

การวิเคราะห์ผลตอบสนองเชิงโครงสร้างของชิ้นส่วนตาดผิวอุโมงค์รถไฟใต้ดิน ในภาวะเพลิงไหม้โดยวิธีอย่างง่าย

Analysis of Structural Responses of Subway Train Tunnel Linings under Fire Exposure by a Simplified Method

นาย ธนวิษ เจริญวิริยะ¹, นาย ธนวัฒน์ ชูประเสริฐสุข², นาย ธนวัฒน์ วรรณแก้ว³ และ ศาสตราจารย์ ดร.ธัญวัฒน์ โพธิศิริ⁴

^{1,2,3,4} ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย จ.กรุงเทพฯ

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้นำเสนอวิธีการวิเคราะห์ผลตอบสนองเชิงโครงสร้างของอุโมงค์รถไฟใต้ดินในภาวะเพลิงไหม้ด้วยวิธีอย่างง่าย โดยขั้นตอนการวิเคราะห์ประกอบด้วย การวิเคราะห์แรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในอุโมงค์ในสภาวะอุณหภูมิปกติภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกภายนอก การวิเคราะห์การถ่ายโอนความร้อนเพื่อทำนายอุณหภูมิภายในหน้าตัดอุโมงค์ในภาวะเพลิงไหม้ และการวิเคราะห์แรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ จากผลการวิเคราะห์พบว่าอุโมงค์ในสภาวะอุณหภูมิปกติมีค่าแรงตามแนวแกนมากที่สุดที่ตำแหน่งด้านข้างของอุโมงค์ ในขณะที่โมเมนต์ดัดมีค่าเป็นบวกที่บริเวณด้านบนกับด้านล่างของอุโมงค์ และมีค่าเป็นลบที่บริเวณด้านข้างของอุโมงค์ การเกิดเพลิงไหม้จะส่งผลให้แรงตามแนวแกนเพิ่มขึ้นตลอดระยะเวลาเพลิงไหม้ และเกิดการเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ดัดจากค่าบวกเป็นค่าลบที่บริเวณด้านบนกับด้านล่างของอุโมงค์ นอกจากนี้การเพิ่มความหนาของชิ้นส่วนตาดผิวอุโมงค์จะส่งผลต่อแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดเพียงเล็กน้อยในสภาวะอุณหภูมิปกติ ในขณะที่แรงตามแนวแกนมีค่าลดลงและโมเมนต์ดัดมีค่าเพิ่มขึ้นในภาวะเพลิงไหม้ สำหรับการเพิ่มขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์จะส่งผลให้ค่าแรงตามแนวแกนเพิ่มขึ้นและค่าโมเมนต์ดัดเปลี่ยนแปลงเล็กน้อยทั้งในสภาวะอุณหภูมิปกติและภาวะเพลิงไหม้

คำสำคัญ: เพลิงไหม้, ชิ้นส่วนตาดผิวอุโมงค์, ผลตอบสนองเชิงโครงสร้าง

Abstract

This research aims to examine the structural responses of subway tunnels under fire exposure using a simplified method. The analytical procedures involve computing axial forces and bending moments within the tunnel under external loading at

normal temperature, conducting a heat transfer analysis to determine the temperature distribution within the tunnel cross section and predicting the axial forces and bending moments due to the temperature changes. It is found that, at normal temperature, the maximum axial forces occur at the side of the tunnel section while the bending moments are positive at the crown and the invert and negative along the sides of the tunnels, respectively. Under fire exposure, the axial forces within the tunnel increase whereas the bending moments change from positive to negative values at the top and the bottom of the tunnel section. The increase in the tunnel lining thickness slightly affects the axial forces and the bending moments at normal temperature while an increase in axial forces and a decrease in bending moments are observed under fire exposure. Increasing the tunnel diameter results in increasing axial forces and slight changes in bending moments both at normal temperature and under fire exposure.

Keywords: Fire, tunnel linings, structural response

1. บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญ

จากข้อมูลสถิติพบว่าอัคคีภัยเกิดขึ้นบ่อยครั้งในอุโมงค์รถไฟใต้ดินในหลากหลายประเทศ (Devlin, 2014) ภายใต้สภาวะเพลิงไหม้อาจเกิดการเปลี่ยนแปลงค่าโมเมนต์ดัดและแรงภายในโครงสร้างอุโมงค์ ซึ่งส่งผลกระทบต่อสมรรถนะการรองรับน้ำหนักบรรทุกของอุโมงค์ (Kaledin et al., 2012) และอาจส่งผลให้เกิดการวิบัติของโครงสร้างได้

สำหรับประเทศไทย การออกแบบและก่อสร้างอุโมงค์อ้างอิงตามมาตรฐานการออกแบบและก่อสร้างอุโมงค์ของ JSCE (2007) โดยสามารถประยุกต์ใช้แบบจำลองสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างอุโมงค์ชั้นสูงในการคำนวณผลตอบสนองของอุโมงค์ภายใต้ผลกระทบต่างๆ ได้แก่ น้ำหนักบรรทุกภายนอก การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิเนื่องจากเพลิงไหม้ เป็นต้น อย่างไรก็ตาม การวิเคราะห์แบบจำลองดังกล่าวยังมีความสลับซับซ้อนและจำเป็นต้องใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ช่วยในการคำนวณ ส่งผลให้สิ้นเปลืองค่าใช้จ่ายโดยเฉพาะอย่างยิ่งในขั้นตอนการออกแบบเบื้องต้น ด้วยเหตุนี้วิธีการอย่างง่ายจึงมีความสำคัญอย่างยิ่งในการวิเคราะห์ผลตอบสนองเชิงโครงสร้างของอุโมงค์รถไฟใต้ดินภายใต้ดินเหนียวที่น้ำหนักบรรทุกภายนอกที่กระทำซึ่งรวมถึงผลกระทบเนื่องจากเพลิงไหม้

งานวิจัยนี้นำเสนอวิธีการอย่างง่ายสำหรับการวิเคราะห์ชั้นส่วนคานาผิวอุโมงค์รถไฟใต้ดินในภาวะเพลิงไหม้โดยอ้างอิงข้อมูลอุโมงค์จากการรถไฟแห่งประเทศไทย โดยพิจารณาชั้นส่วนคานาผิวอุโมงค์หน้าตัดวงกลม ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 6.3 เมตร ความหนา 0.3 เมตร และระดับความลึก 15-25 เมตร วัดจากผิวดินจนถึงจุดศูนย์กลางของอุโมงค์ รวมทั้งพิจารณาปรับเปลี่ยนค่าตัวแปรสำคัญซึ่งอาจส่งผลกระทบต่อผลตอบสนองเชิงโครงสร้างของชั้นส่วนคานาผิวอุโมงค์ในสภาวะเพลิงไหม้ ได้แก่ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ และความหนาของชั้นส่วนคานาผิวอุโมงค์ (Stucchi & Amberg, 2020) เพื่อศึกษาการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของโครงสร้างอุโมงค์ในภาวะเพลิงไหม้ และเป็นข้อมูลเบื้องต้นสำหรับการออกแบบโครงสร้างอุโมงค์เพื่อความปลอดภัยด้านอัคคีภัยต่อไป

1.2 วัตถุประสงค์

งานวิจัยนี้นำเสนอวิธีการอย่างง่าย ซึ่งสามารถประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์ผลตอบสนองเชิงโครงสร้างของชั้นส่วนคานาผิวอุโมงค์รถไฟใต้ดินในภาวะเพลิงไหม้

1.3 ขอบเขตงานวิจัย

งานวิจัยนี้มีขอบเขตการศึกษาดังนี้

ชั้นส่วนคานาผิวอุโมงค์รถไฟใต้ดินขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 6.3 เมตร ขนาดความหนา 0.3 เมตร

