



Journal of Thailand Concrete Association

วารสารวิชาการสมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย

การศึกษาทดลองระยะเวลาเริ่มต้นการเกิดรอยร้าวอันเนื่องมาจากการกัดกร่อนของเหล็กเสริมที่อยู่ในคอนกรีต มอร์ตาร์ และซีเมนต์เพสต์

EXPERIMENTAL STUDY ON REINFORCEMENT CORROSION-INDUCE COVER CRACKING TIME EMBEDDED IN CONCRETE, MORTAR, AND CEMENT PASTE

วันชัย ยอดสุดใจ¹ ปฐวี เจริญพงศ์² ภาณุวัฒน์ แก้วศรีมนต์³ ธนาธร เสาะยะนันท์⁴

¹ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

²ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

³ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

⁴ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ARTICLE INFO:

Received: December 25, 2015

Received Revised Form:

February 4, 2016

Accepted: February 8, 2016

ABSTRACT :

The objectives of this research were to evaluate the influence of compressive strength, elastic modulus and corrosion rate on concrete cover cracking time of steel reinforced concrete, mortar, and cement paste and to compare concrete cover cracking times tested from experimental study with those predicted from the existing models. The corrosion was accelerated by applying the direct current between the reinforcement and the external electrode and the time at cover cracking was monitored by strain gauges attached around the specimens. As a result, the influences of elastic modulus and compressive strength on the cover cracking time had the same trend. The higher the strength and the modulus of elasticity was the longer the cover cracking time. Comparing three types of materials, the cover cracking time of cement paste specimen was the shortest followed by those of mortar and concrete, respectively. It was found that the higher the corrosion rate was the higher the reinforcement weight loss in the specimens. In addition, the results calculated from the existing model were satisfied to predict the results from the experiment.

*Corresponding Author,
Email address: fengwcy@ku.ac.th

KEYWORDS: Corrosion-induced cover cracking, Corrosion rate, Strength, Modulus of elastic

1. บทนำ

โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมีการเสื่อมสภาพไปตามกาลเวลาภายใต้การใช้งานโดยเฉพาอย่างยิ่งในสภาวะที่รุนแรงและเอื้อต่อการเสื่อมสภาพของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก การกัดกร่อนของเหล็กเสริมในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นหนึ่งในสาเหตุที่พบบ่อย การกัดกร่อนของเหล็กเสริมมักส่งผลให้เกิดรอยแตกร้าวที่ผิวของโครงสร้างและการหลุดล่อนของคอนกรีตหุ้มและในกรณีที่รุนแรงมากๆ อาจส่งผลให้เกิดการพังทลายของ

โครงสร้างได้เช่นเดียวกันหากการกัดกร่อนของเหล็กเสริมเกิดขึ้นอย่างรุนแรงในชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีความสำคัญ เนื่องจากผลของการเกิดการกัดกร่อนของเหล็กเสริมจะเกิดแรงดันภายในส่งผลทำให้เกิดการแตกร้าวและหลุดล่อนออกของคอนกรีตหุ้ม และส่งผลต่อให้เกิดการกัดกร่อนด้วยอัตราการเร่งเพิ่มขึ้นไปอีก อีกทั้งเหล็กเสริมยังเป็นส่วนสำคัญในการรับแรงดึง และโมเมนต์ดัด หากเหล็กเสริมเสื่อมสภาพจะส่งผลให้ความสามารถในการรับแรงลดลงซึ่งเป็นอันตรายต่อโครงสร้างและอาจจะทำให้เกิดความเสียหาย

ดังนั้นการบำรุงรักษาโครงสร้างและซ่อมแซมแก้ไขจึงเป็นสิ่งจำเป็นอย่างยิ่งเพื่อความปลอดภัยของชีวิตและทรัพย์สินของผู้ที่ใช้งานโครงสร้างนั้นๆ การทำนายช่วงเวลาที่ทำให้เกิดการกัดกร่อนของเหล็กเสริมและระยะเวลาเริ่มต้นการเกิดรอยร้าวจึงมีความสำคัญในการวางแผนการบำรุงรักษาและการซ่อมแซมแก้ไข เพื่อที่จะทำให้ทราบถึงช่วงเวลาที่เหมาะสมในการซ่อมบำรุงโดยทั่วไป ในการตรวจสอบโครงสร้างเบื้องต้นด้วยสายตาสามารถประเมินสภาพของโครงสร้างได้โดยการดูสภาพโครงสร้างภายนอก เช่น รอยแตกร้าว ซึ่งอาจยังไม่สามารถที่จะกำหนดและวางแผนการการบำรุงรักษาและซ่อมแซมแก้ไขได้อย่างแม่นยำ

