื้นทาง หมายถึง ส่วนของพื้นทางตั้งแต่ระดับ 30 เซนติเมตรต่ำกว่าระดับหลังถนนลงไป



ภาพที่ 15 คันทางรถไฟสำหรับทางถม

ที่มา: ฝ่ายก่อสร้าง การรถไฟแห่งประเทศไทย (2515)

2) พื้นทางสำหรับทางถม

ผิวหน้าของพื้นทาง ต้องใช้ดินที่มีคุณสมบัติดังต่อไปนี้

- ขนาดของเม็ดดินจะต้องมีขนาดดังตารางที่ 6
- Liquid Limit ไม่เกินกว่า 35% หรือตามที่ระบุในแบบ
- Plasticity Index ไม่เกินกว่า 11% หรือตามที่ระบุในแบบ
- Percentage of Wear ไม่มากกว่า 60% หรือตามที่ระบุในแบบ
- ในการก่อสร้างต้องบดอัดแน่น (Compact) ไม่น้อยกว่า 95 % ของ

Modified Proctor Compaction

ตารางที่ 6 ขนาดของเม็ดดินโดยน้ำหนักที่จะใช้ก่อสร้าง

ขนาดตะแกรง	เปอร์เซ็นต์ผ่านโดยน้ำหนัก				
มาตรฐาน	GRADING				
AASHTO	A	B	C	D	E
2 นิ้ว	100	100	-	-	-
1 นิ้ว	-	79-95	100	100	100
3/8 นิ้ว	30-65	40-75	50-85	60-100	-
No.4	25-55	30-60	35-65	50-85	55-100
No.10	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100
No.40	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50
No.200	2-8	5-20	5-15	5-20	6-20

ที่มา: ฝ่ายก่อสร้าง การรถไฟแห่งประเทศไทย (2515)

ส่วนบนของพื้นทาง ต้องใช้ดินที่มีคุณสมบัติดังต่อไปนี้

- ส่วนของดินที่อยู่ใต้ผิวหน้าของพื้นทางหนา 30 เซนติเมตร ต้องมี Liquid Limit ไม่เกิน 50 %

- ในการก่อสร้างทั่วไป ต้องบดอัดแน่นไม่น้อยกว่า 95 % ของ Modified Proctor Compaction

ส่วนล่างของพื้นทาง ต้องบดอัดแน่นไม่น้อยกว่า 95 % ของ Modified Proctor Compaction

3) ดินเดิม

- ดินเดิมจะต้องมีความแข็งแรงเพียงพอที่จะรับน้ำหนักคงที่ (Dead Load) ของพื้นทาง และน้ำหนักจร (Live Load) ถ้ามีข้อสงสัยควรจะต้องทำการสำรวจและวิจัยก่อนที่จะลงมือก่อสร้าง
- ดินไม้ หญ้า และวัชพืชต่าง ๆ หรือผิวดินที่มีสารอินทรีย์สูงบนดินเดิม บริเวณคันทางถม ต้องขุดแล้วเก็บออกให้หมดเสียก่อนที่จะทำการบดอัดแน่น
- ให้ไถพรวนดินเดิมพื้นคันทาง ซึ่งได้ขุดตัดดินไม้ หญ้า วัชพืช ออกแล้ว ลึกลงไปอีกไม่น้อยกว่า 30 เซนติเมตร เก็บเศษรากไม้ออกให้หมดก่อนแล้วจึงบดอัดแน่นให้ได้ ไม่น้อยกว่า 90 % ของ Modified Proctor Compaction
- ถ้าดินเดิมไม่แข็งแรงพอให้เปลี่ยนดินเดิมโดยการขุดออกแล้วใช้ดินที่มี คุณสมบัติเหมาะสมใส่แทนที่หรืออาจจะทำโดยการเสริมความแข็งแรงของดินเดิมหรือดำเนินการตามที่ระบุในแบบ
- ลาดข้างทาง ขึ้นอยู่กับความแข็งแรงของพื้นดินเดิมลักษณะและคุณสมบัติของดินถมคันทางโดยทั่วไปต้องไม่ชันกว่า 1:1.5 (Vertical: Horizontal) ทั้งนี้สุดแต่ผลการทดสอบของดินแต่ละแห่ง
- บ่อขังดิน ถ้าจำเป็นจะต้องขุดดินข้างทางเป็นบ่อขังดินให้ขุดห่างจากดินลาดข้างทางไม่น้อยกว่า 10 เมตร ไม่ลึกกว่า 1 เมตร บ่อขังดินด้านซิดเซตที่ติดต่อกับที่ดินเอกชน ควรขุดให้ห่างแนวเขตที่ดินไม่น้อยกว่า 2 เมตร

4) การทดสอบดินทางปฐพีกลศาสตร์

การทดสอบในห้องทดลอง ดินจากแหล่งดินและจากที่เก็บกองก่อนทำการก่อสร้างจะต้องทำการทดสอบก่อนดังตารางที่ 7 ต่อไปนี้

ตารางที่ 7 การทดสอบดินทางปฐพีกลศาสตร์ในห้องปฏิบัติการ

ชนิดของการทดสอบ	ความต้องการทดสอบต่ำสุด	หมายเหตุ
Gradation, Atterberg's Limit and C.B.R.	ทดสอบอย่างน้อย 1 ตัวอย่าง ต่อดินที่จะนำมาใช้ 500 ลบม.	เพื่อการพิจารณาเลือกใช้วัสดุให้เป็นไปตามรายการจำเพาะ
Modified Proctor Compaction	ทดสอบหา Dry Density and Moisture Content Curve อย่างน้อย 1 ตัวอย่าง ต่อดินที่จะนำมาใช้ 500 ลบม.	เพื่อนำไปใช้สำหรับควบคุมการก่อสร้าง
อื่นๆ	ตามแต่ความจำเป็น	

ที่มา: ฝ่ายก่อสร้าง การรถไฟแห่งประเทศไทย (2515)

การตรวจสอบที่หน้างานในระหว่างการก่อสร้างและต้องทำการตรวจสอบดังรายการต่อไปนี้ตามตารางที่ 8

ตารางที่ 8 การทดสอบดินทางปฐพีกลศาสตร์ในสนาม

ชนิดของการทดสอบ	ความต้องการทดสอบต่ำสุด	หมายเหตุ
การหาความแน่นของดินในสนาม (Field Density Test)	ตรวจสอบอย่างน้อย 2 จุด ทุกระยะทาง 50 เมตร (ทางเดียว) ในทางรถไฟที่ก่อสร้างใหม่หรือทุกระยะช่วงเสาโทรเลขในทางรถไฟปัจจุบันทุกๆ ชั้นของการบดอัดแน่น ตรวจสอบลึกประมาณ 15 ซม. จากผิวบนที่บดอัดแล้ว	เพื่อนำความแน่นแห่งที่หาได้จากการตรวจสอบในสนามมาเปรียบเทียบกับความแน่นแห่งในห้องปฏิบัติการ
อื่นๆ	ตามแต่ความจำเป็น	

ที่มา: ฝ่ายก่อสร้าง การรถไฟแห่งประเทศไทย (2515)

5.1.2 ชนิดของหินโรยทาง

หินโรยทางรถไฟต้องเป็นหิน Granite, Basalt, Andesite และ Quartzite ตามลำดับ ดังแสดงในภาพที่ 16



ภาพที่ 16 ชนิดของหินโรยทาง

ที่มา: University of Wisconsin-stout Department of physics (2006)

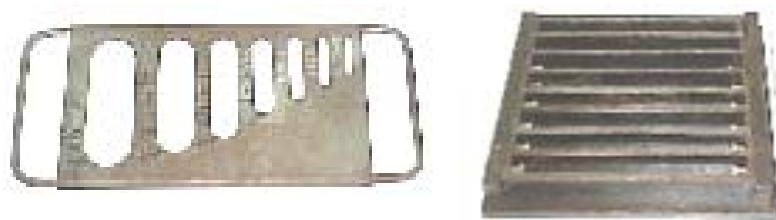
1) คุณภาพของหินโรยทาง

ต้องเป็นหินที่ได้มาจากการระเบิด และเนื้อหินต้องไม่ผุเป็นรูพรุน ไม่มีกาก หินดิน เศษไม้ หรือวัตถุอื่น ๆ เจือปน มีเปอร์เซ็นต์ความสึกหรอของหิน (Los Angeles Abrasion) ไม่เกิน 25 %

2) ขนาดของหินโรยทาง

หินโรยทางจะต้องมีขนาดผสมกัน โดยมีเปอร์เซ็นต์ โดยน้ำหนักผ่าน ตะแกรงรูสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด ดังนี้

ผ่านตะแกรงรูสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 60 มม.	100	เปอร์เซ็นต์
ผ่านตะแกรงรูสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 50 มม.	80-100	เปอร์เซ็นต์
ผ่านตะแกรงรูสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 40 มม.	25-70	เปอร์เซ็นต์
ผ่านตะแกรงรูสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 25 มม.	0-20	เปอร์เซ็นต์
ผ่านตะแกรงรูสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 20 มม.	0-5	เปอร์เซ็นต์



ภาพที่ 17 ตะแกรงคัดขนาดหินโรยทาง

ที่มา: University of Wisconsin-stout Department of physics (2006)

5.1.3 มาตรฐานหมอนรองรางรถไฟ

1) วัสดุที่ใช้ทำหมอนรองราง

หมอนรองรางที่ดีจะต้องมีคุณสมบัติยืดหยุ่นสามารถต้านทานแรงกระแทกได้ดีหมอนจะต้องมีความทนทาน อายุใช้งานต้องไม่สั้นเกินสมควร พื้นที่แผ่นน้ำหนักรต้องมามากพอ และแรงต้านทั้งตามยาวและตามขวางต้องสูง ซึ่งสามารถแบ่งตามวัสดุที่ใช้งานได้ดังนี้

หมอนไม้

ไม้หมอนที่ใช้แบ่งออกได้เป็น 2 ประเภทคือ ประเภทหมอนไม้เนื้อแข็ง ทั้งชนิดแข็งมากและแข็งปานกลาง และประเภทหมอนไม้เนื้ออ่อนดังภาพที่ 18 ขนาดของไม้หมอนที่ใช้กันโดยทั่วไปมีด้วยกัน 2 ลักษณะ คือ ประเภทที่หนาประมาณ 12.5 - 16 ซม. กว้าง 25 ซม. และประเภทที่หนาประมาณ 14-15 ซม. กว้าง 20 ซม. สำหรับความยาวนั้นในทางกว้างมาตรฐานใช้ยาว 2.60 ซม. ส่วนในทางขนาดกว้าง 1 ม. ใช้ยาว 1.80-1.90 ม. ขนาดที่ รฟท.ใช้เป็นมาตรฐานอยู่ในปัจจุบันนี้เป็นไม้เนื้อแข็งหนา 15 ซม. กว้าง 20 ซม. และยาว 1.90 ม. สำหรับไม้เนื้ออ่อนใช้ขนาดหนา 12.5 ซม. กว้าง 24 ซม. ยาว 1.90 ม. ตามปกติสำหรับสภาพการเดินรถของ รฟท. ในปัจจุบัน หมอนไม้เนื้อแข็งไม่อาบนํ้ายา มีอายุใช้งานประมาณ 8-12 ปี และหมอนไม้เนื้ออ่อนอาบนํ้ายา คาดว่าจะมีอายุใช้งานได้ถึง 12-15 ปี

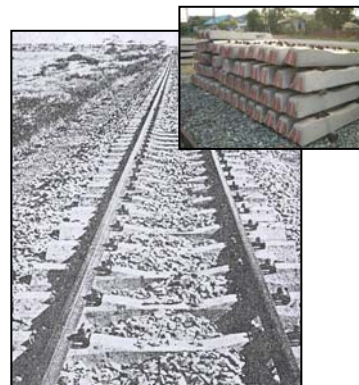
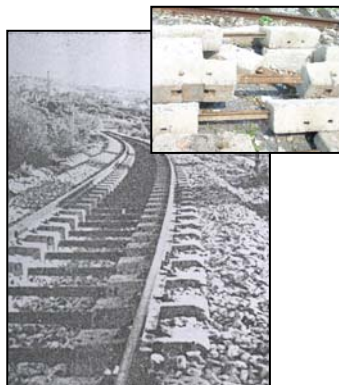
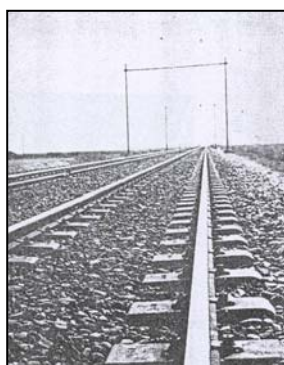


ภาพที่ 18 หมอนไม้

ที่มา: ช่างทางรถไฟ (2515)

หมอนคอนกรีต

การใช้หมอนคอนกรีตได้เริ่มมาตั้งแต่ระหว่างสงครามโลกครั้งที่ 2 ซึ่งเป็นผลสืบเนื่องมาจากการขาดแคลนไม้หมอน การผลิตหมอนคอนกรีตอัดแรงนั้นถือหลักเอาลวดเหล็กซึ่งใช้แทนเหล็กเสริมคอนกรีตธรรมดามาดึงด้วยเครื่องดึงให้ตึง เมื่อคอนกรีตแข็งตัวดีแล้วก็ปล่อยแรงที่ดึงลวดออก ลวดจะพยายามหดตัวกลับดังเดิม การหดตัวของลวดเหล่านี้นี้ก่อให้เกิดแรงอัดขึ้นในคอนกรีตซึ่งแรงอัดที่เกิดขึ้นนี้จะคำนวณให้เท่ากับแรงดึงที่เกิดขึ้นในคอนกรีตเมื่อหมอนคอนกรีตรับน้ำหนักเต็มที่ได้จากขบวนรถ ดังนั้นขนาดของหมอนคอนกรีตอัดแรงจึงไม่ใหญ่โตเหมือนคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดา ทำให้สะดวกในการผลิตและการใช้ ดังแสดงในภาพที่ 19 ในปัจจุบันการใช้หมอนคอนกรีตรองรางมีการยอมรับเป็นมาตรฐานโดยทั่วไปแล้ว ข้อดีของหมอนคอนกรีตนั้นก็คือมีความมั่นคงแข็งแรงและมีอายุการใช้งานได้นานกว่าหมอนไม้ไม่น้อยกว่า 2 เท่าด้วย



(ก) หมอนคอนกรีต
ชนิด 2 ท่อนกลบหินกลาง

(ข) หมอนคอนกรีต
ชนิด 2 ท่อนไม่กลบหินกลาง

(ค) หมอนคอนกรีตท่อนเดี่ยว

ภาพที่ 19 หมอนคอนกรีต

ที่มา: ช่างทางรถไฟ (2515)

ลักษณะของหมอนคอนกรีตที่ใช้กันในปัจจุบันแบ่งออกเป็น 2 จำพวกใหญ่ ๆ
ได้แก่

แบบท่อนยาวตามขวาง (Monolithic Transverse Type) เป็นท่อนยาวท่อนเดี่ยว
และส่วนใหญ่เป็นแบบคอนกรีตอัดแรง การผลิตมี 2 วิธี ได้แก่

แบบดึงเหล็กก่อนหล่อคอนกรีต (Pretensioning) โดยแบบนี้ทำได้ 2 วิธี

- วิธีการเอาลวด 20-22 เส้นมาดึงให้ตึงตามยาว ตั้งแบบหล่อหมอนเรียงต่อ ๆ
กันแล้วเทคอนกรีตเมื่อคอนกรีตแข็งตัวก็ตัดลวดระหว่างหมอนออกให้ลวดหดกลับ

- วิธีการเอาลวด 20-22 เส้นมาดึงให้ตึงตามแบบหล่อเป็นท่อน ๆ โดยการ
ขันสกรูแล้วหล่อคอนกรีตในแบบเมื่อคอนกรีตแข็งตัวก็คลายสกรูออกให้ลวดหดกลับ

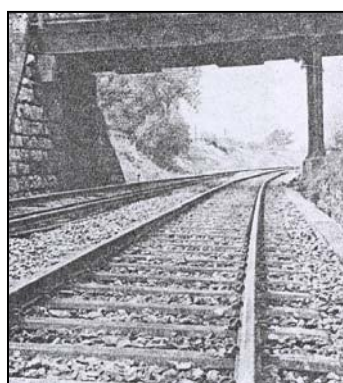
แบบดึงเหล็กหลังหล่อคอนกรีต (Post tensioning) โดยแบบนี้ตอนหล่อคอนกรีตตัวหมอนจะเว้นรูตามยาวไว้เมื่อคอนกรีตแข็งตัวแล้วจึงเอาเหล็กเสริมมาสอดเข้าไปในรูดึงด้วยแรงที่กำหนดจนสลักที่ปลายเหล็กเสริมให้แน่นแล้วอัดน้ำปูนเข้าไปให้เต็มรูที่เว้นไว้พอคอนกรีตแข็งตัวก็กลายสลักออกเหล็กจะกินตัวทำให้เกิดแรงอัดในหมอนคอนกรีต

แบบ 2 บล็อก (Isolated Block Type) เป็นบล็อกคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดารับแรงข้างละบล็อกต่อกันด้วยท่อนเหล็กตรงกลาง หมอนแบบนี้ออกแบบให้เป็นบล็อกเฉพาะส่วนที่อัดหินข้างละ 30-40 ซม.เท่านั้น ส่วนกลางใช้เหล็กยึดแทนโดยใช้เป็นเหล็ก T-bar หรือ ใช้เป็นแป้นเหล็ก หรือ ใช้เหล็กยึดซิกแซกแบบสลับฟันปลา ยึดระหว่างบล็อกคอนกรีต

นอกจากนี้ยังมีหมอนคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดาโดยใช้ซีเมนต์ผสมใยหิน แอสเบสทอสแทนคอนกรีตธรรมดา

หมอนเหล็กกล้า

หมอนเหล็กกล้าโดยทั่วไปมีคุณสมบัติคล้าย ๆ หมอนไม้ตรงที่ว่ามีความยืดหยุ่น และเหนียวสามารถต้านทานแรงกระแทกโดยตรงได้ดีเช่นกันซึ่งได้มีการนำมาใช้นานแล้วก่อนจะมีการใช้หมอนคอนกรีต ซึ่งผลิตโดยการเอาเหล็กแผ่นที่หนาประมาณ 1 ซม. มาเผาแล้วปั๊มให้ก่อเป็นรูปร่างดังภาพที่ 20 เพื่อให้แข็งแรงเหมือนกับคานเหล็กแล้วตัดที่ปลายทั้ง 2 ข้างให้กลมลงเครื่องยึดเหนี่ยวรางก็ตรึงติดกับแผ่นเหล็กโดยตรง หมอนเหล็กกล่ามีใช้อยู่ทั่วไปในหลายประเทศแต่สำหรับการรถไฟแห่งประเทศไทยนั้นยังไม่ดำริที่จะใช้หมอนชนิดนี้

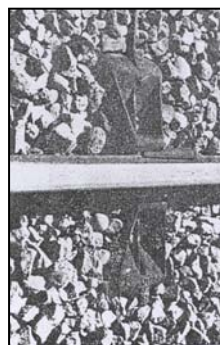


ภาพที่ 20 หมอนเหล็กกล้า

ที่มา: ช่างทางรถไฟ (2515)

หมอนเหล็กหล่อ

การใช้หมอนเหล็กหล่อก็เพราะเกี่ยวกับการขาดแคลนหมอนไม้ ลักษณะโดยทั่วไปของหมอนเหล็กหล่อทำเป็น 2 แท่นรองรับได้รางข้างละแท่นแล้วยึดกันด้วยเหล็กกล้า ดังภาพที่ 21 คล้ายแบบหมอนคอนกรีตแต่ผิดกันตรงที่แท่งเหล็กยึดถอดออกได้ เลื่อนได้ ไม่ฝังแน่นในบล็อกเหมือนหมอนคอนกรีต แท่งเหล็กหล่อมี 2 แบบ มีแบบคล้ายรูปขามเปลกว่า ส่วนอีกแบบหนึ่งทำเป็นแบบรองรับสะพานเหล็ก เครื่องยึดเหนี่ยวที่ใช้กับหมอนแบบนี้เป็นแบบลิ้มอัดตามยาวที่ฐานรางเท่านั้น



ภาพที่ 21 หมอนเหล็กหล่อ

ที่มา: ช่างทางรถไฟ (2515)

5.1.4 มาตรฐานรางรถไฟ

1) ขนาดรางรถไฟ

รางรถไฟที่ใช้ในประเทศไทยมีอายุการใช้งานของรางประมาณ 80-100 ปี แต่ทั้งนี้ต้องพิจารณาน้ำหนักที่ผ่านทางด้วย ถ้าน้ำหนักผ่านทางมาก อายุของรางก็จะสั้นลงเหลือประมาณ 40-50 ปีเท่านั้น โดยรางรถไฟที่ได้นำมาใช้ตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบันมีด้วยกัน 8 ขนาดดังนี้

ขนาด 35 ปอนด์

เป็นรางรถไฟที่ทำด้วยเหล็กหนัก 35 ปอนด์ต่อหลาใช้ในสมัยโบราณของบริษัทรถไฟแม็กกลองในเส้นทางสายแม็กกลอง ซึ่งจะรับน้ำหนักจากเพลาน้อยกว่า 10.5 ตัน รางขนาดนี้เป็นรางขนาดเล็กที่สุดและยกเลิกการใช้งานไปนานแล้ว

ขนาด 40 ปอนด์

เป็นรางรถไฟที่ทำด้วยเหล็กหนัก 40 ปอนด์ต่อหลา ใช้กับทางรถไฟสายใต้ในยุครถมรถไฟหลวง ซึ่งจะรับน้ำหนักจากเพลาน้อยกว่า 10.5 ตัน ปัจจุบันไม่มีการใช้งานแล้ว

ขนาด 50 ปอนด์

เป็นรางรถไฟที่ทำด้วยเหล็กหนัก 50 ปอนด์ต่อหลา ใช้แต่โบราณปัจจุบันยังมีเหลือบ้างบางช่วง สามารถรับน้ำหนักเพลได้ประมาณ 10.5 ตัน ซึ่งเป็นรางที่นำเข้ามาจากโรงเหล็กคาร์เนกี ที่พิตต์สเบิร์ก (เมืองเตาถลุงเหล็กของสหรัฐอเมริกา) ตั้งแต่ปี พ.ศ. 2464

ขนาด 60 ปอนด์

เป็นรางรถไฟที่ทำด้วยเหล็กหนัก 60 ปอนด์ต่อหลา ซึ่งจะใช้ในเส้นทางหลักก่อนเปลี่ยนใช้ราง 70 ปอนด์ ซึ่งรางขนาด 60 ปอนด์ได้สั่งเข้ามาจากเบลเยียม ตั้งแต่ปี พ.ศ. 2479 สามารถรับน้ำหนักจากเพลได้ประมาณ 10.5-15 ตัน

ขนาด 70 ปอนด์

เป็นรางรถไฟที่ทำด้วยเหล็กหนัก 70 ปอนด์ต่อหลาใช้กับสายหลักทั่วประเทศ รางขนาดนี้สั่งนำเข้าจากเบลเยียมในช่วงปี พ.ศ. 2479-2509 หลังจากนั้นในปี พ.ศ. 2509 เป็นต้นไป ก็จะสั่งนำเข้าจากนิปปอนสตีล ประเทศญี่ปุ่น และในปี พ.ศ. 2511 ได้สั่งรางขนาดนี้จากโรงเหล็ก รัฐเทนเนสซี สหรัฐอเมริกา มาใช้พื้นฟูรางสายตะวันออก รางขนาดนี้สามารถรับน้ำหนักจากเพลได้ประมาณ 15 ตัน

ขนาด 74-75 ปอนด์

เป็นรางรถไฟที่ทำด้วยเหล็กหนัก 74-75 ปอนด์ต่อหลา จะใช้ในช่วงเส้นทางสายใต้ซึ่งได้จากทางรถไฟสายมรณะที่ญี่ปุ่นรื้อเอามาจากสายมะละกาของ FMSR เพื่อวางรางให้ไปพม่าโดยรางขนาด 74 ปอนด์ต่อหลา ยาว 10 เมตร และรางขนาด 75 ปอนด์ต่อหลา ยาว 11.89, 12.00 เมตร ซึ่งรางขนาดนี้สามารถรับน้ำหนักจากเพลลาได้ประมาณ 15 ตัน

ขนาด 80 ปอนด์

เป็นรางรถไฟที่ทำด้วยเหล็กหนัก 80 ปอนด์ต่อหลา ซึ่งนำมาใช้ในช่วงเส้นทางสายใต้และทางอีสานบางสาย ซึ่งรางขนาดนี้ได้สั่งนำเข้าจากนิปปอนสตีล ประเทศญี่ปุ่น ในปี พ.ศ. 2509 และได้มีการผลิตเองในประเทศไทยเป็นครั้งแรกในปี พ.ศ. 2522 โดยบริษัทจีสตีล โรงงานมักกะสัน รางขนาดนี้สามารถรับน้ำหนักเพลลาได้ 17 ตัน

ขนาด 100 ปอนด์

เป็นรางรถไฟที่ทำจากเหล็กหนัก 100 ปอนด์ต่อหลา ดังแสดงในภาพที่ 22 โดยรางขนาดนี้ยังผลิตเองในไทยไม่ได้จึงสั่งนำเข้าจากอิตาลี โปแลนด์และญี่ปุ่น ซึ่งของญี่ปุ่นต้องสั่งขนาดราง 50 กิโลกรัมต่อเมตร ปัจจุบันใช้ทั่วประเทศในสายประธาน โดยสามารถรับน้ำหนักเพลลาได้ 20 ตัน



ภาพที่ 22 รางรถไฟที่ใช้ปัจจุบันเป็นราง 100 ปอนด์

ที่มา: รถไฟฟ้าไทยคอตคอม (2549)

2) ขนาดความกว้างของรางรถไฟ (Railway Gauge)

การกำหนดมิติความกว้างของรางรถไฟ (Track Gauge) จะวัดจากหัวรางด้านในข้างซ้ายถึงหัวรางด้านในข้างขวา ขนาดความกว้างของรางรถไฟที่มีใช้การอยู่ทั่วโลก ประกอบด้วยรางรถไฟแคบที่สุดคือรางเดี่ยว (Mono Rail) ไปจนถึงรางรถไฟกว้างที่สุดที่มีใช้กันคือขนาดความกว้าง 2.140 เมตร ในบรรดาขนาดความกว้างของรางต่าง ๆ นั้น จะมีรางรถไฟ 3 ขนาดที่มีใช้การอยู่มากที่สุดทั่วโลก และมีจำนวนประเทศที่ใช้รางขนาดนี้ใกล้เคียงกันซึ่งได้แก่

ขนาดความกว้าง 1.435 เมตร (4 ฟุต 8-1/2 นิ้ว)

มีจำนวนประเทศที่ใช้มากที่สุด เรียกมาตรฐานรางกว้างขนาดนี้ว่า European Standard Gauge บางครั้งก็เรียกอย่างย่อว่า Standard Gauge เป็นรางรถไฟที่กำหนดเป็นมาตรฐานของกลุ่มในประเทศยุโรป เพื่อช่วยให้การดำเนินรถถึงกันกระทำได้โดยสะดวก

ขนาดความกว้าง 1.067 เมตร (3 ฟุต 6 นิ้ว)

มีจำนวนประเทศที่ใช้มากเป็นลำดับที่สอง เรียกมาตรฐานรางกว้างขนาดนี้ว่า Caps Gauge มีใช้อยู่กระจัดกระจายทั่วโลก โดยเฉพาะประเทศที่เป็นเกาะในทวีปเอเชีย เข้าใจว่ารางกว้างขนาดนี้ได้ชื่อมาจากการนำไปใช้ในการสร้างทางรถไฟในสหภาพแอฟริกาใต้

ขนาดความกว้าง 1.000 เมตร (3 ฟุต 3-3/8 นิ้ว)

มีจำนวนประเทศที่ใช้มากเป็นลำดับที่สาม เรียกมาตรฐานรางกว้างนี้ว่า Meter Gauge ใช้อยู่ในกลุ่มประเทศเอเชียอาคเนย์ทั้งหมด บางประเทศในแอฟริกา อเมริกาใต้และทางรถไฟสายแยกในยุโรปบางประเทศ ทางรถไฟที่ใช้รางกว้างบางขนาดก็ยกเลิกใช้การไปแล้ว

3) การใช้ราง 1.000 เมตร กับ 1.435 เมตร ในประเทศไทย

การใช้ความกว้างรางรถไฟในสมัยก่อนจะใช้ความกว้างระหว่างราง 2 ข้าง 1.435 เมตรเพื่อป้องกันการล่าอาณานิคม โดยประเทศเพื่อนบ้านโดยรอบตกเป็นอาณานิคมของ ฝรั่งเศสและอังกฤษจะใช้ความกว้างรางเท่ากับ 1.000 เมตร แต่ในปัจจุบันทางกระทรวงคมนาคม อนุมัติให้เปลี่ยนเป็นใช้รางกว้าง 1.000 เมตร เนื่องจากสามารถทำให้รถไฟวิ่งด้วยความเร็วที่เพิ่มขึ้น และจะมีโครงการรถไฟความเร็วสูงเกิดขึ้นในอนาคตอันใกล้ด้วย แต่ทั้งนี้ต้องพิจารณาถึง องค์ประกอบอื่น ๆ อีกด้วย

การเปลี่ยนแปลงขนาดรางจาก 1.435 เมตร มาเป็น 1.000 เมตร ในเส้นทาง สายเหนือและสายตะวันออกเฉียงเหนือ รวมความยาว 1,000 กิโลเมตร ได้เสร็จเรียบร้อยในระยะเวลา 10 ปี โดยไม่เป็นอุปสรรคต่อการเดินรถ แรกทีเดียวทางรถไฟในประเทศไทย เป็นทางกว้างขนาด 1.435 เมตร ต่อมาได้มีการก่อสร้างเส้นทางสายใต้เป็นทางขนาด 1.000 เมตร การที่ทางรถไฟ มี 2 ขนาดนั้นทำให้เกิดความไม่สะดวก ล้อเลื่อนก็จะต้องมี 2 ขนาด สับเปลี่ยนกันไม่ได้ การลำเลียง ไปมาต้องใช้วิธีขนถ่าย โรงซ่อมรถก็ต้องแยกกัน พระบาทสมเด็จพระมงกุฎเกล้าเจ้าอยู่หัว รัชกาลที่ 6 จึงโปรดเกล้าให้รวม กรมรถไฟฯ ที่แยกออกเป็น 2 กรม คือกรมรถไฟสายเหนือและสายใต้ให้เป็น กรมเดียวกัน เรียกว่ากรมรถไฟหลวง เมื่อวันที่ 5 มิถุนายน พ.ศ. 2460 แล้วตัดสินใจพระทัย ในการแปลงทางรถไฟจาก 1.435 เมตร ให้เป็น 1.000 เมตร ปัจจุบันรางรถไฟที่ใช้จะเป็นราง ขนาด 100 ปอนด์/หลา จากเดิมที่เป็นรางขนาด 50 ปอนด์/หลา โดยในระยะหลัง ๆ ได้มีการเปลี่ยนเป็น 70 ปอนด์/หลา, 80 ปอนด์/หลา และ 100 ปอนด์/หลา ช่วยให้น้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้น และ วิ่งได้เร็วสูงสุด 90-120 กิโลเมตร/ชั่วโมง

4) เปรียบเทียบการใช้งานของรางกว้าง 1.000 เมตร กับรางกว้าง 1.435 เมตร

ด้านเทคนิค

ความเร็ว จากประสบการณ์ของรถไฟในต่างประเทศ ความเร็วสูงสุด สำหรับขบวนรถไฟที่วิ่งใช้งานบนรางกว้าง 1.000 เมตร (และ 1.067 เมตร) ในขณะนี้คือ 160-170 กม./ชม. (ประเทศสหภาพแอฟริกาได้เคยทำการทดลองวิ่งถึง 250 กม./ชม. แต่ไม่สามารถหาข้อมูล ได้ว่ามีการนำมาวิ่งใช้งานในเชิงพาณิชย์หรือไม่) ดังนั้นหากประเทศไทยต้องการให้ขบวนรถของ

การรถไฟฯ วิ่งด้วยความเร็วสูงสุดไม่เกิน 160-170 กม./ชม. ก็อยู่ที่จะพัฒนารถไฟรางกว้าง 1.000 เมตร ซึ่งประหยัดเงินงบประมาณได้มากกว่าการเปลี่ยนความกว้างของราง

ปัญหาที่ขบวนรถไฟของการรถไฟฯ ยังวิ่งเร็วไม่ได้ในขณะนี้คือ ความมั่นคงของทางรถไฟ ความเหมาะสมในด้านสมรรถนะของล้อเลื่อน มีถนนตัดผ่านทางรถไฟมาก มีคนและสัตว์เลี้ยง ขึ้นมาบนทางรถไฟ (ไม่มีรั้วกั้น) และอาณัติสัญญาณสำหรับควบคุมการเดินรถ ไม่เหมาะกับการวิ่งความเร็วสูง ถ้าจะปรับปรุงสิ่งเหล่านี้ให้ขบวนรถไฟสามารถวิ่งได้เร็ว 160-170 กม./ชม. บนรางกว้างขนาด 1.000 เมตร คงจะสิ้นเปลืองค่าใช้จ่ายน้อยมากเมื่อเปรียบเทียบกับ การเปลี่ยนเป็นรางกว้าง 1.435 เมตร นอกจากนั้นหากเปลี่ยนเป็นรางกว้าง 1.435 เมตร แต่ไม่ได้ปรับปรุงแก้ไขปัญหาดังกล่าวข้างต้นก็ยังไม่ปลอดภัยที่จะวิ่งขบวนรถด้วยความเร็วสูงอยู่ดี

ความนุ่มนวล (Riding Comfort) การทรงตัวของรถที่วิ่งบนทางรถไฟที่ใช้ รางกว้าง 1.435 เมตร จะมีความนุ่มนวลดีกว่ารางกว้าง 1.000 เมตร อย่างแน่นอนเมื่อวิ่งที่ความเร็ว เท่ากัน แต่ไม่ได้แปลว่าการใช้รางกว้าง 1.000 เมตรไม่ปลอดภัยเพราะเมื่อจะเพิ่มความเร็วขบวนรถ ก็ต้องผ่านการรับรองจากวิศวกรอยู่แล้ว

ด้านการใช้สอย

ความกว้างของตัวรถไฟถูกกำหนดโดย เขตบรรทุก (Loading Gauge) ตัวรถ ของรฟท. ในปัจจุบันกว้าง 2.92 เมตร ตัวรถไฟความเร็วสูง (รางกว้าง 1.435 เมตร) กว้าง 3.38 เมตร ส่วนรถไฟฟ้ามหานคร กว้าง 3.2 เมตร รถไฟใต้ดินของ รฟม. กว้าง 3.12 เมตร (การเจาะอุโมงค์ ขนาดใหญ่มีค่าใช้จ่ายสูง) ดังนั้นพื้นที่ใช้สอยบนรถที่สร้างสำหรับรางกว้าง 1.435 เมตร จึงมากกว่า เพราะตัวรถมีขนาดกว้างกว่า อย่างไรก็ดี การที่ตัวรถมีขนาดกว้างกว่าอาจไม่ได้หมายความว่า ผู้ใช้มีความสะดวกสบายมากกว่า เพราะในช่วงชั่วโมงเร่งด่วนก็จะมีที่ให้คนโดยสารได้จำนวนมากขึ้น สามารถยืนเบียดเสียดกันบนรถไฟขนส่งมวลชน ถ้าเป็นรถทางไกลก็สามารถวางเก้าอี้ นั่งได้มากขึ้น จากแถวเรียงสี่อาจเป็นแถวเรียงห้า ฉะนั้นการที่ตัวรถกว้างขึ้น ท้ายที่สุดแล้วก็คือช่วยในระบบขนส่ง รถไฟทั้งระบบมีขีดความสามารถในการขนส่งสูงขึ้น แต่ผลดีนี้ก็ต้องนำไปเปรียบเทียบกับค่าใช้จ่าย

5) การเชื่อมหัวต่อรางรถไฟ

ทางรถไฟรางธรรมดา (Conventional track) คือทางรถไฟที่ประกอบด้วยรางมาตรฐานยาว 8 เมตร 9 เมตร 12 เมตร หรือ 18 เมตร วางเรียงต่อกันตามแนวยาว โดยใช้เหล็กประกับรางและสลักเกลียวขันหัวต่อรางให้แน่น เพื่อให้ขบวนรถวิ่งผ่านได้

ทางรถไฟรางเชื่อม (Welded rail track) หรือทางรถไฟธรรมดาที่ได้ทำการเชื่อมหัวต่อรางมาตรฐานให้ติดต่อกันเป็นเนื้อเดียวกัน เพื่อให้รางมีความยาวเพิ่มขึ้น เช่น 40 เมตร 72 เมตร หรือ 144 เมตร เป็นต้น ผลดีจากการเชื่อมหัวต่อราง

- ทำให้หัวต่อรางธรรมดาน้อย ประหยัดค่าใช้จ่ายในการบำรุงรักษาทางได้
- ขณะขบวนรถวิ่งผ่านบนทางรางเชื่อม ล้อรถไม่สะดุดหัวต่อราง ทำให้ไม่มี

เสียงดังรบกวน

- สามารถเพิ่มอัตราความเร็วของขบวนรถได้อีกมาก
- ล้อรถโดยสารและล้อรถจักรสีกหรือน้อยลง
- สามารถขยายเวลาซ่อมและบำรุงรักษาล้อเลื่อนได้
- สะดวกในการใช้เป็นตัวนำไฟฟ้าเกี่ยวกับสัญญาณเดินรถ

5.2 สาเหตุของการเกิดความเสื่อมโทรมของทางรถไฟ

สภาพทางรถไฟโดยทั่วไป แม้ว่าจะสร้างให้มีโครงสร้างที่แข็งแรงเพียงใดก็ตามแต่เมื่อใช้งานไปนาน ๆ ต้องรับน้ำหนักและความสั่นสะเทือนจากขบวนรถมากเข้า ๆ ระดับและแนวทางก็จะทรุดโทรมลง เนื่องจากความเสื่อมโทรมซึ่งมีสาเหตุเกิดจาก 4 กรณีคือ

1) การเสื่อมคุณสมบัติของวัสดุทาง (Track Material Failure) เช่น รางเป็นร่องลึก เครื่องยึดเหนี่ยวรางหลวม หมอนชำรุด เป็นต้น ทำให้จำเป็นต้องเปลี่ยนวัสดุทางหรือที่เรียกกันว่า Track Renewal

2) ความเสื่อมของหินโรยทาง (Ballast Failure) ซึ่งหินโรยทางถูกอัดจากน้ำหนักของขบวนรถและถูกอัดจากการอัดหินทำให้แตกเป็นผงซึ่งหินโรยทางก็จะสกปรกจับกันเป็นปึกเป็นเหตุให้ต้องทำความสะอาดหินหรือการเปลี่ยนหิน (Ballast Cleaning) ความเสื่อมดังกล่าวทำให้เกิดการสูญเสียความต้านทานทางขวาง รักษาแนวทางไว้ไม่อยู่ ต้องตัดแนวใหม่เสมอ ๆ

3) ความเสื่อมโทรมเนื่องจากถูกน้ำกัดเซาะ (Erosion Failure) เมื่อฝนตกน้ำซึมไปในพื้นทางที่เป็นโคลน (Cohesive Soil) ความสั่นสะเทือนจากรถไฟทำให้น้ำผสมกับดินเป็นน้ำโคลน และทะลักขึ้นมากลุมกับหินโรยทางทำให้หินจับกันเป็นปึก จึงต้องทำความสะอาดหิน

4) การสูญเสียความแข็งแรงของพื้นทาง (Strength Failure) เมื่อดินรับน้ำหนักไม่ไหว และเสียรูปก็ถูกดันขึ้นมาอุดที่หัวหมอนหรือที่บ่าถนนและทำให้ระดับทางทรุดต่ำลง พื้นทางกลายเป็นร่อง เป็นหลุม ก่อให้เกิดหลุมได้ทางทำให้น้ำขัง ถ้าเป็นทางโค้งดินมักอุดที่รางต่ำ การขุดหรือตัดดินอุดออกอาจทำให้ดินใต้ทางถูกดันขึ้นมาอีกและทำให้ต้องเสริมความมั่นคงพื้นทาง (Road Bed Stabilization)



ภาพที่ 23 สาเหตุการเสื่อมโทรมของคันทางรถไฟในเส้นทางภาคเหนือตอนล่าง

จากภาพที่ 23 เป็นสาเหตุต่าง ๆ ของเส้นทางรถไฟภาคเหนือตอนล่าง ซึ่งส่งผลให้เกิดความเสื่อมโทรมต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นกับทางดังกล่าวข้างต้นทำให้ต้องมีการบำรุงรักษาเพื่อให้สภาพทางมั่นคงปลอดภัยแก่การเดินรถที่วิ่งอยู่เป็นประจำ การบำรุงรักษาสภาพทางโดยทั่วไปดำเนินการเป็น 2 ลักษณะคือ งานเปลี่ยนวัสดุทาง (Track renewal) และงานบำรุงรักษาทาง (Track maintenance) ขอบเขตและปริมาณงาน ตลอดจนวิธีการปฏิบัติของงานทั้ง 2 ลักษณะ แตกต่างกันสุดแต่ชั้นของทาง มาตรฐานทางถาวรและมาตรฐานการบำรุงทางของแต่ละแห่ง

5.3 มาตรฐานการบำรุงรักษาทาง

ขบวนรถที่วิ่งไปมาด้วยความเร็วบนทางนั้น ถ้าความเร็วยิ่งสูงขึ้นเท่าไร โอกาสที่จะเกิดอันตรายจากการทรงรถย่อมมีมากขึ้นเท่านั้น ทั้งนี้เพราะสภาพทางที่รองรับขบวนรถนั้นแม้ว่าจะใช้วัสดุทางแข็งแรงใหญ่โตสักแค่ไหนก็ไม่อาจรักษาระดับและแนวให้คงอยู่ในสภาพสมบูรณ์ตามมาตรฐานตลอดไปได้ ย่อมจะต้องเสื่อมโทรมไปตามสภาพการใช้งาน ถ้าใช้งานหนักก็ย่อมจะทรุดโทรมเร็วเป็นธรรมดา การที่จะคอยบำรุงทางให้อยู่ในสภาพสมบูรณ์ตลอดเวลาก็เป็นสิ่งที่เป็นไปได้ยาก ฉะนั้นจึงต้องกำหนดให้เป็นส่วนคลาดเคลื่อนเอาไว้ให้แน่นอนว่าสภาพทางชั้นใดสำหรับขบวนรถจะวิ่งด้วยความเร็วเท่าใด ควรจะยอมให้มีส่วนบกพร่องอย่างใดได้มากน้อยแค่ไหน ซึ่งจะปลอดภัย ส่วนบกพร่องหรือความคลาดเคลื่อนของทาง (Track irregularity) สำหรับทางในชั้นต่าง ๆ ย่อมจะต้องกำหนดไว้แตกต่างกันไป ส่วนการจะกำหนดว่าทางชั้นใดคลาดเคลื่อนได้เพียงใดนั้น การรถไฟในประเทศไทยต่าง ๆ ถือปฏิบัติต่างกัน สุดแต่ว่าแห่งใดวางมาตรฐานโครงสร้างทางและระบบการบำรุงรักษาไว้อย่างใด ส่วนบกพร่องสำคัญที่จะต้องกำหนดขึ้นไว้สำหรับทางแต่ละชั้นในอัตราความเร็วขบวนรถต่าง ๆ มีดังนี้

- ระยะห่างระหว่างทาง (Gauge)
- ระดับตามขวาง (Cross level)
- ระดับตามยาว (Longitudinal level)
- ระยะ ที่ยอมให้ของความแตกต่าง ระดับตามขวางรางทั้งสองข้าง (Twist)
- ลาดของการยกทรงทางโค้ง (Cant gradient)
- ระยะลูกศร (Versine)
- แนวทางตามยาว
- พิกัดอัตราความลึกของราง

5.3.1 การตรวจทาง

การที่จะรู้ว่ทางตอนใดถูกต้องตามมาตรฐานหรือบกพร่องอย่างไรนั้น ไม่สามารถเดินวัดทุกหมอนตลอดทางได้ ฉะนั้นจึงต้องอาศัยรถตรวจสภาพทางซึ่งการรถไฟต่าง ๆ ใช้กันในปัจจุบัน 4 ชนิด คือ

รถโมแซ (Mauzin) เป็นรถโบกี้ตรวจทางขนาดใหญ่ พ่วงไปกับขบวนรถ ใช้ตรวจสอบสภาพความบกพร่องของทางได้ทุกชนิดและบันทึกเป็นกราฟ บอกตำแหน่งและขนาดของความบกพร่องของทางได้โดยชัดเจน ราคาแพง

รถฮาลาด (Hallade) บางแห่งทำเป็นรถโบกี้ตรวจทางโดยเฉพาะ ติดตั้งเครื่องฮาลาดสำหรับพ่วงไปกับขบวนรถใช้ตรวจสอบความบกพร่องของทางได้โดยประมาณว่าทางตอนใดมีสภาพเป็นอย่างไรโดยบันทึกกราฟ แต่ไม่สามารถให้ข้อมูลความบกพร่องของทางโดยละเอียดได้

รถแอมสเลอร์ (Amsler Track Recording Trolling) เป็นรถยนต์รางแบบเดียวกับรถมาติซ่า (นิยมใช้มากกว่าแบบ มาติซ่า)

รถมาติซ่า (Matisa Track Recording Trolley) เป็นรถยนต์รางขนาดเล็กใช้วิ่งตรวจทางโดยเอกเทศ ไม่ต้องพ่วงกับขบวนรถ สามารถตรวจทางและบันทึกความบกพร่องของทางเป็นกราฟบอกตำแหน่งและขนาดได้โดยละเอียดเช่นเดียวกับรถโมแซแต่เป็นรถเบา ในบางจุดอาจไม่บันทึกระยะช่องว่างได้เหมือนได้

5.3.2 การอัดหิน

การอัดหินด้วยบิเตอร์มือ เป็นการอัดหินที่ใช้ในประเทศไทยโดยการใช้น้ำหนักของหัวบิเตอร์เหวี่ยงลงมาดันก้อนหินเข้าใต้ท้องหมอน จึงจำเป็นต้องเปิดหินออกให้ต่ำกว่าท้องหมอน 5 ซม. เพื่อให้หัวบิเตอร์เกือบขนานกับพื้นในขณะที่หัวบิเตอร์กระทบกับก้อนหิน และเป็นการป้องกันไม่ให้หัวบิเตอร์กระทบกับหมอนเสียหายอีกด้วย จึงอัดหินโดยจรดปลายแหลมของไบบิเตอร์อยู่ชิดด้านรางที่จะทำการอัดหินแล้วเริ่มต้นถูด้านบิเตอร์เอนไปข้างหน้าให้ไบบิเตอร์ตั้งอยู่ในแนวตั้งบนหินโรยทาง ห่างจากหมอนประมาณ 7 ซม. (1 ฝ่ามือ) ด้วยแรงสั่นสะเทือน รวมทั้งน้ำหนักของไบบิเตอร์และการโยกไบบิเตอร์ทางด้านข้างเล็กน้อยจะทำให้ปลายไบบิเตอร์ลึกถึงระดับใต้ท้องหมอน แล้วเอียงไบบิเตอร์มาด้านหลังทำมุมประมาณ 50° กับแนวราบ เพื่อส่งหินเข้าใต้ท้องหมอนจึงไบบิเตอร์ขึ้นอัดไต่ออกมาจากรางมาปลายหมอนหรือศูนย์กลางทางอีกประมาณ 4-6 ครั้งต่อ 1 จุด

การอัดหินต้องอัด 4 คนพร้อมกัน โดยอัดทแยงมุมได้ที่รางนั่งห่านออกไปจาก ศูนย์กลางรางข้างละ 30 ซม. ในตอนแรกจะต้องใช้หางบีเตอร์อัดหินที่จับกันแน่นให้หลวมตัวก่อน ตามปกติให้อัด 15 ครั้ง (หรืออาจอัดน้อยกว่าถ้าหินไม่จับกันแน่นมาก) แล้วจึงใช้หัวหนาอัดซ้ำอีก 30 ครั้ง เรียกว่าอัด 15-30 แต่ถ้ายกรางสูงมากก็ควรที่จะอัด 20-40 ขณะอัดหินไม่ควรยกบีเตอร์สูงเกิน ระดับศีรษะ ยกให้พอดีแค่ระดับไหล่ แล้วเหวี่ยงลงมาด้วยน้ำหนักของหัวบีเตอร์ในจังหวะธรรมดา ไม่ต้องเร่ง ซึ่งสามารถจะตรวจสอบความถูกต้องได้โดยจับเวลาว่าถ้าอัด 15-30 แล้ว ควรจะใช้เวลา ประมาณ 60-75 วินาที หรือถ้าอัด 20-40 ก็ควรใช้เวลาประมาณ 75-90 วินาที ถ้าหากจับเวลาไม่ได้ ตามนี้ก็ควรจะแก้ไขจังหวะ การยกบีเตอร์และจังหวะการตีเสียใหม่ ซึ่งวิธีการอัดหินและบีเตอร์ ที่ได้กล่าวข้างต้นได้แสดงในภาพที่ 24



ภาพที่ 24 การอัดหินด้วยบีเตอร์มือและบีเตอร์มือใช้อัดหิน

ที่มา: The Indian railway fan club (2549)

5.3.3 การเปลี่ยนดินพื้นทาง

เป็นการนำวัสดุที่มีคุณสมบัติมาเปลี่ยนแทนที่ดินผิวหน้าของพื้นทางเดิมที่มี คุณสมบัติในการรับแรงกดซึ่งเกิดจากน้ำหนักของขบวนรถที่มากกระทำไม่ได้ ทั้งนี้เพื่อแก้ไข และปรับปรุงให้สภาพทางมีความถาวรมั่นคงยิ่งขึ้น สามารถรับแรงกดจากขบวนรถได้ดีขึ้นและ สม่ำเสมอ ป้องกันการอุดตันพื้นทางชั้นล่างให้ระบายน้ำออกได้สะดวก

1) สาเหตุที่ต้องทำการเปลี่ยนดินพื้นทาง

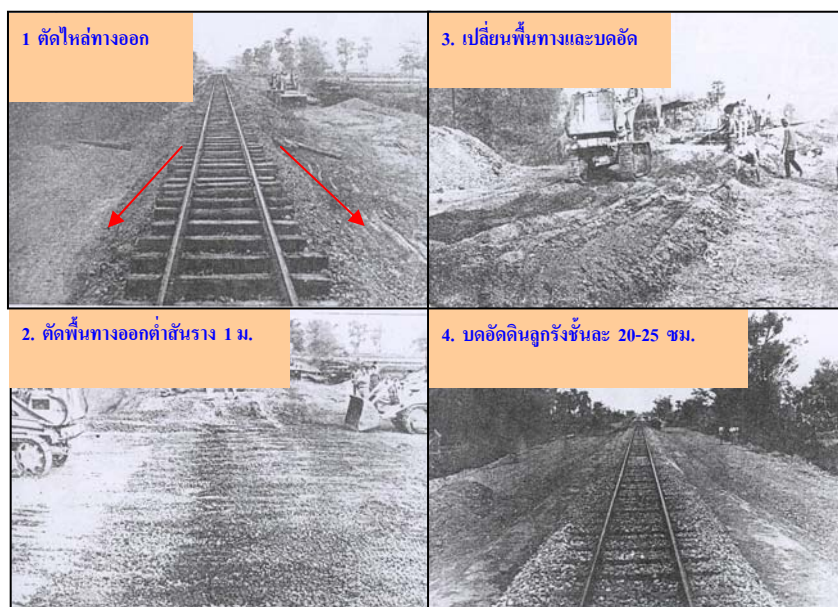
เนื่องจากดินที่นำมาถมเป็นคันทางบางแห่งส่วนใหญ่ได้มาจากบริเวณใกล้เคียงกับทางรถไฟ ปล่อยให้แน่นตัวเองตามธรรมชาติหรือมีบางที่บดอัดบ้าง คุณสมบัติดินคันทางบางที่ก็ดูดซับน้ำหรือไม่ค่อยจะยอมให้น้ำซึมผ่าน ทำให้พื้นทางอ่อนและมีความชื้นสูง พอมีขบวนรถผ่านแรงกดจากล้อรถจะแผ่ลงไปกับผิวหน้าของดินคันทางซึ่งอ่อนอยู่แล้วไม่สามารถรับแรงกดได้จึงค่อย ๆ ทรุดตัวลงทำให้เกิดช่องว่างมากขึ้น หินโรยทางจึงจมลงไปด้วย

2) วิธีการเปลี่ยนดินพื้นทาง

ในสภาพทางที่เกิดความเสื่อมโทรมมากในส่วนชั้นพื้นทางจะต้องดำเนินการเปลี่ยนดินพื้นทางซึ่งจะแสดงไว้ในภาพที่ 25 โดยจะดำเนินการดังนี้

- รวมกองดินลูกรังและพรมน้ำให้มีความชื้นที่กำหนด ตัดบ่าคันทางออกทั้ง 2 ข้าง โดยห่างจากหัวหมอนรองรางข้างละประมาณ 30 ซม. และลึกต่ำกว่าสันรางประมาณ 1 ม. ให้รถผ่านทางช่วงนี้ด้วยความเร็ว 5 กม./ชม.
- เก็บหินโรยทางใต้ท้องหมอน และหัวหมอนทั้งสองข้างออก ให้ต่ำกว่าท้องหมอนเล็กน้อยปิดทางตั้งรางออกไปต้นทางและปลายทาง
- ตัดดินพื้นทางเดิมออกให้ต่ำกว่าระดับสันราง 1 ม. บดอัดผิวหน้าของพื้นทางที่เปิดออกและปรับให้เรียบ
- นำดินลูกรังมาถมเป็นชั้นๆละประมาณ 20-25 ซม. จนถึงระดับบ่าคันทางตามต้องการ แต่งผิวหน้าของพื้นทางใหม่และลาดข้างทางให้ถูกต้องตามมาตรฐาน
- ดึงรางเข้าที่ เข้าโรยหิน อัดหิน และตัดแนวทาง ถ้ามีเวลาพอถ้าไม่มีเวลาใช้ไม้ปูรองรับทางไว้ชั่วคราวก่อน

- เปิดทางให้ขบวนรถผ่านทางโดยใช้ความเร็ว 5 กม./ชม. จนกว่าจะปรับปรุงสภาพทางให้มั่นคงดีแล้วจึงเปลี่ยนแปลงความเร็วต่อไป



ภาพที่ 25 วิธีการเปลี่ยนดินพื้นทาง

ที่มา: ช่างทางรถไฟ (2515)

5.4 ปัญหาเส้นทางรถไฟที่ศึกษาในโครงการนี้

เส้นทางรถไฟสายเหนือแยกออกจากทางรถไฟสายตะวันออกเฉียงเหนือที่สถานีชุมทางบ้านภาชี ผ่านลพบุรี, นครสวรรค์, พิจิตร, พิษณุโลก, อุตรดิตถ์ เด่นชัย (จังหวัดแพร่), ลำปาง, ลำพูน สูดปลายทางที่สถานีเชียงใหม่ จังหวัดเชียงใหม่ (กม.751) และที่สถานีชุมทางบ้านดารา มีทางแยกไปสุดปลายที่สถานีสวรรคโลกจังหวัดสุโขทัย (กม.457) ในโครงการนี้สนใจศึกษาช่วงเส้นทางภาคเหนือตอนล่างที่ได้พบสภาพปัญหาของดินคันทางดังได้กล่าวมาแล้วข้างต้นซึ่งในการศึกษานั้นจะมีสถานีที่เกี่ยวข้องในการดำเนินการด้วยกันช่วงจังหวัดพิจิตร ถึงจังหวัดพิษณุโลก มี 11 สถานี โดยสถานีจะตั้งอยู่ต่อเนื่องกันตามลำดับจากการเดินทางจากกรุงเทพฯ ดังตารางที่ 9 และแสดงในภาพที่ 26

ตารางที่ 9 รายชื่อสถานีรถไฟ/ที่หยุดรถในเส้นทางสายเหนือ

ชื่อสถานี / ที่หยุดรถ	เลขรหัส	ระยะทาง จาก ก.ท.	ชั้นสถานี	ตัวย่อสถานี
บางมูนาก (Bang Mun Nak)	1093	297.03 กม.	2	นา.
หอไกร (Ho Krai)	1095	303.50 กม.	4	ไก.
ดงตะขบ (Dong Takhop)	1097	309.87 กม.	4	ดข.
ตะพานหิน (Taphan Hin)	1099	319.00 กม.	2	ดห.
ห้วยเกตุ (Huai Ket)	1101	324.91 กม.	4	ยด.
หัวดง (Hua Dong)	1103	332.60 กม.	3	หด.
วังกรด (Wang Krot)	1105	339.36 กม.	3	วร.
พิจิตร (Phichit)	1107	346.79 กม.	2	พจ.
ท่าพ่อ (Tha Lo)	1109	354.26 กม.	4	ทพ.
บางกระทุ่ม (Bang Krathum)	1111	362.22 กม.	3	ทม.
แม่เทียบ (Mae Thiap)	1112	366.21 กม.	4	แท.