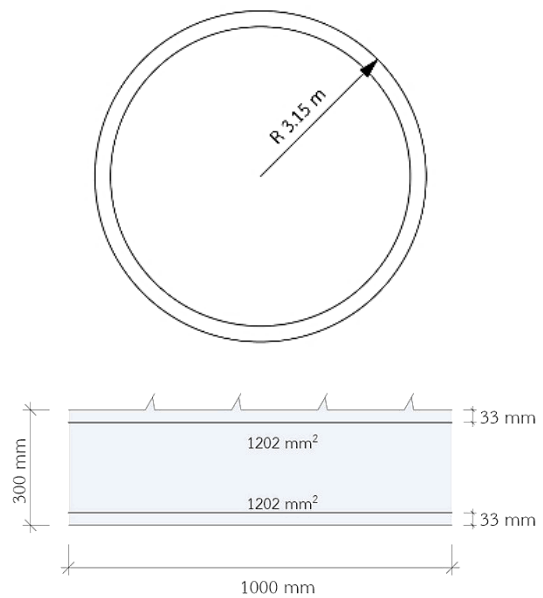
คอนกรีตมวลรวมเนื้อปูน มีกำลังอัดรูปทรงลูกบาศก์ที่ 28 วัน เท่ากับ 42 MPa อัตราส่วนปัวของ 0.17 และเหล็กเสริมชั้นคุณภาพ SD40 มอดูลัสสภาพยืดหยุ่น 200 GPa อัตราส่วนปัวของ 0.3 ซึ่งมีแบบรูปอุโมงค์และรายละเอียดการเสริมเหล็กดังรูปที่ 1

พิจารณาเพลิงไหม้แบบไฮโดรคาร์บอนตามมาตรฐาน EN 1991-1-2 (2002) เป็นระยะเวลา 240 นาที

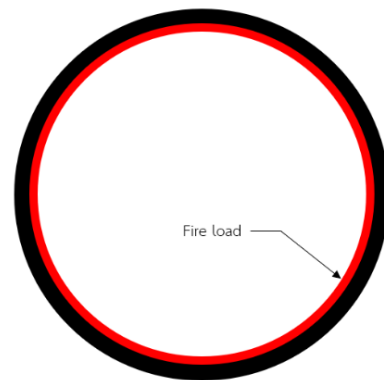
สมบัติเชิงความร้อนของคอนกรีตและเหล็กเสริมพิจารณาอ้างอิงตามมาตรฐาน EN 1992-1-2 (2004)

สมบัติเชิงกลของคอนกรีตและเหล็กเสริมพิจารณาอ้างอิงตามมาตรฐาน EN 1992-1-2 (2004)

พิจารณาผิวสัมผัสเพลิงไหม้ภายในอุโมงค์ ดังรูปที่ 2



รูปที่ 1 แบบรูปอุโมงค์และรายละเอียดการเสริมเหล็ก



รูปที่ 2 ผิวสัมผัสเพลิงไหม้

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

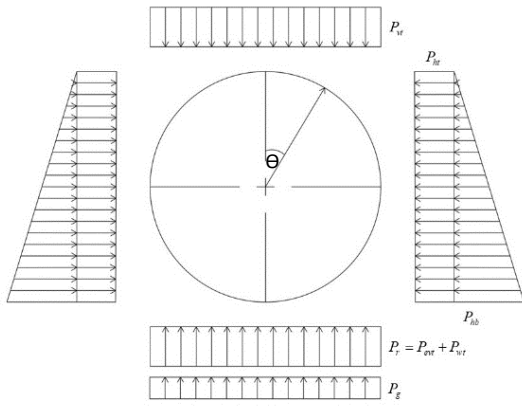
วิธีการอย่างง่ายที่นำเสนอสามารถประยุกต์ใช้เป็นแนวทางสำหรับการออกแบบอุโมงค์รถไฟใต้ดินขั้นต้นเพื่อให้เกิดความปลอดภัยด้านอัคคีภัย

2. วิธีการอย่างง่ายสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างอุโมงค์ในภาวะเพลิงไหม้

2.1 การวิเคราะห์แรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในอุโมงค์ในสภาวะอุณหภูมิปกติภายใต้น้ำหนักบรรทุกภายนอก

2.1.1 แรงกระทำภายนอกอุโมงค์

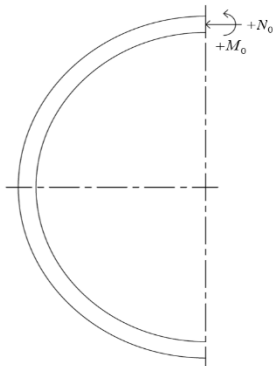
จากข้อมูลของการรถไฟแห่งประเทศไทย อุโมงค์รถไฟฟ้ายูในชั้นดินเหนียวแข็ง (stiff clay) ระดับความลึกจากผิวดินถึงผิวนอกด้านบนอุโมงค์ 15 เมตร และสมมติให้ระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าระดับผิวนอกชั้นล่างสุดของอุโมงค์ ไม่พิจารณา surcharge load และพิจารณาแรงกระทำต่ออุโมงค์ตามมาตรฐาน JSCE (2007) ดังรูปที่ 3 ทั้งนี้พิจารณาให้แรงกระทำภายนอกอุโมงค์ดังกล่าวมีค่าคงที่ตลอดช่วงเวลาเพลิงไหม้ (Stucchi & Amberg, 2020)



รูปที่ 3 แรงกระทำภายนอกอุโมงค์

2.1.2 แรงภายในชั้นส่วนดาดผิวอุโมงค์

การคำนวณแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในชั้นส่วนดาดผิวอุโมงค์ภายใต้น้ำหนักบรรทุกภายนอกในสถานะอุณหภูมิปกติ พิจารณาตามมาตรฐาน JSCE (2007) โดยกำหนดทิศทางและเครื่องหมายของแรงภายในดังรูปที่ 4



รูปที่ 4 ทิศทางของโมเมนต์และแรงกระทำต่อชั้นส่วนดาดผิวอุโมงค์

2.1.3 ความเครียดเนื่องจากแรงภายในอุโมงค์

สำหรับความเครียดที่เกิดจากแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดในสถานะอุณหภูมิปกติภายใต้น้ำหนักบรรทุกภายนอก (ϵ_0) สามารถพิจารณาได้จากความสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดได้ดังรูปที่ 5 โดยการคำนวณหาตำแหน่ง neutral axis และความเครียดอัดของคอนกรีตที่ทำให้สมการที่ (1) และ (2) เป็นจริง

$$N_0 = C_c + C_{s1} - T_{s2} \quad (1)$$

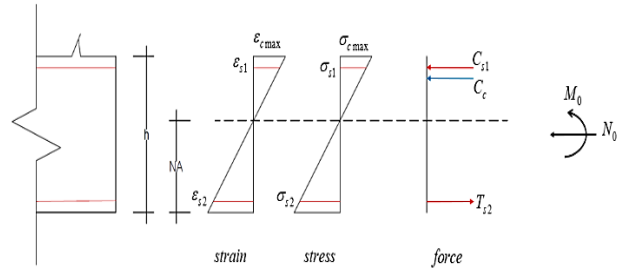
$$M_0 = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{h - N.A.}{3} \right) + C_{s1} \left(\frac{h}{2} - d' \right) - T_{s2} \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (2)$$

โดยที่ h คือ ความหนาของหน้าตัด (m) $N.A.$ คือ ตำแหน่ง Neutral Axis ของหน้าตัดวัดจากตำแหน่งผิวดาดอุโมงค์ด้านสัมผัสความร้อน (m) $\epsilon_{c,max}$ คือ ความเครียดของคอนกรีต ϵ_{s1} และ ϵ_{s2} คือ ความเครียดของเหล็กเสริมบนและล่างตามลำดับ $\sigma_{c,max}$ คือ หน่วยแรงอัดของคอนกรีต (MPa) σ_{s1} และ σ_{s2} คือ หน่วยแรงของเหล็กเสริมบนและล่างตามลำดับ (MPa) C_c คือ แรงอัดของคอนกรีต มีค่าเท่ากับ

$1/2 \cdot (h - N.A.) \cdot \sigma_{c,max}$ (kN) C_{s1} คือ แรงอัดของเหล็กเสริม มีค่าเท่ากับ $A_{s1} \cdot \sigma_{s1}$ (kN) T_{s1} คือ แรงดึงของเหล็กเสริม มีค่าเท่ากับ $A_{s2} \cdot \sigma_{s2}$ (kN)

