การประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปี ครั้งที่ 15

การพัฒนาเทคโนโลยีคอนกรีต สำหรับโครงการ EEC

25-26-27 มีนาคม 2563

ANNUAL CONCRETE CONFERENCE 15

จัดโดย สมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย

ร่วมกับ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยพะเยา

ศูนย์วิจัยและพัฒนาโครงสร้างมูลฐานอย่างยั่งยืน มหาวิทยาลัยขอนแก่น

เอกสารประกอบการประชุมวิชาการ

การประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปี ครั้งที่ 15

Annual Concrete Conference 15 (ACC15)

บทความ

- บทความโดยองค์ปาฐก (Keynote)
- บทความวิจัยรับเชิญ (IVT)
- บทความวิจัย สาขาคอนกรีตและวัสดุ (MAT)
- บทความวิจัย สาขาโครงสร้างคอนกรีต (STR)
- บทความวิจัย สาขาบำรุงรักษา ซ่อมแซม และเสริมกำลังคอนกรีต (REP)
- บทความวิจัยสาขาคอนกรีตเพื่อสิ่งแวดล้อมและการอนุรักษ์พลังงาน (ENV)
- บทความวิจัย สาขาการปรับปรุงคุณสมบัติของดินด้วยวัสดุซีเมนต์ (GTE)
- บทความวิจัย สาขาผลงานและนวัตกรรมงานคอนกรีตของผู้ประกอบการ (ICM)

25-27 มีนาคม 2563

โรงแรมระยองรีสอร์ท

อำเภอบ้านเพ จังหวัดระยอง

จัดทำโดย

- สมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย

ร่วมกับ

- สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยพะเยา
- **ศูนย์วิจัยและพัฒนาโครงสร้างมูลฐานอย่างยั่งยืน มหาวิทยาลัยขอนแก่น**

สงวนลิขสิทธิ์ © ตาม พรบ.ลิขสิทธิ์ พ.ศ. 2521 โดยสมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย พิมพ์ครั้งที่ 1 พ.ศ. 2563 จำนวน 150 เล่ม

คำนำ

การประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปี ครั้งที่ 15 เป็นความร่วมมือทางวิชาการระหว่าง สมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย (สคท.) วิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยพะเยา และ ศูนย์วิจัยและพัฒนาโครงสร้างมูลฐานอย่างยั่งยืน มหาวิทยาลัยขอนแก่น จัดขึ้นระหว่างวันที่ 25-27 มีนาคม 2563 ณ โรงแรมระยองรีสอร์ท อำเภอบ้านเพ จังหวัดระยอง ภายใต้หัวข้อ ***"การพัฒนาเทคโนโลยีคอนกรีตสำหรับโครงการ EEC"*** โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อให้เป็นเวทีในการเผยแพร่ความรู้ นำเสนองานวิจัย และแสดงความก้าวหน้าทางด้านเทคโนโลยีคอนกรีตของประเทศ เพื่อมุ่งพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานของประเทศและ EEC และให้นักวิชาการ อาจารย์ นักวิจัย นิสิต วิศวกร ผู้ประกอบการ รวมถึงผู้ปฏิบัติงานด้านคอนกรีตได้ทราบถึงเทคโนโลยีใหม่ เพื่อที่จะสามารถนำไปประยุกต์ใช้งานได้อย่างเหมาะสมต่อไป

ในการประชุมครั้งนี้สมาคมฯ ได้รับเกียรติวิทยากรจากหน่วยงานภาครัฐ บริษัทเอกชน และบริษัทก่อสร้างที่สำคัญในประเทศที่มีการทำงานที่เกี่ยวข้องกับงานด้านคอนกรีตและมอร์ตาร์ซึ่งเชื่อว่าผู้เข้าร่วมประชุมจะได้รับประโยชน์จากการประชุมครั้งนี้อย่างมาก นอกเหนือจากการนำเสนอเนื้อหาของงานวิจัยทางด้านคอนกรีตและวัสดุก่อสร้างที่มีการใช้ปูนซีเมนต์ สุดท้ายแล้วยังมีการนำเสนองานที่น่าสนใจที่ได้รับรางวัล TCA Concrete Practice award รวมนำเสนอผลงานก่อสร้างภายในงานดังกล่าว

ในฐานะของคณะผู้จัดการประชุมครั้งนี้ ขอขอบคุณ องค์ปาฐกรับเชิญวิทยากรรับเชิญ ผู้เขียนบทความ ผู้นำเสนอบทความ ผู้เข้าร่วมประชุม บริษัทและห้างร้านต่างๆ ที่ได้สนับสนุนการประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปีครั้งที่ 15 เป็นอย่างดียิ่ง ทำให้การประชุมครั้งนี้ ประสบความสำเร็จตามวัตถุประสงค์ที่ตั้งไว้

- **สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยพะเยา**
- **ศูนย์วิจัยและพัฒนาโครงสร้างมูลฐานอย่างยั่งยืน มหาวิทยาลัยขอนแก่น**
- **สมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย**

สารบัญ

	หน้า
คณะกรรมการสมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย	2
คณะกรรมการวิชาการและกรรมการสมทบ สาขาโครงสร้างคอนกรีต	3
คณะกรรมการวิชาการและกรรมการสมทบ สาขาคอนกรีต วัสดุและการก่อสร้าง	4
คณะกรรมการวิชาการและกรรมการสมทบ สาขาบำรุงรักษา ซ่อมแซม และเสริมกำลังคอนกรีต	6
คณะกรรมการกลุ่มมอร์ตาร์	7
สำนักเลขาธิการสมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย	8
คณะทำงานฝ่ายประชาสัมพันธ์ และสื่อสารองค์กร	8
คณะกรรมการอำนวยการจัดประชุมวิชาการ มหาวิทยาลัยพะเยา	9
คณะกรรมการผู้พิจารณาบทความ การประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปี ครั้งที่ 15	9
กำหนดการประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปี ครั้งที่ 15	11
สารบัญบทความ	18
ผู้สนับสนุน	401

คณะกรรมการที่ปรึกษา สมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย ประจำปี 2563-2564

รศ.ดร.พิชัย	นิมิตยงสกุล	ที่ปรึกษา
ศ.ดร.สมนึก	ตั้งเติมสิริกุล	ที่ปรึกษา
ศ.ดร.ชัย	จาตุรพิทักษ์กุล	ที่ปรึกษา
ศ.ดร.เอกสิทธิ์	ลิ้มสุวรรณ	ที่ปรึกษา
ศ.ดร.เป็นหนึ่ง	วานิชชัย	ที่ปรึกษา
ศ.ดร.ปริญญา	จินดาประเสริฐ	ที่ปรึกษา
ศ.ดร.บุญไชย	สถิตมั่นในธรรม	ที่ปรึกษา
รศ.เอนก	ศิริพานิชกร	ที่ปรึกษา
รศ.ดร.การุญ	จันทรางศุ	ที่ปรึกษา
รศ.ดร.สมิตร	ส่งพิริยะกิจ	ที่ปรึกษา
ดร.ธเนศ	วีระศิริ	ที่ปรึกษา
คุณชัยรัตน์	อมาตยกุล	ที่ปรึกษา
คุณณรงค์	ทัศนนิพันธ์	ที่ปรึกษา
คุณปริญญา	ยมะสมิต	ที่ปรึกษา
คุณมณฑล	สุดประเสริฐ	ที่ปรึกษา
คุณยงยุทธ	สง่างาม	ที่ปรึกษา
คุณวรัช	กุศลมโนมัย	ที่ปรึกษา
คุณสมชาย	เมธวัฒน์ธรากุล	ที่ปรึกษา
คุณสรณีย์	ดีพันธุ์พงษ์	ที่ปรึกษา
คุณสุวัฒน์	เชาว์ปรีชา	ที่ปรึกษา
คุณอังสุรัสมิ์	อารีกุล	ที่ปรึกษา

คณะกรรมการอำนวยการ ประจำปี 2563-2564

น.อ.รศ.ดร.ธนากร	พีระพันธุ์	นายกสมาคม
ผศ.ดร.ชูชัย	สุจิวรกุล	อุปนายก ฝ่ายวิชาการ
คุณอนุชิต	เจริญศุภกุล	อุปนายก ฝ่ายวิชาชีพ
ผศ.ดร.ณัฐพงศ์	มกระธัช	เลขาธิการ
คุณบุญรอด	คุปติทัพหิ	เหรัญญิก

คณะกรรมการอำนวยการ ประจำปี 2563-2564 (ต่อ)

น.อ.ณัชฐ์	ลิ้มสุวรรณ์	นายทะเบียน
ดร.ยุทธ	ปณิธานวงศ์	ปฏิคม และประชาสัมพันธ์
คุณสรรกมล	คงสวัสดิ์วรกุล	กรรมการกลาง
ดร.นนท์พัฒน	นิมิตยงสกุล	กรรมการกลาง
คุณสุวัฒชัย	ภูวพัฒนชาติ	กรรมการกลาง
คุณรัฐธนินท์	พฤกษ์สุวรรณ	กรรมการกลาง
ดร.ประวีณ	ชมปรีดา	ประธานกรรมการวิชาการ สาขาโครงสร้างฯ
ผศ.ดร.ภาณุวัฒน์	จ้อยกลัด	ประธานกรรมการวิชาการ สาขาคอนกรีตวัสดุฯ
รศ.ดร.วันชัย	ยอดสุดใจ	ประธานกรรมการวิชาการ สาขาบำรุงรักษาฯ และสาราณียากร

คณะกรรมการวิชาการและกรรมการสมทบ
สาขาโครงสร้างคอนกรีต ประจำปี 2563-2564

ศ.อรุณ	ชัยเสรี	ที่ปรึกษา
ศ.ดร.เอกสิทธิ์	ลิ้มสุวรรณ	ที่ปรึกษา
รศ.เอนก	ศิริพานิชกร	ที่ปรึกษา
รศ.ดร.สถาพร	โภคา	ที่ปรึกษา
ผศ.ดร.ชูชัย	สุจิวรกุล	ที่ปรึกษา
ดร.เสถียร	เจริญเหรียญ	ที่ปรึกษา
คุณอนุชิต	เจริญศุภกุล	ที่ปรึกษา
คุณณรงค์	ทัศนนิพันธ์	ที่ปรึกษา
Mr.Gan	Cheng Chian	ที่ปรึกษา
ดร.ประวีณ	ชมปรีดา	ประธานกรรมการวิชาการ
ดร.วรศักดิ์	จักราปิยะนันท์	รองประธานกรรมการวิชาการ
รศ.ดร.สุทัศน์	ลีลาทวีวัฒน์	กรรมการวิชาการ
รศ.ดร.วิทิต	ปานสุข	กรรมการวิชาการ
ผศ.ดร.เกรียงศักดิ์	แก้วกุลชัย	กรรมการวิชาการ
ผศ.ดร.วิรัช	เลิศไพฑูรย์พันธ์	กรรมการวิชาการ

คณะกรรมการวิชาการและกรรมการสมทบ

สาขาโครงสร้างคอนกรีต ประจำปี 2563-2564 (ต่อ)

ผศ.นัฐวุฒิ	ทิพย์โยธา	กรรมการวิชาการ
ดร.ธิดารัตน์	จิระวัฒนาสมกุล	กรรมการวิชาการ
ดร.ปั้นเจตน์	ธรรมรักษ์	กรรมการวิชาการ
ดร.สุรชัย	อำนวยพรเลิศ	กรรมการวิชาการ
คุณคมกฤช	สุทธิไวยกิจ	กรรมการวิชาการ
คุณจำรัส	คงศิริ	กรรมการวิชาการ
คุณธนบดี	หฤทัยถาวร	กรรมการวิชาการ
คุณปรีดี	งามสันติกุล	กรรมการวิชาการ
คุณวิเชียร	แก้วคำปา	กรรมการวิชาการ
คุณสุเมธ	เกียรติเมธา	กรรมการวิชาการ
รศ.ดร.สุนิติ	สุภาพ	กรรมการวิชาการสมทบ
รศ.ดร.สิทธิชัย	แสงอาทิตย์	กรรมการวิชาการสมทบ
ผศ.ดร.ปนัสย์ชัย	เชษฐ์โชติศักดิ์	กรรมการวิชาการสมทบ
ดร.นิพนธ์	จงพิทักษ์ศีล	กรรมการวิชาการสมทบ
ดร.มนเทียร	เสร็จกิจ	กรรมการวิชาการสมทบ
ดร.อัศวิน	วาณิชย์ก่อกุล	กรรมการวิชาการสมทบ
คุณกมล	สิงห์โตแก้ว	กรรมการวิชาการสมทบ
คุณวรนาถ	แช่มสุวรรณ	กรรมการวิชาการสมทบ
คุณศิริชัย	วรรณบูรณ์	กรรมการวิชาการสมทบ

คณะกรรมการวิชาการและกรรมการสมทบ

สาขาคอนกรีต วัสดุและการก่อสร้าง ประจำปี 2563-2564

รศ.ดร.พิชัย	นิมิตยงสกุล	ที่ปรึกษา
ศ.ดร.สมนึก	ตั้งเติมสิริกุล	ที่ปรึกษา
ศ.ดร.ชัย	จาตุรพิทักษ์กุล	ที่ปรึกษา
น.อ.รศ.ดร.ธนากร	พีระพันธุ์	ที่ปรึกษา

คณะกรรมการวิชาการและกรรมการสมทบ

สาขาคอนกรีต วัสดุและการก่อสร้าง ประจำปี 2563-2564 (ต่อ)

รศ.ดร.สมิตร	ส่งพิริยะกิจ	ที่ปรึกษา
น.อ.ณัชฐ์	ลิ้มสุวรรณ์	ที่ปรึกษา
คุณบุญรอด	คุปติทัพหิ	ที่ปรึกษา
คุณสุรพล	พฤกษานุกุล	ที่ปรึกษา
ผศ.ดร.ภาณุวัฒน์	จ้อยกลัด	ประธานกรรมการวิชาการ
คุณจีรภัทร์	เตชะกุลชัยนันต์	รองประธานกรรมการวิชาการ
รศ.ดร.กิตติภูมิ	รอดสิน	กรรมการวิชาการ
รศ.ดร.ชยานนท์	หรรษภิญโญ	กรรมการวิชาการ
รศ.ดร.ณัฐพงศ์	ดำรงวิริยะนุภาพ	กรรมการวิชาการ
รศ.ดร.ทวีชัย	สำราญวานิช	กรรมการวิชาการ
รศ.ดร.บวร	อิศรางกูร ณ อยุธยา	กรรมการวิชาการ
รศ.ดร.ปิติศานต์	กร้ำมาตร	กรรมการวิชาการ
รศ.ดร.มาโนช	สรรพกิจทิพากร	กรรมการวิชาการ
รศ.ดร.วิเชียร	ชาลี	กรรมการวิชาการ
รศ.ดร.วิทิต	ปานสุข	กรรมการวิชาการ
รศ.ดร.วีรชาติ	ตั้งจิรภัทร	กรรมการวิชาการ
ผศ.ดร.กริสน์	ชัยมูล	กรรมการวิชาการ
ผศ.ดร.ณัฐพงศ์	มกระธัช	กรรมการวิชาการ
ผศ.ดร.พงษ์ธร	จุฬพันธ์ทอง	กรรมการวิชาการ
ผศ.ดร.รัฐภูมิ	ปริชาตปรีชา	กรรมการวิชาการ
ผศ.ดร.วัจน์วงค์	กรีพละ	กรรมการวิชาการ
ดร.จักรพันธ์	วงษ์พา	กรรมการวิชาการ
ดร.ทนงศักดิ์	อิ่มใจ	กรรมการวิชาการ
ดร.นนท์พัฒน	นิมิตยงสกุล	กรรมการวิชาการ
ดร.พงษ์ศักดิ์	วิวัฒน์โรจนกุล	กรรมการวิชาการ
ดร.อนุวัฒน์	อรรถไชยวุฒิ	กรรมการวิชาการ
คุณเฉลิมวุฒิ	สงวนญาติ	กรรมการวิชาการ
คุณนรินทร์	สายันต์วิสุทธิคาม	กรรมการวิชาการ

คณะกรรมการวิชาการและกรรมการสมทบ

สาขาคอนกรีต วัสดุและการก่อสร้าง ประจำปี 2563-2564 (ต่อ)

คุณศุภกร	เมาลีกุล	กรรมการวิชาการ
คุณเศกสรรค์	ชูทับทิม	กรรมการวิชาการ
คุณสรรกมล	คงสวัสดิ์วรกุล	กรรมการวิชาการ
คุณสุรชัย	สุทธิธรรมมา	กรรมการวิชาการ
คุณสุวัฒชัย	ภูวพัฒนชาติ	กรรมการวิชาการ
คุณอรัญ	ทวีคูณพูนทรัพย์	กรรมการวิชาการ
คุณอ้อมใจ	ปิ่นฑะแพทย์	กรรมการวิชาการ
คุณชโนดม	รัตนโชติเมธา	กรรมการวิชาการและเลขานุการ

คณะกรรมการวิชาการและกรรมการสมทบ

สาขาบำรุงรักษา ซ่อมแซม และเสริมกำลังคอนกรีต ประจำปี 2563-2564

รศ.ดร.พิชัย	นิมิตยงสกุล	ที่ปรึกษา
ศ.ดร.สมนึก	ตั้งเติมสิริกุล	ที่ปรึกษา
รศ.ดร.สุวิมล	สัจจวาณิชย์	ที่ปรึกษา
ดร.ธเนศ	วีระศิริ	ที่ปรึกษา
ศ.ดร.บุญไชย	สถิตมั่นในธรรม	ที่ปรึกษา
รศ.ดร.วันชัย	ยอดสุดใจ	ประธานกรรมการวิชาการ
ผศ.ดร.ชยานนท์	หรรษภิญโญ	กรรมการวิชาการ
ผศ.ดร.ธัชวีร์	ลีละวัฒน์	กรรมการวิชาการ
ผศ.ดร.นนทวัฒน์	ขมหวาน	กรรมการวิชาการ
ผศ.ดร.ปิติวัฒน์	วัฒนชัย	กรรมการวิชาการ
ผศ.ดร.ภัควัฒน์	แสนเจริญ	กรรมการวิชาการ
ผศ.ดร.รักติพงษ์	สหมิตรมงคล	กรรมการวิชาการ
ผศ.ดร.สรัณกร	เหมะวิบูลย์	กรรมการวิชาการ
ดร.ณัฐวัฒน์	จุฑารัตน์	กรรมการวิชาการ
ดร.นรินทร์	เผ่าวณิช	กรรมการวิชาการ
ดร.พุทธิพงศ์	หะลีห์รัตนวัฒนา	กรรมการวิชาการ
ดร.ฟองจันทร์	จิราสิต	กรรมการวิชาการ

คณะกรรมการวิชาการและกรรมการสมทบ

สาขาบำรุงรักษา ซ่อมแซม และเสริมกำลังคอนกรีต ประจำปี 2563-2564 (ต่อ)

ดร.เมธี	เชี่ยววณิชย์กร	กรรมการวิชาการ
ดร.ยุทธ	ปณิธานวงศ์	กรรมการวิชาการ
ดร.สนธยา	ทองอรุณศรี	กรรมการวิชาการ
คุณกีรติ	นิติโชติ	กรรมการวิชาการ
คุณชาตรี	พานิชอุดม	กรรมการวิชาการ
คุณณรเดช	ทักขพาณิชย์	กรรมการวิชาการ
คุณณัฐมนต์	กัมปนานนท์	กรรมการวิชาการ
คุณธนวรรธน์	มาประจง	กรรมการวิชาการ
คุณธรรมชาติ	กุลประภา	กรรมการวิชาการ
คุณนนทฉัตร	กุลประภา	กรรมการวิชาการ
คุณศุภสิทธิ์	ศิริศักดิ์	กรรมการวิชาการ
คุณสดสวย	สุจริตธรรมกุล	กรรมการวิชาการ
คุณสมหมาย	คำมีวงษ์	กรรมการวิชาการ
ผศ.ดร.จักรพันธ์	เทือกต๊ะ	กรรมการวิชาการ และเลขานุการ
รศ.ดร.ทวิช	พูลเงิน	กรรมการวิชาการสมทบ

คณะกรรมการกลุ่มมอร์ตาร์

ศ.ดร.ชัย	จาตุรพิทักษ์กุล	กรรมการวิชาการกลุ่มมอร์ตาร์
น.อ.รศ.ดร.ธนากร	พีระพันธุ์	กรรมการวิชาการกลุ่มมอร์ตาร์
ผศ.ดร.ภาณุวัฒน์	จ้อยกลัด	กรรมการวิชาการกลุ่มมอร์ตาร์
Mr.Parag	Patil	กรรมการวิชาการกลุ่มมอร์ตาร์
คุณขจรศักดิ์	มโนทรัยพ์ศักดิ์	กรรมการวิชาการกลุ่มมอร์ตาร์
คุณคมกฤช	สุทธิไวยกิจ	กรรมการวิชาการกลุ่มมอร์ตาร์
คุณเฉลิมวุฒิ	สงวนญาติ	กรรมการวิชาการกลุ่มมอร์ตาร์
คุณดวงกมล	ปัญญามีเสมอ	กรรมการวิชาการกลุ่มมอร์ตาร์
คุณนัทธมน	กุลจารุสิโรดม	กรรมการวิชาการกลุ่มมอร์ตาร์
คุณนิพนธ์	รุจนพิชญ์	กรรมการวิชาการกลุ่มมอร์ตาร์
คุณบัณฑิต	ธุวดารากุล	กรรมการวิชาการกลุ่มมอร์ตาร์

คณะกรรมการกลุ่มมอร์ตาร์ (ต่อ)

คุณมยุรี	ทั่งวัฒโนทัย	กรรมการวิชาการกลุ่มมอร์ตาร์
คุณรัฐพร	ระนองธานี	กรรมการวิชาการกลุ่มมอร์ตาร์
ดร.วันเฉลิม	ชโลธร	กรรมการวิชาการกลุ่มมอร์ตาร์
คุณวิมลศรี	รัตนะคูณชัย	กรรมการวิชาการกลุ่มมอร์ตาร์
คุณศันสนีย์	ดำรงกิตติกุล	กรรมการวิชาการกลุ่มมอร์ตาร์
คุณสวัสดิ์	ทั่งวัฒโนทัย	กรรมการวิชาการกลุ่มมอร์ตาร์
คุณสุทิพย์	ปัญญารัตนชัย	กรรมการวิชาการกลุ่มมอร์ตาร์
คุณสุวิชา	พารักษา	กรรมการวิชาการกลุ่มมอร์ตาร์

สำนักเลขาธิการสมาคมฯ

ศ.ดร.ชัย	จาตุรพิทักษ์กุล	ที่ปรึกษาสำนักเลขาธิการสมาคมฯ
รศ.ดร.การุญ	จันทรางศุ	ที่ปรึกษาสำนักเลขาธิการสมาคมฯ
รศ.ดร.สมิตร	ส่งพิริยะกิจ	ที่ปรึกษาสำนักเลขาธิการสมาคมฯ
ผศ.ดร.ณัฐพงศ์	มกระธัช	เลขาธิการสมาคมฯ
ว่าที่ร้อยตรีเมธา	ไชยโย	กรรมการในสำนักเลขาธิการสมาคมฯ
ผศ.ดร.รุ่งโรจน์	ปิยะภานุวัฒน์	กรรมการในสำนักเลขาธิการสมาคมฯ
ดร.อำนาจ	คำพานิช	กรรมการในสำนักเลขาธิการสมาคมฯ
ดร.ฐิติกร	โพธิ์ศรีบิ้ง	กรรมการในสำนักเลขาธิการสมาคมฯ
ดร.กนกพัฒน์	ชาญไววิทย์	กรรมการในสำนักเลขาธิการสมาคมฯ
คุณประกิต	แก้วเคารพ	กรรมการในสำนักเลขาธิการสมาคมฯ
คุณยศพงศ์	วงศ์ระวีกุล	กรรมการในสำนักเลขาธิการสมาคมฯ
คุณสมภพ	พันพึ่ง	กรรมการในสำนักเลขาธิการสมาคมฯ

คณะทำงานฝ่ายประชาสัมพันธ์ และสื่อสารองค์กร

ดร.ยุทธ	ปณิธานวงศ์	คณะทำงาน
ผศ.ดร.ภาณุวัฒน์	จ้อยกลัด	คณะทำงาน
คุณสรรกมล	คงสวัสดิ์วรกุล	คณะทำงาน
คุณณรงค์	วงษ์เกษม	คณะทำงาน

คณะทำงานฝ่ายประชาสัมพันธ์ และสื่อสารองค์กร (ต่อ)

คุณวีระพัฒน์	พรประสาทผล	คณะทำงาน
คุณจีรภัทร์	เตชะกุลชัยนันต์	คณะทำงาน
คุณอุมาพร	มหาแก้ว	คณะทำงาน

คณะกรรมการอำนวยการจัดประชุมวิชาการ
มหาวิทยาลัยพะเยา

รศ.ดร.ณัฐพงศ์	ดำรงวิริยะนุภาพ	ประธานกรรมการ
รศ.ดร. ธนกร	ชมภูรัตน์	กรรมการฝ่ายวิชาการ
ผศ.ดร.ปรีดา	ไชยมหาวัน	กรรมการฝ่ายวิชาการ
ผศ.ดร.สมบูรณ์	เซี่ยงฉิน	กรรมการฝ่ายวิชาการ
ดร. อภิชาต	บัวกล้า	กรรมการฝ่ายวิชาการ

คณะกรรมการผู้พิจารณาบทความ การประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปี ครั้งที่ 15

รศ.ดร.วันชัย	ยอดสุดใจ	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
รศ.ดร.วิเชียร	ชาลี	มหาวิทยาลัยบูรพา
รศ.ดร.วีรชาติ	ตั้งจิรภัทร	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
รศ.ดร.สำเริง	รักซ้อน	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์
รศ.ดร.สุวิมล	สัจจวาณิชย์	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
ผศ.ดร.เกรียงศักดิ์	แก้วกุลชัย	มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี
ผศ.ดร.เกียรติสุดา	สมนา	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน
ผศ.ดร.จตุพล	ตั้งประกาศิต	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ผศ.ดร.ชูชัย	สุจิวรกุล	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
ผศ.ดร.ณัฐพงศ์	มกระธัช	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
ผศ.ดร.ธีรวัฒน์	สินสิริ	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

คณะกรรมการผู้พิจารณาบทความ การประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปี ครั้งที่ 15 (ต่อ)

ผศ.ดร.นันทชัย	ชูศิลป์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลศรีวิชัย
ผศ.ดร.นันทวัฒน์	ขมหวาน	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
ผศ.ดร.รักติพงษ์	สหมิตรมงคล	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
ผศ.ดร.รัฐพล	สมนา	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน
ผศ.ดร.รุ่งโรจน์	ปิยะภานุวัตน์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
ผศ.ดร.วรางคณา	แสงสร้อย	ศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษา (CONTEC)
ดร.กนกพัฒน์	ชาญไววิทย์	บริษัท บวิค-ไทย จำกัด
ดร.จักรพันธ์	วงษ์พา	มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี
ดร.ฐิติกร	โพธิ์ศรีบิ้ง	สำนักวิเคราะห์ วิจัยและพัฒนา กรมทางหลวงชนบท
ดร.ยุทธ	ปณิธานวงศ์	บริษัท ผลิตภัณฑ์และวัตถุก่อสร้าง จำกัด

กำหนดการประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปี ครั้งที่ 15
The 15th Annual Concrete Conference (ACC15)
(Interactive Online Conference)
วันที่ 25-27 มีนาคม พ.ศ. 2563

วันที่ 25 มีนาคม พ.ศ. 2563 [March 25, 2020]

พิธีเปิดการประชุมวิชาการ
ห้องที่ 1(ชื่อเดิม Rayong Grand Ballroom)

ผู้ดำเนินรายการ: *รศ.ดร.วีรชาติ ตั้งจิรภัทร*

13.00–13.30 น. กล่าวต้อนรับผู้เข้าร่วมการประชุมและกล่าวขอบคุณผู้สนับสนุนการจัดการประชุม
มอบรางวัล TCA Concrete Practice Awards (Opening ACC15)
โดยนายกสมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย (President of TCA)
พิธีเปิดการประชุมและกล่าวขอบคุณผู้สนับสนุน
*โดย*คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยพะเยาหรือผู้แทน

13.45น. เป็นต้นไป **<u>การบรรยายพิเศษ(Keynote Speaker)</u>**ห้องที่ 1(Rayong Grand Ballroom)
<u>"Development of Concrete Technology for Eastern Economic Corridor"</u>

ประธานภาค : *รศ.ดร.วีรชาติ ตั้งจิรภัทร*

13.45 – 14.45น. *"การทำนายพฤติกรรมคอนกรีตเพื่อการประยุกต์ใช้งานและจัดทำมาตรฐาน (Modeling of Concrete Behavior for Applications and Standard Establishment)"*
โดย ศ.ดร. สมนึก ตั้งเติมสิริกุล

14.45 – 15.45น. นำเสนอผลงาน TCA Concrete Practice Awards(Gold Medal)
โครงการ Rose Wood Hotel Project
โดย ดร.อัศวิน วาณิชย์ก่อกุล,Aurecon Consulting (Thailand) Co.,Ltd.

15.45 – 16.00น. พักการบรรยาย

16.00 – 16.30 น. บทความรับเชิญ เรื่อง "บริบทคอนกรีตกับงานก่อสร้าง ภายใต้สมาคมซีเมนต์และคอนกรีตโลก (Global Concrete and Cement Association, GCCA)"
โดยคุณณัฐวุฒิ อินทรส Co-chairman Future of Construction, GCCA

16.30 – 17.00น. 16th International Congress on the Chemistry of Cement, ICCC 2023 in Bangkok Thailand

17:00-17:30 น. แนะนำเจ้าภาพ ACC16มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ

วันที่ 26 มีนาคม พ.ศ. 2563 [March 26, 2020]

08.30 – 10.15 น. **<u>หัวข้อบรรยายพิเศษ</u>** ห้องที่ 1 (ชื่อเดิม Rayong Grand Ballroom)
<u>"Development of ConstructionTechnology for EEC's Infrastructure"</u>

ประธานภาค : *ผศ.ดร.ชูชัย สุจิวรกุล*

08.30– 08.55 น. *"Non Sludge and High Strength Technology for Spun Pile Production"*
โดย Mr. Thanakit Kittimongkol (R&D, Infrastructure Business, KAO)

08.55–09.20 น. *"Admixture to Improve RC Segment Production with Thickening Control Technology"*
โดย Mr. Anuwat Poontavorn (R&D Manager, Infrastructure Business, KAO)

09.20 – 09.45 น. *"Investigation of Heat Transfer Behavior and Sound Insulation Relating to Biomimicry Design of 3D Printing Panel"*
โดย Mr.Kittisak Pongpaisanseree, SCG

09.45 – 10.10 น. *"การประเมินความปลอดภัยในการวิ่งของรถไฟความเร็วสูงบนสะพานด้วยวิธีการทดสอบและการวิเคราะห์แบบจำลองปฏิสัมพันธ์ระหว่างรถไฟและสะพาน: กรณีศึกษาโครงการรถไฟฟ้าแอร์พอร์ตเรลลิงค์*(Running Safety Assesment of High Speed Train Over a Viaduct via Experiment and Bridge-Train Dynamic Interaction Simulation: A Case Study of Thailand Airport Rail Link Project)"
โดย ผศ.ดร.รัฐภูมิ ปริชาติปรีชา, มหาวิทยาลัยนเรศวร

วันที่ 26 มีนาคม พ.ศ. 2563 [March 26, 2020]

08.30 – 10.15 น.การนำเสนอบทความวิจัย ห้องที่ 2 (ชื่อเดิม Banphe Grand Ballroom)
ประธานภาค : *ผศ.ดร.เกียรติสุดา สมนา*
รองประธานภาค : *รศ.ดร.ณัฐพงศ์ ดำรงวิริยะนุภาพ*

MAT-001	การตรวจสอบรอยร้าวบนพื้นผิวคอนกรีตในรูปแบบมัลติสเกลโดยการประมวลผลภาพ *Piyawat Tonsrisakul*
MAT-003	สมบัติของคอนกรีตผสมเถ้าก้นเตาบดละเอียด *Sathit Larpthaikarn*
MAT-004	สัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตเมื่อใช้วัสดุประสานต่างชนิดกันและเถ้าก้นเตาแทนที่ทราย *Chanawit koedsri*
MAT-005	การขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยเปียก *Naragon Sudthamnong*
MAT-006	ความคงทนของคอนกรีตผสมเถ้าลอยเปียก *Ditthawat Dangchum*

MAT-007	การพัฒนาวัสดุควบคุมกำลังต่ำที่ผลิตจากการกระตุ้นวัสดุเหลือใช้ในงานอุตสาหกรรมด้วยอัลคาไลน์เพื่อนำไปใช้ประโยชน์ในงานวิศวกรรมผิวทาง *ธนกฤต เทพอุโมงค์*
MAT-008	ผลกระทบของความละเอียดผงหินปูนต่อความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตและการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ *Surasit Pohboon*

8.30 – 10.15 น.การนำเสนอบทความวิจัยห้องที่ 3 (ชื่อเดิม Samet Room)

ประธานภาค : *ผศ.ดร.ณัฐพงศ์ มกระธัช*

ICM-002	นวัตกรรมคอนกรีตเบาเซลล์กรีต *อภัย ชาภิรมย์, ธีรวัฒน์สินศิริ*
ICM-004	Rheological property of cement containing supplementary cementitious material *THANAKRIT CHANTRA*
ICM-005	A direct test method to assess pozzolanic activity of fly ash for concrete *Pornwit Anansup*
ICM-006	ปูนซีเมนต์สำหรับงานคอนกรีตไม่อัดแรง *Teepakorn Napharatsamee*
ICM-007	การใช้หลักการสร้างแบบจา ลองทางเทอร์โมไดนามิกส์สำหรับทำนายความต้านทานการแทรกซึมของคลอไรด์ของคอนกรีต *Oraya Assawanawachart*
ICM-008	Natural Rubber Powder for Construction Applications *Nanticha Kalapat*
ICM-009	Non-shrink grout *Phattarakamon Chaiyapoom*
GTE-002	COMPRESSIVE STRENGTH OF RECYCLED BASED MATERIALS IMPROVED BY POLYVINYLALCOHOL AND CEMENT *Chaiwat waree*

10.15 – 10.30 น. พักการบรรยาย

10.30 – 12.15 น. การนำเสนอบทความวิจัย ห้องที่ 1 (ชื่อเดิม Rayong Grand Ballroom)

ประธานภาค :*รศ.ดร.วันชัย ยอดสุดใจ*

MAT-009	INFLUENCES OF FINE AGGREGATE TYPES AND CONTENTS ON COMPRESSIVE STRENGTH AND RADIATION SEIELDING OF CONCRETE *Saranyoo Srirach*
MAT-010	การศึกษาเบื้องต้นการประยุกต์ใช้แผ่น viscoelastic polymer ในการปรับปรุงคุณสมบัติการสั่นสะเทือนและเสียงในแผ่นคอนกรีตหล่อสำเร็จ *Jirawin Sanguansin*
MAT-011	EFFECT OF GRAPHENE OXIDE ON BOND STRENGTH OF STEEL FIBER *Suriyawan Kongtun*
MAT-012	THE EFFECT OF GRAPHENE OXIDE IN BOND STRENGTH OF SYNTHETIC FIBERS *Apisit Techaphatthanakon*

MAT-015	ผลกระทบของโซเดียมพอลิอะคริเลตต่อกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตภายใต้อุณหภูมิสูง *Chalisa Intamat*

10.30 – 12.15 น. การนำเสนอบทความวิจัย ห้องที่ 2 (ชื่อเดิม Banphe Grand Ballroom)

ประธานภาค : *ผศ.ดร.รัฐพล สมนา*

รองประธานภาค : *รศ.ดร.ณัฐพงศ์ ดำรงวิริยะนุภาพ*

STR-002	พฤติกรรมและการเสริมกำลังโครงสร้างเจดีย์ในจังหวัดพะเยา *Akarachai Jaima*
STR-003	TESTING OF EFFICIENCY OF CONCRETE-FILLED STEEL SQUARE TUBE COLUMNS AFTER EXPOSURE TO ELEVATED TEMPERATURES *Apichat Tipcharoen*
STR-004	SURVEY ON CARBONATION RATE OF RC BUILDING STRUCTURESIN COMMUNITY AREA OF UDON THANI PROVINCE *Apisit Parnvad, ปิติศานต์ กร้ำมาตร , Pinyo Poyen*
MAT-016	อิทธิพลของโพลิเมอร์ต่อกำลังอัดของดินลูกรังผสมปูนซีเมนต์ *กฤษณะพัฒน์ เจนปิยพงศ์*
MAT-017	USE OF GEOPOLYMER MORTAR AS REPAIR MATERAIL CONCRETE EXPOSE MAGNESIUM SUNFATE *BOONLERT SRIOPAS*
MAT-035	อิทธิพลของวัสดุพอลิเมอร์ที่มีต่อคุณสมบัติการดัดของคอนกรีตเสริมเส้นใยแก้ว Chuchai Sujivorakul, Jiraporn Jaratguy, Namfon Kanin

10.30 – 12.15 น. การนำเสนอบทความวิจัยห้องที่ 3(ชื่อเดิม Samet Room)

ประธานภาค : *ผศ.ดร.รักติพงษ์ สหมิตรมงคล*

MAT-018	EFFECTS OF FLY ASH AND EXPANSIVE ADDITIVE ON SHRINKAGE CRACKING AND CHLORIDE PENETRATION RESISTANCES OF CONCRETE *Warangkana Saengsoy*
MAT-019	Comparison of water permeability between laboratory test and in place test for pervious concrete *Mano Promde*
MAT-022	การเปรียบเทียบระหว่างกำลังยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมในคอนกรีตกำลังปกติและคอนกรีตกำลังต่ำ *ภูวดล ใยยินดี, ชิชญาสุ์ บุญมี, Kittipoom Rodsin*
MAT-024	เถ้าปาล์มน้ำมันและเถ้าถ่านหินจีโอโพลิเมอร์ที่กระตุ้นด้วยอุณหภูมิสูง *ประชุม คำพุฒ, เกียรติสุดา สมนา, rattapon somna*
MAT-025	Effects of Expansive Additive on Setting Time and Compressive Strength of Alkali-Activated High-Calcium Fly Ash *Sakonwan Hanjitsuwan, Borwonrak Injorhor, Nattawat Sohsungnoen, Tanisorn sohsungnoen, Phattarapol Chanwanna, Akaraphol Wachum, Chattarika Phiangphimai, Tanakorn Phoo-ngernkham*

MAT-037	INFLUENCE OF BURNISHING PROCESS ON SURFACE HARDNESS AND ABRASION RESISTANCE OF CONCRETE WITH DIFFERENT TYPES OF BINDER *Udom Kong, Narongchai Phuangkong, Raktipong Sahamitmongkol*

12.15 – 13.15 น. พักการบรรยาย

วันที่ 26 มีนาคม พ.ศ. 2563 [March 26, 2020]

13.30 - 15.30 น. **ชมการบรรยายพิเศษและการสาธิตผลิตภัณฑ์ของงานคอนกรีตและมอร์ตาร์**
ห้องที่ 1 (ชื่อเดิม Rayong Grand Ballroom)

ประธานภาค : *น.อ.*รศ.ดร.*ธนากร พีระพันธุ์*

13.30 – 14.00 น. การสาธิตผลิตภัณฑ์ของบริษัท ปูนซีเมนต์นครหลวง จำกัด (มหาชน)

14.00 – 14.30 น. การสาธิตผลิตภัณฑ์ของบริษัทผลิตภัณฑ์และวัตถุก่อสร้าง จำกัด

14.30 – 15.00 น. การสาธิตผลิตภัณฑ์ของบริษัท ซีฟโก้ จำกัด (มหาชน)

15.00– 15.30 น. แนะนำConcrete Asia 2020 ของ บริษัท IMPACT Exhibition Management จำกัด

วันที่ 27 มีนาคม พ.ศ. 2563 [March 27, 2020]

08.30 – 11.30 น. **การบรรยายพิเศษผลงานประกวด TCA Concrete Practice Award**
ห้องที่ 1 (ชื่อเดิม Rayong Grand Ballroom)

ประธานภาค : *ผศ.ดร.ณัฐพงศ์ มกระธัช*

08.30 – 09.00 *"การออกแบบส่วนผสมคอนกรีตที่เป็นมิตรต่อสิ่งแวดล้อมของโครงการไฟฟ้าพลังน้ำไซยะบุรี"*
โดย บริษัท ช.การช่าง(ลาว) จำกัด(มหาชน), TCA Silver Medal

09.00 - 09.30 น. *"CPAC High Strength Concrete First Concrete Grade 80 MPa Supplied for Commercial Building in Thailand"*
โดย บริษัท ผลิตภัณฑ์และวัตถุก่อสร้าง จำกัด, TCA Silver Medal

09.30 – 10.00น. *"การก่อสร้างระบบพื้นแบบกลวงรับแรงสองทาง (BIAXIAL SLAB) ของอาคารสำนักงาน T-ONE BUILDING"*
โดย บริษัท เจนเนอรัล เอนจิเนียริ่ง จำกัด (มหาชน), TCA Concrete PracticeAward

10.00 – 10.30 น. *"การก่อสร้างฐานรากด้วยเสาเข็มสปัน (Spun pile) และระบบติดตั้งเสาเข็มเจาะสำเร็จรูป (Double rod auger) โครงการ The Uppergrounds"*
โดย บริษัท เจนเนอรัล เอนจิเนียริ่ง จำกัด (มหาชน), TCA Concrete PracticeAward

10.30 – 11.00 น. *"คอนกรีตสำหรับงานฐานรากและกำแพงกันดินระดับลึกมาก (Tremie concrete for very deep foundation and retaining wall)"*
โดย ดร. ธยานันท์ บุณยรักษ์,
ผู้อำนวยการฝ่ายวิศวกรรม, บริษัท ซีฟโก้ จำกัด (มหาชน)

วันที่ 27 มีนาคม 2563 [March 27, 2020]

08.30 – 11.30 น. การนำเสนอบทความวิจัย ห้องที่ 2 (ชื่อเดิม Banphe Grand Ballroom)
ประธานภาค : *ผศ.ดร.ภานุวัฒน์ จ้อยกลัด*

MAT-026	Compressive Strength of Concrete with Recycled Asphalt Pavement Aggregates under Tropical Temperatures *Jirayut Suebsuk*
MAT-027	Effect of Temperatures on Compressive Strength and Microstructure of Cement Mortar with Recycled Asphalt Pavement Aggregates *Jirayut Suebsuk*
MAT-028	Factors of Na2SiO3/NaOH Ratio and Portland Cement Content on Setting time,Compressive and Slant Shear Strengths of High-Calcium Fly Ash Geopolymer Mortar *Chirdsakul Lathulee, Thawatchai Sarachot, Sirichai Chobrak, Natthasin Wichit, Khattiya Chompoovong, Chudapak Detphan, ศตคุณ เดชพันธุ์, Tanakorn Phoo-ngernkham*
MAT-029	Workability, Strength and Chloride Diffusion Coefficient of High-Calcium Fly Ash Geopolymer Mortar Incorporated with Silica Fume *Akaraphol Wachum, Siriwat Woravong, Songwut Klaoram, Mongkhon Phonsen, Chattarika Phiangphimai, สกลวรรณ ห่านจิตสุวรรณ์, Nattapong Damrongwiriyanupap, Tanakorn Phoo-ngernkham*
MAT-030	Development of Alkali-Activated Material Made From High-Calcium Fly Ash Containing Limestone Powder as Rendering Mortar *Tanakorn Phoo-ngernkham, Chattarika Phiangphimai, Sawat Guankrathok, Chudapak Detphan, Khattiya Chompoovong, ศตคุณ เดชพันธุ์, สกลวรรณ ห่านจิตสุวรรณ์, Piti Sukontasukkul*
MAT-031	ELECTROCHEMICAL PROPERTIES OF REINFORCING STEEL CORRODED BY CARBONATION *Sothyrak Rath, Pakawat Sancharoen*
MAT-032	Effects of High Volume of Bottom Ash on Compressive Strength and Modulus of Elasticity of High Strength Recycled Aggregate Concrete *Nakarin Nakararoj, Weerachart Tangchirapat , Chai Jaturapitakkul*

08.30 – 11.30 น. การนำเสนอบทความวิจัยห้องที่ 3(ชื่อเดิม Samet Room)

ประธานภาค : *ผศ.ดร.รุ่งโรจน์ ปิยะภานุวัฒน์*

รองประธานภาค : *ดร.ยุทธ ปณิธานวงศ์*

ENV-001	ผลกระทบของเถ้าชีวมวลที่ไม่ปรับปรุงคุณภาพต่อสมรรถนะการไหลการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิและกำลังอัดของคอนกรีตชนิดอัดตัวแน่นได้เอง *Chaipak Suwachart*
MAT-033	INFLUENCES OF SODIUM HYDROXIDE SOLUTION AND CALCIUM CARBIDE RESIDUE TO FLY ASH RATIOS ON COMPRESSIVE STRENGTH AND ABRASION RESISTANCE OF ALKALI-ACTIVATED MORTAR *Puntana Suttiprapa, Weerachart Tangchirapat , Chai Jaturapitakkul*
MAT-034	Mechanical Properties of High Performance Concrete Using Ground Bottom Ash and Limestone Powder as a Cement Replacement *Piyanat Charoenamnuaysuk, Pakawat Pormmoon, Weerachart Tangchirapat , Anuwat Attachaiyawuth, Chai Jaturapitakkul*
MAT-036	ผลกระทบของซิลิกาฟูม เถ้าแกลบบด และเถ้าลอยต่อการพฤติกรรมการก่อตัว กำลังอัด และการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิภายในซีเมนต์เพสต์ *Mongkhon Narmluk, Phongphat Muleephan, Itinun Tesson, Thanakan Zatang*

11.30 –12.00น. ปิดการประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปี ครั้งที่ 15

สารบัญบทความ

การบรรยายพิเศษ (Keynote Speaker) **หน้า**

Keynote-001 การทำนายพฤติกรรมคอนกรีตเพื่อการประยุกต์ใช้งานและจัดทำมาตรฐาน (Modeling of Concrete Behavior for Applications and Standard Establishment) 24
ศ.ดร.สมนึก ตั้งเติมสิริกุล

Keynote-002 บริบทคอนกรีตกับงานก่อสร้าง ภายใต้สมาคมซีเมนต์และคอนกรีตโลก (Global Concrete and Cement Association, GCCA) 70
คุณณัฐวุฒิ อินทรส

บทความวิจัย สาขาคอนกรีต วัสดุและการก่อสร้าง (MAT) **หน้า**

MAT-001 การตรวจสอบรอยร้าวบนพื้นผิวคอนกรีตในรูปแบบมัลติสเกลโดยการประมวลผลภาพ 79
Piyawat Tonsrisakul

MAT-003 สมบัติของคอนกรีตผสมเถ้าก้นเตาบดละเอียด 85
Sathit Larpthaikarn

MAT-004 สัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตเมื่อใช้วัสดุประสานต่างชนิดกันและเถ้าก้นเตาแทนที่ทราย 93
Chanawit koedsri

MAT-005 การขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยเปียก 102
Naragon Sudthamnong

MAT-006 ความคงทนของคอนกรีตผสมเถ้าลอยเปียก 111
Ditthawat Dangchum

MAT-007 การพัฒนาวัสดุควบคุมกำลังต่ำที่ผลิตจากการกระตุ้นวัสดุเหลือใช้ในงานอุตสาหกรรมด้วยอัลคาไลน์เพื่อนำไปใช้ประโยชน์ในงานวิศวกรรมผิวทาง 118
ธนกฤต เทพอุโมงค์

MAT-008 ผลกระทบของความละเอียดผงหินปูนต่อความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตและการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ 124
Surasit Pohboon

MAT-009 INFLUENCES OF FINE AGGREGATE TYPES AND CONTENTS ON COMPRESSIVE STRENGTH AND RADIATION SEIELDING OF CONCRETE 132
Saranyoo Srirach

MAT-010 การศึกษาเบื้องต้นการประยุกต์ใช้แผ่น viscoelastic polymer ในการปรับปรุงคุณสมบัติการสั่นสะเทือนและเสียงในแผ่นคอนกรีตหล่อสำเร็จ 140
Jirawin Sanguansin

บทความวิจัย สาขาคอนกรีต วัสดุและการก่อสร้าง (MAT)(ต่อ) **หน้า**

MAT-011 EFFECT OF GRAPHENE OXIDE ON BOND STRENGTH OF STEEL FIBER 147
Suriyawan Kongtun

MAT-012 THE EFFECT OF GRAPHENE OXIDE IN BOND STRENGTH OF SYNTHETIC FIBERS 154
Apisit Techaphatthanakon

MAT-015 ผลกระทบของโซเดียมพอลิอะคริเลตต่อกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตภายใต้อุณหภูมิสูง 163
Chalisa Intamat

MAT-016 อิทธิพลของโพลิเมอร์ต่อกำลังอัดของดินลูกรังผสมปูนซีเมนต์ 171
กฤษณะพัฒน์ เจนปิยพงศ์

MAT-017 USE OF GEOPOLYMER MORTAR AS REPAIR MATERAIL CONCRETE EXPOSE MAGNESIUM SUNFATE 176
BOONLERT SRIOPAS

MAT-018 EFFECTS OF FLY ASH AND EXPANSIVE ADDITIVE ON SHRINKAGE CRACKING AND CHLORIDE PENETRATION RESISTANCES OF CONCRETE 184
Warangkana Saengsoy

MAT-019 Comparison of water permeability between laboratory test and in place test for pervious concrete 193
Mano Promde

MAT-022 การเปรียบเทียบระหว่างกำลังยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมในคอนกรีตกำลังปกติและคอนกรีตกำลังต่ำ 202
ภูวดล ใยยินดี, ชิชญาสุ์ บุญมี, Kittipoom Rodsin

MAT-024 เถ้าปาล์มน้ำมันและเถ้าถ่านหินจีโอโพลิเมอร์ที่กระตุ้นด้วยอุณหภูมิสูง 211
ประชุม คำพุฒ, เกียรติสุดา สมนา, rattapon somna

MAT-025 Effects of Expansive Additive on Setting Time and Compressive Strength of Alkali-Activated High-Calcium Fly Ash 216
Sakonwan Hanjitsuwan, Borwonrak Injorhor, Nattawat Sohsungnoen, Tanisorn sohsungnoen, Phattarapol Chanwanna, Akaraphol Wachum, Chattarika Phiangphimai, Tanakorn Phoo-ngernkham

MAT-026 Compressive Strength of Concrete with Recycled Asphalt Pavement Aggregates under Tropical Temperatures 221
Jirayut Suebsuk

MAT-027 Effect of Temperatures on Compressive Strength and Microstructure of Cement Mortar with Recycled Asphalt Pavement Aggregates 229
Jirayut Suebsuk

บทความวิจัย สาขาคอนกรีต วัสดุและการก่อสร้าง (MAT)(ต่อ) **หน้า**

MAT-028 Factors of Na2SiO3/NaOH Ratio and Portland Cement Content on Setting time,Compressive and Slant Shear Strengths of High-Calcium Fly Ash Geopolymer Mortar 237
Chirdsakul Lathulee, Thawatchai Sarachot, Sirichai Chobrak, Natthasin Wichit, Khattiya Chompoovong, Chudapak Detphan, ศตคุณ เดชพันธุ์, Tanakorn Phoo-ngernkham

MAT-029 Workability, Strength and Chloride Diffusion Coefficient of High-Calcium Fly Ash Geopolymer Mortar Incorporated with Silica Fume 245
Akaraphol Wachum, Siriwat Woravong, Songwut Klaoram, Mongkhon Phonsen, Chattarika Phiangphimai, สกลวรรณ ห่านจิตสุวรรณ์, Nattapong Damrongwiriyanupap, Tanakorn Phoo-ngernkham

MAT-030 Development of Alkali-Activated Material Made From High-Calcium Fly Ash Containing Limestone Powder as Rendering Mortar 252
Tanakorn Phoo-ngernkham, Chattarika Phiangphimai, Sawat Guankrathok, Chudapak Detphan, Khattiya Chompoovong, ศตคุณ เดชพันธุ์, สกลวรรณ ห่านจิตสุวรรณ์, Piti Sukontasukkul

MAT-031 ELECTROCHEMICAL PROPERTIES OF REINFORCING STEEL CORRODED BY CARBONATION 260
Sothyrak Rath, Pakawat Sancharoen

MAT-032 Effects of High Volume of Bottom Ash on Compressive Strength and Modulus of Elasticity of High Strength Recycled Aggregate Concrete 267
Nakarin Nakararoj, Weerachart Tangchirapat , Chai Jaturapitakkul

MAT-033 INFLUENCES OF SODIUM HYDROXIDE SOLUTION AND CALCIUM CARBIDE RESIDUE TO FLY ASH RATIOS ON COMPRESSIVE STRENGTH AND ABRASION RESISTANCE OF ALKALI-ACTIVATED MORTAR 275
Puntana Suttiprapa, Weerachart Tangchirapat , Chai Jaturapitakkul

MAT-034 Mechanical Properties of High Performance Concrete Using Ground Bottom Ash and Limestone Powder as a Cement Replacement 282
Piyanat Charoenamnuaysuk, Pakawat Pormmoon, Weerachart Tangchirapat , Anuwat Attachaiyawuth, Chai Jaturapitakkul

MAT-035 อิทธิพลของวัสดุพอลิเมอร์ที่มีต่อคุณสมบัติการดัดของคอนกรีตเสริมเส้นใยแก้ว 289
Chuchai Sujivorakul, Jiraporn Jaratguy, Namfon Kanin

MAT-036 ผลกระทบของซิลิกาฟูม เถ้าแกลบบด และเถ้าลอยต่อการพฤติกรรมการก่อตัว กำลังอัด และการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิภายในซีเมนต์เพสต์ 295
Mongkhon Narmluk, Phongphat Muleephan, Itinun Tesson, Thanakan Zatang

บทความวิจัย สาขาคอนกรีต วัสดุและการก่อสร้าง (MAT)(ต่อ) **หน้า**

MAT-037 INFLUENCE OF BURNISHING PROCESS ON SURFACE HARDNESS AND ABRASION RESISTANCE OF CONCRETE WITH DIFFERENT TYPES OF BINDER 303
Udom Kong, Narongchai Phuangkong, Raktipong Sahamitmongkol

บทความวิจัย สาขาโครงสร้างคอนกรีต (STR) **หน้า**

STR-002 พฤติกรรมและการเสริมกำลังโครงสร้างเจดีย์ในจังหวัดพะเยา 310
Akarachai Jaima

STR-003 TESTING OF EFFICIENCY OF CONCRETE-FILLED STEEL SQUARE TUBE COLUMNS AFTER EXPOSURE TO ELEVATED TEMPERATURES 316
Apichat Tipcharoen

STR-004 SURVEY ON CARBONATION RATE OF RC BUILDING STRUCTURESIN COMMUNITY AREA OF UDON THANI PROVINCE 323
Apisit Parnvad, ปิติศานต์ กร้ำมาตร , Pinyo Poyen

บทความวิจัย สาขาคอนกรีตเพื่อสิ่งแวดล้อมและการอนุรักษ์พลังงาน (ENV) **หน้า**

ENV-001 ผลกระทบของเถ้าชีวมวลที่ไม่ปรับปรุงคุณภาพต่อสมรรถนะการไหลการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิและกำลังอัดของคอนกรีตชนิดอัดตัวแน่นได้เอง 332
Chaipak Suwachart

บทความวิจัย สาขาการปรับปรุงคุณสมบัติของดินด้วยวัสดุซีเมนต์ (GTE) **หน้า**

GTE-002 COMPRESSIVE STRENGTH OF RECYCLED BASED MATERIALS IMPROVED BY POLYVINYLALCOHOL AND CEMENT 339
Chaiwat waree

บทความวิจัย สาขาผลงานและนวัตกรรมงานคอนกรีตของผู้ประกอบการ (ICM) **หน้า**

ICM-002 นวัตกรรมคอนกรีตเบาเซลล์กรีต 345
อภัย ชาภิรมย์, ธีรวัฒน์สินศิริ

ICM-004 Rheological property of cement containing supplementary cementitious material 355
THANAKRIT CHANTRA

ICM-005 A direct test method to assess pozzolanic activity of fly ash for concrete 362
Pornwit Anansup

บทความวิจัย สาขาผลงานและนวัตกรรมงานคอนกรีตของผู้ประกอบการ (ICM)(ต่อ) **หน้า**

ICM-006	ปูนซีเมนต์สำหรับงานคอนกรีตไม่อัดแรง *Teepakorn Napharatsamee*	370
ICM-007	การใช้หลักการสร้างแบบจำลองทางเทอร์โมไดนามิกส์สำหรับทำนายความต้านทานการแทรกซึมของคลอไรด์ของคอนกรีต *Oraya Assawanawachart*	376
ICM-008	Natural Rubber Powder for Construction Applications *Nanticha Kalapat*	384
ICM-009	Non-shrink grout *Phattarakamon Chaiyapoom*	390

บทความโดยองค์ปาฐก
Keynote

การทำนายพฤติกรรมคอนกรีตเพื่อการประยุกต์ใช้งานและจัดทำมาตรฐาน

Modeling of Concrete Behavior for Applications and Standard Establishment

Somnuk Tangtermsirikul, D.Eng.
Professor
Head of Construction and Maintenance Technology Research Center
SIIT, Thammasat University

การประชุมวิชาการคอนกรีตแห่งชาติครั้งที่ 15 – 25-27 มีค. 2563 ระยองรีสอร์ท

CONTEC

Construction and Maintenance Technology Research Center
ศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษา

SIIT Sirindhorn International Institute of Technology

R&D Direction on

Computer-aided Construction

Performance Prediction Models for Analysis and Design of Concrete Mix Proportion

Overall Concrete Properties

Fresh

Workability

- Slump
- Slump flow
- Vebe
- T_{50}
- Passing ability

Plastic

- Bleeding
- Settlement
- Plastic shrink
- Setting

Early Age

- Temperature & Thermal cracking
- Auto shrink
- Strength

Hardened

- f'c
- ft
- fr
- Ec
- ν

Long term

Durability

- Drying shrink
- Cl Corrosion
- Carbonation
- AAR
- Sulfate attack
- Acid attack
- Freeze-Thaw
- Erosion

Others

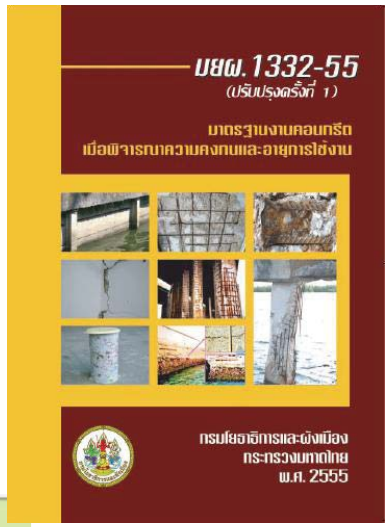
- Creep
- Fatigue

DEVELOPMENT OF THAILAND BUILDING CODE (DPT)

DPT 1332 : SERVICE LIFE AND DURABILITY DESIGN

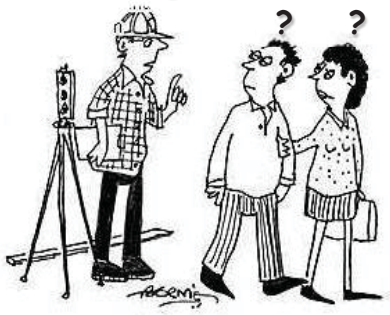
↓

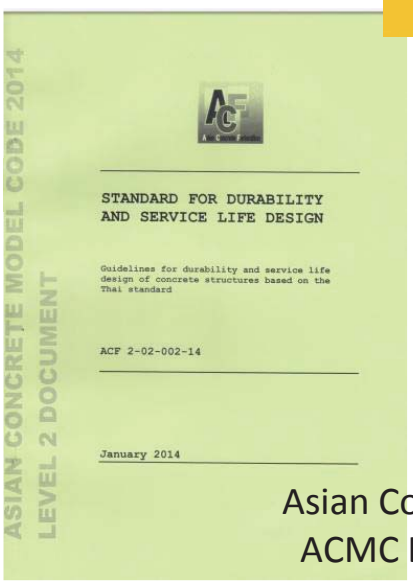
Consider construction condition and environmental condition (in addition to load)



1st appear 2009
1st revision 2012

Excuse me, Do you know how long that building can last?





Asian Concrete Model Code
ACMC L2 Document 2014

Types of Durability Design Concepts

1. Prescriptive Concept

Design Manual

Type	Strength	Cover	W/C
A	S1	C1	W1
B	S2	C2	W2
C	S3	C3	W3
D	S4	C4	W4

Final Design
- Strength
- Workability
- Specification of materials

Service life can not be specified !

Performance Based Concept

Basic Data
- Type of Structure
- Envi. Condition
- Materials

+

Required Performance
- Required Load Capacity
- Required Service Life

Design Tools
- Computer simulation
- Simplified equations
- Simply design charts
- Simply design tables

+

Knowledge in Materials' Properties

Final Design
- Strength
- Workability
- Specification of materials

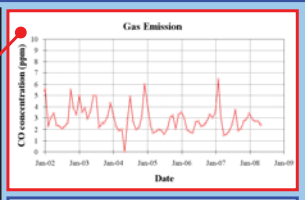
Service life can be specified !

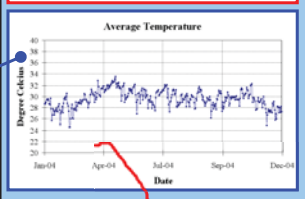
CONTEC

Construction and Maintenance Technology Research Center

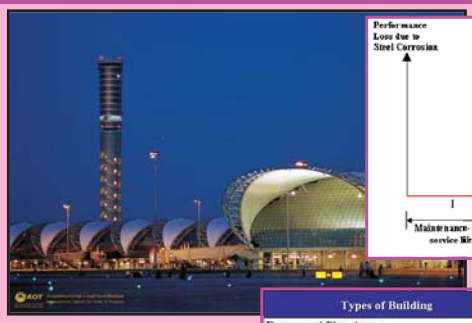
ศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษา

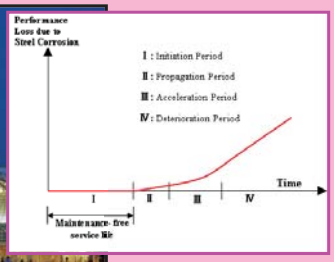
Service life & Durability Design for RC Structures





Environment

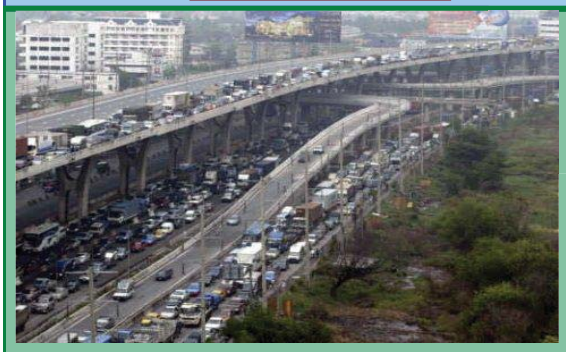




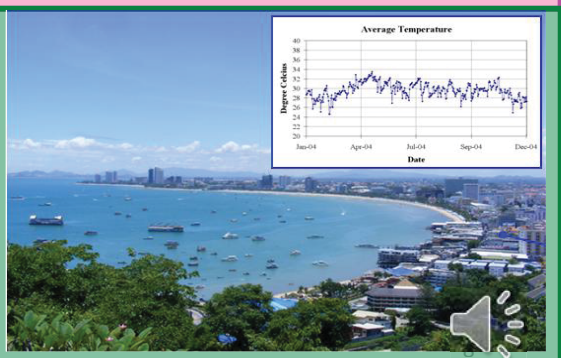
Types of Building	Recommended Minimum Maintenance-free Service Live
Permanent Structures i.e. Dam, Airport, Power Plant	50 years
Large Transportation Structures i.e. Bridge across the river, Express Way	30 years
Small Transportation Structures i.e. Bridge across the junction	20 years
High Rise Building, Hall, Stadium, Condominium, Hotel with more than 100 rooms	20 years
government buildings	20 years
ce, Theatre, Educational Building, Storage, el with less than 100 rooms	15 years
Built-for-sell Building i.e. Village	15 years
Built for owner's living Building, non-living Building i.e. Billboard, Garage	None

Service Life

Materials



Carbonation Environment



Marine Environment

Carbonation

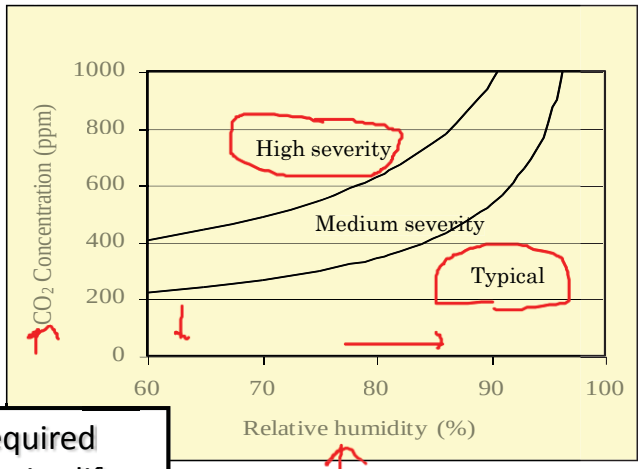
Carbonation depth [mm] → $X_c \le c$ ← Concrete Covering [mm]

Carbonation coefficient
$k = 17.5 \cdot k_r \cdot (w/b)^3$

Carbonation depth [mm]

$$X_c = \alpha_1 \alpha_2 k t^{0.5}$$

Required service life [years]

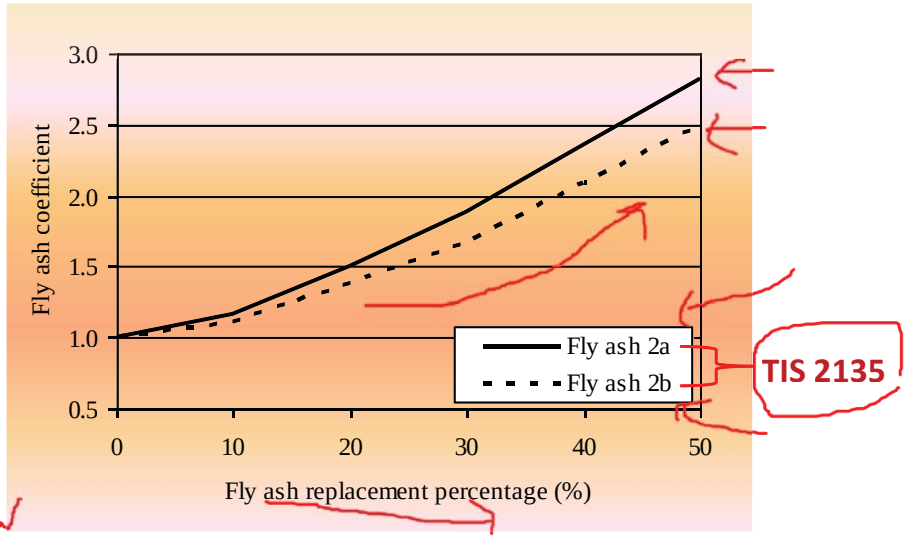


Effect of rain subjection;
0.95 : can be wetted by rain
1.00 : no possibility of rain subjection.

Level of severity of carbonation environment	α_2
Typical	0.65
Medium Severity	0.85
High Severity	1.00

Fly Ash Coefficient

Steel corrosion due to carbonation



Coefficient (k_r) for each type of fly ash indicating effect of each fly ash on carbonation reaction

Chloride-induced corrosion

Lab tests and site investigation

Steel corrosion due to chloride

Chloride content at the surface of reinforcement in concrete, C_d

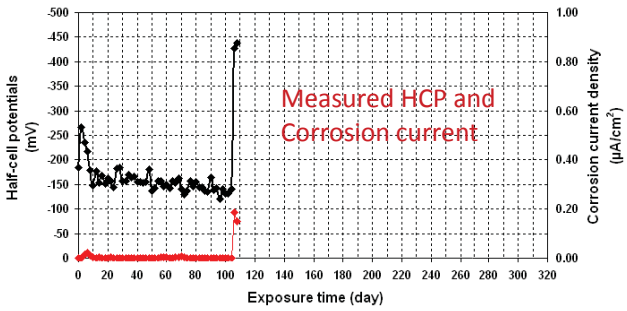
$$C_d = \left(\left(\frac{C_s}{B} \times 100 \right) - C_0 \right) \left[1 - erf \left(\frac{c}{2\sqrt{D_a \cdot t}} \right) \right] + C_0 < C_{lim}$$

where C_s is chloride content at the concrete surface (% by weight of total binder)
C_0 is initial chloride content in the concrete (% by weight of total binder)
C_{lim} is critical chloride content (% by weight of total binder)
c is thickness of concrete cover (cm)
D_a is the apparent chloride diffusion coefficient (cm^2/ year)
t is the designed maintenance free service life of concrete (year)
B is total binder content (kg/m^3)

Critical Chloride

Lab tests

Site investigation



Observe actual steel surface condition after detected by HCP and corrosion current

Design Charts and Tables

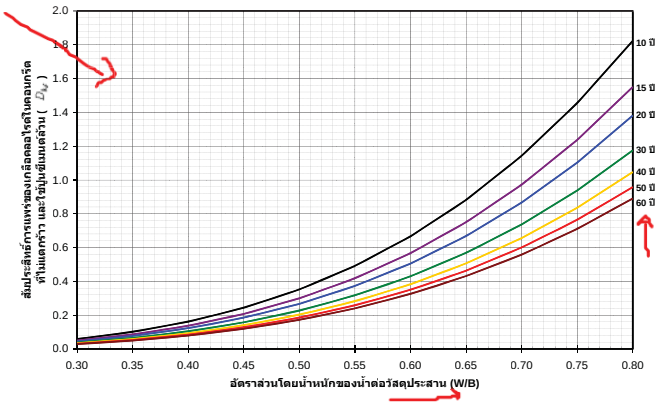
- Surface Cl content
- Critical Cl content
- Diffusion coefficient of Cl
- Effect of fly ash

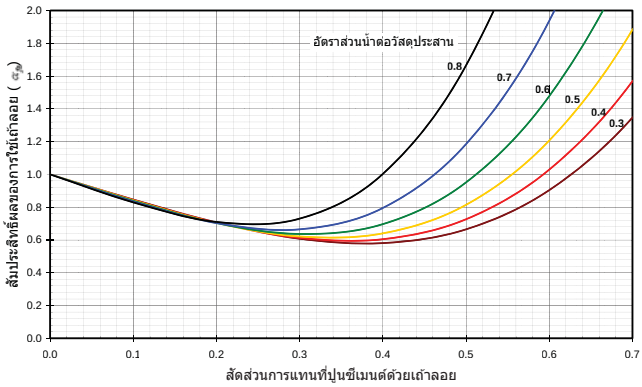
Table 3.2 Chloride content at the surface of concrete structure (C_s) at different distance from seashore

Service life (years)	10	20	30	40	50
Distance from Seashore (m)	Chloride content, C_s (%weight of concrete)				
Splash	0.971	1.233	1.391	1.504	1.592
0 m	0.299	0.389	0.453	0.506	0.551
100 m	0.135	0.176	0.205	0.229	0.249
250 m	0.061	0.079	0.092	0.103	0.112
500 m	0.041	0.054	0.063	0.070	0.076
1000 m	0.040	0.052	0.060	0.067	0.073

Table 3.1 Critical chloride content at different type of binder

Type of binder	Critical chloride content (%weight of total binder)
Cement (OPC) only	0.45
Cement (OPC) + Limestone powder (LP) - LP to total binder ratio is not more than 0.15	0.45
Cement (OPC) + Fly ash (FA) - FA to total binder ratio is less than 0.15 - FA to total binder ratio is not less than 0.15 but less than 0.35 - FA to total binder ratio is not less than 0.35 but not more than 0.50	 0.45 0.35 0.30
In case of OPC+LP+FA, if LP to total binder ratio is not more than 0.15 critical chloride values of OPC+FA shall be used.	





Sulfate Resistance

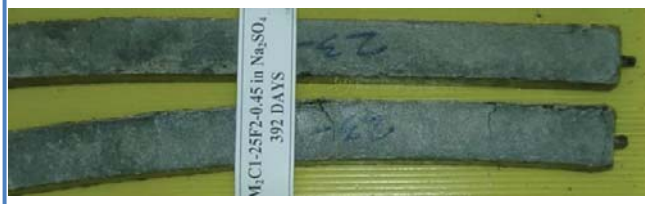
Sulfate resistance

Concrete exposed to magnesium sulfate

It is recommended to avoid the utilization of pozzolans.

$CH+N\underline{S}+2H$	$C\underline{S}H_2 + NH$	(1)
$C_4AH_{13}+3C\underline{S}H_2+14H$	$C_6A\underline{S}_3H_{32}+CH$	(2)
$C_4A\underline{S}H_{12}+2C\underline{S}H_2+16H$	$C_6A\underline{S}_3H_{32}$	(3)
$C_3A+3C\underline{S}H_2+26H$	$C_6A\underline{S}_3H_{32}$	(4)

$CH+M\underline{S}+2H$	$C\underline{S}H_2+MH$	(5)
$C_xS_yH_z+xM\underline{S}+(3x+0.5y-z)H$	$xC\underline{S}H_2+xMH+0.5yS_2H$	(6)
$4MH+SH_{11}$	$M_4SH_{8.5}+(n-4.5)H$	(7)



Sulfate Attack

Sodium Sulfate

Level of severity	Concentration of sulfate (SO_4^{2-})	
	In water (ppm)	Soluble sulfate content in soil (% by weight of soil)
Low	Less than 150	Less than 0.1
Medium	150-1,500	0.1-0.2
Severe	1,500 –10,000	0.2-2.0
Very severe	Higher than 10,000	Higher than 2.0

Level of severity	Recommended binder type	Maximum w/b
Low	-	-
Medium	OPC 2 or OPC5 or OPC 1 with pozzolan	0.50
Severe	OPC5 or OPC 1 with pozzolan	0.45
Very severe	OPC 1 with pozzolan or OPC 5 with pozzolan	0.40

Magnesium Sulfate

Level of severity	Concentration of sulfate in water (ppm)
Low	Less than 300
Medium	300 – 1,000
Severe	1,000 – 3,000
Very severe	Higher than 3,000

Level of severity	Recommended binder type	Maximum w/b
Low		-
Medium	OPC 1 or OPC 2 or OPC 5	0.50
Severe	OPC5	0.45
Very severe	OPC 5	0.40

Carbonation Simulation Model (Fly Ash Concrete)

Model formulation

- As soon as water is brought into contact with cement, The hydration reaction occurs, which mainly produces CSH and CH.

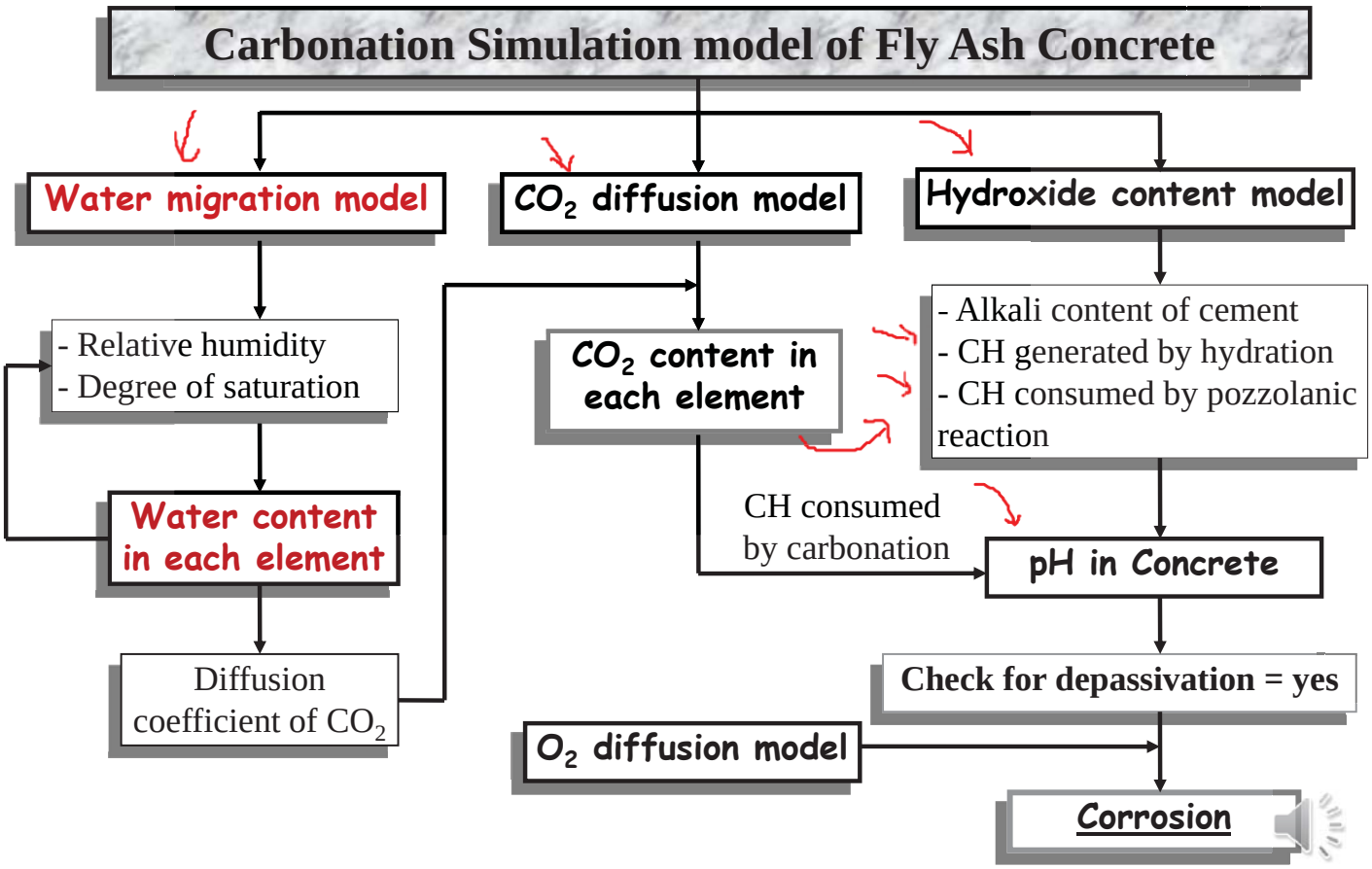
$$\text{Cement} + H_2O \rightarrow CSH + CH$$

- when CO_2 diffuses into concrete, it reacts with the dissolved CH and thus reduces the alkalinity of the concrete.

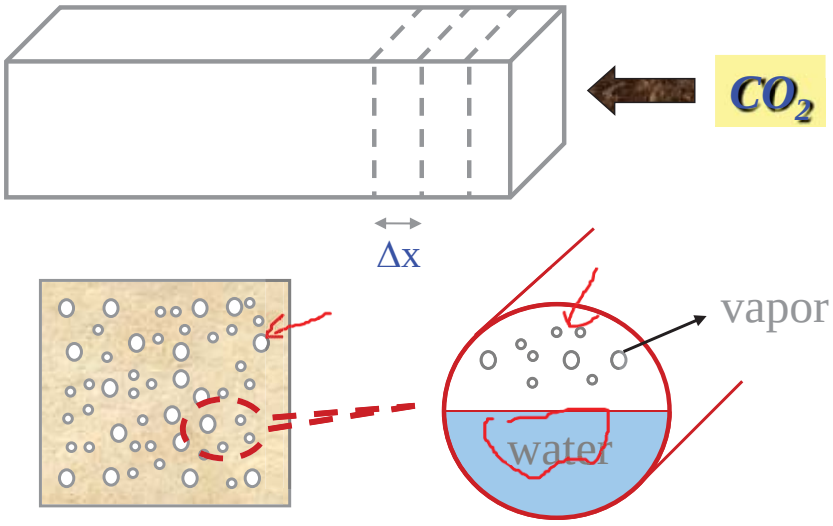
$$CH + CO_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O$$

1) All reactions proceed in solution

Prediction and Design Based on the Model



2) The effects of pore water and RH in the pores greatly influences the diffusion of CO_2.

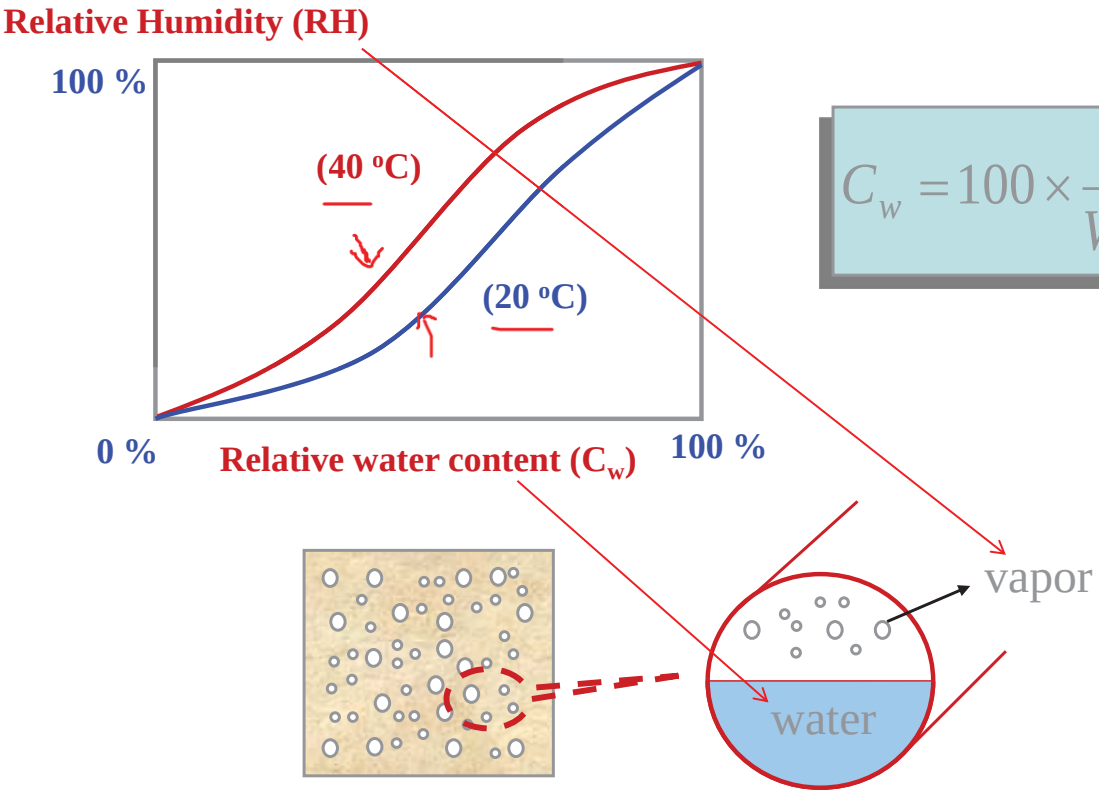


- In saturated concrete, the pores are filled with water and the CO_2 diffusion is almost impossible. CO_2 starts diffusing when the water in concrete pore dries out.

20

3) State of equilibrium between water and vapor

- Affect rate of moisture transport (drying) and diffusion of CO_2 in the pores.

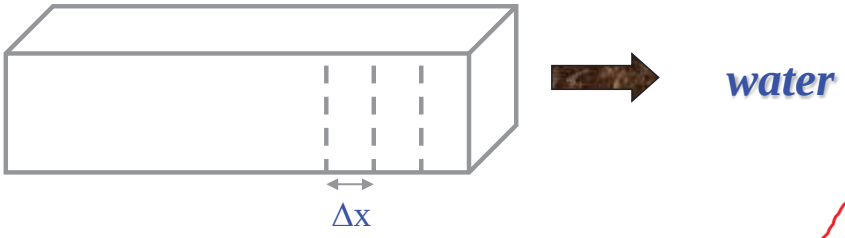


$$C_w = 100 \times \frac{W_e(x,t)}{W_{sat}(x,t)}$$

Water migration

(i) Model formulation

- Concrete is initially saturated with water. During drying, vapor migrates from concrete through the interconnect capillary pores, according to the gradient of vapor pressure (RH).



- **Fick's Law** → $F_H(x,t) = -D_H \cdot \partial RH_c(x,t)/\partial x$

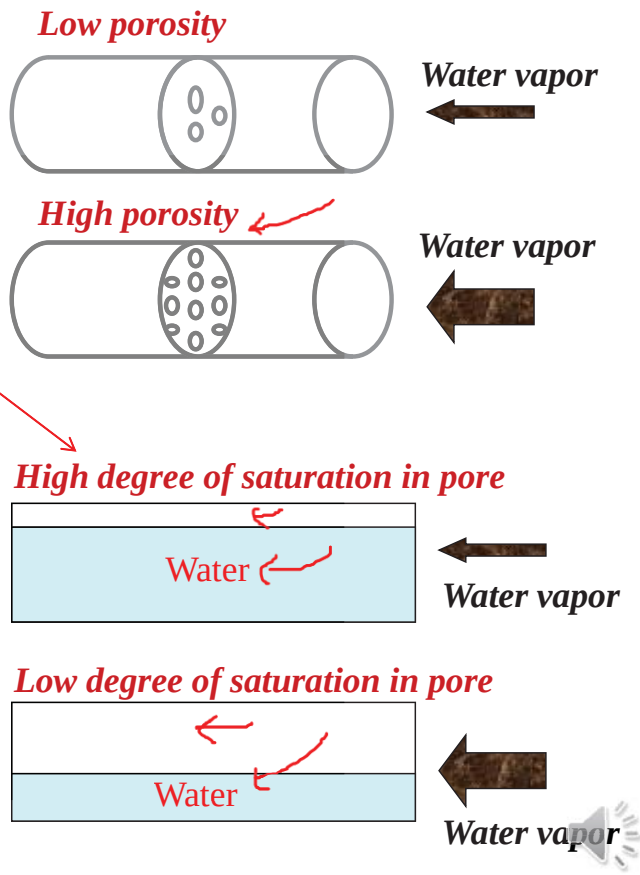
Diffusion coefficient of water vapor

Parameter affecting DH

1. Pore characteristic of concrete
2. Water content in concrete
3. Aggregate (or paste) content
4. Boundary condition

$$DH_0(t) = 0.72\, d(t)\, n(t)^{(1.6wb-1.6)} \frac{\eta}{C_w^{0.11}(x,t)}$$

$$DH_i(t) = 0.70\, d(t)\, n(t)^{(1.6wb-1.6)} \frac{\eta}{C_w^{0.11}(x,t)}$$



Experimental Study of the Pore Structure of Paste

- Investigate porosity and pore size distribution by Mercury Intrusion Porosimetry (MIP)
- Compute pore size from Washburn equation

$$p = -4\gamma \cos\theta / d$$

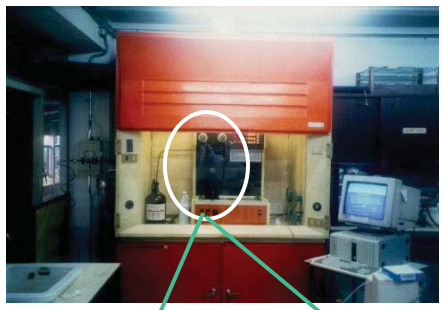
where,

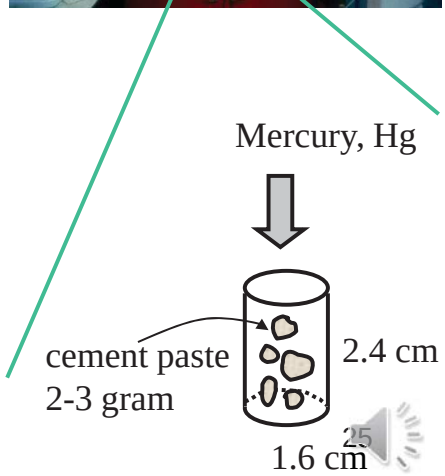
p = pressure (N/m^2)

γ = surface tension, 0.483 N/m for Hg

θ = contact angle between pore wall and Hg (117 to 140 degree), Use 135 degree

d = pore diameter (m)





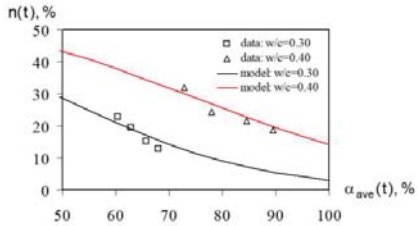
Mix Designation

NO.	Cement type			Fly ash (ASTM-F type)	w/b	f/b
	I	III	V			
C1	✓		-	-	0.30	-
C2	✓		-	-	0.40	-
C3		✓		-	0.40	-
C4			✓	-	0.40	-
CF1	✓		-	✓	0.40	0.30
CF2	✓		-	✓	0.40	0.50
CF3	✓		-	✓	0.40	0.70

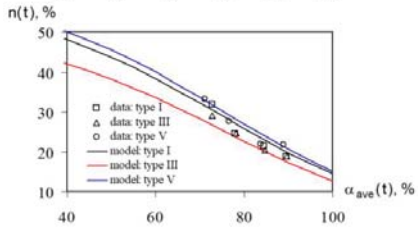
Curing period: 3, 7, 28 and 91 day

Total Porosity of Paste

Effect of water to cement ratio

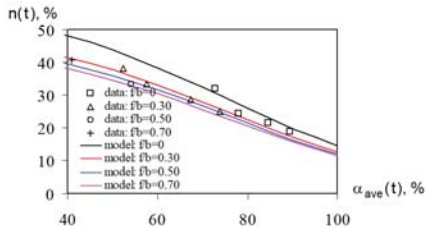


Effect of type of cement



Total Porosity of Paste *(continued)*

Effect of fly ash

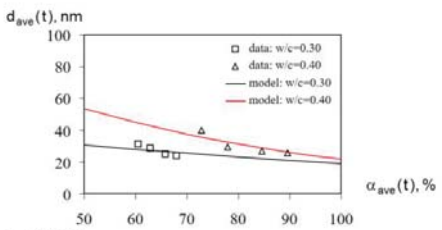


Model of total porosity, n(t)

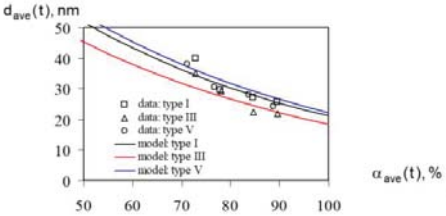
$$n(t) = \left(23.9 \times \ln\left(\frac{w}{b}\right) + 77.4\right) \times \frac{27.6}{26.5 + e^{\left(0.86 \times (w/b)^{-1.43} + 1.2\right) \cdot \frac{\alpha_{ave}(t)}{100}}} \times \left(\frac{1602}{F_c^{1.02}} + 0.57\right) \times \left(\left(\frac{C_3A}{100}\right)^{-0.065} - 0.21\right) \times \left(-0.25 \times \left(\frac{f}{b}\right)^{0.5} + 1\right)$$

Average Pore Diameter of Paste

Effect of water to cement ratio

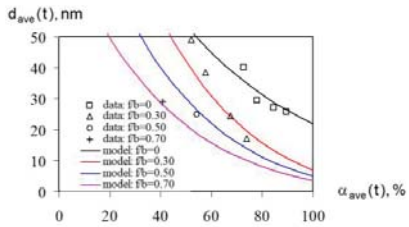


Effect of type of cement



Average Pore Diameter of Paste *(continued)*

Effect of fly ash



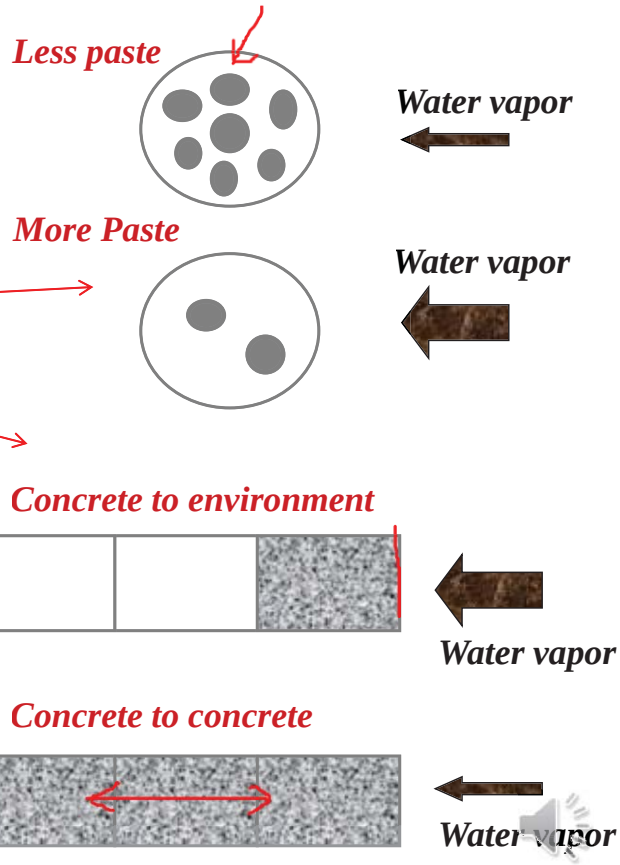
Model of average pore diameter, $d_{ave}(t)$

$$d_{ave}(t) = e^{\left(\left(8.2 \times (w/b - 0.19)^{0.78} + 2.45\right) + \left(-6.5 \times (w/b - 0.19)^{0.64} + 0.92\right) \cdot \frac{\alpha_{ave}(t)}{100}\right)} \times \left(\frac{1602}{F_c^{1.02}} + 0.57\right) \times \left(\left(\frac{C_3A}{100}\right)^{-0.065} - 0.21\right) \times \left(1 - \left(\frac{f}{b}\right) \times \left(-0.68 \times \left(\frac{f}{b}\right) + 1.45\right)\right) \times \left(-1.5 \times \frac{\alpha_{ave}(t)}{100} + 2\right)$$

Diffusion coefficient of water vapor

Parameter affecting DH

1. Pore characteristic of concrete
2. Water content in concrete
3. Aggregate (or paste) content
4. Boundary condition

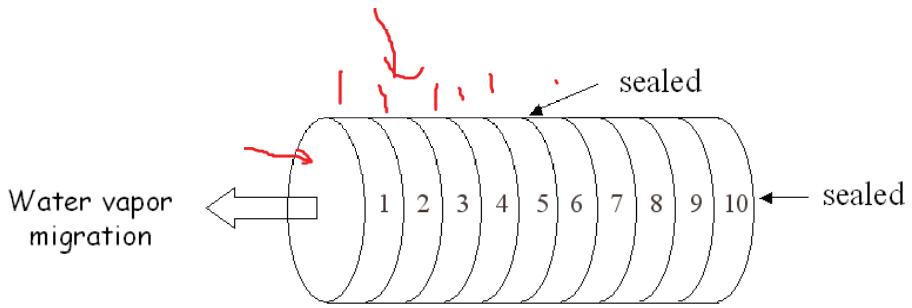


$$DH_0(t) = 0.72\, d(t)\, n(t)^{(1.6wb-1.6)} \frac{\eta}{C_w^{0.11}(x,t)}$$

$$DH_i(t) = 0.70\, d(t)\, n(t)^{(1.6wb-1.6)} \frac{\eta}{C_w^{0.11}(x,t)}$$

Experimental Program

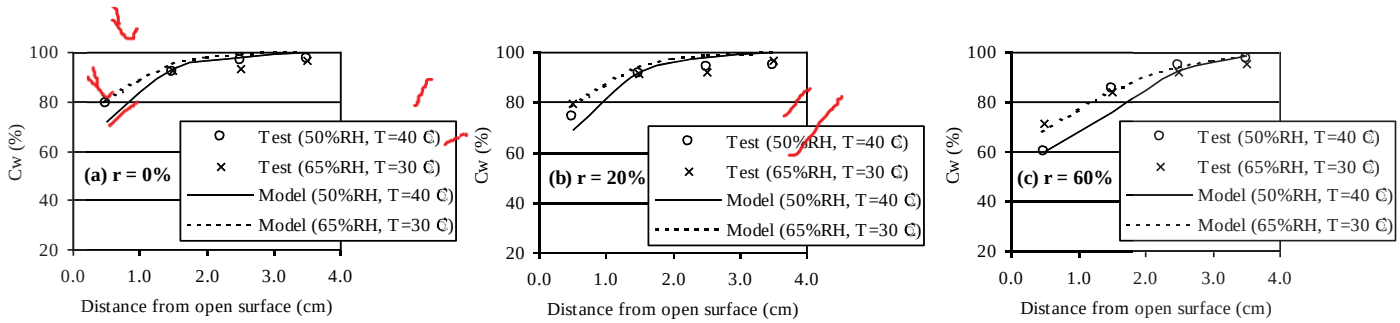
- Specimens were cast in the plastic water pipes.



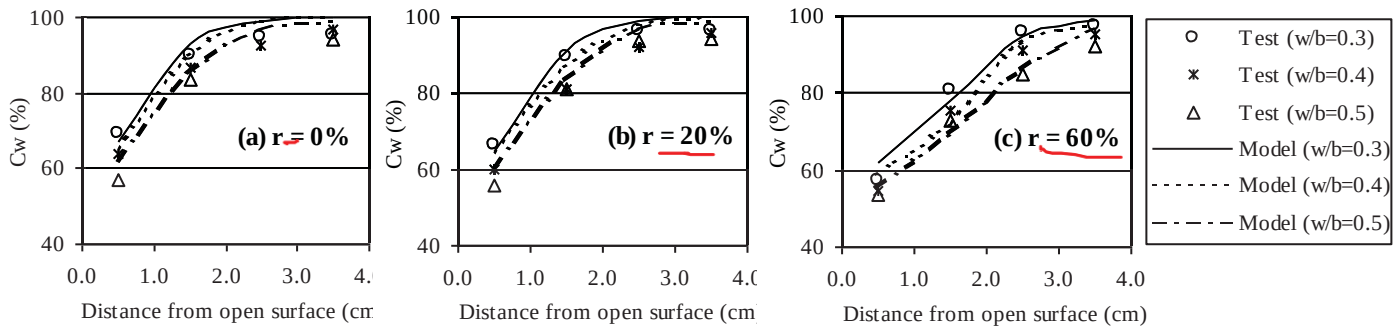
- Specimens were sliced (1 cm.) to 4 cm.
- Sliced specimens were oven-dried to determine weight loss (W_e)
- Submerging the oven-dried specimens in water for one day to determine weight gain. (W_{sat})

Relative Water Content, $C_w = W_e \times 100 / W_{sat}$

Verifications



Relative water content in paste after drying for 28 days

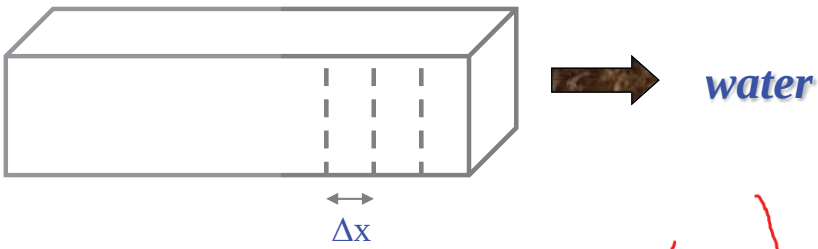


Relative water content in mortar after drying for 28 days

31

Diffusion of CO_2

- After the migration of moisture in concrete, CO_2 starts diffusing into concrete according to its concentration gradient.



- **Fick's Law** →

$$F_c(x,t) = -D_c \cdot \frac{\partial C(x,t)}{\partial x}$$

32

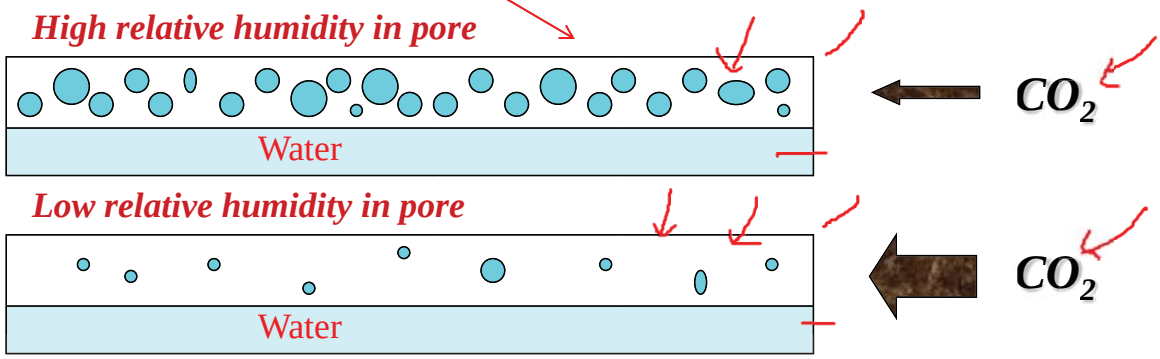
Diffusion coefficient of CO_2

Parameters affecting DH

1. Pore characteristic of concrete
2. Water content in concrete
3. Aggregate content
4. Boundary condition
5. **RH in pore of concrete**

$$D_{co}(1,t) = \frac{2\times10^{-7}\, d(t)\, n^2(t)\, \eta}{RH(x,t)}\left[1-\frac{C_w(x,t)}{100}\right]$$

$$D_{ci}(x,t) = \frac{1\times10^{-7}\, d(t)\, n^2(t)\, \eta}{RH(x,t)}\left[1-\frac{C_w(x,t)}{100}\right]$$



33

Calculation of CH content and pH

CH generated in concrete

- CH released from hydration reactions of C_2S and C_3S is the main component generating alkalinity in concrete.

$$3C_3S + 6H \rightarrow CSH + 3CH \qquad (49\text{-}100)$$

(100g) (49g)

$$2C_2S + 4H \rightarrow CSH + CH \qquad (22\text{-}100)$$

(100g) (22g)

Amount of CH generated by hydration reaction (kg)

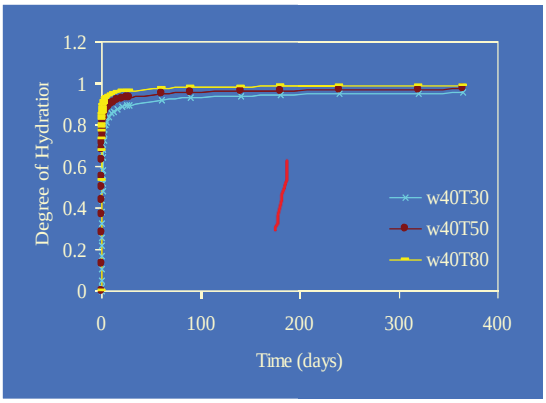
$$CH_{gh}(x,t) = \left[\alpha_{C3S}(t)\left(W_c\frac{\%C_3S}{100}\right)0.49 + \alpha_{C2S}(t)\left(W_c\frac{\%C_2S}{100}\right)0.22\right]A\Delta x$$

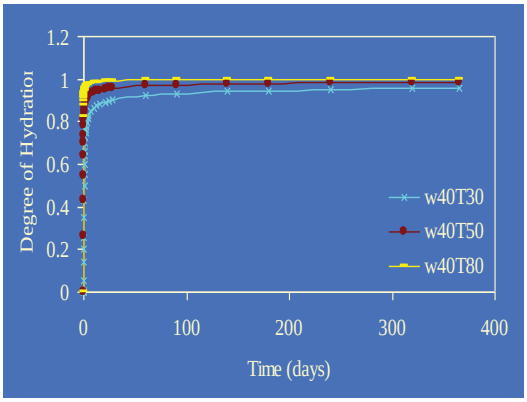
34

Degree of Hydration

$\alpha_i(t) = f\ (w/b, T, t)$ (Saengsoy)

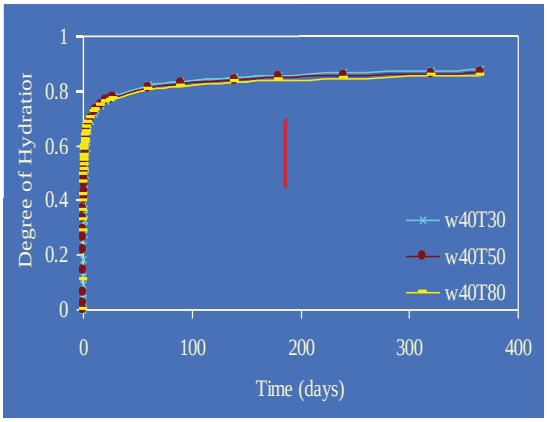
C_3S

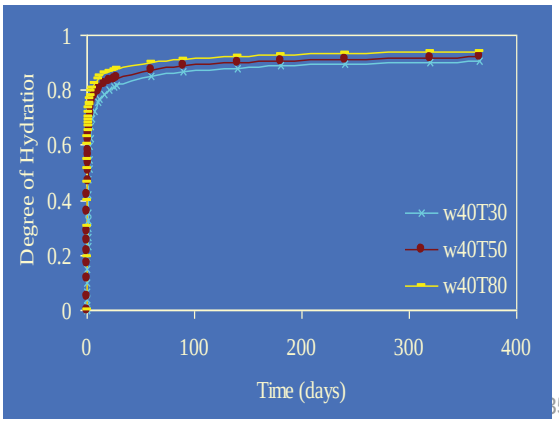




C_3A

C_2S





C_4AF

CH consumed by pozzolanic reaction

- CH liberated from the hydration reaction becomes available for pozzolanic reaction.

$$3CH + 2SiO_2 \rightarrow CSH \qquad (252\text{-}100)$$

(252g) (100g)

- Amount of siliceous component in FA

$$CH_{cp}(x,t) = \left[\alpha_{poz}(t)\left(\varphi_f W_f \frac{\%SiO_2}{100}\right)2.52\right]A\Delta x$$

Effectiveness ratio, which is the weight fraction of the amorphous phase of SiO_2 to the total weight of SiO_2 in fly ash

* Amount of CH in concrete before carbonation

$$CH_t(x,t) = CH_{gh}(x,t) - CH_{cp}(x,t)$$

Carbonation reaction and its reaction rate

- Carbonation reaction requires water since CO_2 and CH must dissolve and enter the reaction process (neglecting the reaction in gas phase). Carbonation reaction rate depends on $Ca(OH)_2$ and CO_2 concentrations.

- Concentration of CH in pore water

Saturation degree of concrete

Total porosity of concrete

$$[CH](x,t) = \frac{CH_t(x,t)}{V_w(x,t)} \cdot \frac{1000}{74} \quad ; \quad V_w(x,t) = \left[\frac{C_w(x,t)}{100} \cdot \frac{n(t)}{100}\right] A\Delta x$$

Molecular weight of CH

However, the solubility of the CH in water is very low. The saturated molar concentration of CH in water is 25 and 10 mol/m^3 at 0°C and 100°C, respectively. Therefore, [CH] is limited by its concentration at saturated state.

38

Concentration of CO_2 in pore water

It is assumed that the rate of dissolution of gas in the pore solution follows the Henry's law and ideal gas law.

$$[CO_2] = H \cdot P_x$$

$$P_x = \frac{n}{V} RT = CRT$$

$$[CO_2](x,t) = HRTC(x,t)$$

Henry's constant α temperature

Higher at higher temperature

Henry's law is a gas law that states that the amount of dissolved gas in a liquid is proportional to its partial pressure above the liquid

39

* Rate of carbonation reaction

$$r_c(x,t) = k_c \cdot [CH](x,t) \cdot [CO_2](x,t)$$

Rate of reduction of dissolved CH in the considered element x

- Coefficient of reaction rate

Rate of reaction was formulated based on Arrhenious' equation.

$$k_c = \beta \exp\left[\frac{E_0}{RT}\right]$$

$\beta = 1.2\times10^8$ mol/m^3/day, $E_0 = 40000$ j/mol

CH consumed by carbonation

* Amount of dissolved CH in pores of carbonated concrete

$$CH_t'(x,t) = CH_t(x,t) - 74\, W_e(x,t) \times \int_0^t r_c(x,t)dt$$

40

pH in pore solution

- The soluble part of CH in water is completely ionized because CH is categorized as a strong base.

$$CH \rightarrow Ca_2^{2+} + 2OH^-$$

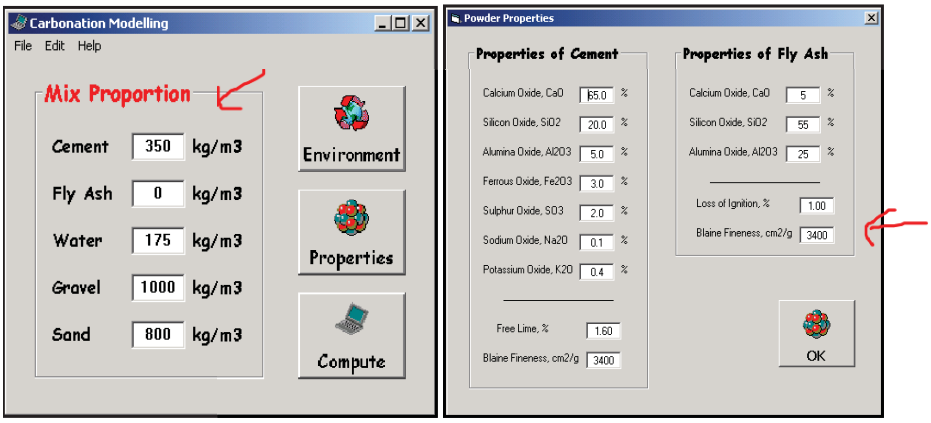
- Concentration of OH^- in pore solution

$$[OH](x,t) = 2 \times [CH'](x,t)$$

* pH in pore solution of concrete

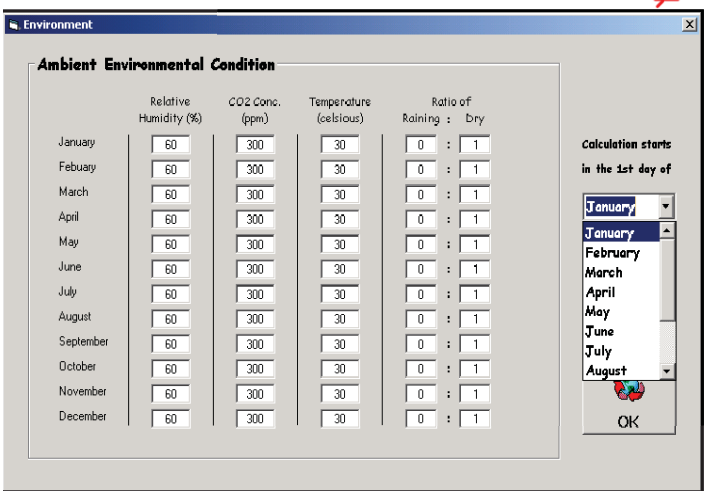
$$pH(x,t) = 14 + \log([OH](x,t))$$

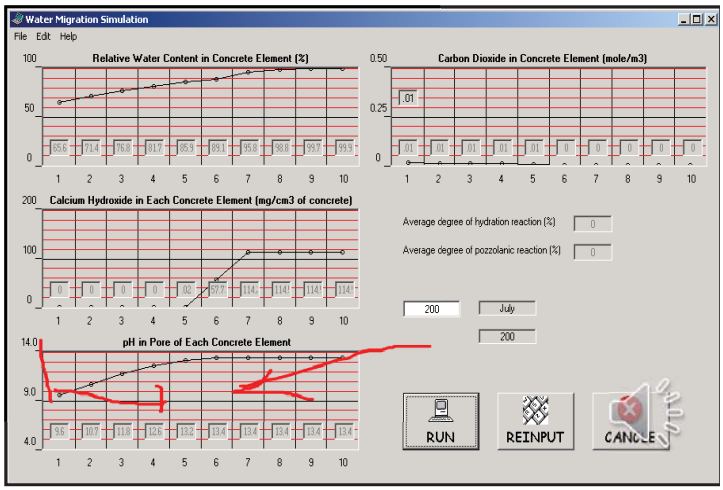
41



Input interface

Output interface



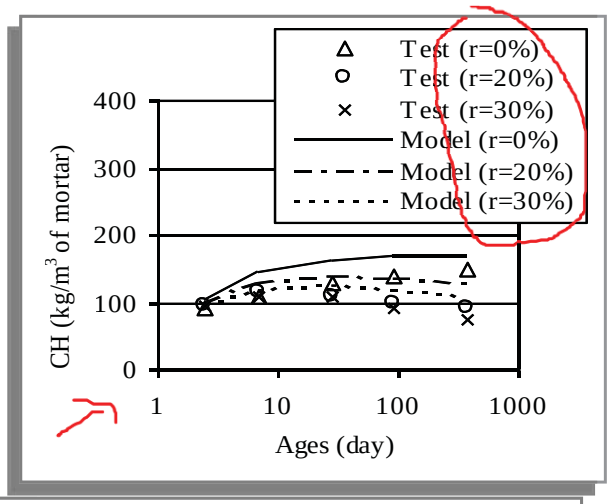


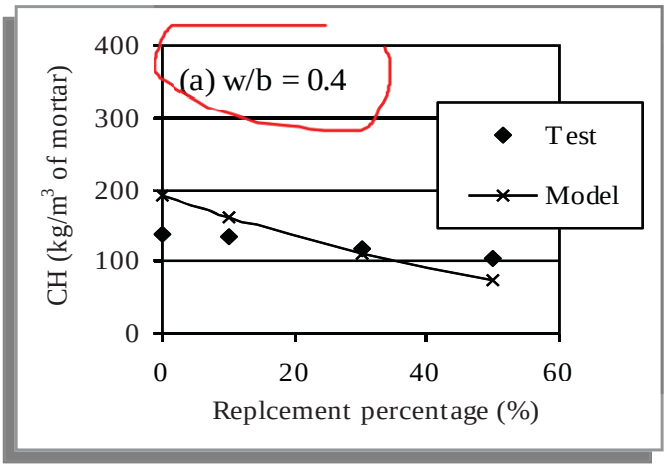
Verifications

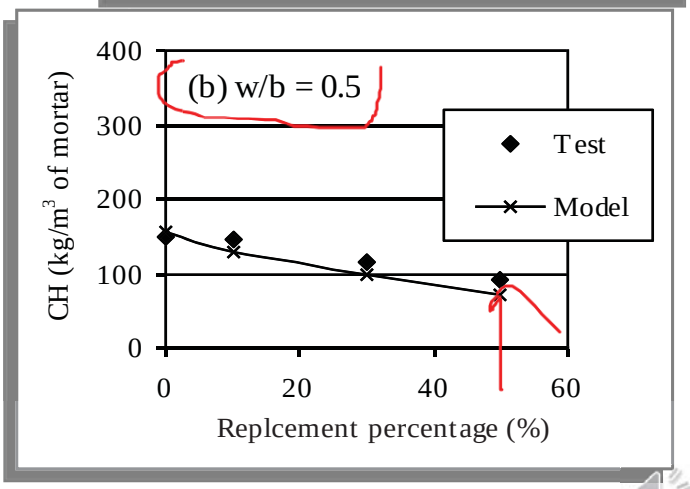
(i) Verification of CH

CH in mortar specimen (Papadakis's data)

: w/b = 0.5 and A/B = 3.0



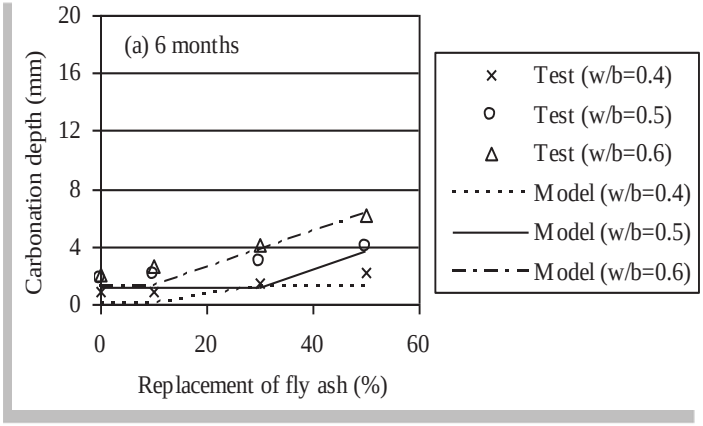


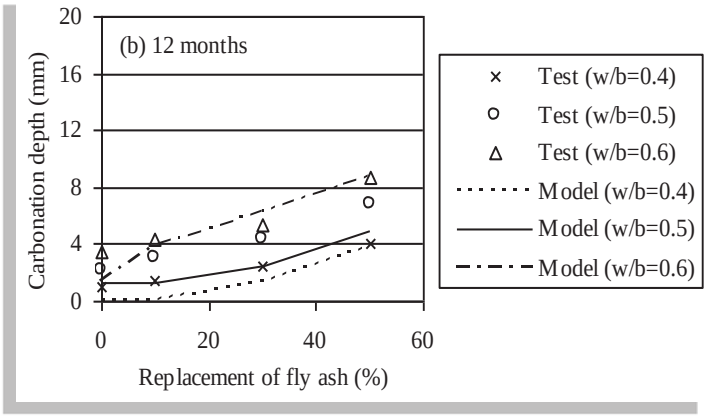


CH in mortar specimen (Author's data) at 28 days

(ii) Verification of carbonation depth (natural environment)

- Carbonation depth is the distance from concrete surface to center of the innermost concrete element that has the pH value less than 9



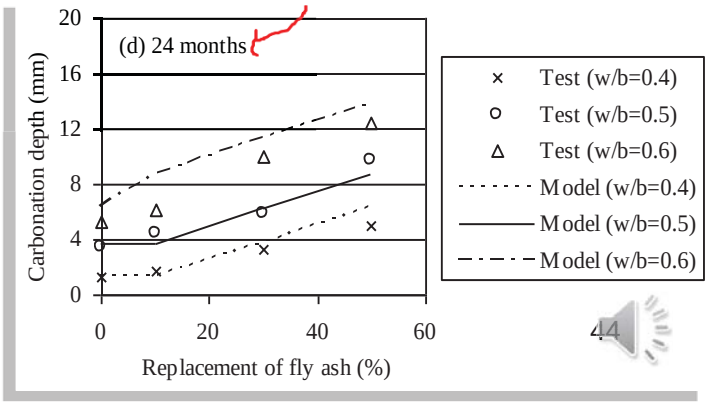


City-sheltered

Average CO_2 concentration = 650 ppm.

Average relative humidity = 72.5%

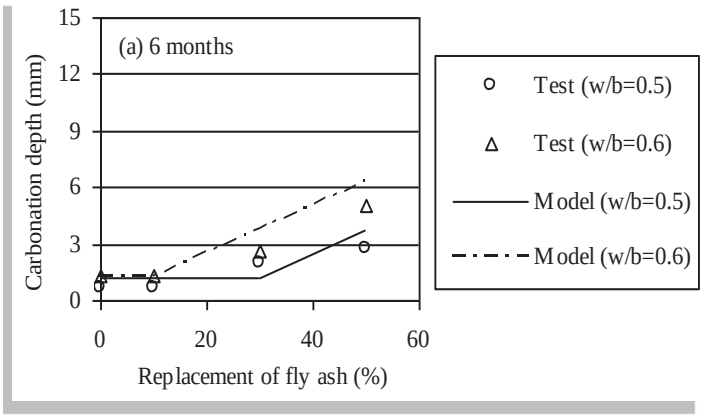
Average temperature = 28.9 °C

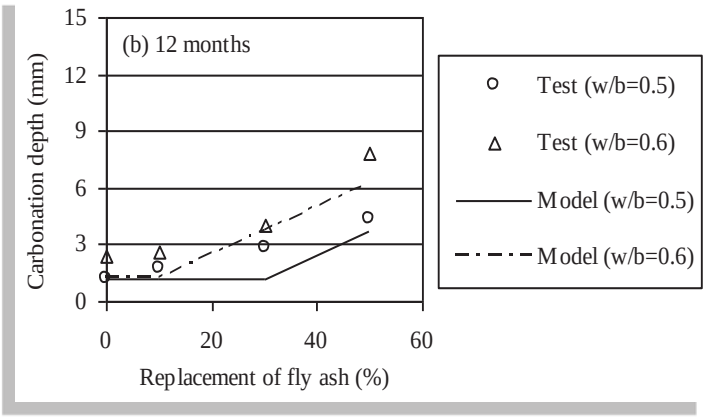


44

(ii) Verification of carbonation depth (natural environment)

- Carbonation depth is the distance from concrete surface to center of the innermost concrete element that has the pH value less than 9



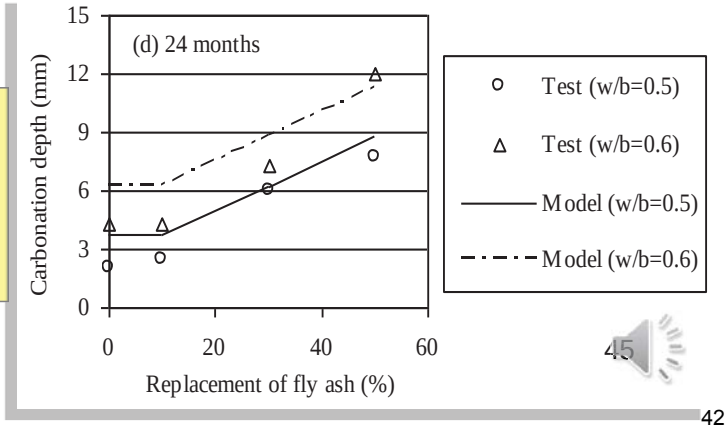


City-non-sheltered

Average CO_2 concentration = 650 ppm.

Average relative humidity = 83%

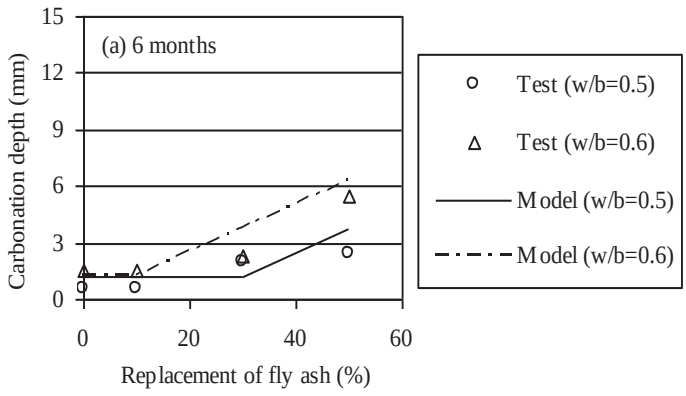
Average temperature = 28.9 °C

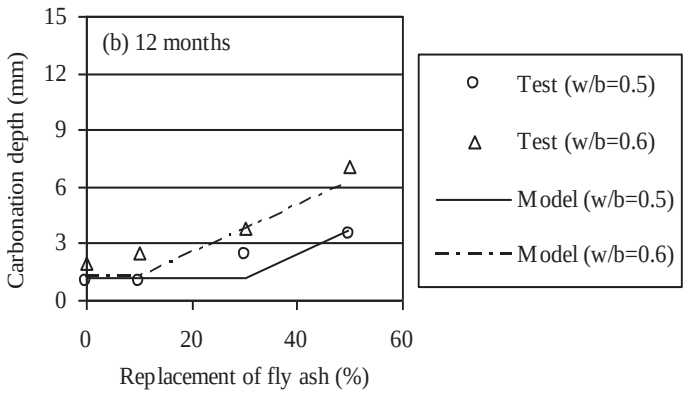


45

(ii) Verification of carbonation depth (natural environment)

- Carbonation depth was the distance from concrete surface to center of the innermost concrete element that has the pH value less than 9



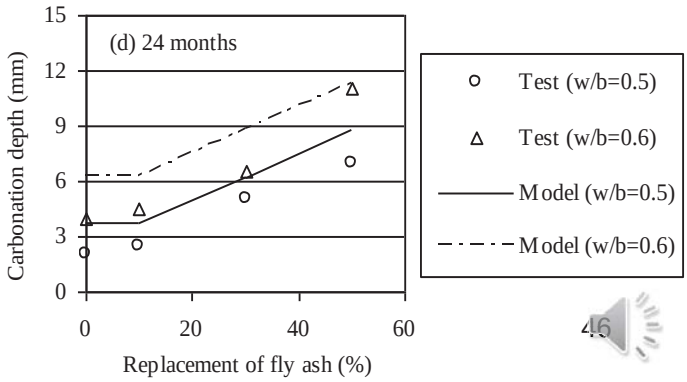


Rural-sheltered

Average CO_2 concentration = 300 ppm.

Average relative humidity = 80%

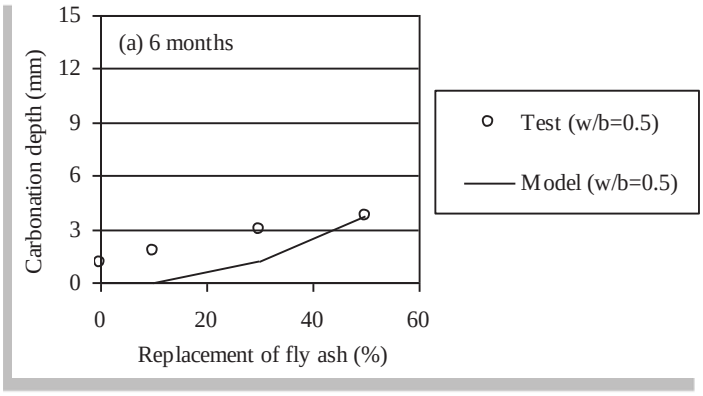
Average temperature = 28.1 °C

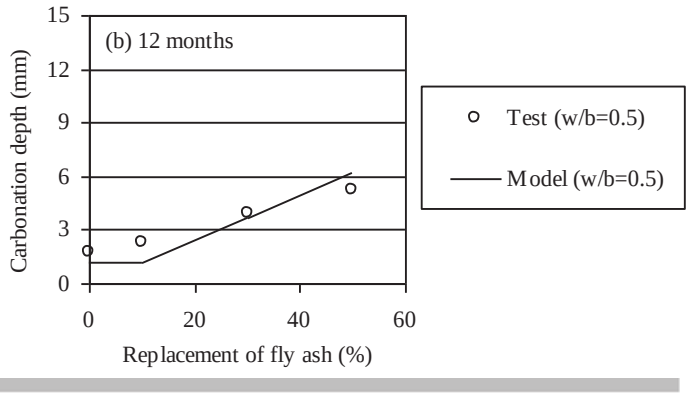


46

(ii) Verification of carbonation depth (natural environment)

- Carbonation depth is the distance from concrete surface to center of the innermost concrete element that has the pH value less than 9



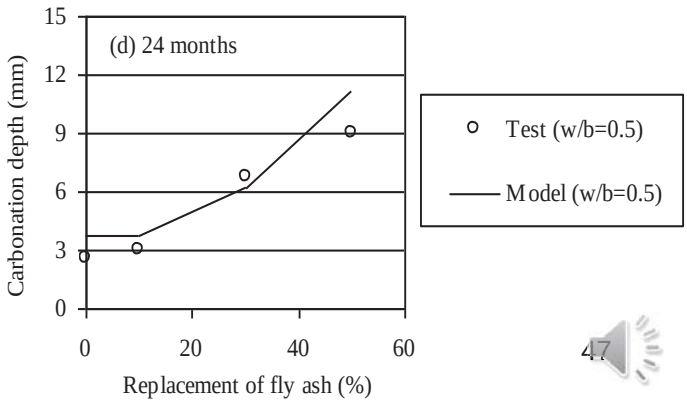


Seaside-sheltered

Average CO_2 concentration = 225 ppm.

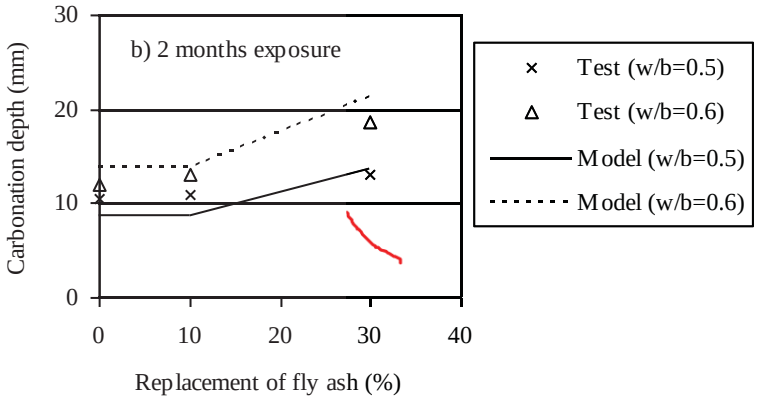
Average relative humidity = 72%

Average temperature = 28.7 °C



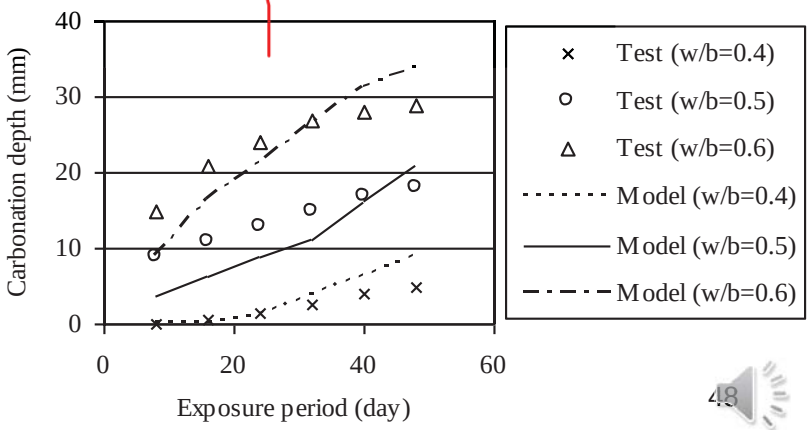
47

(iii) Verification of carbonation depth (accelerated environment)



CO_2 concentration = 4%
Relative humidity = 55%
Temperature = 40 °C

CO_2 concentration = 6.5%
Relative humidity = 65%
Temperature = 30 °C

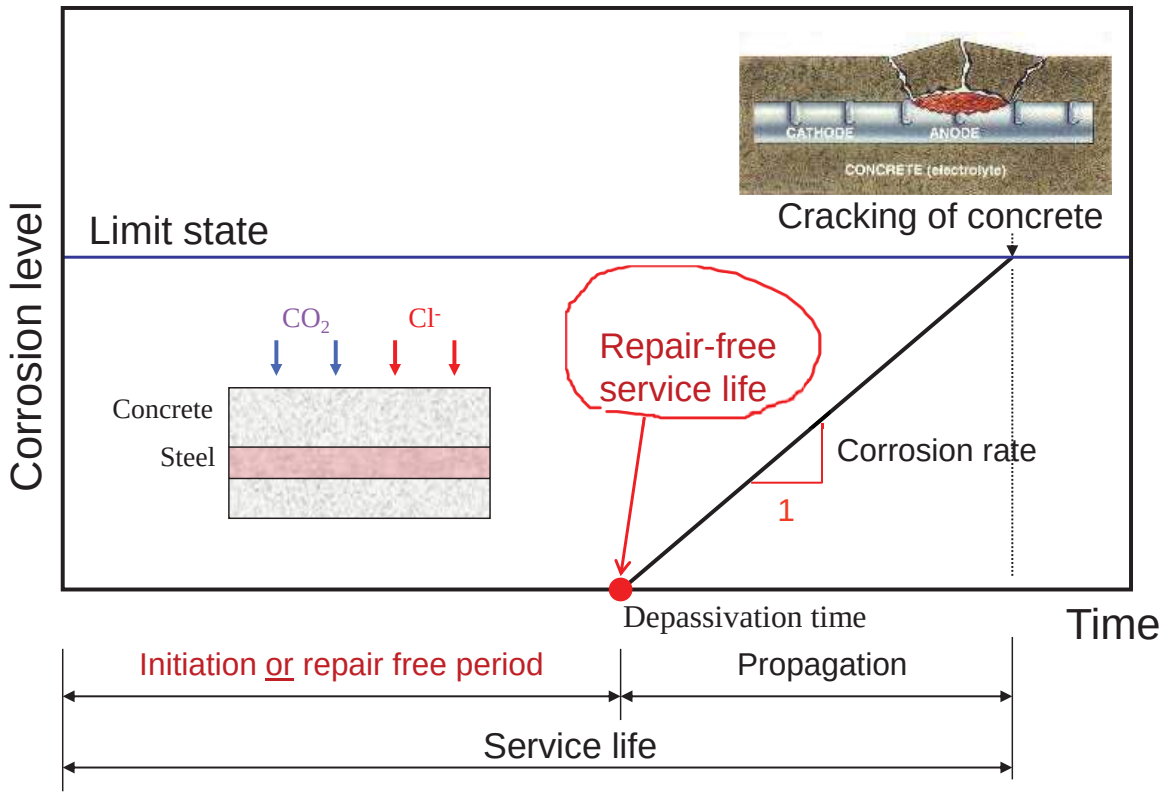


48

Chloride-induced Corrosion Simulation Model (Fly Ash Concrete)

49

Model for predicting repair-free service life



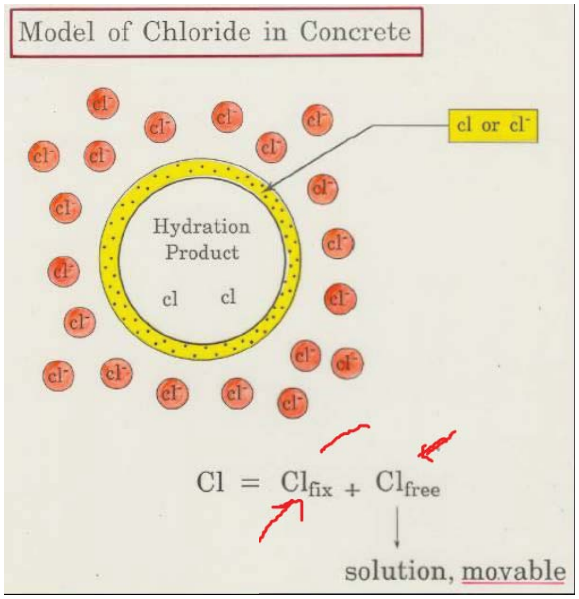
50

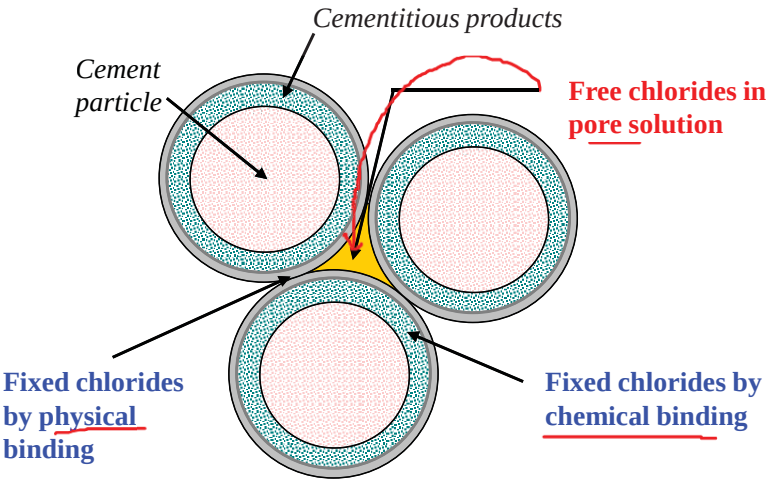
Simulation of Chloride-Induced Corrosion of Steel in Concrete

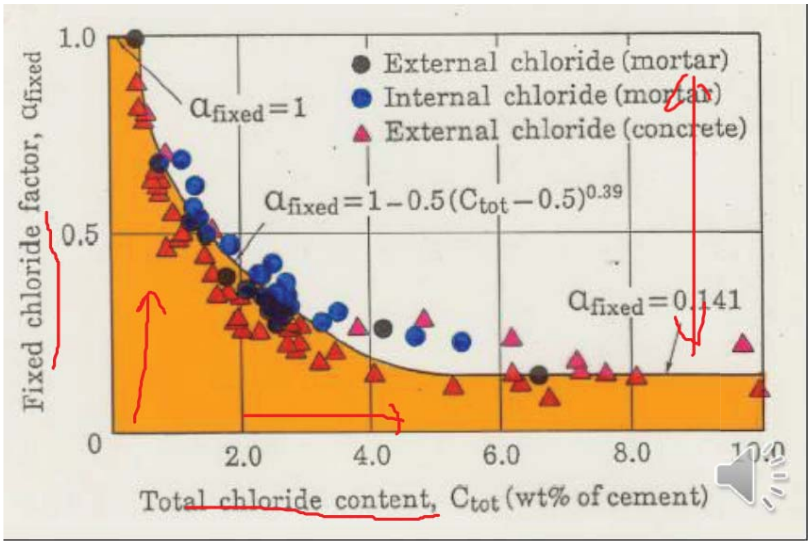
Models :

- ***Movement of chloride and water vapor (Fick's second law of diffusion)***
- ***Chloride binding capacity****
- ***Carbonation***
- ***Cyclic wetting and drying***
- ***Ion adsorption and surface condensation***
- ***Ion exchange***
- ***Depassivation criteria***

51







Chlorides in Concrete

Chloride binding capacity

Total chlorides

This chloride attacks the steel

Fixed chlorides

Free chlorides

- By cementitious materials
  1. Chlorides chemically bound in the structure of hydration products
     - $3CaO.Al_2O_3.CaCl_2.10H_2O$ (Calcium Chloroaluminate, Friedel's Salt)
     - $3CaO.Fe_2O_3.CaCl_2.10H_2O$ (Calcium Chloroferrite)

     } Absorbed chlorides
  2. Chlorides physically bound to the surface of hydration and pozzolanic products
     - C-S-H from hydration of C_3S , C_2S
     - C-S-H and CAH from pozzolanic reaction
     - CAH and CAFH from hydration of C_3A , C_4AF

     } Adsorbed chlorides on the pore walls
  3. Chlorides physically bound by other hydration products; monosulfate, ettringite, etc.
- By non - reactive materials

  Finer, fine and coarse aggregates → Adsorbed chlorides on the surface

Chloride Binding Capacity of Cement-Fly Ash Pastes

I. Chemical binding

- By tricalcium aluminates (C_3A)

$$C_3A + Cl^- \longrightarrow 3CaO.Al_2O_3.CaCl_2.10H_2O$$

(Calcium Chloroaluminate, Fridel's Salt)

$$FixCl^-_{by\ C3A} = \lambda_{fix,\ C3A} \times (M_{hydrated\ C3A}(t_e) - M_{hydrated\ C3A}(t_s))$$

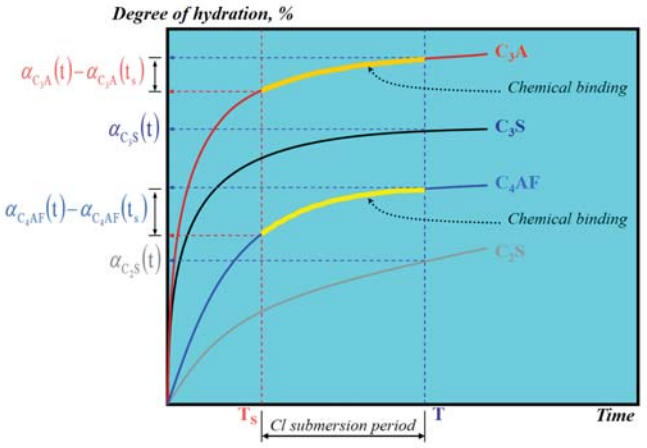
- By tetracalcium aluminoferrites (C_4AF)

$$C_4AF + Cl^- \longrightarrow 3CaO.Fe_2O_3.CaCl_2.10H_2O$$

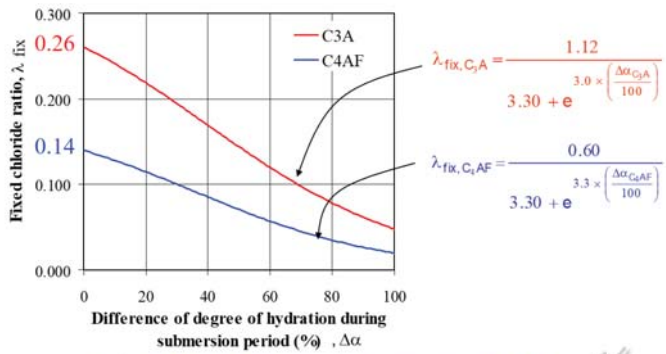
(Calcium Chloroferrite)

$$FixCl^-_{by\ C4AF} = \lambda_{fix,\ C4AF} \times (M_{hydrated\ C4AF}(t_e) - M_{hydrated\ C4AF}(t_s))$$

Degree of Hydration of Major Compound in Cement



Relationship between fixed chloride ratios of C_3A and C_4AF and their degrees of hydration



$\Delta\alpha_{C_3A\ or\ C_4AF}$ ↑ ⇨ Paste is denser. ⇨ Less amount of C_3A and C_4AF to catch chlorides. (Low fixed chloride ratio) 59

Chloride Binding Capacity of Binders (*continued*)

II. Physical binding

- Products from tricalcium aluminate

$$2C_3A + 3C\bar{S}H_2 + 26H \rightarrow C_6A\bar{S}_3H_{32}$$

(Gypsum) (Ettringite)

$$2C_3A + C_6A\bar{S}_3H_{32} + 4H \rightarrow 3C_4A\bar{S}H_{12}$$

(Monosulfoaluminate or Monosulfate)

$$C_3A + 6H \rightarrow C_3AH_6$$

- Products from tetracalcium aluminoferrite

$$C_4AF + 3C\bar{S}H_2 + 21H \Rightarrow C_6(A,F)\bar{S}_3H_{32} + (A,F)H_3$$

(Gypsum) (Ettringite)

$$2C_4AF + C_6(A,F)\bar{S}_3H_{32} + 7H \Rightarrow 3C_4(A,F)\bar{S}H_{12} + (A,F)H_3$$

(Monosulfate)

$$C_4AF + 9H + 4CH \rightarrow C_4(AF)H_{13}$$

(Hydrogarnet)

Chloride Binding Capacity of Binders (*continued*)

II. Physical binding (*continued*)

- Products from tricalcium silicate (C_3S)

$$2C_3S + 6H \rightarrow C_3S_2H_3 + 3CH$$

(Calcium Silicate Hydrate, C-S-H)

- Products from dicalcium silicate (C_2S)

$$2C_2S + 4H \rightarrow C_3S_2H_3 + CH$$

(Calcium Silicate Hydrate, C-S-H)

- Products from fly ash

$$3CH + 2S \rightarrow C_3S_2H_3$$

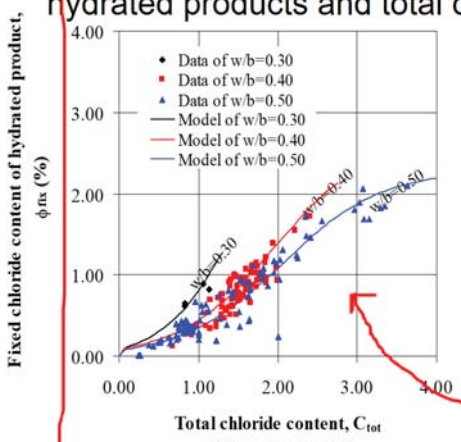
(Calcium Silicate Hydrate, C-S-H)

$$3CH + 2A \rightarrow C_3A_2H_3$$

(Calcium Aluminate Hydrate, C-A-H)

Physical Binding

Relationship between fixed chloride content of hydrated products and total chloride content



C_{tot} ↑

⇩

More amount of chlorides in pore.

⇩

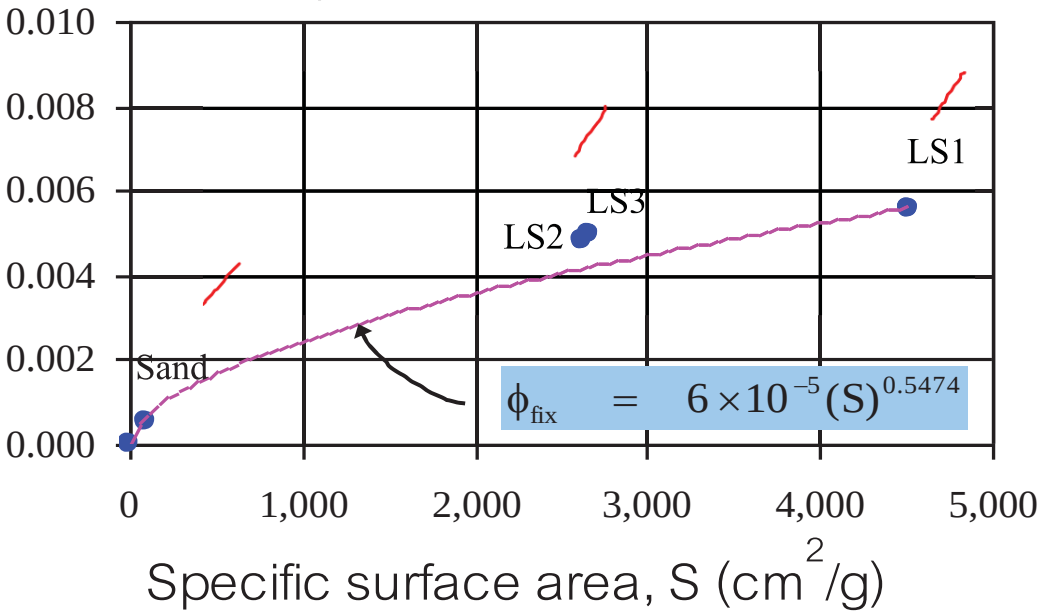
More fixed chloride content

$$\phi_{fix} = \left[\frac{-0.093 \times w/b + 0.135}{0.037 + e^{(-0.0002 \times w/b - 1.572) \times C_{tot}}}\right] \times \left(\frac{C_{tot}}{C_{tot} + 0.01}\right) \times \left(\frac{F_c}{3190}\right)^{0.5}$$

$$FixCl^-_{by\ physical\ binding} = \phi_{fix} \times \sum M_{products}(t_e)$$

Model of Chloride Binding Capacity of Fine Aggregate and Limestone Powder

Fix chloride ratio, ϕ_{fix}, (by weight)



From Plangngeon and Tangtermsiriul

Test Parameters

Cement paste

C1: Type I cement, w/c=0.30
C2: Type I cement, w/c=0.40
C3: Type I cement, w/c=0.50
C4: Type III cement, w/c=0.40
C5: Type V cement, w/c=0.40

Cement - fly ash paste

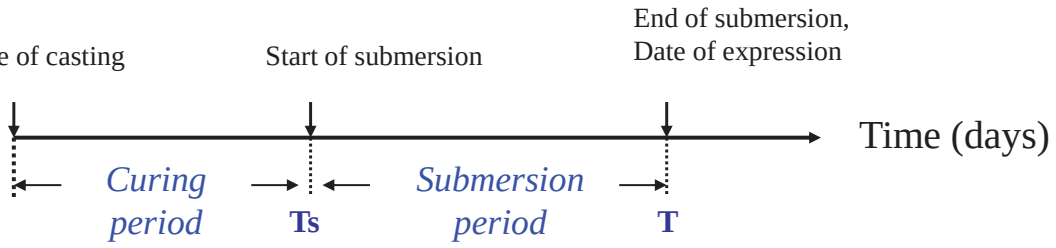
Cement+Fly Ash A (Low calcium)

FA1: Type I cement + Fly ash A (30%), w/c=0.40
FA2: Type I cement + Fly ash A (50%), w/c=0.40
FA3: Type I cement + Fly ash A (70%),w/c=0.40

Cement+Fly Ash B (High calcium)

FB1: Type I cement + Fly ash B (30%), w/c=0.40
FB2: Type I cement + Fly ash B (50%), w/c=0.40
FB3: Type I cement + Fly ash B (70%), w/c=0.40

Curing and submersion period

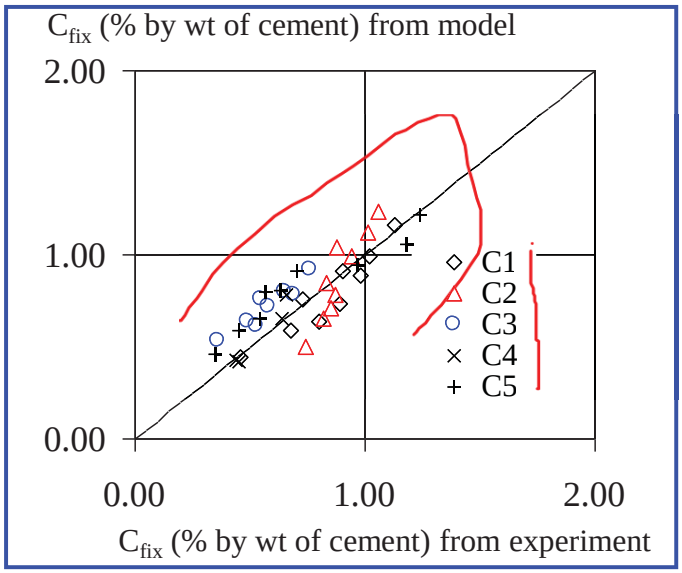


Curing period: 1, 7 and 28 day
Submersion period: 28, 56 and 91 day

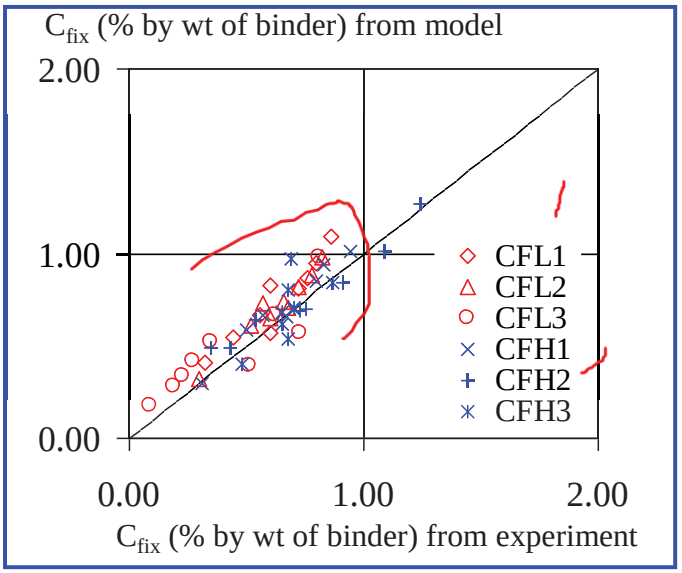
Verification of CBC Model (External Chlorides)

Sumranwanich et.al.

Cement paste



Cement-fly ash paste



Age at start of submersion: t_s = 1, 7, 28 days

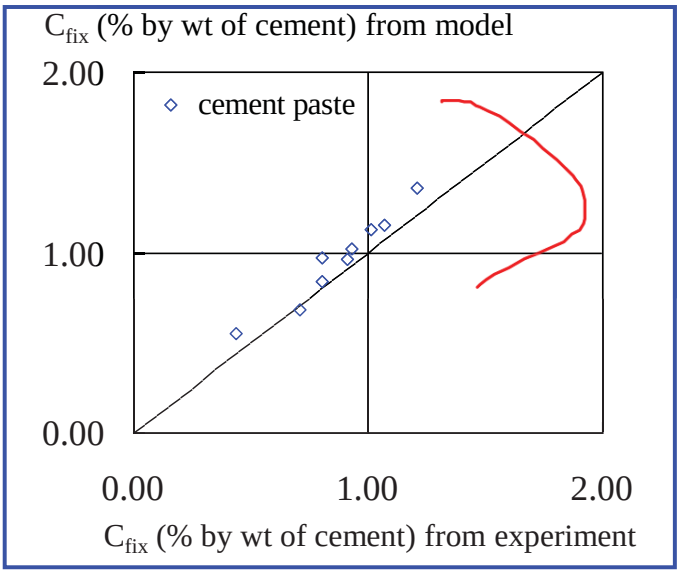
Submersion period: t_e-t_s = 28, 56, 91 days

62

Verification of CBC Model (External Chlorides)

Arya et. al.

Cement paste



Age at start of submersion:

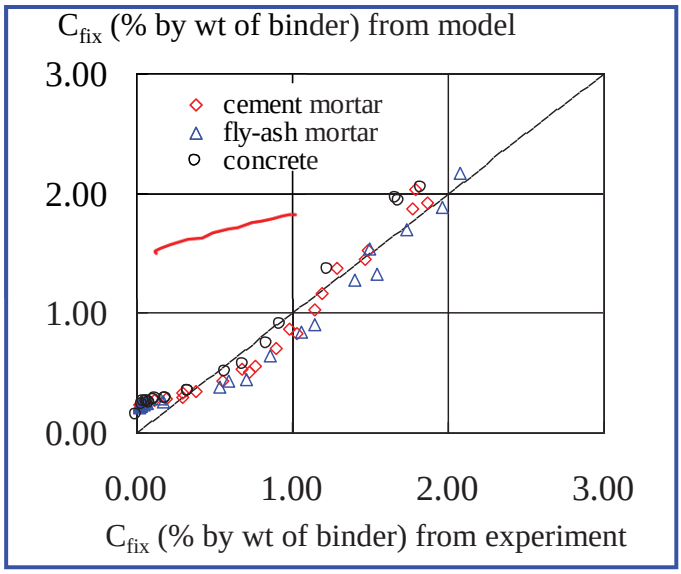
t_s = 2, 28, 84 days

Submersion period:

t_e-t_s = 28, 56, 84 days

Maruya et. al.

Mortar and concrete



Age at start of submersion:

t_s = 28 days

Submersion period:

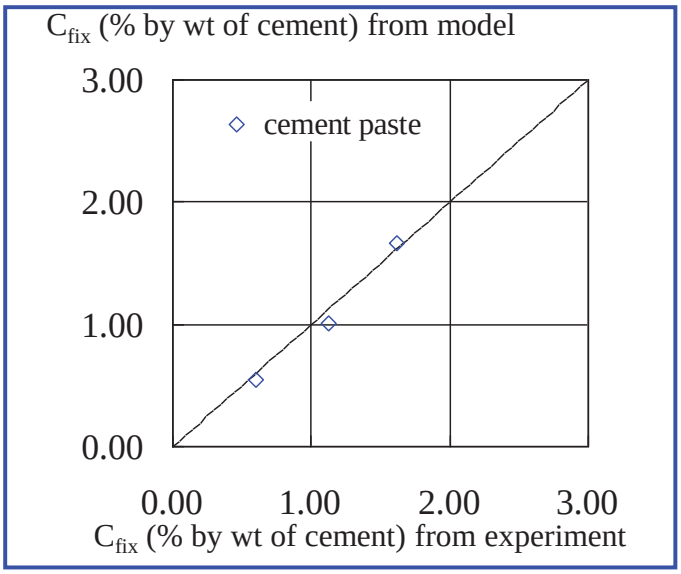
t_e-t_s = 28, 91, 182, 365 days

63

Verification of CBC Model (Internal Chlorides)

Plangngeon and Tangtermsirikul

Cement paste



Age at start of submersion:

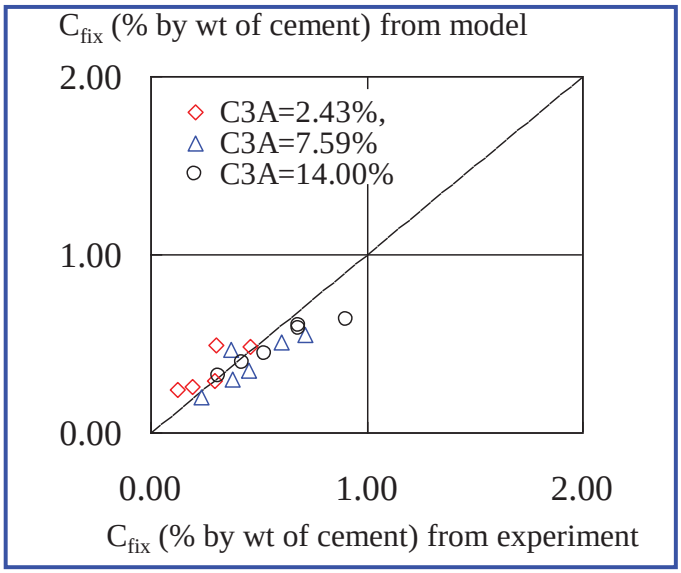
t_s = 0 day

Submersion period:

t_e-t_s = 90 days

Hussain et. al.

Cement paste



Age at start of submersion:

t_s = 0 day

Submersion period:

t_e-t_s = 180 days

64

Simulation of Chloride-Induced Corrosion of Steel in Concrete

Models :

- ***Movement of chloride and water vapor****
  (Fick's second law of diffusion)
- ***Chloride binding capacity***
- ***Carbonation***
- ***Cyclic wetting and drying***
- ***Ion adsorption and surface condensation***
- ***Ion exchange***
- ***Depassivation criteria***

66

Free water content

Same model as that used for shrinkage and thermal cracking prediction models

Moisture transport

Same model as that explained in the carbonation model (evaporation, drying)

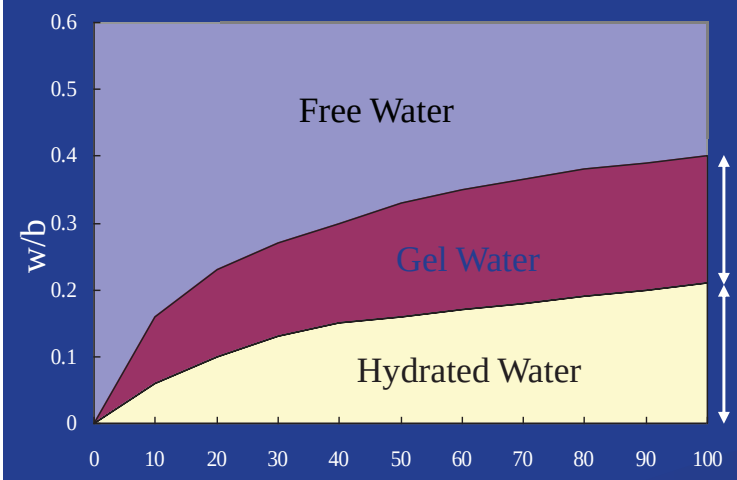
67

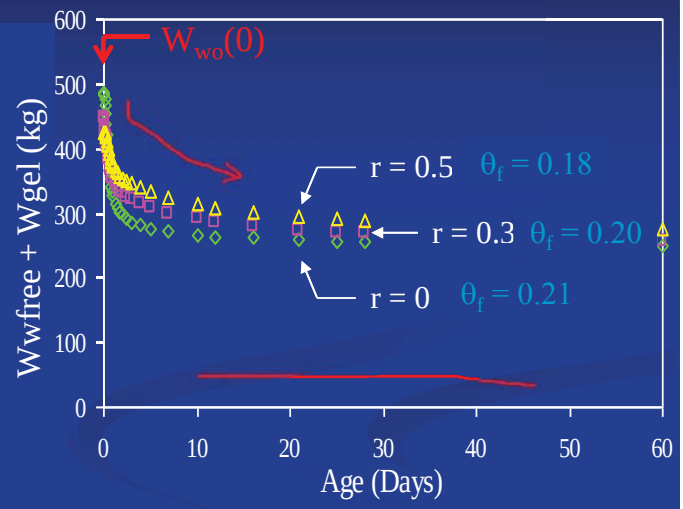
Free Water Content

$$W_{wfree}(t) = W_{w0} - W_{whp}(t) - W_{wgel}(t)$$

$$W_{whp}(t) = \theta_f \cdot (W_c + W_f) \cdot \alpha_{avg}(t) /100$$

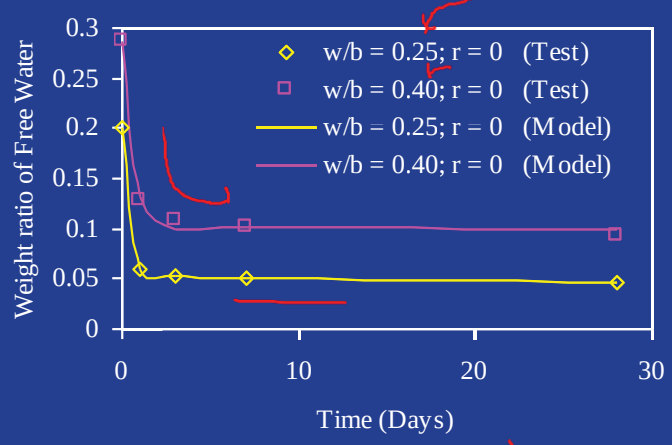
$$\theta_f = 0.21 - 0.13 \cdot r^{2.15}$$



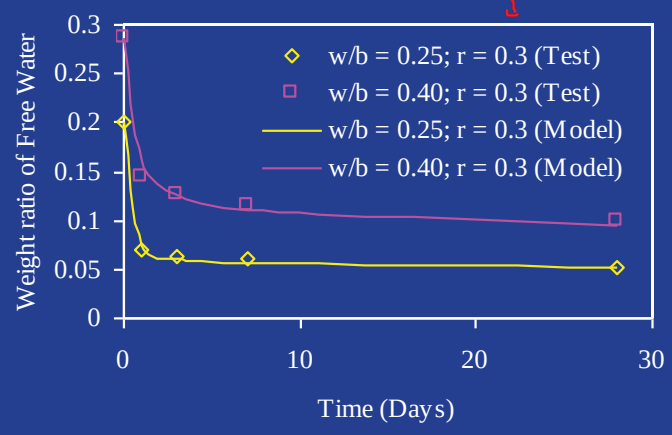


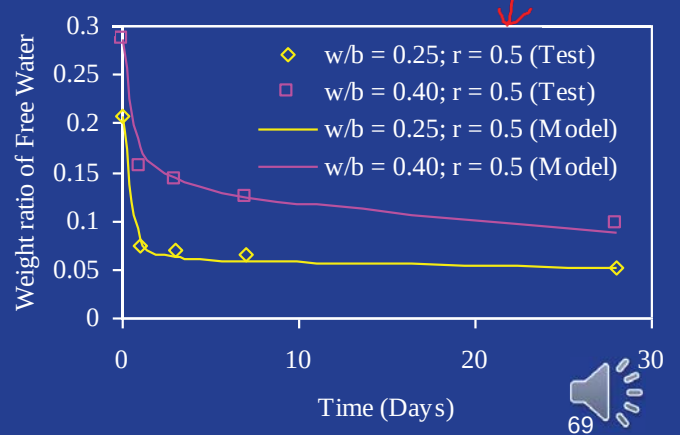
68

Verification of Free Water Model



Effect of w/b ratio

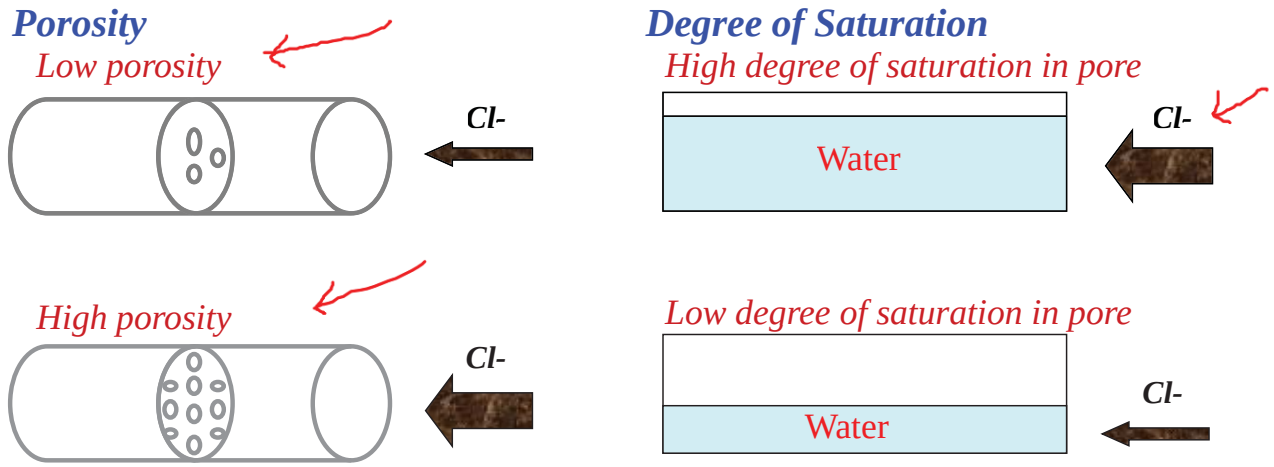




69

Apparent diffusion coefficient of Cl^- (D_{CL})

$$D_{CL} = f\,(\text{porosity, relative water content})$$

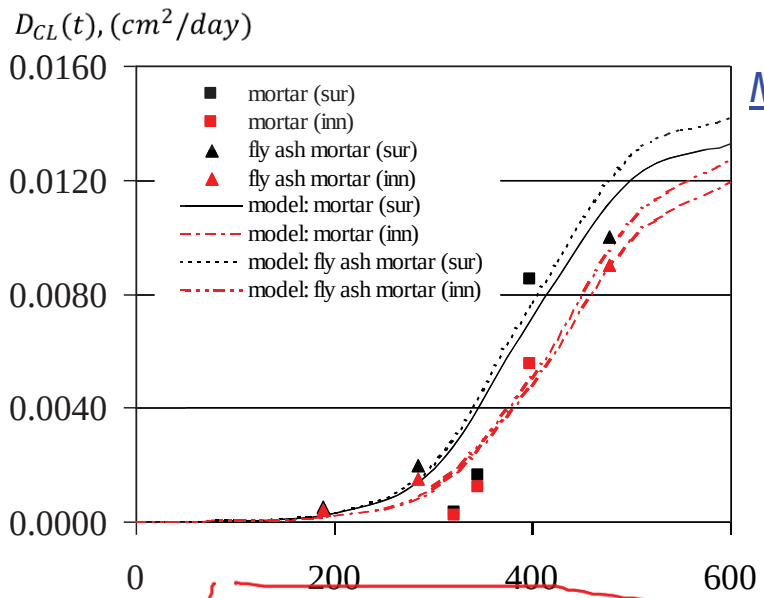


$$F_c(x) = -D_c \frac{\partial C_{free}(x)}{\partial x} \qquad (1)$$

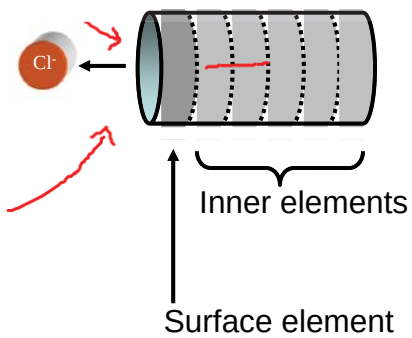
Establishing *mass conservation*: $$\frac{\partial C_{total}}{\partial t} = \frac{\partial F_c}{\partial x} \qquad (2)$$

Substituting Eq.(1) into Eq.(2), (Fick's 2nd law of diffusion): $$\frac{\partial C_{total}(x,t)}{\partial t} = -D_c \frac{\partial^2 C_{free}(x,t)}{\partial^2 x}$$

Model of Time-Dependent Chloride Diffusion Coefficient



Maruya and Tangtermsirikul



$$200 \times d_{ave}^{2.1}(t) \times \left(\frac{n(t)}{100}\right)^{3.5}$$

n : total porosity
d : av. pore size
Rp : paste ratio
f/b :FA replacement
Cw : relative water content

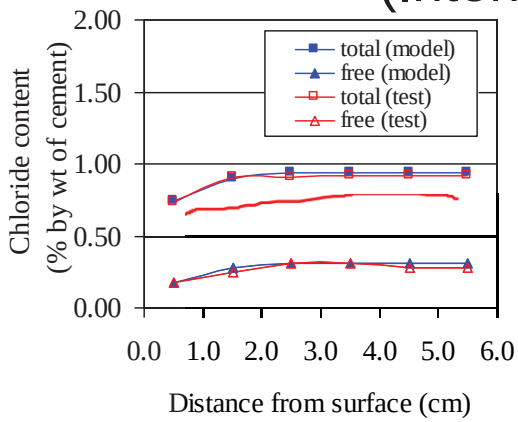
For surface element;

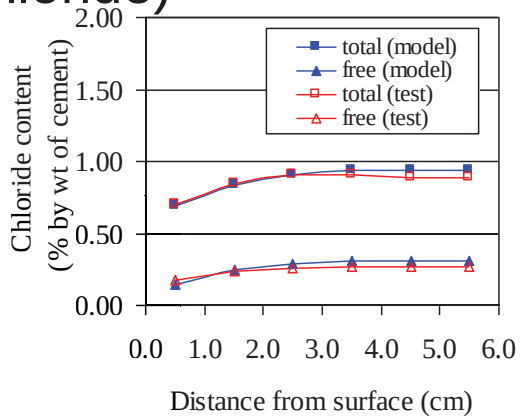
$$D_{CL}(1,t) = \frac{0.000012}{0.00043 + e^{-0.0197 \times \left(200 \times d_{ave}^{1.5}(t) \times \left(\frac{n(t)}{100}\right)^{3.5}\right)}} \times (R_p^3 + 0.375) \times \left(0.25 \times \left(\frac{f}{b}\right) + 1\right) \times \left(\frac{C_W(1,t}{100}\right.$$

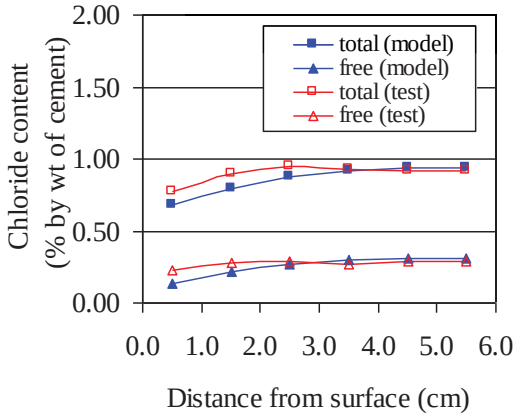
For inner element;

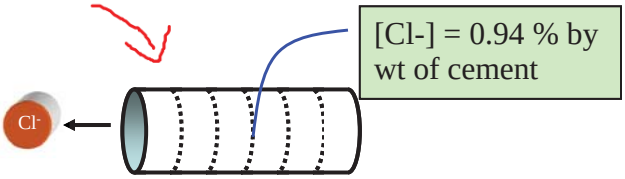
$$D_{CL}(x,t) = \frac{0.000010}{0.00039 + e^{-0.0184 \times \left(200 \times d_{ave}^{1.5}(t) \times \left(\frac{n(t)}{100}\right)^{3.5}\right)}} \times (R_p^3 + 0.375) \times \left(0.25 \times \left(\frac{f}{b}\right) + 1\right) \times \left(\frac{C_W(x,t}{100}\right.$$

Simulation of Chloride Profile of Cement Mortar (Internal chloride)





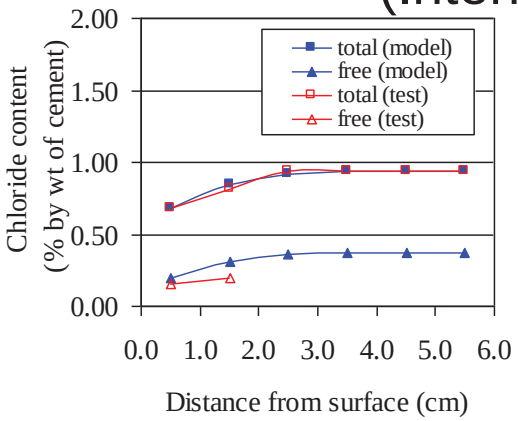


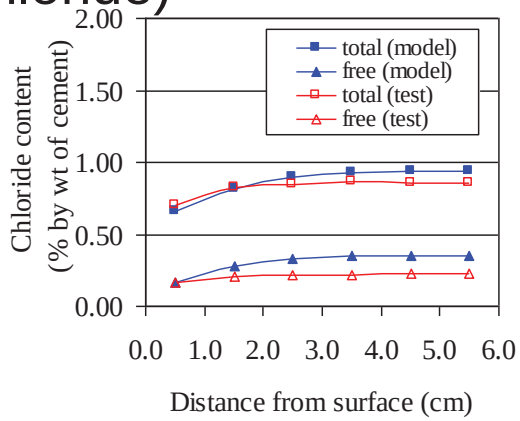


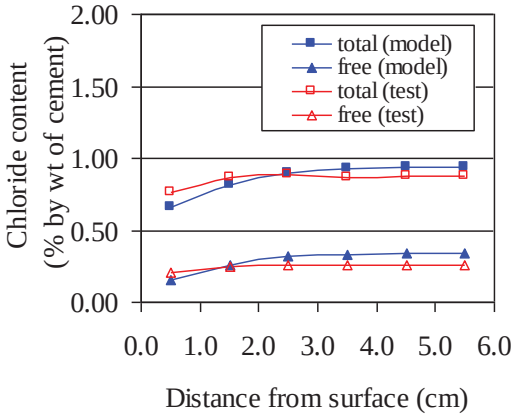
Maruya and Tangtermsirikul:
(Dissolving Test)
cement mortar,
w/c = 0.50,
t_s = 28 days

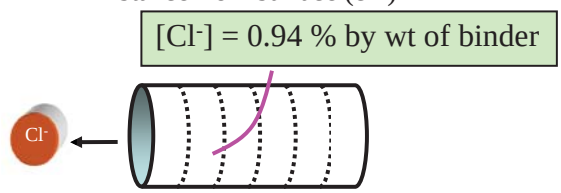
74

Simulation of Chloride Profile of Cement-Fly Ash Mortar (Internal chloride)









Maruya and Tangtermsirikul:
(Dissolving Test)
cement-fly ash mortar,
w/b = 0.50, f/b = 0.20
t_s = 28 days

75

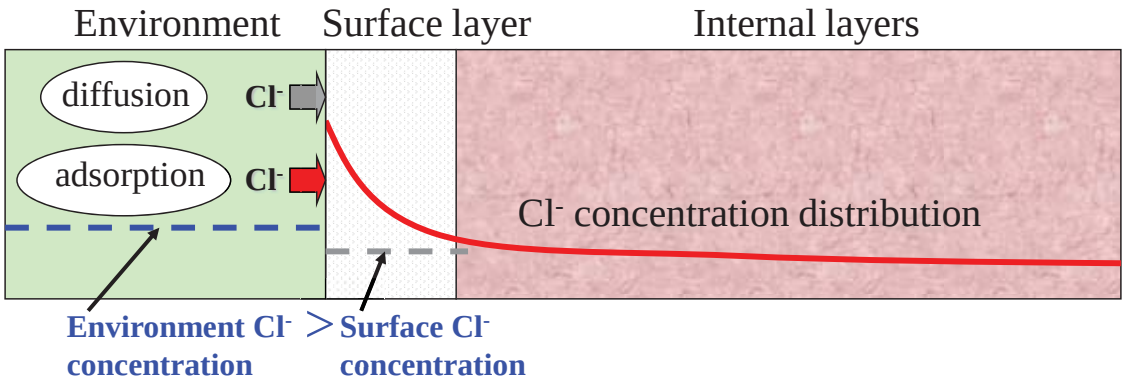
Simulation of Chloride-Induced Corrosion of Steel in Concrete

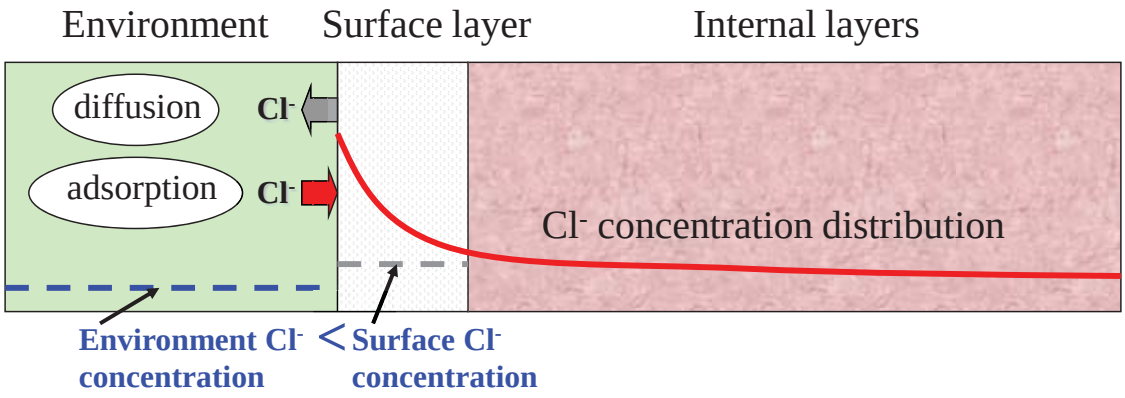
Models :

- ***Movement of chloride and water vapor (Fick's second law of diffusion)***
- ***Chloride binding capacity***
- ***Carbonation***
- ***Cyclic wetting and drying***
- ***Ion adsorption and surface condensation****
- ***Ion exchange***
- ***Depassivation criteria***

76

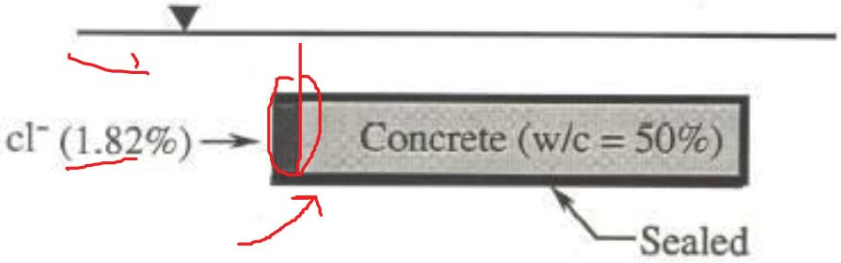
Chloride Condensation in Surface Layer

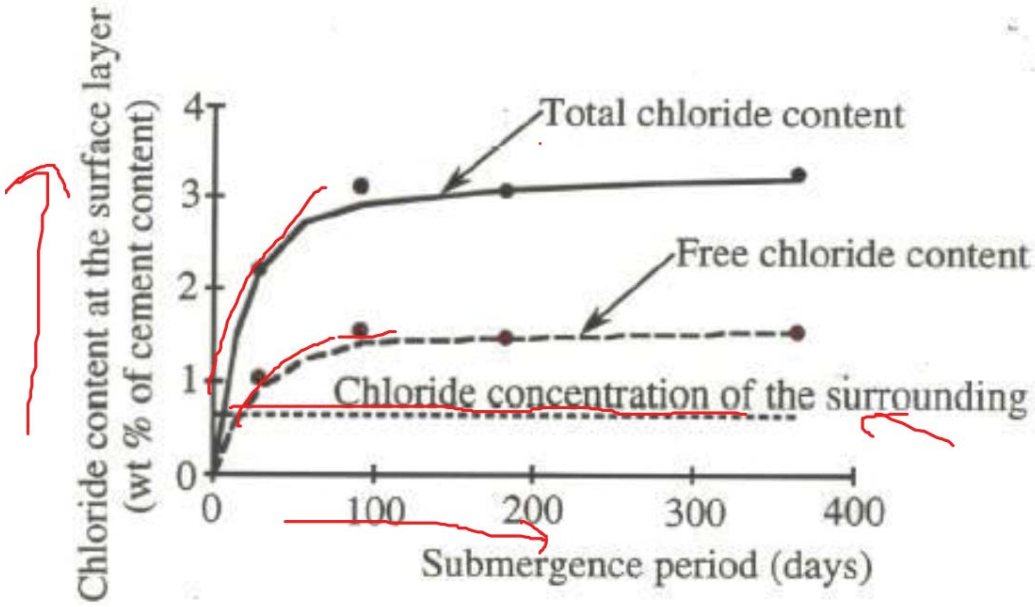




77

Chloride Penetration Test Results





78

Model of Time-Dependent Ion Adsorption

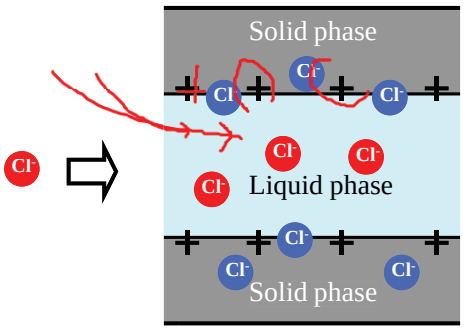
$$F_{ad}(1,t)=\left(0.0000034\times B^{0.443}\right)\times R_p^{0.05}\times\left(-0.35\times C_{f,b}^{0.5}(1,t)+1\right)\times\frac{n(t)}{100}\times e^{-C_{f,b}(1,t)}$$

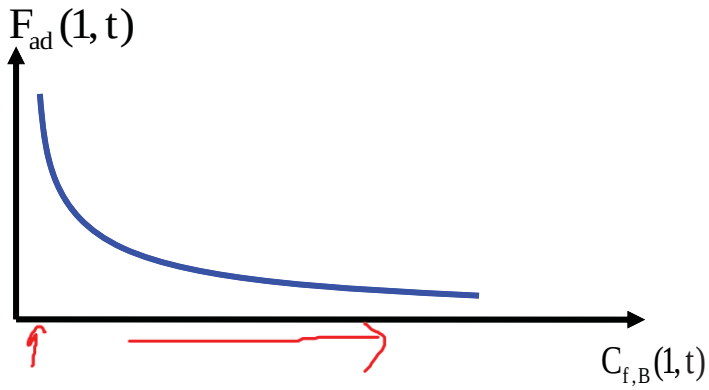
where, $F_{ad}(1,t)$ = Ion adsorption flux of surface element, mol/(cm²/day)

$C_{f,B}(1,t)$ = Free chloride content of surface element, % by wt of binder

B = Binder content (kg/m³) R_p = Paste ratio

n(t) = Porosity, %





Cl⁻ free chloride Cl⁻ fixed chloride

79

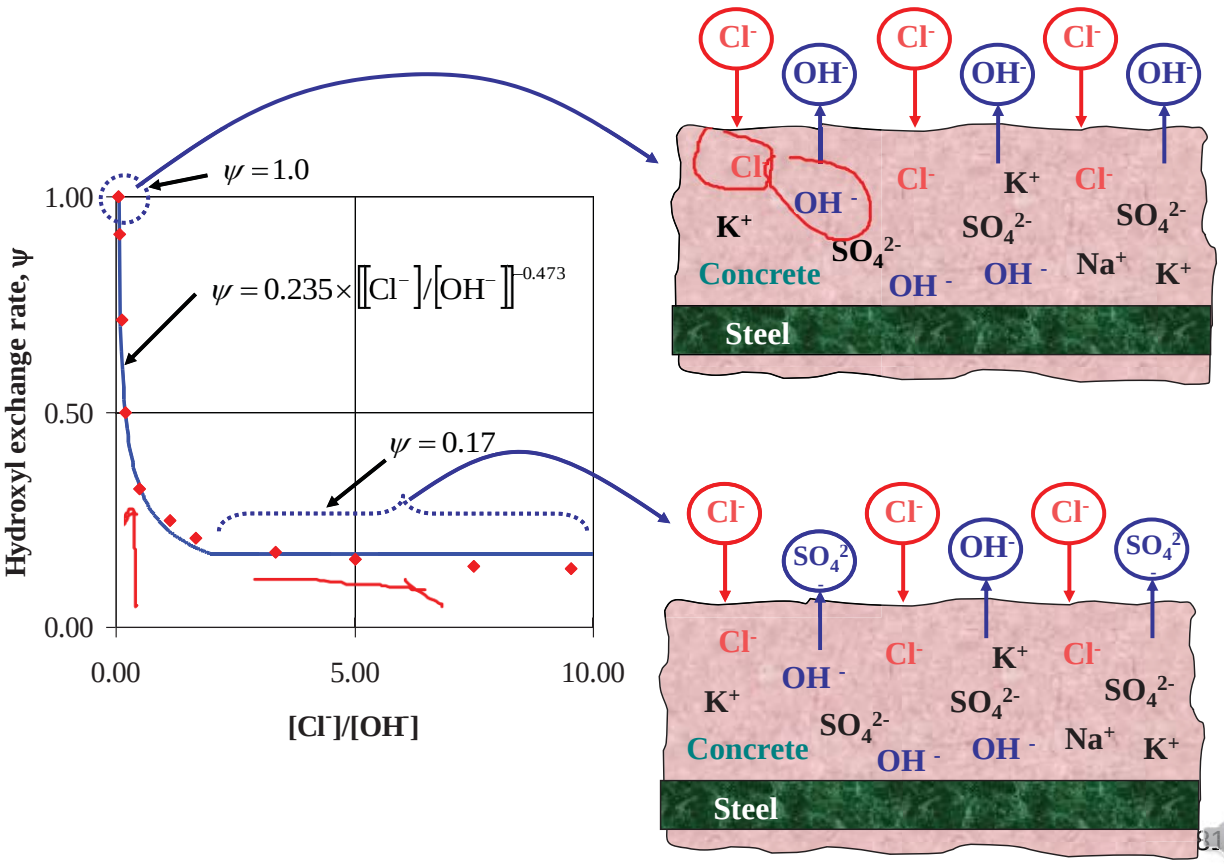
Simulation of Chloride-Induced Corrosion of Steel in Concrete

Models :

- *Movement of chloride and water vapor (Fick's second law of diffusion)*
- *Chloride binding capacity*
- *Carbonation*
- *Cyclic wetting and drying*
- *Ion adsorption and surface condensation*
- *Ion exchange**
- *Depassivation criteria*

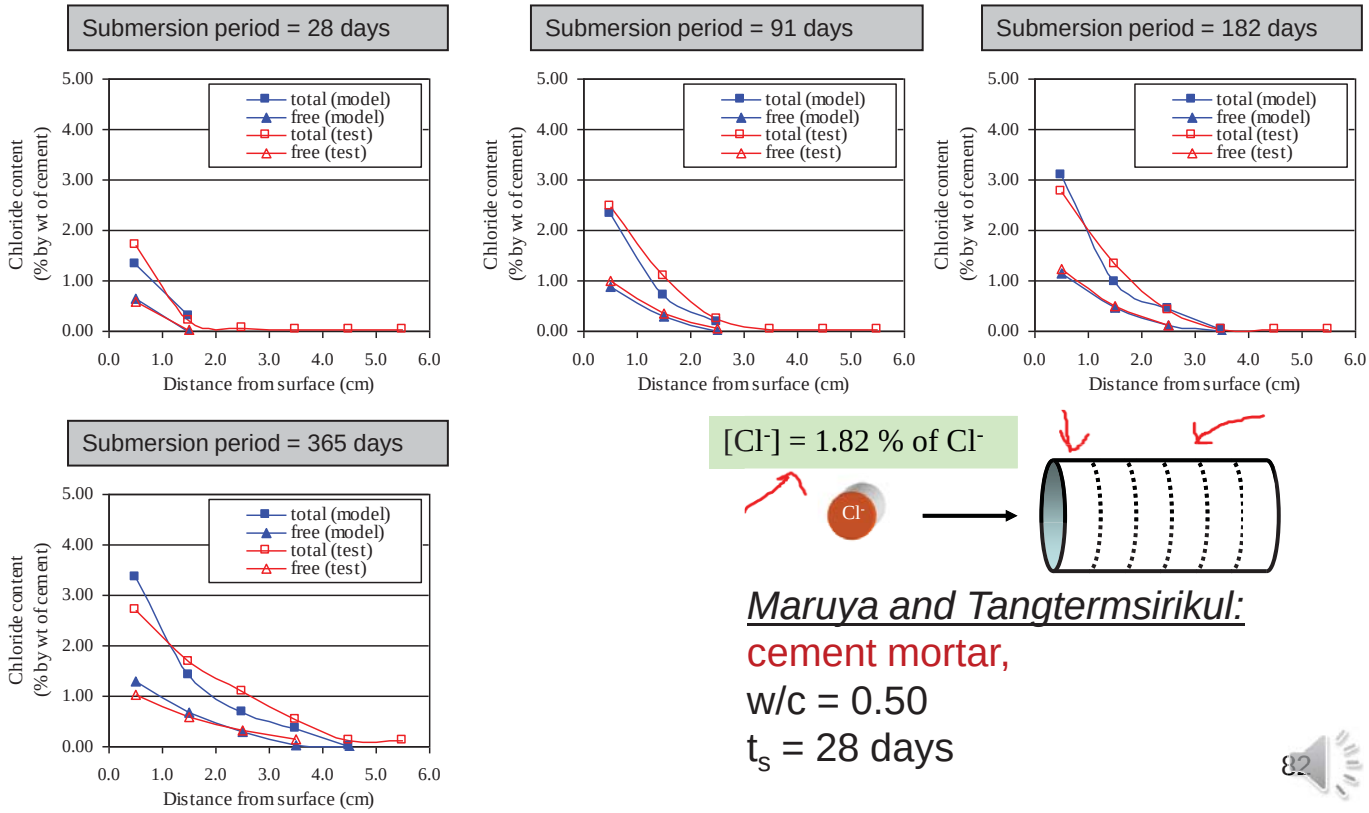
80

Mechanism of Ion Exchange



81

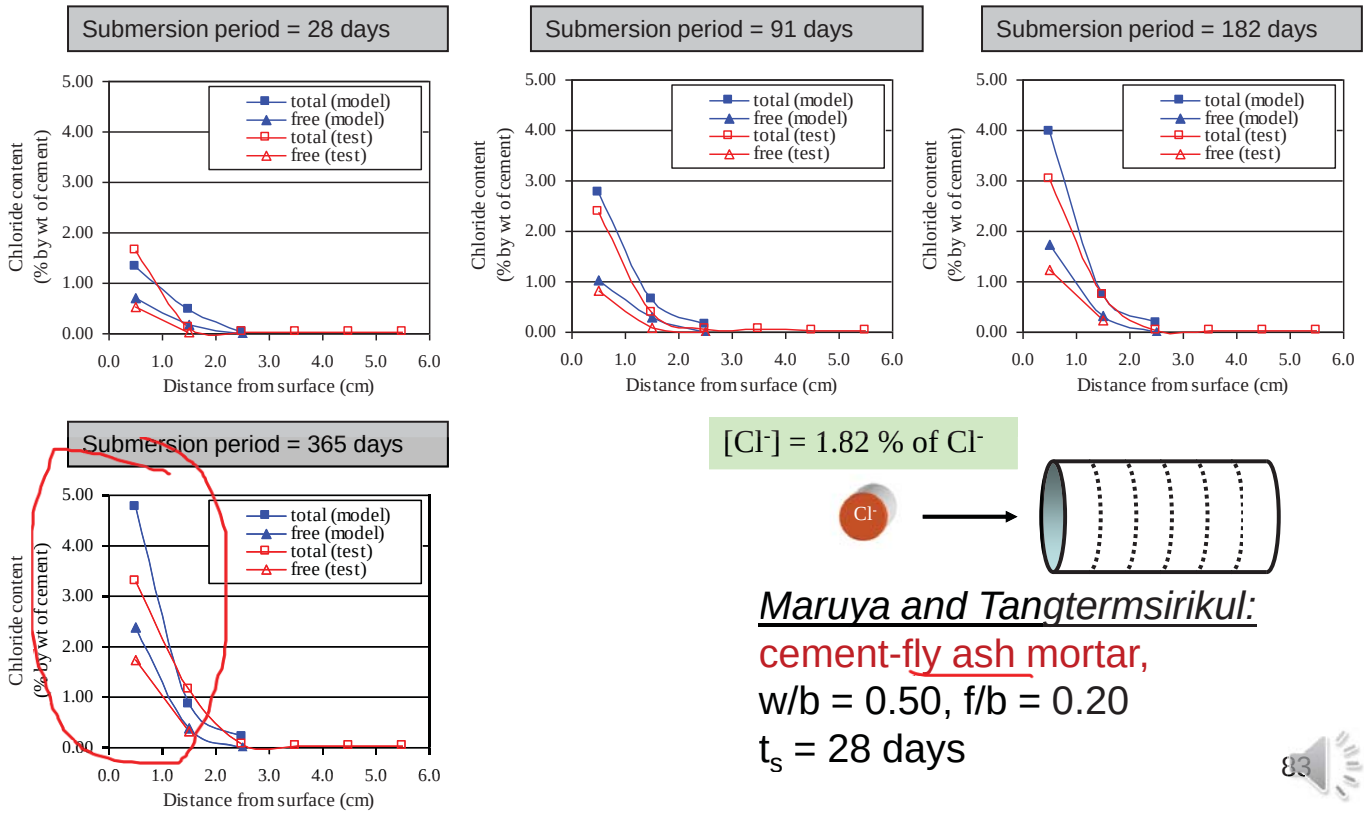
Simulation of Chloride Penetration in Cement Mortar (External chloride)



Maruya and Tangtermsirikul:
cement mortar,
w/c = 0.50
t_s = 28 days

82

Simulation of Chloride Penetration in Cement-Fly Ash Mortar (External chloride)

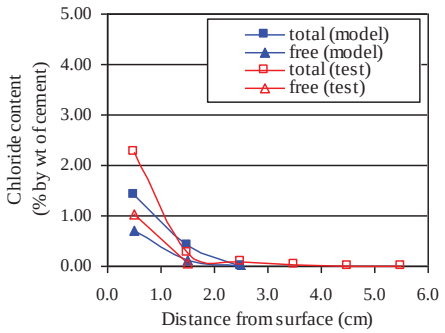


Maruya and Tangtermsirikul:
cement-fly ash mortar,
w/b = 0.50, f/b = 0.20
t_s = 28 days

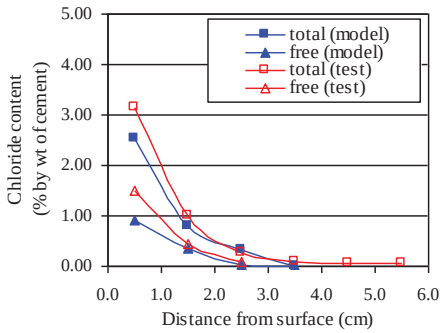
83

Simulation of Chloride Penetration in Concrete (External chloride)

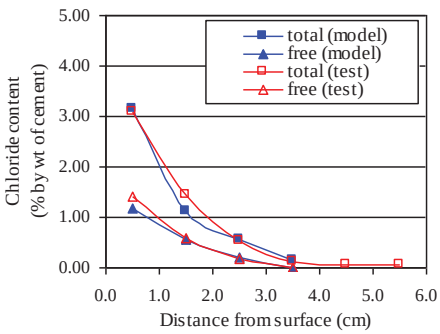
Submersion period = 28 days



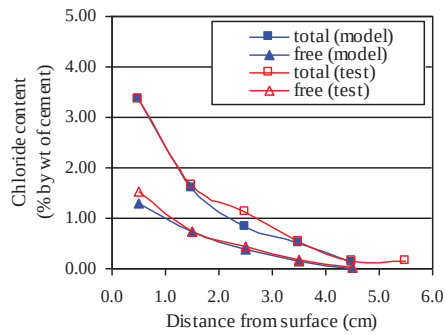
Submersion period = 91 days



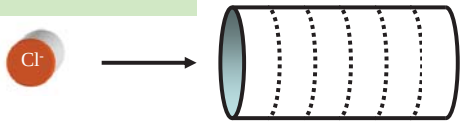
Submersion period = 182 days



Submersion period = 365 days



$[Cl^-]$ = 1.82 % of Cl^-



Maruya and Tangtermsirikul:
concrete,
w/c = 0.50
t_s = 28 days

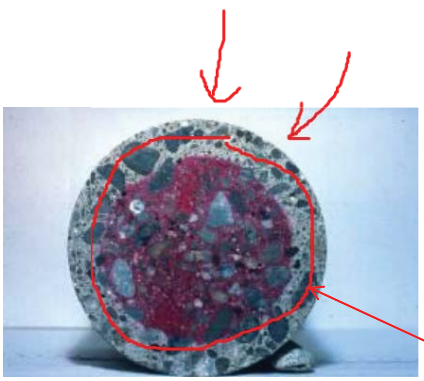
84

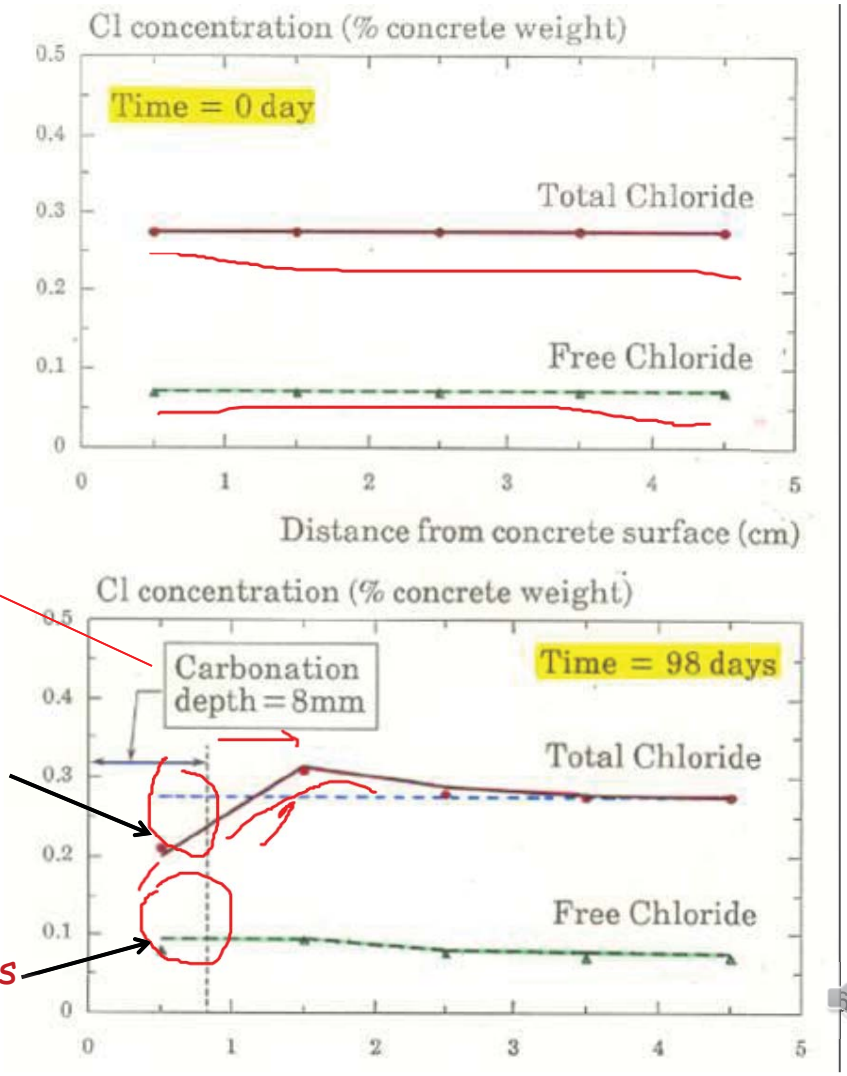
Simulation of Chloride-Induced Corrosion of Steel in Concrete

Models :

- ***Movement of chloride and water vapor (Fick's second law of diffusion)***
- ***Chloride binding capacity***
- ***Carbonation****
- ***Cyclic wetting and drying***
- ***Ion adsorption and surface condensation***
- ***Ion exchange***
- ***Depassivation criteria***

85



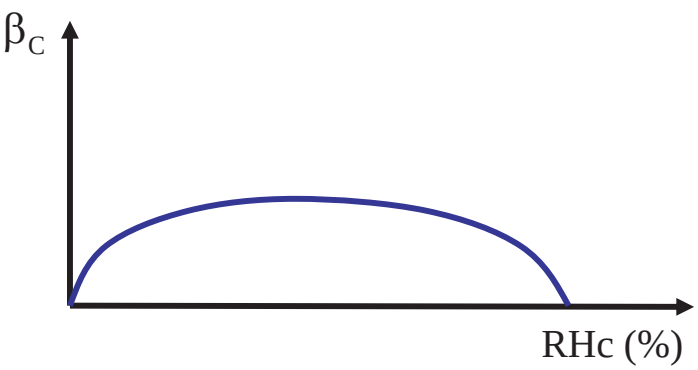


Released Free Chloride from Carbonation

Carbonation factor

$$C_{free,carbonation} = \beta_c \times C_{fixed}$$

where, $\beta_C = 0.15 \times \sin(RHc/100 \times \pi)$



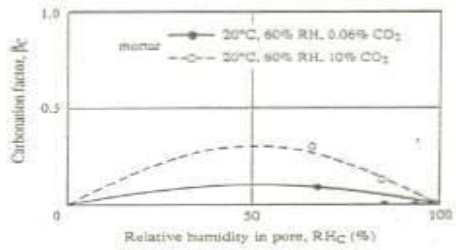


Fig. 5 Carbonation factor in mortar

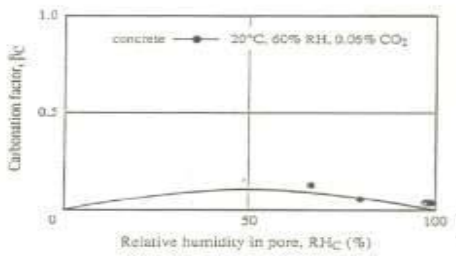


Fig. 6 Carbonation factor in concrete

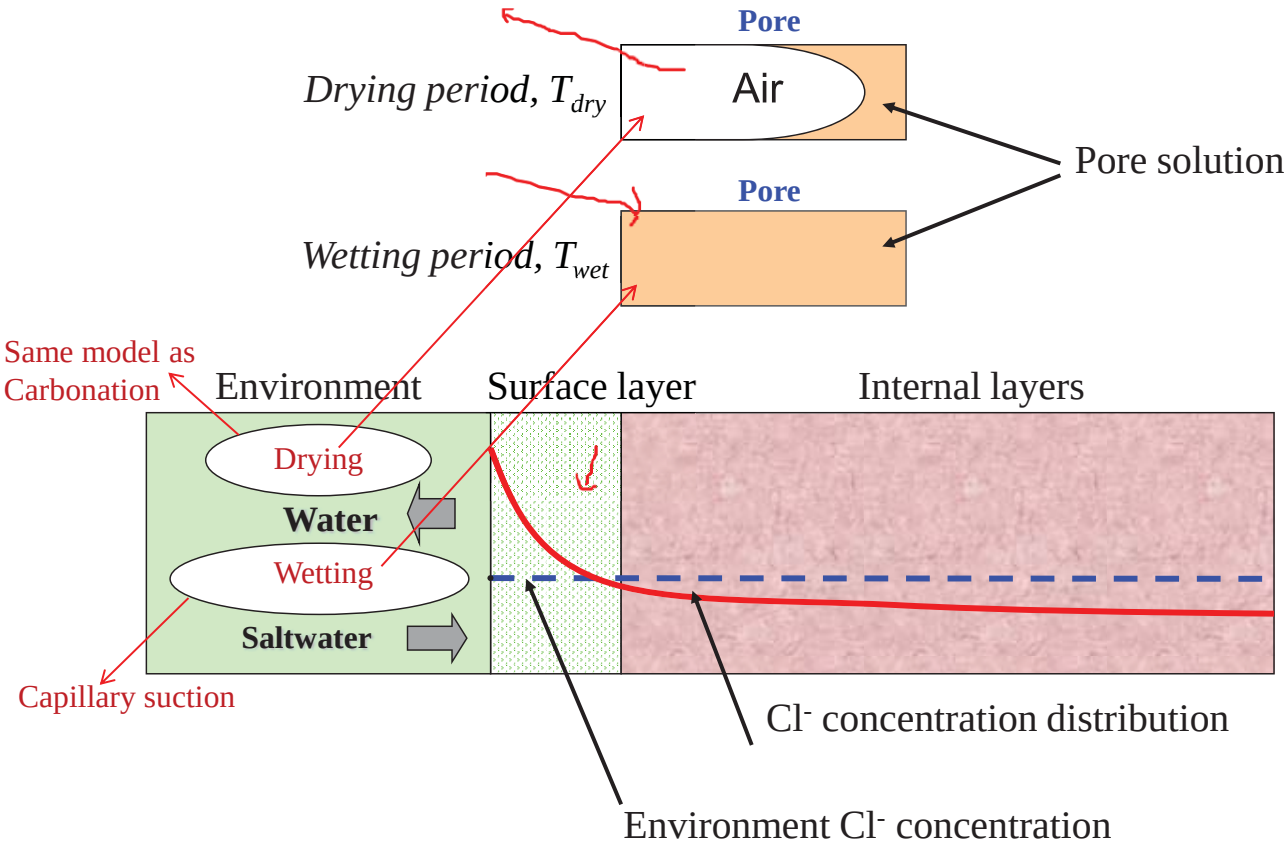
Simulation of Chloride-Induced Corrosion of Steel in Concrete

Models :

- *Movement of chloride and water vapor (Fick's second law of diffusion)*
- *Chloride binding capacity*
- *Carbonation*
- *Cyclic wetting and drying**
- *Ion adsorption and surface condensation*
- *Ion exchange*
- *Depassivation criteria*

88

Effect of Cyclic Wetting and Drying



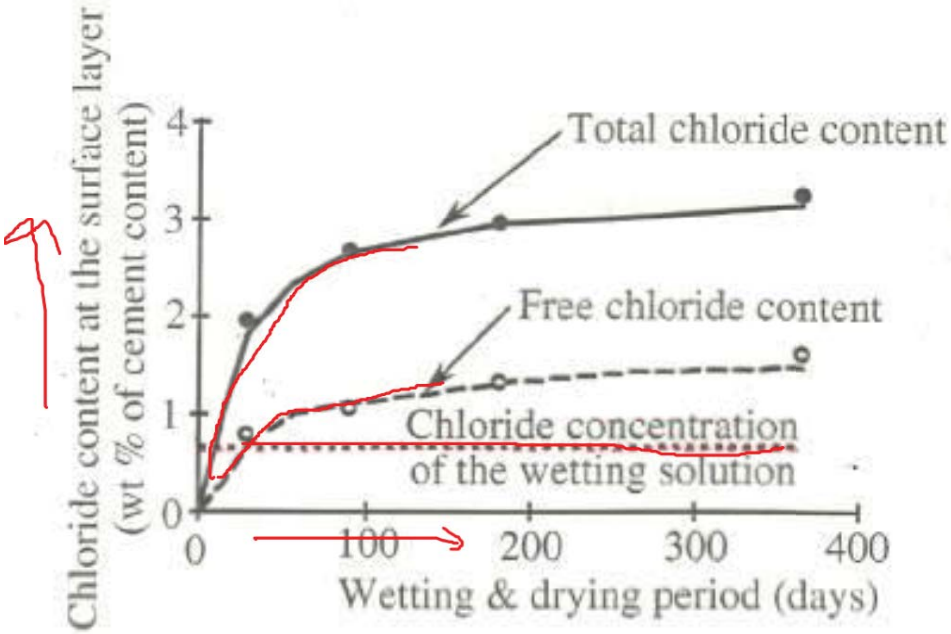
89

Wetting & Drying Test Results

Drying 7 days + Wetting 7 days

Concrete (w/c = 50%)

Sealed



Simulation of Chloride-Induced Corrosion of Steel in Concrete

Models :

- ***Movement of chloride and water vapor (Fick's second law of diffusion)***
- ***Chloride binding capacity***
- ***Carbonation***
- ***Cyclic wetting and drying***
- ***Ion adsorption and surface condensation***
- ***Ion exchange***
- ***Depassivation criteria****

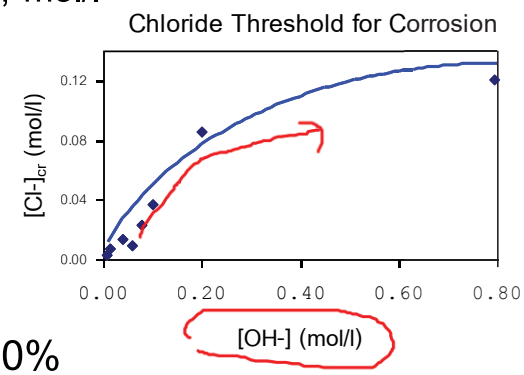
Depassivation Criteria

1. Chloride corrosion threshold
   - Depend on the hydroxyl concentration in pore solution
   - $[Cl^-]_{cr} = 0.1716\ [OH^-]^{0.7619}$

     where,

     $[Cl^-]_{cr}$ = critical chloride concentration, mol/l

     $[OH^-]$ = hydroxyl concentration, mol/l



2. Adequate water supplied
   - Optimum relative humidity is 70-80%
3. Oxygen provided

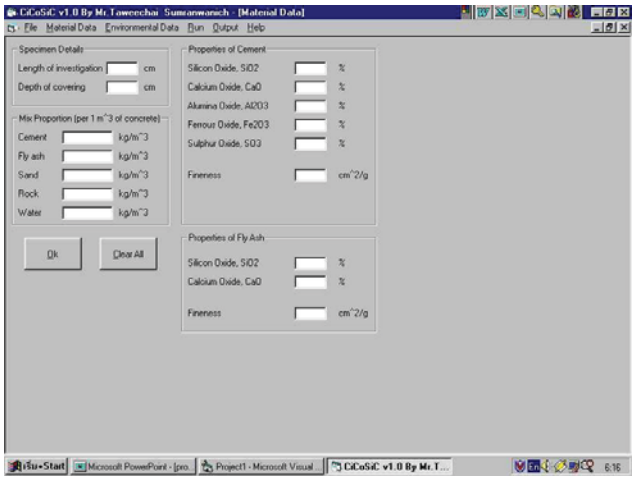
92

Critical Chloride Content (C_{lim})

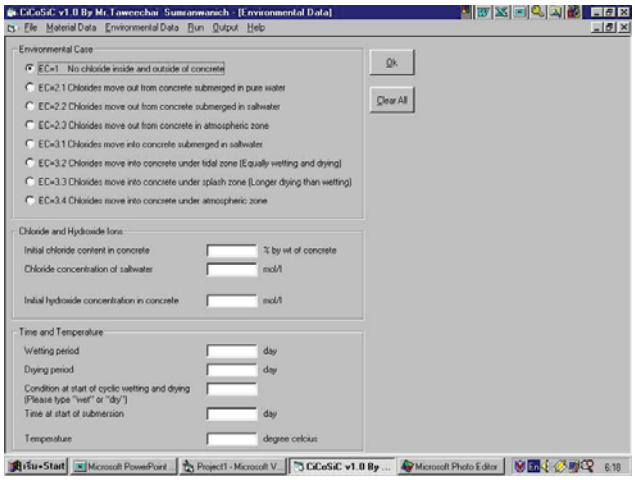
Type of Binder	Critical Chloride Content (% by weight of binder)
Ordinary Portland Cement (OPC)	0.45
OPC + Limestone powder - Replacement ratio less than 0.15 by weight of total binder	0.45
OPC + Fly Ash - Replacement ratio less than 0.15 by weight of total binder - Replacement ratio is between 0.15 – 0.35 by weight of total binder - Replacement ratio is between 0.35 – 0.50 by weight of total binder	 0.45 0.35 0.30

93

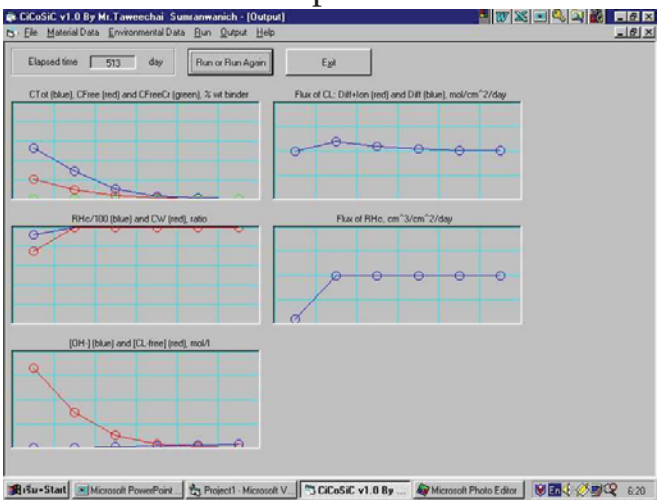
Material Data



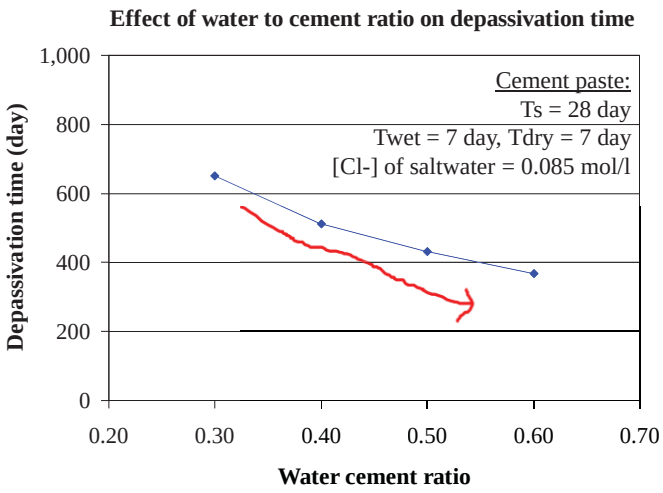
Environment Data

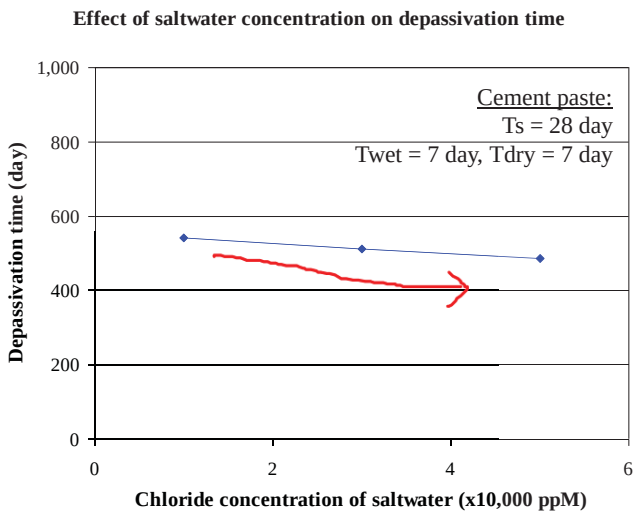


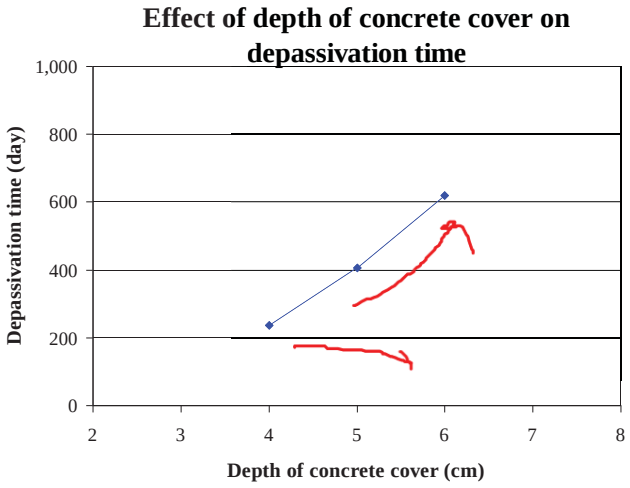
Output

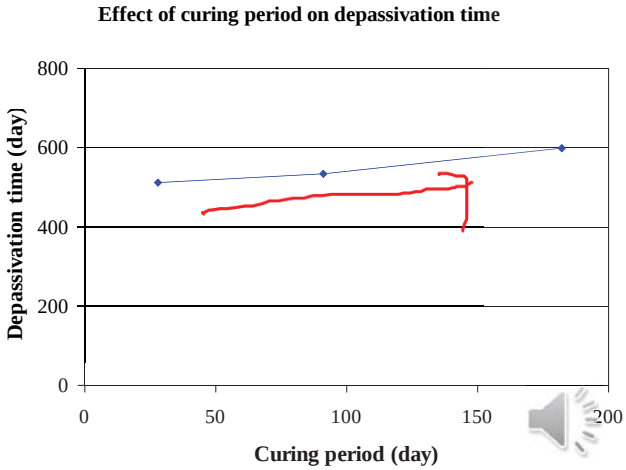


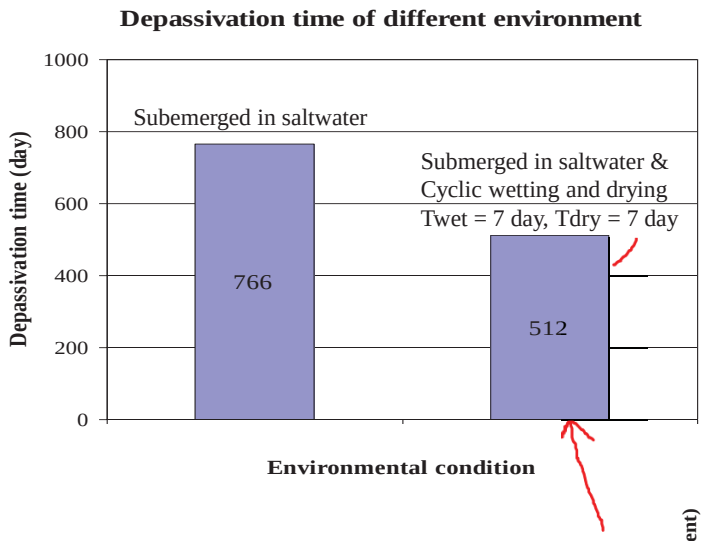
95



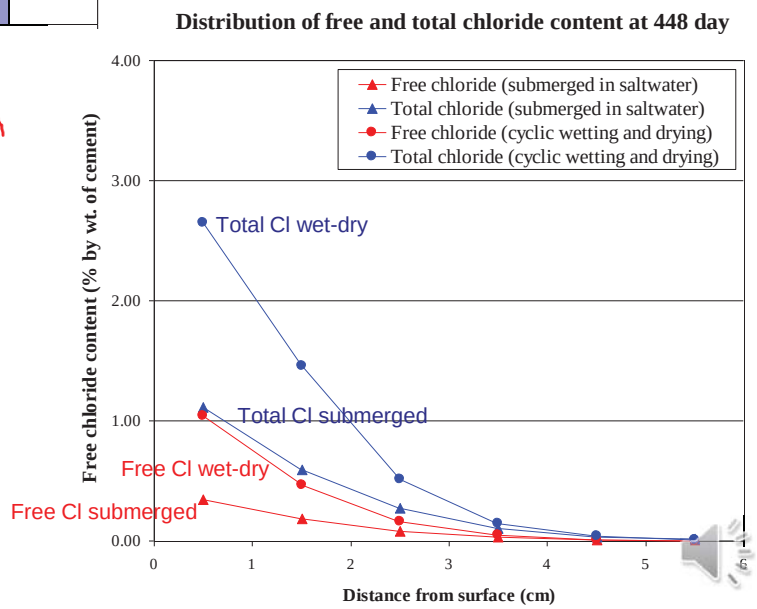




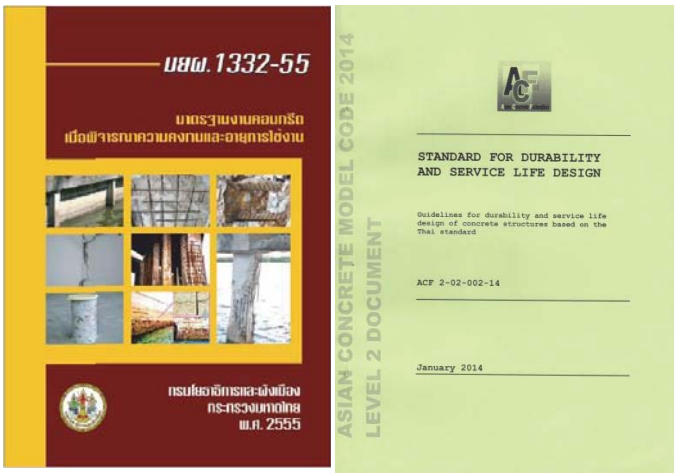




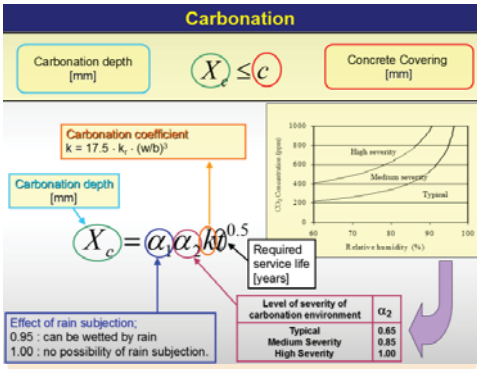
[Cl-] of saltwater =0.845 mol/l
w/c = 0.40
Ts = 28 day

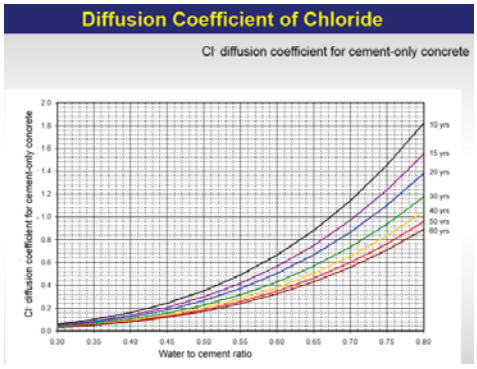


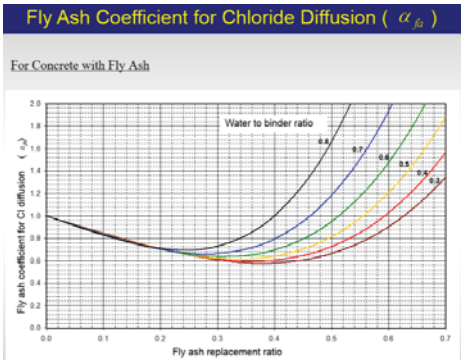
"Development of Thailand Building Code Durability and Service Life Design)"
Department of Public Works and Town & Country Planning
(Received the 2016 NRCT Outstanding Research Award)

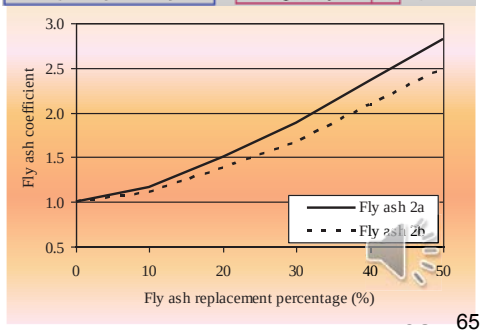


- Cl corrosion
- Carbonation
- Sulfate attack









Future Extension

- Cover southern Thailand (Gulf of Thailand and Andaman sea)
- Shrinkage equations (autogenous + drying)

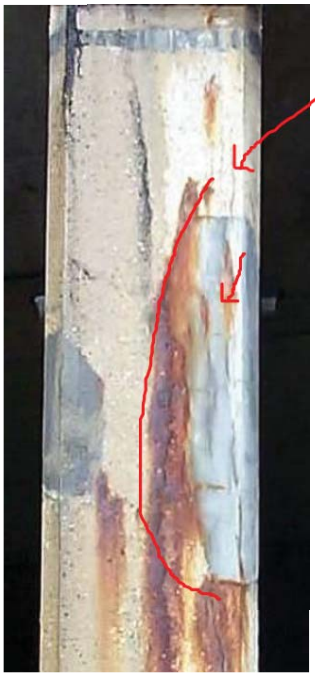
CONTEC

Construction and Maintenance Technology Research Center

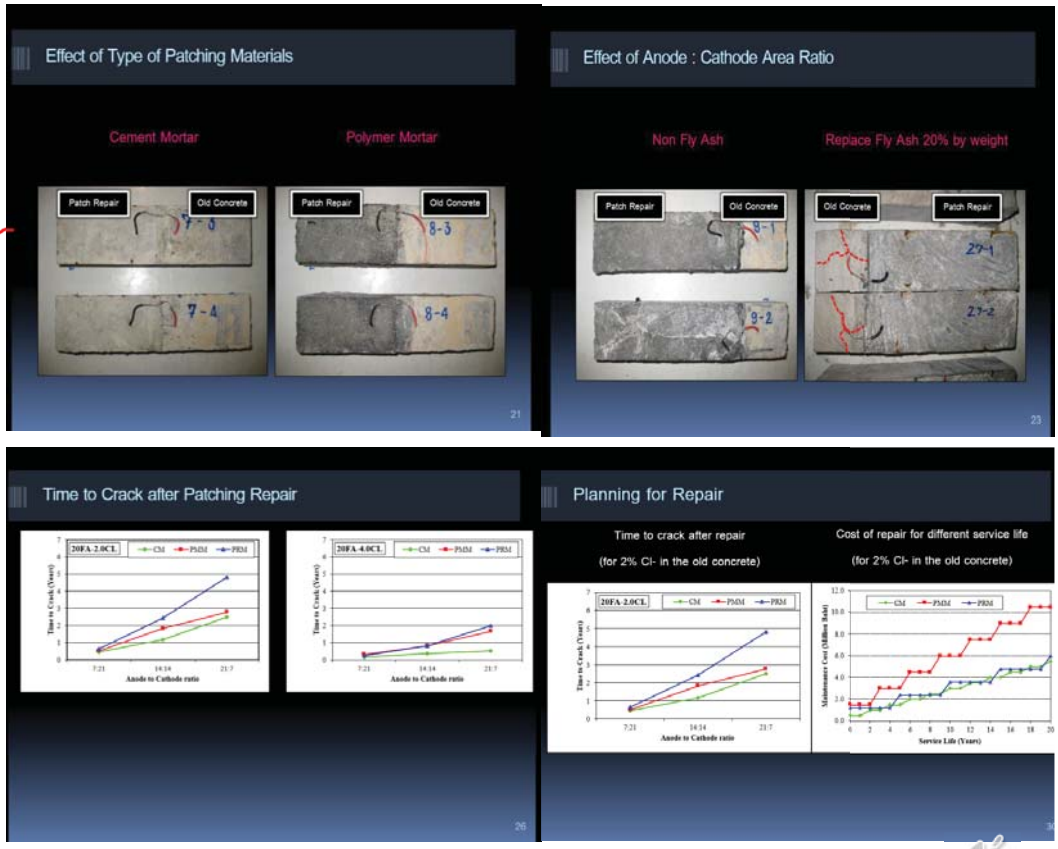
ศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษา

Repair System : Design of Patching Repair

Incipient Anode Problem



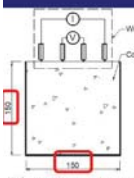
Picture from SIKA (Thailand)



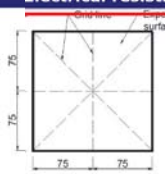
100

Material data required for FE analysis modelling

Electrical resistivity



Schematic arrangement for determining electrical resistivity.