ที่มา: รถไฟฟ้าไทยคอตคอม (2549)

หมายเหตุ ชั้นสถานี 1 เป็นสถานีหลักมีการใช้บริการมาก และชั้นสถานีอื่น ๆ ก็จะมีความสำคัญ
รองลงมาตามลำดับ

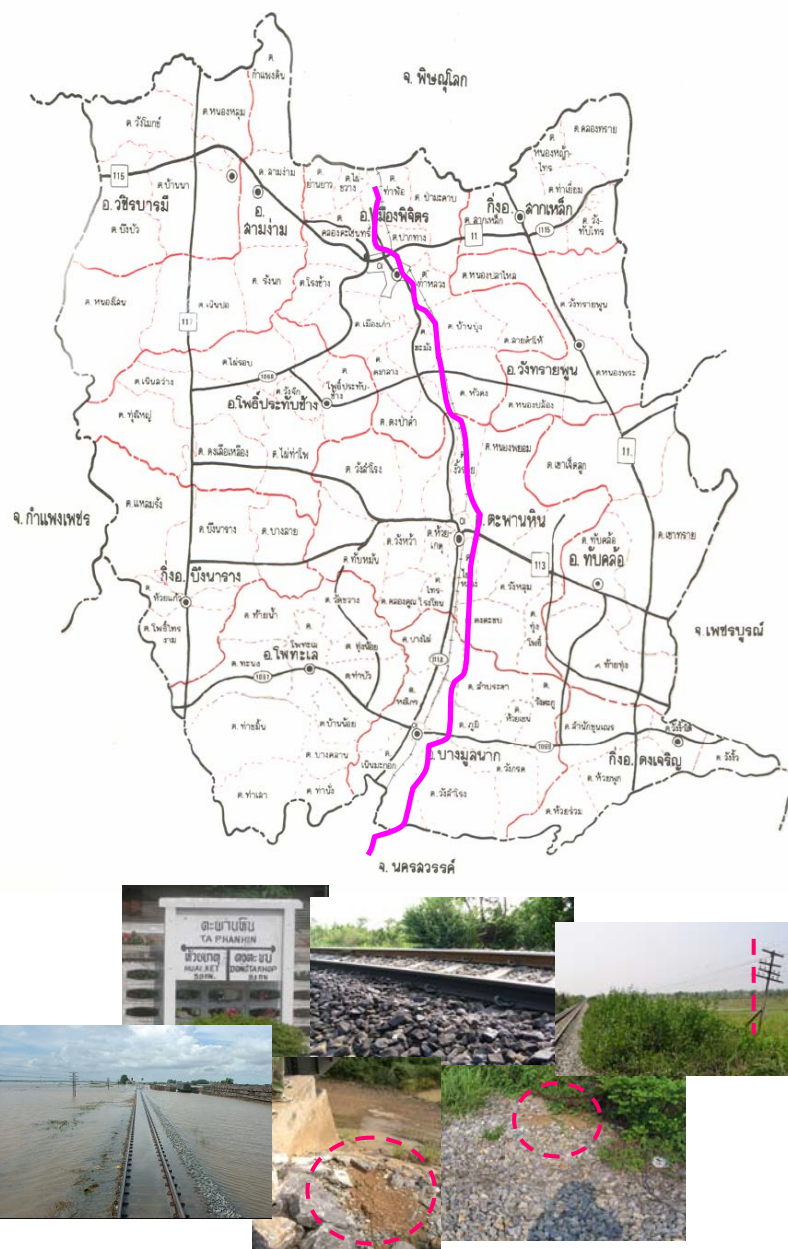


ภาพที่ 26 แผนที่แสดงเส้นทางรถไฟปัจจุบันและช่วงเส้นทางที่ศึกษา

ที่มา: รถไฟฟ้าไทยคอร์ทคอม (2549)

สภาพปัญหาของคันทางรถไฟในภาคเหนือตอนล่าง

จากการสำรวจพบว่าช่วงเส้นทางรถไฟในภาคเหนือตอนล่างพื้นที่มีปัญหาโดยส่วนใหญ่ตั้งแต่ช่วงสถานีตะพานหิน จังหวัดพิจิตร ถึง สถานีแม่เทียบ จังหวัดพิษณุโลก รวมระยะทางประมาณ 50 กม. จากการสำรวจภาคสนามโดยนั่งรถรางไปสำรวจตลอดเส้นทางพบสภาพปัญหาต่าง ๆ ดังภาพที่ 27



ภาพที่ 27 ช่วงเส้นทางและสภาพปัญหาทางรถไฟในภาคเหนือตอนล่าง

ที่มา: แผนที่ไทย (2549)

ซึ่งสภาพปัญหาที่ได้พบจากการสำรวจภาคสนาม สามารถแยกเป็นข้อย่อยได้ดังนี้

- รถไฟเหยิงไปมามากกว่าปกติ ซึ่งมองในแง่ของความนิ่มนวลในการโดยสารแล้วไม่มีความนิ่มนวลเลยเนื่องจากเมื่อโดยสารมาถึงบริเวณดังกล่าวแล้วรถไฟเกิดการแกว่งหรือเอียงมากกว่าปกติ
- ดินคันทางทรุดตัว ซึ่งจากการสำรวจพบว่าดินคันทางช่วงบริเวณนี้บางจุดเกิดการทรุดเห็นเป็นหลุมซึ่งมีหินที่อยู่ด้านผิวหน้าคันดินลงไปอยู่อยู่เต็มเนื่องจากดินด้านล่างเกิดการทรุดตัว
- เกิดโคลนอัดทะลัก (Mud Pumping) เป็นลักษณะที่เกิดจากดินคันทางอัดตัวด้วยน้ำในช่วงฤดูฝนได้ดูดซับน้ำไว้หรือมีน้ำซึมเข้าไปตอนน้ำท่วม ทำให้ดินคันทางไม่สามารถรับกำลังได้ เมื่อมีแรงกระทำจากรถไฟวิ่งผ่านบริเวณนั้นก็จะทะลักพุ่งออกมาจากใต้คันทาง ทำให้เกิดรู โพรง ส่งผลให้คันทางทรุดในเวลาต่อมา
- คันดินบริเวณคอสะพานถูกกัดเซาะ เนื่องจากมีคลองเพื่อการเกษตรตัดผ่านคันทางรถไฟ และประกอบกับลักษณะคันทางรถไฟวางขวางทางไหลของน้ำจากที่สูงลงสู่ที่ต่ำ เมื่อมีฝนตกหนักมีน้ำท่วมทำให้ บริเวณคอสะพานของทางรถไฟถูกกัดเซาะเป็นรูโพรง เป็นจำนวนมาก อาจส่งผลให้ดินคอสะพานทรุดมีผลกระทบต่อรางรถไฟได้โดยตรง
- เกิดหินฟอกขาว เป็นลักษณะหินที่นำมาใช้เกิดการขัดสีกันเมื่อถูกแรงกระทำจากรถไฟทำให้เกิดเป็นฝุ่นสีขาว และเหลี่ยมคมของหินจะหายไปการรับน้ำหนักได้ไม่ดีและเกิดการทรุดตัวของคันทางเร็วขึ้น ทั้งนี้อาจเกิดจากรถไฟที่สัญจรมีน้ำหนักสูง เช่น รถไฟบรรทุกน้ำมันดิบ บรรทุกผงปูนซีเมนต์ เป็นต้น หรือจากการนำหินที่ไม่ได้มาตรฐานมาใช้
- ดินคันทางเคลื่อนตัว ซึ่งจะสังเกตได้จากเสาโทรเลขตลอดข้างทางรถไฟช่วงบริเวณนี้มีลักษณะเอียงออกด้านข้างเกือบทุกต้น ทั้งนี้เนื่องจากการเคลื่อนตัวของดินคันทางรถไฟซึ่งไม่สามารถรับน้ำหนักมาก ๆ ได้แล้วนั้นก็จะเคลื่อนตัวออกด้านข้างทั้ง 2 ด้านไปดันเสาโทรเลขให้เอียงออก
- รางรถไฟทรุดตัวไม่เท่ากัน ปัญหานี้อาจเกิดสืบเนื่องมาจากปัญหาอื่น ๆ ที่ได้กล่าวข้างต้น ไม่ว่าจะเป็น ดินคันทางทรุดตัว ดินคันทางเคลื่อนตัว เป็นต้น ก็จะส่งผลให้รางรถไฟทรุดตัวไม่เท่ากันได้และจะมีผลกระทบอย่างมากในการสัญจรของรถไฟ

- รางรถไฟมีการขยายตัว บิดและแอ่น ปัญหานี้อาจเกิดมาจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ เนื่องจากในภาคเหนือมีความแตกต่างของอุณหภูมิค่อนข้างมากในแต่ละฤดูจึงทำให้รางรถไฟมีการหดตัว ขยายตัว ทำให้เกิดการบิด แอ่นได้ตลอดจนเมื่อน้ำหนักรถไฟมากระทำสูง ๆ ก็จะทำให้เกิดการเสียดรูปของรางมากขึ้นด้วย

6. การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทางรถไฟโดย Finite Element

6.1 รายละเอียดเบื้องต้นของโปรแกรม

ในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวและเสถียรภาพของคันดิน หรือ โครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพี ในปัจจุบันก็จะนิยมใช้การวิเคราะห์โดย Finite Element ซึ่ง Finite Element ที่มีใช้กันโดยทั่วไปมีหลายโปรแกรมแต่ในการศึกษาวิจัยโครงการนี้จะวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม Plaxis Finite Element for Soil Analyses Version 8.2 ซึ่งมีรายละเอียดในเบื้องต้นเกี่ยวกับตัวแปรที่ใช้ในโปรแกรมตามตารางที่ 10 ดังต่อไปนี้

ตารางที่ 10 ตัวแปรที่ใช้วิเคราะห์

Parameter	Name	Unit
1. Material Model	Model	-
2. Type of Behavior	Type	-
3. Dry Soil Weight	γ_{dry}	kN/m ³
4. Wet Soil Weight	γ_{wet}	kN/m ³
5. Horizontal Permeability	k_x	m/day
6. Vertical Permeability	k_y	m/day
7. Young's Modulus	E_{ref}	kN/m ²
8. Poisson's Ratio	ν	-
9. Cohesion	c_{ref}	kN/m ²
10. Friction Angle	ϕ	°
11. Dilatancy Angle	ψ	°

ที่มา: Brinkgreve et al. (1998)

6.1.1 Material Model

โปรแกรม Plaxis จะเปลี่ยนแปลง Model ได้ตามพฤติกรรมของดิน โดยมีทั้งหมด 5 Model ดังนี้

1) Linear Elastic Model

เป็นโมเดลที่ใช้หลักการของ Hooke's Law เกี่ยวกับ Isotropic Linear Elasticity โดยใช้ 2 Parameters หลักคือ Young's Modulus; E และ Poisson's Ratio; ν

2) Mohr-Coulomb Model

เป็นโมเดลที่รู้จักกันดี ใช้พฤติกรรมของดิน 5 Parameters ในการวิเคราะห์ เป็นหลักคือ Young's Modulus; E , Poisson's Ratio; ν , The cohesion; c , The Friction Angle; ϕ และ Dilatancy Angle; ψ

3) Hardening Soil Model

โมเดลนี้เป็นชนิด Elastoplastic ของ Hyperbolic Model เหมาะสำหรับจำลองพฤติกรรมของทราย (Sand) กรวด (Gravel) และ Overconsolidated Clay

4) Soft Soil Model

โมเดลนี้เป็นชนิด Cam-Clay Model ซึ่งใช้จำลองดินอ่อนเหมือนกับ Normally Consolidated Clay และ Peat เป็นโมเดลที่ดีมากสำหรับสถานการณ์ดินก่อนถูกกดอัด

5) Soft Soil Creep Model

เป็นโมเดลกับงาน Viscoplasticity ใช้ในจำลองพฤติกรรมของดินอ่อนที่ขึ้นอยู่กับเวลา

6.1.2 Type of Material Behavior (Material Type) มีด้วยกัน 3 ชนิด

1) Drained Behavior

ใช้ในกรณีที่ไม่พิจารณา Excess Pore Pressure ในกรณีดินที่มีการระบายน้ำได้ดีที่มีค่า Permeability สูง ๆ มีการกดของแรงในอัตราต่ำๆ เช่น ดินทราย

2) Undrained Behavior

ใช้ในกรณีที่ต้องพิจารณา Excess Pore Pressure มักใช้กับดินที่มีค่า Permeability ต่ำ ๆ มีการกดของแรงในอัตราสูง ๆ เช่น ดินเหนียว

3) Non- Porous Behavior

ใช้ในกรณีที่ไม่มีการพิจารณา Excess Pore Pressure ในช่วงต้นใช้กับวัสดุที่ไม่มีความพรุน วัสดุที่เป็นก้อน ๆ เช่น คอนกรีต หิน หรือพฤติกรรมโครงสร้างต่าง ๆ ซึ่งกรณีนี้ใช้ร่วมกับ Linear Elastic Model โดยใช้ข้อมูลน้ำหนักเปียกซึ่งไม่ใช่วัสดุที่มีความพรุน

6.1.3 ระบบปฏิบัติงานของโปรแกรม

โปรแกรมจะประกอบด้วยการทำงาน 4 ส่วนหลัก ๆ คือ

1) Input จะเป็นส่วนที่ทำหน้าที่รับข้อมูลจากผู้ใช้ในรูปแบบต่าง ๆ ที่ต้องการ โดยผู้ใช้จะเปิดหน้าต่างส่วนนี้แล้วทำการ Input ข้อมูลได้เลย

2) Calculate จะเป็นส่วนที่ทำหน้าที่รับข้อมูลมาจากส่วน Input เพื่อประมวลผลข้อมูลต่าง ๆ เหล่านั้นตามที่ผู้ใช้ต้องการให้วิเคราะห์

3) Output จะเป็นส่วนที่ทำหน้าที่รับข้อมูลจากการประมวลผลแล้วมาแสดงให้ผู้ใช้เห็นลักษณะการพฤติกรรมต่าง ๆ ของโครงสร้างดินนั้น ๆ ตามที่ผู้ใช้ต้องการ

4) Curve จะเป็นส่วนที่ทำหน้าที่รับข้อมูลจาก Input และ Calculate เพื่อมาประมวลผลต่อและแสดงออกมาในรูปแบบกราฟตามที่ใช้ต้องการ

6.2 การเลือกใช้โมเดลในการวิเคราะห์

การวิเคราะห์ด้วย Finite Element เป็นการแสดงพฤติกรรมของคันดินเนื่องจากแรงกระทำจากน้ำหนักรถไฟ ซึ่งจะวิเคราะห์แบบสภาวะ Plane Strain โดยจะพิจารณาว่า Boundary ทั้งหมดเรียบและอุดรองรับเป็นแนวตรงเท่านั้น การศึกษานี้จำลองพฤติกรรมของดินโดยใช้ Mohr-Coulomb Model

6.2.1 Mohr - Coulomb Soil Model

Mohr-Coulomb Soil Model เป็นโมเดลที่เหมาะสมเนื่องจากมีความยืดหยุ่นในการวิเคราะห์ Plastic Model ที่ Fix โดยจุดคราก (Yield Surface) ของดิน ซึ่งจุดครากดังกล่าวสามารถหาค่าได้เต็มทีเดียว Parameters ของโมเดลและจะไม่มีผลกระทบต่อ Plastic Straining ส่วนค่า Stress จะคำนวณได้จากพฤติกรรมของ Elastic และ Strain ที่จุดครากของดิน สำหรับจุดครากของ Mohr-Coulomb จะอาศัยกฎของแรงเสียดทานที่สภาวะทั่วไปของ Stress ซึ่งสภาวะจุดครากเต็มตัวของ Mohr-Coulomb สามารถหาได้จาก 3 ฟังก์ชันที่ได้จากการคำนวณในเทอมของ Principal Stress จริง ๆ แล้ว Mohr-Coulomb Model เป็นเพียงเครื่องมือที่ช่วยให้เร็วในการเปลี่ยนจากจุดครากหนึ่งไปยังจุดครากอื่น ๆ ซึ่ง 2 ตัวแปรของ Plastic Model ที่เป็นฟังก์ชันในการวิเคราะห์ที่รู้จักกันดีก็คือ ϕ' (Friction Angle) และ c' (Cohesion) ทั้ง 2 ฟังก์ชันนี้จะรวมกันในรูปแบบเหลี่ยมในระนาบของ Principal Stress อยู่แล้ว ส่วนอีกฟังก์ชันหนึ่งในการวิเคราะห์ของ Plastic Model ก็คือ ψ (Dilatancy Angle) ซึ่งตัวแปรนี้จะใช้ในกรณีที่ Plastic Model มีการเปลี่ยนแปลงของ Strain ที่ติดลบมาก ๆ ซึ่งจะเหมาะสมสำหรับดินแน่น

6.2.2 ตัวแปรที่ใช้ในการวิเคราะห์ (Input Parameters)

ตัวแปรที่ใช้ในการวิเคราะห์ของ Mohr-Coulomb Model มีด้วยกันทั้งหมด 5 ตัวแปร ซึ่งเป็นคุณสมบัติพื้นฐานของดินทั้งสิ้น ตัวแปรดังกล่าวมีดังนี้

1) Young's Modulus (E')

ซึ่ง Young's Modulus (E') เป็นตัวแปรที่บ่งบอกถึง Stiffness ของดิน ในช่วง Elastic ซึ่งค่าดังกล่าวนี้จะแสดงแตกต่างกันออกไปตามชนิดของดิน ซึ่งมีดินหลายชนิดเหมือนกันที่แสดงค่าเป็น Non-Linear แต่อย่างไรก็ตามดินที่อยู่ระดับลึกจากผิวดินจะมีค่า Stiffness มากกว่าดินที่อยู่ในระดับตื้น

2) Poisson's Ratio (ν)

ค่า Poisson's Ratio (ν) ของคันดิน (Embankment), ชั้นดินเดิม (Original Ground) และชั้น Ballast จะให้ใช้ค่า $\nu = 0.3$

3) Cohesion (c')

ค่า Cohesion (c') ของของคันดิน (Embankment) และชั้นดินเดิม (Original Ground) จะได้จากการทดสอบดินทางด้านวิศวกรรมปฐพีในห้องปฏิบัติการ ส่วนชั้น Ballast จะให้ใช้ค่า $c' = 1.5$ kPa. (Audrea et al., 1965)

4) Friction Angle (ϕ')

ค่า Friction Angle (ϕ') ของคันดิน (Embankment) และชั้นดินเดิม (Original Ground) จะได้จากการทดสอบดินทางด้านวิศวกรรมปฐพีในห้องปฏิบัติการ ส่วนชั้น Ballast จะให้ใช้ค่า $\phi' = 40^\circ$ (Lambe and Whitman, 1979)

5) Dilatancy Angle (ψ)

ค่า Dilatancy Angle (ψ) คู่มือการวิเคราะห์แนะนำว่า สำหรับคันดิน (Embankment) และชั้นดินเดิม (Original Ground) ที่เป็นดินเหนียวให้ใช้ค่า $\psi = 0^\circ$ ส่วนชั้น Ballast จะให้ใช้ค่า $\psi = 15^\circ$

6.3 การประยุกต์น้ำหนักรถไฟในการวิเคราะห์

ในการวิเคราะห์โดย Finite Element จะใช้การวิเคราะห์แบบโมเดล 2 มิติ ซึ่งจะสนใจที่พฤติกรรมของคันดิน (Embankment) และชั้นดินเดิม (Original Ground) โดยไม่แสดงชั้นส่วนต่างๆ ของทางรถไฟเช่น ราง ไม้หมอน เป็นต้น ในโมเดล โดยจะให้น้ำหนักจากรถไฟถ่ายลงสู่รางเป็นแบบ Uniform Load กระทำลงบนคันดิน ทั้งนี้เพื่อจะพิจารณาน้ำหนักจากรถไฟดังกล่าวเป็น Cyclic Load นั่นคือ Live Load กับ Impact Load ผสมรวมกันซึ่งจะโมเดลเป็น Static Load เพราะว่าน้ำหนักกระทำแบบ Cyclic Load ไม่สามารถวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis ได้

ส่วนค่าความปลอดภัยสามารถหาได้จากค่าพื้นฐานคือ Phi-c Reduction โดยค่ากำลังของดินขึ้นอยู่กับค่า c' และ ϕ' ซึ่งการลดลงของกำลังของดินจนกระทั่งพังจะควบคุมโดย ΣM_{sf} (Total Multiplier at Failure) นั่นก็คือค่าความปลอดภัยนั่นเองโดยสามารถหาได้จากสมการดังนี้

$$\text{Factor of Safety} = \frac{c' + \sigma_n' \tan \phi'}{c_r' + \sigma_n' \tan \phi_r'} = \Sigma M_{sf}$$

ที่ c' และ ϕ' เป็นค่า Input Parameter และ c_r' และ ϕ_r' ค่ากำลังที่ลดลง และ σ_n' เป็น Stress ที่เกิดขึ้นจริง

อุปกรณ์และวิธีการ

อุปกรณ์

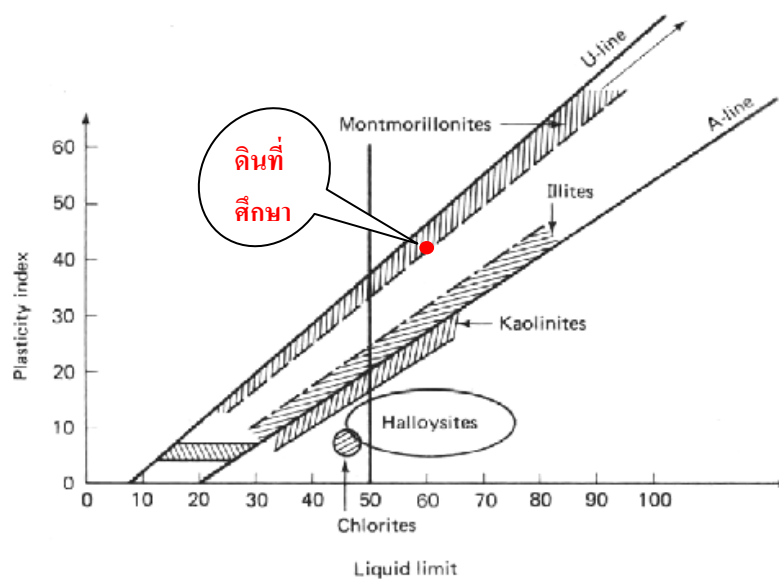
1. วัสดุที่ใช้ในการทดลอง

1.1 ดิน

ดินที่ใช้ในการศึกษานำมาจาก กม.331/3 ทิศใต้ของสถานีรถไฟหัวดง จังหวัดพิจิตร สยาม และ รุธิธร (2545) ได้ทดสอบคุณสมบัติบางส่วน และประกอบกับผู้วิจัยได้ทดสอบ ได้ผล ดังตารางที่ 11

ตารางที่ 11 แสดงคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินที่ใช้ในการศึกษาวิจัย

คุณสมบัติทางวิศวกรรม	ผลการทดลอง
Unified Soil Classification	CH
AASHTO	A-2-6
Liquid Limit	~ 60 %
Plastic Limit	~ 20 %
Moisture Content	~ 20 %
Activity	0.67



ภาพที่ 28 ตำแหน่งของแร่ดินเหนียวใน Casagrande Plasticity Chart

ที่มา: Skempton (1953)

จากคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินที่นำมาศึกษาวิจัยซึ่งมีค่า Liquid Limit $\sim 60\%$ และ Plasticity Index $\sim 40\%$ เมื่อนำมาพล็อตลงในภาพที่ 28 เป็นกราฟแสดงแร่ดินเหนียว โดยพิจารณาค่า Liquid Limit กับ Plasticity Index จะได้จุดสีแดง ซึ่งพบว่าดินน่าจะมีแร่ดินเหนียวประกอบด้วย Montmorillonite และ Illite ซึ่งจะมีส่วนประกอบที่เป็น Montmorillonite ก่อนข้างมากกว่า สอดคล้องกับ วิชาญ(2547) พบว่าดินเหนียวที่มีแร่ประกอบที่เป็น Montmorillonite และ Illite เป็นส่วนใหญ่มักจะเป็นดินกระจายตัว (Dispersive Clay) ซึ่งมีการดูดซับน้ำมากและมีการบวมตัวค่อนข้างสูง จึงอาจกล่าวได้ว่าดินที่นำมาใช้ศึกษามีโอกาสเป็นดินกระจายตัว (Dispersive Clay) และประกอบกับดินนี้มีค่า Activity ~ 0.67 ซึ่งมีการบวมตัวค่อนข้างสูงด้วย (Skempton, 1953)

นอกจากนี้ยังได้มีการจำแนกดินทางด้านวิศวกรรมจากข้อมูลการสำรวจดินด้านเกษตรของกรมพัฒนาที่ดินในพื้นที่ศึกษาตามแนวเส้นทางรถไฟภาคเหนือตอนล่างดังแสดงในตารางที่ 12 ซึ่งพบว่าดินในบริเวณดังกล่าวเป็นดินที่มีคุณสมบัติเหมือนกันกับที่ได้ไปสำรวจและนำมาทดสอบ นั่นคือเป็นกลุ่มของดินเหนียว มีดินเหนียวเป็นส่วนประกอบหลักโดยส่วนใหญ่ เป็นสิ่งช่วยยืนยันได้ว่าดินในเส้นทางรถไฟภาคเหนือตอนล่างเป็นดินชนิดเดียวกันตลอดเส้นทาง ซึ่งนำดินเหนียวในท้องถิ่นตามแนวเส้นทางรถไฟมาสร้างเป็นคันดินทางรถไฟ

ตารางที่ 12 กลุ่มดินที่พบในเส้นทางรถไฟภาคเหนือตอนล่างสามารถจำแนกได้ดังนี้

สถานที่พบ	ทางด้านเกษตร	ทางด้านวิศวกรรม	
		Unified	AASHTO
1. ประมาณ 500 ม.ทางทิศตะวันตกของถนนตะพานหิน-บางมูลนาค ต.ไพรโรงโชน อ.ตะพานหิน จ.พิจิตร	ดินชุดบางมูลนาค Bang Mun Nak สัญลักษณ์ Ban	High Plastic Clay สัญลักษณ์ CH	A-7-6
2. บ้านบึงกระดาน ต.บ้านป่า อ.เมือง จ.พิษณุโลก	ดินชุดแม่ทะ Mae Tha สัญลักษณ์ Mta	Silty Clay สัญลักษณ์ CL	A-7-5
3. บ้านแหลมนกกระทา ต.พิบูล อ.ชุมแสง จ.นครสวรรค์	ดินชุดชุมแสง Chumsaeng สัญลักษณ์ Cs	Sandy Clay สัญลักษณ์ CL	A-7-5

ที่มา: กลุ่มงานดินด้านวิทยาศาสตร์ กรมชลประทาน (2549)

อย่างไรก็ตามดินที่ใช้ในการทดลองจะใช้ดินที่ร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 4 เพื่อแยกหินที่ปนมาออก ดังภาพที่ 29 ต้องนำไปอบอย่างน้อย 24 ชม. แล้วนำออกจากตู้อบมาวางข้างนอกให้เย็น จึงนำไปใส่ถุงพลาสติก 2 ชั้น มัดปากถุงอย่างมิดชิด นำไปเก็บในบริเวณที่แห้ง เพื่อป้องกันไม่ให้ความชื้นเข้าไปในดิน



ภาพที่ 29 ดินที่ใช้ในการศึกษาวิจัยที่ต้องร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 4

1.2 ปูนซีเมนต์

ปูนซีเมนต์ที่นำมาใช้ ในการศึกษาเป็นปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ตราช้าง ซึ่งนำมาจากถุงเดียวกัน โดยจะนำมาใส่ภาชนะที่ห่อหุ้มมิดชิดให้สัมผัสอากาศน้อยที่สุด ดังภาพที่ 30



ภาพที่ 30 การเก็บผงปูนซีเมนต์และผงปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ตราช้าง ที่ใช้ในการวิจัย

1.3 ปูนขาว

ปูนขาวที่นำมาใช้ เป็นชนิด Hydrated Lime ตราแรด ซึ่งนำมาจากถุงเดียวกัน เช่นเดียวกับปูนซีเมนต์ เพื่อต้องการควบคุมตัวแปรอื่นที่ทำให้ผลการทดลองคลาดเคลื่อน ทั้งนี้ได้นำปูนขาวไปใส่ในภาชนะที่มีฝาปิดมิดชิดดังภาพที่ 31 เพื่อป้องกันความชื้นและการสัมผัสอากาศให้น้อยที่สุด เนื่องจากปูนขาวจะทำปฏิกิริยากับอากาศ Carboation เมื่อนำไปใช้ในการทดลองจะส่งผลต่อกำลังของดินผสมปูนขาวได้



ภาพที่ 31 การเก็บผงปูนขาวและผงปูนขาวชนิด Hydrated Lime ตราแรด ที่ใช้ในการวิจัย

2. อุปกรณ์ที่ใช้ในการทดลอง

2.1 ชุดอุปกรณ์ทดสอบ Crumb Test

2.2 ชุดอุปกรณ์ทดสอบ Pinhole Test

2.3 ชุดอุปกรณ์ทดสอบ Double Hydrometer Test

2.4 ชุดอุปกรณ์ทดสอบ Atterberg's Limit

2.5 ชุดอุปกรณ์ทดสอบ Compaction Test

2.6 ชุดอุปกรณ์ทดสอบ California Bearing Ratio Test

2.7 ชุดอุปกรณ์ทดสอบ Unconfined Compression Test

2.8 ชุดอุปกรณ์ทดสอบ Direct Shear Test

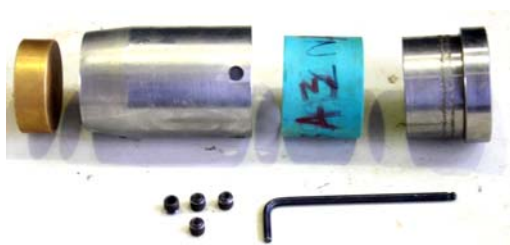
2.9 เครื่องบดอัดดิน (Mechanical Compaction Machine)

2.10 ประดิษฐ์ Mold สำหรับเตรียมตัวอย่างทดสอบ Unconfined Compression Test ทรงกระบอกขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 5 ซม. สูง 10 ซม. พร้อมคัมถ่วงน้ำหนักขนาด 489.2 กรัม จำนวน 30 ชุด ดังภาพที่ 32

2.11 ประดิษฐ์ Mold สำหรับเตรียมตัวอย่างทดสอบ Direct Shear Test ลักษณะวงกลมขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 6.3 ซม. สูง 6 ซม. พร้อมคัมถ่วงน้ำหนักขนาด 826.8 กรัม จำนวน 30 ชุด ดังภาพที่ 33



ภาพที่ 32 อุปกรณ์เตรียมตัวอย่างทดสอบ Unconfined Compression Test และอุปกรณ์การแช่ตัวอย่างในน้ำ



ภาพที่ 33 อุปกรณ์เตรียมตัวอย่างทดสอบ Direct Shear Test และอุปกรณ์การแช่ตัวอย่างในน้ำ

วิธีการ

แผนดำเนินการวิจัย

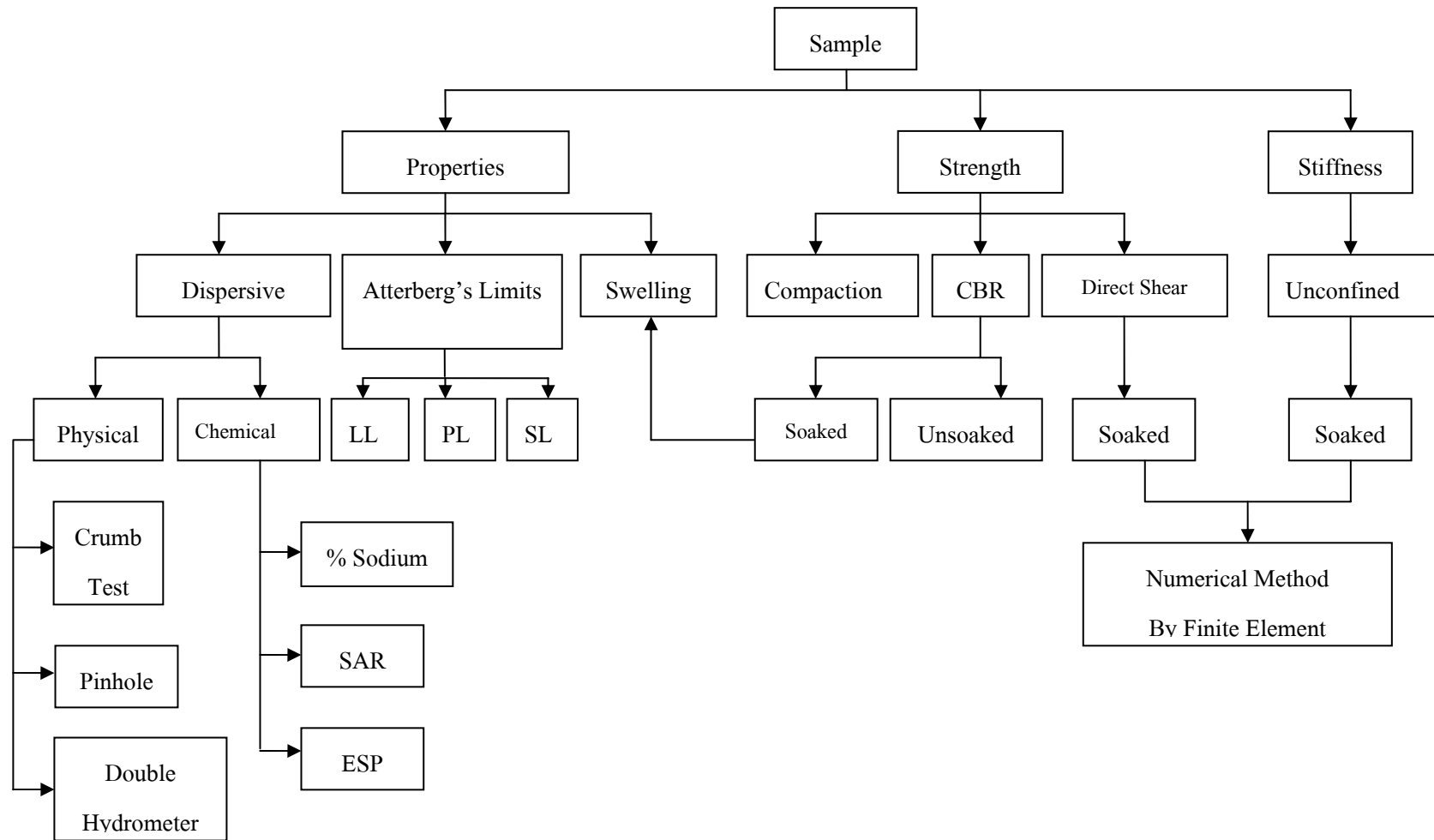
ในการศึกษาวิจัยโครงการนี้มีจำนวนตัวอย่างที่ต้องทดสอบได้แสดงดังตารางที่ 13 ซึ่งประกอบด้วยการทดสอบ 4 อย่างด้วยกันดังนี้

1. การทดสอบ Modified Compaction Test (ASTM D 1557)
2. การทดสอบ California Bearing Ratio Test (ASTM D 1883)
3. การทดสอบ Unconfined Compression Test (ASTM D 2166)
4. การทดสอบ Direct Shear Test แบบ CD-Test (ASTM 3080)

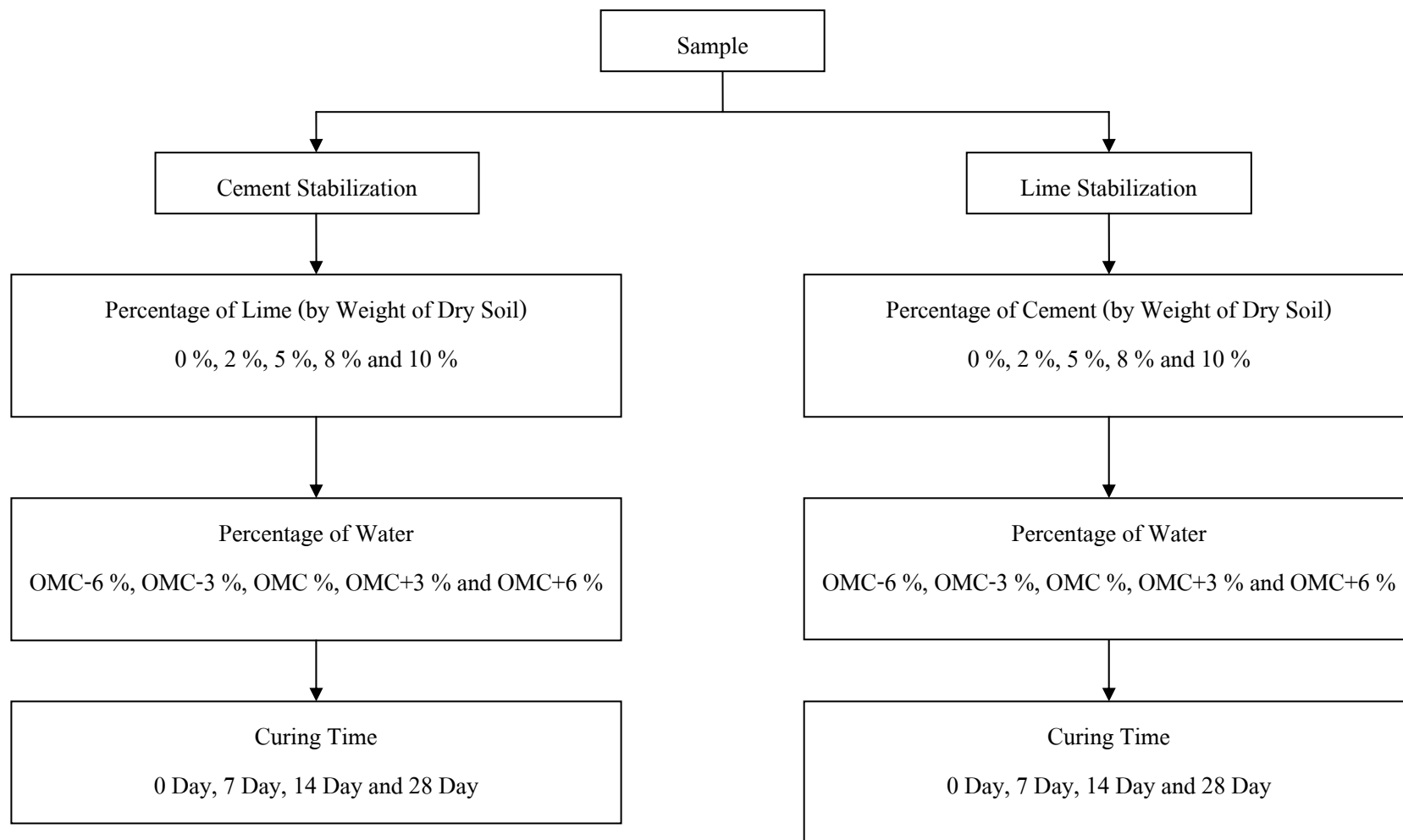
ตารางที่ 13 จำนวนตัวอย่างในการทดสอบ

การทดสอบ	Cement	Lime
	Stabilization	Stabilization
COMPACTION	30 Samples	30 Samples
CBR (<i>Soaked+Unsoaked</i>)	170 Samples	170 Samples
UNCONFINED (<i>Soaked+Unsoaked</i>)	170 Samples	170 Samples
DIRECT SHEAR (<i>Soaked</i>)	255 Samples	255 Samples

ทั้งนี้ได้ทำแผนการทดสอบการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนซีเมนต์และปูนขาว ดังแสดงในภาพที่ 34 และทำแผนผังการศึกษาวិจัยการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนซีเมนต์และปูนขาว ดังแสดงในภาพที่ 35 เพื่อให้เห็นภาพรวมของการดำเนินการศึกษาวิจัยโครงการนี้อย่างชัดเจน



ภาพที่ 34 แผนผังการศึกษาวิจัยการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนซีเมนต์และปูนขาว



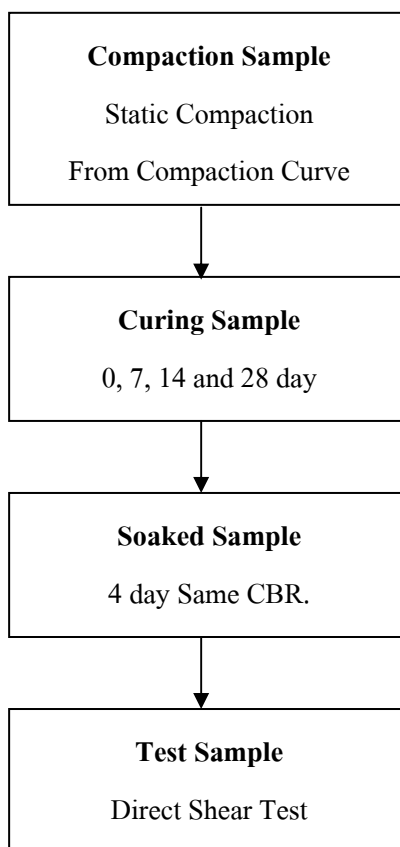
ภาพที่ 35 แผนการทดสอบการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนซีเมนต์และปูนขาว

วิธีการทดลอง

1. ศึกษาความเป็นดินกระจายตัวโดยทดสอบ Crumb Test, Pinhole Test และ Double Hydrometer Test
2. ศึกษาพฤติกรรมค่าพิกัดอัตราเบร์ก (Atterberg's Limit; ASTM D 4318) ของดินหลังจากการปรับปรุง
3. ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นและความหนาแน่นแห้งหลังจากการบดอัดของดินที่ผสมปูนซีเมนต์และปูนขาวที่สัดส่วน 0%, 2%, 5%, 8% และ 10% โดยน้ำหนักของดินแห้ง ทำการทดสอบแบบสูงกว่ามาตรฐาน (Modified Proctor Compaction test; ASTM D 1557)
4. ศึกษาความสัมพันธ์ของปริมาณความชื้นและระยะเวลาการบ่มต่อค่า CBR. หลังจากการบดอัดของดินที่ผสมปูนซีเมนต์และปูนขาวที่สัดส่วน 0%, 2%, 5%, 8% และ 10% โดยน้ำหนักของดินแห้ง ทำการทดสอบแบบสูงกว่ามาตรฐาน (Modified Proctor Compaction test; ASTM D 1557) ที่ปริมาณความชื้น 5 จุด (OMC-6, OMC-3, OMC, OMC+3 และ OMC+6) โดยทดสอบในสภาพแช่น้ำ (Soaked) และไม่แช่น้ำ (Unsoaked) ที่ระยะเวลาการบ่ม 0 วัน, 7 วัน, 14 วัน และ 28 วัน
5. ศึกษาความสัมพันธ์ของปริมาณความชื้นและระยะเวลาการบ่มต่อค่า E, UCS ของดินจากการทดสอบ Unconfined Compression Test (ASTM D 2166) หลังจากการบดอัดดินที่ผสมปูนซีเมนต์และปูนขาวที่สัดส่วน 0%, 2%, 5%, 8% และ 10% โดยน้ำหนักของดินแห้ง ที่ปริมาณความชื้น 5 จุด (OMC-6, OMC-3, OMC, OMC+3 และ OMC+6) โดยทดสอบในสภาพแช่น้ำ (Soaked) และไม่แช่น้ำ (Unsoaked) ที่ระยะเวลาการบ่ม 0 วัน, 7 วัน, 14 วัน และ 28 วัน
6. ศึกษาความสัมพันธ์ของปริมาณความชื้นและระยะเวลาการบ่มต่อค่า c' , ϕ' ของดินจากการทดสอบ Direct Shear Test แบบ CD-Test (ASTM D 3080) หลังจากการบดอัดของดินที่ผสมปูนซีเมนต์และปูนขาวที่สัดส่วน 0%, 2%, 5%, 8% และ 10% โดยน้ำหนักของดินแห้ง ที่ปริมาณความชื้น 5 จุด (OMC-6, OMC-3, OMC, OMC+3 และ OMC+6) โดยทดสอบในสภาพแช่น้ำ (Soaked) ที่ระยะเวลาการบ่ม 0 วัน, 7 วัน, 14 วัน และ 28 วัน

7. นำค่า Parameters ที่ได้จากการทดสอบดินที่ปรับปรุงคุณภาพแล้วไปวิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของคันดินเนื่องจากแรงกระทำของรถไฟโดย Finite Element Analysis เพื่อสามารถนำข้อมูลไปใช้ออกแบบและก่อสร้างในสนามได้ต่อไป

อย่างไรก็ตาม การทดสอบตัวอย่างในสภาพแช่น้ำจะประกอบไปด้วย 4 ขั้นตอนหลัก คือ การเตรียมตัวอย่าง การบ่มตัวอย่าง การแช่น้ำของตัวอย่าง และการทดสอบตัวอย่าง สำหรับ การทดสอบ Unconfined Compression Test และ Direct Shear Test ของตัวอย่างในสภาพแช่น้ำ จะมีขั้นตอนต่าง ๆ ที่เหมือนกัน ซึ่งในที่นี้ขอยกตัวอย่างขั้นตอนการทดสอบ Direct Shear Test ของตัวอย่างในสภาพแช่น้ำดังภาพที่ 36



ภาพที่ 36 ขั้นตอนการทดสอบ Direct Shear Test ของตัวอย่างในสภาพแช่น้ำ

ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่าง

ภาพที่ 37 เป็นขั้นตอนการเตรียมตัวอย่าง โดยหลังจากชั่งน้ำหนักโมลและปริมาณ ส่วนผสมแล้วก็จะผสมตัวอย่างให้เข้าเป็นเนื้อเดียวกัน แล้วนำไปบดอัดแบบ Static Compaction โดยใช้ข้อมูลจาก Compaction Curve ของการทดสอบบดอัดตัวอย่างแบบ Modified Proctor Compaction โดยใช้ค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุดที่ปริมาณความชื้นบดอัดที่สนใจศึกษา (OMC-6%, OMC-3%, OMC, OMC+3% และ OMC+6%) มาใช้ในการหาน้ำหนักวัสดุผสม โดยควบคุมให้ความหนาแน่นเทียบเท่าการบดอัดแบบ Dynamics Compaction ของการทดสอบ Modified Proctor Compaction



ก. วัดขนาดโมล ชั่งน้ำหนักส่วนผสม



ข. ผสมตัวอย่างให้เข้ากันดีด้วยอุปกรณ์นี้



ค. เตรียม โมลและใส่ดินที่ผสม



ง. บดอัดตัวอย่างแบบ Static compaction

ภาพที่ 37 แสดงขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างการทดสอบ Direct Shear Test ในสภาพแห้ง

ขั้นตอนการบ่มตัวอย่าง

ภาพที่ 38 เป็นขั้นตอนการบ่มตัวอย่าง โดยหลังจากที่เตรียมตัวอย่างเสร็จ ก็นำตัวอย่างที่อยู่ในโมล มาห่อด้วยพลาสติกเพื่อป้องกันความชื้นเข้า-ออกจากตัวอย่าง ติดป้ายชื่อ และใส่ถุงพลาสติกมัดให้แน่นอีกครั้ง หลังจากนั้นก็นำตัวอย่างไปบ่มโดยใช้กระสอบป่านปิดทั้งด้านบน-ล่าง นิดน้ำวันละ 2 ครั้งเพื่อควบคุมให้มีอุณหภูมิที่ 28°C



ก. นำตัวอย่างออกจากกระบอกเหล็กแล้ว
ห่อด้วยพลาสติก



ข. ติดป้ายชื่อและใส่ถุงพลาสติกมัดอย่างมิดชิด



ค. บ่มตัวอย่างตามระยะเวลา และรดน้ำรักษาอุณหภูมิ

ภาพที่ 38 แสดงขั้นตอนการบ่มตัวอย่างการทดสอบ Direct Shear Test ในสภาพแช่น้ำ

ขั้นตอนการแช่น้ำของตัวอย่าง

ภาพที่ 39 เป็นขั้นตอนการแช่น้ำของตัวอย่าง โดยหลังจากที่บ่มตามระยะเวลาที่ต้องการศึกษาแล้ว ก็จะนำตัวอย่างอย่างออกจากถุงพลาสติกและบันทึกชื่อ วัดขนาดและชั่งน้ำหนัก จากนั้นนำตัวอย่างไปประกอบชุดอุปกรณ์แช่น้ำแล้วนำไปแช่น้ำในอ่างให้น้ำท่วมตัวอย่าง โดยจะแช่น้ำเป็นระยะเวลา 4 วัน เหมือนกับการแช่น้ำของการทดสอบ CBR ทั้งนี้เพื่อจำลองสภาพให้คล้ายกับพื้นที่จริงในสนาม



ก. นำตัวอย่างมาประกอบกับอุปกรณ์สำหรับแช่น้ำ



ข. นำตัวอย่างไปแช่น้ำโดยให้น้ำท่วม

ภาพที่ 39 แสดงขั้นตอนการแช่น้ำตัวอย่างการทดสอบ Direct Shear Test ในสภาพแช่น้ำ

ขั้นตอนการทดสอบตัวอย่าง

ภาพที่ 40 เป็นขั้นตอนการทดสอบตัวอย่าง เมื่อครบกำหนดระยะเวลาแช่น้ำ 4 วันแล้วนำตัวอย่างขึ้นมาจากน้ำแล้ววัดขนาดชั่งน้ำหนักอีกครั้ง แล้วดันตัวอย่างลงใน Shear Box นำไปติดตั้งในเครื่อง Direct Shear แล้วทำการทดสอบแบบ CD-Test โดยมีอัตราการเลื่อน 0.01 mm./min ซึ่งเป็นอัตราการเลื่อนที่ทำให้เกิด Excess Pore Pressure ขึ้นในตัวอย่างน้อยที่สุด เนื่องจากอัตราการเลื่อนดังกล่าวได้จากการทดสอบ Consolidation Test หลังจากทดสอบเสร็จก็จะนำตัวอย่างไปชั่งน้ำหนักก่อนอบและหลังอบ โดยอบอย่างน้อย 24 ชั่วโมง



ก. ครอบกำหนดแซนน้ำ วัดขนาด ชั่งน้ำหนัก และทดสอบ



ข. ดันตัวอย่างออก ชั่งน้ำหนัก ก่อนอบ-หลัง

ภาพที่ 40 แสดงขั้นตอนการทดสอบ Direct Shear Test ในสภาพแซนน้ำ

ในการทดสอบ Unconfined Compression Test เมื่อนำผลการทดสอบไปเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Normal Stress กับ Axial Strain เพื่อหาค่า Young's Modulus ได้มีการปรับแก้กราฟที่เกิดจากการทดสอบเนื่องจากผิวของตัวอย่างที่สัมผัสกับที่กดตัวอย่างไม่เรียบสม่ำเสมอหรือไม่อยู่ในแนวราบ และใช้ค่า Young's Modulus ที่ 50% ในการวิเคราะห์ Finite Element สำหรับการทดสอบ Direct Shear Test ได้ทำการทดสอบ 3 ตัวอย่างเพื่อหาค่า c' และ ϕ' ของดินที่ปรับปรุงคุณภาพ

สถานที่ทำการวิจัย

สถานที่ทำการทดสอบโครงการศึกษาการปรับปรุงคุณภาพด้วยปูนซีเมนต์และปูนขาว ได้มีการปฏิบัติงาน 3 ที่ด้วยกันคือ

1. หมวดวิศวกรรมปฐพี ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ (บางเขน)
2. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา (จ.ชลบุรี)
3. ห้องปฏิบัติการ กลุ่มงานดินด้านวิทยาศาสตร์ กรมชลประทาน (ปากเกร็ด)

ผลและวิจารณ์

1. ผลการทดสอบดินกระจายตัวของดินที่ยังไม่ปรับปรุงคุณภาพ

1.1 การทดสอบความเป็นดินกระจายตัวทางด้านกายภาพ

ในการทดสอบความเป็นดินกระจายตัวมีด้วยกันหลายวิธี แต่ทางผู้วิจัยได้เลือกมาทดสอบ 3 วิธีที่สามารถบอกแนวโน้มได้ว่าเป็นดินกระจายตัวมากน้อยเพียงใด ซึ่งจะแสดงผลการทดสอบในตารางที่ 14

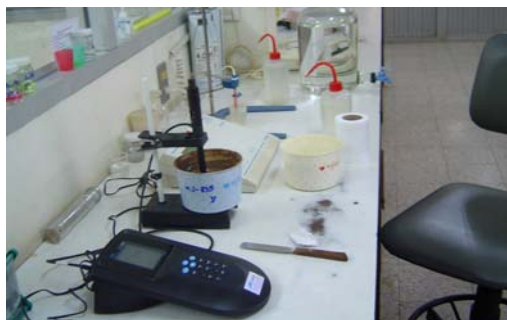
ตารางที่ 14 แสดงผลการทดสอบความเป็นดินกระจายตัวทางด้านวิศวกรรมของดินที่ศึกษาวิจัย

การทดสอบ	ตัวอย่างที่					
	1	2	3	4	5	6
1. Crumb Test	Grade 3	Grade 3	Grade 3	Grade 3	Grade 3	Grade 3
2. Pinhole Test	ND3	ND3	ND3	ND3	ND3	ND3
3. Double Hydrometer	10.15	7.01	9.57	10.81	8.04	9.21

จากผลการทดสอบความเป็นดินกระจายตัวโดยวิธีทางด้านวิศวกรรมได้ผลว่าจากการทดสอบ Crumb Test และ Pinhole Test มีผลไปในทิศทางเดียวกันคือ Grade 3 และ ND3 ซึ่งเป็นดินกระจายตัวปานกลาง และเมื่อพิจารณาค่าจากผลการทดสอบ Double Hydrometer มีค่า Degree of Dispersion น้อยกว่า 33 % ซึ่งไม่เป็นดินกระจายตัว (อร่ามศรี, 2535) ทำให้ผลที่ได้ไม่ชัดเจน ผู้วิจัยจึงได้ปรึกษาผู้เชี่ยวชาญและได้นำดินไปทดสอบทางด้านวิทยาศาสตร์ พิจารณาจากคุณสมบัติทางเคมีอีกครั้งเพื่อให้เกิดความมั่นใจ และหาแนวทางแก้ไขในการศึกษาวิจัยต่อไปได้

1.2 การทดสอบความเป็นดินกระจายตัวทางด้านเคมี

การทดลองทางด้านเคมี ได้รับความอนุเคราะห์ให้ทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการกลุ่มงานดินด้านวิทยาศาสตร์ กรมชลประทาน (ปากเกร็ด) โดยมีวิธีการทดสอบต่าง ๆ ดังแสดงในภาพที่ 41



ก. การวัดค่า pH ของดินที่เป็น Paste
(ดินผสมน้ำกวนให้เข้ากันทิ้งไว้อย่างน้อย 1 คืน)



ข. ใช้แรงดันบีบ
ารละลายในดินออกมา



ค. สารละลายในดินที่ได้



ง. การวัดค่า Na และ K ในดิน
จากสารละลาย



จ. การวัดค่า EC



ฉ. การผสมสารเคมีเพื่อทำไตเตรต

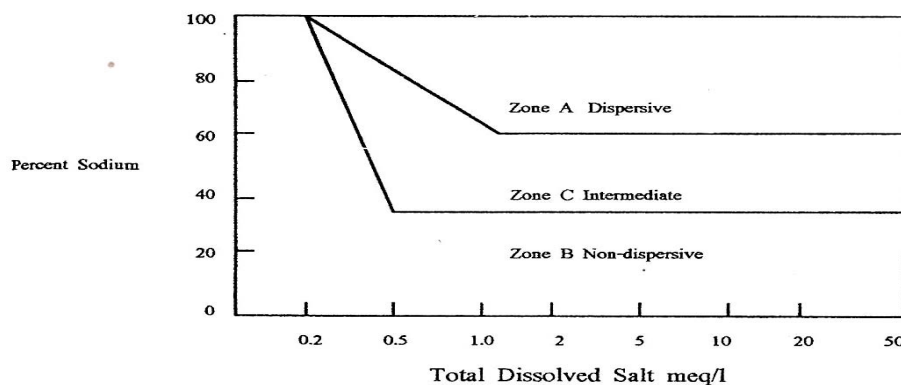


ช. การทำไตเตรทหา Ca+Mg

ภาพที่ 41 การทดสอบความเป็นดินกระจายตัวทางด้านเคมี

ตารางที่ 15 ผลการวิเคราะห์ตัวอย่างดินกระจายตัว (Dispersive Clay Identification Test)

Soil Chemical Properties (ใช้ตัวอย่างดินผ่าน Sieve No.10 (2 mm.))		
pH paste		4.41
EC x 10 ³ of saturation extract		0.765
Ca+Mg	meq/l	4.9
Na	meq/l	3.5
K	meq/l	0.14
Total dissolved salt	meq/l	8.54
% Sodium	$\frac{Na \times 100}{Ca + Mg + Na + K}$	41
Sodium-Adsorption-Ratio; SAR		2.2
Saturation Extract	(Zone)	C



การแบ่ง Zone ตามตารางของ Sherard

Zone A ดินกระจายตัว % Sodium >60

Zone B ดินไม่กระจายตัว % Sodium <40

Zone C ดินอยู่ในช่วงกระจายตัวหรือไม่กระจายตัวก็ได้ % Sodium 40 - 60

ภาพที่ 42 แผนภูมิของ Sherard et al.