สำหรับ ตำแหน่ง X ไต่จากผิวดาดอุโมงค์ด้านสัมผัสความร้อน สามารถหาความเครียด (ϵ_0) ได้จากสมการที่ (3)

$$\epsilon_0 = \frac{\epsilon_{c,max}}{(h - N.A.)} \times (X - N.A.) \quad (3)$$

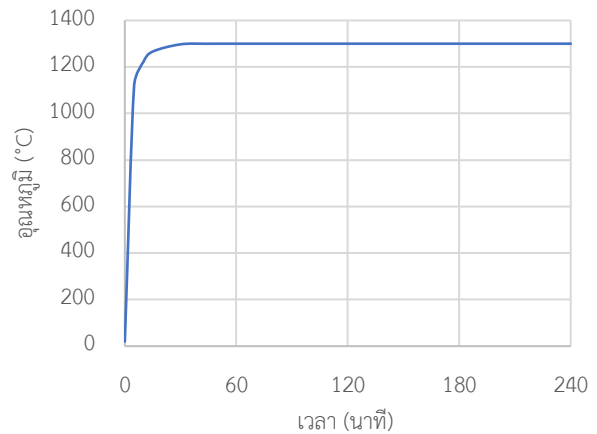


รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับแรงภายใน

2.2 การวิเคราะห์การถ่ายโอนความร้อนเพื่อทำนายอุณหภูมิภายในหน้าตัดอุโมงค์ในภาวะเพลิงไหม้

2.2.1 รูปแบบเพลิงไหม้

สำหรับเพลิงไหม้ที่เกิดขึ้นในอุโมงค์มีลักษณะที่อุณหภูมิเพลิงไหม้และอุณหภูมิของอากาศภายในอุโมงค์เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วงระยะเวลาเริ่มต้น (Maraveas & Vrakas, 2014) ดังนั้นจึงพิจารณารูปความสัมพันธ์เพลิงไหม้แบบ Modified Hydrocarbon curve ตามมาตรฐาน EN 1991-1-2 (2002) แสดงดังรูปที่ 6



รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิกับเวลาของเพลิงไหม้

(Maraveas & Vrakas, 2014)

2.2.2 อุณหภูมิในหน้าตัดอุโมงค์ในช่วงระยะเวลาเพลิงไหม้

ในการทำนายอุณหภูมิภายในหน้าตัดอุโมงค์จะทำการแบ่งหน้าตัดอุโมงค์เป็นชั้นๆ หนาชั้นละ 1 เซนติเมตร และประยุกต์ใช้วิธี Wickström (1985) คำนวณส่วนเพิ่มของอุณหภูมิหน้าตัดในลักษณะการไหลถ่ายความร้อนแกนเดียว (uniaxial heat flow) ที่ตำแหน่งกึ่งกลางความหนาของแต่ละชั้น ($\Delta T_{c,x}$)

2.2.3 ความเครียดที่เพิ่มขึ้นในภาวะเพลิงไหม้

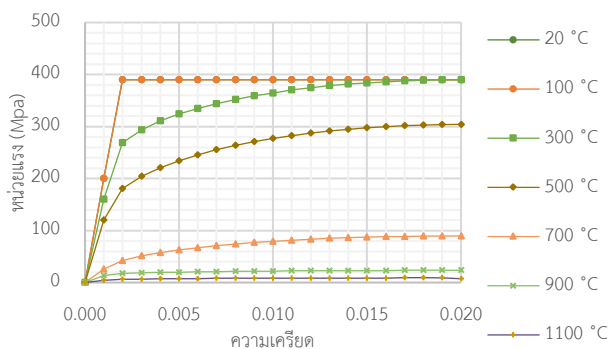
สำหรับความเครียดเชิงความร้อนหรือการยืดของเหล็กเสริม พิจารณาได้จากมาตรฐาน EN 1992-1-2 (2004)

2.3 การวิเคราะห์แรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิภายในหน้าตัดอุโมงค์ภายใต้น้ำหนักบรรทุกภายนอก

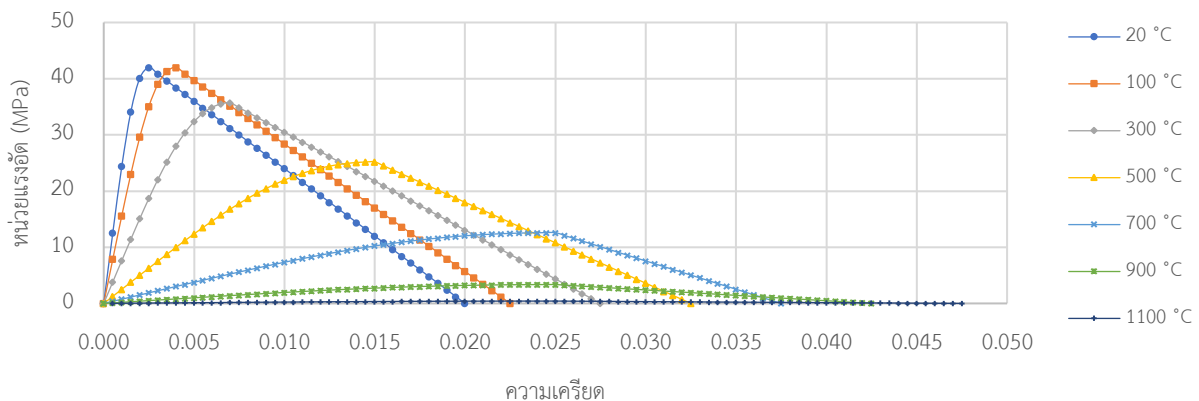
2.3.1 สมบัติเชิงกลของวัสดุ

สำหรับคอนกรีตรับแรงอัด เมื่ออุณหภูมิสูงความสามารถในการรับน้ำหนักและสติเฟนสจะมีค่าลดลง อีกทั้งค่ามอดูลัสสภาพยืดหยุ่นจะลดลงอย่างมาก แสดงดังรูปที่ 7 โดยที่กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตจะมีลักษณะที่เปลี่ยนแปลงไปตามอุณหภูมิและชนิดของคอนกรีตตามมาตรฐาน EN 1992-1-2 (2004) สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างอุโมงค์ในการศึกษานี้ ได้มีสมมติฐานว่าคอนกรีตไม่สามารถรับความเค้นดึงได้ (Stucchi & Amberg, 2020) จึงไม่พิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงกับความเครียดของคอนกรีตที่อุณหภูมิต่างๆ นอกจากนี้การขยายตัวเหตุความร้อน (thermal expansion) สำหรับคอนกรีตมวลรวมเนื้อปูน (calcareous concrete) พิจารณาตามมาตรฐาน EN 1992-1-2 (2004) ในรูปความเครียดเชิงความร้อน (thermal strain, $\epsilon_{c,\theta}$)

สำหรับเหล็กเสริม ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรง ($\sigma_{s,\theta}$) กับความเครียด ($\epsilon_{s,\theta}$) ของเหล็กเสริมที่อุณหภูมิสูงภายใต้แรงดึงและแรงอัด พิจารณาตามมาตรฐาน EN 1992-1-2 (2004) ดังรูปที่ 8



รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กเสริม



รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัด (σ) กับความเครียด (ϵ) ของคอนกรีต

2.3.2 การคำนวณผลรวมความเครียดในหน้าตัดอุโมงค์

ความเครียด (strain) ในหน้าตัดอุโมงค์ในสถานะเพลิงไหม้จะประกอบไปด้วย 2 ส่วน คือความเครียดที่เกิดจากแรงตามแนวแกนกับโมเมนต์ดัดในสถานะอุณหภูมิปกติภายใต้น้ำหนักบรรทุกภายนอก (ϵ_0) และความเครียดที่เกิดจากการเพิ่มขึ้นของอุณหภูมิเนื่องจากเพลิงไหม้ ($\epsilon_{c,\theta}, \epsilon_{s,\theta}$)