ดังนั้นในการศึกษานี้ทางผู้วิจัยได้ดำเนินการวิจัยเพื่อประเมินอิทธิพลของกำลังรับแรงอัด มอดูลัสยืดหยุ่น และอัตราการกัดกร่อนต่อระยะเวลาของการเกิดรอยแตกร้าวอันเนื่องมาจากการเกิดการกัดกร่อนของเหล็กเสริม และเปรียบเทียบระยะเวลาการเกิดรอยแตกร้าวจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการและจากการทำนายโดยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ในงานวิจัยที่มีอยู่ก่อน โดยผลของการวิจัยครั้งนี้จะเป็นประโยชน์ต่อการทำนายอายุการใช้งานของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กได้อย่างแม่นยำยิ่งขึ้นและส่งผลต่อการวางแผนการบำรุงรักษาและการซ่อมแซมแก้ไขโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กได้อย่างเหมาะสม

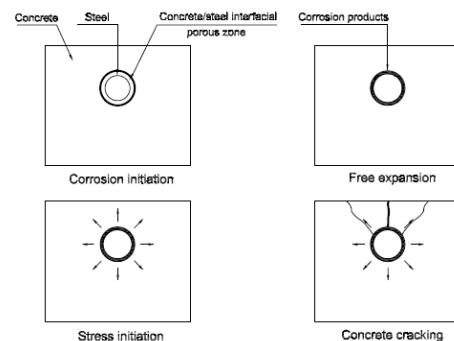
2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ระยะเวลาการเกิดการแตกร้าวของคอนกรีตเนื่องจากการกัดกร่อนของเหล็กเสริมสามารถแบ่งเป็น 3 ระยะดังแสดงในรูปที่ 1 [1] ซึ่งสามารถอธิบายได้ดังนี้

1. ระยะการขยายตัวอิสระ (Free Expansion) เป็นระยะที่เกิดจากการออกซิเดชันของเหล็กเกิดเป็นเป็นเพอร์สไอออนและทำปฏิกิริยากับไฮดรอกซิลไอออน ทำให้เกิดผลิตภัณฑ์เพอร์สไฮดรอกไซด์ซึ่งมักทำให้เหล็กเสริมขยายตัวและมีปริมาตรเพิ่มขึ้น แต่โดยทั่วไปรอบๆ เหล็กเสริมจะมีพื้นที่พรุน (Porous Zone) โดยรอบผิวสัมผัสระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีต ดังนั้นผลิตภัณฑ์ที่เกิดจากการกัดกร่อนจะกระจายเข้าไปในพื้นที่พรุนโดยรอบนี้ โดยทั่วไปปริมาตรของพื้นที่พรุนนี้ขึ้นอยู่กับพื้นที่ผิวสัมผัสของเหล็กเสริมและอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานกล่าวคือพื้นที่พรุนจะมีปริมาตรมากและมีความพรุนมากในกรณีที่อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานสูง

2. ระยะเริ่มเกิดหน่วยแรง (Stress Initiation) เป็นระยะที่ผลิตภัณฑ์ที่เกิดจากการกัดกร่อนเติมจนเต็มพื้นที่พรุนระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต จนเริ่มเกิดเป็นแรงดันเนื่องจากการขยายตัวออกด้านข้างในแนวรัศมีกระทำต่อคอนกรีต โดยแรงดันนี้จะเพิ่มขึ้นเมื่อมีการกัดกร่อนที่เพิ่มขึ้น ถึงแม้ว่าจะมีแรงดันตามยาวของเหล็กเสริมเกิดขึ้นด้วยก็ตาม แต่เนื่องจากเหล็กมีความต่อเนื่องในความยาวทำให้ผลของแรงดันในแนวรัศมีมีอิทธิพลมากกว่าแรงดันตามความยาว

3. ระยะการเกิดรอยแตกร้าว (Cracking) เป็นระยะที่แรงดันที่เกิดจากการผลิตภัณฑ์จากการกัดกร่อนกระทำต่อคอนกรีตจนถึงจุดวิกฤตซึ่งมากกว่ากำลังดึงของคอนกรีต ทำให้คอนกรีตเริ่มเกิดการแตกจากบริเวณเหล็กเสริม แล้วกระจายออกไปจนกระทั่งถึงผิวนอกของคอนกรีตจึงเกิดเป็นรอยร้าวบนผิวคอนกรีต



รูปที่ 1 กระบวนการกัดกร่อนและการแตกของผิวคอนกรีต [1]

มีนักวิจัยหลายท่านได้นำเสนอแบบจำลองในการทำนายระยะเวลาการเกิดรอยแตกร้าวของผิวคอนกรีตดังนี้

1. Lu et al. [2] ได้ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันในแนวรัศมีที่ได้รับอิทธิพลมาจากการขยายตัวของผลิตภัณฑ์ที่เกิดจากการกัดกร่อน กับร้อยละของน้ำหนักที่สูญเสียไปของเหล็กที่ถูกกัดกร่อน ซึ่งคาดคะเนจากค่าความน่าจะเป็นของชั้นสนิมบนรอยแตกในชั้นระยะหุ้ม ในการศึกษาครั้งนี้ได้มีการใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่ใช้ทำนายเวลาในการเกิดรอยร้าวบนคอนกรีตซึ่งพัฒนามาจากกฎของฟาราเดย์ (Faraday's Law) โดยแบบจำลองทำนายระยะเวลาเริ่มต้นการเกิดรอยแตกร้าวแสดงในสมการที่ 1

$$t_{cr} = 234762(d + kc) \times \frac{\left\{ (0.3 + 0.6 \frac{c}{d}) \frac{f_{ct}}{E_{cef}} \left[\frac{(r_0 + c)^2 + r_0^2}{(r_0 + c)^2 - r_0^2} + v_c \right] + 1 + \frac{2\delta_0}{d} \right\}^2 - 1}{(n-1)i_{corr}} \quad (1)$$

โดยที่

t_{cr} คือ ระยะเวลาเริ่มการแตกร้าว (s)

d คือ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม (mm)

c คือ ระยะหุ้มคอนกรีต (mm)

k คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของสภาพการเกิดสนิมที่แตกต่างระหว่างเกิดตามธรรมชาติและเกิดจากการเร่งด้วยปฏิกิริยาไฟฟ้าเคมี มีค่าอยู่ระหว่าง 0 ถึง 1

f_{ct} คือ กำลังดึงของคอนกรีต (MPa)

E_{cef} คือ โมดูลัสยืดหยุ่นประสิทธิผลของคอนกรีต (GPa) มีค่าเท่ากับ $\frac{E_c}{(1+\varphi)}$

φ คือ สัมประสิทธิ์การคืบของคอนกรีต

v_c คือ ค่าอัตราส่วนปัวส์ซองของคอนกรีต

δ_o คือ ความหนาของพื้นที่พูน (mm)

i_{corr} คือ อัตราการกัดกร่อน ($\mu A/cm^2$)

n คือ สัมประสิทธิ์การขยายตัวของผลิตภัณฑ์สนิมชนิดต่างๆ ที่เกิดจากการกัดกร่อน

r_o มีค่าเท่ากับ $\frac{d}{2} + \delta_o$

2. Maaddawy and Soudki [1] ได้ศึกษาแบบจำลองการทำนายเวลาการแตกร้าวของคอนกรีตเนื่องจากการกัดกร่อนของเหล็กเสริมในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก และมีแบบจำลองเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างมวลของเหล็กที่สูญเสียไปกับแรงดันในแนวนอนที่เกิดจากการขยายตัวของสนิมในเหล็ก และมีสมมุติฐานว่าคอนกรีตที่หุ้มเหล็กมีพฤติกรรมเป็นไปตาม Thick Walled Cylinder Model