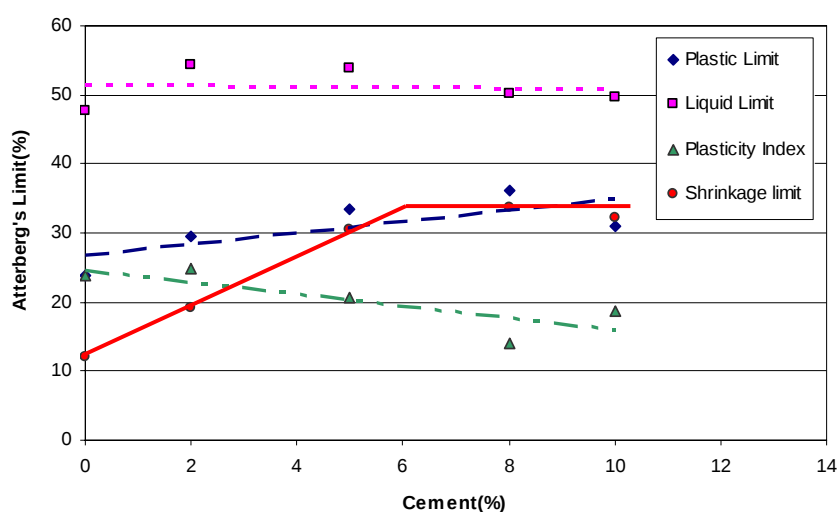
ที่มา: Sherard et al. (1976)

จากผลการทดสอบทางด้านเคมีของดินกระจายตัวในตารางที่ 15 สามารถสรุปได้ว่า ดินตัวอย่างเป็นดินกระจายตัวระดับปานกลาง อยู่ใน Zone C ดังภาพที่ 42 ที่ผ่านมา เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างเกลือละลายโซเดียมต่อปริมาณเกลือละลายทั้งหมดในน้ำยาซึ่งสกัดจากดินอิ่มตัวด้วยน้ำ และดินมีความเป็นกรดจัดมาก (Extremely Acid) เนื่องจากมีค่า $\text{pH} < 4.5$ (Richard, 1969) ทั้งนี้จากการทดสอบทางกายภาพ (Pinhole test, Crumb test, Double hydrometer) ให้ผลที่แตกต่างกัน จึงต้องนำไปทดสอบทางด้านเคมีเพื่อให้มั่นใจว่าเป็นดินกระจายตัวหรือไม่ และได้รับคำอธิบายจากผู้เชี่ยวชาญว่าดินตัวอย่างมีส่วนประกอบของฟริคาร์บอนเนต (มีส่วนประกอบของหินปูนที่สลายตัวตามธรรมชาติไม่หมดยังเป็นวัตถุแข็ง) ค่อนข้างสูงซึ่งมีอิทธิพลทำให้ผลการทดลองด้านวิศวกรรมคลาดเคลื่อนไป ซึ่งเมื่อทดลอง Double hydrometer ตัวฟริคาร์บอนเนตดังกล่าวจะมีน้ำหนักมากกว่าอนุภาคดินจึงตกตะกอนโดยเร็วจึงส่งผลให้ค่า Degree of Dispersion มีค่าต่ำมาก ทำให้ผลการทดลองคลาดเคลื่อนไป แต่อย่างไรก็ตามผลการทดลองทางด้านเคมีได้ยืนยันว่าดินตัวอย่างเป็นดินกระจายตัวในระดับปานกลาง

2. ผลการทดสอบคุณสมบัติทางกายภาพของดินที่ปรับปรุงคุณภาพ

2.1 ผลของสารผสมเพิ่มต่อค่าพิกัดเตอร์เบอร์ก

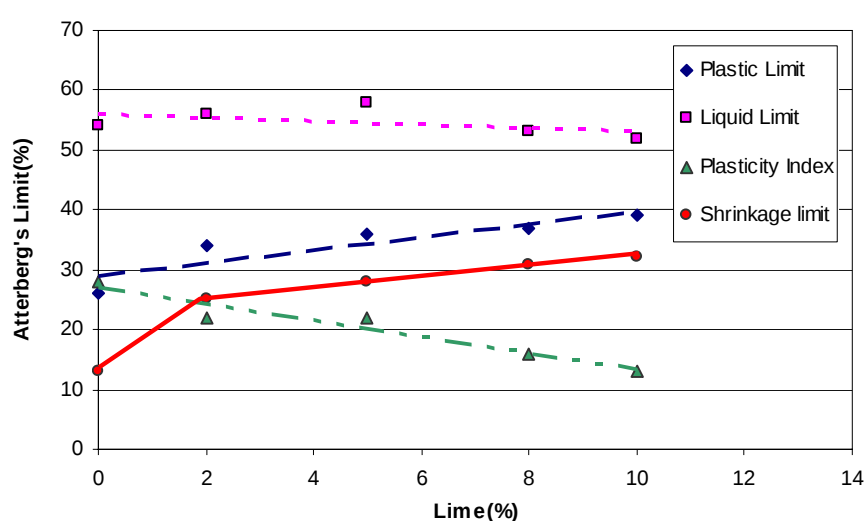
ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อค่าพิกัดเตอร์เบอร์กในภาพที่ 43 แสดงว่าปริมาณปูนซีเมนต์ไม่มีผลต่อ Liquid Limit แต่จะทำให้ Plastic Limit มีค่าเพิ่มขึ้น จึงเป็นผลให้ Plasticity Index มีค่าลดลง นอกจากนี้ยังทำให้ Shrinkage Limit มีค่าเพิ่มขึ้น เนื่องจากที่ปูนซีเมนต์ทำปฏิกิริยากับน้ำซึ่งเป็นปฏิกิริยาในช่วงต้น ซึ่งจะได้อาหารเชื่อมระหว่างอนุภาคเม็ดดินที่เรียกว่าซีเมนต์เพสต์ (Cement Paste) ทำให้ดินนั้นมีลักษณะแห้งต้องใช้ความชื้นเพิ่มขึ้นจึงจะสามารถปั้นได้ จึงส่งผลให้ค่า Plastic Limit มีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณปูนซีเมนต์ ทำให้ดินมีคุณสมบัติความเป็นพลาสติกเพิ่มขึ้น และส่งผลให้ดินมีคุณสมบัติ Shrinkage Limit เพิ่มขึ้นเพราะโครงสร้างของดินแข็งแรงขึ้นเนื่องจากปูนซีเมนต์ ซึ่งผลที่ได้สอดคล้องกับการวิจัยของ เกษม และ สุภสิทธิ์ (2543)



ภาพที่ 43 ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อพิกัดเตอร์เบอร์ก

ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่าพิกัดเตอร์เบอร์กในภาพที่ 44 ซึ่งปริมาณปูนขาวที่เพิ่มขึ้นมีผลทำให้ Liquid Limit มีค่าลดลงเล็กน้อย ค่า Plastic Limit มีค่าเพิ่มขึ้น จึงส่งผลให้ Plastic Index มีค่าลดลง และ Shrinkage Limit มีค่าเพิ่มขึ้น ทั้งนี้เนื่องจากการเพิ่มปริมาณปูนขาวทำให้ความชื้นในช่องว่างมีความเข้มข้นของอออนสูงขึ้น ดังนั้นจึงส่งผลให้ Double Layer หดแคบเข้า และเกิดการดึงดูดอนุภาคเม็ดดินเข้าหากันเกิดการจับตัวกันของเม็ดดิน (Flocculation and

Agglomeration) ซึ่งมีผลต่อค่าพิกัดอัตราเบอร์กของดิน (Herrin and Mitchell, 1961) ประกอบกับดินที่นำมาทดสอบนี้เป็นดินเหนียวที่มีแร่ Montmorillonite เป็นส่วนใหญ่ (ดังภาพที่ 34) ซึ่งแร่ชนิดนี้จะมี Cation Capacity Exchange สูง สามารถดูดซับหรือถูกแทนที่ด้วย Ca^{2+} ของปูนขาวได้เร็ว ซึ่งจะเพิ่มความเป็นพลาสติกให้กับดินมากขึ้นตามปริมาณปูนขาว แต่ในขณะเดียวกันเมื่อแห้งสารเชื่อมยึดดังกล่าวจะมีการหดตัวมากขึ้น ด้วยเหตุดังกล่าวจึงเป็นอีกเหตุผลหนึ่งที่ทำให้ค่า Plastic Limit เพิ่มขึ้น และค่า Shrinkage Limit มีค่าเพิ่มขึ้นด้วย ซึ่งผลการทดลองของดินผสมปูนซีเมนต์และปูนขาวตรงกับผลของผู้วิจัยอื่น เช่น Diamond and Kinter (1965)

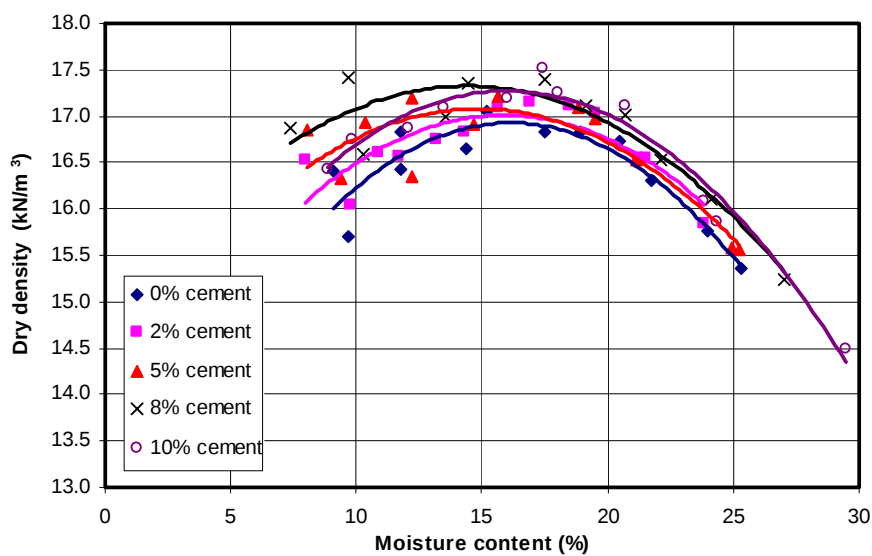


ภาพที่ 44 ผลของปริมาณปูนขาวต่อพิกัดอัตราเบอร์ก

2.2 ผลของสารผสมเพิ่มต่อพฤติกรรมการบดอัด

ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อพฤติกรรมการบดอัดที่แสดงในภาพที่ 45 ซึ่งจะเห็นว่าเมื่อปริมาณปูนซีเมนต์เพิ่มขึ้นค่าหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุด (Maximum Dry Unit Weight) จะเพิ่มขึ้นเล็กน้อย เนื่องมาจากค่าความถ่วงจำเพาะของปูนซีเมนต์มากกว่าดิน โดยปูนซีเมนต์มีค่าความถ่วงจำเพาะ 3.15 (วินิต, 2539) แต่ดินเหนียวมีค่าความถ่วงจำเพาะ 2.68-2.7 (Das, 1997) และดินแน่นขึ้นซึ่งพิจารณาจากค่า Void Ratio ดังตารางที่ 16 ส่วนค่าความชื้นที่เหมาะสม (Optimum Moisture Content) จะไม่เพิ่มขึ้นตามปริมาณซีเมนต์ เนื่องจากเมื่อปริมาณซีเมนต์เพิ่มมากขึ้นก็จะเกิดปฏิกิริยา Hydration มากทำให้ซีเมนต์เพสต์ที่เป็นคล้ายเจลไปแทรกอยู่ในช่องว่างระหว่างอนุภาคเม็ดดินแล้วแข็งตัวเกิดการยึดโครงสร้างเม็ดดินนั้น ทำให้แข็งแรงและแน่นมากขึ้น (Mitchell and Jack, 1966) จึงทำให้

ความชื้นที่เหมาะสมจะไม่เพิ่มขึ้นตามปริมาณปูนซีเมนต์ ทั้งนี้การผสมจะทำเสร็จภายใน 2 ชั่วโมง ซึ่งจะไม่เกิด Delay compaction (กรมทางหลวง, 2532) จึงไม่ส่งผลต่อการทำปฏิกิริยาของดินผสมซีเมนต์

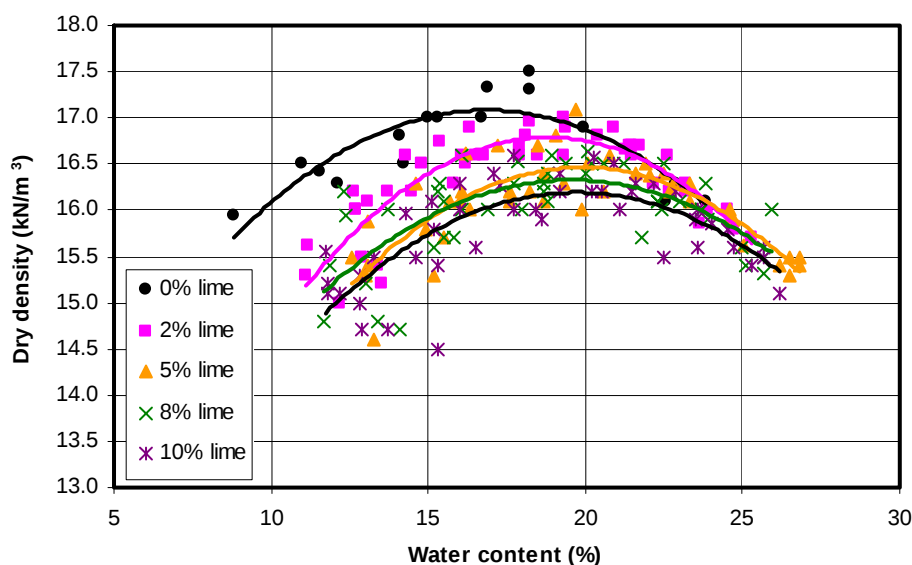


ภาพที่ 45 Compaction curve ที่ปริมาณปูนซีเมนต์ต่าง ๆ

ตารางที่ 16 แสดงผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อค่าต่าง ๆ ของการบดอัดดินผสมปูนซีเมนต์

Cement (%)	OMC (%)	γ_{drymax} (kN/m ³)	Void Ratio
0	16.5	17.1	0.41
2	16.0	17.2	0.39
5	14.7	17.2	0.35
8	14.5	17.3	0.35
10	16.0	17.2	0.40

สำหรับผลของปริมาณปูนขาวต่อพฤติกรรมการบดอัดที่แสดงในภาพที่ 46 ซึ่งจะเห็นว่าเมื่อปริมาณปูนขาวเพิ่มขึ้นค่าหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุดจะลดลง เนื่องจากปูนขาวมีค่าความถ่วงจำเพาะน้อยกว่าดิน โดยค่าความถ่วงจำเพาะของปูนขาวเท่ากับ 2.24 (Mallinckrodt Chemicals, 2007) ซึ่งเมื่อผสมกันเป็นมวลรวมแล้ว เมื่อปริมาณปูนขาวเพิ่มขึ้นจะส่งผลให้มีความแน่นลดลงซึ่งพิจารณาได้จากค่า Void Ratio ดังตารางที่ 17 ส่วนค่าความชื้นที่เหมาะสมจะเพิ่มขึ้น เนื่องจากปริมาณปูนขาวที่เพิ่มขึ้น มีการแลกเปลี่ยนประจุไฟฟ้ามากที่ผิวเม็ดดินทำให้ดินจับตัวกันเป็นก้อนใหญ่ และยึดกันเป็นโครงสร้างที่หลวม ๆ เนื่องจากความชื้นในชั้น Double Layers บางลง เป็นผลทำให้ต้องการความชื้นในปริมาณมากเพื่อเข้ามาเคลือบรอบ ๆ ดินก้อนใหญ่นั้นเป็น Double Layers ที่หนาขึ้น (Herrin and Mitchell, 1961) ด้วยเหตุนี้จึงต้องการปริมาณความชื้นที่มากขึ้นตามปริมาณปูนขาวด้วย ซึ่งการทดลองผลของสารผสมเพิ่มต่อพฤติกรรมการบดอัดนี้ตรงกับผลของผู้วิจัยอื่น เช่น Hausmann (1990)



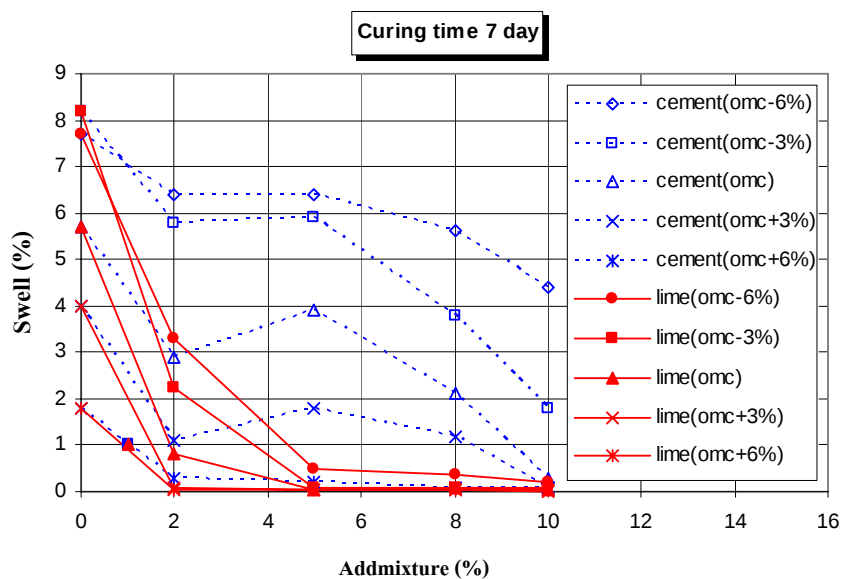
ภาพที่ 46 Compaction Curve ที่ปริมาณปูนขาวต่าง ๆ

ตารางที่ 17 แสดงผลของปริมาณปูนขาวต่อพฤติกรรมของการบดอัดดินผสมปูนขาว

Lime (%)	OMC (%)	γ_{drymax} (kN/m ³)	Void Ratio
0	16.5	17.0	0.41
2	18.3	16.8	0.48
5	19.2	16.7	0.51
8	18.2	16.4	0.46
10	19.2	16.3	0.48

2.3 ผลของสารผสมเพิ่มต่อการกระจายตัว

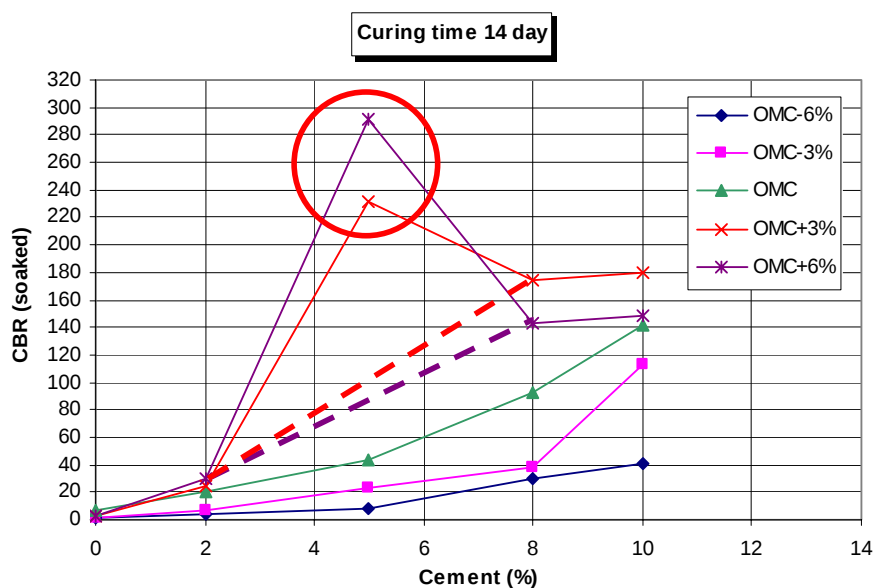
เนื่องจากดินที่นำมาทดสอบภาคความีส่วนประกอบของแร่ดินเหนียวที่เป็น Monmorilonite ก่อนข้างมากกว่าแร่ดินเหนียวชนิดอื่น โดยพิจารณาจากค่าพิคต์อิตเตอร์เบอร์ก ดังที่ได้กล่าวมาแล้ว ซึ่งดินที่มีแร่ดินเหนียว Monmorilonite ในปริมาณมากเมื่อสัมผัสน้ำจะทำให้มีการขยายตัวมากแล้ว แตกตัวได้ง่ายจึงมีโอกาสดินกระจายตัวได้ (Sherard et al., 1976) จากทฤษฎีที่ว่าดินที่มีการบวมตัวมากอาจจะมีการกระจายตัวสูงด้วยนั้น (อร่ามศรี, 2535) ผลการทดลองเมื่อใส่สารผสมเพิ่ม (ปูนซีเมนต์หรือปูนขาว) ลงไปผสมกับดิน แล้วทำให้การบวมตัวของดินลดลง โดยสังเกตค่าการบวมตัวจากการทดสอบ CBR ดังแสดงในภาพที่ 47 โดยเฉพาะปูนขาวจะสามารถลดการบวมตัวได้ดีและเร็วกว่าการผสมปูนซีเมนต์ จึงอาจกล่าวได้ว่าปูนขาวสามารถลดการกระจายตัวลงได้ดีเช่นกัน แต่อย่างไรก็ตามปริมาณปูนซีเมนต์ที่เพิ่มมากขึ้นก็สามารถลดการบวมตัวหรือการกระจายตัวของดินได้เช่นกัน ซึ่งการทดลองผลของสารผสมเพิ่มต่อพฤติกรรมการกระจายตัวของดินนี้ตรงกับผลของผู้วิจัยอื่น เช่น สุภกิจ (2543) ทั้งนี้ที่ปริมาณความชื้นในการบดอัดมากกว่าความชื้นเหมาะสมจะสามารถลดการบวมตัวได้ดีกว่า เนื่องมาจากตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นสูงช่องว่างเต็มไปด้วยน้ำจึงทำให้ไม่สามารถดูดน้ำหรือน้ำแทรกเข้าไปได้อีก จึงทำให้ดินไม่เกิดการบวมตัวเพิ่มขึ้น ส่งผลให้มีการกระจายตัวลดลงด้วย



ภาพที่ 47 ผลของสารผสมเพิ่มต่อการบวมตัว

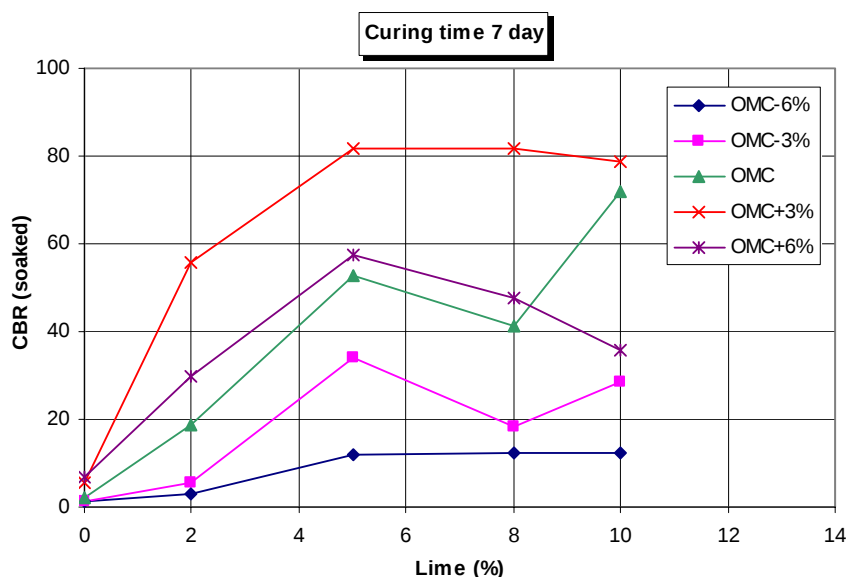
3. ผลการทดสอบ California Bearing Ratio ของดินที่ปรับปรุงคุณภาพ

3.1 ผลของปริมาณสารผสมเพิ่มต่อค่า California Bearing Ratio (CBR)



ภาพที่ 48 ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อค่า CBR (soaked)

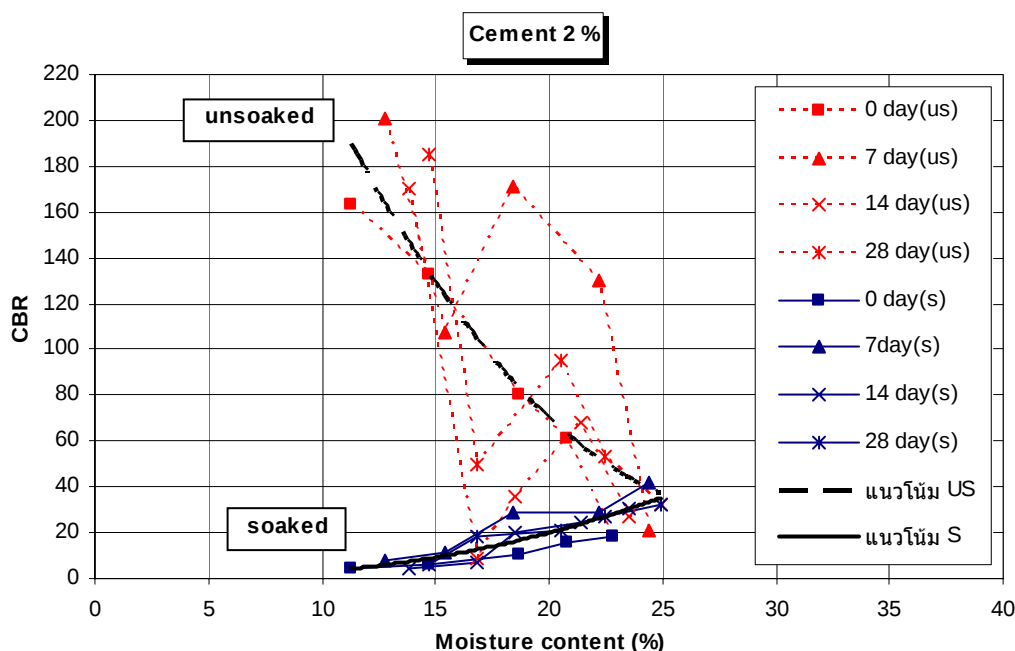
ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อค่า CBR (soaked) ดังภาพที่ 48 แสดงให้เห็นว่าปริมาณปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นมีผลทำให้ค่า CBR (soaked) มีแนวโน้มเพิ่มขึ้น และมีอัตราการเพิ่มขึ้นค่อนข้างสม่ำเสมอสำหรับตัวอย่างที่ถูกบดอัดด้วยความชื้นที่ต่ำกว่าหรือเท่ากับ OMC ทั้งนี้ตัวอย่างที่มีความชื้นบดอัดสูงกว่า OMC นั้น ค่า CBR (soaked) จะมีค่ามากกว่า ซึ่งค่า CBR (soaked) ของตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นสูงกว่า OMC มีค่าสูงสุดที่ปริมาณซีเมนต์ 8% เนื่องมาจากปริมาณปูนซีเมนต์จะมีการทำปฏิกิริยา Hydration กับปริมาณความชื้นที่สูงกว่า OMC ได้พอเหมาะกัน จึงได้สารที่เป็นตัวเชื่อมประสานเม็ดดินที่ช่วยเสริมกำลังให้กับโครงสร้างดิน ทำให้มีความแข็งแรงมากขึ้นก่อนที่จะนำไปแช่น้ำ เมื่อนำไปแช่น้ำดินนั้นมีความทึบน้ำเนื่องจากสารที่ได้จากปฏิกิริยาหลังบดอัด จึงทำให้น้ำเข้าไปทำลายความแข็งแรงของโครงสร้างได้ยาก (Moh, 1965) จากนั้นเมื่อเพิ่มปริมาณซีเมนต์มากกว่า 8% ตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นมากกว่า OMC จะมีค่า CBR (Soaked) ค่อนข้างคงที่ แต่สำหรับดินตัวอย่างที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นต่ำกว่า OMC จะมีค่า CBR (Soaked) เพิ่มขึ้น ทั้งนี้อาจเนื่องมาจากการทำปฏิกิริยา Hydration ของปูนซีเมนต์กับความชื้นบดอัดเพียงพอที่จะทำให้เกิดขึ้นสมบูรณ์แล้ว เมื่อเพิ่มปริมาณซีเมนต์มากขึ้นก็จะค่อนข้างไม่มีผลต่อการทำปฏิกิริยาซึ่งจะส่งผลให้ค่า CBR (Soaked) คงที่ แต่สำหรับตัวอย่างที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นต่ำเมื่อเพิ่มปริมาณซีเมนต์แล้วจะมีค่า CBR (Soaked) เพิ่มขึ้นนั้น เนื่องมาจากการทำปฏิกิริยาหลังการบดอัดไม่สมบูรณ์เมื่อปริมาณซีเมนต์มีมากกว่าความชื้น แต่เมื่อนำไปแช่น้ำก็จะทำให้การทำปฏิกิริยาสมบูรณ์มากขึ้นจึงส่งผลให้เกิดสารเชื่อมประสานระหว่างอนุภาคมากขึ้นมีการยึดเหนี่ยวระหว่างอนุภาคที่แข็งแรงทำให้มีค่า CBR (Soaked) เพิ่มขึ้นตามปริมาณซีเมนต์ อย่างไรก็ตามจากผลการทดลองสำหรับตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นสูงกว่า OMC ที่ปริมาณซีเมนต์ 5% นั้นมีค่า CBR (Soaked) สูงมากผิดปกติ (ในวงกลมสีแดง) ซึ่งไม่เป็นแนวโน้มเดียวกันกับตัวอย่างอื่น ๆ คาดว่าจะเป็นผลมาจากความคลาดเคลื่อนในการทดลอง โดยค่า CBR (Soaked) ควรจะมีแนวโน้มเพิ่มตามเส้นประซึ่งจะมีค่า CBR (Soaked) สูงสุดที่ปริมาณซีเมนต์ 8% หลังจากนั้นก็จะคงที่เมื่อปริมาณซีเมนต์เพิ่มขึ้น



ภาพที่ 49 ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่า CBR (soaked)

ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่า CBR (soaked) แสดงในภาพที่ 49 จะเห็นได้ว่าปริมาณปูนขาวที่เพิ่มขึ้นมีผลทำให้ค่า CBR (soaked) เพิ่มขึ้นซึ่งจะมีอัตราการเพิ่มขึ้นของค่า CBR (soaked) ชัดเจนช่วงปริมาณปูนขาวต่ำกว่าหรือเท่ากับ 5 % ทั้งนี้เนื่องจากเมื่อเริ่มใส่ปูนขาวลงไปในดินทำให้น้ำที่อยู่ในชั้น Double Layers บางลงทำให้ การเกิดปฏิกิริยา Flocculation and Agglomeration เป็นการรวมตัวกันของเม็ดดินมีขนาดโตขึ้นทำให้โครงสร้างดินยึดกันแบบกระกระกะ ในขณะที่เดียวกันก็จะเกิดสารประกอบใหม่ที่เกิดขึ้นอย่างรวดเร็วจากผลของการทำปฏิกิริยาของปูนขาวและน้ำจึงส่งผลทำให้การเชื่อมยึดโครงสร้างของเม็ดดินมั่นคงขึ้น (Diamond and Kinter, 1965) เมื่อเพิ่มปริมาณปูนขาวที่มากกว่า 5% สำหรับตัวอย่างที่ถูกบดอัดด้วยความชื้นที่มากกว่า OMC ค่า CBR (Soaked) จะมีแนวโน้มที่ลดลง ทั้งนี้เนื่องมาจากเมื่อปริมาณปูนขาวมากขึ้นแต่น้ำสามารถทำปฏิกิริยาได้เท่าเดิมเมื่อมีการเพิ่มปริมาณปูนขาวมากขึ้นก็จะไม่มีผลมากต่อการเกิดปฏิกิริยาประกอบกับปูนขาวส่วนที่ไม่ได้ทำปฏิกิริยานั้นเกิดปฏิกิริยา Carbonation โดยปูนขาวทำปฏิกิริยากับคาร์บอนไดออกไซด์ (CO_2) ในอากาศ แล้วเกิดเป็นสารประกอบแคลเซียมคาร์บอเนต (CaCO_3) กับน้ำ (H_2O) ทำให้เกิดการหน่วงปฏิกิริยาเคมีเป็นผลให้การพัฒนากำลังช้ากว่าปกติ (Diamond et al., 1964) เมื่อนำมาทดสอบทำให้ได้ค่า CBR (Soaked) ที่ลดลง

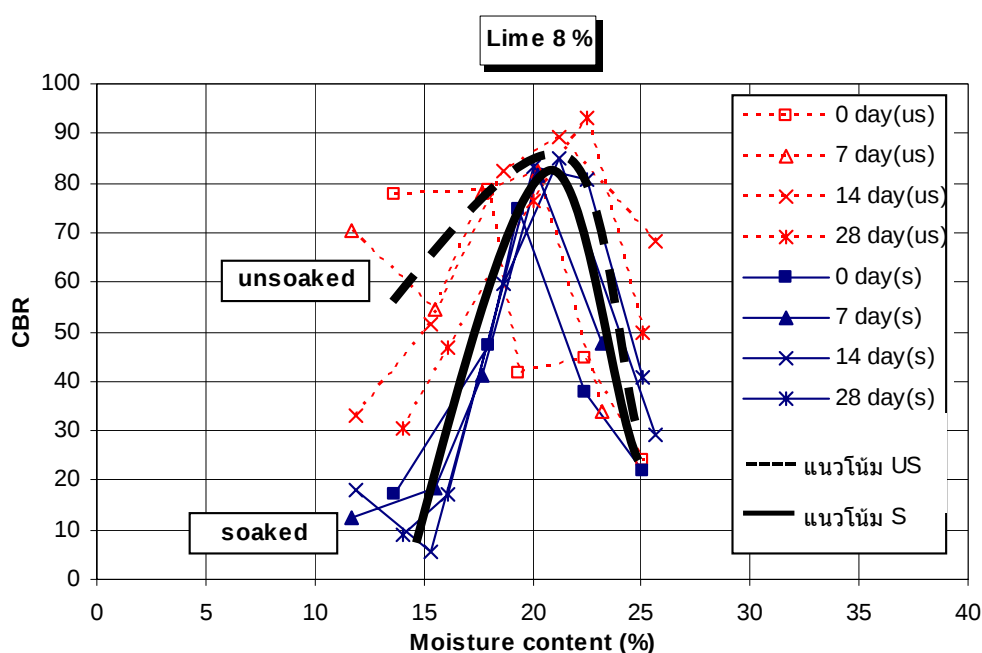
3.2 ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า California Bearing Ratio (CBR)



ภาพที่ 50 ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า CBR ของดินผสมปูนซีเมนต์

ผลของปริมาณความชื้นที่ใช้ในการบดอัดต่อค่า CBR ของดินผสมซีเมนต์ ในภาพที่ 50 จะเห็นได้ว่าเมื่อตัวอย่างมีความชื้นในการบดอัดมากขึ้น ค่า CBR (soaked) จะมีค่าเพิ่มขึ้น แต่ค่า CBR (Unsoaked) จะมีค่าลดลง ทั้งนี้เนื่องจากปริมาณความชื้นมีผลต่อการเกิดปฏิกิริยา Hydration (Pendola, 1969) นอกจากนั้นช่วงปริมาณความชื้นในการบดอัดน้อย (OMC-6%) ค่า CBR จะค่อนข้างต่างกันมาก เมื่อเพิ่มปริมาณความชื้นในการบดอัดมากขึ้น (OMC+6%) ค่า CBR ก็จะมีค่าที่ใกล้เคียงกัน ซึ่งสังเกตได้จากเส้นแนวโน้มของกราฟก็จะลู่เข้าหากัน แต่อย่างไรก็ตามค่า CBR (Unsoaked) จะมีค่ามากกว่า CBR (Soaked) เมื่อผสมปูนซีเมนต์น้อย แต่เมื่อเพิ่มปริมาณปูนซีเมนต์สูงขึ้นจะทำให้ค่า CBR (Unsoaked) และ CBR (Soaked) มีค่าใกล้เคียงกัน โดยเฉพาะตัวอย่างที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นมากกว่า OMC ทั้งนี้เนื่องมาจากผลของปริมาณความชื้นที่มีอิทธิพลต่อกำลังของดิน โดยที่ปริมาณความชื้นที่เกี่ยวข้องในเรื่องนี้มี 2 ส่วนด้วยกันคือ ความชื้นในการบดอัด และความชื้นในการแช่น้ำ ซึ่งผลจากความชื้นในการบดอัดเป็นปริมาณความชื้นที่มีผลต่อค่า CBR (Unsoaked) โดยในการทำปฏิกิริยากับปูนซีเมนต์จะได้สารเชื่อมระหว่างอนุภาคเม็ดดินที่ความชื้นพอเหมาะ ถ้าปริมาณความชื้นในการบดอัดมากเกินไปก็จะมีผลต่อการเกิดปฏิกิริยานั้นอีก ซึ่งจะกลายเป็นสารหล่อลื่นระหว่างอนุภาคบดอัดก็ไม่ทำให้แน่นขึ้น และยังเป็นตัวสลายสารเชื่อมระหว่างอนุภาค

เมื่อดินด้วยจึงส่งผลให้ดินอยู่ในสภาวะที่อ่อนแอและรับกำลังได้น้อย ด้วยเหตุดังกล่าวนี้จึงทำให้ดินมีค่า CBR (Unsoaked) ลดลงเมื่อปริมาณความชื้นเพิ่มขึ้น ส่วนปริมาณความชื้นในการแช่น้ำนั้นจะมีผลทำให้ค่า CBR (Soaked) มีแนวโน้มเพิ่มขึ้น เนื่องจากปริมาณความชื้นที่แช่น้ำสามารถซึมเข้าไปในตัวอย่างได้อีกจึงทำให้การเกิดปฏิกิริยา Hydration สมบูรณ์ขึ้น มีการยึดเหนี่ยวระหว่างโครงสร้างเม็ดดินที่แข็งแรงขึ้น ส่งผลให้ดินสามารถพัฒนากำลังได้ดีและมีความแข็งแรงมากขึ้น

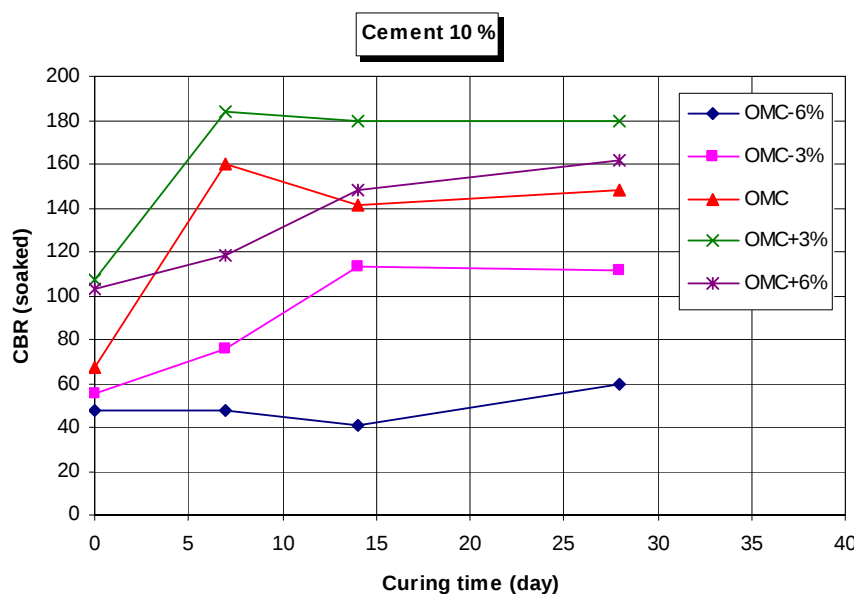


ภาพที่ 51 ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า CBR ของดินผสมปูนขาว

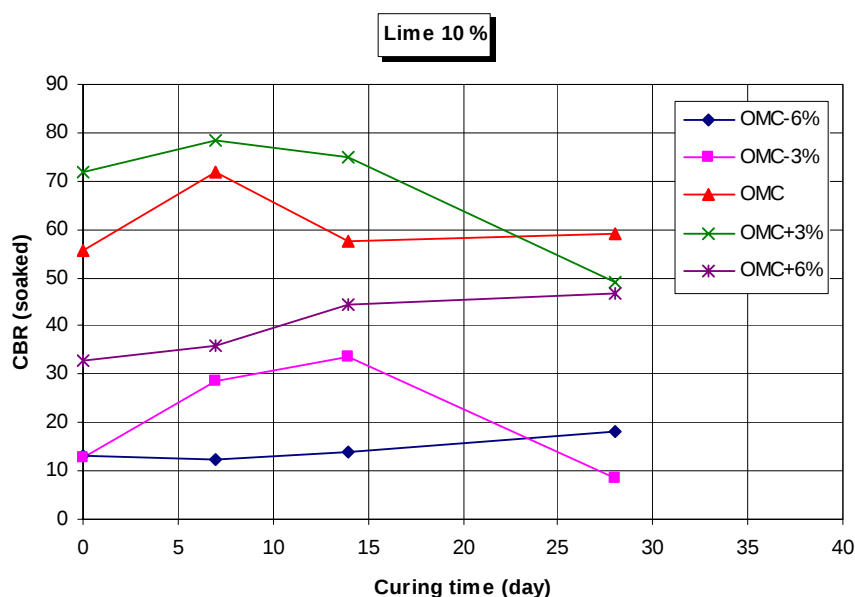
สำหรับผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า CBR ของดินผสมปูนขาวในภาพที่ 51 แสดงว่าเมื่อปริมาณความชื้นบดอัดเพิ่มขึ้นค่า CBR (Soaked) จะมีค่าต่ำกว่า CBR (Unsoaked) เมื่อผสมปริมาณปูนขาวน้อยกว่า 5% โดยเฉพาะด้านที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำกว่า OMC เมื่อปริมาณปูนขาวมากกว่า 5% ค่า CBR ของทั้งสภาพ Soaked และ Unsoaked จะใกล้เคียงกัน โดยจะเป็นรูประฆังคว่ำและมีจุดยอดอยู่ที่ความชื้นสูงกว่า OMC เล็กน้อย (ประมาณ $OMC + 3\%$) แต่อย่างไรก็ตามตัวอย่างที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นเท่ากับหรือสูงกว่า OMC จะมีค่า CBR ใกล้เคียงกันทั้งแบบ Soaked และ Unsoaked ตั้งแต่ปริมาณปูนขาวน้อย ๆ จนเพิ่มมากขึ้นค่า CBR ก็จะใกล้เคียงกันมากขึ้นด้วย

3.3 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า California Bearing Ratio (CBR)

ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า CBR ของดินผสมซีเมนต์ ดังแสดงในภาพที่ 52 จะเห็นได้ว่าค่า CBR (soaked) มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นในช่วงระยะเวลาการบ่ม 0-14 วัน เมื่อระยะเวลาการบ่มมากกว่านี้ก็จะไม่มีผลต่อค่า CBR (soaked) หรืออาจจะมีผลน้อยมาก โดยเฉพาะตัวอย่างที่มีการบดอัดด้วยปริมาณความชื้นเท่ากับหรือสูงกว่า OMC จะให้ค่า CBR (soaked) มากกว่าตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำกว่า OMC ทั้งนี้เนื่องมาจากช่วงระยะเวลาดังกล่าวเป็นช่วงเวลาที่เกิดปฏิกิริยา Cation Exchange โดยปฏิกิริยานี้จะเกิดขึ้นภายในไม่กี่วันหลังจากการผสมซีเมนต์ ซึ่งถือว่าเป็นปฏิกิริยารองจากปฏิกิริยา Hydration ช่วงเวลานี้เป็นช่วงเวลาที่สำคัญต่อการเพิ่มกำลังของปูนซีเมนต์ (Moh, 1965) จึงส่งผลให้ค่า CBR (soaked) ช่วงระยะเวลานี้มีค่าสูงขึ้น



ภาพที่ 52 ผลของระยะเวลาบ่มต่อค่า CBR (soaked) ของดินที่ผสมปูนซีเมนต์



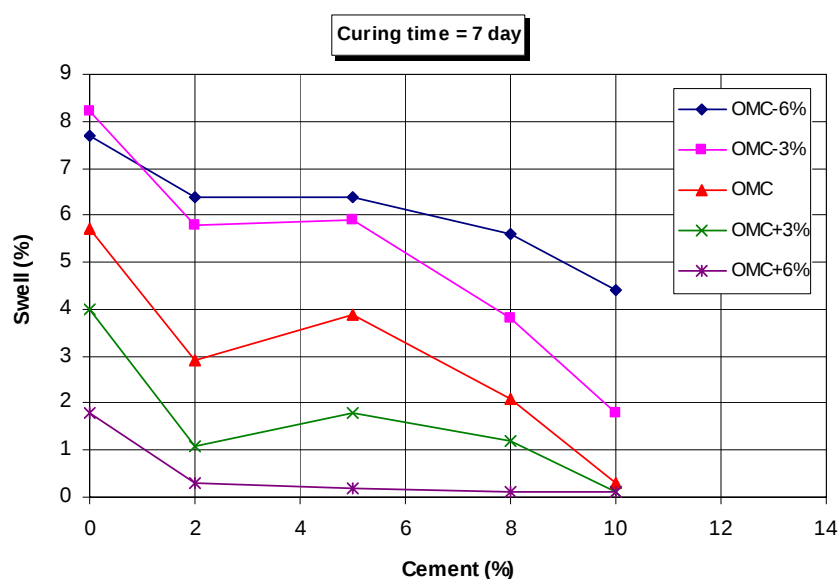
ภาพที่ 53 ผลของระยะเวลาบ่มต่อค่า CBR (soaked) ของดินที่ผสมปูนขาว

สำหรับผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า CBR ของดินผสมปูนขาวที่ได้แสดงในภาพที่ 53 ก็จะมีแนวโน้มเช่นเดียวกับการผสมปูนซีเมนต์ กล่าวคือค่า CBR (soaked) จะเพิ่มขึ้นในช่วงระยะเวลาการบ่ม 0-14 วันเช่นกันและหลังจากนั้นก็ค่อนข้างคงที่ ส่วนค่าที่ลดลงเล็กน้อยนั้นเนื่องจากความไม่แน่นอนของผลการทดสอบ สำหรับดินที่บดอัดด้วยความชื้นเท่ากับหรือมากกว่า OMC จะให้ค่า CBR (soaked) ที่มากกว่าตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำกว่า OMC เช่นเดียวกับการผสมปูนซีเมนต์ ทั้งนี้เนื่องมาจากช่วงระยะเวลาดังกล่าวเป็นช่วงเวลาที่ปริมาณความชื้นในการบดอัดมีความเข้มข้นของอูออน เนื่องจากการทำปฏิกิริยาของความชื้นกับปูนขาว ทำให้เป็นการเพิ่มความเป็นพลาสติกให้กับดิน มีการเกิดปฏิกิริยา Flocculation and Agglomeration ที่มากขึ้น (Diamond and Kinter, 1965) ซึ่งในช่วงระยะเวลานั้นเป็นช่วงระยะเวลาที่สำคัญเช่นเดียวกันในการพัฒนากำลังของปูนขาว

3.4 ผลของปริมาณสารผสมเพิ่มต่อการบวมตัว

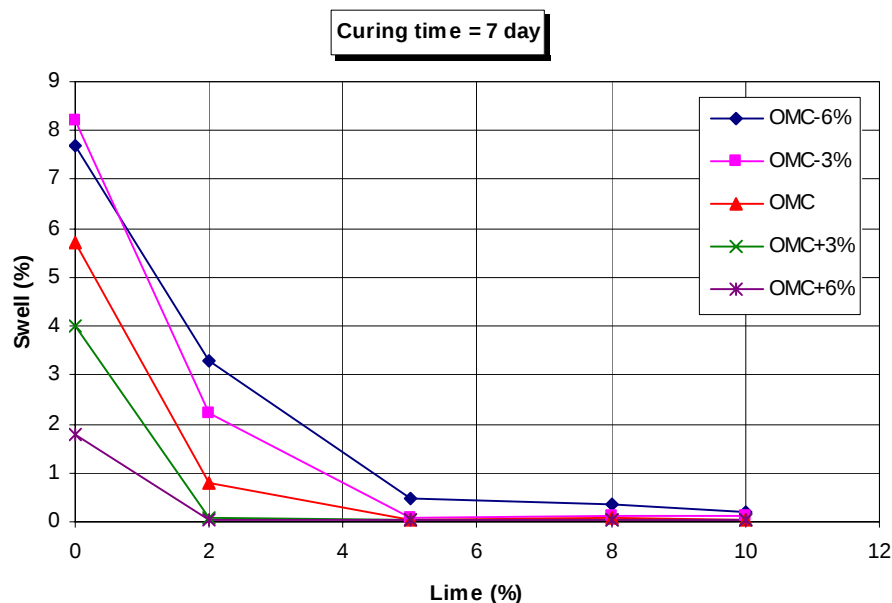
ผลของปริมาณซีเมนต์ต่อการบวมตัวในภาพที่ 54 แสดงว่าเมื่อปริมาณปูนซีเมนต์เพิ่มขึ้น ค่าการบวมตัวหลังแช่น้ำก็จะยิ่งลดลง ซึ่งจะเห็นได้ชัดเจนเมื่อปริมาณปูนซีเมนต์มากกว่าหรือเท่ากับ 5% ค่าการบวมตัวของดินก็จะลดลงในอัตราที่มากกว่าปูนซีเมนต์น้อย ๆ (น้อยกว่า 5%)

ซึ่งสอดคล้องกับการวิจัยของ Bunnag (1964) นอกจากนี้ยังพบว่าตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นเท่ากับหรือมากกว่า OMC จะสามารถลดการบวมตัวของดินได้เร็วกว่าตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำกว่า OMC ซึ่งเป็นผลมาจากการเกิดปฏิกิริยา Hydration ก่อให้เกิดความเชื่อมแน่นระหว่างเม็ดดิน ทำให้เม็ดดินเข้ามาชิดกัน และตัวเชื่อมประสานที่เกิดขึ้นนั้นจะเข้าไปแทรกช่องว่างระหว่างเม็ดดิน เป็นสารหล่อลื่นเคลือบอนุภาคเม็ดดินทำให้ความชื้นเข้าไปในอนุภาคเม็ดดินได้น้อยและลดการซึมผ่าน จึงส่งผลให้อนุภาคเม็ดดินไม่ขยายตัวและไม่เกิดการบวมตัวมากขึ้น (Moh, 1965)