2.3.3 แรงภายในชิ้นส่วนคานคircularอุโมงค์

ในภาวะเพลิงไหม้ชิ้นส่วนคานคircularอุโมงค์บริเวณด้านสัมผัสความร้อน (inner lining) จะมีอุณหภูมิเพิ่มขึ้นส่งผลให้หน้าตัดคอนกรีตเกิดการขยายตัว มีความยาวเพิ่มขึ้นเท่ากับ $\Delta\epsilon$ และเกิดการเคลื่อนตัวในแนวรัศมี (radial displacement) สู่อินเนอร์คircularอุโมงค์ดังสมการที่ (4)

$$\delta_R = \Delta\epsilon \cdot R \quad (4)$$

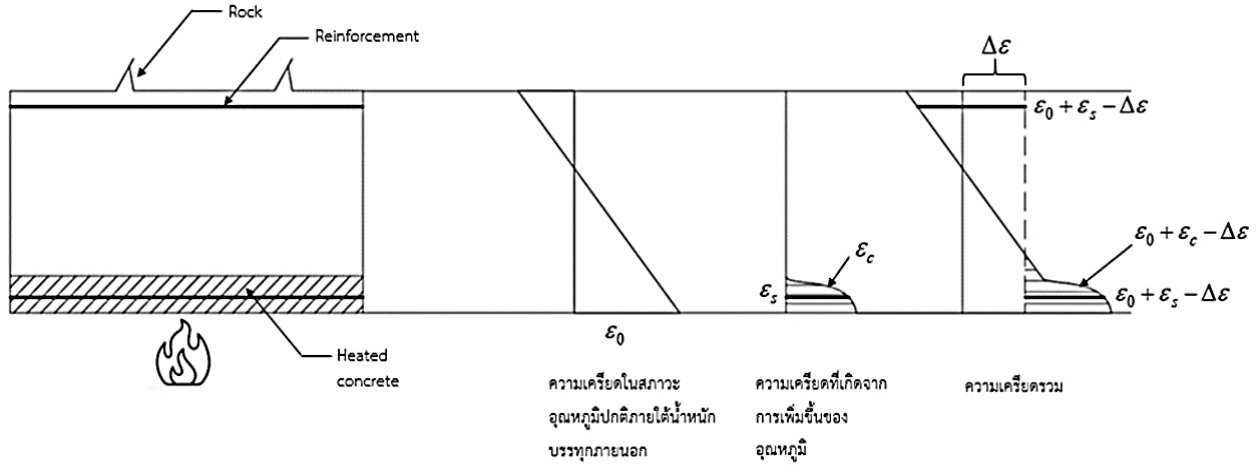
โดยที่ δ_R คือ การเคลื่อนที่ในแนวรัศมี (m) $\Delta\epsilon$ คือ การเปลี่ยนรูปตามแนวแกนแบบสม่ำเสมอซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการระหว่างแรงตามแนวแกนและแรงปฏิกิริยาของดินโดยรอบอุโมงค์ดังสมการที่ (5) ถึง (7) R คือ รัศมีภายนอกของอุโมงค์ (m)

สำหรับการวิเคราะห์หาหน่วยแรงภายในคอนกรีต (σ_c) และเหล็กเสริม (σ_s) จะทำการแบ่งหน้าตัดอุโมงค์ออกเป็นชั้นๆ โดยให้แต่ละชั้นมีความหนา 1 เซนติเมตร และคำนวณหน่วยแรงภายในคอนกรีตและเหล็กเสริมจากความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตและเหล็กเสริมตามมาตรฐาน EN 1992-1-2 (2004) ที่ความเครียดเท่ากับ $\epsilon_0 + \epsilon_{c,\theta} - \Delta\epsilon$ และ $\epsilon_0 + \epsilon_{s,\theta} - \Delta\epsilon$ ตามลำดับ โดยที่ $\epsilon_{c,\theta}$ คือ ความเครียดของคอนกรีตที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากอุณหภูมิ $\epsilon_{s,\theta}$ คือ ความเครียดของเหล็กเสริมเพิ่มขึ้นเนื่องจากอุณหภูมิ ϵ_0 คือ ความเครียดที่เกิดจากแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดในสถานะอุณหภูมิปกติภายใต้น้ำหนักบรรทุกภายนอก

$$N_i + N_e = N_r \quad (5)$$

$$N_e = \sum_i \sigma_{c,i} \cdot h_i + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \quad (6)$$

$$N_i = \sum_i \sigma_{c,i} \cdot h_i + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \quad (7)$$



รูปที่ 9 ความเค้นและความเครียดในหน้าตัดอุโมงค์อันเนื่องมาจากเพลิงไหม้

โดยที่ N_r คือ แรงตามในแนวแกนเนื่องจากปฏิกิริยาของดินมีค่าเท่ากับ $\frac{E_r \cdot R}{(1 + \nu_r)} \cdot \Delta \varepsilon \geq 0$ E_r คือ โมดูลัสสภาพยืดหยุ่นของดินรอบอุโมงค์ (ground modulus) (MPa) ν_r คือ อัตราส่วนปัวซองของดินรอบอุโมงค์ N_i คือ แรงในชั้นส่วนตัดอุโมงค์ที่ได้รับผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ (kN/m) N_e คือ แรงในชั้นส่วนตัดอุโมงค์ที่ไม่ได้รับผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ (kN/m) h_i คือ ความหนาของคอนกรีตในแต่ละชั้น (m), A_{s1} คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมในส่วนที่ได้รับผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ (mm²) A_{s2} คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กในส่วนไม่ได้รับผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ (mm²)

ผลจากความเค้นที่คำนวณได้สามารถนำไปคำนวณหาแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดได้ ดังสมการที่ (8) และ (9)

$$N = N_i + N_e \quad (8)$$

$$M = \sum_i \sigma_{c,i} \cdot h_i \cdot d_{c,i} + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot d_{s,i} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot d_{s,i} \quad (9)$$

โดยที่ N คือ แรงอัดในแนวแกนภายในหน้าตัดอุโมงค์ (kN/m) M คือ โมเมนต์ดัดภายในหน้าตัดอุโมงค์ (kN-m/m) $d_{c,i}$ คือ ระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของคอนกรีตแต่ละชั้นกับกึ่งกลางของชั้นส่วนตัดอุโมงค์ (m) $d_{s,i}$ คือ ระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของหน้าตัดเหล็กเสริมกับกึ่งกลางของชั้นส่วนตัดอุโมงค์ (m)

3. ผลการวิเคราะห์โครงสร้างอุโมงค์ในภาวะเพลิงไหม้ด้วยวิธีอย่างง่าย

ผลการศึกษาในบทนี้ประกอบไปด้วยผลจากการวิเคราะห์ 2 ส่วน คือ พฤติกรรมของอุโมงค์รถไฟใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลภายใต้ภาวะเพลิงไหม้ และพฤติกรรมของอุโมงค์รถไฟใต้ดินที่มีการปรับเปลี่ยนเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกกับความหนาของอุโมงค์ภายใต้ภาวะเพลิงไหม้ โดยผลการวิเคราะห์ในงานวิจัยนี้พิจารณาเฉพาะแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในชั้นส่วนตัดอุโมงค์

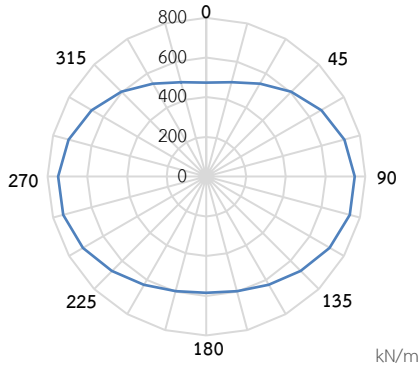
3.1 ผลตอบสองเชิงโครงสร้างของอุโมงค์รถไฟใต้ดินในภาวะเพลิงไหม้

3.1.1 การวิเคราะห์อุโมงค์ในสภาวะอุณหภูมิปกติภายใต้น้ำหนักบรรทุกภายนอก

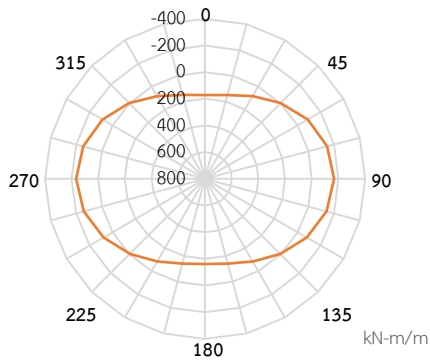
ผลการวิเคราะห์แรงภายในโครงสร้างในสภาวะอุณหภูมิปกติที่ได้จากแบบจำลองอย่างง่ายโดยพิจารณาน้ำหนักบรรทุกภายนอกที่และไม่พิจารณาผลของแรงต้านของดินจากการยุบตัว แสดงดังตารางที่ 1 และรูปที่ 10 ถึง 11 จากผลการวิเคราะห์แรงภายในของโครงสร้างในสภาวะอุณหภูมิปกติ พบว่าแรงตามแนวแกนสูงสุดและต่ำสุดจะมีค่า 731.2 kN/m ที่ตำแหน่ง 90 องศาและ 462.8 kN/m ที่ตำแหน่ง 0 องศา ตามลำดับ ในส่วนของค่าโมเมนต์บวกและลบสูงสุดมีค่า 165.2 kN-m/m ที่ตำแหน่ง 0 องศาและ -160.6 kN-m/m ที่ตำแหน่ง 90 องศา ตามลำดับ นอกจากนี้ยังพบว่าโมเมนต์ดัดมีทิศทางบวกบริเวณด้านบนและด้านล่างของอุโมงค์ ในขณะที่มีทิศทางลบบริเวณด้านข้างของอุโมงค์ซึ่งเป็นบริเวณที่มีค่าแรงตามแนวแกนสูงสุด