Location of electrical resistivity measurement.

Set-up for measuring resistivity of concrete.

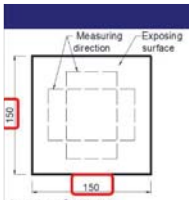
Resistivity kΩ.cm	Corrosion rate
>20	Low
10 – 20	Low to moderate
5 – 10	High
<5	Very high

Relationship between resistivity and corrosion rate.

- Electrical resistivity will be measured at the age of 1 month after specimens are placed in storing condition and repeated in 2 years according the measuring schedule.
- For each group of **series R**, 2 specimens are used for measurement and each specimen is measured **4 times at corresponding locations**.

CONTEC *Construction and Maintenance Technology Research Center*
ศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษา 66

Moisture content



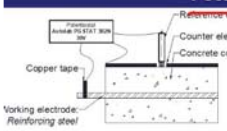
Location of moisture measurement.

Set-up for measuring moisture of concrete.

- Moisture content will be measured at the age of 1 month after specimens are placed in storing condition and repeated in 2 years with same schedule as electrical resistivity measurement.
- For each group of **series R**, 2 specimens are used for measurement and each specimen is measured 2 times.

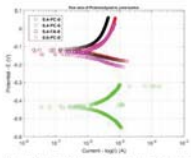
CONTEC *Construction and Maintenance Technology Research Center*
ศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษา 67

Potentiodynamic polarization

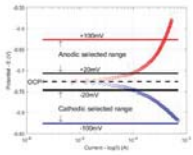


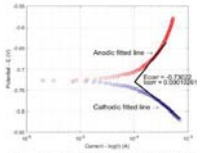
Schematic arrangement of potentiodynamic measurement.

Set-up for measuring potentiodynamic polarization



Raw data obtained from the measurement.



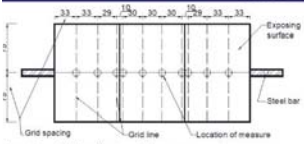


Interpreting Potentiodynamic data.

- This measurement is **conducted on specimens of series E**, being started after 1 month the specimens are placed in storing condition and repeated within 2 years. For each group of series E, at least 3 specimens are used for measurement.

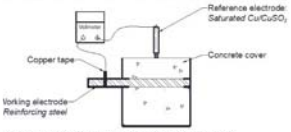
CONTEC *Construction and Maintenance Technology Research Center*
ศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษา 68

Half-cell potential



Location of half-cell potential measurement.

Set-up for measuring the HCP.



Schematic arrangement for determining HCP.

$Cu/CuSO_4$ electrode	Possibility of corrosion
> -200mV	Low (less than 10%)
-200 – -350mV	Intermediate corrosion risk
< -350mV	High (more than 90%)
< -500mV	Severe corrosion

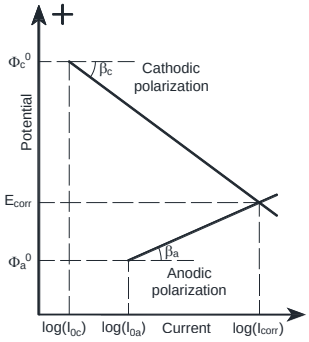
Relationship between HCP and corrosion possibility.

- Half-cell potential is conducted **after 1 month** the specimens are placed in storing condition and repeated in 2 years. For each group of series P, 4 specimens are selected for every time of measurement, which is made **at 10 locations**, repeated 2 times per one location.

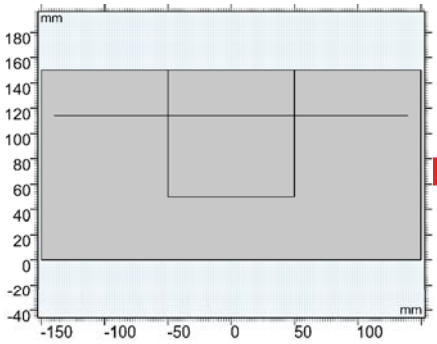
CONTEC *Construction and Maintenance Technology Research Center*
ศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษา 69

Numerical models and Input data

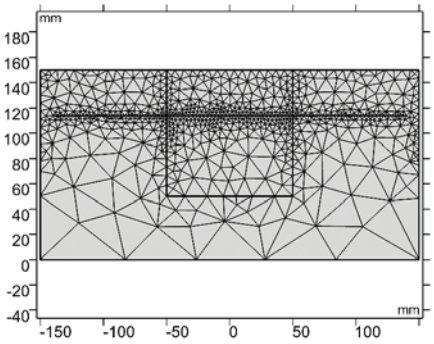
- **Model P** is constructed based on characteristic of series P, as dimension of patch.



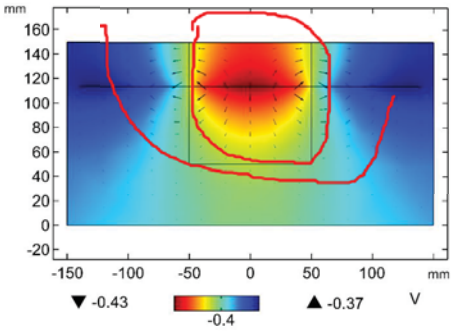
Polarization behavior of steel.



2D numerical model of series P.

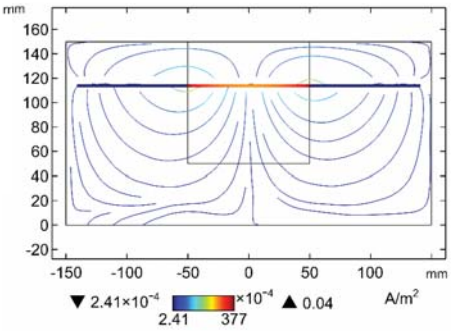


Meshing model P.



Distribution of corrosion potential.

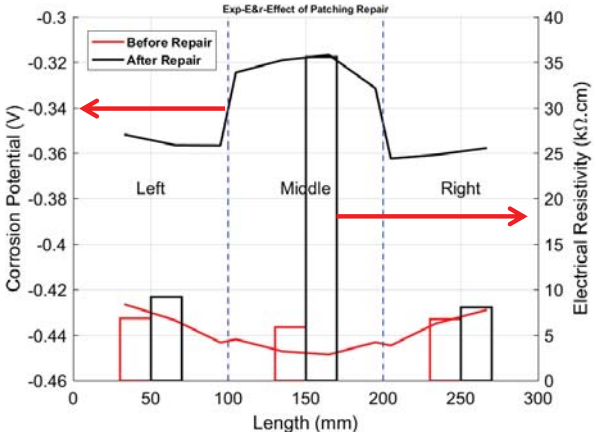
- Electrochemical properties of steel will be inputted in **model P**, following that the model of patching repaired system will be constructed and verified.



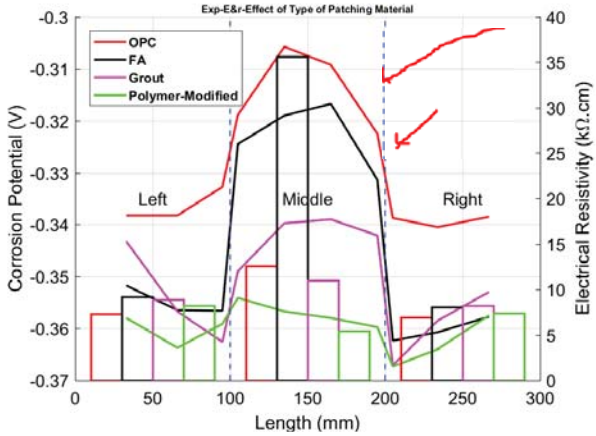
Distribution of corrosion current.

Half-cell potential

➢ **HCP** is changed with the introduction of patching materials.



Variation of HCP before and after patching repair.



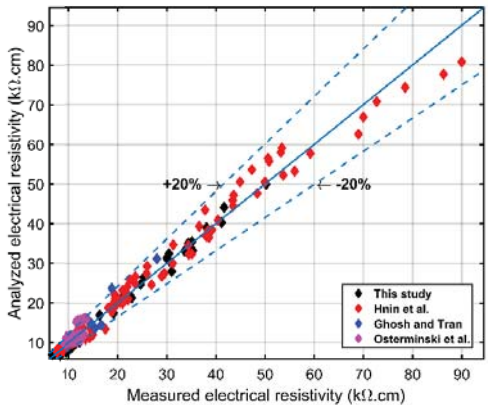
Variation of HCP with various type of patching repair materials

➢ After being patching repaired, **HCP profile becomes less negative** with the repaired zone (middle part) being the most positive.

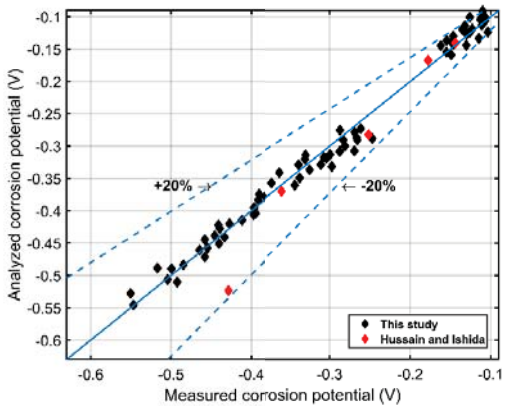
➢ With various types of patching material, **the most positive HCP** is observed in case OPC is used in patching repair system.

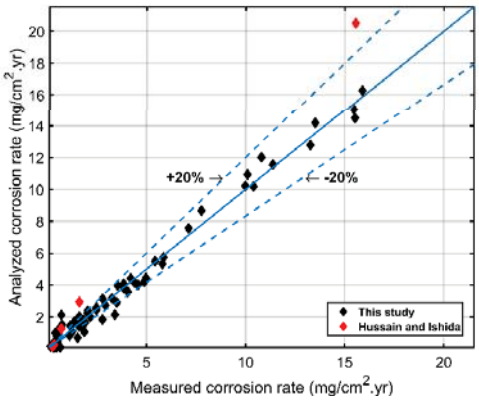
Mode Verifications

Electrical resistivity model requires W/B ratio, [FA], [CL-] and time.



Corrosion potential model required W/B ratio, [FA-], [CL-], covering depth and time.





Corrosion rate model required W/B ratio, [FA-], [CL-], covering depth and time.

Thank you for your kind attention

ติดต่อได้ที่ :

Construction & Maintenance Technology Research Center (CONTEC)

สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

99 หมู่ 8 ถนนพหลโยธิน ตำบลคลองหนึ่ง อำเภอคลองหลวง จังหวัดปทุมธานี 12120

โทรศัพท์ : 0-2986-9009 ต่อ 3409 **แฟกซ์ :** 0-2986-9009 ต่อ 3410

บริบทคอนกรีตกับงานก่อสร้างภายใต้ สมาคมซีเมนต์และคอนกรีตโลก (GCCA)

งานคอนกรีตแห่งชาติ 25-27 มีนาคม 2563

โดย ณัฐวุฒิ อินทรส
HaS Excellence Director:
SCG-Cement and Construction
Solution Business

SCG

หัวข้อนำเสนอ

- เกี่ยวกับสมาคมซีเมนต์และคอนกรีตโลก (GCCA)
- บอร์ดบริหารของ GCCA
- เป้าประสงค์และพันธะกิจของ GCCA
- บทบาทและหน้าที่ของ ทีมคณะทำงาน GCCA
- คอนกรีตกับงานก่อสร้าง – 10 คุณสมบัติเด่นและ10 คุณประโยชน์ – ผลลัพธ์และความเชื่อมโยง – คอนกรีตกับบริบทโลก
- เทรนด์และเทคโนโลยีการก่อสร้าง
- ติดตาม/อัพเดตข้อมูลของ GCCA
- Q&A

SCG

2

เกี่ยวกับสมาคมซีเมนต์และคอนกรีตโลก (GCCA)

GCCA – Global Cement and Concrete Association
Building Materials
London, England · 2,581 followers

ที่ตั้ง:
ลอนดอน ประเทศ อังกฤษ

ผู้ร่วมก่อตั้ง: 10 ผู้ผลิตซีเมนต์และคอนกรีตหลักของโลก

- LafargeHolcim สวิตเซอร์แลนด์
- HEIDELBERG CEMENT เยอร์มันนี
- EUROCEMENT รัสเซีย
- CRH ไอร์แลนด์
- CEMEX บราซิล
- TAIHEIYO CEMENT ญี่ปุ่น
- CNBM จีน
- ADITYA BIRLA UltraTech อินเดีย
- DANGOTE CEMENT ไนจีเรีย
- Votorantim Cimentos เม็กซิโก

ทีมบริหาร:

CEO
Benjamin Sporton · 1st
Chief Executive at GCCA - Global Cement and Concrete Association

Cement & Innovation Director
Lorea Claude · 1st
Cement Director at the Global Cement and Concrete Association (GCCA)

Concrete and Sustainable Construction Director
Andrew Minson · 1st
Director Concrete and Sustainable Construction at GCCA – Global Cement and Concrete Association

สมาชิก: 36 ผู้ผลิตซีเมนต์/คอนกรีต คิดเป็น 40% ของกำลังการผลิตซีเมนต์ 2 BnT/Y (40% ของกำลังการผลิตรวมของโลก) และ 18 สมาคมต่างๆ ทั่วโลก
ในประเทศไทยมี SCG และ SCCC เป็นสมาชิก

SCG

3

https://gccassociation.org/about-us/

บอร์ดบริหารของ GCCA

- Albert Manifold — GCCA President, CRH plc
- Thomas J Cao — GCCA Vice-President, China National Building Material Company Ltd
- Fernando Gonzalez — GCCA Vice-President, Cemex S.A.B. de C.V.
- Jan Jenisch — LafargeHolcim Ltd.
- Kailash Jhanwar — UltraTech Cement Ltd.
- Joseph Makoju — Dangote Cement PLC
- Mikhail Skorokhod — Eurocement Group CJSC
- Dr Dominik von Achten — HeidelbergCement AG
- Marcelo Castelli — Votorantim Cimentos S.A.
- Shuji Fukuda — Taiheiyo Cement
- Julio Rodríguez Izquierdo — Cementos Molins, S.A.
- Dr Tamer Saka — Çimsa Çimento Sanayi ve Ticaret A.Ş.
- Mahendra Singhi — Dalmia Cement Bharat Limited

SCG

4

https://gccassociation.org/about-us/gcca-board-presidential-welcome/

เป้าประสงค์ และ พันธะกิจ ของ GCCA

สร้างการรับรู้ “คอนกรีตเป็นมากกว่าวัสดุก่อสร้าง” แต่เป็น... บ้านเพื่ออยู่อาศัย เชื่อมต่อชุมชน กระตุ้นการค้า-ขาย สร้างแหล่งพลังงาน ทำให้คนมีสุขภาพดีขึ้น และ สร้างความคิด/มุมมองใหม่ๆ

5

https://gccassociation.org/concreteinlife/

บทบาทและหน้าที่ของทีมคณะทำงาน GCCA

7 GCCA Workgroups 2019

WG1: Health and Safety

WG2: Future of construction and role of concrete

WG3: Sustainability value of concrete

WG4: Concrete guidelines

WG5: Cement innovation

WG6: Cement best practices and report

WG7: Communication and advocacy

6 New GCCA Workgroups 2020

WG1: Health and Safety

WG2: Thought Leadership & Policy

WG3: Communications

WG4: Concrete Roadmap

WG5: Innovation

WG6: Good Practice and Reporting

SCG

6

คอนกรีตกับงานก่อสร้าง

SCG

7

https://gccassociation.org/about-us//

10 คุณสมบัติคอนกรีตกับการเป็นวัสดุที่ยังยืน

SCG

8

https://gccassociation.org/concrete-and-sustainability/

10 คุณประโยชน์ของวัสดุที่ยั่งยืนกับบริบทชุมชน

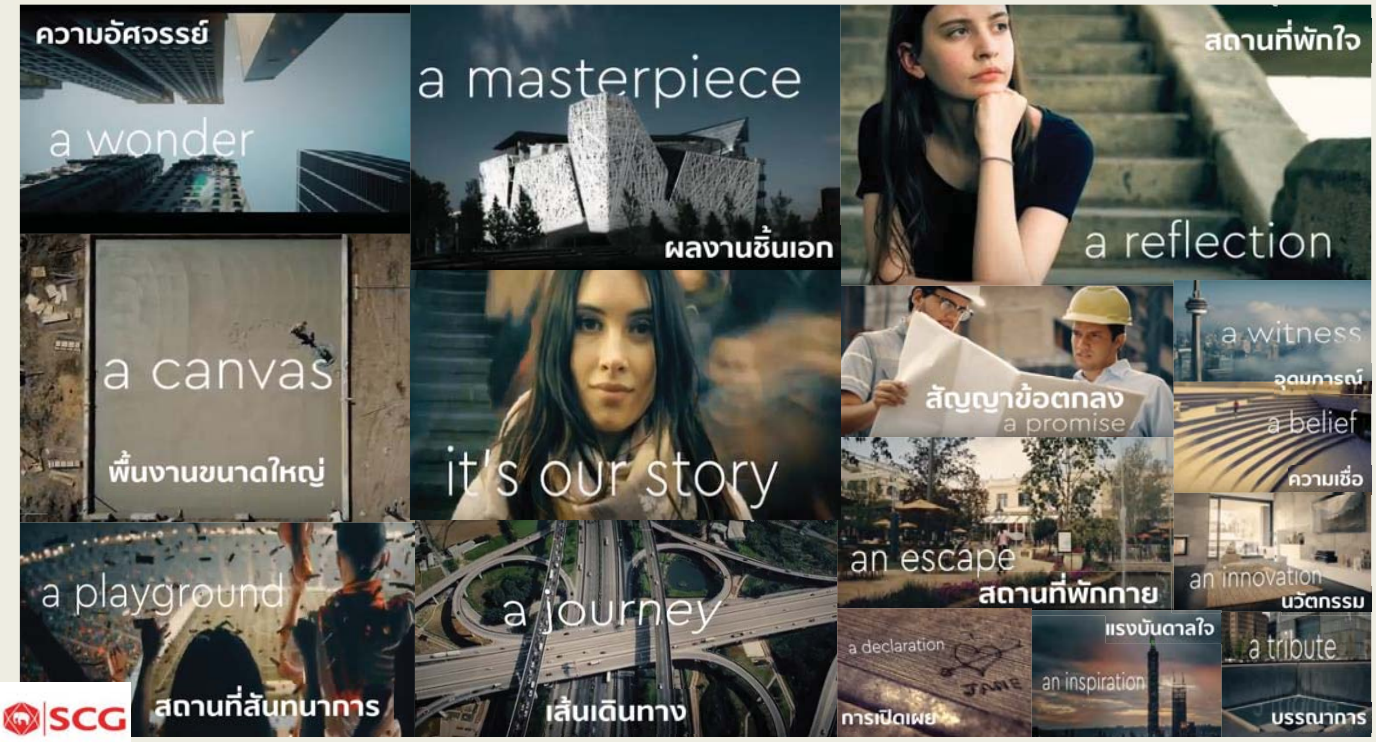
SCG

9

https://gccassociation.org/concrete-and-sustainability/

ผลลัพธ์และความเชื่อมโยง

https://gccassociation.org/about-us//



SCG

10

คอนกรีตกับบริบทโลก

Concrete is our world.

It is about life!

Our world is concrete.

SCG

11

https://gccassociation.org/about-us//

เทรนด์และเทคโนโลยีการก่อสร้าง

อุตสาหกรรม/สังคมเมือง ในเศษฐกิจเกิดใหม่

การก่อสร้างที่เน้น ความยั่งยืน

Industrialisation & Urbanisation in Emerging Economies

65m people a year will move to cities ... 600 megacities will drive the global growth

Disruptive Technologies

BIM (Building Information Modelling)
Advanced materials
Internet of things
3D modelling & printing
Modern methods of construction
E-commerce

Sustainable Construction

Carbon emissions
Waste generation & treatment
Resilient construction

Innovation

Improved productivity (Faster construction, Improved logistical support)
More modern methods of construction i.e. off-site fabrication, higher quality

เทคโนโลยีเกิดใหม่ที่ สร้างความพลิกผัน

นวัตกรรมใหม่ใน การก่อสร้าง

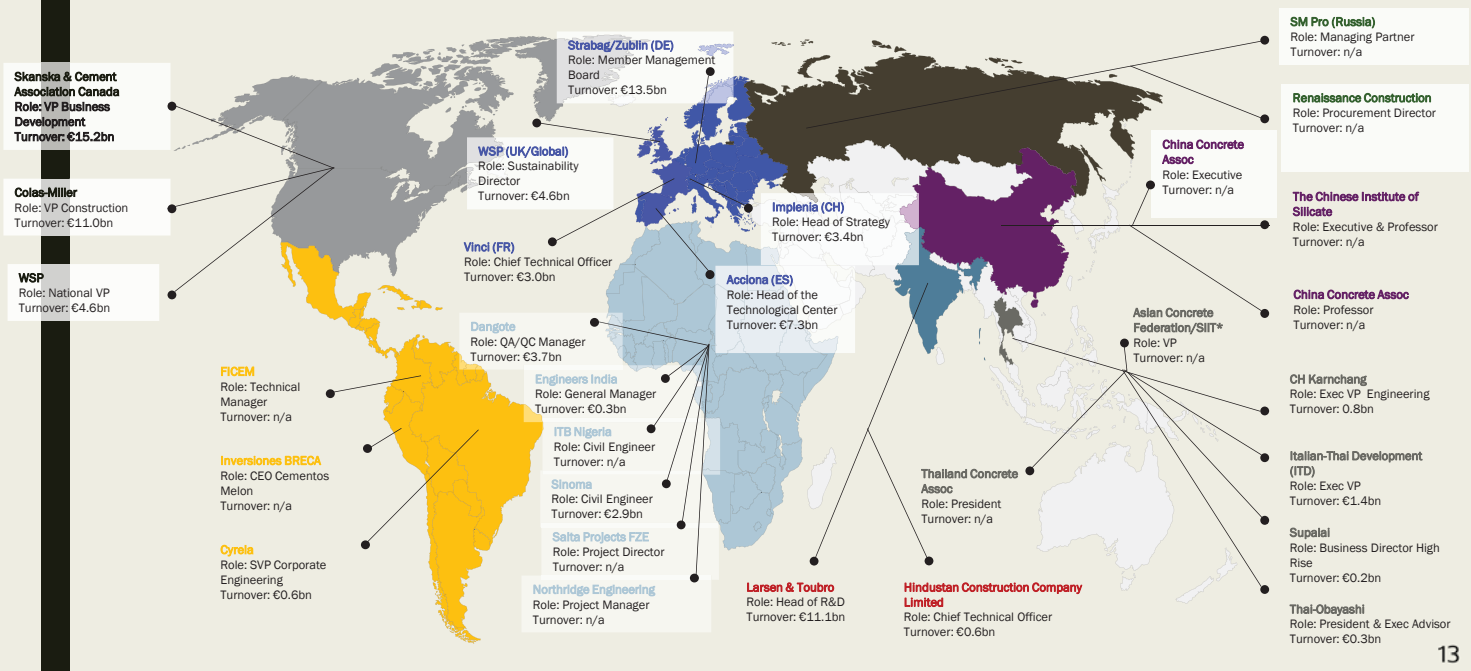
SCG

12

GCCA-Workgroup#2 Future of Construction and Role of Concrete

ที่มาของเทรนด์และเทคโนโลยี ของ GCCA

Expert Interviews 30



(*) SIIT: Sirindhorn International Institute of Technology (Thailand)

4 เทรนด์อนาคต และ 8 เรื่องสำคัญ ของการก่อสร้างในอนาคต

Growth in Construction

1. Growth, productivity & Skills
2. New Business Models & Procurement
3. Offsite & Modular

4 Urbanisation

5 Sustainable Construction

Technology & Digitisation

6. Digitisation
7. Automation & Construction Technologies

8. Advanced Materials

SCG

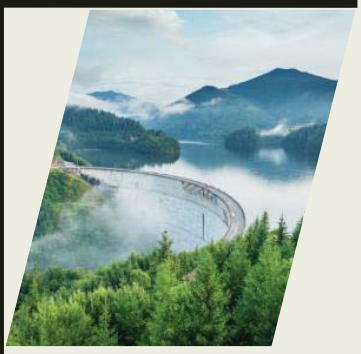
ติดตามและอัพเดตข้อมูล-ข่าวสาร-ความรู้ จาก GCCA

1. Webpage ของ GCCA https://gccassociation.org/

2. โทรศัพท์/e-mail/newsletter/LinkedIn/Tweeter/Youtube

SCG

15



Q&A

SCG

บทความวิจัย
สาขาคอนกรีต
วัสดุและการก่อสร้าง
MAT

การตรวจสอบรอยร้าวบนพื้นผิวคอนกรีตในรูปแบบมัลติสเกลโดยการประมวลผลภาพ

INSPECTION OF MULTISCALE CRACK ON CONCRETE SURFACE BY IMAGE PROCESSING

ปิยวัฒน์ ตันติ์ศรีสกุล[1]

วิทิต ปานสุข[2]

อมรเทพ สมราช[3]

[1]นิสิต สาขาวิชาวิศวกรรมและเทคโนโลยีการป้องกันประเทศ คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย piyawat989@hotmail.com

[2]รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย withit.p@chula.ac.th

[3]ผู้ช่วยศาสตราจารย์ กองวิชาเคมี ส่วนการศึกษา โรงเรียนนายร้อยพระจุลจอมเกล้า pow334@hotmail.com

บทคัดย่อ : รอยร้าวบนผิวคอนกรีตทั่วโดยไปมีลักษณะที่ต่างกันตามลักษณะสาเหตุที่เกิดขึ้น หากมีการตรวจสอบโดยการถ่ายภาพรอยร้าวบนผิวคอนกรีต แล้วนำมาวิเคราะห์แยกสาเหตุการเกิดรอยร้าวได้จะสามารถลดขั้นตอนการตรวจสอบได้ งานวิจัยนี้จะทำกรณีศึกษา โดยเริ่มจากการหล่อและทดสอบตัวอย่างคอนกรีตที่ได้กำหนดไว้ คือ การทดสอบแรงดัด การทดสอบแรงเฉือนและการทดสอบแรงดึง จากนั้นนำจุฬาฯสมาร์ทเลนส์ที่มีกำลังขยาย 20, 40 และ 50 เท่าใช้ร่วมกับโทรศัพท์มือถือในการถ่ายรูปรอยร้าวที่เกิดขึ้นบนผิวคอนกรีต และนำภาพถ่ายไปวิเคราะห์โดยกระบวนการประมวลผลภาพต่อไป จากงานวิจัยนี้พบว่าตัวอย่างที่ทดสอบด้วยแรงดัดและแรงเฉือนจะเกิดรอยร้าวตามแนวแรงเป็นแนวตรงและประมาณเอียง 45° ตัวอย่างที่ทดสอบด้วยแรงดึงจะเกิดรอยร้าวตามแนวเหล็กและแนวขวางตรงกึ่งกลางตัวอย่าง เมื่อตรวจสอบรอยร้าวตามแนวยาวของตัวอย่างที่ทดสอบด้วยแรงดัดจะมีลักษณะนูนตามบริเวณรอยร้าวและตัวอย่างที่ทดสอบด้วยแรงเฉือนและแรงดึงจะมีลักษณะต่างระดับที่ใกล้เคียงกัน เมื่อนำรูปภาพไปผ่านกระบวนการประมวลผลภาพ จะเห็นได้ว่าการแปลงจุดภาพเป็นภาพสีขาวดำ (0, 1) จะทำให้เห็นรอยร้าวได้ชัดเจน และการแปลงจุดภาพเป็นภาพสีเทา (0-250) จะสามารถเห็นความต่างระดับของผิวรอยร้าวได้มากกว่าภาพขาวดำ ภาพถ่ายรอยร้าวกำลังขยาย 20 เท่า เหมาะสมที่จะนำมาสร้างเป็นแบบจำลองในการวิเคราะห์ได้ และผลทดสอบที่ได้จากแบบจำลองทั้งสามการทดสอบพบว่ารอยร้าวตามแนวยาวมีความต่างระดับที่ใกล้เคียงกัน

ABSTRACT: Cracks on concrete surfaces generally have different characteristics according to the cause. If inspected by photographing cracks on the concrete surface then it can be analyzed to isolate the cause of cracks, can reduce the inspection process. This research will conduct a case study. Which starts from casting and testing the specified concrete samples which are bending test Shear testing and tensile testing. Then use Chula Smart Lens with 20, 40 and 50 times magnification to be used with mobile phones to photograph the cracks that occur on the concrete surface. And take the picture for further analysis by image processing. From this research, it was found that samples subjected to bending and shear forces would have cracks along the linear and inclined forces at approximately 45°. Specimens tested with tensile strength will have cracks along the steel and transverse lines in the center of the sample. When examining the cracks in the longitudinal sections of the specimen tested by bending, they are convex along the cracks. And the specimens tested using shear and tensile strength will have similar characteristics at different levels. When taking the picture through the image processing It can be seen that the conversion of image points into Binary images (0, 1) will make the cracks visible. And converting the image spot into a gray image (0-250) will be able to see the difference of the cracked surface than Binary images. The 20 times magnification cracks photos are suitable to be used as a model for analysis. And in all three tests, it was found that the longitudinal cracks were similar.

KEYWORDS: Concrete, Crack, MATLAB, Program

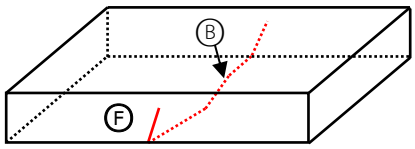
1. บทนำ

การตรวจสอบอาคารเป็นการตรวจสอบสภาพโครงสร้างว่ามีความสมบูรณ์มากน้อยอย่างไร ขั้นตอนหนึ่งที่สำคัญในการตรวจสอบอาคารเป็นการตรวจหารอยร้าวของโครงสร้าง ซึ่งมีหลายขั้นตอน ทำให้เกิดความล่าช้าในการตรวจสอบโครงสร้าง การนำเทคโนโลยีด้านซอฟต์แวร์จึงเป็นทางเลือกหนึ่ง มาประยุกต์ใช้กับงานด้านวิศวกรรมโยธา

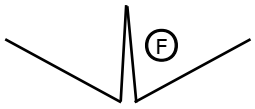
งานวิจัยนี้เป็นกรณีศึกษา โดยการนำจุฬาฯสมาร์ทเลนส์ที่มีกำลังขยาย 20, 40 และ 50 เท่า มาใช้งานกับโทรศัพท์มือถือซึ่งเป็นอุปกรณ์ที่สามารถพกพา ใช้งานสะดวกและทำการถ่ายภาพรอยร้าวที่เกิดจากการทดสอบตัวอย่างคอนกรีตด้วยแรงดัด แรงเฉือนและแรงดึงที่ได้มีการกำหนดไว้ ทำให้ได้ภาพถ่ายในหลายสเกล MATLAB เป็นโปรแกรมหนึ่งที่มีฟังก์ชันในการเขียนโปรแกรมที่สามารถนำภาพถ่ายเข้ากระบวนการประมวลผลภาพและ Agisoft PhotoScan เป็นโปรแกรมที่สามารถสร้างแบบจำลองจากภาพถ่าย เพื่อตรวจสอบลักษณะรอยร้าวจากภาพถ่ายที่ได้จากการทดสอบตัวอย่างคอนกรีตว่ามีลักษณะแตกต่างกันอย่างไร

2. สมมติฐาน

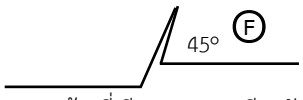
ถ้ารอยร้าวคอนกรีตแต่ละตัวอย่างมีลักษณะเฉพาะจากการทดสอบแรงดัด แรงเฉือนและแรงดึง เมื่อนำภาพรอยร้าวจากการถ่ายภาพด้วยจุฬาฯสมาร์ทเลนส์ และนำไปประมวลผลภาพ จะทำให้เห็นความแตกต่างของรอยร้าวในแต่ละการทดสอบ ลักษณะเฉพาะของรอยร้าวจากการทดสอบแรงดัด แรงเฉือนและแรงดึง คาดว่าจะเป็นไปตามภาพที่ 2, 3 และ 4 ตามลำดับ



ภาพที่ 1 ตัวอย่างคอนกรีตและลักษณะรอยร้าว



ภาพที่ 2 ลักษณะรอยร้าวแนวตรงและนูนที่ปลาย



ภาพที่ 3 ลักษณะรอยร้าวที่เอียง 45° และมีระดับต่างกันที่ปลาย

ภาพที่ 4 การแยกของลักษณะรอยร้าวแนวตรงและระดับเท่ากันที่ปลาย

3. วิธีการทดสอบ

3.1 การหล่อตัวอย่าง

ส่วนผสมการหล่อตัวอย่างคอนกรีต ดังตารางที่ 1 ลักษณะตามภาพที่ 1 สำหรับตัวอย่างการทดสอบแรงดัดและแรงเฉือน มีขนาด 40x40x8 ซม. จำนวนอย่างละ 6 ตัวอย่าง สำหรับตัวอย่างการทดสอบแรงดึง มีขนาด 40X40X5 ซม. และมีเหล็ก DB12 เสริมแนวกลาง จำนวน 1 ตัวอย่าง เมื่อหล่อและถอดแบบตัวอย่าง จากนั้นนำตัวอย่างไปบ่มเป็นเวลา 28 วัน

ตารางที่ 1 ส่วนผสมในการหล่อตัวอย่างคอนกรีต

ส่วนผสม	ร้อยละ
ปูนซีเมนต์	15
หินคลุก เบอร์ 1	42
ทรายหยาบ	34
น้ำ	9

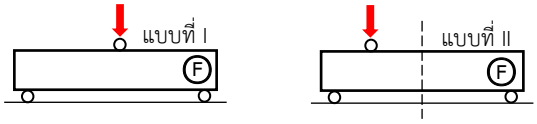
*มาตรฐาน ACI Committee 211

ภาพที่ 5 ตัวอย่างคอนกรีตพร้อมทดสอบ

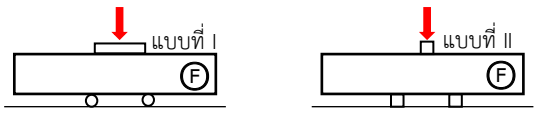
3.2 การทดสอบตัวอย่าง

แต่ละการทดสอบมีการเริ่มใส่แรงแก่ตัวอย่างและหยุดทันที เมื่อรอยร้าวเริ่มปรากฏขึ้น การทดสอบแรงดัด มีการวางจุดรองรับ (เหล็กกลม Ø 2 ซม.) ไว้ทั้ง 2

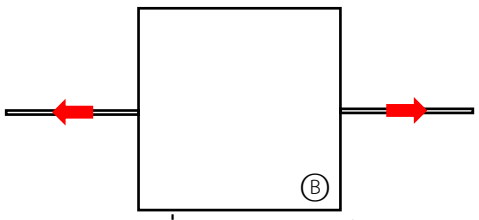
ด้าน ห่างจากขอบตัวอย่าง 2.5 ซม. โดยแบบที่ I ทำการกดตัวอย่างที่กึ่งกลางตัวอย่างผ่านเหล็กกลม Ø 2 ซม. และแบบที่ II กดตัวอย่างห่างจากกึ่งกลาง 10 ซม. ผ่านเหล็กกลม Ø 2 ซม. ตามภาพที่ 6 การทดสอบแรงเฉือน มีการวางจุดรองรับ (เหล็กกลม Ø 2 ซม. และเหล็ก 2x2 ซม.) ไว้ทั้ง 2 ด้าน ตรงกึ่งกลางห่างกัน 10 ซม. โดยแบบที่ I ทำการกดตัวอย่างที่กึ่งกลางตัวอย่างผ่านแผ่นเหล็ก กว้าง 10 ซม. หนา 2 ซม. และแบบที่ II จะกดตัวอย่างที่กึ่งกลางตัวอย่างผ่านเหล็ก 2x2 ซม. ตามภาพที่ 7 การทดสอบรับแรงดึง ทำการทดสอบโดยยึดปลายเหล็กทั้งสองด้านที่เครื่องทดสอบ หลังจากนั้นทำการดึงตัวอย่างจนเกิดรอยร้าว ตามภาพที่ 8



ภาพที่ 6 การทดสอบแรงดัดแบบที่ I และ II



ภาพที่ 7 การทดสอบแรงเฉือนแบบที่ I และ II



ภาพที่ 8 การทดสอบแรงดึง

3.3 การถ่ายภาพ

การเก็บตัวอย่างภาพจะถ่ายภาพตำแหน่งที่มีรอยร้าวที่สามารถมองเห็นด้วยตาเปล่า และใช้จุฬาฯ สมาร์ทเลนส์ที่มีกำลังขยาย 20, 40 และ 50 เท่า มีระยะโฟกัส 2.0, 1.6 และ 0.1 ซม. ตามลำดับ ซึ่งจะถ่ายรูปไปตามรอยร้าวที่เกิดขึ้นบนตัวอย่างคอนกรีต

ภาพที่ 9 จุฬาฯสมาร์ทเลนส์ใช้งานกับโทรศัพท์มือถือ

3.4 การประมวลผลภาพ

ขั้นตอนนี้เป็นการนำภาพรอยร้าวที่ถ่ายมาผ่านการประมวลผลภาพผ่าน MATLAB โดยทำการนำภาพถ่ายเข้าโปรแกรม จากนั้นแปลงภาพจากภาพสี (RGB) เป็นภาพขาวดำ (Binary Image) และภาพสีเทา (Gray Image) ซึ่งแต่ละภาพมีค่าจุดภาพ (Pixel) และทำการปรับปรุงภาพ โดยใช้ฟังก์ชันการแปลงค่าจุดภาพ ให้มีรอยร้าวที่เด่นชัดขึ้น รวมทั้งทำการตรวจจับลักษณะของรอยร้าวบนผิวคอนกรีต

ตารางที่ 2 ค่าของจุดภาพในแต่ละภาพ

ภาพ	ค่าแต่ละจุดภาพ
ภาพสี RGB	0 - 250
ภาพขาวดำ	0 , 1
ภาพสีเทา	0 - 250

*Image Processing Toolbox User's Guide, MATLAB

3.5 การสร้างแบบจำลอง

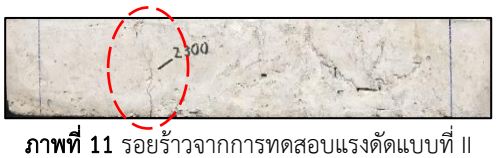
ขั้นตอนนี้เป็นการนำภาพถ่ายที่มีกำลังขยาย 20, 40 และ 50 เท่า นำมาสร้างเป็นแบบจำลองรอยร้าว โดยใช้โปรแกรม Agisoft PhotoScan ซึ่งเป็นการนำภาพที่มีกำลังขยายที่ถ่ายไว้หลาย ๆ ภาพมาจัดเรียงตามแนวรอยร้าว แล้วสร้างเป็นแบบจำลอง ดูลักษณะและวิเคราะห์พื้นผิวบริเวณรอยร้าวที่มาจากการทดสอบต่าง ๆ

4. ผลการทดสอบ

4.1 ผลการทดสอบตัวอย่างคอนกรีต

ผลการทดสอบตัวอย่างคอนกรีตจากแรงดัดแบบที่ I และ II มีรอยร้าวเป็นแนวตรง ตามภาพที่ 10 และ 11 เมื่อสัมผัสตามบริเวณแนวยาวจะพบรอยนูนที่ปลายรอยร้าวเป็นระยะไม่สม่ำเสมอ

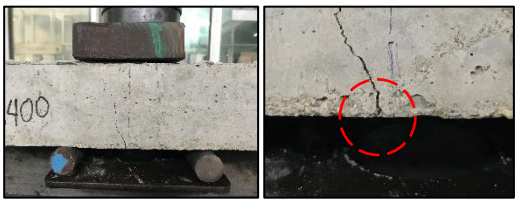
ภาพที่ 10 รอยร้าวจากการทดสอบแรงดัดแบบที่ I



ภาพที่ 11 รอยร้าวจากการทดสอบแรงดัดแบบที่ II

ผลการทดสอบตัวอย่างคอนกรีตจากแรงเฉือนแบบที่ I ดังภาพที่ 12 มีรอยร้าวแนวเอียงประมาณ 45° แต่บริเวณตามแนวยาวที่ปลายรอยร้าวจะมีระดับที่สม่ำเสมอไม่ต่างกัน ดังภาพที่ 13(ข) และแบบที่ II ไม่เกิดรอยร้าวเนื่องจากต้องใส่แรงมากกว่า 10 ตัน (เครื่องใส่แรงใส่ได้มากสุด 10 ตัน)

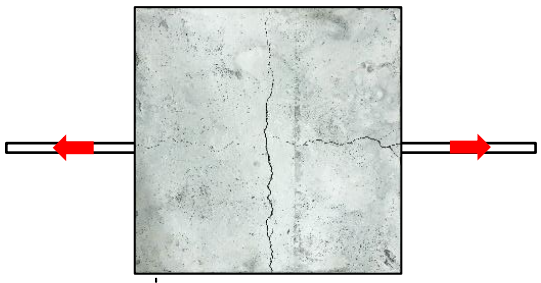
ภาพที่ 12 รอยร้าวจากการทดสอบแรงเฉือนแบบที่ I



(ก) (ข)

ภาพที่ 13 รูปขยายรอยร้าวจากการทดสอบแรงเฉือนแบบที่ I

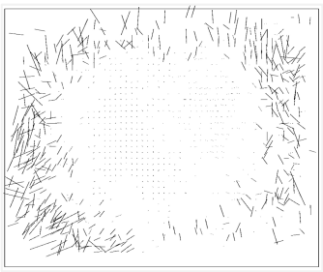
ผลตัวอย่างคอนกรีตจากการทดสอบแรงดึง เกิดรอยร้าวตามแนวเหล็กเส้นเสริมคอนกรีตและแนวขวางตรงกึ่งกลางตัวอย่าง ดังภาพที่ 14 ปลายรอยร้าวทั้งสองแนวมีระดับความสม่ำเสมอไม่ต่างกันมาก



ภาพที่ 14 รอยร้าวการทดสอบแรงดึง

4.2 ผลจากการถ่ายภาพกำลังขยาย

ภาพกำลังขยาย 20, 40 และ 50 เท่า ที่ได้ถ่ายเก็บตัวอย่างรอยร้าวด้วยจุฬาฯสมาร์ทเลนส์ เห็นได้ว่าภายในภาพมีการโฟกัสบริเวณตรงกลางภาพเท่านั้น ส่วนบริเวณรอบข้างเป็นภาพเบลอไม่ชัดเจน ตามภาพที่ 15



ภาพที่ 15 ลักษณะภาพกำลังขยาย

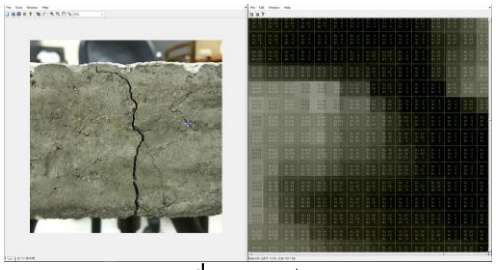
ภาพกำลังขยาย 20 เท่า (ภาพที่ 16 ก) เห็นได้ว่าทั้งระยะ ความคมชัด ความสว่าง ความละเอียดมีความเหมาะสม ภาพกำลังขยาย 40 เท่า (ภาพที่ 16 ข) มีปัญหาด้านระยะโฟกัส ทำให้ได้ภาพเบลอเป็นส่วนใหญ่ ภาพกำลังขยาย 50 เท่า (ภาพที่ 16 ค) ต้องมีการควบคุมแสงให้เพียงพอต่อภาพ แต่ภาพมีความละเอียดสูง

(ก) (ข) (ค)

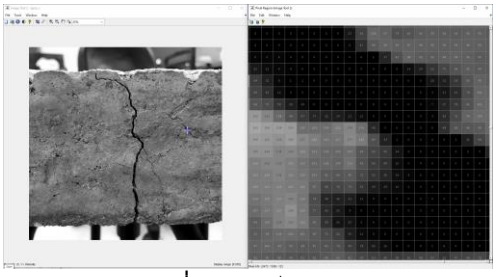
ภาพที่ 16 ภาพกำลังขยาย 20, 40 และ 50 เท่า ตามลำดับ

4.3 ผลการประมวลผลภาพ

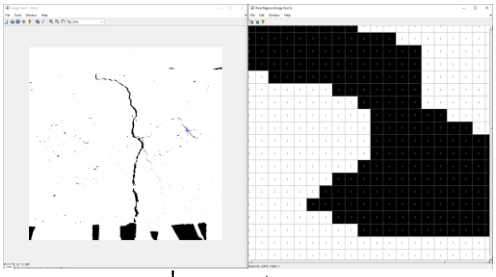
หลังจากนำภาพถ่ายเข้าโปรแกรม MATLAB มีใช้ฟังก์ชันที่เกี่ยวข้องปรับปรุงภาพและทำการวิเคราะห์รอยร้าวที่เกิดขึ้น ภาพสี RGB (ภาพที่ 17) เมื่อเทียบกับภาพสีขาวดำ (ภาพที่ 19) หลังการปรับปรุงจะทำให้ตรวจจับรอยร้าวได้เด่นชัดที่สุดและทำให้สังเกตเห็นรอยร้าวได้ง่าย ส่วนภาพสีเทา (ภาพที่ 18) จะสังเกตเห็นได้และเมื่อดูในระดับจุดภาพก็จะเห็นความต่างระดับที่ขอบรอยร้าวได้ดีกว่าภาพสีขาวดำ เพราะมีค่าจุดภาพที่แสดงมากกว่า



ภาพที่ 17 ภาพสี RGB



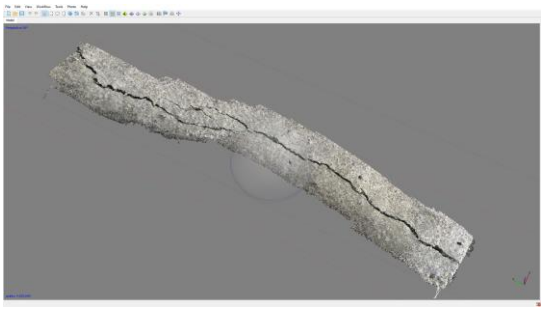
ภาพที่ 18 ภาพสีเทา



ภาพที่ 19 ภาพสีขาวดำ

4.4 แบบจำลอง 3 มิติ

การทดลองใช้ภาพที่มีกำลังขยายมาสร้างเป็นแบบจำลอง 3 มิติ (ภาพที่ 20 และ 21) พบว่าระยะโฟกัส ความละเอียดและแสงสว่างของภาพที่มีกำลังขยาย 20 เท่า เหมาะสมกับการนำมาสร้างแบบจำลองมากที่สุด อีกทั้งมีจำนวนภาพต่อหนึ่งแนวรอยร้าวไม่มากเกินไป



ภาพที่ 20 แบบจำลองรอยร้าวจากภาพกำลังขยาย

ภาพที่ 21 แบบจำลองรอยร้าวจากภาพกำลังขยาย (ซูม)

5. สรุปผลการทดลอง

กรณีศึกษาตัวอย่างรอยร้าวจากการทดสอบด้วยแรงดัดและแรงเฉือนจะเกิดรอยร้าวเป็นแนวตรงและเอียงประมาณ 45° ตามที่ได้คาดการณ์ไว้ ตัวอย่างที่ทดสอบด้วยแรงดึงจะเกิดรอยร้าวตามแนวเหล็กและแนวขวางตรงกึ่งกลางตัวอย่าง แต่เมื่อตรวจสอบรอยร้าวตามแนวยาวของตัวอย่างที่ทดสอบด้วยแรงดัดพบว่ามีลักษณะนูนตามบริเวณรอยร้าวและตัวอย่างที่ทดสอบด้วยแรงเฉือนและแรงดึงจะมีลักษณะต่างระดับที่ใกล้เคียงกัน เมื่อนำภาพถ่ายไปผ่านกระบวนการประมวลผลภาพ พบว่าการแปลงจุดภาพเป็นภาพสีขาวดำ (0, 1) จะทำให้เห็นรอยร้าวได้ชัดเจน และการแปลงจุดภาพเป็นภาพสีเทา (0-250) จะสามารถเห็นความต่างระดับของผิวรอยร้าวได้มากกว่าภาพขาวดำ อีกทั้งภาพถ่ายรอยร้าวกำลังขยาย 20 เท่า เหมาะที่จะนำมาสร้างเป็นแบบจำลองในการวิเคราะห์ แต่เมื่อสร้างแบบจำลองทั้ง 3 การทดสอบพบว่ารอยร้าวตามแนวยาวมีความต่างระดับที่ใกล้เคียงกัน

6. กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนตั้งแต่ต้นจนจบขอขอบคุณ รศ. ดร. วิทิต ปานสุข อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ และ ผศ.ดร. อมรเทพ สมราช อาจารย์ที่ปรึกษาร่วม สำหรับคำปรึกษาและข้อคิดเห็นต่าง ๆ อันเป็นประโยชน์แก่งานวิจัย ขอขอบคุณ นส. สโรชา สุขศิริวงษ์ และ นส. อินทุอร เรืองอุตมานันท์ อย่างยิ่งสำหรับการให้ความช่วยเหลือในด้านการหล่อและทดสอบตัวอย่างคอนกรีตที่นำมาใช้เป็นแหล่งข้อมูลสำคัญ

7. เอกสารอ้างอิง

[1] โศรฏา แข็งการ, ก.ช., การใช้ *Matlab* สำหรับงานทางวิศวกรรม. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี. p. 314.

[2] MathWorks, *Matlab*, in *Image Processing Toolbox™ User's Guide*, MathWorks, Editor. 2018, The MathWorks, Inc.: www.mathworks.com. p. 1046.

[3] PCTE. *Crack Measuring Device*. [Web Page]; Available from: https://www.pcte.com.au/crack-measuring.

[4] CPAC, *Concrete Technology*. The Concrete Products and Aggregate Co, Ltd.

[5] Suksirivong, S. and I. Rueng-uttamanan, *CONCRETE CRACK INSPECTIONS BY CHULA SMART LENS*, in *Civil Engineering*. 2018, Chulalongkorn University: Chulalongkorn University. p. 50.

สมบัติของคอนกรีตผสมเถ้าก้นเตาบดละเอียด

PROPERTIES OF CONCRETE MIXED WITH GROUND GRANULATED BOTTOM ASH

สาธิต ลาภอุทัยกาญจน์[1] (Sathit Larpthaikarn)[1]
ปิติศานต์ กร้ำมาตร [2] (Pitisan Krammart)[2]
จินดารัตน์ มณีเจริญ[3] (Jindarat Maneecharoen)[3]

[1]นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
satitsk14@gmail.com
[2]รองศาสตราจารย์, [3]ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
[2]pitisan.k@en.rmutt.ac.th, [3]jindarat.m@en.rmutt.ac.th

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาสมบัติเบื้องต้นและความคงทนของคอนกรีตผสมเถ้าก้นเตาบดละเอียด (GGBA) เพื่อเป็นการพัฒนานำเถ้าก้นเตามาใช้ในงานคอนกรีต การศึกษาในครั้งนี้ใช้ GGBA แทนที่ในปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC) เท่ากับร้อยละ 0 10 20 30 40 และ 50 โดยน้ำหนัก แล้วทดสอบสมบัติเบื้องต้นและสมบัติความคงทนของตัวอย่างเพสต์/มอร์ต้าร์/คอนกรีต ผลการศึกษาพบว่า ความต้องการน้ำของเพสต์ผสม GGBA มีค่ามากกว่าของ OPC ล้วน โดยเฉพาะเมื่อแทนที่ในปริมาณที่มาก และระยะเวลาการก่อตัวของเพสต์ผสม GGBA ช้ากว่าของพสต์ OPC ล้วน ในขณะที่ค่าการยุบตัวของคอนกรีตผสม GGBA มีค่าน้อยกว่าของคอนกรีต OPC ล้วน ส่วนกำลังอัดประลัยและกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตผสม GGBA มีค่าน้อยกว่าของคอนกรีต OPC ล้วน นอกจากนี้พบว่า การหดตัวแบบออโตจีนัส การหดตัวแบบแห้ง และการเกิดคาร์บอเนชั่นของมอร์ต้าร์ผสม GGBA มากกว่าของมอร์ต้าร์ OPC ล้วน โดยเฉพาะเมื่อแทนที่ในปริมาณที่มาก สุดท้ายพบว่าความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตผสม GGBA มีค่าดีกว่าของคอนกรีต OPC ล้วน และการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ผสม GGBA ในปริมาณที่น้อย มีค่ามากกว่าของ OPC ล้วน แต่เมื่อแทนที่ GGBA ในปริมาณที่มากกลับให้ค่าการขยายตัวน้อยกว่าของมอร์ต้าร์ OPC ล้วน

ABSTRACT: This research was to study the basic and durability properties of concrete mixed with ground granulated bottom ash (GGBA) for the development of bottom ash using in concrete. The GGBA replaced in Portland cement type 1 (OPC) equal to 0, 10, 20, 30, 40 and 50 percent by weight were performed. The basic and durability properties of paste/mortar/concrete specimens were tested. The study indicated that the normal consistency of the GGBA paste was higher than that of the OPC paste, especially when replaced in large quantities. Furthermore, the setting time of the GGBA paste was longer than that of the OPC paste. Besides, the slump of GGBA concrete was less than that of the OPC concrete, while the compressive and tensile strengths of the GGBA concrete were less than that of the OPC concrete. Moreover, it was found that the autogenous shrinkage, drying shrinkage and the carbonation depth of the GGBA mortar was higher than that of OPC mortar, especially when replaced in large quantities. Finally, The chloride penetration resistance of the GGBA concrete was better than that of the OPC concrete. More, the expansion in sodium sulfate solution of mortar mixed with GGBA was higher than that of the OPC mortar, when replaced in small quantities, but when replaced in large quantities of GGBA gave the expansion less than OPC mortar.

KEYWORDS: Basic property of concrete, Durability of concrete, Ground granulated bottom ash

1. บทนำ

ปัจจุบันอุตสาหกรรมคอนกรีตได้มีการนำเอาวัสดุทดแทนมาใช้ในการผลิตคอนกรีตมากขึ้น สามารถช่วยลดการใช้ทรัพยากรที่มีอยู่อย่างจำกัด ลดการใช้พลังงานในกระบวนการผลิต ทำให้การปล่อยก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์น้อยลงลดปัญหาทางด้านสิ่งแวดล้อมมากขึ้น และส่งผลให้สามารถลดต้นทุนในการผลิต โดยเฉพาะวัสดุทดแทนที่เป็นสิ่งเหลือใช้จากกระบวนการผลิตในอุตสาหกรรม ถ้าสามารถนำมาทดแทนปูนซีเมนต์ได้ โดยวัสดุทดแทนดังกล่าวอาจสามารถช่วยปรับปรุงคุณสมบัติของคอนกรีตให้ดียิ่งขึ้น

เถ้าก้นเตาเป็นผลพลอยได้ที่เหลือจากการผลิตกระแสไฟฟ้าจากถ่านหินเช่นเดียวกับเถ้าลอย ในปัจจุบันการนำเถ้าก้นเตามาใช้ในงานคอนกรีตนั้นยังมีน้อย เนื่องจากเถ้าก้นเตานั้นมีขนาดใหญ่ ส่วนมากใช้เถ้าก้นเตาทดแทนในมวล

รวมละเอียด นอกจากนี้เถ้าก้นเตามีความความพรุนมากทำให้มีความต้องการน้ำที่สูง ซึ่งสามารถช่วยลดการหดตัวภายในของคอนกรีตได้ดี แต่ความต้องการน้ำที่สูงของเถ้าก้นเตานั้นจะทำให้เกิดผลกระทบต่อกำลังที่ลดลงของคอนกรีต [1] อย่างไรก็ตามเนื่องจากเถ้าก้นเตาเป็นสารปอซโซลาน ดังนั้นถ้านำมาปรับปรุงสมบัติก่อนการนำมาใช้ โดยเฉพาะทำการบดให้ละเอียดก่อนนำไปใช้ในงานคอนกรีต ซึ่งเถ้าก้นเตามีออกไซด์ของซิลิกา อลูมินา และเหล็ก สามารถทำปฏิกิริยาปอซโซลานได้ดี ซึ่งน่าจะสามารถเพิ่มประสิทธิภาพแก่คอนกรีตได้ โดยเฉพาะอย่างยิ่งการนำเถ้าก้นเตาบดละเอียดมาใช้ผสมแทนที่ปูนซีเมนต์ยังขาดข้อมูลในการนำมาใช้งานหรือมีข้อมูลค่อนข้างน้อย

ดังนั้นงานวิจัยนี้เป็นการศึกษานำเอาเถ้าก้นเตาบดละเอียดมาแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ในส่วนผสมคอนกรีต โดยทำการศึกษาสมบัติเบื้องต้น และสมบัติความคงทนของคอนกรีต เพื่อเป็นแนวทางในการเลือกส่วนผสมเถ้าก้นเตาบดละเอียดมาใช้ในงานคอนกรีตได้อย่างเหมาะสม และมีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น

2. ระเบียบวิธีการศึกษา

2.1 วัสดุที่ใช้ในการศึกษา

ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC) เถ้าก้นเตาบดละเอียด (GGBA) (จากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ จ.ลำปาง) ทราย หิน น้ำ สารโซเดียมซัลเฟต สารโซเดียมคลอไรด์ และสารโซเดียมไฮดรอกไซด์

2.2 รายละเอียดวิธีการศึกษา

2.2.1 สมบัติพื้นฐานของ OPC และ GGBA ประกอบด้วย ความถ่วงจำเพาะ (มาตรฐาน ASTM C188 [2]) ความละเอียดโดยวิธีเบลน (มาตรฐาน ASTM C204 [3]) และองค์ประกอบทางเคมี โดยวิธี X-ray fluorescence spectrometry (XRF)

2.2.2 สมบัติเบื้องต้นของคอนกรีต ประกอบด้วย ปริมาณน้ำที่เหมาะสมและระยะการก่อตัวของเพสต์ (มาตรฐาน ASTM C187 [4] และ ASTM C191 [5]) ค่าการยุบตัวของคอนกรีต (มาตรฐาน ASTM C 143 [6]) กำลังอัดประลัยของคอนกรีต (มาตรฐาน BS1881 [7]) โดยใช้ตัวอย่างลูกบาศก์ขนาด 100x100x100 มิลลิเมตร แล้วทดสอบกำลังอัดประลัยที่อายุ 1 7 28 และ 56 วัน ส่วนกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต (มาตรฐาน ASTM C496 [8]) ใช้ตัวอย่างขนาด Ø150x300 มิลลิเมตร ทำการทดสอบที่อายุ 28 วัน

2.2.3 สมบัติความคงทนของคอนกรีตผสม GGBA ประกอบด้วย

1) การหดตัวแบบออโตจีนัสของมอร์ต้าร์ (มาตรฐาน ASTM C 157 [9]) โดยใช้ตัวอย่างมอร์ต้าร์ขนาด 25x25x285 มิลลิเมตร ถอดแบบที่อายุ 1 วัน จากนั้นนำมาห่อด้วยฟิล์มใสและฟรอยด์ทับอีกชั้นโดยรอบตัวอย่างมอร์ต้าร์แล้ววางไว้ในห้องปฏิบัติการ ทำการวัดการหดตัวของตัวอย่างมอร์ต้าร์ด้วยเครื่องวัดความยาว (length Comparator) ที่อายุ 3 7 14 28 42 56 และ 91 วัน โดยทุก ๆ อายุของการวัดการหดตัวแบบออโตจีนัสมีการชั่งน้ำหนักเพื่อดูการระเหยออกของน้ำในมอร์ต้าร์

2) การหดตัวแบบแห้งของมอร์ต้าร์ (มาตรฐาน ASTM C157) โดยใช้ตัวอย่างมอร์ต้าร์ขนาด 25x25x285 มิลลิเมตร และถอดแบบที่อายุ 1 วัน จากนั้นนำไปบ่มในน้ำ 7 วัน หลังจากนั้นนำชิ้นตัวอย่างวางไว้ในห้องปฏิบัติการ ทำการวัดการหดตัวแบบแห้งของตัวอย่างด้วยเครื่องวัดความยาวที่อายุ 3 7 14 28 42 56 และ 91 วัน

3) การเกิดคาร์บอเนชั่นของมอร์ต้าร์ (มาตรฐาน ASTM C 109 [10] และ ASTM C 856 [11]) โดยใช้ตัวอย่างมอร์ต้าร์ขนาด 50x50x50 มิลลิเมตร โดยหลังจากถอดแบบที่อายุ 1 วันแล้ว นำไปแช่ในน้ำเป็นเวลา 28 วัน หลังจากนั้น นำตัวอย่างไปอบในตู้เร่งการเกิดคาร์บอเนชั่น (อุณหภูมิ 30 ± 5 ^{0}C) โดยก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ (CO_2) จะถูกปล่อยออกมาในปริมาณ 4,000 ppm และควบคุมความชื้นสัมพัทธ์ที่ร้อยละ 50 ถึง 55 แล้วทดสอบการเกิดคาร์บอเนชั่นที่อายุ 28 วัน และ 56 วัน โดยฉีดสารละลายฟีนอล์ฟทาลีน (Phenolphthalein) ที่ก้อนตัวอย่างที่ผ่าซีกซึ่งจะปรากฏเป็นสีม่วงในกรณีที่ไม่เกิดคาร์บอเนชั่น แต่ในส่วนที่เกิดคาร์บอเนชั่นตัวอย่างมอร์ต้าร์จะไม่มีสี ใช้เวอร์เนียร์วัดค่าความลึกบริเวณที่ไม่เกิดสี (บริเวณที่เกิดคาร์บอเนชั่น) ทั้งหมด 8 ตำแหน่งต่อมอร์ต้าร์แต่ละซีก แล้วนำมาหาค่าเฉลี่ยค่าความลึกคาร์บอเนชั่น

4) ความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต (มาตรฐาน ASTM C 1202 [12]) ใช้ชิ้นตัวอย่างขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 100 มิลลิเมตร หนา 50 มิลลิเมตร โดยหลังจากถอดแบบที่อายุ 1 วัน จากนั้นนำตัวอย่างคอนกรีตไปบ่มในน้ำแล้วทดสอบความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่ง (rapid chloride penetrability test,

RCPT) ของตัวอย่างที่อายุ 56 วัน โดยใช้ค่าประจุไฟฟ้าที่เคลื่อนผ่านชิ้นตัวอย่าง เพื่อนำไปประเมินความสามารถการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต โดยตารางที่ 1 แสดงระดับค่าการแทรกซึมผ่านของคลอไรด์เมื่อพิจารณาจากผลการเคลื่อนที่ของประจุ ตามมาตรฐาน ASTM C1202

ตารางที่ 1 ระดับค่าการแทรกซึมผ่านของคลอไรด์เมื่อพิจารณาจากผลการเคลื่อนที่ของประจุ (ASTM C1202)

จำนวนประจุที่เคลื่อนที่ผ่าน (คูลอมบ์)	ระดับการซึมผ่านได้
มากกว่า 4,000	สูง
2,000 ถึง 4,000	ปานกลาง
1,000 ถึง 2,000	ต่ำ
100 ถึง 1,000	ต่ำมาก
น้อยกว่า 100	ไม่มีผล

5) การขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ (มาตรฐาน ASTM C 1012 [13]) ใช้ตัวอย่างมอร์ต้าร์ขนาด 25 x 25 x 285 มิลลิเมตร หลังจากถอดแบบที่มีอายุ 1 วัน แล้วนำไปบ่มน้ำเป็นเวลา 28 วัน จากนั้นทำการวัดความยาวเริ่มต้นของตัวอย่างด้วยเครื่องวัดความยาว ต่อจากนั้นนำตัวอย่างมอร์ต้าร์แช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟต โดยให้ความเข้มข้นของซัลเฟตเท่ากับร้อยละ 5 (ใช้สารละลายโซเดียมซัลเฟต 50 กรัมในสารละลาย 1 ลิตร) แล้วทำการวัดความยาวของตัวอย่างที่อายุ 1 3 5 30 60 วัน และ ทุกๆ 2 เดือนของการแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟต เพื่อหาร้อยละของการขยายตัวของมอร์ต้าร์

2.3 สัดส่วนผสมของเพสต์ มอร์ต้าร์ และคอนกรีตที่ใช้ในการศึกษา

สัดส่วนผสมของเพสต์ มอร์ต้าร์ และคอนกรีตผสม GGBA ที่ใช้ในการศึกษาสมบัติของคอนกรีตผสมเถ้าก้นเตาบดละเอียด แสดงดังตารางที่ 2 ถึง 4

ตารางที่ 2 สัดส่วนผสมของ OPC และ GGBA ที่ใช้ในการศึกษาปริมาณน้ำที่เหมาะสมและระยะการก่อตัวของเพสต์

สัญลักษณ์	สัดส่วนผสมของเพสต์ (กรัม)	
	OPC	GGBA
PC	1.00	-
PC-10BA	0.90	0.10
PC-20BA	0.80	0.20
PC-30BA	0.70	0.30
PC-40BA	0.60	0.40
PC-50BA	0.50	0.50

ตารางที่ 3 สัดส่วนผสมของมอร์ต้าร์ที่ใช้ในการทดสอบการหดตัวแบบออโตจีนัส การหดตัวแบบแห้ง การเกิดคาร์บอเนชั่น และการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตโดยใช้ w/b เท่ากับ 0.55

สัญลักษณ์	ส่วนผสมของมอร์ต้าร์ (กรัม)			
	OPC	GGBA	ทราย	น้ำ
MC-0.55	1.00	-	2.75	0.55
MC-10BA-0.55	0.90	0.10	2.75	0.55
MC-20BA-0.55	0.80	0.20	2.75	0.55
MC-30BA-0.55	0.70	0.30	2.75	0.55
MC-40BA-0.55	0.60	0.40	2.75	0.55
MC-50BA-0.55	0.50	0.50	2.75	0.55

ตารางที่ 4 สัดส่วนผสมของคอนกรีตที่ใช้ในการศึกษาค่าการยุบตัว กำลังอัดประลัย กำลังรับแรงดึง และค่าความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ โดยใช้ w/b เท่ากับ 0.55

สัญลักษณ์	ส่วนผสมในคอนกรีต 1 ลูกบาศก์เมตร (กิโลกรัม)				
	OPC	GGBA	ทราย	หิน	น้ำ
CC-0.55	332	-	947	1,080	182
CC-10BA-0.55	299	33	947	1,080	182
CC-20BA-0.55	266	66	947	1,080	182
CC-30BA-0.55	233	99	947	1,080	182
CC-40BA-0.55	199	133	947	1,080	182
CC-50BA-0.55	166	166	947	1,080	182

หมายเหตุ

1. PC หมายถึง เพสต์ที่มีส่วนผสมของ OPC ล้วน
2. PC-10BA หมายถึง เพสต์ที่มีส่วนผสมของ GGBA แทนที่ OPC ร้อยละ 10 โดยน้ำหนัก
3. MC-0.55 หมายถึง มอร์ต้าร์ที่มีวัสดุประสานเป็น OPC ล้วน โดยใช้ w/b เท่ากับ 0.55
4. MC-20BA-0.55 หมายถึง มอร์ต้าร์ที่มีวัสดุประสานที่ผสม GGBA แทนที่ใน OPC เท่ากับร้อยละ 20 โดยน้ำหนัก โดยใช้ w/b เท่ากับ 0.55
5. CC-0.55 หมายถึง คอนกรีตที่มีวัสดุประสานเป็น OPC ล้วน โดยใช้ w/b เท่ากับ 0.55
6. CC-50BA-0.55 หมายถึง คอนกรีตที่มีวัสดุประสานที่ผสม GGBA แทนที่ใน OPC เท่ากับร้อยละ 50 โดยน้ำหนัก โดยใช้ w/b เท่ากับ 0.55

3. ผลการศึกษาและวิเคราะห์

3.1 สมบัติพื้นฐานของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 และเถ้าก้นเตาบดละเอียด

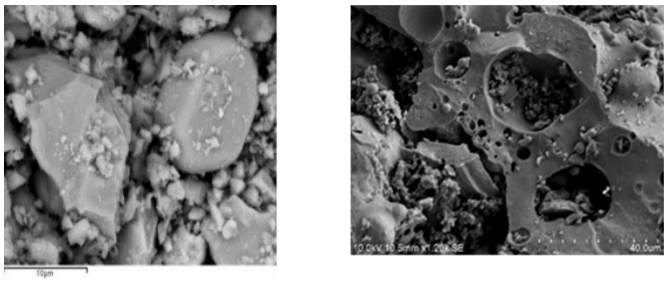
ตารางที่ 5 แสดงค่าความถ่วงจำเพาะ ความละเอียดโดยวิธีของเบลน และร้อยละที่ค้างตะแกรงเบอร์ 325 ของ OPC และ GGBA

ภาพที่ 1 แสดงภาพถ่ายขยายกำลังสูง 3,500 เท่าของอนุภาค OPC และ GGBA พบว่า ลักษณะรูปร่างของอนุภาคของ OPC มีลักษณะเป็นเหลี่ยมมุม มีมิติ ลักษณะผิวขรุขระ ขนาดคละกันไม่แน่นอนแตกต่างกันไปกระจายอยู่ทั่วไป ส่วน GGBA จะมีลักษณะเป็นเม็ดกลมและผิวขรุขระแต่จะมีความพรุนมาก

ส่วนตารางที่ 6 แสดงองค์ประกอบทางเคมีของ OPC และGGBA

ตารางที่ 5 ความถ่วงจำเพาะ ความละเอียดโดยวิธีเบลนและร้อยละที่ค้างตะแกรงเบอร์ 325 ของ OPC และGGBA

รายการ	OPC	GGBA
ความถ่วงจำเพาะ	3.12	2.65
ความละเอียดโดยวิธีเบลน (ซม.^{2}/ก.)	3,100	3,403
ร้อยละที่ค้างตะแกรงเบอร์ 325	20.04	16.34



ก) OPC ข) GGBA

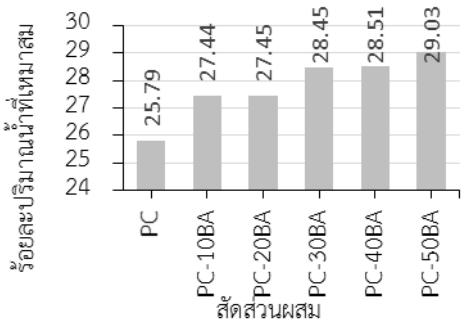
ภาพที่ 1 ภาพถ่ายขยายกำลังสูง 3,500 เท่าของอนุภาค OPC และ GGBA

ตารางที่ 6 องค์ประกอบทางเคมีของ OPC และ GGBA ที่ใช้

ร้อยละของออกไซด์	OPC	GGBA
SiO_2	18.93	41.35
Al_2O_3	5.51	20.11
Fe_2O_3	3.31	13.24
CaO	65.53	16.65
MgO	1.24	2.37
Na_2O	0.15	0.29
K_2O	0.31	2.51
SO_3	2.88	2.68
LOI	-	-
Free Lime	-	-

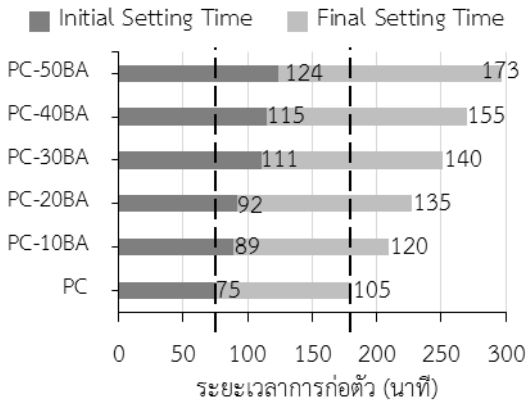
3.2 สมบัติเบื้องต้นของคอนกรีต

ภาพที่ 2 แสดงปริมาณน้ำที่เหมาะสมของเพสต์ OPC ล้วนและเพสต์ผสม GGBA พบว่า ปริมาณน้ำที่เหมาะสมของเพสต์ผสม GGBA มีค่ามากกว่าของเพสต์ OPC โดยเฉพาะเมื่อแทนที่ GGBA ในปริมาณที่มากขึ้น ทั้งนี้อาจเป็นเพราะความละเอียดของ GGBA มีมากกว่าของ OPC ทำให้มีพื้นที่ผิวมาก ประกอบกับความถ่วงจำเพาะของ GGBA มีค่าน้อยกว่าของ OPC (แทนที่โดยน้ำหนัก) ทำให้มีความต้องการน้ำที่มากขึ้น



ภาพที่ 2 ปริมาณน้ำที่เหมาะสมของเพสต์ OPC ล้วนและเพสต์ผสม GGBA

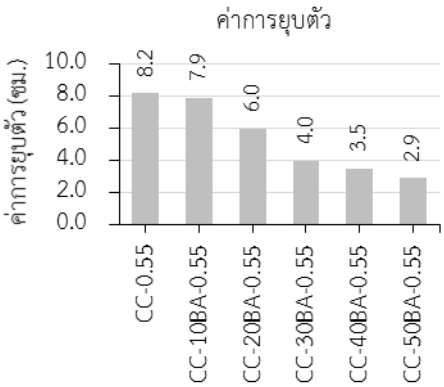
ภาพที่ 3 แสดงระยะเวลาการก่อตัวของเพสต์ OPC ล้วนและเพสต์ผสม GGBA พบว่า การก่อตัวทั้งเริ่มต้น (Initial Setting Time) และการก่อตัวสุดท้าย (Final Setting Time) ของเพสต์ OPC มีค่าน้อยกว่าของเพสต์ผสม GGBA โดยเฉพาะเมื่อแทน GGBA ในปริมาณที่มากขึ้น ทั้งนี้เพราะการแทนที่ด้วย GGBA เป็นการไปลดปริมาณปูนซีเมนต์ลงทำให้เกิดปฏิกิริยาไฮเดรชั่นน้อยลง รวมทั้ง GGBA เป็นสารปอซโซลานซึ่งปฏิกิริยาปอซโซลานจะเกิดหลังจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่น จึงมีผลให้ระยะเวลาการก่อตัวที่ช้ากว่า



ภาพที่ 3 ระยะเวลาการก่อตัวของเพสต์ OPC ล้วนและเพสต์ผสม GGBA

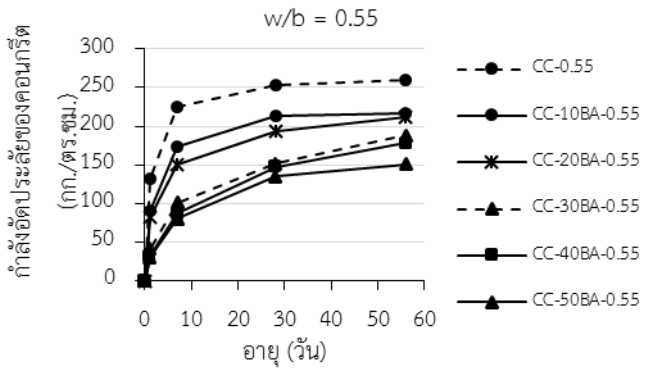
ภาพที่ 4 แสดงค่าการยุบตัวของคอนกรีต OPC ล้วนและคอนกรีตผสม GGBA พบว่า ค่าการยุบตัวของคอนกรีตผสม GGBA มีค่าน้อยกว่าของคอนกรีตผสม OPC ล้วน โดยเฉพาะเมื่อแทนที่ GGBA ในปริมาณที่มากขึ้น ซึ่งค่า

การยุบตัวของคอนกรีตจะมีค่าผกผันกับปริมาณน้ำที่เหมาะสมของเพสต์ เหตุผลดังที่กล่าวแล้ว



ภาพที่ 4 ค่าการยุบตัวของคอนกรีต OPC ล้วนและคอนกรีตผสม GGBA

ภาพที่ 5 แสดงกำลังอัดประลัยของคอนกรีต OPC ล้วนและคอนกรีตผสม GGBA เมื่อใช้ w/b เท่ากับ 0.55 พบว่า คอนกรีตผสม GGBA มีค่ากำลังอัดประลัยน้อยกว่าของคอนกรีต OPC ล้วน โดยเฉพาะเมื่อแทนที่ GGBA ในปริมาณที่มากขึ้น ทั้งนี้เพราะการแทนที่ GGBA เป็นการลดปูนซีเมนต์ลงและ GGBA เป็นวัสดุปอซโซลานซึ่งปฏิกิริยาปอซโซลานจะพัฒนากำลังช้ากว่า ปฏิกิริยาไฮเดรชั่น อย่างไรก็ตามเมื่ออายุมากขึ้นคอนกรีตผสม GGBA มีแนวโน้มที่จะพัฒนาได้มากขึ้น (ความชันของกราฟมากขึ้น) ทั้งนี้เนื่องจาก GGBA เป็นวัสดุปอซโซลานซึ่งปฏิกิริยาปอซโซลานจะเกิดหลังจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่น



ภาพที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างอายุการบ่มกับกำลังอัดประลัยของคอนกรีต OPC ล้วนและคอนกรีตผสม GGBA เมื่อใช้ w/b เท่ากับ 0.55

อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาค่าดัชนีกำลัง (strength activity index) ดังสมการ

ดัชนีกำลังของคอนกรีต = (A/B) x 100

เมื่อ A คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่แทนที่ OPC ด้วย GGBA ร้อยละ 20

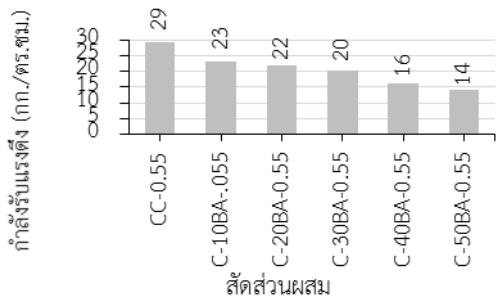
B คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีต OPC ล้วน

จากตารางที่ 7 พบว่า ค่าดัชนีกำลังของคอนกรีตที่แทนที่ OPC ด้วย GGBA ร้อยละ 20 ที่อายุ 7 วัน มีค่าเท่ากับร้อยละ 67 (ซึ่งต่ำกว่าเกณฑ์ของ ASTM C618) และที่อายุ 28 วัน มีค่าเท่ากับร้อยละ 76 (ซึ่งสูงกว่าเกณฑ์ของ ASTM C618) โดยมาตรฐาน ASTM C618 [15] กำหนดให้ดัชนีกำลังของเถ้าถ่านหิน ต้องไม่ต่ำกว่าร้อยละ 75 ที่อายุ 7 และ 28 วัน

ตารางที่ 7 ดัชนีกำลังของคอนกรีต OPC ล้วน และคอนกรีตผสม GGBA ที่อายุ 7 และ 28 วัน

สัดส่วน	กำลังอัดประลัย (กก./ตร.ซม.)		ดัชนีกำลัง (ร้อยละ)	
	7 วัน	28 วัน	7 วัน	28 วัน
CC-0.55	225	252	100	100
CC-20BA-0.55	151	193	67	76

ภาพที่ 6 แสดงกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต OPC ล้วนและคอนกรีตผสม GGBA เมื่อใช้ w/b เท่ากับ 0.55 พบว่า คอนกรีตผสม GGBA มีค่าแรงดึงน้อยกว่าของคอนกรีต OPC ล้วน โดยเฉพาะเมื่อแทนที่ GGBA ในปริมาณที่มากขึ้นทั้งนี้เพราะการแทนที่ GGBA เป็นการลดปริมาณปูนซีเมนต์ลง และ GGBA เป็นวัสดุปอซโซลานซึ่งจะพัฒนากำลังช้ากว่าปฏิกิริยาไฮเดรชั่น



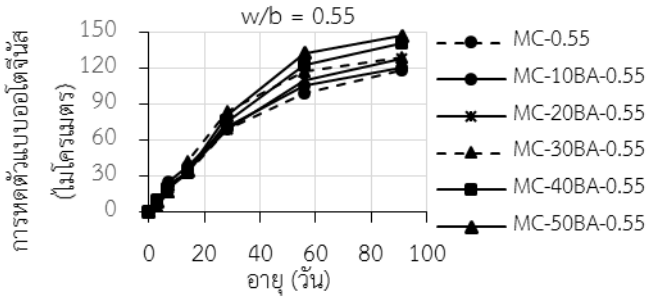
ภาพที่ 6 กำลังรับแรงดึงของคอนกรีต OPC ล้วนและคอนกรีตผสม GGBA ที่อายุ 28 วัน เมื่อใช้ w/b เท่ากับ 0.55

3.3 สมบัติความคงทนของคอนกรีต

3.3.1 การหดตัวแบบออโตจีนัสของมอร์ต้าร์

ภาพที่ 7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าการหดตัวแบบออโตจีนัสกับอายุของมอร์ต้าร์ OPC ล้วนและมอร์ต้าร์ผสม GGBA เมื่อใช้ w/b เท่ากับ 0.55 พบว่า การหดตัวแบบออโตจีนัสของมอร์ต้าร์ผสม GGBA มีค่ามากกว่าของมอร์ต้าร์ OPC ล้วน โดยเฉพาะเมื่อแทนในปริมาณที่มากขึ้น ทั้งนี้อาจเป็นเพราะ GGBA มีความละเอียดมากกว่า OPC ทำให้มี

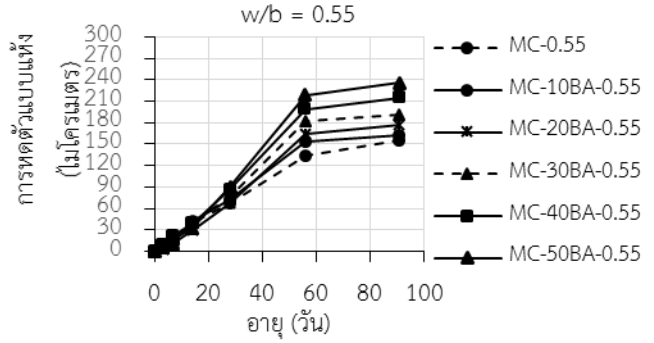
ความต้องการน้ำมาก ทำให้เหลือน้ำอิสระในช่องว่างน้อยลง เมื่อมีการนำน้ำมาใช้ในการทำปฏิกิริยาไฮเดรชั่นและปฏิกิริยาปอซโซลานส่งผลให้เกิดการหดตัวแบบออโตจีนัสมากกว่า



ภาพที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการหดตัวแบบออโตจีนัสและอายุของมอร์ต้าร์ OPC ล้วนและมอร์ต้าร์ผสม GGBA เมื่อใช้ w/b เท่ากับ 0.55

3.3.2 การหดตัวแบบแห้งของมอร์ต้าร์

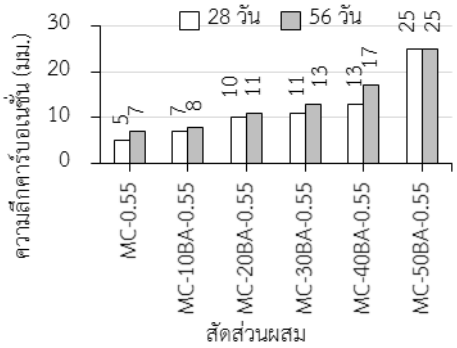
ภาพที่ 8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าการหดตัวแบบแห้งกับอายุของมอร์ต้าร์ OPC ล้วนและมอร์ต้าร์ผสม GGBA เมื่อใช้ w/b เท่ากับ 0.55 โดยพบว่า การหดตัวแบบแห้งของมอร์ต้าร์ผสม GGBA มีค่ามากกว่าของมอร์ต้าร์ OPC ล้วน โดยเฉพาะเมื่อแทน GGBA ในปริมาณที่มากขึ้น ทั้งนี้อาจเป็นเพราะเมื่ออายุมอร์ต้าร์ของ GGBA ยังน้อยทำให้มีความพรุนมาก (ปฏิกิริยาปอซโซลานเกิดน้อย) ส่งผลให้เกิดการระเหยของน้ำได้มาก อีกทั้งความแข็งแรงของโครงสร้างของเพสต์มีน้อยจึงทำให้ต้านทานการหดตัวได้น้อย



ภาพที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการหดตัวแบบแห้ง และอายุของมอร์ต้าร์ OPC ล้วนและมอร์ต้าร์ผสม GGBA เมื่อใช้ w/b เท่ากับ 0.55

3.3.3 การเกิดคาร์บอเนชั่นของมอร์ต้าร์

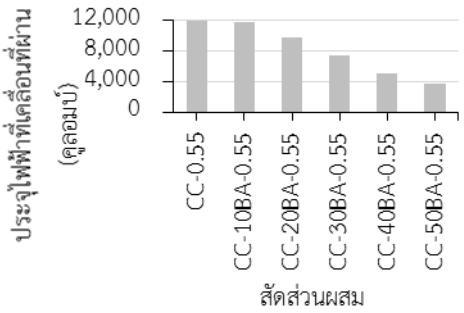
ภาพที่ 9 แสดงการเกิดคาร์บอเนชั่นของมอร์ต้าร์ OPC ล้วนและมอร์ต้าร์ผสม GGBA เมื่อใช้ w/b เท่ากับ 0.55 พบว่า การเกิดคาร์บอเนชั่นของมอร์ต้าร์ผสม GGBA มีค่ามากกว่าของมอร์ต้าร์ OPC ล้วน ทั้งระยะเวลาเผชิญก๊าซคาร์บอนได ออกไซด์ 28 วัน และ 56 วัน และมีแนวโน้มมากขึ้น เมื่อแทนที่ GGBA ที่มากขึ้น ทั้งนี้เนื่องจากการแทนที่ GGBA เป็นการลดปริมาณปูนซีเมนต์ลง และปฏิกิริยาปอซโซลานต่างก็เป็นการลดปริมาณแคลเซียมไฮ-ดรอกไซด์ ($Ca(OH)_2$) ลง จึงทำให้เกิดคาร์บอเนชั่นเร็วขึ้น และพบว่าระยะเวลาที่เผชิญก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์มากกว่าส่งผลให้ระยะคาร์บอเนชั่นมากขึ้นตามไปด้วย ทั้งนี้เพราะระยะเวลาในการเผชิญกับก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในสภาวะเร่งมากขึ้น ย่อมส่งผลให้คอนกรีตเกิดคาร์บอเนชั่นมากขึ้นตามไปด้วย



ภาพที่ 9 การเกิดคาร์บอเนชั่นของมอร์ต้าร์ OPC ล้วนและมอร์ต้าร์ผสม GGBA ที่อยู่ในสภาวะเร่งด้วยตู้อบคาร์บอเนชั่นเป็นระยะเวลา 28 และ 56 วัน

3.3.4 ความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต

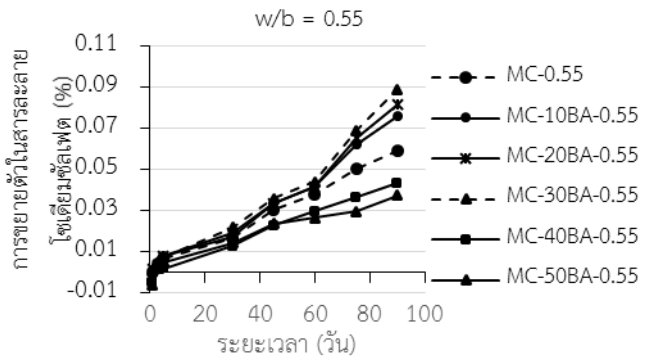
ภาพที่ 10 แสดงค่าความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต OPC ล้วนและคอนกรีตผสม GGBA เมื่อใช้ w/b เท่ากับ 0.55 พบว่า ความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของตัวอย่างคอนกรีตผสม GGBA ดีกว่าของคอนกรีต OPC ล้วน โดยเฉพาะเมื่อแทนที่ GGBA ในปริมาณที่มากขึ้น ทั้งนี้เพราะ GGBA ทำปฏิกิริยาปอซโซลาน ส่งผลให้คอนกรีตมีความทึบมากขึ้น รวมทั้ง GGBA ในส่วนที่ไม่ได้ทำปฏิกิริยา ทำหน้าที่เป็นตัวเติมเต็มช่องว่าง ทำให้คอนกรีตมีความทึบมากขึ้น ส่งผลให้ความสามารถในต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ได้ดีขึ้น และเมื่อเปรียบเทียบตามมาตรฐาน ASTM C1202 พบว่าทุกสัดส่วนผสมของคอนกรีต มีค่าประจุไฟฟ้าที่เคลื่อนที่ผ่านมากกว่า 4,000 คูลอมบ์ ซึ่งจัดอยู่ในชนิดของการซึมผ่านสูง ยกเว้นคอนกรีตผสม GGBA ร้อยละ 50 โดยใช้ w/b เท่ากับ 0.55 ซึ่งจัดอยู่ในชนิดของการซึมผ่านปานกลาง



ภาพที่ 10 ปริมาณประจุไฟฟ้าเคลื่อนที่ผ่านตัวอย่างคอนกรีต OPC ล้วนและคอนกรีตผสม GGBA อายุ 56 วัน

3.3.5 การขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์

ภาพที่ 11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการขยายตัวกับอายุการแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ OPC ล้วนและมอร์ต้าร์ผสม GGBA เมื่อใช้ w/b เท่ากับ 0.55 พบว่า การขยายตัวในสารละสายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ผสม GGBA ในปริมาณที่น้อย (น้อยกว่าร้อยละ 30) มีแนวโน้มใกล้เคียงหรือมากกว่าของมอร์ต้าร์ OPC ล้วน แต่เมื่อแทนที่ GGBA ในปริมาณที่มาก (มากกว่าร้อยละ 40) กลับให้ค่าการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ผสม GGBA ที่น้อยกว่าของมอร์ต้าร์ OPC ล้วน ทั้งนี้อาจเป็นเพราะว่าการแทนที่ GGBA ในปริมาณที่น้อยเนื่องจาก GGBA มีปริมาณ CaO สูง (ร้อยละ 16.65) ส่งผลให้เกิด $Ca(OH)_2$ ที่มาก ทำให้เกิด Ettringite ที่มาก แต่เมื่อแทนที่ GGBA ในปริมาณที่มาก ผลของปฏิกิริยาปอซโซลานเกิดมาก ทำให้สามารถลด $Ca(OH)_2$ ได้มาก ส่งผลให้การขยายตัวเกิดน้อย



ภาพที่ 11 ความสัมพันธ์ระหว่างการขยายตัวกับอายุการแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ OPC ล้วนและมอร์ต้าร์ผสม GGBA เมื่อใช้ w/b เท่ากับ 0.55

4. สรุป

1. ความต้องการน้ำของเพสต์ผสม GGBA มีค่ามากกว่าของ OPC ล้วน โดยเฉพาะเมื่อแทนที่ในปริมาณที่มาก และระยะเวลาการก่อตัวของเพสต์ผสม GGBA ช้ากว่าของเพสต์ OPC ล้วน

2. ค่าการยุบตัวของคอนกรีตผสม GGBA มีค่าน้อยกว่าของคอนกรีต OPC ล้วน

3. กำลังอัดประลัยและกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตผสม GGBA มีค่าน้อยกว่าของคอนกรีต OPC ล้วน

4. การหดตัวแบบออโตจีนัส การหดตัวแบบแห้งและการเกิดคาร์บอเนชั่นของมอร์ต้าร์ผสม GGBA มีค่ามากกว่าของมอร์ต้าร์ OPC ล้วน โดยเฉพาะเมื่อแทนที่ GGBA ในปริมาณที่มาก

5. ความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตผสม GGBA ดีกว่าของคอนกรีต OPC ล้วน

6. การขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ผสม GGBA ในปริมาณที่น้อย จะมีค่ามากกว่าของ OPC ล้วน แต่เมื่อแทนที่ GGBA ในปริมาณที่มากกลับให้ค่าการขยายตัวมีค่าน้อยกว่าของมอร์ต้าร์ OPC ล้วน

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

เอกสารอ้างอิง

[1] มนตรี คงสุข และคณะ, 2559. “ผลของเถ้าลอย ผงหินปูน และเถ้าก้นเตาต่อพฤติกรรมการแตกร้าวเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีต” วารสารวิชาการสมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย.Vol.4 No.1,2016

[2] American Society for Testing and Material, ASTM C 188-95: Standard Test Method for Density of Hydraulic Cement, *Annual Book of ASTM Standard*,1995

[3] American Society for Testing and Material, ASTM C 204-00: Standard Test Method for Fineness of Hydraulic Cement by Air-Permeability Apparatus, *Annual Book of ASTM Standard*,2000

[4] American Society for Testing and Material, ASTM C 188-11: Standard Test Method for Amount of Water Required for Normal Consistency of Hydraulic Cement Paste, *Annual Book of ASTM Standard*,2011

[5] American Society for Testing and Material, ASTM C 191-13: Standard Test Method for Time of Setting of Hydraulic Cement by vicat Needle, *Annual Book of ASTM Standard*,2013

[6] American Society for Testing and Material, ASTM C 143/C 143M-98: Standard Test Method for Slump of Hydraulic Cement Concrete, *Annual Book of ASTM Standard*,1998

[7] British Standard Testing Concrete, BS 1881-115: Specification for Compression Testing Machines for Concrete, *Annual Book of British Standard*,1986

[8] American Society for Testing and Material, ASTM C 496-96: Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylinder Concrete Specimens, *Annual Book of ASTM Standard*,1996

[9] American Society for Testing and Material, ASTM C 1698-09: Standard Test Method for Autogenous Strain of Cement Paste and Mortar, *Annual Book of ASTM Standard*,2009

[10] American Society for Testing and Material, ASTM C 596-18: Standard Test Method for Dry Shrinkage of Mortar Containing Hydraulic Cement, *Annual Book of ASTM Standard*,2007

[11] American Society for Testing and Material, ASTM C 109-07: Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens)1, *Annual Book of ASTM Standard*,2007

[12] American Society for Testing and Material, ASTM C 856-04: Standard Practice for Petrographic Examination of Hardened Concrete, *Annual Book of ASTM Standard*,2004

[13] American Society for Testing and Material, ASTM C 1202-97 : Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration , *Annual Book of ASTM Standard*,1997

[14] American Society for Testing and Material, ASTM C 1012-04 : Standard Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution , *Annual Book of ASTM Standard*,2004

[15] American Society for Testing and Material, ASTM C 618-19 : Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete , *Annual Book of ASTM Standard*,2019

สัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตเมื่อใช้วัสดุประสานต่างชนิดกันและเถ้าก้นเตาแทนที่ทราย

CHLORIDE DIFFUSION COEFFICIENT OF CONCRETE USING DIFFERENT TYPES OF BINDERS AND BOTTOM ASH REPLECED IN SAND

ชนาวิทย์ เกิดศรี[1] (Chanawit Koedsri)[1]

ปิติศานต์ กร้ำมาตร[2] (Pitisan Krammart)[2]

อภิชา หนูพันธ์[3] (Apicha Nhoophan)[3]

[1]นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
Email: kwitce@gmail.com
[2]รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
Email: pitisan.k@en.rmutt.ac.th
[3]ครูชำนาญการพิเศษ ภาควิชาก่อสร้างและโยธา วิทยาลัยเทคนิคหาดใหญ่ สงขลา
Email: apicha.c5@hotmail.com

บทคัดย่อ: งานวิจัยนี้ศึกษาสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ (D_a) ของคอนกรีต ที่ใช้เถ้าลอย ตะกรันเตาถลุงเหล็กบดละเอียด (GGBS) ซิลิกาฟูม และผงหินปูน แทนที่บางส่วนในปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC) และใช้เถ้าก้นเตาแทนที่บางส่วนในทราย เพื่อพัฒนาคอนกรีตที่เผชิญกับสิ่งแวดล้อมคลอไรด์ การศึกษาในครั้งนี้ใช้คอนกรีตที่มีอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.55 โดยทดสอบความสามารถในการกักเก็บคลอไรด์ที่อายุ 28 และ 91 วัน ของตัวอย่างคอนกรีตที่แช่ในสารละลายโซเดียมคลอไรด์ที่มีความเข้มข้นร้อยละ 5 แล้วนำไปหา D_a ของคอนกรีตโดยใช้กฎการแพร่ข้อที่ 2 ของฟิค ในการศึกษาครั้งนี้นั้น กรณีตัวอย่างคอนกรีตที่ใช้เถ้าก้นเตาแทนที่ทรายจะใช้ทั้งบ่มน้ำและบ่มอากาศ ผลการศึกษาพบว่า D_a ของคอนกรีตที่ใช้เถ้าลอย GGBS และซิลิกาฟูม มีค่าน้อยกว่าของคอนกรีต OPC ล้วน ส่วน D_a ของคอนกรีตที่ใช้ผงหินปูนมีค่าใกล้เคียงหรือแนวโน้มมากกว่าของคอนกรีต OPC ล้วน นอกจากนี้พบว่า D_a ของคอนกรีตที่ใช้เถ้าก้นเตาแทนที่ทรายทั้งที่บ่มน้ำและบ่มอากาศ มีค่ามากกว่าของคอนกรีตที่ใช้ทรายล้วน โดยเฉพาะเมื่อแทนที่เถ้าก้นเตาในปริมาณที่น้อย อย่างไรก็ตาม D_a ของคอนกรีตที่ระยะเผชิญคลอไรด์มากกว่า มีค่าน้อยกว่าของที่ระยะเผชิญคลอไรด์น้อยกว่า และ D_a ของคอนกรีตที่ใช้เถ้าก้นเตาแทนที่ทรายที่บ่มน้ำมีค่าน้อยกว่าของที่บ่มอากาศ

ABSTRACT: This research studied the chloride diffusion coefficient (D_a) of concrete using fly ash, ground granulated blast furnace slag (GGBS), silica fume and limestone powder partially replaced of Portland cement type 1 (OPC) and using bottom ash instead of some parts in sand for development the concrete facing chloride environment. The concrete with a water to binder ratio of 0.55 was used. The ability of chloride binding at the age of 28 and 91 days of concrete specimens immersed in a sodium chloride solution with a percentage concentration 5% were tested. The D_a of concrete was obtained by using Fick's second law diffusion. In case of concrete specimens using bottom ash instead of some parts in sand, both water curing and air curing were considered. The results showed that D_a of concrete using fly ash, GGBS and silica fume was less than that of OPC concrete. Besides, D_a of concrete using limestone powder was closer to or more likely than those of OPC concrete. Moreover, it was found that the D_a of concrete using bottom ash instead of some parts in sand, both water curing and air curing was more than that of concrete using plain sand, especially when replacing a small amount of bottom ash. However, the D_a of concrete which having longer chloride face time was less than that of shorter chloride face time. Finally, the D_a of concrete using bottom ash instead of some parts in sand with water curing was less than that of air curing.

KEYWORDS: Chloride Diffusion Coefficient, Binder, Concrete, Bottom Ash

1. บทนำ

ปัจจุบันมีการใช้วัสดุทดแทนที่สามารถใช้เป็นวัสดุประสานแทนที่ปูนซีเมนต์บางส่วนในงานคอนกรีต เช่น เถ้าลอย ตะกรันเตาถลุงเหล็กบดละเอียด ซิลิกาฟูม และ

ผงหินปูน โดยเถ้าลอย (fly ash) เป็นวัสดุที่ได้จากกระบวนการเผาไหม้ถ่านหินลิกไนต์ที่ประกอบด้วยออกไซด์ของธาตุ ซิลิกา อลูมินา และเหล็ก ซึ่งออกไซด์ของธาตุต่างๆนี้ สามารถทำปฏิกิริยาปอซโซลานได้ดี ซึ่งเถ้าลอยมีขนาดค่อนข้างเล็ก เมื่อผสมในคอนกรีตเถ้าลอยจะเข้าไปอุดในช่องว่างเล็กๆ ระหว่างซีเมนต์และหินหรือทราย ทำให้คอนกรีตแน่นขึ้น ลดอัตราการซึมของน้ำผ่านคอนกรีต เพิ่มความต้านทานในการกัดกร่อนของคอนกรีต เพิ่มกำลังอัดและกำลังแรงดึงประลัยของคอนกรีตเมื่อคอนกรีตมีอายุมากขึ้น และลักษณะอนุภาคทรงกลมทำให้คอนกรีตลื่นไถลได้ดี เพิ่มความสามารถในการเทได้ [1] แต่ทั้งนี้การใช้เถ้าลอยมีข้อเสียคือ ทำให้อัตราการพัฒนากำลังของคอนกรีตต่ำลงในช่วงอายุต้น [2] ส่วนตะกรันเตาถลุงเหล็กบดละเอียด (ground granulated blast furnace slag) เกิดจากกระบวนการถลุงเหล็กแล้วนำตะกรันเตาถลุงเหล็กมาบดให้ละเอียดจนถึงค่าที่ต้องการ ซึ่งในปัจจุบันมีการใช้เป็นวัตถุดิบในการผลิตปูนซีเมนต์ และยังใช้เป็นวัสดุประสานในส่วนผสมร่วมกับปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ด้วย โดยทั่วไปคอนกรีตที่ผสมตะกรันเตาถลุงเหล็กบดละเอียดจะมีความสามารถในการเทและเขย่าหรือทำให้แน่นได้ง่ายกว่าคอนกรีตธรรมดา [3] ในขณะที่ซิลิกาฟูม (silica fume) เป็นผลพลอยได้ของโรงงานผลิตซิลิกอนเมททัลและเฟอร์โรซิลิกอนอัลลอยด์ ซึ่งมีขนาดเล็กมาก ไม่เป็นผลึก และมีรูปร่างกลม จึงสามารถทำปฏิกิริยาปอซโซลานได้อย่างรวดเร็ว ปัญหาของการใช้ซิลิกาฟูมในงานคอนกรีต คือส่วนผสมคอนกรีตต้องการปริมาณน้ำเพิ่มมากขึ้น [4] แต่ส่วนใหญ่การใช้ซิลิกาฟูมมักใช้ในการทำคอนกรีตกำลังสูงและใช้เพิ่มความต้านทานของคอนกรีตเป็นหลัก เนื่องจากการใช้ซิลิกาฟูมในงานคอนกรีตช่วยเพิ่มความทนทานต่อการกัดกร่อนของซัลเฟต และการแทรกซึมของคลอไรด์ [3] สำหรับผงหินปูน ($CaCO_3$) เป็นวัสดุทดแทนปูนซีเมนต์อีกชนิดหนึ่ง ซึ่งเป็นผลพลอยได้จากกระบวนการย่อยหิน มีความละเอียดหลายขนาดที่จำหน่ายในท้องตลาดในปัจจุบัน โดยทั่วไปมีขนาดอนุภาคเฉลี่ยอยู่ระหว่าง 1 ถึง 100 ไมโครเมตร เมื่อแทนที่ผงหินปูนบางส่วนในปูนซีเมนต์สามารถปรับปรุงคุณภาพบางประการของคอนกรีตได้ ซึ่งมีจุดเด่นของผงหินปูนแตกต่างจากเถ้าลอย คือทำให้การก่อตัวของคอนกรีตเร็วขึ้นกำลังในระยะต้นสูงขึ้น นอกจากนี้ยังสามารถลดการเยิ้มน้ำ ลดการหดตัว เพิ่มความต้านทานซัลเฟต และความต้านทานกรด เป็นต้น จากจุดเด่นดังกล่าวนี้ปัจจุบันได้มีการนำผงหินปูนมาใช้ในในอุตสาหกรรมการผลิตปูนซีเมนต์และอุตสาหกรรมการผลิตคอนกรีตผสมเสร็จกันมากขึ้น [5]

เถ้าก้นเตา (bottom ash) เป็นผลพลอยได้จากการเผาถ่านหินเพื่อผลิตกระแสไฟฟ้า เช่นเดียวกับเถ้าลอย แต่เถ้าก้นเตาเกิดจากการรวมตัวกันของเถ้าถ่านหินที่หลอมเหลว ดังนั้นเถ้าก้นเตาจึงมีขนาดใหญ่และมีรูพรุนสูงกว่าเถ้าลอยมาก ลักษณะโดยรวมของอนุภาคของเถ้าก้นเตาจะมีรูพรุน มีความเปราะ ขนาดคละใกล้เคียงกับทราย แต่ละเอียดกว่าทราย มีหน่วยน้ำหนักน้อยกว่าทราย และมีค่าการดูดซึมมากกว่าทราย เถ้าก้นเตาที่ไม่ผ่านการบดจึงมีสมบัติความเป็นสารปอซโซลานต่ำ ไม่เหมาะที่จะนำมาใช้แทนที่ปูนซีเมนต์ เนื่องจากเถ้าก้นเตามีความพรุนสูงและมีการกระจายอนุภาคใกล้เคียงกับมวลรวมละเอียด ดังนั้นจึงมีการนำเถ้าก้นเตามาใช้ในรูปแบบของวัสดุบ่มภายใน [6,7]

สิ่งก่อสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กส่วนใหญ่มักจะพบปัญหาการเกิดสนิมของเหล็กเสริม โดยเฉพาะคอนกรีตเสริมเหล็กในสภาวะแวดล้อมทะเล น้ำกร่อย หรือบริเวณใกล้ชายฝั่งทะเล เนื่องจากน้ำทะเลมีเกลือคลอไรด์ และซัลเฟตละลายอยู่ทำให้คอนกรีตเสริมเหล็กประสบความเสียหายเนื่องจากการกัดกร่อนและเหล็กเสริมภายในคอนกรีตเกิดสนิม จึงส่งผลเสียต่อความสามารถด้านกำลังรับแรง และอายุการใช้งานของโครงสร้างคอนกรีตลดลงด้วย ซึ่งต้องสิ้นเปลืองงบประมาณค่อนข้างมากในการซ่อมบำรุงและแก้ไข จึงเป็นปัญหาอย่างมากด้านความคงทนของคอนกรีต ในปัจจุบันพบว่าปัญหาด้านความคงทนของคอนกรีตได้รับความสนใจเพิ่มมากขึ้น มีการศึกษาสาเหตุการเสื่อมสภาพของคอนกรีต แนวทางในการป้องกันและแก้ไขการเสื่อมสภาพของคอนกรีต

ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงได้ศึกษาสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ล้วน และคอนกรีตผสมเถ้าลอย ตะกรันเตาถลุงเหล็กบดละเอียด ซิลิกาฟูม และผงหินปูน และคอนกรีตเมื่อใช้เถ้าก้นเตาแทนที่ทราย เพื่อเป็นการเพิ่มฐานข้อมูลในการพัฒนาการใช้วัสดุทดแทนนี้ในงานคอนกรีตตลอดจนใช้เป็นข้อมูลทางเลือกในการออกแบบส่วนผสมของคอนกรีตต่อไป โดยเฉพาะคอนกรีตที่เผชิญกับสิ่งแวดล้อมคลอไรด์

2. วิธีการศึกษา

2.1 วัสดุที่ใช้ในการศึกษา

วัสดุที่ใช้ในการศึกษาครั้งนี้ประกอบด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC) เถ้าลอย (จากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ จ. ลำปาง) ตะกรันเตาถลุงเหล็กบดละเอียด (GGBS) และซิลิกาฟูมส่วนผงหินปูน (ขนาด 8 ไมโครเมตร) เป็นวัสดุเติมเต็ม สำหรับมวลรวมใช้ทรายแม่น้ำ หิน และเถ้าก้นเตา (จากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ จ.ลำปาง)

2.2 รายละเอียดวิธีการศึกษา

2.2.1 สมบัติเบื้องต้นของวัสดุที่ใช้

การทดสอบสมบัติเบื้องต้นของวัสดุที่ใช้ประกอบด้วยองค์ประกอบทางเคมีโดยใช้เครื่อง x-ray fluorescence (XRF) ความละเอียดโดยวิธีของเบลน (blaine fineness) ตามมาตรฐาน ASTM C204 ค่าความถ่วงจำเพาะ ตามมาตรฐาน ASTM C188 และภาพถ่ายกำลังสูงของอนุภาคโดยใช้เครื่อง scanning electronic microscope (SEM)

2.2.2 ความสามารถในการกักเก็บคลอไรด์

หล่อตัวอย่างคอนกรีตขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 เซนติเมตร สูง 20 เซนติเมตร หลังจากบ่มตัวอย่างคอนกรีตในน้ำจนอายุครบ 28 วันแล้วทำการเคลือบผิวตัวอย่างคอนกรีตด้วย epoxy ยกเว้นด้านบนของตัวอย่างด้านเดียว แล้วนำตัวอย่างไปแช่ในสารละลายโซเดียมคลอไรด์ที่ความเข้มข้นร้อยละ 5 (ใช้สารโซเดียมคลอไรด์ 82.4 กรัม ในสารละลาย 1 ลิตร) เป็นเวลา 28 และ 91 วัน หลังจากนั้นนำตัวอย่างมาตัดที่ระยะความลึก 1 2 3 4 และ 5 เซนติเมตร โดยวัดจากผิวหน้าของคอนกรีต แล้วนำแต่ละชั้นของตัวอย่างมาบดให้ละเอียดแล้วร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 100 ให้ได้ผงคอนกรีตประมาณ 20 กรัม จากนั้นนำผงตัวอย่างไปทดสอบหาปริมาณคลอไรด์ทั้งหมด โดยใช้กรดเป็นตัวทำละลาย (Acid-soluble chloride) ตามมาตรฐาน ASTM C1152 และปริมาณคลอไรด์อิสระใช้น้ำกลั่นเป็นตัวทำละลาย (Water-soluble chloride) ตามมาตรฐาน ASTM C1218

2.2.3 ค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ (D_a) ของคอนกรีต

คำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ (D_a) ใช้สมการกฎของการแพร่ข้อที่ 2ของฟิค (Fick's Second Law) ดังแสดงสมการที่ (1)

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D_c \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \qquad (1)$$

ทั้งนี้ คำตอบของสมการที่ (1) สามารถแสดงได้ด้วยสมการที่ (2) ซึ่งเป็นคำตอบที่อยู่ในรูปของฟังก์ชันความผิดพลาด (Error function)

$$C_{(x,t)} = (C_S - C_0)\left[1 - \mathrm{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{D_a t}}\right)\right] + C_0 \qquad (2)$$

เมื่อ $C_{(x,\ t)}$ คือ ปริมาณคลอไรด์ที่ระยะความลึก x จากผิวหน้าที่ระยะเวลาเผชิญคลอไรด์ t (% โดยน้ำหนักวัสดุประสาน)

C_s คือ ปริมาณคลอไรด์ที่ผิวหน้าของคอนกรีต (% โดยน้ำหนักวัสดุประสาน)

C_0 คือ ปริมาณคลอไรด์ในคอนกรีตที่บริเวณผิวเหล็กเสริม โดยเป็นคลอไรด์ส่วนที่อยู่ในส่วนผสมของคอนกรีตตั้งแต่แรก (% โดยน้ำหนักวัสดุประสาน)

D_a คือ ค่าสัมประสิทธิ์การแพร่คลอไรด์ (ซม.^{2}/วัน)

x คือ ระยะทางจากผิวหน้าคอนกรีต (ซม.)

t คือ ระยะเวลาเผชิญคลอไรด์ (วัน)

erf คือ ฟังก์ชันค่าผิดพลาด (Error function) ดังสมการที่ (3)

$$\mathrm{erf}(z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^n z^{(2n+1)}}{n!(2n+1)} = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \left(z - \frac{z^3}{3} + \right. \qquad (3)$$

การหาค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมของคลอไรด์ในคอนกรีตทำได้โดยการปรับค่า D_a และ C_s ในสมการที่ (2) เพื่อให้เส้นกราฟที่ได้จากสมการสอดคล้องกับกราฟที่แสดงการแทรกซึมของคลอไรด์ที่ได้จากการทดสอบมากที่สุด

2.3 สัดส่วนผสมของคอนกรีตที่ใช้

สำหรับสัดส่วนผสมของคอนกรีต OPC ล้วน และคอนกรีตผสมเถ้าลอย ตะกรันเตาถลุงเหล็กบดละเอียด ซิลิกาฟูม ผงหินปูน เมื่อใช้ทรายล้วน และใช้เถ้าก้นเตาแทนที่ทราย (ตารางที่ 1 และ 2 ตามลำดับ) ที่ใช้ศึกษาค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต เมื่อใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน (w/b) เท่ากับ 0.55

ตารางที่ 1 สัดส่วนผสมของคอนกรีตโดยน้ำหนัก (กิโลกรัม) ต่อคอนกรีต 1 ลูกบาศก์เมตร เมื่อใช้ทรายล้วน โดยใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน (w/b) เท่ากับ 0.55

ที่	สัญลักษณ์	สัดส่วนผสมของคอนกรีตใน 1 ลูกบาศก์เมตร (กิโลกรัม)							
		OPC	เถ้าลอย	GGBS	ซิลิกาฟูม	ผงหินปูน	ทราย	หิน	น้ำ
1	C	332	-	-	-	-	970	1080	182
2	C-20FA	266	67	-	-	-	970	1080	182
3	C-40FA	200	132		-	-	970	1080	182
4	C-30SL	232	-	100	-	-	970	1080	182
5	C-50SL	166	-	166	-	-	970	1080	182
6	C-5SF	315	-	-	17	-	970	1080	182
7	C-10SF	298	-	-	34	-	970	1080	182
8	C-5LP	315	-	-	-	17	970	1080	182
9	C-10LP	298	-	-	-	34	970	1080	182
10	C-15FA-5LP	264	49	-	-	17	970	1080	182
11	C-10FA-	264	34	-	-	34	970	1080	182
12	C-35FA-5LP	199	116	-	-	17	970	1080	182
13	C-30FA-	199	99	-	-	34	970	1080	182
14	C-25SL-5LP	232	-	83	-	17	970	1080	182
15	C-20SL-	232	-	66	-	34	970	1080	182
16	C-45SL-5SF	166	-	149	17	-	970	1080	182
17	C-40SL-	166	-	132	34	-	970	1080	182

ตารางที่ 2 สัดส่วนผสมของคอนกรีตโดยน้ำหนัก (กิโลกรัม) ต่อคอนกรีต 1 ลูกบาศก์เมตร เมื่อใช้เถ้าก้นเตาแทนที่ทรายในส่วนผสมคอนกรีต โดยใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน (w/b) เท่ากับ 0.55

ที่	สัญลักษณ์	สัดส่วนผสมของคอนกรีตใน 1 ลูกบาศก์เมตร (กิโลกรัม)								
		OPC	เถ้าลอย	GGBS	ซิลิกาฟูม	ผงหินปูน	ทราย	หิน	น้ำ	เถ้าก้นเตา Volume
1	C	332	-	-	-	-	970	1080	182	-
2	C-10BA	332	-	-	-	-	873	1080	182	10% Vol.
3	C-30BA	332					679	1080	182	30% Vol.
4	C-40FA	200	132		-	-	970	1080	182	-
5	C-40FA-10BA	200	132	-	-	-	873	1080	182	10% Vol.
6	C-40FA-30BA	200	132				679	1080	182	30% Vol.
7	C-50SL	166	-	166	-	-	970	1080	182	-
8	C-50SL-10BA	166	-	166	-	-	873	1080	182	10% Vol.
9	C-50SL-30BA	166	-	166	-	-	679	1080	182	30% Vol.
10	C-10SF	298	-	-	34	-	970	1080	182	-
11	C-10SF-10BA	315	-	-	17	-	873	1080	182	10% Vol.
12	C-10SF-30BA	298	-	-	34	-	679	1080	182	30% Vol.
13	C-10LP	298	-	-	-	34	970	1080	182	-
14	C-10LP-10BA	298	-	-	-	34	873	1080	182	10% Vol.
15	C-10LP-30BA	298	-	-	-	34	679	1080	182	30% Vol.

หมายเหตุ C หมายถึง ปูนซีเมนต์ประเภทที่ 1, LP หมายถึง ผงหินปูน, SF หมายถึง ซิลิกาฟูม, FA หมายถึง เถ้าลอย, SL หมายถึงตะกรันเตาถลุงเหล็ก BA หมายถึง เถ้าก้นเตา

3. ผลการศึกษาและวิเคราะห์

3.1 สมบัติเบื้องต้นของวัสดุที่ใช้

3.1.1 ความถ่วงจำเพาะและความละเอียดโดยวิธีเบลน

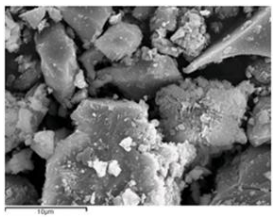
ตารางที่ 3 แสดงความถ่วงจำเพาะ ความละเอียดโดยวิธีเบลน ของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เถ้าลอย ตะกรันเตาถลุงเหล็กบดละเอียด ซิลิกาฟูม ผงหินปูน และความสามารถในการกักเก็บน้ำเถ้าก้นเตา

ตารางที่ 3 ความถ่วงจำเพาะ ความละเอียดโดยวิธีเบลน และความสามารถในการกักเก็บน้ำ

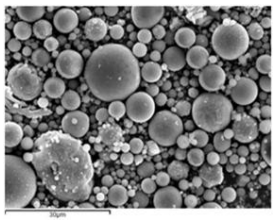
คุณสมบัติ	ชนิดวัสดุ					
	OPC	เถ้าลอย	GGSB	ซิลิกาฟูม	ผงหินปูน	เถ้าก้นเตา
ความถ่วงจำเพาะ	3.12	2.53	2.96	2.32	2.69	2.64
ความละเอียด (ซม.^{2}/ก.)	3,100	2,867	4,600	-	5,210	-
ความสามารถในการกักเก็บน้ำ (ร้อยละ)	-	-	-	-	-	27

3.1.2 ภาพถ่ายขยายกำลังสูงของอนุภาค

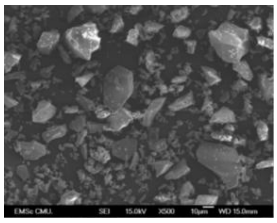
ภาพที่ 1 แสดงภายถ่ายขยายกำลังสูงของอนุภาค (ขยาย 3,500 เท่า) ของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เถ้าลอย ตะกรันเตาถลุงเหล็กบดละเอียด ซิลิกาฟูม ผงหินปูน และเถ้าก้นเตา โดยใช้เครื่อง Scanning Electronic Microscope (SEM) พบว่า รูปร่างอนุภาคของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 มีลักษณะเป็นรูปเหลี่ยมคม ซึ่งมีลักษณะที่ใกล้เคียงกับตะกรันเตาถลุงเหล็กบดละเอียด และของผงหินปูน ส่วนรูปร่างของอนุภาคของเถ้าลอย มีลักษณะกลมเรียบมีขนาดต่างๆกันกระจายอยู่เห็นได้ชัดเจน ซึ่งคล้ายๆกับของซิลิกาฟูม แต่ของซิลิกาฟูมจะมีขนาดค่อนข้างละเอียดกว่ามาก และรูปร่างของเถ้าก้นเตาเป็นลักษณะเหลี่ยมแต่จะมีโพรงและรูพรุนกระจายไปทั่วอนุภาค



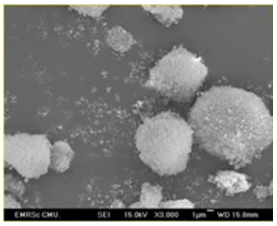
ก) ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1



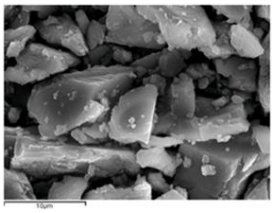
ข) เถ้าลอย



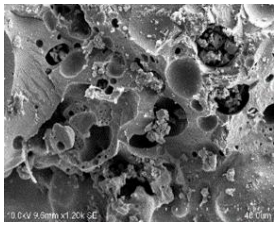
ค) ตะกรันเตาถลุงเหล็กบดละเอียด



ง) ซิลิกาฟูม



จ) ผงหินปูน



ฉ) เถ้าก้นเตา

ภาพที่ 1 ภาพถ่ายขยายกำลังสูงของอนุภาคโดยวิธี SEM ของวัสดุที่ใช้

3.1.3 องค์ประกอบทางเคมีของวัสดุที่ใช้

ผลการวิเคราะห์องค์ประกอบทางเคมีของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เถ้าลอย ตะกรันเตาถลุงเหล็กบดละเอียด ซิลิกาฟูม ผงหินปูน และเถ้าก้นเตา (XRF) แสดงดังตารางที่ 4

ตารางที่ 4 องค์ประกอบทางเคมีของวัสดุที่ใช้

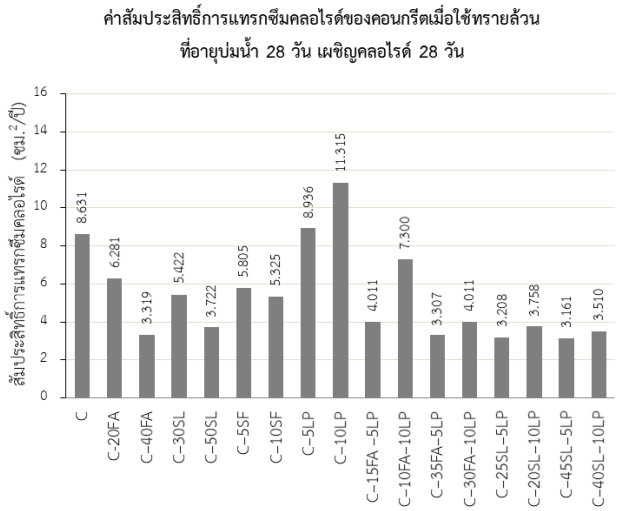
รายการ	OPC	เถ้าลอย	GGBS	ซิลิกาฟูม	ผงหินปูน	เถ้าก้นเตา
SiO_2	18.93	35.71	34.06	92.00	0.45	35.29
Al_2O_3	5.51	20.44	16.27	0.70	0.05	18.93
Fe_2O_3	3.31	15.54	1.70	1.20	0.03	15.53
CaO	65.53	16.52	36.05	0.20	55.20	17.44
MgO	1.24	2.00	7.38	0.20	0.34	1.97
Na_2O	0.15	1.15	2.16	-	<0.01	2.02
K_2O	0.31	2.41	0.21	-	<0.01	0.66
SO_3	2.88	4.26	1.09	1.50	0.01	2.07
LOI	-	0.49	1.44	-	43.12	4.45
Free lime	1.00	1.71	-	-	-	0.17

3.2 ค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมของคลอไรด์ของคอนกรีต

จากการเก็บผงตัวอย่างคอนกรีตในห้องปฏิบัติการเพื่อนำไปไทเทรต (Titration test) หาค่าปริมาณคลอไรด์ที่ซึมเข้าไปในคอนกรีตที่ระยะความลึกต่างๆ เพื่อให้ได้ปริมาณคลอไรด์ทั้งหมด (Total chloride content) และปริมาณคลอไรด์อิสระ (Free chloride content) จากนั้นคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ในคอนกรีต (Chloride penetration coefficient : D_a) ซึ่งสามารถคำนวณโดยใช้วิธีการปรับค่า D_a และ C_s ในคำตอบของสมการกฎการแพร่ข้อที่ 2 ของฟิคส์ (Fick's second law of diffusion) (สมการที่ 2) เพื่อให้เส้นกราฟที่ได้จากสมการสอดคล้องกับกราฟที่แสดงการแทรกซึมของคลอไรด์ที่ได้จากการทดสอบมากที่สุด (วิธีลองผิดลองถูก) โดยในที่นี้จะพิจารณาผลกระทบที่มีต่อค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต ดังนี้

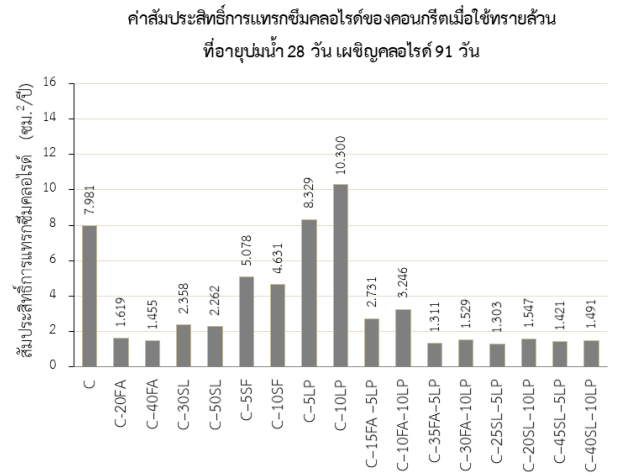
3.2.1 ผลกระทบจากชนิดและปริมาณการแทนที่ของวัสดุประสาน

จากภาพที่ 2 พบว่าค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตที่ผสมเถ้าลอย ตะกรันเตาถลุงเหล็กบดละเอียด และซิลิกาฟูม มีค่าน้อยกว่าของคอนกรีตปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ล้วน โดยเฉพาะแทนที่ในปริมาณที่มากขึ้น ทั้งนี้เพราะเถ้าลอย ตะกรันเตาถลุงเหล็กบดละเอียด และซิลิกาฟูม เป็นวัสดุปอซโซลาน ทำให้คอนกรีตมีความทึบมากขึ้น คลอไรด์จึงแทรกซึมได้ยากขึ้น ส่งผลให้สัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตที่ผสมเถ้าลอย ตะกรันเตาถลุงเหล็กบดละเอียด และซิลิกาฟูม มีค่าน้อยกว่าของคอนกรีตปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ล้วน ในขณะที่ค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตที่ผสมผงหินปูนร้อยละ 5 มีค่าใกล้เคียงหรือแนวโน้มมากกว่าของคอนกรีตปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ล้วน ทั้งนี้อาจเป็นเพราะการลดปริมาณปูนซีเมนต์ลง และผงหินปูนไม่ใช่สารปอซโซลาน จึงทำให้เพสต์ไม่ทึบเท่ากับปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ล้วน โดยแทนที่ผงหินปูนร้อยละ 10 ให้ค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตมากกว่าของการแทนที่ร้อยละ 5 ทั้งนี้อาจเพราะปริมาณร้อยละ 10 เป็นปริมาณที่มากไป ทำให้มีความพรุนเพิ่มมากขึ้น จึงส่งผลให้มีค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์มากกว่า ส่วนเมื่อเป็นคอนกรีตที่ผสม 3 วัสดุประสาน จะได้ค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์เป็นไปตามการแทนที่ของคอนกรีตที่ผสมเถ้าลอย ตะกรันเตาถลุงเหล็กบดละเอียด ซิลิกาฟูม และผงหินปูน



ภาพที่ 2 ค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต เมื่อใช้ทรายล้วน ที่อายุบ่มน้ำ 28 วัน เผชิญคลอไรด์ 28 วัน

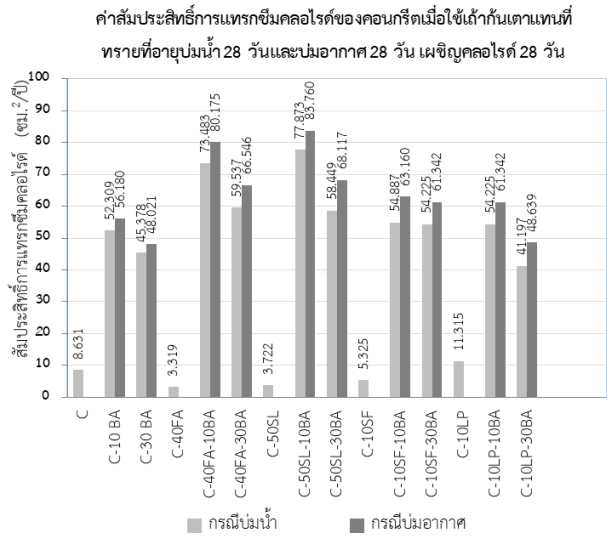
จากภาพที่ 3 พบว่าค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต ที่อายุบ่มน้ำ 28 วัน เผชิญคลอไรด์ 91 วัน มีแนวโน้มเป็นไปในทิศทางเดียวกันกับคอนกรีต ที่อายุบ่มน้ำ 28 วัน เผชิญคลอไรด์ 28 วัน เหตุผลดังที่กล่าวแล้ว



ภาพที่ 3 ค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต เมื่อใช้ทรายล้วน ที่อายุบ่มน้ำ 28 วัน เผชิญคลอไรด์ 91 วัน

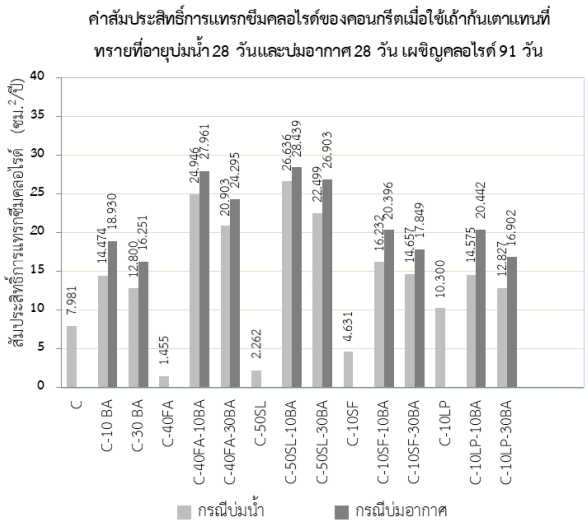
3.2.2 ผลกระทบจากการใช้เถ้าก้นเตาแทนที่ทราย

จากภาพที่ 4 พบว่าทั้งกรณีบ่มน้ำและบ่มอากาศให้ค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต (ปูนซีเมนต์ซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภท 1 ล้วน และคอนกรีตผสมเถ้าลอย ตะกรันเตาถลุงเหล็กบดละเอียด ซิลิกาฟูมและผงหินปูน) เมื่อใช้เถ้าก้นเตาแทนที่ทราย มีค่ามากกว่าเมื่อใช้ทรายล้วน ทั้งนี้เพราะเถ้าก้นเตาเป็นวัสดุที่มีความพรุนที่มากกว่าทราย ส่งผลให้ค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์มีค่ามากกว่า และพบว่า เมื่อใช้เถ้าก้นเตาในปริมาณมาก (ร้อยละ 30) ให้ค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตที่น้อยกว่าของเมื่อใช้เถ้าก้นเตาในปริมาณน้อย (ร้อยละ 10) ทั้งนี้อาจเป็นเพราะเถ้าก้นเตาเป็นสารปอซโซลาน เมื่อแทนที่ในปริมาณที่ในปริมาณที่มากกว่า อาจสามารถทำปฏิกิริยาปอซโซลานได้ดีกว่า เมื่อแทนที่ในปริมาณน้อย



ภาพที่ 4 ค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต เมื่อใช้เถ้าก้นเตาแทนที่ทราย ที่อายุบ่ม น้ำ 28 วัน และบ่มอากาศ 28 วัน เผชิญคลอไรด์ 28 วัน

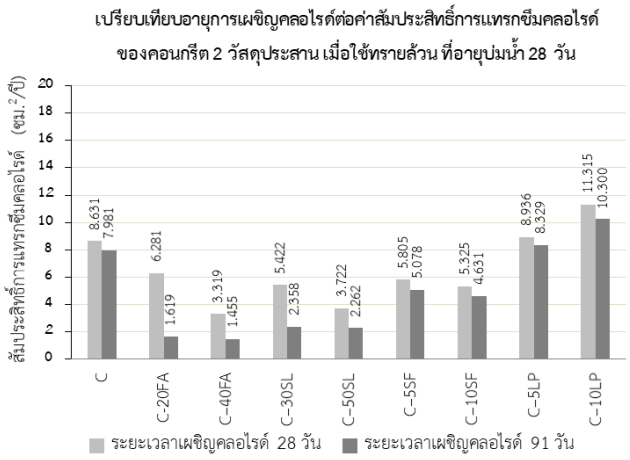
จากภาพที่ 5 พบว่าทั้งกรณีบ่มน้ำและบ่มอากาศให้ค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต (ปูนซีเมนต์ซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภท 1 ล้วน และคอนกรีตผสมเถ้าลอย ตะกรันเตาถลุงเหล็กบดละเอียด ซิลิกาฟูมและผงหินปูน) เมื่อใช้เถ้าก้นเตาแทนที่ทราย มีค่ามากกว่าเมื่อใช้ทรายล้วน ทั้งนี้เหตุผลดังที่กล่าวแล้ว



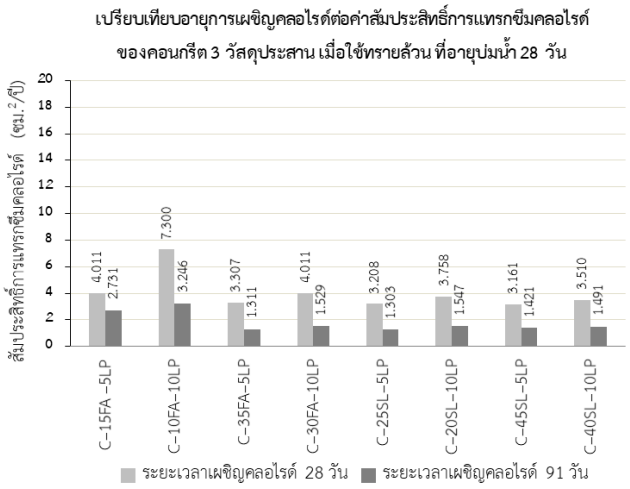
ภาพที่ 5 ค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต เมื่อใช้เถ้าก้นเตาแทนที่ทราย ที่อายุบ่มน้ำ 28 วันและบ่มอากาศ 28 วัน เผชิญคลอไรด์ 91 วัน

3.2.3 ผลกระทบจากอายุการเผชิญคลอไรด์

จากภาพที่ 6 และ 7 พบว่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต ที่ระยะเวลาเผชิญคลอไรด์ 91 วัน มีค่าน้อยกว่าที่ 28 วัน ทั้งนี้เพราะคอนกรีตเมื่ออายุมากขึ้นจะมีความทึบแน่นขึ้น ส่งผลให้สัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์มีค่าน้อยลง

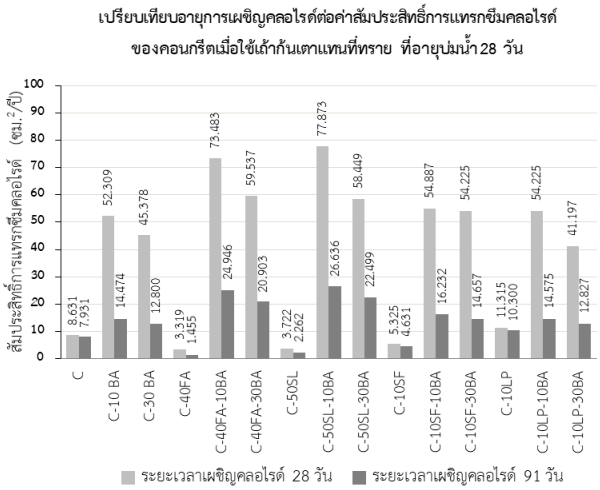


ภาพที่ 6 เปรียบเทียบอายุการเผชิญคลอไรด์ต่อค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต 2 วัสดุประสาน เมื่อใช้ทรายล้วน ที่อายุบ่มน้ำ 28 วัน



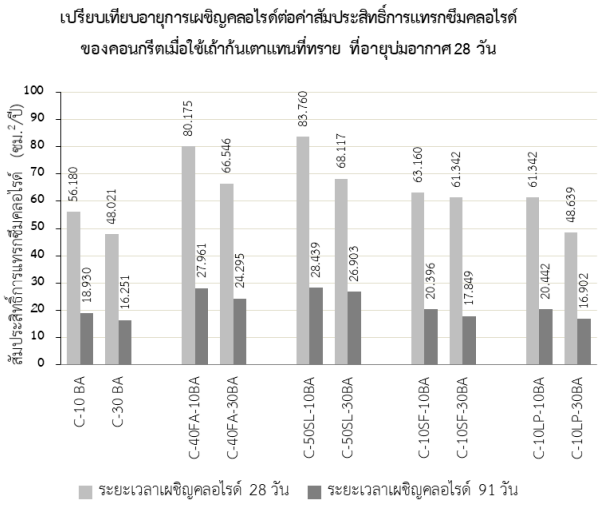
ภาพที่ 7 เปรียบเทียบอายุการเผชิญคลอไรด์ต่อค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต 3 วัสดุประสาน เมื่อใช้ทรายล้วน ที่อายุบ่มน้ำ 28 วัน

จากภาพที่ 8 พบว่าค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตเมื่อใช้ทรายล้วน และเมื่อใช้เถ้าก้นเตาแทนที่ทราย ที่ระยะเวลาเผชิญคลอไรด์ 91 วัน มีค่าน้อยกว่าที่ 28 วัน และสังเกตได้ว่าในกรณีคอนกรีตเมื่อใช้เถ้าก้นเตาแทนที่ทรายนั้นมีค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ที่แตกต่างกันอย่างชัดเจนเมื่ออายุคอนกรีตที่มากขึ้น ในขณะที่สัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตเมื่อใช้ทรายล้วนมีความแตกต่างกันไม่มากนัก ทั้งนี้เพราะเถ้าก้นเตาเป็นวัสดุปอซโซลาน เมื่ออายุของคอนกรีตมากขึ้น จึงส่งผลให้คอนกรีตทำปฏิกิริยาปอซโซลานได้มากขึ้น คอนกรีตจึงมีความทึบแน่นมากขึ้น ทำให้สัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์มีค่าน้อยลงอย่างเห็นได้ชัด



ภาพที่ 8 เปรียบเทียบอายุการเผชิญคลอไรด์ต่อค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต เมื่อใช้เถ้าก้นเตาแทนที่ทราย ที่อายุบ่มน้ำ 28 วัน

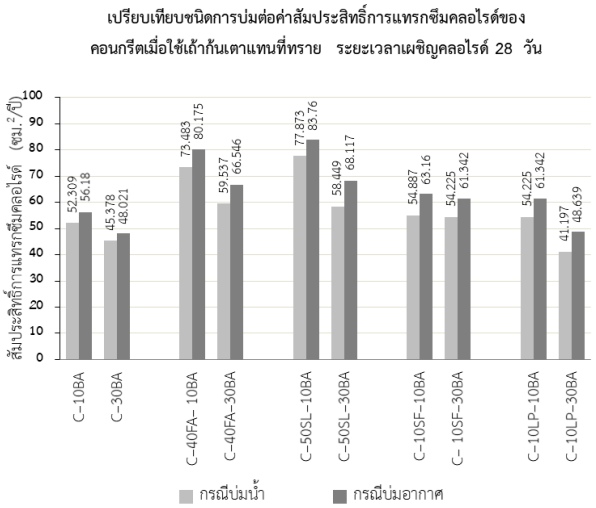
จากภาพที่ 9 พบว่าค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตเมื่อใช้เถ้าก้นเตาแทนที่ทราย ที่อายุบ่มอากาศ 28 วัน มีแนวโน้มเป็นไปในทิศทางเดียวกันกับสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตเมื่อใช้เถ้าก้นเตาแทนที่ทราย ที่อายุบ่มน้ำ 28 วัน เหตุผลดังที่กล่าวแล้ว



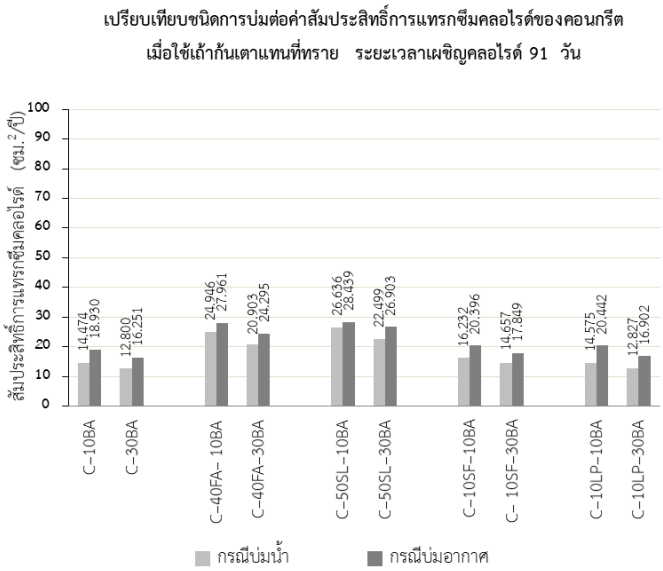
ภาพที่ 9 เปรียบเทียบอายุการเผชิญคลอไรด์ต่อค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต เมื่อใช้เถ้าก้นเตาแทนที่ทราย ที่อายุบ่มอากาศ 28 วัน

3.2.4 ผลกระทบจากชนิดของการบ่ม

จากภาพที่ 10 และ 11 พบว่ากรณีบ่มอากาศมีค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์มากกว่าของกรณีบ่มน้ำ ทั้งนี้เพราะกรณีบ่มอากาศอาจจะทำให้คอนกรีตสูญเสียน้ำไปอย่างรวดเร็วเนื่อง จากการระเหยของน้ำ และน้ำที่ถูกกักอยู่ในโพรงของเถ้าก้นเตามีปริมาณไม่เพียงพอต่อการเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชั่นที่ไม่สมบูรณ์ทำให้คอนกรีตมีความทึบแน่นที่น้อยกว่ากรณีบ่มน้ำ ส่งผลให้กรณีบ่มอากาศมีค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์มากกว่ากรณีบ่มน้ำ



ภาพที่ 10 เปรียบเทียบชนิดการบ่มต่อค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตเมื่อใช้เถ้าก้นเตาแทนที่ทราย ระยะเวลาเผชิญคลอไรด์ 28 วัน



ภาพที่ 11 เปรียบเทียบชนิดการบ่มต่อค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตเมื่อใช้เถ้าก้นเตาแทนที่ทราย ระยะเวลาเผชิญคลอไรด์ 91 วัน

4. สรุป

การศึกษาครั้งนี้ สามารถสรุปได้ดังนี้

1) ค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต (เมื่อใช้ทรายล้วน) ผสมเถ้าลอย ตะกรันเตาถลุงเหล็กบดละเอียด และซิลิกาฟูม มีค่าน้อยกว่า ในขณะที่ค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตที่ผสมผงหินปูนมีค่าใกล้เคียงหรือแนวโน้มมากกว่า เมื่อเปรียบเทียบกับของคอนกรีตปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ล้วน และค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตเมื่อใช้

เถ้าก้นเตาแทนที่ทราย มีค่ามากกว่าเมื่อใช้ทรายล้วน ส่วนการแทนที่เถ้าก้นเตาในปริมาณที่มาก (ร้อยละ 30) มีค่าน้อยกว่าเมื่อแทนที่ในปริมาณที่น้อย (ร้อยละ 10)

2) ค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตที่ระยะเวลาเผชิญคลอไรด์นานกว่า มีค่าน้อยกว่าของที่ระยะเวลาเผชิญคลอไรด์น้อยกว่า และค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตที่กรณีบ่มน้ำมีค่าน้อยกว่าเมื่อกรณีบ่มอากาศ

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

เอกสารอ้างอิง

[1] คม บัวคลี่ และ บุญไชย สถิตมั่นในธรรม, “การผสมคอนกรีตที่ผสมเถ้าลอย,” **เอกสารประกอบการประชุมวิชาการคอนกรีตแห่งประเทศชาติ**, ครั้งที่ 1, พ.ศ. 2546, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์, หน้า 103-108.

[2] Lane, R.0. and Best, J.F., “Properties and Use of Fly Ash in Portland Cement Concrete,” **Concrete International : Design & Construction**, Vol. 4, No 7 (1982): pp 81-92.

[3] ปริญญา จินดาประเสริฐ และชัย จาตุรพิทักษ์กุล, **ปูนซีเมนต์ ปอซโซลาน และคอนกรีต**. พิมพ์ครั้งที่ 7. กรุงเทพฯ: สมาคมคอนกรีตไทย. 2556.

[4] American Concrete Institute, “ACI 234R-96: Guide for the Use of Silica Fume in Concrete,” **ACI Manual of Concrete Practice**, Part 1, Michigan, 2000.

[5] กฤติยา แก้วมณี และ ศ.ดร.สมนึก ตั้งเติมสิริกุล, “ผลกระทบคุณสมบัติพื้นฐานและความคงทนของคอนกรีตและคอนกรีตผสมเถ้าลอยที่มีการแทนที่ปูนซีเมนต์และเถ้าลอยด้วยผงแคลเซียมคาร์บอเนต ($CaCO_3$),” **วารสารคอนกรีต**, ฉบับที่ 2 (2007).

[6] Andrade, L. B., Rocha, J. C. and Cheriaf, M., “Infuence of coal bottom ash as fine aggregate on fresh properties of concrete,” **Construction and Building Materials**, vol. 23, (2009): pp 609-614.

[7] Kaewmanee K. and Tangtermsirikul S., “Use of bottom ash as a fine aggregate replacing material in concrete,” **Annual Concrete Conference**, 2nd. (2006): pp 104-108.

การขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยเปียก

EXPANSION IN SODIUM SULFATE SOLUTION OF MORTAR WITH WET FLY ASH

นรากร สุดทำนอง[1] (Naragon Sudthamnong)[1]

ปิติศานต์ กร้ำมาตร[2] (Pitisan Krammart)[2]

นิรชร นกแก้ว[3] (Nirachorn Nokkaew)[3]

เอกราช จำนงค์รัตน์[4] (Aekkarat Jumnongrat)[4]

[1]นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

Email: poy.nrgstn@gmail.com

[2,3]รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

Email: pitisan.k@en.rmutt.ac.th[2] *Email: nirachorn.n@en.rmutt.ac.th*[3]

[4]วิศวกร บริษัท บอริส จำกัด *Email: Aekkarat.Jumnongrat@gmail.com*

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยเปียก เพื่อใช้เป็นแนวทางในการนำเถ้าลอยเปียกไปใช้ประโยชน์ โดยใช้เถ้าลอยจากโรงไฟฟ้า BLCP จังหวัดระยอง ทั้งสภาพแห้งและสภาพเปียก (จากห้องปฏิบัติการ) ที่มีปริมาณความชื้นร้อยละ 25 45 และ 65 (ทั้งที่สัมผัสความชื้นระยะเวลา 1 สัปดาห์ 1 เดือน และ 3 เดือน) โดยแทนที่เถ้าลอยในปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC) แล้วทดสอบการขยายตัวของมอร์ต้าร์ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตที่มีความเข้มข้นร้อยละ 5 ผลการศึกษาพบว่า การขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ทั้งผสมเถ้าลอยแห้งและผสมเถ้าลอยเปียกมีค่าน้อยกว่าของมอร์ต้าร์ OPC ล้วน โดยการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยแห้งมีค่ามากกว่าของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยเปียก นอกจากนี้ พบว่าการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยเปียกที่มีความชื้นร้อยละ 25 45 และ 65 ทั้งที่สัมผัสความชื้นระยะเวลา 1 สัปดาห์ 1 เดือน และ 3 เดือน มีค่าไม่แตกต่างกัน

ABSTRACT: This research was to study the expansion in sodium sulfate solution of mortar mixed with wet fly ash to development for the utilization of wet fly ash. The fly ash from BLCP power plant in Rayong province was used. Fly ash was used in both dry and wet fly ashes. In case of wet fly ash from laboratories were prepared with a moisture content of 25, 45 and 65 percent which each moisture content exposed to moisture for a period of 1 week, 1 month and 3 months. The partially replacing fly ash in cement Portland type 1 (OPC) were performed. The expansion of mortar in sodium sulfate solution with a concentration of 5 percent was considered. The results showed that the expansion in sodium sulfate solution of mortar both mixed with dry and wet fly ashes were less than those of OPC mortar. The expansion in sodium sulfate solution of mortar mixed with dry fly ash had more than that of mortar mixed with wet fly ash. In addition, the expansion in sodium sulfate solution of mortar mixed with wet fly ash having 25%, 45% and 65% moisture content those exposed to moisture for 1 week, 1 month and 3 months had no difference.

KEYWORDS: Expansion, Sodium sulfate solution, Mortar, Wet fly ash

1. บทนำ

คอนกรีตเป็นวัสดุก่อสร้างที่มีความสำคัญ ในการออกแบบโครงสร้างคอนกรีต ผู้ออกแบบจะคำนึงถึงโครงสร้างคอนกรีตในการรับน้ำหนักบรรทุกได้อย่างปลอดภัย แต่ในปัจจุบันความแข็งแรงของโครงสร้างคอนกรีตยังต้องขึ้นอยู่กับความคงทนของเนื้อคอนกรีตจึงต้องมีการพัฒนาการออกแบบส่วนผสมหรือการพัฒนาองค์ประกอบของคอนกรีตให้มีการใช้งานในด้านต่างๆ เช่น ทำให้คอนกรีตมีการต้านทานสารเคมีที่ทำให้เกิดอันตรายต่อโครงสร้างทำให้เกิดการแตกร้าวของโครงสร้าง และยังต้องคำนึงถึงสิ่งแวดล้อมและการนำสิ่งแวดล้อมมาประยุกต์ใช้ให้เกิดประโยชน์สูงสุด โครงสร้างคอนกรีตบางประเภทต้องสัมผัสกับสภาพแวดล้อมซึ่งมีสารซัลเฟตที่อยู่ในรูปของสารละลายซึ่งสามารถทำอันตรายต่อซีเมนต์เพสต์ในคอนกรีตได้ [1] ซึ่งจะพบได้ในดิน น้ำใต้ดิน น้ำเสียจากบ้านเรือน โรงงานอุตสาหกรรม โรงงานผลิตสารเคมีบางประเภท และในน้ำทะเลที่มีซัลเฟตเป็นองค์ประกอบ ตัวอย่างของซัลเฟตที่พบมากในธรรมชาติและเป็นอันตรายต่อคอนกรีต เช่น โซเดียมซัลเฟต แมกนีเซียมซัลเฟต และแคลเซียมซัลเฟต เป็นต้น

ปัจจุบันในประเทศไทยมีการใช้วัสดุปอซโซลาน เช่น ตะกรันเตาถลุงเหล็ก เถ้าก้นเตา ผงหินปูน ซิลิกาฟูม และเถ้าลอย เป็นการนำวัสดุเหล่านี้มาใช้ในงานคอนกรีต ยังสามารถช่วยอนุรักษ์ทรัพยากรธรรมชาติ และลดปริมาณการใช้พลังงาน นำไปสู่การลดต้นทุนในการผลิต การลดผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมของอุตสาหกรรมคอนกรีต และปรับปรุงความทนทานของผลิตภัณฑ์คอนกรีต [2]

เถ้าลอย (Fly Ash) เป็นผลพลอยได้จากการเผาถ่านหินประเทศไทยจะมีปริมาณเถ้าลอยประมาณ 3 ล้านตันต่อปี ที่ผ่านมาเถ้าลอยส่วนใหญ่ถูกนำมาใช้ในอุตสาหกรรมคอนกรีตโดยการนำเถ้าลอยมาแทนที่ปูนซีเมนต์การใช้เถ้าลอยแทนที่ปูนซีเมนต์บางส่วนด้วยเหตุผล 2 ประการ คือ ประการแรกพบว่าเถ้าลอยมีออกไซด์ของธาตุซิลากา อลูมินา และเหล็กซึ่งออกไซด์เหล่านี้สามารถทำปฏิกิริยาปอซโซลานได้ดีเมื่อใช้เถ้าลอยที่มีคุณภาพดีและในปริมาณที่เหมาะสม ประการที่สอง เนื่องจากเถ้าลอยมีอนุภาคที่ค่อนข้างเล็กและส่วนใหญ่เป็นเม็ดกลมเมื่อผสมในคอนกรีตเถ้าลอยจะเข้าไปอุดช่องว่างเล็กๆระหว่างปูนซีเมนต์และหินหรือทรายทำให้คอนกรีตแน่นขึ้น [3] เถ้าลอยที่ไม่มีการนำมาใช้จะนำไปทิ้งใกล้บริเวณโรงไฟฟ้า โดยอาจสัมผัสกับความชื้นของสภาพแวดล้อมและน้ำฝน บางครั้งจะต้องมีการใส่น้ำเข้าไปก่อนที่จะนำไปทิ้งเพื่อไม่ให้เกิดการฟุ้งกระจาย จึงทำให้เถ้าลอยที่ไม่มีการนำมาใช้อยู่ในรูปแบบเถ้าลอยเปียกและไม่มีการนำกลับมาใช้ใหม่

จากปัญหาดังกล่าวเพื่อให้สามารถนำเถ้าลอยเปียกกลับมาใช้ได้ ดังนั้นในงานวิจัยนี้เป็นการศึกษาการขยายตัวในสารละลายซัลเฟตของมอร์ต้าร์ โดยใช้เถ้าลอยเปียกแทนที่ในปูนซีเมนต์บางส่วน เพื่อเป็นแนวทางในการนำเถ้าลอยเปียกไปใช้ประโยชน์ในงานคอนกรีตอย่างเหมาะสม โดยเฉพาะในสิ่งแวดล้อมที่สัมผัสกับซัลเฟตต่อไป

2. วิธีการศึกษา

2.1 วัสดุที่ใช้ในการศึกษา

วัสดุที่ใช้ประกอบด้วย ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เถ้าลอย จากโรงไฟฟ้า BLCP จ.ระยอง ที่ได้จากถ่านหินที่ผสมระหว่าง Hunter Valley และ Melawan (HM) ซึ่งมีปริมาณ CaO ต่ำ (Low CaO) ทรายน้ำจืด และสารโซเดียมซัลเฟต

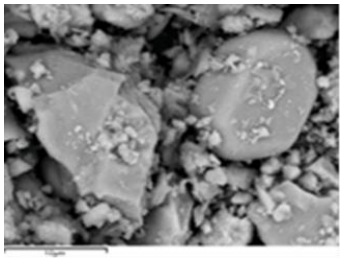
ตารางที่ 1 แสดงค่าความถ่วงจำเพาะและความละเอียดโดยวิธีเบลน ส่วนตารางที่ 2 แสดงองค์ประกอบทางเคมี ในขณะที่ภาพที่ 1 แสดงภาพถ่ายขยายกำลังสูงของอนุภาคโดยวิธี Scanning Electronic Microscope (SEM) ซึ่งขยาย 3,500 เท่า ของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 และเถ้าลอย ที่ใช้ในการศึกษา

ตารางที่ 1 ความถ่วงจำเพาะความละเอียดโดยวิธีเบลน ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 และเถ้าลอย

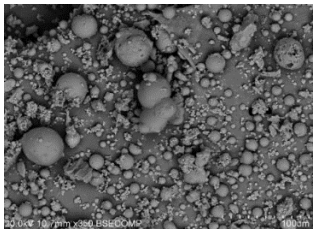
รายการ	ความถ่วงจำเพาะ	ความละเอียดโดยวิธีเบลน (ซม.^{2}/ก)
ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1	3.15	3,250
เถ้าลอย	2.25	3,550

ตารางที่ 2 องค์ประกอบทางเคมีของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 และเถ้าลอย

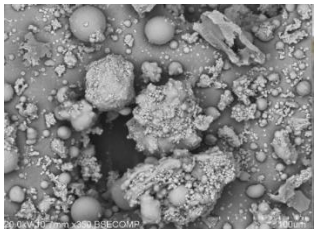
ร้อยละออกไซด์	ปูนซีเมนต์ประเภทที่ 1	เถ้าลอย (ระยะเวลาสัมผัสความชื้นที่ 3 เดือน)			
		แห้ง	25W	45W	65W
SiO_2	18.93	61.09	61.39	61.26	61.30
Al_2O_3	5.51	20.35	19.99	20.11	20.06
Fe_2O_3	3.31	5.20	5.32	5.19	5.14
CaO	65.53	2.32	1.75	1.83	1.90
MgO	1.24	1.35	1.36	1.35	1.37
SO_3	2.88	0.28	0.28	0.21	0.25
Na_2O	0.15	0.79	1.16	1.33	1.03
K_2O	0.31	1.36	1.32	1.40	1.14
TiO_2	-	0.98	1.01	0.93	0.99
P_2O_5	-	0.23	0.30	0.32	0.30
CaO	-	0.03	0.02	0.02	0.04
LOI	-	5.68	5.81	5.82	5.92



ก) ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1



ข) เถ้าลอยแห้ง



ค) เถ้าลอยเปียก

ภาพที่ 1 ภาพถ่ายขยายกำลังสูงของอนุภาคโดยวิธี Scanning Electronic Microscope (SEM) ซึ่งขยาย 3,500 เท่า ของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เถ้าลอยแห้ง และเถ้าลอยเปียกปริมาณความชื้นร้อยละ 65 ระยะเวลาสัมผัสความชื้น 3 เดือน

2.2 การเตรียมเถ้าลอย

เถ้าลอยแห้ง และเถ้าลอยเปียก ในส่วนเถ้าลอยเปียกนั้น เป็นเถ้าลอยเปียกที่ได้จากห้องปฏิบัติการนั้นเตรียมโดย ใช้ปริมาณความชื้นเท่ากับร้อยละ 25 45 และ 65 แต่ละปริมาณความชื้นนั้นให้มีระยะเวลาสัมผัสความชื้นที่ 1 สัปดาห์ (1W) 1 เดือน (1M) และ 3 เดือน (3M)

2.3 รายละเอียดวิธีการศึกษา

สำหรับการศึกษาการขยายตัวของตัวอย่างมอร์ต้าร์ที่แช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตในครั้งนี้นั้น กระทำตามมาตรฐาน ASTM C 1012 [4] โดยใช้ตัวอย่างแท่งมอร์ต้าร์ขนาด 2.5x2.5x28.5 เซนติเมตร หลังจากถอดแบบที่อายุ 1 วัน แล้วนำตัวอย่างมอร์ต้าร์ไปแช่ในน้ำที่อิ่มตัวด้วยปูนขาว (Saturated lime water) เป็นเวลา 28 วัน หลังจากนั้นนำตัวอย่างไปแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตที่ได้เตรียมไว้ โดยใช้ความเข้มข้นสารละลายโซเดียมซัลเฟตร้อยละ 5 โดยน้ำหนัก (ใช้สารโซเดียมซัลเฟต 50 กรัม ในสารละลาย 1 ลิตร) และจะมีการเปลี่ยนสารละลายโซเดียมซัลเฟตทุกๆ 2 เดือนของการแช่ตัวอย่าง โดยหลังจากแช่ตัวอย่างในน้ำที่อิ่มตัวด้วยปูนขาว เป็นเวลา 28 วัน ทำการวัดความยาวเริ่มต้นของตัวอย่างด้วยเครื่องวัดความยาว (Length Comparator) กระทำตามมาตรฐาน ASTM C 490 [5] แล้วนำตัวอย่างแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟต โดยทำการวัดความการขยายตัวของตัวอย่างมอร์ต้าร์ที่อายุ 1 3 7 14 28 วัน และที่อายุทุกๆ 1 เดือน ของการแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟต สำหรับการขยายตัวของตัวอย่างเป็นการเฉลี่ยการขยายตัว 3 แท่งตัวอย่างมอร์ต้าร์ ค่าการขยายตัวของตัวอย่างคำนวณจาก

$$\text{การขยายตัว (\%)} = [(L_t - L_i)/285]\times 100$$

โดยที่ L_i คือ ค่าเฉลี่ยความยาวเริ่มต้นของตัวอย่างหลังจากแช่ในน้ำที่อิ่มตัวด้วยปูนขาว 28 วัน (มิลลิเมตร) และ L_t คือ ค่าเฉลี่ยความยาวของตัวอย่างหลังจากแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟต (มิลลิเมตร)

2.4 สัดส่วนผสมของมอร์ต้าร์ที่ใช้

สำหรับสัดส่วนผสมของตัวอย่างมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยที่ใช้ศึกษาการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตได้ใช้สัดส่วน 21 ตัวอย่าง ประกอบไปด้วย ปูนซีเมนต์ปอร์ต

แลนด์ประเภทที่ 1 เถ้าลอยแห้ง และเถ้าลอยเปียกจากห้องปฏิบัติการทั้งปริมาณความชื้นร้อยละ 25 45 และ 65 (ทั้งที่สัมผัสความชื้นระยะเวลา 1W 1M และ 3M) แสดงดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 สัดส่วนผสมของมอร์ต้าร์ที่ใช้ในการทดสอบการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟต เมื่อใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.55

สัญลักษณ์	ส่วนผสมของมอร์ต้าร์ (กรัม)		
	ปูนซีเมนต์ประเภทที่ 1	เถ้าลอย	ทราย
C	1.00	-	2.75
C-30FA	0.70	0.30	2.75
C-50FA	0.50	0.50	2.75
C-30FA-25W-1W	0.70	0.30	2.75
C-50FA-25W-1W	0.50	0.50	2.75
C-30FA-45W-1W	0.70	0.30	2.75
C-50FA-45W-1W	0.50	0.50	2.75
C-30FA-65W-1W	0.70	0.30	2.75
C-50FA-65W-1W	0.50	0.50	2.75
C-30FA-25W-1M	0.70	0.30	2.75
C-50FA-25W-1M	0.50	0.50	2.75
C-30FA-45W-1M	0.70	0.30	2.75
C-50FA-45W-1M	0.50	0.50	2.75
C-30FA-65W-1M	0.70	0.30	2.75
C-50FA-65W-1M	0.50	0.50	2.75
C-30FA-25W-3M	0.70	0.30	2.75
C-50FA-25W-3M	0.50	0.50	2.75
C-30FA-45W-3M	0.70	0.30	2.75
C-50FA-45W-3M	0.50	0.50	2.75
C-30FA-65W-3M	0.70	0.30	2.75
C-50FA-65W-3M	0.50	0.50	2.75

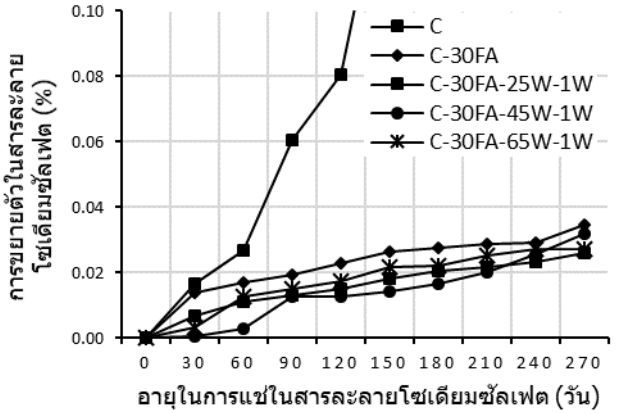
หมายเหตุ: C หมายถึง ตัวอย่างมอร์ต้าร์ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ล้วน (มอร์ต้าร์ปูนซีเมนต์ควบคุม) 30FA หมายถึง การแทนที่เถ้าลอย ในปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ร้อยละ 30 โดยน้ำหนัก 25W หมายถึง ปริมาณความชื้นของเถ้าลอยที่ร้อยละ 25 และ 1W หมายถึง ระยะเวลาที่เถ้าลอยสัมผัสความชื้นเท่ากับ 1 สัปดาห์

3. ผลการศึกษาและวิเคราะห์

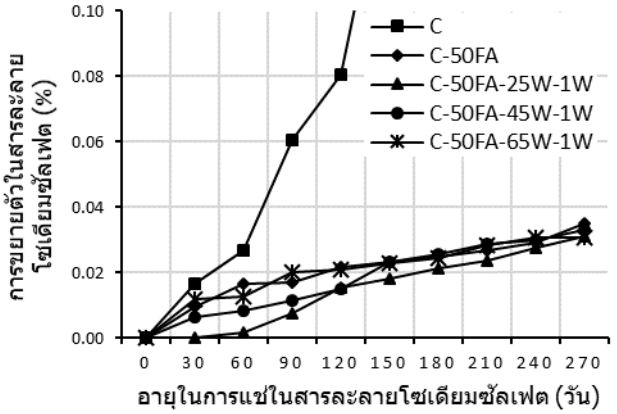
สำหรับการศึกษาการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของตัวอย่างมอร์ต้าร์ในครั้งนี้ได้พิจารณาถึงผลกระทบต่อการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟต คือ 1) ผลกระทบของเถ้าลอยเปียก 2) ผลกระทบของระยะเวลาสัมผัสความชื้นของเถ้าลอยเปียก และ 3) ผลกระทบของปริมาณความชื้นของเถ้าลอยเปียก โดยมีรายละเอียดดังนี้

3.1) ผลกระทบของเถ้าลอยเปียกต่อการขยายตัวของมอร์ต้าร์ในสารละลายโซเดียมซัลเฟต

ภาพที่ 2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการขยายตัวและระยะเวลาแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ปูนซีเมนต์ควบคุม มอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยแห้งและเถ้าลอยเปียกโดยปริมาณความชื้นของเถ้าลอยเปียกร้อยละ 25 45 และ 65 เมื่อระยะสัมผัสความชื้นของเถ้าลอยเปียกที่ 1 สัปดาห์ พบว่าการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟต ของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยแห้งและเถ้าลอยเปียก (ทั้งที่ปริมาณความชื้นร้อยละ 25 45 และ 65) ที่ระยะสัมผัสกับความชื้น 1 สัปดาห์ มีค่าน้อยกว่าของมอร์ต้าร์ปูนซีเมนต์ควบคุม ทั้งนี้เพราะการลดปูนซีเมนต์ทำให้ C_3A ลดลง รวมทั้งปฏิกิริยาปอซโซลานทำให้ลด $Ca(OH)_2$ ลง ส่งผลให้เกิดยิปซั่มและ Ettringite น้อยลง การขยายตัวจึงมีค่าน้อย ส่วนเมื่อพิจารณามอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยแห้งและมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยเปียกทุกกรณีมีแนวโน้มว่าการขยายตัวของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยแห้งมีค่ามากกว่ามอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยเปียก ทั้งนี้อาจเป็นเพราะเนื่องจากเถ้าลอยเปียกมีน้ำเคลือบอนุภาคของเถ้าลอยอยู่แล้วจึงทำให้ปฏิกิริยาปอซโซลานเกิดได้ดีกว่าส่งผลให้ลด $Ca(OH)_2$ ได้มากกว่า และทึบน้ำมากกว่าทำให้สารละลายซัลเฟตเข้าได้ยากขึ้นส่งผลให้เกิด Ettrigite น้อยกว่า



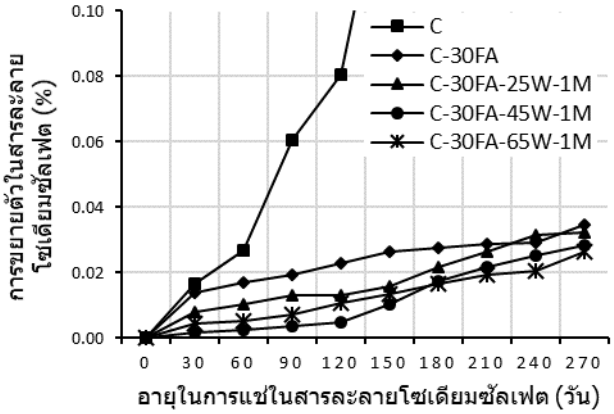
ก) เถ้าลอย ร้อยละ 30



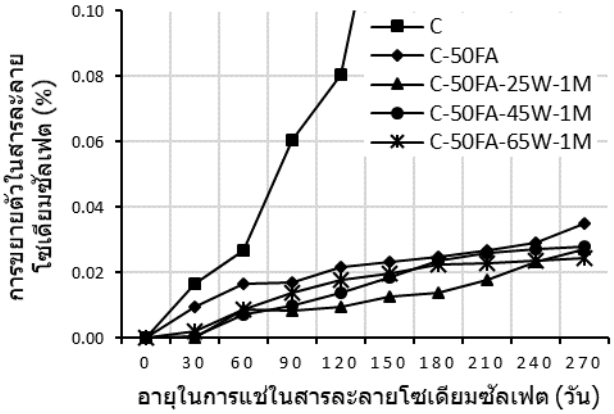
ข) เถ้าลอย ร้อยละ 50

ภาพที่ 2 ความสัมพันธ์ระหว่างการขยายตัวและระยะเวลาแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ปูนซีเมนต์ควบคุม มอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยแห้งและเถ้าลอยเปียก เมื่อระยะสัมผัสความชื้นของเถ้าลอยเปียกที่ 1 สัปดาห์

ภาพที่ 3 และ 4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการขยายตัวและระยะเวลาแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ปูนซีเมนต์ควบคุม มอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยแห้งและเถ้าลอยเปียกโดยปริมาณความชื้นของเถ้าลอยเปียกร้อยละ 25 45 และ 65 เมื่อระยะสัมผัสความชื้นของเถ้าลอยเปียกที่ 1 เดือน และ 3 เดือน พบว่าการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟต มีค่าน้อยกว่าของมอร์ต้าร์ปูนซีเมนต์ควบคุม เหตุผลดังที่ได้กล่าวมาแล้ว

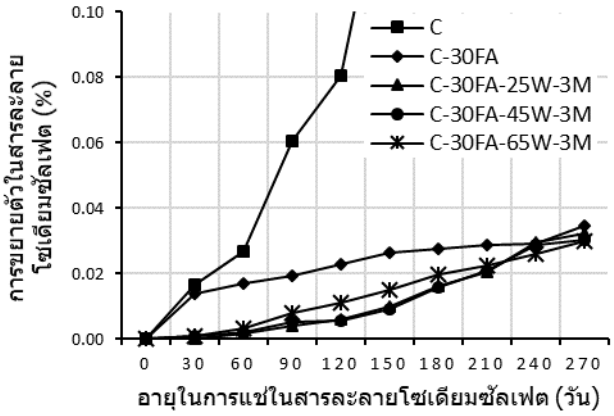


ก) เถ้าลอย ร้อยละ 30

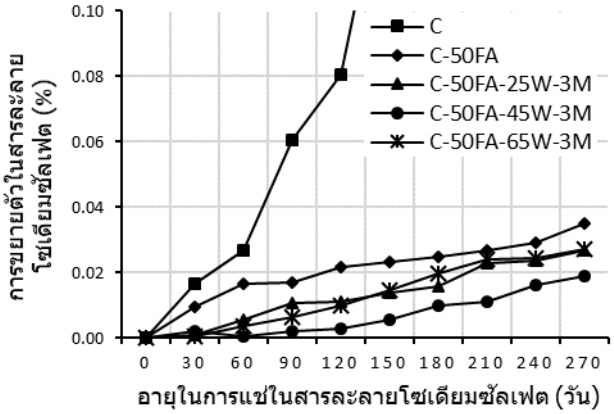


ข) เถ้าลอย ร้อยละ 50

ภาพที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่างการขยายตัวและระยะเวลาแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ปูนซีเมนต์ควบคุม มอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยแห้งและเถ้าลอยเปียก เมื่อระยะสัมผัสความชื้นของเถ้าลอยเปียกที่ 1 เดือน



ก) เถ้าลอย ร้อยละ 30

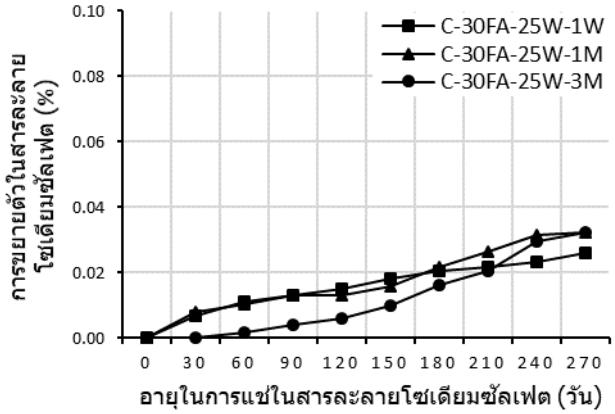


ข) เถ้าลอย ร้อยละ 50

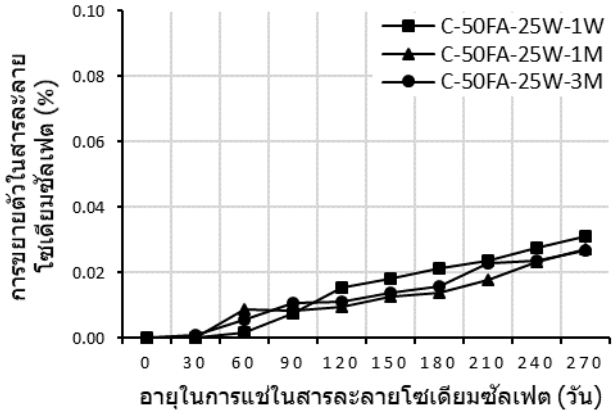
ภาพที่ 4 ความสัมพันธ์ระหว่างการขยายตัวและระยะเวลาแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ปูนซีเมนต์ควบคุม มอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยแห้งและเถ้าลอยเปียก เมื่อระยะสัมผัสความชื้นของเถ้าลอยเปียกที่ 3 เดือน

3.2) ผลกระทบของระยะเวลาสัมผัสความชื้นของเถ้าลอยเปียกต่อการขยายตัวของมอร์ต้าร์ในสารละลายโซเดียมซัลเฟต

ภาพที่ 5 6 และ 7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการขยายตัวและระยะเวลาแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ปูนซีเมนต์ควบคุม และมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยเปียกเมื่อระยะสัมผัสความชื้นของเถ้าลอย 1 สัปดาห์ 1 เดือน และ 3 เดือน พบว่าการขยายตัวของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยเปียกเมื่อระยะสัมผัสความชื้นของเถ้าลอย 1 สัปดาห์ 1 เดือน และ 3 เดือน (ทั้งที่ปริมาณความชื้นร้อยละ 25 45 และ 65) มีค่าไม่แตกต่างกัน นั้นแสดงผลกระทบของระยะสัมผัสความชื้นของเถ้าลอยเปียกต่อการขยายตัวของมอร์ต้าร์ไม่มีผลต่อค่าการขยายตัวของมอร์ต้าร์ในสารละลายโซเดียมซัลเฟต

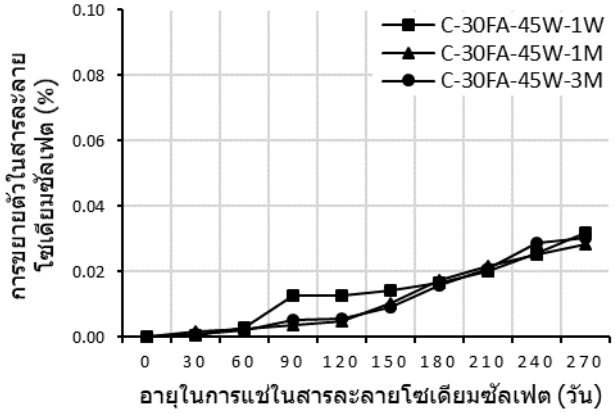


ก) เถ้าลอย ร้อยละ 30

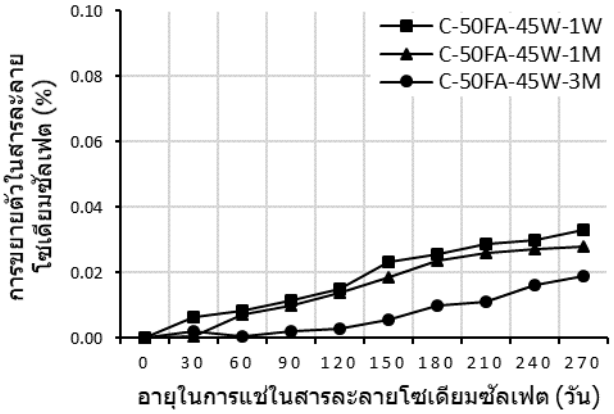


ข) เถ้าลอย ร้อยละ 50

ภาพที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างการขยายตัวและระยะเวลาแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยเปียกที่ปริมาณความชื้นร้อยละ 25

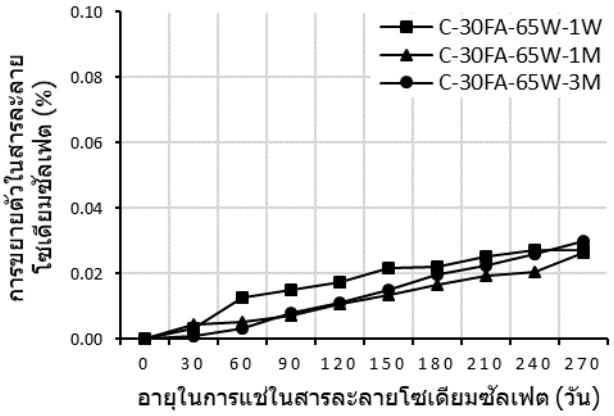


ก) เถ้าลอย ร้อยละ 30

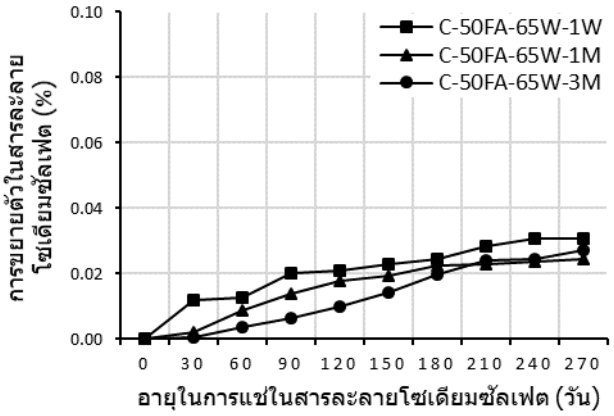


ข) เถ้าลอย ร้อยละ 50

ภาพที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างการขยายตัวและระยะเวลาแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยเปียกที่ปริมาณความชื้นร้อยละ 45



ก) เถ้าลอย ร้อยละ 30

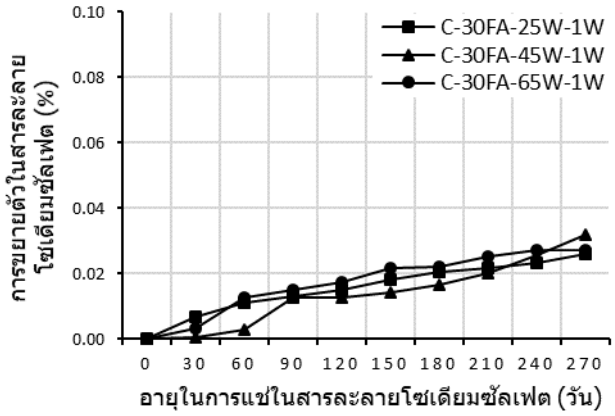


ข) เถ้าลอย ร้อยละ 50

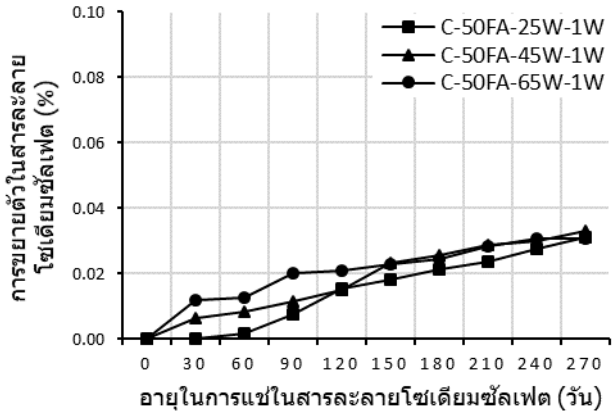
ภาพที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างการขยายตัวและระยะเวลาแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยเปียกที่ปริมาณความชื้นร้อยละ 65

3.3) ผลกระทบของปริมาณความชื้นของเถ้าลอยเปียกต่อการขยายตัวของมอร์ต้าร์ในสารละลายโซเดียมซัลเฟต

ภาพที่ 8 9 และ 10 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการขยายตัวและระยะเวลาแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ปูนซีเมนต์ควบคุม และมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยเปียกที่มีปริมาณความชื้นร้อยละ 25 45 และ 65 พบว่าการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยเปียกที่มีปริมาณความชื้นร้อยละ 25 45 และ 65 (ทั้งที่ระยะสัมผัสความชื้น 1 สัปดาห์ 1 เดือน และ 3 เดือน) มีค่าไม่แตกต่างกัน นั้นแสดงว่าผลกระทบของปริมาณความชื้นของเถ้าลอยเปียกไม่มีผลต่อค่าการขยายตัวของมอร์ต้าร์ในสารละลายโซเดียมซัลเฟต

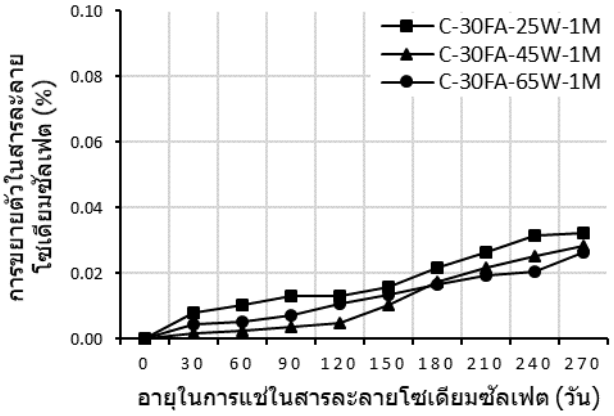


ก) เถ้าลอย ร้อยละ 30

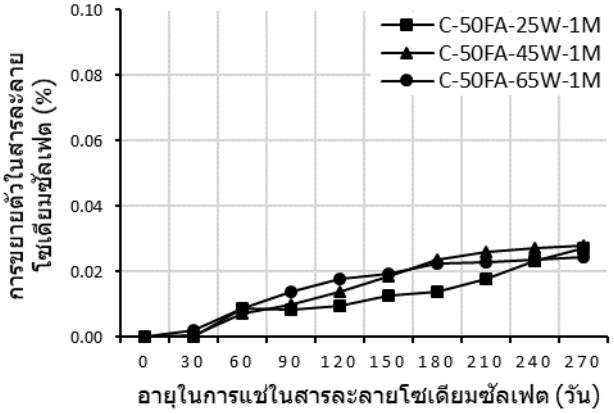


ข) เถ้าลอย ร้อยละ 50

ภาพที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างการขยายตัวและระยะเวลาแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยเปียกเมื่อระยะสัมผัสความชื้นของเถ้าลอย 1 สัปดาห์

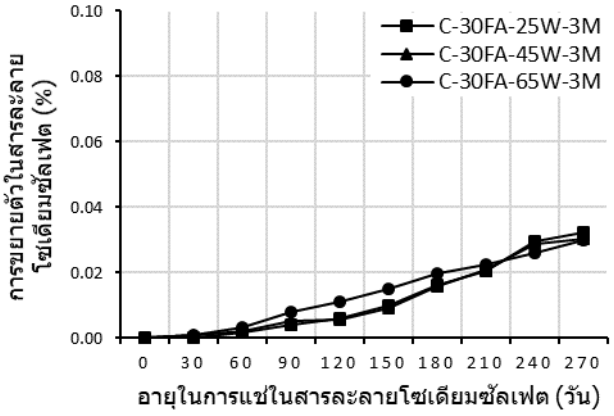


ก) เถ้าลอย ร้อยละ 30

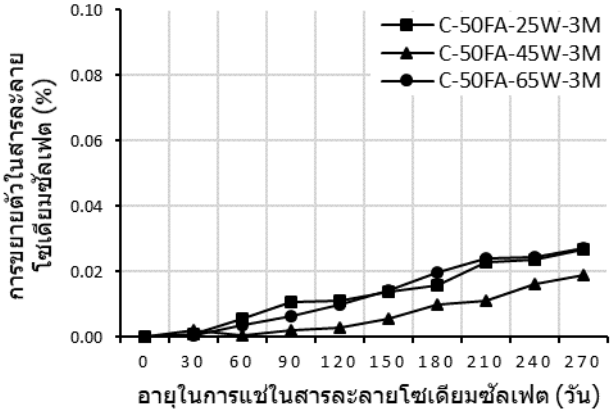


ข) เถ้าลอย ร้อยละ 50

ภาพที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างการขยายตัวและระยะเวลาแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟต ของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยเปียกเมื่อระยะสัมผัสความชื้นของเถ้าลอย 1 เดือน



ก) เถ้าลอย ร้อยละ 30



ข) เถ้าลอย ร้อยละ 50

ภาพที่ 10 ความสัมพันธ์ระหว่างการขยายตัวและระยะเวลาแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยเปียกเมื่อระยะสัมผัสความชื้นของเถ้าลอย 3 เดือน

4. สรุป

1) การใช้เถ้าลอย (ทั้งแห้งและเปียก) แทนที่ในปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ส่งผลให้ การขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์น้อยกว่า เมื่อเปรียบเทียบกับของมอร์ต้าร์ปูนซีเมนต์ควบคุม

2) การใช้เถ้าลอยเปียกแทนที่ในปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ส่งผลให้ การขยายตัวน้อยกว่า เมื่อเปรียบเทียบกับของเถ้าลอยแห้ง

3) ปริมาณความชื้นและระยะเวลาสัมผัสความชื้นของเถ้าลอยเปียก ไม่ส่งผลกระทบต่อการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

เอกสารอ้างอิง

[1] Tangtermsirikul, S. and Bumrungwong, C, **Conceptual Model for Determining Optimum Proportion of Fly Ash in Sulfate resisting Concrete**, Proceedings of the 3rd National Convention on Civil Engineering, Thailand, January. 1997

[2] ชัยณรงค์ เรื่องลือ,ทีฆทัศน์ บุญใย,ธีระวุฒิ รักมิตร และ อดิสรณ์ กองธรรม. **การขยายตัวของมอร์ต้าร์ฝุ่นหินปูนและเถ้าลอยในสารละลายซัลเฟต**. ปริญญานิพนธ์. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี. 2551

[3] คม บัวคลี่ และ บุญไชย สถิตมั่นในธรรม, “การผสมคอนกรีตที่ผสมเถ้าลอย,” **เอกสารประกอบการประชุมวิชาการคอนกรีตแห่งประเทศชาติ**, ครั้งที่ 1, พ.ศ. 2546, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์, หน้า 14-16.

[4] **American Society for Testing and Materials**. ASTM C 1012 - 04: Standard Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution. Annual Book of ASTM Standards. 2004.

[5] **American Society for Testing and Material**, ASTM C 490, 1994, “Standard Practice for Use of Apparatus for the Determination of Length Change of Hardened Cement Paste, Mortar and Concrete”, Annual Book of ASTM Standard Vol. 4.01, Philadelphia, PA, USA.

ความคงทนของคอนกรีตผสมเถ้าลอยเปียก

DURABILITY OF CONCRETE MIXED WITH WET FLY ASH

ดิษฐวัฒน์ แดงฉ่ำ[1] (Ditthawat Daengchum)[1]
ปิติศานต์ กร้ำมาตร[2] (Pitisan Krammart)[2]
นิรชร นกแก้ว[3] (Nirachorn Nokkaew)[3]

[1]นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
Email: pee_kung191@hotmail.com
[2,3]รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
[2]Email: pitisan.k@en.rmutt.ac.th , [3]Email: nirachorn.n@en.rmutt.ac.th

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาความคงทนของคอนกรีตผสมเถ้าลอยเปียก เพื่อพัฒนาการนำเถ้าลอยเปียกไปใช้ประโยชน์ โดยใช้เถ้าลอยจากโรงไฟฟ้า BLCP จังหวัดระยอง โดยเถ้าลอยใช้ทั้งสภาพแห้งและสภาพเปียกจากห้องปฏิบัติการที่มีปริมาณความชื้นร้อยละ 25 45 และ 65 โดยสัมผัสความชื้นที่ระยะเวลา 1 สัปดาห์ (1W) 1 เดือน (1M) และ 3 เดือน (3M) โดยแทนที่เถ้าลอยในปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC) แล้วทำการทดสอบสมบัติความคงทนของตัวอย่างเพสต์/มอร์ต้าร์/คอนกรีต ผลการศึกษาพบว่า การขยายตัวออโตเคลฟของเพสต์ผสมเถ้าลอย (ทั้งสภาพแห้งและสภาพเปียก) ไม่มีการขยายตัวโดยมีแนวโน้มที่จะหดตัว ส่วนการหดตัวแบบออโตจีนัสและแบบแห้งของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยมีค่าน้อยกว่าของ OPC ล้วน โดยการหดตัวแบบออโตจีนัสและแบบแห้งของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยเปียกมีค่าไม่แตกต่างกับของเถ้าลอยแห้ง ยกเว้นการหดตัวแบบออโตจีนัสของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยเปียกที่ระยะสัมผัสความชื้น 1W มีค่าน้อยกว่าของเถ้าลอยแห้ง ส่วนเถ้าลอยเปียกที่ปริมาณความชื้นต่างกันและระยะสัมผัสความชื้นที่ต่างกัน ไม่มีผลต่อการหดตัวแบบออโตจีนัสและแบบแห้งของมอร์ต้าร์ นอกจากนี้พบว่า การเกิดคาร์บอเนชั่นของคอนกรีตผสมเถ้าลอยมีค่ามากกว่าของ OPC ล้วน โดยการเกิดคาร์บอเนชั่นของคอนกรีตผสมเถ้าลอยเปียกมีค่าน้อยกว่าของเถ้าลอยแห้ง และปริมาณความชื้นที่ต่างกันและระยะสัมผัสความชื้นที่ต่างกันของเถ้าลอยเปียกไม่มีผลต่อการเกิดคาร์บอเนชั่นของคอนกรีต สุดท้ายความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตผสมเถ้าลอยมีค่าดีกว่าของ OPC ล้วน โดยความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตผสมเถ้าลอยเปียกที่ระยะสัมผัสความชื้น 1W มีค่าน้อยกว่า ในขณะที่ของ 1M มีค่าไม่แตกต่าง เมื่อเปรียบเทียบกับของคอนกรีตผสมเถ้าลอยแห้ง โดยเถ้าลอยเปียกที่มีปริมาณความชื้นมากส่งผลให้มีค่าความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตมีค่าด้อยลง

ABSTRACT: This research was to study the durability properties of concrete mixed with wet fly ash to development for the utilization of wet fly ash. Fly ash from BLCP power plant in Rayong province was used. Wet fly ash from laboratories were prepared with a moisture content of 25, 45 and 65 percent which each moisture content exposed to moisture for a period of 1 week, 1 month, and 3 months. The partially replacing fly ash in cement Portland type 1 (OPC) were performed. The durability properties of paste/mortar/concrete were considered. The results showed that the autoclave expansion of fly ash paste, both dry and wet fly ashes was no expansion with a tendency to shrinkage. The autogenous and drying shrinkages of fly ash mortar had less than those of OPC mortar. The autogenous and drying shrinkages of wet fly ash mortar were not different from those of dry fly ash mortar, except the autogenous shrinkage of wet fly ash mortar at the moisture contact of 1 week was less than that of dry fly ash mortar. The wet fly ash with different moisture content and different moisture contact did not affect on the autogenous and drying shrinkages of fly ash mortar. Further, the carbonation depth of fly ash concrete was greater than that of OPC concrete. The carbonation depth of wet fly ash concrete was less than that of dry fly ash concrete. Moreover, the different moisture content and different moisture contact of wet fly ash had no effect on carbonation depth of concrete. Finally, the chloride penetration resistance of fly ash concrete was better that that of OPC concrete. The chloride penetration resistance of wet fly ash concrete at the moisture contact of 1 week was less, while that of 1 month was not different, when compared with that of dry fly ash concrete. Besides, the wet fly ash with high moisture content resulted on the chloride penetration resistance of concrete to be inferior.

KEYWORDS: Durability of concrete, Paste, Mortar, Wet fly ash

1. บทนำ

ในปัจจุบันได้เกิดปัญหาสภาวะโลกร้อนรวมไปถึงการแข่งขันทางด้านเศรษฐกิจในปัจจุบัน ทำให้มีการนำวัสดุทดแทนปูนซีเมนต์มาใช้ในงานอุตสาหกรรมคอนกรีตเพิ่มมากขึ้น สามารถช่วยลดการใช้ทรัพยากรที่มีอยู่ได้อย่างมีประสิทธิภาพ เป็นที่ทราบกันดีว่าในการผลิตปูนซีเมนต์ด้วยเทคโนโลยีที่อยู่ในปัจจุบันก่อให้เกิดก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์มากถึง 0.5 ตันในทุกๆ 1 ตัน ของน้ำหนักปูนซีเมนต์ที่ผลิต

ขึ้น [1] หากพิจารณาประโยชน์จากการใช้วัสดุทดแทนปูนซีเมนต์โดยเฉพาะวัสดุเหลือใช้จากอุตสาหกรรมต่างๆ ย่อมส่งผลโดยตรงต่อการลดลงของปริมาณก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ที่เกิดขึ้นจากอุตสาหกรรมการผลิตปูนซีเมนต์ นอกจากนี้ยังสามารถลดต้นทุนในการผลิตและพัฒนาคุณสมบัติของคอนกรีตให้ดีขึ้น รวมทั้งยังสามารถช่วยแก้ปัญหาการกำจัดของเสียที่เกิดจากการผลิตอื่นๆและช่วยประหยัดพลังงานโดยรวมของประเทศ ดังนั้นการนำวัสดุทดแทนปูนซีเมนต์มาใช้กับงานคอนกรีตจึงมีความจำเป็นที่จะต้องศึกษาเพื่อให้ได้ข้อมูลและวัสดุที่นำมาใช้ให้มากขึ้น

สำหรับในประเทศไทยได้มีการนำเถ้าลอยมาใช้ซึ่งเป็นผลผลิตที่ได้จากการเผาถ่านหินในโรงไฟฟ้าโดยเถ้าลอยที่ได้มาจากการผลิตไฟฟ้าจากโรงไฟฟ้า ซึ่งผ่านกระบวนการผลิตโดยใช้ถ่านหินลิกไนต์เป็นเชื้อเพลิง ปัจจุบันมีปริมาณเถ้าลอยสูงถึง 3 ล้านตันต่อปี [2] ที่ผ่านมาเถ้าลอยส่วนใหญ่ถูกนำมาใช้ในอุตสาหกรรมคอนกรีตโดยการนำเถ้าลอยมาแทนที่ปูนซีเมนต์ การใช้เถ้าลอยแทนที่ปูนซีเมนต์บางส่วนด้วยเหตุผล 2 ประการ คือประการแรกพบว่าเถ้าลอยมีออกไซด์ของธาตุซิลากา อลูมินา และเหล็กซึ่งออกไซด์เหล่านี้สามารถทำปฏิกิริยาปอซโซลานได้ดีและเพิ่มกำลังอัดคอนกรีตให้สูงขึ้น โดยเฉพาะเมื่อใช้เถ้าลอยที่มีคุณภาพดีและในปริมาณที่เหมาะสม ประการที่สอง เนื่องจากเถ้าลอยมีอนุภาคที่ค่อนข้างเล็กและส่วนใหญ่เป็นเม็ดกลมเมื่อผสมในคอนกรีตเถ้าลอยจะเข้าไปอุดช่องว่างเล็กๆระหว่างปูนซีเมนต์และหินหรือทรายทำให้คอนกรีตแน่นขึ้น อย่างไรก็ตามปริมาณเถ้าลอยที่นำมาใช้ในอุตสาหกรรมคอนกรีตมีเพียงบางส่วนของปริมาณเถ้าลอย ทำให้ปริมาณเถ้าลอยมีมากเกินกว่าความต้องการ ช่วงที่ผ่านมาเถ้าลอยที่เหลือจากการนำไปใช้จะถูกทิ้งและไม่มีการนำมาใช้ให้เกิดประสิทธิภาพ โดยเถ้าลอยที่ไม่มีการนำมาใช้จะนำไปทิ้งใกล้บริเวณโรงไฟฟ้า โดยอาจสัมผัสกับความชื้นของสภาพแวดล้อมและน้ำฝน บางครั้งจะต้องมีการใส่น้ำเข้าไปก่อนที่จะนำไปทิ้งเพื่อไม่ให้เกิดการฟุ้งกระจาย จึงทำให้เถ้าลอยที่ไม่มีการนำมาใช้อยู่ในรูปแบบเถ้าลอยเปียกและไม่มีการนำกลับมาใช้ใหม่ ทำให้ต้องการพื้นที่เก็บเถ้าลอยเปียกขนาดใหญ่ เพื่อเป็นการจัดการเถ้าลอยเปียกอย่างถูกต้อง การใช้เถ้าลอยเปียกแทนที่วัสดุปูนซีเมนต์ในงานคอนกรีตดูเหมือนว่าจะเป็นไปได้ในทางปฏิบัติ [3,4] โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับเถ้าลอยที่มี CaO ต่ำ เพราะว่าเถ้าลอยที่มี CaO สูงบางส่วนจะมีคุณสมบัติทางด้านซีเมนต์เมื่อสัมผัสกับน้ำจะทำให้เกิดการแข็งตัว เมื่อนำมาใช้จะต้องอบให้แห้งและบดให้ละเอียดทำให้การผสมทำได้ยาก [5] และไม่คุ้มค่ากับการนำมาใช้ เพราะฉะนั้นความเป็นไปได้สำหรับการใช้เถ้าลอยเปียกในคอนกรีตคือเถ้าลอยที่มี CaO ต่ำ

จากปัญหาดังกล่าวเพื่อให้สามารถนำเถ้าลอยเปียกกลับมาใช้ได้ ดังนั้นการศึกษาในครั้งนี้จึงได้ศึกษาคุณสมบัติด้านความคงทนของคอนกรีตผสมเถ้าลอยเปียก เพื่อเป็นแนวทางในการเลือกส่วนผสมมาใช้ในงานคอนกรีตได้อย่างเหมาะสมและมีประสิทธิภาพ

2. วิธีการศึกษา

2.1 วัสดุที่ใช้ในการศึกษา

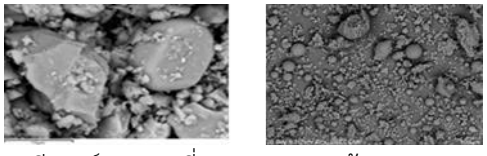
ประกอบด้วย ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC) (มาตรฐาน ASTM C 150) เถ้าลอย (จากโรงไฟฟ้า BLCP จ. ระยอง) ทราย หิน น้ำประปา สารลดน้ำพิเศษ (F-Superplasticizer) สารโซเดียมคลอไรด์ และโซเดียมไฮดรอกไซด์

2.2 รายละเอียดวิธีการศึกษา

2.2.1 วิธีการเตรียมเถ้าลอย

เถ้าลอยแห้ง ใช้เถ้าลอยจากโรงงานไฟฟ้า BLCP จังหวัดระยอง คือ Hunter Valley และ Melawan (HM) ส่วนเถ้าลอยเปียกจากห้องปฏิบัติการ ใช้เถ้าลอยแห้ง HM ผสมน้ำให้ปริมาณความชื้นร้อยละ 25 45 และ 65 และแต่ละปริมาณความชื้นให้สัมผัสความชื้นที่ระยะเวลา 1 สัปดาห์ (1W) 1 เดือน (1M) และ 3 เดือน (3M)

ภาพที่ 1 แสดงภาพถ่ายขยายกำลังสูงของอนุภาคของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 และเถ้าลอยที่ใช้ในการศึกษา พบว่าลักษณะรูปร่างของอนุภาคของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 มีลักษณะเป็นเหลี่ยมมุม มีมิติลักษณะผิวขรุขระ ขนาดคละกันไม่แน่นอนแตกต่างกันไปกระจายอยู่ในขณะที่เถ้าลอยมีลักษณะกลม แต่มีลักษณะผิวที่ขรุขระไม่เรียบ และมีขนาดของอนุภาคมีขนาดที่ใกล้เคียงกัน ส่วนตารางที่ 1 แสดงองค์ประกอบทางเคมี (วิเคราะห์โดยวิธี X-ray Fluorescence (XRF)) ของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 และเถ้าลอย



ก) ปูนซีเมนต์ประเภทที่ 1 ข) เถ้าลอย

ภาพที่ 1 ภาพถ่ายขยายกำลังสูงของอนุภาคของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 และเถ้าลอยที่ใช้

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 และเถ้าลอยที่ใช้

ร้อยละออกไซด์	ปูนซีเมนต์ประเภทที่ 1	เถ้าลอย (HM)			
		แห้ง	เปียก		
			25W	45W	65W
SiO_2	18.93	61.09	61.39	61.26	61.30
Al_2O_3	5.51	20.35	19.99	20.11	20.06
Fe_2O_3	3.31	5.20	5.32	5.19	5.14
CaO	65.53	2.32	1.75	1.83	1.90
MgO	1.24	1.35	1.36	1.35	1.37
SO_3	2.88	0.28	0.28	0.21	0.25
Na_2O	0.15	0.79	1.16	1.33	1.03
K_2O	0.31	1.36	1.32	1.40	1.41
TiO_2	-	0.98	1.01	0.93	0.99
P_2O_5	-	0.23	0.30	0.32	0.30
Free CaO	-	0.03	0.02	0.02	0.04
LOI	-	5.68	5.81	5.82	5.92

หมายเหตุ : 25W 45W 65W คือ เถ้าลอยเปียกที่มีปริมาณความชื้นร้อยละ 25 45 และ 65 ตามลำดับ

2.2.2 สมบัติด้านความคงทนของคอนกรีตผสมเถ้าลอย

1) การขยายตัวโดยวิธีออโตเคลฟของเพสต์ ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C151/C151M โดยใช้ตัวอย่างเพสต์ขนาด 2.5x2.5x28.5 เซนติเมตร หลังจากนั้นให้นำตัวอย่างที่หล่อพร้อมบ่มเสร็จแล้วเป็นเวลา 24 ชั่วโมง ± 30 นาที ออกมาจากอากาศชื้นแล้ววัดความยาวทันทีด้วยเครื่อง Length Comparator แล้วนำใส่ออโตเคลฟที่อุณหภูมิห้อง แล้วเพิ่มอุณหภูมิของออโตเคลฟในอัตราที่ทำให้ความดันของไอน้ำเพิ่มขึ้นเป็น 2 เมกะปาสคาล ภายในเวลา 45 ถึง 75 นาที ให้ควบคุมความดันอยู่ในระดับ 2±0.07 เมกะปาสคาล เป็นเวลา 3 ชั่วโมง ปล่อยให้ออโตเคลฟเย็นลงจนความดันลดต่ำกว่า 0.07 เมกะปาสคาล เมื่อครบ 1 ½ ชั่วโมง นำตัวอย่างไปแช่ในน้ำที่มีอุณหภูมิ 90 องศาเซลเซียส แล้วทำให้อุณหภูมิน้ำที่แช่ตัวอย่างลดลงในอัตราสม่ำเสมอจนถึง 23 องศาเซลเซียส ภายในเวลา 15 นาที ปล่อยตัวอย่างให้แช่ในน้ำที่อุณหภูมิ 23 องศาเซลเซียส ต่อไปอีก 15 นาที แล้วจึงทำให้ตัวอย่างแห้งและวัดความยาวอีกครั้ง

2) การหดตัวแบบออโตจีนัสของมอร์ต้าร์ ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C 157 โดยใช้ตัวอย่างมอร์ต้าร์ ขนาด 2.5x2.5x28.5 เซนติเมตร ถอดแบบที่ 24 ชั่วโมง จากนั้นนำฟรอยด์เคลือบผิวตัวอย่างทั้งก้อนตัวอย่างแล้วหุ้มด้วยฟรอยด์ ทำการวัดการหดตัวของตัวอย่างที่อายุ 1 2 3 4 5 6 7 14 28 42 56 และ 91 วัน

3) การหดตัวแบบแห้งของมอร์ต้าร์ ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C 596 โดยใช้ตัวอย่างมอร์ต้าร์ ขนาด 2.5x2.5x28.5 เซนติเมตร ถอดแบบที่ 24 ชั่วโมง แล้วนำชิ้นตัวอย่างไปบ่มในน้ำเป็นเวลา 7 วัน หลังจากนั้นนำชิ้นตัวอย่างวางไว้ในห้องปฏิบัติการ ทำการวัดการหดตัวแบบแห้งของตัวอย่างด้วยเครื่องวัดความยาว ที่อายุ 1 2 3 4 5 6 7 14 28 42 56 และ 91 วัน

4) การเกิดคาร์บอเนชั่นของคอนกรีต ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C 109 โดยใช้ตัวอย่างคอนกรีต ขนาด 10x10x10 เซนติเมตร ถอดแบบที่ 24 ชั่วโมง แล้วไปบ่มในน้ำเป็นเวลา 28 วัน นำตัวอย่างคอนกรีตไปอบในตู้อบคาร์บอเนชั่น ที่มีคาร์บอนไดออกไซด์ 40,000 ppm อุณหภูมิ 40 องศาเซลเซียส ความชื้นสัมพัทธ์ร้อยละ 55 โดยใช้ระยะเวลาในการเผชิญคาร์บอนไดออกไซด์ 28 วัน และ 56 วัน จึงนำไปทดสอบหาความลึกของการเกิดคาร์บอเนชั่น นำตัวอย่างคอนกรีตแบ่งออกเป็น 2 ซีก โดยใช้เครื่อง Universal Testing Machine นำตัวอย่างคอนกรีตมาวางแล้วฉีดสารละลายฟีนอล์ฟทาลีนบนก้อนตัวอย่าง ปล่อยทิ้งไว้จนแห้งประมาณ 5 นาที ซึ่งถ้าเกิดสีม่วงแสดงว่ามีการเกิดคาร์บอเนชั่น ถ้าไม่มีสีม่วงแสดงว่าไม่มีการเกิดคาร์บอเนชั่น แล้วทำการวัดค่าความลึกบริเวณที่ไม่เกิดสี โดยใช้เวอร์เนียร์วัดทั้ง 4 ด้าน ด้านละ 6 ค่า จดบันทึกค่าความลึกของการเกิดคาร์บอเนชั่น แล้วนำค่าที่ได้มาเฉลี่ย

5) ความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C 1202 โดยใช้ตัวอย่างคอนกรีตขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 100 มิลลิเมตร สูง 50 มิลลิเมตร หลังจากถอดแบบที่อายุ 1 วัน นำตัวอย่างไปบ่มน้ำแล้วทดสอบความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่ง (Rapid Chloride Penetrability Test, RCPT) ของตัวอย่างที่อายุ 56 วัน โดยใช้ค่าประจุไฟฟ้าที่เคลื่อนผ่านชิ้นตัวอย่าง เพื่อนำไปประเมินความสามารถการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต โดยตารางที่ 2 แสดงระดับค่าการแทรกซึมผ่านคลอไรด์เมื่อพิจารณาผลการเคลื่อนที่ของประจุ ตามมาตรฐาน ASTM C1202

ตารางที่ 2 ระดับค่าการแทรกซึมผ่านคลอไรด์เมื่อพิจารณาผลการเคลื่อนที่ของประจุ ตามมาตรฐาน ASTM C1202

จำนวนประจุที่เคลื่อนที่ผ่าน (คูลอมบ์)	ระดับการซึมผ่านได้
มากกว่า 4,000	สูง
2,000 ถึง 4,000	ปานกลาง
1,000 ถึง 2,000	ต่ำ
100 ถึง 1,000	ต่ำมาก

น้อยกว่า 100	ไม่มีผล

2.3 สัดส่วนผสมของเพสต์ มอร์ต้าร์ และคอนกรีตที่ใช้

สัดส่วนผสมของเพสต์ มอร์ต้าร์ และคอนกรีตผสมเถ้าลอยที่ใช้ในการศึกษาความคงทนของคอนกรีต แสดงดังตารางที่ 3 ถึง 6

ตารางที่ 3 สัดส่วนของเพสต์ ที่ใช้ทดสอบการขยายตัวออโตเคลฟ โดยใช้ปริมาณน้ำเท่ากับปริมาณน้ำที่เหมาะสม

สัญลักษณ์	ส่วนผสมของเพสต์ (กรัม)		
	น้ำ	ปูนซีเมนต์ประเภทที่ 1	เถ้าลอย
P	0.25	1.00	-
P-20HM	0.27	0.80	0.20
P-20HM-25W-L1W	0.29	0.80	0.20
P-20HM-45W-L1W	0.30	0.80	0.20
P-20HM-25W-L1M	0.28	0.80	0.20
P-20HM-45W-L1M	0.28	0.80	0.20
P-20HM-25W-L3M	0.26	0.80	0.20
P-20HM-45W-L3M	0.26	0.80	0.20

ตารางที่ 4 สัดส่วนของมอร์ต้าร์ ที่ใช้ทดสอบการหดตัวแบบออโตจีนัสและแบบแห้ง เมื่อใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.55

สัญลักษณ์	ส่วนผสมของมอร์ต้าร์ (กรัม)			
	ปูนซีเมนต์ประเภทที่ 1	เถ้าลอย	ทราย	น้ำ
M	1.00	-	2.75	0.55
M-30HM	0.70	0.30	2.75	0.55
M-30HM-25W-L1W	0.70	0.30	2.75	0.55
M-30HM-45W-L1W	0.70	0.30	2.75	0.55
M-30HM-65W-L1W	0.70	0.30	2.75	0.55
M-30HM-25W-L1M	0.70	0.30	2.75	0.55
M-30HM-45W-L1M	0.70	0.30	2.75	0.55
M-30HM-65W-L1M	0.70	0.30	2.75	0.55
M-30HM-25W-L3M	0.70	0.30	2.75	0.55
M-30HM-45W-L3M	0.70	0.30	2.75	0.55
M-30HM-65W-L3M	0.70	0.30	2.75	0.55

ตารางที่ 5 สัดส่วนผสมของคอนกรีต ที่ใช้ในการทดสอบการเกิดคาร์บอเนชั่นและความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ เมื่อใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.55

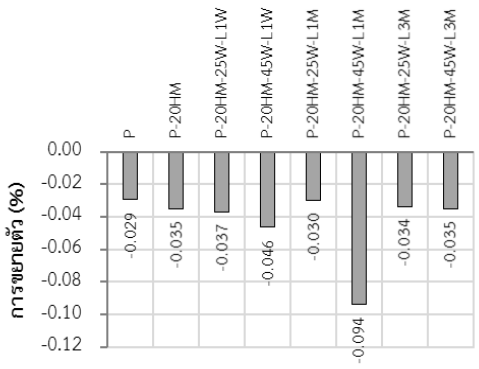
สัญลักษณ์	ส่วนผสมของคอนกรีตโดยน้ำหนัก (กิโลกรัม)				
	ปูนซีเมนต์ประเภทที่ 1	เถ้าลอย	ทราย	หิน	น้ำ
C	372	-	771	1003	205
C-30HM	260	112	771	1003	205
C-30HM-25W-L1W	260	140	771	1003	177
C-30HM-45W-L1W	260	162	771	1003	155
C-30HM-65W-L1W	260	185	771	1003	132
C-30HM-25W-L1M	260	140	771	1003	177
C-30HM-45W-L1M	260	162	771	1003	155
C-30HM-65W-L1M	260	185	771	1003	132

หมายเหตุ: P คือ เพสต์ M คือ มอร์ต้าร์ C คือ คอนกรีต, 20HM คือเถ้าลอย Hunter Valley/Melawan แทนที่ปูนซีเมนต์แลนด์ประเภทที่ 1 ร้อยละ 20 โดยน้ำหนัก, 25W 45W 65W คือ ความชื้นที่ร้อยละ 25 45 และ 65 ตามลำดับ, L1W L1M L3M คือ เถ้าลอยที่สัมผัสความชื้นจากห้องปฏิบัติการเป็นระยะเวลา 1 สัปดาห์ (1W) 1 เดือน (1M) และ 3 เดือน (3M) ตามลำดับ

3. ผลการศึกษาและวิเคราะห์

3.1 การขยายตัวออโตเคลฟของเพสต์

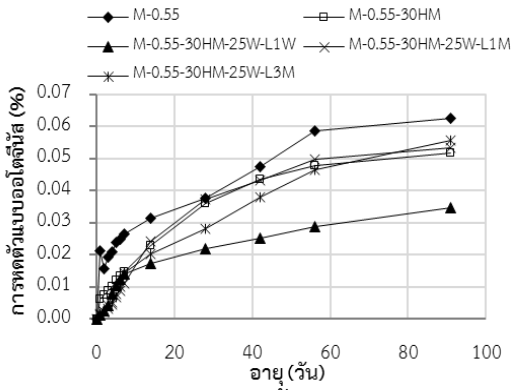
ภาพที่ 3 แสดงการขยายตัวออโตเคลฟของเพสต์ OPC ล้วนและเพสต์ผสมเถ้าลอย เมื่อใช้ปริมาณน้ำเท่ากับปริมาณน้ำที่เหมาะสม พบว่า การขยายตัวออโตเคลฟของเพสต์ผสมเถ้าลอยแห้งและเถ้าเปียกทั้งปริมาณความชื้นร้อยละ 25 และ 45 (ทั้งที่ระยะเวลาสัมผัสความชื้น 1W 1M และ 3M) ไม่มีการขยายตัวและมีแนวโน้มที่จะหดตัว ทั้งนี้เพราะเถ้าลอยดังกล่าวมีปริมาณของ CaO, Free CaO และ MgO ต่ำมากจึงทำให้เพสต์ผสมเถ้าลอยไม่เกิดการขยายตัว



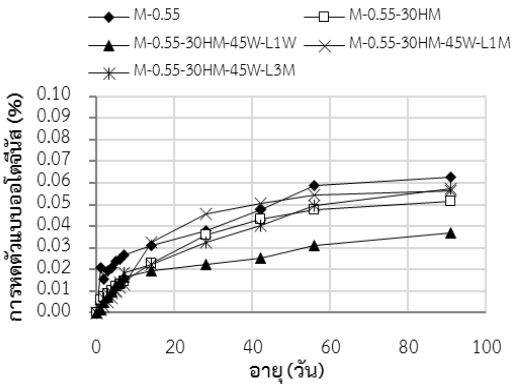
ภาพที่ 3 การขยายตัวออโตเคลฟของเพสต์ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC) ล้วนและเพสต์ผสมเถ้าลอย

3.2 การหดตัวแบบออโตจีนัสของมอร์ต้าร์

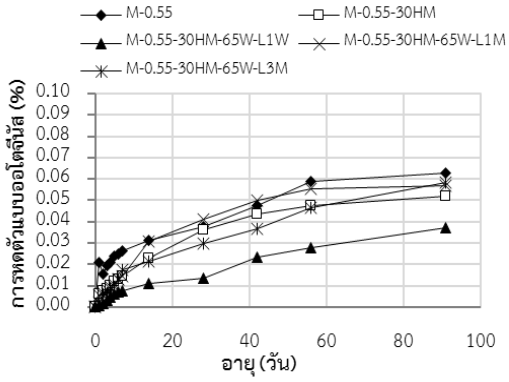
ภาพที่ 4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการหดตัวแบบออโตจีนัสและอายุของมอร์ต้าร์ OPC ล้วนและมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอย เมื่อใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.55 พบว่า การหดตัวแบบออโตจีนัสของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยแห้งและเถ้าลอยเปียกทั้งปริมาณความชื้นร้อยละ 25 45 และ 65 (ทั้งที่ระยะเวลาสัมผัสความชื้น 1W 1M และ 3M) มีค่าน้อยกว่าของมอร์ต้าร์ OPC ล้วน ทั้งนี้อาจเป็นเพราะการลดปริมาณปูนซีเมนต์ลง ทำให้มีการดึงน้ำไปใช้ในการทำปฏิกิริยาไฮเดรชั่นน้อยลง ส่วนการหดตัวแบบออโตจีนัสของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยแห้งและเถ้าลอยเปียกทั้งปริมาณความชื้นร้อยละ 25 45 และ 65 ของระยะเวลาสัมผัสความชื้น 1M และ 3M มีค่าไม่แตกต่างกัน ในขณะที่การหดตัวแบบออโตจีนัสของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยเปียกที่ระยะเวลาสัมผัสความชื้น 1W (ทั้งปริมาณความชื้นร้อยละ 25 45 และ 65) มีค่าน้อยกว่าของระยะเวลาสัมผัสความชื้น 1M และ 3M อย่างชัดเจน ทั้งนี้อาจเป็นเพราะเถ้าลอยเปียกที่ระยะสัมผัสความชื้นน้อย (1W) นั้นมีเวลาสัมผัสความชื้นน้อย จึงมีน้ำอิสระมากกว่าเถ้าลอยเปียกที่ระยะสัมผัสความชื้นนานกว่า (1M และ 3M) ส่งผลให้สามารถดึงน้ำไปใช้ในปฏิกิริยาไฮเดรชั่นหรือปฏิกิริยาปอซโซลานได้มาก การหดตัวจึงน้อยกว่า



ก) ปริมาณความชื้นร้อยละ 25



ข) ปริมาณความชื้นร้อยละ 45

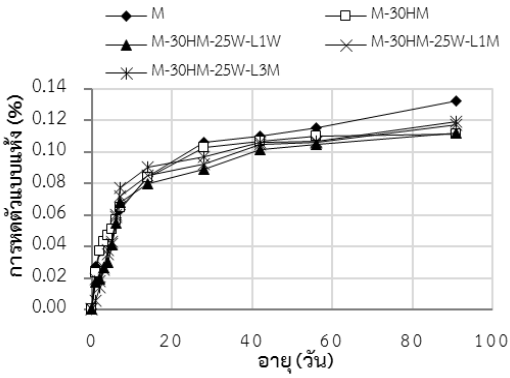


ค) ปริมาณความชื้นร้อยละ 65

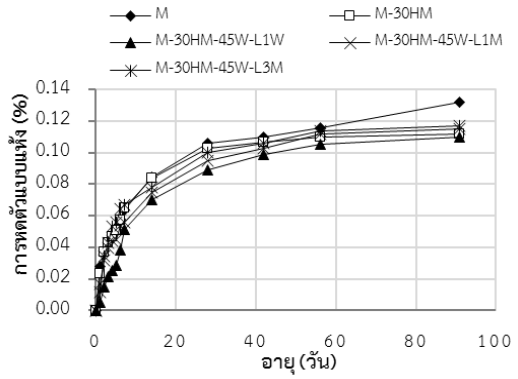
ภาพที่ 4 ความสัมพันธ์ระหว่างการหดตัวแบบออโตจีนัสและอายุของมอร์ต้าร์ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC) ล้วนและมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอย

3.3 การหดตัวแบบแห้งของมอร์ต้าร์

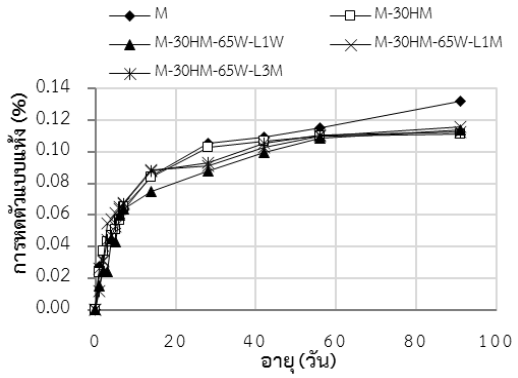
ภาพที่ 5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการหดตัวแบบแห้งและอายุของมอร์ต้าร์ OPC ล้วนและมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอย เมื่อใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.55 พบว่า การหดตัวแบบแห้งของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยแห้งและเถ้าลอยเปียกทั้งปริมาณความชื้นร้อยละ 25 45 และ 65 (ทั้งที่ระยะเวลาสัมผัสความชื้น 1W 1M และ 3M) มีแนวโน้มน้อยกว่าของเพสต์ OPC ล้วน ทั้งนี้อาจเป็นเพราะเถ้าลอยมีส่วนทำปฏิกิริยาปอซโซลานก่อให้เกิด CSH เพิ่มขึ้นซึ่ง CSH ช่วยอุดช่องว่างของซีเมนต์เพสต์ให้มีความหนาแน่นขึ้น ทำให้น้ำในช่องว่างคาปิลลารี่ระเหยได้ยากขึ้น ส่งผลให้การหดตัวแบบแห้งน้อยลง ส่วนการหดตัวแบบแห้งของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยแห้งและเถ้าลอยเปียกทั้งปริมาณความชื้นร้อยละ 25 45 และ 65 (ทั้งที่ระยะเวลาสัมผัสความชื้น 1W 1M และ 3M) มีค่าไม่แตกต่างกัน



ก) ปริมาณความชื้นร้อยละ 25



ข) ปริมาณความชื้นร้อยละ 45

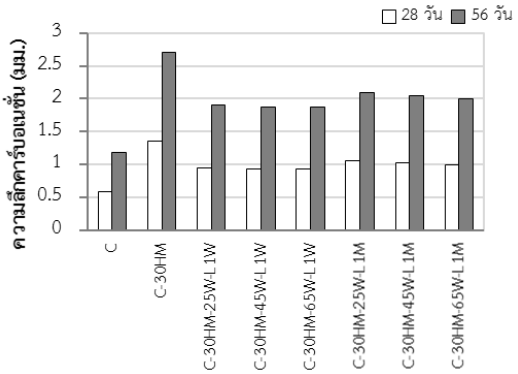


ค) ปริมาณความชื้นร้อยละ 65

ภาพที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างการหดตัวแบบแห้งและอายุของมอร์ต้าร์ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC) ล้วนและมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอย

3.4 การเกิดคาร์บอเนชั่นของคอนกรีต

ภาพที่ 6 แสดงการเกิดคาร์บอเนชั่นของคอนกรีต OPC ล้วนและคอนกรีตผสมเถ้าลอย เมื่อใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.55 ที่อายุสัมผัสคาร์บอนไดออกไซด์ 25 และ 56 วัน พบว่า การเกิดคาร์บอเนชั่นของคอนกรีตผสมเถ้าลอยแห้งและเถ้าลอยเปียกทั้งปริมาณความชื้นร้อยละ 25 45 และ 65 (ทั้งที่ระยะเวลาสัมผัสความชื้น 1W และ 1M) มีค่ามากกว่าของคอนกรีต OPC ล้วน ทั้งนี้อาจเป็นเพราะการแทนที่เถ้าลอยเป็นการลดปริมาณปูนซีเมนต์ลง พร้อมทั้งปฏิกิริยาปอซโซลานต่างช่วยลดปริมาณ $C_a(OH)_2$ ทำให้เกิดคาร์บอเนชั่นมากขึ้น ส่วนการเกิดคาร์บอเนชั่นของคอนกรีตผสมเถ้าลอยเปียก (ทั้งที่ระยะเวลาสัมผัสความชื้น 1W และ 1M) มีค่าน้อยกว่าของเถ้าลอยแห้ง ทั้งนี้อาจเป็นเพราะเถ้าลอยเปียกได้เข้าไปเคลือบผิวของมวลรวมก่อนทำให้บริเวณผิวของมวลรวมมีอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานต่ำและทำให้รอยต่อระหว่างวัสดุประสานกับมวลรวมมีกำลังอัดสูงขึ้น ส่งผลให้ความทึบมากขึ้นทำให้ก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์เข้าได้ยากขึ้น ส่งผลให้เกิดคาร์บอเนชั่นน้อยลง ในขณะที่การเกิดคาร์บอเนชั่นของคอนกรีตผสมเถ้าลอยเปียกทั้งปริมาณความชื้นร้อยละ 25 45 และ 65 (ทั้งที่ระยะเวลาสัมผัสความชื้น 1W และ 1M) มีค่าไม่แตกต่างกัน

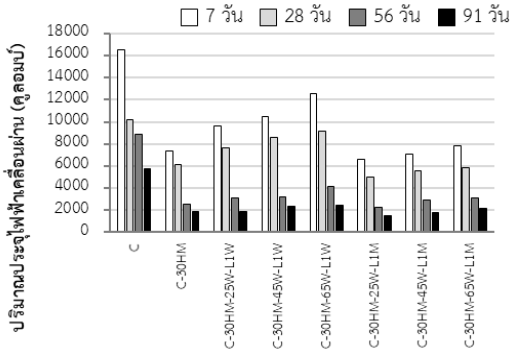


ภาพที่ 6 การเกิดคาร์บอเนชั่นของคอนกรีตปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC) ล้วนและคอนกรีตผสมเถ้าลอย

3.5 ความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต

ภาพที่ 7 แสดงความสามารถในการต้านทานการซึมผ่านคลอไรด์ (หน่วยเป็น คูลอมบ์) ของคอนกรีต OPC ล้วนและคอนกรีตผสมเถ้าลอย เมื่อใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.55 พบว่า ความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตผสมเถ้าลอยแห้งและเถ้าลอยเปียกทั้งปริมาณความชื้นร้อยละ 25 45 และ 65 (ทั้งที่ระยะเวลาสัมผัสความชื้น 1W และ 1M) มีค่าดีกว่าของ OPC ล้วน ทั้งนี้อาจเป็นเพราะเถ้าลอยทำปฏิกิริยาปอซโซลาน รวมทั้งเถ้าลอยที่ยังไม่ทำปฏิกิริยาปอซโซลาน ช่วยเติมเต็มช่องว่างของเพสต์ ซึ่งจากเหตุผลที่กล่าวมาส่งผลให้คอนกรีตผสมเถ้าลอยมีความหนาแน่นหรือทึบน้ำมากขึ้น จึงมีความสามารถในการต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ได้ดีกว่า ส่วนความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตผสมเถ้าลอยเปียก (ทั้งปริมาณความชื้นร้อยละ 25 45 และ 65) ที่ระยะเวลาสัมผัสความชื้น 1W มีค่าด้อยกว่าของคอนกรีตเถ้าลอยแห้ง ทั้งนี้อาจเป็นเพราะเถ้าลอยเปียกที่ระยะสัมผัสความชื้นน้อย (1W) มีความพรุนมากกว่าเถ้าลอยแห้ง ซึ่งจากเหตุผลที่กล่าวมาส่งผลให้คอนกรีตมีความหนาแน่นหรือทึบน้ำน้อย จึงมีความสามารถในการต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ได้ด้อยกว่า อย่างไรก็ตามความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตผสมเถ้าลอยเปียก (ทั้งปริมาณความชื้นร้อยละ 25 45 และ 65) ที่ระยะเวลาสัมผัสความชื้น 1M มีค่าไม่แตกต่างกับของคอนกรีตผสมเถ้าลอยแห้ง แสดงว่าความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตผสมเถ้าลอยเปียกที่ระยะสัมผัสความชื้น 1M มีค่าดีกว่าของคอนกรีตผสมเถ้าลอย

เปียกที่ระยะสัมผัสความชื้น 1W ทั้งนี้อาจเป็นเพราะเถ้าลอยเปียกที่สัมผัสความชื้นเป็นเวลานานจะทำปฏิกิริยาปอซโซลานได้ดีกว่า ส่งผลให้คอนกรีตมีความหนาแน่นหรือทึบน้ำมากขึ้น จึงมีความสามารถในการต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ได้ดีกว่า ในขณะที่ความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตผสมเถ้าลอยเปียกปริมาณความชื้นร้อยละ 25 มีค่าดีกว่าของปริมาณความชื้นร้อยละ 45 และ 65 ตามลำดับ (ทั้งที่ระยะเวลาสัมผัสความชื้น 1W และ 1M) ทั้งนี้อาจเป็นเพราะเถ้าลอยเปียกที่มีปริมาณน้ำมากจะมีผลทำให้คอนกรีตมีความพรุนมาก ส่งผลให้ความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ด้อยลง



ภาพที่ 7 ความสามารถในการต้านทานการซึมผ่านคลอไรด์ (หน่วยเป็น คูลอมบ์) ของคอนกรีตปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC) ล้วนและคอนกรีตผสมเถ้าลอย

4. สรุป

1) การขยายตัวออโตเคลฟของเพสต์ผสมเถ้าลอย (ทั้งสภาพแห้งและสภาพเปียก) ไม่มีการขยายตัวโดยมีแนวโน้มที่จะหดตัว

2) การหดตัวแบบออโตจีนัสและแบบแห้งของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอย (ทั้งเถ้าลอยเปียกและเถ้าลอยแห้ง) มีค่าน้อยกว่าของ OPC ล้วน ส่วนการหดตัวแบบออโตจีนัสและแบบแห้งของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยเปียกมีค่าไม่แตกต่างกับของเถ้าลอยแห้ง ยกเว้นการหดตัวแบบออโตจีนัสของเถ้าลอยเปียกที่ระยะสัมผัสความชื้น 1W มีค่าน้อยกว่าของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยแห้ง และเถ้าลอยเปียกที่ปริมาณความชื้นต่างกันและระยะสัมผัสความชื้นที่ต่างกันไม่มีผลต่อการหดตัวแบบออโตจีนัสและแบบแห้งของมอร์ต้าร์

3) การเกิดคาร์บอเนชั่นของคอนกรีตผสมเถ้าลอย (ทั้งเถ้าลอยเปียกและเถ้าลอยแห้ง) มีค่ามากกว่าของ OPC ล้วน โดยการเกิดคาร์บอเนชั่นของคอนกรีตผสมเถ้าลอยเปียกน้อยกว่าของเถ้าลอยแห้ง ส่วนเถ้าลอยเปียกที่ปริมาณความชื้นต่างกันและระยะสัมผัสความชื้นที่ต่างกันไม่มีผลต่อการเกิดคาร์บอเนชั่น

4) ความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตผสมเถ้าลอย (ทั้งเถ้าลอยเปียกและเถ้าลอยแห้ง) มีค่าดีกว่าของ OPC ล้วน ส่วนความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตผสมเถ้าลอยเปียกที่ระยะสัมผัสความชื้น 1W มีค่าน้อยกว่า ในขณะที่ 1M มีค่าไม่แตกต่างเมื่อเปรียบเทียบกับของคอนกรีตผสมเถ้าลอยแห้ง โดยเถ้าลอยเปียกที่มีปริมาณความชื้นมาก ส่งผลให้มีค่าความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตมีค่าด้อยกว่า

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

เอกสารอ้างอิง

[1] Pitisan Krammart, Properties of cement made by partially replacing cement raw materials with municioal solid waste ash and calcium carbide waste, and sulfate resistance of fly ash concrete, Ph.D. Thesis, Civil Engineering and Technology, Sirindhorn International Institute of Technology Thammasat University, 2005.

[2] Warangkana Saengsoy,Thuy Bich Thi Nguyen and Somnuk Tangtermsirikul, 2014. A Study on basic properties of mortar made with wet fly ash. International Conference of Asian Concrete.

[3] Haldive S.A,Kambekar A. R., 2013. Experimental study on combined effect of fly ash and pond ash on strength and durability of concrete. International journal of Scientific & Engineering Research Volume.

[4] Andrew B.' & Aceves P.G., 2012. The use of Non-Commercial Fly ash in Roller compected concrete structures. World of Coal Ash (WOCA) confence, Denver,CO,USA.

[5] Raungrut Cheerarot a, Chai Jaturapitakku, 2004. A study of disposed fly ash from landfill to replace Portland cement. Accepted 2 February

การพัฒนาวัสดุควบคุมกำลังต่ำที่ผลิตจากการกระตุ้นวัสดุเหลือใช้ในงานอุตสาหกรรมด้วยอัลคาไลน์เพื่อนำไปใช้ประโยชน์ในงานวิศวกรรมผิวทาง

Development of controlled low strength material (CLSM) from alkaline-activated industrial by-products for pavement engineering application

(ธนกฤต เทพอุโมงค์)[1]

(ธนกร ชมภูรัตน)[2] และ (อภิชาติ บัวกล้า)[3]

[1,2,3] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยพะเยา จ.พะเยา

*Corresponding author; E-mail address: apichat_bk@hotmail.com

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาหาอัตราส่วนผสมของวัสดุควบคุมกำลังต่ำโดยใช้วัสดุเหลือทิ้งจากโรงงานอุตสาหกรรม ประกอบไปด้วยเถ้าลอยและเถ้าหนักจากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ ตะกรันเหล็กจากอุตสาหกรรมการผลิตเหล็ก และสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซต์ที่มีคุณสมบัติเป็นเบสสูงเพื่อเป็นตัวชะละลาย ถือเป็นการนำเอาขอเหลือใช้จากอุตสาหกรรมมาใช้ให้เกิดประโยชน์สูงสุด และยังลดการปล่อยก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์จากกระบวนการผลิตปูนซีเมนต์ นอกจากนั้นเกณฑ์การพิจารณาจะนำผลทดสอบคุณสมบัติเบื้องต้นและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของอัตราส่วนผสมที่ออกแบบมาวิเคราะห์และเปรียบเทียบ โดยอ้างอิงแนวทางตามเอกสาร ACI229R-99 และเกณฑ์มาตรฐานงานก่อสร้างทางของกรมทางหลวงประเทศไทย โดยการทดสอบประกอบไปด้วย การทดสอบการไหล และการทดสอบกำลังอัด สุดท้ายในวิจัยนี้จะนำเสนออัตราส่วนผสมที่เหมาะสมกับการใช้งานตามวิศวกรรมผิวทาง

คำสำคัญ: วัสดุควบคุมกำลังต่ำ, สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซต์, เถ้าลอย, เถ้าหนัก, ตะกรันเหล็ก,

ABSTRACT: This research aims to study the controlled low-strength material (CLSM) mixtures made from industrial wastes. Fly ash and bottom ash are collected from the Mae Moh power plant, and steel slag is acquired from the steel industry. The fresh and hardened properties of CLSM which it uses of sodium hydroxide activated binary blends of slag and fly ash. The result is making use of wastes as well as reducing the carbon dioxide emissions from the cement production process. Experimental outcomes on fresh and hardened properties composed of flow value, normal consistency, setting time, and compressive strength are presented. The evaluation criteria consisted of flow value and compressive strength is refereed to ACI Committee 229 (ACI, 1999) as a self-compacting cementitious material and road construction standard from Department of Highways of Thailand. Finally, the result also suggests the suitable CLSM mixture for pavement engineering application.

KEYWORDS: Controlled low-strength materials, Sodium hydroxide solution, Fly ash, Bottom ash, Steel slag

1. บทนำ

ปัจจุบันวัสดุก่อสร้างได้ถูกพัฒนาและปรับปรุงคุณภาพกันอย่างต่อเนื่องเพื่อให้ตอบสนองต่อผู้ใช้งานด้วยการลดปัญหาหรือสร้างข้อได้เปรียบของวัสดุไม่ว่าจะเป็นการนำของเหลือใช้จากกระบวนการทางอุตสาหกรรมมาใช้เป็นวัตถุดิบเพื่อลดการใช้ทรัพยากรธรรมชาติและช่วยลดปัญหาทางด้านสิ่งแวดล้อม จากข้อมูลกากอุตสาหกรรมที่มีการขออนุญาตต่อกรมโรงงานอุตสาหกรรม เพื่อนำออกนอกบริเวณโรงงาน ในปี 2561 (กรมโรงงานอุตสาหกรรม, 2561) พบว่าในแต่ละเดือนมีของเสียที่ขออนุญาตนำไปกำจัดประมาณ 600,000-700,000 ตัน เป็นของเสียจากผลิตภัณฑ์โลหะ 50,000 ตันหรือประมาณ 9.4 % ซึ่งจากปริมาณกากของเสียจำนวนมากดังกล่าวทำให้กรมโรงงานอุตสาหกรรมได้ส่งเสริมให้มีการนำของเสียกลับมาใช้ประโยชน์ ในรูปแบบต่างๆ และส่งเสริมให้มีการประยุกต์ใช้หลัก 3Rs (Reduce Reuse Recycle) แต่ก็ยังมีร้อยละของเสียปริมาณมากกว่าหลายล้านตันต่อปีซึ่งร้อยละของเสียดังกล่าวยังมีศักยภาพในการนำกลับมาใช้ประโยชน์ได้อีกจากสาเหตุดังกล่าวทางผู้วิจัยจึงต้องการนำของเหลือใช้จากอุตสาหกรรมมาใช้ให้เกิดประโยชน์สูงสุดในงานด้านวิศวกรรม

วัสดุควบคุมกำลังต่ำ (controlled low-strength material, CLSM) เป็นวัสดุถม (fill material) ที่สามารถอัดแน่นได้ด้วยตัวเอง เป็นวัสดุอีกชนิดที่ใช้ทดแทนดินบดอัด โดยลักษณะคล้ายคอนกรีตมีความสามารถไหลได้ดี ใช้ในงานที่ไม่สามารถบดอัดให้แน่นได้เนื่องในลักษณะพื้นที่การทำงานหรือต้องการลดต้นทุนในการบดอัด เช่น การสร้างท่อระบายน้ำ งานปรับระดับและการใช้ในงานพื้นทางแทนหินคลุก (crush rock) CLSM มีกำลังที่ต่ำโดยมาตรฐาน ACI 229R-99 ระบุค่ากำลังรับแรงอัดแกนเดี่ยว (unconfined compressive strength, UCS) เท่ากับ 8.3 MPa หรือน้อย

กว่า ที่อายุการบ่ม 28 วัน สาเหตุที่ CLSM ต้องมีกำลังรับแรงอัดที่ต่ำเนื่องจากลักษณะของงานที่นำมาใช้อาจต้องทำการพัฒนาหรือมีการรื้อถอนในอนาคต จากงานวิจัยที่ผ่านมานี้ชี้ว่า CLSM ต้องมีความสามารถในการทำงานได้ดี (workability) มีความหนาแน่นต่ำ มีกำลังที่ต่ำ และสามารถแข็งตัวด้วยตัวเอง (Lee et al., 2013; Witaya et al., 2017; Ling et al., 2018; Chompoorat et al., 2019)

วัสดุควบคุมกำลังต่ำจะประกอบด้วย วัสดุเชื่อมประสาน มวลรวม และน้ำ โดยทั่วไปสารเชื่อมประสานที่นิยมใช้ก็คือ ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ (Portland cement) ซึ่งเป็นส่วนประกอบที่สำคัญของคอนกรีตและมอร์ต้าร์ ได้จากกระบวนการเผาสารซิลิกอนไดออกไซต์ (SiO_2) อะลูมินา (Al_2O_3) และแคลเซียมออกไซด์ (CaO) ในอุณหภูมิที่สูงประมาณ 1,400–1,600°C แล้วนำมาเข้าสู่กระบวนการบดละเอียดกระบวนการผลิตปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ต้องใช้พลังงานสูงมาก ซึ่งกระบวนการผลิตปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์จะทำให้เกิดการปล่อยก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ (CO_2) ในปริมาณที่สูงมากส่งผลทำให้เกิดภาวะเรือนกระจก (greenhouse effect) ด้วยเหตุผลนี้ งานวิจัยนี้จะพัฒนาวัสดุควบคุมกำลังต่ำโดยไม่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์แต่จะใช้วัสดุเหลือใช้จากโรงงานอุตสาหกรรม คือ เถ้าลอย (fly ash, FA) และเถ้าหนัก (bottom ash, BA) จากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ และตะกรันเหล็ก (slag, S) จากอุตสาหกรรมการผลิตเหล็ก โดยเถ้าลอยเป็นวัสดุปอซโซลานที่มีซิลิกาและอะลูมินาปริมาณสูงผสมกับตะกรันเหล็กที่มีปริมาณของแคลเซียมออกไซด์สูงเป็นสารตั้งต้นและใช้สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซต์ (sodium hydroxide, NaOH) ที่มีคุณสมบัติเป็นเบสสูงเพื่อเป็นตัวชะละลายซิลิกาและอะลูมินาออกจากผิวของสารตั้งต้นและลดการใช้ทรายธรรมชาติโดยใช้เถ้าหนักแทนที่ ถือเป็นการนำเอาขอเหลือใช้จากอุตสาหกรรมมาใช้ให้เกิดประโยชน์สูงสุดและลดการปล่อยก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์อีกด้วย

2. การเตรียมวัสดุและการทดสอบ

2.1 วัสดุที่ใช้ในงานวิจัย

วัสดุที่ใช้ในงานวิจัยนี้ประกอบไปด้วย เถ้าลอย เถ้าหนักจากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ จังหวัดลำปาง และตะกรันเหล็ก จากบริษัท สยามสตีลมิลล์เซอร์วิสเซส จำกัด จังหวัดชลบุรี โดยเถ้าลอยกับตะกรันเหล็กถูกนำมาใช้เป็นวัสดุประสาน ส่วนเถ้าหนักถูกนำมาใช้แทนที่มวลรวม และสารละลาย NaOH ถูกนำมาใช้เป็นตัวชะละลาย ในขั้นตอนการเตรียมวัสดุผสม เถ้าลอย และตะกรันเหล็กถูกนำมาร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 200 ก่อนเพื่อเพิ่มพื้นที่ผิวสัมผัสทำให้ปฏิกิริยาเกิดได้เร็วขึ้น เถ้าลอยที่ใช้ในการวิจัยครั้งนี้มีผลรวมของซิลิกา อะลูมินา และเหล็กออกไซด์มีค่าเท่ากับ 50.18% จัดเป็นเถ้าลอยประเภท C ตามมาตรฐาน ASTM C618 และตะกรันเหล็กที่ใช้มีค่าแคลเซียมออกไซด์เท่ากับ 26.26% ดังแสดงในตารางที่ 1 ขณะที่ความถ่วงจำเพาะของเถ้าลอย เถ้าหนัก และตะกรันเหล็ก มีค่าเท่ากับ 2.76 2.70 และ 3.58 ตามลำดับ

ตารางที่ 1 องค์ประกอบหลักร้อยละทางเคมีของเถ้าลอย เถ้าหนัก และตะกรันเหล็ก

chemical/materials	Fly ash (%)	Bottom ash (%)	Steel slag (%)
SiO_2	22.82	16.31	14.38
Al_2O_3	15.51	8.30	5.76
Fe_2O_3	11.85	13.64	26.26
CaO	21.11	21.79	28.39
MgO	1.58	1.93	6.14
K_2O	1.96	1.60	0.00
Na_2O	1.24	0.76	0.19

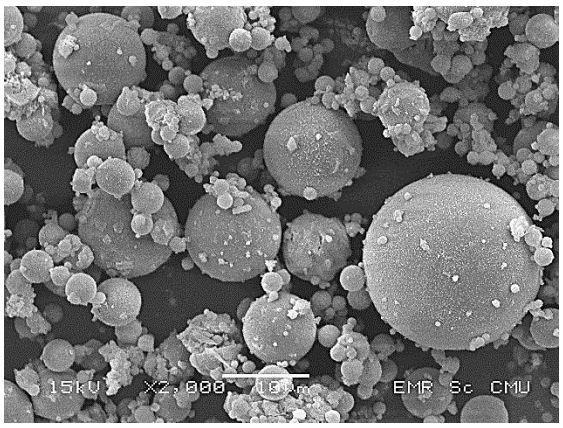
ผลการทดสอบโครงสร้างทางจุลภาคด้วยกล้องจุลทรรศน์อิเล็กตรอนแบบส่องกราด (scanning electron microscope, SEM) แสดงดังรูปที่ 1 พบว่าอนุภาคของเถ้าลอยที่กำลังขยาย 2000 เท่ามีลักษณะที่ค่อนข้างกลม ผิวเรียบ และมีขนาดคละกัน ดังแสดงในรูปที่ 1 (a) อนุภาคของเถ้าหนักที่กำลังขยาย 1000 เท่ามีลักษณะที่กลมผสมกับโครงสร้างที่มีลักษณะเป็นแผ่น ดังแสดงในรูปที่ 1 (b) และอนุภาคของตะกรันเหล็กที่กำลังขยาย 6000 เท่ามีลักษณะโครงสร้างเป็นเหลี่ยมคล้ายก้อนกรวด ดังแสดงในรูปที่ 1 (c)

2.2 อัตราส่วนผสมและการเตรียมตัวอย่าง

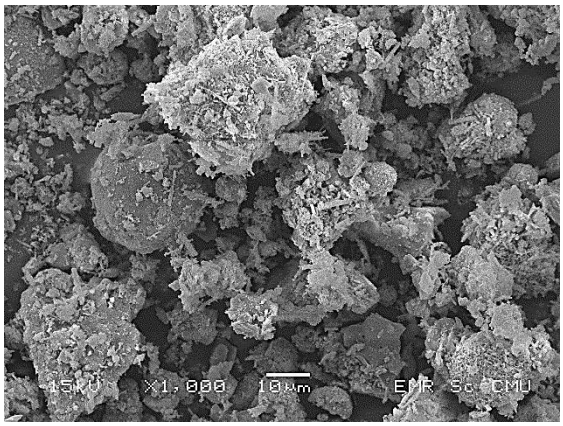
อัตราส่วนผสม CLSM ที่นำเสนอในงานวิจัยนี้แสดงในตารางที่ 2 เถ้าลอยและตะกรันเหล็กถูกใช้แทนที่ด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์โดยใช้ปริมาณตะกรันเหล็กร้อยละ 0 10 20 และ 30 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน (เถ้าลอยรวมกับตะกรันเหล็ก) เถ้าหนักถูกใช้แทนที่ด้วยมวลรวมโดยใช้ปริมาณ 1.5 และ 2.0 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน และใช้สารละลาย NaOH ที่มีความเข้มข้น 6 กับ 10 โมลาร์เป็นตัวชะละลาย

การเตรียมตัวอย่างทำโดย ผสมเถ้าลอยและตะกรันเหล็กให้เข้ากันก่อนเพื่อเป็นวัสดุประสาน เติมสารละลาย NaOH

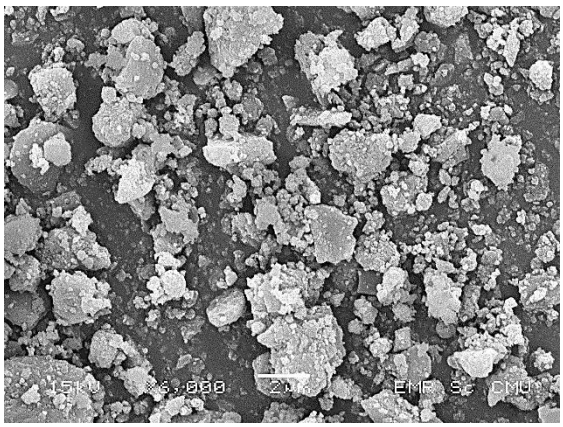
ผสมรวมกับวัสดุประสานจากนั้นใส่เถ้าหนักและน้ำตาม จากนั้นเทส่วนผสมลงในแบบท่อ PVC ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 5.08 cm (2 in) สูง 10.16 cm (4 in) ทิ้งตัวอย่างไว้ในอุณหภูมิห้องเป็นเวลา 1 วัน และหุ้มตัวอย่างด้วยฟิล์มพลาสติกเพื่อป้องกันการระเหยของความชื้น ตั้งตัวอย่างไว้ที่อุณหภูมิห้อง จนกระทั่งตัวอย่างครบ 7 14 28 60 และ 90 วัน



(a)



(b)



(c)

รูปที่ 1 SEM ของวัสดุ (a) เถ้าลอย (b) เถ้าหนัก (c) ตะกรันเหล็ก

ตารางที่ 2 อัตราส่วนผสมของ CLSM ต่อปริมาตร 1 ลบ.ม.

Mix	Symbol	NaOH (L/m^3)	Mix proportion (Kg/m^3)			Water (L/m^3)	W/B
			S	BA	FA		
1	AA10/S00/B1.5	20	0	802	535	444	0.83
2	AA10/S10/B1.5	20	53	802	481	444	0.83
3	AA10/S20/B1.5	20	107	802	428	444	0.83
4	AA10/S30/B1.5	20	160	802	374	444	0.83
5	AA6/S20/B1.5	20	107	802	428	444	0.83
6	AA10/S20/B2.0	27	107	801	427	443	0.83

หมายเหตุ: W/B คือ อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน (เถ้าลอยและตะกรันเหล็ก) งานวิจัยครั้งนี้ได้ใช้วัสดุประสานเป็นเถ้าลอยกับตะกรันเหล็ก และได้กำหนดสัญลักษณ์ที่ใช้แทนส่วนผสมของ CLSM ดังนี้ $AAX_1/SX_2/BX_3$ โดยที่ AA หมายถึง การใช้สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เป็นตัวชะละลาย (Alkali activated) X_1 หมายถึง ความเข้มข้นของสารละลาย NaOH มีหน่วยเป็นโมลาร์ S หมายถึง ตะกรันเหล็ก X_2 หมายถึง ร้อยละตะกรันเหล็กต่อวัสดุประสาน B หมายถึง เถ้าหนัก X_3 หมายถึง อัตราส่วนเถ้าหนักต่อวัสดุประสาน

2.3 ผลการทดสอบของ CLSM

2.3.1 การทดสอบค่าการยุบตัว

ผลการทดสอบหาค่าการยุบตัว ดังแสดงในตารางที่ 3 พบว่า ค่าการยุบตัวหลังจากผสม CLSM เสร็จทันทีของตัวอย่างทั้ง 6 ตัวอย่าง มีค่าใกล้เคียงกัน อยู่ระหว่าง 27-29 cm หลังจากนั้นเมื่อระยะเวลาเพิ่มขึ้นทั้ง 6 ตัวอย่างมีค่าการยุบตัวที่ลดลงตามเวลาเนื่องจากปฏิกิริยาโพลิเมอไรเซชั่น (polymerization) ที่เกิดขึ้น จึงทำให้ปริมาณน้ำใน CLSM ลดลงส่งผลต่อค่าการยุบตัว โดยตัวอย่างที่ 5 (AA6/S20/B1.5) มีค่าการยุบตัวมากที่สุดในทุกช่วงเวลา และตัวอย่างที่ 2 (AA10/S10/B1.5) มีค่าการยุบตัวน้อยที่สุดในช่วงเวลาหลังผสมเสร็จทันที (0.0 hr)

ตารางที่ 3 ค่าการยุบตัว

Mix	Slump (cm)				
	0.0 hr	0.3 hr	1.0 hr	1.3 hr	2.0 hr
1	28	27	26	24	23
2	27	27	26	25	23
3	28	27	26	24	23
4	29	27	26	24	24
5	29	28	27	27	25
6	28	27	26	25	23

2.3.2 การทดสอบค่าการยุบตัวแบบไหลแผ่

ผลการทดสอบการยุบตัวแบบไหลแผ่ดังตารางที่ 4 พบว่า หลังจากผสม CLSM เสร็จทันที (0.0 hr.) ตัวอย่างมีค่าการไหลแผ่ใกล้เคียงกันอยู่ในช่วง 66-71 cm ยกเว้นตัวอย่างที่ 6

(AA10/S20/B2.0) ที่มีค่าการยุบตัวแบบไหลแผ่ 31 cm จากมาตราฐาน EFNARC (2002) ระบุว่า การยุบตัวแบบไหลแผ่ของคอนกรีตอัดตัวด้วยตัวเองต้องมีค่าการไหลแผ่หลังจากผสม CLSM เสร็จทันที (0.0 hr.) มากกว่า 65 cm จึงสรุปได้ว่าตัวอย่างที่ 6 ที่มีอัตราส่วนเถ้าหนักต่อวัสดุประสานเท่ากับ 2 ไม่ผ่านมาตรฐานข้างต้น เพราะเถ้าหนักที่เพิ่มขึ้นส่งผลทำให้การไหลแผ่ลดลง (Lee et al., 2013) และการใช้ตะกรันเหล็กต่อวัสดุประสานที่แตกต่างกันร้อยละ 0 10 20 และ 30 ในตัวอย่างที่ 1 2 3 และ 4 พบว่าตะกรันเหล็กที่เพิ่มขึ้นไม่ส่งผลกระทบต่อการไหลแผ่ (Lee et al., 2013)

ตารางที่ 4 ค่าการยุบตัวแบบไหลแผ่

Mix	Slump flow (cm)				
	0.0 hr	0.3 hr	1.0 hr	1.3 hr	2.0 hr
1	66	55	47	37	30
2	71	60	55	50	46
3	70	64	55	50	45
4	68	62	58	52	47
5	71	68	65	56	55
6	31	13	11	11	11

2.3.3 การทดสอบหน่วยน้ำหนัก

จากผลการทดสอบหน่วยน้ำหนักของ CLSM ดังตารางที่ 5 พบว่า ตัวอย่างที่ 1 2 3 4 และ 5 มีค่าหน่วยน้ำหนักที่ใกล้เคียงกันอยู่ระหว่าง 1,689-1,770 kg/m^3 โดยตัวอย่างที่ 4 มีค่าหน่วยน้ำหนักมากที่สุด และตัวอย่างที่ 6 (AA10/S20/B2.0) มีค่าหน่วยน้ำหนัก 1,397 kg/m^3 ซึ่งมีค่าน้อยที่สุด เนื่องจากตัวอย่างที่ 6 มีอัตราส่วนเถ้าหนักต่อวัสดุประสานมากที่สุด เพราะเถ้าหนักที่เพิ่มขึ้นทำให้การไหลแผ่ลดลง เพราะความสามารถในการดูดซึมน้ำที่มากของเถ้าหนักส่งผลให้ CLSM เกิดรูพรุน จึงทำให้หน่วยน้ำหนักน้อยที่สุด

2.3.4 การทดสอบการเยิ้มน้ำ

ผลการทดสอบเยิ้มน้ำ ตามตารางที่ 5 ตัวอย่างที่ 1 2 3 และ 4 ซึ่งใช้ตะกรันเหล็กต่อวัสดุประสานที่แตกต่างกันร้อยละ 0 10 20 และ 30 มีค่าร้อยละการเยิ้มน้ำเท่ากับ 1.15 1.01 0.70 และ 0.56 พบว่าเมื่อทำการเพิ่มตะกรันเหล็กร้อยละการเยิ้มน้ำมีค่าลดลง เพราะการเพิ่มขึ้นของร้อยละตะกรันเหล็ก ทำให้เกิดปฏิกิริยาโพลิเมอไรเซชั่นสูงขึ้น จึงทำให้การเยิ้มน้ำลดลง (Yip, 2004) ตัวอย่างที่ 5 (AA6/S20/B1.5) ที่มีการลดความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซต์เป็น 6 โมลาร์ มีร้อยละน้ำเท่ากับ 1.17 เมื่อเทียบกับตัวอย่างที่ 3 (AA10/S20/B1.5) ที่มีความเข้มข้นของสารละลาย NaOH เป็น 10 โมลาร์ จึงสรุปได้ว่าความเข้มข้นของสารละลาย NaOH ที่เพิ่มขึ้นทำให้การเยิ้มน้ำลดลง เพราะความเข้มข้นของสารละลาย NaOH ที่เพิ่มขึ้นทำให้มีความหนืดเพิ่มขึ้นจึงช่วยให้การเยิ้มน้ำลดลง (Park et al., 2017) และส่วนตัวอย่างที่ 6 (AA10/S20/B2.0) มีอัตราส่วนเถ้าหนักต่อวัสดุประสานเท่ากับ 2 เทียบกับตัวอย่างที่ 3 ที่มีอัตราส่วนเถ้าหนักต่อวัสดุประสานเท่ากับ 1.5 พบว่ามีค่าร้อยละการเยิ้มน้ำเท่ากับ 0.04 น้อยที่สุดเนื่องจากการเพิ่มขึ้นของเถ้าหนักทำให้ปริมาณน้ำลดลงทำให้การไหลลดลง และการเยิ้มน้ำลดลงด้วย

ตารางที่ 5 หน่วยน้ำหนัก และร้อยละการเยิ้มน้ำของ CLSM

Mix	Unit weight (Kg/m^3)	Bleeding (%)	Initial setting time (hr)
1	1,689	1.15	35
2	1,705	1.01	25
3	1,730	0.70	24
4	1,770	0.56	23
5	1,654	1.17	25
6	1,397	0.04	13

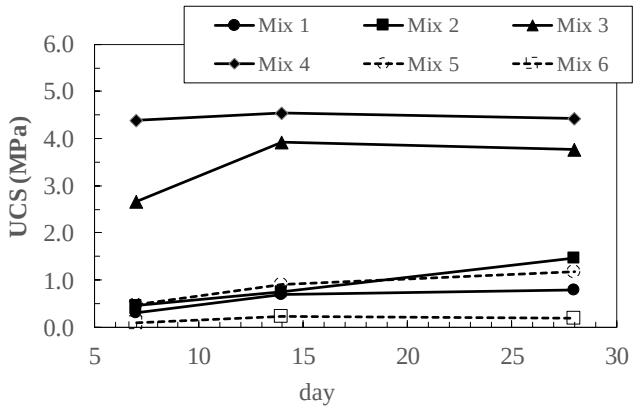
2.3.5 การทดสอบเวลาการก่อตัวเริ่มต้น

การทดสอบระยะเวลาการก่อตัวเริ่มต้นเป็นไปตามมาตรฐาน ASTM C403 โดยตัวอย่างที่ 1 2 3 และ 4 ทำการศึกษาอัตราส่วนตะกรันเหล็กต่อวัสดุประสานที่แตกต่างกันร้อยละ 0 10 20 และ 30 จากผลการทดสอบแสดงในตารางที่ 5 ตัวอย่างที่ 1 2 3 และ 4 มีระยะเวลาการก่อตัวเริ่มต้นหลังจากเริ่มผสมอยู่ที่ 35 25 24 และ 23 ชั่วโมง ตามลำดับ ดังนั้นสามารถสรุปได้ว่าการเพิ่มขึ้นของตะกรันเหล็กส่งผลทำให้ระยะเวลาการก่อตัวลดลง เพราะปริมาณตะกรันเหล็กที่เพิ่มขึ้นทำให้สารละลาย NaOH สามารถชะละลาย แคลเซียม (Ca) ซิลิกอน (Si) และอลูมิเนียม (Al) ได้มากขึ้น (Yip, 2014) เกิดปฏิกิริยาโพลิเมอไรเซชั่นกับน้ำทำให้เกิดผลิตภัณฑ์เป็นแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (CSH) ได้มากซึ่งส่งผลทำให้ระยะเวลาการก่อตัวลดลง (Jimenez et al., 2001) ส่วนตัวอย่างที่ 5 (AA6/S20/B1.5) ที่มีการลดความเข้มข้นของสารละลาย NaOH เป็น 6 โมลาร์

พบว่า มีระยะเวลาการก่อตัวเริ่มต้นอยู่ที่ 25 ชั่วโมง เมื่อเทียบกับตัวอย่างที่ 3 (AA10/S20/B1.5) ที่มีความเข้มข้นของสารละลาย NaOH เป็น 10 โมลาร์ จึงสรุปได้ว่าความเข้มข้นของ NaOH ที่เพิ่มขึ้นทำให้ CLSM มีระยะเวลาการก่อตัวลดลง เพราะความเข้มข้นของสารละลาย NaOH ที่เพิ่มขึ้นทำให้กระบวนการชะละลายของวัสดุประสานเกิดปฏิกริยาได้ไวขึ้น (Park et al., 2017) ส่วนตัวอย่างที่ 6 (AA10/S20/B2.0) ที่มีอัตราส่วนเถ้าหนักต่อวัสดุประสานเท่ากับ 2 เมื่อนำมาเทียบกับตัวอย่างที่ 3 ที่มีอัตราส่วนเถ้าหนักต่อวัสดุประสานเท่ากับ 1.5 พบว่าตัวอย่างที่ 6 มีระยะเวลาการก่อตัวเริ่มต้นอยู่ที่ 13 ชั่วโมง ซึ่งมีระยะเวลาการก่อตัวเริ่มต้นที่น้อยที่สุดเพราะความสามารถในการดูดซึมน้ำที่มากของเถ้าหนัก (krudam et al., 2016)

2.3.6 การทดสอบกำลังรับแรงอัด

ค่ากำลังรับแรงอัดของ CLSM แสดงในรูปภาพที่ 2 พบว่ากำลังรับแรงอัดของ CLSM เพิ่มขึ้นตามปริมาณตะกรันเหล็ก โดยที่กำลังรับแรงอัดของ ตัวอย่างที่ 1 2 3 และ 4 ซึ่งใช้ตะกรันเหล็กต่อวัสดุประสานที่แตกต่างกันร้อยละ 0 10 20 และ 30 ที่ 7 วัน มีค่าเท่ากับ 0.30 0.46 2.66 และ 4.39 MPa ตามลำดับ ที่ 14 วัน มีค่าเท่ากับ 0.69 0.75 3.92 และ 4.54 MPa ตามลำดับ และที่ 28 วัน มีค่าเท่ากับ 0.79 1.46 3.78 และ 4.43 MPa ตามลำดับ โดยกำลังรับแรงอัดของ CLSM มีการพัฒนาขึ้นอย่างต่อเนื่อง เนื่องจากปริมาณของแคลเซียมไอออนที่สูงขึ้นในตะกรันเหล็กที่เพิ่มขึ้นช่วยปรับปรุงโครงสร้างจุลภาคของ CLSM ให้มีปริมาณของ CSH มากขึ้น ส่งผลให้ความแข็งแรง และกำลังรับแรงอัดมีค่ามากขึ้นตาม (Kumar et.al, 2009) ส่วนกำลังรับแรงอัดของตัวอย่างที่ 5 (AA6/S20/B1.5) ที่มีการลดความเข้มข้นของ NaOH เป็น 6 โมลาร์ ที่ 7 14 และ 28 วัน มีค่าเท่ากับ 0.48 0.91 และ 1.18 MPa เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับ ตัวอย่างที่ 3 (AA10/S20/B1.5) ที่มีความเข้มข้นของสารละลาย NaOH เป็น 10 โมลาร์พบว่ามีกำลังรับแรงอัดที่น้อยกว่าเนื่องจากความเข้มข้นของสารละลาย NaOH ที่มากขึ้นทำให้ไฮดรอกไซต์ไอออนสูงขึ้น มีผลให้ ซิลิคอน อะลูมิเนียม และแคลเซียมที่ได้จากวัสดุประสานสามารถละลายได้ดีขึ้น ทำให้มีปริมาณ CSH มากขึ้น และส่งผลให้ความแข็งแรงและกำลังรับแรงอัดมีค่ามากขึ้นตาม (Lee et al., 2013) และกำลังรับแรงอัดของ ตัวอย่างที่ 6 (AA10/S20/B2.0) ที่มีการเพิ่มขึ้นของเถ้าหนักต่อวัสดุประสาน พบว่าที่ 7 14 และ 28 วัน มีค่าเท่ากับ 0.09 0.23 และ 0.20 MPa มีค่ากำลังรับแรงอัดน้อยที่สุด เนื่องจากการเพิ่มขึ้นของเถ้าหนักทำให้ CLSM มีค่าการไหลแผ่ที่ต่ำส่งผลทำให้เกิดรูพรุนส่งผลโดยตรงต่อกำลังรับแรงอัด



รูปที่ 2 กำลังรับแรงอัดของ CLSM

3. สรุปผลการทดลอง

บทความนี้ได้นำเสนอผลการทดลองของ วัสดุควบคุมกำลังต่ำ (CLSM) ที่มีเถ้าลอยและตะกรันเหล็ก เป็นวัสดุประสานแทนปูนซีเมนต์ และเถ้าหนักถูกใช้ทดแทนมวลรวม โดยมีสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซต์เป็นตัวชะละลาย มีผลสรุปดังนี้

[1] การใช้ตะกรันเหล็กที่แตกต่างกันร้อยละ 0 10 20 และ 30 ในตัวอย่างที่ 1 2 3 และ 4 ตะกรันเหล็กที่เพิ่มขึ้นไม่ส่งผลกระทบต่อการไหลแผ่แต่ตัวอย่างที่ 6 (AA10/S20/B2.0) ที่มีอัตราส่วนเถ้าหนักต่อวัสดุประสานมากที่สุด เถ้าหนักที่เพิ่มขึ้นส่งผลทำให้การไหลแผ่ลดลง

[2] การเพิ่มตะกรันเหล็กต่อวัสดุประสานร้อยละ 0 10 20 และ 30 ในตัวอย่างที่ 1 2 3 และ 4 การเพิ่มอัตราส่วนเถ้าหนักต่อวัสดุประสานในตัวอย่างที่ 6 (AA10/S20/B2.0) และการเพิ่มขึ้นของความเข้มข้นของสารละลาย NaOH จาก 6 เป็น 10 โมลาร์ ในตัวอย่างที่ 5 และ 2 ตามลำดับ ส่งผลทำให้ระยะเวลาการก่อตัวลดลง

[3] การเพิ่มตะกรันเหล็กต่อวัสดุประสานร้อยละ 0 10 20 และ 30 ในตัวอย่างที่ 1 2 3 และ 4 การเพิ่มอัตราส่วนเถ้าหนักต่อวัสดุประสานในตัวอย่างที่ 6 (AA10/S20/B2.0) และการเพิ่มขึ้นของความเข้มข้นของสารละลาย NaOH จาก 6 เป็น 10 โมลาร์ ในตัวอย่างที่ 5 และ 2 ตามลำดับ ทำให้การเยิ้มน้ำมีค่าลดลง

[4] การเพิ่มตะกรันเหล็กต่อวัสดุประสานร้อยละ 0 10 20 และ 30 ในตัวอย่างที่ 1 2 3 และ 4 และการเพิ่มขึ้นของ

ความเข้มข้นของสารละลาย NaOH จาก 6 เป็น 10 โมลาร์ ในตัวอย่างที่ 5 และ 2 ตามลำดับ ส่งผลทำให้กำลังรับแรงอัดของ CLSM มีค่าเพิ่มขึ้น แต่การเพิ่มอัตราส่วนเถ้าหนักต่อวัสดุประสานในตัวอย่างที่ 6 (AA10/S20/B2.0) ทำให้กำลังรับแรงอัดของ CLSM มีค่าลดลง

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณ โรงไฟฟ้าแม่เมาะ จังหวัดลำปาง และบริษัท สยามสตีลมิลล์เซอร์วิสเซส จำกัด จังหวัดชลบุรี ที่อนุเคราะห์ เถ้าลอย เถ้าหนัก และตะกรันเหล็ก

เอกสารอ้างอิง

[1] ACI Committee 229. Controlled low strength materials (ACI 299R-99). American Concrete Institute, Farmington Hill, MI, USA; 1999.

[2] ASTM International. ASTM Designation C 138: 2017. Standard test method for density (unit weight), yield, and air content (gravimetric) of concrete. Philadelphia. USA.

[3] ASTM International. ASTM Designation C 1611: 2014. Standard test method for slump flow of self-consolidating concrete. Philadelphia. USA.

[4] ASTM International. ASTM Designation C 2166: 2016. Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil. Philadelphia. USA.

[5] ASTM International. ASTM Designation C 232: 2014. Standard test method for bleeding of concrete. Philadelphia. USA.

[6] ASTM International. ASTM Designation C 403: 2016. Standard test method for time of setting of concrete mixtures by penetration resistance. Philadelphia. USA.

[7] Chompoorat T, Likitlersuang S, Jongvivatsakul P. The Performance of Controlled Low-strength Material Base Supporting a High-volume Asphalt Pavement. KSCE journal of Civil Engineering 22(6):2055-2063. 2018

[8] EFNARC. Specification and guidelines for self-coMPacting concrete: Surrey, UK; 2002.

[9] Jang J, Lee NK, Lee HK. Fresh and hardened properties of alkali-activated flyash /slag. Construction and Building Materials: 169-176. 2014.

[10] Jimenez A, Puertas F. Setting of alkali-activated slag cement. Influence of activator nature, Adv. Cem. Res 13: 115-121. 2001

[11] Kim HK, Lee HK. Effects of high volume of fly ash, blast furnace slag, and bottom ash on flow characteristics, density, and compressive strengths of high-strength mortar. ASCE's J Mater Civil Eng; 2012

[12]Krudom W,Akkarapanyathorn W, Sahamitmokon L. Effect of high-volume replacement of fine aggregate with bottom ash on flow, setting time, compressive strength and shrinkage of mortar. journal of Thailand Concrete Association. 2016

[13] Kumar S, Kumar R, Mehrotra SP. In fluence of granulated blast furnace slag on the reaction structure and propertics of fly ash based geopolymer. J Mater Sci 45(3): 607-615. 2009

[14] Lee NK, Kim HK, Park IS, Lee HK. Alkali-activated, cementless, controlled low-strength materials (CLSM) utilizing industrial by-products. Construction and Building Materials 49; 2013

[15] Ling T, Kumar S, Poon C. Global perspective on application of control low-strength material (CLSM) for trench backfilling – An overview. Construction and Building Materials 158: 535-548. 2018

[16] Park SM, Lee NK, Lee HK. Circulating fluidized bed combustion ash as controlled low-strength material (CLSM) by alkaline activation. Construction and Building Materials 156: 728-738. 2017

[17] Yip CKB. The role of calcium in geopolymerization, Phd thesis, Australia: University of Melbourne. 2004.

ผลกระทบของความละเอียดผงหินปูนต่อความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต และการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์

EFFECT OF FINENESS OF LIMESTONE POWDER ON CHLORIDE PENETRATION RESISTANCE OF CONCRETE AND EXPANSION IN SODIUM SULFATE SOLUTION OF MORTAR

สุรสิทธิ์ เพาะบุญ[1] (Surasit Pohboon)[1]

ปิติศานต์ กร้ำมาตร[2] (Pitisan Krammart)[2]

อภิชา หนูพันธ์[3] (Apicha Nhoophan)[3]

[1]นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

Email: surasit2720@hotmail.com

[2]รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

Email: pitisan.k@en.rmutt.ac.th

[3]ครูชำนาญการพิเศษ ภาควิชาก่อสร้างและโยธา วิทยาลัยเทคนิคหาดใหญ่ สงขลา

Email: apicha.c5@hotmail.com

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาผลกระทบความละเอียดผงหินปูนต่อความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตผสมเถ้าลอยและผงหินปูน และการขยายตัวของมอร์ต้าร์ในสารละลายซัลเฟตของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยและผงหินปูน โดยใช้เถ้าลอย และผงหินปูนมีความละเอียด 2 8 และ 15 ไมโครเมตร แทนที่ในปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC) แล้วทำการทดสอบความสามารถในการต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์โดยแบบเร่งของตัวอย่างคอนกรีต และทดสอบการขยายตัวของตัวอย่างมอร์ต้าร์ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตที่มีความเข้มข้นร้อยละ 5 ผลการศึกษาพบว่า ความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตผสมเถ้าลอย คอนกรีตผสมผงหินปูน และคอนกรีตผสมเถ้าลอยร่วมกับผงหินปูน ดีกว่าของคอนกรีตปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ล้วน โดยคอนกรีตที่ผสมผงหินปูนที่มีความละเอียดมากกว่ามีความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ดีกว่าของคอนกรีตที่ผสมผงหินปูนที่มีความละเอียดน้อยกว่า นอกจากนี้พบว่า การขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยและมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยร่วมกับผงหินปูน มีค่าน้อยกว่าของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ล้วน ส่วนการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ผสมผงหินปูนในปริมาณที่น้อย (ร้อยละ 5) มีแนวโน้มใกล้เคียงหรือมากกว่า แต่เมื่อแทนที่ผงหินปูนในปริมาณที่มาก (ร้อยละ 10) ให้ค่าที่น้อยกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ล้วน สุดท้ายพบว่า มอร์ต้าร์ผสมผงหินปูนที่มีความละเอียดน้อยกว่า ให้ค่าการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตที่น้อยกว่าของมอร์ต้าร์ที่ผสมผงหินปูนที่มีความละเอียดมากกว่า

ABSTRACT: This research was to study the effect of fineness of limestone powder on chloride penetration resistance of concrete mixed with fly ash and limestone powder, and the expansion in sodium sulfate solution (NS) of mortar mixed with fly ash and limestone powder. Limestone powder with having fineness equal to 2, 8 and 15 micrometers was taking into account by replacing in Type I Portland cement (OPC). The rapid chloride penetrability test of concrete specimens and the expansion of mortar specimens in sodium sulfate solution with a concentration of 5% were tested. The results showed that the chloride penetration resistance of concrete mixed with limestone powder, mixed with fly ash and mixed with fly ash together with limestone powder were better than those of OPC concrete. Also, the chloride penetration resistance of concrete mixed with finer limestone powder was better than those of concrete mixed with coarse limestone powder. In addition, it was found that the expansion in NS of mortar mixed with fly ash and mixed with fly ash together with limestone powder were less than those of OPC mortar. Besides, the expansion in NS of mortar mixed with small amounts of limestone powder (5%) tends to be close to or greater than that of OPC mortar. Though, mortar mixed with large amounts of limestone powder (10%) gave less expansion in NS when compared with those of OPC mortar. Finally, the expansion in NS of mortar mixed with finer limestone powder tended to be greater than that of mortar with a coarse limestone powder.

KEYWORDS: Fineness of limestone powder, Chloride penetration resistance, Expansion in sulfate solution

1. บทนำ

ในปัจจุบันประเทศไทยได้มีการใช้ถ่านหินเป็นวัตถุดิบหลักสำหรับการผลิตกระแสไฟฟ้าจากพลังงานความร้อนทำให้มีเถ้าเหลือทิ้ง (By product) ทั้งชนิดเถ้าลอย (Fly Ash) และเถ้าก้นเตา (Bottom Ash) เกิดขึ้นในปริมาณสูงอย่างต่อเนื่อง โดยเฉลี่ยเถ้าลอยมีปริมาณ 3 ล้านตันต่อปี [1] ทางเลือกที่สำคัญทางหนึ่งของการกำจัดเถ้าดังกล่าวซึ่งหากปล่อยทิ้งไว้จะมีส่วนในการสร้างผลกระทบทางสิ่งแวดล้อม คือการนำไปประยุกต์ใช้เป็นวัตถุดิบสำหรับการผลิตคอนกรีตและวัสดุซีเมนต์ในหลากหลายประเภท [2] โดยจากงานวิจัยทั้งในและต่างประเทศซึ่งได้ดำเนินการมาอย่างต่อเนื่องมากกว่า 20 ปี ระบุข้อสรุปไว้ตรงกันของการใช้เถ้าลอย คือการใช้เถ้าลอยแทนที่บางส่วนในปูนซีเมนต์ส่งผลให้ปริมาณแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ($Ca(OH)_2$) ในซีเมนต์เพสต์ลดลงและยังช่วยเพิ่มความทึบน้ำให้กับคอนกรีตทำให้คอนกรีตมีความทนทานมากขึ้น ยกตัวอย่างเช่น เถ้าลอยทำให้คอนกรีตมีความต้านทานการกัดกร่อนเนื่องจากสารซัลเฟตได้ดีขึ้น [3] แต่อย่างไรก็ตามข้อด้อยประการหนึ่งของเถ้าลอยที่มีต่อคอนกรีตคือ อัตราการทำปฏิกิริยาปอซโซลานที่ช้าในช่วงต้นส่งผลให้ระยะเวลาการก่อตัวนานขึ้นและทำให้อัตราการพัฒนากำลังรับแรงลดลงตามไปด้วย ดังนั้นในงานคอนกรีตที่ต้องการการพัฒนากำลังในช่วงต้นที่สูงหรือคอนกรีตกำลังสูงจึงไม่นิยมใช้เถ้าลอยเป็นส่วนประกอบ ทางแก้ปัญหาดังกล่าวจึงควรมีการเพิ่มศักยภาพในอายุช่วงต้นของคอนกรีตผสมเถ้าลอยโดยอาศัยหลักการทางเลือกสองประการได้แก่ ประการแรก คือใช้เถ้าลอยร่วมกับวัสดุที่มีความสามารถในการทำปฏิกิริยาปอซโซลานระดับสูงอาทิเช่น การใช้เถ้าลอยร่วมกับซิลิกาฟูม แต่เนื่องจากข้อด้อยในเรื่องของราคาที่สูงจึงยังไม่เป็นนิยมใช้กับงานคอนกรีตปกติในประเทศไทย ประการที่สอง คือการคัดสรรวัสดุทางเลือกใหม่ที่ผลิตได้ในประเทศและมีความสามารถในการเติมแทรกเข้าไปสู่ภายในช่องว่างระหว่างอนุภาคปูนซีเมนต์ได้ดีซึ่งจะมีผงหินปูน (Limestone Powder) ที่เกิดจากกระบวนการย่อยหินเพื่อใช้ในอุตสาหกรรมการผลิตปูนซีเมนต์และมวลรวมที่ใช้ในงานคอนกรีตที่คุณสมบัติดังกล่าว ด้วยสาเหตุที่ผงหินปูนซึ่งเป็นวัสดุเฉื่อย (Inert Material) สามารถช่วยเติมเต็มช่องว่างได้ดีทำให้กำลังรับแรงในตอนต้นสามารถพัฒนาได้ดียิ่งขึ้น [3, 4, 5, 6, 7] อย่างไรก็ตามการใช้ผงหินปูนยังไม่เป็นที่แพร่หลายมากนัก ถึงแม้ว่าจะมีราคาที่ต่ำกว่าปูนซีเมนต์อยู่ก็ตาม เนื่องจากยังขาดองค์ความรู้ทั้งในตัววัสดุและการประยุกต์ใช้ ดังนั้นในการศึกษานี้จึงกำหนดเป้าหมายที่การพัฒนาการใช้ผงหินปูนร่วมกับปูนซีเมนต์และเถ้าลอย โดยเป็นการนำข้อดีของวัสดุแต่ละชนิดมาใช้ร่วมกันเพื่อให้ได้คอนกรีตที่มีคุณสมบัติบางประการที่ดีกว่าการเลือกใช้เถ้าลอยหรือผงหินปูนเพียงอย่างใดอย่างหนึ่ง

จากที่กล่าวมาข้างต้น ในการพัฒนาการใช้วัสดุร่วมทั้งสองชนิดกับปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์จะต้องอยู่บนหลักของการพิจารณาศักยภาพและหน้าที่ของแต่ละวัสดุ โดยจากงานวิจัยจะพบว่า เถ้าลอยมีศักยภาพในการทำปฏิกิริยาปอซโซลานได้ดีในช่วงหลังแต่ไม่ดีในช่วงต้น ในขณะที่ผงหินปูนมีศักยภาพในการทำปฏิกิริยาได้ต่ำหรือถึงกับไม่ทำปฏิกิริยา ดังนั้นปัจจัยที่สำคัญของการประยุกต์ใช้ผงหินปูนร่วมกับปูนซีเมนต์ตามกลไกของการเติมแทรก (Filling Effect) จึงอยู่ที่ขนาดของอนุภาคเป็นสำคัญ ซึ่งโดยปกติแล้วผงหินปูนเหล่านี้จะมีขนาดอยู่ในช่วง 1 ถึง 100 ไมโครเมตร

ดังนั้นในการศึกษานี้จึงกำหนดวัตถุประสงค์เฉพาะที่ต้องการศึกษาผลกระทบของความละเอียดของผงหินปูนต่อสมบัติต้านคลอไรด์และซัลเฟตของมอร์ต้าร์/คอนกรีตผสมเถ้าลอยและผงหินปูน โดยเน้นผงหินปูนที่มีความละเอียดขนาด 2 8 และ 15 ไมโครเมตร ซึ่งมีการผลิตและใช้งานในอุตสาหกรรมอื่น ๆ ของในประเทศไทยอยู่ในปัจจุบัน โดยสมบัติที่ศึกษาประกอบด้วยสมบัติด้านความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของตัวอย่างคอนกรีต และการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของตัวอย่างมอร์ต้าร์

2. วิธีการศึกษา

2.1 วัสดุที่ใช้ในการศึกษา

ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ตามมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม มอก. 15 [8] เถ้าลอยจากโรงงานผลิตกระแสไฟฟ้า อำเภอแม่เมาะ จังหวัดลำปาง

ผงหินปูน ได้รับการควบคุมคุณภาพในการผลิตมีสิ่งเจือปนน้อย และผลิตเพื่อจำหน่ายเป็นสารตั้งต้นในอุตสาหกรรมหลายๆ ประเภท โดยมีความละเอียด 2 8 และ 15 ไมโครเมตร ทรายน้ำจืด หิน และน้ำประปา

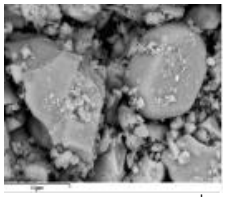
ตารางที่ 1 แสดงค่าความถ่วงจำเพาะและความละเอียดโดยวิธีเบลน ส่วนตารางที่ 2 แสดงองค์ประกอบทางเคมี ในขณะที่ภาพที่ 1 แสดงภาพถ่ายขยายกำลังสูงของอนุภาคโดยวิธี Scanning Electronic Microscope (SEM) ซึ่งขยาย 3,500 เท่า ของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เถ้าลอย และผงหินปูน ที่ใช้ในการศึกษา

ตารางที่ 1 ความถ่วงจำเพาะและความละเอียดโดยวิธีเบลนของวัสดุประสานที่ใช้

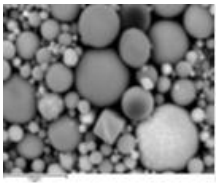
สมบัติ	ปูนซีเมนต์ประเภทที่ 1	เถ้าลอย	ผงหินปูน (ไมโครเมตร)		
			2	8	15
ความถ่วงจำเพาะ	3.12	2.47	2.70	2.69	2.68
ความละเอียดโดยวิธีเบลน (ซม.^{2}/ ก.)	3,250	3,550	11,180	10,450	9,350

ตารางที่ 2 องค์ประกอบทางเคมีของวัสดุประสานที่ใช้

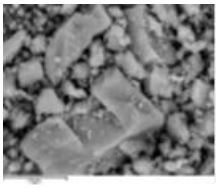
ร้อยละออกไซด์	ปูนซีเมนต์ประเภทที่ 1	เถ้าลอย	ผงหินปูน (ไมโครเมตร)		
			2	8	15
SiO_2	19.50	40.93	0.46	0.45	0.44
Al_2O_3	4.97	22.42	0.06	0.05	0.06
Fe_2O_3	3.78	13.64	0.03	0.03	0.02
CaO	65.38	13.63	55.25	55.20	55.23
MgO	1.08	2.93	0.37	0.34	0.36
SO_3	2.16	1.92	< 0.01	< 0.01	< 0.01
Na_2O	< 0.01	0.89	< 0.01	< 0.01	< 0.01
K_2O	0.47	2.39	0.01	0.01	0.01
LOI	2.27	0.46	43.79	43.12	43.01
Free CaO	1.00	0.22	-	-	-
Insoluble Residue	0.28	-	-	-	-



ก) ปูนซีเมนต์ประเภทที่ 1



ข) เถ้าลอย



ค) ผงหินปูน

ภาพที่ 1 ภาพถ่ายขยายกำลังสูงของอนุภาคโดยวิธี Scanning Electronic Microscope (SEM) ซึ่งขยาย 3,500 เท่า ของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เถ้าลอย และผงหินปูน

2.2 รายละเอียดวิธีการศึกษา

2.2.1 ความต้านทานการแทรกซึมของคลอไรด์ของคอนกรีต

สำหรับการทดสอบความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของตัวอย่างคอนกรีต กระทำตามตามมาตรฐาน ASTM C1202 [9] ใช้ตัวอย่างคอนกรีตขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 100 มิลลิเมตร สูง 200 มิลลิเมตร ทำการทดสอบที่อายุ 28 และ 180 วัน ของการบ่มตัวอย่างในน้ำ เมื่อตัวอย่างครบตามอายุที่กำหนดแล้ว นำตัวอย่างมาตัดให้ได้ขนาดหนา 50 มิลลิเมตร จากนั้นนำก้อนชิ้นตัวอย่างทำการเคลือบผิวด้านข้างโดยรอบของชิ้นตัวอย่างด้วยอีพ๊อกซี่ ยกเว้นส่วนผิวหน้าด้านบนและด้านล่าง จากนั้นนำชิ้นตัวอย่างเข้าเครื่องทดสอบทำการวัดกระแสไฟฟ้าที่ไหลผ่านทุก ๆ 30 นาที ต่อเนื่องกันจนครบ 6 ชั่วโมง จากค่ากระแสไฟฟ้าที่วัดได้นำมาคำนวณหาค่าประจุที่เคลื่อนที่ผ่านชิ้นตัวอย่างทดสอบโดยสมการ $Q_x = 900(I_0 + 2I_{30} + 2I_{60} + \ldots + 2I_{300} + 2I_{330} + 2I_{360})$ เมื่อ Q_x คือ ประจุสะสมที่เคลื่อนที่ผ่านชิ้นตัวอย่าง (coulombs) I_0 คือค่ากระแสเริ่มแรก (amperes) I_t คือค่ากระแสที่เวลา t นาที (amperes)

2.2.2 การขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์

สำหรับการทดสอบการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของตัวอย่างมอร์ต้าร์ กระทำตามมาตรฐาน ASTM C1012 [10] ใช้ตัวอย่างมอร์ต้าร์ขนาด 25x25x285 มิลลิเมตร โดยถอดแบบตัวอย่างที่อายุ 24 ชั่วโมง แล้วนำตัวอย่างไปแช่ในน้ำที่อิ่มตัวด้วยปูนขาวเป็นเวลา 28 วัน แล้ว

นำตัวอย่างมอร์ต้าร์ไปแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตที่มีความเข้มข้นร้อยละ 5 (ใช้สารโซเดียมซัลเฟต 50 กรัม ในสารละลาย 1 ลิตร) โดยใช้แท่งตัวอย่างมอร์ต้าร์จำนวน 3 แท่งต่อหนึ่งสัดส่วนผสมของมอร์ต้าร์ แล้ววัดการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของตัวอย่างมอร์ต้าร์ ที่อายุ 1 2 3 4 8 12 และ 16 สัปดาห์ และทุก ๆ อายุ 2 เดือนของการแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟต สำหรับการวัดการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตนั้น กระทำตามมาตรฐาน ASTM C 490 [11] กล่าวคือ ร้อยละของการขยายตัว เท่ากับ $\{(Lt-L_i)/Li\}x100$ เมื่อ Li คือ ค่าเฉลี่ยความยาวเริ่มต้นของตัวอย่างก่อนการแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟต ส่วน L_t คือ ค่าเฉลี่ยความยาวหลังจากการแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของตัวอย่าง

2.2.3 สัดส่วนผสมของคอนกรีต/มอร์ต้าร์ที่ใช้ในการศึกษา

สำหรับการศึกษาในครั้งนี้นั้น ในส่วนความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของตัวอย่างคอนกรีต ใช้สัดส่วนผสมของคอนกรีตดังตารางที่ 3 ในขณะที่การขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของตัวอย่างมอร์ต้าร์นั้น สัดส่วนผสมของมอร์ต้าร์แสดงดังตารางที่ 4

ตารางที่ 3 ส่วนผสมของคอนกรีตต่อ 1 ลูกบาศก์เมตร (กิโลกรัม) ที่อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน เท่ากับ 0.55

สัญลักษณ์	OPC	ผงหินปูน			เถ้าลอย	ทราย	หิน	น้ำ
		2μ	8μ	15μ				
CC	332	-	-	-	-	790	1080	183
CC-5LP2	315	17	-	-	-	790	1080	183
CC-5LP8	315	-	17	-	-	790	1080	183
CC-5LP15	315	-	-	17	-	790	1080	183
CC-10LP2	299	33	-	-	-	790	1080	183
CC-10LP8	299	-	33	-	-	790	1080	183
CC-10LP15	299	-	-	33	-	790	1080	183
CC-30FA	232	-	-	-	100	790	1080	183
CC-25FA-5LP2	332	17	-	-	83	790	1080	183
CC-25FA-5LP8	332	-	17	-	83	790	1080	183
CC-25FA-5LP15	332	-	-	17	83	790	1080	183
CC-20FA-10LP2	332	33	-	-	67	790	1080	183
CC-20FA-10LP8	332	-	33	-	67	790	1080	183
CC-20FA-10LP15	332	-	-	33	67	790	1080	183

ตารางที่ 4 ส่วนผสมของมอร์ต้าร์ (กรัม) ที่อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน เท่ากับ 0.55

สัญลักษณ์	OPC	ผงหินปูน			เถ้าลอย	ทราย	น้ำ
		2μ	8μ	15μ			
MC	1.00	-	-	-	-	2.75	0.55
MC-5LP2	0.95	0.05	-	-	-	2.75	0.55
MC-5LP8	0.95	-	0.05	-	-	2.75	0.55
MC-5LP15	0.95	-	-	0.05	-	2.75	0.55
MC-10LP2	0.90	0.10	-	-	-	2.75	0.55
MC-10LP8	0.90	-	0.10	-	-	2.75	0.55
MC-10LP15	0.90	-	-	0.10	-	2.75	0.55
MC-30FA	0.70	-	-	-	0.30	2.75	0.55
MC-25FA-5LP2	0.70	0.05	-	-	0.25	2.75	0.55
MC-25FA-5LP8	0.70	-	0.05	-	0.25	2.75	0.55
MC-25FA-5LP15	0.70	-	-	0.05	0.25	2.75	0.55
MC-20FA-10LP2	0.70	0.10	-	-	0.20	2.75	0.55
MC-20FA-10LP8	0.70	-	0.10	-	0.20	2.75	0.55
MC-20FA-10LP15	0.70	-	-	0.10	0.20	2.75	0.55

หมายเหตุ OPC หมายถึง ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1

CC หมายถึง คอนกรีตปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ล้วน, CC-5LP2 หมายถึง คอนกรีตผสมผงหินปูนความละเอียด 2 ไมครอน ร้อยละ 5, CC-25FA-5LP15 หมายถึง คอนกรีตผสมเถ้าลอย (ร้อยละ 25) ร่วมกับผงหินปูนความละเอียด 15 ไมครอน (ร้อยละ 5), MC-10LP2 มอร์ต้าร์ผสมผงหินปูนความละเอียด 2 ไมครอน ร้อยละ 10 และ MC-20FA-10LP8 หมายถึง มอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอย (ร้อยละ 20) ร่วมกับผงหินปูนความละเอียด 8 ไมครอน (ร้อยละ 10) เป็นต้น

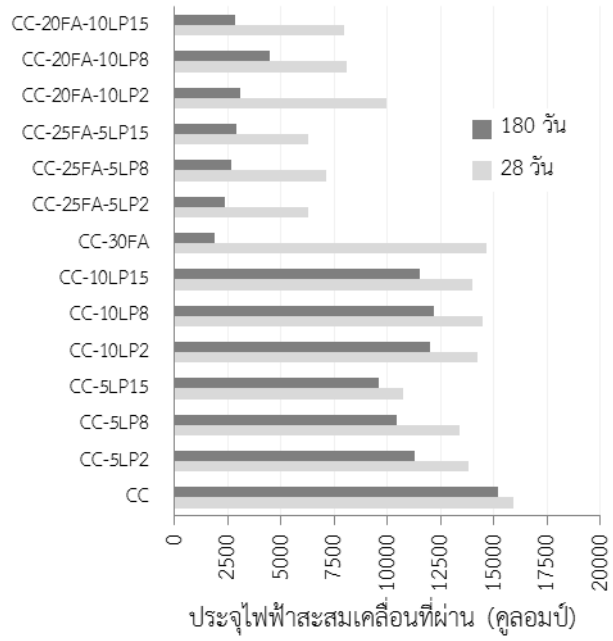
3. ผลการศึกษาและวิเคราะห์

3.1 ความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต

ภาพที่ 2 แสดงประจุสะสมที่เคลื่อนที่ผ่านชิ้นตัวอย่างโดยมีหน่วยเป็นคูลอมป์ (coulombs) ของคอนกรีตปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ล้วน คอนกรีตผสมผงหินปูน ผสมเถ้าลอย และคอนกรีตผสมเถ้าลอยร่วมกับผงหินปูน พบว่า ความสามารถในการต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตผสมผงหินปูนดีกว่าของคอนกรีตปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ล้วน ทั้งนี้เพราะการแทนที่ด้วยผงหินปูนซึ่งมีความละเอียดมากกว่าปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ซึ่งจะไปกระจายตัวแทรกระหว่างอนุภาคของปูนซีเมนต์ ทำให้ปฏิกิริยาไฮเดรชั่นเกิดได้มากขึ้น รวมทั้งช่วยลดความพรุนของคอนกรีต ส่งผลให้คอนกรีตที่ผสมผงหินปูนมีความทึบกว่าของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ล้วน ทำให้การต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตมากขึ้น และเมื่อแทนที่ผงหินปูน (ทั้งขนาด

ความละเอียด 2 8 และ 15 ไมโครเมตร) ร้อยละ 5 มีค่าความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ที่ดีกว่าของการแทนที่ด้วยร้อยละ 10 ทั้งนี้อาจเป็นไปได้ เมื่อแทนที่ผงหินปูนในปริมาณที่น้อยกว่า (ร้อยละ 5) เป็นปริมาณที่เหมาะสมกว่าแทนที่ผงหินปูนร้อยละ 10 ส่วนความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตผสมเถ้าลอยที่อายุ 28 วันนั้นมีค่าไม่แตกต่างกันหรือมีแนวโน้มว่าดีกว่าของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ล้วน แต่เมื่ออายุมากขึ้น (180 วัน) จะเห็นว่าความสามารถในการต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตผสมเถ้าลอยมีค่าที่ดีกว่าของคอนกรีตปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ล้วนค่อนข้างชัดเจน ทั้งนี้เป็นเพราะที่อายุน้อยปฏิกิริยาปอซโซลานของเถ้าลอยยังเกิดน้อย แต่เมื่ออายุมากขึ้นปฏิกิริยาปอซโซลานเกิดมากขึ้น รวมทั้งผลจากการช่วยเติมเต็มช่องว่างของเถ้าลอยในส่วนที่ยังไม่ทำปฏิกิริยาปอซโซลานทำให้คอนกรีตมีความทึบมากยิ่งขึ้น ส่งผลให้มีความสามารถในการต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตที่ดีกว่า

สำหรับผลกระทบของขนาดความละเอียดของผงหินปูนที่มีต่อความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตนั้น พบว่า ความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตผสมผงหินปูนที่มีความละเอียดมากกว่าจะสามารถต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ได้ดีกว่า กล่าวคือ ความต้านการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตผสมผงหินปูนที่มีความละเอียด 2 ไมโครเมตร จะมีค่ามากกว่าของคอนกรีตทีผสมผงหินปูนความละเอียด 8 และ 15 ไมโครเมตร ตามลำดับ ทั้งนี้อาจเป็นเพราะผงหินปูนที่มีความละเอียดมากกว่า จะสามารถแทรกตัวและเติมเต็มในช่องว่างของคอนกรีตที่ดีกว่า ส่วนความสามารถในการต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตกรณี 3 วัสดุประสาน (ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เถ้าลอย และผงหินปูน) ให้ค่าที่ดีกว่าของคอนกรีตปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ล้วน ค่อนข้างชัดเจน ทั้งนี้อาจเป็นเพราะทั้งปฏิกิริยาปอซโซลานของเถ้าลอยและการเติมเต็มของผงหินปูนและของเถ้าลอยที่ยังไม่ทำปฏิกิริยาปอซโซลาน ยิ่งเป็นการเพิ่มความทึบให้กับคอนกรีต ส่งผลให้ความสามารถในการต้านการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตที่สูงขึ้น



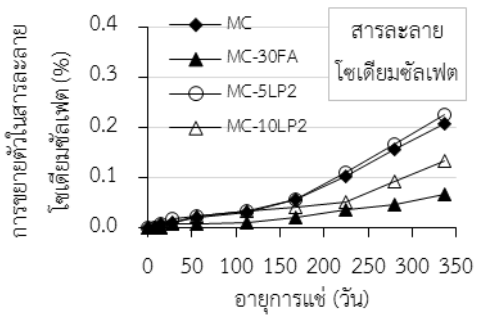
ภาพที่ 2 ประจุสะสมที่เคลื่อนที่ผ่านชิ้นตัวอย่าง (คูลอมบ์) ของคอนกรีต

3.2 การขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์

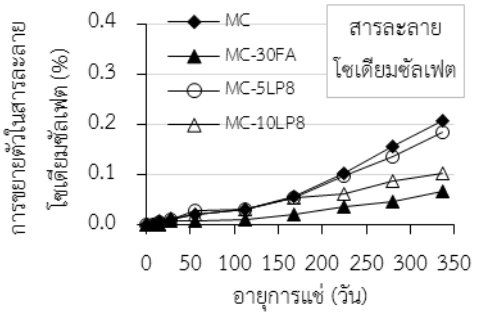
ภาพที่ 3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการขยายตัวและอายุการแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ล้วน ผสมเถ้าลอย (ร้อยละ 30) และผสมผงหินปูนทั้งความละเอียด 2 8 และ 15 ไมโครเมตร (ร้อยละ 5 และ 10) พบว่าการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของตัวอย่างมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยมีค่าน้อยกว่าของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ล้วนค่อนข้างชัดเจน ทั้งนี้เป็นเพราะการแทนที่เถ้าลอยเป็นการลดปริมาณปูนซีเมนต์ลง รวมทั้งผลจากปฏิกิริยาปอซโซลานของเถ้าลอย ซึ่งต่างก็ไปลดปริมาณแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ($Ca(OH)_2$) ลง ทำให้เกิด Ettringite น้อยลง ส่งผลให้เกิดการขยายตัวน้อยลง ส่วนการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของตัวอย่างมอร์ต้าร์ผสมผงหินปูนร้อยละ 5 (ทั้งความละเอียด 2 8 และ 15 ไมโครเมตร) มีแนวโน้มว่าใกล้เคียงหรือมากกว่าของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ล้วน ทั้งนี้อาจเป็นเพราะผงหินปูนซึ่งมีความละเอียดมากกว่าเมื่อแทนที่ในปริมาณที่น้อย (ร้อยละ 5) เข้าไปเติม

เต็มช่องว่างของเพสต์ ทำให้มอร์ต้าร์มีความหนาแน่นเพิ่มขึ้น จึงลดช่องว่างลง ไม่มีช่องว่างพอสำหรับ Ettrigite ทำให้เกิดการขยายตัวมากขึ้น แต่เมื่อแทนที่ผงหินปูนในปริมาณที่มากขึ้น (ร้อยละ 10) จะเห็นว่าการขยายตัวมีแนวโน้มที่น้อยกว่าของเมื่อแทนที่ในปริมาณร้อยละ 5 ทั้งนี้อาจเนื่องจากการแทนที่ในปริมาณที่มากขึ้นเป็นการลดปริมาณปูนซีเมนต์ลง รวมทั้งปริมาณร้อยละ 10 อาจเป็นปริมาณที่มากเกินทำให้ลดช่องว่างได้ไม่ดีเท่ากับการแทนที่ในปริมาณร้อยละ 5 ส่งผลให้มีช่องว่างในเพสต์มากกว่า อย่างไรก็ตามการแทนที่ผงหินปูนร้อยละ 10 ยังให้การขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตที่มากกว่าของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอย ส่วนภาพที่ 4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการขยายตัวและอายุการแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์กรณีใช้ 3 วัสดุประสาน ซึ่งพบว่าให้ผลการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์สอดคล้องกับการแทนที่ของเถ้าลอยและผงหินปูน

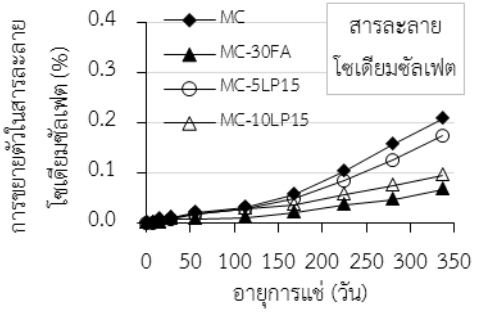
ภาพที่ 5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการขยายตัวและอายุการแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ ในขณะที่ภาพที่ 6 แสดงการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตที่อายุ 336 วัน ของมอร์ต้าร์ เพื่อเป็นการเปรียบเทียบผลของความละเอียดของผงหินปูนที่มีต่อการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ จะเห็นได้ว่าแนวโน้มของผงหินปูนที่มีความละเอียดมากกว่า จะให้ค่าการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์มากกว่าของผงหินปูนที่มีความละเอียดน้อยกว่า ทั้งนี้เป็นไปได้ว่าผงหินปูนที่มีความละเอียดมากกว่าสามารถเติมเต็มในช่องว่างเพสต์ได้ดีกว่า ทำให้เกิดช่องว่างที่น้อยกว่า ไม่มีช่องว่างพอสำหรับ Ettringite ส่งผลให้การขยายตัวมีค่ามากกว่า



ก) ผงหินปูนความละเอียด 2 ไมโครเมตร

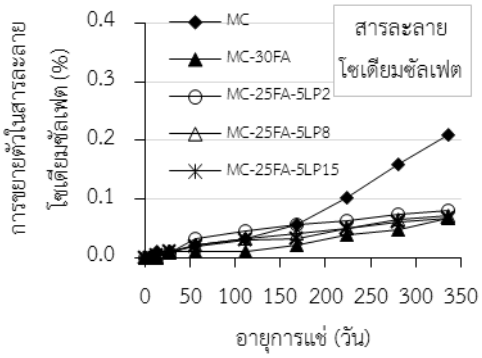


ข) ผงหินปูนความละเอียด 8 ไมโครเมตร

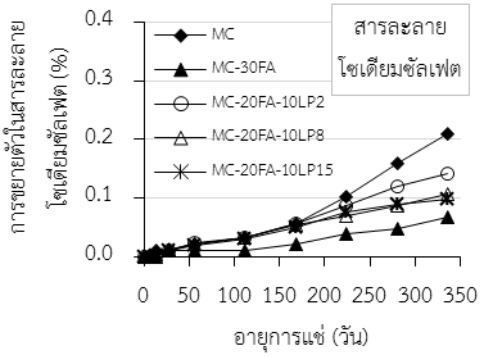


ค) ผงหินปูนความละเอียด 15 ไมโครเมตร

ภาพที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่างการขยายตัวและอายุการแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ 2 วัสดุประสาน

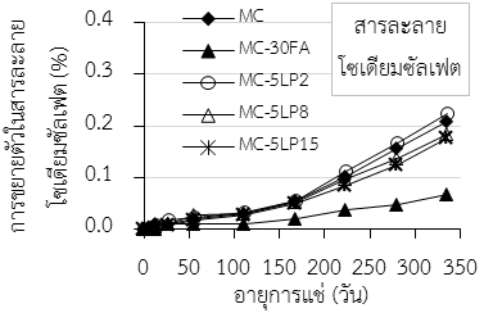


ก) 3 วัสดุประสาน (เถ้าลอยร้อยละ 25 ผงหินปูนร้อยละ 5)

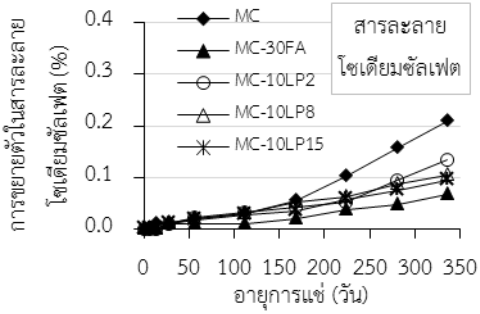


ข) 3 วัสดุประสาน (เถ้าลอยร้อยละ 20 ผงหินปูนร้อยละ 10)

ภาพที่ 4 ความสัมพันธ์ระหว่างการขยายตัวและอายุการแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ 3 วัสดุประสาน

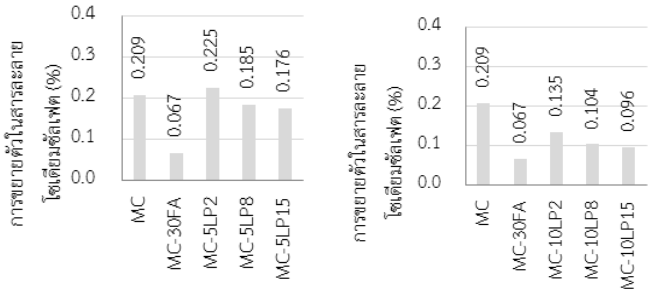


ก) ผสมผงหินปูนร้อยละ 5



ข-) ผสมผงหินปูนร้อยละ 10

ภาพที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างการขยายตัวและอายุการแช่ในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ เพื่อเปรียบเทียบผลของความละเอียดของผงหินปูน



ก) ผสมผงหินปูนร้อยละ 10 ข) ผสมผงหินปูนร้อยละ 10

ภาพที่ 6 การขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตที่อายุ 336 วันของมอร์ต้าร์

4. สรุป

จากผลของการศึกษา สามารถสรุปได้ดังนี้

1) ความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตผสมเถ้าลอย คอนกรีตผสมผงหินปูน และคอนกรีตผสมเถ้าลอยร่วมกับผงหินปูนดีกว่าของคอนกรีตปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ล้วน โดยเฉพาะอย่างยิ่งกรณีคอนกรีต 3 วัสดุประสาน (ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เถ้าลอย และผงหินปูน) มีความสามารถในการต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ที่ดีกว่าของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ล้วน ค่อนข้างชัดเจน โดยคอนกรีตที่ผสมผงหินปูนที่มีความละเอียดมากกว่า มีความสามารถในการต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ดีกว่าของคอนกรีตที่ผสมผงหินปูนที่มีความละเอียดน้อยกว่า

3) การขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตของมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอย และมอร์ต้าร์ผสมเถ้าลอยร่วมกับผงหินปูน มีค่าน้อยกว่าของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ล้วน ส่วนการขยายตัวของมอร์ต้าร์ผสมผงหินปูนในปริมาณที่น้อย (ร้อยละ 5) มีแนวโน้มใกล้เคียงหรือมากกว่า แต่เมื่อแทนที่ผงหินปูนในปริมาณที่มาก (ร้อยละ 10) ให้ค่าที่น้อยกว่า เมื่อเปรียบเทียบกับของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ล้วน โดยมอร์ต้าร์ผสมผงหินปูนที่มีความละเอียดน้อยกว่า ให้ค่าการขยายตัวในสารละลายโซเดียมซัลเฟตที่น้อยกว่าของมอร์ต้าร์ที่ผสมผงหินปูนที่มีความละเอียดมากกว่า

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

เอกสารอ้างอิง

[1] ชัย จาตุรพิทักษ์กุล และ ปริญญา จินดาประเสริฐ, “ปูนซีเมนต์ ปอซโซลาน และคอนกรีต,” พิมพ์ครั้งที่ 2, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, 2552.

[2] คณะอนุกรรมการคอนกรีตและวัสดุ ภายใต้คณะกรรมการวิชาการสาขาวิศวกรรมโยธา วิศวกรรม

สถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์, “ความคงทนของคอนกรีต,” พิมพ์ครั้งที่ 1, 2543.

[3] ปิติศานต์ กร้ำมาตร และสมนึก ตั้งเติมสิริกุล, “การต้านทานซัลเฟตของตัวอย่างมอร์ต้าร์ฝุ่นหินปูน,” การประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปี, ครั้งที่ 3, 24-26 ตุลาคม 2550, ชลบุรี, 2550.

[4] N. Voglisa, G. Kakalia, E. Chaniotakisb, S. Tsivilisa, “Portland-limestone cement. Their properties and hydration compared to those of other composite cements,” Cement & Concrete Composites, Vol. 27, pp. 191-196, 2005.

[5] จตุพร ชูตาภา และ วรพจน์ แสงราม, “แคลเซี่ยมคาร์บอเนต (Calcium Carbonate: $CaCO_3$),” วิหารแดง, ปีที่ 1, ฉบับที่ 6 มิถุนายน, 2552.

[6] Neville, A.M., Properties of Concrete. Pittmen Book Limited, London, 1981.

[7] D. P. Bentz, Taijiro Sato, Igor de la Varga, W. Jason Weiss, “Fine limestone additions to regulate setting in high volume fly ash mixtures,” Cement & Concrete Composites, Vol. 34, pp.11-17, 2012.

[8] สำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม กระทรวงอุตสาหกรรม, มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม มอก. 15 เล่ม 1, 2547.

[9] American Society for Testing and Materials. ASTM C1202, Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete’s Ability to Resist Chloride Ion Penetration, Annual book of ASTM standards, 2019.

[10] American Society for Testing and Materials. ASTM C1012, Standard Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution, Annual book of ASTM standards, 2012.

[11] American Society for Testing and Materials. ASTM C490 Standard Practice for Use of Apparatus for the Determination of Length of Hardened Cement PASTE, Mortar and Concrete, Annual book of ASTM standards, 2017.

อิทธิพลของชนิดและปริมาณมวลรวมละเอียดต่อกำลังอัดและการกันรังสีของคอนกรีต

INFLUENCES OF FINE AGGREGATE TYPES AND CONTENTS ON COMPRESSIVE STRENGTH AND RADIATION SEIELDING OF CONCRETE

ศรัณยู ศรีราช[1] (Saranyoo Srirach)

วีรชาติ ตั้งจิรภัทร[2] (Weerachart Tangchirapat)

ปกป้อง รัตนชู[3] (Pokpong Rattanachu)

[1]ผู้ช่วยผู้จัดการแผนกควบคุมคุณภาพและประสานงานเขต 1 ฝ่ายควบคุมคุณภาพ บริษัท ทีพีไอ คอนกรีต จำกัด

Email address: saranyoo.ssj@gmail.com

[2]รองศาตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

Email address: weerachart.tan@kmutt.ac.th

[3]อาจารย์ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยนราธิวาสราชนครินทร์

Email address: -

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาอิทธิพลของชนิดและปริมาณมวลรวมละเอียดที่มีต่อกำลังอัดและการกันรังสีของคอนกรีต โดยใช้แบไรต์ ตะกรันทองแดง และเม็ดเหล็ก แทนที่ทรายในคอนกรีตให้ได้หน่วยน้ำหนักของคอนกรีตอยู่ระหว่าง 2,400 ถึง 3,000 กก/ม^3 กำหนดอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.30 และควบคุมการยุบตัวของคอนกรีตให้อยู่ระหว่าง 100 ถึง 150 มม. โดยใช้สารลดน้ำพิเศษ ทดสอบกำลังอัด โมดูลัสยืดหยุ่น และการกันรังสีแกมมาของคอนกรีตโดยใช้ซีเซียม 137 (Cs 137) เป็นตัวปล่อยพลังงาน ผลการศึกษาพบว่า คอนกรีตมีกำลังอัดเพิ่มขึ้นเมื่อมีการใช้มวลรวมละเอียดแบไรต์ ตะกรันทองแดง และเม็ดเหล็กแทนที่ทรายในอัตราส่วนร้อยละ 80 60 และ 25 โดยปริมาตร ตามลำดับ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตมีค่าสูงขึ้นตามกำลังอัด ส่วนการกันรังสีแกมมาของคอนกรีตที่ผสมแบไรต์ ตะกรันทองแดง และเม็ดเหล็กเพิ่มขึ้นตามความหนาแน่นของคอนกรีตที่เพิ่มขึ้น

ABSTRACT: This research aims to study influences of fine aggregate types and contents on compressive strength and radiation shielding of concrete. Barite, copper slag, and steel grit were used to replace fine aggregate to obtain the unit weight of concrete between 2,400 to 2,900 kg/m^3. The water to binder ratio was kept constant at 0.30 and slump of concrete was controlled between 100 to 150 mm by using superplasticizer. The compressive strength, modulus of elasticity, and gamma radiation protection using the cesium 137 emission (Cs 137) were investigated. The results of study indicated that the compressive strength of concrete was increased when the fine aggregate was replaced by barite, copper slag, and steel grit at the rates of 80%, 60%, and 25% by volume, respectively. Modulus of elasticity of concrete was increased with the increase of compressive strength. Finally, the gamma radiation protection of concrete made from barite, copper slag, and steel grit was improved, depending on the unit weight of concrete.

KEYWORDS: Barite, Compressive Strength, Copper Slag, Gamma Radiation Shielding, Steel Grit

1. บทนำ

ในงานก่อสร้างห้องฉายรังสีตามโรงพยาบาลทั่วไปในปัจจุบัน การก่อสร้างกำแพงหรือผนังห้องฉายรังสีมีการใช้แผ่นตะกั่วหรือแผ่นเหล็กเพื่อลดทอนและกันรังสีที่เกิดจากการฉาย ซึ่งบางแห่งอาจใช้ความหนาของวัสดุที่ไม่เพียงพอกับการลดทอนและการกันรังสี ทำให้เกิดอันตรายกับผู้ที่ปฏิบัติงานภายใน คอนกรีตจัดว่าเป็นวัสดุกันรังสีได้ดีเยี่ยมและทำได้หลายหน้าที่ ไม่ว่าจะเป็นการรับกำลังต่าง ๆ และการตกแต่งเพื่อความสวยงามทางสถาปัตยกรรม ถ้าไม่จำกัดเรื่องพื้นที่และน้ำหนัก คอนกรีตถือเป็นวัสดุที่เหมาะสมและประหยัดที่สุดสำหรับการก่อสร้างการป้องกันรังสี เพราะคอนกรีตมีความสะดวกในการก่อสร้าง การรับน้ำหนักได้ดีและสามารถขึ้นรูปตามขนาดและความหนาที่ตามต้องการได้ ทั้งนี้ต้องมีการออกแบบส่วนผสมของคอนกรีตที่เหมาะสม ซึ่งคอนกรีตที่ออกแบบให้มีความหนาแน่นมากทำให้การป้องกันรังสีได้ดีกว่าคอนกรีตที่มีความหนาแน่นน้อย เมื่อเปรียบเทียบที่ความหนาเดียวกัน

มีงานวิจัยการคุณลักษณะของคอนกรีตกันรังสีแกมมามวลรวมผสมแบไรต์และหินเพอร์ไลต์ดิบบด โดยการผสมแบไรต์และเพอร์ไลต์ดิบบดลงในคอนกรีต และศึกษาผลกระทบของการเปลี่ยนแปลงอัตราส่วนเพอร์ไลต์ดิบที่แตกต่างกันร้อยละ 10 20 และ 30 โดยปริมาตร พบว่า คอนกรีตแบไรต์ที่มีความหนาแน่นในช่วง 3,375 ถึง 3,462 กก/ม^3 ร้อยละการดูดซึมน้ำต่ำ ค่ากำลังอัดและและกำลังพันธะของคอนกรีตสูง คอนกรีตแบไรต์ซ้อนกันหนา 15 มม. สามารถลดทอนรังสีแกมมาที่ส่งผ่านได้ดีขึ้น การใช้ปริมาณเพอร์ไลต์ดิบเพิ่มขึ้นจะช่วยเพิ่มระยะเวลาการก่อตัวของคอนกรีตมากขึ้น (ดนุพล ตันนโยภาส) [1]

นอกจากนี้งานวิจัยของ Picha [17] พบว่า คอนกรีตที่มีตะกรันทองแดงมีประสิทธิภาพมากกว่าคอนกรีตที่มีแต่แบไรต์ในแง่ของการป้องกันนิวตรอน สำหรับการป้องกันรังสีแกมมาคอนกรีตผสมแบไรต์เป็นวัสดุที่มีประสิทธิภาพ และยังมีงานวิจัยที่ใช้คอนกรีตมวลหนักโดยใช้เหล็กออกไซด์และแร่แบไรต์แทนที่มวลรวมในคอนกรีต โดย Delnavaz [11] พบว่า ค่าสัมประสิทธิ์การลดทอนรังสีแกมมาจะเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มมวลรวมหนักเข้าไปในคอนกรีต เป็นผลให้การกันรังสีของคอนกรีตดีขึ้นและผลของกำลังอัดของคอนกรีตจะเพิ่มขึ้นเมื่อใช้มวลรวมหนักแทนที่มวลรวมเดิมในคอนกรีตไม่เกินร้อยละ 50 โดยปริมาตร

ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงมุ่งเน้นไปที่การศึกษาอิทธิพลของชนิดและปริมาณมวลรวมละเอียดต่อกำลังอัดและการกันรังสีของคอนกรีต โดยใช้มวลรวมละเอียดจากแร่แบไรต์ (Barite) ตะกรันทองแดง (Copper slag) และเม็ดเหล็ก (Steel grit) แทนที่มวลรวมละเอียดในอัตราส่วนต่าง ๆ โดยปริมาตร เพื่อหาความสัมพันธ์ของความหนาแน่นของคอนกรีตต่อกำลังอัดของคอนกรีต โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต และการกันรังสีของคอนกรีต จึงเป็นที่มาของงานวิจัยในครั้งนี้

2. วัตถุประสงค์ของการศึกษา

เพื่อศึกษาอิทธิพลของชนิดและปริมาณของมวลรวมละเอียดชนิดต่าง ๆ ที่มีผลกระทบต่อความหนาแน่น กำลังอัด โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต และการกันรังสีของคอนกรีต รวมทั้งศึกษาปริมาณมวลรวมละเอียดชนิดต่าง ๆ ที่เหมาะสมในคอนกรีตกันรังสี

3. วิธีการศึกษา

3.1 วัสดุที่ใช้ในการศึกษา

วัสดุที่ใช้ในการศึกษาวิจัยครั้งนี้ เป็นวัสดุคอนกรีตที่ใช้ในการก่อสร้างอาคารคอนกรีตโครงสร้างห้องฉายรังสี ของโครงการโรงพยาบาลขนาดใหญ่ และได้รับการออกแบบส่วนผสมโดย มีกำลังอัดประลัยที่อายุ 28 วัน เท่ากับ 50 เมกะปาสคาล และมีส่วนผสมของหินแบไรต์ร้อยละ 38 ของปริมาณมวลรวมละเอียด

ส่วนองค์ประกอบทางเคมีของวัสดุมวลรวมละเอียดแบไรต์มี BaO องค์ประกอบหลักมีค่าเท่ากับร้อยละ 70.25 ซึ่งแบไรต์เป็นวัสดุที่สามารถลดทอนรังสีตามมาตรฐานของ ASTM C637 (2009) [2] และ ASTM C638 (2002) [3] ตะกรันทองแดง (Copper slag) มี SiO_2 องค์ประกอบหลักมี

ค่าเท่ากับร้อยละ 97.01 (Patil, 2015) [4] และ เม็ดเหล็ก (Steel grit) มี C Mn Si S และ P ผสมอยู่

เถ้าถ่านหินที่ใช้เป็นส่วนผสมในคอนกรีตจากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ จ.ลำปาง มีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.24 มวลรวมหยาบ คือ หินปูนที่มีขนาดใหญ่กว่า 4.75 มม. แต่ไม่เกิน 20 มม. และค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.70 มวลรวมละเอียด คือ ทรายแม่น้ำ มีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.65 และค่าการดูดซึมน้ำร้อยละ 0.7 รวมทั้งโมดูลัสความละเอียดเท่ากับ 2.98 มวลรวมละเอียดแบไรต์จากแหล่งธรรมชาติของประเทศลาว มีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 3.98 และค่าการดูดซึมน้ำร้อยละ 1.40 รวมทั้งโมดูลัสความละเอียดเท่ากับ 3.93 ตะกรันทองแดงเกรด G1430 มีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 3.62 และค่าการดูดซึมน้ำร้อยละ 0.00 รวมทั้งโมดูลัสความละเอียดเท่ากับ 3.40 เม็ดเหล็กเกรด SAEG14 “SINTO” มีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 7.88 และโมดูลัสความละเอียดเท่ากับ 4.00

สารลดน้ำพิเศษที่ใช้ คือ น้ำยาผสมคอนกรีตซุปเปอร์พลาสติกไซเซอร์ ประเภทโพลีเมอร์ผสมแนพทาลีนหรือโพลีคาบอกซีเลท ที่มีคุณสมบัติหน่วงการก่อตัวของคอนกรีต นำมาใช้เพื่อปรับปรุงคอนกรีตสดให้มีค่ายุบตัวอยู่ในช่วงระหว่าง 100 ถึง 150 มม.

ลักษณะรูปร่างของแบไรต์มีรูปร่างไม่แน่นอน เป็นรูปเหลี่ยมก้อนลูกบาศก์ไม่มีการสึกกร่อนสีน้ำตาล ขนาดโดยเฉลี่ยใหญ่กว่าทรายแม่น้ำ มีขนาดการกระจายตัวมากในช่วง 0.6 ถึง 4.75 มีโมดูลัสความละเอียดเท่ากับ 3.93 ลักษณะรูปร่างของตะกรันทองแดงมีรูปร่างเป็นผลึกหลายเหลี่ยมไม่มีการสึกกร่อนก้อนลูกบาศก์สีดำ ขนาดโดยเฉลี่ยใหญ่กว่าทรายแม่น้ำเล็กน้อยการ มีขนาดการกระจายตัวมากในช่วง 0.6 ถึง 2.36 มม. โมดูลัสความละเอียดเท่ากับ 3.40 และลักษณะรูปร่างของเม็ดเหล็กมีรูปร่างเป็นกริดมีมุมเหลี่ยมคมไม่มีการสึกกร่อนก้อนลูกบาศก์สีเทา ขนาดโดยเฉลี่ยใหญ่กว่าทรายแม่น้ำ มีขนาดการกระจายตัวมากในช่วง 1.18 ถึง 2.36 มม. โมดูลัสความละเอียดเท่ากับ 4.00 ลักษณะรูปร่างของมวลรวมละเอียดที่ใช้ในส่วนผสมคอนกรีต ทั้งนี้เมื่อพิจารณาโมดูลัสความละเอียดของแบไรต์ ตะกรันทองแดงและเม็ดเหล็ก พบว่ามีโมดูลัสความละเอียดมีค่าสูงมีผลให้มวลรวมละเอียดมีความหยาบ ค่าโมดูลัสความละเอียดควรมีค่าอยู่ระหว่าง 2.3 ถึง 3.2 ตามมาตรฐาน ASTM C33 (2008) [5] โมดูลัสความละเอียดของแบไรต์ ตะกรันทองแดงและเม็ดเหล็กมีค่ามากกว่า 3.2 ทำให้มวลรวมละเอียดที่ใช้แทนทรายมีลักษณะที่หยาบ

3.2 การเตรียมตัวอย่าง

ผสมคอนกรีตตามมาตรฐาน ASTM C192 (2006) [6] ตามส่วนผสมที่ได้ออกแบบไว้ สัดส่วนผสมของคอนกรีตและค่ายุบตัวแสดงในตารางที่ 1 ซึ่งส่วนผสมคอนกรีตอัตราส่วนของมวลรวมละเอียดต่อมวลรวมทั้งหมด (S/A) เท่ากับ 0.50 โดยปริมาตร อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.30 และควบคุมค่ายุบตัวของคอนกรีตสดให้อยู่ในช่วง 100 ถึง 150 มม. โดยใช้สารลดน้ำพิเศษ

3.3 การทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

การทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตทดสอบเมื่อตัวอย่างมีอายุ 7 28 และ 90 วัน โดยควบคุมให้เป็นไปตามมาตรฐาน ASTM C39 (2014) [7]

3.4 การทดสอบหาโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

การทดสอบโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตจะถูกควบคุมให้เป็นไปตามมาตรฐาน ASTM C469 (2010) [8] โดยทดสอบที่อายุคอนกรีต 28 วัน

3.5 การทดสอบหาการกันรังสีแกมมา

การทดสอบหาการกันรังสีแกมมา โดยตัวปล่อยพลังงานรังสีแกมมาคือธาตุซีเซียม 137 (Cs 137) และจะมีเครื่องวัดปริมาณรังสีติดไว้ที่ด้านหลังของตัวอย่างทดสอบเพื่ออ่านค่าปริมาณรังสีที่ทะลุผ่านมา ซึ่งการทดสอบจะนำไปทดสอบที่สถาบันนิวเคลียร์แห่งชาติ อุปกรณ์การทดสอบการกันรังสีแกมมาดังรูปที่ 1 การทดสอบประสิทธิภาพด้านการกันรังสีของคอนกรีตด้วยรังสีและหัววัดรังสีอยู่ที่ตำแหน่งเดิมตลอดการทดสอบ ที่ระยะห่าง 3.5 เมตรโดยหัววัดรังสีจะมีแผ่น

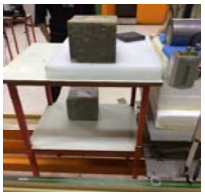
ตารางที่ 1 ส่วนผสมของคอนกรีต

Mixes	Mix Proportion of Concrete (kg/m^3)									
	Cement	Fly Ash	Water	Coarse Aggregate	Fine Aggregate				Super Plasticizer	Slump (mm)
				Crushed Limestone	Sand	Barite	Copper Slag	Steel Grit		
GU-PFA40	255	175	130	950	966	-	-	-	6.9	155
SN80-BR20	255	175	130	950	773	290	-	-	6.6	157
SN62-BR38	255	175	130	950	600	550	-	-	6.6	151
SN40-BR60	255	175	130	950	386	871	-	-	5.1	150
SN20-BR80	255	175	130	950	193	1,161	-	-	5.1	148
SN0-BR100	255	175	130	950	-	1,450	-	-	5.1	158
SN80- CS20	255	175	130	950	772	-	265	-	6.9	148
SN60- CS40	255	175	130	950	580	-	530	-	6.1	152
SN40- CS60	255	175	130	950	386	-	792	-	5.6	151
SN20- CS80	255	175	130	950	193	-	1,056	-	5.1	155
SN0-CS100	255	175	130	950	-	-	1,320	-	5.1	145
SN90-SG10	255	175	130	950	870	-	-	286	6.9	155
SN85-SG15	255	175	130	950	821	-	-	429	6.1	148
SN80-SG20	255	175	130	950	773	-	-	572	5.6	156
SN75-SG25	255	175	130	950	724	-	-	716	5.1	153

ยางเพื่อบังคับลำรังสี และวางก้อนคอนกรีตขนาดกว้าง 100 มม. ยาว 100 มม. สูง 100 มม. บริเวณด้านหน้าช่องทางออกของลำรังสีเพื่อวัดปริมาณรังสีหลังผ่านแผ่นคอนกรีตที่ทำการทดสอบ และบันทึกค่าอัตราปริมาณรังสีแกมมาที่อ่านได้จากเครื่องวัดรังสี โดยวัดซ้ำจำนวน 10 ครั้ง ทั้งขณะที่ไม่มีคอนกรีตและมีคอนกรีต

ก. ตัวปล่อยพลังงานรังสีแกมมา

ข. หัววัดรังสีแกมมาขนาด 2 x 2 นิ้ว



ค. คอนกรีตที่ทดสอบ

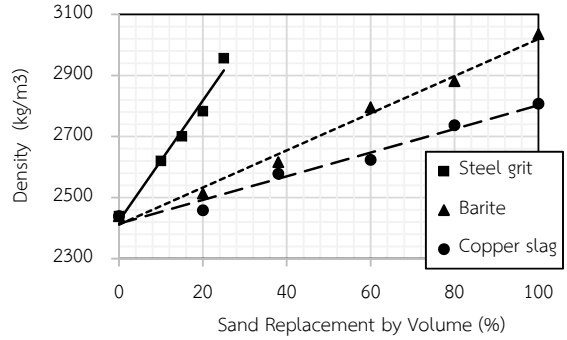
ง. เครื่องคอมพิวเตอร์และอุปกรณ์

รูปที่ 1 อุปกรณ์การทดสอบการกันรังสีแกมมาแบบบังคับลำรังสี

4. ผลการทดสอบและวิเคราะห์ผล

4.1 ความหนาแน่นของคอนกรีต

ผลการทดสอบพบว่าค่าความหนาแน่นของคอนกรีตเพิ่มขึ้นเมื่อใช้มวลรวมละเอียดแบไรต์ ตะกรันทองแดง และเม็ดเหล็กแทนที่ทรายมากขึ้น เป็นผลจากค่าความถ่วงจำเพาะของวัสดุและปริมาณที่ใช้แทนที่ทรายมากขึ้น ดังรูปที่ 2

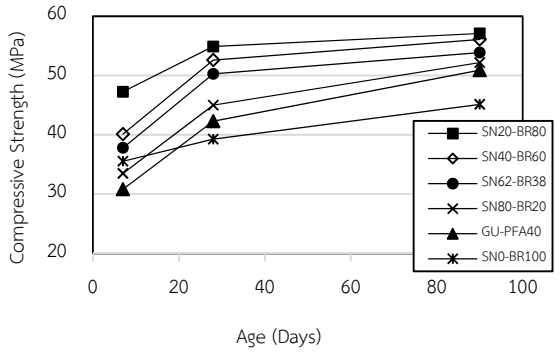


รูปที่ 2 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นคอนกรีตกับปริมาณร้อยละของมวลรวมละเอียดที่ใช้แทนทรายโดยปริมาตร

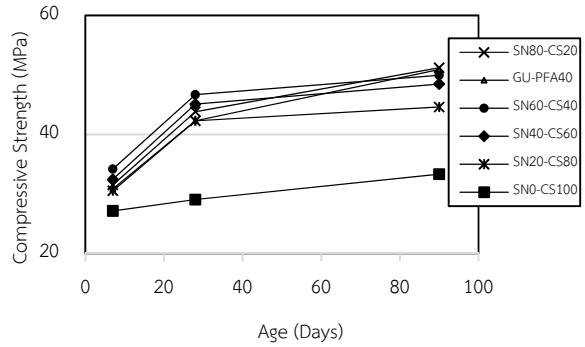
4.2 กำลังอัดของคอนกรีต

ผลการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีต ดังรูปที่ 3 พบว่ากำลังอัดของคอนกรีตมีค่าเพิ่มขึ้นตามอายุการบ่ม เนื่องจากคอนกรีตทุกส่วนผสมมีการใช้เถ้าถ่านหินแทนที่ปูนซีเมนต์ทำให้คอนกรีตสามารถพัฒนากำลังถึงอายุ 90 วันหรือมากกว่ากำลังอัดที่อายุ 28 วันของคอนกรีต GU-PFA40 มีค่าเท่ากับ 42.3 เมกะปาสคาล และคอนกรีตผสมแบไรต์มีค่ากำลังอัดอยู่ระหว่าง 45.0 ถึง 54.9 เมกะปาสคาล ซึ่งเมื่อใช้แบไรต์แทนทรายอัตราส่วนไม่เกินร้อยละ 80 โดยปริมาตร แนวโน้มของผลการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตผสมแบไรต์เพิ่มขึ้น ผลการทดสอบนี้สอดคล้องกับงานวิจัยของ Delnavaz [11] ซึ่งงานวิจัยดังกล่าวใช้แบไรต์แทนที่มวลรวมทั้งหมดร้อยละ 50 โดยปริมาตรจะทำให้คอนกรีตมีกำลังอัดสูงสุด และกำลังจะลดลงต่ำกว่าคอนกรีตธรรมดาเมื่อใช้แบไรต์แทนที่มวลรวมทั้งหมดร้อยละ 100 โดยปริมาตร

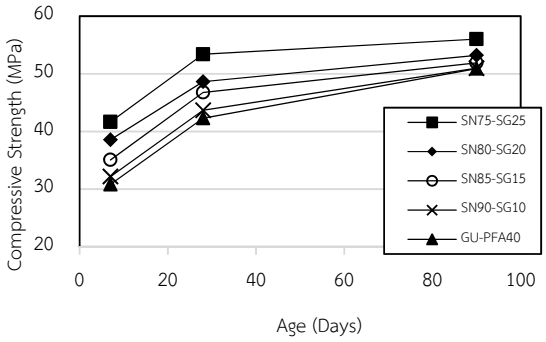
คอนกรีตผสมตะกรันทองแดงมีกำลังอัด ดังรูปที่ 4 ซึ่งสรุปได้ว่า เมื่อใช้ตะกรันทองแดงแทนที่ทรายในอัตราส่วนมากกว่าร้อยละ 60 มีผลทำให้กำลังอัดคอนกรีตน้อยกว่าคอนกรีตทั่วไป ซึ่งแนวโน้มของผลการทดสอบกำลังอัดสอดคล้องกับงานวิจัยของ Mavroulidou [12] และ Madheswaran [13] และคอนกรีตผสมเม็ดเหล็กมีค่ากำลังอัดอยู่ระหว่าง 43.7 ถึง 53.4 เมกะปาสคาล ดังรูปที่ 5 ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่า เมื่อคอนกรีตผสมเม็ดเหล็กแทนที่ทรายในอัตราส่วนร้อยละ 10 15 20 และ 25 โดยปริมาตรแล้ว กำลังอัดมีค่าเพิ่มขึ้นเนื่องจากการเพิ่มอัตราส่วนของเม็ดเหล็กที่ใช้แทนทรายทำให้คอนกรีตมีความหนาแน่นมากขึ้น กำลังอัดที่เพิ่มขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีตทั่วไปที่อายุ 28 วัน จะเพิ่มขึ้นร้อยละ 3.31 ถึง 26.24 ซึ่งแนวโน้มของค่ากำลังอัดสอดคล้องกับงานวิจัยของ Maslehuddin [14] ซึ่งงานวิจัยดังกล่าวได้ใช้เม็ดเหล็ก (Steel shot) แทนที่มวลรวมละเอียดตั้งแต่อัตราส่วน 0 ถึง 100 โดยปริมาตรและผลการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตจะเพิ่มขึ้นเมื่อใช้แทนที่มวลรวมละเอียดในอัตราส่วนไม่เกินร้อยละ 50 ซึ่งงานวิจัยนี้ใช้เม็ดเหล็กแทนที่มวลรวมละเอียดตั้งแต่อัตราส่วนไม่เกินร้อยละ 25



รูปที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดของคอนกรีตผสมแบไรต์กับอายุ



รูปที่ 4 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดของคอนกรีตผสมตะกรันทองแดงกับอายุ

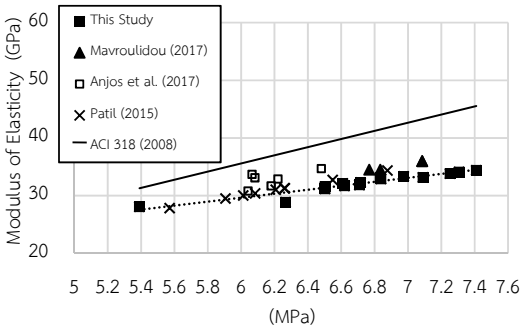


รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดของคอนกรีตผสมเม็ดเหล็กกับอายุ

4.3 โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตทั่วไปที่อายุ 28 วันมีค่า 31.6 จิกะปาสคาล โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตผสมแบไรต์อยู่ระหว่าง 28.9 ถึง 34.4 จิกะปาสคาล โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตผสมตะกรันทองแดงอยู่ระหว่าง 28.1 ถึง 33.2 จิกะปาสคาล และโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตผสมเม็ดเหล็กอยู่ระหว่าง 32.1 ถึง 34.1 จิกะปาสคาลและมีความสัมพันธ์กับกำลังอัด เมื่อนำค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเปรียบเทียบกับคอนกรีตที่ใช้ตะกรันทองแดง Mavroulidou [12] Patil [4] และ

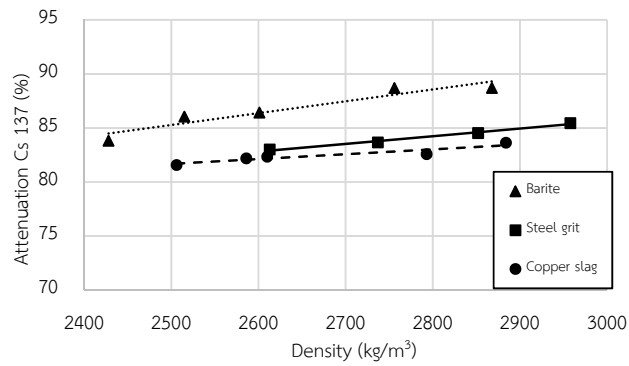
Anjos [15] พบว่ามีลักษณะไม่แตกต่างกัน กล่าวคือค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเพิ่มขึ้นเมื่อกำลังอัดของคอนกรีตสูงขึ้น รวมทั้งเมื่อนำค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตเปรียบเทียบกับโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตทั่วไปตามสมการคำนวณของ ACI 318 (2008) [16] พบว่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตผสมแบไรต์ ตะกรันทองแดง และเม็ดเหล็กมีค่าต่ำกว่าสมการของ ACI 318 (2008) [16] และน้ำหนักของคอนกรีตที่ทดสอบมีค่าสูงกว่าที่สมการของ ACI 318 (2008) [16] ดังนั้นโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตที่ผสมผสมแบไรต์ ตะกรันทองแดง และเม็ดเหล็กไม่สามารถใช้สมการคำนวณโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตน้ำหนักปกติตามมาตรฐาน ACI (2008) [16] เนื่องจากคอนกรีตที่ทดสอบมีน้ำหนักเกินมาตรฐาน ACI (2008) [16] ที่ระบุไว้ให้มีน้ำหนักระหว่าง 1,440 ถึง 2,560 กก/ม^3 ดังแสดงในรูปที่ 6



รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตกับรากที่สองของกำลังอัดคอนกรีต

4.4 การกันรังสีแกมมาของคอนกรีต

การทดสอบการกันรังสีของคอนกรีต พบว่าคอนกรีตผสมแบไรต์มีการกันรังสีได้ดีกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีตทั่วไปโดยเพิ่มขึ้นร้อยละ 5.83 ซึ่งเป็นผลมาจากความหนาแน่นที่เพิ่มขึ้นของคอนกรีตผสมแบไรต์ทำให้การกันรังสีได้ดีกว่าคอนกรีตทั่วไปสอดคล้องกับงานวิจัยของ Picha [17] และ Fugaru [18] เมื่อเปรียบเทียบคอนกรีตทั่วไปกับคอนกรีตผสมตะกรันทองแดงส่วนผสม SN0-CS100 พบว่า คอนกรีตผสมตะกรันทองแดงมีการกันรังสีได้น้อยกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีตทั่วไป โดยน้อยกว่าร้อยละ 0.22 ซึ่งเมื่อพิจารณาความหนาแน่นของคอนกรีตผสมตะกรันทองแดงจะมีความหนาแน่นกว่าคอนกรีตทั่วไป แต่การกันรังสีไม่ได้ดีกว่าเป็นเพราะการกระจายตัวของวัสดุซึ่งอาจทำให้เกิดช่องว่างในคอนกรีต และเมื่อเปรียบเทียบประสิทธิภาพในการกันรังสีแกมมาระหว่างคอนกรีตทั่วไปกับคอนกรีตผสมเม็ดเหล็กส่วนผสม SN75-BR25 พบว่าคอนกรีตผสมเม็ดเหล็กมีการกันรังสีเพิ่มขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีตทั่วไป โดยเพิ่มขึ้นร้อยละ 1.94 สอดคล้องกับงานวิจัยของ Maslehuddin [14] และ Ismail [19] การเปรียบเทียบคอนกรีตทั่วไปกับคอนกรีตส่วนผสมต่าง ๆ ดังแสดงในรูปที่ 7 จะเห็นว่าความหนาแน่นที่เพิ่มขึ้นของคอนกรีต และการกระจายตัวของวัสดุ และคุณสมบัติทางเคมีของวัสดุ มีผลต่อการกันรังสีแกมมาของคอนกรีต



รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ของการกันรังสีแกมมาของคอนกรีตผสมวัสดุต่าง ๆ กับความหนาแน่น

5. สรุปผลการวิจัย

5.1 การใช้แบไรต์ ตะกรันทองแดง และเม็ดเหล็กแทนที่ทรายโดยปริมาตรในอัตราส่วนต่าง ๆ มีผลทำให้ค่ายุบตัวของคอนกรีตเกิดการเปลี่ยนแปลงเนื่องจากคุณสมบัติทางกายภาพของวัสดุที่แตกต่างกัน ปริมาณสารลดน้ำพิเศษที่เหมาะสมในส่วนผสมคอนกรีตผสมแบไรต์ ตะกรันทองแดง และเม็ดเหล็กมีค่าระหว่าง 5.1 ถึง 6.9 กก/ม^3 ซึ่งทำให้ค่ายุบตัวของคอนกรีตอยู่ในช่วง 100 ถึง 150 มม. กำลังอัดของคอนกรีตมีค่าสูงสุด เมื่อใช้คอนกรีตผสมแบไรต์แทนที่ทรายร้อยละ 80 โดยปริมาตร ตะกรันทองแดงแทนที่ทรายไม่เกินร้อยละ 20 โดยปริมาตร และเม็ดเหล็กแทนที่ทรายตั้งแต่ร้อยละ 10 ถึง 25 โดยปริมาตร มีแนวโน้มกำลังอัดเพิ่มขึ้น แนวโน้มการพัฒนากำลังอัดของคอนกรีตที่อายุ 90 วัน เพิ่มขึ้นจากกำลังอัดที่อายุ 28 วัน ทุกส่วนผสม

5.2 โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามกำลังอัดที่เพิ่มขึ้น เมื่อคอนกรีตผสมแบไรต์ตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 80 โดยปริมาตร คอนกรีตผสมตะกรันทองแดงแทนที่ทรายไม่เกินร้อยละ 40 โดยปริมาตร และเมื่อใช้คอนกรีตผสมเม็ดเหล็กตั้งแต่ร้อยละ 10 ถึง 25 โดยปริมาตรซึ่งการใช้คอนกรีตผสมผสมแบไรต์ ตะกรันทองแดง และเม็ดเหล็กมีผลต่อการเปลี่ยนแปลงโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตคล้ายกับคอนกรีตธรรมดาเมื่อใช้ในปริมาณที่เหมาะสม

5.3 ประสิทธิภาพในการกันรังสีของคอนกรีตทั่วไปน้อยกว่าคอนกรีตที่ใช้แบไรต์แทนมวลรวมละเอียดตั้งแต่ร้อยละ 20 โดยปริมาตร แต่มากกว่าคอนกรีตที่ใช้ตะกรันทองแดงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 100 โดยปริมาตร และมากกว่าคอนกรีตที่ใช้เม็ดเหล็กที่ใช้น้อยกว่าร้อยละ 20 โดยปริมาตร ซึ่งคอนกรีตผสมแบไรต์กันรังสีได้สูงที่สุดเมื่อใช้อัตราส่วนร้อยละ 80 โดยปริมาตร คอนกรีตผสมตะกรันทองแดงกันรังสีได้สูงที่สุดเมื่อใช้อัตราส่วนร้อยละ 80 โดยปริมาตร และคอนกรีตผสมเม็ดเหล็กมีแนวโน้มการกันรังสีได้ดีขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีตทั่วไป โดยใช้อัตราส่วนตั้งแต่ร้อยละ 10 ถึง 25 โดยปริมาตร ซึ่งเห็นว่าการกันรังสีแกมมาจะเพิ่มขึ้นเมื่อความหนาแน่นของคอนกรีตเพิ่มขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนจากบริษัท ทีพีไอ คอนกรีต จำกัด ขอบคุณทีมงานฝ่ายควบคุมคุณภาพของบริษัทฯ ที่คอยให้คำแนะนำและให้คำปรึกษา และขอบคุณอาจารย์และบุคลากรในภาควิชาวิศวกรรมโยธาทุกท่านที่ได้ช่วยเหลือและอำนวยความสะดวกในการทำวิจัยนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] ดนุพล ตันนโยภาส, วิชัย นกแก้ว และชิตพล เอียดปาน, 2551, “คุณลักษณะของคอนกรีตกำบังรังสีแกมมามวลรวมผสมแบไรต์และหินเพอร์ไลต์ดิบบด”, การประชุมวิชาการทางวิศวกรรมศาสตร์, ครั้งที่ 6, 10-12 พฤษภาคม 2551, มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์, หน้า 97-102.

[2] American Society for Testing and Materials, 2009, “ASTM C637: Standard Specification for Aggregates for Radiation-Shielding Concrete1 ”, ASTM International, West Conshohocken, PA.

[3] American Society for Testing and Materials, 2002, “ASTM C638: Standard Descriptive Nomenclature of Constituents of Aggregates for Radiation-Shielding Concrete”, ASTM International, West Conshohocken, PA.

[4] Patil, M., 2015, “Properties and effects of copper slag in concrete”, International Journal of Advances in Mechanical and Civil Engineering, Vol. 2, No. 2, pp. 46-50.

[5] American Society for Testing and Materials, 2008, “ASTM C33 / C33M: Standard Specification for Concrete Aggregates Concrete Aggregate”, ASTM International, West Conshohocken, PA.

[6] American Society for Testing and Materials, 2006, “ASTM C192 / C192M: Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory”, ASTM International, West Conshohocken, PA.

[7] American Society for Testing and Materials, 2014, “ASTM C39 / C39M: Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens”, ASTM International, West Conshohocken, PA.

[8] American Society for Testing and Materials, 2002, “ASTM C469: Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson’s Ratio of Concrete in Compression”, ASTM International, West Conshohocken, PA.

[9] Zeb, J., Arshed, W., and Ahmad, S. S., 2007, “Radiation dose reduction by water shield”, Pakistan Institute of Nuclear Science and Technology, P. O. Nilore, Islamabad, pp. 2-13.

[10] Aldhuhaibat, M.J., Alfakhar, M.K., and Amana, M.S., 2015, “Numerical buildup factor calculation of gamma rays for single dual and multi-layers shields using lead and aluminum”, International Journal of Recent Scientific Research, Vol. 6, No. 7, pp. 5184-5189.

[11] Delnavaz, A., Salavatiha, A., and Kalhor, A., 2017, “Effective parameters in gamma radiation transmission rate from heavy concrete with iron oxide and barite aggregates”, Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 29, No. 9, 7 pp.

[12] Mavroulidou, M., 2017, “Mechanical properties and durability of concrete with water cooled copper slag aggregate”, Waste and Biomass Valorization, Vol. 8, No. 5, pp. 1841-1854.

[13] Madheswaran, C. K., Ambily, P. S., Dattatreya, J. K., and Rajamane, N. P., 2014, "Studies on use of Copper slag as Replacement Material for River Sand in building Constructions", Journal of the Institution of Engineers (India): Series A, Vol. 95, No. 3, pp. 169-177.

[14] Maslehuddin, M., Naqvi, A. A., Ibrahim, M., and Kalakada, Z., 2013, "Radiation shielding properties of concrete with electric arc furnace slag aggregates and steel shots", Annals of Nuclear Energy, Vol. 53, pp. 192-196.

[15] Anjos, M., Sales, A., and Andrade, N., 2017, "Blasted copper slag as fine aggregate in Portland cement concrete", Journal of environmental management, Vol. 196, pp. 607-613.

[16] American Concrete Institute, 2008, "ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary", ACI Committee, Farmington Hills, MI.

[17] Picha, R., Channuie, J., Khaweerat, S., Liamsuwan, T., Promping, J., Ratanatongchai, W., and Wonglee, S., 2015, "Gamma and neutron attenuation properties of barite-cement mixture", Journal of Physics, Conference Series, IOP Publishing, Vol.611, No. 1, 7 pp.

[18] Fugaru, V., Bercea, S., Postolache, C., Manea, S., Moanta, A., Petre, I., and Gheorghe, M., 2015, "Gamma ray shielding properties of some concrete materials", Acta Physica Polonica A, Vol. 127, No. 4, pp. 1427-1429.

[19] Ismail, I. M., Sweelam, M. H., Zaghloul, Y. R., and Aly, H. F., 2008, "Attenuation of Gamma Rays by Concrete - Lead Slag Composites", Conference, 9th International Conference of Nuclear Sciences and Applications, Sharm El-Shiekh, Egypt, Vol. 39, No. 49, 10 pp.

ผลกระทบของแผ่น viscoelastic polymer ต่อคุณสมบัติการสั่นสะเทือนและเสียงของแผ่นคอนกรีตหล่อสำเร็จ

EFFECTS OF VISCOELASTIC POLYMER SHEET ON DAMPING AND SOUND PROPERTIES OF CONCRETE PANELS

จิระวิน สงวนสิน (Jirawin Sanguansin)[1]
เขมพัฒน์ ตันติวัฒนกูล (Khemapat Tontiwattanakul)[2]
ปิติ สุคนธสุขกุล (Piti Sukontasukkul)[3]

[1]นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ Email: sjirawin@gmail.com
[2]ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมเครื่องกลการบินและอวกาศ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ Email: khemapat.t@eng.kmutnb.ac.th
[3]ศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ Email: piti.s@eng.kmutnb.ac.th

บทคัดย่อ : ปัญหามลพิษทางเสียงภายในที่พักอาศัยเป็นหนึ่งในปัญหาสำคัญที่ต้องได้รับการแก้ไข ในปัจจุบันอาคารโดยส่วนมากก่อสร้างด้วยระบบผนังคอนกรีตสำเร็จรูปที่มีผิวเรียบและมีความหนาแน่นสูง ทำให้เกิดการสะท้อนของเสียงที่สูง รวมถึงการที่ใช้ผนังภายในที่บาง ทำให้เกิดการส่งผ่านของเสียงจากภายนอกและระหว่างห้องได้ งานวิจัยนี้ เป็นการพัฒนาผนังวัสดุประกอบกันเสียง โดยนำวัสดุ Viscoelastic polymer film (VPF) ซึ่งมีความเป็น Damping สูง มีความสามารถในการดูดซับและสลายการสั่นสะเทือนได้ดี โดยคาดหวังว่าเมื่อนำวัสดุ VPF มาติดตั้งภายในแผ่นคอนกรีตจะสามารถลดการสั่นสะเทือนของผนังได้และอาจนำไปสู่การปรับปรุงสมรรถนะทางเสียงด้วยเช่นกัน โดยผลการทดลองที่นำเสนอในบทความนี้เป็นผลการทดลองเบื้องต้นประกอบไปด้วย การวัดค่าการอัตราการหน่วงการสั่นของแผ่นคอนกรีตที่ติดด้วยแผ่นวัสดุ VPF ในรูปแบบต่างๆ และคุณสมบัติพื้นฐานอื่นๆ เช่น ค่ากำลังรับแรงอัด ความหนาแน่น และค่าการดูดซึมน้ำ

ABSTRACT: Sound pollution in buildings is one of problems that need to be addressed. Nowadays, most buildings are constructed with flat and dense precast concrete panel system which can cause high reflection of sound. Also, the use of thin walls allows more sound to transmit from outside and between the rooms. This study aims to develop composite concrete panels with better sound insulation using viscoelastic polymer film (VPF). The VPF is a material known to have high damping property, and good ability to absorb and dissipates vibrations. It is expected that by installing VPF material in concrete panel, the vibration induced by sound can be reduced and which may lead to an improvement in sound properties. The results showed in this paper are preliminary results consisted of the measurement of vibration of concrete panel attached with VPF at different patterns and other basic properties such as compressive strength, density and water absorption.

KEYWORDS: Concrete panel, Viscoelastic polymer, Damping, Sound absorption

1. บทนำ

ปัจจุบัน ระบบการก่อสร้างอาคารในประเทศไทยส่วนมากเป็นการก่อสร้างด้วยระบบผนังคอนกรีตสำเร็จรูป เนื่องจากสามารถก่อสร้างด้วยความรวดเร็ว ลดต้นทุนด้านแรงงาน แต่อย่างไรก็ตามผนังคอนกรีตสำเร็จรูปมีความสามารถในการสะท้อนเสียงได้มาก ซึ่งการสะท้อนของเสียงนี้ หากเกิดขึ้นภายในห้องอาจก่อความรำคาญและอาจก่อให้เกิดความไม่สบายทั้งทางด้านการรับรู้เสียงต่อผู้อยู่อาศัยภายในอาคาร เช่น นอนไม่หลับ การสื่อสารกันที่ต้องใช้เสียงดังขึ้น นอกจากปัญหาเสียงภายในอาคาร มลพิษทางเสียงที่อยู่ภายนอกก็เป็นปัญหาที่ส่งผลต่อสุขภาพเช่นกัน ไม่ว่าจะเป็นเสียงดังจากชุนชนภายนอก ยานพาหนะที่ใช้

เครื่องยนต์ เสียงจากการก่อสร้าง นอกจากนั้นเสียงจากกลุ่มอุตสาหกรรม เสียงจากภายในระหว่างกระบวนการผลิต เป็นปัญหาที่พบในภาคอุตสาหกรรมทั่วไป ทำให้เกิดอันตรายต่อผู้ปฏิบัติงาน ปัญหาเรื่องเสียงจึงถือเป็นปัญหาสำคัญในแวดวงอุตสาหกรรมก่อสร้างที่จำเป็นต้องมีการวิจัยและพัฒนาเพื่อนำไปสู่การลดปัญหาทางเสียงและนำไปสู่การออกกฎระเบียบเพื่อเป็นการป้องกันมลพิษทางเสียงตั้งแต่ที่พักอาศัย อาคาร โรงงานอุตสาหกรรม งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการลดปัญหาทางเสียงมีหลายระดับ ตั้งแต่การออกแบบการก่อสร้าง การออกแบบรูปทรงของพื้นผิวที่เสียงเข้ามากระทบ วัสดุดูดซับแรงสั่นสะเทือนในเครื่องจักร การเลือกใช้วัสดุดูดซับเสียงภายในและนอกอาคาร เป็นต้น

งานวิจัยนี้เป็นการพัฒนาวัสดุที่มีความสามารถในการกั้นเสียงโดยการนำวัสดุ Viscoelastic polymer ที่มีความสามารถในการรับแรงสั่นสะเทือนได้ดี มีคุณสมบัติภายใต้แรงกระทำวัสดุยืดหยุ่น (Elastic material) ที่เกิดการเปลี่ยนแปลงขนาดโดยแปรผันตามขนาดของแรงกระทำโดยพลังงานจะสะสมอยู่ในระบบโดยไม่เกิดการสูญเสีย เมื่อปล่อยแรงกระทำ พลังงานที่สะสมอยู่จะถูกปล่อยออกมาและทำให้วัสดุคืนไปสู่รูปเดิม ในกรณีของวัสดุหนืด (Viscous liquid) นั้น วัสดุประเภทนี้ ความเค้นที่เกิดขึ้นแปรผันตามอัตราความเครียดที่กระทำต่อวัสดุ [1] พลังงานที่ทำให้วัสดุเสียรูปไม่มีการเก็บสะสมในวัสดุ แต่สูญเสียไปในรูปของพลังงานความร้อน ซึ่งทำให้ลดพลังงานจลน์ของระบบลดลง

การประยุกต์ใช้วัสดุ Viscoelastic polymer เพื่อลดเสียงมีการพัฒนาในอุตสาหกรรมหลากหลาย เช่นโครงสร้างผนังเหล็กของอาคารแท่นขุดน้ำมัน อาคารแท่นขุดน้ำมัน ได้มีการนำวัสดุ viscoelastic polymer ประเภท Polyurethaneและ Acrylic ที่มีความหนาประมาณ 2 มม. ไปบุตามผนังเพื่อลดการสั่นสะเทือนของเสียงคลื่นที่เข้ามากระทบผนัง [2] ในกลุ่มเครื่องบินโดยสาร เสียงจากการสั่นสะเทือนของชิ้นส่วนต่างๆเสียงจากเครื่องยนต์หรือเสียงลมที่มาปะทะเครื่องบินทำให้เกิดการสั่นและเกิดเสียง การป้องกันเสียงในห้องโดยสารสามารถทำได้โดยการวัสดุ viscoelastic polymer sheet มาบุร่วมกันกับวัสดุผนังรอบๆห้องโดยสาร [3] สำหรับในงานคอนกรีต Lee K.S.และคณะ [4] ได้ทำการทดสอบคุณสมบัติเชิงกลและการสั่นของวัสดุผสม Polyurethane โดยใช้เป็นวัสดุเชื่อมประสานเปรียบเทียบกับซีเมนต์โดยผลการทดสอบพบว่าคุณสมบัติเชิงกลของวัสดุที่ใช้ Polyurethane เป็นวัสดุเชื่อมประสานมีกำลังรับแรงอัดลดลง 80% ในส่วนของการหน่วงการสั่นพบว่าวัสดุที่ใช้ Polyurethane เป็นวัสดุเชื่อมประสานมีความสามารถในการหน่วงสั่นได้ดีกว่าการใช้ซีเมนต์เป็นวัสดุเชื่อมประสาน ในเวลาต่อมา Lee K.S.และคณะ [5] ได้ทำการทดสอบคุณสมบัติการสั่นของคอนกรีตที่มีการใช้มวลรวมหยาบเคลือบ Polyurethane เปรียบเทียบกับคอนกรีตผสมมวลรวมปกติ พบว่าคอนกรีตผสมมวลเคลือบ Polyurethane มีความสามารถในการหน่วงสั่นได้ดีกว่าคอนกรีตปกติ ในขณะเดียวกันการใช้มวลรวมเคลือบ Polyurethane นั่นทำให้คุณสมบัติเชิงกลลดลงอย่างเห็นได้ชัด จากการศึกษาที่ผ่านมาทำให้พบว่าการนำ Viscoelastic polymer มาปรับปรุงภายในคอนกรีตทำให้คุณสมบัติเชิงกลลดลงซึ่งทำให้สามารถใช้ในงานโครงสร้างได้ยาก แนวทางในการศึกษานี้จึงนำแผ่น Viscoelastic polymer มาติดตั้งร่วมกับแผ่นคอนกรีตโดยคาดว่าหากมีการนำวัสดุที่มีความสามารถในการหน่วงการสั่นสะเทือนโดยใช้เทคนิคการลดการสั่นสะเทือนแบบ Modal damping คือการนำวัสดุหน่วงการสั่นสะเทือนมาติดตั้ง บริเวณที่เกิดสั่นสะเทือนในลักษณะ Constrain mode เพื่อศึกษาผลกระทบทางด้านการสั่นสะเทือนของแผ่นคอนกรีตที่มีการใช้งานร่วมกับวัสดุ Viscoelastic polymer ที่มีความสามารถในการสลายพลังงานการสั่นสะเทือน อาจจะสามารถเพิ่มความสามารถในการกั้นเสียงของแผ่นคอนกรีตได้

2. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 ระบบการสั่นสะเทือนและการหน่วง โดยใช้แบบจำลองของระบบที่มีหนึ่งขั้นความอิสระ (Single degree of freedom, SDOF) เป็นความสัมพันธ์ประกอบไปด้วย แรงที่เกิดจากสปริง (k), แรงหน่วงจากตัวหน่วง (c), และแรงภายนอก (f) จะสามารถจัดในรูปของสมการที่ (1)

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = f \tag{1}$$

สำหรับการสั่นแบบถูกหน่วง เมื่อกำหนดให้ $f = 0$ ในการวิเคราะห์เพื่อหาค่า c ซึ่งจะได้จากความสัมพันธ์กับสมการที่ (2) ซึ่งคืออัตราส่วนการหน่วง (damping ratio)

$$\zeta = \frac{c}{2m\omega_n} \tag{2}$$

สำหรับระบบการหน่วงต่ำคือมีอัตราส่วนการหน่วง ζ อยู่ระหว่าง 0 ถึง 1 ผลจากระบบนี้จะทำให้เกิดการแกว่งรอบจุดสมดลโดยแอมพลิจูดจะลดลงเรื่อยๆจนหยุดนิ่ง

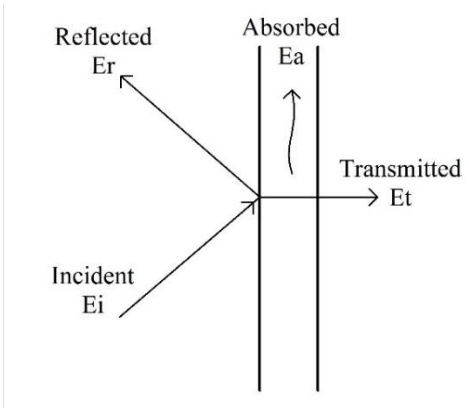
2.2 การสั่นสะเทือนของแผ่นรูปทรงสี่เหลี่ยม จากความสัมพันธ์ของระบบการสั่นสะเทือนและการหน่วงในทางปฏิบัติสามารถหาการสั่นสะเทือนของแผ่นรูปทรงสี่เหลี่ยมได้จากการทดสอบ ASTM E756 (Half power method) ซึ่งจะได้ผลอัตราส่วนการหน่วง (ζ) จากการนำแอมพลิจูดของแต่โหมดมาทำการคำนวณโดยวิธีการ Half power ได้โดยสมการที่ (3) และค่า Damping loss factor (η) สามารถได้จากสมการที่ (4)

$$\zeta = \frac{(f_2 - f_1)}{2f_n} \tag{3}$$

$$\eta = 2\zeta \tag{4}$$

f_n คือความถี่ในโหมดของแผ่นทดสอบและ f_1 และ f_2 คือความถี่ ณ ตำแหน่งที่มีขนาด 70.7% ของจุดยอดแอมพลิจูดของโหมดนั้น

2.3 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างคลื่นเสียงและผนัง เมื่อคลื่นเสียงเดินทางมากระทบกับวัตถุดังภาพที่ 1 ทำให้สามารถจำแนกพลังงานในระบบได้แก่ พลังงานที่ตกกระทบ (Incident energy, E_i), พลังงานสะท้อนกลับ (Reflected energy, E_r), พลังงานที่ถูกดูดซับ (Absorbed energy, E_a) และพลังงานที่ส่งผ่าน(Transmitted energy, E_t)



ภาพที่ 1 ความสัมพันธ์ของคลื่นเสียงและวัตถุ

จากปรากฏการณ์ดังกล่าวจึงทำให้ผนังมีคุณสมบัติเฉพาะตัวของวัสดุด้วยกัน 2 คุณสมบัติ ได้แก่ ค่าการดูดซับเสียง (Sound absorption coefficient, α) และค่าสูญเสียการส่งผ่านเสียง (Sound transmission loss, TL)

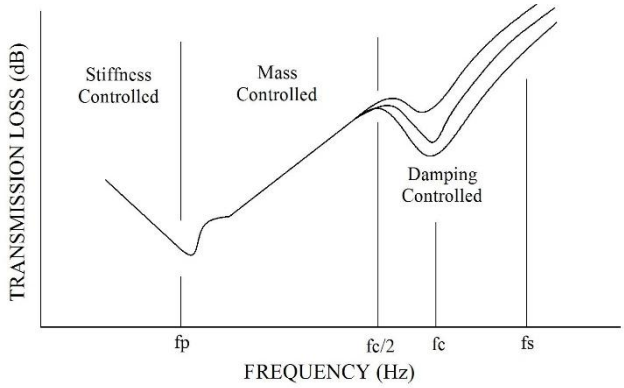
2.4 ค่าการสูญเสียการส่งผ่านเสียง (Sound transmission loss, TL) หมายถึง ค่าอัตราส่วนของพลังงานหรือความเข้มของเสียงที่เคลื่อนที่ผ่านโครงสร้าง (Transmitted sound wave, I_t) ต่อพลังงานหรือความเข้มของเสียงที่ตกกระทบโครงสร้าง (Incident sound wave, I_i) หรือจำนวนเดซิเบลของพลังงานเสียงที่สูญเสียไปเมื่อมีการส่งผ่านโครงสร้างของวัสดุที่เป็นฉนวนกั้นเสียง ซึ่งค่าการสูญเสียการส่งผ่านของเสียงที่เคลื่อนที่ผ่านโครงสร้างวัสดุกั้นเสียงสามารถอธิบายได้ดังสมการที่ (5)

$$TL = 10\log\frac{I_i}{I_t} \tag{5}$$

TL คือ ค่าการสูญเสียการส่งผ่านเสียงของโครงสร้าง (dB)

I_i คือ ความเข้มของเสียงที่ตกกระทบโครงสร้าง (W/m^2)

I_t คือ ความเข้มของเสียงที่ส่งผ่านโครงสร้าง (W/m^2)



ภาพที่ 2 คุณลักษณะการสูญเสียการส่งผ่านเสียง

โดยลักษณะผลการทดสอบที่ได้จะมีลักษณะดังภาพที่ 2 จะแบ่งช่วงความถี่ที่ควบคุมเกิดการส่งผ่านเสียงเป็น 3 ช่วง ได้แก่ Stiffness controlled, Mass controlled และ Damping controlled โดยกลไกการเคลื่อนที่ของคลื่นผ่านผนังนั้นจะมีคลื่นความถี่เฉพาะเจาะจงที่ทำให้เสียงเคลื่อนผ่านผนังได้ดีเป็นพิเศษ ซึ่งความถี่ดังกล่าวนั้นรู้จักกันในชื่อความถี่วิกฤต (Critical frequency, f_c) โดยสามารถคำนวณหาได้ดังสมการที่ (6) ซึ่งประกอบด้วย ความเร็วเสียงในอากาศ (c_0), Poisson's ratio (σ), ความหนาแผ่น (h), อิลาสติกโมดูลัส (E)และความหนาแน่นของแผ่น (ρ_m)

$$f_c = \frac{c_0^{\,2}}{2\pi h}\sqrt{\frac{12(1-\sigma^2)\rho_m}{E}} \tag{6}$$

ซึ่งในส่วนของ Damping controlled จะเกิดขึ้นในช่วงที่เกิดความถี่วิกฤต สามารถประมาณได้จากสมการที่ (7) ประกอบด้วย ความถี่ธรรมชาติของวัตถุ (ω_c), น้ำหนักต่อพื้นที่แผ่น (m_s), ความหนาแน่นอากาศ (ρ_c), Damping loss factor (η) และ octave bandwidth (Δf) [6]

$$TL\{f_c\} = 20\log\left(\frac{\omega_c m_s}{2\rho_0 c_0}\right) + 10\log\left\{\frac{2\eta}{\pi}\left(\frac{\Delta f}{f_c}\right)\right\} \tag{7}$$

จากความสัมพันธ์ทางด้านการสั่นสะเทือนเห็นได้เมื่อทำการเพิ่มค่า Damping loss factor จะทำให้ค่าสูญเสียการส่งผ่านเสียงมีค่าเพิ่มขึ้น ในการศึกษานี้จึงมุ่งไปในเชิงของการหน่วงการสั่นสะเทือนด้วยการติดตั้งวัสดุหน่วงการสั่นสะเทือนพาดผ่าน Mode shape ธรรมชาติของแผ่นเรียบบางรูปทรงสี่เหลี่ยมเพื่อปรับปรุงคุณสมบัติทางเสียง [7]

3. วิธีดำเนินงาน

3.1 วัสดุที่ใช้ในการทดสอบ

วัสดุ Viscoelastic polymer ใช้เทปกาวยางบิวทิลแรงยึดติดสูง Sika MultiSeal BT-AP ซึ่งเป็นเทปกาวสำเร็จรูปผลิตจากยางบิวทิลเคลือบด้วยฟิล์มโลหะอะลูมิเนียม มีคุณสมบัติดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 คุณสมบัติของวัสดุ Viscoelastic polymer

Specification	
ความหนาแน่น	1.5 กรัม/ลบ.ซม.
ความหนาของชั้น	1 มม.
ความกว้างแผ่น	100 มม.
อุณหภูมิขณะใช้งาน	-30 °C ถึง +40 °C
ค่ากำลังรับแรงดึง (นิวตัน/25 มม.)	124
ค่าการยืดตัวจนขาด	100%
ค่ากำลังรับแรงดึงของแถบกาว (นิวตัน/25 มม.)	30

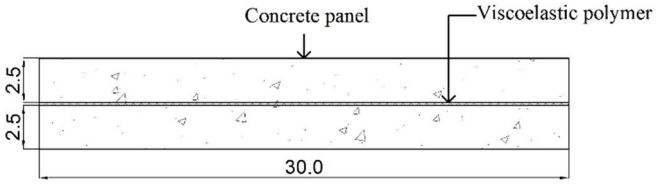
3.2 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ

การจัดเตรียมตัวอย่างเพื่อใช้ในการทดสอบ เตรียมสัดส่วนผสมคอนกรีตดังตารางที่ 2 นำไปผสมครั้งละ 1 ตัวอย่างเพื่อควบคุมการกระจายตัวของมวลรวม โดยทำการผสมปูนกับทรายให้เข้ากันจากนั้นเติมน้ำผสมลงไปผสมจนเป็นซีเมนต์เพสจึงทำการผสมมวลรวมหยาบจนเข้ากัน จากนั้นนำมาเทลงในแบบหล่อผนังในการทดสอบขนาด 30x30x5 ซม. โดยแบ่งการหล่อ 2 ชั้น ความหนาชั้นละ 2.5 ซม. ดังแสดงในภาพที่ 3

ตารางที่ 2 สัดส่วนผสมคอนกรีต

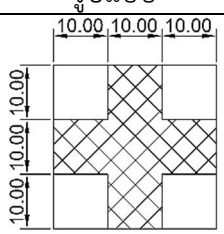
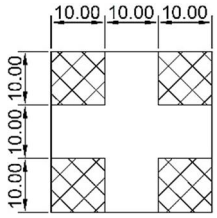
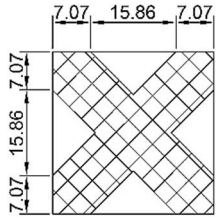
w/c	ปริมาณ (kg/m^3)			
	ซีเมนต์	ทราย	หิน	น้ำ
0.62	328	812	983	200

เมื่อทำการหล่อชั้นแรกเสร็จให้รอระยะเวลาประมาณ 1 ชั่วโมง จึงทำการติดตั้งแผ่น Viscoelastic polymer โดยลักษณะแผ่นทดสอบมาติดตั้งวัสดุ Viscoelastic polymer ตามรูปแบบดังตารางที่ 3 แล้วทำการหล่อชั้นที่ 2 ต่อไป จากนั้นทำการหุ้มตัวอย่างทดสอบด้วยแผ่นพลาสติกใสทั้งแบบหล่อ เพื่อป้องกันการระเหยของน้ำ หลังจากแกะตัวอย่างทดสอบออกจากแบบหล่อแล้วทำการหุ้มแผ่นพลาสติกใสทั้งแผ่นตัวอย่าง จากนั้นทำการบ่มตัวอย่างทดสอบที่อุณหภูมิห้อง จนตัวอย่างทดสอบอายุ 28 วัน



ภาพที่ 3 ตำแหน่งการติดตั้งแผ่น Viscoelastic polymer

ตารางที่ 3 รูปแบบการติดตั้งแผ่น Viscoelastic polymer

รูปแบบ	ชื่อเรียก
	Cross
	Corner
	X

3.3 การทดสอบตัวอย่าง

3.3.1 การทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานคอนกรีต ประกอบด้วย

3.3.1.1 การทดสอบค่าการยุบตัว Slump อ้างอิง ASTM C143

3.3.1.2 การทดสอบหาหน่วยน้ำหนักของคอนกรีตสด อ้างอิง ASTM C138

3.3.1.3 การทดสอบการดูดซึมน้ำและความหนาแน่นของคอนกรีต อ้างอิง ASTM C642

3.3.1.4 การทดสอบกำลังอัดทรงลูกบาศก์ อ้างอิง BS 1881 Part 4

3.3.2 การทดสอบคุณสมบัติด้านการหน่วง โดยใช้แนวทางการทดสอบตาม ASTM E756 (Half power method) เพื่อทำการประเมิน Mode shape และหาค่าการหน่วง Damping loss factor

3.3.3 การทดสอบคุณสมบัติด้านการดูดซับเสียงอ้างอิงแนวทางตามมาตรฐาน ASTM C423 ในการทดสอบโดยใช้ตู้ทดสอบแบบ Small reverberation chamber [8] ในการทดสอบหาค่าดูดซับเสียง

3.3.4 การทดสอบคุณสมบัติด้านการกั้นเสียงอ้างอิงแนวทางตามมาตรฐาน JIS A 1441-1 ในการศึกษานี้ได้ทำการออกแบบจำลองเครื่องมือทดสอบให้มีความขนาดเล็กลง โดยแบ่งตู้ทดสอบเป็น 2 ฝั่งคือ ฝั่งก้องเสียง (Reverberation) และฝั่งดูดซับเสียง (Anechoic) จากนั้นทำการติดตั้งแผ่นทดสอบตรงกลางระหว่างทั้ง 2 ฝั่ง เนื่องจากขนาดเครื่องมือทดสอบมีขนาดเล็ก โดยด้านที่สั้นที่สุดอยู่ที่ 52 ซม. ซึ่งสัมพันธ์กับความยาวคลื่นที่ความถี่ประมาณ 630 Hz จะส่งผลให้ผลทดสอบวัดค่าได้ในช่วงความถี่ต่ำกว่า 630 Hz ไม่แม่นยำ

4. ผลการทดลองและการอภิปรายผล

4.1 ผลการทดสอบสมบัติพื้นฐานของคอนกรีต

ผลการทดสอบสมบัติพื้นฐานของคอนกรีต ดังแสดงในตารางที่ 4 จากสมบัติพื้นฐานดังกล่าวสามารถนำไปประยุกต์ใช้งานกับคอนกรีตปกติในงานทั่วไปได้

ตารางที่ 4 ผลการทดสอบสมบัติพื้นฐานของคอนกรีต

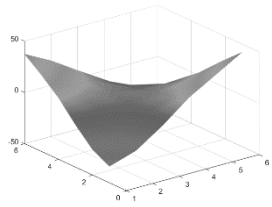
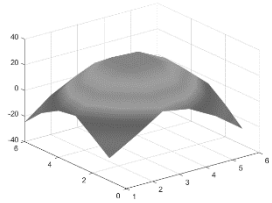
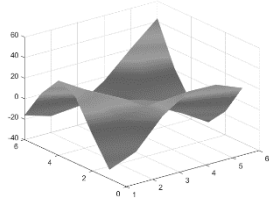
การทดสอบ	ผลการทดสอบ	
หน่วยน้ำหนักคอนกรีตสด	2,357	kg/m^3
Slump	7.5	cm.
กำลังอัด 7 วัน	25.1	MPa
กำลังอัด 28 วัน	34.9	MPa
ความหนาแน่น (แห้ง)	2,213	kg/m^3
การดูดซึมน้ำ	5.02	%

4.2 ผลการทดสอบด้านการสั่นสะเทือนและเสียง

4.2.1 ผลการทดสอบการหน่วงการสั่นสะเทือน

รูปแบบ Mode shape ซึ่งจากการประมวลผลจากการทดสอบค่าการหน่วงการสั่นสะเทือน โดยรูปแบบเป็นไปตามการคำนวณผลตามทฤษฎี Mode shape ของแผ่นรูปทรงสี่เหลี่ยม โดยโหมดลำดับที่ 2, 3 และ 4, 5 มีลักษณะเป็นโหมดซ้อนกันคือรูปแบบเดียวแต่สลับทิศทาง ดังแสดงในตารางที่ 5

ตารางที่ 5 รูปแบบของ Mode shape

Mode No.	Mode shape
1	
2, 3	
4, 5	

ในส่วนผลการทดสอบค่าการหน่วงการสั่นสะเทือน (Damping loss factor) ของแผ่นคอนกรีตตัวอย่างทดสอบพบว่าที่รูปแบบ Cross, Corner, X มีการเพิ่มขึ้นของค่าเฉลี่ยค่าการหน่วงการสั่นของ 3 โหมดที่ 1.93, 2.47 และ 2.20 เท่าของแผ่นคอนกรีตธรรมดา ดังแสดงในตารางที่ 6

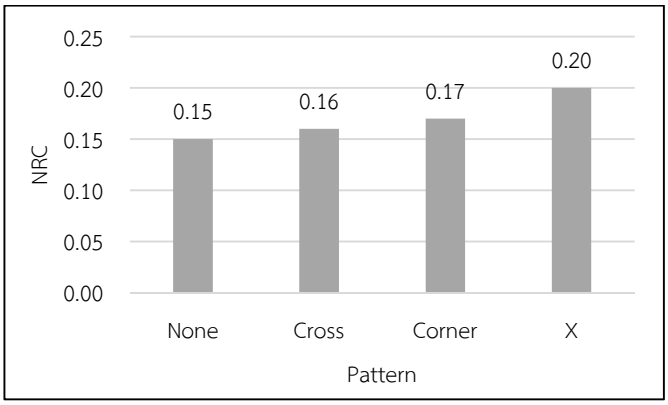
ตารางที่ 6 ผลการทดสอบอัตราการหน่วงการสั่น

รูปแบบ	Mode no.	Frequency (Hz)	Damping loss factor	Average
None	1	1,164	0.014	0.015
	2, 3	1,974	0.016	
	4, 5	2,781	0.014	
Cross	1	1,091	0.030	0.029
	2, 3	1,961	0.028	
	4, 5	2,613	0.030	
Corner	1	1,157	0.021	0.037
	2, 3	1,851	0.047	
	4, 5	2,461	0.044	
X	1	1,189	0.017	0.033
	2, 3	1,789	0.042	
	4, 5	2,351	0.040	

การติดแผ่นในรูปแบบ Corner และ X จะช่วยเพิ่มค่าการหน่วงการสั่นในโหมดที่ 2,3 และ 4,5 เนื่องจากรูปแบบการสั่นทั้ง 3 โหมด การติดตั้งแผ่น Viscoelastic polymer ทั้ง 2 รูปแบบมีลักษณะพาดผ่าน antinode จึงช่วยหน่วงการสั่นสะเทือนในบริเวณนั้น ในทางกลับกันรูปแบบ Cross แนวทางการหน่วงพาดผ่านช่วง Nodal line ซึ่งมีค่าแอมพลิจูดต่ำ

4.2.2 ผลการทดสอบค่าการดูดซับเสียง

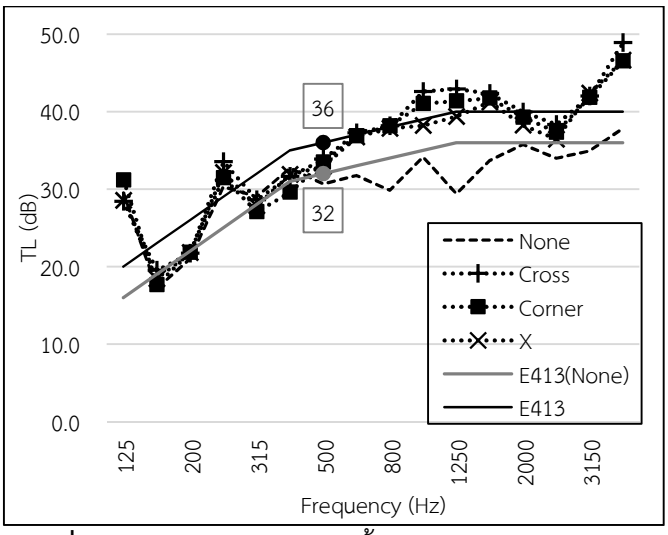
ภาพที่ 4 แสดงผลการทดสอบความสามารถในการดูดซับเสียง (Noise reduction coefficient) ของแผ่นทดสอบที่ถูกติดตั้งแผ่น Viscoelastic polymer ไว้ภายในโดยแต่ละรูปแบบให้ จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าแผ่นคอนกรีตมีความสามารถในการสะท้อนเสียงได้ดี เนื่องจากมีการดูดซับเสียงที่ต่ำประมาณ 0.15 -0.20 ด้วยวัสดุเป็นคอนกรีตซึ่งมีความสามารถในการสะท้อนพลังงานที่ผิวได้ดี อาจกล่าวได้ว่าพลังงาน 15%-20% ถูกแผ่นคอนกรีตดูดเข้าไป ทำให้พลังงานที่ผ่านเข้ามาในแผ่นคอนกรีตมีน้อยจนทำให้เกิดความแตกต่างกัน



ภาพที่ 4 ผลการทดสอบค่าการดูดซับเสียง

4.2.3 ผลการทดสอบค่าการสูญเสียการส่งผ่านเสียง

ผลการทดสอบค่าการสูญเสียการส่งผ่านเสียง (Transmission loss, TL) ของแผ่นทดสอบที่ถูกติดตั้งแผ่น Viscoelastic polymer ไว้ภายในแต่ละรูปแบบโดยทำการให้ระดับค่ามาตรฐาน STC ตาม ASTM E413 พบว่าแผ่นตัวอย่างที่ไม่ได้ติดตั้งแผ่น Viscoelastic polymer มีค่า STC ที่ 32 ในขณะที่ตัวอย่างที่ติดตั้งแผ่น Viscoelastic polymer ทั้ง 3 รูปแบบที่ทำการทดสอบให้ค่า STC อยู่ที่ 36 ดังแสดงในภาพที่ 5



ภาพที่ 5 ผลการทดสอบค่าการกั้นเสียง

เมื่อพิจารณาสมการที่ (7) จะพบว่า TL มีความสัมพันธ์กับ Damping loss factor แบบ logarithm จากการวิเคราะห์พบว่าหาก Damping loss factor เพิ่มขึ้น 2 เท่า จะทำให้ TL เพิ่มขึ้น 3 dB ซึ่งการส่งผลที่ 3 dB อาจสามารถทำให้ STC มีค่าเพิ่มขึ้นได้

5. สรุป

การติดแผ่น Viscoelastic polymer ทั้ง 3 รูปแบบทำให้ค่าเฉลี่ยค่าการหน่วงการสั่นเพิ่มขึ้น เนื่องจากรูปแบบการติดตั้งแผ่นที่พาดผ่านบริเวณ antinode ของแต่ละโหมด

ในส่วนความสามารถในการดูดซับเสียงและการกั้นเสียงจากการทดสอบพบว่าค่าดูดซับเสียงในช่วง 0.15-0.20 และอันดับความสามารถในการกั้นเสียงคือ STC 36 จากการวิเคราะห์ในทางทฤษฎีพบว่าหาก Damping loss factor เพิ่มขึ้น 2 เท่า จะทำให้ TL เพิ่มขึ้น 3 dB ซึ่งการเปลี่ยนแปลงในระดับ 3 dB นี้จำเป็นต้องมีการทำการทดสอบอย่างแม่นยำ จากการทดสอบนี้ถึงแม้ว่าจะสามารถเห็นความแตกต่างของ TL ได้ก็ตาม แต่จากข้อจำกัดของอุปกรณ์ในการทดสอบนี้อาจทำให้เห็นความแตกต่างจากผลการทดสอบไม่ชัดเจนนัก ซึ่งอุปกรณ์ทดสอบต่างๆจะถูกพัฒนาการต่อไป

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับทุนสนับสนุนจากโครงการพัฒนานักวิจัยและงานวิจัยเพื่ออุตสาหกรรม (พวอ.) โดยสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย สัญญาเลขที่ MSD61I0078

เอกสารอ้างอิง

[1] McCrum, Buckley, and Bucknell (2003): "Principles of Polymer Engineering," 117-176

[2] Goran Falk, Viscoelastic damping technology can achieve 70% noise reduction, Off-shore magazine, January, 2000.

[3] Mohan D. Rao, Recent applications of viscoelastic damping for noise control in automobiles and commercial airplanes, Journal of Sound and Vibration, 262 (2003) 457–474

[4] K.S. Lee, J.-I. Choi, S.-K. Kim, B.-K. Lee, J.-S. Hwang, B.Y. Lee, Damping and mechanical properties of composite composed of polyurethane matrix and preplaced aggregates, Constr. Build. Mater. 145 (2017) 68 –75.

[5] K.S. Lee, J.I. Choi, S.E. Park, J.S. Hwang, B.Y. Lee, Damping property of prepacked concrete incorporating coarse aggregates coated with polyurethane, Cement and Concrete Composites 93 (2018) 301–308.

[6] Marshall Long, Architectural Acoustics, Elsevier Academic Press, 2006

[7] Blevins, Robert D., Formulas for natural frequency and mode shape. 2001. New York: Van Norstrand.

[8] R. del Rey, J. Alba, L. Bertó, A. Gregori, Small-sized reverberation chamber for the measurement of sound absorption, Materiales de Construcción, Vol. 67, Issue 328, October–December 2017, e139

ผลกระทบของกราฟีนออกไซด์ต่อแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยเหล็กและมอร์ต้าร์

Effect of Graphene Oxide on Bond between Steel Fiber and Mortar

สุริยาวรรณ คงตัน[1] (Suriyawan Kongtun)
เชรษฐา รัตนพันธ์[2] (Chesta Ruttanapun)
ปิติ สุคนธสุขกุล[3](Piti Sukontasukkul)

[1]นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ, E-mail: s5701081616304@email.kmutnb.ac.th
[2]อาจารย์ ภาควิชาฟิสิกส์ คณะวิทยาศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง Email: chesta.ruttanapun@gmail.com
[3]ศาสตราจารย์ ศูนย์วิจัยวัสดุอาคารและการก่อสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ, E-mail: piti.s@eng.kmutnb.ac.th

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาผลกระทบของกราฟีนออกไซด์ต่อแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยเหล็กและมอร์ต้าร์ด้วยวิธีถอนเส้นใยเดี่ยว โดยนำสารละลายกราฟีนมาผสมกับมอร์ต้าร์ความเข้มข้น 10 มิลลิกรัมต่อมิลลิลิตร ที่สัดส่วนผสม 0.05 % โดยน้ำหนักของซีเมนต์ เส้นใยเหล็กที่ใช้ในการทดสอบมี 3 ชนิด แตกต่างกันไปตามค่ากำลังรับแรงดึง โดยประกอบไปด้วย เส้นใยที่มีค่ากำลังรับแรงดึง 1225, 1800 และ 2300 MPa จากนั้นจึงนำตัวอย่างไปทดสอบหาค่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยเหล็กกับมอร์ต้าร์ด้วยวิธีถอนเส้นใยเดี่ยว ผลการทดสอบพบว่า ค่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยเหล็กฝังตัวในมอร์ต้าร์ที่มีการผสมด้วยกราฟีนออกไซด์มีค่าเพิ่มสูงเมื่อเทียบกับตัวอย่างควบคุม

ABSTRACT: This research is to investigate the effect graphene oxide on bonding strength between steel fibers and mortar using single fiber pull-out test. The graphene oxide solution was mixed with cement mortar at a concentration of 10 mg/ml at 0.05% by weight of cement. Three types of steel fibers were used categorizing based on the tensile strength as follow: 1225, 1800 and 2300 MPa The samples were subjected to a single fiber pullout test. Results indicated that bond strength between steel fibers embedded in mortar mixed with graphene oxide increased markedly compared to the control samples.

KEYWORDS: Single Pull-out test, Graphene oxide, Bond strength, Steel fiber.

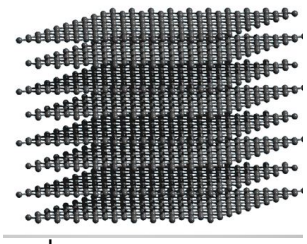
1. บทนำ

คอนกรีตเป็นวัสดุผสมที่นิยมใช้ในงานก่อสร้าง ประกอบด้วยส่วนผสมหลัก 3 ส่วนคือปูนซีเมนต์ วัสดุผสม (หิน ทราย กรวด) และน้ำ ทั่วไปแล้วความแข็งแรงของคอนกรีตจะค่อนข้างคงที่หลังจากอายุแล้ว 28 วันไปแล้ว โดยจะให้คุณสมบัติเด่นในด้านการรับแรงอัดได้ดี ซึ่งตรงกันข้ามกับการรับแรงดึงและแรงดัด ดังนั้นเมื่อต้องการปรับปรุงคุณสมบัติของคอนกรีตให้สามารถรับแรงดึงได้จะต้องเสริมวัสดุอื่นคือเส้นใยเข้าไปในเนื้อคอนกรีต เรียกว่า คอนกรีตเสริมเส้นใย

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาผลกระทบของสารละลายกราฟีนต่อกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตเสริมเส้นใย โดยนำสารละลายกราฟีนเข้ามาผสมให้เป็นเนื้อเดียวกันกับคอนกรีต โดยคุณสมบัติทั่วไปของ [1] กราฟีนจัดได้ว่าเป็นวัสดุสองมิติรูปแบบหนึ่งของผลึกคาร์บอน ลักษณะคล้ายกับ เพชร, กราไฟท์, ท่อนาโนคาร์บอนและฟูลเลอรีน โดยที่อะตอมของคาร์บอนเรียงตัวในรูปแบบหกเหลี่ยมรังผึ้งทั่วไป สามารถ

อธิบายลักษณะทางเคมีได้ว่า กราฟีนเป็นวัสดุที่ชั้นหนาเพียงอะตอมเดียวของแร่แกรไฟต์ที่เป็นชั้นๆ โดยกราฟีนที่มีคุณภาพสูง จะมีความแข็งแรงมาก น้ำหนักเบา (กราฟีนขนาด 1 ตารางเมตรมีน้ำหนักเพียง 0.77 มิลลิกรัมเท่านั้น) เกือบโปร่งใส และเป็นตัวนำความร้อนและไฟฟ้าที่ดี

จุดประสงค์หลักของงานวิจัยคือ เพื่อศึกษาและเปรียบเทียบถึง ความสามารถในการรับแรงยึดเหนี่ยวที่เพิ่มสูงขึ้น, ค่าความเค้นดึงสูงสุด, และค่าความเหนียวที่เพิ่มมากขึ้นระหว่างเส้นใยและมอร์ต้าร์ [2] เนื่องจากคุณสมบัติเด่นของกราฟีน คือ เป็นอนุภาคที่มีความแข็งแรงสูงมาก เมื่อผสมรวมกับคอนกรีตแล้ว ส่งผลให้คอนกรีตสามารถรับกำลังได้มากขึ้นกว่าเดิมหลายเท่า มีความทนทานที่เพิ่มขึ้น นอกจากนี้ด้วยอนุภาคที่มีขนาดเล็กมากของกราฟีน ทำให้เพิ่มคุณสมบัติกันซึมของคอนกรีตได้หลายเท่า [3] ลดปริมาณช่องว่างของคอนกรีต



ภาพที่ 1 โครงสร้างกราฟีน

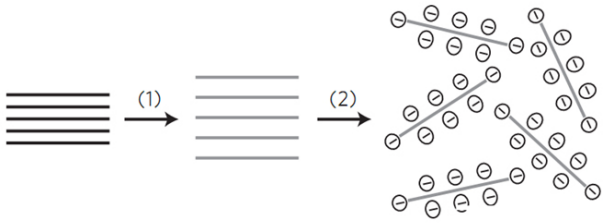
2. การดำเนินงานวิจัย

2.1. วัสดุ

2.1.1. ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ประเภทที่ 1 ตามมาตรฐาน ASTM C 150

2.1.2. เส้นใยเหล็ก (Steel Fiber) ชนิดของเส้นใยที่เลือกใช้ในการวิจัยนี้ประกอบไปด้วยเส้นใย 3 ชนิด ซึ่งแต่ละชนิดมีรูปร่างลักษณะ และมีคุณสมบัติดังแสดงในตารางที่ 1

2.1.3. Graphene oxide ที่นำมาใช้ในงานวิจัยได้จาก การสังเคราะห์แกรฟีนด้วยวิธีทางเคมี เริ่มต้นด้วยการใช้กรดแก่หรือตัวออกซิแดนท์มาออกซิไดส์แกรไฟต์ได้เป็น “แกรไฟต์ออกไซด์” ซึ่งกลุ่มของออกไซด์, ไฮดรอกซิล, คาร์บอกซิลิกและคาร์บอนิลจะเข้าไปแทรกและเกาะเต็มระนาบพื้นผิวในแต่ละชั้นของแกรไฟต์ ทำให้แต่ละชั้นของแกรไฟต์กว้างขึ้นและลดแรงแวนเดอร์วาลส์ระหว่างชั้นหากแกรไฟต์ออกไซด์ถูกกระตุ้นด้วยแรงเพียงนิดเดียวเช่นด้วยการใช้คลื่นความถี่สูง (Sonication) ก็สามารถหลุดลอกออกเป็น “แกรฟีนออกไซด์” (Graphene oxide) โดย Graphene oxide ที่นำมาใช้ในงานวิจัยแสดงดังภาพที่ 3 [4]



ภาพที่ 2 ขั้นตอนการสังเคราะห์กราฟีน

ตารางที่ 1 คุณสมบัติของเส้นใยเหล็ก

Type	F1	F2	F3
shape			
Diameter (mm)	0.75	0.62	0.90
Length (mm)	60	60	60
Aspect ratio	80	95	65
Tensile strength (MPa)	1225	1800	2300

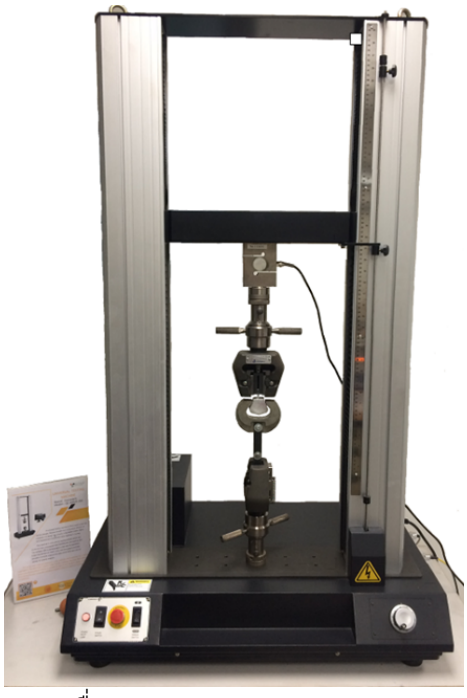
ตารางที่ 2 คุณสมบัติของกราฟีนออกไซด์

Specification	
Name	Graphene oxide
Appearance	Brown to dark brown and black
Solvent	Water
Concentration (mg/mL)	10

ภาพที่ 3 Graphene oxide ที่นำมาใช้ในงานวิจัย

2.2. อุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบ

เครื่องทดสอบ Universal Testing Machine (UTM) ขนาด 1000 N ใช้สำหรับทดสอบแรงดึงยึดเกาะระหว่างเส้นใยและคอนกรีต ดังแสดงดังภาพที่ 4



ภาพที่ 4 เครื่องทดสอบ Universal Testing Machine (UTM) ขนาด 1000 N

2.3. อัตราส่วนผสมของตัวอย่างทดสอบ

2.3.1. มอร์ต้าร์ควบคุม (M) กำหนดอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ที่ 0.37 โดยน้ำหนัก อัตราส่วนปูนซีเมนต์ต่อทราย 1:1.77 โดยปริมาตร

2.3.2. มอร์ต้าร์ผสมกราฟีน (GM) นำสารละลายกราฟีนที่มีความเข้มข้น 10 mg/ml มาผสมกับมอร์ต้าร์ในสัดส่วน 0.05% โดยน้ำหนักของซีเมนต์

2.4. ประเภทของตัวอย่าง แบ่งออกเป็น 2 ประเภท ดังนี้

2.4.1. ตัวอย่างควบคุมที่ใช้มอร์ต้าร์ปกติและเส้นใยปกติ (M/F)

2.4.2. ตัวอย่างที่ใช้มอร์ต้าร์ผสมกราฟีนและเส้นใยปกติ (GM/F)

ตารางที่ 3 สัดส่วนผสมมอร์ต้าร์สำหรับการหาค่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยกับมอร์ต้าร์

Name	Mortar	Fiber Type
M/F1	Control Mortar	F1
GM/F1	Graphene Mortar	F1
M/F2	Control Mortar	F2
GM/F2	Graphene Mortar	F2
M/F3	Control Mortar	F3
GM/F3	Graphene Mortar	F3

2.5. การเตรียมตัวอย่างทดสอบ

ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างการทดสอบกำลังรับแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยเหล็กและมอร์ต้าร์

- ชั่งส่วนผสมตามที่กำหนดไว้จากนั้น ผสมแห้งก่อน โดยผสมปูนและทรายให้เข้ากันประมาณ 1 นาที แล้วจึงเติมน้ำลงไป ผสมให้เป็นเนื้อเดียวกันประมาณ 1 นาที
- นำมอร์ต้าร์ที่ผสมเรียบร้อยแล้วจากขั้นตอนแรก หล่อเข้าแบบหล่อรูปทรงกระดูก ขนาดแบบทดสอบกว้าง 76.20 x 44.50 มิลลิเมตร สูง 25.4 มิลลิเมตร หล่อแบบครึ่งซีก ระยะในการฝังเส้นใยกำหนดให้เท่ากับ 1/2 ของความยาวเส้นใย
- นำโฟมเจาะรูตรงกลางเพื่อให้เส้นใยผ่านรูได้ และเพื่อกันไม่ให้มอร์ต้าร์ไหลเกิน 1/2 ของแบบทดสอบ นำไปสั่นที่โต๊ะสั่นคอนกรีตเพื่อไล่อากาศ ปาดผิวหน้าให้เรียบ ทิ้งให้มอร์ต้าร์แข็งตัวเป็นเวลา 24 ชั่วโมง จึงแกะออกจากแบบ และนำตัวอย่างทดสอบไปทำการบ่มในน้ำตลอดอายุตัวอย่างครบ 28 วัน

2.6. วิธีการทดสอบ

- ทดสอบกำลังรับแรงอัด ตามมาตรฐาน ASTM C109/C109M-16a
- ทดสอบแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยสังเคราะห์กับมอร์ตาร์ ทำการทดสอบแรงยึดเหนี่ยวของเส้นใยด้วยวิธีถอนเส้นใยเดี่ยว (Single pull out test) อัตราเร็วในการดึง 60, 180 มิลลิเมตรต่อนาที

2.7. การคำนวณการทดสอบแรงดึงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยเหล็กและมอร์ต้าร์

ผลการทดสอบ แสดงเป็นความสัมพันธ์ระหว่างแรงถอนของเส้นใยกับระยะดึงของหัวทดสอบ ซึ่งในแต่ละระยะการถอนเส้นใย สามารถแบ่งลักษณะของแรงได้เป็นแรงยึดเกาะ (Adhesion force), แรงยึดรั้ง เนื่องจากรูปทรงของเส้นใย (Anchor force) และ แรงเสียดทานระหว่างเส้นใยกับมอร์ตาร์ (Friction force)

ดังนั้น จากกราฟความสัมพันธ์ สามารถแบ่งช่วงและอธิบายถึงพฤติกรรมใต้แรงถอนเส้นใยเดี่ยวได้ ดังนี้ ช่วงที่ 1 เป็นอิทธิพลของแรงยึดเกาะ เมื่อเส้นใยเริ่มมีการรับแรงถอน จนถึงจุดสูงสุด หรือจุดที่แรงถอน มีค่าเท่ากับแรงยึดเกาะ ทำให้เส้นใยเริ่มรูดออกจากมอร์ตาร์ หลังจากค่าแรงถอนสูงสุด เริ่มเข้าสู่ช่วงที่ 2 เป็นอิทธิพลของแรงยึดรั้งเนื่องจากรูปทรงของเส้นใยและ แรงเสียดทานระหว่างเส้นใยกับมอร์ตาร์ โดยลักษณะกราฟช่วงนี้ ขึ้นอยู่กับรูปทรงของเส้นใยเป็นหลัก สามารถนำไปวิเคราะห์ผลได้ดังนี้

2.7.1. ความเค้นดึงในเส้นใย

$$\sigma_{f,max} \frac{P_{max}}{A_f} \quad (1)$$

$\sigma_{f,max}$ = ความเค้นดึงสูงสุด

P_{max} = แรงกระทำสูงสุดของเส้นใย

A_f = พื้นที่หน้าตัดของเส้นใยเหล็ก

2.7.2. กำลังยึดเหนี่ยวเฉลี่ยระหว่างเส้นใยเหล็กและเมทริกซ์ที่แรงยึดเหนี่ยวสูงสุดที่ระยะฝังของเส้นใย

$$T_{av} = \frac{P_{max}}{\pi d L_E} \quad (2)$$

T_{av} = ค่าเฉลี่ยของกำลังยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยกับคอนกรีต

P_{max} = แรงกระทำสูงสุดของเส้นใย

L_E = ระยะฝังของเส้นใย

d = เส้นผ่านศูนย์กลางของเส้นใย

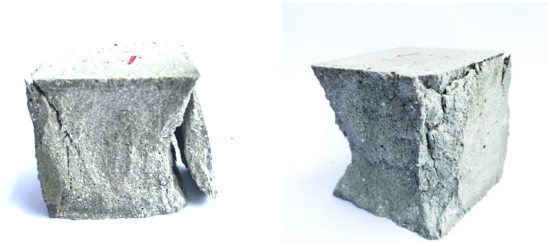
2.7.3. คำนวณค่าความเหนียวของเส้นใยที่คิดจากพื้นที่ใต้กราฟจากระยะ 0-30 มม. ของระยะฝังของเส้นใย

$$T = \int_{s=0}^{s=L_E} P(s)\, ds \quad (3)$$

T = ค่าความเหนียวระหว่างคอนกรีตกับเส้นใย

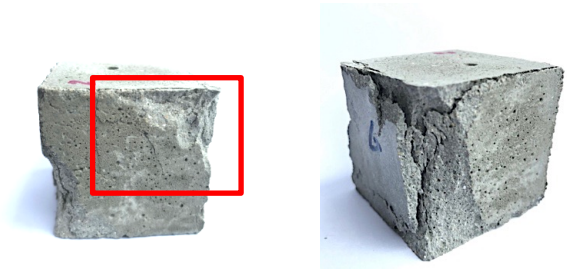
3. ผลการทดสอบและการวิเคราะห์

3.1. กำลังอัดมอร์ต้าร์ควบคุมและกราฟีนมอร์ต้าร์



(1) (2)

ภาพที่ 5 รูปแบบการแตกร้าวของมอร์ต้าร์ควบคุม



(1) (2)

ภาพที่ 6 รูปแบบการแตกร้าวของกราฟีนมอร์ต้าร์

ผลการทดสอบกำลังอัดระหว่างมอร์ต้าร์ควบคุมและกราฟีนมอร์ต้าร์ เมื่อเปรียบเทียบค่ากำลังอัดระหว่างระหว่างมอร์ต้าร์ควบคุมและกราฟีนมอร์ต้าร์จากการทดสอบค่ากำลังอัดมีค่าเท่ากับ 42 และ 45 MPa ตามลำดับ จากค่าการทดสอบพบว่ากราฟีนมอร์ต้าร์ให้ค่ากำลังอัดที่สูงกว่ามอร์ต้าร์ควบคุม โดยมีค่าเพิ่มขึ้นประมาณ 6.36% จากภาพที่ 6-1 และ 6-2 จะเห็นได้ชัดว่าที่ผิวของมอร์ต้าร์ควบคุมจะเกิดการแตกร้าวแยกออกเป็นชิ้นส่วน ในส่วนของกราฟีนมอร์ต้าร์นั้น ความเสียหายที่เกิดจะแสดงผลเป็นรอยร้าว แต่ยังไม่เกิดการแยกออกเป็นชิ้น (ภาพที่ 6) เนื่องจากการผสมกราฟีนในมอร์ต้าร์ช่วยเพิ่มคุณสมบัติของมอร์ต้าร์ทำให้มี

ความแข็งแรงเพิ่มมากขึ้น และช่องว่างภายในมอร์ต้าร์ลดน้อยลง โดยคุณสมบัติเฉพาะของกราฟีน ที่มีขนาดอนุภาคเล็กมาก สามารถเข้าไปอุดรูช่องว่างภายในมอร์ต้าร์ให้ลดน้อยลง

3.2. แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยเหล็กและมอร์ต้าร์ โดยวิธีถอนเส้นใยเดี่ยว

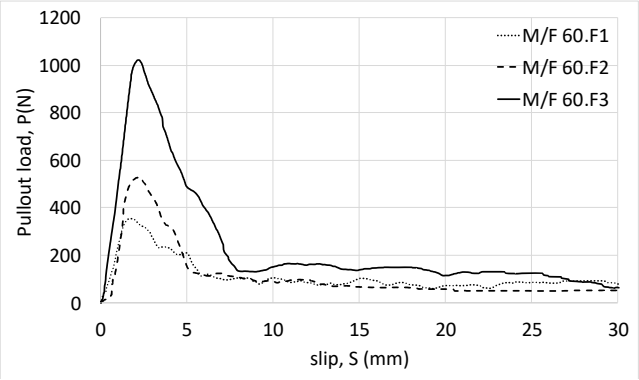
3.2.1. รูปแบบการถอนของเส้นใย

เนื่องจากเส้นใยเหล็กมีกำลังรับแรงดึงมากกว่าแรงยึดเหนี่ยวของมอร์ต้าร์ทำให้รูปแบบการวิบัติมีลักษณะของการรูดออกและไม่มีการขาดของเส้นใย และเนื่องจากการถูกถอนออกทั้งเส้น ทำให้เส้นใยมีรูปร่างเปลี่ยนแปลงไป โดยที่ปลายตะขอเดิมเปลี่ยนไปเป็นเส้นตรง ดังแสดงในภาพที่ 6

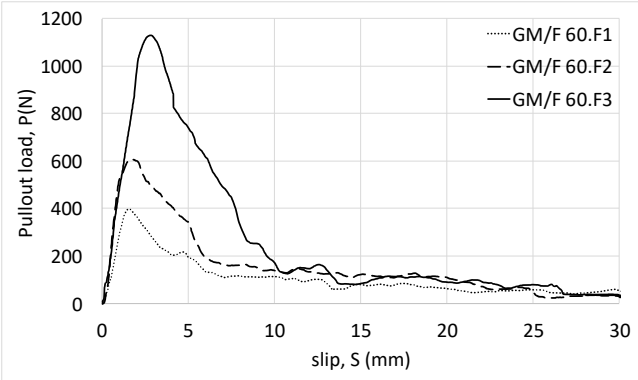
F1 F2 F3

ภาพที่ 7 รูปแบบเส้นใยเหล็กหลังการทดสอบ

3.2.2. ผลกระทบของชนิดของมอร์ต้าร์ต่อแรงยึดเหนี่ยวของส้นใย



(a)

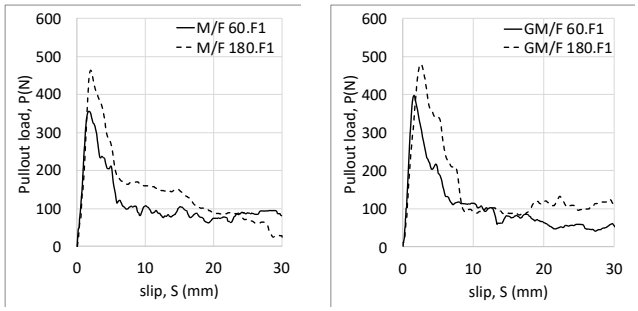


(b)

ภาพที่ 8 ผลกระทบของชนิดของมอร์ต้าร์ต่อแรงถอน (a) M/F (b) GM/F ที่อัตราเร็ว 60 mm/minute

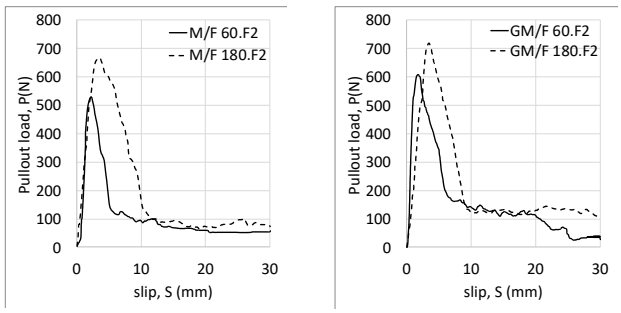
ผลกระทบของชนิดของมอร์ต้าร์ตามชนิดเส้นใยต่อการทดสอบแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยเหล็กและมอร์ต้าร์เป็นดังแสดงในภาพที่ 8 ผลการทดลองพบว่า ที่ความเร็ว 60 mm/min ในกลุ่มของ M/F ค่ากำลังถอนของเส้นใยชนิด F1, F2 และ F3 มีค่าเท่ากับ 335, 539 และ 1024 N ตามลำดับ ในขณะเดียวกันในกลุ่มของ GM/F มีค่ากำลังดึงถอนของเส้นใยเพิ่มขึ้นเท่ากับ 399, 608 และ 1130 N โดยมีค่าประมาณ 16%, 12% และ 10% ของเส้นใยที่ฝังตัวในมอร์ต้าร์ปกติตามลำดับ

3.2.3. ผลกระทบของอัตราเร็วในการดึงเทียบต่อแรงยึด-เหนี่ยว



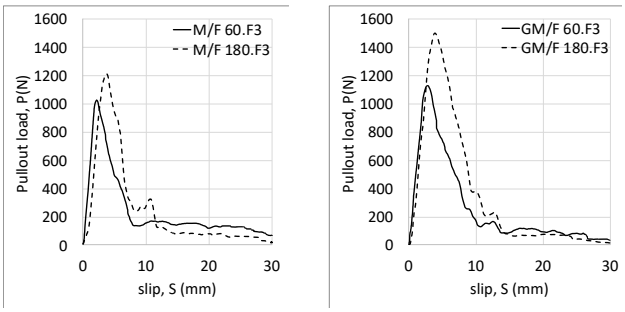
(a) (b)

ภาพที่ 9 ผลกระทบของอัตราเร็วในการดึงของเส้นใย F1 (a) M/F (b) GM/F ที่อัตราเร็ว 60 และ 180mm/minute



(a) (b)

ภาพที่ 10 แสดงผลกระทบของอัตราเร็วในการดึงของเส้นใย F2 (a) M/F (b) GM/F ที่อัตราเร็ว 60 และ 180mm/minute



(a) (b)

ภาพที่ 11 แสดงผลกระทบของอัตราเร็วในการดึงของเส้นใย F3 (a) M/F (b) GM/F ที่อัตราเร็ว 60 และ 180mm/minute

จากภาพที่ 11 แสดงผลกระทบของอัตราเร็วในการดึงเปรียบเทียบในแต่ละชนิดของเส้นใยเหล็ก แสดงให้เห็นว่าเมื่อพิจารณากลุ่ม M/F ของเส้นใยเหล็ก F1, F2 และ F3 ที่ความเร็ว 60 mm/min มีค่าเท่ากับ 355, 539 และ 1024 ตามลำดับ ขณะที่ความเร็ว 180 mm/min มีค่าเท่ากับ 463, 666 และ 1213 ตามลำดับ จากผลทดสอบที่ความเร็ว 180 mm/min มีค่าเพิ่มขึ้นประมาณ 30%, 24% และ 18% ของความเร็ว 60 mm/min ตามลำดับ เมื่อพิจารณากลุ่ม GM/F ของเส้นใยเหล็ก F1, F2 และ F3 ที่ความเร็ว 60 mm/min มีค่าเท่ากับ 399, 608 และ 1130 ตามลำดับ ขณะที่ความเร็ว 180 mm/min มีค่าเท่ากับ 480, 719 และ 1500 ตามลำดับ จากผลทดสอบที่ความเร็ว 180 mm/min มีค่าเพิ่มขึ้นประมาณ 20%, 18% และ 33% ของความเร็ว 60 mm/min ตามลำดับ

การเพิ่มขึ้นของแรงถอนเมื่อมีการเพิ่มอัตราเร็วในการใส่แรงกระทำ แสดงให้เห็นว่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยและมอร์ต้าร์มีความอ่อนไหวต่ออัตราเร็วของแรงกระทำ (Loading Rate Sensitive) ซึ่งเป็นคุณสมบัติที่สำคัญของคอนกรีตเสริมเส้นใย

5. สรุปผลการทดสอบ

1) ผลการทดสอบกำลังอัดระหว่างมอร์ต้าร์ควบคุมและกราฟีนมอร์ต้าร์ จากการทดสอบพบว่ากราฟีนมอร์ต้าร์ให้ค่ากำลังอัดที่สูงกว่ามอร์ต้าร์ควบคุม โดยมีค่าเพิ่มขึ้นประมาณ 6.36% เนื่องจากการผสมกราฟีนในมอร์ต้าร์ช่วยเพิ่มคุณสมบัติของมอร์ต้าร์ทำให้มีความแข็งแรงเพิ่มมากขึ้นและช่องว่างภายในมอร์ต้าร์ลดน้อยลง เป็นคุณสมบัติเฉพาะของ กราฟีน ที่มีขนาดอนุภาคเล็กมาก สามารถเข้าไปอุดรูช่องว่างภายในมอร์ต้าร์ให้ลดน้อยลง

2) ในส่วนของผลการทดสอบแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยเหล็กและมอร์ต้าร์ พบว่ากราฟีนมีส่วนทำให้ค่ากำลังถอนมีค่าเพิ่มสูงขึ้น เนื่องจากกราฟีนผสมคอนกรีตช่วยเพิ่มกำลังรับแรงอัดและแรงยึดเกาะกับผิวของเส้นใยเหล็ก

3) ในส่วนของค่ากำลังรับแรงดึงของเส้นใยเทียบที่ชนิดของมอร์ต้าร์ พบว่าแรงยึดเหนี่ยวมีค่าเพิ่มขึ้นตามกำลังรับแรงดึงของเส้นใย

4) จากผลการทดสอบอัตราเร็วในการดึงเทียบแต่ละชนิดของเส้นใยทำให้ทราบว่าเมื่อทดสอบที่ความเร็วต่ำค่ากำลังถอนจะมีค่าน้อย ในขณะที่อัตราเร็วเพิ่มขึ้นนั้น การวิบัติจะเกิดแบบทันทีทันใดทำให้เส้นใยรับแรงได้สูงขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

ได้รับทุนสนับสนุนโครงงานวิจัยจากสำนักงานคณะกรรมการส่งเสริมวิทยาศาสตร์ วิจัยและนวัตกรรม (สกสว.) ประเภททุน พวอ. เลขที่สัญญา MSD-62I0050 รหัส 3024

เอกสารอ้างอิง

[1] Geim Andre and Novoselov Konstantin, Febuary 1, 2017. Australian scientists use soybean oil to create graphene. Retrieved on October 12, 2019. https://www.bbc.com/news/world-australia-38804802

[2] อาจวรงค์ จันทมาศ, Feb 9, 2017. กราฟีน : วัสดุแห่งอนาคตผลิตจากน้ำมันถั่วเหลือง. Retrieved on October 12, 2019.http://www.momentum.co/successful-innovation-design-graphene-from-soybean-oil/

[3] Dimitrios G. Papageorgiou., Ian A. Kinloch., Robert J. Young, Mechanical properties of graphene and graphene-based nanocomposites, Progress in Materials Science, Vol.90 (2017), pp.75–127. https://doi.org/10.1016/j.pmatsci.2017.07.004

[4] Thailand Center of Excellence in Physics (ThEP), August 1 2013, Retrieved on Febuary 23, 2020, https://sites.google.com/site/graphenewebsite/

ผลกระทบของกราฟีนออกไซด์ต่อแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยสังเคราะห์และซีเมนต์มอร์ตาร์

THE EFFECT OF GRAPHENE OXIDE IN BOND STRENGTH BETWEEN SYNTHETIC FIBERS AND CEMENT MORTAR

อภิสิทธิ์ เตชพัฒนากร[1] (Apisit Techaphatthanakon)
เชรษฐา รัตนพันธ์[2] (Chesta Ruttanapun)
สิทธิศักดิ์ แจ่มนาม[3] (Sittisak Jamnam)
ปริญญา จินดาประเสริฐ[4] (Prinya Chindaprasirt)
ปิติ สุคนธสุขกุล[5] (Piti Sukontasukkul)

[1]นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ, E-mail : apisit.civileng@gmail.com
[2]อาจารย์ ภาควิชาฟิสิกส์ คณะวิทยาศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง Email: chesta.ruttanapun@gmail.com
[3]อาจารย์ ศูนย์วิจัยวัสดุอาคารและการก่อสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ, E-mail : sittisak.j@eng.kmutnb.ac.th
[4]ศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยขอนแก่น Email: prinya@kku.ac.th
[5]ศาสตราจารย์ ศูนย์วิจัยวัสดุอาคารและการก่อสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ, E-mail : piti.s@eng.kmutnb.ac.th

บทคัดย่อ : กราฟีนเป็นวัสดุระดับนาโนซึ่งสังเคราะห์จากแกรไฟต์ด้วยวิธีทางเคมี ที่มีโครงสร้างระดับอนุภาคทางเคมีเป็นวงแหวนหกเหลี่ยมที่เชื่อมด้วยพันธะโคเวเลนต์ จึงทำให้มีคุณสมบัติที่โดดเด่นด้านความแข็งแกร่ง นำไฟฟ้าได้ดี และ มีความยืดหยุ่นสูง งานวิจัยที่ผ่านมาพบว่าการผสมกราฟีนส่งผลให้กำลังรับแรงของมอร์ตาร์มีค่าเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาผลกระทบของกราฟีนออกไซด์ต่อแรงยึดเหนี่ยวของมอร์ตาร์กับเส้นใยสังเคราะห์ซึ่งประกอบด้วย เส้นใยโพลีพรอพีลีน เส้นใยแก้ว และ เส้นใยบะซอลท์ โดยนำสารละลายกราฟีนออกไซด์มาผสมร่วมกับซีเมนต์มอร์ตาร์ ตัวอย่างทดสอบถูกนำมาทดสอบแรงยึดเหนี่ยวของเส้นใยด้วยวิธีถอนเส้นใยเดี่ยว (Single pull out test) ผลการทดสอบพบว่าตัวอย่างที่มีการฝังตัวของเส้นใยในมอร์ตาร์ผสมด้วยสารละลายกราฟีนออกไซด์มีแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยเพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับตัวอย่างควบคุม

ABSTRACT: Graphene is a nanomaterial chemically synthetized from graphite. The microstructure of graphene is in hexagonal form with covalent bonding. It exhibits excellent rigidity, electrical conductivity and flexibility. Several researches indicated that mixing graphene oxide with cement mortar can noticeably increase its strength. In this study, the effects of graphene oxide (GO) on the bonding strength of synthetic fibers was investigated. Three types of fibers were used polypropylene, glass and basalt fibers. The GO solution was mixed with mortar. The specimens were subjected to a single fiber pullout test. Results showed that the sample with fiber embedded in GO mortar exhibited higher bonding strength than the control sample.