ภาพที่ 54 ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อการบวมตัว

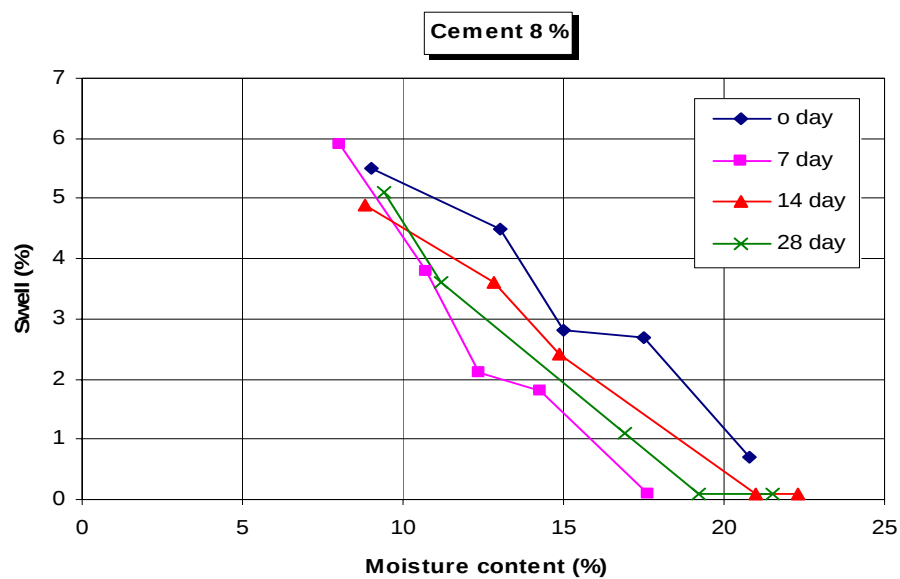
สำหรับผลของปริมาณปูนขาวต่อการบวมตัวดังแสดงในภาพที่ 55 เมื่อปริมาณปูนขาวเพิ่มขึ้นจะทำให้ลดการบวมตัวได้ดีตั้งแต่ปริมาณปูนขาวน้อย ๆ (น้อยกว่า 2%) ซึ่งเมื่อเพิ่มปริมาณยังมากขึ้นก็จะลดการบวมตัวได้ดีหรืออาจจะทำให้ไม่เกิดการบวมตัวเลย ซึ่งเป็นผลมาจากปฏิกิริยา Pozzolanic Reaction ซึ่งปูนขาวได้ทำปฏิกิริยากับแร่ในดินซึ่งมีสารประกอบ Silica และ Alumina ทำให้เกิดสารละลาย Calcium Silicate ซึ่งจะทำหน้าที่เหมือนเจลหล่อลื่นเม็ดดินให้เกาะติดกันและปิดกั้นทางเดินของน้ำในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน ที่จะเข้าไปทำให้เกิดการบวมตัว (Croft, 1964) ซึ่งดิน ที่นำมาทดลองนี้มีแร่ Montmorillonite เป็นส่วนใหญ่ทำให้มีการขยายตัวได้สูงอยู่แล้ว ฉะนั้นจากผลของปฏิกิริยาดังกล่าวจึงเป็นผลดีกับดินชนิดนี้มากในด้านลดการบวมตัว



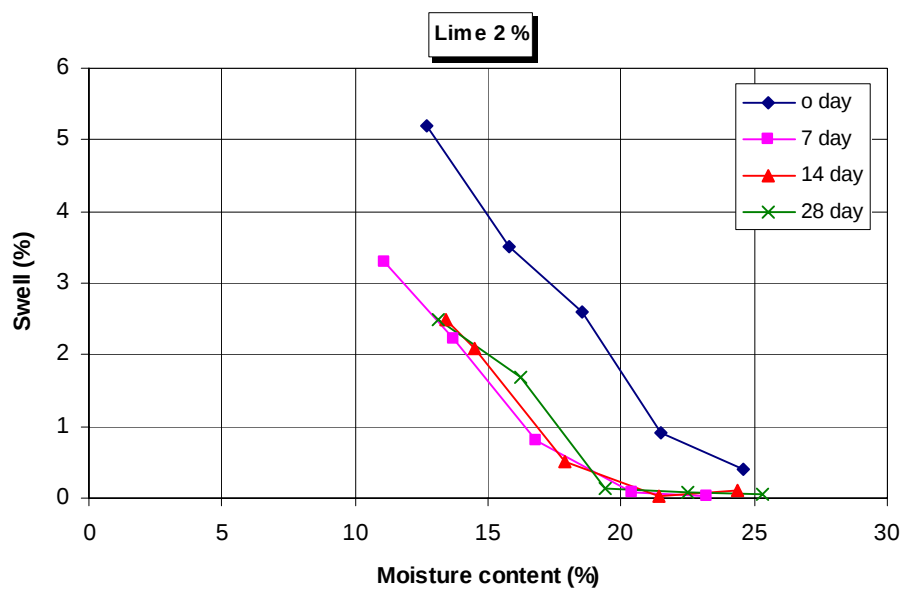
ภาพที่ 55 ผลของปริมาณปูนขาวต่อการบวมตัว

3.5 ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อการบวมตัว

ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่าการบวมตัวของดินผสมปูนซีเมนต์ ในภาพที่ 56 และดินผสมปูนขาวในภาพที่ 57 แสดงว่าเมื่อตัวอย่างดินผสมปูนซีเมนต์และปูนขาว ที่มีความชื้นในการบดอัดมากขึ้นการบวมตัวก็จะลดลง ทั้งนี้เนื่องจากดินที่บดอัดด้วยปริมาณ ความชื้นน้อย ๆ เมื่อนำตัวอย่างไปแช่น้ำจะมีการซึมของน้ำเข้าไปในตัวอย่างได้มาก ทำให้มี การบวมตัวมาก ส่วนตัวอย่างดินที่บดอัดด้วยความชื้นสูง (OMC, OMC+3%, OMC+6%) เมื่อนำไป แช่น้ำจะมีการซึมของน้ำเข้าไปในตัวอย่างได้น้อย เนื่องจากการเกิดปฏิกิริยาของสารผสมเพิ่มกับน้ำ ทำให้เกิดสารเชื่อมระหว่างอนุภาคโดยสารดังกล่าวนี้จะทำหน้าที่เคลือบหุ้มอนุภาคเม็ดดินไว้ เมื่อเคลือบจนหนามากขึ้นจะเกิดการดึงอนุภาคให้เข้ามายุติเกาะกันแน่นขึ้น จึงทำให้น้ำเข้าไปทำให้ อนุภาคเม็ดดินขยายตัวได้น้อย และเกิดความที่บวมขึ้นในโครงสร้างดินสามารถลดการซึมเข้าไป ในตัวอย่างทำให้มีการบวมตัวน้อยลง



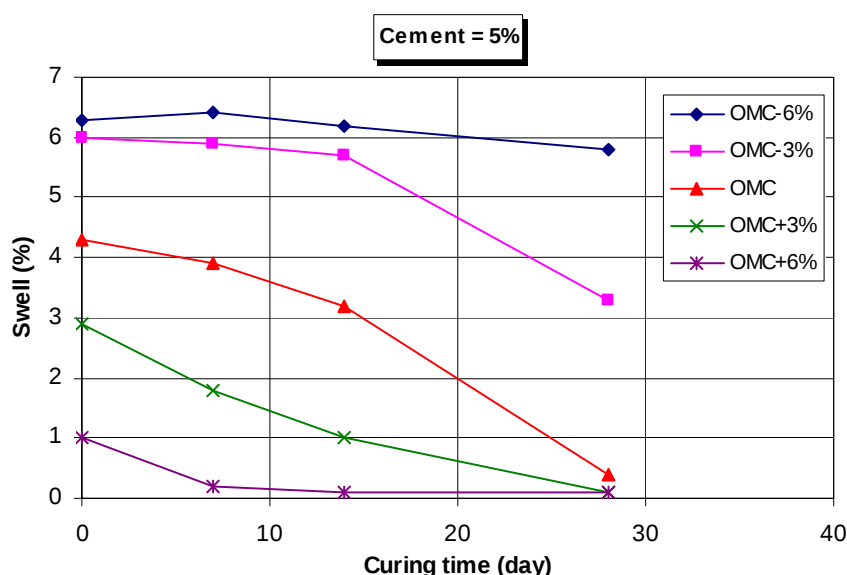
ภาพที่ 56 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อการบวมตัวของดินผสมปูนซีเมนต์



ภาพที่ 57 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อการบวมตัวของดินผสมปูนขาว

3.6 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อการบวมตัว

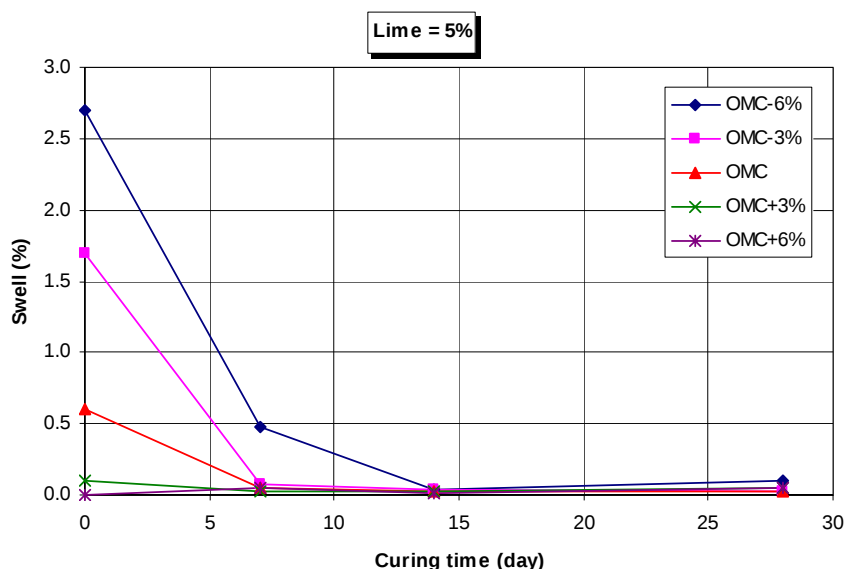
ผลระยะเวลาการบ่มต่อการบวมตัวของดินผสมปูนซีเมนต์ดังภาพที่ 58 แสดงว่าเมื่อระยะเวลาในการบ่มเพิ่มขึ้นค่าการบวมตัวมีแนวโน้มที่ลดลงตามลำดับ โดยเฉพาะตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นเท่ากับหรือสูงกว่า OMC ซึ่งมีค่าการบวมตัวที่น้อยกว่าอยู่แล้ว จะลดการบวมตัวเร็วกว่าตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำ ทั้งนี้เนื่องมาจากปริมาณความชื้นสูงในการบดอัดจะสนับสนุนการทำปฏิกิริยาได้ดีกว่า โดยปฏิกิริยา Pozzolanic Reaction ของดินผสมซีเมนต์ที่เกิดขึ้นหลังจากปฏิกิริยา Hydration นั้นจะต้องใช้ระยะเวลาในการบ่มมากขึ้นการทำปฏิกิริยาจะสมบูรณ์ (Moh, 1965) ทำให้ดินมีความแข็งแรงซึ่งจะช่วยลดการซึมของน้ำเข้าไปทำให้อนุภาคดินขยายตัวจึงส่งผลให้การบวมตัวลดลง ตามระยะเวลาการบ่ม ด้วย



ภาพที่ 58 ผลระยะเวลาการบ่มต่อการบวมตัวของดินผสมปูนซีเมนต์

สำหรับผลของระยะเวลาการบ่มต่อการบวมตัวของดินผสมปูนขาวดังแสดงในภาพที่ 59 ก็จะทำให้ผลในทำนองเดียวกันกับการผสมด้วยซีเมนต์ แต่จะลดการบวมตัวได้ดีและเร็วกว่าเมื่อระยะเวลาเพิ่มขึ้น โดยที่ระยะเวลาการบ่มตั้งแต่ 14 วันขึ้นไปจะสามารถลดการบวมตัวได้เกือบทั้งหมดทุกตัวอย่างการบดอัด ซึ่งตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นสูง (OMC, OMC + 3%, OMC + 6%) ก็จะสามารถลดการบวมตัวได้เร็วกว่า เนื่องจากเมื่อเวลาการบ่มเพิ่มขึ้นปูนขาวสามารถทำปฏิกิริยาได้เร็วกว่า ซึ่ง Divison et al. (1962) ได้ศึกษาพบว่าปูนขาวเป็นสารผสมเพิ่มที่เหมาะสมในการปรับปรุง

คุณภาพดินเหนียวชนิด CH เนื่องจากดินที่มีขนาดเล็กกว่า 2 ไมครอนสามารถทำปฏิกิริยากับปูนขาวได้ดีและเร็ว ด้วยเหตุผลดังกล่าวจึงทำให้ปูนขาวสามารถลดการบวมตัวของดินได้เร็วขึ้นกว่าการผสมด้วยปูนซีเมนต์เมื่อระยะเวลาการบ่มเท่ากัน



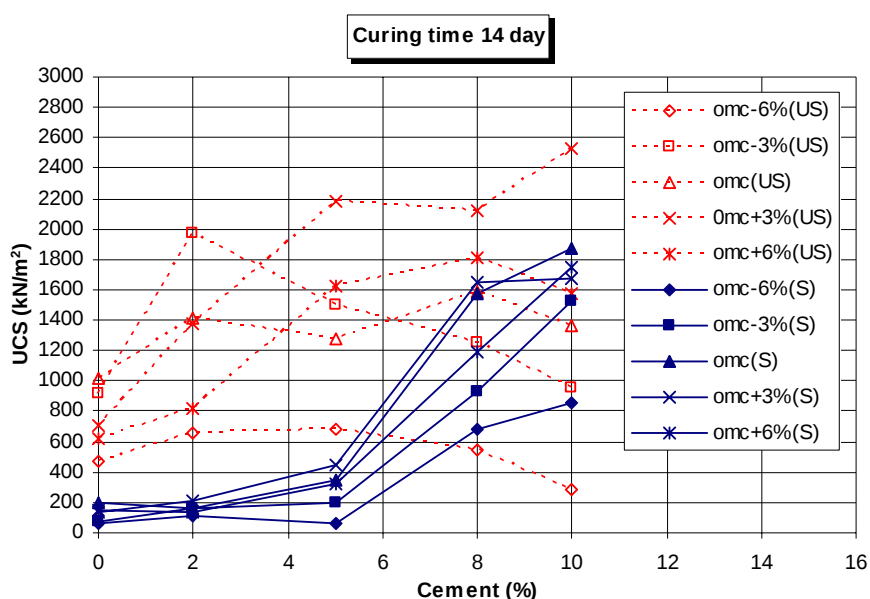
ภาพที่ 59 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อการบวมตัวของดินผสมปูนขาว

4. ผลการทดสอบ Unconfined Compression Test ของดินที่ปรับปรุงคุณภาพ

4.1 ผลของปริมาณสารผสมเพิ่มต่อค่า Unconfined Compressive Strength (UCS)

ผลของปริมาณซีเมนต์ต่อค่า UCS ดังภาพที่ 60 แสดงว่าเมื่อปริมาณซีเมนต์เพิ่มขึ้น ค่า UCS (Soaked) ก็จะเพิ่มขึ้น ซึ่งจะชัดเจนมากเมื่อผสมซีเมนต์ในปริมาณที่มากกว่า 5% ค่า UCS (Soaked) จะมีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณซีเมนต์ แต่ค่า UCS (Unsoaked) จะมีแนวโน้มค่อนข้างคงที่หรือลดลงบ้างเล็กน้อย เมื่อผสมซีเมนต์ในปริมาณสูง (8%, 10%) พิจารณาที่ความชื้นในการบดอัดเดียวกันค่า UCS (Unsoaked) จะมีค่าค่อนข้างใกล้เคียงกับค่า UCS (Soaked) สำหรับตัวอย่างในสภาพแฉ่น้ำเมื่อปริมาณซีเมนต์ผสมมากกว่า 5% ตัวอย่างที่มีความชื้นเท่ากับหรือสูงกว่า OMC ค่า UCS (Soaked) จะมีค่ามากกว่าตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำกว่า OMC อย่างไรก็ตามเมื่อเปรียบเทียบค่า UCS ของดินผสมซีเมนต์ กับ ค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีต เมื่อบ่มที่ระยะเวลา 28 วันเท่ากัน ซึ่งกำลังอัดประลัยของคอนกรีตเท่ากับ 300 kg/cm^2 หรือ $2,9430 \text{ kN/m}^2$ (วินิต, 2539)

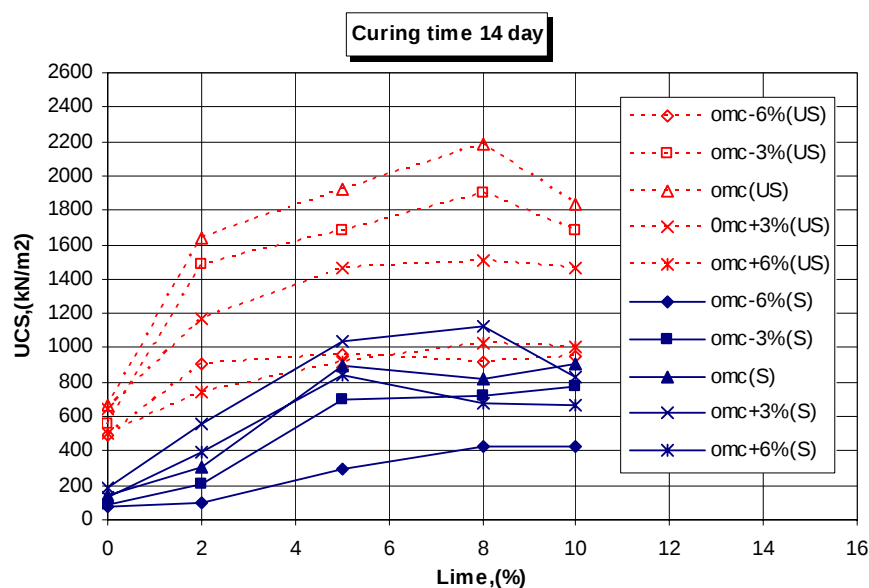
และกำลังอัดแบบไม่จำกัด (UCS) ของดินผสมซีเมนต์ 10 % มีค่า UCS (Unsoaked) เท่ากับ 2,822 kN/m^2 และ UCS (Soaked) เท่ากับ 1,702 kN/m^2 เมื่อเปรียบเทียบแล้วสรุปได้ว่ากำลังอัดแบบไม่จำกัดของดินผสมซีเมนต์ในสภาพไม่แช่น้ำ (Unsoaked) เท่ากับ 9.6 % ของกำลังอัดประลัยคอนกรีต และกำลังอัดแบบไม่จำกัดของดินผสมซีเมนต์ในสภาพแช่น้ำ (Soaked) เท่ากับ 5.8 % ของกำลังอัดประลัยคอนกรีต นอกจากนี้ยังพบว่า การปรับปรุงคุณภาพดินด้วยการผสมซีเมนต์ เมื่ออยู่ในสภาพแช่น้ำจะทำให้กำลังอัดแบบไม่จำกัด (UCS) ลดลงประมาณ 40% หรือเหลือกำลังอัดเพียง 60%



ภาพที่ 60 ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อค่า UCS

ผลของปริมาณปูนขาวกับค่า UCS ดังภาพที่ 61 แสดงว่าเมื่อปริมาณปูนขาวเพิ่มขึ้น ค่า UCS (Soaked) และ UCS (Unsoaked) ก็จะเพิ่มขึ้นตามปริมาณปูนขาวที่ผสมในดิน เมื่อใช้ปริมาณปูนขาวผสมมากกว่าหรือเท่ากับ 8% จะทำให้ค่า UCS (Soaked) และ UCS (Unsoaked) ก่อนข้างคงที่หรือมีลดลงบ้างเล็กน้อย ซึ่งผลการทดลองนี้สอดคล้องกับงานวิจัยของ ชนิตาวรรณ และธีรเชษฐ์ (2530) แต่อย่างไรก็ตามเมื่อผสมปูนขาวในปริมาณสูงขึ้น ค่า UCS (Soaked) และ UCS (Unsoaked) ก็จะมีค่าไม่ใกล้เคียงกันโดยที่ UCS (Unsoaked) จะมีค่ามากกว่า เนื่องจากปริมาณความชื้นเข้าไปทำลายโครงสร้างดินให้มีความอ่อนแอจึงมีผลต่อค่ากำลังของดิน สำหรับการผสมดินด้วยปูนขาวถ้าลองเปรียบเทียบกำลังอัดกับกำลังอัดประลัยของคอนกรีต ที่ระยะเวลาบ่ม 28 วัน

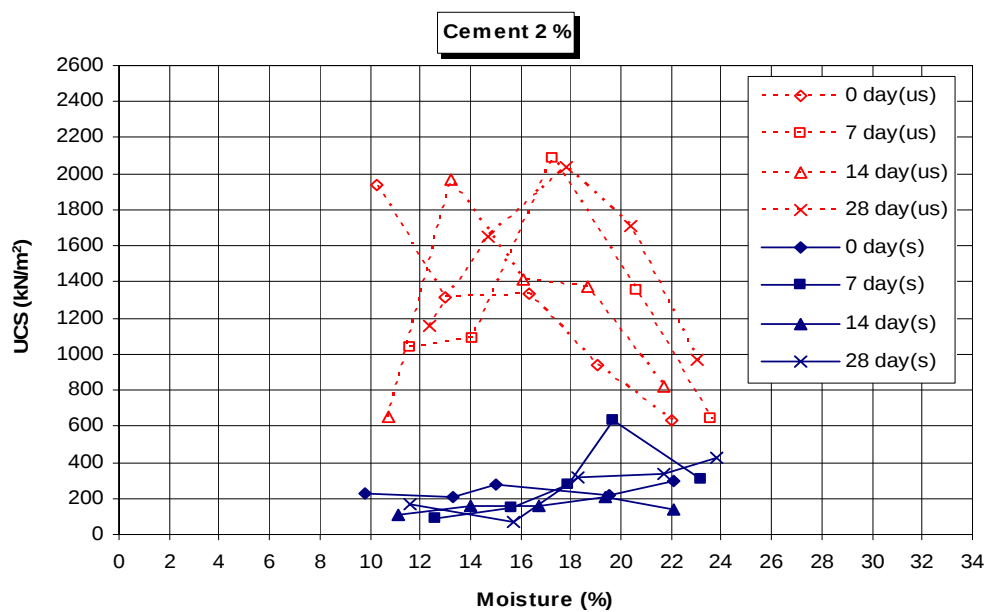
เช่นกัน โดยใช้ค่ากำลังอัดของดินผสมปูนขาว 8% มีค่า UCS (Unsoaked) เท่ากับ $1,882 \text{ kN/m}^2$ และค่า UCS (Soaked) เท่ากับ 982 kN/m^2 พบว่าค่ากำลังอัดแบบไม่จุ่มน้ำของดินผสมปูนขาวในสภาพไม่แช่น้ำ (Unsoaked) มีค่ากำลังเท่ากับ 6.4 % ของกำลังอัดประลัยคอนกรีต และ กำลังอัดแบบไม่จุ่มน้ำของดินผสมปูนขาวในสภาพแช่น้ำ (Soaked) มีค่ากำลังเท่ากับ 3.3 % ของกำลังอัดประลัยคอนกรีต นอกจากนี้ได้พบว่าการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนขาวเมื่ออยู่ในสภาพแช่น้ำจะมีผลทำให้กำลังลดลงประมาณ 50 % จะเห็นได้ว่าค่ากำลังของดินผสมปูนขาวเมื่ออยู่ในสภาพแช่น้ำจะทำให้มีกำลังลดลงมากกว่าดินผสมซีเมนต์ประมาณ 10 % และเมื่อเปรียบเทียบกำลังอัดของดินผสมปูนขาวกับดินผสมปูนซีเมนต์ พบว่ากำลังอัดของดินผสมปูนขาวน้อยกว่าดินผสมปูนซีเมนต์ในสภาพไม่แช่น้ำ (Unsoaked) ประมาณ 30% หรือมีค่าเป็น 70% ของกำลังอัดดินผสมซีเมนต์ และในสภาพแช่น้ำ (Soaked) ดินผสมปูนขาวมีค่ากำลังอัดต่ำกว่าดินผสมซีเมนต์ประมาณ 40% หรือมีค่าเป็น 60% ของกำลังอัดดินผสมซีเมนต์ ทั้งนี้เนื่องจากปูนขาวมีค่าความถ่วงจำเพาะน้อยกว่าปูนซีเมนต์ เมื่อเกิดปฏิกิริยาแล้วมีการเชื่อมประสานระหว่างอนุภาคของโครงสร้างดินมีความทึบน้ำน้อยกว่า ทำให้น้ำสามารถเข้าไปทำลายโครงสร้างดินให้มีความแข็งแรงลดลง



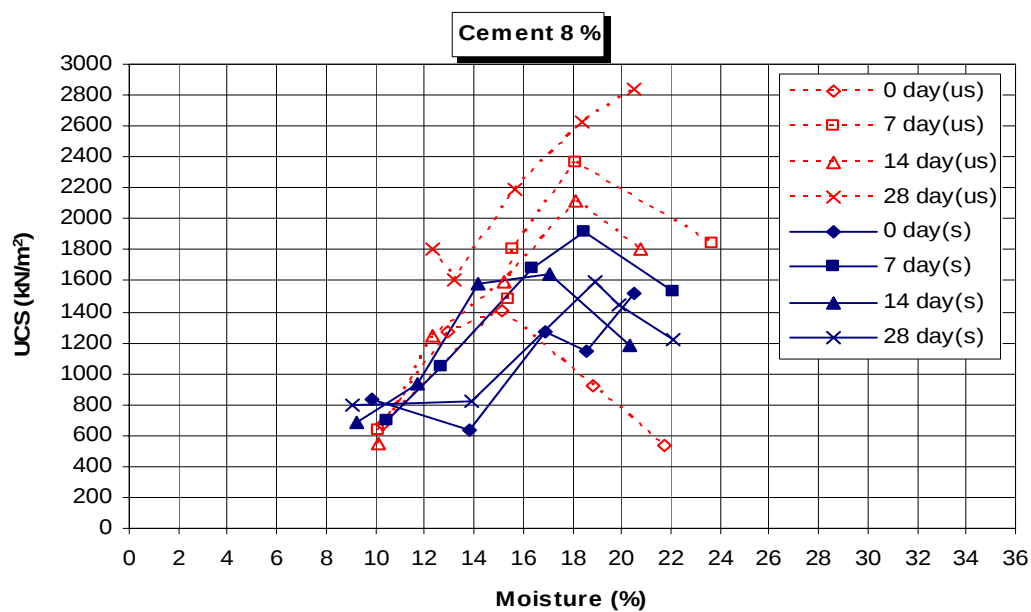
ภาพที่ 61 ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่า UCS

4.2 ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า Unconfined Compressive Strength (UCS)

ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า UCS ของดินผสมซีเมนต์ ดังภาพที่ 62 เมื่อผสมปูนซีเมนต์ในปริมาณต่ำ (2%, 5%) แสดงว่าค่า UCS (Unsoaked) จะมีค่าลดลงเมื่อตัวอย่างมีความชื้นในการบดอัดมากกว่า OMC ซึ่งค่า UCS (Unsoaked) จะมีค่าสูงสุดเมื่อใช้ปริมาณความชื้นบดอัดที่ OMC แต่ปริมาณความชื้นบดอัดที่เพิ่มขึ้นจะไม่ค่อยมีผลต่อค่า UCS (Soaked) ทั้งนี้ค่า UCS มีค่าที่แตกต่างกันมากโดยค่า UCS (Unsoaked) จะมีค่ามากกว่า UCS (Soaked) เนื่องมาจากผลของการทำปฏิกิริยาของความชื้นและปริมาณซีเมนต์ ซึ่งเมื่อปริมาณความชื้นในการบดอัดน้อยทำปฏิกิริยากับปริมาณซีเมนต์ต่ำจะมีผลทำให้เกิดสารเชื่อมระหว่างอนุภาคน้อยเช่นกันและไม่ค่อยมีผลต่อการพัฒนากำลัง ซึ่งปริมาณความชื้นที่จะให้ค่า UCS สูงสุดจะไม่ค่อยแตกต่างจากดินที่บดอัดโดยไม่ผสมนํกคือใกล้เคียง OMC เมื่อนำไปแช่น้ำซึ่งน้ำก็จะสามารถซึมเข้าไปในตัวอย่างได้สูง จึงทำให้โครงสร้างดินนั้นอ่อนแอลง ส่งผลให้ค่า UCS (Soaked) ต่ำ แต่เมื่อเพิ่มปริมาณปูนซีเมนต์มากขึ้น (8%, 10%) ดังภาพที่ 63 ค่า UCS (Unsoaked) และ UCS (Soaked) ก็จะมีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณความชื้นบดอัด โดยตัวอย่างที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นต่ำกว่า OMC จะมีค่า UCS ใกล้เคียงกันมาก และจะมีค่า UCS มากสุดที่ปริมาณความชื้นบดอัด OMC+3% ซึ่งอาจจะเป็นผลมาจากการทำปฏิกิริยาของปูนซีเมนต์และน้ำเช่นกัน แต่สำหรับกรณีนี้ความชื้นจากการแช่น้ำจะมีผลต่อการพัฒนากำลังของดินมากกว่าความชื้นบดอัด ซึ่งปริมาณซีเมนต์ที่สูงขึ้นการเกิดปฏิกิริยากับความชื้นบดอัดจะเกิดขึ้นได้ไม่สมบูรณ์ เมื่อนำไปแช่น้ำก็จะทำให้มีการทำปฏิกิริยาได้สมบูรณ์ขึ้น จึงส่งผลให้มีการพัฒนากำลังขึ้นได้ใกล้เคียงกับสภาพที่ไม่แช่น้ำ ซึ่งจะเห็นได้ชัดเจนสำหรับตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำกว่า OMC

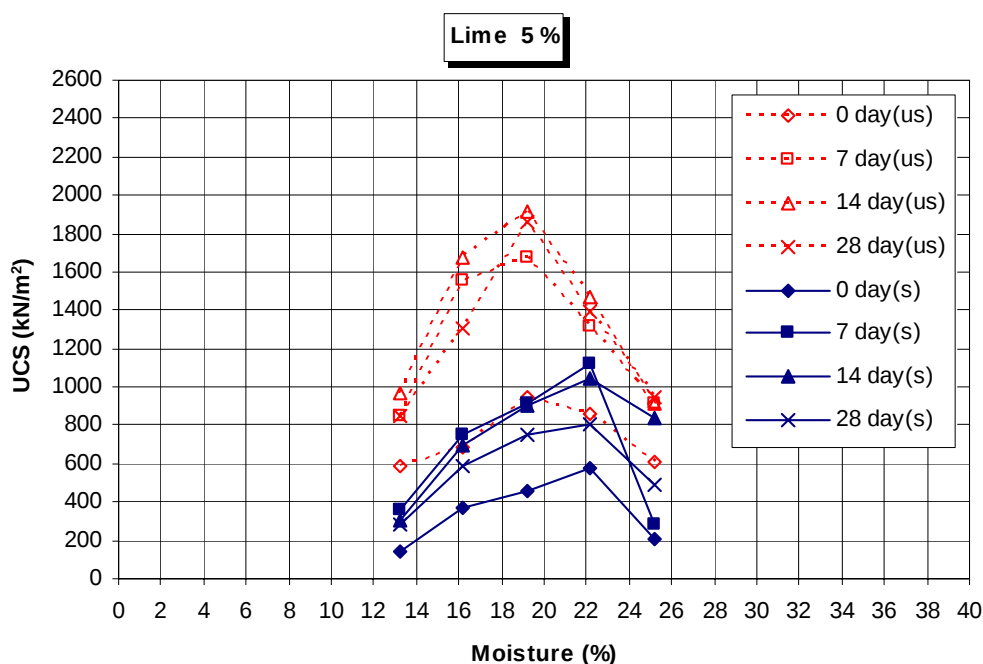


ภาพที่ 62 ผลของปริมาณความชื้นบดต่อค่า UCS ของดินผสมซีเมนต์ปริมาณต่ำ



ภาพที่ 63 ผลของปริมาณความชื้นบดต่อค่า UCS ของดินผสมซีเมนต์ปริมาณสูง

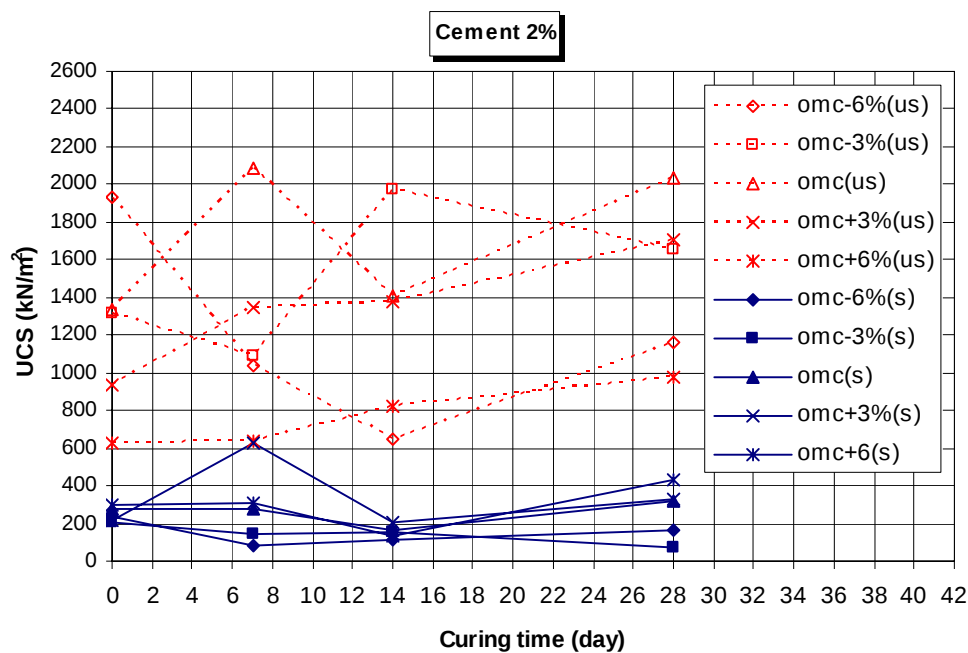
ผลของความชื้นในการบดอัดต่อค่า UCS ของดินผสมปูนขาว ดังภาพที่ 64 แสดงว่า เมื่อปริมาณความชื้นบดอัดที่ OMC จะให้ค่า UCS (Unsoaked) สูงที่สุด แต่สำหรับค่า UCS (Soaked) จะมีค่ามากที่สุดเมื่อบดอัดด้วยปริมาณความชื้น OMC+3% มีผลมาจากการพัฒนากำลังของตัวอย่าง สภาพไม่แช่น้ำได้จากการทำปฏิกิริยาของความชื้นบดอัดกับปูนขาว โดยจะมีค่าไม่ต่างกันมากกับดิน ที่ไม่ผสมปูนขาว ซึ่งตัวอย่างสภาพไม่แช่น้ำเมื่อผสมปูนขาวมากขึ้นก็จะทำให้ค่าดัชนีความเหนียว (Plasticity Index) ของดินลดลงส่งผลให้ดินยึดกันอยู่ในสภาพหลวมๆ และมีการพัฒนากำลังที่ช้า (Diamond and Kinter, 1965) จึงทำให้ปริมาณความชื้นบดอัดที่ OMC มีอิทธิพลมากที่สุด ค่า UCS (Unsoaked) ก่อนข้างใกล้เคียงกับดินที่ไม่มีการผสมปูนขาว แต่สำหรับดินตัวอย่างในสภาพแช่น้ำ การพัฒนากำลังของดินได้จากการทำปฏิกิริยาของปูนขาวกับความชื้นบดอัดและความชื้นจากการแช่น้ำ จึงทำให้ปริมาณความชื้นที่ OMC+3% เป็นความชื้นบดอัดที่เหมาะสมที่สุดที่สามารถให้ค่า UCS (Soaked) มากที่สุด



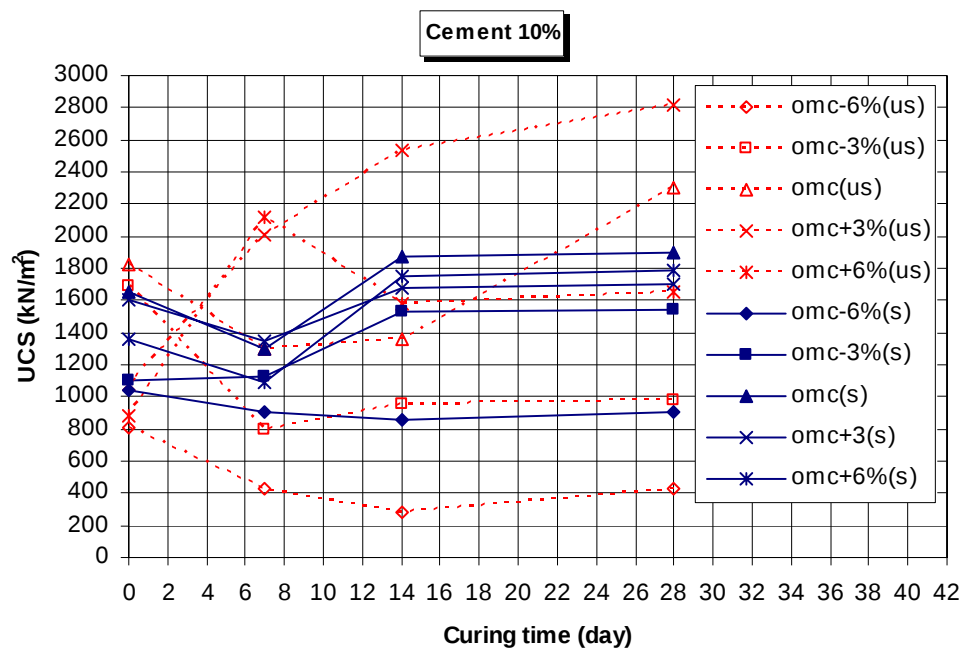
ภาพที่ 64 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า UCS ของดินผสมปูนขาว

4.3 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า Unconfined Compressive Strength (UCS)

ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า UCS ของดินผสมซีเมนต์ ดังภาพที่ 65 แสดงว่า ระยะเวลาการบ่มที่เพิ่มขึ้นสำหรับตัวอย่างที่ผสมปูนซีเมนต์น้อย (2%, 5%) จะไม่มีผลต่อค่า UCS (Soaked) แต่จะมีผลทำให้ค่า UCS (Unsoaked) เพิ่มขึ้นสำหรับตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นมากกว่า OMC เมื่อมีการเพิ่มปริมาณซีเมนต์ที่สูงขึ้น (8%, 10%) ดังภาพที่ 66 แสดงให้เห็นว่าเมื่อระยะเวลาการบ่มมากกว่า 14 วันค่า UCS ก่อนข้างคงที่ และค่า UCS (Unsoaked) ของตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำกว่า OMC จะมีค่าน้อยกว่า UCS (Soaked) แต่อย่างไรก็ตามจากผลการทดลองได้พบว่าเมื่อระยะเวลาการบ่มเพิ่มขึ้นค่า UCS (Soaked) กับ UCS (Unsoaked) จะมีค่าแตกต่างกันมากที่ปริมาณซีเมนต์ผสมน้อย และจะมีค่าใกล้เคียงกันเมื่อปริมาณซีเมนต์มากขึ้น ทั้งนี้ผลการทดลองดังกล่าวขึ้นอยู่กับอัตราส่วนที่เหมาะสมของน้ำได้ทำปฏิกิริยากับปูนซีเมนต์และมีระยะเวลาในการพัฒนากำลังจากปฏิกิริยาที่เพียงพอ (Moh, 1965)

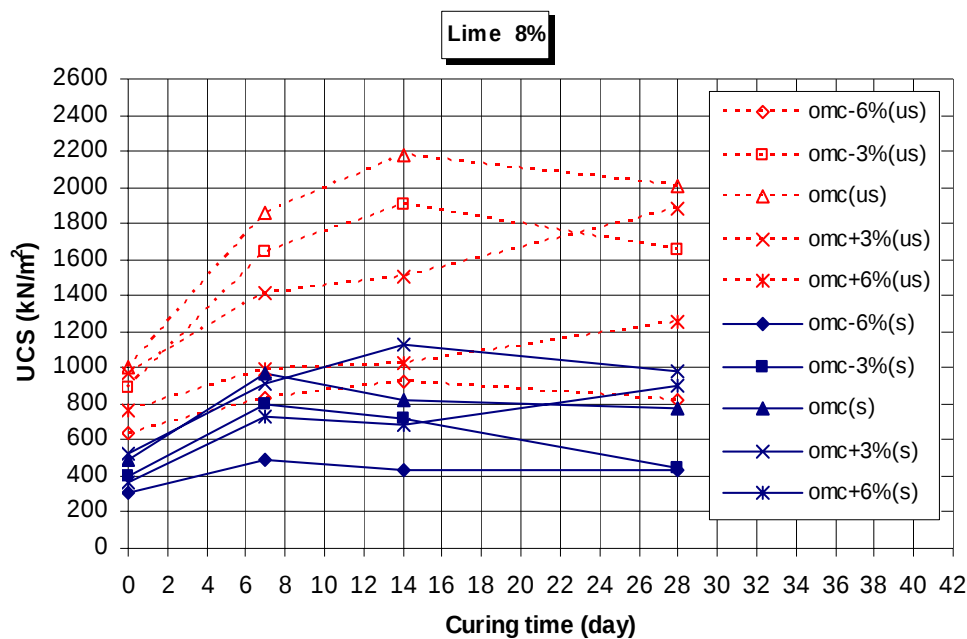


ภาพที่ 65 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า UCS ของดินผสมซีเมนต์ปริมาณต่ำ



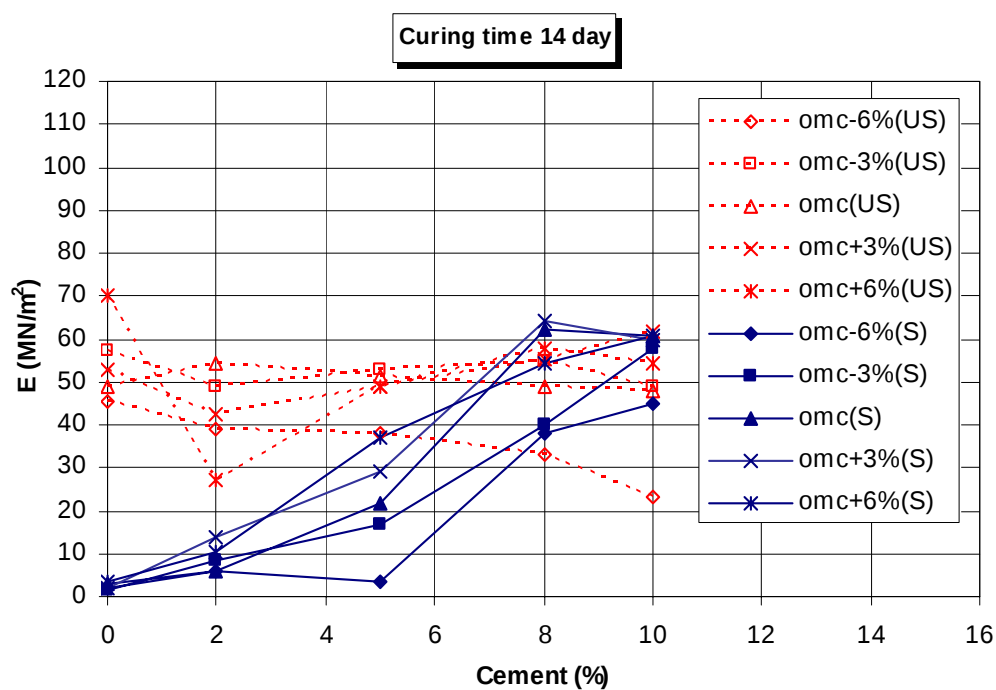
ภาพที่ 66 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า UCS ของดินผสมซีเมนต์ปริมาณสูง

ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า UCS ของดินผสมปูนขาว ดังภาพที่ 67 แสดงว่า ค่า UCS มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาการบ่ม โดยระยะเวลาการบ่มที่ 0-7 วัน จะมีอัตราการเพิ่มของ UCS ที่ชัดเจน สำหรับตัวอย่างในสภาพแช่น้ำ (Soaked) เมื่อบ่มด้วยระยะเวลามากกว่า 7 วัน ค่า UCS (Soaked) จะค่อนข้างคงที่ ส่วนค่าที่ลดลงเนื่องจากความไม่แน่นอนจากการทดสอบ และสำหรับตัวอย่างในสภาพไม่แช่น้ำ (Unsoaked) เมื่อบ่มเป็นระยะเวลามากกว่า 14 วัน ค่า UCS (Unsoaked) จะค่อนข้างคงที่ โดยตัวอย่างที่บ่มด้วยค่าความชื้นที่ OMC จะมีค่า UCS (Unsoaked) มากที่สุดทุกปริมาณปูนขาวที่ผสม ทั้งนี้อาจเป็นผลมาจากการทำปฏิกิริยาของปูนขาวกับน้ำ ก็จะได้สารประกอบ Calcium Silicate Hydrate (CSH) และสารประกอบ Calcium Aluminate Hydrate (CAH) ซึ่งปฏิกิริยา Aluminate จะเกิดขึ้นทันทีหลังการผสม ซึ่งจะเกิดตรงรอยต่อระหว่างขอบและผิวหน้าของดิน ส่วนปฏิกิริยา Silicate เกิดขึ้นช้ากว่าและแรงยึดเกาะที่เกิดขึ้นอย่างช้า ๆ ของสารประกอบ Silicate จะมีความแข็งแรงกว่า Aluminate (Diamond et al., 1964) ด้วยเหตุนี้จึงเป็นเหตุผลที่สามารถอธิบายได้ว่าช่วง 0-7 วันอาจเป็นกำลังที่ได้จากผลของปฏิกิริยา Aluminate และตั้งแต่ 14 วันขึ้นไปเป็นผลมาจากปฏิกิริยา Silicate ซึ่งได้เกิดปฏิกิริยาที่สมบูรณ์แล้ว ทำให้โครงสร้างดินแข็งแรงที่สุดได้เท่านั้น เมื่อบ่มนานขึ้นดินผสมปูนขาวมีกำลังค่อนข้างคงที่



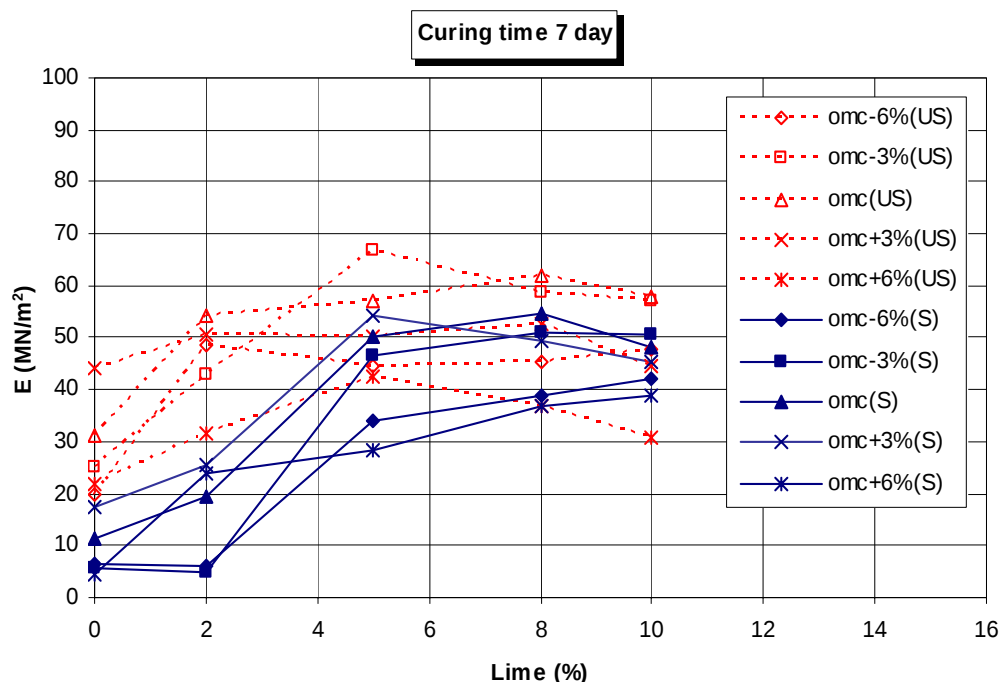
ภาพที่ 67 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า UCS ของดินผสมปูนขาว

4.4 ผลของปริมาณสารผสมเพิ่มต่อค่า Young's Modulus (E)



ภาพที่ 68 ผลของปริมาณซีเมนต์ต่อค่า Young's Modulus (E)

ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อค่า E ดังภาพที่ 68 แสดงว่าค่า E (Soaked) จะเพิ่มขึ้นตามปริมาณปูนซีเมนต์ แต่เมื่อปริมาณปูนซีเมนต์มากขึ้น (8%, 10%) ค่า E (Soaked) ก็จะค่อนข้างคงที่ และปริมาณซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นไม่มีผลต่อค่า E (Unsoaked) นอกจากนี้ยังพบว่าเมื่อปริมาณซีเมนต์สูง (8%, 10%) ค่า E (Soaked) และ E (Unsoaked) จะมีค่าใกล้เคียงกัน ทั้งนี้เนื่องจากตัวอย่างในสภาพแช่น้ำจะมีสภาพที่มีความยืดหยุ่นได้มากกว่าเพราะตัวเชื่อมประสานที่เกิดจากการทำปฏิกิริยาของซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นกับน้ำสมบูรณ์ขึ้น ทำให้โครงสร้างดินแข็งแรง แต่ตัวอย่างในสภาพไม่แช่น้ำจะมีลักษณะค่อนข้างเปราะ สารเชื่อมประสานจะเกิดจากปฏิกิริยาของปูนซีเมนต์กับความชื้นที่บดอัดเท่านั้น เมื่อนำมาทดสอบจึงมีผลค่อนข้างคงที่แม้ว่าปริมาณซีเมนต์เพิ่มขึ้น



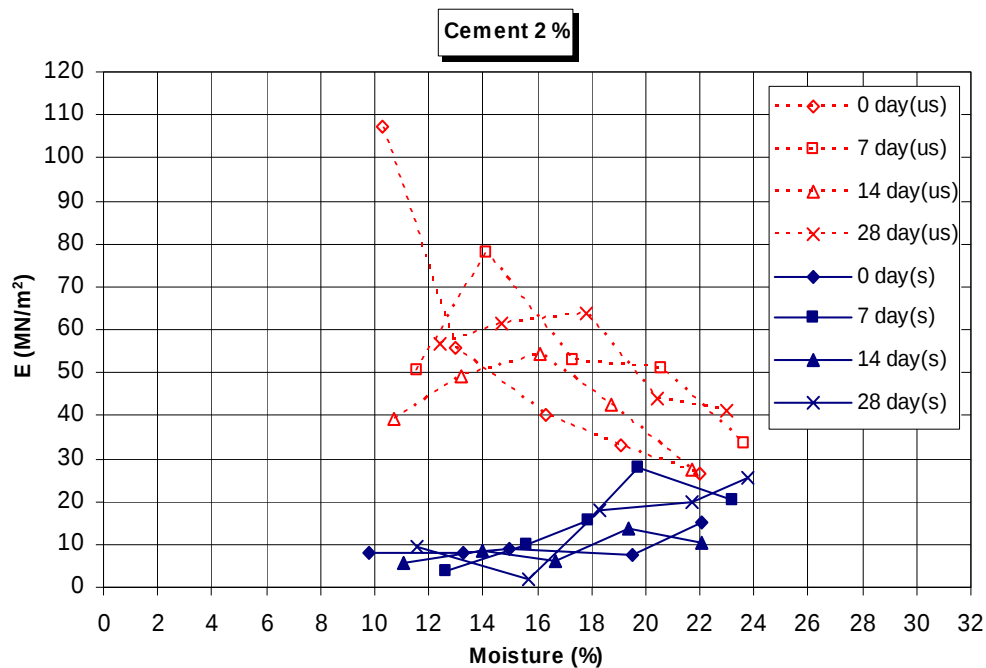
ภาพที่ 69 ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่า Young's Modulus (E)

ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่า E ดังภาพที่ 69 แสดงว่าเมื่อปริมาณปูนขาวน้อยกว่าหรือเท่ากับ 5% ค่า E (Soaked) จะเพิ่มขึ้น แต่เมื่อเพิ่มปริมาณปูนขาวมากขึ้นค่า E (Soaked) จะมีค่าสูงสุดที่ปริมาณปูนขาวผสม 8% เมื่อเพิ่มปริมาณมากขึ้นอีกค่า E (Soaked) ก็จะมีแนวโน้มค่อนข้างคงที่ แต่สำหรับค่า E (Unsoaked) มีแนวโน้มค่อนข้างคงที่หรืออาจจะลดลงบ้างเล็กน้อยเมื่อมีการเพิ่มปริมาณปูนขาวมากกว่า 5% เนื่องจากปริมาณปูนขาวที่น้อยกว่าหรือเท่ากับ 5% ซึ่งสามารถเกิดปฏิกิริยาได้ทันทีและสมบูรณ์กว่าจึงมีการพัฒนากำลังได้เร็ว แต่เมื่อเพิ่มปริมาณปูนขาวมากขึ้น