ตารางที่ 1 ผลการวิเคราะห์แรงภายในชั้นส่วนตัดผิวอุโมงค์ที่สภาวะอุณหภูมิปกติ

θ (deg)	M (kN-m/m)	N (kN/m)
0	165.2	462.8
15	142.1	480.2
30	80.0	527.1
45	-3.3	590.4
60	-84.2	653.6
75	-141.4	703.0
90	-160.6	731.2
105	-136.7	730.7
120	-76.4	701.7
135	3.3	657.8
150	80.7	614.0
165	136.1	582.6
180	156.1	571.2



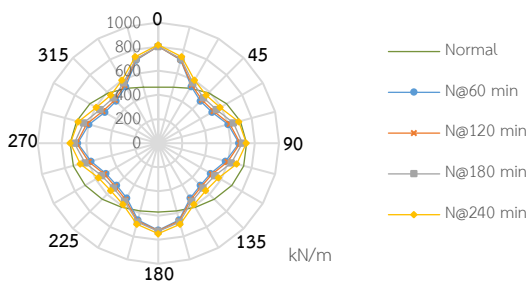
รูปที่ 10 ผลการวิเคราะห์แรงภายในแนวแกนที่สภาวะอุณหภูมิปกติ



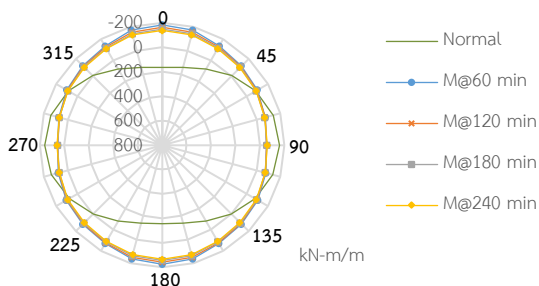
รูปที่ 11 ผลการวิเคราะห์โมเมนต์ดัดที่สภาวะอุณหภูมิปกติ

3.1.2 การวิเคราะห์โครงสร้างอุโมงค์ในภาวะเพลิงไหม้

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างอุโมงค์ในภาวะเพลิงไหม้ดังรูปที่ 12 และ 13 พบว่าแรงตามแนวแกนจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วบริเวณด้านบนกับด้านล่างของอุโมงค์ และลดลงเล็กน้อยที่บริเวณด้านข้างของอุโมงค์ นอกจากนี้ยังเกิดการเปลี่ยนแปลงค่าโมเมนต์ดัดจากบวกเป็นลบที่บริเวณด้านบนกับด้านล่างของอุโมงค์ ในขณะที่โมเมนต์ลบที่บริเวณด้านข้างของอุโมงค์มีค่าลดลง



รูปที่ 12 ผลการวิเคราะห์แรงตามแนวแกนในภาวะเพลิงไหม้



รูปที่ 13 ผลการวิเคราะห์โมเมนต์ดัดในภาวะเพลิงไหม้

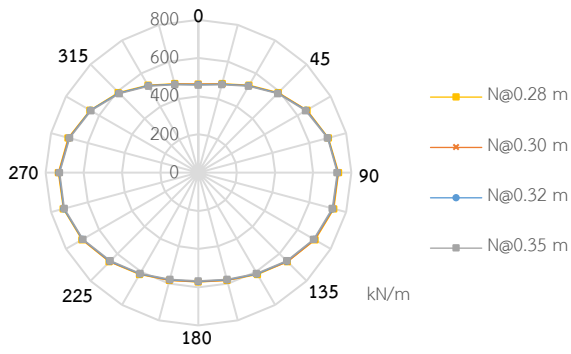
3.2 ผลตอบสนองเชิงโครงสร้างของอุโมงค์รถไฟใต้ดินเมื่อปรับเปลี่ยนความหนาของชั้นส่วนดาดผิวอุโมงค์และเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก

3.2.1 ผลตอบสนองเชิงโครงสร้างของอุโมงค์รถไฟใต้ดินที่มีการปรับเปลี่ยนความหนาของชั้นส่วนดาดผิวอุโมงค์

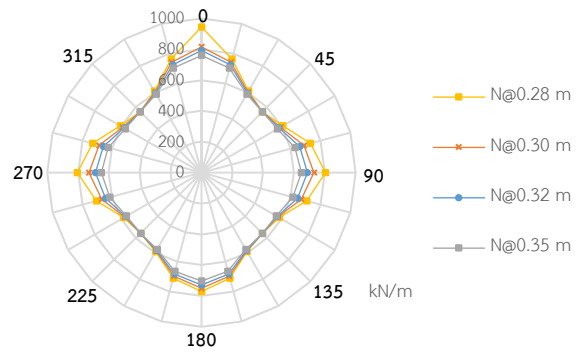
ตารางที่ 2 แสดงค่าแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดในหน่วย kN/m และ kN-m/m ตามลำดับ ภายในชั้นส่วนดาดผิวอุโมงค์ที่ปรับเปลี่ยนความหนาในสภาวะอุณหภูมิปกติ ซึ่งจะเห็นว่าเมื่อทำการเพิ่มความหนาของชั้นส่วนดาดผิวอุโมงค์จะส่งผลให้แรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดที่แต่ละตำแหน่งมีค่าลดลงเล็กน้อย (ดูรูปที่ 14 และ 19 ประกอบ) รูปที่ 15 ถึง 18 แสดงผลการวิเคราะห์แรงตามแนวแกนในชั้นส่วนดาดผิวอุโมงค์ในภาวะเพลิงไหม้ที่เวลาต่างๆ โดยพบว่าเมื่อทำการปรับลดความหนาของชั้นส่วนดาดผิวอุโมงค์จาก 0.30 เมตร เป็น 0.28 เมตร จะส่งผลให้แรงตามแนวแกนแต่ละตำแหน่งมีค่าเพิ่มขึ้น ในขณะที่เมื่อปรับเพิ่มความหนาของชั้นส่วนดาดผิวอุโมงค์จาก 0.3 เมตร เป็น 0.32 และ 0.35 เมตร จะส่งผลให้แรงตามแนวแกนแต่ละตำแหน่งมีค่าลดลง โดยเฉพาะที่ตำแหน่ง 0 90 180 และ 270 องศา นอกจากนี้ จากผลการวิเคราะห์โมเมนต์ดัดดังแสดงในรูปที่ 20 ถึง 23 พบว่าการเพิ่มความหนาของชั้นส่วนดาดผิวอุโมงค์ส่งผลให้โมเมนต์ดัดมีค่าเพิ่มขึ้นจากเดิมเล็กน้อยและเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องตลอดระยะเวลาเพลิงไหม้

ตารางที่ 2 ผลการวิเคราะห์แรงภายในที่สภาวะอุณหภูมิปกติเมื่อปรับเปลี่ยนความหนาของชั้นส่วนดาดผิวอุโมงค์

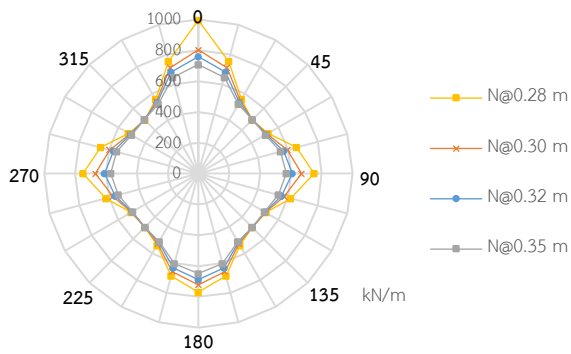
ตำแหน่ง (θ)	Thickness 0.28 m		Thickness 0.30 m		Thickness 0.35 m	
	N	M	N	M	N	M
0	464	166	463	165	459	163
15	482	143	480	142	476	140
30	529	80	527	80	523	79
45	592	-3	590	-3	586	-3
60	656	-85	654	-84	649	-83
75	705	-142	703	-141	698	-140
90	733	-161	731	-161	726	-159
105	733	-137	731	-137	726	-135
120	704	-77	702	-76	697	-76
135	660	3	658	3	653	3
150	616	81	614	81	609	80
165	584	137	583	136	578	134
180	573	157	571	156	567	154



