



## บทที่ 2

### คุณสมบัติของวัสดุ

ทฤษฎีที่ใช้ในการวิเคราะห์หากำลังของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก และการแอ่นตัวของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยหลักใหญ่จะเป็นทฤษฎีที่เกี่ยวกับคุณสมบัติของวัสดุโดยสำคัญ ซึ่งสามารถแบ่งออกได้ดังนี้

- หน่วยแรงอัดประลัยของคอนกรีตเทียบกับเวลา
- อัตราการเกิดคาร์บอนเนชั่นของคอนกรีต
- การเกิดรอยร้าวของหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก
- อัตราการเกิดสนิมเหล็กเสริมเมื่อคอนกรีตเกิดคาร์บอนเนชั่น หรือ เกิดรอยร้าว
- น้ำหนักกระทำบนคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

#### 2.1 กำลังอัดประลัยของคอนกรีตเทียบกับเวลา

จากการทดลองทดสอบคอนกรีตรูปทรงกระบอก และ ลูกบาศก์ ของหลายท่านที่ได้ทำการศึกษามานั้นพบว่า หน่วยแรงอัดประลัยของคอนกรีตจะมีค่าสูงขึ้นจากหน่วยแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่ 28 วัน เมื่อเวลาผ่านไปมากขึ้น

ในการศึกษาของ George W. Washa , Jesse C. Saemann และ Steven M. Cramer (10) ที่ได้ทำการวิจัยเรื่องคุณสมบัติของคอนกรีตที่มีอายุ 50 ปี โดยทำการหล่อคอนกรีตสำหรับการทดสอบในปี พ.ศ. 2480 ( ค.ศ. 1937 ) ในการวิจัยประกอบด้วยซีเมนต์ชนิดต่าง ๆ รวมทั้งคอนกรีตประเภทที่ 1 ในที่นี้จะสนใจแต่เฉพาะข้อมูลที่เป็นซีเมนต์พอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เท่านั้น ผลการทดสอบดังแสดงในตารางที่ 2.1 การทดสอบเป็นการทดลองเก็บตัวอย่างไว้ในที่โล่งแจ้งซึ่งมีความชื้นสัมพัทธ์ระหว่าง 65 - 100 % และมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 75 % มีอุณหภูมิอยู่ระหว่าง -32 ถึง 35 องศาเซลเซียส นอกจากนี้ George W. Washa ยังได้ทำการศึกษาโดยแบ่งการเก็บตัวอย่างหลายๆลักษณะ โดยทำการศึกษาร่วมกับ Kurt F. Wendt. (1) ซึ่งมีการเก็บตัวอย่างทั้งนอกและในอาคาร การเก็บตัวอย่างนอกอาคารจะเก็บลักษณะเดียวกับที่กล่าวข้างต้น ส่วนในกรณีเก็บตัวอย่างใน

ตัวอย่างในอาคาร จะมีความชื้นสัมพัทธ์เท่ากับ 65 ถึง 100 % มีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 75 % และมีอุณหภูมิอยู่ระหว่าง 16 - 27 องศาเซลเซียส ผลการทดสอบแสดงดังตารางที่ 2.1

M. O. Witney (11) ได้ทำการศึกษา การทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตอายุ 50 ปี โดยหล่อตัวอย่างในปี พ.ศ. 2453 ( ค.ศ. 1910 ) แบ่งอัตราส่วนผสมเป็น 2 ประเภท คือ 1:3:6 และ 1:2:4 โดยมีอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ 1.36 และ 0.94 ตามลำดับ สำหรับการเก็บตัวอย่างมี 3 ลักษณะคือ เก็บในน้ำ , เก็บนอกอาคาร ซึ่งมีการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิอย่างรวดเร็วคือมีอัตราการเปลี่ยนแปลงเท่ากับ 1.67 องศาเซลเซียส ต่อชั่วโมง โดยมีค่าเปลี่ยนแปลงขึ้นลงจาก 0 องศาเซลเซียส และมีความชื้นสัมพัทธ์ 65 - 85 % มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 75 % และการเก็บตัวอย่างแบบเก็บในอาคาร มีอุณหภูมิอยู่ระหว่าง 18 - 24 องศาเซลเซียส มีความชื้นสัมพัทธ์ 20 - 60 % โดยได้ผลการทดสอบดังแสดงในตารางที่ 2.2 สำหรับการวิจัยของ Sharon L. Wood. (12) ที่ได้ทำการศึกษาถึงคุณสมบัติของคอนกรีตระยะยาวของคอนกรีตประเภทที่ 1 และ 3 โดยทำการเก็บตัวอย่างในห้องที่มีอุณหภูมิประมาณ 23 องศาเซลเซียส และความชื้นสัมพัทธ์ 100 % สำหรับผลการทดสอบดังแสดงที่ตารางที่ 2.3

จากผลการทดสอบของทุกท่านที่กล่าวข้างต้นนั้น ให้ผลการทดสอบที่มีลักษณะสอดคล้องกัน คือ ค่าหน่วยแรงอัดประลัย จะมีค่าเพิ่มมากขึ้น หรือมีอัตราเพิ่มค่อนข้างสูง ในช่วง 10 ปีแรก แต่เมื่อเวลาผ่านไปอัตราการเพิ่มจะค่อยๆ มีค่าลดลง หรือมีค่ากำลังอัดประลัยที่ค่อนข้างคงที่ ดังแสดงในกราฟรูปที่ 2.3 ดังนั้น ถ้าเราเปรียบเทียบกำลังอัดประลัยที่เวลา  $t$  ใดๆ กับกำลังอัดประลัยที่ 28 วัน จะได้ความสัมพันธ์ดังสมการ

$$f'_c(t) = \alpha(t) f'_c \quad (2.1)$$

เมื่อ  $f'_c(t)$  คือ กำลังอัดของคอนกรีตเมื่อเวลาผ่านไป  $t$  วัน

$\alpha(t)$  คือ อัตราการเพิ่มขึ้นของกำลังอัดประลัยเมื่อเวลาผ่านไป  $t$  วัน

$f'_c$  คือ กำลังอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่ 28 วัน

ในการกำหนดฟังก์ชัน  $\alpha(t)$  นั้น เราจะต้องกำหนดให้ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการเพิ่มกับเวลาเป็นไปตามผลการทดสอบ คือ เพิ่มขึ้นเร็วในช่วงแรกๆ และค่อยๆ เพิ่มทีละน้อยจนมีค่าคงที่นั้น ควรจะกำหนดให้เป็นฟังก์ชันเอกโปเนนเชียลของเวลา โดยคิดเวลาเปรียบเทียบกับ 28 วัน ดังนี้

$$\alpha(t) = e^{\beta(1-\sqrt{28/t})} \quad (2.2)$$

เมื่อ  $\beta$  คือ สัมประสิทธิ์ค่าคงที่

แทนค่าสมการ (2.2) ลงใน (2.1) ได้

$$f_c'(t) = e^{\beta(1-\sqrt{28/t})} \cdot f_c' \quad (2.3)$$

จากข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างกำลังประลัยกับเวลา จากหลายการวิจัยที่ผ่านมา สามารถเขียนกราฟที่มีความสัมพันธ์ใหม่ เป็นกราฟระหว่าง  $\ln \alpha$  กับ  $1 - \sqrt{28/t}$  ดังรูปที่ 2.4 เพื่อทำการ fit-curve หาความชันของกราฟสำหรับค่า  $\beta$  จากกราฟที่ 2.4 จะได้ค่า  $\beta = 0.4$  นำมาแทนค่าลงในสมการ (2.3) ได้

$$\begin{aligned} f_c'(t) &= e^{0.4(1-\sqrt{28/t})} \cdot f_c' && ; t \text{ มีหน่วยเป็นวัน} \\ \text{หรือ} \quad f_c'(t) &= e^{0.4(1-0.277/\sqrt{t})} \cdot f_c' && ; t \text{ มีหน่วยเป็นปี} \end{aligned} \quad (2.4)$$