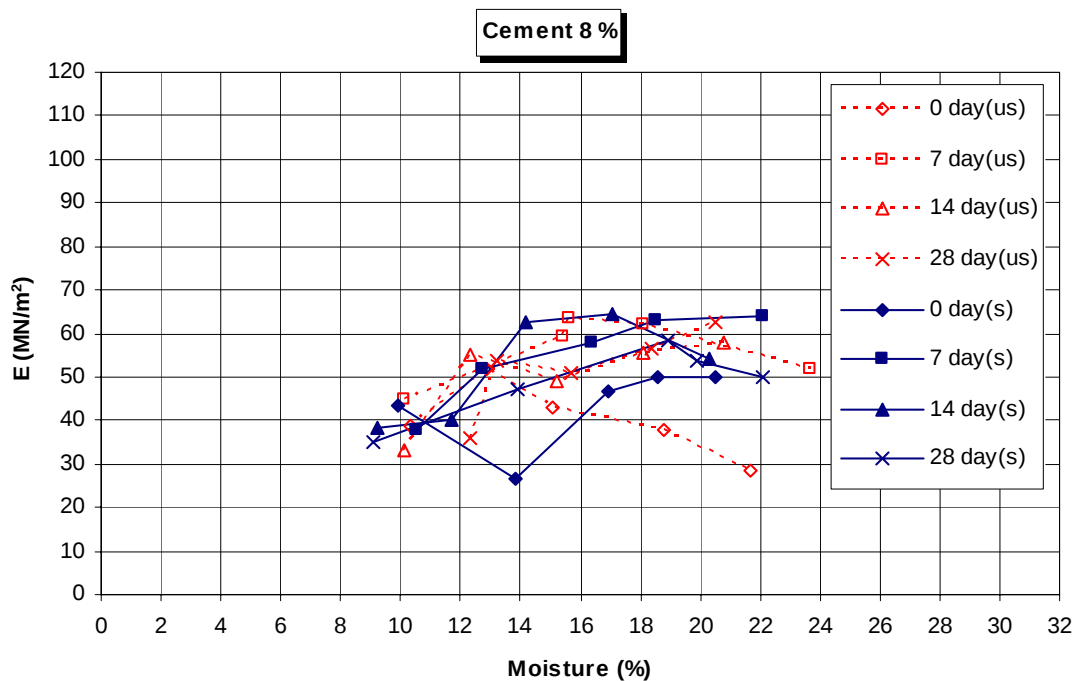
การทำปฏิกิริยาจะช้าลง การเกิดปฏิกิริยา Silicate จะเกิดขึ้นช้า (Diamond et al., 1964) ทำให้มีการพัฒนากำลังก่อนข้างช้าด้วย เมื่อนำมาทดสอบจึงยังไม่เห็นความแตกต่างของกำลังก่อนข้างมากนัก

4.5 ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า Young's Modulus (E)

ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า E ของดินผสมซีเมนต์ ดังภาพที่ 70 แสดงว่าปริมาณความชื้นในการบดอัดเพิ่มขึ้นสำหรับตัวอย่างที่มีปริมาณซีเมนต์ผสมน้อย ๆ (2%, 5%) มีผลทำให้ค่า E (Soaked) มีค่าเพิ่มขึ้น แต่จะมีผลทำให้ค่า E (Unsoaked) มีค่าลดลง ทั้งนี้เนื่องจากเมื่อปริมาณความชื้นจากการแช่น้ำจะช่วยเสริมการทำปฏิกิริยาให้สมบูรณ์ขึ้น แต่ตัวอย่างที่ไม่แช่น้ำ ปูนซีเมนต์ก็จะทำปฏิกิริยาเฉพาะกับความชื้นบดอัดเท่านั้นเมื่อปริมาณความชื้นบดอัดที่เพิ่มขึ้น ทำให้ดินมีกำลังกลดลงมีค่าใกล้เคียงกับสภาพแช่น้ำ เนื่องจากดินที่ผสมซีเมนต์น้อย ๆ คุณสมบัติของดินจะมีลักษณะที่ใกล้เคียงกับดินที่ไม่ผสมซีเมนต์ เมื่อเพิ่มปริมาณความชื้นในการบดอัดมากขึ้นจะมีความชื้นส่วนเกินเกิดขึ้นหลังจากการทำปฏิกิริยากับซีเมนต์แล้ว ซึ่งความชื้นส่วนเกินดังกล่าวเมื่อมีปริมาณมากจะไปหล่อลื่นระหว่างอนุภาคเม็ดดิน ทำให้ดินอยู่ในสภาพที่อ่อนแอจึงส่งผลให้มีความกำลังกลดลงตามไปด้วย สำหรับตัวอย่างที่มีปริมาณซีเมนต์ผสมสูง ๆ (8%, 10%) ดังภาพที่ 71 เมื่อบดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่เพิ่มขึ้น จะมีผลทำให้ค่า E (Soaked) และ E (Unsoaked) มีค่าใกล้เคียงกันมาก ทั้งนี้เนื่องจากอิทธิพลของอนุภาคปูนซีเมนต์ที่มากขึ้นสามารถเข้าไปแทนที่ช่องว่างระหว่างเม็ดดินได้มาก ประกอบกับการถูกบดอัดจึงทำให้ดินแน่นขึ้น ฉะนั้นเมื่อมีปริมาณความชื้นเพิ่มขึ้นก็จะมีผลมากนัก และจะมีค่า E สูงสุดอยู่ที่ปริมาณความชื้นบดอัดประมาณ OMC+3% เป็นความชื้นที่เหมาะสมในการนำไปใช้ทำปฏิกิริยากับซีเมนต์ปริมาณสูง ๆ

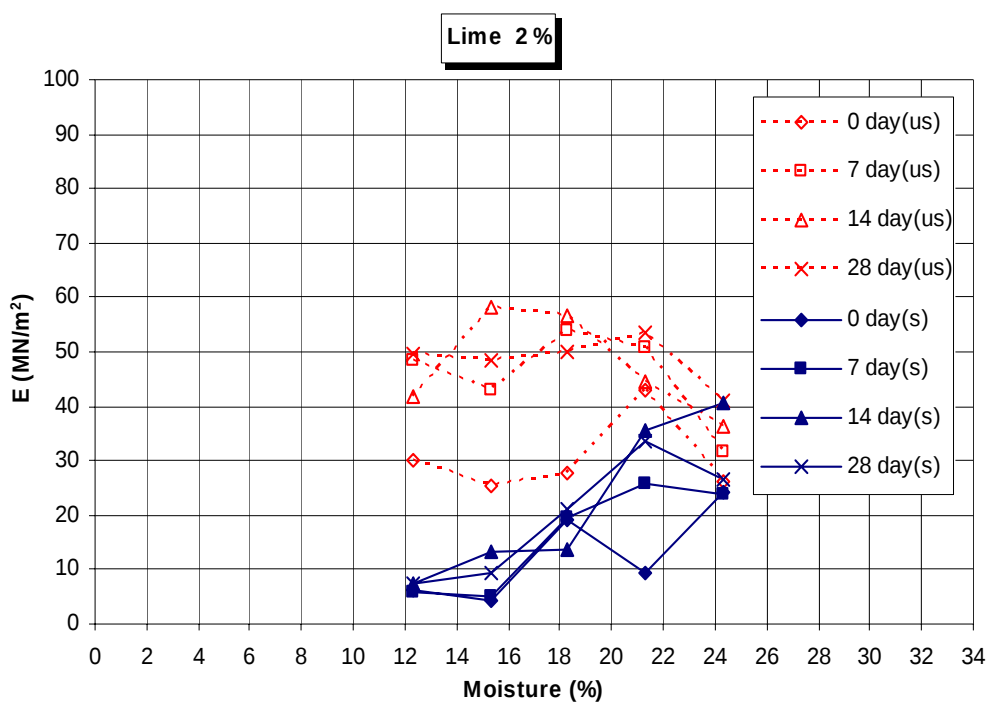


ภาพที่ 70 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า Young's Modulus (E) ของดินผสมซีเมนต์ต่ำ

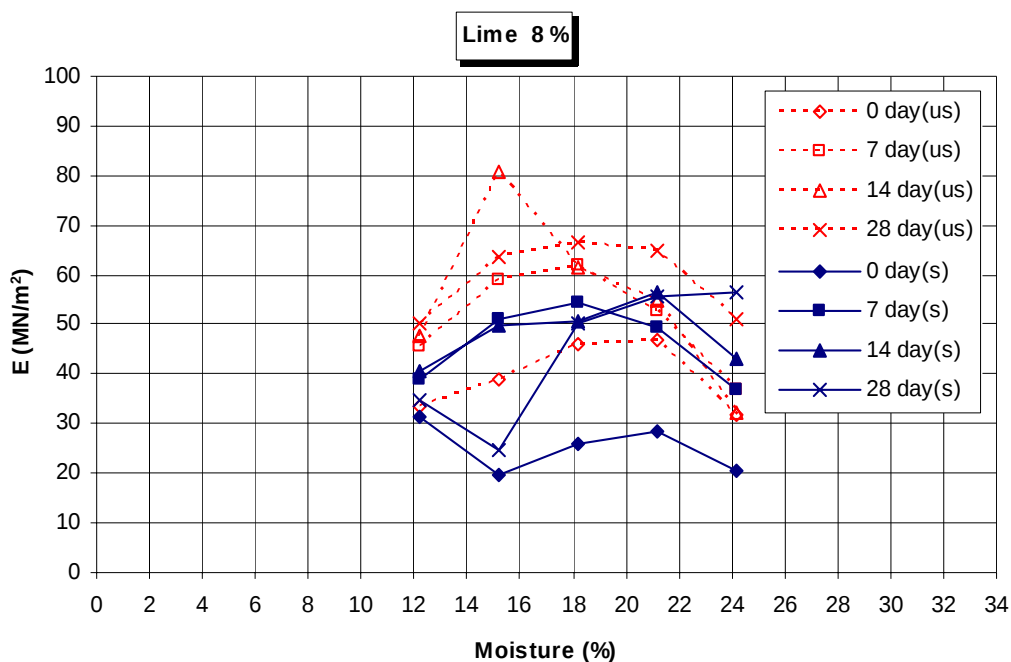


ภาพที่ 71 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า Young's Modulus (E) ของดินผสมซีเมนต์สูง

ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า E ของดินผสมปูนขาว ดังภาพที่ 72 แสดงว่าเมื่อใช้ปริมาณความชื้นบดอัดมากกว่า OMC+3% จะมีผลทำให้ค่า E (Unsoaked) ลดลง ทุกปริมาณปูนขาวผสม และเมื่อปริมาณปูนขาวน้อยๆ (2%, 5%) ค่า E (Unsoaked) และ E (Soaked) จะมีค่าแตกต่างกันค่อนข้างมากโดยเฉพาะทางด้านที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นต่ำกว่า OMC แต่เมื่อเพิ่มปริมาณปูนขาวมากขึ้นค่า E (Unsoaked) และ E (Soaked) จะมีค่าใกล้เคียงกันดังภาพที่ 73 เนื่องจากเมื่อปริมาณปูนขาวน้อย ๆ ยังมีคุณสมบัติใกล้เคียงกับดินที่ไม่ผสมปูนขาวอยู่ ดังนั้น เมื่อตัวอย่างถูกแช่น้ำกำลังก็จะลดลงโดยเฉพาะที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำกว่า OMC แต่เมื่อปริมาณปูนขาวเพิ่มขึ้นตัวอย่างในสภาพแช่น้ำสามารถพัฒนากำลังได้อีกจากการเกิดปฏิกิริยาของปูนขาวกับน้ำจึงทำให้ E (Soaked) มีค่าเพิ่มขึ้นไปใกล้เคียงกับ E (Unsoaked)



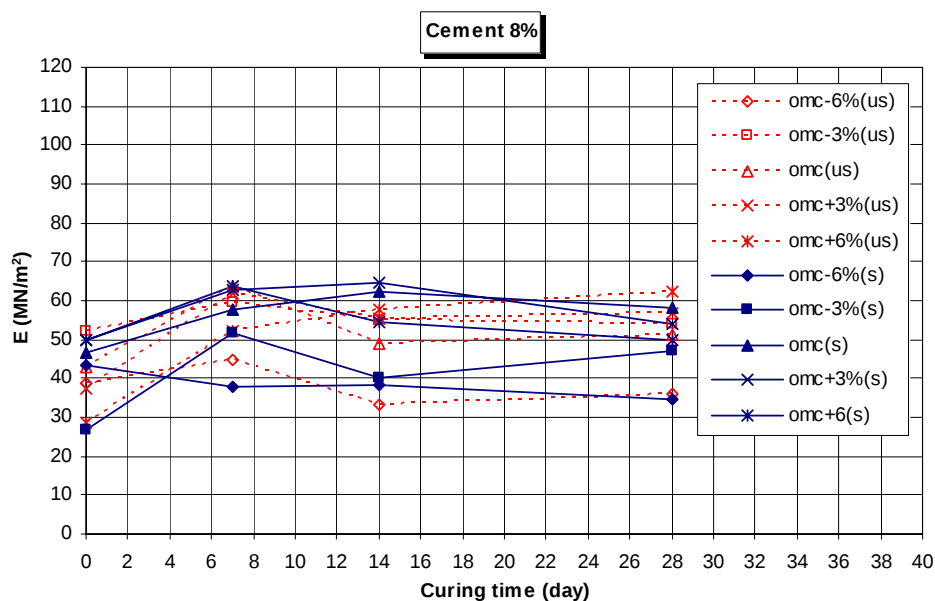
ภาพที่ 72 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า E ของดินผสมปูนขาวต่ำ



ภาพที่ 73 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า E ของดินผสมปูนขาวสูง

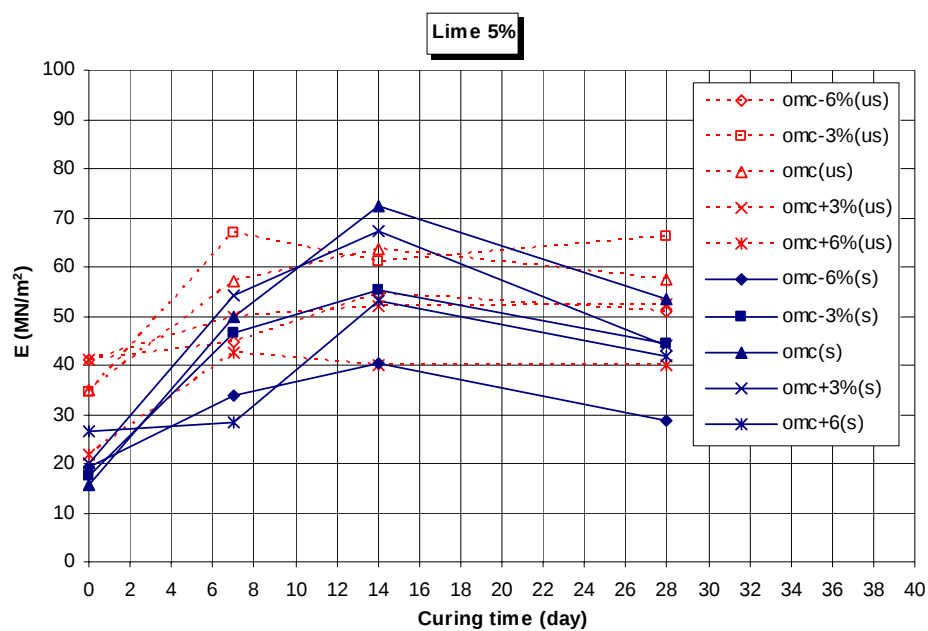
4.6 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า Young's Modulus (E)

ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า E ของดินผสมซีเมนต์ ดังภาพที่ 74 แสดงว่าระยะเวลาการบ่มที่ 7 วันจะมีผลทำให้ค่า E มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นแต่เมื่อบ่มมากกว่า 14 วันจะทำให้ค่า E (Soaked) และ E (Unsoaked) มีแนวโน้มค่อนข้างคงที่ ทั้งนี้ช่วงเวลาดังกล่าวหลังจากการผสมดินกับซีเมนต์เป็นช่วงเวลาเกิด Cation Exchange บริเวณผิวเม็ดดิน ทำให้ค่า Plasticity Index ของดินลดลง (Moh, 1965)



ภาพที่ 74 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า Young's Modulus (E) ของดินผสมซีเมนต์

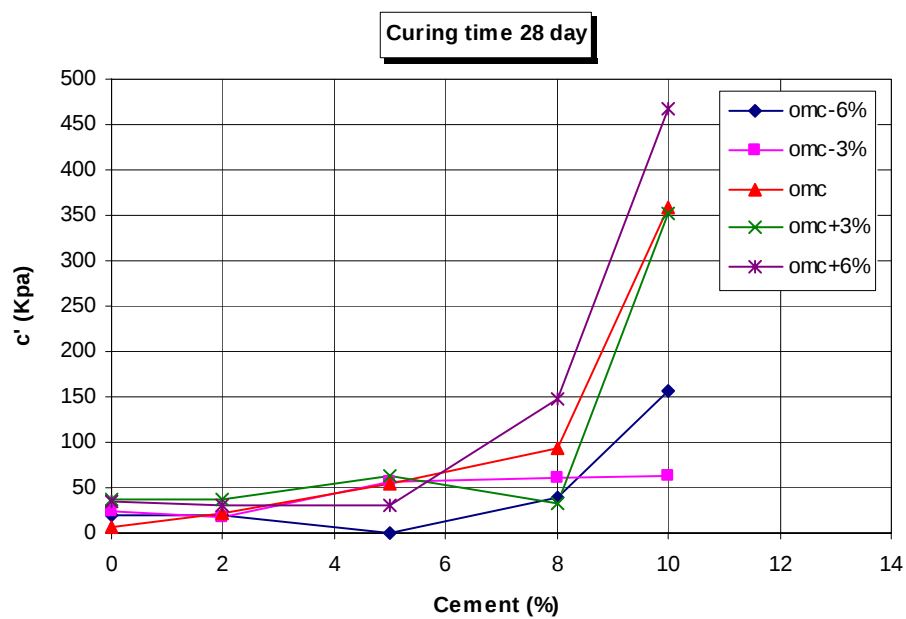
ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า E ของดินผสมปูนขาว ดังภาพที่ 75 แสดงว่าตัวอย่างสภาพแช่น้ำจะต้องใช้ระยะเวลาการบ่มอย่างน้อย 14 วันจึงจะให้ค่า E (Soaked) ที่เพิ่มขึ้นเมื่อบ่มนานขึ้นก็จะมีแนวโน้มค่อนข้างคงที่ แต่สำหรับค่า E (Soaked) ที่ลดลงนั้นเนื่องจากความไม่แน่นอนจากการทดสอบ สำหรับตัวอย่างสภาพไม่แช่น้ำจะต้องใช้ระยะเวลาการบ่ม 7 วันจึงจะทำให้มีค่า E (Unsoaked) มีค่าเพิ่มขึ้น ถ้าบ่มนานกว่านี้จะไม่ค่อยมีผลมากนักต่อค่า E (Unsoaked) เนื่องจากปฏิกิริยาการเปลี่ยนแปลงอออนในดินจะเป็นไปอย่างช้า ๆ และเกิดในช่วงเวลาสั้น ๆ ซึ่งจะทำให้ค่า Plasticity Index (PI) ของดินลดลง (Ingles, 1970)



ภาพที่ 75 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า Young's Modulus (E) ของดินผสมปูนขาว

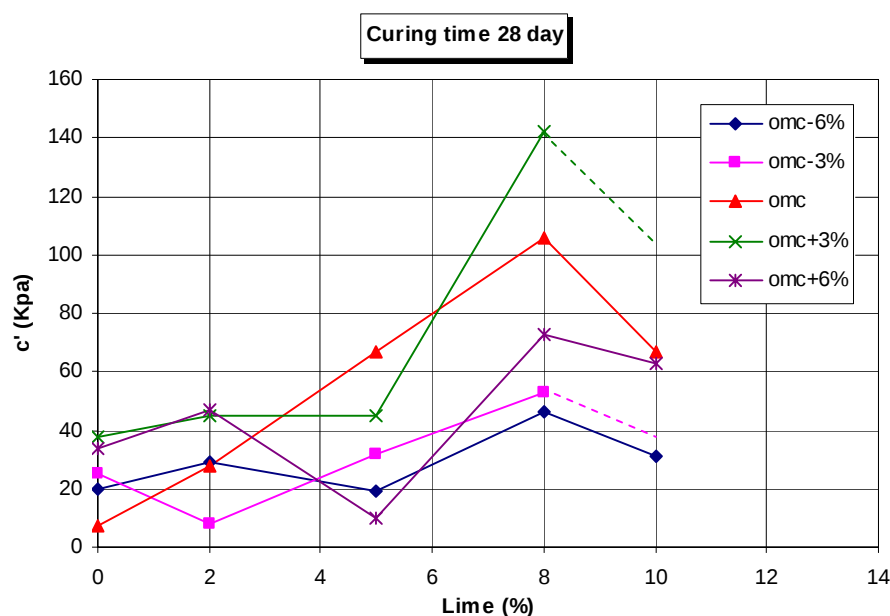
5. ผลการทดสอบ Direct Shear Test ของดินที่ปรับปรุงคุณภาพ

5.1 ผลของปริมาณสารผสมเพิ่มต่อค่า Cohesion (c')



ภาพที่ 76 ผลของปริมาณซีเมนต์ต่อค่า c'

ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อค่า c' ดังภาพที่ 76 แสดงว่าเมื่อปริมาณปูนซีเมนต์เพิ่มขึ้น มีผลทำให้ค่า c' มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นซึ่งจะสอดคล้องกับงานวิจัยของ ชีระชาติ และพิชิต (2534) โดยจะเห็นได้ชัดเจนเมื่อปริมาณซีเมนต์ผสมสูง ๆ (8%, 10%) ทั้งนี้เมื่อผสมซีเมนต์ในปริมาณ 10% จะทำให้มีค่า c' สูงมากแตกต่างกับปริมาณอื่น ๆ อย่างเห็นได้ชัด โดยเฉพาะตัวอย่างที่บดอัดด้วย ปริมาณความชื้นเท่ากับและมากกว่า OMC เนื่องจากผลของปฏิกิริยา Cement Hydration กับ Silica หรือ Alumina ในดินทำให้เกิดสารเชื่อมแน่นออกมาเกิดการยึดเกาะระหว่างอนุภาคเม็ดดิน ส่งผลให้ดินมีกำลังมากขึ้น (Moh, 1965) นั่นคือสารเชื่อมแน่นจะเกิดขึ้นมากตามปริมาณซีเมนต์ จึงทำให้มีค่า c' มากขึ้นด้วย

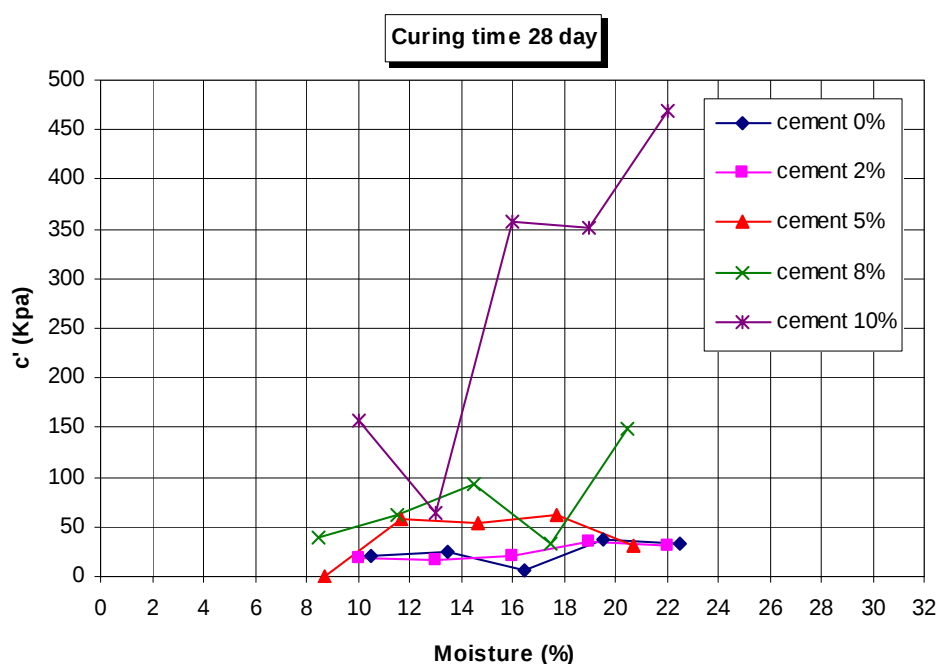


ภาพที่ 77 ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่า c'

ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่า c' จากการทดลองพบว่าเมื่อผสมปูนขาวในปริมาณ 8% จะให้ค่า c' มากที่สุดดังแสดงในภาพที่ 77 ซึ่งเมื่อผสมปูนขาวในปริมาณที่ต่ำกว่า 5% จะค่อนข้างไม่มีผลต่อค่า c' แต่เมื่อผสมด้วยปูนขาวปริมาณเพิ่มขึ้นมากกว่า 5% ค่า c' จะเพิ่มขึ้นสูงสุดที่ปริมาณปูนขาว 8% และลดลงที่ปริมาณปูนขาวผสม 10% ทั้งนี้เนื่องจากปริมาณปูนขาวที่ 8% นั้นเป็นปริมาณที่เหมาะสมกับการทำปฏิกิริยากับน้ำซึ่งจะให้กำลังได้เต็มที่แล้วเมื่อเพิ่มปริมาณมากขึ้น ก็จะไม่มีการทำปฏิกิริยาแล้วซึ่งเรียกว่า Lime Fixation Point (Herrin and Mitchell, 1961) และยังทำให้ปริมาณปูนขาวส่วนที่ไม่ได้ทำปฏิกิริยานั้นสัมผัสคาร์บอนไดออกไซด์ (CO_2) ในอากาศ

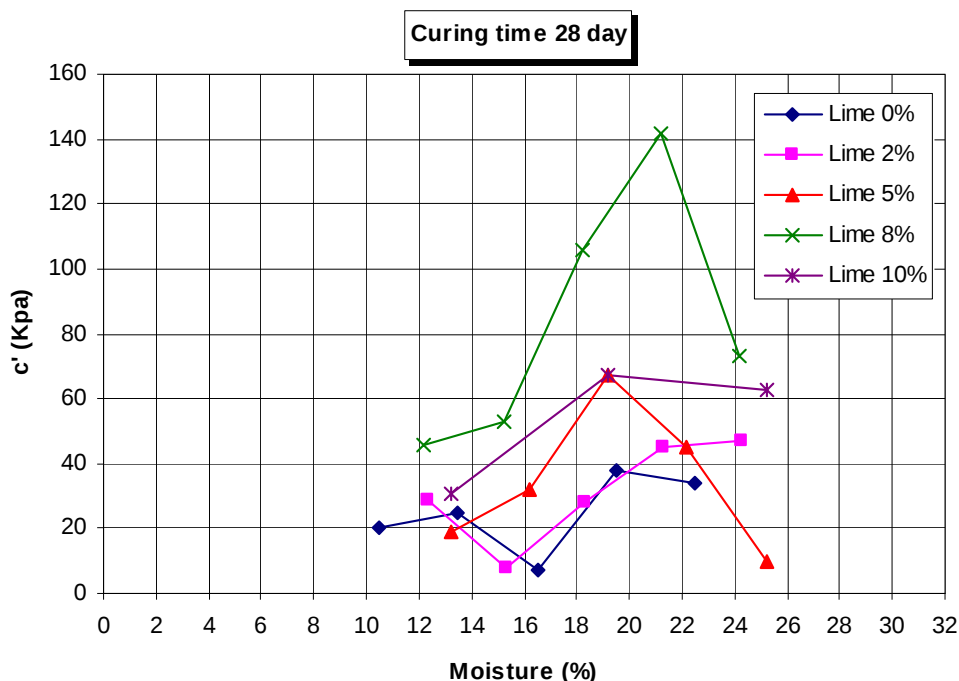
เกิดปฏิกิริยา Lime Carbonation ซึ่งหน่วงการเกิดปฏิกิริยาเคมีที่จะทำให้เกิดสารเชื่อมประสาน มีการพัฒนากำลังข้างทำให้กำลังลดลงด้วย (Diamond and Kinter, 1965) และจากกราฟที่เป็นเส้นประนั้นเป็นแนวโน้มน้ำค่า c' ของตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้น OMC-3% และ OMC+3% ของปริมาณปูนขาว 10% เมื่อพิจารณาจากแนวโน้มน้ำพฤติกรรมของตัวอย่างการบดอัดที่ความชื้นอื่น ๆ

5.2 ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า Cohesion (c')



ภาพที่ 78 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า c' ของดินผสมปูนซีเมนต์

ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า c' ของดินผสมซีเมนต์ ดังภาพที่ 78 แสดงว่าปริมาณความชื้นบดอัดค่อนข้างจะไม่มีผลมากต่อค่า c' ของดินที่ผสมซีเมนต์ต่ำ ๆ (2%, 5%) แต่ปริมาณความชื้นในการบดอัดจะมีผลต่อค่า c' ของตัวอย่างที่ผสมปูนซีเมนต์สูง ๆ (8%, 10%) ค่า c' จะมีค่าที่เพิ่มขึ้นชัดเจนกว่าดินที่ผสมปูนซีเมนต์ต่ำ ทั้งนี้ปริมาณซีเมนต์ที่ผสมในดินสูง ๆ (8%, 10%) เมื่อบดอัดด้วยความชื้นที่เพิ่มขึ้นค่า c' ที่ได้จะมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามความชื้น นอกจากนี้ยังพบว่าดินชนิดนี้เมื่อไม่ผสมซีเมนต์แล้วบดอัดด้วยความชื้นที่ OMC จะให้ค่า c' น้อยที่สุด



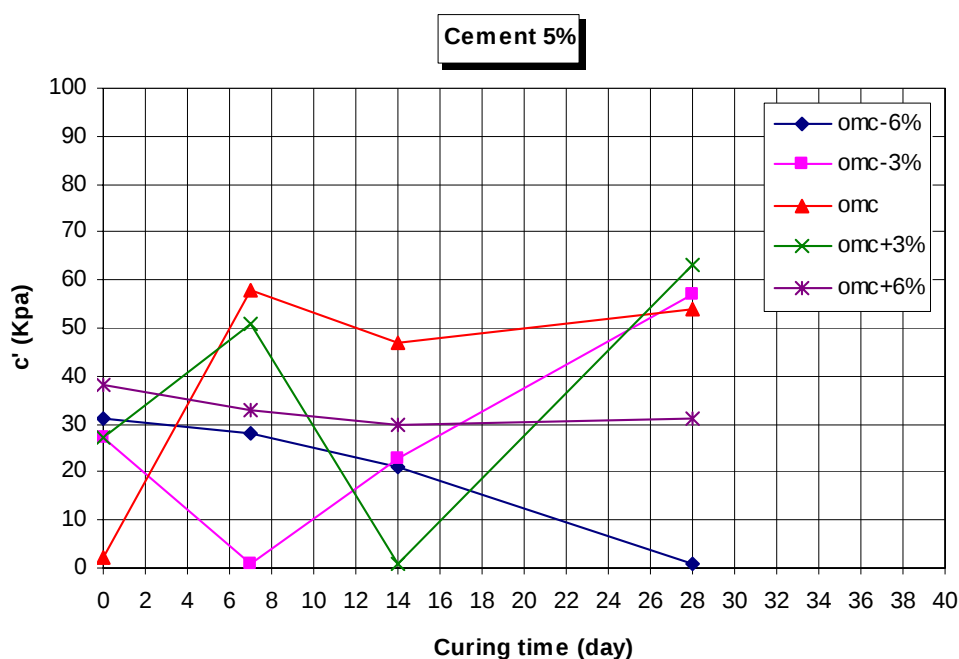
ภาพที่ 79 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า c' ของดินผสมปูนขาว

สำหรับผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า c' ของดินผสมปูนขาว ดังแสดงภาพที่ 79 ปริมาณความชื้นบดอัดที่ OMC+3% จะให้ค่า c' สูงที่สุด ซึ่งเมื่อปริมาณความชื้นบดอัดมากขึ้น ตัวอย่างที่ผสมปูนขาวน้อยกว่า 5% จะมีค่า c' ใกล้เคียงกันและมีแนวโน้มไปในทิศทางเดียวกัน และสังเกตพบว่าดินที่ไม่ผสมปูนขาวนั้นเมื่อบดอัดที่ปริมาณความชื้นเหมาะสม จะให้ค่า c' ต่ำที่สุด และจะให้ค่า c' สูงที่สุดเมื่อบดอัดด้วยปริมาณความชื้น OMC+3% เช่นเดียวกับดินที่ผสมปูนขาว สำหรับดินที่ผสมปูนขาวในปริมาณ 2% จะให้ค่า c' ที่มีแนวโน้มคล้ายกับดินที่ไม่ผสมปูนขาว ทั้งนี้ผลมาจากปูนขาวในปริมาณน้อย ๆ (2%) บดอัดที่ปริมาณความชื้นสูงขึ้นก็ไม่มีผลต่อค่า c' เนื่องจากค่า c' จะเกิดขึ้นสูงนั้นจะต้องมีการเชื่อมประสานระหว่างอนุภาคที่ดีหลังจากทำปฏิกิริยาของปูนขาวกับน้ำที่สมดุลย์กัน นอกจากนี้จากกราฟจะเห็นได้ว่าเมื่อผสมปูนขาวที่ปริมาณ 8% จะให้ค่า c' สูงกว่าปริมาณผสมอื่น

5.3 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า Cohesion (c')

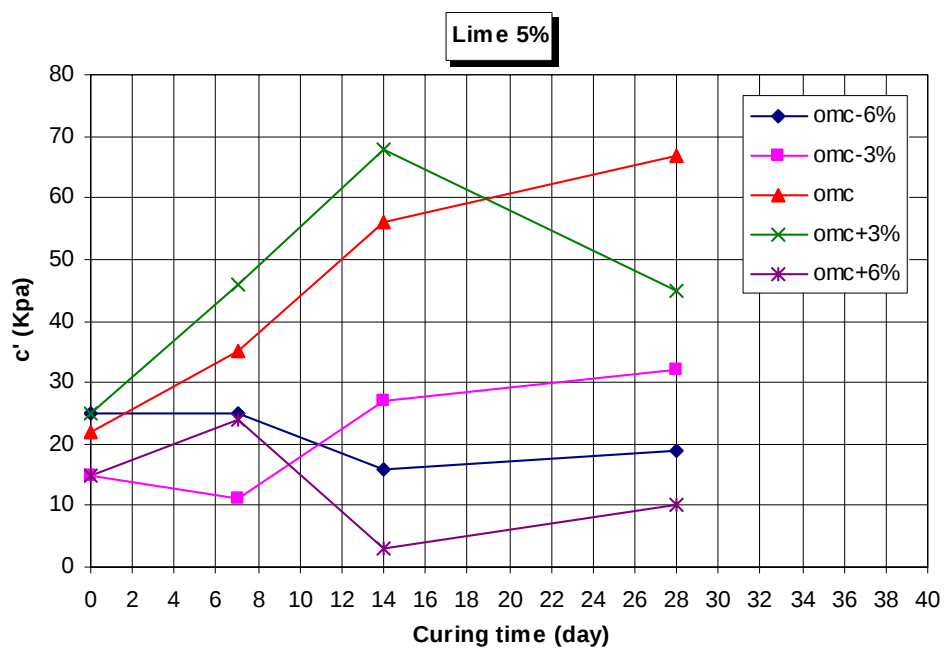
ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า c' ของดินผสมซีเมนต์ ดังภาพที่ 80 แสดงว่าช่วงระยะเวลาการบ่มมากกว่า 14 วัน ตัวอย่างที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้น OMC-6% และ OMC+6%

จะมีแนวโน้มค่า c' ลดลง และตัวอย่างที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้น OMC-3%, OMC และ OMC+3% มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาการบ่ม เนื่องจากปริมาณความชื้นบดอัดที่ OMC-6% และ OMC+6% มีปริมาณมากและน้อยเกินไปสำหรับการทำปฏิกิริยา Hydration จึงทำให้การทำปฏิกิริยาไม่เกิดความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณความชื้นกับปริมาณซีเมนต์ ส่งผลให้เกิดสารเชื่อมแน่นที่ประสานระหว่างอนุภาคไม่แข็งแรงพอที่จะยึดโครงสร้างเม็ดดินให้กำลังสูงขึ้นได้



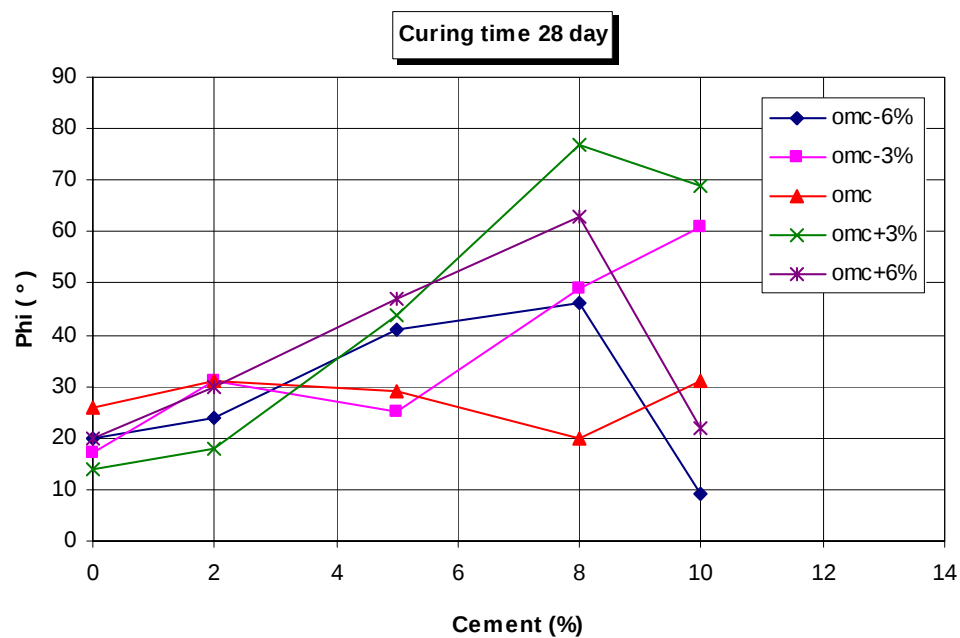
ภาพที่ 80 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า c' ของดินผสมปูนซีเมนต์

ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า c' ของดินผสมปูนขาว ดังแสดงภาพที่ 81 ที่ระยะเวลาการบ่มน้อยกว่า 14 วัน สำหรับตัวอย่างที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่ OMC-3%, OMC และ OMC+3% จะมีผลทำให้ค่า c' เพิ่มขึ้น แต่ตัวอย่างที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่ OMC-6% และ OMC+6% จะมีผลทำให้ค่า c' ลดลง เมื่อบ่มด้วยระยะเวลานานขึ้น มีแนวโน้มทำให้ค่า c' เพิ่มขึ้น ทั้งนี้อาจเป็นผลเนื่องจากการทำปฏิกิริยาของปูนขาวเกิดขึ้นช้าจึงต้องใช้เวลาในการทำปฏิกิริยาเพื่อให้ได้ตัวเชื่อมประสานที่แข็งแรง (Diamond et al., 1964) ดังนั้นระยะเวลาการบ่มที่มากกว่า 14 วัน จึงจะมีผลทำให้ค่า c' มีแนวโน้มเพิ่มขึ้น



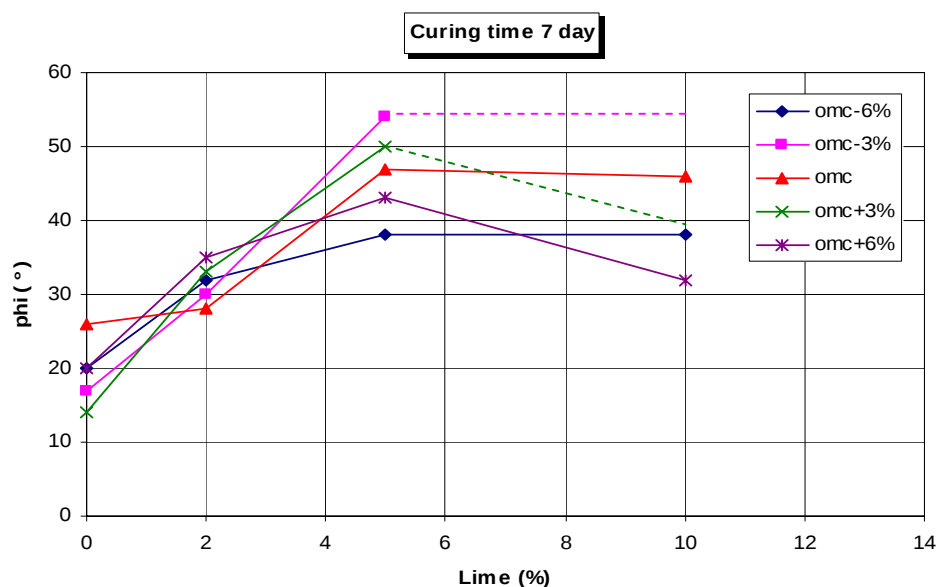
ภาพที่ 81 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า c' ของดินผสมปูนขาว

5.4 ผลของปริมาณสารผสมเพิ่มต่อค่า Friction Angle (ϕ')



ภาพที่ 82 ผลของปริมาณซีเมนต์ต่อค่า ϕ'

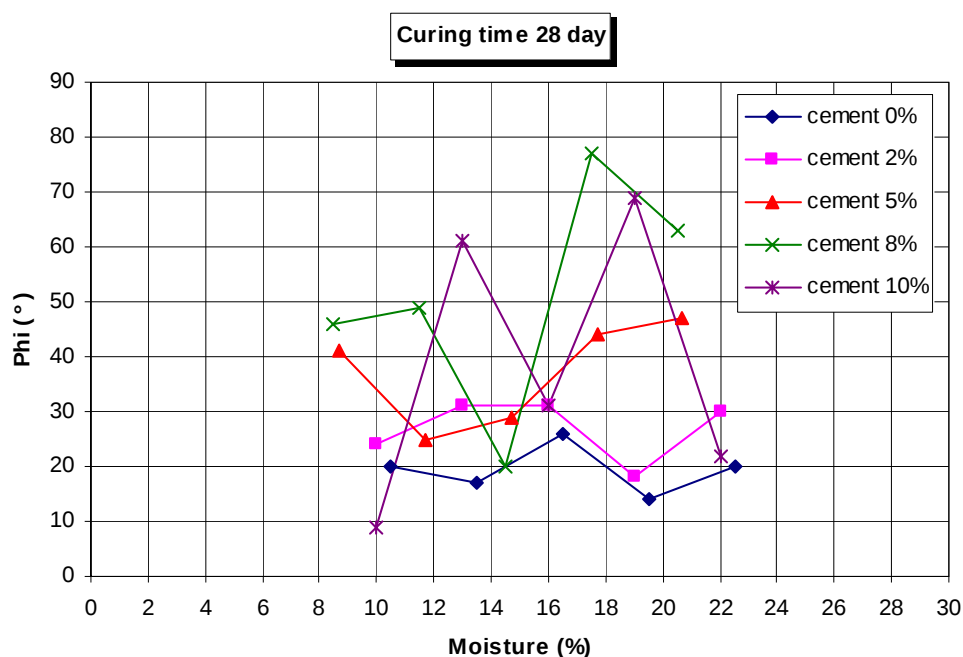
ผลของปริมาณการผสมซีเมนต์ต่อค่า ϕ' ดังภาพที่ 82 แสดงว่าเมื่อผสมปูนซีเมนต์ในปริมาณที่มากขึ้นจะมีผลทำให้ค่า ϕ' เพิ่มขึ้นซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยของ Mitchell (1976) โดยจะเห็นได้ชัดเจนสำหรับตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นมากกว่า OMC แต่ปริมาณซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นจะไม่ค่อยมีผลต่อตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นที่ OMC ทั้งนี้จะเห็นว่าปริมาณซีเมนต์ที่ผสมในดิน 8% สำหรับตัวอย่างบดอัดด้วยความชื้นมากกว่า OMC จะให้ค่า ϕ' สูงที่สุดหลังจากนั้นเมื่อปริมาณซีเมนต์มากขึ้นค่า ϕ' ก็จะลดลง



ภาพที่ 83 ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่า ϕ'

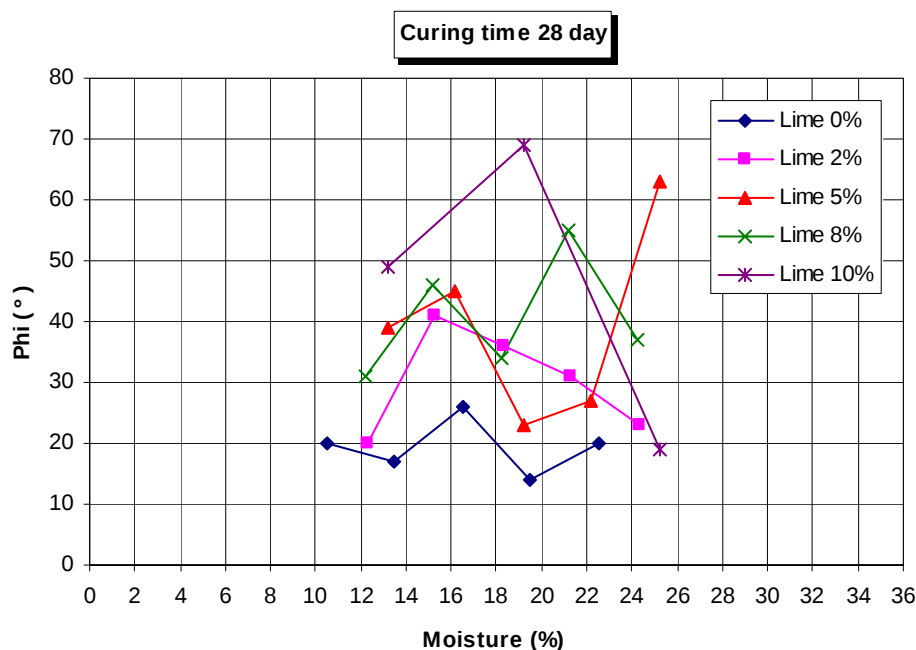
ผลของปริมาณการผสมปูนขาวต่อค่า ϕ' ดังภาพที่ 83 จากผลการทดลองเมื่อผสมปูนขาวในปริมาณที่น้อยกว่าหรือเท่ากับ 5% จะมีผลทำให้ค่า ϕ' เพิ่มขึ้นสอดคล้องกับงานวิจัยของ Kazuhiko et al. (1989) เมื่อเพิ่มปริมาณปูนขาวมากขึ้นก็จะมีผลทำให้ค่า ϕ' มีแนวโน้มค่อนข้างคงหรือลดลงบ้างเล็กน้อย ทั้งนี้เนื่องมาจากปริมาณปูนขาวที่ผสม 5% นั้นเป็น Optimum Lime Content ซึ่งทำให้ค่ากำลังรับแรงของดินผสมปูนขาวมีค่ามากที่สุดสอดคล้องกับการวิจัยของเกษมและคณะ (2531) ถ้าเพิ่มปริมาณปูนขาวมากกว่า Optimum Lime Content ก็จะส่งผลให้ค่ากำลังรับแรงของดินลดลงหรือมีแนวโน้มคงที่ (Eades and Davison, 1962) และจากกราฟที่เป็นเส้นประนั้นเป็นแนวโน้มค่า ϕ' ของตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้น OMC-3% และ OMC+3% ของของปริมาณปูนขาว 10% เมื่อพิจารณาจากแนวโน้มพฤติกรรมของตัวอย่างการบดอัดที่ความชื้นอื่น ๆ

5.5 ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า Friction Angle (ϕ')



ภาพที่ 84 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า ϕ' ของดินผสมปูนซีเมนต์

ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า ϕ' ของดินผสมซีเมนต์ ดังภาพที่ 84 เมื่อบดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่ OMC+3% ตัวอย่างที่ผสมปูนซีเมนต์สูงๆ (8%, 10%) จะมีค่า ϕ' สูงสุด แต่สำหรับตัวอย่างที่ผสมด้วยปริมาณซีเมนต์ต่ำๆ (2%, 5%) เมื่อบดอัดด้วยปริมาณความชื้นสูง (OMC+6%) ค่า ϕ' จะขึ้นอยู่กับปริมาณซีเมนต์ที่ผสม ซึ่งเมื่อปริมาณซีเมนต์มากจะให้ค่า ϕ' สูง แต่อย่างไรก็ตามค่า ϕ' จะมีค่าสูงสุดเมื่อผสมปูนซีเมนต์ 8% บดอัดด้วยปริมาณความชื้น OMC+3%

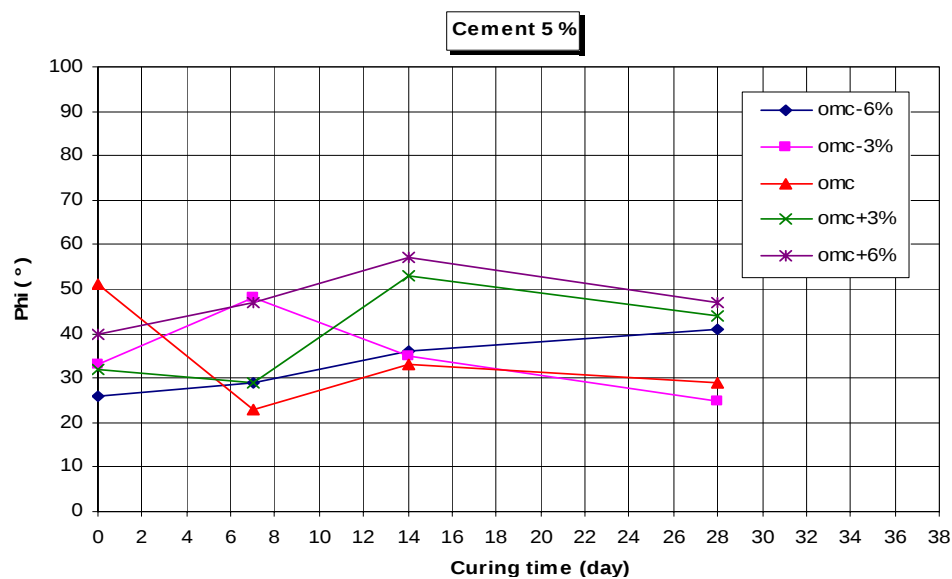


ภาพที่ 85 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า ϕ' ของดินผสมปูนขาว

ผลของปริมาณความชื้นที่ใช้ในการบดอัดต่อค่า ϕ' ของดินผสมปูนขาว ดังภาพที่ 85 เมื่อบดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่เพิ่มขึ้นไม่มีผลชัดเจนต่อค่า ϕ' ซึ่งเมื่อบดอัดด้วยปริมาณความชื้น OMC-3% จะทำให้มีค่า ϕ' ที่เพิ่มขึ้นทุกตัวอย่าง แต่เมื่อบดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่เพิ่มขึ้น ค่า ϕ' จะไม่มีแนวโน้มที่เป็นไปในทิศทางเดียวกัน ซึ่งทั้งนี้อาจเนื่องมาจากปริมาณความชื้นที่ OMC-3% เป็นปริมาณความชื้นเริ่มต้นในการทำปฏิกิริยาจึงทำให้มีการพัฒนากำลังขึ้นในช่วงความชื้นน้อย ๆ แต่หลังจากนั้นเมื่อเพิ่มปริมาณความชื้นมากขึ้นค่า ϕ' ไม่ได้เพิ่มขึ้นตามปริมาณความชื้นบดอัดและไม่มีแนวโน้มที่ชัดเจน นอกจากนี้ยังพบว่าการบดอัดดินที่ไม่ผสมปูนขาวด้วยปริมาณความชื้น OMC จะมีผลทำให้ค่า ϕ' มีค่าสูงสุด

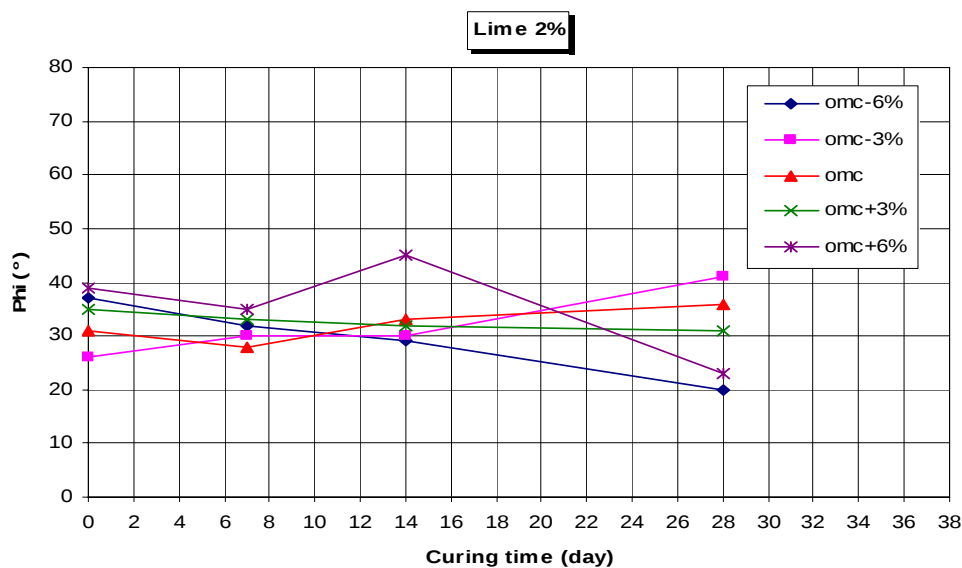
5.6 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า Friction Angle (ϕ')

ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า ϕ' ของดินผสมซีเมนต์ ดังภาพที่ 86 พบว่าระยะเวลาการบ่ม 7-14 วัน สำหรับตัวอย่างที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นเท่ากับหรือมากกว่า OMC จะมีแนวโน้มของค่า ϕ' เพิ่มขึ้น ซึ่งเมื่อใช้ระยะเวลาการบ่มมากขึ้นก็จะมีผลทำให้ค่า ϕ' มีแนวโน้มค่อนข้างคงที่ สำหรับค่า ϕ' ที่ลดลงเนื่องจากความไม่แน่นอนจากการทดสอบ



ภาพที่ 86 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า ϕ' ของดินผสมปูนซีเมนต์

ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า ϕ' ของดินผสมปูนขาวดังภาพที่ 87 พบว่าระยะเวลาการบ่มเพิ่มขึ้น สำหรับตัวอย่างที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นมากกว่า OMC จะมีแนวโน้มของค่า ϕ' ก่อนข้างคงที่ แต่ค่า ϕ' ที่ลดลงเนื่องจากความไม่แน่นอนจากการทดสอบ แต่สำหรับตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นเท่ากับหรือต่ำกว่า OMC เมื่อระยะเวลาการบ่มมากขึ้นมีผลทำให้ค่า ϕ' มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเล็กน้อย



ภาพที่ 87 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า ϕ' ของดินผสมปูนขาว

6. สรุปผลการทดสอบต่างๆ

6.1 สารผสมเพิ่มต่อคุณสมบัติทางกายภาพ

ผลของสารผสมเพิ่มต่อค่าพิกัดเตอร์เบอร์ก ซึ่งเมื่อผสมปูนซีเมนต์ในปริมาณที่เพิ่มขึ้นจะไม่มีผลต่อ Liquid Limit แต่จะทำให้ Plastic Limit มีค่าเพิ่มขึ้น จึงเป็นผลให้ Plasticity Index มีค่าลดลง นอกจากนี้ยังทำให้ Shrinkage Limit มีค่าเพิ่มขึ้น สำหรับการผสมด้วยปูนขาว เมื่อปริมาณปูนขาวเพิ่มขึ้นมีผลทำให้ Liquid Limit มีค่าลดลง ค่า Plastic Limit มีค่าเพิ่มขึ้น จึงส่งผลให้ Plastic Index มีค่าลดลง และ Shrinkage Limit มีค่าเพิ่มขึ้น