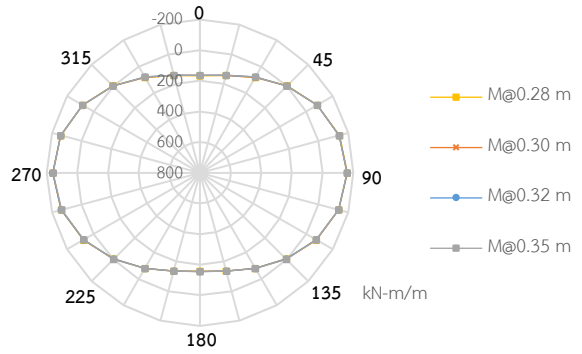
รูปที่ 14 ผลการวิเคราะห์แรงตามแนวแกนเมื่อเปลี่ยน
ความหนาของชั้นส่วนดาดผิวอุโมงค์ที่สภาวะปกติ



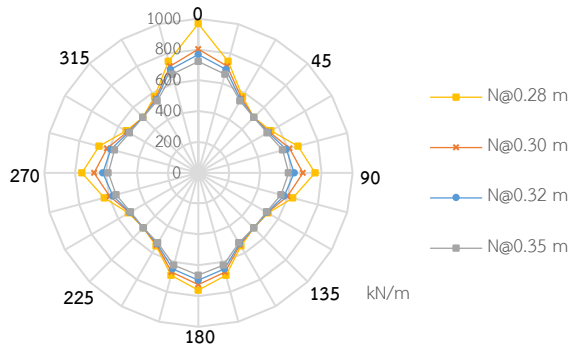
รูปที่ 18 ผลการวิเคราะห์แรงตามแนวแกนเมื่อเปลี่ยน
ความหนาของชั้นส่วนดาดผิวอุโมงค์ในภาวะเพลิงไหม้ที่เวลา 240 นาที



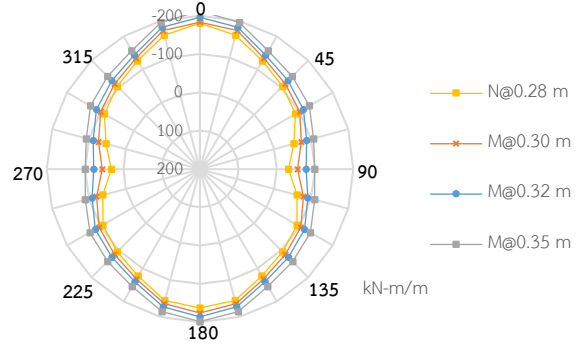
รูปที่ 15 ผลการวิเคราะห์แรงตามแนวแกนเมื่อเปลี่ยน
ความหนาของชั้นส่วนดาดผิวอุโมงค์ในภาวะเพลิงไหม้ที่เวลา 60 นาที



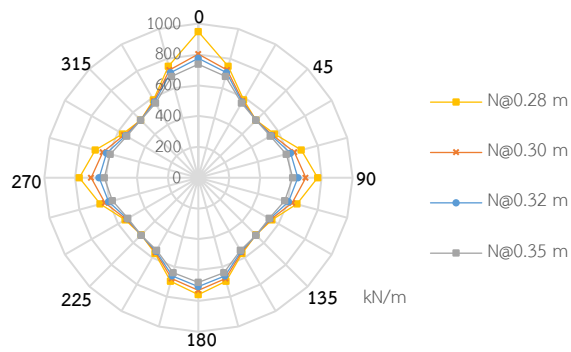
รูปที่ 19 ผลการวิเคราะห์โมเมนต์ดัดเมื่อเปลี่ยน
ความหนาของชั้นส่วนดาดผิวอุโมงค์ที่สภาวะอุณหภูมิปกติ



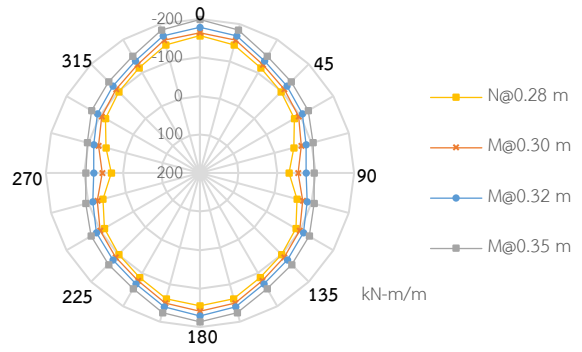
รูปที่ 16 ผลการวิเคราะห์แรงตามแนวแกนเมื่อเปลี่ยน
ความหนาของชั้นส่วนดาดผิวอุโมงค์ในภาวะเพลิงไหม้ที่เวลา 120 นาที



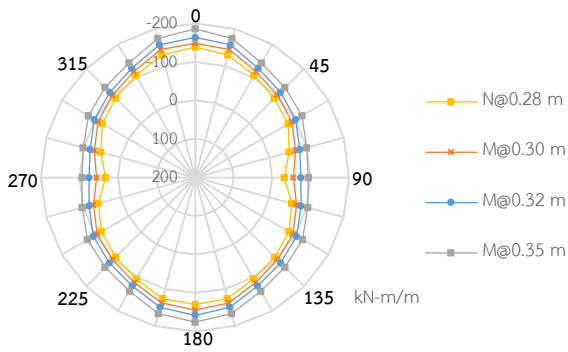
รูปที่ 20 ผลการวิเคราะห์โมเมนต์ดัดเมื่อเปลี่ยน
ความหนาของชั้นส่วนดาดผิวอุโมงค์ในภาวะเพลิงไหม้ที่เวลา 60 นาที



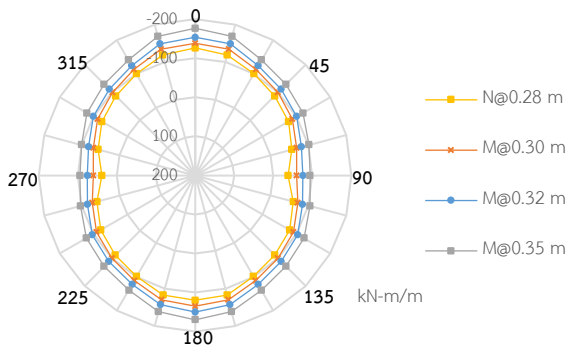
รูปที่ 17 ผลการวิเคราะห์แรงตามแนวแกนเมื่อเปลี่ยน
ความหนาของชั้นส่วนดาดผิวอุโมงค์ในภาวะเพลิงไหม้ที่เวลา 180 นาที



รูปที่ 21 ผลการวิเคราะห์โมเมนต์ดัดเมื่อเปลี่ยน
ความหนาของชั้นส่วนดาดผิวอุโมงค์ในภาวะเพลิงไหม้ที่เวลา 120 นาที



รูปที่ 22 ผลการวิเคราะห์โมเมนต์ตัดเมื่อเปลี่ยนความหนาของชั้นส่วนตาดผิวอุโมงค์ในภาวะเพลิงไหม้ที่เวลา 180 นาที



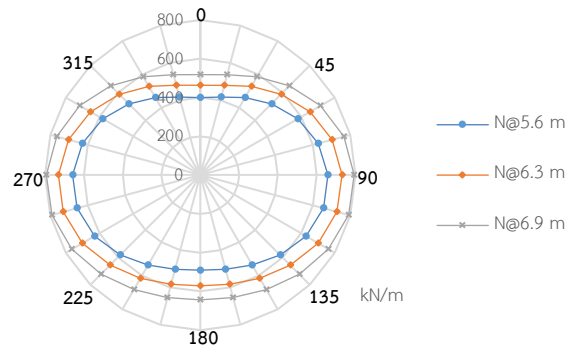
รูปที่ 23 ผลการวิเคราะห์โมเมนต์ตัดเมื่อเปลี่ยนความหนาของชั้นส่วนตาดผิวอุโมงค์ในภาวะเพลิงไหม้ที่เวลา 240 นาที

3.2.2 ผลตอบสนองเชิงโครงสร้างของอุโมงค์รถไฟใต้ดินที่มีการปรับเปลี่ยนขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก

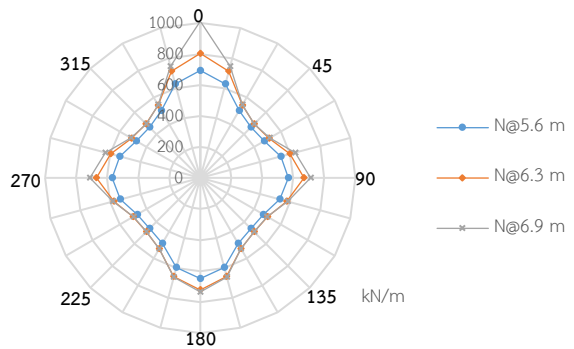
ตารางที่ 3 แสดงค่าแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ตัดในหน่วย kN/m และ kN-m/m ตามลำดับ ภายในชั้นส่วนตาดผิวอุโมงค์ที่มีการปรับเปลี่ยนเส้นผ่านศูนย์กลางในสภาวะอุณหภูมิปกติ ซึ่งจะเห็นได้ว่าเมื่อทำการเพิ่มขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกจะส่งผลให้แรงตามแนวแกนและโมเมนต์ตัดที่แต่ละตำแหน่งเพิ่มขึ้น (ดูรูปที่ 24 และ 29 ประกอบ) รูปที่ 25 ถึง 28 แสดงผลการวิเคราะห์แรงตามแนวแกนในชั้นส่วนตาดผิวอุโมงค์ในภาวะเพลิงไหม้ที่เวลาต่างๆ โดยพบว่าเมื่อทำการปรับเพิ่มขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก จะส่งผลให้แรงตามแนวแกนมีค่าเพิ่มขึ้นโดยเฉพาะที่ตำแหน่ง 0 องศา นอกจากนี้ จากผลการวิเคราะห์โมเมนต์ตัดแสดงในรูปที่ 30 ถึง 33 พบว่าการเพิ่มขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกส่งผลให้โมเมนต์ตัดมีค่าเพิ่มขึ้นที่บริเวณด้านบนกับด้านล่างของอุโมงค์ และลดลงที่บริเวณด้านข้างของอุโมงค์ ต่อเนื่องตลอดระยะเวลาเพลิงไหม้

ตารางที่ 3 ผลการวิเคราะห์แรงภายในที่สภาวะอุณหภูมิปกติเมื่อปรับเปลี่ยนขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก

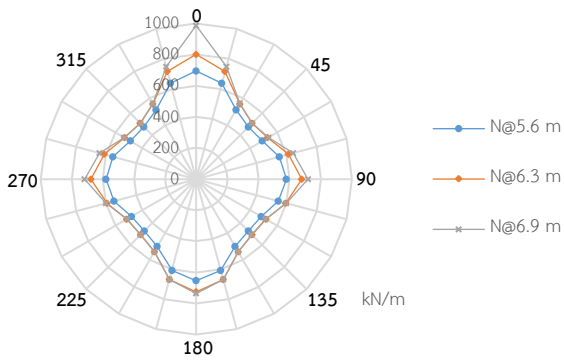
ตำแหน่ง (θ)	D = 5.6 m		D = 6.3 m		D = 6.9 m	
	N	M	N	M	N	M
0	401	142	463	165	518	184
15	417	123	480	142	536	158
30	461	70	527	80	585	87
45	520	-1	590	-3	651	-6
60	581	-71	654	-84	716	-95
75	630	-122	703	-141	766	-157
90	658	-141	731	-161	794	-176
105	659	-122	731	-137	793	-147
120	629	-70	702	-76	764	-80
135	583	1	658	3	723	6
150	537	71	614	81	682	88
165	503	121	583	136	654	147
180	490	140	571	156	644	167



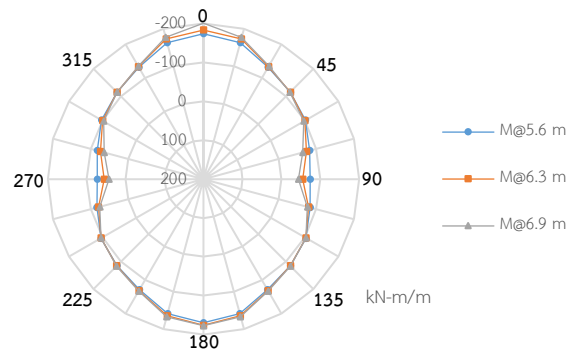
รูปที่ 24 ผลการวิเคราะห์แรงตามแนวแกนเมื่อเปลี่ยนขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกที่สภาวะอุณหภูมิปกติ



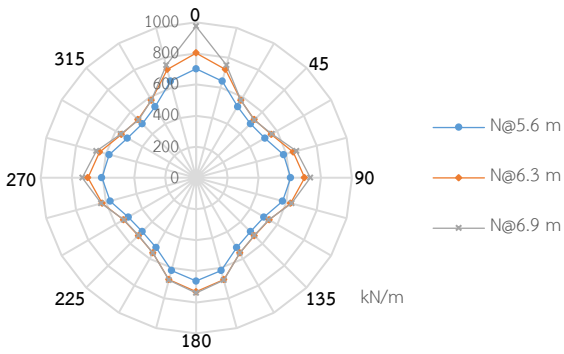
รูปที่ 25 ผลการวิเคราะห์แรงตามแนวแกนเมื่อเปลี่ยนขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกในภาวะเพลิงไหม้ที่เวลา 60 นาที



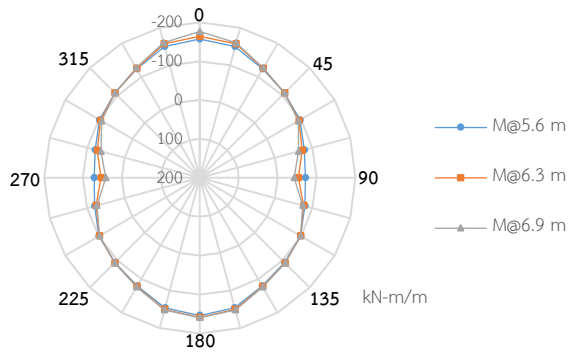
รูปที่ 26 ผลการวิเคราะห์แรงตามแนวแกนเมื่อเปลี่ยนขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกในภาวะเพลิงไหม้ที่เวลา 120 นาที



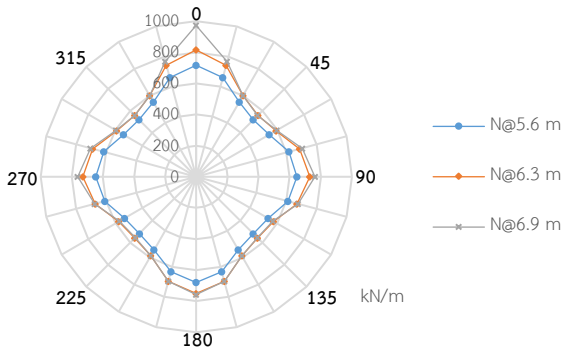
รูปที่ 30 ผลการวิเคราะห์ห้โมเมนต์ดัดเมื่อเปลี่ยนขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกในภาวะเพลิงไหม้ที่เวลา 60 นาที



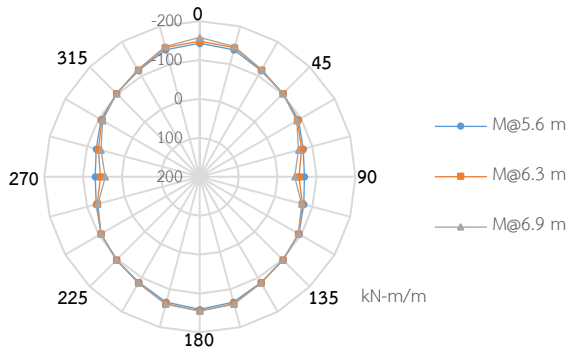
รูปที่ 27 ผลการวิเคราะห์แรงตามแนวแกนเมื่อเปลี่ยนขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกในภาวะเพลิงไหม้ที่เวลา 180 นาที



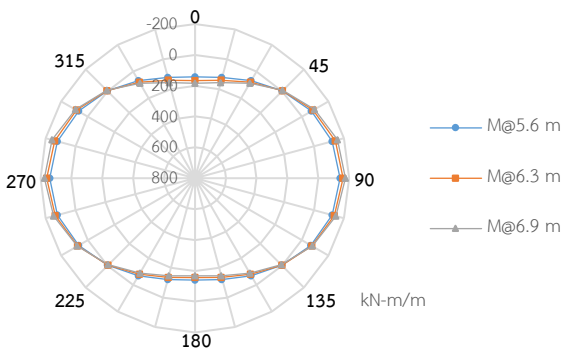
รูปที่ 31 ผลการวิเคราะห์ห้โมเมนต์ดัดเมื่อเปลี่ยนขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกในภาวะเพลิงไหม้ที่เวลา 120 นาที



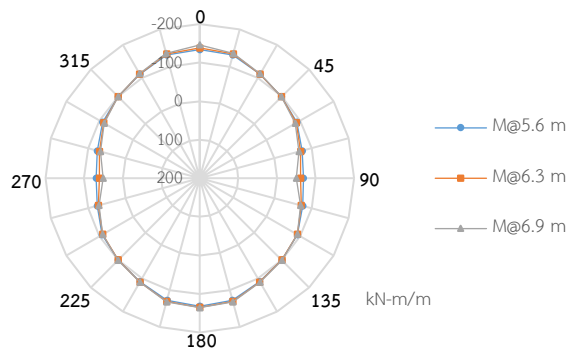
รูปที่ 28 ผลการวิเคราะห์แรงตามแนวแกนเมื่อเปลี่ยนขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกในภาวะเพลิงไหม้ที่เวลา 240 นาที



รูปที่ 32 ผลการวิเคราะห์ห้โมเมนต์ดัดเมื่อเปลี่ยนขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกในภาวะเพลิงไหม้ที่เวลา 180 นาที



รูปที่ 29 ผลการวิเคราะห์ห้โมเมนต์ดัดเมื่อเปลี่ยนขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกที่สภาวะอุณหภูมิปกติ



รูปที่ 33 ผลการวิเคราะห์ห้โมเมนต์ดัดเมื่อเปลี่ยนขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกในภาวะเพลิงไหม้ที่เวลา 240 นาที

4. สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ

4.1 สรุปผลการวิเคราะห์

งานวิจัยนี้ทำการวิเคราะห์ผลตอบสนองเชิงโครงสร้างของอุโมงค์รถไฟใต้ดินในภาวะเพลิงไหม้ด้วยวิธีการอย่างง่าย ซึ่งประกอบด้วย พฤติกรรมของอุโมงค์รถไฟใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลภายใต้ภาวะเพลิงไหม้ และพฤติกรรมของอุโมงค์รถไฟใต้ดินที่มีการปรับเปลี่ยนเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกกับความหนาของอุโมงค์ภายใต้ภาวะเพลิงไหม้ โดยผลการวิเคราะห์ในงานวิจัยนี้พิจารณาเฉพาะแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในชั้นส่วนคานคานวูโมงค์ จากผลการวิเคราะห์พบว่าอุโมงค์ในสถานะอุณหภูมิปกติมีค่าแรงตามแนวแกนมากที่สุดที่ตำแหน่งด้านข้างของอุโมงค์ ในขณะที่โมเมนต์ดัดมีค่าเป็นบวกที่บริเวณด้านบนกับด้านล่างของอุโมงค์ และมีค่าเป็นลบที่บริเวณด้านข้างของอุโมงค์ การเกิดเพลิงไหม้จะส่งผลให้แรงตามแนวแกนเพิ่มขึ้นตลอดระยะเวลาเพลิงไหม้ และเกิดการเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ดัดจากค่าบวกเป็นค่าลบที่บริเวณด้านบนกับด้านล่างของอุโมงค์ นอกจากนี้การเพิ่มความหนาของอุโมงค์จะส่งผลต่อแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดเพียงเล็กน้อยในสถานะอุณหภูมิปกติ ในขณะที่แรงตามแนวแกนมีค่าลดลงและโมเมนต์ดัดมีค่าเพิ่มขึ้นในภาวะเพลิงไหม้ สำหรับการเพิ่มความหนาเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์จะส่งผลให้ค่าแรงตามแนวแกนเพิ่มขึ้นและค่าโมเมนต์ดัดเปลี่ยนแปลงเล็กน้อยทั้งในสถานะอุณหภูมิปกติและภาวะเพลิงไหม้

4.2 ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม

แบบจำลองโครงสร้างอุโมงค์ที่ใช้ในวิธีการอย่างง่ายเป็นการจำลองชั้นส่วนคานคานวูโมงค์เป็นชั้นส่วนเดียวกัน และพิจารณาผิวสัมผัสเพลิงไหม้โดยรอบอุโมงค์ ซึ่งแตกต่างจากโครงสร้างอุโมงค์ของโครงการรถไฟฟ้ามหานครที่ประกอบไปด้วย 6 ชั้นส่วนประกอบกัน และมีพื้นผิวสัมผัสเพลิงไหม้บางส่วนของอุโมงค์

วิธีการอย่างง่ายไม่พิจารณาการบิดหมุนของชั้นส่วนคานคานวูโมงค์ เนื่องจากมีรายละเอียดที่สลับซับซ้อน ทั้งนี้ควรทำการศึกษาเพิ่มเติมในกรณีดังกล่าว

ควรพิจารณาเพิ่มเติมสำหรับผลกระทบจากการหลุดร่อน (spalling) ของชั้นส่วนคานคานวูโมงค์โดยการลดขนาดความหนาของชั้นส่วนคานคานวูโมงค์ที่มีอุณหภูมิเกิน 250 °C

5. กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยฉบับนี้สำเร็จสมบูรณ์ตามเป้าหมายเพราะได้รับความช่วยเหลือและคำแนะนำที่เป็นประโยชน์ต่อการศึกษาค้นคว้าอย่างยิ่งจาก ศาสตราจารย์ ดร.ธัญวัฒน์ โพธิ์ศิริ อาจารย์ประจำภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย และพินีสิตปริญาโท ที่ให้คำปรึกษา แนะนำข้อมูลที่เป็นประโยชน์ต่อการศึกษาค้นคว้างานวิจัย ตลอดจนการแก้ไขข้อบกพร่องต่าง ๆ มาโดยตลอด คณะผู้วิจัยจึงขอกราบขอบพระคุณเป็นอย่างสูง

ท้ายนี้คณะผู้วิจัยขอขอบพระคุณคณาจารย์และผู้ให้ความช่วยเหลือทั้งที่กล่าวมาและไม่ได้กล่าวมา ณ ที่นี้ ที่ให้ความช่วยเหลือจนงานวิจัยฉบับ

นี้สามารถสำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี คณะผู้วิจัยหวังเป็นอย่างยิ่งว่างานวิจัยฉบับนี้จะประโยชน์ต่อผู้อ่านไม่มากนักน้อย และขออภัยมา ณ ที่นี้ สำหรับข้อผิดพลาดใด ๆ ที่อาจเกิดขึ้น

6. เอกสารอ้างอิง

- [1] CEN. (2002). Eurocode 1: Actions on structures In Part 1.2: General actions Actions on structures exposed to fire, EN 1991-1-2, Comité Européen de Normalisation/ British Standards Institution.
- [2] CEN. (2004). Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-2: General rules – Structural Fire Design, EN 1992-1-2, Comité Européen de Normalisation/British Standards Institution.
- [3] Devlin, J. F. (2014). Fixed-guideway transit and passenger rail systems fire safety : An overview. FIRE PROTECTION Engineering, 2(62), 16.
- [4] JSCE. (2007). Standard Specifications for Tunneling-2007. In Shield Tunnels: Japan Society of Civil Engineers.
- [5] Kaledin, V. O., Mitkevich, A. B., & Strakhov, V. L. (2012). Numerical estimation of fire resistance and a flexible design of fire protection for structures made of reinforced materials. Mechanics of Composite Materials, 48(3), 313–324.
- [6] Maraveas, C., & Vrakas, A. A. (2014). Design of Concrete Tunnel Linings for Fire Safety. Structural Engineering International, 24(3), 319–329.
- [7] Stucchi, R., & Amberg, F. (2020). A Practical Approach for Tunnel Fire Verification. Structural Engineering International, 30(4), 515–529.
- [8] Wickström, U. (1985). Temperature analysis of heavily-insulated steel structures exposed to fire. Fire Safety Journal, 9, 281–285.