สำหรับ CEB-FIP MODEL CODE 1990 ได้กำหนดสมการแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดประลัย กับเวลาดังนี้

$$f_c'(t) = e^{0.25(1-0.277/\sqrt{t})} \cdot f_c' \quad (2.5)$$

ในการเก็บข้อมูลจากสะพานกษัตริย์ศึก ทำให้เราได้ค่ากำลังอัดประลัยที่ 28 วันของคอนกรีตจากสมการ (2.4) และ (2.5) ดังแสดงในตารางที่ 2.4

## 2.2 การเกิดคาร์บอนเนชั่น

การเกิดคาร์บอนเนชั่นของคอนกรีต เป็นขบวนการทางเคมี-ฟิสิกส์ ที่ประกอบด้วยขบวนการหลาย ๆ อย่างควบคู่กัน

- การควบแน่นของไอน้ำบนผนังของรูพรุนของคอนกรีต ในสภาวะสมดุลของอุณหภูมิและความชื้นสัมพัทธ์ที่แวดล้อมอยู่

- การแพร่ของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์  $[CO_2]$  ในบรรยากาศเข้าสู่รูพรุนในเนื้อคอนกรีตจากผิวนอก

- ศักยภาพของการทำปฏิกิริยาเคมีของสารประกอบในซีเมนต์ ที่มีผลต่อการเกิดคาร์บอนेटได้

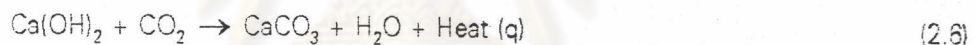
- การละลายของแคลเซียมไฮดรอกไซด์  $[Ca(OH)_2]$  จากน้ำในรูพรุนของคอนกรีต และการแพร่ของสารละลายแคลเซียมไฮดรอกไซด์  $[Ca^{2+} + 2OH^-]$  ภายในรูพรุนเหล่านั้น

- การละลายของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ จากน้ำภายในรูพรุนของคอนกรีต และการเกิดปฏิกิริยาเคมีของสารละลายคาร์บอนไดออกไซด์ กับ สารละลายแคลเซียมไฮดรอกไซด์

ปฏิกิริยาเคมีของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ กับส่วนประกอบซีเมนต์เพสต์ ที่สามารถเกิดคาร์บอนेटได้

### 2.2.1) การเกิดคาร์บอนเนตของแคลเซียมไฮดรอกไซด์

การเกิดปฏิกิริยาเคมีของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์  $[CO_2]$  และ แคลเซียมไฮดรอกไซด์  $[Ca(OH)_2]$  สามารถเขียนเป็นสมการได้คือ



ปฏิกิริยาคาร์บอนเนชันข้างต้น สามารถแบ่งออกได้เป็นขั้นตอนย่อยๆได้ดังนี้

- แคลเซียมไฮดรอกไซด์ จะละลายบนแผ่นฟิล์มน้ำที่เกาะอยู่บนผนังภายในรูพรุน ดังสมการ



- ก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ จะแพร่ผ่านรูพรุนในส่วนที่เป็นอากาศโดยจะเคลื่อนตัวจากภายนอกเข้าสู่ภายในคอนกรีต และละลายน้ำที่อยู่ในรูพรุนคอนกรีต จากนั้นจึงทำปฏิกิริยากับสารละลายแคลเซียมไฮดรอกไซด์ โดยมีขั้นตอนการทำปฏิกิริยาดังนี้





ผลการศึกษาของ Baker(13) ได้สรุปแบบจำลองของขบวนการการเกิดคาร์บอนเนชั่น ดังแสดงในรูปที่ 2.5 ในช่วงแรก ก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์จะทำปฏิกิริยาที่ผิวของคอนกรีต กลายเป็นคาร์บอเนต แต่ก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ ยังสามารถแพร่ต่อไป เพื่อทำปฏิกิริยากับเนื้อ คอนกรีตที่อยู่ถัดเข้าไปเรื่อยๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.6 ตามผลการทดลองของ Tutti (14) ซึ่งพบว่า ปริมาณก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ ในเนื้อคอนกรีต จะเข้าทำปฏิกิริยาเกือบทั้งหมดเหลือเพียง ประมาณ 1 ใน 4 หลังจากปฏิกิริยาเกิดขึ้น

ค่า pH ของคอนกรีตที่เกิดคาร์บอนเนชั่นจะเปลี่ยนแปลงไป โดยปกติ แคลเซียม ไฮดรอกไซด์ที่ละลายน้ำภายในรูพรุนของคอนกรีต และสารละลายที่เป็นด่างในมวลรวม จะมีค่า pH อยู่ระหว่าง 12.5 ถึง 13.5 แต่การแพร่ของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์จะทำให้ค่า pH ลดลงอย่างเห็น ได้ชัด และเมื่อเกิดคาร์บอเนตโดยสมบูรณ์แล้ว จะมีค่า pH ประมาณ 8.3 ดังแสดงในรูปที่ 2.7 ซึ่ง เราสามารถใช้จุดนี้ตรวจสอบตำแหน่งความลึกของคาร์บอนเนชั่นได้โดยใช้ฟิโนฟอสฟอรัส แต่จะมี ความไม่แน่นอนอยู่บ้าง เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงค่า pH ระหว่างคอนกรีตที่เกิดคาร์บอนเนตที่ผิว นอกจะมีค่า pH ประมาณ 8.3 เข้าไปจนถึงจุดที่มีปฏิกิริยาระหว่างก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ กับ แคลเซียมไฮดรอกไซด์ ค่า pH จะค่อย ๆ เพิ่มขึ้น

### 2.2.2 การแพร่ก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ ในคอนกรีต

Diamond และคณะ (15) กล่าวว่า การแพร่ของก๊าซในระบบใหญ่จะเกิดขึ้นเมื่อ เส้น ผ่านศูนย์กลางของรูพรุนคาปิลลารี มีค่ามากกว่า 10 เท่าของระยะเคลื่อนที่อิสระเฉลี่ยของโมเลกุลที่ กำลังแพร่ ถ้าเส้นผ่านศูนย์กลางมีค่าน้อยกว่าระยะเคลื่อนที่อิสระเฉลี่ย โมเลกุลที่กำลังแพร่จะชน กับผนังช่องทาง จากการทดลองพบว่า มีรูพรุนที่ทะลุถึงกันเพียงเล็กน้อยเท่านั้นที่เส้นผ่านศูนย์กลาง ใหญ่กว่าระยะเคลื่อนที่อิสระ ในการทดสอบของ Darr และ Ludwig (15) ก็ได้ผลเช่นเดียวกัน คือพบว่าที่อุณหภูมิ และความดันปกติ ระยะเคลื่อนที่อิสระเฉลี่ยของก๊าซอยู่ในช่วง 50-100 นาโน เมตร ( $50 \times 10^{-9}$  ถึง  $100 \times 10^{-9}$  มิลลิเมตร) ซึ่งช่วงนี้จะตรงกันกับช่วงของเส้นผ่านศูนย์กลางของรูพรุน คาปิลลารี ด้วยเหตุนี้ค่าสัมประสิทธิ์การแพร่ประสิทธิผล ( $D_e$ ) จึงใช้แทนค่าสัมประสิทธิ์การแพร่ สำหรับการทดลองที่ใช้ตัวกลางเป็นคอนกรีต

สัมประสิทธิ์การแพร่ประสิทธิผลของคอนกรีตขึ้นกับตัวแปรจำนวนมาก เช่น สัดส่วน น้ำต่อซีเมนต์ สภาพการบ่ม วิธีการทำให้คอนกรีตแน่น ชนิดและสัดส่วนของส่วนประกอบซีเมนต์

และสภาพแวดล้อม แต่สามารถลดให้เหลือเพียง 2 องค์ประกอบ ได้แก่ ความพรุน และความชื้นสัมพัทธ์ Papadakis และคณะ (16) ได้เสนอค่าสัมประสิทธิ์การแพร่ประสิทธิผล โดยวิเคราะห์จากข้อมูลในการทดลอง หรือเขียนเป็นสมการคือ

$$\sqrt{D_{e,co2}} = B_0 \cdot \varepsilon_p \left(1 - \frac{RH}{100}\right) \quad (2.12)$$

