

การวิเคราะห์ผลตอบสนองของอุโมงค์หน้าตัดวงกลมต่อแผ่นดินไหวในชั้นดินกรุงเทพฯ



วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2564

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Seismic response analysis of a circular tunnel in Bangkok subsoil



A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements  
for the Degree of Master of Engineering in Civil Engineering

Department of Civil Engineering

FACULTY OF ENGINEERING

Chulalongkorn University

Academic Year 2021

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์	การวิเคราะห์ผลตอบสนองของอุโมงค์หน้าตัดวงกลมต่อ แผ่นดินไหวในชั้นดินกรุงเทพ
โดย	น.ส.พัทธ์ธีรา เพชรแก้ว
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	ศาสตราจารย์ ดร.สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง

---

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่ง  
ของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

.....	คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(ศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล)	
คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์	ประธานกรรมการ
.....	
(รองศาสตราจารย์ ดร.ฉัตรวัตร บุญญะฐิติ)	อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
.....	
(ศาสตราจารย์ ดร.สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง)	กรรมการ
.....	
(ดร.วีรยุทธ โกมลวิลาศ)	กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
.....	
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์สุรภาพ แก้วสวัสดิ์วงศ์)	

CHULALONGKORN UNIVERSITY

พัทธ์ธีรา เพชรแก้ว : การวิเคราะห์ผลตอบสนองของอุโมงค์หน้าตัดวงกลมต่อแผ่นดินไหว  
 ในชั้นดินกรุงเทพ. ( Seismic response analysis of a circular tunnel in Bangkok  
 subsoil) อ.ที่ปรึกษาหลัก : ศ. ดร.สุเชษฐ ลิขิตเลอสรวง

งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับโครงสร้างใต้ดินภายใต้แรงสั่นสะเทือนในชั้นดินกรุงเทพยังมี  
 ค่อนข้างจำกัด จึงยังขาดความชัดเจนว่าโครงสร้างใต้ดินในกรุงเทพจะมีปฏิกิริยาต่อการ  
 ใช้งานของแผ่นดินไหวระยะไกลหรือไม่ เนื่องจากกรุงเทพตั้งอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปาน  
 กลางที่สามารถขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่อยู่ห่างไกลออกไปได้ 3-4 เท่า งานวิจัยนี้วิเคราะห์  
 พฤติกรรมผลตอบสนองของอุโมงค์หน้าตัดวงกลมต่อการสั่นสะเทือนแนวขวางของแผ่นดินไหวด้วย  
 วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 2 มิติในเงื่อนไขระนาบความเครียด พิจารณาแรงกระทำแผ่นดินไหวใน 3  
 ทิศทาง ได้แก่ แนวราบ ทิศตะวันออก-ตะวันตก ทิศเหนือ-ใต้ และแนวตั้ง แผ่นดินไหวที่ใช้ในการ  
 ออกแบบจะเลือกจากเหตุการณ์ในอดีตซึ่งมีความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมคล้ายคลึงกับเกณฑ์  
 กำหนดการออกแบบแผ่นดินไหวในกรุงเทพ และถูกปรับขนาดอัตราเร่งสูงสุดให้มีค่าเท่ากับอัตรา  
 เร่งสูงสุดที่มีโอกาสเกิดไม่เกิน 2% ในรอบ 50 ปีของกรุงเทพ ผลการศึกษาแสดงให้เห็นว่าชั้นดิน  
 กรุงเทพสามารถขยายขนาดคลื่นได้ทั้งทิศทางแนวราบและแนวตั้งผ่านความแตกต่างของชั้น  
 ดิน อย่างไรก็ตามความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้นในวงผนังอุโมงค์ภายใต้การกำหนดอัตราความหน่วงดินที่  
 5% และ 1% ไม่เกินกำลังอัดของคอนกรีตและกำลังของโครงสร้างวงผนังอุโมงค์ การกระจัดที่  
 ตำแหน่งอุโมงค์จากผลการตอบสนองของดินภายใต้แรงแผ่นดินไหวมีความใกล้เคียงและสอดคล้อง  
 กับการกระจัดของผนังอุโมงค์ นอกจากนี้จากการศึกษาพบว่าการเสียรูปของหน้าตัดอุโมงค์ระหว่าง  
 ได้รับแรงแผ่นดินไหวให้ค่าน้อย อย่างไรก็ตามควรมีการพิจารณาผลตอบสนองของโครงสร้างใต้  
 ดินต่อแรงกระทำแผ่นดินไหวในรูปแบบอื่น เช่น ในรูปแบบสามมิติ

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อนิสิต .....

ปีการศึกษา 2564

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาหลัก .....

# # 6370191121 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORD: Tunnel, Seismic response, Finite element, Bangkok subsoil

Patteera Petchkaew : Seismic response analysis of a circular tunnel in Bangkok subsoil. Advisor: Prof. Dr. SUCHED LIKITLERSUANG, D.Phil

With a lack of focused research on response of underground structure in Bangkok subsoil under seismic loading, the safety and serviceability of underground structure are still unclear. Bangkok metropolitan is located on a thick soft to medium clay layers that can amplify seismic waves from distant earthquake events by 3 to 4 times. This work studies the behavior of the circular tunnels under seismic loads using a 2D plane strain finite analysis. The response of tunnels under seismic waves are considered in 3 propagated directions which are E-W, N-S and Up-Down. Several earthquake events matching the seismic design of Bangkok seismic hazard spectrum were selected in this study. The peak ground acceleration of 2% probability of exceedance in 50 years was used as a scaling factor to generate the input ground motion. The results indicate that Bangkok subsoil can amplify the acceleration of both the horizontal and vertical propagation of seismic waves through its soil profile. The induced stresses in the tunnel lining with soil damping ratios of 5% and 1% will not exceed the material strength and structural strength limits. Ground displacements at tunnel depth are in acceptable limit and agree well with the lining displacements. The tunnel lining deformations experienced during the selected earthquake events are slightly significant in this study. However, it is recommended to consider other seismic effects such as three-dimensional actions for underground structures.

Field of Study: Civil Engineering

Student's Signature .....

Academic Year: 2021

Advisor's Signature .....

## กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์นี้สำเร็จลุล่วงด้วยความกรุณาของศาสตราจารย์ ดร.สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ที่ได้ให้คำแนะนำแนวคิด แนวทางการแก้ปัญหาต่างๆมาโดยตลอด จนวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เสร็จสมบูรณ์ ผู้ศึกษาขอขอบพระคุณเป็นอย่างสูง

ขอขอบพระคุณรองศาสตราจารย์ ดร.ฐิรวัตร บุญญะฐิติ อาจารย์ ดร.วิริยยุทธ โกมลวิลาศ และผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุรภาพ แก้วสวัสดิ์วงศ์ ที่ให้ข้อเสนอแนะและช่วยแก้ปัญหามาตลอด

ขอขอบคุณทุนอุดหนุนการศึกษา วิศวกรรมโยธา 100 ปี ปีการศึกษา 2563 ของภาควิชาโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ ที่ให้ทุนการศึกษาเพื่อการเรียนรู้ของผู้จบการศึกษา

สุดท้ายขอขอบพระคุณ บิดา มารดา และครอบครัว อีกทั้งเพื่อน นักวิจัยปริญญาโทและเอกทุกท่านที่ได้ให้ความช่วยเหลือเป็นอย่างมากที่สนับสนุนการทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนเสร็จสมบูรณ์

พัทธ์ธีรา เพชรแก้ว



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY

## สารบัญ

	หน้า
.....	ก
บทคัดย่อภาษาไทย .....	ก
.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ .....	ง
กิตติกรรมประกาศ.....	จ
สารบัญ.....	ฉ
สารบัญตาราง.....	ฉ
สารบัญรูป.....	ฉ
บทที่ 1 บทนำ .....	1
1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์.....	3
1.3 ขอบเขตการศึกษา .....	4
1.4 ขั้นตอนการดำเนินงาน.....	4
1.5 แผนการดำเนินงาน .....	4
1.6 ผลที่คาดว่าจะได้รับ .....	5
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง .....	6
2.1 วิธีทางวิศวกรรมเพื่อวิเคราะห์คลื่นแผ่นดินไหว .....	6
2.2 การกำหนดของสภาพแวดล้อมและตัวแปรของแผ่นดินไหว .....	6
2.2.1 การประเมินภัยพิบัติแผ่นดินไหว (Seismic Hazard Analysis, SHA).....	8
2.2.2 ตัวแปรที่เกี่ยวกับการเคลื่อนตัวของดิน.....	10
2.3 ผลกระทบต่อแผ่นดินไหวในพื้นที่กรุงเทพมหานคร .....	11

2.4	การประเมินการตอบสนองของโครงสร้างใต้ดินต่อการสั่นสะเทือน.....	16
2.4.1	การตอบสนองของดินต่อการสั่นสะเทือน.....	16
2.4.2	การตอบสนองของโครงสร้างใต้ดินต่อการทรุดตัวของดิน .....	18
2.4.3	การเปรียบเทียบวิธีการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างใต้ดิน.....	28
2.5	การพิจารณากรณีพิเศษสำหรับการวิเคราะห์แรงกระทำแผ่นดินไหว.....	29
2.5.1	ส่วนประกอบของแบบจำลองดิน .....	29
2.5.2	เงื่อนไขการระบายน้ำ .....	35
2.6	งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	36
บทที่ 3	กระบวนการศึกษา.....	47
3.1	ข้อมูลเบื้องต้นของปัญหา.....	47
3.2	การวิเคราะห์ภัยพิบัติแผ่นดินไหวในกรุงเทพมหานคร .....	48
3.3	พารามิเตอร์ของแบบจำลองพฤติกรรมชั้นดินกรุงเทพ.....	56
3.4	ข้อมูลของโครงสร้างอุโมงค์และวงผนังอุโมงค์.....	60
3.5	การสร้างแบบจำลองที่ใช้วิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis 2D .....	60
3.5.1	พารามิเตอร์ค่าสัมประสิทธิ์ความหน่วงของแบบจำลอง (Damping coefficient) .....	61
3.5.2	เงื่อนไขขอบเขตของแบบจำลอง (Boundary condition).....	62
3.5.3	ขั้นตอนการจำลองผลตอบสนองอุโมงค์ภายใต้แผ่นดินไหวด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 63	
บทที่ 4	ผลการดำเนินงานและการอภิปรายผล .....	65
4.1	การตอบสนองของชั้นดินเนื่องจากแผ่นดินไหว (Ground response analysis) .....	65
4.1.1	อัตราเร่งสูงสุด .....	65
4.1.2	การกระจัดสูงสุด .....	77
4.2	ปฏิสัมพันธ์การตอบสนองระหว่างดินกับอุโมงค์เนื่องจากแผ่นดินไหว (Soil – Tunnel interaction) .....	83
4.2.1	การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลอง (Model verification).....	84



4.2.2 การวิเคราะห์ผลตอบสนองของอุโมงค์หน้าตัดภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทิศตามแนวขวาง 88	
4.3 จุดเด่นและข้อจำกัดของแบบจำลอง.....	114
4.3.1 กระบวนการจำลองแบบจำลอง.....	114
4.3.2 การพิจารณาข้อต่อและรอยต่อของวงผนังอุโมงค์.....	115
4.3.3 ตำแหน่งที่ใส่คลื่นแผ่นดินไหวในแบบจำลอง.....	115
4.3.4 ข้อจำกัดของแบบจำลอง 2 มิติ.....	116
4.3.5 ข้อจำกัดของวิธี Analytical solution.....	116
4.3.6 คุณสมบัติของดิน ณ พื้นที่ศึกษาที่กำหนดในแบบจำลอง.....	117
4.3.7 คุณสมบัติของอุโมงค์หน้าตัดวงกลมที่กำหนดในแบบจำลอง.....	117
บทที่ 5 สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ.....	118
5.1 สรุปผลการตอบสนองของชั้นดินเนื่องจากแผ่นดินไหว (Ground response).....	118
5.2 สรุปผลปฏิสัมพันธ์การตอบสนองระหว่างดินกับอุโมงค์เนื่องจากแผ่นดินไหว (Soil – Tunnel interaction).....	119
5.3 ประโยชน์และการนำไปใช้.....	120
5.4 ข้อเสนอแนะและแนวทางการศึกษาต่อในอนาคต.....	120
ภาคผนวก ก.....	122
บรรณานุกรม.....	146
ประวัติผู้เขียน.....	153

## สารบัญตาราง

	หน้า
ตารางที่ 1.1 แผนการดำเนินงาน.....	4
ตารางที่ 3.1 การประเมินภัยพิบัติแผ่นดินไหวด้วยวิธีความน่าจะเป็น (PSHA) สำหรับ 10 จังหวัดหลัก ในประเทศไทยแสดงถึงความรุนแรงที่ต่างกันของความน่าจะเป็นต่างๆที่เกิดภายในรอบ 50 ปี (Pailoplee & Charusiri, 2016).....	50
ตารางที่ 3.2 ชนิดแบบจำลองและการระบายน้ำของดินแต่ละชั้น .....	59
ตารางที่ 3.3 พารามิเตอร์ของแบบจำลองดินฮาร์ดเดนนิ่ง (HS) (Likitlersuang, Surarak, et al., 2013).....	59
ตารางที่ 3.4 พารามิเตอร์ของอุโมงค์ .....	60
ตารางที่ 3.5 สัมประสิทธิ์ Rayleigh สำหรับดินด้วยโปรแกรม Plaxis ที่อัตราความหน่วงดินต่างๆ ...	62
ตารางที่ 4.1 อัตราเร่งสูงสุดภายใต้การตอบสนองแผ่นดินไหวเหตุการณ์ต่างๆ ที่อัตราความหน่วงดิน 5%.....	72
ตารางที่ 4.2 อัตราเร่งสูงสุดภายใต้การตอบสนองแผ่นดินไหวเหตุการณ์ต่างๆ ที่อัตราความหน่วงดิน 1%.....	72
ตารางที่ 4.3 การกระจัดของดิน ณ ตำแหน่งความลึกอุโมงค์ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหวทิศทางต่างๆ .....	83
ตารางที่ 4.4 ผลลัพธ์แรงภายในของอุโมงค์ระหว่างวิธีสมการรูปปิดกับวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ภายใต้ เหตุการณ์แผ่นดินไหว MSAA ที่อัตราความหน่วงของดิน 1% เมื่อกำหนดชั้นดินเป็น Homogenous soil .....	85
ตารางที่ 4.5 ผลลัพธ์แรงภายในของอุโมงค์ระหว่างวิธีสมการรูปปิดกับวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ที่อัตรา ความหน่วงของดิน 5%.....	86
ตารางที่ 4.6 ผลลัพธ์แรงภายในของอุโมงค์ระหว่างวิธีสมการรูปปิดกับวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ที่อัตรา ความหน่วงของดิน 1%.....	86

ตารางที่ 4.7 แรงตามแนวแกน แรงเฉือน และโมเมนต์บิดสูงสุดบนวงผนังอุโมงค์เมื่อรับแรงกระทำ แผ่นดินไหวที่เหตุการณ์แผ่นดินไหวทิศทางต่างๆ .....	91
ตารางที่ 4.8 แรงตามแนวแกน แรงเฉือน และโมเมนต์บิดที่เปลี่ยนแปลงสูงสุดบนวงผนังอุโมงค์หลังรับ แรงกระทำแผ่นดินไหวที่เหตุการณ์แผ่นดินไหวทิศทางต่างๆ .....	92
ตารางที่ 4.9 ตำแหน่งต่างๆบนวงผนังอุโมงค์ที่ให้แรงภายในและโมเมนต์สูงสุด .....	100
ตารางที่ 4.10 Factor of safety จากความเค้นอัดที่เกิดบนอุโมงค์เทียบกับกำลังรับแรงอัดของ คอนกรีต.....	103
ตารางที่ 4.11 ผลการทดสอบการรับน้ำหนักจริงของวงผนังอุโมงค์ (ค่า Flexural Test) (MRTA) ..	104
ตารางที่ 4.12 Factor of safety จากโมเมนต์บิดที่เกิดบนอุโมงค์เทียบกับการทดสอบกำลังรับแรงดัด ของอุโมงค์.....	105
ตารางที่ 4.13 การกระจัดของดินทั้งแนวราบและแนวตั้งภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ช่วงเวลาต่างๆ .....	108
ตารางที่ 4.14 การกระจัดของหน้าตัดอุโมงค์ทั้งแนวราบและแนวตั้งภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว <i>Chi- Chi (1999) ที่ช่วงเวลาต่างๆ.....</i>	110
ตารางที่ 4.15 การกระจัดของหน้าตัดอุโมงค์ทั้งแนวราบและแนวตั้งภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว <i>Loma Prieta (1989) ที่ช่วงเวลาต่างๆ.....</i>	111
ตารางที่ 4.16 การกระจัดของหน้าตัดอุโมงค์ทั้งแนวราบและแนวตั้งภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว MSAA (2011) ที่ช่วงเวลาต่างๆ.....	112
ตารางที่ 4.17 การกระจัดของหน้าตัดอุโมงค์ทั้งแนวราบและแนวตั้งภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Northridge (1994) ที่ช่วงเวลาต่างๆ .....	113

## สารบัญรูป

หน้า

รูปที่ 1.1 แผนที่ภูมิภาคอาเซียนแผ่นดินไหวแสดงรอยเลื่อนแผ่นดินไหว (Pailoplee et al., 2009)..2	
รูปที่ 1.2 แผนที่ทางเดินอุโมงค์และท่อส่งน้ำของการประปานครหลวง (MWA, 2014).....3	
รูปที่ 2.1 ขั้นตอนการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างใต้ดินภายใต้แผ่นดินไหว ดัดแปลงจาก (Hashash et al., 2001).....7	
รูปที่ 2.2 ตัวแปรสำคัญที่จำเป็นสำหรับการประเมินภัยพิบัติแผ่นดินไหว (ดัดแปลงจาก Kramer, 1996).....8	
รูปที่ 2.3 กราฟภัยพิบัติแผ่นดินไหว (seismic hazard curve) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความน่าจะเป็นและแรงสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวประเมินที่บางจังหวัดของประเทศไทย (Pailoplee & Charusiri, 2016).....12	
รูปที่ 2.4 แผนที่ความน่าจะเป็นของภัยพิบัติแผ่นดินไหวในประเทศไทยที่แสดงค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบ (a) โอกาสที่จะเกิดขึ้น 10% ในเวลา 50 ปี (b) โอกาสที่จะเกิดขึ้น 2% ในเวลา 50 ปี (Palasri & Ruangrassamee 2011) .....13	
รูปที่ 2.5 ลักษณะชั้นดินและความเร็วคลื่นเฉือนของกรุงเทพมหานครเปรียบเทียบกับเมืองแม็กซิโก (Warnitchai et al., 2000).....15	
รูปที่ 2.6 การแพร่กระจายและการสะท้อนของคลื่นในชั้นดิน (Adam et al., 2016) .....15	
รูปที่ 2.7 รูปแบบการเสียรูปของอุโมงค์แบบ compression – extension ภายใต้ ก) คลื่นแผ่นดินไหวทิศทางขนานกับแกนยาวของอุโมงค์ ข) คลื่นแผ่นดินไหวทิศทางตั้งฉากกับแกนยาวของอุโมงค์ (Owen and Scholl, 1981) .....17	
รูปที่ 2.8 รูปแบบการเสียรูปของอุโมงค์แบบ Longitudinal bending (Owen and Scholl, 1981) .....17	
รูปที่ 2.9 รูปแบบการเสียรูปของอุโมงค์แบบ Ovaling (Owen and Scholl, 1981).....18	
รูปที่ 2.10 การบิดรูปเนื่องจากแรงเฉือนสำหรับอุโมงค์หน้าตัดวงกลมในสภาพสนามอิสระของดินที่มีรูและดินที่ไม่มีรู (Wang, 1993) .....21	

รูปที่ 2.11 สัญลักษณ์เครื่องหมายและทิศทางขององค์ประกอบของแรงภายในสำหรับวงผนังอุโมงค์  
หน้าตัดวงกลม .....25

รูปที่ 2.12 การกระจายค่าของการกระจัดสูงสุดในโครงสร้างตัดและปิด (Matsuda et al., 1996)...26

รูปที่ 2.13 การเสียรูปของโครงสร้างตัดและปิด องค์ประกอบสี่เหลี่ยมแสดงถึงบริเวณที่มีพฤติกรรม  
พลาสติก (Sweet, 1997).....27

รูปที่ 2.14 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของแบบจำลอง Mohr – Coulomb  
(Plaxis, 2015) .....30

รูปที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของไฮเพอร์โบลิกในการทดสอบสามแกน  
แบบระบายน้ำ (Schanz et al., 1999).....33

รูปที่ 2.16 เส้นโค้งการเสื่อมถอยของโมดูลัสความแข็งของการก่อสร้างธรณีเทคนิคกับความเครียด  
เฉือนที่อัตราส่วนต่างๆและความแม่นยำของวิธีการตรวจวัด (Atkinson and Salfors, 1991) (Mair,  
1993).....34

รูปที่ 2.17 เปรียบเทียบแรงผลักภายในและโมเมนต์บิดจากการวิเคราะห์ระหว่างวิธีผลเฉลยรูปปิดของ  
Wang (1993), Penzien (2000), (Bobet, 2003) และ วิธีพลศาสตร์โดยโปรแกรมวิเคราะห์เชิง  
ตัวเลข (FLAC) (Akhlaghi & Nikkar, 2014).....37

รูปที่ 2.18 แบบจำลองข้อต่อของวงผนังอุโมงค์ (Do et al., 2014) .....38

รูปที่ 2.19 ผลลัพธ์ค่าโมเมนต์การตัดและแรงดันภายในของวงผนังอุโมงค์เปรียบเทียบระหว่างการ  
วิเคราะห์แบบ pseudo – static และ full dynamic ในกรณีคลื่นแผ่นดินไหวที่แรงที่สุด (Do et al.,  
2014).....38

รูปที่ 2.20 แบบจำลองจากโปรแกรม Plaxis 2 – plane strain model to study tunnel  
response under earthquake motion (Adam et al., 2016).....39

รูปที่ 2.21 แรงภายในตามแนวแกนและโมเมนต์บิดของวงผนังอุโมงค์ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว  
Loma Prieta, Imperial, Northridge และแรงกระทำจากการเคลื่อนที่ของรถไฟ (Adam et al.,  
2016).....40

รูปที่ 2.22 การกระจัดที่ตำแหน่งต่างๆทั้งอุโมงค์และผิวดิน ณ เวลาต่างๆ ระหว่างเกิดแผ่นดินไหว (ก)  
การกระจัดทิศทางแนวราบ (ข) การกระจัดทิศทางแนวตั้ง (Singh et al., 2017).....41

รูปที่ 2.23 แรงภายในสูงสุดของวงผนังอุโมงค์ภายใต้แรงแผ่นดินไหวแนวราบและแนวตั้ง (Singh et al., 2017).....	41
รูปที่ 2.24 แรงภายในสูงสุดของวงผนังอุโมงค์ต่อผลกระทบจากอัตราส่วนการหน่วง(%) ต่างๆของดินภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว (Singh et al., 2017).....	42
รูปที่ 2.25 การกระจัดตามแนวราบที่ผิวดินตามอิทธิพลของการดูดซับพลังงานที่ขอบเขตของแบบจำลอง ณ เวลาต่างๆระหว่างเกิดแผ่นดินไหว (Singh et al., 2017) .....	42
รูปที่ 2.26 แรงภายในสูงสุดต่อวงผนังของวงผนังอุโมงค์ด้วยวิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Wang, 2015).....	43
รูปที่ 2.27 การเปรียบเทียบแรงภายในสูงสุดของวงผนังอุโมงค์ ระหว่างวิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลขและผลเฉลยรูปแบบปิด (Wang, 2015).....	44
รูปที่ 2.28 แบบจำลองดินและอุโมงค์วิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Patil et al., 2018).....	44
รูปที่ 2.29 ผลตอบสนองของอุโมงค์วงกลม (D = 6 เมตร) ที่ระยะฝังกลบต่างๆ (a) เงื่อนไขการไหลเต็ม (b) เงื่อนไขการไม่ไหล ที่ขึ้นส่วนต่อเนื่องระหว่างดินและอุโมงค์ (Patil et al., 2018) .....	45
รูปที่ 2.30 แรงภายในวงผนังอุโมงค์ที่ตอบสนองภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหวเปรียบเทียบระหว่างการวิเคราะห์เชิงตัวเลขและผลเฉลยเชิงวิเคราะห์(a) แรงอัดตามแนวแกน (b) โมเมนต์การดัด (Patil et al., 2018).....	46
รูปที่ 3.1 ตำแหน่งของอุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวงในพื้นที่กรุงเทพมหานคร ดัดแปลงจาก (MWA, 2014).....	48
รูปที่ 3.2 แผ่นที่ PSHA ของประเทศไทยแสดงการกระจายของ PGA ด้วย (ก) โอกาสเกิน 2% ในรอบ 50 ปี (POE 2%) (ข) โอกาสเกิน 10% ในรอบ 50 ปี (POE 2%) (Pailoplee & Charusiri, 2016) .	49
รูปที่ 3.3 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์สำหรับจังหวัด กรุงเทพมหานคร (มยผ. 1301/1302-61) .....	50
รูปที่ 3.4 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆ .....	51
รูปที่ 3.5 อัตราเร่งตามประวัติเวลาของแผ่นดินไหว Chi-Chi (1999).....	52
รูปที่ 3.6 อัตราเร่งตามประวัติเวลาของแผ่นดินไหว Loma Prieta (1989).....	53
รูปที่ 3.7 อัตราเร่งตามประวัติเวลาของแผ่นดินไหว Northridge (1994) .....	54
รูปที่ 3.8 อัตราเร่งตามประวัติเวลาของแผ่นดินไหว MSAA (2011).....	55

รูปที่ 3.9 ตำแหน่งของพารามิเตอร์ชั้นดินที่เป็นข้อมูลนำเข้าในโปรแกรมและตำแหน่งอุโมงค์ที่วิเคราะห์ ดัดแปลงจาก (โครงการปรับปรุงกิจการประปาแผนหลักครั้งที่ 9, 2021) .....	56
รูปที่ 3.10 ข้อมูลหลุมเจาะ ณ พื้นที่ที่ตั้งของส่วนของอุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวง .....	58
รูปที่ 3.11 รายละเอียด drawing ของหน้าตัดอุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวง (MWA, 2009) .....	60
รูปที่ 3.12 แบบจำลองในโปรแกรม Plaxis 2D ที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	63
รูปที่ 3.13 แผนผังแสดงลำดับขั้นตอนการวิเคราะห์ในโปรแกรม Plaxis 2D .....	64
รูปที่ 4.1 การขยายอัตราเร่งสูงสุดของชั้นดินเนื่องจากแผ่นดินไหว Chi-Chi ปี ค.ศ.1999 ทิศแนวราบ (ก) ตะวันออก – ตะวันตก (ข) เหนือ – ใต้ และ (ค) ทิศแนวตั้ง.....	66
รูปที่ 4.2 การขยายอัตราเร่งสูงสุดของชั้นดินเนื่องจากแผ่นดินไหว Loma Prieta ปี ค.ศ.1989 ทิศแนวราบ (ก) ตะวันออก – ตะวันตก (ข) เหนือ – ใต้ และ (ค) ทิศแนวตั้ง .....	67
รูปที่ 4.3 การขยายอัตราเร่งสูงสุดของชั้นดินเนื่องจากแผ่นดินไหว Northridge ปี ค.ศ.1994 ทิศแนวราบ (ก) ตะวันออก – ตะวันตก (ข) เหนือ – ใต้ และ (ค) ทิศแนวตั้ง .....	68
รูปที่ 4.4 การขยายอัตราเร่งสูงสุดของชั้นดินเนื่องจากแผ่นดินไหวแม่สาย (MSAA) ปี ค.ศ.2011 ทิศแนวราบ (ก) ตะวันออก – ตะวันตก (ข) เหนือ – ใต้ และ (ค) ทิศแนวตั้ง .....	69
รูปที่ 4.5 อัตราเร่งที่ประวัติเวลา ณ ตำแหน่งความลึกอุโมงค์ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Chi-Chi (1999) (ก) ทิศตะวันออก – ตะวันตก (ข) ทิศเหนือ - ใต้ (ค) ทิศแนวตั้ง.....	73
รูปที่ 4.6 อัตราเร่งที่ประวัติเวลา ณ ตำแหน่งความลึกอุโมงค์ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Loma Prieta (1989) (ก) ทิศตะวันออก – ตะวันตก (ข) ทิศเหนือ - ใต้ (ค) ทิศแนวตั้ง.....	74
รูปที่ 4.7 อัตราเร่งที่ประวัติเวลา ณ ตำแหน่งความลึกอุโมงค์ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Northridge (1994) (ก) ทิศตะวันออก – ตะวันตก (ข) ทิศเหนือ - ใต้ (ค) ทิศแนวตั้ง .....	75
รูปที่ 4.8 อัตราเร่งที่ประวัติเวลา ณ ตำแหน่งความลึกอุโมงค์ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว MSAA (2011) (ก) ทิศตะวันออก – ตะวันตก (ข) ทิศเหนือ - ใต้ (ค) ทิศแนวตั้ง.....	76
รูปที่ 4.9 การกระจัดของดิน ณ ตำแหน่งความลึกอุโมงค์ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Chi-Chi (1999) (ก) ทิศตะวันออก – ตะวันตก (ข) ทิศเหนือ - ใต้ (ค) ทิศแนวตั้ง (ง) เปรียบเทียบทุกทิศทางที่ความลึก -17.64 เมตร.....	78

รูปที่ 4.10 การกระจัดของดิน ณ ตำแหน่งความลึกอุโมงค์ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Loma Prieta (1989) (ก) ทิศตะวันออก - ตะวันตก (ข) ทิศเหนือ - ใต้ (ค) ทิศแนวตั้ง (ง) เปรียบเทียบทุกทิศทางที่ความลึก -17.64 เมตร.....	80
รูปที่ 4.11 การกระจัดของดิน ณ ตำแหน่งความลึกอุโมงค์ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Northridge (1994) (ก) ทิศตะวันออก - ตะวันตก (ข) ทิศเหนือ - ใต้ (ค) ทิศแนวตั้ง (ง) เปรียบเทียบทุกทิศทางที่ความลึก -17.64 เมตร.....	81
รูปที่ 4.12 การกระจัดของดิน ณ ตำแหน่งความลึกอุโมงค์ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว MSA (2011) (ก) ทิศตะวันออก - ตะวันตก (ข) ทิศเหนือ - ใต้ (ค) ทิศแนวตั้ง (ง) เปรียบเทียบทุกทิศทางที่ความลึก -17.64 เมตร.....	82
รูปที่ 4.13 ผลลัพธ์แรงภายในของอุโมงค์ระหว่างวิธีสมการรูปปิดกับวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ที่อัตราความหน่วงของดิน 5% (ก) แรงเฉือน (ข) โมเมนต์บิด .....	87
รูปที่ 4.14 ผลลัพธ์แรงภายในของอุโมงค์ระหว่างวิธีสมการรูปปิดกับวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ที่อัตราความหน่วงของดิน 1% (ก) แรงเฉือน (ข) โมเมนต์บิด .....	88
รูปที่ 4.15 แรงภายในบนอุโมงค์ที่เปลี่ยนไปหลังรับได้รับแผ่นดินไหว Chi-Chi (1999) ที่ช่วงเวลาต่างๆ (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด.....	94
รูปที่ 4.16 แรงภายในบนอุโมงค์ที่เปลี่ยนไปหลังรับได้รับแผ่นดินไหว Northridge (1994) ที่ช่วงเวลาต่างๆ (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด.....	95
รูปที่ 4.17 แรงภายในบนอุโมงค์ที่เปลี่ยนไปหลังรับได้รับแผ่นดินไหว MSA (2011) ที่ช่วงเวลาต่างๆ (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด.....	97
รูปที่ 4.18 แรงภายในบนอุโมงค์ที่เปลี่ยนไปหลังรับได้รับแผ่นดินไหว Loma Prieta (1989) ที่ช่วงเวลาต่างๆ (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด .....	98
รูปที่ 4.19 ตำแหน่งบนวงผนังอุโมงค์ที่ให้ค่าแรงภายในสูงสุดก่อนและระหว่างได้รับแรงกระทำแผ่นดินไหว .....	100
รูปที่ 4.20 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่น MSA ทิศตะวันออก - ตะวันตกที่อัตราความหน่วงของดิน 5% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด.....	101



รูปที่ 4.21 การทรุดตัวของโครงร่างตาข่ายจำลอง (Deformed mesh) ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Chi-Chi (1999) ทิศการกระจัดคลื่นแนวตั้งที่อัตราความหน่วงดิน 1%.....106

รูปที่ 4.22 การกระจัดที่ตำแหน่งที่สนใจบนหน้าตัดอุโมงค์ภายใต้การสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว Chi-Chi (1999) ทิศคลื่นตะวันออก - ตะวันตก อัตราความหน่วงของดิน 5% (ก) การกระจัดแนวราบ (ข) การกระจัดแนวตั้ง ..... 114

รูปที่ ก.1 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นChi-Chi ทิศตะวันออก - ตะวันตกที่อัตราความหน่วงของดิน 5% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด..... 122

รูปที่ ก.2 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นChi-Chi ทิศตะวันออก - ตะวันตกที่อัตราความหน่วงของดิน 1% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด..... 123

รูปที่ ก.3 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นChi-Chi ทิศเหนือ - ใต้ที่อัตราความหน่วงของดิน 5% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด..... 124

รูปที่ ก.4 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นChi-Chi ทิศเหนือ - ใต้ที่อัตราความหน่วงของดิน 1% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด..... 125

รูปที่ ก.5 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นChi-Chi ทิศแนวตั้งที่อัตราความหน่วงของดิน 5% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด ..... 126

รูปที่ ก.6 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นChi-Chi ทิศแนวตั้งที่อัตราความหน่วงของดิน 1% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด ..... 127

รูปที่ ก.7 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นLoma Prieta ทิศตะวันออก - ตะวันตกที่อัตราความหน่วงของดิน 5% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด ..... 128

รูปที่ ก.8 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นLoma Prieta ทิศตะวันออก - ตะวันตกที่อัตราความหน่วงของดิน 1% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด ..... 129



รูปที่ ก.19 แรงแยกภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นMSAA ทิศ  
ตะวันออก-ตะวันตกที่อัตราความหน่วงของดิน 5% (ก) แรงแตามแนวแกน (ข) แรงแฉีก (ค) โมเมนต์  
บิด.....140

รูปที่ ก.20 แรงแยกภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นMSAA ทิศ  
ตะวันออก-ตะวันตกที่อัตราความหน่วงของดิน 1% (ก) แรงแตามแนวแกน (ข) แรงแฉีก (ค) โมเมนต์  
บิด.....141

รูปที่ ก.21 แรงแยกภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นMSAA ทิศ  
เหนือ-ใต้ที่อัตราความหน่วงของดิน 5% (ก) แรงแตามแนวแกน (ข) แรงแฉีก (ค) โมเมนต์บิด .....142

รูปที่ ก.22 แรงแยกภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นMSAA ทิศ  
เหนือ-ใต้ที่อัตราความหน่วงของดิน 1% (ก) แรงแตามแนวแกน (ข) แรงแฉีก (ค) โมเมนต์บิด .....143

รูปที่ ก.23 แรงแยกภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นMSAA ทิศ  
แนวตั้งที่อัตราความหน่วงของดิน 5% (ก) แรงแตามแนวแกน (ข) แรงแฉีก (ค) โมเมนต์บิด .....144

รูปที่ ก.24 แรงแยกภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นMSAA ทิศ  
แนวตั้งที่อัตราความหน่วงของดิน 1% (ก) แรงแตามแนวแกน (ข) แรงแฉีก (ค) โมเมนต์บิด .....145

# บทที่ 1

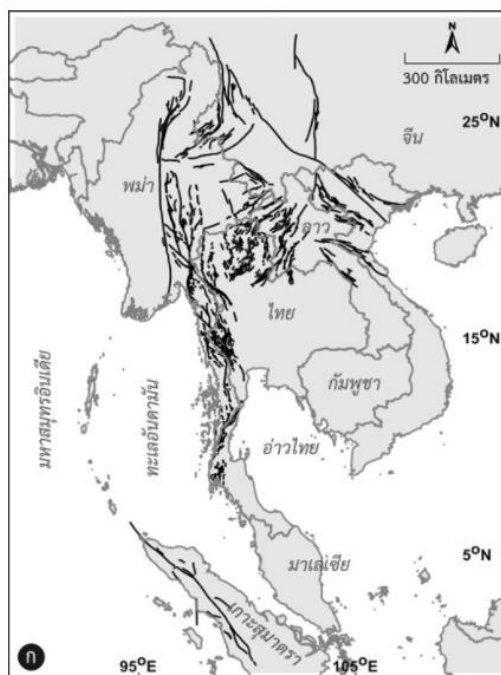
## บทนำ

### 1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหา

ภัยพิบัติแผ่นดินไหวในประเทศไทยมีปรากฏให้เห็นอยู่บ่อยครั้งตั้งแต่สมัยอดีตถึงปัจจุบัน เนื่องจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวทั้งในประเทศไทยและพื้นที่ข้างเคียงกระจายตัวตั้งแต่ภาคเหนือตลอดจนด้านตะวันตกไปจนถึงภาคใต้จำนวน 55 รอยเลื่อน (Pailoplee et al., 2009) ดังรูปที่ 1.1 ซึ่งรอยเลื่อนมีพลังนี้เป็นสาเหตุของการเกิดแผ่นดินไหวที่มีระดับความรุนแรงตั้งแต่ที่ไม่ทำให้รับรู้แรงสั่นสะเทือนไปจนถึงทำให้เกิดความเสียหายได้ และในบางครั้งผู้คนที่อาศัยอยู่บนอาคารสูงในกรุงเทพมหานครสามารถรับรู้ได้ถึงแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว นั้นแสดงให้เห็นว่าพลังงานของคลื่นแผ่นดินไหวสามารถส่งถึงกรุงเทพมหานครได้ แม้มีระยะทางที่ห่างไกลจากแหล่งกำเนิด

ในอดีตที่ผ่านมามีตัวอย่างเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สำคัญที่แสดงให้เห็นถึงผลกระทบความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่อยู่ห่างไกลต่อพื้นที่ชุมชน ตัวอย่างเช่น เหตุการณ์แผ่นดินไหวครั้งใหญ่ Michoacan ปี 1985 ซึ่งทำลายโครงสร้างและชีวิตผู้คนในเมืองแม็กซิโกไปเป็นจำนวนมาก แม้ว่าแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวจะอยู่ห่างจากเมืองเป็นระยะประมาณ 350 กิโลเมตร Warnitchai et al. (2000) พบว่าความเสี่ยงของแผ่นดินไหวในกรุงเทพมหานครมีพฤติกรรมการเคลื่อนที่ของดินที่คล้ายคลึงกับเหตุการณ์ในเมืองแม็กซิโก เนื่องจากชั้นดินของกรุงเทพมหานครและเมืองแม็กซิโกประกอบไปด้วยชั้นดินเหนียวอ่อนหนา โดยชั้นดินประเภทนี้สามารถที่จะขยายคลื่นแผ่นดินไหวได้ถึง 3 ถึง 4 เท่า

สำหรับกรุงเทพมหานครซึ่งเป็นพื้นที่ชุมชนและศูนย์รวมเศรษฐกิจ มีสภาพธรณีวิทยาของพื้นที่เป็นชั้นดินเหนียวอ่อน มีความหนาประมาณ 15 – 20 เมตร (Surarak et al., 2012) สภาพดังกล่าวจึงส่งผลต่อการเปลี่ยนแปลงลักษณะของคลื่นแผ่นดินไหวจากระยะไกลได้ ซึ่งในด้านกฎหมายการออกแบบโครงสร้างด้านทานแผ่นดินไหว ตามกฎกระทรวงมหาดไทย พ.ศ. 2564 และในมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างด้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1301/1302-61) มีเพียงข้อกำหนดการออกแบบโครงสร้างบนผิวดิน อย่างเช่น อาคาร อย่างไรก็ตามในส่วนของการออกแบบโครงสร้างใต้ดินเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวโดยเฉพาะอย่างยิ่งอุโมงค์ยังไม่มีหลักเกณฑ์การออกแบบและคำนวณโครงสร้าง ขณะที่ในกรุงเทพมหานครเริ่มมีการก่อสร้างอุโมงค์ในหลายภาคส่วน ทั้งเพื่อการคมนาคมและการประปา



รูปที่ 1.1 แผนที่ภูมิภาคอาเซียนแผ่นดินไหวใหญ่แสดงรอยเลื่อนแผ่นดินไหว (Pailoplee et al., 2009)

ความเสียหายของโครงสร้างใต้ดินเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวถูกนำไปวิเคราะห์ในหลายงานวิจัยของต่างประเทศโดยเฉพาะอย่างยิ่งประเทศที่มีความเสี่ยงต่อการเกิดแผ่นดินไหวรุนแรงสูง ตัวอย่างเช่น ประเทศญี่ปุ่นได้กำหนดมาตรฐานในการออกแบบแผ่นดินไหวสำหรับโครงสร้างใต้ดิน (JSCE, 1996) สำหรับการพังทลายของอุโมงค์มีสาเหตุจากการสั่นของดินโดยรอบโครงสร้าง ตามที่แสดงให้เห็นในเหตุการณ์แผ่นดินไหวรุนแรงต่างๆ ดังเช่น แผ่นดินไหว Kobe ปี 1995 ประเทศญี่ปุ่น, แผ่นดินไหว Chi - Chi ปี 1999 ประเทศไต้หวัน และแผ่นดินไหว Niigata ปี 2004 ประเทศญี่ปุ่น (Kaneshiro et al., 2000) ซึ่งเหตุการณ์เหล่านี้ทำให้อุโมงค์และโครงสร้างใต้ดินมากมายพังทลายอย่างรุนแรง จากผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่าสาเหตุของการพังทลายในโครงสร้างใต้ดินแตกต่างกันอย่างสิ้นเชิงกับโครงสร้างบนผิวดิน ดังนั้นจึงจำเป็นต้องอย่างมากในการออกแบบอุโมงค์เพื่อดำเนินงานต่อแรงกระทำแผ่นดินไหว เพื่อป้องกันความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นในอนาคต

สำหรับการศึกษาวิจัยครั้งนี้จึงมุ่งเน้นการวิเคราะห์ผลกระทบคลื่นแผ่นดินไหวต่ออุโมงค์ โดยจะพิจารณาคลิ้งจำลองจากทั้ง 3 ทิศทางได้แก่ เหนือ-ใต้, ตะวันออก-ตะวันตก และทิศตามแนวตั้งขึ้น-ลง ซึ่งเคลื่อนที่ในทิศแนวขวางกับทิศทางการวางอุโมงค์ โดยวิเคราะห์ผลการทรุดตัวของดิน และปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินที่กระทำกับอุโมงค์ภายใต้แรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีพลศาสตร์โดยจำลองชั้นดินและโครงสร้าง วิเคราะห์เชิงตัวเลขด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ โดยใช้โปรแกรม Plaxis 2D พิจารณาการเสียรูปของอุโมงค์หน้าตัดวงกลมด้วยข้อมูลและพารามิเตอร์ของชั้นดินกรุงเทพและข้อมูลอุโมงค์

ผลลัพธ์ที่ได้ทั้งแรงภายในและโมเมนต์การบิดของวงผนังอุโมงค์ (lining) ถูกเปรียบเทียบกับผลการคำนวณด้วยผลเฉลยรูปแบบปิดของ Wang (1993) และ Penzien (2000) อุโมงค์ที่พิจารณาคืออุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวงในกรุงเทพมหานคร ซึ่งเป็นอุโมงค์ที่มีความสำคัญในการส่งน้ำให้กรุงเทพมหานคร, สมุทรปราการ และนนทบุรี ดังรูปที่ 1.2 (MWA, 2014) ซึ่งหากอุโมงค์นี้เสียหายเนื่องจากแผ่นดินไหว อาจส่งผลให้เกิดความสูญเสียทางเศรษฐกิจอย่างรุนแรง โดยเฉพาะอย่างยิ่งในแง่ของเวลาที่ต้องใช้ในการซ่อมแซม นอกจากนี้การบำบัดน้ำส่วนเกินในกรณีอุโมงค์พังหลังเกิดเหตุแผ่นดินไหวเป็นเรื่องยากในการจัดการ เพื่อลดโอกาสเกิดความสูญเสียเหล่านี้และผลกระทบที่อาจตามมา การเข้าใจการตอบสนองของโครงสร้างภายใต้แรงสั่นสะเทือนรุนแรงจึงเป็นเรื่องสำคัญ



รูปที่ 1.2 แผนที่ทางเดินอุโมงค์และท่อส่งน้ำของการประปานครหลวง (MWA, 2014)

## 1.2 วัตถุประสงค์

- 1.2.1 เพื่อศึกษาปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้างอุโมงค์ ภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหวทิศทางขวางกับอุโมงค์ทั้งด้วยวิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลขและผลเฉลยรูปแบบปิด
- 1.2.2 เพื่อเสนอแบบจำลองโครงสร้างอุโมงค์วงกลมรับแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ 2 มิติ
- 1.2.3 เพื่อทำนายผลกระทบของอุโมงค์ใต้ดินที่อาจได้รับการสั่นสะเทือนของดินขนาดรุนแรงในอนาคต

### 1.3 ขอบเขตการศึกษา

- 1.3.1 ใช้การจำลองพฤติกรรมดินและปฏิกิริยาต่อโครงสร้างอุโมงค์แบบไฟไนต์อีลิเมนต์ 2 มิติด้วยโปรแกรม Plaxis 2D
- 1.3.2 ใช้ข้อมูลอุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวงในพื้นที่กรุงเทพฯ เป็นแบบจำลองปัญหาและเป็นกรณีศึกษา
- 1.3.3 วิเคราะห์แรงกระทำจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆ ที่อาจจะเกิดขึ้นและสามารถรับรู้ถึงการสั่นสะเทือนได้ที่กรุงเทพมหานคร
- 1.3.4 เปรียบเทียบแรงภายในที่เกิดขึ้นบนผนังอุโมงค์ (lining) ภายใต้แรงสั่นสะเทือนจากโปรแกรมไฟไนต์อีลิเมนต์ และผลเฉลยรูปแบบปิดของ Wang (1993) และ Penzien (2000)

### 1.4 ขั้นตอนการดำเนินงาน

- 1.4.1 ศึกษางานวิจัยที่วิเคราะห์อุโมงค์ภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหวที่เคยเกิดขึ้นในอดีต
- 1.4.2 เก็บรวบรวมข้อมูลการวิเคราะห์แผ่นดินไหวในกรุงเทพมหานครที่เคยมีการศึกษาแล้ว
- 1.4.3 เลือกข้อมูลโครงสร้างอุโมงค์ที่วางตัวอยู่บนชั้นดินกรุงเทพฯ และพารามิเตอร์ชั้นดินกรุงเทพฯ ที่เหมาะกับการวิเคราะห์พลศาสตร์แผ่นดินไหว
- 1.4.4 สร้างแบบจำลองปัญหาด้วยวิธีการวิเคราะห์เชิงตัวเลขด้วยโปรแกรม Plaxis 2D
- 1.4.5 วิเคราะห์ผลลัพธ์จากโปรแกรมไฟไนต์อีลิเมนต์และเปรียบเทียบกับผลเฉลยรูปแบบปิด
- 1.4.6 สรุปผลการวิเคราะห์ผลการตอบสนองของอุโมงค์ต่อแผ่นดินไหวในชั้นดินกรุงเทพฯ ด้วยวิธีต่างๆ

### 1.5 แผนการดำเนินงาน

ตารางที่ 1.1 แผนการดำเนินงาน

กิจกรรม	ระยะเวลาในการดำเนินงานกิจกรรม											
	พ.ศ. 2564					พ.ศ. 2565						
	ส.ค.	ก.ย.	ต.ค.	พ.ย.	ธ.ค.	ม.ค.	ก.พ.	มี.ค.	เม.ย.	พ.ค.	มิ.ย.	ก.ค.
ศึกษางานวิจัยอุโมงค์ภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหว	■	■										
รวบรวมการวิเคราะห์แผ่นดินไหวในกรุงเทพมหานคร		■	■									
เลือกข้อมูลอุโมงค์บนชั้นดินกรุงเทพและพารามิเตอร์ ชั้นดินกรุงเทพ			■	■								
สร้างแบบจำลองปัญหาด้วย Plaxis 2D				■	■							
วิเคราะห์ผลลัพธ์จากการวิเคราะห์เชิงตัวเลขและ เปรียบเทียบกับผลเฉลยรูปแบบปิด					■	■	■	■	■			
สรุปผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีต่างๆ									■	■	■	■

## 1.6 ผลที่คาดว่าจะได้รับ

- 1.6.1 ได้ศึกษาถึงความรุนแรงของแผ่นดินไหวในชั้นดินอ่อนกรุงเทพมหานครที่อาจส่งผลให้เกิดความเสียหาย
- 1.6.2 ได้ทำความเข้าใจผลการตอบสนองของโครงสร้างใต้ดินต่อแผ่นดินไหว ซึ่งเป็นเรื่องที่ยังมีการศึกษาน้อยในประเทศไทย
- 1.6.3 ได้วิธีการวิเคราะห์และประเมินถึงความปลอดภัยของอุโมงค์ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว



## บทที่ 2

### ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

#### 2.1 วิธีทางวิศวกรรมเพื่อวิเคราะห์คลื่นแผ่นดินไหว

การพิจารณาออกแบบโครงสร้างใต้ดินต่อแรงกระทำแผ่นดินไหวมีความแตกต่างกันอย่างมากกับการออกแบบโครงสร้างที่ผิวดิน โดยทั่วไปรูปแบบการออกแบบแผ่นดินไหวสำหรับโครงสร้างใต้ดินมีลักษณะเฉพาะในแง่ของการเสีรูปร่าง และความเครียดของโครงสร้างโดยมาจากดินที่ล้อมรอบ ซึ่งเป็นผลมาจากปฏิสัมพันธ์ระหว่างโครงสร้างและดิน ในทางตรงกันข้ามรูปแบบการออกแบบสำหรับโครงสร้างที่ผิวดินจะเป็นการออกแบบแรงเฉื่อยของโครงสร้างที่เกิดจากความเร่งบนผิวดิน ดังนั้นจึงจำเป็นต้องมีขั้นตอนการวิเคราะห์และการออกแบบสำหรับโครงสร้างแผ่นดินไหว Hashash et al. (2001) ศึกษาเหตุการณ์แผ่นดินไหวในอดีตที่กระทำต่อโครงสร้างใต้ดินในหลายประเทศ และสรุปแนวทางการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างใต้ดินต่อแผ่นดินไหวไว้ใน **Error! Reference source not found.** โดยมี 3 ขั้นตอนหลักดังนี้

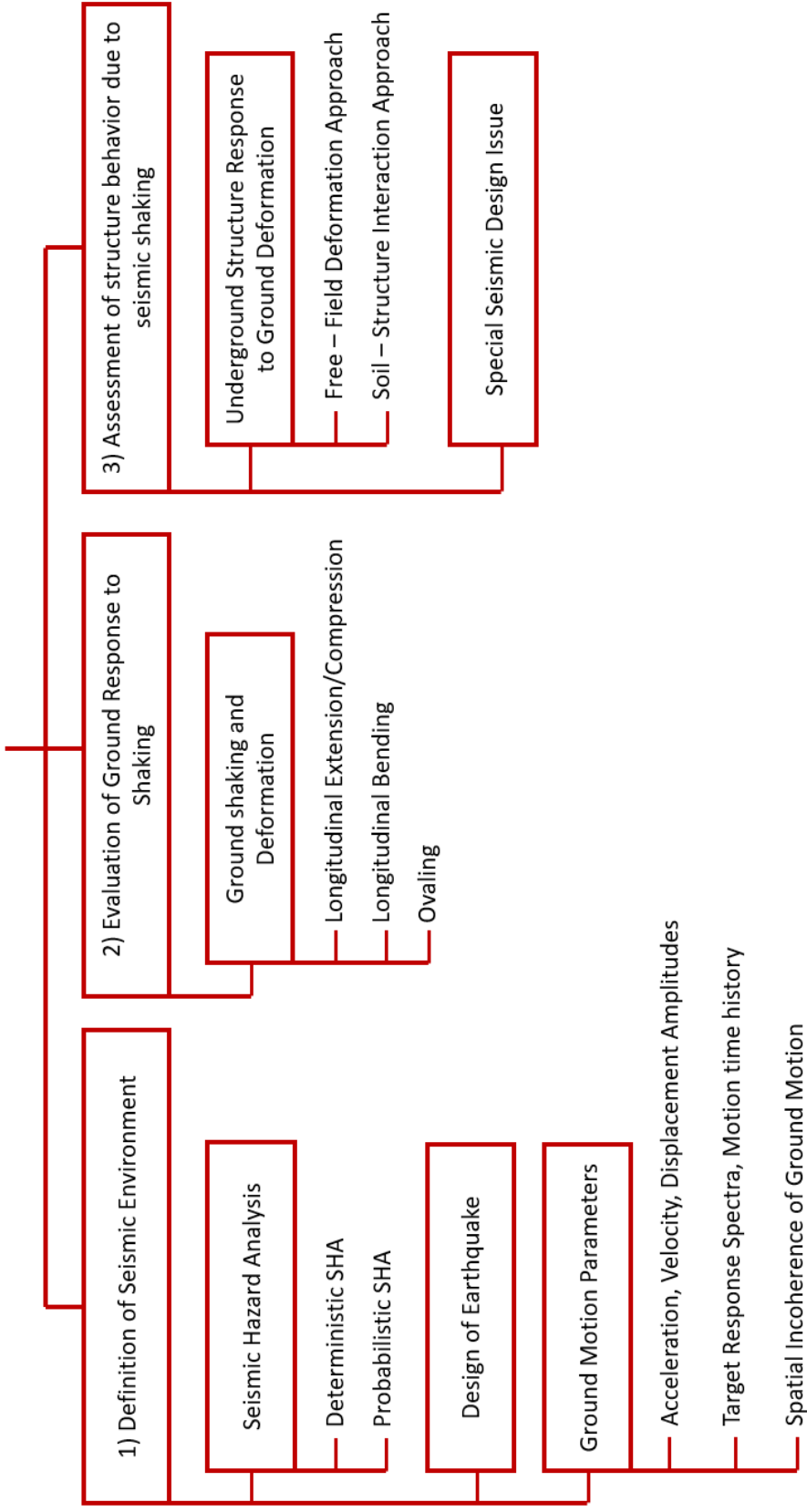
- 1) กำหนดสภาพแวดล้อมของแผ่นดินไหวและพัฒนาตัวแปรแผ่นดินไหวเพื่อการวิเคราะห์
- 2) ประเมินการตอบสนองของดินต่อการสั่น
- 3) ประเมินพฤติกรรมของโครงสร้างจากการสั่นของแผ่นดินไหว รวมทั้ง
  - การตอบสนองของโครงสร้างใต้ดินต่อการทรุดตัวของพื้นดิน
  - ลักษณะพิเศษของโครงสร้างในการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว

โดยรายละเอียดของแต่ละขั้นตอน 1) 2) และ 3) จะนำเสนอรายละเอียดในหัวข้อ 2.2, 2.4 และ 2.5 ตามลำดับ

#### 2.2 การกำหนดของสภาพแวดล้อมและตัวแปรของแผ่นดินไหว

จุดประสงค์ของการออกแบบโครงสร้างใต้ดินด้านทานแรงแผ่นดินไหวเพื่อให้โครงสร้างสามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากคลื่นแผ่นดินไหว ซึ่งมีความเสียหายที่เกิดขึ้นไม่เกินระดับความเสียหายที่กำหนดไว้ล่วงหน้า โดยตัวโครงสร้างจะต้องมีความคงทนอยู่ได้ในระหว่างเหตุการณ์ การวิเคราะห์อันตรายจากแผ่นดินไหวนี้ใช้เพื่อกำหนดระดับความรุนแรงของการสั่นสะเทือนและออกแบบแผ่นดินไหวที่ใช้กับสิ่งก่อสร้างใต้ดิน โดยทั่วไปการออกแบบระดับความรุนแรงของการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวถูกกำหนดโดย ขนาดของAmplitude, การเคลื่อนตัวของพื้นดินที่คาดไว้ และ ความถี่ที่คาดไว้ (Kramer, 1996)

## Underground Structure Seismic Analysis and Design Procedure

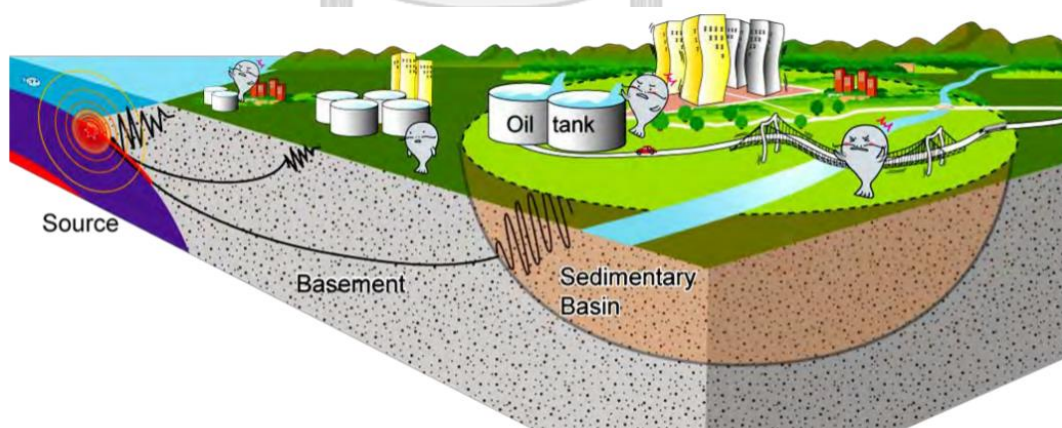


รูปที่ 2.1 ขั้นตอนการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างใต้ดินภายใต้แผ่นดินไหว ดัดแปลงจาก (Hashash et al., 2001)

### 2.2.1 การประเมินภัยพิบัติแผ่นดินไหว (Seismic Hazard Analysis, SHA)

การประเมินภัยพิบัติแผ่นดินไหวเป็นการประเมินระดับอันตรายแผ่นดินไหว โดยประเมินในเชิงปริมาณของระดับแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดขึ้นในแต่ละพื้นที่ซึ่งจะแสดงอยู่ในรูปอัตราเร่งอันเนื่องมาจากแรงโน้มถ่วงของโลก (g) โดยเป็นอัตราเร่งสูงสุดบนพื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) หลักการในการประเมินภัยพิบัติแผ่นดินไหวมี 3 ตัวแปรที่สำคัญ ได้แก่ (รูปที่ 2.2)

- (1) แหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว (earthquake source) โดยพิจารณาทั้งรูปร่างและพฤติกรรมของการเกิดแผ่นดินไหว ซึ่งในการพิจารณาแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวที่อาจส่งผลกระทบต่อพื้นที่ศึกษาใดๆ
- (2) ลักษณะการลดทอนแรงสั่นสะเทือน (attenuation characteristic) ปกติแล้วแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว จะลดทอนลงเมื่อเดินทางออกจากจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหว ผ่านตัวกลางต่างๆ ด้วยระยะทางที่มากขึ้น ซึ่งการลดทอนของแรงสั่นสะเทือนจะลดลงอย่างรวดเร็วหรือช้า ขึ้นกับลักษณะเฉพาะทางธรณีวิทยาใต้ดินของแต่ละพื้นที่
- (3) การตอบสนองต่อแรงสั่นสะเทือนในพื้นที่ (site response) ซึ่งเป็นปัจจัยสำคัญที่ทำให้คลื่นแผ่นดินไหวมีความแปรผันคือ คุณลักษณะต่างๆของดินหรือตะกอนที่ปกคลุมในพื้นที่นั้น



รูปที่ 2.2 ตัวแปรสำคัญที่จำเป็นสำหรับการประเมินภัยพิบัติแผ่นดินไหว (ดัดแปลงจาก Kramer, 1996)

ปัจจุบันแนวคิดในการประเมินภัยพิบัติแผ่นดินไหวมี 2 วิธีโดยนำเข้าสู่ข้อมูลที่คล้ายกันแต่ต่างกันในกระบวนการคิดและวัตถุประสงค์ในการประเมิน ได้แก่

(1) การประเมินภัยพิบัติแผ่นดินไหวด้วยวิธีกำหนดค่า (Deterministic Seismic Hazard Analysis, DSHA)

เป็นแนวคิดการประเมินอันตรายสูงสุดที่สามารถเกิดขึ้นได้ (worst case scenario) โดยพิจารณาจากแผ่นดินไหวใหญ่ที่สุดที่สามารถเกิดขึ้นได้ (Maximum Credible Earthquake, MCE) และระยะใกล้ที่สุดที่สามารถเกิดขึ้นได้ (Shortest source-to-site distance) วิธีการกำหนดค่าเป็นวิธีที่เรียบง่ายสำหรับการประเมินแผ่นดินไหว ณ พื้นที่ โดยผลการประเมินมักจะแสดงระดับแรงสั่นสะเทือนที่สูงมากที่สุด ดังนั้นแนวคิดดังกล่าวนิยมใช้ในการประเมินภัยพิบัติแผ่นดินไหวในพื้นที่สำคัญ เช่น โรงไฟฟ้านิวเคลียร์ เชื้อเพลิง หรืออาคารสูง เป็นต้น อย่างไรก็ตามวิธีนี้ไม่สามารถคาดการณ์ความถี่หรือช่วงเวลาที่将会เกิดแผ่นดินไหวได้ในแต่ละเหตุการณ์

(2) การประเมินภัยพิบัติแผ่นดินไหวด้วยวิธีความน่าจะเป็น (Probabilistic Seismic Hazard Analysis, PSHA)

เป็นการประเมินภัยพิบัติแผ่นดินไหวโดยใช้แนวคิดของโอกาสหรือความน่าจะเป็นที่จะเกิดขึ้นในการวิเคราะห์ผล โดยพิจารณาความน่าจะเป็นที่จะเกิดแผ่นดินไหวในแต่ละขนาดความน่าจะเป็นของระยะทางจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวถึงพื้นที่ศึกษาและความน่าจะเป็นจากความไม่แน่นอนของการลดทอนแรงสั่นสะเทือน ซึ่งวิธีนี้สามารถวิเคราะห์ข้อมูลให้สมบูรณ์ยิ่งขึ้นทั้งความไม่แน่นอนในด้านของขนาดและที่ตั้งของแผ่นดินไหวและอัตราความถี่ในการเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวซ้ำ สำหรับวิธีนี้คือการพัฒนาDSHAเพื่อเพิ่มความสามารถในการระบุข้อมูลที่ไม่มีความแน่นอนอย่างเหตุการณ์แผ่นดินไหวในอนาคต และความถี่หรือช่วงระยะเวลาที่จะเกิดขึ้นได้

งานวิจัยต่างๆได้ใช้วิธีการประเมินภัยพิบัติแผ่นดินไหวทั้ง 2 วิธีที่กล่าวไปข้างต้นในการวิเคราะห์โครงสร้างใต้ดิน Romeo and Prestininzi (2000) ใช้วิธี PSHA ในการเลือกออกแบบแผ่นดินไหวเพื่อวิเคราะห์เหตุการณ์แผ่นดินไหวในประเทศอิตาลี โดยออกแบบ 2 สถานการณ์คือสถานการณ์ระหว่างการดำเนินงาน (Operating limit design)และสถานการณ์ขั้นวิกฤติ (Ultimate limit design) ซึ่งสอดคล้องตามภัยแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดขึ้น 10% และ 2% ในรอบ 50 ปี ตามลำดับ พบว่า วิธี PSHA มีความอ่อนไหวต่อข้อมูลสูงและการปรับเปลี่ยนจะถูกดำเนินการตาม

ลักษณะเฉพาะของพื้นที่ศึกษา และยังกล่าวว่า PSHA มีข้อเสียที่สำคัญตรงที่การออกแบบเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่คาดการณ์ในอนาคตไม่ได้มีลักษณะเฉพาะกับเหตุการณ์ที่เกิดขึ้นจริงในอดีต ในบริเวณที่มีข้อมูลแผ่นดินไหวที่เคยเกิดขึ้นน้อย วิธีDSHAอาจจะเหมาะสมกว่าPSHAเนื่องจากข้อมูลที่มีจำกัด เพราะวิธีPSHAจำเป็นต้องใช้ข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีตจำนวนมากในการวิเคราะห์ (Krinitzsky, 1995)

## 2.2.2 ตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับการเคลื่อนตัวของดิน

การออกแบบลักษณะของเหตุการณ์แผ่นดินไหวจำเป็นต้องกำหนดชุดตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับการสั่นไหวของคลื่น การเลือกตัวแปรเหล่านี้สัมพันธ์กับประเภทของวิธีการวิเคราะห์ที่ใช้ในการออกแบบ องค์ประกอบของคลื่นสั่นสะเทือนมีลักษณะเป็นความเร่ง, ความเร็ว หรือการกระจัดของเหตุการณ์ในอดีตที่เคยเกิดขึ้น โดย 3 ตัวแปรที่มีนัยสำคัญคือ Amplitude, ความถี่ และคาบระยะเวลาของการสั่นสะเทือนที่รุนแรง

### (1) ความเร่ง, ความเร็ว, การกระจัด และขนาด

การวิเคราะห์แผ่นดินไหวของโครงสร้างจำเป็นต้องมีการเลือกเหตุการณ์แผ่นดินไหวเพื่อใช้เป็นข้อมูลในแบบจำลองการตอบสนองต่อแผ่นดินไหว เป้าหมายในการประเมินภัยพิบัติแผ่นดินไหวที่กล่าวก่อนหน้านี้นี้เพื่อแสดงลักษณะของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เลือก โดยแผ่นดินไหวที่จะใช้ควบคุมแบบจำลองจะอธิบายในลักษณะรูปแบบของ ความเร่งสูงสุด, ความเร็วสูงสุด และ การกระจัดสูงสุด ซึ่งในการวิเคราะห์ภัยพิบัติแผ่นดินไหวมักแสดงอยู่ในรูปความเร่งสูงสุด

### (2) ค่าการตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่กำหนดและระยะเวลาของการเคลื่อนที่ของคลื่นสั่นไหวในอดีต

วิธีการโดยทั่วไปในการเลือกตัวแปรเพื่อออกแบบคลื่นสั่นสะเทือน จะอยู่ในรูปค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม และต้องกำหนดระยะเวลาที่คลื่นทำรอบเป็นจังหวะ ซึ่งระยะเวลาอาจมาจากการวิเคราะห์หรืออ้างอิงจากบันทึกเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีลักษณะคล้ายกันในอดีต แม้วิธีการใช้ค่าการตอบสนองเชิงสเปกตรัมจะเป็นเครื่องมือที่มีประโยชน์สำหรับการออกแบบ แต่วิธีนี้ไม่ควรใช้หากโครงสร้างมีการตอบสนองกับดินไม่เป็นเชิงเส้นตรงอย่างมาก หรือโครงสร้างนั้นยาวเพียงพอที่จะทำให้การเคลื่อนที่ของคลื่นแตกต่างกันมากในลักษณะ Amplitude และเฟสตามยาว ในกรณีเช่นนี้ โดยทั่วไปการเลือกใช้ค่าการตอบสนองและระยะเวลาจากบันทึกเหตุการณ์ในพื้นที่ศึกษาในอดีตจะมีประโยชน์มากกว่า (St. John & Zahrah, 1987)

### (3) ความไม่ต่อเนื่องเชิงพื้นที่ของการเคลื่อนที่ของคลื่น

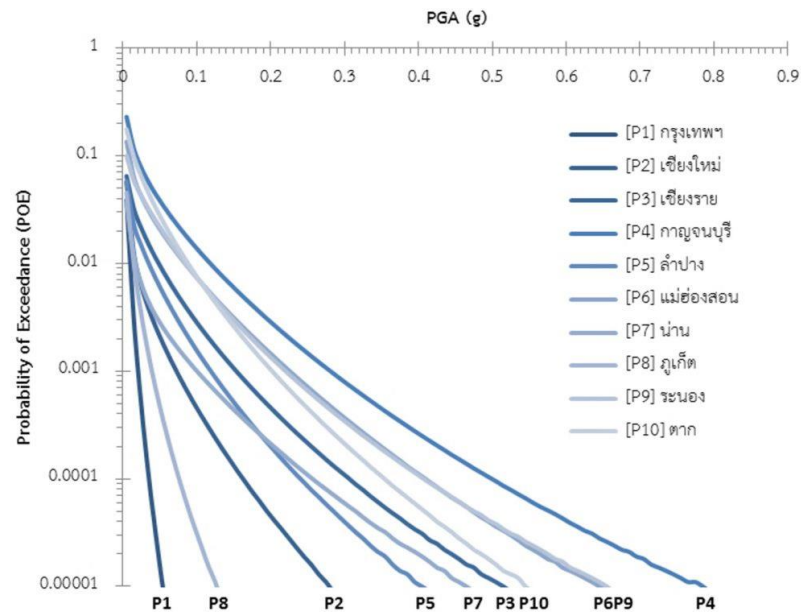
ความไม่สอดคล้องกันตลอดความยาวของอุโมงค์มีผลทำให้การกำหนดลักษณะของแผ่นดินไหวมีความซับซ้อนมากขึ้นด้วย เช่น Amplitude ของคลื่นที่แตกต่างตลอดความยาวอุโมงค์ ความแตกต่างของการเคลื่อนตัวของดินมีแนวโน้มที่จะพบในบริเวณต่างๆ ของโครงสร้างโดยเฉพาะเมื่อลักษณะดินมีความแตกต่างกันตามความยาวอุโมงค์ Hwang and Lysmer (1981) ระบุว่าคลื่นสั่นสะเทือนที่เดินทางมา มีอิทธิพลอย่างมากที่เหนี่ยวนำให้เกิดแรงกระทำตามแนวยาวของอุโมงค์ Hashash et al. (1998) แสดงความไม่ต่อเนื่องของดินที่ส่งผลต่อการประมาณแรงอัดตลอดตามแนวแกนและสามารถนำไปสู่ผลกระทบของแรงดึง – อัดตลอดตามยาวของอุโมงค์อย่างมีนัยสำคัญ ส่งผลให้ความเครียดและความเค้นในทิศตามยาวมีค่าเพิ่มขึ้น

ความไม่ต่อเนื่องกันของการเคลื่อนตัวของดินมีความสำคัญอย่างยิ่งกับอุโมงค์ตันที่ล้อมรอบด้วยดินอ่อน เพราะมีโอกาสสั่นไหวบริเวณหน้าสัมผัสระหว่างอุโมงค์และดินสูง (Power et al., 1996)