KEYWORDS: Graphene oxide, Single fiber pullout, Bond strength, Basalt fiber, Glass fiber, Polypropylene fiber.

1. ที่มาและความสำคัญ

ปัจจุบัน นาโนเทคโนโลยี เป็นนวัตกรรมที่มีบทบาทมากขึ้นในด้านการศึกษาวิจัยและพัฒนา เพื่อเป็นวัสดุสำหรับอนาคตและกราฟีน คือหนึ่งในนวัตกรรมระดับนาโนที่ถูกค้นพบ ในลักษณะ 2 มิติ โดยมีการเรียงตัวของอะตอมคาร์บอนเพียง 1 ชั้น เป็นโครงสร้างหกเหลี่ยมที่เชื่อมต่อกันด้วยพันธะโคเวเลนต์ ซึ่งสังเคราะห์ได้จากแกรไฟต์ ด้วยวิธีทางเคมี จากองค์ประกอบของกราฟีนที่มีคาร์บอนเป็นส่วนประกอบหลัก ทำให้มีความโดดเด่นในด้านความแข็งแกร่ง การนำไฟฟ้าได้ดี และมีความยืดหยุ่นบิดงอได้ [1]

รูปแบบของกราฟีน สามารถแบ่งได้เป็น กราฟีนแบบหลายชั้น (Multilayer graphene), กราฟีนแบบชั้นเดียว (Graphene nanosheet), กราฟีนออกไซด์ (Graphene oxide) และ รีดิวซ์กราฟีนออกไซด์ (Reduced graphene oxide) [2] โดยกราฟีนออกไซด์ (Graphene oxide) เป็นสารที่ได้จากการออกซิไดซ์ของแกรไฟต์ ประกอบด้วยหมู่ไฮดรอกซิล, อิพอกซี, คาร์บอนิล และคาร์บอกซิล ที่มีลักษณะเป็นไฮโดรฟิลลิก (Hydrophilic) สามารถละลายในน้ำได้ [3]

ในด้านวิศวกรรมโยธา มีการศึกษาผลกระทบของกราฟีนออกไซด์ต่อคุณสมบัติของซีเมนต์เพสต์ มอร์ตาร์ และคอนกรีต Wengui et al. [4] ศึกษาซีเมนต์เพสต์ที่ผสมด้วยกราฟีนออกไซด์ในสัดส่วน 0.02 - 0.08% โดยน้ำหนักของซีเมนต์ จากการทดสอบกำลังรับแรงอัดมีค่าเพิ่มขึ้น ตั้งแต่ 19.1 – 46.8% เมื่อเปรียบเทียบกับซีเมนต์เพสต์ควบคุม Donghoon et al. [5] และ Shenghua et al. [6] ทำการทดสอบมอร์ตาร์ที่ผสมกราฟีนออกไซด์ สัดส่วนผสม 0.005 – 1% โดยน้ำหนักของซีเมนต์ พบว่า ที่สัดส่วนผสม 0.05% มีค่ากำลังรับแรงอัดสูงสุด ซึ่งเพิ่มขึ้น 32 – 47.9% จากมอร์ตาร์ควบคุม และต่อมา S.C. Devi [7] ทำการผสมกราฟีนออกไซด์ในคอนกรีต สัดส่วนผสม 0.02 – 0.08% โดยน้ำหนักซีเมนต์ มีอัตราส่วน ซีเมนต์ : มวลรวมละเอียด : มวลรวมหยาบ : น้ำ (1 : 1.86 : 2.89 : 0.45) จากผลการทดสอบกำลังรับแรงอัด เพิ่มขึ้น 9 – 21% ซึ่งกราฟีนออกไซด์มีผลกระทบต่อกำลังรับแรงอัดของซีเมนต์เพสต์ มอร์ตาร์ และคอนกรีตอย่างมีนัยสำคัญ

ปัจจัยที่มีผลต่อแรงยึดเหนี่ยวของเส้นใยสังเคราะห์กับมอร์ตาร์ประกอบด้วย กำลังของมอร์ตาร์ กำลังของเส้นใย และรูปทรงเส้นใย ซึ่งในการศึกษาครั้งนี้เป็นความพยายามในการปรับปรุงแรงยึดเหนี่ยวของเส้นใยสังเคราะห์กับมอร์ตาร์ ด้วยการใช้สารละลายกราฟีนออกไซด์ผสมร่วมกับมอร์ตาร์ เส้นใยที่ใช้ทดสอบมี 3 ชนิด ประกอบด้วย เส้นใยโพลีพรอพีลีน เส้นใยแก้ว และ เส้นใยบะซอลท์ โดยนำตัวอย่างที่เตรียมไปทำการทดสอบแรงยึดเหนี่ยวด้วยวิธีถอนเส้นใยเดี่ยว (Single pull out test) จากนั้นเก็บข้อมูลลักษณะการวิบัติ และวิเคราะห์ผลเป็นค่าความเค้นสูงสุดของเส้นใยและความเค้นยึดเหนี่ยวเฉลี่ย โดยดำเนินงานวิจัยดังนี้

2. การดำเนินงานวิจัย

2.1 วัสดุและอุปกรณ์

2.1.1 วัสดุ

1) ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ประเภท 1
2) ทรายละเอียด ผ่านตะแกรงเบอร์ 16 ค้างเบอร์ 50
3) น้ำสะอาด
4) สารเคมีผสมเพิ่ม (Superplasticizer)
5) เส้นใยโพลีพรอพีลีน (Polypropylene fiber: PF) มีคุณสมบัติ ดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 คุณสมบัติของเส้นใยโพลีพรอพีลีน

Polypropylene fiber (PF)	
Shape	crimped
Length (mm)	55
Diameter (mm)	0.85
Tensile strength (N/mm^2)	365
Density (kg/m^3)	905

6) เส้นใยแก้ว (Glass fiber: GF) มีคุณสมบัติ ดังตารางที่ 2

ตารางที่ 2 คุณสมบัติของเส้นใยแก้ว

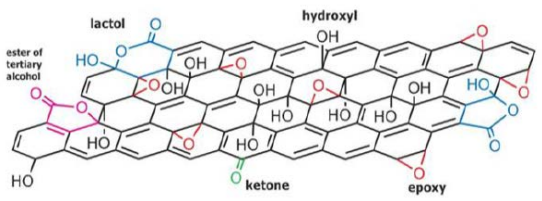
Glass fiber (GF)	
Shape	twisted
Length (mm)	43
Diameter (mm)	0.72
Tensile strength (N/mm^2)	900

7) เส้นใยบะซอลท์ (Basalt fiber: BF) มีคุณสมบัติ ดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 คุณสมบัติของเส้นใยบะซอลท์

Basalt fiber (BF)	
Shape	twisted
Length (mm)	43
Diameter (mm)	0.72
Tensile strength (N/mm^2)	900

8) สารละลายกราฟีนออกไซด์ (Graphene oxide solution) ความเข้มข้น 10 มิลลิกรัมต่อมิลลิลิตร มีลักษณะโครงสร้างทางเคมี ดังภาพที่ 1 มีคุณสมบัติ ดังตารางที่ 4



ภาพที่ 1 โครงสร้างทางเคมีของสารละลายกราฟีนออกไซด์

ตารางที่ 4 คุณสมบัติของสารละลายกราฟีนออกไซด์

Graphene oxide solution (GO)	
Appearance	Brown/Black
Solvent	Dispersion in H_2O
Concentration (mg/mL)	10

2.1.2 เครื่องมือและอุปกรณ์

1) เครื่องทดสอบแรง (Universal testing machine) สามารถทดสอบแรงได้สูงสุด 10 กิโลนิวตัน

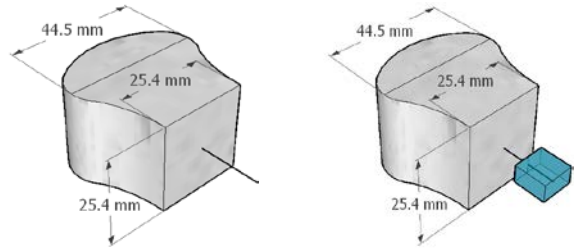
2.2 สัดส่วนผสมและการเตรียมตัวอย่าง

กำหนดให้มอร์ตาร์ควบคุมมีอัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์ เท่ากับ 0.37 อัตราส่วนปูนซีเมนต์ต่อทราย เท่ากับ 1:1.77 โดยปริมาตร สารลดน้ำพิเศษ สัดส่วน 1% โดยน้ำหนักของซีเมนต์ และสำหรับมอร์ตาร์ที่ผสมสารละลายกราฟีนออกไซด์ ทำการผสมที่สัดส่วน 0.05% โดยน้ำหนักของซีเมนต์ ดังตารางที่ 5

ตารางที่ 5 สัดส่วนผสมมอร์ตาร์

Specification	Proportion of mix (kg/m^3)			Graphene oxide fraction
	Cement	Sand	Water	
Normal cement mortar (NC)	825	1221	305	-
Graphene oxide modified mortar (GOM)	825	1221	305	0.05%

การหล่อตัวอย่าง ทำได้โดยการผสมปูนซีเมนต์กับทราย ให้เข้ากัน จากนั้นจึงเติมน้ำกับสารเคมีผสมเพิ่มและผสมให้เป็นเนื้อเดียวกัน เทลงแบบหล่อขนาดพื้นที่หน้าตัด 25.4X25.4 มิลลิเมตร โดยฝังเส้นใยบริเวณกึ่งกลางของหน้าตัดแบบหล่อ ระยะในการฝังเท่ากับครึ่งหนึ่งของความยาวเส้นใยทั้งหมด ดังภาพที่ 2a สำหรับตัวอย่างที่ปรับปรุงด้วยการผสมสารละลายกราฟีนออกไซด์ร่วมกับมอร์ตาร์ ให้ผสมสารละลายกราฟีนออกไซด์กับน้ำก่อนการผสมกับมวลรวมแห้ง และก่อนการทดสอบ สำหรับตัวอย่างที่เป็นเส้นใยบะซอลท์หรือเส้นใยแก้ว ต้องทำการหล่อเรซิ่น บริเวณปลายเส้นใย เนื่องจากเส้นใยข้างต้น มีคุณสมบัติเปราะ เมื่อเครื่องทดสอบทำการจับยึด เส้นใยจะเกิดการแตกหัก ดังนั้น จึงควรป้องกันไม่ให้เกิดการวิบัติก่อนการทดสอบ ดังภาพที่ 2b



(a) (b)

ภาพที่ 2 ลักษณะของตัวอย่างทดสอบ

2.3 ประเภทของตัวอย่างทดสอบ

1) ตัวอย่างทดสอบแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยสังเคราะห์กับมอร์ตาร์

ตัวอย่างในการทดสอบดังแสดงในภาพที่ 2 สามารถแบ่งออกเป็น 2 รูปแบบ ดังนี้ 1) ตัวอย่างควบคุม (NC/F) เตรียมจากมอร์ตาร์ปกติฝังด้วยเส้นใย, 2) ตัวอย่างที่เตรียมจากการฝังเส้นใยในมอร์ตาร์ที่ผสมสารละลายกราฟีนออกไซด์ (Graphene oxide-mortar: GOM/F) ตัวอย่างแต่ละประเภท ทำการทดสอบ โดยกำหนดอัตราเร็วในการดึงที่ 60, 180 มิลลิเมตรต่อนาที ดังแสดงในตารางที่ 6

2) ตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงอัดของ NC และ GOM

ทำการทดสอบมอร์ตาร์ของตัวอย่างควบคุม (NC) และมอร์ตาร์ ที่ผสมสารละลายกราฟีนออกไซด์ สัดส่วนผสม 0.05% โดยน้ำหนักซีเมนต์ (GOM) ดังตารางที่ 6

ตารางที่ 6 ประเภทของตัวอย่างทดสอบ

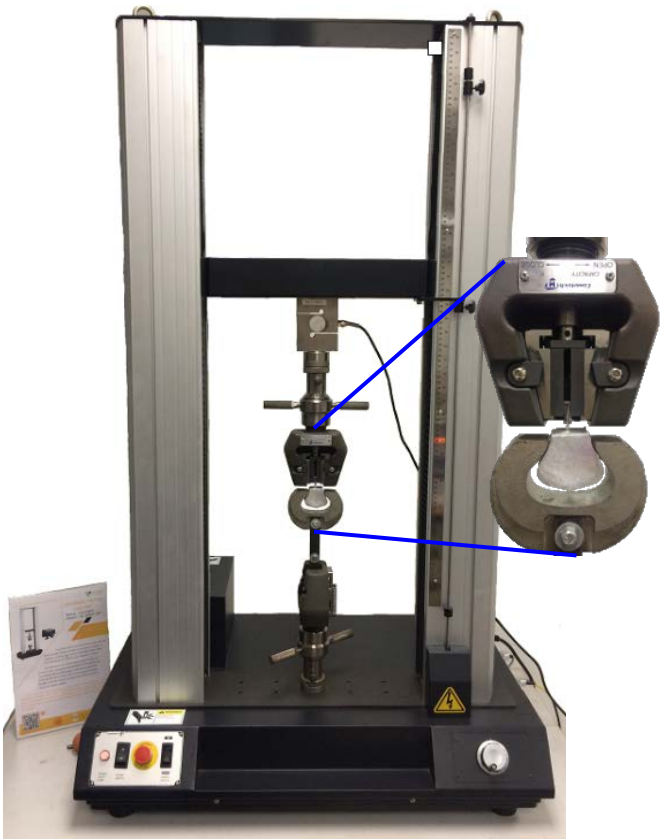
Type		No. of specimens	
Single pull out test		60mm/min	180mm/min
NC/F:	NC/PF	3	3
	NC/GF	3	3
	NC/BF	3	3
GOM/F:	GOM/PF	3	3
	GOM/GF	3	3
	GOM/BF	3	3
Compressive strength test			
NC		3	
GOM		3	

2.4 วิธีการทดสอบ

1) ทดสอบกำลังรับแรงอัด ตามมาตรฐาน ASTM C109/C109M-16a

2) ทดสอบแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยสังเคราะห์กับมอร์ตาร์

ทำการทดสอบแรงยึดเหนี่ยวของเส้นใยด้วยวิธีถอนเส้นใยเดี่ยว (Single pull out test) อัตราเร็วในการดึง 60, 180 มิลลิเมตรต่อนาที โดยติดตั้งตัวอย่างกับเครื่องทดสอบ ดังภาพที่ 3



ภาพที่ 3 การติดตั้งตัวอย่างทดสอบ

2.5 การเก็บข้อมูลและวิเคราะห์ผล

1) กำลังรับแรงอัด (Compressive strength) ดังสมการที่ 1

$$\sigma = \frac{P}{A} \qquad (1)$$

σ คือ กำลังรับแรงอัด (N/mm^2)
P คือ แรง (N)
A คือ พื้นที่หน้าตัด (mm^2)

2) ความเค้นดึงสูงสุดของเส้นใย ภายใต้แรงถอน (Pullout tensile strength of fiber) ดังสมการที่ 2

$$\sigma_{f,max} = \frac{P_{max}}{A_f} \qquad (2)$$

$\sigma_{f,max}$ คือ ความเค้นดึงสูงสุดของเส้นใย (N/mm^2)
P_{max} คือ แรงสูงสุด (N)
A_f คือ พื้นที่หน้าตัดของเส้นใย (mm^2)

3) ความเค้นยึดเหนี่ยวเฉลี่ย (Average bond strength) ดังสมการที่ 3

$$\tau_{av} = \frac{P_{max}}{\pi d_f L_E} \qquad (3)$$

τ_{av} คือ ความเค้นยึดเหนี่ยวเฉลี่ย (N/mm^2)
P_{max} คือ แรงสูงสุด (N)
d_f คือ เส้นผ่าศูนย์กลางของเส้นใย (mm)
L_E คือ ความยาวที่ฝังของเส้นใย (mm)

3. ผลการวิจัยและการอภิปรายผล

3.1 กำลังรับแรงอัด

ผลการทดลอง พบว่า มอร์ตาร์ที่ผสมด้วยสารละลายกราฟีนออกไซด์ มีค่ากำลังรับแรงอัด 49.13 MPa ซึ่งเพิ่มขึ้น 16.42% เมื่อเปรียบเทียบกับมอร์ตาร์ควบคุม ที่มีค่ากำลังรับแรงอัด 42.20 MPa กำลังรับแรงอัดที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากกราฟีนออกไซด์ มีขนาดอนุภาคเล็กระดับนาโนและประกอบด้วยหมู่ไฮดรอกซิล (-OH), คาร์บอกซิล (-COOH) จำนวนมาก ซึ่งมีคุณสมบัติในการดูดซับน้ำที่ดี จึงทำให้กราฟีนออกไซด์ สามารถทำหน้าที่เป็นตัวเติมเต็มช่องว่าง (filler) พร้อมกับลำเลียงโมเลกุลของน้ำ เพื่อทำปฏิกิริยากับสารตั้งต้นของซีเมนต์ (C_3A, C_4AF, C_3S และ C_2S) และเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชันได้อย่างสมบูรณ์ โดยผลิตภัณฑ์จากปฏิกิริยาไฮเดรชัน (C–S–H และ $Ca(OH)_2$) อาจสร้างพันธะโคเวเลนต์กับหมู่คาร์บอกซิล ของกราฟีนออกไซด์ โดยพันธะโคเวเลนต์ ทำหน้าที่ส่งผ่านแรงจากเมทริกซ์สู่กราฟีนออกไซด์ ทำให้มีคุณสมบัติทางกลที่ดีขึ้น

3.2 แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยและมอร์ตาร์

3.2.1 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยสังเคราะห์กับมอร์ตาร์

จากการทดสอบ ตัวอย่างเกิดการวิบัติ 2 ลักษณะ คือ เส้นใยรูดออกจากมอร์ตาร์ (Slip) หรือ เส้นใยเกิดการฉีกขาด (Torn) โดยลักษณะการวิบัติขึ้นอยู่กับกำลังของเส้นใย, แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยกับมอร์ตาร์ และอัตราเร็วในการดึง โดยเมื่อเกิดการวิบัติแบบ เส้นใยรูดออกจากมอร์ตาร์ (Slip) แสดงถึงกำลังรับแรงดึงของเส้นใย มีค่าสูงกว่าแรงยึดเหนี่ยว ทำให้เส้นใยถูกดึงรูดออกจากมอร์ตาร์ได้อย่างสมบูรณ์ โดยไม่เกิดการฉีกขาด ส่วนการวิบัติแบบเส้นใยฉีกขาด (Torn) แสดงให้เห็นว่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยกับมอร์ตาร์มีค่าสูงกว่ากำลังรับแรงดึงของเส้นใย จึงทำให้เส้นใยฉีกขาด ก่อนการรูดออกจากมอร์ตาร์ได้อย่างสมบูรณ์

ในส่วนของอัตราเร็วในการดึง มีผลต่อลักษณะการวิบัติของเส้นใยแก้วที่ฝังตัวในมอร์ตาร์ผสมด้วยสารละลายกราฟีนออกไซด์ (GOM/GF) โดยอัตราเร็วในการดึงที่ 60 และ 180 มิลลิเมตรต่อนาที เกิดการวิบัติแบบ Slip และ Torn ตามลำดับ เนื่องจากอัตราเร็วในการดึงที่สูงขึ้นมีผลให้ค่าแรงยึดเหนี่ยวมีค่าสูงขึ้น ซึ่งในกรณีนี้มีค่ามากกว่ากำลังของเส้นใย จึงเกิดการวิบัติแบบ Torn จากการเปลี่ยนแปลงของรูปแบบการวิบัติแสดงให้เห็นว่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยและมอร์ตาร์ มีคุณสมบัติที่อ่อนไหวต่ออัตราการใส่แรงกระทำ (Rate Sensitive) ซึ่งลักษณะการวิบัติของแต่ละชนิดตัวอย่าง ดังแสดงในตารางที่ 7 ภาพที่ 4 และ ภาพที่ 5

ตารางที่ 7 ลักษณะการวิบัติของตัวอย่าง

Type of samples	Mode of failure	
	Speed test	
	60 mm/min	180 mm/min
NC/PF	Slip	Slip
GOM/PF	Slip	Slip
NC/GF	Slip	Slip
GOM/GF	Slip	Torn
NC/BF	Torn	Torn
GOM/BF	Torn	Torn

(a) Polypropylene fiber (b) Glass fiber

ภาพที่ 4 เส้นใยเกิดการวิบัติแบบรูดออกจากมอร์ตาร์ (Slip)

(a) Glass fiber (b) Basalt fiber

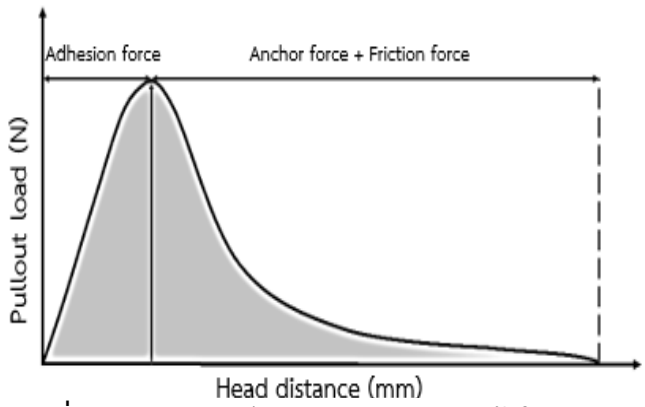
ภาพที่ 5 เส้นใยเกิดการวิบัติแบบฉีกขาด (Torn)

3.2.2 พฤติกรรมภายใต้แรงถอนเส้นใยเดี่ยว

1) ผลกระทบของสารละลายกราฟีนออกไซด์ต่อพฤติกรรมภายใต้แรงถอนเส้นใยเดี่ยว

ผลการทดสอบ แสดงเป็นความสัมพันธ์ระหว่างแรงถอนของเส้นใยกับระยะดึงของหัวทดสอบ ซึ่งในแต่ละระยะการถอนเส้นใย สามารถแบ่งลักษณะของแรงได้เป็นแรงยึดเกาะ (Adhesion force), แรงยึดรั้ง เนื่องจากรูปทรงของเส้นใย (Anchor force) และ แรงเสียดทานระหว่างเส้นใยกับมอร์ตาร์ (Friction force)

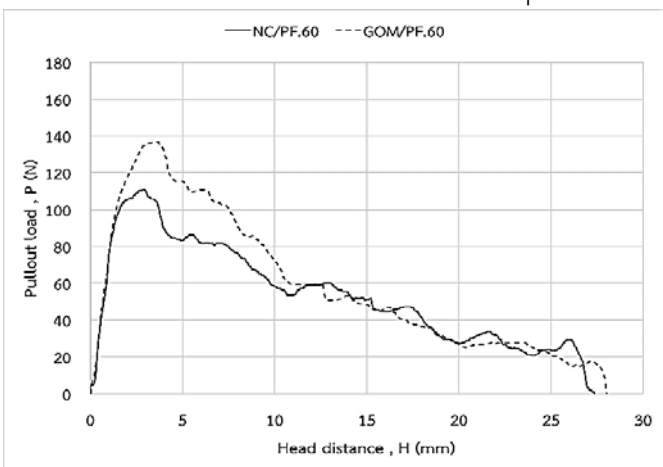
ดังนั้น จากกราฟความสัมพันธ์ สามารถแบ่งช่วงและอธิบายถึงพฤติกรรมใต้แรงถอนเส้นใยเดี่ยวได้ ดังนี้ ช่วงที่ 1 เป็นอิทธิพลของแรงยึดเกาะ เมื่อเส้นใยเริ่มมีการรับแรงถอน จนถึงจุดสูงสุด หรือจุดที่แรงถอน มีค่าเท่ากับแรงยึดเกาะ ทำให้เส้นใยเริ่มรูดออกจากมอร์ตาร์ หลังจากค่าแรงถอนสูงสุด เริ่มเข้าสู่ช่วงที่ 2 เป็นอิทธิพลของแรงยึดรั้งเนื่องจากรูปทรงของเส้นใยและ แรงเสียดทานระหว่างเส้นใยกับมอร์ตาร์ โดยลักษณะกราฟช่วงนี้ ขึ้นอยู่กับรูปทรงของเส้นใยเป็นหลัก ดังภาพที่ 6



ภาพที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงถอนของเส้นใยกับระยะดึงของหัวทดสอบ

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงถอนของเส้นใยกับระยะดึงของหัวทดสอบ ที่อัตราเร็วในการดึง 60 มิลลิเมตรต่อนาที ในช่วงที่ 1 แรงถอนเส้นใยเดี่ยวของตัวอย่าง GOM/PF, GOM/GF และ GOM/BF เพิ่มขึ้นตามระยะดึงของหัวทดสอบ ซึ่งการผสมสารละลายกราฟีนออกไซด์ร่วมกับมอร์ตาร์ ทำให้มีค่าแรงยึดเกาะสูงขึ้น เนื่องจากสารละลายกราฟีนออกไซด์ ทำให้เกิดปฏิกิริยาไฮเดรชันได้สมบูรณ์ยิ่งขึ้นและมีการสร้างพันธะโคเวเลนต์กับ C–S–H และ $Ca(OH)_2$ ส่งผลให้สามารถรับแรงถอนได้สูงขึ้นเช่นกัน เมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่าง NC/PF, NC/GF และ NC/BF ดังภาพที่ 7 ภาพที่ 8 และภาพที่ 9

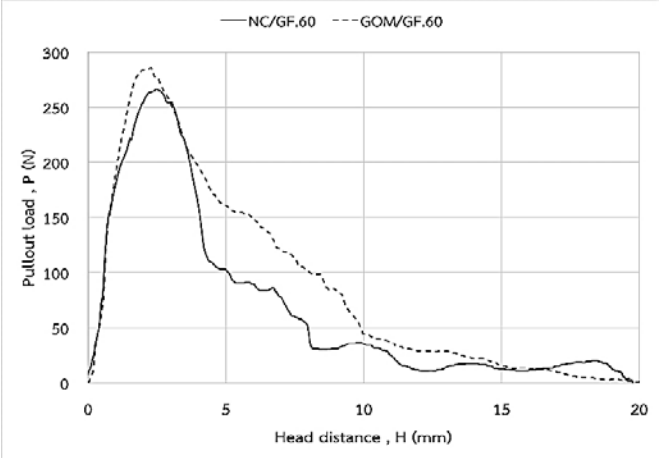
เมื่อเข้าสู่ช่วงที่ 2 สำหรับตัวอย่าง NC/PF และ GOM/PF แสดงดังภาพที่ 7 ความสามารถในการรับแรงถอนลดลงเป็นลำดับขั้น เนื่องจากแรงเสียดทาน และแรงยึดรั้งจากรูปทรงของเส้นใยโพลีพรอพีลีน โดยรูปทรงเส้นใยเป็นแบบรอยหยัก (Crimped) ทำให้เส้นใยสามารถรับแรงถอนเพิ่มขึ้น เมื่อเข้าสู่รอยหยัก และลดลง หลังผ่านรอยหยัก ด้วยกำลังรับแรงดึงของเส้นใยโพลีพรอพีลีน ที่มีค่าสูงกว่าแรงยึดเกาะ, แรงยึดรั้ง และ แรงเสียดทานระหว่างเส้นใยกับมอร์ตาร์ ทำให้เส้นใยโพลีพรอพีลีนวิบัติแบบ Slip



ภาพที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงถอนกับระยะดึงของตัวอย่าง NC/PF และ GOM/PF อัตราเร็วในการดึง 60 มิลลิเมตรต่อนาที

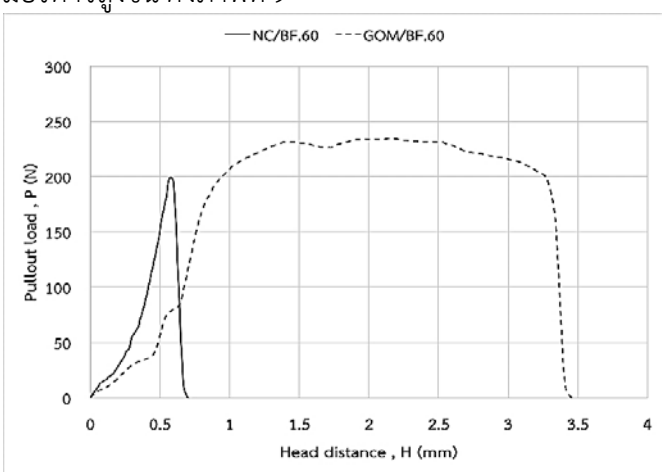
ส่วนตัวอย่าง NC/GF, GOM/GF, NC/BF และ GOM/BF เมื่อเริ่มเข้าสู่ช่วงที่ 2 ความสามารถในการรับแรงถอนลดลงอย่างรวดเร็ว เนื่องจากรูปทรงของเส้นใยแก้วและเส้นใยบะซอลท์ เป็นแบบเส้นตรงพันเกลียว (Twisted) ซึ่งสามารถรูดออกจากมอร์ตาร์ได้ โดยไม่มีการขัดล็อคจากรูปทรงของเส้นใย จึงมีแรงเสียดทานระหว่างเส้นใยกับมอร์ตาร์เท่านั้น ในการรับแรงถอน

จากการเปรียบเทียบ กำลังรับแรงดึงของเส้นใยแก้วมีค่าสูงกว่าแรงยึดเกาะในช่วงที่ 1 และแรงเสียดทานระหว่างเส้นใยกับมอร์ตาร์ ในช่วงที่ 2 ทำให้ตัวอย่าง NC/GF และ GOM/GF เกิดการวิบัติแบบ Slip ดังภาพที่ 8



ภาพที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงถอนกับระยะดึงของตัวอย่าง NC/GF และ GOM/GF อัตราเร็วในการดึง 60 มิลลิเมตรต่อนาที

สำหรับตัวอย่างมอร์ตาร์ที่ฝังด้วยเส้นใยบะซอลท์ (NC/BF, GOM/BF) พบว่า จากกราฟของตัวอย่าง NC/BF เกิดการวิบัติแบบ Torn ในช่วงที่ 1 แสดงถึง กำลังรับแรงดึงของเส้นใย มีค่าต่ำกว่าแรงยึดเกาะ และกราฟของตัวอย่าง GOM/BF เกิดการวิบัติแบบ Torn ในช่วงที่ 2 เนื่องจากกำลังรับแรงดึงของเส้นใย มีค่าต่ำกว่าแรงเสียดทาน ซึ่งลักษณะกราฟ แสดงถึงการผสมสารละลายกราฟีนออกไซด์ในมอร์ตาร์ มีผลทำให้มีแรงเสียดทานระหว่างเส้นใยกับมอร์ตาร์สูงขึ้น ดังภาพที่ 9

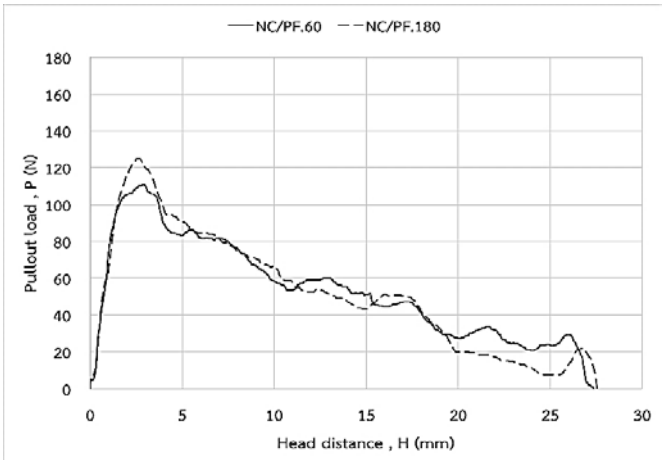


ภาพที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงถอนกับระยะดึงของตัวอย่าง NC/BF และ GOM/BF อัตราเร็วในการดึง 60 มิลลิเมตรต่อนาที

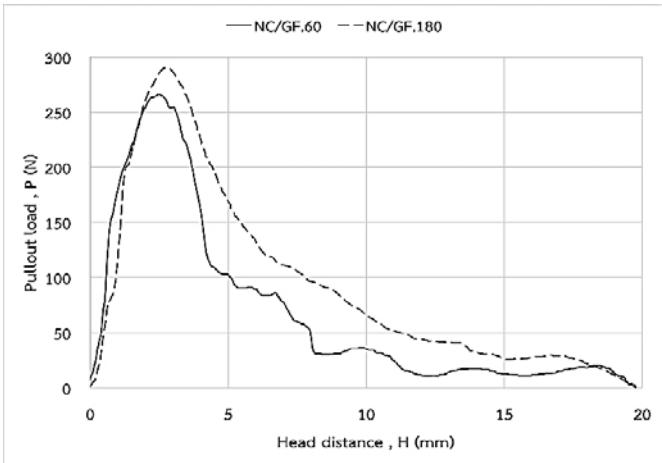
ลักษณะของกราฟ ช่วงที่ 2 บ่งบอกถึงตัวอย่างที่ผสมสารละลายกราฟีนออกไซด์ร่วมกับมอร์ตาร์ (GOM/PF, GOM/GF และ GOM/BF) มีผลทำให้แรงเสียดทานระหว่างเส้นใยกับมอร์ตาร์สูงขึ้น เปรียบเทียบกับตัวอย่าง NC/PF, NC/GF และ NC/BF ตามลำดับ ดังนั้น จากกราฟโดยรวมในภาพที่ 7 ภาพที่ 8 และภาพที่ 9 แสดงถึงเส้นใยสังเคราะห์ที่ฝังในมอร์ตาร์ผสมสารละลายกราฟีนออกไซด์ สามารถเพิ่มแรงยึดเหนี่ยว (แรงยึดเกาะ, แรงยึดรั้ง และ แรงเสียดทาน) ได้ เมื่อเปรียบเทียบกับเส้นใยที่ฝังในมอร์ตาร์ควบคุม

2) ผลกระทบของอัตราเร็วในการดึงต่อพฤติกรรมภายใต้แรงถอนเส้นใยเดี่ยว

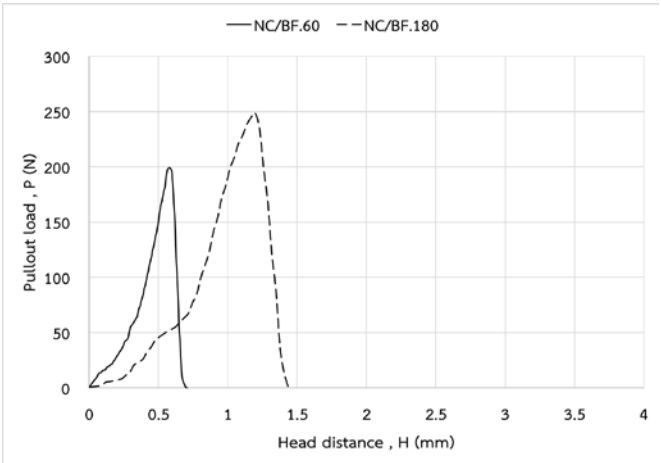
จากผลการทดสอบ อัตราเร็วในการดึง มีผลต่อกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงถอนของเส้นใยกับระยะดึงของหัวทดสอบ ทุกตัวอย่างทดสอบ โดยในช่วงที่ 1 อัตราเร็วในการดึงที่เพิ่มขึ้น ส่งผลให้ค่าแรงยึดเหนี่ยวเพิ่มสูงขึ้น และเมื่อเข้าสู่ช่วงที่ 2 อัตราเร็วในการดึง มีผลทำให้แรงยึดรั้งเนื่องจากรูปทรงของเส้นใย และ แรงเสียดทานระหว่างเส้นใยกับมอร์ตาร์เพิ่มสูงขึ้น ตลอดระยะการถอนเส้นใย เมื่อเปรียบเทียบอัตราเร็วในการดึงที่ต่ำกว่า แสดงถึงแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยและมอร์ตาร์ มีคุณสมบัติที่อ่อนไหวต่ออัตราการใส่แรงกระทำ (Rate Sensitive) ดังภาพที่ 10 ภาพที่ 11 และ ภาพที่ 12



ภาพที่ 10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงถอนกับระยะดึงของตัวอย่าง NC/PF
อัตราเร็วในการดึง 60, 180 มิลลิเมตรต่อนาที



ภาพที่ 11 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงถอนกับระยะดึงของตัวอย่าง NC/GF
อัตราเร็วในการดึง 60, 180 มิลลิเมตรต่อนาที



ภาพที่ 12 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงถอนกับระยะดึงของตัวอย่าง NC/BF
อัตราเร็วในการดึง 60, 180 มิลลิเมตรต่อนาที

3.2.3 ความเค้นดึงสูงสุดและความเค้นยึดเหนี่ยวเฉลี่ยของเส้นใย ภายใต้แรงถอนเส้นใยเดี่ยว

1) ผลกระทบของสารละลายกราฟีนออกไซด์ต่อความเค้นดึงสูงสุดและความเค้นยึดเหนี่ยวเฉลี่ย

จากการวิเคราะห์ผล ความเค้นดึงสูงสุดและความเค้นยึดเหนี่ยวเฉลี่ยของเส้นใยที่ฝังตัวในมอร์ตาร์ผสมสารละลายกราฟีนออกไซด์ (GOM/PF, GOM/GF และ GOM/BF) มีค่าเพิ่มขึ้นในสัดส่วนที่เท่ากัน เมื่อเปรียบเทียบกับเส้นใยที่ฝังตัวในมอร์ตาร์ควบคุม (NC/PF, NC/GF และ NC/BF) โดยเพิ่มขึ้น 3.26 - 16.63% และ 2.8 - 28.13% ที่อัตราเร็วในการดึง 60, 180 มิลลิเมตรต่อนาที ตามลำดับ และแสดงค่าความเค้นดึงสูงสุด ความเค้นยึดเหนี่ยวเฉลี่ยของเส้นใยแต่ละประเภท ดังตารางที่ 8

2) ผลกระทบของอัตราเร็วในการดึงต่อความเค้นดึงสูงสุดและความเค้นยึดเหนี่ยวเฉลี่ย

ความเค้นดึงสูงสุดและความเค้นยึดเหนี่ยวเฉลี่ยมีค่าเพิ่มขึ้น ตามอัตราเร็วในการดึงที่เพิ่มขึ้น ซึ่งเพิ่มขึ้น 1.97 - 23.99% และ 1.51 - 25.80% สำหรับตัวอย่างที่ฝังเส้นใยในมอร์ตาร์ควบคุม (NC/PF, NC/GF และ NC/BF) และตัวอย่างที่ฝังเส้นใยในมอร์ตาร์ผสมสารละลายกราฟีนออกไซด์ (GOM/PF, GOM/GF และ GOM/BF) ตามลำดับ แสดงค่าความเค้นดึง ความเค้นยึดเหนี่ยวเฉลี่ย ดังตารางที่ 8

ตารางที่ 8 ความเค้นดึงสูงสุดและความเค้นยึดเหนี่ยวเฉลี่ย

Type	Pullout tensile strength of fiber (N/mm^2)		Average bond strength (N/mm^2)	
	Rate of loading (mm/min)		Rate of loading (mm/min)	
	60	180	60	180
NC/PF	194.7	221.4	1.50	1.71
GOM/PF	227.0	283.7	1.75	2.19
NC/GF	679.6	693.0	5.69	5.80
GOM/GF	701.8	712.4	5.88	5.96
NC/BF	487.3	604.2	4.08	5.06
GOM/BF	557.7	701.6	4.67	5.87

4. สรุปผลการวิจัย

4.1 กำลังรับแรงอัดของมอร์ตาร์

การผสมสารละลายกราฟีนออกไซด์ร่วมกับมอร์ตาร์ส่งผลให้กำลังรับแรงอัดสูงขึ้น เนื่องจากกราฟีนออกไซด์ ทำหน้าที่เป็นตัวเติมเต็มช่องว่าง (filler) พร้อมกับลำเลียงโมเลกุลของน้ำ เพื่อให้ปฏิกิริยาไฮเดรชันเกิดได้อย่างสมบูรณ์

4.2 แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยและมอร์ตาร์

แรงยึดเหนี่ยวของเส้นใยสังเคราะห์กับมอร์ตาร์ แปรผันตามกำลังของมอร์ตาร์ ประเภทของเส้นใย และอัตราเร็วในการดึง โดยการผสมสารละลายกราฟีนออกไซด์ในมอร์ตาร์ ทำให้กำลังรับแรงอัดสูงขึ้น ส่งผลให้แรงยึดเหนี่ยวของตัวอย่างทดสอบ ทุกประเภทของเส้นใยและทุกอัตราเร็วในการดึงมีค่าสูงขึ้น ตลอดระยะการถอนเส้นใย

สำหรับประเภทของเส้นใย มีผลต่อการลดลงของแรงยึดเหนี่ยวหลังจากผ่านจุดสูงสุด โดยเส้นใยที่มีความเปราะ เช่น เส้นใยแก้วและเส้นใยบะซอลท์ ค่าแรงยึดเหนี่ยวลดลงอย่างรวดเร็ว จนเกิดการวิบัติแบบฉีกขาด แสดงถึงกำลังของเส้นใยต่ำกว่าแรงยึดเหนี่ยว ส่วนเส้นใยที่มีความยืดหยุ่นสูง เช่น เส้นใยโพลีพรอพีลีน หลังจากที่ค่าแรงยึดเหนี่ยวเพิ่มขึ้นถึงจุดสูงสุดแล้ว มีการลดลงแบบเป็นลำดับขั้นจนเส้นใยรูดออกจากมอร์ตาร์ได้อย่างสมบูรณ์ แสดงถึงกำลังของเส้นใยมีค่าสูงกว่าแรงยึดเหนี่ยว

ในกรณีของอัตราการใส่แรงถอน เมื่อเพิ่มอัตราการใส่แรงถอนขึ้นจาก 60 เป็น 180 mm/minute พบว่าค่าแรงยึดเหนี่ยวมีค่าสูงขึ้น แสดงให้เห็นว่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยมีความอ่อนไหวต่ออัตราเร็วของการใส่แรงกระทำ (Stress rate sensitive)

5. กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับทุนสนับสนุนจากโครงการพัฒนานักวิจัยและงานวิจัยเพื่ออุตสาหกรรม สัญญาเลขที่ MSD 62I0063

6. เอกสารอ้างอิง

[1] ศิริกาญจน์ วิเศษสุวรรณภูมิ, 2560. แกรฟีน วัสดุ 2 มิติเพื่ออนาคต. วารสารเทคโนโลยีวัสดุ, เล่มที่ 84 : 66-70.

[2] Lucia De Marchi, Carlo Pretti, Bárbara Gabriel, Paula A.A.P. Marques, Rosa Freitas and Victor Neto, 2018. An overview of graphene materials: Properties, applications and toxicity on aquatic environments. Science of the Total Environment, vol. 631-632 : pp. 1440 – 1456.

[3] N.M.S Hidayah, Wei-Wen Liu, Chin-Wei Lai, N.Z. Noriman, Cheng-Seong Khe, U. Hashim and H. Cheun Lee, 2017. Comparison on graphite, graphene oxide and reduced graphene oxide: Synthesis and characterization. Sustainable Technology And Practice For Infrastructure and Community Resilience, Penang, Malaysia.

[4] Wengui Li, Xiangyu Li, Shu Jian Chen, Yan Ming Liu, Wen Hui Duan and Surendra P. Shah, 2017. Effects of graphene oxide on early-age hydration and electrical resistivity of Portland cement paste. Construction and Building Materials, vol. 136 : pp. 506-514.

[5] Donghoon Kang, Kang Seok Seo, HeeYoung Lee and Wonseok Chung, 2017. Experimental study on mechanical strength of GO-cement composites. Construction and Building Materials, vol. 131 : pp. 303-308.

[6] Shenghua Lv, Yujuan Ma, Chaochao Qiu, Ting Sun, Jingjing Liu and Qingfang Zhou, 2013. Effect of graphene oxide nanosheets of microstructure and mechanical properties of cement composites. Construction and Building Materials, vol. 49 : pp. 121-127.

[7] S.C. Devi and R.A. Khan, 2020. Effect of graphene oxide on mechanical and durability performance of concrete. Journal of Building Engineering, vol. 27 : pp. 1-12.

ผลกระทบของโซเดียมพอลิอะคริเลตต่อกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตภายใต้อุณหภูมิสูง

EFFECT OF SODIUM POLYACRYLATE ON THE COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE UNDER HIGH TEMPERATURE

ชาลิสา อินทมาตย์[1] (Chalisa intamat)

มาโนช สรรพกิจทิพากร[2] (Manote Sappakittipakorn)

สิทธิศักดิ์ แจ่มนาม[3] (Sittisak Jamnam)

ปิติ สุคนธสุขกุล[4] (Piti Sukontasukkul)

[1]นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ King Mongkut's University of Technology North Bangkok, E-mail : intamat@gmail.com

[2]รองศาสตราจารย์ ศูนย์วิจัยวัสดุอาคารและการก่อสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ, E-mail : manote.s@eng.kmutnb.ac.th

[3]อาจารย์ ศูนย์วิจัยวัสดุอาคารและการก่อสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ King Mongkut's University of Technology North Bangkok, E-mail : sittisak.j@eng.kmutnb.ac.th

[4]ศาสตราจารย์ ศูนย์วิจัยวัสดุอาคารและการก่อสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ, E-mail : piti.s@eng.kmutnb.ac.th

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้เป็นการทดสอบกำลังอัดภายใต้การสัมผัสความร้อนของมอร์ตาร์โดยการผสมโซเดียมพอลิอะคริเลต และอิทธิผลการบ่ม การทดสอบประกอบด้วย การทดสอบกำลังอัดมอร์ตาร์ผสมโซเดียมพอลิอะคริเลต ในรูปแบบการบ่มที่แตกต่าง(การบ่มด้วยพลาสติก การสัมผัสอากาศโดยตรง การบ่มด้วยน้ำ การบ่มด้วยน้ำและปล่อยสัมผัสอากาศ) การทดสอบกำลังอัดหลังเคลือบด้วยโซเดียมพอลิอะคริเลต และนำไปสัมผัส ความร้อน ผลของการทดสอบกำลังรับแรงอัดผสมโซเดียมพอลิอะคริเลต เมื่อมีการบ่มที่แตกต่างกัน การปล่อยสัมผัสอากาศโดยตรงมีผลทำให้ความหนาแน่นของมอร์ตาร์ลดลงเป็นผลให้กำลังอัดลดลง และในด้านกำลังอัดไม่มีผลช่วยให้กำลังเยอะขึ้นเมื่อเทียบกับการบ่มรูปแบบอื่น ในส่วนของการสัมผัสความร้อนเมื่อเคลือบด้วยโซเดียมพอลิอะคริเลต และนำไปสัมผัสความร้อนอุณหภูมิ 400 °C กำลังอัดของมอร์ตาร์ยังสูงกว่าตัวอย่างที่ไม่ได้เคลือบ แต่เมื่อสัมผัสสัมผัสความร้อนที่อุณภูมิที่สูงกว่าเช่น 600 และ 800 °C จะไม่มีผลต่อกำลังเมื่อเทียบกับตัวอย่างที่ไม่เคลือบ

ABSTRACT: The aim of this study was experimental investigation on the compressive strength of concrete with sodium polyacrylate under thermal and Internal curing agents. The study consists of compressive strength testing of the mortar mixed with sodium polyacrylate in different curing types (plastic wrap curing, air curing, water curing, water curing and release to the air), compressive strength testing after heat mortar that coating by sodium polyacrylate. The findings indicated that release mortar mixed with sodium polyacrylate to the air bring unit weight of mortar decrease as compressive strength, curing in different types is no effect with compressive strength. Heating mortar with coated by sodium polyacrylate during 0-400 °C will increase compressive strength but heating more than 400 °C is no effect with compressive strength.

KEYWORDS: High temperature, Sodium polyacrylate, Super absorbent polymers, Compressive strength, Curing ti

1. บทนำ

อัคคีภัยที่เกิดกับโครงสร้างอาคารสามารถพบเห็นได้ เมื่อเกิดอัคคีภัยจะก่อให้เกิดความเสียหายต่อชีวิต ทรัพย์สิน และโครงสร้างอาคารต่างๆ ซึ่งการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิภายนอกของคอนกรีตส่งผลกระทบโดยตรงต่อการสูญเสียคุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีต การป้องกันการเกิดเพลิงไหม้ในอาคารในปัจจุบันมีหลายวิธี เช่น การวางมาตรการณ์ควบคุมอาคารและวัสดุติดไฟที่เป็นแหล่งเชื้อเพลิง หรือ การเลือกใช้วัสดุที่มีความเป็นฉนวนสูงมาพ่นเคลือบโครงสร้างอาคาร หรือ การนำวัสดุผสมเพิ่มผสมในคอนกรีตเพื่อช่วยลดและชะลอการสูญเสียคุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตอันเนื่องมาจากการสัมผัสกับความร้อน

คอนกรีตเป็นวัสดุที่ไม่ติดไฟ และมีคุณสมบัติที่ดีในด้านการต้านทานความร้อนและไฟคือ เมื่อถูกไฟคอนกรีตจะคงสภาพอยู่ได้ในช่วงเวลาหนึ่งแต่เมื่อเวลาผ่านไปอุณหภูมิในเนื้อคอนกรีตที่แตกต่างกันมากขึ้นจะก่อให้เกิดการแตกร้าวและการแตกร่อน (Spalling) และก่อให้เกิดผลเสียอย่างมากต่อกำลังของคอนกรีตในช่วงเวลาต่อมา เนื่องจาก เกิดการคายน้ำในซีเมนต์เพสต์คือเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้นทำให้เกิดการขยายตัวของซีเมนต์เพสต์ และเกิดการหดตัว (Shrinkage) เมื่อน้ำถูกขับออกจากเพสต์ ในช่วงต้นการขยายตัวเนื่องจากความร้อนจะมากกว่าการหดตัว (Drying Shrinkage) แต่ในช่วงหลังการหดตัวของเพสต์จะมากกว่าการขยายตัวเนื่องจากความร้อน คือเพสต์จะหดตัว แต่หินและทรายจะเริ่มขยายตัว ปริมาตรที่เปลี่ยนแปลงไปนี้ก่อให้เกิดแรงดึงในคอนกรีต จนเกิดการแตกร้าวและแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเพสต์กับหินจะลดน้อยลงจึงทำให้กำลังอัดของคอนกรีตลดลง การคายน้ำของเพสต์จะเกิดขึ้นที่อุณหภูมิตั้งแต่ 250°C และจะเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วและสมบูรณ์ที่อุณหภูมิประมาณ 800 - 900 °C แต่ในบางกรณีการคายน้ำจะเกิดขึ้นอย่างสมบูรณ์ที่อุณหภูมิเพียง 500 °C Omer Arioz (2007) [1] ได้พบว่าระดับอุณหภูมิ มีผลกระทบต่อคุณสมบัติของคอนกรีต โดยการทดลองอุณหภูมิ เริ่มต้นที่ 200 ถึง 400 °C พบว่าคอนกรีตจะเกิดรอยแตกร้าวที่มองเห็นชัดเจนเพียงเล็กน้อย แต่สีของคอนกรีตจะเริ่ม เปลี่ยนไปเมื่อได้รับความร้อนเพิ่มขึ้น เมื่ออุณหภูมิเพิ่มขึ้น 600 °C ถึง 800 °C จะสังเกตพบรอยแตกร้าว ที่ผิวคอนกรีตได้อย่างชัดเจน และเนื้อคอนกรีตจะไม่สามารถ ยึดเหนียวกันได้

โซเดียมโพลิอะคริเลต (Sodium polyacrylate) จัดอยู่ในกลุ่มของพอลิเมอร์ดูดซับยิ่งยวด (Super absorbent polymer) เป็นโพลิเมอร์เคมีที่มีความสามารถในการดูดซับน้ำได้หลายร้อยเท่า เนื่องจากความสามารถในการอุ้มน้ำของโซเดียมพอลิอะคริเลตนี้ จึงพบว่าโซเดียมพอลิอะคริเลตช่วยเพิ่มความสามารถในการกักเก็บความชุ่มชื้นได้ถึง 18% ของมอร์ตาร์ปกติ จากการทดลองของ L.Senff และคณะ [2] และ Jensen [3] ได้ทำการศึกษาการใช้โซเดียมพอลิอะคริเลตนี้ในการช่วยลดและชะลอการสูญเสียน้ำและลดการแตกร้าวในคอนกรีต และยังได้มีการนำคุณสมบัติดังกล่าวนี้มาช่วยเพิ่มประสิทธิภาพในการช่วยบ่มภายในในสัดส่วนที่ดีและเหมาะสมที่สุด โดย Moayyad [4] ได้ทำการศึกษาความแข็งแรงของคอนกรีต เพื่อหาปริมาณโซเดียมพอลิอะคริเลตที่เหมาะสมที่สุดในการผสมคอนกรีต จากการทดสอบหลายครั้งพบว่า เมื่อเปรียบเทียบค่ากำลังอัด (Compressive Strength) ของคอนกรีตล้วนกับคอนกรีตผสมโซเดียมพอลิอะคริเลต ค่ากำลังอัดของคอนกรีตผสม โซเดียมพอลิอะคริเลต ร้อยละ 0.11 ของน้ำหนักปูนซีเมนต์ สรุปได้ว่าการใช้โซเดียมพอลิอะคริเลตในคอนกรีตสามารถช่วยเพิ่มความแข็งแรงของคอนกรีตได้เนื่องจากโซเดียมพอลิอะคริเลตที่กระจายตัวอยู่ภายในคอนกรีตจะทำหน้าที่เสมือนเครื่องมือช่วยบ่มอยู่ภายใน แต่ผลเสียจากการใส่โซเดียมพอลิอะคริเลตมากเกินไป จะทำให้ความแข็งแรงของคอนกรีตลดลง H.X.D.Lee และคณะ [5] ศึกษาการแตกร้าวในคอนกรีต คอนกรีตโดยทั่วไปสามารถสมานตัวเองได้เมื่อสัมผัสกับความชื้นเป็นเวลานานและรอยแตกจะมีขนาดแคบลงในทางปฏิบัติรอยแตก 0.2 มิลลิเมตร ทำให้เกิดการรั่วซึมและทำให้ประสิทธิภาพการทำงานของโครงสร้างลดลง ความสามารถของพอลิเมอร์ดูดซับยิ่งยวด ในการปิดผนึกรอยแตก จากการทดลองด้วยกล้องจุลทรรศน์และการสร้าง

แบบจำลอง ผลการทดลองแสดงให้เห็นว่าพอลิเมอร์ดูดซับยิ่งยวด จะบวมตัวและช่วยปิดผนึกรอยแตกได้ เช่นในกรณีของรอยแตก 0.3 mm จะช่วยลดอัตราการไหลสูงสุดและการไหลโดยรวมร้อยละ 85 และ 98 ตามลำดับ การเพิ่มปริมาณพอลิเมอร์ดูดซับยิ่งยวดจะช่วยเร่งการปิดผนึก แต่สัดส่วนการเพิ่มขึ้นอาจมีผลเสียต่อความแข็งแรงและข้อจำกัดการใช้งานในทางปฏิบัติ

ดังนั้นในงานวิจัยนี้จะทำการศึกษาถึงผลกระทบกำลังรับแรงอัดของมอร์ตาร์ผสมโซเดียมโพลิอะคริเลตที่สภาวะการบ่มที่แตกต่างกัน และประสิทธิภาพในการช่วยลดและชะลอการสูญเสียกำลังรับแรงอัดของอุณหภูมิต่อกำลังอัดของมอร์ตาร์ธรรมดา มอร์ตาร์ผสมโซเดียมโพลิอะคริเลต และมอร์ตาร์ที่ถูกเคลือบผิวด้วยโซเดียมโพลิอะคริเลต โดยคาดหวังว่าจะสามารถนำไปประยุกต์เป็นปูนฉาบเพื่อช่วยชะลอความร้อนเข้าสู่โครงสร้างหลักและลดความเสียหายที่จะเกิดขึ้นได้

2. วิธีการวิจัย

2.1 วัสดุที่ใช้

- ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภท 1
- ทรายละเอียดผ่านตะแกรงเบอร์ 4
- โซเดียมโพลิอะคริเลต (Sodium polyacrylate) (คุณสมบัติแสดงดังตารางที่ 1) ภาพที่ 1 แสดงสภาวะแห้งและเปียก
- สารลดน้ำ (Superplasticizer Type F)

ภาพที่ 1 โซเดียมโพลิอะคริเลตผิวแห้ง (ซ้าย) และ โซเดียมโพลิอะคริเลตเมื่อสัมผัสความชื้น (ขวา)

ตารางที่ 1 คุณสมบัติของโซเดียมโพลิอะคริเลต

ขนาดอนุภาค (mesh)	การดูดซึมเกลือ (0.9NaCl)	อัตราการดูดซึม	ความชื้น	PH
20-50	≥55g/g	≥70s	≥7%	5.5-6.5

2.2 การเตรียมตัวอย่างและสัดส่วนผสม

กำหนดอัตราส่วนปูนซีเมนต์ : ทราย เท่ากับ 1 : 2.75 โดยน้ำหนัก อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์เท่ากับ 0.5 ปริมาณสารลดน้ำ (Superplasticizer) 3% โดยน้ำหนักซีเมนต์ (กำหนดปริมาณโดยทดสอบการไหลโดยโต๊ะทดสอบการไหล ตามมาตรฐาน ASTM C 230 [6]) และใส่โซเดียมพอลิอะคริเลตร้อยละ 0 , 0.5 และ 1 โดยน้ำหนักซีเมนต์ แสดงดังตารางที่ 2 โดยตัวอย่างจะเทลงในแบบทรงลูกบาศก์ขนาด 5x5x5 เซนติเมตร โดยจำนวนตัวอย่างแสดงดังตารางที่ 3 ซึ่งจำนวนตัวอย่างขึ้นกับวิธีการบ่มที่แตกต่างกัน

ตารางที่ 2 สัดส่วนผสมของตัวอย่างทดสอบ

Designation	Unit Weight (kg/m^3)			
	Cement	Sand	Water	SP
SP-0-0	216	594	108	0
SP-0.5-0	216	594	108	1.08
SP-1.0-0	216	594	108	2.16
SP-0-3	216	594	108	0

*สัญลักษณ์ SP-a-b หมายถึง ตัวอย่างทดสอบ ผสม และเคลือบโซเดียมพอลิอะคริเลต

(a) หมายถึง เปอร์เซ็นต์ของโซเดียมพอลิอะคริเลตโดยน้ำหนักปูนซีเมนต์

(b) หมายถึง ความหนาของโซเดียมพอลิอะคริเลตที่เคลือบตัวอย่างทดสอบ

ตารางที่ 3 จำนวนตัวอย่างทดสอบภายใต้การบ่มที่แตกต่างกัน

Designation	Curing			
	wrap	air	Wet /dry	water
SP-0-0	9	9	9	9
SP-0.5-0	9	9	9	9
SP-1.0-0	9	9	9	9

2.3 การทดสอบ

ตัวอย่างคอนกรีตทดสอบที่สภาวะภายใต้การบ่มที่แตกต่างกัน 4 รูปแบบ ได้แก่ แบบพลาสติกห่อหุ้ม (Plastic

wrap curing) แบบสัมผัสอากาศ (Air curing) แบบบ่มน้ำ 3 วันแล้วปล่อยสัมผัสอากาศ (Wet/Dry curing) และ แบบบ่มน้ำ (Water curing) โดยจะทำการทดสอบค่ากำลังรับแรงอัดที่ 7, 14 และ 28 วัน ตามลำดับ จากนั้นเลือกก้อนตัวที่อย่างที่ให้คุณสมบัติดีสุดไปทำการอบที่อุณหภูมิ 400, 600 และ 800 องศาเซลเซียส และเปรียบเทียบกับมอร์ตาร์ที่เคลือบผิวด้วยโซเดียมพอลิอะคริเลตหนา3 มิลลิเมตร ตารางที่ 4 แสดงตัวอย่างการทดสอบภายใต้อุณหภูมิที่แตกต่างกัน

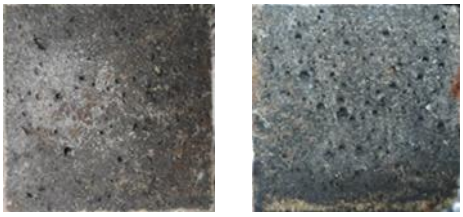
ตารางที่ 4 ตัวอย่างทดสอบภายใต้อุณหภูมิที่แตกต่างกัน

Designation	Temperature (°C)		
	400	600	800
SP-0-0	9	9	9
SP-0-3	9	9	9
SP-0.5-0	9	9	9
SP-1.0-0	9	9	9

3. ผลการทดสอบ

3.1 ลักษณะสีของก้อนตัวอย่างทดสอบ

สีของตัวอย่างมอร์ตาร์จากการศึกษาผลกระกระทบเนื่องจากอิทธิพลการบ่ม เมื่อผสมและไม่ผสมโซเดียมพอลิอะคริเลต จะพบว่าตัวอย่างจะมีสีเหมือนกันกับมอร์ตาร์ทั่วไปจนไม่สามารถแยกออกได้ จากรูปเป็นตัวอย่างที่มีการผสมโซเดียมพอลิอะคริเลต (ขวา) จะมีจำนวนรูพรุนมากกว่าตัวอย่างที่ไม่มีโซเดียมพอลิอะคริเลตผสมอยู่ (ซ้าย)

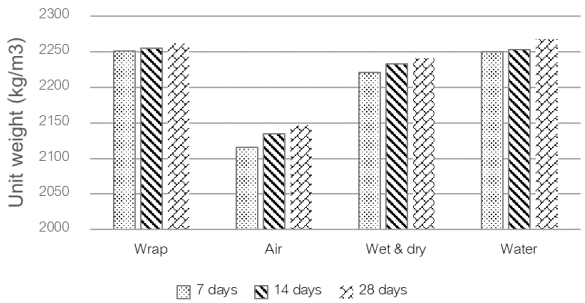


ภาพที่ 2 ผิวของก้อนตัวอย่างที่ไม่มีการผสมโซเดียมพอลิอะคริเลต (ซ้าย) ผสมโซเดียมพอลิอะคริเลต (ขวา)

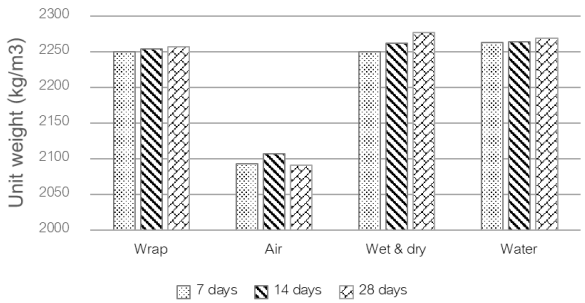
3.2 ความหนาแน่นของตัวอย่างทดสอบ

ความหนาแน่นของก้อนตัวอย่างที่ไม่ผสมโซเดียมพอลิอะคริเลตจะเป็นไปตามแนวโน้มของมอร์ตาร์ทั่วไป แต่การบ่มที่แตกต่างออกไปจะทำให้ความหนาแน่นเปลี่ยนไป คือ การบ่มแบบสัมผัสอากาศ และการบ่มแบบบ่มน้ำ 3 วันแล้วปล่อยสัมผัสอากาศ จะมีค่าความหนาแน่นที่น้อยกว่าการบ่มประเภทอื่น เนื่องจากการสัมผัสอากาศทำให้เกิดการสูญเสียน้ำได้ง่ายกว่าการบ่มประเภทอื่น

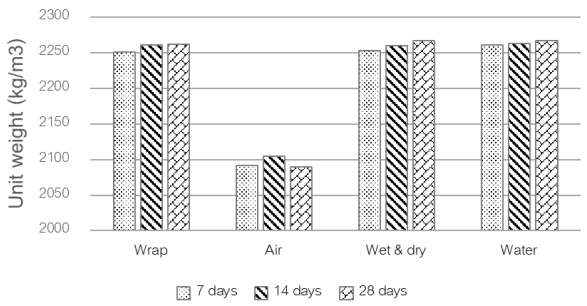
ความหนาแน่นของก้อนตัวอย่างที่ผสมโซเดียมพอลิอะคริเลตร้อยละ 0.5 และ 1.0 การบ่มแบบสัมผัสอากาศ ความหนาแน่นจะไม่คงที่เนื่องจากโซเดียมพอลิอะคริเลตไวต่อความชื้นในอากาศมาก ความไม่แน่นอนของความชื้นในอากาศแต่ละช่วงการบ่มทำให้ควบคุมได้ยาก และการบ่มแบบบ่มน้ำ 3 วันแล้วปล่อยสัมผัสอากาศ เนื่องจากโซเดียมพอลิอะคริเลตดูดซับน้ำเอาไว้ทำให้เกิดการบ่มภายใน และประสิทธิภาพด้านการดูดซับน้ำได้ไวและช่วยชะลอการสูญเสียน้ำ จึงทำให้ความหนาแน่นของการบ่มแบบนี้มีค่าสูงกว่าการบ่มแบบสัมผัสอากาศ การบ่มแบบพลาสติกห่อหุ้มด้วยประสิทธิภาพในการช่วยป้องกันการสูญเสียน้ำทำให้การบ่มวิธีนี้มีค่าความหนาแน่นที่สูงใกล้เคียงกับการบ่มน้ำ ดังแสดงในภาพที่ 3 4 และ5



ภาพที่ 3 ความหนาแน่นของก้อนตัวอย่างที่ไม่ผสมโซเดียมพอลิอะคริเลต



ภาพที่ 4 ความหนาแน่นของก้อนตัวอย่างที่ผสมโซเดียมพอลิอะคริเลตร้อยละ 0.5



ภาพที่ 5 แสดงความหนาแน่นของก้อนตัวอย่างที่ผสมโซเดียมพอลิอะคริเลตร้อยละ 1.0

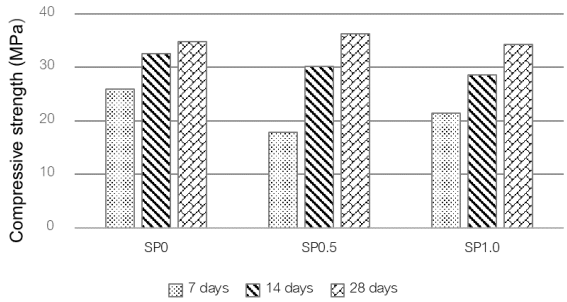
3.3 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ

การวิบัติของการทดสอบในส่วนของอิทธิผลการบ่ม รูปแบบการวิบัติจะเป็นการวิบัติแบบ Triaxial failure (Explosive failure) ซึ่งเป็นการวิบัติทั่วไปของมอร์ต้าที่ถูกทดสอบกำลังรับแรงอัด จากภาพที่ 6 ด้านซ้ายแสดงตัวอย่างที่ผสมโซเดียมพอลิอะคริเลตและด้านขวาเป็นตัวอย่างที่ไม่ผสมโซเดียมพอลิอะคริเลตสังเกตได้ว่าก้อนตัวอย่างที่ผสมโซเดียมพอลิอะคริเลตจะมีรูพรุนมากกว่า

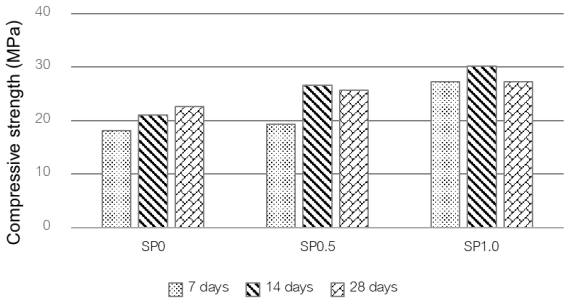
ภาพที่ 6 การวิบัติของตัวอย่างที่ผสม (ขวา) และไม่ผสมโซเดียมพอลิอะคริเลต (ซ้าย)

3.4 กำลังรับแรงอัดของตัวอย่างทดสอบ

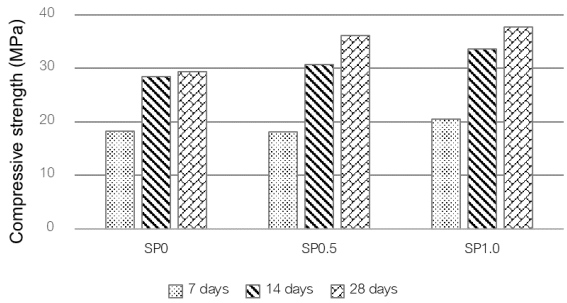
จากการทดสอบ ในกรณีแบบพลาสติกห่อหุ้มพบว่ากำลังอัดเป็นไปตามแนวโน้มของมอร์ตาร์ทั่วไป ค่าของกำลังของตัวอย่างที่ผสมโซเดียมพอลิอะคริเลตร้อยละ 0.5 และ 1.0 ไม่ต่างกับตัวอย่างที่ไม่ผสม แสดงในภาพที่ 7 กรณีก้อนตัวอย่างสัมผัสอากาศโดยตรงพบว่าค่ากำลังรับแรงอัดไม่เป็นไปตามแนวโน้มของมอร์ตาร์ทั่วไป เนื่องจากเมื่อตัวอย่างถูกสัมผัสอากาศซ้ำๆทำให้โซเดียมพอลิอะคริเลตที่บวมตัวอยู่ภายในก้อนตัวอย่างถูกกระตุ้นทำให้เกิดการสูญเสียน้ำ และเกิดเป็นช่องว่างภายในส่งผลให้กำลังรับแรงอัดลดลงกว่าการบ่มแบบอื่น แสดงในภาพที่ 8 กรณีบ่มน้ำ 3 วันและปล่อยสัมผัสอากาศจนวันที่ทดสอบ พบว่าการใส่โซเดียมพอลิอะคริเลตจะช่วยลดการสูญเสียน้ำเนื่องจากโซเดียมพอลิอะคริเลตกักเก็บน้ำไว้ภายในตัวมันเองและหลังจาก 3 วัน เมื่อตัวอย่างถูกปล่อยสัมผัสอากาศ โซเดียมพอลิอะคริเลตจะค่อยคายน้ำเพื่อชดเชยน้ำที่เสียไปในอากาศ กรณีการบ่มน้ำตัวอย่างมีกำลังที่สูงขึ้นตามแนวโน้มเพิ่มขึ้นไปในทิศทางเดียวกัน เนื่องจากมีน้ำเข้าไปทำปฏิกิริยาไฮเดรชั่นอย่างสมบูรณ์ ดังแสดงในภาพที่ 9



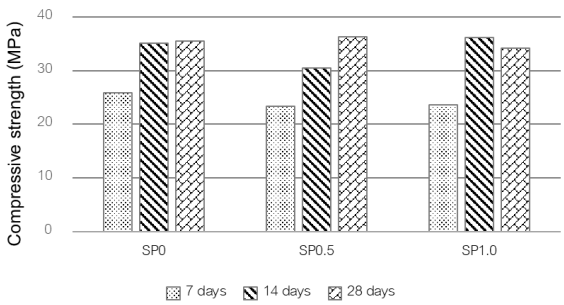
ภาพที่ 7 ค่ากำลังอัดโดยวิธีการบ่มแบบพลาสติกห่อหุ้ม



ภาพที่ 8 ค่ากำลังอัดโดยวิธีการบ่มแบบสัมผัสอากาศ



ภาพที่ 9 ค่ากำลังอัดโดยวิธีบ่มน้ำ 3 วันแล้วปล่อยสัมผัสอากาศ



ภาพที่ 10 ค่ากำลังอัดโดยวิธีบ่มน้ำ

3.5 ผลการทดสอบทางกายภาพเมื่อสัมผัสความร้อน

จากหัวข้อที่ 3.5 จะพบว่า การบ่มแบบห่อหุ้ม และบ่มน้ำให้ผลค่าความแหนาแน่นและกำลังอัดที่ 28 วันใกล้เคียงกับการบ่มแบบน้ำ ดังนั้นการเลือกวิธีการบ่มที่เหมาะสมเพื่อจารณานำไปทดสอบการสัมผัสที่อุณหภูมิสูง พิจารณจากงานวิจัยนี้เป็นการประยุกต์เพื่อนำมอร์ตาร์ไปใช้ในลักษณะปูนฉาบดังนั้นลักษณะการบ่มที่เหมาะสมได้แก่การการบ่มแบบห่อหุ้มพลาสติก

จากการทดสอบ ลักษณะทางกายภาพของตัวอย่างมอร์ตาร์ เมื่อผสมและไม่ผสมโซเดียมพอลิอะคริเลตหลังนำไปสัมผัสกับความร้อน พบว่าตัวอย่าง ที่อุณหภูมิ 400, 600 และ 800 °C รอยแตกร้าวของตัวอย่างมีมากขึ้นเมื่ออุณหภูมิที่สูงขึ้น และมีความสอดคล้องกับค่ากำลังอัดของมอร์ตาร์ที่ลดลง เมื่อมอร์ตาร์ถูกสัมผัสความร้อนสูงขึ้น พบว่าที่อุณหภูมิ 600 °C ถึง 800 °C รอยร้าวของมอร์ตาร์จะเด่นชัดมากขึ้น บริเวณมุมของตัวอย่างสีเปลี่ยนแปลงกลายเป็นสีน้ำตาลไหม้ถาวรและบริเวณผิวสีเปลี่ยนเป็นสีเทามีคราบผงมอร์ตาร์เกาะที่ผิวภายนอกและมอร์ตาร์ไม่สามารถเกาะตัวกันได้เนื่องจากเกิดการสูญเสียน้ำและจะแยกตัวตามบริเวณรอยร้าว

ภาพที่ 11 สีที่เปลี่ยนไปเมื่อตัวอย่างสัมผัสความร้อน เมื่ออุณหภูมิ 0-400 °C (ซ้าย) เมื่ออุณหภูมิ 600 °C ขึ้นไป (ขวา)

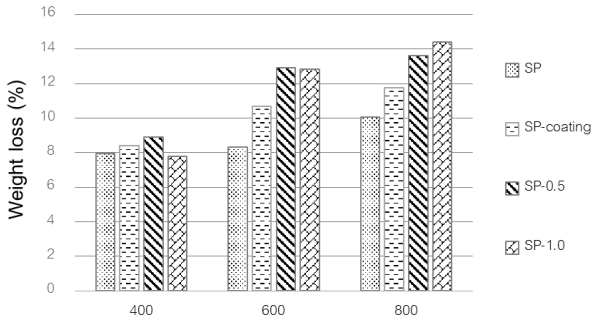
3.6 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบภายใต้ความร้อน

รูปแบบการวิบัติจะเป็นการวิบัติแบบ Triaxial failure (Explosive failure) เป็นการวิบัติทั่วไปของมอร์ตาร์ที่ถูกทดสอบกำลังรับแรงอัด จากภาพที่ 12 ด้านซ้ายแสดงตัวอย่างที่ไม่มีการเคลือบโซเดียมพอลิอะคริเลตก่อนนำไปสัมผัสกับความร้อนและด้านขวาเป็นตัวอย่างที่เคลือบโซเดียมพอลิอะคริเลตก่อนนำไปสัมผัสความร้อน

ภาพที่ 12 การวิบัติของตัวอย่างที่เคลือบ(ขวา) และไม่เคลือบโซเดียมพอลิอะคริเลต(ซ้าย)

3.7 เปอร์เซนการสูญเสียน้ำเมื่อสัมผัสความร้อน

จากการทดสอบพบว่าในแต่ละอุณหภุมิจะมีการสูญเสียน้ำเพิ่มมากขึ้นตามอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้น เมื่อให้อุณหภูมิตัวอย่าง 400°C ตัวอย่างมีการสูญเสียน้ำใกล้เคียงกัน แต่เมื่อให้อุณหภูมิตัวอย่างถึง600-800°C ตัวอย่างที่มีโซเดียมพอลิอะคริเลตเคลือบและผสมอยู่จะมีการสูญเสียน้ำมากกว่าตัวอย่างมอร์ตาร์ธรรมดา ดังภาพที่ 13

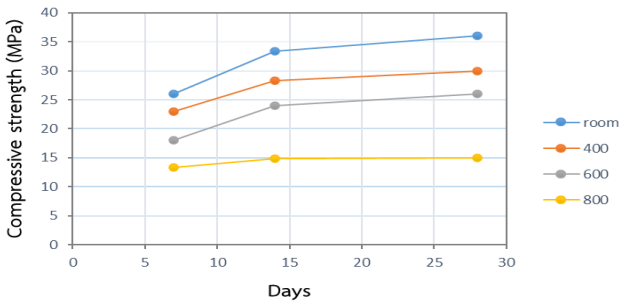


ภาพที่ 13 แสดงเปอร์เซนการสูยเสียน้ำ

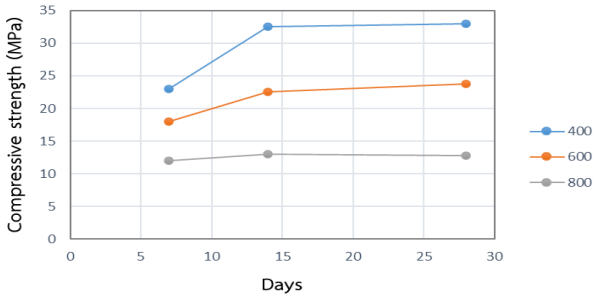
3.8 กำลังรับแรงอัดเมื่อสัมผัสความร้อน

จากการทดสอบพบว่า ที่อายุการบ่ม 7 14 และ 28 วัน เมื่อตัวอย่างทดสอบสัมผัสความร้อน 400 °C กำลังรับแรงอัดของตัวอย่างมอร์ตาร์ที่เคลือบด้วยโซเดียมพอลิอะคริเลตมีค่า

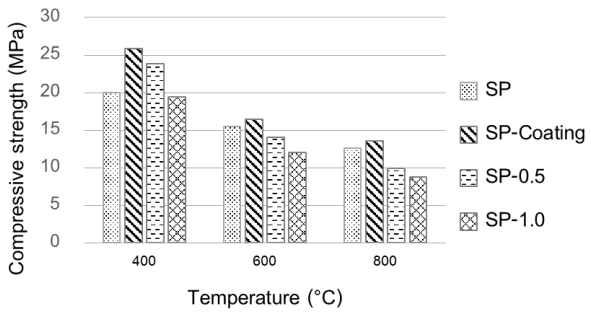
กำลังที่สูงที่สุด ถัดมาคือ มอร์ตาร์ที่ผสมโซเดียมพอลิอะคริเลตร้อยละ 0.5 และสุดท้ายคือตัวอย่างมอร์ตาร์ที่ผสมโซเดียมพอลิอะคริเลตร้อยละ 1.0 และมอร์ตาร์ทั่วไป แต่เมื่อตัวอย่างสัมผัสความร้อนถึงอุณหภูมิ 600 และ 800 ℃ ขึ้นไป พบว่าตัวอย่างมอรีตาร์ผสมโซเดียมพอลิอะคริเลตร้อยละ 0.5 และ 1.0 ลดต่ำลงอย่างชัดเจน ทำให้เห็นว่าเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้นการผสมโซเดียมพอลิอะคริเลตไม่ได้ช่วยลดและชะลออุณหภูมิเพื่อลดการสูญเสียกำลังของตัวอย่างเลยและทำให้กำลังลดต่ำลงอีกด้วย ดังภาพที่ 14-18



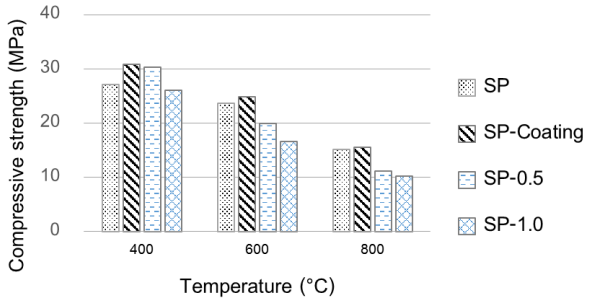
ภาพที่ 14 กำลังรับแรงอัดตัวอย่างไม่เคลือบผิวก่อนสัมผัสความร้อน



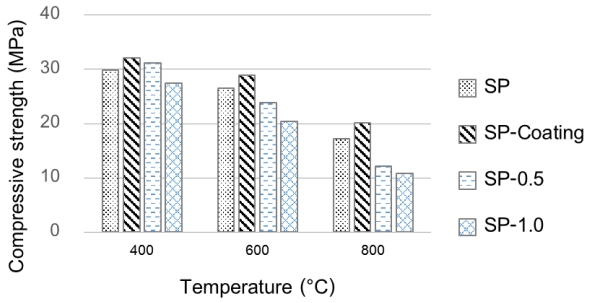
ภาพที่ 15 กำลังรับแรงอัดตัวอย่างเคลือบผิวก่อนสัมผัสความร้อน



ภาพที่ 16 ค่ากำลังรับแรงอัด ที่ 7 วัน



ภาพที่ 17 ค่ากำลังอัดที่ 14 วัน



ภาพที่ 18 ค่ากำลังอัดที่ 28 วัน

*สัญลักษณ์ SP หมายถึง ตัวอย่างทดสอบมอร์ตาร์ธรรมดา

SP-coating หมายถึง หมายถึง ตัวอย่างทดสอบเคลือบโซเดียมพอลิอะคริเลต

SP-0.5 หมายถึง เปอร์เซ็นต์ของโซเดียมพอลิอะคริเลตโดยน้ำหนักปูนซีเมนต์

SP-1.0 หมายถึง ความหนาของโซเดียมพอลิอะคริเลตที่เคลือบตัวอย่างทดสอบ

4. สรุป

ผลการทดสอบกำลังในการบ่มที่แตกต่างกัน จากการทดสอบ ในกรณีปล่อยให้ก้อนตัวอย่างสัมผัสอากาศ พบว่าเมื่อตัวอย่างสัมผัสอากาศเป็นเวลานานทำให้เกิดการสูญเสียน้ำโซเดียมพอลิอะคริเลตที่บวมตัวบริเวณภายในและผิวของตัวอย่างจะทำให้เกิดช่องว่างมากมาย ทำให้ความหนาแน่นและกำลังอัดของมอร์ต้าลดลง ในกรณีการบ่มก้อนตัวอย่างแบบบ่มน้ำ 3 วันและปล่อยสัมผัสอากาศจนวันที่ทดสอบพบว่าตัวอย่างยังคงมีความหนาแน่นและค่ากำลังที่ดีอยู่เนื่องจากคุณสมบัติพิเศษของโซเดียมพอลิอะคริเลตที่ช่วยในการกักเก็บน้ำได้อย่างดีเยี่ยม ช่วยชะลอการสูญเสียน้ำทั้งภายในและบริเวณผิวของตัวอย่าง เป็นไปได้น้อยจึงทำให้

โซเดียมพอลิอะคริเลตที่บวมตัวอยู่ภายในตัวอย่างค่อยๆคายน้ำออกมาทำปฏิกิริยากับซีเมนต์ที่เหลืออยู่เสมือนเป็นตัวช่วยในการบ่มภายใน ทำให้ตัวอย่างเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชั่นต่อไป

ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดเมื่อสัมผัสความร้อนจากการทดสอบ เมื่อเคลือบด้วยโซเดียมพอลิอะคริเลตพบว่ากำลังของมอร์ตาร์ที่เคลือบด้วยโซเดียมพอลิอะคริเลตและมอร์ตาร์ผสมโซเดียมพอลิอะคริเลตร้อยละ 0.5 ที่อายุการบ่ม 7 14 และ28 วัน เมื่อนำตัวอย่างไปสัมผัสความร้อนไม่เกิน 400 °C จะให้กำลังที่สูงกว่ามอร์ตาร์ธรรมดา และมอร์ตาร์ที่ผสมโซเดียมพอลิอะคริเลต แต่เมื่ออุณหภูมิเพิ่มสูงขึ้นถึง 600°C มอร์ตาร์ผสมโซเดียมพอลิอะคริเลตร้อยละ 0.5 และ 1.0 ค่ากำลังอัดของมอร์ตาร์กลับมีแนวโน้มลดต่ำลงอย่างเห็นได้ชัด เนื่องจากโดยทั่วไปแล้วเมื่อความร้อนสูงเพิ่มสูงขึ้นน้ำอิสระ (Free water) ภายในรูพรุนของมอร์ตาร์จะเปลี่ยนจากของเหลวกลายเป็นก๊าซ การเปลี่ยนแปลงดังกล่าวก่อให้เกิดแรงดันสูง มีการระเหยของน้ำสูงขึ้น เมื่อผสมโซเดียมพอลิอะคริเลตเข้าไป ปริมาณของโซเดียมพอลิอะคริเลตที่กระจายตัวอยู่ทั่วในเนื้อมอร์ตาร์ทำให้เกิดช่องว่างภายในเนื้อมอร์ตาร์มากกว่ามอร์ตาร์ธรรมดา ดังนั้นการผสมโซเดียมพอลิอะคริเลตจึงช่วยต้านทานอุณหภูมิได้ในช่วงอุณหภูมิและระยะเวลาหนึ่งเท่านั้น

5. กิตติกรรมประกาศ

ศูนย์วิจัยวัสดุอาคารและงานก่อสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ กรุงเทพฯ

6. เอกสารอ้างอิง

[1] Omer Arioz. “Effects of Elevated Temperature on Properties of Concrete” . Fire Safety Journal. 2007

[2] L.Senff “Development of mortars containing superabsorbent polymer”. Construction and building Material 95 (2015)

[3] Jensen , O.M. “use of Superabsorbent polymers in concrete. Concrete Int.,2013

[4] Moayyad Al-Nasra “Optimizing the use of Sodium Polyacrylate in Plain Concrete.” Department of Engineering Technology, West Virginia University Institute of Technology, Montgomery, West Virginia, USA, 2013

[5] H.X.D.Lee , H.S.Wong , N.R.Buenfeld “Self-sealing of cracks in concrete using superabsorbent polymers.” Department of civil and Environmental Enginerring, Imperrial college London,UK, 2016

[6] ASTMC230. Standard Specification for Flow Table for Use in Tests of Hydraulic Cement.

[7] ASTMC1 0 9 . Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using2-in. or [50-mm] Cube Specimens)

อิทธิพลของโพลิเมอร์ต่อกำลังอัดของดินลูกรังผสมปูนซีเมนต์
EFFECT OF POLYMERS ON COMPRESSIVE STRENGTH OF LATERITIC SOIL MIXED WITH CEMENT

กฤษณะพัฒน์ เจนปิยพงศ์[1] (Krishnaphat Jenpiyapong)
เชิดศักดิ์ สุขศิริพัฒนพงศ์ [2] (Cherdsak Suksiripattanapong)

[1]นักศึกษาปริญญาโท สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน Email address krishnaphat.je@rmuti.ac.ta
[2]ผู้ช่วยศาสตราจารย์ สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน Email address Cherdsak.su@rmuti.ac.th

บทคัดย่อ : บทความนี้ศึกษากำลังอัดของดินลูกรังผสมซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ และโพลิเมอร์ โพลิเมอร์ที่ใช้ในงานวิจัยนี้คือ โพลีไวนิลแอลกอฮอล์ (Polyvinyl alcohol, PVA), โพลีไวนิลไพโรลิโดน (Polyvinylpyrrolidone, PVP) และโพลีเอธิลีนไกคอล (Polyethylene Glycol, PEG) ปริมาณปูนซีเมนต์มีค่าเท่ากับร้อยละ 0, 1, 3 และ 5 โดยน้ำหนักดินลูกรัง ความเข้มข้นของโพลีเมอร์เท่ากับร้อยละ 1 ปริมาณโพลีเมอร์เท่ากับ 1.0OPC (OPC คือปริมาณโพลีเมอร์ที่เหมาะสม) พบว่าปริมาณโพลีเมอร์ที่เหมาะสมของดินลูกรังผสมซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ และโพลิเมอร์มีค่าเท่ากับร้อยละ 3 สำหรับ PVA, PVP และ PEG กำลังอัดสูงสุดของดินลูกรังผสมซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ และโพลิเมอร์มีค่าเท่ากับ 5,394 kPa

ABSTRACT: This paper investigated the compressive strength of lateritic soil mixed with cement and polymer. Polymers used in this study were polyvinyl alcohol (PVA), polyvinylpyrrolidone (PVP) and polyethylene glycol (PEG). Cement content was 0, 1, 3 and 5% by weight of lateritic soil. The concentration of polymers was 1% and polymer content was 1.0OPC (Optimal polymer content, OPC). It can be seen that optimal polymer content of lateritic soil mixed with cement and polymer was 3% for PVA, PVP and PEG. The maximum compressive strength of lateritic soil mixed with cement and polymer was 5,394 kPa.

KEYWORDS: Polyvinyl Pyrrolidone, Polyethylene Glycol, Polyvinyl Alcohol

1. บทนำ

ปัจจุบันมีผู้ที่ให้ความสนใจการสร้างบ้านดินเพิ่มขึ้น มีการพัฒนาเป็นสถาปัตยกรรมอีกทางเลือกหนึ่งสำหรับผู้ที่มีงบไม่มาก สามารถสร้างด้วยตนเองได้ เนื่องจากวัสดุที่ใช้ในการสร้างนั้นใช้ดินเป็นหลัก นอกจากนี้ยังเป็นมิตรต่อสิ่งแวดล้อม เป็นภูมิปัญญาของชาวบ้านในอดีตถูกถ่ายทอดมารุ่นสู่รุ่นผ่านการลองผิดลองถูกมาอย่างยาวนาน โดยนำวัสดุที่หาได้ทั่วไปเช่น ดินลูกรัง เมื่อนำดินลูกรังมาบดอัดจะสามารถรับแรงอัดได้สูงขึ้น เนื่องจากมีราคาที่ถูก และหาได้ง่ายในธรรมชาติ

โดยที่ดินลูกรังเกิดจากการผุพังของหินในสภาพภูมิอากาศชื้น และมีอุณหภูมิสูง มีคุณสมบัติเฉพาะตัว สามารถแข็งตัวได้เมื่อตั้งทิ้งไว้ในอากาศ มักมีสีแดงเนื่องจากออกไซด์ของเหล็กปะปนอยู่ คุณสมบัติของดินลูกรังขึ้นอยู่กับชนิดของหินเดิม ดินลูกรังจัดอยู่ในประเภท skeletal soil ได้แก่ ดินที่มีเศษหินขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 2 มิลลิเมตร หรือใหญ่กว่า อยู่ในดินเป็นปริมาณ 35 เปอร์เซ็นต์ หรือมากกว่าโดยปริมาตรที่มีความลึกไม่เกิน 50 เซนติเมตร จากผิวดิน สามารถเป็นได้ทั้งดินทราย (sandy – skeletal) ดินร่วน (loamy - skeletal) และดินเหนียว (clay) จัดอยู่ในกลุ่มดิน skeletal soil หรือดินตื้นเป็นดินที่มีชั้นศิลาแลง (laterite)

ดินลูกรัง (Skeletal soils) และดินตื้น หมายถึงดินที่มีชั้นลูกรัง หรือเศษหินกรวดเกิดขึ้นเป็นชั้นหนาและแน่น พบในความลึก 50 เซนติเมตร โดยปกติชั้นดินลูกรังนี้จะประกอบด้วยลูกรัง เศษหิน หรือกรวดไม่ต่ำกว่า 35 เปอร์เซ็นต์โดยปริมาตร จากผลการสำรวจดินกรมพัฒนาที่ดินพบว่า มีดินลูกรังและดินตื้นในประเทศไทยประมาณ 68,765 ตารางกิโลเมตร หรือประมาณ 13.4 ของพื้นที่ในประเทศไทย

แต่การสร้างบ้านดินมักมีปัญหาที่ตามมาเช่นกัน ยกตัวอย่างเช่น การพังทลายของโครงสร้าง และปัญหาของอาคารหลังจากสร้างแล้วเสร็จ ทำให้อาคารดังกล่าวไม่สามารถคงอยู่ได้นานเท่าที่ควร จำเป็นต้องมีการซ่อมแซมบ่อยครั้ง ดังนั้นควรมีการพัฒนาเพื่อแก้ไข เพื่อให้ผู้ที่สนใจสามารถนำไปสร้างด้วยตนเองได้ด้วยการผสมกับปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์เพื่อเพิ่มการรับกำลังอัด [1]–[3] ลดการ

พังทลายของโครงสร้าง ที่เกิดจากน้ำหนังของตัวบ้าน จนถึงความชื้นที่เป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้โครงสร้างเสียหาย

ผู้วิจัยจึงมีแนวความคิดที่จะศึกษาถึงความเป็นไปได้ในการใช้คือ โพลีไวนิลแอลกอฮอล์ (polyvinyl alcohol, PVA), โพลีไวนิลไพโรลิโดน (Polyvinylpyrrolidone, PVP) และโพลีเอธิลีนไกคอล (Polyethylene Glycol, PEG) เพื่อพัฒนาบล็อกประสานผสมโพลีเมอร์ โดยโพลิเมอร์ทั้ง 3 สังเคราะห์ที่ไม่มีสารพิษ ไม่มีกลิ่น ตัวสารเป็นผงสีขาว และละลายน้ำได้ โพลิเมอร์มีการใช้งานที่หลากหลายในด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคและสามารถใช้ในรูปของเหลว ซึ่งสามารถสร้างการเคลือบองค์ประกอบจุลภาครอบ ๆ อนุภาคของดิน และยังเชื่อมต่ออนุภาคดินโดยพันธะยืดหยุ่น [4] โพลิเมอร์สามารถทำหน้าที่เป็นวัสดุเฉื่อย ซึ่งนิยมใช้ร่วมกับสารยึดเกาะเช่นซีเมนต์หรือปูนขาวเพื่อเพิ่มปฏิกิริยากับดิน เนื่องจากโพลิเมอร์ทำให้ดินมีความเสถียรโดยการเคลือบอนุภาคดิน [5] Huntzinger และ Eatmon ได้ศึกษาการเพิ่มเสถียรภาพของดินโดยใช้โพลิเมอร์ พบว่าโพลิเมอร์ทำให้โครงสร้างของดินมีความแข็งแรงและยืดหยุ่นมากขึ้น

2. วัสดุและวิธีกรดำเนินงาน

งานวิจัยนี้ได้ใช้วัสดุหลักในการทดลองอันได้แก่ ดินลูกรัง ปูนซีเมนต์ และโพลิเมอร์ 3 ชนิดซึ่งประกอบด้วย โพลีไวนิลแอลกอฮอล์ โพลีเอธีลีนไกลคอล และโพลีไวนิลไพโรลิโดน โดยโพลิเมอร์ที่ผสมเข้าไปในตัวอย่างทดสอบ เพื่อทำหน้าที่เพิ่มความแข็งแรง และเพิ่มความยืดหยุ่นมากขึ้น

2.1 วัสดุในงานวิจัย

2.1.1 ดินลูกรัง

ดินลูกรังได้จากอำเภอสูงเนิน จังหวัดนครราชสีมา ใช้ในการเตรียมตัวอย่างในการวิจัย ประกอบด้วยทรายร้อยละ 80.63 ดินเหนียวร้อยละ 19.32 มีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.73 ขีดจำกัดเหลวและพิกัดพลาสติกของดินลูกรังเท่ากับร้อยละ 31 และ 21 ตามลำดับ จำแนกเป็นดินทรายปนดินเหนียว (SC) ตามระบบเอกภาพ (Unified Soil Classification System, USCS)

2.1.2 ปูนซีเมนต์

ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ซึ่งมีส่วนประกอบหลักของไตรแคลเซียมซิลิเกต (C3S) ไดแคลเซียมซิลิเกต (C2S) ไตรแคลเซียมอลูมิเนต (C3A) และเตตระแคลเซียมอลูมิโนเฟอร์ไรต์ (C4A) ซึ่งปูนซีเมนต์มีค่าความถ่วงจำเพาะ 3.17

2.1.3 โพลิเมอร์

ในงานวิจัยนี้ได้ใช้เส้นใยโพลิเมอร์ประกอบด้วย โพลีไวนิลแอลกอฮอล์(PVA), โพลีไวนิลไพโรลิโดน(PVP) และโพลีเอธีลีนไกคอล(PEG) ที่ใช้เป็นแบบผลึก รูปที่ 1 ซึ่งในการเตรียมตัวอย่างการทดลองได้มีการเตรียมตัวอย่างโพลิเมอร์แต่ละชนิด โดยการละลายโพลิเมอร์ในน้ำที่ความเข้มข้น 1 ของปริมาณน้ำ เพื่อใช้เป็นโพลิเมอร์เหลวในการผสมตัวอย่าง

(ก) Polyethylene Glycol

(ข) Polyvinyl Alcohol

(ค) Polyvinyl Pyrrolidone

รูปที่ 1 ลักษณะของ Polyethylene Glycol, Polyvinyl Alcohol และ Polyvinyl Pyrrolidone

2.2 วิธีการเตรียมตัวอย่าง

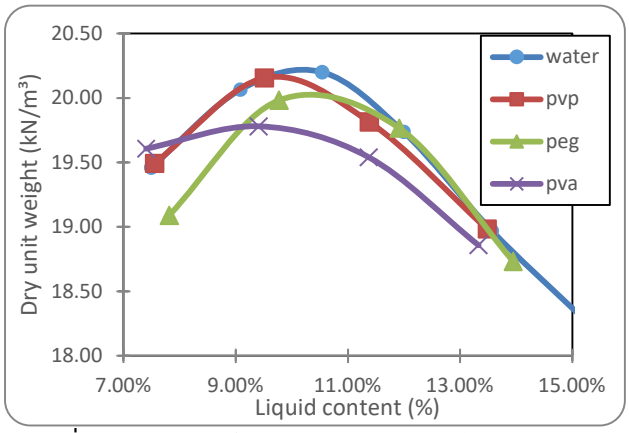
ดินลูกรังนำมาผสมกับปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ในอัตราส่วนผสมร้อยละ 0, 1, 3 และ 5 ของปริมาณดินลูกรัง ผสมให้เข้ากัน จากนั้นผสมของเหลว ซึ่งของเหลวที่ใช้ประกอบด้วย น้ำไม่ผสมโพลิเมอร์เหลว, น้ำผสมโพลีไวนิลแอลกอฮอล์(PVA), น้ำผสมโพลีไวนิลไพโรลิโดน(PVP) และโพลีเอธีลีนไกคอล(PEG) ปริมาณโพลิเมอร์ที่ใช้เท่ากับ 1.0OPC (ปริมาณโพลิเมอร์ที่เหมาะสม) ผสมให้เข้ากัน จากนั้นจะถูกนำมาอัดลงในแบบหล่อทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร และสูง 100 มิลลิเมตร ด้วยแม่แรงไฮโดรลิคจนได้ความหนาแน่นสูงสุด เมื่อดันออกจาก

แบบหล่อตัวอย่างจะถูกห่อด้วยพลาสติกใสเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นในตัวอย่าง จากนั้นนำมาบ่มต่อที่อุณหภูมิห้องในห้องปฏิบัติการ (ประมาณ 28 ℃) จนถึงอายุบ่ม 7 วัน หลังจากถึงอายุบ่มจะถูกนำมาทดสอบหน่วยน้ำหนักของดินตามมาตรฐาน ASTM D4253-00 ทดสอบกำลังอัดแบบไม่จำกัดแกน ตามมาตรฐาน ASTMD1633 และทดสอบกำลังรับแรงดึงโดยวิธีผ่าซีก ตามมาตรฐาน ASTM C496

3. ผลการทดสอบ

3.1 ปริมาณความชื้นที่เหมาะสม

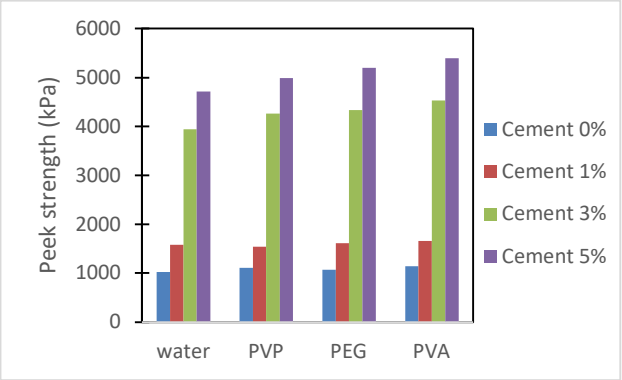
รูปที่ 2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้งและปริมาณความชื้นที่เหมาะสมของดินลูกรังผสมน้ำ และดินผสมโพลิเมอร์แต่ละชนิด จะเห็นได้ว่าความสัมพันธ์ดังกล่าวมีลักษณะเป็นระฆังคว่ำ ปริมาณความชื้นมีผลต่อกราฟการบดอัด ซึ่งทำหน้าที่เป็นตัวหล่อลื่นอนุภาคของดินลูกรัง ดังนั้นการเพิ่มปริมาณความชื้นสามารถเข้าไปแทรกระหว่างอนุภาคได้ดีขึ้น แต่เมื่อปริมาณความชื้นสูงขึ้นเกินกว่าค่าเหมาะสมปริมาณความชื้นจะเข้าไปแทรกระหว่างอนุภาคของดินลูกรังส่งผลให้หน่วยน้ำหนักลดลง หน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุดมีค่าลดลงตามการเพิ่มขึ้นของปริมาณความชื้น โดยที่หน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุดของตัวอย่างดินลูกรังผสมน้ำประปา (Water), ดินลูกรังผสมโพลิเมอร์เหลว (PVP), ดินลูกรังผสมโพลิเมอร์เหลว (PEG) และดินลูกรังผสมโพลิเมอร์เหลว (PVA) มีค่าเท่ากับ 20.15, 20.13, 20.03 และ 19.91 kN/m³



รูปที่ 2 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้งและปริมาณความชื้น

3.2 การรับกำลังอัด

ในหัวข้อนี้แสดงตัวอย่างผลการทดสอบค่ากำลังรับแรงอัดแบบไม่จำกัด โดยมีอัตราส่วนโพลิเมอร์เหลวที่เหมาะสมเท่ากับ 1.0OPC ปริมาณปูนซีเมนต์เท่ากับร้อยละ 0, 1, 3 และ 5 ของปริมาณดินลูกรัง ที่ระยะบ่ม 7 วัน จากรูป 3 จะเห็นได้ว่าผลการทดสอบกำลังอัดแบบไม่จำกัดแกนมีกำลังอัดสูงสุดอยู่ที่ปริมาณปูนซีเมนต์ร้อยละ 5 ของปริมาณดินลูกรัง เนื่องจากปริมาณปูนซีเมนต์ที่มากขึ้นส่งผลต่อกำลังอัดสูงขึ้นตามไปด้วยเนื่องจากเมื่อปูนซีเมนต์เมื่อผสมกับน้ำ และดินจะทำให้เกิดปฏิกิริยาไฮเดรชั่น ทำให้ได้สารประกอบ CSH และ CHA มีคุณสมบัติเป็นตัวเชื่อมประสานเกิดการรวมตัวแล้วยึดเกาะกันเป็นมวลที่มีกำลังรับแรงอัดสูงขึ้น [6] โดยมีกำลังอัดสูงสุดของตัวอย่างดินซีเมนต์ผสมน้ำประปา และดินซีเมนต์ผสมโพลิเมอร์เหลว PVP, PEG และ PVA เท่ากับ 4714, 4986, 5195 และ 5394kPa ตามลำดับ



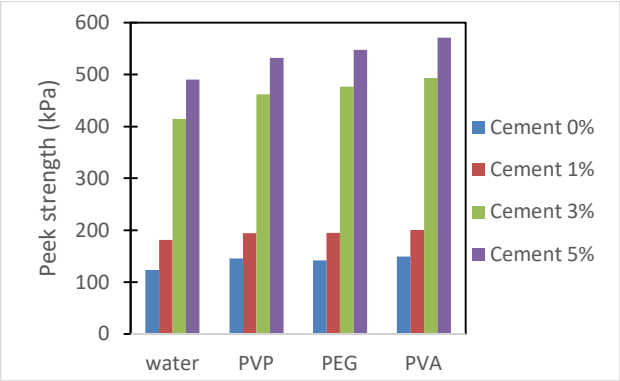
รูปที่ 3 ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดแบบไม่จำกัดแกน

เมื่อเปรียบเทียบระหว่างดินซีเมนต์ผสมน้ำประปากับดินซีเมนต์ที่ผสมโพลิเมอร์เหลว จะเห็นว่ากำลังอัดไม่จำกัดแกนของดินซีเมนต์ที่ผสมโพลิเมอร์เหลวนั้นจะให้กำลังอัดที่สูงกว่าตัวอย่างการทดสอบดินซีเมนต์ที่ไม่ผสมโพลิเมอร์เหลว เนื่องจากความสามารถที่มีอยู่ในโพลิเมอร์เหลวส่งผลบวกต่อความสามารถของปูนซีเมนต์ ลดช่องว่างในตัวอย่างทดสอบซึ่งเกิดจากความหนืดในตัวของโพลิเมอร์ที่สูงขึ้นเมื่อเทียบกับน้ำประปาทำให้เกิดการกระจายตัวของอนุภาคของซีเมนต์ในระหว่างการผสม [7] เพิ่มความหนืดของเฟสน้ำในซีเมนต์จึงป้องกันไม่ให้เกิดปรากฏการณ์แห้งเป็นสาเหตุหลักที่ทำให้เกิดการแตกร้าวจากการหดตัว [8] ในขณะเดียวกันที่ปริมาณปูนซีเมนต์ที่ต่ำกว่าร้อยละ 3 กับให้กำลังอัดไม่จำกัดแกนแทบไม่แตกต่างกันเกิดจากโพลิเมอร์ แม้ว่าจะมีคุณสมบัติ

เป็นกาวและยืดหยุ่นได้แต่ไม่สามารถให้กำลังอัดได้ดีกว่าปูนซีเมนต์ ดังนั้นโพลิเมอร์จึงเหมาะกับการผสมเพิ่มเพียงเล็กน้อยเพื่อเพิ่มคุณสมบัติความยืดหยุ่น ลดช่องว่างเพียงเท่านั้น

3.3 กำลังรับแรงดึง

การทดสอบกำลังรับแรงดึงทำการทดสอบโดยวิธีผ่าซีกหรือแรงดึงทางอ้อม โดยมีอัตราส่วนโพลิเมอร์เหลวที่เหมาะสมเท่ากับ 1.0OPC ปริมาณปูนซีเมนต์เท่ากับร้อยละ 0, 1, 3 และ 5 ของปริมาณดินลูกรัง ที่ระยะบ่ม 7 วัน จากรูปที่ 4 จะเห็นว่ากำลังรับแรงดึงสูงสุดอยู่ที่ปริมาณปูนซีเมนต์เท่ากับร้อยละ 5 ของปริมาณดินลูกรัง เนื่องจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่น ทำให้ได้สารที่มีคุณสมบัติเป็นตัวเชื่อมประสานเกิดการรวมตัวแล้วยึดเกาะกันเป็นมวลที่มีกำลังรับแรงอัดที่สูง ดังนั้นกำลังรับแรงดึงจึงมีค่าสูงขึ้นตามไปด้วย โดยมีกำลังรับแรงดึงสูงสุดของตัวอย่างดินซีเมนต์ไม่ผสมโพลิเมอร์เหลว และดินซีเมนต์ผสมโพลิเมอร์เหลว PVP, PEG และ PVA เท่ากับ 490, 532, 547 และ 571kPa ตามลำดับ



รูปที่ 4 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึง

เมื่อเปรียบเทียบระหว่างดินซีเมนต์ไม่ผสมโพลิเมอร์เหลวกับดินซีเมนต์ที่ผสมโพลิเมอร์เหลว พบว่าดินซีเมนต์ผสมโพลิเมอร์เหลว สามารถรับแรงดึงได้มากกว่าดินซีเมนต์ผสมน้ำประปา เนื่องจากโพลิเมอร์เหลวมีความยืดหยุ่นสูงสามารถเชื่อมต่อดินได้โดยพันธะยืดหยุ่น

4. สรุปผลการทดสอบ

บทความนี้ได้ทำการปรับปรุงดินซีเมนต์ผสมโพลิเมอร์เหลวและไม่ผสมโพลิเมอร์เหลว โดยในการศึกษาได้ทำการศึกษาการเปลี่ยนแปลงพารามิเตอร์ ปริมาณปูนซีเมนต์ ชนิดของโพลิเมอร์เหลว ได้ทำการทดสอบภายใต้การทดสอบแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดแกน และทดสอบกำลังรับแรงดึง ซึ่งจากผลที่ได้จากการทดสอบแสดงให้เห็นถึงประสิทธิภาพดังต่อไปนี้

1. ค่ากำลังรับแรงอัดและกำลังรับแรงดึงสูงสุดที่ได้จากการทดสอบกำลังรับแรงอัดแบบไม่จำกัดแกน และการทดสอบกำลังรับแรงดึงด้วยวิธีการผ่าซีกขึ้นอยู่กับปริมาณปูนซีเมนต์ เมื่อเพิ่มปริมาณปูนซีเมนต์สูงขึ้น แรงยึดเกาะที่ได้จากการทำปฏิกิริยาไฮเดรชันจะส่งผลต่อกับกำลังรับแรงอัด และกำลังรับแรงดึงสูงขึ้นตามปริมาณปูนซีเมนต์ที่สูงขึ้น
2. ดินซีเมนต์ผสมโพลิเมอร์เหลวจะแสดงประสิทธิภาพด้านกำลังรับแรงอัด และกำลังรับแรงดึงได้ดีกว่าดินซีเมนต์ที่ไม่ผสมโพลิเมอร์เหลวเมื่อมีปริมาณปูนซีเมนต์ที่สูงขึ้น
3. ดินซีเมนต์ที่ผสมโพลิเมอร์เหลวสามารถรับกำลังรับแรงอัดและกำลังรับแรงดึงได้ดีกว่าดินที่ไม่ผสมโพลิเมอร์เหลว เนื่องจากโพลิเมอร์เหลวที่ผสมกับดินลูกรังเพื่อใช้ในการอัดตัวอย่างสามารถสร้างการเคลือบองค์ประกอบจุลภาครอบ ๆ อนุภาคของดินและยังเชื่อมต่ออนุภาคดินโดยพันธะยืดหยุ่น ทำให้ตัวอย่างมีความแข็งแรงและความยืดหยุ่นมากขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบคุณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสานสำหรับเครื่องมือการทดสอบ และสิ่งอำนวยความสะดวกในการทำวิจัยในครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] บุญชัย เชิดเกียรติประดับ, 2539. การศึกษาการผสมปูนขาว และปูนซีเมนต์ในดินฐานรากอ่อนในการปฏิบัติการ. ปริญญานิพนธ์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี.

[2] สุเชษฐ์ เอียมเชย, 2531. ความคงทนของดินซีเมนต์. วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี.

[3] จักราวุธ ตันสกุล, พรเกษม จงประดิษฐ์ และวริศรา คำสอน, 2561. การปรับปรุงพฤติกรรมหลังการวิบัติของดินซีเมนต์มวลเบาผสมเส้นใยโพลีโพรพิลีน. วารสารวิชาการพระจอมเกล้าพระนครเหนือ

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตไกลกังวล

[4] J.S. Tingle, J.K. Newman, S.L. Larson, C.A. Weiss and J.F. Rushing, 2007. Stabilization mechanisms of nontraditional additives. Transp. Res. Rec. J. Transp. Res.Board : 59-67, 1989.

[5] D.N. Huntzinger and T.D. Eatmon, 2009. A life-cycle assessment of Portland cement manufacturing. comparing the traditional process with alternative technologies. J. Clean. Prod. 17 (7), 668-675,

[6] T.W. Lamb, A.S. Michaels and Z.C. Moh, Improvement of Soil Cement with Alkali Metal Compounds. Highway Research Board Bulletin 241: 67-103.

[7] A. Allahverdi, K. Kianpur and M.R. Moghbeli, 2010. Effect of polyvinyl alcohol on flexural strength and some important physical properties of Portland cement paste. iran. J. Mater. Sci. Eng. 7 (1) :1-6.

[8] Y. Ohama, 1995. Handbook of Polymer-Modified Concrete and Mortars Properties and Process Technology. Noyes Publications, New Jersey.

การใช้จีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์เป็นวัสดุซ่อมแซมคอนกรีตที่สัมผัสแมกนีเซียมซัลเฟต

USE OF GEOPOLYMER MORTAR AS REPAIR MATERIAL CONCRETE EXPOSED MAGNESIUM SULFATE

บุญเลิศ ศรีโอภาศ[1] Boonlert Sriopas[1]
วันโชค เครือหงษ์[2] Wunchock Kroehong[2*]
วิชัย เล้าภากรณ์[3] Wichai Laopakorn[3]

นักศึกษาปริญญาโท สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลตะวันออก วิทยาเขตอุเทนถวาย *boonlert.sriopas@gmail.com*
[2]อาจารย์ประจำสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลตะวันออก วิทยาเขตอุเทนถวาย *wunchock_k@hotmail.com*
[3]อาจารย์ประจำสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลตะวันออก วิทยาเขตอุเทนถวาย *wichai63.lao@gmail.com*

บทคัดย่อ : บทความนี้ศึกษาการใช้จีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์เป็นวัสดุซ่อมแซมคอนกรีตที่สัมผัสแมกนีเซียมซัลเฟต โดยใช้สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่ความเข้มข้น 14 โมลาร์ อัตราส่วนโซเดียมซิลิเกตต่อโซเดียมไฮดรอกไซด์เท่ากับ 2.0 อัตราส่วนทรายต่อวัสดุประสานเท่ากับ 1 และอัตราส่วนอัลคาไลน์ต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.6 ทดสอบกำลังอัด การสูญเสียน้ำหนัก ร้อยละการสูญเสียกำลังอัด กำลังรับแรงเฉือนอัดจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์แช่ในสารละลายแมกนีเซียมซัลเฟต ($MgSO_4$) ความเข้มข้นร้อยละ 5 โดยน้ำหนักและเปรียบเทียบกับวัสดุใช้ซ่อมแซมเชิงพาณิชย์ ผลการศึกษาพบว่ากำลังอัดและกำลังรับแรงเฉือนอัดระหว่างคอนกรีตและจีโอโพลีเมอร์มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นด้วยการใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์แทนที่ในเถ้าลอย นอกจากนี้จีโอโพลีเมอร์มอร์ต้าร์แทนที่ด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ร้อยละ 10 โดยน้ำหนักวัสดุประสานแช่ในสารแมกนีเซียมซัลเฟตให้ความต้านทานแรงเฉือนอัดสูงสุด การใช้เถ้าลอยจีโอโพลีเมอร์มอร์ต้าร์จึงเป็นอีกทางเลือกหนึ่งสำหรับวัสดุซ่อมแซมของคอนกรีตต้านทานซัลเฟต

ABSTRACT: This article presents the use of geopolymer mortar as repair material concrete exposed magnesium sulfate. The14 molar sodium hydroxide, sodium silicate (Na_2SiO_3) to sodium hydroxide ($NaOH$) ratio of 2.0, sand to binder ratio of 1 and liquid/binder ratio of 0.60 were used as liquid alkaline activators. Compressive strength, weight loss, loss of compressive strength, slant shear strength immersion in magnesium sulfate a 5% $MgSO_4$ solution of geopolymer mortar and compare to commercial repair materials were determined. The results showed that the compressive strength and slant shear strength between concrete and geopolymer mortar tend to increase with in Portland cement replacement in fly ash. In addition, the geopolymer mortar with 10% Portland cement replacement immersion in magnesium sulfate a 5% $MgSO_4$ gave highest slant shear strength**.** The use of geopolymer mortar was an alternative repair material for sulfate resistance of concrete.

KEYWORDS: Fly Ash, Geopolymer mortar, Slant Shear Strength, Magnesium Sulfate

1. บทนำ

ปัจจุบันความเจริญทางด้านก่อสร้างมีมากขึ้นตามจำนวนประชากรที่เพิ่มขึ้น เช่น อาคาร บ้านพักอาศัย ถนน สะพาน เป็นต้น เมื่อมีการใช้งานจำเป็นอย่างยิ่งต้องบำรุงรักษาอยู่เสมอเพื่อให้คอนกรีตมีอายุการใช้งานเพิ่มขึ้น สิ่งแวดล้อม อิทธิพลของแรงทางกล และผลกระทบของสารเคมีเป็นปัจจัยในการทำลายคุณสมบัติทางกลของคอนกรีต ซัลเฟตเป็นสารที่ปะปนมาจากน้ำเสียที่ปล่อยทิ้ง

จากภาคอุตสาหกรรม บ้านเรือน หรือในทะเล เป็นอีกสาเหตุหนึ่งที่ส่งผลกระทบกับโครงสร้างคอนกรีต เมื่อโครงสร้างคอนกรีตสัมผัสกับสารละลายแมกนีเซียมซัลเฟตที่ปะปนมาเกลือของซัลเฟตที่ อยู่ในรูปของสารละลายจะส่งผลต่อการกัดกร่อนทำให้คอนกรีตได้รับความเสียหาย กระบวนการการกัดก่อนด้วยซัลเฟต เริ่มจากแมกนีเซียมซัลเฟตแพร่กระจายเข้าไปในโพรงของคอนกรีตแล้วเริ่มทำปฏิกิริยากับสารประกอบที่เหลือจากการทำปฏิกิริยาไฮเดรชันเกิดเป็นยิปซั่มและแคลเซียมซัลโฟอลูมิเนตไฮเดรตหรือเรียกว่า Ettringite ในขณะที่ Ettringite ซึ่งเป็นตัวการที่ทำให้เกิดการแตกร้าวของคอนกรีต อันเนื่องมาจากการขยายตัวของมัน ฉะนั้นเมื่อองค์ประกอบภายในไม่มีเสถียรภาพและเกิดการขยายตัวขึ้นจึงส่งผลให้เนื้อคอนกรีตเกิดหน่วยแรงภายในขึ้น หากหน่วยแรงภายในมีปริมาณที่มากกว่าความสามารถในการยืดเหนี่ยวหรือมีมากกว่าแรงประสานที่มีในมวลของคอนกรีต จะส่งผลทำให้โครงสร้างคอนกรีตเกิดการทำลายได้ง่ายและทำให้อายุของโครงสร้างคอนกรีตสั้นลง [1]

จีโอโพลิเมอร์เป็นวัสดุประสานที่มีส่วนผสมของแร่ธาตุที่มี SiO_2 และ Al_2O_3 เป็นองค์ประกอบหลัก โดยการกระตุ้นให้แตกตัวโดยแอลคาไลน์หรือสารละลายที่เป็นด่างสูง ได้แก่ สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) แล้วใช้ความร้อนเป็นตัวเร่งปฏิกิริยาให้เกิดการก่อตัวและให้กำลังอัดได้ จีโอโพลิเมอร์ใช้เป็นวัสดุยึดประสานและทดแทนปูนซีเมนต์ได้ นอกจากนี้ มีการศึกษาพบว่าจีโอโพลิเมอร์เป็นมิตรกับสิ่งแวดล้อม โดยในการผลิตจีโอโพลิเมอร์มีการปล่อยก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ออกสู่ชั้นบรรยากาศลดลงร้อยละ 80-90 เมื่อเทียบกับกระบวนการผลิตปูนซีเมนต์ [2] นอกจากนี้พบว่าจีโอโพลิเมอร์ใช้พลังงานในการผลิตต่ำกว่าร้อยละ 60 เมื่อเทียบกับปูนซีเมนต์ [3] นักวิจัยได้ศึกษาวัสดุปอซโซลานในการผลิตจีโอโพลิเมอร์พบว่าเถ้าลอยแคลเซียมสูงมีผลต่อการทำปฏิกิริยา เนื่องจากแคลเซียมสูงทำปฏิกิริยาจีโอโพลิเมอร์ไรเซชัน ทำให้ได้สารประกอบแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรท (C-S-H) และจีโอโพลิเมอร์เจลส่งผลต่อการพัฒนากำลังอัดของจีโอพอลิเมอร์[4] นอกจากนี้มีการศึกษาพบว่าจีโอโพลิเมอร์เพสต์เถ้าลอยแคลเซียมสูงร่วมกับบะซอลต์ไฟเบอร์มีการพัฒนากำลังอัดดีเมื่อเทียบกับการใช้เถ้าลอยแคลเซียมสูงเพียงอย่างเดียว[5]

วัสดุที่ใช้ในการซ่อมแซมคอนกรีตมีหลายประเภทเช่น ซีเมนต์เกร้าท์ชนิดไม่หดตัว(Nonshrink Cement Grout) ซีเมนต์ก่อตัวเร็ว (Rapid-Setting Cement) อีพ็อกซี (Epoxy) เป็นต้น นักวิจัยได้มีการศึกษาการซ่อมแซมคอนกรีตโดยมีประยุกต์ใช้จีโอโพลิเมอร์เป็นวัสดุซ่อมแซม Songpiriyakij และ คณะ [6] ได้ศึกษาแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมที่มีการใช้จีโอโพลิเมอร์เพสต์เป็นวัสดุประสานระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมผลการทดสอบสามารถพบว่าค่าแรงยึดเหนี่ยวมีค่าใกล้เคียงกับการใช้อีพ็อกซี่ตามท้องตลาดจากเหตุผลดังกล่าวการใช้จีโอโพลิเมอร์เป็นวัสดุซ่อมแซมคอนกรีตจึงเป็นอีกหนึ่งแนวทางเลือกที่น่าสนใจ Phoo-ngernkham และ คณะ[7] ศึกษาผลของโซเดียมไฮดรอกไซด์และโซเดียมซิลิเกตต่อกำลังรับแรงเฉือนอัดของจีโอโพลิเมอร์เพสต์พบว่าการใช้อัตราส่วนโซเดียมซิลิเกตต่อโซเดียมไฮดรอกไซด์เท่ากับ 2 ให้ผลกำลังเฉือนอัดดีกว่าใช้โซเดียมซิลิเกตหรือโซเดียมไฮดรอกไซด์เพียงอย่างเดียว การใช้เถ้าลอยแคลเซียมสูง Phoo-ngernkham และ คณะ [8] ศึกษาผลการใช้เถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์เป็นวัสดุซ่อมแซมพบว่าการใช้โซเดียมไฮดรอกไซด์ที่มีความเข้มข้นเท่ากับ 14 โมลาร์และปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์แทนที่เถ้าลอยแคลเซียมร้อยละ 10 ของน้ำหนักวัสดุประสานให้กำลังรับแรงเฉือนอัดสูงสุดและให้ผลการทดสอบใกล้เคียงกับวัสดุซ่อมแซมตามท้องตลาด นอกจากนี้Huseien และ คณะ [9] พบว่ากำลังรับแรงเฉือนอัดที่ซ่อมแซมด้วยจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์สูงกว่าที่ซ่อมแซมด้วยคอนกรีต

จากงานวิจัยที่ผ่านมามีการศึกษาการนำจีโอโพลิเมอร์มาประยุกต์ใช้เป็นวัสดุซ่อมแซมในงานคอนกรีต อย่างไรก็ตามการศึกษาการซ่อมแซมด้วยจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ที่สัมผัสกับซัลเฟตมีการศึกษาน้อยมาก ดังนั้นงานวิจัยนี้ศึกษาคุณสมบัติความคงทนต่อการกัดกร่อนของสารละลายแมกนีเซียมซัลเฟตของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์เทียบวัสดุซ่อมแซมเชิงพาณิชย์เพราะว่าเมื่อซ่อมแซมโครงสร้างคอนกรีตแล้วเสร็จก็จะสัมผัสในสิ่งแวดล้อมเดิม ซึ่งผลการทดสอบที่ได้ทำให้เพื่อเป็นแนวทางในการพัฒนาวัสดุก่อสร้างที่มีคุณสมบัติคล้ายคอนกรีตเป็นการช่วยลดต้นทุนในการใช้วัสดุปูนซีเมนต์และยังสามารถช่วยลดสภาวะโลกร้อนที่เกิดขึ้นในสภาวะปัจจุบันได้อีกด้วย

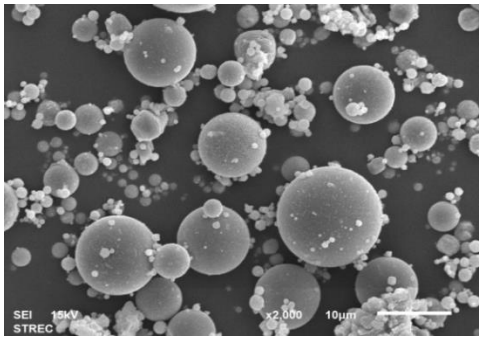
2. ระเบียบวิธีวิจัย

2.1 วัสดุที่ใช้ในการทดสอบ

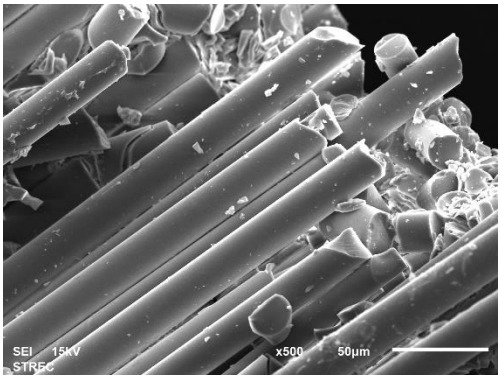
ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ (PC) เถ้าลอยแคลเซียมสูง (FA) จากโรงผลิตกระแสไฟฟ้าแม่เมาะ อำเภอแม่เมาะ

จังหวัดลำปาง ประเทศไทย บะซอลต์ไฟเบอร์ (BF) ซิลิกาฟูม (SF) และซีเมนต์เกร้าท์ไม่หดตัว (Nonshrink Cement Grout) โดยใช้ 2 ประเภท คือ (NS-A) และ (NS-B) สำหรับสารเคมีโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) สารละลายโซเดียมซิลิเกต (Na_2SiO_3) มวลรวมละเอียดใช้ทรายแม่น้ำที่มีค่าโมดูลัสความละเอียดเท่ากับ 2.75 และความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.61

ภาพที่ 1 รูปร่างอนุภาคของเถ้าลอยและบะซอลต์ไฟเบอร์พบว่าอนุภาคของเถ้าลอยมีลักษณะเป็นทรงกลมผิวเรียบคละกัน ขณะที่บะซอลต์ไฟเบอร์ผิวเรียบเป็นทรงกระบอกยาว



ก) เถ้าลอยแคลเซียมสูง



ข) บะซอลต์ไฟเบอร์

ภาพที่ 1 รูปร่างอนุภาคของเถ้าลอยและบะซอลต์ไฟเบอร์

ตารางที่ 1 พบว่ามีองค์ประกอบทางเคมีสำหรับวัสดุปอซโซลาน ผลรวมของออกไซด์ของ SiO_2+Al_2O_3+Fe_2O_3 ของเถ้าลอยและบะซอลต์ไฟเบอร์เท่ากับ 63.1 และ 47.1 ส่วน CaO เท่ากับร้อยละ 17 และ 31.3 ตามลำดับ เถ้าลอยจัดเป็นชนิดแคลเซียมสูง (Class C) ส่วนซิลิกามี SiO_2 เท่ากับ 92.2

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีและทางกายภาพของวัสดุ

Chemical compositions and physical properties	PC	FA	BF	SF
SiO_2	20.7	33.4	32.8	92.2
Al_2O_3	4.5	17.8	13.2	0.6
Fe_2O_3	3.6	11.9	0.81	1.2
CaO	65.2	17.0	31.3	0.2
MgO	-	2.05	6.39	0.2
K_2O	0.1	2.36	0.42	-
Na_2O	0.5	1.52	0.46	-
SO_3	2.6	3.57	0.67	-
LOI	0.8	1.23	0.45	-
Specific gravity	3.15	2.13	2.37	-
Median particle size d50 (μm)	14.8	21.9	25.87	-

2.2 อัตราส่วนผสมของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์

อัตราส่วนผสมของเถ้าลอยจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ดังแสดงในตารางที่ 2 เถ้าลอยแคลเซียมสูงแทนที่ด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ในปริมาณร้อยละ 5 10 และ 15 เถ้าลอยแคลเซียมแทนที่ด้วยซิลิกาฟูมร้อยละ 5 เถ้าลอยแคลเซียมแทนที่ด้วยบะซอลต์ไฟเบอร์ร้อยละ 50 โดยน้ำหนักวัสดุประสาน สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ มีความเข้มข้น 14 โมลาร์ อัตราส่วนสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เท่ากับ 2 อัตราส่วนของเหลวต่อวัสดุประสาน (L/B) เท่ากับ 0.6 อัตราส่วนทรายต่อวัสดุประสาน (S/B) เท่ากับ 1 ทุกอัตราส่วนผสม การผสมเถ้าลอยจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ เริ่มจากวัสดุประสานและทรายผสมให้เข้ากันเป็นเวลา 2 นาที หลังจากนั้นผสมสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์และโซเดียมซิลิเกตให้เข้ากัน 5 นาทีและผสมสารละลายกับวัสดุประสานประมาณ 7 นาที

ตารางที่ 2 อัตราส่วนผสมจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์

Symbol	FA (g)	PC (g)	SF (g)	BF (g)	Sand (g)	Na_2SiO_3 (g)	NaOH (g)
FA	100	-	-	-	100	320	160
95FA5PC	95	5	-	-	100	320	160
90FA10PC	90	10	-	-	100	320	160
85FA15PC	85	15	-	-	100	320	160
95FA5SF	95	-	5	-	100	320	160
50FA50BF	50	-	-	50	100	320	160
NS-A	-	-	-	-	-	-	-
NS-B	-	-	-	-	-	-	-

2.3 การทดสอบตัวอย่าง

2.3.1 การทดสอบกำลังอัด

การทดสอบกำลังอัด ทำการหล่อตัวอย่างจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ทรงลูกบาศก์ขนาด 50x50x50 มิลลิเมตร ถอดแบบหล่อชิ้นตัวอย่างหลังจาก 24 ชั่วโมง และหุ้มด้วยพลาสติกควบคุมที่อุณหภูมิห้อง ทดสอบกำลังอัดที่ 28 วัน ทดสอบกำลังอัดตามมาตรฐาน ASTM C 109 [10] หลังจากนั้นนำตัวอย่างแช่ในสารละลายแมกนีเซียมซัลเฟต ($MgSO_4$) ความเข้มข้นร้อยละ 5 โดยน้ำหนักเป็นระยะเวลา 120 วัน แล้วทดสอบกำลังอัดเปรียบเทียบกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์ที่แช่ในน้ำที่อายุวันเท่ากัน

2.3.2 การทดสอบค่าการสูญเสียกำลังอัดเนื่องจากแช่ในสารละลายแมกนีเซียมซัลเฟต

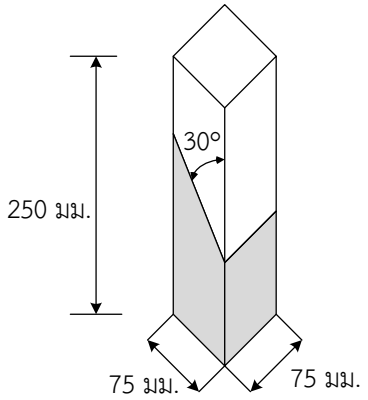
นำตัวอย่างที่อายุครบ 28 วัน จากนั้นทำการแช่ในสารละลายแมกนีเซียมซัลเฟตที่มีความเข้มข้นร้อยละ 5 โดยน้ำหนัก เป็นระยะเวลา 120 วัน แล้วทดสอบกำลังอัดเปรียบเทียบกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์ที่แช่ในน้ำที่อายุวันเท่ากัน

2.3.3 การทดสอบร้อยละการสูญเสียน้ำหนักเนื่องจากแช่ในสารละลายแมกนีเซียมซัลเฟต

การทดสอบร้อยละการสูญเสียน้ำหนักของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ที่แช่ในสารละลายแมกนีเซียมซัลเฟตความเข้มข้นร้อยละ 5 โดยชั่งน้ำหนักตัวอย่างที่อายุ 28 วัน และชั่งน้ำหนักตัวอย่างที่แช่สารละลายแมกนีเซียมซัลเฟตที่เวลา 120 วัน เพื่อหาค่าร้อยละการสูญเสียน้ำหนัก

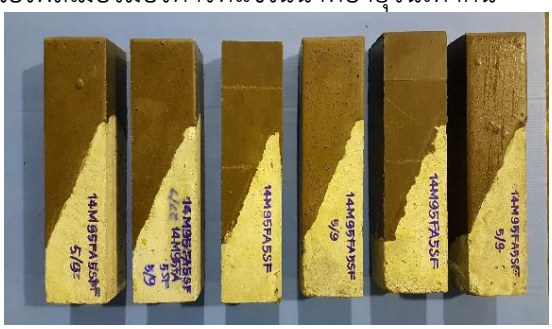
2.3.4 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนอัด

การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ตามมาตรฐาน ASTM C882 [11] หล่อตัวอย่างคอนกรีตลงแบบหล่อรูปปริซึมขนาด 75x75x250 มิลลิเมตร ถอดแบบหล่อหลัง 24 ชั่วโมง แล้วนำตัวอย่างบ่มในน้ำเป็นระยะเวลา 28 วัน หลังจากนั้นตัดตัวอย่างคอนกรีตเป็นสองส่วนเท่ากัน โดยทำมุม 30 องศากับแนวตั้ง แสดงในภาพที่ 2



ภาพที่ 2 ลักษณะตัวอย่างการทดสอบแรงเฉือนอัด

สำหรับการซ่อมแซมตัวอย่างทดสอบ โดยการเทจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์และซีเมนต์เกร้าท์ไม่หดตัวลงในแบบหล่อรูปปริซึมขนาด 75x75x250 มิลลิเมตร ที่ตัดเตรียมตัวอย่างไว้ ถอดแบบหล่อหลังจาก 24 ชั่วโมง แล้วใช้แผ่นพลาสติกห่อหุ้มชิ้นตัวอย่าง ทดสอบกำลังรับแรงเฉือนอัดที่อายุ 28 วัน ดังแสดงในภาพที่ 3 หลังจากนั้นนำตัวอย่างแช่ในสารแมกนีเซียมซัลเฟตความเข้มขันร้อยละ 5 โดยชั่งน้ำหนัก อีก 120 วันแล้วทดสอบกำลังรับแรงเฉือนอัดเทียบกับจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ที่แช่ในน้ำที่อายุวันเท่ากัน



ภาพที่ 3 ลักษณะตัวอย่างที่ซ่อมแซม

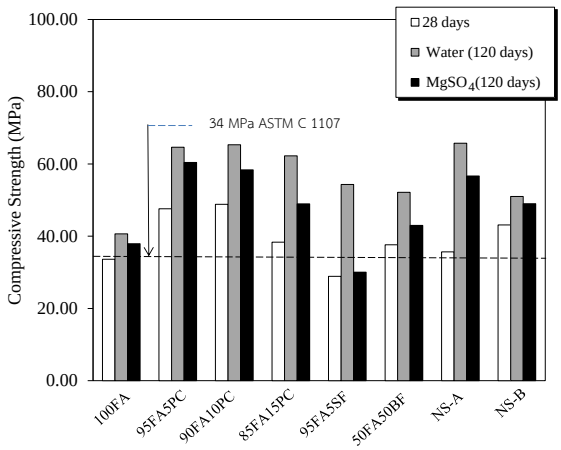
3. ผลการทดสอบและวิเคราะห์ผล

3.1 กำลังอัด

ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ดังแสดงในภาพที่ 4 พบว่า ที่อายุการบ่ม 28 วัน กำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ 100FA 95FA5PC 90FA10PC 85FA15PCและ 50FA50BF มีค่าเท่ากับ 33.6 47.6 48.8 38.3 และ 37.6 เมกะปาสคาล ตามลำดับ การเพิ่มแคลเซียมออกไซด์จากการผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ส่งผลบวกต่อสมบัติของจีโอพอลิเมอร์ ซึ่งทำให้เกิดแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรท (C-S-H) และทำปฏิกิริยาร่วมกับจีโอพอลิเมอร์เจล (N-A-S-H) ส่งผลทำให้การพัฒนากำลังอัดเพิ่มขึ้น จากข้อกำหนดซีเมนต์เกร้าท์ไม่หดตัว ASTM C 1107 [12] กำหนดให้กำลังอัดที่ 28 วันไม่น้อยกว่า 34 เมกะปาสคาล

ซึ่งจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ 95FA5PC 90FA10PC 85FA15PCและ 50FA50BF มีค่าเทียบเคียงกับ NS-A และ NS-B ซึ่งเป็นวัสดุซ่อมแซมในท้องตลาด ขณะที่ 95FA5SF มีกำลังอัดต่ำที่สุด และเมื่อบ่มในน้ำอีก 120 วัน 90FA10PC มีปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ร้อยละ 10 โดยน้ำหนักของวัสดุประสานในจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์มีกำลังอัดสูงสุด

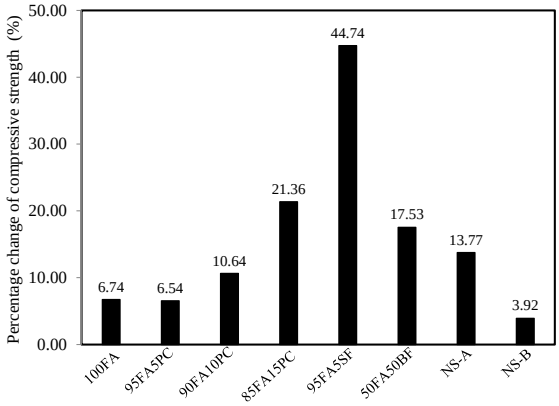
สำหรับจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ที่แช่ในสารละลายแมกนีเซียมซัลเฟตอายุ 120 วัน กำลังอัดมีค่าลดลงเมื่อเทียบกับแช่ในน้ำ การลดลงของกำลังอัดเกิดจากโซเดียมไฮดรอกไซด์ชะละลายซิลิกาและอลูมินาจากเถ้าลอย และส่งผลให้แมกนีเซียมไอออนจากสารละลายแมกนีเซียมซัลเฟตสามารถทำปฏิกิริยากับซิลิกาทำให้เกิดสารประกอบแมกนีเซียมซิลิเกต ที่มีความแข็งแรงต่ำ และทำให้จีโอพอลิเมอร์คอนกรีตเกิดความพรุนมากขึ้น[13] นอกจากนี้ การเพิ่มปริมาณสารประกอบแคลเซียมในจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ทำปฏิกิริยากับแมกนีเซียมซัลเฟตทำให้เกิดสารประกอบแมกนีเซียมไฮดรอกไซด์และแคลเซียมซัลเฟตหรือยิปซัมและยังเกิดการสลายตัวของแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรทในสารละลายแมกนีเซียมซัลเฟต ซึ่งทำให้แคลเซียมซิลิเกตไฮเดรทมีความเสถียรน้อยส่งผลต่อกำลังที่ลดลง [14] อย่างไรก็ตามกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์แทนที่ด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ร้อยละ 5-10 ใกล้เคียงกับวัสดุซ่อมแซมในท้องตลาด



ภาพที่ 4 หน่วยแรงอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์

3.2 ร้อยละการสูญเสียกำลังอัดเนื่องจากแช่ในสารละลายแมกนีเซียมซัลเฟต

ภาพที่ 5 แสดงร้อยละการสูญเสียกำลังอัดเนื่องจากแช่ในสารละลายแมกนีเซียมซัลเฟต พบว่าวัสดุซ่อมแซม NS-B มีค่าร้อยละการสูญเสียกำลังอัดต่ำ และ 95FA5SF จีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์มีค่าร้อยละสูญเสียกำลังอัดมากที่สุด เพราะว่าอัตราผสมดังกล่าวมีซิลิกาฟูในส่วนผสม ทำให้เกิดปฏิกิริยากับแมกนีเซียมไอออนจากสารละลายแมกนีเซียมซัลเฟต ได้เป็นสารประกอบแมกนีเซียมซิลิเกตให้เกิดความพรุน และช่องว่างในจีโอพอลิเมอร์มอร์ต้าร์ทำให้กำลังอัดมีค่าลดลง [13] นอกจากนี้ จีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ 100FA 95FA5PC และ 90FA10PC ร้อยละการสูญเสียกำลังอัดเนื่องจากสารละลายแมกนีเซียมซัลเฟตต่ำกว่าวัสดุซ่อมแซม NS-A

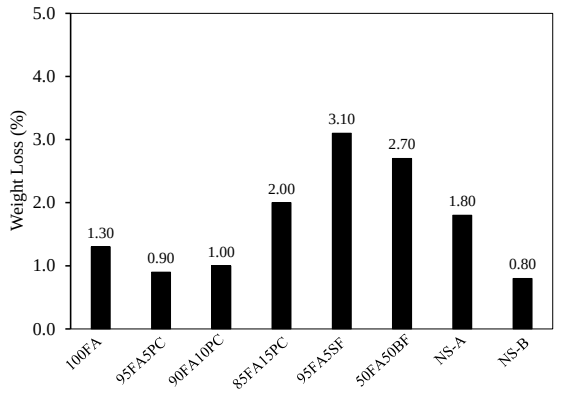


ภาพที่ 5 ร้อยละการสูญเสียกำลังอัดเนื่องจากสารละลายแมกนีเซียมซัลเฟต

3.3 ร้อยละการสูญเสียน้ำหนักเนื่องจากแช่ในสารละลายแมกนีเซียมซัลเฟต

ผลการทดสอบการสูญเสียน้ำหนักของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์เนื่องจากแช่ในสารละลายแมกนีเซียมซัลเฟต ที่มีความเข้มข้นร้อยละ 5 โดยน้ำหนัก ดังแสดงในภาพที่ 6 พบว่าการสูญเสียน้ำหนักของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ 100FA 95FA5PC 90FA10PC 85FA15PC 95FA5SF 50FA50BF NS-A และ NS-B มีค่าเท่ากับร้อยละ 1.30 0.90 1.00 2.00, 3.10 2.70 1.80 และ 0.80 ตามลำดับ โดยจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ 95FA5SF มีการสูญเสียเสียน้ำหนักมากที่สุด เพราะอัตราส่วนใช้ซิลิกาฟูมทำให้มีปริมาณซิลิกาค่อนข้างสูงทำปฏิกิริยากับสารละลายแมกนีเซียมซัลเฟตได้เป็นสารประกอบแมกนีเซียมซิลิเกตส่งผลให้คุณสมบัติการยึดประสานลดลง สอดคล้องกับการศึกษาของ Chalee และ Charoenprom [15] พบว่าอัตราส่วน Si/Al ที่สูงขึ้น ทำให้จีโอพอลิเมอร์คอนกรีตมีแนวโน้มของกำลังอัดลดลง นอกจากนี้ การสูญเสียน้ำหนักที่เกิดจากสารละลายแมกนีเซียมซัลเฟตเกิดจากเกลือของซัลเฟตที่อยู่ในรูปของ

สารละลายสามารถทำอันตรายต่อวัสดุประสานโดยกลไกการเกิดจะพบส่วนคราบสีขาวบนผิวของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์

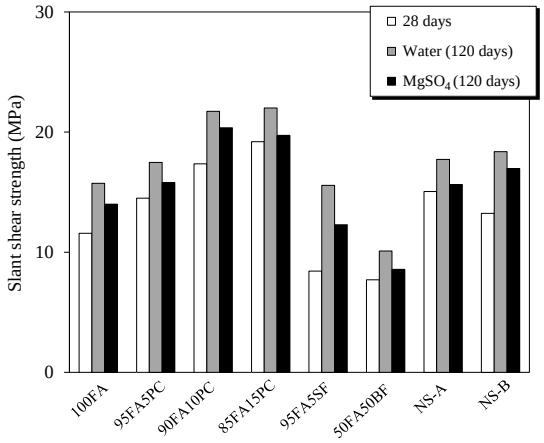


ภาพที่ 6 ร้อยละการสูญเสียน้ำหนักของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์เนื่องจากสารละลายแมกนีเซียมซัลเฟต

3.4 กำลังรับแรงเฉือนอัด

ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ แสดงในภาพที่ 7 พบว่าที่อายุการบ่ม 28 วัน กำลังรับแรงเฉือนอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ 100FA 95FA5PC 90FA10PC และ 85FA15PC มีค่าเท่ากับ 11.6 14.5 17.6 และ 19.2 เมกะปาสคาล ตามลำดับ กำลังรับแรงเฉือนอัดมีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ที่เพิ่มขึ้นและเมื่อบ่มในน้ำอีก 120 วันกำลังอัดมีค่าเพิ่มขึ้นตามอายุการบ่มเพราะว่าแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ทำปฏิกิริยาซิลิกา และอะลูมินาเกิดเป็นแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรท (CSH) และแคลเซียมอะลูมิโนซิลิเกตไฮเดรท (CASH) เพิ่มขึ้น ส่งผลให้สามารถปรับปรุงกำลังรับแรงเฉือนอัดที่เพิ่มขึ้น[16] นอกจากนี้กำลังเฉือนอัดในระบบแคลเซียม จีโอโพลิเมอร์มีค่ากำลังเฉือนอัดมีค่าสูงกว่าวัสดุที่ใช้ซ่อมแซมในท้องตลาด (NS-A และ NS-B) และเมื่อบ่มในน้ำอีก 120 วัน กำลังเฉือนอัดมีค่าเพิ่มขึ้น สำหรับบะซอลต์ไฟเบอร์จีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ 50FA50BF ผสมบะซอลต์ไฟเบอร์ร้อยละ 50 เป็นวัสดุที่มีแคลเซียมสูงแต่มีกำลังรับแรงเฉือนอัดค่อนข้างต่ำเพราะว่าบะซอลต์ไฟเบอร์มีลักษณะเป็นเส้นใยยาวผิวเรียบทำให้แรงยึดเหนี่ยวระหว่างผิวสัมผัสคอนกรีตและบะซอลต์ไฟเบอร์จีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์มีค่าต่ำ

เมื่อพิจารณากำลังรับแรงเฉือนอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์เนื่องจากการแช่สารละลายแมกนีเซียมซัลเฟต พบว่าจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ 90FA10PC มีค่ากำลังรับแรงเฉือนอัดสูงที่สุดและทุกอัตราส่วนผสมมีค่าลดลง กำลังรับแรงเฉือนอัดที่มีค่าลดลงเพราะว่าแคลเซียมและซิลิกาทำปฏิกิริยากับสารละลายแมกนีเซียมซัลเฟตได้เป็นสารประกอบแมกนีเซียมซิลิเกตส่งผลให้คุณสมบัติการยึดประสานลดลง [15]



ภาพที่ 7 กำลังรับแรงเฉือนอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ที่แช่ในสารละลายแมกนีเซียมซัลเฟต

3.5 ลักษณะการวิบัติ

ลักษณะการวิบัติของกำลังรับแรงเฉือนอัดระหว่างจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์กับคอนกรีตที่แช่ในสารละลายแมกนีเซียมซัลเฟตและที่แช่ในน้ำ ดังแสดงในภาพที่ 8 พบว่าลักษณะการวิบัติของกำลังรับแรงเฉือนอัดระหว่างจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์กับคอนกรีตเกิดการวิบัติแตกร้าวแนวดิ่งแสดงว่าการยึดเหนี่ยวระหว่างผิวสัมผัสยึดเกาะกันดี สอดคล้องกับรายงานการวิจัยของ Phoo-ngernkham และคณะ [8] รายงานการวิจัยไว้ว่าลักษณะการแตกร้าวระหว่างจีโอโพลิเมอร์กับคอนกรีตเดิมแบบเสาแสดงถึงการยึดเหนี่ยวที่สูงระหว่างคอนกรีตกับจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ อีกทั้งงานวิจัยดังกล่าวยังสรุปเพิ่มเติมไว้ว่าการยึดเกาะที่ดีของจีโอโพลิเมอร์กับคอนกรีตเดิมเป็นการเพิ่มทางเลือกที่น่าสนใจในการเลือกใช้เป็นวัสดุซ่อมแซมคอนกรีตเมื่อเปรียบเทียบกับอีพ็อกซี่

ภาพที่ 8 ลักษณะการวิบัติของการรับกำลังรับแรงเฉือนอัดระหว่างจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์กับคอนกรีต

4.สรุปผลการทดสอบ

จากผลการศึกษาและวิจัยสามารถสรุปได้ว่า

1. การใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์แทนที่เถ้าลอยในจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ช่วยให้มีกำลังอัดเพิ่มขึ้นตามปริมาณการแทนที่ที่เพิ่มขึ้นและอายุการบ่ม นอกจากนี้กำลังอัดจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์สูงกว่าวัสดุที่ใช้ซ่อมแซมในเชิงพาณิชย์

2. เถ้าลอยจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์แทนที่ด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์มีกำลังรับเฉือนอัดสูงกว่าซีเมนต์เกร้าท์ไม่หดตัว ในขณะที่ซิลิกาฟูมและบะซอลต์ไฟเบอร์กำลังรับแรงเฉือนอัดต่ำกว่าซีเมนต์เกร้าท์ไม่หดตัว

3. เถ้าลอยจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์แทนที่ด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ร้อยละ 5 และ 10 โดยน้ำหนักของวัสดุประสานที่แช่ในสารละลายแมกนีเซียมซัลเฟตร้อยละ 5 โดยน้ำหนักมีร้อยละการสูญเสียน้ำหนักและกำลังอัดใกล้เคียงกับซีเมนต์เกร้าท์ไม่หดตัว ในขณะที่กำลังรับแรงเฉือนอัดสูงกว่า

4. เถ้าลอยจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์แทนที่ด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์สามารถเป็นทางเลือกเป็นวัสดุซ่อมแซมคอนกรีตเมื่อเปรียบเทียบกับซีเมนต์เกร้าท์ไม่หดตัว

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลตะวันออก คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ วิทยาเขตอุเทนถวาย ขอขอบพระคุณสาขาวิชาวิศวกรรมโยธาที่อนุเคราะห์วัสดุและเครื่องมือในการดำเนินการวิจัย

เอกสารอ้างอิง

[1] Z. Zhang, X. Jin, W. Luo. 2019. Long-term behaviors of concrete under low-concentration sulfate attack subjected to natural variation of environmental climate conditions. Cement and Concrete Research, 116 : 217-230.

[2] D. J. 1999 Chemistry of geopolymeric systems, terminology, Proceedings of Second International Conference on Geopolymers, Saint-Quentin : 9–40.

[3] Z.D. Z. Li, Y. Zhang. 2004. Development of sustainable cementitious materials, Proceedings of International Workshop on Sustainable Development and Concrete Technology, Beijing, China : 55–76.

[4] S. Pangdaeng, T. Phoo-ngernkham, V. Sata, P. Chindaprasirt. 2014. Influence of curing conditions on properties of high calcium fly ash geopolymer containing Portland cement as additive. Materials & Design, 53 : 269-274.

[5] W. Punurai, W. Kroehong, A. 2018. Saptamongkol, P. Chindaprasirt, Mechanical properties, microstructure and drying shrinkage of hybrid fly ash-basalt fiber geopolymer paste, Construction and Building Materials, 186 : 62-70.

[6] S. Songpiriyakij, T. Pulngern, P. Pungpremtrakul, C. Jaturapitakkul. 2011. Anchorage of steel bars in concrete by geopolymer paste, Materials & Design. 32 : 3021-3028.

[7] T. Phoo-ngernkham, A. Maegawa, N. Mishima, S. Hatanaka, P. Chindaprasirt. 2015. Effects of sodium hydroxide and sodium silicate solutions on compressive and shear bond strengths of FA–GBFS geopolymer, Construction and Building Materials, 91 : 1-8.

[8] T. Phoo-ngernkham, V. Sata, S. Hanjitsuwan, C. Ridtirud, S. Hatanaka, P. Chindaprasirt. 2015. High calcium fly ash geopolymer mortar containing Portland cement for use as repair material. Construction and Building Materials, 98 : 482-488.

[9] G.F. Huseien, J. Mirza, M. Ismail, S.K. Ghoshal, M.A.M. Ariffin. 2018. Effect of metakaolin replaced granulated blast furnace slag on fresh and early strength properties of geopolymer mortar. Ain Shams Engineering Journal, 9 : 1557-1566.

[10] ASTM C109. 2002. Standard Test Method of Compressive Strength of Hydrualic Cement Mortars (Using 2-in. or [50 mm] Cube

Speciments), Annual Book of ASTM Standards, Vol.04.01.

[11] ASTM C 882. 2005. Standard test method for bond strength of epoxy-resin systems used with concrete by Slant Shear, Annual Book of ASTM Standards, 04.02.

[12] ASTM C 1107. 2011. Packaged Dry, Hydraulic-Cement Grout (Nonshrink), Annual Book of ASTM Standards, Vol.04.01.

[13] T. Bakharev. 2005. Durability of geopolymer materials in sodium and magnesium sulfate solutions. Cement and Concrete Research, 35 : 1233-1246.

[14] S. Hanjitsuwan, T. Phoo-ngernkham, L.-y. Li, N. Damrongwiriyanupap, P. Chindaprasirt. 2018. Strength development and durability of alkali-activated fly ash mortar with calcium carbide residue as additive, Construction and Building Materials, 162 : 714-723.

[15] W. Chalee, K. Charoenprom. 2012. Evaluation of Sulfate Resistance of Fly Ash-Based Geopolymer Concrete, KMUTT Research and Development Journal, 35 : 157-171.

[16] F. Pacheco-Torgal, J.P. Castro-Gomes, S. Jalali. 2008. Adhesion characterization of tungsten mine waste geopolymeric binder. Influence of OPC concrete substrate surface treatment, Construction and Building Materials, 22 : 154-161.

EFFECTS OF FLY ASH AND EXPANSIVE ADDITIVE ON SHRINKAGE CRACKING AND CHLORIDE PENETRATION RESISTANCES OF CONCRETE

Warangkana Saengsoy[1]
Takayuki Higuchi[2]
Shinya Ito[3]
Thuy Bich Thi Nguyen[4]
Somnuk Tangtermsirikul[5]
Taweechai Sumranwanich[6]

[1]Construction and Maintenance Technology Research Center, School of Civil Engineering and Technology, Sirindhorn International Institute of Technology, Thammasat University, Pathum Thani, Thailand, email: warangkana@siit.tu.ac.th
[2]Denka Construction Solutions Malaysia Sdn Bhd, Malaysia, email: higuchi@denka-cs.com
[3]Denka Construction Solutions Malaysia Sdn Bhd, Malaysia
[4]School of Civil Engineering and Technology, Sirindhorn International Institute of Technology, Thammasat University, Pathum Thani, Thailand, email: emb.bichthuy@gmail.com
[5]School of Civil Engineering and Technology, Sirindhorn International Institute of Technology, Thammasat University, Pathum Thani, Thailand, email: somnuk@siit.tu.ac.th
[6]Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Burapha University, Chonburi, Thailand, email: twc@buu.ac.th

ABSTRACT: The effects of fly ash and expansive additive on shrinkage cracking and chloride penetration resistances of concrete are studied in this paper. A high CaO fly ash and an expansive additive (EA) containing lime, ye'elimite and anhydrite were used as cement replacing materials in this study. Compressive strength test, length changes in restrained condition, cracking resistance according to ring test, and the chloride penetration resistance of concrete both in laboratory and marine environment were tested. The test results show that the compressive strength decreases with the use of fly ash and expansive additive when compared to that of OPC concrete. However, a high compressive strength development at late age was observed in the concrete containing fly ash. The restrained expansion of concrete with expansive additive (EA concrete) was higher than that of the non-EA concrete. The use of fly ash enhanced the expansion of EA concrete, so the use of fly ash could reduce the dosage of the expansive additive in EA concrete for a specified expansion. The shrinkage cracking resistance of concrete was evaluated by a restrained ring test. The use of expansive additive and fly ash reduced crack width and delayed cracking age of the concrete. The chloride penetration resistance of EA concrete without fly ash, exposed to a marine environment, was slightly improved when compared to that of the OPC concrete. Moreover, the use of fly ash can significantly improve chloride penetration resistance of the EA concrete.

KEYWORDS: Chloride penetration resistance, Cracking resistance, Expansive additive, Fly ash

1. Introduction

Concrete is the most widely used construction material due to its low cost and easy availability of its ingredients [1]. However, concrete easily cracks due to its lower tensile strength. The cracks in concrete may allow chloride ions to penetrate into the location of reinforcement causing corrosion of the reinforcement and spalling of the concrete. Reinforced concrete structures exposed to the marine environment require suitable concrete performances to ensure their service life regarding the resistance to chloride penetration and steel corrosion.

Shrinkage is one of the main causes of cracks in concrete. Thus, the technology of shrinkage-compensating concrete or expansive concrete based on use of special products such as expansive additive is typically applied in concrete to reduce shrinkage cracks. The use of expansive additive enhances the expansion and subsequently compensates the shrinkage of concrete [2-6]. Various mechanisms of expansive additive have been studied [7-8]. The expansive additive containing lime, ye'elimite and anhydrite can produce expansion efficiently due to its ability to control the timing of hydration. Therefore, it can reduce the dosage of expansive additive to achieve the optimum expansion [9-17]. Although it is well known that the expansive concrete can reduce shrinkage cracks of concrete but there is still a doubt about the chloride penetration resistance of the expansive concrete. It is crucial when the expansive concrete is used in structures exposed to a marine environment.

Cement industry is one of the primary contributors of CO_2 emission. The reduction of CO_2 emission is necessary to look for the sustainability of cement and concrete industries. Therefore, cement content should be replaced as much as possible by supplementary cementitious materials while the quality of the concrete must be ensured. Fly ash, a by-product from the combustion of pulverized coal, is commonly used as an effective supplementary cementitious material to reduce the cement content in concrete [18-20]. The use of fly ash improves many properties of concrete. It reduces heat of hydration but increases workability. Shrinkage of concrete decreases with increasing fly ash content [18]. The use of fly ash improves the cracking resistance of concrete. It was reported that for a high degree of restraint, fly ash can be added up to 35% with a moist curing for at least 3 days [19]. Moreover, fly ash improves the density of concrete due to its pozzolanic reaction, which contributes to a decreased chloride permeability of concrete [20].

This study is aimed to investigate the effects of fly ash and expansive additive on shrinkage crack resistance and resistance to chloride penetration of concrete. Compressive strength, length change under internal restraint condition, shrinkage crack resistance and chloride penetration resistance of expansive concrete in the laboratory and in the marine environment were studied.

2. Experimental Program

2.1 Materials and mix proportions

Binders including a Portland cement type I (OPC) from SCG company, an ettringite-based expansive additive (EA) from Japan, and a high CaO fly ash (FA) from Mae Moh power plant were used in this study. Chemical compositions and physical properties of the cement, expansive additive (EA), and fly ash (FA) are given in Tables 1 and 2, respectively. The qualities of the expansive additive and fly ash meet the requirements of JIS A 6202 [21] and TIS2135 [22], respectively.

Table 1 Chemical compositions of the tested cement, expansive additive and fly ash

Chemical compositions (% by weight)	OPC	EA	FA
SiO_2	18.93	1.80	37.09
Al_2O_3	5.51	5.40	19.69
Fe_2O_3	3.31	0.90	14.18
CaO	65.53	67.00	19.36
MgO	1.24	0.90	2.32
Na_2O	0.15	-	0.35
K_2O	0.31	-	2.92
SO_3	2.88	19.60	3.24
Free lime	-	45.40	2.36
LOI	-	2.90	0.01

Table 2 Physical properties of the tested cement, expansive additive and fly ash

Physical properties	OPC	EA	FA
Specific gravity	3.15	2.96	2.20
Blaine's fineness (cm^2/g)	3,100	4,090	2,790

Table 3 Mix proportions of concrete

No	Mix ID	w/b	SP (%)	Unit of weight (kg/m^3)					
				OPC	FA	EA	Water	Sand (SSD)	Gravel (SSD)
1	OPC	0.5	0.3	340	0	0	169	722	1129
2	EA20		0.3	320	0	20	169	722	1129
3	FA30		-	238	102	0	170	707	1106
4	EA15FA30		-	223	102	15	170	707	1106
5	EA20FA30		-	218	102	20	170	707	1106

In this study, concrete was prepared with a controlled water to binder ratio of 0.5. The percentages of fly ash replacement were 0% and 30% by weight of total binder. Expansive additive was used with different dosages of 0, 15, 20 kg/m^3. The superplasticizer was added to the fresh concrete to control the initial slump at 6 ± 2 cm. River sand and crushed limestone were used as fine and coarse aggregates, respectively. The mix proportions of concrete are given in Table 3.

2.2 Test procedures

2.2.1 Compressive strength

The specimens were cast in cube molds with a size of 100x100x100 mm. The specimens were demolded at 1 day after casting and cured in water until the test ages of 7, 28, and 91 days.

2.2.2 Length changes under internal restraint condition

The restrained specimens simulated concrete in real structures. The size of the tested restrained specimens was 100x100x350 mm. The restraining steel ratio was 1.13%, which corresponded to a steel bar with a diameter of 12 mm. A strain gauge was attached on the surface of each rebar at the center of each specimen as shown in Fig. 1. The strains of the concrete specimens were recorded immediately after casting by a data logger. At 24 hours after casting, the concrete specimens were demolded and covered immediately by wet cloths and a plastic bag to keep the concrete in the moist-curing condition until 7 days. After 7 days in moist-curing condition, the concrete samples were uncovered and kept in the air-curing condition with a temperature of 28 ± 2°C and a relative humidity of 75 ± 5%.

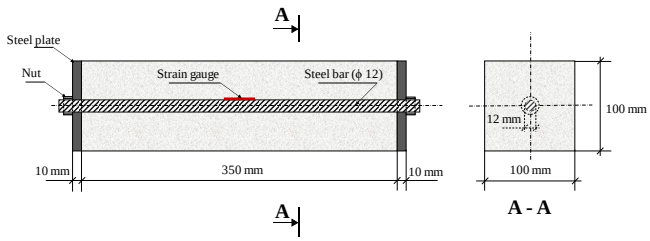
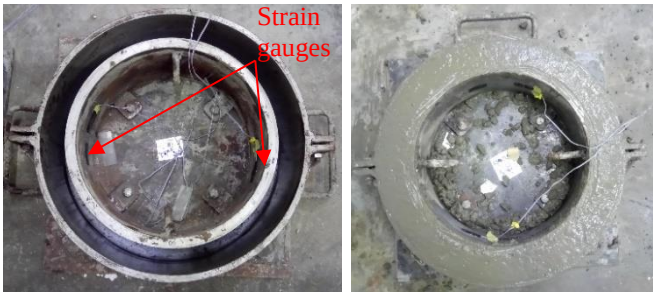


Fig. 1. Profiles of a specimen for testing restrained expansion and shrinkage

2.2.3 Shrinkage crack resistance

The ring test is the most common test method for investigating the shrinkage cracking potential of concrete. In this study, the ring test was performed in accordance with ASTM C1581 [23]. The steel ring strain and cracking age of various concrete specimens with different mix proportions were examined. Two strain gauges were attached at mid-height locations on the interior surface of the inner steel ring. The two strain gauges were attached on the opposite sides as seen in Fig. 2(a). Fresh concrete was compacted in a circular mold around the steel ring as seen in Fig. 2(b). Each specimen's top surface was finished to achieve a flat surface and covered by a plastic sheet. Around 10 min after finishing the surface, the bolts were immediately loosen with eccentric washers so that they were not in contact with the inner steel ring and the outer steel ring. The steel ring strain was recorded by a data logger immediately after loosening the bolts with eccentric washers. After curing of 1 day, the outer steel ring was removed and the top surface of the specimen was sealed by paraffin layers. Cracking age of the concrete was indicated by a sudden decrease in the steel ring strain. Crack width was also measured by a digital microscope.



(a) Steel ring mold with attached strain gauges (b) Fresh concrete in a steel ring mold

Fig. 2. Specimen preparation for ring test

2.2.4 Chloride penetration resistance of concrete

Specimens with a dimension of 100x100x100 mm were used in this study. The specimens were cured in water for 28 days before submerging in a chloride solution. Surfaces of the specimens were coated with epoxy except the top surface (see Fig. 3). After the epoxy became hardened, the coated specimens were submerged in a sodium chloride (NaCl) solution with a concentration of 10% for 12 months (see Fig. 4). To study the chloride penetration resistance of concrete, a chloride distribution test and an electron probe microanalysis (EPMA) were conducted to evaluate the chloride ingress into the concrete. For the chloride distribution test, the concrete powder was collected at different depths. The concrete powder was taken to measure the acid-soluble chloride according to ASTM C1152 [24] by a Potentiometer titrator. For the EPMA, the concrete specimens were sliced into 15 mm thickness and the surface polished before testing. The polished surface samples were taken to analyze the chloride mapping by the EPMA.

Fig. 3. Epoxy coated samples

Fig. 4. Samples in a NaCl solution

Fig. 5. Polished surface sample for EPMA test

2.2.5 Steel corrosion resistance of specimens exposed to the real marine environment

Concrete specimens with a dimension of 200x200x200 mm were prepared with embedded steel bars. The short rebars with same size were placed in fresh concrete at covering depth of 50 mm. After curing in water for 28 days, the specimens were exposed to a real marine environment in a tidal zone, as seen in Fig. 6. After 2 years in the marine environment, core drilling concrete samples with a diameter of 100 mm collected from the exposured concrete were tested for the chloride distribution. The steel bars inside the concrete were collected and measured for the weight loss and the rust area due to the chloride corrosion.

Fig. 6. Concrete specimens at the marine exposure site

3. Results and Discussion

3.1 Compressive strength

Compressive strength of concrete both with and without fly ash containing expansive additive is slightly lower when compared to that of concrete without expansive additive as shown in Fig. 7. This is because of a decreased cement content of the concrete containing expansive additive. The compressive strength at 7, 28, and 91 days of expansive concrete without fly ash (EA20) is slightly lower when compared to that of the OPC concrete.

For the concrete containing fly ash (FA30, EA15FA30, EA20FA30), the compressive strength is decreased at the early ages and significantly enhanced at the later ages due to a slow pozzolanic reaction of fly ash. Fig. 8 shows compressive strength of concrete at 28 days and 91 days relative to the 7-day compressive strength. It is obviously seen that the development of compressive strength at 28 days and 91 days of the fly ash concrete is higher than that of non-fly ash concrete.

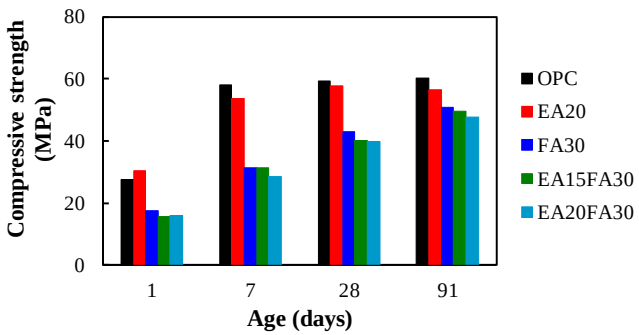


Fig. 7. Compressive strength of OPC and fly ash concrete with and without EA

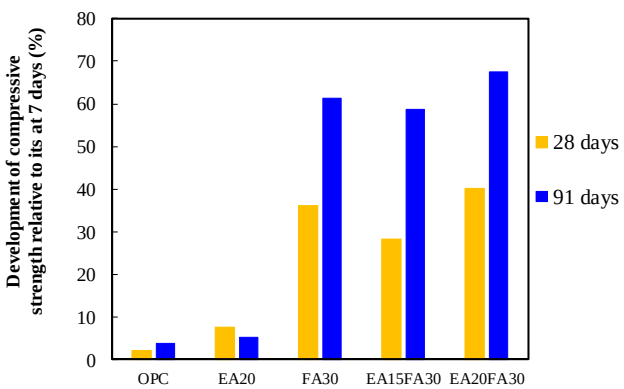


Fig. 8. Compressive strength of concrete at 28 days and 91 days relative to 7-day compressive strength

3.2 Length changes under internal restraint condition

Fig. 9 shows the restrained expansion of concrete during 7 days in the moist-curing condition. Restrained expansion of EA concrete is higher than that of non-EA concrete due to the formation of expansion products such as ettringite and portlandite. The expansion of concrete increases with an increase of EA content. The expansion of EA20FA30 is the highest, followed by EA20, EA15FA30, FA30, and OPC. In fact, the mixtures OPC and FA30, which contained no EA, did not expand but shrinked. Moreover, the restrained expansion of concrete is enhanced by the use of fly ash. The enhanced expansion of expansive concrete containing fly ash can be explained by three hypotheses [25]. First, fly ash delays the hydration of expansive additive. This causes more expansion products to be produced after the concrete hardens. Second, more ettringite is produced in expansive concrete with fly ash than in non-fly ash expansive concrete. And third, a smaller stiffness of concrete due to lower Young's modulus of the mixture with fly ash makes the concrete expand more easily.

The restrained total shrinkage of concrete was tested in a combination of 7-day in moist-curing condition and then air-curing condition after that. The test results are shown in Fig. 10. The concrete shrinks immediately after 7 days of moist curing when subsequently exposed to air-curing condition. The use of EA and FA decreases shrinkage of concrete in the air-curing condition. The shrinkage of EA20FA20 is the lowest due to its high expansion at early age, followed by EA20, EA15FA30, FA30, and OPC. The role of the early age expansion is very important on the shrinkage of concrete. Fig. 11 shows the relationship between the expansion at 7 days and the shrinkage at 100 days of concrete. It is obviously seen that concrete with higher early expansion has a lower shrinkage at long-term. This is because a higher expansion at early age compensates well the shrinkage at later age. Therefore, an expansive concrete needs a proper curing condition and mix proportions to enhance the early expansion.

Moreover, the expansion and shrinkage of EA20 and EA15FA30 are almost the same. The use of fly ash can reduce the dosage of the expansive additive from 20 kg/m^3 to 15 kg/m^3 in fly ash concrete for a specified expansion. Thus, the use of fly ash does not only utilize the by-product from the coal combustion but also results in cost effectiveness by decreasing EA content in the concrete mixture.

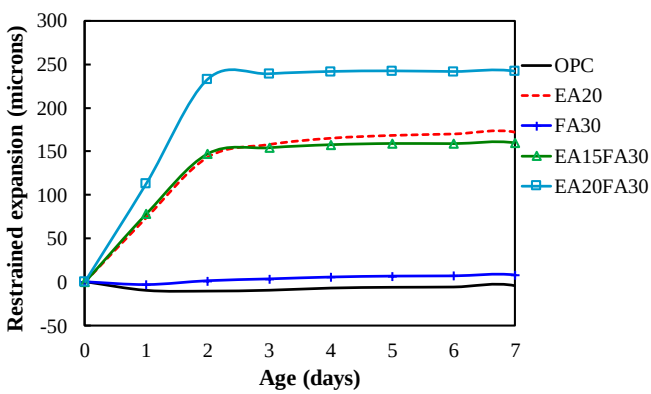


Fig. 9. Restrained expansion of concrete

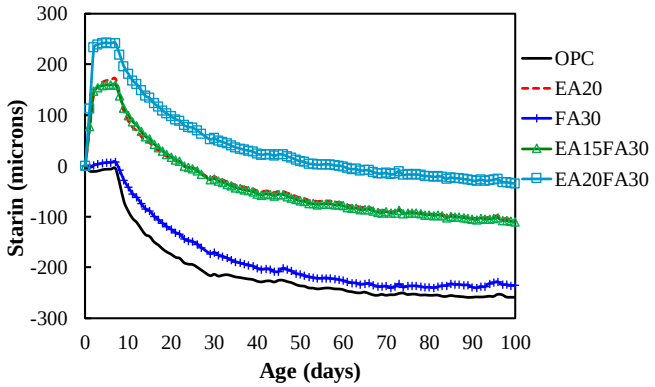


Fig. 10. Length changes of concrete under restrained condition

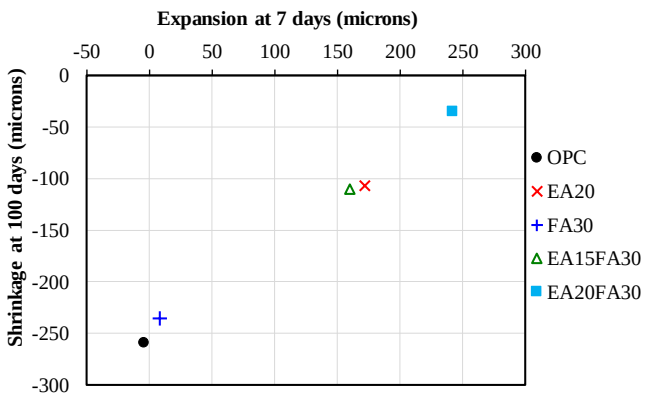


Fig. 11. Relationship between the expansion at 7 days and shrinkage at 100 days of concrete

3.3 Shrinkage crack resistance

In this study, the shrinkage crack resistance of concrete was evaluated by the ring test (external restrained condition). The steel ring strain was measured and the strain values of all mixtures are shown in Fig.12. The strain of all mixtures becomes larger according to the elapsed time. The strain is suddenly decreased when cracks occurred in concrete. The strain of OPC specimen shows the largest shrinkage in the first 2 weeks and cracks appear at around 19 days. By using fly ash and expansive additive, the strain of concrete is decreased and the cracking age is delayed, as seen in Fig. 13. The cracking ages of OPC, FA30, EA20, EA15FA30, and EA20FA30 are 19 days, 43 days, 59 days, 63 days, and 65 days, respectively. The use of expansive additive shows more effectiveness to delay cracking age in non-fly ash concrete than that in fly ash concrete. Moreover, the crack widths of concrete are also decreased by using expansive additive and fly ash, as seen in Fig. 14. The crack widths of OPC, EA20, FA30, EA15FA30, and EA20FA30 are 0.100 mm, 0.090 mm, 0.083 mm, 0.078 mm, and 0.073 mm, respectively.

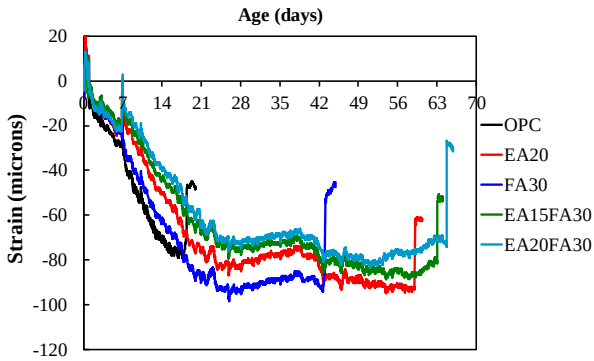


Fig. 12. Restrained strain during the ring test

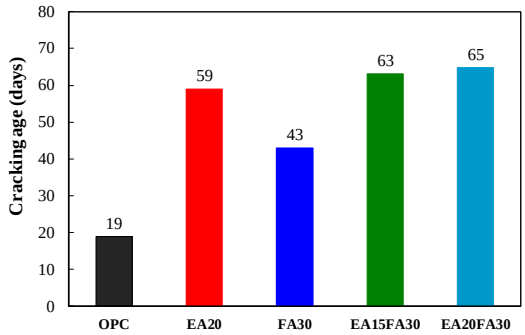


Fig. 13. Cracking age of concrete

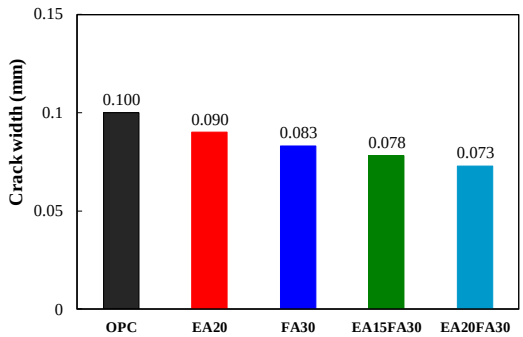
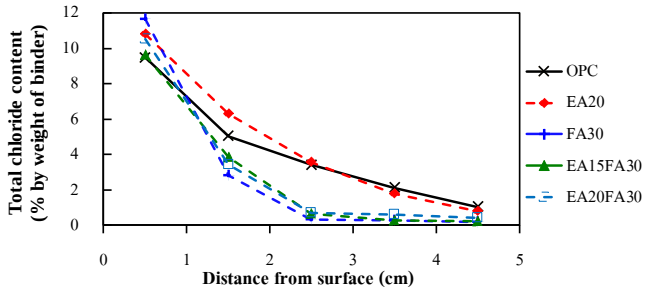


Fig. 14. Crack width of concrete

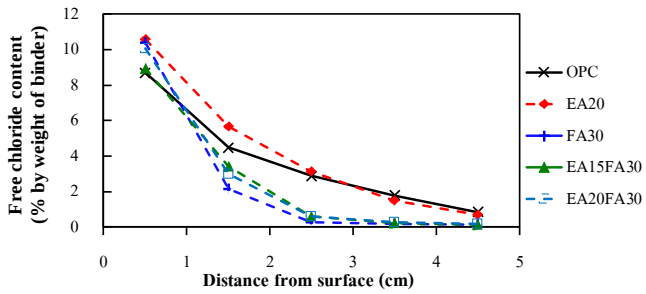
3.4 Chloride penetration resistance of concrete

The chloride attack on concrete structures can occur due to the ingress of chloride from outside environment to the inside of concrete structures. It is well known that chlorides in the concrete can be classified into fixed and free chlorides. The fixed chlorides consist of Friedel's salt and chlorides adsorbed between layers of the hydration products. The free chlorides, meaning chloride ions in the pore solution and a freely-mobile form, are mainly responsible for corrosion of rebars in concrete [26]. Therefore, this study focuses on measurement of total and free chloride contents at different depths in concrete. The results of chloride distribution in concrete submerged in 10% NaCl solution in the laboratory for 12 months are shown in Fig. 15. The chloride contents in EA concrete (EA20) are slightly

higher than that of the OPC concrete up to 30 mm and become almost equal at over 30 mm depth. On the other hand, the chloride contents are almost zero at around 30 mm depth in the fly ash concretes regardless of the addition of expansive additive. Fig.16 shows the chloride contents in concrete exposed to the real marine environment for 24 months. The chloride contents in EA concrete without fly ash (EA20) are slightly smaller than that of the OPC concrete.

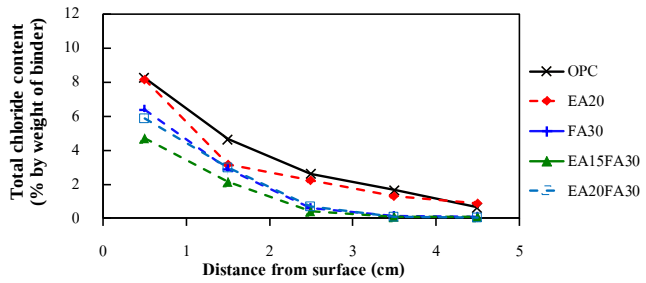


(a) Total chloride

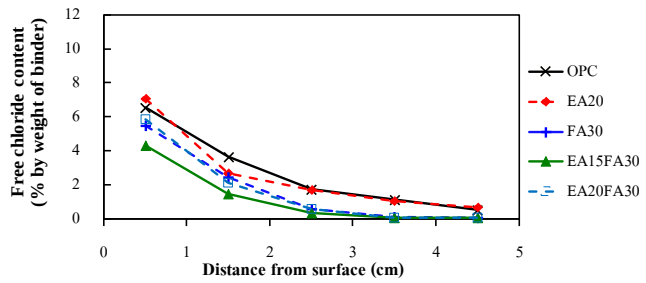


(b) Free chloride

Fig. 15. Total and free chloride contents in concrete submerged in 10% NaCl solution in the laboratory for 12 months



(a) Total chloride



(b) Free chloride

Fig. 16. Total and free chloride contents in concrete exposed to the marine environment for 24 months

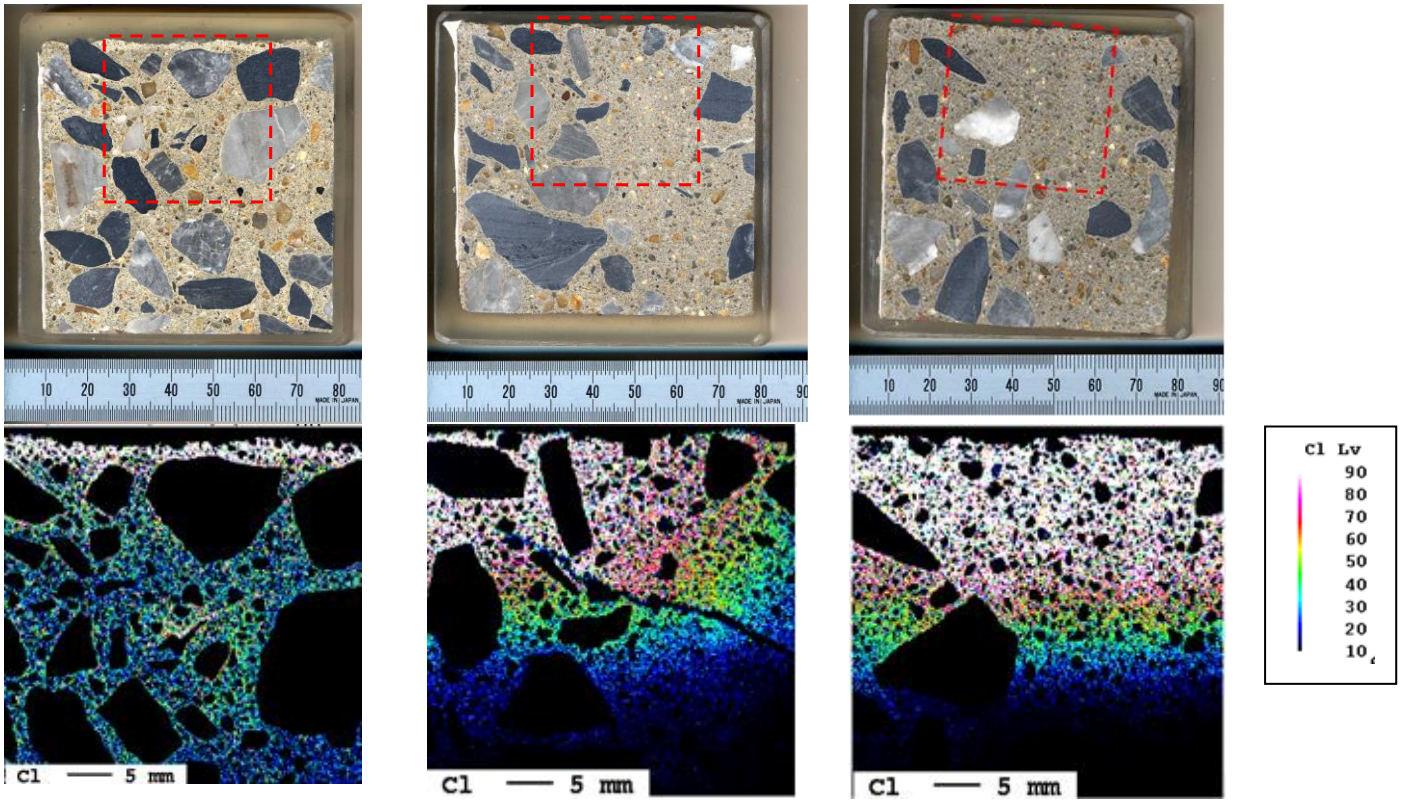
The chloride contents are decreased by using FA. The chloride ions penetrate into concrete containing fly ash up to about 30 mm depth. The tendency is similar to the laboratory test results at 1 year. In the comparison of the laboratory and marine environment test results, the chloride contents of concrete in the real marine environment are lower than those of concrete in the laboratory. This is because of a higher concentration of the chloride solution used in laboratory when compared with that in the real marine environment.

To confirm the result of chloride content in concrete, the EPMA was used in this study. The OPC, FA30, and EA20FA30 specimens at 12 months in 10% NaCl solution in the laboratory environment were selected for this test. The chloride mapping results are shown in Fig. 17. In the case of OPC, chloride ions penetrate from the surface to a depth of 50 mm. In the case of fly ash concretes, more chloride ions penetrate to the area near an uncoated surface, but chloride ions are detected only around 35 mm to 40 mm of depth, which are shorter than that of the OPC concrete.

3.5 Steel corrosion resistance of specimens exposed to the real marine environment

The rust area and weight loss of rebars at 5 cm depths of concrete specimens exposed to the real marine environment for 2 years were measured. The cover thickness of 5 cm was focused according to the minimum requirement for concrete structures to prevent chloride induced steel corrosion recommended by DPT 1332-55 [27] and ACF 2-02-002-14 [28].

The test results revealed that the corrosion only occurs on steel bars in OPC concrete specimen. The rust area and weight loss of the rebars are 8.29% and 0.05%, respectively. There is still no corrosion occurs on steel bars in concrete containing fly ash and expansive additive. It is well known that the use of fly ash decreases average pore size of the paste, which leads to a less permeable paste matrix [29]. Moreover, the interfecial transition zone between paste and aggregates can be enhanced by using fly ash [30]. The use of expansive additive also contributes to a denser pore structure of the expansive mixtures due to the pore filling of ettringite in the paste matrix [25]. Therefore, the use of fly ash and expansive additive decreases the chloride permeability and corrosion of the rebars.



(a) OPC (b) FA30 (c) EA20FA30

Fig. 17. Chloride mapping results of concrete at 12 months of laboratory 10% NaCl solution submergence

Conclusions

Based on the test results of this study, the following conclusions can be drawn:

1. The expansion of concrete is enhanced by using expansive additive, especially with the incorporation of fly ash.
2. The use of fly ash can decrease the dosage of the tested expansive additive from 20 kg/m^3 to 15 kg/m^3 in the expansive concrete for a specified expansion.
3. The uses of expansive additive and fly ash are effective in delaying cracking age and decreasing crack width of concrete.
4. The chloride penetration of concrete can be decreased by using fly ash.
5. The use of fly ash decreases the chloride permeability and corrosion of the rebars in concrete exposed to the real marine environment.

Acknowledgement

The authors would like to acknowledge the research support from Denka Infrastructure Technologies Pte. Ltd., and the Center of Excellence in Material Science, Construction and Maintenance Technology, Thammasat University.

References

[1] A.M. Rashad, “A brief on high-volume Class F fly ash as cement replacement – A guide for Civil Engineering”, *International Journal of Sustainable Building Environment* (2015), 278-306.

[2] S. Nagataki and H. Gomi, “Expansive admixtures (mainly ettringite)”, *Cement and Concrete Composite* (1998), 163-170.

[3] Y. Sasagawa, M. Mashimo, T. Fukute, E. Sakai, “Study on durability of expansive concrete in marine environment”. *Cement Sci. Concr. Thecnol.*, 52, 676-683, (1998).

[4] Y. Sasagawa, T. Otsuka, K. Shirai, E. Sakai, “Properties for the expansive concrete exposed to the environment for 35 years”, *Proceedings of the Japan Concrete Institute*, 24(1), 1287-1292, (2002).

[5] N.T. Lam et al., “Expansion and compressive strength of concrete with expansive additive”, *Research and Development Journal* (2008).

[6] A. Telesca et al., “A hydration study of various calcium sulfoaluminate cements”, *Cement and Concrete Composites*, (2014), 224-232.

[7] Y. Yamazaki, H. Kamiaka, S. Kobayashi, T. Hirose, “Hydration and expansive mechanism

of expansive cement", *Review of the 34th General Meeting of the Cement Association of Japan*, 1980, pp.93-97.

[8] M.D. Cohen, "Theories of expansion in sulfoaluminate-type expansive cements: schools of thought", *Cement and Concrete Research*, (1983), 809-818.

[9] M. Morioka, "Hydration and Material design of cement-based expansive additive", (Doctorate thesis) Tokyo Institute of Technology, 1999.

[10] M. Morioka, H. Hagiwara, E. Sakai, M. Daimon, "Hydration reaction of calcium sulpho-aluminate type expansive additive", *cement Sci. Concr. Thecnol.*, 52, 1998.

[11] M. Morioka, H. Hagiwara, E. Sakai, M. Daimon, "Expansion property and development of strength of mortar added with expansive additives with many kinds of compositions and particle size", *J.Soc.Mater.Sci.Jpn*., 48(1999) 848-852.

[12] M. Morioka, H. Hagiwara, J.K. Kang, Y. Ohba, E. Sakai, M. Daimon, "Hydration reaction of calcium sulfo-aluminate type expansive additive –alite system", *J.Cearm.Soc.Jpn.*, 107(2000)392-396.

[13] M. Morioka, H. Hagiwara, J.K.Kang, Y. Ohba, E. Sakai, M. Daimon, "Hydration of calcium sulfo-aluminate type expansive additive containing excess free-lime", *J.Ceram. Soc.Jpn.*, 7(2000) 99-106.

[14] M. Morioka, E. Sakai, M. Daimon, "Influence of preparation method on performance of expansive additive containing free-lime, hauyne and anhydrite", *Concr. Res. Technol*,14 (2003) 43-50.

[15] M. Morioka, T. Higuchi, Y. Nakashima, M. Eguchi, E. Sakai, M. Daimon, "Characteristics of expansive additives in the system of free lime-hydraulic compounds-anhydrite", *J.Soc.Inorg. Mater.Jpn.*, 10 (2003) 225-232.

[16] T. Higuchi, M. Morioka, E. Sakai, M. Daimon, "Influence of mixing timing on expansion behaviour of cement paste added with the expansive additives", *Cement Sci.Concr.Technol.*, 54 (2000)105-110.

[17] G. Le Saout, B. Lotherbatch, A. Hori, T. Higuchi, F. Winnefeld, "Hydration of Portland cement with additions of calcium sulfoaluminates", *Cem. Concr. Res.*, 43 (2013) 81-94.

[18] S. Tongaroonsri and S. Tangtermsirikul, "Effect of mineral admixtures and curing periods on shrinkage and cracking age under restrained condition", *Construction and Building Materials* (2009), 1050-1056.

[19] S. Altoubat et al., "Effectiveness of fly ash on the restrained shrinkage cracking resistance of self-compacting concrete", *Cement and Concrete Composites* (2017), 9-20.

[20] A.K. Saha, "Effect of class F fly ash on the durability properties of concrete", S*ustainable Environment Research* (2018), 25-31.

[21] JIS A 6202, Expansive additive for concrete, Japanese Industrial Standard, 2008, Japan.

[22] TIS 2135, Standard specification for coal fly ash, Thai Industrial Standards, 2002, Thailand.

[23] ASTM C1581, Standard test method for determining age at cracking and induced tensile stress characteristics of mortar and concrete under restrained shrinkage, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2004.

[24] ASTM C1152, Standard test method for acid-soluble chloride in mortar and concrete, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2003.

[25] T. B. T. Nguyen, R. Chatchawan, W. Saengsoy, S. Tangtermsirikul, and T. Sugiyama. "Influences of different types of fly ash and confinement on performances of expansive mortars and concretes". *Construction and Building Materials*, 209 (2019) 176–186.

[26] B. Elsener and U. Angst, "Mechanism of electrochemical chloride removal", *Corrosion Science*, 2007, 4504-4522.

[27] Department of Public Works and Town and Country Planning (2012). "Standard for Design of Concrete Structures considering Durability and Service Life." DPT-1332-55.

[28] Asian Concrete Federation (2014). "Thailand Standard for Durability and Service life Design" ACF 2-02-002-14.

[29] C.S. Poon et al., "The influence of different curing conditions on the pore structure and related properties of fly ash cement pastes and mortars", *Construction and Building Materials* (1997), 383-393.

[30] M. Kuroda et al., "Increase of bond strength at interfacial transition zone by the use of fly ash", *Cement and Concrete Research* (2000), 253-258.

เปรียบเทียบการทดสอบซึมผ่านน้ำวิธีวัดในห้องปฏิบัติการกับในสนามของคอนกรีตพรุน

Comparison of water permeability between laboratory test and in place Testing for pervious concrete

มโน พรหมดี (Mano Promde)[1]

ก้องรัฐ นกแก้ว (Kongrat Nokkaew)[2]

ยุวดี แซ่ตั้ง (Yuwadee Zaetang)[3]

[1] นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิทยาศาสตร์และวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาตร์ วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติจังหวัดสกลนคร manonoma99@gmail.com

[2] อาจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยนครพนม nokkaewkt@gmail.com

[3] อาจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิทยาศาสตร์และวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาตร์วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติจังหวัดสกลนคร yuwadee.h@ku.th

บทคัดย่อ : คอนกรีตพรุนหรือคอนกรีตที่ระบายน้ำได้คือคอนกรีตที่ขาดมวลรวมละเอียดทำให้มีปริมาณโพรงช่องว่างมาก ช่องว่างในคอนกรีตพรุนยอมให้น้ำและอากาศไหลผ่าน สามารถนำมาประยุกต์ใช้งานทางด้านสิ่งแวดล้อม เช่น พื้นผิวถนนที่ระบายน้ำได้ วัสดุกรองน้ำ วัสดุดูดซับเสียง และงานโยธาหรืองานสถาปัตย์อื่นๆ ปริมาณโพรงของคอนกรีตพรุนจะอยู่ระหว่าง 15 ถึง 35 เปอร์เซ็นต์ ความสามารถในการซึมน้ำจะเปลี่ยนแปลงตามปริมาณโพรง แต่โดยทั่วไปจะอยู่ระหว่าง 0.14 ถึง 1.22 เซนติเมตรต่อวินาที ยังไม่มีมาตรฐานกำหนดวิธีการทดสอบไว้สำหรับการวัดค่าการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตพรุนในห้องปฏิบัติการ แต่สามารถวัดได้ด้วยการทดสอบค่าการซึมผ่านน้ำของดินทั้งวิธีความดันคงที่หรือความดันลด สำหรับการทดสอบการทดสอบในสนามสามารถทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C1701 งานวิจัยนี้มุ่งเน้นศึกษาอิทธิพลของปริมาณเพสต์และระดับน้ำเริ่มต้นที่มีผลต่อค่าการซึมผ่านของคอนกรีตพรุนที่ได้จากการทดสอบทั้ง 3 วิธี คือวิธีทดสอบความดันคงที่ วิธีทดสอบความดันลด และวิธีทดสอบสนาม

ABSTRACT: Pervious or permeable concrete is the concrete lacking in fine aggregates results of high void content. The void in pervious concrete allows water and air to pass through it. It can be used in environmental applications such as permeable concrete for pavement, water purifying concrete, noise-absorbing concrete, and other civil engineering and architectural applications. The void content of pervious concrete can range from 15 to 35%. The water permeability will vary with the void contents but generally fall into the range of 0.14 to 1.22 cm/s. There is no standard practice for measuring the in-laboratory permeability of pervious concrete. However, it can be measured by testing the water permeability of the soil, either the constant head method or the falling head method. For the in-place test, it can be conducted in accordance with ASTM C1701. This research focuses on the effects of the paste content and the initial head of water on the permeability of pervious concrete tested by the 3 methods.