แบบจำลองทำนายระยะเวลาเริ่มต้นการเกิดรอยแตกร้าวแสดงในสมการที่ 2

$$T_{cr} = \left[\frac{7117.5(D+2\delta_o)(1+v+\psi)}{i_{E_{ef}}} \right] \times \left[\frac{2Cf_{ct}}{D} \frac{2\delta_o E_{ef}}{(1+v+\psi)(D+2\delta_o)} \right] \quad (2)$$

โดยที่

t_{cr} คือ ระยะเวลาเริ่มการแตกร้าว (s)

D คือ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม (mm)

i_{corr} คือ อัตราการกัดกร่อน ($\mu A/cm^2$)

ρ_{rust} คือ ความหนาแน่นของสนิม (g/cm^3)

f_{ct} คือ กำลังรับแรงดึงของคอนกรีต (MPa)

C คือ ระยะหุ้มคอนกรีต (mm)

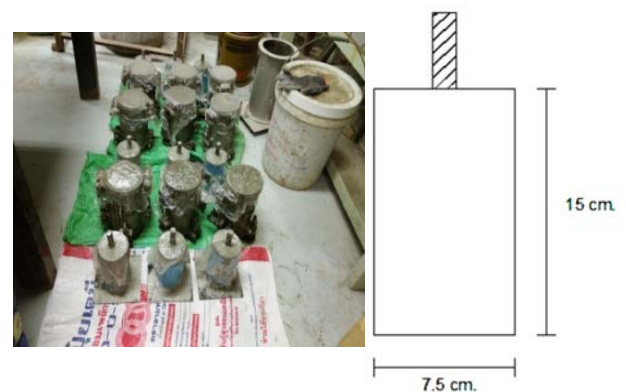
E_{ef} คือ โมดูลัสยืดหยุ่นประสิทธิผลของคอนกรีต (GPa) มีค่าเท่ากับ $\frac{E_c}{(1+\varphi_{cr})}$ เมื่อ φ_{cr} คือ สัมประสิทธิ์การคืบของคอนกรีต

ψ มีค่าเท่ากับ $\frac{D'^2}{2C(C+D')}$ เมื่อ $D' = D + 2\delta_o$

3. วิธีการดำเนินงานการศึกษา

3.1 การเตรียมตัวอย่างคอนกรีตเสริมเหล็ก

ดำเนินการโดยการหล่อตัวอย่างคอนกรีต มอร์ตาร์ และซีเมนต์เพสต์รูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 75 มิลลิเมตร สูง 150 มิลลิเมตรโดยฝังเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 16 มิลลิเมตรไว้ตรงกึ่งกลางตัวอย่าง ดังแสดงในรูปที่ 2 โดยมีอัตราส่วนผสมแสดงในตารางที่ 1 โดยตัวอย่างสามารถแบ่งได้เป็น ซีเมนต์เพสต์ (Paste) มอร์ตาร์ (Mortar) และคอนกรีต (Concrete) สำหรับคอนกรีตแบ่งเป็น 3 กรณีได้แก่ คอนกรีตกำลังต่ำ (Concrete Strength I) คอนกรีตกำลังปานกลาง (Concrete Strength II) และคอนกรีตกำลังสูง (Concrete Strength III)



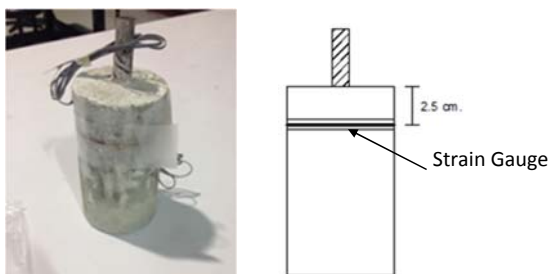
รูปที่ 2 ตัวอย่างคอนกรีต มอร์ตาร์ และซีเมนต์เพสต์