เมื่อ  $D_{e,co2}$  คือ สัมประสิทธิ์การแพร่ประสิทธิผล ของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ (ตร.ม./วินาที)

$\varepsilon_p$  คือ ความพรุนของซีเมนต์เพสต์

$B_0$  คือ ค่าคงที่มีค่าเท่ากับ  $1.2 \times 10^3$  ม./วินาที

RH คือ ความชื้นสัมพัทธ์ (%)

ความพรุนของซีเมนต์เพสต์ขึ้นกับ สัดส่วนน้ำต่อซีเมนต์ จากผลการทดลองของ Papadakis และคณะ ทำให้เราสามารถประมาณความสัมพันธ์ระหว่างความพรุนของซีเมนต์เพสต์ และ สัดส่วนน้ำต่อซีเมนต์ได้โดยสมการดังต่อไปนี้

$$\varepsilon_p = 0.63w - 0.05 \quad (2.13)$$

เมื่อ  $w$  คือ สัดส่วนน้ำต่อซีเมนต์

### 2.2.3 อัตราการเกิดคาร์บอนเนชั่น

ดังที่กล่าวมาแล้วข้างต้น จะเห็นว่า ความสัมพันธ์ระหว่างความลึกคาร์บอนเนชั่นกับเวลาจะเกี่ยวข้องกับหลายองค์ประกอบคือ

- ปริมาณน้ำในคอนกรีต ซึ่งมีความสัมพันธ์กับ ความชื้นสัมพัทธ์ในอากาศ โดยน้ำในคอนกรีตจะเป็นตัวกีดขวางการเคลื่อนตัวของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ ซึ่งเป็นต้นตอของการเกิดคาร์บอนเนต

- ความพรุนของคอนกรีต ซึ่งขึ้นกับ สัดส่วนน้ำต่อซีเมนต์ สภาพการบ่ม การทำให้แน่น และความพรุนของมวลรวม โดยจะมีผลต่อปริมาณน้ำในคอนกรีต พื้นผิวที่ทำปฏิกิริยาเคมีและความสามารถในการแพร่ของก๊าซ

- ความเข้มข้นของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในอากาศ

- ประเภทและปริมาณของสารประกอบหลักในซีเมนต์ ที่ทำปฏิกิริยาไฮเดรชันให้  $\text{Ca}(\text{OH})_2$

ในการศึกษาการเกิดคาร์บอนเนชันที่ผ่านมาในอดีต ได้อ้างความสัมพันธ์ระหว่างความลึกคาร์บอนเนชันและเวลา ดังสมการ

$$d_c(t) = k\sqrt{t} \quad (2.14)$$

เมื่อ  $d_c(t)$  คือ ความลึกคาร์บอนเนชันที่เวลา  $t$

$t$  คือ เวลาที่สัมพันธ์กับสภาพแวดล้อม

$k$  คือ สัมประสิทธิ์ซึ่งขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของวัสดุ และสิ่งแวดล้อม

ค่าสัมประสิทธิ์  $k$  นั้นขึ้นอยู่กับองค์ประกอบต่างๆมากมายดังที่กล่าวมาแล้ว ในการศึกษาของแต่ละท่านก็จะมีค่าที่แตกต่างกันไป ตามสมมติฐาน และผลการทดสอบที่กำหนดขึ้นแบบจำลองทางคณิตศาสตร์และฟิสิกส์ได้กำหนดขึ้นโดยอ้างอิงผลการทดสอบตามแต่ละสภาพดังต่อไปนี้

#### 1.) แบบจำลองเสนอโดย Hamada และ Uchida (15)

Hamada และ Uchida ศึกษาโดยทำการทดลองหาความสัมพันธ์ ระหว่างความลึกที่มีคุณสมบัติเป็นกลางของคอนกรีต กับเวลา ตั้งแต่ปี พ.ศ. 2471 (ค.ศ. 1928 ) พบว่าความเป็นต่างของคอนกรีตที่ลดลงเป็นกลางจะช้าลงเมื่อ อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ลดลง เป็นเพราะซีเมนต์เฟสที่มีความหนาแน่นมากขึ้นและได้เสนอสมการการเกิดคาร์บอนเนชันดังต่อไปนี้

$$t = \frac{0.3(1+3w)d_c^2}{100(w-0.3)^2} \quad (2.15)$$

นักวิจัยชาวญี่ปุ่นเชื่อว่าองค์ประกอบหลักที่มีผลต่อการเกิดคาร์บอนเนชันมากที่สุด คือ อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ ต่อมา Kishitani (15) ได้ปรับปรุงสมการ(2.15) โดยแบ่งออกเป็น 2 ช่วงตามอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ที่ต่างกัน คือ

เมื่อ  $w > 0.6$ ;

$$t = \frac{0.3(1.15+3w)d_c^2}{100(w-0.25)^2} \quad (2.16)$$

และ  $w < 0.6$ ;

$$t = \frac{7.2d_c^2}{100(4.6w - 1.76)^2} \quad (2.17)$$

จากสมการ (2.15) ถึง (2.17) เราจะเห็นได้ว่า การศึกษาหลักจะเป็นการพิจารณาเฉพาะลักษณะคุณสมบัติของวัสดุเท่านั้น โดยไม่คำนึงถึงสภาวะแวดล้อมซึ่งเป็นองค์ประกอบที่สำคัญอีกประการหนึ่งในการเกิดคาร์บอนเนชั่น

## 2.) แบบจำลองทางคณิตศาสตร์เสนอโดย Smolczyk (15)

จากการศึกษาที่ได้ว่า คาร์บอนเนชั่นจะเพิ่มมากขึ้นหากอุณหภูมิสูงขึ้น และลดลงเมื่อ แคลเซียมไฮดรอกไซด์เพิ่มขึ้น หรืออีกนัยหนึ่งคือ กำลังอัดของคอนกรีตจะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อแคลเซียมไฮดรอกไซด์เพิ่มขึ้น และลดลงเมื่อมีอุณหภูมิสูงขึ้น ทำให้ Smolczyk พิจารณาว่า ความลึกคาร์บอนเนชั่นจะแปรผกผันกับกำลังอัดของคอนกรีต จากการทดลองทำให้ Smolczyk เสนอสมการ ดังนี้

$$d_c = 7 \left( 10 \cdot \frac{w}{\sqrt{f_c'(t)}} - 0.175 \right) \sqrt{12t} - 0.50 \quad (2.18)$$

เมื่อ  $d_c$  คือ ความลึกคาร์บอนเนชั่น (มม.)

$w$  คือ อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์

$f_c'(t)$  คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีต ที่เวลา  $t$  วัน

## 3.) แบบจำลองทางคณิตศาสตร์เสนอโดย Nagataki , Mansur และ Ohaga

ในการศึกษาของ Nagataki นั้นพิจารณาถึงการบ่มเป็นองค์ประกอบที่สำคัญมากสำหรับอัตราการเกิดคาร์บอนเนชั่น และยังมียังองค์ประกอบอื่นอีกเช่น สัดส่วนการผสมซีเมนต์, ปริมาณซีเมนต์ที่ผสม และ อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ ที่ Nagataki พิจารณาการบ่มเป็นสิ่งสำคัญ เพราะการบ่มที่ดีจะทำให้การเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชันที่สมบูรณ์ และจะมีค่าความพูนต่ำแต่ถ้ามีการบ่มไม่ดี จะก่อให้เกิดความพูนสูง เนื่องจากปฏิกิริยาไฮเดรชันเกิดไม่สมบูรณ์ ในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จะขอยกมาเพียงการบ่มที่เกิดขึ้นโดยทั่วไปตามหน่วยงานต่างๆ คือพิจารณาการบ่มแบบใช้กระสอบเปียกเป็นเวลา 7 วัน แล้วทิ้งไว้ในสภาวะแวดล้อมทั่วไป จากการทดลองจะได้สมการดังนี้

$$d_c = [\alpha + \beta \sqrt{f_c'(t)}] \cdot \sqrt{t} \quad (2.19)$$

เมื่อ  $d_c$  คือ ความลึกคาร์บอนเนชั่น (มม.)