ผลของสารผสมเพิ่มต่อพฤติกรรมการบดอัดดิน ซึ่งเมื่อผสมปูนขาวในปริมาณเพิ่มขึ้นจะมีผลทำให้ค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุด (Maximum Dry Unit Weight) เพิ่มขึ้นเล็กน้อยในขณะที่ค่าความชื้นเหมาะสม (Optimum Moisture Content) ในการบดอัดไม่เพิ่มขึ้นตามปริมาณซีเมนต์ สำหรับการผสมด้วยปูนขาวเมื่อผสมในปริมาณที่เพิ่มขึ้นมีผลทำให้ค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุด (Maximum Dry Unit Weight) ลดลง แต่ค่าความชื้นเหมาะสม (Optimum Moisture Content) ในการบดอัดจะเพิ่มมากขึ้นตามปริมาณปูนขาวที่ผสม ซึ่งผลที่ได้นี้สอดคล้องกับงานวิจัยของ Woo (1971)

ผลของสารผสมเพิ่มต่อการกระจายตัว ซึ่งเมื่อผสมปูนซีเมนต์และปูนขาวในปริมาณที่เพิ่มขึ้นจะมีผลทำให้การบวมตัวของดินลดลงซึ่งการผสมปูนขาวจะทำให้การบวมตัวลดลงได้ดีและเร็วกว่า ทั้งนี้เมื่อค่าการบวมตัวลดลงก็จะส่งผลให้ดินกระจายตัวน้อยลงด้วยเช่นกัน

6.2 สรุปผลการทดสอบ California Bearing Ratio (CBR)

การใส่สารผสมเพิ่ม (ปูนซีเมนต์หรือปูนขาว) ที่ 5 % ของน้ำหนักดินแห้งจะให้ค่า CBR (Soaked) มากที่สุด และมีความเหมาะสมที่สุดทั้งด้านการลดการบวมตัวและด้านอื่น ๆ โดยการผสมปูนซีเมนต์ในปริมาณที่เพิ่มขึ้นจะให้ค่า CBR (Unsoaked) มีค่ามากกว่าค่า CBR (Soaked) แต่ทั้งนี้ผลของค่า CBR มีลักษณะเป็นโค้งหงาย ส่วนการผสมด้วยปูนขาวที่จะทำให้ CBR (Unsoaked) มีค่ามากกว่าค่า CBR (Soaked) เช่นเดียวกัน แต่ทั้งนี้ผลของค่า CBR มีลักษณะเป็นโค้งคว่ำ อย่างไรก็ตามค่า CBR (Unsoaked) ของปูนซีเมนต์มีค่ามากกว่า CBR (Unsoaked) ของปูนขาว และค่า CBR (Soaked) ของปูนซีเมนต์มีค่าใกล้เคียงกับค่า CBR (Soaked) ของปูนขาวโดยที่ค่า CBR (Soaked) ของปูนขาวจะมีค่าค่อนข้างสูงกว่าเล็กน้อย

สำหรับปริมาณความชื้นในการบดอัดดินใส่สารผสมเพิ่มที่เหมาะสมที่สุด คือ OMC+3% และระยะเวลาในการบ่มที่เหมาะสมที่สุดจะต้องไม่น้อยกว่า 14 วัน ส่วนด้านการบวมตัวเมื่อใส่สารผสมเพิ่ม จะมีผลทำให้การบวมตัวลดลงซึ่งเมื่อผสมปูนซีเมนต์มากกว่า 5% และเมื่อผสมปูนขาวมากกว่า 2% ทั้งนี้การผสมด้วยปูนขาวจะลดการบวมตัวได้ดีและเร็วกว่าการผสมด้วยปูนซีเมนต์

6.3 สรุปผลการทดสอบ Unconfined Compression Test (UCS)

ผลของสารผสมเพิ่มต่อค่า UCS จากผลการทดลอง เมื่อผสมปูนซีเมนต์ 8% จะมีผลทำให้ทั้งตัวอย่างในสภาพแช่น้ำและไม่แช่น้ำมีค่า UCS และค่า E มีค่าสูงสุด สำหรับการผสมด้วยปูนขาวเมื่อผสมปริมาณปูนขาว 8% จะทำให้ค่า UCS มีค่ามากที่สุด แต่สำหรับค่า E นั้นจะไม่ขึ้นอยู่กับปริมาณปูนขาว

ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า UCS จากผลการทดลองดินที่ผสมปูนซีเมนต์พบว่าบดอัดที่ปริมาณความชื้น+3% ทำให้ค่า UCS มีค่าสูงสุด สำหรับการผสมด้วยปูนขาว เมื่อบดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่ความชื้นเหมาะสม (OMC) จะทำให้ค่า UCS (Soaked) มีค่าสูงสุด แต่เมื่อบดอัดด้วยปริมาณความชื้น OMC+3% จะทำให้ค่า UCS (Unsoaked) มีค่ามากที่สุด แต่ปริมาณความชื้นบดอัดไม่มีผลที่ชัดเจนต่อค่า E ทั้งตัวอย่างในสภาพแช่น้ำและไม่แช่น้ำ

ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า UCS เมื่อผสมปูนซีเมนต์แล้วบ่มที่ระยะเวลาไม่น้อยกว่า 14 วัน จึงจะให้ค่า UCS สูงสุด แต่ระยะเวลาการบ่มไม่มีผลต่อค่า E ทั้งตัวอย่างในสภาพแช่น้ำและไม่แช่น้ำ สำหรับดินที่ผสมปูนขาวระยะเวลาการบ่มไม่น้อยกว่า 14 วันจะมีผลทำให้ค่า UCS มีค่าสูงสุดเช่นเดียวกับการผสมด้วยซีเมนต์ แต่ค่า E จะมีค่ามากที่สุดเมื่อระยะเวลาการบ่ม 7 วัน

6.4 สรุปผลการทดสอบ Direct Shear Test (DS)

ปริมาณซีเมนต์ที่เหมาะสมคือ 8% หรือ 10% เนื่องจากปริมาณซีเมนต์ที่ผสมในดิน 8% มีผลทำให้ดินมีค่า c' ต่ำ และมีค่า ϕ' สูง มีคุณสมบัติแบบ Frictional Material และ ปริมาณซีเมนต์ที่ผสมในดิน 10% มีผลทำให้ดินมีค่า c' สูง และมีค่า ϕ' ต่ำ มีคุณสมบัติแบบ Non Frictional Material สำหรับปริมาณความชื้นในการบดอัดไม่มีผลโดยตรงต่อค่า c' และค่า ϕ' ซึ่งจากการทดลองพบว่าค่า c' และค่า ϕ' ไม่ได้แปรผันตามปริมาณความชื้นบดอัดโดยไม่เป็นไปในแนวทางที่ชัดเจน ระยะเวลาการบ่มที่เหมาะสมอย่างน้อย 14 วัน ซึ่งจะทำให้ค่า c' และค่า ϕ' มีค่าที่เหมาะสม

สำหรับดินที่ผสมปูนขาวนั้นปริมาณที่เหมาะสมซึ่งทำให้ค่า c' สูงสุดคือ 8% ซึ่งสอดคล้องกับการวิจัยของ Wang (1963) ที่แนะนำว่าปริมาณปูนขาว Hydrated Lime ในการปรับปรุงดินเหนียวชนิด CH ที่เหมาะสมคือ 3 - 8 % แต่ปริมาณปูนขาวที่เพิ่มขึ้นไม่มีผลที่ชัดเจนต่อค่า ϕ' ส่วนปริมาณความชื้นบดอัดที่เหมาะสมคือ OMC+3% ซึ่งจะให้ค่า c' สูงสุด แต่ไม่มีผลที่ชัดเจนต่อค่า ϕ' และระยะเวลาการบ่มที่เหมาะสมของดินผสมปูนขาวนั้น คือ 14 วัน ซึ่งจะให้ค่า c' ที่สูงสุดและเมื่อบ่มนานขึ้นจะทำให้ค่า c' มีแนวโน้มลดลง ส่วนค่า ϕ' ของดินผสมปูนขาวนั้น ระยะเวลาการบ่มเพิ่มขึ้นมีผลทำให้ตัวอย่างที่ผสมปูนขาวต่างบดอัดด้วยปริมาณความชื้นมากกว่าความชื้นเหมาะสม (OMC+3%, OMC+6%) ค่า ϕ' มีแนวโน้มลดลง ทั้งนี้ที่ปริมาณปูนขาวผสมน้อยอัตราส่วน การลดลงจะน้อยแต่เมื่อเพิ่มปริมาณปูนขาวมากขึ้นอัตราส่วนการลดลงของค่า ϕ' จะมากขึ้นด้วย

จากผลการทดลองทางด้านวิศวกรรมซึ่งยังไม่สามารถสรุปได้แน่ชัดว่าการผสมด้วยสารผสมเพิ่มชนิดใด ปริมาณเท่าไรจึงจะเหมาะสม ซึ่งจากผลการทดลอง พบว่าการปรับปรุงคุณภาพดินคันทางรถไฟในภาคเหนือตอนล่างด้วยสารผสมเพิ่มที่เหมาะสมมีด้วยกัน 2 ลักษณะ ได้แก่ การปรับปรุงคุณภาพด้วยการผสมปูนซีเมนต์ที่ 8% และ 10% ของน้ำหนักดินแห้ง และการผสมด้วยปูนขาวที่ 5% และ 8% ของน้ำหนักดินแห้ง โดยจะต้องบดอัดที่ปริมาณความชื้น OMC+3% บ่มด้วยระยะเวลา 14 วัน ทั้งนี้จากผลการทดลองดังกล่าวข้างต้นไม่สามารถสรุปได้ชัดเจนว่า สารผสมเพิ่มชนิดใด ปริมาณการผสมใดดีที่สุด เนื่องจากค่าตัวแปรต่าง ๆ ที่ได้จากการทดลองต่างกัน ด้วยเหตุนี้จึงต้องมีการนำผลการทดลองทั้ง 2 ลักษณะมาวิเคราะห์เพิ่มเติม โดยละเอียดด้วย Finite Element ซึ่งจะนำค่าตัวแปรต่าง ๆ ที่ได้จากการทดลองที่เป็นคุณสมบัติของดินมาจำลองสภาพให้มีลักษณะคล้ายกับในพื้นที่จริง ในสถานะต่าง ๆ อาทิเช่น สภาพเปียก สภาพแห้ง ดินปรับปรุงคุณภาพกับไม่ปรับปรุงคุณภาพ เป็นต้น

7. การวิเคราะห์เสถียรภาพคันทางรถไฟด้วย Finite Element

7.1 สมมุติฐานในการวิเคราะห์เสถียรภาพคันทางรถไฟ

- ในการศึกษาจะวิเคราะห์ด้วย Finite Element แบบ 2 มิติ
- ในการวิเคราะห์จะไม่พิจารณาน้ำหนักราง และไม่หมอนรองรางรถไฟ
- ในการวิเคราะห์จะพิจารณาให้น้ำหนักกระทำจากรถไฟ (Live Load) กระจายแบบ Uniform Load ลงเต็มหน้าตัดคันทาง
- ในการวิเคราะห์จะพิจารณา $\text{Impact Load} = \text{Live Load} \times \text{Factor}$

7.2 ข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพดินคันทางรถไฟ

สำหรับข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพคันทางรถไฟในการศึกษานี้ได้แก่

7.2.1 การเลือกใช้ Material Model

ในการศึกษานี้เลือกใช้ Material Model เป็นแบบ Mohr-Coulomb Model (Linear Elastic, Perfect Plate) เนื่องจากเป็น Model ที่วิเคราะห์จากคุณสมบัติเบื้องต้นของดิน เป็น Model ที่ใช้ง่ายไม่ซับซ้อน ซึ่งจะใช้คุณสมบัติของดิน 5 Parameters ในการวิเคราะห์เป็นหลักคือ Young's Modulus; E' , Poisson's Ratio; ν , Cohesion; c' , Friction Angle; ϕ' และ Dilatancy Angle; ψ

7.2.2 การเลือกใช้ Material Type

ในการศึกษานี้เลือกใช้ Material Type เป็น 2 ลักษณะ โดยจะใช้ลักษณะที่เป็น Undrained Behavior สำหรับดินใน Model ทั้งหมด เนื่องจากต้องการจำลองสภาพดินเหนียวภายใต้ น้ำหนักกระทำจากรถไฟที่รวดเร็วเมื่อดินอยู่ในสภาพแฉะน้ำ ซึ่งจะใช้ Parameters จากผลการทดสอบ สำหรับอีกลักษณะจะเป็น Drained Behavior ซึ่งจะใช้ในส่วนที่เป็น Ballast และ Sub ballast เนื่องจากส่วนนี้เป็นหินซึ่งมีพฤติกรรมในการระบายน้ำได้ดี

7.2.3 การใช้ค่า Parameters ต่าง ๆ

1) Dry Density (γ_{dry})

สำหรับดินที่ไม่มีการปรับปรุงคุณภาพทั้งสภาพแฉะน้ำและไม่แฉะน้ำ ค่า Dry Density (γ_{dry}) ที่ใช้ในการศึกษาได้มาจากการทดสอบ Compaction Test ซึ่งมีหน่วยเป็น kN/m^3 โดยจะใช้ค่า Dry Density (γ_{dry}) ที่ปริมาณความชื้นในการบดอัด OMC+6% ในการจำลอง Model ของดินที่ไม่ปรับปรุงคุณภาพทั้งสภาพแฉะน้ำและไม่แฉะน้ำ เพราะเป็นปริมาณความชื้นบดอัดที่ให้ค่า Dry Density (γ_{dry}) ใกล้เคียงกับสภาพจริงในสนามมากที่สุด แต่สำหรับดินที่มีการปรับปรุงคุณภาพจะใช้ค่า Dry Density (γ_{dry}) ที่ปริมาณความชื้นบดอัด OMC+3% เพราะเป็นปริมาณความชื้นในการบดอัดที่ให้ค่า Dry Density (γ_{dry}) สูงที่สุด

สำหรับส่วนที่เป็นหิน ค่า Dry Density (γ_{dry}) ในการศึกษาได้มาจากอัมรินทร์ (2541) โดยพิจารณาหินที่นำมาใช้เป็นหิน Basalt

2) Wet Density (γ_{wet})

สำหรับดินที่ไม่ปรับปรุงคุณภาพ ค่า Wet Density (γ_{wet}) ที่ใช้ในการศึกษาได้มาจากการทดสอบ Compaction Test โดยเป็นข้อมูลจากตัวอย่างดินหลังจากแช่น้ำก่อนนำไปทดสอบ Direct Shear Test ซึ่งเป็นการจำลองสภาพให้ใกล้เคียงกับในสนามที่ดินคันทางอยู่ในสภาพแช่น้ำ โดยมีหน่วยเป็น kN/m^3 จะใช้ค่า Wet Density (γ_{wet}) ของตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้น OMC+6% ในการจำลอง Model ของดินที่ไม่ปรับปรุงคุณภาพทั้งสภาพแช่น้ำและไม่แช่น้ำ เพราะเป็นปริมาณความชื้นบดอัดที่ให้ค่า Dry Density (γ_{dry}) ใกล้เคียงกับสภาพจริงในสนามมากที่สุด แต่สำหรับดินที่มีการปรับปรุงคุณภาพ จะใช้ค่า Wet Density (γ_{wet}) ของตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้น OMC+3% เพราะเป็นปริมาณความชื้นบดอัดที่ให้ค่า Dry Density (γ_{dry}) สูงที่สุด

สำหรับส่วนที่เป็นหิน ค่า Wet Density (γ_{wet}) ในการศึกษาพิจารณาหินที่นำมาใช้เป็นหิน Basalt ซึ่งได้ข้อมูลมาจากอัมรินทร์ (2541)

3) Horizontal Permeability (k_x) และ Vertical Permeability (k_y)

สำหรับส่วนที่เป็นดิน ค่า Horizontal Permeability (k_x) และ Vertical Permeability (k_y) ในการศึกษาได้มาจากการ Consolidation ตัวอย่างของการทดสอบ Direct Shear Test ซึ่งมีหน่วยเป็น m/day การวิเคราะห์ด้วย Finite Element จะให้ค่า Horizontal Permeability (k_x) และ Vertical Permeability (k_y) มีค่าเท่ากันเนื่องจากโปรแกรมจะจำลองการไหลของน้ำเป็นแบบ Matrix และพิจารณาดินนั้นเป็น Isotropic Material ในการคำนวณสามารถหาค่าได้จากสูตรดังนี้

$$k = (c_v)(m_v)(\gamma_w)$$

โดย

$$c_v = 0.049(H_{av})^2 / t_{50}$$

$$m_v = \Delta \epsilon_v / \Delta \sigma_v$$

$$k = \text{Permeability, (m/day)}$$

$$c_v = \text{Coefficient of Consolidation, (m}^2/\text{day)}$$

$$H_{av} = \text{Average Height, (m.)}$$

$$\begin{aligned}
 t_{50} &= \text{Time of Consolidation at 50\%, (day)} \\
 m_v &= \text{Coefficient of Volume change, (m}^2\text{/kN)} \\
 \Delta\varepsilon_v &= \text{Vertical Volume change} \Rightarrow (\Delta\varepsilon_v = \Delta v/v_0) \\
 \Delta\sigma_v &= \text{Vertical Stress, (kN/m}^2\text{)} \Rightarrow (\Delta\sigma_v = P/A)
 \end{aligned}$$

สำหรับส่วนที่เป็นหิน ค่า Horizontal Permeability (k_x) และ Vertical Permeability (k_y) ในการศึกษาพิจารณาหินที่นำมาใช้เป็นหิน Basalt ซึ่งได้ข้อมูลมาจากอัมรินทร์ (2541)

4) Young's Modulus (E')

สำหรับส่วนที่เป็นดิน ค่า Young's Modulus (E') ในการศึกษาได้มาจากการทดสอบ Unconfined Compression Test ซึ่งมีหน่วยเป็น kN/m^2 โดยค่า Young's Modulus (E) เป็นค่าที่บอก Stiffness ของดินในช่วง Elastic จะใช้ที่ค่า Young's Modulus (E) ที่ 50% และแปลงค่า Young's Modulus (E) จากการทดสอบในสภาพ Undrained ไปเป็น Young's Modulus (E') ในสภาพ Drained และสามารถนำไปใช้ในการจำลอง Model ตามคุณสมบัติดินแต่ละสภาพ สำหรับการแปลงค่า Young's Modulus (E') สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$E' = [2(1+\nu)/3] \times E$$

โดย

E' = Young's Modulus in Drained Condition

E = Young's Modulus in Undrained Condition

ν = Poisson's Ratio

สำหรับส่วนที่เป็นหิน ค่า Young's Modulus (E') ในการศึกษาพิจารณาหินที่นำมาใช้เป็นหิน Basalt ซึ่งได้ข้อมูลมาจากอัมรินทร์ (2541)

5) Poisson's Ratio (ν)

ค่า Poisson's Ratio (ν) ในการศึกษาสำหรับดินจะใช้ที่ 0.3 เพราะเป็นคุณสมบัติของดินเหนียวทั่วไปตามคำแนะนำของ Plaxis Manual ส่วนค่า Poisson's Ratio (ν) ของหินที่ใช้เป็น Ballast และ Sub ballast ที่การรถไฟแห่งประเทศไทยนำมาใช้ในที่นี้พิจารณาเป็นหิน Basalt ซึ่งมีค่า Poisson's Ratio (ν) เท่ากับ 0.28 (อัมรินทร์, 2541)

6) Cohesion (c') และ Friction Angle (ϕ')

ค่า Cohesion (c') และ Friction Angle (ϕ') ในการศึกษาได้มาจากผลของการทดสอบ Direct Shear Test แบบ CD-Test โดยค่า Cohesion (c') มีหน่วยเป็น kN/m^2 และค่า Friction Angle (ϕ') มีหน่วยเป็น องศา ($^\circ$) ซึ่งการนำไปใช้ในการวิเคราะห์จะใช้ตามสภาพของดินที่จำลองใน Model แต่สำหรับชั้น Ballast ซึ่งเป็นหินจะใช้ค่า Cohesion (c') เท่ากับ 1.5 kN/m^2 และใช้ค่า Friction Angle (ϕ') เท่ากับ 40° (Lambe & Whitman, 1979)

7) Dilatancy Angle (ψ)

ค่า Dilatancy Angle (ψ) ในการศึกษาได้ใช้ค่าตามคำแนะนำของคำแนะนำของ Plaxis Manual ซึ่งมีหน่วยเป็น องศา ($^\circ$) สำหรับคันดิน (Embankment) และชั้นดินเดิม (Original Ground) ซึ่งมีคุณสมบัติเป็นดินให้ใช้ค่า $\psi = 0^\circ$ ส่วนชั้น Ballast ซึ่งเป็นหินจะใช้ค่า $\psi = 15^\circ$

8) Equivalent Live Load จาการรถไฟ

ในการคำนวณ Equivalent Live Load จาการรถไฟจะอ้างอิงจาก AREMA (2545) มีหลักการพิจารณาโดยน้ำหนักของรถไฟที่กระทำซึ่งมีการถ่วงน้ำหนักลงสู่ชั้น Ballast แบบ Uniform Load โดยไม่คิदनน้ำหนักราง น้ำหนักหมอนรองรางรถไฟ โดยกำหนดให้น้ำหนักถ่วงลงสู่ชั้น Ballast โดยตรงซึ่งจะกระจายแบบ Uniform Load ตามขนาดหน้าตัดด้านล่างของหมอนรองรางรถไฟ สามารถคำนวณน้ำหนักดังกล่าวได้จากสมการต่อไปนี้

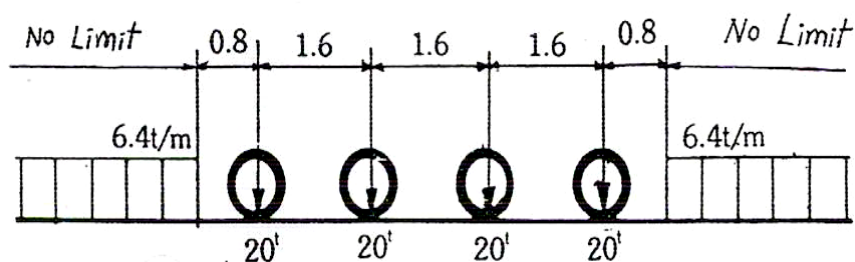
น้ำหนักจากรถไฟถ่ายลงสู่รางถึงกลางระหว่างล้อ (Axial Load)

ปัจจุบันการรถไฟแห่งประเทศไทยใช้น้ำหนัก Axial Load เท่ากับ 20 ton

ดังภาพที่ 88

ดังนั้น

$$P = 20 \text{ ton} = 200 \text{ kN}$$

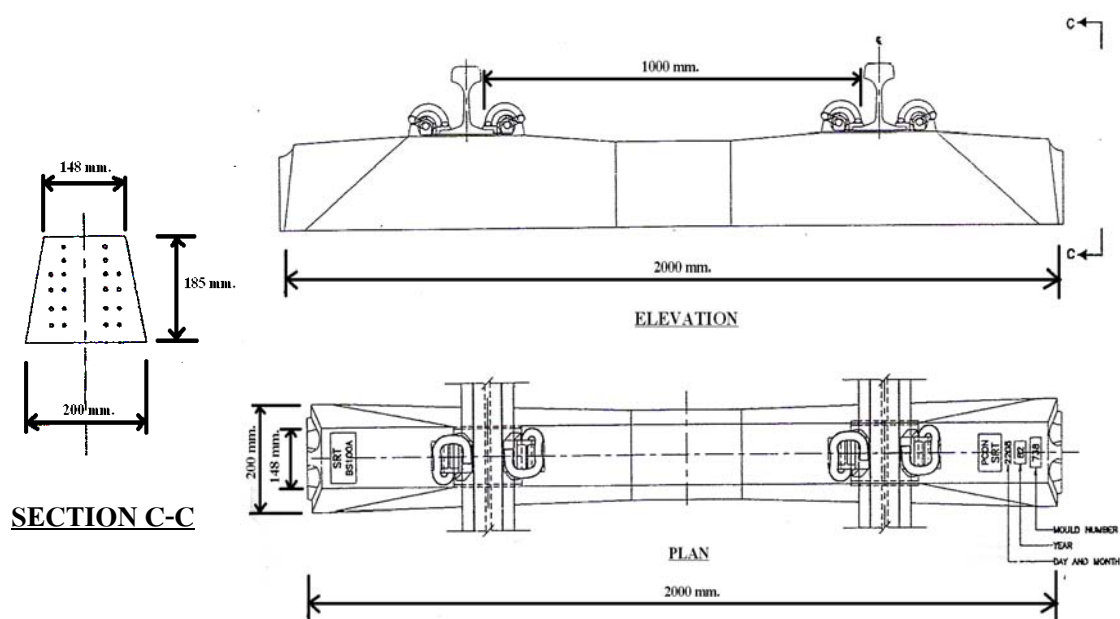


ภาพที่ 88 น้ำหนักรถไฟมาตรฐาน UIC ที่ประเทศไทยใช้ปัจจุบัน

ที่มา: การรถไฟแห่งประเทศไทย (1992)

ขนาดพื้นที่ในการถ่ายน้ำหนักจากรถไฟ (Area of Transfer Load)

ในปัจจุบันหมอนรองรางรถไฟที่การรถไฟแห่งประเทศไทยใช้เป็นหมอนคอนกรีตอัดแรง โดยมีหน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมูดังภาพที่ 89 ซึ่งในเส้นทางรถไฟของโครงการที่ศึกษานี้ก็ใช้แบบหมอนคอนกรีตอัดแรงเช่นกัน



ภาพที่ 89 ขนาดหมอนแบบคอนกรีตอัดแรงที่ใช้ในประเทศไทย

ที่มา: การรถไฟแห่งประเทศไทย (2545)

หมอนคอนกรีตอัดแรงดังกล่าวมีความยาว 2 m. ซึ่งวางอยู่บนชั้น Ballast ที่หนา 0.5 m. ดังนั้นเมื่อคิดพื้นที่ในการถ่ายน้ำหนักจากรถไฟอ้างอิงจาก AREMA (2002) จะสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\begin{aligned}\text{ความกว้าง} &= \text{ระยะการกระจายน้ำหนัก 3 ฟุต} + \text{ความหนาของ Ballast} \\ &= 0.91 + 0.5 \text{ m.} = 1.41 \text{ m.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{ความยาว} &= \text{ความยาวของหมอนรองรับรถไฟ} + \text{ความหนาของ Ballast} \\ &= 2 + 0.5 \text{ m.} = 2.5 \text{ m.}\end{aligned}$$

$$\text{ดังนั้น} \quad A = 3.53 \text{ m}^2$$

ฉะนั้น น้ำหนักที่กระจายลงสู่คันทางเนื่องจากน้ำหนักรถไฟ Axial Load เท่ากับ

$$P / A = 200 / 3.53 = 56.7 \text{ kN/m}^2$$

ทั้งนี้ผิวหน้าของ Ballast กว้าง 3 m. แต่ความยาวที่พิจารณาจากความยาว
 หมอนรองรางรถไฟรวมกับความหนา Ballast ยาวเพียง 2.5 m.

$$\begin{aligned}\text{ดังนั้น Equivalent Live Load จากระบบไฟ} \\ &= 56.7 \times (2.5/3) \text{ kN/m}^2 \\ &= 47.2 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Factor ของแรงกระแทกขณะรถไฟวิ่งบนคันทาง (Impact Factor)

ในการคำนวณค่า Factor ของแรงกระแทก AREMA (2002) แนะนำให้ใช้
 สำหรับรถไฟที่เป็นเครื่องดีเซลไม่เกิน 60 % ของน้ำหนักที่กระจายลงสู่คันทางเนื่องจากน้ำหนัก
 รถไฟ Axial Load ซึ่งในการศึกษานี้จะใช้ 50 %

$$\begin{aligned}\text{ดังนั้น น้ำหนักที่กระจายลงสู่คันทางทั้งหมด} \\ &= 47.2 \times 1.5 \text{ kN/m}^2 \\ &= 70.8 \text{ kN/m}^2 \\ \text{ฉะนั้น น้ำหนักที่นำไปใช้ในการจำลองโมเดล คือ } &\mathbf{70.8 \text{ kN/m}^2}\end{aligned}$$

7.3 การวิเคราะห์เสถียรภาพในกรณีต่างๆของคันทางรถไฟด้วย Finite Element

7.3.1 ไม่มีการปรับปรุงคุณภาพดินคันทางรถไฟ

สภาพที่ไม่มีการปรับปรุงคุณภาพดินคันทางรถไฟเป็นสภาพแห้งและสภาพแช่น้ำ
 ซึ่งจะใช้ค่าคุณสมบัติดินที่ 0% บดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่ OMC+6% ดังตารางที่ 18 ซึ่งเป็นสภาพ
 ที่มีคุณสมบัติใกล้เคียงกับดินในสนามมากที่สุด

ตารางที่ 18 ค่าคุณสมบัติดินที่ไม่ปรับปรุงคุณภาพในสภาพแห้ง และสภาพแช่น้ำ บดอัดที่ OMC+6%

Parameter	Original		Embankment				Ballast	
	Ground		0%_OMC+6%		0%_OMC+6%			
	(Unsoaked)		(Unsoaked)		(Soaked)			
Material Model	Mohr		Mohr		Mohr		Mohr Coulomb	
	Coulomb		Coulomb		Coulomb			
Type of Behavior	Undrained		Undrained		Undrained		Drained	
γ_{dry} , (kN/m ³)	16.3	(Cp)	16.5	(Cp)	16.5	(Cp)	27.1	(A)
γ_{wet} , (kN/m ³)	20.3	(Cp)	20.8	(Cp)	20.8	(Cp)	29.5	(A)
Kx, (m/day)	5x10 ⁻⁵	(Tx)	5x10 ⁻⁵	(Tx)	5.55x10 ⁻⁵	(Ds)	1x10 ⁻⁷	(A)
Ky, (m/day)	5x10 ⁻⁵	(Tx)	5x10 ⁻⁵	(Tx)	5.55x10 ⁻⁵	(Ds)	1x10 ⁻⁷	(A)
E', (kN/m ²)	3219	(Uc)	60900	(Uc)	3219	(Uc)	1x10 ⁸	(A)
v	0.3	(R)	0.3	(R)	0.3	(R)	0.28	(A)
c', (kN/m ²)	5	(Tx)	10	(Ds)	34	(Ds)	1.5	(L)
ϕ' , (°)	34	(Tx)	23	(Ds)	20	(Ds)	40	(L)
ψ , (°)	0	(R)	0	(R)	0	(R)	15	(R)

หมายเหตุ Cp = ผลจากการทดสอบ Compaction Test

Uc = ผลจากการทดสอบ Unconfined Compression Test

Tx = ผลจากการทดสอบ Triaxial Test

Ds = ผลจากการทดสอบ Direct Shear Test

L = อ้างอิงข้อมูลจาก Lambe and Whitman (1979)

R = อ้างอิงตาม Plaxis Manual

A = อ้างอิงจาก อัมรินทร์ (2541) และ วัชรินทร์ (2543)

7.3.2 การปรับปรุงคุณภาพดินคันทางรถไฟในสภาพแช่น้ำด้วยปูนซีเมนต์

สภาพที่มีการปรับปรุงคุณภาพดินคันทางรถไฟ ซึ่งจะใช้ค่าคุณสมบัติดินผสมปูนซีเมนต์ที่ 8% และ 10% บดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่ OMC+3% ที่ระยะเวลาการบ่ม 14 วัน ดังตารางที่ 19 โดยพิจารณาการเปลี่ยนดินคันทางลึกจากผิวบน 0.50 m., 1.00 m. และ 1.50 m.

ตารางที่ 19 ค่าคุณสมบัติดินที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยปูนซีเมนต์ 8% และ 10% ในสภาพแช่น้ำ

Parameter	Embankment			
	Cement 8%		Cement 10%	
	OMC+3%_14day (Soaked)		OMC+3%_14day (Soaked)	
Material Model	Mohr Coulomb		Mohr Coulomb	
Type of Behavior	Undrained		Undrained	
γ_{dry} , (kN/m ³)	17.1	(Cp)	17.0	(Cp)
γ_{wet} , (kN/m ³)	21.0	(Cp)	20.8	(Cp)
Kx, (m/day)	4.90 x10 ⁻⁵	(Ds)	4.84 x10 ⁻⁵	(Ds)
Ky, (m/day)	4.90 x10 ⁻⁵	(Ds)	4.84 x10 ⁻⁵	(Ds)
E', (kN/m ²)	56028	(Uc)	51852	(Uc)
ν	0.3	(R)	0.3	(R)
c', (kN/m ²)	33	(Ds)	435	(Ds)
ϕ' , (°)	63	(Ds)	17	(Ds)
ψ , (°)	0	(R)	0	(R)

หมายเหตุ Cp = ผลจากการทดสอบ Compaction Test

Uc = ผลจากการทดสอบ Unconfined Compression Test

Ds = ผลจากการทดสอบ Direct Shear Test

R = อ้างอิงตาม Plaxis Manual

7.3.3 การปรับปรุงคุณภาพดินคันทางรถไฟในสภาพแช่น้ำด้วยปูนขาว

สภาพที่มีการปรับปรุงคุณภาพดินคันทางรถไฟ ซึ่งจะใช้ค่าคุณสมบัติดินผสมปูนขาวที่ 5% และ 8% บดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่ OMC+3% ระยะเวลาการบ่มที่ 14 วัน ดังตารางที่ 20 ซึ่งจะพิจารณาที่การเปลี่ยนดินคันทางจากผิวบนลึก 0.50 m, 1.00 m. และ 1.50 m.

ตารางที่ 20 ค่าคุณสมบัติดินที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยปูนขาวที่ 5% และ 8% ในสภาพแช่น้ำ

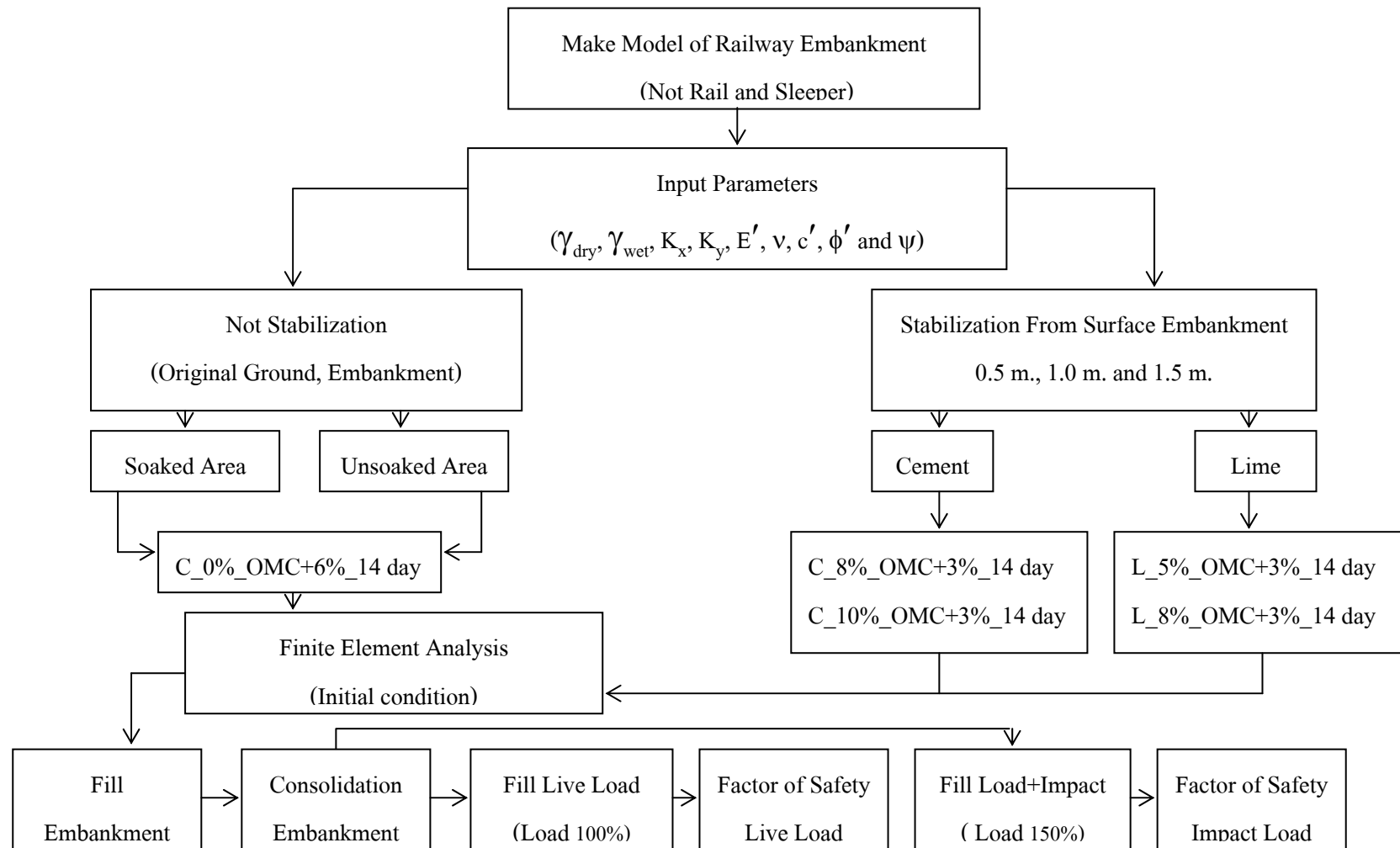
Parameter	Embankment			
	Lime 5%		Lime 8%	
	OMC+3%_14day (Soaked)		OMC+3%_14day (Soaked)	
Material Model	Mohr		Mohr	
	Coulomb		Coulomb	
Type of Behavior	Undrained		Undrained	
γ_{dry} , (kN/m ³)	16.5	(Cp)	16.3	(Cp)
γ_{wet} , (kN/m ³)	20.4	(Cp)	21.1	(Cp)
Kx, (m/day)	2.23x10 ⁻⁴	(Ds)	2.86 x10 ⁻⁴	(Ds)
Ky, (m/day)	2.23x10 ⁻⁴	(Ds)	2.86 x10 ⁻⁴	(Ds)
E', (kN/m ²)	25143	(Uc)	56028	(Uc)
v	0.3	(R)	0.3	(R)
c', (kN/m ²)	68	(Ds)	74	(Ds)
ϕ' , (°)	42	(Ds)	58	(Ds)
ψ , (°)	0	(R)	0	(R)

หมายเหตุ Cp = ผลจากการทดสอบ Compaction Test

Uc = ผลจากการทดสอบ Unconfined Compression Test

Ds = ผลจากการทดสอบ Direct Shear Test

R = อ้างอิงตาม Plaxis Manual



ภาพที่ 90 แผนผังแสดงแนวทางในการวิเคราะห์ Finite Element

7.4 การวิเคราะห์ด้วย Finite Element

เมื่อได้ข้อมูลที่สำคัญต่างๆครบแล้วก็จะนำมาวิเคราะห์ด้วย Finite Element ซึ่งมีขั้นตอนการวิเคราะห์ดังแสดงในภาพที่ 90 แต่ในที่นี้ขอยกตัวอย่างการวิเคราะห์ดินที่ปรับปรุงคุณภาพในสภาพแช่น้ำโดยผสมซีเมนต์ปริมาณ 10% บดอัดที่ปริมาณความชื้น OMC+3% และบ่มด้วยระยะเวลา 14 วัน โดยจะปรับปรุงที่ระดับลึกลงไปจากผิวคันทางด้านบน 1.0 m. ซึ่งมีขั้นตอนต่าง ๆ ดังนี้

1) สร้างรูปตัดของคันทางรถไฟ พร้อมทั้งใส่น้ำหนักรถไฟที่มากระทำ ดังภาพที่ 93 ซึ่งประกอบด้วย 3 ส่วนหลัก ๆ ดังนี้

- ดินเดิม (Original Ground)

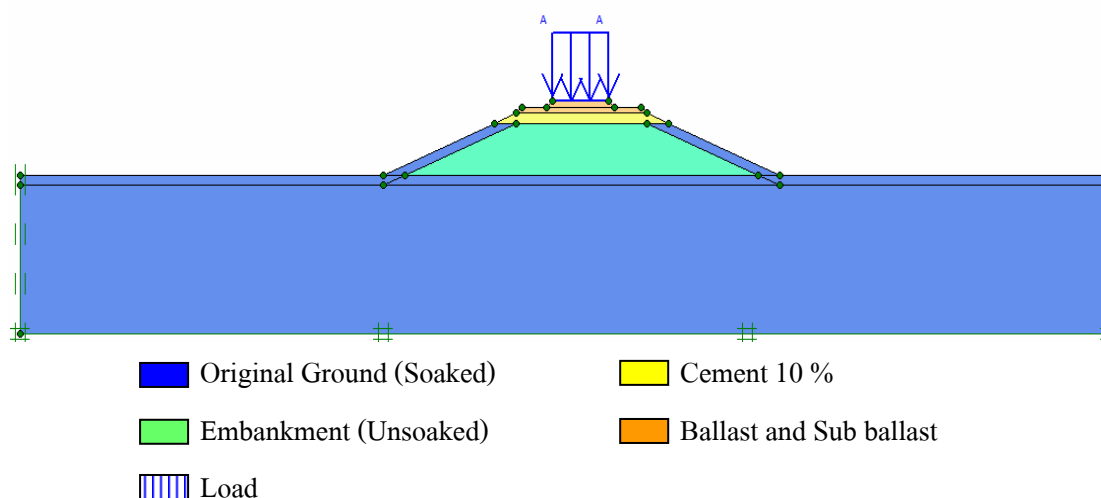
ซึ่งอยู่ในส่วนล่างสุดของ Model จะจำลองให้อยู่ในสภาพแช่น้ำ (Soaked) ใช้ข้อมูลจากการทดสอบดินสภาพแช่น้ำ (Soaked 0%_OMC+6%)

- คันทาง (Embankment)

ซึ่งอยู่ในส่วนที่ถัดจากดินเดิม (Original Ground) จะจำลองเป็น 2 สภาพ โดยให้ผิวบนและผิว Slope หนา 0.5 m. อยู่ในสภาพแช่น้ำ (Soaked) โดยผิว Slope ใช้ข้อมูลจากการทดสอบดินสภาพแช่น้ำ (Soaked 0%_OMC+6%) ส่วนผิวบนของคันดินใช้ข้อมูลจากการทดสอบดินที่ปรับปรุงคุณภาพในสภาพแช่น้ำด้วยปูนซีเมนต์ 10% (C_10%_OMC+3%_14 day) โดยปรับปรุงลึกจากผิวบน 1.0 m. ส่วนด้านในของคันทางเป็นดินที่ไม่ปรับปรุงคุณภาพอยู่ในสภาพไม่แช่น้ำ (Unsoaked) ใช้ข้อมูลดินสภาพไม่แช่น้ำ (Unsoaked 0%_OMC+6%)

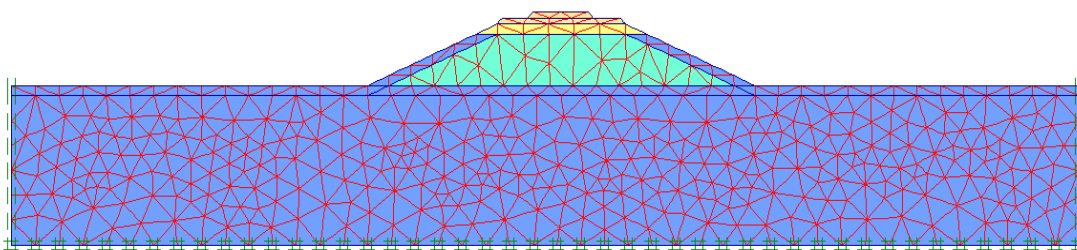
- หินรองรางรถไฟ (Ballast)

ซึ่งจะอยู่ในส่วนบนสุดของ Model โดยจะจำลองเป็น 2 ส่วน คือส่วนที่เป็น Sub ballast กับ Ballast ซึ่งจะใช้ข้อมูลคุณสมบัติของหินชนิดเดียวกัน



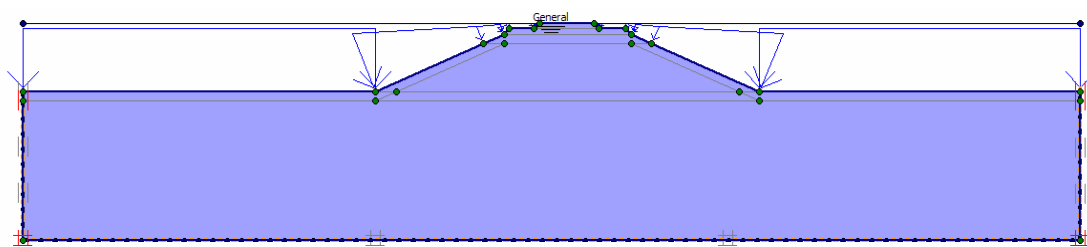
ภาพที่ 91 ลักษณะและส่วนประกอบของ Model ในการศึกษา

2) การ Mesh ซึ่งเป็นการสร้าง Node และ Element ใน Model ที่จะวิเคราะห์ทั้งหมด โดยมีระดับความละเอียดในการสร้าง Mesh ถ้า Mesh ยิ่งละเอียดค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ก็จะมีค่าค่อนข้างแม่นยำ มีความถูกต้องมากขึ้นและมีค่าใกล้เคียงกับความจริงมากขึ้น แต่จะใช้เวลาในการวิเคราะห์มาก ในการศึกษาใช้ Mesh ในระดับ Very Fine เป็นระดับละเอียดที่สุดในการวิเคราะห์ ดังภาพที่ 92



ภาพที่ 92 เป็นการสร้าง Node และ Element ใน Model หรือเรียกว่า Mesh

3) การกำหนดระดับน้ำเพื่อจำลองสภาพในการวิเคราะห์ Model ซึ่งในการศึกษาจะกำหนดให้ระดับน้ำท่วมคันทางดังภาพที่ 93 เพราะสนใจกรณีที่คันทางอยู่ในสภาพแช่น้ำเนื่องจากความจริงคันทางรถไฟบริเวณที่ศึกษาอยู่ในสภาพแช่น้ำเป็นระยะเวลาประมาณ 2 เดือนทุกปีในช่วงฤดูฝน

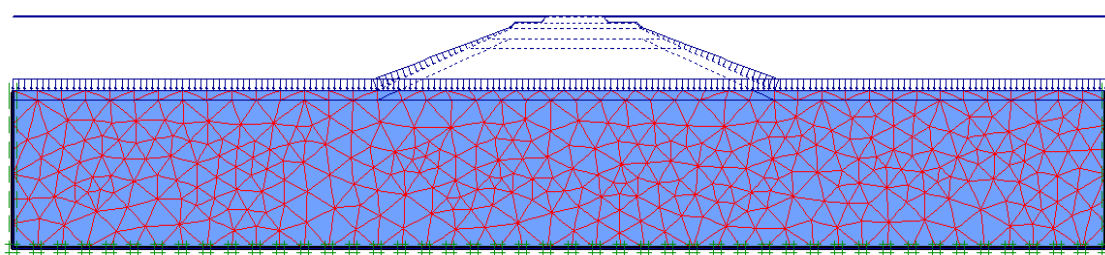


ภาพที่ 93 การกำหนดระดับน้ำใต้ดินเพื่อจำลองสภาพในการวิเคราะห์ Model

4) เริ่มการวิเคราะห์ โดยจะประกอบด้วย 4 ขั้นตอนซึ่งจำลองสภาพให้เกิดขึ้นเหมือนในสนาม

ขั้นตอนที่ 1 Initial Condition

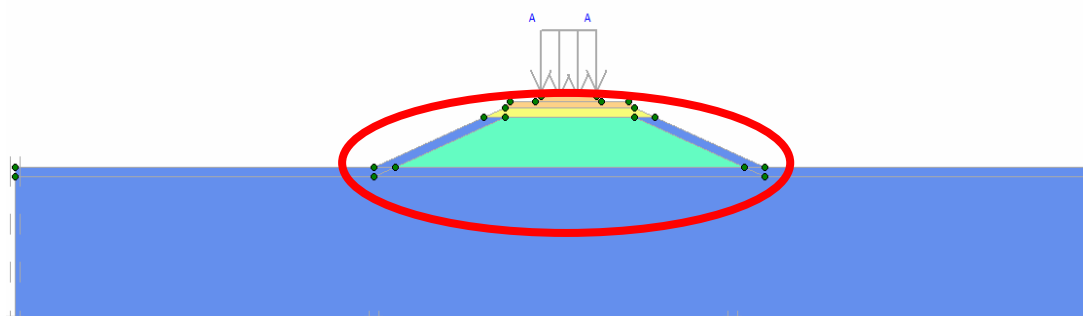
เป็นสภาพที่ดินเดิม (Original Ground) ยังไม่ถูกกดทับจาก Embankment ดังภาพที่ 94



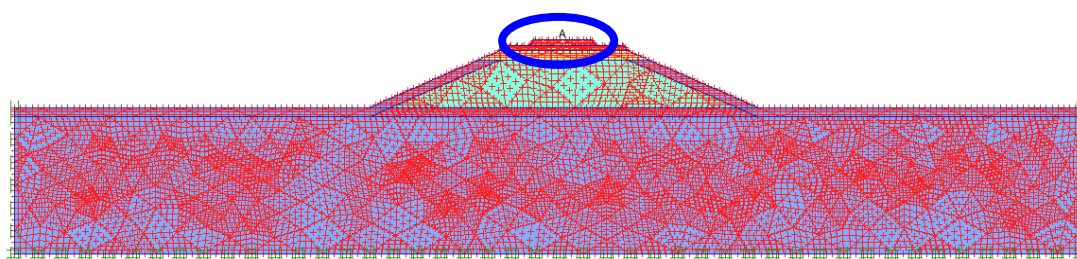
ภาพที่ 94 การจำลอง Model ขั้นตอน Initial Condition

ขั้นตอนที่ 2 ไล่ Embankment

เป็นสภาพที่มีการถมคันดิน (Embankment) บนดินเดิม (Original Ground) ซึ่งจะต้อง Define คันดินดังภาพที่ 95 ยังไม่ต้อง Define น้ำหนัก และจะต้องมีการกำหนดจุดที่จะพิจารณาดังภาพที่ 96 โดยการศึกษานี้จะกำหนดจุดตรงกึ่งกลาง Ballast เป็นจุด A เนื่องจากต้องการพิจารณาระยะการทรุดตัวของคันทาง ซึ่งจะใช้เป็นแนวทางในการพิจารณาการทรุดตัวของรางรถไฟในสนามจริง



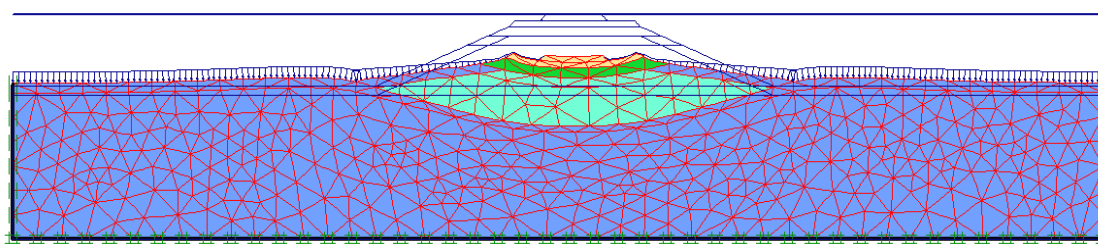
ภาพที่ 95 การจำลองการถมดินคันทางใน Model



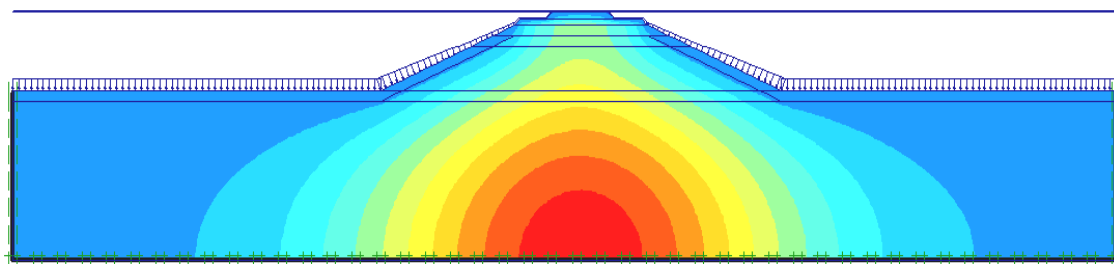
ภาพที่ 96 การกำหนดจุดที่ต้องการพิจารณากระการทรุดตัว

ขั้นตอนที่ 3 Consolidation Embankment

เป็นขั้นตอนที่พิจารณาการเกิด Consolidation ของดินเดิมและดินคันทาง ทำให้เกิดกระการทรุดตัวเกิดขึ้นดังภาพที่ 97 ซึ่งจะมีผลทำให้เกิด Excess Pore Pressure ในคันทาง ดังภาพที่ 98 ซึ่งสีแดงเข้มจะเกิด Excess Pore Pressure สูงในบริเวณใต้คันทางในส่วนดินเดิม และค่าจะลดลงตามสีที่อ่อนลงในบริเวณที่ห่างออกจากการถูกกดทับโดย Embankment



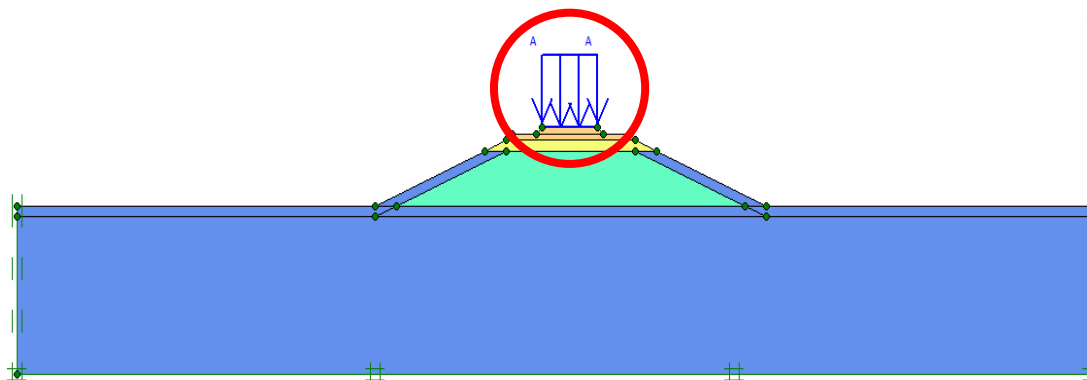
ภาพที่ 97 การทรุดตัวเนื่องจากการถมคันดินและเกิด Consolidation



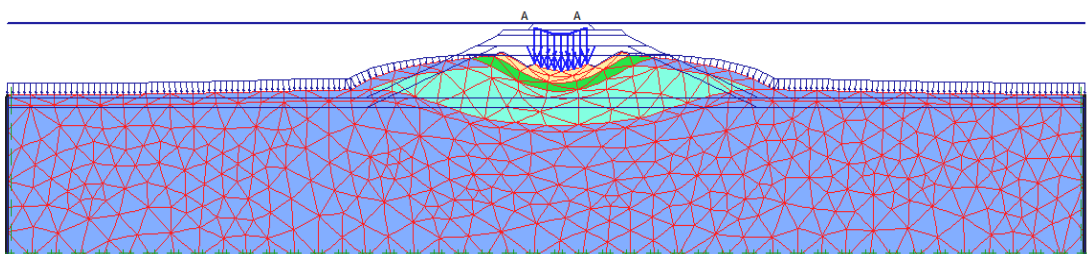
ภาพที่ 98 การเกิด Excess Pore Pressure ในคันทางหลัง Consolidation Embankment