KEYWORDS: pervious concrete, permeable concrete, porous concrete, permeability test

1. บทนำ

คอนกรีตพรุนถือเป็นคอนกรีตที่เป็นมิตรกับสิ่งแวดล้อม ทั้งนี้เนื่องจากสามารถนำมาประยุกต์ใช้ในงานพื้นผิวถนนที่ระบายน้ำได้ สามารถระบายน้ำผิวดินลงสู่ชั้นดินด้านล่าง ช่วยเติมระบบของน้ำใต้ดิน สามารถนำมาประยุกต์ใช้เป็นพื้นที่รองรับปริมาณน้ำฝนทำให้มีแหล่งชะลอการไหลของน้ำฝน ลดปัญหาการกัดเซาะตลิ่ง ลดการปนเปื้อนของแหล่งน้ำธรรมชาติ ลดการลื่นไถลของรถและลดการสะท้อนของแสงไฟได้ดีกว่าคอนกรีตปกติทั่วไป คอนกรีตพรุนยังใช้ประโยชน์เป็นที่อยู่อาศัยของสัตว์น้ำ รวมทั้งงานวิศวกรรมอื่น ๆ เช่น เป็นฉนวนกันความร้อน ด้านการเก็บเสียง งานปรับแต่งภูมิสถาปัตย์ได้ด้วย เช่น พื้นห้องน้ำสาธารณะ พื้นเฉลียงนอกบ้าน พื้นบันได พื้นทางเดินในสวนหย่อม กรองน้ำเสียสิ่งปฏิกูล [1-4]

ความสามารถในการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตถือเป็นสมบัติที่สำคัญ ซึ่งค่าการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตพรุนจะ

แปรเปลี่ยนไปตามขนาดของมวลรวม ขนาดของโพรงช่องว่าง ปริมาณโพรงช่องว่างและปริมาณวัสดุประสาน ในการทดสอบหาค่าการซึมผ่านได้ของคอนกรีตพรุนในสนามสามารถทดสอบได้ตามมาตรฐาน ASTM C1701 [5] สำหรับการทดสอบค่าการซึมผ่านได้ของคอนกรีตพรุนในห้องปฏิบัติการยังไม่มีมาตรฐานในการทดสอบ จากการศึกษาค้นคว้าพบว่าคอนกรีตพรุนมีลักษณะความพรุนใกล้เคียงกับโครงสร้างของดิน ซึ่งในการทดสอบการซึมผ่านน้ำของดินสามารถทดสอบได้ 2 วิธี ได้แก่ การทดสอบโดยวิธีแบบแรงดันคงที่ตามมาตรฐาน ASTM D2434 [6] และวิธีแบบแรงดันลดมาตรฐาน ASTM D5856 [7] เหมาะสำหรับเม็ดดินเม็ดหยาบ เช่นกรวดหรือทราย จากการศึกษางานวิจัยการทดสอบการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตพรุนที่ผ่านมา พบว่ามีการทดสอบได้โดยทั้งวิธีแรงดันคงที่และการทดสอบโดยวิธีความดันลด [8-10] นอกจากนี้ Chandrappa et al. [10] ยังพบว่าระดับน้ำเริ่มต้นที่ใช้ในการวัดค่าการซึมผ่านน้ำเหนือคอนกรีตพรุนมีผลต่อค่าการซึมผ่านน้ำได้

ดังนั้นงานวิจัยนี้ต้องการศึกษาวิธีการทดสอบหาค่าการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตพรุนในห้องปฏิบัติการ โดยทำการศึกษาเปรียบเทียบการทดสอบทั้ง 2 วิธี (แบบแรงดันคงที่และวิธีแบบแรงดันลด) และทำการศึกษาอิทธิพลของระดับน้ำเริ่มต้นเหนือตัวอย่างทดสอบ โดยส่วนผสมคอนกรีตพรุนที่ทำการศึกษาจะใช้ซีเมนต์เพสต์ที่มีสมบัติเหมือนกันคือใช้อัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์เท่ากับ 0.24 เปอร์เซ็นต์ และปริมาณสารลดน้ำ 1.0 เปอร์เซ็นต์โดยน้ำหนักปูนซีเมนต์ ใช้หินปูนเบอร์ 4 คือ หินที่ร่อนผ่านตะแกรงขนาด 9.5 มม. และค้างบนตะแกรงขนาด 4.75 มม. และทำการศึกษาอิทธิพลของปริมาณเพสต์ต่อค่าการซึมผ่านโดยใช้ปริมาณเพสต์ที่ 16, 18, 20, 22 และ 24 เปอร์เซ็นต์ และนอกจากนี้ยังทำการเปรียบเทียบค่าการซึมน้ำที่ได้จากห้องปฏิบัติการกับค่าที่ได้จากการทดสอบในสนาม ตามมาตรฐาน ASTM C1701 [5] โดยคาดหวังว่างานวิจัยนี้จะเป็นพื้นฐานเพื่อให้เกิดความเข้าใจในพฤติกรรมของการไหลซึมน้ำผ่านคอนกรีตพรุน และสามารถเปรียบเทียบค่าการซึมผ่านน้ำที่ได้จากวิธีการทดสอบในห้องปฏิบัติการทั้งสองวิธีที่กล่าวมาแล้วและการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตพรุนที่ได้จากการทดสอบในสนาม

2. วัสดุและการเตรียมตัวอย่างทดสอบ

2.1 วัสดุ

วัสดุที่ใช้เป็นส่วนผสมคอนกรีตพรุนแสดงดังต่อไปนี้

- ปูนซีเมนต์ประเภทที่ 1 มีค่าความถ่วงจำเพาะ 3.15
- หินปูนเบอร์ 4 มีสมบัติดังแสดงในตารางที่ 1 จัดเตรียมโดยการล้างและร่อนหินผ่านตะแกรงขนาด 9.5 มม.และค้างบนตะแกรงขนาด 4.75 มม. ก่อนนำมาผสม หินจะเตรียมให้อยู่ในสภาพอิ่มตัวผิวแห้ง
- สารลดน้ำพิเศษชนิดเมลามีนซัลโฟเนต Type FF (เมลามีน)
- น้ำประปา

ตารางที่ 1 สมบัติทางกายภาพของหินปูน

สมบัติ		
หน่วยน้ำหนักหลวม	1467	(กก./ม^3)
ความถ่วงจำเพาะ	2.71	
การดูดซึมน้ำ	0.64	(เปอร์เซ็นต์)
การสึกกร่อน Los Angeles	30.55	(เปอร์เซ็นต์)

2.2 การเตรียมตัวอย่างคอนกรีตพรุน

2.2.1 ส่วนผสม

ส่วนผสมคอนกรีตพรุนที่ทำการศึกษาจะใช้ซีเมนต์เพสต์ที่มีสมบัติเหมือนกันคือมีอัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์เท่ากับ 0.24 เปอร์เซ็นต์ และปริมาณสารลดน้ำ 1.0 เปอร์เซ็นต์โดยน้ำหนักปูนซีเมนต์ ใช้หินปูนเบอร์ 4 ทำการเปลี่ยนแปลงใช้ปริมาณเพสต์ที่ 16, 18, 20, 22 และ 24 เปอร์เซ็นต์ ส่วนผสมของตัวอย่างคอนกรีตพรุนแสดงในตารางที่ 2

2.2.2 ขนาดตัวอย่าง

- ตัวอย่างรูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 10 ซม. และสูง 20 ซม. สำหรับการทดสอบการซึมผ่านน้ำใน

ห้องปฏิบัติการ, ปริมาณโพรง, ความหนาแน่น, กำลังรับแรงอัด, กำลังรับแรงดึงแบบผ่าซีก

- ตัวอย่างรูปแผ่นพื้นขนาดกว้าง 70 ซม. ยาว 70 ซม. หนา 10 ซม. สำหรับการทดสอบการซึมผ่านน้ำในสนาม

ตารางที่ 2 ส่วนผสมของคอนกรีตพรุน 1 ลูกบาศก์เมตร

ชื่อส่วนผสม (กก.)	ปูนซีเมนต์	น้ำ	หินเบอร์ 4	สารลดน้ำพิเศษ
P16	287	68.9	1467	2.87
P18	323	77.5	1467	3.23
P20	359	86.1	1467	3.59
P22	395	94.7	1467	3.95
P24	431	103.3	1467	4.31

2.2.3 ขั้นตอนการผสมและการหล่อตัวอย่าง

การผสมตัวอย่างคอนกรีตพรุนจะใช้เครื่องผสมแบบถังผสมที่ปรับความเร็วรอบได้ เริ่มต้นด้วยการผสมซีเมนต์เพสต์คือปูนซีเมนต์ น้ำ และสารลดน้ำพิเศษผสมเข้ากันจนมีลักษณะมันวาว ใช้เวลาในการผสมประมาณ 5 นาที หลังจากนั้นเติมหินปูนที่เตรียมไว้ในสภาพอิ่มตัวผิวแห้งผสมต่อไปใช้เวลา 2 นาที ส่วนผสมที่ผสมจากเครื่องผสมเข้ากันดีสังเกตจากผิวของหินปูนจะมีความมันวาวจะได้ส่วนผสมที่พร้อมสำหรับการหล่อตัวอย่าง

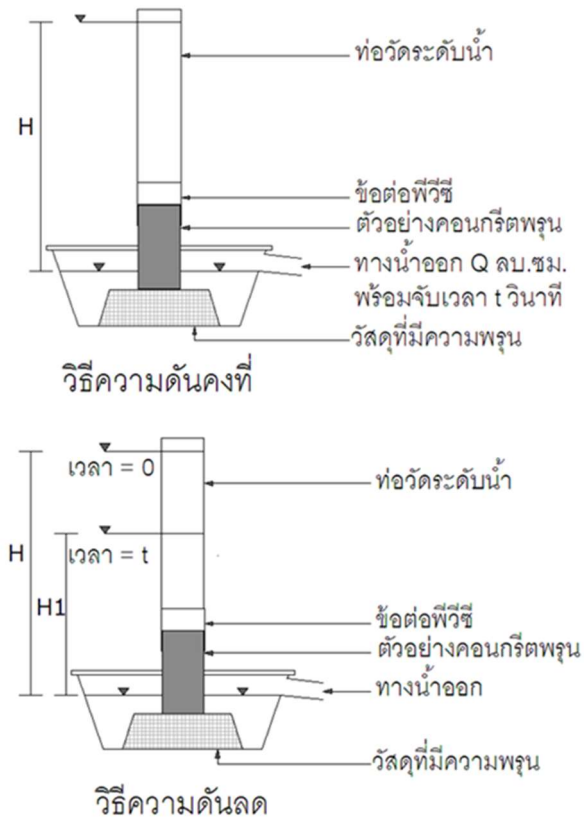
การหล่อตัวอย่างคอนกรีตพรุนเพื่อให้ได้ตัวอย่างคอนกรีตพรุนทุกขนาดตัวอย่างที่มีเนื้อความพรุนที่สม่ำเสมอและใกล้เคียงกัน จะมีวิธีการอัดแน่นตัวอย่างในแบบหล่อแตกต่างกันตามขนาดรูปร่างของแบบหล่อ ซึ่งการหล่อตัวอย่างในแต่ละขนาดจะควบคุมโดยการชั่งน้ำหนักของส่วนผสมที่ใส่ลงในแบบหล่อให้มีปริมาณที่เท่ากัน โดยจำนวนชั้นและจำนวนครั้งที่กระทุ้งขนาดตัวอย่างแต่ละขนาดดังนี้

- ทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 ซม. สูง 20 ซม. จำนวนชั้นที่แบ่งเพื่อกระทุ้ง จำนวน 2 ชั้น สูงชั้นละ 10 ซม. จำนวนครั้งที่กระทุ้งต่อชั้น10 ครั้ง/ชั้น
- แผ่นพื้นขนาดหน้าตัดกว้าง 70 ซม. ยาว 70 ซม. หนา 10 ซม.จำนวนชั้นที่แบ่งเพื่อกระทุ้งจำนวน 2 ชั้น สูงชั้นละ 5 ซม.จำนวนครั้งที่กระทุ้งต่อชั้น264 ครั้ง/ชั้น

3 การทดสอบตัวอย่าง

3.1 การทดสอบค่าการซึมผ่านน้ำในห้องปฏิบัติการ

การทดสอบค่าการซึมผ่านน้ำในห้องปฏิบัติการได้ทำการทดสอบ 2 วิธี คือ วิธีความดันคงที่และวิธีความดันลด โดยตัวอย่างคอนกรีตพรุนจะทำการทดสอบโดยใช้ชุดทดสอบดังแสดงในภาพที่ 1 ในการทดสอบจะมีการห่อหุ้มตัวอย่างที่ด้านข้างเพื่อป้องกันการไหลซึมที่บริเวณด้านข้าง ทำการทดสอบโดยมีการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำเริ่มต้น (Initial head) ที่ระดับ 95, 75 และ 55 ซม. โดยแต่ละระดับทำการทดสอบ 3 ครั้งเพื่อหาค่าเฉลี่ย



ภาพที่ 1 ภาพจำลองแสดงการทดสอบค่าการซึมผ่านน้ำในห้องปฏิบัติการ

ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำที่ทดสอบด้วยวิธีความดันคงที่ (K, ซม./วินาที) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 1 เมื่อ A คือขนาดหน้าตัดตัวอย่าง (ซม.^{2}), L คือความสูงของ

ตัวอย่าง (ซม.) และ H คือระดับน้ำเริ่มต้นหรือระดับความต่างของน้ำเหนือตัวอย่างกับระดับน้ำที่ทางออก (ซม.) ปริมาตรน้ำที่วัดคือ Q (ซม.^{3}) ที่ระยะเวลา t (วินาที)

$$K = (Q.L)/(t.H.A) \quad (1)$$

ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำที่ทดสอบด้วยวิธีความดันลดค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำ(K, ซม./วินาที) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2 เมื่อ a คือ พื้นที่หน้าตัดท่อทางน้ำเข้า (ซม.^{2}), L คือ ความสูงของตัวอย่าง(ซม.), A คือขนาดหน้าตัดของตัวอย่าง (ซม.^{2}), t คือ ช่วงเวลาในการวัด (วินาที), H คือ ระดับน้ำเริ่มต้นหรือความแตกต่างของระดับน้ำ ณ เวลาที่เริ่มวัดกับระดับน้ำที่ทางออก (ซม.), H1 คือ ความต่างของระดับน้ำ ณ เวลา t กับระดับน้ำที่ทางออก (ซม.)

$$K = (a.l/A.t)\ \ln(H/H1) \quad (2)$$

3.2 การทดสอบค่าการซึมผ่านน้ำในสนาม

ทดสอบค่าการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตพรุนตามมาตรฐานของ ASTM C1701 [5] ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำ (I, ซม./วินาที) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 3 เมื่อ M คือ น้ำหนักน้ำ (กก.), D คือ เส้นผ่าศูนย์กลางของท่อตัวอย่าง (ซม.), t คือ ช่วงเวลาในการวัด (วินาที), K คือ ค่าคงที่ 322,249.80 (ซม.)

$$I = (K.M)/(D^2.t) \quad (3)$$

3.3 การทดสอบหาความหนาแน่นและปริมาณโพรง

ทำการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C1754 [11] สำหรับทดสอบหาปริมาณโพรงและความหนาแน่นของคอนกรีตพรุนที่แข็งตัวแล้ว โดยความหนาแน่นของตัวอย่างคอนกรีตพรุนจะได้จากน้ำหนักของตัวอย่างหารด้วยปริมาตร และการหาอัตราส่วนโพรงโดยการชั่งน้ำหนักตัวอย่างในน้ำ คำนวณได้จากสมการที่ 4

$$V = [1- (W2-W1) / V1\ ] *100 \quad (4)$$

เมื่อ V คือ อัตราส่วนโพรง (เปอร์เซ็นต์) , W1 คือ น้ำหนักตัวอย่างที่ชั่งในน้ำ (กรัม), W2 คือ น้ำหนักตัวอย่างที่ชั่งในสภาพอิ่มตัวผิวแห้ง (กรัม) และ V1 คือ ปริมาตรของตัวอย่างที่ทดสอบ (ลบ.ซม.)

4. ผลการทดสอบและวิเคราะห์ผล

4.1 สมบัติทางกายภาพของตัวอย่างคอนกรีตพรุน

4.1.1 ความหนาแน่นและอัตราส่วนโพรงตัวอย่างรูปทรงกระบอก

ผลการทดสอบหาค่าความหนาแน่นและอัตราส่วนโพรงตัวอย่างรูปทรงกระบอกแสดงดังตารางที่ 3 เมื่อพิจารณาผลของปริมาณเพสต์ต่อความหนาแน่นของตัวอย่างคอนกรีตพรุนรูปทรงกระบอกพบว่า เมื่อปริมาณเพสต์เพิ่มมากขึ้นจะทำให้ความหนาแน่นของคอนกรีตพรุนเพิ่มขึ้นตาม ดังจะเห็นได้จากคอนกรีตพรุนที่ใช้ปริมาณเพสต์ 16 เปอร์เซ็นต์ มีความหนาแน่น 1834 กก./ม.^{3} ขณะที่ตัวอย่างคอนกรีตพรุนที่ใช้ปริมาณเพสต์เพิ่มขึ้นเป็น 24 เปอร์เซ็นต์ มีค่าความหนาแน่นเพิ่มขึ้นเป็น 1995 กก./ม.^{3} และเมื่อปริมาณเพสต์เพิ่มขึ้นพบว่าอัตราส่วนโพรงจะลดลง ดังจะเห็นได้จากคอนกรีตพรุนที่ใช้ปริมาณเพสต์ 16 เปอร์เซ็นต์ มีปริมาณโพรง 29.0 เปอร์เซ็นต์ ขณะที่ตัวอย่างคอนกรีตพรุนที่ใช้ปริมาณเพสต์เพิ่มขึ้นเป็น 24 เปอร์เซ็นต์ปริมาณโพรงลดลงเป็น 21.5 เปอร์เซ็นต์ ทั้งนี้เนื่องจากปริมาณเพสต์ที่มากขึ้นเข้าไปแทนที่โพรงทำให้ปริมาณโพรงลดลง และส่งผลให้ความหนาแน่นของคอนกรีตพรุนเพิ่มขึ้น

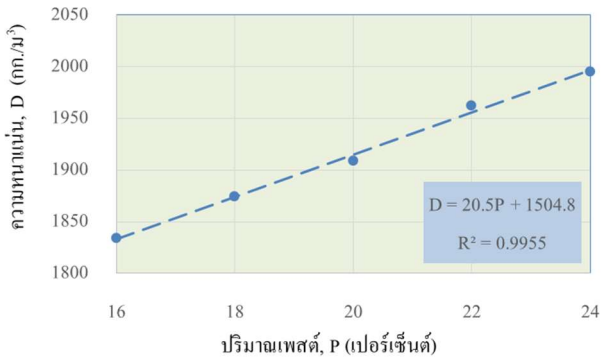
ตารางที่ 3 ความหนาแน่นและปริมาณโพรงของตัวอย่างคอนกรีตพรุนรูปทรงกระบอก

ปริมาณเพสต์ (เปอร์เซ็นต์)	ความหนาแน่น (กก./ม.^{3})	ปริมาณโพรง (เปอร์เซ็นต์)
16	1834	29.0
18	1874	27.2
20	1909	25.1
22	1962	22.5
24	1995	21.5

ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นกับปริมาณเพสต์ของตัวอย่างคอนกรีตพรุนรูปทรงกระบอกแสดงในภาพที่ 2 ซึ่งพบว่าสามารถแสดงความสัมพันธ์ได้ด้วยสมการเส้นตรง (สมการที่ 5) ด้วยค่า R^2 เท่ากับ 0.9955

$$D = 20.5P + 1504.8 \quad (5)$$

เมื่อ D คือความหนาแน่น (กก./ม.^{3}) และ P คือปริมาณเพสต์ (เปอร์เซ็นต์)

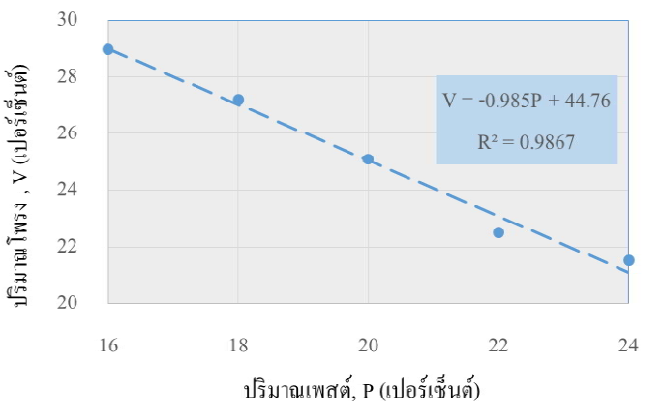


ภาพที่ 2 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณเพสต์กับความหนาแน่น

ความสัมพันธ์ปริมาณโพรงกับปริมาณเพสต์ของตัวอย่างคอนกรีตพรุนทรงกระบอกแสดงในภาพที่ 3 ซึ่งสามารถแสดงได้ด้วยสมการเส้นตรง (สมการที่ 6) ค่า R^2 เท่ากับ 0.9867

$$V = -0.985P + 44.76 \quad (6)$$

เมื่อ V คือ ปริมาณโพรง (เปอร์เซ็นต์) และ P คือปริมาณเพสต์ (เปอร์เซ็นต์)



ภาพที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณเพสต์กับปริมาณโพรง

4.1.2 เปรียบเทียบความหนาแน่นของตัวอย่างคอนกรีตพรุนทรงกระบอกกับตัวอย่างคอนกรีตพรุนทรงสี่เหลี่ยมจัตุรัส

สำหรับการทดสอบค่าการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตพรุนในห้องปฏิบัติการจะใช้ตัวอย่างรูปทรงกระบอกและสำหรับการทดสอบในสนามจะใช้ตัวอย่างสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 70x70x10 ซม. โดยทำการเตรียมตัวอย่างให้มีความหนาแน่นใกล้เคียงกัน ผลจากการทดสอบหาค่าความหนาแน่นของตัวอย่างทั้งสองแบบแสดงในตารางที่ 4 พบว่าตัวอย่างมีค่าความหนาแน่นใกล้เคียงกัน โดยมีค่าความแตกต่างกันอยู่ในช่วง 1.7-3.7 เปอร์เซ็นต์

ตารางที่ 4 เปรียบเทียบค่าความหนาแน่นของตัวอย่างคอนกรีตพรุนทรงกระบอกกับตัวอย่างคอนกรีตพรุนทรงสี่เหลี่ยมจัตุรัส

ปริมาณเพสต์	ความหนาแน่นคอนกรีตพรุน		เปอร์เซ็นต์ความแตกต่าง
(เปอร์เซ็นต์)	ทรงกระบอก (กก./ม^3)	ทรงจัตุรัส (กก./ม^3)	
16	1834	1866	1.7
18	1874	1916	2.2
20	1909	1982	3.7
22	1962	2021	2.9
24	1995	2057	3.0

4.2 ผลการทดสอบค่าการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตพรุน

4.2.1 การทดสอบค่าการซึมผ่านน้ำในห้องปฏิบัติการ

การทดสอบค่าการซึมผ่านน้ำในห้องปฏิบัติการได้ทำการทดสอบ 2 วิธี คือ วิธีความดันคงที่และวิธีความดันลด ซึ่งในการทดสอบนอกจากจะมีการศึกษาอิทธิพลของปริมาณเพสต์และค่าระดับน้ำเริ่มต้นต่อค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำ (ภาพจำลองการทดสอบแสดงดังภาพที่ 1)

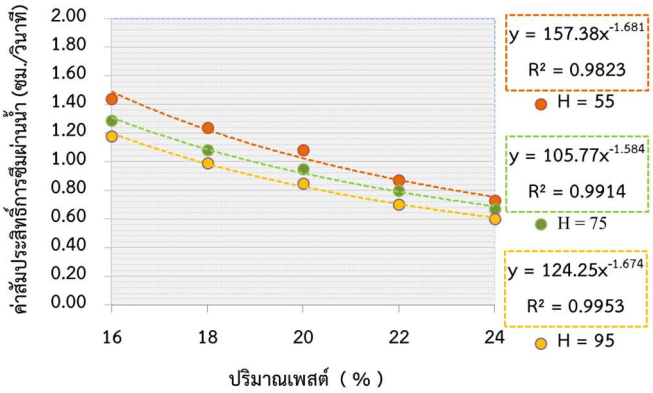
1) การทดสอบหาค่าการซึมผ่านน้ำด้วยวิธีความดันคงที่

ผลการทดสอบค่าการซึมผ่านน้ำวิธีความดันคงที่ของคอนกรีตพรุนแสดงดังตารางที่ 5 โดยคอนกรีตพรุนจะมีค่าการซึมผ่านน้ำอยู่ระหว่าง 0.60-1.44 ซม./วินาที

ตารางที่ 5 ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำกับปริมาณเพสต์ของคอนกรีตพรุนวิธีความดันคงที่

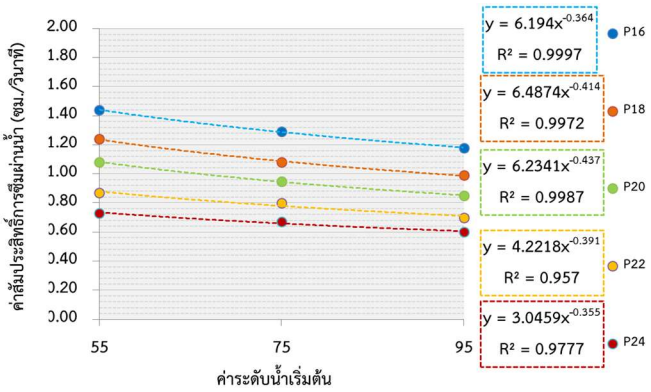
ปริมาณเพสต์ (เปอร์เซ็นต์)	ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำ (ซม./วินาที)		
	ระดับน้ำเริ่มต้น (ซม.)		
	55	75	95
16	1.44	1.29	1.18
18	1.24	1.08	0.99
20	1.08	0.95	0.85
22	0.87	0.80	0.70
24	0.73	0.67	0.60

เมื่อพิจารณาผลของปริมาณเพสต์ต่อค่าซึมผ่านน้ำของตัวอย่างคอนกรีตพรุนพบว่า เมื่อปริมาณเพสต์เพิ่มมากขึ้นจะทำให้ค่าซึมผ่านน้ำของคอนกรีตพรุนลดลง ดังจะเห็นได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าการซึมผ่านน้ำและปริมาณเพสต์ดังภาพที่ 4 ทั้งนี้เนื่องจากปริมาณเพสต์ที่มากขึ้นจะไปลดปริมาณโพรงช่องว่างส่งผลให้ค่าการซึมผ่านน้ำลดลง นอกจากนี้ยังพบว่าการทดสอบค่าการซึมผ่านน้ำที่ระดับน้ำเริ่มต้นที่ 55, 75 และ 95 ซม. ให้ค่าความสัมพันธ์ของค่าการซึมผ่านน้ำและเปอร์เซ็นต์เพสต์มีแนวโน้มเป็นเส้นโค้งดังแสดงในภาพที่ 4



ภาพที่ 4 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณเพสต์และค่าการซึมผ่านน้ำวิธีความดันคงที่

เมื่อพิจารณาผลการทดสอบความสามารถในการซึมผ่านน้ำที่ระดับน้ำเริ่มต้นต่างกันพบว่า เมื่อระดับน้ำเริ่มต้นเพิ่มขึ้นค่าการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตพรุนจะลดลง ดังแสดงได้ภาพที่ 5



ภาพที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าระดับน้ำเริ่มต้นกับค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำวิธีความดันคงที่

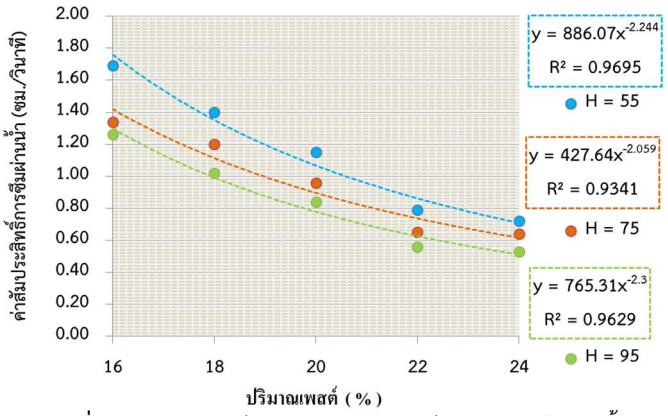
2 การทดสอบหาค่าการซึมผ่านน้ำด้วยวิธีความดันลด

ผลการทดสอบค่าการซึมผ่านน้ำวิธีความดันลดของคอนกรีตพรุนแสดงดังตารางที่ 6 โดยคอนกรีตพรุนจะมีค่าการซึมผ่านน้ำอยู่ระหว่าง 0.53-1.69 ซม./วินาที

ตารางที่ 6 ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำกับปริมาณเพสต์ของคอนกรีตพรุน วิธีความดันลด

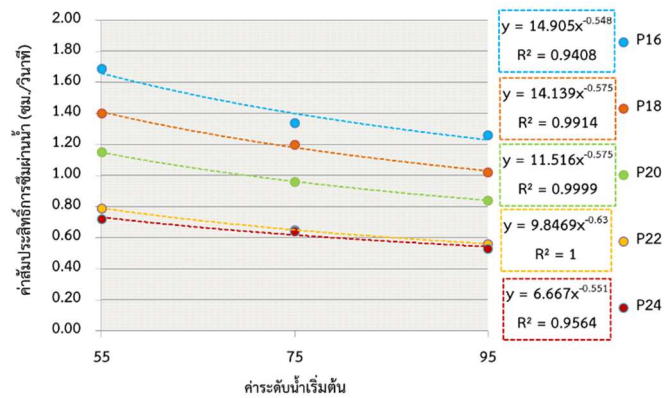
ปริมาณเพสต์ (%)	ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำ (ซม./วินาที)		
	ระดับน้ำเริ่มต้น (ซม.)		
	55	75	95
16	1.69	1.34	1.26
18	1.40	1.20	1.02
20	1.15	0.96	0.84
22	0.79	0.65	0.56
24	0.72	0.64	0.53

เมื่อพิจารณาผลของปริมาณเพสต์ต่อค่าซึมผ่านน้ำของตัวอย่างคอนกรีตพรุนพบว่าผลการทดสอบเหมือนในวิธีความดันคงที่ คือปริมาณเพสต์ที่เพิ่มมากขึ้นจะทำให้ค่าซึมผ่านน้ำของคอนกรีตพรุนลดลง ดังจะเห็นได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าการซึมผ่านน้ำและปริมาณเพสต์ดังภาพที่ 6 นอกจากนี้ยังพบว่าการทดสอบค่าการซึมผ่านน้ำที่ระดับน้ำเริ่มต้นเท่ากับ 55, 75 และ 95 ซม. ให้ค่าความสัมพันธ์ของค่าการซึมผ่านน้ำและเปอร์เซ็นต์เพสต์มีแนวโน้มเป็นเส้นโค้ง



ภาพที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณเพสต์และค่าการซึมผ่านน้ำวิธีความดันลด

เมื่อพิจารณาการทดสอบความสามารถในการซึมผ่านน้ำที่ระดับน้ำต่างกันพบว่า เมื่อค่าระดับน้ำเริ่มต้นเพิ่มขึ้นค่าการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตพรุนจะลดลง ดังแสดงได้ภาพที่ 7 ซึ่งผลการทดสอบมีแนวโน้มเดียวกับวิธีการทดสอบแบบความดันคงที่ ทั้งนี้เนื่องจากเมื่อระดับน้ำเริ่มต้นมีค่ามากหรือค่าไฮโดรลิกเกรเดียนมีค่ามากจะทำให้น้ำใช้เวลาในการไหลซึมในโพรงนานขึ้น และน้ำสามารถไหลซึมผ่านโพรงได้อย่างทั่วถึง อย่างไรก็ตามจากการทดสอบทั้งวิธีความดันคงที่และความดันลดยังพบว่าเมื่อปริมาณเพสต์เพิ่มขึ้นหรือปริมาณความพรุนลดลงจะสามารถลดค่าความแตกต่างของค่าการซึมผ่านน้ำที่วัดระดับน้ำเริ่มต้นต่างกันได้ ทั้งนี้เนื่องจากขนาดโพรงที่เล็กและคดเคี้ยวกว่าจะสามารถลดการเกิดสภาพการไหลแบบปั่นป่วนได้ [10] โพรงใหญ่จะเป็นการไหลแบบปั่นป่วนโพรงเล็กแบบลาร์มินาร์



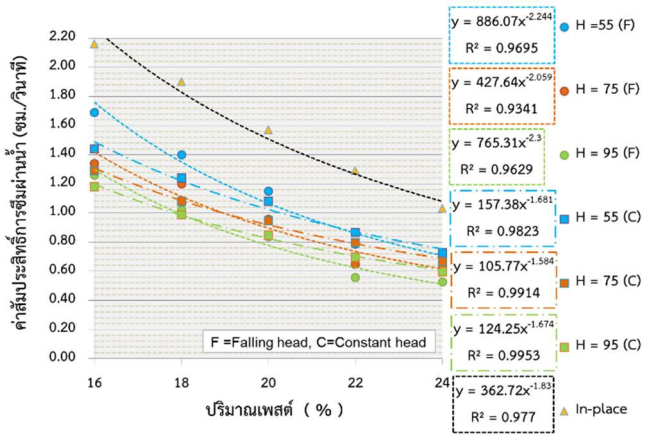
ภาพที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าระดับน้ำเริ่มต้นกับค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำวิธีความดันลด

4.1.2 ผลการทดสอบค่าการซึมผ่านน้ำในสนาม

ตารางที่ 7 แสดงค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของคอนกรีตพรุนที่ทดสอบในสนามกับปริมาณเพสต์ของคอนกรีตพรุน พบว่า ส่วนผสมคอนกรีตพรุนที่ใช้ปริมาณเพสต์น้อยจะให้ค่าการซึมน้ำมาก โดยค่าการซึมน้ำของทุกส่วนผสมวัดได้มีค่าอยู่ระหว่าง 1.03-2.16 ซม./วินาที เมื่อนำค่าที่ได้จากการทดสอบในสนามมาเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการดังแสดงในภาพที่ 8 พบว่าค่าที่ได้จากการทดสอบในสนามให้ค่าการซึมน้ำที่มากกว่า ทั้งนี้เนื่องจากการทดสอบในสนามเป็นการไหลแบบสามทิศทางไม่สามารถควบคุมการไหลเฉพาะในแนวดิ่งเหมือนการทดสอบในห้องปฏิบัติการและตัวอย่างมีขนาดบางกว่าทำให้การแทรกซึมทำได้ง่ายกว่า ดังนั้นค่าการซึมน้ำที่ทดสอบในสนามจึงให้ค่าที่สูงกว่าในห้องปฏิบัติการ และยังพบว่าความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณเพสต์กับค่าสัมประสิทธิ์การซึมน้ำของการทดสอบในสนามมีแนวโน้มเป็นเส้นโค้งเช่นเดียวกับค่าที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

ตารางที่ 7 ค่าการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตพรุนที่ทดสอบในสนาม

ปริมาณเพสต์ (เปอร์เซ็นต์)	ค่าการซึมผ่านน้ำ (ซม./วินาที)
16	2.16
18	1.90
20	1.57
22	1.29
24	1.03



ภาพที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณเพสต์กับค่าสัมประสิทธิ์การซึมน้ำของการทดสอบทั้ง 3 วิธี

5. สรุปผล

จากการศึกษาอิทธิพลของปริมาณเพสต์และระดับน้ำเริ่มต้นต่อการทดสอบค่าการซึมผ่านน้ำในห้องปฏิบัติการของคอนกรีตพรุนโดยทำการศึกษาเปรียบเทียบการทดสอบทั้ง 2 วิธี (แบบแรงดันคงที่และวิธีแบบแรงดันลด) พบว่า

1. ปริมาณเพสต์เพิ่มมากขึ้นจะทำให้ค่าซึมผ่านน้ำของคอนกรีตพรุนลดลง และให้ค่าความสัมพันธ์ของค่าการซึมผ่านน้ำและเปอร์เซ็นต์เพสต์มีแนวโน้มเป็นเส้นโค้ง
2. ระดับน้ำเริ่มต้นในการทดสอบค่าการซึมผ่านที่มีค่ามากหรือค่าไฮโดรลิกเกรเดียนมีค่ามากจะทำให้น้ำใช้เวลาในการไหลซึมในโพรงนานขึ้น ส่งผลให้ค่าการซึมผ่านน้ำที่ทดสอบได้ลดลงและน้ำสามารถไหลซึมผ่านโพรงได้อย่างทั่วถึง
3. เมื่อปริมาณเพสต์เพิ่มขึ้นหรือปริมาณความพรุนลดลงจะสามารถลดค่าความแตกต่างของค่าการซึมผ่านน้ำที่วัดระดับน้ำเริ่มต้นต่างกันได้ ทั้งนี้เนื่องจากขนาดโพรงที่เล็กและคดเคี้ยวกว่าจะสามารถลดการเกิดสภาพการไหลแบบปั่นป่วนได้

จากการเปรียบเทียบค่าการซึมน้ำที่ได้จากห้องปฏิบัติการกับค่าที่ได้จากการทดสอบในสนาม ตามมาตรฐาน ASTM C1701 พบว่าค่าทดสอบได้ในสนามมีค่าสูงกว่าที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และมีแนวโน้มความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณเพสต์กับค่าสัมประสิทธิ์การซึมน้ำของการเป็นเส้นโค้งเช่นเดียวกับค่าที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนจากภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิทยาศาสตร์และวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติ จังหวัดสกลนคร

เอกสารอ้างอิง

[1] Meininger, R.C., (1988). No-Fines Pervious Concrete for Paving. Concrete International, 10 Aug 1988.

[2] Lee, M.-G., Huang, Y.-S., Chang, T.-K., and Pao, C.-H., (2011) Experimental Study of Pervious Concrete Pavement., in GeoHunan International Conference 2011, ASCE: Hunan, China, 2011: 93-99.

[3] Hesami, S., Ahmadi, S., and Nematzadeh, M., (2014). Effects of rice husk ash and fiber on mechanical properties of pervious concrete pavement. Construction and Building Materials, 53(0): 680-691.

[4] Yang, J. and Jiang, G., (2003).Experimental study on properties of pervious concrete pavement materials. Cement and Concrete Research, 33(3), p. 381-386.

[5] American Society for Testing and Materials (2009) Standard Test Method for Infiltration Rate of In Place Pervious Concrete, in ASTM C1701. Annual Book of ASTM Standard.

[6] American Society for Testing and Materials (2009) Standard Test Method for Permeability of Granular Soils (Constant Head), in ASTM D2434. Annual Book of ASTM Standard.

[7] American Society for Testing and Materials (2015) Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Porous Material Using a Rigid-Wall, Compaction-Mold Permeameter, in ASTM D5856. Annual Book of ASTM Standard.

[8] Zaetang, Y., Wongsa, A., Sata, V., Chindaprasirt, P., (2017). Influence of mineral additives on the properties of pervious concrete. Indian Journal

of Engineering & Materials Sciences, 24 (6): 507-515.

[9] Sata, V., Wongsa, A., Chindaprasirt, P., (2013) Properties of pervious geopolymer concrete using recycled aggregates. Construction and Building Materials, 42: 33-39.

[10]Chandrappa, A.K., PrapoornaBiligiri, K. (2016) Comprehensive investigation of permeability characteristics of pervious concrete: A hydrodynamic approach. Construction and Building Materials, 123, 1 October 2016: 627-637.

[11] American Society for Testing and Materials (2012) Standard Test Method for Density and Void Content of Hardened Pervious Concrete, in ASTM C1754. Annual Book of ASTM Standard.

การเปรียบเทียบระหว่างกำลังยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมในคอนกรีตกำลังปกติและคอนกรีตกำลังต่ำ

ภูวดล ใยยินดี[1]
ชิชญาสุ์ บุญมี[2]
กิตติภูมิ รอดสิน[3]

[1]นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาครุศาสตร์โยธา คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
E-mail: Phuwadon.y@fte.kmutnb.ac.th
[2]อาจารย์ประจำภาควิชาครุศาสตร์โยธา คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
E-mail: chichaya.b@fte.kmutnb.ac.th
[3]รองศาสตราจารย์ประจำภาควิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม ศูนย์วิจัยเฉพาะทางพลศาสตร์โครงสร้างและการจัดการเมือง วิทยาลัยเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
E-mail: kittipoom.kmutnb@gmail.com

บทคัดย่อ : *บทความนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมแรงยึดเหนี่ยวคอนกรีตกับเหล็กเสริมของคอนกรีตกำลังต่ำและกำลังปกติ โดยการทดสอบด้วยวิธีดึงเหล็กเสริมที่ฝังในคอนกรีตโดยตรง (Pull Out Test) ในการทดสอบนี้ จะทำการดึงเหล็กข้ออ้อยที่ฝังในคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐานขนาด 15x30 เซนติเมตร การทดสอบจะมีทั้งหมด 20 ตัวอย่าง โดยแบ่งตัวอย่างออกเป็นสองกลุ่มคือ กลุ่มคอนกรีตกำลังต่ำ ซึ่งใช้คอนกรีตกำลัง 90 กก./ตร.ซม. และอีกกลุ่มจะใช้คอนกรีตกำลังปกติที่ 180 กก./ตร.ซม. ในแต่ละกลุ่มจะฝังเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 มิลลิเมตร และ 12 มิลลิเมตร ขนาดละ 5 ตัวอย่าง รวม 10 ตัวอย่างต่อกลุ่มการทดสอบ การทดสอบจะทำโดยนำตัวอย่างมาเข้าเครื่องทดสอบแรงดึง (UTM) เพื่อวัดแรงดึง และใช้ (LVDT) เป็นตัววัดระยะการเคลื่อนตัวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีต จากผลการทดสอบพบว่า กำลังของคอนกรีตมีผลต่อแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริม โดยคอนกรีตกำลังปกติจะมีแรงยึดเหนี่ยวมากกว่าคอนกรีตกำลังต่ำ นอกจากนี้เมื่อทำนายผลการทดสอบด้วยสมการ ACI 318-08 พบว่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมอยู่ในค่าความปลอดภัยทั้ง 2 กลุ่ม แต่แนวโน้มของเหล็กในคอนกรีตกำลังต่ำมีค่าความปลอดภัยต่ำกว่าคอนกรีตกำลังปกติ*

ABSTRACT: This research aims at investigating the bond behavior between deformed bars embedded in low and normal strength concrete. The test will be conducted using direct pull-out test. The deformed bars were embedded in standard cylinders (15x30 cm). In this test, there were in total 20 specimens. The concrete strength was divided in two group; low strength concrete (90 ksc) and normal strength concrete (180 ksc). In each group, five 10-mm and five 12-mm deformed bars were embedded in the cylinders in both groups. The test was carried out by using uniform testing machine (UTM) to pull the bars and using linear displacement transducer (LVDT) to measure the bar slippage. The test results showed that the concrete strength had the significant effect on bond strength between concrete and rebars. It was found that the bond strength depended on concrete strength. To predict the bond strength, ACI 308-08 was adopted in this study. The prediction showed that the code provision provided a conservative prediction for normal strength concrete and less conservative for low strength concrete.

1. บทนำ

การก่อสร้างอาคารที่เกิดขึ้นตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน ในประเทศที่กำลังพัฒนา เป็นการก่อสร้างที่อาคารจำนวนหนึ่งไม่ได้มีการก่อสร้างให้เป็นไปตามหลักวิศวกรรม[1] เนื่องจากสาเหตุหลายประการทั้งในเรื่องของการเข้าถึงด้านองค์ความรู้ และค่าใช้จ่ายของการก่อสร้างอาคารที่มีมาตรฐานมีราคาสูง รวมถึงเทคนิคในการก่อสร้างอาคารที่มักจะทำตามกันมาตั้งแต่อดีตโดยไม่ได้มีการตรวจสอบให้ถูกต้องโดยเฉพาะอย่างยิ่ง การก่อสร้างโดยการเลือกใช้วัสดุผสมคอนกรีตที่ต่ำกว่ามาตรฐาน ซึ่งในบางประเทศวัสดุผสมคอนกรีตก็มีราคาสูงเพราะอาจต้องนำเข้าจากประเทศเพื่อนบ้าน และบางครั้งอาจเกิดขึ้นได้เนื่องจากความผิดพลาดในการผสมคอนกรีต[2] ซึ่งด้วยราคาที่สูงเจ้าของอาคารพักอาศัยขนาดเล็กจึงไม่ได้ให้ความสำคัญมากนักในเรื่องคุณภาพของคอนกรีต เมื่อถูกนำมาใช้ก็อาจส่งผลกระทบต่อโครงสร้างได้ ดังในเมืองโกเบประเทศญี่ปุ่นได้พบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความแข็งแรงของคอนกรีตที่ต่ำมาก (น้อยกว่า 13.5MPa) [3] เมื่อเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวในปี1995 อาคารได้เกิดความเสียหายจำนวนมาก

โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไป เหล็กเสริมต้องมีการยึดเหนี่ยวกับคอนกรีตอย่างสมบูรณ์ โดยเหล็กเสริมต้องไม่รูดหรือเลื่อนไถล (Slip) หลุดจากคอนกรีตที่ หรือถ้ามีการลื่นไถลเกิดขึ้นบ้าง ก็จะสมมุติว่ามีค่าน้อย มากมิฉะนั้นเหล็กเสริมจะไม่มีกำลังรับแรงได้ตามต้องการอันเป็นเหตุให้ส่วนของโครงสร้าง ไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ตามที่ต้องการซึ่งคุณภาพของคอนกรีตกับขนาดของเหล็กเสริมมีผลกระทบต่อแรงยึดเหนี่ยวทั้งสิ้น[4] การทดสอบแรงยึดเหนี่ยวด้วยการดึง (Bond Pull Out Test) เป็นวิธีหนึ่งที่ได้รับความนิยมในการเปรียบเทียบค่ากำลังในการยึดเหนี่ยวของคอนกรีต เพราะหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมเป็นหน่วยแรงดึงเป็นหลัก[5] ซึ่งทำโดยการหล่อก้อนตัวอย่างคอนกรีตแล้วฝังเหล็กเสริมไว้ เมื่อคอนกรีตมีอายุตามต้องการก็ทำการดึงเหล็กเสริมออก ด้วยเครื่องทดสอบแรงดึงและวัดระยะเลื่อนไถลในขณะที่ออกแรงดึงท่อนเหล็กนั้นแล้วนำมาเขียนความสัมพันธ์ระหว่างกำลังยึดเหนี่ยวกับระยะเลื่อนไถล การทดสอบจะทดสอบจนกระทั่งได้ค่ากำลังยึดเหนี่ยวสูงสุด หรือ เมื่อคอนกรีตเริ่มชำรุดแยกออกจากกัน โดยงานวิจัยที่ทดสอบแรงยึดเหนี่ยวของคอนกรีตกำลังต่ำกับเหล็กเสริมค่อนข้างมีอย่างจำกัด ทำให้พฤติกรรมแรงยึดเหนี่ยวของโครงสร้างที่มีคอนกรีตกำลังต่ำยังไม่เป็นที่เข้าใจมากนัก เมื่อมีการนำมาใช้ในประเทศกำลังพัฒนาก็อาจส่งผลกระทบต่อชีวิตและทรัพย์สินได้ ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงมุ่งเน้นที่จะศึกษาเปรียบเทียบพฤติกรรมกำลังยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมในคอนกรีตกำลังปกติและคอนกรีตกำลังต่ำเพื่อความเข้าใจที่ดีขึ้นของพฤติกรรมแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเส้นที่ฝังในคอนกรีตกำลังต่ำ และสามารถนำไปปรับปรุงการออกแบบและวิธีการก่อสร้างเพื่อลดความเสี่ยงจากความล้มเหลวของแรงยึดเหนี่ยวในโครงสร้างคอนกรีตที่ไม่ได้มาตรฐาน

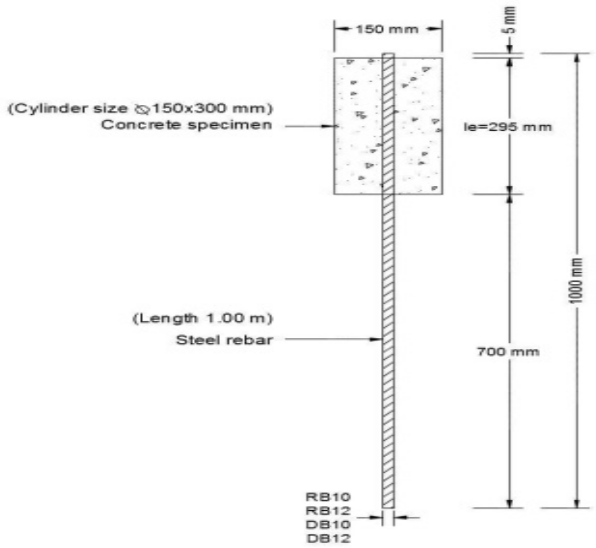
2. ขั้นตอนการวิจัย

2.1 ตัวอย่างในการทดสอบ

การวิจัยครั้งนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมแรงยึดเหนี่ยวคอนกรีตกับเหล็กเสริมของคอนกรีตกำลังต่ำและกำลังปกติของเหล็กข้ออ้อย จำนวน 20 ตัวอย่าง ตามตารางที่ 1 ซึ่งถูกหล่อโดยใช้คอนกรีตกำลังต่ำและคอนกรีตกำลังปกติ กำลังอัดประลัยของคอนกรีตในการศึกษานี้เป็น 9 MPa และ 18 MPa สำหรับคอนกรีตความแข็งแรงต่ำและปกติตามลำดับ เหล็กเสริมที่ใช้ในการศึกษานี้มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง10 และ12 มิลลิเมตร ภาพที่ 1 แสดงรายละเอียดของชิ้นงานทดสอบ ระยะการฝังของเหล็กเสริมในคอนกรีตทรงกระบอกขนาด 15x30 เซนติเมตร โดยมีเหล็กเสริมฝังอยู่ในคอนกรีต 295 มิลลิเมตร (l_e) บริเวณจุดศูนย์กลาง เหล็กเสริมที่ฝังตัวอยู่ในจุดศูนย์คอนกรีตความยาวที่ปลายด้านหนึ่งยื่นออกมา 5 มิลลิเมตร เพื่อให้สามารถวัดค่าการเลื่อนไถลของเหล็กเสริม

ตารางที่ 1 จำนวนตัวอย่างทดสอบ

Mix Designation	Deformed bar(mm)	
	10	12
9.0 MPa	5	5
18.0 MPa	5	5
Total	10	10



ภาพที่ 1 รายละเอียดของชิ้นงานทดสอบ

2.2 คุณสมบัติของวัสดุ

2.2.1 คอนกรีต

วัสดุที่ใช้ในการทดสอบนี้ประกอบด้วยคอนกรีตแห้งผสมเสร็จ 24 MPa ผสมน้ำ 360 ลิตรต่อลูกบาศก์เมตร สำหรับการหล่อคอนกรีตกำลังกำลังปกติ และส่วนผสมคอนกรีตกำลังต่ำที่ออกแบบจากการทำนายส่วนผสมและทดลองผสมจริง ดังเสนอในตารางที่ 2

2.2.2 เหล็กเส้น

เหล็กเส้นที่นำมาใช้ในการทดสอบเป็นเหล็กชนิดเหล็กข้ออ้อย SD40 ผลทดสอบของเหล็กเส้นได้จากการทดสอบความต้านทานแรงดึงทั่วไป อย่างน้อย 5 ตัวอย่าง จากชุดเดียวกันที่เลือกใช้ในการทดสอบคุณสมบัติของเหล็กเส้นทดสอบดังแสดงในตารางที่ 3

2.3.2 การทดสอบ

ในการทดสอบใช้เครื่องทดสอบ Universal Testing Machine (UTM) ในการดึงเหล็กออกจากตัวอย่างคอนกรีตด้วยหัวจับด้านล่าง และค่อยๆดึงลงโดยโปรแกรมควบคุมการเคลื่อนที่ของเครื่อง และอ่านค่าบันทึกผลของแรงดึงกับระยะการเลื่อนหลุดตามที่แสดงในภาพที่ 3

ตารางที่ 2 คุณสมบัติของคอนกรีต

Mix type	Design strength(MPa)	Cement(kg/m^3)	Water(kg/m^3)	Sand(kg/m^3)	Aggregate(kg/m^3)
9.0MPa	9.0	160	180	1000	980
18MPa	18	-	360	-	-

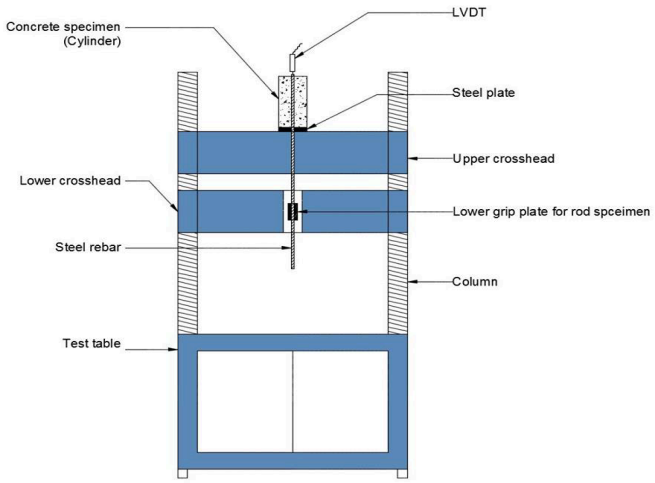
ตารางที่ 3 คุณสมบิติของเหล็ก

Nominal Diameter (mm)	Yield Strength (MPa)	Ultimate Strength (MPa)	Elongation (%)
DB10	536	638	24
DB12	504	600	25

2.3 การทดสอบ

2.3.1 การติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด

ในการทดสอบนี้ติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดการเคลื่อนที่ โดยใช้เครื่อง LVDT ในการวัดการเคลื่อนที่ในแนวดิ่ง ซึ่งการติดอุปกรณ์ ให้วางตัวอย่างคอนกรีตกับแผ่นเหล็กเจาะรูที่รองไว้ด้านบน โดยเสียบเหล็กเส้นผ่านเครื่องทดสอบ และล็อคด้วยตัวจับ โดยจะติดหัววัดไว้ที่ปลายเหล็กด้านบน ดังแสดงในภาพที่ 2



ภาพที่ 2 แผนผังรายละเอียดของเครื่องทดสอบ

ภาพที่ 3 เครื่องทดสอบแรงดึง Universal Testing Machine (UTM)

3. ผลการทดสอบ

3.1 การคำนวณตามสมการ ACI318-08

ผลการทดสอบทั้งหมดนำเสนอดังในตารางที่ 4 แสดงให้เห็นถึงแรงดึงสูงสุด และระยะการเลื่อนหลุดของเหล็กเสริมที่รับแรงสูงสุด ของแต่ละตัวอย่าง

การคำนวณกำลังของแรงยึดเหนี่ยวจากการทดสอบ (bond strength) โดยใช้สมการที่ 1 [6]

$$\tau = \frac{F}{\pi d_b l_e} \quad (1)$$

τ = experimental bond strength (MPa)

F = ultimate axial tension force (kN)

d_b= nominal rebar diameter (mm)

le = embedment length (mm)

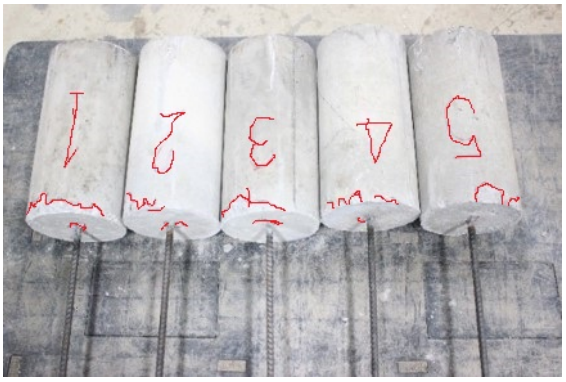
3.2 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง

จากรูปแบบรอยแตกและการสังเกตความเสียหาย จะเห็นได้ว่ากำลังของคอนกรีตมีความสัมพันธ์กับแรงยึดเหนี่ยว เมื่อคอนกรีตมีกำลังต่ำฝังด้วยเหล็กเสริมที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางขนาดที่ใหญ่ ดังในรูป(b)ตัวอย่าง LS9-DB12 mm ซึ่งเกิดรอยแตกร้าวขึ้นอย่างชัดเจน ในขณะที่ตัวอย่างอื่นๆ พบเพียงแค่เหล็กเสริมที่ฝังไว้เลื่อนไถลออกมาเพียงอย่างเดียว

(a) ตัวอย่าง LS9-DB 10 mm (Mix: 9.0 MPa)

(b)ตัวอย่าง LS9-DB 12 mm (Mix: 9.0 MPa)

ภาพที่ 4 รูปภาพแสดงลักษณะการวิบัติหลังการทดสอบของคอนกรีตกำลังอัดประลัย 9 MPa



(a) ตัวอย่าง NS18-DB 10 mm (Mix: 18.0 MPa)

(b) ตัวอย่าง NS18-DB 12 mm (Mix: 18.0 MPa)

ภาพที่ 5 รูปภาพแสดงลักษณะการวิบัติหลังการทดสอบของคอนกรีตกำลังอัดประลัย 18 MPa

ตารางที่ 4 ผลการทดสอบแรงดึงที่ระยะฝัง 295 มิลลิเมตร

Specimen & Mix Designation	Compressive Strength (MPa)	Nominal Bar Diameter (mm)	Peak Axial Load (kN)	Max. Bond Strength τ (MPa)	Avg. Max. Bond Strength τ (MPa)	Bond Strength วสท.1007-34 τ_{max} (MPa)	$\tau_{(Avg.)}/\tau_{max}$
LS9-DB10-1	9	10	26.84	2.89			
LS9-DB10-2	9	10	34.44	3.71			
LS9-DB10-3	9	10	35.12	3.79	3.66	2.15	1.70
LS9-DB10-4	9	10	37.04	3.99			
LS9-DB10-5	9	10	36.24	3.91			
LS9-DB12-1	9	12	23.00	4.07			
LS9-DB12-2	9	12	15.00	2.65			
LS9-DB12-3	9	12	18.00	3.18	3.36	1.79	1.87
LS9-DB12-4	9	12	18.00	3.18			
LS9-DB12-5	9	12	21.00	3.71			
NS18-DB10-1	18	10	48.36	5.22			
NS18-DB10-2	18	10	44.27	4.77			
NS18-DB10-3	18	10	41.49	4.47	4.96	3.04	1.63
NS18-DB10-4	18	10	46.56	5.02			
NS18-DB10-5	18	10	49.47	5.34			
NS18-DB12-1	18	12	61.71	5.55			
NS18-DB12-2	18	12	62.02	5.57			
NS18-DB12-3	18	12	60.78	5.46	5.65	2.54	2.22
NS18-DB12-4	18	12	65.30	5.87			
NS18-DB12-5	18	12	64.74	5.82			

4. การเปรียบเทียบผลการทดสอบ กับ การทำนายผลการทดสอบด้วย ข้อกำหนด วสท.1007-34 [7]

$$U = 2.29\frac{\sqrt{f_c'}}{d_b} \qquad (2)$$

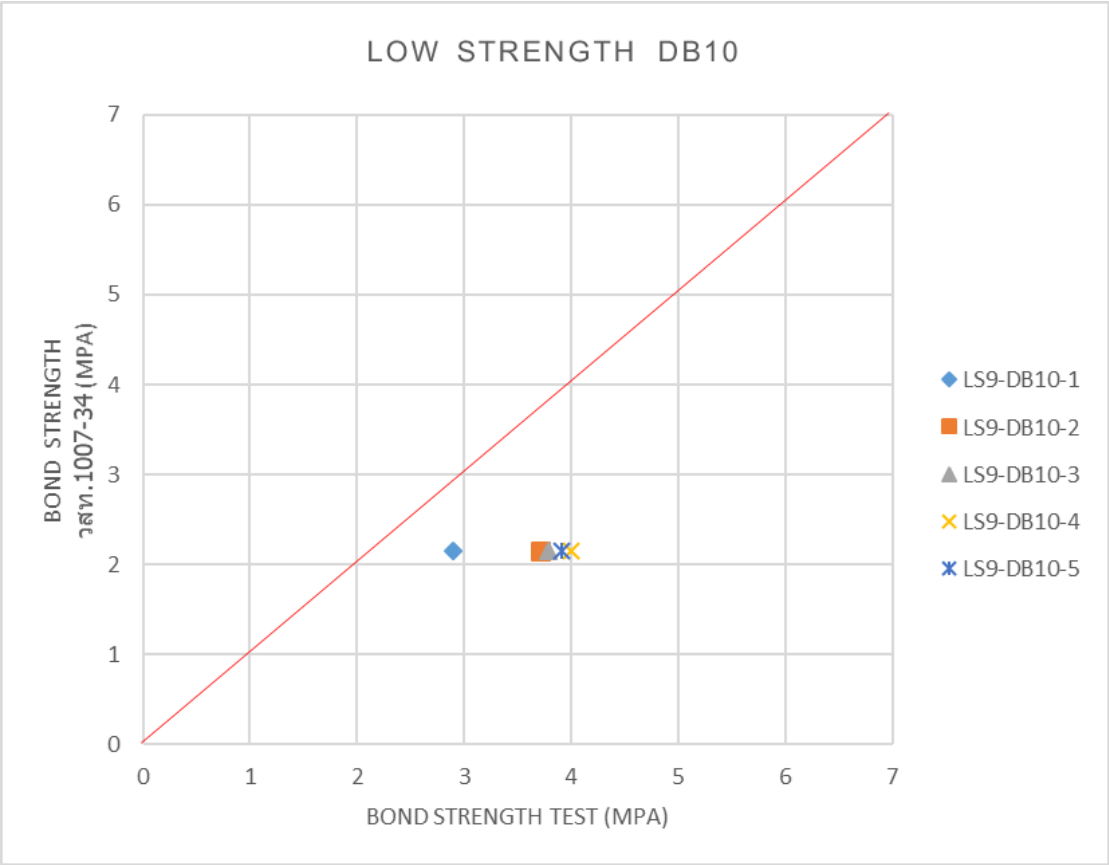
U=หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้น

d_b= nominal rebar diameter (mm)

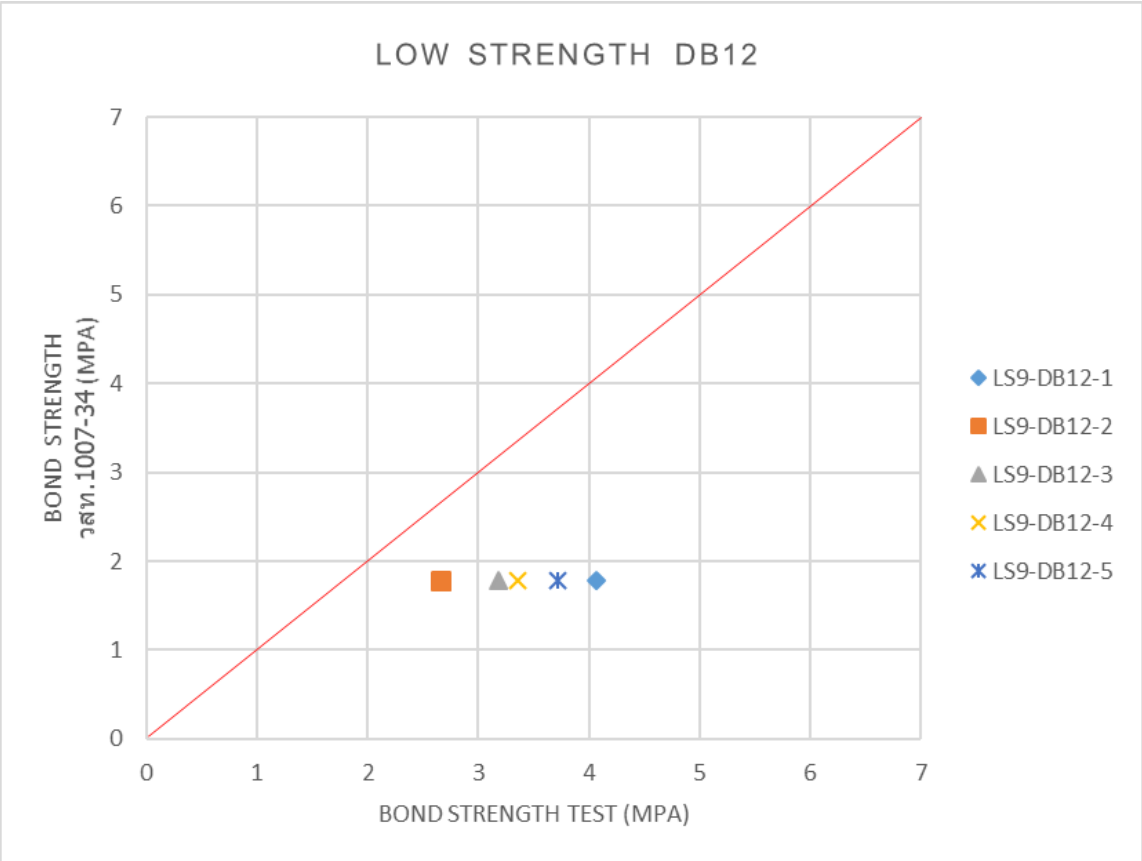
f_c'= กำลังอัดประลัยของคอนกรีต

4.1 คอนกรีตกำลังอัดประลัย 9.0 MPa

ความสัมพันธ์ของแรงยึดเหนี่ยวของคอนกรีตกับเหล็กเสริมจากการทดสอบกับแรงยึดเหนี่ยวของคอนกรีตกับเหล็กเสริมที่คำนวณตามสมการ ACI318-08 ของคอนกรีตกำลังต่ำพบว่า แรงยึดเหนี่ยวของคอนกรีตกับเหล็กเสริมของคอนกรีตกำลังต่ำอยู่ในช่วงความปลอดภัย เพราะผลของการทดสอบมีค่าสูงกว่าผลของการคำนวณ แต่ค่าแรงยึดเหนี่ยวของผลการทดสอบมีค่าเข้าใกล้ค่าแรงยึดเหนี่ยวของผลการคำนวณด้วยสมการ นอกจากนี้ค่าแรงยึดเหนี่ยวของผลการทดสอบของเหล็กที่มีขนาดใหญ่กว่ามีค่าใกล้เคียงกับเหล็กที่มีขนาดเล็กกว่า ซึ่งเมื่อนำมาพิจารณารอยแตกของก้อนตัวอย่างประกอบกัน อาจเป็นไปได้ว่าก้อนตัวอย่างของเหล็ก DB12mm เกิดการแตกก่อนที่จะถึงแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดของตัวอย่าง ดังแสดงในรูปที่ 6 และรูปที่ 7



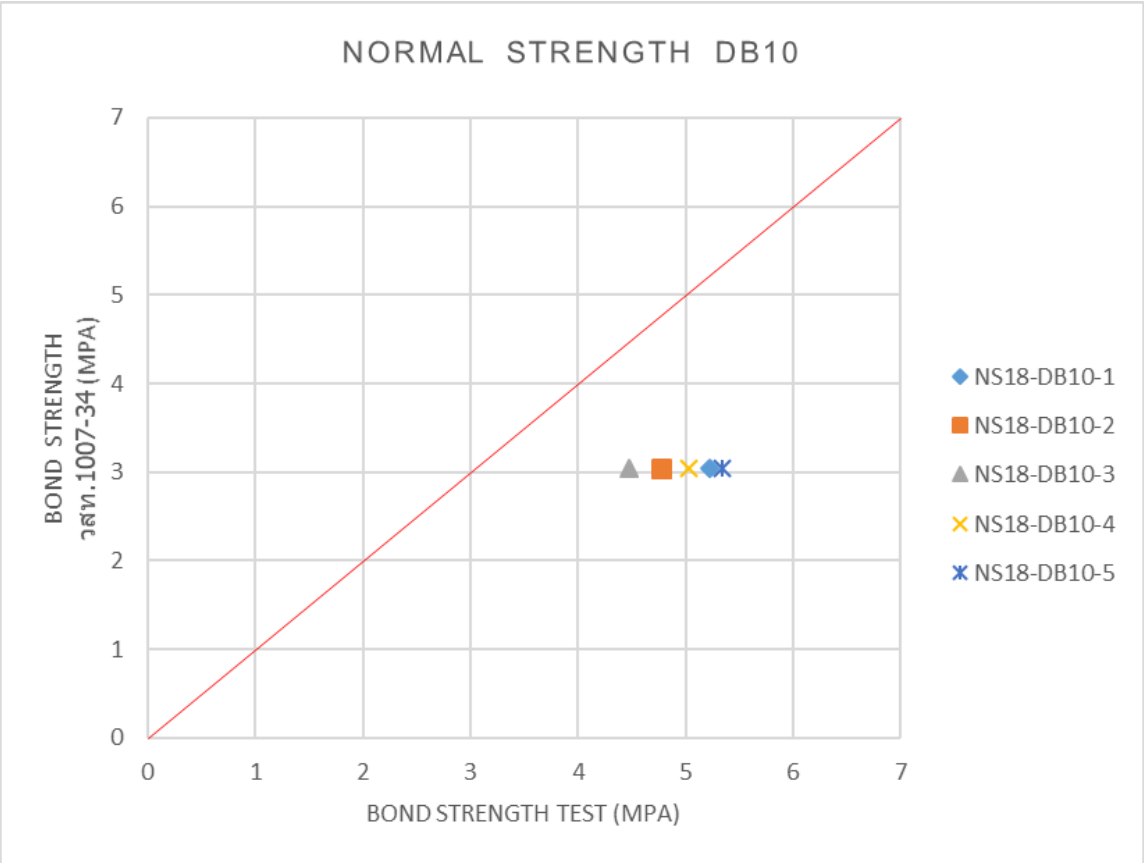
ภาพที่ 6 รูปภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงยึดเหนี่ยวของเหล็ก DB10 จากการคำนวณและการทดสอบ ในคอนกรีตกำลังต่ำ



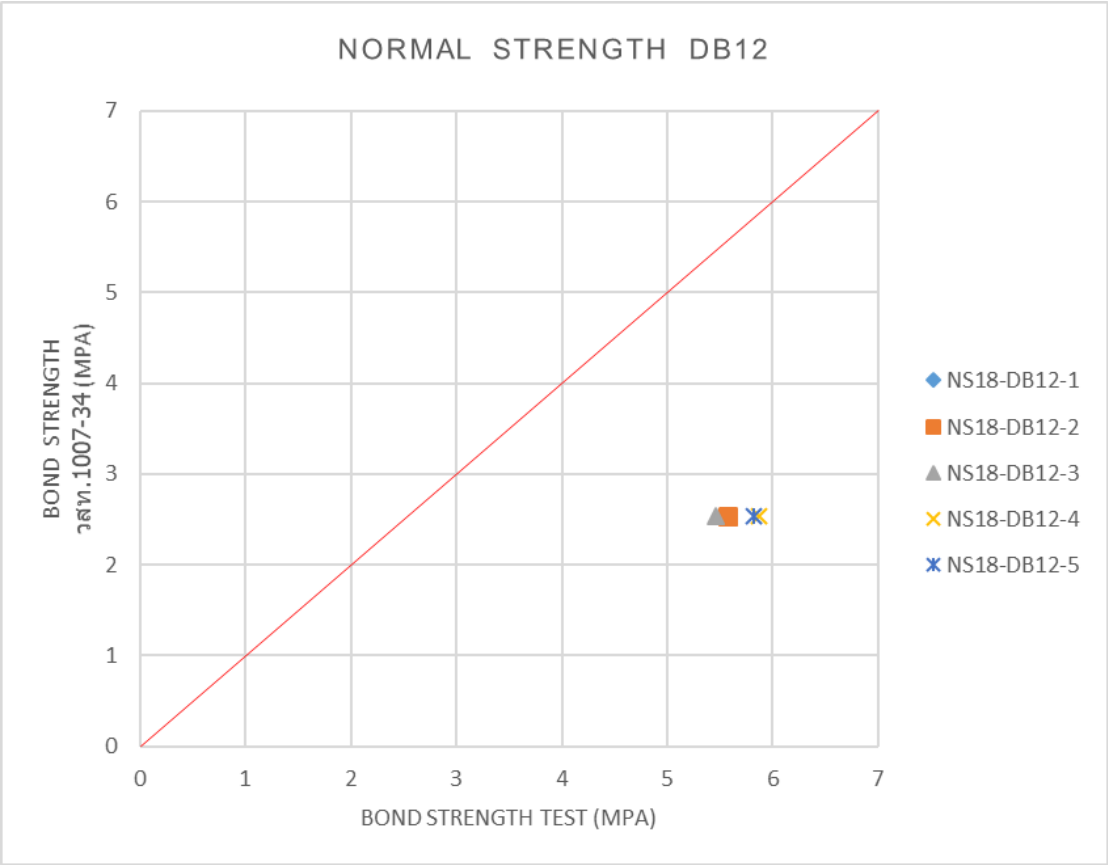
ภาพที่ 7 รูปภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงยึดเหนี่ยวของเหล็ก DB12 จากการคำนวณและการทดสอบ ในคอนกรีตกำลังต่ำ

4.2 คอนกรีตกำลังอัดประลัย 18.0 MPa

ความสัมพันธ์ของแรงยึดเหนี่ยวของคอนกรีตกับเหล็กเสริมจากการทดสอบกับแรงยึดเหนี่ยวของคอนกรีตกับเหล็กเสริมที่คำนวณตามสมการ ACI318-08 ของคอนกรีตกำลังปกติพบว่า แรงยึดเหนี่ยวของคอนกรีตกับเหล็กเสริมของคอนกรีตกำลังปกติอยู่ในช่วงความปลอดภัยสูง เพราะผลของการทดสอบมีค่าสูงกว่าผลของการคำนวณมาก และค่าแรงยึดเหนี่ยวของการทดสอบของเหล็กที่มีขาดใหญ่กว่ามีค่าสูงกว่าเหล็กที่มีขนาดเล็กกว่า ดังแสดงในรูปที่ 8 และรูปที่ 9



ภาพที่ 8 รูปภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงยึดเหนี่ยวของเหล็ก DB10 จากการคำนวณและการทดสอบ ในคอนกรีตกำลังปกติ



ภาพที่ 9 รูปภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงยึดเหนี่ยวของเหล็ก DB12 จากการคำนวณและการทดสอบ ในคอนกรีตกำลังปกติ

4.3 การเปรียบเทียบผลของแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกำลังต่ำกับคอนกรีตกำลังปกติ

จากผลการทดสอบพบว่า แรงยึดเหนี่ยวของคอนกรีตกำลังปกติมีค่ามากกว่าแรงยึดเหนี่ยวของคอนกรีตกำลังต่ำ และคอนกรีตกำลังต่ำจะเกิดการแตกร้าวเมื่อใช้เหล็กที่มีขนาดใหญ่

5. สรุปผล

จากการทดสอบกำลังยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมในคอนกรีตกำลังปกติและคอนกรีตกำลังต่ำ พบว่า

5.1 ขนาดของเหล็กเสริมมีผลต่อแรงยึดเหนี่ยว โดยเหล็กเสริมที่มีขนาดใหญ่กว่าจะมีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตที่ดีกว่าเหล็กที่มีขนาดเล็กกว่า

5.2 กำลังของคอนกรีตมีผลต่อแรงยึดเหนี่ยว โดยคอนกรีตกำลังปกติ จะมีค่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตที่ดีกว่าคอนกรีตกำลังต่ำ

5.3 จากผลการคำนวณด้วยสมการ ACI318-08 แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตกำลังต่ำสามารถใช้ได้อย่างปลอดภัยมีค่าสูงกว่า 1.0 แต่ต้องระมัดระวังเรื่องการแตกของเหล็กเสริมที่มีขนาดใหญ่

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณ ภาควิชาครุศาสตร์โยธา คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ ที่มีส่วนช่วยในการทดสอบตัวอย่างในงานวิจัยนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] ชิชญาสุ์ บุญมี และกิตติภูมิ รอดสิน, 2561.การเพิ่มกำลังอัดประลัยของคอนกรีตกำลังต่ำโดยผ้าโพลีเอสเตอร์. วารสารวิชาการเทคโนโลยีอุตสาหกรรม : มหาวิทยาลัยราชภัฏสวนสุนันทา ปีที่ 6 ฉบับที่ 1 เดือนมกราคม – มิถุนายน 2561. เล่มที่ 1. หน้า 76-85

[2] ชิชญาสุ์ บุญมี และกิตติภูมิ รอดสิน, 2561. พฤติกรรมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กคุณภาพต่ำ. งานประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 20, โรงแรม The Zign Hotel พัทยา ชลบุรี.

[3] C. Hong and H. Araki 2012 Bond Characteristics between Low Strength Concrete and Plain Round Bar under Reversal Loading, Proceedings of World Conference Earthquake Engineering.

[4] ปริญญา จูตะกานนท์ และ ชลนัดดา สถิติสังวร, 2550. การศึกษากำลังรับแรงดึงของสมอยึดที่ใช้เคมีประสานโดยฝังในคอนกรีต. ปริญญานิพนธ์ มหาวิทยาลัยบูรพา

[5] ภูวิศร ฮ้อแสงชัย, 2558. การเสื่อมสภาพของการยึดเหนี่ยวของอีพ็อกซี่เรซิ่นยึดระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมบริเวณจุดต่อระหว่างพื้นกับผนังที่สัมผัสเพลิงไหม้. วิทยานิพนธ์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

[6] ACI318-08 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (Detroit Michigan: American Concrete Institute)

[7] สมศักดิ์ คำปลิว, 2556. การออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก (WSD)โดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน ปรับปรุงใหม่ 2555.

เถ้าปาล์มน้ำมันและเถ้าถ่านหินจีโอโพลิเมอร์ที่กระตุ้นด้วยอุณหภูมิสูง

PALM OIL FUEL ASH AND FLY ASH GEOPOLYMER ACTIVATED AT HIGH TEMPERATURE

ประชุม คำพุฒ[1]
ธีรพล เสาวพันธ์[2]
รัฐพล สมนา[3]
เกียรติสุดา สมนา[3*]

[1] อาจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี ต.คลองหลวง อ.ธัญบุรี จ.ปทุมธานี 12110
[2] นักศึกษาปริญญาเอก สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน 744 ถ.สุรนารายณ์ อ.เมือง จ.นครราชสีมา 30000
[3] ผู้ช่วยศาสตราจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน 744 ถ.สุรนารายณ์ อ.เมือง จ.นครราชสีมา 30000

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้ศึกษาผลของกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์จากเถ้าถ่านหินและเถ้าปาล์มน้ำมันเมื่อสัมผัสกับอุณหภูมิสูง ใช้อัตราส่วนเถ้าถ่านหินต่อเถ้าปาล์มน้ำมันในอัตราส่วน 100:0 90:10 80:20 70:30 60:40 และ 50:50 โดยน้ำหนัก ใช้สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ความเข้มข้น 14 โมลาร์ หลังจากถอดแบบที่อายุ 1 วัน นำไปสัมผัสความร้อนที่อุณหภูมิ 60, 100, 200, 400 และ 600 องศาเซลเซียสเป็นเวลา 1 ชั่วโมง แล้วนำไปทดสอบกำลังรับแรงอัดที่อายุการบ่ม 7 14 28 และ 60 วัน จากการศึกษา พบว่า จีโอโพลิเมอร์มีกำลังอัดเพิ่มขึ้นเมื่อสัมผัสอุณหภูมิสูงขึ้นถึง 200 องศาเซลเซียส และ กำลังอัดมีค่าลดลงเมื่อสัมผัสอุณหภูมิมากกว่า 400 องศาเซลเซียส โดยส่วนผสมที่ให้ค่ากำลังอัดสูงที่สุด คือส่วนผสม 90FA10PA-200 จากการเปรียบเทียบที่อายุ 28 วัน มีค่าเท่ากับ 65 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

คำสำคัญ : เถ้าปาล์มน้ำมัน กำลังอัด จีโอโพลิเมอร์

ABSTRACT : This research is to study palm oil fuel ash and fly ash geopolymer exposed with high temperature. The ratio of fly ash to palm oil fuel ash were 100:0 90:10 80:20 70:30 60:40 and 50:50 by weight of binder. 14 M NaOH was used in this research. After remolded at 1 day, the geopolymer samples were exposed at 60 100 200 400 and 600°C for 1 hr. The compressive strength was investigated at 7 14 28 and 60 days. The results showed that compressive strength increased after expose at temperature up to 200 $^{\circ}$C and decreased after expose at 400 $^{\circ}$C. The highest compressive strength is 90FA10PA-200 when compared the results at 28 days as 65 ksc.

KEYWORDS : palm oil fuel ash, Compressive strength, Geopolymer

1. ที่มาและความสำคัญของงานวิจัย

จีโอโพลิเมอร์เป็นวัสดุอะลูมิเนียมซิลิเกตที่มีโครงสร้างเป็นรูปทรง 3 มิติแบบอสัณฐาน สามารถสังเคราะห์ได้โดยใช้วัสดุที่มีองค์ประกอบหลัก ได้แก่ ซิลิกาและอะลูมินาร่วมกับสารละลายด่างเข้มข้น เช่น โซเดียมไฮดรอกไซด์หรือโพแทสเซียมไฮดรอกไซด์ สามารถเร่งปฏิกิริยาด้วยการเติมสารละลายซิลิเกต ที่มีความสามารถในการทำปฏิกิริยาได้อย่างรวดเร็ว ได้แก่ โซเดียมซิลิเกต เมื่อทำปฏิกิริยากันแล้วจะทำให้เกิดการจัดเรียงตัวของจีโอโพลิเมอร์แบบโมเลกุลลูกโซ่ มีผลิตภัณฑ์ที่เกิดขึ้น 3 รูปแบบได้แก่ Polysialate Polysialate-siloxo และ Polysialate-disiloxo โครงสร้างของจีโอโพลิเมอร์เมื่อแข็งตัวแล้วมีความสามารถในการรับกำลังอัดได้ [1] และยังมีคุณสมบัติอื่นๆ เช่นเดียวกับปูนซีเมนต์ เช่น ความทนทาน การรับกำลังดึง การรับกำลังดัด เป็นต้น วัสดุตั้งต้นที่ใช้ในการสังเคราะห์จีโอโพลิเมอร์มีได้หลากหลายชนิด เช่น เถ้าถ่านหิน เถ้าแกลบ เถ้าชานอ้อย หรือ เถ้าปาล์มน้ำมัน ซึ่งวัสดุตั้งต้นเหล่านี้ล้วนแล้วแต่มี ซิลิกาและอะลูมินาเป็นองค์ประกอบหลักทั้งสิ้น

เถ้าปาล์มน้ำมันเป็นวัสดุที่เป็นผลพลอยได้จากการนำเอาส่วนของต้นปาล์มน้ำมัน ได้แก่ เศษกากกะลา เส้นใยทางใบและทะลายปาล์มเปล่าของผลปาล์มมาใช้เผาเป็นเชื้อเพลิงเพื่อใช้ผลิตกระแสไฟฟ้าพลังงานชีวมวลโดยอุณหภูมิที่ใช้ในการผลิตกระแสไฟฟ้าของเถ้าชีวมวลจากปาล์มน้ำมันอยู่ระหว่าง 800-900 องศาเซลเซียส ซึ่งปริมาณปาล์มน้ำมันที่ใช้ในประเทศไทยมีจำนวนมากและทำให้มีเศษปาล์มน้ำมันที่หลงเหลือรอการกำจัดอยู่เป็นจำนวนมากเช่นกัน จากองค์ประกอบทางเคมีของเถ้าปาล์มน้ำมันจะมีซิลิกาในปริมาณสูงและจัดเป็นวัสดุปอซโซลานประเภทหนึ่งที่สามารถใช้ประโยชน์ในงานคอนกรีตได้ [2] ดังนั้น ในงานวิจัยนี้จึงสนใจนำเข้าปาล์มน้ำมันมาใช้ประโยชน์ร่วมกับเถ้าถ่านหินเพื่อผลิตจีโอโพลิเมอร์และนำส่วนผสมที่ได้มาประยุกต์ใช้ในงานก่อสร้างต่อไป

วัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้มีความสนใจในการใช้เถ้าปาล์มน้ำมันร่วมกับเถ้าถ่านหินในการสังเคราะห์จีโอโพลิเมอร์และกระตุ้นด้วยความร้อน พบว่าการศึกษาด้วยการใช้เถ้าปาล์มน้ำมันในการสังเคราะห์จีโอโพลิเมอร์ร่วมกับเถ้าถ่านหินและใช้เพียงสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เพียงอย่างเดียว จากการค้นคว้าพบว่ายังไม่มีผู้ทำการศึกษา อีกทั้งการกระตุ้นปฏิกิริยาจีโอโพลิเมอร์ด้วยอุณหภูมิสูงทำให้เห็นพฤติกรรมของส่วนผสมจีโอโพลิเมอร์เมื่อนำไปสัมผัสกับความร้อนที่อุณหภูมิสูงอย่างชัดเจนและสามารถนำข้อมูลรวมถึงส่วนผสมที่สังเคราะห์ได้ และผลการศึกษาค่ากำลังอัดของวัสดุสามารถนำไปประยุกต์ใช้ในงานก่อสร้าง

2. วิธีดำเนินงานวิจัย

2.1 วัสดุและสารเคมีที่ใช้ในการทดลอง

เถ้าถ่านหิน ใช้ชนิดไม่ปรับปรุงคุณภาพ จากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ จังหวัดลำปาง

เถ้าปาล์มน้ำมัน ใช้ชนิดไม่ปรับปรุงคุณภาพ จากบริษัท สุขสมบูรณ์ น้ำมันปาล์ม จำกัด จังหวัดชลบุรี

โซเดียมไฮดรอกไซด์ชนิดเกล็ด เพื่อใช้เตรียมเป็นสารละลายด่างเข็มข้น โดยใช้ความเข็มข้น 14 โมลาร์

2.2 วิธีการสังเคราะห์และการทดสอบจีโอโพลิเมอร์

จีโอโพลิเมอร์ใช้สัดส่วนเถ้าถ่านหินต่อเถ้าปาล์มน้ำมันเท่ากับ 100:0, 90:10, 80:20, 70:30, 60:40, 50:50, 40:60 โดยน้ำหนัก ใช้อัตราส่วนสารละลายด่างต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.6 ผสมให้เข้ากันและนำท่อ PVC ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 3 เซนติเมตร สูง 6 เซนติเมตร จากนั้นนำส่วนผสมจีโอโพลิเมอร์ใส่ลงในแบบหล่อครึ่งหนึ่งแล้วกระทุ้งเพื่อไม่ให้มีฟองอากาศในท่อ จากนั้นกรอกส่วนผสมลงไปให้เต็มแบบหล่อแล้วแต่งหน้าให้เรียบ เมื่อตัวอย่างจีโอโพลิเมอร์มีอายุครบ 2 วัน ทำการถอดแบบ แล้วนำตัวอย่างไปกระตุ้นด้วยความร้อนที่อุณหภูมิที่ 60, 100, 200, 400 และ 600 องศาเซลเซียส เป็นเวลา 1 ชั่วโมง ทดสอบกำลังอัดที่อายุ 7 14 28 และ 60 วัน และศึกษาลักษณะพื้นผิวของจีโอโพลิเมอร์ด้วยเทคนิค SEM-EDS ของตัวอย่างที่อายุ 28 วัน

3. ผลการทดลอง

3.1 คุณสมบัติเบื้องต้นของวัสดุตั้งต้น

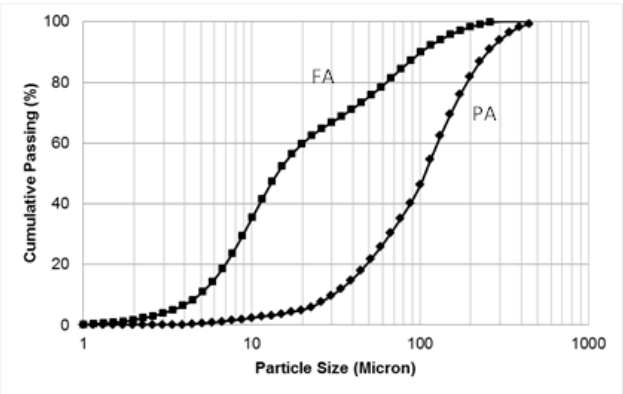
ตารางที่ 1 แสดง องค์ประกอบทางเคมีของเถ้าปาล์มน้ำมันและเถ้าถ่านหิน พบว่า เถ้าปาล์มน้ำมันมีองค์ประกอบทางเคมีหลักได้แก่ CaO ร้อยละ 36.36 K_2O ร้อยละ 28.03 SiO_2 ร้อยละ 14.78 และมีค่าสูญเสียน้ำหนักเนื่องจากการเผาร้อยละ 0.47 ในขณะที่ เถ้าถ่านหินมีผลรวมของ SiO_2 Al_2O_3 และ Fe_2O_3 เท่ากับร้อยละ 56.32 และมีค่าการสูญเสียน้ำหนักเนื่องจากการเผา

เท่ากับร้อยละ 0.17 จัดเป็นเถ้าถ่านหิน Class F ตามมาตรฐาน ASTM C618 [3] และ มีปริมาณแคลเซียมออกไซด์ ร้อยละ 36.64

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีของเถ้าปาล์มน้ำมัน (PA) และเถ้าถ่านหิน (FA)

สารประกอบออกไซด์	PA	FA
SiO_2	14.78	10.80
Al_2O_3	N/A	3.36
Fe_2O_3	8.59	42.16
CaO	36.36	36.64
SO_3	1.82	1.65
K_2O	28.03	2.36
LOI	0.47	0.17

ลักษณะการกระจายตัวของอนุภาคเถ้าถ่านหินและเถ้าปาล์มน้ำมันที่ไม่ปรับปรุงคุณภาพแสดงดังรูป 1 พบว่า เถ้าปาล์มน้ำมันมีขนาดโตกว่าเถ้าถ่านหิน โดยค่ากลางอนุภาคของเถ้าปาล์มน้ำมัน เท่ากับ 107.62 ไมครอน ในขณะที่เถ้าถ่านหินมีค่ากลางอนุภาคเท่ากับ 52.19 ไมครอน



รูปที่ 1 ลักษณะการกระจายตัวของอนุภาคเถ้าถ่านหินและเถ้าปาล์มน้ำมันที่ไม่ปรับปรุงคุณภาพ

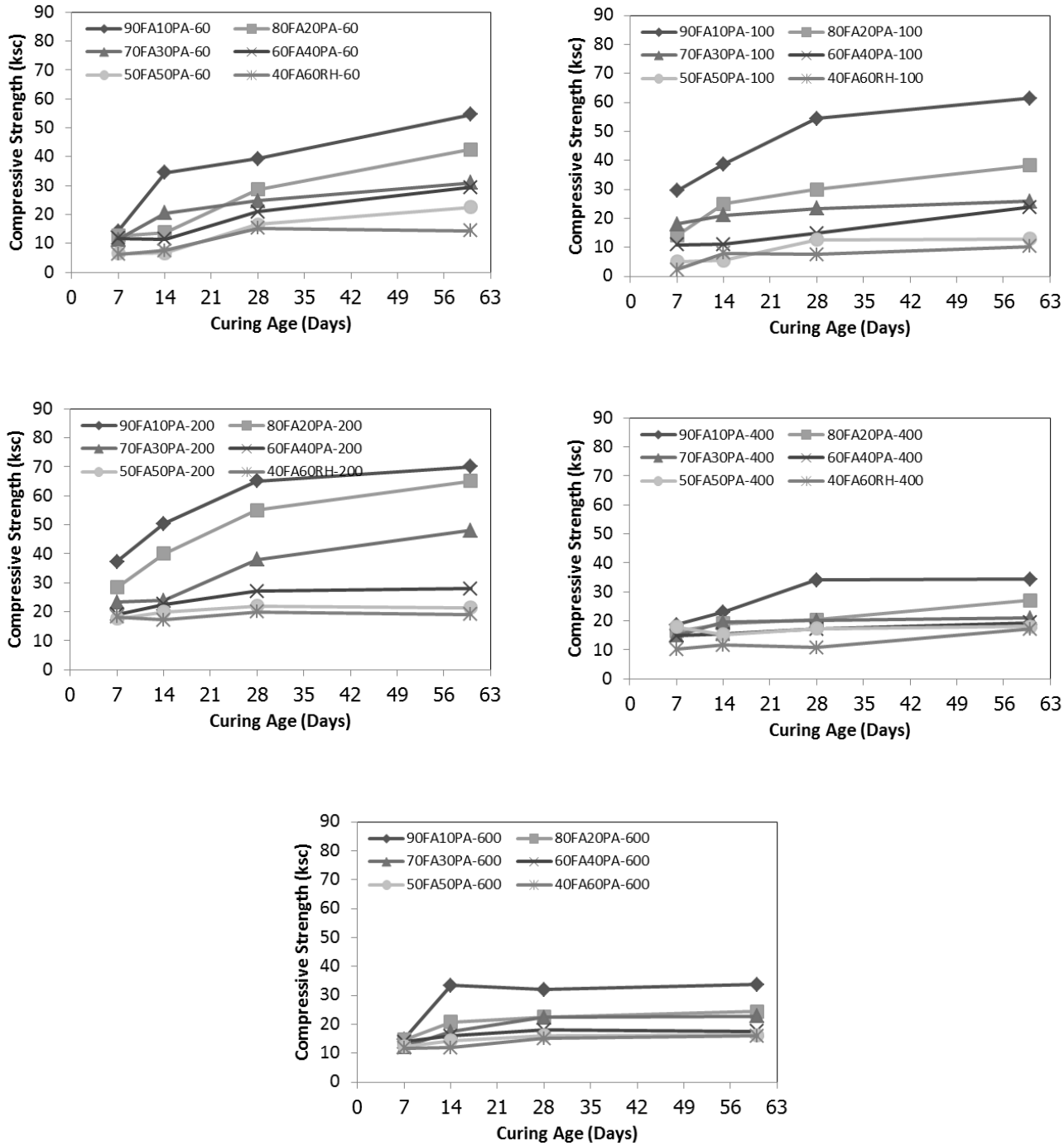
3.2 กำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์เพสต์

รูปที่ 2 แสดงค่ากำลังรับแรงอัดของจีโอโพลิเมอร์จากเถ้าปาล์มน้ำมันและเถ้าถ่านหิน เมื่อสัมผัสอุณภูมิ 60, 100, 200, 400 และ 600 องศาเซลเซียส เมื่อใช้ความเข้มข้นของโซเดียมไฮดรอกไซด์ 14 โมลาร์ พบว่า การกระตุ้นปฏิกิริยาด้วยความร้อนที่อุณหภูมิ (60 ถึง 200 องศาเซลเซียส เป็นเวลา 1 ชั่วโมง) ช่วยให้ปฏิกิริยาจีโอโพลิเมอร์ไรเซชั่นเกิดได้รวดเร็ว กล่าวคือทำให้โมเลกุลของน้ำหลุดออกจากผลิตภัณฑ์ตั้งต้นอย่างรวดเร็วทำให้เกิดการเชื่อมกันของโมเลกุลลูกโซ่ของจีโอโพลิเมอร์ซึ่งส่งผลให้จีโอโพลิเมอร์มีการรับกำลังอัดได้รวดเร็วขึ้นในช่วงอายุต้น แต่เมื่อใช้อุณหภูมิกระตุ้น 400 องศาเซลเซียสขึ้นไป พบว่ากำลังรับแรงอัดของจีโอโพลิเมอร์มีค่าลดลง เป็นไปได้ว่าจากเพิ่มอุณหภูมิที่สูงเกินไปทำให้ผลิตภัณฑ์ตั้งต้นของจีโอโพลิเมอร์สูญเสียน้ำอย่างรวดเร็วและทำให้ผลิตภัณฑ์สุดท้ายไม่สามารถเกิดขึ้นได้จึงส่งผลต่อค่ากำลังอัดที่ลดลง

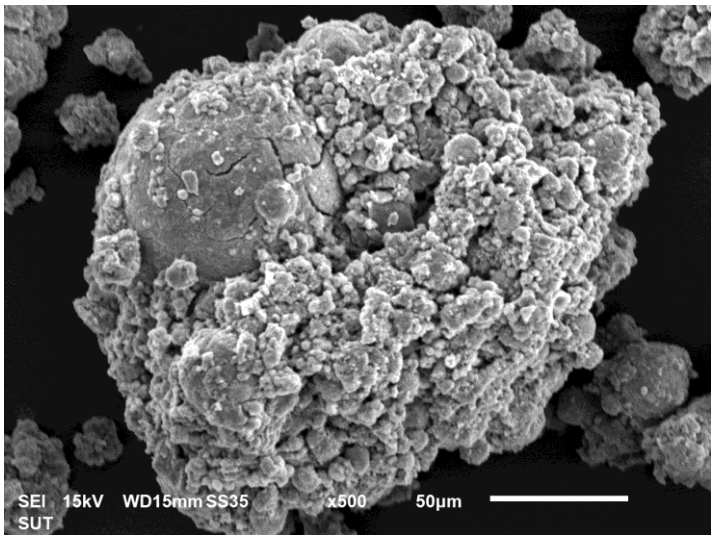
นอกจากนี้การเพิ่มปริมาณเถ้าปาล์มน้ำมันในส่วนผสมทำให้ค่ากำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์มีค่าลดลง เนื่องจากในเถ้าปาล์มน้ำมันมีปริมาณซิลิการ้อยละ 14.78 และแคลเซียมออกไซด์ในเถ้าปาล์มน้ำมันอยู่ในรูปของแคลเซียมคาร์บอเนตที่ไม่ทำปฏิกิริยา อีกทั้งลักษณะพื้นผิวของเถ้าปาล์มน้ำมันที่มีรูพรุนสูงจึงดูดน้ำมากทำให้ปริมาณสารละลายที่ใช้ในการทำปฏิกิริยาลดลงไปโดยสังเกตได้จากความสามารถในการทำงานได้และการเข้าแบบของส่วนผสมลดลงเมื่อเพิ่มร้อยละของเถ้าปาล์มในส่วนผสม ผลการทดลองสอดคล้องกับข้อมูลของ MONITA Olivia et.al., 2016 [4] พบว่า การใช้เถ้าปาล์มน้ำมันเป็นวัสดุตั้งต้นของจีโอโพลิเมอร์ทำให้เกิดความพรุนที่มากกว่าการใช้เถ้าถ่านหิน ซึ่งส่งผลต่อค่ากำลังอัดและความทนทานที่ลดลง

3.3 ลักษณะพื้นผิวของจีโอโพลิเมอร์

รูปที่ 3 แสดง ลักษณะพื้นผิวและร้อยละของอะตอมของธาตุของจีโอโพลิเมอร์ตัวอย่าง 90FA10PA-60 ซึ่งศึกษาด้วยเทคนิค SEM และ EDS พบว่า พื้นผิวโดยรวมของจีโอโพลิเมอร์ขรุขระ และเห็นส่วนที่ยังไม่ได้ทำปฏิกิริยาของเถ้าถ่านหินอย่างชัดเจนมีลักษณะเป็นทรงกลม นอกจากนี้เมื่อศึกษาหาปริมาณธาตุพบองค์ประกอบของธาตุ Na Al Si K Ca และ Fe แสดงข้อมูลดังตารางในรูปที่ 3



รูปที่ 2 ผลของกำลังอัดจีโอโพลิเมอร์จากเถ้าปาล์มน้ำมันและเถ้าถ่านหินที่สัมผัสอุณหภูมิ (ก) 60 องศาเซลเซียส, (ข) 100 องศาเซลเซียส, (ค) 200 องศาเซลเซียส, (ง) 400 องศาเซลเซียส และ (จ) 600 องศาเซลเซียส



ธาตุ	Na	Al	Si	K	Ca	Fe
ร้อยละ	17.02	2.09	14.33	2.13	10.09	3.57

รูปที่ 3 ลักษณะพื้นผิวและร้อยละของอะตอมของธาตุของจีโอโพลิเมอร์ตัวอย่าง 90FA10PA-60

4 สรุปผลการวิจัย

1. เมื่ออายุการบ่มเพิ่มมากขึ้นทุกส่วนผสมมีค่ากำลังอัดสูงขึ้น จีโอโพลิเมอร์ที่สัมผัสกับอุณหภูมิ 60 ถึง 200 องศาเซลเซียสมีค่ากำลังอัดเพิ่มขึ้นตามอายุการบ่ม

2. จีโอโพลิเมอร์ที่สัมผัสกับอุณหภูมิสูงกว่า 400 องศาเซลเซียสให้ค่ากำลังอัดลดต่ำลง

3. กำลังรับแรงอัดมีค่าลดลงเมื่อเพิ่มร้อยละของเถ้าปาล์มน้ำมันในส่วนผสมของจีโอโพลิเมอร์เนื่องจากในเถ้าปาล์มน้ำมันมีร้อยละของซิลิกาต่ำและมีแคลเซียมในรูปของแคลเซียมคาร์บอเนตที่ไม่ทำปฏิกิริยา

4. ส่วนผสมที่ให้ค่ากำลังอัดสูงที่สุด คือ ส่วนผสม 90FA10PA-200 มีค่ากำลังอัดเท่ากับ 37.19 50.34 65.22 และ 70.12 ksc ที่อายุ 7 14 28 และ 60 วันตามลำดับ

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณ ทุนสนับสนุนงานวิจัยจาก สำนักงานพัฒนาการวิจัยการเกษตร (องค์การมหาชน) สัญญาเลขที่ CRP6205031880 และ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี และมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน

เอกสารอ้างอิง

[1] Davidovits, J. (2008). Geopolymer Chemistry and Applications (2nd ed.), Saint- Quentin, FR: Geopolymer Institute, France, 585 p.

[2] Weerachart Tangchirapat, Supat Khamklai, Chai Jaturapitakkul. (2012) Use of ground palm oil fuel ash to improve strength, sulfate resistance, and water permeability of concrete containing high amount of recycled concrete aggregates Materials & Design, Volume 41, October 2012, Pages 150-157.

[3] ASTM C618-08a, 2010. “Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use Mineral Admixture in Portland Cement Concrete.” Annual Book ASTM Standard. Pennsylvania (USA), ASTM International, 4 p.

[4] MONITA Olivia, CHRISFELA Wulandari, ISKANDAR R Sitompul LITA Darmayanti and ZULFIKAR Djauhari. (2016) Study of Fly Ash (FA) and Palm Oil Fuel Ash (POFA) Geopolymer Mortar Resistance in Acidic Peat Environment. Materials Science Forum Vol. 841 (2016) pp 126-132.

ผลของสารผสมเพิ่มที่ขยายตัวต่อระยะเวลาก่อตัวและกำลังรับแรงอัดของวัสดุอัคลาไลจากเถ้าลอยแคลเซียมสูง

Effects of Expansive Additive on Setting Time and Compressive Strength of Alkali-Activated High-Calcium Fly Ash

สกลวรรณ ห่านจิตสุวรรณ์[1] (Sakonwan Hanjitsuwan)[1]
บวรรัก อินทร์จอหอ[2] (Borwonrak Injorhor)[2]
ณัฐวัฒน์ เสาะสูงเนิน[3] (Nattawat Sohsungnoen)[3]
ธนิศร เสาะสูงเนิน[4] (Tanisorn sohsungnoen)[4]
ภัทรพล จัลวรรณ[5] (Phattarapol Chanwanna)[5]
อัครพล วะชุม[6] (Akaraphol Wachum)[6]
ฉัตรทริกา เพียงพิมาย[7] (Chattarika Phiangphimai)[7]
ธนากร ภูเงินขำ[8] (Tanakorn Phoo-ngernkham)[8]

[1]ผู้ช่วยศาสตราจารย์ สาขาวิชาเทคโนโลยีโยธา คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏลำปาง จ.ลำปาง อีเมลล์: yim_kachan@yahoo.com, hanjitsuwan@gmail.com
[2]นักศึกษาปริญญาโท หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์: borwonrak@gmail.com
[3]นักศึกษาปริญญาตรี หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์: ton-nattawat@hotmail.com
[4]นักศึกษาปริญญาตรี หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์: Toei_300742@hotmail.com
[5]นักศึกษาปริญญาตรี หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์: jussingiji@gmail.com
[6]นักศึกษาปริญญาโท หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์: akaraphol.wa@gmail.com
[7]ผู้ช่วยวิจัย หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์: chattarikapeangphimai@gmail.com
[8]ผู้ช่วยศาสตราจารย์ หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์: tanakorn.ph@rmuti.ac.th

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้นำเสนอระยะเวลาการก่อตัวและกำลังรับแรงอัดของวัสดุอัคลาไลเพสต์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมสารผสมเพิ่มที่ขยายตัว สารผสมเพิ่มที่ขยายตัวที่ใช้ในงานวิจัยคือ แคลเซียมซัลเฟต เอฟจีดียิปซั่ม โดโลไมต์ และแมกนีเซียมคาร์บอเนต โดยเถ้าลอยแคลเซียมสูงถูกแทนที่ด้วยแคลเซียมซัลเฟต เอฟจีดียิปซั่ม และโดโลไมต์ร้อยละ 0-7.5 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน ส่วนแมกนีเซียมคาร์บอเนตถูกแทนที่ในเถ้าลอยแคลเซียมสูงร้อยละ 0-2.5 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน สารละลายโซเดียมซิลิเกตและสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่ความเข้มข้นเท่ากับ 10 โมลาร์ เป็นสารละลายด่างในส่วนผสม โดยวัสดุอัคลาไลเพสต์ถูกบ่มที่อุณหภูมิห้องทุกอัตราส่วนผสม ผลการทดสอบ พบว่า ระยะเวลาการก่อตัวของวัสดุอัคลาไลเพสต์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมแคลเซียมซัลเฟต เอฟจีดียิปซั่ม โดโลไมต์ และแมกนีเซียมคาร์บอเนตมีแนวโน้มลดลงตามปริมาณการใช้ที่เพิ่มขึ้น ส่วนการใช้สารผสมเพิ่มที่ขยายตัวในปริมาณที่เหมาะสมสามารถปรับปรุงกำลังรับแรงอัดของวัสดุอัลคาไลเพสต์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงได้

ABSTRACT: This research presents the setting time and compressive strength of alkali-activated high-calcium fly ash (FA) paste containing the expansive additive. Expansive additives used in this research were calcium sulfate (Ca_2SO_4) FGD gypsum (FGD), dolomite (DLM) and magnesium carbonate ($MgCO_3$). The FA was replaced by Ca_2SO_4, FGD, and DLM at the dosages of 0-10% by weight of the binder. While $MgCO_3$ was used to replace FA at the rates of 0-2.5% by weight of the binder. Sodium silicate (Na_2SiO_3) solution and 10M sodium hydroxide (NaOH) solution were used as the alkaline solution in the mixture. The alkali-activated paste was cured at room temperature for all mixes. Test results found that the setting time of Alkali-activated FA pastes incorporated with Ca_2SO_4, FGD, DLM, and $MgCO_3$ tended to decrease with an increase in replacement level. Moreover, the use of expansive additives with the optimum level could improve the compressive strength of alkali-activated FA paste.

KEYWORDS: Compressive strength, Alkali-activated material, High-calcium fly ash, Expansive additive

1. บทนำ

ในประเทศไทยได้ศึกษาถึงการนำเถ้าลอยจากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ จังหวัดลำปาง มาใช้เป็นวัสดุตั้งต้นในการเตรียมวัสดุอัลคาไลและศึกษาสมบัติต่าง ๆ [1-4] ซึ่งเถ้าลอยจัดเป็นวัสดุเชื่อมประสานที่เกิดปฏิกิริยาทางเคมีระหว่างวัสดุตั้งต้นที่มีองค์ประกอบของซิลิกา อะลูมินา ทำปฏิกิริยากับสารละลายอัลคาไล และอาจต้องใช้ความร้อนร่วมด้วยในการเร่งปฏิกิริยาจีโอโพลิเมอร์ไรเซชั่น จุดเด่นของการใช้เถ้าลอยในการผลิตวัสดุอัลคาไลเพื่อใช้ในงานก่อสร้าง คือ สามารถนำวัสดุพลอยได้จากอุตสาหกรรมหรือเกษตรกรรมมาใช้เป็นวัสดุตั้งต้นเพื่อให้เกิดประโยชน์สูงสุด และลดปริมาณการปล่อยก๊าซคาร์บอไดออกไซด์ออกสู่บรรยากาศเมื่อพิจารณาเปรียบเทียบกับกระบวนการผลิตปูนซีเมนต์ นอกจากนี้การใช้เถ้าลอยในการผลิตวัสดุอัลคาไล พบว่า สามารถทนทานต่อการกัดกร่อนของกรดและด่าง และทนไฟได้ดี [5]

อย่างไรก็ตาม เมื่อพิจารณาถึงการใช้งานจริงในภาคสนาม พบว่า การใช้ความร้อนเพื่อเร่งการเกิดปฏิกิริยาจีโอโพลิเมอร์ไรเซชั่นของวัสดุอัลคาไลจากเถ้าลอย ถือเป็นข้อจำกัดและจำเป็นต้องได้รับการปรับปรุงและพัฒนา [6-7] จากเหตุผลข้างต้น ได้มีงานวิจัยศึกษาการเติมสารผสมเพิ่มในจีโอโพลิเมอร์จากเถ้าลอย เช่น ยิปซั่ม ซิลิกาฟูม และแคลเซียมออกไซด์ [8-9] พบว่า แคลเซียมออกไซด์ที่เพิ่มขึ้นส่งผลเชิงบวกต่อคุณสมบัติทางกลและโครงสร้างทางจุลภาคของวัสดุจีโอโพลิเมอร์จากเถ้าลอย จากงานวิจัย [10] รายงานไว้ว่า การใช้แคลเซียมออกไซด์ในระบบของเถ้าลอยจีโอโพลิเมอร์ทำให้เกิดผลผลิตไฮเดรชั่นแทรกอยู่ในเนื้อจีโอโพลิเมอร์เจลทำให้สามารถปรับปรุงคุณสมบัติให้ดีขึ้น นอกจากนั้น กนกวรรณ ปันเขต และอุบลลักษณ์ รัตนศักดิ์ [11] ได้ดำเนินการศึกษาถึงการใช้สารผสมเพิ่มต่อคุณสมบัติของเถ้าลอยจีโอโพลิเมอร์ สารผสมเพิ่มดังกล่าวประกอบด้วยแคลเซียมคลอไรด์ แคลเซียมซัลเฟต โซเดียมซัลเฟต และซูโครส พบว่า เมื่อใช้แคลเซียมซัลเฟตร้อยละ 1 ในระบบของเถ้าลอยจีโอโพลิเมอร์สามารถเร่งการก่อตัวและกำลังอัดได้ โดยมีค่ากำลังรับแรงอัดที่ 7 วัน เมื่อมีการบ่มตัวอย่างที่ 65 องศาเซลเซียส เป็นเวลา 48 ชั่วโมง ประมาณ 30.5 เมกะปาสคาล

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลของการใช้สารผสมเพิ่มที่มีคุณสมบัติขยายตัวต่อระยะเวลาการก่อตัวและกำลังรับแรงอัดของวัสดุอัลคาไลจากเถ้าลอยแคลเซียมสูง ผลการศึกษาของงานวิจัยนี้จะเป็นข้อมูลพื้นฐานสำหรับการพัฒนาวัสดุอัลคาไลใช้ในอุตสาหกรรมก่อสร้างต่อไป

2. การเตรียมวัสดุและการทดลอง

2.1 วัสดุอัลคาไลเพสต์

วัสดุตั้งต้นที่ใช้ในการผลิตวัสดุอัลคาไลเพสต์ประกอบด้วยเถ้าลอยแคลเซียมสูง (FA) จากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ จังหวัดลำปาง และสารผสมเพิ่มที่ขยายตัว ประกอบด้วย แคลเซียมซัลเฟต ($CaSO_4$) เอฟจีดียิปซั่ม (Flue Gas Desulfurization Gypsum; FGD gypsum) โดโลไมต์ (Dolimite; DLM) และแมกนีเซียมคาร์บอเนต ($MgCO_3$) องค์ประกอบทางเคมีของเถ้าลอยแคลเซียมสูงและสารผสมเพิ่มที่ขยายตัวดังแสดงในตารางที่ 1 ขณะที่สารละลายด่างที่ใช้ในงานวิจัยประกอบด้วยสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NH) ที่ความเข้มข้นเท่ากับ 10 โมลาร์ และสารละลายโซเดียมซิลิเกต (NS) โดยองค์ประกอบทางเคมี ประกอบด้วย 13.45% Na_2O, 32.39% SiO_2 และ 54.16% H_2O

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีของเถ้าลอยแคลเซียมสูงและสารผสมเพิ่มที่ขยายตัว

Chemical compositions (%)	FA	$CaSO_4$	FGD	DLM	$MgCO_3$
SiO_2	36.93	-	0.73	10.64	0.34
Al_2O_3	18.10	0.06	0.42	1.19	0.05
Fe_2O_3	11.91	-	0.09	0.47	0.11
CaO	21.41	40.66	32.84	44.55	5.08
MgO	2.78	0.30	0.76	3.09	43.00
K_2O	2.28	0.01	0.01	0.15	-
Na_2O	1.42	0.15	0.17	0.03	0.25
TiO_2	0.36	0.27	0.03	0.06	0.06
P_2O_5	0.20	0.02	0.04	0.05	-
other	0.16	0.13	0.01	0.06	0.15
SO_3	2.90	58.40	48.47	0.13	0.09
LOI	1.54	-	16.44	39.57	50.87

2.2 อัตราส่วนผสมของวัสดุอัลคาไลเพสต์

อัตราส่วนผสมวัสดุอัลคาไลดังแสดงในตารางที่ 2 โดยแคลเซียมซัลเฟต เอฟจีดียิปซั่ม และโดโลไมต์ถูกใช้แทนที่ในเถ้าลอยแคลเซียมสูงร้อยละ 0, 2.5, 5.0, และ 7.5 ขณะที่แมกนีเซียมคาร์บอเนตถูกแทนที่ในเถ้าลอยแคลเซียมสูง

ร้อยละ 0, 0.5, 1.5 และ 2.5 การใช้แมกนีเซียมคาร์บอเนตเป็นสารผสมเพิ่มไม่เท่ากับการใช้แคลเซียมซัลเฟต เอฟจีดียิปซั่ม และโดโลไมต์เนื่องจากแมกนีเซียมคาร์บอเนตมีน้ำหนักเบาและมีปริมาตรมาก และจากการลองผสมเบื้องต้นการแทนที่ด้วยแมกนีเซียมคาร์บอเนตเป็นสารผสมเพิ่มมากกว่าร้อยละ 2.5 ไม่สามารถขึ้นรูปตัวอย่างได้เนื่องด้วยมีระยะเวลาการก่อตัวที่รวดเร็วมาก

2.3 ขั้นตอนการผสมวัสดุอัลคาไลเพสต์

เริ่มต้นด้วยผสมวัสดุตั้งต้นตามตารางที่ 2 ให้เข้ากันเป็นเวลาประมาณ 1 นาที จากนั้นเติมของเหลวที่เตรียมไว้ (สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์และสารละลายโซเดียมซิลิเกต) ลงไปในส่วนผสมแล้วผสมต่อจนส่วนผสมเป็นเนื้อเดียวกันประมาณ 1 นาที

ตารางที่ 2 อัตราส่วนผสมของวัสดุอัลคาไลจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมสารผสมเพิ่มที่ขยายตัว

Symbol	FA (g)	Expansive additive (g)				NH (g)	NS (g)
		$CaSO_4$	FGD	DLM	$MgCO_3$		
FA	100	0.0	-	-	-	20.0	20.0
FA2.5$CaSO_4$	97.5	2.5	-	-	-	20.0	20.0
FA5.0$CaSO_4$	95.0	5.0	-	-	-	20.0	20.0
FA7.5$CaSO_4$	92.5	7.5	-	-	-	20.0	20.0
FA2.5FGD	97.5	-	2.5	-	-	20.0	20.0
FA5.0FGD	95.0	-	5.0	-	-	20.0	20.0
FA7.5FGD	92.5	-	7.5	-	-	20.0	20.0
FA2.5DLM	97.5	-	-	2.5	-	20.0	20.0
FA5.0DLM	95.0	-	-	5.0	-	20.0	20.0
FA7.5DLM	92.5	-	-	7.5	-	20.0	20.0
FA0.5$MgCO_3$	99.5	-	-	-	0.5	20.0	20.0
FA1.5$MgCO_3$	98.5	-	-	-	1.5	20.0	20.0
FA2.5$MgCO_3$	97.5	-	-	-	2.5	20.0	20.0

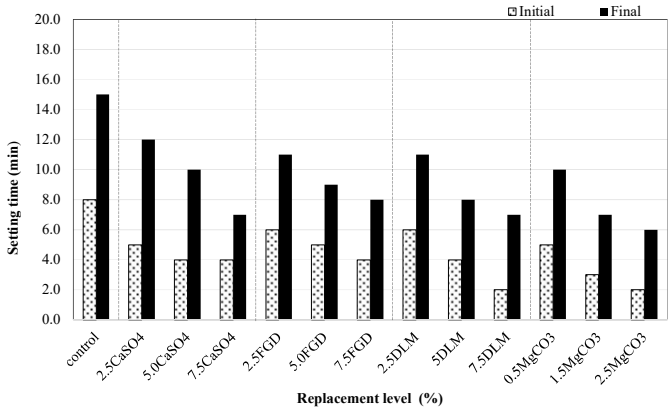
2.4 การทดสอบระยะเวลาการก่อตัวและกำลังอัด

การทดสอบระยะเวลาการก่อตัวดัดแปลงจากมาตรฐาน ASTM C191 [12] ส่วนการทดสอบค่ากำลังรับแรงอัดของวัสดุอัลคาไลดำเนินการตามมาตรฐาน ASTM C109 [13] โดยหลังกระบวนการผสม เทวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ลงแบบหล่อขนาด 50x50x50 มิลลิเมตร หลังจากนั้น กระทุ้งตามมาตรฐานและใช้เกรียงปาดหน้าตัวอย่างให้เรียบและหุ้มแบบหล่อด้วยฟิล์มพลาสติกเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นของตัวอย่างเป็นเวลา 24 ชั่วโมง เมื่อครบ 24 ชั่วโมง ดำเนินการถอดแบบหล่อและห่อฟิล์มพลาสติกอีกครั้งและเก็บรักษาตัวอย่างไว้ที่อุณหภูมิห้องจนครบอายุการทดสอบเท่ากับ 28 และ 90 วัน

3. ผลการวิจัย

3.1 ระยะเวลาก่อตัว

ระยะเวลาก่อตัวของวัสดุอัลคาไลจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงเมื่อแปรผันตามปริมาณการแทนที่ด้วยแคลเซียมซัลเฟต เอฟจีดียิปซั่ม โดโลไมต์ และแมกนีเซียมคาร์บอเนต ดังแสดงในรูปที่ 1



รูปที่ 1 ระยะเวลาก่อตัวของวัสดุอัลคาไลจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงเมื่อแปรผันตามปริมาณการแทนที่ด้วยสารผสมเพิ่มที่ขยายตัว

จากรูปที่ 1 พบว่า ระยะเวลาก่อตัวต้นและก่อตัวปลายของวัสดุอัลคาไลจากเถ้าลอยแคลเซียมสูง (ส่วนผสมควบคุม) มีค่าเท่ากับ 8 และ 15 นาที ตามลำดับ เมื่อมีการใช้แคลเซียมซัลเฟต เอฟจีดียิปซั่ม โดโลไมต์และแมกนีเซียมคาร์บอเนตเป็นสารผสมเพิ่มที่ขยายตัวแทนที่เถ้าลอยแคลเซียมสูง พบว่า ระยะเวลาก่อตัวต้นและก่อตัวปลายมีแนวโน้มลดลงตามปริมาณการแทนที่ด้วยแคลเซียมซัลเฟต เอฟจีดียิปซั่ม โดโลไมต์และแมกนีเซียมคาร์บอเนตที่เพิ่มขึ้น ตัวอย่างเช่น ค่าระยะเวลาก่อตัวต้นของ 2.5$CaSO_4$, 7.5$CaSO_4$, 2.5FGD, 7.5FGD, 2.5DLM, 7.5DLM, 0.5$MgCO_3$, 2.5$MgCO_3$ มีค่าเท่ากับ 5, 4, 6, 4, 6, 2, 5 และ 2 นาที ตามลำดับ และระยะเวลาก่อตัวปลายมีค่าเท่ากับ 12, 7, 11, 8, 11, 7, 10 และ 6 นาที ตามลำดับ ซึ่งผลการศึกษาครั้งนี้เป็นไปในทิศทางเดียวกับงานวิจัยของ กนกวรรณ ปันเขต และอุบลลักษณ์ รัตนศักดิ์ [11] รายงานไว้ว่าการใช้ $CaSO_4$ เป็นสารผสมเพิ่มช่วยเร่งระยะเวลาการ

ก่อตัวของจีโอโพลิเมอร์ เนื่องจากในระบบจีโอโพลิเมอร์มีความเป็นเบสสูงทำให้ไฮดรอกไซด์ไอออนทำปฏิกิริยากับ Ca^{2+} จาก $CaSO_4$ และจากเถ้าลอยได้แคลเซียมไฮดรอกไซด์ ทำให้เกิดการแข็งตัวของจีโอโพลิเมอร์

3.2 กำลังรับแรงอัด

กำลังรับแรงอัดของวัสดุอัลคาไลจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงเมื่อแปรผันตามปริมาณการแทนที่ด้วยแคลเซียมซัลเฟต เอฟจีดียิปซั่ม โดโลไมต์ และแมกนีเซียมคาร์บอเนต ดังแสดงในตารางที่ 3

ตารางที่ 3 กำลังรับแรงอัดของวัสดุอัลคาไลจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมสารผสมเพิ่มที่ขยายตัว

Symbol	28 days	90 days
Control	45.9	52.2
2.5$CaSO_4$	51.2	54.7
5.0$CaSO_4$	48.7	51.2
7.5$CaSO_4$	47.9	50.9
2.5FGD	46.8	53.2
5.0FGD	54.2	56.7
7.5FGD	43.8	56.9
2.5DLM	48.0	59.1
5.0DLM	53.3	60.1
7.5DLM	55.9	60.1
0.5$MgCO_3$	59.0	59.2
1.5$MgCO_3$	56.3	60.5
2.5$MgCO_3$	52.1	55.2

จากตารางที่ 3 พบว่า ค่ากำลังรับแรงอัดของวัสดุอัลคาไลจากเถ้าลอยแคลเซียมสูง (ส่วนผสมควบคุม) ที่อายุการบ่มเท่ากับ 28 วัน มีค่าเท่ากับ 45.9 เมกะปาสคาล ขณะที่วัสดุอัลคาไลจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมแคลเซียมซัลเฟตในปริมาณร้อยละ 2.5 สำหรับเอฟจีดียิปซั่มในปริมาณร้อยละ 5.0 สำหรับโดโลไมต์ในปริมาณร้อยละ 7.5 และสำหรับแมกนีเซียมคาร์บอเนตในปริมาณร้อยละ 0.5 เป็นสารผสมเพิ่มที่ขยายตัวในปริมาณการแทนที่เหมาะสม ส่วนกำลังรับแรงอัดของวัสดุอัลคาไลจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงที่อายุการบ่มเท่ากับ 90 วัน พบว่า การใช้แคลเซียมซัลเฟตในปริมาณร้อยละ 2.5 สำหรับเอฟจีดียิปซั่มในปริมาณร้อยละ 5.0-7.5 สำหรับโดโลไมต์ในปริมาณร้อยละ 5.0-7.5 และสำหรับแมกนีเซียมคาร์บอเนตในปริมาณร้อยละ 0.5-1.5 เมื่อพิจารณาผลการทดสอบกำลังอัดของวัสดุอัลคาไลจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมสารผสมเพิ่มที่ขยายตัว พบว่า การใช้สารผสมเพิ่มที่ขยายตัวช่วยปรับปรุงกำลังอัดของวัสดุอัลคาไลจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงได้ตามวัตถุประสงค์ของการใช้วัสดุที่มีการขยายตัว การปรับปรุงกำลังอัดของวัสดุอัลคาไลเมื่อใช้สารผสมเพิ่มที่มีการขยายตัวสอดคล้องกับงานวิจัยของ Boonserm et al. [14] ที่ได้มีการรายงานไว้ว่า การใช้เอฟจีดียิปซั่มร้อยละ 5-10 จะช่วยเพิ่มค่ากำลังรับแรงอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ได้ เนื่องจากเป็นการเพิ่ม Ca^{2+} ในการทำปฏิกิริยากับซิลิเกตและเกิดเป็นสารประกอบ CSH และการทำปฏิกิริยากับหมู่อะลูมิโน-ซิลิเกตเป็นโครงสร้างอะลูมิโนซิลิเกตทำให้สามารถรับกำลังอัดได้ นอกจากนั้นการที่กำลังอัดของวัสดุอัลคาไลจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นอาจเนื่องจากการใช้สารผสมเพิ่มที่ขยายตัวช่วยปรับปรุงค่าการหดตัวแห้งของวัสดุอัลคาไลจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงดังที่ได้มีการรายงานไว้ในงานวิจัยที่ผ่านมาของ Hanjitsuwan et al. [15]

4. สรุป

การใช้สารผสมเพิ่มที่ขยายตัวแทนที่ในเถ้าลอยแคลเซียมสูงเพื่อผลิตวัสดุอัคลาไลเพสต์ สามารถสรุปได้ดังนี้

1. การใช้สารผสมเพิ่มที่ขยายตัวทั้ง 4 ชนิดส่งผลให้ระยะเวลาการก่อตัวของวัสดุอัคลาไลเพสต์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงมีแนวโน้มลดลง

2. การใช้สารผสมเพิ่มที่ขยายตัวช่วยปรับปรุงกำลังรับแรงอัดของวัสดุอัคลาไลเพสต์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูง โดยการใช้สารผสมเพิ่มที่ขยายตัวแทนที่ในเถ้าลอยแคลเซียมสูงในปริมาณที่เหมาะสม คือ การแทนที่แคลเซียมซัลเฟตในปริมาณร้อยละ 2.5 สำหรับเอฟจีดียิปซั่มในปริมาณร้อยละ 5.0-7.5 สำหรับ โดโลไมต์ในปริมาณร้อยละ 5.0-7.5 และสำหรับแมกนีเซียมคาร์บอเนตในปริมาณร้อยละ 0.5-1.5 แต่อย่างไรก็ตาม ต้องวิเคราะห์ร่วมกับผลการทดสอบการหดตัวและการทดสอบโครงสร้างทางจุลภาค

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากสำนักงานคณะกรรมการการอุดมศึกษา และสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย สัญญาเลขที่ MRG6180161 และผู้วิจัยขอขอบพระคุณสาขาวิชาเทคโนโลยีโยธา คณะเทคโนโลยี

อุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏลำปาง และหน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ศูนย์กลาง มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสานที่อนุเคราะห์วัสดุและเครื่องมือในการดำเนินงานวิจัย

เอกสารอ้างอิง

[1] Chindaprasirt, P., Chareerat, T. and Sirivivatnanon, V., (2007). Workability and strength of coarse high calcium fly ash geopolymer, Cement and Concrete Composites, 29(3): 224-229.

[2] Rattanasak, U. and Chindaprasirt, P., (2009). Influence of NaOH solution on the synthesis of fly ash geopolymer, Minerals Engineering, 22(12): 1073-1078.

[3] Sathonsaowaphak, A., Chindaprasirt, P. and Pimraksa, K., (2009). Workability and strength of lignite bottom ash geopolymer mortar. Journal of Hazardous Materials, 168(1): 44-50.

[4] Chindaprasirt, P., De Silva, P., Sagoe-Crentsil, K., Hanjitsuwan, S., (2012). Effect of SiO_2 and Al_2O_3 on the setting and hardening of high calcium fly ash geopolymer systems, Journal of Materials Science, 47(12): 4876-4883.

[5] Davidovits, J. (1991). Geopolymers - Inorganic polymeric new materials. Journal of Thermal Analysis, 37(8): 1633-1656.

[6] Pangdaeng, S., Phoo-ngernkham, P., Sata, V. and Chindaprasirt, P., (2014). Influence of curing conditions on properties of high calcium fly ash geopolymer containing Portland cement as additive. Materials and Design, 53 : 269-274.

[7] Phoo-ngernkham, P., Sata, V., Hanjitsuwan, S., Ridtirud, C., Hatanaka, S. and Chindaprasirt, P., (2015). High calcium fly ash geopolymer mortar containing Portland cement for use as repair material. Construction and Building Materials, 98 : 482-488.

[8] Allahverdi, A., Kani, E.N. and Yazdanipour, M., (2011). Effects of blast-furnace slag on natural pozzolan-based geopolymer cement. Ceramics-Silikaty, 55(1) : 68-78.

[9] Guo, X., Shi, H., Chen, L. and Dick, W., (2010). Alkali-activated complex binders from class C fly ash and Ca-containing admixtures. Journal of Hazardous Materials, 173(1-3) : 480-486.

[10] Garcia-Lodeiro, I, Palomo, A. Fernandez-Jimenez, A. and MacPhee DE, 2011. Compatibility studies between N-A-S-H and C-A-S-H gels. Study in the ternary diagram Na_2O-CaO-Al_2O_3-SiO_2-H_2O. Cement and Concrete Research, 41(9): 923-931.

[11] กนกวรรณ ปันเขต และอุบลลักษณ์ รัตนศักดิ์, (2553). ผลของสารผสมเพิ่มต่อสมบัติของจีโอโพลิเมอร์จากเถ้าลอย. วารสารวิจัยและพัฒนา มจธ. 33(2): 121-132.

[12] ASTM C191. (2002). Standard test method for time of setting of hydraulic cement by Vicat needle. Annual Book of ASTM Standard. Vol.04.01.

[13] ASTM C109. (2002). Standard test method of compressive strength of hydraulic cement mortars Annual Book of ASTM Standard. Vol.04.01.

[14] Boonserm, K., Sata, V., Pimraksa, K., Chindaprasirt, P., (2012). Improved geopolymerization of bottom ash by incorporating fly ash using waste gypsum as additive. Cement & Concrete Composites, 34: 819-824.

[15] Hanjitsuwan, S., Injorhor, B., Phoo-ngernkham, T., (2019). Effect of $CaSO_2$ and $MgCO_3$ on drying shrinkage and compressive strength of alkali-activated high-calcium fly ash. Annual Conference on Engineering and Applied Science, December 17-19, 2019, Kyoto, Japan.

กำลังอัดของคอนกรีตที่ใช้ผิวทางแอสฟัลต์รีไซเคิลเป็นมวลรวมภายใต้อุณหภูมิเขตร้อน

Compressive Strength of Concrete with Recycled Asphalt Pavement Aggregates under Tropical Temperatures

ทวีวัฒน์ ไตรหัตถทรัพย์ (Taweewat Trihattasap)[1]
เกษมสุข อุตตมะ (Kasemsukh Uttama)[2]
คมกร ไชยเดชาธร (Komkorn Chaidachatorn)[3]
จิระยุทธ สืบสุข (Jirayut Suebsuk)[4*]

[1,2,3,4] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยราชมงคลอีสาน อ.เมือง จ. นครราชสีมา 30000
*Corresponding author, E-mail: jirayut.su@rmuti.ac.th

บทคัดย่อ : บทความนี้นำเสนอผลของอุณหภูมิที่มีต่อกำลังอัดของคอนกรีตที่ใช้ผิวทางแอสฟัลต์รีไซเคิล (Recycled asphalt pavement, RAP) แทนที่มวลรวมหยาบที่ร้อยละ 25 50 75 และ 100 โดยน้ำหนัก โดยศึกษาการลดลงของกำลังอัดของคอนกรีตที่ออกแบบไว้เท่ากับ 18 24 28 31 และ 35 เมกะปาสคาล ที่อายุการบ่ม 28 วัน เมื่อทดสอบที่อุณหภูมิ 35 45 60 และ 75 องศาเซลเซียส ตามลำดับ จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ใช้ RAP เป็นมวลรวมหยาบขึ้นอยู่กับอุณหภูมิ อุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตมีแนวโน้มลดลง กำลังอัดที่ลดลงเป็นผลโดยตรงจากการยึดเหนี่ยววัสดุประสานกับมวลรวมที่ลดลงเนื่องจากผลของแอสฟัลต์ที่บริเวณพื้นผิวของ RAP

คำสำคัญ: กำลังรับแรงอัด, คอนกรีต, ผิวทางแอสฟัลต์รีไซเคิล, อุณหภูมิ

ABSTRACT: This article presents the effect of temperatures on compressive strength of concrete using recycled asphalt pavement (RAP) replacement of coarse aggregate of 25 50 75 and 100 % by weight. The reduction of compressive strength was studied at design strength of 18 24 28 31 and 35 MPa at 28 days of curing under 35 45 60 and 75°C, respectively. From the test result, it was seen that the compressive strength of concrete using RAP as coarse aggregate is dependent on the temperature. The increase in test temperature, the compressive strength of concrete tends to decrease. The strength drop is directly result from the decrease in bonding between binder and aggregate due to the asphalt bitumen on the RAP surface.

KEYWORDS: Compressive strength, Concrete, Recycled asphalt pavement, Tropical temperature

1.บทนำ

ผิวทางแอสฟัลต์เป็นวัสดุผสมระหว่างยางแอสฟัลต์และมวลรวม เมื่อถูกรื้อออกจากสนามคุณสมบัติของผิวทางแอสฟัลต์จะเปลี่ยนแปลงเนื่องจากการเสื่อมสภาพตามอายุของวัสดุประสานและลักษณะการรื้อถอน การเสื่อมสภาพส่วนใหญ่อยู่ในรูปของการเสียรูปแอสฟัลต์แต่มวลรวมรีไซเคิลยังคงมีสภาพดีอยู่ การนำผิวทางเดิมที่ถูกรื้อนำกลับมาใช้ใหม่ถูกเรียกว่า “ผิวทางแอสฟัลต์รีไซเคิล (Recycled Asphalt Pavement, RAP)” วัสดุนี้สามารถใช้แทนบางส่วนของวัสดุคัดเลือกในงานชั้นพื้นทางหรือชั้นรองพื้นทาง Suebsuk et al. [1] ได้เสนอปริมาณที่เหมาะสมในการใช้ RAP ในงานชั้นทางโดยไม่ควรใช้เกินร้อยละ 50 ของปริมาณวัสดุมวลรวมทั้งหมด ปัจจุบันนี้ในประเทศไทยวัสดุ RAP ยังคงเหลือไม่ได้ใช้งานเป็นจำนวนมาก วัสดุเหลือใช้นี้สามารถนำมาใช้ในงานคอนกรีตได้ [2] การใช้วัสดุทดแทนวัสดุมวลรวมธรรมชาติเป็นที่นิยมในงานคอนกรีตโดยส่วนใหญ่นั้นจะถูกนำไปใช้แทนมวลรวมหยาบในคอนกรีต [3-5] ผลการวิจัยที่ผ่านมาแสดงให้เห็นว่าผิวทางแอสฟัลต์รีไซเคิลสามารถนำมาใช้แทนที่มวลรวมธรรมชาติในส่วนผสมคอนกรีตได้โดยแทนที่บางส่วนหรือการแทนที่ทั้งหมด คอนกรีตที่ใช้ RAP หยาบเป็นมวลรวมเพียงอย่างเดียวนั้นมีประสิทธิภาพที่ดีในเรื่องความเหนียวและกำลังของคอนกรีตลดน้อยกว่าการใช้มวลรวม RAP เป็นมวลรวมละเอียด สำหรับคอนกรีตที่มีมวลรวม RAP แทนที่มวลรวมธรรมชาติในปริมาณที่สูงจะมีการลดลงของการรับกำลังอัดอย่างเป็นระบบตามปริมาณการแทนที่มวลรวม RAP ที่เพิ่มขึ้นในเนื้อของคอนกรีต ความแข็งแรงของคอนกรีตที่มีส่วนผสมของ RAP ขึ้นอยู่กับการยึดเกาะระหว่างแอสฟัลต์และเนื้อมอร์ตาร์ Chaidachatorn et al. [6] ได้ศึกษากำลังอัดของซีเมนต์มอร์ตาร์ที่ใช้ RAP แทนที่มวลรวมละเอียดร้อยละ 25 50 75 และ 100 โดยน้ำหนักและใช้อัตราส่วนซีเมนต์ต่อมวลรวมละเอียดเท่ากับ 1:2.75 แปรผันอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์เท่ากับ 0.40 0.50 และ 0.70 ตามลำดับ จากผลการทดสอบพบว่ากำลังรับแรงอัดของซีเมนต์มอร์ตาร์ที่ใช้ RAP เป็นมวลรวมละเอียดขึ้นอยู่กับปริมาณการแทนที่ RAP ในส่วนผสม ปริมาณ RAP เพิ่มขึ้นกำลังรับแรงอัดของซีเมนต์มอร์ตาร์มีแนวโน้มลดลงแต่ความสามารถในการทำงานได้สูงขึ้นอย่างมาก Meor and Teoh [7] ได้ศึกษาผลของอุณหภูมิต่อค่าโมดูลัสการคืนตัวของยางแอสฟัลต์ผสมตะกรันเหล็กแทนมวลรวม โดยทดสอบที่อุณหภูมิ 10 25 และ 40 องศาเซลเซียส จากผลการทดสอบได้สรุปว่าอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นมีผลต่อการลดลงของค่าโมดูลัสการคืนตัวของแอสฟัลต์อย่างชัดเจน Phromsorn et al. [8] ได้ศึกษาคุณสมบัติการรับแรงดึงผ่าซีกและโมดูลัสการคืนตัวของแอสฟัลต์คอนกรีตในประเทศไทย โดยทดสอบค่าโมดูลัสการคืนตัวของตัวอย่างที่อุณหภูมิทดสอบ 15 25 35 และ 45 องศาเซลเซียส ตามลำดับ ค่าเฉลี่ยของผลการทดสอบโมดูลัสการคืนตัวของแอสฟัลต์คอนกรีตในประเทศไทยที่อุณหภูมิทดสอบต่าง ๆ สอดคล้องกับงานวิจัยของ Meor and Teoh George et al. [9] ได้ทำการศึกษาผลของอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นขณะทดสอบกับดินเหนียวปรับปรุงด้วยปูนขาว (Lime) จากผลการทดสอบพบว่ากำลังอัดแกนเดียวกลับมีค่าเพิ่มขึ้นตามอุณหภูมิขณะทดสอบ อย่างไรก็ดีการทดสอบนี้ไม่ได้ควบคุมปริมาณความชื้นที่ระเหยออกจากตัวอย่างขณะเพิ่มอุณหภูมิ อุณหภูมิที่สูงขึ้นจึงส่งผลต่อการลดลงของความชื้นในก้อนตัวอย่างทดสอบส่งผลให้กำลังอัดเพิ่มสูงขึ้นจากแรงดูด (Suction force) ที่สูงขึ้นของดินในสภาวะไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ พงศา ไวยากรณ์ [10] ได้ทำการศึกษาอิทธิพลของอุณหภูมิต่อการเปลี่ยนแปลงกำลังของชั้นพื้นทางที่มี RAP เป็นส่วนผสม ผลการศึกษาพบว่ากำลังอัดแกนเดียวของดินลูกรังปรับปรุงด้วย RAP และซีเมนต์มีค่าลดลงตามอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นขณะทดสอบและ พงศา ไวยากรณ์ ได้นำเสนอช่วงอุณหภูมิการใช้งานของผิวถนนมีค่าระหว่าง 30 – 43.5 องศาเซลเซียส

จากงานวิจัยที่เกี่ยวข้องข้างต้นสรุปได้ว่า RAP สามารถนำมาใช้แทนมวลรวมธรรมชาติทั้งมวลรวมหยาบและมวลรวมละเอียดในคอนกรีตได้ แต่ยังไม่มีการศึกษาผลของอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นขณะใช้งานในสนามต่อค่ากำลังอัดของคอนกรีต ดังนั้นงานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาคุณสมบัติเชิงกลในด้านการรับกำลังอัดของคอนกรีตที่มีการแทนที่มวล

รวมด้วย RAP ที่ปริมาณต่าง ๆ โดยน้ำหนัก เพื่อให้เกิดความเข้าใจกลไกการลดลงของกำลังอัดของคอนกรีตที่มี RAP เป็นส่วนผสมเมื่ออุณหภูมิเพิ่มขึ้น และยังสามารถนำองค์ความรู้นี้ไปพัฒนาวิธีออกแบบกำลังอัดสำหรับคอนกรีตที่ใช้ RAP เป็นส่วนผสมเพื่อเพิ่มมูลค่าวัสดุเหลือใช้นี้และผลิตคอนกรีตเขียวที่เป็นมิตรต่อสิ่งแวดล้อมในแง่ของการลดปริมาณวัสดุก่อสร้างจากธรรมชาติได้ต่อไป

2.ระเบียบวิธีวิจัย

2.1 วัสดุที่ศึกษา

ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ตามมาตรฐาน ASTM C150 [11] ซึ่งมีความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 3.15 ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C188 [12] มวลรวมละเอียดธรรมชาติใช้เป็นทรายแม่น้ำ (River sand) ที่มีการล้างทำความสะอาดเพื่อขจัดฝุ่นและสิ่งสกปรก ใช้วัสดุธรรมชาติเป็นหินปูน (Limestone) ที่มีขนาดโตสุดไม่เกิน 10 มิลลิเมตร และล้างทำความสะอาดเพื่อขจัดฝุ่นและสิ่งสกปรกที่อาจส่งผลต่อคุณสมบัติของคอนกรีต มวลรวมหยาบรีไซเคิล (Recycled coarse aggregate) ได้จากการรื้อผิวทางแอสฟัลต์เดิมของกรมทางหลวง ในเขตจังหวัดบุรีรัมย์ RAP ที่นำมาใช้เป็นมวลรวมหยาบได้จากการย่อยให้มีขนาดเล็กลงด้วยเครื่องจักรแล้วร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 3/8 นิ้วและค้างบนตะแกรงเบอร์ 4 สมบัติพื้นฐานของมวลรวมละเอียด มวลรวมหยาบธรรมชาติ และ RAP ได้จากการทดสอบตามมาตรฐานแสดงตามตารางที่ 1

การออกแบบปฏิภาคส่วนผสมคอนกรีตตามมาตรฐาน ACI 211.1 [13] ให้มีค่ากำลังอัดประลัยที่กำลังอัดเป้าหมายระหว่าง 18 ถึง 35 เมกะปาสคาล และควบคุมค่าการยุบตัวของคอนกรีตให้อยู่ระหว่าง 7.5 ถึง 12.5 เซนติเมตร จากนั้นทำการแทนที่มวลรวมหยาบด้วย RAP โดยน้ำหนัก ที่ร้อยละ 25 50 75 และ 100 ตามลำดับ ซึ่งส่วนผสมคอนกรีตได้แสดงไว้ในตารางที่ 2

ตารางที่ 1 คุณสมบัติพื้นฐานของมวลรวม

คุณสมบัติ	มาตรฐานการทดสอบ	ทราย	หิน	RAP
โมดูลัสความละเอียด	ASTM C136 [14]	2.64	5.72	5.85
ความถ่วงจำเพาะ (รวม)	ASTM C127,ASTM C128 [15, 16]	2.67	2.72	2.52
หน่วยน้ำหนักแห้ง (กก./ลบ.ม.)	ASTM C29 [17]	1,522	1,470	1,298
ดูดซึมน้ำ (%)	ASTM C127, ASTM C128 [15, 16]	1.29	0.42	1.17
สึกกร่อน (%)	ASTM C131 [18]	-	21.23	-

2.2 การเตรียมตัวอย่างและการทดสอบ

การเตรียมก้อนตัวอย่างคอนกรีตทำตามมาตรฐาน ASTM C31-16 [14] การออกแบบกำลังอัดของคอนกรีตใช้ที่อายุบ่ม 28 วัน ให้มีค่ากำลังอัดระหว่าง 18 ถึง 35 เมกะปาสกาล การทดสอบกำลังอัดทำที่อายุ 28 วัน ที่อุณหภูมิ 35 45 60 และ 75 องศาเซลเซียส ตัวอย่างที่ใช้เป็นรูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 เซนติเมตร และสูง 20 เซนติเมตร จำนวนละ 5 ตัวอย่างต่อหนึ่งส่วนผสม เมื่อผสมเสร็จทำการตรวจสอบค่าการยุบตัว (Slump test) ตามมาตรฐาน ASTM C143 [15] จากนั้นนำคอนกรีตสดไปเทลงในแบบหล่อทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 เซนติเมตร สูง 20 เซนติเมตร บ่มตัวอย่างแบบป้องกันการสูญเสียน้ำ ตามมาตรฐาน ASTM C171 [16] โดยแผ่นกันความชื้นในห้องอุณหภูมิปกติ เมื่อครบอายุบ่มที่ 28 วัน นำตัวอย่างมาทำการวัดขนาด จากนั้นนำไปอบที่อุณหภูมิ 35, 45, 60 และ 75 องศาเซลเซียส จากนั้นนำไปชั่งน้ำหนักก่อนทดสอบหากำลังรับแรงอัดตามมาตรฐาน ASTM C39 [17] และทดสอบค่าสภาพนำความร้อน (Thermal Conductivity) ทำตามมาตรฐาน ASTM C158 [18] ต่อไป

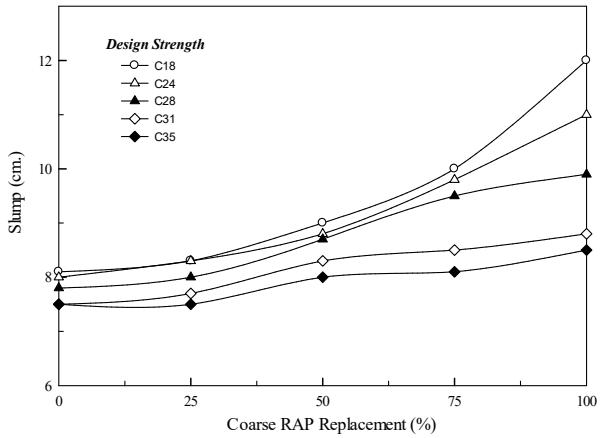
ตารางที่ 2 สัดส่วนผสมสำหรับคอนกรีตที่ออกแบบกำลังอัด

สัญลักษณ์	ส่วนผสม (กก./ลบ.ม.)				
	ซีเมนต์	หิน	ทราย	RAP	น้ำ
C18	301	749	974	-	225
C18-CR25	301	562	974	187	225
C18-CR50	301	375	974	375	225
C18-CR75	301	187	974	562	225
C18-CR100	301	-	974	749	225
C24	350	749	934	-	225
C24-CR25	350	562	934	187	225
C24-CR50	350	375	934	375	225
C24-CR75	350	187	934	562	225
C24-CR100	350	-	934	749	225
C28	384	749	905	-	225
C28-CR25	384	562	905	187	225
C28-CR50	384	375	905	375	225
C28-CR75	384	187	905	562	225
C28-CR100	384	-	905	749	225
C31	413	749	881	-	225
C31-CR25	413	562	881	187	225
C31-CR50	413	375	881	375	225
C31-CR75	413	187	881	562	225
C31-CR100	413	-	881	749	225
C35	460	749	843	-	225
C35-CR25	460	562	843	187	225
C35-CR50	460	375	843	375	225
C35-CR75	460	187	843	562	225
C35-CR100	460	-	843	749	225

3.ผลการทดสอบและอภิปรายผล

3.1 คุณสมบัติในการทำงานได้

รูปที่ 1 แสดงค่ายุบตัวของคอนกรีตที่ปริมาณ RAP ต่าง ๆ เมื่อแทนที่มวลรวมหยาบด้วย RAP ปริมาณที่เพิ่มขึ้น ค่ายุบของคอนกรีตมีค่าสูงขึ้นทุกการออกแบบกำลังอัด ค่ายุบตัวของคอนกรีตที่ใช้ RAP แทนที่มวลรวมหยาบที่ร้อยละ 100 มีค่าสูงที่สุด ค่ายุบตัวสูงขึ้นเมื่อเทียบกับคอนกรีตอ้างอิงถึงร้อยละ 48 ค่ายุบตัวของคอนกรีตที่มีกำลังอัดต่ำมีแนวโน้มค่ายุบตัวของคอนกรีตที่ต่ำกว่าของคอนกรีตที่กำลังอัดสูงกว่า แต่อย่างไรก็ดีเมื่อปริมาณ RAP สูงขึ้นความ

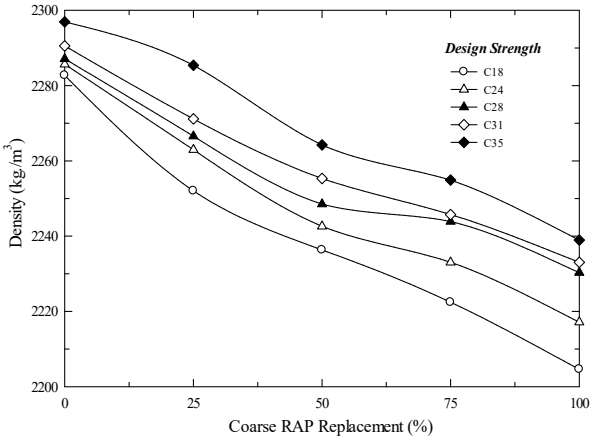


รูปที่ 1 ค่ายุบตัวของคอนกรีตที่ปริมาณ RAP ต่าง ๆ

แตกต่างของค่ายุบตัวที่กำลังอัดต่าง ๆ มีค่าแตกต่างกัน เนื่องจากสภาพทางกายภาพของวัสดุ RAP ซึ่งมีฟิล์มแอสฟัลต์บาง ๆ หุ้มอยู่รอบผิวของหินฝุ่น แม้ว่าแอสฟัลต์นี้จะไม่ได้ทำหน้าที่เป็นวัสดุประสานแล้ว แต่ฟิล์มแอสฟัลต์นี้หุ้มหินฝุ่นไว้ ทำให้ชะลอระยะเวลาการดูดซึมน้ำของมวลรวม ซึ่งแม้ว่า RAP มีค่าการดูดซึมน้ำได้สูงกว่ามวลรวมธรรมชาติ (ตารางที่ 1) แต่ในการผสมใช้งานของคอนกรีตไม่ได้เตรียมมวลรวมที่สถานะอิ่มตัวผิวแห้ง แต่ใช้วิธีการชดเชยการดูดซึมน้ำของมวลรวมในส่วนผสมแทน ดังนั้นน้ำที่ชดเชยไม่สามารถซึมเข้าสู่ RAP ในระยะเวลาที่เท่ากับมวลรวมธรรมชาติเมื่อมีน้ำในส่วนผสมเท่ากับวัสดุที่ไม่มีแอสฟัลต์เคลือบจึงมีค่าการยุบตัวของคอนกรีตหรือความสามารถในการทำงานได้ของคอนกรีตที่สูงกว่าตามไปด้วย

3.2 ความหนาแน่นของคอนกรีต

รูปที่ 2 แสดงความหนาแน่นของก้อนคอนกรีตที่มีส่วนผสมของ RAP แทนที่มวลรวมหยาบที่ร้อยละต่าง ๆ แสดงให้เห็นว่าปริมาณ RAP มีเพิ่มขึ้นส่งผลให้ค่าความหนาแน่นของคอนกรีตมีค่าลดลงทุกกำลังอัด เนื่องจากค่าความหนาแน่นของคอนกรีตนั้นขึ้นอยู่กับชนิดของมวลรวมที่นำมาใช้และปริมาณเพสต์ เมื่อพิจารณาค่าหน่วยน้ำหนักแห้งกระทุ้งแน่นของมวลรวมหยาบทั้ง RAP และหินปูนในตารางที่ 1 จะเห็นได้ว่าค่าหน่วยน้ำหนักแห้งกระทุ้งแน่นของ RAP นั้นมีค่าต่ำกว่าหินปูนประมาณร้อยละ 10 เนื่องจาก RAP นั้นประกอบไปด้วยแอสฟัลต์ร้อยละ 4.64 ของ



รูปที่ 2 หน่วยน้ำหนักของคอนกรีตที่ปริมาณ RAP ต่าง ๆ

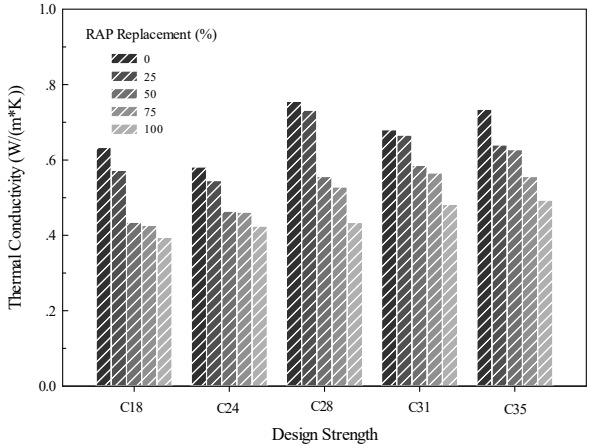
แห้ง ซึ่งมีหน่วยน้ำหนักเบากว่ามวลรวมผสมอยู่ด้วย จึงเป็นปัจจัยที่ส่งผลให้ค่าความหนาแน่นของคอนกรีตลดลงเมื่อเทียบกับคอนกรีตอ้างอิง

3.3 ผลการทดสอบค่าสัมประสิทธิ์การนำความร้อน

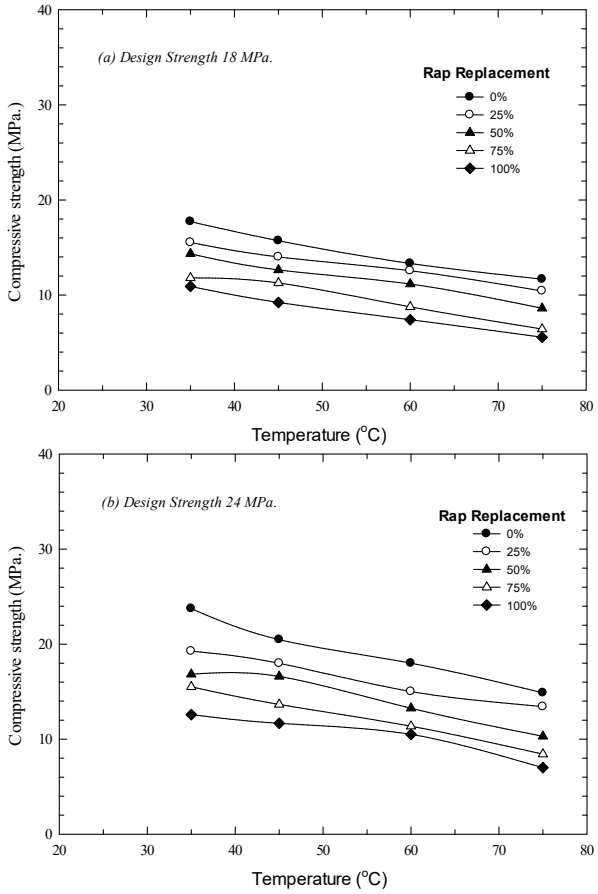
รูปที่ 3 แสดงผลทดสอบค่าสัมประสิทธิ์การนำความร้อน (Thermal Conductivity) จะสังเกตได้ว่าเมื่อปริมาณ RAP เพิ่มขึ้นจะส่งผลให้ค่าสัมประสิทธิ์การนำความร้อนของคอนกรีตมีค่าลดลงทุกกำลังอัด เนื่องจากสภาพทางกายภาพของวัสดุ RAP ซึ่งมีฟิล์มแอสฟัลต์บาง ๆ หุ้มอยู่รอบผิวของหินฝุ่นจะทำหน้าที่คล้ายฉนวนช่วยต้านทานการนำความร้อนของคอนกรีต

3.4 ผลของอุณหภูมิต่อกำลังอัดของคอนกรีตที่แทนที่มวลรวมหยาบด้วย RAP

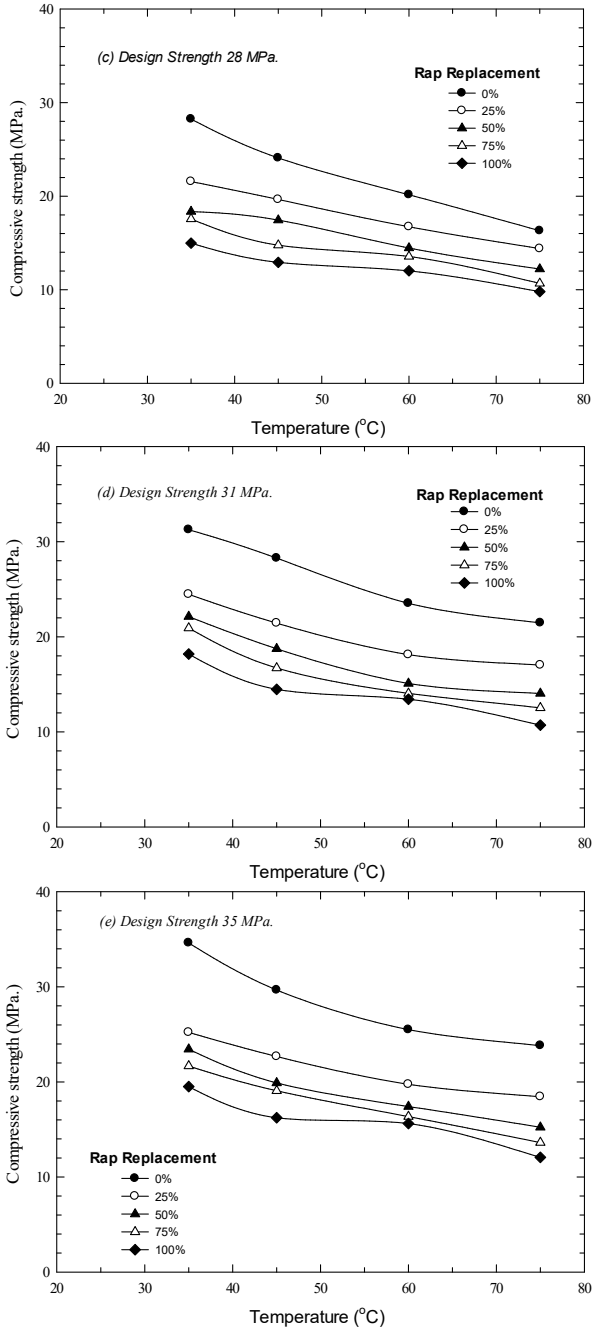
รูปที่ 4 แสดงผลของอุณหภูมิต่อกำลังอัดของคอนกรีตที่แทนที่มวลรวมหยาบด้วย RAP ที่ร้อยละต่างๆ พบว่าเมื่ออุณหภูมิเพิ่มขึ้นจะส่งผลต่อกำลังอัดของคอนกรีตให้ลดลง ดังสามารถสังเกตได้จากความชันของกราฟ



รูปที่ 3 ผลทดสอบ Thermal Conductivity



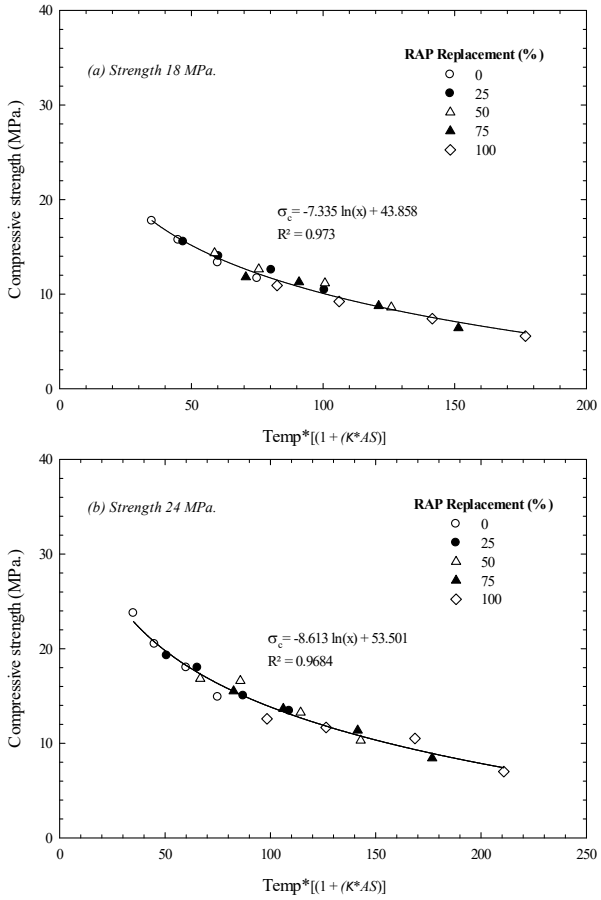
รูปที่ 4 ผลของอุณหภูมิต่อกำลังอัดของคอนกรีตที่แทนที่มวลรวมหยาบด้วย RAP ที่กำลังอัด (a) 18 MPa (b) 24 MPa (c) 28 MPa (d) 31 MPa และ (e) 35 MPa



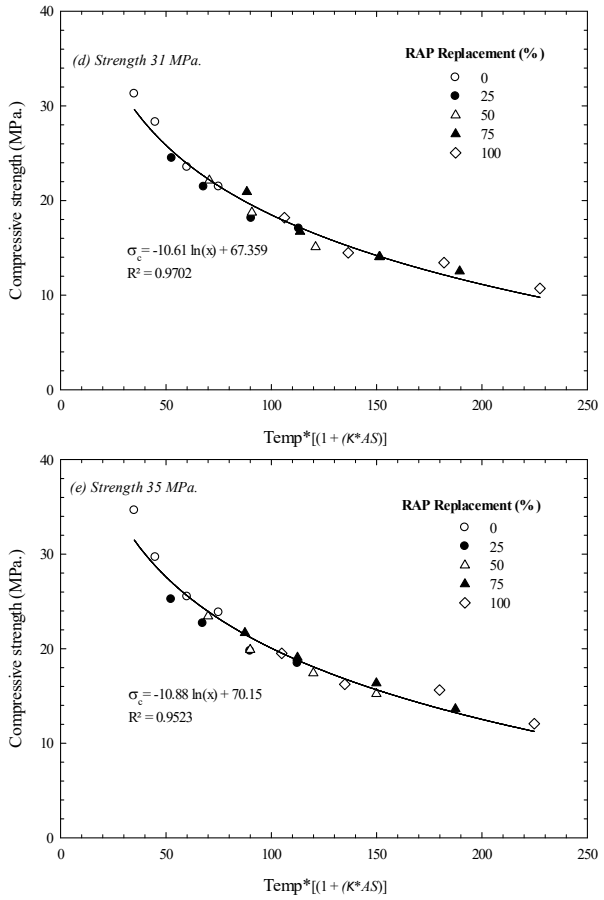
รูปที่ 4 ผลของอุณหภูมิต่อกำลังอัดของคอนกรีตที่แทนที่มวลรวมหยาบด้วย RAP ที่กำลังอัด (a) 18 MPa (b) 24 MPa (c) 28 MPa (d) 31 MPa และ (e) 35 MPa (ต่อ)

3.5 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดของคอนกรีตที่แทนที่มวลรวมหยาบด้วย RAP และอุณหภูมิ

เมื่ออุณหภูมิเพิ่มขึ้นส่งผลให้มีบริเวณพื้นผิวของมวลรวม RAP ที่มีจากยางแอสฟัลต์เคลือบอยู่บนผิวของมวลรวมที่นั้นมีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเพสต์ที่ไม่แข็งแรง เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัด อัตราส่วนการแทนที่ RAP และอุณหภูมิ ตามรูปที่ 5 โดยอัตราส่วนการแทนที่ RAP แสดงในรูปของปริมาณแอสฟัลต์ (AS) อุณหภูมิ (Temp) และค่าคงที่แสดงการลดของกำลังเนื่องจากยางแอสฟัลต์ (K) กำลังอัดของคอนกรีต สามารถคำนวณได้จากสมการลอการิทึมของเส้นการถดถอยของการสูญเสียกำลังอัดของคอนกรีตต่อการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิและปริมาณการแทนที่มวลรวมธรรมชาติด้วย RAP



รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดของคอนกรีตที่แทนที่มวลรวมหยาบด้วย RAP ที่ร้อยละต่าง ๆ ที่กำลังอัด (a) 18 MPa (b) 24 MPa (c) 28 MPa (d) 31 MPa และ (e) 35 MPa



รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดของคอนกรีตที่แทนที่มวลรวมหยาบด้วย RAP ที่ร้อยละต่าง ๆ ที่กำลังอัด (a) 18 MPa (b) 24 MPa (c) 28 MPa (d) 31 MPa และ (e) 35 MPa (ต่อ)

4. บทสรุป

จากผลการทดสอบสามารถสรุปได้ว่าปริมาณ RAP สามารถนำมาใช้ทดแทนมวลรวมหยาบธรรมชาติได้โดยกำลังอัดของคอนกรีตจะมีค่าลดลงตามอัตราส่วนของการแทนที่มวลรวมหยาบและอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบคุณห้องทดสอบวัสดุการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสานและทุนสนับสนุนจากกรมทางหลวง

เอกสารอ้างอิง

[1] Suebsuk, J., Suksan, A., and Horpibulsuk, S., 2014. “Strength Assessment of Cement Treated Soil – Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) Mixture”. International Journal of GEOMATE, 6(2): 878 – 884.

[2] ภาณุพงศ์ พันพิพัฒน์, 2560. กำลังอัดของมอร์ตาร์และคอนกรีตที่ใช้ผิวทางแอสฟัลต์รีไซเคิลเป็นมวลรวม. ปริญญานิพนธ์ตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน.

[3] Huang, B., Shu, X., and Li, G., 2005. “Laboratory investigation of Portland cement concrete containing recycled asphalt pavements”, Cement and Concrete Research, 35(10): 2008-2013.

[4] Al-Oraimi, S., Hossam, F., and Hago, H. A., 2009. “Recycling of reclaimed asphalt pavement in Portland cement concrete”. Journal of Engineering Research, 6(1): 37–45.

[5] Mahmoud, E., Ibrahim A., El-Chabib H. and Patibandla V.C, 2013. “Self-consolidating concrete incorporating high volume of fly ash, slag, and recycled asphalt pavement”. International Journal of Concrete Structures and Materials, 7(2): 155-163.

[6] Chaidachatorn, K., Suebsuk, J., Horpibulsuk, S., Arulrajah, A., 2019. “Extended water/cement ratio law for cement mortar containing recycled asphalt pavement”. Construction and Building Materials, 196: 457-467.

[7] Meor, O. H. and Teoh, C. Y., 2008. “Effects of temperature on resilient modulus of dense asphalt mixtures incorporating steel slag subjected to short term oven ageing”. Proceedings of world academy of science, engineering and technology, 36: 221-225.

[8] Phromsorn, C., Anuvadesirikeart, S., Sirarom, P., and Gatenuti, V., 2003. “Propertieson indirect tensile strength and resilient modulus of asphalt concrete utilized in Thailand”. Report No. RD 204 Bureau of Road Research and Development. Department of Highway. Thailand. (In Thai)

[9] George, S. Z., Ponniah, D. A. and Little, J. A., 1992. "Effect of temperature on lime-soil stabilization". Construction and Building Materials, 6(4): 247–252.

[10] พงศา ไวยากรณ์, 2560. การอิทธิพลของอุณหภูมิต่อการเปลี่ยนแปลงกำลังของชั้นพื้นทางที่มีส่วนผสม ของผิวทางแอสฟัลต์ที่นำกลับมาใช้ใหม่. ปริญญานิพนธ์ตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต. สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน.

[11] ASTM: Standard Specification for Portland Cement. In: ASTM C150 / C150M., 2016. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.

[12] ASTM: Standard test method for density of hydraulic cement. In: ASTM C188-15, 2015. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.

[13] ACI, 2009. Standard practice for selecting proportions for normal, heavyweight, and mass concrete. ACI 211.1-91, ACI Committee211.

[14] ASTM, 2016. Standard practice for making and curing concrete test specimens in the field. ASTM C31-16, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, USA.

[15] ASTM, 2015. Standard test method for slump of hydraulic-cement concrete. American society for testing and materials. ASTM C143/C143M-15a, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, USA.

[16] ASTM, 2016). Standard specification for sheet materials for curing concrete. American society for testing and materials. " ASTM C171-16, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, USA.

[17] ASTM, 2016). Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens. ASTM C39 / C39M-16, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, USA.

[18] ASTM, (2010). Standard Test Method for Steady-State Thermal Transmission Properties by Means of the Heat Flow Meter Apparatus. ASTM C158 - 10, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, USA.

ผลของอุณหภูมิต่อกำลังอัดและโครงสร้างจุลภาคของซีเมนต์มอร์ตาร์ที่มีส่วนผสมของมวลรวมผิวทางแอสฟัลต์รีไซเคิล

Effect of Temperatures on Compressive Strength and Microstructure of Cement Mortar with Recycled Asphalt Pavement Aggregates

เกษมสุข อุตตมะ (Kasemsukh Uttama)[1]
ทวีวัฒน์ ไตรหัตถทรัพย์ (Taweewat Trihattasap)[2]
คมกร ไชยเดชาธร (Komkorn Chaidachatorn)[3]
จิระยุทธ สืบสุข (Jirayut Suebsuk)[4*]

[1,2,3,4] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคล อ.เมือง จ.นครราชสีมา 30000
*Corresponding author, E-mail: jirayut.su@rmuti.ac.th

บทคัดย่อ: บทความนี้ศึกษาผลของอุณหภูมิที่มีต่อกำลังอัดและโครงสร้างจุลภาคของซีเมนต์มอร์ตาร์ที่ใช้มวลรวมผิวทางแอสฟัลต์รีไซเคิล (Recycled asphalt pavement, RAP) แทนที่มวลรวมละเอียดที่ร้อยละ 25 50 75 และ 100 โดยน้ำหนัก อัตราส่วนซีเมนต์ต่อมวลรวมละเอียดเท่ากับ 1:2.75 ทำการแปรผันอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์เท่ากับ 0.50 0.60 และ 0.70 ตามลำดับ การทดสอบกำลังอัดของก้อนตัวอย่างทำที่อุณหภูมิใช้งานที่ 25 35 45 60 และ 75 องศาเซลเซียส ภายหลังบ่มครบ 28 วัน ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่ากำลังรับแรงอัดของซีเมนต์มอร์ตาร์ที่ใช้ RAP เป็นมวลรวมละเอียดขึ้นอยู่กับอุณหภูมิขณะทดสอบ อุณหภูมิขณะทดสอบที่เพิ่มขึ้นกำลังรับแรงอัดของซีเมนต์มอร์ตาร์มีแนวโน้มลดลง ผลการทดสอบ XRD ถูกใช้ในการตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงปริมาณผลิตภัณฑ์จากการทำปฏิกิริยาของซีเมนต์ต่อผลของอุณหภูมิ อุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นปฏิกิริยาไฮเดรชันยังคงที่ไม่ได้ลดลงตาม กำลังอัดที่ลดลงเป็นผลโดยตรงจากการยึดเหนี่ยววัสดุประสานกับมวลรวมที่ลดลงเนื่องจากแอสฟัลต์ที่บริเวณพื้นผิวของ RAP

คำสำคัญ: กำลังอัด, มอร์ตาร์, ผิวทางแอสฟัลต์รีไซเคิล, มวลรวมละเอียด, อุณหภูมิ

ABSTRACT: The article studies the effect of temperatures on the compressive strength and microstructure of cement mortar with recycled asphalt pavement (RAP) replaced as fine aggregate at 25 50 75 and 100 percent by weight. The cement to fine aggregate ratio was 0.50 0.60 and 0.70, respectively. The compression test of samples was performed after 28 days of curing under service temperatures of 25 35 45 60 and 75 °C. Based on the test results, it is seen that the compressive strength of cement mortar using RAP as aggregate is dependent on the test temperature. The increase in test temperature, the compressive strength tends to decrease. The XRD result was used to validate the variation of cementation product due to the temperature. The increase in temperature has no effect on the variation of cementation product. The strength drop is directly result from the decrease in bonding between binder and aggregate due to the asphalt bitumen on the RAP surface.

KEYWORDS: Compressive strength, Mortar, Recycled asphalt pavement, Fine aggregate, Temperatures

1. บทนำ

มอร์ตาร์และคอนกรีตเป็นวัสดุก่อสร้างที่ใช้กันอย่างแพร่หลายทั่วโลก มอร์ตาร์จะประกอบด้วยซีเมนต์ ทรายและน้ำ ส่วนคอนกรีตจะประกอบไปด้วยซีเมนต์และวัสดุมวลรวมธรรมชาติอย่างน้อยร้อยละ 75 มวลรวมธรรมชาติที่นำมาใช้ในงานคอนกรีตแบ่งออกเป็นมวลรวมหยาบและมวลรวมละเอียด มวลรวมหยาบส่วนใหญ่ที่ใช้ในประเทศไทยเป็นหินจากการระเบิดภูเขาหินแล้วนำไปย่อยให้ได้ขนาดตามต้องการ ส่วนมวลรวมละเอียดสามารถแบ่งได้ตามแหล่งที่มาได้ 2 ประเภท คือ ทรายแม่น้ำและทรายบก ในปัจจุบันการใช้วัสดุทดแทนวัสดุมวลรวมธรรมชาติเป็นที่นิยมในงานคอนกรีต วัสดุมวลรวมส่วนใหญ่นั้นอาจถูกแทนที่ได้ด้วยวัสดุรีไซเคิลโดยคุณสมบัติของคอนกรีตที่ได้เปลี่ยนแปลงไปบ้าง [1-3]

แอสฟัลต์คอนกรีตเป็นวัสดุผสมระหว่างยางแอสฟัลต์และมวลรวม เมื่อถูกรื้อออกจากพื้นถนนคุณสมบัติของแอสฟัลต์คอนกรีตจะเปลี่ยนแปลงไปเนื่องจากการเสื่อมสภาพตามสภาพอายุของวัสดุประสานและลักษณะการรื้อถอน การเสื่อมสภาพส่วนใหญ่อยู่ในรูปของการเสียรูปของแอสฟัลต์แต่มวลรวมรีไซเคิลยังคงมีสภาพดีอยู่สามารถนำมาใช้ทดแทนมวลรวมในมอร์ตาร์และคอนกรีตได้ ผลการวิจัยที่ผ่านมาแสดงให้เห็นว่าผิวทางแอสฟัลต์รีไซเคิลสามารถนำมาใช้แทนที่มวลรวมธรรมชาติในส่วนผสมคอนกรีตได้โดยแทนที่บางส่วนหรือการแทนที่ทั้งหมด คอนกรีตที่ใช้ RAP หยาบเป็นมวลรวมเพียงอย่างเดียวนั้นมีประสิทธิภาพที่ดีในด้านความเหนียว สำหรับคอนกรีตที่มีมวลรวม RAP แทนที่มวลรวมธรรมชาติในปริมาณที่สูงจะมีการลดลงของกำลังอัดอย่างเป็นระบบตามปริมาณการแทนที่มวลรวม RAP ที่เพิ่มขึ้นในเนื้อของคอนกรีต ความแข็งแรงของคอนกรีตที่มีส่วนผสมของ RAP ขึ้นอยู่กับการยึดเกาะระหว่างแอสฟัลต์และซีเมนต์เพสต์ [4]

ภาณุพงศ์ พันพิพัฒน์ [4] ได้ศึกษากำลังของมอร์ตาร์ที่ใช้ RAP เป็นมวลรวมละเอียดโดยการทดสอบกำลังอัด จากผลการศึกษาพบว่าปัจจัยที่ส่งผลต่อการเปลี่ยนแปลงกำลังอัดของมอร์ตาร์ที่มี RAP เป็นมวลรวมละเอียด คือ RAP ดูดซึมน้ำได้ช้ากว่าทราย ส่งผลให้เหลือน้ำส่วนเกินจากการดูดซึมมากกว่า ซึ่งมีผลต่ออัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น กำลังจึงอัดลดลง และ RAP ที่อยู่ในส่วนผสมมีผลให้ผลิตภัณฑ์จากปฏิกิริยาไฮเดรชันลดลง และแอสฟัลต์ที่ผิวของ RAP ลดความสามารถในการยึดจับของผลิตภัณฑ์ซีเมนต์กับมวลรวม อย่างไรก็ตามการศึกษาที่ผ่านมาเป็นการทดสอบที่ทำที่อุณหภูมิห้อง (25 องศาเซลเซียส) โดยไม่ได้พิจารณาถึงความแตกต่างระหว่างอุณหภูมิในห้องปฏิบัติการและอุณหภูมิใช้งานในสนามที่อุณหภูมิสูงสำหรับภูมิภาคเขตร้อน

อุณหภูมิมีผลต่อคุณสมบัติของวัสดุ George et al. [5] ได้ศึกษาผลของอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นขณะทดสอบกับดินเหนียวปรับปรุงด้วยปูนขาว (Lime) ผลการศึกษาพบว่ากำลังอัดแกนเดียวมีค่าเพิ่มขึ้นตามอุณหภูมิ อย่างไรก็ตามการทดสอบของ George et al. [5] ไม่ได้ควบคุมปริมาณความชื้นที่ระเหยออกจากตัวอย่างขณะเพิ่มอุณหภูมิซึ่งจะส่งผลต่อการลดลงของอัตราส่วนโพรง อุณหภูมิที่สูงขึ้นส่งผลต่อการลดลงของความชื้นในก้อนตัวอย่างทดสอบและอัตราส่วนโพรงจะลดลง กำลังอัดที่เพิ่มสูงขึ้นจากแรงดูด (Suction force) ที่สูงขึ้นของดินในสภาวะไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ Phromsorn et al. [6] ได้ทำการศึกษาคุณสมบัติการรับแรงดึงผ่าซีกและโมดูลัสการคืนตัวของแอสฟัลต์คอนกรีตในประเทศไทย โดยการทดสอบค่าโมดูลัสการคืนตัวของตัวอย่างทำที่อุณหภูมิทดสอบ 15 25 35 และ 45 องศาเซลเซียสตามลำดับ ผลการทดสอบโมดูลัสการคืนตัวของแอสฟัลต์คอนกรีตในประเทศไทยจะมีค่าลดลงเมื่ออุณหภูมิเพิ่มขึ้น Meor and Teoh [7] ได้ทำการศึกษาผลของอุณหภูมิต่อค่าโมดูลัสการคืนตัวของยางแอสฟัลต์ผสมตะกรันเหล็กแทนมวลรวม โดยทดสอบที่อุณหภูมิ 10 25 และ 40 องศาเซลเซียส ผลการทดสอบสรุปได้ว่าอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นมีผลทำให้ค่าโมดูลัสการคืนตัวของแอสฟัลต์ลดลงอย่างชัดเจน รายงานผลการทดสอบทั้งสองงานนี้สอดคล้องกัน

พงศา ไวยากรณ์ [8] ได้ทำการศึกษาอิทธิพลของอุณหภูมิต่อการเปลี่ยนแปลงกำลังของชั้นพื้นทางที่มี RAP เป็นส่วนผสม ผลการศึกษาพบว่าอุณหภูมิของชั้นพื้นทาง

และผิวทางของถนนในประเทศไทยมีค่าอยู่ระหว่าง 46.2 ถึง 51.1 องศาเซลเซียส และ 59.4 ถึง 63.6 องศาเซลเซียส ตามลำดับ และยังรายงานว่ากำลังอัดแกนเดียวของดินลูกรังปรับปรุงด้วย RAP และซีเมนต์มีค่าลดลงตามอุณหภูมิขณะทดสอบที่เพิ่มขึ้นด้วย

จากการศึกษาที่ผ่านมาในอดีตข้างต้นสามารถสรุปได้ว่าอุณหภูมิมีผลต่อพฤติกรรมด้านกำลังของวัสดุที่มี RAP เป็นส่วนผสม เพื่อเป็นการยืนยันและศึกษาผลของอุณหภูมิต่อกำลังของมอร์ตาร์ที่มี RAP เป็นส่วนผสม ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงศึกษาผลของอุณหภูมิต่อพฤติกรรมการรับแรงอัดและโครงสร้างจุลภาคของซีเมนต์มอร์ตาร์ที่มี RAP เป็นส่วนผสม ซึ่งผลงานวิจัยนี้จะเป็นประโยชน์ต่อการนำวัสดุรีไซเคิลชนิดนี้ไปใช้ในงานด้านวิศวกรรมโยธาได้ต่อไป

2.วัสดุมวลรวม การเตรียมตัวอย่างและการทดสอบ

2.1 วัสดุที่ศึกษา

2.1.1 ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์

ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ตามมาตรฐาน ASTM C150 [9] ซึ่งมีความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 3.15 ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C188 [10] องค์ประกอบทางเคมีแสดงดังในตารางที่ 1

2.1.2 มวลรวมละเอียด

มวลรวมละเอียดได้จากผิวทางแอสฟัลต์รีไซเคิลที่มีขนาดเล็กกว่า 4.75 มิลลิเมตร โดยมวลรวมหลักเป็นหินบะซอลต์ วัสดุมวลรวมของส่วนผสมซีเมนต์มอร์ตาร์ที่ใช้ในการวิจัย แบ่งออกเป็น 2 กลุ่ม ได้แก่ ซีเมนต์มอร์ตาร์ที่ใช้ทรายแม่น้ำเป็นมวลรวมละเอียดและซีเมนต์มอร์ตาร์ที่ใช้มวลรวมผิวทางแอสฟัลต์รีไซเคิลแทนที่เป็นมวลรวมละเอียด คุณสมบัติพื้นฐานของมวลรวมที่ใช้แสดงตามตารางที่ 2 ผลการทดสอบ X-ray Diffraction (XRD) ของมวลรวมแสดงดังรูปที่ 1

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีพื้นฐานของมวลรวม

องค์ประกอบทางเคมี (%)	ซีเมนต์	ทราย	RAP
MgO	1.84	N.D.	4.89
Al_2O_3	4.72	6.00	13.00
SiO_2	24.16	92.09	53.18
SO_3	5.52	0.14	3.90
K_2O	0.52	0.39	1.00
CaO	58.98	0.32	7.78
TiO_2	0.50	0.40	1.40
Fe_2O_3	3.58	0.65	14.38

ตารางที่ 2 คุณสมบัติพื้นฐานของมวลรวม

คุณสมบัติ	มาตรฐานการทดสอบ	ทราย	RAP
โมดูลัสความละเอียด	ASTM C136 [14]	2.64	3.96
ความถ่วงจำเพาะ (รวม)	ASTM C128 [15]	2.67	2.58
หน่วยน้ำหนักแห้ง (กก./ลบ.ม.)	ASTM C29 [16]	1,522	1,430
ดูดซึมน้ำ (%)	ASTM C128[15]	1.29	2.60
ปริมาณแอสฟัลต์ (%)	-	-	8.10*

*ทดสอบโดยวิธี Extraction (McDaniel and Anderson, 2001)

2.2 การเตรียมตัวอย่างและการทดสอบ

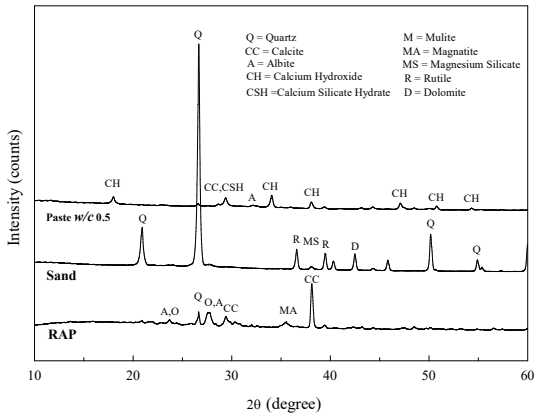
การเตรียมก้อนตัวอย่างซีเมนต์มอร์ตาร์ทำตามมาตรฐาน ASTM C109 [11] โดยควบคุมอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ 0.50 0.60 และ 0.70 และสัดส่วนซีเมนต์ต่อมวลรวมละเอียดเท่ากับ 1:2.75 ทำการแทนที่ผิวทางแอสฟัลต์รีไซเคิลในมวลรวมละเอียดธรรมชาติที่ร้อยละ 25 50 75 และ 100 โดยน้ำหนักของมวลรวมละเอียด สัดส่วนผสมสำหรับมอร์ตาร์ที่ศึกษาแสดงตามตารางที่ 3 ตัวอย่างทดสอบเป็นรูปทรงลูกบาศก์ขนาด 50 × 50 × 50 มิลลิเมตร การเตรียมตัวอย่างซีเมนต์มอร์ตาร์ในแต่ละการทดสอบเตรียมจำนวน 5 ตัวอย่าง ต่อ 1 ส่วนผสม

ผล XRD ของทรายธรรมชาติพบออกไซด์หลักที่ปริมาณสูงคือ Quartz (SiO_2) เป็นสารประกอบของซิลิกอน และ

ออกซิเจน ซึ่งเป็นซิลิกาชนิดผลึกที่เฉื่อยต่อปฏิกิริยาทางเคมี ออกไซด์หลักของมวลรวม RAP สารเติมแต่งบิทูมินัสที่เป็นส่วนประกอบที่ผิวของมวลรวม RAP พบว่ามีแร่ธาตุอินทรีย์เป็นส่วนใหญ่ (Malonamide and Ammonium Copper Malonate) และจากหินบะซอลต์ที่เป็นชนิดของมวลรวมที่นำมาทำผิวทางเดิมคือ Quartz(SiO_2), Albite ($NaAlSi_3O_8$), Magnetite (Fe_3O_4) และ Calcite ($CaCO_3$) โดยหินบะซอลต์มีซิลิกาไดออกไซด์ (SiO2) สูง ซึ่งเป็นซิลิกาชนิดอสัณฐานที่ไวต่อการทำปฏิกิริยาเคมี ดังแสดงในรูปที่ 1 ซึ่งปริมาณออกไซด์ที่พบจากวัสดุมวลรวมทั้ง 2 ชนิด สอดคล้องกับผลทดสอบ X-ray Fluorescence (XRF) ดังแสดงในตารางที่ 1

ตารางที่ 3 สัดส่วนผสมสำหรับซีเมนต์มอร์ตาร์

สัญลักษณ์	ส่วนผสม (โดยน้ำหนัก)			*w/C*	*AS*
	ซีเมนต์	ทราย	Fine RAP		
P0.50	1	-	-	0.50	-
P0.60	1	-	-	0.60	-
P0.70	1	-	-	0.70	-
M0.50	1	2.75	-	0.50	-
M0.50R25	1	2.06	0.69	0.50	0.056
M0.50R50	1	1.38	1.38	0.50	0.112
M0.50R75	1	0.69	2.06	0.50	0.167
M0.50R100	1	-	2.75	0.50	0.223
M0.60	1	2.75	-	0.60	-
M0.60R25	1	2.06	0.69	0.60	0.056
M0.60R50	1	1.38	1.38	0.60	0.112
M0.60R75	1	0.69	2.06	0.60	0.167
M0.60R100	1	-	2.75	0.60	0.223
M0.70	1	2.75	-	0.70	-
M0.70R25	1	2.06	0.69	0.70	0.056
M0.70R50	1	1.38	1.38	0.70	0.112
M0.70R75	1	0.69	2.06	0.70	0.167
M0.70R100	1	-	2.75	0.70	0.223



รูปที่ 1 ผลทดสอบ XRD ของซีเมนต์เพสต์ ทราย และ RAP

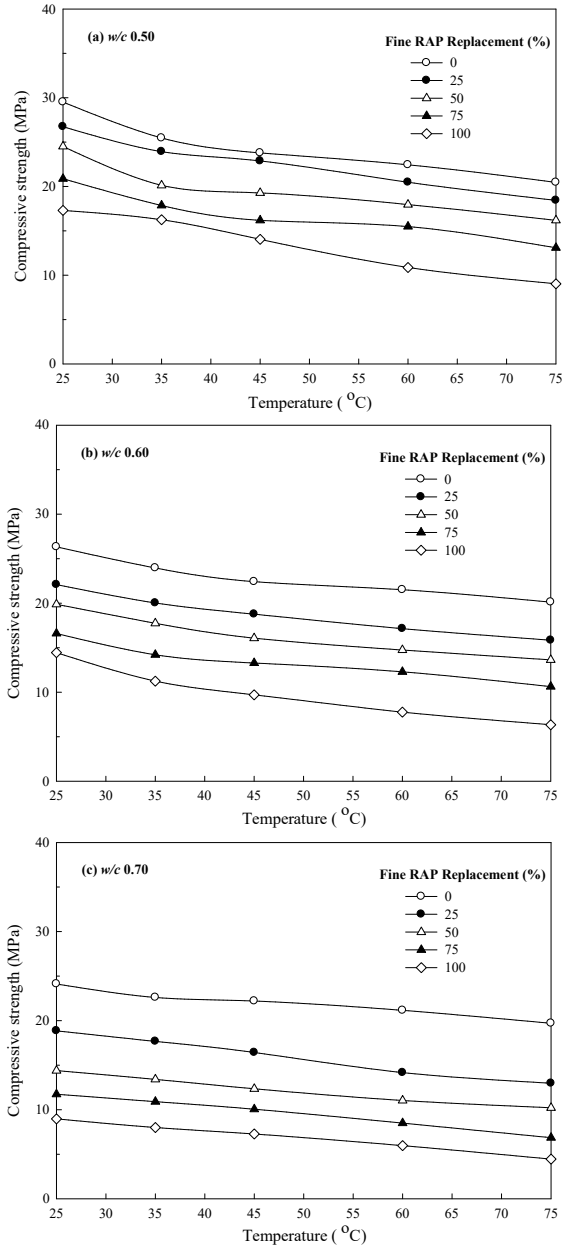
2.3 การทดสอบกำลังอัดซีเมนต์มอร์ตาร์

การทดสอบกำลังอัดซีเมนต์มอร์ตาร์ ทำตามมาตรฐาน ASTM C109 [15] เมื่อตัวอย่างมีอายุบ่มตามกำหนด นำตัวอย่างเข้าตู้ควบคุมอุณหภูมิที่ 25 35 45 60 และ 75 องศาเซลเซียส เป็นเวลา 2 ชั่วโมงก่อนการทดสอบ จากนั้นจึงทำการทดสอบการรับแรงอัดในทันทีหลังจากนำออกจากตู้ควบคุมอุณหภูมิ หลังจากทดสอบกำลังอัดแล้ว ก้อนชิ้นตัวอย่างที่วิบัติแล้วบางส่วนจะถูกนำมาทดสอบ X-ray Diffraction (XRD) และ Scanning Electron Microscope (SEM) เพื่อตรวจสอบโครงสร้างทางจุลภาค

3.ผลการทดสอบและอภิปรายผล

3.1 กำลังอัดของซีเมนต์มอร์ตาร์

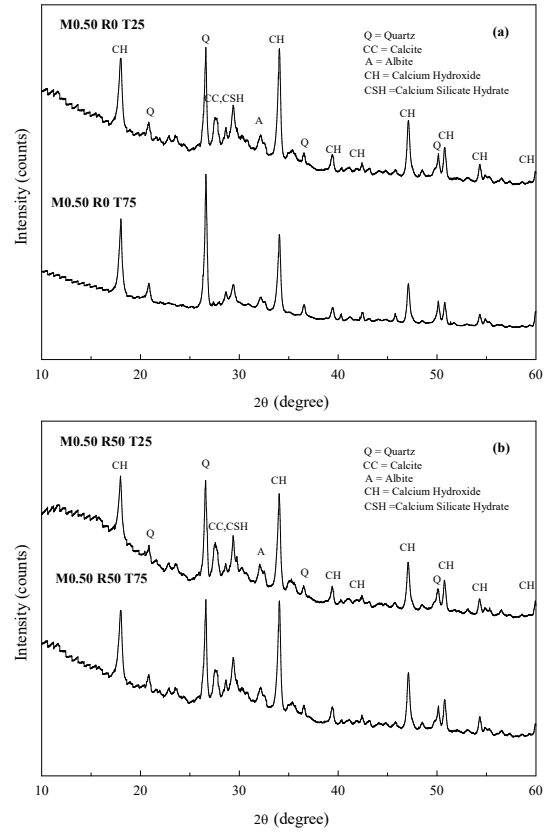
ผลของอุณหภูมิต่อกำลังอัดของซีเมนต์มอร์ตาร์ที่มี RAP แทนที่มวลรวมละเอียดร้อยละต่าง ๆ แสดงตามรูปที่ 2 จะเห็นได้ว่าเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้นเป็นผลให้กำลังอัดของซีเมนต์มอร์ตาร์ลดลง ค่ากำลังอัดมีค่าสูงที่สุดที่อุณหภูมิ 25 องศาเซลเซียส และลดลงเมื่ออุณหภูมิเพิ่มขึ้นและเป็นเช่นเดียวกันนี้ในทุกอัตราส่วนการแทนที่ RAP เนื่องจากพันธะเชื่อมประสานระหว่างผิวมวลรวมรีไซเคิลกับสารเชื่อมประสานที่ลดลง



รูปที่ 2 ผลของอุณหภูมิต่อกำลังอัดของซีเมนต์มอร์ตาร์ที่มี RAP แทนที่มวลรวมละเอียดร้อยละต่าง ๆ ที่อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ (a) 0.5, (b) 0.6 และ (c) 0.7

3.2 ผลการทดสอบ XRD

จากผลการทดสอบ XRD ของวัสดุตั้งต้นซีเมนต์มอร์ตาร์ที่อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์เท่ากับ 0.50 ที่อุณหภูมิ 25 และ 75 องศาเซลเซียส ดังแสดงในรูปที่ 3 นั้น โดยองค์ประกอบที่ควบคุมกำลังได้แก่ แคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (CSH) และแคลเซียมไฮดรอกไซด์ (CH) [18] โดยที่แคลเซียมไฮดรอกไซน์ (CH) ที่มุม 2θ เท่ากับ 18° และ 34°

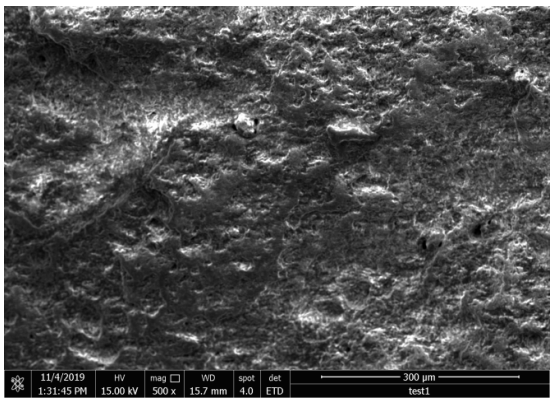


รูปที่ 3 ผลการทดสอบ XRD ซีเมนต์มอร์ตาร์ที่อุณหภูมิ 25 และ 75 องศาเซลเซียส ที่มี RAP แทนที่มวลรวมละเอียดร้อยละ (a) 0 และ (b) 50

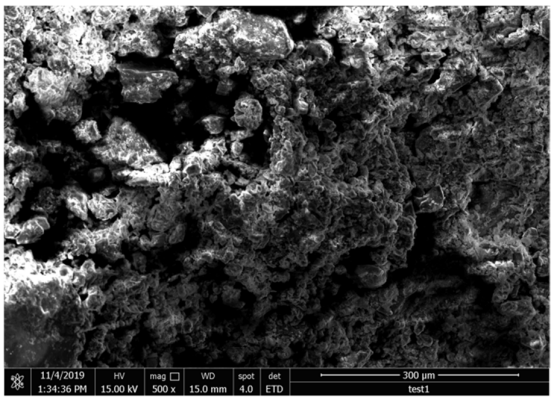
แคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (CSH) หรือแคลไซต์ (CC) ที่มุม 2θ เท่ากับ 29° นั้นมีค่าปริมาณ Intensity ใกล้เคียงกันสำหรับซีเมนต์มอร์ตาร์ที่อุณหภูมิ 25 องศาเซลเซียส (M0.5 T25) และ ซีเมนต์มอร์ตาร์ที่อุณหภูมิ 75 องศาเซลเซียส (M0.5 T75) ดังนั้นผลิตภัณฑ์ที่อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์เท่ากันจึงมีผลิตภัณฑ์เชื่อมประสานเกิดที่ปริมาณเท่ากันด้วย

3.3 ผลการทดสอบ SEM

ผลทดสอบทางจุลภาคด้วยกล้องจุลทรรศน์อิเล็กตรอนแบบส่องกราดเปรียบเทียบระหว่างพื้นผิวของทรายและ RAP แสดงตามรูปที่ 4 พื้นผิวของทรายมีลักษณะเป็นเนื้อเดียวกันส่วน RAP มีลักษณะเป็นรูโพรงไม่เป็นเนื้อเดียวกันอย่างไรก็ดีเมื่อพิจารณาที่ผลของกำลังอัดตามรูปที่ 2 กำลังอัดมีค่าลดลงเมื่ออุณหภูมิเพิ่มสูงขึ้นนั้นไม่ได้เป็นผลจากการลดลงของปริมาณสารเชื่อมประสานที่เกิดขึ้นในแต่ละตัวอย่าง ดังนั้นการลดลงของกำลังอัดจากการเพิ่มอุณหภูมิ



(a)



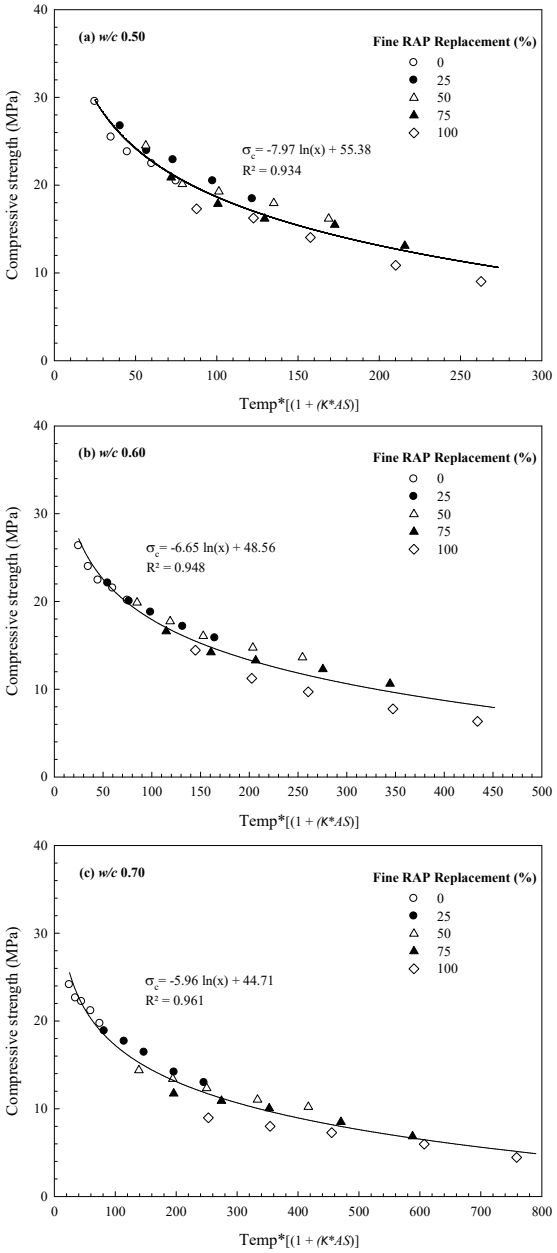
(b)

รูปที่ 4 ผลทดสอบ SEM ของ (a) Sand และ (b) RAP

เกิดจากพันธะเชื่อมประสานระหว่างผิวมวลรวมรีไซเคิลกับสารเชื่อมประสานไม่สมบูรณ์เพียงอย่างเดียว

3.4 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัด ร้อยละการแทนที่ของ RAP และ อุณหภูมิ

ผลกำลังอัดของซีเมนต์มอร์ตาร์ที่อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ต่าง ๆ เมื่ออุณหภูมิเพิ่มขึ้นส่งผลให้มีบริเวณพื้นผิวของมวลรวม RAP ที่มีจากยางแอสฟัลต์เคลือบอยู่บนผิวของมวลรวมที่นั้นมีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเพสต์ที่ไม่แข็งแรง เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่าง และอัตราส่วนการแทนที่มวลรวม RAP และอุณหภูมิตาม เมื่อพิจารณากำลังอัดของซีเมนต์มอร์ตาร์กับอุณหภูมิทดสอบปรับแก้ในมิติของ Temp*[(1+K*AS) ตามรูปที่ 5 เมื่อ Temp คือ อุณหภูมิทดสอบ AS คือ ปริมาณยางแอสฟัลต์โดยน้ำหนัก และ K คือค่าคงที่แสดงการลดของกำลังเนื่องจากยางแอสฟัลต์



รูปที่ 5 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง กำลังอัด ร้อยละการแทนที่ RAP และ อุณหภูมิ ที่อัตราน้ำต่อซีเมนต์ (a) 0.50, (b) 0.60 และ (c) 0.70

เมื่อวิเคราะห์ถดถอยโดยฟังก์ชันลอการิทึมของผลการทดสอบตามกราฟในรูปที่ 5 สมการที่ 1 ถึง 3 แสดงค่ากำลังอัดของซีเมนต์มอร์ตาร์ที่อุณหภูมิต่าง ๆ ที่มี RAP เป็นส่วนผสมแทนที่มวลรวมละเอียด

สำหรับอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์เท่ากับ 0.5

$$\sigma = -7.97\ln(\text{Temp}*(1+0.30891*\text{AS}))+55.38 \quad (1)$$

สำหรับอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์เท่ากับ 0.6

$$\sigma = -6.65\ln(\text{Temp}*(1+0.59118*\text{AS}))+48.56 \quad (2)$$

สำหรับอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์เท่ากับ 0.7

$$\sigma = -5.96\ln(\text{Temp}*(1+1.12569*\text{AS}))+44.71 \quad (3)$$

4. บทสรุป

จากผลการทดสอบสามารถสรุปได้ดังนี้

1) RAP สามารถนำมาใช้ทดแทนมวลรวมละเอียดธรรมชาติได้โดยกำลังอัดจะมีค่าลดลงตามอัตราส่วนของการแทนที่มวลรวมละเอียดและอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้น
2) กำลังอัดที่ลดลงของซีเมนต์มอร์ตาร์ที่อุณหภูมิที่สูงขึ้นเกิดจากพันธะเชื่อมประสานระหว่างผิวมวลรวมรีไซเคิลกับสารเชื่อมประสานที่ลดลงเพียงอย่างเดียว
3) กำลังอัดของซีเมนต์มอร์ตาร์ที่ w/C ต่าง ๆ และปริมาณการแทนที่มวลรวมธรรมชาติด้วยมวลรวม RAP ต่าง ๆ จากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิทดสอบสามารถคำนวณในจากสมการที่ 1 ถึง 3

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบคุณห้องทดสอบวัสดุการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสานและทุนการศึกษาจากกรมทางหลวง

เอกสารอ้างอิง

[1] Huang, B., Shu, X., and Burdette, E.G., 2006. Mechanical properties of concrete containing recycled asphalt pavements. Magazine of Concrete Research, 58(5): 313-320.

[2] Al-Oraimi, S., Hossam, F. and Hago, H.A., 2009. Recycling of reclaimed asphalt pavement in Portland cement concrete. Journal of Engineering Research, 6(1): 37–45.

[3] Mahmoud, E., Ibrahim A., El-Chabib H. and Patibandla V.C, 2013. “Self-consolidating concrete incorporating high volume of fly ash, slag, and recycled asphalt pavement”. International Journal of Concrete Structures and Materials, 7(2): 155-163.

[4] ภาณุพงศ์ พันพิพัฒน์, 2017. กำลังอัดของมอร์ตาร์และคอนกรีตที่ใช้ผิวทางแอสฟัลต์รีไซเคิลเป็นมวลรวม. วิทยานิพนธ์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน.

[5] George, S.Z., Ponniah, D.A. and Little, J.A., 1992. Effect of temperature on lime-soil stabilization. Construction and Building Materials, 6(4): 247–252.

[6] Phromsorn, C., Anuvadesirikeart, S., Sirarom, P., and Gatenuti, V., 2003. “Propertieson indirect tensile strength and resilient modulus of asphalt concrete utilized in Thailand”. Report No. RD 204 Bureau of Road Research and Development. Department of Highway. Thailand. (In Thai)

[7] Meor, O.H. and Teoh, C.Y., 2008. Effects of temperature on resilient modulus of dense asphalt mixtures incorporating steel slag subjected to short term oven ageing. Proceedings of world academy of science. Engineering and Technology, 36: 221-225.

[8] พงศา ไวยากรณ์, 2017. อิทธิพลของอุณหภูมิต่อการเปลี่ยนแปลงกำลังของชั้นพื้นทางที่มีส่วนผสมของผิวทางแอสฟัลต์ที่นำกลับมาใช้ใหม่. วิทยานิพนธ์มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน.

[9] ASTM, 2016. Standard Specification for Portland Cement. In: ASTM C150 / C150M. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.

[10] ASTM, 2015. Standard test method for density of hydraulic cement. In: ASTM C188-15. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.

[11] ASTM, 2016. Standard test method for compressive strength of hydraulic cement mortars. In: ASTM

C109/C109M-16a. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.

[12] ASTM, 2014. Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates. In: ASTM C136/C136M - 14. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.

[13] ASTM, 2015. Standard test method for relative density (specific gravity) and absorption of fine aggregate. In: ASTM C128-15. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.

[14] ASTM, 2016. Standard Test Method for Bulk Density (“Unit Weight”) and Voids in Aggregate. In: ASTM C29 / C29M - 16 West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.

[15] ASTM, 2016. Standard test method for compressive strength of hydraulic cement mortars. ASTM C109/C109M-16a. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.

ปัจจัยของอัตราส่วนสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์และปริมาณปูนซีเมนต์ต่อระยะเวลาการก่อตัว กำลังอัด และกำลังรับแรงเฉือนอัดของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์

Factors of Na_2SiO_3/NaOH Ratio and Portland Cement Content on Setting time, Compressive and Slant Shear Strengths of High-Calcium Fly Ash Geopolymer Mortar

เชิดสกุล ลาธุลี[1] (Chirdsakul Lathulee)[1]
ธวัชชัย สาระโชติ[2] (Thawatchai Sarachot)[2]
ศิริชัย ชอบรัก[3] (Sirichai Chobrak)[3]
ณัฐศิลป์ วิชิต[4] (Natthasin Wichit)[4]
ขัตติย ชมพูวงศ์[5] (Khattiya Chompoovong)[5]
ชุดาภัค เดชพันธ์[6] (Chudapak Detphan)[6]
ศตคุณ เดชพันธ์[7] (Satakhun Detphan)[7]
ธนากร ภูเงินขำ[8] (Tanakorn Phoo-ngernkham)[8]

[1]นักศึกษาปริญญาโท หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์: Chirdsakul@gmail.com
[2]นักศึกษาปริญญาตรี หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์: thawatchai5891@outlook.co.th
[3]นักศึกษาปริญญาตรี หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์: banluam1996@gmail.com
[4]นักศึกษาปริญญาตรี หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์: natthasinn@gmail.com
[5]อาจารย์ หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์: khattiya_tu@hotmail.com
[6]อาจารย์ หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์: chudapaks@yahoo.com
[7]ผู้ช่วยศาสตราจารย์ หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มห าวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์: rc_statics@hotmail.com
[8]ผู้ช่วยศาสตราจารย์ หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเท คโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์: tanakorn.ph@rmuti.ac.th

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้มีจุดประสงค์เพื่อศึกษาระยะเวลาการก่อตัว กำลังอัด และกำลังรับแรงเฉือนอัดของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ โดยเถ้าลอยแคลเซียมสูงถูกแทนที่ด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ในปริมาณร้อยละ 0 และ 20 โดยน้ำหนักวัสดุประสาน สารละลายด่างที่ใช้ในการเกิดปฏิกิริยาได้แก่ สารละลายโซเดียมซิลิเกตและสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เข้มข้น 10 โมลาร์ โดยแปรผันอัตราส่วนสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เท่ากับ 1.0, 1.5, 2.0 และ 2.5 โดยน้ำหนัก อัตราส่วนของเหลวต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.60 และบ่มที่อุณหภูมิห้องทุกอัตราส่วนผสม ผลการทดสอบพบว่า ปริมาณปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์และอัตราส่วนของสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่เพิ่มขึ้นช่วยปรับปรุงระยะเวลาการก่อตัวและกำลังอัดของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ได้ แต่อย่างไรก็ตามอัตราส่วนของสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่เพิ่มขึ้นส่งผลเชิงลบต่อกำลังรับแรงเฉือนอัดระหว่างคอนกรีตเดิมกับเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์

ABSTRACT: The objective of this research is to study the setting time, compressive and slant shear strengths of high-calcium fly ash (FA) geopolymer mortar containing Portland cement (PC). FA was replaced by PC at the rates of 0% and 20% by weight of a binder. The alkali activators were sodium silicate (Na_2SiO_3) solution and 10 molar sodium hydroxide (NaOH) solution with various the Na_2SiO_3/NaOH ratio of 1.0, 1.5, 2.0, and 2.5 by weight. Liquid/binder ratio of 0.60 and curing at ambient temperature were used in all mixtures. Test results found that the increase in PC content and Na_2SiO_3/NaOH ratio could improve the setting time and compressive strength of the high-calcium FA geopolymer. However, the increase in Na_2SiO_3/NaOH ratio had adverse effects on slant shear strength between theold concrete and high-calcium FA geopolymer mortar incorporated with PC.
KEYWORDS: High-calcium fly ash geopolymer, Na_2SiO_3/NaOH Ratio, Portland cement content, Slant shear strength

1. บทนำ

คอนกรีตเป็นวัสดุที่มีอายุการใช้งานค่อนข้างจำกัด และเพื่อยืดอายุการใช้งานของคอนกรีตจึงควรมีการดูแลและซ่อมแซมอย่างต่อเนื่อง ปัจจุบันวัสดุซ่อมแซมที่นิยมใช้ ได้แก่ อีพ็อกซี่ และ วัสดุโพลิเมอร์ ซึ่งวัสดุดังกล่าวมีคุณสมบัติที่ใช้งานได้สะดวกและให้กำลังสูงในระยะเวลาอันสั้นแต่มีราคาที่ค่อนข้างสูง ดังนั้น งานวิจัยที่ผ่านมาจึงศึกษาหาวัสดุชนิดอื่นเพื่อใช้เป็นวัสดุซ่อมแซมและวัสดุเชื่อมประสานเพื่อเพิ่มทางเลือกในการนำไปใช้งาน ในปัจจุบันจีโอโพลิเมอร์เป็นวัสดุเชื่อมประสานที่ได้รับความสนใจและมีการพัฒนาอย่างต่อเนื่องเพื่อเป็นทางเลือกใหม่ในงานวัสดุก่อสร้าง จากงานวิจัยที่ผ่านมา [1] แสดงให้เห็นว่าจีโอโพลิเมอร์เป็นวัสดุเชื่อมประสานที่สามารถใช้ทดแทนวัสดุซ่อมแซมได้

วัสดุจีโอโพลิเมอร์อาศัยหลักการทำปฏิกิริยาของซิลิกาและอะลูมินากับสารละลายด่างและใช้ความร้อนในการเร่งปฏิกิริยา สำหรับวัสดุตั้งต้นในประเทศไทยที่นิยมใช้ในกระบวนการผลิตจีโอโพลิเมอร์ คือ เถ้าลอย ซึ่งเป็นวัสดุพลอยได้จากการผลิตกระแสไฟฟ้าจากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ จังหวัดลำปาง เถ้าลอยดังกล่าวมีองค์ประกอบของซิลิกา อะลูมินา และแคลเซียมเป็นหลัก จึงมีความเหมาะสมในการใช้เป็นวัสดุตั้งต้นในการผลิตจีโอโพลิเมอร์ [2] อย่างไรก็ตาม จากงานวิจัยที่ผ่านมา แสดงให้เห็นว่าเถ้าลอยจีโอโพลิเมอร์มีความสามารถในการรับกำลังได้ไม่สูงมากเมื่อบ่มที่อุณหภูมิปกติ (25 องศาเซลเซียส) จำเป็นต้องใช้ความร้อนประมาณ 40-90 องศาเซลเซียส ในการเร่งปฏิกิริยา [3] แต่อย่างไรก็ตาม การใช้ความร้อนในการเร่งปฏิกิริยาเป็นข้อจำกัดในการนำไปใช้ในงานทางด้านก่อสร้างจริง ดังนั้น การเติมสารผสมเพิ่มจำพวกแคลเซียมในเถ้าลอยจีโอโพลิเมอร์จึงได้รับการศึกษาและพัฒนาเพื่อให้วัสดุจีโอโพลิเมอร์มีการพัฒนากำลังอัดเพิ่มขึ้นที่อุณหภูมิปกติ ยกตัวอย่างเช่น Palomo et al. [4] ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ในการปรับปรุงคุณสมบัติด้านกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์ ผลการทดสอบ พบว่า การเพิ่มขึ้นของปริมาณแคลเซียมออกไซด์ในระบบของจีโอโพลิเมอร์สามารถเพิ่มปริมาณของผลผลิตแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (C-S-H) และอยู่ร่วมกับจีโอโพลิเมอร์เจล (N-A-S-H) ในโครงสร้างส่งผลให้สามารถพัฒนากำลังอัดได้ เนื่องจากความร้อนของปฏิกิริยาไฮเดรชั่น แต่สามารถเร่งการก่อตัวและการเกิดปฏิกิริยาของจีโอโพลิเมอร์ได้

สารละลายด่างเป็นอีกหนึ่งปัจจัยที่มีผลต่อสมบัติของวัสดุจีโอโพลิเมอร์อย่างมีนัยยะสำคัญ ในปัจจุบันสารละลายด่างที่นิยมใช้ในการผลิตวัสดุจีโอโพลิเมอร์ ได้แก่ สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NH) และสารละลายโซเดียมซิลิเกต (WG) [5] ซึ่งสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ถูกใช้ในการชะละลายองค์ประกอบหลักของวัสดุตั้งต้นออกมาเพื่อทำปฏิกิริยา [5] ขณะที่สารละลายโซเดียมซิลิเกตทำหน้าที่ควบแน่นปฏิกิริยาจีโอโพลิเมอร์ไรเซชั่น [5] ดังนั้น อัตราส่วนสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์จึงส่งผลต่อปฏิกิริยาของจีโอโพลิเมอร์โดยตรง

งานวิจัยเกี่ยวกับการประยุกต์ใช้จีโอโพลิเมอร์เป็นวัสดุซ่อมแซม เช่น Pacheco-Torgal et al. [6] ได้ศึกษาลักษณะการยึดเหนี่ยวจากการใช้วัสดุจีโอโพลิเมอร์จากของเสียจากเหมืองทังสเตนเป็นเชื่อมวัสดุประสาน โดยการทดสอบแรงยึดเหนี่ยวด้วยวิธี Slant shear test เปรียบเทียบระหว่างจีโอโพลิเมอร์กับวัสดุซ่อมแซมตามท้องตลาด ผลการทดสอบพบว่า จีโอโพลิเมอร์สามารถใช้เป็นวัสดุซ่อมแซมได้เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบกับอีพ็อกซี่ เนื่องด้วยมีความเป็นเนื้อเดียวกันระหว่างผิวสัมผัสค่อนข้างสูง อีกทั้งเมื่อเปรียบเทียบด้านราคา พบว่า จีโอโพลิเมอร์มีราคาต้นทุนที่ต่ำกว่าวัสดุซ่อมแซมตามท้องตลาดมาก นอกจากนั้นยังมีงานวิจัยศึกษาแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมที่มีการใช้จีโอโพลิเมอร์เพสต์เป็นวัสดุเชื่อมประสานเปรียบเทียบกับอีพ็อกซี่ ผลการทดสอบ พบว่า จีโอโพลิเมอร์เพสต์สามารถใช้เป็นวัสดุประสานระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริม เนื่องด้วยมีค่าการยึดเหนี่ยวที่ใกล้เคียงกับการใช้อีพ็อกซี่ [7] จากเหตุผลดังกล่าวการใช้จีโอโพลิเมอร์จึงเป็นหนึ่งในทางเลือกที่น่าสนใจสำหรับงานซ่อมแซม

ดังนั้น งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาปัจจัยของอัตราส่วนสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่มีต่อระยะเวลาการก่อตัว กำลังอัด และกำลังรับแรงเฉือนอัดระหว่างคอนกรีตกับเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ซึ่งเป็นข้อมูลที่สำคัญเมื่อพิจารณาร่วมกับมาตรฐาน ASTM ผลการทดสอบที่ได้รับจากงานวิจัยนี้จะช่วยให้เข้าใจถึงพฤติกรรมของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ เมื่อใช้เป็นวัสดุซ่อมแซมและเป็นทางแนวทางเบื้องต้นในการพัฒนาจีโอโพลิเมอร์เพื่อใช้เป็นวัสดุซ่อมแซมในอนาคต

2. การเตรียมวัสดุและการทดลอง

2.1 วัสดุที่ใช้ในงานวิจัย

วัสดุตั้งต้นที่ใช้ในการผลิตจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ประกอบด้วย เถ้าลอยแคลเซียมสูง (FA) จากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ อำเภอแม่เมาะ จังหวัดลำปาง ปูนซีเมนต์-ปอร์ตแลนด์ (PC) และทราย (RS) โดยที่องค์ประกอบทางเคมีและคุณสมบัติทางกายภาพของวัสดุตั้งต้นดังแสดงในตารางที่ 1 และ 2 ตามลำดับ

สารละลายด่างที่ใช้ในการผลิตเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประกอบด้วย สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NH) ที่ความเข้มข้น 10 โมลาร์ และสารละลายโซเดียมซิลิเกต (WG) ที่มีองค์ประกอบของ Na_2O ร้อยละ 11.67, SiO_2 ร้อยละ 28.66 และ H_2O ร้อยละ 59.67

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีของเถ้าลอยแคลเซียมสูงและปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์

Chemical compositions	FA (%)	PC (%)
SiO_2	36.93	20.80
Al_2O_3	18.10	4.70
Fe_2O_3	11.91	3.40
CaO	21.41	65.30
MgO	2.78	1.50
Na_2O	1.42	0.40
K_2O	2.28	0.10
SO_3	2.90	2.70
LOI	1.54	0.90

ตารางที่ 2 คุณสมบัติทางกายภาพของเถ้าลอยแคลเซียมสูง ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ และทรายละเอียด

Physical properties	FA	PC	Sand
ความถ่วงจำเพาะ	2.65	3.15	2.63
ขนาดอนุภาคเฉลี่ย, d_{50} (μm)	15.4	14.6	-
ความละเอียด (cm^2/g)	4300	3600	-
โมดูลัสความละเอียด	-	-	1.80

2.2 การเตรียมตัวอย่าง

อัตราส่วนผสมของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ดังแสดงในตารางที่ 3 เถ้าลอยแคลเซียมสูงถูกแทนที่ด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ปริมาณร้อยละ 0 และ 20 โดยน้ำหนักของวัสดุประสานในการผสมจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ใช้อัตราส่วนของเหลวต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.60 อัตราส่วนมวลรวมละเอียดต่อวัสดุประสานเท่ากับ 1.0 และบ่มที่อุณหภูมิปกติทุกอัตราส่วนผสม และดำเนินการแปรผันอัตราส่วนสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เท่ากับ 1.0, 1.5, 2.0 และ 2.5

การผสมตัวอย่างจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ เริ่มต้นด้วยผสมสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NH) และสารละลายโซเดียมซิลิเกต (WG) ให้เข้ากันดีก่อนการนำไปใช้เป็นของเหลวในส่วนผสม การผสมตัวอย่างจีโอโพลิเมอร์มีขั้นตอนการผสมดังนี้ เริ่มต้นด้วยการนำวัสดุตั้งต้นใส่ในหม้อผสม ดังแสดงในรูปที่ 1 และผสมให้ส่วนผสมเข้ากันประมาณ 1 นาที จากนั้นเติมสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NH) และสารละลายโซเดียมซิลิเกต (WG) ที่เตรียมไว้แล้วผสมให้ส่วนผสมเข้ากันประมาณ 2 นาที

ตารางที่ 3 อัตราส่วนผสมของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์

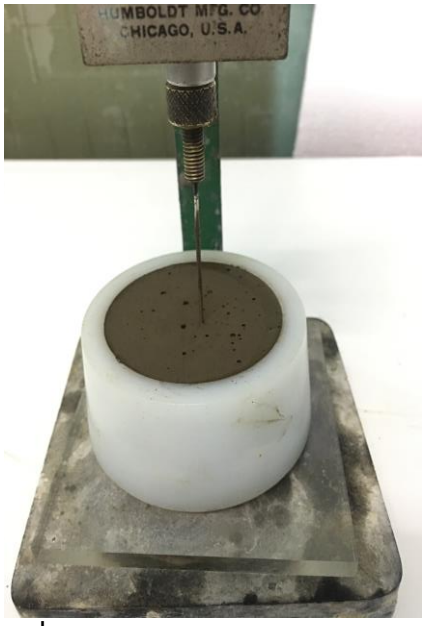
Mix ID.	FA (g)	PC (g)	RS (g)	NH (g)	WG (g)
0PC1.0NHWG	100	-	100	30	30
0PC1.5NHWG	100	-	100	24	36
0PC2.0NHWG	100	-	100	20	40
0PC2.5NHWG	100	-	100	17	43
20PC1.0NHWG	80	20	100	30	30
20PC1.5NHWG	80	20	100	24	36
20PC2.0NHWG	80	20	100	20	40
20PC2.5NHWG	80	20	100	17	43

2.3 การทดสอบระยะเวลาการก่อตัวและกำลังอัด

การทดสอบระยะเวลาการก่อตัวของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ ดัดแปลงตามมาตรฐาน ASTM C191 [8] ดังแสดงในรูปที่ 2 สำหรับการเตรียมตัวอย่างสำหรับทดสอบกำลังอัดหลังจากกระบวนการผสมเสร็จแล้ว ทำการเทลงแบบหล่อขนาด 50x50x50 มิลลิเมตร ตามมาตรฐาน ASTM C109 [9] ดังแสดงในรูปที่ 3 แล้วทำการห่อด้วยฟิล์มพลาสติกเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นของตัวอย่าง และเก็บไว้ที่ห้องควบคุมอุณหภูมิเท่ากับ 25 องศาเซลเซียส และถอดแบบเมื่อครบ 24 ชั่วโมง หลังจากนั้นทำการห่อด้วยฟิล์มพลาสติกเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นอีกครั้ง และเก็บตัวอย่างไว้ที่ห้องควบคุมอุณหภูมิเท่ากับ 25 องศาเซลเซียส

จนครบอายุการทดสอบตัวอย่างที่อายุการบ่มเท่ากับ 1, 7 และ 28 วัน โดยผลการทดสอบใช้ค่าเฉลี่ยจากการทดสอบจำนวน 3 ตัวอย่าง ซึ่งลักษณะการทดสอบกำลังอัดของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ดังแสดงในรูปที่ 4

รูปที่ 1 เครื่องผสมมอร์ต้าร์



รูปที่ 2 การทดสอบระยะเวลาการก่อตัว

2.4 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนอัด

คอนกรีตถูกออกแบบตามมาตรฐาน ACI 211.1-91 [10] วัสดุที่ใช้ในการเตรียมตัวอย่างคอนกรีตประกอบด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ มวลรวมละเอียด มวลรวมหยาบขนาด 3/8 นิ้ว และน้ำประปา ซึ่งคอนกรีตที่ใช้ในงานวิจัยนี้มีกำลังอัดที่อายุการบ่ม 28 วัน เท่ากับ 35.8 เมกะปาสคาล

รูปที่ 3 การเตรียมตัวอย่างสำหรับทดสอบกำลังอัด

รูปที่ 4 การทดสอบกำลังอัด

รูปที่ 5 ลักษณะการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนอัดระหว่างคอนกรีตกับจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์

ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนอัด เริ่มต้นด้วยเทคอนกรีตที่ถูกออกแบบไว้ลงในแบบหล่อรูปปริซึมขนาด 50x50x125 มิลลิเมตร ทิ้งไว้เป็นเวลา 24 ชั่วโมง จากนั้นทำการถอดแบบและบ่มในน้ำเป็นเวลา 28 วัน หลังจากครบอายุบ่มตัวอย่างคอนกรีตถูกห่อด้วยแผ่นพลาสติกเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นเป็นเวลา 90 วัน รวมเวลาในการบ่มตัวอย่างคอนกรีตเท่ากับ 60 วัน เพื่อต้องการให้คอนกรีตมีการทำปฏิกิริยาไฮเดรชั่นสมบูรณ์ ดังรายงานไว้ในงานวิจัยที่ผ่านมา [11, 12]

หลังจากการเตรียมตัวอย่างคอนกรีตเรียบร้อยแล้ว ตัวอย่างคอนกรีตถูกตัดแบ่งเป็น 2 ส่วนเท่าๆกัน โดยทำมุมเท่ากับ 30 องศากับแนวตั้งตามมาตรฐาน ASTM C882 [13] การเตรียมตัวอย่างสำหรับทดสอบกำลังรับแรงเฉือนอัด เริ่มต้นด้วยการเทจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ลงในแบบหล่อรูปปริซึมขนาด 50x50x125 มิลลิเมตร ที่มีตัวอย่างคอนกรีตครึ่งหนึ่ง และห่อด้วยแผ่นพลาสติกเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นเป็นเวลา 24 ชั่วโมง หลังจากนั้นถอดแบบและทำการห่อด้วยฟิล์มพลาสติกเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นอีกครั้ง และเก็บตัวอย่างไว้ที่ห้องควบคุมอุณหภูมิเท่ากับ 25 องศาเซลเซียส จนครบอายุการทดสอบเท่ากับ 1, 7 และ 28 วัน โดยผลการทดสอบใช้ค่าเฉลี่ยจากการทดสอบ 3 ตัวอย่าง ซึ่งลักษณะการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนอัดระหว่างคอนกรีตกับจีโอโพลิเมอร์

3. ผลการวิจัย

3.1 ระยะเวลาก่อตัว

ผลการทดสอบระยะการก่อตัวของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ ดังแสดงในตารางที่ 4 พบว่า ระยะเวลาการก่อตัวของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์สามารถแบ่งออกเป็น 2 กรณีด้วยกัน คือ ปัจจัยของการแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ในเถ้าลอยแคลเซียมสูงและปัจจัยของอัตราส่วนของสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ สำหรับปัจจัยของการแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ในเถ้าลอยแคลเซียมสูง พบว่า ระยะเวลาการก่อตัวมีแนวโน้มรวดเร็วขึ้นตามปริมาณการแทนที่ของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ที่เพิ่มขึ้น ตามข้อเท็จจริงแล้ว ปัจจัยการศึกษาปริมาณการแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ในเถ้าลอยมีการศึกษาอย่างแพร่หลาย เช่น Pangdaeng et al. [3] และ Phoo-ngernkham et al. [14] ซึ่งได้รายงานไว้ว่า การเพิ่มขึ้นของปริมาณปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ทำให้เกิดปฏิกิริยาไฮเดรชั่นส่งผลให้เกิดการเร่งปฏิกิริยาจีโอโพลิเมอร์ไรเซชั่นภายในระบบของจีโอโพลิเมอร์ ดังนั้น ระยะเวลาการก่อตัวจึงมีแนวโน้มลดลง

ขณะที่ปัจจัยของอัตราส่วนของสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ พบว่า ระยะเวลาการก่อตัวของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์มีแนวโน้มลดลงตามอัตราส่วนของสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่เพิ่มขึ้น อาจเนื่องจากการเพิ่มขึ้นของปริมาณอัตราส่วนของสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์หมายถึงปริมาณของซิลิกาที่มีความรวดเร็วในการทำปฏิกิริยาเพิ่มขึ้น ดังนั้น อาจเป็นไปได้ว่า แคลเซียมออกไซด์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงหรือปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ทำปฏิกิริยากับซิลิกาจากสารละลายโซเดียมซิลิเกต ซึ่งสอดคล้องกับตารางที่ 4 พบว่า อัตราส่วนของสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เท่ากับ 2.5 มีค่าระยะเวลาการก่อตัวต่ำที่สุด

ตารางที่ 4 ผลการทดสอบระยะเวลาการก่อตัวและกำลังอัดของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์

Mix ID.	Setting time (min)		Compressive strength (MPa)		
	Initial	Final	1d	7d	28d
0PC1.0NHWG	25	46	6.9	24.3	32.1
0PC1.5NHWG	18	32	7.4	25.5	37.3
0PC2.0NHWG	13	20	9.3	26.1	37.5
0PC2.5NHWG	9	17	9.5	27.3	39.1
20PC1.0NHWG	20	39	19.8	40.4	56.5
20PC1.5NHWG	15	26	26.1	48.0	58.6
20PC2.0NHWG	10	16	18.2	48.3	61.9
20PC2.5NHWG	7	12	16.8	51.7	66.1

3.2 กำลังรับแรงอัด

ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ ดังแสดงในตารางที่ 4 พบว่า กำลังรับแรงอัดของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามปริมาณการแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ อัตราส่วนของสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อ

สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ และระยะเวลาการบ่มที่เพิ่มขึ้น

จากตารางที่ 4 จะเห็นได้ว่า การแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ในเถ้าลอยแคลเซียมสูงร้อยละ 20 สามารถปรับปรุงกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ได้ ดังเช่นรายงานวิจัยของ Pangdaeng et al. [3] และ Phoo-ngernkham et al. [14] ที่ได้ศึกษาทำนองเดียวกันกับงานวิจัยนี้ พบว่า การใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์แทนที่เถ้าลอยช่วยปรับปรุงคุณสมบัติของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ที่อุณหภูมิได้ โดยผลผลิตแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (C-S-H) จากการทำปฏิกิริยาระหว่างแคลเซียมออกไซด์กับซิลิกาจากวัสดุตั้งต้น เป็นการเพิ่มผลผลิตภายในระบบจีโอโพลิเมอร์ ซึ่งแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (C-S-H) จะอยู่ร่วมกับผลผลิตจีโอโพลิเมอร์เจล (N-A-S-H) จากรายงานวิจัยของ Palomo et al. [4] อธิบายไว้ว่า การอยู่ร่วมกันระหว่าง แคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (C-S-H) กับจีโอโพลิเมอร์เจล (N-A-S-H) ช่วยให้เนื้อเพสต์ของจีโอโพลิเมอร์มีความหนาแน่นขึ้นจึงส่งผลเชิงบวกต่อกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์

ตารางที่ 5 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนอัดระหว่างคอนกรีตกับเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์

Mix ID.	Slant shear strength (MPa)		
	1d	7d	28d
0PC1.0NHWG	2.6	3.2	3.5
0PC1.5NHWG	1.8	2.8	3.6
0PC2.0NHWG	1.2	2.5	3.2
0PC2.5NHWG	0.6	2.3	2.9
20PC1.0NHWG	2.7	10.8	19.1
20PC1.5NHWG	3.2	13.9	17.9
20PC2.0NHWG	3.6	14.4	15.6
20PC2.5NHWG	4.0	11.6	12.9

ขณะที่ปัจจัยของอัตราส่วนของสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ต่อกำลังอัดของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ พบว่า เถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์มีแนวโน้มต้องการสารละลายโซเดียมซิลิเกตมากกว่าสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ โดยแท้จริงแล้วสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ทำหน้าที่ชะละลายซิลิกาและอะลูมินาจากวัสดุตั้งต้นออกมาทำปฏิกิริยา และสารละลายโซเดียมซิลิเกตจะทำหน้าที่ควบแน่น ซึ่งจากงานวิจัยนี้ใช้เถ้าลอยแคลเซียมสูงและปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์เป็นวัสดุตั้งต้นในการผลิตวัสดุจีโอโพลิเมอร์ หมายถึงมีปริมาณของแคลเซียมออกไซด์ในปริมาณสูง ดังนั้น ซิลิกาที่มีความรวดเร็วในการทำปฏิกิริยาจากสารละลายโซเดียมซิลิเกตจึงมีแนวโน้มสามารถทำปฏิกิริยากับแคลเซียมออกไซด์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงและปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ได้มากส่งผลให้กำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์มีแนวโน้มเพิ่มขึ้น

3.3 กำลังรับแรงเฉือนอัด

กำลังรับแรงเฉือนอัดระหว่างคอนกรีตเดิมกับเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ดังแสดงในตารางที่ 5 พบว่า กำลังรับแรงเฉือนอัดของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามปริมาณการแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ในเถ้าลอยและระยะเวลาการบ่มที่เพิ่มขึ้น แต่อย่างไรก็ตามปัจจัยของอัตราส่วนของสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ส่งผลต่อกำลังรับแรงเฉือนอัดระหว่างคอนกรีตเดิมกับเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์อย่างมีนัยยะสำคัญ

จากตารางที่ 5 จะเห็นได้ว่า การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนอัดระหว่างคอนกรีตเดิมกับเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์แทนที่ด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์อาจเนื่องจากเกิดฏิกิริยามากขึ้นที่บริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างคอนกรีตเดิมกับจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ สอดคล้องกับรายงานวิจัยของ Parcheco-Torgal et al. [6] และ Phoo-ngernkham et al. [15] รายงานไว้ว่า แคลเซียมไฮดรอกไซด์ที่บริเวณผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตเดิมกับวัสดุจีโอโพลิเมอร์สามารถทำปฏิกิริยาซิลิกาและอะลูมินาจากวัสดุตั้งต้นในการผลิตจีโอโพลิเมอร์เกิดเป็นผลผลิตแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (C-S-H) หรือ/และแคลเซียมอะลูมิโนซิลิเกตไฮเดรต (C-A-S-H) ส่งผลให้สามารถปรับปรุงกำลังยึดเกาะที่พื้นที่เชื่อมต่อกัน

ขณะที่ปัจจัยของอัตราส่วนของสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ส่งผลต่อกำลังรับแรงเฉือนอัดระหว่างคอนกรีตเดิมกับเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ พบว่า กำลังรับแรงเฉือนอัดระหว่างคอนกรีตเดิมกับเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์แทนที่ด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์มีแนวโน้มลดลงตามอัตราส่วนของ

สารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่เพิ่มขึ้น โดยแท้จริงแล้วอัตราส่วนของสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่เพิ่มขึ้นควรพัฒนากำลังยึดเกาะระหว่างจุดสัมผัสทั้ง 2 ส่วน เพราะซิลิกาที่มีความว่องไวในการทำปฏิกิริยาสามารถทำปฏิกิริยากับแคลเซียมไฮดรอกไซด์เกิดเป็นผลิตมากขึ้นที่บริเวณจุดสัมผัส แต่อย่างไรก็ตามจากตารางที่ 5 จะเห็นได้ว่า กำลังรับแรงเฉือนอัดลงลง อาจเนื่องจากอัตราส่วนของสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่สูงจะมีค่าระยะเวลาการก่อตัวที่รวดเร็ว (ดูตารางที่ 4) จึงส่งผลต่อความสามารถในการยึดเกาะระหว่างวัสดุทั้ง 2 ส่วน

4. สรุป

เถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ที่มีการแทนที่ด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์สามารถใช้ทางเลือกในงานวัสดุซ่อมแซมได้เมื่อพิจารณาร่วมกับค่าระยะเวลาการก่อตัว กำลังรับแรงอัด และกำลังรับแรงเฉือนอัดระหว่างคอนกรีตเดิมกับเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ซึ่งค่ากำลังรับแรงอัดและกำลังรับแรงเฉือนอัดมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามปริมาณการแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ที่เพิ่มขึ้น อาจเนื่องจากการทำปฏิกิริยาที่เพิ่มขึ้นส่งผลให้มีความแข็งแรงที่พื้นที่เชื่อมต่อกันและมีความเป็นเนื้อเดียวกันระหว่างคอนกรีตเดิมกับเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ นอกจากนั้น กำลังรับแรงอัดของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามอัตราส่วนของสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่เพิ่มขึ้น แต่อย่างไรก็ตาม การเพิ่มของอัตราส่วนของสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ส่งผลเชิงลบต่อกำลังรับแรงเฉือนอัดระหว่างคอนกรีตเดิมกับจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบพระคุณหน่วยวิจัยวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน นครราชสีมา ที่อนุเคราะห์เครื่องมือในการทดสอบ

เอกสารอ้างอิง

[1] Phoo-ngernkham, T., Hanjitsuwan, S., Suksiripattanapong, C., Thumrongvut, J., Suebsuk, J. and Sookasem, S., (2016). Flexural strength of notched concrete beam filled with alkali-activated binders under different types of alkali solutions, Construction and Building Materials, 127: 673-678.

[2] Chindaprasirt, P., Chareerat, T. and Sirivivatnanon, V., (2007). Workability and strength of coarse high calcium fly ash geopolymer, Cement and Concrete Composites, 29(3), 224-229.

[3] Pangdaeng, S., Phoo-ngernkham, T., Sata, V. and Chindaprasirt, P., (2014). Influence of curing conditions on properties of high calcium fly ash geopolymer containing Portland cement as additive, Materials and Design, 53, 269-274.

[4] Palomo, A., Fernández-Jiménez, A., Kovalchuk, G., Ordoñez, L.M. and Naranjo, M.C., (2007). Opc-fly ash cementitious systems: Study of gel binders produced during alkaline hydration, Journal of Materials Science, (9): 2958-2966.

[5] Hanjitsuwan, S., Hunpratub, S., Thongbai, P., Maensir, S. and Sata, V., (2014). Chindaprasirt P. Effects of NaOH concentrations on physical and electrical properties of high calcium fly ash geopolymer paste, Cement and Concrete Composites, 45: 9-14.

[6] Pacheco-Torgal, F., Castro-Gomes, J.P. and Jalali, S., (2008). Adhesion characterization of tungsten mine waste geopolymeric binder. Influence of OPC concrete substrate surface treatment, Construction and Building Materials, 22(3): 154-161.

[7] Songpiriyakij, S., Pulngern, T., Pungpremtrakul, P. and Jaturapitakkul, C., (2011). Anchorage of

steel bars in concrete by geopolymer paste, Materials and Design, 32(5): 3021-3028.

[8] ASTM C191-13. *Standard test method for time of setting of hydrualic cement by vicat needle*. Annual Book of ASTM Standard 2013; Vol.04.01.

[9] ASTM C109. *Standard test method of compressive strength of hydrualic cement mortars (using 2-in. or [50 mm] cube speciments)*. Annual Book of ASTM Standard. 2002; Vol.04.01.

[10] ACI 211.1-91. *Standard practice for selecting proportions for normal, heavyweight, and mass concrete*. American Concrete Institute. 1991.

[11] Phoo-ngernkham, T., Maegawa, A., Mishima, N., Hatanaka, S. and Chindaprasirt, P., (2015). Effects of sodium hydroxide and sodium silicate solutions on compressive and shear bond strengths of FA–GBFS geopolymer. *Construction and Building Materials*, 91: 1-8.

[12] Phoo-ngernkham, T., Sata, V., Hanjitsuwan, S., Ridtirud, C. and Hatanaka, S., (2015). Chindaprasirt P. High calcium fly ash geopolymer mortar containing Portland cement for use as repair material. Construction and Building Materials, 98: 482-428.

[13] ASTM C882. *Standard test method for bond strength of epoxy-resin systems used with concrete by slant shear*. Annual Book of ASTM Standard. 2005;Philadelphia.

[14] Phoo-ngernkham, T., Chindaprasirt, P., Sata, V., Pangdaeng, S. and Sinsiri, T., Properteis of high calcium fly ash geopolymer pastes containing Portland cement as additive. International Journal of Minerals, metallurgy and Materials, 20(2): 214-220.

[15] Phoo-ngernkham, T., Hanjitsuwan, S., Li, L.Y., Damrongwiriyanupap, N. and Chindaprasirt P., (2019). Adhesion characterization of Portland cement concrete and alkali-activated binders under different types of calcium promoters. Advances in Cement Research, 31(2): 69-79.

ความสามารถทำงานได้ กำลังอัดและสัมประสิทธิ์การซึมผ่านคลอไรด์ของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมซิลิกาฟูม

Workability, Strength and Chloride Diffusion Coefficient of High-Calcium Fly Ash Geopolymer Mortar Incorporated with Silica Fume

อัครพล วะชุม[1] (Akaraphol Wachum)[1]
ศิริวัฒน์ วรวงศ์[2] (Siriwat Woravong)[2]
ทรงวุฒิ เกล้ารัมย์[3] (Songwut Klaoram)[3]
มงคล พลเสน[4] (Mongkhon Phonsen)[4]
ฉัตรทริกา เพียงพิมาย[5] (Chattarika Phiangphimai)[5]
สกลวรรณ ห่านจิตสุวรรณ์[6] (Sakonwan Hanjitsuwan)[6]
ณัฐพงศ์ ดำรงวิริยะนุภาพ[7] (Nattapong Damrongwiriyanupap) [7]
ธนากร ภูเงินขำ[8] (Tanakorn Phoo-ngernkham)[8]

[1]นักศึกษาปริญญาโท หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์ : akaraphol.wa@gmail.com
[2]นักศึกษาปริญญาตรี หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์ : siriwatworavong@gmail.com
[3]นักศึกษาปริญญาตรี หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์ : songwutklaoram2540@gmail.com
[4]นักศึกษาปริญญาตรี หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์ : Tanpalm23@hotmail.com
[5]ผู้ช่วยวิจัย หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์ : chattarikapeangphimai@gmail.com
[6]ผู้ช่วยศาสตราจารย์ สาขาวิชาเทคโนโลยีโยธา คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏลำปาง อีเมลล์: hanjitsuwan@gmail.com
[7]รองศาสตราจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยพะเยา จ.พะเยา อีเมลล์: natpong_chin@hotmail.com
[8]ผู้ช่วยศาสตร์อาจารย์ หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์ : tanakorn.ph@rmuti.ac.th

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้มีจุดประสงค์เพื่อศึกษาความข้นเหลว ระยะเวลาก่อตัว กำลังรับแรงอัดและค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านคลอไรด์ด้วยวิธีการเคลื่อนย้ายคลอไรด์แบบเร่งของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมซิลิกาฟูม โดยเถ้าลอยแคลเซียมสูงถูกแทนที่ด้วยซิลิกาฟูมในร้อยละ 0 และ 15 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน สารละลายด่างที่ใช้ในการเกิดปฏิกิริยาได้แก่ สารละลายโซเดียมซิลิเกตและสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่มีความเข้มข้น 14 โมลาร์ อัตราส่วนสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เท่ากับ 1.0 อัตราส่วนทรายต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.5 และบ่มที่อุณหภูมิห้องทุกส่วนผสม โดยศึกษาปัจจัยของอัตราส่วนของเหลวต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.4, 0.5 และ 0.6 ผลการทดสอบ พบว่าการเพิ่มขึ้นของอัตราส่วนของเหลวต่อวัสดุประสานส่งผลให้กำลังอัดของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมซิลิกาฟูมมีแนวโน้มลดลง แต่อย่างไรก็ตามความข้นเหลวและระยะเวลาการก่อตัวมีแนวโน้มเพิ่มขึ้น ขณะที่การใช้ซิลิกาฟูมสามารถพัฒนากำลังอัดของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ได้

ABSTRACT: The objective of this research is to study the flow rate, setting time, compressive strength, and chloride diffusion coefficient by using rapid chloride migration test of high-calcium fly ash (FA) geopolymer mortar containing Silica fume (SF). FA was replaced by SF at the rates of 0% and 15% by weight of the binder. The alkali activators were sodium silicate (WG) solution and 14 molar sodium hydroxide (NH) solution. The constant WG/NH ratio of 1.0, sand/binder ratio of 0.5 and curing at ambient temperature were used in all mixes. The liquid/binder ratios at 0.40, 0.50 and 0.60 were studied. Test results found that the increase in liquid/binder ratio had adverse effects on the compressive strength of the high-calcium FA geopolymer mortar incorporated with SF; however, the flow rate and setting time tended to increase. While the use of SF could enhance the strength development of high-calcium FA geopolymer mortar.

KEYWORDS: High-calcium fly ash, Silica fume, Workability, Compressive strength, Chloride diffusion coefficient

1. บทนำ

โดยปกติโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจะเกิดการเสื่อมสภาพเร็วกว่าที่กำหนดไว้จากการออกแบบ อาจมีสาเหตุมาจากสารอันตรายที่มีผลต่อคุณสมบัติของคอนกรีตแทรกซึมเข้าสู่เนื้อคอนกรีต สารอันตรายเหล่านี้อาทิเช่น ซัลเฟต คลอไรด์ กรด และก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ เป็นต้น โดยสารอันตรายเหล่านี้จะเข้าทำลายเนื้อคอนกรีตหรือเหล็กเสริมในโครงสร้างคอนกรีตทำให้เหล็กเสริมเกิดสนิมขึ้นส่งผลให้เหล็กเสริมเกิดการขยายตัวและทำให้คอนกรีตเกิดการแตกร้าวและเสียหายได้ในที่สุด ดังนั้น โครงสร้างคอนกรีตจึงมีความสามารถในการรับกำลังลดลง

ในปัจจุบันได้มีวิธีการป้องกันการเกิดปัญหาดังกล่าว เช่น วิธีการเคลือบผิวที่เหล็กเสริม วิธีแคโทดิก และวิธีอิเล็กโตรแพลนติ้ง เป็นต้น ซึ่งในปัจจุบัน วิธีการเคลือบผิวที่เหล็กเสริมจะเป็นวิธีที่นิยมในสุด และมีงานวิจัยที่ศึกษาเกี่ยวกับการใช้อีพ็อกซี่เรซิ่นเป็นสารเคลือบเพื่อป้องกันการกัดกร่อนของเหล็กเสริมในคอนกรีตอย่างแพร่หลาย แต่อย่างไรก็ตาม เมื่อพิจารณาปัจจัยด้านราคาของอีพ็อกซี่เรซิ่นจะมีราคาค่อนข้างสูง ดังนั้น เทคโนโลยีด้านการพัฒนาวัสดุใหม่เพื่อใช้เคลือบผิวเหล็กเสริมในคอนกรีตมีความจำเป็นต้องได้รับการพัฒนาอย่างต่อเนื่อง ทั้งในด้านการเพิ่มความสามารถการทนทานต่อการกัดกร่อนจากสารอันตรายที่แทรกซึมเข้าสู่เนื้อคอนกรีตและด้านราคาต้นทุนของวัสดุดังกล่าว หนึ่งในวัสดุที่ได้รับความนิยมและมีความเป็นไปได้ในการพัฒนาเป็นสารเคลือบผลิวเหล็กเสริม คือ **"วัสดุจีโอโพลิเมอร์"**

"จีโอโพลิเมอร์" เป็นวัสดุเชื่อมประสานที่มีองค์ประกอบของซิลิกา (SiO_2) และอะลูมินา (Al_2O_3) เป็นองค์ประกอบหลัก และถูกกระตุ้นด้วยสารละลายด่างเพื่อชะละลายและควบแน่นปฏิกิริยาจีโอโพลิเมอร์ไรเซชั่น สารละลายด่างที่นิยมใช้คือ สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์และสารละลายโซเดียมซิลิเกต ซึ่งในปัจจุบันได้มีการพัฒนาวัสดุชนิดนี้อย่างแพร่หลายเนื่องด้วยสามารถให้กำลังรับแรงอัดและยึดเกาะที่สูง อีกทั้งสามารถทนความร้อนและต้านทานการกัดกร่อนได้ดี

จากเหตุผลดังกล่าว การพัฒนาจีโอโพลิเมอร์เป็นสารเคลือบเพื่อป้องกันการกัดกร่อนของเหล็กเสริมในคอนกรีตจึงควรมีการพัฒนาอย่างต่อเนื่อง ดังนั้น งานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาความสามารถทำงานได้ กำลังอัดและความทนทานต่อการกัดกร่อนของคลอไรด์ของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมซิลิกาฟูม ซึ่งเป็นคุณสมบัติพื้นฐานของวัสดุเคลือบผิวเหล็กเสริม ผลการทดสอบของงานวิจัยนี้จะเป็นข้อมูลพื้นฐานของการพัฒนาวัสดุชนิดนี้เพื่อใช้เป็นวัสดุเคลือบผิวและเป็นอีกหนึ่งทางเลือกในอุตสาหกรรมการก่อสร้างต่อไป

2. การเตรียมวัสดุและการทดลอง

2.1 วัสดุ

2.1.1 เถ้าลอยแคลเซียมสูง

เถ้าลอยแคลเซียมสูงเป็นวัสดุพลอยได้จากการเผาถ่านหินเพื่อผลิตกระแสไฟฟ้า โดยถ่านหินที่บดละเอียดจะถูกเผาเพื่อให้พลังงานความร้อนแก่หม้อไอน้ำ (Boiler) เพื่อผลิตกระแสไฟฟ้าต่อไป เถ้าถ่านหินขนาดใหญ่จะตกลงยังก้นเตาจึงเรียกกันว่าเถ้าก้นเตา หรือเถ้าหนัก (bottom ash) ส่วนถ่านหินที่มีขนาดเล็กกว่า 1 ไมโครเมตร จนถึงประมาณ 200 ไมโครเมตร จะถูกพัดออกตามอากาศร้อนจึงเรียกว่าเถ้าลอย เถ้าลอยจะถูกดักจับโดยที่ดักจับไฟฟ้าสถิต (electrostatic precipitator) เพื่อไม่ให้ลอยออกไปกับอากาศร้อน ซึ่งจะก่อให้เกิดมลภาวะในพื้นที่รอบโรงงานไฟฟ้า

เถ้าลอย หรือเถ้าถ่านหินที่หลงเหลือจากกระบวนการเผาไหม้ของถ่านหินหรือลิกไนต์จะมีขนาดเล็กและละเอียดมาก โดยจะปลิวปนไปกับก๊าซร้อนออกจากปล่องควันของโรงงานผลิตไฟฟ้าที่ใช้ถ่านหินเป็นเชื้อเพลิง ซึ่งถ้ามีปริมาณเถ้าลอยมากในชั้นบรรยากาศ ก็อาจก่อให้เกิดปัญหามลภาวะของอากาศได้ ในปัจจุบันเถ้าลอยเป็นที่นิยมนำมาใช้ในงานคอนกรีตอย่างแพร่หลายด้วยเหตุผลเพราะว่าเถ้าลอยจะมีออกไซด์ของซิลิกอน อะลูมิเนียม และเหล็ก ซึ่งออกไซด์เหล่านี้จะสามารถไปทำปฏิกิริยาปอซโซลานเนื่องจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นได้ดี และส่งผลให้กำลังอัดของคอนกรีตมีกำลังสูงขึ้น โดยเฉพาะการใช้เถ้าลอยที่มีคุณภาพดี [1]

2.1.2 ซิลิกาฟูม

ซิลิกาฟูมหรือไมโครซิลิกาเป็นวัสดุผสมเพิ่มชนิดหนึ่งซึ่งเป็นผลพลอยได้ของโรงงานผลิตซิลิกอนเมททัลและเฟอร์โรซิลิกอนอัลลอยด์เป็นขบวนการรีดักชั่นจากควอตซ์ที่บริสุทธิ์ไปเป็นซิลิกอนโดยวิธีอิเล็กทริคอาคที่อุณหภูมิสูงถึง 2000 องศาเซลเซียส ทำให้เกิดไอของซิลิกอนออกไซด์ซึ่งต่อมาจะออกซิไดซ์และกลั่วตัวที่อุณหภูมิต่ำๆ ได้เป็นอนุภาคขนาดเล็กมากๆของซิลิกาที่ไม่เป็นผลึก และถูกดักจับเพื่อบรรจุใส่ถุงไว้ โดยทั่วไปซิลิกาฟูมจะมีขนาดอนุภาคเฉลี่ย

ประมาณ 0.1 ไมโครเมตรและมีพื้นที่ผิวประมาณ 20–25 ตารางเมตรต่อกรัม กล่าวคือ ซิลิกาฟูมจะมีขนาดเล็กกว่าปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ถึง 100 เท่า [2] การที่อนุภาคของซิลิกาฟูมเล็กมากๆ จึงมีพื้นที่ผิวสูงมากและซิลิกาฟูมอยู่ในรูปไม่เป็นผลึก ทำให้ซิลิกาฟูมเป็นสารที่เกิดปฏิกิริยาปอซโซลานได้เร็วมาก ดังนั้น การใช้ซิลิกาฟูมในงานวิจัยนี้จึงน่าจะช่วยพัฒนากำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์เมื่อบ่มที่อุณหภูมิปกติ

2.1.3 อีพ็อกซี่เรซิ่น

อีพ็อกซี่ หรือโพลีพอกไซต์เป็นเทอร์โมเซ็ตติ้งโพลิเมอร์เกิดจากปฏิกิริยาของเรซิ่นกับฮาร์ดเดนเนอร์ อีพ็อกซี่มีหลากหลายคุณประโยชน์ใช้สอยในการทำงานทั่วไป อีพ็อกซี่เป็นโคโพลิเมอร์ที่จะเกิดจากสารเคมีที่แตกต่างกัน คือ เรซิ่นและฮาร์ดเดนเนอร์ โดยเรซิ่นจะประกอบด้วยโมโนเมอร์ หรือพอลิเมอร์กลุ่มพอกไซด์ส่วนใหญ่แล้วเรซิ่นอีพ็อกซี่ทั่วไปจะเกิดจากปฏิกิริยาระหว่าง Epichlorohydrin และ Bisphenol–A แต่หลังจากนั้นอาจถูกแทนที่ด้วยสารเคมีที่คล้ายฮาร์ดเดนเนอร์ ประกอบด้วยโมโนเมอร์พอลิเอ เช่น Triethylenetetramine (TETA) เมื่อสารเหล่านี้ผสมกัน กลุ่มละลายทำปฏิกิริยากับกลุ่มพอกไซด์ในรูปแบบโควาเลนต์ [3]

โดยทั่วไปอีพ็อกซี่เป็นที่รู้จักกันดีที่เป็นวัสดุสำหรับการยึดเกาะทางเคมีและความต้านทานความร้อนต่อคุณสมบัติเชิงกล ในงานซ่อมบำรุงของโครงสร้างคอนกรีตอีพ็อกซี่เป็นวัสดุที่นิยมใช้อย่างแพร่หลายทั้งในด้านการเคลือบผิวเหล็กเพื่อต้านทานการกัดกร่อนของเหล็กเสริม ทนทานต่อสารเคมีกรด-ด่าง และอีกหลายประการ [3]

2.2 วิธีการเตรียมตัวอย่าง

อัตราส่วนผสมของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมซิลิกาฟูมดังแสดงในตารางที่ 2 โดยเถ้าลอยแคลเซียมสูงถูกแทนที่ด้วยซิลิกาฟูมร้อยละ 15 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน ทุกอัตราส่วนผสมใช้อัตราส่วนทรายต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.5 อัตราส่วนสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เท่ากับ 1.0 และความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เท่ากับ 14 โมลาร์ และดำเนินการศึกษาปัจจัยของอัตราส่วนของเหลวต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.40, 0.50 และ 0.60

สำหรับขั้นตอนการผสมจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ เริ่มต้นด้วยการผสมวัสดุตั้งต้นให้เข้ากันเป็นเวลาประมาณ 1 นาที หลังจากนั้นเทสารละลายทั้ง 2 ชนิด (โดยผสมให้เข้ากันก่อนใช้) และผสมให้เข้ากันจนกระทั่งเป็นเนื้อเดียวกันเป็นเวลาประมาณ 2 นาที

ตารางที่ 1 *องค์ประกอบทางเคมีของเถ้าลอยแคลเซียมสูงและซิลิกาฟูม*

Chemical compositions	FA (%)	SF (%)
SiO_2	31.32	92.00
Al_2O_3	13.96	0.70
Fe_2O_3	15.64	1.20
CaO	25.79	0.20
MgO	2.94	0.20
Na_2O	2.83	0.40
K_2O	2.93	0.10
SO_3	3.29	-
LOI	1.30	-

ตารางที่ 2 *อัตราส่วนผสมของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมซิลิกาฟูม*

Symbol	FA (g)	SF (g)	Sand (g)	NH (g)	WG (g)
0.40LB100FA	100	-	50	20	20
0.50LB100FA	100	-	50	25	25
0.60LB100FA	100	-	50	30	30
0.40LB85FA15SF	85	15	50	20	20
0.50LB85FA15SF	85	15	50	25	25
0.60LB85FA15SF	85	15	50	30	30

2.3 การทดสอบกำลังรับแรงอัด

การทดสอบกำลังรับแรงอัดใช้แบบหล่อทรงลูกบาศก์ขนาด 50x50x50 มิลลิเมตร ตามมาตรฐาน ASTM C109 [4] วัสดุจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์จะถูกเทลงแบบหล่อและห่อด้วยแผ่นพลาสติกฟิล์มเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นและเก็บไว้ห้องควบคุมอุณหภูมิ 25 องศาเซลเซียส และถอดแบบเมื่อครบ 24 ชั่วโมง จากนั้นทำการทดสอบวัสดุจีโอโพลิเมอร์มอร์ที่อายุการบ่ม 1 วัน โดยลักษณะตัวอย่างสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงอัดดังแสดงในรูปที่ 1

รูปที่ 1 ลักษณะตัวอย่างการทดสอบกำลังรับแรงอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์

2.4 การทดสอบความข้นเหลว

การทดสอบความข้นเหลวของวัสดุจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ใช้วิธีการไหลด้วยตัวเองดังในแสดงในรูปที่ 2 การทดสอบความข้นเหลวของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ประยุกต์จากมาตรฐาน ASTM C1611 [5]

รูปที่ 2 ลักษณะการทดสอบความข้นเหลวของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์

รูปที่ 3 ลักษณะการทดสอบระยะเวลาก่อตัวของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์

2.5 การทดสอบระยะเวลาก่อตัวของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์

การทดสอบการระยะเวลาก่อตัวของวัสดุจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์จะใช้วิธีของเข็มไวแคต (Vicat needle) ตามมาตรฐาน ASTM C191 [6] ดังแสดงในรูปที่ 3

2.6 การทดสอบค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านคลอไรด์ด้วยวิธีการเคลื่อนย้ายคลอไรด์แบบเร่ง (Rapid migration) ของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์

สำหรับการทดสอบค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านคลอไรด์ด้วยวิธีการเคลื่อนย้ายคลอไรด์แบบเร่ง (Rapid migration) ของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ การเตรียมตัวอย่างเริ่มต้นด้วยเทวัสดุจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ลงในแบบหล่อรูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 100 มิลลิเมตร สูง 200 มิลลิเมตร และห่อด้วยแผ่นพลาสติกฟิล์มเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นและเก็บไว้ห้องควบคุมอุณหภูมิ 25 องศาเซลเซียส และถอดแบบเมื่อครบ 24 ชั่วโมง จากนั้นทำการทดสอบค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านคลอไรด์ด้วยวิธีการเคลื่อนย้ายคลอไรด์แบบเร่ง (Rapid migration)ของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ที่อายุการบ่ม 1 วัน การทดสอบและการเตรียมตัวอย่างสำหรับการทดสอบค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านคลอไรด์ด้วยวิธีการเคลื่อนย้ายคลอไรด์แบบเร่ง (Rapid migration) ของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ตามมาตรฐาน NT-Build 492 [7] ดังแสดงในรูปที่ 4

รูปที่ 4 ลักษณะการทดสอบการเคลื่อนย้ายคลอไรด์แบบเร่งของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์

3. ผลการวิจัย

3.1 ความข้นเหลวและระยะเวลาก่อตัว

ความสามารถทำงานได้และระยะเวลาก่อตัวเป็นหนึ่งในคุณสมบัติที่สำคัญของวัสดุประสาน โดยผลการทดสอบแสดง

ไว้ในตารางที่ 3 พบว่า การเพิ่มขึ้นของอัตราส่วนของเหลวต่อวัสดุประสาน (L/B) ส่งผลให้ความข้นเหลวและระยะเวลาการก่อตัวของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมซิลิกาฟูมเพิ่มขึ้น ซึ่งเป็นไปในทิศทางเดียวกันกับอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานของระบบคอนกรีตปกติ (W/C) ตัวอย่างเช่น ส่วนผสมของ 0.40LB85FA15SF และ 0.50LB 85FA15SF มีค่าความข้นเหลวเท่ากับร้อยละ 88 และ 204 ตามลำดับ ส่วนผลการทดสอบระยะเวลาก่อตัวของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมซิลิกาฟูม พบว่า ระยะเวลาก่อตัวเพิ่มขึ้นตามการเพิ่มขึ้นของอัตราส่วนของเหลวต่อวัสดุประสาน เช่น ส่วนผสมของ 0.40LB85FA15SF และ 0.50LB85FA15SF มีค่าระยะเวลาก่อตัวปลายเท่ากับ 20 และ 27 นาที ตามลำดับ ผลการศึกษาของงานวิจัยนี้สอดคล้องกับรายงานของ Phoo-ngernkham และคณะ [8] ที่รายงานไว้ว่า การเพิ่มขึ้นของอัตราส่วนของเหลวต่อวัสดุประสานช่วยเพิ่มความสามารถทำงานได้ของวัสดุจีโอโพลิเมอร์ นอกจากนั้น Chindaprasirt และคณะ [9] กล่าวว่าอัตราส่วนของ SiO_2/Al_2O_3 ที่สูงขึ้นภายในระบบของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์ส่งให้ระยะเวลาก่อตัวมีแนวโน้มเพิ่มขึ้น

ตารางที่ 3 ความสามารถทำงานได้ของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมซิลิกาฟูม

Symbol	Setting time (min)		Flow rate (%)
	Initial	Final	
0.40LB100FA	2	8	0*
0.50LB100FA	8	18	64
0.60LB100FA	8	35	406
0.40LB85FA15SF	13	20	88
0.50LB85FA15SF	17	27	204
0.60LB85FA15SF	25	66	309

หมายเหตุ : * มีค่าต่ำมาก

3.2 กำลังรับแรงอัด

ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมซิลิกาฟูมดังแสดงในตารางที่ 4 พบว่า ค่ากำลังรับแรงอัดของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์มีแนวโน้มลดลงตามอัตราส่วนของเหลวต่อวัสดุประสาน (L/B) ที่เพิ่มขึ้น เช่น ส่วนผสมของ 0.40LB100FA, 0.50LB100FA และ 0.60LB100FA มีค่าเท่ากับ 18.3, 15.3 และ 12.0 เมกะปาสคาล ตามลำดับ ขณะที่ปัจจัยของการแทนที่ด้วยซิลิกาฟูมในเถ้าลอยแคลเซียมสูงเพื่อผลิตจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ พบว่า กำลังอัดมีแนวโน้มลดลง เช่น ส่วนผสมของ 0.40LB85FA15SF, 0.50LB85FA15SF และ 0.60LB85FA15SF มีค่าเท่ากับ 11.9, 7.6 และ 4.2 เมกะปาสคาล ตามลำดับ เมื่อพิจารณาผลการทดสอบ พบว่า การแทนที่ของซิลิกาฟูมในเถ้าลอยแคลเซียมสูงในร้อยละ 15 จะให้ค่ากำลังอัดที่ต่ำกว่าส่วนผสมที่ไม่มีการใช้ซิลิกาฟูม สอดคล้องกับรายงานวิจัยของ Chindaprasirt et al. [10] รายงานไว้ว่า การแทนที่ของซิลิกาฟูมมากกว่าร้อยละ 5 หมายถึงอัตราส่วน SiO_2/Al_2O_3 ที่สูงและ SiO_2 ส่วนเกินมากไปจึงส่งผลทำให้กำลังรับแรงอัดมีแนวโน้มลดลง

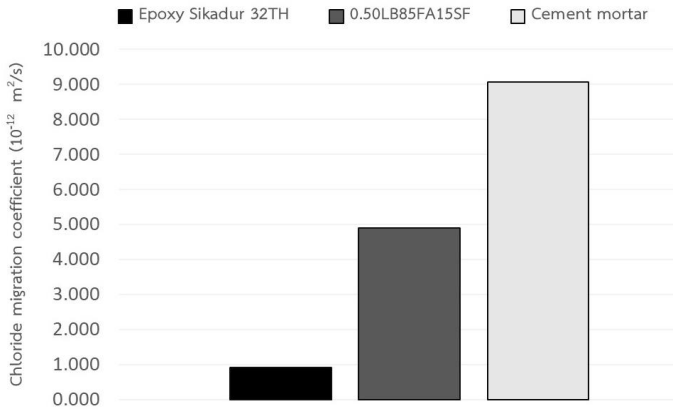
ตารางที่ 4 กำลังอัดของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมซิลิกาฟูม

Symbol	1-day Strength (MPa)
0.40LB100FA	18.3
0.50LB100FA	15.3
0.60LB100FA	12.0
0.40LB85FA15SF	11.9
0.50LB85FA15SF	7.6
0.60LB85FA15SF	4.2

3.3 ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านคลอไรด์ด้วยวิธีการเคลื่อนย้ายคลอไรด์แบบเร่ง (Rapid migration)

ผลการทดสอบการเคลื่อนย้ายคลอไรด์แบบเร่งของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมซิลิกาฟูมดังแสดงในรูปที่ 5 โดยเนื้อหาของส่วนนี้จะใช้เถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมซิลิกาฟูมร้อยละ 15 เมื่อผลิตด้วยอัตราส่วนทรายต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.5 อัตราส่วนสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เท่ากับ 1.0 และความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เท่ากับ 14 โมลาร์ ซึ่งมีระยะการก่อตัวที่เหมาะสมระหว่าง 20-30 นาที และค่าการไหลแผ่ร้อยละ 200

เพื่อพิจารณาเปรียบเทียบกับอีพ็อกซี่เรซิ่นกับซีเมนต์มอร์ต้าร์ ผลการทดสอบ พบว่า ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านคลอไรด์ของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมซิลิกาฟูมมีค่าเท่ากับ 4.895×10^{-12} ตารางเมตรต่อวินาที เมื่อเปรียบเทียบกับอีพ็อกซี่เรเซิ่นกับซีเมนต์มอร์ต้าร์มีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านคลอไรด์เท่ากับ 0.901×10^{-12} และ 9.070×10^{-12} ตารางเมตรต่อวินาที ตามลำดับ จากผลการทดสอบข้างต้นจะเห็นได้ว่า เถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมซิลิกาฟูมสามารถต้านทานต่อการแทรกซึมของคลอไรด์ได้ดีกว่าซีเมนต์มอร์ต้าร์ประมาณ 1.85 เท่า จากรายงานวิจัยของ Aguirre-Guerrero และคณะ [11] กล่าวว่า การใช้วัสดุจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์สามารถต้านทานการกัดกร่อนของคลอไรด์ได้ดีกว่าซีเมนต์มอร์ต้าร์ นอกจากนั้น Aguirre-Guerrero และคณะ [11] ยังมีการรายงานเพิ่มเติมไว้ว่า วัสดุจากจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์จะมีผลผลิต คือ โซเดียมอะลูมิโนซิลิเกตไฮเดรต (N-A-S-H) ซึ่งมีความทึบน้ำเพิ่มสูงขึ้นและมีความสามารถต้านทานต่อการกัดกร่อนของคลอไรด์ได้เป็นอย่างดี เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบกับอีพ็อกซี่เรซิ่น พบว่า ค่าสัมประสิทธิ์การแทรกซึมของคลอไรด์ของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมซิลิกาฟูมจะมีค่ามากกว่าอีพ็อกซี่เรซิ่น แต่อย่างไรก็ตามเมื่อเปรียบเทียบทางด้านราคา พบว่าจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์มีราคาต่ำกว่าอีพ็อกซี่เรซิ่น ดังรายงานวิจัยของ Phoo-ngernkham et al. [12] และ Phoo-ngernkham et al. [13] ดังนั้น จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมซิลิกาฟูมเป็นหนึ่งในทางเลือกที่น่าสนใจสำหรับการพัฒนาเป็นสารเคลือบผิวเหล็กเสริมในคอนกรีต



รูปที่ 5 ผลการทดสอบค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านคลอไรด์ด้วยวิธีการเคลื่อนย้ายคลอไรด์แบบเร่ง (Rapid migration)

4 สรุปผล

จากการศึกษากำลังรับแรงอัด ความข้นเหลว ระยะเวลาก่อตัวและค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านคลอไรด์ด้วยวิธีการเคลื่อนย้ายคลอไรด์แบบเร่งของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมซิลิกาฟูมสามารถสรุปได้ว่า

4.1) การแทนที่ของซิลิกาฟูมในเถ้าลอยแคลเซียมสูงร้อยละ 15 ส่งผลให้กำลังรับแรงอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์มีแนวโน้มลดลง

4.2) การแทนที่ของซิลิกาฟูมในเถ้าลอยแคลเซียมสูงร้อยละ 15 และอัตราส่วนของเหลวต่อวัสดุประสานที่เพิ่มขึ้นช่วยปรับปรุงค่าระยะเวลาก่อตัวและค่าความข้นเหลวของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์

4.3) เถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมซิลิกาฟูมร้อยละ 15 มีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของคลอไรด์ต่ำกว่าซีเมนต์มอร์ต้าร์ประมาณ 1.85 เท่า แต่อย่างไรก็ตามค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของคลอไรด์ของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมซิลิกาฟูมสูงกว่าอีพ็อกซี่

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนทุนวิจัยจากสำนักงานคณะกรรมการส่งเสริมวิทยาศาสตร์ วิจัยและนวัตกรรม (สกสว.) ภายใต้โครงการวิจัยและนักวิจัยสำหรับภาคอุตสาหกรรม สัญญาเลขที่ MSD62I0024 และผู้วิจัยขอขอบพระคุณหน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน นครราชสีมา ที่อนุเคราะห์เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบ

เอกสารอ้างอิง

[1] ปริญญา จินดาประเสริฐ, ชัย จาตุรพิทักษ์กุล. (2553). ปูนซีเมนต์ ปอซโซลาน และคอนกรีต. สมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย. กรุงเทพมหานคร

[2] ชัย จาตุรพิทักษ์กุล. (2542). ซิลิกาฟูม. วารสารคอนกรีต. สมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย.

[3] บริษัท สมาร์ท แอนด์ ไบรท์ จำกัด. อีพ็อกซี่เรซิ่น .[ออนไลน์]. ได้จาก http://epoxy-thai.blogspot.com

[4] ASTM C109/C 109M-02. (2016). Standard Test Method for Compressive Strength of

Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens) . Annual Book of ASTM Standard. Vol. 04.01.

[5] ASTM C 1611/C 1611M-05. (2005). Standard test method for slump flow of self-consolidating concrete. Annual Book of ASTM Standard. Vol 04.02.

[6] ASTM C191-19. (2003). Standard test methods for Time of Setting of Hydraulic Cement by Vicat Needle. Annual Book of ASTM Standard. Vol. 04.02.

[7] NTBUILD-492 NM. (1999). Concrete, Mortar and Cement-Based Repair Materials: Chloride Migration Coefficient From Non-Steay-State Migration Experiments.

[8] Sinsiri T,Phoo-ngernkham T, Sata V, Chindaprasirt P. (2012). The effects of replacement fly ash with diatomite in geopolymer mortar. Computers and Concrete, 9(6), 427-437.

[9] Chindaprasirt P., De Silva P., Sagoe-Crentsil K., Hanjitsuwan S. (2012). Effect of SiO_2 and Al_2O_3 on the setting and hardening of high calcium fly ash-based geopolymer systems. Journal of Materials Science. 47(12): 4876-4883.

[10] Chindaprasirt P., Paisitsrisawat P., Rattanasak U. (2014). Strength and resistance to sulfate and sulfuric acid of ground fluidized bed combustion fly ash–silica fume alkali-activated composite. Advanced Powder Technology. 25(3): 1087-1093.

[11] Aguirre-Guerrero A., Robayo-Salazar R., de Gutiérrez R. A. (2017). Novel geopolymer application: Coatings to protect reinforced concrete against corrosion. *Applied Clay Science*. 135: 437-446.

[12] Phoo-ngernkham, T., Sata, V., Hanjitsuwan, S., Ridtirud, C. and Hatanaka, S., (2015). Chindaprasirt P. High calcium fly ash geopolymer mortar containing Portland cement for use as repair material. Construction and Building Materials, 98: 482-428.

[13] Phoo-ngernkham, T., Hanjitsuwan, S., Li, L.Y., Damrongwiriyanupap, N. and Chindaprasirt P., (2019). Adhesion characterization of Portland cement concrete and alkali-activated binders under different types of calcium promoters. Advances in Cement Research, 31(2): 69-79.

การพัฒนาวัสดุอัลคาไลจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมผงหินปูนเป็นปูนฉาบ

Development of Alkali-Activated Material Made From High-Calcium Fly Ash Containing Limestone Powder as Rendering Mortar

ธนากร ภูเงินขำ[1] (Tanakorn Phoo-ngernkham)[1]
ฉัตรฑริกา เพียงพิมาย[2] (Chattarika Phiangphimai)[2]
สวัสดิ์ กวนกระโทก[3] (Sawat Guankrathok)[3]
ชุดาภัค เดชพันธ์[4] (Chudapak Detphan)[4]
ขัตติย ชมพูวงศ์[5] (Khattiya Chompoovong)[5]
ศตคุณ เดชพันธ์[6] (Satakhun Detphan)[6]
สกลวรรณ ห่านจิตสุวรรณ์[7] (Sakonwan Hanjitsuwan)[7]
ปิติ สุคนธสุขกุล[8] (Piti Sukontasukkul)[8]

[1]ผู้ช่วยศาสตราจารย์ หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์: tanakorn.ph@rmuti.ac.th
[2]ผู้ช่วยวิจัย หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์: chattarikapeangphimai@gmail.com
[3]นักศึกษาปริญญาโท หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์: sawat454@gmail.com
[4]อาจารย์ หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์: chudapaks@yahoo.com
[5]อาจารย์ หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์: khattiya_tu@hotmail.com
[6]ผู้ช่วยศาสตราจารย์ หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา อีเมลล์: rc_statics@hotmail.com
[7]ผู้ช่วยศาสตราจารย์ สาขาวิชาเทคโนโลยีโยธา คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏลำปาง อีเมลล์: hanjitsuwan@gmail.com
[8]ศาสตราจารย์ ศูนย์วิจัยวัสดุอาคารและงานก่อสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ จ.กรุงเทพฯ อีเมลล์: piti.kmutnb@gmail.com

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้มีจุดประสงค์เพื่อศึกษาระยะเวลาการก่อตัว การไหลแผ่ กำลังรับแรงอัด ปริมาณอากาศ ความอุ้มน้ำ และกำลังยึดเหนี่ยวระหว่างวัสดุก่อกับวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมผงหินปูนและไม่ผสมผงหินปูน โดยเถ้าลอยแคลเซียมสูงถูกแทนที่ด้วยผงหินปูนร้อยละ 0 และ 50 โดยน้ำหนักวัสดุประสาน สารละลายด่างที่ใช้ในการเกิดปฏิกิริยาคือสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่ความเข้มข้น 6 โมลาร์ โดยทุกตัวอย่างใช้อัตราส่วนทรายต่อวัสดุประสานเท่ากับ 2.0 และบ่มที่อุณหภูมิห้องทุกอัตราส่วนผสม ผลการทดสอบพบว่า วัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมผงหินปูนและไม่ผสมผงหินปูนมีค่าระยะเวลาการก่อตัว กำลังรับแรงอัด ปริมาณอากาศ และความอุ้มน้ำผ่านเกณฑ์มาตรฐาน นอกจากนั้นวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมผงหินปูนมีความเหมาะสมมากกว่าวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงในการพัฒนาเป็นฉาบ

ABSTRACT: The objective of this research is to study the setting time, flow, compressive strength, air content, water retention, and bonding strength between bricks and of alkali-activated material (AAM) made from high- calcium fly ash (FA) with limestone powder (LP) and without LP. The FA was replaced by LP at the ratios of 0% and 50% by weight of the binder. The alkaline activator was a 6M sodium hydroxide solution. The constant sand-to-binder ratio of 2.0 and curing at room temperature were used for all mixes. Test results found that the AAM made from FA with LP and without LP met the requirements of setting time, compressive strength, air content, water retention as per TIS standard. Moreover, the AAM made from FA with LP had more suitable than the AAM made from FA without LP for making the rendering mortar.

KEYWORDS: Alkali-activated material, High-calcium fly ash, Limestone powder, Rendering mortar, Water retention

1. บทนำ

ในปัจจุบันการก่อสร้างอาคารต่างๆ ของประเทศไทย งานผนังเป็นหนึ่งในส่วนประกอบของการก่อสร้างที่มีการดำเนินการเป็นอย่างมาก งานผนังส่วนใหญ่ของอาคารและบ้านพักอาศัยที่นิยมก่อสร้างมีหลายรูปแบบ อาทิเช่น ผนังก่ออิฐมอญ บล็อคคอนกรีต และอิฐมวลเบา เป็นต้น เนื่องจากราคาค่าวัสดุและค่าแรงงานที่ใช้ในการก่อและฉาบไม่สูงมากนัก ผนังฉาบจึงมีความสำคัญอย่างมากที่จะช่วยปกป้องตัวอาคารจากปัจจัยภายนอกต่างๆ ไม่ว่าจะเป็นการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ ความชื้นที่มาสัมผัสกับผิวผนัง แต่อย่างไรก็ตามปัญหาที่สำคัญอย่างหนึ่งที่เกิดขึ้นในงานก่อฉาบ คือ ปูนฉาบเกิดการหลุดร่อนเนื้อปูนไม่ยึดติดกับผนังก่อ ผนังฉาบเกิดการแตกร้าวหรือแตกลายงา ส่งผลให้ต้องมีการซ่อมแซมและมีต้นทุนในการทำงานที่สูงขึ้น ซึ่งทำให้มีการสูญเสียทั้งแรงงานและวัสดุโดยไม่จำเป็น นอกจากนั้นปูนฉาบในปัจจุบันมีความทนทานต่อการกัดกร่อนของสารเคมีได้น้อยมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งพื้นที่มีความเสี่ยงต่อการกัดกร่อนของสารเคมี ปูนฉาบจะได้รับความเสียหายอย่างมาก เช่น พื้นที่ของจังหวัดนครราชสีมา ที่มีปริมาณของโซเดียมซัลเฟต (Na_2SO_4) สูง ดังนั้น การพัฒนาปูนฉาบที่มีคุณสมบัติพิเศษจึงควรได้รับการศึกษาและพัฒนาเพื่อใช้งานในอนาคต ขณะเดียวกันวัสดุทางเลือกสำหรับงานฉาบควรมีคุณสมบัติในการรับกำลังที่ดี ความสามารถในการยึดเกาะสูง และมีคุณสมบัติด้านความทนทานต่อการกัดกร่อนของกรดและด่างได้ดี ซึ่งจะสามารถยืดระยะเวลาการใช้งานของผนังอาคารให้ยาวนานขึ้นได้ ซึ่งหนึ่งในวัสดุทางเลือกที่สามารถพัฒนาเป็นปูนฉาบประสิทธิภาพสูงได้ คือ วัสดุอัลคาไล

วัสดุอัลคาไล เป็นวัสดุเชื่อมประสานที่สังเคราะห์ได้จากวัสดุที่มีองค์ประกอบซิลิกาและอะลูมินาเป็นหลัก กระตุ้นด้วยสารละลายด่างสูงและเร่งปฏิกิริยาด้วยความร้อน ในประเทศไทยนิยมใช้เถ้าลอยแคลเซียมสูง ซึ่งเป็นผลพลอยได้จากการผลิตกระแสของโรงไฟฟ้าแม่เมาะ อำเภอแม่เมาะ จังหวัดลำปาง เพื่อใช้เป็นวัสดุตั้งต้นในการผลิตวัสดุอัลคาไล [1-2] เนื่องด้วยเถ้าลอยแคลเซียมสูงมีองค์ประกอบของซิลิกา (SiO_2) อะลูมินา (Al_2O_3) และแคลเซียมออกไซด์ (CaO) เป็นองค์ประกอบหลัก การที่เถ้าลอยแคลเซียมสูงมีองค์ประกอบของแคลเซียมออกไซด์ส่งผลดีต่อการใช้งาน กล่าวคือ โดยปกติแล้วการผลิตวัสดุอัลคาไลจำเป็นต้องเร่งปฏิกิริยาด้วยความร้อนเพื่อให้เกิดการแข็งตัวและได้กำลังที่ดี แต่อย่างไรก็ตามการเร่งปฏิกิริยาด้วยความร้อนเป็นข้อจำกัดของการใช้งานในภาคสนาม โดยแคลเซียมออกไซด์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงจะทำปฏิกิริยากับซิลิกาจากตัวเถ้าลอยเองทำให้เกิดความร้อนจึงช่วยเร่งปฏิกิริยาจีโอโพลิเมอร์ไรเซชั่นได้เหมือนกัน [1-2] เมื่อพิจารณาการใช้งานวัสดุอัลคาไล เช่น งานวิจัยของ Phoo-ngernkham et al. [2] รายงานไว้ว่า วัสดุอัลคาไลที่ผลิตจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์และแปรผันชนิดของสารละลายด่างที่ใช้ในการกระตุ้นปฏิกิริยา มีความสามารถในการยึดเกาะกับคอนกรีตเดิมได้ดีมาก ซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยที่ผ่านมาของ Pacheco-Torgal et al. [3] กล่าวว่า กำลังยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและวัสดุซ่อมแซมจากของเสียที่เหมืองทังสเตนมีค่าสูงเทียบเท่ากับการใช้วัสดุซ่อมแซมเชิงพาณิชย์ นอกจากนั้นวัสดุอัลคาไลยังมีราคาประสิทธิผลคุ้มค่ากว่าวัสดุซ่อมแซมเชิงพาณิชย์

ดังนั้น จากงานวิจัยที่ผ่านมาของวัสดุอัลคาไลจะเห็นได้ว่าสามารถพัฒนาเป็นวัสดุฉาบได้ และเมื่อพิจารณาจากงานวิจัยที่ผ่านมาเกี่ยวกับการพัฒนาวัสดุอัลคาไลเป็นปูนฉาบพบว่า มีการศึกษาและพัฒนาวัสดุชนิดนี้เพื่อใช้ในงานดังกล่าวน้อยมาก งานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาคุณสมบัติด้านระยะเวลาการก่อตัว การไหลแผ่ กำลังรับแรงอัด ปริมาณอากาศ ความอุ้มน้ำ และกำลังยึดเหนี่ยวของปูนฉาบจากวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์พิจารณาเปรียบเทียบกับวัสดุฉาบทางการค้า ซึ่งผลการทดสอบที่ได้รับจากงานวิจัยนี้จะเป็นแนวทางที่สำคัญในการพัฒนาและประยุกต์ใช้ในภาคอุตสาหกรรมก่อสร้างต่อไป

2. การเตรียมวัสดุและการทดลอง

2.1 วัสดุที่ใช้ในงานวิจัย

วัสดุตั้งต้นที่ใช้ในการผลิตวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ประกอบด้วย เถ้าลอยแคลเซียมสูง (FA) จากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ อำเภอแม่เมาะ จังหวัดลำปาง ผงหินปูน (LP) และมวลรวมละเอียดใช้ทรายแม่น้ำ (RS) องค์ประกอบทางเคมีของเถ้าลอยแคลเซียมสูง (FA) และผงหินปูน (LP) ดังแสดงในตารางที่ 1 จะเห็นว่าเถ้าลอยประกอบด้วยซิลิกา (SiO_2) อะลูมินา (Al_2O_3) เหล็กออกไซด์ (Fe_2O_3) และแคลเซียมออกไซด์ (CaO) เป็นหลัก ซึ่งปริมาณผลรวมของ SiO_2+Al_2O_3+Fe_2O_3 เท่ากับ 60.92 เปอร์เซ็นต์ และ CaO เท่ากับ 25.79 เปอร์เซ็นต์ เถ้าลอยที่ใช้ในงานวิจัยครั้งนี้จึงจัดอยู่ในเถ้าลอย Class C ตามมาตรฐาน ASTM C618 [4] ขณะที่ผงหินปูนประกอบด้วยแคลเซียมออกไซด์เป็นหลัก

สารละลายด่างที่ใช้เป็นของเหลวในการผลิตวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ ประกอบด้วย สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NH) ที่ความเข้มข้น 6 โมลาร์ โดยที่สมบัติทางกายภาพของเถ้าลอยแคลเซียมสูง (FA) ผงหินปูน (LP) และทรายละเอียด (RS) แสดงไว้ในตารางที่ 2

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีของเถ้าลอยแคลเซียมสูง (FA) และผงหินปูน (LP)

Chemical compositions	FA (%)	LP (%)
SiO_2	31.32	3.25
Al_2O_3	13.96	1.50
Fe_2O_3	15.64	1.28
CaO	25.79	65.40
MgO	2.94	1.32
K_2O	2.93	0.26
Na_2O	2.83	-
SO_3	3.29	-
LOI	1.30	26.15
SiO_2+ Al_2O_3+ Fe_2O_3	**60.92**	**-**

ตารางที่ 2 สมบัติทางกายภาพของเถ้าลอยแคลเซียมสูง (FA) ผงหินปูน (LP) และทรายละเอียด (RS)

Materials	FA	LP	RS
Specific gravity	2.67	2.72	2.65
Median particle size, d_{50} (μm)	15.3	14.6	-
Blaine fineness (cm^2/g)	4300	5250	-
Fineness Modulus	-	-	2.05

2.2 การเตรียมตัวอย่างวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์

อัตราส่วนผสมของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมผงหินปูน เถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมผงหินปูนในอัตราส่วนเท่ากับ 100:0 และ 50:50 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน การผลิตวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จะใช้อัตราส่วนทรายต่อวัสดุประสานเท่ากับ 2.0 และความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เท่ากับ 6 โมลาร์ และบ่มที่อุณหภูมิห้อง โดยวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จะควบคุมค่าการไหลแผ่เท่ากับร้อยละ 110 ± 5 สำหรับขั้นตอนการผสมวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ เริ่มต้นด้วยการผสมวัสดุตั้งต้นประกอบด้วย เถ้าลอยแคลเซียมสูง ผงหินปูนและทรายละเอียดให้เข้ากันเป็นเวลา 1 นาที จากนั้นเติมสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ลงไปในส่วนผสม แล้วผสมให้เป็นเนื้อเดียวกันเป็นเวลา 3 นาที

2.3 ขั้นตอนการทดสอบตัวอย่างวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์

2.3.1 ความสามารถในการทำงานได้

การทดสอบระยะเวลาการก่อตัวของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ด้วยชุดทดสอบไวแคตประยุกต์จากมาตรฐาน ASTM C 191 [5] และการไหลแผ่ของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ดำเนินการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C1437 [6]

2.3.2 กำลังรับแรงอัด

หลังจากขั้นตอนการผสม มอร์ต้าร์ถูกเทลงในแบบหล่อสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 50x50x50 มิลลิเมตร ตามมาตรฐาน ASTM C109 [7] จากนั้นดำเนินการปาดผิวหน้าตัวอย่างให้เรียบและทำการหุ่มตัวอย่างด้วยฟิล์มพลาสติกเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นเป็นเวลา 24 ชั่วโมง หลังจากนั้นดำเนินการถอดแบบหล่อและห่อด้วยฟิล์มพลาสติกอีกครั้งและบ่มที่อุณหภูมิห้องจนกระทั่งตัวอย่างครบอายุทดสอบเท่ากับ 1, 7 และ 28 วัน โดยผลการการทดสอบกำลังอัดใช้ค่าเฉลี่ย 3 ตัวอย่างต่อหนึ่งส่วนผสม

2.3.3 ปริมาณอากาศ

การทดสอบปริมาณฟองอากาศของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ดำเนินการหาหน่วยน้ำหนักของมอร์ต้าร์ในกระบอกตวง 400 ลูกบาศก์เซนติเมตรและชั่งน้ำหนัก โดยดำเนินการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C185 [8]

2.3.4 ความอุ้มน้ำ

การเตรียมตัวอย่างทดสอบความอุ้มน้ำเริ่มจากผสมตัวอย่างวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ตามมาตรฐาน ASTM C305 [9] และดำเนินการทดสอบความอุ้มน้ำของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ตามมาตรฐาน ASTM C 1506 [10]

2.3.5 กำลังยึดเหนี่ยวระหว่างผนังก่อและวัสดุฉาบ

การทดสอบแรงยึดเหนี่ยวด้วยวิธี Pull-Off test ดำเนินการตามมาตรฐาน ASTM C1583 [11] โดยพิจารณาค่าแรงยึดเหนี่ยวที่อายุบ่มเท่ากับ 7 วัน ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างจะเตรียมพื้นที่ก่อเท่ากับ 400x400 ตารางมิลลิเมตร และฉาบด้วยวัสดุอัลไลมอร์ต้าร์หรือปูนฉาบสำเร็จรูปหนา 15 มิลลิเมตร ซึ่งการทดสอบในขั้นตอนนี้ได้กำหนดรูปแบบการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 1

รูปที่ 1 การทดสอบกำลังยึดเหนี่ยวระหว่างผนังก่อและวัสดุฉาบ

รูปที่ 2 ภาพรวมของการทดสอบแรงยึดเหนี่ยวด้วยวิธี Pull-off Test

3 ผลการวิจัย

3.1 ความสามารถในการทำงานได้

ค่าการไหลแผ่ของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์เปรียบเทียบกับปูนฉาบสำเร็จรูปดังแสดงในตารางที่ 3 อย่างที่กล่าวไว้ข้างต้นว่าวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์และปูนฉาบสำเร็จรูปจะควบคุมค่าการไหลแผ่เท่ากับร้อยละ 110 ± 5 ตามมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมมอร์ต้าร์สำหรับฉาบ [12] ดังนั้นจะได้ว่าค่าอัตราส่วนของเหลวต่อวัสดุประสานของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูง (100FA) เท่ากับ 0.55 และค่าอัตราส่วนของเหลวต่อวัสดุประสานของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมผงหินปูน (50FA50LP) เท่ากับ 0.57 ส่วนปูนฉาบสำเร็จรูป (Control) จะมีค่าอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.25

จากตารางที่ 3 พบว่า ระยะเวลาการก่อตัวของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากจากเถ้าลอยแคลเซียมสูง (100FA) มีค่าระยะเวลาการก่อตัวเริ่มต้นและก่อตัวปลายเท่ากับ 75 และ 112 นาที ตามลำดับ ส่วนระยะเวลาการก่อตัวเริ่มต้นและก่อตัวปลายของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมผงหินปูน (50FA50LP) เท่ากับ 98 และ 130 นาที ตามลำดับ เมื่อพิจารณาผลการทดสอบระยะการก่อตัวจะเห็นได้ว่าวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมผงหินปูนจะมีการก่อตัวที่ช้ากว่าเมื่อพิจารณาเปรียบเทียบกับส่วนผสมของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูง (ไม่มีการใช้ผงหินปูน) ข้อสมมุติฐานเบื้องต้นอาจเนื่องจากผงหินปูนที่เพิ่มขึ้นในระบบของวัสดุอัลคาไลส่งผลต่อความสามารถในการเชื่อมระหว่างอนุภาคจึงทำให้ชะลอระยะเวลาการก่อตัว ดังรายงานวิจัยของ Bayima et al. [13]

ตารางที่ 3 ผลการทดสอบระยะเวลาการก่อตัวและการไหลแผ่ของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์เปรียบเทียบกับปูนฉาบสำเร็จรูป

Symbol	Setting time (min)		Flow rate (%)
	Initial	Final	
Control	108	145	108
0.55LB-2.0S6M100FA	75	112	111
0.57LB-2.0S6M50FA50LP	98	130	114

เมื่อพิจารณาผลการทดสอบระยะเวลาการก่อตัวต้นของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ร่วมกับปูนฉาบสำเร็จรูป พบว่าระยะเวลาการก่อตัวต้นของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์มีค่าใกล้เคียงกันกับปูนฉาบสำเร็จรูป ซึ่งทั้ง 3 ส่วนผสมผ่านเกณฑ์มาตรฐานตาม มอก. 1776-2542 [12] ซึ่งระบุว่าปูนฉาบต้องมีระยะเวลาก่อตัวต้นไม่น้อยกว่า 60 นาที

3.2 กำลังรับแรงอัด

ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ดังแสดงในตารางที่ 4 โดยผลการทดสอบในส่วนนี้จะพิจารณาร่วมกับเกณฑ์มาตรฐานของกำลังรับแรงอัดของปูนฉาบประเภทผนังก่อซึ่งต้องมีความต้านทานแรงอัดอย่างน้อย 2.50 เมกะปาสคาล ที่อายุบ่ม 28 วัน เมื่อพิจารณาผลการทดสอบกำลังอัด พบว่า กำลังรับแรงอัดของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมผงหินปูน (50FA50LP) ที่อายุการบ่มเท่ากับ 1 และ 7 วัน มีค่าสูงกว่าวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูง (100FA) แต่อย่างไรก็ตาม

เมื่อพิจารณาอายุการบ่มเท่ากับ 28 วัน พบว่า วัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงมีค่ากำลังอัดสูงกว่าวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมผงหินปูน ข้อสมมุติฐานเบื้องต้นอาจเนื่องจากผลผลิตที่ให้กำลังหลักแก่ระบบของวัสดุอัลคาไลหรือจีโอโพลิเมอร์ คือ โซเดียม-อะลูมิโนซิลิเกตไฮเดรต (N-A-S-H) และต้องการเวลาในการทำปฏิกิริยาให้สมบูรณ์ดังรายงานวิจัยของ Davidovits [14] และ Van Jaarsveld and Van Deventer [15] จากตารางที่ 1 จะเห็นได้ว่า เถ้าลอยแคลเซียมสูงมีปริมาณของซิลิกาและอะลูมินาสูงกว่าผงหินปูน ดังนั้น ความเป็นไปได้ในเกิดผลผลิตโซเดียมอะลูมิโนซิลิเกตไฮเดรต (N-A-S-H) ของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจึงมีมากกว่าผงหินปูน เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบกับกำลังรับแรงอัดของปูนฉาบสำเร็จรูป (Control) พบว่า กำลังอัดของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ทั้ง 2 ส่วนผสมผ่านเกณฑ์กำลังรับแรงอัดของปูนฉาบประเภทผนังก่อซึ่งต้องมีความต้านทานแรงอัดอย่างน้อย 2.50 เมกะปาสคาล ที่อายุบ่ม 28 วัน ตามมาตรฐาน มอก. 1776-2542 [12] นอกจากนั้นจากตารางที่ 4 พบว่า วัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์มีค่ากำลังอัดผ่านเกณฑ์มาตรฐานตั้งแต่อายุการบ่มเท่ากับ 7 วัน แสดงให้เห็นว่า การใช้วัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์สามารถให้กำลังอัดรวดเร็วกว่าปูนฉาบสำเร็จรูป ทำให้ช่วยลดระยะเวลาในการก่อสร้างได้

ตารางที่ 4 ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัด ความอุ้มน้ำ และปริมาณอากาศของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์เปรียบเทียบกับปูนฉาบสำเร็จรูป

Symbol	Compressive Strength (MPa)			Water retention (%)	Air content (%)
	1d	7d	28d		
Control	-	-	2.5	81.3	16.1
100FA	0.8	3.0	10.6	70.5	9.0
50FA50LP	1.5	5.1	6.4	89.5	15.5

3.3 ปริมาณอากาศและความอุ้มน้ำ

ผลการทดสอบปริมาณอากาศของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์เปรียบเทียบกับปูนฉาบสำเร็จรูป ดังแสดงในตารางที่ 4 พบว่า วัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูง (100FA) และวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมผงหินปูน (50FA50LP) มีค่าปริมาณอากาศเท่ากับร้อยละ 9.0 และ 15.5 ตามลำดับ ส่วนปูนฉาบสำเร็จรูป (Control) มีค่าปริมาณอากาศเท่ากับร้อยละ 16.1 เมื่อพิจารณาร่วมกับมาตรฐานตาม มอก. 1776-2542 [12] พบว่า วัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูง (100FA) และวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมผงหินปูน (50FA50LP) มีค่าปริมาณอากาศขั้นต่ำของมอร์ต้าร์สำหรับใช้เป็นปูนฉาบระหว่างร้อยละ 8-21

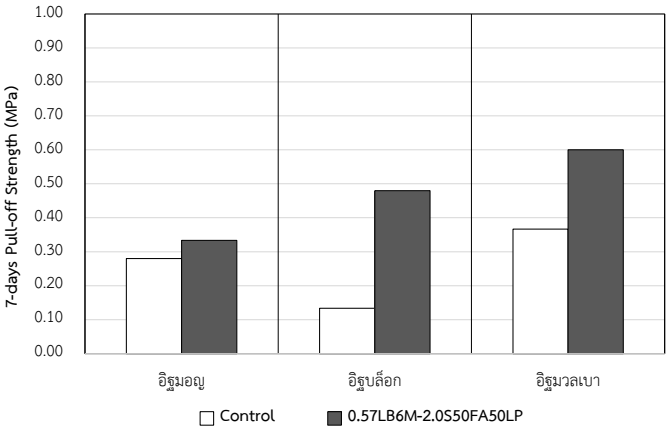
ผลการทดสอบความอุ้มน้ำของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์เปรียบเทียบกับปูนฉาบสำเร็จรูป พบว่า ความอุ้มน้ำของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูง (100FA) และวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมผงหินปูน (50FA50LP) มีค่าเท่ากับร้อยละ 70.5 และ 89.5 ตามลำดับ ขณะที่ความอุ้มน้ำของปูนฉาบสำเร็จรูปมีค่าเท่ากับร้อยละ 81.3 เมื่อพิจารณาร่วมกับมาตรฐานตาม มอก. 1776-2542 [12] พบว่า ค่าความอุ้มน้ำของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ผ่านเกณฑ์มาตรฐานซึ่งต้องมีความอุ้มน้ำของมอร์ต้าร์ขั้นต่ำอยู่ที่ร้อยละ 70 นอกจากนั้นจะเห็นได้ว่า ค่าความอุ้มน้ำของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์มีค่าเทียบเคียงกับปูนฉาบสำเร็จรูป ดังนั้น วัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์สามารถพัฒนาเป็นปูนฉาบได้

เมื่อพิจารณาความเป็นไปได้ระหว่างวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูง (100FA) กับวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมผงหินปูน (50FA50LP) ในการพัฒนาเป็นปูนฉาบ พบว่า วัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมผงหินปูน (50FA50LP) มีความเหมาะสมในการพัฒนาเป็นปูนฉาบมากกว่าวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูง (100FA) เนื่องด้วยค่าความอุ้มน้ำบ่งบอกถึงความลื่นของปูนฉาบ [16] ซึ่งในปัจจุบันหลายๆบริษัทได้พัฒนาปูนฉาบให้มีค่าความอุ้มน้ำมากกว่าร้อยละ 100

3.4 กำลังยึดเหนี่ยว

ผลการทดสอบกำลังยึดเหนี่ยวระหว่างผนังก่อ (แปรผันผนังก่อทั้ง 3 ประเภท คือ อิฐมอญ อิฐบล็อก และอิฐมวลเบา) กับวัสดุฉาบจากวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมผงหินปูน (50FA50LP) เปรียบเทียบกับปูนฉาบสำเร็จรูป (Control) ดังแสดงในรูปที่ 3 พบว่า วัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมผงหินปูน (50FA50LP) มีแนวโน้มสามารถรับให้ค่ากำลังยึดเหนี่ยวกับผนังก่อ อิฐบล็อกและอิฐมวลเบามากกว่าปูนฉาบมาตรฐาน (Control) ขณะที่ผนังก่ออิฐมอญ พบว่า วัสดุอัลคาไล

มอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมผงหินปูน (50FA50LP) มีค่ากำลังยึดเหนี่ยวเทียบเท่ากับปูนฉาบสำเร็จรูป (Control)



รูปที่ 3 กำลังรับแรงยึดเหนี่ยวระหว่างผนังก่อกับวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ด้วยวิธี Pull-off test ที่อายุการบ่มเท่ากับ 7 วัน เปรียบเทียบกับการใช้ปูนฉาบสำเร็จรูปที่อายุการบ่มเท่ากับ 28 วัน

(ก) อิฐมอญ ข) อิฐบล็อก ค) อิฐมวลเบา

รูปที่ 4 ลักษณะการวิบัติระหว่างผนังก่อกับวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์

ซึ่งข้อสมมุติฐานเบื้องต้นของผนังก่อจากอิฐบล็อกและอิฐมวลเบาเมื่อใช้วัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์สามารถให้ค่ายึดเกาะได้มากกว่าปูนฉาบสำเร็จรูปอาจเนื่องจากแคลเซียมไฮดรอกไซด์จากปฏิกิริยาไฮเดรชั่น (อย่างทราบกันว่าอิฐบล็อกและอิฐมวลเบาใช้ปูนซีเมนต์เป็นวัสดุตั้งต้นในการผลิต) ที่สามารถทำปฏิกิริยากับซิลิกาและอะลูมินาจากวัสดุตั้งต้นในการผลิตเป็นวัสดุอัลคาไลและเกิดเป็นผลผลิตแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (C-S-H) ที่บริเวณผิวสัมผัสมากขึ้นทำนองเดียวกันกับรายงานวิจัยที่ผ่านของ Phoo-ngernkham et al. [17] และ ของ Phoo-ngernkham et al. [18] โดยกำลังยึดเกาะของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์มีค่ายึดเหนี่ยวสูงสุดเท่ากับ 0.60 เมกะปาสคาล อยู่ในช่วงระหว่าง 0-0.70 เมกะปาสคาล ซึ่งจัดว่ามีกำลังยึดเหนี่ยวอยู่ในระดับพอใช้ตามรายงานวิจัยของ Springkel and Ozyildirim [19] และสอดคล้องกับลักษณะการวิบัติของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ดังแสดงในรูปที่ 4 พบว่า วัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์มีการยึดเหนี่ยวกับผนังก่ออิฐมวลเบาได้ดี เนื่องจากลักษณะการวิบัติเกิดที่บริเวณวัสดุตั้งต้นซึ่งสอดคล้องกับลักษณะการวิบัติแบบมีเนื้อวัสดุติดกับวัสดุทับหน้าเหมือนกับปูนฉาบมาตรฐานตามมาตรฐาน ASTM C1583 [11]

4. สรุปผลการทดสอบ

จากการศึกษาคุณสมบัติของปูนฉาบที่ผลิตจากวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ ประกอบด้วย การทดสอบระยะเวลาการก่อตัว การไหลแผ่ กำลังรับแรงอัด ปริมาณอากาศ ความอุ้มน้ำ และกำลังยึดเหนี่ยวระหว่างผนังก่อกับวัสดุฉาบ สามารถสรุปได้ว่า

4.1) วัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมผงหินปูน (50FA50LP) มีการก่อตัวที่ช้ากว่าวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูง (100FA)

4.2) กำลังรับแรงอัดของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูง (100FA) และวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมผงหินปูน (50FA50LP) มีค่ากำลังอัดผ่านเกณฑ์มาตรฐานตาม มอก. 1776-2542 ตั้งแต่อายุการบ่มเท่ากับ 7 วัน

4.3) วัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูง (100FA) และวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมผงหินปูน (50FA50LP) มีค่าปริมาณอากาศผ่านเกณฑ์ขั้นต่ำของมอร์ต้าร์สำหรับใช้เป็นปูนฉาบ

4.4) วัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมผงหินปูน (50FA50LP) มีค่าความอุ้มน้ำมากกว่าวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูง (100FA) แสดงถึงมีความเหมาะสมในการพัฒนาเป็นปูนฉาบมากกว่า

4.5) วัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมผงหินปูน (50FA50LP) มีค่ากำลังยึดเหนี่ยวกับผนังก่ออิฐบล็อกและอิฐมวลเบามากกว่าปูนฉาบมาตรฐาน (Control) ขณะที่วัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมผงหินปูน (50FA50LP) มีค่าเทียบเคียงกับปูนฉาบสำเร็จรูปเมื่อทดสอบกับผนังอิฐมอญ

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนทุนวิจัยจากสำนักงานคณะกรรมการส่งเสริมวิทยาศาสตร์ วิจัยและนวัตกรรม (สกสว.) ภายใต้โครงการวิจัยและนักวิจัยสำหรับภาคอุตสาหกรรม สัญญาเลขที่ MSD60I0046 และผู้วิจัย

ขอขอบพระคุณหน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน นครราชสีมา และบริษัท ปูนซีเมนต์นครหลวง จำกัด (มหาชน) ที่อนุเคราะห์วัสดุและเครื่องมือในการดำเนินงานวิจัย

เอกสารอ้างอิง

[1] Phoo-ngernkham T, Chindaprasirt P, Sata V, Pangdaeng S, Sinsiri T., (2013) Properteis of high calcium fly ash geopolymer pastes containing Portland cement as additive. International Journal of Minerals, metallurgy and Materials, 20(2): 214-20.

[2] Phoo-Ngernkham T, Hanjitsuwan S, Damrongwiriyanupap N and Chindaprasirt P., (2016). Effect of sodium hydroxide and sodium silicate solutions on strengths of alkali activated high calcium fly ash containing portland cement. KSCE Journal of Civil Engineering, 21(6): 2202-2210.

[3] Pacheco-Torgal F., Castro-Gomes J.P. and Jalali S., (2008). Adhesion characterization of tungsten mine waste geopolymeric binder. Influence of OPC concrete substrate surface treatment. Construction and Building Materials 22(3): 154-161.

[4] ASTM C618-17a (2017). Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use as a mineral admixture in concrete, annual book of ASTM standards, vol. 04.02.

[5] ASTM C191. (2002). Standard test method for time of setting of hydraulic cement by Vicat needle. Annual Book of ASTM Standard. Vol.04.01.

[6] ASTM C1437 (2015). Standard test Method for Flow of Hydraulic Cement Mortar. Annual Book of ASTM Standard. Vol.04.01.

[7] ASTM C109. (2002). Standard test method of compressive strength of hydraulic cement mortars. Annual Book of ASTM Standard. Vol.04.01.

[8] ASTM C185 (2015). Standard test method for air content of hydraulic cement mortar. Annual Book of ASTM standards. vol.04.01.

[9] ASTM C305 (2014). Standard Practice for Mechanical Mixing of Hydraulic Cement Pastes and Mortars of Plastic Consistency. Annual Book of Standards. Vol.04.02.

[10] ASTM C1506 (2017). Standard Test Method for Water Retention of Hydraulic Cement-Based Mortars and Plasters, Annual Book of Standards. vol.10.03.

[11] ASTM C1583 (2013). Standard Test Method for Tensile Strength of Concrete Surfaces and the Bond Strength or Tensile Strength of Concrete Repair and Overlay Materials by Direct Tension (Pull-off Method). Annual Book of ASTM Standards, vol. 04.01.

[12] สำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม. 2542. มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมมอร์ต้าร์สำหรับฉาบ. มอก. 1776-2542.

[13] Bayiha B.N, Bilong N., Yamb E., Kaze R.C. and Nzengwa R., (2019). Effect of limestone dosages on some properties of geopolymer from thermally activated halloysite. Construction and Building Materials 217: 28-35.

[14] Davidovits, J. (1991). Geopolymers - Inorganic polymeric new materials. Journal of Thermal Analysis, 37(8): 1633-1656.

[15] Van Jaarsveld J.S.G. and Van Deventer J.S.J., (1999). Effect of The Alkali Metal Activator on The Propertied of Fly ash-Based Geopolymers. Industrial and Engineering Chemistry Research, 38(10): 3932-3941.

[16] Chindaprasirt P., Buapa N and Cao H.T., (2005). Mixed cement containing fly ash for masonry

and plastering work. Construction and Building Materials, 19: 612–618.

[17] Phoo-ngernkham, T., Maegawa, A., Mishima, N., Hatanaka, S. and Chindaprasirt, P., (2015). Effects of sodium hydroxide and sodium silicate solutions on compressive and shear bond strengths of FA–GBFS geopolymer. Construction and Building Materials, 91: 1-8.

[18] Phoo-ngernkham, T., Hanjitsuwan, S., Li, L.Y., Damrongwiriyanupap, N. and Chindaprasirt P., (2019). Adhesion characterization of Portland cement concrete and alkali-activated binders under different types of calcium promoters. Advances in Cement Research, 31(2): 69-79.

[19] Springkel MM, and Ozyildirim C., (2000). Evaluation of high performance concrete overlays placed on Route 60 over Lynnhaven Inlet in Virginia.

ELECTROCHEMICAL PROPERTIES OF REINFORCING STEEL CORRODED BY CARBONATION

Sothyrak Rath[1]
Pakawat Sancharoen[2,*]
Pitichon Klomjit[3]
Somnuk Tangtermsirikul[4]

[1] *Graduate student, School of Civil Engineering and Technology, Sirindhorn International Institute of Technology, Thammasat University, rathsothyrak2222@gmail.com*
[2]*Research assistant professor, Construction and Maintenance Technology Research Center, Sirindhorn International Institute of Technology, Thammasat University, pakawat@siit.tu.ac.th*
[3]*Researcher, National Metal and Materials Technology Center*
[4]*Professor, School of Civil Engineering and Technology, Sirindhorn International Institute of Technology, Thammasat University*

ABSTRACT: A study of electrochemical properties of reinforcing steel in concrete has grown interest from many researchers in order to understand the mechanism of corrosion of steel as well as to characterize the severity of the reinforced concrete structure due to corrosion effect. In this study, effect of carbonation on electrochemical properties of reinforcing steel in concrete with water/binder ratio 0.6 and 0 and 30% of fly ash replacement ratio was studied. The specimens were exposed to normal environment and accelerated carbonation to study effect of carbonation. Three tests have been conducted in this research, the Wenner-four-probe which was used for electrical resistivity test of concrete. Linear Polarization Resistance (LPR) and Electrochemical Impedance Spectroscopy (EIS) were used to study the electrochemical behavior of the steel in concrete which were done at different exposure period. The results show that electrochemical properties of reinforcing steel changed with progressing of carbonation. Resistance of fly ash concrete against carbonation is lower than that of OPC concrete. The corrosion of steel was initiated even the carbonation depth hasn't reached the steel surface. The increase of concrete electrical resistivity with an increase of carbonation exposure period was also observed. Results can be used to propose guideline to evaluate corrosion of reinforcing steel due to carbonation.

KEYWORDS: Concrete, carbonation, corrosion, electrical resistivity, Wenner-four-probe, EIS, LPR.

1. Introduction

Corrosion of steel in concrete is considered as a major cause of premature deterioration of reinforced concrete structure, especially for those exposed to aggressive environment such as chloride or carbon dioxide [1].

Normally, the steel in concrete is protected from corrosion by the oxide film (FeO or Fe_2O_3) that formed around the steel surface. This protective layer can be formed only when the pH of the surrounded concrete is in the range of 12 to 13.8 [2]. However, this layer can be destroyed when there is the presence of chloride or carbon dioxide in the concrete.

The role of carbonation in the deterioration of reinforced concrete structure has increasingly grown interest for two reasons. First, due to an increase of old age reinforced concrete structures that were built before the consideration of durability standard was applied. Second, the aim of reduction of CO_2 emission by using the waste-by-product materials such as fly ash, silica fume, or slag which could change the concrete properties as well as the quality of protective layer of steel. Consequently, the study of carbonation on those blended materials as well as the corrosion mechanism should be studied.

Carbonation is the reaction of CO_2 from environment that penetrates and dissolved in the concrete pore solution and reacts with alkaline in concrete as indicated in the Eq.(1). This reaction leads to the reduction of pH of the concrete pore solution and destroying of protective layer when the carbonation depth progresses close to the steel surface. Then corrosion would be initiated when there are the presence of water and oxygen around the steel surface.

$$CO_2 + Ca(OH)_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O \qquad (1)$$

Table 1 Concrete mix proportions.

Name	w/b ratio	Cement (kg/m^3)	Fly ash (kg/m^3)	Water (kg/m^3)	Gravel (kg/m^3)	Sand (kg/m^3)
0.6OPC	0.6	314.54	0	188.72	1103.42	805.95
0.6FA	0.6	210.14	90.06	180.12	1103.42	805.95

Corrosion of steel in concrete is an electrochemical process that composed of two electrochemical cells which are electrode (embedded steel) and electrolyte (concrete pore solution). From that, the electrochemical process is strongly depended on the types of electrodes and the electrolytes in contact with electrodes. The basic of corrosion process of steel in concrete consist of the dissolution of metal in anodic side (the region where the protective layer was destroyed) ($Fe \rightarrow Fe^{2+} + 2e^-$) and the reduction of oxygen at cathodic side (region where protective layer is in good quality) ($O_2 + 2H_2O + 4e^- \rightarrow 4OH^-$). These two reactions are a charge-transferred process that takes place at the interface of electrode and pore solutions of concrete. The reaction produces a current to flow between anodic and cathodic region. From this, the rate of flow of current or corrosion rate could be used to understand the mechanism of corrosion. This current is normally measured by applying a potential (polarization) perturbation to the steel electrode.

However, the electrochemical behavior of corrosion of steel in concrete, with and without the fly ash substitution, exposed to carbonation is still not well-understood.

The aim of this paper is to study the electrochemical behavior of corrosion of steel in concrete with and without fly ash substitution, that were exposed to laboratory environment (0.04% CO_2 concentration), or accelerated carbonation exposure (4% CO_2 concentration). The Wenner-four-probe test was used to study the electrical resistivity of concrete with the progression of carbonation. The electrochemical behavior of steel was done by using the LPR and EIS.

2. Experimental program

2.1 Preparation of specimens

Two different concrete mix proportions were studied in this experimental program. Ordinary Portland Cement (OPC), type 1, conformed to-ASTM C150 [3], was used. Type 2-b coal fly ash, according to TIS2135, was used as a cement replacing material. Mix proportions with water/binder ratio 0.6 and the variation of fly ash replacement level as 0% and 30% by weight of-binder were used. The coarse aggregate was crushed limestone with a maximum size of 10 mm, specific gravity of 2,850 kg/m^3. The fine aggregate was river sand with specific gravity of 2,670 kg/m^3. The concrete mix proportion is shown in Table 1.

A grade SD40 deformed steel bar of 12 mm diameter was embedded in prismatic concrete specimen. The rebar was 150 mm in length, with only 60 mm length left and being exposed inside the concrete sample and the remained area are coated with epoxy.

There are three types of specimens presented in this study for measuring electrical resistivity, carbonation depth, and electrochemical measurement specimen as shown in Fig.1(a), (b) and (c), respectively. The covering thickness of reinforcement is 20 mm.

All the specimens were coated its surfaces with epoxy on five surfaces (dash line), leaving only one top surface exposed to carbonation (solid line) as shown in Fig.1.

2.2 Exposure procedures

The concrete specimens were de-molded 24 h after casting. All specimens were cured by plastic wrap and kept in a laboratory for 28 days. After finishing the curing period, the plastic wrap was removed, and all specimens were kept in the normal room environment for other 30 days before exposing to accelerated carbonation (ACC) and laboratory environment (LAB). The ACC was done with 4% CO_2, 50 ± 5 % RH and, 40 ^{0}C, and the LAB (SIIT, Rangsit, Thailand) with 0.04% CO_2, 75 ± 5 % RH and, 28 ^{0}C.

Two approaches for conditioning the specimens before testing have been used in the testing of specimens. The 1st approach was done by placing the specimens inside a closed box for one day-

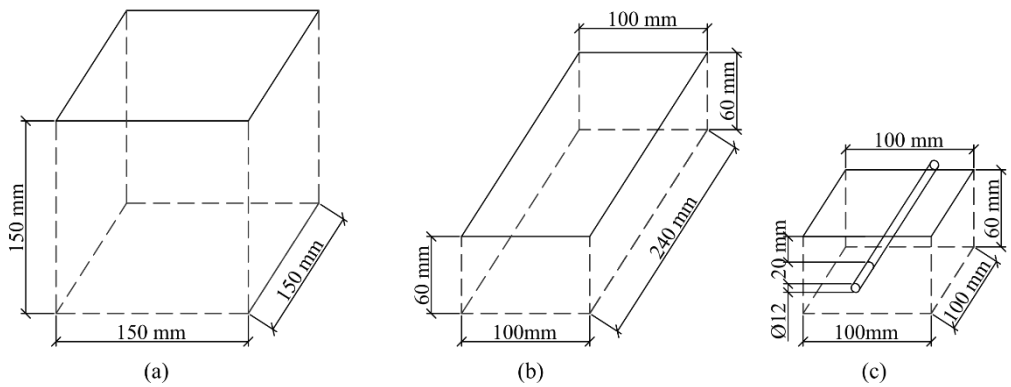


Fig.1. Schematic represents the specimens for: (a) electrical resistivity test, (b) carbonation depth test, and (c) electrochemical test.

before testing to reduce the temperature of specimens after removing from the carbonation chamber. This 1st approach was conducted for the specimens at the 0, 10 and 27 days of testing age. The 2nd approach was done by wetting the specimen for 30 min and then kept in a controlled-humidity box for one day before testing at age after 27 days. Because the specimen at longer age became drier as well as the increase of resistivity that made the electrochemical testing become harder.

2.3 Testing

2.3.1 Carbonation depth

The carbonation depth was done by spraying phenolphthalein on a freshly vertically split section of concrete that recommended by RILEM CPC-18.

The average value from five points measurement was used as carbonation depth result.

2.3.2 Electrical resistivity

The electrical resistivity of concrete was measured by the Four-probe resistivity meter by putting its tips on the smooth exposed surface area of specimens. The average of four points measurement was used.

2.3.3 Linear polarization resistance

A standard three-electrode system with working electrode (WE), counter electrode (CE) and reference electrode (RE) was used for electrochemical measurement. The working electrode was the embedded steel bar with a stainless steel as counter electrode on the exposed surface of concrete specimen. Copper/copper sulfate (CSE) is used as a reference electrode. Testing setup is shown in Fig.2. A Metrohm Autolab potentiostat was used for electrochemical measurement.

The assessment of corrosion of steel bars over time was monitored using linear polarization resistance (LPR) to determine polarization resistance value, R_p (kΩ), which is the linear region slope of polarization curve. LPR measurement was performed by polarizing the steel $\Delta E = \pm 10$ mV about open circuit potential (OCP) with the scan rate of 0.5 mVs^{-1}. The corrosion current density (in $\mu A.cm^{-2}$) of steel bar was determine by using Stern-Geary equation [4] :

$$i_{corr} = B/R_p \quad (2)$$

with adopting the tentative value B equal to 26 mV for active steel corrosion [1]. The B value can be calculated from the Eq. (3).

$$B = (\beta_a \times \beta_c)/[2.3(\beta_a+\beta_c)] \quad (3)$$

Where β_a and β_c are anodic and cathodic Tafel slopes, respectively, determined by potentiodynamic polarization resistance. Stern and-Weisert suggested the value of β_a range from 60 mV to 120 mV and β_c range from 60 mV to infinity [5].

The characterization of corrosion severity was done by using the Durar Network Specification as shown in Table 2 [6].

2.3.4 Electrochemical Impedance Spectroscopy

The electrochemical impedance spectroscopy (EIS) measurement was performed by applying AC perturbation of +10 mV from OCP with the frequency range between 10^5 Hz to 10^{-2} Hz and

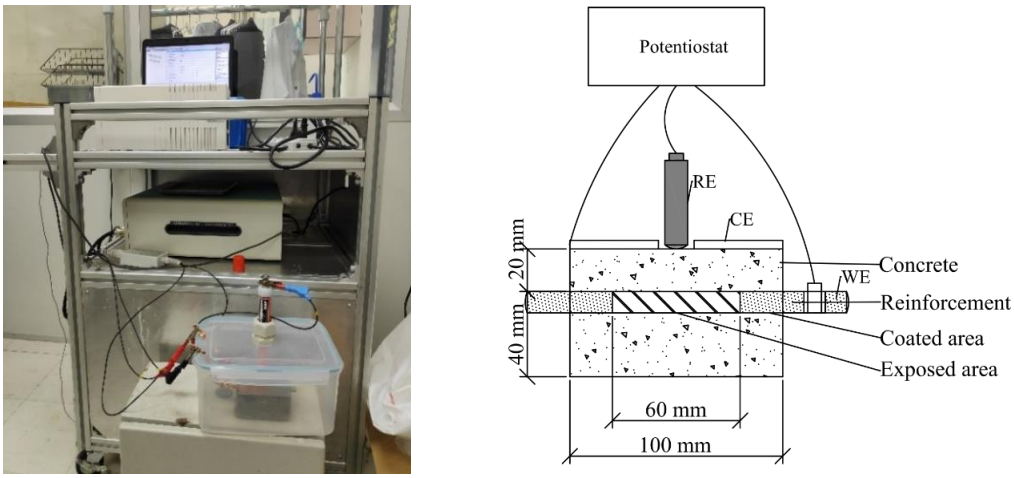


Fig.2. The setup of three-electrode system.

logarithmic sweeping frequency of 10 points per decade. The fitting data of impedance spectra was conducted by using the commercial software Nova 1.1 with equivalent circuit as shown in Fig.3. This equivalent circuit consists of two constant phase elements (CPE and CPE_P) to consider two relaxation times. The couple CPE-R_c that performed at high frequency, referred to dielectric properties of concrete that consists of concrete resistance R_c. The CPE_P-R_P couple, low frequency range, characterizes corrosion process of steel/concrete interface that R_P is polarization resistance of reinforcing steel. All the reported results were the average of two replicate specimens with indicated standard deviation of the obtained results. All the tests were done at the age of 0, 10, 27, 45 and 60 days after exposing to carbonation, respectively.

3. Results and discussions

3.1 Carbonation depth

The carbonation rate of the conventional concrete is described by carbonation rate coefficient (K_c), in mm/(day)$^{1/2}$, which is calculated from the parabolic law as shown in Eq.(4), where x_c is measured carbonation depth (mm), and t is the time (days).

$$x_c = K_c\sqrt{t} \quad (4)$$

Fig.4 shows the carbonation depth versus square root of time for 0.6OPCA and 0.6FAA concrete exposed to accelerated carbonation as well as the calculated carbonation rate coefficient, K_c. The carbonation rate coefficient of fly ash concrete shows higher value than that of OPC-only concrete, which is consistent with results of various researchers [7]. As fly ash concrete has lower amount of $Ca(OH)_2$ to react with CO_2, that resulted from the reduction of initial cement content as well as the reduction of CH by pozzolanic reactions. Please be noted that carbonation depth of specimens exposed to normal environment cannot be measured as the exposure period is short.

3.2 Electrical resistivity

Fig.5 shows electrical resistivity versus time of concrete exposed to accelerated carbonation (0.6OPCA, 0.6FAA) and laboratory environment (0.6OPCL, 0.6FAL). The fly ash concrete shows-

Table 2 Characterization of corrosion probability [6].

i_{corr} mg/cm^2-year*	Description
$i_{corr} < 0.91$	Passivity
$0.91 < i_{corr} < 4.55$	Low corrosion
$4.55 < i_{corr} < 9.1$	High corrosion
$i_{corr} > 9.1$	Extremely high corrosion

higher resistivity than that of OPC concrete. This attributed to the fly ash concrete has higher amount of C-S-H that clogs the bigger capillary pores and refining the microstructure [8]. Resistivity of OPC and FA concretes in laboratory exposure (0.6OPCL, 0.6FAL) slowly increased during the exposure time. This is due to the hydration and pozzolanic reactions refine pore size of concrete. The resistivity of OPC and fly ash concrete increases noticeably after being exposed to accelerated carbonation. This increasing attributed to the deposition of $CaCO_3$ that reduce the porosity of concrete by the carbonation reaction as shown in Eq.(1). In 2nd approach, the resistivity slightly decreases due to the wetting of the specimens.

3.3 Linear polarization resistance

Fig.6 shows the corrosion rate versus time of embedded steel in concrete exposed to accelerated carbonation and laboratory environment for 60 days. The Eq.(2) was used to calculate corrosion rate by adopting the constant value B equal to 26 mV. The effect of ohmic drop on the polarization resistance was also considered in this study. No-

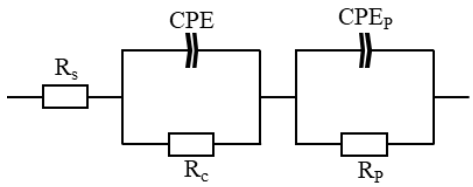


Fig.3. Equivalent circuit used for fitting the impedance results.

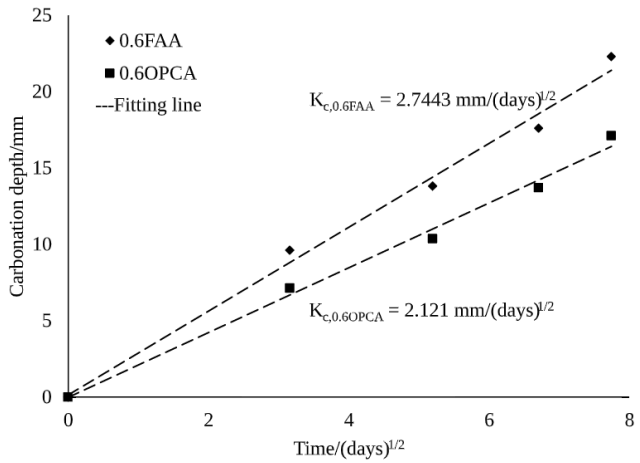


Fig.4. Carbonation depth of concrete exposed to accelerated carbonation.

corrosion has been occurred yet, except 0.6FAA and 0.6OPCA that corrosion rate was increased as an increase of progression of carbonation depth. It should be noted that some of carbonation depth as shown in Fig.4 is still less than covering depth.

3.4 Electrochemical Impedance Spectroscopy

Table 3 shows the fitting results of polarization resistance from assumed equivalent circuit in Fig.3. At high frequency, the concrete resistance, R_c, of fly ash and OPC concrete increased as an increase of accelerated carbonation duration. This result conformed to the results from Wenner probe as discuss in section 3.2. Compared to the steel embedded in partially carbonated fly ash concrete, the steel embedded in partially carbonated OPC concrete shows higher polarization resistance. This attributed to the strength of passive film in which OPC concrete has higher alkalinity than fly ash concrete. The decreasing of polarization resistances was observed when the accelerated carbonation time increased. This decrease attributed to decreasing amount of $Ca(OH)_2$ in concrete by carbonation reaction that leads to lowering the pH in concrete pore solution which resulted in continually degraded the passive film which is represented as a polarization resistance.

For laboratory exposure, the polarization resistance values are continually increased. This attributed to the hydration reactions continues and generating the hydration product, $Ca(OH)_2$. The R_P of OPC concrete are significantly increased, unlike the R_P of fly ash concrete. This is because the OPC

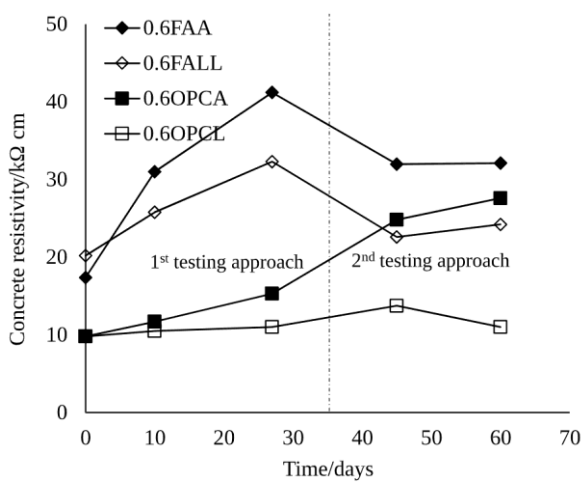


Fig.5. Concrete electrical resistivity in normal and accelerated carbonation environment.

concrete has higher amount $Ca(OH)_2$ than that of fly ash concrete.

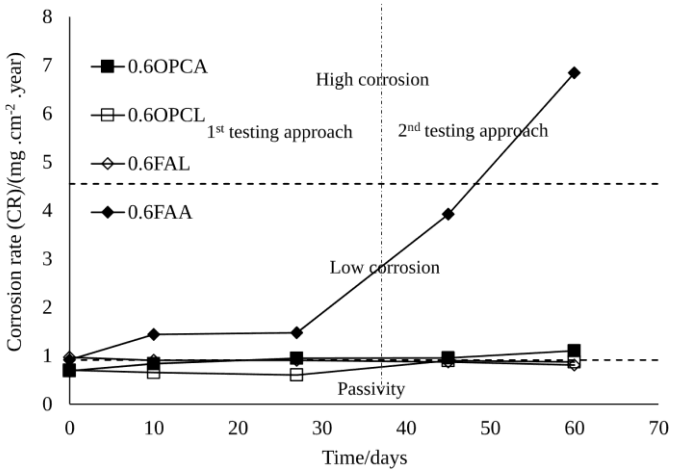


Fig.6. Corrosion rate versus time of embedded steel.

Table 3 Fitting results of impedance spectra.

Name	Exposure time (days)	Carbonation depth (mm)	R_c (kΩ)	R_p (kΩ)
0.6OPCA	0	0	0.72	192.80
	10	7.10	1.30	173.30
	27	10.40	1.65	102.70
	45	13.70	2.14	74.10
	60	17.10	1.80	33.20
0.6FAA	0	0	1.38	157.70
	10	9.60	1.70	86.50
	27	13.80	9.70	55.00
	45	17.60	1.69	5.71
	60	22.30	1.74	2.85
0.6OPCL	0	0	0.61	189.10
	10	0	0.70	250.70
	27	0	0.80	357.80
	45	0	0.80	415.50
	60	0	0.80	463.00
0.6FAL	0	0	1.45	158.70
	10	0	1.48	259.30
	27	0	1.70	283.30
	45	0	1.35	314.60
	60	0	1.70	333.80

Conclusions

From the experimental results the polarization resistance of fly ash concrete shows lower value than that of OPC concrete. The corrosion of fly ash concrete initiated faster than that of OPC concrete. The corrosion would be initiated even though the carbonation depth hasn't reached the steel surface. The increasing of electrical resistivity by carbonation effect was also observed and the formation of $CaCO_3$ and the reduction of alkalinity are the main causes. From these results, evaluation of reinforcing steel corrosion due to carbonation or compatibility of repair materials can be proposed in the future.

Acknowledgement

The authors would like to express grateful appreciation to the National Metal and Materials Technology Center (MTEC) and the Center of Excellence in Material Science, Construction and Maintenance Technology Project, Thammasat University for their support during this research.

References

[1] D. M. Bastidas, J. González, S. Feliu, A. Cobo, and J. Miranda, "A quantitative study of concrete-embedded steel corrosion using potentiostatic pulses," vol. 63, no. 12, pp. 1094-1100, 2007.

[2] M. Raupach, B. Elsener, R. Polder, and J. Mietz, *Corrosion of Reinforcement in Concrete: Monitoring, Prevention and Rehabilitation Techniques*. Woodhead Publishing, 2014.

[3] ASTM, "ASTM C150: Standard specification for Portland cement," 2001: ASTM Philadelphia^ ePA PA.

[4] M. Stern and A. Geary, "Electrochemical polarization I. A theoretical analysis of the shape of polarization curves," vol. 104, no. 1, pp. 56-63, 1957.

[5] M. Stern and E. Weisert, "Experimental observations on the relation between polarization resistance and corrosion rate," in *Proc. Am. Soc. Test. Mater*, 1959, vol. 59, p. 1280.

[6] D. Network, "Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado," 1997.

[7] J. Khunthongkeaw, S. Tangtermsirikul, and T. Leelawat, "A study on carbonation depth prediction for fly ash concrete," vol. 20, no. 9, pp. 744-753, 2006.

[8] P. Mehta and O. Gjørv, "Properties of portland cement concrete containing fly ash and condensed silica-fume," vol. 12, no. 5, pp. 587-595, 1982.

ผลกระทบของเถ้าก้นเตาปริมาณสูงต่อกำลังอัดและโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตกำลังสูงที่ใช้มวลรวมจากการย่อยเศษคอนกรีต

Effects of High Volume of Bottom Ash on Compressive Strength and Modulus of Elasticity of High Strength Recycled Aggregate Concrete

นครินทร์ นัคราโรจน์[1] (Nakarin Nakararoj)[1]

วีรชาติ ตั้งจิรภัทร[2] (Weerachart Tangchirapat)[2]

ชัย จาตุรพิทักษ์กุล[3] (Chai Jaturapitakkul)[3]

[1]นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

nakararoj.nakarin@gmail.com

[2]รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

weerachart.tan@kmutt.ac.th

[3]ศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

chai.jat@kmutt.ac.th

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้ศึกษาผลของการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าก้นเตาบดละเอียดในอัตราส่วนร้อยละ 35, 50 และ 65 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน และการแทนที่มวลรวมละเอียดด้วยเถ้าก้นเตาในอัตราส่วนร้อยละ 50 และ 100 โดยปริมาตร ที่มีต่อกำลังอัดและโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตกำลังสูงที่ใช้มวลรวมหยาบจากการย่อยเศษคอนกรีต โดยนำเถ้าก้นเตามาร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 50 ก่อนนำไปบดละเอียดจนมีขนาดอนุภาคค้างบนตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 325 น้อยกว่าร้อยละ 1 โดยน้ำหนัก จากนั้นนำไปแทนที่ปูนซีเมนต์ และเถ้าก้นเตาขนาดผ่านตะแกรงเบอร์ 8 ค้างตะแกรงเบอร์ 50 ใช้แทนที่มวลรวมละเอียดในคอนกรีตกำลังสูง โดยมีอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.25 และควบคุมค่าการยุบตัวของคอนกรีตให้อยู่ระหว่าง 150-200 มม. ผลการทดสอบพบว่ากำลังอัดของคอนกรีตที่แทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าก้นเตาบดละเอียดทุกอัตราส่วนมีค่าน้อยกว่าคอนกรีตควบคุมในช่วงอายุต้น แต่สามารถพัฒนากำลังอัดได้เป็นอย่างดีที่อายุ 28 วัน โดยการแทนที่ร้อยละ 50 โดยน้ำหนักวัสดุประสานสามารถมีค่ากำลังอัดสูงถึง 86.2 เมกะปาสคาล การแทนที่มวลรวมละเอียดด้วยเถ้าก้นเตาส่งผลให้กำลังอัดของคอนกรีตมีค่าลดลง นอกจากนี้ยังพบว่าการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าก้นเตาบดละเอียดไม่มีผลอย่างเป็นนัยสำคัญต่อค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต ขณะที่การใช้มวลรวมหยาบจากการย่อยเศษคอนกรีตและการแทนที่มวลรวมละเอียดด้วยเถ้าก้นเตาส่งผลให้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตต่ำลง

ABSTRACT: This research studied the effects of ground bottom ash on replacing ordinary Portland cement (OPC) at the rates of 35, 50, and 65 percent by weight of binder and the replacement of fine aggregate by bottom ash at the rates of 50 and 100 percent by volume on the compressive strength and elastic modulus of high strength concrete using coarse recycled concrete aggregate. Bottom ash used in this study was sieved through a No. 50 sieve and then was ground until the particles retained on a No. 325 sieve less than 1% by weight. Ground bottom ash was used to replace OPC in high strength concrete with a water to binder ratio of 0.25 and the slump of concrete was controlled between 150-200 mm. The results showed that the compressive strengths of concretes mixed with ground bottom ash at all replacement rates were less than the control concrete at the early age but were improved very well at the age of 28 days. Concrete mixed with ground bottom ash at 50% by weight of binder had compressive strength as high as 86.2 MPa. The replacement of fine aggregate by the bottom ash reduced the compressive strength of concrete. In addition, it was found that the replacement of OPC by ground bottom ash had no significant effect on the modulus of elastic of concrete. While the use of fine aggregate from the retained bottom ash reduced the modulus of elasticity of concrete.

KEYWORDS: Recycled concrete aggregate, Bottom ash, High volume, Pozzolanic material, High strength concrete

1. บทนำ

ปัจจุบันคอนกรีตเป็นวัสดุก่อสร้างที่ได้รับความนิยมทั่วโลก คอนกรีตโดยทั่วไปประกอบไปด้วยมวลรวมร้อยละ 70 ถึง 80 โดยปริมาตรของคอนกรีต ดังนั้นมวลรวมจึงเป็นส่วนประกอบสำคัญที่ส่งผลต่อคุณภาพของคอนกรีต ซึ่งการได้มาของมวลรวมนั้นมีผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรธรรมชาติเนื่องจากมีการระเบิดหินจำนวนมาก

ในขณะเดียวกันมีการรื้อถอนสิ่งก่อสร้างจากการเสื่อมสภาพของโครงสร้าง ทำให้มีเศษคอนกรีตเป็นวัสดุเหลือทิ้ง ดังนั้นจึงมีการศึกษานำเศษคอนกรีตกลับมาใช้ใหม่เพื่อลดปัญหาผลกระทบต่อทรัพยากรธรรมชาติ โดยนำเศษคอนกรีตมาย่อยเพื่อแทนมวลรวมหยาบในการผสมคอนกรีต Tangchirapat [1] พบว่าคอนกรีตที่ใช้มวลรวมหยาบจากการย่อยเศษคอนกรีตส่งผลให้ค่ากำลังอัดและโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตต่ำลง เนื่องจากการดูดซึมน้ำที่มากกว่าและความแข็งแรงที่น้อยกว่ามวลรวมจากธรรมชาติ อย่างไรก็ตามได้มีการศึกษาเพื่อหาแนวทางลดผลกระทบดังกล่าว เช่น การปรับปรุงคุณภาพของมวลรวมหยาบจากการย่อยเศษคอนกรีตก่อนนำมาผสม [2] และการนำวัสดุปอซโซลานมาใช้ในส่วนผสมคอนกรีต [3] สามารถทำให้คุณภาพของคอนกรีตที่ใช้มวลรวมหยาบจากการย่อยเศษคอนกรีตดีขึ้นได้

เถ้าก้นเตาเป็นผลพลอยได้จากการผลิตกระแสไฟฟ้าเช่นเดียวกับเถ้าถ่านหิน แต่เถ้าก้นเตามีขนาดที่ใหญ่และมีรูพรุนสูงจึงไม่เป็นที่นิยมนำมาใช้เป็นวัสดุปอซโซลาน ทำให้กลายเป็นวัสดุเหลือทิ้ง จากงานวิจัยที่ผ่านมาพบว่าเถ้าก้นเตามีสมบัติความเป็นวัสดุปอซโซลานเมื่อมีความละเอียด [4] และชลดรงค์ [5] ศึกษาการนำเถ้าก้นเตามาคัดเลือกขนาดโดยตะแกรงขนาดต่าง ๆ จากนั้นนำไปบดละเอียดให้มีขนาดอนุภาคค้างตะแกรงเบอร์ 325 เท่ากับร้อยละ 5 แล้วนำไปแทนที่ปูนซีเมนต์ที่อัตราส่วนร้อยละ 20 โดยน้ำหนักของวัสดุประสานเพื่อหาดัชนีกำลังของมอร์ตาร์ พบว่ามอร์ตาร์ที่มีการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าก้นเตาที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 50 สามารถพัฒนากำลังอัดได้ดีที่สุด และมีดัชนีกำลังที่สูงกว่ามอร์ตาร์ควบคุมที่อายุ 28 วันขึ้นไป

ดั้งนั้นผู้วิจัยจึงมีความสนใจศึกษาการใช้เถ้าก้นเตาที่ปรับปรุงคุณภาพโดยการคัดเลือกให้มีขนาดผ่านตะแกรงเบอร์ 50 และนำไปบดละเอียดจนมีอนุภาคค้างตะแกรงเบอร์ 325 น้อยกว่าร้อยละ 1 โดยน้ำหนัก มาแทนที่ปูนซีเมนต์เพื่อผลิตคอนกรีตกำลังสูงที่ใช้มวลรวมจากการย่อยเศษคอนกรีตแทนมวลรวมหยาบ อีกทั้งใช้เถ้าก้นเตาที่ค้างตะแกรงเบอร์ 50 แทนที่มวลรวมละเอียด โดยศึกษาผลกระทบของการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าก้นเตาบดละเอียดและเถ้าก้นเตาค้างบนตะแกรงเบอร์ 50 แทนที่มวลรวมละเอียดต่อกำลังอัดและโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

2. วัสดุและวิธีการศึกษา

2.1 วัสดุประสาน

วัสดุประสานที่ใช้ในการศึกษานี้ประกอบด้วย ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC) และเถ้าก้นเตาบดละเอียด (GBA) ซึ่งเป็นวัสดุเหลือทิ้งจากโรงไฟฟ้าจังหวัดระยอง โดยนำเถ้าก้นเตามาปรับปรุงคุณภาพโดยคัดเลือกให้มีขนาดผ่านตะแกรงเบอร์ 50 จากนั้นนำไปบดละเอียดจนมีอนุภาคค้างบนตะแกรงขนาดมาตรฐานที่มีช่องเปิดขนาด 45 ไมโครเมตร (เบอร์ 325) น้อยกว่าร้อยละ 1 โดยน้ำหนัก เพื่อเพิ่มความว่องไวในการทำปฏิกิริยา

2.2 มวลรวมหยาบ

มวลรวมหยาบที่ใช้ในการศึกษาครั้งนี้ประกอบด้วยมวลรวมหยาบจากธรรมชาติและมวลรวมหยาบจากการย่อยเศษคอนกรีต (RCA) มวลรวมหยาบจากธรรมชาติใช้หินปูนย่อยขนาดใหญ่สุดไม่เกิน 12.5 มม (ผ่านตะแกรงมาตรฐานขนาด ½ นิ้วและค้างตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 4) ส่วนมวลรวมหยาบจากการย่อยเศษคอนกรีตได้จากการนำตัวอย่างคอนกรีตทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 100 มม สูง 200 มม ที่ผ่านการทดสอบกำลังอัดมาแล้ว ซึ่งมีกำลังอัดอยู่ระหว่าง 30 ถึง 40 เมกะปาสคาล ย่อยด้วยเครื่องย่อยคอนกรีตแบบขบ (Jaw crusher) จากนั้นนำเศษคอนกรีตมาร่อนผ่านตะแกรงขนาดช่องเปิด 12.5 มม (ตะแกรงมาตรฐานขนาด ½ นิ้ว) และค้างตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 4 เพื่อใช้เป็นมวล

รวมหยาบจากการย่อยเศษคอนกรีต (Recycled Concrete Aggregate, RCA)

2.2 มวลรวมละเอียด

มวลรวมละเอียดที่ใช้ในการศึกษานี้ประกอบด้วยมวลรวมละเอียดจากธรรมชาติและเถ้าก้นเตา (SBA) มวลรวมละเอียดจากธรรมชาติใช้ทรายแม่น้ำ ซึ่งมีขนาดผ่านตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 8 ส่วนเถ้าก้นเตาที่ใช้แทนที่มวลรวมละเอียดนั้นมีขนาดผ่านตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 8 ค้างบนตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 50 ซึ่งเป็นส่วนที่เหลือจากการคัดขนาดเถ้าก้นเตาเพื่อนำไปแทนที่ปูนซีเมนต์

2.3 การทดสอบสมบัติของเถ้าก้นเตา

สมบัติทางกายภาพของเถ้าก้นเตาบดละเอียดที่ทดสอบได้แก่ ความหนาแน่นตามมาตรฐาน ASTM C188 [6] ความละเอียดโดยวิธีร่อนแบบเปียก (Wet Sieve Analysis) ตามมาตรฐาน ASTM C430 [7] และทดสอบสมบัติทางเคมีด้วยเครื่อง X-Ray Fluorescence Spectroscope (XRF)

2.4 การทดสอบสมบัติของมวลรวม

สมบัติทางกายภาพของมวลรวมที่ทดสอบได้แก่ ความหนาแน่นและการดูดซึมน้ำของมวลรวมตามมาตรฐาน ASTM C127 [8] ทดสอบขนาดคละและโมดูลัสความละเอียดของมวลรวมตามมาตรฐาน ASTMC136 [9] และทดสอบความต้านทานการสึกกร่อนของหินโดยเครื่องทดสอบลอสแองเจลีสตามมาตรฐาน ASTMC131 [10]

2.5 ส่วนผสมและการทดสอบคอนกรีต

การศึกษาครั้งนี้แบ่งตัวอย่างของคอนกรีตกำลังสูงออกเป็น 3 กลุ่ม ได้แก่ กลุ่มแรกคือคอนกรีตควบคุม (CT) ซึ่งใช้มวลรวมจากธรรมชาติ (หินปูนย่อยและทรายแม่น้ำ) เป็นส่วนผสม กลุ่มที่สองคือคอนกรีตที่ใช้มวลรวมหยาบจากการย่อยเศษคอนกรีต โดยใช้มวลรวมหยาบจากการย่อยเศษคอนกรีตแทนที่มวลรวมหยาบจากธรรมชาติทั้งหมดร่วมกับทรายแม่น้ำ (RAC) นอกจากนี้ใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียดแทนที่ปูนซีเมนต์ในอัตราส่วนร้อยละ 35, 50 และ 65 โดยน้ำหนักวัสดุประสาน (35BA, 50BA และ 65BA ตามลำดับ) และกลุ่มที่ 3 คือ คอนกรีตที่ใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียดแทนที่ปูนซีเมนต์ร้อยละ 50 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน โดยใช้มวลรวมหยาบจากการย่อยเศษคอนกรีตทั้งหมดร่วมกับการใช้เถ้าก้นเตาแทนที่มวลรวมละเอียดจากธรรมชาติที่อัตราส่วนร้อยละ 50 และ 100 (50BA50 และ 50BA100 ตามลำดับ) โดยปริมาตรของมวลรวมละเอียด ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานคงที่เท่ากับ 0.25 และควบคุมการยุบตัวของคอนกรีตเท่ากับ 150-200 มม โดยใช้สารลดน้ำพิเศษ ซึ่งอัตราส่วนผสมของคอนกรีตแสดงไว้ในตารางที่ 1 ผสมและเทคอนกรีตในแบบหล่อรูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 100 มม สูง 200 มม ทิ้งไว้ที่อุณหภูมิห้องเป็น

ตารางที่ 1 ส่วนผสมของคอนกรีตกำลังสูง

Mix	Mix proportions (kg/m^3)								W/B	Slump (mm)
	Cement	GBA	Sand	SBA	Stone	RCA	Water	SP (%)		
CT	560	-	770	-	1010	-	182.4	0.5	0.25	200
RAC	560	-	730	-	-	960	182.4	0.5	0.25	180
35BA	364	196	720	-	-	940	182.4	0.6	0.25	180
50BA	280	280	710	-	-	930	182.4	0.7	0.25	170
65BA	196	364	705	-	-	925	182.4	0.8	0.25	170
50BA50	280	280	280	280	-	930	182.4	0.9	0.25	180
50BA100	280	280	-	460	-	930	182.4	1.7	0.25	200

เวลา 24 ชั่วโมง จากนั้นถอดแบบและนำตัวอย่างไปบ่มในน้ำ ทดสอบหาค่ากำลังอัดที่อายุ 3, 7, 28 และ 90 วันตามมาตรฐาน ASTM C39 [11] และทดสอบโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตที่อายุ 28 วันตามมาตรฐาน ASTM C469 [12] โดยค่ากำลังอัดและโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตในแต่ละอายุการทดสอบได้มาจากค่าเฉลี่ยของคอนกรีตทั้งหมด 3 ตัวอย่าง

3. ผลการทดสอบ

3.1 สมบัติทางกายภาพของเถ้าก้นเตาบดละเอียด

ตารางที่ 2 แสดงสมบัติทางกายภาพของ OPC และ GBA พบว่า GBA มีขนาดอนุภาคค้างบนตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 325 เท่ากับร้อยละ 0.44 โดยน้ำหนัก ในขณะที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์มีขนาดอนุภาคค้างบนตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 325 ร้อยละ 11.35 โดยน้ำหนัก ซึ่งจากงานวิจัยที่ผ่านมาพบว่าเถ้าก้นเตาที่มีความละเอียดสูงสามารถทำให้ปฏิกิริยาปอซโซลานในคอนกรีตดีขึ้นได้ ความถ่วงจำเพาะของ OPC มีค่าเท่ากับ 3.15 ซึ่งมากกว่าความถ่วงจำเพาะของ GBA ที่มีค่าเท่ากับ 2.65

ตารางที่ 2 สมบัติทางกายภาพของวัสดุประสาน

Material	Retained on a No. 325 sieve (% by weight)	Specific gravity
OPC	11.35	3.15
GBA	0.44	2.65

3.1 สมบัติทางเคมีของเถ้าก้นเตาบดละเอียด

สมบัติทางเคมีของ OPC และ GBA แสดงในตารางที่ 3 เมื่อพิจารณาองค์ประกอบทางเคมีแล้วพบว่าเถ้าก้นเตาบดละเอียดมี SiO_2 เป็นองค์ประกอบหลักเท่ากับร้อยละ 62.1 และมีผลรวมของปริมาณ SiO_2, Al_2O_3, และ Fe_2O_3 เท่ากับร้อยละ 94.9 ซึ่งสอดคล้องกับวัสดุปอซโซลาน Class F ที่กำหนดไว้โดยมาตรฐาน ASTM C 618 [13] ที่ระบุไว้ว่าผลรวมของปริมาณ SiO_2, Al_2O_3, และ Fe_2O_3 ต้องไม่น้อยกว่าร้อยละ 70 โดยน้ำหนัก รวมทั้งปริมาณของ SO_3 และ LOI ต้องไม่เกินร้อยละ 5 และ 6 โดยน้ำหนัก

ตารางที่ 3 สมบัติทางเคมีของวัสดุประสาน

Chemical composition (%)	OPC	GBA
Silicon dioxide (SiO_2)	20.9	63.2
Aluminum oxide (Al_2O_3)	4.8	24.4
Ferric oxide (Fe_2O_3)	3.4	7.3
Calcium oxide (CaO)	63.3	2.3
Sulfur trioxide (SO_3)	2.7	0.1
Magnesium oxide (MgO)	1.3	0.8
Sodium oxide (Na_2O)	0.3	0.4
Potassium oxide (K_2O)	0.4	1.3
Loss on ignition (LOI)	2.9	0.2

3.2 สมบัติทางกายภาพของมวลรวม

ตารางที่ 4 แสดงสมบัติทางกายภาพของมวลรวม พบว่ามวลรวมหยาบจากการย่อยเศษคอนกรีต (RCA) มีค่าการดูดซึมน้ำและค่าความต้านทานการสึกกร่อนของหินโดยเครื่องทดสอบลอสแองเจลีสเท่ากับร้อยละ 4.35 และ 29.07 ตามลำดับ ซึ่งมีค่าสูงกว่าหินปูนย่อย สอดคล้องกับงานวิจัยที่ผ่านมาพบว่าเป็นผลมาจากมอร์ตาร์ที่ติดอยู่ที่ผิวของมวลรวมเดิมมีปริมาณช่องว่างภายใน RCA สูงกว่าหินปูนย่อยแต่มีความแข็งแรงที่ต่ำกว่าหินปูนย่อย จึงส่งผลให้ค่าการดูดซึมน้ำและค่าการต้านทานการสึกกร่อนของ RCA มีค่าสูง [14] นอกจากนี้ RCA มีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.49 ซึ่งต่ำกว่าหินปูนย่อยที่มีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.73 และ RCA มีค่าโมดูลัสความละเอียดเท่ากับ 7.15 ซึ่งใกล้เคียงกับค่าโมดูลัสความละเอียดของหินปูนย่อยที่มีค่าเท่ากับ 7.39

สำหรับมวลรวมละเอียดพบว่าเถ้าก้นเตาที่ใช้แทนที่มวลรวมละเอียดจากธรรมชาติ (SBA) มีค่าการดูดซึมน้ำเท่ากับ 6.72 ซึ่งสูงกว่าค่าการดูดซึมน้ำของทรายแม่น้ำ เนื่องจาก SBA มีลักษณะที่มีรูพรุนสูงกว่าทรายแม่น้ำ นอกจากนี้ SBA มีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 1.68 ซึ่งต่ำกว่าทรายแม่น้ำที่มี

ค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.73 นอกจากนี้ SBA มีค่าโมดูลัสความละเอียดเท่ากับ 3.14 ซึ่งมีค่าสูงกว่าทรายแม่น้ำ เนื่องจากเถ้าก้นเตาที่นำมาใช้แทนที่มวลรวมละเอียดจากธรรมชาติเป็นส่วนที่เหลือจากการคัดขนาดเถ้าก้นเตาเพื่อนำไปบดละเอียดแทนที่ปูนซีเมนต์ส่งผลให้ SBA ไม่มีขนาดอนุภาคที่เล็กกว่าตะแกรงเบอร์ 50 และมีส่วนหยาบมากกว่าทรายธรรมชาติ

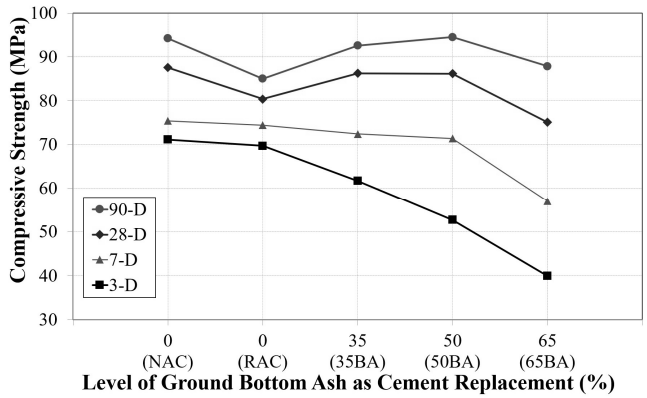
ตารางที่ 4 สมบัติทางกายภาพของมวลรวม

Properties	Fine Aggregate		Coarse Aggregate	
	Sand	SBA	Crushed Limestone	RCA
Fineness modulus	2.43	3.14	7.39	7.15
Specific gravity (SSD)	2.63	1.68	2.73	2.49
Absorption (%)	0.53	6.72	0.67	4.35
Los Angeles abrasion loss (%)	-	-	21.99	29.07

3.3 กำลังอัดของคอนกรีต

ภาพที่ 1 แสดงกำลังอัดของคอนกรีต พบว่า RAC มีค่ากำลังอัดต่ำกว่า CT เล็กน้อยในทุกช่วงอายุ โดยที่อายุ 3, 7, 28 และ 90 วัน คอนกรีต RAC มีค่ากำลังอัดเท่ากับ 69.7, 74.4, 80.4, 85.0 เมกะปาสคาล หรือคิดเป็นร้อยละ 98, 99, 92 และ 90 ของคอนกรีต CT ตามลำดับ โดยคอนกรีต CT มีค่ากำลังอัดที่อายุดังกล่าวเท่ากับ 71.1, 75.4. 87.5. และ 94.2 เมกะปาสคาล ตามลำดับ เห็นได้ว่าการใช้ RCA ในคอนกรีตกำลังสูงมีผลกระทบต่อกำลังอัดของคอนกรีตเล็กน้อย สอดคล้องกับงานวิจัยของ Kou และ Poon [15] ที่พบว่ากำลังอัดของคอนกรีตที่แทนที่มวลรวมหยาบด้วย RCA และใช้มวลรวมละเอียดจากธรรมชาติมีค่าใกล้เคียงหรือต่ำกว่าคอนกรีตควบคุมเล็กน้อย ซึ่งเป็นผลจากค่าการดูดซึมน้ำที่สูงของ RCA ทำให้มีปริมาณน้ำในส่วนผสมคอนกรีตมากขึ้น และความแข็งแรงของ RCA ที่ต่ำกว่ามวลรวมหยาบจากธรรมชาติ

เมื่อพิจารณาการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าก้นเตาบดละเอียดทุกอัตราส่วนจะมีค่ากำลังอัดในช่วงอายุ 3 และ 7 วัน ต่ำกว่าคอนกรีต CT และ RAC แต่สามารถพัฒนากำลังอัดได้ดีขึ้นที่อายุ 28 และ 90 วัน โดยเฉพาะอย่างยิ่งการใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียดแทนที่ปูนซีเมนต์ในอัตราส่วนร้อยละ 35 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน สามารถพัฒนากำลังอัดของคอนกรีต 35BA ให้มีค่าเท่ากับ 61.7, 72.4, 86.2 และ 92.6 เมกะปาสคาล คิดเป็นร้อยละ 87 , 96 , 99 และ 98 ของคอนกรีต CT ตามลำดับ เห็นได้ว่าเถ้าก้นเตาบดละเอียดสามารถใช้เป็นวัสดุปอซโซลานในการปรับปรุงกำลังอัดที่อายุปลายของคอนกรีตกำลังสูงที่ใช้ RCA ได้ เป็นผลจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นที่ลดลงเนื่องจากใช้ปริมาณปูนซีเมนต์ที่น้อยลงในช่วงอายุต้นและเกิดปฏิกิริยาปอซโซลานขึ้นในคอนกรีตในช่วงอายุปลาย



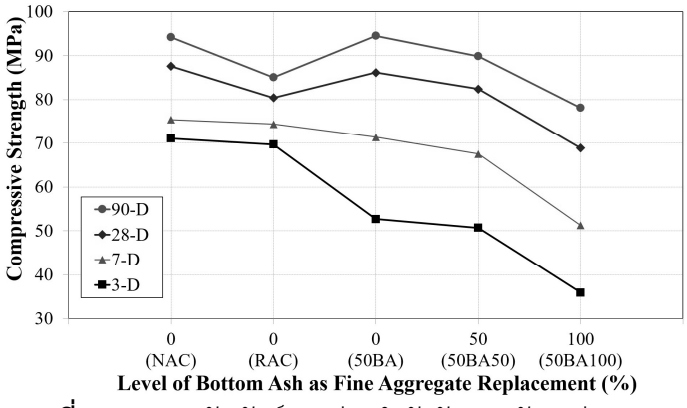
ภาพที่ 1 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดและอัตราส่วนการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าก้นเตาบดละเอียด

คอนกรีตที่แทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าก้นเตาบดละเอียดร้อยละ 50 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน (50BA) มีค่ากำลังอัดเท่ากับ 52.7, 71.4, 86.2 และ 94.5 เมกะปาสคาล โดยคิดเป็นร้อยละ 74, 95, 98 และ 100 ของคอนกรีต CT ตามลำดับ เห็นได้ว่าสามารถพัฒนากำลังอัดที่อายุปลายของคอนกรีตได้ดีเช่นเดียวกับ 35BA และยังมีค่ากำลังอัดที่อายุ 90 วันใกล้เคียงกับคอนกรีตควบคุมอีกด้วย เป็นผลมาจากการเพิ่มขึ้นของปฏิกิริยาปอซโซลานโดยการใช้เถ้าก้นเตาที่ปรับปรุงคุณภาพโดยการร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 50 แล้วนำไปบดละเอียดจนมีขนาดของอนุภาคค้างบนตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 325 น้อยกว่าร้อยละ 1 โดยน้ำหนัก

สอดคล้องกับงานวิจัยของ Kim [16] ที่พบว่าการร่อนผ่านตะแกรงมีการคัดเถ้าก้นเตาที่มีขนาดใหญ่ออก เถ้าก้นเตาที่ผ่านตะแกรงจะมีความเป็นอสัญฐานสูงกว่าเถ้าก้นเตาที่ค้างบนตะแกรง อีกทั้งการบดละเอียดทำให้ขนาดอนุภาคและรูพรุนของเถ้าก้นเตาลดลง จึงส่งผลให้ทำปฏิกิริยาปอซโซลานในคอนกรีตได้ดี

อย่างไรก็ตามการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าก้นเตาบดละเอียดร้อยละ 65 โดยน้ำหนักของวัสดุประสานในคอนกรีต (65BA) ส่งผลให้กำลังอัดของคอนกรีตมีค่าลดลง โดยคอนกรีต 65BA มีกำลังอัดเท่ากับ 39.9, 57.0, 75.1 และ 87.9 เมกะปาสคาล โดยคิดเป็นร้อยละ 40, 57, 75 และ 88 ของคอนกรีต CT ตามลำดับเป็นผลจากการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าก้นเตาบดละเอียดในปริมาณสูง ทำให้ $Ca(OH)_2$ ที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นไม่เพียงพอในการทำปฏิกิริยาปอซโซลาน

ภาพที่ 2 แสดงกำลังอัดของคอนกรีตที่ใช้เถ้าก้นเตาแทนที่มวลรวมละเอียดจากธรรมชาติ พบว่าการใช้เถ้าก้นเตาแทนที่มวลรวมละเอียดจากธรรมชาติทำให้กำลังอัดของคอนกรีตมีค่าลดลง แต่สามารถชดเชยด้วยการใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียดแทนที่ปูนซีเมนต์ร้อยละ 50 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน โดยคอนกรีต 50BA50 มีกำลังอัดเท่ากับ 50.7, 67.5, 79.9 และ 89.9 เมกะปาสคาล คิดเป็นร้อยละ 71, 90, 94 และ 95 ของคอนกรีต CT ตามลำดับ ซึ่งมีค่ากำลังอัดมากกว่าคอนกรีต RAC ที่ 28 และ 90 วัน แต่แทนที่ในเถ้าก้นเตาด้วยมวลรวมละเอียดทั้งหมด คอนกรีต 50BA100 มีค่ากำลังอัดเท่ากับ 35.9, 51.3, 68.9 และ 78.1 เมกะปาสคาล คิดเป็นร้อยละ 50, 68, 79 และ 83 ของคอนกรีต CT ตามลำดับ จะเห็นว่าการใช้เถ้าก้นเตาแทนที่มวลรวมละเอียดทั้งหมดทำให้กำลังอัดของคอนกรีตต่ำลงมากและในขั้นตอนผสมพบว่าเกิดการแยกตัว เนื่องมาจากเถ้าก้นเตาที่ใช้แทนที่มวลรวมละเอียดในการศึกษานี้นำมาจากส่วนที่เหลือจากการคัดขนาดเถ้าก้นเตาที่ผ่านตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 50 เพื่อนำไปบดละเอียดแทนที่ปูนซีเมนต์ เมื่อนำเถ้าก้นเตานี้มาแทนมวลรวมละเอียดทั้งหมดในคอนกรีตจะทำให้ไม่เหลือส่วนที่เล็กกว่าตะแกรงเบอร์ 50 ในส่วนผสม ทำให้ไม่เหมาะสมในการแทนที่มวลรวมละเอียดด้วยเถ้าก้นเตาทั้งหมด



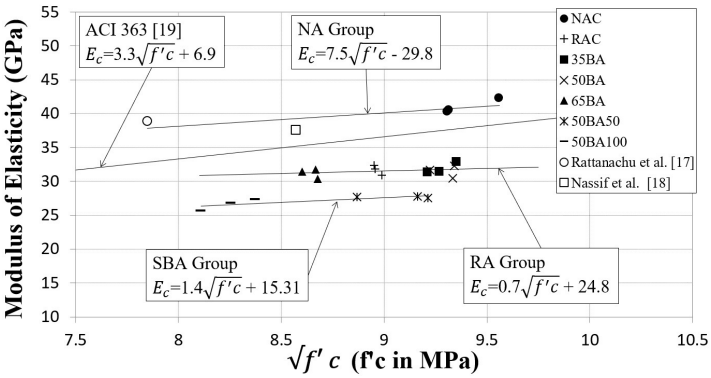
ภาพที่ 2 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดและอัตราส่วนการแทนที่มวลรวมละเอียดด้วยเถ้าก้นเตาค้างตะแกรงเบอร์ 50

3.4 โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

ภาพที่ 3 แสดงโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต พบว่าการใช้ RCA แทนที่มวลรวมหยาบจากธรรมชาติ ทำให้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นลดลงอย่างเห็นได้ชัด โดยที่ 28 วันคอนกรีต CT มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 41.10 จิกะปาสคาล ในขณะที่คอนกรีต RAC มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 31.71 จิกะปาสคาล ซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยที่ผ่านมา [14] พบว่ามอร์ตาร์เก่าที่ติดมากับมวลรวมเดิมมีความพรุนสูง เมื่อมีน้ำหนักมากระทำบนมวลรวม ทำให้ RCA เสียรูปได้ง่ายทำให้โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตต่ำลงเมื่อใช้ RCA เป็นส่วนผสม เมื่อใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียดแทนที่ปูนซีเมนต์ พบว่าส่งผลกระทบต่อโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตที่ใช้ RCA เพียงเล็กน้อย ซึ่งโมดูลัสยืดหยุ่นมีค่าเพิ่มขึ้นตามกำลังอัดที่สูงขึ้น โดยคอนกรีต 35BA, 50BA และ 65BA มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 31.94, 31.51 และ 31.21 จิกะปาสคาล ตามลำดับ อย่างไรก็ตามการใช้เถ้าก้นเตาแทนที่มวลรวมละเอียด พบว่าเถ้าก้นเตาที่มีความพรุนสูงและความแข็งแรงน้อยกว่าทรายทำให้โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตลดลง ซึ่งคอนกรีต 50BA50 และ 50BA100 มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 27.68 และ26.59 จิกะปาสคาล ตามลำดับ

เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสยืดหยุ่นและรากที่สองของค่ากำลังอัดของคอนกรีต และนำค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตที่ทดสอบโดย Rattanachu และคณะ

[17] และ Nassif และ คณะ [18] มาร่วมใช้ในการวิเคราะห์ พบว่าโมดูลัสยืดหยุ่นมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อกำลังอัดของคอนกรีตเพิ่มขึ้น อย่างไรก็ตามการใช้ RCA แทนที่มวลรวมหยาบ และการใช้เถ้าก้นเตาแทนที่มวลรวมละเอียดจากธรรมชาติทำให้โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตมีค่าต่ำลงอย่างเห็นได้ชัด และยังต่ำกว่าค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตที่ได้จากการคำนวณโดยใช้สมการของ ACI 363 [19]



ภาพที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสยืดหยุ่นและกำลังอัดของคอนกรีตที่อายุ 28 วัน

4. สรุปผลการทดสอบ

4.1 มวลรวมจากการย่อยเศษคอนกรีตและการใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียดแทนที่ปูนซีเมนต์ไม่เกินร้อยละ 50 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน สามารถใช้เป็นส่วนผสมในคอนกรีตกำลังสูงได้ การใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียดแทนที่ปูนซีเมนต์ร้อยละ 50 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน สามารถพัฒนากำลังอัดให้ใกล้เคียงกับคอนกรีตควบคุมเมื่อคอนกรีตมีอายุเพิ่มขึ้น โดยมีกำลังอัดเท่ากับ 86.2 เมกะปาสคาล ที่อายุ 28 วัน

4.2 การใช้เถ้าก้นเตาแทนที่มวลรวมละเอียดจากธรรมชาติส่งผลให้กำลังอัดของคอนกรีตมีค่าต่ำลง แต่สามารถชดเชยได้โดยการใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียดแทนที่ปูนซีเมนต์ในอัตราส่วนร้อยละ 50 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน และปริมาณที่เหมาะสมของการแทนที่มวลรวมละเอียดด้วยเถ้าก้นเตาคือร้อยละ 50 ของปริมาตร

4.3 การใช้มวลรวมหยาบจากการย่อยเศษคอนกรีตและการใช้เถ้าก้นเตาแทนที่มวลรวมละเอียดจากธรรมชาติส่งผลกระทบโดยตรงต่อการลดลงของโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตกำลังสูง

กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้วิจัยขอขอบคุณโรงไฟฟ้าจังหวัดระยองที่กรุณาเอื้อเฟื้อเถ้าก้นเตาเพื่อใช้ในงานวิจัยและขอขอบคุณภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรีที่เอื้อเฟื้อสถานที่และอุปกรณ์การทำวิจัย

เอกสารอ้างอิง

[1] Tangchirapat W., Buranasing R., Jaturapitakkul C., and Chindaprasirt P., 2008. Influence of rice husk–bark ash on mechanical properties of concrete containing high amount of recycled aggregates. Construction and Building Materials, Vol. 22, No. 8, pp. 1812-1819

[2] Bui N.K., Satomi T., TakahaShi H., 2018. Mecchanical properties of concrete containing 100% treated coarse recycled concrete aggregate, Construction and Building Materials, Vol.163, pp.496-507

[3] Jaturapitakkul C., Cheerarot R., 2003. Development of bottom ash as pozzolanic material, Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 15, No. 1, pp. 48-53

[4] Tangchirapat W., Rattanashotinunt C., Buranasing R., Jaturapitakkul C., 2013. Influence of Fly Ash on Slump Loss and Strength of Concrete Fully Incorporating Recycled Concrete Aggregates, Journal of Materials in Civil Engineering, Vol.25, No.2, pp.243-251

[5] ชลดรงค์ เจริญไวยเจตน์, 2560. การพัฒนาคุณภาพของเถ้าก้นเตาเพื่อใช้ในงานคอนกรีตกำลังสูง, วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, 110 หน้า.

[6] Standard Test Method for Density of Hydraulic Cement, ASTM C188, 2016.

[7] Standard Test Method for Fineness of Hydraulic Cement by the 45-μm (No. 325) Sieve, ASTM C430, 2015.

[8] Standard Test Method for Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Coarse Aggregate, ASTM C127, 2015.

[9] Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates, ASTM C136/C136M, 2014.

[10] Standard Test Method for Resistance to Degradation of Small-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine, ASTM C131/C131M, 2014.

[11] Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens, ASTM C39/C39M, 2016.

[12] Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression, ASTM C469/C469M, 2014.

[13] Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete, ASTM C618, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2019.

[14] Somna R., Jaturapitakkul C., Chalee W., and Rattanachu P., 2012. Effect of the Water to Binder Ratio and Ground Fly Ash on Properties of Recycled Aggregate Concrete. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 24, No. 1

[15] Kou S.C., and Poon C.S., 2015. Effect of the quality of parent concrete on the properties of high performance recycled aggregate concrete, Construction and Building Materials, Vol. 77, pp. 501-508

[16] Kim H.K., 2015, Utilization of sieved and ground coal bottom ash powders as a coarse binder in high-strength mortar to improve workability. Construction and Building Materials, Vol. 91, pp. 57-64

[17] Rattanachu P., Tangchirapat W., Buranasing R., Jaturapitakkul C., 2016. Mechanical Properties of High Strength Concrete Containing Recycled Concrete Aggregate with Ground Bagasse Ash, Journal of Thailand Concrete Association, Vol.4, No.2, pp.36-48

[18] Nassif HH., Husam N., and Nakin S., 2005. Effect of pozzolanic materials and curing methods on the elastic modulus of HPC, Cement and Concrete Composites, Vol. 27, pp. 661-670

[19] American Concrete Institute (ACI) Committee, Report on High-Strength Concrete, ACI 363 R, American Concrete Institute, 2010.

อิทธิพลของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์และอัตราส่วนกากแคลเซียมคาร์ไบด์ต่อเถ้าถ่านหินที่มีต่อกำลังอัดและความต้านทานการขัดสีของมอร์ตาร์ที่กระตุ้นด้วยด่าง

INFLUENCES OF SODIUM HYDROXIDE SOLUTION AND CALCIUM CARBIDE RESIDUE TO FLY ASH RATIOS ON COMPRESSIVE STRENGTH AND ABRASION RESISTANCE OF ALKALI-ACTIVATED MORTAR

ปัญธนา สุทธิประภา (Puntana Suttiprapa)[1]

วีรชาติ ตั้งจิรภัทร (Weerachart Tangchirapat)[2]

ชัย จาตุรพิทักษ์กุล (Chai Jaturapitakkul)[3]

[1]นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี (Sealss101@gmail.com)

[2]รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี (weerachart.tan@kmutt.ac.th)

[3]ศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี (chai.jat@kmutt.ac.th)

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้ศึกษามอร์ตาร์ที่กระตุ้นด้วยด่างที่ทำจากวัสดุเหลือทิ้งจากอุตสาหกรรมภายในประเทศไทย ได้แก่ เถ้าถ่านหินที่มีปริมาณแคลเซียมต่ำ (FA) และกากแคลเซียมคาร์ไบด์ (CR) โดยมุ่งเน้นศึกษาอิทธิพลของความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) และอัตราส่วนของกากแคลเซียมคาร์ไบด์ (CR) ต่อเถ้าถ่านหิน (FA) ที่มีต่อกำลังอัดและความต้านทานการขัดสีของมอร์ตาร์ที่กระตุ้นด้วยด่าง โดยใช้ความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่ 4, 6, และ 8 โมลาร์เป็นสารกระตุ้นร่วมกับสารละลายโซเดียมซิลิเกต (Na_2SiO_3) และใช้อัตราส่วนระหว่าง CR:FA เท่ากับ 15:85, 30:70, และ 45:55 โดยน้ำหนักเพื่อเป็นวัสดุประสาน มีสัดส่วนของสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เท่ากับ 0.5 โดยน้ำหนัก และอัตราส่วนของเหลวต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.85 โดยน้ำหนัก ผลการทดสอบพบว่ามอร์ตาร์ที่กระตุ้นด้วยด่างมีกำลังอัดสูงขึ้นเมื่อเพิ่มความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์และเพิ่มปริมาณกากแคลเซียมคาร์ไบด์ในส่วนผสม โดยสามารถพัฒนากำลังอัดให้สูงถึง 520 กก/ซม^2 ที่อายุ 28 วัน และมีค่าการสูญเสียน้ำหนักเนื่องจากการขัดสีน้อยที่สุดเมื่อใช้ความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮ ดรอกไซด์ที่ 8 โมลาร์ และใช้อัตราส่วนของวัสดุประสานระหว่าง CR:FA เท่ากับ 30:70 โดยน้ำหนัก นอกจากนี้น้ำหนักที่สูญเสียเนื่องจากการขัดสีขึ้นอยู่กับกำลังอัดของมอร์ตาร์เช่นเดียวกับมอร์ตาร์ทั่วไปที่ทำจากปูนซีเมนต์

ABSTRACT: This study purposes the use of by-products from Thailand industries to produce alkali-activated mortar. Alkali-activated mortar was made from a mixture of low-calcium fly ash (FA) and calcium carbide residue (CR) as a binder. Influences of NaOH solution and the ratios of CR to FA by weight on compressive strength and abrasion resistance of alkali-activated mortar were investigated. The concentrations of NaOH solution were varied as 4, 6, and 8 molar and CR to FA ratios were 15:85, 30:70, and 45:55 by weight. Na_2SiO_3 to NaOH solution ratio and liquid to binder ratio were 0.5 and 0.85 by weight for all mortar mixtures, respectively. Test results showed that the compressive strength was increased with the NaOH concentration and the CR content. At 28 days, the highest compressive strength of 520 ksc and the lowest mass loss due to abrasion were observed in the mortar activated by 8 molar of NaOH solution and CR:FA ratio of 30:70 by weight. In addition, the weight loss due to abrasion was depended on the compressive strength of alkali-activated mortar, which was similar to the conventional mortar.

KEYWORDS: Alkali-activated mortar, Low-calcium fly ash, Calcium carbide residue, Sodium hydroxide, Sodium silicate

1. บทนำ

วัสดุที่กระตุ้นด้วยด่าง (Alkali-activated materials, AAMs) ผลิตจากการผสมสารละลายอัลคาไลน์ เช่น อัลคาไลน์ไฮดรอกไซด์ หรืออัลคาไลน์ซิลิเกต เป็นต้น และสารตั้งต้นที่เป็นวัสดุเหลือทิ้ง เช่น ตะกรันเตาถลุงเหล็ก (Blast-furnace slag), ดินขาวเผา (Metakaolin) หรือเถ้าถ่านหิน (Fly ash) เป็นต้น [1] มีผลผลิตที่ได้จากการทำปฏิกิริยาเคมีแตกต่างจากผลผลิตที่ได้จากการทำปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของปูนซีเมนต์ [2]

จากงานวิจัยที่ผ่านมามีพบว่าวัสดุที่กระตุ้นด้วยด่างมีสมบัติเชิงกลที่ดีรวมถึงความคงทนใกล้เคียงกับวัสดุที่ทำจากปูนซีเมนต์ ซึ่งจากงานวิจัยของ Karahan และคณะ [3] รายงานว่ามอร์ตาร์ที่ทำจากตะกรันเตาถลุงเหล็กและกระตุ้นด้วยสารละลายอัลคาไลน์ ได้แก่ โซเดียมไฮ ดรอกไซด์ (NaOH) และโซเดียมซิลิเกต (Na_2SiO_3) มีกำลังอัดสูงถึง 981 กก/ซม^2 และมีค่าการสูญเสียน้ำหนักเนื่องจากการขัดสีต่ำกว่ามอร์ตาร์ที่ทำจากปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ วัสดุที่กระตุ้นด้วยด่างและจีโอโพลิเมอร์จากงานวิจัยที่ผ่านมาส่วนใหญ่ใช้วัสดุที่เป็นสารตั้งที่มีปริมาณแคลเซียมสูง เช่น ตะกรันเตาถลุงเหล็ก (Alkali-activated slag, AAS) [4] หรือเถ้าถ่านหินที่มีปริมาณแคลเซียมต่ำร่วมกับการใช้อุณหภูมิสูงในการบ่มเพื่อให้วัสดุสามารถแข็งตัวได้ (Fly-ash based geopolymer) [5] ในทางกลับกันงานวิจัยที่ศึกษาการนำเถ้าถ่านหินที่มีปริมาณแคลเซียมต่ำมาพัฒนาด้วยการกระตุ้นด้วยด่างให้สามารถแข็งตัวในอากาศยังไม่แพร่หลายมากนัก

กากแคลเซียมคาร์ไบด์ (Calcium carbide residue) คือ ส่วนที่เหลือจากการทำปฏิกิริยาเคมีระหว่างแคลเซียมคาร์ไบด์ (CaC_2) กับน้ำในกระบวนการผลิตก๊าซอะเซทิลีน (C_2H_2) ซึ่งก๊าซอะเซทิลีนใช้ในอุตสาหกรรมโลหะและงานเชื่อม มีลักษณะเป็นโคลนสีเทา มีความเป็นด่างสูง และมีปริมาณแคลเซียมสูงในองค์ประกอบทางเคมีของวัสดุ

ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงศึกษาการผลิตมอร์ตาร์ที่กระตุ้นด้วยด่างที่ทำจากวัสดุเหลือทิ้งจากอุตสาหกรรมภายในประเทศไทย โดยการนำกากแคลเซียมคาร์ไบด์ (CR) ซึ่งมีปริมาณแคลเซียมสูงร่วมกับเถ้าถ่านหินที่มีปริมาณแคลเซียมต่ำ (FA) เพื่อศึกษาผลของความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์และปริมาณกากแคลเซียมคาร์ไบด์ในอัตราส่วนวัสดุประสานต่อการพัฒนากำลังอัดและความต้านทานการขัดสีของมอร์ตาร์ที่กระตุ้นด้วยด่าง

2. วิธีการศึกษา

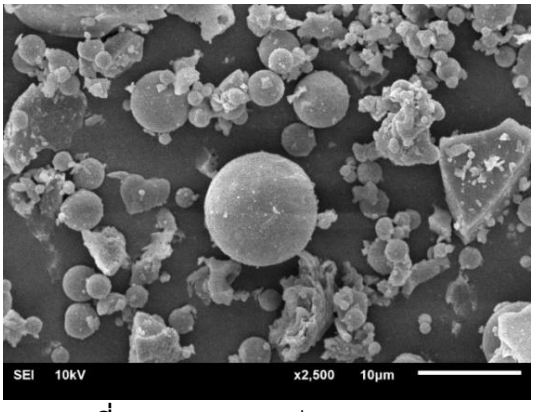
2.1 วัสดุที่ใช้ในการศึกษา

งานวิจัยนี้ใช้วัสดุประสานจาก 2 แหล่งคือ เถ้าถ่านหินจากโรงไฟฟ้า จังหวัดระยอง (FA) และกากแคลเซียมคาร์ไบด์จากโรงงานผลิตก๊าซอะเซทิลีน จังหวัดสมุทรสาคร (CR), มวลรวมละเอียดใช้ทรายแม่น้ำร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 30, โซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) ชนิดเกล็ด ความบริสุทธิ์ร้อยละ 98, สารละลายโซเดียมซิลิเกต (Na_2SiO_3) และสารลดน้ำพิเศษชนิด Polycarboxylate (PCE)

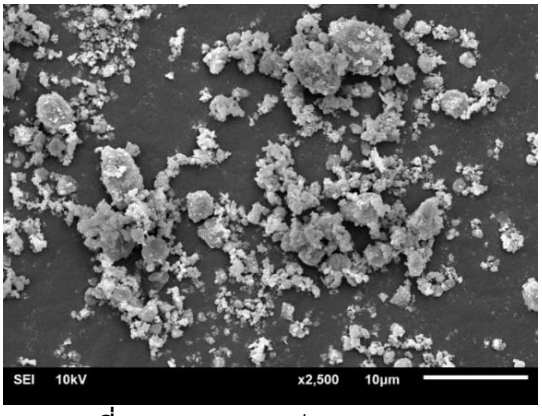
สมบัติทางกายภาพของวัสดุที่ใช้ในงานวิจัยแสดงดังตารางที่ 1 นำเถ้าถ่านหินและกากแคลเซียมคาร์ไบด์ซึ่งอบแห้งเพื่อไล่ความชื้นออกไป มาบดให้อนุภาคเล็กลง โดยเถ้าถ่านหินมีปริมาณอนุภาคค้างบนตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 325 เท่ากับร้อยละ 1.18 มีความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.45 มีลักษณะรูปร่างของอนุภาคเป็นทรงกลม ผิวเรียบ แสดงดังภาพที่ 1 และกากแคลเซียมคาร์ ไบด์มีปริมาณอนุภาคค้างบนตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 325 เท่ากับร้อยละ 12.13 ความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.67 มีลักษณะรูปร่างของอนุภาคที่ไม่แน่นอน มีพื้นผิวขรุขระเนื่องจากการบด แสดงดังภาพที่ 2

ตารางที่ 1 สมบัติทางกายภาพของวัสดุประสาน

Material	Specific Gravity	Retained on a Sieve No. 325 (%)
FA	2.45	1.18
CR	2.67	12.13



ภาพที่ 1 ภาพจากการส่อง SEM ของ FA



ภาพที่ 2 ภาพจากการส่อง SEM ของ CR

2.2 องค์ประกอบทางเคมีของวัสดุประสาน

ตารางที่ 2 แสดงองค์ประกอบทางเคมีของวัสดุประสาน โดยเถ้าถ่านหิน (FA) มีองค์ประกอบหลักทางเคมี คือ ออกไซด์ของธาตุซิลิกา (SiO_2) อลูมินา (Al_2O_3) และเหล็ก (Fe_2O_3) คิดเป็นร้อยละ 60.17, 23.99 และ 4.84 ตามลำดับ ซึ่งผลรวมขององค์ประกอบหลักทางเคมีเท่ากับร้อยละ 89.00 สามารถจำแนกเป็นเถ้าถ่านหิน Class F ตามมาตรฐาน ASTM C618 [6] ส่วนกากแคลเซียมคาร์ไบด์ (CR) มีองค์ประกอบหลักคือแคลเซียมออกไซด์ (CaO) คิดเป็นร้อยละ 68.78 ซึ่งมีปริมาณที่สูงคล้ายปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 แต่มีปริมาณ LOI ที่สูง

ตารางที่ 2 องค์ประกอบทางเคมีของวัสดุประสาน

Chemical Compositions (%)	FA	CR
Silicon dioxide (SiO_2)	60.17	3.56
Aluminum oxide (Al_2O_3)	23.99	1.92
Ferric oxide (Fe_2O_3)	4.84	0.49
Calcium oxide (CaO)	2.85	68.78
Magnesium oxide (MgO)	0.62	1.29
Sodium oxide (Na_2O)	0.56	0.00
Potassium oxide (K_2O)	1.72	0.02
Sulfur oxide (SO_3)	0.38	0.66
Loss on ignition (LOI)	5.14	23.28

2.3 ส่วนผสมมอร์ตาร์

งานวิจัยนี้นำเถ้าถ่านหินที่มีปริมาณแคลเซียมต่ำ (FA) บดผสมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์ (CR) บดในอัตราส่วนที่แตกต่างกันคือ 15:85, 30:70 และ 45:55 โดยน้ำหนักเพื่อใช้เป็นวัสดุประสาน ใช้อัตราส่วนวัสดุประสานต่อมวลรวมละเอียดเท่ากับ 1:2.75 โดยน้ำหนัก มีสัดส่วนของสารละลายโซเดียมซิลิเกต (Na_2SiO_3) ต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) คงที่ 0.5 โดยน้ำหนัก และสัดส่วนของเหลวทั้งหมดต่อวัสดุประสานคงที่ 0.85 โดยน้ำหนัก และใช้สารลดน้ำพิเศษเพื่อควบคุมการไหลแผ่ของมอร์ตาร์ให้อยู่ในช่วงร้อยละ 110±5

สำหรับการผสมสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ ใช้ NaOH ชนิดเกล็ดผสมกับน้ำตามความเข้มข้น 4, 6 และ 8 โมลาร์

ตารางที่ 3 ส่วนผสมมอร์ตาร์

Mix	Mix proportion (by weight)						L/B	Flow (%)
	CR	FA	Sand	NaOH Solution	Na_2SiO_3 Solution	SP		
15CR85FA-4M	15	85	275	56.7	28.3	-	0.85	115
15CR85FA-6M	15	85	275	56.7	28.3	-	0.85	112
15CR85FA-8M	15	85	275	56.7	28.3	-	0.85	106
30CR70FA-8M	30	70	275	56.7	28.3	1	0.85	114
45CR55FA-8M	45	55	275	56.7	28.3	1.5	0.85	115

2.4 การทดสอบกำลังอัด

การทดสอบกำลังอัดของมอร์ตาร์ดำเนินการตามมาตรฐาน ASTM C109 [7] ทดสอบโดยการหล่อตัวอย่างลูกบาศก์ขนาด 5x5x5 ซม^3 ถอดแบบหลังตัวอย่างอายุครบ 24 ชั่วโมง จากนั้นนำไปบ่มอากาศด้วยการหุ้มตัวอย่างด้วยพลาสติกใส จนถึงอายุทดสอบกำลังอัดที่อายุ 1, 7 และ 28 วัน แต่ละอายุการทดสอบใช้ตัวอย่าง 3 ตัวอย่างเพื่อเป็นค่าเฉลี่ย

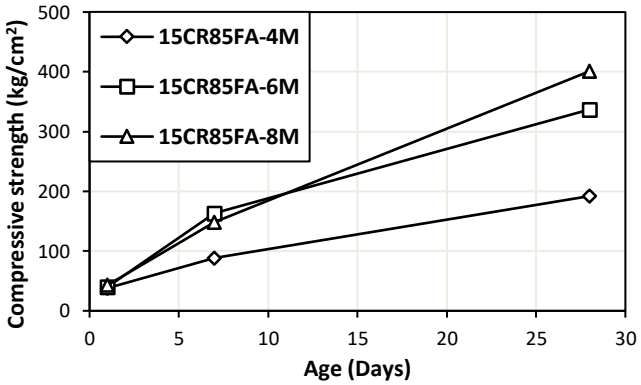
2.5 การทดสอบความต้านทานการขัดสี

ความต้านทานการขัดสีของมอร์ตาร์ทดสอบโดยการขัดผิวหน้าด้วยวิธี Rotating-Cutter Method ตามมาตรฐาน ASTM C944 [8] หล่อตัวอย่างขนาด 15x15x5 ซม^3 และนำไปบ่มอากาศจนถึงอายุทดสอบที่ 28 วัน ทดสอบโดยการขัดผิวหน้าตัวอย่างมอร์ตาร์เป็นจำนวน 6 รอบ โดยแต่ละรอบใช้เวลาขัด 2 นาที ด้วยน้ำหนักกดทับเท่ากับ 98 นิวตัน และมีความเร็วรอบเท่ากับ 200 รอบต่อนาที ในแต่ละรอบที่ขัดเสร็จจะมีการชั่งน้ำหนักที่สูญเสียไป

3. ผลการทดสอบและวิเคราะห์ผล

3.1 กำลังอัดของมอร์ตาร์

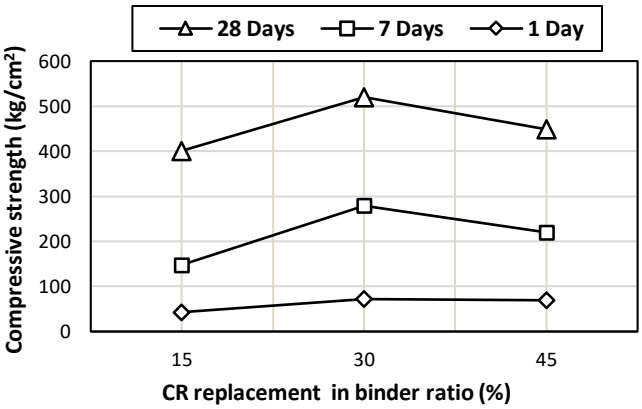
จากภาพที่ 3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดและอายุของมอร์ตาร์ที่กระตุ้นด้วยด่าง เนื่องจากอิทธิพลของความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่ 4, 6 และ 8 โมลาร์ โดยมีการคงที่วัสดุประสาน CR:FA เท่ากับ 15:85 โดยน้ำหนักวัสดุประสาน มีค่ากำลังอัดเท่ากับ 38, 40, และ 43 กก/ซม^2 ที่อายุ 1 วันและเพิ่มขึ้นเป็น 88, 164 และ 148 กก/ซม^2 ที่อายุ 7 วันตามลำดับ แสดงให้เห็นว่ามอร์ตาร์ที่กระตุ้นด้วยด่างมีการพัฒนากำลังอัดในช่วงอายุต้นค่อนข้างช้า เมื่อพิจารณามอร์ตาร์ที่กระตุ้นด้วยด่างที่อายุ 28 วันที่มีความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่ 4, 6 และ 8 โมลาร์ มีกำลังอัดสูงขึ้นเท่ากับ 192, 337 และ 401 กก/ซม^2 ตามลำดับ แสดงให้เห็นว่าความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่มีโมลาร์สูงขึ้นสามารถให้กำลังอัดสูงขึ้นเช่นเดียวกัน เนื่องจากความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่สูงขึ้นสามารถช่วยชะอิออนของซิลิกาและอลูมินาบนผิวของเถ้าถ่านหินได้มากขึ้น และทำปฏิกิริยาร่วมกับสารประกอบแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ($Ca(OH)_2$) ในกากแคลเซียมคาร์ไบด์ได้ดีขึ้นเช่นกัน และได้ผลผลิตเป็นแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (C-S-H) นอกเหนือจากผลผลิตหลักที่เกิดขึ้นในช่วงอายุต้นคือ โซเดียมอลูมิโนซิลิเกตไฮเดรต (N-A-S-H) ส่งผลให้กำลังอัดของมอร์ตาร์เพิ่มขึ้นซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยของ Rattanasak และ Chindaprasirt [9]



ภาพที่ 3 อิทธิพลของความเข้มข้นของสารละลาย NaOH ที่มีผลต่อกำลังอัดของมอร์ตาร์

เมื่อพิจารณาการแทนที่กากแคลเซียมคาร์ไบด์ (CR) ในวัสดุประสานเท่ากับร้อยละ 15, 30 และ 45 โดยน้ำหนักวัสดุประสานและใช้ความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์คงที่เท่ากับ 8 โมลาร์ พบว่ามอร์ตาร์มีกำลังอัดสูงขึ้นเมื่อแทนที่กากแคลเซียมคาร์ไบด์ในปริมาณที่สูงขึ้น แสดงดังภาพที่ 4 โดยการแทนที่กากแคลเซียมคาร์ไบด์ที่สูงขึ้นเท่ากับร้อยละ 30 โดยน้ำหนักวัสดุประสาน มีกำลังอัดสูงขึ้นเท่ากับ 72, 279 และ 520 กก/ซม^2 หรือคิดเป็นร้อยละ 67, 88 และ 30 เมื่อเปรียบเทียบกับมอร์ตาร์ที่มีอัตราส่วนกากแคลเซียมคาร์ไบด์ร้อยละ 15 โดยน้ำหนักวัสดุประสาน ที่อายุ 1,7 และ 28 วันตามลำดับ และการแทนที่กากแคลเซียมคาร์ไบด์ที่สูงขึ้นเท่ากับร้อยละ 45 โดยน้ำหนักวัสดุประสาน มีกำลังอัดสูงขึ้นเท่ากับ 69, 220 และ 448 กก/ซม^2 หรือคิดเป็นร้อยละ 60, 49 และ 11 ที่อายุ 1,7 และ 28 วันตามลำดับ เมื่อเปรียบเทียบกับมอร์ตาร์ที่มีอัตราส่วนกากแคลเซียมคาร์ไบด์ร้อยละ 15 โดยน้ำหนักวัสดุประสาน

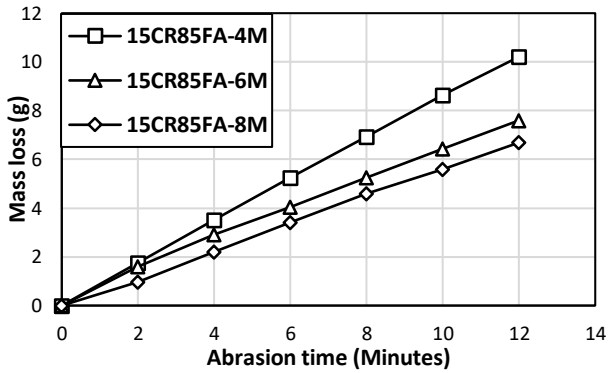
จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าการแทนที่กากแคลเซียมคาร์ไบด์ในปริมาณที่สูงขึ้นส่งผลทำให้มอร์ตาร์กำลังอัดสูงขึ้นเช่นกัน เนื่องจากปริมาณที่เพิ่มขึ้นของกากแคลเซียมคาร์ไบด์เป็นแหล่งของแคลเซียมออกไซด์ ส่งผลให้เกิดผลผลิตเป็นแคลเซียมอลูมิโนซิลิเกตไฮเดรต (C-A-S-H) เพิ่มมากขึ้นตามปริมาณของกากแคลเซียม คาร์ไบด์ที่เพิ่มขึ้น และผลผลิตของโซเดียมอลูมิโนซิลิเกตไฮเดรต (N-A-S-H) ที่เกิดจากเถ้าถ่านหินลดน้อยลง ซึ่งมีแนวโน้มเช่นเดียวกับงานวิจัยของ Provis และคณะ [10] ที่รายงานว่าโครงสร้างของผลผลิตที่เกิดจากสารตั้งต้นที่มีปริมาณแคลเซียมสูง เช่น ตะกรันเตาถลุงเหล็ก จะเกิดจากเจล C-A-S-H ในทางกลับกันหากสารตั้งต้นมีปริมาณแคลเซียมต่ำ เช่น เถ้าถ่านหิน ผลผลิตที่ได้จะเกิดจากเจล N-A-S-H และจากงานวิจัยของ Hu และคณะ [11] รายงานว่า เจล C-A-S-H มีโครงสร้างจุลภาคที่หนาแน่นกว่าเจล N-A-S-H ส่งผลให้การเพิ่มขึ้นของ C-A-S-H ทำให้มอร์ตาร์มีกำลังอัดสูงขึ้นเช่นกัน



ภาพที่ 4 อิทธิพลของปริมาณ CR ในอัตราส่วนวัสดุประสานที่มีผลต่อกำลังอัดของมอร์ตาร์

3.2 ความต้านทานการขัดสีของมอร์ตาร์

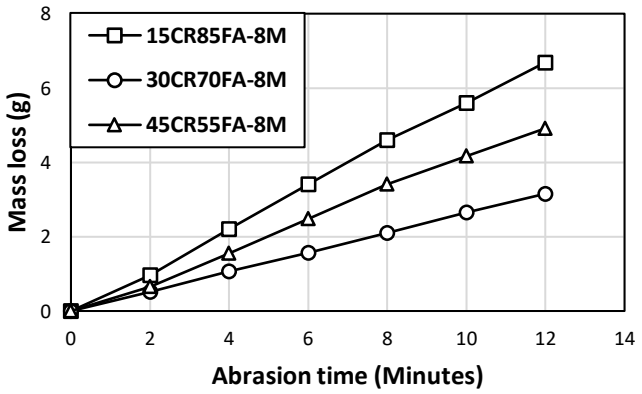
ภาพที่ 5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าการสูญเสียน้ำหนักและเวลาในการทดสอบความต้านทานการขัดสีของมอร์ตาร์เนื่องจากอิทธิพลของความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) ที่อายุ 28 วัน พบว่ามอร์ตาร์มีค่าการสูญเสียน้ำหนักมากขึ้นตามเวลาการขัดสีที่มากขึ้น โดยมอร์ตาร์ที่ใช้ความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่ 8 โมลาร์ มีค่าการสูญเสียน้ำหนักเนื่องจากการขัดสีหลังผ่านเวลาการทดสอบ 12 นาทีเท่ากับ 6.7 กรัม ซึ่งมีค่าน้อยกว่ามอร์ตาร์ที่ใช้ความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่ 4 และ 6 โมลาร์ โดยมีค่าการสูญเสียน้ำหนักเท่ากับ 10.2 และ 7.6 กรัม ตามลำดับ ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าค่าการสูญเสียน้ำเนื่องจากการขัดสีแปรผกผันกับความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ โดยเมื่อใช้ความเข้มข้นมากขึ้นในการผสมมอร์ตาร์ส่งผลให้ค่าการสูญเสียน้ำหนักเนื่องจากการขัดสีลดลงเนื่องจากกำลังอัดของมอร์ตาร์ที่มากขึ้นที่อายุ 28 วันจากการใช้ความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่สูงขึ้น



ภาพที่ 5 อิทธิพลของความเข้มข้นของสารละลาย NaOH ที่มีผลต่อค่าการสูญเสียน้ำหนักเนื่องจากการขัดสีของมอร์ตาร์

เมื่อพิจารณาอิทธิพลของการแทนที่กากแคลเซียมคาร์ไบด์ (CR) ในอัตราส่วนวัสดุประสานต่อค่าการสูญเสียน้ำหนักเนื่องจากการขัดสีของมอร์ตาร์ แสดงดังภาพที่ 6 พบว่ามอร์ตาร์มีค่าการสูญเสียน้ำหนักลดลงเมื่อแทนที่ปริมาณกากแคลเซียมคาร์ไบด์ในอัตราส่วนวัสดุประสานที่มากขึ้น โดยแทนที่กากแคลเซียมคาร์ไบด์เพิ่มขึ้นร้อยละ 30 และ 45 โดยน้ำหนักวัสดุประสาน ส่งผลให้ค่าการสูญเสียน้ำหนักเนื่องจากการขัดสีหลังผ่านเวลาการทดสอบ 12 นาทีลดลงเท่ากับ 3.2 และ 4.9 กรัม หรือคิดเป็นการสูญเสียน้ำหนักที่ลดลงร้อยละ 52 และ 27 ตามลำดับ เมื่อเปรียบเทียบกับมอร์ตาร์ที่มีปริมาณกากแคลเซียมคาร์ไบด์เท่ากับร้อยละ 15 โดยน้ำหนักวัสดุประสาน ซึ่งมีค่าการสูญเสียน้ำหนักเนื่องจากการขัดสีเท่ากับ 6.7 กรัม จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าค่าการสูญเสียน้ำหนักมีค่าลดลงอย่าง

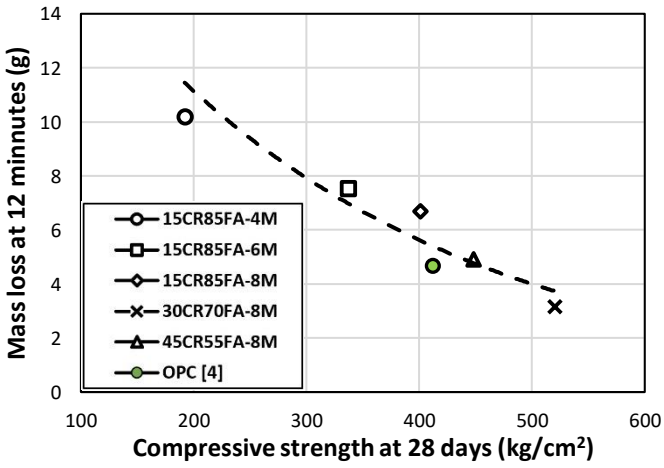
มากเมื่อเพิ่มปริมาณกากแคลเซียมคาร์ไบด์ในอัตราส่วนวัสดุประสาน แต่เมื่อแทนที่ปริมาณกากแคลเซียมคาร์ไบด์ที่มากเกินไปเท่ากับร้อยละ 45 โดยน้ำหนักวัสดุประสาน มีค่าการสูญเสียน้ำหนักมากกว่ามอร์ตาร์ที่มีปริมาณกากแคลเซียมคาร์ไบด์เท่ากับร้อยละ 30 โดยน้ำหนักวัสดุประสาน ซึ่งผลการทดสอบสอดคล้องกับกำลังอัดของมอร์ตาร์ที่อายุ 28 วัน เมื่อกำลังอัดของมอร์ตาร์สูงขึ้นส่งผลให้ความสามารถในการต้านทานการขัดสีดีขึ้นเช่นกัน



ภาพที่ 6 อิทธิพลของปริมาณ CR ในอัตราส่วนวัสดุประสานที่มีผลต่อค่าการสูญเสียน้ำหนักเนื่องจากการขัดสีของมอร์ตาร์

เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดและค่าการสูญเสียน้ำหนักเนื่องจากการขัดสีของมอร์ตาร์ที่อายุ 28 วัน แสดงดังภาพที่ 7 พบว่ามอร์ต้าที่มีปริมาณกากแคลเซียมคาร์ไบด์ร้อยละ 30 โดยน้ำหนักวัสดุประสานและใช้ความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่ 8 โมลาร์ มีกำลังอัดเท่ากับ 520 กก/ซม^2 และมีค่าการสูญเสียน้ำหนักเนื่องจากการขัดสีเท่ากับ 3.2 กรัม ซึ่งมีกำลังอัดสูงที่สุดเมื่อเทียบกับมอร์ตาร์มีปริมาณกากแคลเซียมคาร์ไบด์เท่ากับร้อยละ 15 และ 45 โดยน้ำหนักวัสดุประสานและใช้ความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เท่ากัน ซึ่งมีกำลังอัดเท่ากับ 401 และ 448 กก/ซม^2 และมีค่าการสูญเสียน้ำหนักเท่ากับ 6.7 และ 4.9 กรัม ตามลำดับ ในขณะที่มอร์ต้าที่ใช้ความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่ 4 และ 6 โมลาร์ มีกำลังอัดเท่ากับ 192 และ 337 กก/ซม^2 และมีค่าการสูญเสียน้ำหนักเนื่องจากการขัดสีเท่ากับ 10.2 และ 7.6 กรัม ตามลำดับ ซึ่งค่าการสูญเสียน้ำหนักเนื่องจากการขัดสีแปรผกผันกับกำลังอัดของมอร์ตาร์ โดยเป็นผลมาจากเมื่อใช้ความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่สูงขึ้น จะทำการชะอิออนของซิลิกาและอลูมินาบนผิวของเถ้าถ่านหินมากขึ้นร่วมกับออกไซด์ของซิลิกาในสารละลายโซเดียมซิลิเกต (Na_2SiO_3) มาทำปฏิกิริยากับสารประกอบแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ($Ca(OH)_2$) ในกากแคลเซียมคาร์ไบด์ทำให้เกิดสารประกอบแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (C-S-H) เพิ่มขึ้นร่วมกับผลผลิต C-A-S-H ที่มากขึ้นจากปริมาณกากแคลเซียมคาร์ไบด์ที่สูงขึ้นในอัตราส่วนวัสดุประสาน ส่งผลให้มอร์ตาร์มีความหนาแน่นมากขึ้นและผิวหน้ามอร์ตาร์มีความแข็งแรงมากขึ้นซึ่งมีแนวโน้มใกล้เคียงกับงานวิจัยของ Karahan และคณะ [3] และ ฐิติพงศ์ และคณะ [12]

เมื่อเปรียบเทียบความสามารถในการต้านทานการขัดสีกับมอร์ตาร์ที่ทำจากปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC) จากงานวิจัยของ Kim และคณะ [4] สามารถสรุปได้ว่ามอร์ตาร์ที่กระตุ้นด้วยด่าง มีความต้านทานการขัดสีใกล้เคียงกับมอร์ตาร์ที่ทำจาก OPC เนื่องจากมอร์ตาร์ที่กระตุ้นด้วยด่าง (45CR55FA-8M) ที่มีกำลังอัดใกล้เคียงกับมอร์ตาร์ที่ทำจาก OPC มีค่าการสูญเสียน้ำหนักเนื่องจากการขัดสีมากกว่ามอร์ตาร์ที่ทำจาก OPC เล็กน้อย (< 1 กรัม)



ภาพที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดและค่าการสูญเสียน้ำหนักเนื่องจากการขัดสีของมอร์ตาร์

4. สรุปผลการทดสอบ

4.1 การใช้ความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) ที่สูงขึ้นระหว่าง 4 ถึง 8 โมลาร์และการเพิ่ม

ปริมาณกากแคลเซียมคาร์ ไบด์ (CR) ในอัตราส่วนวัสดุประสานร้อยละ 15 ถึงร้อยละ 45 สามารถพัฒนากำลังอัดของมอร์ตาร์ให้สูงขึ้นและส่งผลให้ค่าการสูญเสียน้ำหนักเนื่องจากการขัดสีมีค่าลดลง

4.2 การเพิ่มปริมาณกากแคลเซียมคาร์ไบด์ในอัตราส่วนวัสดุประสาน สามารถพัฒนากำลังอัดของมอร์ตาร์ให้สูงถึง 520 กก/ซม^2 ที่อายุ 28 วัน เมื่อแทนที่กากแคลเซียมคาร์ไบด์ร้อยละ 30 โดยน้ำหนักวัสดุประสาน ซึ่งเป็นปริมาณที่เหมาะสมที่สามารถพัฒนากำลังอัดได้สูงที่สุดและมีความต้านทานการขัดสีดีที่สุด

4.3 มอร์ตาร์ที่กระตุ้นด้วยด่างที่มีค่ากำลังอัดมากขึ้นส่งผลให้ความสามารถในการต้านทานการขัดสีดีขึ้นเช่นกัน

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนจากทุนเพชรพระจอมเกล้ามหาบัณฑิต มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี เลขที่สัญญา 4/2561 ผู้วิจัยต้องขอขอบคุณมา ณ โอกาสนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] Shi C., Roy D., and Krivenko P., 2003. Alkali-activated cements and concretes, CRC press.

[2] Garcia-Lodeiro I., Palomo A., Fernandez-Jimenez A., and Macphee D.E., 2011. Compatibilitiy studies between N-A-S-H and C-A-S-H gels. Study in the ternary diagram Na2O-CaO-Al2O3-SiO2-H2O, Cement and Concrete Research, 41:923-931.

[3] Karahan O. and Yakupoglu A., 2011. Resistance of alkali-activated slag mortar to abrasion and fire, Advances in Cement Research, 23(6):289-297.

[4] Kim H., Song K., Song J., and Jang J., 2019. Effect of carbonation on abrasion resistance of alkali-activated slag with various activators, Materials (Basel), 12(17):2812-2822.

[5] Lau C., Lee H., Vimonsatit V., Huen W., and Chindaprasirt P., 2019. Abrasion resistance bahaviour of fly ash based geopolymer using nanoindentation and artificial neural network, Construction and Building Materials, 212(2019) :635-644.

[6] ASTM C618, 2017. Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use in concrete, ASTM International, West Conshohocken, PA.

[7] ASTM C109, 2016. Standard test method for compressive strength of hydraulic cement mortars (Using 2-in. or [50 mm] cube specimens), ASTM International, West Conshohocken, PA.

[8] ASTM C944, 2012. Standard test method for abrasion resistance of concrete or mortar surfaces by the rotating-cutter method, ASTM International, West Conshohocken, PA.

[9] Rattanasak U. and Chindaprasirt P., 2009. Influence of NaOH solution on the synthesis of fly ash geopolymer, Minerals Engineering, 22:1073-1078.

[10] Provis J.L., Palomo A., and Shi C., 2015. Advances in understanding alkali-activated materials, Cement and Concrete Research, 78:110-125.

[11] Hu X., Shi C., Shi Z., and Zhang L., 2019. Compressive strength, pore structure and chloride transport properties of alkali-activated slag/fly ash mortars, Cement and Concrete Composites, 104:1-10

[12] ฐิติพงศ์ ต่วนทอง, วีรชาติ ตั้งจิรภัทร และ ชัย จาตุรพิทักษ์กุล, 2562. ความต้านทานการขัดสีและการซึมของคลอไรด์ผ่านคอนกรีตที่ทาผิวหน้าด้วยสารละลายซิลิเกต, วารสารวิจัยและพัฒนา มจธ., 42(1):55-67.

สมบัติเชิงกลของคอนกรีตสมรรถนะสูงที่ใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียดร่วมกับผงหินปูนแทนที่ปูนซีเมนต์

Mechanical Properties of High Performance Concrete Using Ground Bottom Ash and Limestone Powder as a Cement Replacement

ปิยนัฐ เจริญอำนวยสุข[1] (Piyanat Charoenamnuaysuk)[1]
ภควัต พร้อมมูล[2] (Pakawat Pormmoon)[2]
วีรชาติ ตั้งจิรภัทร[3] (Weerachart Tangchirapat)[3]
อนุวัฒน์ อรรถไชยวุฒิ[4] (Anuwat Attachaiyawuth)[4]
ชัย จาตุรพิทักษ์กุล[5] (Chai Jaturapitakkul)[5]

[1]นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
charoenamnuaysyk@gmail.com
[2]นักศึกษาปริญญาเอก ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
pakawat.pormmoon@gmail.com
[3]รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
weerachart.tan@kmutt.ac.th
[4]อาจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ศรีราชา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา
anuwat@eng.src.ku.ac.th
[5]ศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
chai.jat@kmutt.ac.th

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้ศึกษาการใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียดร่วมกับผงหินปูนแทนที่ปูนซีเมนต์ในคอนกรีตสมรรถนะสูง โดยพิจารณาความสามารถในการเทได้จากค่ายุบตัวแบบไผลแผ่ กำลังอัด และการหดตัวแบบออจีเนียสของคอนกรีต ใช้เถ้าก้นเตาที่คัดขนาดผ่านตะแกรงเบอร์ 50 มาบดเพิ่มความละเอียดจนมีขนาดอนุภาคค้างบนตะแกรงเบอร์ 325 ร้อยละ 1.05 โดยน้ำหนัก แทนที่ปูนซีเมนต์ร้อยละ 50 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน (50GBA) นอกจากนี้ใช้ผงหินปูนที่มีขนาด 8 ไมครอน แทนที่เถ้าก้นเตาบดละเอียดในอัตราร้อยละ 5 และ 10 โดยน้ำหนักวัสดุประสาน ทุกส่วนผสมใช้ปริมาณวัสดุประสานเท่ากับ 600 กก/ม^3 และอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานคงที่เท่ากับ 0.27 ควบคุมความสามารถในการเทได้ของคอนกรีตสมรรถนะสูงให้มีค่าการยุบตัวแบบไหลแผ่ในช่วง 65 – 75 ซม โดย ใช้สารลดน้ำพิเศษ จากการศึกษาพบว่ากำลังอัดที่อายุ 3 วันของคอนกรีต 50GBA มีค่าน้อยว่าคอนกรีตควบคุม (CT) แต่ที่อายุ 28 วัน พบว่ามีค่าสูงกว่าคอนกรีต CT โดยมีค่าเท่ากับ 101.0 เมกะปาสคาล นอกจากนั้นการใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียดสามารถลดการหดแบบออโตจีเนียสตัวของคอนกรีตได้เมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีต CT การแทนที่ผงหินปูนร้อยละ 10 ทำให้กำลังอัดในช่วงอายุ 3 วัน สูงขึ้นมากกว่าคอนกรีตที่ใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียดประมาณร้อยละ 10 แต่ที่อายุ 28 วัน มีค่ากำลังอัดต่ำกว่าร้อยละ 5 และการแทนที่ผงหินปูนที่ร้อยละ 10 สามารถช่วยลดการหดตัวแบบออโตจีเนียสได้

ABSTRACT: This research presents the mechanical properties of high performance concrete containing ground bottom ash and limestone powder as cement replacements. Workability of fresh concrete in terms of slump flow was determined. Compressive strength and autogenous shrinkage of high performance concrete were also investigated. Bottom ash received from the Mae Moh power plant was sieved through a No. 50 sieve and then it was ground until the particles retained on a No. 325 sieve of 1.05 % by weight. Ground bottom ash was used to partially replace Portland cement type I at a rate of 50% by weight of binder (50GBA). Additionally, limestone powder (LP) with particle size of 8 micron was used to replace ground bottom ash at 5 and 10% by weight of binder. All concrete mixtures had binder content of 600 kg/m^3. Water to binder ratio was kept constant of 0.27 and slump flow was maintained between 650-750 mm by using sulerplasticizer. The results revealed that the compressive strength of 50GBA concrete at 3 days was less than that of control concrete (CT). However, the compressive strength at 28 days was increased up to 101.0 MPa which was higher than CT concrete. The use of ground bottom ash could reduce autogenous shrinkage of concrete. Moreover, concrete containing 10% of LP at 3 days had higher compressive strength than GBA concrete about 10% but was slightly lower about 5 % at 28 days. Finally, the use of 10% of LP could improve autogenous shrinkage of high performance concrete.

KEYWORDS: High performance concrete, High strength concrete, Pozzolanic material, Ground bottom ash

1. บทนำ

จากสถิติอดีตถึงปัจจุบันในงานก่อสร้างอาคารสูงมีแนวโน้มที่จะสูงมากขึ้น [1] ด้วยพื้นที่มีจำกัด เป็นเหตุให้ต้องการใช้คอนกรีตที่มีกำลังอัดสูงขึ้นและโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมีความซับซ้อน ซึ่งมีความยากในการเทคอนกรีตและในการก่อสร้าง ทำให้คอนกรีตที่เหมาะกับงานก่อสร้างในอนาคตมีกำลังอัดเพียงอย่างเดียวไม่เพียงพอ จึงต้องมีความสามารถในการเทที่ดี สามารถลดการทำงานบางประการออกได้เพื่อให้ง่ายต่อการก่อสร้าง โดยคอนกรีตสมรรถนะสูง (High Performance Concrete, HPC) คือวิวัฒนาการหนึ่งของคอนกรีตที่มาช่วยในงานคอนกรีตเสริมเหล็กให้มีการทำงานที่ง่ายขึ้น ในกรณีที่มีปริมาณการเสริมเหล็กที่สูง ช่วยให้องค์อาคารมีขนาดเล็กลงแต่ยังคงรับน้ำหนักได้เช่นเดิม ทั้งนี้เนื่องจากคอนกรีตสมรรถนะสูงมีความสามารถในการเทได้ดีและกำลังที่สูงกว่าคอนกรีตทั่วไป [2] แต่ในการผลิตคอนกรีตสมรรถนะสูงต้องใช้ปริมาณปูนซีเมนต์ที่มากเมื่อเทียบกับคอนกรีตทั่วไป จึงส่งผลเสียต่อตัวคอนกรีตเองและต่อสิ่งแวดล้อมจากการใช้ปูนซีเมนต์ในปริมาณที่สูง ดังนั้นการเลือกใช้วัสดุปอซโซลานมาแทนที่ปูนซีเมนต์บางส่วนในคอนกรีตสมรรถนะสูงนอกจากช่วยลดปริมาณการใช้ปูนซีเมนต์ลงแล้ว ยังช่วยเพิ่มสมบัติบางประการของคอนกรีต [2-5]

คอนกรีตสมรรถนะสูง (High Performance Concrete) เป็นคอนกรีตที่มีความสามารถในการเทได้ที่ดีและสามารถรับกำลังอัดได้สูง ซึ่งกำลังอัดของคอนกรีตขึ้นอยู่กับอัตราส่วนของน้ำต่อวัสดุประสาน ยิ่งอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานมีค่าต่ำกำลังอัดที่ได้จะมีค่าที่สูงขึ้น ซึ่งในการลดค่าอัตราส่วนของน้ำต่อวัสดุประสาน มีผลกระทบกับการหดตัวของคอนกรีต โดยการหดตัวมีด้วยกัน 3 ประเภท คือ การหดตัวในช่วงพลาสติก, การหดตัวแบบแห้ง และการหดตัวออโตนีเนียส Bissonnette และคณะ [6] ได้ศึกษาและพบว่าการหดตัวแบบแห้งจะมีมากในคอนกรีตที่มีอัตราส่วนของน้ำต่อวัสดุประสานที่มากกว่า 0.42 ขณะที่ Jianxia [7] พบว่าคอนกรีตที่มีอัตราส่วนระหว่างน้ำต่อวัสดุประสานต่ำกว่า 0.40 มีผลทำให้การหดตัวแบบออโตจีเนียสมีค่าสูง

เถ้าก้นเตาเป็นวัสดุพลอยได้จากการผลิตไฟฟ้าซึ่งมีอยู่จำนวนมาก และมีสมบัติปอซโซลาน [8] โดยเถ้าก้นเตามีลักษณะเป็นรูพรุนสูง ผิวขรุขระ รูปร่างเหลี่ยม ความชื้นสูง และมีขนาด 100 – 200 ไมครอน โดยส่วนมากเถ้าก้นเตาถูกนำไปทิ้งหรือนำไปถมที่ ซึ่งเกิดประโยชน์น้อย จากงานวิจัยที่ผ่านมาพบว่าเถ้าก้นเตาที่ร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 4, 8, 16, 30 และ 50 แล้วนำเถ้าก้นเตาแต่ละตะแกรงไปบดให้มีความละเอียดค้างตะแกรง 325 ที่ร้อยละ 5±1 โดยน้ำหนัก จากนั้นนำไปแทนในปูนซีเมนต์ที่ร้อยละ 20 ในส่วนผสมมอร์ตาร์เพื่อทดสอบดัชนีกำลัง พบว่าดัชนีกำลังของเถ้าก้นเตาที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 50 มีค่าที่สูงที่สุด โดยมีค่าเท่ากับร้อยละ 95 และ 105 ที่อายุ 7 และ 28 วันตามลำดับ [9] ต่อมา บุษราและคณะ [10] ได้นำเถ้าก้นเตาที่ร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 50 บดให้มีความละเอียดต่ำกว่าร้อยละ 1 แทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ร้อยละ 35, 50 และ 65 พบว่าการนำเถ้าก้นเตาที่ผ่านการปรับปรุงคุณภาพไปแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ในอัตราร้อยละ 50 โดยน้ำหนักวัสดุประสาน ทำให้คอนกรีตมีกำลังอัดที่เพิ่มขึ้นมากที่สุดถึงร้อยละ 103 และ 112 เมื่อเทียบกับคอนกรีตควบคุม ที่อายุ 7 และ 28 วัน ตามลำดับ

จากงานวิจัยที่ผ่านมาพบว่าการใช้เถ้าก้นเตาที่ผ่านการปรับปรุงคุณภาพด้วยการร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 50 และนำมาบดให้มีความละเอียดที่สูง สามารถเพิ่มสมบัติความเป็นวัสดุปอซโซลานได้ดีขึ้น และอัตราส่วนการแทนปูนซีเมนต์ที่สูงถึงร้อยละ 50 เป็นอัตราส่วนที่ดีที่สุด อย่างไรก็ตามคอนกรีตสมรรถนะสูงที่ใช้เถ้าก้นเตาแทนที่ปูนซีเมนต์สูงถึงร้อยละ 50 ยังมีการศึกษาที่น้อย ดังนั้นผู้วิจัยมุ่งเน้นการพัฒนาเถ้าก้นเตาให้มีการใช้ในปริมาณที่มากในคอนกรีตสมรรถนะสูง

นอกจากนี้ผงหินปูนหรือผงแคลเซียมคาร์บอเนต ซึ่งมีสมบัติความเป็นวัสดุเฉื่อย มีอนุภาคขนาดเล็ก สามารถเพิ่มกำลังอัดในช่วงต้นและลดการหดตัวของคอนกรีตได้ [11] นำมาใช้ร่วมกับเถ้าก้นเตาบดละเอียดเพื่อปรับปรุงสมบัติบางประการของคอนกรีตสมรรถนะสูง

2. วิธีการศึกษา

2.1 วัสดุที่ใช้ในการศึกษา

การศึกษาครั้งนี้ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC) ตามมาตรฐาน ASTM C150 [12]

เถ้าก้นเตาที่ใช้ศึกษามาจากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ จังหวัดลำปาง ซึ่งอยู่ในสภาพเปียกชื้น โดยนำเถ้าก้นเตามาอบเป็นเวลา 24 ชั่วโมงและร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 50 จากนั้นนำไปบดให้มีความละเอียด โดยวัดความละเอียดด้วยปริมาณอนุภาคที่ค้างบนตะแกรงเบอร์ 325 (มีช่องเปิดขนาดเท่ากับ

45 ไมโครเมตร) เท่ากับร้อยละ 1.05 โดยน้ำหนัก และเรียกว่า GBA

ผงหินปูนหรือผงแคลเซียมคาร์บอเนตขนาด (LP) 8 ไมครอน

ทรายแม่น้ำร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 4 สำหรับใช้เป็นมวลรวมละเอียด

หินแกรนิต จังหวัดกาญจนบุรี โดยมีขนาดใหญ่สุด 3/8 นิ้ว สำหรับใช้เป็นมวลรวมหยาบ

สารลดน้ำพิเศษ ประเภท Polycarboxylate

2.2 สมบัติทางเคมีและกายภาพของวัสดุประสาน

ตารางที่ 1 แสดงสมบัติทางกายภาพของวัสดุ ซึ่งความละเอียดของปูนซีเมนต์ และเถ้าก้นเตาบดละเอียด มีปริมาณอนุภาคค้างบนตะแกรงเบอร์ 325 ร้อยละ 11.35 และ 1.05 โดยน้ำหนัก ตามลำดับ ส่วนผงหินปูนมีปริมาณอนุภาคค้างบนตะแกรงเบอร์ 325 เท่ากับร้อยละ 6.72 โดยน้ำหนัก ความถ่วงจำเพาะของปูนซีเมนต์ เถ้าก้นเตาบดละเอียด และผงหินปูน มีค่าเท่ากับ 3.14, 2.79 และ 2.70 ตามลำดับ

ตารางที่ 2 แสดงสมบัติทางเคมีของ OPC, GBA และ LP โดยพบว่า GBA มีผลรวมของ SiO_2, Al_2O_3 และ Fe_2O_3 เท่ากับร้อยละ 60.1 โดยน้ำหนัก สอดคล้องกับ ASTM C618 [13] จัดเป็นวัสดุปอซโซลาน Class C นอกจากนี้งานวิจัยของ ทวิช และคมสัน [14] พบว่า LP มีองค์ประกอบทางเคมี CaO ร้อยละ 57.30 โดยน้ำหนัก และ LOI มีค่าเท่ากับ 40.60 โดยน้ำหนัก

ตารางที่ 1 สมบัติทางกายภาพของวัสดุประสาน

Material	Retained on a No. 325 sieve (% by weight)	Specific gravity
OPC	11.35	3.14
GBA	1.05	2.79
LP	6.72	2.70

2.3 ส่วนผสมของคอนกรีต

ตารางที่ 3 แสดงส่วนผสมของคอนกรีตสมรรถนะสูงที่ใช้ในการศึกษาครั้งนี้ ซึ่งใช้ปริมาณวัสดุประสานคงที่เท่ากับ 600 กก/ม^3 อัตราส่วนระหว่างน้ำกับต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.27 ใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียด (GBA) แทนที่ปูนซีเมนต์ร้อยละ 50 โดยน้ำหนักวัสดุประสาน (50GBA) นอกจากนี้ใช้ผงหินปูน (LP) แทนที่เถ้าก้นเตาบดละเอียดร้อยละ 5 และ 10 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน

ตารางที่ 2 สมบัติทางเคมีของวัสดุประสาน

Chemical compositions (%)	**OPC**	**GBA**	**LP [14]**
Silicon dioxide (SiO_2)	20.9	25.3	0.98
Aluminum oxide (Al_2O_3)	4.8	12.8	0.31
Ferric oxide (Fe_2O_3)	3.4	22.0	0.15
Calcium oxide (CaO)	63.3	28.3	57.30
Sulfur trioxide (SO_3)	2.7	4.2	0.05
Magnesium oxide (MgO)	1.3	1.4	0.39
Sodium oxide (Na_2O)	0.3	0.6	0.01
Potassium oxide (K_2O)	0.4	2.8	0.02
Loss on ignition (LOI)	2.9	3.3	40.60

ตารางที่ 3 ส่วนผสมคอนกรีตสมรรถนะสูง

Mix	Mix Proportions (kg/m^3)							Slump flow (cm)	T_{50} (seconds)
	Cement	GBA	Fine aggregate	Coarse aggregate	Water	Limestone powder	SP		
CT	600	-	974	734	162	-	18.0	67	15
50GBA	300	300	947	734	162	-	18.8	66	19
45GBA5LP	300	270	946	734	162	30	18.6	68	13
40GBA10LP	300	240	946	734	162	60	18.3	71	8

2.4 การทดสอบคอนกรีต

2.4.1 คอนกรีตสด

ในการทดสอบความสามารถเทได้ของคอนกรีตสด ใช้วิธีการทดสอบค่ายุบตัวแบบไหลแผ่ (Slump Flow) ตามมาตรฐาน ASTM C1611 [15] ดังภาพที่ 1 โดยวัดระยะเส้นผ่านศูนย์กลางของคอนกรีตที่ไหลแผ่ และระยะเวลาที่ค่ายุบตัวแบบไหลแผ่มีค่าถึง 50 ซม (T_{50}) โดยในการศึกษาครั้งนี้มีการควบคุมค่าการยุบตัวแบบไหลแผ่ให้มีค่าอยู่ระหว่าง 65 – 75 ซม โดยใช้สารลดน้ำพิเศษ

2.4.2 คอนกรีตที่แข็งตัวแล้ว

การทดสอบกำลังอัด ในงานวิจัยนี้จะทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C39 [16] โดยใช้ตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 ซม สูง 20 ซม ทดสอบที่อายุ 3, 7 และ 28 วัน โดยทดสอบอายุละ 3 ตัวอย่าง

ทดสอบการหดตัวแบบออโตนีเนียส (Autogenous Shrinkage) ทดสอบคอนกรีตตามมาตรฐาน ASTM C157 [17] โดยใช้ขนาดตัวอย่าง 7.5 ซม X 7.5 ซม X 28.5 ซม ถอดแบบคอนกรีตที่อายุ 1 วัน จากนั้นห่อตัวอย่างด้วยฟิล์มพลาสติกบางใส 10 ชั้น และแผ่นกาวอลูมิเนียมฟอยล์ 2 ชั้น เพื่อป้องกันการสูญเสียน้ำหนักจากภายในคอนกรีตสู่ภายนอก วัดการหดตัวของคอนกรีตและบันทึกผลที่อายุ 3, 7, 14, 21 และ 28 วัน ภายใต้การควบคุมอุณหภูมิที่ 23±2 องศาเซลเซียส และความชื้นสัมพัทธ์ที่ร้อยละ 50±5

ภาพที่ 1 ทดสอบการยุบตัวแบบไหลแผ่ของคอนกรีตสด

3. ผลการทดสอบ

3.1 คอนกรีตสด

ตารางที่ 3 แสดงผลการทดสอบคอนกรีตสด เมื่อพิจารณาค่าการยุบตัวแบบไหลแผ่ พบว่าคอนกรีต 50GBA มีค่าการยุบตัวไหลแผ่ใกล้เคียงคอนกรีต CT โดยมีค่าอยู่ที่ 66 ซม และคอนกรีต CT มีค่าเท่ากับ 67 ซม แต่อย่างไรก็ตามค่าการยุบตัวแบบไหลแผ่มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเล็กน้อย โดยมีค่าเท่ากับ 68 และ 71 ซม เมื่อมีการเพิ่มปริมาณ LP ในส่วนผสมคอนกรีตร้อยละ 5 และ 10 ตามลำดับ สังเกตว่าการเพิ่ม LP ที่ร้อยละ 5 และ 10 ทำให้การไหลแผ่ดีขึ้นตามลำดับ ในกรณีของระยะเวลาของการไหล พบว่าคอนกรีต 50GBA มีค่า T_{50} ที่มากกว่าคอนกรีต CT โดยมีค่าเท่ากับ 19 วินาที และคอนกรีต CT มีค่าเท่ากับ 15 วินาที ในทำนองเดียวกับการยุบตัวแบบไหลแผ่ค่า T_{50} ลดลงเมื่อเพิ่ม LP ร้อยละ 5 และ 10 โดยมีค่าเท่ากับ 13 และ 8 วินาที ตามลำดับ ทั้งนี้เนื่องจากความถ่วงจำเพาะของ LP มีค่าน้อยกว่าปูนซีเมนต์และเถ้าก้นเตาบดละเอียด ทำให้คอนกรีตมีปริมาณเพสต์ที่มากขึ้นทำให้สามารถไหลแผ่ได้ดีขึ้น ซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยของ Valcuende [18] นอกจากนี้เมื่อเปรียบเทียบสมบัติการเทได้ของคอนกรีตกับปริมาณสารลดน้ำพิเศษที่ใช้ พบว่า คอนกรีตที่ใช้ LP ที่ร้อยละ 5 และ 10 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน มีการใช้สารลดน้ำพิเศษที่น้อยลงตามลำดับเมื่อเทียบกับคอนกรีต 50GBA แต่สมบัติการเทได้ดีขึ้น

3.2 คอนกรีตที่แข็งตัวแล้ว

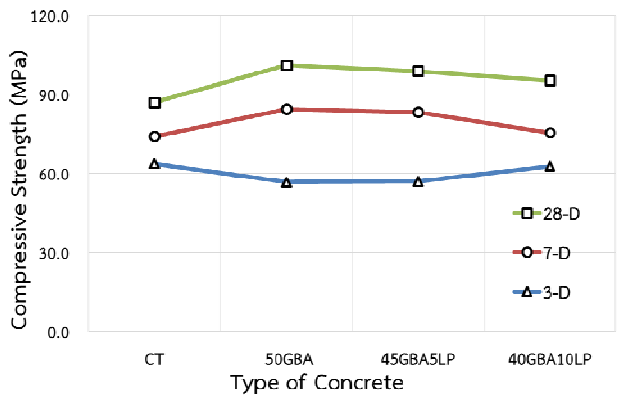
3.2.1 กำลังอัดคอนกรีต

ภาพที่ 2 แสดงกำลังอัดของคอนกรีต พบว่าคอนกรีตทุกส่วนผสมมีค่ากำลังอัดมากกว่า 28 และ 75 เมกะปาสคาล ที่อายุ 3 และ 28 วัน ตามลำดับ ซึ่งถือว่าเป็นคอนกรีตสมรรถนะสูง [19] โดยคอนกรีตควบคุมมีค่ากำลังอัดเท่ากับ 63.7, 74.0 และ 86.9 เมกะปาสคาล ที่อายุ 3, 7 และ 28 วัน ตามลำดับ

เมื่อพิจารณาคอนกรีต 50GBA พบว่ากำลังอัดมีค่าเท่ากับ 56.7, 84.4 และ 101.0 เมกะปาสคาล เมื่อเทียบกับคอนกรีตควบคุมคิดเป็นร้อยละ 89, 114 และ 116 ที่อายุ 3, 7 และ 28 วัน ตามลำดับ กำลังอัดของคอนกรีต 50GBA ที่อายุ 3 วัน มีค่าต่ำกว่าคอนกรีตควบคุม (CT) เนื่องจากการใช้เถ้าก้นเตาแทนที่ปูนซีเมนต์ในปริมาณสูงทำให้มีปริมาณปูนซีเมนต์

ในการทำปฏิกิริยาไฮเดรชันลดลง จึงส่งผลให้กำลังอัดคอนกรีตในช่วงอายุต้นต่ำลงและเมื่อพิจารณากำลังอัดของคอนกรีตที่อายุ 28 วัน พบว่ากำลังอัดของคอนกรีต 50GBA มีการพัฒนากำลังอัดที่สูงกว่าคอนกรีต CT ซึ่งการที่กำลังอัดของคอนกรีตสามารถพัฒนาได้ดีในช่วงปลาย เนื่องปฏิกิริยาปอซโซลาน [5,10,21] ซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยของ Zhang และคณะ [4]

เมื่อพิจารณาส่วนผสมคอนกรีตที่ใช้ผงหินปูน พบว่ากำลังอัดของคอนกรีต 45GBA5LP มีค่าเท่ากับ 57.0, 83.3 และ 98.8 เมกะปาสคาล ที่อายุ 3, 7 และ 28 วัน ตามลำดับ เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบกับคอนกรีต 50GBA พบว่ากำลังอัดในช่วงต้นมีค่าเพิ่มขึ้น แต่การพัฒนากำลังอัดในช่วงปลายมีค่าต่ำกว่า 50GBA เล็กน้อย โดยกำลังอัดของคอนกรีต 40GBA10LP มีค่ากำลังอัดเท่ากับ 62.7, 75.4 และ 95.2 เมกะปาสคาล ที่อายุ 3, 7 และ 28 วัน ตามลำดับ กำลังอัดช่วงต้นของคอนกรีตที่ผสมเถ้าก้นเตาบดละเอียดและผงหินปูนมีค่าสูงกว่าคอนกรีตควบคุม แต่ช่วงปลายต่ำกว่าคอนกรีต 50GBA เนื่องจากผงหินปูนมีผลทำให้กำลังอัดของคอนกรีตในช่วงต้นเพิ่มขึ้น จากการเติมเต็มช่องว่าง (Filler material) ของคอนกรีต [11,21] ในกรณีของกำลังอัดในช่วงปลายที่ต่ำลงเนื่องจากปริมาณเถ้าก้นเตาบดละเอียด มีปริมาณลดลง ทำให้ปฏิกิริยาปอซโซลานมีน้อยลง

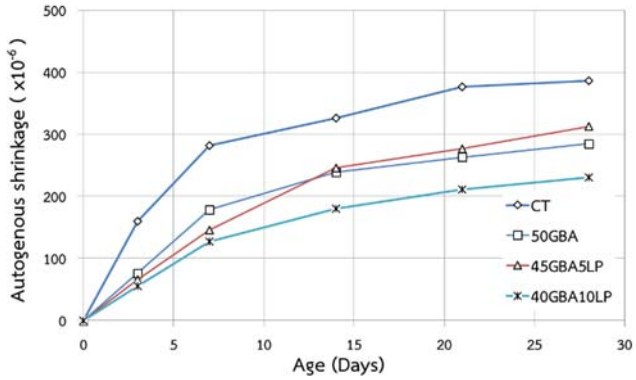


ภาพที่ 2 กำลังอัดของคอนกรีตสมรรถนะสูง

3.2.2 การหดตัวแบบออโตจีเนียส

จากผลการทดลองในรูปที่ 3 พบว่าค่าการหดแบบออโตจีเนียสในคอนกรีต 50GBA มีค่าน้อยลงเมื่อเปรียบกับ CT เนื่องจากการแทนที่เถ้าก้นเตาในคอนกรีต ทำให้มีปริมาณปูนซีเมนต์ลดลง เป็นผลทำให้การดึงน้ำจากช่องว่างคาปิลารีไปทำปฏิกิริยาไฮเดรชั่นในคอนกรีตน้อยลงการหดตัวแบบออโตจีเนียสจึงมีค่าลดลง [5,10,21]

เมื่อพิจารณาการแทนที่เถ้าก้นเตาบดละเอียดด้วยผงหินปูนร้อยละ 5 และ 10 โดยน้ำหนักวัสดุประสาน พบว่าการแทนที่ร้อยละ 5 มีค่าไม่แตกต่างกับคอนกรีต 50GBA มาก และการแทนที่ร้อยละ 10 มีค่าการหดตัวแบบออโตจีเนียสที่ลดลงอย่างเห็นได้ชัด เนื่องจากผงหินปูนเป็นวัสดุเฉื่อยมีสมบัติการแทรกในช่องว่าง ทำให้ปริมาตรของคอนกรีตเปลี่ยนแปลงน้อยเป็นเหตุให้สามารถลดการหดตัวได้ [14,20] นอกจากนี้เมื่อพิจารณาคอนกรีตทุกส่วนผสมพบว่ามีค่าการหดตัวแบบออโตจีเนียสน้อยว่า 400×10^{-6} ซึ่งผ่านข้อกำหนดของคอนกรีตสมรรถนะสูง [17]



ภาพที่ 3 กราฟแสดงการหดตัวแบบออโตจีเนียส

4.สรุปผลการทดสอบ

4.1 คอนกรีต 50GBA มีความต้องการใช้สารลดน้ำพิเศษในปริมาณที่สูงขึ้นเมื่อเทียบกับคอนกรีต CT แต่เมื่อเติมผงหินปูนร้อยละ 5 และ 10 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน ความต้องการใช้สารลดน้ำพิเศษมีค่าลดน้อยลงตามลำดับ

4.2 กำลังอัดของคอนกรีต 50GBA และ 45GBA5LP มีกำลังอัดที่ใกล้เคียงกันและมีค่ากำลังอัดที่สูงกว่าคอนกรีต CT ที่อายุ 7 และ 28 วัน แต่มีกำลังอัดช่วงต้นต่ำกว่าคอนกรีต CT ซึ่งคอนกรีต 40GBA10LP ให้กำลังอัดในช่วงต้นที่ใกล้เคียงกับคอนกรีต CT ที่อายุ 3 วัน โดยมีค่าเท่ากับ 62.77 เมกะปาสคาล แต่กำลังอัดในช่วงปลายกำลังในช่วงปลายมีค่าสูงกว่าคอนกรีต CT และน้อยกว่าคอนกรีต 50GBA เพียงเล็กน้อย

4.3 การหดตัวแบบออโตจีเนียสของคอนกรีต 50GBA มีค่าต่ำกว่าคอนกรีต CT แสดงว่าเถ้าก้นเตาสามารถช่วยลดการหดตัวได้ดี นอกจากนี้การใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียดร่วมกับผงหินปูนร้อยละ 10 โดยน้ำหนักของของวัสดุประสานสามารถช่วยลดการหดตัวได้ดี โดยมีค่าการหดตัวที่ต่ำที่สุด เมื่อเทียบกับส่วนผสมอื่นๆ

กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้วิจัยขอขอบคุณ โรงไฟฟ้าแม่เมาะ จังหวัดลำปางที่กรุณาเอื้อเฟื้อเถ้าก้นเตาเพื่อใช้ในงานวิจัย และบริษัท สุรินทร์ ออมย่า เคมิคอล (ประเทศไทย) จำกัด ที่เอื้อเฟื้อผงหินปูน

เอกสารอ้างอิง

[1] The Skyscraper Center, “Building Completions Timeline (Last 50 Years, 100 m+)” www.skyscrapercenter.com/city/bangkok

[2] Chang P.K., 2014, “An Approach to Optimizing Mix Design for Properties of High-Performance Concrete”, Cement and Concrete Research, Vol. 34, No. 4, pp. 623-629.

[3] Zhang Y., Sun W. and Liu S., 2002, “Study on the Hydration Heat of Binder Paste in High-Performance Concrete”, Cement and Concrete Research, Vol. 32, No. 9, pp. 1483-1488.

[4] Zhang M.H. and Malhotra V.M., 1996, “High-Performance Concrete Incorporating Rice Husk Ash as a Supplementary Cementing Material”, ACI Materials Journal, Vol. 93, No. 6, pp 629-636.

[5] ไกรวุฒิ ตันติสุขารมย์, ธนวัฒน์ โชคสว่างเนตร, ปิยะพล สีหาบุตร และเรืองรุชดิ์ ชีระโรจน์, 2555, “การใช้ประโยชน์ของเถ้าก้นเตาบดละเอียดในคอนกรีตสมรรถนะสูง”, วิศวกรรมสารฉบับวิจัยและพัฒนา, ปีที่ 23, ฉบับที่ 1, หน้า 40-47.

[6] Bissonnette B., Pierre P., and Pigeon M., 1999, Influence of key parameters 569 on drying shrinkage of cementitious materials. Cement and Concrete 570 Research, Vol. 29, No. 10, pp. 1655-1662.

[7] Jianxia S., 2012, “Durability Design of Concrete Hydropower Structures”, Comprehensive Renewable Energy, Vol 6, pp 377-403.

[8] Jaturapitakkul C., and Cheerarot R., 2013, “Development of bottom ash as pozzolanic material” Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 15, No. 1, pp. 48-53.

[9] ชลดรงค์ เจริญไวยเจตน์, 2560, “การพัฒนาคุณภาพเถ้าก้นเตาเพื่อใช้ในงานคอนกรีตกำลังสูง”, วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, 110 หน้า

[10] บุษรา มีนยุทธ์ วีรชาติ ตั้งจิรภัทร และชัย จาตุรพิทักษ์กุล, 2562, “คอนกรีตกำลังสูงที่ผสมเถ้าก้นเตาบดละเอียดปริมาณสูง”, วารสารวิชาการสมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย, Vol.7 No.2 หน้าที่ 14 - 24

[11] กฤติยา แก้วมณี และ สมนึก ตั้งเติมสิริกุล, 2553, คุณสมบัติพื้นฐานและความคงทนของคอนกรีตผสมเถ้าลอยที่มีการแทนที่ปูนซีเมนต์และเถ้าลอยด้วยผงแคลเซียมคาร์บอเนต, วารสารวิชาการสมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย, ปีที่ 3, ฉบับที่ 2, หน้า 8-16.

[12] ASTM., “Standard Specification for Portland Cement”, ASTM C150 / C150M-19a, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2019.

[13] ASTM., “Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete”, ASTM C618, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2019.

[14] ทวิช กล้าแท้ และคมสัน มาลีสี, 2553, “อิทธิพลของผงหินปูนปรับปรุงคุณสมบัติที่มีผลกระทบต่อค่ากำลังอัดและการหดตัวแบบออโตจีเนียสของซีเมนต์เพสต์”, การประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปี ครั้งที่ 6, หน้า 159-171.

[15] ASTM, Standard Test Method for Slump Flow of Self-Consolidating Concrete, C1611 / C1611M-18, West Conshohocken, PA, 2018.

[16] ASTM., “Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens”,

ASTM C39/C39M, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2016.

[17] ASTM., “Standard Test Method for Length Change of Hardened Hydraulic-Cement Mortar and Concrete”, ASTM C157 / C157M - 17, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017.

[18] Valcuende M., 2012, “Influence of limestone filler and viscosity-modifying admixture on the shrinkage of self-compacting concrete”, Cement and Concrete Research, Vol. 42, pp. 583-592.

[19] Portland Concrete Association, 2003, “Design and Control of Concrete Mixtures”, Skokie, Illinois, United State.

[20] American Concrete Institute (ACI) Committee, “Report on High-Strength Concrete”, ACI 363 R, American Concrete Institute, 2010.

[21] Krittiya Kaewmanee and Somnuk Tangtermsirikul , 2014, “Properties of binder systems containing cement, fly ash, and limestone powder” Songklanakarin J. Sci. Technol. Vol.36, No.5, 569-576.

อิทธิพลของวัสดุพอลิเมอร์ที่มีต่อคุณสมบัติการดัดของคอนกรีตเสริมเส้นใยแก้ว

INFLUENCE OF POLYMER MATERIALS ON BENDING PROPERTIES OF GLASS FIBER REINFORCED CONCRETE

ชูชัย สุจิวรกุล (Chuchai Sujivorakul)[1]

จิราภรณ์ จรัสกาย (Jiraporn Jaratguy)[2]

น้ำฝน แก่นอินทร์ (Namfon Kanin)[3]

[1]ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ภาควิชาครุศาสตร์โยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, csujivorakul@yahoo.com

[2, 3]นักศึกษา ภาควิชาครุศาสตร์โยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, jiraporn@hotmail.com

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาถึงอิทธิพลของวัสดุพอลิเมอร์ที่มีผลต่อคุณสมบัติการรับแรงดัดของคอนกรีตเสริมเส้นใยแก้วโดยการนำวัสดุพอลิเมอร์มาแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภท 1 ในอัตราส่วนร้อยละ 0 2 และ 4 โดยน้ำหนัก การศึกษาประกอบด้วยการทดสอบหาคุณสมบัติทางกายภาพและทางกล ได้แก่ ค่ากำลังดัด กำลังอัดและการดูดซึมน้ำของคอนกรีตเสริมเส้นใยที่อายุ 7 14 และ 28 วัน การทดสอบกำลังอัดของซีเมนต์มอร์ตาร์เป็นไปตามมาตรฐาน ASTM C 109-99 ส่วนการทดสอบการดัดและการดูดซึมน้ำของแผ่นบางที่ทำจากคอนกรีตเสริมใยแก้วเป็นไปตามมาตรฐาน BS EN 1170-5:1998 จากผลการศึกษาพบว่าการแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ด้วยพอลิเมอร์มีผลกระทบต่อกำลังและพฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัดของแผ่นบางที่ทำจากคอนกรีตเสริมใยแก้ว โดยการเพิ่มปริมาณของวัสดุพอลิเมอร์จะทำให้กำลังและพฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัดของแผ่นบางคอนกรีตดีขึ้น โดยอายุการบ่มในน้ำที่นานขึ้นจะทำให้กำลังดัดที่ตำแหน่ง LOP และ MOR สูงขึ้น แต่อย่างไรก็ตามความเครียดที่ LOP และ MOR ของทั้งตัวอย่างควบคุมและตัวอย่างที่ใช้พอลิเมอร์มีแนวโน้มลดลงเมื่อมีการบ่มน้ำนานขึ้นซึ่งแสดงว่าแผ่นคอนกรีตเสริมใยแก้วเปราะมากขึ้น

ABSTRACT : This research is a study of the influence of polymer materials on bending strength and compressive strength of glass fiber reinforced concrete (GFRC) by using polymer materials to replace Portland Cement Type I at the ratio of 0%, 2% and 4% by weight. The study consisted of the various tests to find physical and mechanical properties of GFRC such as bending strength, compressive strength and water absorption. Specimen were tested at the time of 7, 14 and 28 days. The compressive strength of cement mortar was tested according to ASTM C 109-99, while the equivalent bending strength and water absorption of thin sheets made of glass fiber reinforced concrete were tested according to BS EN 1170-5: 1998. The results showed that the replacement of Portland cement with polymer materials would affect to the bending strength and behavior of thin plates made of GFRC. An increase in polymer content would enhance in the bending strength and behavior of GFRC. Moreover, increasing the age of curing in water would increase the bending strength at LOP and MOR, however the strain at LOP and MOR would decease with an increase in the age of curing that shows the brittle property of GFRC.

KEYWORDS: Bending strength, Water absorption, Glass fiber reinforced concrete, Panel Tests

1. บทนำ

คอนกรีตเป็นวัสดุผสมที่นิยมใช้ในงานก่อสร้างโดยจะประกอบไปด้วยวัสดุประสานและมวลรวม ในงานก่อสร้างนิยมใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์เป็นวัสดุประสานเนื่องจากหาซื้อได้ง่ายและราคาถูกจึงเป็นที่นิยมของการนำมาใช้งานแต่การใช้ปูนซีเมนต์เป็นวัสดุประสานของคอนกรีตนั้นก็มีข้อจำกัดเนื่องจากคอนกรีตที่ได้นั้น มีคุณสมบัติสามารถรับกำลังแรงอัดได้สูงแต่ในขณะเดียวกันก็มีความสามารถในการรับกำลังแรงดึงและแรงดัดต่ำเมื่อเทียบกับกำลังรับแรงอัด ดังนั้นจึงมีการนำเส้นใยชนิดต่างๆ เข้ามาผสมในคอนกรีตเพื่อเพิ่มสมรรถนะในการรับแรงดึงและแรงดัดของของคอนกรีต [1]

คอนกรีตเสริมใยแก้ว (Glass Fiber Reinforced Concrete, GFRC) เป็นวัสดุที่พัฒนาขึ้นมีส่วนผสมของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ทรายละเอียด น้ำและเส้นใยแก้ว โดยคอนกรีตเสริมใยแก้วในปัจจุบันนั้นได้มีการประยุกต์ในผลิตภัณฑ์ต่างๆ ที่มีความหลากหลายรวมถึงด้านการก่อสร้างด้วย ซึ่งในด้านการก่อสร้างนั้นได้มีการนำไปใช้ใน

ด้านผลิตภัณฑ์สำเร็จรูป ได้แก่ ผนังสำเร็จรูป แผงกันแดดกันฝน บัวสำเร็จรูปและงานเฟอร์นิเจอร์ต่างๆ อย่างไรก็ตาม กำลังดึงของเส้นใยจะมีค่าลดลงเมื่ออยู่ในสภาวะที่เป็นด่าง โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อนำเส้นใยแก้วใช้กับคอนกรีต จากที่ผ่านมาพบว่าเมื่อคอนกรีตมีอายุมากขึ้น กำลังดึงของเส้นใยแก้วจะลดลง ส่งผลให้คอนกรีตเสริมใยแก้วมีกำลังลดลง [2]

พอลิเมอร์คอนกรีต/มอร์ตาร์ (Polymer Concrete /Mortar) เป็นวัสดุที่ได้รับการพัฒนาคุณภาพโดยการเติมวัสดุพอลิเมอร์ในรูปของเหลว หรือผง ร่วมกับปูนซีเมนต์และมวลรวมในขณะที่ทำการผสมคอนกรีต เพื่อเพิ่มกำลังรับแรงดัดและแรงดึง และเพิ่มความทึบน้ำของคอนกรีต ทำให้ลดการซึมผ่านของน้ำและสารต่างๆที่มากับน้ำ เหมาะกับการปรับปรุงสมบัติของคอนกรีตให้มีความทนทาน หรือใช้เป็นวัสดุซ่อมโครงสร้างอาคาร โดยทั่วไปแล้วพอลิเมอร์คอนกรีตจะให้คุณสมบัติเชิงกลที่ค่อนข้างสูงกว่าคอนกรีตธรรมดา

การวิจัยครั้งนี้จึงได้ศึกษาอิทธิพลของพอลิเมอร์ที่มีต่อคุณสมบัติการดัดของแผ่นบางที่ทำจากคอนกรีตเสริมใยแก้ว พร้อมทั้งทำการเปรียบเทียบคุณสมบัติต่างๆ กับคอนกรีตเสริมใยแก้วที่มีใช้พอลิเมอร์ชนิดต่างๆ แทนที่ในปูนซีเมนต์บางส่วน

2. วัตถุประสงค์ของการวิจัย

2.1 เพื่อศึกษาอิทธิพลของวัสดุพอลิเมอร์ที่มีผลต่อสมบัติการดัด การอัด และการดูดซึมของน้ำของคอนกรีตเสริมเส้นใยแก้ว

2.2 เพื่อศึกษาเปรียบเทียบตัวแปรต่างๆ ได้แก่ ชนิดของพอลิเมอร์ อายุการบ่มของคอนกรีตในน้ำ และปริมาณของพอลิเมอร์ ที่มีต่อสมบัติของคอนกรีตเสริมเส้นใยแก้ที่ผสมพอลิเมอร์

3. วิธีการศึกษาวิจัย

3.1 วัสดุที่ใช้ในการวิจัย

3.1.1 ปูนซีเมนต์

ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 มีคุณสมบัติตามกำหนดมาตรฐาน มอก. 15-2514/2517 ประเภทที่ 1 [3] และมาตรฐาน ASTM (150-71 type 1) [4]

3.1.2 พอลิเมอร์

วัสดุพอลิเมอร์ที่ใช้ในงานวิจัย มี 3 แบบ ดังนี้

3.1.2.1 พอลิเมอร์ชนิดผงละเอียด จากบริษัท Kaneka (PA) ทำจากวัสดุ MBS (methacrylate-butadiene-styrene) ซึ่งนิยมใช้ในการผลิต PVC โดยทำให้วัสดุเหนียวขึ้น เม็ดของพอลิเมอร์นี้มี 2 ชั้น คือ แกนกลางเป็นวัสดุประเภทยางมีความยืดหย่นสูง ส่วนผิวนอกเป็นพอลิเมอร์แข็งโมโนเมอร์ วัสดุนี้มีขนาด 100 μm – 300 μm ไม่ละลายในน้ำ แต่เมื่อแห้งตัวจะยึดติดกัน

3.1.2.3 พอลิเมอร์ชนิดละลายน้ำ จากบริษัท Dow Construction Chemicals จำกัด (PB) เป็นวัสดุสไตรีนท์อะคริลิคสำหรับการดัดแปลงใช้กับซีเมนต์เพื่อเพิ่มแรงดึงและลดการซึมผ่านของน้ำวัสดุนี้ละลายในน้ำและเมื่อแห้งตัวจะมีลักษณะยึดติดกันเป็นฟิล์มใสโปร่งแสง

3.1.2.2 พอลิเมอร์ชนิดแขวนลอยในน้ำ จากบริษัท Kaneka (PC) ทำจากวัสดุ MBS แขวนลอยอยู่ในน้ำโดยไม่ละลายน้ำ เมื่อแห้งตัวจะยึดเกาะกันเป็นอย่างดี วัสดุนี้มีขนาด 50 nm – 10 μm

ในการทำการวิจัยในครั้งนี้จะใช้พอลิเมอร์แทนที่ปูนซีเมนต์ที่อัตราส่ วนร้อยละ 0, 2 และ 4 เมื่อเทียบกับน้ำหนักปูนซีเมนต์

3.1.3 ทราย

ใช้ทรายซิลิกาจากจังหวัดระยอง มีขนาดผ่านตะแกรงเบอร์ 30 และค้างที่ตะแกรงเบอร์ 50 100 และ 200 เท่ากับร้อยละ 37 58 และ 5 ตามลำดับ

3.1.4 สาร Superplasticizer

ใช้สารลดปริมาณน้ำอย่างมาก Superplasticizer ของบริษัทซิก้า รุ่น ViscoCrete-10

ตารางที่ 1 อัตราส่วนผสมของตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงดัด

Sample ID	Cement	Sand	Super plasticize	Water (%)	PA (%)	PB (%)	PC (%)	Glass Fiber (%)
Control	1	1	0.5	0.33	-	-	-	5.0
PA2	0.98	1	0.5	0.33	2	-	-	5.0
PA4	0.96	1	0.5	0.33	4	-	-	5.0
PB2	0.98	1	0.5	0.30	-	2	-	5.0
PB4	0.96	1	0.5	0.27	-	4	-	5.0
PC2	0.98	1	0.5	0.31	-	-	2	5.0
PC4	0.96	1	0.5	0.29	-	-	4	5.0

3.2 การเตรียมตัวอย่างทดสอบแรงดัด

3.2.1 ขนาดตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบกำลังดัด

ใช้ตัวอย่างขนาด 10 x 50 x 300 mm อัตราส่วนผสมของวัสดุคอนกรีตเสริมใยแก้วประกอบด้วยมอร์ตาร์และเส้นใยแก้ว โดยมอร์ตาร์ที่ใช้จะใส่ปริมาณโพลิเมอร์เทียบกับปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ที่แตกต่างกัน 3 ระดับ (0% 2% และ 4% ในสภาพของแข็ง) โดยอัตราส่วนผสมของมอร์ตาร์ดังแสดงใน ตารางที่ 1 ส่วนเส้นใยแก้วจะใช้ในส่วนผสมของมอร์ตาร์ประมาณร้อยละ 5 โดยปริมาตรของวัสดุผสม ในการเตรียมตัวอย่างแผ่นบางจะใช้วิธีการพ่น (Spraying) โดยที่มอร์ตาร์จะผสมกับเส้นใยระหว่างการพ่น

3.2.2 การทดสอบกำลังดัด

ทำการทดสอบกำลังดัดของแผ่นคอนกรีตเสริมใยแก้วที่อายุการบ่มของตัวอย่างในน้ำเท่ากับ 7 14 และ 28 วัน ด้วยการทดสอบกำลังดัดแบบ 4 จุด (Four-Points Bending Tests) มีความยาวช่วง (Span) ของการทดสอบเท่ากับ 200 มิลลิเมตร ตามมาตรฐานการทดสอบการดัด BS EN 1170-5:1998: [6]

ในการทดสอบตามมาตรฐานนี้จะทำการทดสอบจำนวน 8 ตัวอย่างต่อหนึ่งชุดการทดสอบ รายละเอียดสามารถดูได้จากมาตรฐานการทดสอบ ผลที่ได้จากการทดสอบเป็นความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่กระทำและระยะการโก่งที่กึ่งกลางคาน จากนั้นนำความสัมพันธ์เพื่อมาคำนวณเพื่อหาค่าต่างๆ ได้แก่ ค่ากำลังดัดที่จุดขีดจำกัดสัดส่วน (LOP) กำลังดัดสูงสุด (MOR) และค่าความเครียดที่จุดขีดจำกัดสัดส่วนและค่าความเครียดจุดที่เกิดกำลังดัดสูงสุดดังต่อไปนี้

$$\sigma_{LOP} = \frac{F_{LOP} \times L}{b \times d^2} \quad (1)$$

$$\sigma_{MOR} = \frac{F_{MOR} \times L}{b \times d^2} \quad (2)$$

$$\varepsilon_{LOP} = \frac{108}{23} \times \frac{\Delta_{LOP} \times d}{L^2} \quad (3)$$

$$\varepsilon_{MOP} = \frac{108}{23} \times \frac{\Delta_{MOP} \times d}{L^2} \quad (4)$$

โดยที่ F_{LOP} คือ แรงที่ขีดจำกัดยืดหยุ่น (N), F_{MOR} คือ แรงสูงสุด (N), L คือความยาวช่วง (mm), b คือความกว้างของตัวอย่าง (mm), d คือความลึกของตัวอย่าง (mm)

4. ผลการวิจัย

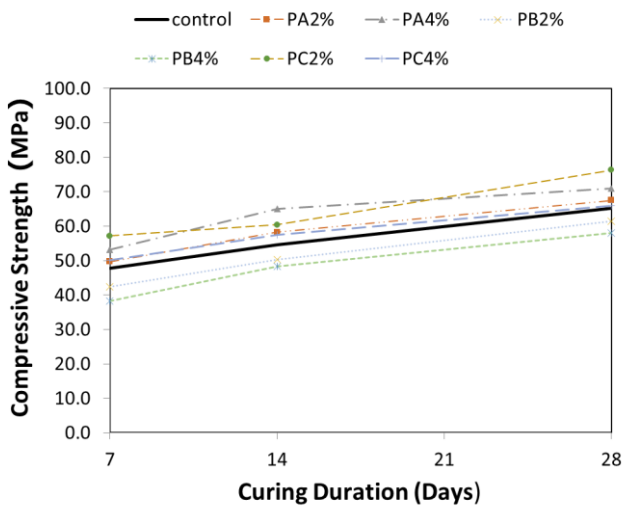
4.1 กำลังอัดของมอร์ตาร์

จากการทดสอบกำลังอัดของมอร์ตาร์พบว่า เมื่ออายุของการบ่มในน้ำมากขึ้น กำลังอัดของมอร์ตาร์มีการพัฒนาสูงขึ้น จะเห็นได้ว่ามอร์ตาร์ควบคุม และมอร์ตาร์ที่แทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ด้วยพอลิเมอร์ที่ร้อยละ 2 และ 4 โดยน้ำหนัก มีแนวโน้นการพัฒนากำลังอัดที่สูงขึ้นในอายุการบ่มน้ำระหว่างช่วงเวลา 7 ถึง 28 วัน ดังแสดงในภาพที่ 1 โดยสังเกตเห็นว่าการใช้พอลิเมอร์ PC จะให้ค่ากำลังอัดสูงสุด และให้ค่าสูงกว่ากำลังอัดควบคุม ขณะที่ การใช้พอลิเมอร์ PB จะให้ค่ากำลังอัดต่ำสุด ทั้งนี้อาจเนื่องมาจากวัสดุ PB มีขนาดเล็กมากๆ และละลายในน้ำซึ่งจะส่งผลต่อกำลังอัดของมอร์ตาร์ ขณะที่วัสดุ PA และ PC เป็นวัสดุที่ไม่ละลายน้ำ อนุภาคของวัสดุจะไปแทรกในช่องว่างซึ่งทำให้กำลังอัดสูงขึ้นเมื่อเทียบกับตัวอย่างควบคุม

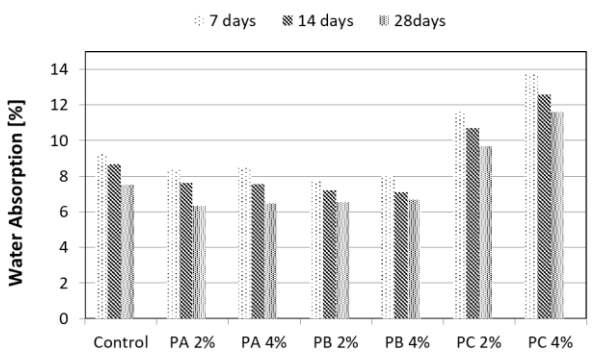
4.2 การดูดซึมน้ำของคอนกรีตเสริมใยแก้ว

ภาพที่ 2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าการดูดซึมน้ำของแผ่นคอนกรีตเสริมใยแก้วที่ใช้มอร์ตาร์ควบคุม และมอร์ตาร์ที่แทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ด้วยพอลิเมอร์ที่ร้อยละ 2 และ 4 โดยน้ำหนัก ซึ่งพบว่าแผ่นคอนกรีตเสริมใยแก้วของ

ชุดควบคุม ซึ่งมีส่วนผสมของปอร์ตแลนด์ซีเมนต์ล้วนเมื่อมีอายุการบ่มน้ำเพิ่มขึ้นค่าการดูดซึมน้ำจะลดลง เนื่องจากการทำปฏิกิริยาไฮเดรชั่นสมบูรณ์ขึ้น และสำหรับแผ่นคอนกรีตเสริมใยแก้วของพอลิเมอร์ทั้ง 3 ชนิดแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ในอัตราส่วนร้อยละ 0 2 และ 4 เมื่ออายุการบ่มน้ำมากขึ้นค่าการดูดซึมน้ำก็จะลดลงเช่นกัน โดยสังเกตเห็นว่าการใช้พอลิเมอร์ PC จะให้ค่าการดูดซึมสูงสุดสูงสุดและให้ค่าสูงกว่ากำลังอัดควบคุม ทั้งนี้อาจเกิดจากการไม่เข้ากันด้วยดีในผสมวัสดุขณะเตรียมตัวอย่าง ขณะที่ การใช้พอลิเมอร์ PA และ PB จะให้ค่าการดูดซึมน้ำต่ำกว่าค่าควบคุมอย่างเห็นได้ชัดเจน ทั้งนี้เกิดจากการเข้ากันด้วยดีของวัสดุผสมขณะที่ผสม และวัสดุพอลีเมอร์เข้าไปอุดช่องว่าง ส่งผลทำให้ช่วยให้มอร์ตาร์ทึบน้ำมากขึ้น



ภาพที่ 1 เปรียบเทียบการพัฒนากำลังอัดของซีเมนต์มอร์ตาร์ที่อายุ 7 14 และ 28 วัน

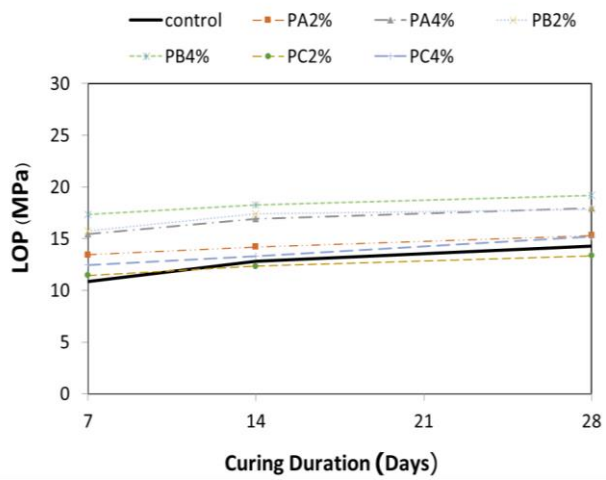


ภาพที่ 2 เปรียบเทียบค่าการดูดซึมน้ำของแผ่นคอนกรีตเสริมใยแก้วที่แทนที่ซีเมนต์ด้วยพอลิเมอร์ที่อัตราต่างๆ

4.3 คุณสมบัติการดัดของคอนกรีตเสริมใยแก้ว

4.3.1 กำลังดัดที่จุดขีดจำกัดสัดส่วน (LOP)

ผลการทดสอบกำลังดัดของตัวอย่างคอนกรีตเสริมใยแก้วที่จุดขีดจำกัดสัดส่วน (Limit of Proportionality: LOP) ดังแสดงในภาพที่ 3 จะเห็นได้ว่าค่า LOP ของแผ่นคอนกรีตเสริมใยแก้ว ที่อายุการบ่มน้ำระหว่างช่วงเวลาที่ 7 14 และ 28 วัน พบว่าค่า LOP ของแผ่นคอนกรีตเสริมใยแก้วของชุดควบคุมและแผ่นคอนกรีตเสริมใยแก้วที่แทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ด้วยพอลิเมอร์ในอัตราส่วนร้อยละ 2 และ 4 มีค่าเพิ่มสูงขึ้น เนื่องจากมอร์ตาร์มีการพัฒนากำลังอย่างต่อเนื่องเป็นไปตามที่คาดไว้ ซึ่งสังเกตเห็นว่าเส้นกราฟมีความลาดชันจากมากขึ้น นอกจากนี้ ค่า LOP ทุกอายุการบ่มน้ำ 7 14 และ 28 วันของแผ่นคอนกรีตเสริมใยแก้วที่แทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ด้วยพอลิเมอร์ชนิด A และ B ในอัตราร้อยละ 2 และ 4 และ แทนที่ด้วยพอลิเมอร์ชนิด C ในอัตราร้อยละ 4 ค่า LOP จะมีค่าเพิ่มสูงขึ้น ดังนั้นสามารถสรุปได้ในที่นี้ว่า วัสดุพอลิเมอร์ที่ใช้ในวิจัยนี้จะช่วยเพิ่มกำลังดัดให้กับคอนกรีตเสริมเส้นใย ทั้งนี้อาจเนื่องจากวัสดุโพลิเมอร์ช่วยเพิ่มแรงยึดเกาะระหว่างเนื้อวัสดุมอร์ตาร์

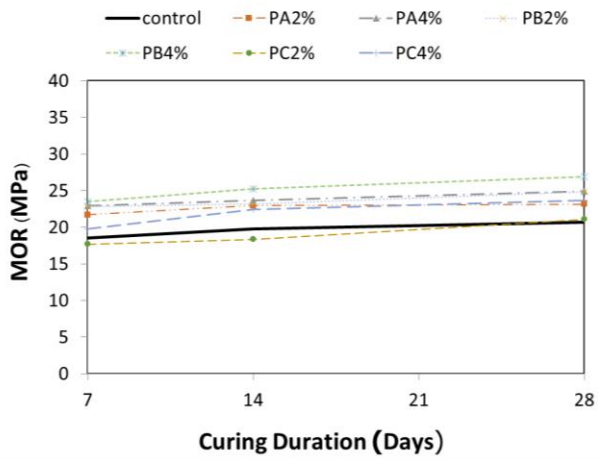


ภาพที่ 3 เปรียบเทียบการพัฒนากำลังดัดที่ขีดจำกัด (LOP) ของแผ่นบางที่ทำจากคอนกรีตเสริมใยแก้วของพอลิเมอร์ในอัตราร้อยละ 2 และ 4 ที่อายุบ่ม 7 14 และ 28 วัน

4.3.2 กำลังดัดสูงสุด (MOR)

จากผลการทดสอบพบว่าค่า MOR ของแผ่นคอนกรีตเสริมใยแก้วของชุดควบคุมมีการพัฒนากำลังดัดสูงสุดที่

ค่อนข้างดี ระหว่างอายุการบ่มน้ำที่ 7 14 และ 28 ซึ่งสังเกตจากเส้นกราฟมีความลาดชันมากขึ้น นอกจากนี้ค่า MOR ของแผ่นคอนกรีตเสริมใยแก้วที่แทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ด้วยวัสดุพอลิเมอร์ในอัตราร้อยละ 2 และ 4 ค่า MOR มีแนวโน้มเพิ่มสูงขึ้นในช่วงอายุบ่มระหว่าง 7 ถึง 28 วันเช่นกัน ซึ่งสอดคล้องกับผลที่ได้จากการทดสอบกำลังอัดของมอร์ตาร์ควบคุม และ และมอร์ตาร์ที่แทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ด้วยพอลิเมอร์ที่ร้อยละ 2 และ 4 โดยน้ำหนัก แสดงในภาพที่ 4

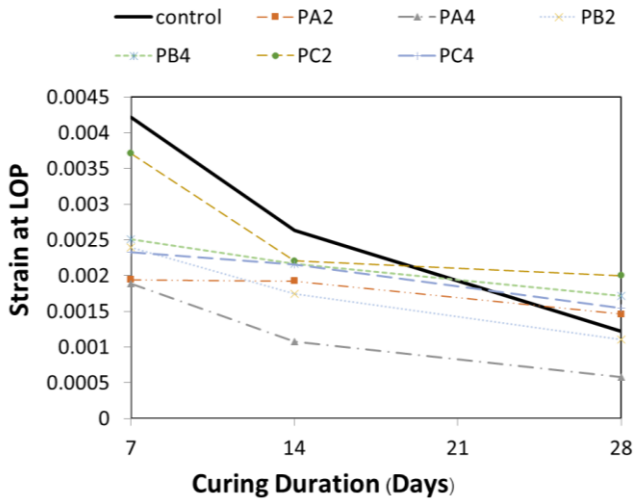


ภาพที่ 4 เปรียบเทียบการพัฒนากำลังดัดที่จุดสูงสุด (MOR) ของแผ่นบางที่ทำจากคอนกรีตเสริมใยแก้วของพอลิเมอร์ในอัตราร้อยละ 2 และ 4 ที่อายุบ่ม 7 14 และ 28 วัน

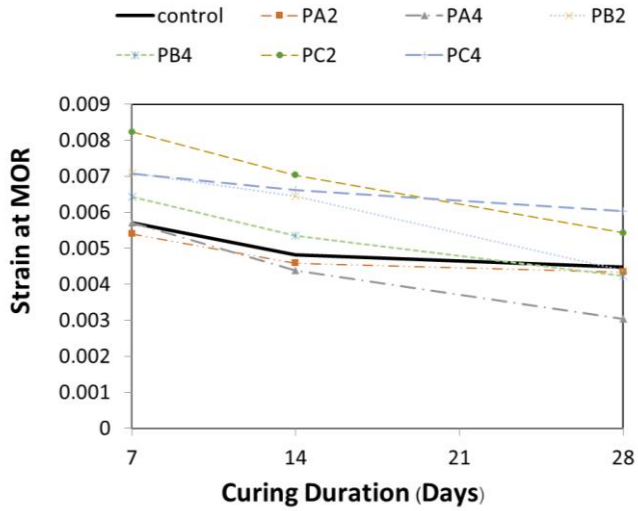
4.3.3 ความเครียดของคอนกรีตเสริมใยแก้ว

ภาพที่ 5 แสดงให้เห็นว่าความเครียดของแผ่นคอนกรีตเสริมใยแก้วที่จุด LOP ที่อายุการบ่มระหว่างช่วงเวลา 7 ถึง 28 ของแผ่นคอนกรีตเสริมใยแก้วที่ใช้มอร์ตาร์ควบคุม และมอร์ตาร์ที่ใช้วัสดุพอลิเมอร์แทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ในอัตราส่วนร้อยละ 2 และ 4 มีแนวโน้มของค่าความเครียดลดลงเมื่อมีอายุการบ่มมากขึ้น ซึ่งสามารถสังเกตได้จากเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดกับค่าการโก่งตัวมีความลาดชันจากมากขึ้นเมื่ออายุการบ่มมากขึ้น อย่างไรก็ตาม จะสังเกตเห็นว่า การใช้วัสดุพอลิเมอร์จะช่วยให้แผ่นคอนกรีตเสริมใยแก้วมีความยืดหยุ่นมากขึ้นดังจะเห็นได้จากความชันของกราฟมีค่าลดลงอย่างเห็นได้ชัดเมื่อเทียบกับตัวอย่างควบคุม

ภาพที่ 6 แสดงให้เห็นได้ว่าความเครียดของแผ่นคอนกรีตเสริมใยแก้วที่จุด MOR ที่อายุการบ่ม 7 14 และ 28 วัน โดยค่าความเครียดของทั้งแผ่นคอนกรีตเสริมใยแก้วควบคุมและแผ่นคอนกรีตเสริมใยแก้วที่แทนที่ซีเมนต์ด้วยวัสดุพอลิเมอร์ในอัตราส่วนร้อยละ 2 และ 4 มีแนวโน้มค่อยๆ ลดลงเมื่อมีอายุการบ่มมากขึ้น ซึ่งแสดงให้เห็นว่าแผ่นคอนกรีตเสริมใยแก้วมีความเปราะมากขึ้นเมื่อมีการใช้งานไปนานๆ ซึ่งสอดคล้องกับผลที่ได้รับของ Sujivorakul และ คณะ [2] อย่างไรก็ตาม สังเกตเห็นว่าการใช้วัสดุพอลิเมอร์จะช่วยให้คอนกรีตเสริมเส้นใยแก้วมีความเหนียวมากขึ้น



ภาพที่ 5 เปรียบเทียบความเครียดของแผ่นบางที่ทำจากคอนกรีตเสริมใยแก้ว ณ จุดขีดจำกัดสัดส่วน



ภาพที่ 6 เปรียบเทียบความเครียดของแผ่นบางที่ทำจากคอนกรีตเสริมใยแก้ว ณ จุดที่เกิดกำลังดัดสูงสุด

5. สรุปผลการวิจัย

งานวิจัยนี้ได้ศึกษาอิทธิพลของพอลิเมอร์ที่มีผลต่อสมบัติการอัดของมอร์ตาร์ และ สมบัติการดัดและการดูดซึมน้ำของคอนกรีตเสริมเส้นใยแก้วสามารถสรุปผลได้ดังนี้

1. การแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ด้วยพอลิเมอร์มีผลกระทบต่อกำลังและพฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัดของแผ่นบางที่ทำจากคอนกรีตเสริมใยแก้ว โดยในภาพรวมแล้วพอลิเมอร์ชนิด PB ให้กำลังและพฤติกรรมดีกว่าพอลิเมอร์ชนิด PA และพอลิเมอร์ชนิด PC และดีกว่าตัวอย่างควบคุมที่ไม่ได้แทนที่ด้วยพอลิเมอร์

2. อายุการบ่มในน้ำมีผลกระทบต่อการพัฒนากำลังรับโมเมนต์ดัดของแผ่นบางที่ทำจากคอนกรีตเสริมใยแก้วที่แทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ด้วยพอลิเมอร์และตัวอย่างควบคุมที่ไม่ได้แทนที่ด้วยพอลิเมอร์ โดยสามารถสังเกตเห็นได้ว่าค่าความเค้นที่ LOP และค่า MOR สูงขึ้นเมื่ออายุการบ่มมากขึ้น ซึ่งเป็นไปตามที่คาดไว้

3. ค่าการดูดซึมน้ำของแผ่นบางที่ทำจากคอนกรีตเสริมใยแก้วมีแนวโน้มลดลงเมื่ออายุการบ่มน้ำมากขึ้นและเมื่อแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ด้วยพอลิเมอร์จะทำให้ค่าการดูดซึมลดลงเนื่องจากพอลิเมอร์ทำให้แผ่นคอนกรีตเสริมใยแก้วมีความทึบน้ำมากขึ้น

4. ค่าความเครียดของแผ่นบางที่ทำจากคอนกรีตเสริมใยแก้วที่ตำแหน่ง LOP และ MOR มีแนวโน้มลดลงเมื่ออายุการบ่มมากขึ้นแสดงว่า เมื่อมอร์ตาร์มีการพัฒนากำลังดัดสูงขึ้นจะส่งผลทำให้แผ่นบางมีความแกร่งมากขึ้น แตส่งผลให้แผ่นบางมีความเปราะมากขึ้น อย่างไรก็ตาม การใช้พอลิเมอร์จะทำให้คอนกรีตเสริมใยแก้วมีความเหนียวภายใต้แรงดัดสูงสุดมากขึ้น

5. การแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ด้วยพอลิเมอร์มีผลกระทบต่อกำลังอัดของตัวอย่างมอร์ตาร์ที่ทำจากคอนกรีตเสริมใยแก้ว โดยการใช้พอลิเมอร์อาจจะให้กำลังอัดดีกว่าหรือต่ำกว่าตัวอย่างควบคุมที่ไม่ได้แทนที่ด้วยพอลิเมอร์ ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับชนิดของพอลิเมอร์และปริมาณที่ใช้

กิตติกรรมประกาศ

บทความวิจัยนี้ผู้เขียนขอขอบคุณ Mr.Jeffry Maxfield Lam Po-Lui กรรมการผู้จัดการบริษัทจีอาซี ไทยแลนด์ จำกัด ที่ได้ให้ความอนุเคราะห์วัสดุตัวอย่าง และจัดทำชิ้นตัวอย่างสำหรับการทำงานวิจัยนี้ และขอขอบคุณบริษัท Kaneka (Malaysia) จำกัด ที่ให้ความอนุเคราะห์วัสดุโพลิเมอร์

เอกสารอ้างอิง

[1] ACI Committee 544, 2002, “**State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete**,” ACI 544.1R-96, in Manual of Concrete Practice, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

[2] Sujivorakul C., Jaturapitakkul C. and Taotip A. (2011), “**Utilization of Fly Ash, Rice Husk Ash, and Palm Oil Fuel Ash in Glass Fiber Reinforced Concrete**,” Journal of Material Engineering, ASCE, Vol. 23, No. 9, September, pp. 1281.

[3] มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม, 2517, “**มอก. 15-2514/2517 ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์**”, กระทรวงอุตสาหกรรม

[4] American Society for Testing and Materials, 2004, **ASTM C150-04: Standard Specification of Portland Cement**, in 2004 Annual Book of ASTM Standard.

[5] American Society for Testing and Materials, 1999, “**ASTM C109/M-99: Standard Test Method of Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars**”, in 1995 Annual Book of ASTM Standard.

[6] British Standards, 1998, **BS EN 1170-5 1998: Precast Concrete Products Test Method for Glass-Fibre Reinforced Cement; Part 5: Measuring Bending Strength**”, in 1998 Publication of British Standard.

ผลกระทบของซิลิกาฟูม เถ้าแกลบบด และเถ้าลอย ต่อการพฤติกรรมการก่อตัว กำลังอัด และการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิภายในซีเมนต์เพสต์

EFFECT OF SILICA FUME, GROUND RICE HUSK ASH, AND FLY ASH ON SETTING BEHAVIOR, STRENGTH, AND TEMPERATURE RISE OF CEMENT PASTES

พงษ์พัฒน์ มูลีพัล[1] (Phongphat Muleephan)[1]

อิทธินันท์ เทศสน[2] (Itinun Tesson)[2]

ธนาคาร แซ่เต็ง[3] (Thanakan Zatang)[3]

มงคล นามลักษณ์[1] (Mongkhon Narmluk)[4]

[1,2,3] นักศึกษา ภาควิชาครุศาสตร์โยธา คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรมและเทคโนโลยี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี 10140 Email: [1]phongphataobzaa3@gmail.com , [2]mamungpet@rocketmail.com , [3]thanakan_a@hotmail.com

[4]ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ภาควิชาครุศาสตร์โยธา คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรมและเทคโนโลยี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี 10140 Email: mongkhon.nar@kmutt.ac.th

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบของ ซิลิกาฟูม เถ้าแกลบบด และเถ้าลอย ที่มีต่อค่าการไหลแผ่ พฤติกรรมการก่อตัว กำลังอัด และการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิภายในซีเมนต์เพสต์ ในการผลิตซีเมนต์เพสต์ได้แปรผันอัตราการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยวัสดุปอซโซลานในอัตราร้อยละ 5 และ 10 สำหรับซิลิกาฟูม และร้อยละ 20 และ 40 สำหรับเถ้าลอยและเถ้าแกลบ โดยใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานคงที่เท่ากับ 0.42 ผลการศึกษาพบว่า การใช้ซิลิกาฟูมและเถ้าแกลบทำให้ค่าการไหลแผ่ของซีเมนต์เพสต์ลดลงและทำให้ระยะเวลาก่อตัวต้นและระยะเวลาก่อตัวปลายลดลงเมื่อปริมาณเถ้าที่เพิ่มขึ้น ในกรณีของเถ้าลอยพบว่าค่าการไหลแผ่และระยะเวลาก่อตัวของซีเมนต์เพสต์เพิ่มขึ้นตามปริมาณการแทนที่ของเถ้าลอย นอกจากนี้ยังพบ อัตราการเพิ่มขึ้นและค่าสูงสุดของอุณหภูมิภายในซีเมนต์เพสต์แต่ละกลุ่มจะมีความแตกต่างกัน ขึ้นอยู่กับชนิดของวัสดุปอซโซลานที่ใช้ โดยภาพรวมการใช้เถ้าลอยในอัตราร้อยละ 20-40 และเถ้าแกลบในอัตราร้อยละ 40 จะช่วยลดอุณหภูมิภายในซีเมนต์เพสต์ได้ชัดเจน แต่การใช้ซิลิกาฟูมในอัตราร้อยละ 5-10 พบว่าการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิภายในไม่แตกต่างจากซีเมนต์เพสต์ควบคุม

ABSTRACT: The main objective of this research was to investigate the effect of silica fume, ground rice husk ash, and fly ash on flow ability, setting behavior, compressive strength, and temperature rise due to hydration of cement pastes. Portland cement was partially substituted with different pozzolanic materials at 5 and 10 percent for silica fume, and 20 and 40 percent for fly ash and rice husk ash, while the water to binder ratio was kept constant at 0.42. Test results showed that additions of silica fume and rice husk ash reduced flow ability of the paste. Initial and final setting times tended to reduce when substitution rate of silica fume and rice husk ash increased. In the case of fly ash cement paste, it was found that the flow ability and setting times increased with fly ash substitution rate. In addition, the development rate and the peak of internal temperature of cement pastes were found to be different, depending on types of pozzolanic materials used. The uses of fly ash in the range of 20-40% and rice husk ash at 40% replacement can effectively reduce the temperature rise in cement paste, while the use of silica fume in the range of 5-10% replacement does not affect their temperature profiles, comparing to the control cement paste.

KEYWORDS: Cement paste, flow ability, setting time, temperature rise, pozzolanic materials, rice husk ash

1. บทนำ

ปัจจุบันมีแนวโน้มของการใช้วัสดุปอซโซลานร่วมกับปูนซีเมนต์ในการผลิตคอนกรีตเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่อง เนื่องจากวัสดุปอซโซลานช่วยปรับปรุงสมบัติของคอนกรีต และช่วยลดการใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ซึ่งเป็นการช่วยลดการปลดปล่อยก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ที่เกิดการการผลิตปูนเม็ดออกสู่สิ่งแวดล้อม งานวิจัยจำนวนมากได้ศึกษาการนำวัสดุปอซโซลานหลายชนิดมาแทนที่ปูนซีเมนต์บางส่วนในการผลิตคอนกรีต เช่น เถ้าลอย [1-2] ซิลิกาฟูม [1-3] และเถ้าแกลบ [3-4] เป็นต้น ซึ่งพบว่าวัสดุปอซโซลานแต่ละชนิดมีผลกระทบต่อคุณสมบัติของคอนกรีตแตกต่างกัน

Topcu และคณะ [1] รายงานว่าการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าลอย (ร้อยละ 10-20-30) ทำให้หน่วงการก่อตัวของซีเมนต์เพสต์ โดยระยะเวลาก่อตัวต้นเพิ่มขึ้นเล็กน้อย ส่วนระยะเวลาก่อตัวปลายเพิ่มขึ้นอย่างมากตามปริมาณเถ้าลอยที่เพิ่มขึ้น การแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยซิลิกาฟูม (ร้อยละ 10-20-30) ทำให้หน่วงการก่อตัวของซีเมนต์เพสต์ ทั้งระยะเวลาก่อตัวต้นและระยะเวลาก่อตัวปลายเพิ่มขึ้นอย่างมากตามปริมาณซิลิกาฟูมที่เพิ่มขึ้น Nochaiya และคณะ [2] รายงานว่าการเติมซิลิกาฟูมในซีเมนต์เพสต์ผสมเถ้าลอยทำให้ซีเมนต์เพสต์มีความต้องการน้ำมากขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับเพสต์ที่ไม่ผสมซิลิกาฟูม การใช้เถ้าลอยแทนที่ปูนซีเมนต์บางส่วน ทำให้ระยะเวลาก่อตัวต้นและก่อตัวปลายยาวนานขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับเพสต์ที่ใช้ปูนซีเมนต์ล้วน ในขณะที่ระยะเวลาก่อตัวของเพสต์ที่ผสมเถ้าลอยและซิลิกาฟูมสั้นลงเมื่อเทียบกับเพสต์ที่ไม่ผสมซิลิกาฟูมที่มีปริมาณเถ้าลอยเท่ากัน Venkatanarayanan และคณะ [3] ได้ศึกษาความต้องการน้ำในสภาวะข้นเหลวปกติและระยะเวลาก่อตัวของเพสต์ผสมเถ้าแกลบคาร์บอนต่ำและซิลิกาฟูม ซึ่งพบว่าการใช้เถ้าแกลบที่ไม่บดร้อยละ 0-15 ทำให้ความต้องการน้ำในสภาวะข้นเหลวปกติของเพสต์เพิ่มขึ้นร้อยละ 33-49 เมื่อเทียบกับเพสต์ควบคุม ระยะเวลาก่อตัวต้นของเพสต์ผสมเถ้าแกลบทั้งชนิดบดและไม่บดมีค่าใกล้เคียงกันและเพิ่มขึ้นตามประมาณเถ้าแกลบที่ใช้ ส่วนเวลาก่อตัวปลายพบว่าเพสต์ผสมเถ้าแกลบบดมีระยะเวลาก่อตัวปลายมากกว่าเพสต์ผสมเถ้าแกลบไม่บด สำหรับซิลิกาฟูม เมื่อใช้ต่ำกว่าร้อยละ 7.5 จะทำให้การก่อตัวเร็วขึ้นเล็กน้อย แต่เมื่อใช้มากกว่าร้อยละ 7.5 จะทำให้ระยะเวลาก่อตัวเพิ่มขึ้น Ganesan และคณะ [4] ได้ศึกษาการใช้เถ้าแกลบที่ได้จากการเผาให้ความร้อนหม้อต้มในโรงสีเพื่อแทนที่ปูนซีเมนต์ ผลการศึกษาพบว่าซีเมนต์ผสมเถ้าแกลบมีความต้องการน้ำในสภาวะข้นเหลวปกติสูงขึ้นตามปริมาณเถ้าแกลบที่เพิ่มขึ้น การใช้ปริมาณเถ้าแกลบในช่วงต่ำกว่าร้อยละ 15 ทำให้ระยะเวลาก่อตัวต้นเพิ่มขึ้น แต่เมื่อปริมาณเถ้าแกลบอยู่ในช่วงร้อยละ 20 -35 จะทำให้ระยะเวลาก่อตัวต้นลดลง ส่วนระยะเวลาก่อตัวปลายพบว่ามีค่าลดลงอย่างต่อเนื่องเมื่อใช้เถ้าแกลบในช่วงร้อยละ 0-35

จากข้อมูลข้างต้นจะเห็นว่าผลกระทบของเถ้าแกลบบดต่อคุณสมบัติพื้นฐานของซีเมนต์เพสต์ยังมีความขัดแย้ง ขาดการวิเคราะห์เปรียบเทียบกับวัสดุปอซโซลานชนิดอื่นและขาดความเชื่อมโยงกับปฏิกิริยาไฮเดรชั่น งานวิจัยนี้ศึกษาเปรียบเทียบผลกระทบของเถ้าแกลบบด ซิลิกาฟูม และเถ้าลอย ต่อพฤติกรรมการก่อตัว การพัฒนากำลังอัด และความร้อนที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของซีเมนต์เพสต์

2. วิธีดำเนินการวิจัย

2.1 วัสดุที่ใช้ในการทดลอง

วัสดุการทดลองในงานวิจัยนี้ ประกอบด้วย ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ตามมาตรฐาน มอก. 15 เล่ม 1-2555 ซิลิกาฟูมจากบริษัทเอลเคม (Elkem) เถ้าลอยจากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ จังหวัดลำปาง และเถ้าแกลบจากโรงสีนราพิมล จังหวัดนนทบุรี ซึ่งผ่านการอบแห้งและบดด้วยเครื่องบดลอสแองเจลิส เป็นเวลา 4 ชั่วโมง โดยมีความเร็วในการหมุน 2000 รอบต่อชั่วโมง ทำให้ได้เถ้าแกลบที่มีขนาดอนุภาคละเอียด มีน้ำหนักคงค้างบนตะแกรงเบอร์ 325 ร้อยละ 3.5 ซึ่งองค์ประกอบทางเคมีของวัสดุทั้งหมดได้แสดงไว้ในตารางที่ 1

2.2 อัตราส่วนผสมของซีเมนต์เพสต์และวิธีเตรียมตัวอย่าง

อัตราการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยซิลิกาฟูม คือ ร้อยละ 5 และ 10 ส่วนอัตราการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าลอยและเถ้า

แกลบบด คือ ร้อยละ 20 และ 40 ซึ่งสอดคล้องกับการใช้งานจริงและงานวิจัยในอดีต [2] โดยควบคุมอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานให้เท่ากัน คือ 0.42 (โดยน้ำหนัก)

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีของวัสดุประสาน

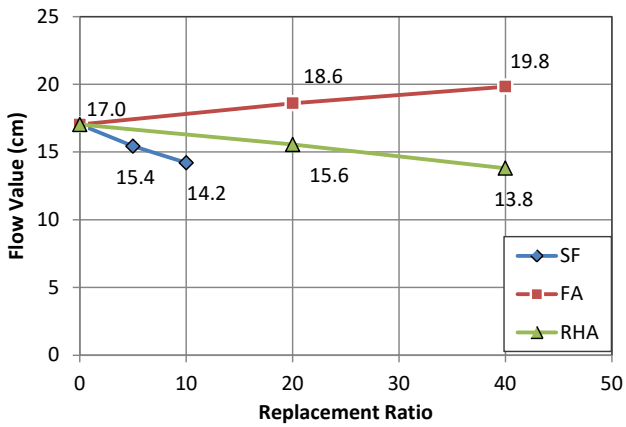
ธาตุ	ปูนซีเมนต์ (PC)	ซิลิกาฟูม (SF)	เถ้าแกลบบด (RHA)	เถ้าลอย (FA)
SiO_2	13.10	83.60	72.90	26.80
Al_2O_3	3.00	0.14	0.46	15.60
Fe_2O_3	3.00	0.03	1.18	13.10
CaO	59.70	0.38	1.51	14.90
MgO	0.58	0.38	0.44	1.36
SO_3	3.71	0.63	0.26	4.34
ออกไซด์อื่นๆ	1.07	1.92	4.64	4.61
LOI	2.0	2.3	2.0	2.1

ตารางที่ 2 อัตราส่วนผสมของซีเมนต์เพสต์

Sample	Material Weight Proportion (%)			
	OPC	SF	RHA	FA
OPC	100	-	-	-
SF5	95	5	-	-
SF10	90	10	-	-
RHA20	80	-	20	-
RHA40	60	-	40	-
FA20	80	-	-	20
FA40	60	-	-	40

2.3 วิธีทดลอง

การวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมการไหลแผ่ของซีเมนต์เพสต์ด้วยการประยุกต์วิธีทดสอบค่าการไหลแผ่สำหรับซีเมนต์มอร์ตาร์ ตามมาตรฐาน ASTM C1437-15 [5] ศึกษาพฤติกรรมการก่อตัวของซีเมนต์เพสต์ด้วยวิธีเข็มไวแคต ตามมาตรฐาน ASTM C191-08 [6] และทดสอบหาค่ากำลังอัดของซีเมนต์เพสต์ ด้วยวิธีมาตรฐาน ตามที่กำหนดใน ASTM C109/C109M [7] เมื่อคอนกรีตมีอายุครบ 3 7 และ 28 วัน โดยใช้ก้อนตัวอย่างรูปทรงลูกบาศก์ ขนาด 5x5x5 เซนติเมตร จำนวน 3 ก้อนสำหรับแต่ละอายุการทดสอบเพื่อหาค่าเฉลี่ย ส่วนการศึกษาการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิภายในของซีเมนต์ที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของปูนซีเมนต์ ได้ใช้หลักการทดสอบแบบ Semi-adiabatic test โดยเทซีเมนต์เพสต์ลงในแบบหล่อรูปทรงลูกบาศก์ ขนาด 13 x 13 x 13 เซนติเมตร ซึ่งทำด้วยโฟมโพลิสไตรีนความหนาแน่นต่ำ ที่มีความหนา 5 เซนติเมตรทุกด้าน จากนั้นใช้เทอร์โมคัปเปิลวัดการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ ณ จุดศูนย์กลางของก้อนซีเมนต์เพสต์อย่างต่อเนื่องตลอดระยะเวลา 48 ชั่วโมง



ภาพที่ 1 ผลการทดสอบค่าการไหลแผ่

3. ผลการวิจัยและอภิปรายผล

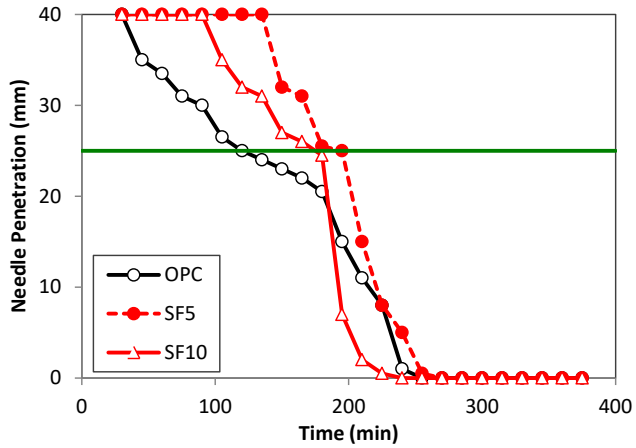
3.1 ค่าการไหลแผ่ของซีเมนต์เพสต์

ภาพที่ 1 แสดงผลการทดสอบค่าการไหลแผ่ของซีเมนต์เพสต์ผสมวัสดุปอซโซลานชนิดต่างๆ เปรียบเทียบกับซีเมนต์เพสต์ที่ทำจากปูนซีเมนต์เพียงล้วน (อัตราการแทนที่ ร้อยละ 0) เมื่อใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากัน คือ 0.42 จะเห็นว่าซีเมนต์เพสต์ผสมซิลิกาฟูมและเถ้าแกลบบดมีค่าการไหลแผ่ต่ำลงอย่างเป็นเชิงเส้นเมื่อปริมาณการแทนที่เพิ่มขึ้น โดยที่ซิลิกาฟูมแสดงพฤติกรรมข้างต้นรุนแรงกว่าเถ้าแกลบบด เนื่องจากพื้นที่ผิวของอนุภาคที่มากขึ้น [8] ผลการทดลองนี้ยืนยันข้อค้นพบของ [2] และ [3] ที่กล่าวว่าซีเมนต์เพสต์ผสมซิลิกาฟูมและเถ้าแกลบมีความต้องการน้ำในสถานะข้นเหลวปกติ (Normal consistency) สูงขึ้น แต่

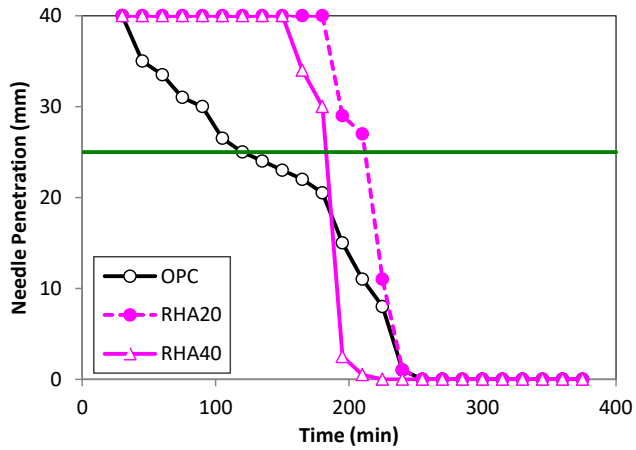
สำหรับงานวิจัยนี้ซึ่งใช้ปริมาณน้ำในการผสมเพสต์เท่ากัน จึงส่งผลให้เพสต์มีความเหลวลดลงและมีค่าการไหลแผ่ลดลงด้วย ในทางตรงข้ามสำหรับซีเมนต์เพสต์ผสมเถ้าลอย พบว่ามีค่าการไหลแผ่เพิ่มขึ้นอย่างเป็นสัดส่วนโดยตรงกับปริมาณเถ้าลอย ทั้งนี้เนื่องจากเถ้าลอยมีอนุภาครูปร่างกลม (microsphere particles) ขนาดใหญ่กว่า และไม่ดูดซึมน้ำ จึงทำให้เพสต์มีความหนืดน้อยลง [9]

3.2 พฤติกรรมการก่อตัวของซีเมนต์เพสต์

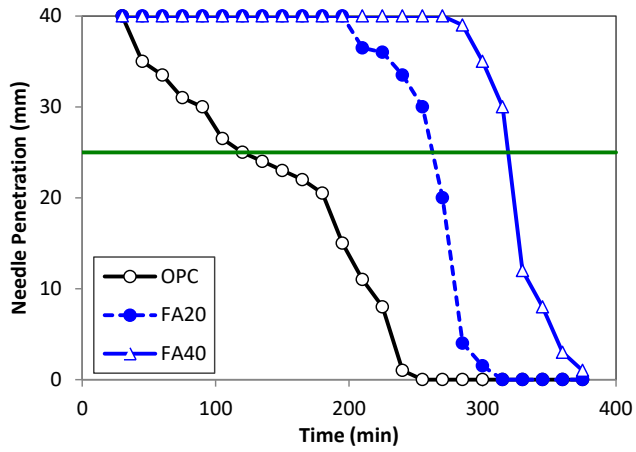
ภาพที่ 2(ก)-(ค) แสดงพฤติกรรมการก่อตัวของซีเมนต์เพสต์ผสมวัสดุปอซโซลานชนิดต่างๆ เปรียบเทียบกับซีเมนต์เพสต์ควบคุม เมื่อใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากัน คือ 0.42 โดยภาพรวมจะเห็นว่าซีเมนต์เพสต์ผสมวัสดุปอซโซลานทั้ง 3 ชนิด มีจุดเริ่มต้นของกระบวนการก่อตัวล่าช้ากว่าซีเมนต์เพสต์ควบคุม จากภาพที่ 2(ก) จะเห็นว่าหลังจากเริ่มก่อตัว ซีเมนต์เพสต์ควบคุม (OPC) เกิดการเปลี่ยนแปลงสถานะจากของเหลวไปเป็นของแข็งอย่างช้าๆ ในขณะที่ซีเมนต์เพสต์ผสมซิลิกาฟูมร้อยละ 5-10 เกิดการเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็ว โดยสังเกตได้จากเส้นกราฟที่มีความชันมากกว่า แสดงให้เห็นว่าปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของซีเมนต์และการพัฒนาโครงสร้างจุลภาคในซีเมนต์เพสต์เกิดขึ้นอย่างรวดเร็ว เนื่องจากอนุภาคของซิลิกาฟูมซึ่งมีขนาดเล็กและพื้นที่ผิวมาก ทำหน้าที่เป็นพื้นที่ยึดเกาะของผลิตภัณฑ์ไฮเดรชั่น จึงกระตุ้นให้ผลิตภัณฑ์ไฮเดรชั่นเกิดขึ้นได้อย่างรวดเร็ว [10] เมื่ออัตราการแทนที่เพิ่มขึ้นจากร้อยละ 5 เป็นร้อยละ 10 จะเห็นว่ากระบวนการก่อตัวเกิดเร็วขึ้น ภาพที่ 2(ข) แสดงให้เห็นว่าเถ้าแกลบบดมีอิทธิพลต่อพฤติกรรมการก่อตัวของซีเมนต์เพสต์คล้ายคลึงกับซิลิกาฟูม แม้ว่าขนาดอนุภาคเถ้าแกลบบดอาจไม่ละเอียดเท่ากับซิลิกาฟูม แต่ภายในอนุภาคเถ้าแกลบบดยังมีรูพรุนจำนวนมาก อนุภาคเถ้าแกลบจึงดูดกลืนน้ำจากเพสต์ ทำให้ค่า w/c ประสิทธิผลต่ำกว่า ส่งผลให้เพสต์ผสมเถ้าแกลบบดก่อตัวเร็วขึ้นและมีอัตราในการแข็งตัวเร็วขึ้น [3] ส่วนภาพที่ 2(ค) พบว่าเถ้าลอยทำให้กระบวนการก่อตัวของซีเมนต์เพสต์ล่าช้าออกไปตามปริมาณเถ้าลอยที่เพิ่มขึ้น สอดคล้องกับ [1] เนื่องจากขนาดของเถ้าลอยที่ใหญ่กว่าเถ้าแกลบและไม่มีรูพรุน จึงไม่ดูดกลืนน้ำจากเนื้อเพสต์และไม่สามารถแทรกตัวได้ดีเหมือนซิลิกาฟูม นอกจากนี้ยังมีองค์ประกอบทางเคมีในเถ้าลอยยังมีอัตราเร็วในการทำปฏิกิริยาต่ำ [10] ดังนั้นการใช้เถ้าลอยในปริมาณมากขึ้นจึงส่งผลให้หน่วงการก่อตัวมากขึ้นตามลำดับ



ก) ซีเมนต์เพสต์ผสมซิลิกาฟูม

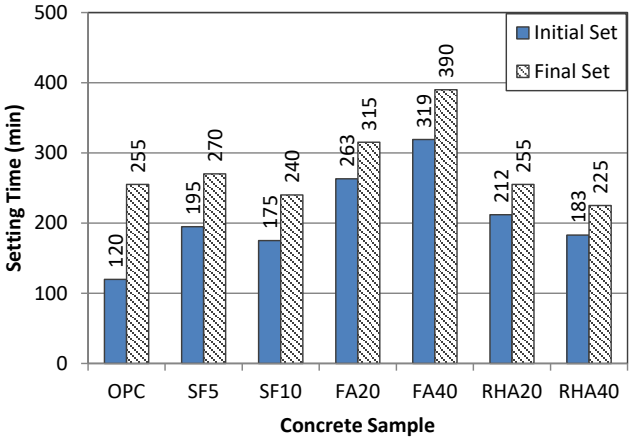


ข) ซีเมนต์เพสต์ผสมเถ้าแกลบบด



ค) ซีเมนต์เพสต์ผสมเถ้าลอย

ภาพที่ 2 พฤติกรรมการก่อตัวของซีเมนต์เพสต์กลุ่มต่างๆ เมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่างควบคุม



ภาพที่ 3 ผลการทดสอบระยะเวลาก่อตัว

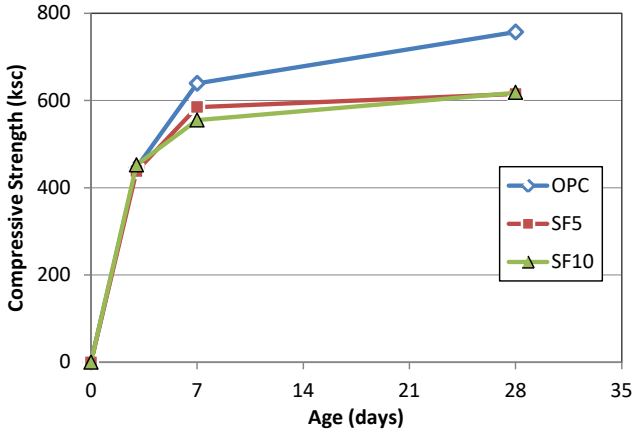
จากภาพที่ 2 สามารถหาระยะเวลาก่อตัวต้น (Initial setting time) และระยะเวลาก่อตัวปลาย (Final setting time) ของซีเมนต์เพสต์ได้แสดงไว้ในภาพที่ 3 ซึ่งพบว่าระยะเวลาก่อตัวต้นและระยะเวลาก่อตัวปลายของซีเมนต์เพสต์ผสมวัสดุปอซโซลานทุกส่วนผสม มีค่ามากกว่าซีเมนต์เพสต์ควบคุม ซึ่งอธิบายได้จากการลดลงของสารประกอบ C_3A ในซีเมนต์เพสต์ ซึ่งเป็นสารที่มีความว่องไวในการทำปฏิกิริยา และมีส่วนสำคัญต่อการเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของปูนซีเมนต์ในช่วงอายุเริ่มต้น [1] นอกจากนี้ พบว่าระยะเวลาก่อตัวต้นและระยะเวลาก่อตัวปลายของซีเมนต์เพสต์ผสมซิลิกาฟูมและซีเมนต์เพสต์ผสมเถ้าแกลบบด มีแนวโน้มลดลงเมื่ออัตราการแทนที่เพิ่มขึ้น ซึ่งแตกต่างจากเถ้าลอยที่มีระยะเวลาก่อตัวต้นและระยะเวลาก่อตัวปลายมากขึ้นตามอัตราการแทนที่ จากข้อมูลข้างต้นแสดงให้เห็นว่า นอกจากปริมาณการแทนที่แล้ว สมบัติทางกายภาพและสมบัติทางเคมีของวัสดุปอซโซลาน เป็นปัจจัยที่มีผลอย่างมากต่อพฤติกรรมการก่อตัวของซีเมนต์เพสต์ ซึ่งซิลิกาฟูมและเถ้าแกลบบดที่ใช้ในการวิจัยนี้เป็นวัสดุที่มีซิลิกอนไดออกไซด์เป็นองค์ประกอบทางเคมีหลักเช่นเดียวกัน และคาดว่ามีพื้นที่ผิวมากกว่าเถ้าลอย จึงส่งผลต่อพฤติกรรมการก่อตัวของเพสต์แตกต่างจากเถ้าลอย

3.3 กำลังอัดของซีเมนต์เพสต์

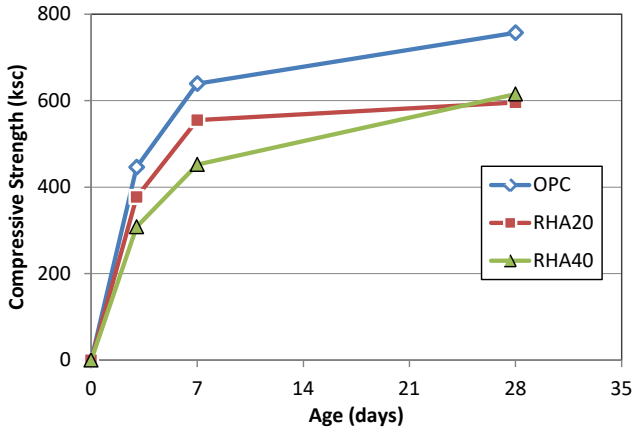
ผลการทดสอบกำลังอัดของซีเมนต์เพสต์ผสมซิลิกาฟูม เถ้าแกลบบด และเถ้าลอย ได้แสดงไว้ในภาพที่ 4(ก)-(ค) ตามลำดับ จากภาพที่ 4(ก) พบว่ากำลังอัดของซีเมนต์เพสต์ผสมซิลิกาฟูม ร้อยละ 5 และ 10 (SF5 และ SF10) ที่อายุ 3 วัน มีค่าใกล้เคียงกับซีเมนต์เพสต์ควบคุม (OPC) ซึ่งอธิบายได้จากการแทรกตัวของอนุภาคซิลิกาฟูมในช่องว่างระหว่างปูนซีเมนต์ ทำให้โครงสร้างจุลภาคมีความอัดแน่นมากขึ้น ชดเชยกับการลดลงของปริมาณปูนซีเมนต์ [11] เมื่อพิจารณาที่อายุ 28 วัน พบว่าซีเมนต์เพสต์ SF5 และ SF10 มีค่ากำลังอัดต่ำกว่าของซีเมนต์เพสต์ OPC คือ 615 ksc และ 618 ksc ซึ่งคิดเป็นร้อยละ 81.2 และ 81.6 ของซีเมนต์เพสต์ OPC ตามลำดับ จากภาพที่ 4(ข) พบว่ากำลังอัดของซีเมนต์เพสต์ผสมเถ้าแกลบบด (RHA20 และ RHA40) มีค่าต่ำกว่าซีเมนต์เพสต์ควบคุม (OPC) ทุกอายุการทดสอบ และกำลังอัดที่อายุ 3 วัน และ 7 วัน มีค่าต่ำลงตามปริมาณเถ้าแกลบบดที่เพิ่มขึ้น เมื่อพิจารณาที่อายุ 28 วัน พบว่าซีเมนต์เพสต์ RHA20 และ RHA40 มีค่ากำลังอัด เท่ากับ 596 ksc และ 615 ksc ซึ่งคิดเป็นร้อยละ 78.7 และ 81.2 ของซีเมนต์เพสต์ OPC ตามลำดับ สำหรับซีเมนต์เพสต์ผสมเถ้าลอย จากภาพที่ 4(ค) พบว่ามีการพัฒนากำลังอัดในระยะต้น (ที่อายุ 3 วัน และ 7 วัน) ล่าช้าอย่างมากเมื่อเปรียบเทียบกับซีเมนต์เพสต์ควบคุม (OPC) และมีค่าต่ำลงตามปริมาณเถ้าแกลบที่เพิ่มขึ้น เมื่อพิจารณาที่อายุ 28 วัน พบว่าซีเมนต์เพสต์ FA20 และ FA40 มีค่ากำลังอัด เท่ากับ 556 ksc และ 513 ksc ซึ่งคิดเป็นร้อยละ 73.4 และ 67.8 ของซีเมนต์เพสต์ OPC ตามลำดับ อย่างไรก็ตาม เมื่อพิจารณาจากแนวโน้มของเส้นกราฟ คาดว่าในระยะยาวยังสามารถพัฒนากำลังอัดเนื่องจากปฏิกิริยาปอซโซลานได้ต่อเนื่อง

3.4 การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิภายในซีเมนต์เพสต์

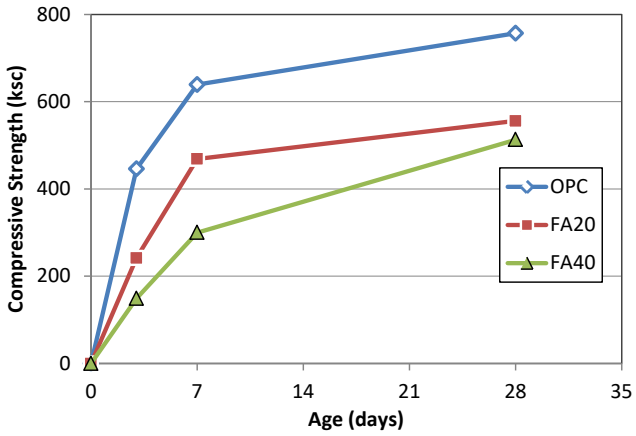
ผลการวัดการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิที่เกิดจากการปลดปล่อยความร้อนของปฏิกิริยาไฮเดรชั่นในซีเมนต์เพสต์ผสมวัสดุปอซโซลานชนิดต่างๆ เปรียบเทียบกับซีเมนต์เพสต์ควบคุม ได้แสดงไว้ในภาพที่ 5(ก)-(ค) จากภาพที่ 5(ก) จะเห็นว่าซีเมนต์เพสต์ผสมซิลิกาฟูมทั้ง SF5 และ SF10 มีอัตราเร็วในการเพิ่มขึ้นของอุณหภูมิ (rate of temperature increase) ไม่แตกต่างจากซีเมนต์เพสต์ควบคุม



ก) ซีเมนต์เพสต์ผสมซิลิกาฟูม

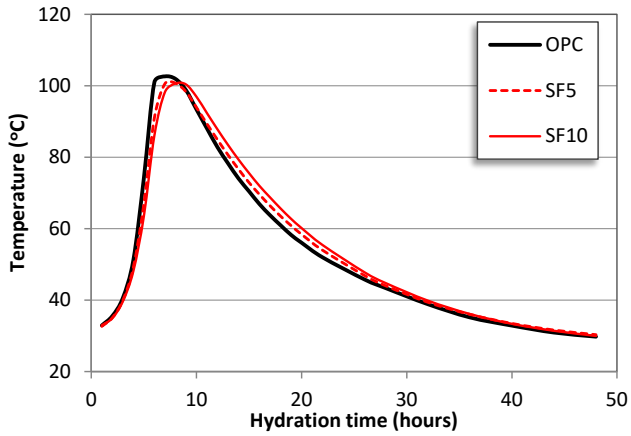


ข) ซีเมนต์เพสต์ผสมเถ้าแกลบบด

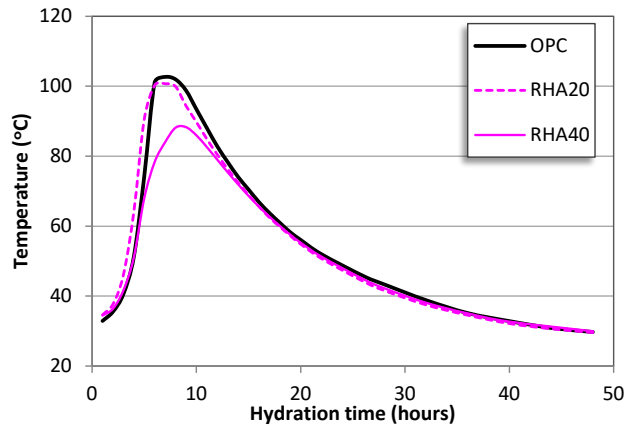


ค) ซีเมนต์เพสต์ผสมเถ้าลอย

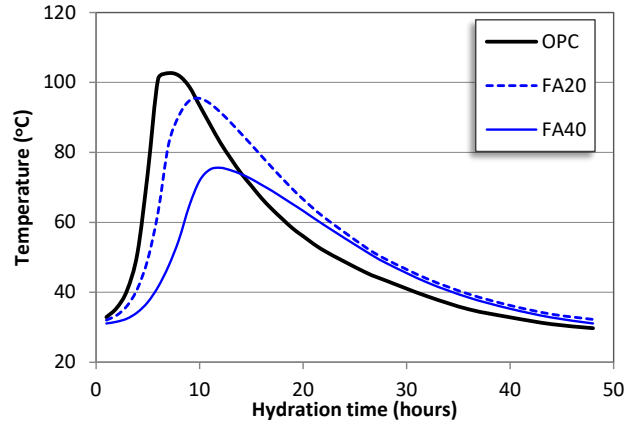
ภาพที่ 4 ผลการทดสอบกำลังอัดของซีเมนต์เพสต์กลุ่มต่างๆ เมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่างควบคุม



ก) ซีเมนต์เพสต์ผสมซิลิกาฟูม



ข) ซีเมนต์เพสต์ผสมเถ้าแกลบบด



ค) ซีเมนต์เพสต์ผสมเถ้าลอย

ภาพที่ 5 การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิภายในของซีเมนต์เพสต์กลุ่มต่างๆ เมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่างควบคุม

และตารางที่ 3 แสดงให้เห็นว่าอุณหภูมิสูงสุด (peak temperature) และเวลาที่เกิดอุณหภูมิสูงสุด (time at peak temperature) แตกต่างจากซีเมนต์เพสต์ควบคุมเพียงเล็กน้อย แสดงให้เห็นว่าการใช้ซิลิกาฟูมในช่วงร้อยละ 5-10 ไม่ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของกระบวนการเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชั่นและการปลดปล่อยความร้อนโดยรวมในซีเมนต์เพสต์ สำหรับซีเมนต์เพสต์ผสมเถ้าแกลบบด ในภาพที่ 5(ข) พบว่าเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิและเวลามีลักษณะคล้ายคลึงกับซีเมนต์เพสต์ควบคุม ยกเว้นอุณหภูมิสูงสุดที่ลดลงอย่างมากเมื่อใช้อัตราการแทนที่ร้อย

ละ 40 (RHA40) (ตารางที่ 3) ซึ่งอาจเป็นผลมาจากการลดลงค่อนข้างมากของปริมาณปูนซีเมนต์ในระบบ แสดงให้เห็นว่าการใช้เถ้าแกลบบดไม่ทำให้เกิดการหน่วงหรือเร่งกระบวนการเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของซีเมนต์ และจะช่วยลดการปลดปล่อยความร้อนโดยรวมในซีเมนต์เพสต์ได้ชัดเจน เมื่อใช้แทนที่ปูนซีเมนต์ในปริมาณที่มากเพียงพอ ส่วนภาพที่ 5(ค) แสดงให้เห็นว่า ซีเมนต์เพสต์ผสมเถ้าลอยต่ออุณหภูมิภายในของซีเมนต์เพสต์ (FA20 และ FA40) มีอัตราเร็วในการเพิ่มขึ้นของอุณหภูมิและค่าอุณหภูมิสูงสุดต่ำลงอย่างชัดเจนเมื่อเปรียบเทียบกับซีเมนต์เพสต์ควบคุม นอกจากนี้จากตารางที่ 3 ยังพบว่าเวลาที่เกิดอุณหภูมิสูงสุดมีค่ามากกว่าซีเมนต์เพสต์ควบคุมและมากขึ้นตามปริมาณเถ้าลอย บ่งชี้ว่าเถ้าลอยทำให้เกิดการหน่วงปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของปูนซีเมนต์แม้ว่าจะใช้เพียงร้อยละ 20 สอดคล้องกับรายงานของ [12]

ตารางที่ 3 อุณหภูมิสูงสุด ระยะเวลาที่เกิดอุณหภูมิสูงสุด และอัตราการเพิ่มขึ้นของอุณหภูมิ

Samples	Peak Temperature (°C)	Time at Peak Temperature (h)	Rate of Temperature Increase (°C/h)
OPC	102.9	6.2	16.59
SF5	100.9	7.2	14.01
SF10	100.7	7.4	13.61
RHA20	100.8	7.2	13.99
RHA40	88.6	8.2	10.80
FA20	95.5	9.4	10.15
FA40	75.7	11.4	6.64

4. บทสรุป

จากผลการทดลองข้างต้น สามารถสรุปได้ดังนี้

1) ในกรณีที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากัน ซิลิกาฟูมและเถ้าแกลบบด จะทำให้ความสามารถในการไหลแผ่ของซีเมนต์เพสต์ลดลงเป็นเส้นตรง เมื่ออัตราการแทนที่เพิ่มขึ้น ส่วนเถ้าลอยจะทำให้ความสามารถในการไหลแผ่ของซีเมนต์เพสต์เพิ่มขึ้นเป็นเชิงเส้น เนื่องจากอนุภาคของเถ้าลอยที่กลมจึงช่วยหล่อลื่นทำให้ค่าการไหลแผ่มากขึ้น

2) ซิลิกาฟูม เถ้าแกลบบด และเถ้าลอย ทำให้ระยะเวลาก่อตัวต้นและระยะก่อตัวปลายของซีเมนต์เพสต์มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับซีเมนต์เพสต์ล้วน อย่างไรก็ตาม สำหรับกรณีของซีเมนต์เพสต์ผสมซิลิกาฟูมและเถ้าแกลบบด พบว่าระยะเวลาก่อตัวต้นและระยะปลายมีแนวโน้มลดลงเมื่ออัตราการแทนที่เพิ่มมากขึ้น ซึ่งแตกต่างจากกรณีซีเมนต์เพสต์ผสมเถ้าลอย ที่มีระยะเวลาก่อตัวต้นและระยะเวลาก่อตัวปลายเพิ่มมากขึ้นตามอัตราการแทนที่

3) เถ้าลอยทำให้การพัฒนากำลังอัดช่วงต้นของซีเมนต์เพสต์ล่าช้าอย่างมากเมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่างควบคุม ในขณะที่เถ้าแกลบบดและซิลิกาฟูมมีผลกระทบต่อการพัฒนากำลังอัดช่วงต้นน้อยลง ตามลำดับ เมื่อเปรียบเทียบค่ากำลังอัดที่อายุ 28 วัน ของซีเมนต์เพสต์ผสมเถ้าแกลบบดและเถ้าลอยที่อัตราการแทนที่ร้อยละ 40 พบว่าซีเมนต์เพสต์ผสมเถ้าแกลบบดมีกำลังอัดสูงกว่าซีเมนต์เพสต์ผสมเถ้าลอยประมาณร้อยละ 20

4) ซิลิกาฟูมและเถ้าแกลบบด มีผลในลักษณะคล้ายคลึงกันต่อการเพิ่มขึ้นของอุณหภูมิภายในซีเมนต์เพสต์ซึ่งเกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่น กล่าวคือ ไม่ทำให้เกิดการหน่วงหรือเร่งกระบวนการเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของซีเมนต์ ส่วนเถ้าลอยมีผลทำให้หน่วงการเกิดปฏิกิริยาของซีเมนต์อย่างชัดเจนโดยเฉพาะเมื่อใช้ในอัตราร้อยละ 40 ข้อมูลนี้ชี้ให้เห็นว่าเถ้าแกลบบดสามารถใช้เป็นวัสดุปอซโซลานทางเลือก ในกรณีที่ไม่ต้องการให้เกิดความล่าช้าของกระบวนการทำงาน แต่ไม่สามารถช่วยลดอุณหภูมิภายในคอนกรีตได้อย่างมีประสิทธิภาพเท่ากับเถ้าลอย

5) โดยภาพรวมจะเห็นว่าเถ้าแกลบบดมีอิทธิพลต่อสมบัติพื้นฐานของซีเมนต์เพสต์ ในทิศทางคล้ายคลึงกับซิลิกาฟูม ทั้งในด้านความสามารถในการไหลแผ่ พฤติกรรมการก่อตัว กำลังอัด และการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิเนื่องการความร้อนของปฏิกิริยาไฮเดรชั่น อาจเนื่องมาจากวัสดุทั้งสองมีความคล้ายคลึงกันทั้งสมบัติทางเคมีและกายภาพ

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณภาควิชาครุศาสตร์โยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี ที่ให้ความอนุเคราะห์เครื่องทดสอบในการวิจัย

เอกสารอ้างอิง

[1] Topçu, İ.B., Uygunoğlu, T., and Hocaoğlu, I., 2012. Electrical conductivity of setting cement paste with different mineral admixtures. Const. and Build. Mat., 28(1): p. 414-420.

[2] Nochaiya, T., Wongkeo, W., and Chaipanich, A., 2010. Utilization of fly ash with silica fume and properties of Portland cement–fly ash–silica fume concrete. Fuel, 89(3): p. 768-774.

[3] Venkatanarayanan, H.K. and Rangaraju, P.R., 2015. Effect of grinding of low-carbon rice husk ash on the microstructure and performance properties of blended cement concrete. Cem. and Con. Comp., 55: p. 348-363.

[4] Ganesan, K., Rajagopal, K., and Thangavel, K., 2008. Rice husk ash blended cement: Assessment of optimal level of replacement for strength and permeability properties of concrete. Const. and Build. Mat., 22(8): p. 1675-1683

[5] ASTM C1437-15, 2015. Standard Test Method for Flow of Hydraulic Cement Mortar, ASTM International: West Conshohocken, PA, www.astm.org

[6] ASTM C191-19, 2019. Standard Test Methods for Time of Setting of Hydraulic Cement by Vicat Needle, ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org

[7] ASTM C109/C109M-16a, 2016. Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens), ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org

[8] Imam, A., Kumar, V., and Srivastava, V., 2018. Review study towards effect of Silica Fume on the fresh and hardened properties of concrete. Adv. in Conc. and Const, 6(2): p. 145-157

[9] Chen, J.J., Ng, P.L., Gu, L., LI, A., and Kwan, K.H., 2016. Effects of Fly Ash Microsphere on Flowability and Cohesiveness of Cement Paste. Proceedings of the 4th 2016 International Conference on Material Science and Engineering (ICMSE 2016),

[10] Abo-El-Enein, S.A., El-kady, G., El-Sokkary, T.M., and Gharieb, M., 2015. Physico-mechanical properties of composite cement pastes containing silica fume and fly ash. HBRC Journal, 11: p. 7-15

[11] Megat Johari, M.A., Brooks, J.J., Kabir, S., and Rivard, P., 2011. Influence of supplementary cementitious materials on engineering properties of high strength concrete. Const. and Build. Mat., 25(5): p. 2639-2648

[12] Langan, B.W., Weng, K., and Ward, M.A., 2002. Effect of silica fume and fly ash on heat of hydration of Portland cement. Cem. and Conc. Res., 32(7): p.1045-1051

INFLUENCE OF BURNISHING PROCESS ON SURFACE HARDNESS AND ABRASION RESISTANCE OF CONCRETE WITH DIFFERENT TYPES OF BINDER

Udom Kong[1]
Narongchai Phuangkong[2]
Raktipong Sahamitmongkol[3]

[1]*Graduate Student, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, King Mongkut's University of Technology Thonburi, udom.kong@mail.kmutt.ac.th*
[2]*Graduate Student, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, King Mongkut's University of Technology Thonburi, N55p2000@yahoo.com*
[3]*Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, King Mongkut's University of Technology Thonburi, raktipong.sah@kmutt.ac.th*

ABSTRACT: Burnishing is one of efficient finishing methods to create lustre appearance, smoothness, and surface hardness of the concrete floor. Whilst, pozzolanic materials such as fly ash and silica fume have been widely used as cement replacing material (CRM) in concrete production. Fly ash and silica fume are known to improve mechanical properties and durability of concrete. However, information about the influence of the burnishing process on hardened properties of concrete with different types of CRM is very scarce. In this article, surface hardness and abrasion resistance of concretes containing different types of CRM such as, fly ash, densified silica fume, or undensified silica fume under an influence of the burnishing process are studied. In the laboratory, the burnished machine and finishing process was reproduced from the real construction in order to study the surface properties of the burnished concrete. The result showed that the surface hardness and abrasion resistance of the burnished concrete is much higher than the non-burnished concrete. It was also found that a presence of undensified silica fume in concrete help increase surface hardness and abrasion resistance of the burnished concrete in greater extent when compared with densified silica fume or fly ash.

KEYWORDS: Abrasion resistance, Burnished concrete, Fly ash, Silica fume, Surface hardness

1. Introduction

The burnished concrete floor is an important part of the industrial facility, commercial building, distribution centre, and warehouse for decades. The extraordinary surface properties such as smoothness and glossiness is a result of burnishing with pan blade and fan blade when concrete is in plastic state. It is noticed that the burnishing process can remarkably improve a surface lustre of the concrete floor [1]. G. Garber [2] described the effect of different type of the concrete finishing to the wearing resistance of the floor show that the floor under hard trowelling has the lowest wearing resistance with the wearing depth of 0.88 mm compared to that of 0.69 and 0.14 mm for single power floating and multiple power trowelling respectively.

With the current technology of the concrete supply logistics, pouring methods, levelling techniques, burnishing machinery, curing, and armour joint, the burnishing process of a large area of concrete becomes feasible [3-5]. Thus, the burnished floor is widely constructed in various modern constructions such as distribution centre, warehouse, factory, etc.

Regardless of the popularity of burnished concrete floor in construction, the technical information of the effect of burnishing on the properties of concrete is insufficient, especially when cement replacing materials (CRMs) are used as concrete ingredients. The lack of such information usually prevents responsible parties from a good suitable quality control in the construction of the burnished concrete floor. Therefore, the aim of this study is to experimentally investigate the properties of burnishing concrete with a different type of binder and finishing process.

2. Experimental Program

2.1 Materials

2.1.1 Cement

Ordinary Portland cement type I was used to produce the control concrete and the concrete containing a different type of cement-replacing material (CRM). Table 1 shows the physical and chemical properties of the ordinary Portland cement (OPC) used in this study.

2.1.2 Fly ash

Fly ash (FA), a by-product of the coal-based power generation plant, was used in this research. Thai class C fly ash complying with ASTM C311-11b is used. The physical and chemical properties of the fly ash utilized in this study can also be seen in Table 1.

2.1.3 Silica fume

Silica fume (SF), a by-product from the manufacture of silicon is included in this research. Both densified silica fume (SFD) and undensified silica fume (SFU) were used in this study. The physical and chemical properties of both silica fumes are also summarized in Table 1.

2.1.4 Aggregate

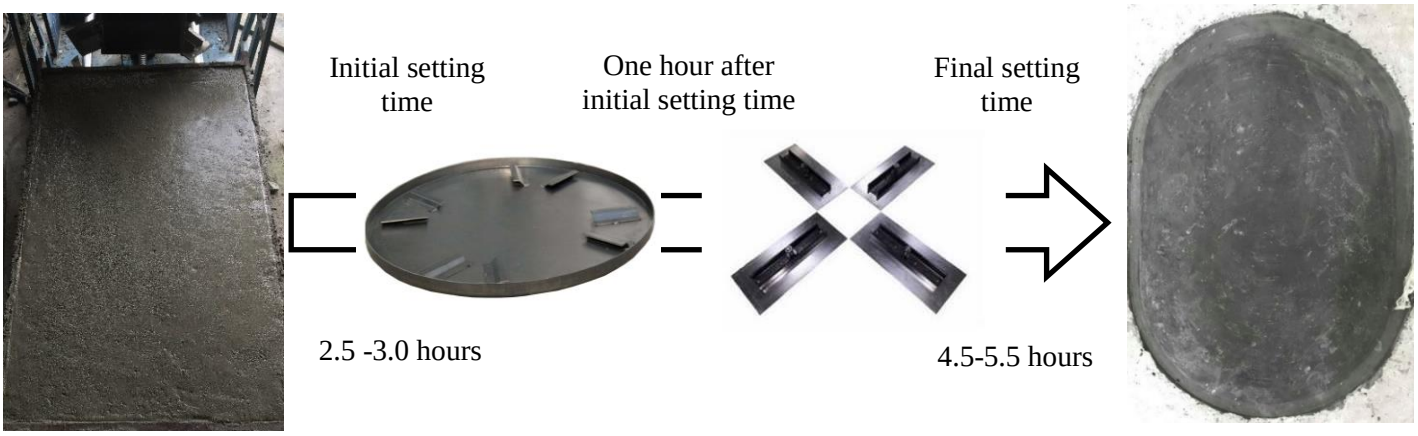
In this study, the local crushed limestone and natural river sand are used as the coarse aggregate and fine aggregate, respectively. In both coarse and fine aggregate were stored in the dry state though oven drying. The water demand due to absorption of aggregate is compensated during the mixing. The physical properties of the aggregates are shown in Table 2.

2.1.5 Superplasticizer

A superplasticizer (Sika ViscoCrete 2100) is used to adjust initial slump value of the fresh concrete to be within a range of 80 to 120 mm.

Table 1 Physical and chemical properties of binders

Properties	OPC	FA	SFD	SFU
Physical property				
Density (g/cm^3)	3.15	2.34	2.25	2.25
Chemical composition				
SiO_2 (%)	20.2	40.1	93.8	93.8
Al_2O_3 (%)	5.4	20.5	0.7	0.7
Fe_2O_3 (%)	3.2	9.1	1.1	1.1
CaO (%)	64.0	21.1	0.4	0.4
MgO (%)	1.2	2.3	0.7	0.7
Na_2O (%)	0.1	1.0	0.4	0.4
K_2O (%)	0.7	1.5	1.0	1.0
SO_3 (%)	2.7	2.4	0.3	0.3
LOI (%)	1.4	0.7	1.6	1.6



(a) Fresh concrete (b) Pan blade (c) Fan blade (d) Burnished concrete

Fig. 1 Burnished process

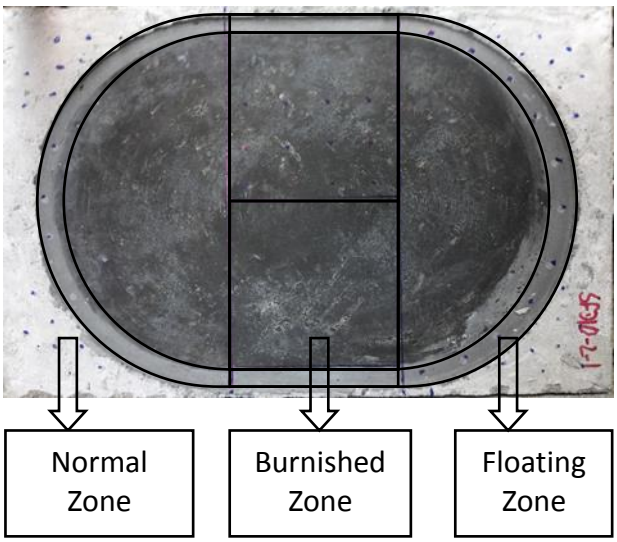


Fig. 2 Measurement zone of the sample

Table 2 Physical properties of aggregate

	Fine aggregate	Coarse aggregate
Apparent specific gravity	2.64	2.79
Bulk specific gravity	2.58	2.73
Maximum size (mm)	4.76	19.00
Water absorption (%)	0.91	0.47
Fineness modulus	3.00	7.10

2.2 Mix designs

The mix proportion with the water-binder ratio of 0.4, the cement content of 468 kg/m^3, and the fine to total aggregate ratio of 0.45 by volume are used to study the effect of the binder content and compare the different type of CRMs. Fly ash (FA) and silica fume (SF) are used to replace OPC at the replacement ratio of 35% and 10% by weight, respectively. Four concrete mix proportions are shown in Table 3. The control mix proportion was designed according to ACI 211.1-91 for 28-day compressive strength of 40 MPa and slump value in the range of 30 to 50 mm without the addition of chemical admixture.

2.3 Burnished process

Figure 1 shows the burnished process on the concrete sample with the size of 350x550x100 mm, which is divided into two steps. In the first step, pan blade was first introduced approximately at initial setting time of the concrete to adjust the level of the concrete surface, press near-surface coarse aggregate down, and evenly spread mortar throughout the surface. Subsequently, in the second step, the fan blade was continually applied on the surface over a suitable period of time. At the end, the smoother surface of the concrete is obtained.

During the burnishing process, the vertical force and rotational speed are controlled. Two cases of fan blading are applied and investigated. In the first case, the vertical force of 100 N and the rotation speed of 200 rpm with the axle translation velocity of 6 cm/s are applied. This is called “normal fan blading” in this study. The other case is the “intense fan blading” in which the vertical force of 340N and rotational speed of 200 rpm are applied. No water is added to the burnished surface during the burnishing process. Table 4 shows all the burnished floor samples in this study.

Table 3 Concrete mix proportions

Mix ID	Binder (kg/m³)				Unite weight (kg/m³)					Slump (cm)
	OPC	FA	SFD	SFU	Sand	Gravel	Water	SP (%)	w/b	
CO	468	0	0	0	717	1012	185	0.2	0.40	9
FA35	304	164	0	0	717	963	185	0.25	0.40	12
SFD10	422	0	47	0	717	994	185	0.35	0.40	11
SFU10	422	0	0	47	717	994	185	0.35	0.40	13

2.4 Experimental tests

2.4.1 Setting time and compressive strength

The initial and final setting times of fresh concrete are determined by the penetration resistance test, according to ASTM C403. The cylindrical concrete specimen with a diameter of 100 mm and a height of 200 mm were cast for the compressive strength test. The mould of the cylindrical samples was removed at 24 hours after casting, and the samples were cured under water till the age of 28 days. The average compressive strength of three specimens is used to represent the 28-day compressive strength.

2.4.2 Measurement zone

Figure 1 shows the measurement zone on the concrete sample. Three kinds of zones are used for measuring the data, normal zone (trowelling finishing), burnished zone (pan and fan blade finishing), and floating zone (pan blade finishing).

Table 4 Burnished concrete sample

	Name of Sample	Rotation speed (rpm)	Applied force (N)
1	CO-100-170	100	170
2	FA35-100-170	100	170
3	SFD10-100-170	100	170
4	SFU10-100-170	100	170
5	CO-200-340	200	340
6	FA35-200-340	200	340
7	SFD10-200-340	200	340

2.4.3 Harden properties

The abrasion resistance is determined according to ASTM C944 at the age of 52 days. The sample with a diameter of 150x150x100 mm was cast for the abrasion resistance test of non-burnished concrete. The sample with a diameter of 150x150 mm has been cut from the burnished concrete floor for the abrasion resistance test of burnished concrete. The surface hardness is determined by using a rebound hammer, according to ASTM C805 at the age of 28 days. The average rebound hammer of nine testing points on normal, floating, and burnished zone are used to represent the 28-day surface hardness.

3. Result and Discussion

3.1 Setting time and compressive strength

Setting times of all the concrete samples are depicted in Figure 3. The results show that the initial setting times of the CO, FA35, SFD10 and SFU10 concretes were 152, 179, 145, and 209 min while the final setting times were 233, 253, 211, and 209 min, respectively. The presence of the fly ash in fresh concrete prolongs both initial and final setting times of concrete because it has a slower reaction. In contrast, the presence of either densified or undensified silica fume in concrete shortens the initial and final setting times due to the faster rate of reaction.

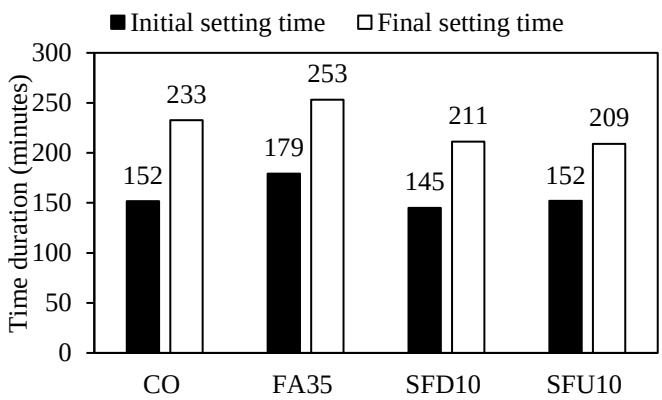


Fig. 3 Setting time of the fresh concrete

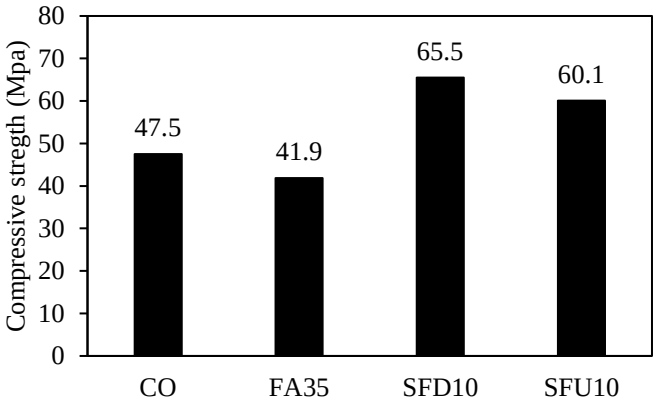


Fig. 4 Compressive strength of concrete at 28 days

Figure 4 shows the concrete compressive strength for all concrete samples. It was found that the concrete cooperates with fly ash slightly reduces the compressive strength. The average compressive strength of CO, FA35, SFD10 and SFU10 were 47.5, 41.9, 65.5 and 60.1 MPa at 28 days, respectively. In contrast, the compressive strength significantly increased with the addition of densified or undensified silica fume in concrete.

Table 5 Rebound number and comparison to the non-burnished concrete surface.

Sample Name	Rebound number (RN)-***Percentage of RN in comparison to non-burnished surface (%)***		
	Non-Burnished	Floating	Burnishing
CO-100-170 (1)	26.6-***100***	43.0-***162***	46.1-***173***
CO-100-170 (2)	29.6-***100***	40.8-***138***	48.5-***164***
FA35-100-170 (1)	25.9-***100***	40.2-***155***	46.4-***179***
FA35-100-170 (2)	28.1-***100***	39.8-***141***	48.2-***171***
SFD10-100-170 (1)	30.3-***100***	43.0-***142***	48.1-***159***
SFD10-100-170 (2)	32.6-***100***	42.8-***131***	48.2-***148***
SFU10-100-170 (1)	35.0-***100***	42.8-***122***	48.3-***138***
SFU10-100-170 (2)	33.0-***100***	41.9-***127***	49.5-***150***
CO-200-340 (1)	30.3-***100***	39.4-***130***	47.2-***156***
CO-200-340 (2)	30.5-***100***	40.5-***133***	45.8-***150***
FA35-200-370 (1)	26.3-***100***	34.8-***132***	46.7-***177***
FA35-200-370 (2)	24.2-***100***	33.4-***138***	45.3-***187***
SFD10-200-340 (1)	31.9-***100***	42.0-***132***	46.7-***146***
SFD10-200-340 (2)	32.3-***100***	41.9-***130***	48.6-***150***

3.2 Surface hardness

The rebound number from the surface hardness tests are presented in Table 5. It is clear that the burnished concrete surface gives higher rebound number than the non-burnished concrete. While the difference between the cases of intense and normal fan blading seems insignificant. It can also be noticed that the rebound number obtained from the floating zone is slightly lower than on the burnished zone. The results of rebound number clearly indicate that the surface hardness of the concrete can be improved a lot when burnishing is applied.

In the case where burnishing is not applied, a rebound number of SFU10 becomes highest with the value of 34.0. While non-burnished SFD10, CO, and FA35 have an average rebound number of 31.8, 29.25 and 26.1, respectively. In the case of the burnished concrete, CO, FA35, SFD10 and SFU10 gave an average rebound number of 46.9, 46.6, 47.9, and 48.9 RN, respectively. This means that the burnishing process remarkably increased the surface hardness and also reduced difference among different types of binder.

For CO, FA35, SFD10 and SFU10, the average rebound number of burnished surface are about 161, 179, 151, and 144 %, respectively, in comparison to the non-burnished surface of the same concrete. This indicates that the surface hardness of fly ash concrete is more sensitive to burnishing while the surface of silica fume concrete is less sensitive to the burnishing process.

3.3 Abrasion resistance

Figure 5 shows examples of cumulative weight loss during abrasive testing cycles of SFD and SFU samples. Weight loss due to abrasion of the burnished surface is about half of the non-burnished concrete. Furthermore, the difference between “normal burnishing” and “intensive burnishing” on the abrasion resistance of the burnished concrete surface is not significant.

The weight loss during abrasion resistance test at the age of 52 days of all concrete samples is shown in Table 6. In the case of non-burnished surface, the average weight losses of the CO, FA35, SFD10 and SFU10 were 7.15, 8.1, 6.9 and 5.15 g, respectively. The weight loss of SFU10 is the lowest among all non-burnished concrete samples. In the case of the burnished concrete, CO and FA35 concrete showed similar value of weight loss while

both SFU10 and SFD10 showed remarkable lower weight loss of 2.4 and 2.5 g, respectively.

For CO, FA35 and SFU10, the weight loss due to abrasion of burnished concrete is reduced to around 50, 44, and 46.5 %, respectively in comparison to non-burnished concrete while SFD10 showed more remarkable improvement in abrasion resistance due to burnishing. The weight loss due to abrasion is reduced to just 37%.

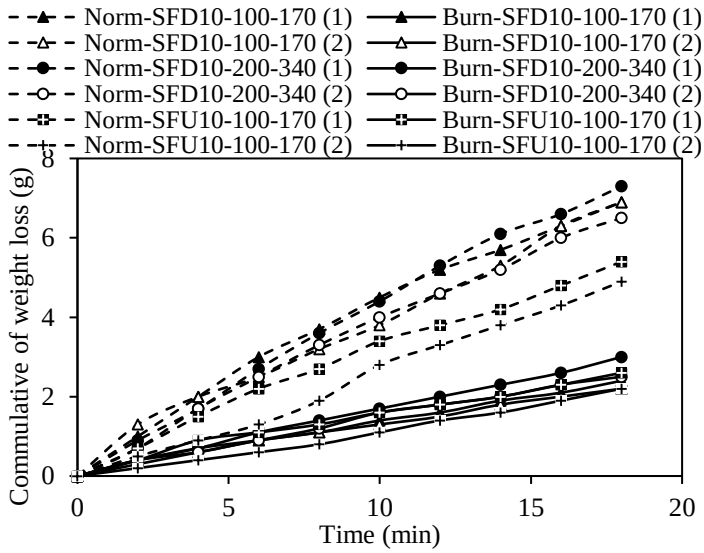


Fig. 5 Cumulative of weight loss of SFD and SFU samples

Table 6 Abrasion resistance and Percentage of weight loss compared to normal concrete

Sample Name	Abrasion resistance (g)-***Percentage of weight loss compared to normal concrete (%)***	
	Non-burnished	Burnished
CO-100-170 (1)	7.4-***100***	3.5-***47***
CO-100-170 (2)	7.4-***100***	3.4-***46***
FA35-100-170 (1)	8.0-***100***	3.4-***43***
FA35-100-170 (2)	7.1-***100***	2.9-***41***
SFD10-100-170 (1)	6.9-***100***	2.4-***35***
SFD10-100-170 (2)	6.9-***100***	2.2-***32***
SFU10-100-170 (1)	5.4-***100***	2.6-***48***
SFU10-100-170 (2)	4.9-***100***	2.2-***45***
CO-200-340 (1)	6.8-***100***	3.7-***54***
CO-200-340 (2)	7.0-***100***	3.6-***51***
FA35-200-370 (1)	7.5-***100***	3.9-***52***
FA35-200-370 (2)	9.9-***100***	4.1-***41***
SFD10-200-340 (1)	7.3-***100***	3.0-***41***
SFD10-200-340 (2)	6.5-***100***	2.5-***38***

4. Conclusion

The main findings of this study are summarized as follows

1. The surface hardness and abrasion resistance of the burnished concrete are much higher than non-burnished concrete.
2. Difference of normal burnishing process and intensive burnishing process (different pressing forcing and rotational speed during burnishing) seems to be insignificant on the basis of resultant surface hardness and abrasion resistance of concrete surface.
3. When surface burnishing is applied, fly ash concrete shows the most remarkable improvement of surface hardness while all types of concrete seem to have a similar improvement in abrasion resistance.

.

5. Acknowledgement

The authors would like to acknowledge the material supply from SurintOmya Chemical (Thailand) Co., Ltd. and Elkem Singapore Materials Pte Ltd. The first author would like to also express his gratitude to the Greater Mekong fund and King Mongkut's University of Technology Thonburi (KMUTT) for supporting the financial support during his master degree study.

6. References

[1] Cement Concrete & Aggregates Australia. "The specification of burnished concrete finish". Aug. 2010, pp. 1-5.

[2] G. Garber. *Design and construction of concrete floors*. 2nd ed., Elsevier, 2006, pp. 11-353.

[3] P. Ashford, "Advances in concrete placement methods and finishing technique for high-performance industrial pavements in Australia", *Advances in Building Technology*, Volume I, 2002, pp. 679-686.

[4] P Ashford. "Method of constructing burnish finish industrial floor slabs in Australia". *ICE Publishing*, pp. 213-222, 2002.

[5] P. Mynarcik, "Technology and trends of concrete industrial floors", *Concrete and Concrete Structure Conference*, 2013, pp. 107-112.

บทความวิจัย
สาขาโครงสร้างคอนกรีต
STR

พฤติกรรมและการเสริมกำลังโครงสร้างเจดีย์ในจังหวัดพะเยา
Behavior and strengthening of pagoda in Phayao province

อัคราชัย ใจมา[1] (Akarachai Jaima)[1]
อมร พิมามาศ [2] (Amorn Pimanmas)[2]
ปรีดา ไชยมหาวัน [3] (Preeda Chaimahawan)[3]

[1]นิสิตปริญญาโท คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยพะเยา Email : akarachai.jm@gmail.com
[2]ศาสตราจารย์ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ Email : amorn.pi@ku.th
[3]ผู้ช่วยศาสตราจารย์ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยพะเยา Email : preeda.ch@up.ac.th

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้ได้ศึกษาพฤติกรรม กลไกการรับน้ำหนัก และความมั่นคงของโครงสร้างเจดีย์ด้วยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยทำการวิเคราะห์โครงสร้างแบบจำลองเจดีย์วัดหลวงราชสัณฐานซึ่งเป็นเจดีย์ทรงระฆัง ตั้งอยู่ในจังหวัดพะเยา ภายใต้น้ำหนักตัวเอง แรงลม และแรงแผ่นดินไหว โดยได้สร้างแบบจำลองเจดีย์ที่ความแตกต่างกัน 3 แบบ ได้แก่ แบบตัน แบบกลวง และแบบผสม ผลการศึกษาพบว่าเจดีย์มีการถ่ายน้ำหนักบรรทุกจากด้านบนจนถึงฐาน โดยมีหน่วยแรงสูงสุดกระทำในศูนย์กลางบริเวณใต้ฐาน หน่วยแรงอัดสูงสุดที่เกิดขึ้นภายใต้น้ำหนักตัวเอง มีค่าไม่เกินหน่วยแรงที่ยอมให้ ภายใต้แรงลมตามวิธีการคำนวณแรงลมสถิตเทียบเท่าใน มยผ.1311-50 พบว่าหน่วยแรงดึงสูงสุดมีค่าเกินกว่าหน่วยแรงดึงที่ยอมให้บริเวณปล้องไฉนของเจดีย์ ผลการวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหว โดยใช้สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ในจังหวัดพะเยา ตาม มยผ.1301/1302-61 พบว่าหน่วยแรงดึงสูงสุดมีค่าเกินกว่าหน่วยแรงดึงที่ยอมให้บริเวณปล้องไฉนเช่นเดียวกับแรงลม ในทั้ง 3 แบบจำลอง เมื่อทำการทดลองเสริมกำลังแบบจำลองด้วยวิธีการหุ้มด้วยเฟอร์โรซีเมนต์ในบริเวณจุดวิกฤตดังกล่าว พบว่าหน่วยแรงอัดและหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นภายในเจดีย์มีค่าลดลง และไม่เกินค่าที่ยอมให้ทำให้โครงสร้างเจดีย์วัดหลวงราชสัณฐานมีความมั่นคงแข็งแรงมากยิ่งขึ้น

ABSTRACT: This research studied the behavior and mechanism of load transferred and stability of the pagoda structure by using finite element analysis. Luang Rajathanathan pagoda, bell shape, located in Phayao province was analyzed under gravity load, wind load and seismic load. The studied FEM model consisted of 3 different models, solid, hollow and mixed models. The study show that, the pagoda transfer gravity load from the top to the bottom the structure. The maximum load is concentrated in the center of pagoda base. The maximum compressive stress under gravity load is lower than allowable compressive stress. The analysis of wind load with equivalent static load based on DPT 1311-50 standard show that the maximum tensile stress is larger than allowable tensile stress in circular disks. The seismic load used in this study is response spectrum curve for Phayao province based on DPT 1301/1302-61. Under seismic load, the maximum tensile stress of 3 models are greater than the allowable tensile stress at circular disks, the same as wind load. When using ferro-cement technique strengthened the pagoda, the analysis shown that the maximum compressive and tensile stress in pagoda are reduced and lower than allowable stress. Luang Rajathanathan pagoda structure was more strength and stable after strengthening with ferro-cement.

KEYWORDS: Pagoda, Finite Element Analysis, Seismic strengthening, Ferro-cement, Earthquake

1. บทนำ

โบราณสถานประเภทเจดีย์ในอดีตส่วนใหญ่ใช้อิฐมอญหรือศิลาแลงวางเรียงต่อกันเป็นโครงสร้าง ทำให้ความมั่นคงแข็งแรงต่ำ เมื่อเกิดเหตุแผ่นดินไหวจึงทำให้เจดีย์เหล่านั้นเกิดการทรุดตัว ลาดเอียง และยอดเจดีย์หักโค่น สร้างความเสียหายต่อตัวเจดีย์

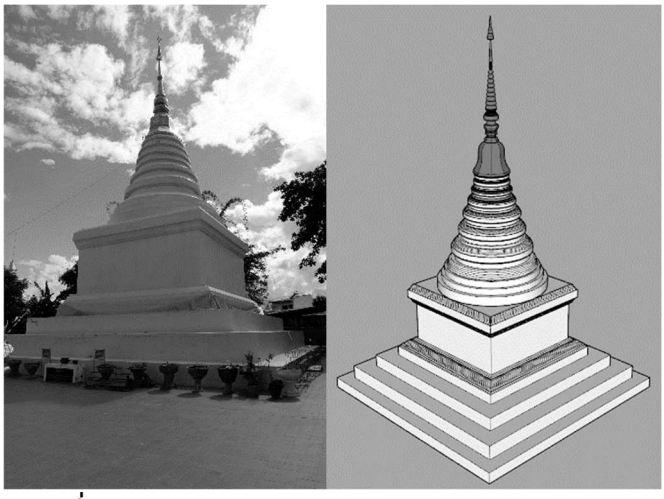
จังหวัดพะเยามีโบราณสถานที่รวบรวมโดยกรมศิลปากรทั้งหมดจำนวณ 66 แห่ง แบ่งเป็นที่ขึ้นทะเบียนตาม พ.ร.บ. 14 แห่ง โดยบทความนี้ศึกษาเจดีย์วัดหลวงราชสัณฐาน ตั้งอยู่เลขที่ 945/4 ตำบลเวียง อำเภอเมือง จังหวัดพะเยา เป็นวัดที่มีอายุยาวนานมากกว่าร้อยปี ซึ่งภายในวัดมีพระวิหารและองค์พระเจดีย์ที่มีสถาปัตยกรรมล้านนาที่สวยงาม

ในส่วนองค์พระเจดีย์เป็นทรงระฆัง และได้ขึ้นทะเบียนเป็นโบราณสถานของกรมศิลปกรในปีพ.ศ.2478 [1] จากเหตุแผ่นดินไหวที่รุนแรงในประเทศไทย เกิดขึ้นเมื่อวันที่ 5 พฤษภาคม 2557 ขนาด 6.3 แมกนิจูด โดยมีจุดศูนย์กลางอยู่ที่อำเภอแม่ลาว จังหวัดเชียงราย เกิดจากรอยเลื่อนพะเยาที่มีความยาวประมาณ 23 กิโลเมตร พาดผ่านเขตรอยต่ออำเภอแม่ลาวจังหวัดเชียงราย อำเภอเมืองจังหวัดพะเยา และอำเภองาวจังหวัดลำปาง สร้างความเสียหายต่อเส้นทางคมนาคม อาคารที่พักอาศัย สถานที่ราชการ และโบราณสถานที่มีความสำคัญด้านจิตใจ ด้านประวัติศาสตร์ ด้านสถาปัตยกรรมและด้านวิศวกรรม ซึ่งงานวิจัยได้เห็นผลกระทบที่เกิดขึ้นและได้ทำการศึกษา ตรวจสอบและวิเคราะห์โครงสร้างโบราณสถานตามหลักวิศวกรรมเพื่อประเมินความแข็งแรง หาแนวทางการบูรณะและการเสริมกำลังให้แก่โครงสร้าง ในขั้นตอนการวิเคราะห์ใช้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่กำหนดคุณสมบัติตามสมุติฐานที่ว่า สภาพโครงสร้างสมบูรณ์ โครงสร้างมีพฤติกรรมยืดหยุ่นเชิงเส้น โดยแนวทางการตรวจสอบผลในการวิเคราะห์จะทำการเปรียบเทียบคุณสมบัติทางพลศาสตร์ ได้แก่ ค่าความถี่ธรรมชาติและรูปแบบการสั่นไหวกับงานวิจัยที่ทบทวนมาในอดีตที่มีขนาดและมิติใกล้เคียงกัน

วัตถุประสงค์ของงานวิจัยเพื่อวิเคราะห์คุณสมบัติทางพลศาสตร์และความแข็งแรงของโครงสร้างเจดีย์ภายใต้แรงกระทำต่าง ๆ ได้แก่ น้ำหนักตัวเอง แรงลม และแรงแผ่นดินไหว เพื่อหาหน่วยแรงสูงสุดที่เกิดขึ้นและนำเสนอแนวทางการเสริมกำลังความมั่นคงแข็งแรงให้แก่เจดีย์ที่มีในจังหวัดพะเยาและภาคเหนือ

2. วิธีการศึกษา

ทำการสร้างแบบจำลองสามมิติของเจดีย์วัดหลวงราชสัณฐานจากการสำรวจและข้อมูลจากกรมศิลปากร โดยเจดีย์เป็นทรงระฆัง มีฐานเป็นสี่เหลี่ยมจัตุรัสกว้างด้านละ 15.3 เมตร สูง 23.3 เมตร แสดงดังภาพที่ 1 มาทำการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยโปรแกรม ANSYS Student 2019 โดยใช้เอลิเมนต์รูปทรงสี่หน้า (Tetradedral) แบบ Solid Element จุดต่อรูปทรง 10 จุด



ภาพที่ 1 ภาพถ่ายและแบบจำลอง 3 มิติวัดหลวงราชสัณฐาน

สำหรับคุณสมบัติทางวิศวกรรมของอิฐในการวิเคราะห์แบบจำลอง ใช้ค่าเฉลี่ยจากงานวิจัยที่ผ่านมา ทั้งการทดสอบอิฐ อิฐโบราณ และใช้ข้อมูลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ [2-4] ซึ่งการศึกษาฉบับนี้ได้ใช้ค่าคุณสมบัติอิฐดังนี้ โมดูลัสยืดหยุ่นของอิฐก่อเท่ากับ 3,000 MPa ค่าอัตราส่วนปัวซองเท่ากับ 0.21 หน่วยน้ำหนักของวัสดุเท่ากับ 1,800 kg/m^3 กำลังรับแรงดึงประลัยเท่ากับ 0.3 MPa และกำลังอัดประลัยของวัสดุก่อเท่ากับ 3.0 MPa

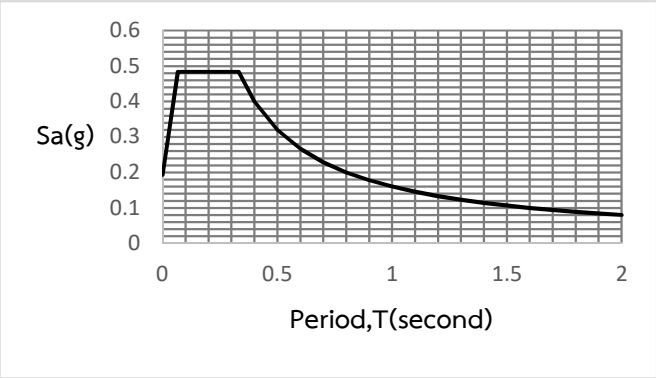
ทำการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อศึกษาคุณสมบัติทางพลศาสตร์ ได้แก่ ค่าความถี่ธรรมชาติและรูปแบบการสั่นไหว 6 รูปแบบแรก

ทำการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ภายใต้น้ำหนักตัวเองขององค์เจดีย์เพื่อหาค่าหน่วยแรงภายในที่เกิดขึ้นในโครงสร้าง

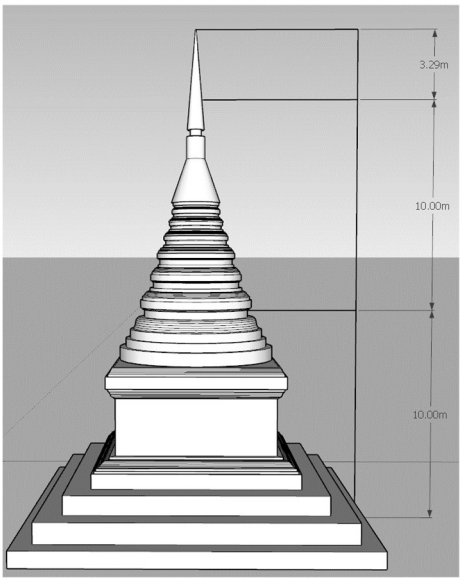
ทำการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ภายใต้แรงลม ใช้วิธีการคำนวณแรงลมสถิตเทียบเท่า โดยวิธีอย่างง่าย ตามมาตรฐานการคำนวณแรงลมและการตอบสนองของอาคาร [5]

ทำการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ภายใต้แรงแผ่นดินไหวใช้กราฟสเปกตรัมผลตอบสนองตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว [6] สำหรับสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการ

วิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีพลศาสตร์สำหรับพื้นที่อำเภอเมือง จังหวัดพะเยา ดังภาพที่ 2

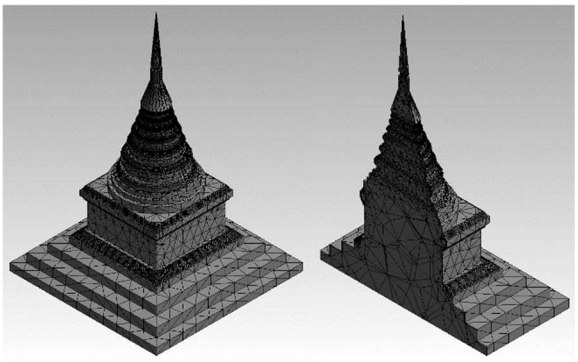


ภาพที่ 2 สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีพลศาสตร์สำหรับพื้นที่อำเภอเมือง จังหวัดพะเยา

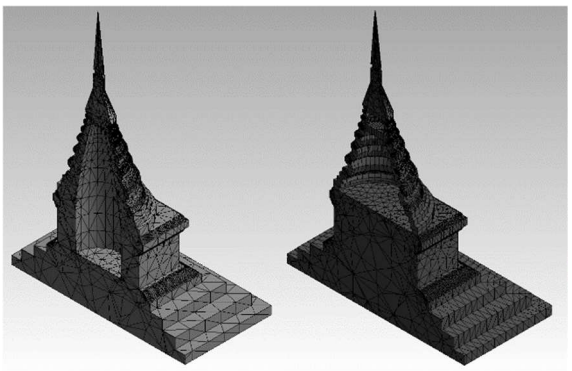


ภาพที่ 3 ภาพแสดงความสูงในแต่ละช่วง

สร้างแบบจำลองไฟไนเอลิเมนต์ทั้งหมด 3 แบบ ได้แก่ แบบตัน แบบกลวง และแบบผสม แสดงดังภาพที่ 4



(ก) ภายนอก **(ข)** แบบตัน



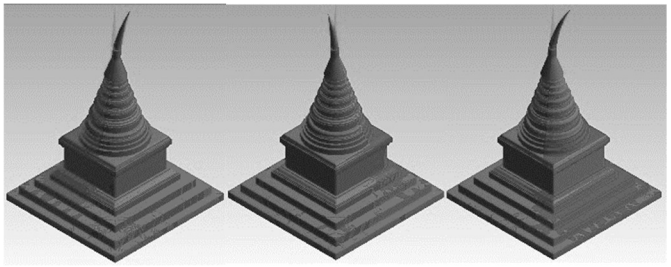
(ค) แบบกลวง **(ง)** แบบผสม

ภาพที่ 4 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์วัดหลวงราชสัณฐาน

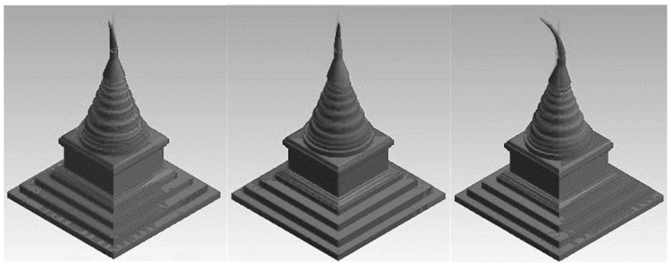
3. ผลการวิเคราะห์

3.1 รูปแบบการสั่นไหวของเจดีย์

รูปแบบการสั่นไหวและความถี่ธรรมชาติ 6 รูปแบบแรก ในรูปแบบการสั่นไหวของแบบจำลองทั้ง 3 มีทิศทางที่เหมือนกัน แสดงดังภาพที่ 5 และค่าความถี่ธรรมชาติที่ได้ ในแบบตันมีค่าใกล้เคียงกับแบบกลวง ส่วนแบบผสมมีค่าที่ต่างออกไปเล็กน้อย ดังแสดงในตารางที่ 1 โดยค่าความถี่ธรรมชาติที่ได้สอดคล้องกับผลการศึกษาการวิเคราะห์แบบจำลองเจดีย์วัดจักวรรดิ์ จังหวัดพระนครศรีอยุธยา มีขนาดฐาน 22x22 เมตร ความสูง 26 เมตร [7] ใกล้เคียงกับของวัดหลวงราชสัณฐาน



(ก) รูปแบบที่ 1 (ข) รูปแบบที่ 2 (ค) รูปแบบที่ 3



(ง) รูปแบบที่ 4 (จ) รูปแบบที่ 5 (ฉ) รูปแบบที่ 6

ภาพที่ 5 รูปแบบการสั่นไหว 6 รูปแบบ

ตารางที่ 1 รูปแบบการสั่นไหวและค่าความถี่ธรรมชาติ

รูปแบบการสั่นไหวและทิศทาง	ความถี่ธรรมชาติ			
	แบบตัน	แบบกลวง	แบบผสม	ณัฐิยา (2552)[7]
1 ทิศทาง x	7.131	7.091	6.166	7.86
2 ทิศทาง z	7.139	7.100	6.176	7.86
3 ทิศทาง x	12.379	12.917	8.920	13.10
4 ทิศทาง z	12.386	12.919	8.938	13.10
5 ทิศทาง x	20.439	20.282	14.571	22.75
6 ทิศทาง z	20.446	20.296	14.579	22.75

3.2 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายใต้น้ำหนักตัวเอง

ผลการวิเคราะห์หน่วยแรงอัดและหน่วยแรงดึงสูงสุดที่เกิดขึ้นมีค่าไม่เกินกำลังรับแรงอัดและกำลังรับแรงดึงประลัยของวัสดุก่อ ซึ่งหน่วยแรงอัดสูงสุดเกิดบริเวณลานประทักษิณทั้ง 3 แบบจำลอง โดยที่แบบจำลองผสมเกิดหน่วยแรงอัดมากที่สุดบริเวณลานประทักษิณที่รับองค์ระฆังมีค่าเท่ากับ 1.88 MPa คิดเป็นร้อยละ 62.67 ของกำลังรับแรงอัดประลัยของวัสดุก่อ (3.0 MPa) และหน่วยแรงดึงสูงสุดเกิดบริเวณลานประทักษิณทั้ง 3 แบบจำลอง โดยที่หน่วยแรงดึงที่มากที่สุดเป็นแบบจำลองตันมีค่า 0.09 MPa คิดร้อยละ 30 ของกำลังดึงประลัยของค่าวัสดุก่อ (0.3 MPa) แสดงดังตารางที่ 2

ตารางที่ 2 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายใต้น้ำหนักตัวเอง

ตำแหน่ง	หน่วยแรงสูงสุด แรงอัด/แรงดึง (MPa)		
	แบบตัน	แบบกลวง	แบบผสม
บริเวณปล้องไฉน	0.11/0	0.11/0	0.11/0
บริเวณองค์ระฆัง	0.14/0	0.16/0	0.7/0
ลานประทักษิณ	0.29/0.09	0.23/0.08	1.88/0.02
กึ่งกลางฐาน	0.15/0	0.11/0	0.13/0

3.3 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายใต้แรงลม

ผลการวิเคราะห์หน่วยแรงอัดสูงสุดที่เกิดขึ้นทั้ง 3 แบบจำลองมีค่าไม่เกินหน่วยรับแรงอัดประลัย (3.0 MPa) และมีค่าใกล้เคียงกัน ยกเว้นบริเวณองค์ระฆังและลานประทักษิณของแบบจำลองผสมมีค่าสูงสุดอยู่ที่ 0.57 MPa และ 2.13 MPa ตามลำดับ สำหรับในส่วนของหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นบริเวณองค์ระฆัง ลานประทักษิณ และบริเวณฐานของทั้ง 3 แบบจำลองมีค่าไม่เกินหน่วยรับแรงดึงประลัยของวัสดุก่อ แต่บริเวณปล้องไฉนอยู่ในส่วนยอดของเจดีย์ละมีความหนาน้อยที่สุดจึงทำให้เกิดเป็นจุดวิกฤตทั้ง 3 แบบจำลอง ในแบบผสมเกิดหน่วยแรงดึงมากที่สุดเท่ากับ 0.64 MPa คิดเป็นร้อยละ 213 ของกำลังรับแรงอัดประลัยของวัสดุก่อ (0.3 MPa) แสดงดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายใต้แรงลม

ตำแหน่ง	หน่วยแรงสูงสุด แรงอัด/แรงดึง (MPa)		
	แบบตัน	แบบกลวง	แบบผสม
บริเวณปล้องไฉน	0.79/0.62	0.79/0.62	0.83/0.64
บริเวณองค์ระฆัง	0.15/0.01	0.14/0.01	0.57/0.22
ลานประทักษิณ	0.32/0.02	0.25/0.03	2.13/0.29
บริเวณฐาน	0.15/0	0.11/0	0.13/0

3.4 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายใต้แรงแผ่นดินไหว

ผลการวิเคราะห์หน่วยแรงอัดและหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นจากแรงกระทำแผ่นดินไหวตาม มยผ.1301/1302-61 [6] ที่คาบการเกิดซ้ำ 1,000 ปี พบว่าหน่วยแรงอัดสูงสุดเกือบทุกจุดในทุกแบบจำลองมีค่าไม่เกินหน่วยแรงอัดประลัยของวัสดุก่อ ยกเว้นในแบบจำลองแบบผสมบริเวณลานประทักษิณตรงจุดรับองค์ระฆังมีค่าเท่ากับ 3.65 MPa ซึ่งมากกว่ากำลังอัดประลัยของวัสดุก่อ (3.0 MPa) และในส่วนหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นบริเวณปล้องไฉนของทั้ง 3 แบบจำลองเกิดจุดวิกฤตเช่นเดียวกันกับหน่วยแรงภายใต้การรับแรงลมค่ามากที่สุดเป็นแบบจำลองแบบผสมมีค่าเท่ากับ 0.91 MPa หรือประมาณ 3 เท่าของกำลังรับแรงดึงประลัยของวัสดุก่อ และอีกหนึ่งตำแหน่งที่เกิดจุดวิกฤตคือแบบจำลองแบบผสมบริเวณลานประทักษิณมีค่าเท่ากับ 0.54 MPa ประมาณเกือบ 2 เท่าของกำลังรับแรงดึงประลัยของวัสดุก่อ แสดงดังตารางที่ 4 นอกจากนี้ยังพบการเคลื่อนตัวสูงสุดในส่วนปลายยอดได้แก่ แบบตัน 9.08 มิลลิเมตร แบบกลวง 8.65 มิลลิเมตร และแบบผสม 11.85 มิลลิเมตร

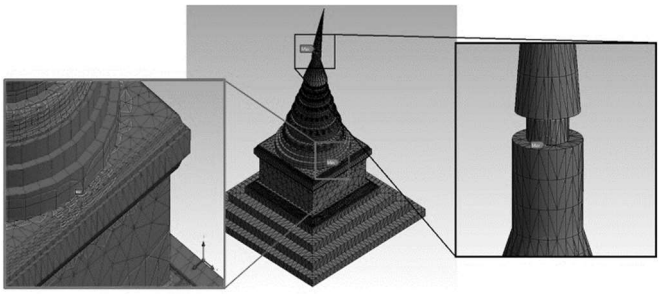
ตารางที่ 4 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายใต้แรงแผ่นดินไหว

ตำแหน่ง	หน่วยแรงสูงสุด แรงอัด/แรงดึง(MPa)		
	แบบตัน	แบบกลวง	แบบผสม
บริเวณปล้องไฉน	1.08/0.83	1.08/0.83	1.10/0.91

บริเวณองค์ระฆัง	0.32/0.12	0.31/0.11	1.01/0.30
ลานประทักษิณ	0.61/0.22	0.56/0.15	3.65/0.54
บริเวณฐาน	0.22/0.02	0.17/0.01	0.20/0.02

3.5 ผลการวิเคราะห์การเสริมกำลังเจดีย์

จากผลการวิเคราะห์เจดีย์วัดหลวงราชสัณฐาน พบหน่วยแรงอัดเกินค่าที่ยอมให้ร้อยละ 122 บริเวณลานประทักษิณในแบบจำลองผสม กรณีแรงกระทำจากแผ่นดินไหว แสดงดังภาพที่ 6(ก) และในส่วนของหน่วยแรงดึงพบบริเวณที่มีค่าเกินกำลังรับแรงดึงประลัยเกิดขึ้นบริเวณปล้องไฉนทั้ง 3 แบบจำลอง แสดงดังภาพที่ 6(ข) กรณีแรงกระทำภายใต้แรงลม และกรณีภายใต้แรงแผ่นดินไหวมีค่าสูงสุดอยู่ที่ 0.91 MPa หรือร้อยละ 303 แต่ในกรณีภายใต้แรงแผ่นดินไหว แบบจำลองผสมบริเวณลานประทักษิณมีค่า 0.54 MPa หรือร้อยละ180 เกินค่ากำลังรับแรงดึงประลัย



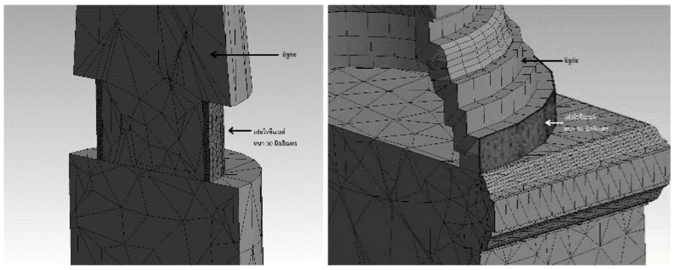
(ก)หน่วยแรงอัดสูงสุด (ข)หน่วยแรงดึงสูงสุด

ภาพที่ 6 ขยายตำแหน่งที่เกิดหน่วยแรงอัดสูงสุดและหน่วยแรงดึงสูงสุด

จากการศึกษาข้อมูลการบูรณะพระเจดีย์และอาคารบริวารโครงการบูรณะปฏิสังขรณ์วัดบวรนิเวศวิหารในพระบรมราชูปถัมภ์ พ.ศ.2550 [8] ได้ทำการซ่อมแซม และเสริมกำลังบริเวณปล้องไฉนด้วยการใช้สแตนเลสเป็นแกน ใช้วงแหวนรัดรอบและทำการฉาบด้วยเฟอร์โรซีเมนต์หนาประมาณ 30 มิลลิเมตร แสดงดังภาพที่ 7

ภาพที่ 7 การซ่อมปล้องไฉนเจดีย์วัดบวรนิเวศวิหารในพระบรมราชูปถัมภ์ ปี พ.ศ. 2550

ดังนั้นในบทความฉบับนี้ จะทำการเสริมกำลังด้วยวิธีเฟอร์โรซีเมนต์ คือการใช้เหล็กโครงขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 9 มิลลิเมตรถักเป็นตารางประมาณ 300x300 มิลลิเมตร และใช้เหล็กกรงไก่พันหุ้ม แล้วทำการฉาบด้วยปูนทรายมอตาร์ความหนาประมาณ 30 มิลลิเมตร ทำการสร้างแบบจำลองที่เสริมด้วยเฟอร์โรซีเมนต์ในบริเวณปล้องไฉนทั้ง 3 แบบจำลอง และเพิ่มบริเวณลานประทักษิณในแบบจำลองผสม ดังภาพที่ 8 แล้วตรวจสอบพฤติกรรมภายหลังจากการเสริมกำลัง สำหรับคุณสมบัติวัสดุเฟอร์โรซีเซนต์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 20,000 MPa ค่าอัตราส่วนปัวซองเท่ากับ 0.18 ค่าน้ำหนักของวัสดุเท่ากับ 2000 Kg/m^3 กำลังรับแรงดึงเท่ากับ 200 MPa และกำลังอัดเท่ากับ 18 MPa [9]



ภาพที่ 8 ขยายตำแหน่งการเสริมกำลังด้วยวิธีฉาบเฟอร์โรซีเมนต์หนา 30 มิลลิเมตร

ผลการวิเคราะห์แบบจำลองหลังจากเสริมกำลังด้วยเฟอร์โรซีเมนต์ภายใต้แรงแผ่นดินไหว พบว่าหน่วยแรงอัดของแบบจำลองทั้ง 3 แบบมีค่าลดลง และบริเวณลานประทักษิณในแบบจำลองผสมที่เป็นจุดวิกฤตมีค่าเท่ากับ 3.65 MPa ลดลงเหลือเพียง 1.26 MPa ซึ่งมีค่าไม่เกินหน่วยแรงอัดที่ยอมให้ของอิฐก่อ ในส่วนหน่วยแรงอัดสูงสุดที่เฟอร์โรซีเมนต์เกิดในแบบจำลองตันมีค่าเท่ากับ 4.18 MPa คิดเป็นร้อยละ 23 ของหน่วยแรงอัดที่เฟอร์โรซีเมนต์ยอมให้ แสดงดังตารางที่ 5 และในส่วนของหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นทุกจุดมีค่าลดลงจากเดิมเช่นกัน บริเวณลานประทักษิณที่เป็นจุดวิกฤตมีค่าลดลงเหลือเพียง 0.30 MPa ซึ่งไม่เกินค่าหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ สำหรับแรงดึงที่เฟอร์โรซีเมนต์บริเวณป้องไฉนสูงสุดที่แบบจำลองกรวงเท่ากับ 2.82 คิดเป็นร้อยละ 1.41 ของกำลังดึงสูงสุดที่เฟอร์โรซีเมนต์ยอมให้ และ0.89

MPa หรือร้อยละ 0.45 ที่เฟอร์โรซีเมนต์บริเวณลานประทักษิณ

ตารางที่ 5 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวเมื่อทำการเสริมกำลังด้วยเฟอร์โรซีเมนต์

ตำแหน่ง	หน่วยแรงสูงสุด แรงอัด/แรงดึง (MPa)		
	แบบตัน	แบบกลวง	แบบผสม
บริเวณปล้องไฉน	0.22/0.15	0.23/0.14	0.32/0.19
ลานประทักษิณ	0.61/0.22	0.56/0.15	1.26/0.30
เฟอร์โรซีเมนต์-ปล้องไฉน	4.18/2.76	4.07/2.82	2.33/1.81
เฟอร์โรซีเมนต์-ลานประทักษิณ	ไม่ได้เสริม	ไม่ได้เสริม	2.88/0.89

4. สรุปผลการวิจัย

จากการศึกษาคุณสมบัติทางพลศาสตร์และความแข็งแรงของโครงสร้างเจดีย์ภายใต้แรงกระทำต่าง ๆ ได้แก่ น้ำหนักตัวเอง แรงลม และแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ของเจดีย์วัดหลวงราชสัณฐาน จังหวัดพะเยา พบจุดวิกฤตที่เกิดขึ้นภายใต้แรงลม และแรงแผ่นดินไหว ซึ่งหน่วยแรงอัดสูงสุดเกิดขึ้นเกิดบริเวณลานประทักษิณมีค่าเท่ากับ 3.65 MPa และหน่วยแรงดึงสูงสุดเกิดขึ้นบริเวณปล้องไฉนมีค่าเท่ากับ 0.91 MPa มากกว่ากำลังรับแรงดึงประลัยของอิฐก่อประมาณ 3 เท่า หลังจากทำการเสริมกำลังบริเวณที่เป็นจุดวิกฤด้วยวิธีเฟอร์โรซีเมนต์หุ้มแล้ว หน่วยแรงอัดและหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นมีค่าลดลงในทุกตำแหน่งทำให้มีค่าไม่เกินกำลังรับแรงอัดและกำลังรับแรงดึงที่ยอมให้ โดยหน่วยแรงอัดและแรงดึงสูงสุดได้เกิดขึ้นในเอลิเมนต์ที่เป็นเฟอร์โรซีเมนต์แทน ซึ่งเฟอร์โรซีเมนต์สามารถรับแรงอัดและแรงดึงที่เกิดขึ้นได้อย่างปลอดภัย สำหรับการเสริมกำลังและความแข็งแรงของโครงสร้างมีอีกหลายวิธี เช่น การเสริมกำลังที่ฐานรากเพื่อป้องกันการทรุดตัว การฉีดอัดน้ำปูนบริเวณฐานเพื่อเพิ่มกำลังรับแรงอัด การเจาะเย็บด้วยเหล็กเพื่อเพิ่มกำลังรับแรงดึง การเสริมโครงสร้างแกนกลางเพื่อรักษาสมดุลของเจดีย์ ซึ่งต้องการการศึกษาเพิ่มเติมเพื่อนำมาใช้ในการเสริมกำลังให้เหมาะสมกับรูปแบบและความเสียหายของแต่ละเจดีย์

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณ สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกสว) RDG6230017 ที่สนับสนุนทุนวิจัย

เอกสารอ้างอิง

[1] กรมศิลปากร, 2478. กำหนดจำนวนโบราณสถานสำหรับชาติ. ประกาศกรมศิลปากร, 1679-1717.

[2] สุดชาย พานสุวรรณ, 2543. การวิเคราะห์โบราณสถานการก่ออิฐในเชิงวิศวกรรม, วิทยานิพนธ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์,

[3] เบญจพล เวทย์วิวรณ์, 2544. การวิเคราะห์โบราณสถานอิฐก่อ. วิศวกรรมสาร มก. 15,44 : 37-42.

[4] ชยานนท์ หรรษภิญโญ, เศรษฐพงษ์ เศรษฐบุปผา, 2554. ประเมินความแข็งแรงและแนวทาง การบูรณะโบราณสถานประเภทเจดีย์ในจังหวัดเชียงใหม่ เพื่อเตรียมการพร้อมรับมือแผ่นดินไหว. วิทยานิพนธ์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่.

[5] กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2550. มยผ.1311-50 มาตรฐานการคำนวณแรงลมและการตอบสนองของอาคาร. กรุงเทพฯ : บ.เอส.พี.เอ็ม.การพิมพ์ จำกัด.

[6] กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2561. มยผ.1301/1302-61 มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว. กรุงเทพฯ : บ.เอส.พี.เอ็ม.การพิมพ์ จำกัด.

[7] ณัฐิยา เลิศศิวนนท์, 2552. การศึกษาการตอบสนองต่อแผ่นดินไหวของโบราณสถานอิฐก่อทรงระฆัง, วิทยานิพนธ์ มหาวิทยาลัยเกษศาสตร์.

[8] บริษัท ไทยเอ็นจิเนียริ่ง จำกัด, 2558. งานบูรณะพระเจดีย์และอาคารบริวาร โครงการบูรณปฏิสังขรณ์วัดบวรนิเวศวิหารในพระบรมราชูปถัมภ์. Project in Thailand,1 : 2.

[9] ACI Committee 549-R97, 2016. State-of-the-Art Report on Ferrocement. IJSR-International Journal of Scientific Research. Vol.5 (4): P.662-669.

การทดสอบประสิทธิภาพของเสาท่อเหล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสกรอกคอนกรีตหลังจากสัมผัสกับอุณหภูมิสูง

TESTING OF EFFICIENCY OF CONCRETE-FILLED STEEL SQUARE TUBE COLUMNS AFTER EXPOSURE TO ELEVATED TEMPERATURES

อภิชาติ ทิพย์เจริญ[1] (Apichat Tipcharoen)[1]

จักษดา ธำรงวุฒิ[2] (Jaksada Thumrongvut)[2]

กมลวรรณ ประทุมวงศ์[3] (Kamonwan Prathumwong)[3]

เชิดศักดิ์ สุขศิริพัฒนพงศ์[4] (Cherdsak Suksiripattanapong)[4]

[1]นักศึกษาปริญญาโท สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน

[2]ผู้ช่วยศาตราจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน

[3]นักศึกษาปริญญาโท สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน

[4]ผู้ช่วยศาตราจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน

บทคัดย่อ : บทความวิจัยนี้นำเสนอผลการทดสอบพฤติกรรมหลังเพลิงไหม้ของเสาท่อเหล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสกรอกคอนกรีตภายใต้แรงกดอัดในแนวแกน โดยทำการตรวจสอบกำลังรับแรงในแนวแกนและลักษณะการวิบัติของเสาท่อเหล็กกรอกคอนกรีตหลังจากสัมผัสกับอุณหภูมิสูง ตัวอย่างเสาทั้งหมดมีขนาดหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาดเท่ากับ 150 mm ความสูง 750 mm และกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตเท่ากับ 18 MPa ตัวแปรหลักในงานวิจัยได้แก่ ความหนาของท่อเหล็ก (3.0 mm, 4.5 mm และ 6.0 mm) และอุณหภูมิที่ใช้ในการเผาตัวอย่าง 3 ค่า (400°C, 600°C และ 800°C) จากการทดสอบพบว่า ในช่วงแรกพฤติกรรมของแรงกระทำและการหดตัวในแนวแกนมีลักษณะแบบเชิงเส้นถึงประมาณ 80-90% ของกำลังรับแรงกดอัดสูงสุด จากนั้นเสามีพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้น กลไกของลักษณะการวิบัติของเสาท่อเหล็กกรอกคอนกรีตภายหลังเพลิงไหม้มีลักษณะโก่งเดาะเฉพาะที่บริเวณผนังท่อเหล็กและการอัดแตกของแกนคอนกรีต นอกจากนี้พบว่า แรงกดอัดสูงสุดของเสาท่อเหล็กกรอกคอนกรีตมีค่าลดลงอย่างมีนัยสำคัญเมื่อเปรียบเทียบกับเสาท่อเหล็กกรอกคอนกรีตที่ทดสอบภายใต้อุณหภูมิห้อง โดยขึ้นอยู่กับความหนาของท่อเหล็กและการสัมผัสที่อุณหภูมิสูง

ABSTRACT: This research paper presents experimental results on the post-fire behavior of concrete-filled steel square tube (CSFT) columns under axial compression. The axial load capacity and failure mode of CFST columns after exposure to elevated temperatures are investigated. All of the nominal size of the square columns are 150 mm wide, the specimens are 750 mm in height, and have compressive strength of 18 MPa. The primary test parameters are wall thicknesses of the circular tube (3.0 mm, 4.5 mm and 6.0 mm) and three different of exposure to elevated temperatures (400°C, 600°C and 800°C). Experimental results presented show that the load-axial shortening response of the columns have a linear-elastic behavior up to approximately 80-90% of their axial load capacity. After that, the response curves are gradually becoming nonlinear. The failure mechanism of CSFT columns under post-fire condition is local buckling of the steel tube wall and compressive crushing of the concrete core. It is also shown that the axial load capacity of the columns are decreased significantly compared to the CSFT columns at ambient temperature, depending mainly on the wall thickness of steel tubular and exposure to elevated temperature.

KEYWORDS: Concrete-filled tube column, Square tube, Axial compression, Post-fire behavior, Elevated temperature

1. บทนำ

เสาเป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้างอาคารซึ่งถูกใช้เป็นชิ้นส่วนรับแรงในแนวแกนของโครงสร้างเป็นหลัก วัสดุที่ใช้ในการก่อสร้างเสามีหลากหลาย เช่น คอนกรีตเสริมเหล็กและเหล็กรูปพรรณ เป็นต้น โดยทั่วไปโครงสร้างโดยส่วนใหญ่มักก่อสร้างจากวัสดุคอนกรีตเสริมเหล็กแบบหล่อในที่ (cast-in-place) [1] การก่อสร้างลักษณะนี้มีข้อดีหลายประการ ได้แก่ 1) ประหยัดเนื่องจากคอนกรีตเป็นวัสดุราคาค่อนข้างต่ำ 2) มีความเหมาะสมของวัสดุสำหรับงานสถาปัตยกรรมและโครงสร้าง เนื่องจากคอนกรีตเป็นวัสดุที่สามารถทำให้เป็นรูปร่าง ลักษณะ และขนาดที่ต้องการได้ง่าย และ 3) ความต้านทานต่อไฟไหม้ เนื่องจากคอนกรีตมีความต้านทานเพลิงไหม้ได้ดี อย่างไรก็ตามข้อเสียของการก่อสร้างแบบหล่อในที่มักใช้เวลาก่อสร้างค่อนข้างมาก ส่งผลให้ต้นทุนมีราคาสูง [2] นอกจากนี้ยังมีขั้นตอนการก่อสร้างที่ยุ่งยาก โดยเฉพาะแบบหล่อคอนกรีตและค้ำยันที่ต้องใช้แรงงานจำนวนมากในการติดตั้งเพื่อความแข็งแรง [3]

จากปัญหาดังกล่าวทำให้เกิดการพัฒนารูปแบบการก่อสร้างแบบกึ่งสำเร็จรูป เช่น การใช้แบบหล่อสำเร็จรูปที่สามารถรับแรงร่วมกับโครงสร้างโดยไม่ต้องทำการถอดแบบหล่อดังกล่าวออก เช่น เสาท่อเหล็กกรอกคอนกรีต (concrete-filled steel tube (CSFT) column) เป็นต้น โดยท่อเหล็กรูปพรรณกลวงจะช่วยเพิ่มความแข็งแรงและความเหนียวในแนวแกนคอนกรีต เป็นผลทำให้เสาท่อเหล็กกรอกคอนกรีตมีกำลังรับแรงกดอัดและความเหนียวสูงกว่าเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก [4-7] และท่อเหล็กยังทำหน้าที่ป้องกันการหลุดร่อนของผิวคอนกรีต ในทางกลับกันแกนคอนกรีตจะช่วยลดการโก่งตัวเฉพาะที่ภายในของท่อเหล็ก [8] อย่างไรก็ตาม การวิบัติของโครงสร้างมิได้ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้างเพียงอย่างเดียว ยังมีเหตุปัจจัยภายนอกที่เข้ามาเกี่ยวของอีกมากมาย โดยอัคคีภัยก็เป็นสาเหตุหนึ่งของการวิบัติของโครงสร้างที่พบเจออยู่บ่อยครั้ง และความเสียหายที่พบมักมีหลายระดับความรุนแรง เช่น เนื้อคอนกรีตเสียสภาพการยึดเกาะ (hydrated parts) เกิดการเสื่อมสภาพของมวลรวมเมื่อได้รับความร้อนประมาณ 300 องศาเซลเซียส หรือเกิดการผิดรูปสภาพโครงสร้างเหล็กเสียหายเมื่อเหล็กได้รับความร้อนเกินกว่า 500 องศาเซลเซียส เป็นต้น ดังนั้นหากสามารถทำนายพฤติกรรมของเสาท่อเหล็กกรอกคอนกรีตที่ได้สัมผัสความร้อนจากการเผาไหม้ของไฟย่อมส่งผลให้เกิดความเข้าใจและสร้างความปลอดภัยต่อการใช้งานของวัสดุดังกล่าวมากยิ่งขึ้น งานวิจัยนี้จึงทำการศึกษาเกี่ยวกับการทดสอบประสิทธิภาพของเสาท่อเหล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสกรอกคอนกรีตที่ผ่านการเผาไหม้ (post-fire) เพื่อให้เกิดความเข้าใจเกี่ยวกับพฤติกรรมการรับแรงในแนวแกน และลักษณะการวิบัติของเสาท่อเหล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสกรอกคอนกรีตหลังจากสัมผัสกับอุณหภูมิสูงภายใต้แรงกดอัดในแนวแกน

2. ตัวอย่างและการทดสอบ

2.1 การทดสอบคุณสมบัติของวัสดุและตัวอย่างทดสอบ

คอนกรีตที่ใช้ในการทดสอบมีกำลังอัดประลัยที่อายุบ่ม 28 วันเท่ากับ 18 MPa (ประมาณ 180 kg/cm^2) การทดสอบตัวอย่างแท่งคอนกรีตรูปทรงกระบอกในงานวิจัยกระทำตามมาตรฐาน American Society for Testing and Material (ASTM) ได้แก่ ASTM C39 การทดสอบท่อเหล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส (steel square tube) ที่ผลิตจากการขึ้นรูปแบบเย็นตามมาตรฐาน มอก. ความหนา 3.0 mm, 4.5 mm และ 6.0 mm โดยการตัดท่อเหล็กเป็นชิ้นงานตัวอย่างรูปกระดูก (bone specimen) และทดสอบกำลังรับแรงดึงตามมาตรฐาน ASTM E8 เพื่อหากำลังรับแรงดึงที่จุดครากและค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของท่อเหล็ก

ตัวอย่างเสาในการทดสอบมีหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสความกว้างเท่ากับ 150x150 mm ความสูงเท่ากับ 750 mm และมีความหนา 3 ค่า ได้แก่ 3.0 mm, 4.5 mm และ 6.0 mm โดยมีอัตราส่วนความกว้างต่อความหนา (*b/t*) เท่ากับ 50.0, 33.3 และ 25.0 ตามลำดับ และมีอัตราส่วนความสูงต่อความกว้าง (*L/D*) เท่ากับ 5.0 อุณหภูมิการเผาสำหรับตัวอย่างทดสอบ 4 ค่า ได้แก่ 25°C (ไม่ผ่านการเผา), 400°C, 600°C และ 800°C ตัวอย่างเสาท่อเหล็กกรอก

คอนกรีตทั้งหมดจำนวน 24 ตัวอย่างถูกแบ่งเป็น 3 กลุ่ม โดยแต่ละกลุ่มแบ่งตามความหนาของผนังท่อเหล็ก ชื่อตัวอย่างเสาถูกกำหนดในรูปแบบ S-XX-YY-ZZ โดยใช้หลักการดังต่อไปนี้ S หมายถึง เสาท่อเหล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส XX หมายถึง กำลังอัดประลัยของคอนกรีต (f_c') ในหน่วย MPa และ YY แทนความหนา (*t*) ของท่อเหล็กในหน่วย mm และสุดท้าย ZZ หมายถึง อุณหภูมิ (*T*) ที่ใช้เผาตัวอย่างทดสอบ ตารางที่ 1 แสดงรายละเอียดของตัวอย่างทดสอบและสมบัติทางกลของวัสดุ

ตารางที่ 1 ตัวอย่างทดสอบและคุณสมบัติทางกลของวัสดุ

Specimen	*t*	*b*	*L*	*T*	*b/t*	Concrete		Steel Tube		Number
	(mm)	(mm)	(mm)	(°C)		A_c (mm^2)	f_c' (MPa)	A_{st} (mm^2)	f_y (MPa)	
S-18-3.0-025	3.0	150	750	25	50.0	20,228	18	1,741	387.1	2
S-18-3.0-400	3.0	150	750	400	50.0	20,228	18	1,741	387.1	2
S-18-3.0-600	3.0	150	750	600	50.0	20,228	18	1,741	387.1	2
S-18-3.0-800	3.0	150	750	800	50.0	20,228	18	1,741	387.1	2
S-18-4.5-025	4.5	150	750	25	33.3	19,408	18	2,567	382.3	2
S-18-4.5-400	4.5	150	750	400	33.3	19,408	18	2,567	382.3	2
S-18-4.5-600	4.5	150	750	600	33.3	19,408	18	2,567	382.3	2
S-18-4.5-800	4.5	150	750	800	33.3	19,408	18	2,567	382.3	2
S-18-6.0-025	6.0	150	750	25	25.0	18,776	18	3,363	384.1	2
S-18-6.0-400	6.0	150	750	400	25.0	18,776	18	3,363	384.1	2
S-18-6.0-600	6.0	150	750	600	25.0	18,776	18	3,363	384.1	2
S-18-6.0-800	6.0	150	750	800	25.0	18,776	18	3,363	384.1	2

2.2 ขั้นตอนการเผาและการทดสอบเสา

เสาท่อเหล็กกรอกคอนกรีตที่ใช้ในการทดสอบถูกออกแบบให้คอนกรีตมีกำลังอัดประลัยเท่ากับ 18 MPa เมื่อทำการกรอกคอนกรีตลงในท่อเหล็กกลวง ตัวอย่างเสาจะถูกนำไปบ่มจนอายุครบ 28 วัน จากนั้นจึงเริ่มดำเนินขั้นตอนการให้ความร้อนหรือเผาตัวอย่างดังแสดงในรูปที่ 1 การให้อุณหภูมิต่อตัวอย่างเสาใช้เตาเผา ณ ห้องปฏิบัติการเซรามิก มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน โดยการเพิ่มอุณหภูมิจากอุณหภูมิห้อง (25°C) ด้วยอัตรา 10°C ต่อนาที [9] จนกระทั่งความร้อนถึงอุณหภูมิที่กำหนด (400°C, 600°C และ 800°C) จากนั้นควบคุมอุณหภูมิให้คงที่เป็นเวลา 3 ชั่วโมงเพื่อให้ตัวอย่างเสาสัมผัสความร้อนอย่างสม่ำเสมอ [10] เมื่อครบระยะเวลาที่กำหนดทำการลดอุณหภูมิจนกระทั่งถึงอุณหภูมิห้อง

รูปที่ 1 การให้อุณหภูมิสูงต่อตัวอย่างเสา

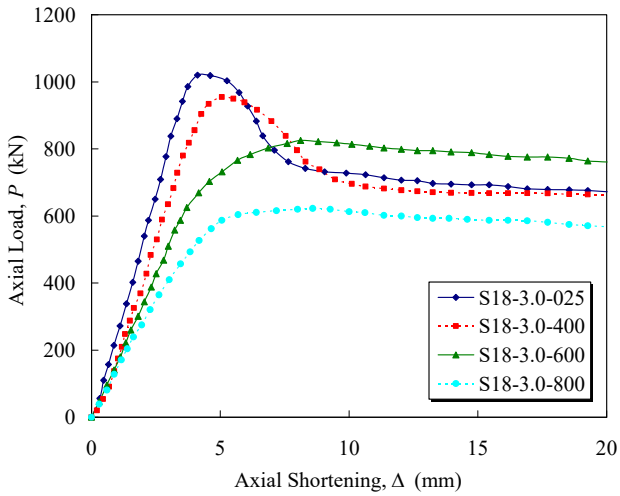
รูปที่ 2 แสดงการติดตั้งเสาตัวอย่างเข้ากับเครื่อง Universal Testing Machine กำลังทดสอบสูงสุด 2,000 kN โดยแรงกดอัดในแนวแกนกระทำที่ปลายของเสาผ่าน Steel Bearing Plate หนา 50 mm ลงสู่ตัวอย่างทดสอบตามลักษณะการให้แรงกดอัดกระทำต่อเสา โดยแรงกระทำในแนวแกนดังกล่าวกระทำผ่านแกนคอนกรีตและท่อเหล็กไปพร้อมกัน การหดตัวในแนวแกนของเสาถูกวัดโดย Linear Variable Differential Transducer (LVDT) จำนวน 2 ตัว ติดตั้งที่ปลายด้านบนบริเวณหัวกดของเครื่องทดสอบ เมื่อติดตั้งตัวอย่างเข้าที่แล้ว เสาตัวอย่างจะถูก Pre-loading 50 kN และ Unloading เพื่อลดแรงเสียดทานระหว่างหัวกดและตัวอย่าง [11] จากนั้นทำการทดสอบโดยเพิ่มแรงกระทำอย่างช้าๆ จนตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติอย่างสมบูรณ์หรือหยุดการทดสอบที่ระยะการหดตัวที่ 50 mm

รูปที่ 2 การติดตั้งตัวอย่างทดสอบเสา

3. ผลการทดสอบและวิจารณ์ผลทดสอบ

3.1 พฤติกรรมและลักษณะการวิบัติ

ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดอัดในแนวแกนและการหดตัวในแนวแกนของเสาท่อเหล็กกรอกคอนกรีต (เสา CSFT) ที่ได้จากการทดสอบแสดงตัวอย่างในรูปที่ 3 โดยจำกัดการแสดงค่าการหดตัวเท่ากับ 20 mm และได้นิยามให้ค่าแรงกดอัดในแนวแกนสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาโดยปราศจากการโก่งเดาะของผนังท่อเหล็กเป็น “แรงกดอัดสูงสุด” หรือ P_u



รูปที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการหดตัว

จากพฤติกรรมการรับแรงกดอัดในแนวแกนของเสาหลังจากสัมผัสกับอุณหภูมิสูงที่แตกต่างกัน เมื่อให้แรงกระทำตลอดหน้าตัดของเสาพบว่า พฤติกรรมของเสา CFST ที่สัมผัสกับอุณหภูมิ 400°C มีความคล้ายคลึงกับเสา CFST ที่อุณหภูมิห้อง (25°C) ในทางกลับกันเมื่ออุณหภูมิเพิ่มขึ้นเป็น 600°C และ 800°C ความชันของเส้นกราฟลดลงอย่างชัดเจน เนื่องจากภายใต้อุณหภูมิเกินกว่า 400°C ความสามารถในการรับแรงของท่อเหล็กและแกนคอนกรีตจะมีค่าลดลงอย่างมีนัยสำคัญ ส่งผลให้แรงกดอัดสูงสุดของเสา CFST มีค่าลดลงตามลำดับ โดยพฤติกรรมของเสาเป็นแบบเชิงเส้นจนถึงจุดที่เสารับแรงกดอัดประมาณ 80-90% ของแรงกดอัดสูงสุด จากนั้นในช่วงที่สองเมื่อเสาถูกแรงกระทำเพิ่มขึ้นอีก แกนคอนกรีตเกิดการแตกร้าวขนาดเล็กในเนื้อคอนกรีตมากขึ้นอย่างต่อเนื่อง ส่งผลให้แกนคอนกรีตเกิดการหดตัวในแนวแกนและขยายตัวทางด้านข้างมากขึ้น ทำให้ความชันของกราฟเริ่มมีค่าลดลง [11] จากนั้นพฤติกรรมของเสาจะค่อยๆ เปลี่ยนแปลงไปแบบไร้เชิงเส้นมากขึ้นจนถึงจุดวิบัติของเสา

ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างเสาที่ได้จากการทดสอบหลังจากสัมผัสกับอุณหภูมิสูงที่แตกต่างกันสามารถแสดงในรูปที่ 4 จากการสังเกตลักษณะการวิบัติพบว่าเสา CFST ทุกตัวอย่างเกิดการวิบัติอย่างค่อยเป็นค่อยไป และเหมือนกับการวิบัติของเสาท่อเหล็กกรอกคอนกรีตที่ไม่ผ่านการเผา โดยเสาเกิดการวิบัติที่ค่าการหดตัวเกินกว่า 50 mm นอกจากนี้พบว่าลักษณะการวิบัติของตัวอย่างเสา CFST ที่อุณหภูมิ 400°C, 600°C และ 800°C มีลักษณะที่คล้ายคลึงกันเสา CFST ที่ไม่ผ่านการเผา โดยเสา CFST เกิดการวิบัติโดยการโก่งเดาะเฉพาะที่ของผนังท่อเหล็กที่บริเวณกึ่งกลางหรือบริเวณปลายด้านบนและด้านล่าง

รูปที่ 4 ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างเสาหลังจากสัมผัสกับอุณหภูมิสูง

3.2 แรงอัดสูงสุดและ Residual Strength Index (RSI)

Residual Strength Index (RSI) คือ ดัชนีกำลังตกค้าง เพื่อใช้ประเมินประสิทธิภาพการเปลี่ยนแปลงแรงกดอัดสูงสุดของเสา CFST หลังจากสัมผัสอุณหภูมิสูง โดยสามารถคำนวณจากสมการที่ (1)

$$RSI = \frac{P_u(T)}{P_u(25)} \quad (1)$$

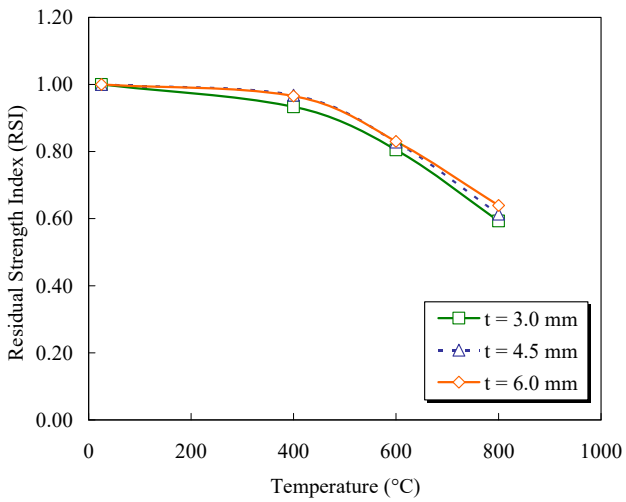
โดยที่ $P_u(T)$ ถูกกำหนดให้เป็นแรงกดอัดสูงสุดที่ได้จากการทดสอบตัวอย่างเสา CFST หลังจากสัมผัสกับอุณหภูมิเท่ากับ T ในหน่วยองศาเซลเซียส และ $P_u(25)$ คือ แรงกดอัดสูงสุดที่ได้จากการทดสอบตัวอย่างที่ไม่ผ่านการเผา

ผลทดสอบแรงกดอัดสูงสุดและค่า Residual Strength Index (RSI) ของเสา CFST ภายใต้แรงกดอัดในแนวแกนแสดงใน ตารางที่ 2 จากตารางพบว่า เมื่อพิจารณาที่อุณหภูมิ 400°C ค่า RSI ของเสา CFST มีค่าอยู่ในช่วงระหว่าง 0.93-0.97 และที่อุณหภูมิ 600°C และ 800°C ค่า RSI มีค่าอยู่ในช่วงระหว่าง 0.80-0.83 และ 0.59-0.64 ตามลำดับ

ตารางที่ 2 แรงอัดสูงสุดและค่า RSI

Specimen	T (°C)	P_A (kN)	P_B (kN)	P_u (kN)	RSI
C18-3.0-025	25	1,020.3	998.7	1,009.5	1.00
C18-3.0-400	400	955.1	929.0	942.1	0.93
C18-3.0-600	600	825.6	799.1	812.4	0.80
C18-3.0-800	800	575.2	622.6	598.9	0.59
C18-4.5-025	25	1,343.5	1,298.8	1,321.2	1.00
C18-4.5-400	400	1,285.0	1,272.1	1,278.6	0.97
C18-4.5-600	600	1,067.9	1,119.8	1,093.9	0.83
C18-4.5-800	800	797.7	822.4	810.1	0.61
C18-6.0-025	25	1,622.7	1,654.5	1,638.6	1.00
C18-6.0-400	400	1,598.5	1,565.3	1,581.9	0.97
C18-6.0-600	600	1,348.2	1,372.5	1,360.4	0.83
C18-6.0-800	800	1,061.9	1,032.8	1,047.4	0.64

นอกจากนี้หากพิจารณาที่อุณหภูมิการเผา 400°C แรงกดอัดสูงสุดของเสามีการเปลี่ยนแปลงค่อนข้างน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับแรงกดอัดสูงสุดของเสา CFST ที่ไม่ผ่านการเผา (25°C) อย่างไรก็ตาม เมื่อพิจารณาอุณหภูมิมีค่าเกินกว่า 400°C แรงกดอัดสูงสุดของเสา CFST มีค่าลดลงอย่างมาก สุดท้ายที่อุณหภูมิ 600°C และ 800°C แรงกดอัดสูงสุดของเสา CFST มีค่าลดลงประมาณ 17-20% และ 36-41% ตามลำดับ เมื่อเทียบกับแรงกดอัดสูงสุดของเสาที่ไม่ผ่านมาการเผา ดังนั้นภายใต้ขอบเขตของงานวิจัยนี้ อุณหภูมิที่มีค่าเกินกว่า 400°C ส่งผลให้ประสิทธิภาพในการรับแรงกดอัดของเสา CFST มีแนวโน้มลดลงอย่างมีนัยสำคัญดังแสดงในรูปที่ 5



รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า RSI กับอุณหภูมิการเผา

4. สรุปผลการทดสอบ

1) เสา CFST หลังจากสัมผัสที่อุณหภูมิสูง พฤติกรรมของแรงกระทำและการเปลี่ยนแปลงรูปร่างในแนวแกนมีลักษณะแบบเชิงเส้นถึงประมาณ 80-90% ของแรงกดอัดสูงสุดของเสา จากนั้นตัวอย่างจะมีพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้นและมีความเปลี่ยนแปลงรูปร่างอย่างมากก่อนการวิบัติ โดยที่เสาสามารถรับแรงกระทำได้สูงสุดแล้ว เสา CFST มีความแกร่งลดลง โดยที่อุณหภูมิ 400°C พฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้นจะเป็นแบบ Strain softening

2) พฤติกรรมหลังจากแรงกดอัดมีค่าสูงสุด (post-peak) ของเสา CFST หลังจากสัมผัสกับอุณหภูมิ 400°C มีความคล้ายคลึงกับเสา CFST ที่ไม่ผ่านการเผา โดยแตกต่างจากพฤติกรรมของเสา CFST ที่อุณหภูมิ 600°C และ 800°C ซึ่งมีความเป็นพลาสติกสูง เนื่องจากกำลังครากของท่อเหล็กมีค่าลดลงที่อุณหภูมิเพิ่มขึ้น

3) เสา CFST หลังจากสัมผัสกับอุณหภูมิสูงเกิดการวิบัติโดยการโก่งเดาะเฉพาะที่ของผนังท่อเหล็กที่ปลายด้านบนหรือด้านล่าง ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างเสา CFST ที่อุณหภูมิ 400°C, 600°C และ 800°C มีลักษณะเหมือนกับเสา CFST ที่ไม่ผ่านการเผา (อุณหภูมิห้อง, 25°C)

4) เมื่ออุณหภูมิมีค่าเกินกว่า 400°C แรงกดอัดสูงสุดของเสาจะมีค่าลดลงอย่างมาก โดยที่อุณหภูมิ 600°C และ 800°C แรงกดอัดสูงสุดมีค่าลดลงประมาณ 17-20% และ 36-41% ตามลำดับ

กิตติกรรมประกาศ

โครงการวิจัยนี้ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน ภายใต้สัญญาเลขที่ NKR2562REV018 นอกจากนี้ผู้วิจัยขอขอบคุณคณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน ที่สนับสนุนสถานที่และเครื่องมือทดสอบสำหรับงานวิจัยนี้ในครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] Thumrongvut, J. and Seangatith, S. (2016). Axial load capacity of cellular lightweight concrete-filled steel square tube columns. Central Europe towards Sustainable Building (CESB 2016), Czech Republic, 22-24 June 2016: 1312-1319.

[2] จักษดา ธำรงวุฒิ และ กมลรัตน์ ฤทธิ์รักษา (2559). ผลกระทบของลักษณะแรงกระทำต่อตัวอย่างท่อหน้าตัดเหล็กกลมกรอกคอนกรีตกำลังสูง. วารสาร มทร.อีสาน ฉบับวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี, 9(2): 145-160.

[3] จักษดา ธำรงวุฒิ ธนารัตน์ ศิริปริญญานันต์ และ สิทธิชัย แสงอาทิตย์ (2561). การทดสอบทางโครงสร้างของเสาท่อเหล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสกรอกคอนกรีตมวลเบาแบบเซลลูล่าภายใต้แรงกดอัดใน. วารสารวิชาการวิศวกรรมศาสตร์ ม.อบ., 11(1): 9-17.

[4] Chen, B., Liu, X. and Li, S.J. (2011). Performance investigation of square concrete-filled steel tube columns. Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. Ed., 26(4): 730-736.

[5] Gajalakshmi, P. and Helena, H. (2012). Behaviour of concrete-filled steel columns subjected to lateral cyclic loading. Journal of Constructional Steel Research, 75: 55-63.

[6] Shen, Z., Lei, M., Li, Y., Lin, Z. and Luo, J. (2013). Experimental study on seismic behavior of concrete-filled l-shaped steel tube columns. Advances in Structural Engineering, 16(7): 1235-1248.

[7] Han, L.H., Li, W. and Bjorhovde, R. (2014). Developments and advanced applications of concrete-filled steel tubular (CFST) structures: Members. Journal of Constructional Steel Research, 100: 211-228.

[8] Seangatith, S. and Thumrongvut, J. (2009). Experimental investigation on square steel tubed RC column under axial compression. Suranaree Journal of Science and Technology, 16(3): 205-220.

[9] Huo, J.S., He, Y.M., Xiao, L.P. and Chen, B.S. (2013). Experimental study on dynamic behaviours of concrete after exposure to high temperatures up to 700C. Materials and Structures, 46(1-2): 255-265.

[10] Mohamedbhai. G.G. (1986). Effect of exposure time and rates of heating and cooling on residual strength of heated concrete, Magazine of Concrete Research, 38(136): 151-158.

[11] Thumrongvut, J., Seangatith, S., Siriparinyanan, T. and Wangrakklang, S. (2016). An experimental behaviour of cellular lightweight concrete-filled steel square tube columns under axial compression. Materials Science Forum, 860: 121-124.

การสำรวจอัตราการเกิดคาร์บอเนชันของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในเขตชุมชนจังหวัดอุดรธานี

SURVEY ON CARBONATION RATE OF RC BUILDING STRUCTURES IN COMMUNITY AREA OF UDON THANI PROVINCE

อภิสิทธิ์ ปาทวาท[1] (Apisit Patavat)[1]

ปิติศานต์ กร้ำมาตร[2] (Pitisan Krammart)[2]

ภิญโญ โพธิ์เย็น[2] (Pinyo Poyen)[3]

[1]นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

Email: apisit.m.eng@gmail.com

[2]รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

Email: pitisan.k@en.rmutt.ac.th

[3]วิศวกร บริษัท บาโอ คอนสตรัคชั่น จำกัด

Email: pinyopoyen248650@gmail.com

บทคัดย่อ : การศึกษานี้เป็นการตรวจสอบการเกิดคาร์บอเนชันของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในเขตชุมชนจังหวัดอุดรธานี โดยทำการวัดความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และความชื้นสัมพัทธ์ของสิ่งแวดล้อม วัดระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมและประเมินกำลังอัดประลัยของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก พร้อมเจาะเก็บชิ้นตัวอย่างคอนกรีตเพื่อทดสอบความลึกคาร์บอเนชันของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ตั้งอยู่ในพื้นที่วิทยาลัยเทคนิคอุดรธานี ในพื้นที่วิทยาลัยสารพัดช่างอุดรธานี และในพื้นทีโรงเรียนนิคมสร้างตนเองเชียงพิณ 3 โดยข้อมูลที่ได้นำมาวิเคราะห์การเกิดคาร์บอเนชันและทำนายอายุของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยใช้สมการของ Fick's first law of diffusion และมาตรฐานการออกแบบความคงทนสำหรับโครงสร้างที่เผชิญคาร์บอเนชันของกรมโยธาธิการและผังเมือง (มยผ.) ผลการศึกษาพบว่า ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กทั้ง 3 พื้นที่ มีค่าระหว่าง 31 ถึง 57 มิลลิเมตร และกำลังอัดประลัยของคอนกรีตมีค่าระหว่าง 308 ถึง 339 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ส่วนความลึกคาร์บอเนชันเฉลี่ยของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กทั้ง 3 พื้นที่มีค่าอยู่ระหว่าง 14 ถึง 29 มิลลิเมตร ส่วนสัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชันมีค่าอยู่ระหว่าง 2.76 ถึง 4.97 มิลลิเมตร/ปี$^{1/2}$ สุดท้ายด้วยวิธีการตามสมการ Fick's first law of diffusion และมาตรฐาน มยผ. สามารถทำนายและคำนวณอายุการใช้งานของโครงสร้างที่สัมผัสกับก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ได้ โดยผลที่ได้สามารถนำไปใช้ในการออกแบบวางแผนดูแลบำรุงรักษาโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ต้องเผชิญกับสภาวะแวดล้อมคาร์บอเนชัน ตลอดจนป้องกันความเสียหายที่จะเกิดขึ้นในอนาคตได้

คำสำคัญ: โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก คาร์บอนไดออกไซด์ คาร์บอเนชัน การทำนายอายุการใช้งาน จังหวัดอุดรธานี

ABSTRACT: This study was an investigation on the carbonation depth of RC building structures in community area of Udon Thani province. Carbon dioxide (CO_2) concentration and relative humidity (RH) of the environment, cover thickness and compressive strength of RC building structures, and carbonation depth of RC building structures were measured. In this study, the RC building structures were selected in 3 area of Udon Thani province, namely Udonthani Technical College, Udonthani Polytechnic College and Nikomsrangtonengchagpin 3 School. The study results were analyzed the occurrence and the effect on the carbonation depth of RC building structures. The predict for free service life of RC building structures in both by Fick's first law of diffusion equation and durability design of carbonation structure of Department of Public Works and Town & Country Planning were considered. The results indicated that the RC building structures had the average of the cover thickness and the average of the compressive strength as 31-57 mm and 308-339 kg/cm^2, respectively. Besides, the average of the carbonation depth and the average of the carbonation coefficient of RC building structures were 14-29 mm and 2.76-4.97 mm/year$^{0.5}$, respectively. Finally, the proposed method to Fick's first law of diffusion equation and durability design of carbonation structure of Department of Public Works and Town & Country Planning can predict and calculate the free service life of the PDS exposed to CO_2, the result can be used in the design, planning and maintenance of reinforced concrete structures faced by the carbonation environment as well as preventing damage that will occur in the future.

KEYWORDS: RC building structure, Carbon dioxide, Carbonation, Service life prediction, Udon Thani province

1. บทนำ

คอนกรีตเป็นวัสดุที่ใช้ในงานก่อสร้างกันอย่างแพร่หลายตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน เพราะเป็นวัสดุที่มีความเหมาะสมทั้งด้านราคาและคุณสมบัติต่าง ๆ เช่น การนำมาใช้ในการก่อสร้างโครงสร้างรูปแบบต่าง ๆ อาทิ อาคารหรือโครงสร้างสาธารณะ หรือนำคอนกรีตมาหล่อขึ้นรูป และตกแต่งรูปทรงตามที่ต้องการ ถึงแม้ว่าคอนกรีตสามารถรับแรงอัดได้สูง แต่ถ้าคอนกรีตมีการก่อสร้างในสภาวะแวดล้อมที่เสี่ยงต่อการเสื่อมสภาพ ก็จะทำให้อายุการใช้งานของโครงสร้างคอนกรีตแตกต่างกัน ซึ่งสภาพแวดล้อมเป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเสื่อมสภาพเนื่องจากปัญหาความคงทนได้ เช่น การเสื่อมสภาพเนื่องจากคาร์บอเนชัน คลอไรด์ เป็นต้น โดยเฉพาะอย่างยิ่งโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่อยู่ในเขตที่มีการจราจรหนาแน่น หรือในเขตเมืองจะมีโอกาสสัมผัสกับก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ (CO_2) ในปริมาณที่สูง ก๊าซ CO_2 ดังกล่าวจะเข้าไปทำปฏิกิริยากับแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ($Ca(OH)_2$) ในซีเมนต์เพสต์ ทำให้เกิดแคลเซียมคาร์บอเนตดังสมการ $Ca(OH)_2+CO_2 \rightarrow CaCO_3+H_2O$ ปฏิกิริยาดังกล่าวเรียกว่าปฏิกิริยาคาร์บอเนชัน ซึ่งทำให้ความเป็นด่างของคอนกรีตลดลงและส่งผลให้เหล็กเสริมเกิดสนิมได้ จากผลการวิจัยในอดีตพบว่าอัตราการเกิดคาร์บอเนชันในคอนกรีตขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการ เช่น จากผลงานวิจัยในอดีตของ Roy et al [1] พบว่าความเข้มข้นของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ ความชื้นสัมพัทธ์ และอุณหภูมิ มีผลต่อการเกิดคาร์บอเนชัน โดยความชื้นสัมพัทธ์ประมาณร้อยละ 50 ถึง 75 ทำให้อัตราการเกิดคาร์บอเนชันสูง ส่วนในกรณีของ Castro et al [2] พบว่าตำแหน่งที่ตั้งอาคารห่างจากทะเลประมาณ 100 ถึง 200 เมตร มีแนวโน้มอัตราการเกิดคาร์บอเนชันสูงกว่าตำแหน่งอื่นๆ และระดับความสูงเพิ่มขึ้นของอาคารตัวอย่างทำให้อัตราการเกิดคาร์บอเนชันสูงขึ้นด้วย นอกจากนี้ Khunthongkeaw et al [3] พบว่าชนิดของวัสดุประสานมีผลต่อการเกิดคาร์บอเนชัน โดยการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าลอยทำให้เกิดคาร์บอเนชันได้เร็วขึ้น ทั้งนี้เนื่องจากเป็นการลดปริมาณปูนซีเมนต์ลงและปฏิกิริยาปอซโซลาน ซึ่งต่างก็มีส่วนทำให้ลดปริมาณแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ($Ca(OH)_2$) จึงทำให้ความลึกคาร์บอเนชันมากขึ้น อย่างไรก็ดียังไม่มีการตระหนักอย่างเพียงพอถึงการวางแผนและการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตที่มีผลกระทบเกี่ยวกับการเสื่อมสภาพเนื่องจากคาร์บอเนชันอย่างจริงจัง รวมถึงการนำมาตรฐานการออกแบบต่าง ๆ ที่ช่วยป้องกันการเสื่อมสภาพให้อยู่ในเกณฑ์ที่ป้องกันได้ในสภาพแวดล้อมนั้น ๆ มาประยุกต์ใช้ในงานคอนกรีตที่แพร่หลาย จึงทำให้โครงสร้างคอนกรีตเกิดความเสี่ยงการเสื่อมสภาพเนื่องจากคาร์บอเนชัน เป็นผลให้อายุการใช้งานของโครงสร้างลดลงตามลำดับ

จังหวัดอุดรธานีนั้นเป็นศูนย์กลางการคมนาคมและการท่องเที่ยวทางภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทย เป็นประตูสู่ประเทศลาว ดินแดนอินโดนจีน และดินแดนที่มีอารยธรรมเก่าแก่แห่งหนึ่งของโลก นอกจากนี้ยังมีแหล่งท่องเที่ยวทางธรรมชาติ มีการเติบโตทางเศรษฐกิจอย่างต่อเนื่อง อีกทั้งจังหวัดอุดรธานีมีสนามบินที่สามารถรองรับผู้โดยสาร และมีเที่ยวบินมากในภาคตะวันออกเฉียงเหนือ และการเตรียมตัวสู่กับการบินของภาคตะวันออกเฉียงเหนือตอนบนเชื่อมกับอนุภูมิภาคลุ่มน้ำโขง ทำให้นักท่องเที่ยวเดินทางเข้าประเทศไทยมากขึ้น และการฟื้นตัวของเศรษฐกิจย่อมมีผลให้สภาพมลภาวะในตัวเมืองมีการเพิ่มของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์มากยิ่งขึ้น ส่งผลกระทบต่อโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในตัวเมืองอุดรธานีโดยตรง

การศึกษาวิจัยครั้งนี้เป็นการศึกษาการสำรวจการเกิดคาร์บอเนชั่นของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในเขตชุมชนของจังหวัดอุดรธานี ซึ่งเป็นพื้นที่ที่มีความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ค่อนข้างสูง ทำให้อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กดังกล่าว มีความเสี่ยงต่อการเกิดสนิมเนื่องจากคาร์บอเนชันสูง โดยข้อมูลที่ได้สามารถเป็นฐานข้อมูลที่นำไปใช้ในการพิจารณาออกแบบให้มีความสอดคล้องกับสภาวะแวดล้อมที่เกิดขึ้นจริง โดยเฉพาะในเขตพื้นที่ชุมชนจังหวัดอุดรธานี ตลอดจนวางแผนดูแลบำรุงรักษาโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กและป้องกันความเสียหายที่จะเกิดขึ้นในอนาคตต่อไป

2. วิธีการศึกษา

2.1 การคัดเลือกตัวอย่างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก

ในการสำรวจการเกิดคาร์บอเนชัน พร้อมทั้งประเมินความเสียหาย และการเสื่อมสภาพของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในเขตชุมชนของจังหวัดอุดรธานี ในครั้งนี้ประกอบด้วย การตรวจสอบด้วยตาเปล่า การวัดความเข้มของปริมาณก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และความชื้นสัมพัทธ์ของสิ่งแวดล้อมในบริเวณที่อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กดังกล่าวตั้งอยู่ การวัดระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม การประเมินกำลังอัดประลัยของคอนกรีต และการเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีตเพื่อนำมาทดสอบทางเคมีในห้องปฏิบัติการเพื่อหาระยะความลึกคาร์บอเนชัน โดยได้ทำการเจาะเก็บตัวอย่างจากโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ตั้งอยู่ในเขตอำเภอเมืองอุดรธานีที่สัมผัสกับสภาวะแวดล้อมที่มีก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในปริมาณที่สูง ทั้งหมด 3 พื้นที่ จำนวน 11 อาคาร ได้แก่ พื้นที่ที่ 1) วิทยาลัยเทคนิคอุดรธานี จำนวน 6 อาคาร ได้แก่ อาคารอำนวยการ อาคารเรียน 3 อาคารวิชาพื้นฐาน อาคารไฟฟ้ากำลัง อาคารโรงอาหาร และอาคารนานาชาติ พื้นที่ที่ 2) วิทยาลัยสารพัดช่างอุดรธานี จำนวน 4 อาคาร ได้แก่ อาคารปฏิบัติการวิชาชีพ อาคารพานิชยการ อาคารโรงฝึกงาน และอาคารเอนกประสงค์ และ พื้นที่ที่ 3) โรงเรียนนิคมสร้างตนเองเชียงพิณ 3 จำนวน 1 อาคารเรียน โดยอายุโครงสร้างที่เลือกมาศึกษาในครั้งนี้ มีอายุตั้งแต่ 20 ถึง 50 ปี (โดยประมาณ)

2.2 การวัดความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และความชื้นสัมพัทธ์ของสิ่งแวดล้อม

ในการตรวจวัดครั้งนี้ใช้เครื่องวัดความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ยี่ห้อ EXTECH รุ่น CO250 เก็บวัดค่าความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และความชื้นสัมพัทธ์บริเวณอาคารโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ทำการเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีตทดสอบความลึกคาร์บอเนชัน ทำการวัดค่าความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และความชื้นสัมพัทธ์ทั้งหมด 1 เดือน (เดือนเมษายน) ใน 1 เดือนเก็บค่าทั้งหมด 4 วัน โดยในแต่ละวันทำการวัดค่าความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และความชื้นสัมพัทธ์ 3 ช่วงเวลา คือ ช่วงเช้า (เวลาประมาณ 9 ถึง 10 นาฬิกา) ช่วงเที่ยง (เวลาประมาณ 12 ถึง 13 นาฬิกา) และช่วงเย็น (เวลาประมาณ 17 ถึง 18 นาฬิกา) ซึ่งการเก็บข้อมูลดังกล่าวจะเก็บในวันเดียวกันทั้ง 3 พื้นที่ ทั้งนี้การวัดความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และความชื้นสัมพัทธ์ครั้งนี้เป็นการวัด ณ ช่วงเวลาหนึ่งเท่านั้น ซึ่งอาจจะไม่ใช่ความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และความชื้นสัมพัทธ์ตลอดทั้งปี อย่างไรก็ตามเพื่อทำการวิเคราะห์พฤติกรรมการเกิดคาร์บอเนชันของอาคารโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่วัดได้ ณ ช่วงเวลาดังกล่าว

2.3 การวัดระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม

การทดสอบวัดระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมในตำแหน่งที่ใกล้กับตำแหน่งที่เจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีตทดสอบระยะคาร์บอเนชันแสดงดังภาพที่ 1 โดยใช้เครื่อง Electromagnetic induction ซึ่งใช้ทฤษฎีการเหนี่ยวนำทางแม่เหล็กไฟฟ้าในการวัดระยะห่างจากผิวโลหะ [4] ตรวจสอบบริเวณผิวของโครงสร้างคอนกรีตโดยเลือกหน้าตัดที่ผิวเรียบเท่านั้น ในแต่ละโครงสร้างอาคารจะวัดระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม 6 ตำแหน่ง ตำแหน่งละ 4 ค่า

2.4 การทดสอบกำลังอัดประลัยของคอนกรีตด้วยค้อนกระแทก

ในการทดสอบกำลังอัดประลัยของโครงสร้างคอนกรีตในครั้งนี้ ใช้ค้อนกระแทกแบบชมิดท์ (Schmidt Hammer) ทำการทดสอบวัดค่าการสะท้อนกลับของคอนกรีต (ภาพที่ 2) เก็บค่าการสะท้อนกลับของคอนกรีต 20 ค่าต่อ 1 ตำแหน่งการทดสอบ โดยจุดที่มีการวัดค่าการสะท้อนแต่ละครั้งต้องห่างกันประมาณ 25 มิลลิเมตร ในส่วนของค่าการสะท้อนของ Schmidt Hammer สามารถนำมาใช้ในการประมาณค่ากำลังอัด ของคอนกรีตโดยอ้างอิงการประมาณค่าตามความสัมพันธ์ดังแสดงในสมการที่ (1) (Japan Society of Civil Engineers (JSCE), 2005)

$$f_c' = -18 + (1.27 \times RN) \qquad (1)$$

โดยที่ f_c' คือ ค่าประมาณกำลังอัดประลัยของคอนกรีต (กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เซนติเมตร) และ RN คือ ค่าการสะท้อนของ Schmidt Hammer

ภาพที่ 1 การวัดระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม

ภาพที่ 2 วิธีการทดสอบกำลังอัดประลัยของโครงสร้างคอนกรีต โดยใช้ค้อนกระแทกแบบชมิดท์

2.5 การเก็บตัวอย่างเพื่อทดสอบความลึกคาร์บอเนชัน

การเจาะเก็บชิ้นส่วนตัวอย่างคอนกรีตด้วยสว่าน BOSCH หัวเจาะ HOLESAW (ภาพที่ 3) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 5 เซนติเมตร ตำแหน่งที่เจาะสูงจากระดับพื้นดินประมาณ 1 ถึง 1.5 เมตร และการเจาะเก็บชิ้นส่วนตัวอย่างคอนกรีตลึกประมาณ 4 ถึง 5 เซนติเมตร โดยทำการศึกษาจากแบบโครงสร้างและพื้นที่ก่อสร้างจริง ซึ่งพิจารณาจากโครงสร้างหลักและสัมผัสกับก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์เป็นส่วนใหญ่ โดยแต่อาคารโครงสร้างเจาะเก็บตัวอย่างทั้งหมด 3 ตัวอย่างต่อ 1 อาคาร จากนั้นทำการผ่าซีกชิ้นตัวอย่าง ฉีดด้วยสารละลายฟีนอล์ฟธาลีนเพื่อวัดระยะคาร์บอเนชัน

การทดสอบความลึกคาร์บอเนชัน โดยนำตัวอย่างคอนกรีตที่ได้จากการเจาะ นำมาผ่าซีกดังแสดงในภาพที่ 4 โดยการฉีดพ่นสารละลายฟีนอล์ฟธาลีนไปยังคอนกรีตที่ผ่าซีกแล้ว ถ้าผิวของคอนกรีตที่ถูกฉีดเปลี่ยนเป็นสีชมพูเข้ม แสดงว่ายังไม่เกิดปฏิกิริยาคาร์บอเนชัน หากคอนกรีตที่ยังคงสีเดิมอยู่แสดงว่าเกิดปฏิกิริยาคาร์บอเนชัน จากนั้นวัดค่าระยะความลึกคาร์บอเนชันจากระยะความหนาของคอนกรีตที่ยังคงสีเดิมอยู่ไปจนถึงจุดตัดของสีชมพูเข้ม

ภาพที่ 3 การเจาะตัวอย่างคอนกรีตเพื่อทดสอบความลึกคาร์บอเนชัน

ภาพที่ 4 การทดสอบและวัดความลึกคาร์บอเนชัน

3. ผลการศึกษาและวิเคราะห์

3.1 ความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และความชื้นสัมพัทธ์ของสิ่งแวดล้อม

ในส่วนของปริมาณความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และความชื้นสัมพัทธ์ เป็นตัวแปรสำคัญที่ทำให้การพัฒนาความลึกคาร์บอเนชันเกิดขึ้นได้อย่างรวดเร็ว ซึ่งการเกิดคาร์บอเนชันนั้น ต้องอาศัยปัจจัยที่เหมาะสมของการทำปฏิกิริยาของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และความชื้นสัมพัทธ์ โดยค่าความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ที่มีผลต่อการเกิดคาร์บอเนชันในระดับรุนแรงมีค่าเท่ากับ 400 ppm เป็นต้นไป ในขณะที่ความชื้นสัมพัทธ์ของอากาศที่มีค่าอยู่ระหว่างร้อยละ 40 ถึง 60 (ความชื้นสัมพัทธ์กึ่งชื้นกึ่งแห้ง) จัดว่าเป็นสภาพแวดล้อมที่เสี่ยงต่อการเกิดคาร์บอเนชันรุนแรงเช่นกัน [5] เมื่อปัจจัยทั้งสองด้านมีความเสี่ยงในระดับที่สูงย่อมทำให้การเสื่อมสภาพเนื่องจากคาร์บอเนชันสูงขึ้นตามลำดับ สำหรับภาพรวมของความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กทั้ง 3 พื้นที่ (ตารางที่ 1) พบว่า มีความเข้มข้นที่ค่อนข้างสูง คือ 966 ถึง 1,023 ppm ซึ่งพื้นที่ดังกล่าวมีภาวะความเสี่ยงต่อการเกิดระยะคาร์บอเนชันที่ค่อนข้างชัดเจน ส่วนความชื้นสัมพัทธ์มีค่าระหว่างร้อยละ 20 ถึง 29

3.2 ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม

จากการวัดระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กทั้งหมดที่ศึกษาในครั้งนี้ พบว่า ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมเฉลี่ยทั้ง 3 สถานที่ คือ ของวิทยาลัยเทคนิคอุดรเท่ากับ 31 มิลลิเมตร ของวิทยาลัย

สารพัดช่างอุดรธานีเท่ากับ 53 มิลลิเมตร และของโรงเรียนนิคมสร้างตนเองเชียงพิณ 3 เท่ากับ 57 มิลลิเมตร

3.3 กำลังอัดประลัยของคอนกรีต

จากผลการทดสอบกำลังอัดประลัยของคอนกรีตโดยวัดการสะท้อนกลับของผิวของคอนกรีตด้วยค้อนกระแทก (Schmidt Hammer) ของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ศึกษา พบว่า กำลังอัดประลัยของคอนกรีตของอาคารทั้ง 3 พื้นที่ มีค่าเฉลี่ย (โดยประมาณ) มากกว่า 300 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร (ตารางที่ 2)

3.4 ความลึกคาร์บอเนชัน

สำหรับความลึกคาร์บอเนชันเฉลี่ยของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ตั้งอยู่ในบริเวณของทั้ง 3 พื้นที่ แสดงดังตารางที่ 2 โดยโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ตั้งอยู่ในพื้นโรงเรียนนิคมสร้างตนเองเชียงพิณ 3 มีแนวโน้มของความลึกคาร์บอเนชัน (29 มิลลิเมตร) ที่มากกว่าของที่ตั้งอยู่ในพื้นที่วิทยาลัยสารพัดช่างอุดรธานี (18 มิลลิเมตร) และของที่ตั้งอยู่ในพื้นที่วิทยาลัยเทคนิคอุดรธานี (14 มิลลิเมตร) ตามลำดับ ทั้งนี้เนื่องจากสภาพของสิ่งแวดล้อมโดยเฉพาะความเข้มของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ที่แตกต่าง สภาพอายุการใช้งานที่ต่างกัน รวมทั้งคุณภาพของคอนกรีตที่ใช้ในการก่อสร้างของแต่ละพื้นที่อาจมีส่วนที่ต่างกัน

โดยสมการ Fick's first law of diffusion เมื่อทราบอายุของโครงสร้างและความลึกคาร์บอเนชัน สามารถคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชันได้จากสมการ $d = k\sqrt{t}$ โดยที่ d คือค่าความลึกคาร์บอเนชัน (มิลลิเมตร) t คือ อายุของโครงสร้าง (ปี) และ k คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชัน (มิลลิเมตร / ปี$^{1/2}$)

จากผลการทดสอบโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก สามารถหาค่าสัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชัน (k) (ตารางที่ 2) พบว่า โครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ตั้งอยู่ในพื้นที่โรงเรียนนิคมสร้างตนเองเชียงพิณ 3 มีค่าสัมประสิทธิ์คาร์บอเนชันสูงกว่าของที่ตั้งอยู่ในพื้นที่วิทยาลัยสารพัดช่างอุดรธานี และที่ตั้งอยู่ในพื้นที่วิทยาลัยเทคนิคอุดรตามลำดับ

ตารางที่ 1 ปริมาณความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ ความชื้นสัมพัทธ์ของสิ่งแวดล้อม

พื้นที่ที่ตรวจสอบ	อายุ (โดยประมาณ) (ปี)	ความเข้มก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ (ppm)	ความชื้นสัมพัทธ์ (%)
วิทยาลัยเทคนิคอุดรธานี	20-50	993	29
วิทยาลัยสารพัดช่างอุดรธานี	20-50	966	20
โรงเรียนนิคมสร้างตนเองเชียงพิณ 3	34	1,023	27

ตารางที่ 2 กำลังอัดประลัย ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม ความลึกคาร์บอเนชั่น และสัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชั่น

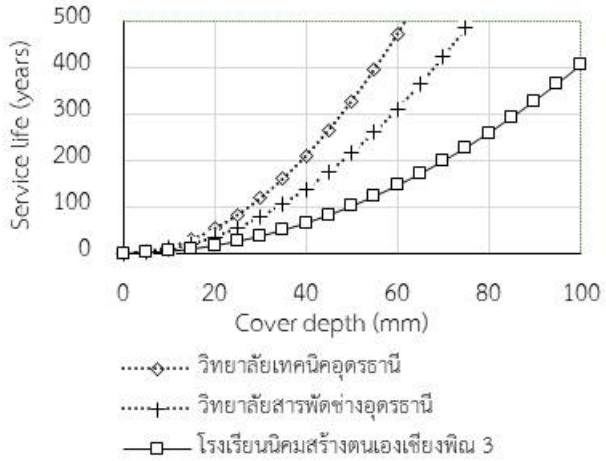
พื้นที่ที่ตรวจสอบ	กำลังอัดประลัย (กก./ซม.^{2})	ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม (มม.)	ความลึกคาร์บอเนชั่น (มม.)	สปส. ความลึกคาร์บอเนชั่น (มม./ปี$^{1/2}$)
วิทยาลัยเทคนิคอุดรธานี	332	31	14	2.76
วิทยาลัยสารพัดช่างอุดรธานี	308	53	18	3.41
โรงเรียนนิคมสร้างตนเองเชียงพิณ 3	339	57	29	4.97

3.5 การทำนายอายุโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กตามสมการ Fick's first law of diffusion

3.5.1 ผลจากระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม

เมื่อพิจารณาโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่สัมผัสกับก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในปริมาณที่สูง โครงสร้างเหล่านี้มีความเสี่ยงต่อการเสื่อมสภาพเนื่องจากคาร์บอเนชันในอัตราที่สูง ซึ่งปฏิกิริยาคาร์บอเนชันทำให้ความเป็นด่างของคอนกรีตลดลง และส่งผลให้เหล็กเสริมเกิดสนิมได้ในที่สุด จนทำให้โครงสร้างเกิดความวิบัติขึ้นตามมา ดังนั้นการวางแผนเพื่อจะให้โครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กมีอายุการใช้งานที่ยาวนานขึ้นจึงเป็นสิ่งที่จำเป็น โดยภาพที่ 5 ได้

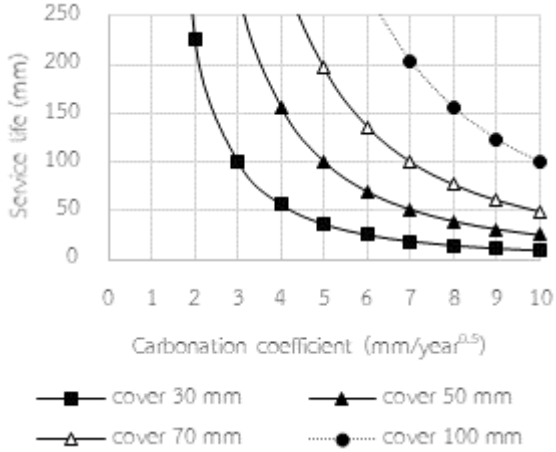
แสดงกราฟทำนายอายุการใช้งานของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่แปรผันตามระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมโดยใช้สมการ Fick's first law of diffusion คือ $d = k\sqrt{t}$ พบว่าที่ระยะหุ้มเหล็กเสริมเท่ากัน จะทำให้อายุการใช้งานโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ตั้งอยู่ในพื้นที่โรงเรียนนิคมสร้างตนเองเชียงพิณ 3 น้อยกว่าของวิทยาลัยสารพัดช่างอุดรธานี และของวิทยาลัยเทคนิคอุดรธานี ตามลำดับ ทั้งนี้เนื่องจากปัจจัยต่าง ๆ เช่น อายุของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก สภาพแวดล้อม ณ บริเวณที่ตั้งอาคาร และคุณภาพคอนกรีตที่ใช้ในการก่อสร้าง เป็นต้น และจากภาพที่ 5 นี้สามารถทำนายอายุการใช้งานของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ตั้งในเขตแต่ละสถานที่ได้



ภาพที่ 5 อายุการใช้งานของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่แปรผันตามระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม อ้างอิงสมการ Fick's first law of diffusion

3.5.2 ผลจากสัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชัน

จากค่าสัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชัน (ตารางที่ 2) สามารถทำนายอายุการใช้งานของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่แปรผันตามสัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชัน โดยใช้สมการ Fick's first law of diffusion คือ $d = k\sqrt{t}$ ได้ดังภาพที่ 6 โดยในภาพดังกล่าวได้เสนอแนวคิดให้โครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กมีการออกแบบให้ระยะหุ้มเหล็กเสริมของโครงสร้างเท่ากับ 30 50 70 และ 100 มิลลิเมตร พบว่า โครงสร้างที่มีค่าสัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชันน้อยทำให้อายุการใช้งานของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กมีมากกว่าของโครงสร้างที่มีค่าสัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชันมาก ในขณะเดียวกันที่สัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชันเท่ากัน พบว่า โครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีระยะหุ้มเหล็กเสริมมากกว่าจะมีอายุการใช้งานที่มากกว่า



ภาพที่ 6 อายุการใช้งานของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่แปรผันตามสัมประสิทธิ์คาร์บอเนชัน อ้างอิงสมการ Fick's first law of diffusion

3.6 การทำนายอายุโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กตามมาตรฐานกรมโยธาธิการและผังเมือง (มยผ.)