$\alpha, \beta$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับการบ่มแต่ละแบบ ดังตารางที่ 2.5



$t$  คือ เวลาที่อยู่ในสภาวะแวดล้อม (สัปดาห์)

$f_c'$  คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีต (Mpa)

#### 4.) แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่พิจารณาโดยใช้กฎของฟิก

จากสมการของฟิก (15)

$$dq = \frac{DA(C_1 - C_2) \cdot dt}{x} \quad (2.20)$$

เมื่อ  $dq$  คือ ปริมาณก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ที่แพร่ผ่านคอนกรีต (กรัม)

$D$  คือ สัมประสิทธิ์การแพร่ของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในเนื้อคอนกรีต (ตร.ม./วินาที)

$A$  คือ พื้นที่หน้าตัดที่ก๊าซแพร่ผ่าน (ตร.ม.)

$C_1$  คือ ความเข้มข้นของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ที่ผิวคอนกรีต (กรัม/ลบ.ม.)

$C_2$  คือ ความเข้มข้นของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ที่แนวทางการเกิดคาร์บอนเนชัน (กรัม/ลบ.ม.)

$t$  คือ เวลา (วินาที)

$x$  คือ ระยะทางจากผิวคอนกรีตถึงแนวการเกิดคาร์บอนเนชัน (ม.)

ปริมาณของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ที่ทำปฏิกิริยากับสารประกอบซีเมนต์ คือ

$$dq = a \cdot dV \quad (2.21)$$

หรือ

$$dq = a \cdot A \cdot dx \quad (2.22)$$

เมื่อ  $a$  คือ ปริมาณของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ที่ทำให้คอนกรีต 1 หน่วยปริมาตรเกิดคาร์บอนเนชันโดยสมบูรณ์

$dV$  คือ ปริมาตรของคอนกรีต (ลบ.ม.)

$dx$  คือ ระยะทางที่ก๊าซเคลื่อนที่ไป

จากสมการที่ (2.20) และ (2.22) ดังนั้น

$$a \cdot A \cdot dx = D \cdot A \cdot (C_1 - C_2) \cdot \frac{dt}{x} \quad (2.23)$$

หรือ

$$x \cdot dx = \frac{D(C_1 - C_2) \cdot dt}{a} \quad (2.24)$$



ถ้า  $D$ ,  $C_1$  และ  $C_2$  เป็นค่าคงที่ ไม่ขึ้นกับเวลาและระยะทาง ดังนั้น หากกำหนดให้ความเข้มข้นของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ที่แนวเกิดคาร์บอนชั้นเป็นศูนย์ จากการอินทิเกรตสมการ (2.24) ได้

$$x = \sqrt{\frac{2DC_1}{a} \cdot t} \quad (2.25)$$

### 2.3 รอยแตกร้าว

การควบคุมรอยแตกร้าวเป็นสิ่งสำคัญสิ่งหนึ่งในการออกแบบ รอยแตกร้าวจะขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของวัสดุนั้นๆ การวิจัยและการศึกษาเรื่องรอยแตกร้าวได้มีการริเริ่มมาแล้วมากมาย หลังจากที่ได้มีการใช้เหล็กกำลังดึงสูงในการใช้งาน จากการศึกษาได้ว่าการใช้เหล็กกำลังดึงสูงจะมีส่วนที่ทำให้รอยแตกร้าวกว้างหรือยาวกว่าปกติ เนื่องจากกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมมีค่าสูงขึ้น ส่งผลให้เกิดความเครียดที่มีค่าสูงกว่าเหล็กที่กำลังต่ำกว่า การที่รอยแตกมีความกว้างมาก จะทำให้เกิดผลเสียหายต่อโครงสร้างได้ เนื่องจากเหล็กเสริมเกิดสนิม

การเกิดรอยร้าวสามารถแบ่งเป็น 3 ขั้นตอนได้ดังนี้ คือ

- ขั้นแรก ( First stage of cracking ) คือรอยแตกร้าวที่เกิดจากการหดตัว และการเกิดแรงดัดเล็กน้อยที่พอจะทำให้เกิดรอยร้าวได้ หรือเหล็กเสริมมีความเค้นไม่เกิน 100 กก./ตร.ซม.
- ขั้นที่สอง ( Second stage of cracking ) คือรอยแตกร้าวที่เกิดจาก ผลต่างของความสามารถในการขยายตัวของคอนกรีตกับเหล็ก และผลจากแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็ก รอยแตกร้าวขั้นนี้สามารถตรวจสอบโดย วิเคราะห์รูปแบบของแรงดึงตามแนวแกนของเหล็กเสริม เหล็กเสริมที่อยู่ในขั้นนี้ จะมีความเค้นมากกว่า 1000 กก./ตร.ซม.
- ขั้นที่สาม ( Third stage of cracking ) เกิดเมื่อ รอยแตกขั้นที่สองเกิดขึ้นสมบูรณ์แล้ว รอยแตกร้าวจะขยายกว้างออกไปอีก ความเค้นของเหล็กเสริมจะมีค่ามากกว่า 2100 กก./ตร.ซม.

รอยแตกร้าวเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีต จากการศึกษาที่ผ่านมา ได้ว่าการหดตัวของคอนกรีตเป็นสาเหตุที่สำคัญที่สุดของ Primary crack รอยแตกร้าวประเภทนี้มีผลอย่างมากในการเกิดรูปแบบการแตกร้าวเนื่องจากน้ำหนักกระทำ ผลกระทบของการหดตัว เป็นผลที่ทำให้ต้องมีการเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตและทำให้มีแรงดึงเกิดขึ้นในคอนกรีตดังรูปที่ 2.11 Billig(17) ได้แสดงผลออกมาว่า สำหรับชิ้นส่วนโครงสร้างที่ไม่มีการควบคุม จะทำให้ความเครียดของคอนกรีตมีค่าเพิ่มขึ้นจนกระทั่ง แรงยึดเหนี่ยวมีค่าเกิน กำลังรับแรงดึงของ

คอนกรีตได้ และค่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีตมีค่าน้อยมาก แรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นจะกระจายไปตามการหดตัวหรือตามเหล็กเสริม ซึ่งจะทำให้เกิดรอยแตกร้าวเล็ก ๆ กระจายไปตามความยาวของเหล็กเสริม

รอยแตกร้าวที่เกิดจากการดัด (Flexural crack) มีส่วนเนื่องมาจาก รอยร้าวของการหดตัว ในขณะที่รอยแตกร้าวขยายถึงผิวเหล็กเสริม ก็จะมีการเลื่อนตัวเกิดขึ้นระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีต ทั้งสองด้านของรอยร้าว การเลื่อนตัวนี้เกิดขึ้นเนื่องจาก การยึดหดตัวที่แตกต่างกันของคอนกรีตกับเหล็กเสริม โดยที่ความเครียดของเหล็กกับคอนกรีตมีค่าเท่ากัน ความกว้างของรอยแตกร้าวสามารถคำนวณได้จากหน่วยการเพิ่มภายใต้น้ำหนักที่เพิ่มขึ้น ระหว่างการเลื่อนตัวที่เกิด รอยแตกร้าวสองรอย

ขั้นที่สองของรอยแตกร้าว Saliger(17) ได้ทำการทดสอบ และวิเคราะห์ไว้สำหรับหาค่าระยะห่างรอยร้าว โดยมีสมการพื้นฐานคือ

$$L = \text{const.} \frac{d_b}{P} \quad (2.26)$$

เมื่อ  $d_b$  คือ เส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม

$P$  คือเส้นรอบรูปของเหล็กเสริม

สมการ (2.26) เหมาะสำหรับค่าในคานขนาดเล็กเท่านั้น

Thomus(17) ได้มีการพิสูจน์หาความเครียด และรูปแบบการแตกร้าว ในคอนกรีตเสริมเหล็กที่สมมาตรกัน โดยที่ทั้งคอนกรีตและเหล็ก รับแรงดึง ได้ผลสรุปว่า ความกว้างของรอยแตกร้าวขึ้นอยู่กับขนาดของเหล็กเสริม, แรงยึดเหนี่ยว, ปริมาณเหล็กเสริม และความเครียดของเหล็กเสริม เป็นสำคัญ