### 2.3 ผลกระทบต่อแผ่นดินไหวในพื้นที่กรุงเทพมหานคร

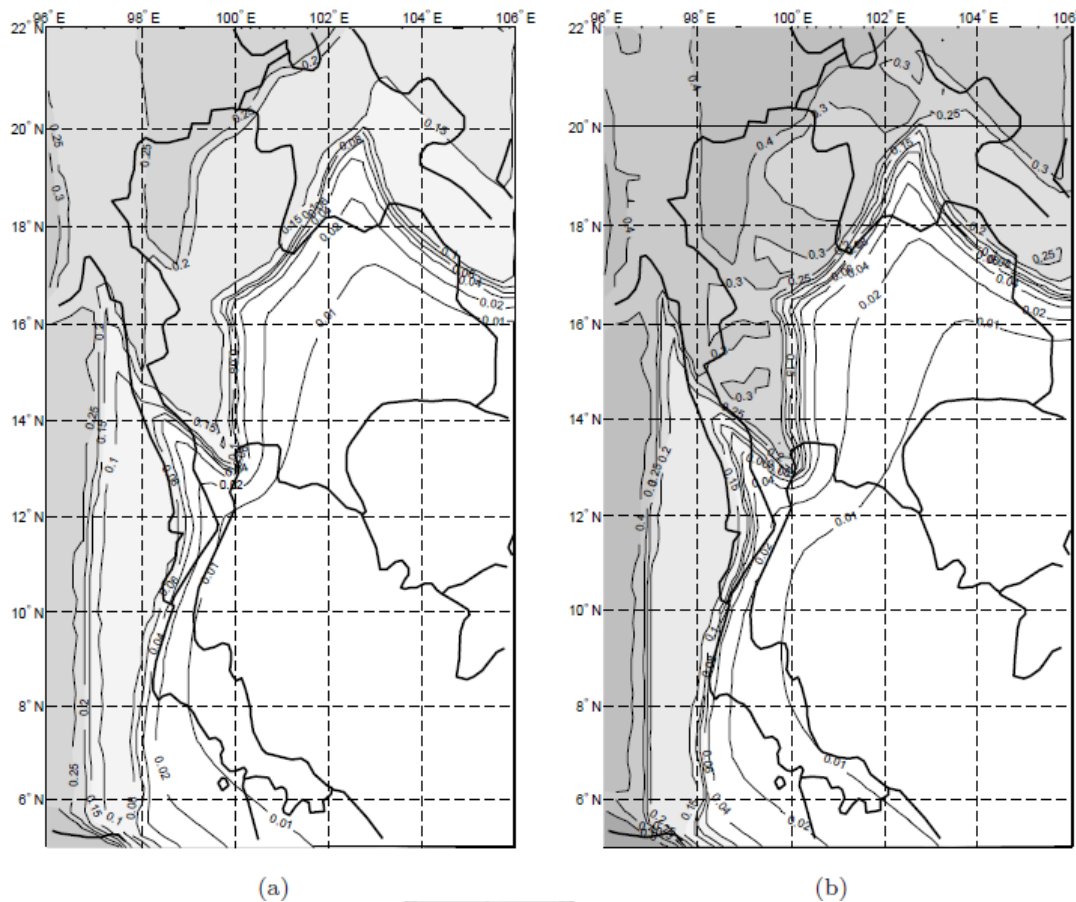
ถึงแม้ว่ากรุงเทพมหานครจัดว่าอยู่ในเขตพื้นที่แผ่นดินไหวไม่รุนแรง ผลกระทบจากแผ่นดินไหวต่อความสามารถของโครงสร้างที่รับได้จึงไม่ได้ถูกพิจารณามานาน ในปี 2007 มีการบังคับให้พิจารณาผลกระทบของแผ่นดินไหวในการออกแบบโครงสร้างบนผิวดิน แม้ว่าจะไม่เคยมีรายงานบันทึกความเสียหายของโครงสร้างแต่ไม่ได้หมายความว่าพื้นที่กรุงเทพมหานครและปริมณฑลปลอดภัยจากแผ่นดินไหว

Pailoplee and Charusiri (2016) แสดงผลการประเมิน PSHA และสร้างกราฟภัยพิบัติแผ่นดินไหวดังรูปที่ 2.3 **Error! Reference source not found.** ซึ่งบ่งชี้ว่า จังหวัดกาญจนบุรีมีภัยพิบัติแผ่นดินไหวสูงที่สุด ในขณะที่จังหวัดตาก เชียงราย เชียงใหม่ และภูเก็ตมีความน่าจะเป็นของการเกิดค่า PGA ในแต่ละระดับลดลงตามลำดับ ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับจังหวัดอื่นๆ ที่อธิบายข้างต้น กราฟภัยพิบัติแผ่นดินไหวบ่งชี้ว่า กรุงเทพมหานครมีภัยพิบัติแผ่นดินไหวต่ำที่สุด อย่างไรก็ตามการประเมินดังกล่าวเป็นการประเมิน PGA โดยอนุมานว่าจังหวัดต่างๆ ตั้งอยู่บนชั้นหินแข็ง (rock site condition) ซึ่งหากพิจารณาการตอบสนองแรงสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวแล้ว กรุงเทพมหานครและพื้นที่ข้างเคียงสามารถเพิ่มหรือขยายแรงสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวได้เมื่อเปรียบเทียบกับแรงสั่นสะเทือนที่เดินทางในชั้นหินแข็ง



รูปที่ 2.3 กราฟภัยพิบัติแผ่นดินไหว (seismic hazard curve) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความน่าจะเป็นและแรงสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวประเมินที่บางจังหวัดของประเทศไทย (Pailoplee & Charusiri, 2016)

Palasri and Ruangrassamee (2011) พัฒนาแผนที่ภัยพิบัติแผ่นดินไหวในประเทศไทย การวิเคราะห์แผ่นดินไหวด้วยวิธี PSHA ณ พื้นที่ศึกษากรุงเทพมหานคร โดยใช้ข้อมูลแผ่นดินไหวในประเทศไทยที่บันทึกได้ระหว่างปี 1912 ถึง 2006 โดย Thai Meteorological Department และ the US Geological Surveys และใช้แบบจำลองการลดทอนของ Sadigh et al. (1997) และ Idriss (1993) ทำนายความเร่งสูงสุดในแนวราบจากขนาดแผ่นดินไหวและระยะทางจากแหล่งกำเนิด กำหนดพื้นที่ของแบบจำลองตั้งอยู่บนชั้นหิน โดยพิจารณาความน่าจะเป็นที่มีโอกาสเกิดขึ้น 2% และ 10% ในระยะเวลา 50 ปี จากการศึกษาดังกล่าวสรุปว่า ค่าความเร่งสูงสุดที่มีโอกาสเกิดขึ้น 2% และ 10% ในพื้นที่กรุงเทพมหานคร มีค่าประมาณ 0.04g และ 0.02g ตามลำดับ ดังรูปที่ 2.4



รูปที่ 2.4 แผนที่ความน่าจะเป็นของภัยพิบัติแผ่นดินไหวในประเทศไทยที่แสดงค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบ (a) โอกาสที่จะเกิดขึ้น 10% ในเวลา 50 ปี (b) โอกาสที่จะเกิดขึ้น 2% ในเวลา 50 ปี

(Palasri & Ruangrassamee 2011)

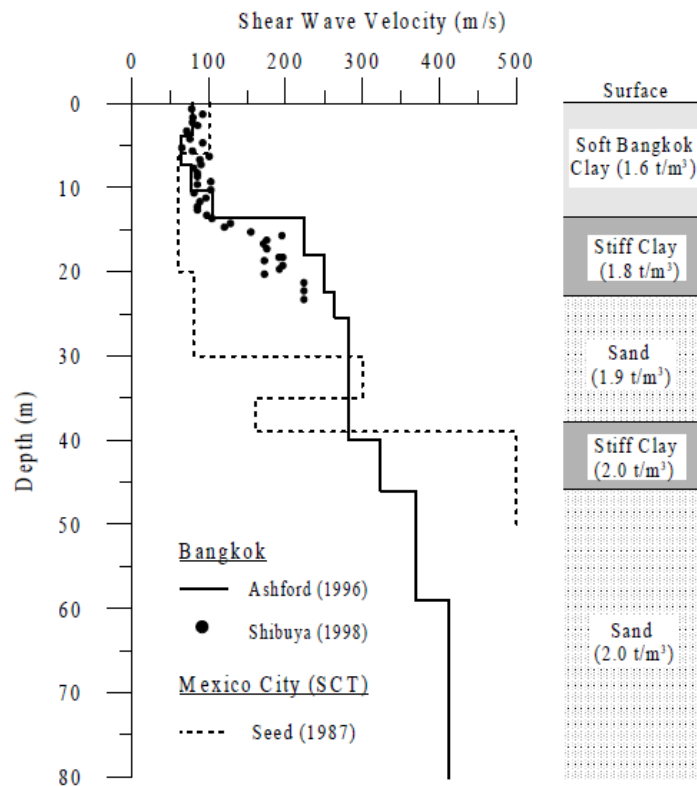
Warnitchai et al. (2000) พบว่าชั้นดินอ่อนที่มีความหนาได้พื้นที่ใดๆ สามารถขยายขนาดของคลื่นแผ่นดินไหวจากเหตุการณ์ระยะไกลได้ 3 ถึง 4 เท่าของระดับปกติ ซึ่งเหตุการณ์ลักษณะนี้ถูกพบและศึกษาในหลายพื้นที่เช่นกัน ตัวอย่างเช่นเหตุการณ์แผ่นดินไหว Michoacan ปี 1985 ถูกพบว่าความรุนแรงเกิดจากการขยายขนาดของคลื่นแผ่นดินไหวที่ส่งมา (Campillo et al., 1989) เหตุการณ์นี้สร้างความเสียหายรุนแรงมากและคร่าชีวิตผู้คนในเมืองแม็กซิโก แม้แหล่งกำเนิดอยู่ห่างไกลถึง 350 กิโลเมตร เพราะฉะนั้นแม้แหล่งกำเนิดมีระยะทางห่างไกล แต่การพิจารณาภัยพิบัติแผ่นดินไหวในพื้นที่ชุมชนและศักยภาพความรุนแรงที่กระทำต่อโครงสร้างยังเป็นปัจจัยสำคัญ

ลักษณะของชั้นดินอ่อนกรุงเทพสามารถดัดแปลงคลื่นสั่นสะเทือนโดยการขยายสัญญาณที่ความถี่เฉพาะและที่อัตราส่วนการหน่วง(%)นั้นๆ นอกจากนี้การสั่นสะเทือนที่ถูกขยายความรุนแรงจะมีลักษณะแตกต่างจากแผ่นดินไหวทั่วไป (Warnitchai et al., 2000) (Tuladhar et al., 2004) การขยายตัวของคลื่นที่ของดินในกรุงเทพมหานครเป็นปัจจัยที่มีอิทธิพลต่ออันตรายจากแผ่นดินไหว

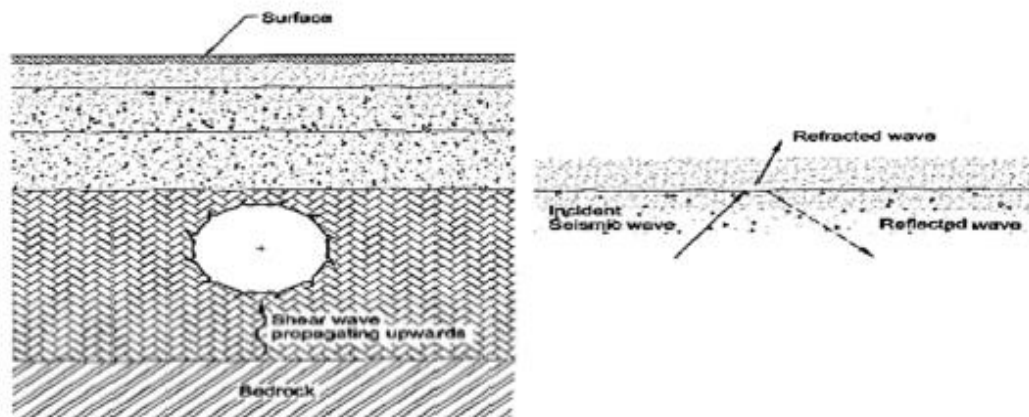


โดยรวมของภูมิภาค ลักษณะชั้นดินของกรุงเทพฯประกอบไปด้วยดินเหนียวอ่อน ซึ่งอยู่ชั้นบนสุดรู้จักในชื่อว่า “ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Soft Bangkok Clay)” มีความหนาประมาณ 15 ถึง 20 เมตร (Surarak et al., 2012) โดยมีพฤติกรรมสภาพอัดตัวได้สูง (high compressibility) และความแข็งแรงต่อแรงเฉือนต่ำมาก (extremely low shear strength) ที่ระดับลึกลงไปถัดจากชั้นดินเหนียวอ่อนคือชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff silty clay) มีความหนาประมาณ 5 ถึง 10 เมตร พฤติกรรมของชั้นนี้มีสภาพอัดตัวได้ต่ำกว่า (lower compressibility) และความแข็งแรงต่อแรงเฉือนสูงกว่า (higher shear strength) เมื่อเทียบกับชั้นดินเหนียว สำหรับชั้นที่ลึกกว่านั้นประกอบด้วยทรายเป็นหลักทับซ้อนกับดินเหนียวแข็งมากที่มีพฤติกรรมสภาพอัดตัวได้ต่ำและความแข็งแรงต่อแรงเฉือนสูง

ลักษณะของชั้นดินและความเร็วคลื่นเฉือนที่สอดคล้องของดินกรุงเทพฯถูกพัฒนาโดย Ashford et al. (1999) ดังรูปที่ 2.5 การเพิ่มขึ้นของความเร็วอย่างกะทันหันถูกพบในชั้น 1<sup>st</sup> stiff clay ซึ่งมีพฤติกรรมเหมือนการเพิ่มขึ้นที่ตรวจจับได้ในเมืองแม็กซิโก สำหรับข้อมูลในเมืองแม็กซิโก ความไม่ต่อเนื่องของความเร็วคลื่นเฉือนที่รอยต่อชั้นดินช่วยให้การกระจายตัวของคลื่นขึ้นผิวด้านบนสามารถกระจายได้ง่ายขึ้น อย่างไรก็ตามคลื่นที่เคลื่อนที่ลงจำนวนมากจากการสะท้อนที่ผิวดินแสดงดังรูปที่ 2.6 จะถูกกักเก็บอยู่ที่ชั้นดินเหนียวอ่อนที่อยู่ด้านบน ในช่วงที่เกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหว Michoacan คลื่นที่ติดอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนมีปฏิสัมพันธ์กับคลื่นที่กระจายขึ้นมาด้านบนอย่างต่อเนื่อง ส่งผลให้คลื่นสั่นสะเทือนในชั้นดินเหนียวอ่อนมีการขยายตัวอย่างมีนัยสำคัญ ถึงแม้ว่าความไม่ต่อเนื่องของความเร็วคลื่นเฉือนในชั้นดินกรุงเทพฯจะมีสัดส่วนการขยายที่น้อยกว่าชั้นดินในเมืองแม็กซิโก การเปรียบเทียบนี้ชี้ให้เห็นว่ากลไกการขยายตัวของคลื่นลักษณะนี้สามารถเกิดขึ้นได้ในกรุงเทพมหานครเช่นกัน



รูปที่ 2.5 ลักษณะชั้นดินและความเร็วคลื่นเฉือนของกรุงเทพมหานครเปรียบเทียบกับเมืองเม็กซิโก (Wamitchai et al., 2000)



รูปที่ 2.6 การแพร่กระจายและการสะท้อนของคลื่นในชั้นดิน (Adam et al., 2016)

Mase et al. (2018) กล่าวว่าแผ่นดินไหวครั้งใหญ่ที่เคยเกิดขึ้นในประเทศไทยคือแผ่นดินไหว Tarlay 2011 ซึ่งมีขนาด Mw 6.8 และแผ่นดินไหวแม่ลาว ซึ่งมีขนาด Mw 6.1 ทั้งคู่มีแหล่งกำเนิดอยู่ที่บริเวณภาคเหนือของประเทศไทยซึ่งมีระยะห่างจากกรุงเทพมหานคร 700 กิโลเมตร และ Nutalaya et al. (1985) บันทึกได้มากกว่า 20 เหตุการณ์แผ่นดินไหวระยะไกลที่ผู้คนในกรุงเทพฯ สามารถรับรู้ได้ถึงการสั่น และส่วนใหญ่นั้นมีแหล่งกำเนิดมาจากภาคเหนือของประเทศไทย นอกจากนี้

ยังมีรอยเลื่อนมีพลังฝั่งตะวันตกของประเทศไทยที่สามารถส่งความรุนแรงของคลื่นมายังกรุงเทพมหานครได้ เช่น รอยเลื่อนเจดีย์ 3 องค์ และรอยเลื่อนศรีสวัสดิ์ ซึ่งรอยเลื่อนนี้มีระยะทางห่างจากกรุงเทพมหานครเพียง 130 กิโลเมตร Palasri and Ruangrassamee (2011) กล่าวอย่างชัดเจนว่าอันตรายจากแผ่นดินไหวที่เกิดในกรุงเทพมหานคร มีโอกาสเกิดจากแผ่นดินไหวในภาคตะวันตกของประเทศไทย

## 2.4 การประเมินการตอบสนองของโครงสร้างใต้ดินต่อการสั่นสะเทือน

การตอบสนองของโครงสร้างใต้ดินต่อคลื่นสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวแตกต่างกันอย่างสิ้นเชิงกับผลการตอบสนองของโครงสร้างบนผิวดิน โดยการตอบสนองของโครงสร้างบนผิวดินจะเกิดความเสียหายเมื่อมีการสั่นสะเทือนที่ความถี่เดียวกันกับความถี่ธรรมชาติ (Natural frequency) ของโครงสร้างบนดินพอดี ในทางตรงกันข้ามโครงสร้างใต้ดินไม่มีผลตอบสนองต่อความถี่ธรรมชาติ แต่จะเสียหายจากผลการตอบสนองของดินโดยรอบต่อการเคลื่อนตัวของดิน

### 2.4.1 การตอบสนองของดินต่อการสั่นสะเทือน

การตอบสนองของดินต่อการสั่นสะเทือนแบ่งการประเมินออกได้ 2 แบบคือ (1) การพังทลายของดิน และ (2) การสั่นสะเทือนของดินและการทรุดตัว ซึ่งงานวิจัยนี้จะให้ความสนใจการสั่นสะเทือนของดินและการทรุดตัว เนื่องจากการการตอบสนองของดินรูปแบบนี้นำไปสู่การพังหรือทำลายโครงสร้างใต้ดินเนื่องจากปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง ปัจจัยหลักที่ส่งผลต่อความเสียหายอันเนื่องมาจากการเคลื่อนตัวของดินประกอบไปด้วย (1) รูปร่าง, ขนาด และความลึกของโครงสร้าง (2) คุณสมบัติของดิน (3) คุณสมบัติของโครงสร้าง และ (4) ความรุนแรงของคลื่นสั่นสะเทือน (Hashash et al., 2001) (St. John and Zahrah, 1987)

ผลการตอบสนองของอุโมงค์ต่อแผ่นดินไหวถูกควบคุมโดยการตอบสนองของดินที่ล้อมรอบมิใช่โดยคุณสมบัติความเฉื่อยของโครงสร้างอุโมงค์เพียงอย่างเดียว (Okamoto et al., 1973) ดังนั้นการวิเคราะห์ผลตอบสนองของอุโมงค์ต่อแผ่นดินไหวควรให้ความสำคัญกับการทรุดตัวของดินในสภาพสนามอิสระ (free – field deformation) และปฏิสัมพันธ์ที่การทรุดตัวนั้นกระทำต่อโครงสร้าง (Soil – structure interaction) (Singh et al., 2017)

ดังที่กล่าวว่างานวิจัยนี้จะให้ความสนใจกับการสั่นสะเทือนของดินและการทรุดตัว การทรุดตัวของดินส่งผลให้การตอบสนองของอุโมงค์ต่อแผ่นดินไหวจึงมีลักษณะการเสียรูป 3 รูปแบบ (Owen & Scholl, 1981) ได้แก่

#### (1) Compression – Extension

เป็นการเสียรูปลักษณะตามแนวยาวจากแรงดึงและอัดดังรูปที่ 2.7 ก) ซึ่งการทรุดตัวรูปแบบนี้เป็นผลมาจากคลื่นแผ่นดินไหวแนวราบที่กระทำต่ออุโมงค์ซึ่งมีทิศทางขนานตามแนวยาวอุโมงค์ ในขณะที่คลื่นแผ่นดินไหวแนวราบที่กระทำต่ออุโมงค์ในทิศทางตั้ง

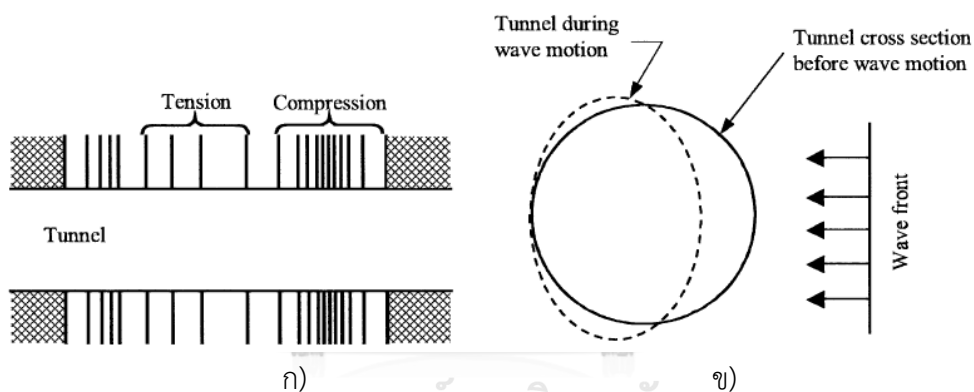
ฉากกับแกนตามยาวของอุโมงค์ทำให้เกิดแรงอัดในด้านหน้าตัดขวางของอุโมงค์ดังรูปที่ 2.7 ข)

(2) Longitudinal bending

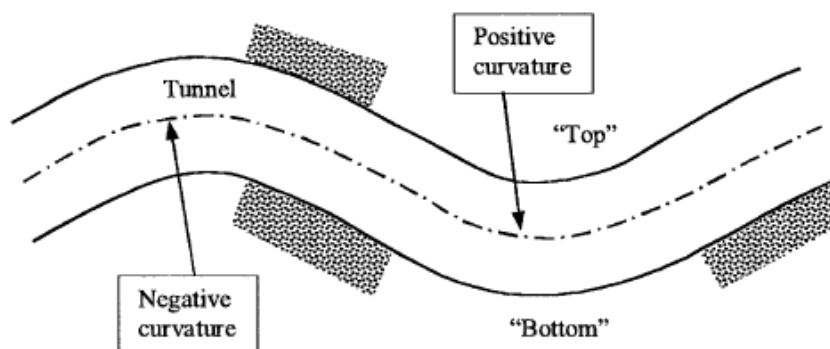
ลักษณะการเสียรูปจากการบิดตัวตามแนวแกนยาวของอุโมงค์แสดงดังรูปที่ 2.8 เกิดเมื่อคลื่นแผ่นดินไหวเคลื่อนที่ในทิศแนวตั้ง ซึ่งทำให้อนุภาคสั้นในทิศทางตั้งฉากกับแกนแนวยาวของอุโมงค์

(3) Ovaling

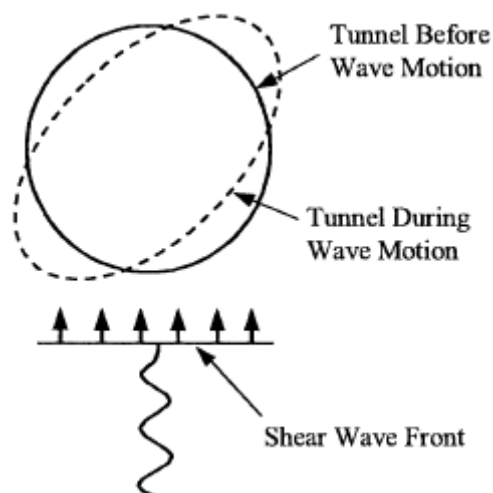
การเสียรูปของอุโมงค์รูปแบบหน้าตัดวงรีเกิดเมื่อคลื่นเฉือนแพร่กระจายในทิศทางตั้งฉากหรือเอียงเกือบตั้งฉากกับแนวแกนของหน้าตัดอุโมงค์ ส่งผลให้รูปร่างหน้าตัดของ วงผนังอุโมงค์มีลักษณะบิดเบี้ยวดังรูปที่ 2.9



รูปที่ 2.7 รูปแบบการเสียรูปของอุโมงค์แบบ compression – extension ภายใต้ ก) คลื่นแผ่นดินไหวทิศทางขนานกับแกนยาวของอุโมงค์ ข) คลื่นแผ่นดินไหวทิศทางตั้งฉากกับแกนยาวของอุโมงค์ (Owen and Scholl, 1981)



รูปที่ 2.8 รูปแบบการเสียรูปของอุโมงค์แบบ Longitudinal bending (Owen and Scholl, 1981)



รูปที่ 2.9 รูปแบบการเสียรูปของอุโมงค์แบบ Ovaling (Owen and Scholl, 1981)

รูปแบบการพังในทิศทางตามแกนและการบิดของอุโมงค์ถูกพิจารณาในการออกแบบอุโมงค์ทิศทางตามแนวยาวเนื่องจากลักษณะกลไกที่ทำให้รูปแบบการพังเหล่านี้เกิดขึ้น (Wang, 1993) ในขณะที่รูปแบบการพัง Ovaling ถูกพิจารณาในการออกแบบทิศทางตามขวางกับอุโมงค์ (Hashash et al., 2001) งานวิจัยต่างๆศึกษาพบว่า รูปแบบการพัง Ovaling อาจเกิดจากคลื่นเฉือนที่เคลื่อนที่ในทิศแนวราบหรือแนวเฉียงกับอุโมงค์ อย่างไรก็ตามการเสียรูปประเภทนี้ส่วนใหญ่เกิดจากการแผ่กระจายของคลื่นเฉือนในแนวตั้ง (Amorosi & Boldini, 2009) (Bobet, 2003) (Kattis et al., 2003) ดังนั้นทิศทางของคลื่นเฉือนที่เคลื่อนที่ขวางกับอุโมงค์จะพิจารณารูปแบบการเสียรูปแบบ Ovaling อย่างกว้างขวางเพราะเป็นรูปแบบการเสียรูปของวงผนังอุโมงค์ที่โดดเด่น

ลักษณะการเสียรูปที่วิกฤติและมีโอกาสเกิดขึ้นได้มากที่สุดคือการพังแบบ Ovaling เนื่องจากการกระทำกันระหว่างดินและโครงสร้างมีส่วนเกี่ยวข้อง ความสัมพันธ์ของปฏิสัมพันธ์นี้จะขยายใหญ่ขึ้นเมื่ออยู่ในชั้นดินอ่อน เพราะว่าการถ่ายเทความเค้นเฉือนระหว่างดินและโครงสร้างถูกจำกัดด้วยแรงเฉือนของรอยต่อระหว่างดินและโครงสร้าง (Hashash et al., 2001) ดังนั้นการพิจารณาอุโมงค์ที่ตั้งอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนในกรุงเทพฯ ควรให้ความสำคัญกับการพิจารณาการกระทำระหว่างดินกับโครงสร้างอย่างยิ่ง

#### 2.4.2 การตอบสนองของโครงสร้างใต้ดินต่อการทรุดตัวของดิน

การตอบสนองของโครงสร้างใต้ดินต่อแผ่นดินไหวซึ่งสัมพันธ์กับการเสียรูปของดินที่เกิดจากคลื่นแผ่นดินไหวและปฏิริยาระหว่างอุโมงค์กับดินโดยรอบ การคำนวณการเสียรูปของอุโมงค์และแรง

กระทำที่เกิดขึ้นจากแผ่นดินไหวสามารถวิเคราะห์ได้ 2 วิธี ได้แก่ 1) วิธีการเสียรูปในสภาพสนามอิสระ (free field deformation) และ 2) วิธีปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง (soil – structure interaction)

### 1) วิธีการเสียรูปในสภาพสนามอิสระ (Free field deformation)

เป็นการประเมินการตอบสนองความเครียดของดินต่อการกระตุ้นจากแรงแผ่นดินไหวในกรณีที่ไม่มีโครงสร้าง การทบทวนวิธีนี้จะไม่สนใจปฏิสัมพันธ์ระหว่างอุโมงค์และดินล้อมรอบ แต่สามารถคาดการณ์การเสียรูปของอุโมงค์ในเบื้องต้นได้ การคำนวณที่ได้สามารถใช้ได้โดยตรงกับโครงสร้างใต้ดินเพื่อกำหนดการตอบสนองแผ่นดินไหวของโครงสร้าง โดยวิธีนี้อาจให้การประมาณที่สูงไปหรือต่ำไปขึ้นกับความแข็งของตัวโครงสร้างเทียบกับดิน มี 2 วิธีในการกำหนดการเสียรูปในสภาพสนามอิสระ ได้แก่

#### ก) ผลเฉลยรูปแบบปิดเชิงยืดหยุ่น (Closed form elastic solution)

เป็นวิธีการคำนวณอย่างง่ายที่มีประโยชน์ในการประมาณความเครียดเบื้องต้นและการเสียรูปของอุโมงค์ โดยมีสมมติฐานว่าคลื่นแผ่นดินไหวเป็นคลื่นระนาบที่มี Amplitude เท่ากันในทุกตำแหน่งตลอดความยาวอุโมงค์ แตกต่างกันแค่เวลาที่มาถึง และเพิกเฉยการกระเจิงของคลื่นและการกระจายของคลื่นสามมิติที่ซับซ้อนซึ่งอาจนำไปสู่ความแตกต่างของ Amplitude ของคลื่นตามอุโมงค์ แม้ว่าความไม่ต่อเนื่องของการเคลื่อนตัวของดินจะเพิ่มความเครียดและความเค้นในทิศทางตามยาว (Hashash et al., 2001) ดังที่กล่าวในหัวข้อ 2.2.2 (3) “ความไม่ต่อเนื่องเชิงพื้นที่ของการเคลื่อนที่ของคลื่น” การบิดของดินซึ่งมาจากแรงเฉือนสามารถกำหนดได้ 2 วิธีดังรูปที่ 2.10 ความเครียดของเส้นผ่านศูนย์กลางสูงสุด (Maximum diametric strain) เป็นฟังก์ชันของความเครียดเฉือนของสภาพสนามอิสระในดินที่ไม่มีรูหรือช่องโหว่ดังสมการ (2.1) และดินที่มีรู ดังสมการ (2.2) ตามลำดับ

$$\frac{\Delta d_{free-field}}{d} = \pm \frac{\gamma_{max}}{2} \quad (2.1)$$

$$\frac{\Delta d_{free-field}}{d} = \pm 2\gamma_{max}(1 - \nu_m) \quad (2.2)$$

เมื่อ

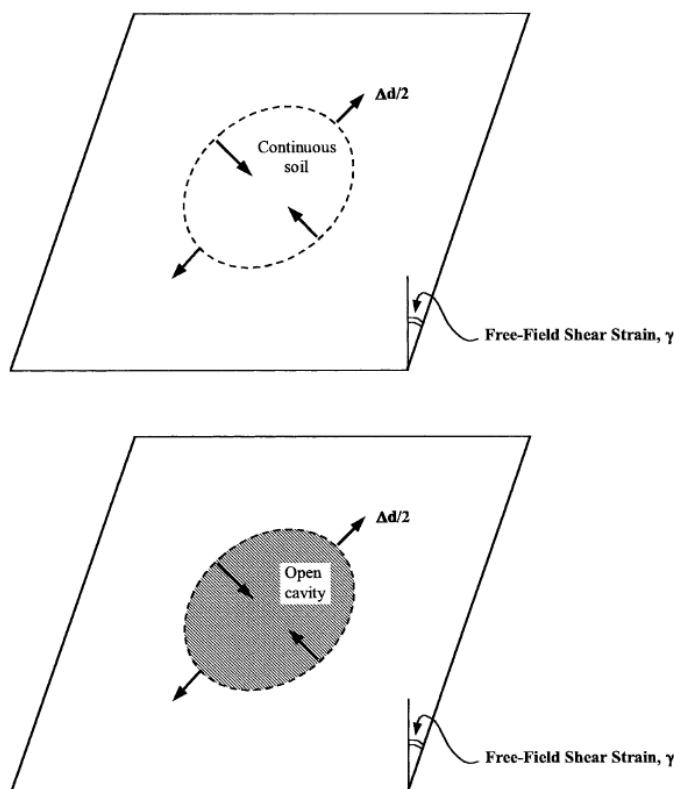
$d$  = ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์หน้าตัดวงกลม

$\Delta d_{free-field}$	= ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์หน้าตัดวงกลมที่เปลี่ยนแปลงในสภาพสนามอิสระ
$\gamma_{max}$	= ความเครียดเฉือนในสภาพสนามอิสระ (Free field shear strain)
$\nu_m$	= อัตราส่วนพัชของของดิน (Poisson's ratio)

ทั้ง 2 สมการอยู่บนสมมติฐานว่าไม่มีวงผนังอุโมงค์ ดังนั้นจึงเพิกเฉยต่อปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง ในสภาพสนามอิสระดินที่มีรูเจาะหรือช่องว่างจะเกิดการบิดเบี้ยวมากกว่าดินที่ไม่มีรู สมการการทรุดตัวแบบดินไม่มีรูจะเหมาะสมเมื่อความแข็งของวงผนังอุโมงค์และดินมีความแข็งแกร่งเท่ากัน วงผนังอุโมงค์ที่มีความแข็งสัมพัทธ์มากจะมีการบิดเบี้ยวที่น้อยกว่ากำหนดในสมการของ Wang(1993)

#### ข) การวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Numerical analysis)

เป็นวิธีการใช้โปรแกรมวิเคราะห์แบบจำลองเชิงตัวเลขเพื่อวิเคราะห์ความซับซ้อนของปัญหาในการคำนวณทรุดตัวในสภาพสนามอิสระ และเนื่องจากการคำนวณด้วยการพิจารณาสภาพสนามอิสระ ซึ่งเป็นการวิเคราะห์คลื่นแผ่นดินไหวเป็นคลื่นในระนาบ ทำให้การวิเคราะห์เพียง 1 มิติเพียงพอ (Lysmer et al., 1975) (Bardet, 1991) แบบจำลองส่วนใหญ่ใช้คลื่นเคลื่อนที่แนวระนาบในการวิเคราะห์และใช้ทฤษฎีการแพร่กระจายคลื่น 1D (Schnabel, 1972) Navarro (1992) ใช้หลักการนี้สร้างการกระจายความเครียดเฉือน (shear strain distribution) และโปรไฟล์การทรุดตัวเนื่องจากแรงเฉือนตามความลึก



รูปที่ 2.10 การบิดรูปเนื่องจากแรงเฉือนสำหรับอุโมงค์หน้าตัดวงกลมในสภาพสนามอิสระของดินที่มีรู และดินที่ไม่มีรู (Wang, 1993)

## 2) วิธีปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง (Soil – structure interaction)

เมื่อการวิเคราะห์ด้วยวิธีผลเฉลยเชิงวิเคราะห์แบบสภาพสนามอิสระไม่เพียงพอ ต้องพิจารณาโครงสร้างที่ตั้งอยู่ใต้ดินด้วย วิธีนี้จะจำลองดินและโครงสร้างและจำลองปฏิสัมพันธ์ของโครงสร้างและดินเมื่อรับแรงแผ่นดินไหวไปพร้อมกัน อีกทั้งยังเป็นวิธีที่ได้รับความนิยมในการวิเคราะห์โครงสร้างใต้ดิน

ก) ผลเฉลยรูปแบบปิดเชิงยืดหยุ่น (Closed form elastic solution)

(St. Johnand and Zahrah, 1987) (Penzien & Wu, 1998) (Wang, 1993)

(Penzien, 2000) คัดค้นผลเฉลยรูปปิดวิเคราะห์ผลการตอบสนองอุโมงค์ต่อแผ่นดินไหว สมการที่สอดคล้องกันของ Wang (1993) และ Penzien (2000) ในการคำนวณการเสียรูปของดินในสภาพสนามอิสระและแรงภายในของวงผนังอุโมงค์จะถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์การเสียรูปลักษณะ Ovaling ของอุโมงค์หน้าตัดวงกลม

ค่าอัตราส่วนสภาพยอมให้อัดได้ (Compressibility ratio,  $C$ ) และอัตราส่วนสภาพยืดหยุ่น (Flexibility ratio,  $F$ ) เป็นตัวชี้ปริมาณ ความแข็งในการยืดหด (extensional



stiffness) และความแข็งในการยึดหยุ่น (flexural stiffness) ของอุโมงค์ที่สัมพันธ์กับดิน โดยรอบตามลำดับ เพื่อต้านทานการเสียรูป Ovaling (Merritt et al., 1985) ค่าเหล่านี้หาได้จากสมการ (2.3) และ (2.4) ตามลำดับ

$$C = \frac{E_m(1-\nu_l^2)r}{E_{lt}(1+\nu_m)(1-2\nu_m)} \quad (2.3)$$

$$F = \frac{E_m(1-\nu_l^2)r^3}{6E_{lt}(1+\nu_m)} \quad (2.4)$$

เมื่อ

- $E_m$  = ค่าอีลาสติกโมดูลัสของดิน  
 $E_l$  = ค่าอีลาสติกโมดูลัสของวงผนังอุโมงค์  
 $\nu_m$  = ค่า Poisson's ratio ของดิน  
 $\nu_l$  = ค่า Poisson's ratio ของวงผนังอุโมงค์  
 $r$  = รัศมีของอุโมงค์หน้าตัดวงกลม  
 $t$  = ความหนาของผนังวงผนังอุโมงค์  
 $I$  = โมเมนต์ความเฉื่อย (Moment of inertia) ของวงผนังอุโมงค์สำหรับอุโมงค์หน้าตัดวงกลม (ต่อความกว้าง)

สมการหาแรงภายในที่มากที่สุดของวงผนังอุโมงค์ (lining) ทั้ง แรงผลัก (Thrust, T) และโมเมนต์ (Moment, M) แบ่งการวิเคราะห์ออกเป็น 2 เงื่อนไข ได้แก่ ภายใต้เงื่อนไขขึ้นส่วนต่อเนื่องไถลเต็ม (Full slip condition) และ เงื่อนไขขึ้นส่วนต่อเนื่องไม่ไถล (No slip interface) (Wang, 1993) การไถลที่บริเวณรอยต่อดินกับอุโมงค์จะเกิดขึ้นเมื่ออุโมงค์ตั้งอยู่ในชั้นดินอ่อน หรือแรงกระทำจากแผ่นดินไหวมีความรุนแรงมากเท่านั้น ซึ่งในการคำนวณจะต้องพิจารณาพฤติกรรมบริเวณรอยต่อทั้งการไถลเต็มและการไม่ไถลเพื่อหาแรงภายในของวงผนังอุโมงค์และการเสียรูปที่จุดวิกฤติ

**การไถลเต็ม**

$$T_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1+\nu_m)} r \gamma_{max} \quad (2.5)$$

$$M_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1+\nu_m)} r^2 \gamma_{max} \quad (2.6)$$

เมื่อ

$$K_1 = \frac{12(1-\nu_m)}{2F+5-6\nu_m} \quad (2.7)$$

## การไม่ไถล

$$T_{max} = \pm K_2 \frac{E_m}{2(1+v_m)} r \gamma_{max} \quad (2.8)$$

$$M_{max} = \pm \frac{1}{6} K_2 \frac{E_m}{(1+v_m)} r^2 \gamma_{max} \quad (2.9)$$

เมื่อ

$$K_2 = 1 + \frac{F[(1-2v_m)-(1-2v_m)C] - \frac{1}{2}(1-2v_m)^2 + 2}{F[(3-2v_m)-(1-2v_m)C] - C[\frac{5}{2}-8v_m+6v_m^2] + 6-8v_m} \quad (2.10)$$

เมื่อ

$$\gamma_{max} = \frac{V_s}{C_s} = \frac{\Delta d_{free-field}}{2d(1-v_m)} \quad (2.11)$$

$$V_s = R_{velo\&acce} \cdot a_s \quad (2.12)$$

$$G_m = \rho_m C_s^2 \quad (2.13)$$

$$E_m = 2G_m(1+v_m) \quad (2.14)$$

เมื่อ

$C_s$  = ความเร็วปรากฏของการกระจายคลื่น S-wave

$R_{velo\&acce}$  = อัตราส่วนของความเร็วสูงสุดกับความเร่งสูงสุดที่ผิวดิน

$a_s$  = ความเร่งสูงสุดของอนุภาคบนคลื่น S-wave

$G_m$  = ค่าโมดูลัสเฉือนของดิน (Shear modulus)

$\rho_m$  = ความหนาแน่นของดิน

$E_m$  = ค่าอีลาสติกโมดูลัสของดิน (Elastic modulus)

Penzien (2000) จัดทำคำนวณด้วยวิธีผลเฉลยเชิงวิเคราะห์ (Analytic solution) สำหรับวิเคราะห์การเสียรูปของอุโมงค์เสริมจากสมการของ Wang เพื่อหาแรงภายใน แรงผลัก, โมเมนต์ และ แรงเฉือนของวงผนังอุโมงค์ในแต่ละตำแหน่งของหน้าตัดวงผนังอุโมงค์ ภายใต้เงื่อนไขชิ้นส่วนต่อเนื่องไถลทั้งหมด (Full slip condition) และ เงื่อนไขชิ้นส่วน

ต่อเนืองไม่ไถล (No slip interface) ซึ่งค่าสูงสุดของแรงผลักรวมและโมเมนต์เกิดที่มุม 45 องศา และค่าสูงสุดของแรงเฉือนเกิดที่มุม 0 องศา วัดจาก Springline ดังรูปที่ 2.11

### การไถลเต็ม

$$T(\theta) = \frac{12E_I I \Delta d_{lining}^S}{d^3(1-v_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (2.15)$$

$$M(\theta) = \frac{6E_I I \Delta d_{lining}^S}{d^2(1-v_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (2.16)$$

$$V(\theta) = \frac{24E_I I \Delta d_{lining}^S}{d^3(1-v_l^2)} \sin 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (2.17)$$

เมื่อ

$$R^S = \pm \frac{4(1-v_m)}{(\alpha^S + 1)} \quad (2.18)$$

$$\alpha^S = \frac{12E_I I (5-6v_m)}{d^3 G_m (1-v_l^2)} \quad (2.19)$$

$$\pm \Delta d_{lining}^S = \pm R^S \Delta d_{free-field} \quad (2.20)$$

### การไม่ไถล

$$T(\theta) = \frac{24E_I I \Delta d_{lining}}{d^3(1-v_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (2.21)$$

$$M(\theta) = \frac{6E_I I \Delta d_{lining}}{d^2(1-v_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (2.22)$$

$$V(\theta) = \frac{24E_I I \Delta d_{lining}}{d^3(1-v_l^2)} \sin 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (2.23)$$

เมื่อ

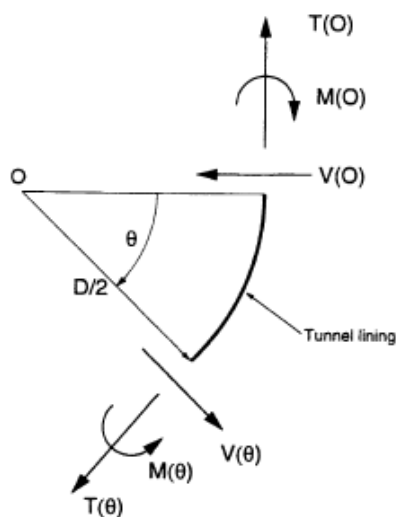
$$R = \pm \frac{4(1-v_m)}{(\alpha + 1)} \quad (2.24)$$

$$\alpha = \frac{24E_I I (3-4v_m)}{d^3 G_m (1-v_l^2)} \quad (2.25)$$

$$\pm \Delta d_{lining} = \pm R \Delta d_{free-field} \quad (2.26)$$

ผลลัพธ์ค่าแรงผลักรวมและโมเมนต์จากวิธีของ Penzien (2000) มีความใกล้เคียงมากกับ Wang (1993) สำหรับการไถลเต็ม แต่สำหรับการเปรียบเทียบในกรณีการไม่ไถล ผลลัพธ์ค่าแรงผลักรวมจากวิธีของ Wang มีค่ามากกว่าวิธีของ Penzien อย่างไรก็ตามหากอุโมงค์ยังมี

ความซับซ้อนทางโครงสร้าง ผลการคำนวณด้วยวิธีผลเฉลยเชิงวิเคราะห์และค่าที่ตรวจวัดได้ จากหน้างานจะมีความสัมพันธ์ไม่ค่อยตรงกัน จึงสามารถสรุปได้ว่าการใช้วิธีคำนวณอย่างง่าย ด้วยวิธีนี้มีประสิทธิภาพต่ำกับการวิเคราะห์อุโมงค์อย่างซับซ้อน อย่างเช่น การพิจารณา อุโมงค์รูปร่างไม่ปกติ, การมีอยู่ของโครงสร้างมาก่อนบนผิวดิน และการไหลของน้ำใต้ดิน

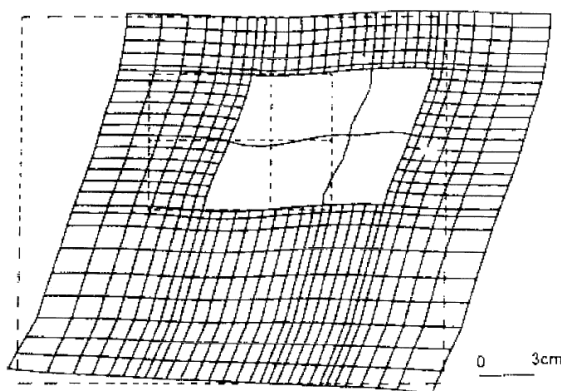


รูปที่ 2.11 สัญลักษณ์เครื่องหมายและทิศทางขององค์ประกอบของแรงภายในสำหรับวงผนังอุโมงค์หน้าตัดวงกลม

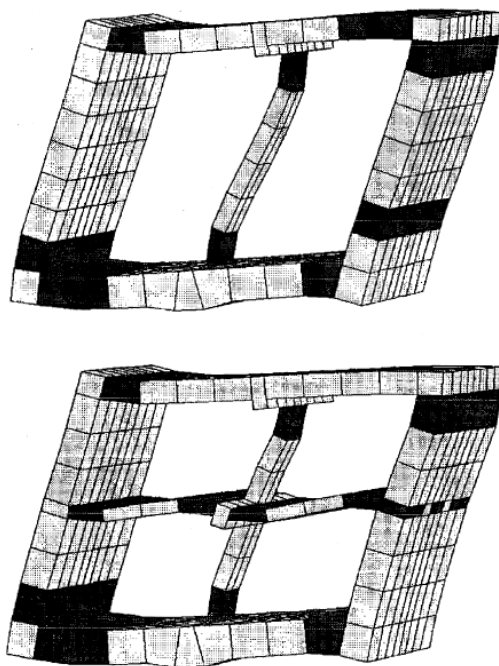
วิธีผลเฉลยรูปแบบปิดส่วนใหญ่มักจะเพิกเฉยต่อผลกระทบจากปฏิกริยาพลศาสตร์ (dynamic) เนื่องจากวิธีเหล่านี้ปฏิบัติต่อแรงกระทำแผ่นดินไหวในรูปแบบแรงสถิตย์เทียม (Pseudo static) (Singh et al., 2017) งานศึกษาในช่วงต้นใช้แรงกระทำในรูปแบบแรงสถิตย์เทียมเนื่องจากการขยายคลื่นแบบพลศาสตร์ที่กระทบบนอุโมงค์ถือว่าเป็นเรื่องไม่สำคัญสำหรับโครงสร้างที่อยู่ห่างไกลจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว (Hendron & Fernandez, 1983) (Merritt et al., 1985) (Monsees & Merritt, 1988) แต่การศึกษาล่าสุดการจำลองรูปแบบพลศาสตร์ถูกแนะนำมากกว่า นอกจากนี้วิธีผลเฉลยรูปแบบปิดอาจได้ผลลัพธ์ที่มีค่าประมาณสูงเกินหรือต่ำเกิน และยังถือว่าไม่เพียงพอต่อการวิเคราะห์เนื่องจากมีข้อสันนิษฐานเพิ่มเติมที่เกี่ยวข้อง ตัวอย่างเช่น มวลดินต้องมีความเป็นเนื้อเดียวกันและ วงผนังอุโมงค์ถูกจำลองเป็นวัสดุที่ยืดหยุ่นเชิงเส้นและมีมวลน้อย, อุโมงค์หน้าตัดวงกลมมีความหนาสม่ำเสมอและไม่มีรอยต่อ และไม่พิจารณาลำดับของการก่อสร้าง (Do et al., 2014)

ข) การวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Numerical analysis)

ตามปกติแล้วปัญหาปฏิสัมพันธ์ระหว่างโครงสร้างกับดินมีความซับซ้อน จึงอาจต้องใช้วิธีการวิเคราะห์เชิงตัวเลข โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับโครงสร้างที่มีการตัดและปิด (Cut and cover) เนื่องจากมีความเสี่ยงต่อความเสียหายจากแผ่นดินไหวมากกว่า และอุโมงค์ที่มีรูปร่างไม่เป็นวงกลมหรือมีคุณสมบัติไม่สม่ำเสมอของวงผนังอุโมงค์ที่ขัดขวางการวิเคราะห์แก้ปัญหาอย่างง่าย ในแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ อุโมงค์จะถูกแยกคิดออกเป็นเชิงพื้นที่ ในขณะที่ดินโดยรอบจะถูกแยกออกและแทนที่ด้วยสปริงของดิน โปรแกรมที่สามารถใช้ในการคำนวณแบบจำลองเหล่านี้มีทั้ง FLAC 3D, FLUSH, ANSYS-III และอื่นๆ องค์ประกอบแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 2 มิติและ 3 มิติอาจถูกใช้เพื่อวิเคราะห์ภาพตัดขวางของอุโมงค์เจาะหรืออุโมงค์ที่ตัดและปิด ในรูปที่ 2.12 และรูปที่ 2.13 แสดงถึงการกระจายการกระจัดที่มากที่สุดของอุโมงค์ตัดและปิดและวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ในการตรวจสอบพื้นที่ของโครงสร้างที่มีพฤติกรรมพลาสติก



รูปที่ 2.12 การกระจายค่าของการกระจัดสูงสุดในโครงสร้างตัดและปิด (Matsuda et al., 1996)



รูปที่ 2.13 การเสียรูปของโครงสร้างตัดและปิด องค์ประกอบสี่เหลี่ยมแสดงถึงบริเวณที่มีพฤติกรรมพลาสติก (Sweet, 1997)

ในกรณีที่มีการเคลื่อนที่ตามระนาบที่อ่อนแอในตัวกลางธรณีวิทยา (พื้นที่เฉือน, ระบายฐาน, ข้อต่อ) อาจทำให้เกิดความเข้มข้นของความเค้นในบริเวณจำกัดบางส่วนและการพังของอุโมงค์ที่ใช้การวิเคราะห์แบบจำลององค์ประกอบที่ไม่ต่อเนื่อง ในแบบจำลองเหล่านี้ มวลดินและมวลหินจะถูกจำลองให้เป็นการรวมตัวกันของชิ้นส่วนที่แตกต่าง ซึ่งอาจจะสร้างแบบจำลองเป็นวัสดุแข็งเกร็งหรือวัสดุเปลี่ยนรูปได้ โดยแต่ละรูปแบบจะมีพฤติกรรมตามความสัมพันธ์เชิงองค์ประกอบที่กำหนด

ความสามารถของการวิเคราะห์เชิงตัวเลขเพื่อปรับปรุงผลเฉลยแบบปิดนั้น อยู่ในความไม่แน่นอนของข้อมูลที่ป้อนเข้า หากมีความไม่แน่นอนที่เป็นนัยสำคัญ การวิเคราะห์อาจจะไม่ถูกต้องมากนัก (St. John and Zahrah, 1987) คำเตือนที่คล้ายกันนี้ถูกจัดทำโดย Kuesel (1969) โดยสังเกตว่า “รายละเอียดทางคณิตศาสตร์ของปัญหาที่ซับซ้อนไม่จำเป็นต้องนำไปสู่ความเข้าใจที่เพิ่มขึ้นถึงธรรมชาติของมัน” และให้ความสำคัญกับการพัฒนา “ภาพการกระทำของโครงสร้างใต้ดินที่เกิดแผ่นดินไหวและกำหนดขอบเขตที่เหมาะสมให้กับปัญหา”

Singh et al. (2017) วิเคราะห์ปัญหาเหล่านี้ผ่านโปรแกรม Plaxis ขณะที่การวิเคราะห์แบบจำลอง 2 มิติเพียงพอต่อการพิจารณาการเสีयरูปของ วงผนังอุโมงค์แบบ Ovaling แต่การเสีयरูปแบบ compression – extension และ longitudinal bending จำเป็นต้องวิเคราะห์ในแบบจำลอง 3 มิติ (Hatzigeorgiou & Beskos, 2010) (Peng & Song, 2015) (Stamos & Beskos, 1996)

#### 2.4.3 การเปรียบเทียบวิธีการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างใต้ดิน

ความแตกต่างที่สำคัญที่สุดของหลักการวิเคราะห์ระหว่างวิธีสภาพสนามอิสระและวิธีปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง คือการพิจารณาปฏิริยาระหว่างดินและโครงสร้างขณะได้รับแรงกระทำแผ่นดินไหว โดยวิธีสภาพสนามอิสระจะไม่สนใจปฏิริยานี้ ซึ่งก่อให้เกิดข้อจำกัดที่สำคัญและอาจส่งผลให้การประมาณค่าของการทรุดตัวและแรงภายในวงผนังอุโมงค์สูงเกินไปหรือต่ำเกินไป นอกจากนี้ การเสีयरูป Ovaling ยังขึ้นกับปฏิริยาระหว่างดินและโครงสร้างอย่างมาก ทำให้ยากต่อการประเมินผลการเสีयरูปของวงผนังอุโมงค์แบบนี้อย่างแม่นยำด้วยวิธีสภาพสนามอิสระ (Wang, 1993)

ความแม่นยำของวิธีสภาพสนามอิสระขึ้นกับหลายปัจจัย เช่น ความแข็งของโครงสร้างเมื่อเทียบกับดิน (Bobet, 2003) (Hashash et al., 2001) (Huo et al., 2006) ซึ่งหากอุโมงค์ตั้งอยู่ในชั้นดินอ่อนมาก วิธีนี้จะไม่เหมาะสม เนื่องจากวิธีนี้อยู่บนสมมติฐานว่าอุโมงค์และดินมีค่าความแข็งที่ใกล้เคียงกัน ข้อเสียอีกอย่างของวิธีนี้คือการตั้งสมมติฐานเงื่อนไขการไถลระหว่างดินและอุโมงค์ การไถลเต็ม หรือ การไม่ไถลตลอดความยาวอุโมงค์ โดยทั่วไปการไถลเต็มที่ผิวสัมผัสระหว่างดินและอุโมงค์จะพบได้ในกรณีที่อุโมงค์วางอยู่บนชั้นดินอ่อน หรือขนาดแผ่นดินไหวมีความรุนแรงมากเท่านั้น ซึ่งพฤติกรรมของอุโมงค์ส่วนใหญ่ที่บริเวณรอยต่ออยู่ระหว่าง การไถลเต็มและการไม่ไถล (Hashash et al., 2001) อย่างไรก็ตามวิธีสภาพสนามอิสระไม่สามารถอธิบายเงื่อนไขการไถลจริงเหล่านี้ได้

ข้อเสียอีกประการคือวิธีดังกล่าวไม่สามารถจำลองการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของโครงสร้างตามเวลาที่เปลี่ยนไป กล่าวคือสามารถประมาณการเสีयरูปและแรงภายในของอุโมงค์ได้จากการทรุดตัวของดินที่ค่าสูงสุดเท่านั้น ดังนั้นวิธีการนี้จึงไม่สามารถให้ข้อมูลเชิงลึกในลำดับขั้นตอนต่างๆของพฤติกรรมพลศาสตร์ของอุโมงค์ได้ ในขณะที่วิธีปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและอุโมงค์สามารถจำลองพฤติกรรมพลศาสตร์สำหรับอุโมงค์ได้ 3 ช่วง ได้แก่ (1) ระยะชั่วคราว (2) ระยะคงตัว (Steady stage) และ (3) ระยะหลงเหลือ (Residual stage)

ข้อดีประการหนึ่งของวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับการวิเคราะห์ปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างคือ ความสามารถในการจำลองการเสียรูปเชิงพลาสติกขนาดใหญ่ที่พบในดินอ่อนภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหว นอกจากนี้ยังสามารถพิจารณาอัตราส่วนการหน่วงและความแข็งของวัสดุกับความเครียดที่เกิดขึ้นได้ อย่างไรก็ตาม ข้อบกพร่องที่สำคัญของแนวทางนี้คือ ต้นทุนราคาและความซับซ้อนที่เกี่ยวข้อง (Do et al., 2014)

## 2.5 การพิจารณากรณีพิเศษสำหรับการวิเคราะห์แรงกระทำแผ่นดินไหว

การศึกษาในปัจจุบันจำเป็นต้องมีการพิจารณากรณีพิเศษหลายประการ เช่น องค์ประกอบของแบบจำลองดินและสภาพระบายน้ำของดิน สิ่งสำคัญคือต้องเลือกแบบจำลองดินที่มีองค์ประกอบเหมาะสมสำหรับปัญหาเนื่องจากการตอบสนองของโครงสร้างต่อแผ่นดินไหวขึ้นอยู่กับการตอบสนองดินในสภาพสนามอิสระ โดยการตอบสนองของดินภายใต้แรงกระทำวนซ้ำอย่างแผ่นดินไหวนั้นมีความซับซ้อน เช่น ความแข็งของดินที่ลดลงตามความเครียดที่เพิ่มขึ้น ในขณะที่อัตราส่วนการหน่วงของดินเพิ่มขึ้น (Florou, 2016)

### 2.5.1 ส่วนประกอบของแบบจำลองดิน

โดยปกติแล้วดินมีพฤติกรรมที่ไม่เป็นเส้นตรงและไม่สามารถย้อนกลับไปรูปแบบเดิมได้เมื่ออยู่ภายใต้ความเครียด ดังนั้นการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างต่อแผ่นดินไหวจึงขึ้นอยู่กับความเข้าใจพฤติกรรมที่ไม่เป็นเชิงเส้นตรงของคุณสมบัติดิน โดยเฉพาะอย่างยิ่งอัตราส่วนการหน่วง และความแข็งของดิน (stiffness) (Florou, 2016) ปัจจุบันมีงานวิจัยมากมายทั้งแบบจำลองดินแบบธรรมดาและแบบซับซ้อน คุณสมบัติของแบบจำลองดินต่างๆและการใช้กับปัญหาทางวิศวกรรมบางประการ มีดังนี้

#### (1) แบบจำลองพฤติกรรมดินอีลาสติก (Elastic soil)

การศึกษาในระยะแรกใช้แบบจำลองพฤติกรรมเชิงเส้นแบบทฤษฎีอีลาสติก (linear elastic) หรือแบบจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นแบบทฤษฎีอีลาสติก (non – linear elastic) อย่างง่ายเพื่อจำลองการตอบสนองของดินต่อการให้แรงกระทำวนซ้ำไปมา (Cyclic loading) อย่างไรก็ตามการวิเคราะห์แบบ elastic พบว่าไม่เพียงพอสำหรับการพิจารณาการตอบสนองที่เกิดจากแผ่นดินไหวของระบบอุโมงค์และดิน (Sliteen, 2013)

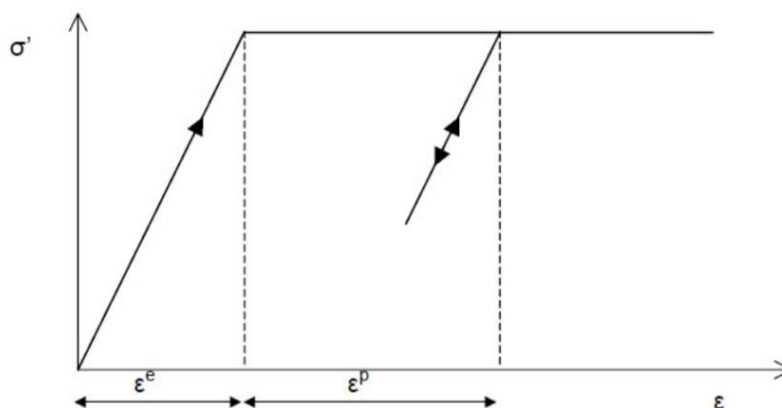
#### (2) แบบจำลองพฤติกรรมดินอีลาสโต-พลาสติก (Elasto-Plastic soil)



แบบจำลองพฤติกรรมดินที่มีความซับซ้อนมากขึ้นคือแบบจำลองที่พิจารณาพฤติกรรมไม่เป็นเชิงเส้นแบบทฤษฎีพลาสติก โดยแบบจำลองที่เป็นที่นิยมได้แก่ แบบจำลอง Mohr – Coulomb และ แบบจำลองฮาร์ดเทนนิ่ง (Hardening soil model)

#### (1) แบบจำลอง Mohr – Coulomb

เป็นการจำลองพฤติกรรมดินแบบยืดหยุ่นเชิงเส้นและพลาสติกสมบูรณ์ (Linear elastic perfectly plastic) ดังแสดงรูปที่ 2.14 ถ้าดินอยู่ในสภาพอิลาสติกความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดมีลักษณะเป็นเส้นตรง ไม่เกิดความเครียดคงค้างเมื่อทำการเพิ่มแรง – ถอนแรง ซึ่งแบบจำลอง Mohr – Coulomb มีพารามิเตอร์ที่สำคัญ 5 ตัว ประกอบด้วย 1) ค่า Young Modulus ( $E$ ) 2) อัตราส่วนปัวซอง ( $\nu$ ) 3) มุมแรงเสียดทาน (Friction angle,  $\phi$ ) 4) ค่าแรงยึดเหนี่ยว (Cohesion,  $c$ ) 5) มุมไคเลชั่น ( $\psi$ ) โดยมีพารามิเตอร์ที่สำคัญ 2 ตัวในการกำหนดฟังก์ชันคราก (Yield function) คือ มุมแรงเสียดทานและค่าแรงยึดเหนี่ยว



รูปที่ 2.14 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของแบบจำลอง Mohr – Coulomb (Plaxis, 2015)

Sliteen (2013) และ Do et al. (2014) จึงไม่ใช้แนวทางดังกล่าวปฏิบัติอีกต่อไป แบบจำลองดินอย่างง่ายอีกแบบหนึ่งคือ แบบจำลอง Plastic ที่ยืดหยุ่นอย่างสมบูรณ์ (elastic – perfectly plastic) เช่น แบบจำลองดินของ Mohr – Coulomb ซึ่งถือเป็นแบบจำลองที่ใช้กันอย่างแพร่หลายมากที่สุด เนื่องจากใช้ข้อมูลเพียงเล็กน้อย อีกทั้งยังเพียงพอสำหรับการวิเคราะห์ทางธรณีเทคนิคเป็นส่วนใหญ่

Do et al. (2014) วิเคราะห์พฤติกรรมของวงผนังอุโมงค์แบบชั้นส่วนและแบบต่อเนื่องภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหวขนาดปานกลางและรุนแรงในเชิงตัวเลขแบบ 2 มิติ แม้ว่าผลกระทบของแบบจำลององค์ประกอบดินจะมีอิทธิพลเพียงเล็กน้อยในเหตุการณ์แผ่นดินไหวระดับต่ำ แต่พบว่ามีผลกระทบอย่างมีนัยสำคัญในระหว่างการได้รับแรงกระทำจากแผ่นดินไหวขนาดรุนแรง แบบจำลอง Mohr – Coulomb ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงสูงสุดของโมเมนต์ดัดโค้งในวงผนังอุโมงค์ สูงถึง 250% เมื่อเทียบกับการวิเคราะห์แบบ Elastic ซึ่งผลลัพธ์ดังกล่าวเกิดจากความเครียดเฉือนต่ำที่เกิดจากแบบจำลองยืดหยุ่น เปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากแบบจำลอง Mohr – coulomb และให้ข้อสรุปที่ตรงกันกับงานวิจัยของ Sliteen (2013) และ Sliteen et al. (2013)

ในทางตรงกันข้าม Shahrour et al. (2010) พบว่าองค์ประกอบของแบบจำลองดินของเขาส่งผลให้โมเมนต์ดัดโค้งที่เกิดจากแผ่นดินไหวในอุโมงค์ลดลง 50% โดยพบว่างานวิจัยนี้ใช้ทรายแข็งปานกลาง ในขณะที่ Do et al. (2014) และ Silteen et al. (2013) ใช้ทรายปนดินเหนียวแข็งปานกลาง ซึ่งความแตกต่างนี้สามารถนำมาสรุปได้ว่า ชนิดของดินที่แตกต่างกันมีผลกระทบอย่างมีนัยสำคัญต่อองค์ประกอบแบบจำลองของชั้นดิน คำอธิบายนี้สอดคล้องกับงานศึกษาของ Amorosi and Boldini (2009) อีกทั้งยังเห็นด้วยในการหาความแตกต่างของแรงกระทำที่กระทำต่ออุโมงค์ก่อนเกิดและหลังเกิดแผ่นดินไหว เนื่องจากพฤติกรรมของดินไม่สามารถย้อนกลับได้หลังจากได้รับแรงแผ่นดินไหว

แบบจำลอง Mohr – Coulomb จะจำลองกระบวนการเปลี่ยนรูปเป็น plastic ของดิน ซึ่งทำให้แรงกระทำที่ส่งไป lining มีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับแรงกระทำที่ส่งผ่านแบบจำลอง elastic (Gomes, 2013) แม้ว่าแบบจำลอง Mohr – coulomb จะถูกนำไปใช้อย่างแพร่หลายในปัญหาเชิงวิศวกรรม แต่ยังคงใช้ความระมัดระวังอย่างยิ่งเมื่อนำแบบจำลองนี้ไปใช้ เนื่องจากการทำนายความแข็งแรงของดินจะมีค่าสูงเกินสำหรับดินเหนียวอ่อน ซึ่งภายใต้กรุงเทพมหานครปกคลุมด้วยชั้นดินเหนียวอ่อน การใช้แบบจำลองนี้จึงไม่เป็นที่พึงประสงค์ในการศึกษากรุงเทพมหานคร (Surarak et al., 2012) (Likitlersuang, Surarak, et al., 2013)

(2) แบบจำลองฮาร์ดเทนนิ่ง (Hardening soil model, HSM)

แบบจำลองที่จำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดแนวแกนกับความเค้นเบี่ยงเบนได้ดีด้วยสมการไฮเพอร์โบล่าในสภาพการทดสอบสามแกนในเงื่อนไขระบายน้ำ (Duncan and Chang, 1970) แบบจำลองดินฮาร์ดเดนนิ่งใช้สมการไฮเพอร์โบลิกในการจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในแกนตั้ง (vertical strain,  $\varepsilon_1$ ) กับความเค้นเบี่ยงเบน (Deviatoric stress,  $q$ ) ในสภาพการทดสอบสามแกนแบบระบายน้ำ ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดสามารถอธิบายด้วยสมการที่ 2.21 และสามารถอธิบายได้ด้วยรูปที่ 2.15 ซึ่งมีลักษณะเป็นรูปไฮเพอร์โบลิก

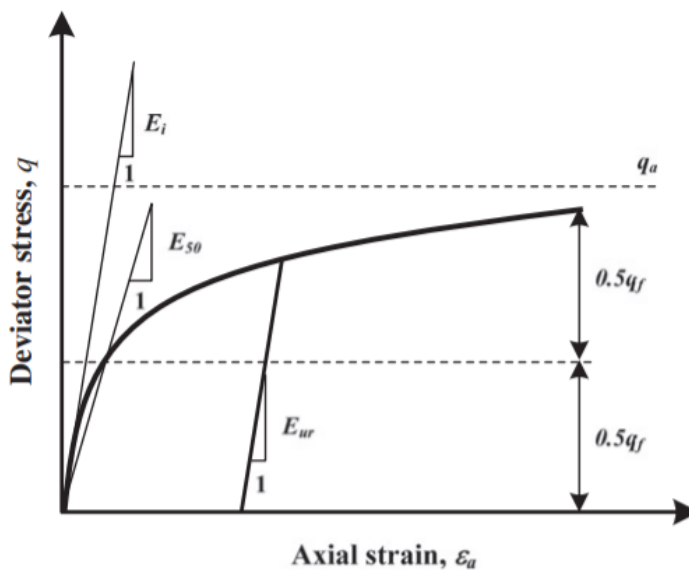
$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - \left(\frac{q}{q_a}\right)} \quad (2.21)$$

เมื่อ

$q_a$  = ค่าความเค้นที่กำกับไม่ให้ความเค้นสูงสุดมีค่าเกิน

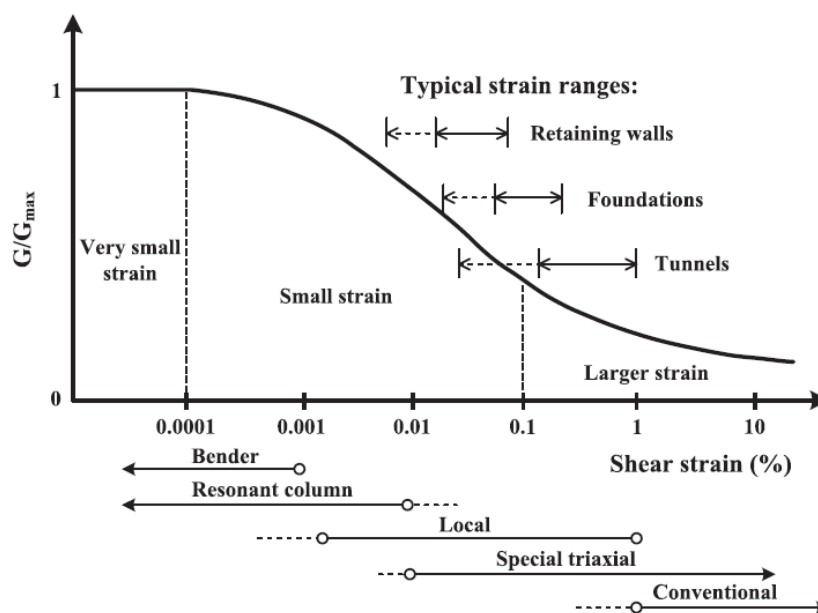
$E_i$  = Young Modulus เริ่มต้น

ค่าความแข็งจะขึ้นอยู่กับระดับความเค้น ประกอบด้วย 1) พารามิเตอร์ด้านกำลัง ได้แก่ ค่าแรงยึดเหนี่ยวประสิทธิผล ( $c'$ ) มุมแรงเสียดทานประสิทธิผล ( $\phi'$ ) และมุมไต่เลชัน ( $\varphi$ ) 2) พารามิเตอร์ด้านความแข็ง ได้แก่ ค่า Secant young modulus อ้างอิงที่ 50% ของกำลังสูงสุดที่เงื่อนไขการระบายน้ำ ( $E_{50}^{ref}$ ) ค่าโมดูลัสสัมผัสจากการทดสอบโออีโดมิเตอร์ ( $E_{oed}^{ref}$ ) ค่า Young modulus จากการเพิ่มแรงถอน - ถอนแรง ( $E_{ur}^{ref}$ ) และเลขชี้กำลังของ Young modulus ต่อขนาดของความเครียด ( $m$ ) 3) พารามิเตอร์พิเศษ ได้แก่ อัตราส่วนบัวซองในสภาพการถอนแรง - เพิ่มแรง,  $\nu_{ur}$  และความเค้นอ้างอิง ( $p^{ref} = 100$ )



รูปที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของไฮเพอร์โบลิคในการทดสอบสามแกนแบบระบายน้ำ (Schanz et al., 1999)

แบบจำลองดินฮาร์ดเดนนิ่งยังมีลักษณะพิเศษอีกประเภทที่ความแข็งของดินที่ระดับความเครียดต่ำ (Small strain stiffness) โมดูลัสความแข็งเริ่มต้น (initial stiffness modulus) เป็นพารามิเตอร์ของดินที่สำคัญที่เกี่ยวข้องกับการพยากรณ์การเคลื่อนที่ของดินและการตีความข้อมูลดินในภาคสนาม ในการคำนวณพลศาสตร์ของดินและวิศวกรรมแผ่นดินไหว โมดูลัสเฉือนที่ความเครียดต่ำ ( $G_{max}$ ) และอัตราส่วนการหน่วง ( $D$ ) เป็นตัวแปรสำคัญในการกำหนดลักษณะของดิน โดยปกติแล้วจะใช้เส้นโค้งการเสื่อมถอยของค่าความแข็ง (Stiffness degradation) เพื่ออธิบายความแข็งเฉือนสำหรับช่วงความเครียดที่หลากหลาย Atkinson และ Salfors (1991) และ Mair (1993) จัดทำเส้นโค้งการเสื่อมถอยของค่าโมดูลัสความแข็งให้เป็นมาตรฐานโดยเปรียบเทียบการตอบสนองของดินจากการก่อสร้างธรณีเทคนิคและความแม่นยำในการตรวจวัดจากการตรวจสอบในห้องปฏิบัติการดังแสดงรูปที่ 2.16



รูปที่ 2.16 เส้นโค้งการเสื่อมถอยของโมดูลัสความแข็งของการก่อสร้างธรณีเทคนิคกับความเครียดเฉือนที่อัตราส่วนต่างๆและความแม่นยำของวิธีการตรวจวัด (Atkinson and Salfors, 1991) (Mair, 1993)

นอกจากนี้เมื่อวาดจุดเริ่มต้นของความเครียดเฉือนในกราฟมาตรฐานของการเสื่อมสภาพของความแข็ง แถบของจุดเริ่มต้นความเครียดเฉือนจะสอดคล้องกับค่าของ  $G/G_{max}$  ที่ 0.65 – 0.67 ตามแนวความคิดนี้ Santos และ Correia (2001) ได้เสนอความเครียดเฉือนที่จุดเริ่มต้นอ้างอิง ( $\gamma_{0.7}$ ) ซึ่งกำหนดเป็นความเครียดเฉือนที่  $G/G_{max}$  ที่ 0.7 ซึ่งกำหนดให้เป็นความเครียดเฉือนที่  $G/G_{max}$  ที่ 0.7 ภายในมาตรฐานเส้นโค้งเสื่อมสภาพโมดูลัสเฉือน ค่า  $\gamma_{0.7}$  นี้ถูกใช้ในแบบจำลองดิน Hardening soil model with small strain stiffness (HSS) ในโปรแกรม Plaxis (Brinkgreve, 2002)

สำหรับงานวิจัยนี้ได้นำค่าพารามิเตอร์ด้านกำลังและด้านความแข็งของแบบจำลองดินฮาร์ดเดนนิ่งที่ทำการศึกษาไว้โดย Likitlersuang, Surarak, et al. (2013) ซึ่งทำการทดสอบเทียบกับผลการทดสอบอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติ (Oedometer) และการทดสอบ Triaxial ของ (Surarak et al., 2012) มาทำการวิเคราะห์ผลตอบสนองของดินต่อคลื่นสั่นสะเทือนแผ่นดินไหว

Likitlersuang, Surarak, et al. (2013) วิเคราะห์พื้นที่กรุงเทพมหานครจุดเจาะลึกด้วยวิธี plane strain ไฟไนต์ 2 มิติ โดยใช้แบบจำลองดิน 4 องค์ประกอบสำหรับการวิเคราะห์

ได้แก่ (1) Mohr – Coulomb model (MCM) (2) Soft soil Model (SSM) (3) Hardening soil Model (HSM) (4) Hardening soil model with Small – strain stiffness (HSS) แบบจำลองดินถูกนำมาเปรียบเทียบกับผลลัพธ์ภาคสนามเพื่อประเมินประสิทธิภาพในการสร้างแบบจำลองพื้นที่ขุดลึก โดยงานวิจัยนี้จะกล่าวถึงเพียงแบบจำลองดิน HSM และ HSS เนื่องจากมีคุณสมบัติเหมาะสมในการวิเคราะห์ปัญหาการตอบสนองของอุโมงค์ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวและสรุปว่าการประมาณการเคลื่อนที่ของผนังด้านข้างและการทรุดตัวของผิวดินที่เหมาะสม ได้มาจากแบบจำลององค์ประกอบดินที่มีความซับซ้อนสูง เช่น แบบจำลอง HSS อย่างไรก็ตามสำหรับผลลัพธ์ค่าแรงในแนวแกน, แรงเฉือน และโมเมนต์ดัดในแต่ละแบบจำลอง ไม่พบความแตกต่างกัน

ความสำเร็จของแบบจำลองดินที่ซับซ้อนขึ้นอยู่กับปริมาณและคุณภาพของข้อมูลที่ใช้ Likitlersuang, Surarak, et al. (2013) ใช้พารามิเตอร์ความแข็งและความแข็งแรงของดินที่กำหนดโดย Surarak et al. (2012) และ Likitlersuang, Teachavorasinskun, et al. (2013) สำหรับแบบจำลอง HSM และ HSS ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ แบบอ่อนและแข็งตามลำดับ พารามิเตอร์เหล่านี้ถูกกำหนดโดยการทดสอบภาคสนามและห้องปฏิบัติการอย่างจริงจัง

## 2.5.2 เงื่อนไขการระบายน้ำ

Sandoval and Bobet (2020) เปรียบเทียบสภาวะระบายน้ำและไม่ได้ระบายน้ำในการตอบสนองต่อแผ่นดินไหวของโครงสร้างใต้ดิน การวิเคราะห์พิจารณาปฏิสัมพันธ์ระหว่างโครงสร้างและดินและการเกิดแรงดันรูพรุนส่วนเกิน ผลการศึกษาแสดงให้เห็นว่าในสภาวะไม่ระบายน้ำมีแนวโน้มที่จะลดการทรุดตัวสำหรับโครงสร้างยึดหยุ่นและมีแนวโน้มที่จะเพิ่มการทรุดตัวสำหรับโครงสร้างที่แข็ง แรงดันรูพรุนส่วนเกินที่เป็นบวกสูงถูกสร้างในอุโมงค์ที่ยึดหยุ่น ส่งผลให้ความเค้นประสิทธิภาพของดินรอบอุโมงค์มีค่าน้อยเมื่อเทียบกับสภาวะระบายน้ำ ในทางตรงกันข้ามแรงดันรูพรุนส่วนเกินที่เป็นบวกลดหรือที่มีค่าเป็นลบถูกสร้างในอุโมงค์ที่แข็ง ส่งผลให้ความเค้นประสิทธิภาพของดินมีค่าสูงสอดคล้องกับสภาวะสภาวะระบายน้ำ โดยการศึกษาที่มีสมมติฐานว่ารอยต่อระหว่างดินและโครงสร้างอยู่ภายใต้เงื่อนไขไม่ไหลและ วงผนังอุโมงค์และดินรอบอุโมงค์มีพฤติกรรมเป็นวัสดุยึดหยุ่นเชิงเส้น

สมมติฐานเหล่านี้จำกัดความแม่นยำของผลลัพธ์เนื่องจากการการศึกษาก่อนหน้านี้ได้ระบุว่าอุโมงค์ส่วนใหญ่อยู่ในเงื่อนไขระหว่างไม่ไหลและลื่นไหล (Hashash et al., 2001) และดินโดยทั่วไปมี

การตอบสนองที่ไม่เป็นเส้นตรงและมีพฤติกรรมเป็นพลาสติกภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหว (Floroiu, 2016) Bobet (2010) สนับสนุนเหตุผลเหล่านี้โดยให้เหตุผลดังต่อไปนี้ (1) เงื่อนไขไม่ไกลจะส่งผลให้เกิดผลลัพธ์ที่วิกฤติ (2) วัสดุยืดหยุ่นจะให้ค่าประมาณที่สมเหตุสมผลและข้อมูลเชิงลึกเกี่ยวกับความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปร (เช่น ความแข็งและรูปร่างอุโมงค์) ในสภาวะระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ

Sandoval and Bobet (2020) ใช้โปรแกรมวิเคราะห์ไฟไนต์อีลิเมนต์ ในขณะที่ Bobet (2010) สร้างการแก้ปัญหาเชิงตัวเลขเพื่อระบุการหลุดตัวของอุโมงค์ ซึ่งผลการวิจัยพบว่ามีผลสอดคล้องกันและบ่งชี้ว่าผลเฉลยรูปแบบปิดเชิงตัวเลข (Numerical closed formed solution) ที่เสนอโดย Bobet (2010) เพียงพอในการประเมินการหลุดตัวของวงผนังอุโมงค์ภายใต้การรับแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวระยะไกล

## 2.6 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

Akhlaghi and Nikkar (2014) วิเคราะห์ผลตอบสนองอุโมงค์วงกลมต่อการกระจายคลื่นเฉือนในแนวตั้งของพฤติกรรมแผ่นดินไหวเชิงพลศาสตร์ โดยแผ่นดินไหวที่นำวิเคราะห์เลือกด้วยวิธีเชิงกำหนดค่า (DSHA) เนื่องจากข้อมูลของเหตุการณ์แผ่นดินไหวในพื้นที่ศึกษาไม่เพียงพอ จึงเลือกเหตุการณ์แผ่นดินไหวครั้งล่าสุดที่เกิดขึ้นในพื้นที่ที่มีลักษณะตอบสนองต่อคลื่นแผ่นดินไหวคล้ายกันในแบบจำลอง เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ถูกเลือกมาวิเคราะห์คือแผ่นดินไหว Landers ปี 1992 นำมาวิเคราะห์กับอุโมงค์รถไฟท่าเมือง Tabriz ประเทศอิหร่านโดยพิจารณาข้อมูลดิน 2 ส่วนที่ได้รับ มีการประมาณการเสียรูปด้วยวิธีผลเฉลยรูปแบบปิดเชิงสถิติด้วยสมการของ Wang (1993), Penzien (2000) และ Bobet (2003) เปรียบเทียบกับผลของวิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลขในรูปแบบพลศาสตร์ด้วยโปรแกรมไฟไนต์อีลิเมนต์ FLAC โดยเทียบผลการคำนวณระหว่างค่าแรงภายในตามแกนและโมเมนต์การบิดค่าสูงสุด ซึ่งได้สรุปผลได้ว่า ค่าแรงภายในตามแกนสูงสุดที่ได้จากวิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลขมีค่าสูงกว่าผลลัพธ์ด้วยสมการเชิงสถิติของทั้ง 3 คน เนื่องจากของค่าสัมประสิทธิ์การลดทอนโมดูลัสเฉือนวิธีผลเฉลยเชิงวิเคราะห์ ดูเหมือนจะได้ค่าประมาณที่สูงเกินเนื่องจากใช้ค่าโมดูลัสเฉือนสูงสุดมาคำนวณ โดยสรุปคือ ผลลัพธ์แรงผลึกจากทั้ง 2 วิธีถือว่ามีความต่างกันน้อย ทำให้สามารถยอมรับผลจากการคำนวณด้วยวิธีผลเฉลยเชิงวิเคราะห์ได้ แต่ผลลัพธ์โมเมนต์บิดจากทั้ง 2 วิธีมีความแตกต่างกันมาก ซึ่งมีความคาดเคลื่อนอย่างมีนัยสำคัญ ผลตอบสนองเปรียบเทียบจากบริเวณดิน 2 ที่แสดงดังรูปที่ 2.17

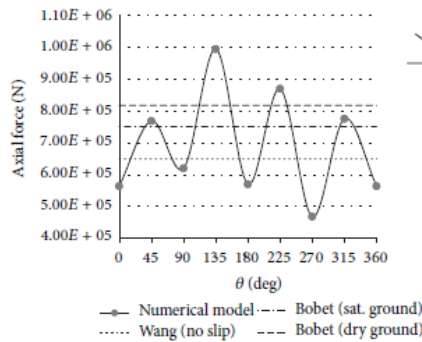


FIGURE 14: Axial forces at Section 1 due to seismic shear wave propagation.