ขั้นตอนที่ 4 ใส่โหลดกระทำบน Embankments

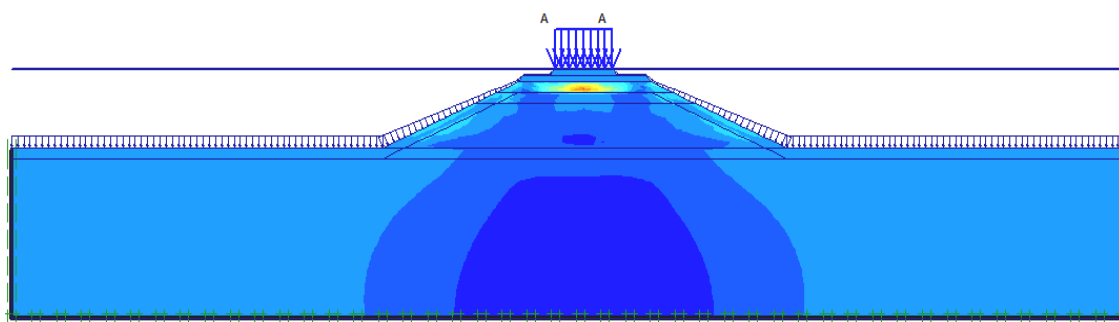
เป็นการใส่น้ำหนักรถไฟที่มากกระทำโดยมีน้ำหนักที่มากกระทำ 2 กรณีด้วยกัน คือน้ำหนักที่เป็น Live Load = 100 % และ น้ำหนัก Live Load + Impact Load = 150% ซึ่งการใส่น้ำหนักแต่ละกรณีจะกระทำต่อเนื่องจากขั้นตอนการ Consolidation Embankment (ขั้นตอนที่ 3) ซึ่งจะ Define น้ำหนัก ดังภาพที่ 99 และในภาพที่ 100 เป็นพฤติกรรมที่เกิดการเคลื่อนตัวในแนวดิ่งเนื่องจากน้ำหนักรถไฟ ทั้งนี้ในขณะที่มีน้ำหนักรถไฟมากกระทำก็จะเกิด Excess Pore Pressure ขึ้นในคันทางได้แสดงดังภาพที่ 101 ซึ่ง Excess Pore Pressure ที่เกิดขึ้นจะมีค่าสูง (เป็นสีเข้ม) ในคันทางบริเวณใต้ Ballast แต่บริเวณที่เป็นส่วนของ Ballast และ Sub Ballast จะมีค่า Excess Pore Pressure ค่อนข้างต่ำ (เป็นสีอ่อน) เนื่องจากส่วนดังกล่าวสามารถ Release Excess Pore Pressure ออกไปได้ เพราะเป็นหินจะมีการระบายน้ำได้ดีกว่าส่วนที่เป็นดินเหนียวใต้คันทาง ด้วยสาเหตุดังกล่าวจะส่งผลให้ดินใต้คันทางบริเวณนี้มีความอ่อนแอ เนื่องจากเกิด Excess Pore Pressure มาก ทำให้ Effective Stress มีค่าต่ำ (เป็นสีเข้ม) ดังภาพที่ 102 และเมื่อมีน้ำหนักมากกระทำอีกก็จะทำให้เกิดการพังในที่สุด โดยดินคันทางบริเวณนั้นจะเสถียรกำลังเกิด Mud Pumping



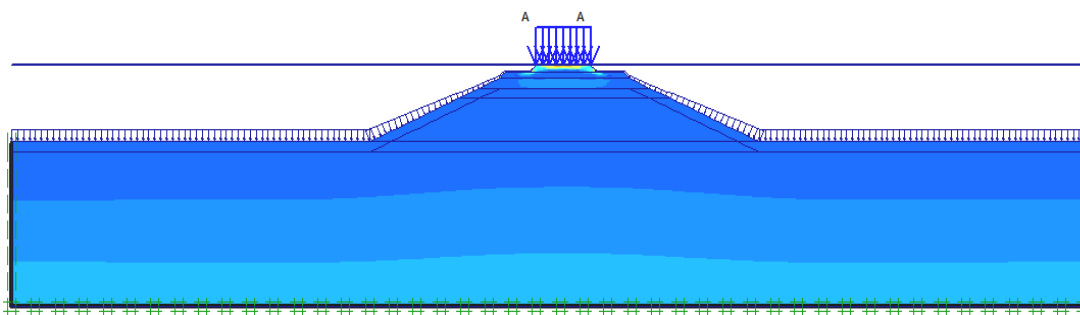
ภาพที่ 99 ขั้นตอนการ Define น้ำหนักกระทำจากรถไฟ



ภาพที่ 100 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวในแนวดิ่งของคันทางเนื่องจากน้ำหนักรถไฟ



ภาพที่ 101 Excess Pore Pressure ที่เกิดขึ้นใต้คันทาง เนื่องจากน้ำหนักรถไฟ



ภาพที่ 102 Effective Stress ที่เกิดขึ้นใต้คันทางเนื่องจากน้ำหนักรถไฟ

ขั้นตอนที่ 5 คำนวณ Factor of Safety

ในขั้นตอนนี้จะเป็นการคำนวณค่าความปลอดภัยจากค่าพื้นฐานคือ Phi-c Reduction โดยค่ากำลังของดินขึ้นอยู่กับค่า c' และ ϕ' ซึ่งเป็นการลดลงของกำลังของดินจนกระทั่งพังจะควบคุมโดย ΣM_{sf} (Total Multiplier at Failure) นั่นก็คือค่าความปลอดภัยนั่นเองโดยสามารถหาได้จากสมการดังนี้

$$\text{Factor of Safety} = \frac{c' + \sigma_n' \tan \phi'}{c_r' + \sigma_n' \tan \phi_r'} = \Sigma M_{sf}$$

โดยที่ c' และ ϕ' เป็นค่าที่ได้จากการทดสอบ (Input Parameter)

c_r' และ ϕ_r' เป็นค่ากำลังที่ลดลง

σ_n' เป็น Stress ที่เกิดขึ้นจริงจำลองโดยใส่ น้ำหนัก

จากการวิเคราะห์ผลด้วย Finite Element ในสภาพต่าง ๆ ทั้งกรณีที่ไม่ปรับปรุงคุณภาพดินในสภาพแช่น้ำ และไม่แช่น้ำ และสภาพที่มีการปรับปรุงคุณภาพดิน ซึ่งสามารถสรุปผลที่ได้จากการวิเคราะห์ได้ตามตารางที่ 21

ตารางที่ 21 สรุปผลการวิเคราะห์การทรุดตัวโดย Finite Element

Case	Admixture	Load 100% (LL)		Load 150% (LL+IL)	
		Displacement (mm.)	Factor of Safety	Displacement (mm.)	Factor of Safety
Not Stabilized Unsoaked	0%	15.68	1.27	67.15	0.99
Not Stabilized Soaked	0%	45.94	1.02	70.60	0.96
Cement (Depth 0.5 m.)	8%	23.78	2.94	44.79	2.16
	10%	20.84	3.14	35.63	2.73
Cement (Depth 1.0 m.)	8%	19.92	3.58	28.48	2.69
	10%	18.42	3.81	34.34	3.17
Cement (Depth 1.5 m.)	8%	16.29	3.75	25.05	2.78
	10%	16.19	3.80	27.05	3.73
Lime (Depth 0.5 m.)	5%	28.43	2.63	39.65	2.33
	8%	22.96	3.11	41.52	2.89
Lime (Depth 1.0 m.)	5%	25.51	2.89	35.72	2.31
	8%	20.96	3.24	28.62	3.09
Lime (Depth 1.5 m.)	5%	18.09	3.74	33.13	2.90
	8%	14.42	3.47	24.79	3.22

- หมายเหตุ 1. ดินที่ไม่ปรับปรุงคุณภาพ ใช้ความชื้นในการบดอัด OMC+6%
 2. ดินที่ปรับปรุงคุณภาพ ใช้ความชื้นในการบดอัด OMC+3%
 3. ระยะการบ่มใช้ 14 วัน ทุกกรณี

7.5 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพคันทางรถไฟด้วย Finite Element

จากการจำลองสภาพต่าง ๆ ของคันทางรถไฟ เมื่อน้ำหนักรถไฟมากระทำ ทั้งนี้ จะพิจารณาจากค่าความปลอดภัยในช่วงที่มีน้ำหนักมากระทำเป็นหลักเนื่องจากเป็นสภาพที่ใกล้เคียงกับลักษณะที่เกิดขึ้นจริงในสนามมากที่สุด และมีความแม่นยำมากกว่าเพราะเป็นการวิเคราะห์จาก Strength Parameters ของดินจริงโดยวิเคราะห์แบบ c-Phi Reduction ซึ่งสามารถสรุปผลจากการวิเคราะห์ด้วย Finite Element ได้ดังนี้

1) ดินในสภาพไม่แช่น้ำ (Unsoaked) จะมีระยะการเคลื่อนตัวแนวตั้งที่น้อยกว่าดินในสภาพแช่น้ำ (Soaked) เมื่อน้ำหนักรถไฟมากระทำ (Live Load+Impact Load) และมีค่าความปลอดภัย (Factor of Safety) มากกว่า

2) สำหรับดินที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยปูนซีเมนต์ 10% และ 8% ในสภาพแช่น้ำ โดยปรับปรุงคันดินลึกจากผิวบน 0.50 เมตร, 1.0 เมตร และ 1.5 เมตร พบว่าดินที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยปูนซีเมนต์ 10% ปรับปรุงลึก 1.0 เมตร และ 1.5 เมตร จะมีระยะการเคลื่อนตัวแนวตั้งมากกว่า 8% ในช่วงที่มีน้ำหนักกระทำ (Live Load+Impact Load) ส่วนดินที่ปรับปรุงด้วยปูนซีเมนต์ 10% ลึก 0.5 เมตร จะมีระยะการเคลื่อนตัวแนวตั้งน้อยกว่า 8% แต่อย่างไรก็ตามการปรับปรุงด้วยปูนซีเมนต์ 10% มีค่าความปลอดภัย (Factor of Safety) มากกว่าดินที่ปรับปรุงด้วยซีเมนต์ 8%

3) เมื่อเปรียบเทียบการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนซีเมนต์แล้ว พิจารณาจากค่าความปลอดภัย และระยะการเคลื่อนตัวแนวตั้ง จากช่วงที่มีน้ำหนักรถไฟมากระทำ สรุปได้ว่าการปรับปรุงด้วยปูนซีเมนต์ 10% บดอัดด้วยความชื้น OMC+3% บ่มด้วยระยะเวลาอย่างน้อย 14 วัน โดยปรับปรุงที่ระดับความลึกจากผิวคันดินลงไป 1.5 m. ดีที่สุด เนื่องจากเมื่อเปรียบเทียบระหว่างการผสมปริมาณซีเมนต์ที่ 8% กับ 10% ผลจากการวิเคราะห์จากการปรับปรุงด้วยปริมาณซีเมนต์ 10% มีค่าความปลอดภัยมากกว่า และมีระยะการทรุดตัวที่ต่ำกว่า การปรับปรุงที่ความลึก 0.5 m. กับ 1.0 m. และ 1.5 m. ที่ปริมาณซีเมนต์เดียวกัน จากการวิเคราะห์การปรับปรุงที่ความลึก 1.5 m. มีระยะการเคลื่อนตัวแนวตั้งจะลดลง และค่าความปลอดภัยมากขึ้นตามความลึกที่ปรับปรุง ดังนั้น ถ้าเลือกการปรับปรุงคุณภาพด้วยปูนซีเมนต์สำหรับการศึกษาวิจัย ควรใช้ปริมาณซีเมนต์ 10% บดอัดด้วยความชื้น OMC+3% บ่มด้วยระยะเวลาอย่างน้อย 14 วัน โดยความลึกที่เหมาะสม ในการปรับปรุงคันดินจากผิวบนอย่างน้อย 1.0 m.

4) เมื่อเปรียบเทียบระหว่างการปรับปรุงที่ผสมซีเมนต์กับที่ไม่ผสม ในสภาพแช่น้ำเหมือนกัน จากผลการวิเคราะห์พบว่า การปรับปรุงโดยการผสมซีเมนต์ลงในดินได้ผลดีกว่า ซึ่งพิจารณาจากค่าความปลอดภัยมีค่ามากกว่า และมีระยะการเคลื่อนตัวแนวตั้งที่น้อยกว่า

5) สำหรับดินที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยปูนขาว 5% และ 8% ในสภาพแช่น้ำ โดยปรับปรุงคันดินลึกจากผิวบน 0.50 เมตร, 1.0 เมตร และ 1.5 เมตร พบว่าดินที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยปูนขาว 8% จะมีระยะการเคลื่อนตัวแนวตั้งน้อยกว่าดินที่ปรับปรุงด้วยปูนขาว 5% ในช่วงที่มีน้ำหนักกระทำ (Live Load+Impact Load) และมีค่าความปลอดภัย (Factor of Safety) มากกว่าดินที่ปรับปรุงด้วยซีเมนต์ 5% จากผลการวิเคราะห์ดินที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยปูนขาวเมื่อยิ่งปรับปรุงลึกมากขึ้น ระยะการเคลื่อนตัวแนวตั้งก็จะมีแนวโน้มลดลง แต่อย่างไรก็ตามการปรับปรุงด้วยปูนขาวที่ปริมาณ 8% จะมีความปลอดภัยมากกว่าดินที่ปรับปรุงด้วยปูนขาว 5%

6) เมื่อเปรียบเทียบระหว่างการไม่ใส่สารผสมเพิ่ม การผสมด้วยปูนซีเมนต์ และการผสมด้วยปูนขาว ได้พบว่าการผสมด้วยปูนซีเมนต์มีความเหมาะสมมากที่สุด รองลงมา ก็เป็นการผสมด้วยปูนขาว เมื่อพิจารณาจากค่าความปลอดภัย และระยะการเคลื่อนตัวแนวตั้งในช่วงที่มีน้ำหนักกระทำ (Live Load+Impact Load)

ดังนั้นผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วย Finite Element สามารถสรุปได้ว่าการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยซีเมนต์มีความเหมาะสมที่สุด โดยจะต้องใช้ปริมาณซีเมนต์ 10% ของน้ำหนักดินแห้ง บดอัดด้วยปริมาณความชื้น $OMC+3\%$ บ่มด้วยระยะเวลาอย่างน้อย 14 วัน และปรับปรุงที่ระดับความลึกจากผิวดินลงไปอย่างน้อย 1.0 เมตร ซึ่งจากผลการวิเคราะห์จะให้ค่าความปลอดภัยจะมากขึ้นตามความลึกที่ปรับปรุง ในขณะที่ระยะการเคลื่อนตัวแนวตั้งลดลงตามความลึกที่ปรับปรุง ทั้งนี้ในการศึกษาได้พบว่าการปรับปรุงด้วยปูนซีเมนต์ลึก 1.5 เมตร มีความปลอดภัยสูงสุด ซึ่งมีค่าความปลอดภัยเท่ากับ 3.73 ซึ่งการนำไปใช้ในสนามก็ควรมีการเผื่อ เนื่องจากปัจจัยอื่น ๆ ด้วย เพราะการศึกษานี้เป็นผลที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการแล้วนำมาวิเคราะห์โดยการจำลอง Model ซึ่งมีความรัดกุมมากกว่าการปฏิบัติจริงในสนาม ทั้งนี้สามารถนำข้อมูลไปใช้เป็นแนวทางในการปรับปรุงคุณภาพดินในภาคเหนือตอนล่างที่เป็นดินชนิด CH (High Plasticity Clay) ได้เป็นอย่างดี

สรุปและข้อเสนอแนะ

สรุปผลการศึกษา

จากผลการทดลองการปรับปรุงคุณภาพดินคันทางรถไฟในสภาพแช่น้ำด้วยปูนซีเมนต์และปูนขาวในปริมาณต่าง ๆ (0%, 2%, 5%, 8% และ 10%) บดอัดด้วยปริมาณความชื้นต่าง ๆ (Omc-6%, Omc-3%, Omc, Omc+3% และ Omc+6%) และบ่มด้วยระยะเวลาต่างๆ (0 วัน, 7 วัน, 14 วัน และ 28 วัน) ซึ่งจะสนใจตัวอย่างในสภาพแช่น้ำเป็นสำคัญ แล้วนำไปทดสอบในห้องปฏิบัติการ ซึ่งจะได้อัตราค่าตัวแปรต่าง ๆ (γ_{dry} , γ_{wet} , E, c' , ϕ' , K_x และ K_y) แล้วนำไปวิเคราะห์ผลด้วย Finite Element เพื่อพิจารณาค่าความปลอดภัย และระยะการทรุดตัวของคันทางรถไฟในสภาพต่าง ๆ เมื่อมีน้ำหนักรถไฟมากระทำ ซึ่งในตารางที่ 22 และตารางที่ 23 เป็นสรุปผลการทดลองของปูนซีเมนต์และปูนขาวตามลำดับ นอกจากนี้ได้นำผลการทดลองสรุปผลด้านต่าง ๆ ต่อไป

ตารางที่ 22 สรุปการทดลองดินผสมปูนซีเมนต์

การทดสอบ	สารผสมเพิ่ม	คุณสมบัติที่ได้	ตัวแปร	ค่าที่เหมาะสม
CBR.	Cement	CBR (soaked)	Cement	5%
			Water content	OMC+3%
			Curing time	14 day
		Swell (soaked)	Cement	> 5%
			Water content	$\geq$ OMC
			Curing time	14 day
UCS	Cement	UCS (soaked)	Cement	8%
			Water content	OMC+3%
			Curing time	14 day
		E (soaked)	Cement	8%
			Water content	OMC+3%
			Curing time	14 day

ตารางที่ 22 (ต่อ)

การทดสอบ	สารผสมเพิ่ม	คุณสมบัติที่ได้	ตัวแปร	ค่าที่เหมาะสม
DS	Cement	c' (soaked)	Cement	10%
			Water content	OMC+3%
			Curing time	14 วัน
		ϕ' (soaked)	Cement	8%
			Water content	OMC+3%
			Curing time	14 วัน

ตารางที่ 23 สรุปการทดลองดินผสมปูนขาว

การทดสอบ	สารผสมเพิ่ม	คุณสมบัติที่ได้	ตัวแปร	ค่าที่เหมาะสม
CBR.	Lime	CBR (soaked)	Lime	5%
			Water content	OMC+6%
			Curing time	14 วัน
		Swell (soaked)	Lime	> 2%
			Water content	$\geq$ OMC
			Curing time	14 วัน
UCS	Lime	UCS (soaked)	Lime	8%
			Water content	OMC+3%
			Curing time	14 day
		E (soaked)	Lime	8%
			Water content	OMC+3%
			Curing time	14 day
DS	Lime	c' (soaked)	Lime	8%
			Water content	OMC+3%
			Curing time	14 วัน
		ϕ' (soaked)	Lime	5%
			Water content	OMC+3%
			Curing time	14 วัน

1. สรุปผลทางด้านคุณสมบัติทางกายภาพ

จากผลการทดลองเมื่อผสมปูนซีเมนต์และปูนขาวลงไปดิน จะไม่มีผลต่อค่า Liquid Limit แต่ทำให้ค่า Plastic Limit เพิ่มขึ้น และค่า Shrinkage Limit เพิ่มขึ้นด้วย ส่งผลให้ดินที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยสารผสมเพิ่มดังกล่าวมีค่า Plasticity Index ลดลง ทำให้ดินมีการยึดกันระหว่างอนุภาคมีโครงสร้างที่แข็งแรงขึ้นสามารถรับกำลังได้เพิ่มขึ้น ทั้งนี้ค่าพิกัดอัตราเบอร์กของดินที่ผสมปูนขาวและดินผสมปูนซีเมนต์จะมีค่าใกล้เคียงกัน นอกจากนี้ยังส่งผลให้ดินที่ปรับปรุงคุณภาพมีการบวมตัวลดลง จึงมีคุณสมบัติที่จะเป็นดินกระจายตัวน้อยกว่าเดิมที่เป็นดินกระจายตัวปานกลาง สำหรับผลจากการปรับปรุงคุณภาพเมื่อพิจารณาพฤติกรรมด้านการบดอัด พบว่าดินที่ผสมปูนซีเมนต์ จะทำให้ค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุด (Maximum Drydensity) มีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณซีเมนต์ และมีค่าความชื้นเหมาะสม (Optimum Moisture Content) คงที่ ส่วนดินที่ผสมปูนขาวจะมีผลทำให้ค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุด (Maximum Drydensity) มีค่าลดลงเมื่อเพิ่มปริมาณปูนขาว และมีค่าความชื้นเหมาะสม (Optimum Moisture Content) ที่เพิ่มขึ้น ดังนั้นการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนซีเมนต์จะเหมาะกับดินที่มีความชื้นในธรรมชาติไม่สูงมากนัก และสามารถนำไปใช้ในการปรับปรุงดินเม็ดละเอียดถึงเม็ดหยาบได้ ส่วนปูนขาวเหมาะกับการนำไปใช้ในการปรับปรุงคุณภาพดินเม็ดละเอียดที่มีปริมาณความชื้นค่อนข้างสูงได้ดี เพราะเมื่อผสมแล้วจะสามารถดูดความชื้นมาทำปฏิกิริยาได้ดีกว่าซีเมนต์ และต้องใช้ปริมาณความชื้นในการผสมมาก

2. สรุปผลทางด้านกำลัง

ในการผสมปูนซีเมนต์ลงในดิน เมื่อปริมาณซีเมนต์น้อย ๆ (2%) จะไม่ค่อยมีผลทางด้านกำลังมากนักซึ่งอาจจะกล่าวได้ว่ามีค่ากำลังใกล้เคียงกับดินที่ไม่ผสม ซึ่งเมื่อปริมาณซีเมนต์น้อย ๆ ค่า CBR (Unsoaked) กับ CBR (Soaked) มีค่าแตกต่างกันมาก โดยเฉพาะการบดอัดด้วยปริมาณความชื้นต่ำกว่า OMC ซึ่งค่า CBR (Unsoaked) จะมีค่ามากกว่า แต่เมื่อปริมาณความชื้นบดอัดมากขึ้น CBR ก็จะมีค่าใกล้เคียงกัน โดยที่ค่า CBR (Unsoaked) จะลดลง และค่า CBR (Soaked) มีแนวโน้มเพิ่มขึ้น ซึ่งปริมาณความชื้นบดอัดที่เพิ่มขึ้นสามารถทำให้ ดินผสมซีเมนต์มีค่า CBR (Unsoaked) มีแนวโน้มลดลงประมาณ 80 % หรือมีกำลังเหลือประมาณ 20% จากเดิม เมื่อพิจารณาค่า UCS จะเห็นแนวโน้มชัดเจนเมื่อผสมด้วยปริมาณปูนซีเมนต์สูง (8%, 10%) โดยค่า UCS จะมีค่ามากที่สุดที่ปริมาณความชื้นบดอัด OMC+3% ทั้งสภาพแช่น้ำและไม่แช่น้ำ อย่างไรก็ตามเมื่อเปรียบเทียบค่า UCS ของดินผสมซีเมนต์ กับ ค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีต เมื่อบ่มที่ระยะเวลา 28 วันเท่ากัน

โดยใช้กำลังอัดแบบไม่จำกัดของดินผสมซีเมนต์ 10 % สรุปได้ว่า กำลังอัดแบบไม่จำกัดของดินผสมซีเมนต์ในสภาพไม่แช่น้ำ (Unsoaked) เท่ากับ 9.6 % ของกำลังอัดประลัยคอนกรีต และในสภาพแช่น้ำ (Soaked) เท่ากับ 5.8 % ของกำลังอัดประลัยคอนกรีต นอกจากนี้ยังพบว่าการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยการผสมซีเมนต์ เมื่ออยู่ในสภาพแช่น้ำจะทำให้กำลังอัดแบบไม่จำกัด (UCS) ลดลงประมาณ 40% หรือเหลือกำลังอัดเพียง 60% สำหรับค่า c' ของดินผสมซีเมนต์ในสภาพแช่น้ำจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจนเมื่อผสมซีเมนต์ในปริมาณสูง ๆ (8%, 10%) เช่นเดียวกันกับค่า UCS แต่ค่า ϕ' จะมีค่าสูงสุดเมื่อผสมซีเมนต์ปริมาณ 8% แล้วบดอัดด้วยปริมาณความชื้นมากกว่า OMC ทั้งนี้กำลังของดินผสมซีเมนต์นั้นจะมีค่ามากที่สุดเมื่อบ่มด้วยระยะเวลา 14 วัน ซึ่งถ้าบ่มด้วยระยะเวลานานกว่านี้ ก็จะมีค่ากำลังที่ค่อนข้างคงที่หรือมีแนวโน้มลดลงเล็กน้อย

สำหรับดินที่ผสมด้วยปูนขาว เมื่อผสมปูนขาวในปริมาณน้อย (2%) ค่า CBR (Soaked) จะเพิ่มขึ้นทุกความชื้นบดอัด เมื่อเพิ่มปริมาณปูนขาวมากขึ้น ค่า CBR (Soaked) จะมีค่าน้อยกว่า CBR (Unsoaked) โดยเฉพาะตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำกว่า OMC แต่เมื่อเพิ่มปริมาณความชื้นบดอัดมากขึ้น มีผลทำให้ค่า CBR (Soaked) มีค่าใกล้เคียงกับค่า CBR (Unsoaked) ซึ่งจะมีค่า CBR สูงสุดที่ปริมาณความชื้นบดอัด OMC+3% โดยค่า CBR จะมีลักษณะเป็นรูปประฆังคว่ำ เมื่อพิจารณา กำลังของดินผสมปูนขาวจากค่า UCS ซึ่งค่า UCS จะเพิ่มขึ้นตามปริมาณปูนขาว และจะมีค่ามากที่สุดที่ปริมาณปูนขาวผสม 8% เมื่อผสมในปริมาณมากกว่านี้จะมีค่า UCS ค่อนข้างคงที่หรือลดลงเล็กน้อยทั้งตัวอย่างในสภาพแช่น้ำและไม่แช่น้ำ ซึ่งการบดอัดที่ปริมาณความชื้น OMC+3% จะมีผลทำให้ค่า UCS (Soaked) มีค่ามากที่สุดเช่นเดียวกับค่า CBR แต่สำหรับตัวอย่างในสภาพไม่แช่น้ำจะมีค่า UCS (Unsoaked) มากสุดเมื่อบดอัดที่ปริมาณความชื้น OMC อย่างไรก็ตามสำหรับการผสมดินด้วยปูนขาวถ้าลองเปรียบเทียบกำลังอัดกับกำลังอัดประลัยของคอนกรีต ที่ระยะเวลาบ่ม 28 วันเช่นกัน โดยใช้กำลังอัดของดินผสมปูนขาว 8% พบว่ากำลังอัดแบบไม่จำกัดของดินผสมปูนขาวในสภาพไม่แช่น้ำ (Unsoaked) มีค่ากำลังเท่ากับ 6.4 % ของกำลังอัดประลัยคอนกรีต และในสภาพแช่น้ำ (Soaked) มีค่ากำลังเท่ากับ 3.3 % ของกำลังอัดประลัยคอนกรีต นอกจากนี้ได้พบว่าการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนขาวเมื่ออยู่ในสภาพแช่น้ำจะมีผลทำให้กำลังลดลงประมาณ 50 % จะเห็นได้ว่าค่ากำลังของดินผสมปูนขาวเมื่ออยู่ในสภาพแช่น้ำจะทำให้มีกำลังลดลงมากกว่าดินผสมซีเมนต์ประมาณ 10 % และเมื่อเปรียบเทียบกำลังอัดของดินผสมปูนขาวกับดินผสมปูนซีเมนต์ พบว่ากำลังอัดของดินผสมปูนขาวน้อยกว่าดินผสมปูนซีเมนต์ในสภาพไม่แช่น้ำ (Unsoaked) ประมาณ 30% หรือมีค่าเป็น 70% ของกำลังอัดดินผสมซีเมนต์ และในสภาพแช่น้ำ (Soaked) ดินผสมปูนขาวมีค่ากำลังอัดต่ำกว่าดินผสมซีเมนต์ประมาณ 40% หรือมีค่าเป็น 60% ของกำลังอัดดินผสมซีเมนต์ ทั้งนี้

ค่ากำลังของดินผสมซีเมนต์นั้นจะมีค่ามากที่สุดเมื่อบ่มด้วยระยะเวลา 14 วัน ซึ่งถ้าบ่มด้วยระยะเวลานานกว่านี้ก็จะมามีค่ากำลังที่ค่อนข้างคงที่ ซึ่งจะมีพฤติกรรมเช่นเดียวกับการผสมดินด้วยปูนซีเมนต์สำหรับค่า c' ของดินผสมปูนขาวในสภาพแช่น้ำจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจนเมื่อผสมซีเมนต์ในปริมาณสูง ๆ (8%, 10%) ซึ่งจะให้ค่า c' สูงสุดที่ปริมาณปูนขาวผสม 8% ซึ่งถ้าผสมในปริมาณที่มากขึ้นก็จะมีผลทำให้ค่า c' ค่อนข้างคงที่และมีแนวโน้มลดลงเล็กน้อย แต่สำหรับค่า ϕ' จะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อปริมาณปูนขาวผสมน้อย บดอัดด้วยปริมาณความชื้นต่ำกว่า OMC และบ่มมากกว่า 14 แต่เมื่อผสมด้วยปริมาณปูนขาวที่มากขึ้นก็จะมีค่าในทิศทางตรงข้ามกัน ทั้งนี้ค่ากำลังของดินผสมซีเมนต์นั้นจะมีค่ามากที่สุดเมื่อบ่มด้วยระยะเวลา 14 วัน ซึ่งถ้าบ่มด้วยระยะเวลานานกว่านี้ ก็จะมีค่ากำลังที่ค่อนข้างคงที่

3. สรุปผลทางด้าน Stiffness

ในการสรุปผลทางด้าน Stiffness จะพิจารณาจากค่า Young's Modulus (E) จากการทดสอบ Unconfined Compression Test ซึ่งสามารถสรุปได้ว่า เมื่อดินผสมซีเมนต์ในปริมาณน้อย (2%, 5%) ซึ่งบดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่เพิ่มขึ้นดินในสภาพแช่น้ำมีค่า Stiffness เพิ่มขึ้น แต่ค่า Stiffness ของดินในสภาพไม่แช่น้ำจะมีค่าลดลง ซึ่งจะลดลงมีค่าเข้าใกล้กับค่า Stiffness ของดินในสภาพแช่น้ำโดยมีค่าลดลงประมาณ 70% ของค่าเริ่มต้นหรือลดลงเหลือ 30% แต่เมื่อผสมปูนซีเมนต์ในปริมาณสูง (8%, 10%) ค่า Stiffness ของดินในสภาพแช่น้ำ และไม่แช่น้ำมีค่าใกล้เคียงกันเมื่อบดอัดด้วยปริมาณความชื้นเพิ่มขึ้น โดยค่า Stiffness ของดินผสมซีเมนต์จะมีค่ามากที่สุดที่ปริมาณซีเมนต์ 8% บดอัดด้วยปริมาณความชื้น OMC+3% ระยะเวลาบ่มประมาณ 14 วัน ถ้าบ่มมากกว่านี้ค่า Stiffness ของดินก็จะค่อนข้างคงที่ สำหรับการผสมด้วยปูนขาวค่า Stiffness ก็จะมีลักษณะทำนองเดียวกันกับการผสมซีเมนต์ แต่เมื่อระยะเวลาการบ่มมากกว่า 14 วันจะมีผลทำให้ Stiffness ของดินผสมปูนขาวในสภาพแช่น้ำเพิ่มขึ้นแต่ Stiffness ของดินในสภาพไม่แช่น้ำจะมีค่าลดลง ทั้งนี้จากผลการทดสอบค่า Young's Modulus (E) ของดินผสมซีเมนต์และดินผสมปูนขาวมีค่าใกล้เคียงกันซึ่งใช้ค่า E ผสมสารผสมเพิ่ม 8% ประมาณ 644 kg/cm^2 เมื่อเทียบกับค่า E ของคอนกรีต ที่กำลังอัดประลัย 300 kg/cm^2 มีค่า E เท่ากับ $2.62 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ ดังนั้นค่า E ของดินที่ปรับปรุงคุณภาพมีค่าเท่ากับ 0.2% ของค่า E คอนกรีต ดังนั้นเมื่อเทียบกับค่า Stiffness ของคอนกรีตแล้ว ดินที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยการผสมซีเมนต์และปูนขาวนี้มีค่า Stiffness น้อยมาก

4. สรุปผลด้านการบวมตัว

ในการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยการผสมปูนซีเมนต์และปูนขาวลงในดิน เมื่อปริมาณสารผสมเพิ่มมากขึ้น ปริมาณความชื้นในการบดอัดเพิ่มขึ้นและระยะเวลาการบ่มเพิ่มขึ้น สามารถลดการบวมตัวของดินลงได้ ซึ่งการผสมด้วยปูนขาวจะมีประสิทธิภาพในด้านลดการบวมตัวของดินได้ดีและรวดเร็วกว่าการผสมซีเมนต์ ดังนั้นปูนขาวเหมาะสำหรับการนำไปใช้ในการปรับปรุงคุณภาพดินกระจายตัว ซึ่งต้องการกำลังรับน้ำหนักไม่มากนัก แต่สำหรับปูนซีเมนต์นั้นเหมาะกับการนำไปใช้ในการปรับปรุงคุณภาพดินที่ต้องการกำลังรับแรงมากและลดการบวมตัวได้ในระดับหนึ่ง

5. สรุปผลด้านความปลอดภัยในการนำไปใช้งานก่อสร้างคันดินทางรถไฟ

จากการนำผลการทดลองไปวิเคราะห์ ซึ่งจากการทดสอบยังไม่สามารถตัดสินใจให้แน่ชัดได้ เนื่องจากค่า Shear Strength Parameters ของดินที่ปรับปรุงคุณภาพ มีค่าที่แตกต่างกัน เช่น การผสมซีเมนต์ 8 % มีค่า c' ต่ำ แต่มีค่า ϕ' สูง มีลักษณะเป็น Frictional Material กับ ดินผสมซีเมนต์ 10% มีค่า c' สูง แต่มีค่า ϕ' ต่ำ มีลักษณะเป็น Non Frictional Material จึงยากในการตัดสินใจ และนำไปวิเคราะห์กับ Finite Element จำลองสภาพให้เหมือนจริงในสนาม จากการวิเคราะห์ด้วย Finite Element โดยการจำลอง Model แล้วมีน้ำหนักรถไฟมากระทำบนคันดิน แล้วมีการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนซีเมนต์ 10% บดอัดด้วยปริมาณความชื้น OMC+3% และบ่มที่ระยะเวลาอย่างน้อย 14 วัน การปรับปรุงที่ความลึก 1.0 เมตร และ 1.5 เมตร ได้ค่าความปลอดภัย (Factor of Safety) สูง และมีระยะการเคลื่อนตัวแนวตั้งที่น้อย สามารถรับน้ำหนักรถไฟได้โดยปลอดภัย และจากการวิเคราะห์พบว่า ค่า Shear Strength ของดินเหนียวค่า c' มีอิทธิพลมากกว่าค่า ϕ'

ดังนั้นผลที่ได้จากการศึกษา สามารถสรุปได้ว่าการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยซีเมนต์ มีความเหมาะสมที่สุด โดยจะต้องใช้ปริมาณซีเมนต์ 10% ของน้ำหนักดินแห้งบดอัดด้วยปริมาณความชื้น OMC+3% บ่มด้วยระยะเวลาอย่างน้อย 14 วัน และปรับปรุงที่ระดับความลึกจากผิวคันดินลงไปอย่างน้อย 1.0 เมตร ซึ่งจากผลการวิเคราะห์จะมีผลทำให้คันทางมีความปลอดภัยสูง และสามารถนำไปใช้ปฏิบัติจริงในสนามได้ แต่อย่างไรก็ตามเมื่อนำไปใช้ในสนามก็ควรมีการเผื่อเนื่องจากปัจจัยอื่น ๆ ด้วย เพราะผลที่ได้นี้ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ และการวิเคราะห์โดยการจำลอง Model ซึ่งค่อนข้างที่จะรัดกุมกว่าการปฏิบัติจริงในสนาม อย่างไรก็ตามสามารถ

นำไปใช้เป็นแนวทางในการปรับปรุงคุณภาพดินในภาคเหนือตอนล่างที่เป็นดินชนิด CH (High Plasticity Clay)

ข้อเสนอแนะ

1. สามารถนำความรู้จากการศึกษาไปใช้ในการปรับปรุงมาตรฐานในการก่อสร้างคันทางของการรถไฟ เมื่อมีการซ่อมแซม ปรับปรุงคันทางรถไฟในบางจุดที่เกิดปัญหา หรือมีการก่อสร้างคันทางรถไฟขึ้นใหม่แบบทางคู่
2. สามารถนำความรู้ที่ได้นี้ไปเผยแพร่ให้กับผู้ที่สนใจในพื้นที่จริง เพื่อเป็นข้อมูลเบื้องต้นของการปรับปรุงคุณภาพดินในภาคเหนือตอนล่างได้
3. ผลที่ได้จากการศึกษาเป็นการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ดังนั้นเมื่อนำไปใช้จริงในสนามควรมีการคิดเผื่อไว้ เนื่องจากการปฏิบัติในสนามจะค่อนข้างยากกว่าในห้องปฏิบัติการ
4. ควรให้มีการศึกษาเพิ่มเติมโดย X-Ray Deflaxion และ X-Ray Fluoresence ของอนุภาคดินที่ปรับปรุงคุณภาพ

เอกสารและสิ่งอ้างอิง

การรถไฟแห่งประเทศไทย. 2515. รายการละเอียดและรายการมาตรฐานการก่อสร้างทางรถไฟ.
กองก่อสร้าง ฝ่ายก่อสร้าง การรถไฟแห่งประเทศไทย.

_____. ม.ป.ป. สารานุกรมรถไฟไทย. ข้างทางรถไฟ. 2 (2).

_____. 2545. Construction Track Doubling Project (Package 2). กองก่อสร้าง ฝ่ายก่อสร้าง
การรถไฟแห่งประเทศไทย. Vol.1-3.

_____. 2549. เส้นทางรถไฟของประเทศไทย. แหล่งที่มา: <http://www.railway.co.th/line/map.asp>, 10 พฤษภาคม 2549.

กรมทรัพยากรธรณี. 2549. กระบวนการกำเนิดดินจากหินและแร่ที่เกิดการผุพังร่วมกับสารอินทรีย์
กลายเป็นดิน. แหล่งที่มา: <http://www.dmr.go.th/knowledge/soil.thm>, 15 พฤษภาคม 2549.

กรมทางหลวง. 2532. มาตรฐานงานทาง. สำนักวิเคราะห์วิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง.
กรุงเทพฯ.

กรมพัฒนาที่ดิน. 2549. ความรู้ชุดดินไทยชุดดินจัดตั้งภาคเหนือ. แหล่งที่มา:
http://www.ddd.go.th/dinThai/distribute_n.asp, 16 พฤษภาคม 2549.

กลุ่มงานดินด้านวิทยาศาสตร์ กรมชลประทาน. 2549. ผลงานวิจัยด้านปฐพีวิทยาเกี่ยวกับดิน
กระจายตัว. แหล่งที่มา: <http://www.geocities.com/soilsciences/mainframe1.html>,
16 พฤษภาคม 2549.

เกษม เพชรเกตุ, พินิต ตังบุญเดิม และวิชัย สัจจพรปทานสกุล. 2531. การปรับปรุงคุณสมบัติของ
ดินโดยใช้ปูนขาว. วิศวกรรมสาร 4: 69-77.

เกษม เพชรเกตุ และสุภสิทธิ์ พงศ์ศิวัสถิตย์. 2543. การศึกษาคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินผสมซีเมนต์และปูนขาว. การปรับปรุงคุณภาพดินและการใช้วัสดุเสริมแรงชนิดใยสังเคราะห์. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี ร่วมกับ สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย.

ชนิดาวรรณ อ่ำเอี่ยม และธีรเชษฐ์ ศรีธวัชพงศ์. 2530. การปรับปรุงคุณสมบัติของดินด้วยปูนขาว. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี. กรุงเทพฯ.

ทรงพล บุญมาดี. 2529. ความสัมพันธ์ระหว่าง UCS กับ Unsoaked CBR ของดินลูกรังผสมซีเมนต์. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี.

ชนศักดิ์ ไฝกระโทก. 2538. การประมาณค่าคุณสมบัติเกี่ยวกับแรงดึงของดินลูกรังซีเมนต์. รายงานวิจัย ศูนย์วิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.

ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และชัยวัฒน์ มั่นสกุล. 2543. กำลังรับแรงอัดและกำลังแบกทานของดินทรายผสมซีเมนต์. รายงานฉบับที่ วพ. 178 ศูนย์วิจัยและพัฒนาทาง, กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.

_____, และทรงพล บุญมาดี. 2534. ความสัมพันธ์ระหว่าง Unconfined Compressive Strength กับ Unsoaked CBR ของดินลูกรังผสมซีเมนต์. รายงานฉบับที่ วว. 125 กองวิเคราะห์และวิจัย กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.

_____, และพิชิต ลัทธิสุงเนิน. 2534. คุณลักษณะความเค้น ความเครียด และกำลังของดินแกรนิตผสมซีเมนต์. รายงานฉบับที่ วว. 126 กองวิเคราะห์และวิจัย กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.

_____, และสมบัติกระแสน์ จรัสกร. 2544. กำลังรับแรงอัดของดินซีเมนต์ที่มีความหนาแน่นแตกต่างกัน. รายงานฉบับที่ วพ. 188 ศูนย์วิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.

_____, และอนันต์ ทวีวรรณศศิ. 2543. คุณสมบัติความเค้นความเครียดของวัสดุปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์ภายใต้การทดสอบกำลังรับแรงอัดแนวตั้ง. รายงานวิจัย ศูนย์วิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.

_____, และ ฤทธิชาร์ด ดีอำมาตย์. 2533. ความสัมพันธ์ระหว่าง **Unconfined Compressive Strength** กับ **Unsoaked CBR** ของดินเหนียวเขตลุ่มน้ำ. รายงานฉบับที่ วว. 124. กองวิเคราะห์และวิจัย กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.

บุญเทพ นานะกรังสรรค์. 2539. การปรับปรุงคุณภาพดิน, น. 372-374. ใน Foundation Engineering and Tunneling. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่. พิมพ์ครั้งที่ 5. รุ่งแสงการพิมพ์, เชียงใหม่.

ประสิทธิ์ ภูประทุม. 2537. อิทธิพลของวิธีผสมและเวลาบ่มต่อดินซีเมนต์. รายงานฉบับที่ วพ. 137. ศูนย์วิจัยและพัฒนาทาง, กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.

แผนที่ไทย. 2549. แผนที่จังหวัดภาคเหนือของประเทศไทย. แหล่งที่มา:
http://www.panteethai.com/northern_thailand/map.html, February 10, 2006.

พานิช วุฒิพฤกษ์, นรินทร์ ศรีดอกไม้, มนตรี ฝ่ายอุปการะ และจตุรงค์ เสาวภาคย์ไพบุลย์. 2547. การศึกษาผลกระทบของปูนขาว ปูนซีเมนต์ซีลิก้า และปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ต่อความสามารถในการซึมน้ำของดินกำแพงแสน. วารสารวิชาการพระจอมเกล้าพระนครเหนือ 2: 37-45.

ภาณุวัฒน์ สุริยฉัตร และชาดาพงศ์ ประถมวงษ์. 2546. ผลกระทบของการหน่วงเวลาก่อนการบดอัดต่อกำลังของดินซีเมนต์เปรียบเทียบกับดินซีเมนต์ผสมสาร Renolith. วารสารวิจัยและพัฒนา มจร. 3: 331-321.

_____, และสำราญ มีล่อง. 2547. คุณสมบัติธรณีเทคนิคของดินเหนียวบางกอกผสมปูนขาว. วารสารวิจัยและพัฒนา มจร. 1: 3-16.

มนตรี ฝ่ายอุปการะ. 2546. การลดความชื้นน้ำของดินกำแพงแสนด้วยปูนขาว ซิลิกาซีเมนต์ และปอร์ตแลนด์ซีเมนต์. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ.

รถไฟไทยคอตคอม. 2549. แกลลอรีรถไฟฟ้าไทย. แหล่งที่มา: <http://www.rotfaithai.com/gallery>, 10 พฤษภาคม 2549.

วิชาญ ภูพัฒน์. 2547. **Dispersive Soil**. Soft Clay and Unstable Soil. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ.

วินิต ช่อวิเชียร. 2539. ปูนซีเมนต์. คอนกรีตเทคโนโลยี. พิมพ์ครั้งที่ 8. ม.ป.ท., กรุงเทพฯ.

_____. 2545. คอนกรีตเสริมเหล็ก. การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน. พิมพ์ครั้งที่ 2. ม.ป.ท., กรุงเทพฯ.

ศุภกิจ นนทนันทน์. 2543. การปรับปรุงคุณภาพดินกระจายตัวเพื่อใช้งานเขื่อนดิน. การปรับปรุงคุณภาพดินและการใช้วัสดุเสริมแรงใยสังเคราะห์. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรีร่วมกับสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย, กรุงเทพฯ.

สมบุญ มั่นความดี, พงจิต ศรีสุข, คะนิงนิจ เกกะนั้นท์ และอร่ามศรี พัฒนโสภณ. 2541. การเกิดดินกระจายตัวในจังหวัดลำปางและแนวทางในการปรับปรุงดินกระจายตัว. รายงานวิจัย. ฝ่ายดินด้านวิทยาศาสตร์ สำนักวิจัยและพัฒนา กรมชลประทาน, กรุงเทพฯ.

สันติ กวินวงศ์ไพบูลย์. 2540. การปรับปรุงคุณภาพดินกระจายตัวด้วยปูนขาวสำหรับงานเขื่อนดินถม. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

สยาม คำโพธิ์, สุเทพ ภูจิตรจารุ และอำนาจ แสนบัวหลวง. 2541. การปรับปรุงคุณภาพทรายถมโดยใช้ซีเมนต์ สารโพลีเมอร์ และ Fly ash. โครงการงานปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ, กรุงเทพฯ.

สยาม ยิ้มศิริ และ รุธีร เผ่าชัยยั่งยืน. 2545. การศึกษาการเคลื่อนตัวของคันดินทางรถไฟ
ในบริเวณภาคเหนือตอนล่าง. โครงการทุนอุดหนุนจากสำนักงานกองทุนสนับสนุน
การวิจัย ฝ่ายอุตสาหกรรม โครงการสำหรับปริญญาดุษฎี ประจำปี 2545. ม.ป.ท., ชลบุรี.

อดิมนต์ ยุพกรณ์. 2544. ผลกระทบของความล่าช้าในการบดอัดดินลูกรังผสมซีเมนต์.
วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

อิทธิพร ศิริสวัสดิ์. 2545. การใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่1ปรับปรุงคุณภาพดินเหนียว
กระจายตัว, น. 143-149. ใน การประชุมวิชาการเพื่อเสนอผลงานวิจัยมหาวิทยาลัย
ศรีนครินทรวิโรฒประจำปี 2545. ฝ่ายส่งเสริมการวิจัย สำนักงานอธิการบดี มหาวิทยาลัย
ศรีนครินทรวิโรฒ, กรุงเทพฯ.

อร่ามศรี พัฒนโสภณ. 2541. ดินกระจายตัวในประเทศไทย. เอกสารวิชาการ. ฝ่ายดินด้าน
วิทยาศาสตร์ สำนักวิจัยและพัฒนา กรมชลประทาน, กรุงเทพฯ.

_____, สมบูรณ์ มั่นความดี และผจงจิต ศรีสุข. 2541. การศึกษาการเกิดดินกระจายตัว.
รายงานวิจัย. ฝ่ายดินด้านวิทยาศาสตร์ สำนักวิจัยและพัฒนา กรมชลประทาน, กรุงเทพฯ.

ฤทธิ์ชาร์ด คีอำมาตย์. 2532. ความสัมพันธ์ระหว่าง **Unconfined Compressive Strength** กับ
Unsoaked CBR ของดินเหนียวผสมปูนขาว. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, สถาบันเทคโนโลยี
พระจอมเกล้าธนบุรี.

ฤทธิ์เดช พันธุ์ครุฑ. 2543. อิทธิพลของการหน่วงเวลาการบดอัดที่มีต่อค่า UCS และ **Soaked**
CBR ของดินซีเมนต์. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี.

American Railway Engineering and Maintenance of Way Association (AREMA). 2002. **Track.**
Manaul for Railway Engineering. Volume 1.

American Society for Testing and materials. 1991. Annual Book of ASTM Standards.
Philadelphia, **ASTM** Vol.04.08

- Anand, J.P., J.A. Griffin, L.R. Hoyos and S. Chomtid. 2004. "Studies on Sulfate-Resistant-Induced Soil Heave" **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. 130(4): 391-402.
- Ahmed, S.A. 1981. "**Lime Treated Soil Mixture for Low-Volume Road Construction in Egypt**" Transportation Research Record. National Academy of Sciences, Washington D.C.
- Arunyanak, N. 1977. "**Lime-Cement Stabilization on Nong Ngoo Hao Clay**". Master Thesis of Engineering, Civil Engineering Program, Chulalongkorn University.
- Balasubramaniam, A.S., D.T. Bergado, B.R. Buensuceso and W.C. Yang. 1989. "Strength and Deformation Characteristics of Lime-Treated Soft Clays" **Geotechnical Engineering**. Vol.20.No.1.
- Bengt, B. and B. Broms. 1980. "**Stabilization of Soft Clay with lime Column**". Seminar on Soil Improvement and Construction Technique in Soft Ground, Singapore.
- Boardman, D.I., S. Glendinning and C.D.F. Rogers. 2004. "The Influences of Iron and Lead Contaminants on Lime-Stabilized Clay" **Geotechnique**. 54 (7): 467-486.
- Brinkgreve, R.B.J. and P.A. 1998. Vermeer. **General Information Plaxis V.7**.
- Broms, B. and P. Boman. 1975. **Lime Stabilized Column**. 5th. ARC on SMFE.
- Bunnag, S. 1964. "**Swelling Characteristics of Plastic Soil with Lime Stabilization**". Master Thesis of Engineering, Civil Engineering Program. SEATO Graduate School of Engineering.

Clare, K.E. 1956. "The Use of Cements of Different Fineness in Soil-Cement Mixtures"

Magazine Concrete Research 8 (24): 137-144.

Croft, J.B. 1964. "The Progresses Involved in The Lime Stabilization of Soils". **Proceeding of**

Australian Road Research Board. 2: 1169-1204.

Das, B.M. 1993. "**Clay Minerals**" **Principles of Geotechnical Engineering.** 3rd ed.

PWS.Publishing Company, Boston.

Davidson, D.T., G.L. Pitre, M. Mateos and P.G. Kalankamary. 1962. "**Moisure-Density,**

Moisure-Strength and Compaction Characteristics of Cement-Treated Soil

Mixture". Highway Research Board, Bull.

Diamond, S. and E.B. Kinter. 1965. "**A Rapid Method of Predicting The Portland Cement**

Requirement for Stabilization of Plastic Soil". Highway Research Board, Bull.

Diamond, S., J.L. White and W.I. Dolch. 1964. "Transformation of Clay Minerals Vs Calcium

Hydroxide Attack". **Proceeding of 12th National Conference on Clay and Clay**

Minerals, Oxford, Pergamon. 2: 359-379.

Eades P.E. and D.T. Davidson. 1962. "**Effect of lime on plasticity and compressive strength**

of representative Iowa soils" Highway Resaerch Board, Bull. Washington D.C.,

National Academy of Sciences.

Felt, E.J. 1955. "**Factor Influencing Physical Properties of Soil-Cement Mixtures**".

Highway Research Board, Bull.

Hausamann, M.R. 1990. **Engineering Principles Ground Modification.** Mc Graw-Hill.

International Editions.

- Herrin, M. and H. Mitchell. 1961. **"Lime Soil Mixture"**. Highway Research Board, Bull. National Academy of Sciences, Washington D.C.
- Herzog, A. and J.K. Mitchell. 1963. **"Reaction Accompanying Stabilization of Clay with Cement"**. Highway Research Record. 36: 146-171.
- Holmgren. 1977. "Summary-Evaluation of symposium on dispersive clays" **ASTM.STP** 623: 470-471.
- Ingles, O.G. 1970. "Mechanism of clay stabilization with inorganic acids and alkalis" **Australia Journal of Soil Research**. Vol.8: 581-596.
- Kazuhiko, N., S. Sasaki and Y. Kuboi. 1989. "Utilization of Waste Rock Powder for The Lime Stabilization of Residual Soil" Soil Improvement. **Current Japanese Materials Research**. Vol.9.
- Kohei, S. and S. Tomohisa. 1989. "Stabilization of Subsided Hedoro in Irrigation Ponds" Soil Improvement. **Current Japanese Materails Research**. Vol.9.
- Laguros J.G. and D.T. Davision. 1963. **"Effect of Chemicals on Soil Cement Stabilization"**. Highway Research Board, Bull. National Academy of Sciences.
- Lambe, T.W., A.S. Michaels and Z.C. Moh. 1959. **"Improvement of soil-cement with Alkali Metal Compounds"**. Highway Research Board, Bull. National Research Council, Washington D.C., U.S.A.
- Lambe, T.W. and R.V. Withman. 1969. **Soil Mechanics**. John Willey & Sons.Inc.
- Leondards, G.A. 1967. **Foundation Engineering**. Mc Graw-Hill, New York.

Mallinckrodt Chemicals. 2007. **Physical and Chemical Properties of Calcium hydroxide.**

Available Source: <http://www.jtbaker.com/msds/englishhtml/c0407.htm>,

February 16, 2007

Mateos, M. 1964. "Soil Lime Research at Iowa State University". **Journal of soil Mechanics and Foundation Division ASCE.** 90 (SM2): 127-153.

Mitchell, J.K. and E.L. Jack. 1966. "The Fabric of Soil-Cement and Its Formation".
Proceedings 14th National Conference on Clay and Clay Minerals. Vol.26.

Moh, Z.C. 1969. **"Reaction Soil Mineral with Cement and Chemical"**. Highway Research Board, Bull.

Ng, S.C. 1966. **"Cement Stabilization of Lateritic Soils"**. Master of Engineering Thesis,
Civil Engineering Program, SEATO Graduate School of Engineering.

Pietch, P.E. and D.T. Davidson. 1962. **"Effect of lime on plasticity and compressive strength of representative Iowa soils"**. Highway Research Board, Washington D.C., National Academy of Sciences.

Portland Cement Association. 1959. **Soil-Cement Laboratory Handbook.** Illinois, Skokie.

Prakash, K., A. Sridharan and S.M. Rao. 1989. "Lime Addition and Curing Effects on The Index and Compaction Characteristics of a Montmorillonitic Soil" **Geotechnical Engineering.** Vol.20. No.1.

Prusinski, J.R. and S.K. Bhattacharja. 1999. **"Effectiveness of Portland Cement and Lime in Stabilization Clay Soils"**. Transportation Research Record.

Ramaswamy, S.D., M.A. Aziz and S.L. Lee. 1982. **“A Study of Soil Types of Singapore Suitable for Stabilization with Lime”**. Proceedings of The Seventh Southeast Asian Geotechnical Conference. Vol.1.

Reinhold, F. 1955. **“Elastic Behavior of Soil-Cement Mixtures”**. Highway Research Board, Bull.

Richards, L.A. 1969. **“Diagnosis and Improvement of Saline and Alkaline Soils”**. Agriculture Hand Book. No.60, United States Department., Agriculture.

Ruenkairergsa, T. 1982. **“Principle of Soil Stabilization”**. Group Training in Road Construction. Highway Department of Thailand.

_____, and T. Pimsarn. 1982. **“Deep Hole Lime Stabilization for Unstable Clay Shale Embankment”** Report.No.MR.75. Department of Highway, Bangkok.

Sherard, J.L., L.P. Dunningan and R.S. Decker. 1977. “Dispersive clays”. **ASTM.STP** 623: 3-12.

Sherwood, P.T. 1968. “The Properties of Cement Stabilized Materials”. **Road Research Laboratory**. No.205.

Siu, M.W. 1971. **“Cement and Lime Stabilization of Select Lateratic Soil”**. Master of Engineering Thesis, Civil Engineering Program, Asian Institute of Technology.

Takemitsu, T., K. Tanabe and K. Kamimura. 1989. “Stabilization of Sandy Soil Slopes by Addition of Iron Salt and Lime”. Soil Improvement. **Current Japanese Materails Research**. Vol.9.

The Indian railway fan club. 2006. **Permanent way-Dimensional Diagrams.**

Available Source: http://www.emestt_train.net/docs/track-dimensions.html,
May 10 2006.

Thomson, M.R.. 1966. "Lime-Reactivity of Illinois Soils" **Journal of The Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE.** Vol.1.92, No.1 SM5.

Thomson, M.R.. 1968. "Lime Treated Soil for Pavement Construction". **Journal of Highway Division, ASCE.** Vol.94, No.6249.

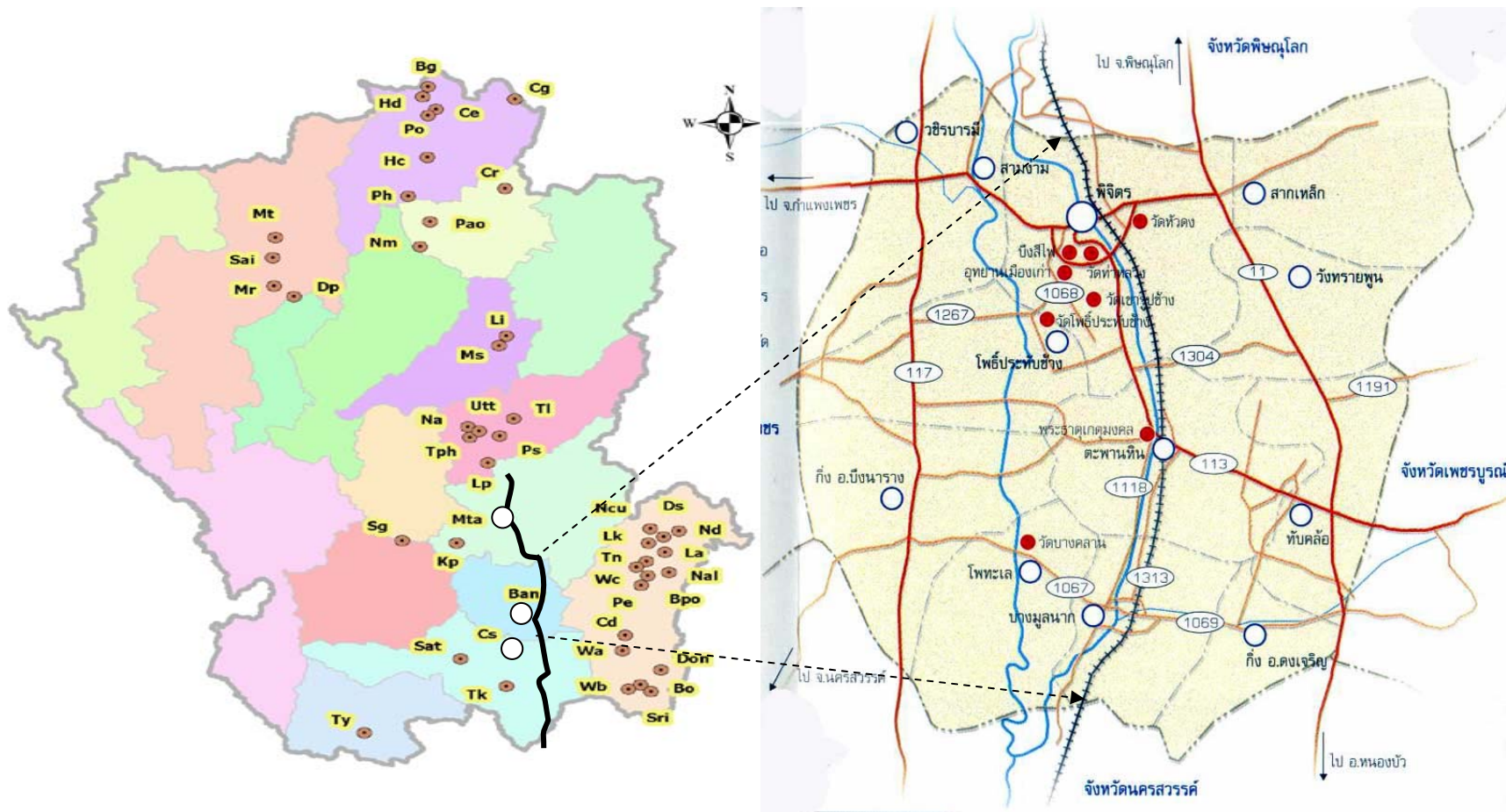
University of Wisconsin-stout Department of physics. 2006. **Introduction to geology and Soil mechanics.** Available Source: <http://www.picrock.net/physics.uwstout.edu/geo/gallery.htm>, November 16, 2006.

Uppal, K. 1971. "**Effect of Lime Mixture for Unconfined Compressive Strength and CBR of Silty Loam Soil**". National Academy of Science.

Wang, J.W.H., M. Mateos and D.T. Davidson. 1963. "Comparison Effects of Hydraulic, Cacitic and Dolomitic Limes and Cement in Soil Stabilization". **Highway Research Abstracts.** 32: 11-24. Annual Meeting of The Highway Resaerch Board, Washington D.C., National Academy of Sciences.

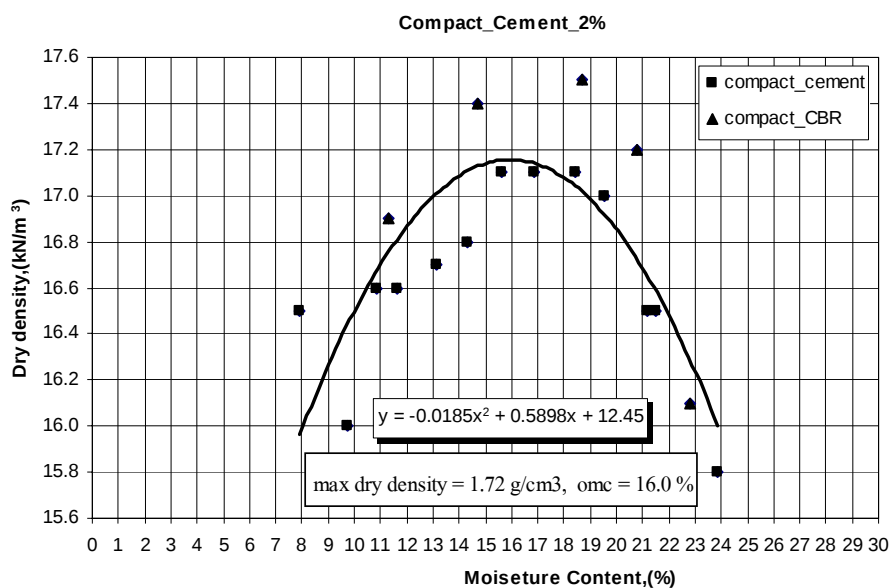
Woo, S.M. 1971. "Lime Stabilization of Selected Laterritic Soil" Master Thesis of Engineering, Civil Engineering Program.SEATO Graduate School of Engineering.

ภาคผนวก



ภาพผนวกที่ 1 กลุ่มดินทางด้านเกษตรที่พบในเส้นทางรถไฟภาคเหนือตอนล่าง

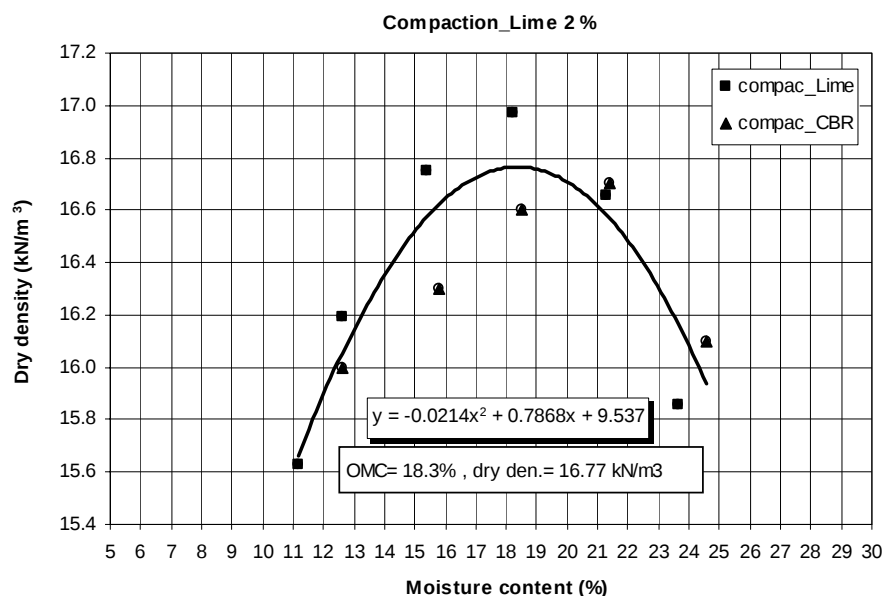
ที่มา: กลุ่มงานดินด้านวิทยาศาสตร์ กรมชลประทาน (2549)



ภาพผนวกที่ 2 ตัวอย่างกราฟการบดอัดดินผสมซีเมนต์ที่ 2% เพื่อใช้ในการหาปริมาณวัสดุใช้ผสม

ตารางผนวกที่ 1 ตัวอย่างกราฟการบดอัดดินผสมซีเมนต์ที่ 2% เพื่อใช้ในการหาปริมาณวัสดุใช้ผสม

Cement and Lime Stabilization of Soil in Submerged Condition					
Cement 2%.					
DATA	Omc - 6 %	Omc - 3 %	Omc	Omc + 3 %	Omc + 6 %
Moisture Content (%)	10	13	16	19	22
Dry Density (g/cm ³)	1.65	1.70	1.72	1.71	1.66
Weight of Dry Soil+ad.mix (g.)	126.8	130.6	132.0	130.8	127.2
Use +3%	130.6	134.6	135.9	134.8	131.0
Weight of Dry Soil (g.)	128.1	131.9	133.3	132.1	128.4
Weight of ad.mix (g.)	2.6	2.6	2.7	2.6	2.6
Weight of Water (g.)	13.1	17.5	21.7	25.6	28.8
Use -1%	11.8	16.1	20.4	24.3	27.5



ภาพผนวกที่ 3 ตัวอย่างกราฟการบดอัดดินผสมปูนขาวที่ 2% เพื่อใช้ในการหาปริมาณวัสดุผสม

ตารางผนวกที่ 2 ตัวอย่างกราฟการบดอัดดินผสมปูนขาวที่ 2% เพื่อใช้ในการหาปริมาณวัสดุผสม

Cement and Lime Stabilization of Soil in Submerged Condition					
Lime 2%					
DATA	Omc - 6 %	Omc - 3 %	Omc	Omc + 3 %	Omc + 6 %
Moisture Content (%)	12.3	15.3	18.3	21.3	24.3
Dry Density (g/cm ³)	1.60	1.66	1.68	1.66	1.60
Weight of Dry Soil+ad.mix (g.)	122.5	127.1	128.6	127.2	122.9
Use +5%	128.7	133.4	135.0	133.6	129.0
Weight of Dry Soil (g.)	126.1	130.8	132.4	131.0	126.5
Weight of ad.mix (g.)	2.5	2.6	2.6	2.6	2.5
Weight of Water (g.)	15.8	20.4	24.7	28.5	31.4
Use -1%	14.5	19.1	23.4	27.1	30.1

ตารางผนวกที่ 3 ตัวอย่างผลการทดสอบพิกัดอัตราเบอร์กซ์ของดินผสมซีเมนต์

Atterberg's Limit of Cement Stabilization					
Cement (%)	Plastic Limit (%)	Liquid Limit (%)	Plasticity Index (%)	Shrinkage Limit (%)	Shrinkage Ratio
0	24.0	47.7	23.8	12.1	1.8
2	29.5	54.2	24.8	19.3	1.7
5	33.3	53.9	20.6	30.4	1.5
8	36.3	50.2	13.9	33.7	1.4
10	31.0	49.7	18.7	32.3	1.4

ตารางผนวกที่ 4 สรุปผลการทดสอบ CBRของดินผสมซีเมนต์

CEMENT	Water in mixed	0 Day			7 Day			14 Day			28 Day		
		Water (%)	CBR (US)	CBR (S)	Water (%)	CBR (US)	CBR (S)	Water (%)	CBR (US)	CBR (S)	Water (%)	CBR (US)	CBR (S)
0%	OMC-6%	13	53.08	1.08	13	53.08	1.08	13	53.08	1.08	13	53.08	1.08
	OMC-3%	15.3	66.95	1.12	15.3	66.95	1.12	15.3	66.95	1.12	15.3	66.95	1.12
	OMC	17.9	53.33	6.46	17.9	53.33	6.46	17.9	53.33	6.46	17.9	53.33	6.46
	OMC+3%	22.4	66.95	2.99	22.4	66.95	2.99	22.4	66.95	2.99	22.4	66.95	2.99
	OMC+6%	24.3	11.48	2.75	24.3	11.48	2.75	24.3	11.48	2.75	24.3	11.48	2.75
2%	OMC-6%	11.3	163.00	4.66	12.80	201.00	8.13	13.80	170.00	4.66	14.70	185.00	6.46
	OMC-3%	14.7	133.00	5.76	15.40	107.00	11.72	16.80	8.85	6.81	16.80	49.33	18.65
	OMC	18.7	80.70	10.76	18.40	171.00	28.69	18.50	35.60	20.44	20.50	95.00	21.12
	OMC+3%	20.8	60.98	15.42	22.20	130.00	28.69	21.40	68.00	24.39	22.50	53.00	27.00
	OMC+6%	22.8	18.65	18.65	24.40	20.80	41.85	23.50	27.26	30.49	24.90	32.28	32.60

ตารางผนวกที่ 4 (ต่อ)

CEMENT	Water in mixed	0 Day			7 Day			14 Day			28 Day		
		Water (%)	CBR (US)	CBR (S)	Water (%)	CBR (US)	CBR (S)	Water (%)	CBR (US)	CBR (S)	Water (%)	CBR (US)	CBR (S)
5%	OMC-6%	9.1	-	20.09	10.20	-	9.00	9.60	-	8.37	5.40	-	18.41
	OMC-3%	14.6	-	22.50	12.70	-	18.17	12.40	-	23.00	7.70	-	19.90
	OMC	18.7	-	30.50	16.60	-	19.00	17.30	-	23.31	9.90	-	237.00
	OMC+3%	19.9	-	54.00	17.80	-	48.67	20.20	-	231.00	13.80	-	205.00
	OMC+6%	20.9	-	90.50	22.30	-	251.00	21.30	-	291.00	15.70	-	80.00
8%	OMC-6%	9	-	44.00	8.00	-	37.66	8.80	-	30.49	9.40	-	35.87
	OMC-3%	13	-	45.00	10.70	-	44.84	12.80	-	38.74	11.20	-	45.91
	OMC	15	-	55.00	12.40	-	65.64	14.90	-	93.26	16.90	-	85.60
	OMC+3%	17.5	-	58.00	14.30	-	150.65	21.00	-	174.67	19.20	-	164.51
	OMC+6%	20.8	-	112.00	17.60	-	143.47	22.30	-	143.47	21.50	-	160.67

ตารางผนวกที่ 4 (ต่อ)

CEMENT	Water in mixed	0 Day			7 Day			14 Day			28 Day		
		Water (%)	CBR (US)	CBR (S)	Water (%)	CBR (US)	CBR (S)	Water (%)	CBR (US)	CBR (S)	Water (%)	CBR (US)	CBR (S)
10%	OMC-6%	10.3	-	48.00	10.70	-	47.35	10.80	-	40.53	11.80	-	59.90
	OMC-3%	13.4	-	55.60	15.10	-	76.00	15.30	-	113.58	13.60	-	111.67
	OMC	17.3	-	67.00	16.00	-	160.21	17.80	-	141.00	17.60	-	180.00
	OMC+3%	19.1	-	107.00	19.30	-	184.12	22.00	-	180.00	19.70	-	180.00
	OMC+6%	22.7	-	103.00	21.90	-	118.67	22.80	-	148.25	22.20	-	162.00
5%	OMC-6%	9.1	-	20.09	10.20	-	9.00	9.60	-	8.37	5.40	-	18.41
	OMC-3%	14.6	-	22.50	12.70	-	18.17	12.40	-	23.00	7.70	-	19.90
	OMC	18.7	-	30.50	16.60	-	19.00	17.30	-	23.31	9.90	-	237.00
	OMC+3%	19.9	-	54.00	17.80	-	48.67	20.20	-	231.00	13.80	-	205.00
	OMC+6%	20.9	-	90.50	22.30	-	251.00	21.30	-	291.00	15.70	-	80.00

ตารางผนวกที่ 4 (ต่อ)

CEMENT	Water in mixed	0 Day			7 Day			14 Day			28 Day		
		Water (%)	CBR (US)	CBR (S)	Water (%)	CBR (US)	CBR (S)	Water (%)	CBR (US)	CBR (S)	Water (%)	CBR (US)	CBR (S)
8%	OMC-6%	9	-	44.00	8.00	-	37.66	8.80	-	30.49	9.40	-	35.87
	OMC-3%	13	-	45.00	10.70	-	44.84	12.80	-	38.74	11.20	-	45.91
	OMC	15	-	55.00	12.40	-	65.64	14.90	-	93.26	16.90	-	85.60
	OMC+3%	17.5	-	58.00	14.30	-	150.65	21.00	-	174.67	19.20	-	164.51
	OMC+6%	20.8	-	112.00	17.60	-	143.47	22.30	-	143.47	21.50	-	160.67
10%	OMC-6%	10.3	-	48.00	10.70	-	47.35	10.80	-	40.53	11.80	-	59.90
	OMC-3%	13.4	-	55.60	15.10	-	76.00	15.30	-	113.58	13.60	-	111.67
	OMC	17.3	-	67.00	16.00	-	160.21	17.80	-	141.00	17.60	-	180.00
	OMC+3%	19.1	-	107.00	19.30	-	184.12	22.00	-	180.00	19.70	-	180.00
	OMC+6%	22.7	-	103.00	21.90	-	118.67	22.80	-	148.25	22.20	-	162.00

ตารางผนวกที่ 5 สรุปผลการทดสอบ CBRของดินผสมปูนขาว

LIME	Water in mixed	0 Day			7 Day			14 Day			28 Day		
		Water (%)	CBR (US)	CBR (S)	Water (%)	CBR (US)	CBR (S)	Water (%)	CBR (US)	CBR (S)	Water (%)	CBR (US)	CBR (S)
0%	OMC-6%	12.1	50.45	1.26	12.10	50.45	1.26	12.10	50.45	1.26	12.10	50.45	1.26
	OMC-3%	14.2	48.06	1.43	14.20	48.06	1.43	14.20	48.06	1.43	14.20	48.06	1.43
	OMC	16.7	59.78	2.33	16.70	59.78	2.33	16.70	59.78	2.33	16.70	59.78	2.33
	OMC+3%	18.2	44.48	5.62	18.20	44.48	5.62	18.20	44.48	5.62	18.20	44.48	5.62
	OMC+6%	22.9	17.22	6.81	22.90	17.22	6.81	22.90	17.22	6.81	22.90	17.22	6.81
2%	OMC-6%	12.7	30.31	3.95	11.10	21.04	2.87	13.4	32.28	3.83	13.1	42.8	7.53
	OMC-3%	15.8	51.65	5.74	13.70	53.44	5.38	14.5	69.58	5.98	16.2	55.24	10.76
	OMC	18.5	52.01	12.55	16.80	57.75	18.65	17.9	55.24	21.7	19.4	59.18	43.76
	OMC+3%	21.5	33.72	22.6	20.40	47.70	55.6	21.4	54.88	48.06	22.5	47.35	45.19
	OMC+6%	22.7	15.06	23.67	23.20	21.52	29.77	24.4	29.41	25.82	25.3	26.18	19.73

ตารางผนวกที่ 5 (ต่อ)

LIME	Water in mixed	0 Day			7 Day			14 Day			28 Day		
		Water (%)	CBR (US)	CBR (S)	Water (%)	CBR (US)	CBR (S)	Water (%)	CBR (US)	CBR (S)	Water (%)	CBR (US)	CBR (S)
5%	OMC-6%	13.1	38.02	8.61	12.50	23.91	11.96	14.9	69.34	43.76	14.6	82.50	63.85
	OMC-3%	15.7	55.95	16.98	16.00	27.50	34.07	18.2	74.37	79.63	17.2	78.43	99.71
	OMC	18.5	57.39	40.53	18.70	62.65	52.61	19.9	83.21	60.98	19.7	83.21	107.13
	OMC+3%	21.9	41.25	59.54	21.60	80.11	81.54	22.8	69.94	79.39	23.3	53.08	61.33
	OMC+6%	24.6	18.65	29.89	26.50	33.48	27.26	26.8	26.90	30.49	26.8	26.06	31.32
8%	OMC-6%	13.7	77.47	17.22	11.70	70.30	12.55	11.9	33.00	17.93	14.1	30.61	8.97
	OMC-3%	18.0	78.43	47.35	15.50	54.52	18.29	15.3	51.65	5.74	16.1	46.63	17.22
	OMC	19.4	41.61	74.61	17.70	77.95	41.37	18.7	82.26	59.78	20	76.52	83.21
	OMC+3%	22.4	44.84	37.66	20.20	82.50	81.54	21.2	89.43	85.13	22.5	93.26	80.7
	OMC+6%	25.1	24.03	21.88	23.20	34.07	47.7	25.7	68.15	29.05	25.1	49.74	40.66
10%	OMC-6%	12.8	59.30	13.27	13.70	49.74	12.2	11.7	38.38	13.99	12.9	46.39	18.29
	OMC-3%	15.3	53.08	12.67	16.00	50.22	28.69	16.0	62.17	33.72	15.3	40.65	8.37
	OMC	20.2	59.30	55.6	19.20	73.65	71.74	17.1	83.69	57.39	19.2	78.43	59.06
	OMC+3%	21.6	59.30	71.74	22.90	75.32	78.55	22.2	82.50	74.84	22.5	89.67	49.02
	OMC+6%	25.3	30.49	33.0	25.70	33.48	35.87	23.5	41.25	44.48	25.7	46.27	46.63

ตารางผนวกที่ 6 สรุปผลการทดสอบ UCS ของดินผสมปูนซีเมนต์

Cement	Condition	Moisture	0 day			7 day			14 day			28 day		
			w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)
0%	Unsoaked	Omc-6%	13.0	476.0	45.2	13.0	476.0	45.2	13.0	476.0	45.2	13.0	476.0	45.2
		Omc-3%	15.4	914.0	57.1	15.4	914.0	57.1	15.4	914.0	57.1	15.4	914.0	57.1
		Omc	16.3	1014.0	48.9	16.3	1014.0	48.9	16.3	1014.0	48.9	16.3	1014.0	48.9
		Omc+3%	21.8	710.0	53.0	21.8	710.0	53.0	21.8	710.0	53.0	21.8	710.0	53.0
		Omc+6%	25.2	616.0	70.0	25.2	616.0	70.0	25.2	616.0	70.0	25.2	616.0	70.0
	Soaked	Omc-6%	13.0	62.0	2.1	13.0	62.0	2.1	13.0	62.0	2.1	13.0	62.0	2.1
		Omc-3%	15.4	78.0	1.5	15.4	78.0	1.5	15.4	78.0	1.5	15.4	78.0	1.5
		Omc	16.3	200.0	2.9	16.3	200.0	2.9	16.3	200.0	2.9	16.3	200.0	2.9
		Omc+3%	21.9	134.0	2.1	21.9	134.0	2.1	21.9	134.0	2.1	21.9	134.0	2.1
		Omc+6%	24.9	152.0	3.7	24.9	152.0	3.7	24.9	152.0	3.7	24.9	152.0	3.7

ตารางผนวกที่ 6 (ต่อ)

Cement	Condition	Moisture	0 day			7 day			14 day			28 day		
			w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)
2%	Unsoaked	Omc-6%	10.3	1934.0	107.3	11.6	1034.0	50.7	10.7	652.0	39.0	12.4	1160.0	56.8
		Omc-3%	13.0	1314.0	55.9	14.1	1090.0	77.9	13.2	1968.0	49.0	14.7	1654.0	61.5
		Omc	16.3	1334.0	40.0	17.3	2082.0	53.0	16.1	1412.0	54.3	17.8	2034.0	64.0
		Omc+3%	19.1	940.0	33.3	20.6	1350.0	51.0	18.7	1372.0	42.5	20.4	1706.0	43.8
		Omc+6%	22.0	632.0	26.4	23.6	640.0	33.6	21.7	822.0	27.4	23.0	972.0	41.2
	Soaked	Omc-6%	9.8	232.0	8.1	12.6	86.0	3.8	11.1	108.0	5.8	11.6	166.0	9.6
		Omc-3%	13.3	210.0	7.8	15.6	144.0	10.1	14.0	158.0	8.6	15.7	68.0	1.7
		Omc	15.0	280.0	8.8	17.9	278.0	15.4	16.7	162.0	6.0	18.3	314.0	18.1
		Omc+3%	19.5	220.0	7.4	19.7	632.0	27.8	19.4	210.0	13.7	21.7	332.0	19.8
		Omc+6%	22.1	298.0	15.0	23.2	304.0	20.4	22.1	138.0	10.6	23.8	430.0	25.7

ตารางผนวกที่ 6 (ต่อ)

Cement	Condition	Moisture	0 day			7 day			14 day			28 day		
			w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)
5%	Unsoaked	Omc-6%	12.3	734.0	44.7	11.0	424.0	32.2	9.2	688.0	38.2	9.5	514.0	26.2
		Omc-3%	15.0	996.0	48.0	12.8	978.0	42.2	12.3	1506.0	52.8	12.3	1136.0	52.0
		Omc	17.2	1150.0	46.0	15.0	1402.0	46.5	14.8	1274.0	51.6	14.8	744.0	28.3
		Omc+3%	20.4	820.0	36.4	18.3	1282.0	49.4	18.0	2178.0	48.8	18.0	1222.0	48.6
		Omc+6%	23.6	444.0	23.2	23.6	876.0	38.1	20.3	1622.0	48.7	20.3	938.0	40.3
	Soaked	Omc-6%	9.0	456.0	25.6	10.0	196.0	14.3	10.5	68.0	3.6	8.8	314.0	22.6
		Omc-3%	12.3	376.0	23.1	13.0	354.0	23.5	13.0	202.0	16.8	13.0	546.0	38.7
		Omc	15.5	544.0	27.3	15.0	402.0	23.9	15.3	342.0	21.5	15.3	962.0	48.0
		Omc+3%	17.1	448.0	30.0	17.8	334.0	32.4	17.9	444.0	28.9	17.9	796.0	41.5
		Omc+6%	22.4	596.0	32.8	22.4	416.0	39.8	21.6	324.0	37.1	21.6	880.0	46.3

ตารางผนวกที่ 6 (ต่อ)

Cement	Condition	Moisture	0 day			7 day			14 day			28 day		
			w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)
8%	Unsoaked	Omc-6%	10.3	666.0	38.8	10.1	638.0	45.0	10.1	542.0	33.3	12.3	1802.0	35.8
		Omc-3%	12.9	1272.0	52.0	15.4	1482.0	59.4	12.3	1246.0	55.0	13.2	1606.0	53.8
		Omc	15.1	1404.0	42.9	15.6	1808.0	63.7	15.2	1590.0	49.0	15.7	2196.0	51.1
		Omc+3%	18.8	924.0	37.6	18.1	2370.0	61.9	18.1	2122.0	55.4	18.4	2632.0	56.6
		Omc+6%	21.7	540.0	28.6	23.7	1846.0	52.0	20.8	1804.0	57.9	20.5	2834.0	62.5
	Soaked	Omc-6%	9.9	834.0	43.3	10.5	700.0	38.0	9.2	680.0	38.2	9.1	800.0	34.8
		Omc-3%	13.8	630.0	26.6	12.7	1042.0	51.8	11.7	934.0	40.2	13.9	824.0	47.3
		Omc	16.9	1264.0	46.5	16.4	1684.0	57.7	14.2	1580.0	62.4	18.9	1596.0	58.3
		Omc+3%	18.6	1148.0	49.9	18.5	1916.0	63.0	17.1	1644.0	64.4	19.9	1450.0	53.9
		Omc+6%	20.5	1516.0	50.0	22.1	1530.0	63.9	20.3	1186.0	54.3	22.1	1216.0	49.8

ตารางผนวกที่ 6 (ต่อ)

Cement	Condition	Moisture	0 day			7 day			14 day			28 day		
			w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)
10%	Unsoaked	Omc-6%	11.6	808.0	51.0	10.5	424.0	28.0	10.5	286.0	23.1	10.8	430.0	26.0
		Omc-3%	14.3	1694.0	51.0	13.6	798.0	50.0	11.8	954.0	48.8	11.7	984.0	40.0
		Omc	17.4	1830.0	51.7	15.1	1300.0	45.0	14.0	1362.0	48.1	14.1	2306.0	98.9
		Omc+3%	20.1	1082.0	37.6	18.6	2014.0	59.7	16.3	2530.0	61.5	15.3	2822.0	64.9
		Omc+6%	22.2	882.0	36.2	22.2	2122.0	60.0	19.1	1576.0	54.5	18.7	1656.0	52.5
	Soaked	Omc-6%	9.8	1042.0	41.5	10.3	910.0	41.2	10.9	852.0	44.7	8.8	902.0	62.3
		Omc-3%	11.9	1108.0	47.1	13.0	1130.0	57.1	13.1	1528.0	57.8	10.3	1544.0	55.8
		Omc	15.4	1658.0	49.4	15.4	1292.0	59.3	18.1	1874.0	60.7	13.9	1894.0	58.7
		Omc+3%	17.2	1608.0	50.0	17.5	1348.0	54.3	17.4	1672.0	59.6	16.2	1702.0	60.9
		Omc+6%	20.0	1360.0	51.0	20.8	1086.0	57.3	20.2	1752.0	60.8	19.7	1792.0	62.3

ตารางผนวกที่ 7 สรุปผลการทดสอบ UCS ของดินผสมปูนขาว

Lime	Condition	Moisture	0 day			7 day			14 day			28 day		
			w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)
0%	Unsoaked	Omc-6%	10.5	494.0	20.0	10.5	494.0	20.0	10.5	494.0	20.0	10.5	494.0	20.0
		Omc-3%	13.5	552.0	25.2	13.5	552.0	25.2	13.5	552.0	25.2	13.5	552.0	25.2
		Omc	16.5	666.0	31.1	16.5	666.0	31.1	16.5	666.0	31.1	16.5	666.0	31.1
		Omc+3%	19.5	646.0	44.1	19.5	646.0	44.1	19.5	646.0	44.1	19.5	646.0	44.1
		Omc+6%	22.5	498.0	21.8	22.5	498.0	21.8	22.5	498.0	21.8	22.5	498.0	21.8
	Soaked	Omc-6%	10.5	78.0	6.4	10.5	78.0	6.4	10.5	78.0	6.4	10.5	78.0	6.4
		Omc-3%	13.5	82.0	5.6	13.5	82.0	5.6	13.5	82.0	5.6	13.5	82.0	5.6
		Omc	16.5	138.0	11.2	16.5	138.0	11.2	16.5	138.0	11.2	16.5	138.0	11.2
		Omc+3%	19.5	184.0	17.4	19.5	184.0	17.4	19.5	184.0	17.4	19.5	184.0	17.4
		Omc+6%	22.5	136.0	4.3	22.5	136.0	4.3	22.5	136.0	4.3	22.5	136.0	4.3

ตารางผนวกที่ 7 (ต่อ)

Lime	Condition	Moisture	0 day			7 day			14 day			28 day		
			w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)
2%	Unsoaked	Omc-6%	12.3	554.0	29.9	12.3	808.0	48.4	12.3	902.0	41.9	12.3	732.0	49.5
		Omc-3%	15.3	632.0	25.5	15.3	760.0	42.8	15.3	1486.0	58.2	15.3	1242.0	48.5
		Omc	18.3	728.0	27.7	18.3	1386.0	54.1	18.3	1634.0	56.6	18.3	1332.0	49.9
		Omc+3%	21.3	824.0	43.0	21.3	1092.0	50.7	21.3	1174.0	44.6	21.3	1282.0	53.6
		Omc+6%	24.3	564.0	26.1	24.3	680.0	31.6	24.3	740.0	36.4	24.3	820.0	41.2
	Soaked	Omc-6%	12.3	78.0	6.1	12.3	90.0	5.9	12.3	102.0	7.5	12.3	96.0	7.3
		Omc-3%	15.3	104.0	4.4	15.3	126.0	4.9	15.3	208.0	13.4	15.3	160.0	9.3
		Omc	18.3	172.0	19.0	18.3	296.0	19.6	18.3	310.0	13.7	18.3	310.0	21.2
		Omc+3%	21.3	226.0	9.2	21.3	412.0	25.7	21.3	560.0	35.5	21.3	486.0	33.6
		Omc+6%	24.3	272.0	24.2	24.3	404.0	24.0	24.3	392.0	40.6	24.3	362.0	26.6

ตารางผนวกที่ 7 (ต่อ)

Lime	Condition	Moisture	0 day			7 day			14 day			28 day		
			w	UCS	E	w	UCS	E	w	UCS	E	w	UCS	E
			(%)	(kpa)	(Mpa)	(%)	(kpa)	(Mpa)	(%)	(kpa)	(Mpa)	(%)	(kpa)	(Mpa)
5%	Unsoaked	Omc-6%	13.2	584.0	41.2	13.2	850.0	44.7	13.2	964.0	54.6	13.2	850.0	51.0
		Omc-3%	16.2	688.0	34.7	16.2	1558.0	66.8	16.2	1680.0	61.1	16.2	1306.0	66.3
		Omc	19.2	944.0	34.9	19.2	1672.0	57.1	19.2	1918.0	63.6	19.2	1856.0	57.5
		Omc+3%	22.2	864.0	41.2	22.2	1312.0	50.0	22.2	1468.0	51.9	22.2	1388.0	52.2
		Omc+6%	25.2	614.0	21.8	25.2	916.0	42.5	25.2	916.0	39.9	25.2	942.0	40.0
	Soaked	Omc-6%	13.2	142.0	19.2	13.2	356.0	33.9	13.2	300.0	40.4	13.2	282.0	28.8
		Omc-3%	16.2	372.0	17.6	16.2	748.0	46.5	16.2	698.0	55.2	16.2	592.0	44.5
		Omc	19.2	454.0	15.8	19.2	910.0	50.0	19.2	900.0	72.2	19.2	752.0	53.4
		Omc+3%	22.2	576.0	19.9	22.2	1122.0	54.1	22.2	1040.0	67.1	22.2	810.0	44.1
		Omc+6%	25.2	206.0	26.7	25.2	286.0	28.4	25.2	840.0	53.0	25.2	492.0	41.7

ตารางผนวกที่ 7 (ต่อ)

Lime	Condition	Moisture	0 day			7 day			14 day			28 day		
			w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)
8%	Unsoaked	Omc-6%	12.2	638.0	33.5	12.2	830.0	45.5	12.2	918.0	47.8	12.2	816.0	50.2
		Omc-3%	15.2	884.0	38.9	15.2	1640.0	58.9	15.2	1906.0	80.9	15.2	1658.0	63.7
		Omc	18.2	1008.0	46.2	18.2	1858.0	62.1	18.2	2180.0	61.3	18.2	2012.0	66.4
		Omc+3%	21.2	968.0	46.7	21.2	1414.0	52.7	21.2	1504.0	54.7	21.2	1882.0	64.8
		Omc+6%	24.2	766.0	31.7	24.2	996.0	36.7	24.2	1026.0	32.4	24.2	1258.0	51.1
	Soaked	Omc-6%	12.2	304.0	31.4	12.2	492.0	39.0	12.2	430.0	40.4	12.2	430.0	34.9
		Omc-3%	15.2	402.0	19.7	15.2	794.0	51.1	15.2	720.0	49.6	15.2	450.0	24.5
		Omc	18.2	486.0	25.9	18.2	968.0	54.5	18.2	824.0	50.8	18.2	772.0	50.3
		Omc+3%	21.2	524.0	28.4	21.2	916.0	49.2	21.2	1128.0	56.4	21.2	982.0	55.5
		Omc+6%	24.2	362.0	20.7	24.2	728.0	36.7	24.2	682.0	43.1	24.2	898.0	56.3

ตารางผนวกที่ 7 (ต่อ)

Lime	Condition	Moisture	0 day			7 day			14 day			28 day		
			w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)	w (%)	UCS (kpa)	E (Mpa)
10%	Unsoaked	Omc-6%	13.2	666.0	41.6	13.2	918.0	47.9	13.2	950.0	53.7	13.2	788.0	58.8
		Omc-3%	16.2	960.0	48.0	16.2	1506.0	57.2	16.2	1682.0	57.6	16.2	1696.0	80.5
		Omc	19.2	994.0	43.0	19.2	2038.0	57.7	19.2	1838.0	56.4	19.2	2140.0	65.2
		Omc+3%	22.2	924.0	38.8	22.2	1156.0	44.7	22.2	1468.0	46.2	22.2	1622.0	75.2
		Omc+6%	25.2	754.0	29.8	25.2	738.0	30.8	25.2	1008.0	43.0	25.2	1262.0	52.2
	Soaked	Omc-6%	13.2	352.0	28.8	13.2	520.0	42.0	13.2	430.0	37.3	13.2	404.0	34.3
		Omc-3%	16.2	526.0	33.0	16.2	874.0	50.6	16.2	774.0	41.4	16.2	804.0	54.1
		Omc	19.2	568.0	29.2	19.2	926.0	48.2	19.2	910.0	82.2	19.2	880.0	53.1
		Omc+3%	22.2	600.0	27.8	22.2	1108.0	45.2	22.2	826.0	41.8	22.2	828.0	43.0
		Omc+6%	25.2	386.0	21.7	25.2	832.0	38.8	25.2	670.0	36.4	25.2	690.0	30.3

ตารางผนวกที่ 8 สรุปผลการทดสอบ DS ของดินผสมซีเมนต์

Cement	Moisture	0 day			7 day			14 day			28 day		
		Moisture (%)	c' (kpa)	ϕ' (°)	Moisture (%)	c' (kpa)	ϕ' (°)	Moisture (%)	c' (kpa)	ϕ' (°)	Moisture (%)	c' (kpa)	ϕ' (°)
0%	Omc-6%	10.5	20	20	10.5	20	20	10.5	20	20	10.5	20	20
	Omc-3%	13.5	25	17	13.5	25	17	13.5	25	17	13.5	25	17
	Omc	16.5	7	26	16.5	7	26	16.5	7	26	16.5	7	26
	Omc+3%	19.5	38	14	19.5	38	14	19.5	38	14	19.5	38	14
	Omc+6%	22.5	34	20	22.5	34	20	22.5	34	20	22.5	34	20
2%	Omc-6%	10.0	19	26	10.0	52	26	10.0	12	34	10.0	19	24
	Omc-3%	13.0	9	30	13.0	14	31	13.0	17	31	13.0	17	31
	Omc	16.0	15	30	16.0	15	33	16.0	6	37	16.0	21	31
	Omc+3%	19.0	28	26	19.0	15	32	19.0	23	34	19.0	36	18
	Omc+6%	22.0	4	43	22.0	13	33	22.0	48	32	22.0	30	30

ตารางผนวกที่ 8 (ต่อ)

Cement	Moisture	0 day			7 day			14 day			28 day		
		Moisture (%)	c' (kpa)	ϕ' (°)	Moisture (%)	c' (kpa)	ϕ' (°)	Moisture (%)	c' (kpa)	ϕ' (°)	Moisture (%)	c' (kpa)	ϕ' (°)
5%	Omc-6%	8.7	31	26	8.7	28	29	8.7	21	36	8.7	1	41
	Omc-3%	11.7	27	33	11.7	1	48	11.7	23	35	11.7	57	25
	Omc	14.7	2	51	14.7	58	23	14.7	47	33	14.7	54	29
	Omc+3%	17.7	27	32	17.7	51	29	17.7	1	53	17.7	63	44
	Omc+6%	20.7	38	40	20.7	33	47	20.7	30	57	20.7	31	47
8%	Omc-6%	8.5	50	23	8.5	23	22	9	45	35	8.5	40	46
	Omc-3%	11.5	23	48	11.5	21	30	11.5	42	49	11.5	61	49
	Omc	14.5	80	22	14.5	43	18	14.5	87	21	14.5	93	20
	Omc+3%	17.5	32	48	17.5	16	40	17.5	33	63	17.5	33	77
	Omc+6%	20.5	142	53	20.5	73	39	20.5	145	58	20.5	148	63

ตารางผนวกที่ 8 (ต่อ)

Cement	Moisture	0 day			7 day			14 day			28 day		
		Moisture (%)	c' (kpa)	ϕ' (°)	Moisture (%)	c' (kpa)	ϕ' (°)	Moisture (%)	c' (kpa)	ϕ' (°)	Moisture (%)	c' (kpa)	ϕ' (°)
10%	Omc-6%	10.0	93	23	10.0	88	17	10.0	64	29	10.0	157	9
	Omc-3%	13.0	159	47	13.0	97	42	13.0	255	20	13.0	64	61
	Omc	16.0	224	70	16.0	106	67	16.0	445	10	16.0	358	31
	Omc+3%	19.0	263	46	19.0	188	54	19.0	435	17	19.0	352	69
	Omc+6%	22.0	301	21	22.0	269	40	22.0	425	23	22.0	468	22

ตารางผนวกที่ 9 สรุปผลการทดสอบ DS ของดินผสมปูนขาว

Lime	Moisture	0 day			7 day			14 day			28 day		
		Moisture (%)	c' (kpa)	ϕ' (°)	Moisture (%)	c' (kpa)	ϕ' (°)	Moisture (%)	c' (kpa)	ϕ' (°)	Moisture (%)	c' (kpa)	ϕ' (°)
0%	Omc-6%	10.5	20	20	10.5	20	20	10.5	20	20	10.5	20	20
	Omc-3%	13.5	25	17	13.5	25	17	13.5	25	17	13.5	25	17
	Omc	16.5	7	26	16.5	7	26	16.5	7	26	16.5	7	26
	Omc+3%	19.5	38	14	19.5	38	14	19.5	38	14	19.5	38	14
	Omc+6%	22.5	34	20	22.5	34	20	22.5	34	20	22.5	34	20
2%	Omc-6%	12.3	9	37	12.3	15	32	12.3	15	29	12.3	29	20
	Omc-3%	15.3	23	26	15.3	20	30	15.3	21	30	15.3	8	41
	Omc	18.3	40	31	18.3	27	28	18.3	17	33	18.3	28	36
	Omc+3%	21.3	37	35	21.3	34	33	21.3	31	32	21.3	45	31
	Omc+6%	24.3	8	39	24.3	26	35	24.3	1	45	24.3	47	23

ตารางผนวกที่ 9 (ต่อ)

Lime	Moisture	0 day			7 day			14 day			28 day		
		Moisture (%)	c' (kpa)	ϕ' (°)	Moisture (%)	c' (kpa)	ϕ' (°)	Moisture (%)	c' (kpa)	ϕ' (°)	Moisture (%)	c' (kpa)	ϕ' (°)
5%	Omc-6%	13.2	25	34	13.2	25	38	13.2	16	34	13.2	19	39
	Omc-3%	16.2	15	40	16.2	11	54	16.2	27	40	16.2	32	45
	Omc	19.2	22	39	19.2	35	47	19.2	56	27	19.2	67	23
	Omc+3%	22.2	25	61	22.2	46	50	22.2	68	42	22.2	45	27
	Omc+6%	25.2	15	44	25.2	24	43	25.2	3	52	25.2	10	63
8%	Omc-6%	12.2	59	24	12.2	47	26	12.2	35	28	12.2	46	31
	Omc-3%	15.2	26	43	15.2	37	44	15.2	48	45	15.2	53	46
	Omc	18.2	49	24	18.2	57	27	18.2	65	29	18.2	106	34
	Omc+3%	21.2	6	61	21.2	40	60	21.2	74	58	21.2	142	55
	Omc+6%	24.2	49	43	24.2	54	42	24.2	58	40	24.2	73	37

ตารางผนวกที่ 9 (ต่อ)

Lime	Moisture	0 day			7 day			14 day			28 day		
		Moisture (%)	c' (kpa)	ϕ' (°)	Moisture (%)	c' (kpa)	ϕ' (°)	Moisture (%)	c' (kpa)	ϕ' (°)	Moisture (%)	c' (kpa)	ϕ' (°)
10%	Omc-6%	13.2	7	46	13.2	34	38	13.2	19	46	13.2	31	49
	Omc-3%	16.2	80	42	16.2	69	42	16.2	56	48	16.2	49	59
	Omc	19.2	153	38	19.2	103	46	19.2	92	50	19.2	67	69
	Omc+3%	22.2	84	41	22.2	75	39	22.2	85	43	22.2	65	44
	Omc+6%	25.2	14	44	25.2	46	32	25.2	78	36	25.2	63	19

ตารางผนวกที่ 10 ผลการทดสอบ Crumb Test

	KASETSART UNIVERSITY DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING GEOTECHNICAL ENGINEERING LABORATORY CRUMP TEST DATA										
For:	Thesis						Project : Rialway Embankment in Pichit Province				
Station :	km.315/2(Tapanhin) and km.365/2(Meateab)						Location : Pichit				
Soil Description :	High Plastic Clay (CH)						Date : 1/20/2005				
Tested by :	S. JINDAPON						Time : 9.00-10.00				

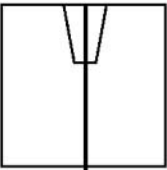
Time Period	Reaction of Slake			Cloudiness in Water			Sedimentation			Erodibility very fast	Remarks
	None	Few	Many	None	Few	Many	None	Few	Many		
1 - 3 min	.		✓	.	✓			✓		✓	
4 - 6 min	.		✓	.	✓				✓	.	
7 - 10 min		✓		.		✓		✓		.	Classification : Grade 3
								.	.	.	

Remarks: 1) Certification applies to test samples only.

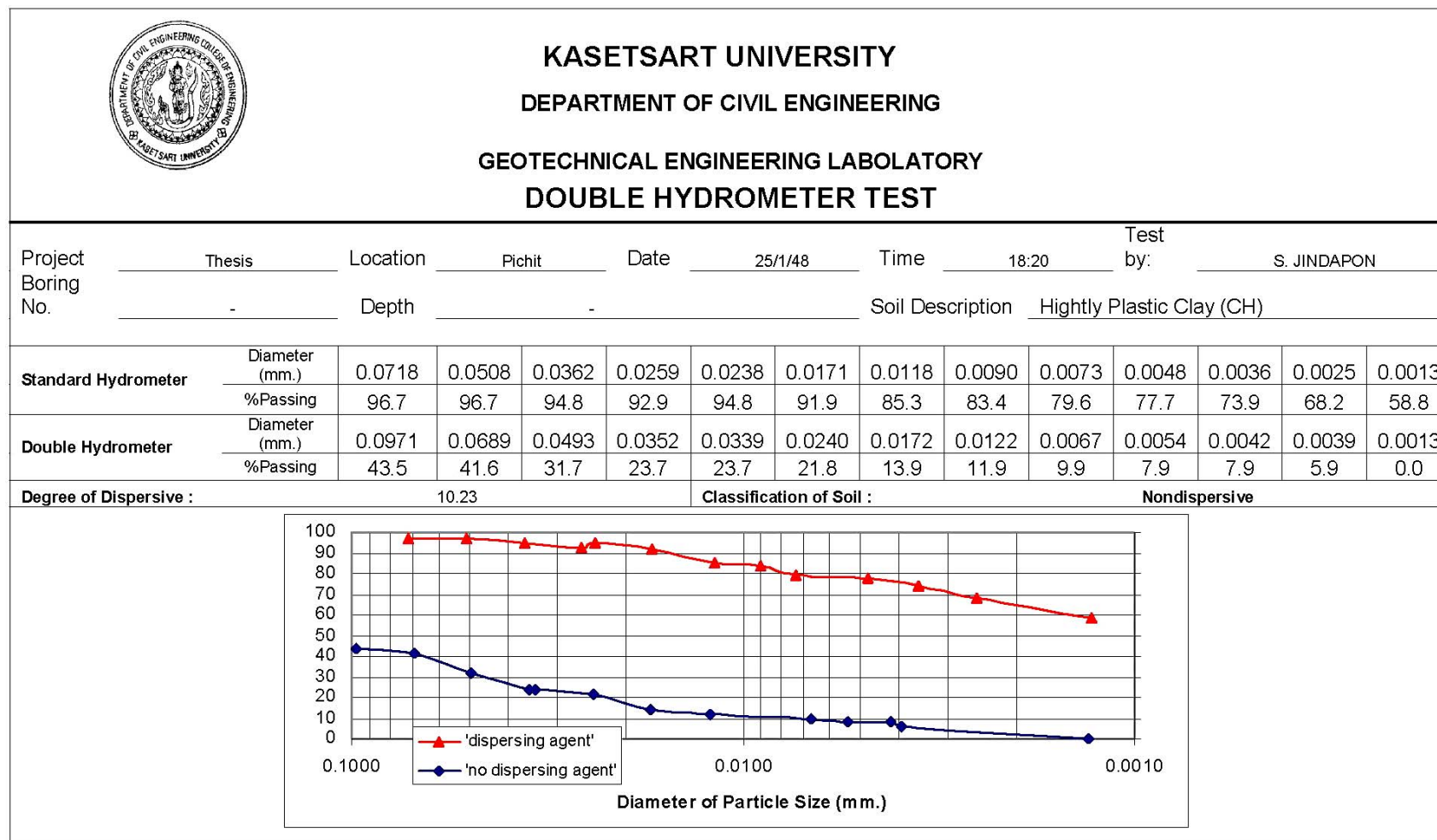
2) Information under "For", "Project", are supplied by client. These are not certified.

3) This certificate is invalid without appropriate signature and seal.

ตารางผนวกที่ 11 ผลการทดสอบ Pinhole Test

 KASETSART UNIVERSITY DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING GEOTECHNICAL ENGINEERING LABORATORY PINHOLE TEST DATA													
For:		Thesis			Sample No.			3			Sketch After Test :		
Project :		Railway Embankment			Test No.			3			Final Hole Diameter : 1.46 mm.		
Station:		315/2 and 365/2			Moisture Content :								
Location:		Pichit			initial			25.04 %					
Soil Description		CH			final			32.36 %					
Date		1/17/2005			Compaction			Standard Compact.					
Tested by		S. JINDAPON			Curing			None					
Clock Time	Head	Water Flow			Colour From Side					Particles Falling	Remarks		
	H in.	vol. MI	time sec	q ml/s	dark	slight to medium	barely visible	completely clear	completely clear from top			none	few
15:10	2	5.0	11.91	0.42				✓	✓	✓			
		4.8	10.59	0.45				✓	✓	✓			
		4.6	9.84	0.47				✓	✓	✓			
		4.5	9.78	0.46				✓	✓	✓			
		4.6	9.97	0.46				✓	✓	✓			
							.	.	.				Average Flow Rate = 0.45 ml/sec
	7	14.0	14.53	0.96				✓	.	.	✓		
		15.0	15.35	0.98				✓	.	.	✓		
		18.0	18.34	0.98				✓	.	.	✓		
		18.0	17.91	1.01				✓	.	.	✓		
		19.0	18.40	1.03				✓	.	.	✓		
							.	.	.				Average Flow Rate = 0.99 ml/sec
	15	24.0	15.62	1.54			✓	.	.	✓			
		27.0	17.56	1.54			.	✓	.	.	✓		
		23.0	14.84	1.55		.		✓	.	.	✓	.	
		20.0	13.19	1.52			.	✓	.	.	✓		
		25.0	16.43	1.52			.	✓	.	.	✓		
							.	.	.				Average Flow Rate = 1.53 ml/sec
	40	35.0	17.44	2.01		.		✓	.	.	✓	.	
		36.0	17.53	2.05		.		✓	.	.	✓	.	
		30.0	13.72	2.19			✓	.	.	.	✓		
		34.0	15.57	2.18			.	✓	.	.	✓		
		33.0	14.87	2.22			.	✓	.	.	✓		
16:35							.	✓	.	.	✓		Average Flow Rate = 2.13 ml/sec
							.						Classification = ND3

ตารางผนวกที่ 12 ผลการทดสอบ Double Hydrometer



ประวัติการศึกษา และการทำงาน

ชื่อ –นามสกุล	นายศิริศักดิ์ จินดาพล
วัน เดือน ปี ที่เกิด	25 พฤษภาคม 2523
สถานที่เกิด	จังหวัดพังงา
ประวัติการศึกษา	วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต (โยธา) มหาวิทยาลัยขอนแก่น
ตำแหน่งหน้าที่การงานปัจจุบัน	วิศวกรโยธา 3
สถานที่ทำงานปัจจุบัน	สำนักสำรวจและออกแบบ กรมทางหลวง
ผลงานดีเด่นและรางวัลทางวิชาการ	บทความการประชุมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 11 และ 12
ทุนการศึกษาที่ได้รับ	ทุนสนับสนุนการวิจัยสำหรับบัณฑิต