### 2.3.1 ความกว้างและระยะห่างระหว่างรอยแตกร้าวของชิ้นส่วนที่รับน้ำหนักตามแนวแกน

การวิเคราะห์ของ Watstein และ Parsons(17) โดยพิจารณาหลังจากเกิดการแตกร้าว และความเครียดของคอนกรีตมีค่าไม่เกินกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต จะได้ค่าระยะห่างของรอยแตกร้าวที่น้อยที่สุดที่สามารถเกิดที่เหล็กรับแรงสูง ถ้าเราให้ค่า  $L$  คือค่าระยะห่างที่สูงที่สุดที่สามารถจะเกิดได้ ซึ่งมีค่าเป็น 2 เท่าของค่าน้อยที่สุด จุดเริ่มต้นในการวิเคราะห์คือหาค่า  $L$

การวิเคราะห์เบื้องต้น ได้จากการตั้งสมมติฐาน ดังนี้

- ความเครียดของเหล็กเสริมจะต้องไม่เกินค่าที่กำหนดไว้
- เหล็กเสริมต้องมีขนาดและรูปร่างเหมือนกันและมีความยาวต่อเนื่อง
- กำลังรับแรงดึงในคอนกรีตให้ถือว่าสม่ำเสมอทั้งหน้าตัด
- ความเค้นในคอนกรีตเป็นสัดส่วนโดยตรงกับความเครียด

ที่ระยะ  $x$  จากรอยแตกกว้างแรงดึงในคอนกรีตจะเท่ากับ แรงที่ส่งถ่ายโดยแรงยึดเหนี่ยวหารด้วยพื้นที่ของคอนกรีต

$$f_{cx} = \frac{N\pi d_B}{A_c} \cdot \int_0^x u(x) dx = \frac{4\rho}{d_B} \cdot \int_0^x u(x) dx \quad (2.27)$$

แรงดึงของเหล็กเสริมที่ระยะ  $x$  เท่ากับ

$$f_{sx} = f_s - \frac{N\pi d_B}{A_s} \cdot \int_0^x u(x) dx = f_s - \frac{4}{d_B} \cdot \int_0^x u(x) dx \quad (2.28)$$

เมื่อ  $f_{cx}$  คือแรงดึงในคอนกรีตที่ระยะ  $x$  (กก./ตร.ซม.)

$f_{sx}$  คือแรงดึงในเหล็กเสริมที่ระยะ  $x$  (กก./ตร.ซม.)

$N$  คือจำนวนเหล็กเสริม

$A_s$  คือพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมทั้งหมด (ตร.ซม.)

$A_c$  คือพื้นที่ของคอนกรีต (ตร.ซม.)

$u(x)$  คือฟังก์ชันของค่าแรงยึดเหนี่ยวเทียบกับระยะ  $x$  (กก./ตร.ซม.)

$x$  คือระยะห่างจากรอยแตกกว้างรอยแรกเป็นระยะ  $x$  (ซม.)

กำลังดึงของคอนกรีตจะมีค่าสูงสุดเมื่อ  $x=L/2$  ดังรูปที่ 2.12 แรงยึดเหนี่ยวมีค่าเท่ากับศูนย์ที่รอยแตกกว้าง แรงดึงในขอบเขตนี้จะมีค่าคงที่และมีค่าสูงสุดในขณะที่อยู่ระดับนี้ ในช่วงที่มีระยะห่างน้อยที่สุด จะทำให้เราได้ความเครียดในคอนกรีตมากที่สุด อาจมีค่าถึงกำลังรับแรงดึง,  $f_t$  หาได้โดยแทนค่า  $x=L/2$  ลงในสมการ(2.27)

$$f_t = \frac{4\rho}{d_B} \cdot \int_0^{L/2} u(x) dx \quad (2.29)$$

ถ้าแรงยึดเหนี่ยวที่ระยะ  $x$  ใดๆจากรอยแตกกว้างสมมติ ให้เป็นฟังก์ชันของ ค่าแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดและ  $\phi = x/L$

โดยที่

$$u(x) = u_m \cdot f(\varphi) \quad (2.30)$$

$$\int_0^{L/2} u(x) dx = u_m \cdot L \cdot \int_0^{L/2} f(\varphi) d\varphi \quad (2.31)$$

แทนค่าลงในสมการ (d) ได้

$$L = \frac{J_1 \cdot f_r \cdot d_B}{u_m \cdot \rho} \quad (2.32)$$

เมื่อ

$$J_1 = \frac{1}{4 \cdot \int_0^{L/2} f^2(\varphi) d\varphi} \quad (2.33)$$

ในการวิเคราะห์หาความกว้างของรอยแตกร้าว พิจารณาจากผลแตกต่างระหว่างการยืดหดตัวของคอนกรีตกับเหล็กเสริมคือ การเลื่อนต่อหน่วยความยาว การยืดหดตัวของคอนกรีตต่อหน่วยความยาวที่ระยะ  $x$  จากรอยแตกร้าว คือค่ารวมของผลการเปลี่ยนแปลงของความเครียด การเลื่อนต่อหน่วยความยาว ขึ้นอยู่กับความเครียดดังสมการ

$$s_x = \frac{f_{sx} - n \cdot f_{sx}}{E_s} \quad (2.34)$$

เมื่อ  $s_x$  คือค่าความเครียดที่เกิดขึ้นที่ระยะ  $x$

$n$  คือค่าอัตราส่วนระหว่างแรงของเหล็กเสริมส่วนแรงอัดของ

$E_s$  คือค่าโมดูลัสของเหล็กเสริม

ความกว้างของรอยแตกร้าวที่มากที่สุด คือ ผลรวมของค่าการเลื่อนต่อหน่วยความยาวที่อยู่ระหว่างรอยแตกร้าวที่อยู่ใกล้กัน

$$W = 2 \cdot \int_0^{L/2} s_x dx \quad (2.35)$$

เมื่อ  $W$  คือความกว้างของรอยแตกร้าว (ซม.)

แทนค่าจากสมการ (2.27), (2.28), (2.32) และ (2.34) ลงในสมการ (2.35) จะได้

$$W = \frac{J_1 f_r}{u_m \rho E_s} \cdot \left[ f_s - J_2 f_r \cdot \left( \frac{1}{\rho} + n \right) \right] \quad (2.36)$$

เมื่อ

$$J_2 = 4J_1 \cdot \int_0^{\varphi} f(\varphi) d\varphi \quad (2.37)$$

### 2.3.2) ความกว้าง และระยะห่างระหว่างรอยแตกร้าว ของโครงสร้างที่รับแรงดัด

ในระหว่างการเกิดรอยร้าวชั้นที่ 2 นั้นกล่าวได้ว่า รอยร้าวในชั้นแรกหรือ Primary crack เกิดขึ้นโดยสมบูรณ์แล้ว หมายถึง รูปแบบหรือแนวการแตกร้าวได้มีอยู่ก่อนแล้ว ดังนั้นในชั้นที่สอง เปรียบเสมือนการเพิ่มความกว้างของรอยร้าวเนื่องจากแรงดัด และอาจเกิดขึ้นใหม่ได้ในระหว่าง รอยร้าวทั้งสอง โดยมีลักษณะในการเกิดคือ ถ้าระยะห่างระหว่างรอยร้าว 2 รอยดังแสดงในรูปที่ 2.8 มีค่ามากกว่า  $2L_{min}$  ในชั้นที่ 2 จะเกิดรอยร้าวขึ้นใหม่ในระหว่าง 2 รอยร้าวนี้โดยมีค่าประมาณ  $L_{min}$  ถ้าระยะห่างเดิมมีค่าน้อยกว่า  $2L_{min}$  จะไม่มีการเกิดรอยร้าวใหม่เกิดขึ้น ดังนั้นระยะห่างระหว่างรอยร้าวนี้จะเกิดโดยมีค่าระยะห่างระหว่าง  $L_{min}$  ถึง  $2L_{min}$  ภายใต้ข้อกำหนดนี้ ค่าระยะห่างระหว่างรอยร้าวเฉลี่ยจะมีค่าดังนี้

$$L_{av} = 1.5L_{min} = 0.75L \quad (2.38)$$

ในการวิเคราะห์หาระยะห่างระหว่างรอยร้าว จากการศึกษาของ Borges และ Lima ได้ทำการวิเคราะห์ โดยพัฒนาจากสมการที่ได้จากค่าจากชั้นส่วนที่รับแรงตามแนวแกน โดยมีสมมติฐานดังนี้