ตารางที่ 1 อัตราส่วนผสมของตัวอย่างคอนกรีต มอร์ตาร์ และซีเมนต์เพสต์

วัสดุ	อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์	ระยะการยุบตัว (มิลลิเมตร)	ปูนซีเมนต์ (กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร)	มวลรวมหยาบ (กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร)	มวลรวมละเอียด (กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร)
Paste	0.60	-	325	-	-
Mortar	0.60	-	325	-	745
Concrete Strength I	0.60	100	325	1160	745
Concrete Strength II	0.48	100	406	1160	675
Concrete Strength III	0.38	100	513	1160	580

นอกจากนี้ดำเนินการหล่อตัวอย่างทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 100 มิลลิเมตร สูง 200 มิลลิเมตร สำหรับใช้ในการทดสอบหาค่ากำลังอัดและมอดูลัสยืดหยุ่น โดยเตรียมตัวอย่าง 3 ตัวอย่างในแต่ละกรณีของวัสดุ

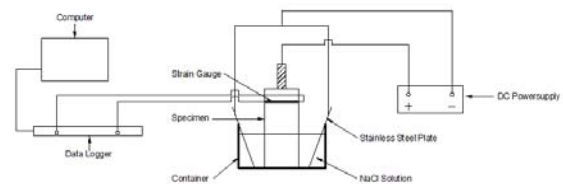
หลังจากที่บ่มตัวอย่างในน้ำเป็นระยะเวลา 28 วัน นำตัวอย่างขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 75 มิลลิเมตร สูง 150 มิลลิเมตร มาทดสอบหาระยะเวลาเริ่มต้นการเกิดรอยแตกร้าว นำมาติดแถบวัดความเครียด (Strain Gauge) บริเวณรอบๆ ตัวอย่าง ดังแสดงในรูปที่ 3 เพื่อใช้ในการวัดการขยายตัวของผิวตัวอย่างขณะเร่งการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในตัวอย่างด้วยกระแสไฟฟ้า โดยขณะวัดการขยายตัวทางด้านข้างตัวอย่างจะถูกเร่งการกัดกร่อนด้วยวิธีการทางไฟฟ้าเคมี ตัวอย่างจะแช่อยู่ในสารละลายไฮโดรคลอริกเข้มข้นร้อยละ 3 โดยมวล ดังแสดงในรูปที่ 4



รูปที่ 3 ตัวอย่างที่ติดแถบวัดความเครียดโดยรอบเพื่อวัดการขยายตัว

3.2 การเร่งการกัดกร่อนด้วยไฟฟ้า

การทดลองหาระยะเวลาเริ่มต้นการเกิดรอยร้าว โดยเร่งปฏิกิริยาการกัดกร่อนด้วยไฟฟ้าภายในสารละลายไฮโดรคลอริกเข้มข้นร้อยละ 3 โดยมวล ดังแสดงในรูปที่ 4



รูปที่ 4 วงจรเร่งปฏิกิริยาไฟฟ้าเคมีเร่งการเกิดการกัดกร่อนในเหล็กเสริม

หลังจากเสร็จสิ้นการทดลองหาระยะเวลาเริ่มต้นการเกิดรอยแตกร้าวโดยการเร่งด้วยกระแสไฟฟ้าแล้ว ดำเนินการเอาเหล็กเสริมออกมา แล้วนำเหล็กเสริมไปแช่ในสารละลายกรดไฮโดรคลอริก (HCl) เข้มข้นร้อยละ 3 โดยมวล เป็นระยะเวลา 30 นาที เพื่อกำจัดคราบสนิม และหลังจากนั้น วัดการสูญเสียมวลของเหล็กเสริมหลังเกิดการกัดกร่อน โดยร้อยละการสูญเสียมวลแสดงดังสมการที่ 3

$$M_{loss} = \frac{w_i - w}{w_i} \times 100\% \quad (3)$$

โดยที่

M_{loss} คือ ร้อยละของการสูญเสียมวล

W_i คือ น้ำหนักเดิมของเหล็ก (g)

W คือ น้ำหนักของเหล็กหลังถูกกัดกร่อน (g)

สำหรับอัตราการกัดกร่อน (Corrosion Rate) สามารถคำนวณได้จากกฎของฟาราเดย์ สามารถที่จะนำมาทำนายอัตราการกัดกร่อนที่เกิดขึ้นโดยคิดจากการสูญเสียมวลของเหล็กเสริม ดังแสดงในสมการที่ 4

$$M_{loss} = \frac{M_{corr}}{ZF} t \quad (4)$$

โดยที่

t คือ ระยะเวลาทั้งหมดที่ใช้เร่งปฏิกิริยา (s)

M_{loss} คือ มวลของเหล็กที่สูญเสียในช่วงเวลา (g)

I_{corr} คือ กระแสไฟฟ้า (A)

F คือ ค่าคงที่ของกฎฟาราเดย์ (96500 A/s)

Z คือ วาเลนซ์อิเล็กตรอนของเหล็ก

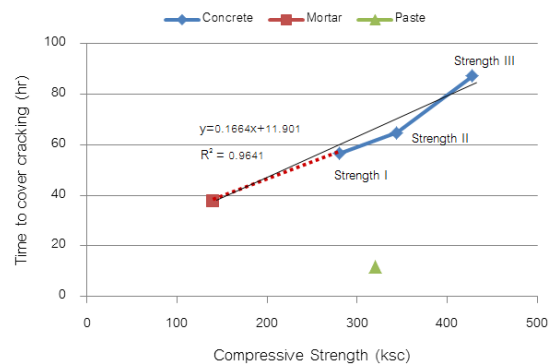
M คือ เลขมวลของธาตุเหล็ก (56 g)

4. ผลการศึกษา

4.1 อิทธิพลของกำลังรับแรงอัดและมอดูลัสยืดหยุ่นต่อระยะเวลาเริ่มต้นการเกิดรอยแตกร้าว

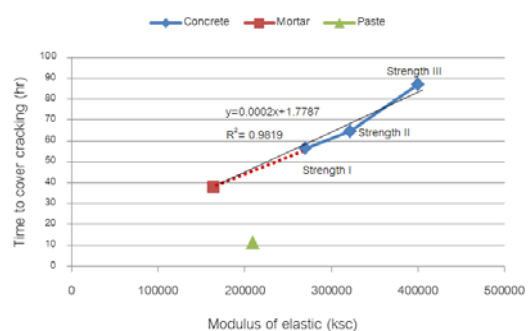
รูปที่ 5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระยะเวลาเริ่มต้นการเกิดรอยแตกร้าวกับกำลังอัด พบว่าในตัวอย่างมอร์ตาร์และคอนกรีต ระยะเวลาเริ่มต้นการแตกร้าวมักจะเพิ่มขึ้นเมื่อกำลังอัดสูงขึ้น โดยคอนกรีตกำลังอัดสูงสุดมีระยะเวลาเริ่มต้นการเกิดรอยแตกร้าวนานที่สุด แต่ซีเมนต์เพสต์มีระยะเวลาไม่เป็นไปตามแนวโน้ม โดยซีเมนต์เพสต์เกิดรอยร้าวเร็วที่สุด ซึ่งอาจมีสาเหตุมาจากความพรุน เนื่องจากโดยทั่วไปซีเมนต์เพสต์มักมีความพรุนที่สูงกว่ามอร์ตาร์และคอนกรีต จึงส่งผลให้คลอไรด์ไอออนสามารถซึมผ่านเข้าไปทำลายฟิล์มที่ป้องกันเหล็กเสริมได้เร็วขึ้น ทำให้การกระบวนทางไฟฟ้าเคมีของการเกิดการกัดกร่อนเกิดได้เร็วในกรณีของตัวอย่างซีเมนต์เพสต์ [3] และการที่ปริมาณคลอไรด์สูงยังส่งผลให้ค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์มีค่าเป็นลบสูงขึ้นซึ่งหมายถึงแนวโน้มของการกัดกร่อนของเหล็กเสริมที่สูงขึ้นอีกด้วย [4] จึงส่งผลให้อัตราการกัดกร่อนของตัวอย่างซีเมนต์เพสต์มีค่าสูงกว่าคอนกรีตและมอร์ตาร์เป็นอย่างมากดังจะได้นำมาแสดงต่อไปในรูปที่ 6 ดังนั้นตัวอย่างซีเมนต์เพสต์จึงมีระยะเวลาเริ่มต้นการเกิดรอยแตกร้าวที่

ต่ำกว่าเส้นแนวโน้มมาก อีกสาเหตุหนึ่งที่มีความเป็นไปได้คือเนื่องจากกำลังดึงเป็นคุณสมบัติที่ควบคุมการแตกร้าวมากกว่ากำลังอัด และโดยทั่วไปเมื่อเปรียบเทียบอัตราส่วนระหว่างกำลังดึงต่อกำลังอัดของซีเมนต์เพสต์ มีค่าต่ำที่สุดเมื่อเปรียบเทียบกับมอร์ตาร์และคอนกรีต ดังนั้นถึงแม้ว่าค่ากำลังอัดของคอนกรีตและซีเมนต์เพสต์จะใกล้เคียงกัน แต่ค่ากำลังดึงของเพสต์ต่ำกว่าคอนกรีตมาก จึงทำให้ระยะเวลาเริ่มเกิดรอยแตกร้าวมักจะน้อยกว่าคอนกรีตมากนั่นเอง



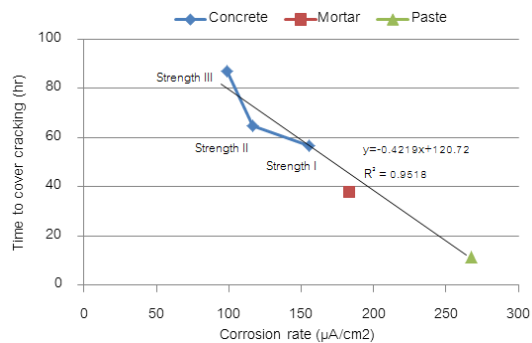
รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างเวลาในการเริ่มเกิดรอยแตกร้าวกับกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

รูปที่ 6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระยะเวลาเริ่มต้นการเกิดรอยแตกร้าวกับมอดูลัสยืดหยุ่นของวัสดุพบว่า ระยะเวลาการแตกร้าวมักแปรผันตรงกับมอดูลัสยืดหยุ่นของวัสดุ โดยวัสดุที่มีมอดูลัสยืดหยุ่นสูงจะทำให้ระยะเวลาเริ่มต้นการเกิดรอยแตกร้าวนานขึ้น แต่ในซีเมนต์เพสต์จะมีระยะเวลาไม่เป็นไปตามแนวโน้ม โดยซีเมนต์เพสต์จะเริ่มแตกร้าวภายในระยะเวลาอันสั้น



รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างเวลาในการเริ่มเกิดรอยแตกร้าวกับมอดูลัสยืดหยุ่นของวัสดุ

รูปที่ 7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างเวลาเริ่มต้นเกิดรอยแตกร้าวกับอัตราการกัดกร่อน พบว่าคอนกรีตมีอัตราการกัดกร่อนต่ำสุด ตามมาด้วยมอร์ตาร์ และซีเมนต์เพสต์ตามลำดับ โดยคอนกรีตที่มีกำลังสูงสุดมีอัตราการกัดกร่อนต่ำที่สุด อัตราการกัดกร่อนสูงจะส่งผลให้ระยะเวลาในการเกิดรอยแตกร้าวเกิดขึ้นอย่างรวดเร็ว ซึ่งตัวอย่างทุกชนิดมีแนวโน้มการกัดกร่อนไปในทิศทางเดียวกัน



รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างเวลาเริ่มต้นเกิดรอยแตกร้าวกับอัตราการกัดกร่อน