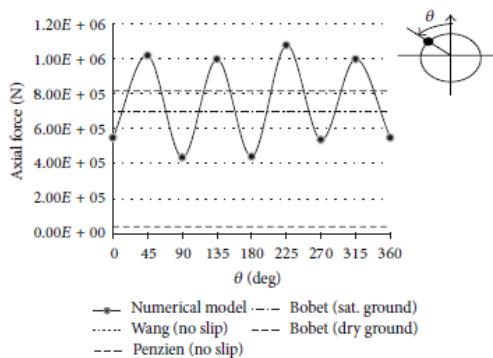


FIGURE 15: Axial forces at Section 2 due to seismic shear wave propagation.

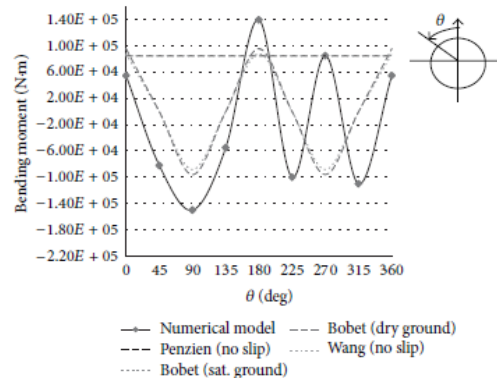


FIGURE 16: Bending moments at Section 1 due to seismic shear wave propagation.

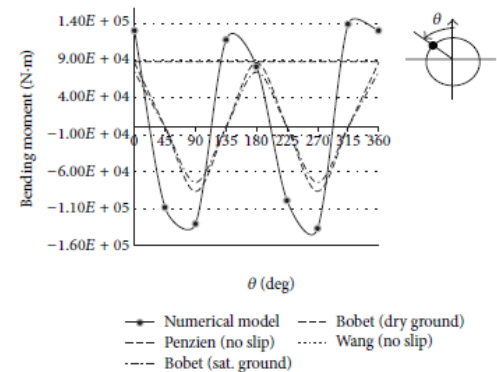


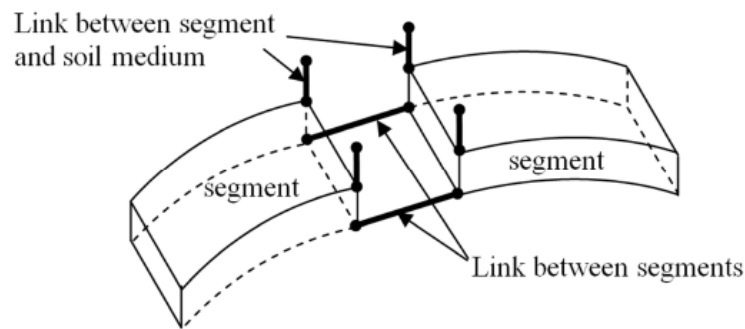
FIGURE 17: Bending moments at Section 2 due to seismic shear wave propagation.

รูปที่ 2.17 เปรียบเทียบแรงผลักรายในและโมเมนต์บิดจากการวิเคราะห์ระหว่างวิธีผลเฉลยรูปปิดของ Wang (1993), Penzien (2000), (Bobet, 2003) และ วิธีพลศาสตร์โดยโปรแกรมวิเคราะห์เชิงตัวเลข (FLAC) (Akhlaghi & Nikkar, 2014)

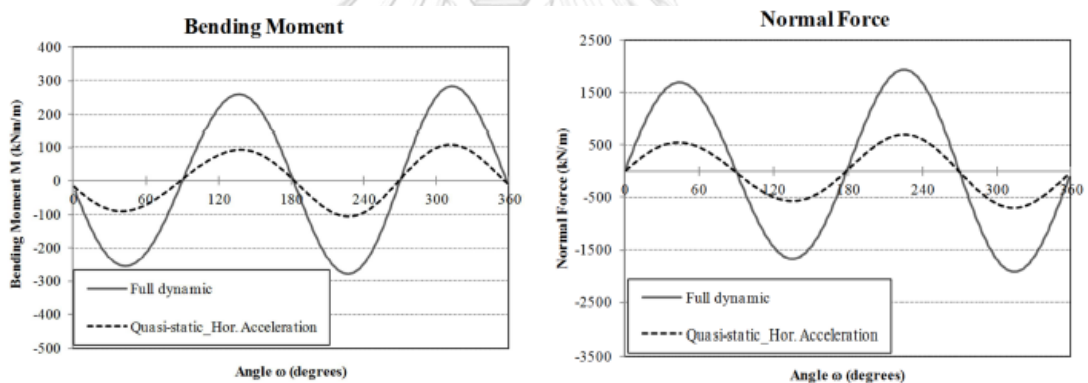
Do et al. (2014) ใช้วิธีการวิเคราะห์เชิงตัวเลขในการศึกษาระหว่างประสิทธิภาพของ หน้าตัดของวงผนังอุโมงค์ และ วงผนังอุโมงค์ต่อเนื่องของอุโมงค์ภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหว โดยการวิเคราะห์เปรียบเทียบระหว่างผลเฉลยแบบปิดของ Wang (1993) และการใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 2 มิติ ด้วยโปรแกรม FLAC ซึ่งพิจารณาถึงข้อต่อของวงผนังอุโมงค์ด้วย ข้อต่อของวงผนังอุโมงค์นี้ถูกจำลองเสมือนหมุดยึดหยุ่น (Elastic pin) และกำหนดพฤติกรรมค่าความแข็ง แสดงดังรูปที่ 2.18 ซึ่งแผ่นดินไหวที่ใช้มีระดับความรุนแรงที่ต่ำสุดและสูงสุดที่เคยเกิดขึ้นที่ Nice เหตุการณ์ทั้ง 2 เหตุการณ์ ถูกจำลองเพื่อวิเคราะห์พฤติกรรมของอุโมงค์ภายใต้แรงแผ่นดินไหว การวิเคราะห์คลื่นแผ่นดินไหวที่กระทำต่ออุโมงค์ใช้ทั้งวิธีแรงสถิตย์เทียบและพลศาสตร์ ผลลัพธ์การวิเคราะห์เชิงตัวเลขแสดงให้เห็นว่าการวิเคราะห์แบบแบ่งส่วนของวงผนังอุโมงค์สามารถทำงานได้ดีกว่าการวิเคราะห์วงผนังอุโมงค์ที่มี



ความยาวต่อเนื่อง และยังเน้นถึงผลของความเป็นพลาสติกของดินในแบบจำลองต่อวงผนังอุโมงค์อีกด้วย ผลการวิจัยพบว่า การวิเคราะห์แบบยืดหยุ่นไม่เพียงพอที่จะระบุการตอบสนองระหว่างดินและอุโมงค์ที่เกิดจากคลื่นแผ่นดินไหว นอกจากนี้ผลการเปรียบเทียบชี้ให้เห็นว่าผลลัพธ์ด้วยวิธีแรงสถิตย์เทียบเท่าให้ค่าแรงภายในของโครงสร้างวงผนังอุโมงค์ที่น้อยกว่าการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ที่แท้จริง แสดงดังรูปที่ 2.19

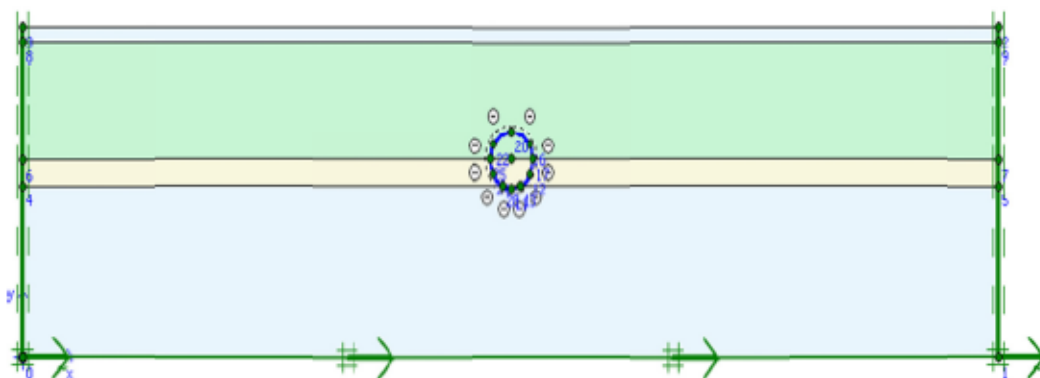


รูปที่ 2.18 แบบจำลองข้อต่อของวงผนังอุโมงค์ (Do et al., 2014)



รูปที่ 2.19 ผลลัพธ์ค่าโมเมนต์การตัดและแรงดันภายในของวงผนังอุโมงค์เปรียบเทียบระหว่างการวิเคราะห์แบบ pseudo - static และ full dynamic ในกรณีคลื่นแผ่นดินไหวที่แรงที่สุด (Do et al., 2014)

Adam et al. (2016) ศึกษาอุโมงค์รถไฟฟ้าในอียิปต์ (Cairo metro) ซึ่งสร้างเมื่อหลาย 10 ปีก่อนและกำลังมีการขยายเส้นทาง วิเคราะห์ผลกระทบของอุโมงค์ต่อคลื่นแผ่นดินไหวรวมถึงผลกระทบจากน้ำหนักที่เหนี่ยวนำโดยรถไฟ ผ่านวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์แบบพลศาสตร์ นอกจากนี้ยังศึกษาพฤติกรรมความเครียดของอุโมงค์ที่เกิดขึ้น ปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างถูกวิเคราะห์โดยโปรแกรม Plaxis 2D สำหรับการป้อนแรงกระทำแผ่นดินไหวในแบบจำลองจะใช้การกำหนดรูปแบบความเร่งและคาบเวลาที่คลื่นสั้นโดยบรรจุพื้นฐานของแบบจำลองดังรูปที่ 2.20



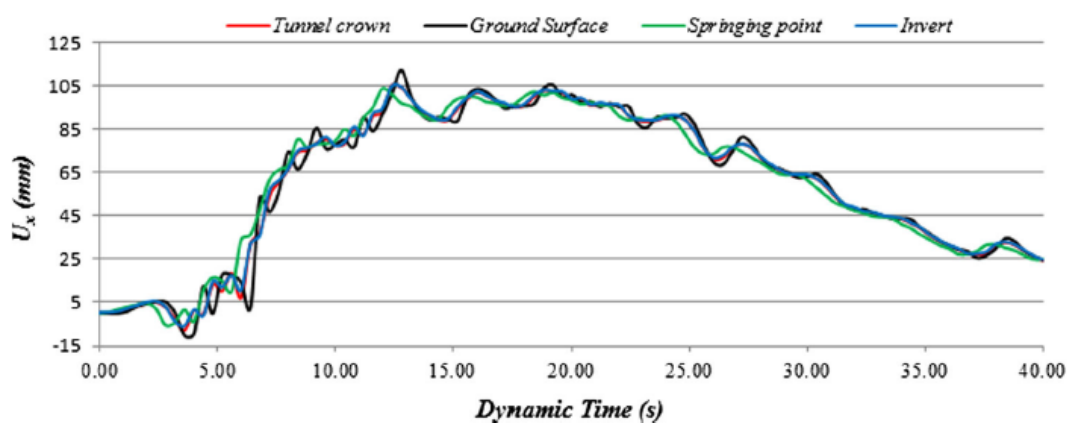
รูปที่ 2.20 แบบจำลองจากโปรแกรม Plaxis 2 – plane strain model to study tunnel response under earthquake motion (Adam et al., 2016)

เพื่อพิจารณาถึงการตอบสนองคลื่นแผ่นดินไหวอย่างไม่เป็นเชิงเส้นของชั้นดิน แผ่นดินไหวที่มีระดับความรุนแรงแตกต่างกัน 3 ระดับจึงถูกนำมาวิเคราะห์ โดยเลือกเหตุการณ์แผ่นดินไหวจากวิธีการประเมินเชิงกำหนดค่า วิธีนี้ถูกใช้อย่างแพร่หลายในการวิเคราะห์โครงสร้างใต้ดินเมื่อได้รับคลื่นแผ่นดินไหว เนื่องจากข้อมูลแผ่นดินไหวในพื้นที่ที่ศึกษาส่วนใหญ่จะมีไม่เพียงพอไปประเมินด้วยวิธีPSHA และวิเคราะห์พฤติกรรมของพารามิเตอร์ดินพลศาสตร์ในสภาพพลศาสตร์ด้วยโปรแกรม EERA เพื่อหา อัตราส่วนการหน่วง ,ค่าโมดูลัสเฉือนในสภาพพลศาสตร์ และค่าสัมประสิทธิ์การหน่วง Rayleigh ผลการศึกษาชี้ให้เห็นว่าแรงภายในทั้งแรงตามแนวแกนและโมเมนต์บิดของวงผนังอุโมงค์ไม่ได้แปรผันตรงตามค่าความเร่งสูงสุดของคลื่นแผ่นดินไหว กล่าวคือค่าทั้งแรงตามแนวแกนและโมเมนต์บิดสูงสุดบนวงผนังอุโมงค์เกิดกับคลื่นที่มีค่าความเร่งสูงสุดคือ 0.3g (Imperial Valley Earthquake, 1979) ในขณะที่ค่าความเร่งสูงสุดของคลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 3 คลื่นมีค่าสูงสุดที่ 0.45g (Northridge Earthquake, 1994) และเมื่อเปรียบเทียบกับแรงกระทำพลศาสตร์จากผลของการเคลื่อนที่ของรถไฟ พบว่าส่งผลความรุนแรงต่อโครงสร้างอุโมงค์มากกว่าแผ่นดินไหวที่ความรุนแรงต่ำสุด ในขณะที่ส่งผลกระทบต่อโครงสร้างอุโมงค์น้อยกว่าเมื่อเทียบกับแผ่นดินไหวขนาดปานกลางและรุนแรง แสดงดังรูปที่ 2.21 ผลลัพธ์เหล่านี้เป็นเพราะ 2 สาเหตุ อย่างแรกคือความแตกต่างของลักษณะการเคลื่อนตัวของคลื่นแผ่นดินไหว ซึ่งรวมถึงค่าความเร่งสูงสุดและคาบเวลาช่วงวิกฤตที่มีความเข้มข้นของพลังงานสูงสุด ซึ่งเรียกว่าเนื้อหาความถี่ (Frequency contents) และอย่างที่สองคือชั้นดินซึ่งเป็นวัสดุที่มีคุณสมบัติไม่เป็นเชิงเส้น ซึ่งหมายความว่าค่าความแข็งของชั้นดินและอัตราส่วนการหน่วงของแต่ละเหตุการณ์แผ่นดินไหวมีความสัมพันธ์แตกต่างกันอย่างไม่เป็นเชิงเส้น โดยขึ้นกับ stress – strain hysteresis พลังงานที่สะสมได้ในแต่ละชั้นดินขณะที่ดินเกิดการสั่น

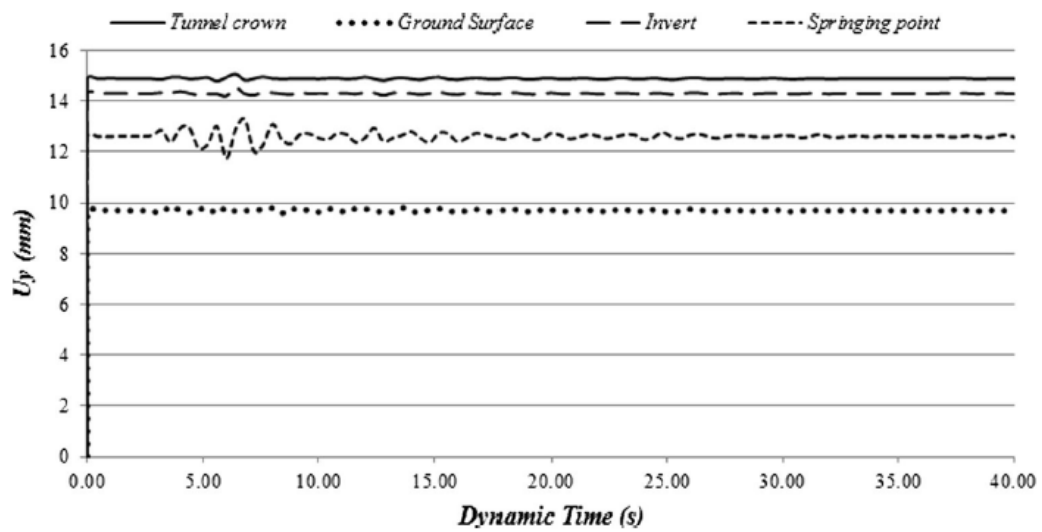
Loma Prieta		Imperial		Northridge		Train Moving Load	
N env. (kN/m)	M env. (kN.m/m)	N env. (kN/m)	M env. (kN.m/m)	N env. (kN/m)	M env. (kN.m/m)	N env. (kN/m)	M env. (kN.m/m)
-828.10	62.10	-1420	549.59	-1160	495.83	834.51	179.07

รูปที่ 2.21 แรงภายในตามแนวแกนและโมเมนต์บิดของวงผนังอุโมงค์ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Loma Prieta, Imperial, Northridge และแรงกระทำจากการเคลื่อนที่ของรถไฟ (Adam et al., 2016)

Singh et al. (2017) วิเคราะห์อุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินในอินเดีย (Delhi metro) ซึ่งเป็นอุโมงค์ดินตั้งอยู่บริเวณที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหว ผ่านโปรแกรม Plaxis 2D โดยศึกษาการตอบสนองต่อเหตุการณ์แผ่นดินไหว Uttarakashi ปี 1991 ที่เทือกเขาหิมาลัยตอนล่างทั้งในทิศทางแนวนอนและแนวตั้งที่กระทำต่ออุโมงค์ ผลกระทบต่อแผ่นดินไหวต่อโครงสร้างใต้ดินในรูปแบบการสั่นสะเทือนของดินจะเป็นรูปแบบหลักในการวิเคราะห์ งานศึกษานี้จะศึกษาพฤติกรรมรูปแบบการเสียรูปของอุโมงค์ โดยผลลัพธ์ของการตอบสนองที่ได้จะเปรียบเทียบกับผลเฉลยรูปแบบปิดของ Wang (1993), Penzien และ Wu (1998) และ Penzien (2000) งานศึกษานี้นำเสนอผลลัพธ์การกระจัดของอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆที่เปลี่ยนแปลงตามระยะเวลาที่ได้รับแรงแผ่นดินไหวจากวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ดังรูปที่ 2.22 ซึ่งเป็นการกระจัดทิศทางแนวนอนและแนวตั้งจากแรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางกับผิวดินและทิศแนวตั้งตามลำดับ



(ก)



(ข)

รูปที่ 2.22 การกระจัดที่ตำแหน่งต่างๆทั้งอุโมงค์และผิวดิน ณ เวลาต่างๆ ระหว่างเกิดแผ่นดินไหว (ก)

การกระจัดทิศทางแนวราบ (ข) การกระจัดทิศทางแนวตั้ง (Singh et al., 2017)

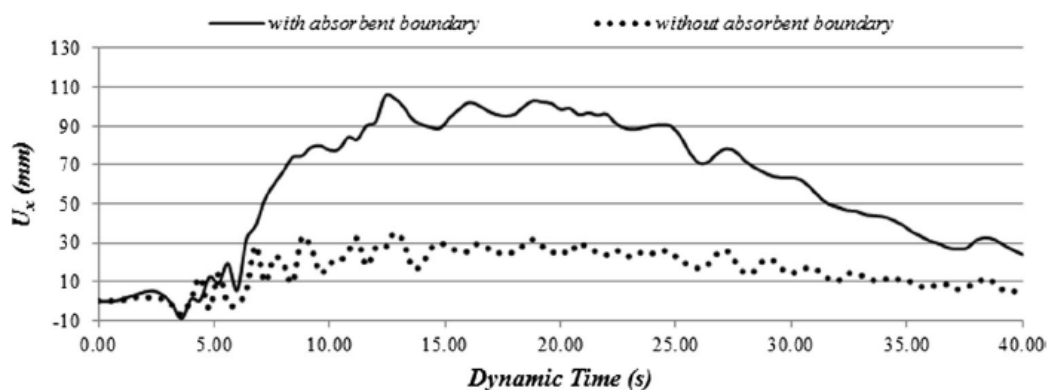
นอกจากนั้น ยังวิเคราะห์แรงภายในที่เกิดขึ้นของวงผนังอุโมงค์ประกอบไปด้วย แรงอัดตามแนวแกน, แรงเฉือน และโมเมนต์บิดที่ตำแหน่งต่างๆบนวงผนังอุโมงค์ รูปที่ 2.23 แสดงค่าสูงสุดของแรงภายในที่เกิดขึ้นทั้ง 3 ช่วงเวลา ได้แก่ แรงสถิตย์ก่อนเกิดแผ่นดินไหว, ระหว่างได้รับแรงกระทำแผ่นดินไหว และหลังการเกิดแผ่นดินไหว อีกทั้งยังวิเคราะห์ความเร่งแนวราบที่เกิดขึ้นที่จุดต่างๆบนวงผนังอุโมงค์ และผิวดิน ณ เวลาขณะเกิดแผ่นดินไหว รวมถึงศึกษาผลกระทบจากอัตราส่วนการหน่วง (%) ของดินต่างๆต่อแรงภายในวงผนังอุโมงค์ และอิทธิพลของการดูดซับพลังงานที่ขอบเขตของแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ แสดงดังรูปที่ 2.24 และ รูปที่ 2.25 ตามลำดับ

Maximum forces in RC liner	Static	Horizontal component of earthquake		Vertical component of earthquake	
		During shaking	After shaking	During shaking	After shaking
T (kN/m)	1160.00	1180.00	1160.00	1220.00	1160.00
V (kN/m)	9.13	45.50	9.20	30.14	9.58
M (kN-m/m)	14.33	66.66	14.34	46.22	15.03

รูปที่ 2.23 แรงภายในสูงสุดของวงผนังอุโมงค์ภายใต้แรงแผ่นดินไหวแนวราบและแนวตั้ง (Singh et al., 2017)

Maximum forces in RC liners	Static case	During the earthquake with absorbent boundary				During the earthquake with 5 % damping and without absorbing boundaries
		0 % Damping	5 % Damping	10 % damping	15 % damping	
T (kN/m)	1160.00	1200	1180	1170	1170	1180
V (kN/m)	9.13	74.35	45.50	37.21	31.01	47.22
M (kNm/m)	14.33	106.87	66.66	54.13	44.87	68.94

รูปที่ 2.24 แรงภายในสูงสุดของวงผนังอุโมงค์ต่อผลกระทบจากอัตราส่วนการหน่วง(%) ต่างๆของดิน ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว (Singh et al., 2017)

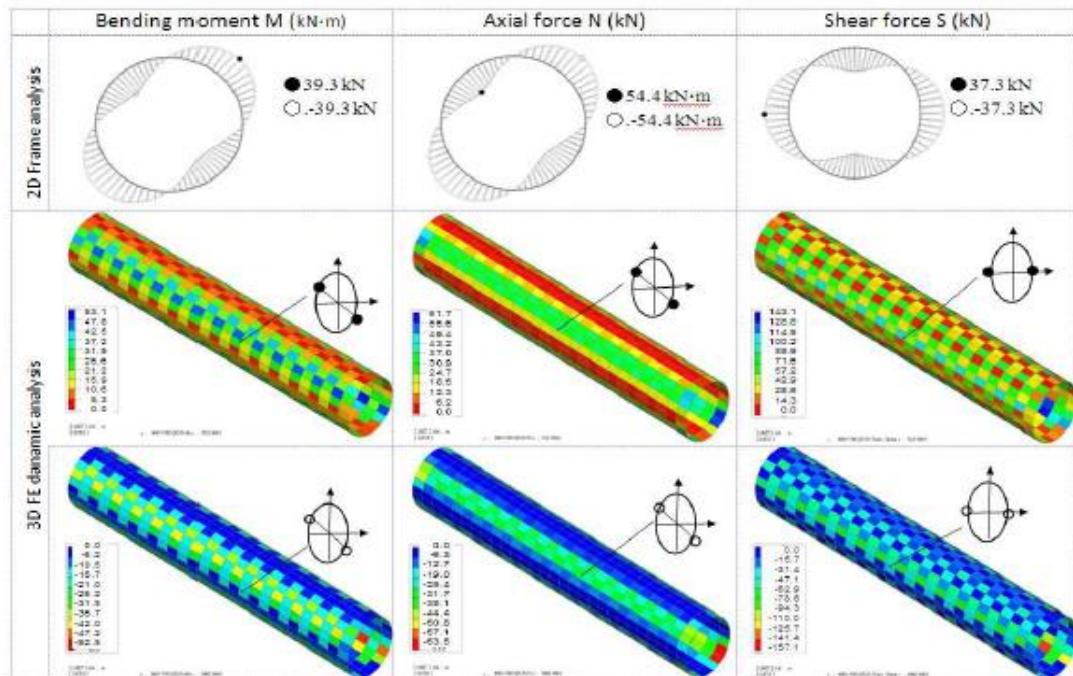


รูปที่ 2.25 การกระจัดตามแนวราบที่ผิวดินตามอิทธิพลของการดูดซับพลังงานที่ขอบเขตของแบบจำลอง ณ เวลาต่างๆระหว่างเกิดแผ่นดินไหว (Singh et al., 2017)  
การเปรียบเทียบระหว่างแรงภายในจากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis 2D และผลเฉลยรูปแบบปิด แสดงให้เห็นว่า

- (1) แรงดันตามแนวแกนและโมเมนต์บิดที่ได้จากสมการของ Wang (1993) และ Penzien และ Wu (1998) และ Penien (2000) สำหรับเงื่อนไขการไหลเต็ม ได้ผลที่มีความใกล้เคียงกับวิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลข
- (2) แรงดันตามแนวแกนที่ได้จากสมการของ Wang (1993) ได้ผลลัพธ์ที่ประเมินค่าสูงไปสำหรับเงื่อนไขการไม่ไหล
- (3) ผลลัพธ์แรงเฉือนและโมเมนต์บิดในวงผนังอุโมงค์ จากสมการของ Penzien และ Wu (1998) และ Penien (2000) สามารถเทียบได้ค่าที่ค่อนข้างใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากโปรแกรม Plaxis

Wang (2015) ศึกษาผลกระทบของชั้นดินที่แตกต่างที่ส่งผลต่ออุโมงค์ภายใต้แรงแผ่นดินไหว วิเคราะห์ด้วยโปรแกรมไฟไนต์อีลิเมนต์ 3D ในการวิเคราะห์ลักษณะพลศาสตร์ และในมุมมอง 2D อย่างง่ายสำหรับวิเคราะห์ frame ข้อต่อของวงผนังอุโมงค์ในดินที่แตกต่างกันแต่ละชั้นภายใต้เงื่อนไขการไม่ไหล ในขณะที่เดียวกันประสิทธิภาพของอุโมงค์ในการรับคลื่นแผ่นดินไหวถูกวิเคราะห์ด้วยผลเฉลยรูปแบบปิดของ Wang (1993) และ Penzien (2000) โดยคลื่นที่ใช้เป็นคลื่นทิศทางแนวขวางกับทิศทางอุโมงค์ ผลลัพธ์แรงภายในสูงสุดของวงผนังอุโมงค์ เมื่อรับแผ่นดินไหวจากการวิเคราะห์ด้วยวิธี

เชิงตัวเลขด้วยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ 3D และ 2D แสดงดังรูปที่ 2.26 และเปรียบเทียบกับผลการคำนวณแรงภายในสูงสุดจากผลเฉลยแบบปิดแสดงดังรูปที่ 2.27

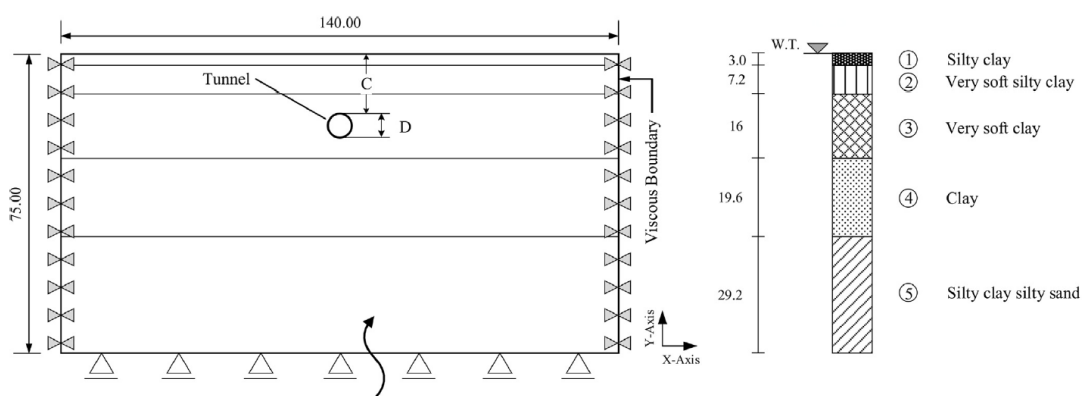


รูปที่ 2.26 แรงภายในสูงสุดต่อองศาหนึ่งของวงผนังอุโมงค์ด้วยวิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Wang, 2015) จากการศึกษาสามารถสรุปได้ว่า ชั้นดินที่แตกต่างมีอิทธิพลอย่างมากต่อการตอบสนองของดินต่อแผ่นดินไหว อย่างไรก็ตามหากอุโมงค์ถูกฝังกลบด้วยชั้นดินที่หนา การทรุดตัวของอุโมงค์มีความต่างกันเพียงเล็กน้อยระหว่างการจำลองดินที่ลักษณะต่างกันหลายชั้นกับการจำลองดินที่ลักษณะเหมือนกันเป็นชั้นเดียว ดังนั้นการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองดินชั้นเดียวสามารถยอมรับได้ในการแก้ปัญหาทางวิศวกรรมสำหรับอุโมงค์ซึ่งถูกฝังกลบด้วยชั้นดินหนาอย่างสมบูรณ์ มิฉะนั้นต้องใช้แบบจำลองชั้นดินหลายชั้นเพื่อการตอบสนองของดินที่สมเหตุสมผลกว่า นอกจากนี้ยังสรุปการใช้วิธีการวิเคราะห์ว่า ผลเฉลยรูปแบบปิดอาจใช้เป็นแนวทางอย่างง่ายในการประเมินแรงภายในของอุโมงค์ที่ฝังด้วยชั้นดินหนา และการวิเคราะห์ frame 2D มีแนวโน้มที่จะให้ผลลัพธ์แรงภายในที่มีขนาดน้อยกว่า ในขณะที่การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบพลศาสตร์ 3D จะให้แรงภายในที่วิกฤติเสมอ ดังนั้นจึงควรใช้วิธีการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบพลศาสตร์ 3D สำหรับการออกแบบอุโมงค์ภายใต้แผ่นดินไหวเพื่อความปลอดภัย

Analysis method	Soil Structure	Bending moment M (kN · m/ring)	Hoop thrust N (kN/ring)	Shear force V (kN /ring)
Penzien	Full-slip	±54.6	±25.5	±50.9
	No-slip	±54.5	±50.8	+50.8
Wang	Full-slip	±54.6	±25.5	—
	No-slip	±54.6	±478.4	—
2D	No-slip	±39.3	±54.4	±37.3
3D	No-slip	53.1	61.7	143.1
		-52.5	-63.5	-157.1

รูปที่ 2.27 การเปรียบเทียบแรงภายในสูงสุดของวงผนังอุโมงค์ ระหว่างวิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลขและผลเฉลยรูปแบบปิด (Wang, 2015)

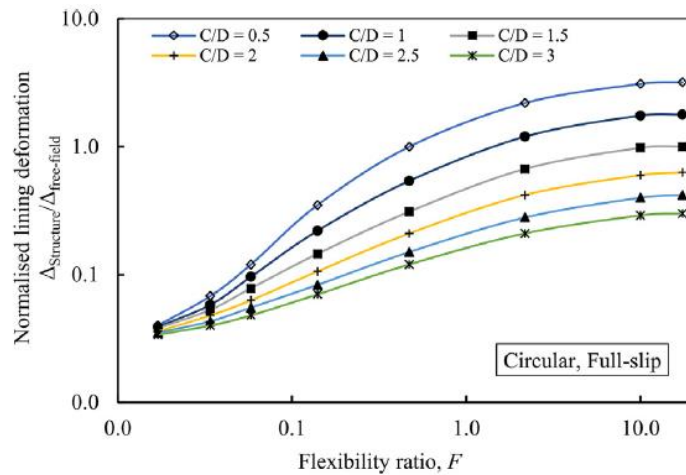
Patil et al. (2018) ทำการวิเคราะห์พฤติกรรมของอุโมงค์ดินในชั้นดินอ่อนภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยศึกษาความซับซ้อนของตัวแปรต่างๆที่อาจส่งผลกระทบต่อการทำงานของอุโมงค์ในระบบปฏิสัมพันธ์ระหว่างดิน - อุโมงค์ ได้แก่ ความลึกการฝังอุโมงค์, ความหนาของผนังวงผนังอุโมงค์, รูปร่างหน้าตัดของอุโมงค์ และคลื่นแผ่นดินไหวที่ป้อนเข้า ซึ่งตัวแปรเหล่านี้ส่งผลต่อกำลังการต้านความเครียดและการทรุดตัวที่เกิดจากดินโดยรอบภายใต้สภาวะแผ่นดินไหว วิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ โดยใช้แบบจำลองเชิงตัวเลขดังรูปที่ 2.28 เปรียบเทียบกับผลจากวิธีผลเฉลยเชิงวิเคราะห์ การศึกษาพบว่าการเสียรูปของวงผนังอุโมงค์มีผลจากความลึกฝังอุโมงค์และอัตราส่วนความยืดหยุ่นของอุโมงค์ (Flexibility ratio)



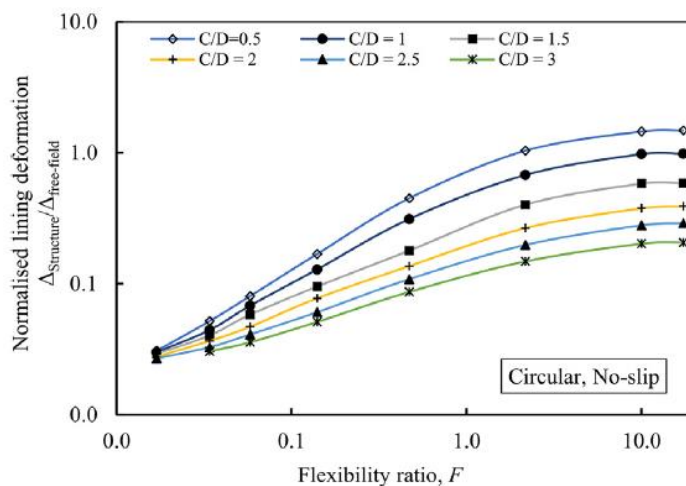
รูปที่ 2.28 แบบจำลองดินและอุโมงค์วิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (Patil et al., 2018)

โอกาสการเสียรูป Ovaling สำหรับอุโมงค์วงกลมและการเสียรูป Racking สำหรับอุโมงค์สี่เหลี่ยมลดลงอย่างมีนัยสำคัญเมื่ออัตราส่วนความลึกฝัง (C/D) มีค่ามากกว่า 2 อีกทั้งประมาณ 6 – 18% ของการเสียรูปที่มากขึ้น และ 20% ของโมเมนต์บิดที่มากขึ้นจะเกิดขึ้นเมื่อสภาวะชั้นส่วนต่อเนื่องมีการไถลเต็มเมื่อเทียบกับสภาวะไม่มีการไถล ผลการเปรียบเทียบระหว่างการเสียรูปของวงผนังอุโมงค์กับ

อัตราส่วนความลึกแสดงดังรูปที่ 2.29 นอกจากนี้ยังเปรียบเทียบผลลัพธ์ระหว่างวิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลข และผลเฉลยเชิงวิเคราะห์ ดังรูปที่ 2.30



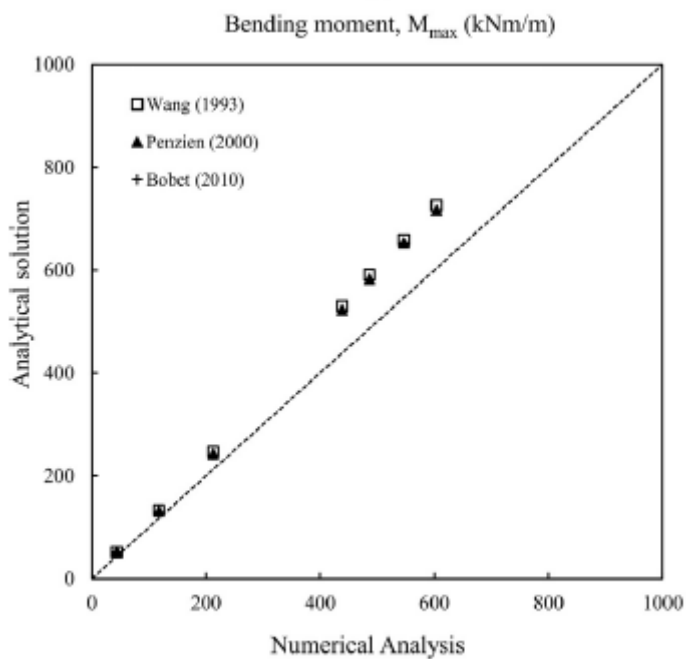
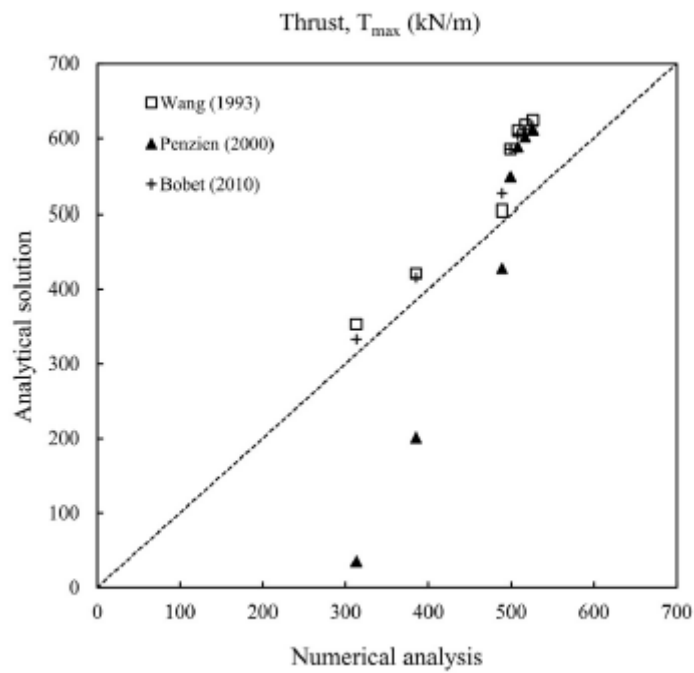
(a)



(b)

รูปที่ 2.29 ผลตอบสนองของอุโมงค์วงกลม ( $D = 6$  เมตร) ที่ระยะฝังกลบต่างๆ (a) เงื่อนไขการไถลเต็ม (b) เงื่อนไขการไม่ไถล ที่ชั้นส่วนต่อเนืองระหว่างดินและอุโมงค์ (Patil et al., 2018) ค่าโมเมนต์บิดสูงสุดที่เกิดขึ้นบนวงผนังอุโมงค์มีสัดส่วนโดยตรงกับความแข็งแกร่งที่สามารถยืดหยุ่น (Flexural rigidity) อุโมงค์รูปทรงหน้าตัดสี่เหลี่ยมที่มีมุมโค้งมนให้โมเมนต์น้อยกว่าอุโมงค์สี่เหลี่ยม 55% ภายใต้สภาวะคลื่นแผ่นดินไหวแบบเดียวกัน การศึกษานี้ยังเน้นที่ความสำคัญของลักษณะการเคลื่อนที่ของดินที่ป้อนเข้าแบบจำลองที่ส่งผลต่อแรงดันดินแบบพลศาสตร์รอบวงผนังอุโมงค์ และการ heave ที่ผิวดินที่อยู่เหนือ crown ผลของการศึกษานี้จะเป็นประโยชน์ในการออกแบบผ่านการทำความเข้าใจผลกระทบของพารามิเตอร์ที่มีอิทธิพลต่างๆที่ควบคุมเสถียรภาพของอุโมงค์ตั้งในดินอ่อนภายใต้การรับน้ำหนักจากคลื่นแผ่นดินไหว





รูปที่ 2.30 แรงภายในวงผนังอุโมงค์ที่ตอบสนองภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหวเปรียบเทียบระหว่างการวิเคราะห์เชิงตัวเลขและผลเฉลยเชิงวิเคราะห์ (a) แรงอัดตามแนวแกน (b) โมเมนต์การดัด (Patil et al., 2018)

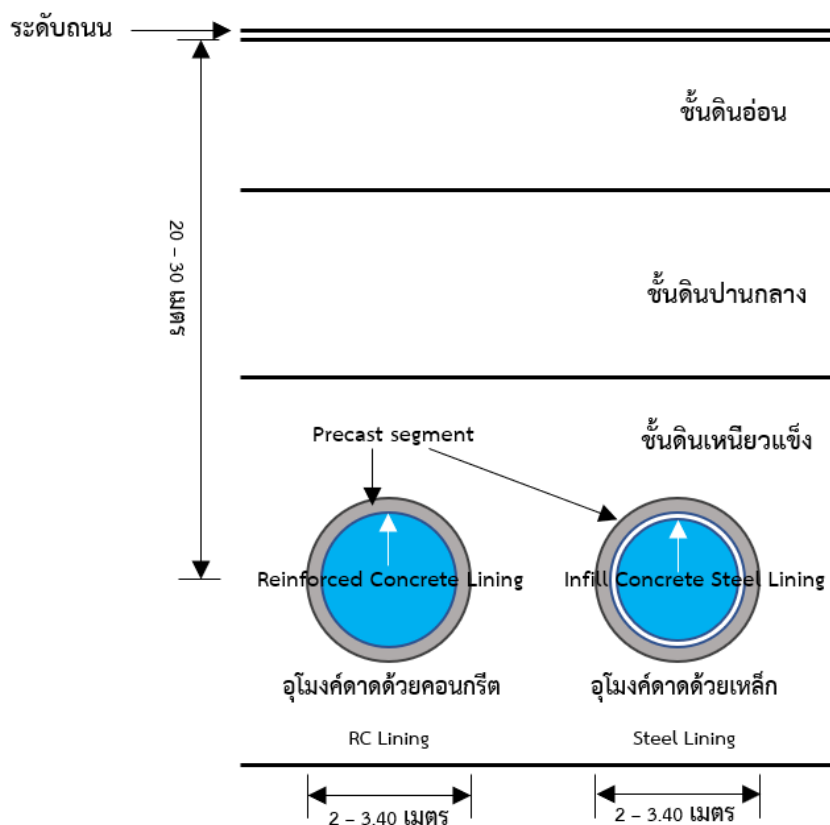
## บทที่ 3

### กระบวนการศึกษา

#### 3.1 ข้อมูลเบื้องต้นของปัญหา

กรุงเทพมหานครเป็นเมืองหลวงของประเทศไทยซึ่งเป็นที่ตั้งหลักของโครงสร้างที่สำคัญและเป็นพื้นที่ชุมชนขนาดใหญ่ อีกทั้งยังมีแนวโน้มจะพัฒนาโครงสร้างต่างๆในอนาคต การเติบโตอย่างรวดเร็วของพื้นที่อาศัยนี้นำไปสู่ความต้องการอุปโภคน้ำประปามากขึ้นในแต่ละพื้นที่ การประปานครหลวงมีหน้าที่ตอบสนองความต้องการการใช้น้ำภายในประเทศและเพื่ออุตสาหกรรมของกรุงเทพมหานครและปริมณฑล จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆที่ส่งผลมาถึงกรุงเทพมหานคร และทำให้คนในกรุงเทพมหานครรับรู้ได้ ระบบการส่งน้ำของการประปานครหลวงยังคงต้องทำงานเพื่อให้แน่ใจว่าน้ำประปาจะไม่หยุดชะงัก โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับพื้นที่ที่ได้รับผลกระทบมากที่สุดและพื้นที่ที่เป็นโครงสร้างพื้นฐานการบรรเทาภัยพิบัติหลังแผ่นดินไหวที่สำคัญ เช่น โรงพยาบาล สนามบิน เป็นต้น

ระบบอุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวงที่ใช้อยู่ปัจจุบันไม่ได้วิเคราะห์และออกแบบเพื่อรองรับการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว เนื่องจากกฎหมายของประเทศไทยไม่มีหลักเกณฑ์การออกแบบและคำนวณโครงสร้างสำหรับโครงสร้างใต้ดินในระเบียบการออกแบบแผ่นดินไหว พ.ศ. 2564 นอกจากนี้อุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวงที่มีอยู่แล้วยังตั้งอยู่ใต้ผิวดินประมาณ 20 เมตร ดังError! Reference source not found. ซึ่งถือว่าเป็นอุโมงค์ตื้น ดังนั้นจึงมีโอกาสสูงที่จะเกิดความเสียหายระหว่างเกิดแผ่นดินไหว (Patil et al., 2018) ดังนั้นงานศึกษานี้จะเน้นไปที่การตอบสนองของคลื่นสั่นสะเทือนของระบบโครงสร้างอุโมงค์ใต้ดิน หลังจากการวิเคราะห์เสร็จสิ้นแล้วสามารถสรุปผลประสิทธิภาพของโครงสร้าง และให้ข้อเสนอแนะเกี่ยวกับการวิจัยเพิ่มเติมที่จำเป็นเพื่อความเข้าใจพฤติกรรมของอุโมงค์ภายใต้แผ่นดินไหวได้ดียิ่งขึ้น



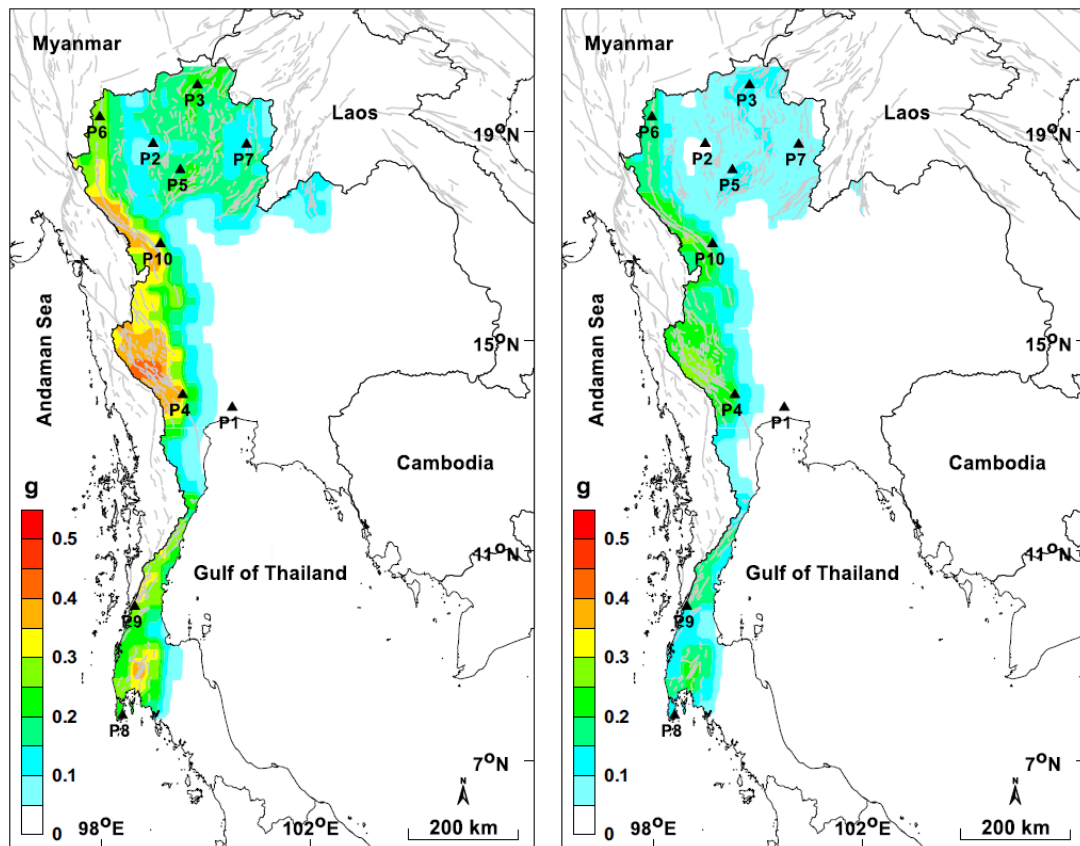
รูปที่ 3.1 ตำแหน่งของอุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวงในพื้นที่กรุงเทพมหานคร ดัดแปลงจาก (MWA, 2014)

งานศึกษานี้ได้มีการพิจารณาหน้าตัดวงกลมของอุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวง สำหรับแผ่นดินไหวในกรุงเทพฯ จะใช้คลื่นแผ่นดินไหวจำลองจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวครั้งล่าสุดจากรอยเลื่อนศรีสวัสดิ์ ที่ตั้งอยู่ภาคตะวันตกของประเทศไทย เนื่องจากเป็นเหตุการณ์ครั้งล่าสุดที่มีข้อมูลบันทึกที่ผู้คนในกรุงเทพมหานครสามารถรับรู้ได้ วิเคราะห์ทั้ง 3 ทิศทางของคลื่นที่กระทำต่ออุโมงค์ ตามแนวราบได้แก่ เหนือ-ใต้, ตะวันออก-ตะวันตก และ ตามแนวตั้ง ได้แก่ ขึ้น-ลง ปัญหาทั้งหมดนี้จะถูกจำลองในโปรแกรม Plaxis 2D โดยใช้การวิเคราะห์ไฟไนต์อีลิเมนต์เชิงพลศาสตร์ของ 2D plane strain เพื่อทำความเข้าใจพฤติกรรมของอุโมงค์ใต้ดินภายใต้แผ่นดินไหว

### 3.2 การวิเคราะห์ภัยพิบัติแผ่นดินไหวในกรุงเทพมหานคร

Pailoplee and Charusiri (2016) ทำแผนที่ PSHA ของประเทศไทยโดยมุ่งเน้นศึกษาที่ 10 จังหวัดหลักในประเทศ ทั้งการสั่นสะเทือนของพื้นดินและความน่าจะเป็นของโอกาสที่จะเกิดแผ่นดินไหวเกินร้อยละต่อรอบปี (POE) ถูกนำมาวิเคราะห์ด้วยวิธีต่างๆ สามารถนำเสนอแผนที่ความเสี่ยงการเกิดแผ่นดินไหวแสดงดังรูปที่ 3.2 แม้ว่าจากการประเมิน PSHA นี้กรุงเทพฯ จะถูกพิจารณาให้มีอันตรายจากแผ่นดินไหวในระดับต่ำ แต่จำเป็นต้องมีการศึกษาเพิ่มเติมเกี่ยวกับการขยายคลื่นสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวเนื่องดินอ่อนที่อยู่ใต้กรุงเทพฯ การตอบสนองบางครั้งต่อแผ่นดินไหว

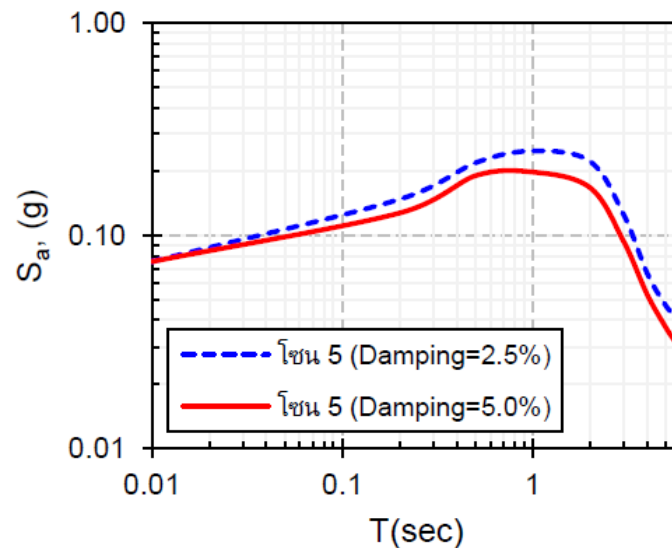
ระยะไกลสามารถรับรู้ได้กับคนในกรุงเทพมหานคร นั้นแสดงว่ามีการขยายคลื่นสั้นสะเทือนระหว่างเกิดแผ่นดินไหว สภาพทางธรณีวิทยาและความรุนแรงของการสั่นสะเทือนของพื้นดินเป็นปัจจัยหลักของการขยายคลื่นสั้นสะเทือน Poovarodom and Jirasakjamroonsri (2016) กล่าวว่าชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีอยู่ในกรุงเทพมหานครสามารถขยายคลื่นแผ่นดินไหวระยะไกลระหว่างเกิดเหตุการณ์ ดังนั้นจึงมีการวิเคราะห์อันตรายของภัยพิบัติแผ่นดินไหวเพื่อสร้างการเคลื่อนตัวของพื้นดินสำหรับพื้นที่กรุงเทพมหานคร



รูปที่ 3.2 แผนที่ PSHA ของประเทศไทยแสดงการกระจายของ PGA ด้วย (ก) โอกาสเกิน 2% ในรอบ 50 ปี (POE 2%) (ข) โอกาสเกิน 10% ในรอบ 50 ปี (POE 2%) (Pailoplee & Charusiri, 2016)

ความยากในการเลือกคลื่นแผ่นดินไหวเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ปัญหาหนี้ คือการระบุและสร้างการเคลื่อนที่คลื่นซึ่งมีลักษณะบ่งบอกถึงภัยพิบัติแผ่นดินไหวในพื้นที่ศึกษา การทำนายการเคลื่อนที่ของดิน (Ground motion prediction) เนื่องจากแผ่นดินไหวจะคัดเลือกพฤติกรรมที่เกิดแผ่นดินไหวเหมือนหรือคล้ายกันและมีสิทธิ์ที่จะเกิดแผ่นดินไหวหลายชุดมาจากข้อมูลที่บันทึกได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวจริง (Actual Recorded Ground Motion) โดยเป็นเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีการสั่นไหวของพื้นดินที่มีรูปร่างสเปกตรัมการตอบสนองใกล้เคียงกับสเปกตรัมการออกแบบของมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยพ. 1301/1302-61) ดังแสดงในรูปที่ 3.3 ชุดข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินในกรณีแบบนี้เรียกว่า Uniform Hazard Spectral (UHS)

Matching Ground Motions จากนั้นจะทำการปรับขนาด PGA ของทุกชุดข้อมูลที่ถูกละเลือกให้มีขนาดเท่ากับ 0.03g ซึ่งเป็นผลการประเมินโอกาสเกิดความรุนแรงของแผ่นดินไหวในกรุงเทพฯ ที่แรงที่สุดของ Pailoplee and Charusiri (2016) ด้วยวิธีการประเมิน PSHA โดยบ่งชี้ว่ากรุงเทพฯ มีโอกาสเกิดแผ่นดินไหวสูงสุด PGA เท่ากับ 0.03g โดยมีความน่าจะเป็นของการเกิดแผ่นดินไหว (POE) มีโอกาสเกิน 2% ในรอบ 50 ปีดังตารางที่ 3.1



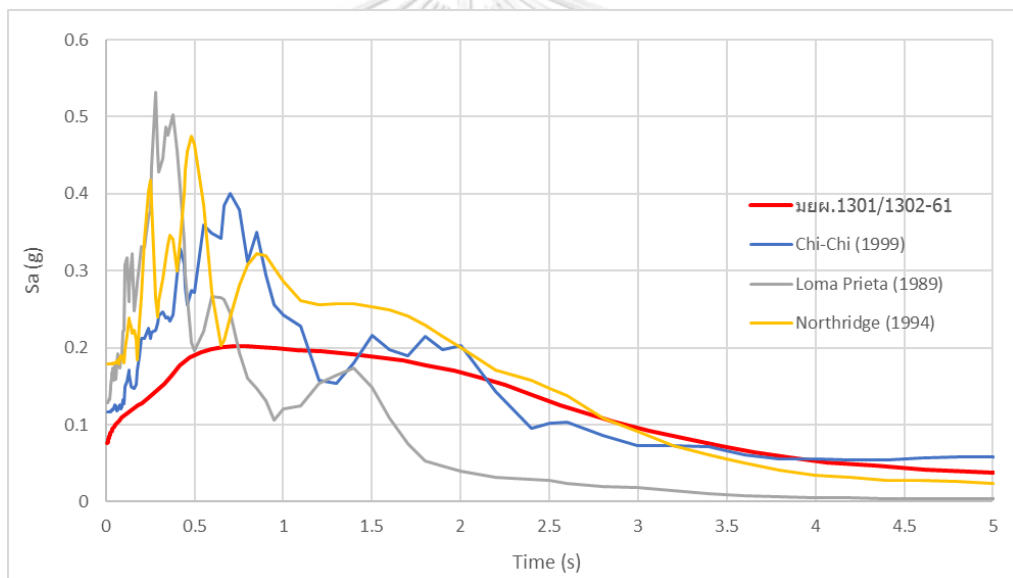
รูปที่ 3.3 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์สำหรับจังหวัด กรุงเทพมหานคร (มยผ. 1301/1302-61)

ตารางที่ 3.1 การประเมินภัยพิบัติแผ่นดินไหวด้วยวิธีความน่าจะเป็น (PSHA) สำหรับ 10 จังหวัดหลักในประเทศไทยแสดงถึงความรุนแรงที่ต่างกันของความน่าจะเป็นต่างๆที่เกิดขึ้นภายในรอบ 50 ปี (Pailoplee & Charusiri, 2016)

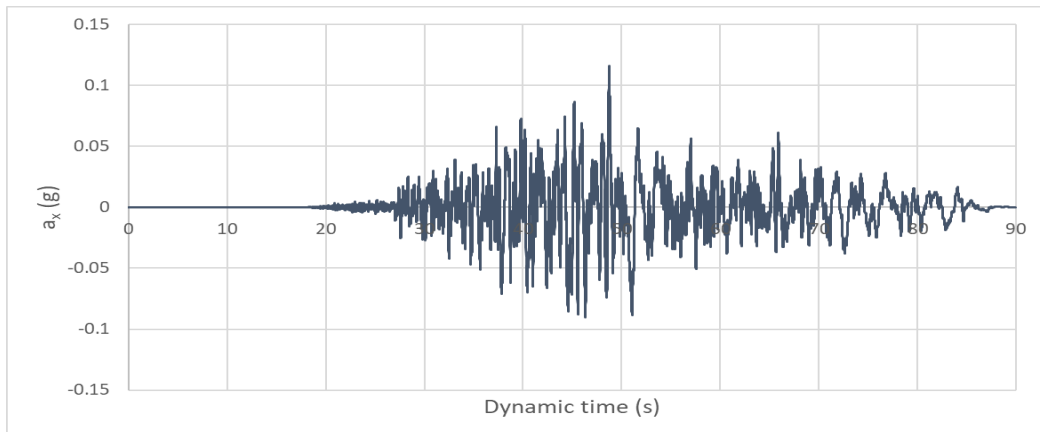
	Bangkok (P1)	Chiang Mai (P2)	Chiang Rai (P3)	Kanchanaburi (P4)	Lampang (P5)	Mae Hong Son (P6)	Nan (P7)	Phuket (P8)	Ranong (P9)	Tak (P10)
2% POE	0.03 g	0.10 g	0.21 g	0.36 g	0.16 g	0.29 g	0.16 g	0.05 g	0.29 g	0.26 g
10% POE	0.02 g	0.05 g	0.11 g	0.22 g	0.09 g	0.18 g	0.06 g	0.03 g	0.17 g	0.16 g
MMI IV POE	7%	35%	72%	99%	59%	92%	35%	25%	91%	98%
MMI V POE	0	16%	50%	93%	37%	76%	18%	6%	77%	87%
MMI VI POE	0	6%	26%	72%	16%	50%	9%	1%	51%	57%
MMI VII POE	0	1%	9%	37%	5%	22%	3%	0	22%	21%

เพื่อศึกษาพฤติกรรมของคลื่นแผ่นดินไหวในหลายแบบที่สามารถเกิดขึ้นได้ในพื้นที่ จึงจำลองการวิเคราะห์เหตุการณ์แผ่นดินไหวจากหลายพฤติกรรมของคลื่น (Qodri et al., 2021) ใช้ข้อมูลบันทึกเหตุการณ์แผ่นดินไหว Chi-Chi (1999), Loma Prieta (1989) และ Northridge (1994) จาก Pacific Earthquake Engineering Research (PEER, 2018) จะถูกนำมาวิเคราะห์ เนื่องจากเคยบันทึกด้วยสภาพทางธรณีวิทยาที่คล้ายกับกรุงเทพมหานคร โดยพิจารณาจากคุณสมบัติของชั้นดินตั้งแต่ผิวดินลงไปจนถึงความลึก 30 เมตร ซึ่งชั้นดินที่พื้นที่ศึกษาถูกจำแนกให้เป็นชั้นดินประเภท E

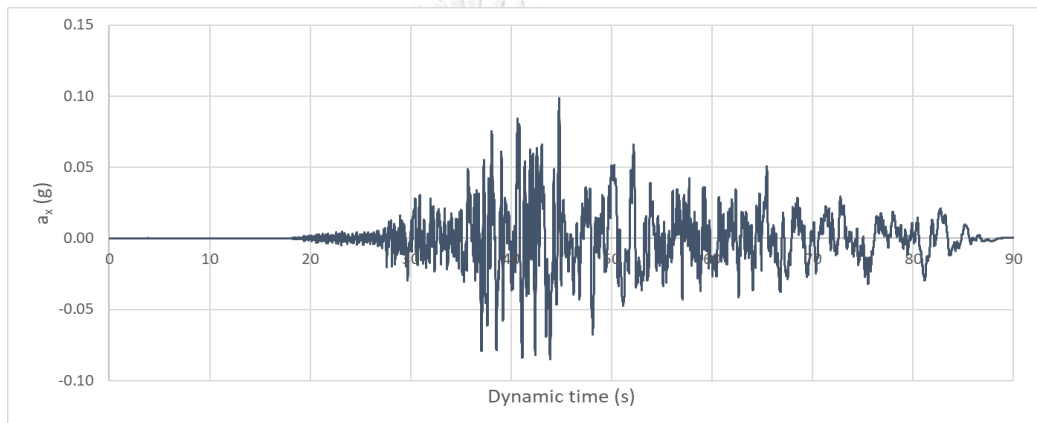
ตามข้อกำหนดของมยผ. 1301/1302-61 การเปรียบเทียบรูปร่างสเปกตรัมการตอบสนองของชุดข้อมูลแผ่นดินไหวทั้ง 3 เหตุการณ์ที่เลือกมากับสเปกตรัมการออกแบบของมาตรฐานแสดงดังรูปที่ 3.4 ซึ่งให้เห็นว่ารูปร่างของความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมมีความสอดคล้องกัน สามารถนำมาใช้ในการวิเคราะห์แผ่นดินไหวในกรุงเทพฯ ได้ นอกจากนี้ข้อมูลการเคลื่อนตัวของคลื่นจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวแม่สาย (MSAA) ปีค.ศ. 2011 ที่ตรวจจับได้ ณ สถานีตรวจวัดแผ่นดินไหวของกรมอุตุนิยมวิทยา เขตบางนา จังหวัดกรุงเทพฯ ยังใช้เป็นหนึ่งในการเคลื่อนไหวที่ตรงกันกับพื้นที่กรุงเทพมหานคร ความเร่งของคลื่นสั้นสะเทือน ณ ช่วงเวลาระหว่างเกิดเหตุการณ์จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆ ที่ใช้เป็นข้อมูลป้อนเข้าในโปรแกรม Plaxis 2D ได้แก่ Chi-Chi (1999), Loma Prieta (1989), Northridge (1994) และ MSAA (2011) ประกอบไปด้วย 3 ทิศทางการกระจัดคลื่น หลังถูกปรับขนาด PGA แสดงดังรูปที่ 3.5 ถึงรูปที่ 3.8 ตามลำดับ โดยคลื่นแผ่นดินไหวนี้จะใส่ที่ฐานของแบบจำลองซึ่งคือที่ความลึก 40.95 เมตร



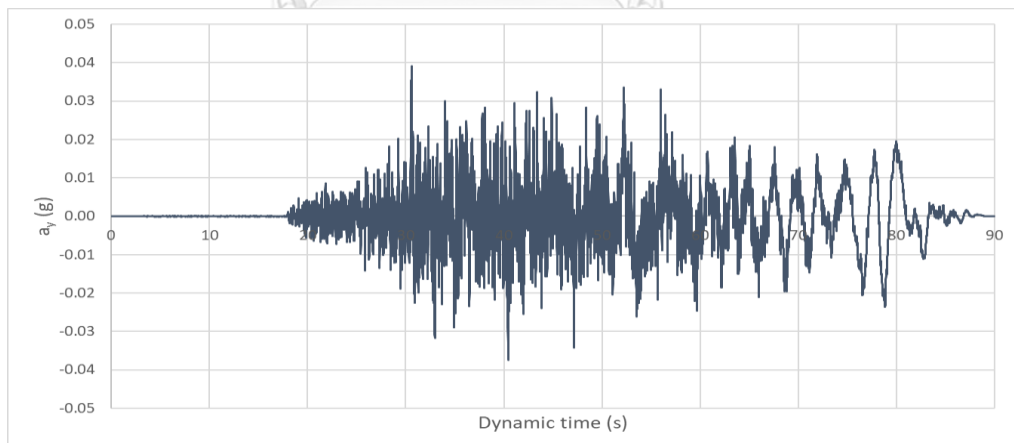
รูปที่ 3.4 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆ



(ก)



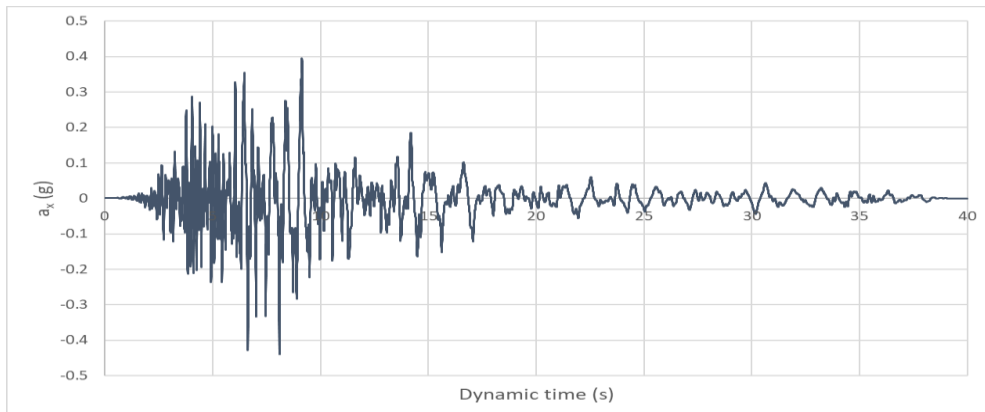
(ข)



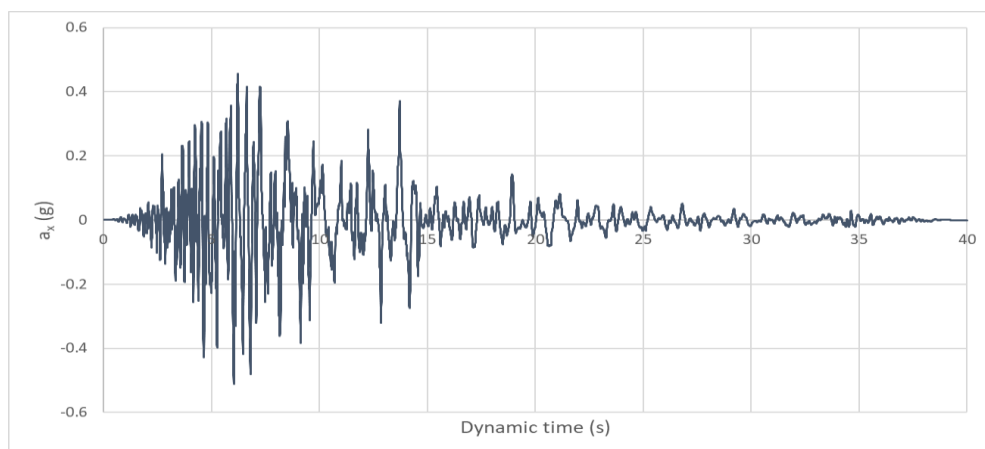
(ค)

รูปที่ 3.5 อัตราเร่งตามประวัติเวลาของแผ่นดินไหว Chi-Chi (1999)

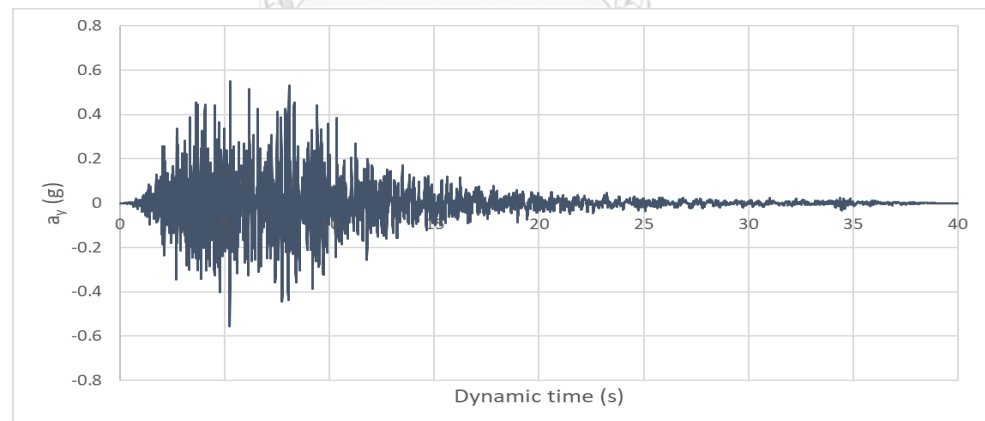
(ก) ทิศแนวราบ (ตะวันออก - ตะวันตก) (ข) ทิศแนวราบ (เหนือ - ใต้) (ค) ทิศแนวตั้ง



(ก)



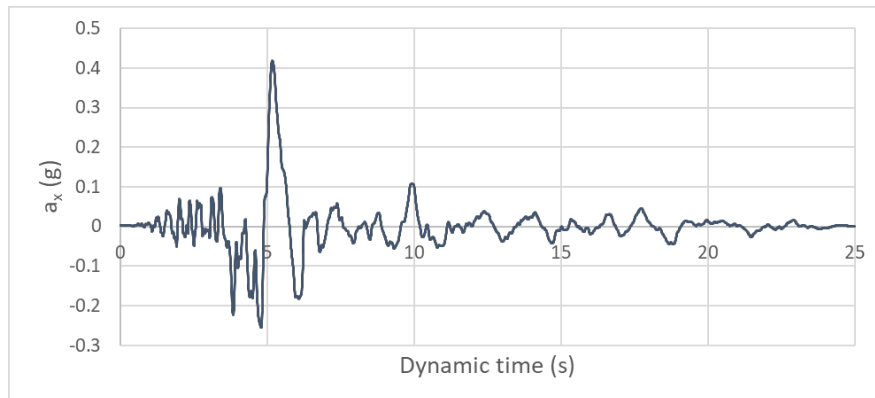
(ข)



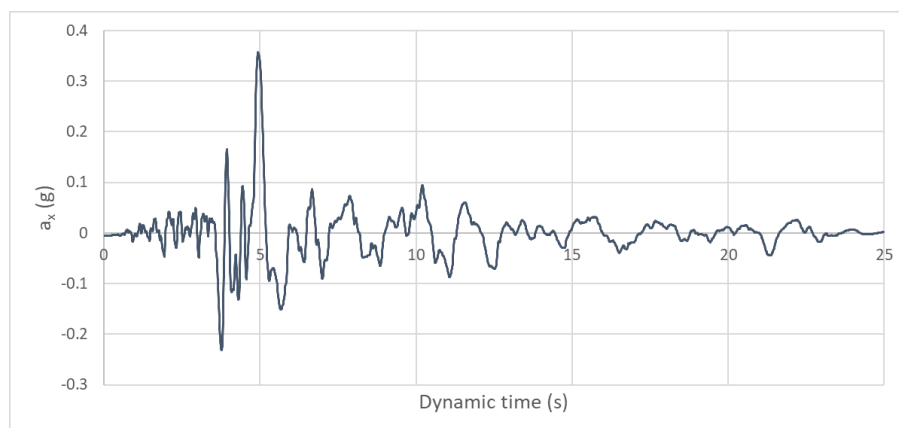
(ค)

รูปที่ 3.6 อัตราเร่งตามประวัติเวลาของแผ่นดินไหว Loma Prieta (1989)  
 (ก) ทิศแนวราบ (ตะวันออก - ตะวันตก) (ข) ทิศแนวราบ (เหนือ - ใต้) (ค) ทิศแนวตั้ง

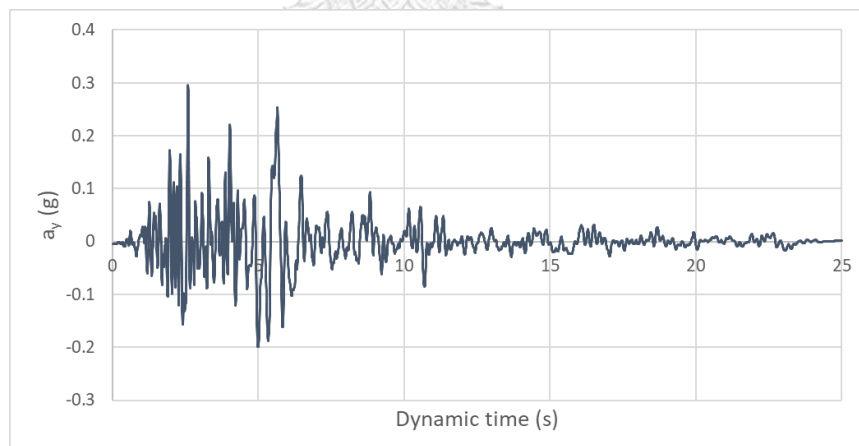




(ก)



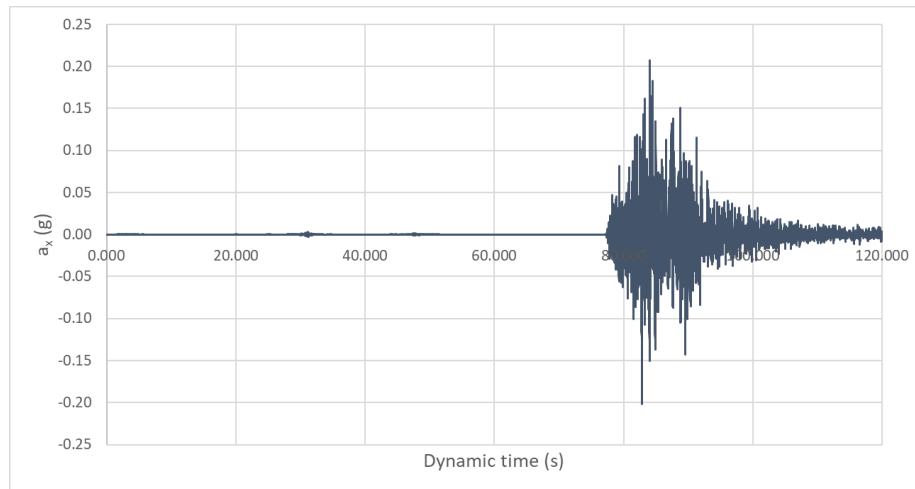
(ข)



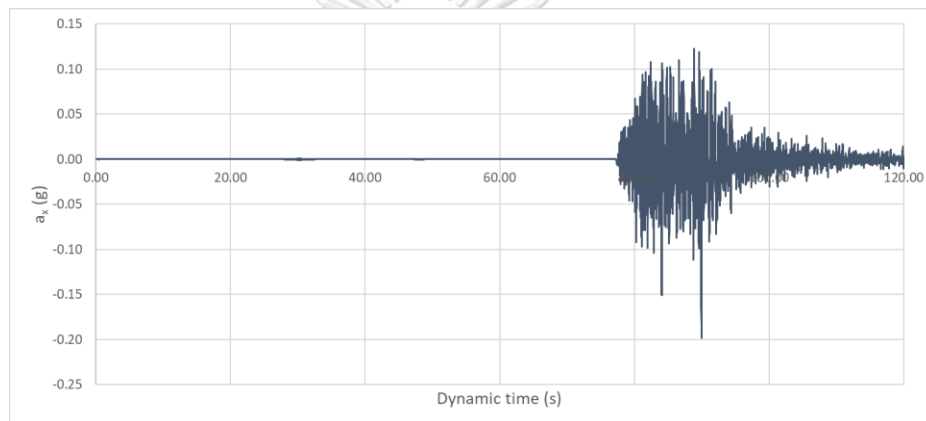
(ค)

รูปที่ 3.7 อัตราเร่งตามประวัติเวลาของแผ่นดินไหว Northridge (1994)

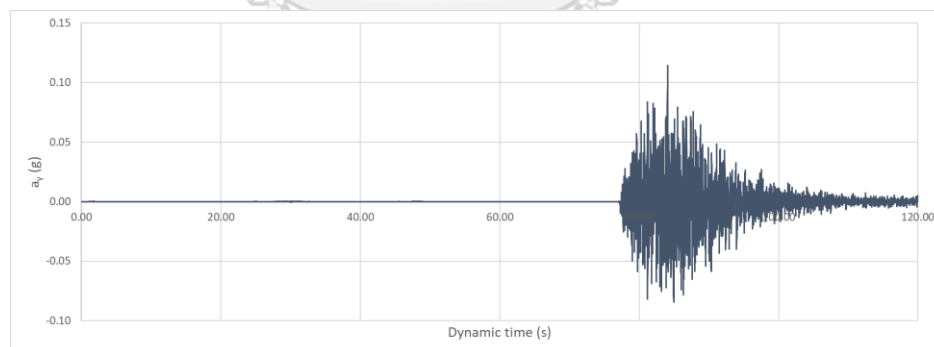
(ก) ทิศแนวราบ (ตะวันออก - ตะวันตก) (ข) ทิศแนวราบ (เหนือ - ใต้) (ค) ทิศแนวตั้ง



(ก)



(ข)



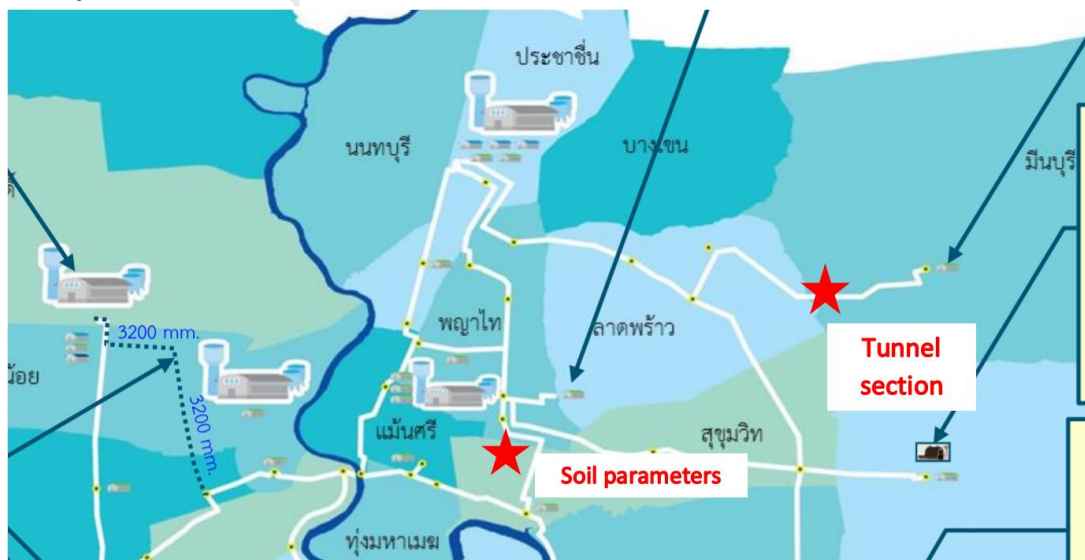
(ค)

รูปที่ 3.8 อัตราเร่งตามประวัติเวลาของแผ่นดินไหว MSA (2011)

(ก) ทิศแนวราบ (ตะวันออก - ตะวันตก) (ข) ทิศแนวราบ (เหนือ - ใต้) (ค) ทิศแนวตั้ง

### 3.3 พารามิเตอร์ของแบบจำลองพฤติกรรมชั้นดินกรุงเทพ

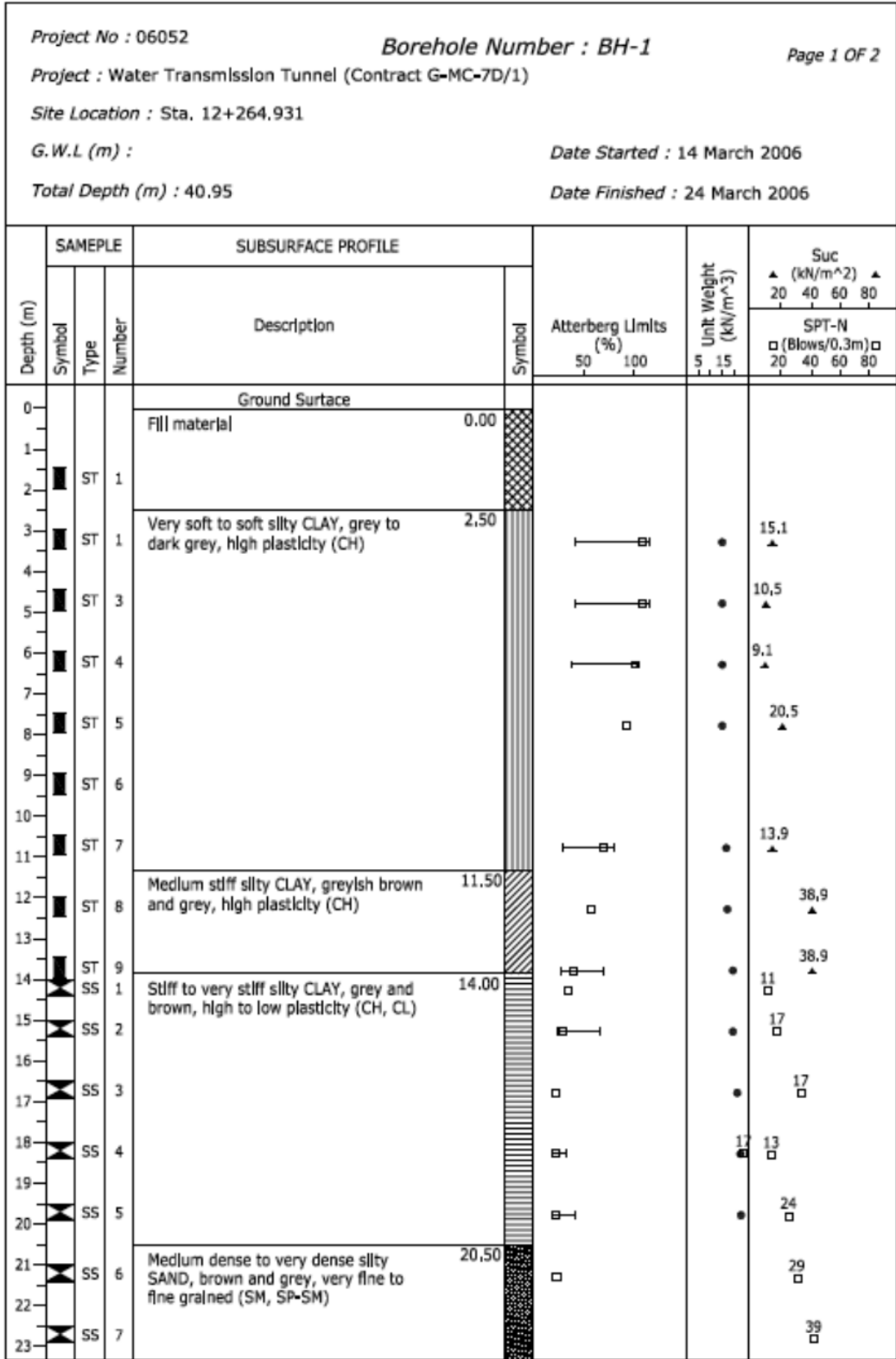
แบบจำลององค์ประกอบและคุณสมบัติของดินที่ใช้ในกรุงเทพมหานครดังกล่าวในหัวข้อ 2.5.1 จากงานวิจัยที่หลากหลายพบว่าแบบจำลองดินที่ซับซ้อน เช่น Hardening soil model (HSM) และ Hardening soil model with small strain stiffness (HSS) สามารถให้ผลลัพธ์ที่น่าเชื่อถือยิ่งขึ้น ดังนั้นงานศึกษานี้จะใช้แบบจำลองดินที่ซับซ้อนเพื่อจำลองการตอบสนองของดินต่อการเคลื่อนที่ของแผ่นดินไหว โดยค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์นำมาจากงานวิจัยของ Likitlersuang, Surarak, et al. (2013) เนื่องจากเป็นพารามิเตอร์ที่มีความใกล้เคียงกับชั้นดินในพื้นที่กรุงเทพมหานครที่ศึกษา ตำแหน่งของอุโมงค์ที่สนใจและตำแหน่งของชั้นดินที่จะนำมาวิเคราะห์



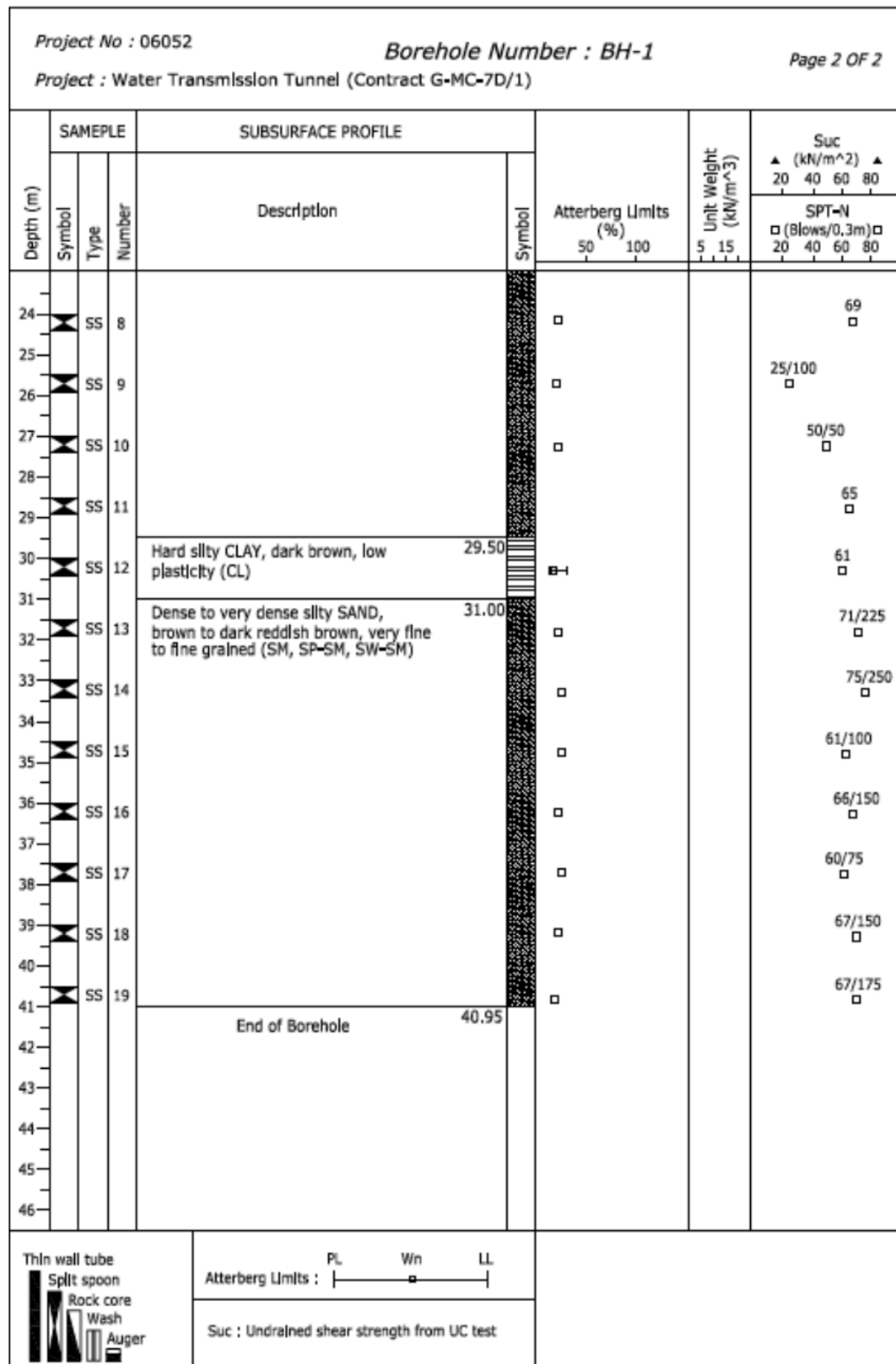
รูปที่ 3.9 ตำแหน่งของพารามิเตอร์ชั้นดินที่เป็นข้อมูลนำเข้าในโปรแกรมและตำแหน่งอุโมงค์ที่วิเคราะห์ ดัดแปลงจาก (โครงการปรับปรุงกิจการประปาแผนหลักครั้งที่ 9, 2021)

ข้อมูลชั้นดินได้มาจากการสรุปข้อมูลจากหลุมเจาะด้วยวิธีการตอกทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test: SPT) ณ พื้นที่ที่ตั้งของส่วนของอุโมงค์ที่วิเคราะห์ ตามรายงานดั้งเดิมของหลุมเจาะระบุดังรูปที่ 3.10

เนื่องจากข้อจำกัดของข้อมูลพารามิเตอร์ small strain สำหรับชั้น MG, CS และ HC แบบจำลอง HSM จะนำมาใช้กับชั้นเหล่านี้ อย่างไรก็ตามสำหรับชั้นหลักอย่าง BSC, MC, SC ที่ 1 และ SC ที่ 2 แบบจำลอง HSS จะนำมาใช้ แสดงดัง**Error! Reference source not found.** และการระบายน้ำที่ต่างกันในแต่ละชั้นดินจะถูกแสดงผลหลังการวิเคราะห์แบบจำลอง ในงานศึกษานี้ยังพิจารณาถึงผลแรงดันน้ำในรูพรุน โดยจำลองให้ระดับน้ำอยู่ที่พื้นผิวของดิน Likitlersuang, Surarak, et al. (2013) และ Likitlersuang, Teachavorasinskun, et al. (2013) สรุปพารามิเตอร์ที่จำเป็นสำหรับเป็นข้อมูลนำเข้าในโปรแกรม Plaxis 2D เพื่อวิเคราะห์แบบจำลองดินฮาร์ดเดนิง (HS) ดัง**Error! Reference source not found.**



Source : Geo-Technology Consultants Co.,Ltd



รูปที่ 3.10 ข้อมูลหลุมเจาะ ณ พื้นที่ที่ตั้งของส่วนของอุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวง

ตารางที่ 3.2 ชนิดแบบจำลองและการระบายน้ำของดินแต่ละชั้น

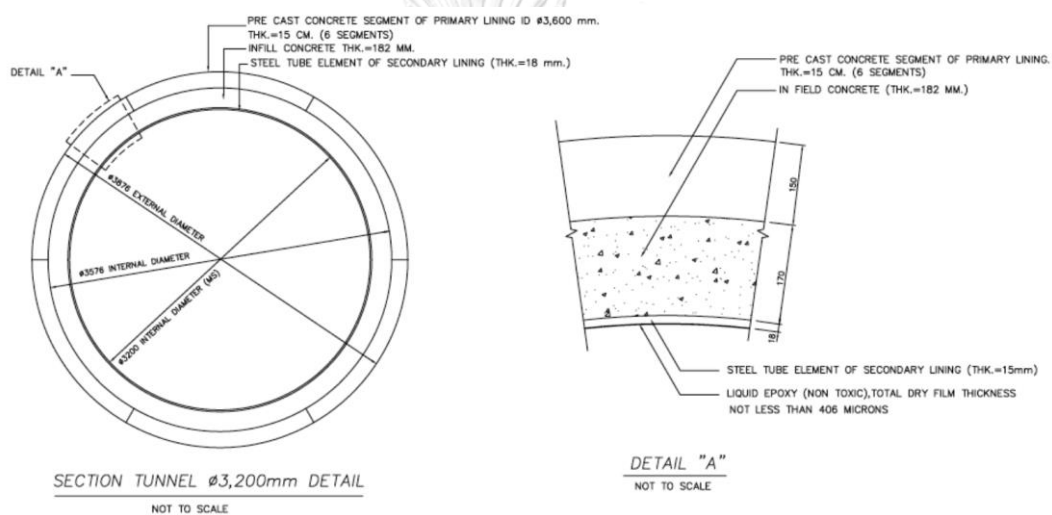
ลำดับชั้น	ประเภทของดิน	ความลึก (เมตร)	ชนิดแบบจำลองดิน	การระบายน้ำ
1	MG	0 – 2.5	HSM	Drained
2-1	BSC 1	2.5 – 7.5	HSS	Undrained
2-2	BSC 2	7.5 – 11.5	HSS	Undrained
3	MC	11.5 – 14	HSS	Undrained
4	SC ที่ 1	14 – 20.5	HSS	Undrained
5	CS	20.5 – 29.5	HSM	Drained
6	SC ที่ 2	29.5 – 31	HSS	Undrained
7	HC	31 – 40.95	HSM	Undrained

ตารางที่ 3.3 พารามิเตอร์ของแบบจำลองดินฮาร์ตเดนิมิง (HS) (Likitlersuang, Surarak, et al., 2013)

ลำดับชั้น	$\gamma_b$ (KN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ ( $^{\circ}$ )	$\psi$ ( $^{\circ}$ )	$E_{50}^{ref}$ (MPa)	$E_{oed}^{ref}$ (MPa)	$E_{ur}^{ref}$ (MPa)	$\nu_{ur}$	$m$	$K_o^{nc}$	$R_f$	$G_{max}$ (MPa)	$\gamma_{0.7}(\%)$ HSS1	$\gamma_{0.7}(\%)$ HSS2
1	18	1	25	0	45.6	45.6	136.8	0.2	1	0.58	0.9	-	-	-
2-1	16.5	1	23	0	0.8	0.85	8.0	0.2	1	0.7	0.9	7	0.056	0.056
2-2	16.5	1	23	0	0.8	0.85	8.0	0.2	1	0.7	0.9	10	0.08	0.08
3	17.5	10	25	0	1.65	1.65	5.4	0.2	1	0.6	0.9	12	0.09	0.09
4	19.5	25	26	0	8.5	9.0	30.0	0.2	1	0.5	0.9	30	0.1	0.002
5	19	1	27	0	38.0	38.0	115.0	0.2	0.5	0.55	0.9	-	-	-
6	20	25	26	0	8.5	9.0	30.0	0.2	1	0.5	0.9	50	0.1	0.002
7	20	40	24	0	30.0	30.0	120.0	0.2	1	0.5	0.9	-	-	-

### 3.4 ข้อมูลของโครงสร้างอุโมงค์และวงผนังอุโมงค์

อุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวงเป็นอุโมงค์วงกลมที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 3.2 เมตร และมีระยะฝังกลบจากผิวดิน 17.64 เมตร โครงสร้างของผนังอุโมงค์ประกอบไปด้วย 3 ชั้น คือ 1) ชั้นคอนกรีต pre - cast 2) ชั้นคอนกรีตหล่อในที่ และ 3) ผนังวงผนังอุโมงค์ชั้นเหล็ก ซึ่งรวมความหนาของผนังอุโมงค์ทั้งหมดได้เท่ากับ 338 มิลลิเมตร รูปที่ 3.11 แสดงรายละเอียดของภาพเขียนแบบ (Drawing) ของหน้าตัดอุโมงค์ สำหรับการสร้างอุโมงค์ จะใช้วัสดุแผ่นงอ (Bending plate) 2 ส่วนซึ่งมีคุณสมบัติเป็นวัสดุยืดหยุ่นเชิงเส้น และพารามิเตอร์วัสดุของอุโมงค์ระบุดังตารางที่ 3.4 ความหนาของผนังอุโมงค์ทั้งหมดจะถูกจำลองเป็นวัสดุคอนกรีต โดยจะเพิกเฉยกับชั้นเหล็กที่หนา 18 มิลลิเมตร เพื่อความเรียบง่ายและให้ผลลัพธ์ที่วิกฤติที่สุด



รูปที่ 3.11 รายละเอียด drawing ของหน้าตัดอุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวง (MWA, 2009)

ตารางที่ 3.4 พารามิเตอร์ของอุโมงค์

พารามิเตอร์ของอุโมงค์	ค่า
ความหนาแน่น, $\rho$	3,000 kg/m <sup>3</sup>
ค่า Young's Modulus, $E_c$	30 GPa
ค่า Poisson ration, $\nu$	0.15

### 3.5 การสร้างแบบจำลองที่ใช้วิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis 2D

การวิเคราะห์ผลการตอบสนองของอุโมงค์หน้าตัดวงกลมบนชั้นดินกรุงเทพฯภายใต้แรงแผ่นดินไหวจะใช้โปรแกรม Plaxis 2D ในการวิเคราะห์แบบจำลองเชิงตัวเลข (Numerical



modelling) รูปแบบ 2 มิติและการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ถูกจัดทำในรูปแบบการจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์เพื่อศึกษาพฤติกรรมแรงกระทำจากแผ่นดินไหว

### 3.5.1 พารามิเตอร์ค่าสัมประสิทธิ์ความหน่วงของแบบจำลอง (Damping coefficient)

สำหรับโปรแกรม Plaxis 2D จะใช้ค่าสัมประสิทธิ์ความหน่วงของ Rayleigh ในการวิเคราะห์คลื่นแผ่นดินไหว โดยแนะนำให้กำหนดค่าสัมประสิทธิ์ความหน่วงของ Rayleigh ในอัตราส่วนที่เล็กน้อย เช่น 1% งานวิจัยในปัจจุบันค่าสัมประสิทธิ์ความหน่วงของ Rayleigh คำนวณได้โดยใช้สมการที่ 3.1

$$C = \alpha M + \beta K \quad (3.1)$$

เมื่อ

$C$  = เมทริกซ์ความหน่วง

$M$  = เมทริกซ์มวล

$K$  = เมทริกซ์ความแข็ง

$\alpha, \beta$  = ค่าสัมประสิทธิ์ Rayleigh

ค่าสัมประสิทธิ์ Rayleigh สำหรับดินจะถูกคำนวณโดยใช้ Plaxis 2D โดยในการปรับเทียบสัมประสิทธิ์ทั้ง 2 ค่านี้ จำเป็นต้องกำหนดอัตราส่วนการหน่วงที่คาดหวัง (Damping ratio) และความถี่ที่เกี่ยวข้อง จึงจำเป็นต้องกำหนดอัตราส่วนการหน่วงที่คาดหวังสอดคล้องกันกับการปรับเทียบสัมประสิทธิ์ ซึ่งในกรณีนี้อัตราส่วนการหน่วงที่คาดหวังมีค่าอยู่ที่ 1 % วิธีการปรับเทียบต่างๆสามารถพบได้ในงานวิจัยเพื่อเลือกความถี่ที่เหมาะสม Hudson et al. (1994) เสนอให้กำหนดความถี่แรกให้เท่ากับความถี่พื้นฐาน (fundamental frequency) ของชั้นดินทั้งหมด และความถี่ลำดับที่ 2 เป็นเลขคี่ที่ใกล้เคียงที่สุด กำหนดโดยอัตราส่วนของความถี่พื้นฐานของข้อมูลแผ่นดินไหวที่ป้อนเข้าและความถี่พื้นฐานของชั้นดิน ความถี่พื้นฐานของดินที่ทับถมถูกกำหนดให้เป็นความถี่ที่คาดว่าจะสามารถขยายสัญญาณที่สำคัญที่สุด และสอดคล้องกับ first mode shape จากวิธีที่กล่าวมาขั้นตอนในการหาความถี่พื้นฐานแรกหาได้จากสมการที่ 3.2

$$f = \frac{v_s}{4H} \quad (3.2)$$

เมื่อ

$v_s$  = ความเร็วคลื่นเฉือน (shear wave velocity)

$H$  = ความหนาของชั้นดิน

งานวิจัยนี้สนใจอัตราส่วนความหน่วงของดิน 5% เนื่องจากเป็นอัตราส่วนความหน่วงของโครงสร้างที่ยอมรับได้ตามมาตรฐาน มยผ. 1301/1302-61 และอัตราส่วนความหน่วงของดิน 1% เนื่องจากเป็นอัตราส่วนความหน่วงที่วิกฤตของโครงสร้างที่มีโอกาสเกิดขึ้นได้ จากการกำหนดค่าโดย

ใช้ Plaxis 2D ในการเปรียบเทียบสัมประสิทธิ์ Rayleigh สำหรับดิน ให้ค่าสัมประสิทธิ์การหน่วง Rayleigh  $\alpha$  และ  $\beta$  ที่ใช้ในแบบจำลองแสดงดังตารางที่ 3.5

ตารางที่ 3.5 สัมประสิทธิ์ Rayleigh สำหรับดินด้วยโปรแกรม Plaxis ที่อัตราความหน่วงดินต่างๆ

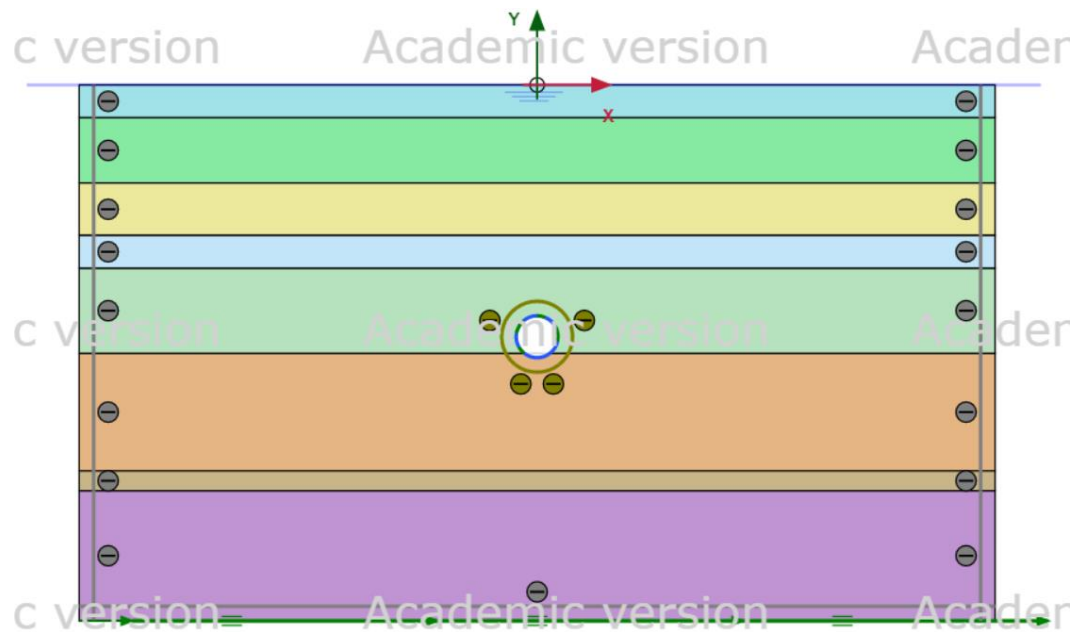
อัตราส่วนความหน่วงของดิน	Rayleigh $\alpha$	Rayleigh $\beta$
5%	0.05712	0.01447
1%	0.01142	$2.894 \times 10^{-3}$

### 3.5.2 เงื่อนไขขอบเขตของแบบจำลอง (Boundary condition)

แบบจำลองในโปรแกรม Plaxis 2D สร้างเป็นรูปแบบ 2 มิติลักษณะ plane strain สี่เหลี่ยมขนาด 70 เมตร x 40.95 เมตร สำหรับการวิเคราะห์ผลตอบสนองเชิงสถิตย์ ขอบเขตแนวตั้งถูกติดแน่นในแนวนอน และเคลื่อนไหวได้อิสระตามแนวตั้ง โดยที่ขอบเขตที่ผิวของแบบจำลองแนวนอนด้านบนสามารถเคลื่อนไหวอิสระได้ทุกทิศทาง และชั้นหินที่จำลองที่ขอบเขตด้านล่างแบบจำลองถูกติดแน่นทั้งการเคลื่อนที่ในแนวนอนและแนวตั้ง แบบจำลองเงื่อนไขขอบเขตใน Plaxis สำหรับการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ ขอบเขตการเสียรูปทั้งแนวตั้งและแนวนอนยังคงเหมือนกับที่อธิบายไว้สำหรับการวิเคราะห์เชิงสถิตย์ อย่างไรก็ตามขอบเขตแนวตั้งในการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ถูกจำลองเป็น viscous absorbent เพื่อแสดงถึงสภาวะการกระจัดในแนวตั้งที่แท้จริง (Lysmer & Kuhlemeyer Roger, 1969)

ในการสร้างแบบจำลองขอบเขต viscous absorbent ใน Plaxis ต้องกำหนดค่าสัมประสิทธิ์การดูดกลืน  $\alpha$  และ  $\beta$  (absorption coefficient) สำหรับการดูดซึมทั้งหมด  $\alpha$  และ  $\beta$  ถูกตั้งค่าให้เป็น unity อย่างไรก็ตาม Lysmer and Kuhlemeyer Roger (1969) สังเกตว่าการดูดซึมจะไม่ได้เกิดขึ้นทั้งหมด จึงแนะนำว่า  $\beta$  ถือเป็น 0.25 ดังนั้นสำหรับการศึกษานี้ จะกำหนดให้  $\alpha$  และ  $\beta$  มีค่าเป็น 1 และ 0.25 ตามลำดับ

ขอบเขตระหว่างวงผนังอุโมงค์และดินรอบอุโมงค์ต้องถูกกำหนดในแบบจำลองด้วย โดยชั้นส่วนต่อเนื่อง (interface) ระหว่างดินกับโครงสร้างที่อยู่ติดกันถูกจำลองให้เป็นค่าลบตามคู่มือ Plaxis ซึ่งส่งผลให้พารามิเตอร์ความแข็งแรงและความแข็งของวงผนังอุโมงค์จะลดลงที่ชั้นส่วนต่อเนื่องเมื่อเทียบกับดินที่ล้อมรอบ โดยเป็นค่าระหว่างเงื่อนไขการไม่ไหลและเงื่อนไขการไหลเต็ม แนวคิดนี้เริ่มตั้งแต่ Power et al. (1996) สังเกตว่าอุโมงค์ต้นในดินอ่อนมีแนวโน้มที่จะมีโอกาสเกิดการไหลที่ชั้นส่วนต่อเนื่องระหว่างดินและโครงสร้างอุโมงค์ ซึ่งคืออุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครส่วนภูมิภาค



รูปที่ 3.12 แบบจำลองในโปรแกรม Plaxis 2D ที่ใช้ในการวิเคราะห์

### 3.5.3 ขั้นตอนการจำลองผลตอบสนองของอุโมงค์ภายใต้แผ่นดินไหวด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์

การจำลองกระบวนการตอบสนองของอุโมงค์ภายใต้แรงแผ่นดินไหวด้วยซอฟต์แวร์ Plaxis 2D นำวิธีของ Singh et al. (2017) มาดัดแปลง รวมขั้นตอนการวิเคราะห์ได้ดังนี้

ขั้นตอนที่ 1: จำลองชั้นดินในพื้นที่, คุณสมบัติของชั้นดินและโครงสร้างอุโมงค์, ความลึกระดับน้ำใต้ดิน และพฤติกรรมของแผ่นดินไหว เนื่องจากปัจจัยเหล่านี้มีอิทธิพลอย่างมากต่อการตอบสนองของพื้นดิน และต่อโครงสร้างแบบจำลอง โดยอุโมงค์ในแบบจำลองถือว่าชุดเสร็จเรียบร้อยแล้ว

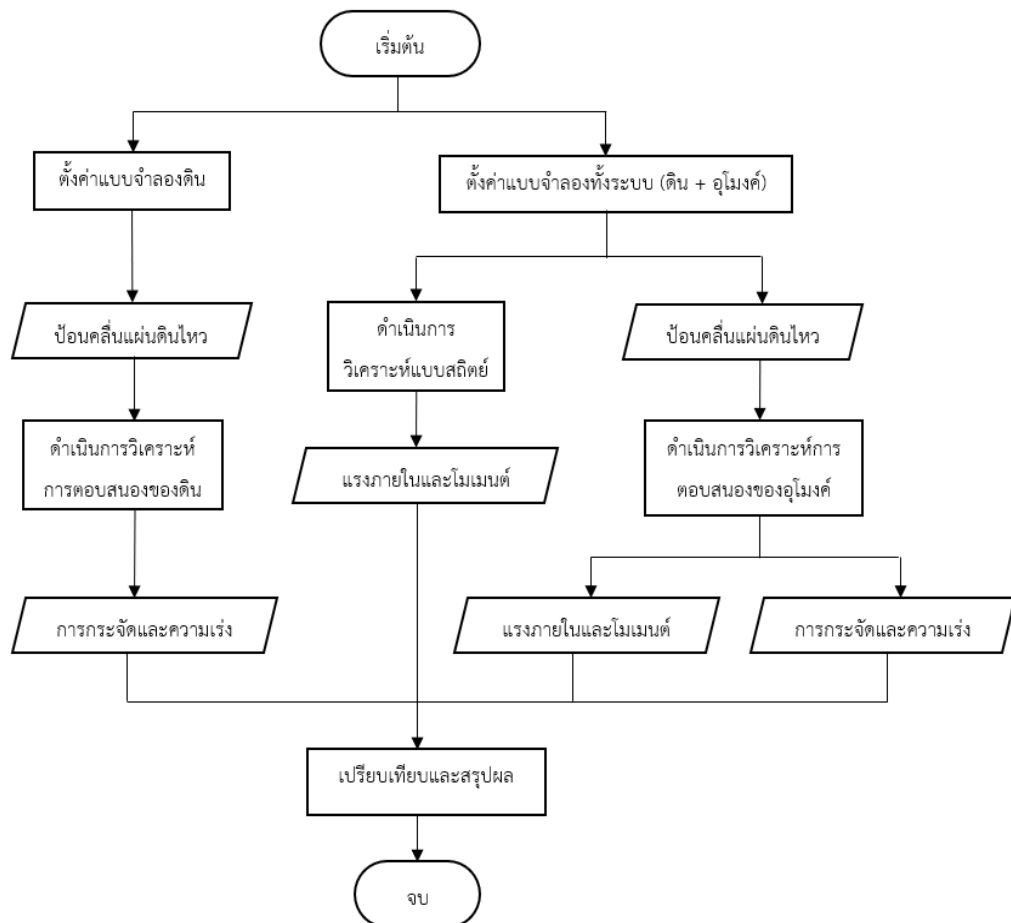
ขั้นตอนที่ 2: ทำการวิเคราะห์เบื้องต้นของการตอบสนองต่อแผ่นดินไหวของดินโดยรอบ เนื่องจากการตอบสนองต่อแผ่นดินไหวของอุโมงค์ได้รับอิทธิพลจากคุณสมบัติทางธรณีวิทยาและธรณีเทคนิคของดินที่รองรับ โดยวิเคราะห์ความเร่งของแผ่นดินไหวในแนวนอนและแนวตั้ง

ขั้นตอนที่ 3: ทำการวิเคราะห์การตอบสนองของทั้งระบบภายใต้แรงกระทำสถิตย์ซึ่งรวมถึงความเค้นแหล่งกำเนิด (in-situ stresses) ความเค้นที่ได้จะถูกเก็บไว้เป็นความเค้นเริ่มต้นของทั้งระบบ สิ่งนี้กำหนดสถานะของความเค้นรอบอุโมงค์ก่อนเกิดแผ่นดินไหว

ขั้นตอนที่ 4: สำหรับการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ ป้อนข้อมูลแผ่นดินไหวที่มีช่วงเวลาของการเคลื่อนที่ที่ฐานของแบบจำลอง และทำการวิเคราะห์คลื่นสั้นสะเทือนของทั้งระบบ เป้าหมายของงานวิจัยนี้ไม่ใช่การจำลองลำดับการสร้างอุโมงค์เพราะฉะนั้นปริมาณการหดตัวที่ต้องพิจารณาในการก่อสร้างอุโมงค์จึงไม่ถูกนำมาวิเคราะห์ เนื่องจากอุโมงค์ส่งน้ำที่พิจารณา ได้สร้างไว้แล้วและกำลังมีการใช้งานอยู่

ขั้นตอนที่ 5: เปรียบเทียบและประเมินผลลัพธ์ที่ได้จากกระบวนการไฟไนต์เอลิเมนต์และผลเฉลยเชิงวิเคราะห์ที่จัดทำโดย Wang (1993), Penzien (2000)

ลำดับขั้นตอนในการวิเคราะห์ทั้งหมดใน Plaxis 2D สามารถสรุปเป็นแผนภาพเพื่อความเข้าใจได้ง่ายขึ้นดังแสดงรูปที่ 3.13



รูปที่ 3.13 แผนผังแสดงลำดับขั้นตอนการวิเคราะห์ในโปรแกรม Plaxis 2D

## บทที่ 4

### ผลการดำเนินงานและการอภิปรายผล

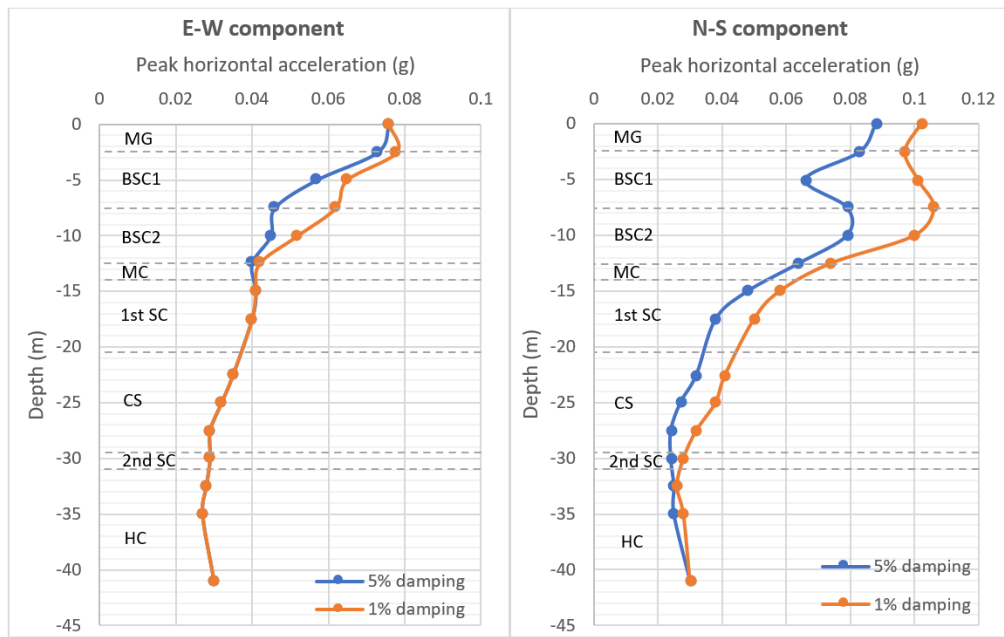
#### 4.1 การตอบสนองของชั้นดินเนื่องจากแผ่นดินไหว (Ground response analysis)

แผ่นดินไหวสามารถก่อให้เกิดความเสียหายต่อสิ่งปลูกสร้างต่างๆ รวมทั้งโครงสร้างใต้ดิน ซึ่งจะนำไปสู่ความสูญเสียต่อชีวิตอย่างรุนแรง ดังนั้นจึงจำเป็นต้องศึกษาถึงการตอบสนองของชั้นดินเนื่องจากแผ่นดินไหว โดยเฉพาะชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Moh et al., 1969) บริเวณแอ่งตะกอนดินเหนียวภาคกลางตอนล่าง ซึ่งชั้นดินเหนียวอ่อนทำให้ตัวแปรของคลื่นแผ่นดินไหวเปลี่ยนแปลง และก่อให้เกิดการสั่นพ้องระหว่างอุโมงค์กับชั้นดิน เมื่อเปรียบเทียบกับน้ำหนักของอุโมงค์กับดินที่ล้อมรอบพบว่า อุโมงค์มีน้ำหนักที่ค่อนข้างน้อยกว่า ดังนั้นเมื่อมีแรงจากคลื่นแผ่นดินไหวมากระทำกับอุโมงค์แรงเฉื่อย (Inertia force) ที่เกิดขึ้นในอุโมงค์จะมีขนาดน้อยกว่าเมื่อเทียบกับแรงเฉื่อยที่เกิดขึ้นกับดินที่ล้อมรอบ (JSCE, 1996) ด้วยเหตุนี้เอง อุโมงค์จึงถูกพิจารณาว่ามีการสั่นสอดคล้องไปพร้อมกับดินข้อเท็จจริงนี้มีอิทธิพลมากกว่ากับ shield tunnel เนื่องจากค่าสติเฟนของอุโมงค์มีค่าน้อยลงเพราะ joint และการสร้างที่ในพื้นที่ที่มีดินอยู่

การศึกษาการตอบสนองของชั้นดินเนื่องจากแผ่นดินไหวทั้ง 4 เหตุการณ์ที่ถูกปรับขนาด PGA ให้มีค่าเท่ากับ 0.03g จะแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมของชั้นดินอ่อนกรุงเทพฯ ในการขยายอัตราเร่งสูงสุดของคลื่นแผ่นดินไหวบริเวณชั้นดินที่ระดับความลึกต่างๆ โดยเฉพาะอย่างยิ่งที่ตำแหน่งระดับความลึกที่ตั้งอุโมงค์ นอกจากนี้การเปรียบเทียบระหว่างอัตราเร่งที่วัดได้ในทิศทางการกระจัดแนวราบและแนวตั้งจะให้ข้อมูลเชิงลึกเกี่ยวกับอิทธิพลของทิศทางของคลื่นแผ่นดินไหวต่อการตอบสนองของชั้นดินซึ่งนำไปสู่ผลการตอบสนองของอุโมงค์

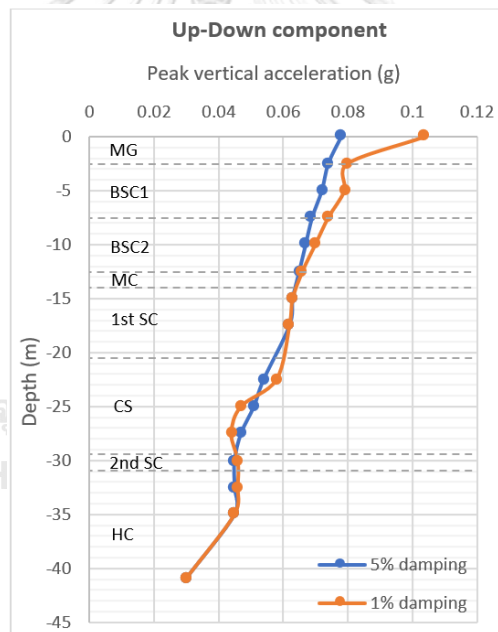
##### 4.1.1 อัตราเร่งสูงสุด

จากกรณีศึกษาผลการตอบสนองของชั้นดินเนื่องจากแผ่นดินไหวทั้งหมด 24 กรณี การขยายอัตราเร่งสูงสุดที่ระดับความลึกของชั้นดินเนื่องจากแผ่นดินไหวทั้ง 4 เหตุการณ์แสดงดังรูปที่ 4.1 ถึงรูปที่ 4.4 ซึ่งแสดงให้เห็นว่า กระบวนการขยายอัตราเร่งสูงสุดทั้งการกระจัดทิศทางแกนราบมีความแตกต่างกับแกนตั้งของคลื่นแผ่นดินไหวไม่ว่าเหตุการณ์ใด โดยทิศทางการกระจัดของคลื่นตามแกนแนวราบแสดงให้เห็นว่า การขยายอัตราเร่งสูงสุดจะเกิดขึ้นได้ชัดในชั้นดินอ่อนกรุงเทพฯ (BSC) ดังที่ตั้งสมมติฐานไว้ ซึ่งสอดคล้องกับ Yanuviriyakul and Solalump (2010) ที่กล่าวว่า สภาพธรณีวิทยาของพื้นที่กรุงเทพฯ ที่มีลักษณะเป็นชั้นดินเหนียวอ่อนหนาประมาณ 5 - 10 เมตร ซึ่งสภาพดังกล่าวอาจส่งผลต่อการขยายอัตราเร่งสูงสุดที่ผิวดิน 2.2 - 2.5 เท่า



(ก)

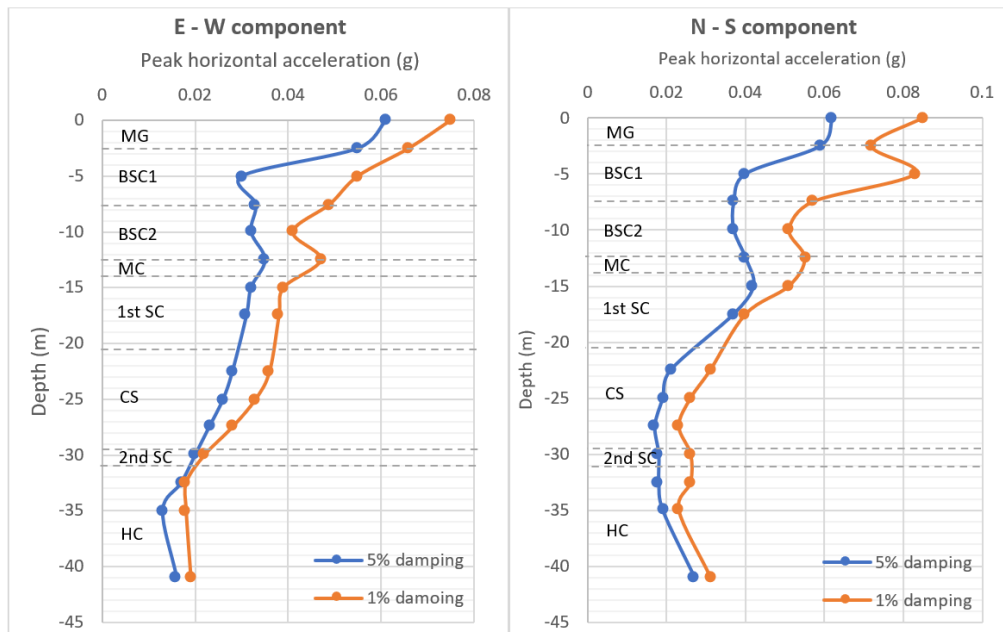
(ข)



(ค)

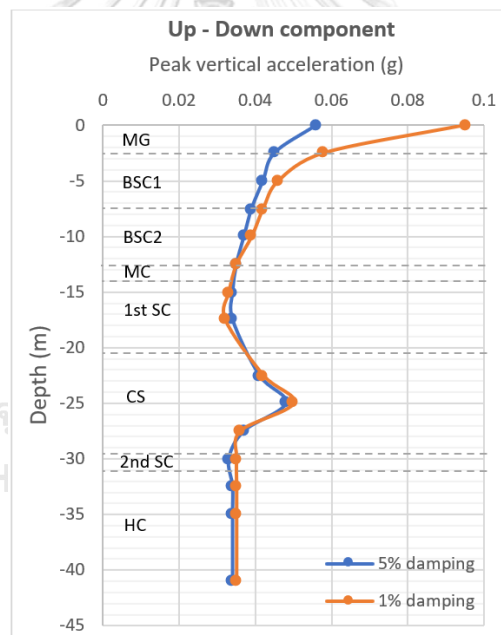
รูปที่ 4.1 การขยายอัตราเร่งสูงสุดของชั้นดินเนื่องจากแผ่นดินไหว Chi-Chi ปี ค.ศ.1999 ทิศแนวราบ

(ก) ตะวันออก - ตะวันตก (ข) เหนือ - ใต้ และ (ค) ทิศแนวตั้ง



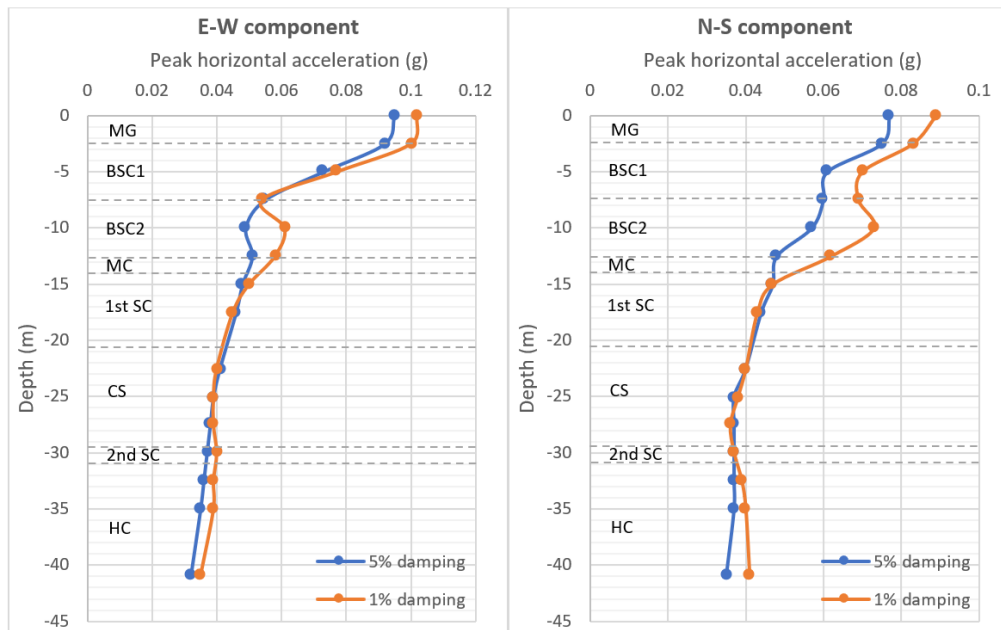
(ก)

(ข)



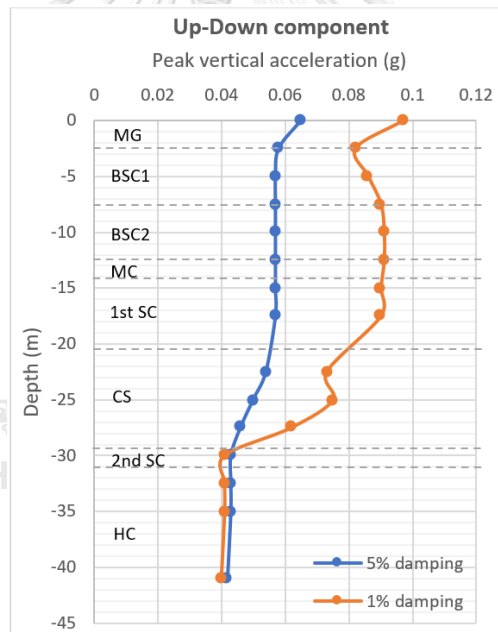
(ค)

รูปที่ 4.2 การขยายอัตราเร่งสูงสุดของชั้นดินเนื่องจากแผ่นดินไหว Loma Prieta ปี ค.ศ.1989 ทิศ  
แนวราบ (ก) ตะวันออก - ตะวันตก (ข) เหนือ - ใต้ และ (ค) ทิศแนวตั้ง



(ก)

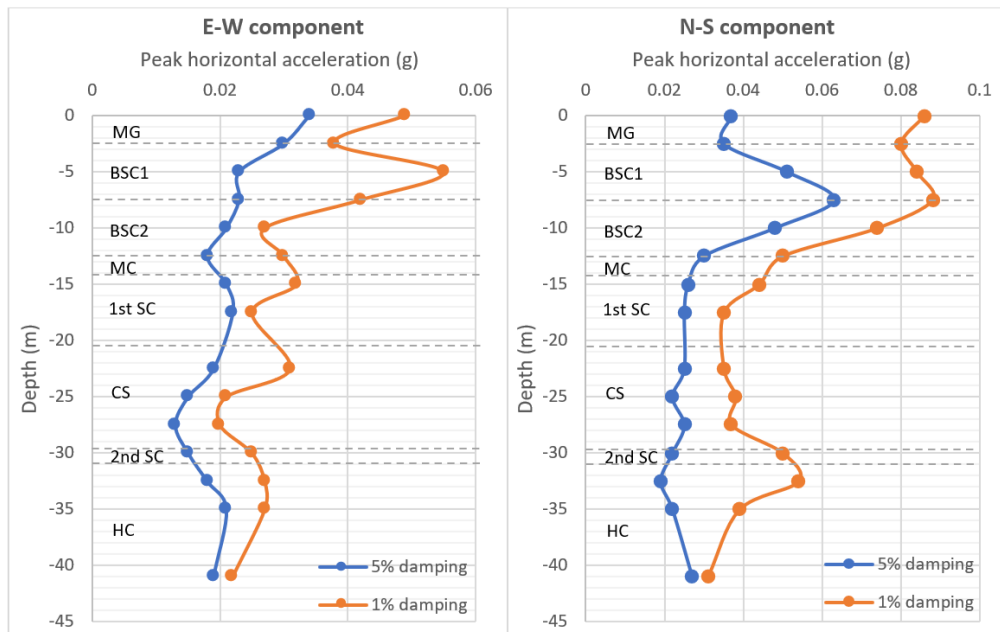
(ข)



(ค)

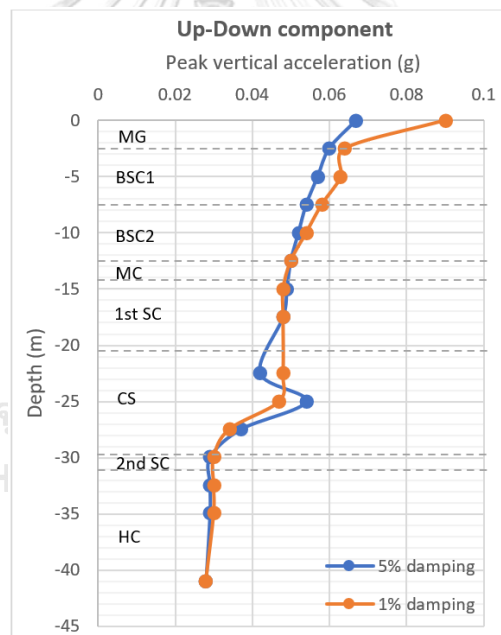
รูปที่ 4.3 การขยายอัตราเร่งสูงสุดของชั้นดินเนื่องจากแผ่นดินไหว Northridge ปี ค.ศ.1994 ทิศ  
แนวราบ (ก) ตะวันออก - ตะวันตก (ข) เหนือ - ใต้ และ (ค) ทิศแนวตั้ง





(ก)

(ข)



(ค)

รูปที่ 4.4 การขยายอัตราเร่งสูงสุดของชั้นดินเนื่องจากแผ่นดินไหวแม่สาย (MSAA) ปี ค.ศ.2011 ทิศ

แนวราบ (ก) ตะวันออก - ตะวันตก (ข) เหนือ - ใต้ และ (ค) ทิศแนวตั้ง

ปรากฏการณ์นี้เนื่องมาจากความไม่ต่อเนื่องของความเร็วคลื่นเฉือนในชั้นดิน และการสะสมปริมาณคลื่นเฉือนที่มากจากการสะท้อนจากผิวดินที่อยู่ชั้นบนของชั้นดินเหนียวอ่อน สิ่งที่น่าสนใจคืออัตราเร่งสูงสุดส่วนใหญ่จะเกิดการขยายอย่างมากในชั้นดินเหนียวอ่อน (BSC1 และ BSC2) และมีการขยายปริมาณน้อยหรือลดขนาดลงในชั้นดิน Clayey Sand (CS) ลักษณะความแตกต่างระหว่างชั้นดิน

2 ชั้นนี้มีความสอดคล้องกับค่าสตีฟเนสของดิน (Soil stiffness) โดยชั้น BSC มีคุณสมบัติสภาพ compressive และดินมีค่าสตีฟเนสที่ค่อนข้างต่ำ ในขณะที่ชั้น CS มีค่าสตีฟเนสที่สูง ซึ่งสามารถสังเกตได้จากคุณลักษณะค่าสตีฟเนสของดิน ( $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$  และ  $E_{ur}^{ref}$ ) ดังแสดงใน Error!

**Reference source not found.** ซึ่งคุณสมบัติค่าสตีฟเนสของดินนี้มีความสัมพันธ์กับความหน่วงของดิน (Soil damping) อย่างแปรผันตรง หมายความว่าหากดินมีค่าสตีฟเนสสูง ความหน่วงของดินก็จะมีค่าสูงตาม ดังนั้นผลจากความหน่วงของดินในชั้น CS จึงส่งผลให้อัตราเร่งในแนวแกนราบของคลื่นทิศทาง ตะวันออก - ตะวันตก และ เหนือ - ใต้ ของทั้ง 4 เหตุการณ์มีการขยายน้อยหรือถูกลดทอนลงนั่นเองดังรูปที่ 4.1(ก),(ข) รูปที่ 4.2(ก),(ข) รูปที่ 4.3(ก),(ข) และรูปที่ 4.4(ก),(ข) ข้อเท็จจริงนี้สอดคล้องกับ Senthamilkumar et al. (2009) พบว่าทรายหลวม (loose sand) และดินเหนียวอ่อน (soft clay) จะสะสมกำลังขยายอัตราเร่ง ในขณะที่ทรายแน่น (dense sand) และดินเหนียวแข็ง (stiff clay) จะลดกำลังขยายอัตราเร่ง

สำหรับผลการขยายอัตราเร่งในแนวแกนตั้งพบว่ามีความแตกต่างกันอย่างชัดเจนกับผลลัพธ์การขยายอัตราเร่งในแนวแกนราบ ชั้นดินที่ทำให้เกิดการขยายอัตราเร่งในแนวแกนราบแทบจะไม่มีอิทธิพลกับอัตราเร่งในแนวแกนตั้ง ในขณะที่ชั้นดินซึ่งมีอิทธิพลน้อยในการขยายคลื่นแนวแกนราบกลับมีผลกระทบที่แสดงออกอย่างชัดเจนในแนวแกนตั้ง เพราะฉะนั้นสามารถสรุปได้อย่างตรงไปตรงมาว่า กระบวนการขยายอัตราเร่งของคลื่นแผ่นดินไหวในแนวแกนราบและแนวแกนตั้งมีความแตกต่างกันสิ้นเชิง โดยทั่วไปแล้วเป็นที่เข้าใจว่า ชั้นดินอ่อนสามารถขยายคลื่นแผ่นดินไหวได้ในขนาดที่มากกว่าชั้นดินแข็ง อย่างไรก็ตาม ปัจจัยที่ส่งผลต่อการขยายขนาดอัตราเร่งสำหรับงานวิจัยนี้ยังรวมถึงลักษณะเงื่อนไขการระบายน้ำของดินด้วย สังเกตได้ว่าอัตราเร่งสูงสุดที่เกิดการขยายสำหรับการกระจัดคลื่นตามทิศแนวราบนั้น เป็นไปตามทฤษฎีการขยายขนาดคลื่นในชั้นดินอ่อน ในขณะที่ผลกระทบจากคุณสมบัติเงื่อนไขการระบายน้ำของดินส่งผลให้เห็นการขยายขนาดคลื่นสำหรับทิศแนวตั้งชัดเจนในชั้นดิน CS ซึ่งเป็นชั้นดินประเภทการระบายน้ำ Drained

การตอบสนองชั้นดินเนื่องจากแผ่นดินไหวในทิศทางแนวตั้งมีอิทธิพลขึ้นกับการกระจายของ Compression wave มากกว่า Shear wave โดยการเคลื่อนที่ของคลื่น Compression wave จะขึ้นกับเงื่อนไขการระบายน้ำของดินมากกว่าคลื่น Shear wave สำหรับดินประเภทการระบายน้ำ Drained จะมีค่าความหน่วงต่ำ จึงทำให้เกิดการขยายขนาดอัตราเร่งจากคลื่น Compression wave เพราะฉะนั้นสำหรับดินประเภทการระบายน้ำ Undrained ซึ่งมีระดับความอิ่มตัวด้วยน้ำของดินสูง จะมีความหน่วงสูงตามเป็นผลให้อัตราเร่งของคลื่นแผ่นดินไหวทิศการกระจัดแนวตั้งถูกขยายขนาดในปริมาณน้อย ผลลัพธ์การตอบสนองของชั้นดินเนื่องจากแผ่นดินไหวทั้ง 4 เหตุการณ์แสดงดังรูปที่ 4.1(ค) รูปที่ 4.2(ค) รูปที่ 4.3(ค) และรูปที่ 4.4(ค) จะสังเกตได้ว่าชั้นดินประเภทการระบายน้ำ Undrained เกิดการขยายขนาดอัตราเร่งทิศแนวตั้งในปริมาณที่น้อยหรือแทบไม่มีการขยายขนาด

ในขณะที่ชั้นดินประเภทการระบายน้ำ Drained พบการขยายขนาดอัตราเร่งทิศแนวตั้งอย่างมีนัยสำคัญ

ที่ตำแหน่งที่ตั้ง Crown และ Invert ของอุโมงค์ซึ่งมีความลึกดินฝังที่ 17.64 และ 20.84 เมตรตามลำดับ พบว่า อัตราเร่งสูงสุดของคลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 4 เหตุการณ์ในทิศการกระจัดแนวตั้งมีค่ามากกว่าแนวราบ โดยแสดงผลแยกตามอัตราความหน่วงของดินที่กำหนดได้แก่ 5% และ 1% ดัง

**Error! Reference source not found. และ Error! Reference source not found.**

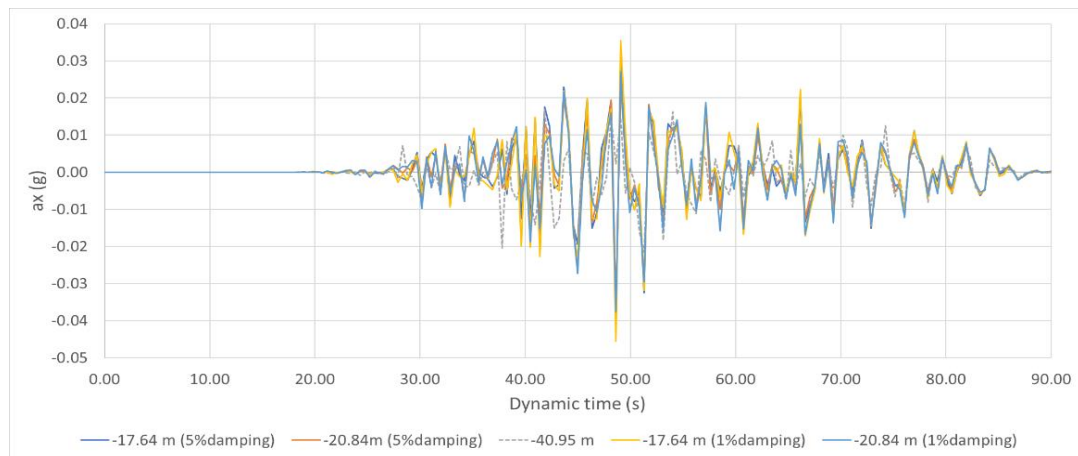
ตามลำดับ ดังนั้นแม้ว่าการกระจัดของคลื่นแผ่นดินไหวทิศแนวตั้งจะไม่ถูกนำมาพิจารณาผลตอบสนองของอุโมงค์ต่อคลื่นแผ่นดินไหวมากนัก แต่ก็ไม่ควรเพิกเฉยในการวิเคราะห์กับงานวิจัยนี้ เมื่อเปรียบเทียบความสัมพันธ์ของอัตราเร่งกับเวลาของข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหว 4 เหตุการณ์ที่ปรับขนาด PGA เท่ากับ 0.03g กับอัตราเร่งที่ตอบสนองที่ตำแหน่ง Crown และ Invert ของอุโมงค์ดังรูปที่ 4.5 ถึง รูปที่ 4.8 ยิ่งแสดงให้เห็นว่าที่ตำแหน่งอุโมงค์คลื่นแผ่นดินไหวทิศแนวตั้งถูกขยายขนาดมากกว่าเนื่องมาจากการขยายคลื่นของชั้นดิน CS ที่ตั้งอยู่ใต้ตำแหน่งอุโมงค์ ทำให้การขยายขนาดอัตราเร่งในชั้น CS ส่งผลต่ออัตราเร่งที่เกิดขึ้นที่ตำแหน่งอุโมงค์ ในทางกลับกันแม้ว่าอัตราเร่งสูงสุดที่ถูกขยายจากการกระจัดคลื่นแผ่นดินไหวทิศแนวราบจะมีขนาดมากกว่าการกระจัดคลื่นทิศแนวตั้ง แต่การขยายอัตราเร่งจะไม่เกิดขึ้นเลยจนกว่าจะถึงชั้นดินเหนียวอ่อน ซึ่งอยู่เหนือตำแหน่งที่ตั้งอุโมงค์

ตารางที่ 4.1 อัตราเร่งสูงสุดภายใต้การตอบสนองแผ่นดินไหวเหตุการณ์ต่างๆ ที่อัตราความหน่วงดิน 5%

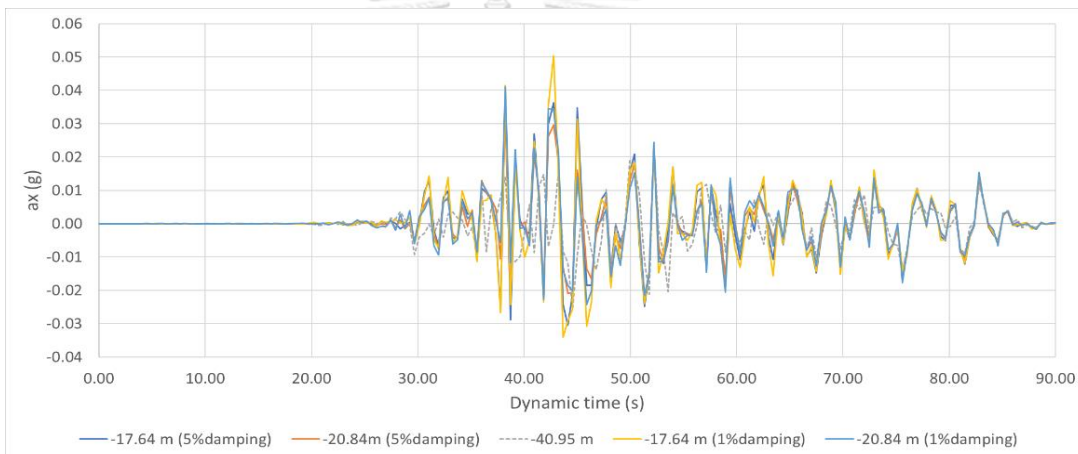
5% damping	Chi-Chi			Loma Prieta			Northridge			MSAA			Maximum Value
	E-W	N-S	Up-Down	E-W	N-S	Up-Down	E-W	N-S	Up-Down	E-W	N-S	Up-Down	
PGA (g) at surface	0.076	0.088	0.078	0.061	0.062	0.056	0.095	0.077	0.065	0.034	0.066	0.067	0.095
Amplification	2.53	2.93	2.6	2.03	2.07	1.87	3.17	2.57	2.17	1.13	2.2	2.23	3.17
PGA (g) at -17.64 m	0.04	0.038	0.062	0.031	0.037	0.034	0.046	0.044	0.057	0.022	0.027	0.048	0.062
Amplification	1.33	1.27	2.07	1.03	1.23	1.13	1.53	1.47	1.90	0.73	0.90	1.60	2.07
PGA (g) at -20.84 m	0.035	0.032	0.054	0.028	0.021	0.041	0.041	0.04	0.054	0.019	0.025	0.042	0.054
Amplification	1.17	1.07	1.80	0.93	0.70	1.37	1.37	1.33	1.80	0.63	0.83	1.40	1.80

ตารางที่ 4.2 อัตราเร่งสูงสุดภายใต้การตอบสนองแผ่นดินไหวเหตุการณ์ต่างๆ ที่อัตราความหน่วงดิน 1%

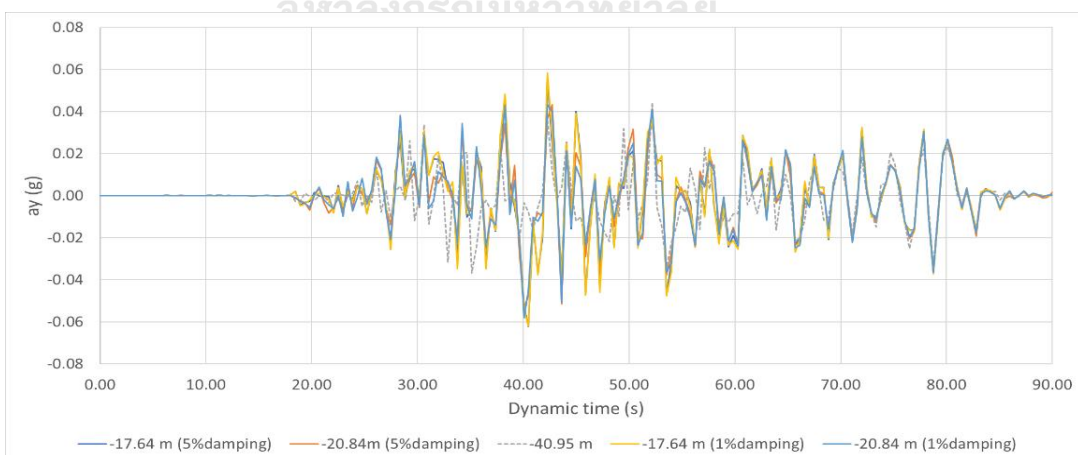
1% damping	Chi-Chi			Loma Prieta			Northridge			MSAA			Maximum Value
	E-W	N-S	Up-Down	E-W	N-S	Up-Down	E-W	N-S	Up-Down	E-W	N-S	Up-Down	
PGA (g) at surface	0.088	0.102	0.104	0.075	0.085	0.095	0.102	0.089	0.097	0.049	0.086	0.09	0.104
Amplification	2.93	3.4	3.47	2.5	2.83	3.17	3.4	2.97	3.23	1.63	2.87	3	3.47
PGA (g) at -17.64 m	0.046	0.05	0.062	0.038	0.04	0.032	0.045	0.043	0.06	0.025	0.035	0.048	0.062
Amplification	1.53	1.67	2.07	1.27	1.33	1.07	1.50	1.43	2.00	0.83	1.17	1.60	2.07
PGA (g) at -20.84 m	0.038	0.041	0.058	0.036	0.031	0.042	0.04	0.04	0.05	0.031	0.035	0.048	0.058
Amplification	1.27	1.37	1.93	1.20	1.03	1.40	1.33	1.33	1.67	1.03	1.17	1.60	1.93



(ก)

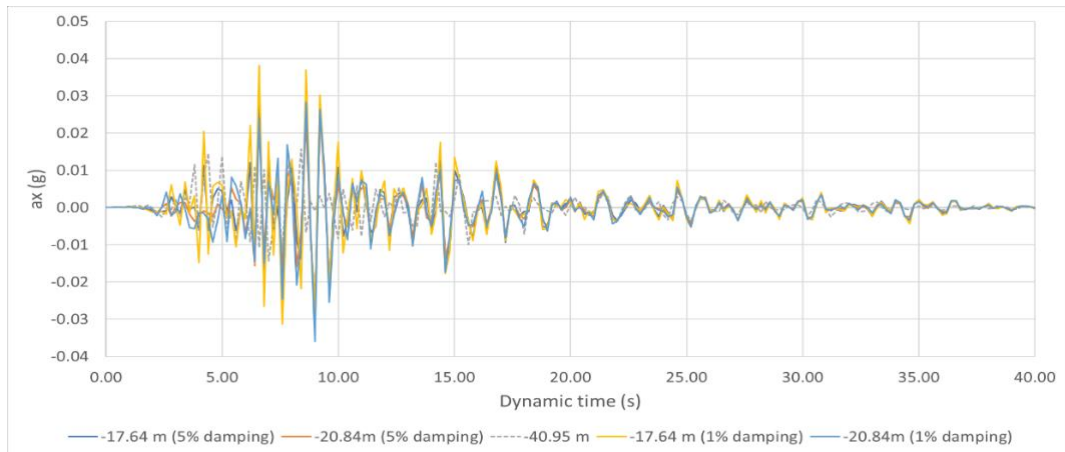


(ข)

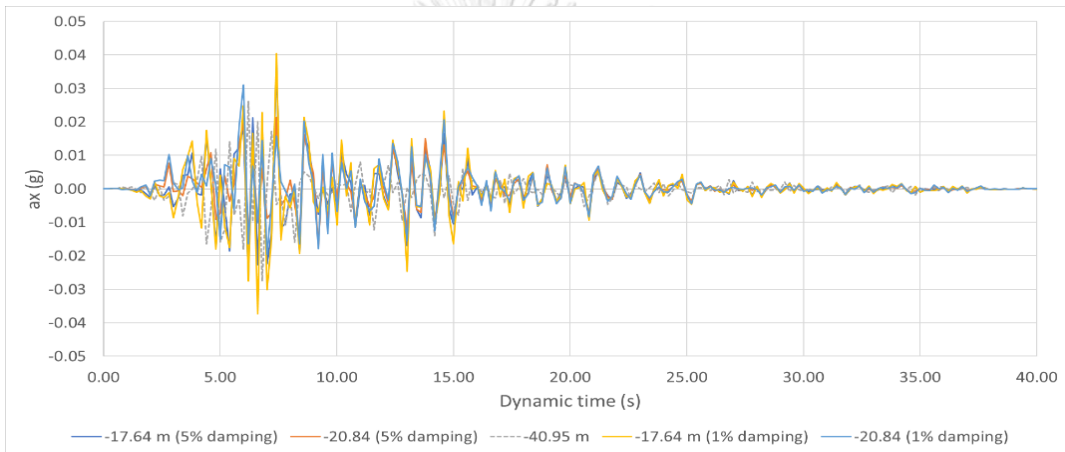


(ค)

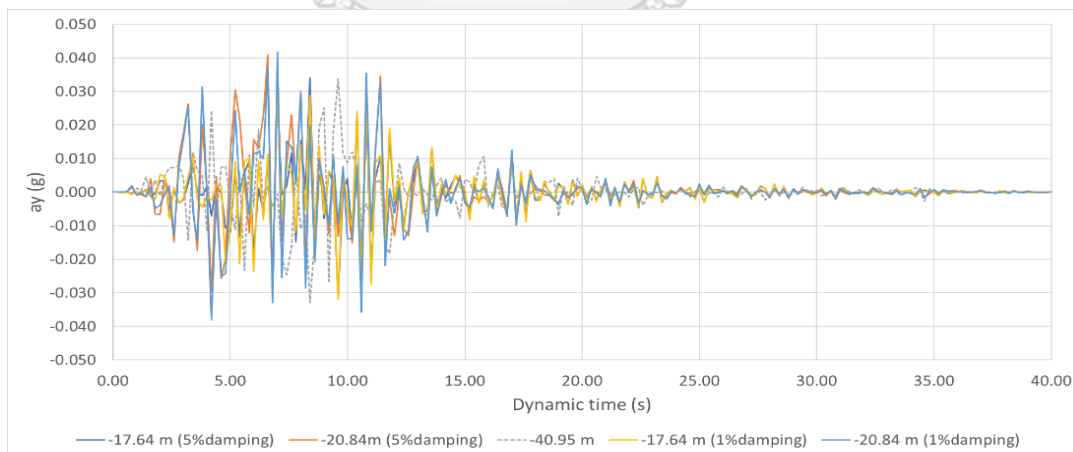
รูปที่ 4.5 อัตราเร่งที่ประวัติเวลา ณ ตำแหน่งความลึกอุโมงค์ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Chi-Chi (1999) (ก) ทิศตะวันออก - ตะวันตก (ข) ทิศเหนือ - ใต้ (ค) ทิศแนวตั้ง



(ก)

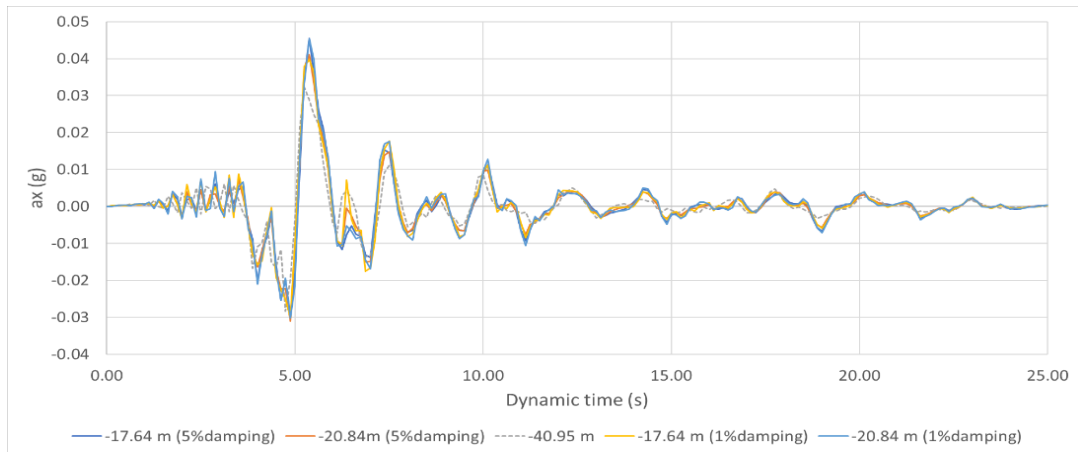


(ข)

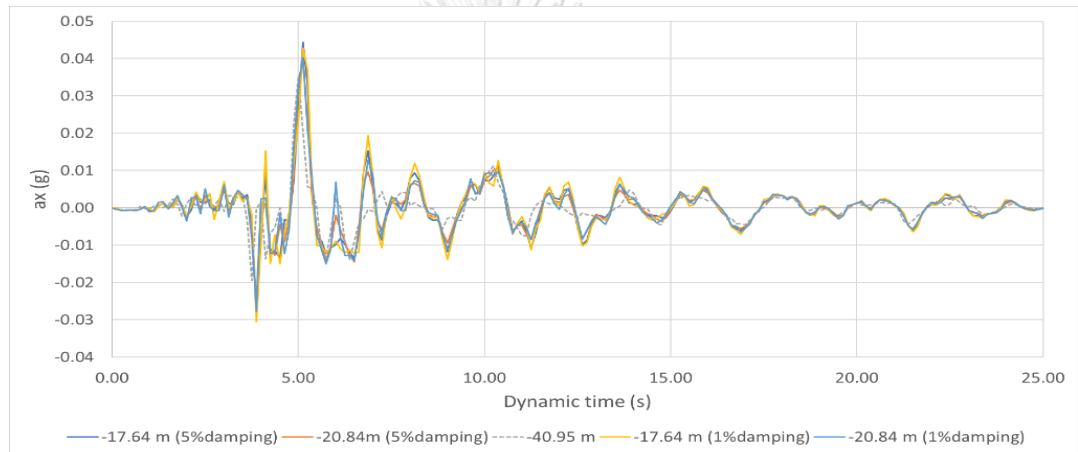


(ค)

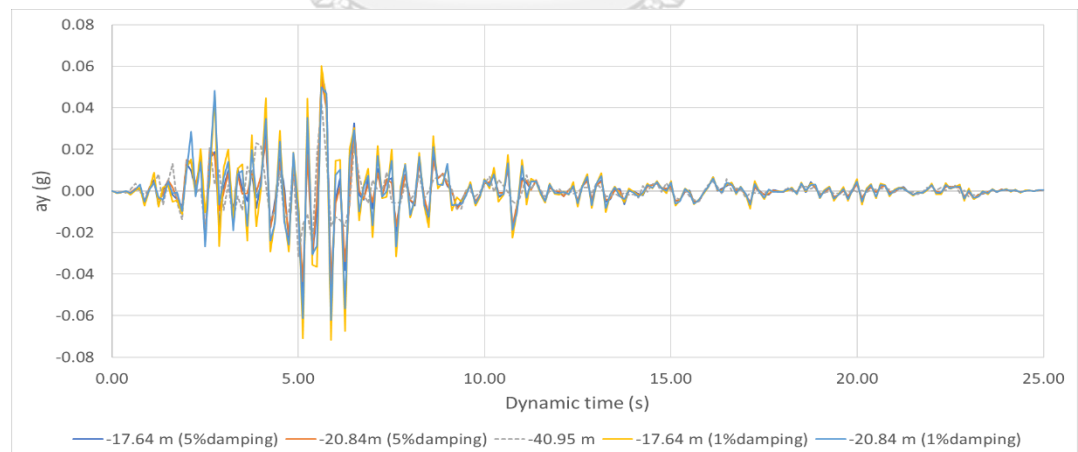
รูปที่ 4.6 อัตราเร่งที่ประวัตินเวลา ณ ตำแหน่งความลึกอุโมงค์ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Loma Prieta (1989) (ก) ทิศตะวันออก - ตะวันตก (ข) ทิศเหนือ - ใต้ (ค) ทิศแนวตั้ง



(ก)

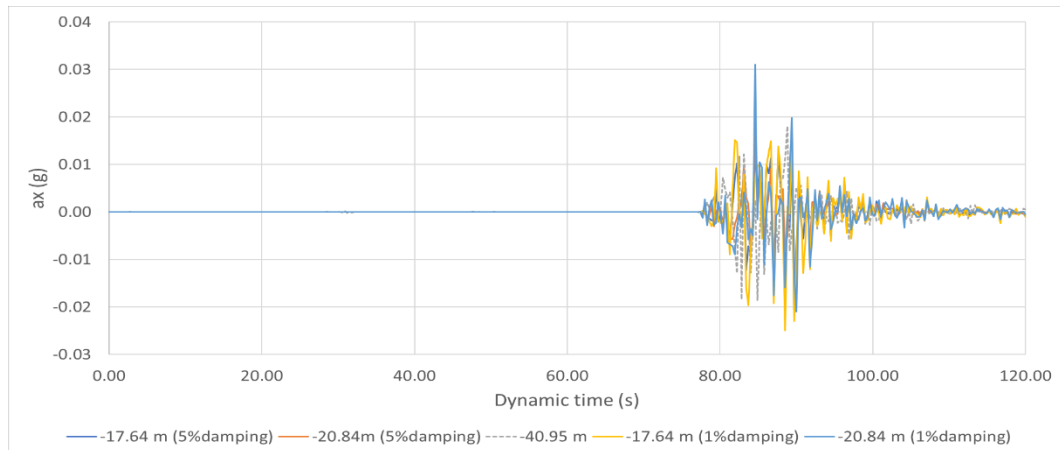


(ข)

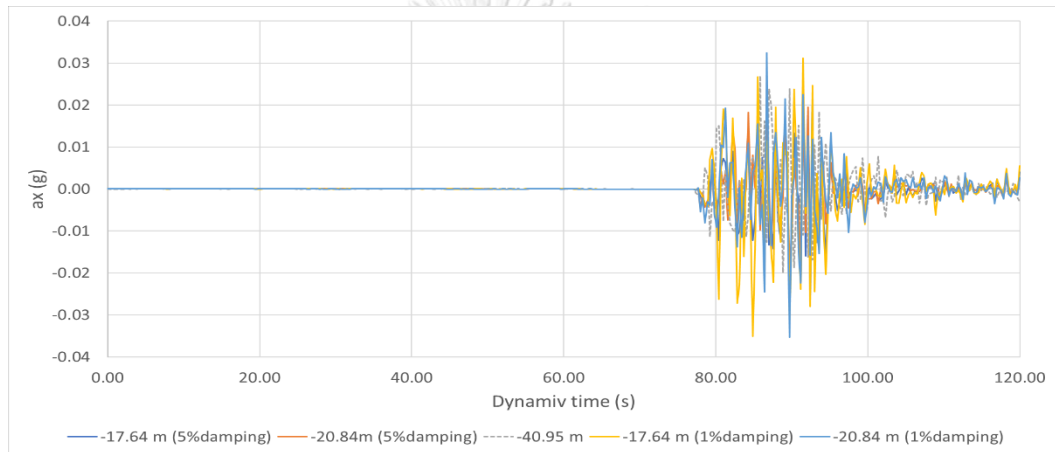


(ค)

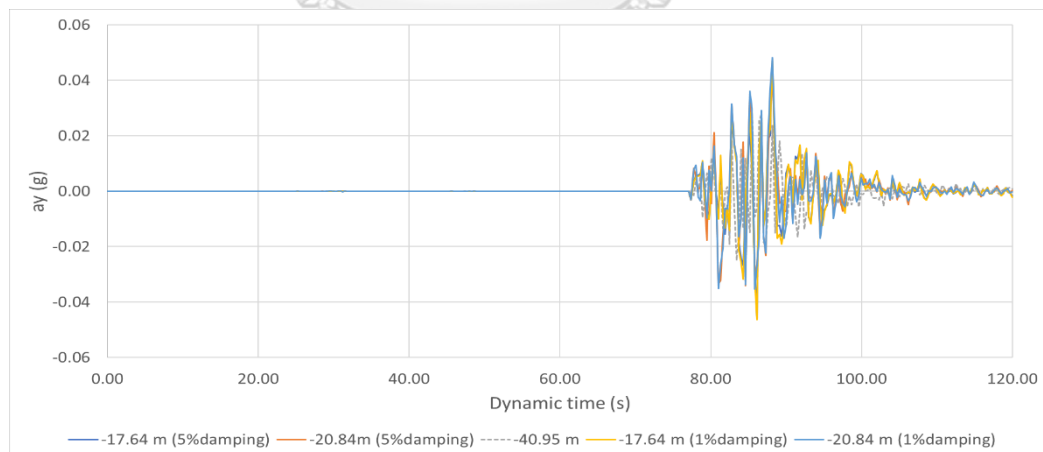
รูปที่ 4.7 อัตราเร่งที่ประวัตินเวลา ณ ตำแหน่งความลึกอุโมงค์ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Northridge (1994) (ก) ทิศตะวันออก - ตะวันตก (ข) ทิศเหนือ - ใต้ (ค) ทิศแนวตั้ง



(ก)



(ข)



(ค)

รูปที่ 4.8 อัตราเร่งที่ประวัตินเวลา ณ ตำแหน่งความลึกอุโมงค์ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว MSAA

(2011) (ก) ทิศตะวันออก – ตะวันตก (ข) ทิศเหนือ - ใต้ (ค) ทิศแนวตั้ง

เมื่อเปรียบเทียบอัตราความหน่วงในชั้นดินที่กำหนดไว้ 5% และ 1% พบว่าในทั้ง 4

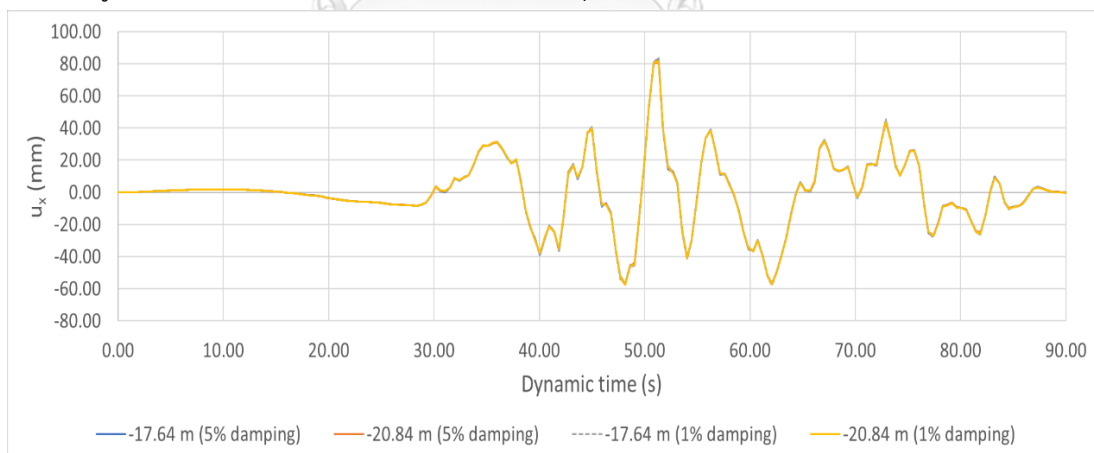
เหตุการณ์ และทุกทิศทางของคลื่นแผ่นดินไหวดัง**Error! Reference source not found.** และ



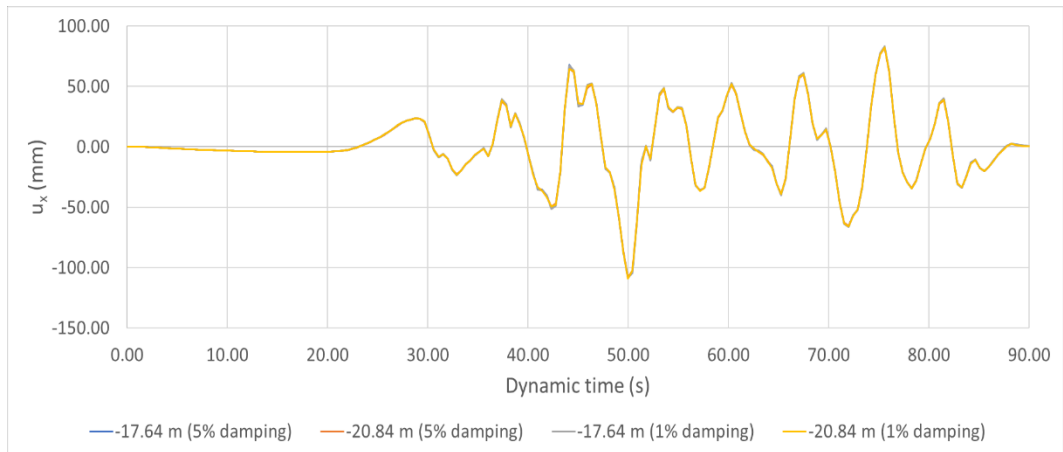
**Error! Reference source not found.** ตามลำดับ อัตราเร่งสูงสุดที่ตำแหน่งที่สนใจ ได้แก่ ผิวดิน crown อุโมงค์ และ invert อุโมงค์ของอัตราความหน่วงที่ 1% ให้ผลลัพธ์การขยายขนาดมากกว่าที่อัตราความหน่วง 5% ซึ่งจากทุกกรณีอัตราความหน่วงที่ 1% จะให้ค่าอัตราเร่งสูงสุดมากกว่าอัตราความหน่วงที่ 5% อยู่ในช่วงประมาณ 1 ถึง 1.5 เท่า แสดงให้เห็นถึงความรุนแรงที่เกิดมากกว่าเมื่อกำหนดอัตราความหน่วงของดินที่ 1%

#### 4.1.2 การกระจัดสูงสุด

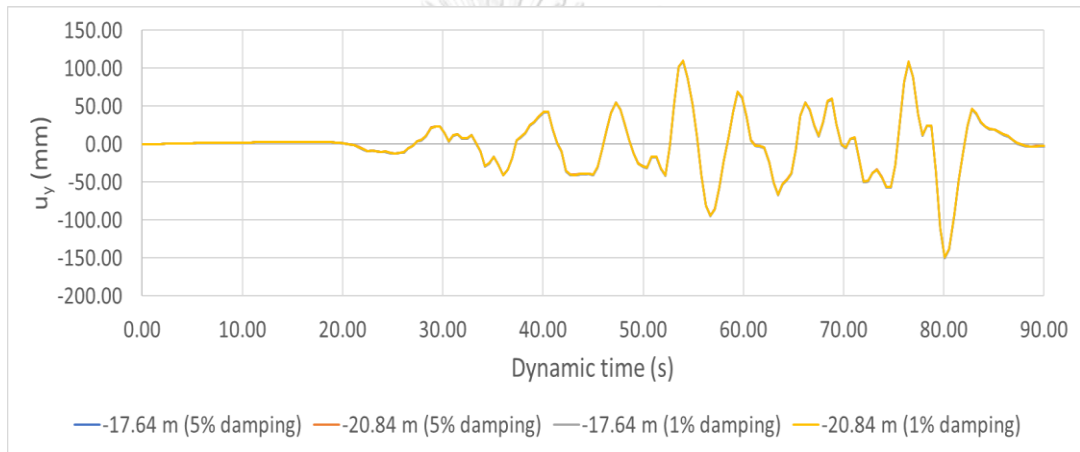
การกระจัดตำแหน่งที่สนใจคือที่ตำแหน่งอุโมงค์ Crown และ Invert เพื่อศึกษาโอกาสที่สามารถเกิดการกระจัดได้มากที่สุด จากการวิเคราะห์ผลลัพธ์ทั้ง 4 เหตุการณ์แบ่งตามการกำหนดอัตราความหน่วงของดินที่ 5% และอัตราความหน่วงของดินที่ 1% สามารถสรุปได้ดังรูปที่ 4.9 ถึงรูปที่ 4.12 พบว่าอัตราความหน่วงที่แตกต่างกันมีผลต่อความแตกต่างของการกระจัดน้อยมากในทุกทิศทาง ข้อสังเกตที่ชัดเจนคือความสัมพันธ์ระหว่างการตอบสนองของชั้นดินในเชิงอัตราเร่งกับการตอบสนองในเชิงการกระจัดไม่สอดคล้องกัน ตารางที่ 4.3 เปรียบเทียบผลลัพธ์การกระจัดที่เกิดขึ้น ณ ตำแหน่งที่สนใจภายใต้แผ่นดินไหว 4 เหตุการณ์ สรุปได้ว่า การกระจัด ณ ตำแหน่งอุโมงค์ของทั้ง 4 เหตุการณ์ไม่มีความสัมพันธ์กัน โดยการกระจัดที่เกิดขึ้นจะมากหรือน้อยขึ้นกับรูปคลื่นแผ่นดินไหวของเหตุการณ์นั้นๆ สำหรับงานวิจัยนี้พบว่าการตอบสนองชั้นดินต่อคลื่นแผ่นดินไหวเชิงการกระจัดให้ผลมากที่สุดที่เหตุการณ์แผ่นดินไหว Chi-Chi (1999) จากคลื่นทิศแนวตั้งภายใต้อัตราความหน่วง 1% ซึ่งมีค่าการกระจัดอยู่ที่ 149.99 มิลลิเมตร ณ ตำแหน่งดินฝังดินอุโมงค์ที่ความลึก 17.64 เมตร



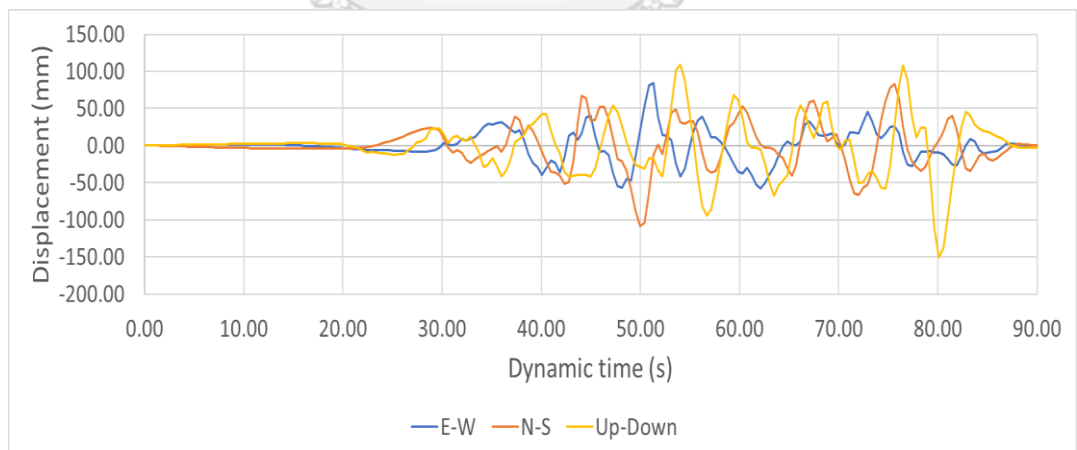
(ก)



(ข)

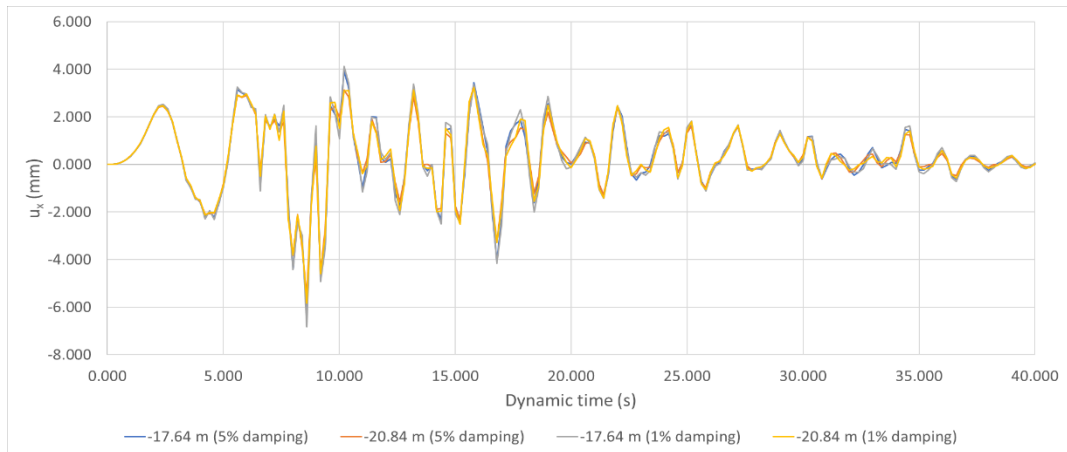


(ค)

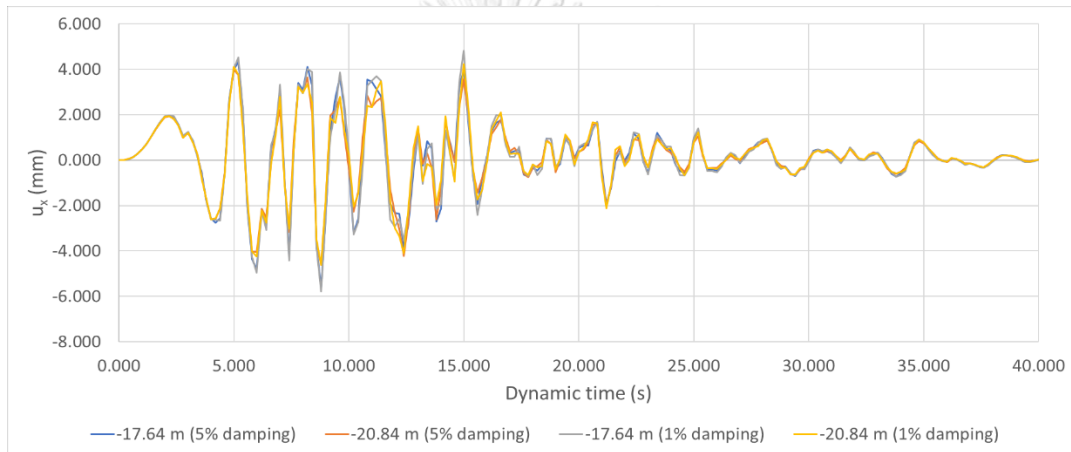


(ง)

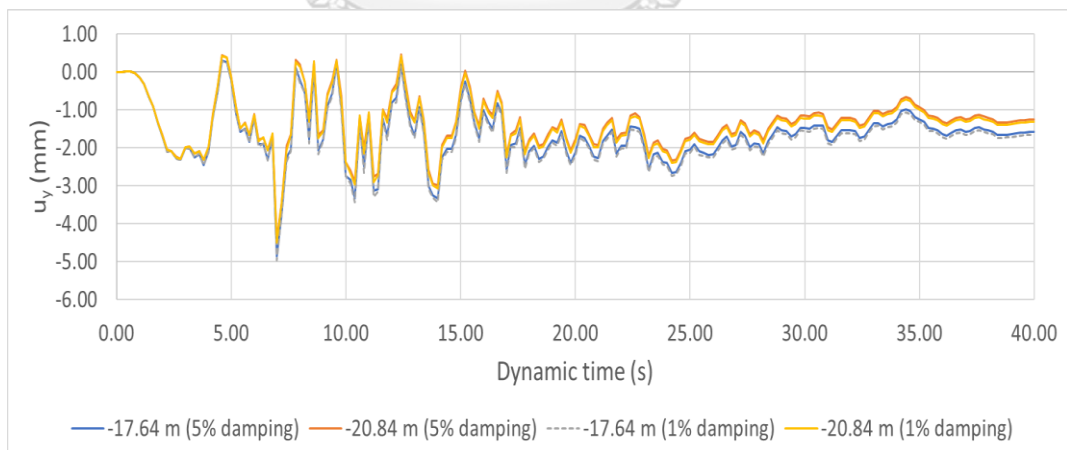
รูปที่ 4.9 การกระจัดของดิน ณ ตำแหน่งความลึกอุโมงค์ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Chi-Chi (1999) (ก) ทิศตะวันออก - ตะวันตก (ข) ทิศเหนือ - ใต้ (ค) ทิศแนวตั้ง (ง) เปรียบเทียบทุกทิศทางที่ ความลึก -17.64 เมตร



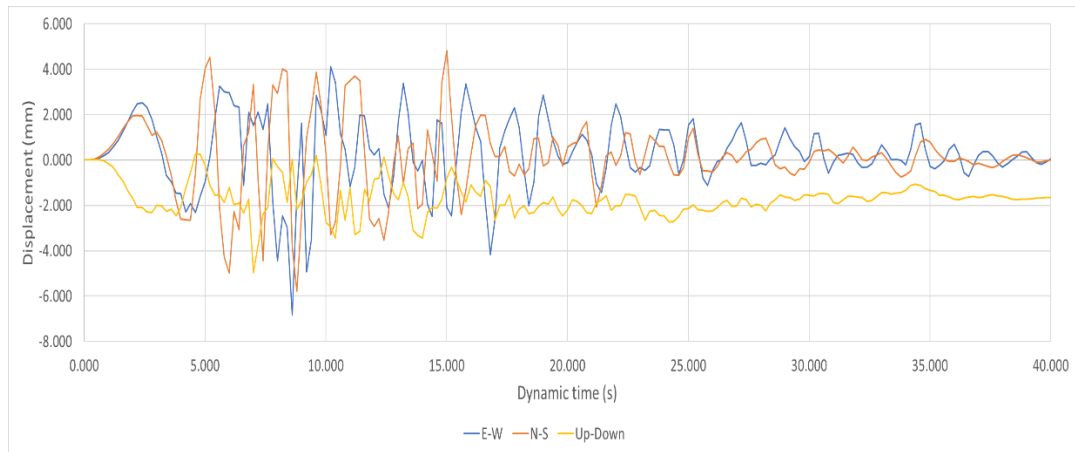
(a)



(b)

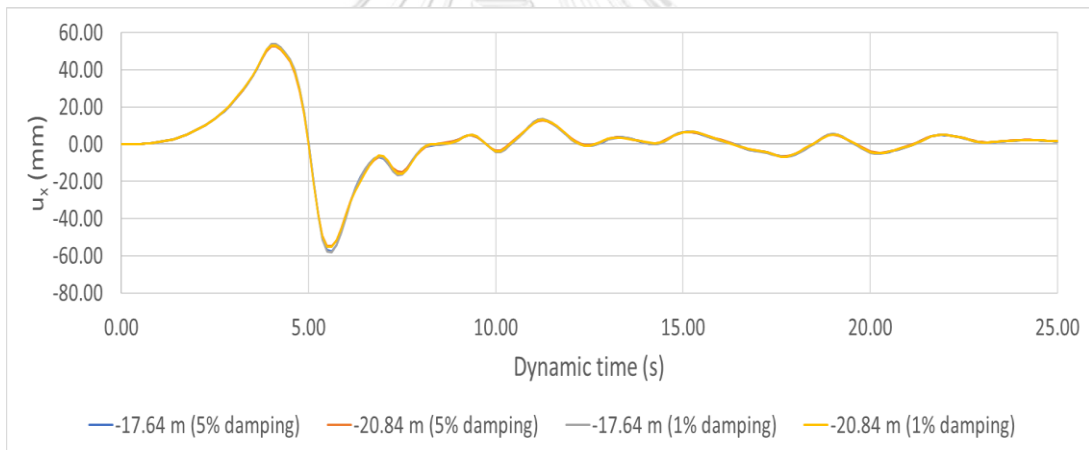


(c)

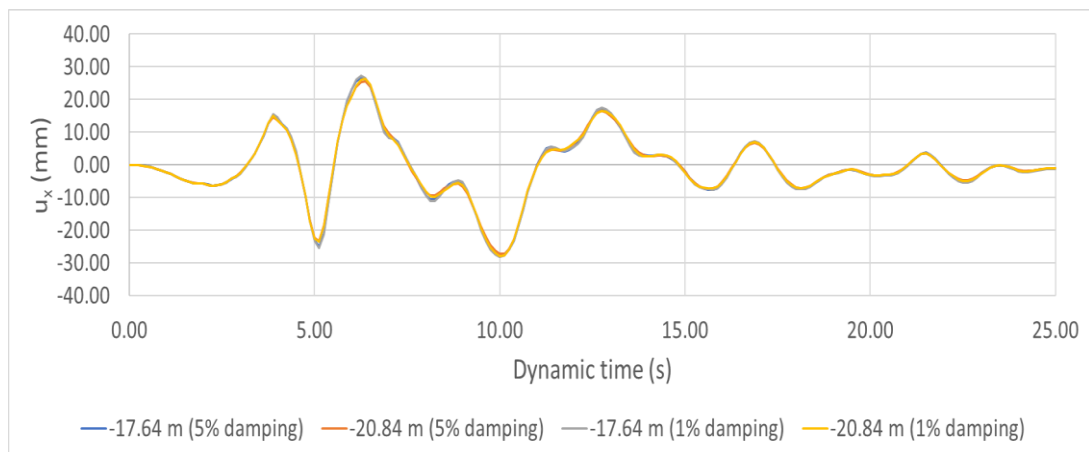


(ง)

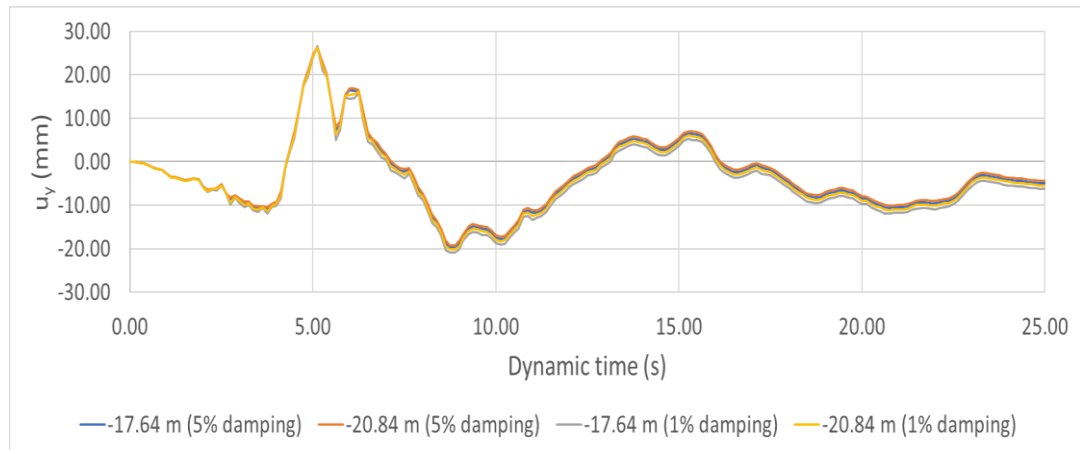
รูปที่ 4.10 การกระจัดของดิน ณ ตำแหน่งความลึกอุโมงค์ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Loma Prieta (1989) (ก) ทิศตะวันออก - ตะวันตก (ข) ทิศเหนือ - ใต้ (ค) ทิศแนวตั้ง (ง) เปรียบเทียบทุกทิศทางที่ความลึก -17.64 เมตร



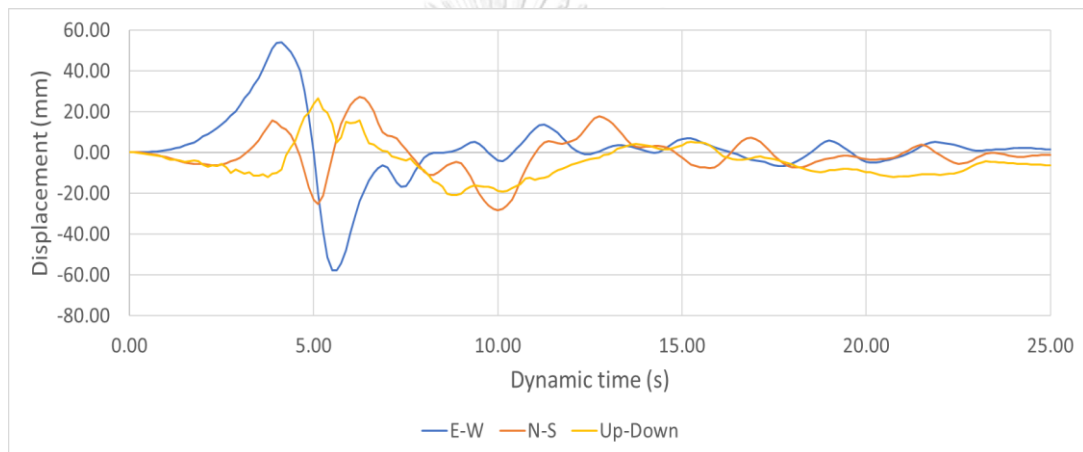
(ก)



(ข)



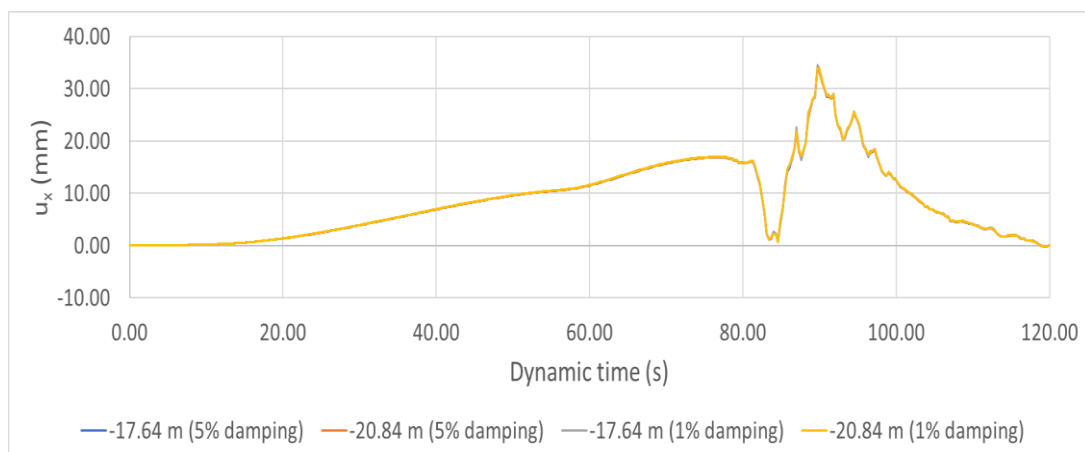
(ค)



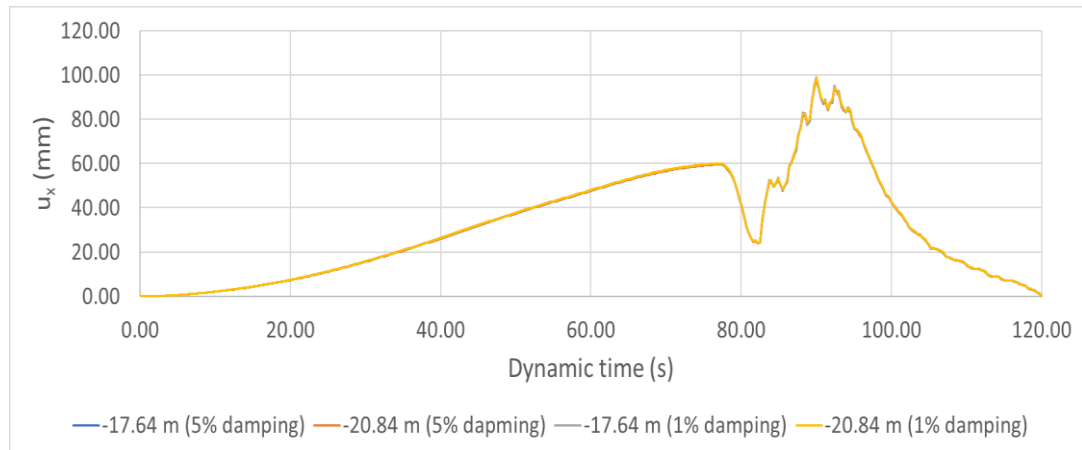
(ง)

รูปที่ 4.11 การกระจัดของดิน ณ ตำแหน่งความลึกอุโมงค์ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Northridge (1994) (ก) ทิศตะวันออก - ตะวันตก (ข) ทิศเหนือ - ใต้ (ค) ทิศแนวตั้ง (ง) เปรียบเทียบทุกทิศทางที่

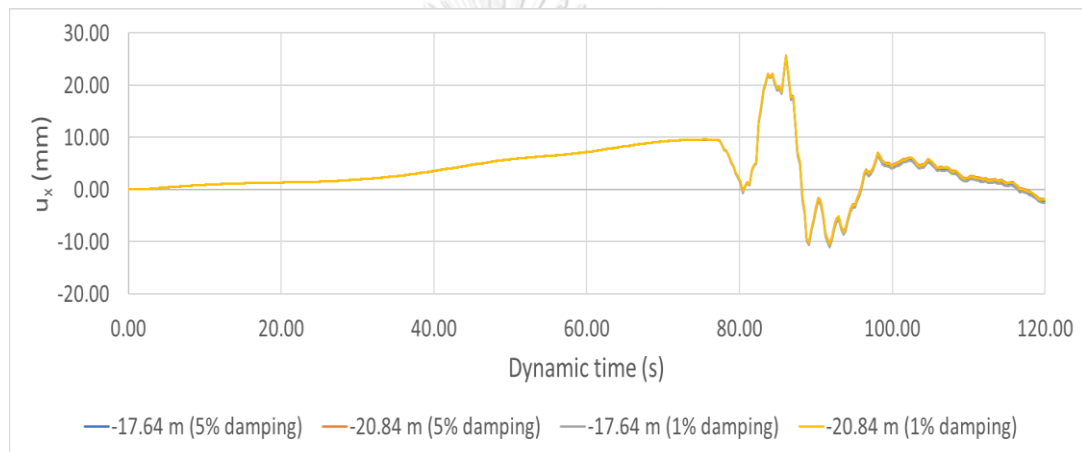
ความลึก -17.64 เมตร



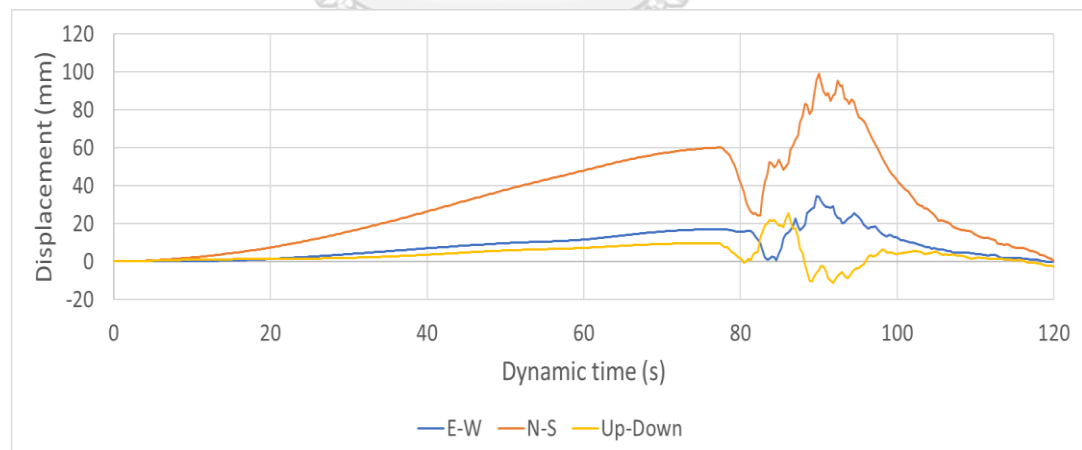
(ก)



(ข)



(ค)



(ง)

รูปที่ 4.12 การกระจัดของดิน ณ ตำแหน่งความลึกอุโมงค์ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว MSA (2011) (ก) ทิศตะวันออก - ตะวันตก (ข) ทิศเหนือ - ใต้ (ค) ทิศแนวตั้ง (ง) เปรียบเทียบทุกทิศทางที่ ความลึก -17.64 เมตร

ตารางที่ 4.3 การกระจัดของดิน ณ ตำแหน่งความลึกอุโมงค์ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหวทิศทางต่างๆ

Displacement (mm)	ChiChi			Loma Prieta			Northridge			MSAA		
	E-W	N-S	Up-Down	E-W	N-S	Up-Down	E-W	N-S	Up-Down	E-W	N-S	Up-Down
5% damping at -17.64 m	83.23	107.9	149.8	6.28	5.62	4.86	57.63	27.58	26.5	34.1	98.01	25.62
5% damping at -20.84 m	81.19	108.2	149	5.52	5.78	4.4	54.91	27.21	26.44	33.67	97.86	25.69
1% damping at -17.64 m	83.96	108.7	150	6.83	4.62	4.96	57.96	28.25	26.45	34.54	98.97	25.61
1% damping at -20.84 m	81.95	109	149.2	5.84	4.61	4.5	55.29	27.91	26.43	34	98.71	25.69

การตอบสนองของชั้นดินเชิงการกระจัดแสดงให้เห็นว่าการกระจัดทิศแกนราบที่ตำแหน่งที่ตั้งอุโมงค์ให้ผลลัพธ์ที่มีค่ามากกว่าแกนตั้งในหลายเหตุการณ์แผ่นดินไหวจากการเปรียบเทียบการกระจัดที่ตำแหน่งความลึกอุโมงค์จากคลื่นทิศการกระจัดต่างๆแสดงดังรูปที่ 4.9(ง) รูปที่ 4.10(ง) รูปที่ 4.11(ง) และรูปที่ 4.12(ง) ดังนั้นการวิเคราะห์ควรให้ความสำคัญกับการพิจารณาแกนราบเช่นกัน แม้การขยายอัตราเร่งของคลื่นในทิศแกนตั้งจะส่งผลเสียหายมากกว่า โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อตรวจสอบ Serviceability ของอุโมงค์ภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหว นอกจากนี้ความเสียหายจากแผ่นดินไหวยังแสดงให้เห็นว่ามีความสัมพันธ์กับการกระจัดมากกว่าอัตราเร่ง ดังนั้นการวิเคราะห์การกระจายของคลื่นแผ่นดินไหวในทิศแกนราบจึงเป็นองค์ประกอบสำคัญเช่นกันในการวิเคราะห์หาแรงเหนี่ยวนำที่ทำให้เกิดในวงผนังอุโมงค์

#### 4.2 ปฏิสัมพันธ์การตอบสนองระหว่างดินกับอุโมงค์เนื่องจากแผ่นดินไหว (Soil – Tunnel interaction)

งานวิจัยนี้ใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในการวิเคราะห์อุโมงค์ระบายน้ำกรุงเทพฯภายใต้แผ่นดินไหวเงื่อนไขการวิเคราะห์ที่เลือกใช้คือวิธี Soil – Structure interaction เนื่องจากเป็นวิธีที่เหมาะสมกับการศึกษาปัญหามากกว่าวิธี Free - field โดยการจำลองให้อุโมงค์และดินมีการตอบสนองต่อแผ่นดินไหวไปพร้อมๆกัน นอกจากนี้เพื่อให้การวิเคราะห์การตอบสนองของอุโมงค์ต่อแรงกระทำแผ่นดินไหวมีความละเอียดถี่ถ้วน การตอบสนองของอุโมงค์ต่อประวัติเวลาเชิงพลศาสตร์ (Dynamic time) จะถูกพิจารณาด้วย ซึ่งจะทำให้ศึกษาแนวทาง Soil – tunnel interaction ได้ชัดเจนยิ่งขึ้น ขอบเขตของงานวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมของอุโมงค์ภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหวในทิศทางตามขวางเท่านั้น ดังนั้นเพื่อลดความซับซ้อนของปัญหาและเวลาที่ใช้ แบบจำลอง 2 มิติจึงถูกเลือกใช้แทนการใช้แบบจำลอง 3 มิติ เนื่องจากแบบจำลอง 2 มิติถือว่าเพียงพอสำหรับการวิเคราะห์ในทิศทางตามขวาง

#### 4.2.1 การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลอง (Model verification)

แบบจำลองพลศาสตร์ของอุโมงค์กับดินโดยโปรแกรม PLAXIS จะถูกตรวจสอบความถูกต้องด้วยวิธี Analytic solution ของ Penzien (2000) และ Wang (1993) ผลการคำนวณจากวิธี Analytic solution จะนำมาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองด้วยโปรแกรม PLAXIS เพื่อให้มั่นใจว่าผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองมีความแม่นยำและถูกต้องในการแสดงพฤติกรรมการตอบสนองระหว่างอุโมงค์และดินภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหว เนื่องจากงานวิจัยนี้ได้ศึกษาผลการตอบสนองจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวหลายรูปแบบ การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองจึงถูกนำมาตรวจสอบเทียบกับ Analytic solution

สมการของ Wang (1993) ใช้เปรียบเทียบโมเมนต์การดัด (Bending moment,  $M$ ) ที่เกิดบนวงผนังอุโมงค์หลังจากได้รับแผ่นดินไหว และสมการของ Penzien (2000) จะใช้เปรียบเทียบผลลัพธ์ แรงเฉือน (Shear force,  $V$ ) และ โมเมนต์การดัด ( $M$ ) โดยสำหรับกรณีนี้จะใช้เงื่อนไข No-slip condition ที่Interfaceระหว่างดินและอุโมงค์ในการพิจารณาเปรียบเทียบเนื่องจากแบบจำลองในโปรแกรมPlaxisจำลองเงื่อนไข No-slip interface เพราะพิจารณาว่าดินและอุโมงค์เคลื่อนที่ไปพร้อมกัน สิ่งที่ต้องตระหนักถึงการตรวจสอบนั้นคือ ข้อจำกัดและสมมติฐานของวิธีAnalytic solution สมการรูปแบบปิดของ Penzien (2000) และ Wang (1993) วิเคราะห์อยู่บนสมมติฐานเงื่อนไขการวิเคราะห์ด้วยวิธีFree – field ในขณะที่แบบจำลองด้วยโปรแกรมPlaxisพิจารณาอยู่บนเงื่อนไขวิธี Soil – tunnel interaction อย่างไรก็ตามผลการคำนวณจากสมการรูปแบบปิดควรจะให้ผลลัพธ์ที่มีค่าใกล้เคียงกับแรงภายในที่เกิดบนวงผนังอุโมงค์ซึ่งจะทำให้การเปรียบเทียบผลลัพธ์กับแบบจำลองด้วยโปรแกรมPlaxisเป็นที่ยอมรับได้ในการตรวจสอบ

ด้วยข้อจำกัดของวิธีสมการรูปปิดของ Wang (1993) และ Penzien (2000) ในการตั้งสมมติฐานดินให้เป็น Homogenous soil งานวิจัยนี้จึงได้ตรวจสอบแบบจำลองโดยกำหนดให้ดินทุกชั้นมีคุณสมบัติเป็นดินชั้นที่อุโมงค์ตั้งอยู่คือ 1<sup>st</sup> Stiff clay ได้รับแรงกระทำแผ่นดินไหวภายใต้เหตุการณ์คลื่นMSAA ที่อัตราความหน่วงดิน 1% และเทียบผลของวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์กับการคำนวณด้วยสมการรูปปิด ผลลัพธ์แสดงดังตารางที่ 4.4 ซึ่งชี้ให้เห็นว่าทั้ง 2 วิธีให้ค่าที่มีความใกล้เคียงกันในทิศการกระจัดคลื่นแผ่นดินไหวแนวราบ ในขณะที่ในทิศคลื่นแนวตั้งค่อนข้างมีความแตกต่างอย่างเห็นได้ชัด เนื่องจากวิธีสมการรูปปิดเป็นวิธีที่ออกแบบมาเพื่อคำนวณผลการตอบสนองของอุโมงค์ภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหวแนวขวางทิศแกนราบ (Shear wave) จึงไม่สามารถสรุปได้อย่างแน่ชัดว่าสมการนี้จะสามารถทำนายผลของการกระจัดคลื่นแนวตั้ง (Compression wave) ได้อย่างแม่นยำ



ตารางที่ 4.4 ผลลัพธ์แรงภายในของอุโมงค์ระหว่างวิธีสมการรูปปิดกับวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว MSAA ที่อัตราความหน่วงของดิน 1% เมื่อกำหนดชั้นดินเป็น Homogenous soil

1% Damping	Q (kN/m)		M (kN-m/m)		
	Numerical	Penzien	Numerical	Penzien	Wang
MSAA (E-W)	29.1	28.1	23.06	22.5	24.2
MSAA (N-S)	26.07	34.8	21.51	27.8	19.4
MSAA (Up-Down)	49.9	20.5	41.65	20.5	14.3

แรงภายในและโมเมนต์ที่เกิดขึ้นบนวงผนังอุโมงค์จากการคำนวณด้วยทั้ง 2 วิธีได้แก่แบบจำลองด้วยโปรแกรมPlaxisและสมการรูปแบบปิดแยกพิจารณาตามอัตราความหน่วงของดินที่ 5% และ 1%แสดงดังตารางที่ 4.5 และ

ตารางที่ 4.6ตามลำดับ เมื่อเปรียบเทียบทุกเหตุการณ์ระหว่างวิธีAnalyticalและวิธีNumerical พบว่าส่วนใหญ่ผลลัพธ์มีความสอดคล้องกันแสดงดังรูปที่ 4.13 และรูปที่ 4.14 โดยผลลัพธ์วิธีของPenzien (2000) ทั้งแรงเฉือนและโมเมนต์การบิดจะให้ค่าประมาณที่สูงกว่าวิธีNumerical ในขณะที่โมเมนต์การบิดด้วยวิธีของWang (1993) ให้ผลลัพธ์ที่ต่ำกว่า โดยภาพรวมแล้ววิธีการของWang (1993)จะให้ผลลัพธ์ค่าโมเมนต์การบิดที่ใกล้เคียงกับวิธีNumericalมากกว่า แต่จากการสังเกตพบว่าสำหรับเหตุการณ์ที่ส่งผลความเสียหายขนาดรุนแรง อย่างเช่น เหตุการณ์แผ่นดินไหว Chi-Chi ทิศการกระจัดคลื่นตามแนวตั้ง การเปรียบเทียบระหว่าง 2 วิธีนี้จะให้ผลความแตกต่างสูง ภายใต้เงื่อนไขที่คล้ายคลึงกันนี้ผลลัพธ์ที่คล้ายกันนี้พบได้ในงานวิจัยก่อนหน้าของ Hashash et al.(2005) Amorosi and Boldini (2009) และKontoe et al.(2014)เช่นกัน ความแตกต่างระหว่างผลลัพธ์ด้วยวิธีNumericalและวิธีAnalyticalอาจเกี่ยวข้องกับข้อเท็จจริงที่ว่าพฤติกรรมของดินซึ่งเป็นอีลาสติก - พลาสติกถูกนำมาใช้กับการสร้างแบบจำลองดินในการวิเคราะห์Numerical ในขณะที่พฤติกรรมแบบอีลาสติกถูกใช้ในการวิเคราะห์Analytical นอกจากนี้วิธีการวิเคราะห์แบบ Numericalยังพิจารณาถึงการขยายตัวของคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดจากฐานแบบจำลองขึ้นไปถึงผิวดินของแบบจำลองและการเสียรูปของดินที่แตกต่างกันไปตามความลึก ในขณะที่Analyticalใช้การประมาณค่าเฉลี่ยของความเครียด (strain)ที่ระดับความลึกของอุโมงค์

ตารางที่ 4.5 ผลลัพธ์แรงภายในของอุโมงค์ระหว่างวิธีสมการรูปปิดกับวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ที่อัตรา

ความหน่วงของดิน 5%

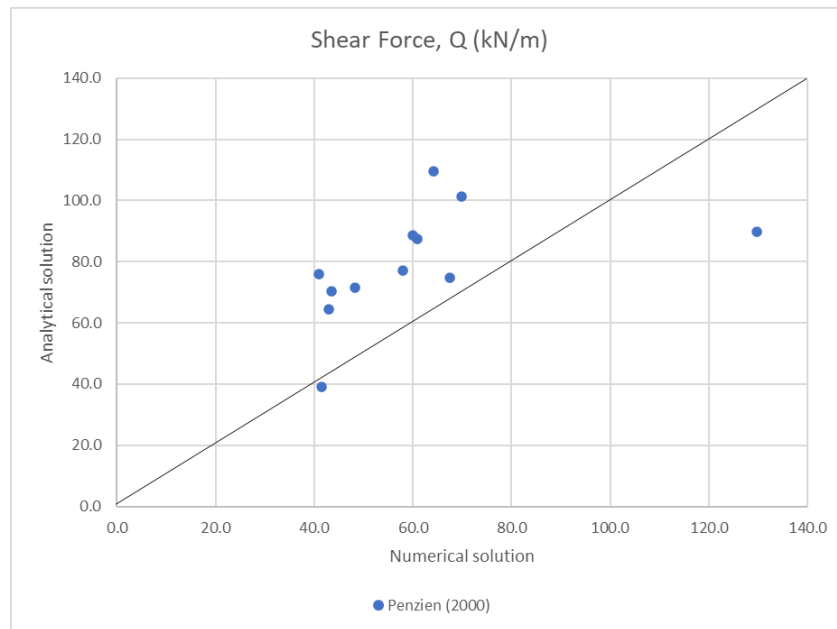
5% Damping	Q (kN/m)		M (kN-m/m)		
	Numerical	Penzien	Numerical	Penzien	Wang
Chi-Chi (E-W)	60.9	87.5	46.8	70.0	49.9
Chi-Chi (N-S)	69.8	101.4	52.3	81.1	57.8
Chi-Chi (Up-Down)	129.7	89.8	104.8	71.9	51.2
Loma (E-W)	43.4	70.3	34.0	56.2	40.1
Loma (N-S)	48.2	71.4	37.7	57.1	40.7
Loma (Up-Down)	42.9	64.5	34.2	51.6	36.8
Northridge (E-W)	64.1	109.4	47.7	87.5	62.4
Northridge (N-S)	60.1	88.7	45.0	70.9	50.6
Northridge (Up-Down)	67.5	74.9	53.1	59.9	42.7
MSAA (E-W)	41.5	39.2	32.7	31.3	22.3
MSAA (N-S)	40.9	76.0	32.3	60.8	43.3
MSAA (Up-Down)	57.9	77.2	46.2	61.7	44.0

ตารางที่ 4.6 ผลลัพธ์แรงภายในของอุโมงค์ระหว่างวิธีสมการรูปปิดกับวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ที่อัตรา

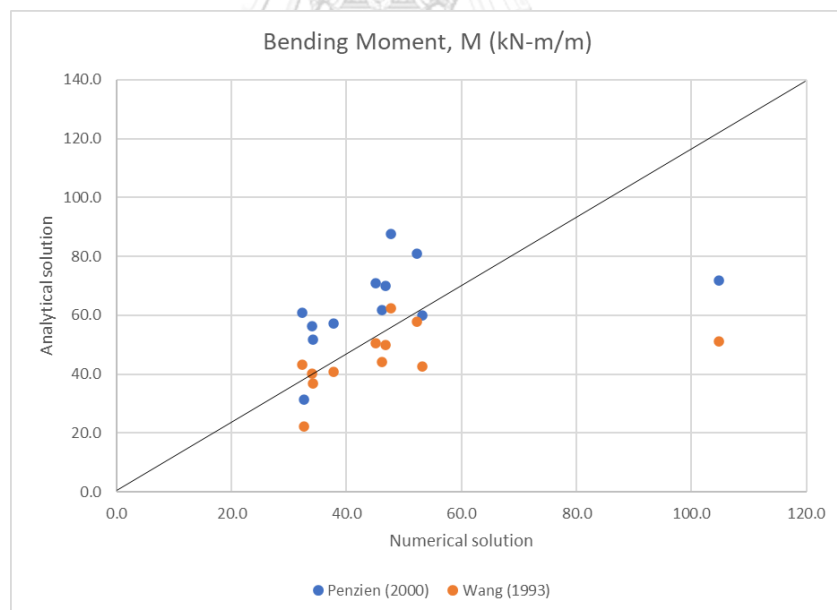
ความหน่วงของดิน 1%

1% Damping	Q (kN/m)		M (kN-m/m)		
	Numerical	Penzien	Numerical	Penzien	Wang
Chi-Chi (E-W)	63.28	101.4	50.14	81.1	57.8
Chi-Chi (N-S)	75.12	117.5	56.04	94.0	67.0
Chi-Chi (Up-Down)	127.8	119.8	102.25	95.8	68.3
Loma (E-W)	45.97	86.4	36.01	69.1	49.3
Loma (N-S)	51.87	97.9	40.44	78.3	55.8
Loma (Up-Down)	44.41	109.4	35.15	87.5	62.4
Northridge (E-W)	65.27	117.5	48.97	94.0	67.0
Northridge (N-S)	62.45	102.5	46.39	82.0	58.5
Northridge (Up-Down)	69.93	111.7	54.55	89.4	63.7
MSAA (E-W)	43.97	56.4	34.59	45.1	32.2

MSEA (N-S)	43.74	99.1	34.41	79.2	56.5
MSEA (Up-Down)	59.95	103.7	47.26	82.9	59.1

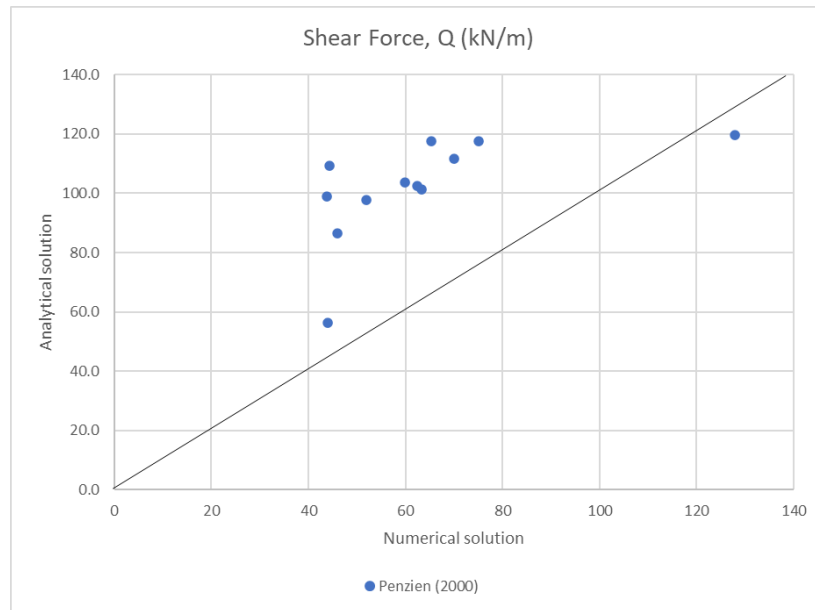


(ก)

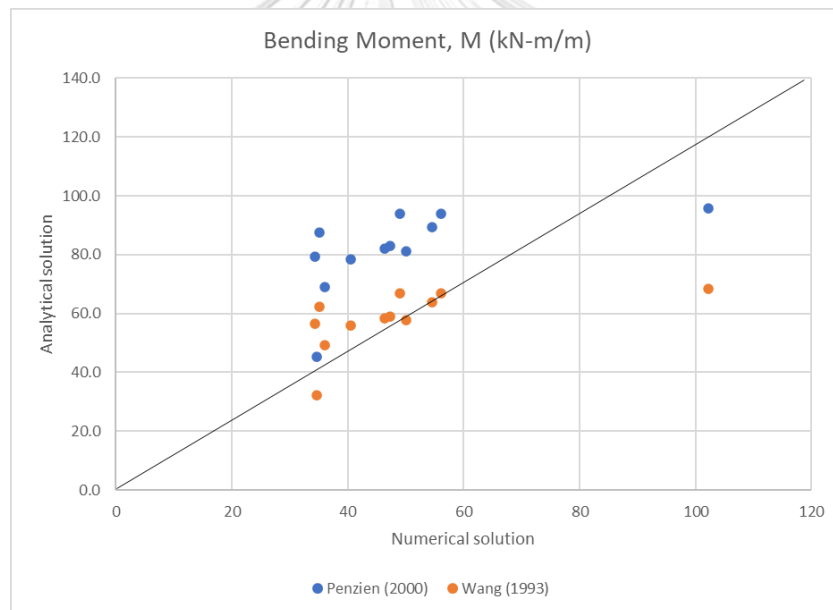


(ข)

รูปที่ 4.13 ผลลัพธ์แรงภายในของอุโมงค์ระหว่างวิธีสมการรูปปิดกับวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ที่อัตรา  
ความหน่วงของดิน 5% (ก) แรงเฉือน (ข) โมเมนต์บิด



(ก)



(ข)

รูปที่ 4.14 ผลลัพธ์แรงภายในของอุโมงค์ระหว่างวิธีสมการรูปปิดกับวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ที่อัตราความหน่วงของดิน 1% (ก) แรงเฉือน (ข) โมเมนต์บิด

#### 4.2.2 การวิเคราะห์ผลตอบสนองของอุโมงค์หน้าตัดภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทิศตามแนวขวาง

การศึกษาพฤติกรรมของอุโมงค์ใต้ดินภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหวสามารถแบ่งการประเมินโครงสร้างออกเป็น 2 เรื่อง ได้แก่ กำลังของโครงสร้าง และ Serviceability การประเมินกำลังของโครงสร้างอุโมงค์ใต้ดินจะพิจารณาถึงความสามารถของวัสดุที่ทำอุโมงค์ว่าจะสามารถรับแรงภายในที่

เกิดบนวงผนังอุโมงค์เมื่ออยู่ภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหวได้ ในขณะที่การประเมินServiceabilityจะพิจารณาถึง 2 มุมมองเป็นหลักที่จำเป็นต้องมีการตรวจสอบได้แก่ การทรุดตัวและการกระจัดของอุโมงค์ โดยการตรวจสอบการทรุดตัวนั้นเพื่อให้มั่นใจว่า หน้าตัดของอุโมงค์จะไม่เสียรูปจนถึงจุดที่อุโมงค์ไม่สามารถยอมให้ได้ นอกจากนี้ต้องมีการตรวจสอบการกระจัดเพื่อให้แน่ใจว่าการกระจัดของอุโมงค์ที่เกิดขึ้นจะไม่เกินขีดจำกัดสูงสุดที่อนุญาตให้เกิดขึ้นได้ อุโมงค์ภายใต้การรับแรงกระทำจากคลื่นแผ่นดินไหวจะไม่ถือว่าปลอดภัยจนกว่าจะมีการประเมินทั้งกำลังของโครงสร้างและ Serviceability

#### (1) กำลังของโครงสร้าง (Strength)

จากกรณีศึกษาผลตอบสนองของอุโมงค์ต่อแผ่นดินไหวทั้งหมด 24 กรณี พิจารณาแรงภายในและโมเมนต์ที่เกิดบนวงผนังอุโมงค์ได้ 3 ช่วงได้แก่ 1) ก่อนได้รับแรงแผ่นดินไหว 2) ขณะได้รับแรงแผ่นดินไหวสูงสุด และ 3) หลังได้รับแรงแผ่นดินไหว ผลลัพธ์แรงภายในสูงสุดและโมเมนต์สูงสุดที่เกิดบนวงผนังอุโมงค์แสดงดัง**Error! Reference source not found.** แยกตามอัตราความหน่วงของดินและแผ่นดินไหว 4 เหตุการณ์ได้แก่ Chi-Chi (1999), Loma Prieta (1989), Northridge (1994) และ MSA (2011) ตามลำดับ

ผลการศึกษาแสดงให้เห็นว่า สำหรับทุกเหตุการณ์แผ่นดินไหวแรงและโมเมนต์ที่สูงสุดที่เกิดบนวงผนังอุโมงค์จะเกิดขณะระหว่างได้รับแรงแผ่นดินไหว เพราะฉะนั้นในการออกแบบอุโมงค์ใต้ดินเพื่อรับแรงสั่นสะเทือนนี้ควรพิจารณาออกแบบให้โครงสร้างสามารถรับแรงภายในที่วิกฤตที่สุดที่สามารถเกิดขึ้นได้ระหว่างรับแรงแผ่นดินไหว โดยจากการเปรียบเทียบจะพบว่า แรงตามแนวแกน (Axial force, N), แรงเฉือน (Shear force, Q) และโมเมนต์บิด (Moment, M) สูงสุดที่เกิดขึ้นนั้นมีค่าเท่ากับ 685.39 kN, 129.72 kN และ 104.81 kN-m ตามลำดับ ซึ่งเกิดภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Chi-Chi ทิศการกระจัดคลื่นแนวตั้ง นอกจากนี้แผ่นดินไหว Northridge และMSAA ยังเหนี่ยวนำให้เกิดแรงภายในแรงโมเมนต์บนวงผนังอุโมงค์สูงสุดเช่นเดียวกันภายใต้ทิศการกระจัดคลื่นแนวตั้ง อย่างไรก็ตามคลื่นแผ่นดินไหว Loma Prieta กลับให้ผลลัพธ์ที่รุนแรงสุดบนทิศการกระจัดแนวราบ (เหนือ - ใต้) ซึ่งโดยทั่วไปแล้วการพิจารณาการตอบสนองของอุโมงค์ต่อคลื่นแผ่นดินไหวจะพิจารณาเพียงการสั่นสะเทือนจากคลื่นแผ่นดินไหวตามแนวราบเพราะถูกมองว่าให้ผลลัพธ์ที่วิกฤตที่สุด และมักจะเพิกเฉยต่อการพิจารณาการสั่นสะเทือนจากคลื่นแผ่นดินไหวตามแนวตั้ง แต่จากผลการศึกษาของงานวิจัยนี้ชี้ให้เห็นว่า สำหรับการกระจัดคลื่นตามแนวตั้งในหลายเหตุการณ์แผ่นดินไหวทำให้วงผนังอุโมงค์เกิดแรงภายในและโมเมนต์เป็นค่าวิกฤต

สิ่งที่น่าสนใจคือ หากเปรียบเทียบอัตราเร่งสูงสุดที่เกิดขึ้นที่ตำแหน่งอุโมงค์จากผลการตอบสนองของชั้นดินกับแรงภายในและโมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้นของแต่ละเหตุการณ์แผ่นดินไหวจะพบว่ามีความสอดคล้องกัน โดยทิศการกระจัดของคลื่นที่ให้อัตราเร่งสูงสุด ณ ตำแหน่งอุโมงค์จะ

ทำให้เกิดแรงภายในและโมเมนต์สูงสุดบนวงผนังอุโมงค์เช่นกัน เพราะฉะนั้นจึงจำเป็นอย่างยิ่งที่ควรพิจารณาผลตอบสนองของอุโมงค์ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้งทิศแนวราบและทิศแนวตั้งในชั้นดินกรุงเทพฯ อีกทั้งในช่วงที่อุโมงค์ได้รับการสั่นสะเทือนหลังจากแผ่นดินไหว Chi-Chi, Loma Prieta, Northridge และ MSAA ที่เวลา 90, 40, 25 และ 120 วินาที ตามลำดับในทุกทิศการกระจัดของคลื่น แรงภายในและโมเมนต์บนวงผนังอุโมงค์มีค่าสูงกว่าแรงภายในสถิตยบน lining ก่อนได้รับแรงแผ่นดินไหวอย่างมีนัยสำคัญ ซึ่งบ่งบอกว่าอุโมงค์จะได้รับความเค้นตกค้าง (residual stress) หลังเกิดแผ่นดินไหวแสดงดัง**Error! Reference source not found.**



ตารางที่ 4.7 แรงตามแนวแกน แรงเฉือน และโมเมนต์บิดสูงสุดบนวงผนังอุโมงค์เมื่อรับแรงกระทำแผ่นดินไหวที่เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่คชทางต่างๆ

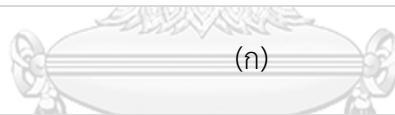
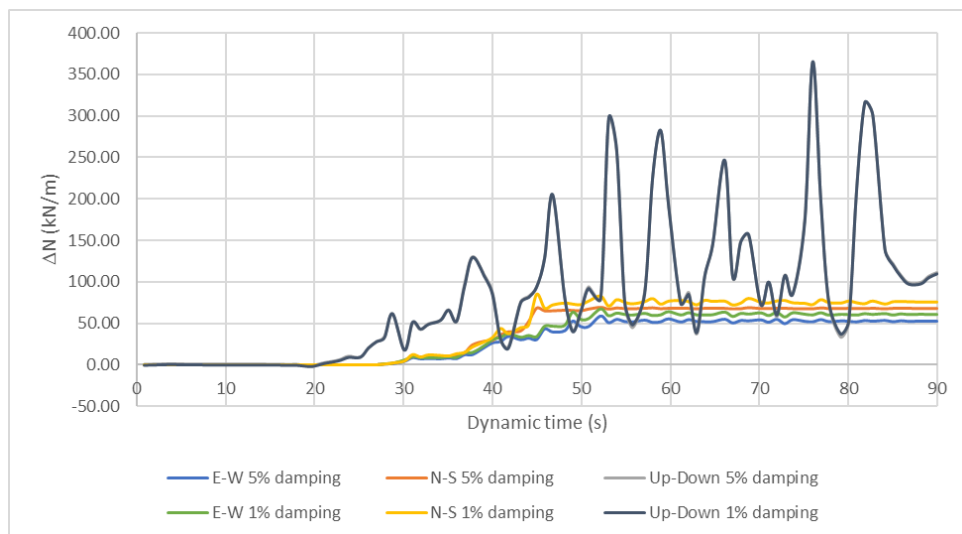
Events	Time sequence	N (kN/m)						Q (kN/m)						M (kN-m/m)					
		E - W		N - S		Up - Down		E - W		N - S		Up - Down		E - W		N - S		Up - Down	
		5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%
	Before earthquake	374.98						34.32						26.93					
Chi-Chi (1999)	Maximum																		
	During earthquake	435.27	443.18	448.44	459.64	685.27	685.39	60.93	63.28	69.77	75.12	129.72	127.8	46.79	50.14	52.26	56.04	104.81	102.25
Loma Prieta (1989)	Maximum																		
	During earthquake	397.07	403.04	407.35	414.42	413.3	43.42	45.97	48.19	51.87	42.93	44.41	34.01	36.01	37.72	40.44	34.22	35.15	
Northridge (1994)	Maximum																		
	During earthquake	395.69	401.59	404.89	412.44	396.67	397.91	42.25	44.36	44.94	47.57	39.33	40.41	33.71	35.56	36.18	38.54	31.31	31.8
MSAA (2011)	Maximum																		
	During earthquake	431.01	433.87	425.49	431.35	444.72	446.51	55.84	57.19	53.75	56	51.06	52.95	45.61	46.61	43.11	44.92	40.54	41.38
Maximum force	Maximum																		
	During earthquake	392.4	398.23	391.83	398.24	445.3	449.53	41.46	43.97	40.92	43.74	57.93	59.95	32.67	34.59	32.28	34.41	46.18	47.26
Maximum force	Maximum																		
	After earthquake	391.81	397.98	390.51	396.22	434.6	437.16	40.53	42.39	39.51	40.7	47.21	49.12	32.46	34.18	31.58	32.84	37.94	38.75
	Maximum force	436.87	443.18	448.44	459.64	685.27	685.39	64.13	65.27	69.77	75.12	129.72	127.8	47.67	50.14	52.26	56.04	104.81	102.25

ตารางที่ 4.8 แรงตามแนวแกน แรงเฉือน และโมเมนต์บิดที่เปลี่ยนแปลงสูงสุดบนวงผนังอุโมงค์หลังรับแรงกระทำแผ่นดินไหวที่เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ทิศทางต่างๆ

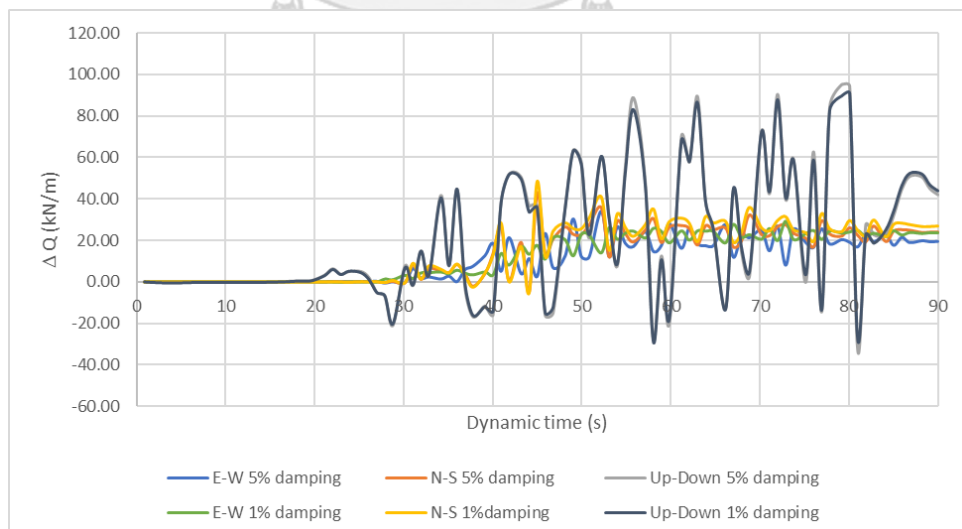
Events	Time sequence	$\Delta N$ (kN/m)						$\Delta Q$ (kN/m)						$\Delta M$ (kN-m/m)						
		E - W		N - S		Up - Down		E - W		N - S		Up - Down		E - W		N - S		Up - Down		
		5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%	
Chi-Chi (1999)	Maximum																			
	During earthquake	60.29	68.2	73.46	84.66	310.29	310.41	26.61	28.96	35.45	40.8	95.4	93.48	19.86	23.21	25.33	29.11	77.88	75.32	
	After earthquake	54.96	63.2	69.84	80.41	176.88	173.81	19.28	22.95	25.4	27.98	42.29	44.07	16.93	19.85	20.93	24.47	36.4	36.37	
	Maximum																			
Loma Prieta (1989)	During earthquake	22.09	28.06	32.37	39.44	38.32	38.75	9.1	11.65	13.87	17.55	8.61	10.09	7.08	9.08	10.79	13.51	7.29	8.22	
	After earthquake	20.71	26.61	29.91	37.46	21.69	22.93	7.93	10.04	10.62	13.25	5.01	6.09	6.78	8.63	9.25	11.61	4.38	4.87	
Northridge (1994)	Maximum																			
	During earthquake	61.89	63.22	53.17	59.99	85.03	89.69	29.81	30.95	25.74	28.13	33.14	35.61	20.74	22.04	18.08	19.46	26.21	27.62	
	After earthquake	56.03	58.89	50.51	56.37	69.74	71.53	21.52	22.87	19.43	21.68	16.74	18.63	18.68	19.68	16.18	17.99	13.61	14.45	
	Maximum																			
MSAA (2011)	During earthquake	17.42	23.25	16.85	23.26	70.32	74.55	7.14	9.65	6.6	9.42	23.61	25.63	5.74	7.66	5.35	7.48	19.25	20.33	
	After earthquake	16.83	23	15.53	21.24	59.62	62.18	6.21	8.07	5.19	6.38	12.89	14.8	5.53	7.25	4.65	5.91	11.01	11.82	
Maximum different force		61.89	68.2	73.46	84.66	310.29	310.41	29.81	30.95	35.45	40.8	95.4	93.48	20.74	23.21	25.33	29.11	77.88	75.32	



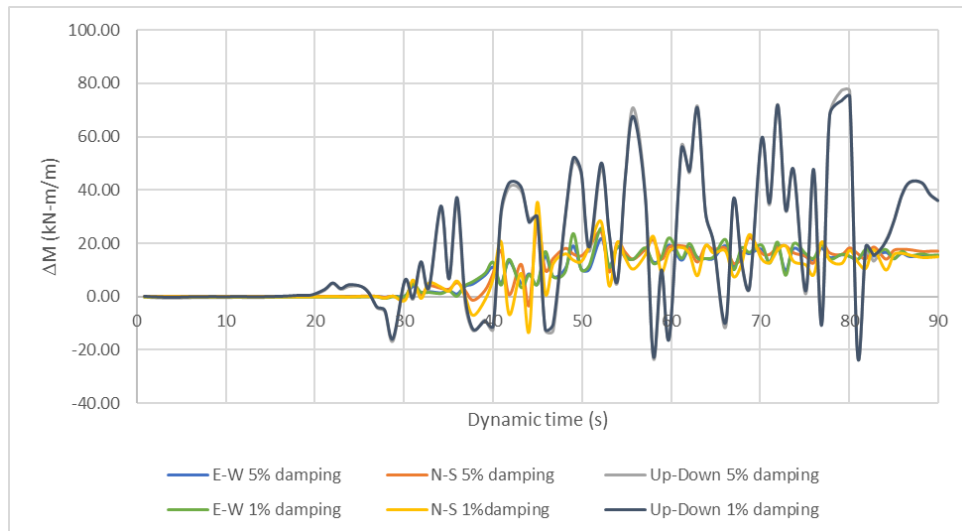
ระยะเวลาการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว Chi-Chi (1999) แสดงให้เห็นว่าทิศการกระจัดคลื่นแนวตั้งทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงแรงภายในมากที่สุดอย่างเห็นได้ชัด โดยแรงตามแนวแกน, แรงเฉือน และ โมเมนต์บิดจะมีค่ามากที่สุดในช่วงระหว่างวินาทีที่ 75 ถึง 80 วินาทีดังรูปที่ 4.15 ในขณะที่การเปลี่ยนแปลง แรงตามแนวแกน, แรงเฉือน และ โมเมนต์บิดทิศการกระจัดของคลื่นแนวราบจะเริ่มมีค่าคงที่หลังจากเวลา 60 วินาที ซึ่งเป็นเวลาที่อัตราเร่งของคลื่นแผ่นดินไหวที่ออกแบบเริ่มลดขนาดและลดความถี่ดังรูปที่ 3.5



(ก)



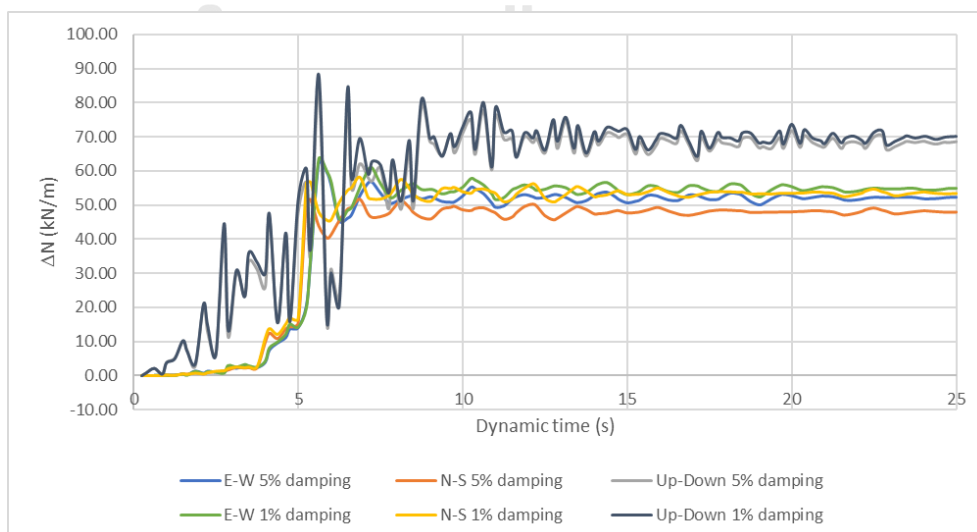
(ข)



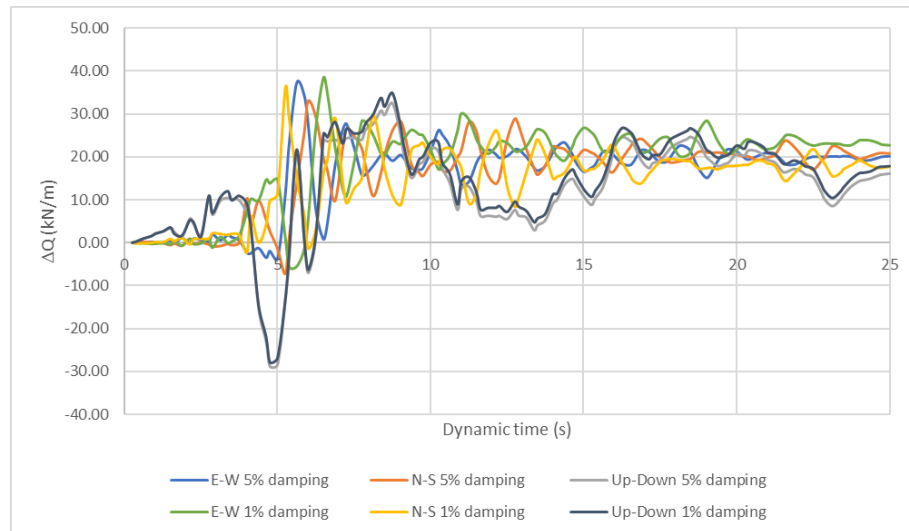
(ค)

รูปที่ 4.15 แรงภายในบนอูโมงค์ที่เปลี่ยนไปหลังรับได้รับแผ่นดินไหว *Chi-Chi (1999)* ที่ช่วงเวลาต่างๆ (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด

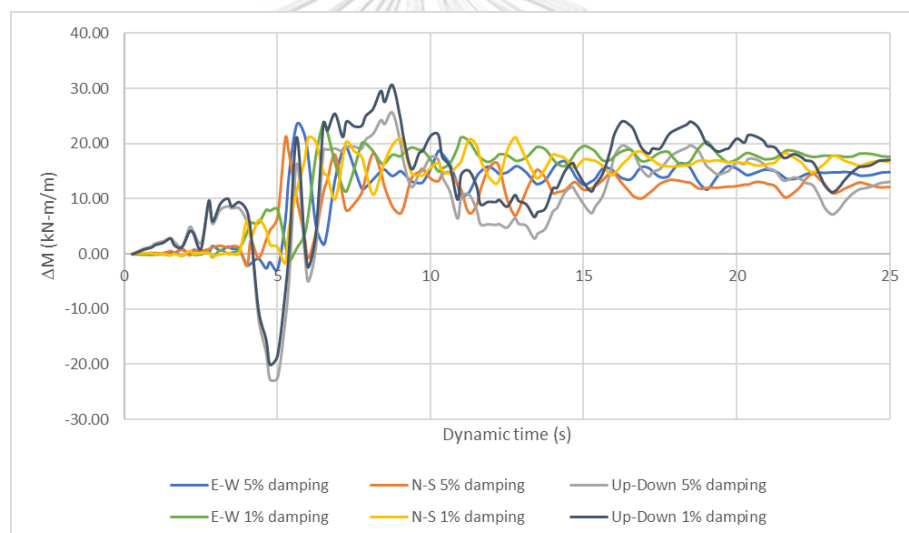
ในขณะเดียวกันระยะเวลาการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว Northridge (1994) แสดงให้เห็นว่าทิศการกระจัดคลื่นแนวตั้งทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงแรงภายในมากที่สุดอย่างเห็นได้ชัด โดยแรงตามแนวแกน, แรงเฉือน และ โมเมนต์บิดจะมีค่ามากที่สุดในช่วงระหว่างวินาทีที่ 5 ถึง 8 วินาทีดังรูปที่ 4.16 ในขณะที่การเปลี่ยนแปลงแรงตามแนวแกน, แรงเฉือน และ โมเมนต์บิดทิศการกระจัดของคลื่นแนวราบจะเริ่มมีค่าคงที่หลังจากเวลา 15 วินาที ซึ่งเป็นเวลาที่อัตราเร่งของคลื่นแผ่นดินไหวที่ออกแบบเริ่มลดขนาดและลดความถี่ดังรูปที่ 3.7



(ก)



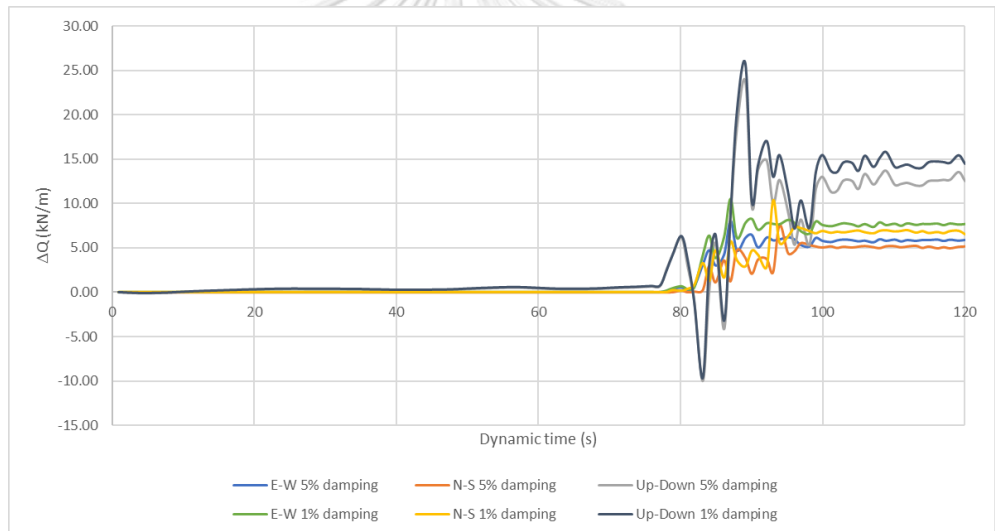
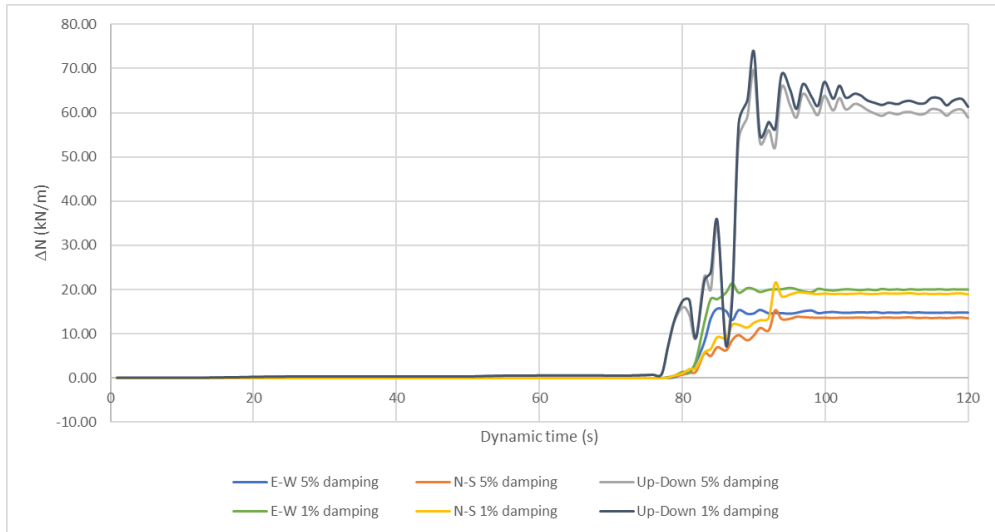
(ข)



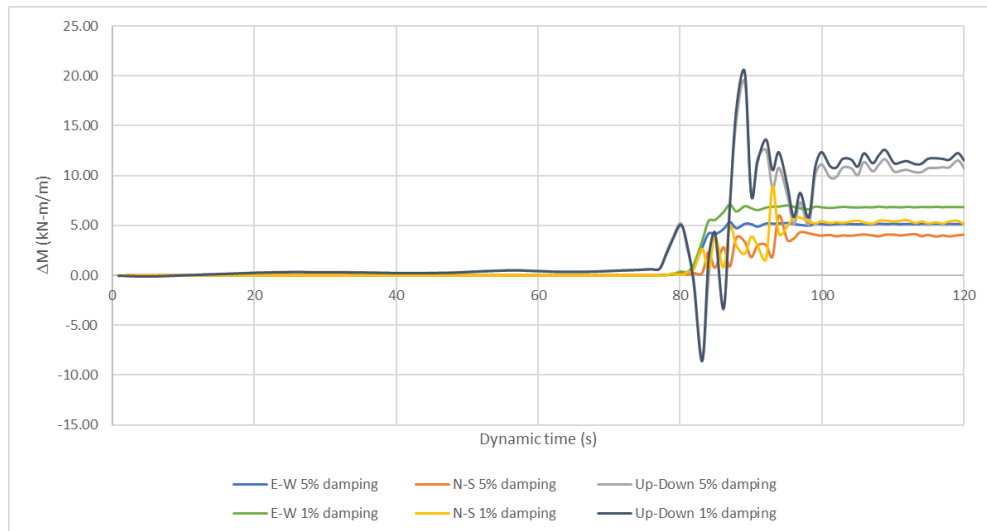
(ค)

รูปที่ 4.16 แรงภายในบนอ้อมงค์ที่เปลี่ยนไปหลังรับได้รับแผ่นดินไหว Northridge (1994) ที่ช่วงเวลาต่างๆ (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด

อีกทั้งระยะเวลาการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวแม่สาย (MSAA, 2011) แสดงให้เห็นว่าทิศการกระจัดคลื่นแนวตั้งทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงแรงภายในมากที่สุดอย่างเห็นได้ชัด โดยแรงตามแนวแกน, แรงเฉือน และ โมเมนต์บิดจะมีค่ามากที่สุดในช่วงระหว่างวินาทีที่ 89.1 วินาทีดังรูปที่ 4.17 ในขณะที่การเปลี่ยนแปลงแรงตามแนวแกน, แรงเฉือน และ โมเมนต์บิด ทิศการกระจัดของคลื่นแนวราบและแนวตั้งจะเริ่มมีค่าคงที่หลังจากเวลา 100 วินาที ซึ่งเป็นเวลาที่อัตราเร่งของคลื่นแผ่นดินไหวที่ออกแบบเริ่มลดขนาดและลดความถี่ถึงดังรูปที่ 3.8



(g)

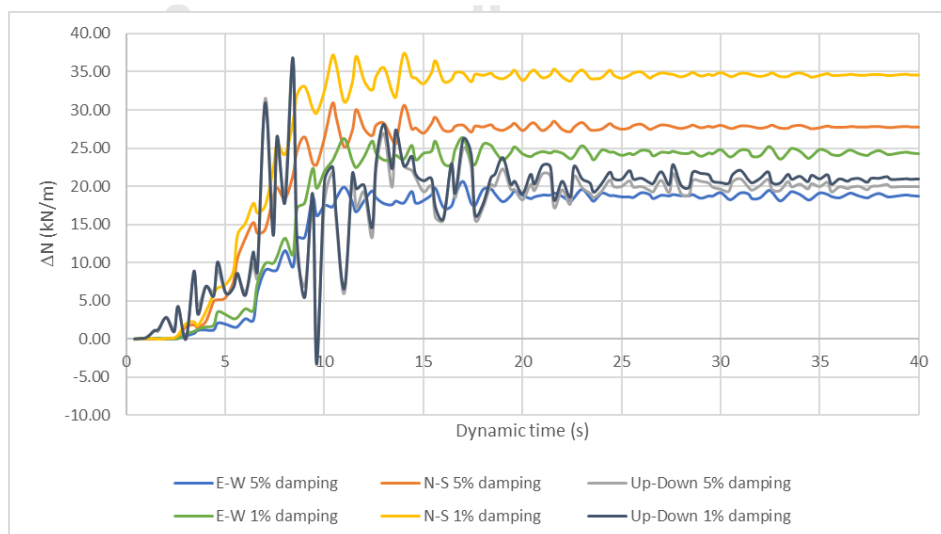


(ค)

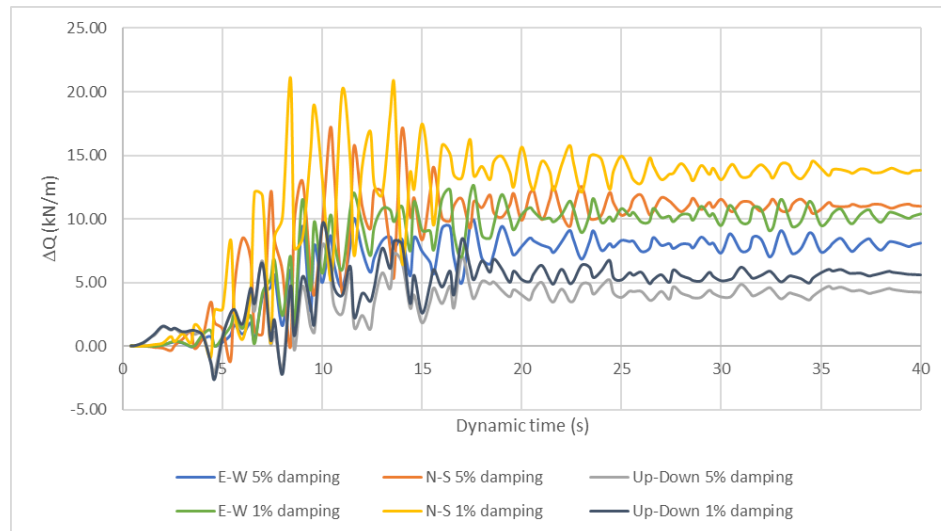
รูปที่ 4.17 แรงภายในบนอุโมงค์ที่เปลี่ยนไปหลังรับได้รับแผ่นดินไหว *MSAA (2011)* ที่ช่วงเวลาต่างๆ

(ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด

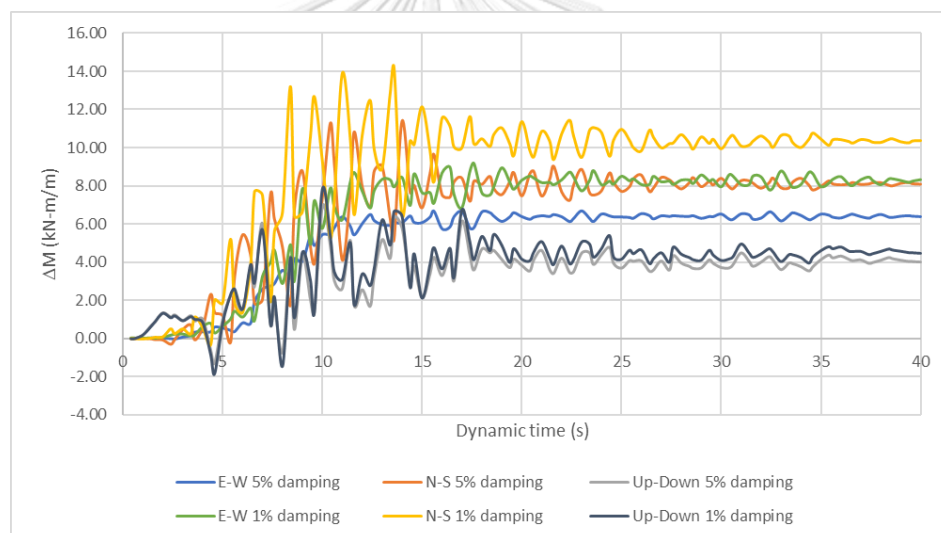
ในทางตรงกันข้ามระยะเวลาการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว Loma Prieta (1989) แสดงให้เห็นว่าทิศการกระจัดคลื่นแนวราบ (เหนือ - ใต้) ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงแรงภายในมากที่สุดอย่างเห็นได้ชัด โดยแรงตามแนวแกน, แรงเฉือน และ โมเมนต์บิดจะมีค่ามากที่สุดวินาทีที่ 13 วินาทีดังรูปที่ 4.18 ในขณะที่การเปลี่ยนแปลงแรงตามแนวแกน, แรงเฉือน และ โมเมนต์บิด ทิศการกระจัดของคลื่นแนวราบและแนวดิ่งจะเริ่มมีค่าคงที่หลังจากเวลา 20 วินาที ซึ่งเป็นเวลาที่อัตราเร่งของคลื่นแผ่นดินไหวที่ออกแบบเริ่มลดขนาดและลดความถี่ถึงดังรูปที่ 3.6



(ก)



(ข)



(ค)

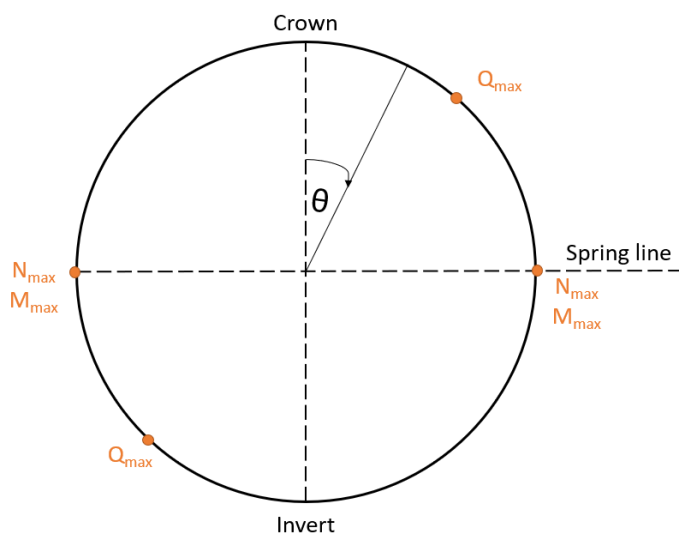
รูปที่ 4.18 แรงภายในบนอุโมงค์ที่เปลี่ยนไปหลังรับได้รับแผ่นดินไหว Loma Prieta (1989) ที่ช่วงเวลาต่างๆ (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด

จากทั้งหมด 4 เหตุการณ์แผ่นดินไหวพบว่า สำหรับเหตุการณ์ที่ทิศการกระจัดคลื่นแนวตั้งให้แรงภายในและโมเมนต์เป็นค่าวิกฤติพบว่า การเปลี่ยนแปลงแรงภายในและโมเมนต์ในช่วงท้ายของระยะเวลาการสั่นสะเทือนของคลื่นไม่สอดคล้องกับการลดขนาดและความถี่อัตราเร่งของคลื่น ดังเช่นพฤติกรรมคลื่นที่มีการกระจัดทิศแกนราบซึ่งจะเริ่มมีค่าคงที่หลังจากช่วงเวลาหนึ่ง ปรากฏการณ์นี้เกิดขึ้นเนื่องจากกระบวนการขยายขนาดคลื่นแผ่นดินไหวในทิศแกนราบกับทิศ

แกนดังมีความแตกต่างกัน จึงส่งผลให้แรงภายในบนวงผนังอุโมงค์มีกระบวนการเปลี่ยนแปลงที่แตกต่างกัน

เมื่อสังเกตการเปลี่ยนแปลงแรงภายในและโมเมนต์บนวงผนังอุโมงค์ที่เกิดขึ้นตามระยะเวลา การสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ทำให้ยิ่งเห็นชัดว่าเกิดแรงเหนี่ยวนำในวงผนังอุโมงค์เพิ่มขึ้นจากแรงสถิตย์เดิมก่อนได้รับแผ่นดินไหวดังรูปที่ 4.15 ถึงรูปที่ 4.18 ตามแต่ละเหตุการณ์ และเมื่อใกล้สิ้นสุดการสั่นสะเทือนของคลื่น แรงภายในและโมเมนต์บน lining ที่ตักค้ำมีค่ามากกว่าช่วงก่อนได้รับแรงแผ่นดินไหวอย่างมีนัยสำคัญ

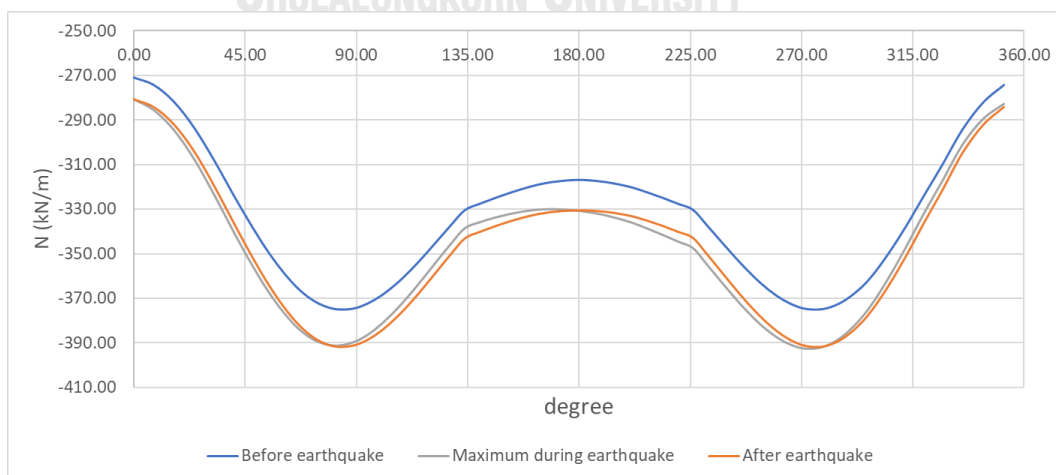
แรงภายในและโมเมนต์สูงสุดที่เกิดบนตำแหน่งต่างๆบนหน้าตัดอุโมงค์รวบรวมรูปเพื่อแสดงถึงผลการตอบสนองของอุโมงค์บน 3 ตำแหน่งที่สำคัญดังรูปที่ 4.19 ได้แก่ 1) Crown ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์ที่ 0 องศา 2) Spring line ตำแหน่งที่อยู่บนเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่ 90 และ 270 องศา และ 3) Invert ตำแหน่งที่อยู่ด้านล่างของอุโมงค์ที่ 180 องศาไว้ในภาคผนวก ก การสรุปตำแหน่งบน lining อุโมงค์ที่ให้ค่าแรงภายในและโมเมนต์สูงสุดในทุกกรณีแสดงดังตารางที่ 4.9 กรณีก่อนได้รับแรงแผ่นดินไหวและได้รับแรงแผ่นดินไหวทิศแกนตั้งพบว่ามีความภายในและโมเมนต์เกิดขึ้นสูงสุดที่ตำแหน่งเดียวกัน อย่างไรก็ตามการกระจัดของคลื่นแผ่นดินไหวทิศแนวราบทำให้เกิดการเลื่อนเฟสเล็กน้อยในการกระจายแรงและโมเมนต์ดังแสดงในรูปที่ 4.20 ซึ่งอาจเป็นเพราะพฤติกรรมการแพร่กระจายของคลื่นในแนวราบผ่านชั้นดิน การสะท้อนของคลื่นในแนวราบที่ผิวดินและการแพร่กระจายของคลื่นผ่านชั้นดินอาจทำให้คลื่นเปลี่ยนทิศทางเล็กน้อย ซึ่งอาจหมายความว่า การแพร่กระจายคลื่นในแนวราบที่ความลึกของอุโมงค์มักจะไม่มีอยู่ในแนวราบตรงๆ เท่านั้นทำให้เกิดการกระจายแรงและโมเมนต์ที่แตกต่างกันบนวงผนังอุโมงค์ปรากฏการณ์นี้เน้นให้เห็นการเคลื่อนที่ของดินเมื่ออยู่ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทิศการกระจัดที่แตกต่างกัน



รูปที่ 4.19 ตำแหน่งบนวงผนังอุโมงค์ที่ให้ค่าแรงภายในสูงสุดก่อนและระหว่างได้รับแรงกระทำแผ่นดินไหว

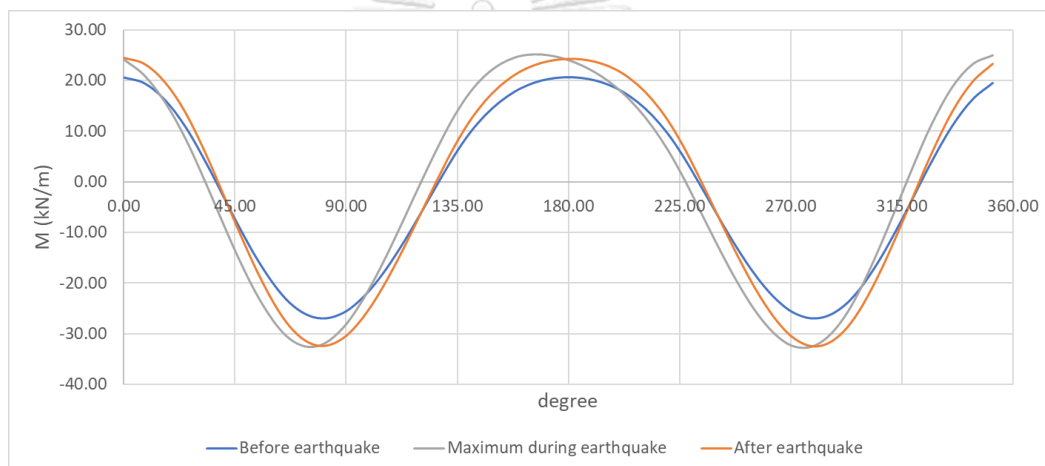
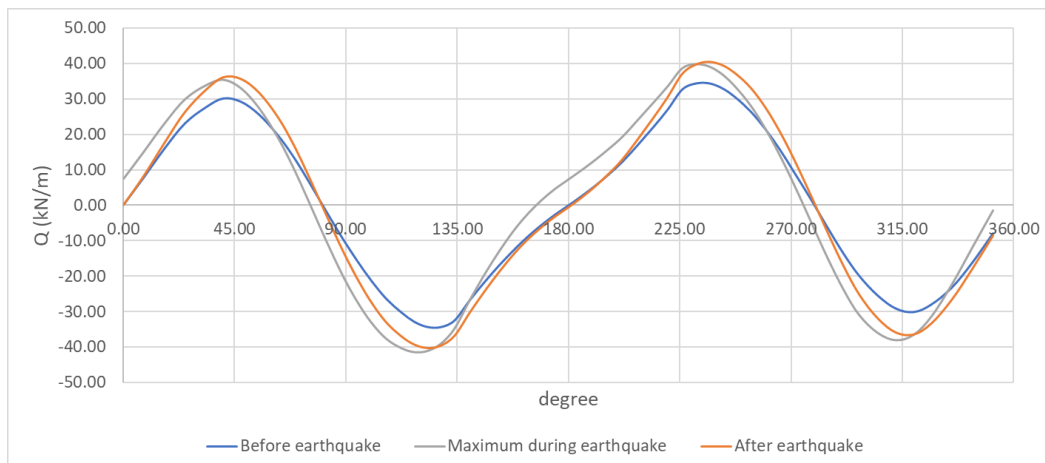
ตารางที่ 4.9 ตำแหน่งต่างๆบนวงผนังอุโมงค์ที่ให้แรงภายในและโมเมนต์สูงสุด

Maximum locations	Before earthquake	Horizontal component	Vertical component
N (kN/m)	Spring line	Near Spring line	Spring line
Q (kN/m)	Between Crown and Spring line Between Invert and Spring line	Between Crown and Spring line Between Invert and Spring line	Between Crown and Spring line Between Invert and Spring line
M (kN-m/m)	Spring line	Near Spring line	Spring line



(ก)





จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Chulalongkorn University

รูปที่ 4.20 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นMSAA ทิศ ตะวันออก - ตะวันตกที่อัตราความหวังของดิน 5% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์ บิด

(2) การประเมินความปลอดภัยของกำลังของอุโมงค์ภายใต้แผ่นดินไหว

จากข้อมูลตารางที่ 4.9 แสดงให้เห็นว่าแรงตามแนวแกนสูงสุดเกิดใกล้กับตำแหน่งSpring line แรงเฉือนสูงสุดเกิดที่ระหว่างตำแหน่ง Spring line และ CrownกับInvert และโมเมนต์ สูงสุดเกิดใกล้กับตำแหน่งSpring line ความเค้น (Stress) ของวงผนังอุโมงค์ที่เกิดระหว่างได้รับ แผ่นดินไหวเป็นผลมาจากการรวมกันของแรงตามแนวแกนและโมเมนต์บิด ดังนั้น แรงตาม แนวแกน, โมเมนต์ และความเค้นควรเกิดที่ตำแหน่งเดียวกันบนหน้าตัดอุโมงค์ และเนื่องจากแรง ตามแนวแกนสูงสุดและโมเมนต์ตัดสูงสุดเกิดขึ้นใกล้ตำแหน่งSpring line จึงมีความเป็นไปได้ที่

ความเค้นสูงสุดบนวงผนังอุโมงค์จะเกิดขึ้นใกล้ตำแหน่งSpring lineด้วย ความเค้นสูงสุดของหน้าตัดอุโมงค์สามารถคำนวณได้จากแรงตามแนวแกนสูงสุดและโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดบนวงผนังอุโมงค์ โดยใช้ความสัมพันธ์ที่อธิบายไว้ในสมการที่ 4.1

$$\sigma = \frac{My}{I} + \frac{N}{A} \quad (4.1)$$

เมื่อ

M = โมเมนต์บิดสูงสุดที่เกิดเมื่อได้รับแผ่นดินไหว (N-m/m)

y = ระยะห่างจากตำแหน่งที่เกิดความเค้นวิกฤติ (m)

I = โมเมนต์ความเฉื่อยของอุโมงค์ (Moment of inertia, m<sup>4</sup>)

N = แรงตามแนวแกนสูงสุดที่เกิดเมื่อได้รับแผ่นดินไหว (N/m)

A = พื้นที่หน้าตัดของวงผนังอุโมงค์ (m<sup>2</sup>)

ตัวแปรที่จำเป็นต่อการคำนวณในสมการที่ 4.1 ได้มาจากการวิเคราะห์หน้าตัดอุโมงค์ผ่านการวิเคราะห์ 2 มิติ หน้าตัดอุโมงค์มีความหนา 338 มิลลิเมตรต่อความยาวอุโมงค์ 1 เมตร และแรงภายในและโมเมนต์วิกฤติของแต่ละเหตุการณ์แผ่นดินไหวโดยเหินยวนำให้เกิดความเค้นสูงสุดบนวงผนังอุโมงค์ ซึ่งความเค้นอัด (Compressive strength,  $f_c'$ ) ของคอนกรีตบนอุโมงค์ที่ยอมได้มีค่าเท่ากับ 34.3 MPa Factor of Safetyด้านวัสดุของเหตุการณ์ต่างๆให้ค่าดังตารางที่ 4.10 ทั้งนี้ค่าความเค้นอัดที่ยอมได้ไม่คำนึงถึงเหล็กเสริมบนlining ดังนั้น Combined stress ที่เกิดขึ้นบนอุโมงค์มีค่าไม่เกินกำลังที่ยอมได้ของวัสดุคอนกรีตของlining

ตารางที่ 4.10 Factor of safety จากความเค้นอัดที่เกิดบนอุโมงค์เทียบกับกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

Events	Direction	Soil damping ratio	Material Safety	
			Actual Combined Stress (MPa)	Factor of Safety (FS)
Chi-Chi (1999)	E-W	5%	3.75	3.66
		1%	3.94	3.48
	N-S	5%	4.07	3.37
		1%	4.30	3.19
	Up-down	5%	7.53	1.85
		1%	7.40	1.82
Loma Prieta (1989)	E-W	5%	2.96	4.63
		1%	3.08	4.45
	N-S	5%	3.19	4.31
		1%	3.35	4.10
	Up-down	5%	3.00	4.57
		1%	3.07	4.47
Northridge (1994)	E-W	5%	3.80	3.61
		1%	3.86	3.55
	N-S	5%	3.63	3.78
		1%	3.72	3.68
	Up-down	5%	4.15	3.30
		1%	4.24	3.24
MSAA (2011)	E-W	5%	2.89	4.74
		1%	2.98	4.61
	N-S	5%	2.85	4.81
		1%	2.99	4.60
	Up-down	5%	3.74	3.67
		1%	3.81	3.60

อีกปัจจัยหนึ่งที่สำคัญคือการตรวจสอบกำลังโครงสร้างกับกำลังจากการทดสอบ แต่เนื่องจากไม่มีข้อมูลการทดสอบการรับน้ำหนักจริงของอุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวงในกรุงเทพฯ งานวิจัยนี้จึงนำผลการทดสอบการรับน้ำหนักจริงของวงผนังอุโมงค์รถไฟฟ้าสายเฉลิมรัชมงคลมาใช้เป็นเกณฑ์สำหรับตรวจสอบความปลอดภัยของแรงที่เกิดขึ้นภายในอุโมงค์ โดยเป็นการทดสอบกำลังรับแรงดัดของโครงสร้าง (Flexural Test) ดังตารางที่ 4.11 ซึ่งให้ค่าโมเมนต์สูงสุดที่ทำให้อุโมงค์พัง (Ultimate Bending Moment) เท่ากับ 159.31 kN-m เทียบกับโมเมนต์ซึ่งผนังอุโมงค์ได้รับจากแผ่นดินไหวแต่ละเหตุการณ์ ได้ผลลัพธ์ค่า Factor of Safety แสดงดัง

ตารางที่ 4.12

ตารางที่ 4.11 ผลการทดสอบการรับน้ำหนักจริงของวงผนังอุโมงค์ (ค่า Flexural Test) (MRTA)

รายละเอียด	P (kN)	M (kN-m)
Design Load (No crack)	110.7	49.92
Test load (Max) (No crack)	132.8	59.89
First Crack (0.05 mm)	141.22	63.69
Failure load	353.24	159.31 (Ultimate Bending Moment)

แม้ความเค้นที่เกิดขึ้นบนผนังอุโมงค์ จะมีค่าไม่เกินความเค้นที่ยอมได้ของวัสดุผนังอุโมงค์ และโมเมนต์บิดที่เกิดขึ้นบนผนังอุโมงค์จะไม่เกิน Ultimate load จากการทดสอบการรับน้ำหนักของโครงสร้าง แต่การระบุว่าอุโมงค์ส่งน้ำจะปลอดภัยภายใต้แผ่นดินไหวในกรุงเทพฯ ที่พิจารณาความน่าจะเป็นที่มีโอกาสเกิดขึ้น 2% ในระยะเวลา 50 ปีนั้น ต้องพิจารณาถึงการกระจัดและการทรุดตัวของอุโมงค์ด้วย เพื่อที่จะสามารถระบุผลการตอบสนองของอุโมงค์ระบายน้ำต่อแผ่นดินไหวในกรุงเทพฯ ได้ทั้งแง่ของกำลัง (Strength) และแง่การใช้งาน (Serviceability) อย่างไรก็ตามงานวิจัยนี้ถูกวิเคราะห์อยู่บนขอบเขตการศึกษา ได้แก่ เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เลือกพิจารณา คุณสมบัติวัสดุของอุโมงค์ และคุณสมบัติชั้นดิน ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงไม่สามารถสรุปผลการศึกษาการตอบสนองของอุโมงค์ทั่วไปภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวในกรุงเทพฯ ทั้งหมดได้

ตารางที่ 4.12 Factor of safety จากโมเมนต์บิดที่เกิดบนอุโมงค์เทียบกับการทดสอบกำลังรับแรงดัด  
ของอุโมงค์

Events	Direction	Soil damping ratio	Structure Safety	
			M (kN-m)	Factor of Safety (FS)
Chi-Chi (1999)	E-W	5%	46.79	3.40
		1%	50.14	3.18
	N-S	5%	52.26	3.05
		1%	56.04	2.84
	Up-down	5%	102.25	1.56
		1%	104.81	1.52
Loma Prieta (1989)	E-W	5%	34.01	4.68
		1%	36.01	4.42
	N-S	5%	37.72	4.22
		1%	40.44	3.94
	Up-down	5%	34.22	4.66
		1%	35.15	4.53
Northridge (1994)	E-W	5%	47.67	3.34
		1%	48.97	3.25
	N-S	5%	45.01	3.54
		1%	46.39	3.43
	Up-down	5%	53.14	3.00
		1%	54.55	2.92
MSAA (2011)	E-W	5%	32.67	4.88
		1%	34.59	4.61
	N-S	5%	32.28	4.94
		1%	34.41	4.63

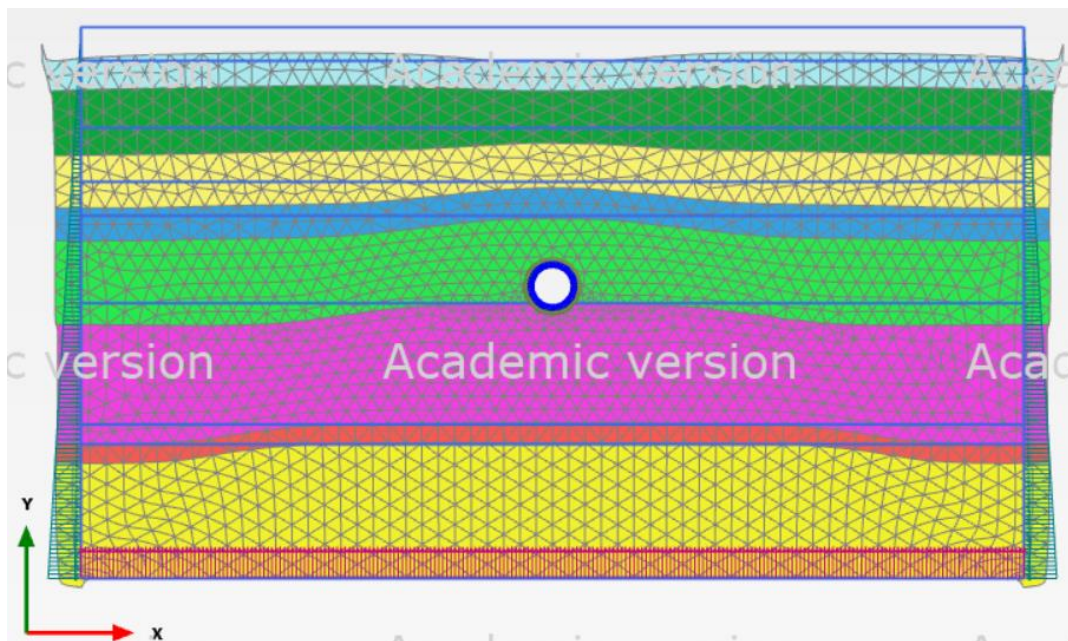
	Up-down	5%	46.18	3.45
		1%	47.26	3.37

### (3) ความสามารถสำหรับการใช้งาน (Serviceability)

ดังที่เคยกล่าวถึงเรื่องความปลอดภัยของอุโมงค์ที่ต้องตรวจสอบทั้งกำลังของอุโมงค์ (Strength) และความสามารถสำหรับการใช้งาน (Serviceability) ถึงจะบ่งบอกถึงความปลอดภัยของอุโมงค์ส่งน้ำภายใต้การตอบสนองต่อแผ่นดินไหวได้ แม้ว่าอุโมงค์จะถือว่าปลอดภัยภายใต้การพิจารณากำลังที่ตอบสนองบนอุโมงค์ภายใต้แผ่นดินไหว แต่ยังคงไม่ทราบผลกระทบในระหว่างการใช้งาน (Operation stage) และหลังได้รับแรงแผ่นดินไหว ซึ่งระหว่างการทำงานของอุโมงค์จะได้รับผลกระทบจากการเคลื่อนตัวของอุโมงค์และดิน โดยรอบที่เกิดจากแผ่นดินไหว และการเปลี่ยนรูปของหน้าตัดอุโมงค์วงกลมที่อาจเกิดขึ้น ดังนั้นการเคลื่อนตัวที่ตำแหน่งความลึกอุโมงค์และการทรุดตัวเสียรูปของหน้าตัดอุโมงค์จึงจำเป็นต้องมีการตรวจสอบเพื่อให้แน่ใจว่าอุโมงค์ส่งน้ำจะยังสามารถใช้งานได้ในช่วงเหตุการณ์และหลังเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดในกรุงเทพฯ

#### 3.1) ผลการเคลื่อนตัวของดิน

การเคลื่อนตัวของดินที่สูงสุดของแบบจำลองปฏิสัมพันธ์ระหว่างอุโมงค์และดิน ภายใต้แผ่นดินไหว 4 เหตุการณ์จากการกระจัดคลื่น 3 ทิศทางโดยโปรแกรม Plaxis โดยกำหนดอัตราความหน่วงของดินที่ 5% และ 1% แสดงดัง**Error! Reference source not found.** การเคลื่อนตัวของดินที่มีขนาดใหญ่ที่สุดพบได้บนเหตุการณ์แผ่นดินไหว Chi-Chi (1999) ในการกระจัดคลื่นแนวตั้งซึ่งสอดคล้องกับอัตราเร่งจากตอบสนองของชั้นดินซึ่งทำให้เกิดอัตราเร่งที่รุนแรงที่สุด อีกทั้งยังสังเกตได้ชัดจาก Deformed mesh ของกรณีแผ่นดินไหว Chi-Chi ที่อัตราความหน่วงของดิน 1% หลังการสันสะเทือนเสร็จสิ้นดังรูปที่ 4.21



รูปที่ 4.21 การทรุดตัวของโครงสร้างตาศูนย์จำลอง (Deformed mesh) ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Chi-Chi (1999) ทิศการกระจัดคลื่นแนวตั้งที่อัตราความหน่วงดิน 1%

จากผลการตอบสนองจะพบว่าไม่ว่าจะเป็นการกระจัดคลื่นจากทิศแนวราบหรือทิศแนวตั้งของเหตุการณ์แผ่นดินไหวใดๆ การเคลื่อนตัวของดินทั้งทิศทางแนวราบและทิศทางแนวตั้งที่เกิดขึ้นมีขนาดมากทั้งคู่ นั้นแสดงให้เห็นว่าการกระจัดของคลื่นทิศทางนั้นๆ ไม่จำเป็นว่าจะสร้างความเสียหายรุนแรงต่อการเคลื่อนตัวของดินแค่เพียงตามทิศของการกระจัดคลื่นเท่านั้น เพราะฉะนั้นทั้งคลื่นแผ่นดินไหวทิศการกระจัดแนวราบและแนวตั้งสามารถส่งผลความรุนแรงเสียหายให้การเคลื่อนตัวของดินได้ทั้งคู่ในทิศแนวราบและแนวตั้ง

กรณีที่ทำให้เกิดผลเสียหายจากการเคลื่อนตัวของดินมากที่สุดคือเหตุการณ์แผ่นดินไหว Chi-Chi ทิศการกระจัดคลื่นแนวตั้งที่อัตราความหน่วงของดิน 1% ยิ่งแสดงให้เห็นว่าเกิดการเคลื่อนตัวของดินขนาดใหญ่ที่สุดหลังสิ้นสุดการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว อีกทั้งยังชี้ให้เห็นว่า ณ ผิวดินเหนือตำแหน่งอุโมงค์เกิดการทรุดตัวอย่างเด่นชัด โดยมีสาเหตุมาจากการมีอุโมงค์ตั้งอยู่ใต้ตำแหน่งนั้น ดังนั้นจึงควรมีการพิจารณาผลกระทบต่อโครงสร้างผิวดินเพิ่มเติม เนื่องจากการมีอุโมงค์มีแนวโน้มที่จะเพิ่มความรุนแรงต่อการเสียหายเนื่องจากแผ่นดินไหว อย่างไรก็ตามยังไม่มีข้อสรุปที่ชัดเจนเกี่ยวกับพฤติกรรมของโครงสร้างผิวดินที่มีโครงสร้างใต้ดินภายใต้แรงสั่นสะเทือนแผ่นดินไหว จึงจำเป็นต้องมีการศึกษาเพิ่มเติมในอนาคต



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
**CHULALONGKORN UNIVERSITY**



ตารางที่ 4.13 การกระจัดของดินทั้งแนวราบและแนวตั้งภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหวในช่วงเวลาต่างๆ

Events	Soil Damping Ratio	Displacement (mm)	Before earthquake	E-W		N-S		Up-Down	
				Maximum during earthquake	After earthquake	Maximum during earthquake	After earthquake	Maximum during earthquake	After earthquake
Chi-Chi (1999)	5%	U <sub>x</sub>	7.786	144.2	80.61	226.5	140.4	531.3	494.3
		U <sub>y</sub>	11.31	61.05	59.23	103.9	102.4	664.1	537.9
	1%	U <sub>x</sub>	7.786	224.9	169.5	439.9	352.1	574.3	582.1
		U <sub>y</sub>	11.31	128.5	129.3	210.8	209.6	719	532.5
Loma Prieta (1989)	5%	U <sub>x</sub>	7.786	24.21	12.09	34.75	20.09	8.723	9.333
		U <sub>y</sub>	11.31	12.65	10.46	14.66	16.66	11.86	9.456
	1%	U <sub>x</sub>	7.786	35.4	23.08	48.63	41.8	15.05	16.49
		U <sub>y</sub>	11.31	20.7	17.7	23.6	32.23	15.2	12.79
MSAA (2011)	5%	U <sub>x</sub>	7.786	45.55	6.793	59.4	6.49	37.46	35.29
		U <sub>y</sub>	11.31	6.525	6.599	5.878	6.096	42.07	31.28
	1%	U <sub>x</sub>	7.786	52.49	13.77	64.43	13.7	49.67	51.97
		U <sub>y</sub>	11.31	10.34	10.82	9.118	11.03	47.54	37.62
Northridge (1994)	5%	U <sub>x</sub>	7.786	125.3	56.46	74.66	25.96	39.56	35.68
		U <sub>y</sub>	11.31	27.01	36.16	21.02	24.14	56.77	34.28
	1%	U <sub>x</sub>	7.786	157.7	107.3	101.4	51.67	57.02	59.13
		U <sub>y</sub>	11.31	51.99	69.14	36.78	40.36	65.45	42.67

### 3.2) ผลการเคลื่อนตัวของวงผนังอุโมงค์

การเคลื่อนตัวสูงสุดของวงผนังอุโมงค์ที่เปลี่ยนแปลงไประหว่างได้รับแผ่นดินไหวและเมื่อสิ้นสุดการสั่นสะเทือนของ 4 เหตุการณ์แสดงดัง**Error! Reference source not found.**ถึง**Error! Reference source not found.** โดยกรณีที่ทำให้อุโมงค์เกิดการเคลื่อนตัวมากที่สุดคือเหตุการณ์แผ่นดินไหว ChiChi ทิศการกระจัดคลื่นแนวตั้ง ซึ่งให้ค่าสูงสุดที่การเคลื่อนตัวแนวตั้งมีค่าเท่ากับ 160.36 และ 157.7 มิลลิเมตร ที่อัตราความหน่วงของดิน 1% และ 5% ตามลำดับ สิ่งที่น่าสนใจคือหากเปรียบเทียบการกระจัดสูงสุดที่เกิดขึ้นที่ตำแหน่งอุโมงค์จากผลการตอบสนองของชั้นดินจากตารางที่ 4.3 กับการเคลื่อนตัวสูงสุดของอุโมงค์ที่เกิดขึ้นของแต่ละเหตุการณ์แผ่นดินไหวจะพบว่ามีค่าสอดคล้องกันและมีค่าใกล้เคียงกัน นี่แสดงให้เห็นว่าระหว่างการสั่นสะเทือนอุโมงค์และดินมีการเคลื่อนตัวไปพร้อมกันดังสมมติฐานที่กำหนดไว้

ความแตกต่างที่เห็นได้ชัดของผลการเคลื่อนตัวของอุโมงค์หลังสิ้นสุดเหตุการณ์แผ่นดินไหวคือ ภายใต้การกระจัดของคลื่นแผ่นดินไหวในทิศทางนั้นๆ จะส่งผลให้เกิดการเคลื่อนตัวของอุโมงค์ที่เด่นชัดมากในทิศแกนนั้นเช่นกัน กล่าวคือหากอุโมงค์รับการสั่นสะเทือนภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่มีทิศการกระจัดแนวราบ การเคลื่อนตัวของอุโมงค์จะมีค่ามากในทิศแนวราบในขณะที่การเคลื่อนตัวในแนวตั้งจะให้ค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับแนวราบ ซึ่งผลลัพธ์นี้มีความแตกต่างกับผลการเคลื่อนตัวของดินที่ให้ค่าการเคลื่อนตัวสูงทั้ง 2 แกนไม่ว่าจะอยู่ภายใต้คลื่นทิศการกระจัดแกนใดของคลื่นแผ่นดินไหวดังรูปที่ 4.22

ตารางที่ 4.14 การกระจัดของหน้าตัดอุโมงค์ทั้งแนวราบและแนวตั้งภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Chi-Chi (1999) ที่ช่วงเวลาต่างๆ

Soil damping ratio	Displacement (mm)	lining location	Before earthquake	E-W		N-S		Up-Down	
				Maximum during earthquake	After earthquake	Maximum during earthquake	After earthquake	Maximum during earthquake	After earthquake
5%	$U_x$	Crown	0.00	81.94	-0.44	-110.68	0.40	0.23	0.16
		Spring point (90 degree)	-7.96	81.89	-0.31	-110.52	0.62	0.97	0.50
		Invert	0.00	81.66	-0.47	-110.71	0.45	0.17	0.16
	$U_y$	Spring point (270 degree)	7.96	81.65	-0.61	-110.87	0.25	-0.58	-0.19
		Crown	-11.63	-0.96	-1.00	-1.09	-1.24	-161.25	-2.83
		Spring point (90 degree)	-2.43	-0.41	-0.85	-0.90	-1.01	-160.42	-2.43
1%	$U_x$	Invert	4.09	-0.66	-0.67	-0.70	-0.83	-159.53	-2.00
		Spring point (270 degree)	-2.42	-1.19	-0.81	-0.88	-1.05	-160.36	-2.42
		Crown	0.00	82.41	-0.54	-112.01	0.32	-0.31	-0.39
	$U_y$	Spring point (90 degree)	-7.96	82.38	-0.40	-111.87	0.55	0.45	0.00
		Invert	0.00	82.12	-0.60	-112.11	0.34	-0.30	-0.32
		Spring point (270 degree)	7.96	82.09	-0.74	-112.28	0.12	-1.06	-0.69
$U_y$	Crown	-11.63	-1.00	-1.22	-1.37	-1.52	-158.52	0.35	
	Spring point (90 degree)	-2.43	-0.93	-1.05	-1.17	-1.27	-157.68	0.80	
	Invert	4.09	-0.67	-0.83	-0.92	-1.04	-156.85	1.18	
		Spring point (270 degree)	-2.42	-0.74	-1.00	-1.11	-1.28	-157.70	0.73

ตารางที่ 4.15 การกระจายตัวของน้ำตื้นต่อโมเมนต์ทั้งแนวราบและแนวตั้งภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Loma Prieta (1989) ในช่วงเวลาต่างๆ

Soil damping ratio	Displacement (mm)	lining location	Before earthquake	E-W		N-S		Up-Down	
				Maximum during earthquake	After earthquake	Maximum during earthquake	After earthquake	Maximum during earthquake	After earthquake
5%	U <sub>x</sub>	Crown	0.00	-6.34	0.02	-4.64	0.01	0.00	0.00
		Spring point (90 degree)	-7.96	-6.05	0.05	-4.34	0.09	0.06	0.04
		Invert	0.00	-5.92	-0.03	-4.20	0.01	0.00	0.00
	U <sub>y</sub>	Spring point (270 degree)	7.96	-6.12	-0.07	-4.40	-0.07	-0.06	-0.04
		Crown	-11.63	-0.04	-0.22	-0.02	-0.36	-4.03	-0.62
		Spring point (90 degree)	-2.43	0.12	-0.18	0.14	-0.27	-3.95	-0.56
1%	U <sub>x</sub>	Invert	4.09	0.03	-0.09	0.04	-0.18	-3.88	-0.51
		Spring point (270 degree)	-2.42	-0.12	-0.13	-0.13	-0.27	-3.95	-0.56
		Crown	0.00	-6.83	0.02	-4.78	0.06	0.00	0.00
	U <sub>y</sub>	Spring point (90 degree)	-7.96	-6.47	0.05	-4.49	0.15	-0.01	0.05
		Invert	0.00	-6.31	-0.05	-4.37	0.04	0.00	0.00
		Spring point (270 degree)	7.96	-6.55	-0.09	-4.56	-0.05	0.01	-0.05
U <sub>y</sub>	Crown	-11.63	-0.07	-0.32	-0.10	-0.48	1.26	-0.63	
	Spring point (90 degree)	-2.43	0.12	-0.27	0.06	-0.38	1.25	-0.57	
	Invert	4.09	0.01	-0.16	-0.03	-0.27	1.25	-0.51	
		Spring point (270 degree)	-2.42	-0.18	-0.21	-0.18	-0.36	1.25	-0.57



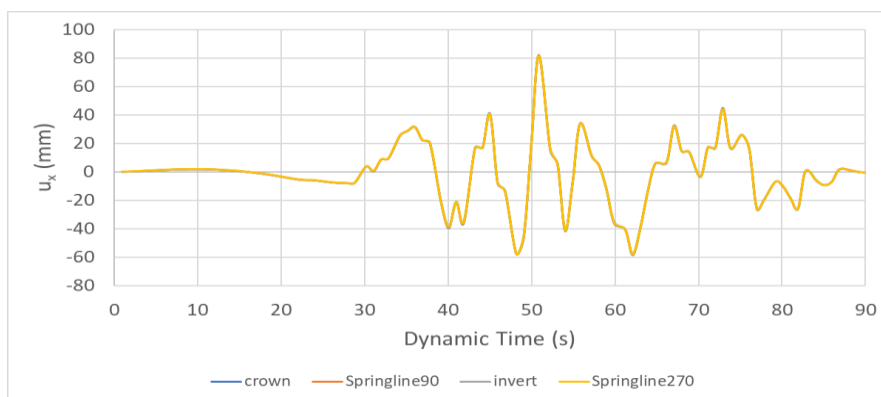
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
**CHULALONGKORN UNIVERSITY**

ตารางที่ 4.16 การกระจัดของหน้าตัดอุโมงค์ทั้งแนวราบและแนวตั้งภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว MSAA (2011) ในช่วงเวลาต่างๆ

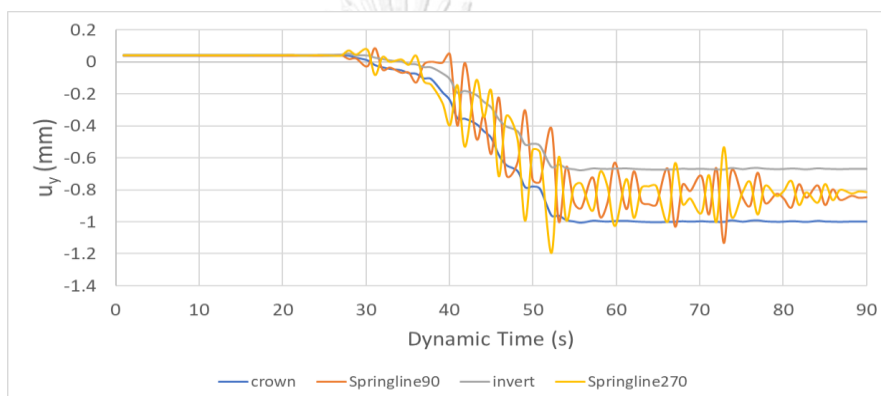
Soil damping ratio	Displacement (mm)	lining location	Before earthquake	E-W		N-S		Up-Down	
				Maximum during earthquake	After earthquake	Maximum during earthquake	After earthquake	Maximum during earthquake	After earthquake
5%	U <sub>x</sub>	Crown	0.00	28.73	0.00	50.46	-0.04	0.00	0.00
		Spring point (90 degree)	-7.96	28.88	0.05	50.47	0.01	-0.04	0.11
		Invert	0.00	28.89	0.01	50.42	-0.03	0.00	0.00
	U <sub>y</sub>	Spring point (270 degree)	7.96	28.78	-0.04	50.41	-0.07	0.03	-0.11
		Crown	-11.63	-0.13	-0.13	-0.08	-0.14	26.46	-1.09
		Spring point (90 degree)	-2.43	-0.03	-0.08	-0.06	-0.09	26.42	-0.94
1%	U <sub>x</sub>	Invert	4.09	-0.03	-0.03	-0.02	-0.06	26.40	-0.81
		Spring point (270 degree)	-2.42	-0.13	-0.08	-0.03	-0.10	26.42	-0.95
		Crown	0.00	33.79	-0.02	51.03	-0.11	0.00	0.00
	U <sub>y</sub>	Spring point (90 degree)	-7.96	33.82	0.04	51.02	-0.06	-0.03	0.12
		Invert	0.00	33.73	-0.02	50.95	-0.11	0.00	0.00
		Spring point (270 degree)	7.96	33.70	-0.08	50.94	-0.16	0.03	-0.12
U <sub>y</sub>	Crown	-11.63	-0.24	-0.23	-0.13	-0.23	26.62	-1.04	
	Spring point (90 degree)	-2.43	-0.19	-0.17	-0.12	-0.18	26.59	-0.89	
	Invert	4.09	-0.11	-0.10	-0.06	-0.13	26.56	-0.75	
		Spring point (270 degree)	-2.42	-0.15	-0.17	-0.07	-0.18	26.59	-0.90

ตารางที่ 4.17 การกระจัดของหน้าตัดอุโมงค์ทงแนวราบและแนวตั้งภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Northridge (1994) ที่ช่วงเวลาต่างๆ

Soil damping ratio	Displacement (mm)	lining location	Before earthquake	E-W		N-S		Up-Down	
				Maximum during earthquake	After earthquake	Maximum during earthquake	After earthquake	Maximum during earthquake	After earthquake
5%	U <sub>x</sub>	Crown	0.00	-57.54	0.11	-27.48	-0.47	0.00	0.00
		Spring point (90 degree)	-7.96	-56.43	0.28	-27.30	-0.42	-0.23	0.14
		Invert	0.00	-55.90	0.11	-27.42	-0.62	0.00	0.00
	U <sub>y</sub>	Spring point (270 degree)	7.96	-56.63	-0.05	-27.58	-0.69	0.23	-0.14
		Crown	-11.63	-0.45	-0.82	-0.70	-0.70	24.15	-3.56
		Spring point (90 degree)	-2.43	0.16	-0.64	-0.53	-0.60	23.94	-3.38
1%	U <sub>x</sub>	Invert	4.09	-0.23	-0.46	-0.40	-0.40	23.73	-3.21
		Spring point (270 degree)	-2.42	-0.84	-0.64	-0.56	-0.49	23.93	-3.39
		Crown	0.00	-57.75	0.02	-28.15	-0.54	0.00	0.00
	U <sub>y</sub>	Spring point (90 degree)	-7.96	-56.66	0.18	-27.98	-0.47	-0.22	0.15
		Invert	0.00	-56.14	0.00	-28.13	-0.69	0.00	0.00
		Spring point (270 degree)	7.96	-56.87	-0.16	-28.29	-0.78	0.22	-0.15
U <sub>y</sub>	Crown	-11.63	-0.50	-0.90	-0.83	-0.83	23.90	-3.54	
	Spring point (90 degree)	-2.43	0.12	-0.72	-0.65	-0.71	23.70	-3.35	
	Invert	4.09	-0.26	-0.52	-0.49	-0.49	23.50	-3.16	
		Spring point (270 degree)	-2.42	-0.87	-0.69	-0.66	23.70	-3.35	



(ก)



(ข)

รูปที่ 4.22 การกระจัดที่ตำแหน่งที่สนใจบนหน้าตัดอุโมงค์ภายใต้การสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว Chi-Chi (1999) ทิศคลื่นตะวันออก - ตะวันตก อัตราความหน่วงของดิน 5% (ก) การกระจัดแนวราบ (ข) การกระจัดแนวตั้ง

#### 4.3 จุดเด่นและข้อจำกัดของแบบจำลอง

ความจำเป็นอย่างหนึ่งของการใช้แบบจำลองเพื่อศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองของอุโมงค์หน้าตัดวงกลมต่อแผ่นดินไหวในชั้นดินกรุงเทพฯคือจะต้องประเมินและรับทราบถึงจุดแข็งและข้อจำกัดที่เกี่ยวข้องของแบบจำลองที่ใช้อย่างมีวิจารณญาณ

##### 4.3.1 กระบวนการจำลองแบบจำลอง

จุดแข็งที่สำคัญที่สุดของแบบจำลองที่ใช้คือสามารถจำลองปฏิสัมพันธ์ระหว่างอุโมงค์และดินไปพร้อมกันได้ จากการทบทวนงานวิจัยก่อนหน้านี้ได้มีระบุว่าจะแนวทางการพิจารณาด้วยวิธีปฏิสัมพันธ์ระหว่างอุโมงค์และดินนั้นมีความถูกต้องกว่าวิธี Free-field deformation โดยให้ผลลัพธ์ที่แม่นยำและเชื่อถือได้มากกว่า อีกทั้งการใช้แบบจำลองด้วยวิธีปฏิสัมพันธ์ระหว่างอุโมงค์และดินนั้นสามารถให้



ผลลัพธ์การกระจัดและแรงภายใน lining ที่ระยะเวลาต่างๆระหว่างช่วงการสัมผัสเพื่อนได้ ซึ่งช่วยให้สามารถตรวจสอบพฤติกรรมของอุโมงค์ระหว่างที่เกิดแผ่นดินไหวได้ละเอียดยิ่งขึ้น ไม่เพียงแต่หลังจากเกิดแผ่นดินไหวเท่านั้น เพราะการกระจัดและแรงภายในวิกฤตที่มีโอกาสเกิดขึ้นบน lining จะเกิดขึ้นระหว่างได้รับแผ่นดินไหวมากกว่าภายหลังแผ่นดินไหวสิ้นสุด อย่างไรก็ตามข้อจำกัดที่สำคัญสำหรับผลลัพธ์ที่เทียบเคียงระยะเวลาของแผ่นดินไหวคือ การเพิกเฉยต่อความไม่สอดคล้องกันเชิงพื้นที่ในปัญหาของแบบจำลอง เช่น คุณสมบัติของดินในแบบจำลองที่ถือว่าคงที่ตลอดความยาวขอบเขตของแบบจำลอง (70 เมตร) มีแนวโน้มว่าความไม่ต่อเนื่องของพื้นที่จะเกิดขึ้นตลอดระยะทาง 70 เมตร อย่างไรก็ตามอุโมงค์มีพื้นที่ครอบคลุมระยะทางเพียง 3.2 เมตรเท่านั้น ซึ่งตลอดระยะทางสั้นๆนี้ไม่น่าเป็นไปได้ที่ความไม่ต่อเนื่องของพื้นที่จะมีขนาดใหญ่พอที่จะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงในพฤติกรรมของอุโมงค์อย่างมีนัยสำคัญสำหรับงานวิจัยนี้

#### 4.3.2 การพิจารณาข้อต่อและรอยต่อของวงผนังอุโมงค์

อย่างไรก็ตามข้อจำกัดที่สำคัญของแบบจำลองนี้คือไม่คำนึงถึงการมีอยู่ของข้อต่อและรอยต่อระหว่างวงผนังอุโมงค์ เพราะฉะนั้นแบบจำลองนี้จึงไม่สามารถประเมินความแข็งแรงของข้อต่อภายใต้การตอบสนองต่อแผ่นดินไหวได้ อย่างไรก็ตาม Do et al. (2014) ศึกษาผลกระทบของการมีข้อต่อระหว่างวงผนังอุโมงค์ภายใต้การรับแรงสั่นสะเทือนแผ่นดินไหว ผลการศึกษาพบว่าอุโมงค์ที่พิจารณาการมีอยู่ของข้อต่อสามารถให้ผลลัพธ์ได้ดีกว่าอุโมงค์ที่มีวงผนังต่อเนื่อง ดังนั้นการเพิกเฉยต่อข้อต่อของวงผนังอุโมงค์อาจไม่ส่งผลอย่างมีนัยสำคัญเนื่องจากเมื่อพิจารณาวงผนังของอุโมงค์อย่างต่อเนื่องทำให้เกิดผลลัพธ์ที่วิกฤตกว่า เหตุผลที่ละเลยการมีอยู่ของข้อต่อระหว่างวงผนังอุโมงค์ในงานวิจัยนี้เนื่องจากจะทำให้การตรวจสอบแบบจำลอง Plaxis เป็นไปได้อย่างยากเพราะสมการรูปแบบปิดไม่สามารถพิจารณาปัญหาที่มีข้อต่อของอุโมงค์เข้ามาเกี่ยวข้องได้

#### 4.3.3 ตำแหน่งที่ใส่คลื่นแผ่นดินไหวในแบบจำลอง

การออกแบบความเร่งแผ่นดินไหวนำไปใส่เป็นค่าเริ่มต้นที่ฐานของแบบจำลอง (40.95 เมตร) โดยกำหนดเงื่อนไขขอบเขตของแบบจำลองให้เป็น Bed rock โดย Singh et al. (2017), Yu et al. (2009) และ Adam et al. (2016) ทำการใส่ความเร่งของแผ่นดินไหวที่ฐานของแบบจำลองเช่นกัน และประสบผลสำเร็จ อย่างไรก็ตามงานศึกษาของ Yanuviriyakul and Solalump (2010) เกี่ยวกับแผ่นดินไหวระยะไกลในกรุงเทพฯ ได้มีคำแนะนำว่าควรใส่ความเร่งของแผ่นดินไหวที่ระดับความลึก 120 เมตรซึ่งเป็นระดับความลึกที่มีสถานะเป็น Bed rock อีกทั้งยังระบุด้วยว่าชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) ในชั้นความลึกของดินที่ระดับต่างๆไม่มีผลต่อการตอบสนองต่อการเคลื่อนตัวของดินด้วยการ

สันตะเทือนของคลื่นแผ่นดินไหว ดังนั้นการใส่ความเร่งของคลื่นที่ฐานของแบบจำลองที่อยู่ใต้ชั้นดิน Hard clay ซึ่งถูกจำลองให้เป็นสภาวะ Bed rock จะสามารถแสดงถึงการตอบสนองการเคลื่อนที่ของดินจากการสันตะเทือนเช่นเดียวกับการใส่ความเร่งที่ระดับความลึก 120 เมตร จากผลการตอบสนองของดินดังรูปที่ 4.1 ถึง รูปที่ 4.4 แสดงให้เห็นว่าความเร่งสูงสุดจะยังไม่มีเปลี่ยนแปลงจนกระทั่งเข้าสู่ชั้นดิน Clayey Sand (CS) สำหรับการกระจัดคลื่นทิศแนวตั้ง และกระทั่งเข้าสู่ชั้นดิน Bangkok soft clay (BSC) ที่จะพบการเปลี่ยนแปลงอย่างชัดเจนสำหรับการกระจัดคลื่นทิศแนวราบ นอกจากนี้ Yanuviriyakul and Solalump (2010) ยังกล่าวเสริมว่าการใส่ความเร่งในชั้นดินเพื่อศึกษาผลการตอบสนองจากคลื่นแผ่นดินไหวนั้นควรใส่ที่ชั้นดินซึ่งมีความเร็วคลื่นเฉือนประมาณ 400 เมตรต่อวินาที จากรูปที่ 2.5 ที่ระดับความลึก 60 เมตรถึงจะพบความเร็วคลื่นเฉือนมีค่า 400 เมตรต่อวินาที โดยที่ความลึกตื้นกว่าที่ระดับ 40 เมตร มีความเร็วคลื่นเฉือนที่ใกล้เคียงกับ 400 เมตรต่อวินาที ดังนั้นเนื่องจากใส่ความเร่งที่ความลึก 40.95 เมตรของแบบจำลอง โดยที่มีความเร็วคลื่นเฉือนต่ำกว่า 400 เมตรต่อวินาที จึงคาดว่าจะทำให้ผลลัพธ์ทั้งความเร่ง การกระจัด และแรงภายในบน lining ที่เกิดขึ้นมีค่าการประมาณสูงเกินไปเล็กน้อย

#### 4.3.4 ข้อจำกัดของแบบจำลอง 2 มิติ

เนื่องจากงานวิจัยนี้ใช้แบบจำลอง 2 มิติทำให้เวลาที่ใช้ในการจำลองค่อนข้างเร็วและสามารถจำลองหลายรายการทำงานพร้อมกันได้ อย่างไรก็ตามข้อจำกัดที่แท้จริงของแบบจำลอง 2 มิติคือไม่สามารถทำการวิเคราะห์ผลการตอบสนองของอุโมงค์ตามแนวยาวได้ดังที่กล่าวก่อนหน้านี้ พฤติกรรมการเสีรูปร่างตามแนวยาวของอุโมงค์ภายใต้แรงสันตะเทือนจากแผ่นดินไหวจึงไม่สามารถประเมินได้จากแบบจำลองในงานวิจัยนี้

#### 4.3.5 ข้อจำกัดของวิธี Analytical solution

สำหรับการตรวจสอบแบบจำลองในงานวิจัยนี้เลือกใช้วิธีสมการอิลาสติกรูปปิดเพื่อเปรียบเทียบผลลัพธ์ของแบบจำลองด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์กับผลการวิเคราะห์ด้วยสมการรูปแบบปิด ผลการเปรียบเทียบแสดงให้เห็นว่ายังคลื่นแผ่นดินไหวที่มีขนาดความรุนแรงมาก ยิ่งส่งผลให้ค่าความแตกต่างระหว่างผลลัพธ์ทั้ง 2 วิธีมีค่ามากขึ้น เนื่องจากวิธีสมการรูปปิดมีข้อจำกัดด้วยสมมติฐานคุณสมบัติของดิน ต้องเป็นดินชนิดเดียวกันตลอดทั้งความลึก (Homogenous soil) และมีพฤติกรรมเป็นอิลาสติก อย่างไรก็ตามวิธีการตรวจสอบแบบจำลองไฟไนต์อิลิเมนต์ควรจะได้รับ การตรวจสอบโดยการเปรียบเทียบกับข้อมูลทดสอบภาคสนามจริง ณ ตำแหน่งสถานที่ที่ศึกษาด้วย การตรวจสอบแบบจำลองที่ดีที่สุดคือการเปรียบเทียบแรงสถิตย์ภายในของอุโมงค์กับแรงสถิตย์หรือความเค้นที่ถูก

บันทึกไว้ที่ตำแหน่งที่ทดสอบอุโมงค์ แต่ทว่าไม่พบข้อมูลเหล่านี้ ดังนั้นวิธีการตรวจสอบที่ใช้จึงถือว่าเหมาะสมที่สุดในกรณีนี้ โดยการเปรียบเทียบแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหวกับสมการรูปแบบปิด

#### 4.3.6 คุณสมบัติของดิน ณ พื้นที่ศึกษาที่กำหนดในแบบจำลอง

การใช้แบบจำลองดินที่มีความซับซ้อนเพื่อจำลองพฤติกรรมของดินภายใต้การรับแรงกระทำของแผ่นดินไหวทำให้การวิเคราะห์แบบจำลองภายใต้แผ่นดินไหวมีความแม่นยำมากขึ้น ซึ่งนี่ถือเป็นข้อได้เปรียบของงานวิจัยนี้ มีงานศึกษาและข้อมูลก่อนหน้านี้จำนวนมากที่เกี่ยวกับพารามิเตอร์ที่ซับซ้อนของดินกรุงเทพฯที่จำเป็นต่อการจำลองรายละเอียดของดิน ดังนั้นข้อมูลนี้จึงถูกนำมาเพื่อใช้กับแบบจำลองดินที่ซับซ้อนกับข้อมูลชั้นดินในพื้นที่ศึกษาทำให้แบบจำลองมีความน่าเชื่อถือขึ้น อย่างไรก็ตามคุณสมบัติของดินที่ใช้ในการศึกษานี้ไม่มีความสัมพันธ์โดยตรงกับลักษณะของดิน ณ ตำแหน่งของอุโมงค์ที่ศึกษา แต่ทว่าได้สันนิษฐานว่าคุณสมบัติของดินที่จำเป็นสำหรับแบบจำลองที่ซับซ้อนนี้จะไม่มีความแตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญกับข้อมูลชั้นดิน ณ พื้นที่ศึกษา สมมติฐานนี้อาจสร้างความไม่แม่นยำในแบบจำลองหากพบว่าไม่เป็นไปตามนั้น อย่างไรก็ตามคุณสมบัติดินที่ซับซ้อนของพื้นที่ศึกษามีไม่เพียงพอที่จะใช้กับแบบจำลองของอุโมงค์ที่ซับซ้อนใน Plaxis

#### 4.3.7 คุณสมบัติของอุโมงค์หน้าตัดวงกลมที่กำหนดในแบบจำลอง

นอกจากนี้ยังไม่ทราบถึงพฤติกรรมของวัสดุผนังอุโมงค์ภายใต้แรงแผ่นดินไหว ทำให้การเลือกแบบจำลองเป็นไปได้ยาก ดังนั้นผนังอุโมงค์จึงถูกจำลองเป็นวัสดุ linear elastic ตามงานวิจัยของ Argyroudīs and Pitilakis (2012) Singh et al. (2017) และ Yu et al. (2009). ความหนาทั้งหมดของผนังอุโมงค์ถูกจำลองเป็นคอนกรีต โดยเพิกเฉยต่อเหล็กด้าในเพื่อลดความซับซ้อนของแบบจำลอง ข้อจำกัดนี้จะทำให้ผลลัพธ์มีค่าวิกฤติกว่าเนื่องจากไม่พิจารณาถึงความต้านทานต่อการเสีรूपและแรงภายในวงผนังอุโมงค์ที่รับโดยเหล็ก แต่เนื่องจากการกระจัดค่อนข้างจะมีขนาดสูงมากระหว่างเหตุการณ์แผ่นดินไหว จึงพอจะกล่าวได้ว่าการยกเว้นการพิจารณาเหล็กมีผลกระทบเพียงเล็กน้อยต่อข้อสรุปโดยรวมที่ได้จากการศึกษางานวิจัยนี้

## บทที่ 5

### สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ

จากผลการศึกษาการวิเคราะห์ผลตอบสนองของอุโมงค์หน้าตัดวงกลมต่อแผ่นดินไหวในชั้นดินกรุงเทพฯซึ่งมีกรณีศึกษาของอุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวงในกรุงเทพฯ สามารถสรุปออกมาได้ดังนี้

#### 5.1 สรุปผลการตอบสนองของชั้นดินเนื่องจากแผ่นดินไหว (Ground response)

การตอบสนองของพื้นดินต่อแผ่นดินไหวทั้ง 4 เหตุการณ์ได้แก่ Chi-Chi (1999), Northridge (1994), Loma Prieta (1989) และMSAA (2011) ที่ถูกปรับขนาดให้มีค่าอัตราเร่งสูงสุดเท่ากับ 0.03g ตามความน่าจะเป็นที่จะเกิดแผ่นดินไหวในกรุงเทพฯ มีโอกาสเกิน 2% ในรอบ 50 ปีแสดงถึง

- การขยายอัตราเร่งในแนวราบเกิดจาก shear strength และ shear stiffness ที่เปลี่ยนเมื่อคลื่นเคลื่อนที่ผ่านระหว่างชั้นดินที่มีความลึกต่างๆ โดยที่ชั้นดินที่มีค่าสติฟเนสต่ำดังเช่นชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (BSC) จะสามารถขยายขนาดคลื่นแผ่นดินไหวที่ศกการกระจัดแนวราบได้ดี ตรงข้ามกันกับชั้นดินที่มีค่าสติฟเนสสูงซึ่งจะลดหรือขยายขนาดคลื่นแผ่นดินไหวแนวราบได้ต่ำ การขยายขนาดอัตราเร่งในแนวราบที่สูงที่สุด ณ ผิวดินพบได้ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Northridge ที่ศกการกระจัดคลื่นตะวันออก - ตะวันตก และมีขนาดสูงสุดที่ 3.17 และ 3.4 เท่าภายใต้การกำหนดอัตราความหน่วงของดินที่ 5% และ 1% ตามลำดับ สำหรับการขยายขนาดอัตราเร่งในแนวราบที่สูงที่สุดที่ตำแหน่งความลึกของอุโมงค์พบได้ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Northridge ที่ศกการกระจัดคลื่นตะวันออก - ตะวันตกมีขนาดสูงสุดที่ 1.53 เท่าภายใต้การกำหนดอัตราความหน่วงของดินที่ 5% และภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Chi-Chi ที่ศกการกระจัดคลื่นเหนือ - ใต้มีขนาดสูงสุดที่ 1.67 เท่าภายใต้การกำหนดอัตราความหน่วงของดินที่ 1%
- การขยายอัตราเร่งในแนวตั้งได้รับอิทธิพลจากเงื่อนไขการระบายน้ำในชั้นดิน ซึ่งดินประเภทการระบาย Drained จะมีความสามารถในการขยายขนาดคลื่นแผ่นดินไหวที่ศกการกระจัดแนวตั้งได้ดี ในงานวิจัยนี้พบได้ที่ชั้นดิน Clayey sand (CS) และดินประเภทการระบาย Undrained จะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงอัตราเร่งเพียงเล็กน้อยหรือไม่มีเลย การขยายขนาดอัตราเร่งในแนวราบที่ดิ่งที่สุดพบได้ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Chi-Chi มีขนาดสูงสุดที่ 2.6 และ 3.47 เท่า ภายใต้การกำหนดอัตราความหน่วงของดินที่ 5% และ 1% ตามลำดับ สำหรับการขยายขนาดอัตราเร่งในแนวตั้งที่สูงที่สุดที่ตำแหน่งความลึกของอุโมงค์พบได้ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Chi-Chi มีขนาดสูงสุดที่ 2.07 เท่าภายใต้การกำหนดอัตราความหน่วงของดินที่ 5% และ 1% ตามลำดับ

- การกระจัดของดินเนื่องจากการตอบสนองต่อความรุนแรงของแผ่นดินไหวแสดงให้เห็นว่าไม่มี ความสอดคล้องกับอัตราเร่งสูงสุดที่เกิดจากการขยายคลื่น ณ ตำแหน่งเดียวกัน โดยในแต่ละ เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ตำแหน่งของอุโมงค์ที่สนใจในการศึกษานี้มีเพียงแผ่นดินไหว Chi-Chi ซึ่งให้การกระจัดสูงสุดในแนวตั้งซึ่งสอดคล้องกับอัตราเร่งสูงสุดที่เกิดภายใต้ทิศทางการกระจัด คลื่นแนวตั้งเช่นเดียวกันเพราะเป็นเหตุการณ์ที่ส่งผลความเสียหายค่อนข้างรุนแรง ในทาง ตรงกันข้ามเหตุการณ์แผ่นดินไหว Loma Prieta, Northridge และMSAA จะให้ทิศทางการ กระจัดที่มากที่สุดของดินคนละทิศทางกับอัตราเร่งสูงสุดจากทิศทางของคลื่นแผ่นดินไหว
- อัตราความหน่วงของดินที่ 5% และ 1% ให้ผลลัพธ์การกระจัดของดิน ณ ตำแหน่งอุโมงค์มี ความแตกต่างน้อยมาก แต่ในเชิงของการขยายอัตราเร่งนั้น อัตราหน่วงของดินส่งผลให้เห็น ความแตกต่างอย่างมีนัยสำคัญโดยที่อัตราหน่วงที่น้อยกว่าจะส่งผลการตอบสนองให้เกิด ความรุนแรงมากกว่า

## 5.2 สรุปผลปฏิสัมพันธ์การตอบสนองระหว่างดินกับอุโมงค์เนื่องจากแผ่นดินไหว (Soil – Tunnel interaction)

ปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและอุโมงค์ต่อแผ่นดินไหวทั้ง 4 เหตุการณ์ได้แก่ Chi-Chi, Northridge, Loma Prieta และMSAA ที่ถูกปรับขนาดให้มีค่าอัตราเร่งสูงสุดเท่ากับ 0.03g ตามความน่าจะเป็นที่ จะเกิดแผ่นดินไหวในกรุงเทพมหานครฯ มีโอกาสเกิน 2% ในรอบ 50 ปีแสดงถึง

- ผลลัพธ์แรงภายในบนวงผนังอุโมงค์ ได้แก่ แรงตามแนวแกน, แรงเฉือน และ โมเมนต์การบิด ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆ มีความสอดคล้องกับผลลัพธ์อัตราเร่งจากการตอบสนอง ของดิน โดยทิศทางของคลื่นแต่ละเหตุการณ์ที่ให้อัตราเร่งสูงสุดจะเหนี่ยวนำให้แรงภายใน อุโมงค์มีค่าสูงสุดที่ทิศทางการกระจัดคลื่นทิศนั้นเช่นเดียวกัน
- แรงภายในบนวงผนังอุโมงค์มีโอกาสเกิดได้สูงสุดจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งทิศทางแนวราบและ ทิศทางแนวตั้ง ขึ้นกับลักษณะรูปร่างของแผ่นดินไหว เพราะฉะนั้นจึงควรพิจารณาความ รุนแรงของแรงภายในที่เกิดขึ้นจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งทิศทางแนวราบและแนวตั้ง
- หากคลื่นแผ่นดินไหวมีขนาดความรุนแรงมากดังกรณีเหตุการณ์แผ่นดินไหว Chi-Chi ทิศทาง การกระจัดแนวตั้ง วิธีการตรวจสอบด้วยสมการรูปแบบปิดมีข้อจำกัดค่อนข้างมากส่งผลให้ ผลลัพธ์มีค่าไม่เที่ยงตรงและมีความคาดเคลื่อนสูงเมื่อเทียบกับวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ซึ่งเหมาะสม กับการพิจารณาโครงสร้างภายใต้แรงกระทำพลศาสตร์มากกว่า
- ที่ตำแหน่งหน้าตัดอุโมงค์ แรงตามแนวแกนและโมเมนต์บิดเกิดสูงสุดที่ตำแหน่ง Spring line ซึ่งบ่งชี้ว่าความเค้นสูงสุดของอุโมงค์เมื่อรับแรงแผ่นดินไหวเกิดขึ้นที่ตำแหน่ง Spring line เช่นกัน

- จากการเปรียบเทียบกำลังที่ยอมรับได้ทั้งความเค้นของวัสดุของวงผนังอุโมงค์และกำลังที่ได้จากการทดสอบFlexural test สรุปได้ว่าไม่เกินกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ยอมรับได้และไม่เกิดกำลังโมเมนต์การบิดจากการทดสอบที่จุดfailure อีกทั้งอัตราหาแนวความของดินที่ลดลงส่งผลให้ safety factor ของกำลังรับแรงของวงผนังอุโมงค์มีค่าลดลงตาม อย่างไรก็ตามข้อสรุปนี้ระบุเฉพาะเจาะจงสำหรับเพียงแผ่นดินไหว 4 เหตุการณ์ ซึ่งไม่สามารถสรุปโดยรวมให้เป็นกรณีทั่วไป
- ผลลัพธ์การกระจัดสูงสุดของlining ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆ มีความสอดคล้องกับผลลัพธ์การกระจัดของดินที่ตำแหน่งความลึกอุโมงค์จากการตอบสนองของดิน โดยที่แต่ละทิศทางของคลื่นแต่ละเหตุการณ์ให้ผลการกระจัดสูงสุดมีค่าใกล้เคียงกัน แสดงให้เห็นว่าเมื่อเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหว ภายใต้การสั่นสะเทือนขนาดรุนแรง ดินและอุโมงค์จะเคลื่อนที่ไปพร้อมๆกัน

### 5.3 ประโยชน์และการนำไปใช้

ผลการศึกษาสามารถประเมินผลกระทบของอุโมงค์ส่งน้ำของการประปาใต้ดินที่อาจจะได้รับการสั่นสะเทือนของดินขนาดรุนแรงได้ในอนาคตจากการศึกษาปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้างอุโมงค์ภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหวทิศทางขวางกับอุโมงค์ที่อาจเกิดขึ้นในพื้นที่กรุงเทพฯ ด้วยวิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลข จะได้หาแนวทางป้องกันหรือปรับปรุงคุณภาพของโครงสร้างเพื่อลดความเสียหายก่อนที่จะเกิดแผ่นดินไหวในกรุงเทพฯได้ในอนาคต นอกจากนี้แบบจำลองโครงสร้างอุโมงค์วงกลมรับแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ 2 มิตินี้สามารถนำกระบวนการศึกษานี้ไปใช้กับอุโมงค์กรณีศึกษาอื่นๆในกรุงเทพฯได้อีกด้วย หากทราบข้อมูลของอุโมงค์ใต้ดิน คุณสมบัติของดิน และเหตุการณ์แผ่นดินไหว ณ พื้นที่ศึกษานั้น

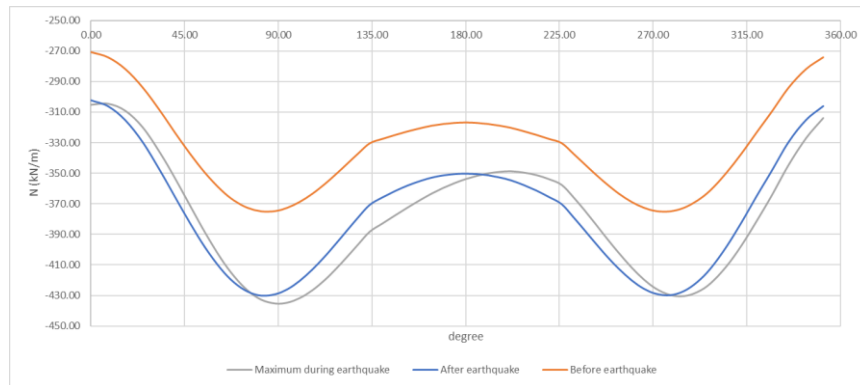
### 5.4 ข้อเสนอแนะและแนวทางการศึกษาต่อในอนาคต

ข้อแนะนำและแนวทางการศึกษาต่อในอนาคตคืออาจเพิ่มการตรวจสอบความเสียหายในทิศทางตามแนวยาวของโครงสร้างอุโมงค์ส่งน้ำของการประปาในการวิจัยในอนาคตโดยใช้แบบจำลอง 3 มิติ เพื่อศึกษาผลกระทบการเสีรูปในลักษณะตามแนวยาวของอุโมงค์ อีกทั้งแบบจำลองอาจปรับปรุงให้มีความซับซ้อนขึ้นโดยการจำลองรอยต่อและข้อต่อระหว่างวงผนังอุโมงค์ และสร้างความไม่ต่อเนื่องกันของพื้นที่ด้วยการกำหนดคุณสมบัติของดินโดยป้อนข้อมูลบันทึกของดินที่มีอยู่ตลอดตามแนวความยาวของอุโมงค์ การศึกษาในอนาคตควรตรวจสอบการทรุดตัวที่ผิวดินที่เกิดจากแผ่นดินไหวเนื่องจากการมีอุโมงค์อยู่ใต้ดินด้วยเพื่อคำนึงถึงความเสียหายของโครงสร้างบนผิวดิน อย่างไรก็ตามการรับรองความถูกต้องเพิ่มเติมโดยการทดสอบภาคสนาม ณ สถานที่ศึกษาจะเป็นประโยชน์อย่างยิ่งเพื่อตรวจสอบความสัมพันธ์กับผลการประเมินโดยตรง และควรมีการทดสอบภาคสนามเพิ่มเติมเพื่อ

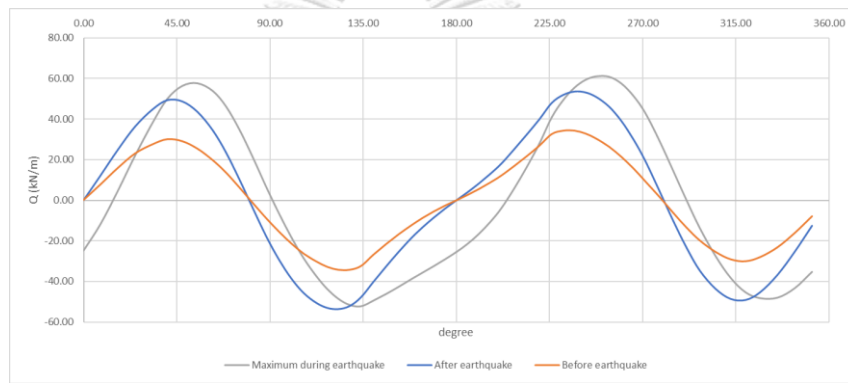
ยืนยันสมมติฐานว่าคุณสมบัติของดินที่ใช้สำหรับแบบจำลองดินที่ซับซ้อนใน Plaxis นั้นไม่แตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญกับโปรไฟล์ชั้นดินในกรุงเทพฯ นอกจากนี้ควรมีการทดสอบคุณสมบัติของวัสดุและพฤติกรรมของวงผนังอุโมงค์ภายใต้การรับแรงกระทำแบบCyclic และพิจารณาถึงการเสีรูปของอุโมงค์แบบพฤติกรรมพลาสติก อีกทั้งควรพิจารณาเหล็กเส้นที่ช่วยรับแรงในผนังอุโมงค์เพื่อเพิ่มความซับซ้อนของคุณสมบัติของวงผนังอุโมงค์ใน Plaxisเพื่อความถูกต้องของการประเมินแบบจำลองที่ดีขึ้น



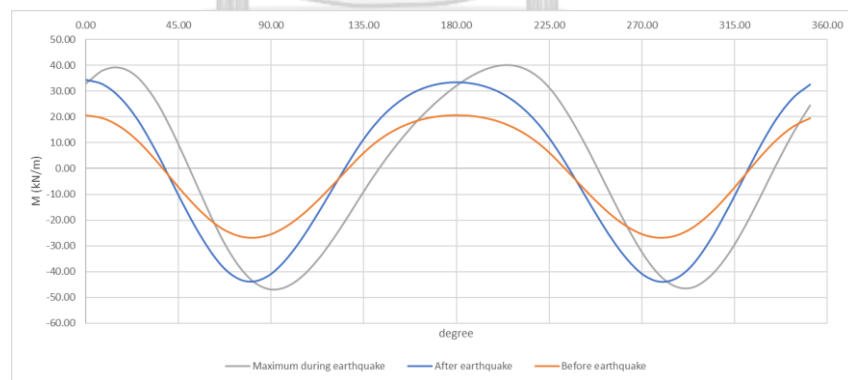
ภาคผนวก ก



(ก)



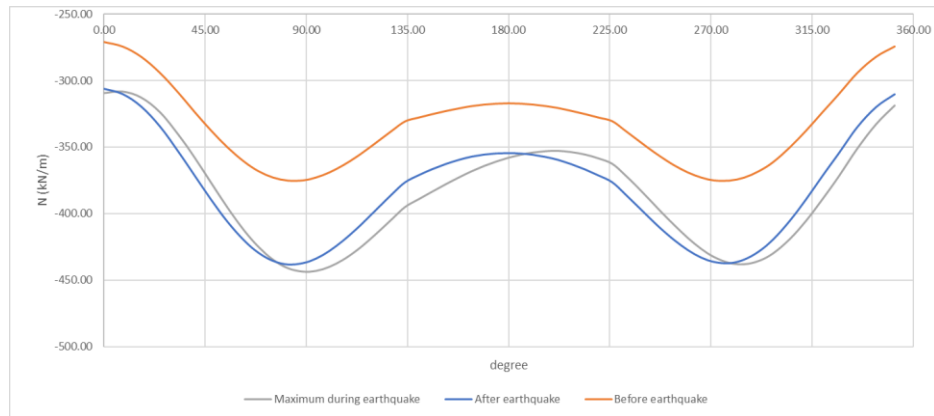
(ข)



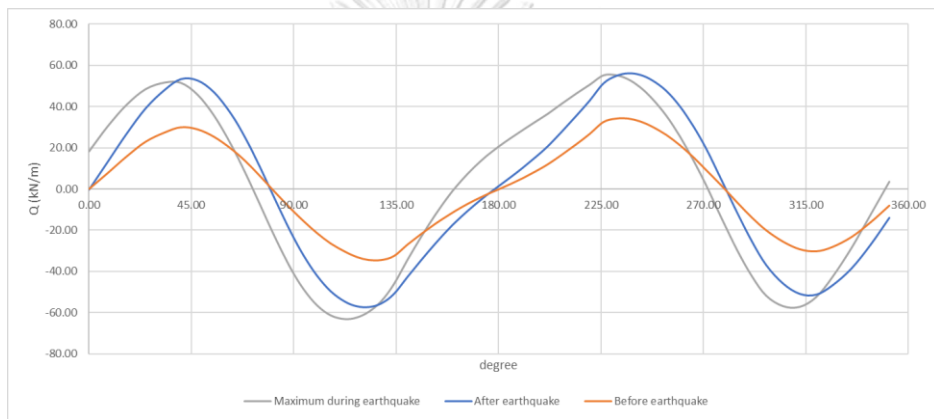
(ค)

รูปที่ ก.1 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นChi-Chi ทิศ ตะวันออก - ตะวันตกที่อัตราความหน่วงของดิน 5% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์ บิด

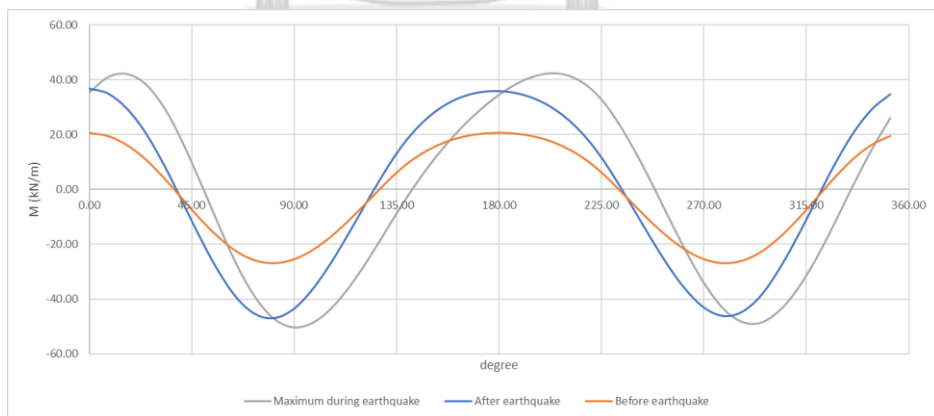




(ก)

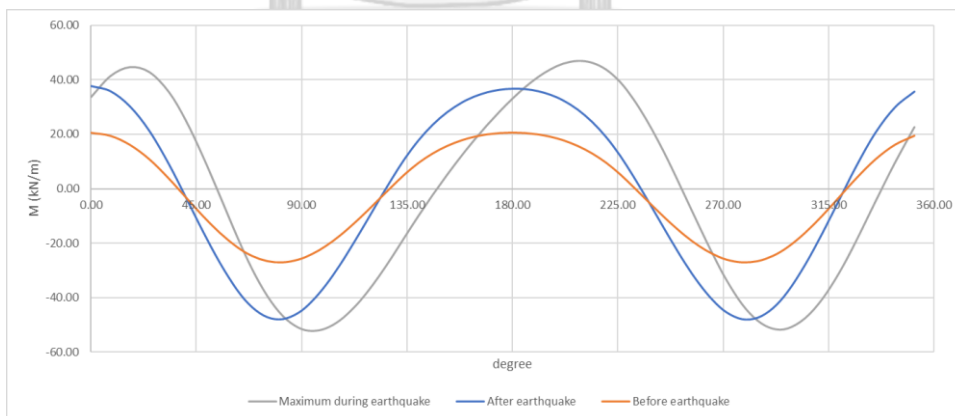
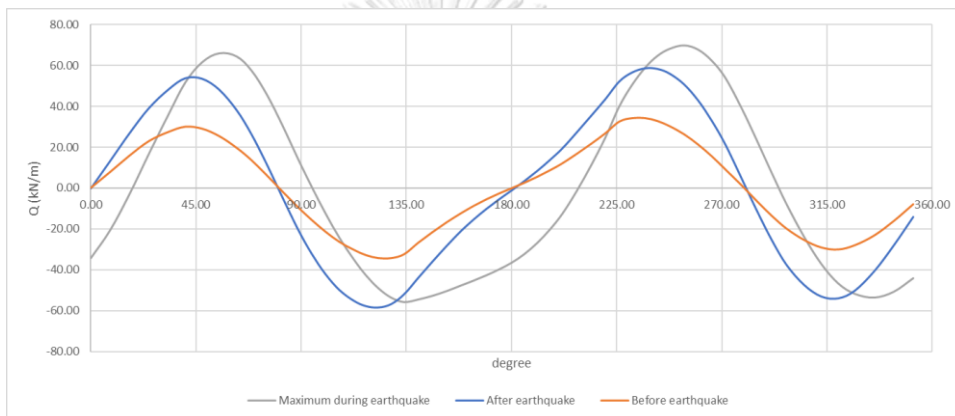
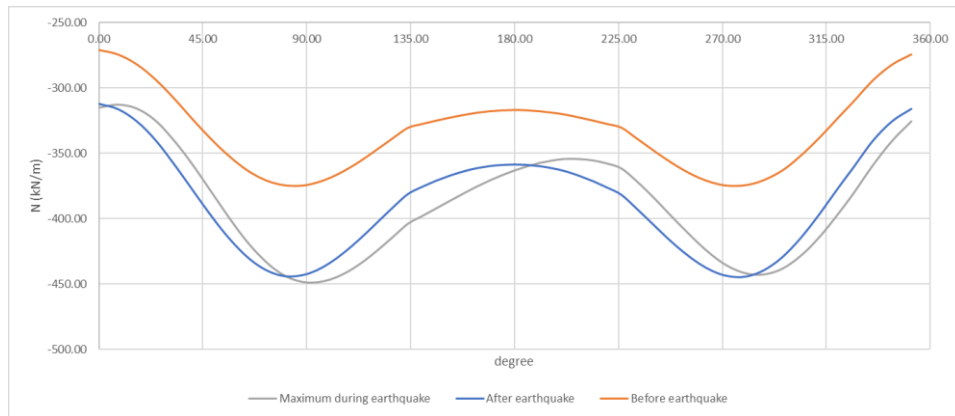


(ข)

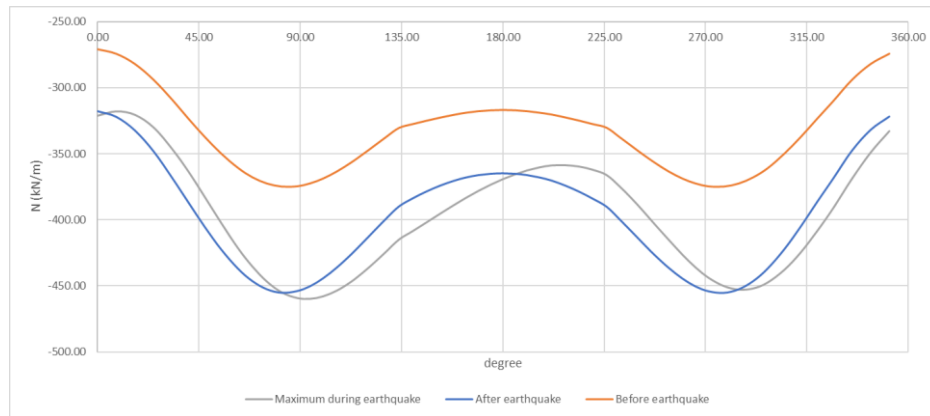


(ค)

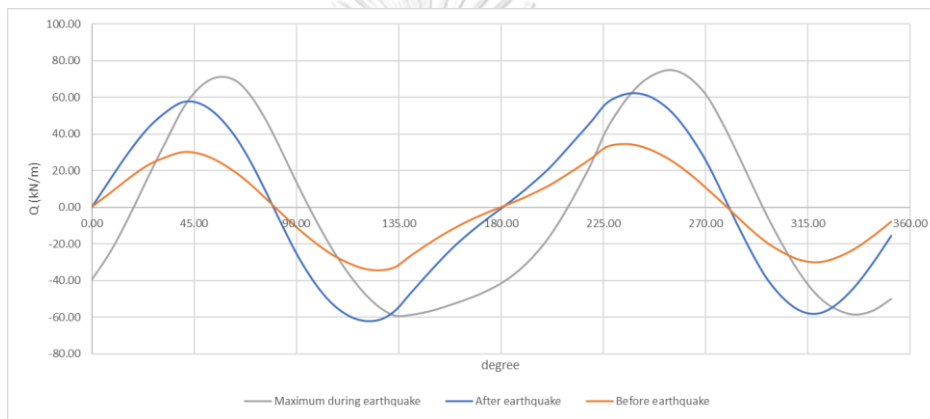
รูปที่ ก.2 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่น Chi-Chi ทิศ ตะวันออก - ตะวันตกที่อัตราความหน่วงของดิน 1% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์ บิด



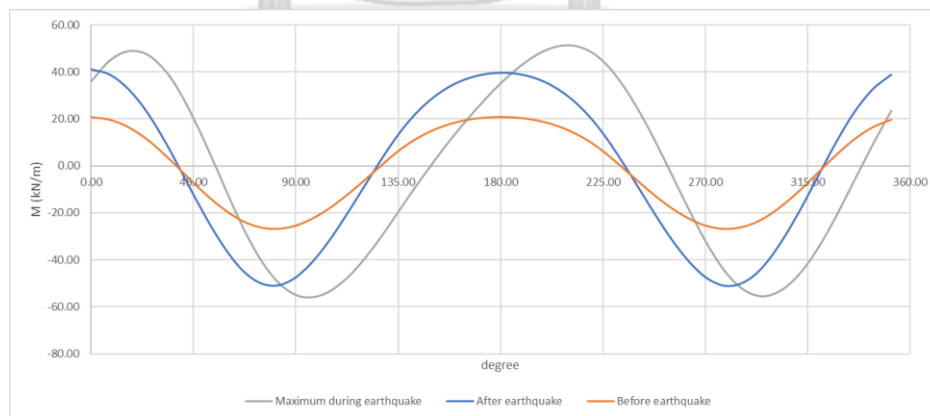
รูปที่ ก.3 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่น Chi-Chi ทิศเหนือ - ได้ที่อัตราความหวังของดิน 5% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด



(ก)

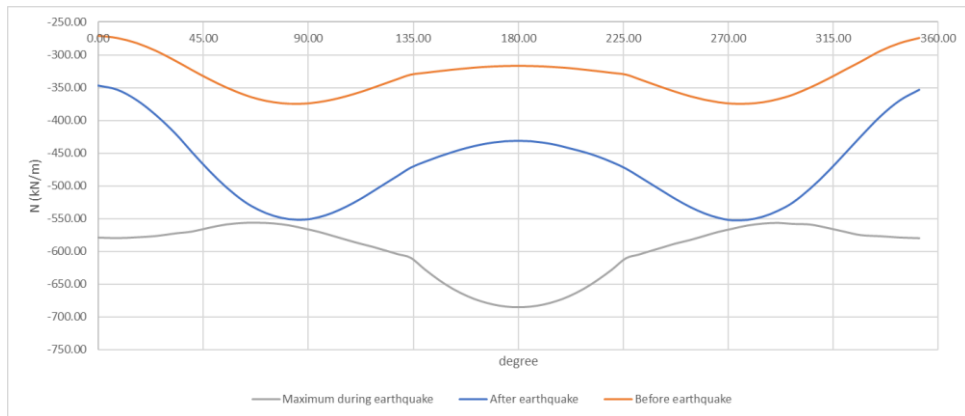


(ข)

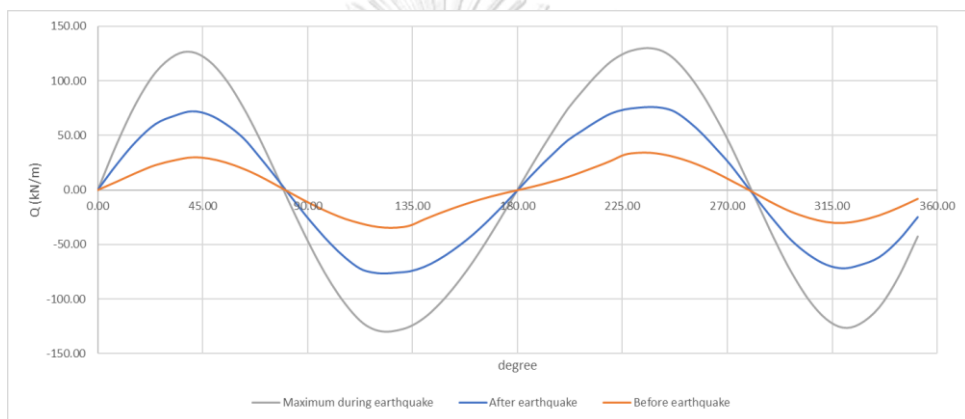


(ค)

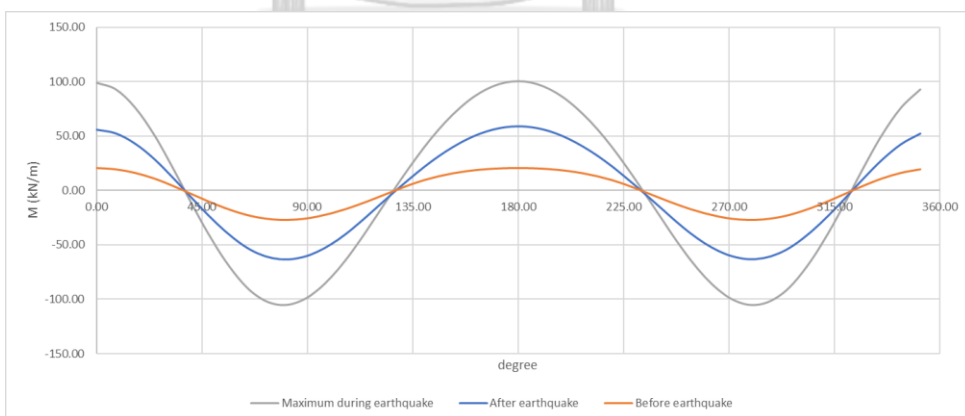
รูปที่ ก.4 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นChi-Chi ทิศเหนือ - ใต้ที่อัตราความหน่วงของดิน 1% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด



(ก)

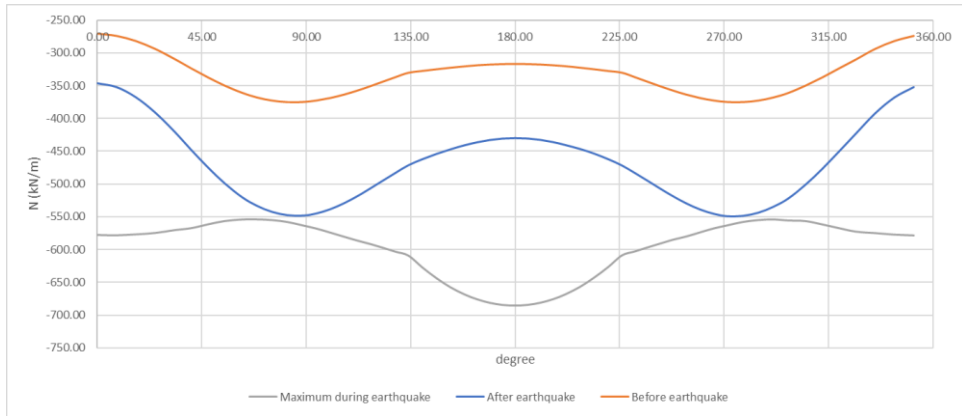


(ข)

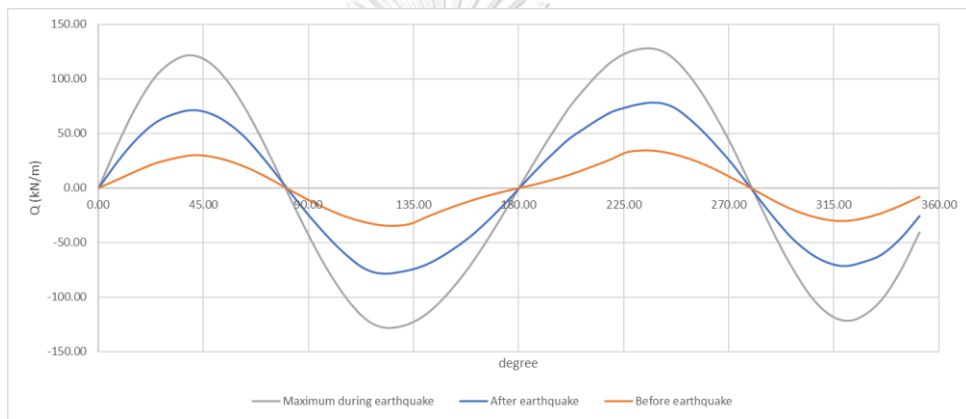


(ค)

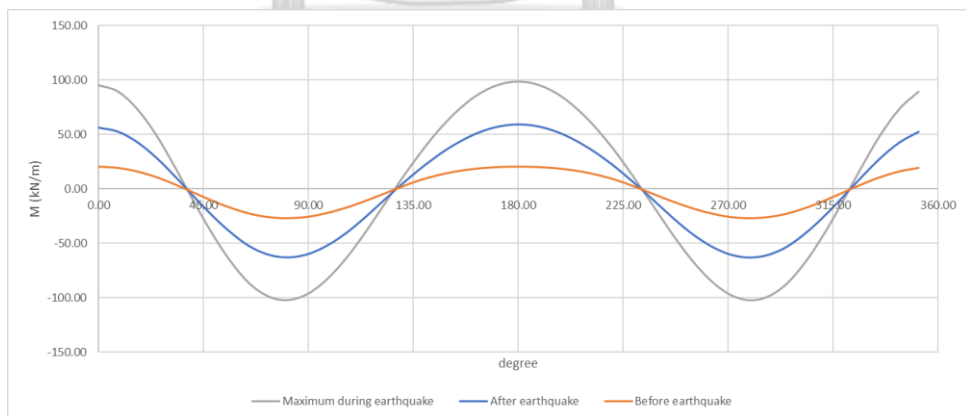
รูปที่ ก.5 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่น Chi-Chi ทิศ  
แนวตั้งที่อัตราความหวังของดิน 5% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด



(ก)

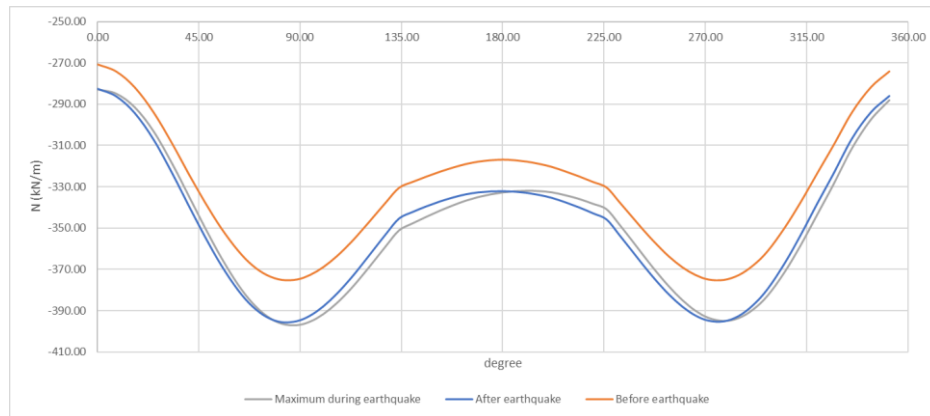


(ข)

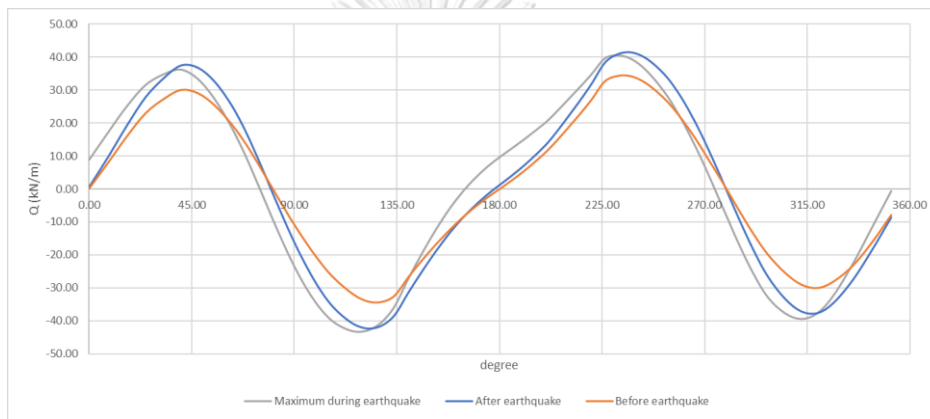


(ค)

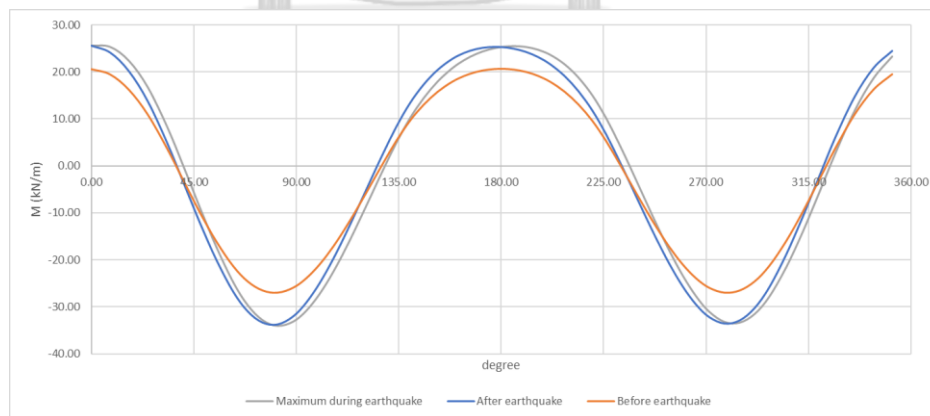
รูปที่ ก.6 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่น Chi-Chi ทิศ  
แนวตั้งที่อัตราความหวังของดิน 1% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด



(ก)

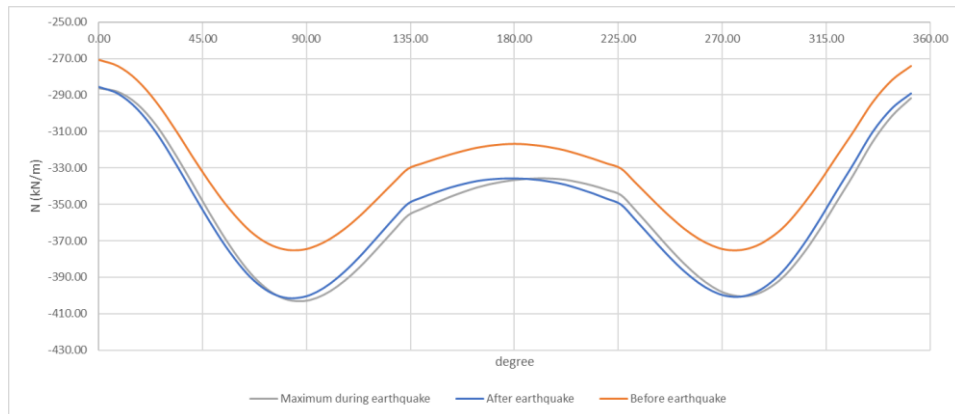


(ข)

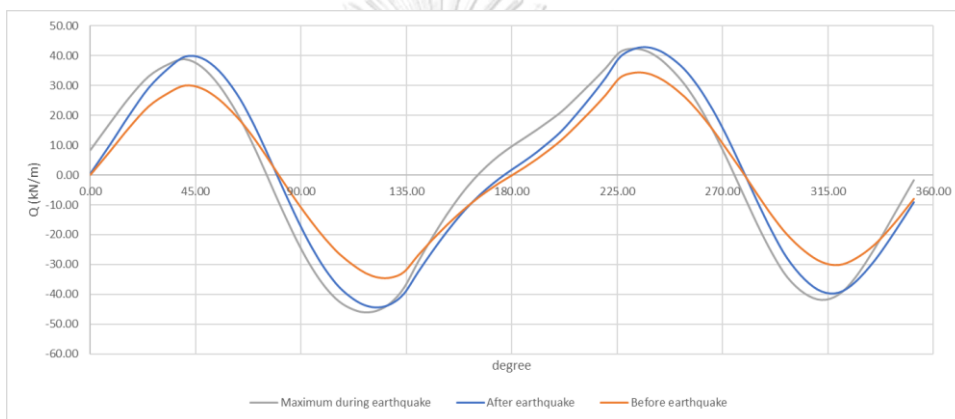


(ค)

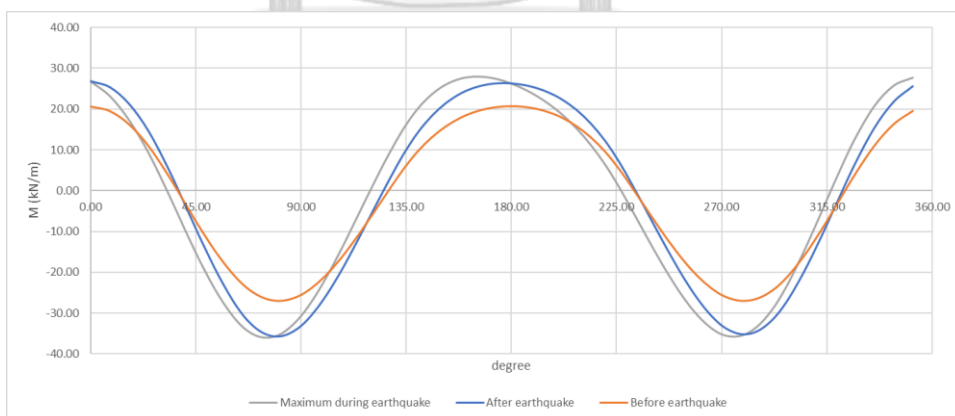
รูปที่ ก.7 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นLoma Prieta ทิศตะวันออก - ตะวันตกที่อัตราความหน่วงของดิน 5% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด



(ก)

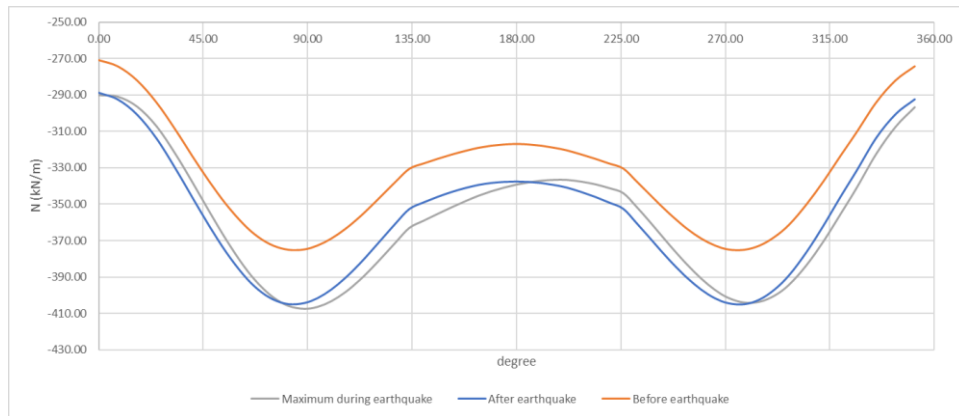


(ข)

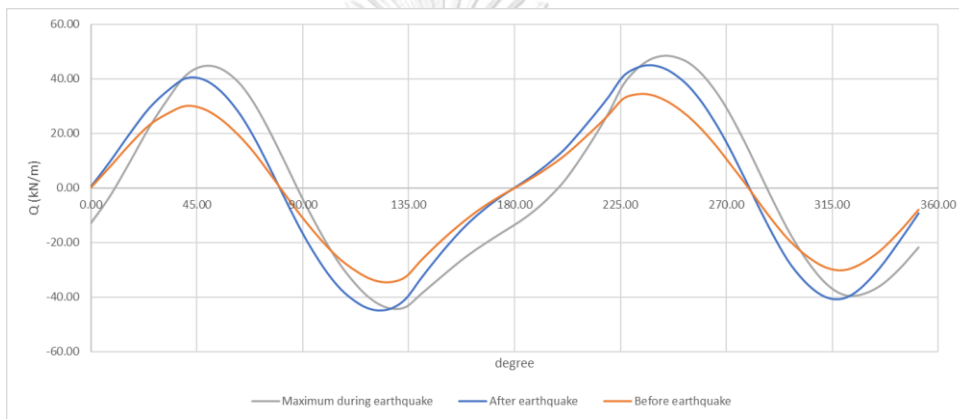


(ค)

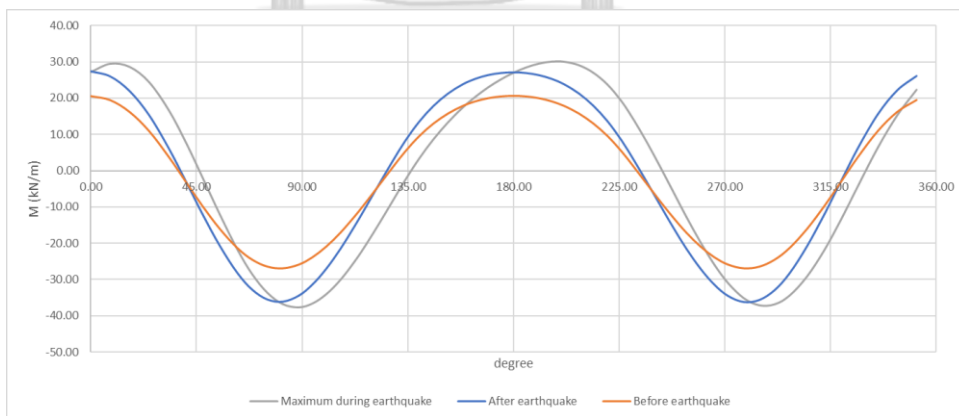
รูปที่ ก.8 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่น Loma Prieta ทิศตะวันออก - ตะวันตกที่อัตราความหน่วงของดิน 1% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด



(ก)



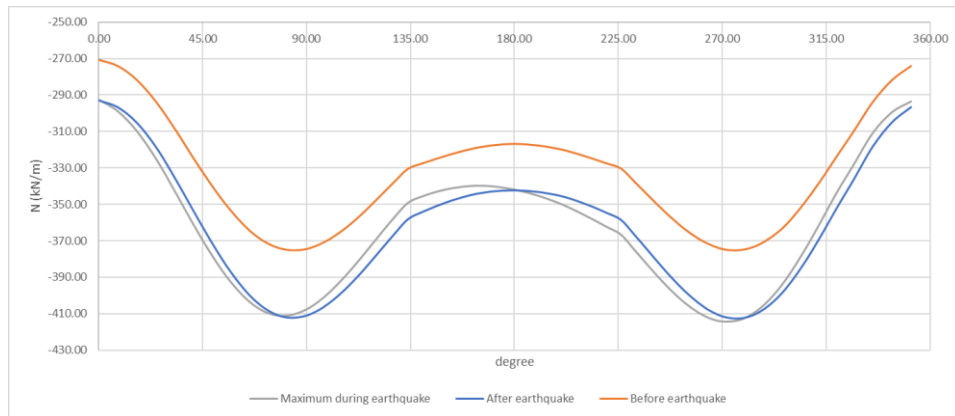
(ข)



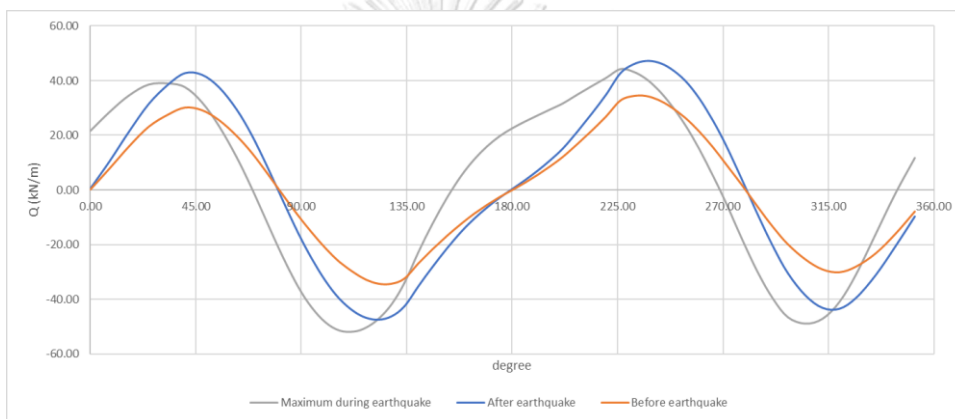
(ค)

รูปที่ ก.9 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นLoma Prieta ทิศเหนือ-ใต้ที่อัตราความหน่วงของดิน 5% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด

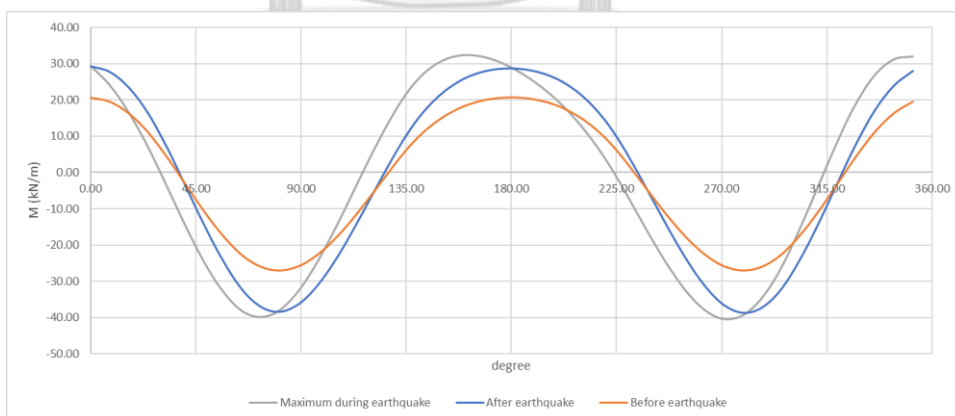




(ก)

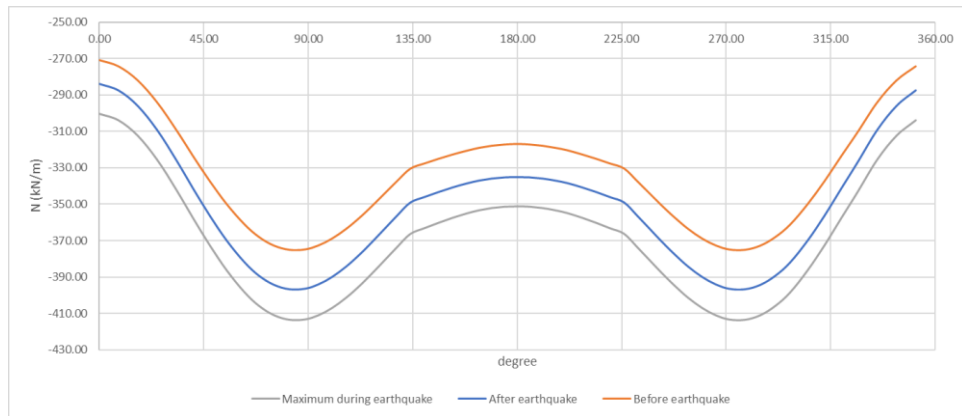


(ข)

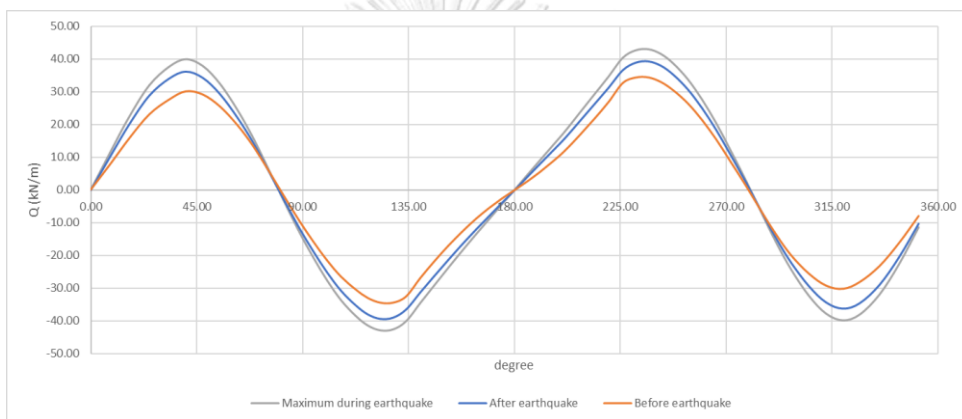


(ค)

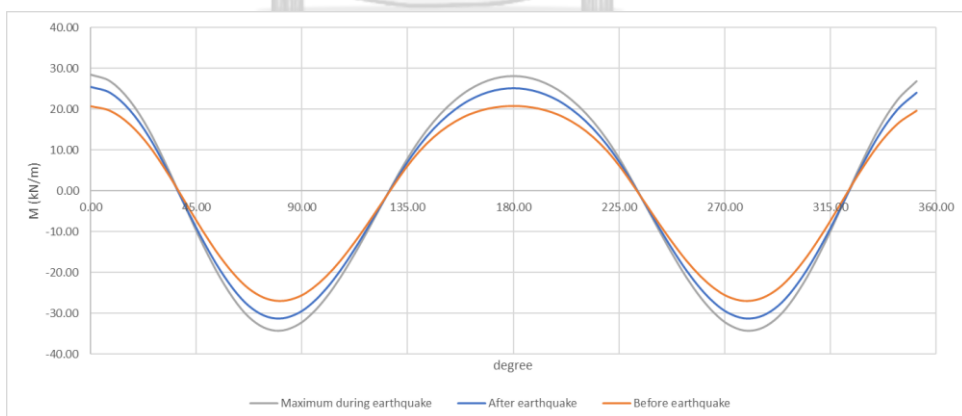
รูปที่ ก.10 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นLoma Prieta ทิศเหนือ-ใต้ที่อัตราความหน่วงของดิน 1% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด



(ก)

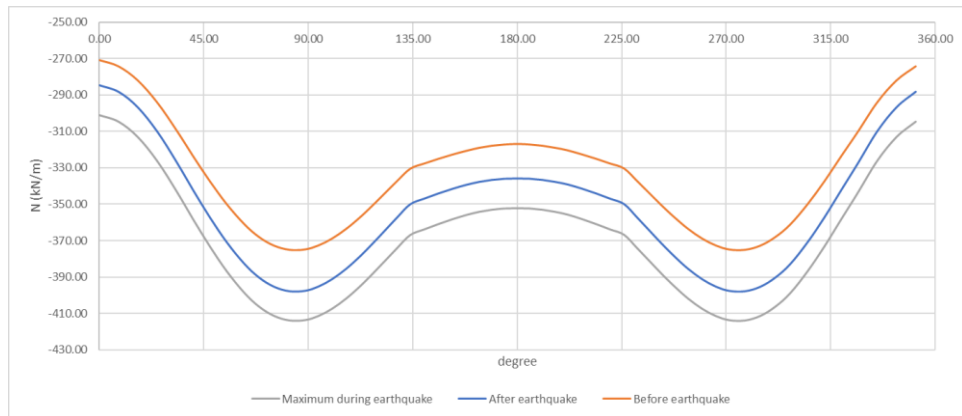


(ข)

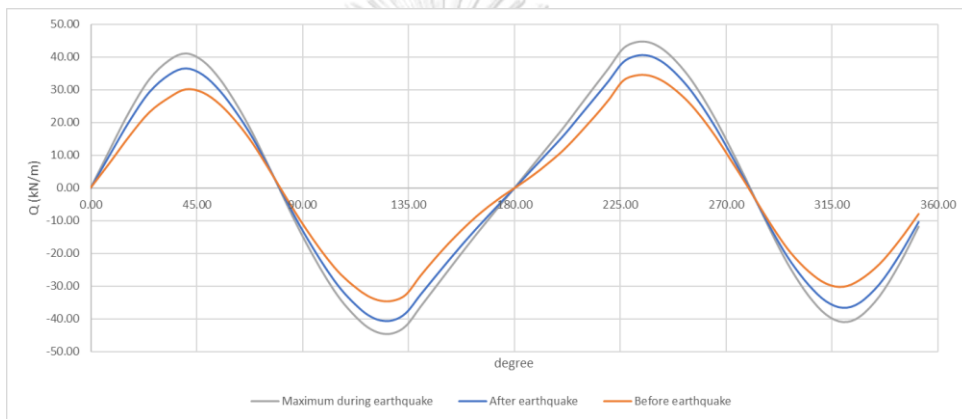


(ค)

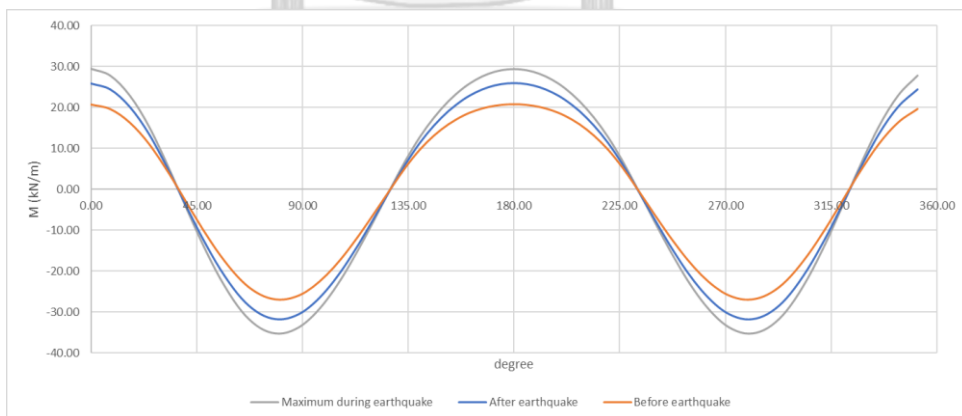
รูปที่ ก.11 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นLoma Prieta ทิศแนวตั้งที่อัตราความหน่วงของดิน 5% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด



(ก)

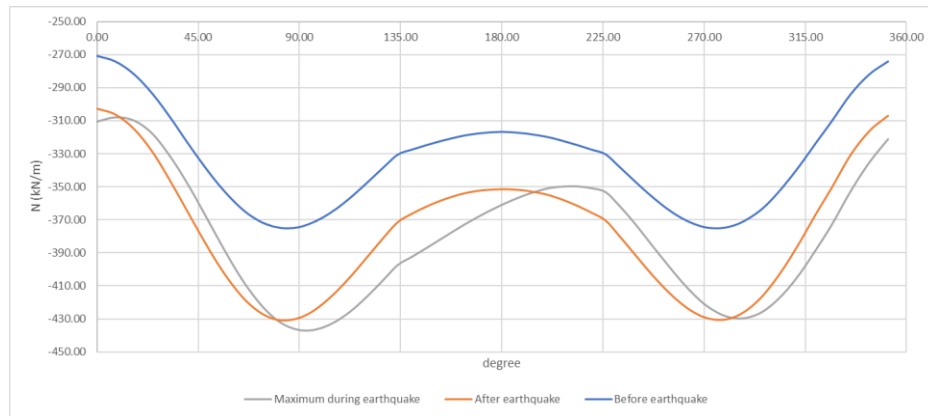


(ข)

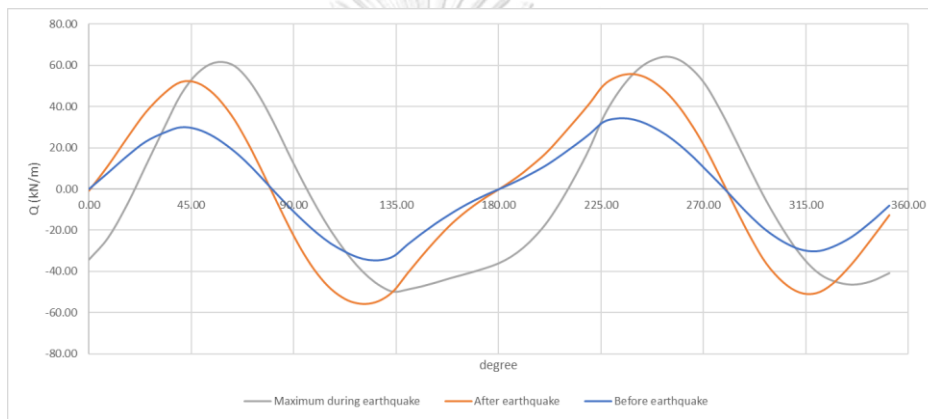


(ค)

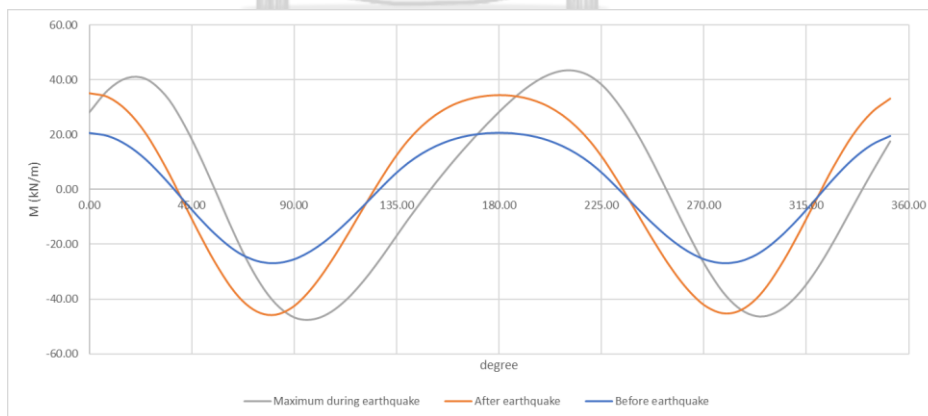
รูปที่ ก.12 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่น Loma Prieta ทิศแนวตั้งที่อัตราความหน่วงของดิน 1% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด



(ก)

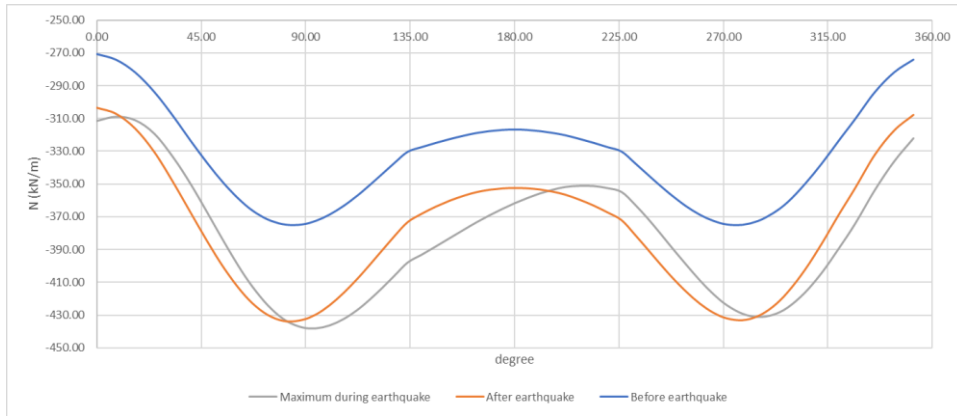


(ข)

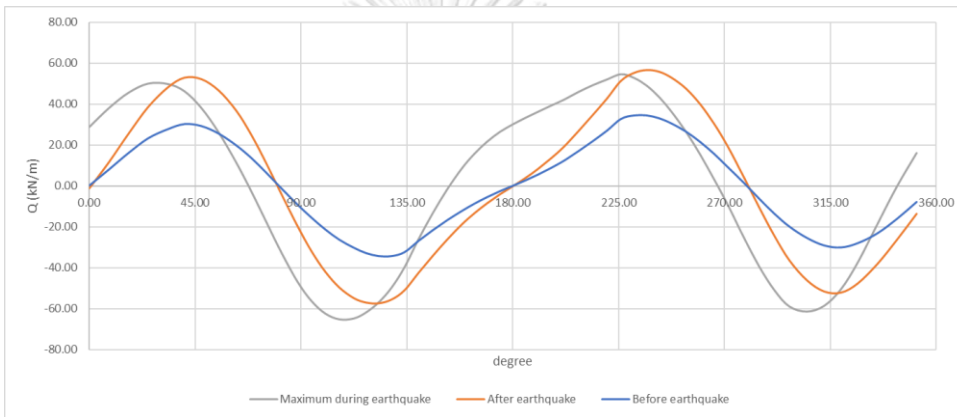


(ค)

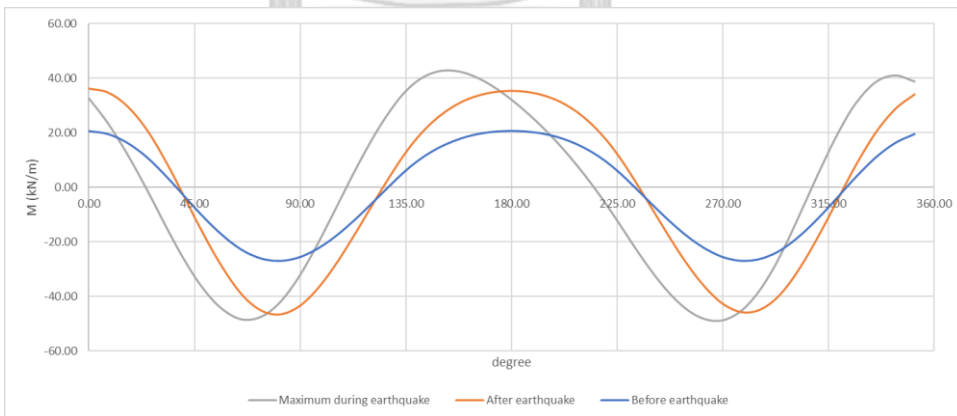
รูปที่ ก.13 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นNorthridge  
ทิศตะวันออก-ตะวันตกที่อัตราความหน่วงของดิน 5% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค)  
โมเมนต์บิด



(ก)

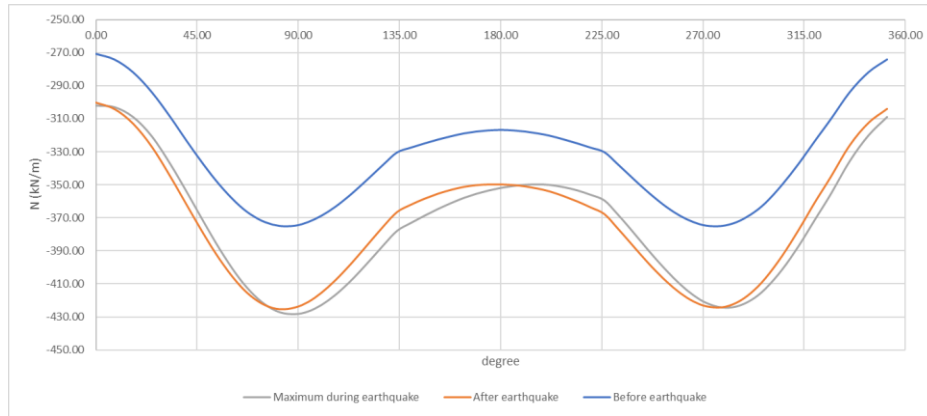


(ข)

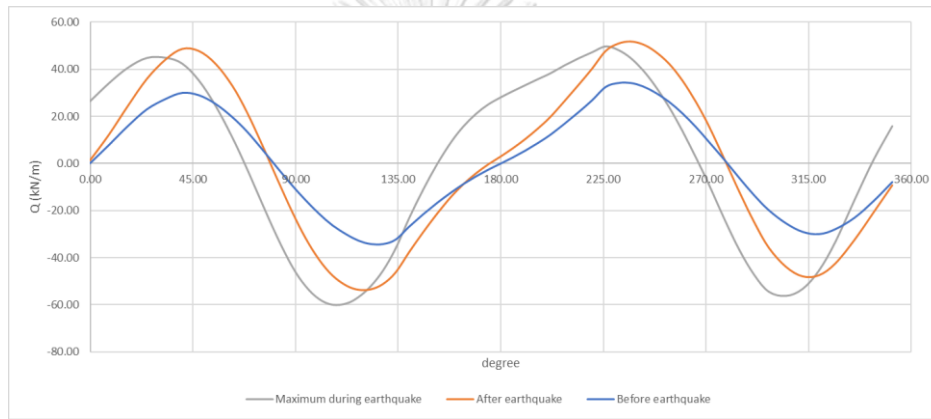


(ค)

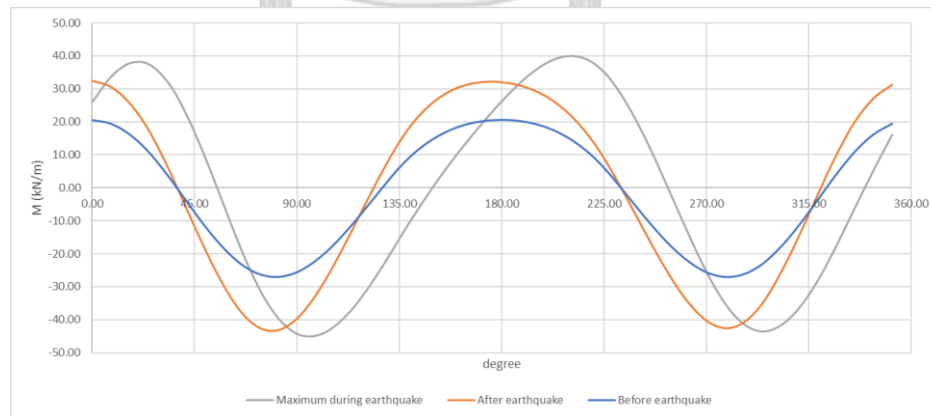
รูปที่ ก.14 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นNorthridge  
ทิศตะวันออก-ตะวันตกที่อัตราความหน่วงของดิน 1% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค)  
โมเมนต์บิด



(ก)

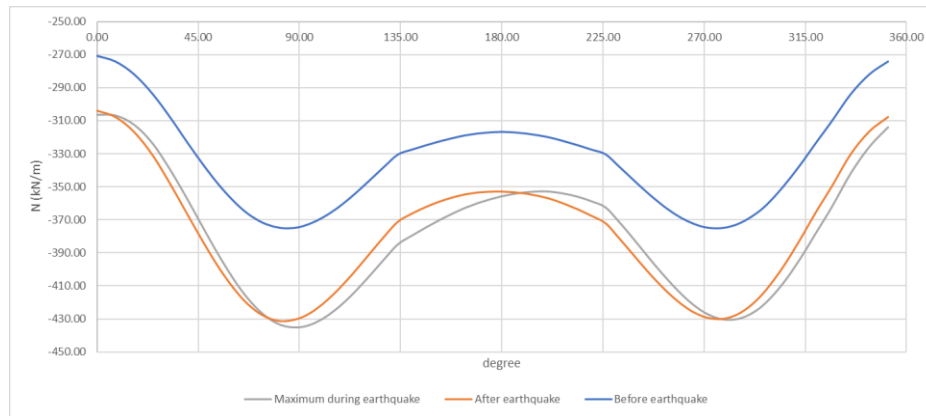


(ข)

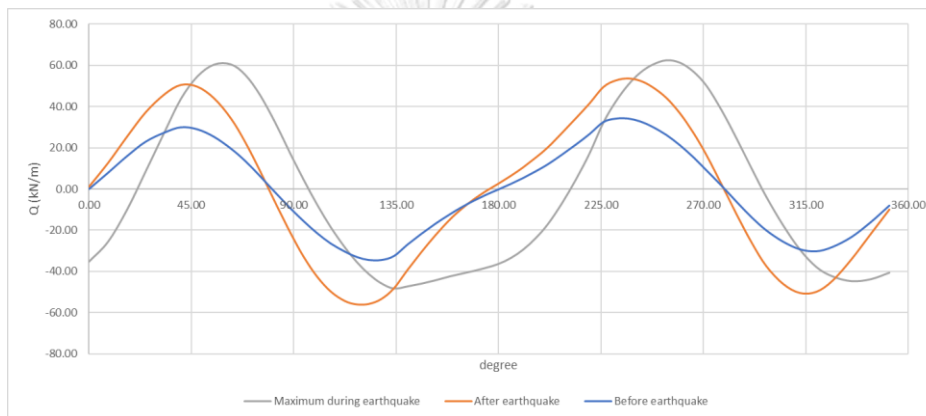


(ค)

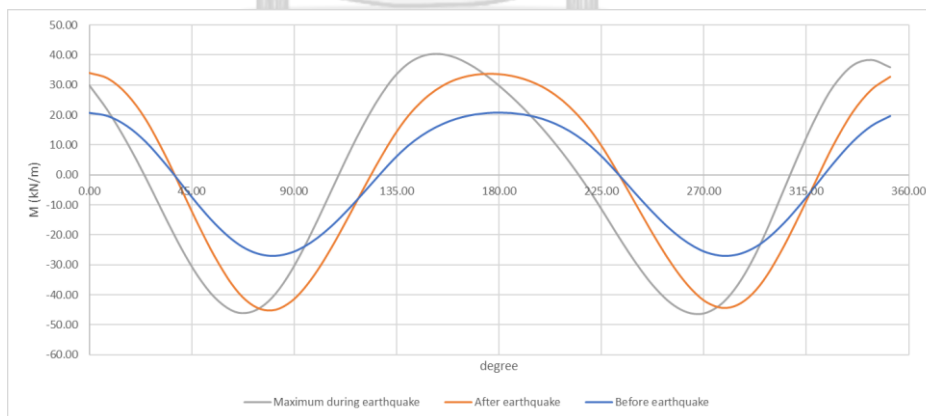
รูปที่ ก.15 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นNorthridge ทิศเหนือ-ใต้ที่อัตราความหน่วงของดิน 5% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด



(ก)

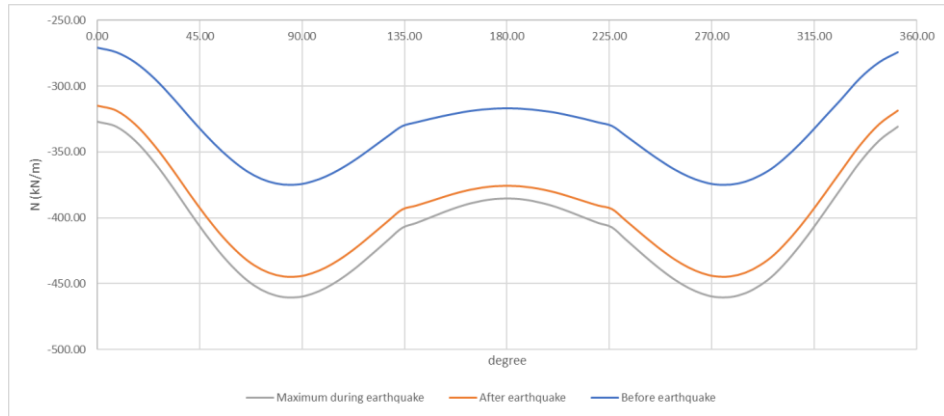


(ข)

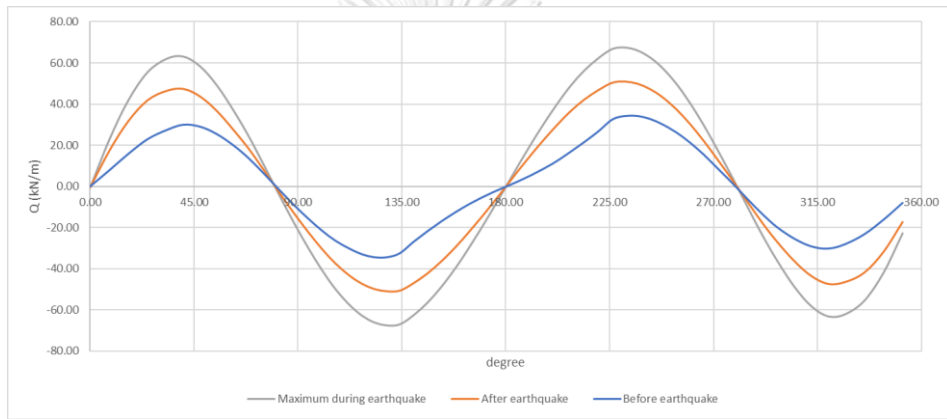


(ค)

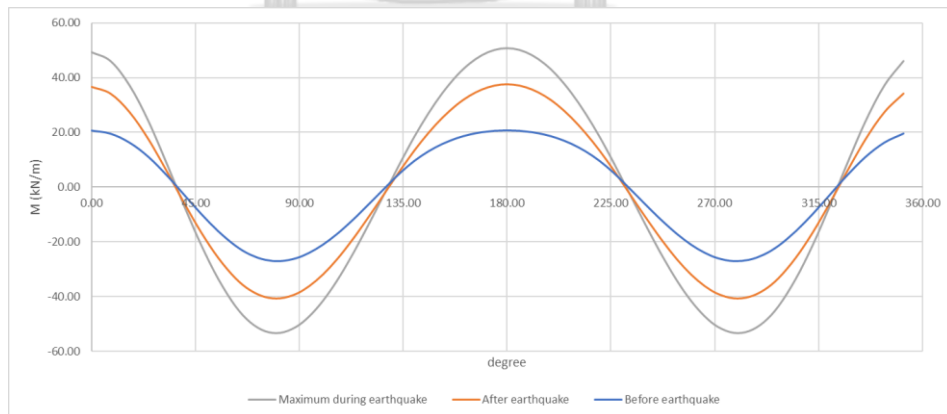
รูปที่ ก.16 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นNorthridge ทิศเหนือ-ใต้ที่อัตราความหน่วงของดิน 1% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด



(ก)



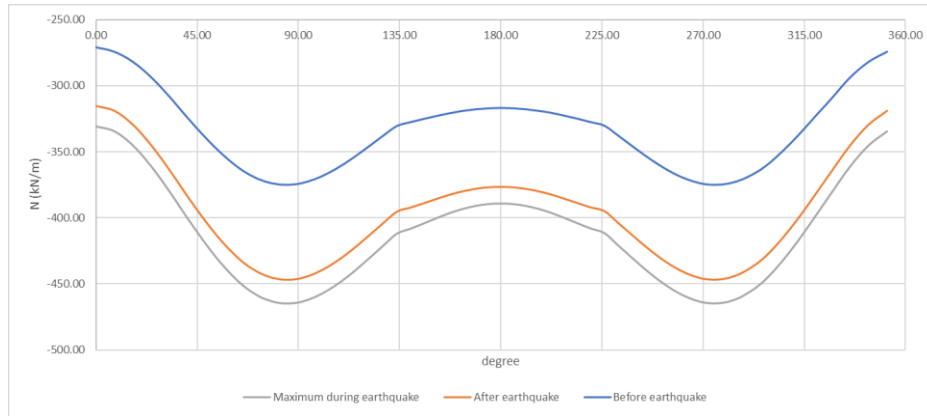
(ข)



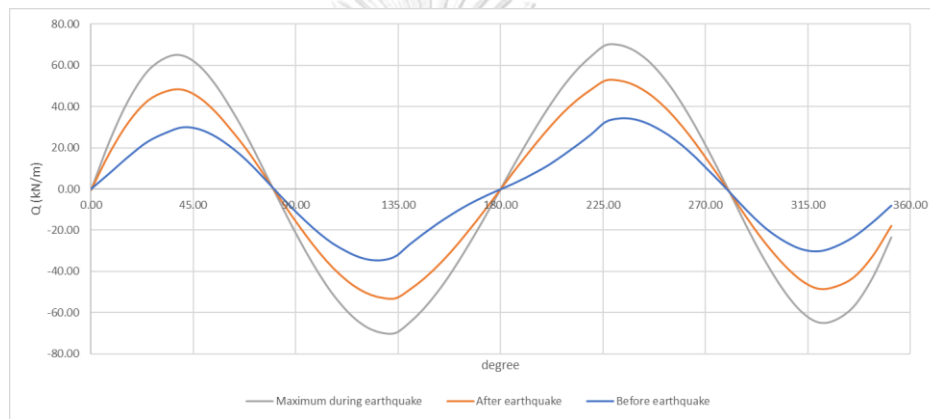
(ค)

รูปที่ ก.17 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นNorthridge  
ทิศแนวตั้งที่อัตราความหน่วงของดิน 5% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด

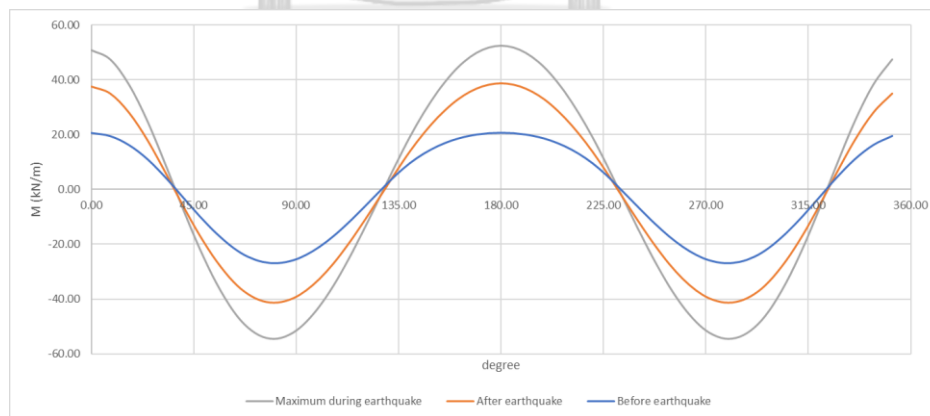




(ก)

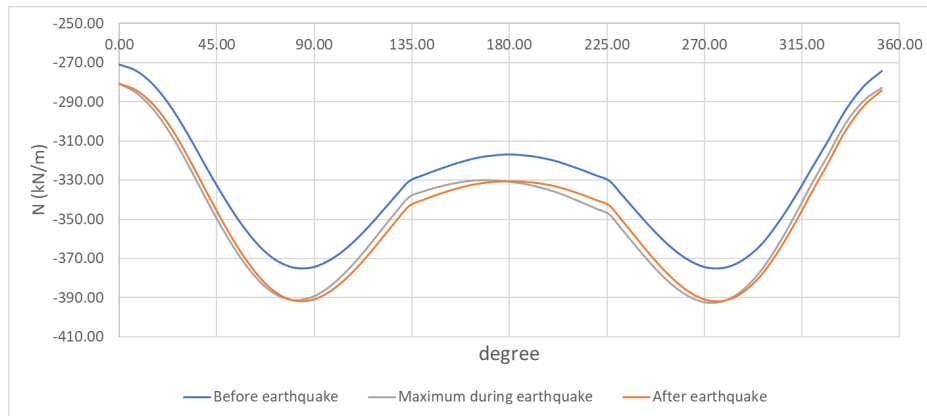


(ข)

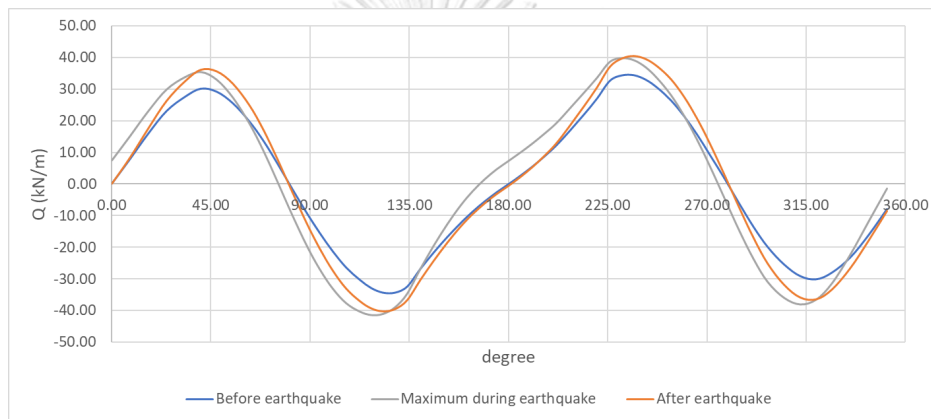


(ค)

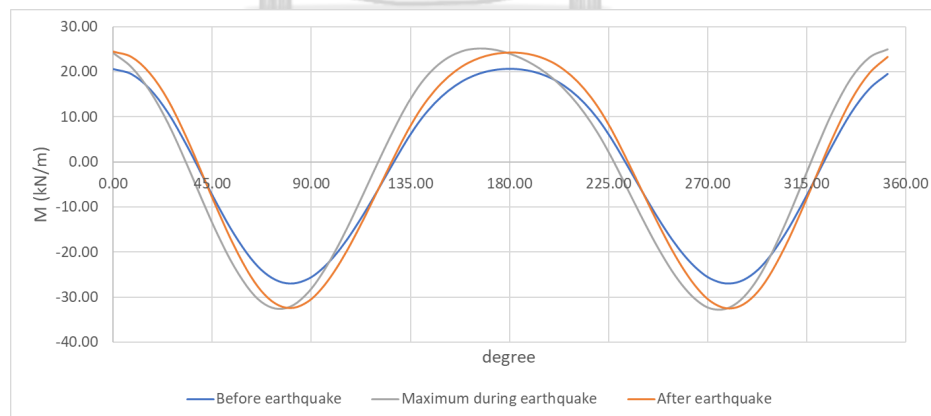
รูปที่ ก.18 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นNorthridge ทิศแนวตั้งที่อัตราความหน่วงของดิน 1% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด



(ก)



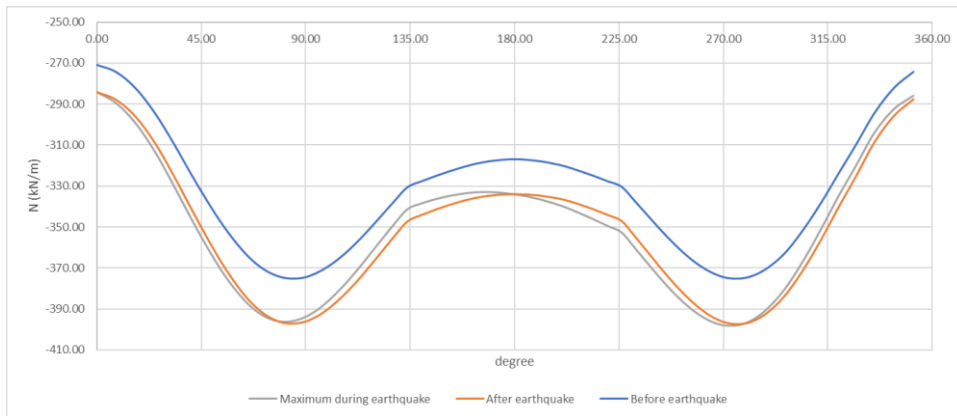
(ข)



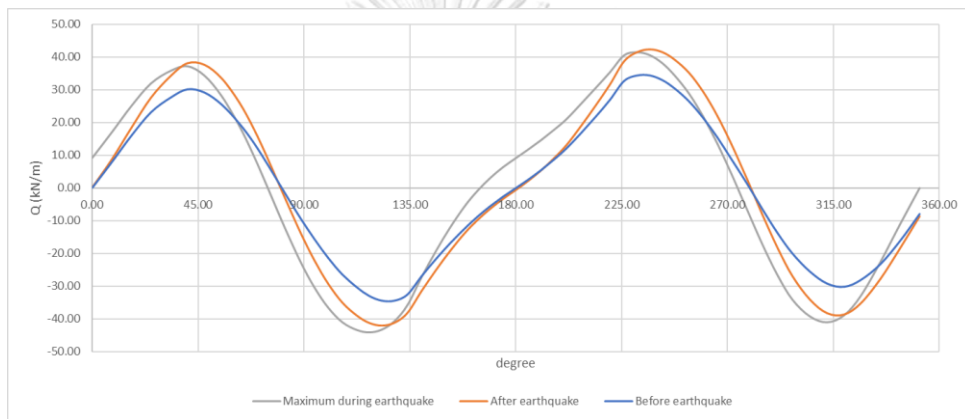
(ค)

รูปที่ ก.19 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นMSAA ทิศตะวันออก-ตะวันตกที่อัตราความหน่วงของดิน 5% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์

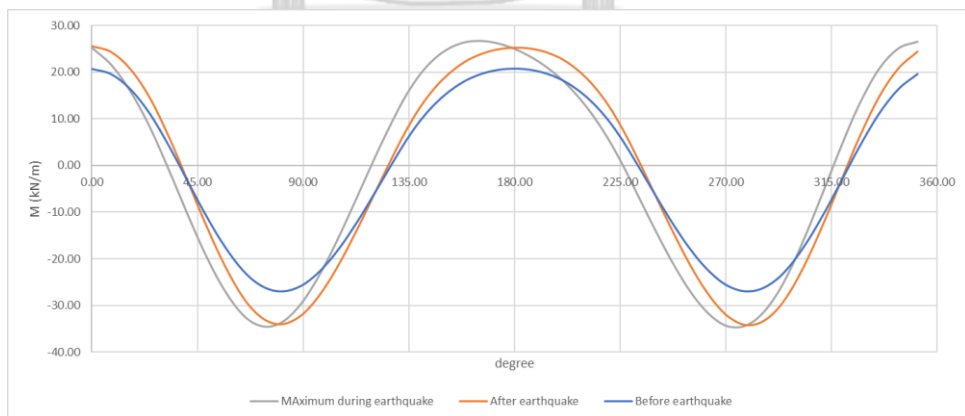
บิด



(ก)

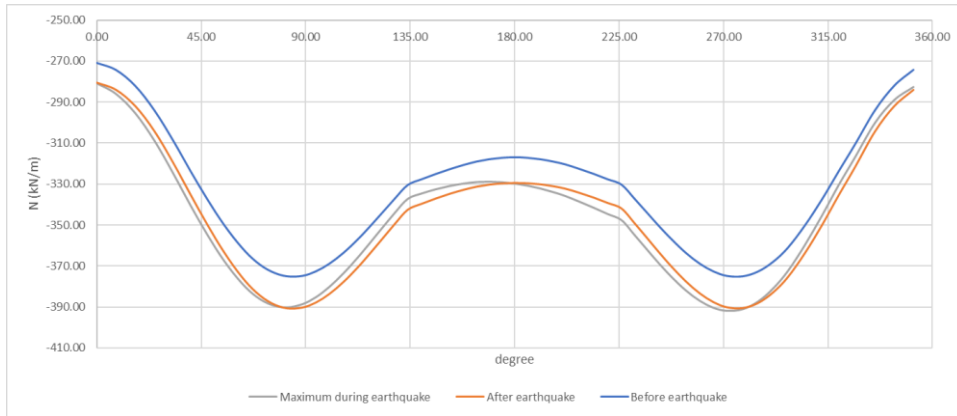


(ข)

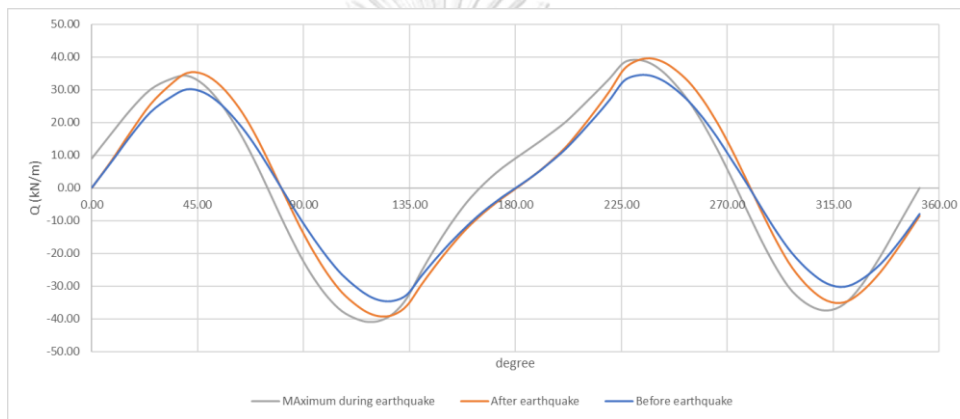


(ค)

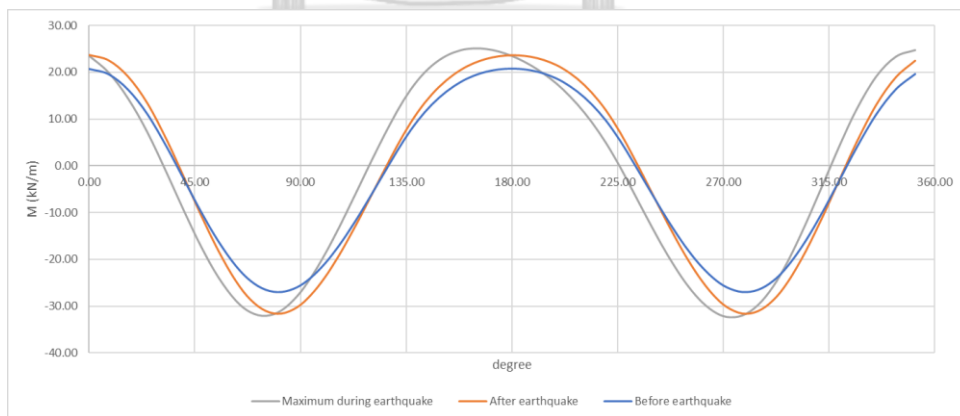
รูปที่ ก.20 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นMSAA ทิศตะวันออก-ตะวันตกที่อัตราความหน่วงของดิน 1% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด



(ก)

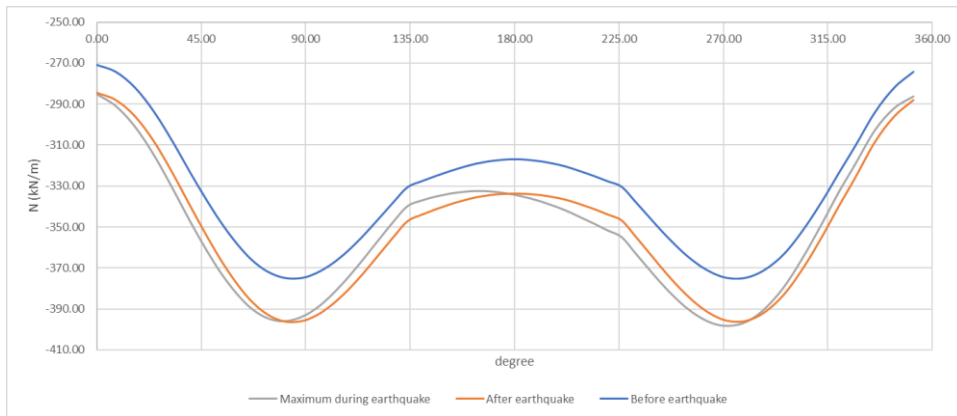


(ข)

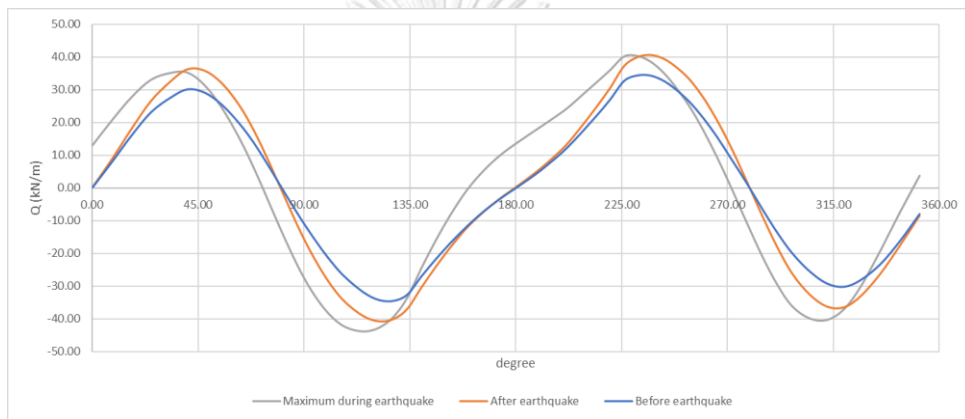


(ค)

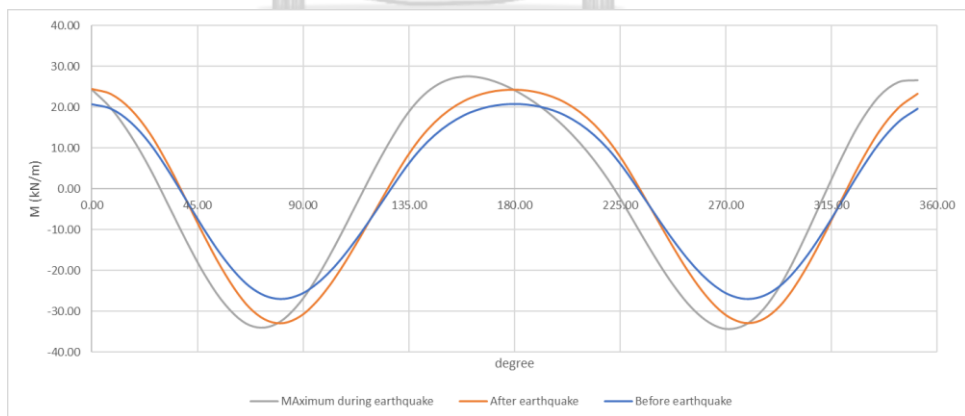
รูปที่ ก.21 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นMSAA ทิศเหนือ-ใต้ที่อัตราความหน่วงของดิน 5% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด



(ก)

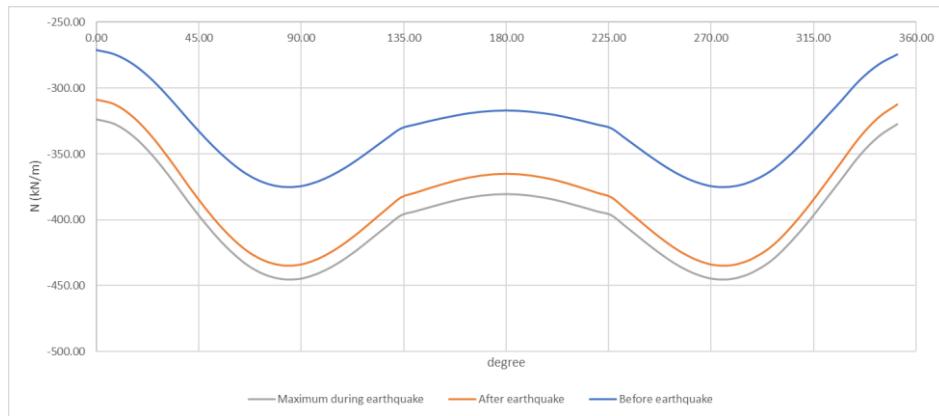


(ข)

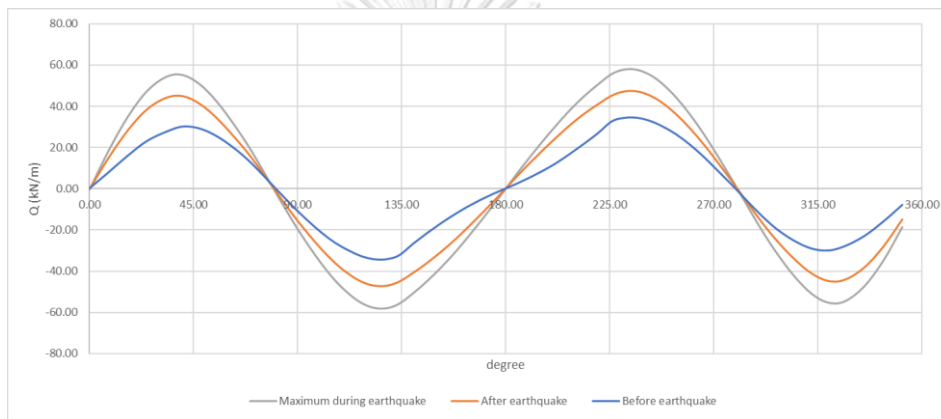


(ค)

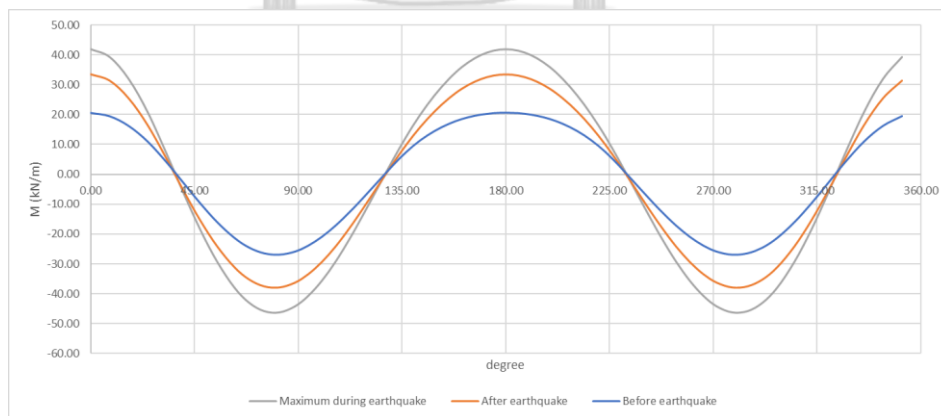
รูปที่ ก.22 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นMSAA ทิศเหนือ-ใต้ที่อัตราความหน่วงของดิน 1% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด



(ก)

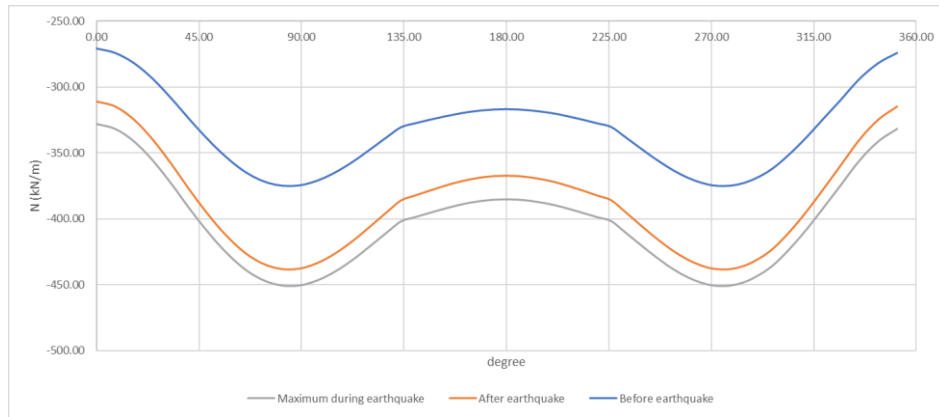


(ข)

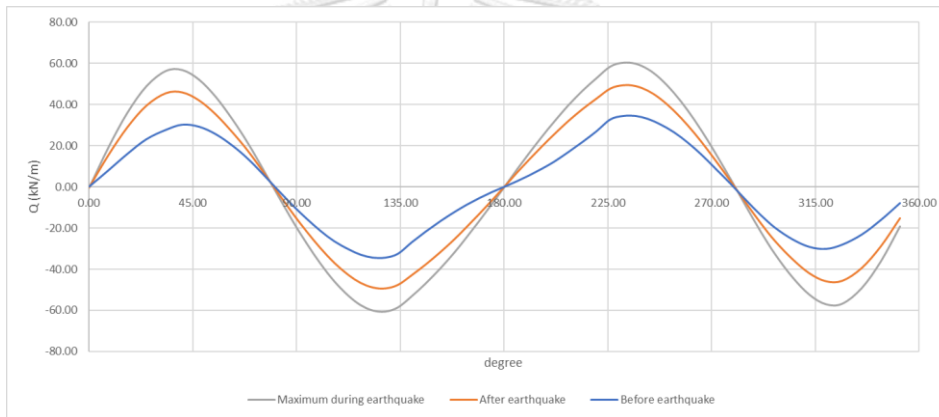


(ค)

รูปที่ ก.23 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นMSAA ทิศ  
แนวตั้งที่อัตราความหน่วงของดิน 5% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด

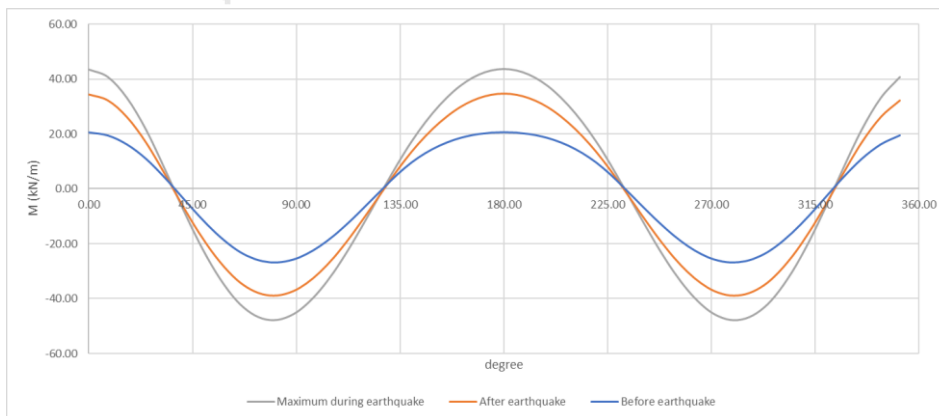


(ก)



(ข)

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



(ค)

รูปที่ ก.24 แรงภายในที่เกิดบนผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่งต่างๆภายใต้การสั่นสะเทือนของคลื่นMSAA ทิศ  
แนวตั้งที่อัตราความหน่วงของดิน 1% (ก) แรงตามแนวแกน (ข) แรงเฉือน (ค) โมเมนต์บิด

## บรรณานุกรม

- Adam, P. D. M., Elleboudy, A., & Soliman, M. (2016). *Seismic Site Response Analysis of a Cairo Metro Tunnel*. <https://doi.org/10.1061/9780784479742.093>
- Akhlaghi, T., & Nikkar, A. (2014). Effect of Vertically Propagating Shear Waves on Seismic Behavior of Circular Tunnels. *The Scientific World Journal*, 2014, 806092. <https://doi.org/10.1155/2014/806092>
- Amorosi, A., & Boldini, D. (2009). Numerical modelling of the transverse dynamic behaviour of circular tunnels in clayey soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29, 1059-1072. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2008.12.004>
- Argyroudis, S., & Pitilakis, K. (2012). Seismic fragility curves of shallow tunnels in alluvial deposits. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 35, 1-12.
- Ashford, S. A., Jakrapiyanun, W., & Lukkunaprasit, P. (1999). AMPLIFICATION OF EARTHQUAKE GROUND MOTIONS IN BANGKOK.
- Bobet, A. (2003). Effect of pore water pressure on tunnel support during static and seismic loading. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 18(4), 377-393. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(03\)00008-7](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0886-7798(03)00008-7)
- Bobet, A. (2010). Drained and undrained response of deep tunnels subjected to far-field shear loading. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 25(1), 21-31. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.tust.2009.08.001>
- Campillo, M., Bard, P., Nicollin, F., & Sanchez-Sesma, F. (1989). The incident wavefield in Mexico City during the great Michoacan earthquake and its interaction with the deep basin. *Earthquake Spectra*, 4, 591-608.
- Do, N., Dias, D., & Oreste, P. (2014). 2D seismic numerical analysis of segmental tunnel lining behaviour. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 47, 1-11. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.47.3.206-216>
- Floroui, L. (2016). *A contribution to seismic ground response of improved foundation soil* Austria: Graz University of Technology].
- Gomes, R. (2013). Effect of stress disturbance induced by construction on the seismic response of shallow bored tunnels. *Computers and Geotechnics*, 49, 338-351.



<https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2012.09.007>

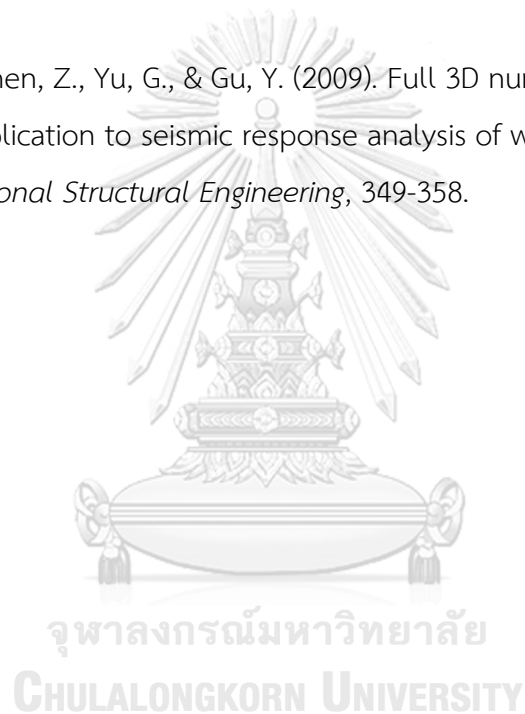
- Hashash, Y., Tseng, W., & Krimotat, A. (1998). Seismic soil-structure interaction analysis for immersed tube tunnels retrofit. *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Mechanics*, 3(2), 1380-1391.
- Hashash, Y. M. A., Hook, J. J., Schmidt, B., & I-Chiang Yao, J. (2001). Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16(4), 247-293. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(01\)00051-7](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0886-7798(01)00051-7)
- Hatzigeorgiou, G., & Beskos, D. (2010). Soil–structure interaction effects on seismic inelastic analysis of 3-D tunnels. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30, 851-861. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.03.010>
- Hendron, A., & Fernandez, G. (1983). Dynamic and static design considerations for underground chambers. *Seismic Design of Embankments and Caverns Symposium*, 157-197.
- Hudson, M., Idriss, I., & Beirkae, M. (1994). QUAD4M User's Manual.
- Huo, H., Bobet, A., Fernández, G., & Ramírez, J. (2006). Analytical solution for deep rectangular structures subjected to far-field shear stresses. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21(6), 613-625. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.tust.2005.12.135>
- Hwang, R. N., & Lysmer, J. (1981). RESPONSE OF BURIED STRUCTURES TO TRAVELING WAVES. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 107, 183-200.
- JSCE. (1996). Japanese Standard for Shield Tunneling. In: Japan: Committee of Tunnel Engineering.
- Kattis, S., Beskos, D., & Cheng, A. (2003). 2D dynamic response of unlined and lined tunnels in poroelastic soil to harmonic body waves. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 32, 97-110. <https://doi.org/10.1002/eqe.216>
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*.
- Krinitzsky, E. (1995). Deterministic versus probabilistic seismic hazard analysis for critical structures. *Engineering Geology*, 40, 1-7.

- Likitlersuang, S., Surarak, C., Wanatowski, D., Oh, E., & Balasubramaniam, A. (2013). Finite element analysis of a deep excavation: A case study from the Bangkok MRT. *Soils and Foundations*, 53(5), 756-773.  
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.sandf.2013.08.013>
- Likitlersuang, S., Teachavorasinskun, S., Surarak, C., Oh, E., & Balasubramaniam, A. (2013). Small strain stiffness and stiffness degradation curve of Bangkok Clays. *Soils and Foundations*, 53(4), 498-509.  
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.sandf.2013.06.003>
- Lysmer, J., & Kuhlemeyer Roger, L. (1969). Finite Dynamic Model for Infinite Media. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 95(4), 859-877.  
<https://doi.org/10.1061/JMCEA3.0001144>
- Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C., & Seed, H. B. (1975). *FLUSH - a computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems*.  
<https://www.osti.gov/biblio/7294165>
- Mase, L. Z., Likitlersuang, S., & Tobita, T. (2018). Analysis of seismic ground response caused during strong earthquake in Northern Thailand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 114, 113-126.  
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.07.006>
- Merritt, J., Monsees, J., & Hendron, A. (1985). Seismic design of underground structures. *Rapid Excavation Tunneling Conference*, 1(104-131).
- Monsees, J., & Merritt, J. (1988). Seismic modelling and design of underground structures. *Numerical Methods in Geomechanics*, 1833-1842.
- MWA. (2009). As-built drawings: contract no. G-MC-7D/1. *Bangkok, Thailand: Metropolitan Waterworks Authority*.
- MWA. (2014). 100 Years of Thai Waterworks. Bangkok. *Thailand: Metropolitan Waterworks Authority*.
- Nutalaya, P., Sodsri, S., & Arnold, E. (1985). Series on seismology: volume 2. *Southeast Asia Association of Seismology and Earthquake Engineering*, 50-62.
- Okamoto, S., Tamura, C., Kato, K., & Hamada, M. (1973). *Behaviours of submerged tunnels during earthquake engineering* 5th World Conference on Earthquake Engineering,

- Owen, G., & Scholl, R. (1981). Earthquake engineering of large underground structures. *New York: Federal Highway Administration and National Science Foundation.*
- Pailoplee, S., & Charusiri, P. (2016). Seismic hazards in Thailand: a compilation and updated probabilistic analysis. *Earth, Planets and Space, 68*.  
<https://doi.org/10.1186/s40623-016-0465-6>
- Pailoplee, S., Sugiyama, Y., & Charusiri, P. (2009). Deterministic and probabilistic seismic hazard analyses in Thailand and adjacent areas using active fault data. *Earth Planets and Space, 61*, 1313-1325. <https://doi.org/10.1186/BF03352984>
- Palasri, C., & Ruangrassamee, A. (2011). PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD MAPS OF THAILAND. *Journal of Earthquake and Tsunami, 04*.  
<https://doi.org/10.1142/S179343111000087X>
- Patil, M., Choudhury, D., Ranjith, P. G., & Zhao, J. (2018). Behavior of shallow tunnel in soft soil under seismic conditions. *Tunnelling and Underground Space Technology, 82*, 30-38. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.tust.2018.04.040>
- PEER. (2018). *Ground Motion Database* Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, USA: University of California.
- Peng, L., & Song, E. X. (2015). Three-dimensional numerical analysis for the longitudinal seismic response of tunnels under an asynchronous wave input. *Computers and Geotechnics, 63*. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2014.10.003>
- Penzien, J. (2000). Seismically induced racking of tunnel linings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 29*, 283-300.
- Penzien, J., & Wu, C. (1998). Stresses in linings of bored tunnels. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 27*, 283-300.
- Poovarodom, N., & Jirasakjamroonsri, A. (2016). Seismic Site Effects of Soil Amplifications in Bangkok. <https://doi.org/10.14456/tijsat.2016.22>
- Power, M., Rosidi, D., & Kaneshiro, J. (1996). *Screening, evaluation, and retrofit design of tunnels* Buffalo, New York: National Center for Earthquake Engineering Research,
- Qodri, M., Mase, L., & Likitlersuang, S. (2021). Non-Linear Site Response Analysis of Bangkok Subsoils Due to Earthquakes Triggered by Three Pagodas Fault. *Engineering Journal, 25*, 43-52. <https://doi.org/10.4186/ej.2021.25.1.43>
- Romeo, R., & Prestininzi, A. (2000). Probabilistic versus deterministic seismic hazard

- analysis: An integrated approach for siting problems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 20, 75-84. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(00\)00039-7](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(00)00039-7)
- Sandoval, E., & Bobet, A. (2020). Seismic response of underground structures under undrained loading with excess pore pressures accumulation. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 99, 103255. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.tust.2019.103255>
- Schnabel, P. B. L. J. S. H. B. U. o. C. B. C. o. E. U. o. C. B. E. E. C. N. S. F. (1972). *SHAKE: a computer program for earthquake response analysis on horizontally layered sites*. University of California College of Engineering.
- Senthamilkumar, S., Natarajan, C., Muthukumar, K., & Ilamparuthi, K. (2009). Study on influence of local soil conditions on ground response motion amplification. *Indian Geotechnical Society: Geotide*.
- Singh, M., Viladkar, M. N., & Samadhiya, N. K. (2017). Seismic Analysis of Delhi Metro Underground Tunnels. *Indian Geotechnical Journal*, 47(1), 67-83. <https://doi.org/10.1007/s40098-016-0203-9>
- Sliteen, H., Mroueh, M., & Sadek, M. (2013). *Three-dimensional non-linear analysis of soil-tunnel interaction subject to seismic loading: effect of tunnel installation* 13th International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing, Stirlingshire, UK: American Society of Civil Engineers.
- St. John, C., & Zahrah, T. (1987). A seismic design of underground structures. *Tunneling Underground and Space Technology*, 2(2), 165-197.
- Stamos, A., & Beskos, D. E. (1996). 3-D seismic response analysis of long lined tunnels in half-space. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15, 111-118.
- Surarak, C., Likitlersuang, S., Wanatowski, D., Balasubramaniam, A., Oh, E., & Guan, H. (2012). Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays. *Soils and Foundations*, 52(4), 682-697. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.sandf.2012.07.009>
- Tuladhar, R., Yamazaki, F., Warnitchai, P., & Saita, J. (2004). Seismic microzonation of the greater Bangkok area using microtremor observations. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 33, 211-225. <https://doi.org/10.1002/eqe.345>

- Wang, J. (1993). *Seismic design of tunnels: a state-of-the-art approach* New York: Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas Inc,
- Wang, J. h. (2015). *Transverse seismic analysis of shield tunnel lining in multi-layered soft ground using different methods.*
- Warnitchai, P., Sangarayakul, C., & Ashford, S. (2000). Seismic hazard in Bangkok due to distant earthquakes.
- Yanuviriyakul, A., & Solalump, S. (2010). *A study of response behaviour of soft Bangkok clay from earthquakes* Department of Civil Engineering. Bangkok: Kasetsart University,
- Yu, H., Yuan, Y., Chen, Z., Yu, G., & Gu, Y. (2009). Full 3D numerical simulation method and its application to seismic response analysis of water-conveyance tunnel. *Computational Structural Engineering*, 349-358.





จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
**CHULALONGKORN UNIVERSITY**

## ประวัติผู้เขียน

ชื่อ-สกุล	พัทธ์ธีรา เพชรแก้ว
วัน เดือน ปี เกิด	22 กรกฎาคม 2540
สถานที่เกิด	กรุงเทพมหานคร
วุฒิการศึกษา	ปริญญาตรี
ที่อยู่ปัจจุบัน	88/234 หมู่บ้าน สราญสิริ (ติวานนท์ - แจ่งวัฒนะ 2) ถนนติวานนท์ ตำบล บ้านใหม่ อำเภอเมืองปทุมธานี ปทุมธานี 12000
ผลงานตีพิมพ์	1) 3D stability analysis of unsupported rectangular excavation under pseudo-static seismic body force 2) Seismic Stability of Unsupported Vertical Circular Excavations in $c-\phi$ Soil