- กำลังในเหล็กเสริม จะต้องไม่เกินค่าที่กำหนด
- เหล็กเสริมต้องมีขนาดและรูปร่างเหมือนกันทุกเส้น และมีความยาวต่อเนื่อง
- ความเครียดในคอนกรีตเป็นสัดส่วนโดยตรงกับความเค้น
- โมเมนต์ดัดมีค่าคงที่ ในช่วงระหว่างรอยร้าวทั้งสอง
- ตำแหน่งของแกนสะเทินยังคงเดิมเหนือระยะ  $L$

จากกรณีของชั้นส่วนรับแรงตามแนวแกน ที่ระยะ  $x$  จากรอยร้าวได้หน่วยแรงดึง  $f_{sx}$  ในเหล็กเสริมดังนี้

$$f_{sx} = f_s - \frac{N\pi d_B}{A_s} \int_0^x u(x) dx \quad (2.28)$$

ที่หน้าตัดร้าว โมเมนต์การดัดมีค่า

$$M = A_s f_s j d \quad (2.39)$$

และที่หน้าตัดอื่น ๆ ห่างไปเป็นระยะ  $x$  จากรอยร้าว มีโมเมนต์การดัดดังนี้

$$M = A_s f_{sx} j_x d + \frac{f_{sx} I}{y} \quad (2.40)$$

จากสมมติฐานข้างต้น จะได้ว่า  $j_x = j$  เมื่อ โมเมนต์มีค่าคงที่ ดังนั้น สมการ (2.39) เท้ากับ (2.40) ทำให้ได้สมการกำลังดิ่งของคอนกรีตที่ผิวล่าง ดังนี้

$$f_{sx} = \frac{N \pi d_B y j d}{I} \int_0^x u(x) dx \quad (2.41)$$

ให้  $L$  คือระยะห่างระหว่างรอยร้าวที่มากที่สุดระหว่างสองรอยร้าว ดังนั้น กำลังดิ่งสูงสุดของคอนกรีตจะมีค่าอยู่ที่ระยะ  $x = L/2$  ดังรูปที่ 2.12 และให้แรงยึดเหนี่ยวที่ระยะ  $x$  ใด ๆ เป็นฟังก์ชันของค่าแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดและ ของ  $\varphi = L/2$  จะได้

$$L = J_1 \frac{I d_B f_r}{y A_s j d u_m} \quad (2.42)$$

$J_1$  เป็นค่าที่ได้ตั้งสมการ (2.33)

ในการวิเคราะห์ค่าความกว้างของรอยร้าว จะพิจารณาจาก การเลื่อนต่อหน่วยความยาวที่เกิดระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริม โดยแสดงอยู่ในผลของต่างของความเครียดของวัสดุทั้งสอง ดังนี้

$$S_x = \frac{f_{sx} - n f_{sx}}{E_s} \quad (2.43)$$

แทนค่าจากสมการ (2.40), (2.41) และ (2.42) ลงในสมการ (2.43) โดยที่  $N \pi d_B / A_s = 4 / d_B$  จะได้ความกว้างโดยการอินทิเกรต ดังนี้

$$W = 2 \int_0^{L/2} S_x dx = \frac{L}{E_s} \left[ f_s - J_2 f_r \left( \frac{I}{y A_s j d} + n \right) \right] \quad (2.44)$$

เมื่อ  $J_2$  หาได้จากสมการ (2.37)

สำหรับ CEB/FIP Model Code 1990 ได้กำหนดสมการในการหารอยร้าวดังนี้

$$W_k = L_{s, \max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (2.45)$$

เมื่อ  $W_k$  คือ ความกว้างของรอยร้าวในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก



$L_{s,max}$  คือ ระยะห่างมากที่สุดระหว่างรอยร้าว

$\epsilon_{sm}$  คือ ความเครียดเฉลี่ยของเหล็กในช่วงความยาว  $L$

$\epsilon_{cm}$  คือ ความเครียดเฉลี่ยของคอนกรีตในช่วงความยาว  $L$

ในงานศึกษานี้ ศึกษากรณีที่รอยร้าวมีการกระจาย ดังนั้นในการหา  $L_{s,max}$  หาได้จาก

$$L_{s,max} = \frac{d_B A_{c,ef}}{3.6 A_s} \quad (2.46)$$

เมื่อ  $L_{c,ef}$  คือ พื้นที่ประสิทธิผลของคอนกรีตในส่วนรับแรงดึง

$$A_{s,ef} = 2.5(h_1 - d) \times b_w \quad (2.47)$$

สำหรับผลต่างของความเครียดเฉลี่ย สามารถหาได้ดังนี้

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \epsilon_{s2} - \beta \epsilon_{sr2} \quad (2.48)$$

เมื่อ  $\epsilon_{s2}$  คือ ความเครียดของเหล็กที่ตำแหน่งรอยร้าว

$\epsilon_{sr2}$  คือ ความเครียดของเหล็กที่รอยร้าว ภายใต้แรงกระทำ  $f_{ctm}(t)$  ในพื้นที่ประสิทธิผล

$$\epsilon_{sr2} = 14 \left[ \frac{f'_c(t)}{100} \right]^{2/3} \frac{(1 + n A_s / A_{c,ef})}{(A_s / A_{c,ef}) E_s} \quad (2.49)$$

$\beta$  คือ ค่าคงที่มีค่าเท่ากับ 0.38

ในการหาระยะห่างเฉลี่ย หาได้โดยนำ  $2/3$  คูณระยะมากที่สุด  $L_{s,max}$  ในกรณีความกว้างเฉลี่ย จะใช้ตัวคูณเดียวกัน คือ  $2/3$  เช่นกัน

## 2.4 อัตราการเกิดสนิม

### 2.4.1 อัตราการเกิดสนิม

โดยปกติ เหล็กเสริมในคอนกรีต จะมีความสามารถในการต้านทานการเกิดสนิม โดยจะมีแผ่นฟิล์มบางๆที่มีความหนาประมาณ 10000 อังสตรอม ป้องกันอยู่ที่ผิวหน้าของเหล็ก



เสริม ซึ่งประกอบด้วยออกไซด์ของเหล็ก( $Fe_2O_3$ ) เป็นส่วนใหญ่ ทำหน้าที่ช่วยต่อต้านการเกิดสนิม แต่หากการควบคุมสภาพในการใช้งานได้ไม่ดี อาจจะทำให้เกิดการเกิดสนิม ซึ่งปรากฏอยู่ทั่วไป และสามารถแยกขบวนการเกิดสนิมออกเป็น 2 ลักษณะ คือ

- เกิดจากความแตกต่างของคอนกรีตลดลง เนื่องจากการเกิดคาร์บอนชั้น ทำให้แผ่นฟิล์มที่ป้องกันผิวหน้าของเหล็กเสริมถูกทำลาย และก่อให้เกิดการเกิดสนิมตามแบบทั่วไป ซึ่งมีลักษณะคล้ายกับการเกิดสนิมของเหล็กเปลือยภายใต้สภาวะความชื้นที่มีคุณสมบัติเป็นกลาง

- เกิดจากการที่สารละลายอิเล็กโทรไลต์ ดังตัวอย่าง เช่น ประจุของคลอไรด์ ( $Cl^-$ ) จำนวนมาก ทำให้ศักย์ของขั้วอิเล็กโทรดเพิ่มมากขึ้น เกินกว่าศักย์ของการกัดกร่อน (Pitting Potential) ทำให้ความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้าเฉลี่ยต่อพื้นที่อาโนดเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วจากการละลายเฉพาะที่ของเหล็ก (Pitting corrosion) การเกิดสนิมแบบนี้เป็นแบบที่รุนแรง และสามารถเร่งปฏิกิริยาได้เอง ก่อให้เกิดความเสียหายอย่างรุนแรง

การเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีตเป็นขบวนการทางไฟฟ้าเคมี อาจแบ่งออกตามขบวนการอาโนดและคาโทด โดยสารละลายต่างในรูพรุนของคอนกรีตเป็นสารละลายอิเล็กโทรไลต์ที่อาโนดจะเกิดปฏิกิริยาออกซิเดชัน และที่คาโทดจะเกิดปฏิกิริยารีดักชัน บริเวณผิวหน้าของเหล็กที่กำลังเกิดสนิม จะมีคุณสมบัติเป็นขั้วอิเล็กโทรดผสม คือมีทั้งอาโนด และคาโทด พร้อมกับเป็นตัวเชื่อมทางไฟฟ้า ดังรูปที่ 2.13

ปฏิกิริยาออกซิเดชันที่อาโนด จะทำให้เกิดประจุของเหล็ก ( $Fe^{2+}$ ) ละลายอยู่ในสารละลายอิเล็กโทรไลต์ ภายในรูพรุนของคอนกรีต ดังสมการที่ (2.50)



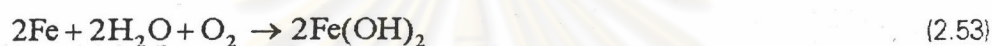
ปฏิกิริยาดังกล่าวทำให้พื้นที่อาโนดเล็กๆ มีคุณสมบัติเป็นขั้วลบ พื้นที่ผิวเหล็กเสริมที่ติดกับพื้นที่อาโนด เริ่มที่จะทำเป็นคาโทด แม้ฟิล์มออกไซด์ยังคงอยู่ อิเล็กตรอนที่ปลดปล่อยในพื้นที่อาโนด (สมการ (2.50)) จะเคลื่อนตัวผ่านเหล็กเสริมไปยังพื้นที่คาโทด ทำให้เกิดกระแสไฟฟ้า ( $i_{corr}$ ) ในเหล็กเสริมไหลจากพื้นที่คาโทดไปยังพื้นที่อาโนด ในขณะเดียวกันก๊าซออกซิเจน จะแพร่ผ่านคอนกรีตตรงไปยังเหล็กเสริม ในบริเวณพื้นที่คาโทดซึ่งออกซิเจนจะละลายน้ำภายในรูพรุนคอนกรีตอยู่ จะทำปฏิกิริยากับอิเล็กตรอนจากเหล็กเสริมที่กำลังเข้ามาในพื้นที่คาโทด กลายเป็นประจุของไฮดรอกซิล  $[OH^-]$  และเกิดปฏิกิริยารีดักชันของออกซิเจนในสารละลายที่เป็นกลางหรือเป็นด่าง ดังสมการที่ (2.51)



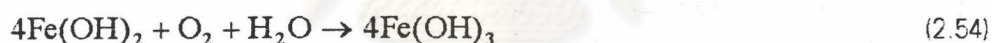
กระแสไฟฟ้าจะไหลผ่าน สารละลายอิเล็กโทรไลต์ภายในรูปพูนคอนกรีต โดยวิธีการส่งผ่านประจุของไฮดรอกซิลไปยังอานินด ประจุของไฮดรอกซิลที่เคลื่อนตัวมาถึงพื้นที่อานินด จะรวมตัวกับ  $\text{Fe}^{2+}$  ที่ละลายอยู่ในน้ำภายในรูปพูนคอนกรีต ทำให้เกิดสารละลายเฟอร์รัสไฮดรอกไซด์ [ $\text{Fe}(\text{OH})_2$ ] ดังสมการที่ (2.52)



ดังนั้น ปฏิกริยาเกี่ยวกับประจุภายในรวม จากสมการที่ (2.51) และ (2.52) คือ



จากปฏิกริยาประจรรวม สารประกอบเฟอร์รัสไฮดรอกไซด์ไม่มีเสถียรภาพในสารละลายออกซิเจน ดังนั้น จะถูกออกซิไดซ์ต่อไปอีก จะได้สนิมเหล็ก [ $\text{Fe}(\text{OH})_3 = \text{FeOOH} + \text{H}_2\text{O}$ ] ตกตะกอนอยู่เป็นผลิตภัณฑ์สุดท้าย ดังสมการที่ (2.54)



สามารถเขียนให้อยู่ในรูปทั่วไป คือ



จากสมการที่ (2.51) และ (2.54) เห็นได้ว่าออกซิเจนเป็นสิ่งจำเป็นต่อกระบวนการเกิดสนิม ออกซิเจนจะถูกเผาผลาญทั้งในพื้นที่คาโรด และอานินด ดังนั้น การขาดออกซิเจนในบริเวณดังกล่าว จะช่วยลดการเกิดสนิมได้ สำหรับความต้องการน้ำตามสมการที่ (2.51) และ (2.54) ไม่ได้เป็นองค์ประกอบในการควบคุม เพราะว่ามีน้ำอยู่เป็นจำนวนมาก แต่กระนั้นก็ยังมียุทธพลทางอ้อมต่อกระบวนการเกิดสนิมอย่างน้อย 2 ประการ ได้แก่

- ระดับความอิมตัวของน้ำจะมีผลกระทบต่อพิภักต์ความต้านทานกระแสไฟฟ้าของคอนกรีต
- เป็นตัวกีดขวางการแพร่ของก๊าซออกซิเจนในรูปพูนของคอนกรีต

## 2.4.2 องค์ประกอบที่มีผลต่อการกัดกร่อนเหล็ก

ขบวนการเกิดสนิมของเหล็กที่ฝังอยู่ในคอนกรีต ถูกควบคุมโดยสภาวะแวดล้อมในเนื้อคอนกรีตที่หุ้มเหล็ก และอัตราการกัดกร่อนของเหล็ก จะขึ้นอยู่กับความหนาแน่นกระแสไฟฟ้า ( $i_{corr}$ ) Escalante และ Ito ได้ทำการศึกษารวบรวมถึงปัจจัยที่มีผลต่อการกัดกร่อนของเหล็ก พบว่า ค่า pH เป็นตัวควบคุมที่ทำให้เกิดการกัดกร่อนของเหล็กในช่วงต้น ดังแสดงในรูป 2.13 โดยสารละลายแคลเซียมไฮดรอกไซด์อิ่มตัว ( $pH = 12.5$ ) จะไม่สามารถสังเกตเห็นการกัดกร่อนของเหล็ก แต่เมื่อค่า pH ลดลง จะทำให้ช่วงเวลาเริ่มต้นก่อนการกัดกร่อน (Initial period) ลดลง ภายหลังจากการกัดกร่อนได้เกิดขึ้นแล้ว ความเข้มข้นของออกซิเจนจะเป็นตัวควบคุมอัตราการกัดกร่อนอย่างรุนแรง ดังรูปที่ 2.14 ปัจจัยที่สำคัญอีกประการหนึ่ง คือ วงจรการเปลี่ยนแปลงความชื้น - แห้ง ภายใต้อากาศที่ความชื้นอิ่มตัวอย่างต่อเนื่อง การกัดกร่อนของเหล็กจะไม่เกิดขึ้น แต่เมื่อความชื้นลดลง ทำให้การส่งผ่านออกซิเจนดีขึ้น ส่งผลให้เกิดการกัดกร่อนของเหล็กมากขึ้น

Gonzales et. al. (22) ได้ทำการศึกษารวบรวมถึงปัจจัยของความชื้นที่มีผลต่อการกัดกร่อนของเหล็กที่ฝังอยู่ในมอร์ตาร์ ซึ่งได้ผลที่คล้ายคลึงกัน จากรูปที่ 2.15 ตำแหน่ง A แสดงถึงความหนาแน่นกระแสไฟฟ้าที่วัดได้ภายหลังจากการบ่มสิ้นสุด และเมื่อนำภายในรูปทรงลดลงพร้อมกับเพิ่มออกซิเจนขึ้น ทำให้มอร์ตาร์ที่ไม่มีประจุของคลอไรด์มีความหนาแน่นกระแสไฟฟ้าลดลง ที่ตำแหน่ง B' เป็นผลมาจากฟิล์มออกไซด์ที่สร้างขึ้นจากออกซิเจนที่เพิ่มขึ้น และจะกลับเพิ่มมากขึ้นอย่างเห็นได้ชัด ที่ตำแหน่ง B เนื่องจากการทำให้เหล็กเสริมอยู่ในสภาวะถูกกระตุ้น และสรุปได้ว่า เนื้อคอนกรีตที่หุ้มเหล็กซึ่งมีลักษณะเป็นรูปทรง ทำให้ความชื้นสามารถระเหยออกไปได้ยาก จะเพิ่มความเสียหายแก่ขบวนการเกิดสนิมของเหล็กที่ฝังอยู่ในคอนกรีตได้เป็นอย่างมาก เมื่อฟิล์มออกไซด์ถูกทำลายลง

## 2.4.3 ความหนาแน่นกระแสไฟฟ้า

การเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีตเป็นขบวนการทางไฟฟ้าเคมี ส่วนประกอบที่สำคัญประกอบด้วย พื้นที่อาโนด ซึ่งเกิดปฏิกิริยาออกซิเดชัน และพื้นที่คาโทด ซึ่งเกิดปฏิกิริยารีดักชัน โดยมีตัวนำสำหรับส่งผ่านประจุระหว่างอาโนด และคาโทด ในกรณีของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก สารละลายอิเล็กโทรไลต์ภายในรูปทรงคอนกรีตที่ล้อมรอบเหล็กเสริม จะทำหน้าที่เป็นตัวนำประจุ ดังนั้น ในการพิจารณาอัตราการกัดกร่อนของเหล็ก จึงพิจารณาในรูปของ



ความหนาแน่นกระแสไฟฟ้าที่เกิดขึ้นภายในปฏิกิริยา ซึ่งสามารถหาความสัมพันธ์ได้จากการทดลอง

Andrade et. al. (5) ได้ทำการทดลองหาค่าความหนาแน่นกระแสไฟฟ้า โดยการใช้เทคนิคทางไฟฟ้าเคมี และเปลี่ยนแปลงตัวแปรต่างๆที่คาดว่าจะมีผลกระทบต่ออัตราการเกิดสนิมของเหล็ก เช่น ปริมาณคลอไรด์ที่ผสมอยู่ การซึมผ่านของคลอไรด์ ความจุความชื้นในคอนกรีต ชนิดของซีเมนต์ ฯลฯ และสรุปได้ว่าความหนาแน่นกระแสไฟฟ้า ที่ต่ำกว่า 0.1-0.2 ไมโครแอมป์/ตร.ซม. การเกิดสนิมจะเกิดขึ้นน้อยมาก ถ้ามากกว่า 0.2 ไมโครแอมป์/ตร.ซม. จะสามารถตรวจพบการเกิดสนิมได้ และความหนาแน่นกระแสไฟฟ้าที่มากที่สุด ซึ่งวัดในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง มีค่าประมาณ 100-200 ไมโครแอมป์/ตร.ซม. ดังแสดงในรูปที่ 2.16 สำหรับเหล็กเสริมที่ฝังอยู่ในคาร์บอนเตมอร์ตาในความชื้นที่แตกต่างกัน จะให้ค่าเฉลี่ยความหนาแน่นกระแสไฟฟ้าประมาณ 0.1-0.2 ไมโครแอมป์/ตร.ซม. ดังรูปที่ 2.17

เนื่องจากน้ำภายในรูพรุนคอนกรีตจะเป็นตัวควบคุมการผ่านเข้าออกของก๊าซ โดยเฉพาะ ก๊าซออกซิเจน ซึ่งเป็นปัจจัยหนึ่งที่ควบคุมอัตราการกัดกร่อน ดังที่ได้กล่าวมาแล้ว จึงได้มีการศึกษาถึงความชื้นที่มีผลต่อความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้า Tuutti (14) ได้ผลการทดสอบดังรูปที่ 2.18 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าความหนาแน่นกระแสไฟฟ้าแปรตามความชื้นสัมพัทธ์อย่างใกล้ชิด นอกจากนี้ Gonzales et. al. (18) ได้ศึกษาถึงความสัมพันธ์ ระหว่าง ความหนาแน่นกระแสไฟฟ้า และ สารละลายอิเล็กโทรไลต์ภายในรูพรุนคอนกรีต โดยพิจารณาถึงระดับความอิ่มตัวของรูพรุน ดังรูปที่ 2.19 โดยแบ่งตามสภาวะที่เป็นตัวควบคุมการกัดกร่อน แบ่งออกเป็น 3 ประเภท ได้แก่

- การควบคุมการกัดกร่อนโดยคาโธด (Cathodic Control) เกิดขึ้นในกรณีที่ออกซิเจนที่ใช้ในการทำปฏิกิริยาไฟฟ้าเคมี มีน้อยมาก จะพบในโครงสร้างที่จมอยู่ในน้ำอย่างต่อเนื่อง ทำให้ออกซิเจนเข้าถึงเหล็กเสริมได้ยาก หรือในกรณีคอนกรีตที่ล้อมรอบเหล็กเสริมเกิดคาร์บอนเนชันโดยสมบูรณ์ ทำให้มีพื้นที่คาโธดน้อยเกินไป ออกซิเจนที่มีอยู่ในอากาศเข้าทำปฏิกิริยาได้น้อย ค่าความหนาแน่นกระแสไฟฟ้าที่วัดได้ จะมีค่าไม่มากกว่า  $6 \times 10^{-7}$  แอมป์/ตร.ซม.

- การควบคุมการกัดกร่อนโดยอโนด (Anodic Control) เกิดขึ้นในกรณีที่พื้นที่อโนด ซึ่งเป็นบริเวณที่เกิดการกัดกร่อนมีอยู่น้อยมาก สภาวะดังกล่าว จะพบเมื่อฟิล์มออกไซด์ที่เคลือบเหล็กเสริมยังคงอยู่ จนกว่าจะถูกทำลายไปโดยการเกิดคาร์บอนเนชันของคอนกรีต หรือการสะสมประจุของคลอไรด์ที่ผิวเหล็กเสริมมากเกินไป ค่าความหนาแน่นกระแสไฟฟ้าที่วัดได้มีค่าประมาณ  $10^{-7}$  แอมป์/ตร.ซม.

- การควบคุมการกัดกร่อนโดยการต้านทาน (Resistance Control) เกิดขึ้นในกรณีที่มีพื้นที่คาโธด พื้นที่แอโนด และออกซิเจนมีมากเพียงพอ สภาวะดังกล่าว จะมีความชื้นภายในรูพรุน (สารละลายอิเล็กโทรไลต์) เป็นตัวควบคุม ดังนั้น การเกิดคาร์บอนเนชั่นของคอนกรีตที่ล้อมรอบเหล็กเสริมบางส่วน หรือการกัดกร่อนเฉพาะที่โดยประจุของคลอไรด์ ผนวกกับความชื้นที่เหมาะสม จะส่งผลให้ปฏิกิริยาไฟฟ้าเคมีเกิดขึ้นโดยสมบูรณ์ ค่าความหนาแน่นกระแสไฟฟ้าจะอยู่ในช่วง  $10^3 - 10^5$  แอมป์/ตร.ซม. ขึ้นอยู่กับปริมาณน้ำภายในรูพรุนคอนกรีต



ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย