

การศึกษาปฏิสัมพันธ์ด้านจลนศาสตร์ระหว่างชั้นดินและโครงสร้างในแอ่งดินเหนียวกรุงเทพฯ



วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ปีการศึกษา 2565
ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

A study of Kinematic Interaction between soil and pile in Bangkok's subsoils



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 2022

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์	การศึกษาปฏิสัมพันธ์ด้านจลนศาสตร์ระหว่างชั้นดินและ โครงสร้างในแอ่งดินเหนียวกรุงเทพฯ
โดย	นายปฏิพัทธ์ นิมิตพงศ์ถาวร
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	รองศาสตราจารย์ ดร.ฐิรวัดร์ บุญญะฐิติ

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้บัณฑิตวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่ง
ของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์

()

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... ประธานกรรมการ
(ศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏ์ชน)

..... อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(รองศาสตราจารย์ ดร.ฐิรวัดร์ บุญญะฐิติ)

..... กรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี)

..... กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สยาม ยิ้มศิริ)

ปฏิพัทธ์ นิमितพงศ์ถาวร : การศึกษาปฏิสัมพันธ์ด้านจลนศาสตร์ระหว่างชั้นดินและ
โครงสร้างในแอ่งดินเหนียวกรุงเทพฯ. (A study of Kinematic Interaction
between soil and pile in Bangkok's subsoils) อ.ที่ปรึกษาหลัก : รศ. ดร.ฐิรวัตร
บุญญะฐี

แรงกระทำต่อฐานรากเสาเข็มขณะเกิดแผ่นดินไหวแบ่งได้เป็น 2 ประเภทได้แก่ (1) แรง
เฉื่อย ซึ่งเกิดจากการความเร่งสัมพัทธ์ระหว่างอาคารและฐานราก และ (2) แรงเชิงจลนศาสตร์ ซึ่ง
เกิดจากตัดตัวของเสาเข็มไปตามการเคลื่อนตัวของชั้นดินโดยรอบ พฤติกรรมของเสาเข็มภายใต้แรง
เชิงจลนศาสตร์ระหว่างเกิดแผ่นดินไหวนั้นยังไม่ค่อยได้รับความสนใจมากนักในประเทศไทย ต่างกับ
มาตรฐานการออกแบบของต่างประเทศ เช่น IBC2021 หรือ Eurocode8 ซึ่งมีการระบุให้
ตรวจสอบความแข็งแรงของฐานรากต่อแรงเชิงจลนศาสตร์ด้วย การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์ที่จะ
ศึกษาพฤติกรรมของฐานรากเสาเข็มในแอ่งดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ต่อแรงเชิงจลนศาสตร์ ว่าจะ
เกิดแรงภายในที่มีลักษณะ รูปร่าง และขนาดเป็นอย่างไร โดยเปรียบเทียบกับแรงภายในที่เกิดจาก
แรงเฉื่อยที่คำนวณด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า นอกจากนี้เพื่อความสะดวกต่อการออกแบบฐานราก
ด้านทานแผ่นดินไหวโดยใช้สมการประมาณค่าอย่างง่าย ผู้ศึกษายังได้เปรียบเทียบแรงภายใน
โครงสร้างเสาเข็มที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์กับค่าที่ได้จากสมการประมาณค่า
อย่างง่ายที่มีผู้เสนอไว้ก่อนหน้านี้ว่ามีความแตกต่างกันเพียงใดด้วย จากการศึกษาพบว่า โดยทั่วไป
แรงภายในเสาเข็มที่เกิดจากแรงเชิงจลนศาสตร์จะมีค่าน้อยกว่าแรงภายในเสาเข็มเนื่องจากแรง
เฉื่อยที่คำนวณด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า ยกเว้นบริเวณรอยต่อระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดิน
เหนียวแข็ง ซึ่งแรงภายในที่เกิดจากแรงเชิงจลนศาสตร์จะมีค่าสูงขึ้นไปกว่าปรกติมาก จึงจำเป็นต้อง
ตรวจสอบการเสริมเหล็กในบริเวณดังกล่าวให้เพียงพอ โดยสามารถใช้สมการประมาณค่าอย่าง
ง่ายในการประมาณแรงภายในที่เกิดขึ้นได้ ทั้งนี้ความคลาดเคลื่อนในการทำนายด้วยสมการดังกล่าว
เมื่อเทียบกับการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์จะมีค่าไม่เกิน 20 เปอร์เซ็นต์

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ปีการศึกษา 2565

ลายมือชื่อนิสิต

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาหลัก

6370380421 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORD: kinematic interaction, single-pile foundation, Finite element method,
Bangkok clay

Patipat Nimitpongthavorn : A study of Kinematic Interaction between soil
and pile in Bangkok's subsoils. Advisor: Assoc. Prof. TIRAWAT BOONYATEE,
Ph.D.

Loading on pile foundations during earthquakes can be divided into two types, namely, the inertial and the kinematic forces. The inertial force occurs by the acceleration of the mass of a superstructure with respect to its foundation. The kinematic force occurs when a pile is displaced by surrounding ground. In Thailand, the responses of piles get little attention. However, seismic codes in other countries, such as IBC2021 and Eurocode8, explicitly state that the kinematic forces shall be considered for pile design. The study aims to determine the response of piles in the Bangkok soft clay basin with respect to the kinematic forces and to compare the computed internal forces with those determined by the equivalent static force. To promote the design of piles against kinematic forces, various simplified formulae in literatures are also reviewed and evaluated by comparing their predictions with those obtained from 3D FEA. The results showed that the internal forces in piles because of the kinematic forces are less than those induced by the inertial forces. However, bending moments induced by the kinematic forces significantly increase at the boundary between the Bangkok soft clay layer and the stiff clay layer. It is essential to ensure that steel reinforcement is sufficiently provided at that location. Based on this study, the induced moment because of kinematic forces may be estimated by a simplified formula with approximately 20% error when compared to that determined by 3D FEA.

Field of Study: Civil Engineering Student's Signature

Academic Year: 2022 Advisor's Signature

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงไปด้วยดี จากการช่วยเหลือและให้คำแนะนำของรองศาสตราจารย์ ดร. ฐิรวีตร บุญญะฐิติ ผู้ซึ่งเป็นอาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ซึ่งท่านได้ให้คำแนะนำและสอนให้รู้จักการคิด วิเคราะห์ อย่างเป็นลำดับขั้นตอนอันเป็นประโยชน์อย่างยิ่งในการทำวิจัย รวมถึงช่วยแก้ปัญหา และอธิบายเหตุผลต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นอย่างมีประสิทธิภาพ และขอขอบคุณท่านอาจารย์ คณะกรรมการสอบอันได้แก่ ศาสตราจารย์ ดร. บุญชัย อุกฤษฏ์ชน ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี และผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. สยาม ยิ้มศิริ ที่ได้สละเวลามาให้คำแนะนำทั้งในช่วงของการเขียนร่างวิทยานิพนธ์จนถึงการสอบวิทยานิพนธ์ ในการให้ข้อมูล ข้อคิดเห็นและแนวทางการแก้ไขเพื่อให้วิทยานิพนธ์เล่มนี้มีความสมบูรณ์ที่สุด

ปฎิพัทธ์ นิमितพงศ์ถาวร



สารบัญ

	หน้า
.....	ค
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ค
.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	ง
กิตติกรรมประกาศ.....	จ
สารบัญ.....	ฉ
สารบัญตาราง.....	ฅ
สารบัญรูป.....	ฎ
1. บทนำ.....	1
1.1 ที่มาของปัญหา.....	1
1.2 จุดประสงค์ของงานวิจัย.....	3
1.3 ขอบเขตการศึกษา.....	3
1.4 โครงร่างงานวิจัย.....	3
2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	5
2.1 แหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวที่มีผลต่อประเทศไทย.....	6
2.2 แบบจำลองการลดทอนแผ่นดินไหว.....	8
2.3 ลักษณะทั่วไปของชั้นดินกรุงเทพฯ.....	10
2.4 ปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับแผ่นดินไหว.....	14
2.4.1 Amplification factor.....	14
2.4.2 Peak Ground Acceleration.....	17
2.4.3 Kinematic loading.....	20

2.5 งานวิจัยที่เกี่ยวกับเสาเข็มกับแผ่นดินไหวในอดีต	26
2.6 การออกแบบฐานรากเสาเข็มในปัจจุบัน	28
2.6.1 หลักการการออกแบบฐานรากด้านแผ่นดินไหวในไทย.....	28
2.6.2 Kinematic design code.....	32
2.7 แบบจำลองดิน	35
3. วิธีการศึกษา.....	41
3.1 ชั้นดินในแบบจำลอง	41
3.2 โครงสร้างในแบบจำลอง.....	52
3.3 คลื่นแผ่นดินไหวในงานวิจัย	52
3.4 แนวคิดและขั้นตอนวิธีการวิจัย	58
3.5 ผลลัพธ์ที่คาดหวังจากงานวิจัย.....	61
4. ผลการวิเคราะห์ข้อมูล.....	62
4.1 ผลลัพธ์ของการวิเคราะห์แรงในเสาเข็ม	62
4.2 การเปรียบเทียบผลลัพธ์กับสมการคำนวณ	74
4.3 การเปรียบเทียบและตรวจสอบแบบจำลอง	76
4.1.3 การเปรียบเทียบรูปแบบที่หัวเสาเข็ม.....	76
4.3.2 การเปรียบเทียบคาบธรรมชาติของแบบจำลอง	78
5. สรุปผลการศึกษา	81
5.1 อภิปรายผลการวิเคราะห์	81
5.1.1 ผลลัพธ์ของ Kinematic forces ต่อเสาเข็ม.....	81
5.1.2 การวิเคราะห์ผลเทียบกับ static load และกำลังของเสาเข็ม.....	82
5.2 การนำผลลัพธ์ไปประยุกต์ใช้	82
5.3 ข้อจำกัดของแบบจำลอง	84
5.4 ข้อเสนอแนะเพิ่มเติม.....	85

บรรณานุกรม.....	86
ประวัติผู้เขียน.....	90



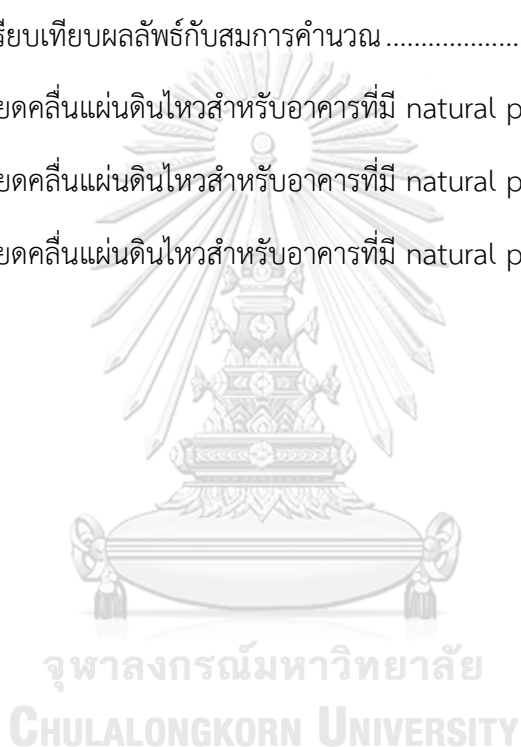
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY

สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 1 การจำแนกเหตุการณ์แผ่นดินไหวตามประเภทของสถานีตรวจวัด (Chintanapakdee, Naguit et al. 2008)	8
ตารางที่ 2 สรุปพารามิเตอร์ต่าง ๆ ของแบบจำลอง NGA (Mase 2019).....	9
ตารางที่ 3 ค่าความเร่งสูงสุดสำหรับ POE ที่ต่างกันไปอีก 50 ปีข้างหน้าของพื้นที่ศึกษา (Pailoplee and Charusiri 2016)	19
ตารางที่ 4 สรุปพารามิเตอร์ของแต่ละแบบจำลอง (Likitlersuang, Surarak et al. 2013).....	40
ตารางที่ 5 พารามิเตอร์สำหรับชั้นดินกลุ่ม A1	47
ตารางที่ 6 พารามิเตอร์สำหรับชั้นดินกลุ่ม A2	47
ตารางที่ 7 พารามิเตอร์สำหรับชั้นดินกลุ่ม A3	48
ตารางที่ 8 พารามิเตอร์สำหรับชั้นดินกลุ่ม B1	48
ตารางที่ 9 พารามิเตอร์สำหรับชั้นดินกลุ่ม B2	49
ตารางที่ 10 พารามิเตอร์สำหรับชั้นดินกลุ่ม B3	49
ตารางที่ 11 พารามิเตอร์สำหรับชั้นดินกลุ่ม C1	50
ตารางที่ 12 พารามิเตอร์สำหรับชั้นดินกลุ่ม C2	50
ตารางที่ 13 พารามิเตอร์สำหรับชั้นดินกลุ่ม D1	51
ตารางที่ 14 พารามิเตอร์สำหรับชั้นดินกลุ่ม D2.....	51
ตารางที่ 15 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดกรุงเทพมหานคร	53
ตารางที่ 16 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดพระนครศรีอยุธยา.....	53
ตารางที่ 17 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดนครนายก	54
ตารางที่ 18 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดราชบุรี.....	54
ตารางที่ 19 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดฉะเชิงเทรา	54
ตารางที่ 20 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดปทุมธานี	55

ตารางที่ 21	รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดนครปฐม	55
ตารางที่ 22	รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดสมุทรสาคร.....	55
ตารางที่ 23	รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดสมุทรปราการ.....	56
ตารางที่ 24	รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดชลบุรี	56
ตารางที่ 25	ผลลัพธ์จากการวิเคราะห์แบบจำลอง	71
ตารางที่ 26	ผลลัพธ์จากการวิเคราะห์แบบจำลองของ Inertia condition	73
ตารางที่ 27	ตารางเปรียบเทียบผลลัพธ์กับสมการคำนวณ	75
ตารางที่ 28	รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับอาคารที่มี natural period ที่ 0.2 วินาที.....	78
ตารางที่ 29	รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับอาคารที่มี natural period ที่ 0.5 วินาที.....	79
ตารางที่ 30	รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับอาคารที่มี natural period ที่ 2.0 วินาที.....	79



สารบัญรูป

	หน้า
รูปที่ 1 แผนภาพของการเกิดแรง kinematic เนื่องจากการเคลื่อนที่ของชั้นดิน	2
รูปที่ 2 (a) แผนที่แสดงรอยเลื่อนแผ่นดินไหวในภูมิภาคอาเซียนแผ่นดินใหญ่	6
รูปที่ 3 กราฟแสดงตัวอย่างความน่าจะเป็นของระยะทางจากตำแหน่งแผ่นดินไหวบนกลุ่มรอยเลื่อน แม่ทาถึงพื้นที่ศึกษาจังหวัดเชียงใหม่	7
รูปที่ 4 ข้อมูลการกระจายตัวของเหตุการณ์แผ่นดินไหว (ก) moment magnitude vs site-to- source distance; และ (ข) peak ground acceleration vs site-to-source distance (Chintanapakdee, Naguit et al. 2008).....	8
รูปที่ 5 แผนภาพตัดขวางพื้นที่ลุ่มน้ำเจ้าพระยาตอนล่าง (JICA, 1999).....	11
รูปที่ 6 แผนที่จำแนกประเภทของชั้นดินในพื้นที่ศึกษา (Tuladhar, Yamazaki et al. 2004).....	12
รูปที่ 7 ลักษณะชั้นดินตามความลึกในพื้นที่ศึกษา (Tuladhar, Yamazaki et al. 2004)	12
รูปที่ 8 แผนที่ค่าความเร็วคลื่นเฉือนเฉลี่ยที่ระดับความลึก 30 เมตร (Vs30) สำหรับกรุงเทพมหานคร และปริมณฑล (Poovarodom and Plalinyot 2012).....	13
รูปที่ 9 ผลเปรียบเทียบค่า Amplification factor ในแต่ละพื้นที่ศึกษา.....	15
รูปที่ 10 การเปลี่ยนแปลง Amplification factor ต่อความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อน	16
รูปที่ 11 ความสัมพันธ์ระหว่างการขยายอัตราการเร่งสูงสุดที่ผิวดินกับความหนาชั้นดินเหนียวอ่อน กรุงเทพฯ.....	16
รูปที่ 12 กราฟแสดงภัยพิบัติแผ่นดินไหว (Pailoplee and Charusiri 2016).....	18
รูปที่ 13 แผนที่ PSHA สำหรับประเทศไทยและลาวที่แสดงแนวโน้มของค่าความเร่งสูงสุดที่ผิวดินใน หน่วย g (a) โอกาส 2% ในรอบ 50 ปี (b) โอกาส 10 % ในรอบ 50 ปี (Pailoplee and Charusiri 2016).....	18
รูปที่ 14 แผนที่ DSHA สำหรับประเทศไทยและลาวที่แสดงแนวโน้มของค่าความเร่งสูงสุดที่ผิวดินใน หน่วย g (Charusiri, Pailoplee et al. 2020).....	19

รูปที่ 15 แผนที่ PSHA สำหรับประเทศไทยและลาวที่แสดงแนวโน้มของค่าความเร่งสูงสุดที่ผิวดินในหน่วย g (a) โอกาส 2% ในรอบ 50 ปี (b) โอกาส 10 % ในรอบ 50 ปี (Charusiri, Pailoplee et al. 2020)..... 20

รูปที่ 16 kinematic bending ของหัวเสาเข็มอิสระในชั้นดิน 2 ชั้น (Stacul and Squeglia 2018) 21

รูปที่ 17 หลักการสำหรับการคำนวณหาโมเมนต์ดัดสูงสุดที่รอยต่อของชั้นดิน (Dobry and O'Rourke 1983)..... 22

รูปที่ 18 กราฟออกแบบสำหรับการประมาณอัตราส่วนระหว่างความเครียดสูงสุดของ kinematic pile bending เทียบกับโมดูลัสเฉือนสูงสุดของชั้นดิน ($\frac{E_p}{\gamma_1} - straintransmissibility$) ของเสาเข็มรูปทรงกระบอก ณ รอยต่อของชั้นดินที่มีความถี่ต่ำ (Mylonakis, 2001)..... 24

รูปที่ 19 ผลลัพธ์ของโมเมนต์ดัดในการศึกษาของ Castelli, Lentini et al. (2010)..... 26

รูปที่ 20 ตัวอย่างผลลัพธ์การเปรียบเทียบโมเมนต์ภายในเสาเข็มระหว่างวิธี Pseudo-static กับวิธี dynamic ในความหนาของชั้นดินที่ต่างกันบนเสาเข็มขนาด 0.9 เมตร..... 27

รูปที่ 21 แผนที่การแบ่งโซนพื้นที่แอ่งกรุงเทพฯ เพื่อการออกแบบอาคารต้านแผ่นดินไหว (มยผ. 1301/1302-61)..... 29

รูปที่ 22 วิธีการวิเคราะห์แบบสองขั้นตอน (มยผ.1301/1302-61) 30

รูปที่ 23 ตัวอย่างการออกแบบฐานรากจากสไลด์การออกแบบฐานรากเสาเข็มรับแรงแผ่นดินไหวกระจายแรงจากโครงสร้างลงฐานรากเสาเข็ม (ข) นำแรงที่เสาเข็มมาวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองในโปรแกรม (ศ.ดร.อมร พิमानมาศ, http://www.thaiseismic.com/engr_design11/)..... 31

รูปที่ 24 การเทียบแรงภายในเสาเข็มกับ Interaction diagram 32

รูปที่ 25 ข้อกำหนดด้าน kinematic ของ IBC 2021..... 33

รูปที่ 26 ข้อกำหนดด้าน kinematic ของ EN 1998-5 34

รูปที่ 27 ตัวอย่างโครงการที่มีการหยุดเหล็กเสริมในเสาเข็ม..... 35

รูปที่ 28 secant shear modulus เทียบกับ shear strain (Brinkgreve, Kappert et al. 2007). 36

รูปที่ 29 พฤติกรรมแบบ hysteretic ในแบบจำลอง HSS Brinkgreve, Kappert et al. (2007).... 37

รูปที่ 30 พฤติกรรมแบบ <i>elastic perfectly plastic</i> ของแบบจำลอง Mohr-coulomb (“PLAXIS 3D Material Models Manual”, 2020).....	38
รูปที่ 31 แผนที่แสดงการแบ่งโซนพื้นที่แอ่งกรุงเทพฯ เพื่อการออกแบบ อาคารต้านทานแผ่นดินไหว (มยผ.1301/1302-61)	42
รูปที่ 32 (a) ตำแหน่งของลักษณะชั้นดินในแอ่งกรุงเทพฯ (Poovarodom and Warnitchai 2016) (b) ค่า SPT-N น้อยสุด/มากที่สุด ของชั้นดินแต่ละประเภท	43
รูปที่ 33 ตารางแสดงลักษณะของชั้นดินที่ตำแหน่ง 35 เมตรแรกในการศึกษา.....	43
รูปที่ 34 เปรียบเทียบระหว่างโซนในแอ่งกรุงเทพฯ ของ มยผ.1302 และ Tuladhar, Yamazaki et al. (2004).....	44
รูปที่ 35 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการคำนวณแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ สำหรับโซน 1-10 ของพื้นที่แอ่งกรุงเทพฯ (มยผ. 1302).....	58
รูปที่ 36 แผนภาพขั้นตอนการวิเคราะห์.....	60
รูปที่ 37 โมเมนต์ในเสาเข็มของชั้นดินกลุ่ม A (A1-A3).....	63
รูปที่ 38 โมเมนต์ในเสาเข็มของชั้นดินกลุ่ม B (B1-B3).....	64
รูปที่ 39 โมเมนต์ในเสาเข็มของชั้นดินกลุ่ม C (C1-C2).....	65
รูปที่ 40 โมเมนต์ในเสาเข็มของชั้นดินกลุ่ม D (D1-D2).....	66
รูปที่ 41 แรงเฉือนในเสาเข็มของชั้นดินกลุ่ม A (A1-A3)	67
รูปที่ 42 แรงเฉือนในเสาเข็มของชั้นดินกลุ่ม B (B1-B3).....	68
รูปที่ 43 แรงเฉือนในเสาเข็มของชั้นดินกลุ่ม C (C1-C2)	69
รูปที่ 44 แรงเฉือนในเสาเข็มของชั้นดินกลุ่ม D (D1-D2).....	70
รูปที่ 45 กราฟแสดงการเปรียบเทียบผลลัพธ์โมเมนต์จากการศึกษากับสมการประมาณค่า.....	75
รูปที่ 46 กราฟแสดงการเปรียบเทียบระหว่างโมเมนต์ 2 รูปแบบ.....	77
รูปที่ 47 ผลเปรียบเทียบโมเมนต์ระหว่างคาบต่าง ๆ.....	80

1. บทนำ

การศึกษาเกี่ยวกับผลของแผ่นดินไหวในประเทศไทยนั้นเริ่มได้รับความสำคัญมากขึ้นในช่วงหลายปีที่ผ่านมา มีการวิเคราะห์และคำนึงถึงผลของแผ่นดินไหวในการออกแบบอาคารด้านแผ่นดินไหวและบรรจุเป็นมาตรฐานการออกแบบเพื่อเป็นแนวทางการออกแบบในปัจจุบัน แต่การศึกษาในส่วนของฐานรากเสาเข็มนั้นยังมีรายละเอียดที่ไม่ครอบคลุมปัญหาสำคัญบางอย่างที่อาจเป็นอันตรายต่อเสาเข็มได้ ซึ่งในต่างประเทศมีการศึกษาเกี่ยวกับหัวข้อนี้มากขึ้น และในบางประเทศมีการบรรจุเป็นข้อกำหนดหรือมาตรฐานการออกแบบอย่างเป็นทางการแล้ว แต่เนื่องจากในประเทศไทยนั้นผลกระทบของแผ่นดินไหวไม่มากเท่าประเทศอื่นและปัญหาในด้านนี้ยังไม่ถูกกล่าวถึงอย่างแพร่หลายมากนัก นั่นคือผลกระทบของการเคลื่อนตัวของชั้นดินต่อโครงสร้างเสาเข็มหรือเรียกว่า “แรง Kinematic” ซึ่งเป็นผลมาจากชั้นดินที่มีความแข็งต่างกันมากพอและเคลื่อนตัวได้ไม่เท่ากันในจังหวะที่มีแผ่นดินไหวเกิดขึ้น ซึ่งเป็นผลให้เกิดแรงที่กระทำกับเสาเข็มมากกว่าปกติ โดยรายละเอียดต่าง ๆ จะกล่าวในการศึกษาครั้งนี้

1.1 ที่มาของปัญหา

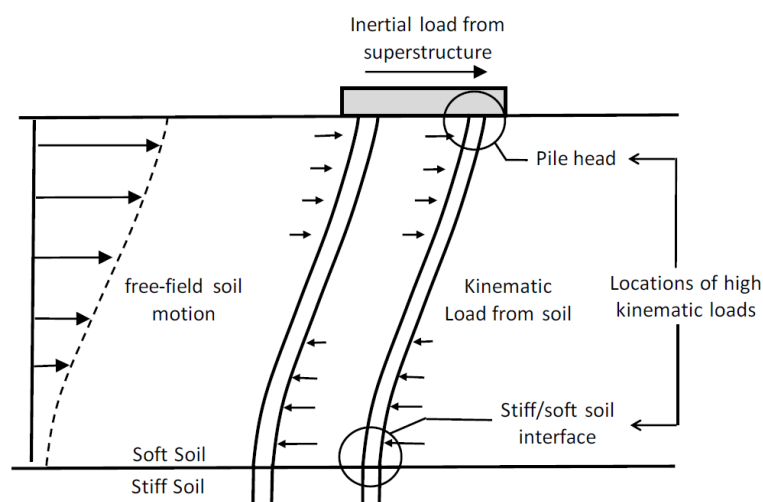
ในกรุงเทพมหานครนั้นโครงสร้างต่าง ๆ ตั้งแต่บ้านเรือน อาคารขนาดเล็กไปจนถึงอาคารพาณิชย์หรืออาคารสูงในปัจจุบันล้วนมีการใช้ฐานรากแบบเสาเข็มเป็นโครงสร้างหลักสำคัญสำหรับการรับน้ำหนักของโครงสร้างเหนือพื้นดินและถ่ายลงสู่ชั้นดิน โดยการออกแบบโครงสร้างในกรุงเทพมหานครนั้นฐานรากเสาเข็มส่วนใหญ่ที่ใช้ในการออกแบบจะถูกพิจารณาแรงกระทำลงสู่บริเวณที่ฐานอาคารซึ่งเป็นผลรวมน้ำหนักจากโครงสร้างลงสู่ฐานรากและนำไปใช้ในการออกแบบต่อไปหรือเรียกอีกอย่างหนึ่งว่าวิธีออกแบบโดยวิธีสถิต และในส่วนของหลักการออกแบบทางพลศาสตร์นั้นเป็นอีกหนึ่งหัวข้อที่กำหนดไว้ในข้อกำหนดการออกแบบแต่ในการออกแบบด้วยวิธีพลศาสตร์ของประเทศไทยนั้นยังไม่มี การคำนึงถึงผลของแผ่นดินไหวที่ทำให้เกิดปฏิสัมพันธ์ระหว่างชั้นดินและเสาเข็มด้วยเหมือนในบางประเทศ เช่น IBC2021 หรือ EN1998-5 ที่มีการกำหนดเกี่ยวกับการออกแบบที่รองรับผลของแรงที่เป็นผลมาจากชั้นดินในสถานะแผ่นดินไหวโดยตรง มีการลงรายละเอียดเกี่ยวกับผลกระทบและหลักการออกแบบโดยเฉพาะ ซึ่งแรงในเสาเข็มที่มีผลมาจากแผ่นดินไหวสามารถแบ่งได้เป็น 3 ประเภท

- โมเมนต์และแรงเฉือนที่เกิดจาก Inertia forces ของโครงสร้างบนดิน ซึ่งถ่ายลงสู่เสาเข็มผ่านหัวเสาเข็ม
- โมเมนต์และแรงเฉือนที่เกิดจากการเคลื่อนตัวของชั้นดินที่เกิดจากคลื่นแผ่นดินไหวเคลื่อนตัวจากชั้นหินแข็งขึ้นสู่ผิวดิน; Kinematic forces

- การเคลื่อนตัวของของเสาเข็มที่เกิดจากดินเสียสูกสูญเสียกำลัง; Liquefaction

โดยในงานวิจัยนี้จะมุ่งเน้นไปที่การจำลองดินที่รับน้ำหนักของโครงสร้างส่วนบนและวิเคราะห์ผลลัพธ์ของแรงในเสาเข็มที่มีผลจาก kinematic forces เทียบกับผลที่เกิดจาก inertia forces เท่านั้นโดยไม่คำนึงถึงผลของ liquefaction ในการศึกษานี้เนื่องจากสภาวะ liquefaction นั้นจะมีความรุนแรงหากชั้นดินเป็นชั้นทรายในบริเวณใกล้กับผิวดินซึ่งบริเวณดังกล่าวในประเทศไทยนั้นจะเป็นในส่วนของภาคเหนือและเคยเกิดสภาพ liquefaction มาก่อนในอดีต แต่ในที่นี้จะคำนึงเฉพาะบริเวณแอ่งดินเหนียวกรุงเทพฯ เพียงเท่านั้น

โดยการเคลื่อนตัวของชั้นดินที่เกิดรอบเสาเข็มจากแรงแผ่นดินไหวจะทำให้เสาเข็มเกิดการโก่งงอ ซึ่งการโก่งงอของเสาเข็มนั้นเรียกอีกอย่างว่า Kinematic moment โดยโมเมนต์ชนิดนี้จะมีพฤติกรรมที่รุนแรงขึ้นเมื่อคลื่นแผ่นดินไหวเดินทางผ่านรอยต่อของชั้นดินเหนียวที่มีความไม่ต่อเนื่องกัน หรืออาจกล่าวได้ว่าในบริเวณรอยต่อระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นดินเหนียวแข็งที่มีความแข็งต่างกันและมีโมดูลัสเฉือนที่มีค่าต่างกันมากพอคือตำแหน่งที่จะเกิดแรง kinematic ขึ้นดังแสดงในรูปที่ 1 โดยพื้นที่ของแอ่งดินเหนียวกรุงเทพฯ นั้นมีพื้นที่ที่ประกอบด้วยพื้นที่ที่ตั้งอยู่บนชั้นดินที่มีคุณลักษณะดังกล่าวจึงสามารถตั้งสมมุติฐานว่าจะมีโอกาสที่จะเกิด kinematic moment ได้



รูปที่ 1 แผนภาพของการเกิดแรง kinematic เนื่องจากการเคลื่อนที่ของชั้นดิน

1.2 จุดประสงค์ของงานวิจัย

วิเคราะห์แรงภายในที่เกิดขึ้นในโครงสร้างเสาเข็มเนื่องจาก kinematic forces ที่เกิดจาก แผ่นดินไหวบนพื้นที่แอ่งดินเหนียวกรุงเทพฯ ว่ามีลักษณะ รูปร่าง หรือขนาดเป็นอย่างไร และแรงภายในเสาเข็มที่เกิดจาก kinematic forces ต่างจากแรงภายในเสาเข็มที่เกิดจาก inertia forces อย่างไร โดยหาข้อสรุปว่าแรงภายในของเสาเข็มบริเวณรอยต่อของชั้นดินเหนียวนั้นจำเป็นต้องระวัง หรือต้องนำมาคำนึงเพิ่มเติมในการพิจารณาเพื่อการออกแบบในอนาคตหรือไม่

1.3 ขอบเขตการศึกษา

เนื่องจากการวิเคราะห์ผลของแผ่นดินไหวในความเป็นจริงนั้นหากต้องคำนึงถึงผลกระทบและ ปัจจัยทั้งหมดนั้นจะมีความซับซ้อนมาก ดังนั้นการศึกษานี้จึงมีการกำหนดขอบเขตเพื่อให้ศึกษาเฉพาะ สมมุติฐานที่ต้องการได้ชัดเจนที่สุด

- วิเคราะห์ด้วยระบบเสาเข็มเดี่ยวเท่านั้น
- ศึกษาเฉพาะกรณีที่หัวเสาเข็มอยู่เหนือพื้นดินเท่านั้น
 - น้ำหนักอาคารรับโดยเสาเข็มเท่านั้น
 - ไม่พิจารณาผลของแรงต้านทานของฐานรากและชั้นใต้ดิน
- ศึกษาเฉพาะพื้นที่แอ่งดินเหนียวกรุงเทพฯ ที่ระบุไว้ใน มยผ. 1302-61 เท่านั้น
- ไม่คำนึงถึงผลจากขั้นตอนและวิธีการก่อสร้างของโครงสร้างและเสาเข็ม
- ใช้แบบจำลอง lumped mass เป็นตัวแทนของโครงสร้างอาคาร

1.4 โครงร่างงานวิจัย

งานวิจัยนี้ประกอบไปด้วย 3 ส่วนได้แก่

บทที่ 1: บทนำ: บทนี้จะกล่าวถึงที่มาและจุดประสงค์ของงานวิจัยนี้ กำหนดขอบเขตและเนื้อหาของงานวิจัย และแนะนำรายละเอียดโดยคร่าวให้แกผู้อ่าน

บทที่ 2: ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง: สรุปภาพรวมเนื้อหาที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัยนี้รวมถึงงานวิจัยที่เกี่ยวข้องทั้งทางตรงและทางอ้อมกับงานวิจัยนี้ โดยบทนี้จะกล่าวถึงองค์ประกอบโดยรวมที่ใช้ในการ คำนึงผลของ kinematic ซึ่งประกอบไปด้วย แหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวในประเทศไทย ปัจจัยที่

เกี่ยวข้องกับการเกิดผลของ kinematic และในที่สุดท้ายจะกล่าวถึงหลักการออกแบบฐานราก
เสาเข็มในปัจจุบันโดยสังเขป

บทที่ 3: วิธีการศึกษา: บทนี้จะนำเสนอองค์ประกอบและกระบวนการในการดำเนินงานวิจัย
คุณสมบัติของชั้นดินและแบบจำลองฐานรากสำหรับอาคารสูงที่ใช้ในการวิเคราะห์ การเลือกใช้คลื่น
แผ่นดินไหวสำหรับชั้นดินกรุงเทพฯ และส่วนประกอบที่จะนำมาศึกษาของงานวิจัยนี้

บทที่ 4: ผลการวิเคราะห์ข้อมูล: ในหัวข้อนี้จะแสดงผลลัพธ์จากการวิเคราะห์ในการศึกษานี้และแจก
แจงผลที่เกิดขึ้นว่ามีลักษณะของค่าต่าง ๆ เป็นอย่างไร

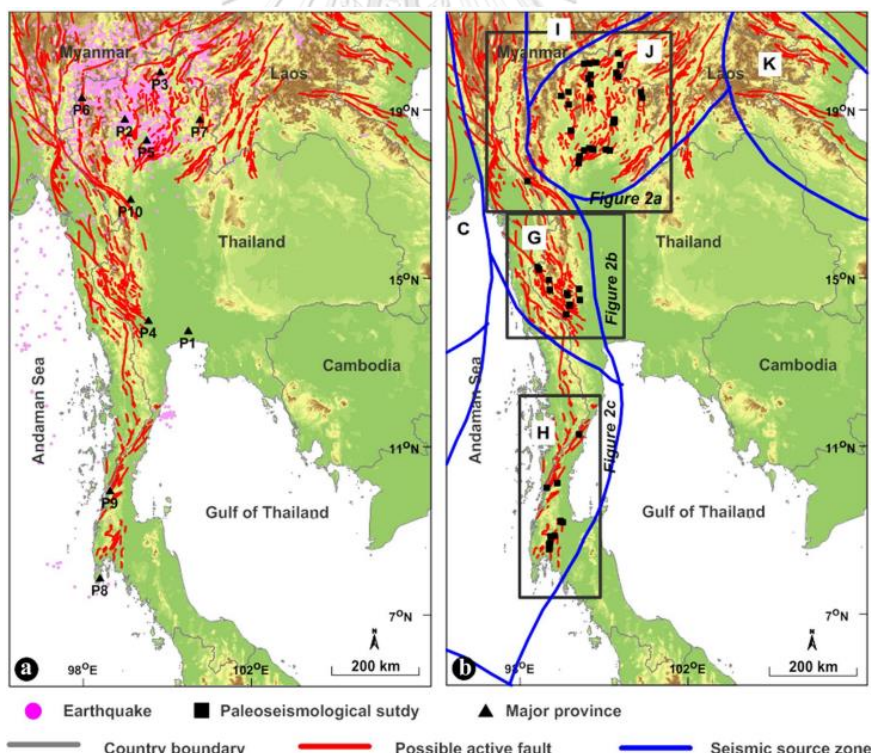
บทที่ 5: การอภิปรายและสรุปผล: เมื่อได้แจกแจงผลลัพธ์ต่าง ๆ ในบทที่ 4 แล้วจะนำผลลัพธ์ต่าง ๆ
มาวิเคราะห์และเปรียบเทียบกับการศึกษาในอดีตและทำการสรุปและอภิปรายผลต่าง ๆ ในการศึกษา
ครั้งนี้ว่าเป็นไปตามที่ตั้งสมมติฐานหรือไม่ ทิศทางของผลลัพธ์สอดคล้องกับจุดประสงค์ของการศึกษา
มากน้อยเพียงใด และข้อเสนอแนะเพิ่มเติมหากมีการนำงานวิจัยนี้ไปศึกษาเพิ่มเติม

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ภัยพิบัติแผ่นดินไหวเป็นปรากฏการณ์ธรรมชาติที่เกิดจากการเคลื่อนที่ของแผ่นเปลือกโลก ทำให้ชั้นหินขนาดใหญ่เคลื่อนตัวและถ่ายโอนพลังงานศักย์ผ่านชั้นหินที่อยู่ติดกัน โดยทั่วไปศูนย์กลางการเกิดแผ่นดินไหวมักเกิดตามรอยเลื่อนของเปลือกโลก ซึ่งเหตุการณ์แผ่นดินไหวเป็นปัจจัยทำให้เกิดความเสียหายต่อสิ่งต่าง ๆ อาทิเช่น โครงสร้างอาคารแตกร้าว แม้ว่ากรุงเทพฯ จะไม่ได้ประสบปัญหาจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวโดยตรง แต่ในอดีตที่ผ่านมาได้รับผลในรูปของแรงสั่นสะเทือนของชั้นดินที่มีผลจากการเกิดแผ่นดินไหวในพื้นที่ข้างเคียงมาตลอด ทั้งกรณีรับรู้ถึงแรงสั่นสะเทือนไปจนถึงอาคารเกิดรอยร้าวหรือทรุดตัว และในปัจจุบันการออกแบบโครงสร้างหรืออาคารที่อาจได้รับผลกระทบจากการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวจะต้องออกแบบด้วยมาตรฐานการออกแบบของประเทศไทยหรือ มยผ. 1301/1302-61 ทั้งนี้การวิเคราะห์ผลของแผ่นดินไหวในการออกแบบของอาคารในกรุงเทพฯ ด้วยวิธีพลศาสตร์จำเป็นต้องเทียบการเดินทางของคลื่นแผ่นดินไหวทั้งขนาด และระยะทาง เพื่อให้ทราบถึงขนาดของคลื่นแผ่นดินไหวที่กระทบต่อกรุงเทพมหานคร โดยการคำนึงถึงแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวที่ผ่านสมการลดทอนแผ่นดินไหวที่เหมาะสมกับปัจจัยและเงื่อนไขของพื้นที่ศึกษา เช่น ระยะทางจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวที่มีพลังถึงพื้นที่ศึกษา ลักษณะชั้นดินของพื้นที่ศึกษา เป็นต้น โดยอีกหนึ่งปัจจัยหลักในการคำนึงผลของแผ่นดินไหวที่ในปัจจุบันไม่ได้มีงานวิจัยที่สรุปผลไม่มากพอในประเทศไทย คือผลของการขยายสัญญาณคลื่นแผ่นดินไหวที่รอยต่อของชั้นดินเหนียวหรือ kinematic loading ที่เกิดขึ้นเมื่อชั้นดินมีการเคลื่อนตัวขณะมีคลื่นแผ่นดินไหวเดินทางผ่าน และแรงที่เกิดขึ้นนั้นก่อให้เกิดการโก่งตัวของเสาเข็มและเกิดโมเมนต์ขึ้น ซึ่งเป็นผลมาจากชั้นดินเหนียวมีพฤติกรรมที่สามารถขยายสัญญาณคลื่นแผ่นดินไหวที่เดินทางจากชั้นหินมาสู่ผิวดิน ในการวิเคราะห์ปัจจัยที่กล่าวมาทั้งหมดนี้ต้องใช้เครื่องมือที่สามารถวิเคราะห์ผลได้อย่างแม่นยำ ซึ่งงานวิจัยนี้เลือกใช้โปรแกรมไฟไนท์อีลิเมนต์ในการวิเคราะห์ และแบบจำลองชั้นดินที่สามารถศึกษาพฤติกรรมเหล่านี้ได้ เนื้อหาที่กล่าวมาทั้งหมดจะถูกกล่าวในหัวข้อต่าง ๆ ในบทนี้

2.1 แหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวที่มีผลต่อประเทศไทย

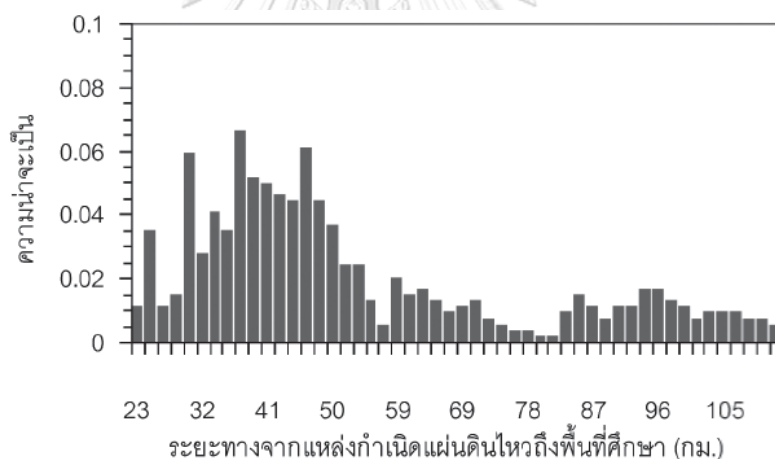
ในอดีตมาจนถึงปัจจุบันเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีผลต่อประเทศไทยที่มีมาจากรอยเลื่อนในประเทศข้างเคียงเช่น พม่า ลาว และรอยเลื่อนภายในประเทศในพื้นที่แนวภาคเหนือและภาคตะวันตก ซึ่งกลุ่มรอยเลื่อนที่มีโอกาสเป็นรอยเลื่อนที่มีพลังและอาจส่งผลกระทบต่อประเทศไทยได้มีการเก็บข้อมูลจากการภาพถ่ายดาวเทียมของ (Pailoplee and Charusiri 2016) ได้สรุปว่ามีทั้งหมด 55 กลุ่มรอยเลื่อน โดยพื้นที่ภาคเหนือและภาคตะวันตกของไทยมีอิทธิพลของแผ่นดินไหวที่มีความรุนแรงในช่วง II-VII ในหน่วย modified Mercalli intensity scale (MMI) ซึ่งหากเทียบเป็นมาตราโมเมนต์แมกนิจูดจะมีทั้งช่วงของระดับความรุนแรงอยู่ที่ moderate (Mw 5.0-5.9) และ major (Mw 7.0-7.9)



รูปที่ 2 (a) แผนที่แสดงรอยเลื่อนแผ่นดินไหวในภูมิภาคอาเซียนแผ่นดินไหวใหญ่

(b) โซนแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวซึ่งประเมินโดยวิธี PSHA (Pailoplee and Charusiri 2016)

ซึ่งข้อมูลเหล่านี้จะถูกนำไปใช้ในการพิจารณาระดับอันตรายจากแผ่นดินไหวที่ต้องใช้ทั้งข้อมูลของกลุ่มรอยเลื่อนและเขตกำเนิดแผ่นดินไหว โดยการตรวจวัดระยะทางจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวและแผ่นดินไหวแหล่งต่าง ๆ ถึงพื้นที่ศึกษา โดยอยู่ในรูปความน่าจะเป็นในระยะทางแต่ละระยะ โดยตัวอย่างที่แสดงในรูปที่ 3 ของ Pailoplee ได้แบ่งกรณีศึกษาของระยะทางที่สั้นที่สุดถึงระยะทางที่ยาวที่สุดเป็น 50 กรณี ซึ่งกรณีตัวอย่างนี้เป็นการประเมินภัยพิบัติรูปแบบหนึ่งที่ เรียกว่า การประเมินภัยพิบัติแผ่นดินไหวด้วยวิธีความน่าจะเป็น (Probabilistic Seismic Hazard Analysis, PSHA) และการประเมินอีกรูปแบบหนึ่งจะใช้แนวคิดที่นำการประเมินภัยพิบัติแผ่นดินไหวที่สูงที่สุดที่เคยเกิดในพื้นที่ที่พิจารณา (worst-case scenario) เรียกการประเมินรูปแบบนี้ว่า การประเมินภัยพิบัติแผ่นดินไหวด้วยวิธีกำหนดค่า (Deterministic Seismic Hazard Analysis, DSHA)

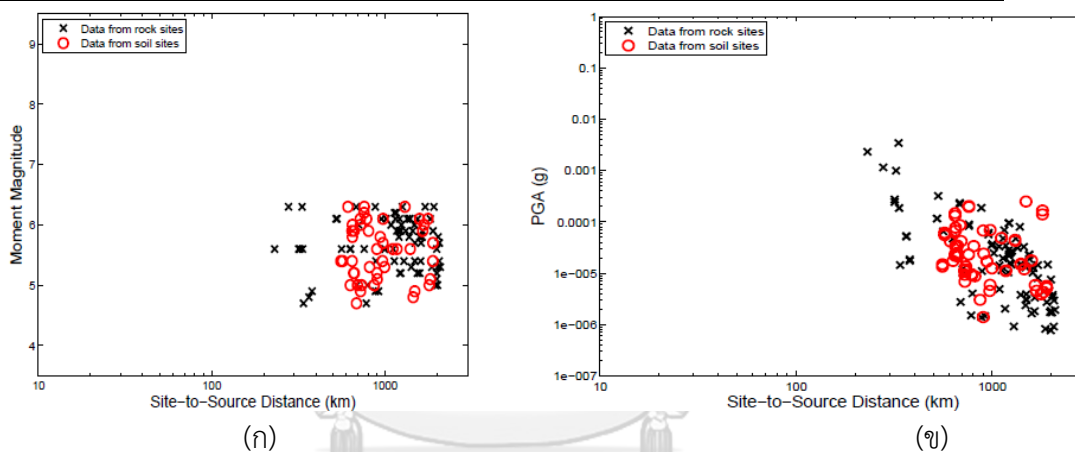


รูปที่ 3 กราฟแสดงตัวอย่างความน่าจะเป็นของระยะทางจากตำแหน่งแผ่นดินไหวบนกลุ่มรอยเลื่อนแม่ทาถึงพื้นที่ศึกษาจังหวัดเชียงใหม่

การประเมินผลของคลื่นแผ่นดินไหวจะนำข้อมูลที่ได้จากสถานีตรวจวัดแผ่นดินไหว โดยที่สถานีตรวจวัดที่มี V_{S30} มากกว่า 360 เมตร/วินาที จะถูกจัดให้เป็นสถานีตรวจวัดที่ชั้นหิน นอกจากนี้จะเป็นสถานีตรวจวัดที่ชั้นดิน โดยอ้างอิงจากข้อมูลที่ Chintanapakdee, Naguit et al. (2008) ได้รวบรวมประวัติของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่จำแนกจากประเภทของสถานีตรวจวัดได้ดังตารางที่ 1 และกราฟแสดงการเปรียบเทียบระหว่าง สถานีตรวจวัดถึงแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวกับ Moment magnitude และ Peak Ground Acceleration ดังรูปที่ 4

ตารางที่ 1 การจำแนกเหตุการณ์แผ่นดินไหวตามประเภทของสถานีตรวจวัด (Chintanapakdee, Naguit et al. 2008)

Source	Site condition		Total
	Rock	Soil	
Subduction earthquake	62	46	108
Shallow crustal earthquake	39	16	55
Total	101	62	163



รูปที่ 4 ข้อมูลการกระจายตัวของเหตุการณ์แผ่นดินไหว (ก) moment magnitude vs site-to-source distance; และ (ข) peak ground acceleration vs site-to-source distance (Chintanapakdee, Naguit et al. 2008)

2.2 แบบจำลองการลดทอนแผ่นดินไหว

ปัจจัยที่สำคัญที่สุดที่เกี่ยวกับการคำนวณการสั่นสะเทือนของชั้นดินในพื้นที่ศึกษาคือขนาดของคลื่นจากแหล่งกำเนิดมาถึงพื้นที่ศึกษาจะมีค่าเท่าไร ซึ่งระยะทางจากแหล่งกำเนิดถึงพื้นที่ศึกษาที่เพิ่มมากขึ้นจะทำให้ขนาดของคลื่นแผ่นดินไหวลดลงเป็นผลมาจากหลากหลายปัจจัย ได้แก่ geometrical spreading, damping, scattering, reflection, refraction, diffraction และ wave convection โดยปัจจัยเหล่านี้เป็นองค์ประกอบที่นำมาพัฒนาสมการลดทอนแผ่นดินไหว ในปัจจุบันแบบจำลองการลดทอนที่ใช้กันอย่างแพร่หลายคือแบบจำลอง NGA West 2 ซึ่งได้ถูกพัฒนาขึ้นในปี 2014 โดยในแบบจำลอง NGA นี้ได้มีการพัฒนาแบบจำลองโดยนักวิจัยหลายคนได้แก่ Abrahamson

et al. (2014), Boore et al. (2014), Campbell and Bozorgnia (2014), Chiou and Youngs (2014) และ Idriss (2014) ซึ่งนักวิจัยแต่ละคนได้นำเสนอเงื่อนไข สมการ และขอบเขตการพิจารณาในงานวิจัยของตัวเอง จากที่กล่าวมาข้างต้น ด้วยหลากหลายปัจจัยทำให้แบบจำลอง NGA มีความซับซ้อนมากและต้องพิจารณาเงื่อนไขต่าง ๆ ให้ครบถ้วน ซึ่งตารางที่ 2 ได้สรุปเงื่อนไขที่ควรพิจารณาไว้ดังนี้

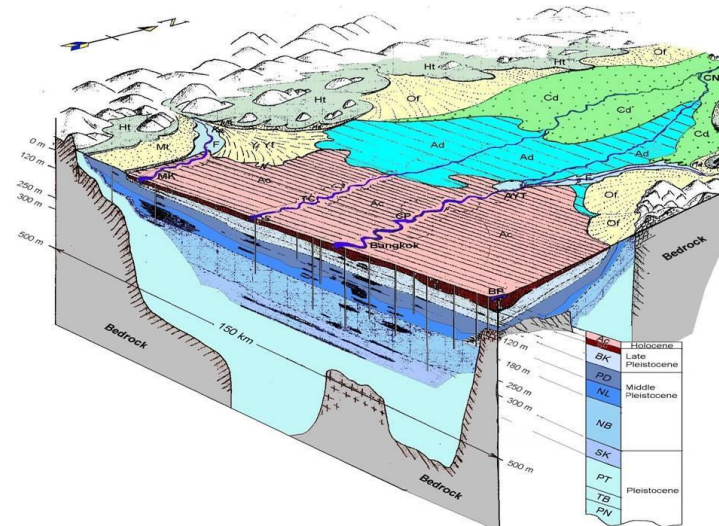
ตารางที่ 2 สรุปพารามิเตอร์ต่าง ๆ ของแบบจำลอง NGA (Mase 2019)

NGA models	Symbols	Parameters	Unit	Model Ranges
Abrahamson-Silva (2008) and Abrahamson et al. (2014)	M_w	Moment magnitude	M_w	$3 \leq M_w \leq 8.5$
	Rrup	Distance to Rupture	km	$0 \leq Rrup \leq 300$
	VS30	The time-averaged of shear wave velocity for first 30 m depth	m/s	$180 \leq V_{S30} \leq 1000$
Boore-Atkinson (2008) and Boore et al. (2014)	M_w (SS)	Moment magnitude for slip strike	M_w	$3 \leq M_w \leq 8.5$
	M_w (RS)	Moment magnitude for reverse strike earthquake		$3 \leq M_w \leq 8.5$
	M_w (NM)	Moment magnitude for normal fault earthquake	M_w	$3 \leq M_w \leq 7.0$
	Rjb	Distance to surface projection	km	$0 \leq Rjb \leq 400$
	VS30	The time-averaged of shear wave velocity for first 30 m depth	m/s	$150 \leq V_{S30} \leq 1500$
Campbell-Bozorgnia (2008) and Campbell-	Z1.0	Depth to V_s of 1 km/sec	km	$0 \leq Z_{1.0} \leq 3$
	M_w (SS)	Moment magnitude for slip strike	M_w	$3 \leq M_w \leq 8.5$
	M_w (RS)	Moment magnitude for reverse strike	M_w	$3 \leq M_w \leq 8.5$
	M_w (NM)	earthquake	M_w	$3 \leq M_w \leq 7.5$
	Rrup	Distance to Rupture	km	$0 \leq Rrup \leq 300$
	VS30	The time-averaged of shear wave velocity	m/s	$150 \leq V_{S30} \leq 1500$
	Z2.5	Depth to V_s of 2.5 km/sec	km	$0 \leq Z_{2.5} \leq 2.5$
	Zhyp	Hypocentre depth from the earthquake	km	$0 \leq Z_{hyp} \leq 20$
	Ztor	Depth to top of coseismal rupture	km	$0 \leq Z_{tor} \leq 20$
	dip	Average dip of the rupture plane	degree	$15 \leq dip \leq 90$

Chiou-Youngs (2008) and Chiou-Youngs (2014)	M_w (SS)	Moment magnitude for slip strike	M_w	$3 \leq M_w \leq 8.0$
	M_w (RS)	Moment magnitude for reverse strike earthquake	M_w	$3 \leq M_w \leq 8.5$
	M_w (NM)	Moment magnitude for normal fault earthquake	M_w	$3 \leq M_w \leq 8.0$
	Rrup	Distance to Rupture	km	$0 \leq R_{rup} \leq 300$
	VS30	The time-averaged of shear wave velocity	m/s	$180 \leq V_{S30} \leq 1500$
	Z1.0	Depth to V_s of 1 km/sec	km	$Z_{1.0} \leq 20$
	Ztor	Depth to top of coseismic rupture	km	$0 \leq Z_{tor} \leq 10$
Idriss (2008) and Idriss (2014)	M_w	Moment magnitude for slip strike	M_w	$5 \leq M_w \leq 7.0$
	Rrup	Distance to Rupture	km	$R_{rupt} \leq 150$
	VS30	The time-averaged of shear wave velocity for first 30 m depth	m/s	$V_{S30} \geq 450$

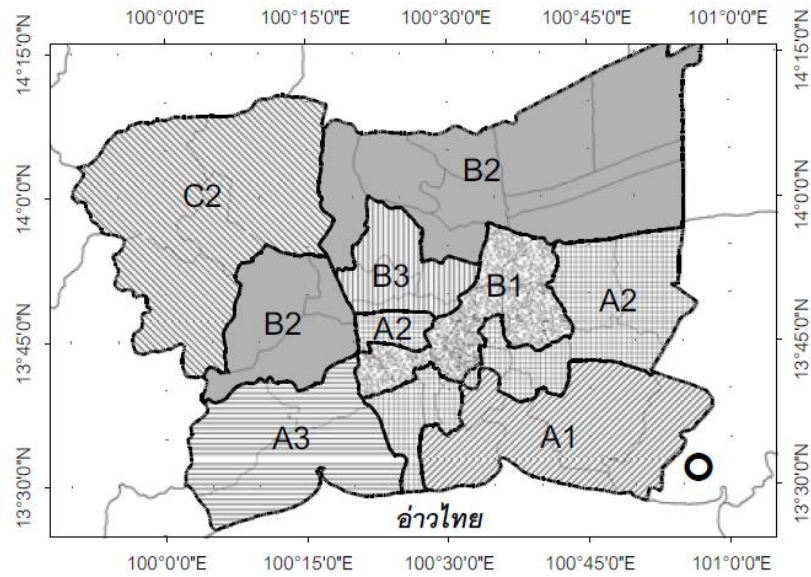
2.3 ลักษณะทั่วไปของชั้นดินกรุงเทพฯ

ลักษณะทางธรณีวิทยาของพื้นที่จังหวัดกรุงเทพมหานครและปริมณฑลนั้นเป็นที่ราบลุ่มและเป็นส่วนหนึ่งของที่ราบภาคกลางตอนใต้ ซึ่งเป็นที่ราบลุ่มตะกอนน้ำจืดและน้ำกร่อย เรียกพื้นที่นี้ว่า “ที่ราบลุ่มบางกอก” (Bangkok plain) หรือชื่อทางภูมิศาสตร์เรียกว่า “บริเวณที่ราบลุ่มน้ำภาคกลางตอนล่าง” โดยพื้นที่ของกรุงเทพฯ นั้นประกอบด้วยการซ้อนทับของทั้งชั้นดินเหนียวและชั้นดินทราย สามารถจำแนกโดยคร่าวได้เป็นชั้นดินเหนียวอ่อนหนาประมาณ 15-20 เมตร ถัดจากชั้นดินเหนียวอ่อนจะเป็นชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทรายซ้อนทับกันไปจนถึงชั้นหินที่มีความลึกในช่วงประมาณ 400-1,800 เมตรใต้ผิวดินดังรูปที่ 5

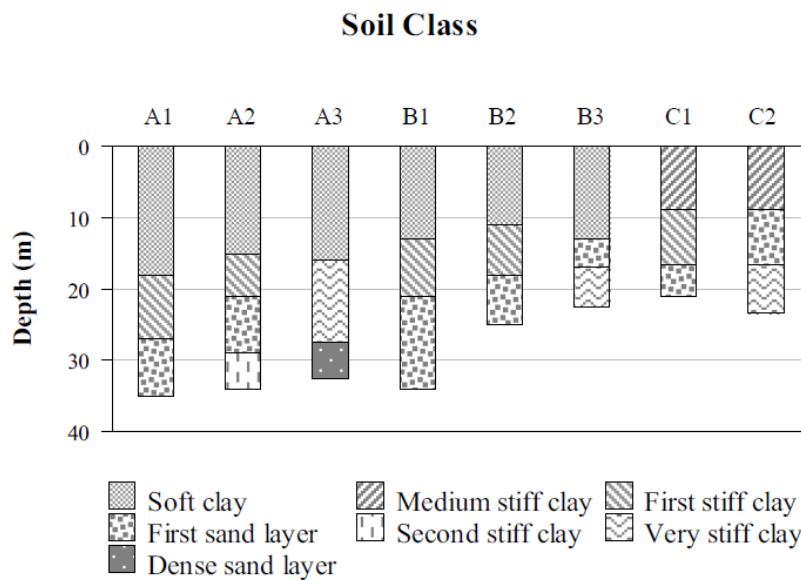


รูปที่ 5 แผนภาพตัดขวางพื้นที่ลุ่มน้ำเจ้าพระยาตอนล่าง (JICA, 1999)

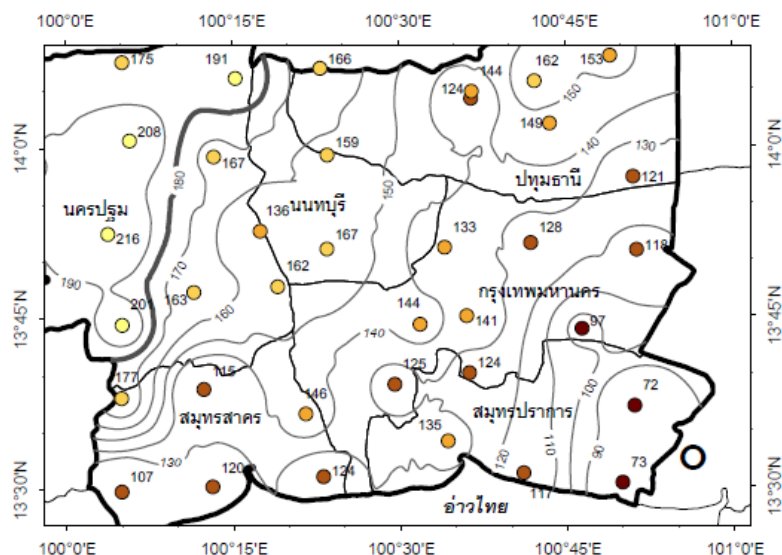
กรุงเทพมหานครและปริมณฑลนั้นมีลักษณะเป็นแอ่งจึงทำให้มีความหนาของชั้นดินเหนียวที่ไม่เท่ากัน และเนื่องจากว่าความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อนเป็นปัจจัยหลักที่ส่งผลต่อการขยายสัญญาณคลื่นแผ่นดินไหว จึงมีการจัดโซนชั้นดินของกรุงเทพฯ เพื่อให้ง่ายต่อการศึกษาโดย Tuladhar, Yamazaki et al. (2004) ได้รวบรวมข้อมูลของชั้นดินที่มีการสรุปลักษณะและจัดกลุ่มตามลักษณะของชั้นดินตามรูปที่ 6 และรูปที่ 7 เพื่ออธิบายลักษณะของชั้นดินและความลึกของชั้นดินแต่ละกลุ่ม และ Poovarodom and Plalinyot (2012) ได้ทำการศึกษาพารามิเตอร์ที่สำคัญของชั้นดินที่มีผลต่อพฤติกรรมในขณะเกิดแผ่นดินไหว นั่นคือค่าความเร็วคลื่นเฉือนที่ 30 เมตรแรก (V_{s30}) ของชั้นดินได้ดังรูปที่ 8 โดยสรุปได้ว่า ความเร็วคลื่นเฉือนของกรุงเทพฯ และปริมณฑลมีค่าอยู่ในช่วง 70-200 เมตร/วินาที ซึ่งเกณฑ์ใน มยผ. 1302 ได้กำหนดให้บริเวณที่มี V_{s30} ต่ำกว่า 180 เมตร/วินาที เป็นดินประเภท E (ดินอ่อน) และ V_{s30} ที่มีค่าระหว่าง 180 ถึง 360 เมตร/วินาที เป็นดินประเภท D (ดินแข็ง)



รูปที่ 6 แผนที่จำแนกประเภทของชั้นดินในพื้นที่ศึกษา (Tuladhar, Yamazaki et al. 2004)



รูปที่ 7 ลักษณะชั้นดินตามความลึกในพื้นที่ศึกษา (Tuladhar, Yamazaki et al. 2004)



รูปที่ 8 แผนที่ค่าความเร็วคลื่นเฉือนเฉลี่ยที่ระดับความลึก 30 เมตร (V_{s30}) สำหรับกรุงเทพมหานคร และปริมณฑล (Poovarodom and Plalinyot 2012)

ชั้นเสมือนหิน (Engineering bedrock)

ในการประเมินภัยพิบัติแผ่นดินไหว ตัวแปรหนึ่งที่ใช้ในการจำลองการเกิดแผ่นดินไหวนั้นคือ ความเร็วคลื่นเฉือน (Shear wave velocity, V_s) โดยคลื่นแผ่นดินไหวจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว จะเคลื่อนที่ผ่านชั้นหินที่มีความเร็วคลื่นเฉือนอยู่ระหว่าง 3,000 ถึง 3,500 เมตร/วินาที ซึ่งเรียกชั้นหินนี้ว่า ชั้นหินแผ่นดินไหว (Seismic bedrock) โดยการจำลองแผ่นดินไหวในโปรแกรมจะต้องกำหนดคลื่นไว้ที่ชั้นหินที่ระดับความลึกของแต่ละพื้นที่การศึกษา แต่จากที่ได้กล่าวไปว่าชั้นหินของกรุงเทพฯ นั้นอยู่ที่ความลึกประมาณ 400-1,800 เมตร ซึ่งการวิเคราะห์แบบจำลองที่มีความลึกระดับนั้นเป็นไปได้ยากและใช้เวลานาน รวมถึงงานวิจัยที่เกี่ยวกับชั้นหินแผ่นดินไหวมีไม่เพียงพอและยากที่จะศึกษาพฤติกรรมของชั้นหินจริง จึงมีการศึกษาเพิ่มเติมเกี่ยวกับการนำคลื่นแผ่นดินไหวมาใส่ในชั้นหินจำลองหรือชั้นเสมือนหิน (Engineering bedrock) แทน โดยชั้นหินทางวิศวกรรมนั้นจะมีความเร็วคลื่นเฉือนอยู่ที่ประมาณ 300 ถึง 700 เมตร/วินาที ในอดีตที่ผ่านมาได้มีการศึกษาเกี่ยวกับการพิจารณาเกี่ยวกับชั้นเสมือนหินเพื่อทดแทนการวิเคราะห์แบบจำลองด้วยชั้นหินจริงเนื่องจากการพิจารณาหินที่ความลึกมากกว่า 500 เมตรนั้นเป็นไปได้ยากและมีข้อมูลไม่เพียงพอ ในแต่ละการศึกษาได้กำหนดความเร็วคลื่นเฉือนที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์นำพื้นที่นั้น ๆ โดยในงานวิจัยส่วนใหญ่พื้นที่ที่แ่่งกรุงเทพฯ จะมีการ

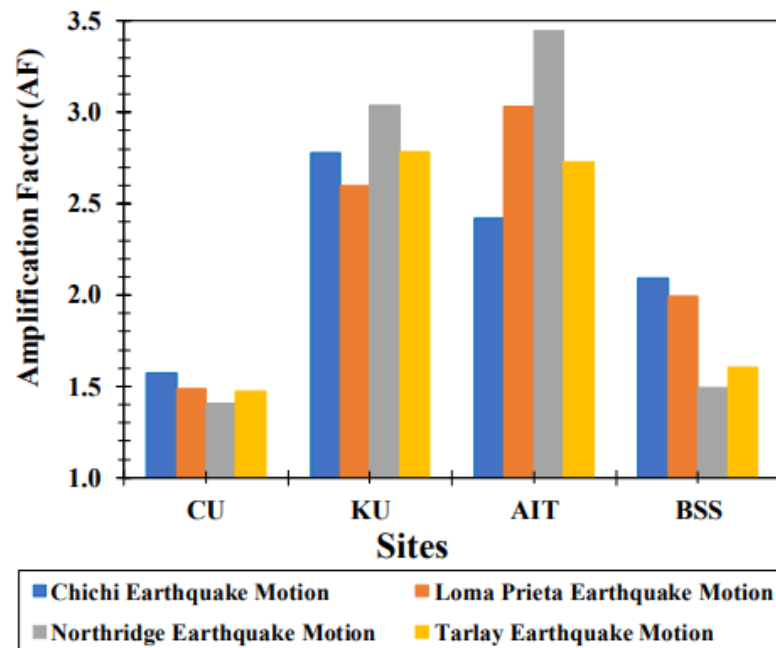
กำหนดค่า V_s อยู่ที่ 760 เมตร/วินาที และ 900 เมตร/วินาที แล้วแต่ความลึกของชั้นเสมือนหินที่กำหนดไว้และการตัดสินใจของผู้ทำวิจัยในแต่ละงานวิจัย

2.4 ปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับแผ่นดินไหว

2.4.1 Amplification factor

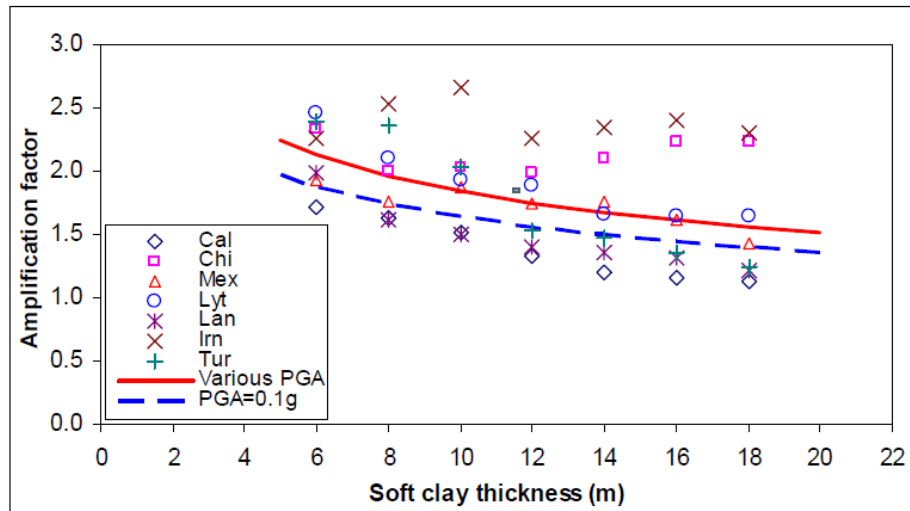
เนื่องจากพฤติกรรมของดินเหนียวที่เป็น non-linear ทำให้การเคลื่อนที่ของคลื่นแผ่นดินไหวในแต่ละพื้นที่นั้นจะมีความรุนแรงแปรเปลี่ยนตามระยะทาง เมื่อคลื่นแผ่นดินไหวเดินทางจากแหล่งกำเนิดตามชั้นหินจะสร้างคลื่นเฉือนที่มีทิศทางการเคลื่อนที่ในแนวตั้งจากชั้นหินผ่านชั้นดินชั้นสู่ผิวดิน โดยคลื่นจะส่งมาในรูปของความเร่งในผิวดิน และค่าความเร่งนั้นมีแนวโน้มที่จะถูกขยายขึ้นผ่านพฤติกรรมดังกล่าวของชั้นดินเหนียว โดยค่าที่ใช้ในการวัดผลของคลื่นแผ่นดินไหวคือค่าความเร่งสูงสุดที่ผิวดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) โดยสถานีตรวจวัดต่าง ๆ และหากตัวกลางที่คลื่นเคลื่อนที่ผ่านนั้นเป็นชั้นดินเหนียว ชั้นดินจะมีพฤติกรรมที่ทำให้คลื่นแผ่นดินไหวมีการขยายสัญญาณขึ้น จากงานวิจัยต่าง ๆ ในอดีตได้มีการศึกษาและคาดการณ์ว่าชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ สามารถขยายสัญญาณได้ประมาณ 3 เท่าเมื่อเทียบกับคลื่นที่เดินทางมาในชั้นหิน

Qodri, Mase et al. (2021) ได้ทำการศึกษาการตอบสนองของชั้นดินจากพฤติกรรม non-linear ของชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ ที่ทำการศึกษาโดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่นำมาจากฐานข้อมูล PEER ด้วยแบบจำลอง NGA และทำการวิเคราะห์ที่พื้นที่ศึกษาทั้งหมด 4 ที่ได้แก่ Chulalongkorn University (CU), Kasetsart University (KU), Asian Institute of Technology (AIT) และ Bangna Seismic Station (BSS) และได้ทำการสรุปผลลัพธ์ของคลื่นที่วัดจากที่ผิวดินเทียบกับคลื่นที่นำไปใส่ที่ชั้นหินแข็งเทียบเป็นค่าอัตราขยายสัญญาณคลื่นแผ่นดินไหว (Amplification factor) ดังรูปที่ 9



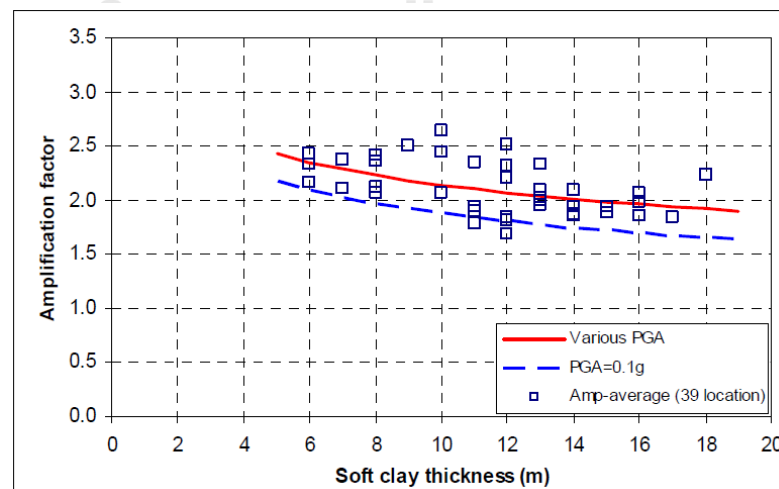
รูปที่ 9 ผลเปรียบเทียบค่า Amplification factor ในแต่ละพื้นที่ศึกษา

Yanuviriyakul and Soralump (2009) ได้ทำการศึกษาผลของค่า amplification factor ที่เกิดขึ้นในแบบจำลองที่กำหนดขึ้นมานั้นพบว่าการขยายอัตราเร่งสูงสุดที่ผิวดินของคลื่นแผ่นดินไหวมีแนวโน้มลดลงเมื่อความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อนที่มากขึ้น โดยกำหนดให้คลื่นแผ่นดินไหวที่ชั้นดินมีค่า PGA เท่ากับ 0.1g และเก็บข้อมูลผลของ PGA ที่ผิวดินและหาแนวโน้มของขนาดคลื่นสัญญาณในชั้นดินที่มีความหนาต่าง ๆ และนำมาสรุปผลได้ดังที่แสดงในรูปที่ 10



รูปที่ 10 การเปลี่ยนแปลง Amplification factor ต่อความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อน

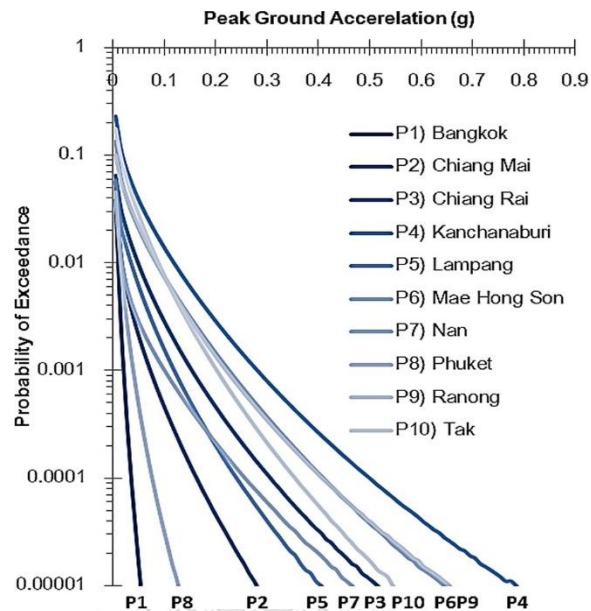
และ Yanuviriyakul and Soralum (2009) ได้ทำการศึกษา Amplification factor ของพื้นที่ กรุงเทพฯ เทียบกับแบบผลลัพธ์ของแบบจำลองที่กล่าวไปก่อนหน้านี้ และได้สรุปว่า ชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีความหนา 5-10 เมตร มีการขยายอัตราเร่งสูงสุดที่ผิวดิน 2.2-2.5 เท่า ชั้นดินเหนียวอ่อนหนา 10-15 เมตร มีการขยายอัตราเร่งสูงสุด 2.0-2.2 เท่า และชั้นดินเหนียวอ่อนที่หนามากกว่า 15 เมตร มีการขยายอัตราเร่งสูงสุดที่ 1.7-2.0 เท่า ดังแสดงในรูปที่ 11



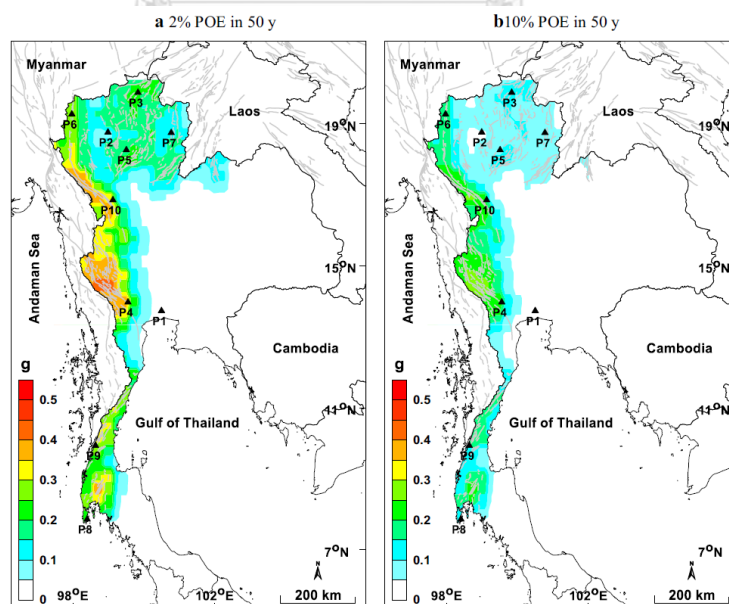
รูปที่ 11 ความสัมพันธ์ระหว่างการขยายอัตราเร่งสูงสุดที่ผิวดินกับความหนาชั้นดินเหนียวอ่อน กรุงเทพฯ

2.4.2 Peak Ground Acceleration

หน่วยของแรงสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวที่ใช้เป็นหน่วยวัดมีได้ 3 แบบได้แก่ Peak Ground Displacement, Peak Ground Velocity และ Peak Ground Acceleration ซึ่งค่าที่ถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์หรือใช้ในมาตรฐานการออกแบบมากที่สุดคือ Peak Ground Acceleration หรือ PGA โดยค่า PGA แสดงถึงระดับแรงสั่นสะเทือนที่ทำให้วัตถุตัวกลางหรือชั้นดินมีการเคลื่อนที่ โดยหน่วยของ PGA ใช้หน่วยเป็น g หรือค่าอัตราเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก ซึ่งค่า PGA ที่นำมาใช้ในกระบวนการต่างๆ เช่น การประเมินแผ่นดินไหว การออกแบบโครงสร้าง โดยทั่วไปข้อมูลของค่าความเร่งที่ผิวดินจะมาจากการประเมินภัยพิบัติแผ่นดินไหว DSHA หรือ PSHA จนถึงปัจจุบันได้มีการประเมินภัยพิบัติแผ่นดินไหวและมีการปรับปรุงข้อมูลเรื่อยมาเพื่อหาค่าสเปกตรัมออกแบบและค่าความเร่งที่ผิวดินที่เหมาะสมกับการออกแบบในประเทศไทย Pailoplee and Charusiri (2016) ได้จัดทำการประเมิน PSHA ของประเทศไทยไว้โดยทำการสำรวจพื้นที่ศึกษาจำนวน 10 จังหวัดในรูปแบบของสถิติโอกาสการเกิดแผ่นดินไหวในรูปแบบของกราฟแสดงภัยพิบัติแผ่นดินไหวดังแสดงในรูปที่ 12 และได้จัดทำแผนที่แสดงค่าความเร่งสูงสุดที่ผิวดินจากการประเมิน PSHA ของประเทศไทยดังแสดงในรูปที่ 13 และได้สรุปค่าความเร่งสูงสุดที่ผิวดินของพื้นที่ศึกษาไว้ในตารางที่ 3 ซึ่งแสดงค่าความเร่งสูงสุดของพื้นที่ศึกษาทั้ง 10 พื้นที่ไว้รูปของ Probability of Exceedance (POE)



รูปที่ 12 กราฟแสดงภัยพิบัติแผ่นดินไหว (Pailoplee and Charusiri 2016)

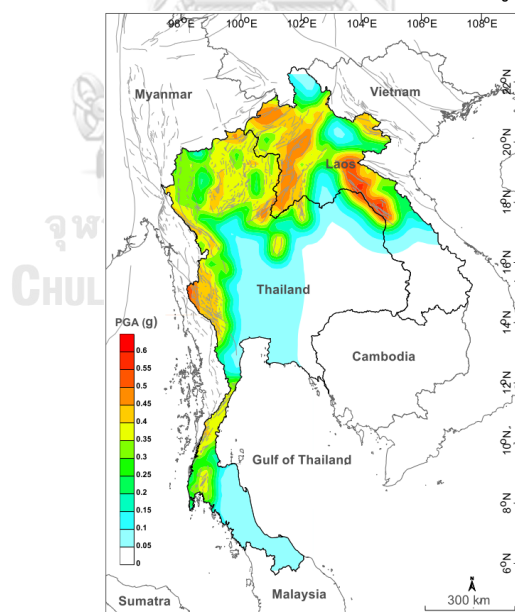


รูปที่ 13 แผนที่ PSHA สำหรับประเทศไทยและลาวที่แสดงแนวโน้มของค่าความเร่งสูงสุดที่ผิวดินในหน่วย g (a) โอกาส 2% ในรอบ 50 ปี (b) โอกาส 10% ในรอบ 50 ปี (Pailoplee and Charusiri 2016)

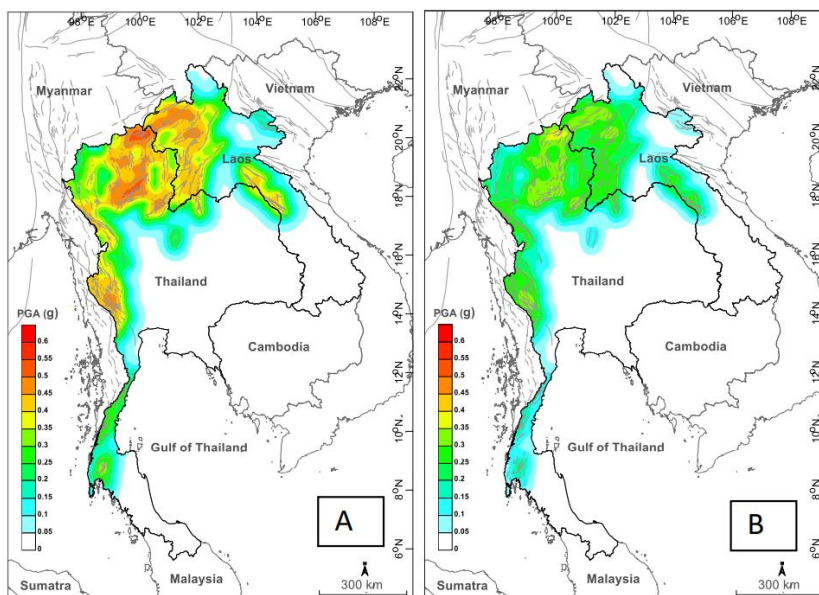
ตารางที่ 3 ค่าความเร่งสูงสุดสำหรับ POE ที่ต่างกันไปอีก 50 ปีข้างหน้าของพื้นที่ศึกษา (Pailoplee and Charusiri 2016)

	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 %

ต่อมา Charusiri, Pailoplee, Wiwegwin and Choowong (2020) ได้พบ 3 รอยเลื่อนใหม่ที่และได้ทำการศึกษา PSHA และ DSHA สำหรับประเทศไทยที่พิจารณารอยเลื่อนใหม่เพิ่มเข้าไปโดยอ้างอิงจาก Pailoplee and Charusiri (2016) และทำปรับปรุงขึ้นมาใหม่ โดยงานวิจัยได้เสนอแผนที่แสดงค่าความเร่งที่ผิวดินจากการประเมินแผ่นดินไหวทั้งสองแบบดังรูปที่ 14 และ รูปที่ 15



รูปที่ 14 แผนที่ DSHA สำหรับประเทศไทยและลาวที่แสดงแนวโน้มของค่าความเร่งสูงสุดที่ผิวดินในหน่วย g (Charusiri, Pailoplee et al. 2020)



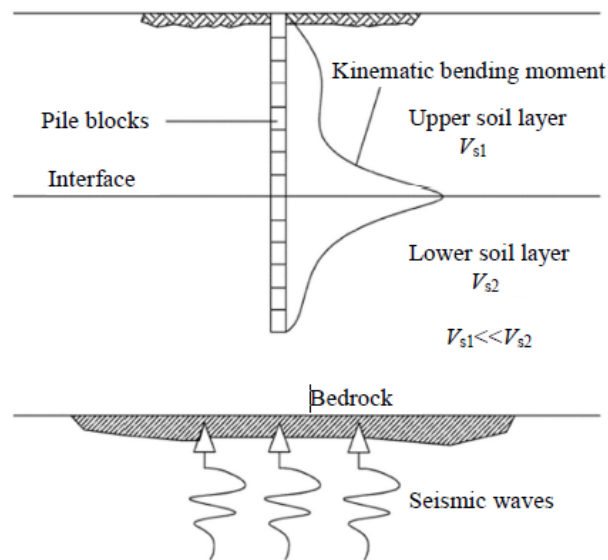
รูปที่ 15 แผนที่ PSHA สำหรับประเทศไทยและลาวที่แสดงแนวโน้มของค่าความเร่งสูงสุดที่ผิวดินในหน่วย g (a) โอกาส 2% ในรอบ 50 ปี (b) โอกาส 10 % ในรอบ 50 ปี (Charusiri, Pailoplee et al. 2020)

อย่างไรก็ตามการประเมิน PSHA ดังกล่าวเป็นการประเมินค่าความเร่งสูงสุดที่ผิวดินโดยอนุมานว่าจังหวัดต่าง ๆ ล้วนตั้งอยู่บนชั้นหินแข็ง (Rock site condition) ซึ่งในความเป็นจริงดังที่กล่าวไปในหัวข้อที่ 2.4.1 การประเมินนี้จึงเป็นการศึกษาโดยที่ไม่ได้คิดผลของการขยายสัญญาณแผ่นดินไหวร่วมด้วย

2.4.3 Kinematic loading

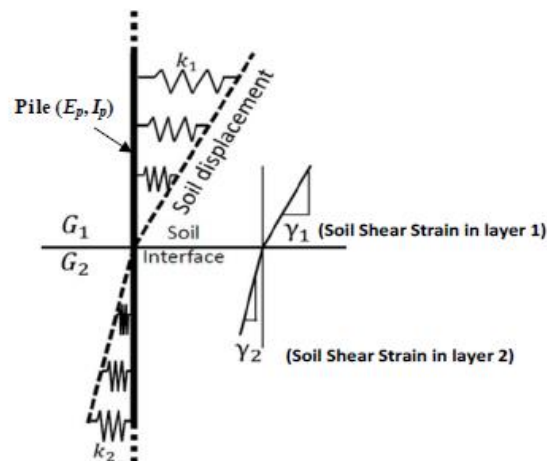
คลื่นแผ่นดินไหวที่เดินทางผ่านชั้นดินเหนียวอ่อนในขณะที่เกิดแผ่นดินไหวนั้นสามารถก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของชั้นดิน ซึ่งการโก่งของเสาเข็มที่มีผลมาจากการสั่นไหวของพื้นดินนั้นจะเปลี่ยนเป็นโมเมนต์ดัดโดยโมเมนต์รูปแบบนี้จะสามารถเกิดแม้ว่าจะมีผลมาจากโครงสร้างบนพื้นดินหรือไม่ก็ตาม โมเมนต์ดัดรูปแบบนี้ถูกเรียกว่า “kinematic” moment ซึ่งไม่สัมพันธ์กับโมเมนต์ที่เกิดจากแรงเฉื่อย (Inertia force) ที่หัวเสาเข็ม โดยในบางกรณีโมเมนต์ชนิดนี้สามารถสร้างความเสียหายแก่เสาเข็มได้มากกว่าโมเมนต์ที่เกิดจากโครงสร้าง ซึ่งเป็นผลมาจากการที่ Kinematic pile bending มีแนวโน้มที่จะถูกขยายขนาดหากอยู่ในบริเวณใกล้เคียงกับรอยต่อของชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นดิน

เหนียวแข็ง ซึ่งเป็นผลมาจากความไม่ต่อเนื่องของรอยต่อของชั้นดินที่มีโมดูลัสเฉือนที่มีค่าต่างกันดังแสดงในรูปที่ 16



รูปที่ 16 kinematic bending ของเสาเข็มอิสระในชั้นดิน 2 ชั้น (Stacul and Squeglia 2018)

การศึกษาผลของความไม่ต่อเนื่องของชั้นดินที่ทำให้เกิดแรง kinematic รวมถึงการคำนวณต่าง ๆ ได้มีการปรับปรุงและพัฒนาเรื่อยมา ในเนื้อหาต่อจากนี้จะทบทวนกระบวนการออกแบบที่เคยมีในอดีต **Dobry and O'Rourke (1983)** ได้พัฒนาแบบจำลองโดยอ้างอิงจากหลักการของ Beam-on-Dynamic-Winkler-Foundation (BDWF) ที่สมมติให้ชั้นดินและเสาเข็มมีพฤติกรรมเป็นแบบ linear elastic และทำการคำนวณหาโมเมนต์คดสูงสุดที่เกิดขึ้นที่รอยต่อของชั้นดิน โดยวิธีนี้จะตั้งสมมุติฐานให้เสาเข็มสัมผัสกับชั้นดินอย่างสมบูรณ์



รูปที่ 17 หลักการสำหรับการคำนวณหาโมเมนต์ตัดสูงสุดที่รอยต่อของชั้นดิน (Dobry and O'Rourke 1983)

จากสมมติฐานที่กล่าวไปและการกำหนดแบบจำลองเสาเข็มเป็น BDWF ทำให้ Dolby and O'Rourke สร้างสมการสำหรับโมเมนต์ตัดในเสาเข็ม (M_k) ที่รอยต่อใต้ของชั้นดินดังแสดงในสมการที่ 1 และ สมการที่ 2

สมการที่ 1 สมการคำนวณโมเมนต์ของ Dolby and O'Rourke

$$M_k = 1.86 (E_p I_p)^{\frac{3}{4}} (G_1)^{\frac{1}{4}} \gamma_1 F$$

สมการที่ 2 สมการคำนวณพารามิเตอร์ F ของ M_k

$$F = \frac{(1 - c^{-4})(1 + c^3)}{(1 + c)(c^{-1} + 1 + c + c^2)}, c = \left(\frac{G_2}{G_1}\right)^{\frac{1}{4}}$$

โดย E_p = Young's modulus ของเสาเข็ม

I_p = Cross-sectional moment of Inertia ของเสาเข็ม

G_1, G_2 = Shear modulus ของชั้นดินที่อยู่ด้านบนและล่างตามลำดับ

γ_1 = Soil shear strain ในดินชั้นบน

Mylonakis (2001) คิดหลักการโดยอ้างอิงหลักการของแบบจำลอง BDWF ในการกำหนด soil-pile interaction ให้เป็นแบบจำลองสปริง โดยใช้หลักการในการตั้งสมมติฐานเดียวกับ Dolbry and O'Rourke (1983) แต่ได้มีการเพิ่มเติมดังนี้

- แรงจากแผ่นดินไหวเป็นการเคลื่อนที่แบบฮาร์มอนิกในแกนนอนและถูกกำหนดไว้ที่ชั้นดินแข็ง
- พิจารณาทั้งค่า damping ของรังสีและวัสดุในแบบจำลอง
- ชั้นดินในแบบจำลองมีความหนาเพียงพอแต่มีขอบเขตที่จำกัด

โดย Mylonakis ได้ทำการสร้างสมการและกราฟการออกแบบสำหรับการประมาณค่า kinematic bending moment ที่รอยต่อของชั้นดินที่มีความถี่ต่ำ ($\omega \rightarrow 0$) ดังสมการที่ 3 ถึงสมการที่ 5 และรูปที่ 18

สมการที่ 3 สมการคำนวณโมเมนต์ของ Mylonakis

$$M_k = (\varepsilon_p I_p) \left(\frac{\varepsilon_p}{\gamma_1} \right) \gamma_1 \left(\frac{\Phi}{r} \right)$$

สมการที่ 4 สมการคำนวณค่า Strain transmissibility

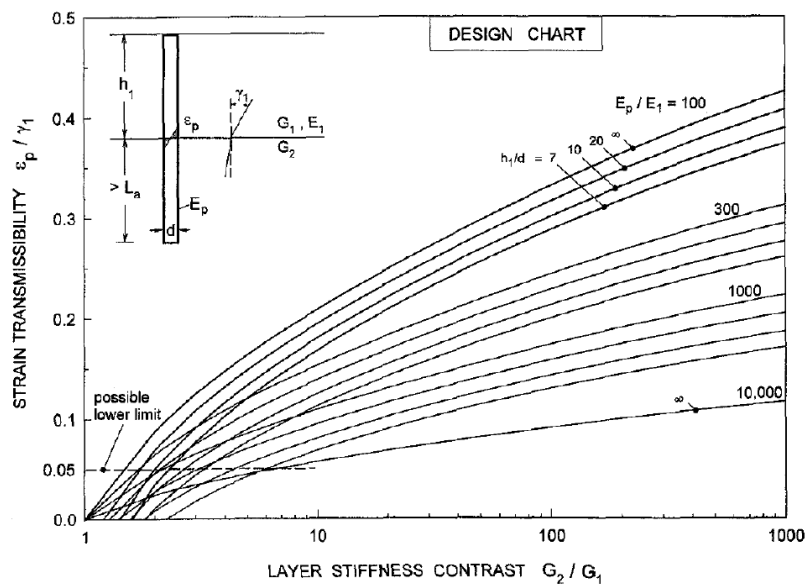
$$\left(\frac{\varepsilon_p}{\gamma_1} \right) = \frac{(c^2 - c + 1) \left\{ \left[3 \left(\frac{\delta E_1}{E_p} \right)^{\frac{1}{4}} \left(\frac{h_1}{d} \right) - 1 \right] c(c-1) - 1 \right\}}{2c^4 \left(\frac{h_1}{d} \right)}, c = \left(\frac{G_2}{G_1} \right)^{\frac{1}{4}}$$

สมการที่ 5 สมการคำนวณพารามิเตอร์ δ

$$\delta = \frac{3}{1 - \nu^3} \left(\frac{E_p}{E_1} \right) - \frac{1}{8} \left(\frac{L}{d} \right) \frac{1}{8} \left(\frac{h_1}{h_2} \right) \frac{1}{12} \left(\frac{G_1}{G_2} \right) - \frac{1}{30}$$

โดย ε_p = ความเครียดสูงสุดของเสาเข็ม
 I_p = Cross-sectional moment of Inertia ของเสาเข็ม
 γ_1 = ความเครียดเฉือนของดินชั้นบน
 Φ = ตัวแปรความถี่ซึ่งโดยทั่วไปมีค่าอยู่ระหว่าง 1 ถึง 1.25
 r = รัศมีของเสาเข็ม

- h_1 = ความหนาของดินชั้นบน
 E_p = Young's modulus ของเสาเข็ม
 E_1 = Young's modulus ของดินชั้นบน
 G_1, G_2 = Shear modulus ของชั้นดินที่อยู่ด้านบนและล่างตามลำดับ



รูปที่ 18 กราฟออกแบบสำหรับการประมาณอัตราส่วนระหว่างความเครียดสูงสุดของ kinematic pile bending เทียบกับโมดูลัสเฉือนสูงสุดของชั้นดิน ($\frac{E_p}{E_1}$ – strain transmissibility) ของเสาเข็มรูปทรงกระบอก ณ รอยต่อของชั้นดินที่มีความถี่ต่ำ (Mylonakis, 2001)

Nikolaou, Mylonakis et al. (2001) ได้พัฒนาวิธีการคิดอ้างอิงจากหลักการของแบบจำลอง BDWF ในการประเมินโมเมนต์ดัดที่รอยต่อของชั้นดินที่มีสตีฟเนสที่ต่างกันบนเงื่อนไขของ steady state และกำหนดให้ความถี่มีค่าประมาณความถี่ธรรมชาติของชั้นดิน ซึ่ง Nikolaou ได้กล่าวไว้ว่า แนวคิดนี้จะถูกต้องได้ก็ต่อเมื่อรอยต่อของชั้นดินอยู่ลึกกว่า pile active length (L_d) ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ Randolph (1981) เคยเสนอไว้ โดย kinematic bending moment ของ Nikolaou, Mylonakis et al. (2001) สามารถคำนวณได้ตามสมการที่ 6 ดังนี้

สมการที่ 6 สมการคำนวณโมเมนต์ของ Nikolaou, Mylonakis et al.

$$M_k \cong 0.042 \tau_c d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^{0.30} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{0.65} \left(\frac{V_2}{V_1} \right)^{0.50}$$

โดย V_1, V_2 = ความเร็วคลื่นเฉือนในชั้นดินชั้นบนและชั้นล่างตามลำดับ
 τ_c = ความเค้นเฉือนของชั้นดินที่รอยต่อ
 d = เส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม
 L = ความยาวของเสาเข็ม
 E_p = Young's modulus ของเสาเข็ม
 E_1 = Young's modulus ของดินชั้นบน

Di Laora, Mandolini et al. (2012) ได้นำเสนอทฤษฎีเกี่ยวกับผลลัพธ์ในกลุ่มของ harmonic steady state elasto-dynamic ที่สามารถหาได้จากวิธีวิเคราะห์ไฟไนท์อีลิเมนต์ และเสนอสูตรคำนวณใหม่ขึ้นโดยเป็นสมการสำหรับการประเมินฟังก์ชัน strain transmissibility ($\frac{\epsilon_p}{\gamma_1}$) ดังแสดงในสมการที่ 7

สมการที่ 7 สมการคำนวณโมเมนต์ของ Di Laora, Mandolini et al.

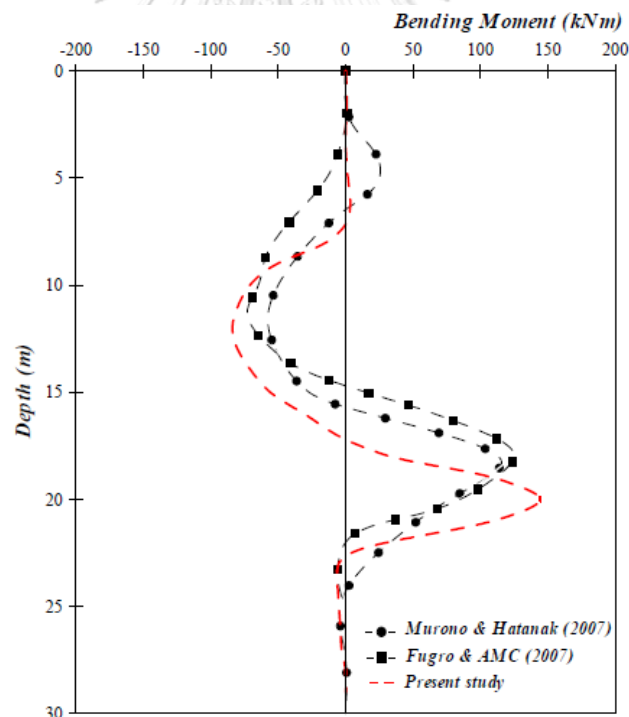
$$\frac{\epsilon_p}{\gamma_1} = \chi \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{h_1}{d} \right)^{-1} + \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{-0.25} (c-1)^{0.5} \right], c = \left(\frac{G_2}{G_1} \right)^{\frac{1}{4}}$$

โดย χ = ค่าสัมประสิทธิ์การลดถอยซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.93
 h_1 = ความหนาของดินชั้นบน
 d = เส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม
 E_p = Young's modulus ของเสาเข็ม
 E_1 = Young's modulus ของดินชั้นบน
 G_1, G_2 = Shear modulus ของชั้นดินที่อยู่ด้านบนและล่างตามลำดับ

2.5 งานวิจัยที่เกี่ยวกับเสาเข็มกับแผ่นดินไหวในอดีต

A Simplified Approach for the Evaluation of Kinematic Pile Bending

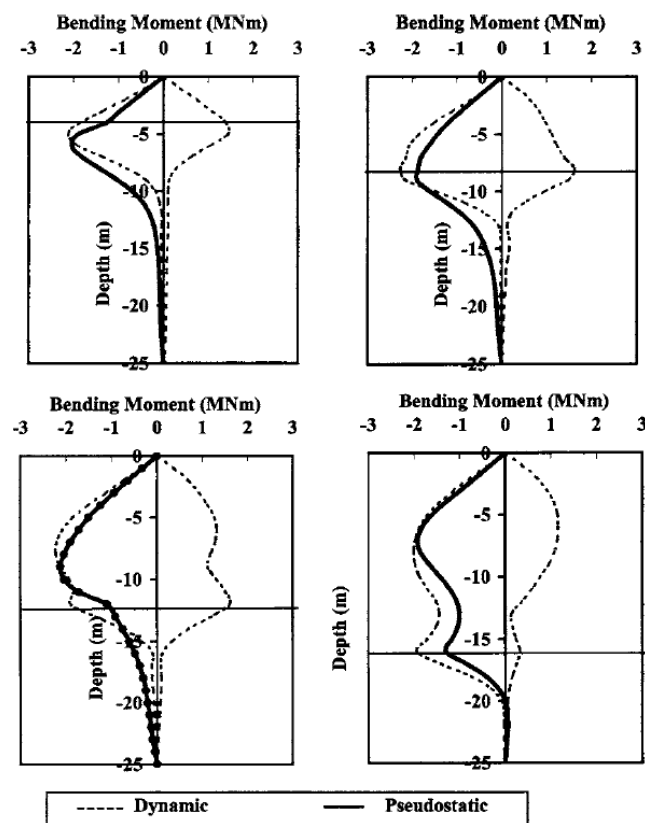
Castelli, Lentini et al. (2010) ได้ทำการหาวิธีที่จะได้ผลลัพธ์ของแรงภายในเสาเข็มที่รอยต่อของชั้นดิน หรือ kinematic moment ที่ง่ายกว่าวิธีวิเคราะห์แผ่นดินไหวเต็มระบบ จึงได้ทำการศึกษาวิธี pseudo-static โดยการวิเคราะห์หาความเร่งสูงสุดที่เกิดจากการวิเคราะห์ด้วยแรงแผ่นดินไหวบนชั้นดินเปล่าในโปรแกรม SHAKE และเมื่อได้ความเร่งสูงสุดจะนำไปเป็นแรงที่กระทำที่หัวเสาเข็มในระบบ pseudo-static บนแบบจำลองเสาเข็มเดี่ยวนั้น และผลลัพธ์ที่ได้มีรูปร่างของโมเมนต์ดังรูปที่ 19 และได้สรุปการศึกษานี้ว่าผลลัพธ์ที่ได้มีความสอดคล้องกับงานวิจัยในอดีตที่วิเคราะห์ด้วยแรงแผ่นดินไหวเดียวกัน และทำการเสนอให้ใช้วิธี simplified pseudo-static เนื่องจากเป็นวิธีที่สะดวกต่อวิศวกรส่วนใหญ่ในการทำงานมากกว่า



รูปที่ 19 ผลลัพธ์ของโมเมนต์ดัดในการศึกษาของ Castelli, Lentini et al. (2010)

Pseudostatic Approach for Seismic Analysis of Piles in Liquefying Soil

Liyanapathirana and Poulos (2005) ได้ทำการศึกษาวิธี pseudo-static สำหรับการวิเคราะห์เสาเข็มภายใต้แรงแผ่นดินไหว Kobe (1995) โดยมุ่งเน้นไปที่การศึกษาแรงภายในเสาเข็มภายใต้ liquefied soil และได้ทำการวิเคราะห์เทียบกับวิธี dynamic และได้อธิบายว่าวิธี pseudo-static นั้นมีค่าใกล้เคียงกับวิธี dynamic มาก โดยค่าที่ได้จากวิธี dynamic นั้นมีค่าสูงกว่าแต่ยังอยู่ในช่วงไม่เกิน 25 % ซึ่งเป็นเกณฑ์ที่ยอมรับได้ และได้สรุปว่าสามารถนำวิธี pseudo-static มาใช้ในการหาโมเมนต์และแรงเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาเข็มได้ เนื่องจากผลลัพธ์จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีดังกล่าวยังมีความสอดคล้องกับค่าโมเมนต์ในเสาเข็มที่มีการเก็บบันทึกเอาไว้ด้วย



รูปที่ 20 ตัวอย่างผลลัพธ์การเปรียบเทียบโมเมนต์ภายในเสาเข็มระหว่างวิธี Pseudo-static กับวิธี dynamic ในความหนาของชั้นดินที่ต่างกันบนเสาเข็มขนาด 0.9 เมตร

2.6 การออกแบบฐานรากเสาเข็มในปัจจุบัน

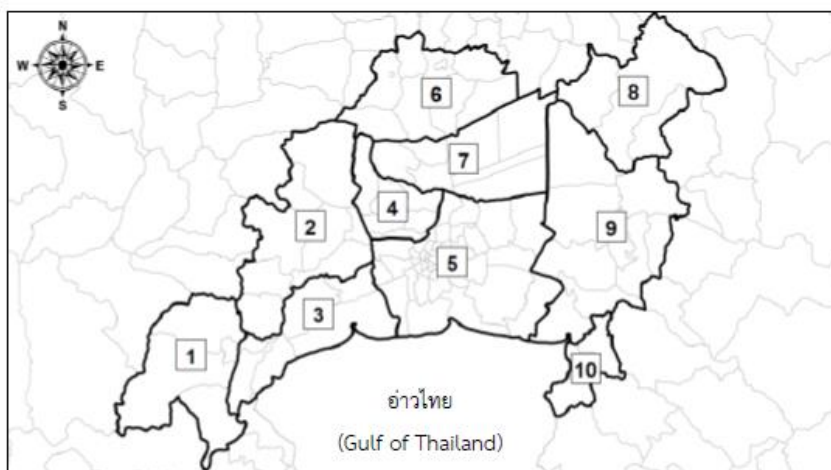
ในปัจจุบันประเทศไทยออกแบบโครงสร้างอาคารโดยใช้มาตรฐานการออกแบบอาคารด้านการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวหรือ มยผ.1301/1302-61 เป็นหลัก ซึ่งวิธีที่ใช้ในการออกแบบมี 2 วิธี คือ (1) การออกแบบโดยวิธีสถิตเทียบเท่าและ (2) การออกแบบวิธีเชิงพลศาสตร์ ซึ่งโดยทั่วไปวิธีสถิตเทียบเท่าเป็นที่นิยมมากกว่า แต่ในปัจจุบันนักออกแบบนำวิธีเชิงพลศาสตร์มาใช้พิจารณาควบคู่กับวิธีแรงสถิตเทียบเท่ากันแพร่หลายขึ้น แต่วิธีนี้มีข้อจำกัดด้านการศึกษาที่ไม่มากและมีความซับซ้อน วิธีเชิงพลศาสตร์นั้นจึงถูกนำมาใช้วิเคราะห์เฉพาะกรณี ไม่ได้ถูกนำมาพิจารณาสำหรับทุกการออกแบบในหัวข้อต่อจากนี้จะกล่าวถึงเฉพาะส่วนของหลักการในการออกแบบโครงสร้างฐานรากอาคารอ้างอิงจากมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 โดยไม่ลงละเอียดถึงสูตรคำนวณในขั้นตอนย่อยต่าง ๆ

2.6.1 หลักการการออกแบบฐานรากด้านแผ่นดินไหวในไทย

สำหรับการออกแบบอาคารที่ตั้งอยู่ในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑลด้วยวิธีสถิตเทียบเท่าจะทำการตรวจสอบว่าพื้นที่พิจารณาอยู่ในโซนใดตามรูปที่ 21 โดยกรุงเทพฯ อยู่ในโซนที่ 5 และเลือกค่า Spectral acceleration (S_d) และทำการกำหนดประเภทการออกแบบ (ประเภท ข, ค, ง) และความสำคัญของอาคาร (I, II, III, IV) ตามที่กำหนดใน มยผ 1301/1302-61 สำหรับค่าที่กำหนดไว้ ได้แก่ R , O และ C_d แล้วทำการคำนวณค่าคาบการสั่นตามธรรมชาติของอาคาร (T) น้ำหนักประสิทธิผลของอาคารทั้งหมด (W) และค่าสัมประสิทธิ์ผลตอบสนองแรงแผ่นดินไหว C_s เพื่อนำตัวแปรต่าง ๆ มาคำนวณหาค่าแรงเฉือนที่ฐานอาคารเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวตามสมการที่ 8

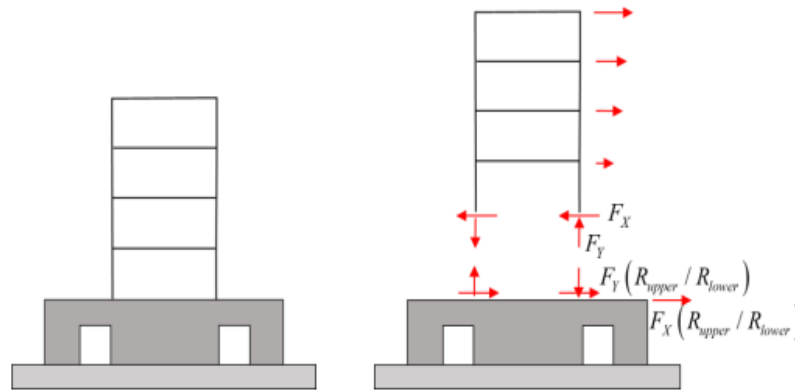
สมการที่ 8 สมการคำนวณค่าแรงเฉือนที่ฐาน

$$V = C_s \cdot W$$



รูปที่ 21 แผนที่การแบ่งโซนพื้นที่แอ่งกรุงเทพฯ เพื่อการออกแบบอาคารด้านแผ่นดินไหว (มยพ. 1301/1302-61)

ในปัจจุบันมีการใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างมาใช้กันแพร่หลายมากขึ้นเพื่อใช้คำนวณหาแรงที่ลงฐานรากอาคาร เช่น ETAP, SAP2000 เป็นต้น ซึ่งโปรแกรมเหล่านี้จะถูกใช้เพื่อวิเคราะห์แทนการคำนวณที่กล่าวไปข้างต้น โดยการสร้างแบบจำลองอาคารและใช้การรวมน้ำหนักบรรทุกตามที่กำหนดไว้ เพื่อคำนวณแรงที่เกิดขึ้นภายในตัวอาคารทั้งหมดและได้ผลลัพธ์ของแรงที่ฐานรากรับน้ำหนัก ได้แก่ Pu, Vu และ Mu ซึ่งเป็นแรงลัพธ์ที่กระทำที่ฐานรากดังแสดงในรูปที่ 22 แรงจากโครงสร้างอาคารจะถูกถ่ายลงมาสู่ฐานรากที่รับน้ำหนักในแต่ละส่วน ซึ่งเสาเข็มในฐานรากแต่ละต้นจะรับน้ำหนักไม่เท่ากัน โดยการออกแบบเสาเข็มจะทำได้โดยการกำหนดให้เสาเข็มนั้นรับแรงทั้งหมดสามแรง ได้แก่ น้ำหนักอาคาร แรงเฉือน และโมเมนต์ ซึ่งสามารถคำนวณโดยสมการที่ 9 และ สมการที่ 10 เพื่อให้ได้แรงลัพธ์ที่เกิดขึ้นที่หัวเสาเข็มในแต่ละต้น และนำแรงที่ได้จะนำไปวิเคราะห์เพื่อให้ได้แรงภายในที่เกิดขึ้นในเสาเข็มแต่ละต้น ได้แก่ แรงในแนวแกน และโมเมนต์ภายใน ซึ่งจะนำไปเทียบกับ Interaction diagram ซึ่งสามารถทำได้จากการคำนวณหรือในโปรแกรม เช่น SPColumn เพื่อตรวจสอบความปลอดภัยของเสาเข็มและนำไปออกแบบเหล็กเสริมต่อไป



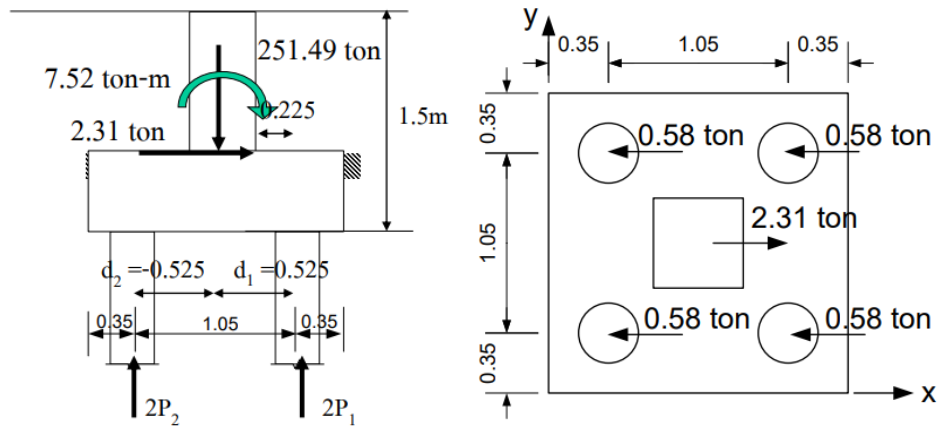
รูปที่ 22 วิธีการวิเคราะห์แบบสองชั้นตอน (มยผ.1301/1302-61)

สูตรคำนวณแรงที่เกิดในฐานรากโดยคิดผลจากน้ำหนักของโครงสร้างอาคารและแรงเยื้องศูนย์กลางที่ทำให้เกิดโมเมนต์

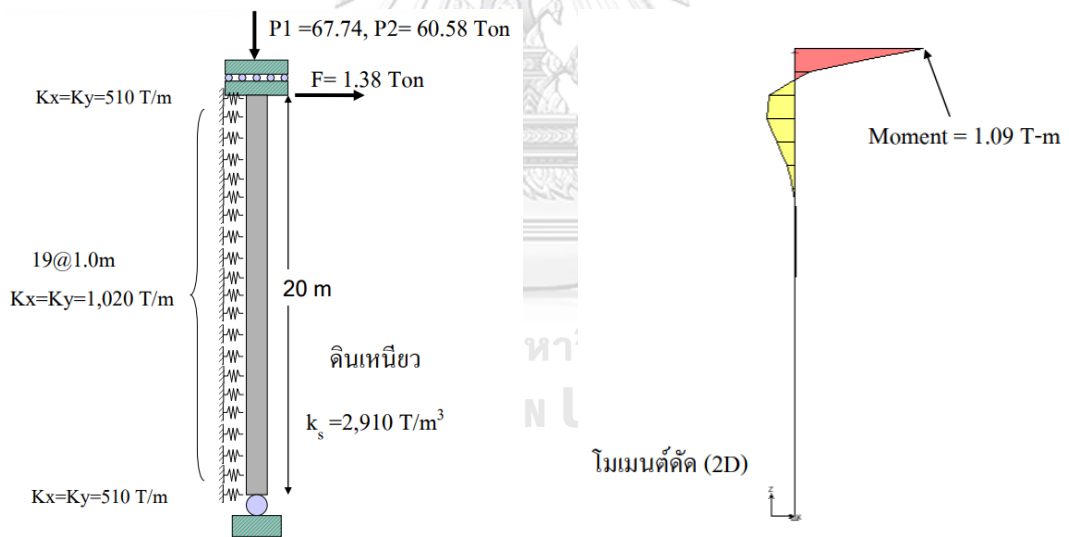
สมการที่ 9 สมการคำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยรวมที่กระทำต่อฐานราก

$$P_i = \frac{P}{n} \pm \frac{Md_i}{\Sigma d^2}$$

- โดย P_i = น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยรวมที่กระทำต่อเสาตอม่อในแต่ละต้น
 M = โมเมนต์ที่กระทำต่อเสาตอม่อ
 d_i = ระยะห่างของเสาเข็มแต่ละต้นจากแกนศูนย์กลางถ่วงของเสาเข็มกลุ่ม
 n = จำนวนเสาเข็มในแท่นหัวเสาเข็ม

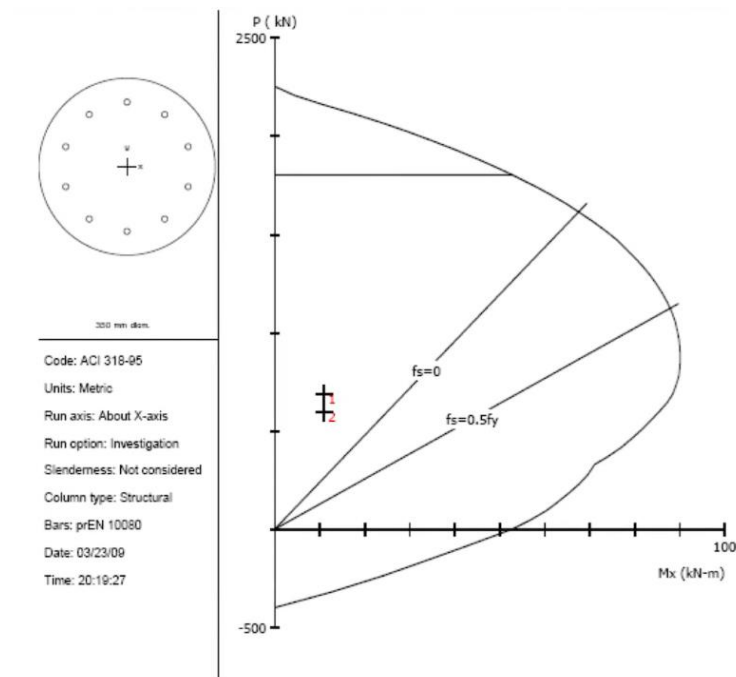


(ก)



(ข)

รูปที่ 23 ตัวอย่างการออกแบบฐานรากจากสไลด์การออกแบบฐานรากเสาเข็มรับแรงแผ่นดินไหว
กระจายแรงจากโครงสร้างลงฐานรากเสาเข็ม (ข) นำแรงที่เสาเข็มมาวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองใน
โปรแกรม (ศ.ดร.อมร พิมาณมาศ, http://www.thaiseismic.com/engr_design11/)



รูปที่ 24 การเทียบแรงภายในเสาเข็มกับ Interaction diagram

(ศ.ดร.อมร พิमानมาศ, http://www.thaiseismic.com/engr_design11/)

ส่วนการออกแบบแท่นหัวเข็มจะทำการออกแบบตามมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธี USD และทำการตรวจสอบความปลอดภัยของโครงสร้างฐานรากเสาเข็มตามที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน ซึ่งต้องทำการตรวจสอบดังนี้

- ตรวจสอบกำลังรับแรงในแนวแกน
- ตรวจสอบการพลิกคว่ำและการไถลตัวของฐานราก
- ตรวจสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาเข็มและตอม่อ
- ตรวจสอบความหนาของฐานราก

2.6.2 Kinematic design code

จากที่ได้อธิบายหลักการออกแบบโดยสังเขปในหัวข้อ 2.6.1 การออกแบบโครงสร้างต้านแผ่นดินไหวของประเทศไทยนั้นในการออกแบบอาคารทั่วไปจะเน้นการใช้การออกแบบด้วยวิธีสถิตเป็นหลักซึ่งมีข้อกำหนดสำหรับการออกแบบอาคารต้านแผ่นดินไหวในด้านพลศาสตร์อยู่แล้ว แต่ใน

เนื้อหานี้ยังไม่รวมผลของ Kinematic ในการค้ำไว้ด้วยสำหรับการพิจารณาความปลอดภัยเหมือนต่างประเทศ ในบทนี้จะแนะนำตัวอย่างมาตรฐานการออกแบบของต่างประเทศที่กำหนดเงื่อนไขเหล่านี้ไว้หรือมาตรฐานการออกแบบที่ค้ำถึงผลของ kinematic รวมอยู่ด้วยเพื่อเป็นตัวอย่างหรือแนวทางในการบรรจุผลของ Kinematic ในอนาคต

International Building Code (IBC 2021)

ในหัวข้อที่ 1810 ของ IBC 2021 ได้มีการระบุข้อกำหนดการออกแบบฐานรากลึกเอาไว้ โดยในมาตรฐานหัวข้อ 1810.2.4.1 ได้ระบุว่า การออกแบบเสาเข็มต้องออกแบบให้รับ kinematic pile bending effect ในพื้นที่ที่มีโอกาสเกิดแผ่นดินไหวตาม Seismic Design Category (SDC) ประกอบด้วย D, E และ F ซึ่งพื้นที่ดังกล่าวครอบคลุมส่วนตะวันตกของสหรัฐอเมริกา

1810.2.4.1 Seismic Design Categories D through F.

For structures assigned to *Seismic Design Category D, E or F, deep foundation elements on Site Class E or F sites, as determined in Section 1613.2.2, shall be designed and constructed to withstand maximum imposed curvatures from earthquake ground motions and structure response. Curvatures shall include free-field soil strains modified for soil-foundation-structure interaction coupled with foundation element deformations associated with earthquake loads imparted to the foundation by the structure.*

รูปที่ 25 ข้อกำหนดด้าน kinematic ของ IBC 2021

Eurocode 8 (EN 1998-5)

พฤติกรรมของ kinematic loading ได้ถูกนำมาวิเคราะห์ใน Eurocode 8 โดยในมาตรฐานได้กำหนดไว้ในหัวข้อ 5.4.2 ข้อย่อยที่ 1 ให้การออกแบบเสาเข็มนั้นต้องพิจารณาจากแรงทั้ง 2 ปัจจัย ได้แก่ (1) แรงเฉื่อยจากโครงสร้างอาคารบนพื้นดิน (2) แรงจาก kinematic ในการออกแบบโดยค้ำถึงผลของทั้ง 2 ปัจจัยในการคำนวณออกแบบโครงสร้างฐานรากเสาเข็มด้วย

5.4.2 Piles and piers

(1)P Piles and piers shall be designed to resist the following two types of action effects.

a) *Inertia forces* from the superstructure. Such forces, combined with the static loads, give the design values N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed} specified in 5.3.2.

b) *Kinematic forces* arising from the deformation of the surrounding soil due to the passage of seismic waves.

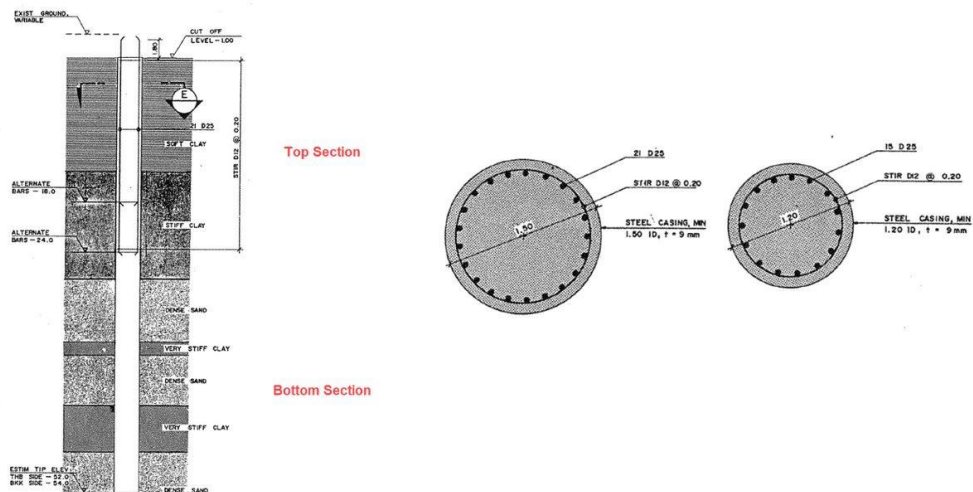
รูปที่ 26 ข้อกำหนดด้าน kinematic ของ EN 1998-5

รวมถึงในต่างประเทศมีงานวิจัยต่าง ๆ ที่เกี่ยวกับการวิเคราะห์ผลของ Kinematic ในมาตรฐานการออกแบบด้วย ยกตัวอย่างงานวิจัยในญี่ปุ่นของ Masahiro S. (2003) ที่มีการศึกษาที่เกี่ยวข้องกับผลของ kinematic ที่กระทบต่อฐานรากสะพานและมีการอ้างอิงมาตรฐานการออกแบบของญี่ปุ่นด้วยในหัวข้อ Specifications for Highway Bridge, V Seismic Design ที่มีเนื้อหาคร่าว ๆ เกี่ยวกับแผ่นดินไหว Hyogo-ken Nanbu ในจังหวัด Kobe ประเทศญี่ปุ่น ปี ค.ศ. 1995 ที่สร้างความเสียหายให้กับสะพานในบริเวณรอยต่อของชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นดินเหนียวแข็งเนื่องจาก Kinematic interaction โดยในปี 1996 ได้มีการบรรจุเนื้อหาเกี่ยวกับผลกระทบที่เกิดขึ้นที่รอยต่อของชั้นดินไว้ในข้อมูลจำเพาะของสะพาน (Specifications For Highway Bridges, 1996) ในเชิงการออกแบบให้มีค่าความเหนียวและกำลังรับแรงเฉือนที่สูงขึ้น และมีการปรับปรุงเกี่ยวกับเหล็กเสริมในบริเวณของรอยต่อของชั้นดินเพื่อให้รับแรง Kinematic ได้ปลอดภัยอีกด้วย

2.6.3 ตัวอย่างการออกแบบในปัจจุบันที่สัมพันธ์กับจุดประสงค์ของงานวิจัย

ในการออกแบบเหล็กเสริมในฐานรากเสาเข็มของโครงสร้างในประเทศไทยนั้น จะขึ้นอยู่กับ การคำนวณที่ได้จากหัวข้อ 2.5.1 สำหรับการวิเคราะห์หาแรงภายในเสาเข็มด้วยวิธีต่าง ๆ ดังที่กล่าว ไป และนำแรงภายในเสาเข็มมาหาปริมาณเหล็กเสริมในโครงสร้างเพื่อรับน้ำหนักต่าง ๆ ได้อย่าง ปลอดภัย โดยในปัจจุบันนั้นการออกแบบเสาเข็มทั่วไปจะมีการพิจารณาแรงในเสาเข็มและใส่เหล็ก เสริมในเสาเข็มทั้งเหล็กยื่นและเหล็กปลอกเพื่อรับน้ำหนักโครงสร้างในแนวแกน โมเมนต์ และแรง เฉือนตามลำดับ ซึ่งในการใส่เหล็กยื่นนั้นโดยทั่วไปจะใส่อยู่ที่ประมาณ ρ ที่ 0.5% เป็นปริมาณเหล็ก ชั้นต่ำที่ใช้กัน ซึ่งในกรณีตัวอย่างของการออกแบบและการก่อสร้างในปัจจุบันนั้นตามหลักทฤษฎีและ

ข้อกำหนดการออกแบบจะมีการเสริมเหล็กตลอดความยาวของโครงสร้างเพื่อครอบคลุมแรงที่สูงที่สุด แต่ในความเป็นจริงนั้นแรงในเสาเข็มเช่น โมเมนต์ และแรงเฉือนไม่ได้มีค่าคงที่ตลอดทั้งความยาว ตามลักษณะของแรงที่เกิดขึ้นในทฤษฎีคาน ซึ่งวิศวกรโดยทั่วไปจึงมีการลดเหล็กเสริมในโครงสร้างเสาเข็ม ในการก่อสร้างจริงในตำแหน่งที่ลึกลงไปของเสาเข็มในจุดที่มีโมเมนต์ในเสาเข็มน้อยลงเพื่อความประหยัดในการก่อสร้าง ซึ่งการลดเหล็กเสริมจะทำการลดเหล็กที่ตามความยาวมาตรฐานของ เหล็กเส้นซึ่งมีความยาวอยู่ที่ประมาณ 10-12 เมตร โดยยกตัวอย่างเช่นการลดเหล็กในระดับที่ -12 หรือ -24 เมตร แต่ในบางกรณีนั้นวิศวกรในปัจจุบันบางคนทำการไม่เสริมเหล็กในเสาเข็มในตำแหน่งที่ไม่มีแรงเกิดขึ้นเลย ซึ่งในกรณีนี้เป็นกรณีตัวอย่างของการออกแบบในโครงสร้างที่มีการหยุดเหล็กเสริมที่ตำแหน่ง -24 เมตร และในระดับที่ลึกลงไปกว่านั้นจะเห็นว่าไม่มีการใส่เหล็กเสริมในโครงสร้างแล้ว โดยมีการหยุดเหล็กในตำแหน่งที่อาจเกิดอันตรายได้ถ้ามีการเกิดแผ่นดินไหวขึ้นจริงหากพิจารณาตามทฤษฎี kinematic



รูปที่ 27 ตัวอย่างโครงการที่มีการหยุดเหล็กเสริมในเสาเข็ม

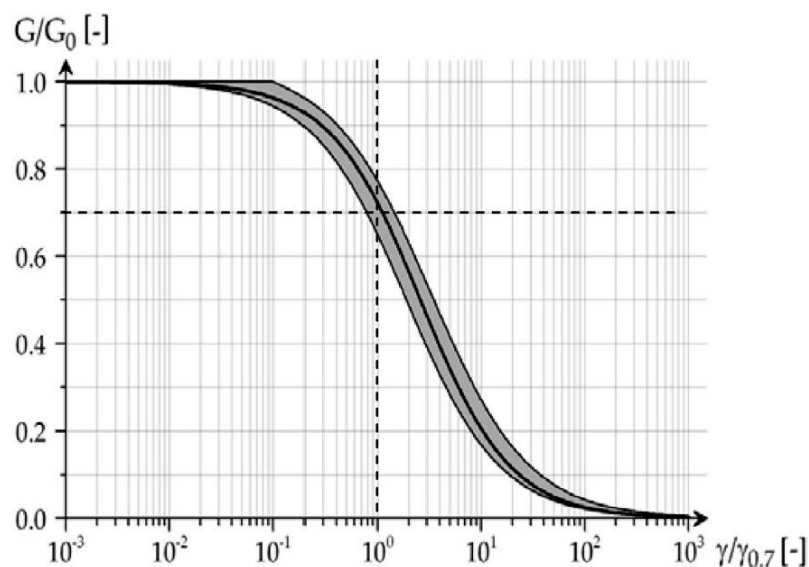
2.7 แบบจำลองดิน

ปัจจัยที่สำคัญอีกอย่างหนึ่งสำหรับการวิเคราะห์ในโปรแกรมวิเคราะห์ไฟไนท์เอลิเมนต์คือการเลือกใช้แบบจำลองให้เหมาะสมกับจุดประสงค์ของงานวิจัย ซึ่งในปัจจุบันมีแบบจำลองมากมายให้เลือกใช้โดยความซับซ้อนของแบบจำลองมีตั้งแต่เรียบง่ายจนถึงแบบจำลองที่มีความซับซ้อนมากแต่ก็

ตามมาด้วยผลลัพธ์ที่มีรายละเอียดมากเช่นกัน โดยทั่วไปการวิเคราะห์ชั้นพื้นฐานจะนิยมใช้แบบจำลองที่มีชื่อว่า แบบจำลอง “Mohr-Coulomb” (MC) แต่การศึกษาพฤติกรรมของแผ่นดินไหวนั้นจำเป็นจะต้องใช้แบบจำลองที่มีความละเอียดและแม่นยำกว่าแบบจำลองทั่วไป ซึ่งแบบจำลองดินที่มีความซับซ้อนและสามารถวิเคราะห์ผลของแผ่นดินไหวได้ดีและจะนำมาใช้ประกอบกับงานวิจัยนี้คือแบบจำลอง “Hardening Soil with small-strain stiffness” (HSS) ซึ่งพฤติกรรมของดินในแบบจำลองนี้มีความพิเศษมากกว่าแบบจำลองของ Mohr-Coulomb โดยจะกล่าวในหัวข้อนี้

Small-strain stiffness model

แบบจำลอง HSS เป็นแบบจำลองที่พัฒนามาจากแบบจำลอง Hardening soil โดยที่สามารถศึกษาพฤติกรรมของดินในปริมาณความเครียดต่ำได้ นั่นคือ modulus reduction curves โดยที่ตัวแปรในกราฟนี้คือ โมดูลัสเฉือน (shear modulus, G) โดยการพล็อตในรูปของฟังก์ชันลอการิทึมเทียบกับความเครียดเฉือน (shear strain, γ) ซึ่งมีค่าอยู่ในช่วงระดับความเครียดที่น้อยมาก (การสั่น) ไปจนถึงค่าความเครียดที่มีค่าสูงดังแสดงในรูปที่ 28



รูปที่ 28 secant shear modulus เทียบกับ shear strain (Brinkgreve, Kappert et al. 2007)

การลดลงของ secant shear modulus สามารถประมาณโดยคร่าวได้จากการคำนวณจากสมการที่ 10 ดังนี้

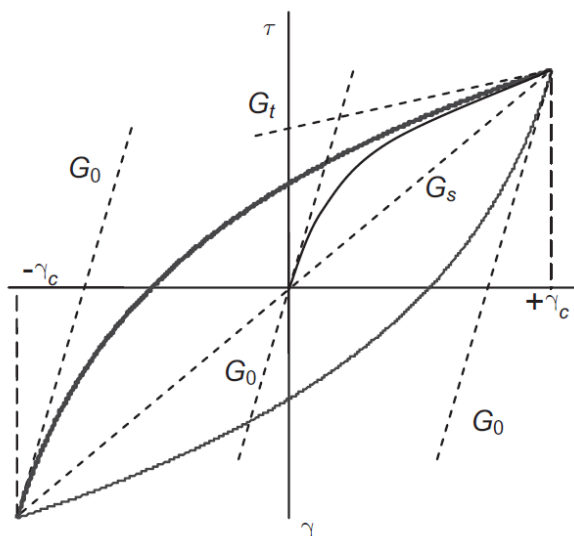
สมการที่ 10 สมการคำนวณค่า Secant shear modulus

$$G = \frac{G_0}{1 + a \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}}$$

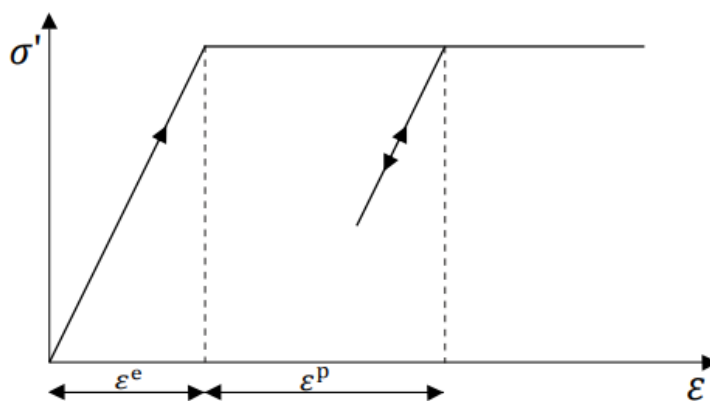
โดยค่า a กำหนดไว้เท่ากับ 0.385 เพื่อให้ได้ค่าที่ใกล้เคียงกับเส้นกลางที่แสดงอยู่ในรูปที่ 28 มากที่สุด

Hysteretic damping

หนึ่งในพฤติกรรมของดินที่ HSS ที่ความต่างจากแบบจำลอง MC นั่นคือพฤติกรรมการรับแรงแบบเป็นรอบ (cyclic loading) โดยแบบจำลอง HSS จะแสดงพฤติกรรมที่เรียกว่า Hysteretic damping ที่แสดงในรูปที่ 29 โดยพฤติกรรมนี้จะเริ่มจาก small-strain shear stiffness, G_0 โดยค่าสตีฟเนสที่เกิดขึ้นจริงจะมีค่าลดลงเมื่อความเครียดเฉือนมีค่าเพิ่มขึ้นดังรูปที่ 28 และเมื่อแรงเกิดการย้อนกลับค่าสตีฟเนสจะกลับไปเริ่มที่ G_0 อีกครั้ง เมื่อเทียบกับแบบจำลอง MC นั้นจะมีพฤติกรรมแบบ linear elastic ซึ่งจะไม่เกิดการวนกลับดังกล่าว แต่จะเกิดพฤติกรรมเป็นดังรูปที่ 30



รูปที่ 29 พฤติกรรมแบบ hysteretic ในแบบจำลอง HSS Brinkgreve, Kappert et al. (2007)



รูปที่ 30 พฤติกรรมแบบ elastic perfectly plastic ของแบบจำลอง Mohr-coulomb (“PLAXIS 3D Material Models Manual”, 2020)

ภายใต้การพิจารณาแรงแบบ cyclic ในแบบจำลอง HSS นั้นกราฟที่แสดงพฤติกรรมแบบ hysteretic damping ยังมีรายละเอียดอีกอย่างที่สามารถหาได้จากกราฟนั่นคือพลังงานที่เกิดขึ้นในการใส่แรง 1 รอบ (dissipated energy) จาก $\gamma = -\gamma_c$ ถึง γ_c และกลับไปสู่ $-\gamma_c$ ซึ่งพื้นที่ที่อยู่ในรอบปิดนั้นสามารถเขียนในรูปของสมการดังนี้

สมการที่ 11 สมการคำนวณค่าพลังงานที่เกิดขึ้นในแบบจำลอง HSS

$$E_D = \frac{4G_0 \gamma_{0.7}}{a} \left(2\gamma_c - \frac{\gamma_c}{1 + \frac{\gamma_{0.7}}{a\gamma_c}} - \frac{2\gamma_{0.7}}{a} \ln \left(1 + \frac{a\gamma_c}{\gamma_{0.7}} \right) \right)$$

และ damping ratio, ξ สามารถเขียนในรูปสมการดังนี้

สมการที่ 12 สมการคำนวณค่า damping ratio (ξ)

$$\xi = \frac{E_D}{4\pi E_S}$$

โดยที่ E_S คือพลังงานที่กักเก็บไว้ที่ความเครียดสูงสุด γ_c :

สมการที่ 13 สมการคำนวณพลังงานที่กักเก็บไว้

$$E_s = \frac{1}{2} G_s \gamma_c^2 = \frac{G_0 \gamma_c^2}{2 + 2a\gamma_c / \gamma_{0.7}}$$

ซึ่งสมการนี้จะจริงต่อเมื่อ G_{ur} ที่ค่าไม่เกิน G_0

สมการที่ 14 สมการเงื่อนไขของความเครียดสูงสุด (γ_c)

$$\gamma_c \leq \frac{\gamma_{0.7}}{a} \left(\sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right)$$

โดยสมการข้างต้นที่กล่าวมาทั้งหมดนั้นค่า damping ratio ในแบบจำลองนี้สามารถใช้กับวัสดุที่เป็นอีลาสติกและโมดูลัสเฉือนที่มีค่าลดลงตามกฎเกณฑ์ของ small-strain เท่านั้น ซึ่งพฤติกรรมข้างต้นผลของค่า damping ที่แสดงจะไม่เพิ่มไปมากกว่านี้ แม้ว่าค่า G_{ur} มีค่าเกิน G_0 ซึ่งในความเป็นจริงนั้นหากมีพฤติกรรมแบบพลาสติกเกิดขึ้น ค่า damping ก็จะมีค่ามากขึ้นตามไปด้วยและจะไม่วนกลับในตำแหน่งเดิม

พารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้อง

เนื่องจากแบบจำลอง HSS นั้นพัฒนามาจากแบบจำลอง HSM ซึ่งนอกจาก G_0 และ $\gamma_{0.7}$ ที่เป็นพารามิเตอร์ที่เพิ่มเติมมาในการนำไปกำหนดพฤติกรรมของแบบจำลอง พารามิเตอร์ต่าง ๆ จะใช้แบบเดียวกับแบบจำลอง HSM ซึ่ง

ตารางที่ 4 ได้สรุปแสดงพารามิเตอร์ที่ใช้สำหรับแต่ละแบบจำลองเอาไว้



ตารางที่ 4 สรุปพารามิเตอร์ของแต่ละแบบจำลอง (Likitlersuang, Surarak et al. 2013)

Input parameters for			Parameters	Description	Parameter evaluation
Soft Soil Model (SSM)	Hardening Soil Model (HSM)	Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness (HSS)			
✓	✓	✓	ϕ'	Internal friction angle	Slope of failure line from Mohr–Coulomb failure criterion
✓	✓	✓	c'	Cohesion	y-intercept of failure line from Mohr–Coulomb failure criterion
✓	✓	✓	R_f	Failure ratio	$(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$
✓	✓	✓	ψ	Dilatancy angle	Ratio of de_v^p and de_s^p
✓			λ^*	Modified compression index	Slope of primary loading curve $\ln p'$ versus ϵ_v space
✓			κ^*	Modified swelling index	Slope of unloading/reloading curve $\ln p'$ versus ϵ_v space
	✓	✓	E_{SO}^{ref}	Reference secant stiffness from drained triaxial test	y-intercept in $\log(\sigma_3/p^{ref}) - \log(E_{50})$ curve
	✓	✓	E_{oed}^{ref}	Reference tangent stiffness for oedometer primary loading	y-intercept in $\log(\sigma_1/p^{ref}) - \log(E_{oed})$ curve
	✓	✓	E_{ur}^{ref}	Reference unloading/reloading stiffness	y-intercept in $\log(\sigma_3/p^{ref}) - \log(E_{ur})$ curve
	✓	✓	m	Exponential power	Slope of trend-line in $\log(\sigma_3/p^{ref}) - \log(E_{50})$ curve
✓	✓	✓	ν_{ur}	Unloading/reloading Poisson's ratio	0.2 (default setting)
✓	✓	✓	K_0^{nc}	Coefficient of earth pressure at rest (NC state)	$1 - \sin \phi'$ (default setting)
		✓	G_{max}^{ref}	Reference small strain shear modulus	$G_{max} = G_{max}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cos \phi'}{p^{ref} + c \cos \phi'} \right)^m$
		✓	$\gamma_{0.7}$	Shear strain amplitude at $0.722G_{max}$	Modulus degradation curve (plot between G/G_{max} and $\log \gamma$)

Remarks: σ_1 is major principal stress (kN/m²).
 σ_3 is minor principal stress (kN/m²).
 p^{ref} is reference pressure (100 kN/m²).

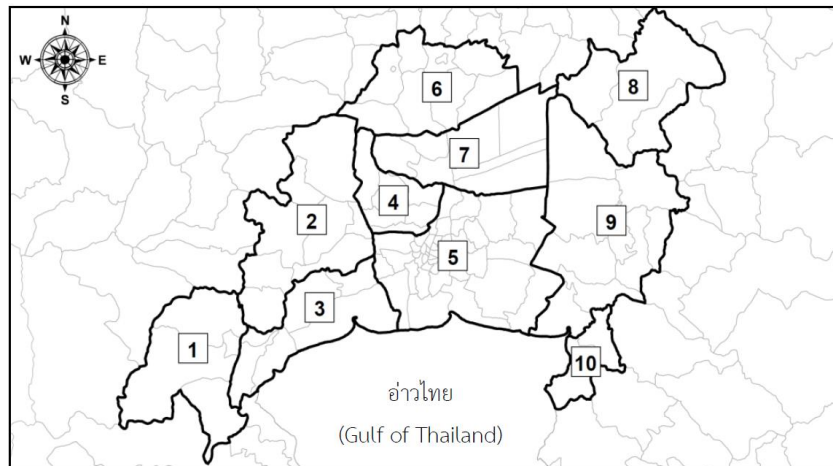


3. วิธีการศึกษา

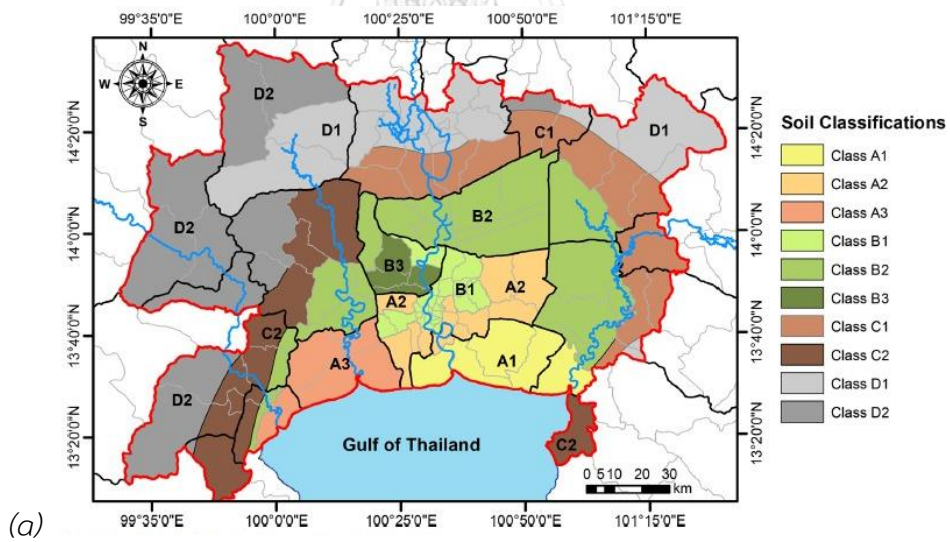
ในบทนี้จะอธิบายเกี่ยวกับส่วนประกอบของงานวิจัยที่จะนำมาศึกษาและขั้นตอนของการศึกษา โดยจะอธิบายถึงคุณลักษณะของคลื่นแผ่นดินไหว โครงสร้างชั้นดินและอาคารที่ประกอบกันในแบบจำลองของงานวิจัยนี้ ซึ่งระบบของการออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหวที่นำมาใช้ในงานวิจัยนี้และจะถูกกล่าวในบทนี้ประกอบด้วย (3.1) การเลือกชั้นดินในแบบจำลอง (3.2) การเลือกอาคารในแบบจำลอง และ (3.3) การเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสม และจะกล่าวถึงขั้นตอนการวิเคราะห์โดยสังเขปในหัวข้อที่ 3.4 และ 3.5 ในลำดับต่อไป

3.1 ชั้นดินในแบบจำลอง

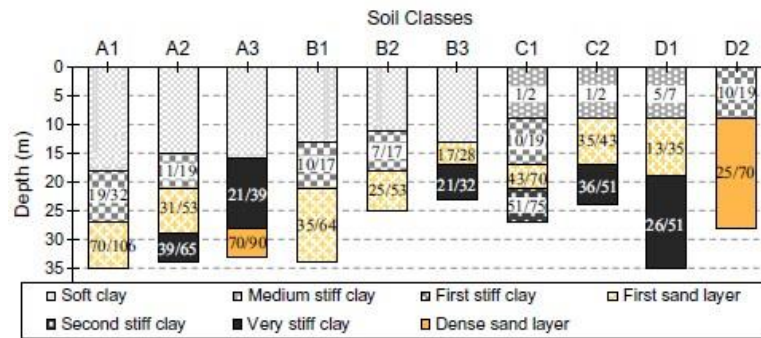
สำหรับชั้นดินของแบบจำลองนี้จะนำการแบ่งโซนชั้นดินของแอ่งกรุงเทพฯ ตามที่แสดงใน มยผ.1302 ซึ่งแอ่งกรุงเทพฯ นั้นถูกแบ่งออกเป็น 10 โซนดังแสดงในรูปที่ 31 โดยในแต่ละโซนก็จะแบ่งประเภทของชั้นดินโดยคร่าวไว้ ซึ่งข้อมูลพารามิเตอร์ต่าง ๆ มีการอ้างอิงจากงานวิจัยของ Jirasakjamroonsri, Poovarodom et al. (2018) ซึ่งได้มีการสำรวจและเก็บข้อมูลของความเร็วคลื่นเฉือนของแต่ละพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพฯ จากพื้นฐานข้อมูลชั้นดินของ Tuladhar, Yamazaki et al. (2004) ที่ใช้ผลเจาะสำรวจดินมากกว่า 3,000 แห่งเพื่อทำการประเมินชั้นดินของแอ่งกรุงเทพฯ และนำมาปรับปรุงเพิ่มเติมและสรุปพื้นที่การแบ่งโซนขึ้นมาอีกครั้งในรูปที่ชัดเจนขึ้น ซึ่งในงานวิจัยมีการแบ่งพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพฯ ตามหลุมเจาะต่าง ๆ ไว้ ได้แก่ A1, A2, A3, B1, B2, B3, C1, C2, D1 และ D2 ตามรูปที่ 32 แต่เนื่องจากข้อมูลชั้นดินที่อ้างอิงนั้นเป็นการสำรวจดินที่ความลึก 35 เมตร และในปัจจุบันพื้นที่ปริมาตรมีหลุมเจาะลึกลึกน้อยมาก ทำให้เป็นข้อจำกัดในการทำงานวิจัยนี้เนื่องจากไม่ทราบชั้นดินที่อยู่ลึกกว่าชั้นทรายโดยแน่ชัด จึงจำเป็นต้องใช้ข้อมูลผลสำรวจความเร็วคลื่นเฉือนในแต่ละพื้นที่ และนำมาคำนวณโดยสูตรแอมพิริคัลที่ใช้การแปลงค่าจากผลสำรวจดินที่ได้กำหนด ซึ่งการคำนวณจะทำการแปลงจากความเร็วคลื่นเฉือน V_s ไปเป็นค่าต่าง ๆ ต่อไป



รูปที่ 31 แผนที่แสดงการแบ่งโซนพื้นที่แอ่งกรุงเทพฯ เพื่อการออกแบบ อาคารต้านทานแผ่นดินไหว (มยพ.1301/1302-61)

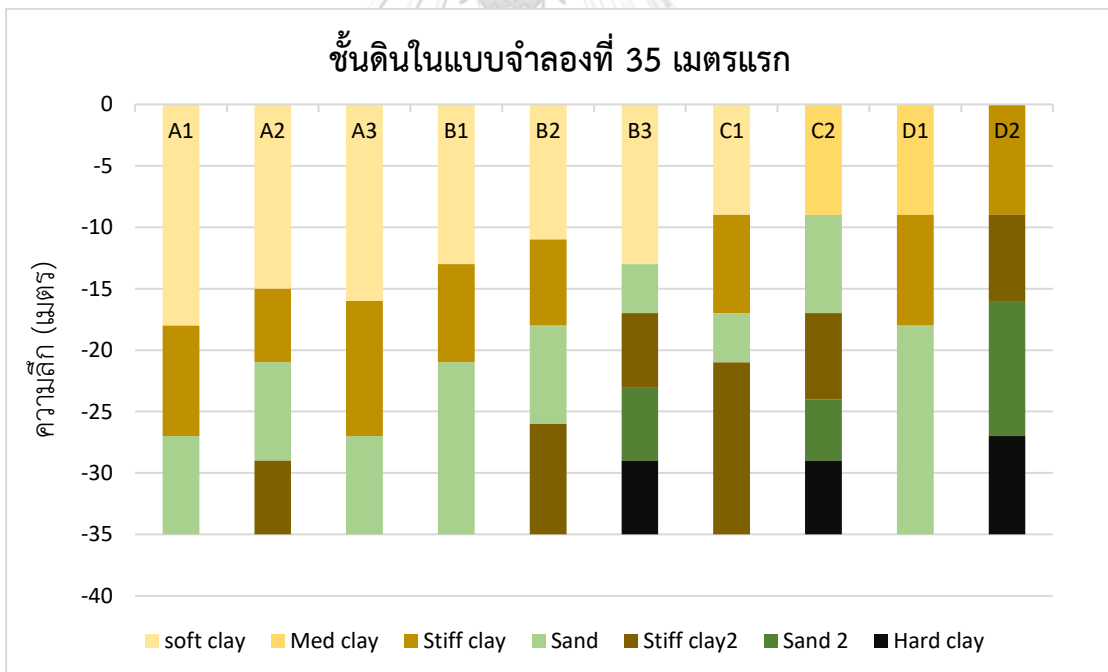


(a)



(b)

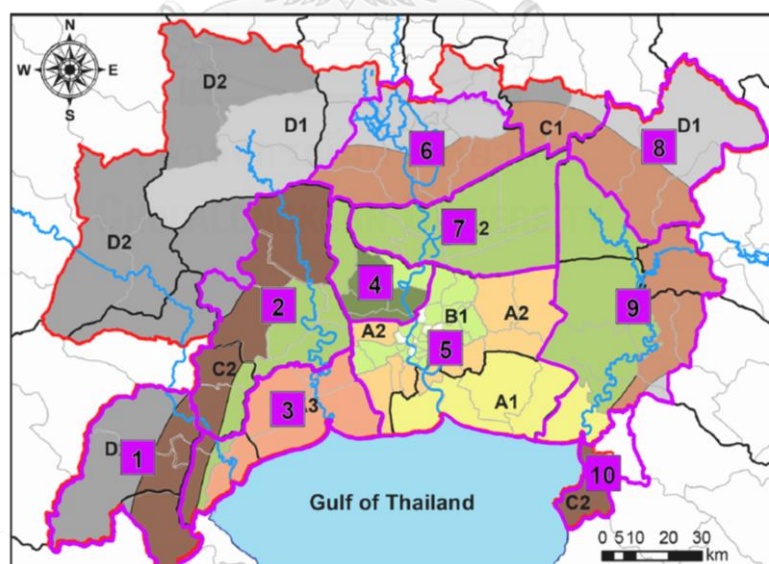
รูปที่ 32 (a) ตำแหน่งของลักษณะชั้นดินในแอ่งกรุงเทพฯ (Poovarodom and Warnitchai 2016)
 (b) ค่า SPT-N น้อยสุด/มากที่สุด ของชั้นดินแต่ละประเภท



รูปที่ 33 ตารางแสดงลักษณะของชั้นดินที่ตำแหน่ง 35 เมตรแรกในการศึกษา

จากการรวบรวมข้อมูลและอิงตามวิธีวิจัยในโครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย (ระยะที่ 4) หัวข้อ การสำรวจและศึกษาอิทธิพลของแอ่งดินอ่อนกรุงเทพมหานครและปริมณฑล

สำหรับผลบริเวณที่ตั้งต่อคลื่นแผ่นดินไหวของ Poovarodom et al. (2016) จึงได้ทำการสรุปแบบจำลองของชั้นดินในการศึกษานี้ได้เป็นตามรูปที่ 33 โดยทำการปรับเปลี่ยนเล็กน้อยเพื่อให้ง่ายต่อการศึกษาและจัดเป็นกลุ่มชั้นดินขึ้นมาได้แก่ กลุ่ม A, B, C และ D ซึ่งในแต่ละกลุ่มก็ประกอบด้วย A1, A2, A3, B1, B2, B3, C1, C2, D1 และ D2 ตามลำดับ รวมถึงการนำผลเจาะสำรวจดินของ Tuladhar, Yamazaki et al. (2004) ในรูปที่ 32 มาเปรียบเทียบกับหลุมเจาะที่ทำการสำรวจขึ้นและปรับปรุงใหม่ แล้วนำมาเป็นลักษณะชั้นดินในการวิเคราะห์ในลำดับต่อไป โดยในส่วนของ การแบ่งพื้นที่ศึกษาสำหรับงานวิจัยนี้จะทำการวิจัยโดยอ้างอิงตามชั้นดินของ Tuladhar, Yamazaki et al. (2004) และงานวิจัยของ Poovarodom and Warnitchai (2016) มาเปรียบเทียบกัน และได้เป็นลักษณะชั้นดินในรูปที่ 33 และทำการวิเคราะห์คลื่นแผ่นดินไหวเทียบกับ spectral acceleration ที่กำหนดไว้ในแต่ละโซนของ มยผ.1302 โดยพื้นที่ต่าง ๆ ได้ทำการเปรียบเทียบระหว่างข้อกำหนดใน มยผ.1302 และงานวิจัยของ Tuladhar, Yamazaki et al. (2004) ไว้ในรูปที่ 34 โดยเส้นสีแดงคือขอบเขตจากงานวิจัยของ Tuladhar และเส้นสีม่วงคือขอบเขตจากการแบ่งโซนของ มยผ.1302



รูปที่ 34 เปรียบเทียบระหว่างโซนในแอ่งกรุงเทพฯ ของ มยผ.1302 และ Tuladhar, Yamazaki et al. (2004)

พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองชั้นดิน

ดังที่กล่าวไว้ในข้างต้นของหัวข้อนี้ จากการศึกษาและงานวิจัยในอดีตพบว่าองค์ประกอบของแบบจำลองชั้นดินของแองดินเหนียวกรุงเทพมหานครมีน้อยและมีตัวแปรของคุณลักษณะของชั้นดินไม่ครบถ้วน หรืออาจมีไม่เพียงพอในทุกชั้นดินทำให้การใช้พารามิเตอร์ในที่ถูกต้องในทุกชั้นดินของทุกจังหวัดนั้นเป็นไปได้ยาก การศึกษานี้จึงทำการใช้พารามิเตอร์ต่าง ๆ ด้วยวิธีการคำนวณจากสมการเอมพิริคัลที่แปลงค่าจากความเร็วคลื่นของชั้นดิน ซึ่งสามารถอ้างอิงค่าที่ถูกต้องจากงานวิจัยของ Tuladhar ได้ในระยะ 30 – 40 เมตรแรกของแต่ละประเภทของชั้นดิน และในส่วนที่ลึกกว่านั้นจะทำการอ้างอิงจากการศึกษาแบบจำลองหนึ่งมิติของคลื่นแผ่นดินไหวของแองดินเหนียวกรุงเทพมหานครในงานวิจัยของ Poovarodom and Warnitchai (2016) โดยกำหนดชั้นหินแข็งไว้ที่ระดับ -150 เมตร และความเร็วคลื่นเฉือนที่ 760 เมตร/วินาที ซึ่งอ้างอิงจากการศึกษาของ Tuladhar, Yamazaki et al. (2004) ซึ่งได้ระบุค่าความเร็วคลื่นเฉือนไว้ตามกลุ่มชั้นดินต่าง ๆ เพื่อนำมาคำนวณด้วยสมการเพื่อหาพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลอง ประกอบไปด้วยค่า SPT-N โดยสมการของ Imai and Tonouchi (1982) ซึ่งสมการนี้เป็นสมการที่ใช้ในการแปลงค่า SPT-N เป็นค่าความเร็วคลื่นเฉือนของดินดังสมการที่ 15 โดยจะทำการคำนวณย้อนกลับเพื่อหาค่า SPT-N เพื่อนำไปใช้คำนวณต่อไป และค่าโมดูลัสเฉือนของดิน (G_0) ซึ่งเป็นตัวแปรสำคัญในการวิเคราะห์ชั้นดินในแบบจำลอง HSS ดังนี้

สมการที่ 15 สมการคำนวณความเร็วคลื่นเฉือนของ Imai and Tonouchi (1982)

$$V_s = 97.0N^{0.314}$$

และ

สมการที่ 16 สมการคำนวณโมดูลัสเฉือนของดิน

$$G_0 = \rho V_s^2$$

การใช้แบบจำลองประเภท Hardening soil model with small strain stiffness (HSS) พารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่จำเป็นต้องใช้ในแบบจำลองประเภทนี้มีความยากในการหามาให้ครบทุกชั้นดิน

ทุกเงื่อนไข เนื่องจากว่าต้องใช้การทดสอบชั้นดินเพื่อหาพารามิเตอร์ต่าง ๆ และในตอนนี้หลุมเจาะและหลุมทดสอบที่มีข้อมูลดังกล่าวยังมีอยู่น้อยและไม่ครอบคลุมทุกพื้นที่ ดังนั้นในการศึกษานี้จึงใช้การแปลงค่าจากความเร็วคลื่นเฉือนดังสมการที่ 15 เป็นค่า SPT-N และนำค่านี้มาเปลี่ยนเป็นพารามิเตอร์ต่าง ๆ ด้วยสมการดังนี้

สมการที่ 17 สมการหาค่า Young's modulus ตลอดความยาวเสาเข็ม (poulos 2017)

$$E = 3N \text{ (MPa)}$$

โดยสำหรับการวิเคราะห์เสาเข็มรับแรงต้านข้างจะต้องถูกลดทอนลงด้วยการคูณปรับค่าด้วย 0.7

สมการที่ 18 สมการความสัมพันธ์ระหว่าง undrained shear strength และ SPT-N (Terzaghi, Peck et al. 1996)

$$S_u = 0.625N \text{ (ton)}$$

และอีกหนึ่งพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลอง HSS นั่นคือ $\gamma_{0.7}$ ที่ทำได้จากสมการดังนี้

สมการที่ 19 สมการหาค่า $\gamma_{0.7}$ สำหรับดินเหนียว

$$\gamma_{0.7} = 0.0021I_p - 0.0055$$

สมการที่ 20 สมการหาค่า $\gamma_{0.7}$ สำหรับดินทราย

$$\gamma_{0.7} = \left(2 - \frac{RD}{100}\right) \times 10^{-4}$$

จากสมการดังกล่าวสามารถนำมาคำนวณเพื่อให้ได้พารามิเตอร์ที่ครบถ้วนสำหรับแบบจำลอง HSS และนำไปใส่ในโปรแกรม โดยสามารถสรุปพารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลองนี้แยกตามกลุ่มชั้นดิน กลุ่ม A ถึง กลุ่ม D ได้แก่

ตารางที่ 5 พารามิเตอร์สำหรับชั้นดินกลุ่ม A1

soil	γ_t (kN/m^3)	elev. (m)	V_s (m/s)	N	S_u (kPa)	G_0 (MPa)	$\gamma_{0.7}$	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)
clay	16	-18	70	0.35	25	8	0.000995	6377	6377	19132
clay	18	-27	275	28	169	139	0.000995	58009	58009	174027
sand	20	-35	375	74	100	287	0.000138	155766	155766	467298
clay	18	-50	375	74	455	258	0.000575	155766	155766	467298
sand	20	-55	375	74	100	287	0.000138	155766	155766	467298
clay	18	-65	400	91	559	294	0.000260	191309	191309	573928
sand	20	-80	420	106	200	360	0.000138	223469	223469	670408
clay	18	-105	420	106	652	324	0.000260	223469	223469	670408
sand	20	-120	420	106	200	360	0.000138	223469	223469	670408
bedrock	22	-150	760							

ตารางที่ 6 พารามิเตอร์สำหรับชั้นดินกลุ่ม A2

soil	γ_t (kN/m^3)	elev. (m)	V_s (m/s)	N	S_u (kPa)	G_0 (MPa)	$\gamma_{0.7}$	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)
clay	16	-15	70	0.35	25	8	0.000995	6377	6377	19132
clay	18	-21	230	16	96	97	0.000995	32836	32836	98507
sand	20	-29	295	35	100	177	0.000138	72543	72543	217629
clay	18	-35	375	74	455	258	0.000575	155766	155766	467298
sand	20	-45	375	74	100	287	0.000138	155766	155766	467298
clay	18	-50	400	91	559	294	0.000575	191309	191309	573928
sand	20	-55	400	91	100	326	0.000138	191309	191309	573928
clay	18	-65	400	91	559	294	0.000260	191309	191309	573928
sand	20	-80	420	106	200	360	0.000138	223469	223469	670408
clay	18	-105	420	106	652	324	0.000260	223469	223469	670408
sand	20	-120	420	106	200	360	0.000138	223469	223469	670408
bedrock	22	-150	760							

ตารางที่ 7 พารามิเตอร์สำหรับชั้นดินกลุ่ม A3

soil	γ_t (kN/m^3)	elev. (m)	V_s (m/s)	N	S_u (kPa)	G_0 (MPa)	$\gamma_{0.7}$	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)
clay	16	-16	70	0.35	25	8	0.000995	6377	6377	19132
clay	18	-27	290	33	201	154	0.000995	68699	68699	206098
sand	20	-35	365	68	100	272	0.000138	142919	142919	428756
clay	18	-50	375	74	455	258	0.000575	155766	155766	467298
sand	20	-55	375	74	100	287	0.000138	155766	155766	467298
clay	18	-65	400	91	559	294	0.000260	191309	191309	573928
sand	20	-80	420	106	200	360	0.000138	223469	223469	670408
clay	18	-105	420	106	652	324	0.000260	223469	223469	670408
sand	20	-120	420	106	200	360	0.000138	223469	223469	670408
bedrock	22	-150	760							

ตารางที่ 8 พารามิเตอร์สำหรับชั้นดินกลุ่ม B1

soil	γ_t (kN/m^3)	elev. (m)	V_s (m/s)	N	S_u (kPa)	G_0 (MPa)	$\gamma_{0.7}$	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)
clay	16	-13	70	0.35	25	8	0.000995	6377	6377	19132
clay	18	-21	230	16	96	97	0.000995	32836	32836	98507
sand	20	-35	310	40	100	196	0.000138	84956	84956	254868
clay	18	-50	400	91	559	294	0.000575	191309	191309	573928
sand	20	-55	400	91	100	326	0.000138	191309	191309	573928
clay	18	-65	400	91	559	294	0.000260	191309	191309	573928
sand	20	-80	420	106	200	360	0.000138	223469	223469	670408
clay	18	-105	420	106	652	324	0.000260	223469	223469	670408
sand	20	-120	420	106	200	360	0.000138	223469	223469	670408
bedrock	22	-150	760							

ตารางที่ 9 พารามิเตอร์สำหรับชั้นดินกลุ่ม B2

soil	γ_t (kN/m^3)	elev. (m)	V_s (m/s)	N	S_u (kPa)	G_0 (MPa)	$\gamma_{0.7}$	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)
clay	16	-11	70	0.35	25	8	0.000995	6377	6377	19132
clay	18	-18	210	12	72	81	0.000995	24577	24577	73730
sand	20	-26	285	31	100	166	0.000138	64998	64998	194993
clay	18	-35	400	91	559	294	0.000575	191309	191309	573928
sand	20	-45	400	91	100	326	0.000138	191309	191309	573928
clay	18	-50	400	91	559	294	0.000575	191309	191309	573928
sand	20	-55	400	91	100	326	0.000138	191309	191309	573928
clay	18	-65	400	91	559	294	0.000260	191309	191309	573928
sand	20	-80	420	106	200	360	0.000138	223469	223469	670408
clay	18	-105	420	106	652	324	0.000260	223469	223469	670408
sand	20	-120	420	106	200	360	0.000138	223469	223469	670408
bedrock	22	-150	760							

ตารางที่ 10 พารามิเตอร์สำหรับชั้นดินกลุ่ม B3

soil	γ_t (kN/m^3)	elev. (m)	V_s (m/s)	N	S_u (kPa)	G_0 (MPa)	$\gamma_{0.7}$	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)
clay	16	-13	70	0.35	25	8	0.000995	6377	6377	19132
sand	20	-17	240	18	50	117	0.000138	37602	37602	112806
clay	18	-23	280	29	179	144	0.000575	61435	61435	184306
sand	20	-29	320	45	100	209	0.000138	93995	93995	281985
clay	18	-35	400	91	559	294	0.000575	191309	191309	573928
sand	20	-45	400	91	100	326	0.000138	191309	191309	573928
clay	18	-50	400	91	559	294	0.000575	191309	191309	573928
sand	20	-55	400	91	100	326	0.000138	191309	191309	573928
clay	18	-65	400	91	559	294	0.000260	191309	191309	573928
sand	20	-80	420	106	200	360	0.000138	223469	223469	670408
clay	18	-105	420	106	652	324	0.000260	223469	223469	670408

sand	20	-120	420	106	200	359.63	0.000138	223469	223469	670408
bedrock	22	-150	760							

ตารางที่ 11 พารามิเตอร์สำหรับชั้นดินกลุ่ม C1

soil	γ_t (kN/m^3)	elev. (m)	Vs (m/s)	N	Su (kPa)	G_0 (MPa)	$\gamma_{0.7}$	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)
clay	16	-9	90	0.79	25	13	0.000995	10542	10542	31627
clay	18	-17	225	15	89	93	0.000575	30616	30616	91848
sand	20	-21	330	49	100	222	0.000138	103673	103673	311019
clay	18	-35	360	65	399	238	0.000575	136777	136777	410330
sand	20	-45	400	91	100	326	0.000138	191309	191309	573928
clay	18	-50	400	91	559	294	0.000575	191309	191309	573928
sand	20	-55	400	91	100	326	0.000138	191309	191309	573928
clay	18	-65	400	91	559	294	0.000260	191309	191309	573928
sand	20	-80	420	106	200	360	0.000138	223469	223469	670408
clay	18	-105	420	106	652	324	0.000260	223469	223469	670408
sand	20	-120	420	106	200	360	0.000138	223469	223469	670408
bedrock	22	-150	760							

ตารางที่ 12 พารามิเตอร์สำหรับชั้นดินกลุ่ม C2

soil	γ_t (kN/m^3)	elev. (m)	Vs (m/s)	N	Su (kPa)	G_0 (MPa)	$\gamma_{0.7}$	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)
clay	16	-9	90	0.79	50	13	0.000995	10542	10542	31627
sand	20	-17	290	33	100	171	0.000138	68699	68699	206098
clay	18	-24	330	49	303	200	0.000575	103673	103673	311019
sand	20	-29	380	77	100	294	0.000138	162477	162477	487431
clay	18	-35	380	77	474	265	0.000575	162477	162477	487431
sand	20	-45	400	91	100	326	0.000138	191309	191309	573928
clay	18	-50	400	91	559	294	0.000575	191309	191309	573928
sand	20	-55	400	91	100	326	0.000138	191309	191309	573928

clay	18	-65	400	91	559	294	0.000260	191309	191309	573928
sand	20	-80	420	106	200	360	0.000138	223469	223469	670408
clay	18	-105	420	106	652	324	0.000260	223469	223469	670408
sand	20	-120	420	106	200	359.63	0.000138	223469	223469	670408
bedrock	22	-150	760							

ตารางที่ 13 พารามิเตอร์สำหรับชั้นดินกลุ่ม D1

soil	γ_t (kN/m^3)	elev. (m)	V_s (m/s)	N	S_u (kPa)	G_0 (MPa)	$\gamma_{0.7}$	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)
clay	18	-9	170	6	50	53	0.000995	12539	12539	37617
clay	18	-18	240	18	110	106	0.000575	37602	37602	112806
sand	20	-35	315	43	100	202	0.000138	89397	89397	268192
clay	18	-75	400	91	559	294	0.000575	191309	191309	573928
sand	20	-80	420	106	200	360	0.000138	223469	223469	670408
clay	18	-105	420	106	652	324	0.000260	223469	223469	670408
sand	20	-120	450	133	200	413	0.000138	278383	278383	835148
bedrock	22	-150	760							

ตารางที่ 14 พารามิเตอร์สำหรับชั้นดินกลุ่ม D2

soil	γ_t (kN/m^3)	elev. (m)	V_s (m/s)	N	S_u (kPa)	G_0 (MPa)	$\gamma_{0.7}$	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)
clay	18	-9	225	15	89	93	0.000575	30616	30616	91848
clay	18	-16	280	29	179	144	0.000575	61435	61435	184306
sand	20	-27	330	49	100	222	0.000138	103673	103673	311019
clay	18	-75	400	91	559	294	0.000575	191309	191309	573928
sand	20	-80	420	106	200	360	0.000138	223469	223469	670408
clay	18	-105	450	133	813	372	0.000260	278383	278383	835148
sand	20	-120	450	133	200	413	0.000138	278383	278383	835148
bedrock	22	-150	760							

3.2 โครงสร้างในแบบจำลอง

ในส่วนของโครงสร้างในแบบจำลองนั้นเป็นการขึ้นแบบจำลองส่วนของระบบฐานรากเสาเข็มเดี่ยวขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1 เมตร ที่จำลองการรับน้ำหนักของโครงสร้างด้านบนในพื้นที่รับผิชอบของเสาเข็มต้นนั้น โดยโครงสร้างส่วนบนได้มีการสมมติเป็นอาคารขนาดกลางซึ่งเป็นความสูงของอาคารพาณิชย์ส่วนใหญ่ในกรุงเทพมหานคร ซึ่งในงานวิจัยนี้ได้มีการเลือกใช้อาคารที่มีความคาบธรรมชาติเท่ากับ 1.0 วินาที โดยอาคารนั้นจะมีการสมมติน้ำหนักโดยคร่าวดังนี้

- น้ำหนักบรรทุกคงที่ (DL) เท่ากับ 720 กิโลกรัมต่อตารางเมตร
- น้ำหนักบรรทุกเพิ่มเติม (SDL) เท่ากับ 210 กิโลกรัมต่อตารางเมตร
- พื้นที่รับผิชอบของเสา 1 ต้น เท่ากับ 8 เมตร x 8 เมตร สำหรับอาคาร 8 ชั้น

โดยในส่วนของโครงสร้างจะจำลองในรูปแบบของ lumped mass model ที่ผ่านการคำนวณให้มีคาบธรรมชาติอยู่ที่ 1.0 วินาทีจากข้อมูลต่าง ๆ ของอาคาร เพื่อนำมาใช้ในการวิเคราะห์ เนื่องจากแบบจำลองแบบ lumped mass นั้นมีความสะดวกในการวิเคราะห์แบบจำลองจำนวนมาก ๆ ทั้งการขึ้นแบบจำลองและความเร็วในการวิเคราะห์นั่นเอง

3.3 คลื่นแผ่นดินไหวในงานวิจัย

เนื่องจากการศึกษานี้มีเป้าหมายของพื้นที่ศึกษาเป็นแอ่งดินเหนียวกรุงเทพมหานคร ดังนั้นคลื่นที่นำมาใช้สำหรับวิเคราะห์จะทำการพิจารณาคลิ้นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการออกแบบอาคารในพื้นที่จริง คลื่นที่นำมาใช้จะทำการเปรียบเทียบค่า spectral acceleration ของลูกคลื่นให้สอดคล้องกับค่า spectral acceleration ที่กำหนดไว้ของ มยผ.1302 ซึ่งเป็นข้อกำหนดการออกแบบของประเทศไทย โดยหลักการเลือกคลื่นแผ่นดินไหวคือการเลือกคลื่นจากหลาย ๆ แห่งโดยพิจารณาจากขนาดของคลื่นแผ่นดินไหว และระยะทางมาเปรียบเทียบเข้ากับพื้นที่ศึกษา ซึ่งการเลือกใช้คลื่นแผ่นดินไหวต้องพิจารณาจากขนาดของแผ่นดินไหวซึ่งจากกรณีศึกษานั้นประเทศไทยมีค่า Mw อยู่ระหว่าง 5.0-7.9 และระยะทางจากแหล่งกำเนิดถึงสถานีตรวจวัดประมาณ 80-200 กิโลเมตร แต่ในการศึกษานี้เนื่องจากได้มีการอ้างอิงจาก มยผ. 1302-61 ในการศึกษาจึงจะทำการอ้างอิงคลื่นแผ่นดินไหวที่ข้อกำหนด มยผ. 1302-61 นั้นใช้พิจารณา ซึ่งคลื่นแผ่นดินไหวนั้นมีการพิจารณาจากงานวิจัยของ

Poovarodom and Warnitchai (2016) ที่ได้ทำการสำรวจและศึกษาอิทธิพลของแอ่งดินเหนียวอ่อน กรุงเทพมหานครและปริมณฑลสำหรับบริเวณที่ตั้งต่อคลื่นแผ่นดินไหว โดยในงานวิจัยนั้นได้มีการเลือกใช้คลื่นแผ่นดินไหวจากฐานข้อมูลของ PEER Strong Motion สำหรับการนำมาวิเคราะห์ ซึ่งสามารถอ่านข้อมูลเพิ่มเติมได้ที่หัวข้อ 4.8 ในงานวิจัยของ Poovarodom and Warnitchai (2016) ทั้งนี้กลุ่มเป้าหมายของการศึกษานี้ได้เลือกอาคารที่มีคาบธรรมชาติที่ 1.0 วินาที จึงเลือกใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่สอดคล้องกับคาบการสั่นที่ 1.0 วินาทีเช่นเดียวกัน ซึ่งประกอบด้วยรายละเอียดสำหรับจังหวัด กรุงเทพมหานคร พระนครศรีอยุธยา นครนายก ราชบุรี ฉะเชิงเทรา ปทุมธานี นครปฐม สมุทรสาคร สมุทรปราการ และชลบุรี ตามลำดับ โดยระดับความรุนแรงกำหนดไว้ที่โอกาส 2% ในคาบเวลา 50 ปี (PGA or SA with a 2% chance of being exceeded in a 50-year exposure period) โดยมีคาบการเกิดซ้ำ (Return period) ที่ประมาณ 2,500 ปี คลื่นแผ่นดินไหวที่เลือกมานั้นได้แจกแจงตามตารางที่ 15 - ตารางที่ 24 ดังนี้

ตารางที่ 15 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดกรุงเทพมหานคร

Event	year	Station	Mag.	Mechanism	R (km.)	Vs30 (m/s)	Scale factor
Hector Mine	1999	Pacoima Kagel Canyon	7.13	Strike Slip	186.3	508.1	1.054
Chi-Chi Taiwan	1999	TAP078	7.62	Reverse Oblique	120	552.1	0.7251
Hector Mine	1999	Anza Tripp Flats Training	7.13	Strike Slip	102.4	684.9	1.1045

ตารางที่ 16 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดพระนครศรีอยุธยา

Event	year	Station	Mag.	Mechanism	R (km.)	Vs30 (m/s)	Scale factor
El Mayor Cucapah Mexico	2010	Oceanside B Fire Station	7.2	Strike Slip	158.84	513.41	2.1178
Tottori Japan	2000	HYG021	6.61	Strike Slip	162.94	587.8	1.6891
Tottori Japan	2000	KOC017	6.61	Strike Slip	152.25	586.87	1.7638

ตารางที่ 17 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดนครนายก

Event	year	Station	Mag.	Mechanism	R (km.)	Vs30 (m/s)	Scale factor
Hector Mine	1999	Twentynine Palms	7.13	Strike Slip	42.06	635.01	1.1199
Chi-Chi Taiwan04	1999	TTN023	6.2	Strike Slip	57.38	527.54	0.6324
Darfield New Zealand	2010	RPZ	7	Strike Slip	57.65	638.39	0.97188

ตารางที่ 18 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดราชบุรี

Event	year	Station	Mag.	Mechanism	R (km.)	Vs30 (m/s)	Scale factor
Hector Mine	1999	Twentynine Palms	7.13	Strike Slip	42.06	635.01	2.3692
Chi-Chi Taiwan04	1999	TTN023	6.2	Strike Slip	57.38	527.54	1.3378
Darfield New Zealand	2010	RPZ	7	Strike Slip	57.65	638.39	2.0559

ตารางที่ 19 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดฉะเชิงเทรา

Event	year	Station	Mag.	Mechanism	R (km.)	Vs30 (m/s)	Scale factor
Chi-Chi Taiwan04	1999	TTN003	6.2	Strike Slip	99.08	506.64	2.7546
Tottori Japan	2000	KGW006	6.61	Strike Slip	118.37	549.98	0.4907
Darfield New Zealand	2010	KOKS	7	Strike Slip	95.18	511.16	0.5279

ตารางที่ 20 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดปทุมธานี

Event	year	Station	Mag.	Mechanism	R (km.)	Vs30 (m/s)	Scale factor
EL Mayor Cucapah Mexico	2010	Oceanside B Fire Station	7.2	Strike Slip	158.84	513.41	2.1178
Tottori Japan	2000	HYG021	6.61	Strike Slip	162.94	587.8	1.6891
Darfield New Zealand	2000	KOC017	6.61	Strike Slip	152.25	586.87	1.7638

ตารางที่ 21 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดนครปฐม

Event	year	Station	Mag.	Mechanism	R (km.)	Vs30 (m/s)	Scale factor
Hector Mine	1999	Twentynine Palms	7.13	Strike Slip	42.06	635.01	1.72
Chi-Chi Taiwan04	1999	TTN023	6.2	Strike Slip	57.38	527.54	0.97
Darfield New Zealand	2010	RPZ	7	Strike Slip	57.65	638.39	1.50

ตารางที่ 22 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดสมุทรสาคร

Event	year	Station	Mag.	Mechanism	R (km.)	Vs30 (m/s)	Scale factor
Hector Mine	1999	Twentynine Palms	7.13	Strike Slip	42.06	635.01	1.51
Chi-Chi Taiwan04	1999	TTN023	6.2	Strike Slip	57.38	527.54	0.85
Darfield New Zealand	2010	RPZ	7	Strike Slip	57.65	638.39	1.31

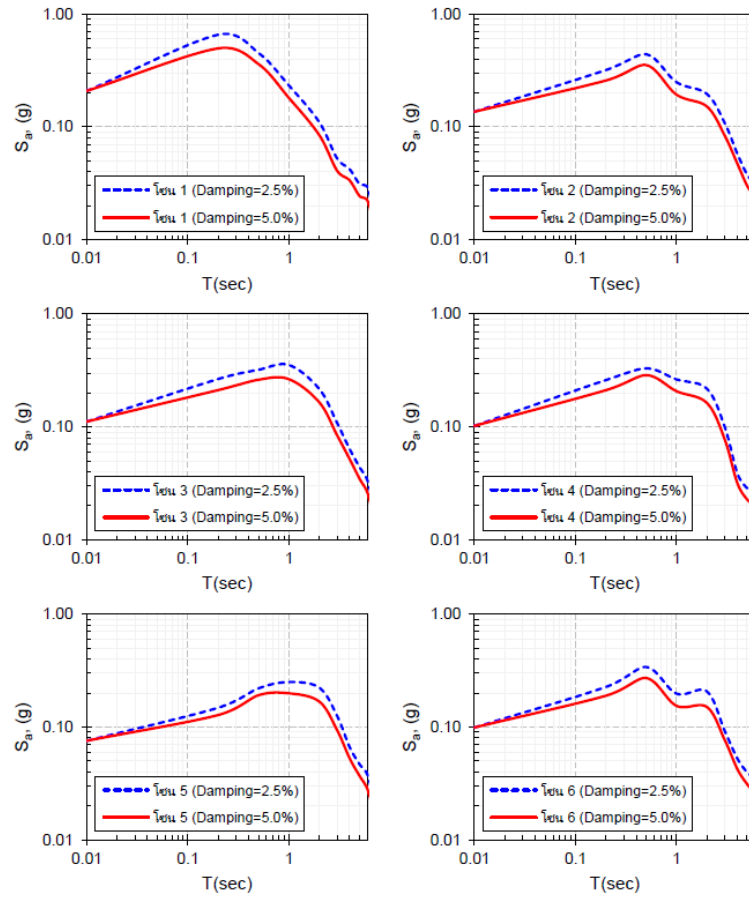
ตารางที่ 23 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดสมุทรปราการ

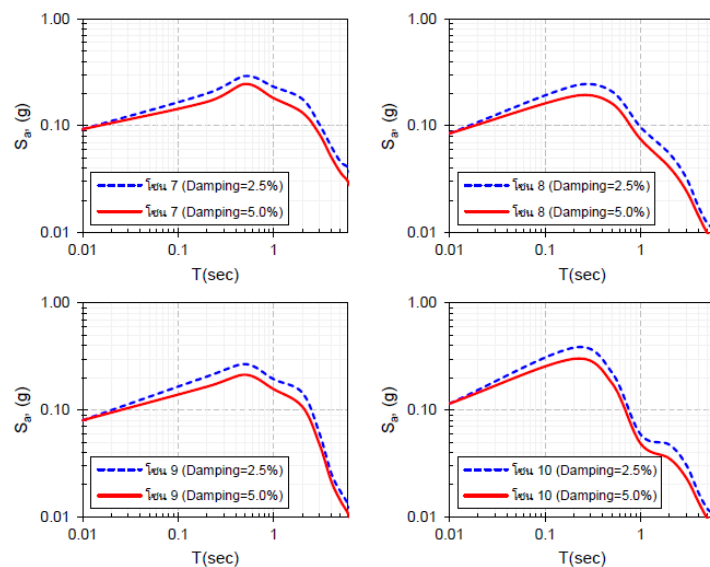
Event	year	Station	Mag.	Mechanism	R (km.)	Vs30 (m/s)	Scale factor
Hector Mine	1999	Pacoima Kagel Canyon	7.13	Strike Slip	186.3	508.1	0.7762
Chi-Chi Taiwan	1999	TAP078	7.62	Reverse Oblique	120	552.1	0.7762
Hector Mine	1999	Anza Tripp Flats Training	7.13	Strike Slip	102.4	684.9	0.7762

ตารางที่ 24 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับจังหวัดชลบุรี

Event	year	Station	Mag.	Mechanism	R (km.)	Vs30 (m/s)	Scale factor
Chi-Chi Taiwan04	1999	TTN003	6.2	Strike Slip	99.08	506.64	3.58
Tottori Japan	2000	KGW006	6.61	Strike Slip	118.37	549.98	1.009
Darfield New Zealand	2010	KOKS	7	Strike Slip	95.18	511.16	0.524

เพื่อที่จะให้การศึกษาที่มีค่าที่สอดคล้องและเป็นที่ยอมรับได้กับผลที่เกิดขึ้นจากข้อกำหนดการออกแบบของกรุงเทพมหานคร จึงควรจะมีการเปรียบเทียบค่าสเปกตรัมตอบสนองที่จะนำไปใส่ในแบบจำลองให้ได้ผลลัพธ์ที่มีค่าสอดคล้องกับสเปกตรัมตอบสนองที่กำหนดไว้ในข้อกำหนด มยผ. 1302-61 ดังแสดงในรูปที่ 35 เพื่อให้คลื่นที่จะนำไปใช้ในการศึกษาสามารถให้ผลลัพธ์ที่ตรงกับพื้นที่ศึกษาให้ได้มากที่สุด โดยหลักการคร่าว ๆ สามารถตรวจสอบได้จากการที่นำคลื่นแผ่นดินไหวที่ปรับเทียบสเกลเรียบร้อยแล้วจากหัวข้อที่ 3.3 ไปใส่ในชั้นดินในหัวข้อ 3.1 โดยเลือกตามพื้นที่ในแต่ละจังหวัดและทำการวิเคราะห์ในโปรแกรมเพื่อให้ได้ค่าสเปกตรัมตอบสนองที่ผิวดิน และนำผลลัพธ์ที่ได้มาเปรียบเทียบกับกราฟ Spectral acceleration ที่กำหนดไว้ใน มยผ.1302-61





รูปที่ 35 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการคำนวณแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ สำหรับโซน 1-10 ของพื้นที่แอ่งกรุงเทพฯ (มยผ. 1302)

3.4 แนวคิดและขั้นตอนวิธีการวิจัย

แนวคิดของการศึกษาจะดำเนินการโดยการวิเคราะห์เคลื่อนแผ่นดินไหวที่กระทำกับชั้นดินจำลองของกรุงเทพมหานครด้วยโปรแกรมไฟไนท์อีลีเมนต์สามมิติ ซึ่งใช้โปรแกรมที่มีชื่อว่า Plaxis 3D โดยเป้าหมายของการศึกษานั้นอย่างที่ได้กล่าวไปข้างต้นว่าแบบจำลองจะประกอบด้วยโครงสร้างอาคารขนาดกลางที่ใช้ระบบฐานรากเสาเข็มฝังลึกลงไปถึงชั้นทรายชั้นที่ 2 โดยองค์ประกอบต่าง ๆ ที่อยู่ในงานวิจัยได้แก่

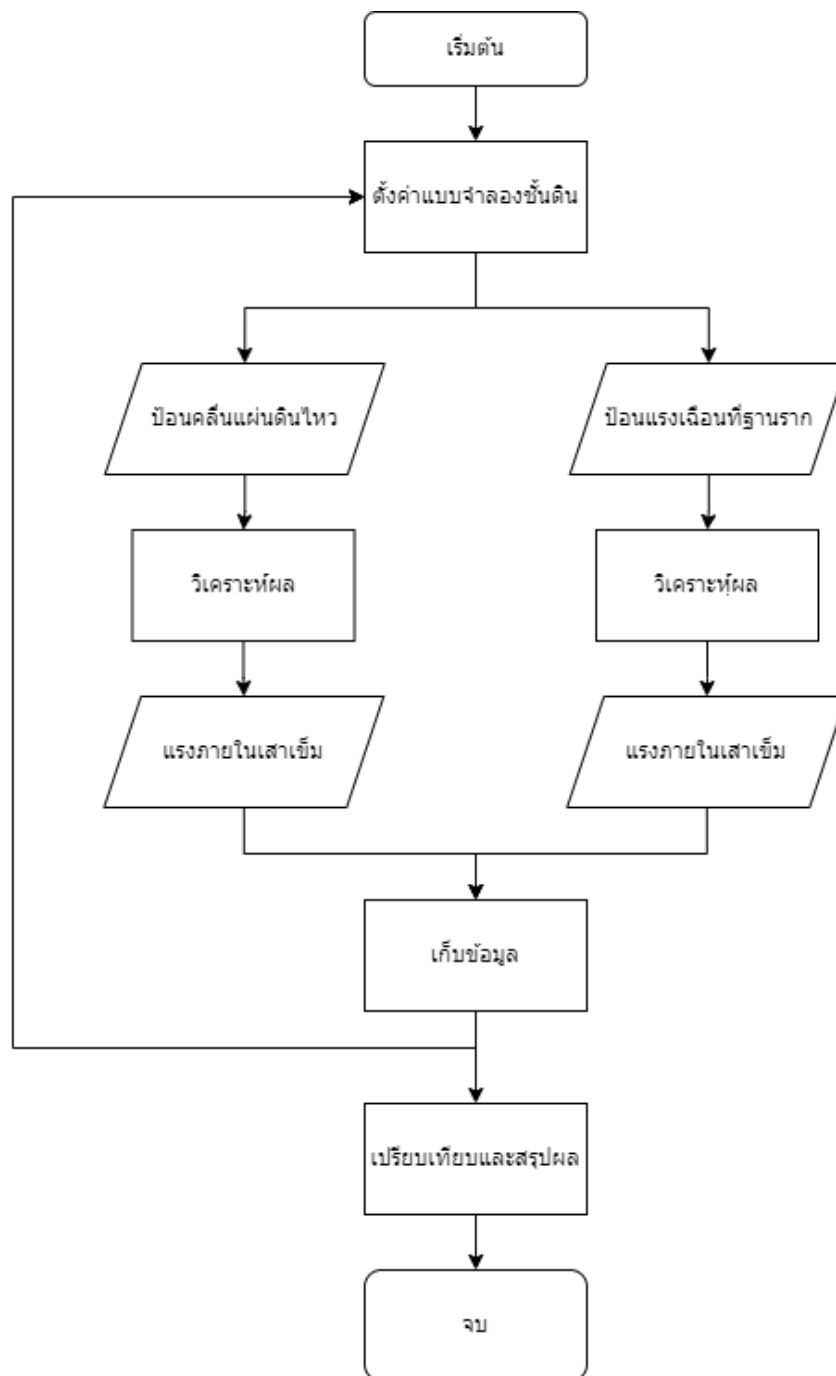
- แบบจำลองดินในแอ่งกรุงเทพฯ โดยแบ่งตามประเภทชั้นดินในงานวิจัยของ Tuladhar, Yamazaki et al. (2004) 10 ประเภท ได้แก่ A1, A2, A3, B1, B2, B3, C1, C2, D1 และ D2 ซึ่งครอบคลุมจังหวัดต่าง ๆ ตามที่ระบุไว้ในหัวข้อ 3.1
- แบบจำลองโครงสร้างอาคารที่ประกอบไปด้วยระบบจำลองอาคารที่มีคาบธรรมชาติเท่ากับ 1.0 วินาทีและเสาเข็มขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1 เมตร ฝังลงไปถึงความลึกที่ชั้นทรายชั้นที่ 2

และทำการศึกษาแรงที่เกิดขึ้นเมื่อพื้นที่ศึกษาได้รับแรงแผ่นดินไหวโดยคลื่นแผ่นดินไหวที่ผ่านการปรับเทียบค่า scaling factor เรียบร้อยแล้วทั้ง 10 ประเภทชั้นดิน โดยชั้นดินแต่ละประเภทก็จะครอบคลุมจังหวัดต่าง ๆ ดังที่กล่าวไปในหัวข้อที่ 3.1 ซึ่งในแต่ละจังหวัดจะมีการกำหนดคลื่นแผ่นดินไหวจังหวัดละ 3 เหตุการณ์ตามหัวข้อที่ 3.3 โดยคลื่นแต่ละเหตุการณ์ที่นำมาจะมีเหตุการณ์ละ 2 ทิศทางซึ่งสามารถสรุปได้ทั้งหมดเป็น 132 แบบจำลอง โดยนำมาวิเคราะห์ผลทุกแบบจำลองเพื่อได้แรงในเสาเข็มมาเปรียบเทียบกับแรงที่เกิดขึ้นจากการออกแบบโดยปกติที่ใช้วิธีสถิตในการออกแบบ โดยขั้นตอนการวิเคราะห์จะแจกแจงได้เป็น 2 ระบบ ได้แก่การวิเคราะห์ระบบ kinematic และการวิเคราะห์ระบบ Inertia ซึ่งอธิบายได้ดังนี้

ขั้นตอนการวิเคราะห์

1. สร้างแบบจำลองโดยประกอบที่กำหนดชั้นดินตามพื้นที่ศึกษา
2. วิเคราะห์แบบจำลอง
 - 2.1 วิเคราะห์แบบจำลองระบบ Kinematic
 - 2.1.1 กำหนดคลื่นแผ่นดินไหวที่สอดคล้องกับพื้นที่ศึกษาไว้ที่ชั้นหินแข็ง
 - 2.1.2 ทำการวิเคราะห์แบบจำลองเพื่อหาโมเมนต์และแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในโครงสร้างเสาเข็ม
 - 2.1.3 ทำข้อ 1. โดยเปลี่ยนชั้นดินตามพื้นที่ศึกษาให้ครบทุกประเภท
 - 2.2 วิเคราะห์แบบจำลองระบบ Inertia
 - 2.2.1 กำหนดแรงเฉือนที่คำนวณได้จากวิธีสถิตไว้ที่ฐานราก
 - 2.2.2 ทำการวิเคราะห์แบบจำลองเพื่อหาโมเมนต์และแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในโครงสร้างเสาเข็ม
 - 2.2.3 ทำข้อ 1. โดยเปลี่ยนชั้นดินตามพื้นที่ศึกษาให้ครบทุกประเภท
3. รวบรวมผลลัพธ์ของการวิเคราะห์ได้แก่มอเมนต์และแรงเฉือนทั้งแบบ kinematic และ Inertia โดยแบ่งตามประเภทของชั้นดิน
4. วิเคราะห์และสรุปผล

โดยลำดับขั้นตอนในการวิเคราะห์สามารถสรุปเป็นแผนภาพอย่างง่ายดังรูปที่ 36



รูปที่ 36 แผนภาพขั้นตอนการวิเคราะห์

3.5 ผลลัพธ์ที่คาดหวังจากงานวิจัย

เมื่อวิเคราะห์ครบทุกกรณีแล้วจะทำการนำผลลัพธ์จากการวิเคราะห์ด้วยแรง kinematic และแรง Inertia มาเทียบกันเพื่อพิจารณาและเปรียบเทียบแรงภายในเสาเข็มที่เกิดขึ้นจากทั้ง 2 กรณี เพื่อนำมาวิเคราะห์ดูความปลอดภัยของโครงสร้างเสาเข็มที่เกิดขึ้น ซึ่งหากเป็นไปตามทฤษฎีที่กล่าวไปนั้น ณ รอยต่อของชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นดินเหนียวแข็งควรมีแรงที่สูงกว่าในบริเวณอื่น และเมื่อนำมาเทียบกับแรง Inertia จะนำไปพิจารณาว่าปลอดภัยหรือไม่ หากปลอดภัยอยู่แล้วควรพิจารณาส่วนไหนเพิ่มเติมหรือไม่ หรือหากไม่ปลอดภัยเสาเข็มนี้ควรถูกปรับปรุงในส่วนไหนในการออกแบบ เช่น การเสริมเหล็กเพิ่มในส่วนของโมเมนต์และแรงเฉือนที่มากขึ้น เป็นต้น หากพิจารณาครบทุกกรณีแล้ว การศึกษานี้จะสามารถเป็นประโยชน์ต่อการนำไปเป็นหนึ่งในตัวอย่างของกรณี Kinematic interaction ในการค้ำึงผลสำหรับการออกแบบในอนาคตต่อไป

4. ผลการวิเคราะห์ข้อมูล

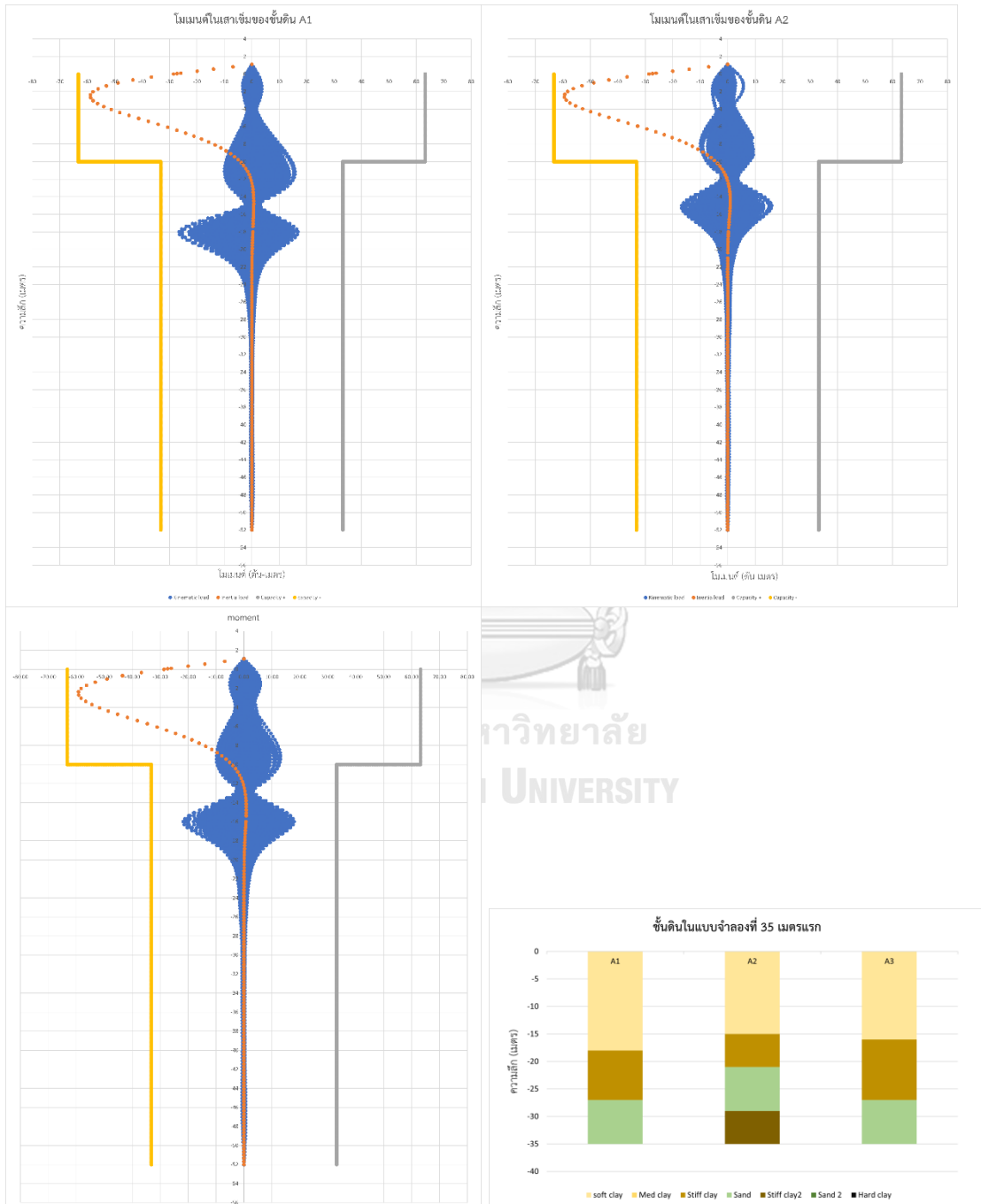
ในหัวข้อที่แล้วมีการกล่าวถึงวิธีการดำเนินงานวิจัยซึ่งได้เรียบเรียงและแจกแจงขั้นตอนการทำงานโดยละเอียดไว้ ซึ่งแบบจำลองที่จะนำมาวิเคราะห์ด้วยขั้นตอนในแผ่นดินเหนียวกรุงเทพมหานครนั้นจะได้มีการใส่แรงแผ่นดินไหวให้สอดคล้องกับชั้นดินในบริเวณนั้น ๆ ด้วย ซึ่งการที่จะได้รับผลลัพธ์ที่ถูกต้องจึงต้องมีการคำนึงถึงปัจจัยต่าง ๆ ให้ครบถ้วนและมีการแจกแจงรายละเอียดที่ต้องกล่าวถึงรวมถึงผลลัพธ์จากการวิเคราะห์เป็นไปตามจุดประสงค์หรือสอดคล้องกับการศึกษาในอดีตหรือข้อสันนิษฐานหรือไม่ จะมีการแจกแจงในหัวข้อนี้ต่อไป

4.1 ผลลัพธ์ของการวิเคราะห์แรงในเสาเข็ม

จากการศึกษาพบว่าเสาเข็มมีการตอบสนองต่อแรงจากแรงสเถิตที่หัวเสาเข็มและแรงจากแผ่นดินไหวต่างกัน ซึ่งจากการวิเคราะห์แบบจำลองชั้นดิน 10 ประเภท ได้ผลของโมเมนต์กับแรงเฉือนจากกรณีต่าง ๆ ที่สอดคล้องตามสมมติฐาน ซึ่งแสดงให้เห็น 2 ปัจจัยหลัก ๆ ว่า (1) ผลของแรงที่เกิดขึ้นจากแรงสเถิตและแรงแผ่นดินไหวให้ผลลัพธ์ที่ต่างกันทั้งการกระจายตัวของแรงภายในเสาเข็มและตำแหน่งของแรงสูงสุดในเสาเข็ม และ (2) ผลจากความแตกต่างของชั้นดินตามที่ได้ตั้งสมมติฐานไว้ในตอนต้นว่าในตำแหน่งของรอยต่อของชั้นดินที่มีสเถิตไฟเนสที่ต่างกันมากพอจะเกิดผลของ kinematic ขึ้น แรงที่เกิดในเสาเข็มถูกขยายขนาดขึ้นในตำแหน่งนั้น เป็นผลมาจาก Kinematic forces นั่นเอง และหากนำข้อ (2) มาวิเคราะห์ถึงขนาดของแรงที่เกิดขึ้นในรอยต่อชั้นดินในลำดับต่อมาจะเห็นว่าขนาดของแรงเป็นผลมาจากอัตราส่วนของ Small strain shear modulus (G_0) ระหว่างชั้นดินแข็งและชั้นดินอ่อนที่มีการศึกษาในอดีตเกี่ยวกับความสัมพันธ์ของโมเมนต์ต่ออัตราส่วนของ G_0 ของรอยต่อของชั้นดินในช่วงต่าง ๆ โดยผลลัพธ์ที่เกิดขึ้นจากทั้ง 132 กรณีจะถูกแจกแจงออกมาตามประเภทของชั้นดินทั้ง 10 กลุ่มเป็นหลักและจัดให้อยู่ในรูปของแรงภายในเสาเข็มจาก Inertia forces และ Kinematic forces และทำการเสริมในส่วนของ กำลังรับโมเมนต์และแรงเฉือนของเสาเข็มเพื่อเปรียบเทียบขนาดและตำแหน่งของแรงภายในเสาเข็มรวมถึงพิจารณาถึงความปลอดภัยของเสาเข็มในการออกแบบโดยผลลัพธ์นั้นจะถูกแบ่งออกมาเป็น 2 ส่วนดังนี้

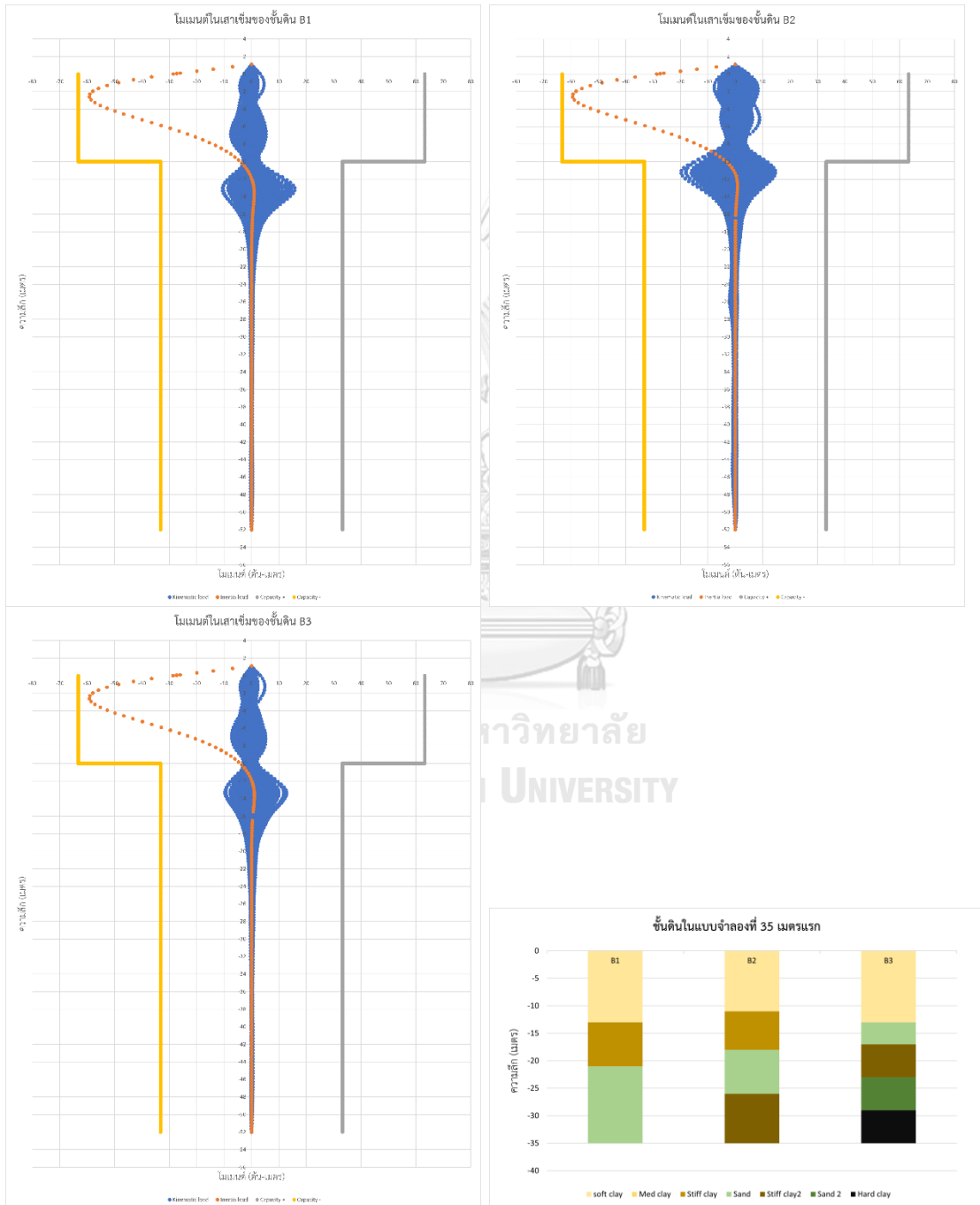
โมเมนต์ภายในเสาเข็ม

ชั้นดินกลุ่ม A



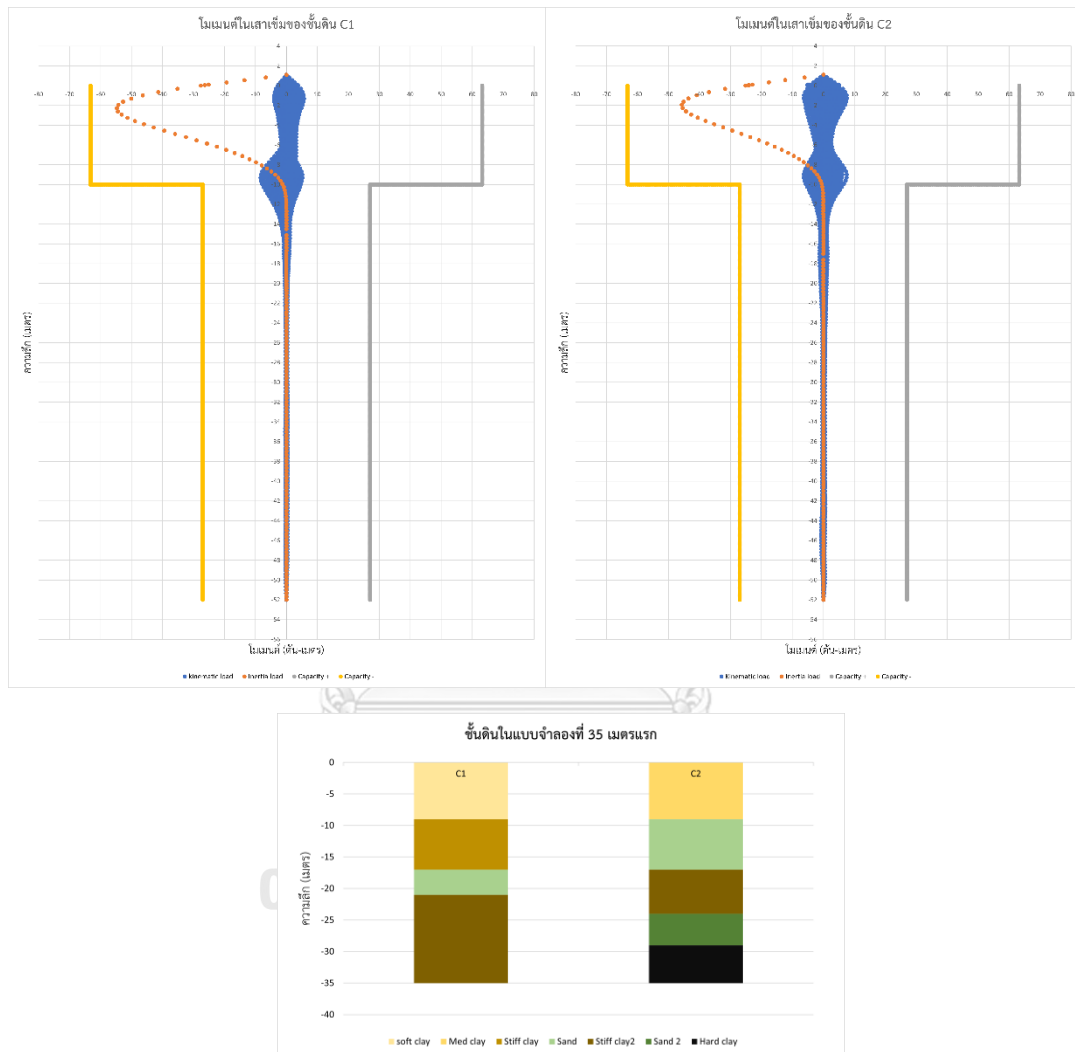
รูปที่ 37 โมเมนต์ในเสาเข็มของชั้นดินกลุ่ม A (A1-A3)

ชั้นดินกลุ่ม B



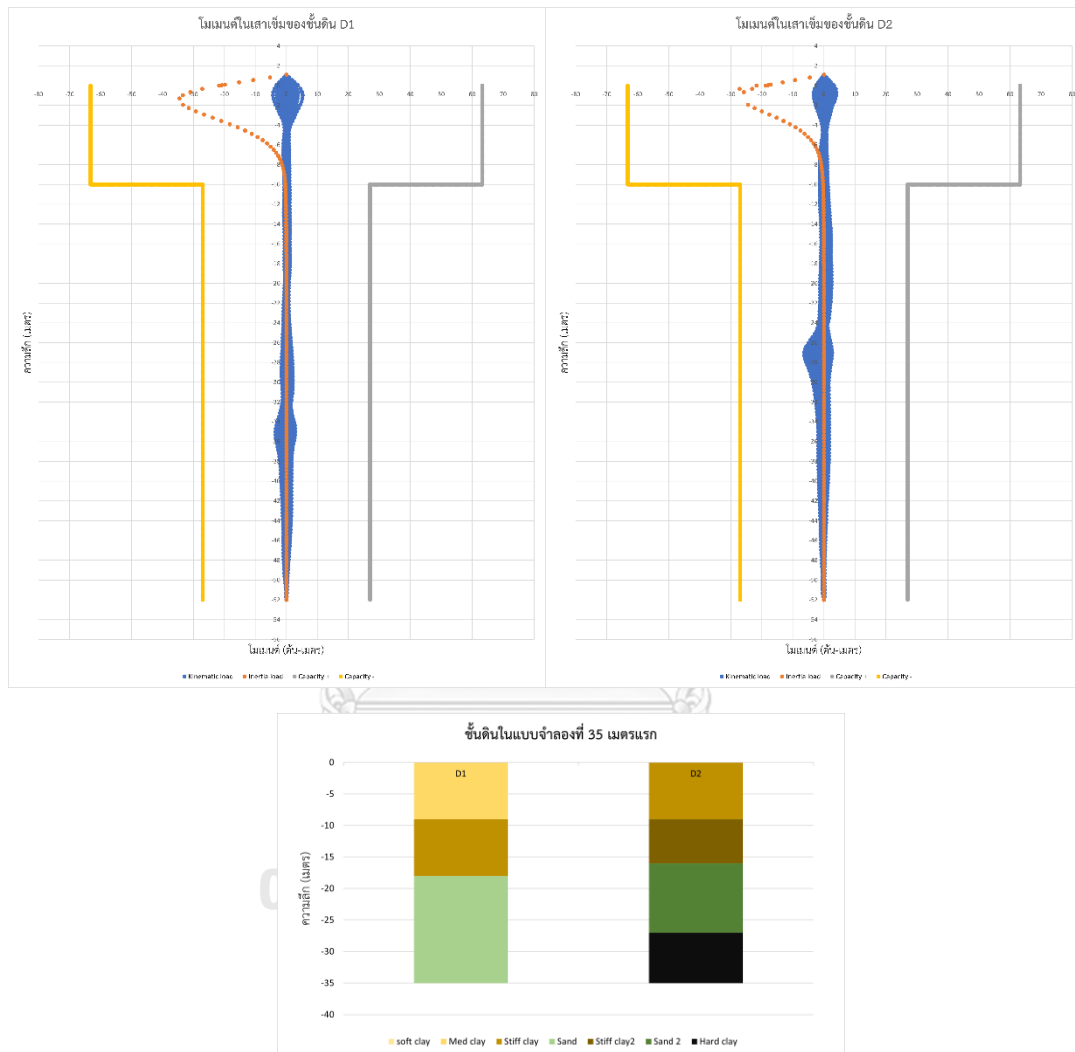
รูปที่ 38 โมเมนต์ในเสาเข็มของชั้นดินกลุ่ม B (B1-B3)