ตารางที่ 2 แสดงผลการเปรียบเทียบระยะเวลาเริ่มต้นการเกิดรอยร้าวจากการทดลองกับแบบจำลองของ Lu [2] และ Maaddawy [1] โดยแทนค่าคุณสมบัติต่างๆ ในตัวแปรของแบบจำลองเพื่อหาระยะเวลาของการเริ่มต้นการเกิดรอยร้าวอันเนื่องมาจากการกัดกร่อนของเหล็กเสริม พบว่าเวลาที่ได้จากแบบจำลองของ Lu มีค่าใกล้เคียงกับเวลาที่ได้จากการทดลอง โดยมีความคลาดเคลื่อนอยู่ในช่วงร้อยละ 4.5 ถึงร้อยละ 9.4 ยกเว้นซีเมนต์เพสต์มีความคลาดเคลื่อนมากกว่าตัวอย่างอื่น ซึ่งสาเหตุอาจเนื่องแบบจำลองทั้งสองได้ศึกษามาสำหรับการทำนายระยะเวลาการแตกร้าวในคอนกรีตเป็นหลัก สำหรับซีเมนต์เพสต์ซึ่งมีความพรุนที่สูง และมีอัตราส่วนระหว่างกำลังดึงต่อกำลังอัดที่ต่ำกว่าคอนกรีตและมอร์ตาร์มาก จึงส่งผลให้การทำนายด้วยแบบจำลองทั้งสองในตัวอย่างซีเมนต์เพสต์มีความคลาดเคลื่อนสูงสำหรับการเปรียบเทียบกับแบบจำลองของ Maaddawy พบว่าเวลาที่ได้จากการทดสอบเทียบกับเวลาได้จากแบบจำลองมีความคลาดเคลื่อนมากกว่าแบบจำลองของ Lu

4.2 เปรียบเทียบเวลาที่ได้จากการทดลองกับเวลาที่คำนวณแบบจำลองในงานวิจัยก่อนหน้า

ตารางที่ 2 ผลการเปรียบเทียบเวลาในการเริ่มเกิดรอยแตกร้าวจากการทดลองกับแบบจำลองของ Lu และ Maaddawy

Material	Test time (hr)	Lu's model		Maaddawy's Model	
		Predicted time (hr)	error (%)	Predicted time (hr)	error (%)
Paste	11.5	44.9	290.4	31	169.6
Mortar	37.5	34.8	-7.2	25	-33.3
Concrete Strength I	56.5	51.2	-9.4	36.2	-35.9
Concrete Strength II	64.7	70.7	9.3	49.9	-22.9
Concrete Strength III	87.2	83.3	-4.5	58.7	-32.7

5. สรุปผลการศึกษา

1. ระยะเวลาเริ่มต้นการเกิดรอยร้าวอันเนื่องมาจากการกัดกร่อนของเหล็กเสริมเพิ่มขึ้นเมื่อกำลังรับแรงอัดและมอดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตเพิ่มขึ้น
2. ระยะเวลาเริ่มต้นการเกิดรอยร้าวอันเนื่องมาจากการกัดกร่อนของเหล็กเสริมลดลง เมื่ออัตราการกัดกร่อนเพิ่มขึ้น
3. จากการเปรียบเทียบผลจากการทดลองและแบบจำลองของ Lu และ Maaddawy พบว่าระยะเวลาที่เกิดขึ้นจากการทดลองและระยะเวลาที่ได้จากการทำนายมีแนวโน้มไปในทิศทางเดียวกัน โดยการทำนายด้วยแบบจำลองของ Lu มีความแม่นยำมากกว่าแบบจำลองของ Maaddawy และมีความคลาดเคลื่อนอยู่ในช่วงร้อยละ 4.5 ถึงร้อยละ 9.4

6. เอกสารอ้างอิง

- [1] Maaddawy, T. E. and Soudki, K. 2007. A model for prediction of time from corrosion initiation to corrosion cracking. *Cement and Concrete Composites* (32): 241-252
- [2] Lu, C., Jin, W. and Liu, R. 2011. Reinforcement corrosion-induced cover cracking and its time prediction for reinforced concrete structure. *Corrosion Science* (53): 1337-1347
- [3] Audenaert, K., Schutter, G. D. and Marsavina, L. 2009. Influence of Cracks on Chloride Penetration and Corrosion Initiation Time. *2nd International RILEM Workshop on Concrete Durability and Service Life Planning*, Haifa, Israel
- [4] สิริศิลป์ กัลยานกุล สิริพงษ์ สุวรรณปัญญศิลป์ ธาดา โยคาพจร และวันชัย ยอดสุดใจ. ปัจจัยที่มีผลต่อการทดสอบแนวโน้มการเกิดสนิมด้วยวิธีศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์, *วิศวกรรมสาร มช.* 2555. ฉบับที่ 39(4) น. 401-406.