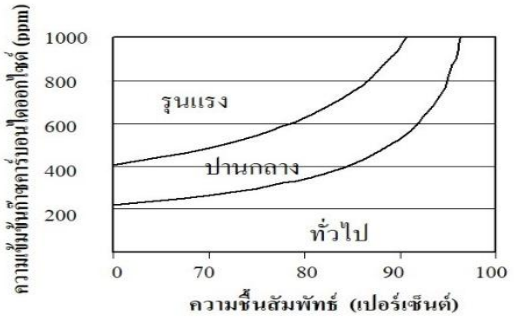
มาตรฐานการออกแบบของกรมโยธาธิการและผังเมืองเป็นอีกวิธีการหนึ่งที่สามารถใช้ในการออกแบบได้ [5] โดยใช้สมการ $X_c = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot k\sqrt{t}$ โดยที่ x_c คือ ความลึกคาร์บอเนชัน (มิลลิเมตร) วัดจากผิวคอนกรีตที่เผชิญกับสภาพแวดล้อม ณ อายุคอนกรีตที่ออกแบบ α_1 คือ สัมประสิทธิ์การสัมผัสความเปียกชื้น โดยเท่ากับ 1.00 สำหรับผิวคอนกรีตที่ไม่สัมผัสความเปียกชื้น และ 0.95 สำหรับผิวคอนกรีตที่สัมผัสความเปียกชื้น ส่วน α_2 คือ สัมประสิทธิ์ระดับความรุนแรงของสภาพแวดล้อมคาร์บอเนชัน พิจารณาได้จากตารางที่ 3 และ t คืออายุของโครงสร้าง (ปี)

ระดับความรุนแรงของสภาพแวดล้อมคาร์บอเนชันสามารถกำหนดได้โดยใช้ภาพที่ 7 โดยขึ้นอยู่กับความเข้มข้นของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ และความชื้นสัมพัทธ์เฉลี่ยของบริเวณสถานที่ที่จะทำการก่อสร้างในช่วงอายุการใช้งาน ซึ่งอาจต้องคาดการณ์ล่วงหน้าไปในอนาคต และ k คือ

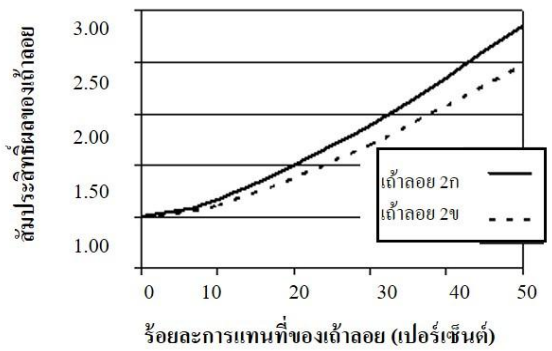
สัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชัน ดังสมการ $k = 17.5 \cdot k_r \cdot (w/b)^3$ เมื่อ w/b คืออัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน โดย k_r คือ ค่าสัมประสิทธิ์แสดงผลของการแทนที่เถ้าลอยในวัสดุประสาน (ชนิดของเถ้าลอย 2ก และ 2ข กำหนดตามมาตรฐาน มอก. 2135-2545 หรือ วสท. 1014-46) ดังภาพที่ 8

ตารางที่ 3 สัมประสิทธิ์ระดับความรุนแรงของสภาพแวดล้อมคาร์บอเนชัน [5]

ความรุนแรงของสภาพแวดล้อม	α_2
สภาวะทั่วไป	0.65
เสี่ยงต่อคาร์บอเนชันปานกลาง	0.85
เสี่ยงต่อคาร์บอเนชันรุนแรง	1.00



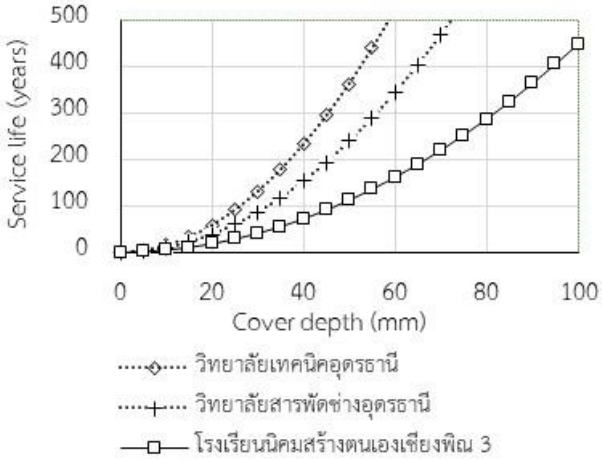
ภาพที่ 7 การแบ่งระดับความรุนแรงของสภาพแวดล้อมคาร์บอเนชัน [5]



ภาพที่ 8 ค่าสัมประสิทธิ์แสดงผลของการแทนที่เถ้าลอยในวัสดุประสาน [5]

3.6.1 ผลจากระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม

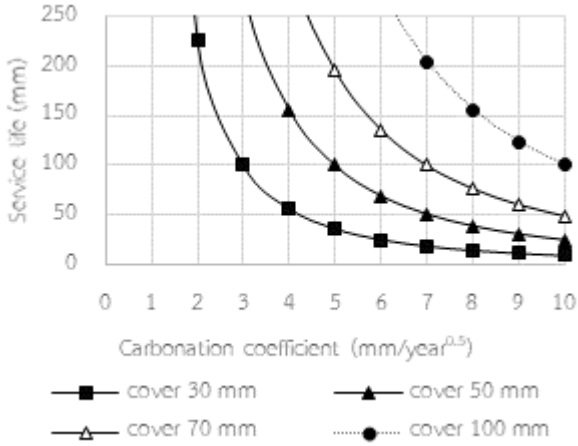
ผลจากการทำนายอายุที่แปรผันตามระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมตามมาตรฐาน มยผ. ดังภาพที่ 9 ซึ่งมีอายุการใช้งานไปในทิศทางเดียวกันกับสมการ Fick's first law of diffusion



ภาพที่ 9 อายุการใช้งานของอารคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่แปรผันตามระยะหุ้มเหล็กอ้างอิงมาตรฐาน มยผ.

3.6.2 ผลจากสัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชัน

จากผลสัมประสิทธิ์คาร์บอเนชัน (ตารางที่ 2) สามารถทำนายอายุการใช้งานของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่แปรผันตามสัมประสิทธิ์คาร์บอเนชัน โดยใช้มาตรฐาน มยผ. ได้เช่นกัน (ภาพที่ 10) โดยในภาพดังกล่าวได้เสนอแนวคิดให้ออกแบบโครงสร้างคอนกรีตที่มีระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมเท่ากับ 30 50 70 และ 100 มิลลิเมตร เหมือนกับวิธีของสมการ Fick's first law of diffusion ซึ่งสามารถทำนายอายุการใช้งานของโครงสร้างได้



ภาพที่ 10 อายุการใช้งานของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่แปรผันตามสัมประสิทธิ์คาร์บอเนชั่นอ้างอิงมาตรฐาน มยผ.

จากการทำนายอายุการใช้งานของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ตั้งอยู่ในเขตจังหวัดอุดรธานี ตามสมการ Fick's first law of diffusion และตามมาตรฐาน มยผ. โดยการใช้ระยะหุ้มเหล็กเสริม และค่าสัมประสิทธิ์คาร์

บอเนชันเป็นตัวแปรในการวิเคราะห์ เพื่อทำนายอายุการใช้งานของโครงสร้างอาคารโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก สามารถนำไปใช้ในการวางแผนออกแบบ บำรุงรักษาโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ตั้งในเขตจังหวัดอุดรธานีที่ต้องเผชิญกับสภาวะแวดล้อมคาร์บอเนชัน ตลอดจนป้องกันความเสียหายที่จะเกิดขึ้นในอนาคตได้

4. สรุป

จากผลของการศึกษา สามารถสรุปได้ดังนี้

1) สิ่งแวดล้อมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กทั้ง 3 พื้นที่ มีค่าความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์เฉลี่ยเท่ากับ 993 ถึง 1,023 ppm และความชื้นสัมพัทธ์เฉลี่ยเท่ากับร้อยละ 20 ถึง 29 ซึ่งจัดอยู่ในสภาวะแวดล้อมที่เสี่ยงต่อการเสื่อมสภาพเนื่องจากคาร์บอเนชันในระดับรุนแรง

2) ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กทั้ง 3 พื้นที่ มีค่าระหว่าง 31 ถึง 57 มิลลิเมตร ส่วนกำลังอัดประลัยของคอนกรีตมีค่าระหว่าง 308 ถึง 339 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

3) ความลึกคาร์บอเนชันเฉลี่ยของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กทั้ง 3 พื้นที่ มีค่าอยู่ระหว่าง 14 ถึง 29 มิลลิเมตร ส่วนสัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชันมีค่าอยู่ระหว่าง 2.76 ถึง 4.97 มิลลิเมตร/ปี$^{1/2}$

4) ตามสมการ Fick's first law of diffusion และมาตรฐานกรมโยธาธิการและผังเมือง สามารถทำนายและคำนวณอายุการใช้งานของโครงสร้างที่สัมผัสกับก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ได้ โดยผลที่ได้สามารถนำไปใช้ในการออกแบบวางแผนดูแลบำรุงรักษาโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ต้องเผชิญกับสภาวะแวดล้อมคาร์บอเนชัน ตลอดจนป้องกันความเสียหายที่จะเกิดขึ้นในอนาคตได้

เอกสารอ้างอิง

[1] S.K.Roy, K.B.Poh and D.O.Northwood, (1998). Durability of concrete accelerated carbonation and weathering studies, Building and Environment, Vol.34, pp. 597-606.

[2] P. Castro, E.I. Morenob and J. Genesca, (2000). Influence of marine micro-climates on carbonation of reinforced concrete buildings, Cement and Concrete Research, Vol 30, pp. 1565- 1571.

[3] J.Khunthongkeaw, S.Tangtermsirikul and T.Leelawat, (2006). A study on carbonation depth prediction for fly ash concrete, Construction and Building Materials, Vol.20, pp. 744-753.

[4] มาตรฐาน มยผ. 1501-51 ถึง มยผ. 1507–51, มาตรฐานการตรวจสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีการทดสอบแบบไม่ทำลาย, กรมโยธาธิการและผังเมือง.

[5] มาตรฐาน มยผ. 1332 – 55, มาตรฐานงานคอนกรีตเมื่อพิจารณาความคงทนและอายุการใช้งาน, กรมโยธาธิการและผังเมือง.

บทความวิจัย
สาขาคอนกรีตเพื่อสิ่งแวดล้อมและการอนุรักษ์พลังงาน
ENV

ผลกระทบของเถ้าชีวมวลที่ไม่ปรับปรุงคุณภาพต่อสมรรถนะการไหล การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ และกำลังอัดของคอนกรีตชนิดอัดตัวแน่นได้เอง

EFFECT OF UNPROCESSED BIOMASS ASH ON FLOWING PERFORMACES, TEMPERATURE RISE, AND COMPRESSIVE STRENGTH OF SELF-COMPACTING CONCRETE

ชัยภักดิ์ สุวาชาติ[1] (Chaipak Suwachart)[1]
ธิดารัตน์ สิทธิ[2] (Thidarat Sitthi)[2]
พัชญาพร พีระพันธ์[3] (Patchayaporn Peeraphan)[3]
มงคล นามลักษณ์[4] (Mongkhon Narmluk)[4]

[1,2,3] นักศึกษา ภาควิชาครุศาสตร์โยธา คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรมและเทคโนโลยี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี 10140 Email: [1]chaipak.2404@mail.kmutt.ac.th [2]pai.shop411@gmail.com [3]Maprang_42@hotmail.com
[4]ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ภาควิชาครุศาสตร์โยธา คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรมและเทคโนโลยี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี 10140 Email: mongkhon.nar@kmutt.ac.th

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้ศึกษาอิทธิพลของเถ้าชีวมวลต่อสมรรถนะการไหล การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ และกำลังอัดของคอนกรีตชนิดอัดตัวแน่นได้ด้วยตัวเอง (SCC) ส่วนผสมคอนกรีตที่ใช้ในการทดลองมีการแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ด้วยเถ้าชีวมวลที่ไม่ปรับปรุงคุณภาพ ในอัตราส่วนเท่ากับร้อยละ 0 10 15 และ 20 โดยน้ำหนัก ในขณะที่ใช้ปริมาณวัสดุประสานรวม อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน อัตราส่วนทรายต่อมวลรวม และปริมาณสารซุปเปอร์พลาสติกไซเซอร์คงที่ ผลการวิจัยพบว่า การแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าชีวมวลในช่วงร้อยละ 10-20 ยังสามารถผลิตคอนกรีต SCC ที่มีสมรรถนะการไหลทุกด้าน ผ่านเกณฑ์มาตรฐานของ EFNARC 2005 การเพิ่มขึ้นของปริมาณเถ้าชีวมวลทำให้ค่าการไหลแผ่มีแนวโน้มต่ำลง ระยะเวลาในการไหล t50 และระยะเวลาไหลผ่าน V-funnel เพิ่มขึ้นอย่างมาก ขณะที่ค่าดัชนีการไหลผ่าน L-box (H2/H1) มีค่าใกล้เคียงกับคอนกรีตควบคุม ในด้านกำลังรับแรงอัด พบว่าคอนกรีต SCC ที่มีส่วนผสมของเถ้าชีวมวลร้อยละ 10 ให้ค่ากำลังอัดที่อายุ 28 วัน สูงกว่าคอนกรีตควบคุม นอกจากนี้ยังพบว่า อุณหภูมิภายในสูงสุดที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชันของคอนกรีต SCC ที่มีส่วนผสมของเถ้าชีวมวลทุกอัตราส่วน มีค่าใกล้เคียงกับคอนกรีตควบคุม ผลการศึกษาข้างต้นชี้ให้เห็นว่า มีความเป็นไปได้ที่จะผลิตคอนกรีต SCC โดยใช้เถ้าชีวมวลจากโรงไฟฟ้าที่ไม่ผ่านการปรับปรุงคุณภาพแทนปูนซีเมนต์บางส่วน เพื่อช่วยลดผลกระทบด้านสิ่งแวดล้อมที่เกิดจากอุตสาหกรรมคอนกรีต

ABSTRACT: This research investigated the influence of biomass ash from power plant on flowing performances, internal temperature rise, and compressive strength of self-compacting concrete (SCC). Concrete mixtures were prepared by replacing ordinary Portland cement with different dosages of unprocessed biomass ash (0, 10, 15, and 20% by weight), while total binder content, water to binder ratio, sand to aggregate ratio, and superplasticizer dosage were kept constant. Test results showed that replacing Portland cement with the biomass ash in the range of 10-20% can produce the SCC with flowing performances complying with the criteria of EFNARC 2005. An increase in the biomass ash dosage resulted in lowering the slump flow diameter, and lengthening the t50 and the V-funnel flow time significantly, while the L-box index (H2/H1) was found to be similar to that of the control concrete. For the compressive strength, it was found that the SCC with 10% biomass ash exhibited the higher 28 day compressive strength than the control concrete. Test result also revealed that the peak of internal temperature rises of SCC containing biomass ash were close to that of the control concrete. These results indicated that it is possible to produce SCC with acceptable properties by using the unprocessed biomass ash from power plant as a cement replacement, to reduce the environmental impact of the concrete industry.

KEYWORDS: Self-compacting concrete, biomass ash, flowing performance, temperature rise

1. บทนำ

คอนกรีตชนิดไหลตัวอัดแน่นได้ด้วยตัวเอง (Self-Compacting Concrete, SCC) เป็นคอนกรีตที่พัฒนาขึ้นเพื่อใช้งานในโครงสร้างที่มีความซับซ้อนของเหล็กเสริม และโครงสร้างที่มีส่วนเว้าส่วนโค้งมาก โดยคอนกรีตชนิดนี้มีคุณสมบัติในการไหลตัวอัดแน่นได้ด้วยน้ำหนักตัวเอง โดยไม่ต้องใช้เครื่องจี้เขย่า และไม่เกิดการแยกตัว (Segregation) หรือการเยิ้ม (Bleeding) แต่ทั้งนี้การทำให้คอนกรีตมีคุณสมบัติข้างต้นจำเป็นต้องใช้ปริมาณวัสดุผงคือปูนซีเมนต์ในปริมาณสูง [1] ซึ่งส่งผลกระทบต่อราคาต้นทุนและภาวะโลกร้อนจากการปล่อยก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในกระบวนการผลิตปูนซีเมนต์

แนวคิดหนึ่งในการลดปริมาณปูนซีเมนต์ คือ การนำวัสดุปอซโซลานมาแทนที่ปูนซีเมนต์บางส่วน เช่น การประยุกต์ใช้เถ้าที่เป็นผลพลอยได้จากภาคเกษตรกรรมและอุตสาหกรรม เช่น เถ้าลอย เถ้าแกลบ และเถ้าชีวมวลมาแทนที่ปูนซีเมนต์บางส่วนในการผลิตคอนกรีต เป็นต้น [2] งานวิจัยนี้มุ่งศึกษาความเป็นไปได้ในการนำเถ้าชีวมวลและเถ้าลอย มาแทนที่ปูนซีเมนต์ในการผลิตคอนกรีต SCC

พิทยา สุขจินดา และคณะ [3] ได้ศึกษากำลังอัดของคอนกรีตผสมเถ้าแกลบดำแทนปูนซีเมนต์ปริมาณร้อยละ 5 15 และ 20 ตามลำดับ โดยทำการทดสอบกำลังอัดที่อายุ 3 7 14 และ 28 วัน พบว่าการแทนที่ด้วยเถ้าแกลบดำในปริมาณที่เหมาะสมทำให้ค่ากำลังอัดเพิ่มขึ้นตามอายุบ่มที่เพิ่มขึ้น โดยปริมาณเถ้าแกลบดำที่เหมาะสม คือ ร้อยละ 5 ซึ่งทำให้ค่ากำลังอัดของคอนกรีตมีค่าเทียบเท่ากับคอนกรีตควบคุมที่อายุ 28 วัน จักรกฤษ ไพศาลโสภณ และ สมพงษ์ รุจิรเสนีย์ [4] ได้ศึกษาอิทธิพลของปริมาณเถ้าลอยที่มีผลต่อการไหลและการหดตัวของคอนกรีตชนิดไหลตัวอัดแน่นได้ด้วยตัวเอง โดยแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยซิลิกาฟูม ร้อยละ 10 ในทุกอัตราส่วนผสม ร่วมกับการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าลอย ร้อยละ 10 20 และ30 ตามลำดับ ทำการทดสอบสมรรถนะการไหลและสมบัติของคอนกรีตแข็งตัวแล้ว ผลการวิจัยพบว่า เมื่อเพิ่มปริมาณเถ้าลอย ทำให้สมรรถนะการไหลดีขึ้น ส่วนกำลังอัดมีค่าต่ำลง สาโรจน์ ดำรงศีล [5] ศึกษาผลกระทบการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าแกลบผสมเถ้าลอยต่อคุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีต อัตราส่วนร้อยละ 30 และ 50 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน พบว่ากำลังอัดของคอนกรีตที่มีการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าแกลบผสมเถ้าลอยจะลดลงเมื่อเพิ่มการแทนที่ ซึ่งในช่วงอายุ 7 วัน กำลังอัดจะต่ำกว่าคอนกรีตควบคุม แต่เมื่ออายุ 28 วัน และ 90 วัน พบว่าคอนกรีตที่มีการแทนที่ด้วยเถ้าจะมีกำลังอัดใกล้เคียงกับคอนกรีตควบคุม

จากงานวิจัยข้างต้นจะเห็นว่าส่วนใหญ่เป็นการใช้เถ้าลอยและเถ้าแกลบในการปรับปรุงคุณสมบัติคอนกรีต SCC แต่เถ้าชีวมวล (Biomass Fuel Ash, BFA) ยังมีการนำมาศึกษาจำนวนน้อย ดังนั้นงานวิจัยนี้มีจุดมุ่งหมายเพื่อศึกษาผลกระทบเถ้าชีวมวลต่อสมรรถนะการไหล การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ และกำลังอัดของคอนกรีตชนิดอัดตัวแน่นได้ด้วยตัวเอง โดยเถ้าชีวมวลที่นำมาศึกษาเป็นเถ้าจากโรงผลิตไฟฟ้า บริษัท บีเอ็มพี เอ็นเนอร์ยี่ จำกัด (มหาชน) จังหวัดชัยนาท มีวัตถุดิบหลัก คือ เถ้าแกลบมากกว่าร้อยละ 75 และมีวัตถุดิบเสริม คือ เปลือกไม้ยูคาลิปตัส ขี้เลื่อยไม้ และเส้นใยจากเปลือกลูกปาล์ม ซึ่งเถ้าชีวมวลจากแหล่งนี้มีคุณสมบัติเป็นวัสดุปอซโซลาน ตามมาตรฐาน ASTM C618 สำหรับงานวิจัยนี้จะใช้เถ้าที่ไม่ผ่านกระบวนการปรับปรุงคุณภาพ

2. ระเบียบวิธีการวิจัย

2.1 วัสดุการทดลอง

งานวิจัยนี้ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ตามมาตรฐาน มอก. 15 เล่ม 1-2555 เป็นวัสดุประสานหลัก ใช้เถ้าชีวมวลจากโรงไฟฟ้าชีวมวล จังหวัดชัยนาท และเถ้าลอยจากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ จังหวัดลำปาง เป็นวัสดุแทนที่ปูนซีเมนต์ สมบัติทางกายภาพได้แสดงไว้ในตารางที่ 1

มวลรวมละเอียด ใช้ทรายน้ำจืดล้างสะอาด ความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.58 ค่าการดูดซึมน้ำในสภาวะอิ่มตัวผิวแห้ง ร้อยละ 1.03 สำหรับมวลรวมหยาบใช้หิน ขนาดเม็ดโตสุดเท่ากับ 13 มิลลิเมตร (1/2”นิ้ว) ความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.65 ค่าการดูดซึมน้ำในสภาวะอิ่มตัวผิวแห้ง ร้อยละ 0.5 สารลดน้ำพิเศษ (Superplasticizer) ประเภท F สารลดน้ำระดับสูง และน้ำที่ใช้ในการผสมคอนกรีตใช้น้ำประปาสะอาด

ตารางที่ 1 สมบัติทางกายภาพของวัสดุ

Sample	Specific Gravity	Retained on a sieve No. 325 %
Cement	3.13	N/A
Fly Ash	2.65	N/A
BFA	1.99	15.5

2.2 อัตราส่วนผสมคอนกรีต

ส่วนผสมคอนกรีตที่ใช้ในงานวิจัยนี้ แบ่งเป็น 4 กลุ่ม ดังแสดงในตารางที่ 2 กลุ่มที่ 1 คือ C80F20B0 เป็นตัวอย่างคอนกรีตควบคุมที่ไม่มีการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าชีวมวล มีน้ำหนักวัสดุประสานรวม 520 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร ประกอบด้วย ปูนซีเมนต์ร้อยละ 80 เถ้าชีวมวลร้อยละ 0 และเถ้าลอยร้อยละ 20 โดยน้ำหนัก ส่วนที่เหลืออีก 3 กลุ่ม คือ C70F20B10 C65F20B15 และ C60F20B20 มีการแทนที่ด้วยเถ้าชีวมวล ร้อยละ 10 15 และ20 ตามลำดับ โดยเถ้าลอยแทนที่ร้อยละ 20 ทุกส่วนผสม นอกจากนี้ยังควบคุมอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานให้คงที่เท่ากับ 0.33 (โดยน้ำหนัก) และใช้สารลดน้ำคงที่เท่ากับ ร้อยละ 1.3 ของน้ำหนักวัสดุประสาน

การผสมคอนกรีต SCC ทำโดยเครื่องผสม (โม่ลูกข่าง) เริ่มจากใส่หินและน้ำที่ผสมกับสารลดน้ำแล้วปริมาณ 1/4 ลงไปผสมเป็นเวลา 1 นาที จากนั้นเติมปูนซีเมนต์และผสมต่อเนื่องไปอีก 5 นาที จากนั้นเติมเถ้าลอยและน้ำอีก 2/4 ลงไปแล้วผสมต่อเนื่องไปอีก 5 นาที ต่อจากนั้นใส่ทรายและผสมต่อเนื่องไปอีก 5 นาที สุดท้ายเติมเถ้าชีวมวลและน้ำส่วนที่เหลือทั้งหมดลงไปและผสมต่อเนื่องไปอีก 10-15 นาที เป็นอันแล้วเสร็จ จากนั้นนำคอนกรีตสดไปทดสอบสมรรถนะคอนกรีตสด ซึ่งต้องดำเนินการให้เสร็จภายใน 30 นาที คอนกรีตอีกส่วนหนึ่งนำไปหล่อก้อนตัวอย่างสำหรับทดสอบกำลังอัดและการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ โดยปล่อยให้คอนกรีตไหลด้วยตัวเองปราศจากการจี้เขย่า

2.3 วิธีการทดสอบ

การทดสอบคอนกรีตสด เป็นการทดสอบสมรรถนะการไหลของคอนกรีต SCC ในขณะที่คอนกรีตยังไม่ก่อตัว งานวิจัยนี้ได้ทำการทดสอบและประเมินสมรรถนะการไหลตามแนวทางของ EFNARC 2005 [6] ซึ่งในการวิจัยนี้ประกอบด้วย 1) ความสามารถในการไหลเติมเต็มแบบหล่อ (Filling ability) พิจารณาจากระยะการไหลแผ่ (Slump Flow) ระยะเวลาที่ไหลแผ่จนถึงเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 เซนติเมตร (t50) และเวลาไหลผ่านกล่องรูปทรงตัววี (V-Funnel) และ 2) ความสามารถในการไหลผ่านสิ่งกีดขวาง (Passing ability) พิจารณาจากอัตราส่วนการไหลผ่านสิ่งกีดขวางของคอนกรีต (Passing ratio, H2/H1) ที่ได้จากการทดสอบ L-box โดยมีเกณฑ์มาตรฐานสำหรับคอนกรีต SCC ดังแสดงในตารางที่ 3

ตารางที่ 2 อัตราส่วนผสมของคอนกรีต (kg/m^3)

วัสดุ	สัญลักษณ์ของส่วนผสม			
	C80F20B0	C70F20B10	C65F20B15	C60F20B20
C	416	364	338	312
BFA	0	52	78	104
FA	104	104	104	104
S	880	880	880	880
G	720	720	720	720
w/b	171.6	171.6	171.6	171.6
SP	6.76	6.76	6.76	6.76

หมายเหตุ: C คือ ปูนซีเมนต์ BFA คือ เถ้าชีวมวล FA คือ เถ้าลอย S คือ ทราย G คือ หิน คือ w/b คืออัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน (โดยน้ำหนัก) SP คือ สารลดน้ำพิเศษ

การทดสอบกำลังอัดของคอนกรีต SCC ได้ทดสอบตามมาตรฐาน BS EN 12390-3:2009 [7] ที่อายุ 28 วัน โดยใช้ก้อนตัวอย่างทรงลูกบาศก์ขนาด 15 เซนติเมตร จำนวน 3 ก้อน เพื่อหาค่าเฉลี่ย

การทดสอบการเปลี่ยนอุณหภูมิทำการทดสอบโดยใช้แบบหล่อไม้อัดดำรูปทรงลูกบาศก์ขนาดภายใน 30 เซนติเมตร บุด้วยฉนวนกันความร้อนหนา 5 เซนติเมตร และแผ่นโฟมโพลีสไตรีนหนา 7.5 เซนติเมตร และปิดด้วยไม้อัดดำเป็นชั้นสุดท้าย โดยวัดอุณหภูมิ ณ จุดศูนย์กลางของก้อนตัวอย่างด้วยสายเทอร์โมคัปเปิล และเครื่อง Data Logger ของ Kyowa รุ่น UCAM-65B

ตารางที่ 3 วิธีการทดสอบคอนกรีต และเกณฑ์มาตรฐานที่ยอมรับได้ EFNARC 2005 [6]

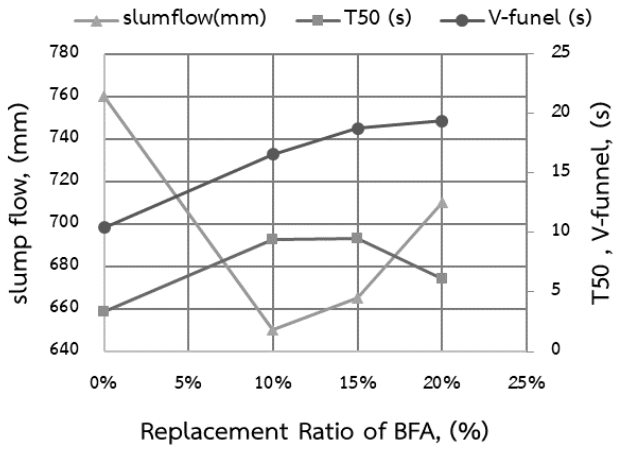
วิธีการทดสอบ	หน่วย	เกณฑ์มาตรฐาน
1.1 Slump Flow	mm	550-850
1.2 t50	s	≤2 or >2
1.3 V-Funnel	s	≤8 or 9 to 25
2.1 L-box	-	≥0.8

3. ผลการวิจัย

3.1 คุณสมบัติคอนกรีตสด

ผลการทดสอบระยะการไหลแผ่ ในภาพที่ 1 พบว่าคอนกรีต SCC ทุกอัตราส่วนผสมมีระยะการไหลแผ่อยู่ในช่วง 650 – 760 มิลลิเมตร ซึ่งอยู่ในเกณฑ์ที่มาตรฐาน EFNARC 2005 [6] และพบว่าการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าชีวมวลทำให้การไหลแผ่ลดลง เมื่อเทียบกับอัตราส่วนควบคุม โดยคอนกรีตควบคุมมีระยะการไหลแผ่มากที่สุด คอนกรีตที่มีการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าชีวมวลร้อยละ 10 มีค่าการไหลแผ่น้อยที่สุด แต่เมื่อการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าชีวมวลเพิ่มขึ้นในอัตราส่วนร้อยละ 15 และ 20 จะเห็นได้ว่าค่าการไหลแผ่เพิ่มขึ้น เมื่อเทียบกับการแทนที่ร้อยละ 10 ตามลำดับ ปรากฏการณ์ข้างต้น อาจมีสาเหตุมาจากการแทนที่ร้อยละ 10 มีการดูดซึมน้ำเข้าไปในอนุภาคของเถ้า ทำให้ปริมาณน้ำอิสระที่ใช้ในการหล่อลื่นซีเมนต์เพสต์ในระบบลดลง และเมื่อมีการแทนที่ด้วยเถ้าชีวมวลเพิ่มขึ้นเป็น ร้อยละ 15 และ 20 ทำให้ปูนซีเมนต์ในระบบมีปริมาณน้อยลงอย่างมาก ซีเมนต์เพสต์จึงมีความหนืดลดลง ประกอบกับเถ้าชีวมวลเป็นวัสดุผงที่มีความถ่วงจำเพาะต่ำ จึงทำให้ปริมาตรซีเมนต์เพสต์เพิ่มขึ้น ส่งผลให้การไหลแผ่มีค่ามากขึ้น จากการวิเคราะห์ผลข้างต้นสอดคล้องกับงานวิจัยของกฤษดา เสือเอี่ยม และ ณัฏฐ์ มากุล [2] ที่รายงานว่า พื้นที่ผิวที่สูงของเถ้าแกลบทำให้มีการดูดซึมน้ำเข้าไปในอนุภาคของเถ้าแกลบทำให้ปริมาณน้ำอิสระของมอร์ตาร์ลดลง จึงมีค่าการไหลแผ่น้อยลง ส่วนบุรฉัตร ฉัตรวีระ และ วัชรากร วงศ์คำจันทร์ [8] รายงานว่า การเพิ่มขึ้นของปริมาตรเพสต์ ทำให้คอนกรีตมีแรงเสียดทานระหว่างส่วนผสมในคอนกรีตน้อยลงและช่วยหล่อลื่นให้คอนกรีตมีค่าการไหลแผ่เพิ่มขึ้น

ผลการทดสอบระยะเวลา t50 ในภาพที่ 1 พบว่าคอนกรีต SCC ทุกอัตราส่วนผสมมีระยะเวลา t50 อยู่ในช่วง 3.36 – 9.47 วินาที ซึ่งอยู่ในเกณฑ์ที่มาตรฐาน EFNARC 2005 [6] และพบว่าการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าชีวมวลทำให้ระยะเวลา t50 เพิ่มขึ้น เมื่อเทียบกับคอนกรีตควบคุม โดยคอนกรีตที่มีการแทนที่ด้วยเถ้าชีวมวลร้อยละ 10 และ 15 มีระยะเวลา t50 ใกล้เคียงกัน แต่เมื่อการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าชีวมวลเพิ่มขึ้นในอัตราส่วนร้อยละ 20 ค่าระยะเวลา t50 จะมีค่าลดลงเมื่อเทียบกับการแทนที่ร้อยละ 10 และ 15 ปรากฏการณ์ข้างต้น คาดว่ามีสาเหตุคล้ายกับผลการทดลองการไหลแผ่ [2,8]

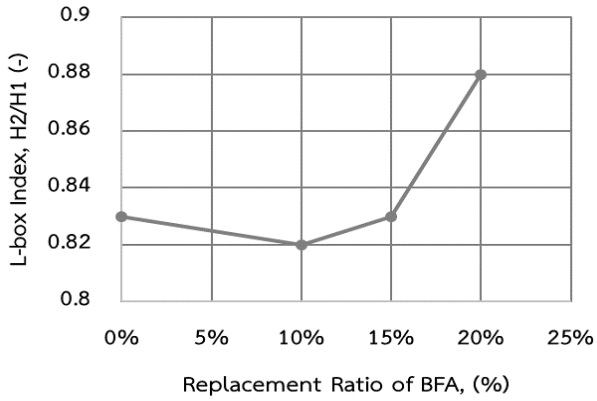


ภาพที่ 1 ผลการทดสอบระยะการไหลแผ่ ระยะเวลา t50 และการทดสอบระยะเวลาไหลผ่านกล่องรูปตัววี

ผลการทดสอบระยะเวลาไหลผ่านกล่องรูปตัววี (V-Funnel) ในภาพที่ 1 พบว่าคอนกรีต SCC ทุกอัตราส่วนผสมมีระยะเวลาการไหลผ่านกล่องรูปทรงตัววี อยู่ในเกณฑ์ที่มาตรฐาน EFNARC 2005 [6] และพบว่าการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าชีวมวลทำให้ระยะเวลาการไหลผ่านกล่องรูปทรงตัววีเพิ่มขึ้นตามลำดับ เมื่อเทียบกับคอนกรีตควบคุม โดยคอนกรีตที่มีการแทนที่ด้วย เถ้าชีวมวลร้อยละ 20 มีค่าระยะเวลาการไหลผ่านกล่องรูปทรงตัววีเพิ่มขึ้น เท่ากับ 1.86 เท่า ของคอนกรีตควบคุม ปรากฏการณ์ข้างต้น คาดว่ามีสาเหตุที่คล้ายคลึงกับค่าการทดลองระยะการไหลแผ่ กล่าวคือ เมื่อเถ้าชีวมวลดูดซึมน้ำเข้าไปในอนุภาคทำให้คอนกรีต SCC มีความหนืดมากขึ้น จึงต้องใช้เวลาไหลผ่านกล่องรูปตัววีเพิ่มขึ้น [2]

ผลการทดสอบความสามารถในการไหลผ่านสิ่งกีดขวางในแนวดิ่ง (L-Box) ในภาพที่ 2 พบว่าคอนกรีต SCC ทุกอัตราส่วนผสม มีอัตราส่วนการไหลผ่านสิ่งกีดขวางอยู่ในเกณฑ์ที่มาตรฐาน EFNARC 2005 [6] และพบว่าคอนกรีตควบคุมและคอนกรีตที่มีการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าชีวมวลร้อยละ 10 และ15 มีค่าอัตราส่วนการไหลผ่านสิ่งกีดขวางในแนวดิ่งไม่แตกต่างกัน แต่เมื่อมีการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าชีวมวลร้อยละ 20 ค่าอัตราส่วนการไหลผ่านสิ่งกีดขวางในแนวดิ่งมีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อเทียบกับคอนกรีตควบคุม ปรากฏการณ์ข้างต้น คาดว่ามีสาเหตุมาจากการแทนที่ด้วยเถ้าชีวมวลร้อยละ 20 เป็นปริมาณที่มาก ทำให้ปริมาตรซีเมนต์เพสต์ที่มากขึ้นสามารถไหลตัวพาวัสดุมวลรวมเคลื่อนได้เพิ่มขึ้น จากการวิเคราะห์ผลข้างต้นสอดคล้องกับงานวิจัยของบุรฉัตร ฉัตรวีระและวัชรากร วงศ์คำจันทร์ [8] ที่

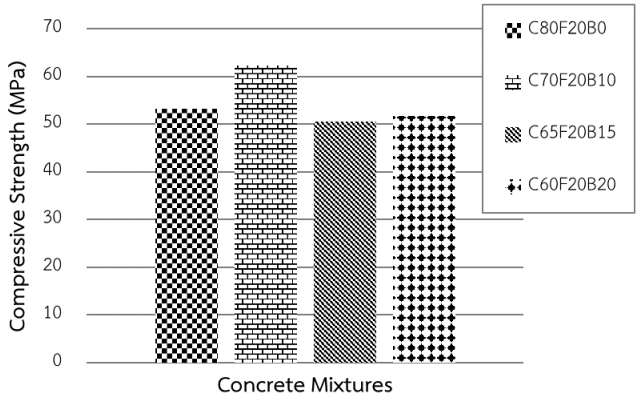
รายงานว่า เนื่องจากมีปริมาตรเพสต์เพิ่มขึ้น ทำให้คอนกรีตมีแรงเสียดทานระหว่างส่วนผสมในคอนกรีตน้อยลงและช่วยให้คอนกรีตมีอัตราส่วนการไหลผ่านสิ่งกีดขวางเพิ่มขึ้น



ภาพที่ 2 ผลการทดสอบความสามารถในการไหลผ่านสิ่งกีดขวางในแนวดิ่ง (L-Box)

3.2 กำลังอัด(อายุ 28 วัน)

การทดสอบกำลังอัด ในภาพที่ 3 พบว่าคอนกรีต SCC ที่อัตราส่วนการแทนที่ด้วยเถ้าชีวมวลร้อยละ 10 มีค่ากำลังอัดเท่ากับ 62.3 MPa คิดเป็นร้อยละ 117 ของคอนกรีตควบคุม และการแทนที่ด้วยเถ้าชีวมวลร้อยละ 15 และร้อยละ 20 มีค่ากำลังอัดต่ำกว่าคอนกรีตควบคุม คือ 50.5 MPa และ 51.7 MPa คิดเป็นร้อยละ 95 และร้อยละ 97 ของคอนกรีตควบคุม ตามลำดับ

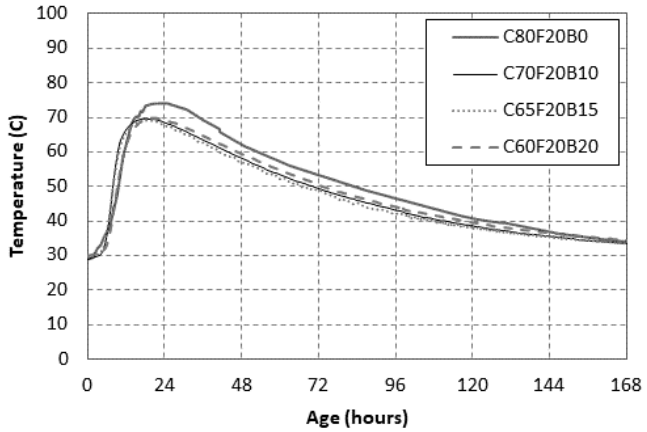


ภาพที่ 3 ผลการทดสอบกำลังอัด

ปรากฏการณ์ข้างต้นคาดว่ามีสาเหตุมาจาก การแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าชีวมวลร้อยละ 10 ยังมีปริมาณแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ($Ca(OH)_2$) ที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของซีเมนต์เพียงพอที่จะทำปฏิกิริยากับซิลิคอนไดออกไซด์ (SiO_2) ในเถ้าชีวมวลและเถ้าลอย ส่งผลให้เกิดสารยึดประสาน C-S-H เพิ่มขึ้นและมีกำลังอัดสูงกว่าคอนกรีตควบคุม แต่เมื่อมีการแทนที่ปริมาณเถ้ามากขึ้น (ร้อยละ 15-20) ทำให้ปริมาณปูนซีเมนต์ลดลงมาก ส่งผลให้ปริมาณแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ($Ca(OH_2)$) ที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของซีเมนต์ไม่เพียงพอที่จะทำปฏิกิริยากับซิลิคอนไดออกไซด์ (SiO_2) ในเถ้าชีวมวลและเถ้าลอยได้อย่างทั่วถึง ทำให้ได้ปริมาณสารยึดประสาน C-S-H โดยรวมในระบบน้อยลงและมีกำลังอัดต่ำลง เมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีตควบคุม สอดคล้องกับรายงานวิจัยของสำเริง รักซ้อน และ ทง ลาน ธารทอง [9]

3.3 การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ

ผลการทดสอบการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิของคอนกรีตในภาพที่ 4 พบว่าคอนกรีต SCC ทุกอัตราส่วนผสม มีการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิใกล้เคียงกัน โดยคอนกรีตควบคุมมีอุณหภูมิภายในที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นสูงสุด (74 °C) และคอนกรีตที่มีการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าชีวมวลร้อยละ 10 15 และ 20 มีอุณหภูมิสูงสุดใกล้เคียงกัน และต่ำกว่าคอนกรีตควบคุมเล็กน้อย คือ 69.6 °C 69.2 °C และ 69.8 °C ตามลำดับ การแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยวัสดุปอซโซลานทำให้ปูนซีเมนต์ในส่วนผสมลดลง จึงมีอุณหภูมิของการทำปฏิกิริยาไฮเดรชั่นต่ำลง [8] นอกจากนี้พบว่าเวลาที่เกิดอุณหภูมิสูงสุดในคอนกรีต SCC ที่มีส่วนผสมของเถ้าชีวมวลร้อยละ 10 15 และ 20 เกิดขึ้นที่เวลา 17 18 และ 19 ชั่วโมง ตามลำดับ ซึ่งเร็วกว่าคอนกรีตควบคุมเล็กน้อย แม้ว่าจะมีเถ้าลอยผสมอยู่ด้วย แสดงให้เห็นว่าเถ้าชีวมวลที่ใช้ในการวิจัยนี้มีส่วนเร่งให้ปฏิกิริยาไฮเดรชั่นเร็วขึ้น



ภาพที่ 4 ผลการทดสอบการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ

4. บทสรุป

จากผลการทำการวิจัยข้างต้น สามารถสรุปได้ดังนี้

1) เถ้าชีวมวลทำให้สมรรถนะในการไหลลดลง แต่ผ่านเกณฑ์มาตรฐาน EFNARC
2) เถ้าชีวมวลทำให้อุณหภูมิสูงสุดที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นในคอนกรีต SCC ต่ำลงเล็กน้อย เมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีตควบคุม แต่การแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าชีวมวลในช่วงร้อยละ 10-20 ไม่ทำให้อุณหภูมิภายในคอนกรีตแตกต่างกันมากนัก
3) การแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าชีวมวลร้อยละ 10 สามารถให้กำลังอัดที่อายุ 28 วัน สูงกว่าคอนกรีตควบคุม
4) มีความเป็นไปได้ที่จะใช้เถ้าชีวมวลจากโรงไฟฟ้าที่ไม่ปรับปรุงคุณภาพ ร่วมกับเถ้าลอย ในการผลิตคอนกรีต SCC

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณภาควิชาครุศาสตร์โยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี ที่ให้ความอนุเคราะห์เครื่องทดสอบในการวิจัย ขอขอบคุณบริษัท บีเอ็มพี เอ็นเนอร์ยี่ จำกัด (มหาชน) และบริษัท ซิกา (ประเทศไทย) จำกัด ที่ให้ความอนุเคราะห์วัสดุในการวิจัย

เอกสารอ้างอิง

[1] กฤษดา เสือเอี่ยม และ ณัฏฐ์ มากุล, 2556. ผลของวัสดุผงผสมร่วมสามชนิดในการปรับปรุงสมบัติคอนกรีตชนิดไหลตัวได้ในสภาวะคอนกรีตสดและคอนกรีตที่แข็งตัวแล้ว. วารสารวิจัยและพัฒนา มจธ., 36(1): 127-149.

[2] กฤษดา เสือเอี่ยม และ ณัฏฐ์ มากุล, 2556. การประยุกต์ใช้ผลผลิตพลอยได้จากการเกษตรและอุตสาหกรรมในคอนกรีตชนิดไหลอัดแน่นได้ด้วยตัวเอง. วารสารวิจัยและพัฒนา มจธ., 36(4): 517-552.

[3] พิทยา สุขจินดา และคณะ, 2559. ปริมาณเถ้าแกลบดำที่เหมาะสมสำหรับงานคอนกรีตโครงสร้างทั่วไป. การประชุมวิชาการระดับชาติ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ ครั้งที่1, โรงแรม ไมด้า ทวารวดี แกรนด์ จังหวัดนครปฐม.

[4] จักรกฤษ ไพศาลโสภณ และสมพงษ์ รุจิรเสนีย์, 2561. อิทธิพลของปริมาณเถ้าลอยที่มีต่อการหดตัวแบบออโตจีนัสและการเพิ่มขึ้นของอุณหภูมิภายในคอนกรีตชนิดไหลอัดตัวได้เอง. การประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปีครั้งที่ 15, โรงแรม เดอะซายน์ พัทยา จังหวัดชลบุรี.

[5] สาโรจน์ ดำรงศีล, 2558. ผลกระทบของการใช้เถ้าแกลบผสมเถ้าลอยต่อคุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีต. วารสารวิชาการและวิจัยมทร.พระนคร, 9(1): 125-133.

[6] EFNARC, 2005. The European Guidelines for Self-Compacting Concrete, Surrey, UK.

[7] BS EN 12390-3, 2009. Testing hardened concrete. Compressive strength of test specimens. British standard: UK.

[8] บุญฉัตร ฉัตรวีระและวัชรากร วงศ์คำจันทร์, 2544. พฤติกรรมทางกลของคอนกรีตผสมเถ้าแกลบละเอียด. วารสารวิจัยและพัฒนา มจธ., 24(3): 127-147.

[9] สำเริง รักซ้อน และทง ลานธารทอง, 2556. นวัตกรรมคอนกรีตต้นทุนต่ำไหลเข้าแบบง่ายโดยการใช้เถ้าทิ้ง. รายงานวิจัย มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลพระนคร กรุงเทพมหานคร.

บทความวิจัย
สาขาการปรับปรุงคุณสมบัติของดินด้วยวัสดุซีเมนต์
GTE

กำลังอัดของวัสดุพื้นทางเดิมปรับปรุงด้วยโพลิไวนิลแอลกอฮอล์ และปูนซีเมนต์

COMPRESSIVE STRENGTH OF RECYCLED BASED MATERIALS IMPROVED BY POLYVINYLALCOHOL AND CEMENT

ชัยวัฒน์ วารี[1] (Chaiwat Waree)[1]
เชิดศักดิ์ สุขศิริพัฒนพงศ์[2] (Cherdsak Suksiripattanapong)[2]

[1] สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ. นครราชสีมา E-mail address: Chaiwat_waree@hotmail.com
[2] ผู้ช่วยศาสตราจารย์ สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา E-mail address:

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้มีจุดประสงค์เพื่อศึกษากำลังอัดของวัสดุพื้นทางเดิมปรับปรุงด้วยโพลิไวนิลแอลกอฮอล์ และปูนซีเมนต์ งานวิจัยนี้ใช้ปริมาณปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่หนึ่งร้อยละ 1, 3 และ 5 และความเข้มข้นของโพลิไวนิลแอลกอฮอล์ (PVA) ร้อยละ 1, 3, 5 และ 7 ตัวอย่างวัสดุพื้นทางเดิมปรับปรุงด้วยโพลิไวนิลแอลกอฮอล์ และปูนซีเมนต์จะถูกนำมาทดสอบกำลังอัดแกนเดียวที่อายุบ่ม 7 วัน และเปรียบเทียบกับมาตรฐานกรมทางหลวงชนบท ผลการทดสอบพบว่ากำลังอัดของตัวอย่างมีค่าเพิ่มขึ้นตามความเข้มข้นของ PVA ที่เพิ่มขึ้น จากนั้นกำลังอัดของตัวอย่างมีค่าลดลงตามความเข้มข้นของ PVA ความเข้มข้นของ PVA และปริมาณปูนซีเมนต์ที่เหมาะสมมีค่าเท่ากับร้อยละ 5 และ 3 ซึ่งให้ค่ากำลังอัดเท่ากับ 27.24 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

คำสำคัญ: ซ่อมสร้างผิวทางแอสฟัลติกคอนกรีต ,โพลิไวนิลแอลกอฮอล์ , วัสดุพื้นทาง

Abstract : This research aims to study compressive strength of recycled base material improved by polyvinyl alcohol and cement. Portland cement type 1 content of 1, 3 and 5% and concentration of polyvinyl alcohol (PVA) of 1, 3, 5 and 7% were investigated in this study. The recycled base material improved by polyvinyl alcohol and cement samples were evaluated by unconfined compressive strength (UCS) test. The test resulted were also compared with the standard of Rural Road. It is found that UCS of recycled base material improved by polyvinyl alcohol and cement sample increased as concentration of PVA increased. Then UCS of recycled base material improved by polyvinyl alcohol and cement sample decreased with increase in concentration of PVA. The optimum concentration of PVA and cement content were 5 and 3%, which offered the UCS of 27.24 ksc.

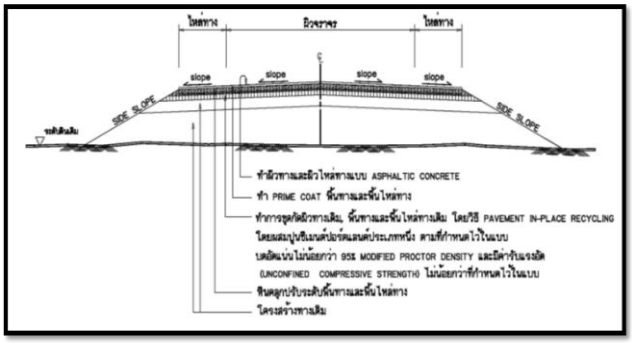
Keywords: Pavement In-Place Recycling, Polyvinyl Alcohol(PVA),Based Material

1. คำนำ

ถนนเป็นโครงสร้างพื้นฐานซึ่งสามารถเชื่อมโยงการคมนาคมและการขนส่งต่าง ๆ เข้าด้วยกัน โดยส่งผลให้เกิดการพัฒนาในระดับจุลภาคและมหัพภาค และถนนทางหลวงชนบทเป็นส่วนหนึ่งของถนนโครงข่ายการคมนาคมและการขนส่งภายในประเทศซึ่งเป็นถนนโครงข่ายรองจากถนนทางหลวง ซึ่งกรมทางหลวงชนบทมีพื้นที่อยู่ในความดูแลทั้งประเทศจำนวน 47,454 กม. [1] และมีการก่อสร้างเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องในทุกๆปี โดยถนนแต่ละสายทางมีการใช้งานอย่างต่อเนื่องตลอดช่วงอายุการใช้งาน จึงจำเป็นต้องมีการบำรุงรักษาและพัฒนาเพื่อให้สามารถใช้งานได้อย่างปกติเสมอ และเมื่อถึงอายุการใช้งานหรือมีความชำรุดบกพร่องของถนน ทำให้มีความจำเป็นต้องปรับปรุงถนนนั้น ๆให้สามารถกลับมาใช้งานได้ดีดังเดิม โดยสามารถปรับปรุงถนนได้หลาย วิธีการหนึ่งในนั้นคือการ ซ่อมสร้างผิวทาง โดยวิธี Pavement In-Place Recycling ซึ่งเป็นการหมุนเวียนนำวัสดุพื้นทางที่มีอยู่เดิมนำกลับมาใช้ใหม่โดยไม่จำเป็นต้องขุดรื้อพื้นทางเดิมนั้นทิ้ง โดยจะใช้เครื่องจักรขุดกัดวัสดุพื้นทางขึ้นมาเพื่อผสมเข้ากับปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์และน้ำคลุกเคล้าให้เข้ากัน และทำการบดทับให้เป็นไปตามมาตรฐาน แล้วจึงทำการปูผิวทางแอสฟัลติกคอนกรีต แต่การซ่อมสร้างผิวทาง โดยวิธี Pavement In-Place

Recycling นั้น มักพบปัญหาการเกิดรอยแตกร้าวขึ้นบริเวณผิวทางหลังจากการใช้งานไประยะหนึ่ง ซึ่งอาจเกิดจากการที่วัสดุพื้นทางเมื่อผสมกับปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์แล้วจะมีค่าความแข็งเพิ่มมากขึ้น แต่ความแข็งที่เพิ่มมากขึ้นกลับส่งผลให้เกิดการแตกร้าวได้ง่าย จึงจำเป็นต้องทำการศึกษาในการแก้ไขปัญหาดังกล่าวเพื่อลดความเสียหายภายหลังจากการก่อสร้าง

พิจารณาโครงสร้างชั้นพื้นทาง (Base course) ของการซ่อมสร้างผิวทางแอสฟัลติกคอนกรีตโดยวิธี Pavement In-Place Recycling ซึ่งเป็นชั้นที่ใช้รับน้ำหนักการบรรทุกถัดจากชั้นผิวทาง โดยมีค่า Unconfined Compressive Strength(UCS) ไม่น้อยกว่า 17.5 KSC. ที่อายุการบ่ม 7 วัน ตามมาตรฐานของกรมทางหลวงชนบท ดังแสดงในรูปที่ 1 รูปตัดโครงสร้างการซ่อมสร้างผิวทางแอสฟัลติกคอนกรีตโดยวิธี Pavement In-Place Recycling



ภาพที่ 1 รูปตัดโครงสร้างการซ่อมสร้างผิวทางแอสฟัลติกคอนกรีตโดยวิธี Pavement In-Place Recycling (ที่มา: กรมทางหลวงชนบท)

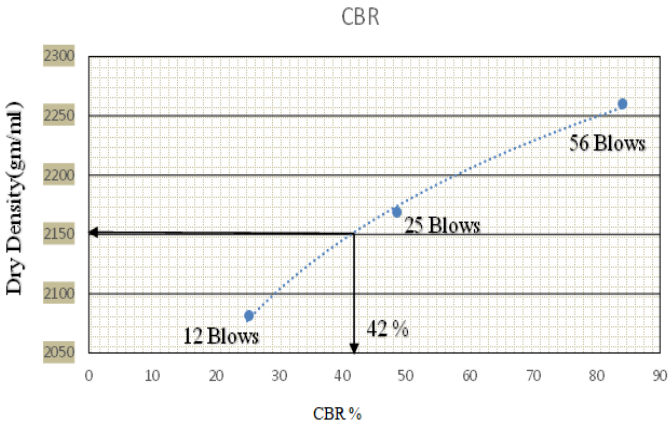
กรมทางหลวงได้นำวิธีการก่อสร้างและบูรณะปรับปรุงชั้นทางเดิมด้วยวิธีการนำวัสดุ หมุนเวียนมาใช้ใหม่ (Pavement In-Place Recycling) มาใช้ในงานทางครั้งแรกเมื่อปีพ.ศ.2537 (จนถึงปัจจุบันรวมระยะเวลาทั้งสิ้นกว่า 20 ปี) ช่วยลดการใช้วัสดุจากแหล่งธรรมชาติ อนุรักษ์สิ่งแวดล้อม รักษาระดับของถนนเดิมไว้ได้และเพิ่มอายุการใช้งาน และเสริมความแข็งแรงทนทาน ให้กับถนนที่ซ่อมบำรุงเสมือนเป็นโครงสร้างชั้นทางแบบกึ่งแกร่งตัว [2]

งานวิจัยนี้มุ่งเน้นเพื่อให้เกิดการปรับปรุงคุณสมบัติเชิงกลของวัสดุที่นำมาใช้ในการปรับปรุงพื้นทางของงานถนน โดยมีการศึกษาการแทนที่การผสมของวัดุพื้นทางกับปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์และน้ำ โดยจะนำวัสดุพอลิเมอร์ คือ PVA มาใช้ผสมแทนที่น้ำ ซึ่งจะทำการผสมในอัตราส่วนที่ค่าชื้นที่เหมาะสมที่สุด โดยมีค่าความเข้มข้นของวัสดุโพลิไวนิลแอลกอฮอล์(PVA) ที่ร้อยละ 1,3,5 และ 7 มาทดสอบค่ากำลังอัด และกำลังดึงโดยอ้อม ที่อายุการบ่ม 7 วัน เพื่อศึกษาและวิเคราะห์ความเป็นไปได้ที่จะนำวัสดุพอลิเมอร์มาใช้ปรับปรุงคุณสมบัติของวัสดุโครงสร้างพื้นทางในการปรับปรุงซ่อมแซม และก่อสร้างถนน

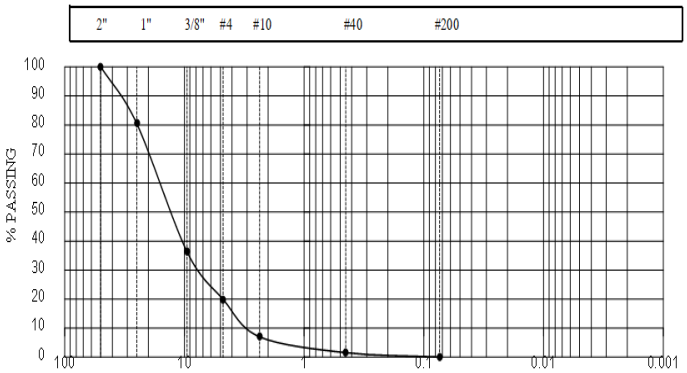
2. วัสดุและวิธีการทดสอบ

1.1 คุณสมบัติของวัสดุพื้นทางเดิมผสมแอสฟัลติกคอนกรีต

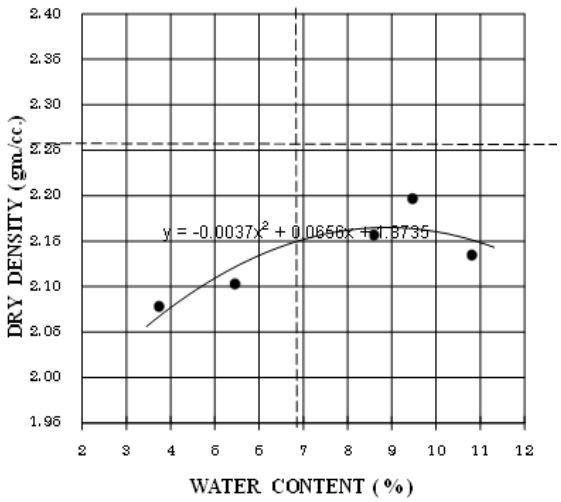
วัสดุพื้นทางเดิมผสมแอสฟัลติกคอนกรีตที่ใช้ทดสอบเป็นวัสดุจากสายทาง แยกทางหลวงหมายเลข 225 - บ้านห้วยน้ำคำ อำเภอหนองบัวระเหว จังหวัดชัยภูมิ โดยศึกษาคุณสมบัติของวัสดุพื้นทางเดิมผสมแอสฟัลติกคอนกรีตก่อนการปรับปรุงคุณภาพ ได้แก่ การกระจายขนาดของเม็ดดิน, ปริมาณความชื้นที่ความหนาแน่นสูงสุดและหน่วยน้ำหนักของวัสดุพื้นทาง,ค่าความสึกหรอของวัสดุพื้นทาง ค่า Unconfined Compressive Strength(UCS) และค่า California Bearing Ratio(CBR) ของตัวอย่างตามมาตรฐานของกรมทางหลวงชนบท [8-12] ตัวอย่างนี้มีคุณสมบัติผ่านมาตรฐานสำหรับใช้งานชั้นรองพื้นทางของกรมทางหลวงชนบทได้ แต่ไม่สามารถใช้กับงานชั้นพื้นทางได้ เนื่องจากมีค่า CBR ต่ำกว่าข้อกำหนดตามมาตรฐานกรมทางหลวงชนบท รูปที่ 2 ถึง 4 แสดงค่า CBR ค่าการกระจายตัว ,ค่า Maximum Dry Density (MDD) และค่า Optimum Moisture Content(OMC) ของวัสดุพื้นทางผสมแอสฟัลติกคอนกรีต



ภาพที่ 2 ค่า CBR ของวัสดุพื้นทางผสมแอสฟัลติกคอนกรีต



ภาพที่ 3 การกระจายตัวของวัสดุพื้นทางผสมแอสฟัลติกคอนกรีต



ภาพที่ 4 ค่า MDD และค่า OMC ของวัสดุพื้นทางผสมแอสฟัลติกคอนกรีต

ตารางที่ 1 เปรียบเทียบคุณสมบัติของวัสดุพื้นทางผสมแอสฟัลติกคอนกรีตในงานทาง

คุณสมบัติ	หินคลุกตัวอย่างก่อนปรับปรุง	ข้อกำหนดชั้นรองพื้นทาง	ข้อกำหนดชั้นพื้นทาง
Grain size analysis	ก	ก / ข / ค / ง	ก / ข / ค
Liquid Limit	NP	35% max.	25% max.
Plasticity Index	NP	11% max.	6% max.
Soaked CBR	42%	25% min.	80% min.
Los Angeles abrasion	28.33	60% max.	40% max.
Soundness	0%	NA	9% max.
Natural moist. content	0.3%	NA	NA
Specific Gravity	2.612	NA	NA
UCS	NA	NA	NA
Max. Dry Density	2.164 ก./มล.	NA	NA
OMC	8.86%	NA	NA

หมายเหตุ: ตามข้อกำหนดงานก่อสร้างทางของกรมทางหลวงชนบท

1.2 คุณสมบัติของวัสดุเชื่อมประสาน

การศึกษานี้เลือกใช้วัสดุเชื่อมประสาน 2 ชนิด คือ ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (Ordinary Portland cement: OPC) ซึ่งเป็นวัสดุเชื่อมประสานที่มีการใช้งานมากที่สุด และชนิดที่ 2 คือ โพลิไวนิลแอลกอฮอล์(PVA) เป็นสารพอลิเมอร์สังเคราะห์โมเลกุลใหญ่ชนิดหนึ่งที่สามารถนำไปใช้ประโยชน์ในอุตสาหกรรมหลายชนิด [13,14] โดยแสดงสัดส่วนการผสมในตารางที่ 2 และแสดงคุณสมบัติทางเคมีของปูนซีเมนต์ในตารางที่ 3

ตารางที่ 2 สัดส่วนผสมของวัสดุเชื่อมประสานที่ใช้ในการศึกษา

สัดส่วนผสม	ปูนซีเมนต์ OPC (ร้อยละ1)	ปูนซีเมนต์ OPC (ร้อยละ3)	ปูนซีเมนต์ OPC (ร้อยละ5)
Px-i%	P0-1	P0-3	P0-5
Px-i%	P1-1	P1-3	P1-5
Px-i%	P3-1	P3-3	P3-5
Px-i%	P5-1	P5-3	P5-5
Px-i%	P7-1	P7-3	P7-5

หมายเหตุ: i % คือ ร้อยละของปูนซีเมนต์
Px คือ ร้อยละความเข้มข้นของ PVA

ตารางที่ 3 คุณสมบัติทางเคมีของวัสดุเชื่อมประสาน

องค์ประกอบทางเคมี (ร้อยละ)	OPC (ร้อยละ)
SiO_2	9.81
Al_2O_3	4.64
Fe_2O_3	2.03
CaO	75.96
SO_3	2.58
K_2O	1.62
NO_2	0.24
LOI	3.12

1.3 การเตรียมตัวอย่าง

วัสดุพื้นทางผสมแอสฟัลติกคอนกรีตตัวอย่างถูกนำมาร่อนแยกขนาด จากตารางที่ 1 พบว่าหินตัวอย่างมีการกระจายตัวเกรด ข ผู้วิจัยได้นำส่วนที่ผ่านตะแกรงแต่ละขนาดมาผสมให้ได้การกระจายตัวเกรด ข ตามมาตรฐานชั้นพื้นทางของกรมทางหลวงชนบท โดยใช้การเตรียมตัวอย่างตามมาตรฐานวิธีการทดลอง มทช.(ท) 501.2-2545 ของกรมทางหลวงชนบท [9] เพื่อให้หินที่จะนำมาทดสอบทั้งหมดมีการกระจายตัวและคุณภาพสม่ำเสมอตลอดการศึกษา ปริมาณน้ำที่เหมาะสม (OMC) ได้จากการบดอัดด้วยการทดสอบการบดอัดแน่นแบบสูงกว่ามาตรฐาน (Modified Proctor Compaction Test)

ภายหลังการเตรียมตัวอย่างวัสดุพื้นทางผสมแอสฟัลติกคอนกรีตจะถูกผสมกับวัสดุปูนซีเมนต์ร้อยละ 1, 3 และ 5 โดยน้ำหนักตามแต่ร้อยละความเข้มข้นของ PVA ตั้งแต่ร้อยละ 0,1,3,5 และ 7 จะได้ตัวอย่างการทดสอบ 3 ก้อนในแต่ละตัวอย่างความเข้มข้นของ PVA โดยตัวอย่างจะถูกนำไปบดอัดเพื่อหาค่า UCS ที่อายุการบ่ม 7 วัน

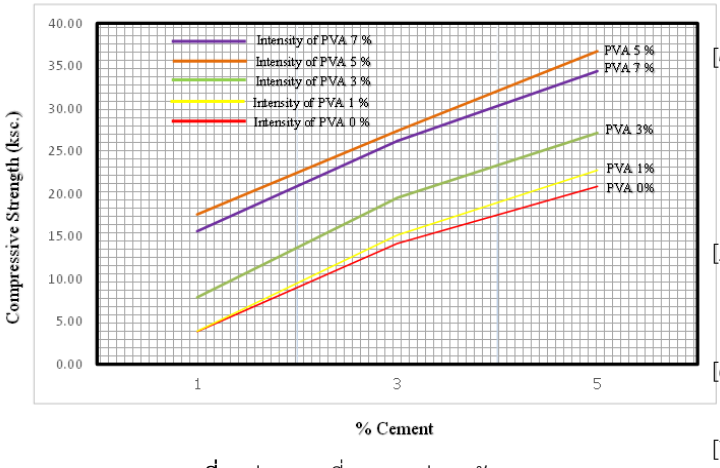
3. ผลการทดสอบ

ตารางที่ 4 แสดงผลการทดสอบการบดอัดของวัสดุพื้นทางเดิมปรับปรุงด้วยโพลิไวนิลแอลกอฮอล์ พบว่าความหนาแน่นสูงสุดของวัสดุพื้นทางเดิมปรับปรุงด้วยโพลิไวนิลแอลกอฮอล์มีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณความเข้มข้น จนถึงตัวอย่างที่มีความเข้มข้นของ PVA ที่ร้อยละ 5 โดยน้ำหนัก จากนั้นเมื่อความเข้มข้นของ PVA เพิ่มถึงร้อยละ 7 โดยน้ำหนักจะส่งผลให้ค่าความหนาแน่นนั้นมีค่าลดลง

ตารางที่ 4 ผลการทดสอบการบดอัดของวัสดุพื้นทางเดิมปรับปรุงด้วยโพลิไวนิลแอลกอฮอล์

สัดส่วนผสม	MDD (ก./มล.)			Moist. content (ก./มล.)		
	ร้อยละ 1	ร้อยละ 3	ร้อยละ 5	ร้อยละ 1	ร้อยละ 3	ร้อยละ 5
P0	2.218	2.202	2.230	5.70	5.37	5.89
P1	2.193	2.201	2.205	4.25	5.26	5.67
P3	2.234	2.204	2.219	5.23	5.47	6.07
P5	2.221	2.231	2.215	5.47	5.37	5.51
P7	2.184	2.207	2.208	6.04	5.93	6.08

ผลการทดสอบค่า UCS ของวัสดุพื้นทางเดิมปรับปรุงด้วยโพลิไวนิลแอลกอฮอล์แสดงในภาพที่ 5 ค่า UCS ของวัสดุพื้นทางเดิมปรับปรุงด้วยโพลิไวนิลแอลกอฮอล์มีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณความเข้มข้นของ PVA ที่เพิ่มมากขึ้นจนถึงร้อยละ 5 แต่เมื่อความเข้มข้นของ PVA เพิ่มขึ้นถึงร้อยละ 7 กำลังรับแรงอัดของตัวอย่างจะเริ่มมีค่าลดลง ซึ่งตัวอย่างที่มีกำลังอัดมากกว่า 17.5 KSC สามารถนำมาใช้ก่อสร้างงานชั้นพื้นทางหินคลุกผสมซีเมนต์ได้ตามข้อกำหนดของกรมทางหลวงชนบท



ภาพที่ 5 ค่า UCS ที่อายุการบ่ม 7 วัน

อัตราส่วนที่เหมาะสมของวัสดุพื้นทางเดิมปรับปรุงด้วยโพลิไวนิลแอลกอฮอล์คือสัดส่วน P5-3% เพราะเป็นสัดส่วนผสมที่มีค่า UCS มากกว่า 17.5 กก./ตร.ซม. และใช้ปูนซีเมนต์เพียงร้อยละ 3 โดยที่ก้อนตัวอย่างมีกำลังรับน้ำหนักผ่านข้อกำหนดของกรมทางหลวงชนบท อีกทั้งยังสามารถลดปริมาณการใช้ปูนซีเมนต์ลงได้

4. สรุปผลการทดสอบ

ผลการศึกษากำลังอัดของวัสดุพื้นทางผสมแอสฟัลติกคอนกรีตเพื่อใช้กับงานชั้นพื้นทางตามมาตรฐานกรมทางหลวงชนบท สามารถสรุปได้ดังนี้

1. วัสดุพื้นทางผสมแอสฟัลติกคอนกรีตตัวอย่างสามารถนำมาปรับปรุงเพื่อใช้ในงานก่อสร้างชั้นพื้นทาง (Base Course) ของงานถนนตามมาตรฐานกรมทางหลวงชนบทได้
2. ค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุดเกิดขึ้นกับการใช้ความเข้มข้นของ PVA ที่ความเข้มข้นร้อยละ 5
3. ค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุดจะลดลงเมื่อความเข้มข้นของ PVA เพิ่มขึ้นถึงร้อยละ 7
4. เมื่อทดสอบหาค่า UCS ให้มีกำลังมากกว่า 17.5 กก./ตร.ซม. พบว่าสัดส่วนผสมที่เหมาะสมคือ PVA ความเข้มข้นร้อยละ 5 ผสมกับปูนซีเมนต์ร้อยละ 3 ต่อปริมาณวัสดุเชื่อมประสาน มีค่ากำลัง 27.24 กก./ตร.ซม.

เอกสารอ้างอิง

[1] กรมทางหลวง 2562 โครงการระหว่างก่อสร้าง, ข้อมูลดาวน์โหลด. Retrieved 1 February 2019, from:

[2] เจนวิทย์ จันทร์พยัพ,2556 อิทธิพลของปริมาณหินฝุ่นต่อกำลังอัดของผิวทางเดิมที่ปรับปรุงด้วยวิธีการ หมุนเวียนผิวทางเดิมครั้งที่สอง

[3] สุภัสรา หมวดมงคล และ ญาโณทัย ผาสุก ,2560 การปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวด้วยปูนซีเมนต์โดยวิธีระบบเปียก

[4] วุฒิวัฒน์ มังกรงาม และคณะ(2562) การปรับปรุงคุณภาพหินคลุกที่ไม่ผ่านมาตรฐานด้วยปูนซีเมนต์ และเถ้าลอยสำหรับวัสดุชั้นพื้นทางที่เป็นมิตรต่อสิ่งแวดล้อมStabilization of Marginal Crushed Rock Using Cement and Fly Ash as A Green Base Course Material การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 24

[5] ศรากร หนูเอก 2548 การปรับปรุงวัสดุพื้นทางหินคลุกด้วยซีเมนต์ ปัญหาพิเศษปริญญาโท ภาควิชา ครุศาสตร์โยธา บัณฑิตวิทยาลัย สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ

[6] ธงชัย รุ่งเรือง 2556 การปรับปรุงคุณภาพวัสดุหินคลุกซีเมนต์ชั้นพื้นทางเดิมผสมผิวแอสฟัลต์คอนกรีตเดิมด้วยปูนซีเมนต์

[7] ทวีศักดิ์ ปิติคุณพงศ์สุข 2556 การปรับปรุงหินคลุกด้อยคุณภาพเพื่อนำมาใช้เป็นวัสดุงานทาง Utilization of Unqualified Crushed Rocks for Use as Road Construction Materials วิศวกรรมสาร ฉบับวิจัยและพัฒนาปีที่ 24 ฉบับที่ 3 พ.ศ. 2556

[8] มทช.(ท) 501.8-2545 วิธีการทดสอบหาขนาดเม็ดของวัสดุ (SIEVE ANALYSIS) กรมทางหลวงชนบท

[9] มทช.(ท) 501.2-2545 วิธีการทดสอบความแน่น แบบสูงกว่ามาตรฐาน (MODIFIED COMPACTION TEST) กรมทางหลวงชนบท

[10] มทช.(ท) 501.9-2545 วิธีการทดสอบหาความสึกหรอของวัสดุชนิดเม็ดหยาบ (COARSE AGGREGATES) โดยใช้เครื่องมือทดสอบหาความสึกหรอ (LOS ANGELES ABRASION) กรมทางหลวงชนบท

[11] มทช.(ท) 303-2545 วิธีการทดสอบเพื่อหาค่าแรงอัดแกนเดียว (UNCONFINED COMPRESSION TEST) กรมทางหลวงชนบท

[12] มทช.(ท) 501.3-2545 วิธีการทดสอบเพื่อหาค่า ซี.บี.อาร์. (C.B.R.) กรมทางหลวงชนบท

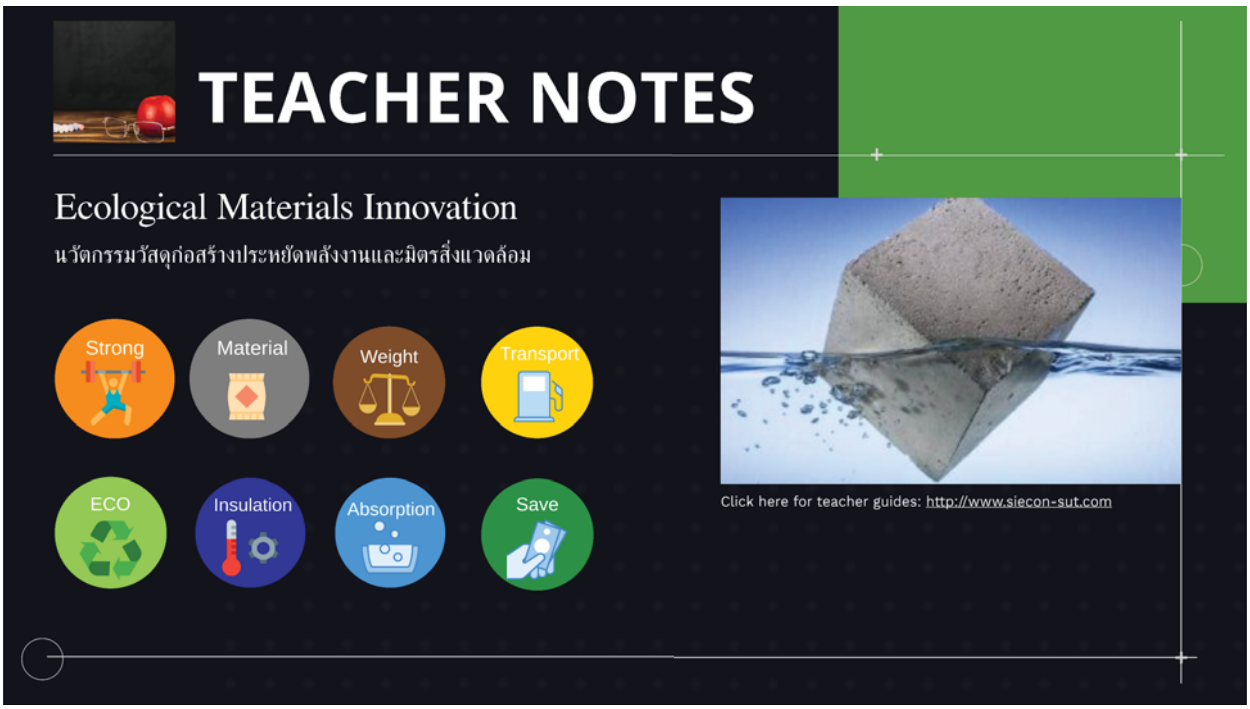
[13] S.L. Bassner and E.H. Klingenberg ,July 2004 Effect of glass transition temperature of polymeric binders on properties ceramic materials Journal of The rmal Analysis and Calorimetry Volume 77, Issue 1, pp 319–327

[14] Flieger et al., 2003 Biodegradable plastics from renewable sources Folia Microbiologica January 2003, 48:27

บทความวิจัย
สาขาผลงานและนวัตกรรมงานคอนกรีตของผู้ประกอบการ ICM

Light Weight Cell Crete Innovation
A Global-to-Personal Look at Our Carbon Footprint & Ecological Materials
Duration: 15 minutes
Dr.Aphai Chapirom
SIECON - SUT
Applied Cell Crete
CELL CRETE
TEACHER NOTES
R&D for business
DIFFERENCE

1.


TEACHER NOTES
Ecological Materials Innovation
นวัตกรรมวัสดุก่อสร้างประหยัดพลังงานและมิตรสิ่งแวดล้อม
Strong
Material
Weight
Transport
ECO
Insulation
Absorption
Save
Click here for teacher guides: http://www.siecon-sut.com

2.

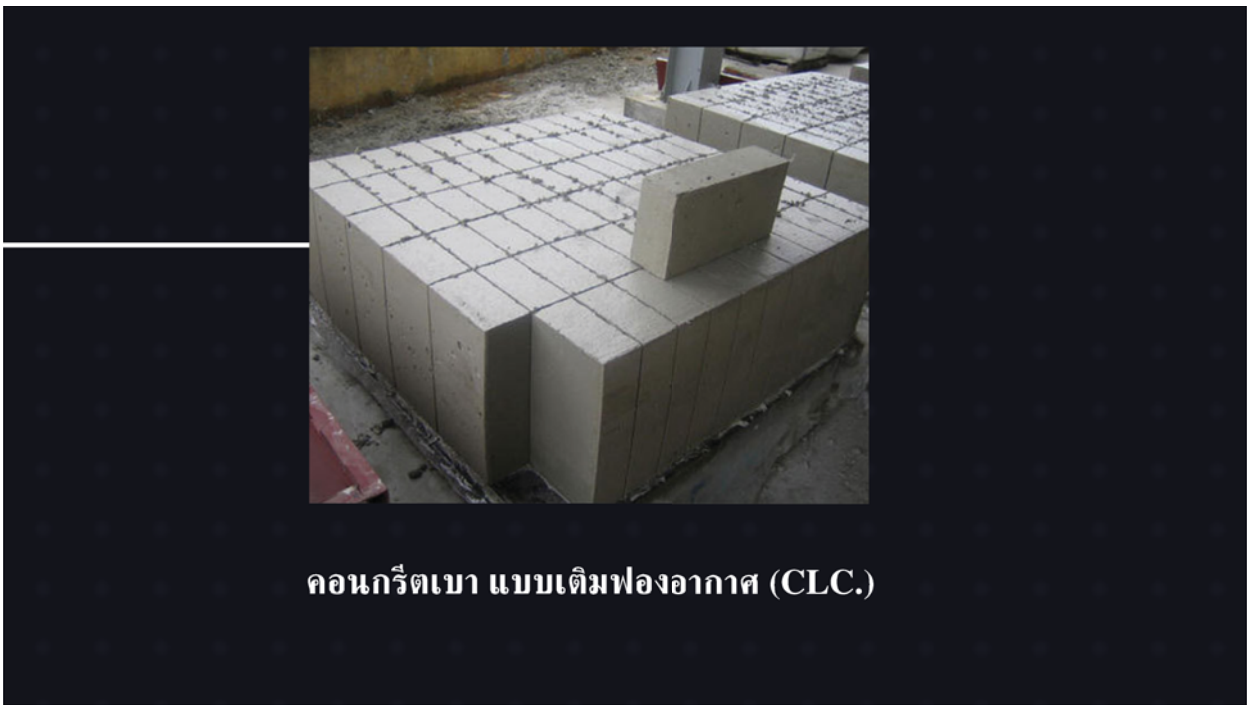
DIFFERENCE
-Light weight Aggregate concrete
-Foamed concrete
American Concrete Institute
ELSEVIER
On your sticky notes:
- Light weight Aggregate
HOW Aggregate ?
AAC.
CLC.

4.

หินเบา (Lightweight Aggregate)

5.

6.



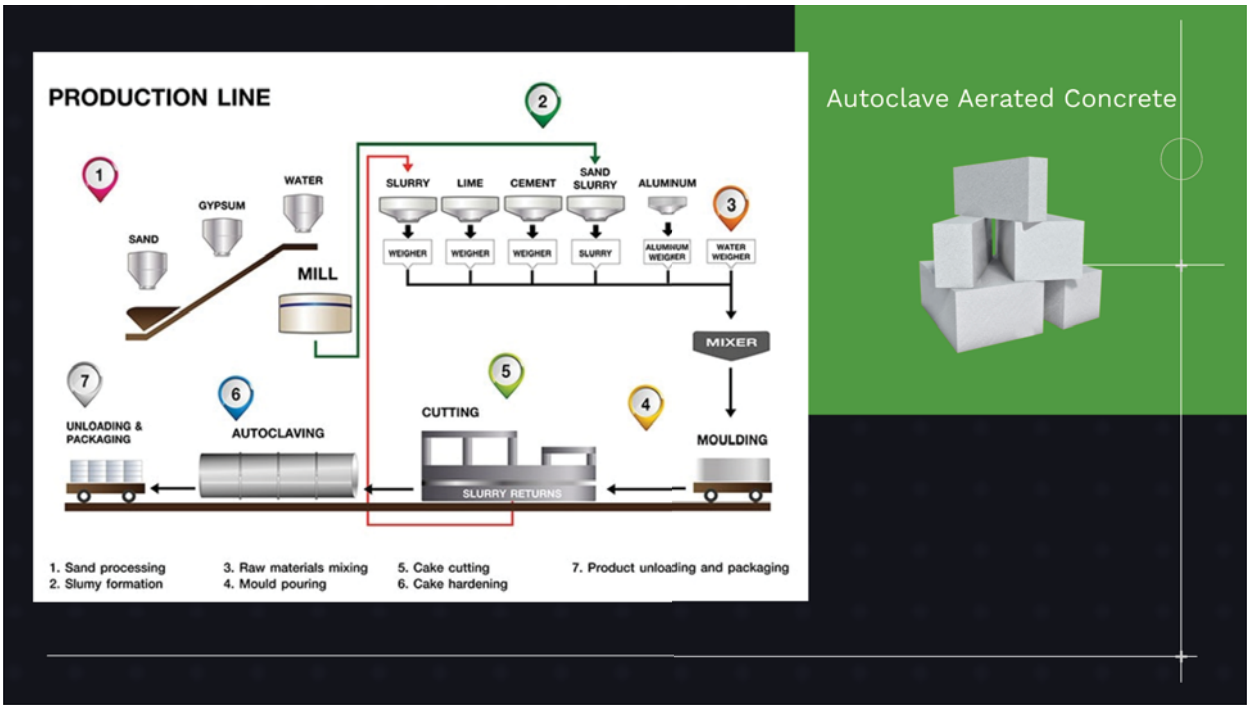
7.

DIFFERENCE
-Light weight Aggregate concrete
-Foamed concrete
American Concrete Institute
ELSEVIER
On your sticky notes:
- Light weight Aggregate
con
HOW Aggregate ?
AAC.
CLC.

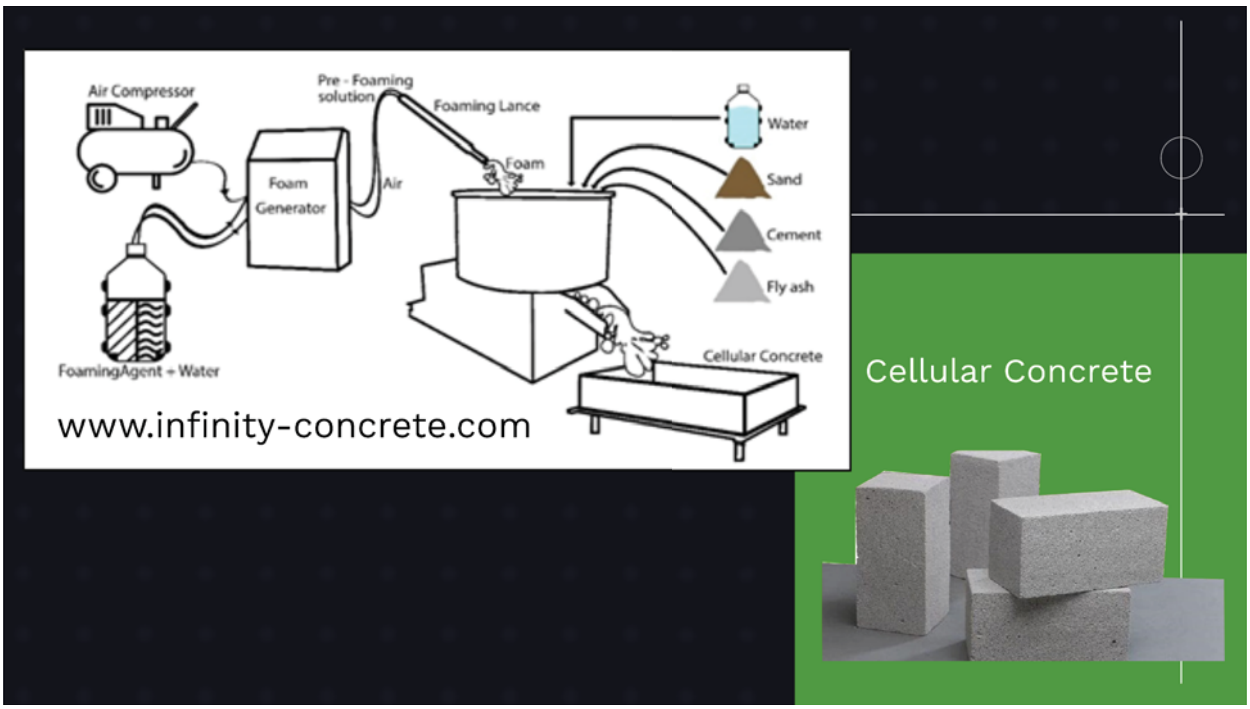
8.

หินเบา (Lightweight Aggregate)
อ้างอิง https://old.mtec.or.th/ecocera/lwa.php
เม็ดหินเบาหรือหินมวลเบา เป็นหินสังเคราะห์ที่มีน้ำหนัก 20-50% ของน้ำหนักหินธรรมชาติ ใช้แทนหินธรรมชาติในงานก่อสร้าง ประดับตกแต่ง และอื่นๆ เม็ดหินเบามีโครงสร้างเป็นรูพรุนทั่วทั้งเม็ด เนื้อวัสดุเป็นโฟมเซรามิก มีความแข็งแรงสูง (30-80 kgf) เหมาะกับงานทางโครงสร้างที่ต้องการความแข็งแรง ขนาดเม็ดอยู่ในช่วง 2-25 mm. ขึ้นกับความต้องการใช้งาน
12 mm
โครงสร้างโฟมเซรามิกภายในเม็ดหินทำให้เม็ดหินมีน้ำหนักเบา
www.ecolite.co.th
www.speedwallthailand.com

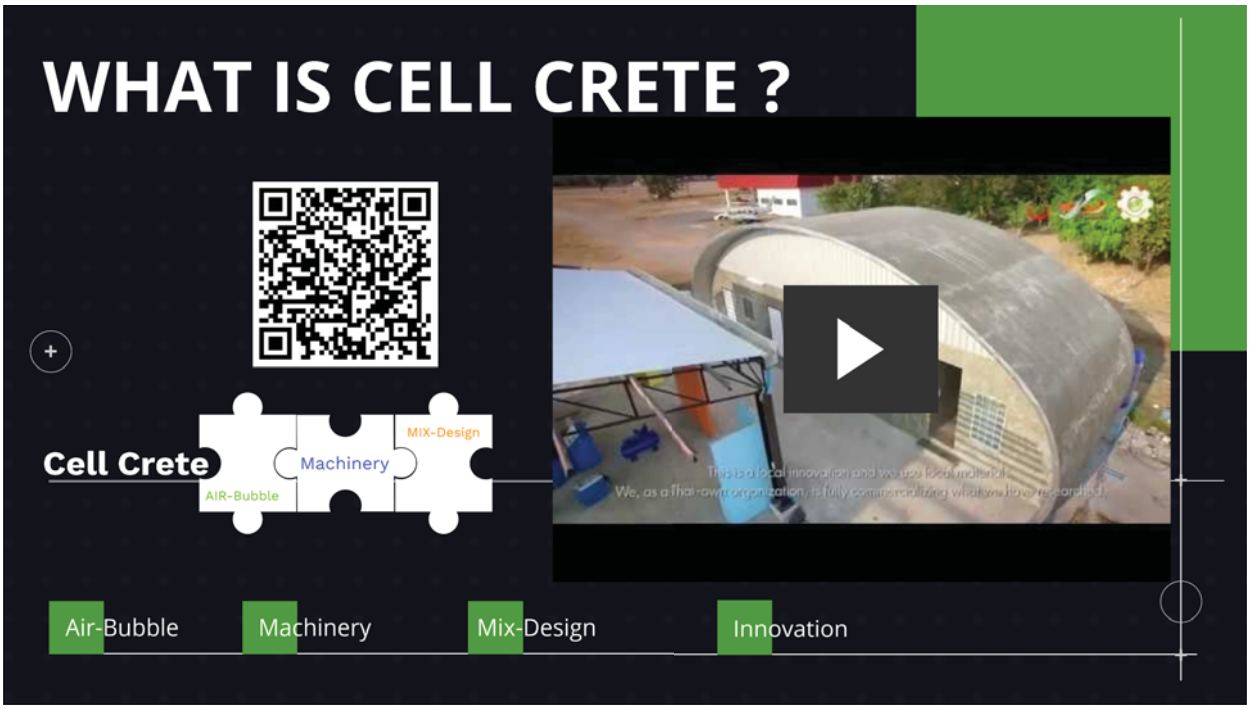
9.


PRODUCTION LINE
Autoclave Aerated Concrete
SAND
GYPSUM
WATER
MILL
SLURRY
LIME
CEMENT
SAND SLURRY
ALUMINUM
WEIGHER
WEIGHER
WEIGHER
SLURRY
ALUMINUM WEIGHER
WATER WEIGHER
MIXER
MOULDING
CUTTING
SLURRY RETURNS
AUTOCLAVING
UNLOADING & PACKAGING
1. Sand processing
2. Slumy formation
3. Raw materials mixing
4. Mould pouring
5. Cake cutting
6. Cake hardening
7. Product unloading and packaging

10.

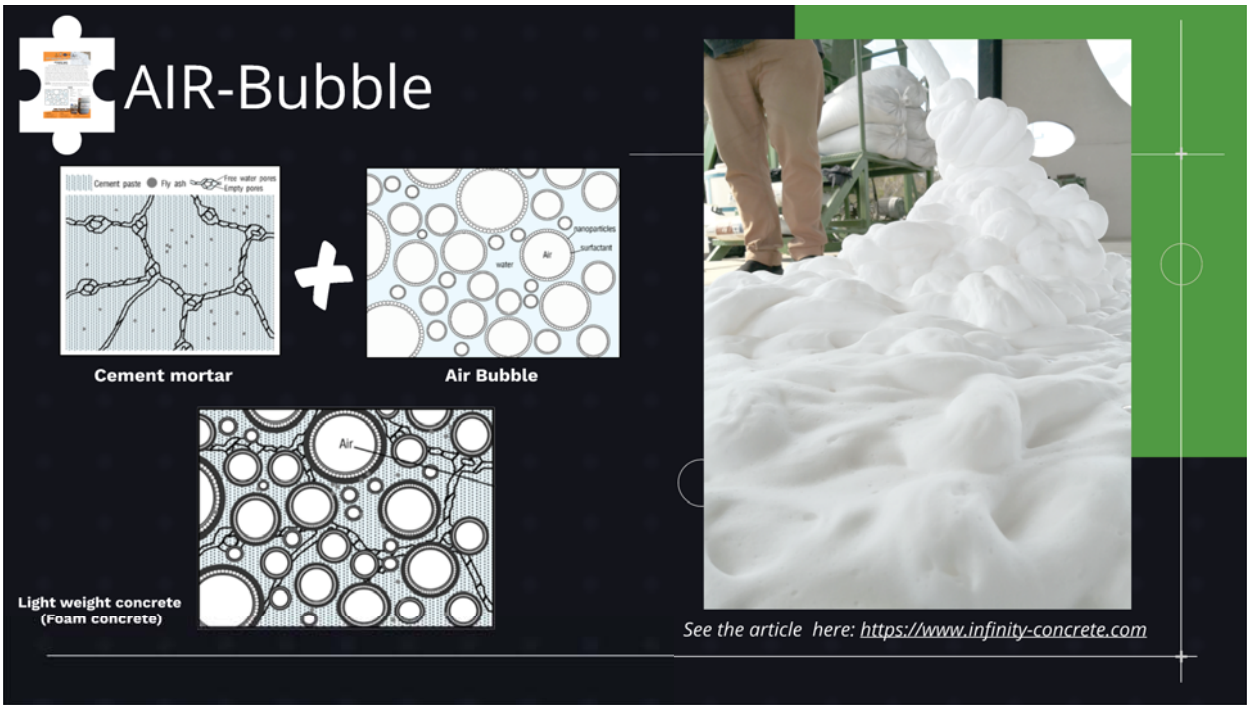

Air Compressor
Pre - Foaming solution
Foaming Lance
Foam Generator
Air
Foam
Water
Sand
Cement
Fly ash
Cellular Concrete
FoamingAgent + Water
www.infinity-concrete.com
Cellular Concrete

11.


WHAT IS CELL CRETE ?
Cell Crete
Machinery
MIX-Design
AIR-Bubble
Air-Bubble
Machinery
Mix-Design
Innovation

13.

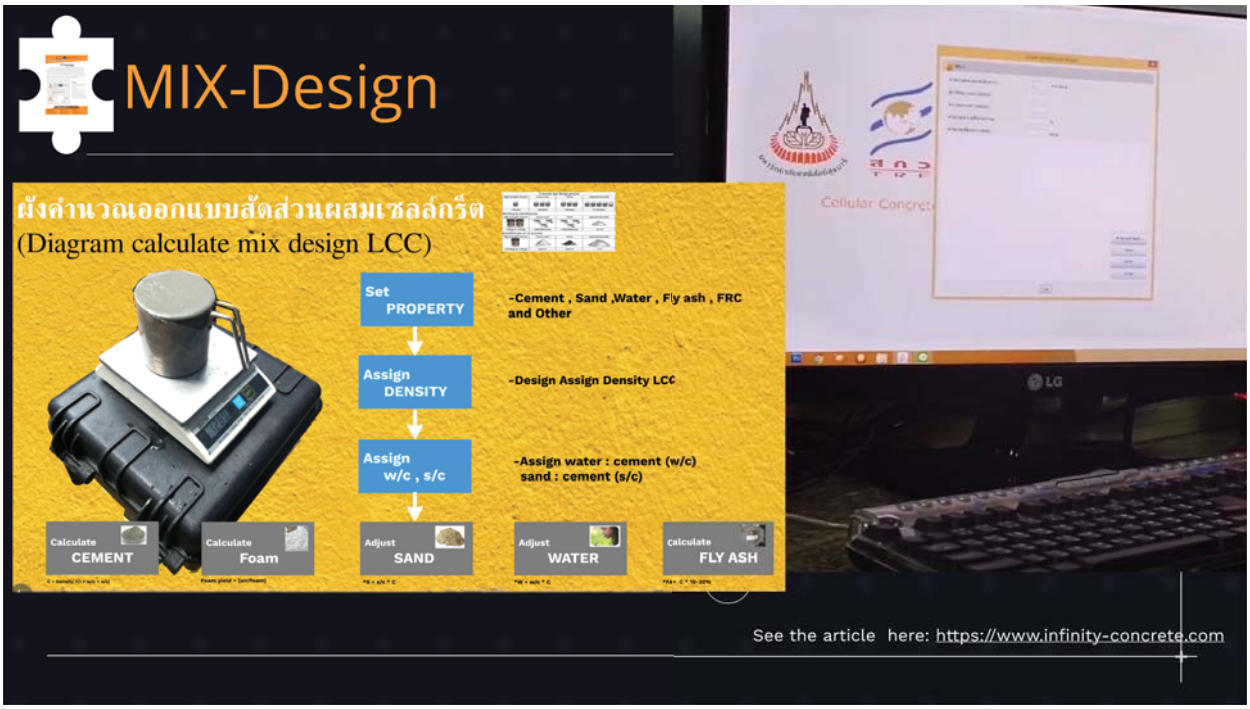
15.


AIR-Bubble
Cement paste
Fly ash
Free water pores
Empty pores
Cement mortar
nanoparticles
surfactant
water
Air
Air Bubble
Air
Light weight concrete
(Foam concrete)
See the article here: https://www.infinity-concrete.com

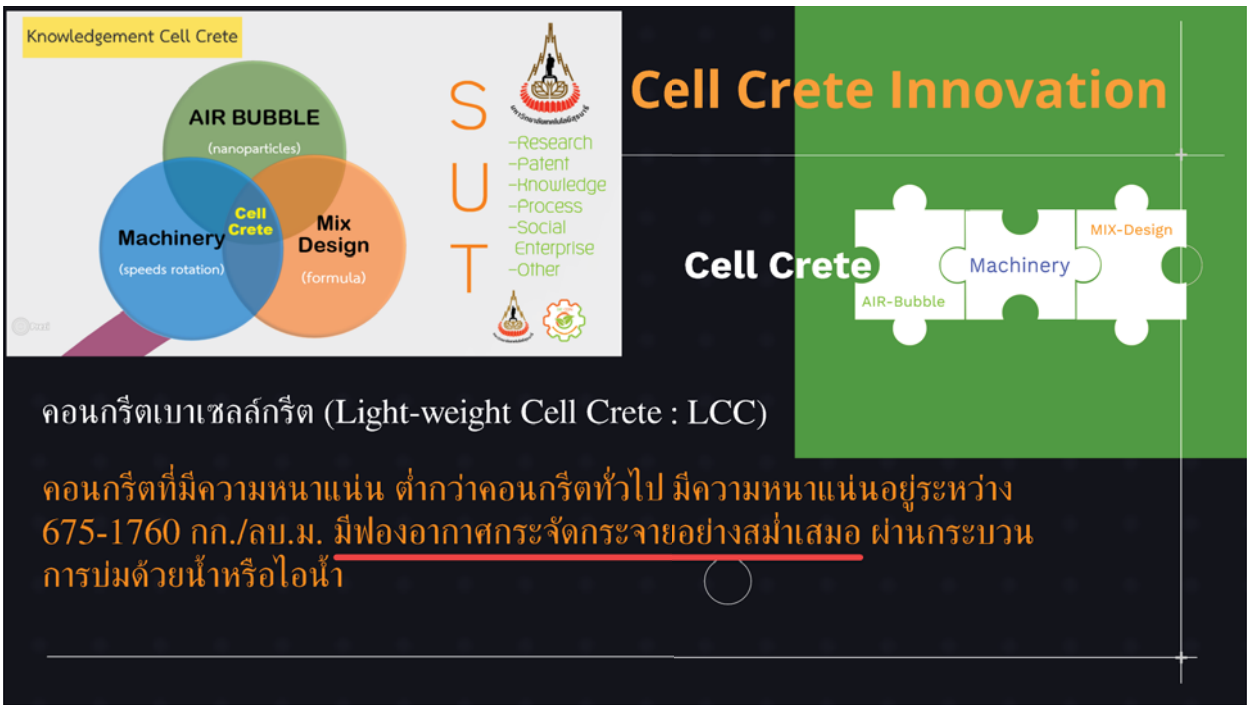
16.

Machinery
EFFECT OF SPEED ROTATION ON THE COMPRESSIVE
STRENGTH OF HORIZONTAL MIXER FOR CELLULAR
LIGHTWEIGHT CONCRETE
Suranaree J. SCI. Technol . 26(2): 113-120
อนุสิทธิบัตร เลขที่ 14175 เครื่องผสมคอนกรีตเซลลูลาแบบมอเตอร์แนวนอน
อนุสิทธิบัตร เลขที่ 15307 เครื่องสร้างฟองโฟมแบบควบคุมเวลา
See the article here: https://www.infinity-concrete.com

17.


MIX-Design
ผังคำนวณออกแบบสัดส่วนผสมเซลล์กรีต
(Diagram calculate mix design LCC)
Set PROPERTY
-Cement , Sand ,Water , Fly ash , FRC and Other
Assign DENSITY
-Design Assign Density LCC
Assign w/c , s/c
-Assign water : cement (w/c)
sand : cement (s/c)
Calculate CEMENT
Calculate Foam
Adjust SAND
Adjust WATER
Calculate FLY ASH
See the article here: https://www.infinity-concrete.com

18.


Knowledgement Cell Crete
AIR BUBBLE
(nanoparticles)
Machinery
(speeds rotation)
Cell Crete
Mix Design
(formula)
S U T
-Research
-Patent
-Knowledge
-Process
-Social Enterprise
-Other
Cell Crete Innovation
Cell Crete
Machinery
MIX-Design
AIR-Bubble
คอนกรีตเบาเซลล์กรีต (Light-weight Cell Crete : LCC)
คอนกรีตที่มีความหนาแน่น ต่ำกว่าคอนกรีตทั่วไป มีความหนาแน่นอยู่ระหว่าง 675-1760 กก./ลบ.ม. มีฟองอากาศกระจัดกระจายอย่างสม่ำเสมอ ผ่านกระบวนการบ่มด้วยน้ำหรือไอน้ำ

19.

R&D for Business
How are Research for Business?
พิธีลงนามสัญญาอนุญาตให้ใช้สิทธิในเทคโนโลยี
"สัญญาแต่งตั้งตัวแทนผลิตและจำหน่ายชุดเครื่องจักรและสูตรน้ำยาสารเพิ่มพ่อง"
See the article here: https://www.infinity-concrete.com

21.

Applied Cell Crete
SUT
Cell Crete
Engineered Fill
Cast in Place
FLOORING
ROOF DECKS
www.siecon-sut.com / www.infinity-concrete

23.

Parking Area
House Saving Energy Model
Outdoor Coworking Space
Workshop Space
Coffee Shop
SIE-CON
SUT
Co-Working Space
ภาระกิจของศูนย์วิจัย SIE-CON
-วิจัยและพัฒนาวัสดุก่อสร้างประหยัดพลังงานและมิตรสิ่งแวดล้อม
-หน่วยงานร่างมาตรฐาน สมอ.
-การจัดอบรมสัมมนา /การวิจัยและพัฒนา ผู้ประกอบการ-วิสาหกิจชุมชน
-การส่งเสริมการวิจัยสู่เชิงพาณิชย์ ของมหาวิทยาลัย
ติดต่อสอบถาม
FB : SUT Cell Crete
Web : www.siecon-sut.com
Tel : 081-4963321
SIE-CON
ผศ.ดร. ธีรวัฒน์ สินศิริ
หน.ศูนย์วิจัย SIE-CON
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี
ดร. อภัย ชาภิรมย์
เลขาฯ ศูนย์วิจัย SIE-CON
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

25.

Rheological properties of cement containing supplementary cementitious material

Thanakrit Chantra
Phaka Petcharat
Surachai Vangrattanachai

SCG Cement research and innovation center (SRI)

Outline

1. Introduction and background
   - SCG Cement research and innovation center (SRI)
   - Rheology
2. Experiment
3. Result and discussion
4. Summary
   - Guild line concept for cementitious material workability

SCG

- Cement-Building Materials (CBM)
- Chemical
- Packaging

Cement and Construction Solution Business (CCS) — Innovation and Technology — SCG Cement research and innovation center (SRI)

Research
Clinker and Cement Technology
Mortar Technology
Additive and Green Solution
Concrete Technology

Reduction CO_2 emission

SRI Mission

1. To research, develop and create innovation resulted in new products, new knowledge and new solutions for our customers that will impact our business and gain competitiveness in the marketplace
2. To support both our domestic and regional customers in terms of new product development and technical assistance
3. To research and develop in emerging future technologies related to the construction industry
4. To create an innovative workplace culture

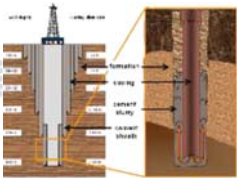
Use SCMs to reduce clinker factor in cement
- Workability
- Mechanical/Durability

ANNUAL CONCRETE CONFERENCE 15
Development of concrete technology for Eastern Economic Corridor
Introduction

Introduction

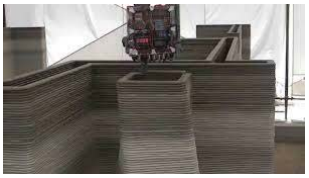
- Difference applications require unique workability; transporting, pumping, pouring, injection, spraying, spreading, self-levelling, hand troweling, molding and compaction.
- Desired workability can be designed by rheology

Cement paste



Mortar

Concrete



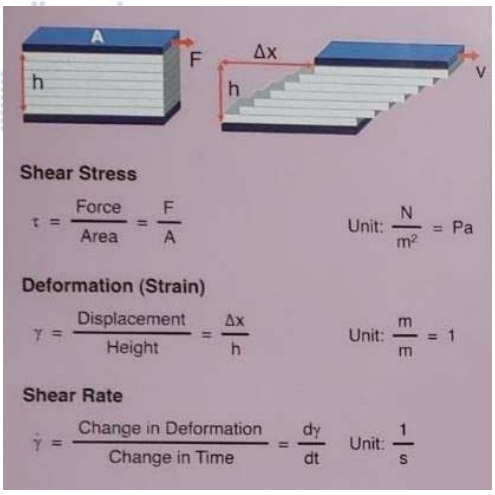
Phillip F. G. Banfill, Rheology of Fresh Cement and Concrete

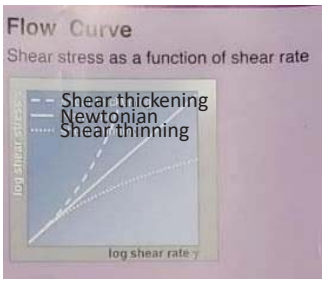
Rheology

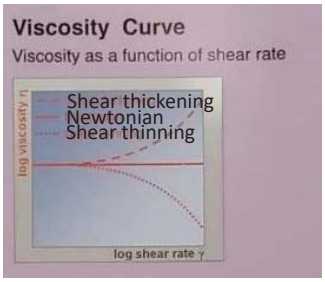
"The study of flow and deformation of matter"

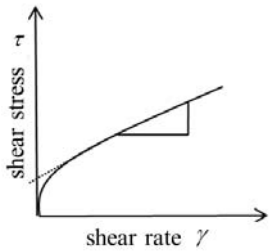
I. Oscillation tests Viscoelastic behavior

II. Rotational tests viscosity









Bingham equation

$$\tau = \tau_0 + \mu_p \gamma$$

τ_0 = yield stress

μ_p = plastic viscosity

Bingham model is used for this study

Viscosity is the resistance of a fluid to flow

Yield stress is the stress that must be applied to disrupt internal structure (due to colloidal or other interactions) and elicit a significant decrease in viscosity.

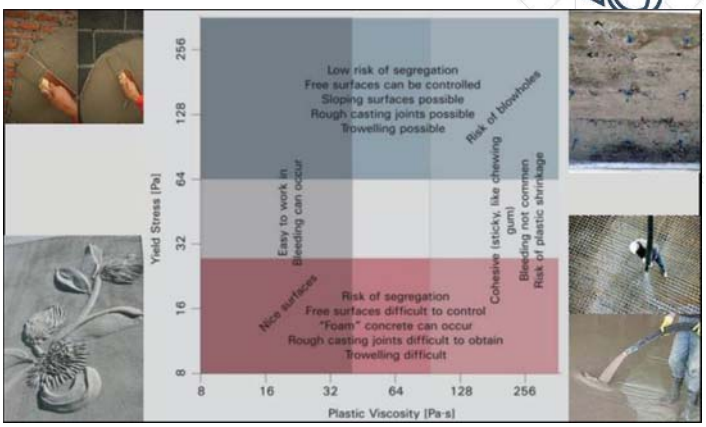
Ref: https://wiki.anton-paar.com/en/basics-of-rheology/
LMS Instruments Co., Ltd.
http://www.rheologyschool.com/advice/rheology-glossary

ANNUAL CONCRETE CONFERENCE 15
Development of concrete technology for Eastern Economic Corridor
Introduction

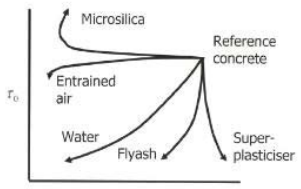
Effect of yield stress and viscosity on cementitious rheology

- Flow and frictional resistance against surfaces
- Adhesion
- Resistance to segregation
- Resistance to settlement and the formation of bleeding water
- Low water content to obtain high strength and durability
- Resistance to sagging under self weight on a wall or inclined surface
- Low pressure on the temporary formwork erected to support a wall or other component.

Yield stress



Viscosity



The direction of the change in rheology of a typical concrete caused by an increase in the amount of the parameter noted is shown by the arrows.

Phillip F. G. Banfill, Rheology of Fresh Cement and Concrete
http://www.theconcreteportal.com/rheology.html
https://www.dti.dk/4c-rheometer-8211-measuring-rheology-of-self-compacting-concrete/the-equipment/21743

Experiment

Material

Blended Cement +

Cement characteristics

- Fineness
- Limestone
- C_3A
- C_3S
- Na_2SO_4
- K_2SO_4
- Gypsum
- Hemihydrate

Rheological parameter

1. Yield stress
2. Plastic viscosity

Method

Blended Cement

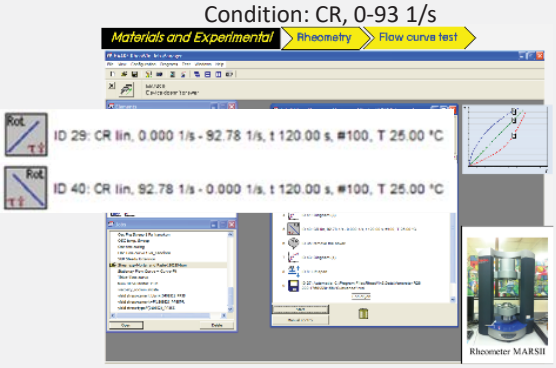
Sand

Water

Mixing

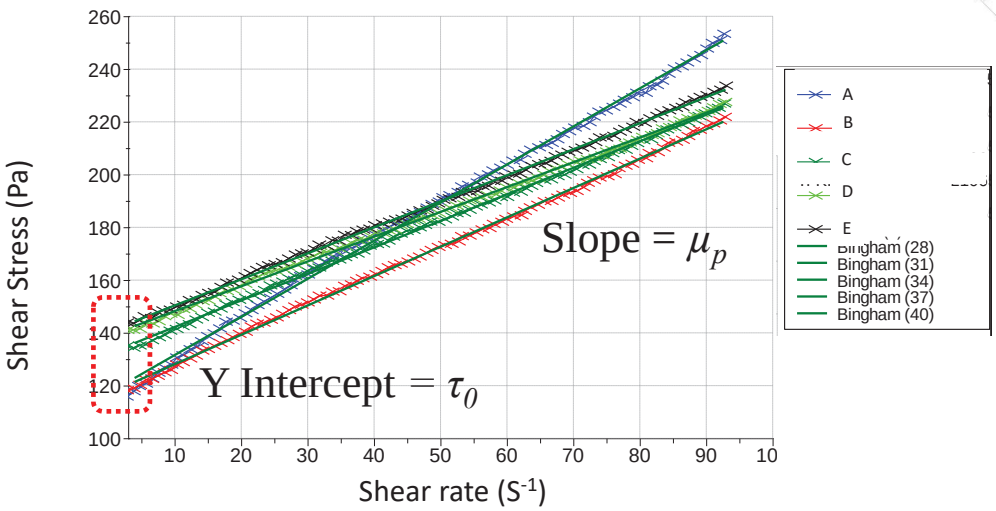
Rheometer test

Condition: CR, 0-93 1/s



ANNUAL CONCRETE CONFERENCE 15
Development of concrete technology for Eastern Economic Corridor

Results

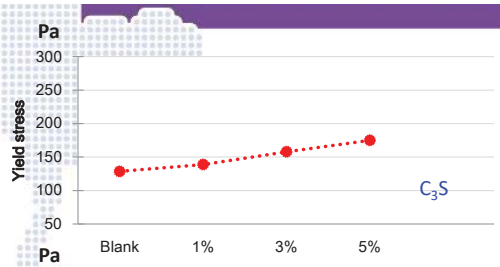


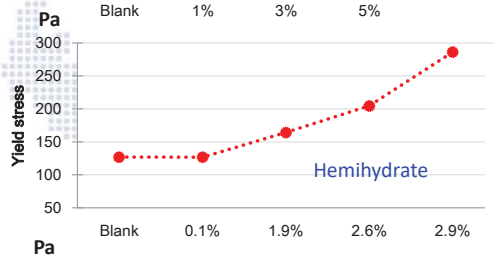
Rheological parameters τ_0 =Yield stress (Pa)

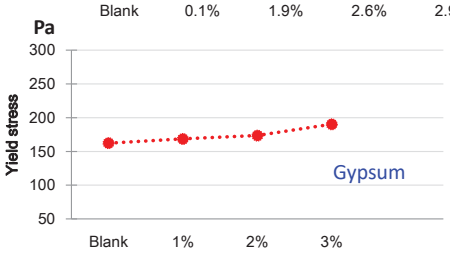
μ_p = Plastic viscosity (Pa.S)

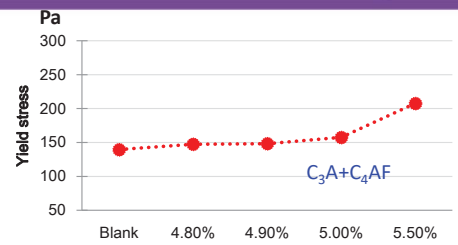
Factor effecting rheological properties

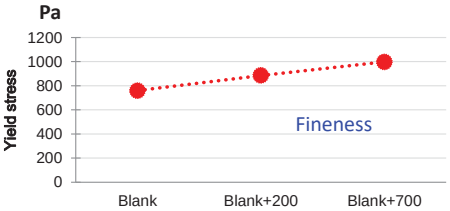
Results

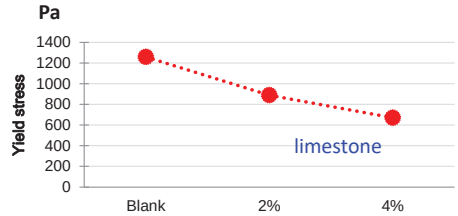


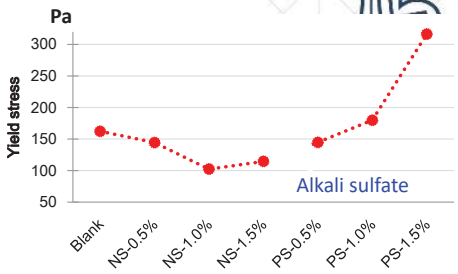






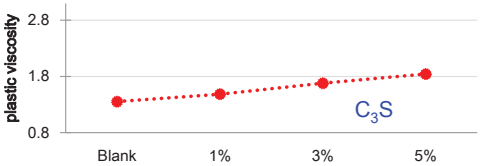


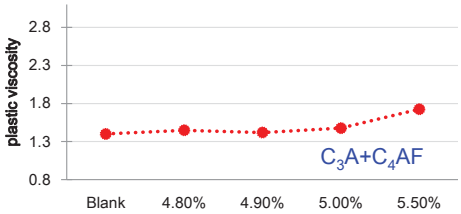


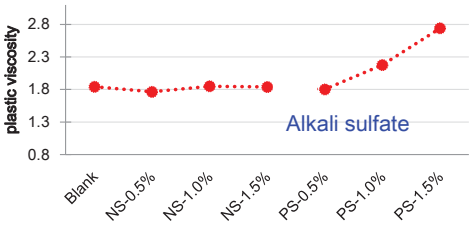


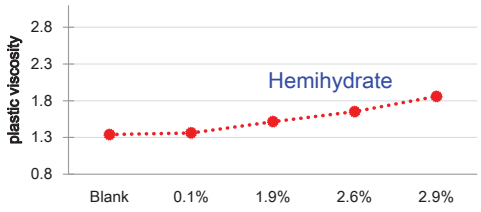
- All factors lead to increase yield stress due to early hydration product precipitation (ex. Aft, Syngenite), except limestone.
- Alkali sulfate and hemihydrate show strongly effect on increasing yield stress

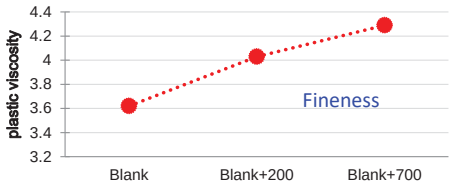
Results

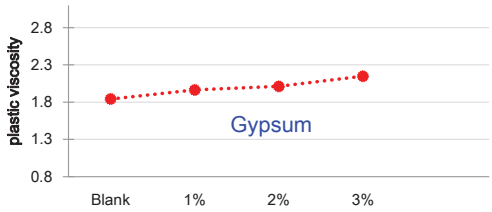


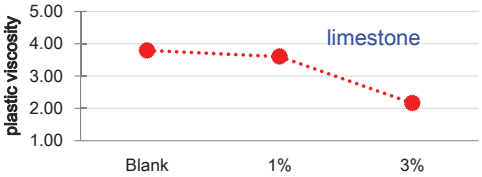










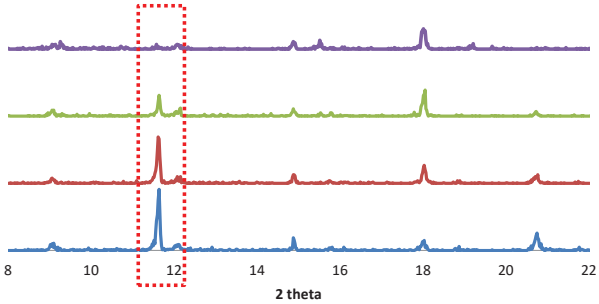


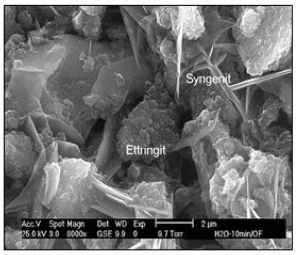
- Plastic viscosity tend to increase (except limestone)
- Alkali sulfate has strongly effect on increasing plastic viscosity

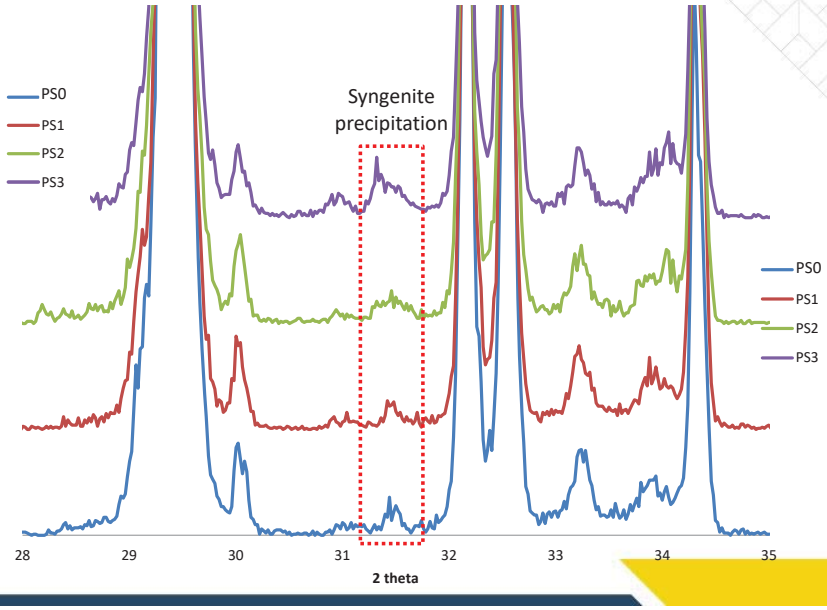
10

Syngenite precipitation

$K_2SO_4 + CaSO_4 + H_2O \rightarrow K_2SO_4.CaSO_4.H_2O$







Guild line concept for cementitious material workability

Cement characteristics	τ_0	μ_p
C_3S	↑	↑
Hemihydrate	↑↑	↑↑
Gypsum	↑	↑
C_3A	↑	↑
Na_2SO_4	↓	~
K_2SO_4	↑↑	↑↑
Fineness	↑	↑
Limestone	↓	↓

THANK YOU

การวิเคราะห์ความว่องไวในการทำปฏิกิริยาปอซโซลานของเถ้าลอยสำหรับงานคอนกรีตแบบทางตรง

A direct test method to assess pozzolanic activity of fly ash for concrete

พรวิทย์ อนันต์ทรัพย์, อรญา อัศวนวชาติ, ทันต์ฤทัย ฝ่ายสัจจา, สุรชัย วังรัตนชัย

บริษัท เอสซีจี ซิเมนต์ จำกัด

ACC15-0341

Development of concrete technology for Eastern Economic Corridor

SCG was established in 1913 following a royal decree of His Majesty King Rama VI to produce cement, the main building material for infrastructure projects that greatly contributed to the progress of the country during that period. Since its founding, SCG has grown continually and diversified into three core businesses, namely SCG Cement-Building Materials, SCG Chemicals and SCG Packaging.

Cement and Construction Solution Business

Innovation and Technology

SCG Cement research and innovation center (SRI)

SCG

CBM Cement-Building materials	Chemicals	Packaging

SCG Cement research and innovation center (SRI)

Mission:

1. To **research, develop** and create **innovation** resulted in new products, new knowledge and new solutions for our customers that will impact our business and gain competitiveness in the marketplace
2. To support both our **domestic** and **regional** customers in terms of new product development and technical assistance
3. To research and develop in **emerging future technologies** related to the construction industry
4. To create an **innovative workplace** culture

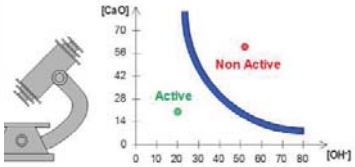
Research areas:

- Clinker and Cement technology
- Mortar technology
- Additive and Green solution
- Concrete technology

Contents

- ❑ Introduction to SCMs

- ❑ Pozzolanic reactivity test
  - ➢ Indirect method
  - ➢ Direct method

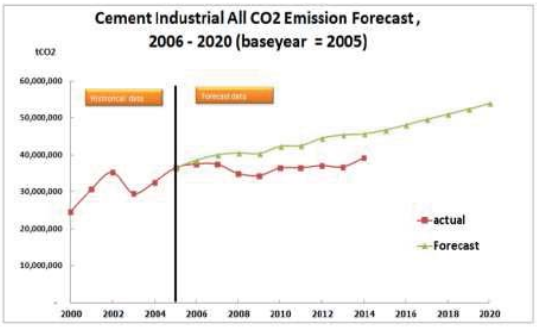


- ❑ Experiment & Result

- ❑ Summary

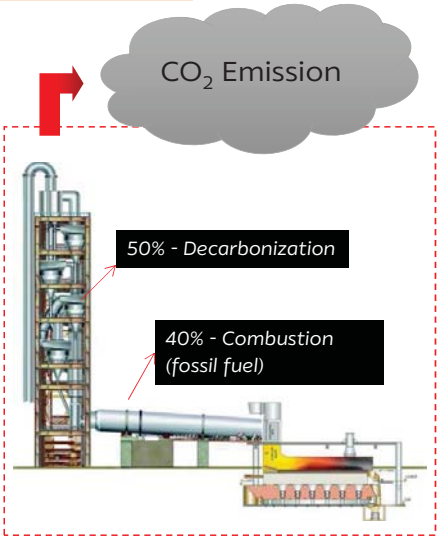
Introduction to SCMs

CO_2 Emission Forecast in cement production Thailand 2006 - 2020



The trend of CO_2 emission is significantly increasing.

Ref. ศูนย์ข้อมูลก๊าซเรือนกระจก องค์การบริหารจัดการก๊าซเรือนกระจก (องค์การมหาชน)



Remark* : WBCSD – Cement Technology Roadmap 2009

Possible levers to reduce CO_2 emission*

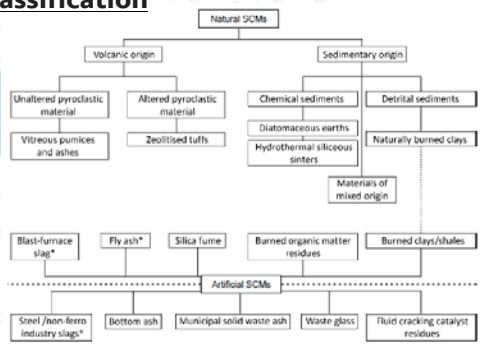
- Improve Thermal Efficiency
- Increase Alternative Fuels Use
- Lower Clinker to Cement ratio by using SCMs
- Implement Carbon Capture and Sequestration

Development of concrete technology for Eastern Economic Corridor

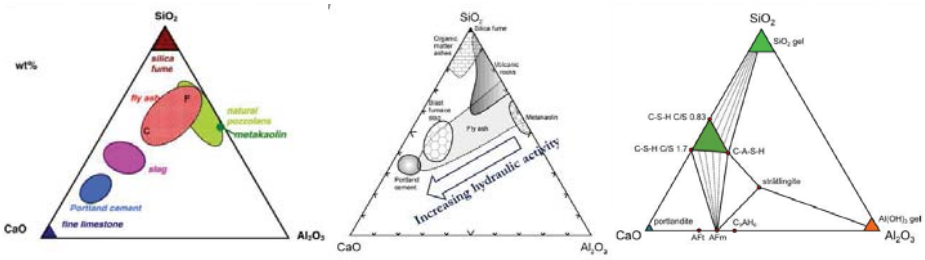
Introduction to SCMs

[1] Ruben Snellings, Gilles Mertensand Jan Elsen, Supplementary CementitiousMaterials, Reviews in Mineralogy & Geochemistry Vol. 74 pp. 211-278, 2012

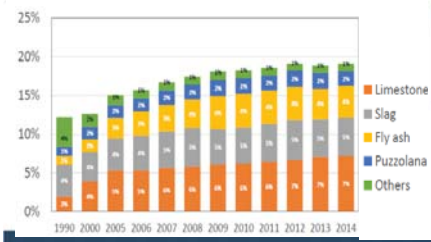
Classification



Chemical composition in SCMs



Evolution of Clinker substitution, CSI



Reactions

1) Hydraulic OPC + water ⟶ C-S-H + CH + other hydrates

Mainly responsible for strength
Impermeability of concrete

2) Pozzolanic Pozzolan + CH + water ⟶ C-S-H + other hydrates

More strength

Reactions where water is combined increase the solid volume, fill pores, increase strength

Introduction to SCMs

Effect of Supplementary Cementitious Materials on Freshly Mixed Concrete

↓ Reduced ➡ No/Little Effect ↑ Increased ↕ Varies	Fly ash	Slag	Silica fume	Nat. Pozzolans
Water Requirements	↓	↓	↑	➡
Workability	↑	↑	↓	↑
Bleeding and Segregation	↓	↕	↓	➡
Air Content	↓	↕	↓	➡
Heat of Hydration	↓	↓	↕	↓
Setting Time	↑	↑	➡	➡
Finishability	↑	↑	↕	↑
Pumpability	↑	↑	↑	↑
Plastic Shrinkage Cracking	➡	➡	↑	➡ 24

Effect of Supplementary Cementitious Materials on Hardened Concrete

↓ Reduced ➡ No/Little Effect ↑ Increased ↕ Varies	Fly ash	Slag	Silica fume	Nat. Pozzolans
Strength Gain	↕	↕	↑	↕
Abrasion Resistance	➡	➡	➡	➡
Freeze-Thaw and Deicer-Scaling Resistance	➡	➡	➡	➡
Drying Shrinkage and Creep	➡	➡	➡	➡
Permeability	↓	↓	↓	↓
Alkali-Silica Reactivity	↓	↓	↓	↓
Chemical Resistance	↑	↑	↑	↑
Carbonation	➡	➡	➡	➡
Concrete Color	↕	↕	↕	↕ 37

[1] Prof. Adel El Kordi & Dr. Meheddene Machaka, Fly Ash, Slag, Silica Fume, and Natural Pozzolans, CVLE 321

Development of concrete technology for Eastern Economic Corridor

Pozzolanic reactivity test

The quality of SCMs is evaluated by **pozzolanic activity index (PAI)** and **strength activity index (SAI)**, which measure the reaction between the amorphous part of pozzolana and calcium hydroxide

Indirect methods

- ASTM C618
- ASTM C1240
- Electrical conductivity

Direct methods

- Thermo-gravimetric analysis
- Determination of insoluble residue
- Mineralogical analysis by XRD
- Frattini test and EN 196-5
- Saturated lime test (Chapel)

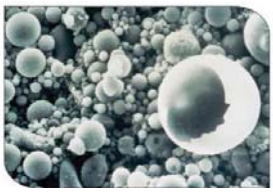
Pozzolanic reactivity test

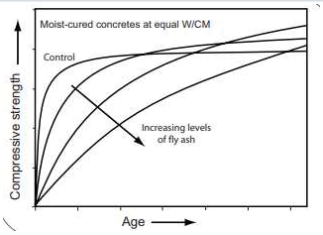
ASTM C618 Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete

Indirect methods (SAI) compares the relative compressive strength of pozzolan blended cement mortar to that of Portland cement mortar

Table 2. ASTM Specification for Fly Ash

Class	Description in ASTM C 618	Chemical Requirements
F	Fly ash normally produced from burning anthracite or bituminous coal that meets the applicable requirements for this class as given herein. This class of fly ash has pozzolanic properties.	$SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3 \geq 70\%$
C	Fly ash normally produced from lignite or sub-bituminous coal that meets the applicable requirements for this class as given herein. This class of fly ash, in addition to having pozzolanic properties, also has some cementitious properties. Note: Some Class C fly ashes may contain lime contents higher than 10%.	$SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3 \geq 50\%$





Parameters	unit	Class		
		N	F	C
Chemical requirements				
$SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3$	%	Min. 70	Min. 70	Min. 50
SO_3	%	Max. 4	Max. 5	Max. 5
Moisture content	%	Max. 3	Max. 3	Max. 3
LOI	%	Max. 10	Max. 6	Max. 6
Physical requirements				
Wet-sieved on 45 µm	%	Max. 34	Max. 34	Max. 34
Strength activity index, 7D	**%**	**Min. 75**	**Min. 75**	**Min. 75**
Strength activity index, 28D	**%**	**Min. 75**	**Min. 75**	**Min. 75**
Water requirement	%	Max. 115	Max. 105	Max. 105
Autoclave expansion of contraction	%	Max. 0.8	Max. 0.8	Max. 0.8

Development of concrete technology for Eastern Economic Corridor

Pozzolanic reactivity test

ASTM C618 Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete

Table 3
Chemical and physical properties of pozzolans according to ASTM C618.

Requirements	Pozzolans				
	Class N, ASTM C618	T	A	K	P
Chemical requirements					
$SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3$, %	Min. 70.0	80.88	86.97	81.07	85.20
Sulfur trioxide (SO_3), %	Max. 4.0	<0.10	<0.10	<0.10	0.56
Moisture content, %	Max. 3.0	2.48	0.52	0.18	0.85
Loss on ignition, %	Max. 10.0	8.49	2.92	1.88	2.59
Physical requirements					
Amount retained when wet-sieved on 45 µm sieve, %	Max. 34	4	2	7	5
Strength activity index, at 7 days, percent of control	Min. 75	110	105	89	80
Strength activity index, at 28 days, percent of control	Min. 75	118	116	91.5	82
Water requirement, percent of control	Max. 115	106	94	100	104
Autoclave expansion or contraction, %	Max. 0.8	0.05	0.10	0.09	0.09

- A : Strength of concrete does not match SAI(ASTM 618)

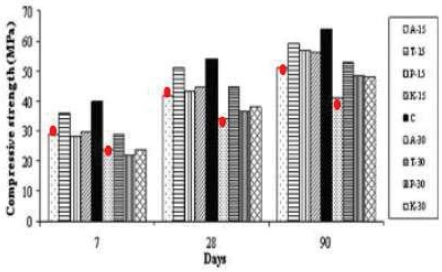


Fig. 3. Compressive strengths of concretes versus age.

- The results of determining pozzolanic activity of pozzolans showed that the ASTMC618 standard does not match suitably with the real performance in concrete.
- The total amount of SiO_2,Al_2O_3 and Fe_2O_3 can not present pozzolanic activity.

Pozzolanic reactivity test

[1] S.Donatello et al. Cement & Concrete Composites 32 (2010) 121-127.
[2] BS EN 196-5:2005
[3] Karen L.Scrivener. Materials and Structure 49 (2016) 3265-3279.

Frattini test is a direct method that involves chemical titration to determine the dissolved Ca^{2+} and OH^- concentrations in a solution containing OPC and test pozzolan.

How to test Frattini?

EN 196-5:2005

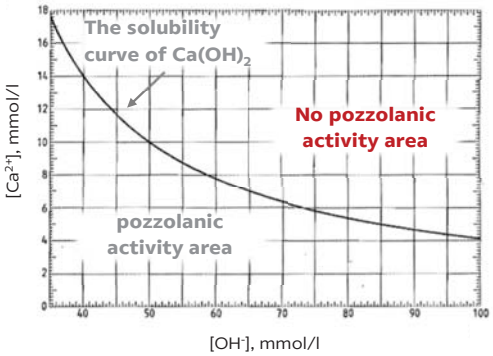
Prepare a test sample
OPC with 20 wt% SCM were mixed in distilled water (water to solid ratio = 5)

Storage and filtration
The suspension is left to react at 40 °C in closed PE flask. After 8D or 15D samples were filtered though filter paper.

Determination
The filtrate was analysed for $[OH^-]$ by titration of HCl and for $[Ca^{2+}]$ by titration of EDTA.

Interpret to result

Result are presented as a graph of $[Ca^{2+}]$ on y axis and $[OH^-]$ on x axis



Considering the distance of data points from the lime solubility curve and from the zero point on the vertical axis.

Development of concrete technology for Eastern Economic Corridor

Experiment & Result

Materials

Cement[OPC]

Sand

Limestone

Fly Ash

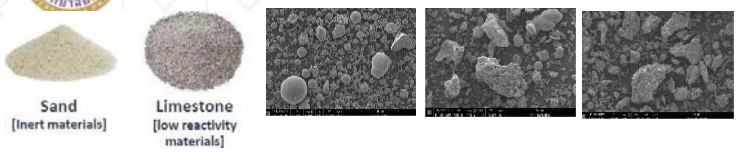
Method

Strength activity index
ASTM C618

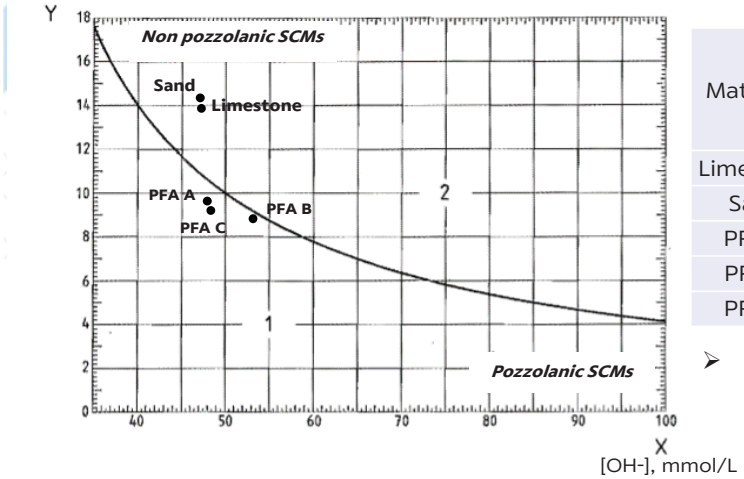
Chemical titration
EN 196

Experiment & Result

EN 196-5:2005 (E)



Grinding to 20 µm

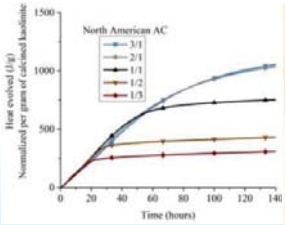


Materials	[OH-] @8D, mmol/L	[CaO] @8D, mmol/L	SAI @7D (%)	SAI @28D (%)	Amorphous (%)
	Frattini test	Frattini test	ASTM C618	ASTM C618	XRD
Limestone	47.4	14.0	78	78	0
Sand	47.2	14.4	68	73	0
PFA A	48.7	9.8	83.5	91.5	87.6
PFA B	53.0	8.9	85	86	48.3
PFA C	48.3	9.2	94.6	109	52.0

- The results show that sand and limestone are not pozzolanic. The pozzolanic activity of PFA A and PFA C are higher than PFA B

Summary

- Frattini test can be used to identify the pozzolanic reaction of fly ash from various sources. By considering the relationship of the amount of calcium hydroxide in the reaction.
- Frattini test is possibly shorten the overall testing time and improved analysis efficiency in research work.



The future of works

- Modify current reactivity test method to analysis faster.
- Study other reactivity methods such as R3 test, lime consumption test, etc.
- Study other pozzolanic materials ex. Natural pozzolan etc.
- Study reaction in blended cement system.

Thank you for your attention

SCG

PASSION FOR BETTER

ปูนซีเมนต์สำหรับงานคอนกรีตไม่อัดแรง

SCG Cement Research and Innovation Center

Scope of Presentation

Background

SCG was established in 1913 following a royal decree of His Majesty King Rama VI to produce cement, the main building material for infrastructure projects that greatly contributed to the progress of the country during that period. Since its founding, SCG has grown continually and diversified into three core businesses, namely SCG Cement-Building Materials, SCG Chemicals and SCG Packaging.

Cement and Construction Solution Business

Innovation and Technology

SCG Cement research and innovation center (SRI)

Background

SCG Cement research and innovation center (SRI)

SRI Mission

1. To **research, develop** and create **innovation** resulted in new products, new knowledge and new solutions for our customers that will impact our business and gain competitiveness in the marketplace
2. To support both our **domestic** and **regional** customers in terms of new product development and technical assistance
3. To research and develop in **emerging future technologies** related to the construction industry
4. To create an **innovative workplace** culture

Research

- Clinker and Cement technology
- Mortar technology
- Additive and Green solution
- Concrete technology

Background

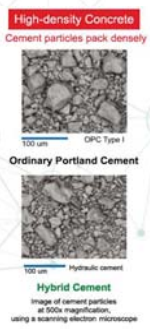
Energy and Climate change

Background

Low carbon product (Hybrid Cement)

Hydraulic cement type GU ASTM C-1157 / TIS 2594-2556

Since 2012



The first in Thailand to have achieved the new industrial standard specifications TIS 2594-2556

The advantage of hybrid cement is its focus on the performance of the cement rather than restriction on cement component.

The cement formulation can be formulated based on the application requirements.

The flexibility of cement formulation

Low — Limitation of cement ingredient according to ASTM C-150

High — No limitation of cement ingredient according to ASTM C-1157

workability | High early str. | Surface Quality

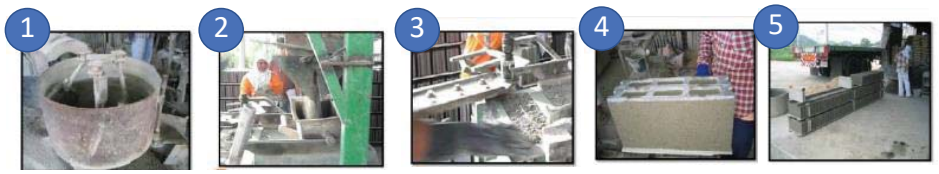
Background

Non-prestressed concrete segment is classified in 2 categories

(Fast setting time and High early strength required)

1 Dry concrete

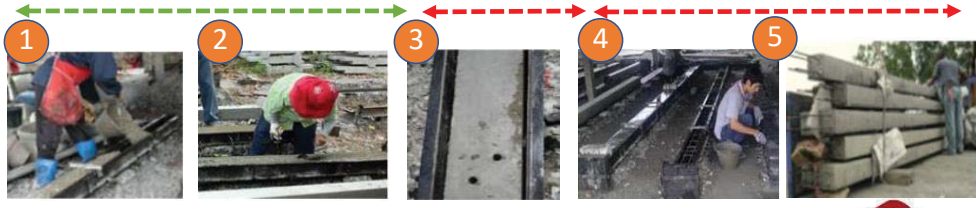
2-5 min. → *18-24 hrs.*



1 Mixing — 2 Molding — 3 Vibrating — 4 De-molding — 5 Air-curing

2 Wet concrete

1-4 hours → *5-8 hrs.* → *18-24 hrs.*

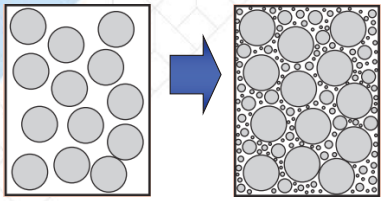


1 Pouring — 2 Smoothing — 3 De-molding (Side) — 4 De-molding — 5 Air-curing

Technology

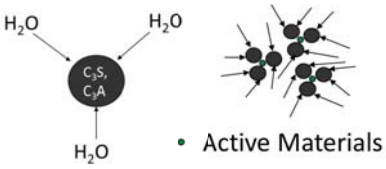
With out the limitation of cement composition, there are several ways to modify cement formula to obtain the required properties.

Filling effect



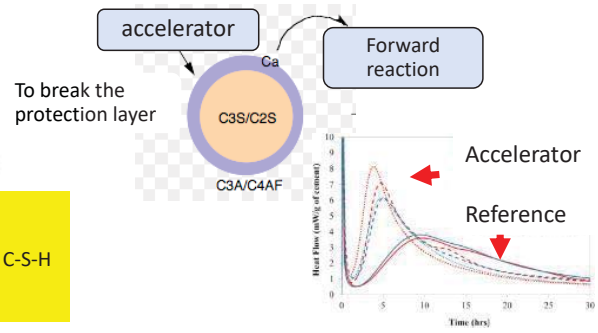
Particle packing affects water demand
→ Lower water, Higher Strength

Nucleation effect



A large number of nucleation sites
→ more homogeneous distribution of C-S-H
→ less open pore structure

Cement acceleration



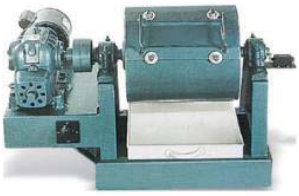
The challenge is to make it practical for industry.
The optimization is the key !!

Experiment

Materials

1. Cement
2. Clinker
3. Limestone
4. Gypsum
5. Chemical additive

Sample preparation



Cement ball mill (20 kg) & Pilot mill (120 kg/hr.)

Blaine (fineness) ASTM C-204

Carbon sulfur analyzer

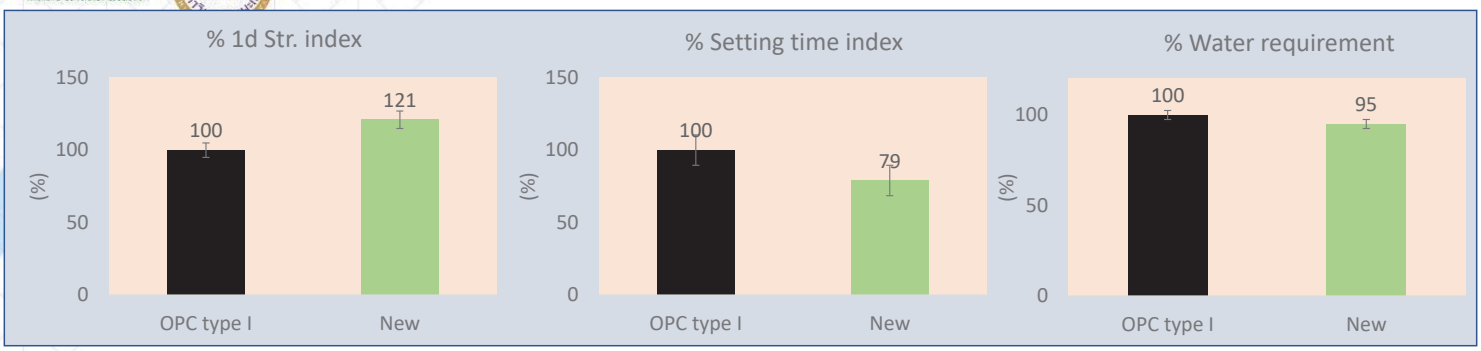
Method

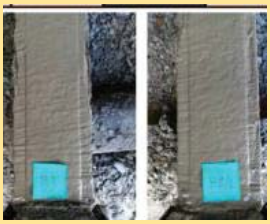
Concrete setting time
ASTM C403

Compressive str.
ASTM C-617

External site test

Result





Type I New

External site test

Parameter	New Vs Reference	
	Wet	Dry
Fast setting time	😂	😂
Surface of piece	😂	😂

New formula gains a 20% higher in 1 d strength of concrete and 20% faster in concrete setting time compared to OPC type I.

According to user's opinion, New formula fast develop early str. Therefore they can shorten the time for demolding without any damages to concrete.

Summary

Key Benefits

High early strength
- New formula consumes less water and provides high early str.

Fast setting time
- New formula shorten the time of setting /demolding.

Surface Quality
- New formula obtains a smoother finished surface which reduces rework process.

Applicator

- **Value to customer :**
  - Increase productivity
  - Reduce damage on concrete

Environment

- **CO_2 Reduction :**
  ~13,500 ton-CO_2/year

Development of concrete technology for Eastern Economic Corridor

Thank you

การใช้หลักการสร้างแบบจำลองทางเทอร์โมไดนามิกส์ สำหรับทำนายความต้านทานการแทรกซึมของคลอไรด์ของคอนกรีต

SCG

Scope of Presentation

1. Introduction
2. Technology

3. Experiment & Result

4. Summary

1 Introduction

SCG was established in 1913 following a royal decree of His Majesty King Rama VI to produce cement, the main building material for infrastructure projects that greatly contributed to the progress of the country during that period. Since its founding, SCG has grown continually and diversified into three core businesses, namely SCG Cement-Building Materials, SCG Chemicals and SCG Packaging.

Cement and Construction Solution Business

Innovation and Technology

SCG Cement research and innovation center (SRI)

SCG

CBM Cement-Building materials	Chemicals	Packaging

1 Introduction

SCG Cement research and innovation center (SRI)

SRI Mission

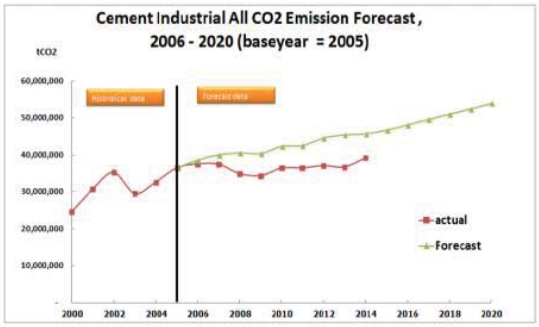
1. **To research, develop and create innovation resulted in new products, new knowledge and new solutions for our customers that will impact our business and gain competitiveness in the marketplace**
2. **To support both our domestic and regional customers in terms of new product development and technical assistance**
3. **To research and develop in emerging future technologies related to the construction industry**
4. **To create an innovative workplace culture**

Research

- Clinker and Cement technology
- Mortar technology
- Additive and Green solution
- Concrete technology

2 Technology

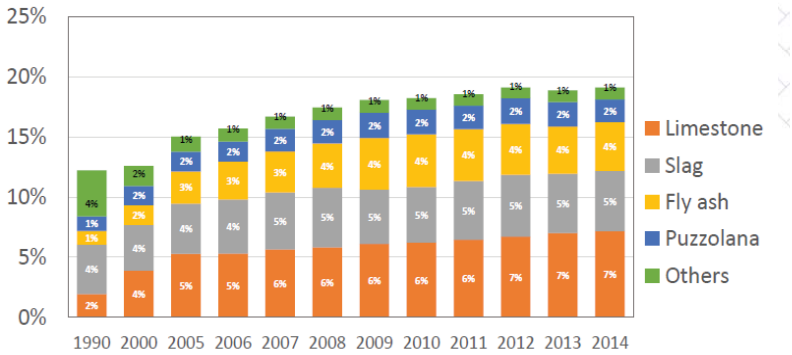
CO_2 Emission Forecast in cement production Thailand 2006 - 2020



The trend of CO_2 emission is significantly increasing.

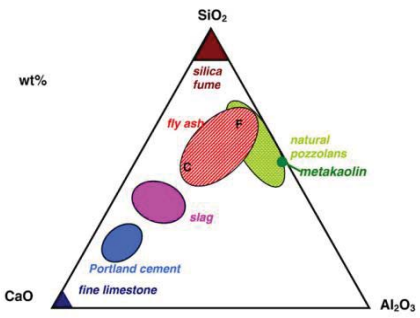
Ref. ศูนย์ข้อมูลก๊าซเรือนกระจก องค์การบริหารจัดการก๊าซเรือนกระจก (องค์การมหาชน)

Evolution of Clinker substitution, CSI data



2 Technology

Chemical composition in SCMs



Testing methods

- **Compressive strength** : ASTM C109 Test for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars
- **Permeability** : Mercury Intrusion Porosimetry
- **Chloride resistance** : ASTM C1202 **R**apid **C**hloride **P**enetrability **T**est (RCPT)

Table 3. Effects of Supplementary Cementing Materials on Hardened Concrete Properties

	Fly ash				Natural pozzolans		
	Class F	Class C	GGBF slag	Silica fume	Calcined shale	Calcined clay	Metakaolin
Early strength	↓	↔	↓	↑↑	↓	↓	↑↑
Long-term strength	↑	↑	↑	↑↑	↑	↑	↑↑
Permeability	↓	↓	↓	↓↓	↓	↓	↓↓
Chloride ingress	↓	↓	↓	↓↓	↓	↓	↓↓
ASR	↓↓	↕	↓↓	↓	↓	↓	↓
Sulfate resistance	↑↑	↕	↑↑	↑	↑	↑	↑
Freezing and thawing	↔	↔	↔	↔	↔	↔	↔
Abrasion resistance	↔	↔	↔	↔	↔	↔	↔
Drying shrinkage	↔	↔	↔	↔	↔	↔	↔

Sources: Thomas and Wilson (2002b); Kosmatka, Kerkoff, and Panarese (2003)

Key: ↓ reduced
↓↓ significantly reduced
↑ increased
↑↑ significantly increased
↔ no significant change
↕ effect varies

Ref. : Sri Roosyanto, Supplementary cementing materials (SCMs) in blended cement, seminar nasional Sustainability dalam Bidang Material, Rekayasa dan Konstruksi Beton"

2 Technology

Thermodynamic

Thermodynamics, science of the relationship between heat, work, temperature, and energy. In broad terms, thermodynamics deals with the transfer of energy from one place to another and from one form to another.

Sign of Gibbs Free Energy, ΔG

$$\Delta G^o = \Delta H^o - T\Delta S^o$$

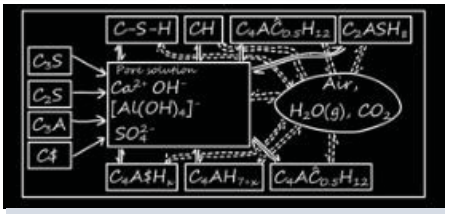
Enthalpy ***Entropy***

Gibb free energy

(-) = spontaneous reaction

(+) = unspontaneous reaction

How can be applied on cementitious system ?



$C_3S/C_2S/C_3A/C_4AF$ + water

Pore solution

Crystallization (Hydrated)

With data from experiment, Thermodynamics modelling can predict the hydrated phases.

2 Technology

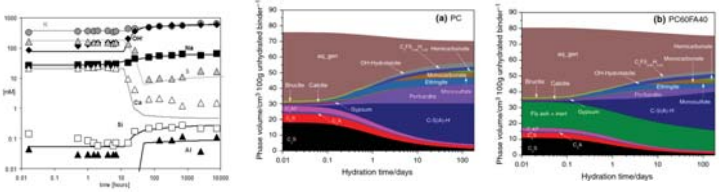
Thermodynamic modelling

GEMS (Gibbs free energy minimisation program) is a broad purpose geochemical modelling code which uses an advanced convex programming method of Gibbs energy minimization and computes equilibrium phase assemblage and speciation in a complex chemical system from its total bulk elemental composition.

Table B.2
Product solid and gaseous species reactions from master species, together with their reaction properties at 25 °C and 1 bar.

Product Substance	Reaction	$\log_{10}K^{\circ}$ 298	$\Delta_r G^{\circ}$ 298 [J/mol]	$\Delta_r H^{\circ}$ 298 [J/mol]	$\Delta_r S^{\circ}$ 298 [J/K/mol]	$\Delta_r C_p^{\circ}$ 298 [J/K/mol]	$\Delta_r V^{\circ}$ 298 [J/bar]
5CA	(CaO)1.25(SiO2)1(Al2O3)0.125(H2O)1.625 + 2.25H+ = 0.25AlO2- + 1.25Ca+2 + 2.75H2O@ + SiO2@	15.9	-90709	-92987	-7.6	23.7	-1.2
5CNA	(CaO)1.25(SiO2)1(Al2O3)0.125(Na2O)0.25(H2O)1.375 + 2.75H+ = 0.25AlO2- + 1.25Ca+2 + 0.5Na+ + 2.75H2O@ + SiO2@	23.2	-132663	-135750	-10.4	43.6	-2.0
AlOHam	Al(OH)3 = AlO2- + H+ + H2O@	-13.8	78536	69482	-30.4	-66.8	-0.4
AlOHmic	Al(OH)3 = AlO2- + H+ + H2O@	-14.7	83730	53830	-100.3	-66.8	-0.4
Amor-Sl	SiO2 = SiO2@	-2.7	15492	15492	0.0	0.0	-1.3
Anh	CaSO4 = Ca+2 + S|6|O4-2	-4.4	24872	-18165	-144.3	-396.7	-5.1
Arg	CaCO3 = CO3-2 + Ca+2	-8.3	47583	-11060	-196.7	-401.5	-5.9
Brc	Mg(OH)2 + 2H+ = Mg+2 + 2H2O@	16.8	-96124	-114419	-61.4	51.8	-1.1
C12A7	(CaO)12(Al2O3)7 + 10H+ = 14AlO2- + 12Ca+2 + 5H2O@	167.2	-954361	-1489798	-1795.9	-1765.7	-51.6
C2AClH5	Ca2AlCl(OH)6(H2O)2 + 2H+ = AlO2- + 2Ca+2 + Cl- + 6H2O@	14.4	-82445	-92106	-32.4	-195.7	-3.8
C2AH6S	Ca2Al(OH)7(H2O)3 + 3H+ = AlO2- + 2Ca+2 + 8H2O@	29.4	-167699	-167567	0.4	-79.0	-2.0
C2AH7.5	Ca2Al2(OH)10(H2O)2.5 + 2H+ = 2AlO2- + 2Ca+2 + 8.5H2O@	14.2	-81085	-89743	-29.0	-55.2	-4.4
C2S	(CaO)2SiO2 + 4H+ = 2Ca+2 + 2H2O@ + SiO2@	38.5	-219567	-237276	-59.4	4.7	-3.6
C3A	(CaO)3Al2O3 + 4H+ = 2AlO2- + 3Ca+2 + 2H2O@	70.7	-403436	-491527	-295.5	-249.5	-8.9
C3AFS0.84H4.32	(AlFe[3]O3)(Ca3O3(SiO2)0.84(H2O)4.32] + 4H+ = AlO2- + 3Ca+2 + 6.32H2O@ + 0.84SiO2@ + Fe[3]O2-	22.3	-127203	-215980	-297.8	-286.9	-6.3

Experiment data + thermodynamic = Modelling



Scope of study

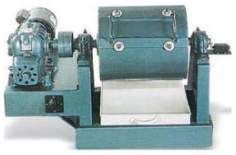
Rapid Chloride Permeability Test(ASTM C1202)

3 Experiment & Result

Materials

1. Cement
2. GGBS (Slag)
3. PFA

Sample preparation



Cement ball mill (20 kg)
& Pilot mill (120 kg/hr.)

Blaine (fineness)
ASTM C-204

X-ray diffractometer
(XRD)

mercury porosimetry
(MIP)

Carbon sulfur analyzer

scanning electron microscope
(SEM)

Method

Concrete setting time
ASTM C403

Compressive str.
ASTM C-617

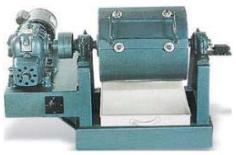
Rapid chloride penetration test
ASTM C-1202

3 Experiment & Result

Materials

1. Cement
2. GGBS (Slag)
3. PFA

Sample preparation



Cement ball mill (20 kg)
& Pilot mill (120 kg/hr.)

Blaine (fineness)
ASTM C-204

X-ray diffractometer
(XRD)

mercury porosimetry
(MIP)

Carbon sulfur analyzer

scanning electron microscope
(SEM)

Method

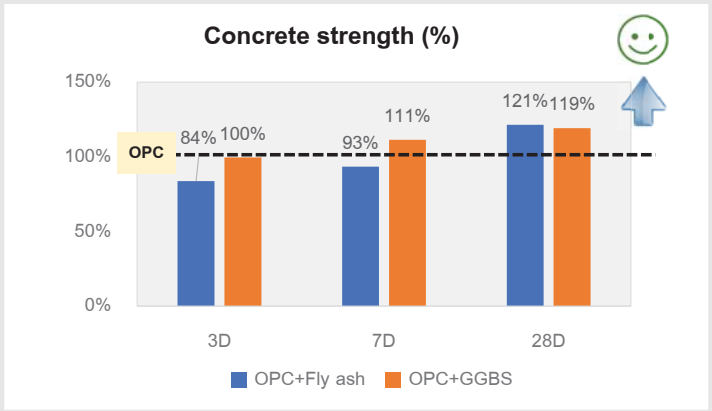
Concrete setting time
ASTM C403

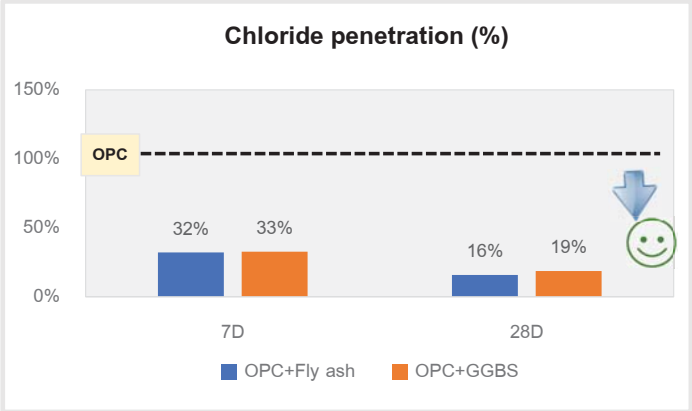
Compressive str.
ASTM C-617

Rapid chloride penetration test
ASTM C-1202

3 Experiment & Result

Strength and Durability of concrete

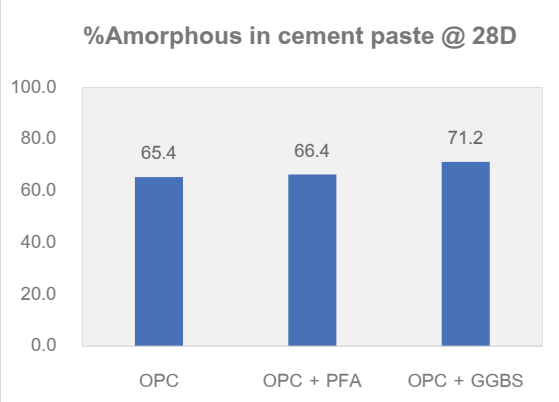


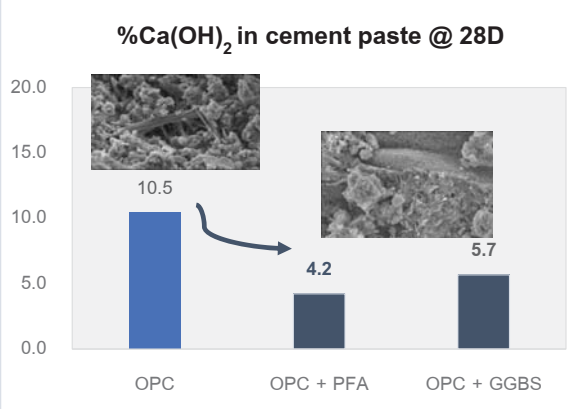


	OPC	PFA	GGBS
Reference	100%		
OPC PFA	50%	50%	
OPC GGBS	50%		50%

Using SCMs can increase late compressive strength 20% and reduce the chloride penetration in concrete 80%

3 Experiment & Result





Samples	Total pore volume (mm^3/g)
OPC	153.32
OPC : PFA	147.82
OPC : GGBS	144.85

Main reaction of cement (Hydraulic reaction)

$C_3S + 5.3H \rightarrow C_{1.7}SH_4 + 1.3CH$

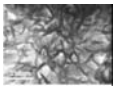
$C_2S + 4.3H \rightarrow C_{1.7}SH_4 + 0.3CH$

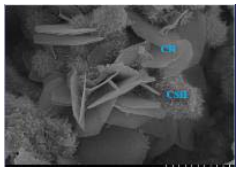
$C_3A + 3C\bar{S}H_2 + 26H \rightarrow C_6A\bar{S}_3H_{32}$

$C_4AF + 3C\bar{S}H_2 + 30H \rightarrow C_6A\bar{S}_3H_{32} + CH + FH_3$

C-S-H

AFt , AFm





With Slab-like shape of Portlandite, High amount of portlandite in cement pastes is reported to cause more porosity. Therefore, the reduction of portlandite improves chloride resistance of hardened cement.

Additional reaction of SCMs (Pozzolanic reaction)

$SiO_2 + H_2O \rightarrow H_2SiO_4^{2-}$

$Ca(OH)_2$ *(Remaining CH)* $+ H_2O \rightarrow Ca^{2+} + OH^-$

$H_2SiO_4^{2-} + Ca^{2+} \rightarrow$ C-S-H *(Additional)*

"High density and less porosity are witnessed in SEM & MIP"

3 Experiment & Result

Using Thermodynamics modelling principles to forecast the cementitious hydration product in equilibrium state

Materials

1. **Cement**
2. **GGBS (Slag)**
3. **PFA**

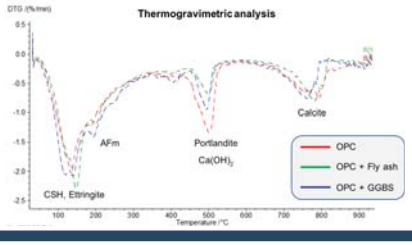
Input data

Chemical composition (XRF)
SiO_2
Al_2O_3
CaO
Fe_2O_3
MgO
Na_2O
K_2O

GEMS SELEKTOR

Output data

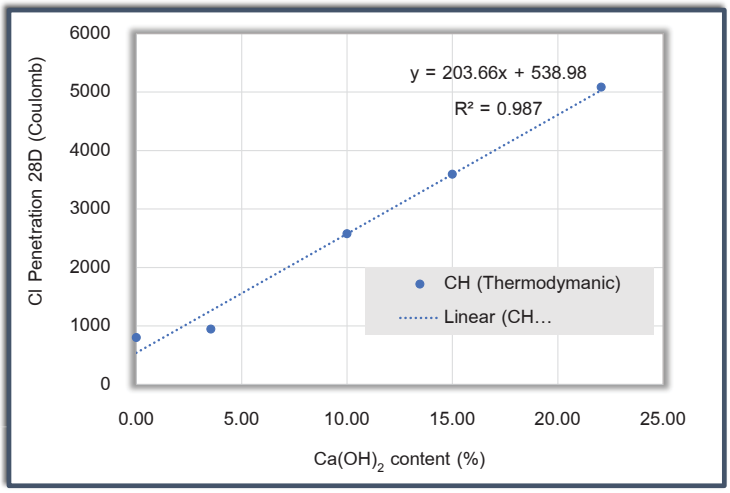
Hydration product
Portlandite
Ettringite
Calcite
C-S-H
C-A-S-H
Etc



Verified by TGA

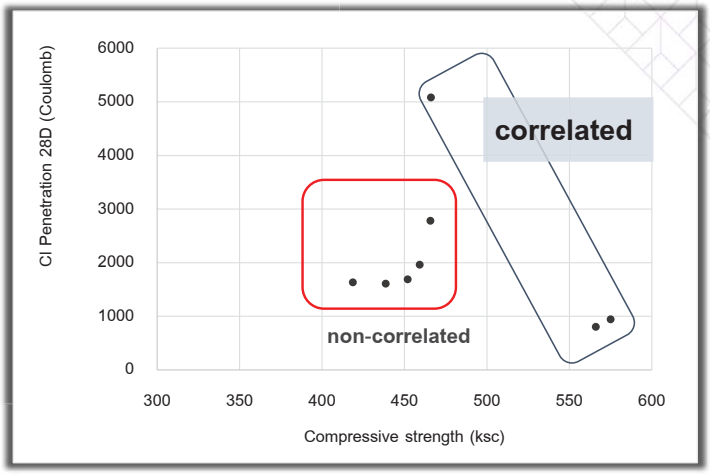
3 Experiment & Result

***T**hermodynamic **m**odelling at equilibrium vs **C**oncrete results*



Relation between $Ca(OH)_2$ predicted by Thermodynamics modelling and RCPT are correlated

Other research paper : No correlation

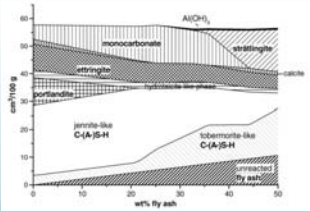


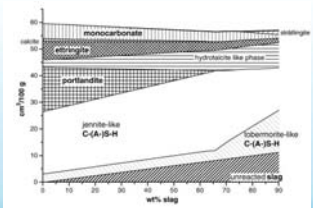
4 Summary

- The relation between $Ca(OH)_2$ and Chloride resistant are observed
  → There is an inverse relationship between the quantity of $Ca(OH)_2$ and Chloride resistance
- The $Ca(OH)_2$ content (%) calculated by thermodynamic modelling can be applied to Chloride resistance, The result shows the same trend as experiment data.
- Thermodynamics modelling is possibly shorten the overall testing time and labor shortage in research work.

The future of works

- Increasing the concrete results databased
- Prediction of phases content at time of cement hydration





SCG

PASSION FOR BETTER

Natural Rubber Powder for Construction Applications

Nanticha Kalapat, Sakprayut Sinthupinyo

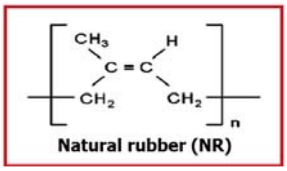
Research and Innovation Center, SCG CEMENT Co., Ltd. 51 Moo 8, Tubkwang, Kaeng Khoi, Saraburi 18260

Outline

- The use of natural rubber in construction applications
  - -Natural rubber latex for repairing mortar
- Natural rubber powder technology
  - -Mortar applications
  - -Waterproof concrete
  - -Asphalt concrete
  - -Soil stabilization
- Summary

Natural Rubber Latex

Natural rubber latex (NR)
Natural polymer dispersion



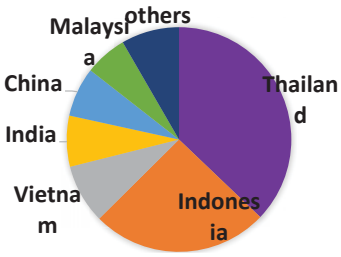
- High flexibility
- Water resistance
- Alkali and weak acids resistance
- Sticky

Latex typical composition (% w/v latex)

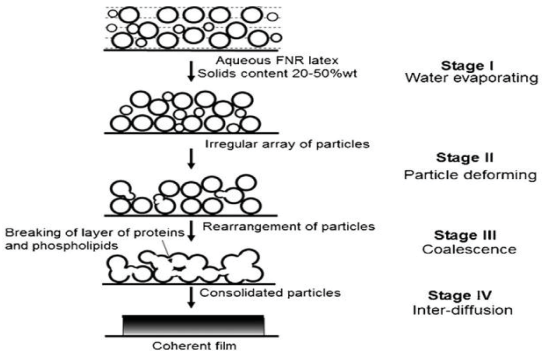
Water	55 - 60 %
Poly (cis-1,4-isoprene)	30 - 45 %
Non isoprene component	5 - 6 %
- Proteins	2.0 %
- Lipids	1.6 %
- Carbohydrates	1.3 %
- others	0.5 %

(Nair, 2006)

NR PRODUCTION



Film formation mechanism of NRL



Natural Rubber Latex for Repairing Mortar

BS EN 1504-3:2005. Products and systems for the protection and repair of concrete structures.

Performance: Low → High

Repair Mortar Classification

- Class R1-Non structural
- **Class R2-Non structural**
- Class R3-Structural
- Class R4-Structural

Item	Requirement			
	Structural		Non-Structural	
	Class R4	Class R3	Class R2	Class R1
Compressive Strength	≥ 45 MPa	≥ 25 MPa	≥ 15 MPa	≥ 10 MPa
Chloride Ion Content	≤ 0,05%		≤ 0,05%	
Adhesive Bond	≥ 2,0 MPa	≥ 1,5 MPa	≥ 0,8 MPa	
Restrained shrinkage Expansion	Max average crack width <0.05mm No crack width >0.1mm No delamination			No requirement
	≥ 2,0 MPa	≥ 1,5 MPa	≥ 0,8 MPa	
DURABILITY Carbonation Resistance (not required if coated)	d_K ≤ Control concrete C(0,45)			Not required
Elastic Modulus	≥ 20 GPa	≥ 15 GPa	Not required	

Properties	Pull off strength at 7d	%Shrinkage	Mortar Compressive strength at 7d	Water absorption	Abrasion resistance at 7d
BS EN 1504	≥ 1.0 N/mm²(R2) ≥ 1.5 N/mm²(R3)	≤ 0.1% (R2, R3)	≥ 150 ksc (R2) ≥ 250 ksc (R3)	Internal std.	Weight loss(g) Internal std.
OPC	0.5 N/mm2	0.07% Pass	308 ksc Pass	Poor	7.3
SBR-Sika latex	1.9 N/mm² Pass	0.07% Pass	292 ksc Pass	Very good (1st)	1.2
SBR-Dow latex	1.6 N/mm² Pass	0.07% Pass	258ksc Pass	Fair (3rd)	2.6
NR latex	1.5 N/mm² Pass	0.08% Pass	278 ksc Pass	Good (2nd)	5.5

BS EN 1504 : Class R2

- Bond/adhesion strength : Pull off strength (7d) ≥ **1.0 N/mm²**
- Compressive strength (7d) : ≥ **15 N/mm²**
- Shrinkage/expansion : ≤ **0.1%**

Natural Rubber Powder

Pain point

Natural Rubber Latex

- Storage
- Smell of ammonia
- Transportation
- Inconvenience to use in dry-mixed mortar

Redispersible polymer powder in Dry-mixed Mortar
Global Market Size 120 Billion baht

RDP Product	Price (Baht/kg)
EVA powder	60-180
100%Acrylic powder	~100
Styrene acrylic powder	~150
Styrene butadiene powder	~170
Silicone powder	~250

New to the world… *Redispersible NR powder (Commercialization)*

NR latex

Technology →

NR powder

Water →

Re-dispersed NR

- R&I center (SCG Cement) has developed technology to convert liquid Latex to **dry powder**, which is **new-to-the-world**.

- Petty patent (No. 1703002407, 2017)
- Patent (PCT/TH2018/000023, 2018)

Natural Rubber Powder for Mortar applications

Mortar Applications

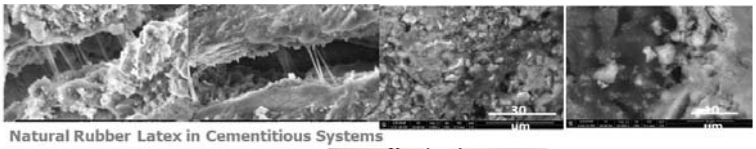
Tile adhesive

Self-leveling

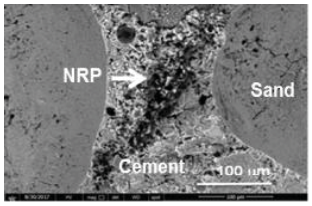
Surface repairs

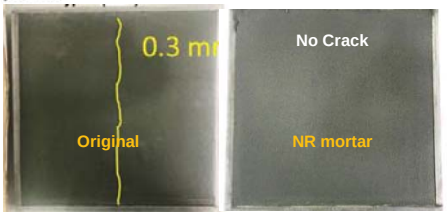
Water proofing

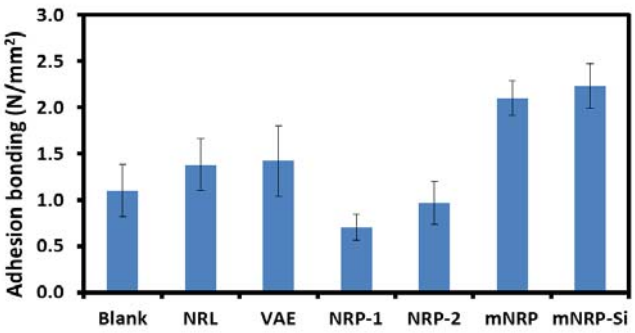
Raw materials



Natural Rubber Latex in Cementitious Systems

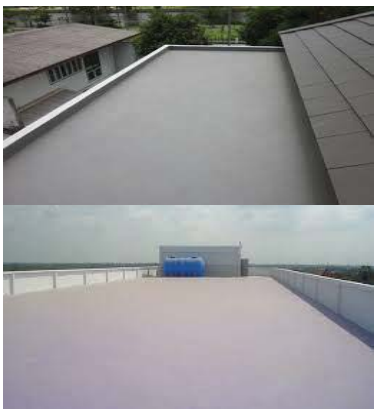


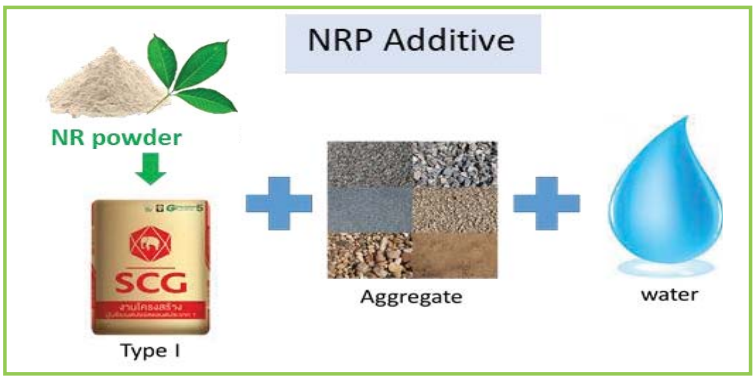




OPC type I, S/C = 3, Polymer = 2%

Natural Rubber Powder for Waterproof Concrete





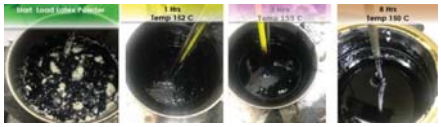
Improved properties of NRP

- No effect on compressive strength
- High Chloride resistance
- Low water permeability
- Low water uptake (Good for mold resistance)

Natural Rubber Powder for Asphalt Concrete

Benefit to customer:

-Low energy consumption
-Increase productivity
-Easy to store
-No smell of ammonia
-Safety (No exploser)

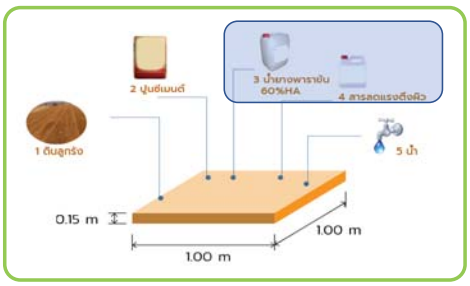


Test item (มอก.2731-2559)	Test method	Unit	Specification	AC60/70	NRMA (5%NR latex)	SCG NR powder 3%	SCG NR powder 5.0%
Softening point	TIS 1216	°C	Min 51	48.2	52.2	53.6	54.8
Elastic recovery at 25°C, 10 cm	ASTM D6084	%	Min 40	0.6	>40	>40	>40
Brookfield Viscosity, 150°C	ASTM D4402	mPa.s	Min 210 Max 600	254	554	435	650
Dynamic Shear, G*/Sinδ, at 10 rad/s, 70°C	AASHTO T315	G*/d	Min 1.0	1.01	1.34	1.40	1.91

Natural rubber powder for soil stabilization

Waterproof mortar/concrete

Para soil Cement



Tech. Concept : NR powder for soil stabilization

Preliminary study:

Cement | 3%NR latex | 3%NR Powder

Name	ปริมาณ Cement 5% (g)	ปริมาณยาง (g)	เวลาน้ำซึมทั้งก้อน หลังบ่ม 3 วัน
Blank	100	-	1 min
NR latex	100	3	8 min
NR powder	100	3	>24 hr

Benefits:
- Reduce crack/ water absorption
- Easy to road construction and transportation
- Convenient for contractors who are familiar with the original system

Summary

- The use of natural rubber (NR) has a potential to improve mortar & concrete properties

  Improved properties of NR

  - Reduce crack (Plastic shrinkage)
  - Improve adhesion bonding
  - Improve waterproofing property
  - Increase flexibility

- The use of NR powder form is more convenient than the latex form because it is easy to use, storage and no ammonia smell
- NR powder can be used as additive and be applied in various construction applications (cement, mortar, concrete, asphalt, soil, etc.)

Thank you for your attention

NON-SHRINK GROUT

© SCG 2020

SCG

Outline

1. What is Non-Shrink Grout ?
2. Application of Non-Shrink Grout
3. Property Requirement
4. Classification of Product
5. Standard of Non-Shrink Grout
6. Testing Method
7. SCG Non-Shrink Grout

© SCG 2020

SCG

What is NON-SHRINK GROUT ?

Non-Shrink Grout (นอนชริ้งค์เกราท์) คือ วัสดุที่มีส่วนผสมของ ปูนซีเมนต์ มวลผสมละเอียด และเคมีภัณฑ์ เมื่อผสมกับน้ำจะเหลวมีประสิทธิภาพในการไหลเข้าช่องว่างได้ง่าย เมื่อแข็งแล้วไม่หดตัว

การใช้งาน

ใช้สำหรับเทเพื่อเติมเต็มช่องว่างระหว่างโครงสร้าง เช่น

- งานติดตั้งโครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูป
- งานฝังยึดเหล็กเส้นและสลักเกลียว
- งานฐานเครื่องจักร
- งานฐานเสาเหล็ก
- งานฐานเสาคอนกรีต
- งานฐานรองรับคาน

© SCG 2020

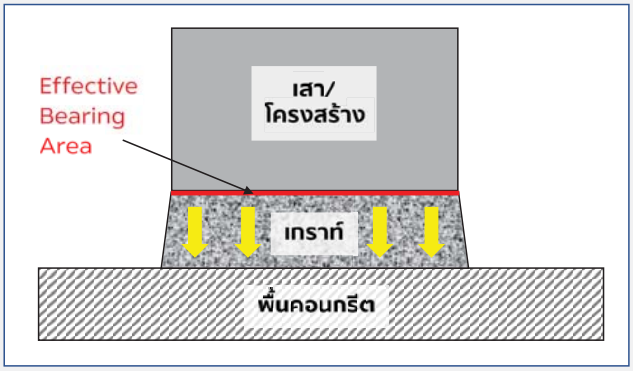
Requirements of NON-SHRINK GROUT

หน้าที่หลักของนอนชริ้งค์เกราท์

1. เติมเต็มช่องว่างระหว่างโครงสร้าง
2. เป็นตัวกลางถ่ายแรง (Load transfer)

คุณสมบัติ

1. ไหลเติมเต็มช่องว่างได้ดี
2. ไม่หดตัวในแนวตั้ง ทั้งในสภาวะพลาสติก และเมื่อแข็งตัว
3. ไม่เยิ้มน้ำ
4. มีกำลังอัดสูง



© SCG 2020

ประเภทของ NON-SHRINK GROUT

Classification of Non-Shrink Grout

Classification by Material	
1. Cementitious	o For static or light dynamic load o Lower price (more cost-effective)
2. Epoxy	o Better dynamic load resistance o Better chemical resistance o Higher price

Classification by Consistency		
ASTM C1107 / มอก. 2701 – 2559		
1. Plastic	flow = 100 to 125%, ASTM C1437	• Small site
2. Flowable	flow = 125 to 145%, ASTM C1437	• Medium site • Multipurpose
3. Fluid	flow = 10 to 30 sec., ASTM C939	• Large site • Easy to place • Long distance flow • Tight clearance

© SCG 2020

SCG

มาตรฐานสินค้า NON-SHRINK GROUT

มอก. 2701 – 2559

รายการที่	สมบัติทางฟิสิกส์	หน่วย	เกณฑ์ที่กำหนด	วิธีทดสอบตาม
1	สภาพการไหล แบ่งเป็น 3 แบบ - สภาพการไหลแบบพลาสติก เศษส่วนโดยมวล - สภาพการไหลแบบของเหลว - สภาพการไหลสูงสุด เศษส่วนโดยมวล	 % s %	 100 ถึง 125 10 ถึง 30 125 ถึง 145	 ASTM C1437 ASTM C939 ASTM C1437
2	การเปลี่ยนแปลงความสูงที่อายุเริ่มต้น	%	0 ถึง +4.0	ASTM C827
3	การเปลี่ยนแปลงความสูงของมอร์ตาร์ที่แข็งตัว ที่อายุ 1 3 14 และ 28 d (height change of moist cured hardened grout)	%	0 ถึง +0.3	ASTM C1090
4	ความต้านแรงอัด (compressive strength) ไม่น้อยกว่า อายุ 1 d อายุ 3 d อายุ 7 d อายุ 28 d	MPa	 7.0 17.0 24.0 34.0	ASTM C109

© SCG 2020

SCG

มาตรฐานสินค้า NON-SHRINK GROUT

ASTM C1107 : Standard Specification for Packaged Dry, Hydraulic-Cement Grout (Nonshrink)

3.2 *Definitions of Terms Specific to This Standard:*

3.2.1 *consistency, flowable, n*—a grout consistency having a flow of 125 to 145 by the flow test in accordance with the applicable provisions of Test Method C1437; the flow after 5 drops of the flow table in 3 s.

3.2.2 *consistency, fluid, n*—a grout consistency having a time of efflux of 10 to 30 s when tested by the flow cone procedure of Test Method C939.

3.2.3 *consistency, plastic, n*—a grout consistency having a flow of 100 to 125 by the flow test in accordance with the applicable provisions of Test Method C1437; the flow after 5 drops of the flow table in 3 s.

TABLE 1 Performance Requirements

	Tests at Standard Conditions		Tests at Minimum Temperature		Tests at Maximum Temperature	
	Fresh Mix	Retained Grout at Maximum Working Time	Fresh Mix	Retained Grout at Maximum Working Time	Fresh Mix	Retained Grout at Maximum Working Time
Highest water to solids ratio, maximum flow, or most fluid consistency	Report Consistency	Report Consistency	Report Consistency	Report Consistency	Report Consistency	Report Consistency
Temperature, °C [°F]	Report	Report	Report	Report	Report	Report
Yield, m^3 [ft^3]	Report	Report	Report	Report	Report	Report
Minimum compressive strength, MPa [psi] at:						
1-day[A]	7.0 [1000]	7.0 [1000]	Report	Report	7.0 [1000]	7.0 [1000]
3-day	17.0 [2500]	17.0 [2500]	Report	Report	17.0 [2500]	17.0 [2500]
7-day	24.0 [3500]	24.0 [3500]	Report	Report	24.0 [3500]	24.0 [3500]
28-day	34.0 [5000]	34.0 [5000]	Report	Report	34.0 [5000]	34.0 [5000]
Early height change (maximum % at time of final setting)	+4.0 %	+4.0 %	+4.0 %	+4.0 %	+4.0 %	+4.0 %
Height change of moist cured hardened grout:						
1-day	0.0 to +0.3 %	0.0 to +0.3 %	0.0 to +0.3 %	0.0 to +0.3 %	0.0 to +0.3 %	0.0 to +0.3 %
3-day	0.0 to +0.3 %	0.0 to +0.3 %	0.0 to +0.3 %	0.0 to +0.3 %	0.0 to +0.3 %	0.0 to +0.3 %
14-day	0.0 to +0.3 %	0.0 to +0.3 %	0.0 to +0.3 %	0.0 to +0.3 %	0.0 to +0.3 %	0.0 to +0.3 %
28-day	0.0 to +0.3 %	0.0 to +0.3 %	0.0 to +0.3 %	0.0 to +0.3 %	0.0 to +0.3 %	0.0 to +0.3 %

© SCG 2020

การทดสอบ NON-SHRINK GROUT

1. การทดสอบสภาพการไหล

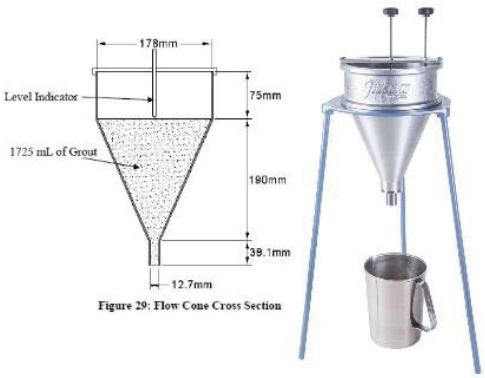


Figure 29: Flow Cone Cross Section

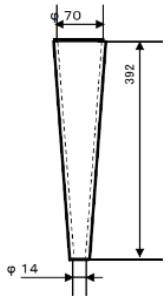
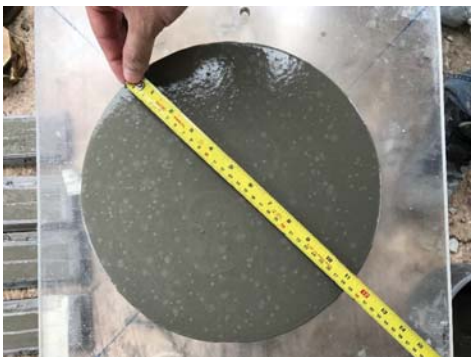


図1 J14漏斗



ASTM C939

JSCE-F351 J14 funnel

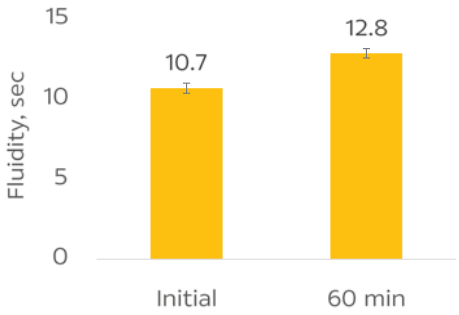
ASTM C1437

© SCG 2020

SCG NON-SHRINK GROUT

คุณภาพสินค้า SCG NON-SHRINK GROUT

Fluidity JSCE-F351 J14 funnel



การทดสอบการไหลตัวเข้าช่องแคบ 5 mm.

© SCG 2020

การทดสอบ NON-SHRINK GROUT

2. การทดสอบการเปลี่ยนแปลงความสูงที่อายุเริ่มต้น (Early height change)

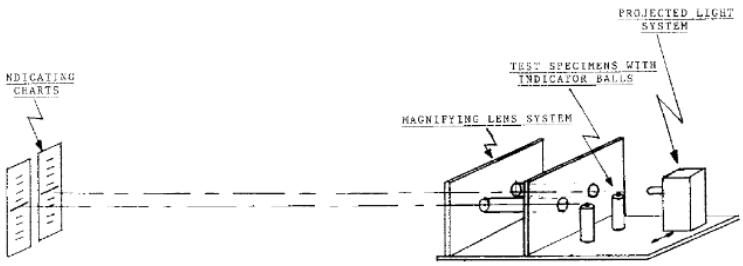
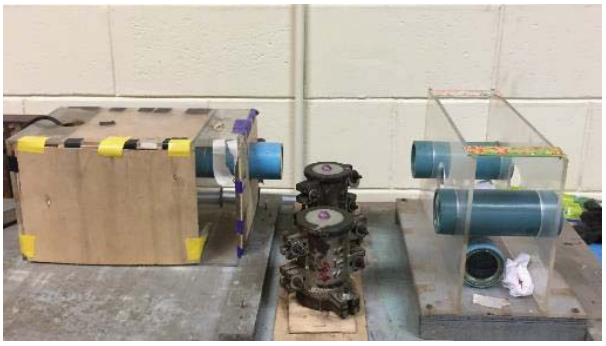


FIG. 1 Apparatus for Early Change in Height



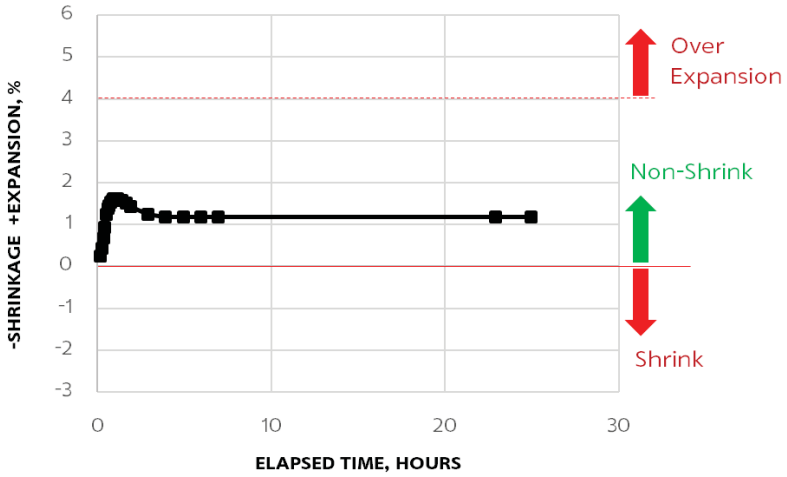
ASTM C827

© SCG 2020

SCG NON-SHRINK GROUT

คุณภาพสินค้า SCG NON-SHRINK GROUT

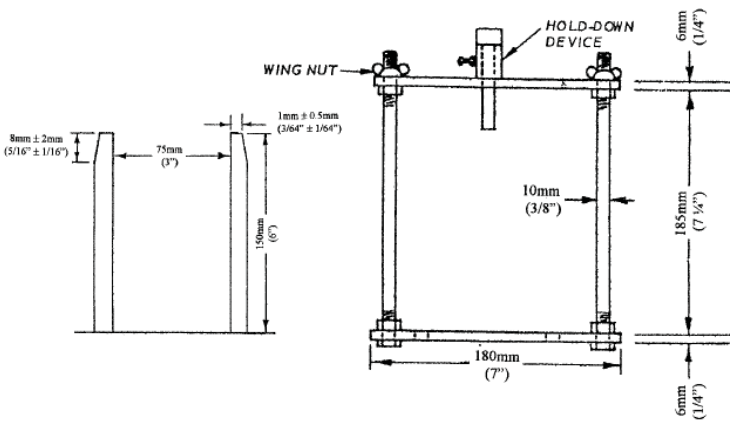
Early Height Change

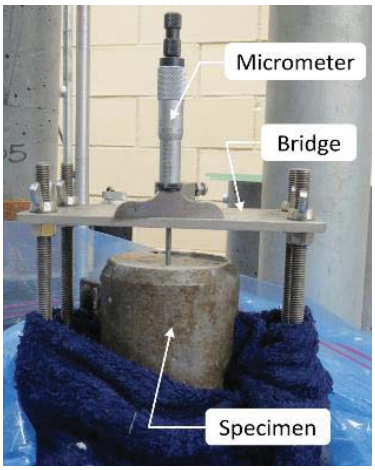


© SCG 2020

การทดสอบ NON-SHRINK GROUT

3. การทดสอบการเปลี่ยนแปลงความสูงของมอร์ตาร์ที่แข็งตัว (Height change of hardened grout)





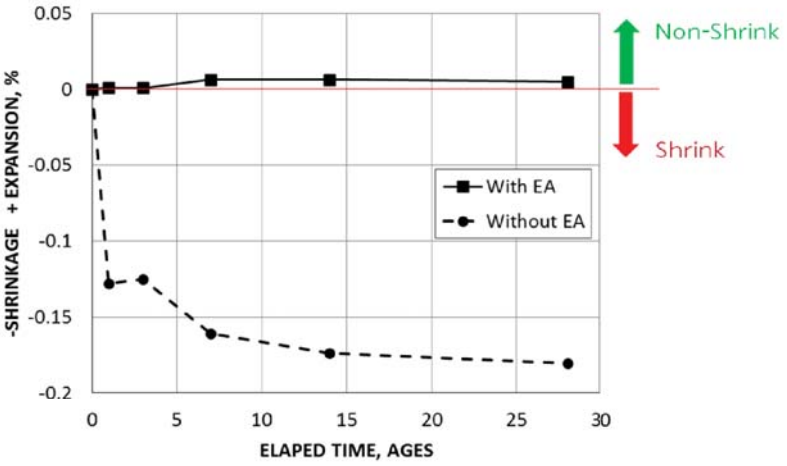
ASTM C1090

© SCG 2020

SCG NON-SHRINK GROUT

คุณภาพสินค้า SCG NON-SHRINK GROUT

Height Change of Hardened Grout



© SCG 2020

การทดสอบ NON-SHRINK GROUT

4. การทดสอบกำลังอัด

ASTM C109: Compressive Strength (Cube specimen)

Specimen:
50 x 50 x 50 mm.

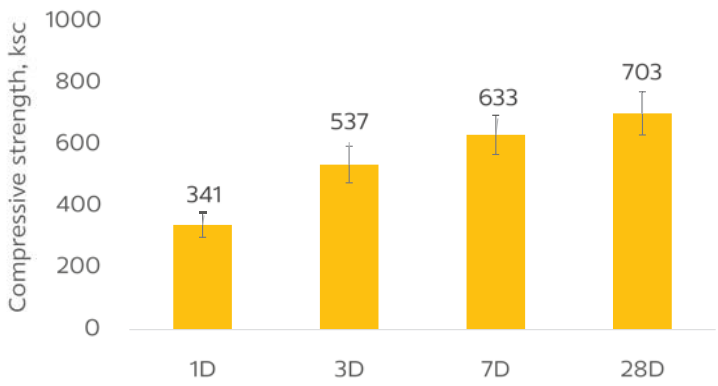
Testing age:
1, 3, 7, 28 days

© SCG 2020

SCG NON-SHRINK GROUT

คุณภาพสินค้า SCG NON-SHRINK GROUT

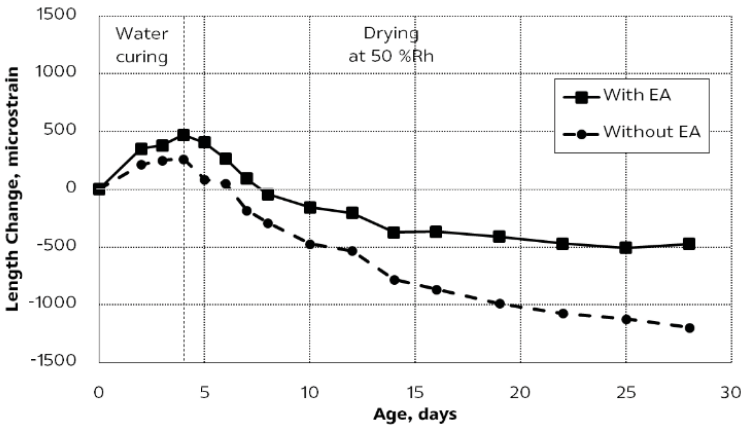
Compressive Strength

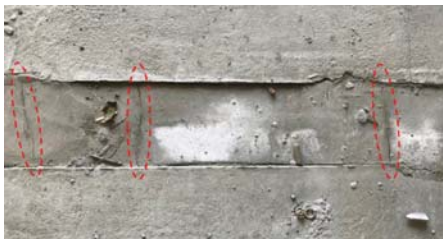


© SCG 2020

การทดสอบ NON-SHRINK GROUT (Additional)

Drying Shrinkage



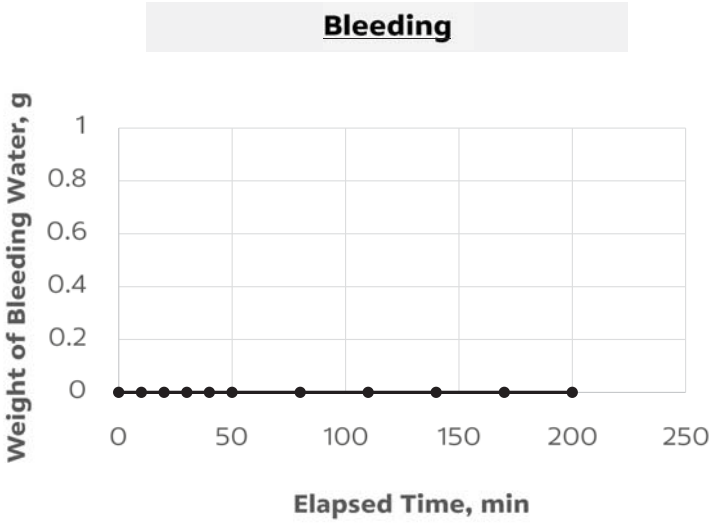


Without EA

With EA

© SCG 2020

การทดสอบ NON-SHRINK GROUT (Additional)



Bleeding

No Bleeding

© SCG 2020

SCG NON-SHRINK GROUT

ข้อมูลทางเทคนิค / TECHNICAL DATA

Product Identity

Appearance:	Powder
Dry solids content:	100 %
Color:	Grey
Wet Density:	Approx. 2.28 kg/L
Packaging:	25 kg/bag

Application Data

Mixing ratio:	
- ผสมแบบข้น	3.00 – 3.25 litre per bag
- ผสมแบบเหลว	3.75 – 4.12 litre per bag
Yield:	12 – 12.5 litre per bag
Minimum gap width:	5 mm.

Test Data

Properties *(Method)*	**Results**	
Bleeding *(ASTM C232)*	None	
Time of Setting *(ASTM C807)* Initial setting time	240 - 300 min.	
Early Height Change *(ASTM C827)*	0 to + 4.0 %	
Height Change of Hardened Grout *(ASTM C1090)*	0 to + 0.3 %	
Compressive Strength *(ASTM C109/109M)*	ผสมแบบเหลว	ผสมแบบข้น
1 day	≥ 300 ksc.	≥ 350 ksc.
7 days	≥ 600 ksc.	≥ 650 ksc.
28 days	≥ 700 ksc.	≥ 800 ksc

© SCG 2020

Application of SCG NON-SHRINK GROUT

การผสม NSG

การเท NSG

รอยต่อแนวราบ

รอยต่อแนวดิ่ง

© SCG 2020

SCG

Application of SCG NON-SHRINK GROUT

© SCG

SCG

PASSION FOR BETTER

สมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย

ขอขอบคุณผู้ให้การสนับสนุน

การประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปี ครั้งที่ 15

การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย

อินทรี
ปูนซีเมนต์นครหลวง

อินทรี
CONCRETE

บริษัท ปูนซีเมนต์นครหลวง จำกัด (มหาชน)

บริษัท ช.การช่าง จำกัด(มหาชน)

บริษัท เอสซีจี ซิเมนต์ จำกัด

บริษัท ผลิตภัณฑ์และวัตถุก่อสร้าง จำกัด

XYPEX®

Sustainability In Concrete Structures

XYPEX®

Sustainability In Concrete Structures

บริษัท ซายน์เป็ค มาร์เก็ตติ้ง เซอร์วิส (ประเทศไทย) จำกัด

บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล๊อปเมนต์ จำกัด (มหาชน)

บริษัท ซอยล์เทสติ้งสยาม จำกัด

บริษัท ซีฟโก้ จำกัด (มหาชน)

บริษัท ฤทธา จำกัด

RITTA

บริษัท ฤทธา จำกัด

มหาวิทยาลัยขอนแก่น

SIRDC

KHON KAEN UNIVERSITY

ศูนย์วิจัยโครงสร้างมูลฐานอย่างยั่งยืน มหาวิทยาลัยขอนแก่น

Denka

DENKA INFRASTRUTURE TECHNOLOGIES PTE. LTD.

GESTECH SOLUTIONS

GOLBAL ENGINEERING SUSTAINABILITY TECHNOLOGY SOLUTIONS

บริษัท เกสเทค โซลูชั่นส์ จำกัด

บริษัท คาโอ อินดัสเตรียล(ประเทศไทย) จำกัด

บริษัท เค บล็อก เทคโนโลยี จำกัด

Move into the future with reliable measurements

KYOWA

บริษัท เคียวว่าเด็นเกียว (ไทยแลนด์) จำกัด

GRC

GRC Thailand Company Limited

บริษัท จีอาร์ซี (ไทยแลนด์) จำกัด

GEL
GENERAL ENGINEERING

C 83 M 42 Y 100 K 44
C 67 M 22 Y 77 K 5
C 4 M 0 Y 93 K 0

บริษัท เจนเนอรัล เอนจิเนียริ่ง จำกัด(มหาชน)

Sika®

BUILDING TRUST

บริษัท ซิก้า (ประเทศไทย) จำกัด

TEC EQUIPMENT

บริษัท เทคอีควิปเมนท์ จำกัด

บริษัท น่ำเฮงคอนกรีต (1992) จำกัด

บริษัท เอส.ซี.บี. เอ็นจิเนียริ่ง จำกัด

บริษัท โอ อาร์ ซี พรีเมียร์ จำกัด

บริษัท จีซีพี แอพพลายด์
เทคโนโลยีส์ โฮลดิ้งส์ (ไทยแลนด์)
จำกัด

การประปานครหลวง

Elkem Silicon
Materials S.E.A

บริษัท ปทุมธานีคอนกรีต จำกัด

บริษัท บีเอเอสเอฟ (ไทย) จำกัด

บริษัท ฮิลติ (ไทยแลนด์) จำกัด

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

มหาวิทยาลัยขอนแก่น

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอม-
เกล้าธนบุรี

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคล-
ธัญบุรี

มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร

มหาวิทยาลัยบูรพา

มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ

รายชื่อผู้ให้การสนับสนุน
การประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปี ครั้งที่ 15
Annual Concrete Conference 15 (ACC15)

การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย	100,000.00	บาท
บริษัท ช.การช่าง จำกัด(มหาชน)	100,000.00	บาท
บริษัท ซายน์เป็ค มาร์เก็ตติ้ง เซอร์วิส (ประเทศไทย) จำกัด	100,000.00	บาท
บริษัท ปูนซีเมนต์นครหลวง จำกัด (มหาชน)	100,000.00	บาท
บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล๊อปเมนต์ จำกัด (มหาชน)	100,000.00	บาท
บริษัท เอสซีจี ซิเมนต์ จำกัด(มหาชน),บริษัท ผลิตภัณฑ์และวัตถุก่อสร้าง จำกัด	100,000.00	บาท
บริษัท ซอยล์ เทสติ้ง สยาม จำกัด	50,000.00	บาท
บริษัท ซีฟโก้ จำกัด (มหาชน)	50,000.00	บาท
บริษัท ฤทธา จำกัด	50,000.00	บาท
ศูนย์วิจัยโครงสร้างมูลฐานอย่างยั่งยืน มหาวิทยาลัยขอนแก่น	50,000.00	บาท
DENKA INFRASTRUTURE TECHNOLOGIES PTE. LTD.	25,000.00	บาท
บริษัท เกสเทค โซลูชั่นส์ จำกัด	25,000.00	บาท
บริษัท คาโอ อินดัสเตรียล(ประเทศไทย) จำกัด	25,000.00	บาท
บริษัท เค บล็อก เทคโนโลยี จำกัด	25,000.00	บาท
บริษัท เคียวว่าเด็นเกียว (ไทยแลนด์) จำกัด	25,000.00	บาท
บริษัท จีอาร์ซี (ไทยแลนด์) จำกัด	25,000.00	บาท
บริษัท เจนเนอรัล เอนจิเนียริ่ง จำกัด(มหาชน)	25,000.00	บาท
บริษัท ซิก้า (ประเทศไทย) จำกัด	25,000.00	บาท
บริษัท เทคอีควิปเมนท์ จำกัด	25,000.00	บาท
บริษัท น่ำเฮงคอนกรีต (1992) จำกัด	25,000.00	บาท
บริษัท เอส.ซี.บี. เอ็นจิเนียริ่ง จำกัด	25,000.00	บาท
บริษัท โอ อาร์ ซี พรีเมียร์ จำกัด	25,000.00	บาท
บริษัท จีซีพี แอพพลายด์ เทคโนโลยีส์ โฮลดิ้งส์ (ไทยแลนด์) จำกัด	20,000.00	บาท
Elkem Silicon Materials S.E.A	15,000.00	บาท
การประปานครหลวง	15,000.00	บาท
บริษัท ปทุมธานีคอนกรีต จำกัด	15,000.00	บาท
บริษัท บีเอเอสเอฟ (ไทย) จำกัด	10,000.00	บาท

รายชื่อผู้ให้การสนับสนุน
การประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปี ครั้งที่ 15
Annual Concrete Conference 15 (ACC15) (ต่อ)

บริษัท ฮิลติ (ไทยแลนด์) จำกัด	10,000.00	บาท
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย	10,000.00	บาท
มหาวิทยาลัยขอนแก่น	10,000.00	บาท
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี	10,000.00	บาท
มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์	10,000.00	บาท
สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร	10,000.00	บาท
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี	10,000.00	บาท
มหาวิทยาลัยบูรพา	10,000.00	บาท
มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ	10,000.00	บาท
มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์	10,000.00	บาท
ศาสตราจารย์ ดร.ชัย จาตุรพิทักษ์กุล	5,000.00	บาท

สมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย (สคท.)
ชั้น 3 อาคารวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย (วสท.)
487 ซอยรามคำแหง 39 (ซอยเทพลีลา) ถนนรามคำแหง
แขวงพลับพลา เขตวังทองหลาง กรุงเทพมหานคร 10310
โทรศัพท์: 02-935-6593 โทรสาร: 02-935-6538
Email: thaitca@gmail.com, website: www.thaitca.or.th