ชั้นดินกลุ่ม C



รูปที่ 39 โมเมนต์ในเสาเข็มของชั้นดินกลุ่ม C (C1-C2)

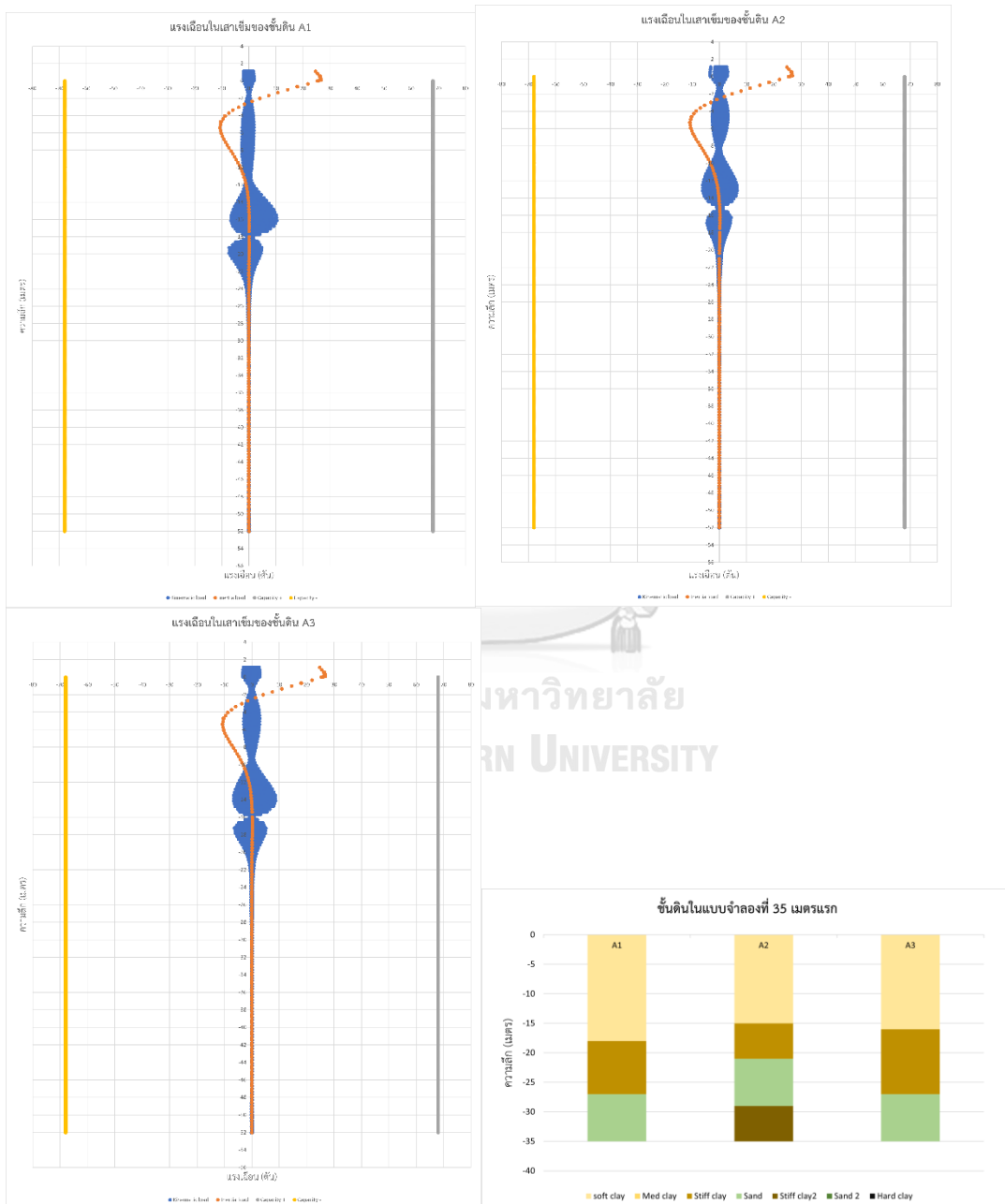
ชั้นดินกลุ่ม D



รูปที่ 40 โมเมนต์ในเสาเข็มของชั้นดินกลุ่ม D (D1-D2)

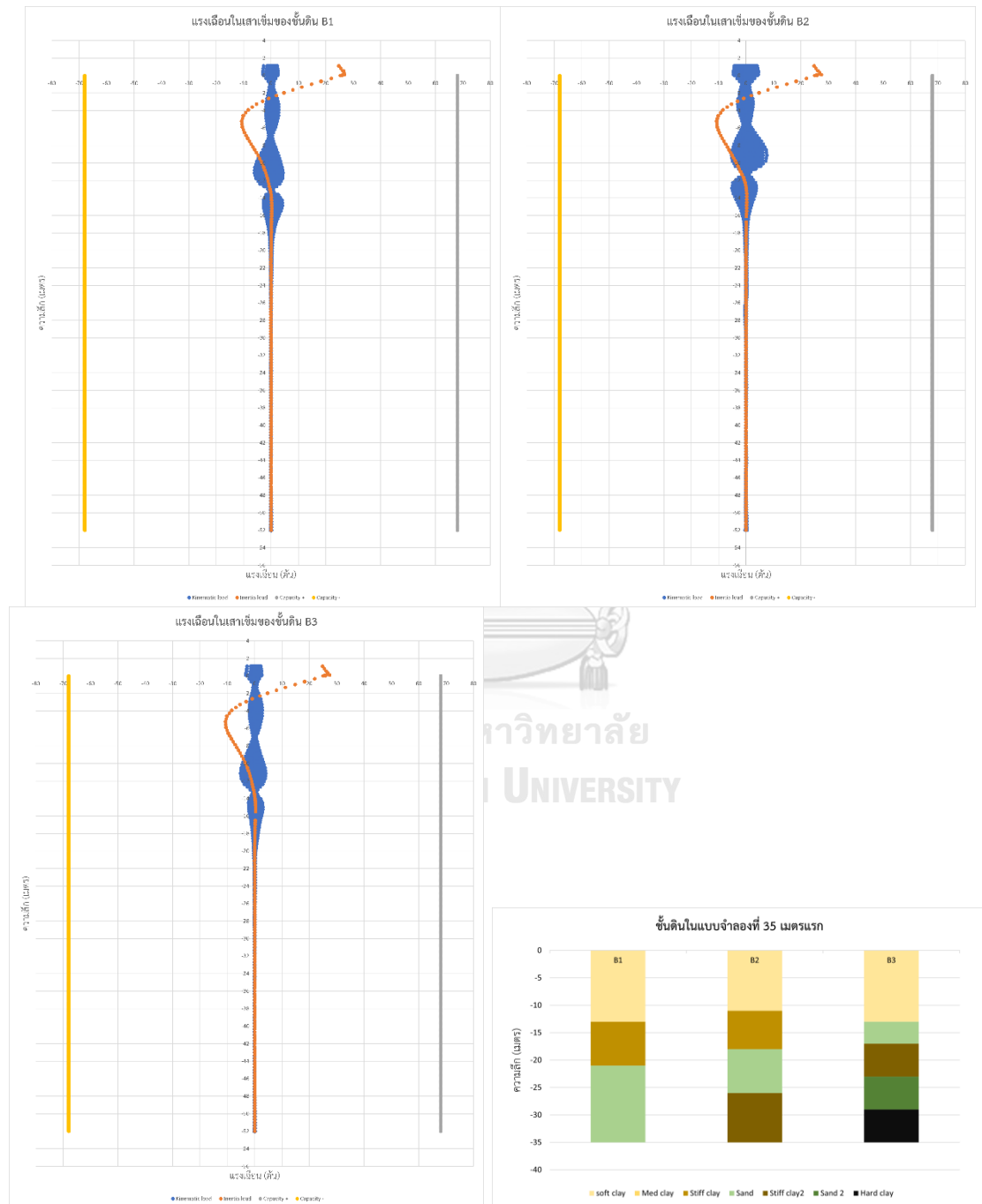
แรงเฉือนในเสาเข็ม

ชั้นดินกลุ่ม A



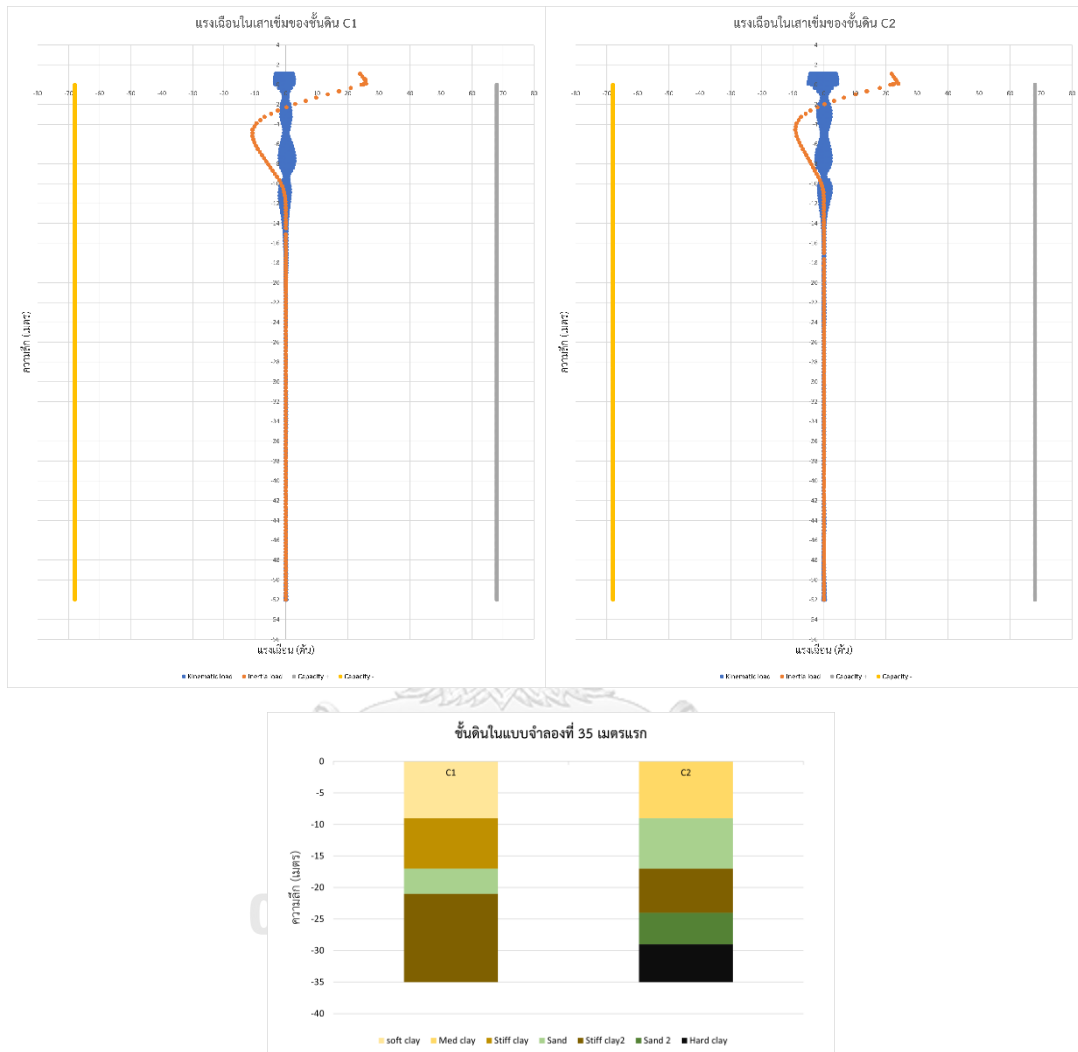
รูปที่ 41 แรงเฉือนในเสาเข็มของชั้นดินกลุ่ม A (A1-A3)

ชั้นดินกลุ่ม B



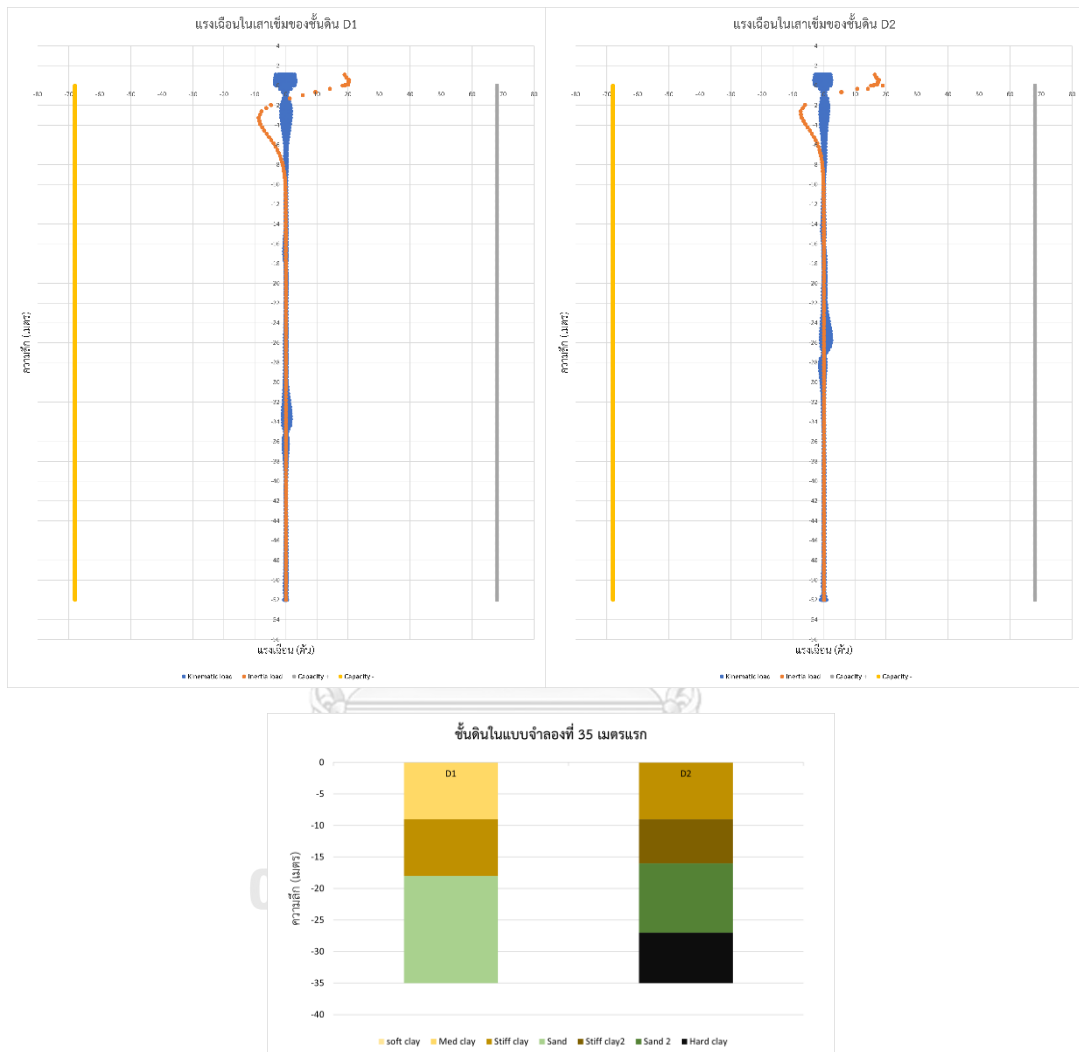
รูปที่ 42 แรงเฉือนในเสาเข็มของชั้นดินกลุ่ม B (B1-B3)

ชั้นดินกลุ่ม C



รูปที่ 43 แรงเฉือนในเสาเข็มของชั้นดินกลุ่ม C (C1-C2)

ชั้นดินกลุ่ม D



รูปที่ 44 แรงเฉือนในเสาเข็มของชั้นดินกลุ่ม D (D1-D2)

จากการวิเคราะห์แบบจำลองทั้ง 132 แบบจำลองทำให้ได้ผลลัพธ์ตามรูปที่ 37 ถึงรูปที่ 44 โดยแบบจำลองทั้งหมดนั้นถูกจัดเป็นกลุ่มตามประเภทของชั้นดินในแต่ละพื้นที่ดังที่กล่าวไว้ในบทก่อนหน้า นี้ โดยการศึกษาจะมุ่งเน้นไปที่ผลของแรง Kinematic เทียบกับแรง Inertia เพื่อศึกษาพฤติกรรมและความแตกต่างของลักษณะและขนาดของแรงทั้งสองประเภท ซึ่งแรงที่จะนำมาศึกษาประกอบด้วย

โมเมนต์ในหน่วยตัน-เมตร และแรงเฉือนในหน่วยตัน ที่เกิดขึ้นสูงสุดในแต่ละแบบจำลอง ซึ่งสามารถผลลัพธ์สามารถแจกแจงได้เป็น 2 ส่วน ได้แก่ ผลลัพธ์จากแรงแผ่นดินไหว และผลลัพธ์จากแรงสถิต

ผลลัพธ์จากแรงแผ่นดินไหว (kinematic condition)

จากการวิเคราะห์แบบจำลองทั้งหมดและได้มาซึ่งผลลัพธ์ของโมเมนต์และแรงเฉือนในเสาเข็มในทุกแบบจำลองแล้วจึงทำการสรุปค่าสูงสุดในแต่ละแบบจำลองและชั้นดินออกมาได้ตามตารางดังนี้

ตารางที่ 25 ผลลัพธ์จากการวิเคราะห์แบบจำลอง

	Soil type	Moment (t-m)	Shear (t)
A	A1	26.46	10.32
	A2	16.75	6.54
	A3	21.73	8.67
B	B1	15.74	6.05
	B2	19.77	7.62
	B3	12.80	5.16
C	C1	8.33	3.60
	C2	7.58	5.05
D	D1	5.20	3.57
	D2	6.36	3.12

ในส่วนแรกจะกล่าวถึงโมเมนต์ในเสาเข็มที่เกิดจากการวิเคราะห์แบบจำลอง โมเมนต์จาก kinematic forces นั้นเป็นผลมาจากหลาย ๆ ปัจจัยรวมกัน ประกอบไปด้วยปัจจัยหลักดังนี้ (1) อัตราเร่งที่ผิวดิน (2) ขนาดและความยาวของเสาเข็ม (3) อัตราส่วน Young's modulus ของเสาเข็มและชั้นดิน และ (4) อัตราส่วนของ $G1/G0$ ซึ่งจากปัจจัยที่กล่าวมา ทำให้ผลลัพธ์ที่แสดงในตารางที่ 25 มีแนวโน้มที่ไปในทิศทางเดียวกัน นอกจากชั้นดินบางประเภทที่มีผลลัพธ์โดดเด่นจากแนวโน้มไปบาง เนื่องจากมีค่าบางตัวแปรที่อาจทำให้ผลลัพธ์ต่างจากค่าในกลุ่มเดียวกัน เนื่องจากว่าชั้นดินในแต่ละกลุ่มนั้น แบ่งตามลักษณะของดินในพื้นที่ศึกษานั้น ๆ แต่ในแต่ละกลุ่มนั้นจะประกอบขึ้นจากปัจจัยต่างกันไม่ว่าจะเป็น คลื่นแผ่นดินไหวในแต่ละพื้นที่ หรือการเรียงตัวของชั้นดิน ซึ่งจากข้อมูลดังกล่าว

สามารถอธิบายผลลัพธ์ได้ดังนี้ กลุ่ม A เป็นกลุ่มหลักในการศึกษาผลของ kinematic forces เนื่องจากว่าดินกลุ่มนี้ส่วนใหญ่จะเป็นชั้นดินที่ประกอบไปด้วยชั้นดินเหนียวอ่อนถึงชั้นเหนียวดินอ่อนมากเป็นหลัก เป็นผลให้ชั้นดินสองชั้นที่ติดกันนั้นมีอัตราส่วน G1/G0 ที่มากพอสมควร โดยที่ความต่างของชั้นดินแข็งและชั้นดินอ่อนนั้นเป็นหนึ่งในปัจจัยหลักของ kinematic forces ดังที่กล่าวไป จึงทำให้ดินในกลุ่มนี้ให้ผลโมเมนต์ที่มีค่าสูงที่สุด โดยชั้นดินประเภท A1 และ A3 ให้ค่าโมเมนต์เท่ากับ 26.46 และ 21.73 ตัน-เมตร และในกลุ่ม A2 ให้ค่าโมเมนต์ที่ 16.75 ตัน-เมตร ซึ่งน้อยเมื่อเทียบกับชั้นดินในกลุ่มเดียวกัน นั่นเป็นผลมาจากชั้นดิน A2 นั้นประกอบไปด้วยชั้นดินเหนียวอ่อนมากแต่เป็นกลุ่มที่มีชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางแทรกอยู่จึงทำให้อัตราส่วน G1/G0 น้อยลง ต่อมาชั้นดินกลุ่ม B เป็นชั้นดินที่เริ่มจากชั้นดินเหนียวอ่อนตามด้วยชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางหรือชั้นดินเหนียวแข็งเป็นหลักทำให้อัตราส่วน G1/G0 มีค่าน้อยกว่าเมื่อเทียบกับชั้นดินกลุ่ม A โดย B1, B2 และ B3 มีค่าโมเมนต์เท่ากับ 15.74, 19.77 และ 12.80 ตัน-เมตรตามลำดับ ซึ่งดินประเภท B2 นั้นอยู่ในพื้นที่ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวที่มีความรุนแรงกว่าชั้นดินในกลุ่มเดียวกัน โดยอัตราเร่งที่ผิวดินมีค่า 0.07g จึงเป็นผลให้มีค่าโมเมนต์ที่สูงกว่า และในชั้นดินในกลุ่ม C และ D นั้นเป็นกลุ่มที่เป็นชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นดินเหนียวแข็งมากซึ่งขนาดของโมเมนต์นั้นมีค่าน้อยมาก และหากดูจากรูปที่ 39 และรูปที่ 40 จะเห็นว่ารูปร่างของโมเมนต์จากผลของ kinematic forces นั้นไม่ได้ชัดเจนเท่ากลุ่ม A และกลุ่ม B โดยกลุ่ม C ยังมีโมเมนต์ที่แสดงรูปแบบของ kinematic moment อยู่ ส่วนในกลุ่ม D นั้นแทบไม่เกิดผลของ kinematic เลยเนื่องจากความต่างของชั้นดินไม่มากพอ โดยกลุ่ม C ให้ผลลัพธ์ของโมเมนต์ที่ 8.33 และ 7.58 ตัน-เมตร และกลุ่ม D ให้ผลลัพธ์ที่ 5.20 และ 6.36 ตัน-เมตรตามลำดับ โดยชั้นดินทั้ง 2 กลุ่มนี้แสดงค่า kinematic moment ในระดับที่ต่ำเมื่อเทียบกับผลลัพธ์จากชั้นดินกลุ่ม A โดยแรงภายในเสาเข็มอีกค่าหนึ่งคือแรงเฉือนซึ่งแรงเฉือนในเสาเข็มที่เกิดจาก kinematic forces นั้นได้ผลมากที่สุดที่ 10.32 ตัน ในชั้นดินกลุ่ม A และน้อยลงจากกลุ่ม A ถึงกลุ่ม D ตามลำดับ โดยในกลุ่ม D ให้ค่าแรงเฉือนอยู่ที่ประมาณ 3 ตัน ซึ่งการศึกษาครั้งนี้จะมุ่งเน้นไปที่การวิเคราะห์ผลลัพธ์จากโมเมนต์เป็นหลัก

ผลลัพธ์จากแรงสถิต (Inertia condition)

จากการนำแรงสถิตไปใส่ที่หัวเสาเข็มในรูปของแรงเฉือนที่ฐานราก (Base shear) ทำให้เกิดแรงในเสาเข็มดังแสดงในรูปผลลัพธ์ข้างต้นโดยเส้นสีส้มคือแรงที่เกิดจากแรงสถิตดังกล่าว จากผลลัพธ์นั้นได้ค่าโมเมนต์และแรงเฉือนดังนี้

ตารางที่ 26 ผลลัพธ์จากการวิเคราะห์แบบจำลองของ Inertia condition

	Soil type	Moment (t-m)	Shear (t)
A	A1	58.84	26.73
	A2	59.46	26.84
	A3	59.23	26.82
B	B1	59.21	26.78
	B2	59.40	27.47
	B3	59.21	27.42
C	C1	54.79	25.84
	C2	45.72	24.01
D	D1	34.53	20.35
	D2	20.04	13.14

จากตารางแสดงให้เห็นว่า สำหรับชั้นดินกลุ่ม A และกลุ่ม B จะให้ค่า inertia moment สูงพอ ๆ กัน และส่วนในกลุ่ม C และกลุ่ม D จะมีค่าลดลงตามลำดับเนื่องจากชั้นดินที่มีความแข็งขึ้น ซึ่งเป็นผลมาจากแรงสถิตนั้นมีตำแหน่งที่เกิดขึ้นอยู่ที่ใกล้ ๆ ผิวดินจากแรงเฉือน ณ ฐานราก โดยแรงในเสาเข็มจะมีค่าน้อยขึ้นกับคุณลักษณะของชั้นดินชั้นแรกเป็นหลัก หากชั้นดินมีความอ่อนมากก็จะเกิดแรงเฉือนและโมเมนต์ที่มากขึ้นตามกัน ในส่วนของกลุ่ม C และกลุ่ม D เป็นชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางและแข็งมากตามลำดับ จึงเกิดแรงที่น้อยกว่ากลุ่ม A และกลุ่ม B ที่เป็นชั้นดินเหนียวอ่อนมาก และชั้นดินเหนียวอ่อนเป็นหลัก โดยค่าโมเมนต์สำหรับดินกลุ่ม A และ B จะเกาะกลุ่มกันอยู่ที่ค่าประมาณ 59 ตัน-เมตร และในกลุ่ม C จะมีค่าเท่ากับ 54.21 และ 45.72 ตัน-เมตร และกลุ่ม D มีค่าเท่ากับ 34.53 และ 20.04 ตัน-เมตรตามลำดับ ในขณะที่เดียวกันแรงเฉือนในเสาเข็มจากแรงสถิตก็มี

แนวโน้มเช่นเดียวกันนั้นคือมีค่าอยู่ในช่วง 26-27 ตันในกลุ่ม A และ B และลดลงในส่วนของกลุ่ม C และ D ตามลำดับโดยมีค่าอยู่ที่ประมาณ 25 ตันและน้อยลงไปถึง 10 ตันในกลุ่ม D2

4.2 การเปรียบเทียบผลลัพธ์กับสมการคำนวณ

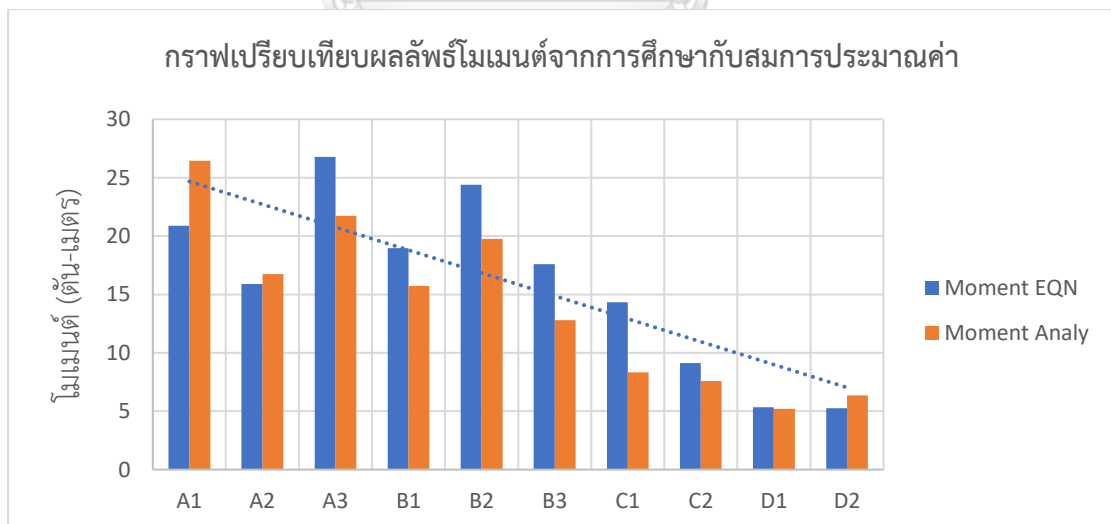
การนำผลการศึกษาที่ได้ไปใช้ประโยชน์ ต่อในอนาคตนั้นผลลัพธ์ที่ได้มีความจำเป็นที่จะต้อง สอดคล้องกับทฤษฎีในอดีตเพื่อเป็นการตรวจสอบความถูกต้องในขั้นตอนปฏิบัติในการศึกษารวมถึง ความแม่นยำในการนำค่าโมเมนต์และแรงเฉือนไปใช้อ้างอิงต่อในอนาคต ดังนั้นการเปรียบเทียบกับ สมการในอดีตจึงถูกนำมาใช้เพื่อตรวจสอบความถูกต้องต่าง ๆ เหล่านี้โดยสมการที่นำมาใช้คือสมการ ในการหาคาดการณ์ค่าโมเมนต์ ณ รอยต่อขอชั้นดินที่เคยกล่าวไว้ในบทที่ 2 ดังนี้ สมการที่ 6 สมการคำนวณโมเมนต์ของ Nikolaou, Mylonakis et al.

$$M_k \cong 0.042 \tau_c d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^{0.30} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{0.65} \left(\frac{V_2}{V_1} \right)^{0.50}$$

โดยเสาเข็มที่ใช้มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง (d) 1 เมตร และมีความยาว (L) 52 เมตร โดยในส่วนนี้ได้ ทำการคำนวณค่าโมเมนต์ที่ได้จากสมการด้วยพารามิเตอร์ตามที่กำหนดไว้ในแบบจำลองเพื่อนำมา เปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลองว่ามีความสอดคล้องหรือใกล้เคียงกันหรือไม่ และได้ผลลัพธ์ออกมาดังนี้

ตารางที่ 27 ตารางเปรียบเทียบผลลัพธ์กับสมการคำนวณ

Soil type	τ	V2/V1	M EQN (t-m)	M Analy (t-m)
A1	9.22	3.93	20.87	26.46
A2	7.68	3.29	15.91	16.75
A3	11.52	4.14	26.79	21.73
B1	9.15	3.29	18.96	15.74
B2	12.32	3.00	24.38	19.77
B3	8.32	3.43	17.60	12.80
C1	7.94	2.50	9.95	8.33
C2	10.04	3.22	9.11	7.58
D1	12.96	1.41	7.78	5.20
D2	13.61	1.24	5.27	6.36



รูปที่ 45 กราฟแสดงการเปรียบเทียบผลลัพธ์โมเมนต์จากการศึกษา กับสมการประมาณค่า

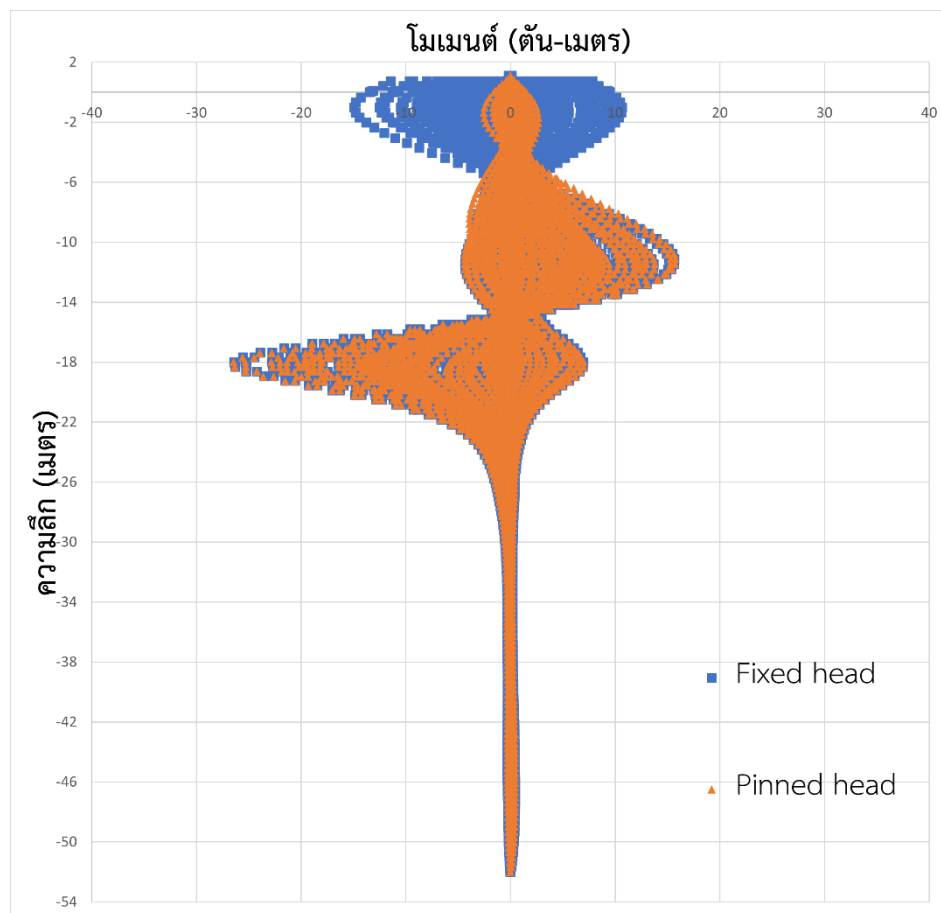
จากตารางเปรียบเทียบแสดงให้เห็นว่าค่าที่ได้จากการคำนวณผ่านสมการกับค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ผลลัพธ์นั้นมีค่าใกล้เคียงกัน โดยส่วนใหญ่ค่าเฉลี่ยที่ได้จากสมการจะมีค่ามากกว่าการวิเคราะห์อยู่ที่ประมาณ 20% โดยมีเพียงค่าในกลุ่ม A1 ที่ค่าจากการวิเคราะห์ได้มากกว่าค่าจากสมการ และกลุ่ม A2 ที่ค่อนข้างใกล้เคียงกัน สามารถสรุปได้ว่าผลการวิเคราะห์ที่ค่อนข้างสอดคล้องกับสมการในอดีต ซึ่งหากตีความจากผลลัพธ์ทำให้สามารถอ้างอิงสมการนี้ในการประมาณค่าโมเมนต์ในเสาเข็มโดยคร่าวได้ ทำให้เป็นอีกหนึ่งตัวเลือกของวิศวกรหรือผู้ออกแบบที่ต้องการออกแบบเสาเข็ม โดยคำนึงถึงผลของ kinematic forces ด้วยแต่ไม่ต้องการที่จะวิเคราะห์ด้วยวิธีวิเคราะห์แบบจำลองทั้งระบบ โดยจากการศึกษานี้พบว่าสามารถนำสมการดังกล่าวมาใช้ในการประมาณค่าได้เพื่อความสะดวกในการคาดการณ์ผลโมเมนต์ที่เกิดขึ้นตรงตำแหน่งรอยต่อของชั้นดิน โดยผลที่ได้แม้ว่าจะมีค่าสูงกว่าประมาณ 20% ก็สามารถมองให้เป็นอีกหนึ่ง factor of safety ได้ และอีกหนึ่งส่วนหนึ่งที่ต้องอาจต้องพิจารณาเพิ่มเติมนั่นคือพื้นที่กลุ่ม A1 และ A2 ซึ่งเป็นพื้นที่ใน zone 5 ของข้อกำหนด มยผ. 1302-61 ในการศึกษาจะเห็นว่าโมเมนต์นั้นมีค่าที่สูงกว่าสมการอยู่ประมาณ 20% โดยสาเหตุดังกล่าวอาจเป็นเพราะชั้นดินเหนียวที่อ่อนและมีความหนาที่มากเลยทำให้ได้ผลลัพธ์ที่ได้จากการวิเคราะห์ที่ค่อนข้างสูง เนื่องจากในสมการนั้นไม่มีพารามิเตอร์สำหรับวิเคราะห์ความหนาของชั้นดิน จึงมีความเป็นไปได้ที่อาจเป็นสาเหตุในความคลาดเคลื่อนของค่าผลลัพธ์ต่าง ๆ ดังนั้นสำหรับพื้นที่ที่อยู่ในบริเวณชั้นดินกลุ่ม A1 และ A2 หรือพื้นที่ zone 5 ของข้อกำหนด มยผ.1302-61 จึงเสนอให้มีการวิเคราะห์เพิ่มเติมหรือพึงระวังในการออกแบบในพื้นที่ดังกล่าวมากขึ้น

4.3 การเปรียบเทียบและตรวจสอบแบบจำลอง

4.1.3 การเปรียบเทียบรูปแบบที่หัวเสาเข็ม

เพื่อนำผลลัพธ์ไปใช้ต่อไปในอนาคตจึงจำเป็นต้องมีการเปรียบเทียบและตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองเพื่อให้ได้ความถูกต้องในการนำไปใช้ ซึ่งในปัจจุบันการออกแบบอาคารและโครงสร้างนั้น ในส่วนของระบบโครงสร้างฐานรากนั้น การออกแบบเสาเข็มจะออกแบบด้วยการสมมุติให้เสาเข็มและฐานรากนั้นเชื่อมต่อกันในระบบ Fixed-head เพื่อความสะดวกในการนำทฤษฎีในอดีตมาใช้ในการออกแบบ เลยจำเป็นต้องมีการเปรียบเทียบผลลัพธ์ในส่วนของ Fixed-head เพื่อศึกษา

ลักษณะและความแตกต่างระหว่างผลลัพธ์ ซึ่งการเปรียบเทียบระหว่างการทำให้ผลลัพธ์ยึดติดกับไม่ยึดติดแสดงได้โดยรูปดังนี้



รูปที่ 46 กราฟแสดงการเปรียบเทียบระหว่างโมเมนต์ 2 รูปแบบ

ซึ่งในแบบจำลองในการศึกษานี้ออกแบบเป็นระบบ pinned head แต่เนื่องจากแบบจำลองในการศึกษาเป็นระบบเสาเข็มเดี่ยวที่ไม่ได้จำกัดการหมุนของฐานรากโดยมีสาเหตุจากข้อจำกัดของโปรแกรมที่ใช้วิเคราะห์แบบจำลอง ซึ่งเป็นผลให้ผลลัพธ์นั้นออกมาคล้ายกับโมเมนต์รูปแบบ Free-head รวมถึงแบบจำลองที่นำมาเปรียบเทียบในรูปแบบ Fixed-head นั้นเป็นระบบที่มีการหมุนเกิดขึ้นซึ่งทำให้ผลลัพธ์ที่แสดงในกราฟมีลักษณะที่ตรงหัวเสาเข็มโค้งเข้าหาค่าศูนย์เล็กน้อย ซึ่งผลดังกล่าวนี้เป็นหนึ่งในข้อจำกัดของแบบจำลองนี้ โดยจากกราฟจะเห็นว่าค่าโมเมนต์ที่รอยต่อของชั้นดินนั้นมี

ขนาดที่เท่ากันแบบพอดิ แต่ที่ต่างกันอยู่ที่หัวเสาเข็มนั้นแสดงว่าหากประเมินผลระหว่างหัวเสาเข็มแบบ Pinned-head และ Fixed-head ของระบบเสาเข็มเดียวนั้นมีค่าไม่ต่างกันสามารถคำนวณแทนกันได้ เนื่องจากว่ากำลังของโมเมนต์ที่หัวเสาเข็มนั้นถูกคุมโดยโมเมนต์จากแรง Inertia อยู่แล้ว

4.3.2 การเปรียบเทียบคาบธรรมชาติของแบบจำลอง

ในการศึกษาด้านแผ่นดินไหวนั้นการวิเคราะห์อาคารที่มีคาบหรือความถี่ธรรมชาติของอาคารที่ตรงกับคาบหรือความถี่ของคลื่นแผ่นดินไหวจะมีผลให้ขยายผลกระทบของโครงสร้างจากคลื่นแผ่นดินไหวมากขึ้น ซึ่งในการศึกษาคั้งนี้จึงได้ทำการนำผลของแผ่นดินไหวที่เกิดจากการเปลี่ยนการใช้คลื่นแผ่นดินไหวและคาบของอาคารในค่าต่าง ๆ ได้แก่ 0.2, 0.5, 1.0 และ 2.0 วินาทีตามลำดับโดยคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรงกับค่า natural period ต่าง ๆ ของอาคารก็จะอ้างอิงจากงานวิจัยของ Poovarodom et al. (2016) เช่นเดียวกัน โดยคลื่นแผ่นดินไหวที่นำมาศึกษาจะเป็นตัวอย่างจากจังหวัดกรุงเทพมหานคร สำหรับคลื่นแผ่นดินไหวในคาบต่าง ๆ ที่นำมาใช้มีดังนี้

ตารางที่ 28 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับอาคารที่มี natural period ที่ 0.2 วินาที

Event	year	Station	Mag.	Mechanism	R (km.)	Vs30 (m/s)	Scale factor
Kobe Japan	1995	OKA	6.9	Strike Slip	86.9	609	0.8891
Hector Mine	1999	Anza Tripp Flats Training	7.13	Strike Slip	102.4	684.9	1.1045
Northridge01	1994	Rancho Cucamonga Deer Can	6.69	Reverse	80	821.7	1.0221

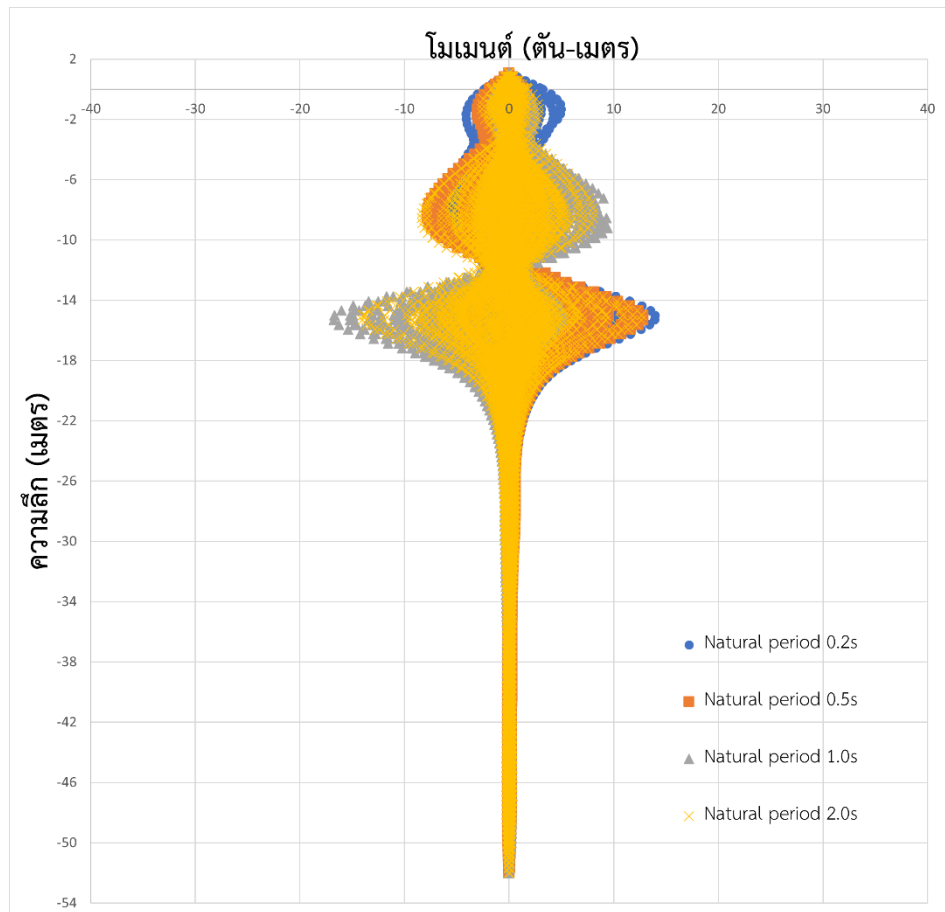
ตารางที่ 29 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับอาคารที่มี natural period ที่ 0.5 วินาที

Event	year	Station	Mag.	Mechanism	R (km.)	Vs30 (m/s)	Scale factor
Kocaeli Turkey	1999	Tekirdag	7.51	Strike Slip	165	659.6	1.3575
Hector Mine	1999	Pacoima Kagel Canyon	7.13	Strike Slip	186.3	508.1	1.3186
Hector Mine	1999	Anza Tripp Flats Training	7.13	Strike Slip	102.4	684.9	1.2584

ตารางที่ 30 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับอาคารที่มี natural period ที่ 2.0 วินาที

Event	year	Station	Mag.	Mechanism	R (km.)	Vs30 (m/s)	Scale factor
Tohoku	2011	HKD048	9	Thrust	655	N/A	2.33
Tohoku	2011	SIG007	9	Thrust	689	N/A	1.9
Tokachi-oki	2003	FKS02	8.3	Thrust	550	N/A	4.36

สำหรับการศึกษาในบทนี้ทำเพื่อดูความแตกต่างของลักษณะของโมเมนต์หากเปลี่ยนคลื่นแผ่นดินไหวไปตามคาบต่าง ๆ โดยในการวิเคราะห์ครั้งนี้ทำการคองน้ำหนักของอาคารและขนาดของเสาเข็มไว้เท่าเดิม โดยผลลัพธ์ที่ได้เป็นดังรูปที่ 47



รูปที่ 47 ผลเปรียบเทียบโมเมนต์ระหว่างคาบต่าง ๆ

จากการวิเคราะห์ได้แสดงผลลัพธ์ให้เห็นว่าหากเสาเข็มมีขนาดเท่าเดิมแม้ว่าจะศึกษาในคาบธรรมชาติที่ต่างกันจะให้ลักษณะของโมเมนต์ที่หน้าตาใกล้เคียงกัน โดยมีขนาดโมเมนต์สูงสุดที่มีค่าไม่ต่างกัน ดังนั้นปัจจัยนี้อาจเป็นเพียงการศึกษาพฤติกรรมเพียงอย่างเดียว ทั้งนี้ทั้งนั้นในหัวข้อนี้เป็นการศึกษาแนวโน้มของโมเมนต์ของแต่ละคาบของอาคารเท่านั้น โดยที่ขนาดเสาเข็มและน้ำหนักอาคารยังคงเท่าเดิม ในความเป็นจริงอาจต้องศึกษาเพิ่มเติมในเรื่องของการวิเคราะห์ด้วยน้ำหนักของอาคารที่สอดคล้องกับคาบธรรมชาติ เนื่องจากในความเป็นจริงคาบธรรมชาติของอาคารที่ 0.2 วินาทีไปจนถึง 2.0 วินาทีนั้นขึ้นอยู่กับขนาดของอาคารเล็กไปใหญ่ตามลำดับ ดังนั้นอาจต้องศึกษาเพิ่มเติมเพื่อยืนยันผลในอนาคต

5. สรุปผลการศึกษา

5.1 อภิปรายผลการวิเคราะห์

5.1.1 ผลลัพธ์ของ Kinematic forces ต่อเสาเข็ม

หากอ้างอิงตามในข้อกำหนด มยผ. 1302-61 และแบ่งพื้นที่ตามประเภทของชั้นดินตามงานวิจัยของ Tuladhar, Yamazaki et al. (2004) ตามที่แบ่งไว้ในบทที่ 3 จะสามารถประเมินผลลัพธ์ตามพื้นที่ดังนี้ พื้นที่ 10 โชนของข้อกำหนด มยผ.1302-61 จะมีเพียงโชนที่อยู่ในกลุ่มของชั้นดินกลุ่ม A, B และ C ที่ผลของแรงแผ่นดินไหวก่อให้เกิดแรงที่รอยต่อของชั้นดินเนื่องจากความต่างของชั้นดินที่มากพอ ในทางกลับกันชั้นดินประเภท D นั้นไม่แสดงผลของ kinematic ที่ชัดเจนนัก เนื่องจากเป็นชั้นดินที่มีองค์ประกอบของชั้นดินเหนียวแข็งเป็นหลักตามหลักการที่กล่าวไปข้างต้น โดยหากพิจารณาจากกราฟผลลัพธ์ต่าง ๆ ชั้นดินที่เกิด kinematic moment สูงสุดคือชั้นดินกลุ่ม A ที่มีความต่างของชั้นดินที่มากและประกอบด้วยชั้นดินเหนียวอ่อนเป็นหลัก ซึ่งชั้นดินกลุ่ม A เป็นชั้นดินที่ประกอบไปด้วยจังหวัดกรุงเทพมหานคร สมุทรปราการ สมุทรสาคร และส่วนหนึ่งของจังหวัดฉะเชิงเทรา ดังนั้นพื้นที่ดังกล่าวหากมีการคำนึงถึงผลของแผ่นดินไหวอาจต้องระวังกว่าชั้นดินกลุ่มอื่นในการออกแบบ

การศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเมื่อเกิดแรงแผ่นดินไหวในแอ่งดินเหนียวกรุงเทพฯ ในการศึกษาจะมีการประเมิน 2 เรื่อง ได้แก่ (1) กำลังของเสาเข็ม และ (2) การเปรียบเทียบกับการศึกษาในอดีต โดยกำลังของเสาเข็มในการศึกษานี้จะมุ่งเน้นไปที่โมเมนต์ในเสาเข็มเป็นหลัก เนื่องจากเสาเข็มสามารถรับแรงเฉือนได้โดยใช้เพียงกำลังของคอนกรีตอย่างเดียว ซึ่งการเสริมเหล็กจะทำการเสริมเพียงเหล็กเสริมชั้นต่ำเท่านั้น และในส่วนของโมเมนต์จากการแจกแจงรายละเอียดผลลัพธ์ของการวิเคราะห์ไว้ในบทที่ 4 นั้นสามารถสังเกตและสรุปผลออกมาได้ว่า ผลของ Kinematic forces นั้นประกอบไปด้วยปัจจัยต่าง ๆ ได้แก่ ค่าความเร่งของคลื่นแผ่นดินไหวที่ผิวดินในแต่ละพื้นที่ และอัตราส่วนระหว่างความเร็วคลื่นเฉือนของชั้นดินเหนียวแข็งต่อชั้นดินเหนียวอ่อนเป็นหลัก ซึ่งจากผลลัพธ์ต่าง ๆ จะเห็นว่ากลุ่ม A ที่มีอัตราส่วนความเร็วคลื่นเฉือนสูงสุดก็จะให้ค่า kinematic moment ที่สูงที่สุด และลดลงตามลำดับกลุ่มชั้นดิน โดยผลลัพธ์ในเชิงเปรียบเทียบการสมมุติฐาน

ตามทฤษฎีนั้นถือว่าค่อนข้างสอดคล้องกัน และแสดงให้เห็นว่าชั้นดินในแอ่งดินเหนียวกรุงเทพฯ ก็เกิดผลของ kinematic เช่นเดียวกัน ดังนั้นการพิจารณาในส่วนนี้อาจต้องมีการศึกษาเพิ่มเติม

5.1.2 การวิเคราะห์ผลเทียบกับ static load และกำลังของเสาเข็ม

จากผลลัพธ์ที่ได้ในส่วนของ kinematic load นั้นหากเทียบกับผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยแรงสถิตหรือ Static load ดังที่แสดงในรูปที่ 41 ถึงรูปที่ 44 จะแสดงให้เห็นว่าโมเมนต์และแรงเฉือนที่มาจากแรงสถิตนั้นมีค่ามากกว่าแรง kinematic อยู่พอสมควร โดยโมเมนต์ที่เกิดในเสาเข็มโดยเฉลี่ยของชั้นดินกลุ่ม A, B, C และ D ของแรง kinematic อยู่ที่ 21.65, 16.10, 7.96 และ 5.78 ตัน-เมตร และแรง Inertia อยู่ที่ 59.18, 59.27, 50.26 และ 27.79 ตัน-เมตร ตามลำดับ แสดงให้เห็นว่าในการออกแบบกำลังของเสาเข็มจึงขึ้นอยู่กับแรงสถิตเป็นหลักเนื่องจากมีค่าที่สูงกว่า และเมื่อนำผลที่ได้มาพิจารณาในเชิงการออกแบบนั้นจะเห็นว่ากำลังของเสาเข็มที่คิดจากผลของ Inertia สามารถครอบคลุมแรงจาก kinematic ได้ทุกกรณี ดังนั้นหากมองในเชิงการออกแบบตามทฤษฎีนั้นแรง Kinematic จะไม่เป็นอันตรายต่อเหล็กเสริม แต่อาจมีการค้ำยันถึงปัจจัยต่าง ๆ ด้วยซึ่งการค้ำยันผลนั้นจะกล่าวถึงหัวข้อต่อไป

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY

5.2 การนำผลลัพธ์ไปประยุกต์ใช้

จากการวิเคราะห์ในหัวข้อที่ 5.1 นั้นสามารถสรุปประเด็นในการวิเคราะห์โครงสร้างเสาเข็มสำหรับการนำไปใช้ในการออกแบบต่อไปได้ดังนี้ จากผลลัพธ์จะเห็นได้ว่าแรง Inertia และแรง kinematic นั้นมีค่าโมเมนต์สูงสุดอยู่คนละตำแหน่งกันซึ่งหากนำมาค้ำยันร่วมกันก็จะสามารถแบ่งการคำนวณออกเป็น 2 ส่วนได้แก่ (1) แรงที่หัวเสาเข็ม และ (2) แรงที่รอยต่อของชั้นดิน ซึ่งสามารถแบ่งประเด็นได้ดังนี้

- **แรงที่หัวเสาเข็ม:** จากผลลัพธ์แสดงให้เห็นว่าโมเมนต์และแรงเฉือนที่หัวเสาเข็มนั้น ผลลัพธ์จากแรง Inertia สูงกว่าผลลัพธ์จากแรง Kinematic มากพอสมควร ซึ่งทำให้กำลังของเสาเข็มขึ้นอยู่กับแรง Inertia เป็นหลัก ดังนั้นในส่วนของกำลังที่หัวเสาเข็มควรการวิเคราะห์

ด้วยแรงสถิตเพื่อหากำลังของเสาเข็ม และการวิเคราะห์แรงสถิตด้วยโปรแกรมนี้่ง่ายต่อการวิเคราะห์มากกว่าการวิเคราะห์แผ่นดินไหว รวมถึงใช้เวลาน้อย และได้ผลของการเคลื่อนตัวและแรงครบทุกประเภท สามารถนำผลลัพธ์ต่าง ๆ มาวิเคราะห์ต่อได้

- **แรงที่รอยต่อของชั้นดิน:** เนื่องจากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมจะใช้เวลานานและมีความลำบากทดสอบหาพารามิเตอร์ที่ครบถ้วน ในการศึกษาได้มีการเปรียบเทียบกับผลคำนวณด้วยสมการแล้ว และผลที่ได้ออกมาสอดคล้องกันจึงเสนอให้ใช้สมการคำนวณในการประมาณค่าโมเมนต์ที่รอยต่อเสาเข็มทดแทนกันได้ซึ่งสมการที่เสนอนั้นคือสมการของ Nikolaou, Mylonakis et al. (2001) โดยได้กล่าวไว้ในบทที่ 4.2

จากผลลัพธ์ต่าง ๆ สามารถตีความได้ตามข้อสรุปข้างต้นเนื่องจากการวิเคราะห์ kinematic interactions แบบเต็มระบบนั้นอาจสร้างความลำบากและขั้นตอนที่ยุ่งยากมากขึ้นในการออกแบบเสาเข็มต่าง ๆ แต่หากเมินผลของ kinematic นั้นก็อาจทำให้เกิดอันตรายต่อโครงสร้างเสาเข็มหากเกิดแผ่นดินไหวในพื้นที่ศึกษาได้ แม้ว่าผลลัพธ์ที่เกิดขึ้นนั้นแรง Kinematic ไม่ได้มีค่าที่มากกว่าแรง Inertia แต่มีค่าตลอดทั้งเสาเข็มและการก่อสร้างในปัจจุบันที่มีการหยุดเหล็กในการก่อสร้างก็อาจเกิดอันตรายได้ จึงอยากเสนอให้มีการคำนึงถึงผล kinematic ในการออกแบบด้วยเช่นกัน ซึ่งในอดีตได้มีการเสนอวิธีคล้ายกับการเสนอในเนื้อหาข้างต้นเช่นของ Castelli, Lentini et al. (2010) เสนอการผสมวิธีระหว่างวิธีสถิตและวิธี pseudo-static เพื่อหาโมเมนต์ในเสาเข็มแทนการวิเคราะห์ด้วยวิธี dynamic โดยตรง ซึ่งในทำนองเดียวกัน การศึกษานี้จึงทำการเสนอวิธีสถิตร่วมกับการคำนวณผลจากสมการการประมาณค่า kinematic moment เพื่อความสะดวกและได้ผลลัพธ์ที่ครอบคลุมผลกระทบต่อเสาเข็มได้มากกว่าเดิม

อีกหนึ่งข้อเสนอนำผลลัพธ์ไปประยุกต์ใช้โดยตรงนั้นคือการนำเสนอให้ระวังผลจากแรง kinematic แม้ว่าในพื้นที่กรุงเทพฯ นั้นอาจไม่เกิดแผ่นดินไหวที่รุนแรงมากนักแต่ควรมีการคำนึงถึงเพื่อความปลอดภัยไว้ก่อน ดังที่กล่าวไปในบทที่ 2.6.3 ที่ได้อธิบายในเรื่องของการออกแบบเสาเข็มโดยทั่วไปที่อาจมีการลดเหล็กเสริมในโครงสร้างเสาเข็มในการก่อสร้างจริงในตำแหน่งที่แรงในเสาเข็มนั้นมีค่าน้อยลง ซึ่งสามารถสังเกตได้จากผลลัพธ์ในบทที่ 4 โดยแรงภายในเสาเข็มที่เกิดจากแรง Inertia จะมีค่าที่เข้าใกล้ศูนย์ในตำแหน่งที่ลึกลงไปเรื่อย ๆ ในเสาเข็ม ดังนั้นเฉพาะในกรณีที่มีการ

ก่อสร้างเสาเข็มมีการลดเหล็กหรือหยุดเหล็กเสริม อาจมีอันตรายจากผลของแรง kinematic ซึ่งสามารถดูจากผลลัพธ์ในรูปที่ 37 ถึงรูปที่ 40 ได้ โดยจากกราฟนั้นจะแสดงให้เห็นว่าโมเมนต์จาก kinematic นั้นมีค่าไม่เท่ากับศูนย์ในตำแหน่งช่วงความลึกจนถึงประมาณถึง -30 เมตร จึงอาจเป็นเหตุให้เกิดอันตรายต่อเสาเข็มเมื่อเกิดแผ่นดินไหวและมีแรงจากแผ่นดินไหวกระทำกับโครงสร้างได้

5.3 ข้อจำกัดของแบบจำลอง

ดังเนื้อหาที่กล่าวไปในหัวข้อต่าง ๆ ก่อนหน้านี้และทำการนำข้อมูลจากแต่ละหัวข้อมาสรุปรวมเป็นข้อจำกัดของแบบจำลองในการศึกษานี้ซึ่งการนำแบบจำลองนี้มาใช้นั้นอาจทำได้ในการศึกษาภาพรวมและการดูแนวโน้มโดยคร่าวในการออกแบบเสาเข็มของอาคารขนาดกลางเท่านั้น เนื่องจากข้อจำกัดทางด้านเวลาและเครื่องมือในการวิเคราะห์ทำให้ไม่สามารถวิเคราะห์แบบจำลองขนาดใหญ่และครบทุกประเภทของอาคาร เป็นผลให้แบบจำลองที่นำมาวิเคราะห์ในที่นี้กำหนดค่าคาบธรรมชาติของอาคารไว้ที่ 1 วินาที ประกอบกับเสาเข็มขนาด 1 เมตร ซึ่งองค์ประกอบดังกล่าวนั้นก็ถือว่าเป็นเสาเข็มของอาคารขนาดกลาง ซึ่งผลของ kinematic response นั้นยิ่งเสาเข็มมีขนาดเล็กหรือการฝังเสาเข็มไม่ได้ลึกเพียงพอที่ดินที่อยู่ที่ปลายเสาเข็มเป็นดินที่มีสภาพแน่นนั้นจะทำให้คุณสมบัติของปลายเสาเข็มไม่ได้ยึดติดในสภาพยึดติด หรือ Fixed-end ได้นั้น จะทำให้เกิดแรง kinematic น้อยหรือในกรณีที่เสาเข็มสั้นหรือเล็กมาก ๆ และฝังไม่ถึงชั้นทรายชั้นแรกก็อาจไม่เกิดแรง kinematic ได้ แต่ในทางกลับกันในการศึกษานี้หากจะนำไปวิเคราะห์เป็นอาคารขนาดใหญ่ หรืออาคารสูงมาก อาจต้องทำการศึกษาเพิ่มเติมทั้งในกรณีของค่าคาบธรรมชาติที่สอดคล้องกับตัวอาคารและผลของเสาเข็มกลุ่มต่อแรง kinematic ด้วย รวมถึงการศึกษารูปแบบของกำลังรับน้ำหนักแบบครบทุกกรณี เนื่องจากว่าในแบบจำลองนี้ได้ทำการศึกษาระบบเสาเข็มเดี่ยวและได้กำหนดให้แบบจำลองยกตัวฐานรากขึ้นจากดินเพื่อบังคับให้เสาเข็มนั้นรับน้ำหนักเฉพาะแรงในแนวแกนและมีแรงมาจากโครงสร้างเสาเข็มเท่านั้น ทำให้การออกแบบฐานรากที่อาจไม่ครอบคลุมผลของแรงด้านข้างเข้ามามีส่วนกับฐานราก และการออกแบบของอาคารขนาดใหญ่ที่มีการค้ำถึงแรงลมมาร่วมวิเคราะห์ด้วยนั้นยังเป็นข้อจำกัดที่การศึกษานี้ไม่ได้ครอบคลุมไว้ด้วยเนื่องจากในบางกรณีที่อาคารสูงมาก ๆ โดยส่วนใหญ่แรงในแนวราบที่เป็นตัวควบคุมกำลังของอาคารจะมาจากแรงลมเป็นหลัก อีกหนึ่งประเด็นที่ต้องพูดถึงในการ

วิเคราะห์แบบจำลองในการศึกษานี้คือการวิเคราะห์ผลในรูปของแบบจำลองเสาเข็มเดี่ยวที่ให้ผลลัพธ์เป็นรูปแบบ Pinned-head ซึ่งต่างจากในความเป็นจริงที่ในปัจจุบันการวิเคราะห์ผลของโครงสร้างเสาเข็มนั้นจะค้ำเป็นแบบ Fixed-head สำหรับการออกแบบทั่วไป ซึ่ง Pinned-head นั้นเป็นระบบที่เกิดขึ้นในความเป็นจริงของโครงสร้างแต่ไม่นิยมนำมาใช้ในการออกแบบเนื่องจากระบบ Fixed-head นั้นมีสมการรองรับและง่ายต่อการศึกษาพฤติกรรมกว่า รวมถึงในการออกแบบในประเทศไทยนั้นจะนำกำลังที่ได้จากการวิเคราะห์และคำนวณระบบเสาเข็มเป็นแบบ Fixed-head เป็นหลัก ทำให้ผลการศึกษาในครั้งนี้หากจะนำไปใช้อ้างอิงในอนาคตอาจต้องมีการศึกษาวิธีคำนวณเปรียบเทียบหรือการวิเคราะห์เพิ่มเติมในส่วนนี้ต่อไป

5.4 ข้อเสนอแนะเพิ่มเติม

หากในอนาคตมีการนำการศึกษานี้ไปต่อยอดต่อ ๆ ไปนั้น จากการศึกษาทั้งหมดที่ผ่านมาทางผู้วิจัยอาจเสนอให้มีการศึกษาด้านต่าง ๆ แยกกันไปตามจุดประสงค์ (1) หากต้องการศึกษาเพื่อนำไปใช้ในการวิเคราะห์แรงที่เกิดขึ้นเสมือนจริงในการรับน้ำหนักแบบครบถ้วนสมบูรณ์ของเสาเข็มจะต้องมีการศึกษาในส่วนของผลของเสาเข็มกลุ่มร่วมเข้าไปด้วยและการวิเคราะห์ออกมาให้อยู่ในระบบ Fixed-head สำหรับระบบในแบบจำลอง หรือ (2) ถ้าหากต้องการศึกษาในส่วนของ การนำไปใช้ในอาคารอื่น ๆ อาจต้องศึกษาในส่วนของความสัมพันธ์ระหว่างการวิเคราะห์อาคารที่มีความซับซ้อนใน ช่วงต่าง ๆ กัน และ (3) ในส่วนของพารามิเตอร์ที่นำมาใช้ในแบบจำลองของแองดินเหนียวกรุงเทพฯ เนื่องจากว่าการศึกษานี้ไม่สามารถหาผลทดสอบดินในแองดินเหนียวกรุงเทพฯ ได้ครบทั้งหมดจึงทำการอ้างอิงผลทดสอบดินในอดีตมาใช้ทดแทนเพราะในปัจจุบันผลทดสอบดินในพื้นที่ต่าง ๆ นั้นมีจำกัด มีเพียงบางพื้นที่ที่มีการขุดสำรวจเจาะดินลึก แต่ส่วนใหญ่จะมีผลทดสอบดินลึกที่น้อย และไม่ครอบคลุมทุกพื้นที่ หากสามารถรวบรวมผลทดสอบดินที่ใกล้เคียงกับปัจจุบันได้จะทำให้ผลวิเคราะห์แม่นยำขึ้น

บรรณานุกรม

Brinkgreve, R., et al. (2007). "Hysteretic damping in a small-strain stiffness model."

Castelli, F., et al. (2010). A Simplified Approach for the Evaluation of Kinematic Pile Bending, Missouri University of Science and Technology.

Charusiri, P., et al. (2020). "PROBABILISTIC AND DETERMINISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSES OF THAILAND AND LAO PDR: A NEW SCENARIO."

Chintanapakdee, C., et al. (2008). "SUITABLE ATTENUATION MODEL FOR THAILAND."

Di Laora, R., et al. (2012). "Insight on kinematic bending of flexible piles in layered soil." Soil Dynamics and Earthquake Engineering **43**: 309-322.

Dobry, R. and M. J. O'Rourke (1983). "Discussion of "Seismic Response Of End-bearing Piles" by Raul Flores-Berrones and Robert V. Whitman (April, 1982)." Journal of Geotechnical Engineering **109**(5): 778-781.

Imai, T. and K. Tonouchi (1982). Correlation of N value with S-wave velocity and shear modulus: 67-72.

Jirasakjamroonsri, A., et al. (2018). "Seismic site characteristics of shallow sediments in the Bangkok Metropolitan Region, and their inherent relations." Bulletin of Engineering Geology and the Environment **78**.

Likitlersuang, S., et al. (2013). "Finite Element Analysis of a Deep Excavation: A Case Study from the Bangkok MRT." Soils and Foundations -Tokyo- **53**: 756-773.

Liyanapathirana, D. and H. Poulos (2005). "Pseudostatic Approach for Seismic Analysis of

Piles in Liquefying Soil." Faculty of Engineering - Papers **131**.

Mase, L. (2019). "Performance of NGA Models in Predicting Ground Motion Parameters of The Strong Earthquake." Journal of the Civil Engineering Forum **5**: 227.

Mylonakis, G. (2001). "Simplified Model for Seismic Pile Bending at Soil Layer Interfaces." Soils and Foundations **41**(4): 47-58.

Nikolaou, S., et al. (2001). "Kinematic pile bending during earthquakes: Analysis and field measurements." Geotechnique **51**(5): 425-440.

Pailoplee, S. and P. Charusiri (2016). "Seismic hazards in Thailand: a compilation and updated probabilistic analysis." Earth, Planets and Space **68**.

Poovarodom, N. and N. Plalinyot (2012). "Site Characterization in the Greater Bangkok Area by Microtremor Observations." Journal of Earthquake Engineering - J EARTHOU ENG **17**.

Poovarodom, N. and P. Warnitchai (2016). "การสำรวจและศึกษาอิทธิพลของแอ่งดินอ่อน กรุงเทพมหานครและปริมณฑลสำหรับผลบริเวณที่ตั้งต่อคลื่นแผ่นดินไหว." โครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย (ระยะที่ 4).

poulos, H. (2017). Tall Building Foundation Design. Boca Raton, Taylor & Francis Group.

Qodri, M., et al. (2021). "Non-Linear Site Response Analysis of Bangkok Subsoils Due to Earthquakes Triggered by Three Pagodas Fault." Engineering Journal **25**: 43-52.

Randolph, M. F. (1981). "The response of flexible piles to lateral loading." Geotechnique **31**(2): 247-259.

Stacul, S. and N. Squeglia (2018). "KIN SP: a Boundary Element Method based code for

single pile kinematic bending in layered soil." Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering **10**.

Terzaghi, K., et al. (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice, Wiley.

Tuladhar, R., et al. (2004). "Seismic microzonation of the greater Bangkok area using microtremor observations." Earthquake Engineering & Structural Dynamics **33**: 211-225.

Yanuviriyakul, A. and S. Soralump (2009). Response behaviors of soft Bangkok clay induce by earthquake forces.





จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY

ประวัติผู้เขียน

ชื่อ-สกุล	ปฎิพัทธ์ นิมิตพงศ์ถาวร
วัน เดือน ปี เกิด	2 เมษายน 2540
สถานที่เกิด	กรุงเทพมหานคร
ที่อยู่ปัจจุบัน	112/191 ม.6 หมู่บ้านเดอะแกรนด์พระราม 2 แกรนด์โอ ต. พันท้ายนรสิงห์ อ. เมือง



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY