

การศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มที่รับแรงด้านข้าง  
แบบสถิตในชั้นดินเหนียวกรุงเทพด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ

นายกิตติศักดิ์ แดงทอง



วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต  
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ขนส่ง และทรัพยากรธรณี  
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี  
ปีการศึกษา 2567

STUDYING OF THE BEHAVIOR OF SINGLE PILE AND GROUP PILE  
UNDER STATIC LATERALLY LOAD IN BANGKOK SUBSOILS  
WITH 3-DIMENSION FINITE ELEMENT METHOD

KITISAK DAENGTHONG



A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of  
Master of Engineering in Civil, Transportation and Geo-resources Engineering  
Suranaree University of Technology  
Academic Year 2024

การศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มที่รับแรงด้านข้าง  
แบบสถิตในชั้นดินเหนียวกรุงเทพด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี อนุมัติให้นักวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษา  
ตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์



(ผศ.ดร.ธีรวัฒน์ สิ้นศิริ)

ประธานกรรมการ



(ผศ.ดร.พรพจน์ ตันเส็ง)

กรรมการ (อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์)



(รศ.ดร.สุทธิดี ศรลัมพ์)

กรรมการ



(รศ.ดร.ยุพาพร รักสกุลพิวัฒน์)

รองอธิการบดีฝ่ายวิชาการและประกันคุณภาพ



(รศ.ดร.พรศิริ จงกล)

คณบดีสำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

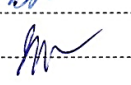
กิตติศักดิ์ แดงทอง : การศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มที่รับแรงด้านข้าง  
แบบสถิตในชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ (STUDYING OF THE  
BEHAVIOR OF SINGLE PILE AND GROUP PILE UNDER STATIC LATERALLY LOAD IN  
BANGKOK SUBSOILS WITH 3-DIMENSION FINITE ELEMENT METHOD)  
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์: ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. พรพจน์ ต้นเล็ง, 119 หน้า

คำสำคัญ: เสาเข็ม/แรงกระทำด้านข้าง/ดินเหนียวอ่อน/วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ

งานวิจัยนี้ทำการศึกษาพฤติกรรมการรับแรงกระทำทางด้านข้างของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มในชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ ในการศึกษาใช้ข้อมูลผลการทดสอบเสาเข็มในสนามจากโครงการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้ายกระดับและอาคารสูงในพื้นที่กรุงเทพมหานคร ข้อมูลเสาเข็มที่ใช้ในงานวิจัยนี้ได้แก่ เสาเข็มเจาะกลมคอนกรีตเสริมเหล็กแบบเดี่ยว แบบกลุ่ม 2 ต้น และแบบกลุ่ม 3 ต้น โดยมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.5 เมตร ยาว 37 เมตร และเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวทที่ขนาดปีก (3 x 1) เมตร และขนาดเอว (2 x 1) เมตร ยาว 56 เมตร ในงานวิจัยศึกษาพฤติกรรมเสาเข็มโดยใช้ข้อมูลในสนามเปรียบเทียบกับการใช้ซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ PLAXIS 3D กับแบบจำลองดิน Mohr-Coulomb soil model และแบบจำลองดิน Hardening soil model สำหรับวัสดุเสาเข็มใช้ embedded beam element ที่เป็นการจำลองพฤติกรรมแบบ elastoplastic โดยคำนวณหน่วยแรงครากจากโมเมนต์ประลัยของหน้าตัดร่วมกับโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดที่แตกร้า

ผลการศึกษาพบว่า เสาเข็มแบบกลุ่ม 3 ต้นมีความสามารถในการต้านทานแรงด้านข้างในสนามสูงสุด สำหรับเสาเข็มเจาะกลมได้สติเฟนสที่เหมาะสมของดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลางของแบบจำลองดิน Hardening soil model คือ  $E_u / S_u$  เท่ากับ 112.5 นั้นครอบคลุมพฤติกรรมเสาเข็มไปจนถึงสภาวะประลัย ส่วนแบบจำลองดิน Mohr-Coulomb soil model และ Hardening soil model ที่ค่าสติเฟนส  $E_u / S_u$  ระหว่าง 200 ถึง 300 ให้ผลวิเคราะห์ที่สอดคล้องในช่วงที่เสาเข็มมีพฤติกรรมเชิงเส้นตรงหรือการออกแบบเพื่อใช้งาน การจำลองเสาเข็มเจาะกลมและเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวทที่ด้วย embedded beam element ร่วมกับแบบจำลองดิน Hardening soil model นั้นให้ผลวิเคราะห์ที่ใกล้เคียงกับผลในสนามกว่างานวิจัยในอดีต ส่วนการยัดตั้งของฐานรากกับหัวเสาเข็มในกลุ่มส่งผลให้เสาเข็มกลุ่มมีพฤติกรรมที่แตกต่างและมีความแข็งแรงสูงกว่าเสาเข็มเดี่ยวและการเลือกใช้ความละเอียดของ FEM mesh มีอิทธิพลต่อผลวิเคราะห์ที่ขึ้นอยู่กับพฤติกรรมเสาเข็มที่พิจารณา โดย medium mesh เพียงพอต่อการวิเคราะห์เสาเข็มพฤติกรรมที่สภาวะใช้งาน

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา  
ปีการศึกษา 2567

ลายมือชื่อนักศึกษา   
ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา 



KITISAK DAENGTHONG : STUDYING OF THE BEHAVIOR OF SINGLE PILE AND  
GROUP PILE UNDER STATIC LATERALLY LOAD IN BANGKOK SUBSOILS WITH  
3-DIMENSION FINITE ELEMENT METHOD

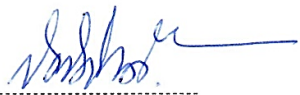
THESIS ADVISOR: ASST. PROF. PORNPOT TANSENG, Ph.D., 119 PP.

KEYWORD: PILE/LATERALLY LOAD/SOFT CLAY/3D FINITE ELEMENT METHOD

This research investigates the lateral load behavior of single and group piles installed in Bangkok clay. The study utilizes field pile test data from construction projects of elevated train stations and high-rise buildings in Bangkok. The pile data analyzed in this research includes single, 2-pile group, and 3-pile group circular reinforced concrete bored piles with a diameter of 1.5 m and a length of 37 m. Additionally, T-shaped barrette piles with flange dimensions of (3 x 1) m and a web dimension of (2 x 1) m with a length of 56 m. The research examines pile behavior by comparing field data with 3D finite element analysis using PLAXIS 3D, incorporating the Mohr-Coulomb soil model and the Hardening soil model. The pile material is modeled using embedded beam elements, representing elastoplastic behavior based on the yield stress calculated from the ultimate moment of the cross-section and the moment of inertia of the cracked section.

The results indicate that the 3-pile group exhibited the highest lateral resistance in the field. For circular bored piles, the appropriate soil stiffness of soft to medium clay for the Hardening soil model in terms of  $E_u / S_u$  is 112.5, effectively capturing pile behavior up to ultimate. Both the Mohr-Coulomb soil model and Hardening soil models with  $E_u / S_u$  values ranging from 200 to 300 are applicable for linear elastic behavior or serviceability design. Simulations of both circular bored piles and T-shaped barrette piles using the embedded beam element with the Hardening soil model provided results that closely matched field test data and improved upon previous research. The restraint of pile heads in a group leads to distinct behavior and higher stiffness in pile groups compared to single piles. Furthermore, the selection of FEM mesh resolution significantly influences the analysis results, depending on the specific pile behavior being considered. A medium mesh was found to be sufficient for analyzing pile behavior under serviceability conditions.

School of Civil Engineering  
Academic Year 2024

Student's Signature   
Advisor's Signature 

## กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิตเรื่อง การศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มที่รับแรงด้านข้างแบบสถิตในชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติฉบับนี้สำเร็จลุล่วงด้วยความสมบูรณ์ ผู้วิจัยขอขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.พรพจน์ ตันเส็ง อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ที่ได้กรุณาให้คำแนะนำ ข้อคิดเห็นอันเป็นประโยชน์ และความช่วยเหลือด้วยความทุ่มเทอย่างดียิ่ง ทั้งข้อมูลสนับสนุน การดำเนินงานวิจัย คำแนะนำในการเขียนเชิงวิชาการ และตรวจทานแก้ไขเพื่อความถูกต้องตามหลักวิชาการ

ขอขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ธีรวัฒน์ สิ้นสิริ หัวหน้าสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ และรองศาสตราจารย์ ดร.สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์ อาจารย์ประจำภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ที่ให้ความกรุณาในการให้คำแนะนำเพื่อปรับปรุงให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้มีความสมบูรณ์ครบถ้วนทั้งด้านเนื้อหาและระเบียบวิธีการวิจัย

ท้ายสุดนี้ ผู้วิจัยขอขอบพระคุณบิดา มารดา และผู้มีพระคุณทุกท่านที่ได้ให้ให้การสนับสนุน ด้านการศึกษา ด้านทุนทรัพย์ และเป็นกำลังใจอย่างดียิ่งมาโดยตลอดจนกระทั่งวิทยานิพนธ์ฉบับนี้แล้วเสร็จสมบูรณ์ สำหรับคุณค่าอันใดที่ได้รับจากวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ข้าพเจ้าขอมอบเป็นกตัญญูตาบูชาแด่ผู้มีพระคุณทุกท่าน

กิตติศักดิ์ แดงทอง



# สารบัญ

หน้า

|                                                                             |          |
|-----------------------------------------------------------------------------|----------|
| บทคัดย่อ (ภาษาไทย).....                                                     | ก        |
| บทคัดย่อ (ภาษาอังกฤษ).....                                                  | ข        |
| กิตติกรรมประกาศ.....                                                        | ค        |
| สารบัญ.....                                                                 | ง        |
| สารบัญตาราง.....                                                            | ช        |
| สารบัญรูปภาพ.....                                                           | ซ        |
| คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ .....                                             | ฅ        |
| <b>บทที่</b>                                                                |          |
| <b>1 บทนำ.....</b>                                                          | <b>1</b> |
| 1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหา.....                                          | 1        |
| 1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย.....                                            | 3        |
| 1.3 ขอบเขตของงานวิจัย.....                                                  | 3        |
| 1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....                                          | 3        |
| <b>2 ปรีทรรศน์วรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง .....</b>                    | <b>4</b> |
| 2.1 พฤติกรรมการรับแรงกระทำด้านข้างของเสาเข็มในชั้นดินเหนียว.....            | 4        |
| 2.1.1 เสาเข็มที่ไม่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม .....                          | 5        |
| 2.1.2 เสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม .....                             | 6        |
| 2.2 การทดสอบเสาเข็มรับแรงด้านข้าง.....                                      | 7        |
| 2.2.1 การทดสอบเสาเข็มรับแรงด้านข้างในห้องปฏิบัติการ .....                   | 8        |
| 2.2.2 การทดสอบเสาเข็มรับแรงด้านข้างในสนาม .....                             | 15       |
| 2.3 วิธี p-y curve.....                                                     | 25       |
| 2.4 การวิเคราะห์เสาเข็มที่รับแรงกระทำด้านข้างด้วยวิธีไฟไฟไนต์เอลิเมนต์..... | 27       |
| 2.4.1 การวิเคราะห์เสาเข็มรับแรงกระทำด้านข้างในชั้นดินกรุงเทพ .....          | 27       |

## สารบัญ (ต่อ)

หน้า

|       |                                                                   |    |
|-------|-------------------------------------------------------------------|----|
| 2.5   | ผลของ pile cap ต่อการโก่งตัวของเสาเข็มภายใต้แรงกระทำด้านข้าง..... | 35 |
| 2.6   | การจำลองเสาเข็มในซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์.....                    | 37 |
| 2.7   | พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดิน Mohr-Coulomb soil model.....         | 39 |
| 2.7.1 | ค่าโมดูลัสของชั้นดินเหนียวกรุงเทพ.....                            | 39 |
| 2.7.2 | ค่าโมดูลัสของชั้นดินทราย .....                                    | 46 |
| 2.8   | พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดิน Hardening soil model.....            | 47 |
| 3     | วิธีดำเนินงานวิจัย .....                                          | 48 |
| 3.1   | ตำแหน่งที่ตั้งและลักษณะทางกายภาพของโครงการ.....                   | 49 |
| 3.2   | ตำแหน่งการเจาะสำรวจข้อมูลชั้นดินและการทดสอบเสาเข็ม.....           | 49 |
| 3.2.1 | ข้อมูลแผนผังหลุมเจาะและตำแหน่งที่ทดสอบเสาเข็ม.....                | 49 |
| 3.2.2 | ข้อมูลลักษณะชั้นดินและผลการเจาะสำรวจชั้นดิน .....                 | 50 |
| 3.3   | การทดสอบเสาเข็มรับแรงกระทำด้านข้าง.....                           | 51 |
| 3.3.1 | ข้อมูลการก่อสร้างและทดสอบเสาเข็ม .....                            | 51 |
| 3.4   | การวิเคราะห์เสาเข็มด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์.....                   | 52 |
| 3.4.1 | การวิเคราะห์ห้กลับสำหรับแบบจำลองดิน HSM .....                     | 55 |
| 3.4.2 | การวิเคราะห์ห้กลับสำหรับแบบจำลองดิน MC .....                      | 56 |
| 3.5   | การประยุกต์ใช้ EBE กับเสาเข็มแบบรับแรงด้านข้าง.....               | 58 |
| 3.6   | สรุปกรณีวิเคราะห์ในงานวิจัย.....                                  | 60 |
| 4     | ผลการวิจัย.....                                                   | 61 |
| 4.1   | ข้อมูลผลทดสอบเสาเข็มขนาดใหญ่ในสนาม.....                           | 61 |
| 4.1.1 | การทดสอบเสาเข็มเดี่ยว.....                                        | 61 |
| 4.1.2 | การทดสอบเสาเข็มกลุ่ม.....                                         | 62 |

## สารบัญ (ต่อ)

หน้า

|       |                                                                   |     |
|-------|-------------------------------------------------------------------|-----|
| 4.1.3 | การทดสอบเสาเข็มแบบเรีตูปตัวที่.....                               | 65  |
| 4.1.4 | เปรียบเทียบผลการทดสอบเสาเข็มขนาดใหญ่ในสนาม .....                  | 67  |
| 4.2   | การวิเคราะห์กลับเพื่อหาสถิติในของแบบจำลองดิน.....                 | 69  |
| 4.2.1 | การวิเคราะห์กลับหาสถิติในสำหรับแบบจำลองดิน MCCS.....              | 69  |
| 4.2.2 | การวิเคราะห์กลับหาสถิติในสำหรับแบบจำลองดิน MCVS.....              | 69  |
| 4.2.3 | การวิเคราะห์กลับหาสถิติในสำหรับแบบจำลองดิน HSM .....              | 70  |
| 4.2.4 | ความสัมพันธ์ของความเครียดเฉือนเชิงวิศวกรรมกับสถิติในของดิน.....   | 71  |
| 4.3   | เปรียบเทียบแบบจำลองดินจากผลการวิเคราะห์.....                      | 73  |
| 4.4   | อิทธิพลความละเอียดของตาข่ายวิเคราะห์.....                         | 74  |
| 4.5   | ผลการจำลองเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มภายใต้แรงกระทำด้านข้าง..... | 76  |
| 4.6   | ผลของระยะห่างระหว่างเสาเข็มในกลุ่ม.....                           | 82  |
| 4.7   | การประยุกต์ใช้ EBE กับเสาเข็มแบบเรีต.....                         | 84  |
| 5     | สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ .....                                 | 87  |
| 5.1   | สรุปผลการวิจัย.....                                               | 87  |
| 5.2   | ข้อเสนอแนะ.....                                                   | 88  |
|       | เอกสารอ้างอิง.....                                                | 89  |
|       | ภาคผนวก.....                                                      | 92  |
|       | ภาคผนวก ก บทความวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่.....            | 93  |
|       | ประวัติผู้เขียน.....                                              | 119 |

## สารบัญตาราง

| ตารางที่                                                                                     | หน้า |
|----------------------------------------------------------------------------------------------|------|
| 2.1 ผลการทดสอบเสาเข็มในท้องปฏิบัติการแบบ in-line (Cox et al., 1984) .....                    | 9    |
| 2.2 ผลการทดสอบเสาเข็มในท้องปฏิบัติการแบบ side-by-side (Cox et al., 1984) .....               | 10   |
| 2.3 การทดสอบเสาเข็มในท้องปฏิบัติการ (Shibata et al., 1989).....                              | 14   |
| 2.4 ประสิทธิภาพเสาเข็มกลุ่มแบบ side-by-side (Shibata et al., 1989).....                      | 15   |
| 2.5 ประสิทธิภาพของเสาเข็มกลุ่มแบบ in-line (Schmidth, 1981,1985).....                         | 16   |
| 2.6 การทดสอบเสาเข็มกลุ่มแบบ in-line (Schmidth, 1985) .....                                   | 16   |
| 2.7 พารามิเตอร์ดินสำหรับวิเคราะห์เสาเข็มเจาะ (Submaneewong, 2009) .....                      | 31   |
| 2.8 พารามิเตอร์ดินสำหรับวิเคราะห์เสาเข็มแบบเรีตูปตัวที่ (Submaneewong, 2009).....            | 31   |
| 2.9 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการจำลอง (Ding et al., 2010) .....                                | 36   |
| 2.10 ความแตกต่างของความละเอียด mesh (Dao, 2012) .....                                        | 38   |
| 2.11 ความแตกต่างของความละเอียด mesh (Dao, 2012) .....                                        | 39   |
| 2.12 อัตราส่วน $E_u / S_u$ สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ .....                              | 44   |
| 2.13 อัตราส่วน $E_u / S_u$ สำหรับชั้นดินเหนียวแข็งกรุงเทพ.....                               | 45   |
| 2.14 พารามิเตอร์ของชั้นดินเหนียวกรุงเทพ (Surarak et al., 2012).....                          | 47   |
| 2.15 พารามิเตอร์ชั้นดินเหนียวกรุงเทพของโครงการรถไฟฟ้า MRT (Likitlersuang et al., 2018) ..... | 47   |
| 3.1 คุณสมบัติของเสาเข็มคอนกรีตเสาเข็มและแผ่นเหล็กกระจายแรง.....                              | 55   |
| 3.2 พารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน HSM ที่ใช้ในการจำลองวิเคราะห์ด้วย FEM .....                    | 56   |
| 3.3 พารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน MC ที่ใช้ในการจำลองวิเคราะห์ด้วย FEM.....                      | 56   |
| 3.4 พารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน MCVS ที่ใช้ในการจำลองวิเคราะห์ด้วย FEM.....                    | 56   |
| 3.5 พารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน MCCC ที่ใช้ในการจำลองวิเคราะห์ด้วย FEM.....                    | 57   |
| 3.6 คุณสมบัติของเสาเข็มแบบเรีตที่ใช้ในการวิเคราะห์ .....                                     | 59   |
| 3.7 พารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน HSM สำหรับเสาเข็มแบบเรีต TB .....                              | 60   |
| 3.8 พารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน MC สำหรับเสาเข็มแบบเรีต TB.....                                | 60   |
| 4.1 เปรียบเทียบการจำลองความละเอียด mesh ของเสาเข็มเดี่ยว F1.....                             | 75   |
| 4.2 เปรียบเทียบการจำลองความละเอียด mesh ของเสาเข็มกลุ่ม F2 .....                             | 75   |



## สารบัญรูป

### รูปที่

### หน้า

|                                                                                           |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 2.1 ลักษณะการวิบัติของเสาเข็มที่ไม่มีการยึดรั้งหัวเสาเข็ม (Broms, 1964).....              | 4  |
| 2.2 ลักษณะการวิบัติของเสาเข็มที่มีการยึดรั้งหัวเสาเข็ม (Broms, 1964).....                 | 4  |
| 2.3 ลักษณะการวิบัติ หน่วยแรงต้านทานของดิน และโมเมนต์ดัดเสาเข็มสั้น (Broms, 1964).....     | 5  |
| 2.4 ลักษณะการวิบัติ หน่วยแรงต้านทานของดิน และโมเมนต์ดัดเสาเข็มยาว (Broms, 1964).....      | 5  |
| 2.5 ลักษณะการวิบัติ หน่วยแรงต้านทานของดิน และโมเมนต์ดัดเสาเข็มสั้น (Broms, 1964).....     | 6  |
| 2.6 ลักษณะการวิบัติ หน่วยแรงต้านทานของดิน และโมเมนต์ดัดเสาเข็มปานกลาง (Broms, 1964) ..... | 6  |
| 2.7 ลักษณะการวิบัติ หน่วยแรงต้านทานของดิน และโมเมนต์ดัดเสาเข็มยาว (Broms, 1964).....      | 7  |
| 2.8 รูปแบบการจัดเรียงเสาเข็มกลุ่มสำหรับทดสอบรับแรงด้านข้าง .....                          | 7  |
| 2.9 ผลของการเคลื่อนที่ของดินซ้อนทับกันในเสาเข็มกลุ่ม (Snyder, 2004).....                  | 8  |
| 2.10 การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบ (Wang and Reese, 1986).....                                   | 11 |
| 2.11 ผลการทดสอบเสาเข็มในชั้นดินทราย (Wang and Reese, 1986).....                           | 11 |
| 2.12 ผลการทดสอบเสาเข็มในชั้นดินเหนียว (Wang and Reese, 1986) .....                        | 12 |
| 2.13 ผลการทดสอบเสาเข็มที่แปรผันระยะห่างในชั้นดินเหนียว (Wang and Reese, 1986).....        | 12 |
| 2.14 อัตราส่วนแรงประลัยของการทดสอบเสาเข็มในชั้นดินเหนียว (Wang and Reese, 1986) .....     | 13 |
| 2.15 การติดตั้งเครื่องมือทดสอบในห้องปฏิบัติการ (Shibata et al., 1989).....                | 14 |
| 2.16 ผลการทดสอบเสาเข็มในห้องปฏิบัติการ (Shibata et al., 1989).....                        | 14 |
| 2.17 ประสิทธิภาพของเสาเข็มที่ทดสอบในห้องปฏิบัติการ (Shibata et al., 1989).....            | 15 |
| 2.18 การทดสอบเสาเข็มกลุ่มจัดเรียงแบบ in-line (Schmidth, 1985) .....                       | 17 |
| 2.19 ประสิทธิภาพของเสาเข็มกลุ่มแบบ in-line (Schmidth, 1985).....                          | 17 |
| 2.20 ผลคำนวณ p-y curve ของเสาเข็มเดี่ยว (Wachiraprakarnpong, 1993).....                   | 18 |
| 2.21 ผลทำนาย load-deflection curve เสาเข็มเดี่ยว (Wachiraprakarnpong, 1993) .....         | 18 |
| 2.22 ผลทำนาย load-deflection curve เสาเข็มกลุ่ม F2 (Wachiraprakarnpong, 1993).....        | 19 |
| 2.23 ผลทำนาย load-deflection curve เสาเข็มกลุ่ม F3 (Wachiraprakarnpong, 1993).....        | 19 |
| 2.24 ผลทดสอบเสาเข็มเดี่ยว PL1 และ PL2 (Wachiraprakarnpong, 1993) .....                    | 20 |
| 2.25 ผลทดสอบเสาเข็มกลุ่ม PL3 และ PL4 (Wachiraprakarnpong, 1993) .....                     | 20 |
| 2.26 ผลทดสอบเสาเข็มกลุ่ม PL5, PL6, และ PL7 (Wachiraprakarnpong, 1993) .....               | 21 |
| 2.27 load-displacement curve เสาเข็มเดี่ยว (Wachiraprakarnpong, 1993) .....               | 21 |

## สารบัญรูป (ต่อ)

### รูปที่

### หน้า

|                                                                                           |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 2.28 load-displacement curve เสาเข็มกลุ่ม (Wachiraprakarnpong, 1993) .....                | 22 |
| 2.29 พื้นฐานรากอาคาร Millennium Residence (Submaneeewong, 2009) .....                     | 22 |
| 2.30 การติดตั้งเครื่องมือทดสอบเสาเข็มเจาะ (Submaneeewong, 2009) .....                     | 23 |
| 2.31 การทดสอบเสาเข็มเจาะในสนาม (Submaneeewong, 2009) .....                                | 23 |
| 2.32 การติดตั้งเครื่องมือทดสอบเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวที (Submaneeewong, 2009) .....          | 24 |
| 2.33 การทดสอบเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวทีในสนาม (Submaneeewong, 2009) .....                     | 24 |
| 2.34 ผลการทดสอบเสาเข็มในชั้นดินกรุงเทพ (Submaneeewong, 2009) .....                        | 25 |
| 2.35 การจำลองเสาเข็มโดยวิธี p-y curve (Reese, 1997) .....                                 | 26 |
| 2.36 เปรียบเทียบ p-y curve กับผลวิเคราะห์กลับ (Thipsumontha et al., 2016) .....           | 26 |
| 2.37 การวิเคราะห์การทรุดตัวฐานรากเสาเข็มแผ่ของอาคารสูง (ยอดตะวัน, 2562) .....             | 27 |
| 2.38 การทดสอบในสนามสำหรับเสาเข็มเจาะ (Submaneeewong, 2009) .....                          | 28 |
| 2.39 การทดสอบในสนามสำหรับเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวที (Submaneeewong, 2009) .....               | 29 |
| 2.40 การวิเคราะห์เสาเข็มเจาะด้วย PLAXIS 3D (Submaneeewong, 2009) .....                    | 30 |
| 2.41 การวิเคราะห์เสาเข็มแบบเรีตรูปตัวทีด้วย PLAXIS 3D (Submaneeewong, 2009) .....         | 30 |
| 2.42 การเลือกสตีเฟนดินของเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวทีและเสาเข็มเจาะ (Submaneeewong, 2009) ..... | 32 |
| 2.43 ความสัมพันธ์ระหว่างสตีเฟนการดัดกับโมเมนต์ดัด (Submaneeewong, 2009) .....             | 33 |
| 2.44 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง (Submaneeewong, 2009) .....                    | 34 |
| 2.45 ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวที (Submaneeewong, 2009) .....           | 34 |
| 2.46 ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวเสาเข็มเจาะ (Submaneeewong, 2009) .....                      | 35 |
| 2.47 การจำลองเสาเข็มและดินล้อมรอบในซอฟต์แวร์ ABAQUS (Ding et al., 2010) .....             | 35 |
| 2.48 ผลของ pile cap ภายใต้แรงกระทำด้านข้าง (Ding et al., 2010) .....                      | 36 |
| 2.49 ผลของ pile cap ที่การเคลื่อนตัว 8 มิลลิเมตร (Ding et al., 2010) .....                | 37 |
| 2.50 ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของเสาเข็มรับแรงด้านข้างที่จำลอง (Dao, 2012) .....           | 37 |
| 2.51 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ด้วย EBE และ VE (Dao, 2012) .....                           | 38 |
| 2.52 ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือนและความเครียดเฉือน (Mair, 1993) .....                 | 40 |
| 2.53 รูปแบบของความเครียดเฉือน (Atkinson and Bransby, 1977) .....                          | 40 |
| 2.54 ผลทดสอบ self-boring pressuremeter ชั้นดินเหนียวอ่อน (Teparaksa et al., 1999) .....   | 41 |
| 2.55 ผลทดสอบ self-boring pressuremeter ชั้นดินเหนียวแข็ง (Teparaksa et al., 1999) .....   | 41 |
| 2.56 ผลทดสอบ self-boring pressuremeter ชั้นดินกรุงเทพ (Prust et al., 2005) .....          | 42 |

## สารบัญรูป (ต่อ)

| รูปที่                                                                                         | หน้า |
|------------------------------------------------------------------------------------------------|------|
| 2.57 การคำนวณ engineers' shear strain จากผลทดสอบ inclinometer .....                            | 43   |
| 2.58 ความสัมพันธ์ระหว่าง $E' / N_{60}$ กับ $q_{net} / q_{ult}$ ของดินทราย (Stroud, 1989) ..... | 46   |
| 3.1 แผนผังการดำเนินงานวิจัย .....                                                              | 48   |
| 3.2 ตำแหน่งการเจาะสำรวจชั้นดินของโครงการ (Wachiraprakarnpong, 1993).....                       | 49   |
| 3.3 ข้อมูลผลการเจาะสำรวจดินของโครงการ (Wachiraprakarnpong, 1993) .....                         | 50   |
| 3.4 การทดสอบเสาเข็มเดี่ยว (Wachiraprakarnpong, 1993).....                                      | 51   |
| 3.5 การทดสอบเสาเข็มกลุ่ม (Wachiraprakarnpong, 1993).....                                       | 52   |
| 3.6 ความสัมพันธ์ระหว่างสถิติในการตัดกับโมเมนต์ดัดคานคอนกรีตเสริมเหล็ก (Wang et al., 1998)..... | 53   |
| 3.7 รูปแบบการจัดเรียงเหล็กในการวิเคราะห์หาหน่วยแรงคราก.....                                    | 54   |
| 3.8 FEM mesh ที่ใช้ในการจำลองเสาเข็มเดี่ยว F1 .....                                            | 57   |
| 3.9 FEM mesh ที่ใช้ในการจำลองเสาเข็มเสาเข็มกลุ่ม F2 ดันกับ F3.....                             | 57   |
| 3.10 การรับแรงด้านข้างของเสาเข็ม TB.....                                                       | 58   |
| 3.11 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของเสาเข็ม TB.....                            | 59   |
| 3.12 FEM mesh ที่ใช้ในการจำลองเสาเข็ม TB .....                                                 | 59   |
| 3.13 สรุปกรณีวิเคราะห์เสาเข็มในงานวิจัย .....                                                  | 60   |
| 4.1 ผลทดสอบในสนามของการเคลื่อนตัวของหัวเสาเข็มเดี่ยว F1 .....                                  | 61   |
| 4.2 ผลทดสอบในสนามของการโก่งตัวเสาเข็มเดี่ยว F1.....                                            | 62   |
| 4.3 ผลทดสอบในสนามของการเคลื่อนตัวของหัวเสาเข็มกลุ่ม F2.....                                    | 63   |
| 4.4 ผลทดสอบในสนามของการเคลื่อนตัวของหัวเสาเข็มกลุ่ม F3.....                                    | 63   |
| 4.5 ผลทดสอบในสนามของการโก่งตัวเสาเข็มกลุ่ม F2 .....                                            | 64   |
| 4.6 ผลทดสอบในสนามของการโก่งตัวเสาเข็มกลุ่ม F3 .....                                            | 65   |
| 4.7 ผลทดสอบในสนามของการเคลื่อนตัวของหัวเสาเข็ม TB.....                                         | 66   |
| 4.8 ผลทดสอบในสนามของการโก่งตัวเสาเข็ม TB .....                                                 | 66   |
| 4.9 เปรียบเทียบการโก่งตัวของเสาเข็มที่แรงกระทำ 1000 กิโลนิวตันต่อตัน.....                      | 67   |
| 4.10 เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่เป็นแรงกระทำเฉลี่ยต่อตัน .....                       | 68   |
| 4.11 เปรียบเทียบความสามารถในการรับแรงด้านข้างของเสาเข็ม .....                                  | 68   |
| 4.12 ผลวิเคราะห์กลับเพื่อกำหนดสถิติของชั้นดินเหนียวอ่อนกับแบบจำลองดิน MCCS .....               | 69   |
| 4.13 ผลวิเคราะห์กลับเพื่อกำหนดสถิติของชั้นดินเหนียวอ่อนกับแบบจำลองดิน MCVS .....               | 70   |
| 4.14 ผลวิเคราะห์กลับเพื่อกำหนดสถิติของชั้นดินเหนียวอ่อนกับแบบจำลองดิน HSM.....                 | 71   |

## สารบัญรูป (ต่อ)

| รูปที่                                                                                 | หน้า |
|----------------------------------------------------------------------------------------|------|
| 4.15 ความเครียดเฉือนเชิงวิศวกรรมของการทดสอบเสาเข็มเดี่ยวในสนาม .....                   | 72   |
| 4.16 การพิจารณาใช้สถิติเฟนสของดินเหนียวจากค่าความเครียดเฉือน .....                     | 73   |
| 4.17 ผลของ mesh dependency ของการวิเคราะห์เสาเข็มเดี่ยว F1 .....                       | 75   |
| 4.18 ผลของ mesh dependency ของการวิเคราะห์เสาเข็มกลุ่ม F2 .....                        | 76   |
| 4.19 ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของเสาเข็มเดี่ยวกับผลทดสอบในสนามของเสาเข็มเดี่ยว F1 ..... | 77   |
| 4.20 load-displacement curve ผลการวิเคราะห์ของเสาเข็มเดี่ยว F1 .....                   | 77   |
| 4.21 เปรียบเทียบการโก่งตัวของเสาเข็มเดี่ยวกับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นของเสาเข็ม F1 .....  | 78   |
| 4.22 load-displacement curve ผลการวิเคราะห์ของเสาเข็มกลุ่ม F2 .....                    | 79   |
| 4.23 load-displacement curve ผลการวิเคราะห์ของเสาเข็มกลุ่ม F3 .....                    | 79   |
| 4.24 ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของเสาเข็มเดี่ยวกับผลทดสอบในสนามของเสาเข็มกลุ่ม F2 .....  | 80   |
| 4.25 ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของเสาเข็มเดี่ยวกับผลทดสอบในสนามของเสาเข็มกลุ่ม F3 .....  | 81   |
| 4.26 เปรียบเทียบการโก่งตัวของเสาเข็มกลุ่มกับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้น .....                | 82   |
| 4.27 ผลวิเคราะห์ FEM สำหรับอิทธิพลระยะห่างของเสาเข็มกลุ่ม .....                        | 83   |
| 4.28 ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินใต้ pile cap .....                                  | 83   |
| 4.29 ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวด้วย FEM ของเสาเข็ม TB .....                              | 84   |
| 4.30 ผลวิเคราะห์การโก่งตัวด้วย FEM ของเสาเข็ม TB .....                                 | 85   |
| 4.31 เปรียบเทียบการโก่งตัวกับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นของเสาเข็ม TB .....                  | 86   |
| 4.32 ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวแนวนอนด้วย FEM ของเสาเข็ม TB .....                        | 86   |

## คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

|                          |                                                                   |
|--------------------------|-------------------------------------------------------------------|
| $S_u$                    | = undrained shear strength                                        |
| $E$                      | = elastic modulus                                                 |
| $E_{50}^{ref}$           | = reference secant stiffness from drained triaxial test (HSM)     |
| $E_{oed}^{ref}$          | = reference tangent stiffness for oedometer primary loading (HSM) |
| $E_{ur}^{ref}$           | = reference unloading/reloading stiffness (HSM)                   |
| $R_f$                    | = failure ratio (HSM)                                             |
| $m$                      | = exponential power (HSM)                                         |
| $K_0^{nc}$               | = coefficient of earth pressure at rest (NC state) (HSM)          |
| $R_{eq}$                 | = equivalent radius (HSM)                                         |
| $\nu_{ur}$               | = unloading/reloading Poisson's ratio (HSM)                       |
| $\psi$                   | = dilatancy angle                                                 |
| $G$                      | = shear modulus                                                   |
| $\varepsilon, \gamma$    | = shear strain, engineers' shear strain                           |
| $c'$                     | = cohesion                                                        |
| $\varphi'$               | = internal friction angle                                         |
| $I$                      | = moment of inertia                                               |
| $M$                      | = bending moment                                                  |
| $\nu_u$                  | = undrained Poisson's ratio                                       |
| $\nu'$                   | = drained Poisson's ratio                                         |
| $\gamma$                 | = unit weight                                                     |
| $\gamma_t, \gamma_{sat}$ | = total unit weight, saturated unit weight                        |
| $\gamma_{unsat}$         | = unsaturated unit weight                                         |
| $R_{inter}$              | = interface reduction factor                                      |
| $A$                      | = cross section area                                              |
| FEM                      | = finite element method                                           |
| VE                       | = volume element                                                  |
| EBE                      | = embedded beam element                                           |
| N-N anchor               | = node to node anchor                                             |
| MC                       | = Mohr-Coulomb soil model                                         |
| HSM                      | = Hardening soil model                                            |



## บทที่ 1

### บทนำ

#### 1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหา

ปัจจุบันความต้องการใช้งานโครงสร้างสาธารณูปโภคและที่อยู่อาศัยในกรุงเทพมหานครและปริมณฑลเพิ่มขึ้นจากการขยายตัวของเมืองในพื้นที่ที่มีอยู่อย่างจำกัดจากการเพิ่มขึ้นของจำนวนประชากรอย่างต่อเนื่อง ตัวอย่างโครงสร้างสาธารณูปโภคพื้นฐานที่รับแรงกระทำด้านข้าง เช่น อาคารสูง ทางยกระดับสำหรับรถไฟและรถยนต์ และสะพาน โครงสร้างเหล่านี้นอกจากรับแรงในแนวตั้งได้แล้วยังต้องออกแบบให้มีความสามารถในการรับแรงทางด้านข้างที่อาจเกิดจากแรงลมแรงแผ่นดินไหว ซึ่งเห็นได้ชัดจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวจากต่างประเทศที่ส่งผลกระทบต่ออาคารสูงในประเทศไทยเมื่อวันที่ 28 มีนาคม 2568 ที่ผ่านมา และยังมีแรงกระทำด้านข้างเนื่องจากการเบรกหรือแรงเหวี่ยงของยานพาหนะ สำหรับแรงที่กระทำต่อโครงสร้างส่วนบนนี้ต้องถ่ายลงสู่ฐานรากไปยังเสาเข็ม เนื่องจากสภาพชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ ส่วนบนลึกประมาณ 10 ถึง 18 เมตร เป็นชั้นดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนต่ำ จึงจำเป็นต้องใช้เสาเข็มยาวเพื่อถ่ายแรงกระทำไปสู่ชั้นดินลึกที่มีกำลังสูงกว่า โดยฐานรากส่วนใหญ่ที่ใช้เป็นฐานรากเสาเข็มกลุ่มและยึดรั้งหัวเสาเข็มไว้ด้วย pile cap ในการคำนวณกำลังต้านทานแรงกระทำด้านข้างของเสาเข็มในอดีตใช้สมการเชิงทฤษฎีของ (Broms, 1964) ที่ต้องใช้สมมติฐานบางประการ เช่น ชั้นดินต้องเป็นชนิดเดียวกัน ซึ่งเป็นสมมติฐานที่ไม่ตรงกับสภาพธรรมชาติของดินจริง ส่งผลให้ไม่สามารถคำนวณการเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่ใกล้เคียงกับความเป็นจริง งานวิจัยที่ศึกษากำลังรับแรงกระทำด้านข้างของเสาเข็มส่วนใหญ่ใช้การทดสอบกับแบบจำลองย่อส่วนกับเสาเข็มที่ทำจากเหล็กและพลาสติกในห้องปฏิบัติการ ได้แก่ งานวิจัยของ (Cox et al., 1984), (Wang and Reese, 1986), และ (Shibata et al., 1989) พบว่าเสาเข็มในกลุ่มที่จัดเรียงกลุ่มเสาเข็มตามแนวแรงกระทำ (in-line) และตั้งฉากกับแนวแรงกระทำ (side-by-side) ต้องมีระยะห่างระหว่างเสาเข็มอย่างน้อย 3 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง จึงจะทำให้พฤติกรรมของเสาเข็มกลุ่มใกล้เคียงกับเสาเข็มเดี่ยว แต่งานวิจัยในห้องปฏิบัติการมีข้อจำกัดในการนำไปใช้จริงเนื่องจากผลของการย่อส่วนที่มีผลต่อหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในวัสดุ จึงนำไปสู่งานวิจัยที่ศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มจริงในสนามที่ส่วนใหญ่เป็นการทดสอบเสาเข็มเดี่ยว เนื่องจากมีค่าใช้จ่ายในการทดสอบค่อนข้างสูง โดยงานวิจัยของ (Submaneeewong, 2009) ได้ทำการทดสอบเสาเข็มรับแรงด้านข้างในชั้นดินกรุงเทพฯ โดยทดสอบเสาเข็มเจาะกลมที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.65 เมตร และเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวที ซึ่งมีขนาดของปีก 3 เมตร x 1 เมตร และขนาดของเอว 2 เมตร x 1 เมตร ยาว 56 เมตร และงานวิจัยของ (Thipsumontha et al., 2016) ได้รายงานพฤติกรรมการรับแรงกระทำด้านข้างของเสาเข็มแบบเรีตขนาดใหญ่ขนาด 0.8 เมตร x 2 เมตร ซึ่งใช้รับเสาสถานีรถไฟฟ้าสายสีเขียวในชั้นดินกรุงเทพฯ สำหรับการทดสอบฐานรากเสาเข็มกลุ่มที่เป็นเสาเข็มขนาดใหญ่ในชั้นดินกรุงเทพฯ นั้น



มีเพียงงานวิจัยของ (Wachiraprakarnpong, 1993) ที่ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมการรับแรงด้านข้างของเสาเข็มเจาะซึ่งมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.5 เมตร ยาว 37 เมตร ในชั้นดินกรุงเทพ โดยทำการทดสอบแบบเสาเข็มกลุ่ม 2 ต้น (F2) ออกแรงดันโดยใช้เสาเข็มกลุ่ม 3 ต้น (F3) ทำให้เกิดแรงปฏิกิริยาแก่กันและกัน ในงานวิจัยดังกล่าวยังได้ทดสอบเสาเข็มเจาะเดี่ยวเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.5 เมตรจนกระทั่งถึงสภาวะวิบัติด้วย นอกจากนี้ยังมีงานวิจัยอีกแนวทางหนึ่งเป็นการศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มโดยใช้การคำนวณเชิงตัวเลข โดยงานวิจัยของ (Submaneewong, 2009) ได้ใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติด้วยซอฟต์แวร์ PLAXIS 3D ในการวิเคราะห์พฤติกรรมการรับแรงด้านข้างของเสาเข็มกลมและแบบเรีตรูปตัวที โดยใช้แบบจำลองดิน Mohr-Coulomb soil model และพิจารณาถึงการแตกร้าวของหน้าตัดเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นมีค่าสูงกว่าโมเมนต์แตกร้าว โดยใช้การลดค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่เป็นสตีเฟนของ volume element ที่ใช้ในการจำลองเสาเข็ม ส่วนงานวิจัย (Wachiraprakarnpong, 1993) ได้เสนอค่า p-y curve ของเสาเข็มโดยใช้การคำนวณจากสมการที่เสนอโดย (Matlock, 1970) และทำนายการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม (load-deflection curve) โดยใช้สมการที่เสนอโดย (Poulos, 1971) และงานวิจัยของ (Thipsumontha et al., 2016) ได้เสนอผลการศึกษา p-y curve ของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพโดยการวิเคราะห์กลับจากการเคลื่อนตัวของเสาเข็มจากผลการทดสอบในสนามโดยใช้ซอฟต์แวร์ LPILE

จากงานวิจัยที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้น จะเห็นได้ว่าการทดสอบเสาเข็มรับแรงกระทำด้านข้างในชั้นดินเหนียวกรุงเทพนั้นพบได้น้อยมากเมื่อเทียบกับการทดสอบเสาเข็มรับแรงกระทำในแนวตั้งเนื่องจากมีค่าใช้จ่ายในการทดสอบสูงมาก และการวิเคราะห์พฤติกรรมของเสาเข็มในอดีตนิยมใช้วิธี p-y curve ที่ศึกษาโดย (Matlock, 1970) เป็นการศึกษาเสาเข็มเดี่ยวที่ทำจากเหล็กในชั้นดินเหนียวซึ่งเหล็กเป็นวัสดุที่ไม่เกิดการแตกร้าวเหมือนคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับแรงกระทำสูงมาก และในทางปฏิบัตินั้น เสาเข็มของอาคารสูงหรือโครงสร้างส่วนใหญ่นิยมใช้งานเป็นลักษณะเสาเข็มกลุ่ม ส่งผลให้วิธี p-y curve ไม่สามารถอธิบายพฤติกรรมที่มีความซับซ้อนดังกล่าวได้อย่างสมบูรณ์ งานวิจัยนี้จึงมุ่งเน้นไปที่การศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเจาะขนาดใหญ่ที่เป็นเสาเข็มกลุ่มและเสาเข็มเดี่ยวโดยการใช่วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ และใช้แบบจำลองดิน Hardening soil model ที่สามารถจำลองสตีเฟนของดินที่ขึ้นกับระดับความเค้นได้ อีกทั้งยังใช้แบบจำลองวัสดุของที่ลดเวลาที่ใช้ในการคำนวณตามงานวิจัยของ (Dao, 2011) ได้เปรียบเทียบการจำลองเสาเข็มในซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ PLAXIS 3D โดยการจำลองเสาเข็มโดยใช้ embedded beam element และ volume element ซึ่งการจำลองด้วย EBE นี้ยังสามารถกำหนดพฤติกรรมการครากของวัสดุที่ใช้ก่อสร้างเสาเข็มได้ การศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มที่สามารถกำหนดพฤติกรรมที่ซับซ้อนกว่างานวิจัยในอดีตนั้นจะเป็นประโยชน์ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของฐานรากที่รับแรงกระทำด้านข้างในโครงการที่มีความซับซ้อนต่อไป

## 1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

- 1) เพื่อศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเจาะขนาดใหญ่ทั้งแบบเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มที่รับแรงด้านข้างในชั้นดินเหนียวกรุงเทพ
- 2) เพื่อศึกษาแบบจำลองดิน พารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน และความละเอียดของตาข่ายวิเคราะห์ที่เหมาะสมสำหรับทำนายการเคลื่อนตัวของเสาเข็มรับแรงกระทำด้านข้างด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบสามมิติ
- 3) เพื่อศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มรับแรงด้านข้างโดยการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ

## 1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

- 1) ใช้ข้อมูลที่รวบรวมจากผลการทดสอบเสาเข็มรับแรงด้านข้างของโครงการโฮปเวลล์ บริเวณสถานีกลางบางซื่อ กรุงเทพมหานคร และโครงการทดสอบเสาเข็มแบเร่ฐานราก อาคาร Millennium Residence กรุงเทพมหานคร
- 2) แบบจำลองดินที่จะใช้ศึกษาในงานวิจัยนี้ประกอบไปด้วยแบบจำลอง Mohr-Coulomb soil model และแบบจำลอง Hardening soil model
- 3) ประเภทของเสาเข็มที่จะทำการศึกษา มี 2 ประเภท คือ เสาเข็มเดี่ยว (เสาเข็มเจาะและเสาเข็มแบเร่รูปตัวที) และเสาเข็มกลุ่ม (เสาเข็มกลุ่ม 2 ต้น และเสาเข็มกลุ่ม 3 ต้น)

## 1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

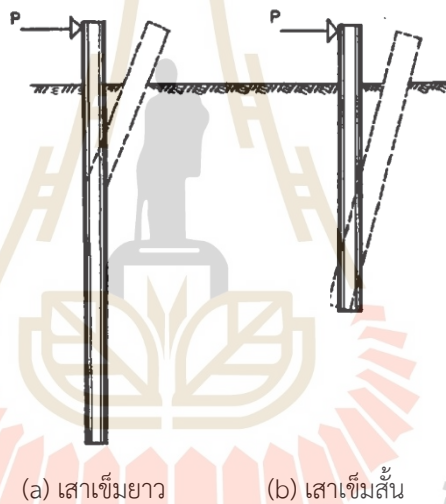
- 1) ทราบถึงพฤติกรรมของเสาเข็มเจาะขนาดใหญ่ทั้งแบบเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มที่รับแรงด้านข้าง ในชั้นดินเหนียวกรุงเทพ
- 2) ทราบถึงแบบจำลองดิน พารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน และความละเอียดของตาข่ายวิเคราะห์ที่เหมาะสมในการทำนายการเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่รับแรงด้านข้างด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ
- 3) ทราบถึงพฤติกรรมของเสาเข็มรับแรงด้านข้างโดยการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ

## บทที่ 2

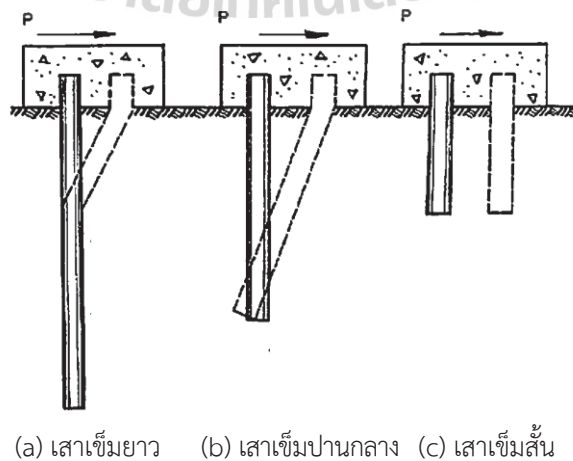
### ปรีทรรศน์วรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

#### 2.1 พฤติกรรมการรับแรงกระทำด้านข้างของเสาเข็มในชั้นดินเหนียว

งานวิจัยของ (Broms, 1964) กล่าวว่า เมื่อมีแรงกระทำด้านข้างในระดับต่ำจะส่งผลให้เสาเข็มมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงเส้นตรงยืดหยุ่น (linear elastic) และเมื่อให้แรงกระทำสูงขึ้นจะทำให้เสาเข็มเข้าสู่สภาวะประลัย ส่งผลให้การโก่งตัวของเสาเข็มเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว และเกิดกลไกการวิบัติ ซึ่งมีลักษณะการวิบัติของเสาเข็มที่ไม่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (unrestrained pile) ดังรูปที่ 2.1 และลักษณะการวิบัติของเสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (restrained pile) ดังรูปที่ 2.2



รูปที่ 2.1 ลักษณะการวิบัติของเสาเข็มที่ไม่มีการยึดรั้งหัวเสาเข็ม (Broms, 1964)

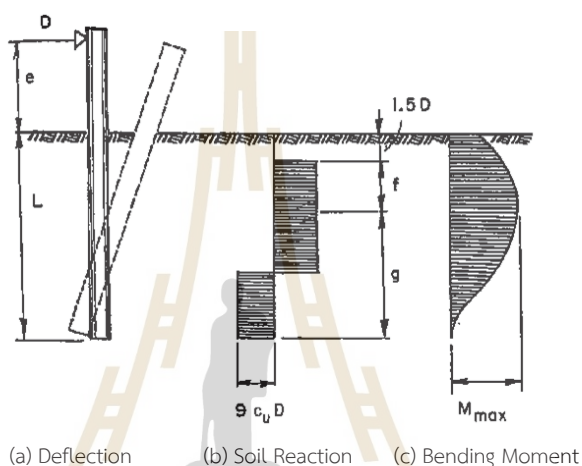


รูปที่ 2.2 ลักษณะการวิบัติของเสาเข็มที่มีการยึดรั้งหัวเสาเข็ม (Broms, 1964)

### 2.1.1 เสาเข็มที่ไม่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม

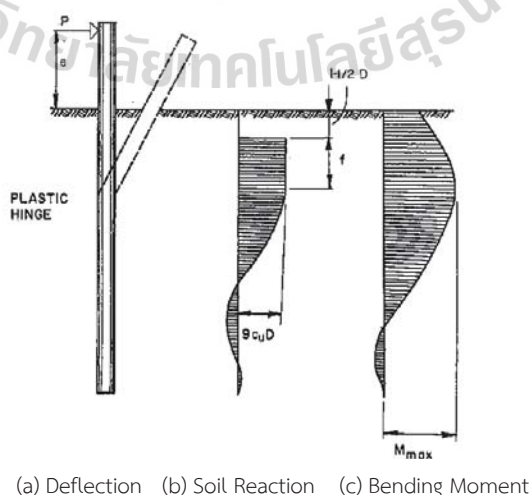
ลักษณะการวิบัติของเสาเข็มที่ไม่มีการยึดรั้งที่หัวของเสาเข็ม แบ่งออกเป็น 2 ลักษณะ ได้แก่ เสาเข็มสั้น และเสาเข็มยาว

สำหรับเสาเข็มสั้น (short pile) จะเกิดกลไกการวิบัติเนื่องจากการวิบัติของดินรอบเสาเข็มเป็นหลัก หรือกล่าวได้ว่าเสาเข็มมีความแข็งแรงสูงมากเมื่อเทียบกับกำลังของดินล้อมรอบ ส่งผลให้เสาเข็มจะเกิดการหมุนรอบจุดหนึ่งจุดและเกิดโมเมนต์ดัดสูงสุด ดังรูปที่ 2.3 เป็นลักษณะการวิบัติ หน่วยแรงต้านทานของดิน และโมเมนต์ดัดของเสาเข็มสั้นที่เกิดขึ้น



รูปที่ 2.3 ลักษณะการวิบัติ หน่วยแรงต้านทานของดิน และโมเมนต์ดัดเสาเข็มสั้น (Broms, 1964)

ส่วนกลไกการวิบัติของเสาเข็มยาว (long pile) จะเกิดจากวัสดุที่ใช้ทำเสาเข็มที่มีกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดไม่เพียงพอ หรือกล่าวได้ว่าโมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาเข็มนั้นมีค่าสูงกว่าโมเมนต์ครากของเสาเข็ม โดยเสาเข็มจะเกิด plastic hinge ณ จุดที่เกิดโมเมนต์ดัดสูงสุด ดังรูปที่ 2.4 เป็นลักษณะการวิบัติ หน่วยแรงต้านทานของดิน และโมเมนต์ดัดของเสาเข็มยาว

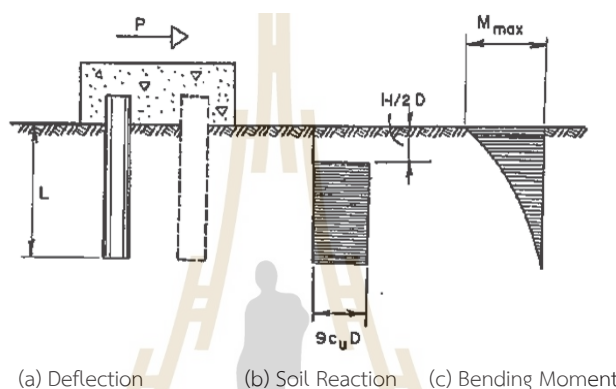


รูปที่ 2.4 ลักษณะการวิบัติ หน่วยแรงต้านทานของดิน และโมเมนต์ดัดเสาเข็มยาว (Broms, 1964)

### 2.1.2 เสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม

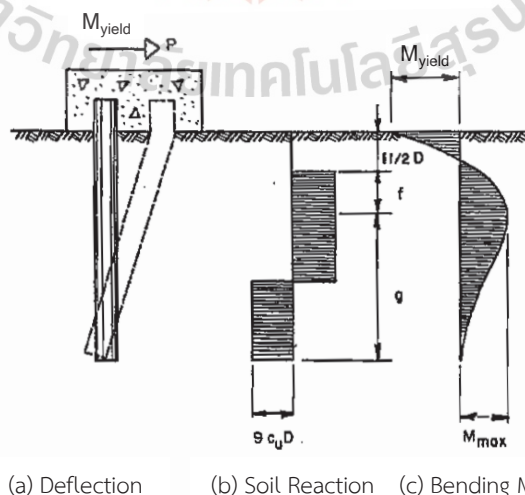
ลักษณะการวิบัติของเสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวของเสาเข็ม แบ่งออกเป็น 3 ลักษณะ ได้แก่ เสาเข็มสั้น เสาเข็มปานกลาง และเสาเข็มยาว

สำหรับเสาเข็มสั้น (short pile) การวิบัติจะเกิดขึ้นเมื่อแรงกระทำด้านข้างนั้นมีค่าเท่ากับกำลังต้านทานการวิบัติของดิน หรือกล่าวได้ว่าเสาเข็มมีความแข็งแรงสูงมาก โดยลักษณะการเคลื่อนที่ของเสาเข็มสั้นนั้นจะมีการเคลื่อนที่ไปพร้อมกันตลอดความยาวตามทิศทางของแรงกระทำด้านข้าง เกิดโมเมนต์ดัดสูงสุดที่บริเวณใต้ pile cap ในรูปที่ 2.5 เป็นลักษณะการวิบัติ หน่วยแรงต้านทานของดิน และโมเมนต์ดัดของเสาเข็มสั้น



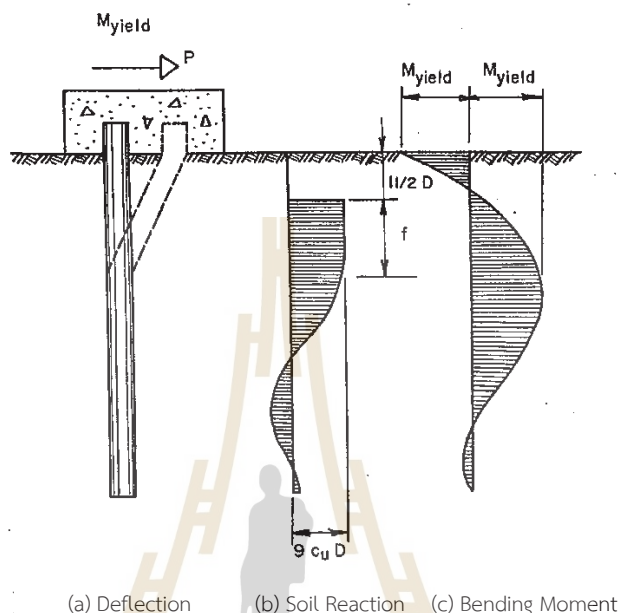
รูปที่ 2.5 ลักษณะการวิบัติ หน่วยแรงต้านทานของดิน และโมเมนต์ดัดเสาเข็มสั้น (Broms, 1964)

สำหรับเสาเข็มปานกลาง (intermediate pile) การวิบัติเกิดขึ้นเมื่อโมเมนต์ดัดที่หัวเสาเข็มมีค่าเท่ากับค่าครากของวัสดุเสาเข็ม โดยเสาเข็มเกิดการหมุนที่ความลึกหนึ่งจากผิวดิน และเกิดโมเมนต์ดัดบวกสูงสุดที่ความลึกหนึ่งใต้ผิวดิน และเกิดโมเมนต์ดัดลบสูงสุดที่บริเวณใต้ pile cap เท่ากับโมเมนต์ครากของวัสดุเสาเข็ม และเสาเข็มจะเกิด plastic hinge ที่ตำแหน่งดังกล่าว ดังรูปที่ 2.6 เป็นลักษณะการวิบัติ หน่วยแรงต้านทานของดิน และโมเมนต์ดัดของเสาเข็มปานกลาง



รูปที่ 2.6 ลักษณะการวิบัติ หน่วยแรงต้านทานของดิน และโมเมนต์ดัดเสาเข็มปานกลาง (Broms, 1964)

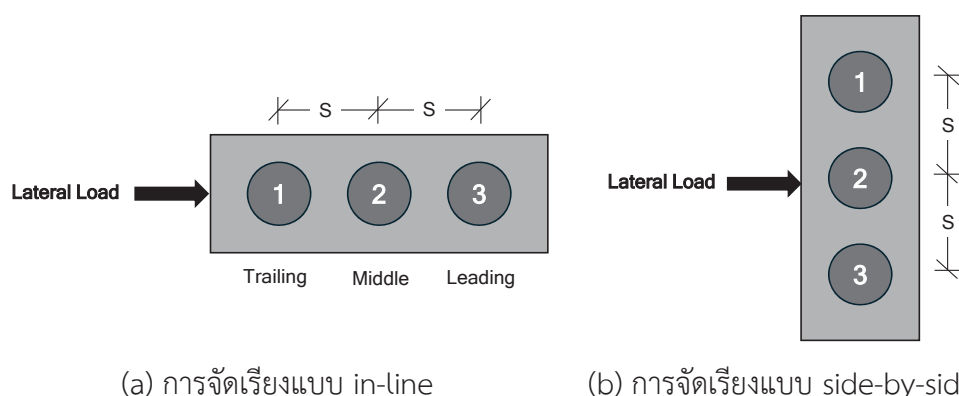
สำหรับเสาเข็มยาว (long pile) การวิบัติจะเกิดเมื่อโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับโมเมนต์ครากของเสาเข็ม โดยมีลักษณะต่างจากลักษณะการวิบัติของเสาเข็มปานกลาง คือ จะเกิด plastic hinge เพิ่มขึ้นเป็น 2 จุด ได้แก่ จุดที่มีโมเมนต์บวกและลบสูงสุด ดังรูปที่ 2.7 เป็นลักษณะการวิบัติ หน่วยแรงต้านทานของดิน และโมเมนต์ดัดของเสาเข็มยาว



รูปที่ 2.7 ลักษณะการวิบัติ หน่วยแรงต้านทานของดิน และโมเมนต์ดัดเสาเข็มยาว (Broms, 1964)

## 2.2 การทดสอบเสาเข็มรับแรงด้านข้าง

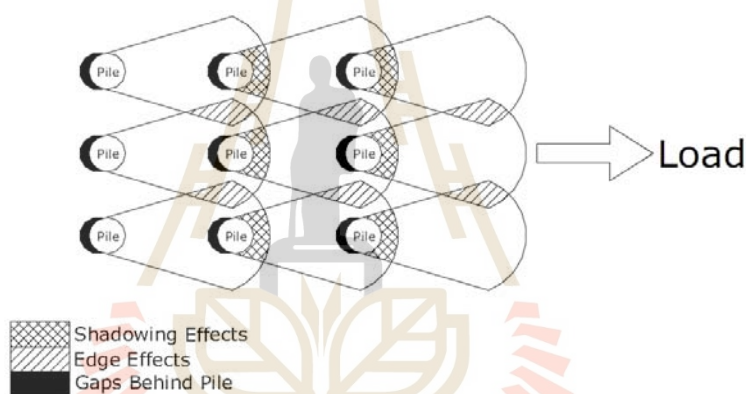
สำหรับการทดสอบเสาเข็มรับแรงด้านข้าง เป็นการทดสอบประสิทธิภาพของเสาเข็มภายในกลุ่มเทียบกับเสาเข็มเดี่ยว โดยประสิทธิภาพของกลุ่ม (group efficiency) เป็นคำนวณพฤติกรรมของเสาเข็มในกลุ่มเทียบกับพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยว ซึ่งขึ้นอยู่กับระยะห่างและลักษณะการจัดเรียงของเสาเข็มภายในกลุ่ม สามารถแบ่งลักษณะการจัดเรียงได้เป็น 2 รูปแบบ คือ แบบ in-line มีลักษณะการจัดเรียงเป็นแนวเส้นตรงเป็นแนวเดียวกับทิศของแรงกระทำ และแบบ side-by-side มีลักษณะการจัดเรียงเป็นเส้นตรงตั้งฉากกับทิศทางแรงกระทำ ดังรูปที่ 2.8



รูปที่ 2.8 รูปแบบการจัดเรียงเสาเข็มกลุ่มสำหรับทดสอบรับแรงด้านข้าง



งานวิจัยของ (Wright, 1982) และ (Snyder, 2004) กล่าวว่า เสาเข็มในกลุ่มที่มีระยะห่างใกล้กันมากนั้นจะส่งผลให้ความต้านทานแรงด้านข้างต่อเสาเข็มหนึ่งต้นน้อยกว่าเสาเข็มเดี่ยว ซึ่งมีสาเหตุมาจากปฏิสัมพันธ์ระหว่างเสาเข็มกับดิน โดยความสามารถในการต้านทานแรงด้านข้างของเสาเข็มกลุ่มจะแปรผันตามระยะห่างระหว่างเสาเข็มในกลุ่ม หากระยะห่างระหว่างเสาเข็มน้อยลง ปฏิสัมพันธ์ระหว่างเสาเข็มก็จะเพิ่มมากขึ้น ส่งผลให้ความต้านทานดินของกลุ่มเสาเข็มลดลง โดยเสาเข็มแถวตาม (trailing row) จะมีความต้านทานแรงด้านข้างน้อยกว่าเสาเข็มแถวนำ (leading row) เนื่องจากผลกระทบของเงา (shadow effect) ดังรูปที่ 2.9 และหากมีการเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่จัดเรียงตั้งฉากกับแนวแรง (side-by-side) ที่มีระยะห่างไม่มากพอจะส่งผลให้เกิดผลกระทบขอบ (edge effect) ร่วมด้วย การให้แรงกระทำด้านข้างผ่าน pile cap จะเกิดโซนการวิบัติในดินในทิศทางของแรงกระทำ ส่งผลให้ความต้านทานของดินล้อมรอบเสาเข็มลดลงเนื่องจากการแผ่อิทธิพลซ้อนทับกันจากผลของเคลื่อนที่ของเสาเข็มและดินที่อยู่ใกล้เคียง และเกิดช่องว่าง (gap) ระหว่างเสาเข็มและดินที่อยู่ด้านหลัง



รูปที่ 2.9 ผลของการเคลื่อนที่ของดินซ้อนทับกันในเสาเข็มกลุ่ม (Snyder, 2004)

### 2.2.1 การทดสอบเสาเข็มรับแรงด้านข้างในห้องปฏิบัติการ

การทดสอบเสาเข็มขนาดเล็กในห้องปฏิบัติการ (small-scale test) เป็นที่นิยมทำการทดสอบมากเมื่อเทียบกับการทดสอบเสาเข็มขนาดใหญ่ในสนาม เนื่องจากมีค่าใช้จ่ายในการทดสอบไม่มาก และยังสามารถควบคุมปัจจัยที่มีผลต่อผลการทดสอบได้ แต่การทดสอบในห้องปฏิบัติการนี้มีข้อจำกัดเรื่องของการนำไปใช้ เนื่องจากหน่วยแรงในแบบจำลองที่แตกต่างจากหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงในสนามของวัสดุที่ใช้ทำเสาเข็ม นอกจากนี้การทดสอบในห้องปฏิบัติการนิยมทำการทดสอบกับเสาเข็มที่ทำมาจากเหล็กหรือพลาสติก ดังงานวิจัยในอดีตที่จะกล่าวต่อไปนี้

งานวิจัยของ (Cox et al., 1984) ทำการทดสอบเสาเข็มขนาดเล็กในห้องปฏิบัติการ โดยใช้วัสดุท่อเหล็กปลายเปิด (steel opened end tube) ในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนมาก เสาเข็มทดสอบมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25.4 มิลลิเมตร และมีความยาว 4, 6, และ 8 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง เสาเข็มกลุ่มประกอบด้วยกลุ่ม 3 ต้นและเสาเข็มกลุ่ม 5 ต้น โดยทำการจัดเรียงแบบ in-line และแบบ side-by-side ทดสอบในกล่องบรรจุดินเหนียวสีเหลี่ยมจัตุรัสความยาว 0.64 เมตร

ที่มีความลึก 0.4 เมตร มีปริมาณความชื้นในดินร้อยละ 59 และพิกัดเหลวร้อยละ 61 สำหรับการทดสอบนี้ได้ทดสอบเสาเข็มเดี่ยวเพื่อใช้ในการเทียบหาประสิทธิภาพกลุ่มด้วย ผลการทดสอบสำหรับการจัดเรียงแบบ in-line ได้ผลการทดสอบดังตารางที่ 2.1 จะเห็นได้ว่าการจัดเรียงแบบ in-line ด้วยระยะห่างระหว่างผิวของเสาเข็ม 3 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางขึ้นไป สามารถคำนวณประสิทธิภาพกลุ่มเสาเข็มได้ไม่น้อยกว่า 0.78 เป็นการชี้ให้เห็นว่าพฤติกรรมของเสาเข็มที่เกิดขึ้นใกล้เคียงกับเสาเข็มเดี่ยวเมื่อมีระยะห่างระหว่างเสาเข็มเพิ่มขึ้น

ตารางที่ 2.1 ผลการทดสอบเสาเข็มในห้องปฏิบัติการแบบ in-line (Cox et al., 1984)

| Penetration, diameters | Center-to-center spacing, diameters | Number of piles | Individual pile efficiencies* | Group efficiency |
|------------------------|-------------------------------------|-----------------|-------------------------------|------------------|
| 4                      | 1.5                                 | 3               | 0.46,0.56,0.73,               | 0.58             |
| 4                      | 1.5                                 | 3               | 0.50,0.56,0.77                | 0.61             |
| 8                      | 1.5                                 | 3               | 0.52,0.53,0.72                | 0.59             |
| 8                      | 1.5                                 | 3               | 0.52,0.43,0.82                | 0.60             |
| 8                      | 1.5                                 | 5               | 0.54,0.50,0.38,0.53,0.76      | 0.54             |
| 8                      | 1.5                                 | 5               | 0.60,0.43,0.41,0.47,0.78      | 0.54             |
| 4                      | 2.0                                 | 3               | 0.65,0.62,1.03                | 0.77             |
| 4                      | 2.0                                 | 3               | 0.54,0.64,1.01                | 0.73             |
| 8                      | 2.0                                 | 3               | 0.65,0.56,0.92                | 0.71             |
| 8                      | 2.0                                 | 3               | 0.65,0.60,0.84                | 0.70             |
| 8                      | 2.0                                 | 5               | 0.66,0.53,0.53,0.54,0.82      | 0.62             |
| 8                      | 2.0                                 | 5               | 0.63,0.44,0.57,0.52,0.78      | 0.59             |
| 8                      | 3.0                                 | 3               | 0.77,0.77,0.97                | 0.84             |
| 8                      | 3.0                                 | 3               | 0.75,0.73,0.93                | 0.80             |
| 8                      | 3.0                                 | 5               | 0.75,0.75,0.77,0.79,0.98      | 0.81             |
| 8                      | 3.0                                 | 5               | 0.72,0.73,0.77,0.75,0.95      | 0.78             |
| 8                      | 4.0                                 | 3               | 0.83,0.87,0.97                | 0.89             |
| 8                      | 4.0                                 | 3               | 0.85,0.86,0.96                | 0.89             |
| 8                      | 6.0                                 | 3               | 0.92,0.92,1.01                | 0.95             |
| 8                      | 6.0                                 | 3               | 0.92,0.92,1.03                | 0.95             |

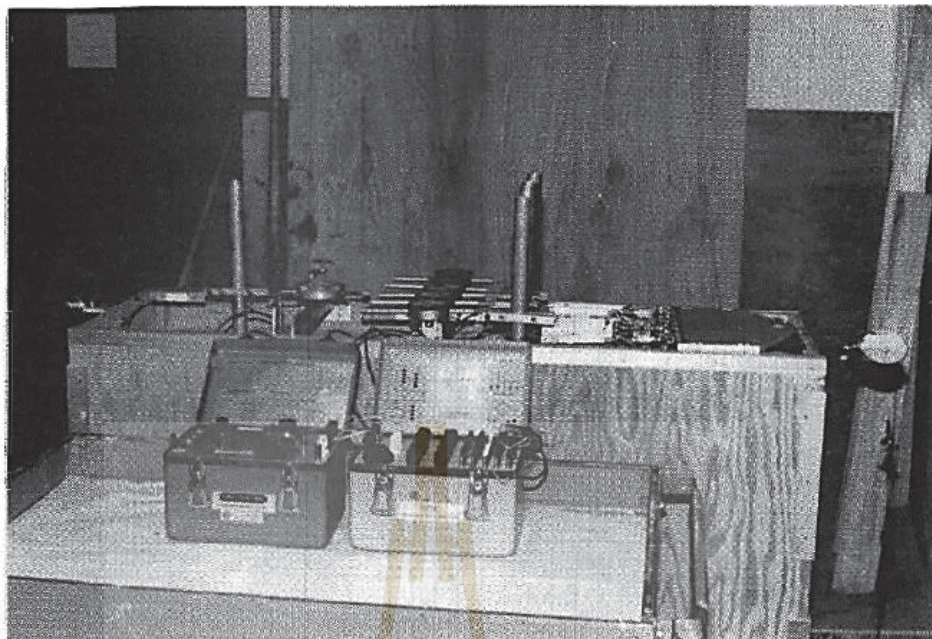
\*Leading pile on right

ส่วนผลการทดสอบเสาเข็มกลุ่มโดยการจัดเรียงแบบ side-by-side ได้ผลการทดสอบดังตารางที่ 2.2 จะเห็นได้ว่าการจัดเรียงแบบดังกล่าวด้วยระยะห่างระหว่างผิวของเสาเข็มตั้งแต่ 2 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางขึ้นไปจะส่งผลให้มีค่าประสิทธิภาพกลุ่มไม่น้อยกว่า 0.83

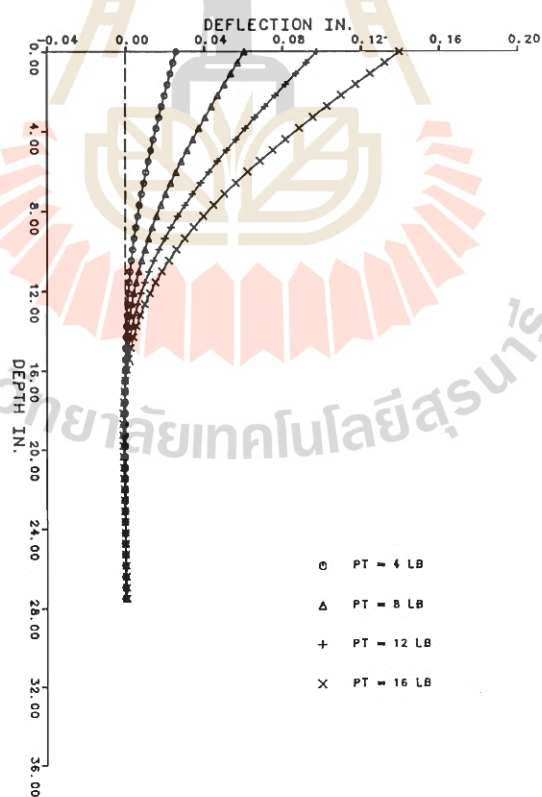
ตารางที่ 2.2 ผลการทดสอบเสาเข็มในห้องปฏิบัติการแบบ side-by-side (Cox et al., 1984)

| Penetration,<br>diameters | Center-to-center<br>spacing,<br>diameters | Number of<br>piles | Individual pile<br>efficiency | Group<br>efficiency |
|---------------------------|-------------------------------------------|--------------------|-------------------------------|---------------------|
| 4                         | 1.5                                       | 3                  | 0.75,0.70,0.83                | 0.76                |
| 4                         | 1.5                                       | 3                  | 0.78,0.73,0.77                | 0.76                |
| 4                         | 1.5                                       | 3                  | 0.76,0.78,0.78                | 0.77                |
| 8                         | 1.5                                       | 3                  | 0.82,0.84,0.85                | 0.84                |
| 8                         | 1.5                                       | 3                  | 0.83,0.83,0.83                | 0.83                |
| 8                         | 1.5                                       | 5                  | 0.81,0.76,0.69,0.77,0.76      | 0.76                |
| 8                         | 1.5                                       | 5                  | 0.83,0.83,0.76,0.82,0.86      | 0.82                |
| 4                         | 2.0                                       | 3                  | 0.87,0.80,0.89                | 0.85                |
| 4                         | 2.0                                       | 3                  | 0.86,0.87,0.95                | 0.89                |
| 6                         | 2.0                                       | 3                  | 0.85,0.80,0.84                | 0.83                |
| 6                         | 2.0                                       | 3                  | 0.84,0.84,0.86                | 0.85                |
| 8                         | 2.0                                       | 3                  | 0.88,0.87,0.85                | 0.86                |
| 8                         | 2.0                                       | 3                  | 0.88,0.88,0.87                | 0.88                |
| 8                         | 2.0                                       | 5                  | 0.84,0.84,0.80,0.87,0.90      | 0.85                |
| 8                         | 2.0                                       | 5                  | 0.87,0.85,0.86,0.87,0.86      | 0.86                |
| 8                         | 3.0                                       | 5                  | 0.99,0.95,0.93,0.98,0.98      | 0.97                |
| 8                         | 3.0                                       | 5                  | 0.99,0.93,0.95,0.98,0.96      | 0.96                |
| 8                         | 4.0                                       | 3                  | 0.98,0.97,0.96                | 0.97                |
| 8                         | 4.0                                       | 3                  | 0.99,0.98,0.99                | 0.99                |

งานวิจัยของ (Wang and Reese, 1986) ได้ทดสอบเสาเข็มท่ออลูมิเนียมที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25.4 มิลลิเมตร ความหนา 0.889 มิลลิเมตร ความยาว 609.6 มิลลิเมตร โดยทำการทดสอบในรูปแบบเสาเข็มกลุ่ม 7 ต้น จัดเรียงแบบ side-by-side ที่มีระยะห่างระหว่างผิวของเสาเข็มเท่ากับ 1, 1.25, 1.5, 2, 3, และ 4 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง ติดตั้ง strain gauge เพื่อวัดโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้น และวัดขนาดแรงกระทำโดยใช้ load cell โดยทดสอบเสาเข็มเดี่ยวสำหรับเทียบหาประสิทธิภาพกลุ่มด้วย สำหรับการทดสอบแรกทำในดินเหนียว (CH) ที่มีค่าพิกัดเหลวร้อยละ 53 และปริมาณความชื้นร้อยละ 45 ส่วนการทดสอบที่สองทำในดินทราย (SP) ที่มีมุมเสียดทานภายใน 40 องศาสำหรับทรายแน่น และ 34 องศาสำหรับทรายเป็นหลวม สำหรับรูปที่ 2.10 เป็นการติดตั้งเครื่องมือทดสอบเสาเข็มในห้องปฏิบัติการ โดยรูปที่ 2.11 และรูปที่ 2.12 เป็นผลการทดสอบเสาเข็มในชั้นดินทรายและดินเหนียวตามลำดับ เนื่องจากงานวิจัยนี้มุ่งเน้นไปที่การศึกษาเสาเข็มรับแรงด้านข้างในชั้นดินเหนียวเป็นหลัก จึงพิจารณาผลของระยะห่างของเสาเข็มจัดเรียงแบบ side-by-side ดังผลการทดสอบในรูปที่ 2.13 และอัตราส่วนแรงประลัยที่คำนวณจากแรงประลัยของเสาเข็มกลุ่มต่อแรงประลัยเสาเข็มหนึ่งต้นดังในรูปที่ 2.14 สามารถสรุปผลการทดสอบได้ว่า ความสามารถในการต้านทานแรงกระทำด้านข้างของเสาเข็มจะแปรผันตรงกับระยะห่างเสาเข็มดังรูปที่ 2.14 สำหรับการทดสอบเสาเข็มในชั้นดินเหนียวและดินทรายที่ไม่มีระยะห่างระหว่างเสาเข็ม ประสิทธิภาพกลุ่มจะมีค่า 0.5 และจะมีค่าเข้าใกล้ 1.0 เมื่อเสาเข็มมีการจัดเรียงแบบ side-by-side ที่มีระยะห่างระหว่างผิวของเสาเข็มประมาณ 2 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางขึ้นไป

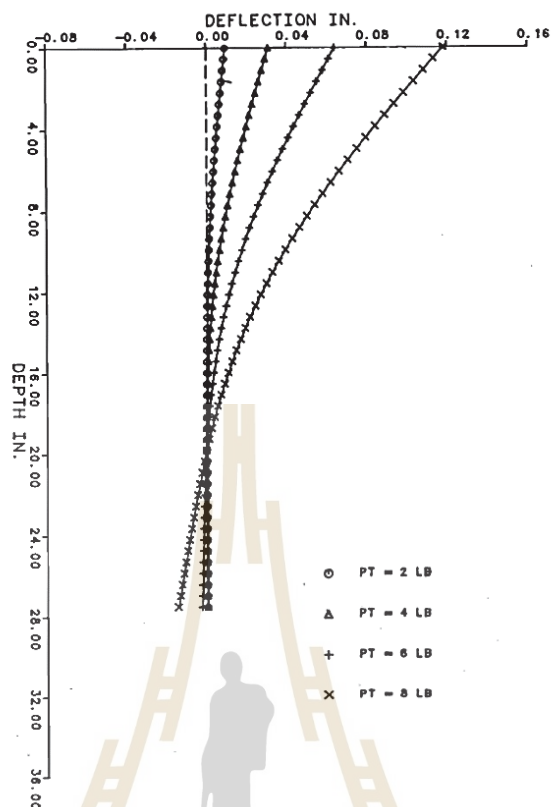


รูปที่ 2.10 การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบ (Wang and Reese, 1986)

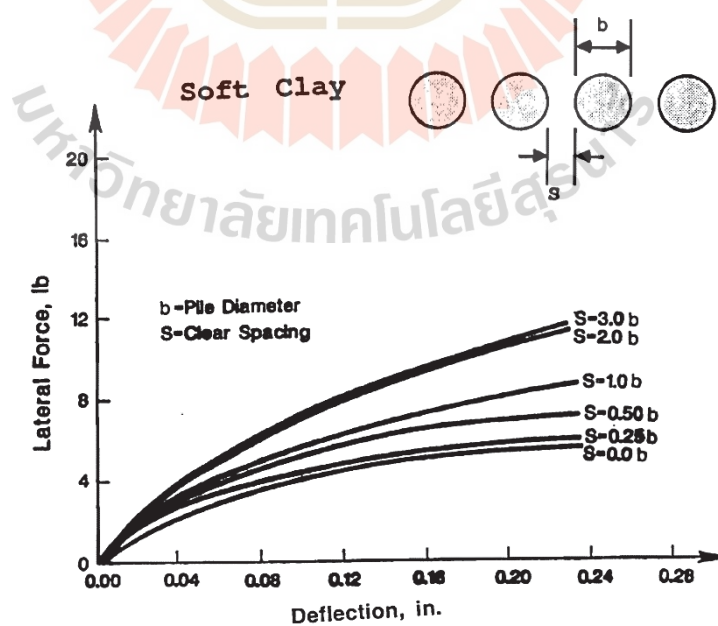


รูปที่ 2.11 ผลการทดสอบเสาเข็มในชั้นดินทราย (Wang and Reese, 1986)

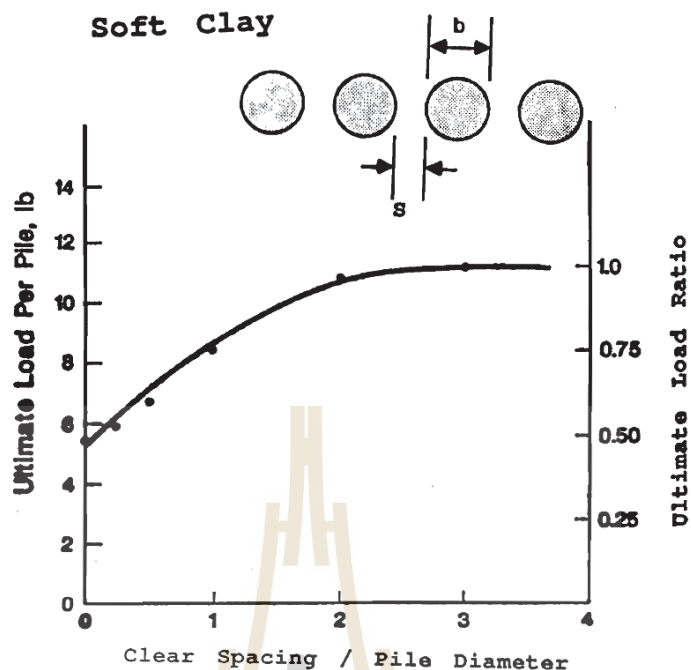




รูปที่ 2.12 ผลการทดสอบเสาเข็มในชั้นดินเหนียว (Wang and Reese, 1986)



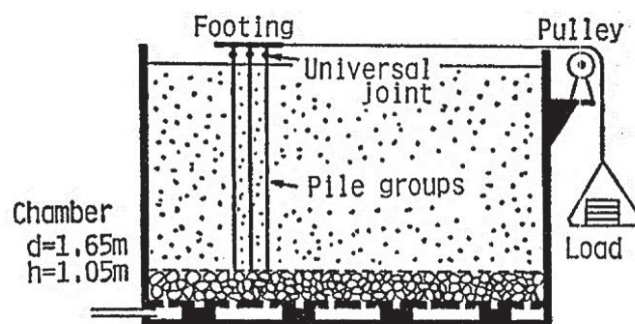
รูปที่ 2.13 ผลการทดสอบเสาเข็มที่แปรผันระยะห่างในชั้นดินเหนียว (Wang and Reese, 1986)



รูปที่ 2.14 อัตราส่วนแรงประลัยของการทดสอบเสาเข็มในชั้นดินเหนียว (Wang and Reese, 1986)

งานวิจัยของ (Shibata et al., 1989) ได้ทำการทดสอบเสาเข็มจำนวน 2 กลุ่มในห้องปฏิบัติการ เสาเข็มทดสอบมีความยาว 800 มิลลิเมตร ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 20 มิลลิเมตร สำหรับเสาเข็มท่ออลูมิเนียม และ 22 มิลลิเมตร สำหรับท่อพลาสติก chlorinated vinyl โดยให้แรงกระทำด้านข้างผ่าน plate ซึ่งหัวเสาเข็มสามารถหมุนได้แบบไม่ยึดรั้ง (unrestrained rotation) ดังในรูปที่ 2.15 โดยทำการทดสอบด้วยแป้นระยะห่างระหว่างเสาเข็มในกลุ่มเท่ากับ 2, 2.5, และ 5 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม และทำการทดสอบเสาเข็มเดี่ยวสำหรับเทียบหาประสิทธิภาพกลุ่มด้วยการทดสอบแบ่งลักษณะการจัดเรียงเสาเข็มในกลุ่มดังตารางที่ 2.3 โดยทำการทดสอบเสาเข็มในชั้นดินทรายสม่ำเสมอที่มีอัตราส่วนช่องว่างเฉลี่ย 0.76 และมีปริมาณความชื้นร้อยละ 3.1 โดยผลการทดสอบเป็นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนตัวในแนวนอนของหัวเสาเข็มดังในรูปที่ 2.16 และคำนวณหาประสิทธิภาพแบ่งตามลักษณะการจัดเรียงที่คำนวณได้เป็นความสัมพันธ์ระหว่างประสิทธิภาพกลุ่มของเสาเข็มและอัตราส่วนระยะห่างระหว่างเสาเข็มต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม ดังรูปที่ 2.17 สรุปผลการทดสอบได้ดังตารางที่ 2.4 และสามารถสรุปผลการศึกษาได้ว่า การจัดเรียงแบบ side-by-side ที่มีระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของเสาเข็มตั้งแต่ 3 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็มขึ้นไป จะส่งผลให้เสาเข็มมีพฤติกรรมใกล้เคียงเสาเข็มเดี่ยว ส่วนการจัดเรียงแบบ in-line ที่มีระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของเสาเข็มตั้งแต่ 5 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางขึ้นไป ส่งผลให้เสาเข็มในกลุ่มไม่เกิดผลกระทบจากปรากฏการณ์ของเงา (shadow effect)

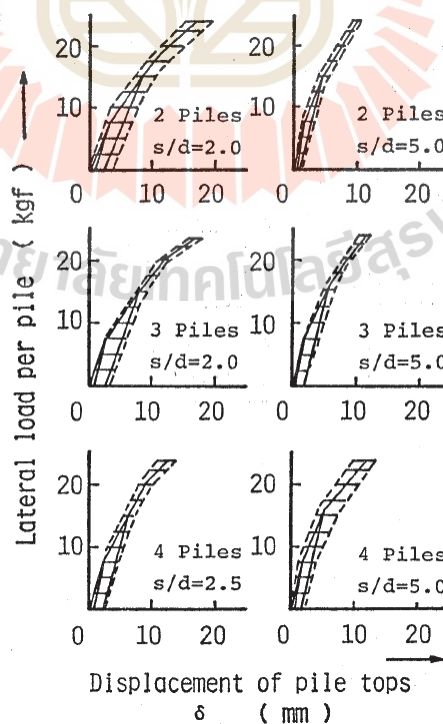




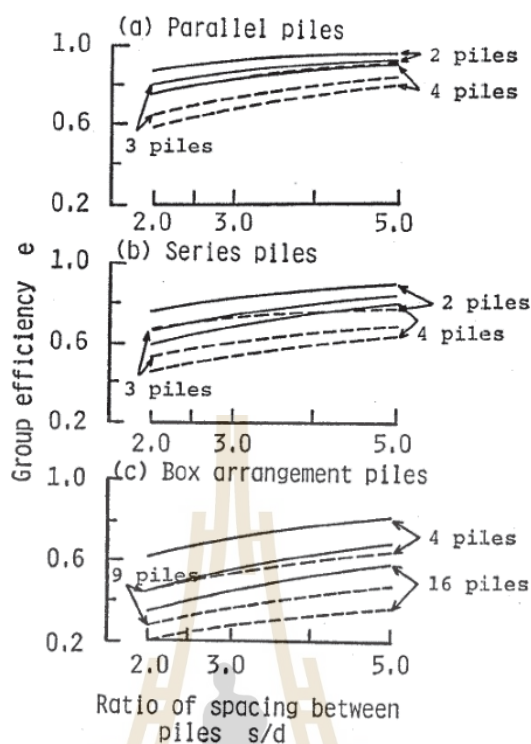
รูปที่ 2.15 การติดตั้งเครื่องมือทดสอบในห้องปฏิบัติการ (Shibata et al., 1989)

ตารางที่ 2.3 การทดสอบเสาเข็มในห้องปฏิบัติการ (Shibata et al., 1989)

|                               | Arrangement     | Number of piles | Ratio of pile spacing $s/d$ |          |
|-------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------------------|----------|
| Exp.A<br>Aluminium pipe       | Parallel Series | 2,3,4           | 2.0, 2.5, 5.0               | Parallel |
|                               | Box             | 4,9,16          |                             | Series   |
| Exp.B<br>Chlorized-vinyl pipe | Box             | 4               | 1.8, 2.3, 4, 1              | Box      |
|                               |                 | 9,16            | 6.8, 9.1                    |          |
|                               |                 |                 | 1.8, 2.3, 4, 6              |          |



รูปที่ 2.16 ผลการทดสอบเสาเข็มในห้องปฏิบัติการ (Shibata et al., 1989)



รูปที่ 2.17 ประสิทธิภาพของเสาเข็มที่ทดสอบในห้องปฏิบัติการ (Shibata et al., 1989)

ตารางที่ 2.4 ประสิทธิภาพเสาเข็มกลุ่มแบบ side-by-side (Shibata et al., 1989)

| Center-to-center spacing, diameters | Efficiency of leading piles | Efficiency of trailing piles | Efficiency of side-by side piles |
|-------------------------------------|-----------------------------|------------------------------|----------------------------------|
| 2                                   | 1.00                        | 0.87                         | 0.64                             |
| 2.5                                 | 1.00                        | 0.80                         | 0.75                             |
| 5                                   | 1.00                        | 0.92                         | 1.00                             |

## 2.2.2 การทดสอบเสาเข็มรับแรงต้านข้างในสนาม

งานวิจัยของ (Schmidt, 1981, 1985) ทำการทดสอบในสนามกับเสาเข็มเจาะเดี่ยว ทำด้วยวัสดุคอนกรีตเสริมเหล็ก ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.2 เมตร ความยาว 28 เมตร โดยมีระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของเสาเข็มเป็น 2.42 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง ทดสอบในชั้นหินแกรนิตผุ (very weathered granite) และยังมีการทดสอบในลักษณะเดียวกันโดยเปลี่ยนระยะห่างเป็น 1.33 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง ความยาว 16 เมตร ในชั้นดินทรายแป้ง (silt) และดินมาร์ล (marl) นอกจากนี้ยังมีการทดสอบเสาเข็มกลุ่มที่มีระยะห่างเท่ากับ 2 และ 3 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง ความยาว 8.5 เมตร โดยการทดสอบทั้งหมดเป็นการจัดเรียงแบบ in-line และมีการทดสอบเสาเข็มเดี่ยวเพื่อเทียบหาประสิทธิภาพกลุ่มด้วย ผลทดสอบเป็นไปตามตารางที่ 2.5

ตารางที่ 2.5 ประสิทธิภาพของเสาเข็มกลุ่มแบบ in-line (Schmidth, 1981,1985)

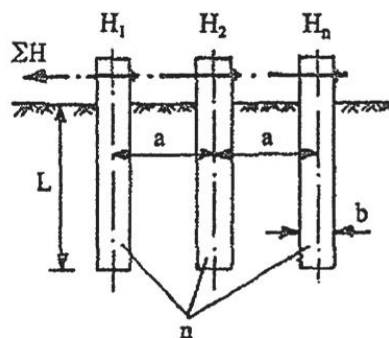
| Penetration,<br>diameters | Center-to-center<br>spacing,<br>diameters | Number of<br>piles | Individual pile<br>efficiencies* | Group<br>efficiency |
|---------------------------|-------------------------------------------|--------------------|----------------------------------|---------------------|
| 23.3                      | 2.42                                      | 2                  | 0.73,0.94,                       | 0.84                |
| 13.3                      | 1.33                                      | 2                  | 0.73,0.98                        | 0.85                |
| 7.1                       | 2.0                                       | 2                  | 0.69,0.83                        | 0.76                |
| 7.1                       | 3.0                                       | 2                  | 0.83,0.86                        | 0.85                |

\*Leading pile on right

นอกจากนี้ผู้วิจัยเดียวกันยังได้นำเสนอผลการทดสอบเสาเข็มเจาะแบบจัดเรียงแบบ in-line จำนวน 9 ผลทดสอบ โดยแปรผันขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง, ความยาวเสาเข็ม, จำนวนเสาเข็มในกลุ่ม, และชนิดของดิน ดังตารางที่ 2.6 หลังการทดสอบได้เสนอผลการคำนวณประสิทธิภาพกลุ่ม ส่วนรูปที่ 2.18 เป็นรูปแบบการจัดเรียงเสาเข็มในการทดสอบนี้ และรูปที่ 2.19 เป็นผลการทดสอบที่ชี้ให้เห็นว่าประสิทธิภาพกลุ่มมีค่าอยู่ระหว่าง 0.80 ถึง 0.85 ที่การโก่งตัวประมาณ 8 มิลลิเมตร จากผลทดสอบข้างต้น สามารถสรุปได้ว่า ประสิทธิภาพกลุ่มจะประกอบไปด้วยผลกระทบของดิน ล้อมรอบ, ระยะห่าง, และความยาวของเสาเข็ม หากพิจารณาผลกระทบของการจัดเรียงแบบกลุ่ม พบว่าจะไม่มีผลของผลกระทบกลุ่มเมื่อมีการจัดเรียงเสาเข็มกลุ่มแบบ in-line ที่ระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของเสาเข็มตั้งแต่ 3 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มขึ้นไป ส่วนระยะห่างที่น้อยกว่า 3 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มนั้น จะส่งผลให้เสาเข็มต้นนำ (leading pile) มีพฤติกรรมคล้ายกับเสาเข็มเดี่ยว และประสิทธิภาพกลุ่มถูกกำหนดโดยเสาเข็มต้นตาม (trailing pile) เนื่องจากเป็นเสาเข็มที่มีการเคลื่อนตัวมากที่สุด ส่วนการเคลื่อนตัวของเสาเข็มในกลุ่มที่มีความใกล้เคียงกันเป็นผลมาจากความแข็งแรงของ pile cap ที่ยึดรั้งหัวเสาเข็มไว้ ส่วนประสิทธิภาพกลุ่มจะขึ้นอยู่กับขนาดของแรงกระทำด้วย กล่าวคือ เมื่อแรงกระทำน้อยจะส่งผลให้ประสิทธิภาพกลุ่มมีค่าเข้าใกล้ 1.0 และเมื่อแรงกระทำน้อยประสิทธิภาพของกลุ่มจะมีค่าเข้าใกล้ 0.80

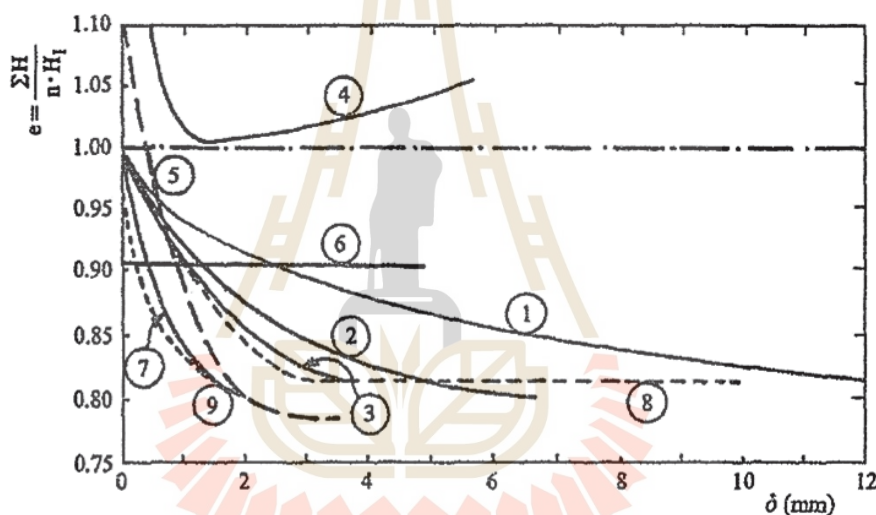
ตารางที่ 2.6 การทดสอบเสาเข็มกลุ่มแบบ in-line (Schmidth, 1985)

| Number<br>of test | Number<br>of piles | Diameter<br>(m) | Length<br>(m) | $\frac{s}{b}$ | Soil<br>type |
|-------------------|--------------------|-----------------|---------------|---------------|--------------|
| 1                 | 2                  | 1.0             | 5.0           | 2.0           | n            |
| 2                 | 2                  | 1.2             | 8.5           | 2.0           | n            |
| 3                 | 2                  | 1.35            | 8.5           | 2.2           | n            |
| 4                 | 2                  | 1.2             | 8.5           | 3.0           | n            |
| 5                 | 3                  | 1.35            | 8.5           | 2.2           | n            |
| 6                 | 2                  | 1.2             | 12.5          | 4.0           | c, n         |
| 7                 | 2                  | 1.2             | 28.0          | 2.4           | c, n         |
| 8                 | 2                  | 1.2             | 16.0          | 1.33          | c            |
| 9                 | 2                  | 1.2             | 25.0          | 1.67          | c            |



c = cohesive soil  
n = non-cohesive soil

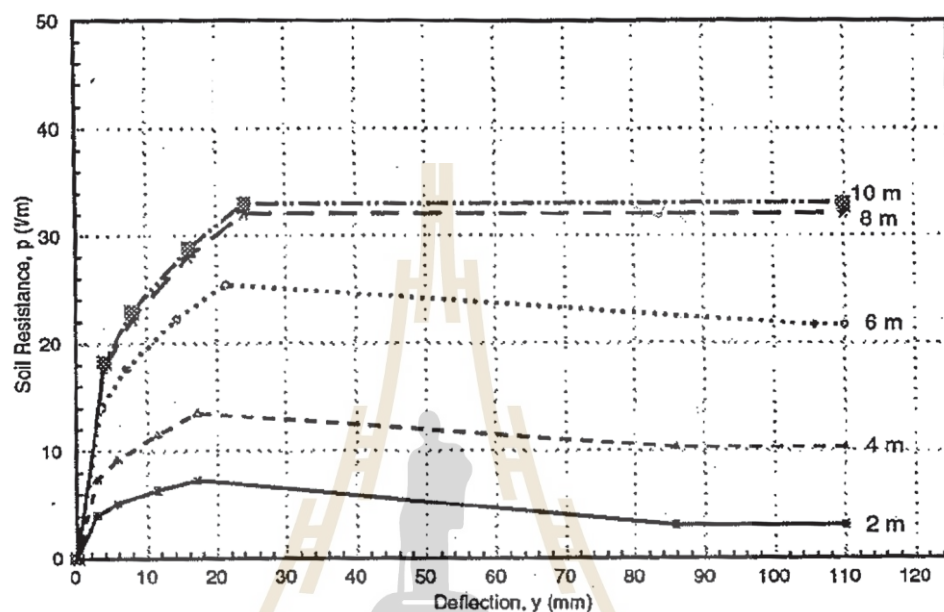
รูปที่ 2.18 การทดสอบเสาเข็มกลุ่มจัดเรียงแบบ in-line (Schmidth, 1985)



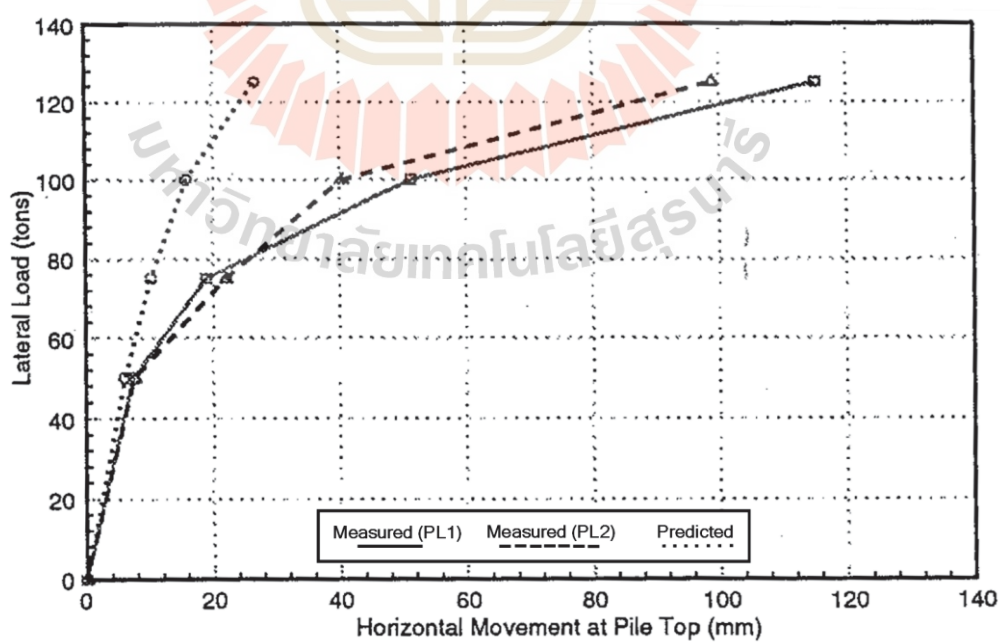
รูปที่ 2.19 ประสิทธิภาพของเสาเข็มกลุ่มแบบ in-line (Schmidth, 1985)

สำหรับการทดสอบเสาเข็มขนาดใหญ่ในชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ มีงานวิจัยของ (Wachiraprakarnpong, 1993) ได้ศึกษาพฤติกรรมการรับแรงกระทำด้านข้างโดยการทดสอบในสนามกับเสาเข็มเดี่ยว (เสาเข็มหมายเลข PL1 และ PL2) ด้วยแรงกระทำขนาด 500, 750, 1000, และ 1500 กิโลนิวตัน และเสาเข็มกลุ่ม 2 ต้น (เสาเข็มหมายเลข PL3 และ PL4) กับแบบ 3 ต้น (เสาเข็มหมายเลข PL5, PL6, และ PL7) ด้วยแรงกระทำขนาด 500, 750, 1000, 1500, 2000, 2500, 3000, 3500, และ 4000 กิโลนิวตัน เสาเข็มที่ทดสอบเป็นเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.5 เมตร ความยาวเสาเข็ม 36.20 เมตร บริเวณสถานีกลางบางซื่อ เขตจตุจักร กรุงเทพมหานคร ในงานวิจัยดังกล่าวมีการใช้วิธี p-y curve ของ (Matlock, 1970) เพื่อคำนวณหน่วยแรงต้านทานด้านข้างของดินต่อหนึ่งหน่วยความยาวที่มีความลึกต่าง ๆ ได้ดังรูปที่ 2.20 และยังคำนวณการเคลื่อนตัวแต่ละแรงกระทำของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มโดยใช้สมการที่เสนอโดย (Poulos, 1971) สำหรับรูปที่ 2.21, 2.22, และ 2.23 เป็นผลทำนาย load-deflection curve ของ

เสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่ม F2, F3 ส่วนผลทดสอบในสนามที่เป็นการโก่งตัวของเสาเข็มแปรผันกับความลึกดังรูปที่ 2.24 สำหรับเสาเข็มเดี่ยวหมายเลข PL1 และ PL2 ดังรูปที่ 2.25 สำหรับเสาเข็มกลุ่มหมายเลข PL3, PL4 และดังรูปที่ 2.26 สำหรับเสาเข็มกลุ่มหมายเลข PL5, PL6, และ PL7 สำหรับผลการทำนายการเคลื่อนตัวของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มนั้นมีค่าน้อยกว่าและมากกว่าเมื่อเทียบกับผลทดสอบในสนามตามลำดับ

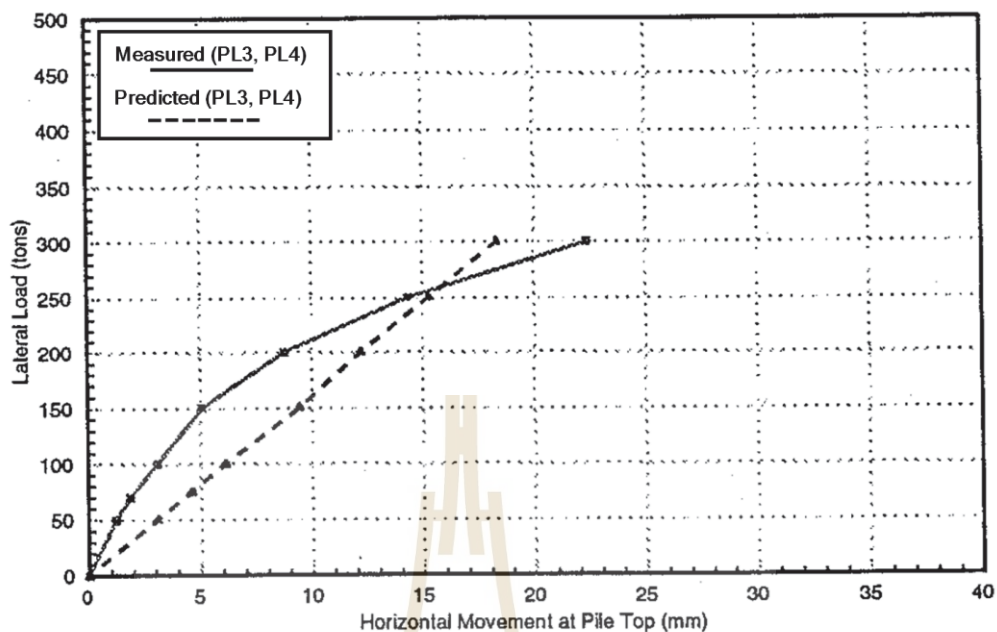


รูปที่ 2.20 ผลคำนวณ p-y curve ของเสาเข็มเดี่ยว (Wachiraprakampong, 1993)

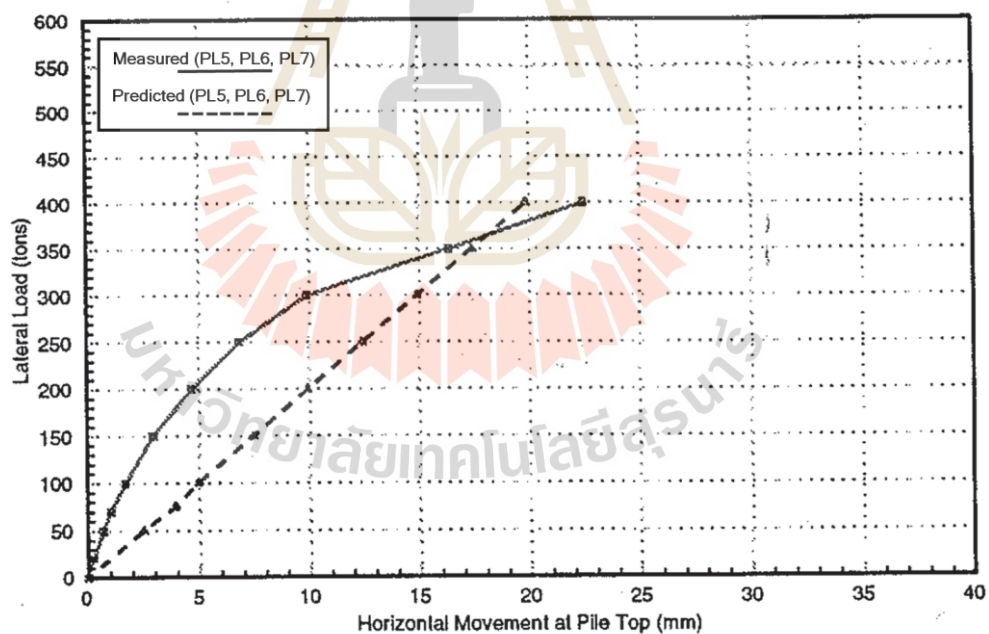


รูปที่ 2.21 ผลทำนาย load-deflection curve เสาเข็มเดี่ยว (Wachiraprakampong, 1993)



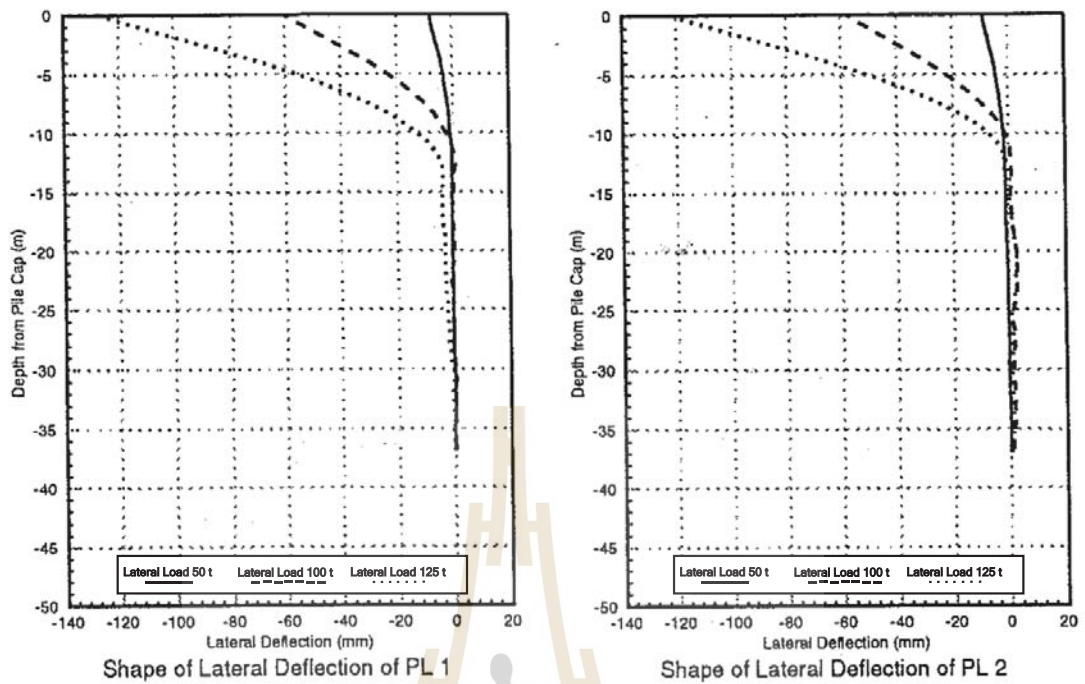


รูปที่ 2.22 ผลทำนาย load-deflection curve เสาค้ำกลุ่ม F2 (Wachiraprakampong, 1993)

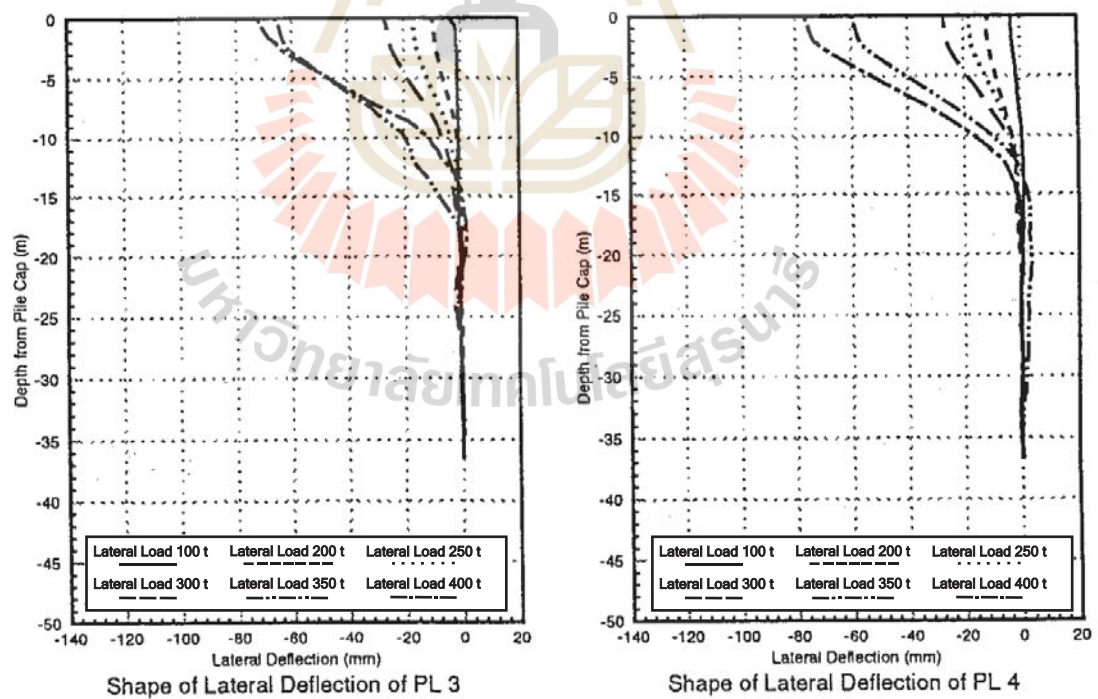


รูปที่ 2.23 ผลทำนาย load-deflection curve เสาค้ำกลุ่ม F3 (Wachiraprakampong, 1993)

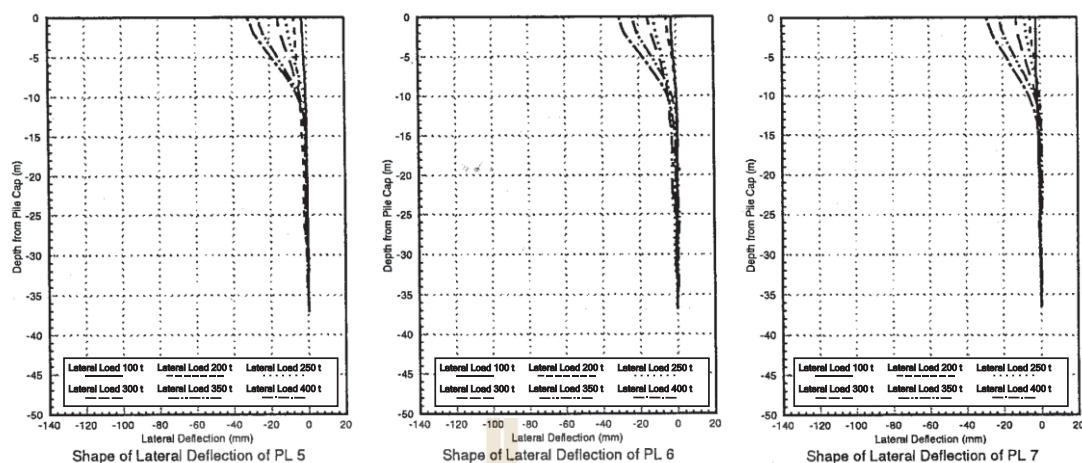




รูปที่ 2.24 ผลทดสอบเสาเข็มเดี่ยว PL1 และ PL2 (Wachiraprakarnpong, 1993)

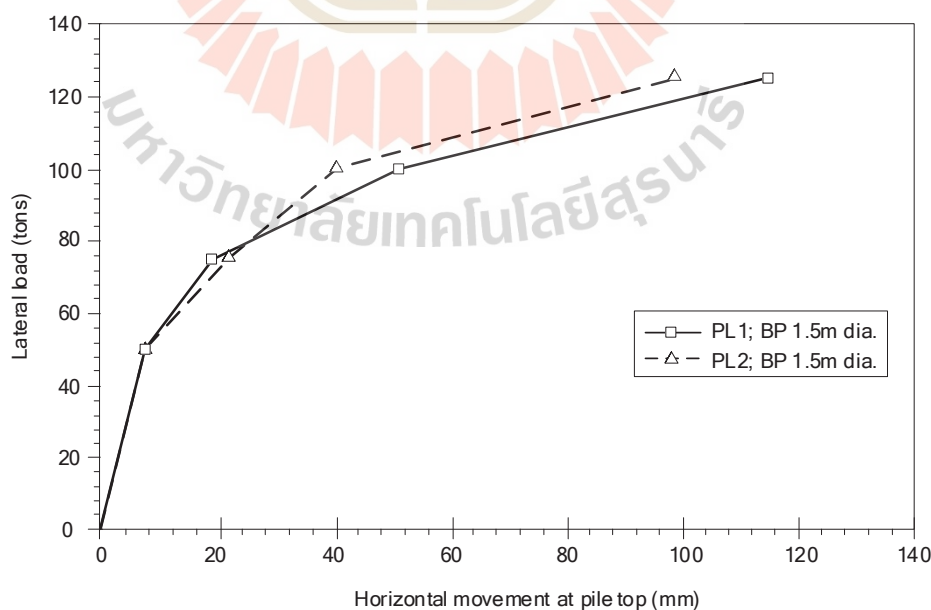


รูปที่ 2.25 ผลทดสอบเสาเข็มกลุ่ม PL3 และ PL4 (Wachiraprakarnpong, 1993)

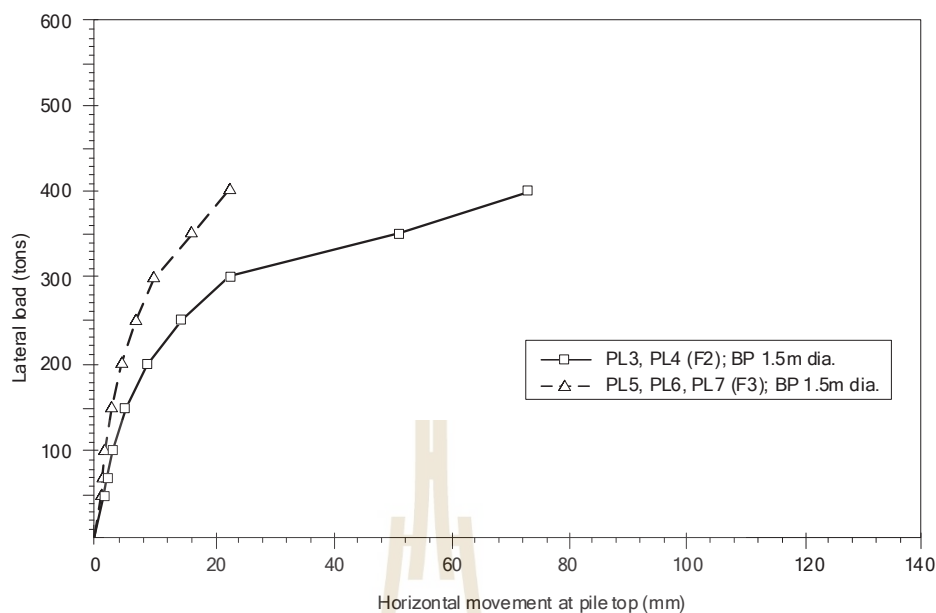


รูปที่ 2.26 ผลทดสอบเสาเข็มกลุ่ม PL5, PL6, และ PL7 (Wachiraprakarnpong, 1993)

สำหรับผลการศึกษาเป็นดังกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนตัวแนวนอน (load-displacement curve) ในรูปที่ 2.27 และรูปที่ 2.28 สำหรับเสาเข็มเดี่ยว และเสาเข็มกลุ่ม ตามลำดับ จะเห็นได้ว่า เสาเข็มเดี่ยวมีการเคลื่อนตัวในแต่ละแรงกระทำมีค่าใกล้เคียงกัน ส่วนเสาเข็มกลุ่มจะมีการเคลื่อนตัวต่างจากเสาเข็มเดี่ยว เนื่องจากการทดสอบเสาเข็มกลุ่มที่มีจำนวนเสาเข็มในกลุ่มต่างกัน ส่งผลให้ลักษณะการเคลื่อนที่ไม่มีความสมมาตรเหมือนกับเสาเข็มเดี่ยว โดยพบว่า เสาเข็มกลุ่ม F2 เกิดเคลื่อนตัวมากกว่าเสาเข็มกลุ่ม F3 เนื่องจากเสาเข็มกลุ่ม F2 นั้นมีแรงกระทำต่อเสาเข็มหนึ่งต้นมากกว่าเสาเข็มกลุ่ม F3 ประกอบกับมีการยึดรั้งหัวเสาเข็มเข้ากับ pile cap ที่ส่งผลให้พฤติกรรมของเสาเข็มกลุ่มนั้นต่างจากเสาเข็มเดี่ยว

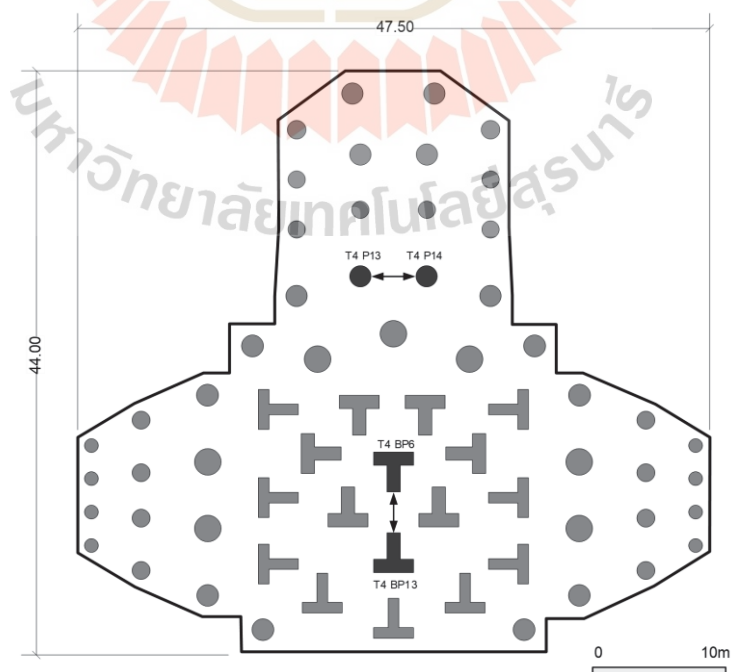


รูปที่ 2.27 load-displacement curve เสาเข็มเดี่ยว (Wachiraprakarnpong, 1993)

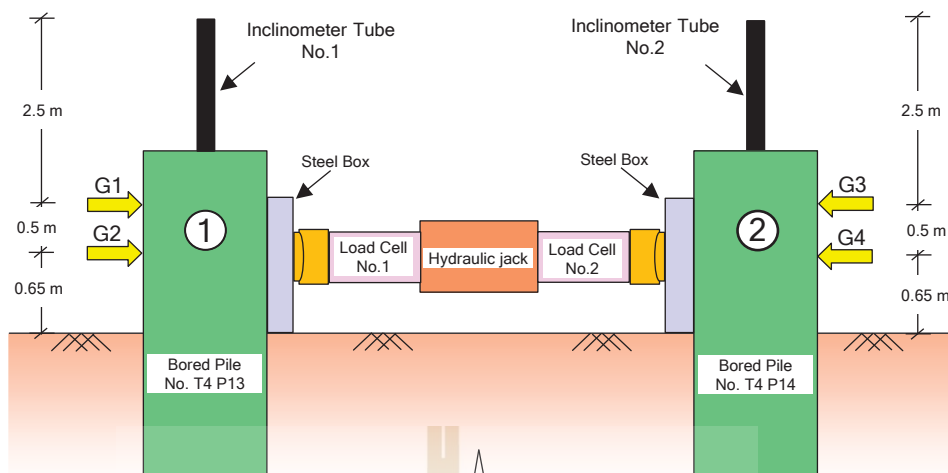


รูปที่ 2.28 load-displacement curve เสาเข็มกลุ่ม (Wachiraprakarnpong, 1993)

นอกจากนี้ยังมีงานวิจัยของ (Submanee Wong, 2009) ได้เสนอผลการทดสอบเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.65 เมตร และเสาเข็มแบเร่ตรูปตัวทีซึ่งมีปีกขนาด 1 เมตร x 3 เมตร และส่วนเอวมีขนาด 1 เมตร x 2 เมตร ความยาวเสาเข็ม 56 เมตร ในชั้นดินกรุงเทพของโครงการ Millennium Residence บริเวณซอยสุขุมวิท 20 เขตคลองเตย กรุงเทพมหานคร โดยมีผังตำแหน่งทดสอบดังรูปที่ 2.29 โดยติดตั้งเครื่องมือทดสอบและการทดสอบในสนาม ดังรูปที่ 2.30 กับ 2.31 สำหรับเสาเข็มเจาะ และรูปที่ 2.32 กับรูปที่ 2.29 สำหรับเสาเข็มแบเร่ตรูปตัวที



รูปที่ 2.29 ผังฐานรากอาคาร Millennium Residence (Submanee Wong, 2009)

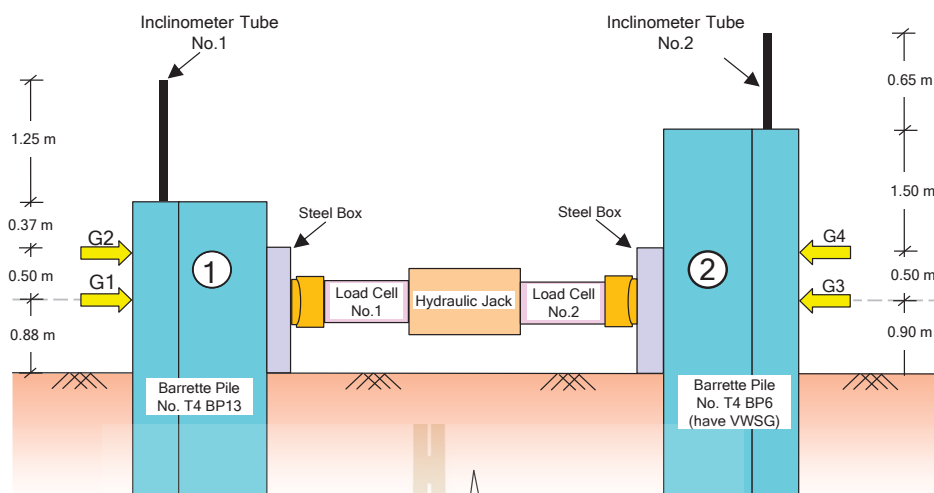


รูปที่ 2.30 การติดตั้งเครื่องมือทดสอบเสาเข็มเจาะ (Submaneeewong, 2009)



รูปที่ 2.31 การทดสอบเสาเข็มเจาะในสนาม (Submaneeewong, 2009)





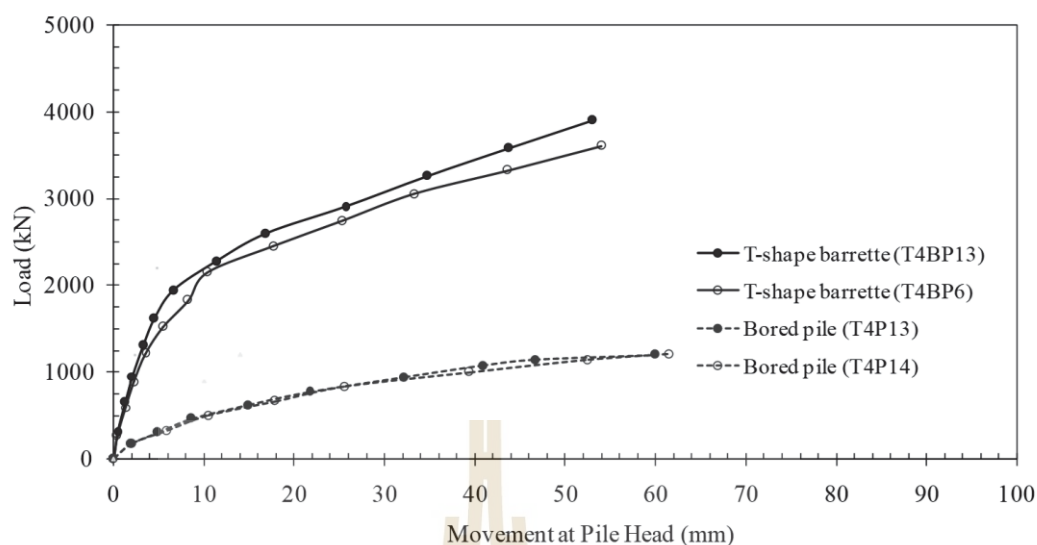
รูปที่ 2.32 การติดตั้งเครื่องมือทดสอบเสาเข็มแบบเรีตูปตัวที่ (Submaneeewong, 2009)



รูปที่ 2.33 การทดสอบเสาเข็มแบบเรีตูปตัวที่ในสนาม (Submaneeewong, 2009)

สำหรับผลการทดสอบเสาเข็มเจาะและเสาเข็มแบบเรีตูปตัวที่ในสนามเป็นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนตัวในแนวนอน ดังรูปที่ 2.34 เมื่อพิจารณาลักษณะการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง พบว่าเสาเข็มแบบเรีตูปตัวที่มีความสามารถในการต้านทานแรงกระทำด้านข้างสูงกว่าเสาเข็มเจาะประมาณ 3 เท่า โดยเสาเข็มแบบเรีตูปตัวที่เกิดการเปลี่ยนแปลงรูปร่างน้อยมากในช่วงแรกถึงแรงกระทำประมาณ 2000 กิโลนิวตัน ต่างจากเสาเข็มเจาะที่มีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างอย่างสม่ำเสมอและไม่พบจุดเปลี่ยนแปลงที่ชัดเจนเหมือนเสาเข็มแบบเรีตูปตัวที่





รูปที่ 2.34 ผลการทดสอบเสาเข็มในชั้นดินกรุงเทพฯ (Submanee Wong, 2009)

## 2.3 วิธี p-y curve

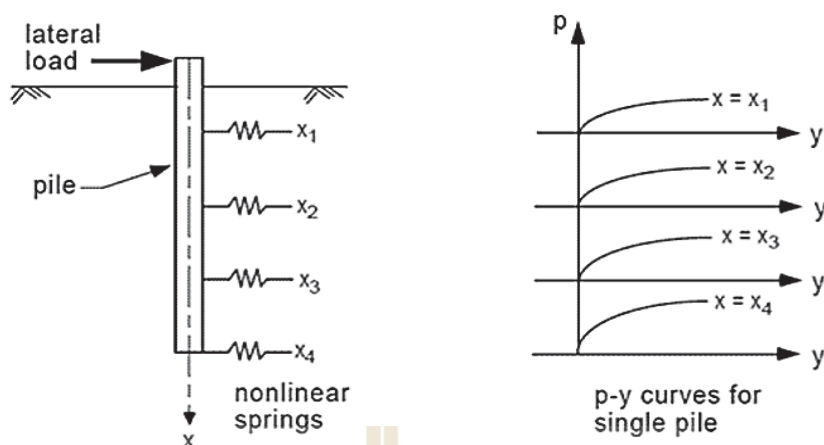
สำหรับวิธี p-y curve นั้นถูกประยุกต์มาจากหลักการของคานที่ถูกรองรับโดยสปริง (beam on spring) ที่ค้นพบโดย (Winkler, 1867) โดยสมมติว่าดินที่ล้อมรอบเป็นสปริงอิสระและมีพฤติกรรมไม่เชิงเส้นตรง ส่วนเสาเข็มมีความยาวอนันต์และสมมติให้เป็นคานยึดหยุ่น ซึ่งพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของสปริงอิสระนี้สามารถแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงต้านของดินต่อหนึ่งหน่วยความยาว ( $p$ ) และการโก่งตัวของเสาเข็ม ( $y$ )

Matlock (1970) ได้เสนอวิธีคำนวณเพื่อสร้าง soil resistance-deflection curve (p-y curve) สำหรับเสาเข็มเหล็กแบบท่อกลม (cylindrical steel pipe piles) ขนาดเล็กที่ติดตั้งในชั้นดินเหนียว ในรูปของสมการยกกำลัง โดยลักษณะกราฟได้ถูกปรับ (fit-curve) โดยอาศัยผลการทดสอบ ดังสมการที่ 2.1

$$p = 0.5 p_u \left( \frac{y}{y_c} \right)^{0.33} \quad (2.1)$$

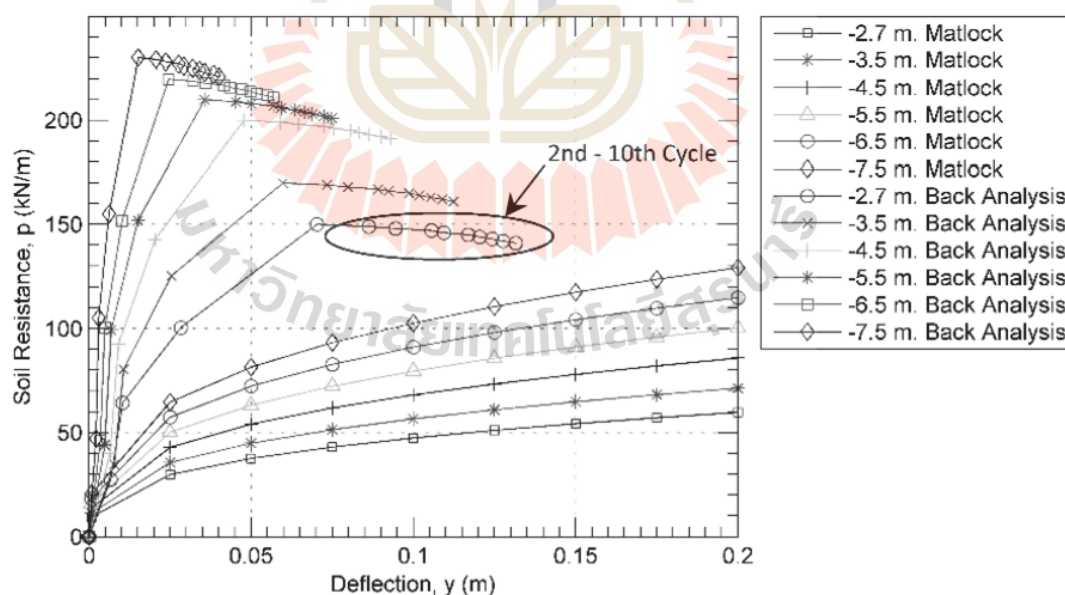
- เมื่อ  $p$  คือ หน่วยแรงต้านของดินต่อหนึ่งหน่วยความยาว  
 $p_u$  คือ หน่วยแรงต้านประลัยของดินต่อหนึ่งหน่วยความยาว  
 $y$  คือ ค่าเคลื่อนตัวของเสาเข็มต่อหนึ่งหน่วยความยาว  
 $y_c$  คือ การเคลื่อนตัวของหัวเสาเข็มอ้างอิง

เพื่อหลีกเลี่ยงการแก้ปัญหาเชิงอนุพันธ์อันดับสูง ค่าความชันของ p-y curve จึงนิยามเป็น secant modulus ( $E_s$ ) สามารถเขียนได้เป็นรูปความสัมพันธ์ของ  $E_s = p/y$  ดังในรูปที่ 2.35



รูปที่ 2.35 การจำลองเสาเข็มด้วยวิธี p-y curve (Reese, 1997)

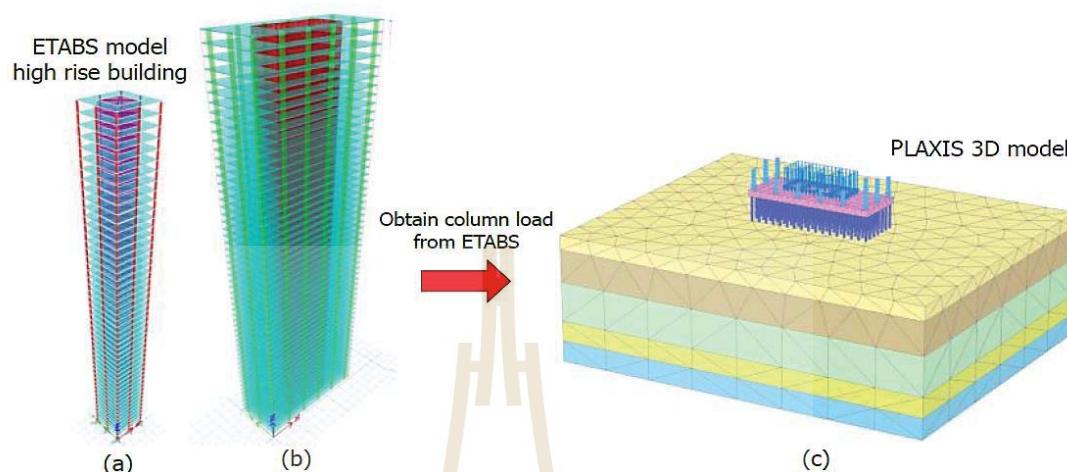
งานวิจัยของ (Thipsumontha et al., 2016) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและเสาเข็มแบบเรตขนาด 0.8 เมตร x 2 เมตร ของโครงการรถไฟฟาสายสีเขียว (ส่วนต่อขยายเบริง - สมุทรปราการ) โดยจำลองข้อมูลเสาเข็มและดินล้อมรอบด้วยซอฟต์แวร์ LPILE สำหรับการสร้าง p-y curve โดยใช้วิธีกำหนดค่าความสัมพันธ์ของโมเมนต์ดัดที่เพิ่มขึ้นแปรผกผันกับสติฟเนสการดัดที่ลดลง ผลการศึกษาพบว่า ค่าหน่วยแรงต้านทานดินต่อหนึ่งหน่วยความยาว ( $p$ ) ที่ได้จากการวิเคราะห์หักกลับนั้นมีค่าสูงกว่าวิธีของ (Matlock, 1970) ประมาณ 3 - 5 เท่า ดังรูปที่ 2.36



รูปที่ 2.36 เปรียบเทียบ p-y curve กับผลวิเคราะห์หักกลับ (Thipsumontha et al., 2016)

การศึกษาของ (Matlock, 1970) นั้นเป็นการศึกษาเสาเข็มเดี่ยวที่ทำจากเหล็กในชั้นดินเหนียว ซึ่งวัสดุดังกล่าวไม่ได้ถูกพิจารณาถึงพฤติกรรมการแตกร้าวเหมือนคอนกรีตเสริมเหล็ก เนื่องจากเหล็กมีสติฟเนสสูงกว่าคอนกรีตเสริมเหล็กมาก และในทางปฏิบัติเสาเข็มจะถูกใช้งานใน

ลักษณะเป็นเสาเข็มกลุ่ม ซึ่งทฤษฎี p-y curve ไม่สามารถอธิบายพฤติกรรมเสาเข็มที่มีความซับซ้อนดังกล่าวได้ สำหรับการศึกษาเสาเข็มกลุ่มมีงานวิจัยของ (ยอดตะวัน, 2562) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มแผ่ของอาคารสูงด้วยซอฟต์แวร์ PLAXIS 3D ดังรูปที่ 2.37



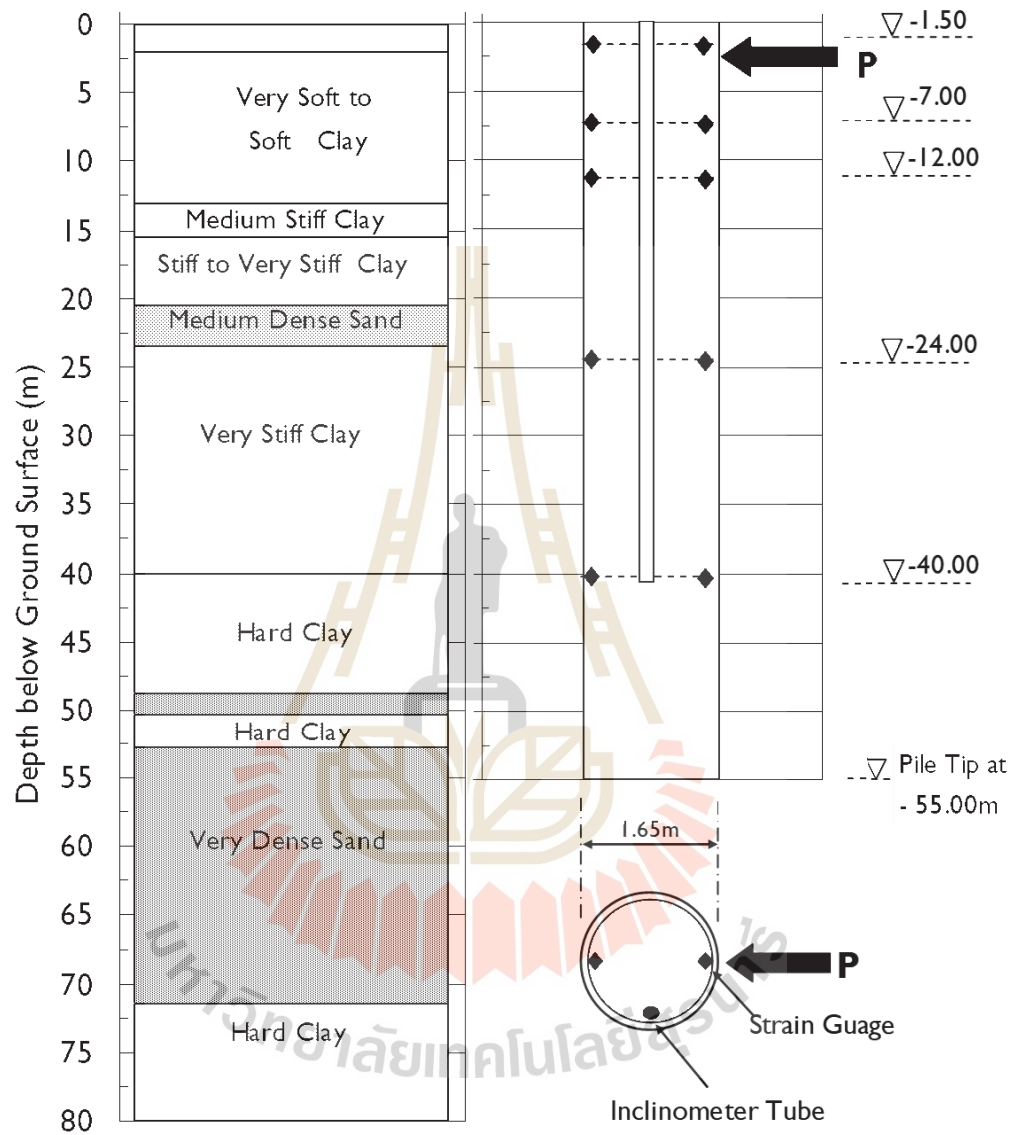
รูปที่ 2.37 การวิเคราะห์การทรุดตัวฐานรากเสาเข็มแผ่ของอาคารสูง (ยอดตะวัน, 2562)

## 2.4 การวิเคราะห์เสาเข็มที่รับแรงกระทำด้านข้างด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

### 2.4.1 การวิเคราะห์เสาเข็มรับแรงกระทำด้านข้างในชั้นดินกรุงเทพ

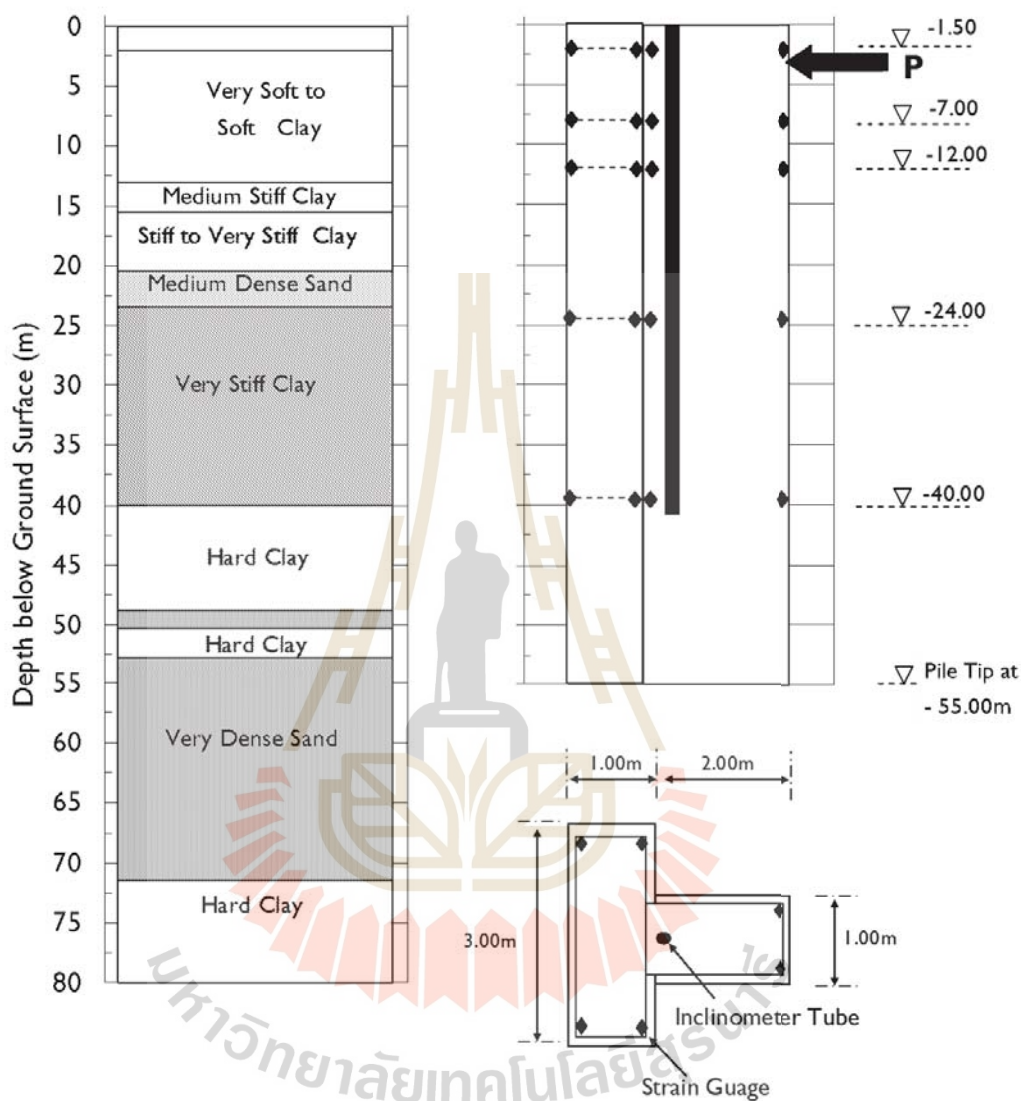
การวิเคราะห์เสาเข็มที่รับแรงด้านข้างในชั้นดินกรุงเทพโดยใช้ซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method, FEM) นั้น มีงานวิจัยของ (Submaneewong, 2009) ทำการศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเจาะเดี่ยวขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.65 เมตร และเสาเข็มแบเร่ตูปตัวที่ โดยมีปีกตัวที่มีขนาด 1 เมตร x 3 เมตร และเอวตัวที่มีขนาด 1 เมตร x 2 เมตร ความยาวเสาเข็ม 56 เมตร โดยลักษณะชั้นดินที่ใช้จำลองมีลักษณะเป็นชั้นดินกรุงเทพ และให้แรงกระทำที่ความลึก 2.5 และ 3 เมตรจากผิวดิน ดังรูปที่ 2.38 สำหรับเสาเข็มเจาะ และดังรูปที่ 2.39 สำหรับเสาเข็มแบเร่ตูปตัวที่

## Soil Description



รูปที่ 2.38 การทดสอบในสนามสำหรับเสาเข็มเจาะ (Submaneeewong, 2009)

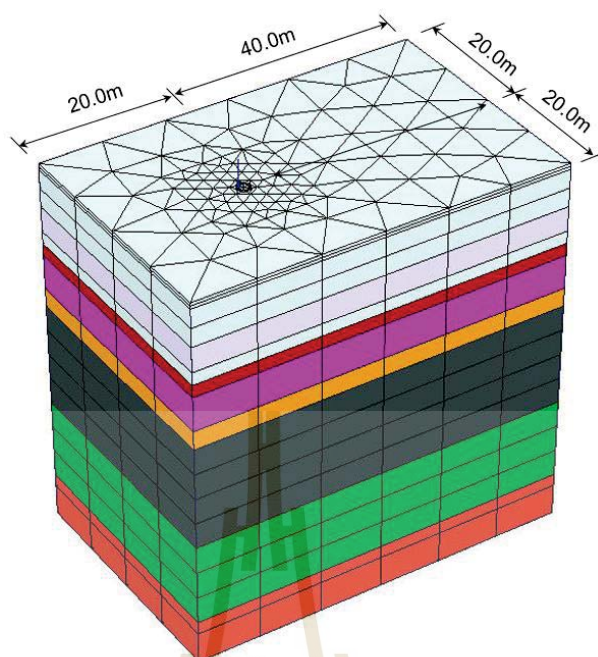
## Soil Description



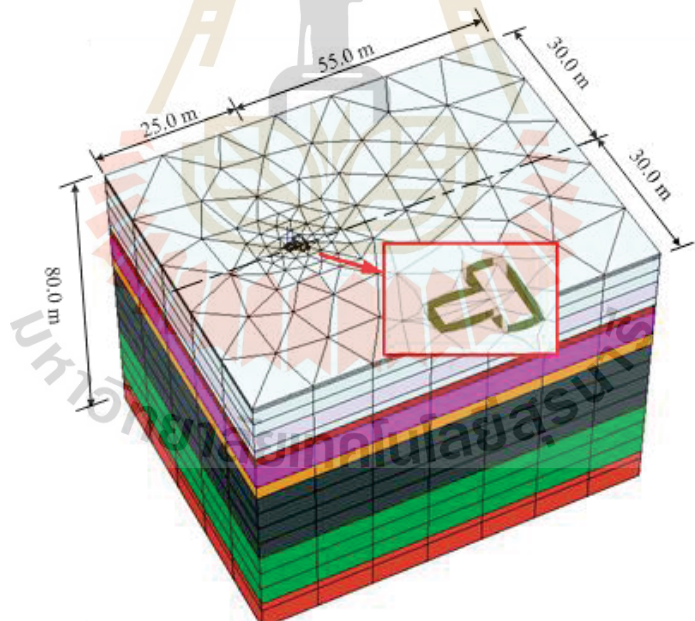
รูปที่ 2.39 การทดสอบในสนามสำหรับเสาเข็มแบบเรีตูปตัวที (Submanee Wong, 2009)

สำหรับการจำลองเสาเข็มและดินในซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ PLAXIS 3D มีการกำหนดขอบเขตดินที่ใช้ในการจำลองสำหรับเสาเข็มเจาะและเสาเข็มแบบเรีตูปตัวทีนั้นเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาด 60 เมตร x 40 เมตร และ 80 เมตร x 60 เมตร ตามลำดับ โดยการจำลองเสาเข็มทั้ง 2 รูปแบบโดยใช้ volume element กับแบบจำลองดิน Mohr-Coulomb soil model ดังรูปที่ 2.40 สำหรับเสาเข็มเจาะ และดังรูปที่ 2.41 สำหรับเสาเข็มแบบเรีตูปตัวที





รูปที่ 2.40 การวิเคราะห์เสาค้ำเข็มเจาะด้วย PLAXIS 3D (Submanee Wong, 2009)



รูปที่ 2.41 การวิเคราะห์เสาค้ำเข็มแบบเรีตรูปตัวทีด้วย PLAXIS 3D (Submanee Wong, 2009)

สำหรับการกำหนดคุณสมบัติและพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดิน Mohr-Coulomb soil model ในซอฟต์แวร์ PLAXIS 3D เพื่อทำนายพฤติกรรมของเสาค้ำภายใต้แรงกระทำด้านข้าง ดังตารางที่ 2.7 สำหรับเสาค้ำเจาะเดี่ยว และตารางที่ 2.8 สำหรับเสาค้ำเจาะแบบเรีตรูปตัวที สำหรับข้อมูลผลทดสอบดินเหมือนกัน โดยต่างกันที่สตีเฟนของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของเสาค้ำแต่ละชนิด

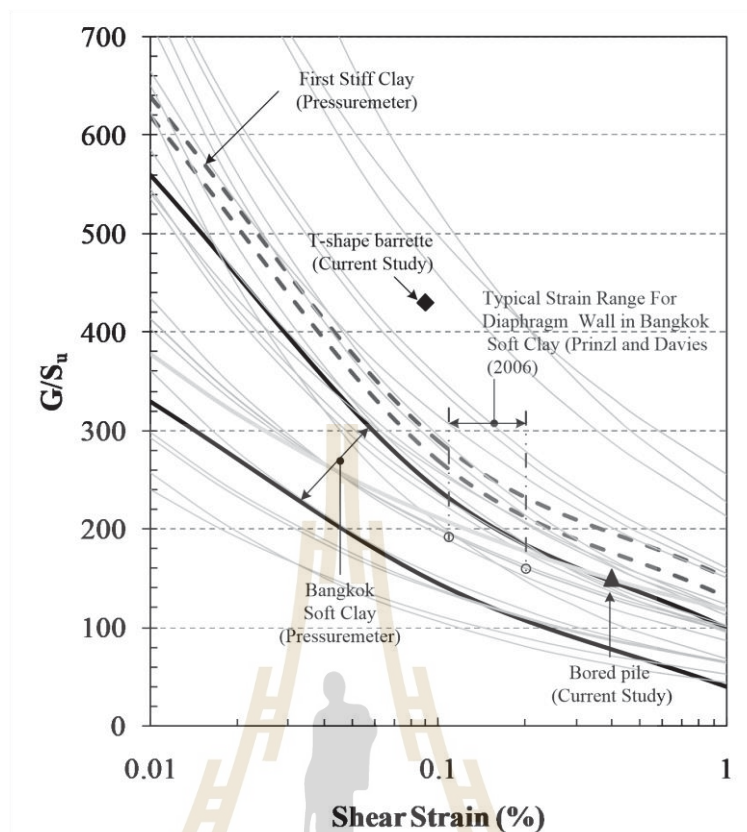
ตารางที่ 2.7 พารามิเตอร์ดินสำหรับวิเคราะห์เสาเข็มเจาะ (Submaneeewong, 2009)

| Layer | Soil              | From | to   | $\gamma$<br>kN/m <sup>3</sup> | Su<br>kN/m <sup>2</sup> | E<br>kN/m <sup>2</sup> | Ko   |
|-------|-------------------|------|------|-------------------------------|-------------------------|------------------------|------|
| 1     | Crust             | 0.0  | 1.0  | 18.00                         | 35                      | 20000                  | 0.70 |
| 2     | Very soft clay    | 1.0  | 6.0  | 16.00                         | 18                      | 9700                   | 0.60 |
| 3     | Soft clay         | 6.0  | 13.0 | 16.50                         | 22                      | 12000                  | 0.60 |
| 4     | Medium stiff clay | 13.0 | 15.0 | 18.00                         | 35                      | 19000                  | 0.65 |
| 5     | Stiff clay        | 15.0 | 20.5 | 17.50                         | 100                     | 110000                 | 0.70 |
| 6     | Medium dense sand | 20.5 | 23.5 | 18.00                         | -                       | 50000                  | 0.80 |
| 7     | Very stiff clay   | 23.5 | 40.0 | 18.00                         | 110                     | 120000                 | 0.80 |
| 8     | Hard clay         | 40.0 | 53.0 | 19.00                         | 200                     | 190000                 | 0.80 |
| 9     | Very dense sand   | 53.0 | 70.0 | 19.50                         | -                       | 120000                 | 0.80 |

ตารางที่ 2.8 พารามิเตอร์ดินสำหรับวิเคราะห์เสาเข็มแบบเรีตรูปตัวที (Submaneeewong, 2009)

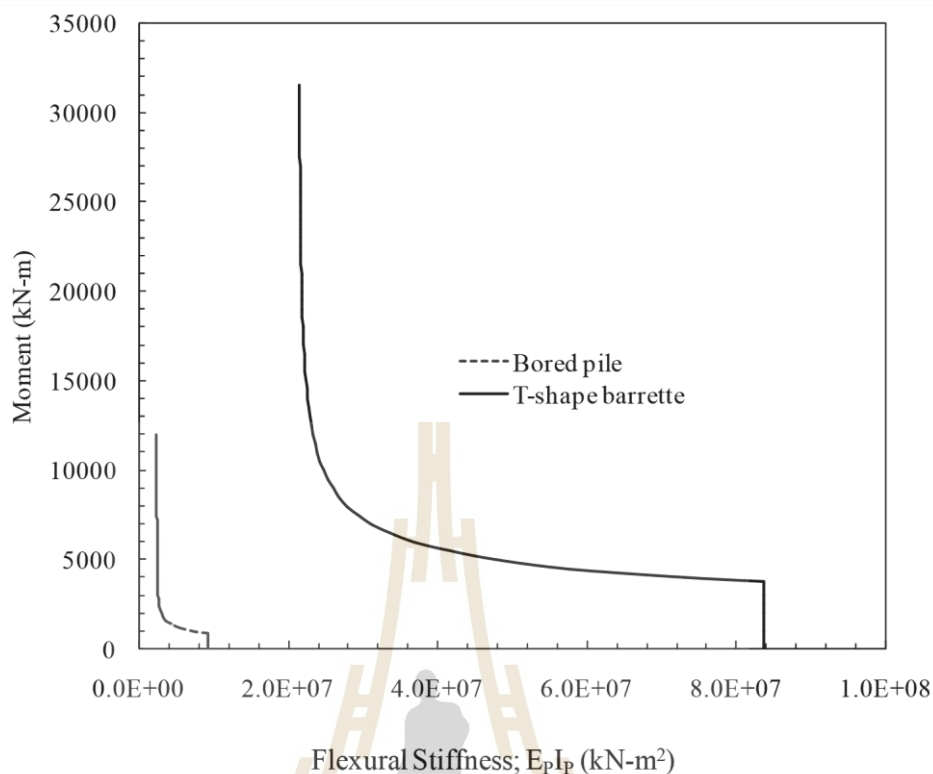
| Layer | Soil              | From | to   | $\gamma$<br>kN/m <sup>3</sup> | Su<br>kN/m <sup>2</sup> | E<br>kN/m <sup>2</sup> | Ko   |
|-------|-------------------|------|------|-------------------------------|-------------------------|------------------------|------|
| 1     | Crust             | 0.0  | 1.0  | 18.00                         | 35                      | 109500                 | 0.70 |
| 2     | Very soft clay    | 1.0  | 6.0  | 16.00                         | 18                      | 63000                  | 0.60 |
| 3     | Soft clay         | 6.0  | 13.0 | 16.50                         | 22                      | 79000                  | 0.60 |
| 4     | Medium stiff clay | 13.0 | 15.0 | 18.00                         | 35                      | 109500                 | 0.65 |
| 5     | Stiff clay        | 15.0 | 20.5 | 17.50                         | 100                     | 580000                 | 0.70 |
| 6     | Medium dense sand | 20.5 | 23.5 | 18.00                         | -                       | 1050000                | 0.80 |
| 7     | Very stiff clay   | 23.5 | 40.0 | 18.00                         | 110                     | 608000                 | 0.80 |
| 8     | Hard clay         | 40.0 | 53.0 | 19.00                         | 200                     | 1060000                | 0.80 |
| 9     | Very dense sand   | 53.0 | 70.0 | 19.50                         | -                       | 1190000                | 0.80 |

การเลือกใช้สติฟเนสของดินที่เหมาะสมในการวิเคราะห์เป็นดังรูปที่ 2.42 จะใช้ความสัมพันธ์ของความเครียดเฉือน (shear strain) และอัตราส่วนของโมดูลัสเฉือน (shear modulus,  $G$ ) ต่อกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (undrained shear strength,  $S_u$ ) โดยผลการศึกษาชี้ให้เห็นถึงการจำลองพฤติกรรมเสาเข็มด้วย FEM สำหรับเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวทีนั้นมีความเครียดเฉือนสูงกว่าเสาเข็มเจาะ ผลการวิเคราะห์กลับสำหรับหน้าตัดที่ยังไม่แตกร้าว สำหรับเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวทีนั้นม้ออัตราส่วน  $G/S_u$  เท่ากับ 430 และมีความเครียดเฉือนเท่ากับร้อยละ 0.09 ในขณะที่เสาเข็มเจาะมีค่าอัตราส่วน  $G/S_u$  เท่ากับ 150 และมีความเครียดเฉือนเท่ากับร้อยละ 0.40



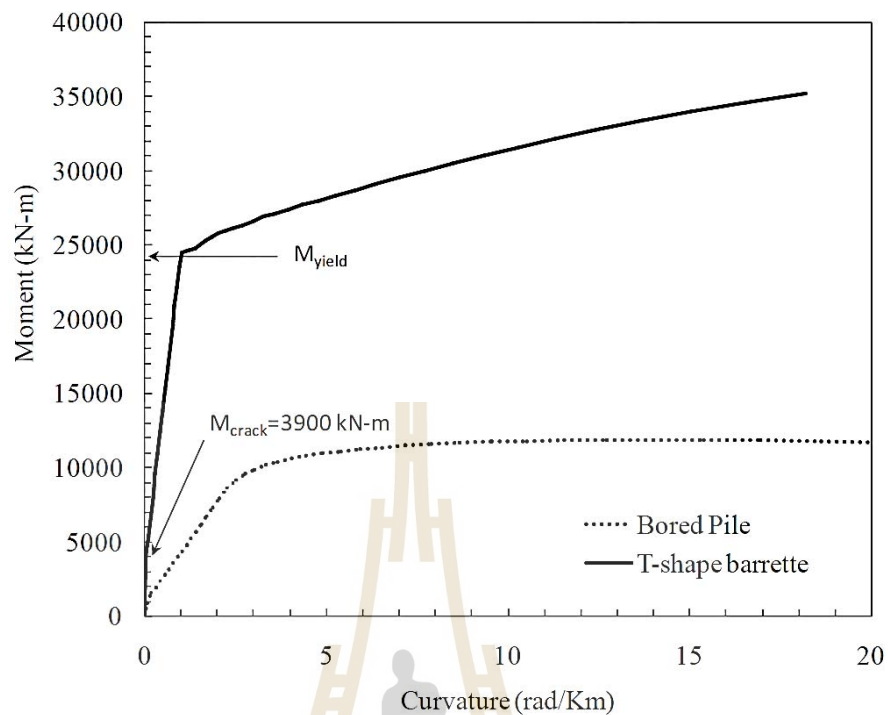
รูปที่ 2.42 การเลือกสตีฟเนสดินของเสาเข็มแบบเรีตตัวที่และเสาเข็มเจาะ (Submanee Wong, 2009)

ในงานวิจัยเดียวกันยังมีการพิจารณาหน้าตัดเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กที่โมเมนต์ดัดเกิดขึ้นสูงมากนั้นพบว่า ทั้งเสาเข็มเจาะเดี่ยวและเสาเข็มเจาะแบบเรีตตัวที่ซึ่งเกิดการแตกร้าวนั้นจะมีสตีฟเนสการดัด (bending stiffness) ลดลงไปเหลือประมาณร้อยละ 30 ของหน้าตัดที่ไม่เกิดการแตกร้าว สามารถสรุปผลการศึกษาได้ว่า การทำนายพฤติกรรมของเสาเข็มที่เกิดการแตกร้าวนั้นจะมีสตีฟเนสการดัดลดลงประมาณร้อยละ 70 ของหน้าตัดที่ยังไม่เกิดการแตกร้าว สำหรับจำลองด้วยแบบจำลองดิน Mohr-Coulomb ที่สตีฟเนสของดินไม่แปรผันขึ้นอยู่กับความเค้นของดิน โดยการวิเคราะห์การลดลงของสตีฟเนสการดัดเนื่องจากผลของโมเมนต์ดัดที่เพิ่มขึ้นของเสาเข็มทั้งสองรูปแบบนั้น จะเป็นความสัมพันธ์ระหว่างสตีฟเนสการดัดกับโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้น โดยใช้วิธีที่เสนอโดยสมาคมคอนกรีตอเมริกัน (American concrete institute) ดังในรูปที่ 2.43 ซึ่งเห็นได้ว่าเสาเข็มเจาะแบบเรีตตัวที่จะมีสตีฟเนสการดัดที่สูงกว่าเสาเข็มเจาะ



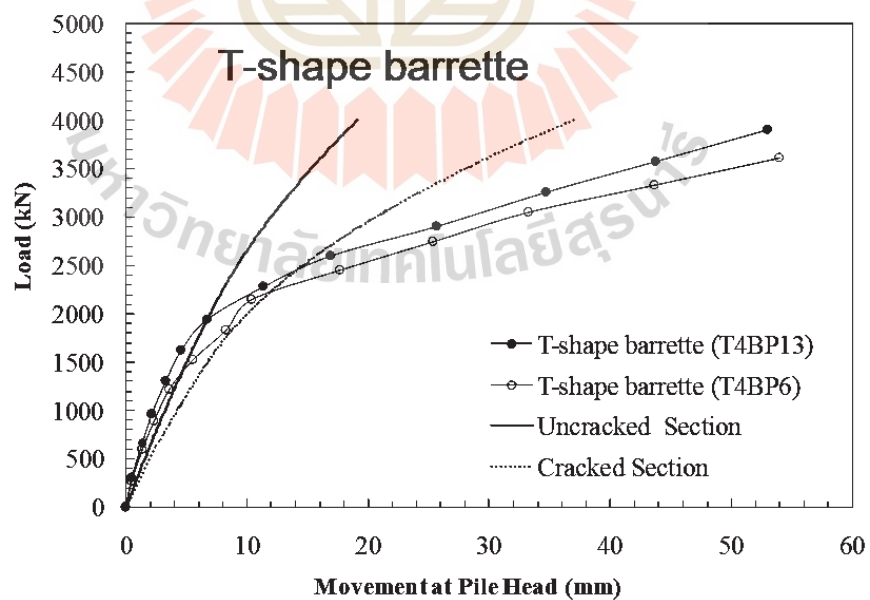
รูปที่ 2.43 ความสัมพันธ์ระหว่างสติฟเนสการดัดกับโมเมนต์ดัด (Submaneeewong, 2009)

นอกจากนี้ยังได้ศึกษาพฤติกรรมการแตกร้าวของเสาเข็มเจาะและเสาเข็มแบบรีตรูปตัวที่ภายใต้แรงกระทำด้านข้างสูง โดยประยุกต์ใช้การเปลี่ยนแปลงของความโค้ง (curvature) โดยใช้ strain gauge วัดการแตกร้าวของหน้าตัดคอนกรีตในสนาม และวิเคราะห์หน้าตัดโดยใช้ซอฟต์แวร์คอมพิวเตอร์ พบว่าเมื่อเกิดโมเมนต์ดัดของหน้าตัดสูงกว่าโมเมนต์แตกร้าว (cracking moment) ดังในรูปที่ 2.44 โดยพบว่าเสาเข็มแบบรีตรูปตัวที่จะเกิดการแตกร้าวที่โมเมนต์ดัดเท่ากับ 3900 กิโลนิวตัน-เมตร และเกิดการเปลี่ยนแปลงรูปร่างมากขึ้นเมื่อโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นมีค่าสูงกว่าโมเมนต์ครากของหน้าตัดที่มีค่าประมาณ 24000 กิโลนิวตัน-เมตร ซึ่งจุดที่เกิดการเปลี่ยนแปลงความโค้งจากความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงนั้นพิจารณาเป็นจุดที่วัสดุทำเสาเข็มเกิดการคราก (yielding)



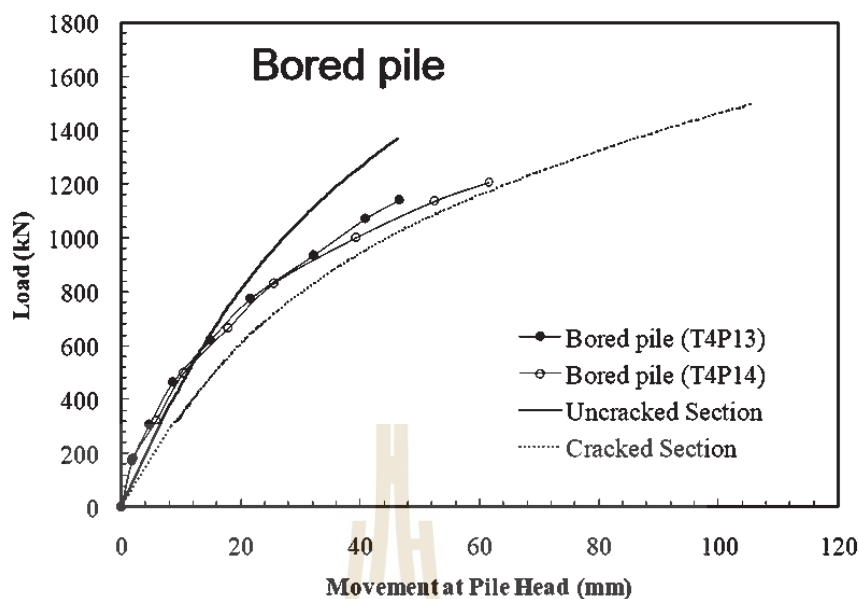
รูปที่ 2.44 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง (Submaneewong, 2009)

สำหรับผลการวิเคราะห์เป็นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนตัวของเสาเข็มแบบรีดรูปตัวทีและเสาเข็มเจาะกลม ดังรูปที่ 2.45 และรูปที่ 2.46 ตามลำดับ



รูปที่ 2.45 ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของเสาเข็มแบบรีดรูปตัวที (Submaneewong, 2009)



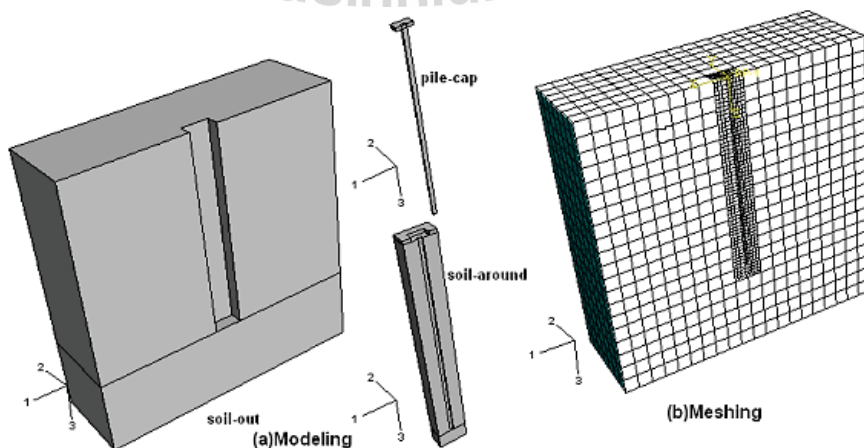


รูปที่ 2.46 ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของเสาเข็มเจาะ (Submanee Wong, 2009)

จากกราฟความสัมพันธ์ดังกล่าวชี้ให้เห็นว่า การวิเคราะห์พฤติกรรมของเสาเข็มทั้งสองรูปแบบที่พิจารณาการแตกร้าวของหน้าตัดเสาเข็มนั้นให้ผลการวิเคราะห์เทียบเท่ากับผลการทดสอบในสนามที่มีความใกล้เคียงมากกว่ากรณีที่ไม่ได้พิจารณาการแตกร้าวของหน้าตัด

## 2.5 ผลของ pile cap ต่อการโก่งตัวของเสาเข็มภายใต้แรงกระทำด้านข้าง

การศึกษาผลของการยึดรั้งหัวเสาเข็มด้วย pile cap มีงานวิจัยของ (Ding et al., 2010) ได้ทำการศึกษาการติดตั้ง pile cap กับเสาเข็มรับแรงกระทำด้านข้างโดยจำลองเสาเข็มและดินในซอฟต์แวร์ ABAQUS ดังรูปที่ 2.47 โดยจำลองเสาเข็มด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อสำเร็จรูปขนาดสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 0.4 เมตร x 0.4 เมตร ความยาว 20 เมตร โดยไม่คำนึงถึงการแตกร้าวของหน้าตัดที่ติดตั้งในชั้นดินที่มีคุณสมบัติดังในตารางที่ 2.9

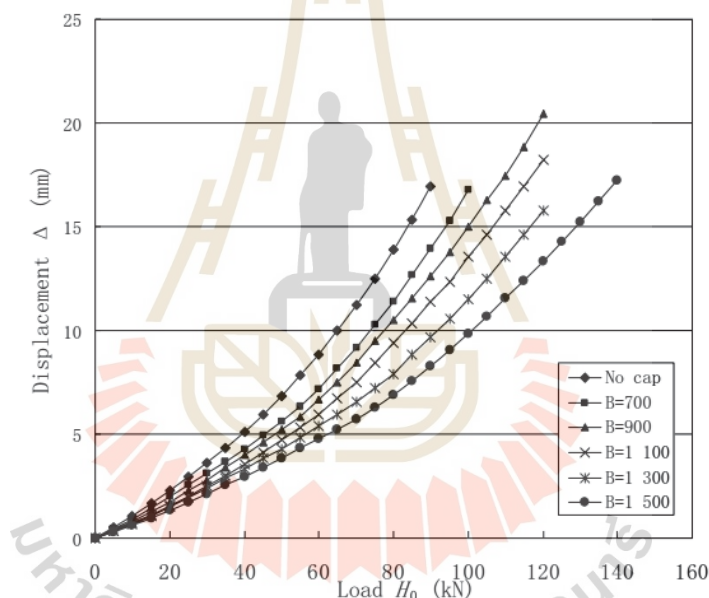


รูปที่ 2.47 การจำลองเสาเข็มและดินล้อมรอบในซอฟต์แวร์ ABAQUS (Ding et al., 2010)

ตารางที่ 2.9 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการจำลอง (Ding et al., 2010)

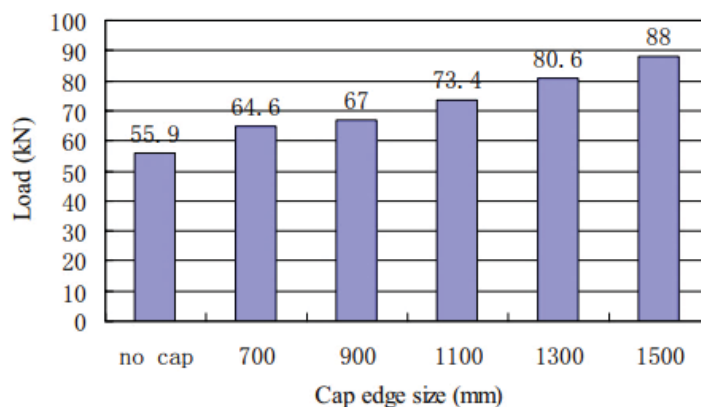
| Layer      | Thickness (m) | w(%) | $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $e$   | $I_p$ | $I_L$ | $c$ (kPa) | $\phi(^{\circ})$ | $u_{1-2}$ (MPa) | $E_s$ (MPa) |
|------------|---------------|------|-------------------------------|-------|-------|-------|-----------|------------------|-----------------|-------------|
| Clay       | 2.2           | 33.6 | 18.8                          | 0.933 | 19.3  | 0.497 | 20.0      | 13.3             | 0.53            | 3.58        |
| Silt       | 15            | 65.7 | 16.0                          | 1.771 | 20.4  | 1.73  | 8.0       | 10.7             | 2.12            | 1.22        |
| Sandy Clay | 3.3           | 20.1 | 19.9                          | 0.617 | 10.4  | 0.202 | 12.0      | 25.2             | 0.26            | 6.05        |

งานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาการโก่งตัวของเสาเข็มเนื่องจากผลของขนาดความกว้างและความยาวของ pile cap หลายขนาด ได้แก่  $0.7 \times 0.7$ ,  $0.9 \times 0.9$ ,  $1.1 \times 1.1$ ,  $1.3 \times 1.3$  และ  $1.5 \times 1.5$  ตารางเมตร ตามลำดับ พร้อมกับจำลองเสาเข็มโดยไม่มี pile cap ร่วมด้วย โดยใช้ความหนา pile cap คงที่ 0.6 เมตร ผลการทดสอบเป็นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่เกิดขึ้น ดังรูปที่ 2.48



รูปที่ 2.48 ผลของ pile cap ภายใต้แรงกระทำด้านข้าง (Ding et al., 2010)

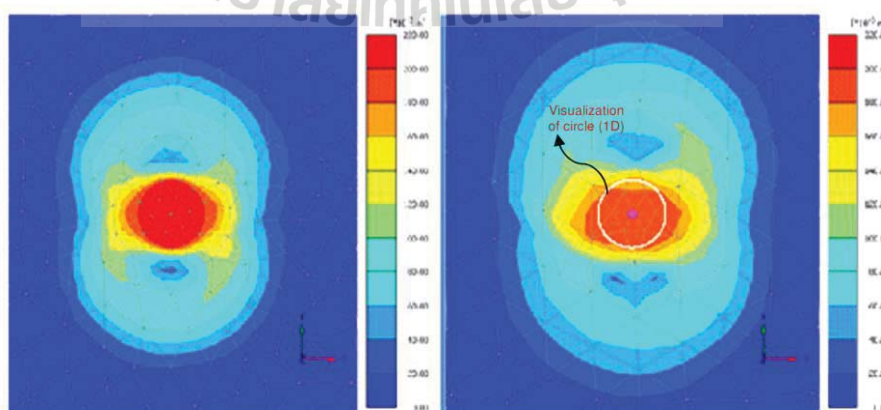
จากผลการวิเคราะห์เมื่อพิจารณาว่าการโก่งตัวที่เกิดขึ้น 8 มิลลิเมตร ดังรูปที่ 2.49 พบว่าขนาดของ pile cap เท่ากับ  $1.5 \times 1.5$  ตารางเมตรจะต้องใช้แรงกระทำถึง 88 กิโลนิวตัน ต่างจากกรณีไม่มี pile cap จะใช้แรงกระทำเพียง 55.9 กิโลนิวตัน สามารถสรุปผลการศึกษาได้ว่า กรณีมีการจำลอง pile cap นั้นสามารถเพิ่มกำลังรับแรงด้านข้างได้สูงกว่ากรณีที่ไม่มี pile cap ได้ร้อยละ 57.4 ซึ่งให้เห็นว่าการเพิ่มพื้นที่ pile cap นั้นทำให้มีพื้นที่สัมผัสกับผิวดินที่รองรับเพิ่มขึ้น ส่งผลให้มีความสามารถในการต้านทานการเคลื่อนตัวของเสาเข็มสูงขึ้นด้วย



รูปที่ 2.49 ผลของ pile cap ที่การเคลื่อนตัว 8 มิลลิเมตร (Ding et al., 2010)

## 2.6 การจำลองเสาเข็มในซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์

งานวิจัยของ (Dao, 2012) ได้ศึกษาการจำลองเสาเข็มรับแรงกระทำด้านข้างในซอฟต์แวร์ PLAXIS 3D โดยใช้ volume element (VE) ในการจำลองเสาเข็มแบบ 3 มิติ และปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและเสาเข็มเกิดขึ้นโดยใช้ interface element ซึ่งสามารถกำหนดสมบัติการเสียดทานระหว่างผิวของเสาเข็มกับดินล้อมรอบ ซึ่งต่างจากการใช้ embedded beam element (EBE) ที่จำลองโครงสร้างเสาเข็มเป็นเส้น 1 มิติ โดยไม่มีการสร้างปริมาตรเหมือนกับ VE โดยเสาเข็มมีปฏิสัมพันธ์กับดินโดยใช้หลักการสตีเฟนสของสปริงดังรูปที่ 2.50 ส่งผลให้ EBE ใช้เวลาในการคำนวณน้อยกว่าเหมาะกับการจำลองโครงสร้างที่มีการรบกวนระหว่างการก่อสร้างต่ำมาก ส่วนผลการวิเคราะห์สิ่งที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างภายใต้แรงกระทำ เช่น แรง โมเมนต์ดัด นั้นพบว่า EBE สามารถแสดงผลดังกล่าวได้โดยตรง ต่างจากการจำลองเสาเข็มโดยใช้ VE จะต้องมีการประยุกต์ใช้ beam element ที่มีสตีเฟนสต่ำมาจำลองร่วมด้วยเพื่อเป็นเครื่องมือในการวัดแรงหรือโมเมนต์ที่เกิดขึ้นกับเสาเข็มพร้อมกับคุณสมบัติเพื่อให้อาการวิเคราะห์ที่ได้มีความใกล้เคียงกับ EBE จากการศึกษาจะเห็นได้ว่าการจำลองเสาเข็มโดยใช้ EBE นั้นเหมาะสมกับการจำลองพฤติกรรมเสาเข็มที่มีความซับซ้อนได้ดีกว่าการใช้ VE ในการจำลองเสาเข็ม

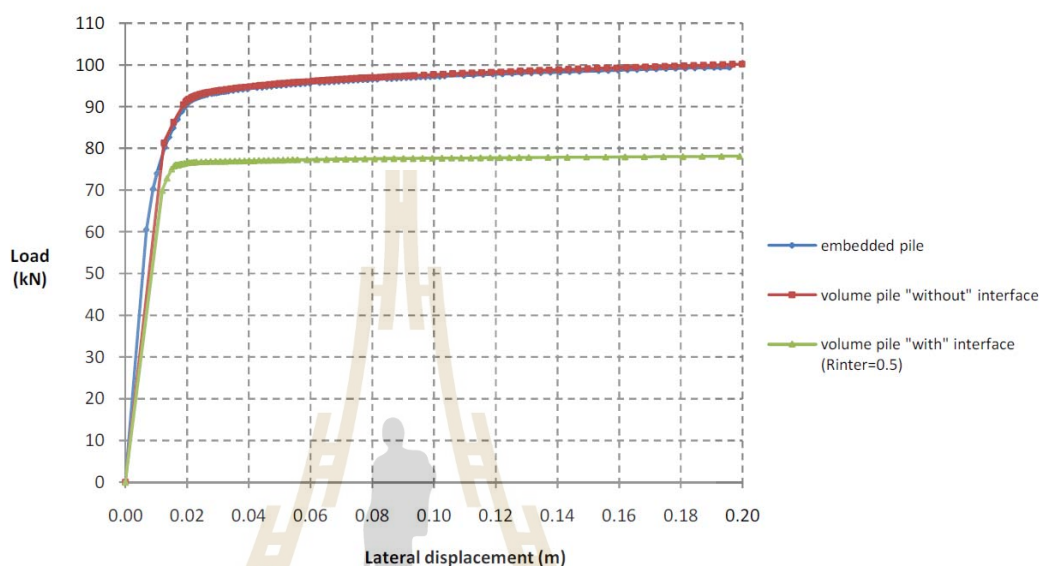


(a) volume element

(b) embedded beam element

รูปที่ 2.50 ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของเสาเข็มรับแรงด้านข้างที่จำลอง (Dao, 2012)

การวิเคราะห์ความแตกต่างระหว่าง EBE กับ VE โดยการพิจารณาถึงปฏิสัมพันธ์ (interface) ระหว่างดินกับเสาเข็ม ผลการศึกษาพบว่า การจำลองเสาเข็มด้วย EBE ให้ผลการวิเคราะห์ที่สามารถต้านทานแรงด้านข้างได้ใกล้เคียงกับ VE ในช่วงที่มีพฤติกรรมเชิงเส้นตรง และผลการวิเคราะห์อาจมีความแตกต่างอยู่บ้างซึ่งขึ้นอยู่กับข้อกำหนดปฏิสัมพันธ์ของวัสดุ



รูปที่ 2.51 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ด้วย EBE และ VE (Dao, 2012)

นอกจากนี้ผู้วิจัยเดียวกันได้ศึกษาการวิเคราะห์พฤติกรรมของเสาเข็มโดยการการพิจารณาเลือกชนิดความละเอียดของตาข่ายการวิเคราะห์ (mesh) ในซอฟต์แวร์ PLAXIS 3D ที่ประกอบไปด้วย very coarse mesh, coarse mesh, medium mesh, fine mesh, และ very fine mesh โดยทำการให้แรงด้านข้างเป็นจุด (point load) ต่อหัวเสาเข็ม โดยความแตกต่างของความละเอียด mesh และจำนวนจุดต่อ (node) ที่ถูกสร้างขึ้น ดังตารางที่ 2.10

ตารางที่ 2.10 ความแตกต่างของความละเอียด mesh (Dao, 2012)

| type of mesh | number of elements generated | number of nodes generated |
|--------------|------------------------------|---------------------------|
| very coarse  | 10342                        | 16237                     |
| coarse       | 12442                        | 17659                     |
| medium       | 28738                        | 40729                     |
| fine         | 33877                        | 48625                     |
| very fine    | 88906                        | 125760                    |

ส่วนผลการวิเคราะห์จากงานวิจัยดังกล่าว ดังตารางที่ 2.11 ซึ่งเห็นได้ว่า ผลการวิเคราะห์ของ very coarse mesh มีค่าแตกต่างกับ very fine mesh ประมาณร้อยละ 17 สำหรับการเคลื่อนตัวของหัวเสาเข็ม และร้อยละ 6 สำหรับโมเมนต์ดัดสูงสุด

ตารางที่ 2.11 ความแตกต่างของความละเอียด mesh (Dao, 2012)

| type of mesh | lateral displacement at the pile top, $u_x$ (m) | maximum bending moment of the pile (kN.m) |
|--------------|-------------------------------------------------|-------------------------------------------|
| very coarse  | 0.172                                           | 1884                                      |
| coarse       | 0.177                                           | 1903                                      |
| medium       | 0.190                                           | 1957                                      |
| fine         | 0.198                                           | 1972                                      |
| very fine    | 0.208                                           | 1999                                      |

## 2.7 พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดิน Mohr-Coulomb soil model

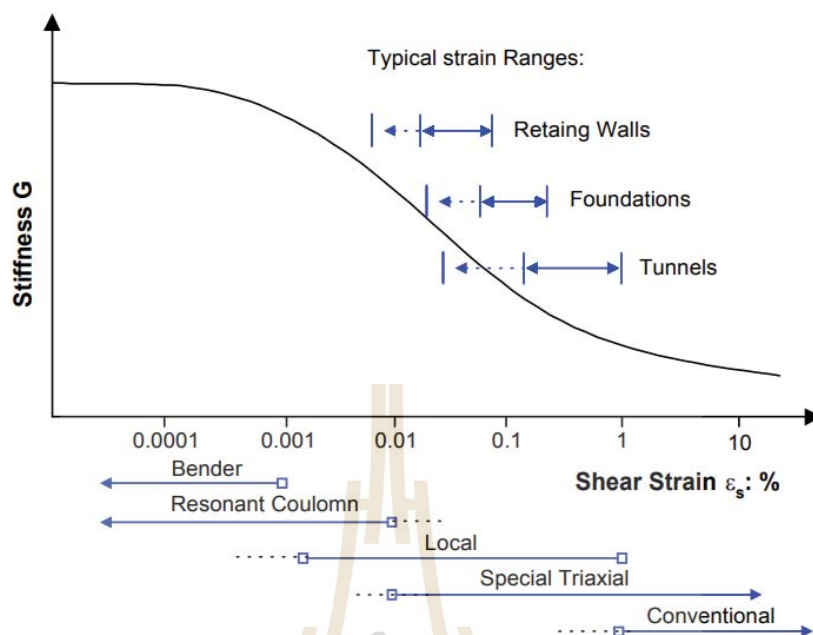
### 2.7.1 ค่าโมดูลัสของชั้นดินเหนียวกรุงเทพ

วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย (2548) กล่าวว่าลักษณะชั้นดินเหนียวกรุงเทพเป็นดินเหนียวหนาประมาณ 10 ถึง 18 เมตร สำหรับการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างที่มีปฏิสัมพันธ์กับดินนั้นนิยมทำการศึกษาตีเฟนส์ที่เหมาะสมที่เป็นอัตราส่วนของ  $E_u / S_u$  ในการวิเคราะห์กลับด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ สามารถหาได้จากการกรณีศึกษาจากโครงสร้างใต้ดินที่ได้รับกระทำด้านข้าง เช่น กำแพงกันดิน, เสาเข็มพืด, เสาเข็มดินซีเมนต์, diaphragm wall โดยติดตั้งท่อ inclinometer เพื่อวัดการโก่งตัวที่เกิดขึ้น โดยโมดูลัสยืดหยุ่น (elastic modulus  $E$ ) สามารถหาได้จากความสัมพันธ์ของโมดูลัสเฉือน (shear modulus,  $G$ ) และอัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio,  $\nu$ ) ดังสมการที่ 2.2

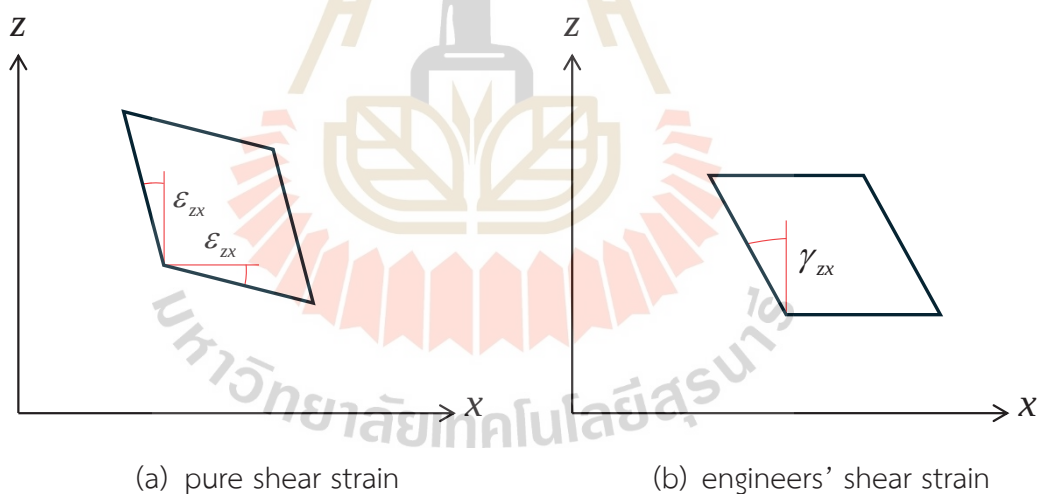
$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.2)$$

ในงานวิจัยของ (Mair, 1993) กล่าวว่า ค่าโมดูลัสเฉือนจะแปรผกผันกับค่าความเครียดเฉือน (shear strain,  $\epsilon_s$ ) ซึ่งโครงสร้างใต้ดินแต่ละชนิดจะเกิดความเครียดเฉือนที่ต่างกัน ดังรูปที่ 2.52 สำหรับค่าความเครียดเฉือนช่วงที่ต่ำมากนั้นไม่สามารถทดสอบในห้องปฏิบัติการได้เนื่องจากข้อจำกัดของเครื่องมือวัด เช่น ช่องว่างระหว่างอุปกรณ์กับตัวอย่างทดสอบ, ความละเอียดของเครื่องมือวัด, และผลจากการยุบตัวของตัวอย่างทดสอบ นอกจากนี้ (Atkinson and Bransby, 1977) ได้กล่าวถึงวิธีคำนวณความเครียดเฉือนเชิงวิศวกรรม (engineers' shear strain,  $\gamma$ ) ที่มีค่าเป็นสองเท่าของความเครียดเฉือนบริสุทธิ์ (pure shear strain,  $\epsilon$ ) ดังในรูปที่ 2.53



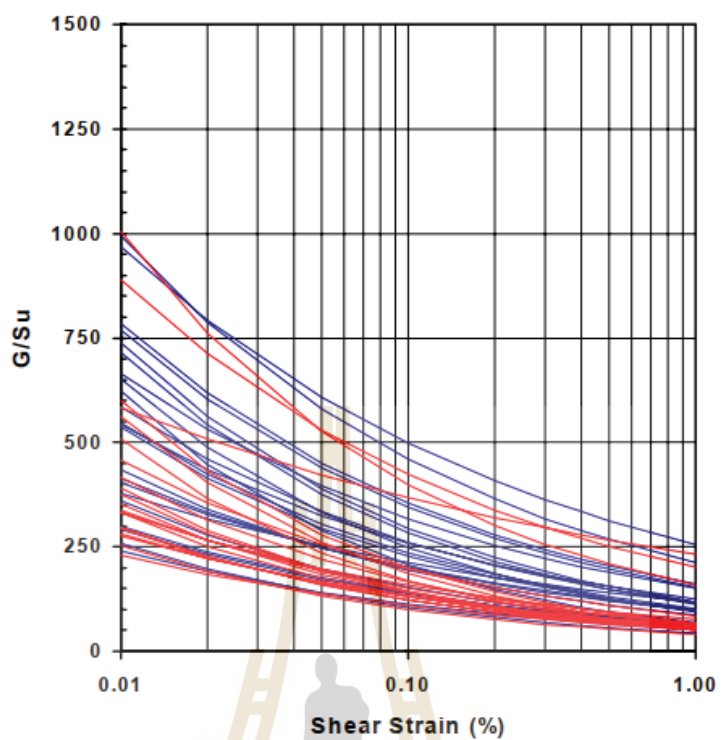


รูปที่ 2.52 ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือนและความเครียดเฉือน (Mair, 1993)

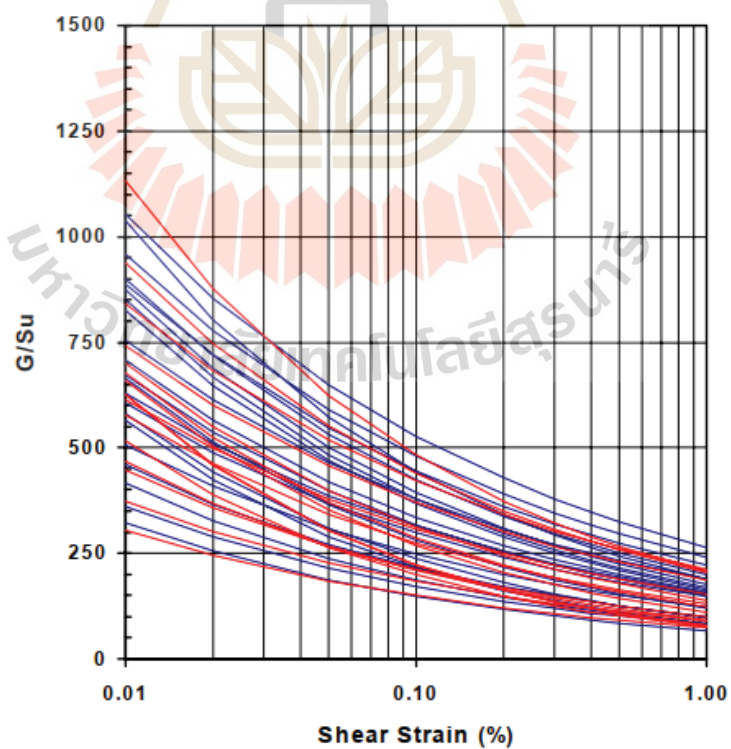


รูปที่ 2.53 รูปแบบของความเครียดเฉือน (Atkinson and Bransby, 1977)

การทำนายพฤติกรรมของโครงสร้างที่เกี่ยวข้องกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่ถูกติดตั้งไว้ใต้ดินนั้น สามารถใช้วิธีการประมาณความเครียดเฉือนที่เกิดขึ้นจากผลการโก่งตัวที่ได้จากการทดสอบในสนาม เพื่อหาสัณฐานของดินเบื้องต้นสำหรับการทำนายพฤติกรรมของโครงสร้างใต้ดินโดยใช้ซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์ มีงานวิจัยของ (Teparaksa et al., 1999) ได้รายงานผลการทดสอบดินโดยวิธี self-boring pressuremeter ของโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อน ดังรูปที่ 2.49 และสำหรับชั้นดินเหนียวแข็ง ดังรูปที่ 2.54

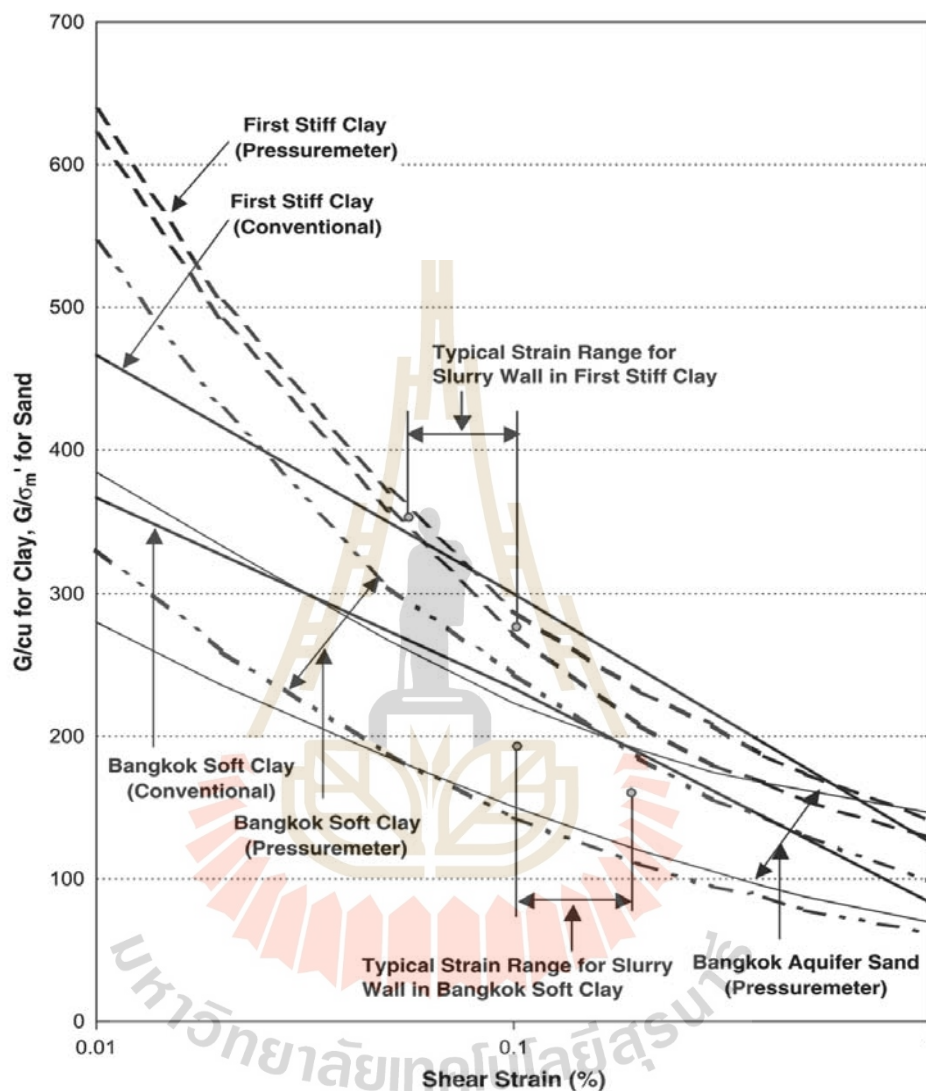


รูปที่ 2.54 ผลทดสอบ self-boring pressuremeter ชั้นดินเหนียวอ่อน (Teparaksa et al., 1999)



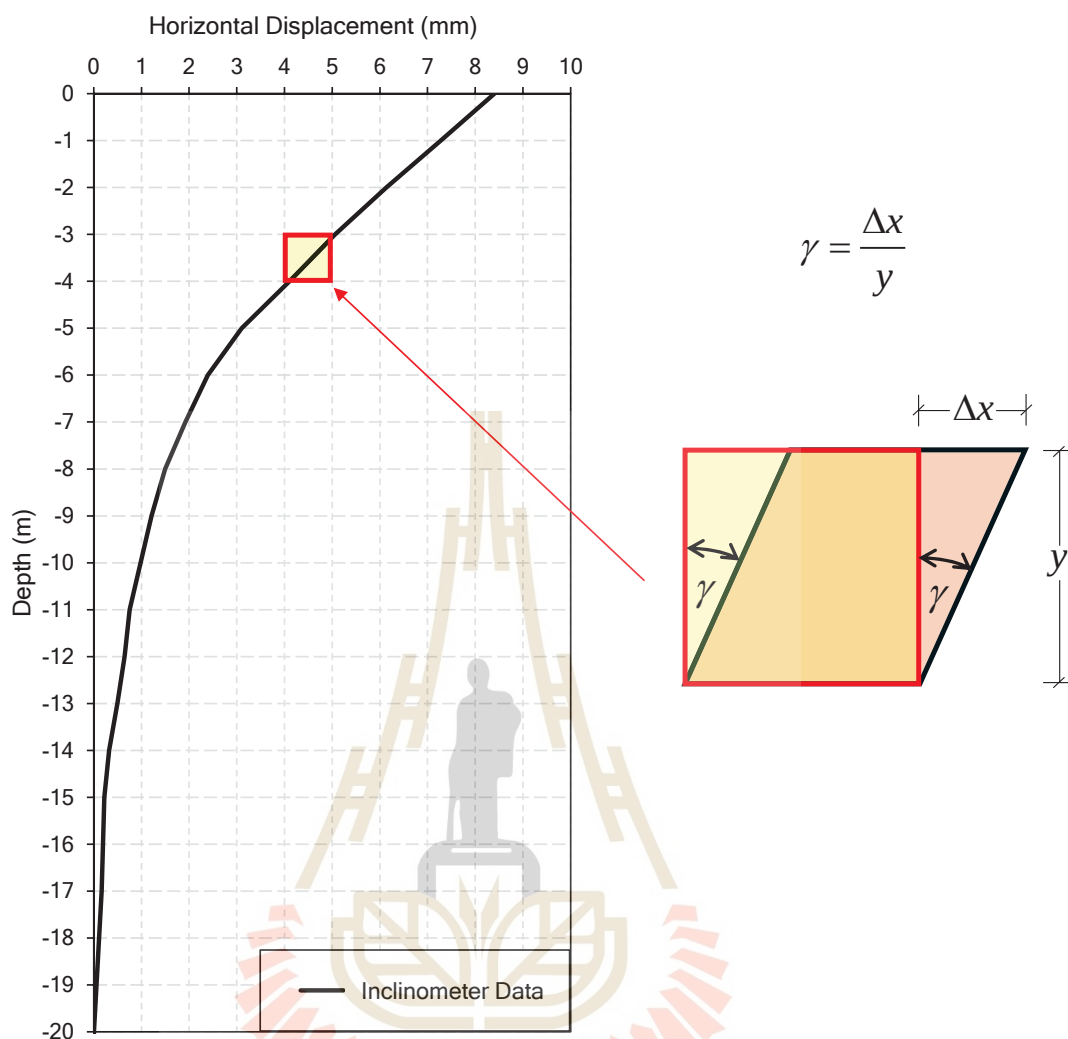
รูปที่ 2.55 ผลทดสอบ self-boring pressuremeter ชั้นดินเหนียวแข็ง (Teparaksa et al., 1999)

นอกจากนี้ งานวิจัยของ (Prust et al., 2005) ได้เสนอรายงานผลการทดสอบดิน โดยใช้วิธี self-boring pressuremeter ของโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าในชั้นดินกรุงเทพที่เป็น ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนสติฟเนส  $G / S_u$  กับความเครียดเฉือนดังรูปที่ 2.51



รูปที่ 2.56 ผลทดสอบ self-boring pressuremeter ชั้นดินกรุงเทพ (Prust et al., 2005)

โดยวิธีการหา engineers' shear strain จะใช้วิธีการประมาณจากผลวัดการโก่งตัว ที่วัดจากท่อ inclinometer ที่ได้จากการทดสอบในสนาม ซึ่งค่า engineers' shear strain จะคำนวณการโก่งตัวที่เกิดขึ้นแนวราบต่อความยาวแนวดิ่งในหนึ่งช่วงความยาวที่พิจารณา ดังรูปที่ 2.56



รูปที่ 2.57 การคำนวณ engineers' shear strain จากผลทดสอบ inclinometer

สำหรับแบบจำลองดิน Mohr-Coulomb soil model (MC) นิยมเสนอเป็นความสัมพันธ์ในรูปของอัตราส่วนสตีเฟนส์  $E_u / S_u$  ที่ได้จากการวิเคราะห์ห้กลับด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับชั้นดินกรุงเทพฯ นั้น มีงานวิจัยของ (ธนกร, 2561) ได้รวบรวมไว้ และงานวิจัยนี้รวบรวมเพิ่มเติมไว้ดังตารางที่ 2.12 สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อน และดังตารางที่ 2.13 สำหรับชั้นดินเหนียวแข็ง เมื่อพิจารณาอัตราส่วนสตีเฟนส์  $E_u / S_u$  ของชั้นดินเหนียวอ่อนจะพบว่ามีค่าอยู่ระหว่าง 100 – 500 ในขณะที่ดินเหนียวจะมีอัตราส่วนสตีเฟนส์ดังกล่าวตั้งแต่ 500 ขึ้นไป งานวิจัยนี้จึงคงค่าของดินเหนียวแข็งไว้ที่  $E_u / S_u$  เท่ากับ 500 เพื่อลดตัวแปรในการศึกษาวิจัย

ตารางที่ 2.12 อัตราส่วน  $E_u / S_u$  สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ

| อัตราส่วน $E_u / S_u$ | อ้างอิง                 | หมายเหตุ                                                                                                               |
|-----------------------|-------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 150                   | Tanseng (1997)          | back analysis parameters สำหรับงานขุดดินลึก โดยใช้กำแพงระบบ flexible wall                                              |
| 250 - 500             | Tanseng (1997)          | back analysis parameters สำหรับงานขุดดินลึก โดยใช้กำแพงระบบ rigid wall                                                 |
| 500                   | Teparaksa (1999)        | back analysis parameters งานก่อสร้าง diaphragm wall สถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน กรุงเทพฯ                                        |
| 240                   | วันชัยและชินวุฒิ (2544) | back analysis parameters งานก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินกรุงเทพ สำหรับช่วงความเครียด 0.1 - 1.0 %                       |
| 120 - 180             | นฤทธิ์ (2546)           | back analysis parameters งานระบบกำแพงกันดินสำหรับการขุดดินเพื่อก่อสร้างบ่อเก็บน้ำสำรอง โรงไฟฟ้าพลังความร้อนร่วมวังน้อย |
| 500                   | วิจิต (2556)*           | back analysis parameters สำหรับงานขุดดินลึกด้วยระบบ top-down โดยใช้กำแพงกันดินเป็นเสาเข็มดินซีเมนต์                    |
| 750                   | ธนกร (2561)*            | back analysis parameters สำหรับงานขุดดินลึกใช้กำแพงกันดินเป็นเสาเข็มดินซีเมนต์                                         |
| 130 - 150             | ยอดตะวัน (2562)*        | back analysis parameters สำหรับการวิเคราะห์การทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มแผ่                                               |

หมายเหตุ \* คือ รวบรวมเพิ่มในงานวิจัยนี้



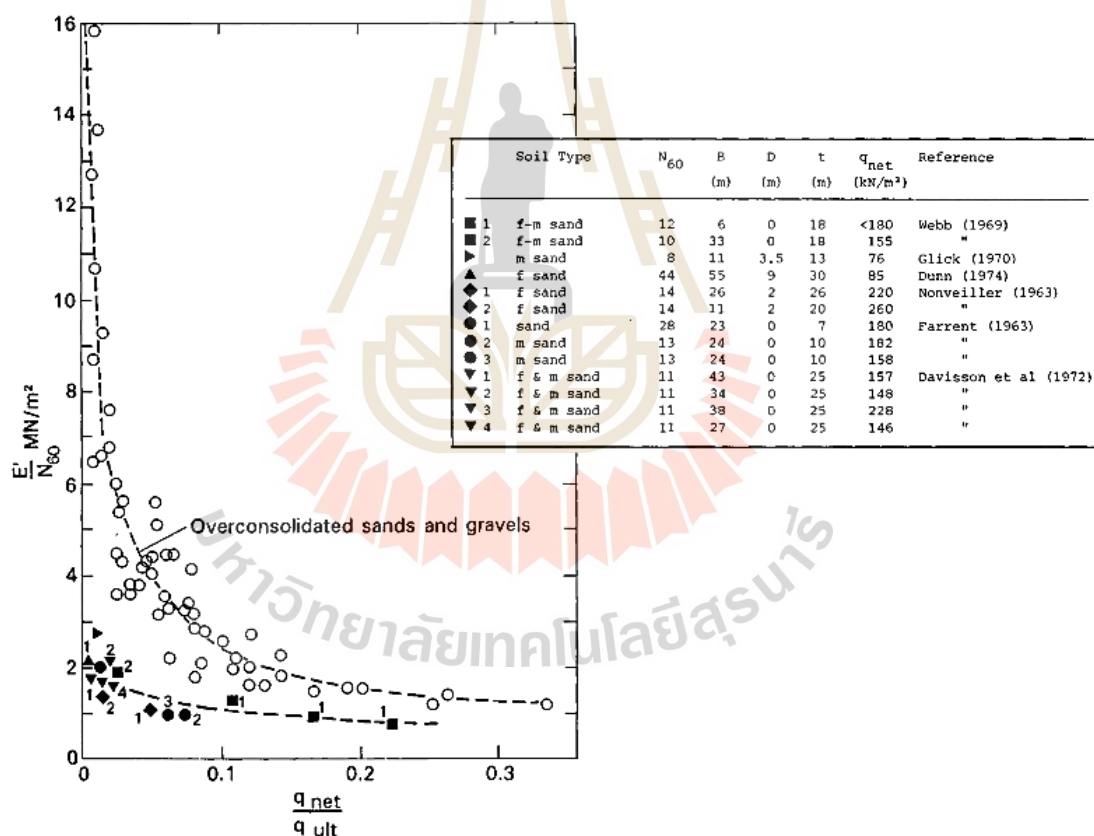
ตารางที่ 2.13 อัตราส่วน  $E_u / S_u$  สำหรับชั้นดินเหนียวแข็งกรุงเทพ

| อัตราส่วน $E_u / S_u$ | อ้างอิง                  | หมายเหตุ                                                                                                               |
|-----------------------|--------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 500                   | Tanseng (1997)           | back analysis parameters สำหรับงานขุดดินลึก โดยใช้กำแพงระบบ flexible wall                                              |
| 1000                  | Tanseng (1997)           | back analysis parameters สำหรับงานขุดดินลึก โดยใช้กำแพงระบบ rigid wall                                                 |
| 2000                  | Teparaksa (1999)         | back analysis parameters งานก่อสร้าง diaphragm wall สถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน กรุงเทพฯ                                        |
| 480                   | วันชัยและชินวุฒิ (2544)  | back analysis parameters งานก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินกรุงเทพ สำหรับช่วงความเครียด 0.1-1.0 %                         |
| 1000 - 1100           | วันชัยและธีรพันธ์ (2544) | back analysis parameters งานก่อสร้าง diaphragm wall สถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน กรุงเทพฯ                                        |
| 600 - 700             | นฤทธิ์ (2546)            | back analysis parameters งานระบบกำแพงกันดินสำหรับการขุดดินเพื่อก่อสร้างบ่อเก็บน้ำสำรอง โรงไฟฟ้าพลังความร้อนร่วมวังน้อย |
| 1000                  | วิจิต (2556)*            | back analysis parameters สำหรับงานขุดดินลึกด้วยระบบ top-down โดยใช้กำแพงกันดินเป็นเสาเข็มดินซีเมนต์                    |
| 1250                  | ธนกร (2561)*             | back analysis parameters สำหรับงานขุดดินลึกใช้กำแพงกันดินเป็นเสาเข็มดินซีเมนต์                                         |
| 435 - 500             | ยอดตะวัน (2562)*         | back analysis parameters สำหรับการวิเคราะห์การทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มแผ่                                               |

หมายเหตุ \* คือ รวบรวมเพิ่มในงานวิจัยนี้

## 2.7.2 ค่าโมดูลัสของชั้นดินทราย

สำหรับสถิติของชั้นดินทราย มีความสำคัญต่อการพิจารณาการเสียรูปของดิน เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงในมวลดิน โดยการเสียรูปของดินจึงนิยมใช้ค่าเชิงประสบการณ์ และผลทดสอบที่ได้จากอุปกรณ์ที่สามารถวัดความเครียดในระดับต่ำได้ โดยงานวิจัยของ (Stroud, 1989) ได้เสนอความสัมพันธ์สำหรับดินเม็ดหยาบเพื่อหาสถิติของดินในเทอมของ  $E' / N_{60}$  กับอัตราส่วนหน่วยแรงสุทธิในมวลดิน ( $q_{net}$ ) ต่อกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย ( $q_{ult}$ ) จากกราฟความสัมพันธ์นั้นเห็นได้ว่า  $q_{net} / q_{ult}$  ประมาณ 0.33 หรือสัดส่วนความปลอดภัยประมาณ 3.0 ซึ่งงานวิศวกรรมฐานรากส่วนใหญ่มีสัดส่วนความปลอดภัยสูงกว่า 3.0 หรือมีค่าสัดส่วนของ  $q_{net} / q_{ult}$  มีค่าน้อยกว่า 0.33 ดังนั้นค่าของ  $E' / N_{60}$  ของดินอัดตัวปกติ (normally consolidated) อาจมีค่าสูงถึง 2000 ถึง 3000 กิโลปาสคัล ดังรูปที่ 2.58



รูปที่ 2.58 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $E' / N_{60}$  กับ  $q_{net} / q_{ult}$  ของดินทราย (Stroud, 1989)

## 2.8 พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดิน Hardening soil model

สำหรับพารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน Hardening soil model (HSM) นั้นมีงานวิจัยของ (Surarak et al., 2012) ได้เสนอค่าพารามิเตอร์ของชั้นดินเหนียวกรุงเทพ โดยเปรียบเทียบกับผลการทดสอบ oedometer test และ triaxial test เพื่อใช้สำหรับการวิเคราะห์ปัญหาด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ดังตารางที่ 2.14

ตารางที่ 2.14 พารามิเตอร์ของชั้นดินเหนียวกรุงเทพ (Surarak et al., 2012)

| Soil       | $\varphi'$<br>(degree) | $\psi'$<br>(degree) | $c'$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $E_{50}^{ref}$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $E_{oed}^{ref}$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $E_{ur}^{ref}$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $R_f$ | $m$ | $K_0^{nc}$ | $v_{ur}$ |
|------------|------------------------|---------------------|------------------------------|----------------------------------------|-----------------------------------------|----------------------------------------|-------|-----|------------|----------|
| soft clay  | 27                     | 0                   | 1                            | 800                                    | 850                                     | 8000                                   | 0.9   | 1   | 0.74       | 0.2      |
| stiff clay | 28                     | 0                   | 11.5                         | 9500                                   | 12000                                   | 30000                                  | 0.9   | 1   | 0.5        | 0.2      |

นอกจากนี้ งานวิจัยของ (Likitlersuang et al., 2018) ได้เสนอพารามิเตอร์ของชั้นดินเพื่อวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติด้วยซอฟต์แวร์ PLAXIS 3D ซึ่งได้จากการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของ diaphragm wall โครงการสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินในชั้นดินกรุงเทพ ดังตารางที่ 2.15

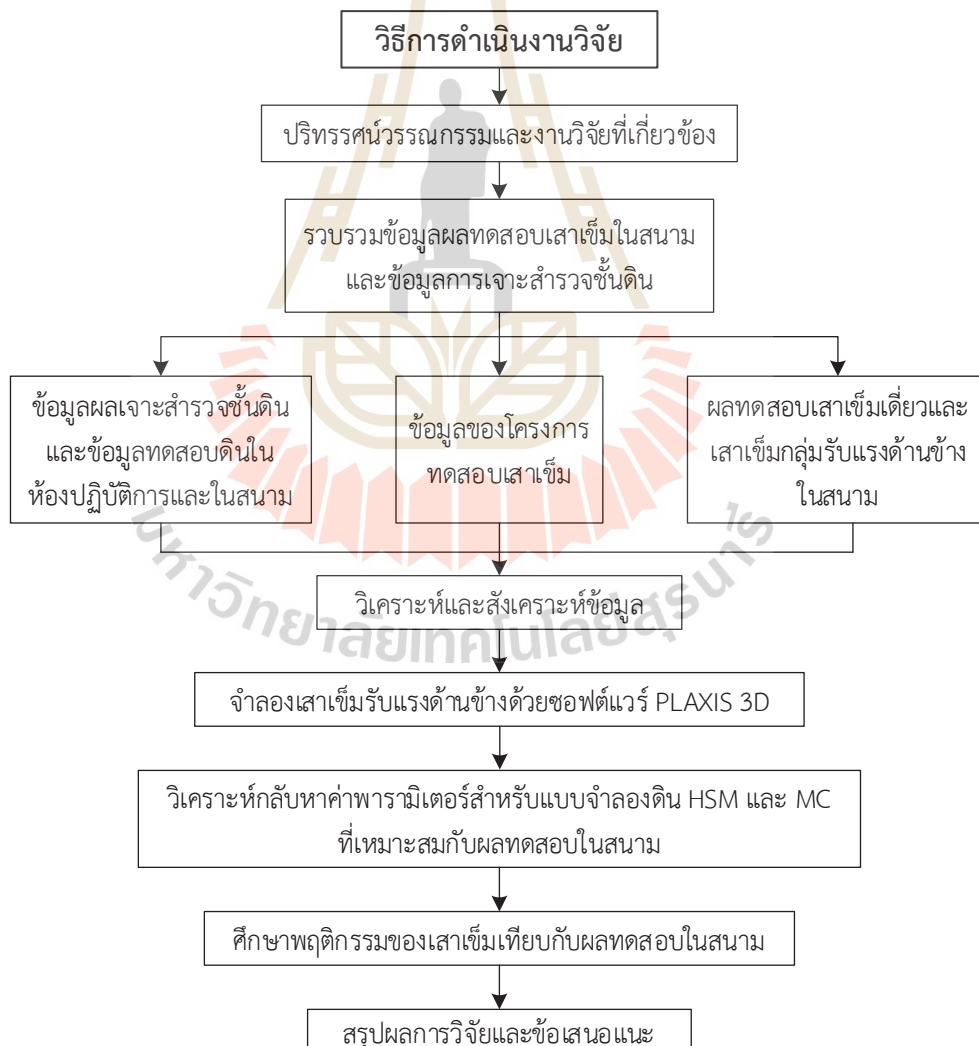
ตารางที่ 2.15 พารามิเตอร์ชั้นดินเหนียวกรุงเทพของโครงการรถไฟฟ้า MRT (Likitlersuang et al., 2018)

| Soil        | $\varphi'$<br>(degree) | $\psi'$<br>(degree) | $c'$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $E_{50}^{ref}$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $E_{oed}^{ref}$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $E_{ur}^{ref}$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $R_f$ | $m$ | $K_0^{nc}$ | $v_{ur}$ |
|-------------|------------------------|---------------------|------------------------------|----------------------------------------|-----------------------------------------|----------------------------------------|-------|-----|------------|----------|
| soft clay   | 23                     | 0                   | 1                            | 800                                    | 850                                     | 800                                    | 0.9   | 1   | 0.7        | 0.2      |
| medium clay | 25                     | 0                   | 10                           | 1650                                   | 1650                                    | 5400                                   | 0.9   | 1   | 0.6        | 0.2      |
| stiff clay  | 26                     | 0                   | 25                           | 8500                                   | 9000                                    | 30000                                  | 0.9   | 1   | 0.5        | 0.2      |

### บทที่ 3

#### วิธีดำเนินงานวิจัย

สำหรับงานวิจัยนี้ แบ่งวิธีการดำเนินงานวิจัยออกเป็น 3 ส่วน ได้แก่ ส่วนที่ 1 การรวบรวมข้อมูลผลการทดสอบเสาเข็มเดี่ยวกับเสาเข็มกลุ่ม และข้อมูลการเจาะสำรวจชั้นดิน ส่วนที่ 2 วิเคราะห์และสังเคราะห์ข้อมูล ศึกษาแบบจำลองดินพร้อมกับหาค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองดินที่เหมาะสมกับผลทดสอบในสนาม และวิเคราะห์พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ และส่วนที่ 3 สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ ดังแผนผังในรูปที่ 3.1



รูปที่ 3.1 แผนผังการดำเนินงานวิจัย

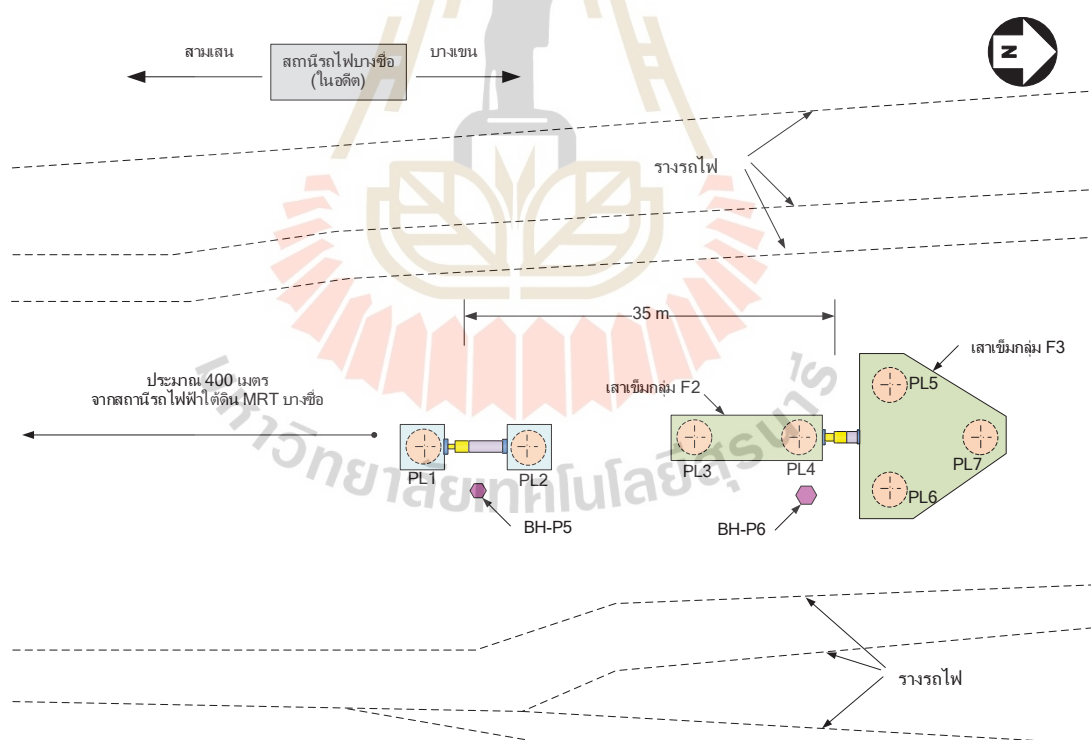
### 3.1 ตำแหน่งที่ตั้งและลักษณะทางกายภาพของโครงการ

งานวิจัยนี้ใช้ข้อมูลจากงานวิจัยของ (Wachiraprakarnpong, 1993) ที่ได้รายงานผลการทดสอบฐานรากเสาเข็มเจาะขนาดใหญ่รับแรงดันข้างในสนามเมื่อปี ค.ศ. 1993 ตำแหน่งการทดสอบตั้งอยู่ที่เขตจตุจักร กรุงเทพมหานคร ซึ่งเป็นพื้นที่ชุมทางรถไฟบางซื่อในอดีต ก่อนที่จะกลายมาเป็นสถานีกลางบางซื่อในปัจจุบัน สำหรับตำแหน่งโดยประมาณของการทดสอบนั้นอยู่ห่างจากสถานีรถไฟฟ้ามหานคร บางซื่อไปทางทิศเหนือประมาณ 400 เมตรดังรูปที่ 3.2 ในขณะทดสอบนั้นเป็นพื้นที่โล่งอยู่ระหว่างรางรถไฟ

### 3.2 ตำแหน่งการเจาะสำรวจข้อมูลชั้นดินและการทดสอบเสาเข็ม

#### 3.2.1 ข้อมูลแผนผังหลุมเจาะและตำแหน่งที่ทดสอบเสาเข็ม

โดยก่อนการก่อสร้างเสาเข็มทดสอบมีการเจาะสำรวจสภาพชั้นดินจำนวน 2 หลุม โดยหลุมเจาะ BH-P5 อยู่ใกล้กับจุดทดสอบเสาเข็มเดี่ยว และหลุมเจาะ BH-P6 อยู่ใกล้กับจุดทดสอบเสาเข็มกลุ่ม ดังรูปที่ 3.2



รูปที่ 3.2 ตำแหน่งการเจาะสำรวจชั้นดินของโครงการ (Wachiraprakarnpong, 1993)

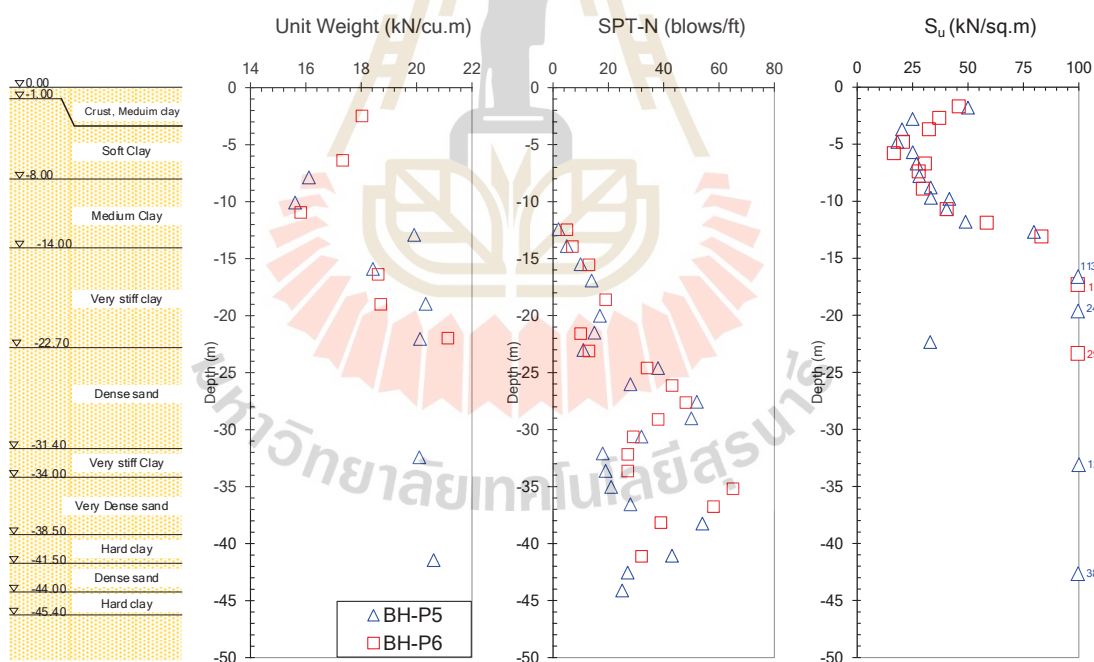


### 3.2.2 ข้อมูลลักษณะชั้นดินและผลการเจาะสำรวจชั้นดิน

สำหรับลักษณะของชั้นดินในโครงการที่ได้จากการเจาะสำรวจชั้นดิน มีส่วนบนสุดเป็นเปลือกดินมีความหนาประมาณ 1 เมตร และถัดมาเป็นชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง มีความหนาประมาณ 14 เมตร จากนั้นเป็นชั้นดินทรายแน่น ความหนาประมาณ 9 เมตร และมีชั้นดินเหนียวแข็งสลับกับชั้นดินทราย ดังในรูปที่ 3.3

โครงการนี้ทำการทดสอบดินในสนามประกอบไปด้วยการทดสอบ field vane shear ในชั้นดินเหนียวอ่อนบริเวณใกล้หลุมเจาะ และการทดสอบ standard penetration test ส่วนการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการ เพื่อหาคุณสมบัติของดินประกอบด้วยการทดสอบ ได้แก่ moisture content, Atterberg's limit, specific gravity, particle size distribution by wet sieving, particle size distribution by hydrometer, sulphate and pH values on soil samples, และ unconfined undrained triaxial test (UU)

ข้อมูลผลการเจาะสำรวจชั้นดินและผลทดสอบดินในสนามและห้องปฏิบัติการ ซึ่งประกอบด้วย unit weight, standard penetration test (SPT-N) และ undrained shear strength ( $S_u$ ) สรุปได้ดังรูปที่ 3.3

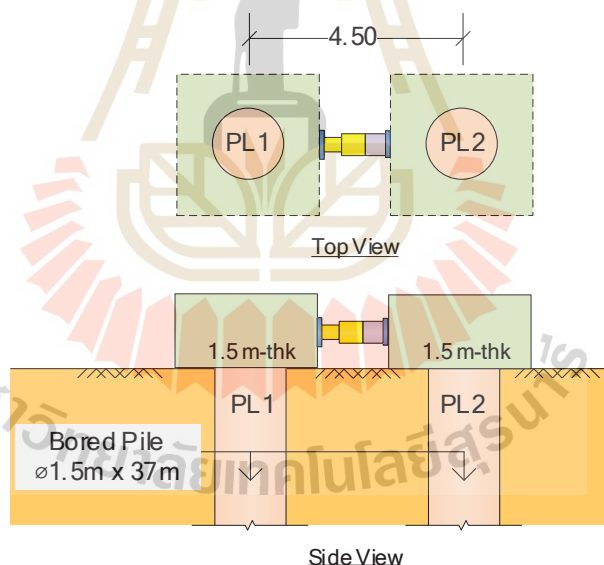


รูปที่ 3.3 ข้อมูลผลการเจาะสำรวจดินของโครงการ (Wachiraprakarnpong, 1993)

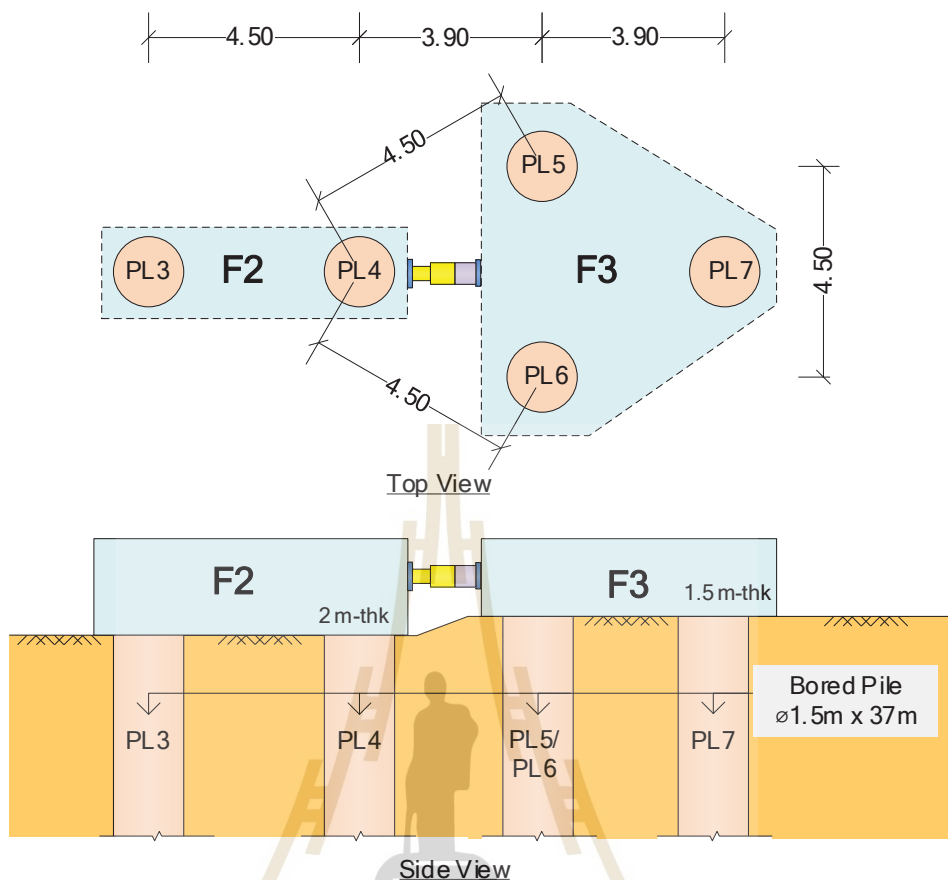
### 3.3 การทดสอบเสาเข็มรับแรงกระทำด้านข้าง

#### 3.3.1 ข้อมูลการก่อสร้างและทดสอบเสาเข็ม

งานวิจัยมีการก่อสร้างเสาเข็มเจาะคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.5 เมตร ความยาว 37 เมตร จำนวน 7 ต้น โดยเสาเข็มหมายเลข PL1 และ PL2 ใช้ในการศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยว (F1) ส่วนเสาเข็มหมายเลข PL3 และ PL4 เป็นฐานรากเสาเข็มกลุ่ม 2 ต้น (F2) ส่วนเสาเข็มหมายเลข PL5, PL6, และ PL7 เป็นฐานรากเสาเข็มกลุ่ม 3 ต้น (F3) การทดสอบแบ่งเป็น 2 กรณี ได้แก่ การทดสอบแรกเป็นเสาเข็มเดี่ยว PL1 ให้แรงกระทำแกกกันกับ PL2 ส่วนการทดสอบที่สองเป็นเสาเข็มกลุ่ม F2 ให้แรงกระทำแกกกันกับเสาเข็มกลุ่ม F3 ในการทดสอบให้แรงกระทำต่อเฟรมทดสอบโดยใช้ hydraulic jack ที่วัดแรงกระทำโดย load cell ส่วนค่าเคลื่อนตัวของเสาเข็มวัดโดย dial gauge โดยเสาเข็มได้ติดตั้งท่อ inclinometer ไว้ตลอดความยาวเสาเข็มเพื่อวัดการโก่งตัวในระหว่างให้แรงกระทำ โดยเสาเข็มทดสอบทุกต้นใช้คอนกรีตมีกำลังรับแรงอัดประลัย 40 เมกะปาสคัลที่อายุ 28 วัน ใช้เหล็กเสริมกำลังคราก 390 เมกะปาสคัล สำหรับเหล็กเสริมตามยาวใช้ DB32 จำนวน 44 เส้น คิดเป็นร้อยละ 2 ของพื้นที่หน้าตัดเสาเข็ม และใช้เหล็ก DB10 เป็นเหล็กปลอกเกลียว รูปที่ 3.4 และรูปที่ 3.5 เป็นการทดสอบเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่ม ตามลำดับ



รูปที่ 3.4 การทดสอบเสาเข็มเดี่ยว (Wachiraprakarnpong, 1993)



รูปที่ 3.5 การทดสอบเสาเข็มกลุ่ม (Wachiraprakarnpong, 1993)

### 3.4 การวิเคราะห์เสาเข็มด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

การจำลองเสาเข็มที่รับแรงกระทำทดสอบทางด้านข้างใช้ซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ PLAXIS 3D สำหรับการจำลองชั้นดินโดยใช้เอลิเมนต์แบบ 10-node tetrahedral สำหรับชั้นดินส่วนบนที่เป็นชั้นดินเหนียวอ่อนถึงชั้นดินแข็ง จะใช้แบบจำลองดิน MC และ HSM ส่วนการจำลองชั้นดินในส่วนล่างจะใช้แบบจำลองดิน MC เนื่องจากการเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่ความลึกนี้ไม่มีนัยสำคัญจนส่งผลให้เกิดการเปลี่ยนแปลงความเค้นในดิน และการวิเคราะห์เป็นแบบไม่ระบายน้ำ เนื่องจากระยะเวลาทดสอบสั้นทำให้แรงดันน้ำส่วนเกินในชั้นดินเหนียวยังคงอยู่ในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน โครงสร้างเสาเข็มทดสอบจะจำลองโดยใช้ EBE ที่เป็นเอลิเมนต์ที่พัฒนาขึ้นมาสำหรับเสาเข็มที่ประกอบไปด้วย beam element ที่ทำให้ดินรอบเอลิเมนต์มีปริมาตรคิดเป็นขอบเขตอิลาสติกที่มีรัศมีเทียบเท่า (equivalent radius,  $R_{eq}$ ) ที่คำนวณจากพื้นที่หน้าตัด (cross section area,  $A$ ) และ/หรือโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัด (moment of inertia,  $I$ ) ดังสมการที่ 3.1

$$R_{eq} = \max\{\sqrt{A/\pi}, \sqrt{2(I_2 + I_3)/A}\} \quad (3.1)$$

ส่งผลให้พฤติกรรมของ EBE เหมือนกับ VE และในแบบจำลองใช้ interface element ที่เป็น contact model แบบ Coulomb friction เพื่อจำลองการแยกหรือเลื่อนไถลออกจากกันระหว่างจุดต่อของ EBE กับเอลิเมนต์ที่ใช้จำลองดิน โดยมี interface strength parameter ที่ประกอบไปด้วย friction angle ( $\phi_i$ ) และ cohesion ( $c_i$ ) เพื่อคำนวณหา interface shear stress ( $\tau_i$ ) จะคูณด้วย interface reduction factor ( $R_{inter}$ ) เท่ากับ 0.7 สำหรับชั้นดินกรุงเทพฯซึ่งเสนอโดย (Du, 2003) ที่เป็นการคำนวณร่วมกับ cohesion ( $c_{soil}$ ) และ internal friction angle ( $\phi_{soil}$ ) ในแต่ละชั้นดิน ดังสมการที่ 3.2, 3.3, และ 3.4 ส่วนการกำหนด axial skin resistance สำหรับ EBE เป็นแบบ layer dependence และสามารถคำนวณ skin resistance ( $T_i$ ) ได้ดังสมการที่ 3.5

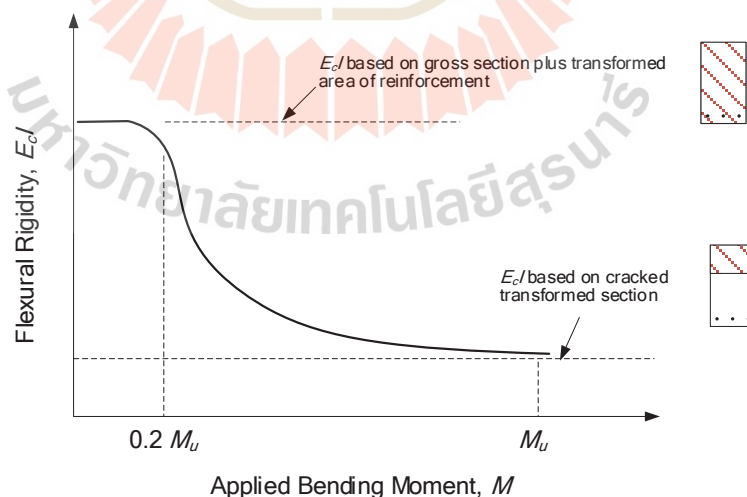
$$\tau_i = c_i + \sigma'_n \tan \phi_i \quad (3.2)$$

$$c_i = R_{inter} c_{soil} \quad (3.3)$$

$$\tan \phi_i = R_{inter} \tan \phi_{soil} \quad (3.4)$$

$$T_i = 2\pi R_{eq} \tau_i \quad (3.5)$$

ส่วนเสาเข็มทดสอบเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งแตกร้าเมื่อโมเมนต์ดัดเกินกว่าโมเมนต์แตกร้าของคอนกรีต โดย (Wang et al., 1998) กล่าวว่า หน้าตัดจะเริ่มแตกร้าเมื่อโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นประมาณร้อยละ 20 ของโมเมนต์ดัดประลัยของหน้าตัด จากนั้นความแข็งแรงจะแปรผกผันกับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดจนคงที่เมื่อโมเมนต์ดัดถึงจุดประลัย ดังรูปที่ 3.6



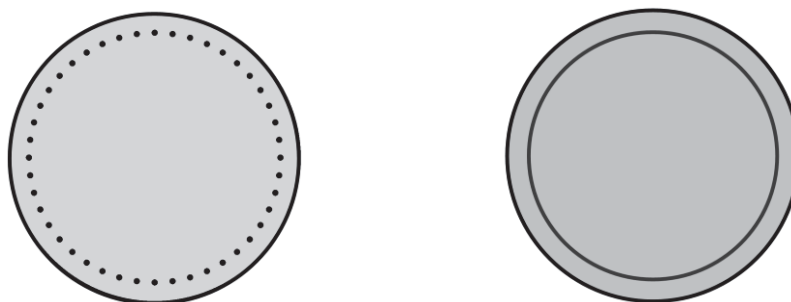
รูปที่ 3.6 ความสัมพันธ์ระหว่างสติฟเนสการดัดกับโมเมนต์ดัดคานคอนกรีตเสริมเหล็ก (Wang et al., 1998)

สำหรับหน้าตัดแตกร้าของเสาเข็มที่แปรผกผันกับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นจะกำหนดโดยใช้แบบจำลองวัสดุแบบ elastoplastic โดยเสาเข็มจะมีพฤติกรรมเป็นแบบบิลาสติกเมื่อหน่วยแรงใน

เสาเข็มต่ำกว่าหน่วยแรงคราก (yield stress,  $\sigma_y$ ) และจะมีพฤติกรรมเป็นพลาสติกอย่างสมบูรณ์ (perfectly plastic) เมื่อหน่วยแรงในเสาเข็มเท่ากับหน่วยแรงคราก การคำนวณหน่วยแรงครากใช้โมเมนต์พลาสติกของหน้าตัด ( $M_p$ ) ที่ใช้เท่ากับค่าโมเมนต์ดัดประลัย, ระยะของผิวรับแรงอัดถึงแกนสะเทิน ( $C$ ), และโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดแตกร้าว ( $I_{cr}$ ) ดังสมการที่ 3.6

$$\sigma_y = \frac{M_p C}{I_{cr}} \quad (3.6)$$

การคำนวณโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดแตกร้าว ( $I_{cr}$ ) ตามแนวทางของ (Lee, 2021) สามารถคำนวณโดยการแปลงหน้าตัดเหล็กเสริมเป็นคอนกรีตโดยอัตราส่วนโมดูลาร์ (modular ratio) โดยการแปลงการจัดเรียงเหล็กเสริมแบบกระจายรอบรูปวงกลมเป็นเส้นวงแหวน ดังรูปที่ 3.7 จากนั้นใช้ความสมดุระหว่างพื้นที่รับแรงอัดจากคอนกรีตกับพื้นที่รับแรงดึงจากเหล็กเสริม จากแนวทางดังกล่าว สามารถคำนวณอัตราส่วนของโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดที่แตกร้าวต่อหน้าตัดที่ไม่แตกร้าวเท่ากับร้อยละ 47.5 สำหรับเสาเข็มเจาะกลม โมเมนต์ครากของเสาเข็มทดสอบมีค่าเท่ากับ 7200 กิโลนิวตัน-เมตร และระยะระหว่างแกนสะเทินถึงผิวรับแรงอัดมีค่าเท่ากับ 0.21 เมตร ดังนั้นหน่วยแรงครากที่ใช้กับ EBE มีค่าเท่ากับ 12900 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร สำหรับ pile cap ใช้ VE แบบ 10-node tetrahedral ใช้แบบจำลองวัสดุ linear elastic และให้แรงกระทำโดยใช้เอลิเมนต์แบบ node-to-node anchor (N-N anchor) แล้วกำหนดแรงกระทำเป็นแรงอัด prestress ที่มีค่าเท่ากับแรงที่อ่านได้จาก load cell ในสนาม และเพื่อไม่ให้เกิดหน่วยแรงเข้มข้นบริเวณจุดต่อระหว่าง N-N anchor กับ pile cap จึงได้จำลองแผ่นรองเหล็กที่ใช้จริงโดยใช้เอลิเมนต์ชนิด plate element เชื่อมระหว่าง pile cap กับ N-N anchor ส่วนความละเอียดของตาข่ายการวิเคราะห์ (mesh) จะพิจารณาใช้ fine mesh และ medium mesh เนื่องจากแรงกระทำต่อต้นของเสาเข็มที่สภาวะประลัยสูงมาก จึงต้องมีการเลือกใช้ความละเอียด mesh ที่จะทำให้ผลลัพธ์วิเคราะห์ใกล้เคียงกับผลทดสอบในสนามมากที่สุด รูปที่ 3.8 และรูปที่ 3.9 เป็น FEM mesh ที่ใช้จำลองการทดสอบเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มตามลำดับ ตารางที่ 3.1 เป็นคุณสมบัติของคอนกรีตทำเสาเข็มและแผ่นเหล็กกระจายแรง (steel plate)



(a) การจัดเรียงเหล็กเสริมในหน้าตัดจริง      (b) การจัดเรียงเหล็กเสริมแบบวงแหวน

รูปที่ 3.7 รูปแบบการจัดเรียงเหล็กในการวิเคราะห์หาหน่วยแรงคราก



ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติของเสาเข็มคอนกรีตเสาเข็มและแผ่นเหล็กกระจายแรง

| Material    | $\gamma$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $E$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $\nu$ |
|-------------|----------------------------------|-----------------------------|-------|
| concrete    | 24                               | $25 \times 10^6$            | 0.2   |
| steel plate | 78.5                             | $200 \times 10^6$           | 0.3   |

สำหรับแบบจำลองดินที่ใช้ศึกษาพฤติกรรมในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็งปานกลางในงานวิจัยนี้ แบ่งเป็น 3 กรณี คือ แบบจำลองดิน HSM, แบบจำลองดิน MC ที่สตีเฟนสคงที่ตลอดชั้นดิน (MCCS), และแบบจำลองดิน MC ที่สตีเฟนสแปรผันตามความลึกของชั้นดิน (MCVS)

### 3.4.1 การวิเคราะห์หักกลับสำหรับแบบจำลองดิน HSM

สำหรับกรณีการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองดิน HSM โดยในตารางที่ 3.2 เป็นพารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน HSM สำหรับใช้ในการจำลองชั้นดินที่มีความลึกตั้งแต่ผิวดินจนถึงระดับ -22.7 เมตร ซึ่งเป็นสตีเฟนสในทอมของหน่วยแรงรวมโดยใช้ความสัมพันธ์ดังสมการที่ 3.7 ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือน ( $G$ ) โดยทอมของหน่วยแรงประสิทธิภาพจะประกอบด้วยโมดูลัสยืดหยุ่นประสิทธิภาพ ( $E'$ ) ซึ่งเท่ากับค่า  $E_{50}^{ref}$  ของแบบจำลองดิน HSM และอัตราส่วนปัวซองประสิทธิภาพ ( $\nu'$ ) เท่ากับ  $\nu_{ur}$  ของแบบจำลองดิน HSM ส่วนทอมของหน่วยแรงรวมจะประกอบด้วยโมดูลัสยืดหยุ่นแบบไม่ระบายน้ำ ( $E_u$ ) และอัตราส่วนปัวซองแบบไม่ระบายน้ำ ( $\nu_{ur}$ )

$$G = \frac{E'}{2(1+\nu')} = \frac{E_u}{2(1+\nu_{ur})} \quad (3.7)$$

เมื่อพิจารณาที่  $\nu_u$  เท่ากับ 0.5 และ  $\nu_{ur}$  เท่ากับ 0.2 จะได้ความสัมพันธ์ของโมดูลัสยืดหยุ่นของหน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิภาพเป็น  $E_{50}^{ref} = 0.8E_u$  สำหรับความลึกตั้งแต่ผิวดินถึงระดับ -22.7 เมตร ที่เป็นชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลาง จะใช้แบบจำลองดิน HSM จะแปรผันอัตราส่วน  $E_u / S_u$  เท่ากับ 100 จากนั้นแปรผันอัตราส่วนดังกล่าวเพิ่มเป็น 112.5, 200, 300, และ 400 ส่วนดินเหนียวแข็งจะคงค่า  $E_u / S_u$  ไว้เท่ากับ 125 เพื่อลดตัวแปรในการศึกษาเนื่องจากผลทดสอบในสนามชี้ให้เห็นว่าการเคลื่อนตัวของเสาเข็มในชั้นดินเหนียวแข็งมีนัยสำคัญน้อยมาก ดังตารางที่ 3.2 สำหรับพารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน HSM สำหรับชั้นดินเหนียวกรุงเทพในงานวิจัยนี้จะใช้แนวทางจากงานวิจัยของ (Likitlersuang et al., 2018) ที่ได้จากการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของ diaphragm wall โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินในชั้นดินกรุงเทพ เนื่องจากไม่มีผลทดสอบหาพารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน HSM ของโครงการทดสอบเสาเข็มโดยตรง ส่วนตารางที่ 3.3 เป็นพารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน MC สำหรับใช้ในการจำลองชั้นดินที่ระดับ -22.7 เมตรลงไป

ตารางที่ 3.2 พารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน HSM ที่ใช้ในการจำลองวิเคราะห์ด้วย FEM

| soil            | $\gamma_t$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $c'$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $\phi'$<br>(degree) | $E_{50}^{ref}$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $E_{oed}^{ref}$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $E_{ur}^{ref}$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $m$ | $v_{ur}$ |
|-----------------|------------------------------------|------------------------------|---------------------|----------------------------------------|-----------------------------------------|----------------------------------------|-----|----------|
| soft clay       | 17                                 | 1*                           | 23*                 | 1600                                   | 1600                                    | 16000                                  | 1   | 0.2      |
| medium clay     | 16.5                               | 10*                          | 25*                 | 3200                                   | 3200                                    | 9600                                   | 1   | 0.2      |
| very stiff clay | 18.5                               | 25*                          | 26*                 | 16500                                  | 16500                                   | 49500                                  | 1   | 0.2      |

หมายเหตุ \* คือ ใช้ค่าพารามิเตอร์ประสิทธิภาพของ (Likitlersuang et al., 2018)

ตารางที่ 3.3 พารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน MC ที่ใช้ในการจำลองวิเคราะห์ด้วย FEM

| soil            | $\gamma_t$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $S_u$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $\phi'$<br>(degree) | $E^*$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $v_u$ |
|-----------------|------------------------------------|-------------------------------|---------------------|-------------------------------|-------|
| dense sand      | 20                                 | -                             | 34                  | 60000                         | 0.495 |
| very stiff clay | 18.5                               | 150                           | -                   | 75000                         | 0.495 |
| very dense sand | 21                                 | -                             | 36                  | 77500                         | 0.495 |
| hard clay       | 20.5                               | 380                           | -                   | 38000                         | 0.495 |

หมายเหตุ \* สำหรับค่า  $E$  แบ่งออกเป็น  $E_u$  สำหรับดินเหนียว และ  $E'$  สำหรับดินทราย

### 3.4.2 การวิเคราะห์หักกลับสำหรับแบบจำลองดิน MC

สำหรับแบบจำลองดิน MC แบ่งการวิเคราะห์ออกเป็นกรณีสตีฟเนสแปรผันตามความลึก (Mohr-Coulomb vary stiffness with depth, MCVS) จะแปรผันสตีฟเนสของชั้นดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวปานกลางที่ความลึกจากผิวดินถึงระดับ -14 เมตร ดังตารางที่ 3.4 ส่วนกรณีที่ของดินสตีฟเนสคงที่ (Mohr-Coulomb constant stiffness with depth, MCCS) จะใช้สตีฟเนสของดินดังตารางที่ 3.5 ส่วนการกำหนดค่าสตีฟเนสของดินเหนียวแข็งคงที่ไว้ที่  $E_u/S_u$  เท่ากับ 500 การแปรผันสตีฟเนส  $E_u/S_u$  ของดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็งปานกลาง จำนวน 5 ค่า คือ 50, 100, 200, 300, และ 400 สำหรับความลึกจากระดับ -14 เมตรลงไปจะใช้การจำลองดิน MC เช่นเดียวกันทั้ง 3 กรณี ดังตารางที่ 3.5 เนื่องจากการโก่งตัวของเสาเข็มในชั้นดินที่ความลึกนี้น้อยมากเมื่อเทียบกับการโก่งตัวในชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลาง

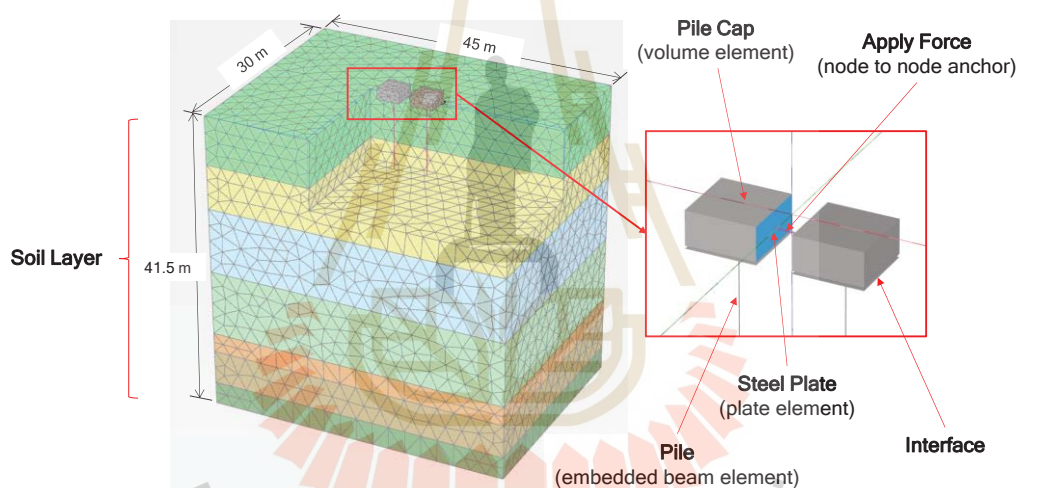
ตารางที่ 3.4 พารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน MCVS ที่ใช้ในการจำลองวิเคราะห์ด้วย FEM

| soil            | $\gamma_t$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $S_u$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $S_{u, increase}$<br>(kN/m <sup>2</sup> /m) | $v_u$ |
|-----------------|------------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------------|-------|
| soft clay       | 17                                 | 20                            | 2.70                                        | 0.495 |
| medium clay     | 16.5                               | 40                            | 2.70                                        | 0.495 |
| very stiff clay | 18.5                               | 165                           | -                                           | 0.495 |

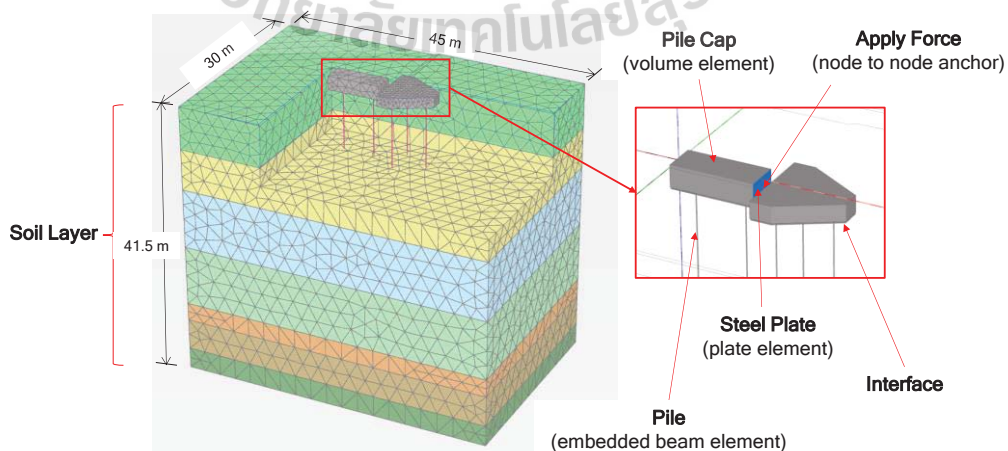
ตารางที่ 3.5 พารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน MCCS ที่ใช้ในการจำลองวิเคราะห์ด้วย FEM

| soil            | $\gamma_t$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $S_u$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $\phi'$<br>(degree) | $E^*$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $\nu_u$ |
|-----------------|------------------------------------|-------------------------------|---------------------|-------------------------------|---------|
| soft clay       | 17                                 | 20                            | -                   | vary                          | 0.495   |
| medium clay     | 16.5                               | 40                            | -                   | vary                          | 0.495   |
| very stiff clay | 18.5                               | 165                           | -                   | 82500                         | 0.495   |
| dense sand      | 20                                 | -                             | 34                  | 60000                         | 0.495   |
| very stiff clay | 18.5                               | 150                           | -                   | 75000                         | 0.495   |
| very dense sand | 21                                 | -                             | 36                  | 77500                         | 0.495   |
| hard clay       | 20.5                               | 380                           | -                   | 190000                        | 0.495   |

หมายเหตุ \* สำหรับค่า  $E$  แบ่งออกเป็น  $E_u$  สำหรับดินเหนียว และ  $E'$  สำหรับดินทราย



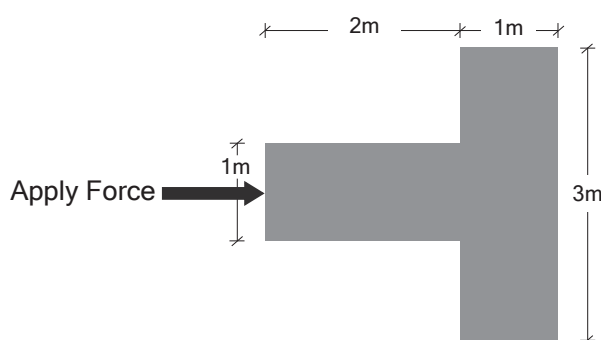
รูปที่ 3.8 FEM mesh ที่ใช้ในการจำลองเสาเข็มเดี่ยว F1



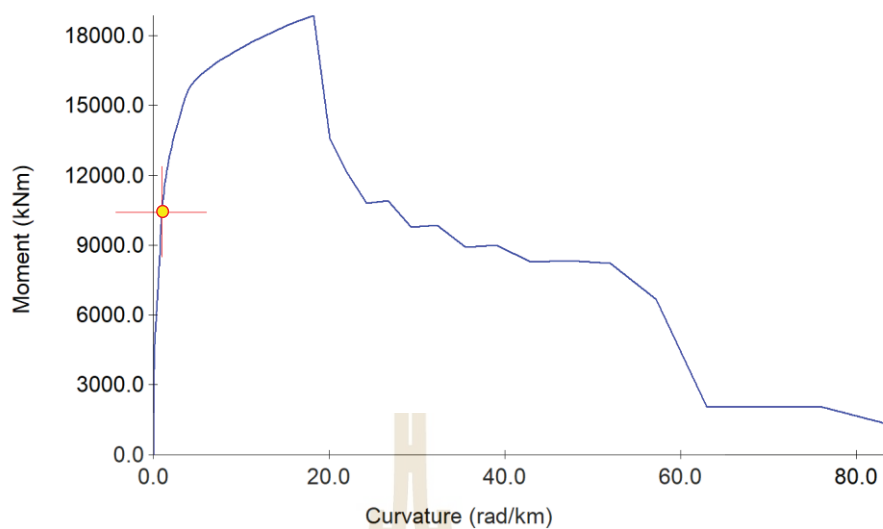
รูปที่ 3.9 FEM mesh ที่ใช้ในการจำลองเสาเข็มเสาเข็มกลุ่ม F2 ดันกับ F3

### 3.5 การประยุกต์ใช้ EBE กับเสาเข็มแบบเรีตรับแรงด้านข้าง

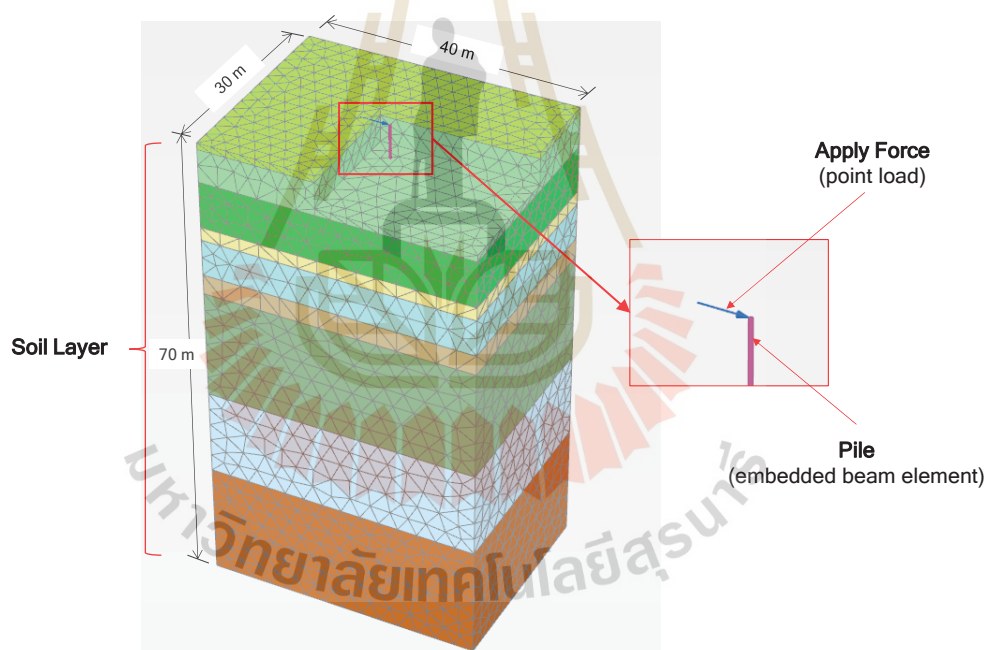
งานวิจัยนี้จะประยุกต์ใช้การจำลอง EBE สำหรับเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวที (TB) ที่มีปีกขนาด (1 เมตร x 3 เมตร) และมีเอวขนาด (1 เมตร x 2 เมตร) ความยาว 56 เมตร ของโครงการ Millennium Residence ดังรูปที่ 2.29 และมีรูปแบบการติดตั้งเครื่องมือทดสอบดังรูปที่ 2.30 โดยรูปแบบการให้แรงกระทำดังในรูปที่ 3.10 ซึ่งเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวทีนี้ก่อสร้างโดยคอนกรีตมีกำลังรับแรงอัดเฉลี่ย 28 เมกะปาสคัลที่อายุ 28 วัน ใช้เหล็กเสริมกำลังคราก 500 เมกะปาสคัล โดยเหล็กเสริมตามยาวใช้ DB32 จำนวน 30 เส้นสำหรับส่วนปีก และใช้เหล็ก DB25 จำนวน 22 เส้นสำหรับส่วนเอว โดยใช้คุณสมบัติของชั้นดินจากงานวิจัยของ (Submaneeewong, 2009) ซึ่งเป็นหน่วยแรงรวมอยู่ในรูปของโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำ ( $E_u$ ) มาใช้แปลงเป็นสติฟเนสสำหรับแบบจำลองดิน HSM โดยใช้ความสัมพันธ์ที่กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 3.4.1 จะได้ความสัมพันธ์ของสติฟเนสเป็น  $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref} = 0.8E_u$  ส่วนสติฟเนสสำหรับดินเหนียวอ่อน คือ  $E_{ur}^{ref} = 10E_{50}^{ref}$  และสติฟเนสสำหรับดินเหนียวแข็งปานกลาง คือ  $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$  โดยพารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน HSM ใช้ตามแนวทางของ (Likitlersuang et al., 2018) เช่นเดียวกับการวิเคราะห์เสาเข็มเจาะกลม โดยมีคุณสมบัติและพารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน HSM สำหรับดินส่วนบนจากผิวดินถึงระดับ -15 เมตร และแบบจำลองดิน MC สำหรับดินส่วนล่างที่ระดับ -15 เมตรลงไป ดังตารางที่ 3.7 และ 3.8 ตามลำดับ ส่วนคุณสมบัติของเสาเข็มที่จำลองโดย EBE นั้นจะพิจารณาใช้รัศมีเทียบเท่า ( $R_{eq}$ ) ของหน้าตัดวงกลมที่แปลงมาจากพื้นที่หน้าตัดจริงของเสาเข็ม TB ที่ทำการทดสอบในสนาม ส่วนการคำนวณโมเมนต์ครากของหน้าตัดจะใช้เท่ากับโมเมนต์ที่จุดสิ้นสุดความสัมพันธ์เส้นตรงจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้ง (curvature) จากซอฟต์แวร์ Response-2000 ดังในรูปที่ 3.11 โดยค่าโมเมนต์ดังกล่าวได้ 10400 กิโลนิวตัน-เมตร จากนั้นหาความสมดุลระหว่างพื้นที่รับแรงอัดจากคอนกรีตและพื้นที่รับแรงดึงจากเหล็กเสริมเพื่อคำนวณหาโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดที่แตกร้าวและระยะจากผิวรับแรงอัดถึงแกนสะเทินซึ่งใช้หลักการคำนวณเช่นเดียวกับกรณีของคานหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า ในการจำลองให้แรงกระทำแก่เสาเข็มโดยใช้ point load ดังรูปที่ 3.12 เป็น FEM mesh ของเสาเข็ม TB และผลการคำนวณหน่วยแรงครากสำหรับ EBE ดังตารางที่ 3.6



รูปที่ 3.10 การรับแรงด้านข้างของเสาเข็ม TB



รูปที่ 3.11 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของเสาเข็ม TB



รูปที่ 3.12 FEM mesh ที่ใช้ในการจำลองเสาเข็ม TB

ตารางที่ 3.6 คุณสมบัติของเสาเข็มแบบเรตที่ใช้ในการวิเคราะห์

| barrette type         | $I_{gross}$<br>( $m^4$ ) | $I_{crack}$<br>( $m^4$ ) | compression<br>depth (m) | $M_p$<br>(kN-m) | $\sigma_y$<br>( $kN/m^2$ ) |
|-----------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|-----------------|----------------------------|
| TB<br>(1x3)m + (1x2)m | 3.1617                   | 0.40325                  | 0.42                     | 10400           | 10832                      |



ตารางที่ 3.7 พารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน HSM สำหรับเสาเข็มแบบเรีต TB

| soil           | $\gamma_t$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $c'$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $\phi'$<br>(degree) | $E_{50}^{ref}$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $E_{oed}^{ref}$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $E_{ur}^{ref}$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $m$ | $\nu_{ur}$ |
|----------------|------------------------------------|------------------------------|---------------------|----------------------------------------|-----------------------------------------|----------------------------------------|-----|------------|
| crust          | 18                                 | 10                           | 25                  | 47600                                  | 47600                                   | 142800                                 | 1   | 0.2        |
| very soft clay | 16                                 | 1*                           | 23*                 | 25600                                  | 25600                                   | 256000                                 | 1   | 0.2        |
| soft clay      | 16.5                               | 1*                           | 23*                 | 31200                                  | 31200                                   | 312000                                 | 1   | 0.2        |
| medium clay    | 18                                 | 10*                          | 25*                 | 44400                                  | 44400                                   | 133200                                 | 1   | 0.2        |

หมายเหตุ \* คือ ใช้ค่าพารามิเตอร์ประสิทธิภาพของ (Likitlersuang et al., 2018)

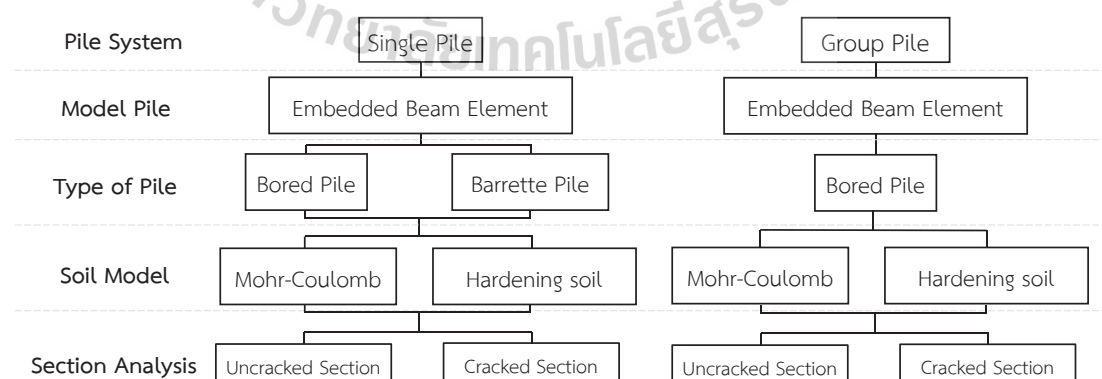
ตารางที่ 3.8 พารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน MC สำหรับเสาเข็มแบบเรีต TB

| soil              | $\gamma_t$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $S_u$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $\phi'$<br>(degree) | $E^*$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $\nu_u$ |
|-------------------|------------------------------------|-------------------------------|---------------------|-------------------------------|---------|
| stiff clay        | 17.5                               | 100                           | -                   | 280000                        | 0.495   |
| medium dense sand | 18                                 | -                             | 35                  | 500000                        | 0.495   |
| very stiff clay   | 18                                 | 110                           | -                   | 308000                        | 0.495   |
| hard clay         | 19                                 | 200                           | -                   | 560000                        | 0.495   |
| very dense sand   | 19.5                               | -                             | 35                  | 990000                        | 0.495   |

หมายเหตุ \* คือ สำหรับค่า  $E$  แบ่งออกเป็น  $E_u$  สำหรับดินเหนียว และ  $E'$  สำหรับดินทราย

### 3.6 สรุปกรณีวิเคราะห์ในงานวิจัย

สำหรับงานวิจัยนี้ได้กำหนดแนวทางการวิเคราะห์เสาเข็มรับแรงด้านข้าง โดยแบ่งกรณีศึกษาได้ดังรูปที่ 3.13



รูปที่ 3.13 สรุปกรณีวิเคราะห์เสาเข็มในงานวิจัย

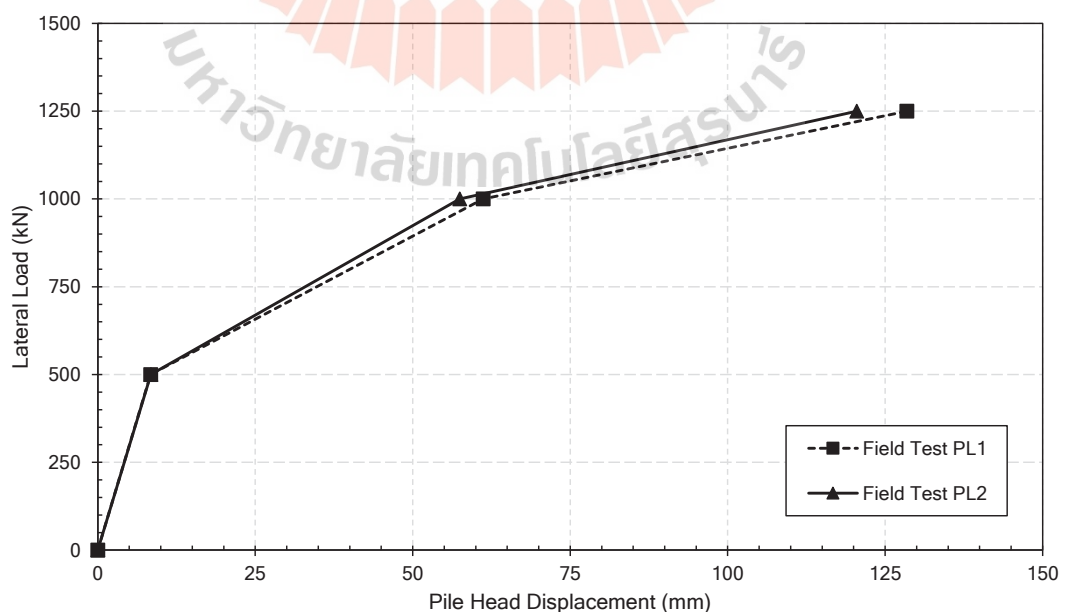
## บทที่ 4

### ผลการวิจัย

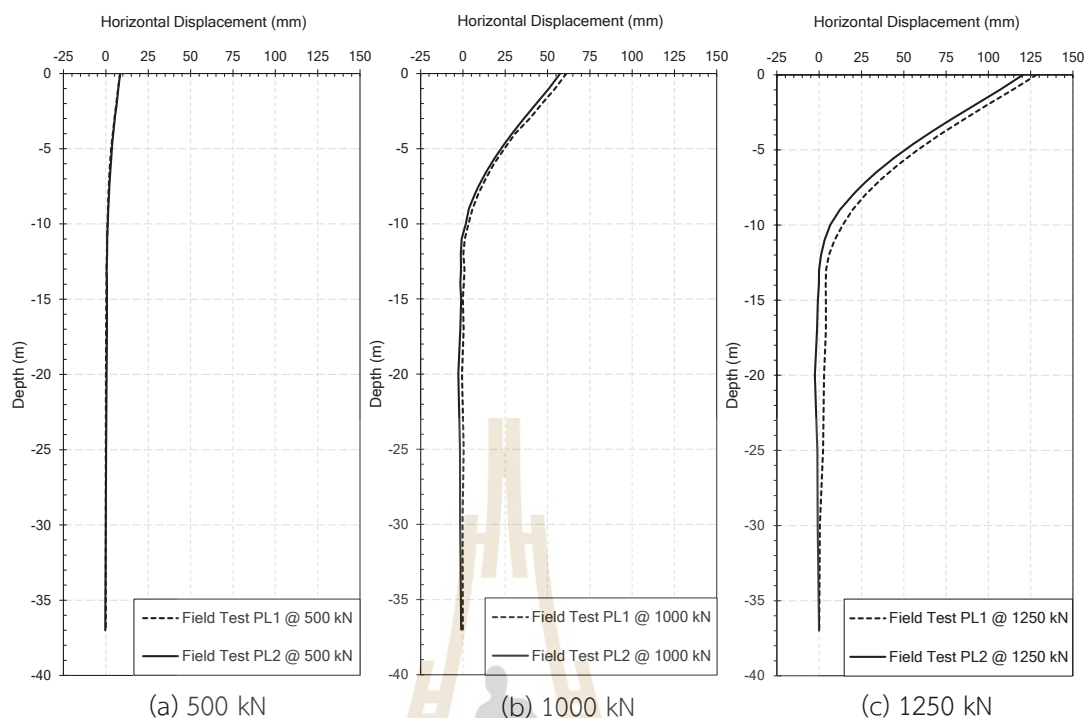
#### 4.1 ข้อมูลผลทดสอบเสาเข็มขนาดใหญ่ในสนาม

##### 4.1.1 การทดสอบเสาเข็มเดี่ยว

รายงานผลทดสอบเสาเข็มในสนามจากงานวิจัยของ (Wachiraprakarnpong, 1993) เป็นการทดสอบเสาเข็มเดี่ยว (F1) ทำด้วยคอนกรีตเสริมเหล็ก ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.50 เมตร ลึก 37 เมตร ตำแหน่งทดสอบอยู่บริเวณสถานีกลางบางซื่อ เขตจตุจักร กรุงเทพมหานคร ผลทดสอบได้จากการวัดการโก่งตัวโดยการติดตั้งท่อ inclinometer โดยวัดที่ขณะให้แรงกระทำเท่ากับ 500, 1000, และ 1250 กิโลนิวตัน สำหรับเสาเข็มหมายเลข PL1 และ PL2 ดังในรูปที่ 4.1 และรูปที่ 4.2 เห็นได้ว่าการโก่งตัวเพิ่มขึ้นตามแรงกระทำที่เพิ่มขึ้น โดยการโก่งตัวที่แรงกระทำ 500 กิโลนิวตันของเสาเข็มทั้งสองต้นมีค่าใกล้เคียงกัน 8.40 มิลลิเมตร ถัดมาที่แรงกระทำสูงขึ้นเป็น 1000 กิโลนิวตันพบว่าเสาเข็มหมายเลข PL1 มีการโก่งตัว 61.20 มิลลิเมตร ส่วนเสาเข็มหมายเลข PL2 มีการโก่งตัวน้อยกว่าหมายเลข PL1 ประมาณ 4 มิลลิเมตร ส่วนที่แรงกระทำสูงสุด 1250 กิโลนิวตันพบว่า การโก่งตัวของเสาเข็มหมายเลข PL1 เท่ากับ 128.50 มิลลิเมตร ในขณะที่การโก่งตัวของเสาเข็มหมายเลข PL2 เท่ากับ 120.50 มิลลิเมตร ซึ่งเป็นช่วงการโก่งตัวที่เสาเข็มมีพฤติกรรมเข้าสู่สภาวะประลัย ตำแหน่งที่เริ่มเกิดการโก่งตัวที่ระดับประมาณ -10 เมตรจากผิวดิน



รูปที่ 4.1 ผลทดสอบในสนามของการเคลื่อนตัวของหัวเสาเข็มเดี่ยว F1

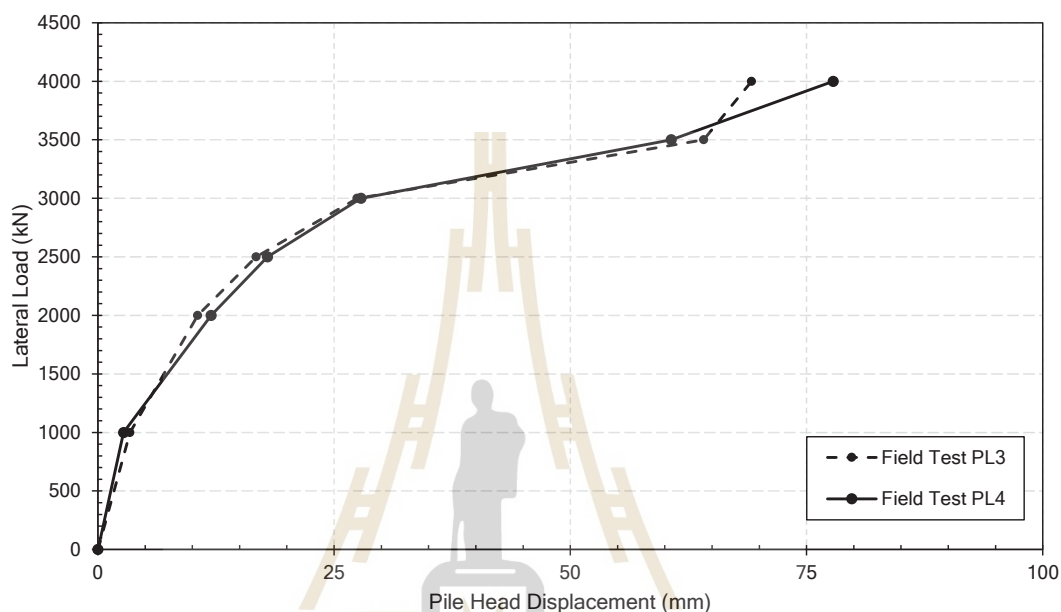


รูปที่ 4.2 ผลทดสอบในสนามของการโก่งตัวเสาเข็มเดี่ยว F1

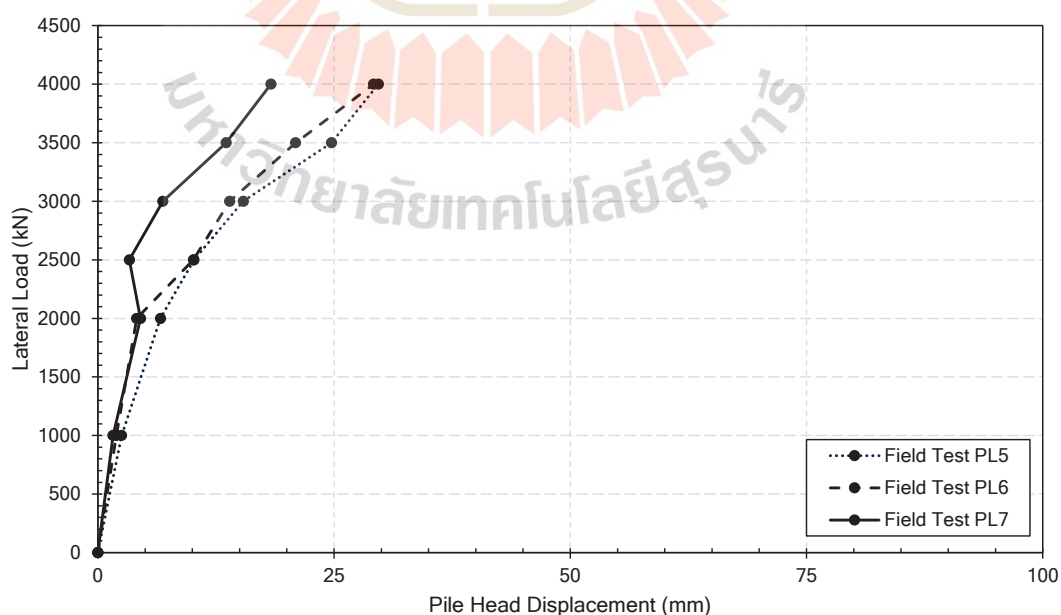
#### 4.1.2 การทดสอบเสาเข็มกลุ่ม

รายงานผลทดสอบเสาเข็มในสนามจากงานวิจัยของ (Wachiraprakarnpong, 1993) ของเสาเข็มกลุ่ม F2 และ F3 ใช้วัสดุ ขนาด และความยาวเดียวกันกับเสาเข็มเดี่ยว ดังในรูปที่ 4.3 และรูปที่ 4.4 เป็น load-displacement curve ของผลการทดสอบเสาเข็มกลุ่ม F2 และ F3 ส่วนรูปที่ 4.5 และรูปที่ 4.6 เป็นผลวัดการโก่งตัวโดยติดตั้งท่อ inclinometer โดยวัดที่ขณะให้แรงกระทำต่อ pile cap เท่ากับ 1000, 2000, 2500, 3000, 3500, และ 4000 กิโลนิวตัน สำหรับผลทดสอบในสนามของเสาเข็มกลุ่ม F2 พบว่าในช่วงแรงกระทำ 1000 ถึง 3500 กิโลนิวตัน การโก่งตัวของเสาเข็มทั้งสองต้น ได้แก่ เสาเข็มต้นตาม (trailing pile) หมายเลข PL4 และเสาเข็มต้นนำ (leading pile) หมายเลข PL3 มีค่าใกล้เคียงกันมาก โดยมีค่าการโก่งตัวที่ต่างกันน้อยกว่า 5 มิลลิเมตร ในขณะที่แรงกระทำ 4000 กิโลนิวตัน การโก่งตัวของเสาเข็มในกลุ่มทั้ง 2 ต้นมีค่าแตกต่างกัน โดยเสาเข็มต้นตามมีการโก่งตัวมากกว่าต้นนำประมาณ 9 มิลลิเมตร สำหรับตำแหน่งความลึกการโก่งตัวอยู่ที่ระดับประมาณ -10 ถึง -15 เมตรจากผิวดิน โดยผลทดสอบนี้ชี้ให้เห็นถึงผลการโก่งตัวเนื่องจากผลกระทบของระยะห่างของเสาเข็มในกลุ่มที่มีความสอดคล้องกับงานวิจัยที่ได้ปริทรรศน์ไว้ก่อนหน้านี้ ซึ่งเห็นได้ชัดว่าในช่วงแรงกระทำ 4000 กิโลนิวตัน ในส่วนผลการทดสอบเสาเข็มกลุ่ม F3 ที่ช่วงแรงกระทำ 1000 ถึง 2000 กิโลนิวตัน การโก่งมีค่าใกล้เคียงกัน ส่วนที่แรงกระทำถัดมาในช่วง 2500 ถึง 4000 กิโลนิวตัน การโก่งตัวของเสาเข็ม 2 ต้นตาม (หมายเลข PL5 และ PL6) ที่จัดเรียงแบบ side-by-side มีค่ามากกว่าเสาเข็มต้นนำ (หมายเลข PL7) ประมาณ 7 ถึง 11 มิลลิเมตร

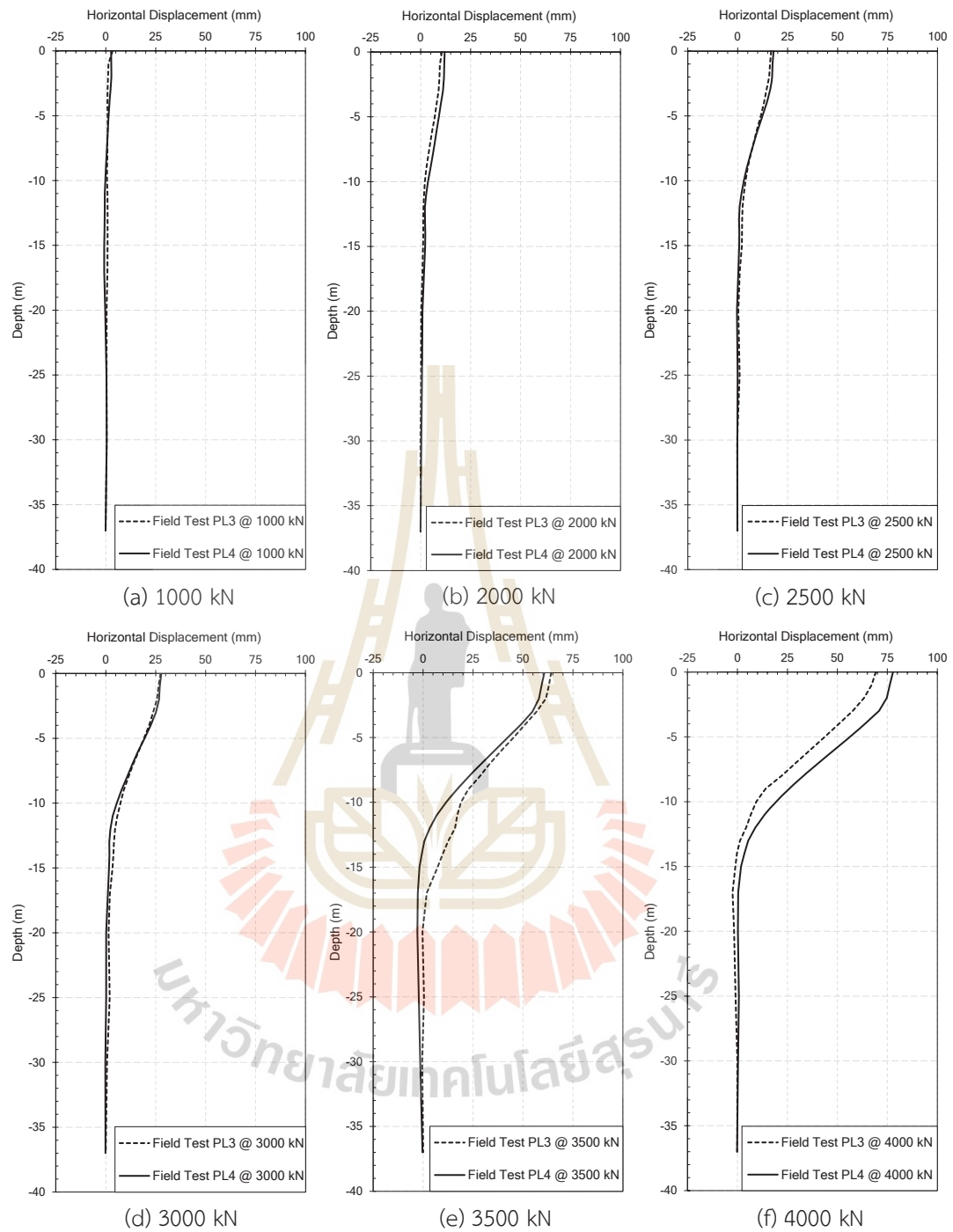
นอกจากนี้ยังสังเกตเห็นว่าการโก่งตัวของเสาเข็มหมายเลข PL7 ที่แรงกระทำ 2500 กิโลนิวตันนั้น มีผลการโก่งเกิดขึ้นน้อยกว่าแรงกระทำก่อนหน้าประมาณ 3 มิลลิเมตร ผู้วิจัยสันนิษฐานว่าเป็นผลจากความผิดปกติของการตรวจวัดในสนาม เนื่องจากค่าการโก่งตัวที่แรงกระทำอื่นมีค่าอยู่ในแนวโน้มที่เหมาะสม สำหรับตำแหน่งความลึกการโก่งตัวของเสาเข็มกลุ่ม F3 นั้นเกิดขึ้นอยู่ที่ระดับประมาณ -10 ถึง -15 เมตรจากผิวดินเช่นเดียวกับเสาเข็มกลุ่ม F2



รูปที่ 4.3 ผลทดสอบในสนามของการเคลื่อนตัวของหัวเสาเข็มกลุ่ม F2

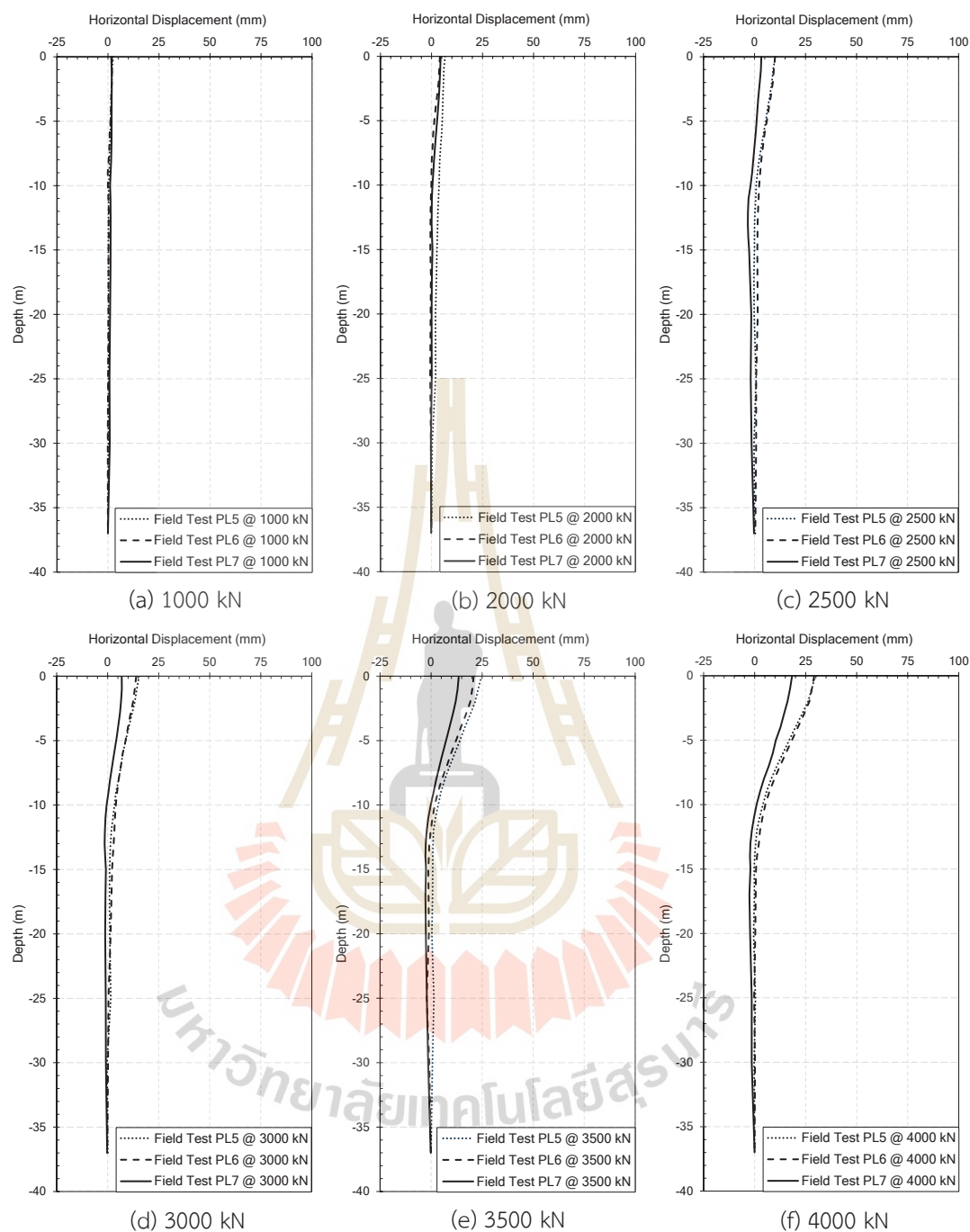


รูปที่ 4.4 ผลทดสอบในสนามของการเคลื่อนตัวของหัวเสาเข็มกลุ่ม F3



รูปที่ 4.5 ผลทดสอบในสนามของการโก่งตัวเสาเข็มกลุ่ม F2



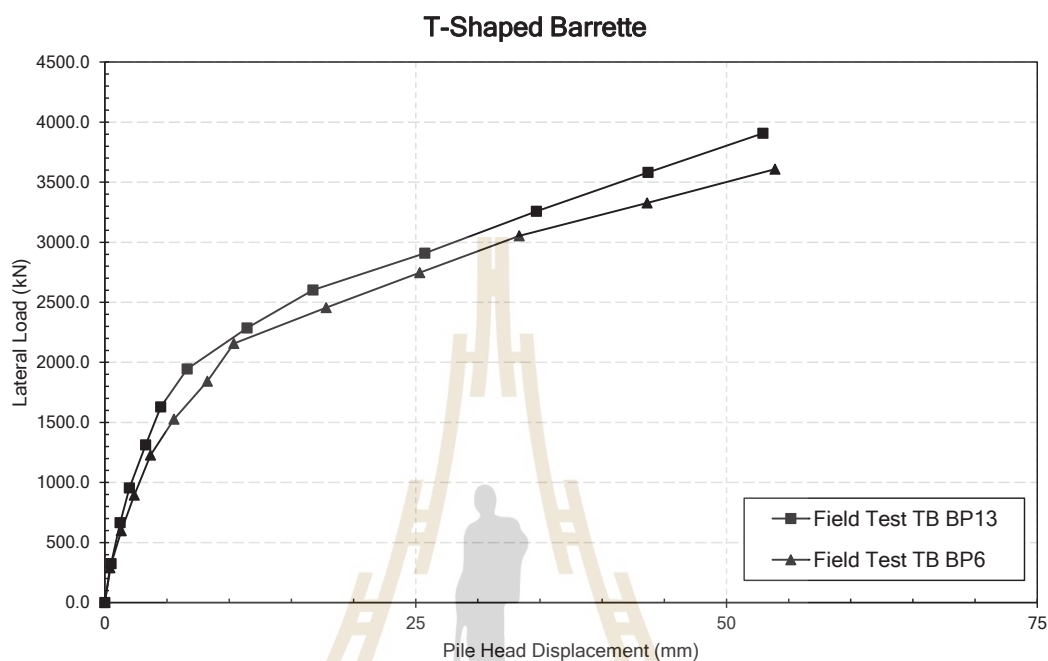


รูปที่ 4.6 ผลทดสอบในสนามของการโก่งตัวเสาเข็มกลุ่ม F3

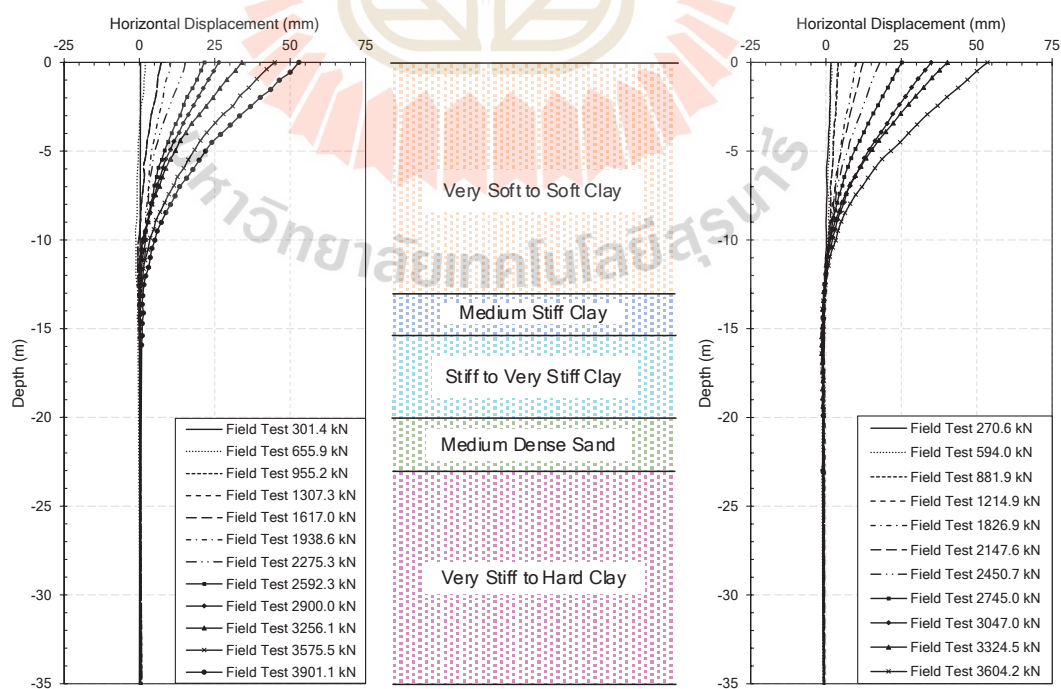
#### 4.1.3 การทดสอบเสาเข็มแบเรตต์รูปตัวที

รายงานผลทดสอบในสนามของเสาเข็มแบเรตต์รูปตัวที (T-Shaped barrette, TB) จากงานวิจัยของ (Submaneewong, 2009) เป็นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในแนวนอนดังรูปที่ 4.7 และการโก่งตัวแปรผันตามความลึก ดังรูปที่ 4.8 โดยการโก่งตัวเกิดขึ้นในชั้น

ดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง โดยการโก่งตัวเกิดขึ้น 54 มิลลิเมตรที่แรงกระทำ 3900 กิโลนิวตัน ส่วนที่แรงกระทำที่ต่ำกว่า 1600 กิโลนิวตัน ผลการทดสอบในสนามชี้ให้เห็นถึงสติฟเนสที่สูงมากของเสาเข็ม TB จนส่งผลให้เสาเข็มมีการเคลื่อนตัวไม่ต่างกันในขณะที่มีการให้แรงกระทำเพิ่มขึ้น



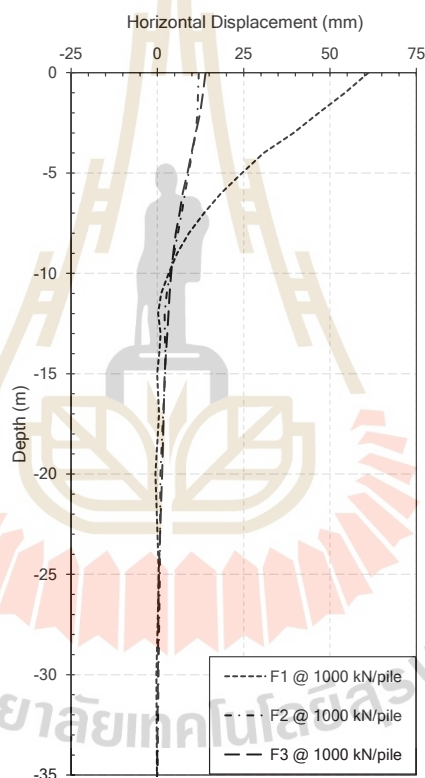
รูปที่ 4.7 ผลทดสอบในสนามของการเคลื่อนตัวของหัวเสาเข็ม TB



รูปที่ 4.8 ผลทดสอบในสนามของการโก่งตัวเสาเข็ม TB

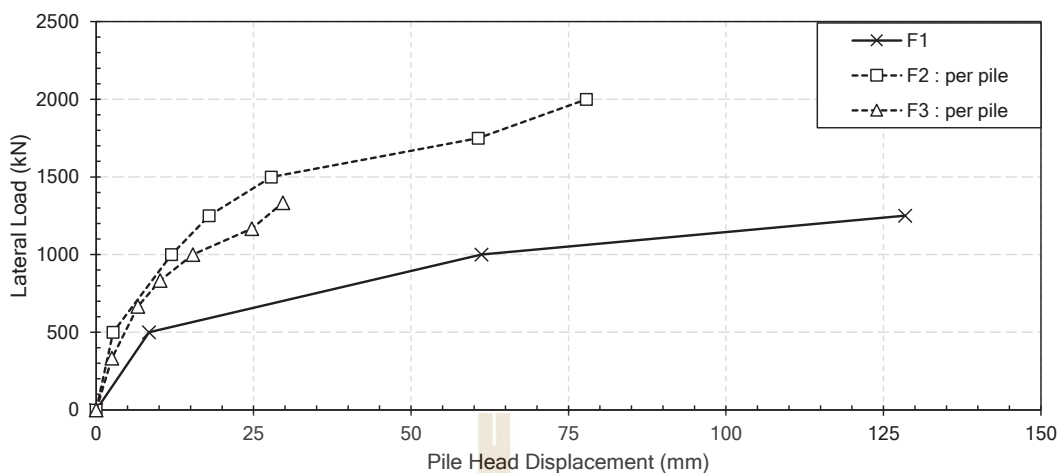
#### 4.1.4 เปรียบเทียบผลการทดสอบเสาเข็มขนาดใหญ่ในสนาม

สำหรับผลทดสอบเสาเข็มเจาะกลมแบบเดี่ยวและแบบกลุ่มดังที่กล่าวไปในหัวข้อที่ 4.1.1 และ 4.1.2 นั้น เมื่อพิจารณาเป็นแรงกระทำ 1000 กิโลนิวตันต่อเสาเข็มหนึ่งต้น จะเทียบเท่าเสาเข็มเดี่ยว F1 รับแรงกระทำเท่ากับ 1000 กิโลนิวตัน เทียบเท่าเสาเข็มกลุ่ม F2 ที่รับแรงกระทำต่อ pile cap เท่ากับ 2000 กิโลนิวตัน และเทียบเท่าเสาเข็มกลุ่ม F3 ที่รับแรงกระทำต่อ pile cap เท่ากับ 3000 กิโลนิวตัน ผลการเปรียบเทียบเป็นการโก่งตัวของเสาเข็มตามความลึก ดังในรูปที่ 4.9 ซึ่งเห็นว่า เสาเข็มเดี่ยว F1 มีการโก่งตัวสูงกว่าเสาเข็มกลุ่ม F2 และ F3 ประมาณ 4 เท่า ซึ่งเป็นผลมาจากการที่เสาเข็มเดี่ยว F1 ไม่ถูกยึดรั้งที่หัวเสาเข็มด้วย pile cap จึงส่งผลให้เกิดการเคลื่อนที่และหมุนรอบจุดได้อย่างอิสระกว่าเสาเข็มกลุ่ม F2 และ F3



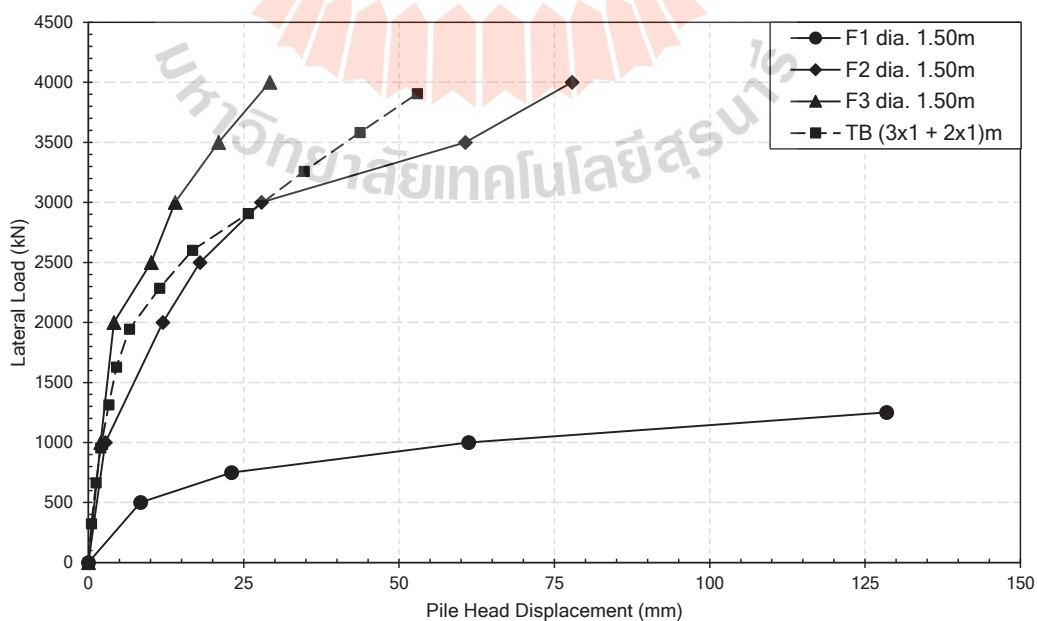
รูปที่ 4.9 เปรียบเทียบการโก่งตัวของเสาเข็มที่แรงกระทำ 1000 กิโลนิวตันต่อต้น

นอกจากนี้เมื่อพิจารณาการเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่รับแรงกระทำเฉลี่ยต่อเสาเข็มหนึ่งต้นที่มาจากแรงกระทำรวมกันที่ pile cap ดังในรูปที่ 4.10 ซึ่งเห็นว่า ช่วงต้นที่แรงกระทำ 500 กิโลนิวตัน การเคลื่อนตัวของเสาเข็มเดี่ยวมีค่ามากกว่าเสาเข็มกลุ่ม F2 และ F3 ประมาณ 3 เท่า และเมื่อแรงกระทำสูงขึ้นพบว่า เสาเข็มเดี่ยว F1 มีแนวโน้มการเคลื่อนตัวสูงกว่าเสาเข็มกลุ่ม F2 และ F3 อย่างต่อเนื่อง



รูปที่ 4.10 เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่เป็นแรงกระทำเฉื่อยต่อต้น

สำหรับผลทดสอบเสาเข็มรับแรงด้านข้างในชั้นดินกรุงเทพฯที่ได้กล่าวไปแล้วในข้อที่ 4.1.1 ถึงหัวข้อที่ 4.1.3 เมื่อนำผลที่ได้มาเปรียบเทียบเป็นความสัมพันธ์ของการเคลื่อนตัวกับแรงกระทำ ซึ่งพิจารณาเลือกใช้ตัวแทนเสาเข็มที่มีผลการทดสอบในสนามที่ผิดปกติจากแนวโน้มน้อยที่สุดหรือเสาเข็มที่มีผลการโก่งตัวมากที่สุดมาเปรียบเทียบกัน ดังความสัมพันธ์ในรูปที่ 4.11 เห็นได้ว่าการเคลื่อนตัวเท่ากับเสาเข็มกลุ่ม F3 มีการโก่งตัวน้อยที่สุด รองลงมาเป็นเสาเข็มแบเร่ตรูปตัวทึ และเสาเข็มกลุ่ม F2 ส่วนเสาเข็มเดี่ยว F1 มีการโก่งตัวมากที่สุด เมื่อพิจารณาที่แรงกระทำในช่วงแรก 500 กิโลนิวตัน ชี้ให้เห็นว่าเสาเข็มกลุ่ม F3 เสาเข็มกลุ่ม F2 และเสาเข็มแบเร่ตรูปตัวทึมีสติเฟนสูงกว่าเสาเข็มเดี่ยวอย่างชัดเจน โดยมีการเคลื่อนตัวที่แรงกระทำดังกล่าวมีค่าต่างกัน 8 เท่า

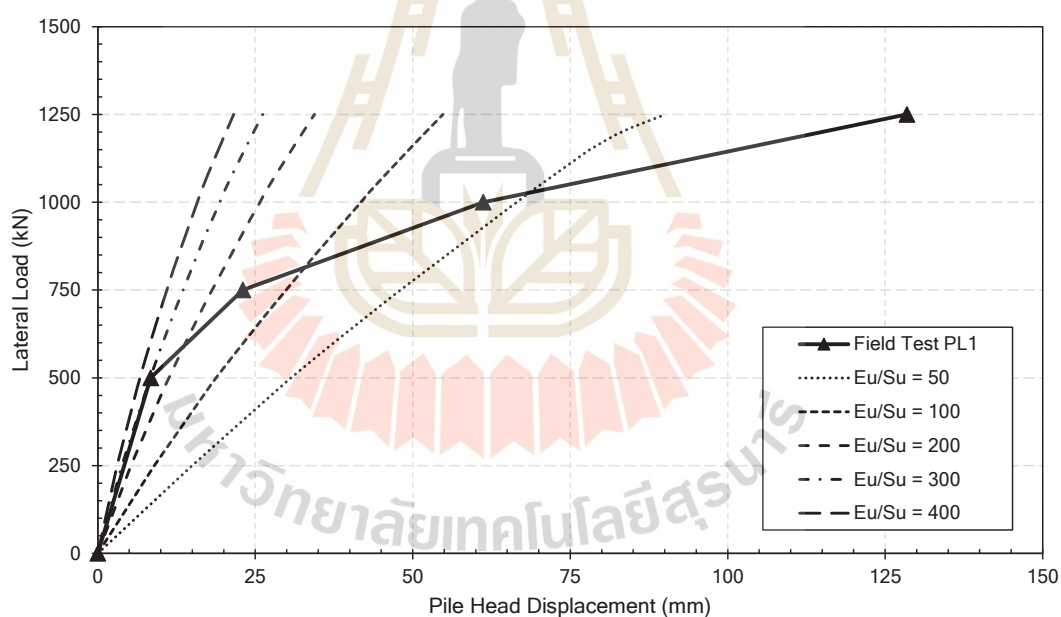


รูปที่ 4.11 เปรียบเทียบความสามารถในการรับแรงด้านข้างของเสาเข็ม

## 4.2 การวิเคราะห์หาค่าสตีฟเนสของแบบจำลองดิน

### 4.2.1 การวิเคราะห์หาค่าสตีฟเนสสำหรับแบบจำลองดิน MCCS

การวิเคราะห์หาค่าสตีฟเนสเพื่อเลือกสตีฟเนสที่เหมาะสมสำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนสำหรับแบบจำลองดิน MC ดังที่กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 3.4.2 สำหรับกรณีแบบจำลองดิน MC ที่มีสตีฟเนสคงที่ตลอดชั้นดิน (Mohr-Coulomb constant stiffness with depth, MCCS) ได้ผลการวิเคราะห์หาค่าสตีฟเนสดังในรูปที่ 4.12 เป็นการเปรียบเทียบผลวิเคราะห์เสาเข็มด้วย FEM กับผลทดสอบในสนาม หากพิจารณาช่วงที่เสาเข็มมีพฤติกรรมเชิงเส้นตรงนั้น พบว่าแบบจำลองดิน MCCS ให้ผลการวิเคราะห์เสาเข็มที่จำลองด้วย EBE ที่อัตราส่วนสตีฟเนส  $E_u/S_u$  ประมาณ 300 ซึ่งเป็นช่วงสตีฟเนสที่ใช้งานในการวิเคราะห์โครงสร้างด้านวิศวกรรมฐานรากดังที่กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 2.7.1 ในขณะที่อัตราส่วนสตีฟเนส  $E_u/S_u$  เท่ากับ 50 ซึ่งถือว่าต่ำมากนั้นให้ค่าการเคลื่อนตัวในช่วงที่เป็นเส้นตรงสูงมากและยังส่งผลให้เสาเข็มที่จำลองด้วยเสาเข็มด้วย EBE เกิดการครากที่แรงกระทำประมาณ 1200 กิโลนิวตัน ในขณะที่แรงกระทำ 1250 กิโลนิวตันนั้นพบว่า ผลวิเคราะห์ FEM ยังคงทำนายการเคลื่อนตัวที่น้อยกว่าผลทดสอบในสนามมาก



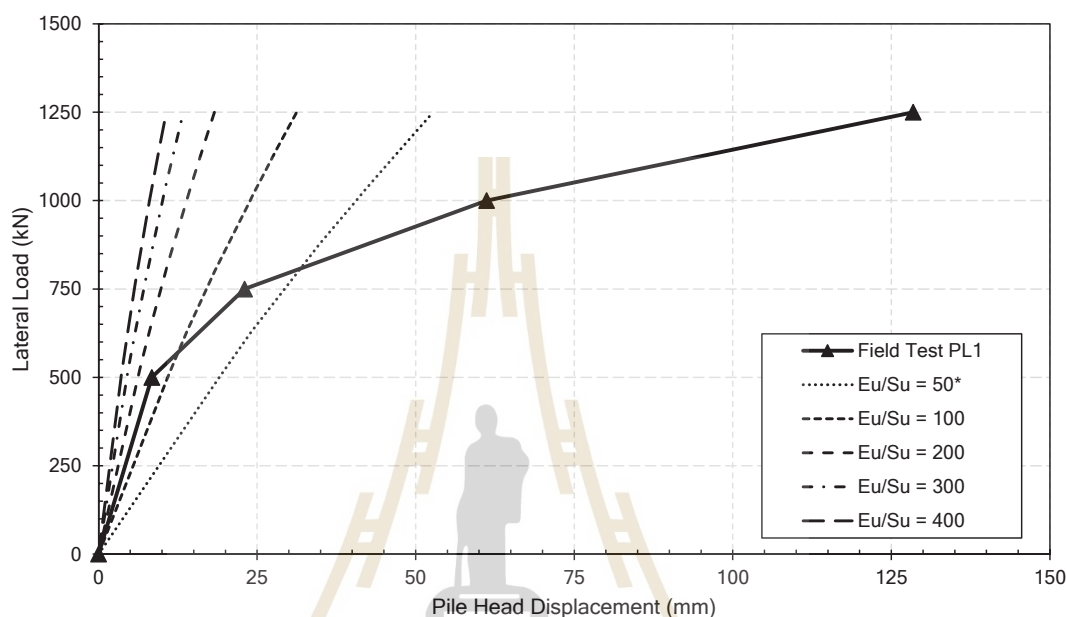
รูปที่ 4.12 ผลวิเคราะห์หาค่าสตีฟเนสเพื่อกำหนดสตีฟเนสของชั้นดินเหนียวอ่อนกับแบบจำลองดิน MCCS

### 4.2.2 การวิเคราะห์หาค่าสตีฟเนสสำหรับแบบจำลองดิน MCVS

การวิเคราะห์หาค่าสตีฟเนสเพื่อเลือกสตีฟเนสที่เหมาะสมสำหรับชั้นดินเหนียวอ่อน สำหรับแบบจำลองดิน MC ที่มีสตีฟเนสแปรผันตามความลึก (Mohr-Coulomb vary stiffness with depth, MCVS) โดยพฤติกรรมของเสาเข็มที่ได้จากผลทดสอบในสนามนั้น ผู้วิจัยได้กล่าวไว้แล้วในหัวข้อที่ 4.1.1 โดยรูปที่ 4.14 เป็นการเปรียบเทียบผลการเคลื่อนตัวกับแรงกระทำที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วย FEM ในกรณีของแบบจำลองดิน MCVS กับผลทดสอบในสนาม พบว่าการจำลอง



เสาเข็มด้วย EBE กับแบบจำลองดิน MCVS ให้ผลวิเคราะห์พฤติกรรมของเสาเข็มที่มีลักษณะเชิงเส้นตรงสำหรับทุกสตีฟเนสที่ทำการแปรผัน เมื่อพิจารณาผลการทดสอบในสนามในช่วงที่เสาเข็มมีพฤติกรรมเชิงเส้นตรงพบว่าอัตราส่วนสตีฟเนส  $E_u / S_u$  ที่เหมาะสมมีค่าอยู่ระหว่าง 100 ถึง 200 ซึ่งชี้ให้เห็นว่าการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองดิน MCVS นั้นมีแนวโน้มของสตีฟเนสดินสูงกว่าแบบจำลองดิน MCCC

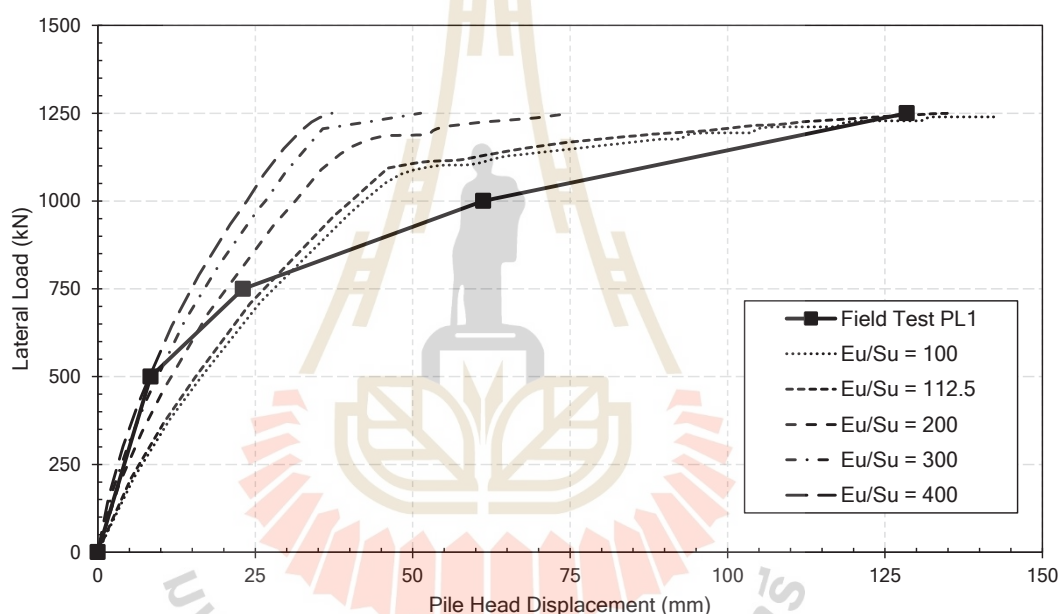


รูปที่ 4.13 ผลวิเคราะห์หาค่ากลับเพื่อกำหนดสตีฟเนสของชั้นดินเหนียวอ่อนกับแบบจำลองดิน MCVS

#### 4.2.3 การวิเคราะห์หาค่ากลับสตีฟเนสสำหรับแบบจำลองดิน HSM

การวิเคราะห์หาค่ากลับเพื่อเลือกสตีฟเนสที่เหมาะสมสำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีอิทธิพลต่อการจำลองพฤติกรรมของเสาเข็มมากที่สุด โดยการแปรผันสตีฟเนสของดินสำหรับแบบจำลองดิน HSM ดังที่กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 3.4.1 โดยรูปแบบสตีฟเนสที่ใช้ขึ้นอยู่กับรูปของหน่วยแรงรวมเพื่อให้เป็นประโยชน์กับวิศวกรผู้ออกแบบ โดยความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสยืดหยุ่นแบบไม่ระบายน้ำ ( $E_u$ ) กับกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ( $S_u$ ) สำหรับรูปที่ 4.12 เป็นผลการวิเคราะห์หาค่ากลับโดยใช้ข้อมูลการทดสอบเสาเข็มเดี่ยว F1 ซึ่งอ้างอิงผลทดสอบในสนามโดยใช้เสาเข็มหมายเลข PL1 โดยผลวิเคราะห์หาค่ากลับสามารถแบ่งพฤติกรรมของเสาเข็มออกเป็น 2 ช่วง คือ ช่วงที่เสาเข็มมีพฤติกรรมเชิงเส้นตรงที่แรงกระทำเริ่มต้นไปจนถึง 500 กิโลนิวตัน พบว่าอัตราส่วนสตีฟเนส  $E_u / S_u$  ที่สอดคล้องนั้นมีค่าอยู่ระหว่าง 200 ถึง 300 หากพิจารณาที่แรงกระทำ 1250 กิโลนิวตันเป็นแรงกระทำที่สภาวะประลัยนั้นจะได้ว่า พฤติกรรมเสาเข็มที่แรงกระทำ 500 กิโลนิวตันนี้เป็นการพิจารณาที่สัดส่วนความปลอดภัย (factor of safety) เท่ากับ 2.5 หรือที่แรงกระทำไม่เกินร้อยละ 40 ของแรงกระทำที่สภาวะประลัยซึ่งเป็นช่วงที่เสาเข็มถูกพิจารณาใช้งานในทางปลอดภัย ส่วนช่วงถัดมาเป็นอัตราส่วนสตีฟเนส  $E_u / S_u$  เท่ากับ 112.5 นั้นเป็นสตีฟเนสที่ใช้ศึกษาพฤติกรรมเสาเข็มในภาพรวมที่ให้ผลการวิเคราะห์

ที่ครอบคลุมตั้งแต่เริ่มต้นไปจนเข้าสู่สภาวะประลัย โดยในช่วงที่เสาเข็มมีพฤติกรรมเป็นเส้นตรงนั้นให้ค่าการเคลื่อนตัวที่สูงกว่าผลทดสอบในสนาม ซึ่งหากพิจารณาที่อัตราส่วน  $E_u/S_u$  ที่สูงกว่า 112.5 นั้นให้ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวที่แรงกระทำ 1250 กิโลนิวตันน้อยกว่าผลทดสอบในสนามมาก โดยงานวิจัยนี้จึงได้ใช้  $E_u/S_u$  เท่ากับ 112.5 ในการศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มต่อไป นอกจากนี้ผลจากการวิเคราะห์กลับชี้ให้เห็นอย่างชัดเจนว่า การแปรผันสติฟเนสของแบบจำลองดิน HSM นั้นมีนัยสำคัญต่อผลการเคลื่อนตัวในช่วงที่เสาเข็มมีพฤติกรรมเชิงเส้นตรงน้อยมาก และมีนัยสำคัญมากในช่วงที่เสาเข็มเข้าใกล้สภาวะประลัยที่แรงกระทำสูงมาก โดยที่สภาวะดังกล่าวนี้ผลการวิเคราะห์มีความอ่อนไหวมาก เป็นเหตุผลที่งานวิจัยนี้เสนอการใช้งานผลการวิเคราะห์สติฟเนสของดินโดยพิจารณาพฤติกรรมแต่ละช่วงของเสาเข็ม เพื่อให้ได้ผลการวิเคราะห์ที่เหมาะสมและอยู่ในทางปลอดภัย

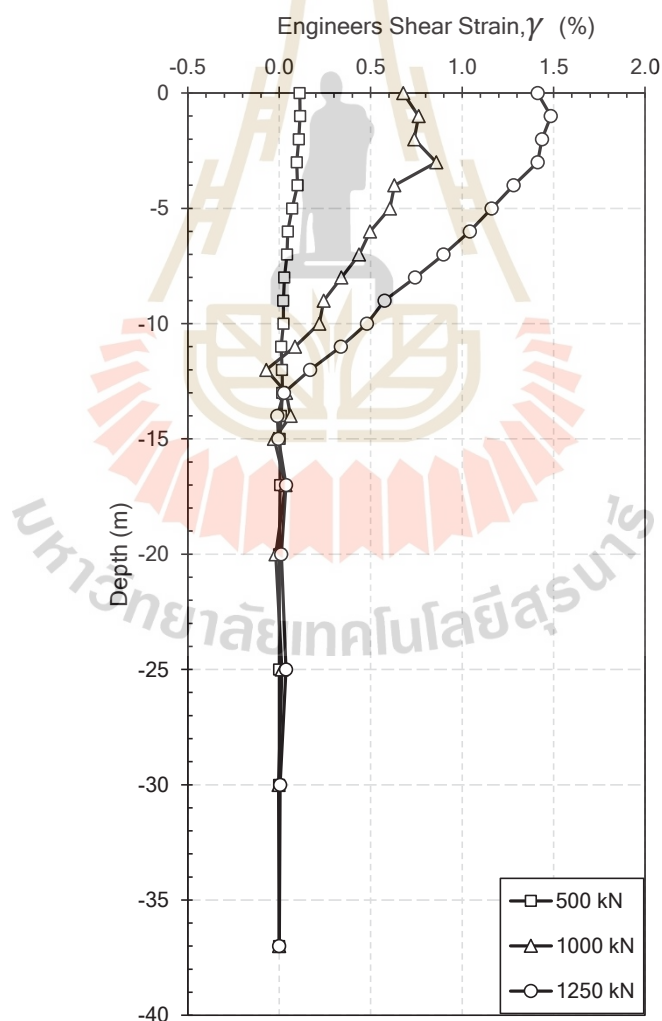


รูปที่ 4.14 ผลวิเคราะห์กลับเพื่อกำหนดสติฟเนสของชั้นดินเหนียวอ่อนกับแบบจำลองดิน HSM

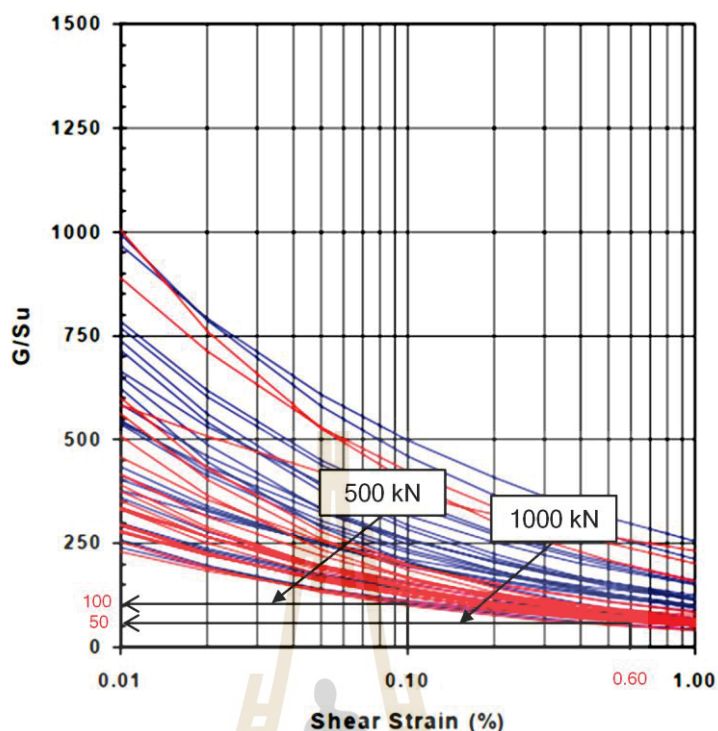
#### 4.2.4 ความสัมพันธ์ของความเครียดเฉือนเชิงวิศวกรรมกับสติฟเนสของดิน

สำหรับผลการวิเคราะห์กลับของการเคลื่อนตัวเสาเข็มภายใต้แรงกระทำด้านข้างนั้น เห็นได้ว่า การเคลื่อนตัวของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มมีความสัมพันธ์กับความเครียดเฉือนเชิงวิศวกรรม (engineers' shear strain,  $\gamma$ ) ที่ได้กล่าวไว้แล้วในหัวข้อที่ 2.7.1 สำหรับรูปที่ 4.15 เป็นการคำนวณความเครียดเฉือนเชิงวิศวกรรมของเสาเข็มเดี่ยว F1 จากผลทดสอบในสนาม เห็นได้ว่าการโก่งตัวที่เกิดขึ้นในชั้นดินเหนียวอ่อน ผลคำนวณความเครียดเฉือนของดินมีค่าประมาณร้อยละ 0.1 ถึง 0.6 สำหรับเสาเข็มที่อยู่ในสภาวะใช้งานและเสาเข็มที่เริ่มเข้าสู่สภาวะประลัยตามลำดับ โดยความเครียดเฉือนเกิดขึ้นที่ความลึกของดินที่ชั้นดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็งปานกลาง ส่วนรูปที่ 4.16 เป็นการเลือกใช้สติฟเนสเบื้องต้นโดยใช้ความสัมพันธ์ดังสมการที่ 2.2 ในการวิเคราะห์ด้วย

FEM ของแบบจำลองดิน MC สำหรับแรงกระทำ 500 กิโลนิวตัน มีค่าอัตราส่วน  $G/S_u$  ประมาณ 100 และมีค่าความเครียดเฉือนเชิงวิศวกรรมประมาณร้อยละ 0.1 ต่างจากที่แรงกระทำ 1000 กิโลนิวตัน มีอัตราส่วน  $G/S_u$  ประมาณ 50 และค่าความเครียดเฉือนเชิงวิศวกรรมประมาณร้อยละ 0.6 ซึ่งถือว่าต่ำมาก ส่วนกรณีของเสาเข็มที่มีการเคลื่อนตัวสูงมากที่แรงกระทำ 1250 กิโลนิวตัน พบว่าความเครียดเฉือนเชิงวิศวกรรมมีค่ามากกว่าร้อยละ 1 ซึ่งอยู่นอกพิสัยของผลการทดสอบ self-boring pressuremeter ของชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ ที่มีการทดสอบเก็บรวบรวมข้อมูลไว้ จากพฤติกรรมของเสาเข็มที่กล่าวมานั้นเป็นการชี้ให้เห็นอย่างชัดเจนว่า พฤติกรรมเสาเข็มที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงใช้งาน ผลวิเคราะห์ที่เหมาะสมขึ้นอยู่กับสตีเฟนสของดินเพียงอย่างเดียว ต่างจากพฤติกรรมของเสาเข็มที่แรงกระทำสูงมากจนเสาเข็มเข้าสู่สภาวะประลัยหรือใกล้เกิดการวิบัติ พบว่าพฤติกรรมของเสาเข็มขึ้นอยู่กับสตีเฟนสของดินและสตีเฟนสของเสาเข็มที่พิจารณาการแตกร้าวของหน้าตัดภายใต้โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นร่วมกัน



รูปที่ 4.15 ความเครียดเฉือนเชิงวิศวกรรมของการทดสอบเสาเข็มเดี่ยวในสนาม



รูปที่ 4.16 การพิจารณาใช้สตีเฟนของดินเหนียวจากค่าความเครียดเฉือน

#### 4.3 เปรียบเทียบแบบจำลองดินจากผลการวิเคราะห์

ผลการวิเคราะห์กลับสำหรับแบบจำลองดินเหนียวที่เหมาะสมสำหรับทำนายพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มจากหัวข้อที่ 4.2 ซึ่งประกอบไปด้วยแบบจำลองดิน HSM, แบบจำลองดิน MC ที่มีสตีเฟนสคงที่ตลอดชั้นดิน, และแบบจำลองดิน MC ที่มีสตีเฟนสแปรผันกับความลึก โดยการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์จาก load-displacement curve ชี้ให้เห็นอย่างชัดเจนว่า แบบจำลองดิน HSM นั้นให้ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มที่ใกล้เคียงกับพฤติกรรมที่เกิดขึ้นในสนามมากที่สุด เนื่องจากสตีเฟนของดินแปรผันตามความเค้นที่เกิดขึ้นในดิน โดยในช่วงแรกสตีเฟนของดินสูงมาก ส่งผลให้เสาเข็มมีการเคลื่อนตัวน้อย และในช่วงท้ายเสาเข็มมีการเคลื่อนตัวสูงมากเนื่องจากผลการแตกร้าวหรือการครากของเสาเข็ม ส่งผลให้สตีเฟนของดินต่ำมาก ส่วนกรณีที่จำลองด้วยแบบจำลองดิน MC ทั้งแบบสตีเฟนสคงที่ตลอดชั้นดินและแบบสตีเฟนสแปรผันตามความลึกนั้นให้ผลวิเคราะห์ที่สอดคล้องกับผลทดสอบในสนามในช่วงแรกที่แรงกระทำ 500 กิโลนิวตัน โดยเป็นช่วงแรงกระทำที่เสาเข็มยังไม่เกิดการแตกร้าวและมีการเคลื่อนตัวน้อย ซึ่งใกล้เคียงกับโครงสร้างใต้ดินที่มีการใช้งานโดยทั่วไป เช่น soil cement column, pile wall, และ diaphragm wall เมื่อพิจารณาผลการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองดิน MCCS และ MCVS พบว่าการเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่ได้นั้นมีค่าน้อยกว่าผลทดสอบในสนามมาก ซึ่งผลการวิเคราะห์ด้วย FEM โดยแบบจำลองดินทั้ง 3 รูปแบบนั้นมีความใกล้เคียงกันก็ต่อเมื่อเสาเข็มมีการเคลื่อนตัวน้อยมากซึ่งอยู่ในช่วงเสาเข็มยังมีพฤติกรรมเชิงเส้นตรง

#### 4.4 อิทธิพลความละเอียดของตาข่ายวิเคราะห์

สำหรับการจำลองเสาเข็มรับแรงกระทำด้านข้างตั้งแต่แรงกระทำน้อยไปจนถึงแรงกระทำมาก ที่ส่งผลให้เสาเข็มมีพฤติกรรมเข้าสู่สภาวะประลัยหรือใกล้เกิดการวิบัติ นั้น งานวิจัยนี้ได้เลือกผลวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองดิน HSM มาใช้ในการศึกษา เนื่องจากผลวิเคราะห์มีความครอบคลุมถึงพฤติกรรมที่สภาวะประลัยของเสาเข็ม สำหรับการศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยว F1 ดังรูปที่ 4.17 และรูปที่ 4.18 ซึ่งให้เห็นว่าผลวิเคราะห์ที่เหมาะสมเมื่อเปรียบเทียบกับผลทดสอบในสนามนั้นขึ้นอยู่กับความละเอียดตาข่ายวิเคราะห์ (mesh resolution) ที่ใช้ในการวิเคราะห์ เมื่อพิจารณาผลวิเคราะห์เสาเข็มเดี่ยว F1 ที่แรงกระทำด้านข้างสูงสุด 1250 กิโลนิวตัน ดังรูปที่ 4.17 ซึ่งให้เห็นว่าความละเอียด fine mesh ให้ผลการเคลื่อนตัวใกล้เคียงกับผลทดสอบในสนาม ในขณะที่การวิเคราะห์ด้วย coarse mesh และ medium mesh ให้ผลการเคลื่อนตัวน้อยกว่าผลทดสอบในสนามประมาณ 100 มิลลิเมตร ส่วนกรณีของการศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มกลุ่ม F2 ที่มีแรงกระทำต่อเสาเข็มหนึ่งต้น สูงสุด 2000 กิโลนิวตันเมื่อพิจารณาที่แรงกระทำต่อ pile cap เท่ากับ 4000 กิโลนิวตัน ซึ่งเป็นแรงกระทำด้านข้างที่สูงมากจนเสาเข็มมีพฤติกรรมเข้าสู่สภาวะประลัย ผลวิเคราะห์ด้วย FEM ในรูปที่ 4.18 ของเสาเข็มกลุ่ม F2 นั้น พบว่าความละเอียด medium mesh ให้ผลที่มีความใกล้เคียงกับผลทดสอบในสนาม ต่างจากกรณีการวิเคราะห์ด้วยความละเอียด fine mesh ที่ให้ผลที่มีแนวโน้มการเคลื่อนตัวสูงกว่าผลทดสอบในสนามอย่างต่อเนื่อง ในขณะที่แรงกระทำเพิ่มขึ้นไม่มาก จึงต้องพิจารณาหยุดการคำนวณไว้ที่แรงกระทำประมาณ 3700 กิโลนิวตัน ส่วนเสาเข็มกลุ่ม F3 มีการเคลื่อนตัวน้อยกว่าเสาเข็มรูปแบบอื่น เนื่องจากเป็นเสาเข็มกลุ่มที่มีสติฟเนสสูงมาก ส่งผลให้ความอ่อนไหวของความละเอียด FEM mesh ไม่มีผลต่อการวิเคราะห์อย่างมีนัยสำคัญ ซึ่งได้มีการศึกษาอิทธิพลของความละเอียดของตาข่ายวิเคราะห์ (mesh dependency) ในการจำลองด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ได้นำเสนอไว้ในงานวิจัยของ (De Borst et al., 1984), (Koutsabeloulis et al., 1989), และ (Dao, 2011) จากผลวิเคราะห์เสาเข็มกลุ่ม F2 ในงานวิจัยนี้เห็นได้ว่าความละเอียด fine mesh ให้ค่าการเคลื่อนตัวสูงกว่าค่าที่ทดสอบได้ในสนาม เนื่องจากมีตำแหน่งของจุดความเค้น (stress point) สูงสุดที่เกิดขึ้นในการคำนวณนั้นไม่ตรงกับตำแหน่งที่มีความเค้นสูงสุดในสนาม ส่งผลให้การคำนวณสามารถดำเนินไปอย่างต่อเนื่องโดยไม่เกิดการวิบัติ ซึ่งผลการเคลื่อนตัวที่ได้ในระหว่างการวิเคราะห์นั้นเพิ่มมากขึ้นอย่างต่อเนื่อง จำเป็นต้องหยุดการคำนวณเมื่อพบว่าผลการวิเคราะห์มีแนวโน้มที่เพิ่มขึ้นอย่างไม่สอดคล้องกับผลทดสอบในสนาม จากนั้นนำผลวิเคราะห์ที่ได้มาเปรียบเทียบกับผลวิเคราะห์ด้วยความละเอียด FEM mesh ที่แตกต่างกัน แล้วพิจารณาเลือกใช้ผลวิเคราะห์ที่เหมาะสมต่อไป ซึ่งความแตกต่างของผลวิเคราะห์นี้ชี้ให้เห็นถึงความอ่อนไหวของ FEM mesh ที่เลือกใช้ ในการวิเคราะห์ปัญหาด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์นั้นมีการกำหนด mesh ที่มีจำนวนของเอลิเมนต์ (element) และจุดต่อ (node) แตกต่างกัน สำหรับการวิเคราะห์เสาเข็มเดี่ยว F1 และการวิเคราะห์เสาเข็มกลุ่ม F2 นั้นมีจำนวนเอลิเมนต์, จำนวนจุดต่อ, และการเคลื่อนตัวสูงสุดดังตารางที่ 4.1 และตารางที่ 4.2 ตามลำดับ



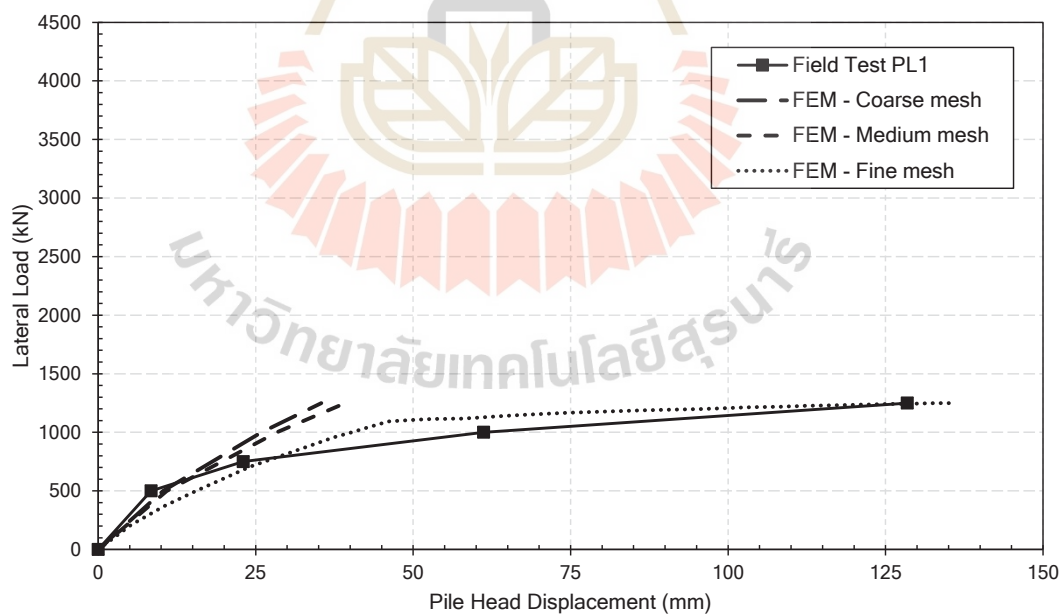
ตารางที่ 4.1 เปรียบเทียบการจำลองความละเอียด mesh ของเสาเข็มเดี่ยว F1

| mesh type | number of nodes | number of elements | max. horizontal disp. at load 1250 kN (mm) |
|-----------|-----------------|--------------------|--------------------------------------------|
| coarse    | 8391            | 5169               | 35.41                                      |
| medium    | 17079           | 10872              | 39.20                                      |
| fine      | 38299           | 25249              | 135.05                                     |

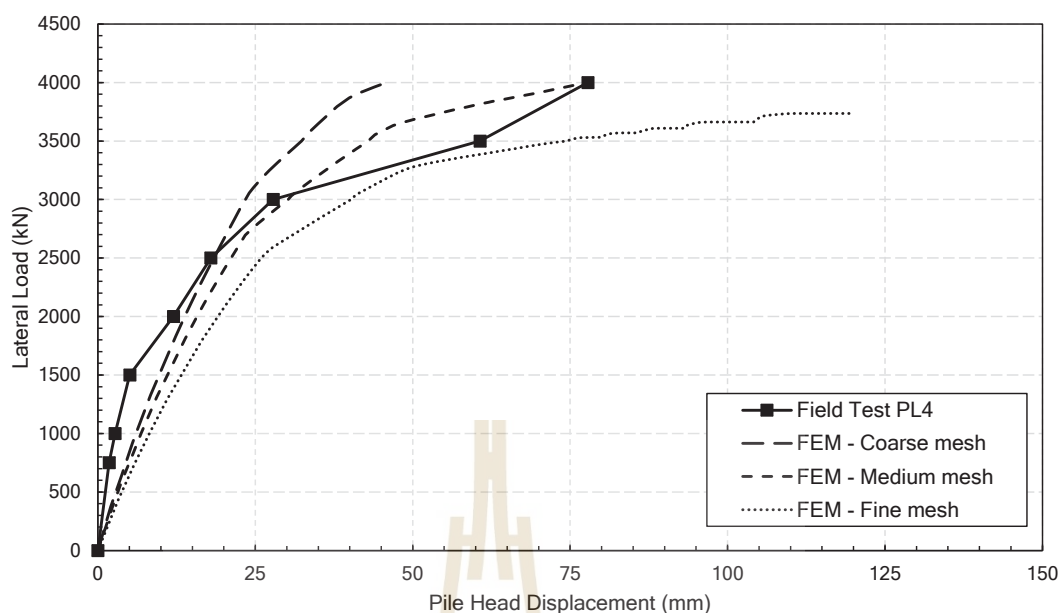
ตารางที่ 4.2 เปรียบเทียบการจำลองความละเอียด mesh ของเสาเข็มกลุ่ม F2

| mesh type | number of nodes | number of elements | max. horizontal disp. at load 4000 kN (mm) |
|-----------|-----------------|--------------------|--------------------------------------------|
| coarse    | 13344           | 8314               | 45.85                                      |
| medium    | 22207           | 14206              | 77.84                                      |
| fine      | 43451           | 28585              | 119.97*                                    |

หมายเหตุ \* คือ หยุดการคำนวณที่แรงกระทำ 3736 กิโลนิวตัน



รูปที่ 4.17 ผลของ mesh dependency ของการวิเคราะห์เสาเข็มเดี่ยว F1

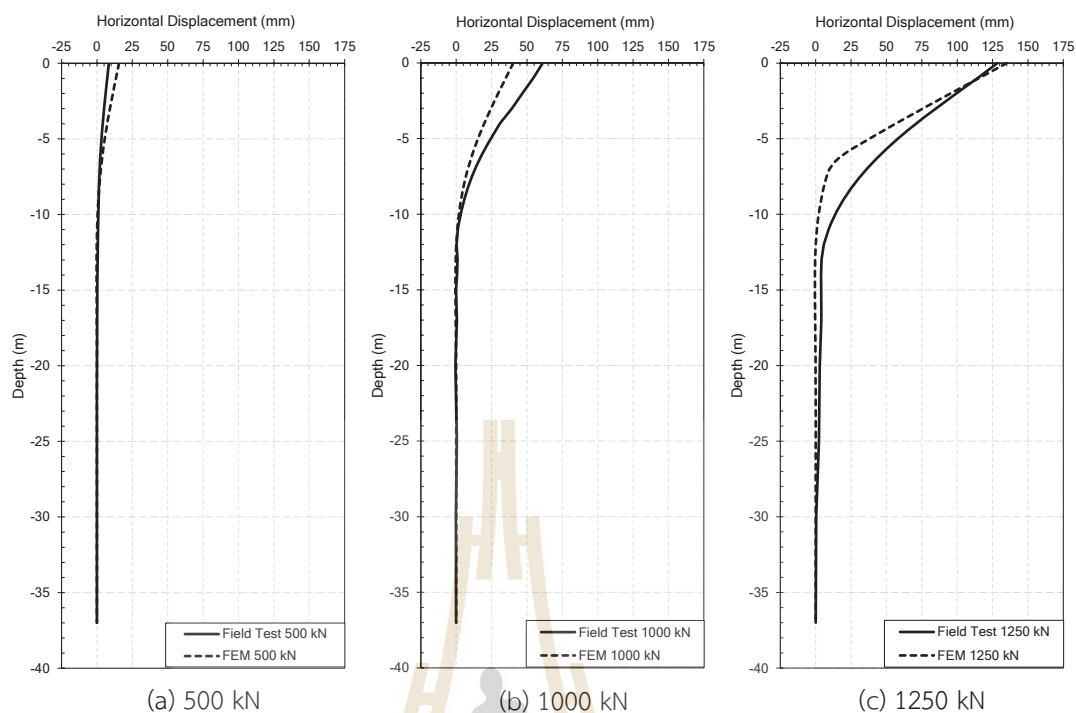


รูปที่ 4.18 ผลของ mesh dependency ของการวิเคราะห์เสาเข็มกลุ่ม F2

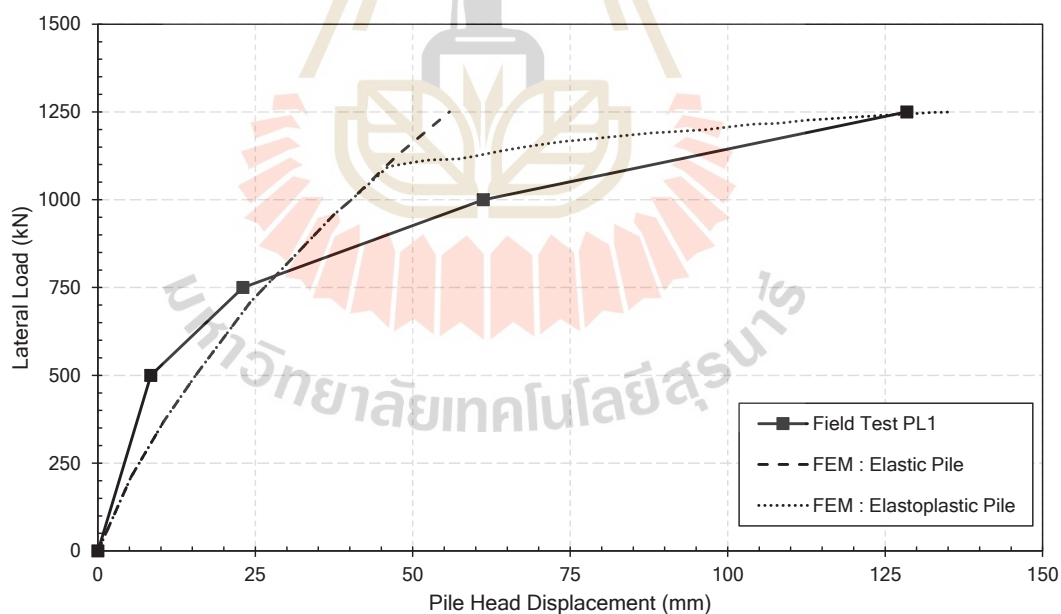
#### 4.5 ผลการจำลองเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มภายใต้แรงกระทำด้านข้าง

สำหรับกรณีของเสาเข็มเดี่ยว F1 พบว่าผลวิเคราะห์ด้วย FEM กับความละเอียด fine mesh ที่ให้ผลวิเคราะห์ใกล้เคียงกับผลทดสอบในสนามที่พิจารณาเลือกตามการศึกษาจากหัวข้อที่ 4.4 นั้น ผลวิเคราะห์ที่ได้นั้นเป็นความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวของเสาเข็มแปรผันกับความลึกที่แรงกระทำ 500, 1000, และ 1250 กิโลนิวตันเทียบกับผลการโก่งตัวในสนาม ดังรูปที่ 4.19 พบว่าที่แรงกระทำ 500 กิโลนิวตัน การโก่งตัวของเสาเข็มที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วย FEM มีค่ามากกว่าผลทดสอบในสนามเล็กน้อยประมาณ 5 มิลลิเมตร ส่วนที่แรงกระทำ 1000 กิโลนิวตัน ผลการวิเคราะห์ด้วย FEM มีค่าน้อยกว่าผลทดสอบในสนามประมาณ 20 มิลลิเมตร ในขณะที่แรงกระทำสูงสุด 1250 กิโลนิวตัน นั้นผลวิเคราะห์ใกล้เคียงกับผลทดสอบในสนาม นอกจากนี้เมื่อพิจารณาผลวิเคราะห์ที่ความลึกลงมาจากผิวดิน พบว่าผลวิเคราะห์ด้วย FEM ให้ผลการโก่งตัวที่ใกล้เคียงกับผลการโก่งตัวที่วัดได้ในสนาม และผลวิเคราะห์ยังชี้ให้เห็นถึงจุดตัดกลับที่ใกล้เคียงกับตำแหน่งที่วัดได้ในสนามด้วย

เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างและการเคลื่อนตัวของหัวเสาเข็ม (load-displacement curve) ของผลวิเคราะห์เสาเข็มเดี่ยวด้วย FEM ในรูปที่ 4.20 เห็นได้ว่าในช่วงแรกถึงแรงกระทำ 1200 กิโลนิวตัน เสาเข็มมีพฤติกรรมเชิงเส้นตรงเท่ากับผลวิเคราะห์ของเสาเข็มที่จำลองวัสดุแบบ elastic ถัดจากแรงกระทำดังกล่าวเสาเข็มมีหน่วยแรงเกิดขึ้นสูงกว่าหน่วยแรงคราก ส่งผลให้เกิดการเคลื่อนตัวไม่เป็นเชิงเส้นตรง โดยความแตกต่างของการจำลอง EBE กับแบบจำลองวัสดุ elastoplastic และแบบจำลองวัสดุ elastic ให้ผลการเคลื่อนตัวที่แรงกระทำ 1250 กิโลนิวตันที่ต่างกันประมาณ 80 มิลลิเมตร

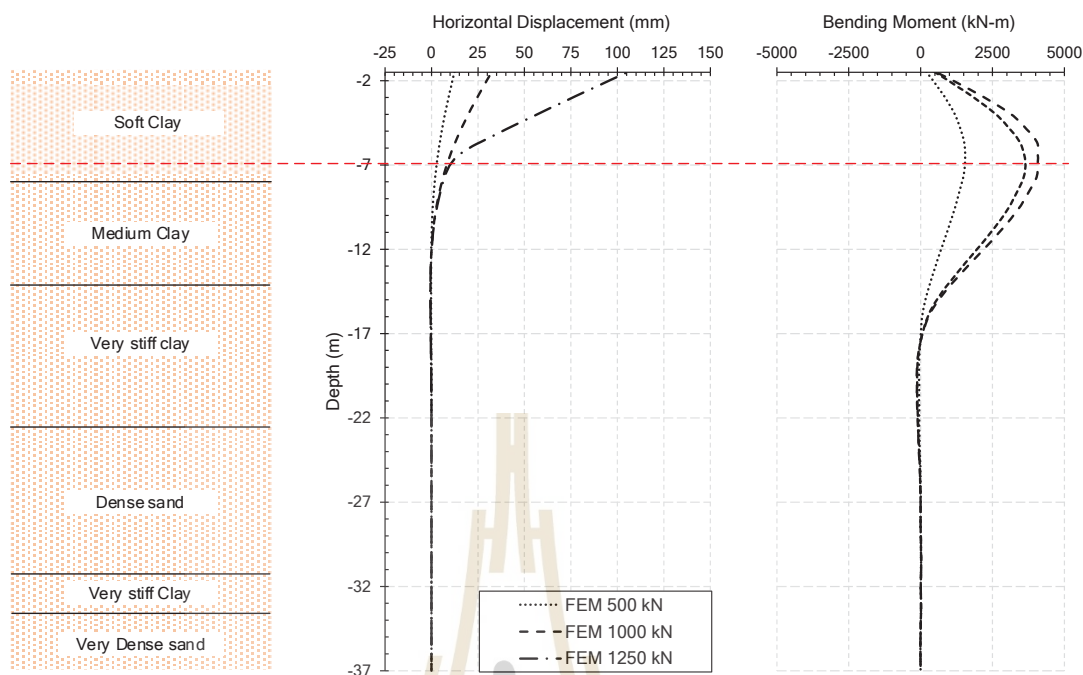


รูปที่ 4.19 ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวเทียบกับผลทดสอบในสนามของเสาเข็มเดี่ยว F1



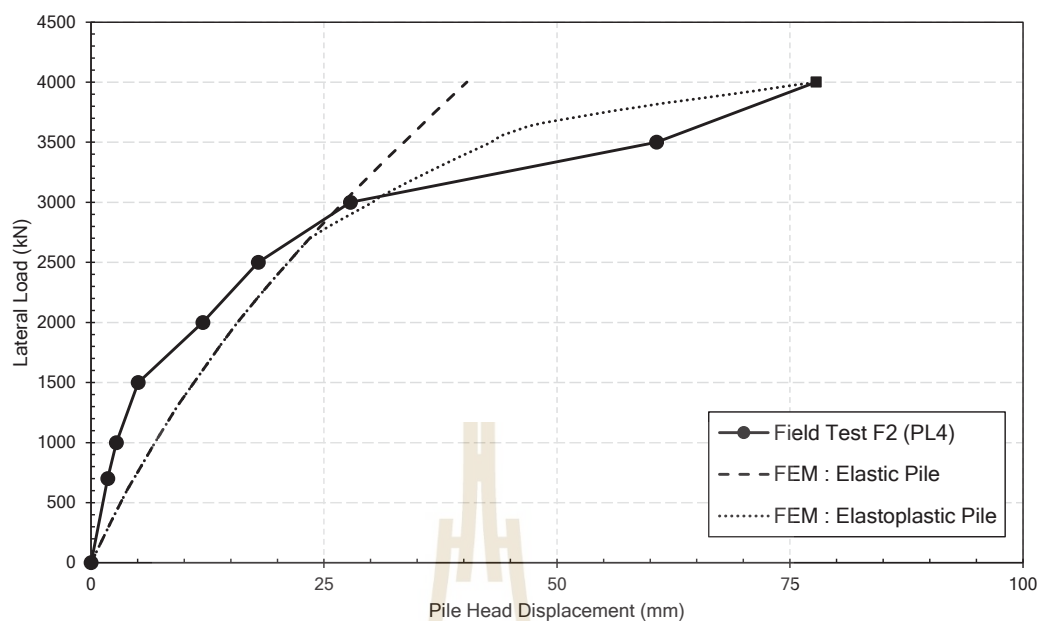
รูปที่ 4.20 load-displacement curve ผลการวิเคราะห์ของเสาเข็มเดี่ยว F1

สำหรับผลการวิเคราะห์เสาเข็มเดี่ยว F1 เมื่อพิจารณาโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นกับการโก่งตัวของเสาเข็มตลอดความยาว ดังรูปที่ 4.21 เห็นได้ว่าโมเมนต์ดัดมากที่สุดเกิดที่ระดับประมาณ -7 เมตรจากผิวดิน ซึ่งอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน โดยเป็นตำแหน่งที่เสาเข็มเริ่มเกิดการโก่งตัว โดยผลวิเคราะห์มีโมเมนต์ดัดเกิดขึ้นสูงสุด 4090 กิโลนิวตัน-เมตร ที่แรงกระทำ 1250 กิโลนิวตัน

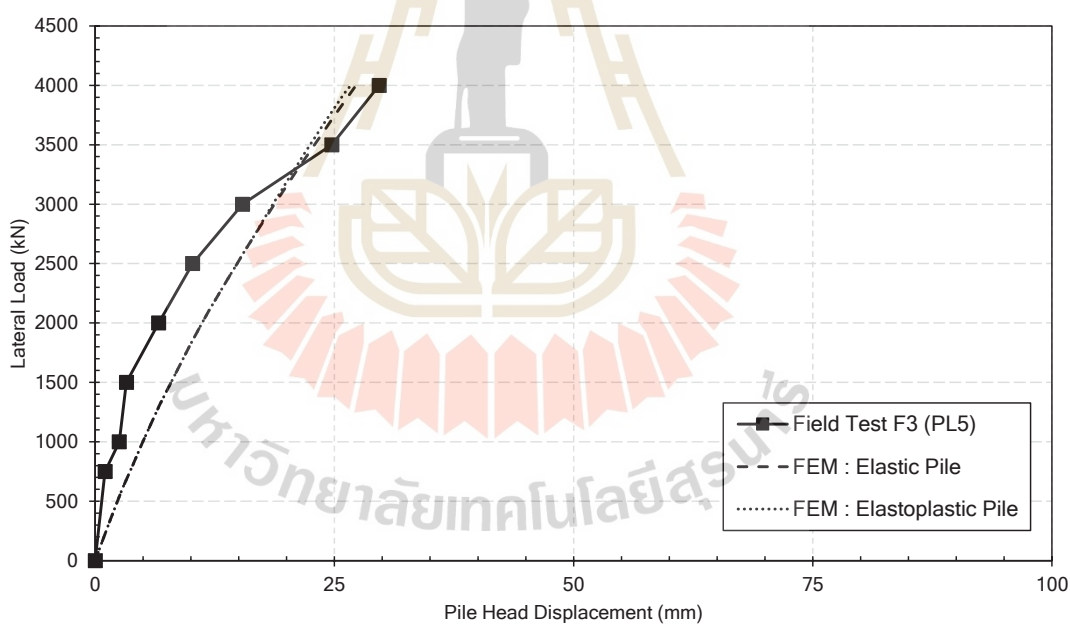


รูปที่ 4.21 เปรียบเทียบการโก่งตัวของเสาเข็มเกี่ยวกับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นของเสาเข็ม F1

สำหรับเสาเข็มกลุ่ม F2 และ F3 โดยผลการวิเคราะห์ด้วย FEM เป็นกราฟความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนตัวของหัวเสาเข็มกลุ่ม F2 ที่วิเคราะห์ด้วยความละเอียด medium mesh ดังรูปที่ 4.22 เห็นได้ว่าลักษณะการเคลื่อนตัวของเสาเข็มในช่วงแรกมีพฤติกรรมเชิงเส้นตรงไปถึงแรงกระทำประมาณ 2800 กิโลนิวตัน เมื่อแรงกระทำสูงขึ้นพบว่าเสาเข็มมีพฤติกรรมไม่เชิงเส้นตรงเนื่องจากหน่วยแรงที่เกิดขึ้นสูงกว่าหน่วยแรงครากของวัสดุเสาเข็ม และเสาเข็มมีพฤติกรรมเข้าสู่สภาวะประลัย ส่วนผลการวิเคราะห์เสาเข็มกลุ่ม F3 ดังรูปที่ 4.23 นั้นพบว่าการเคลื่อนตัวสำหรับทุกแรงกระทำมีพฤติกรรมเชิงเส้นตรง เนื่องจากผลของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นน้อยกว่าหน่วยแรงครากที่กำหนดไว้ โดยแรงกระทำต่อต้นของเสาเข็มในกลุ่ม F3 น้อยกว่าเสาเข็มในกลุ่ม F2 กล่าวคือเมื่อพิจารณาที่แรงกระทำ 4000 กิโลนิวตันต่อ pile cap นั้นส่งผลให้แรงกระทำต่อเสาเข็มหนึ่งต้นของเสาเข็มในกลุ่ม F3 มีค่าประมาณ 1300 กิโลนิวตัน ในขณะที่แรงกระทำต่อเสาเข็มหนึ่งต้นของเสาเข็มในกลุ่ม F2 มีค่าประมาณ 2000 กิโลนิวตัน ซึ่งผลต่างจากแรงกระทำต่อต้นของเสาเข็มกลุ่ม F2 สูงกว่าเสาเข็มกลุ่ม F3 ยังเป็นกลไกที่ชี้ให้เห็นว่าเสาเข็มกลุ่ม F2 นั้นเข้าสู่สภาวะประลัยก่อนเสาเข็มกลุ่ม F3



รูปที่ 4.22 load-displacement curve ผลการวิเคราะห์ของเสาเข็มกลุ่ม F2

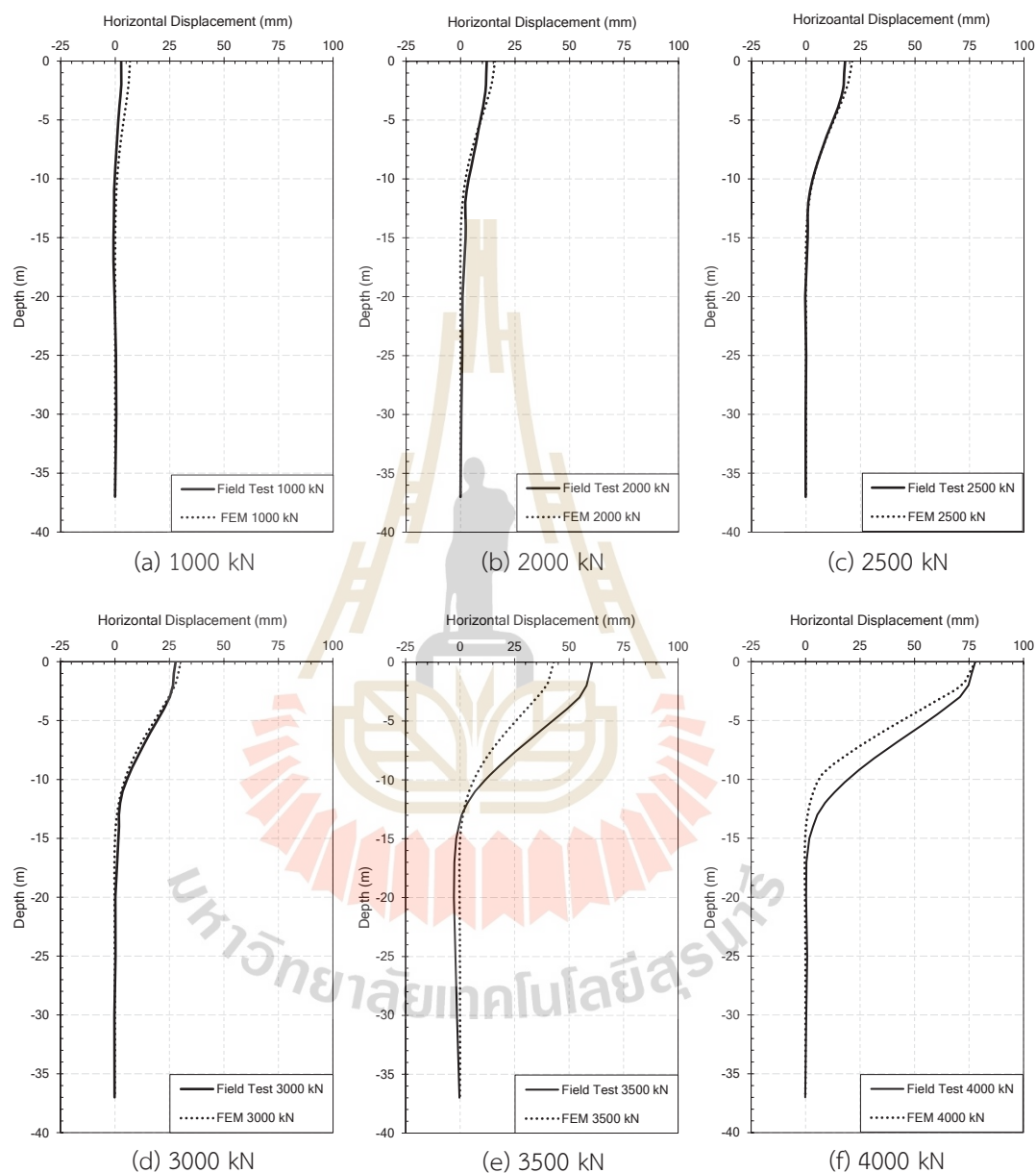


รูปที่ 4.23 load-displacement curve ผลการวิเคราะห์ของเสาเข็มกลุ่ม F3

สำหรับผลการวิเคราะห์เสาเข็มกลุ่ม F2 โดยใช้ความละเอียด medium mesh ซึ่งพิจารณาใช้ตามการศึกษาในหัวข้อที่ 4.4 นั้นพบว่าแรงกระทำด้านข้าง 1000, 2000, 2500, 3000, 3500, และ 4000 กิโลนิวตัน ความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวที่เกิดขึ้นของเสาเข็มกับแรงกระทำ ดังรูปที่ 4.24 เห็นได้ว่าที่แรงกระทำ 1000 ถึง 3000 กิโลนิวตัน การเคลื่อนตัวของเสาเข็มมีผลการวิเคราะห์ด้วย FEM ใกล้เคียงกับผลทดสอบในสนาม ในขณะที่แรงกระทำ 3500 ถึง 4000 กิโลนิวตัน การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วย FEM มีค่าน้อยกว่าผลทดสอบในสนาม โดยที่แรงกระทำ 3500



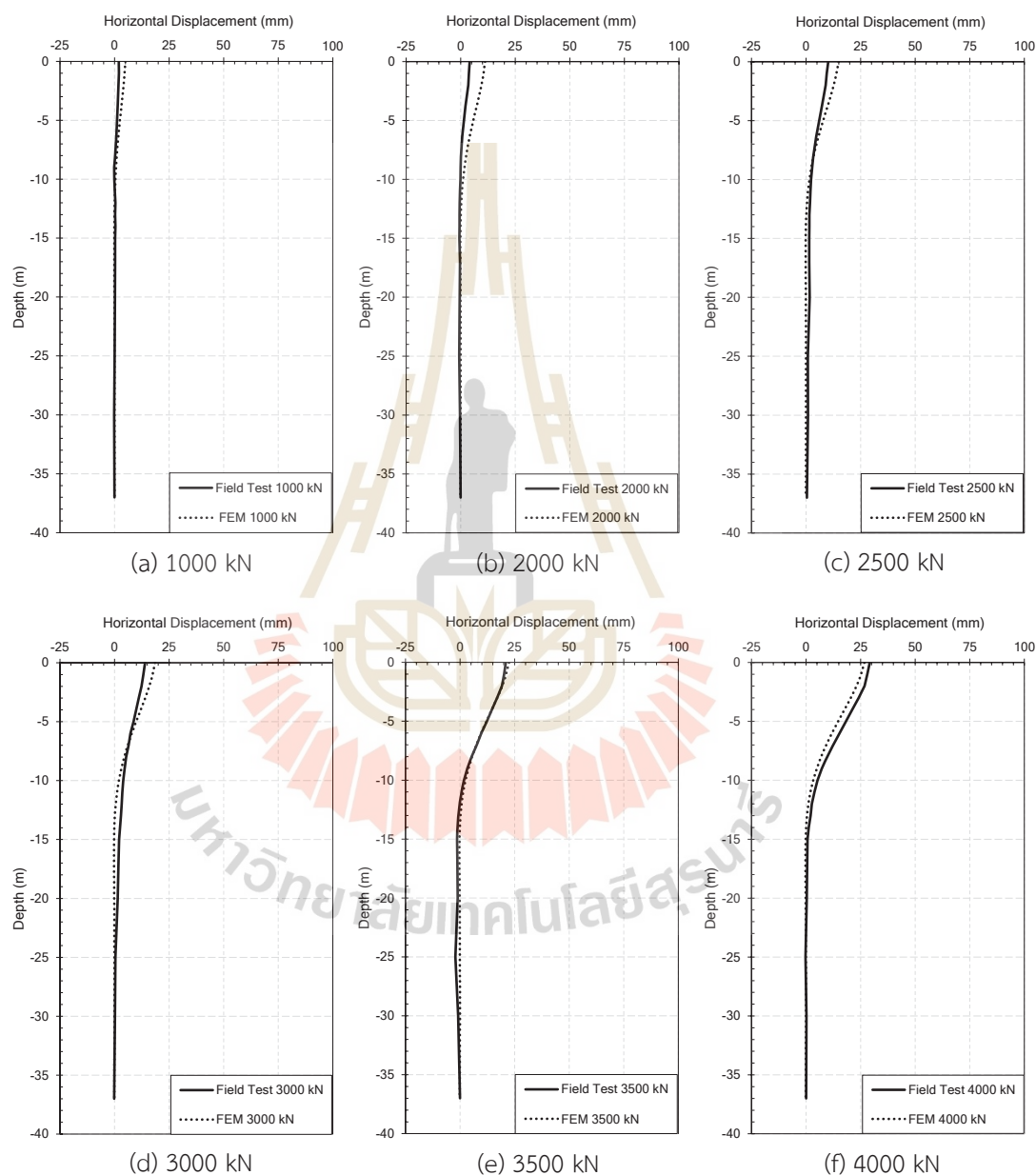
กิโลนิวตันให้ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวน้อยกว่าผลทดสอบในสนาม 18 มิลลิเมตร เนื่องจากเป็นช่วงที่พฤติกรรมของเสาเข็มเข้าสู่สภาวะประลัย ส่งผลให้ผลวิเคราะห์ที่ได้มีความอ่อนไหว ส่วนตำแหน่งของจุดดัดกลับที่ได้จากการวิเคราะห์ยังคงมีค่าใกล้เคียงกับตำแหน่งที่วัดได้จากผลทดสอบในสนาม



รูปที่ 4.24 ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวเสาเข็มเทียบกับผลทดสอบในสนามของเสาเข็มกลุ่ม F2

สำหรับผลการวิเคราะห์เสาเข็มกลุ่ม F3 โดยใช้ความละเอียด medium mesh เช่นเดียวกับเสาเข็มกลุ่ม F2 ผลวิเคราะห์การโก่งตัวพบว่าที่แรงกระทำด้านข้าง 1000, 2000, 2500, 3000, 3500, และ 4000 กิโลนิวตันเช่นเดียวกับเสาเข็มกลุ่ม F2 การโก่งตัวของเสาเข็มที่แปรผันกับความลึกดังรูปที่ 4.25 เห็นว่าผลการวิเคราะห์ด้วย FEM ที่แรงกระทำ 1000 ถึง 3000 กิโลนิวตันนั้นให้ผลวิเคราะห์ผลการโก่งตัวที่สูงกว่าผลทดสอบในสนามประมาณ 7 มิลลิเมตร ขณะที่แรงกระทำ

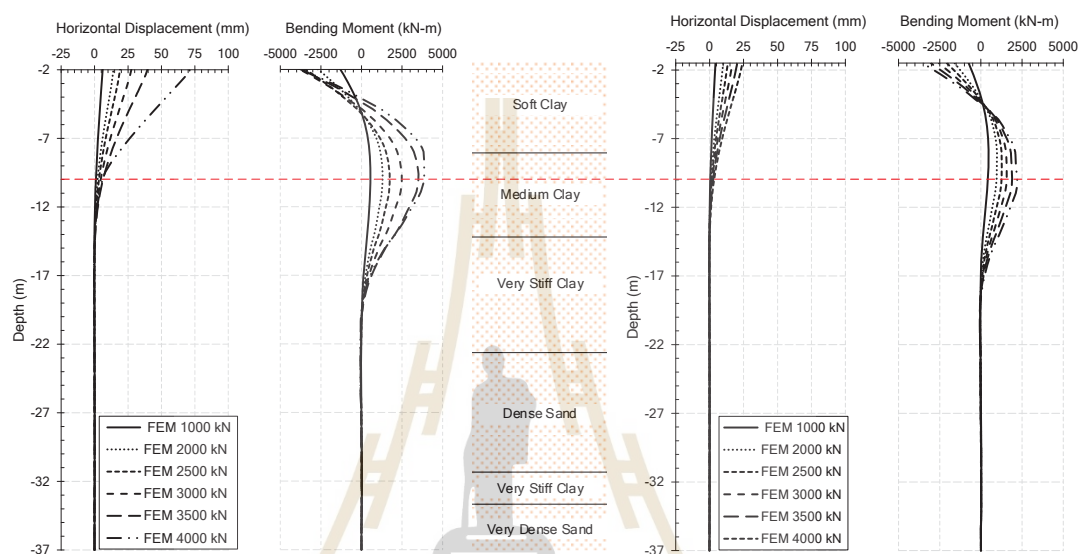
4000 กิโลนิวตันนั้นให้ผลวิเคราะห์การโก่งตัวที่น้อยกว่าผลทดสอบในสนามประมาณ 5 มิลลิเมตร และตำแหน่งของจุดดัดกลับที่ได้จากผลวิเคราะห์อยู่บริเวณใกล้เคียงกับตำแหน่งของผลทดสอบในสนาม หากพิจารณาผลวิเคราะห์ด้วย FEM ที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงเส้นตรงนั้น ชี้ให้เห็นว่าพฤติกรรมของเสาเข็มที่อยู่ในช่วงดังกล่าวนี้ให้ผลการวิเคราะห์ที่เหมาะสมและไม่มีความอ่อนไหวของผลทดสอบซึ่งแตกต่างจากพฤติกรรมของเสาเข็มกลุ่ม F2



รูปที่ 4.25 ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวเสาเข็มเทียบกับผลทดสอบในสนามของเสาเข็มกลุ่ม F3

สำหรับผลวิเคราะห์การโก่งตัวของเสาเข็มที่แปรผันกับความลึกและโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นที่แรงกระทำด้านข้าง 1000, 2000, 2500, 3000, 3500, และ 4000 กิโลนิวตัน สำหรับเสาเข็มกลุ่ม F2 และ F3 ดังรูปที่ 4.26(a) และ 4.26(b) ตามลำดับ พบว่าโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นมีลักษณะแตกต่างจาก

เสาเข็มเดี่ยว โดยเกิดโมเมนต์ดัดที่สูงจำนวน 2 ตำแหน่ง คือ ระดับประมาณ -10 เมตรจากผิวดินซึ่งอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง ซึ่งเป็นตำแหน่งที่เสาเข็มเริ่มเกิดการโก่งตัว และอีกตำแหน่งคือ บริเวณผิวดินใต้ pile cap ที่ระดับ -1.5 ถึง -2 เมตร จากผลการยึดรั้งหัวเสาเข็มในกลุ่มด้วย pile cap นั้นส่งผลต่อพฤติกรรมการรับแรงด้านข้างของเสาเข็มอย่างมีนัยสำคัญ กล่าวคือ เกิดโมเมนต์ดัดที่จุดดังกล่าวจากผลของการยึดรั้งที่ส่งผลให้หัวเสาเข็มในกลุ่มไม่สามารถเกิดการหมุน (rotation) ได้อย่างอิสระเช่นเดียวกับกรณีของเสาเข็มเดี่ยว



(a) เสาเข็มกลุ่ม F2

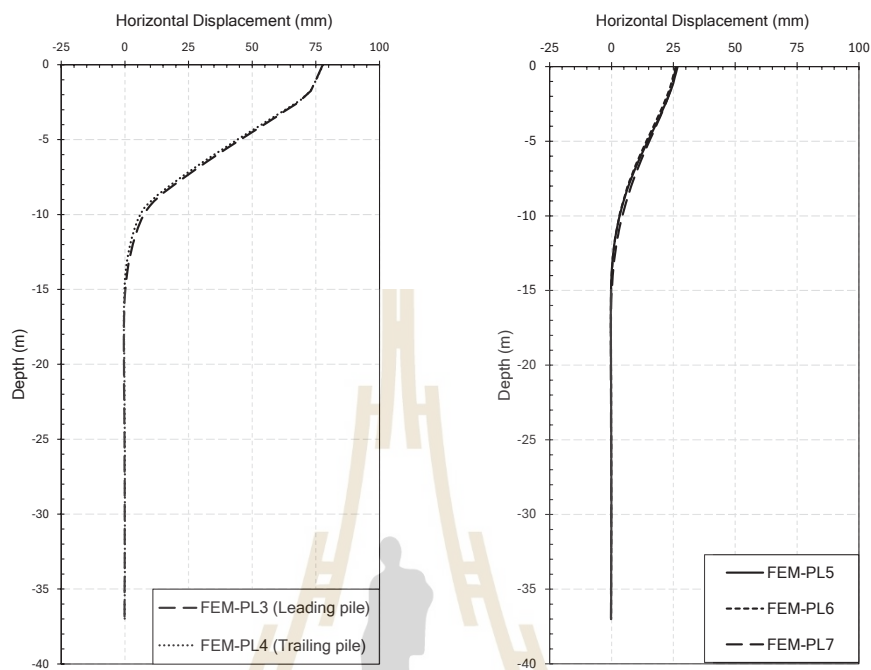
(b) เสาเข็มกลุ่ม F3

รูปที่ 4.26 เปรียบเทียบการโก่งตัวของเสาเข็มกลุ่มกับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้น

#### 4.6 ผลของระยะห่างระหว่างเสาเข็มในกลุ่ม

ผลวิเคราะห์การโก่งตัวสูงสุดของเสาเข็มตามความลึกที่แรงกระทำด้านข้างต่อ pile cap เท่ากับ 4000 กิโลนิวตัน ดังรูปที่ 4.27 เป็นผลการวิเคราะห์ด้วย FEM ของเสาเข็มกลุ่ม F2 ที่ประกอบไปด้วยเสาเข็มต้นนำ (leading pile) หมายเลข PL3 และเสาเข็มต้นตาม (trailing pile) หมายเลข PL4 ที่เป็นการจัดเรียงแบบ in-line สำหรับเสาเข็มกลุ่ม F3 เป็นการจัดเรียงรูปแบบผสมระหว่าง side-by-side และ in-line โดยเสาเข็มทั้งสองกลุ่มนั้นมีระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางเสาเข็มในกลุ่มด้วยกันเท่ากับ 3 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม (3D center-to-center) ส่วนรูปที่ 4.28 เป็นผลวิเคราะห์แบบภาพตัดแสดงการเคลื่อนที่ของดินที่บริเวณระนาบใต้ pile cap ที่ระดับ -2 เมตรจากผิวดิน ที่แรงกระทำเดียวกัน ซึ่งชี้ให้เห็นอย่างชัดเจนถึงการเคลื่อนที่ของดินและเสาเข็มในกลุ่มแต่ละต้นไม่มีการเคลื่อนตัวแตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญ เนื่องจากความแข็งแกร่งจากการยึดรั้งหัวเสาเข็มด้วย pile cap นอกจากนี้ยังพบอีกว่าเสาเข็มกลุ่ม F2 เกิดผลกระทบของ shadow effect อย่างชัดเจน ในขณะที่เสาเข็มกลุ่ม F3 นั้นพบ shadow effect ที่แผ่ขยายอิทธิพลน้อยกว่า F2 เนื่องจากการเคลื่อนตัวของเสาเข็มกลุ่ม F3 น้อยกว่าเสาเข็มกลุ่ม F2 โดยการเคลื่อนตัวของดินและเสาเข็มนั้นมี

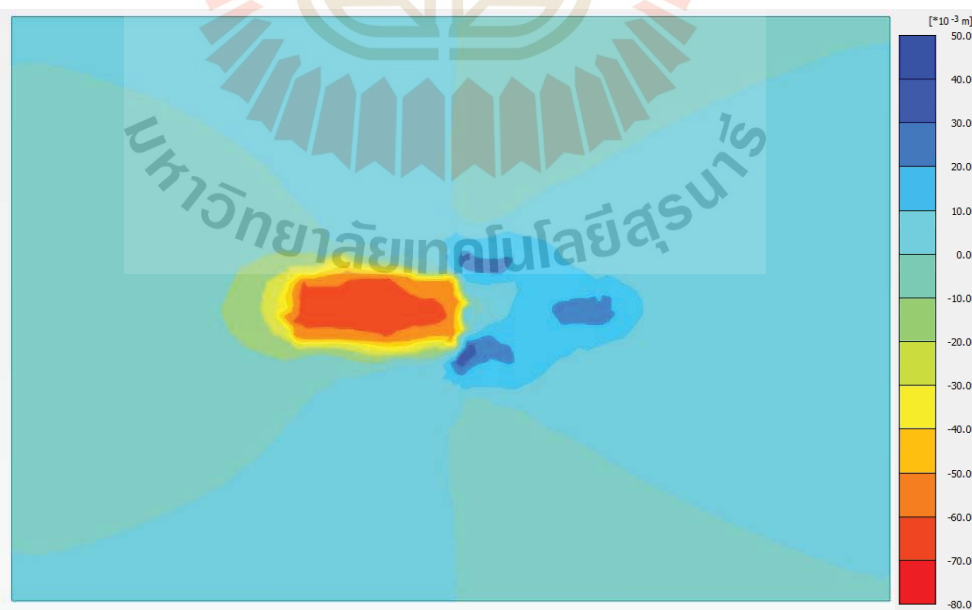
ค่าสูงมากบริเวณใกล้ตำแหน่งของเสาเข็ม และการเคลื่อนตัวดังกล่าวมีค่าลดลงเมื่อมีระยะห่างจากตำแหน่งเสาเข็มออกไป



(a) เสาเข็มกลุ่ม F2

(b) เสาเข็มกลุ่ม F3

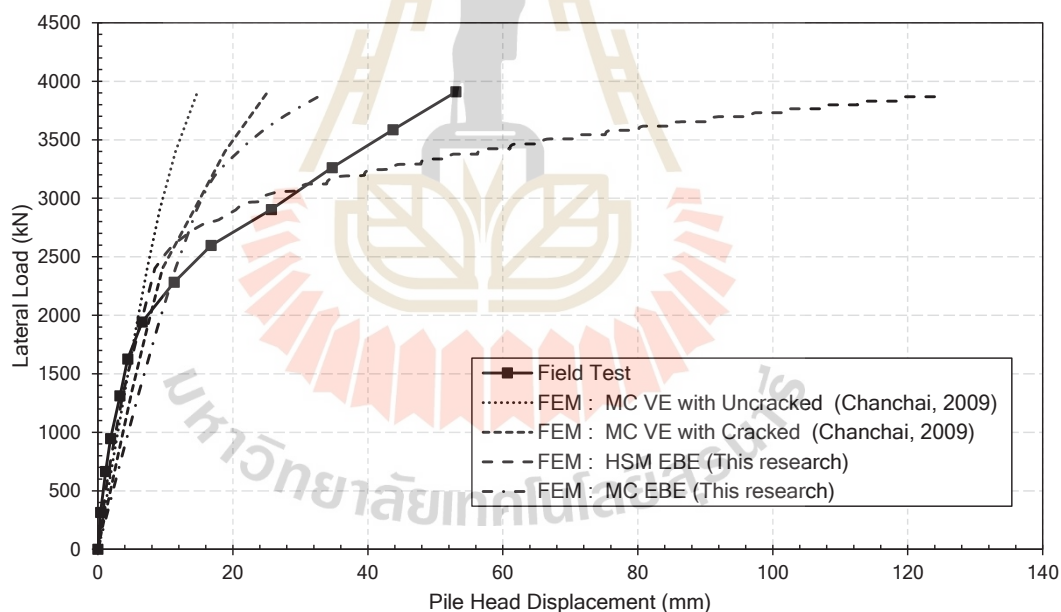
รูปที่ 4.27 ผลวิเคราะห์ FEM สำหรับอิทธิพลระยะห่างของเสาเข็มกลุ่ม



รูปที่ 4.28 ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินใต้ pile cap

#### 4.7 การประยุกต์ใช้ EBE กับเสาเข็มแบบเรีต

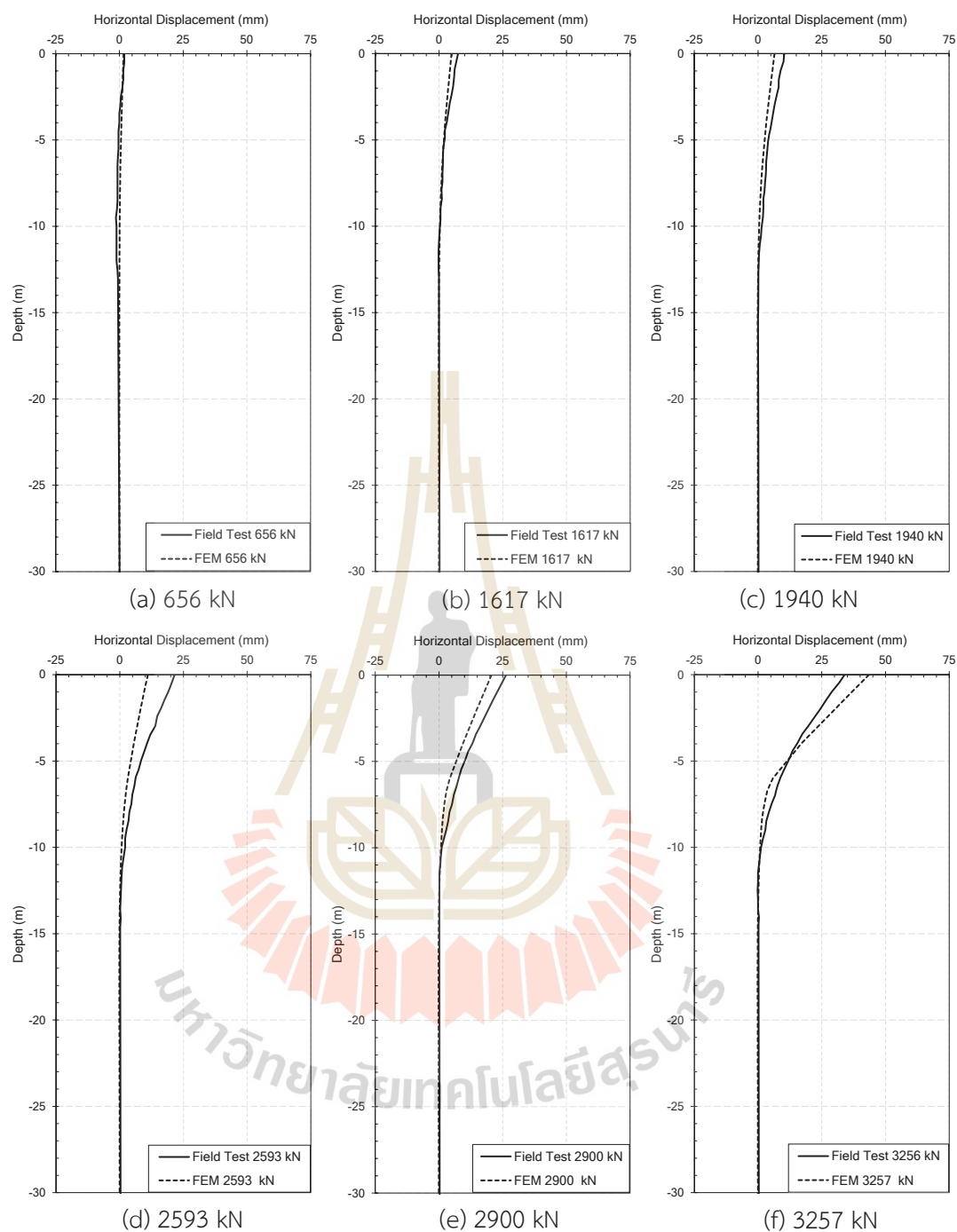
สำหรับผลการวิเคราะห์พฤติกรรมของเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวที (TB) โดยการจำลองเสาเข็มด้วย EBE และกำหนดคุณสมบัติของเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวทีเป็นตามทีระบุไว้ในหัวข้อที่ 3.5.2 โดยในรูปที่ 4.29 เป็นผลการวิเคราะห์โดยให้แรงกระทำตั้งแต่ 300 กิโลนิวตันไปจนถึง 3900 กิโลนิวตัน พบว่าช่วงแรงกระทำที่น้อยกว่า 2500 กิโลนิวตัน ผลการจำลองเสาเข็มด้วย EBE กับแบบจำลองดิน HSM ที่ใช้สตีเฟนของดินเทียบเท่ากับแบบจำลองดิน MC ในงานวิจัยของ (Submaneeewong, 2009) ดังที่กล่าวไว้แล้วในหัวข้อที่ 3.5 นั้น ผลการทดสอบในสนามชี้ให้เห็นว่าการโก่งตัวของเสาเข็มแบบเรีต TB มีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับเสาเข็มเจาะกลม ผลวิเคราะห์จากการจำลองเสาเข็มด้วย EBE โดยใช้ medium mesh นั้นได้ค่าใกล้เคียงกับผลการวิเคราะห์ที่จำลองเสาเข็มด้วย VE ที่พิจารณาการแตกร้าวโดยลดสตีเฟนของเสาเข็มโดยใช้แบบจำลองดิน MC ที่กล่าวไว้ในงานวิจัยเดียวกัน โดยเสาเข็มมีพฤติกรรมเชิงเส้นตรงไปจนถึงแรงกระทำประมาณ 2500 กิโลนิวตัน และเมื่อมีแรงกระทำสูงขึ้นพบว่า ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวนั้นใกล้เคียงกับผลทดสอบในสนามมากขึ้น จนกระทั่งแรงกระทำประมาณ 3200 กิโลนิวตัน ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่สูงกว่าผลทดสอบในสนามมาก



รูปที่ 4.29 ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวด้วย FEM ของเสาเข็ม TB

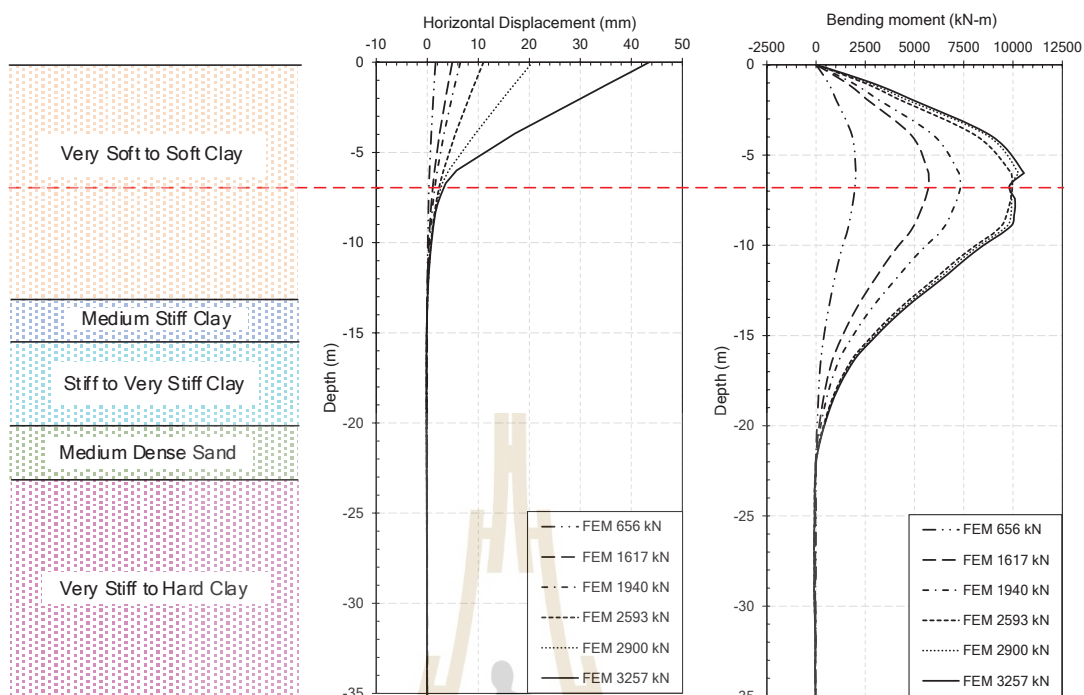
ผลวิเคราะห์การโก่งตัวที่สอดคล้องกับการเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่กล่าวไว้ในรูปที่ 4.29 นั้น พบว่าการโก่งตัวที่เกิดขึ้นนั้นจะใกล้เคียงกับผลทดสอบในสนามเมื่อแรงกระทำน้อย ในขณะที่แรงกระทำเพิ่มขึ้น พบว่าผลวิเคราะห์ที่ได้นั้นมีค่าน้อยกว่าผลทดสอบในสนาม 10 มิลลิเมตร ซึ่งการโก่งตัวเกิดขึ้นที่ผิวดินจนถึงระดับประมาณ -10 เมตร ดังรูปที่ 4.30





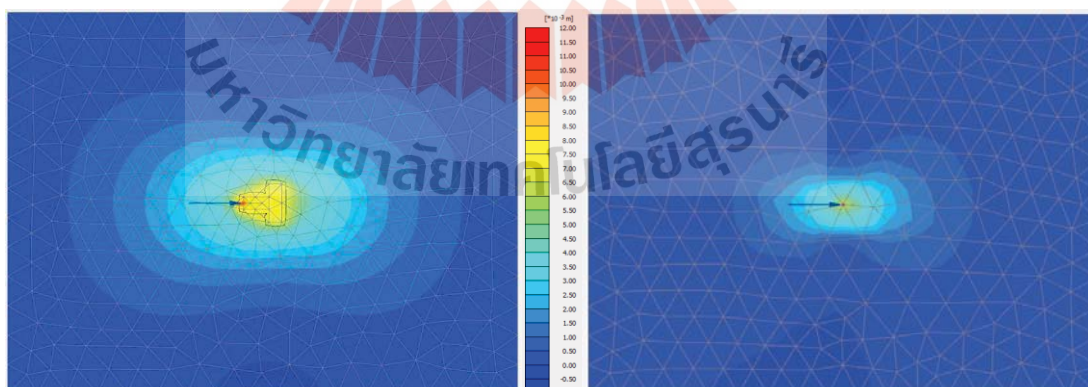
รูปที่ 4.30 ผลวิเคราะห์การโก่งตัวด้วย FEM ของเสาเข็ม TB

ผลวิเคราะห์การโก่งตัวและโมเมนต์ดัดตามความลึกที่เกิดขึ้นในช่วงที่ผลสอดคล้องกับผลทดสอบในสนาม พบว่า เสาเข็ม TB เกิดโมเมนต์ดัดสูงสุดที่ระดับ -7 เมตร อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน ซึ่งเป็นตำแหน่งที่เสาเข็มเริ่มเกิดการโก่งตัว ผลวิเคราะห์เกิดโมเมนต์ดัดสูงสุด 10560 กิโลนิวตัน-เมตร ที่แรงกระทำ 3257 กิโลนิวตัน ดังรูปที่ 4.31



รูปที่ 4.31 เปรียบเทียบการโก่งตัวกับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นของเสาเข็ม TB

ส่วนผลวิเคราะห์จากการจำลองเสาเข็มด้วย VE และจำลองด้วย EBE ที่แรงกระทำ 1940 กิโลนิวตัน ดังในรูปที่ 4.32 พบว่าการจำลองเสาเข็มด้วย VE นั้นมีประสิทธิภาพต่อการเคลื่อนที่ของดินโดยรอบมีขอบเขตประมาณ 30 เมตร ในขณะที่การจำลองเสาเข็มด้วย EBE นั้นมีประสิทธิภาพถึงการเคลื่อนตัวของดินดังกล่าวลดลงมาเหลือขอบเขตประมาณ 20 เมตร ผลวิเคราะห์ดังกล่าวชี้ให้เห็นถึงความแตกต่างของการจำลองเอลิเมนต์เสาเข็มที่แตกต่างกัน



(a) volume element

(b) embedded beam element

รูปที่ 4.32 ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวแนวนอนด้วย FEM ของของเสาเข็ม TB

## บทที่ 5

### สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ

#### 5.1 สรุปผลการวิจัย

จากผลการศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มที่รับแรงด้านข้างในชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ สามารถสรุปผลการวิจัยได้ดังต่อไปนี้

1) ผลทดสอบเสาเข็มขนาดใหญ่ในสนามในชั้นดินกรุงเทพฯ เมื่อพิจารณาที่แรงกระทำเท่ากันพบว่าเสาเข็มกลุ่ม F3 มีความสามารถในการต้านทานแรงกระทำด้านข้างสูงสุดหรือมีการเคลื่อนตัวน้อยที่สุด รองลงมาเป็นเสาเข็ม TB, เสาเข็มกลุ่ม F2, และเสาเข็มเดี่ยว F1 ตามลำดับ โดยเสาเข็มเกิดการโก่งมากในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง โดยผลของการยึดรั้งหัวเสาเข็มด้วย pile cap และรูปทรงหน้าตัดเสาเข็มที่มีโมเมนต์ความเฉื่อยสูงนั้นส่งผลให้สติฟเนสของเสาเข็มสูงกว่าเสาเข็มเดี่ยว F1

2) สติฟเนสของดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลางที่เหมาะสมสำหรับทำนายการเคลื่อนตัวของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มที่ใกล้เคียงกับผลในสนามของแบบจำลองดิน HSM ในเทอมของหน่วยแรงรวมที่ให้ผลวิเคราะห์ครอบคลุมตั้งแต่เริ่มต้นจนกระทั่งเสาเข็มเข้าสู่สภาวะประลัย คือ  $E_u / S_u$  เท่ากับ 112.5 และสำหรับการศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มในช่วงที่เป็นเส้นตรงคือ  $E_u / S_u$  อยู่ระหว่าง 200 ถึง 300 ส่วนแบบจำลองดิน MCCS และ MCVS นั้นได้ค่าสติฟเนสที่เหมาะสมเฉพาะช่วงพฤติกรรมเส้นตรงของเสาเข็ม คือ  $E_u / S_u$  อยู่ระหว่าง 200 ถึง 300 เช่นเดียวกับแบบจำลองดิน HSM เมื่อวิเคราะห์ร่วมกับ shear strain ชี้ให้เห็นว่าพฤติกรรมเสาเข็มขึ้นอยู่กับสติฟเนสของดินเพียงอย่างเดียวเมื่อพฤติกรรมอยู่ในช่วงเส้นตรง และขึ้นอยู่กับสติฟเนสของเสาเข็มเมื่อเสาเข็มแตกร้าว ส่วนผลของความละเอียดของ mesh นั้นแนะนำว่าควรใช้ความละเอียดของ mesh โดยคำนึงถึงพฤติกรรมของเสาเข็ม สำหรับ fine mesh เหมาะกับเสาเข็มที่แรงกระทำต่อต้นมีค่าน้อยกว่าแรงประลัยมาก ส่วน medium mesh เหมาะสำหรับเสาเข็มที่มีแรงกระทำสูงสุดต่อต้นเข้าสู่สภาวะประลัยหรือในช่วงเสาเข็มมีพฤติกรรมเชิงเส้นตรงที่สภาวะใช้งาน

3) พฤติกรรมของเสาเข็มรับแรงด้านข้างสำหรับชั้นดินกรุงเทพฯ โดยใช้วิธี FEM นั้นเมื่อพิจารณาตำแหน่งโมเมนต์ดัดบวกที่เกิดขึ้นที่ความลึกหนึ่งจากผิวดินเป็นจุดที่เสาเข็มเริ่มเกิดการโก่งตัว ส่วนโมเมนต์ดัดลบที่เกิดขึ้นที่บริเวณจุดยึดรั้งหัวเสาเข็มกับ pile cap ซึ่งผลของการยึดรั้งนี้ทำให้เสาเข็มกลุ่มมีความแข็งแกร่งกว่าเสาเข็มเดี่ยว โดยเสาเข็มเกิดการโก่งตัวมากในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง และผลวิเคราะห์ยังแสดงถึงอิทธิพลของ shadow effect อย่างชัดเจนกับเสาเข็มกลุ่มที่มีการเคลื่อนตัวสูงมาก

## 5.2 ข้อเสนอแนะ

1) ควรทดสอบหาพารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน HSM จากตัวอย่างดินบริเวณที่ทำการทดสอบเสาเข็ม เพื่อให้ได้มาซึ่งผลการวิเคราะห์ที่มีความแม่นยำและเจาะจงกับชั้นดินบริเวณที่ทดสอบ

2) การจำลองเสาเข็มด้วย EBE เพื่อให้วัสดุเกิดการคราก เป็นการจำลองพฤติกรรมเสาเข็มให้ได้ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวใกล้เคียงกับผลทดสอบในสนาม ในอนาคตอาจมีการพัฒนาซอฟต์แวร์ที่สามารถกำหนดสตีเฟนสของเสาเข็มที่ขึ้นอยู่กับโมเมนต์ดัดที่เปลี่ยนแปลงเพื่อให้สอดคล้องกับสมมติฐานของพฤติกรรมเสาเข็มจริงมากขึ้น



## เอกสารอ้างอิง

- ธนกร สุขุมามาศ. (2561). พฤติกรรมของกำแพงกันดินเสาเข็มดินซีเมนต์และกำแพงกันดินเสาเข็มเจาะเรียงต่อเนื่องเสริมด้วยกำแพงกันดินเสาเข็มดินซีเมนต์. (วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารธุรกิจ). นครราชสีมา: มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.
- ยอดตะวัน รักษาภรณ์. (2562). การวิเคราะห์การทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มแบบแผ่สำหรับอาคารสูงด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์แบบสามมิติ. (วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารธุรกิจ). นครราชสีมา: มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.
- วิจิต นามวิเศษ. (2556). พฤติกรรมของกำแพงกันดินเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ใช้กับงานขุดดินลึกด้วยระบบ top-down ในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ. (วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารธุรกิจ). นครราชสีมา: มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.
- วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย. (2548). ข้อมูลสภาพดินบริเวณลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่าง. กรุงเทพฯ : วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์.
- Atkinson, J. H., & Bransby, P. L. (1978). The mechanics of soils: an introduction to critical state soil mechanics. Berkshire, England. McGraw-Hill Book Company (UK) Limited.
- Bjerrum, L. (1973). Problems of soil mechanics and construction of soft clays and structurally unstable soils. Proceeding of 8th ICSMFE, Moscow, 3: 109-159.
- Broms, B. B. (1964). Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 90(2): 27-63.
- Cox, W. R., et al. (1984). Lateral-load tests on 25.4-mm (1-in.) diameter piles in very soft clay in side-by-side and in-line groups. Laterally loaded deep foundations: Analysis and performance, ASTM International.
- Dao, T. P. T. (2011). Validation of PLAXIS embedded piles for lateral loading. (Master's Thesis). Delft University of Technology, Netherlands.
- De Borst, R., & Vermeer, P. A. (1984). Possibilities and limitations of finite elements for limit analysis. Geotechnique, 34(2), 199-210.



- Ding, C., et al. (2010). Numerical simulation analysis on effect of pile cap to lateral capacity of single pile. 2010 International Conference on E-Product E-Service and E-Entertainment, IEEE.
- Du, P. M. (2003). Predictions of ground movements due to tunnelling of Bangkok sewer and MRT Blue Line by analytical methods and 2D FEM. (Master's Thesis). Asian Institute of Technology, Bangkok.
- Koutsabeloulis, N. C., & Griffiths, D. V. (1989). Numerical modelling of the trap door problem. *Geotechnique*, 39(1), 77-89.
- Lee, S. (2021). Expert Tip: Moment of Inertia for Cracked Circular Concrete Section. MIDASoft Bridge Library. Retrieved from <https://www.midasoft.com/bridge-library/moment-of-inertia-for-cracked-circular-concrete-section>.
- Likitlersuang, S., et al. (2018). Strength and stiffness parameters of Bangkok clays for finite element analysis. *Geotech Eng* 49(2): 150-156.
- Mair, R. (1993). Developments in geotechnical engineering research: application to tunnels and deep excavations. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Civil Engineering*, 27-41.
- Matlock, H. (1970). Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay. *Offshore technology conference, OTC*.
- Poulos, H. G. (1971). Behavior of laterally loaded piles: II-pile groups. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97(5), 733-751.
- Prust, R. E., Davies, J., & Hu, S. (2005). Pressuremeter investigation for mass rapid transit in Bangkok, Thailand. *Transportation research record*, 1928(1), 206-217.
- Reese, L. C. and W. F. Van Impe. (2000). *Single piles and pile groups under lateral loading*. CRC press.
- Schmidt, H. (1981). Group action of laterally loaded bored piles. *Proceedings of the 10<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering--Dixieme congres internationale de Mecanique des sols et des travaux de fondations*. 15-19.
- Schmidt, H. G. (1985). Horizontal load tests on files of large diameter bored piles. In *International conference on soil mechanics and foundation engineering*. 11, 1569-1573.

- Shibata, T., et al. (1989). Model tests and analyses of laterally loaded pile groups. *Soils and Foundations* 29(1): 31-44.
- Snyder, J. L. (2004). Full-scale lateral-load tests of a 3 × 5 pile group in soft clays and silts. (Master's Thesis). Brigham Young University, USA.
- Stroud, M. (1989). The standard penetration test—its application and interpretation. Conference on Penetration Testing in the UK, Londres.
- Submanee Wong, C. (2009). Behavior of vertical and lateral load on T-Shape barrette and bored piles. (Doctoral dissertation). Chulalongkorn University, Bangkok.
- Surarak, C. (2011). Geotechnical aspects of the Bangkok MRT blue line project. (Doctoral dissertation). Griffith University, Australia.
- Surarak, C., et al. (2012). Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays. *Soils and Foundations* 52(4): 682-697.
- Teparaksa, W., et al. (1999). Analysis of lateral wall movement for deep braced excavation in Bangkok subsoils. Proceedings of the Civil and Environmental Engineering Conference, Bangkok, Thailand.
- Thipsumontha, S., Sramoon, W., & Submanee Wong, C. (2016). Behavior of Soil-Pile Interaction of Barrette Pile under Lateral Loading. *Engineering Transactions: A Research Publication of Mahanakorn University of Technology*, 19(1), 39-47.
- Wachiraprakarnpong, A. (1993). Performance of grouted and non-grouted bored piles in Bangkok subsoils. (Master's Thesis). Asian Institute of Technology, Thailand.
- Wang, C.-K., Salmon, C. G., & Pincheira, J. A. (1998). Reinforced concrete design (6th ed.). New York, NY: Wiley.
- Wang, S. and L. Reese. (1986). Study of Design Method for Vertical Drilled Shaft Retaining Walls. Final report (No. FHWA/TX-87/44+ 415-2F).
- Winkler, E. (1867). Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit: mit besonderer Rücksicht auf ihre Anwendung in der Technik, für polytechnische Schulen, Bauakademien, Ingenieure, Maschinenbauer, Architekten, etc. H. Dominicus.
- Wright, S. G. (1982). Laterally loaded pile groups. Preprints for Short Course on Deep Foundations, 1-20.



ภาควิชาวิศวกรรมเครื่องกล

บทความวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่

## บทความวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่

กิตติศักดิ์ แดงทอง และ พรพจน์ ตันเส็ง. (2568). การศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มที่รับแรงต้านข้างแบบสถิตในชั้นดินกรุงเทพด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ. วารสารวิจัย มข. (ฉบับบัณฑิตศึกษา), 25(3), 15 หน้า.

พรพจน์ ตันเส็ง, กิตติศักดิ์ แดงทอง และ ฮาซัน คอเด๊ะ. (2568). พฤติกรรมของเสาเข็มเจาะขนาดใหญ่แบบเดี่ยวและแบบกลุ่มที่รับแรงกระทำทางด้านข้างในชั้นดินกรุงเทพ. ใน การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 30 (The 30<sup>th</sup> National Convention on Civil Engineering). การประชุมสัมมนาจัดโดยภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ กำแพงแสน มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน ร่วมกับ วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์. โรงแรมเดอะ เกสตร ห้วยหิน, ประจวบคีรีขันธ์.



การศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มที่รับแรงด้านข้างแบบสถิตในชั้นดินกรุงเทพ  
ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ

Studying of the Behavior of Single Pile and Group Pile Under Static Laterally Load  
in Bangkok Subsoils with 3D Finite Element Method

กิตติศักดิ์ แดงทอง (Kitisak Daengthong)<sup>1\*</sup> ดร.พรพจน์ ตันเส็ง (Dr.Pornpot Tanseng)\*\*

บทคัดย่อ

บทความนี้กล่าวถึงการศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มที่รับแรงด้านข้างแบบสถิตในชั้นดินกรุงเทพ โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มที่รับแรงด้านข้างขนาดใหญ่ ทั้งเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มจากการทดสอบเสาเข็มในชั้นดินกรุงเทพ [1] และหาสตีฟเนสของแบบจำลองดิน Hardening soil model ที่เหมาะสม โดยเทียบกับผลทดสอบในสนาม การจำลองเสาเข็มใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติด้วยซอฟต์แวร์ PLAXIS 3D ผลการศึกษาพบว่าสตีฟเนสของหน่วยแรงรวมที่แปลงมาจากหน่วยแรงประสิทธิภาพของดินสำหรับใช้ในเชิงวิศวกรรมสำหรับการออกแบบเสาเข็มในช่วงการใช้งานที่ยังไม่วิบัติ คือ  $E_u / S_u$  อยู่ในช่วง 200 - 300 การจำลองเสาเข็มด้วยแบบจำลอง elastoplastic โดยใช้โมเมนต์ความเคี้ยวของหน้าตัดและรัวร่วมกับโมเมนต์ดัดประลัยทำให้เกิดตำแหน่งที่เกิดโมเมนต์ดัดในเสาเข็มสูงสุดเท่ากับโมเมนต์ดัดประลัยในกรณีของเสาเข็มเดี่ยวซึ่งสอดคล้องกับการโก่งตัวของเสาเข็มที่ได้จากการวัดด้วย inclinometer และอิทธิพลของความละเอียดของ FEM mesh ที่ใช้ในการวิเคราะห์ยังส่งผลต่อพฤติกรรมของเสาเข็มในการจำลองอีกด้วย

ABSTRACT

This article discusses the behavior of single piles and pile groups under static lateral loading in Bangkok subsoils. The objective is to investigate the behavior of piles subjected to large lateral loads, focusing on single piles and pile groups based on pile test data in Bangkok subsoils [1]. The study also aims to identify the appropriate stiffness parameters for the hardening soil model, referencing field test results. A 3D finite element method using PLAXIS 3D software. The findings reveal that the total stiffness equivalent to the effective stress stiffness of the soil in geotechnical engineering for engineering design of piles under service load conditions without failure is  $E_u / S_u$  in the range of 200 - 300. Pile simulations using an elastoplastic model, incorporating the cracked-section moment of inertia and the ultimate bending moment, indicate that the location of the maximum bending moment in the pile matches the ultimate bending moment for single piles. This is consistent with pile deflection measured from inclinometer data. Additionally, the resolution of the FEM mesh used in the simulations significantly affects the pile behavior in the modeling.

คำสำคัญ: วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เสาเข็มรับแรงด้านข้าง ชั้นดินกรุงเทพ

Keywords: Finite element method, Lateral loaded pile, Bangkok subsoils

<sup>1</sup> Corresponding author: Kitisak.D@grad.sut.ac.th

\*นักศึกษาลัทธิวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี  
Student, Master of Engineering Program in Civil Engineering, Institute of Engineering, Suranaree University of Technology

\*\*ผู้ช่วยศาสตราจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี  
Assistant Professor, School of Civil Engineering, Institute of Engineering, Suranaree University of Technology



## บทนำ

ปัจจุบันความต้องการโครงสร้างสาธารณูปโภคและที่อยู่อาศัยในกรุงเทพมหานครและปริมณฑลมากขึ้นเนื่องจากการขยายตัวของเมืองในพื้นที่แออัด ตัวอย่างโครงสร้างเหล่านี้ได้แก่ อาคารสูง ทางยกระดับสำหรับรถไฟฟ้าและรถยนต์ และสะพาน เป็นต้น โครงสร้างเหล่านี้นอกจากจะต้องรับแรงในแนวตั้งได้แล้วจะต้องออกแบบให้รับแรงกระทำด้านข้างที่อาจเกิดจากแรงลม แรงแผ่นดินไหว และแรงเนื่องจากการเบรกของยานพาหนะได้ด้วย ซึ่งแรงที่กระทำต่อโครงสร้างส่วนบนนี้ต้องถ่ายลงสู่ฐานรากที่เป็นเสาเข็ม เนื่องจากสภาพชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ ส่วนบนลึกประมาณ 10-18 เมตร เป็นชั้นดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนต่ำจึงต้องใช้เสาเข็มยาวเพื่อถ่ายแรงกระทำไปสู่ชั้นดินลึกที่มีกำลังสูงกว่า ฐานรากส่วนใหญ่ที่ใช้เป็นฐานรากเสาเข็มกลุ่มและยึดรั้งไว้ด้วย pile cap การคำนวณกำลังต้านทานแรงกระทำด้านข้างของเสาเข็มในอดีตใช้สมการเชิงทฤษฎี [2] ที่ต้องใช้สมมติฐานบางประการ เช่น ชั้นดินต้องเป็นชนิดเดียวกันซึ่งไม่ตรงกับสภาพความเป็นจริงและไม่สามารถคำนวณการเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่ใกล้เคียงกับความเป็นจริงได้ งานวิจัยกำลังรับแรงกระทำด้านข้างของเสาเข็มส่วนใหญ่ใช้การทดสอบกับแบบจำลองย่อส่วนกับเสาเข็มที่ทำจากเหล็กและพลาสติกในห้องปฏิบัติการ ผลวิจัยพบว่าเสาเข็มในกลุ่มที่จัดเรียงกลุ่มเสาเข็มตามแนวแรง (in-line) และตั้งฉากแนวแรง (side-by-side) ต้องมีระยะห่างระหว่างเสาเข็มอย่างน้อย 3 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง จึงจะทำให้พฤติกรรมของเสาเข็มกลุ่มใกล้เคียงกับเสาเข็มเดี่ยว [3-5] งานวิจัยในห้องปฏิบัติการมีข้อจำกัดในการนำไปใช้เนื่องจากผลของการย่อส่วนที่มีต่อหน่วยแรงในวัสดุ ซึ่งนำไปสู่การวิจัยพฤติกรรมของเสาเข็มจริงในสนามที่ส่วนใหญ่เป็นการทดสอบเสาเข็มเดี่ยว เนื่องจากค่าใช้จ่ายในการทดสอบที่ค่อนข้างสูง มีงานวิจัยการทดสอบเสาเข็มรับแรงด้านข้างในชั้นดินกรุงเทพฯ ที่เป็นเสาเข็มเจาะกลมและเสาเข็มแบบเรีตภาพตัวที่ขนาดใหญ่ [6] และมีการรายงานพฤติกรรมของการรับแรงด้านข้างของเสาเข็มแบบเรีตภาพตัวที่ใช้รับเสาสถานีรถไฟฟ้าสายสีเขียวในชั้นดินกรุงเทพฯ [7] สำหรับการทดสอบฐานรากเสาเข็มกลุ่มที่เป็นเสาเข็มขนาดใหญ่ในชั้นดินกรุงเทพฯ มีเพียงงานวิจัยพฤติกรรมการรับแรงด้านข้างของเสาเข็มเจาะเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.5 เมตร ในชั้นดินกรุงเทพฯ โดยทำการทดสอบเสาเข็มกลุ่มแบบ 2 ต้น (F2) ออกแรงดันโดยใช้เสาเข็มกลุ่มแบบ 3 ต้น (F3) ทำให้เกิดแรงปฏิกิริยาซึ่งกันและกัน ซึ่งงานวิจัยดังกล่าวยังได้ทดสอบเสาเข็มเจาะเดี่ยวเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.5 เมตรจนกระทั่งถึงสภาวะวิบัติด้วย [1] และยังมีงานวิจัยอีกแนวทางหนึ่งเป็นการศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มโดยการคำนวณด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยใช้ซอฟต์แวร์ PLAXIS 3D ในการวิเคราะห์พฤติกรรมการรับแรงด้านข้างของเสาเข็มกลมและแบบเรีตรูปตัวที่กับแบบจำลองดิน Mohr-Coulomb และได้พิจารณาถึงการแตกร้าวของหน้าตัดเมื่อโมเมนต์ดัดเกินโมเมนต์แตกร้าว โดยใช้การลดค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของ volume element ที่ใช้จำลองเสาเข็ม [6] มีงานวิจัยเสนอค่า p-y curve ของเสาเข็ม โดยใช้การคำนวณจากสมการที่เสนอโดย Matlock [8], [1] และมีการเสนอ p-y curve ของชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ โดยการวิเคราะห์หักกลับจากการเคลื่อนตัวของเสาเข็มจากผลทดสอบในสนามโดยใช้ซอฟต์แวร์ Lpile [7] จากงานวิจัยที่กล่าวมาข้างต้น จะเห็นว่าการทดสอบเสาเข็มรับแรงด้านข้างในชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ นั้นพบได้น้อยมากเมื่อเทียบกับการทดสอบเสาเข็มรับแรงในแนวตั้งเนื่องจากมีค่าใช้จ่ายในการทดสอบสูง และการวิเคราะห์พฤติกรรมของเสาเข็มในอดีตนิยมใช้วิธี p-y curve ซึ่งเป็นการศึกษาเสาเข็มเหล็กเดี่ยวในชั้นดินเหนียว [8] โดยวิธีดังกล่าวไม่เกิดการแตกร้าวเหมือนคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับแรงกระทำสูงมาก และในทางปฏิบัติเสาเข็มนิยมใช้งานในลักษณะเป็นเสาเข็มกลุ่ม ส่งผลให้วิธี p-y curve ไม่สามารถอธิบายพฤติกรรมที่มีความซับซ้อนดังกล่าวได้ งานวิจัยนี้จึงมุ่งไปที่การศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเจาะขนาดใหญ่ที่เป็นเสาเข็มกลุ่มและเสาเข็มเดี่ยวโดยใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ และใช้แบบจำลองดินที่มีความสามารถจำลองสลิปของดินที่ขึ้นกับระดับความเค้นได้ อีกทั้งยังใช้แบบจำลองเสาเข็มที่ลดเวลาในการคำนวณตามงานวิจัยเปรียบเทียบการจำลองเสาเข็มในซอฟต์แวร์ PLAXIS 3D โดยใช้ embedded beam element (EBE) และ volume element (VE) [9] ซึ่ง EBE



นี้สามารถกำหนดพฤติกรรมการครากของวัสดุเสาเข็มได้ ซึ่งจะเป็นประโยชน์ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของฐานรากที่รับแรงด้านข้างในโครงการที่มีความซับซ้อนต่อไป

#### วัตถุประสงค์การวิจัย

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มที่รับแรงด้านข้างจากข้อมูลผลทดสอบเสาเข็มจริง และศึกษาหาค่าสถิติในสองแบบจำลองดิน Hardening soil model ของชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ ที่เหมาะสมที่จะใช้ในการวิเคราะห์ฐานรากที่รับแรงกระทำด้านข้างโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ

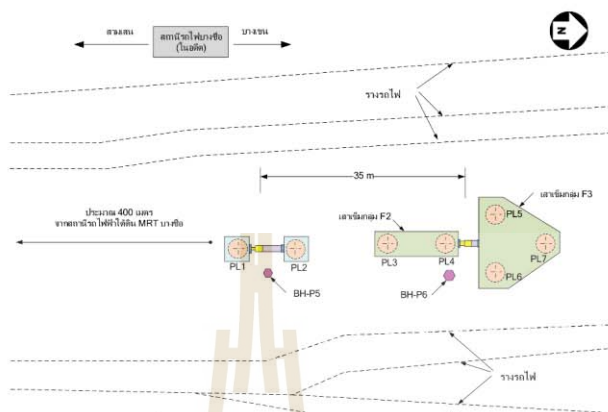
#### วิธีการวิจัย

- 1) รวบรวมข้อมูลการทดสอบเสาเข็มในสนามและข้อมูลชั้นดินจากงานวิจัยที่ผ่านมา

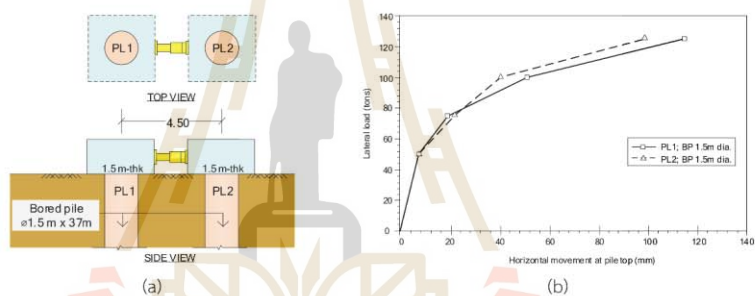
งานวิจัยนี้ใช้ข้อมูลจากงานวิจัยที่ได้รายงานผลทดสอบฐานรากเสาเข็มเจาะขนาดใหญ่รับแรงด้านข้างในสนามเมื่อปี ค.ศ. 1993 [1] ตำแหน่งการทดสอบนี้ตั้งอยู่ที่เขตจตุจักร กรุงเทพมหานคร ซึ่งอยู่ในพื้นที่ชุมทางรถไฟบางซื่อในอดีตก่อนที่จะกลายมาเป็นสถานีกลางบางซื่อในปัจจุบัน สำหรับตำแหน่งโดยประมาณของการทดสอบนั้นอยู่ห่างจากสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน MRT บางซื่อประมาณ 400 เมตรไปทางทิศเหนือตึกภาพที่ 1 ในขณะทดสอบนั้นพื้นที่เป็นพื้นที่โล่งอยู่ระหว่างรางรถไฟ ซึ่งในงานวิจัยมีการก่อสร้างเสาเข็มเจาะคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.5 เมตร ยาว 37 เมตร จำนวน 7 ต้น โดยเสาเข็มหมายเลข PL1 และ PL2 ใช้ในการศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยว (F1) เสาเข็ม PL3 และ PL4 เป็นฐานรากเสาเข็มกลุ่ม 2 ต้น (F2) ส่วนเสาเข็ม PL5, PL6 และ PL7 เป็นฐานรากเสาเข็มกลุ่ม 3 ต้น (F3) ก่อนการก่อสร้างเสาเข็มทดสอบมีการเจาะสำรวจสภาพชั้นดินจำนวน 2 หลุม โดยหลุมเจาะ BH-P5 อยู่ใกล้กับจุดทดสอบเสาเข็มเดี่ยว และหลุมเจาะ BH-P6 อยู่ใกล้กับจุดทดสอบเสาเข็มกลุ่ม การทดสอบแบ่งเป็น 2 กรณี ได้แก่ (1) เสาเข็มเดี่ยว PL1 ดันกับ PL2 และ (2) เสาเข็มกลุ่ม F2 ดันกับเสาเข็มกลุ่ม F3 โดยการทดสอบให้แรงกระทำต่อเฟรมทดสอบโดยใช้ hydraulic jack ที่วัดแรงกระทำโดย load cell ค่าเคลื่อนตัวของเสาเข็มวัดโดย dial gauge โดยเสาเข็มได้ติดตั้งท่อ inclinometer วัดตลอดความยาวเสาเข็มเพื่อวัดการโก่งตัวในระหว่างให้แรงกระทำ เสาเข็มทดสอบทุกต้นใช้คอนกรีตมีกำลังรับแรงอัดประลัย 40 เมกะปาสคัลที่อายุ 28 วัน ใช้เหล็กเสริมกำลังคราก 390 เมกะปาสคัล โดยเหล็กเสริมตามยาวใช้ DB32 จำนวน 44 เส้น คิดเป็นร้อยละ 2 ของหน้าตัดเสาเข็ม และใช้เหล็ก DB10 เป็นปลอกเกลียว

การทดสอบเสาเข็มเดี่ยวให้แรงกระทำระหว่างเสาเข็ม PL1 และ PL2 เท่ากับ 500, 750, 1000, และ 1250 กิโลนิวตัน ภาพที่ 2(a) เป็นภาพตัดขวางของการทดสอบ และภาพที่ 2(b) เป็นผลทดสอบที่เป็นความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของเสาเข็มและแรงกระทำ ส่วนการทดสอบเสาเข็มกลุ่ม F2 ดันกับเสาเข็มกลุ่ม F3 มีการให้แรงกระทำขนาด 500, 700, 1000, 1500, 2000, 2500, 3000, 3500 และ 4000 กิโลนิวตัน ภาพที่ 3(a) เป็นภาพตัดการทดสอบ และภาพที่ 3(b) เป็นผลทดสอบที่เป็นความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของเสาเข็มและแรงกระทำ

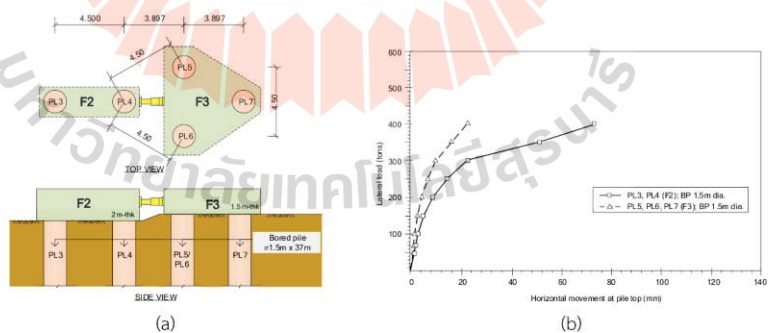
สภาพชั้นดินของโครงการทดสอบเสาเข็มประกอบไปด้วยเปลือกดินหนา 1 เมตร วางอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนหนา 7 เมตร ถัดลงเป็นชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางหนา 6 เมตร จากนั้นเป็นชั้นดินเหนียวแข็งมากสลับกับชั้นดินทรายจนถึงความลึก 50 เมตร กำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวได้จากการทดสอบกำลังรับเฉือนแบบ unconsolidated undrained triaxial test (UU) และ field vane shear test (FV) ส่วนทรายได้ทำการทดสอบ standard penetration test (SPT-N) ดังในภาพที่ 4



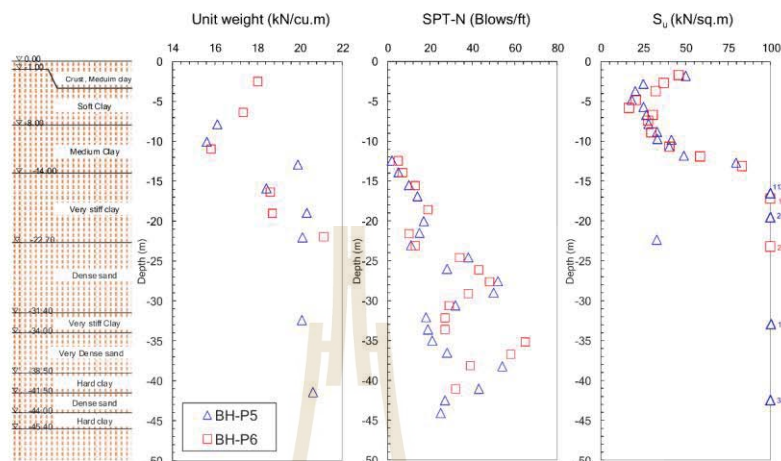
ภาพที่ 1 ผังตำแหน่งทดสอบและหลุมเจาะสำรวจชั้นดิน [1]



ภาพที่ 2 การทดสอบเสาเข็มเดี่ยว PL1 ต่อกับ PL2 (a) ภาพตัดการทดสอบ และ (b) ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของหัวเสาเข็มกับแรงกระทำ [1]



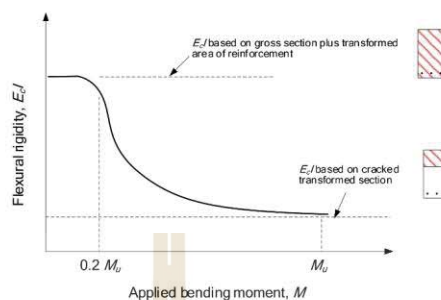
ภาพที่ 3 การทดสอบเสาเข็มกลุ่ม F2 ต่อกับ F3 (a) ภาพตัดการทดสอบ และ (b) ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของหัวเสาเข็มกับแรงกระทำ [1]



ภาพที่ 4 สภาพชั้นดินและสมบัติของชั้นดินบริเวณพื้นที่ทดสอบเสาเข็ม [1]

## 2) การจำลองเสาเข็มรับแรงด้านข้างด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบสามมิติ

การจำลองเสาเข็มที่รับแรงกระทำด้านข้างโดยใช้ซอฟต์แวร์ PLAXIS 3D ทำการจำลองชั้นดินโดยใช้เอลิเมนต์แบบ 10-node tetrahedral โดยแบบจำลองดิน Hardening soil model (HSM) สำหรับชั้นดินส่วนบนที่เป็นชั้นดินเหนียวอ่อนถึงชั้นแข็งลึก 22.7 เมตร เนื่องจากแบบจำลองดิน HSM สามารถแปรผันสตีเฟนของดินตามความเค้นที่เกิดขึ้นในดินซึ่งมีความสอดคล้องกับพฤติกรรมของเสาเข็มที่รับแรงกระทำแตกต่างกัน และการวิเคราะห์เป็นแบบไม่ระบายน้ำ เนื่องจากระยะเวลาทดสอบสั้นทำให้แรงดันน้ำส่วนเกินในชั้นดินเหนียวยังคงอยู่ในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน ส่วนการจำลองชั้นดินส่วนที่ลึกกว่า 22.7 เมตร ใช้แบบจำลองดิน Mohr-Coulomb (MC) โดยโครงสร้างเสาเข็มใช้เอลิเมนต์แบบ EBE ซึ่งเป็นเอลิเมนต์ที่พัฒนาขึ้นสำหรับเสาเข็มที่ประกอบไปด้วย beam element ที่ทำให้ดินรอบเอลิเมนต์มีปริมาตรคิดเป็นขอบเขตอิลาสติกที่มีรัศมีเทียบเท่าเป็น  $R_{eq} = \max\{\sqrt{A/\pi}, \sqrt{2(I_2 + I_3)/A}\}$  ที่ทำให้พฤติกรรมของ EBE เหมือนกับ VE และในแบบจำลองใช้ interface element ที่เป็น contact model แบบ Coulomb friction เพื่อจำลองการแยกหรือเลื่อนไถลออกจากกันระหว่างจุดต่อของ EBE กับเอลิเมนต์ที่ใช้จำลองดิน โดยกำหนด strength reduction factor ด้วย interface reduction factor ( $R_{inter}$ ) เท่ากับ 0.7 สำหรับชั้นดินกรุงเทพฯ [10] โดยคำนวณร่วมกับ cohesion ( $c'$ ) และ internal friction angle ( $\phi'$ ) ในแต่ละชั้นดิน และกำหนด axial skin resistance ใน EBE เป็นแบบ layer dependence เหตุผลที่เลือกใช้การจำลอง interface นั้นเพื่อให้ EBE มีปฏิสัมพันธ์กับดินเหมือนกับ VE และเพื่อให้ผลวิเคราะห์สอดคล้องกับความเป็นจริง หากไม่มีการจำลอง interface element จะทำให้ผลวิเคราะห์จุดต่อของ soil element เคลื่อนไปกับจุดต่อของ pile element ซึ่งไม่ตรงกับลักษณะกายภาพความเป็นจริง นอกจากนี้พฤติกรรมของเสาเข็มทดสอบที่เป็นคอนกรีตเสริมเหล็กจะเกิดการแตกร้าวเมื่อโมเมนต์ดัดเกินกว่าโมเมนต์แตกร้าวของคอนกรีต โดยการแตกร้าวจะเริ่มเมื่อโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นเท่ากับร้อยละ 20 ของโมเมนต์ดัดประลัยของหน้าตัด จากนั้นความแข็งแรงจะแปรผกผันกับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดจนกระทั่งเมื่อโมเมนต์ดัดถึงจุดประลัย [11] ดังในภาพที่ 5



ภาพที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างความแข็งแกร่งกับโมเมนต์ดัดของหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก [11]

สำหรับหน้าตัดแตรั่วของเสาเข็มที่แปรผกผันกับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นจะกำหนดโดยใช้แบบจำลองวัสดุแบบ elastoplastic โดยเสาเข็มจะมีพฤติกรรมแบบอีลาสติกเมื่อหน่วยแรงในเสาเข็มต่ำกว่าหน่วยแรงคราก (yield stress,  $\sigma_y$ ) และจะมีพฤติกรรมเป็นพลาสติกอย่างสมบูรณ์ (perfectly plastic) เมื่อหน่วยแรงในเสาเข็มเท่ากับหน่วยแรงคราก การคำนวณหน่วยแรงครากใช้โมเมนต์พลาสติกของหน้าตัด ( $M_p$ ) ซึ่งใช้ค่าเท่ากับโมเมนต์ดัดประลัย, ระยะของผิวรับแรงอัดถึงแกนสะเทิน ( $c$ ) และโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดแตรั่ว ( $I_{cr}$ ) ดังสมการ  $\sigma_y = M_p c / I_{cr}$  ซึ่งการคำนวณโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดแตรั่ว ( $I_{cr}$ ) สามารถคำนวณโดยการแปลงหน้าตัดเหล็กเสริมเป็นคอนกรีตโดยอัตราส่วนโมดูลาร์ เนื่องจากเหล็กเสริมจัดเรียงกระจายรอบรูปวงกลม จึงพิจารณาการจัดเรียงเหล็กเสริมเป็นเส้นวงแหวน จากนั้นใช้หลักการความสมดุลระหว่างพื้นที่รับแรงอัดจากคอนกรีตกับพื้นที่รับแรงดึงจากเหล็กเสริม อัตราส่วนของโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดที่แตรั่วต่อหน้าตัดที่ไม่แตรั่วเท่ากับร้อยละ 47.5 และโมเมนต์ครากของเสาเข็มทดสอบมีค่าเป็น 7200 กิโลนิวตัน-เมตร ดังนั้นหน่วยแรงครากสำหรับใช้กับ EBE มีค่าเท่ากับ 12900 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร สำหรับ pile cap จำลองโดยใช้เอลิเมนต์ VE แบบ 10-node tetrahedral ใช้แบบจำลองวัสดุแบบ linear elastic การให้แรงกระทำทดสอบใช้เอลิเมนต์แบบ node-to-node anchor (N-N anchor) แล้วกำหนดแรงกระทำเป็นแรงอัด prestress ที่มีค่าเท่ากับแรงที่อ่านได้จาก load cell และเพื่อไม่ให้เกิดหน่วยแรงข้ามชั้นตรงจุดต่อระหว่าง N-N anchor กับ pile cap จึงได้จำลองแผ่นรองเหล็กที่ใช้จริงโดยใช้เอลิเมนต์ชนิด plate element เชื่อมระหว่าง pile cap กับ N-N anchor สำหรับตารางที่ 1 เป็นคุณสมบัติของคอนกรีตเสาเข็มและแผ่นเหล็กกระจายแรง ตารางที่ 2 เป็นพารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน HSM สำหรับใช้ในการจำลองชั้นดินที่มีความลึกตั้งแต่ผิวดินจนถึง 22.7 เมตร และตารางที่ 3 เป็นพารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน MC สำหรับใช้ในการจำลองชั้นดินที่มีความลึกมากกว่า 22.7 เมตรลงไป สำหรับภาพที่ 6 และภาพที่ 7 เป็น FEM mesh ที่ใช้จำลองการทดสอบเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มตามลำดับ

ตารางที่ 1 คุณสมบัติของคอนกรีตเสาเข็มและแผ่นเหล็กกระจายแรง

| Material    | $\gamma$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $E$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $\nu$ |
|-------------|----------------------------------|-----------------------------|-------|
| Concrete    | 24                               | $25 \times 10^6$            | 0.2   |
| Steel plate | 78.5                             | $200 \times 10^6$           | 0.3   |



สำหรับสตีฟเนสที่ใช้กับแบบจำลองดิน HSM ดังตารางที่ 2 สำหรับดินเหนียวอ่อนและเหนียวปานกลางเป็นสัดส่วนสตีฟเนสในเทอมของหน่วยแรงรวม  $E_u/S_u$  เท่ากับ 100 และแปรผันสัดส่วนดังกล่าวเพิ่มเป็น 112.5, 200, 300 และ 400 เพื่อการวิเคราะห์กลับหาสตีฟเนสของชั้นดินเหนียวที่เหมาะสม ส่วนสตีฟเนสของดินเหนียวแข็งคงไว้ที่  $E_u/S_u$  เท่ากับ 125 เพื่อลดตัวแปรในการศึกษาในชั้นดินที่เสาะเลือกการโก่งตัวน้อยมาก โดยสตีฟเนสสำหรับชั้นดินเหนียวกรุงเทพในงานวิจัยนี้จะใช้แนวทางจากงานวิจัยของ [12] ซึ่งได้จากการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกำแพง diaphragm wall โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินในชั้นดินกรุงเทพ เนื่องจากไม่มีการทดสอบดินบริเวณทดสอบเสาะเลือกเพื่อหาค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน HSM โดยตรง

ตารางที่ 2 พารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน HSM ที่ความลึกจากผิวดินถึง 22.7 เมตร

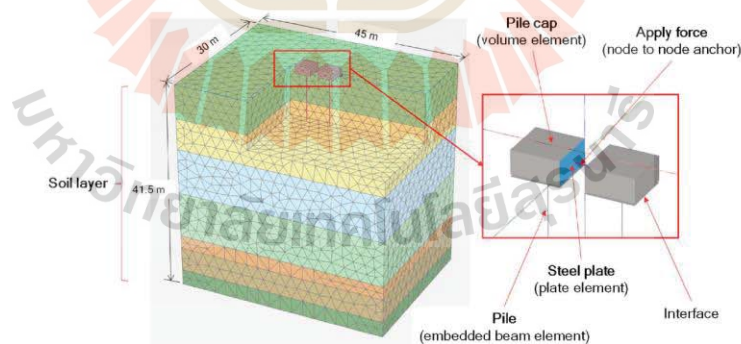
| Soil            | $\gamma_t$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $c'$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $\phi'$<br>(degree) | $E_{50}^{ref}$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $E_{ed}^{ref}$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $E_{ur}^{ref}$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $m$ | $\nu_{ur}$ |
|-----------------|------------------------------------|------------------------------|---------------------|----------------------------------------|----------------------------------------|----------------------------------------|-----|------------|
| Soft clay       | 17                                 | 1*                           | 23*                 | 1600                                   | 1600                                   | 16000                                  | 1   | 0.2        |
| Medium clay     | 16.5                               | 10*                          | 25*                 | 3200                                   | 3200                                   | 9600                                   | 1   | 0.2        |
| Very stiff clay | 18.5                               | 25*                          | 26*                 | 16500                                  | 16500                                  | 49500                                  | 1   | 0.2        |

หมายเหตุ \* คือ ค่าพารามิเตอร์ประสิทธิผลของ [12]

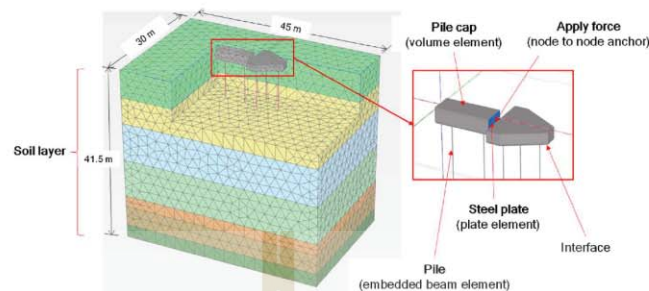
ตารางที่ 3 พารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน MC ที่ความลึก 22.7 เมตรลงไป

| Soil            | $\gamma_t$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $S_u$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $\phi'$<br>(degree) | $E$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $\nu_u$ |
|-----------------|------------------------------------|-------------------------------|---------------------|-----------------------------|---------|
| Dense sand      | 20                                 | -                             | 34                  | 60000                       | 0.495   |
| Very stiff clay | 18.5                               | 150                           | -                   | 75000                       | 0.495   |
| Very dense sand | 21                                 | -                             | 36                  | 77500                       | 0.495   |
| Hard clay       | 20.5                               | 380                           | -                   | 190000                      | 0.495   |

หมายเหตุ ค่า  $E$  แบ่งตามชนิดของดิน คือ  $E'$  สำหรับดินทราย และ  $E_u$  สำหรับดินเหนียว



ภาพที่ 6 FEM mesh ที่ใช้ในการจำลองเสาเข็มเดี่ยว

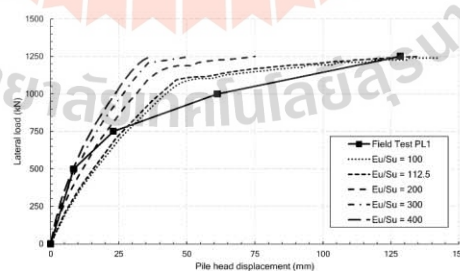


ภาพที่ 7 FEM mesh ที่ใช้ในการจำลองเสาเข็มเสาเข็มกลุ่ม F2 และ F3

#### ผลการวิจัย

##### 1) การวิเคราะห์กลับเพื่อหาสลิปในสของดินสำหรับแบบจำลองดิน HSM

การวิเคราะห์กลับเพื่อเลือกสลิปในสที่เหมาะสมสำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนซึ่งมีอิทธิพลต่อการจำลองมากที่สุด ได้ทำการแปรผันสลิปในสของดินสำหรับแบบจำลองดิน HSM ซึ่งสลิปในสที่ใช้สำหรับแบบจำลอง HSM อยู่ในรูปของหน่วยแรงรวม เนื่องจากงานวิจัยนี้ต้องการให้เป็นประโยชน์กับวิศวกรที่เป็นผู้ออกแบบ จึงแสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสยืดหยุ่น ( $E$ ) กับกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ( $S_u$ ) โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือน ( $G$ ) กับโมดูลัสยืดหยุ่นเป็น  $G = E' / 2(1 + \nu') = E_u / 2(1 + \nu_u)$  เมื่ออัตราส่วนปัวซองแบบไม่ระบายน้ำ  $\nu_u = 0.5$  และอัตราส่วนปัวซองประสิทธิผล  $\nu' = 0.2$  ซึ่งจะได้ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสยืดหยุ่นแบบหน่วยแรงประสิทธิผลกับโมดูลัสยืดหยุ่นแบบหน่วยแรงรวมเป็น  $E_{su}^{eff} = 0.8E_u$  และ  $E_{su}^{eff} = 8E_u$  ในภาพที่ 8 เป็นผลวิเคราะห์กลับโดยใช้ข้อมูลการทดสอบเสาเข็มเดี่ยว PL1 เพื่อเปรียบเทียบ ผลวิเคราะห์กลับชี้ให้เห็นว่าโมดูลัสยืดหยุ่นแบบหน่วยแรงรวมที่เหมาะสมสำหรับจำลองพฤติกรรมของเสาเข็มในช่วงการใช้งานที่แรงกระทำไม่เกินร้อยละ 40 ของแรงกระทำประลัยหรือสัดส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 2.5 คือ  $E_u / S_u$  มีค่าอยู่ในช่วง 200 - 300 ส่วนกรณีของ  $E_u / S_u$  เท่ากับ 112.5 นั้นให้ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวที่ครอบคลุมกับผลทดสอบในสนาม งานวิจัยนี้จึงได้ใช้ค่าดังกล่าวนี้ในการจำลองเพื่อศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่ม

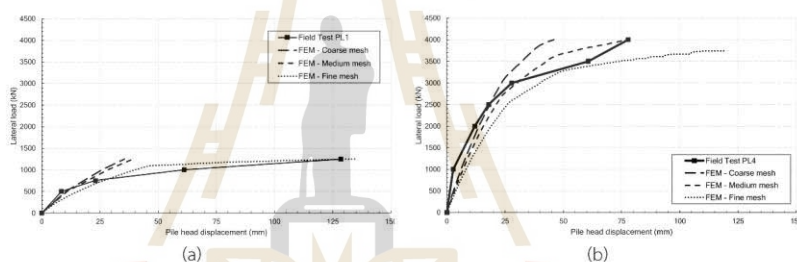


ภาพที่ 8 ผลวิเคราะห์กลับโดยใช้ผลทดสอบเสาเข็มเดี่ยว PL1 เพื่อกำหนดสลิปในสของชั้นดินเหนียวอ่อน



## 2) อิทธิพลของความละเอียดของตาข่ายที่ใช้ในการวิเคราะห์

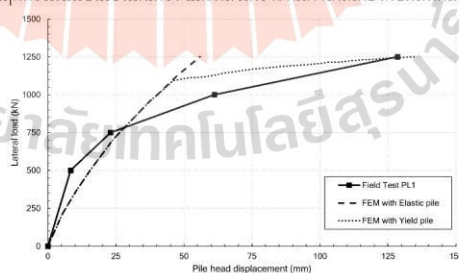
การจำลองเสาเข็มที่รับแรงด้านข้างที่มีพฤติกรรมเข้าสู่ภาวะปราะกลัย ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของเสาเข็มจะขึ้นอยู่กับความละเอียดตาข่ายวิเคราะห์ (mesh dependency) สำหรับการจำลองเสาเข็ม F1 ที่แรงกระทำต่อต้านสูงสุด 1250 กิโลนิวตัน ดังภาพที่ 9(a) พบว่า ผลวิเคราะห์ด้วย fine mesh ให้ผลการเคลื่อนตัวใกล้เคียงกับผลทดสอบในสนาม ส่วนการวิเคราะห์ด้วย coarse mesh และ medium mesh ให้ผลการเคลื่อนตัวต่างจากผลทดสอบในสนามมาก ส่วนการจำลองเสาเข็มกลุ่ม F2 ซึ่งมีแรงกระทำต่อต้านสูงสุด 2000 กิโลนิวตัน ดังภาพที่ 9(b) พบว่าผลวิเคราะห์ด้วย medium mesh มีความใกล้เคียงกับผลทดสอบในสนาม ส่วนการวิเคราะห์ด้วย fine mesh ให้ผลวิเคราะห์มากกว่าผลทดสอบในสนาม โดยอิทธิพลของความละเอียด mesh มีผลต่อการจำลองด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ [13-14] ในงานวิจัยนี้จะเห็นได้ว่า fine mesh สำหรับเสาเข็มกลุ่ม F2 ให้ค่าเคลื่อนตัวสูงกว่าค่าในสนาม เนื่องจากมีตำแหน่งของ stress point ที่ไม่ตรงกับตำแหน่งที่มีความเค้นสูงมากในสนาม การคำนวณจึงสามารถดำเนินการอย่างต่อเนื่องโดยไม่เกิดการวิบัติ งานวิจัยนี้จึงแนะนำว่าควรพิจารณาใช้ความละเอียด mesh โดยคำนึงถึงพฤติกรรมของเสาเข็ม เมื่อเปรียบเทียบกับผลวิเคราะห์ด้วย medium mesh กับ fine mesh ของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มชี้ให้เห็นว่า medium mesh มีความเหมาะสมในการใช้ในการออกแบบเสาเข็มเชิงวิศวกรรมในช่วงที่ไม่เกิดการวิบัติหรือมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงที่เป็นเชิงเส้นตรง



ภาพที่ 9 ผลของ mesh dependency ของการวิเคราะห์เสาเข็ม (a) F1 และ (b) F2

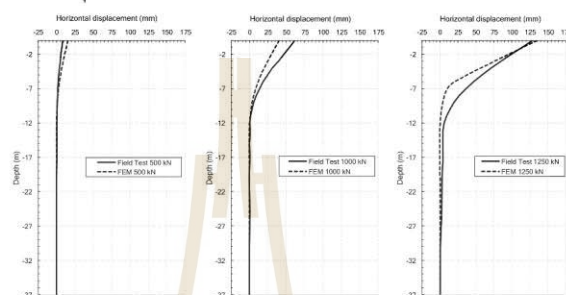
## 3) ผลการจำลองเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มภายใต้แรงกระทำด้านข้าง

ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนตัวของหัวเสาเข็มของเสาเข็มเดี่ยว (F1) จะเห็นได้ว่าในช่วงแรกถึงแรงกระทำ 1200 กิโลนิวตัน เสาเข็มจะมีพฤติกรรมเชิงเส้นตรงเมื่อเปรียบเทียบกับเสาเข็มยึดหยุ่นเชิงเส้นตรง หลังจากนั้นเสาเข็มเกิดการครากแล้วมีพฤติกรรมไม่เป็นเชิงเส้นตรง และผลวิเคราะห์มีค่าใกล้เคียงกับผลทดสอบในสนาม ดังภาพที่ 10



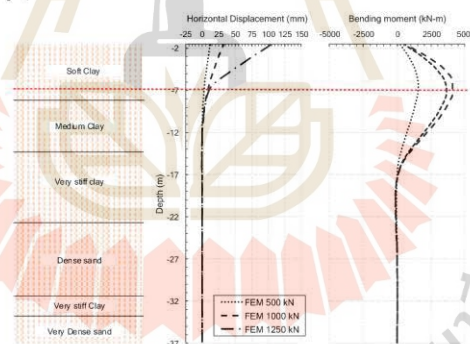
ภาพที่ 10 เปรียบเทียบผลวิเคราะห์กับผลทดสอบในสนามของเสาเข็ม F1

สำหรับผลวิเคราะห์การโก่งตัวของเสาเข็มแปรผันตามความลึกที่แรงกระทำ 500, 1000 และ 1250 กิโลนิวตัน โดยใช้ fine mesh ซึ่งให้เห็นว่าที่แรงกระทำ 500 กิโลนิวตัน ผลวิเคราะห์การโก่งตัวมีค่ามากกว่าผลทดสอบในสนามประมาณ 7 มิลลิเมตรอยู่ในช่วงพฤติกรรมที่เสาเข็มยังไม่เกิดการวิบัติ หลังจากนั้นผลวิเคราะห์ให้ค่าน้อยกว่าผลทดสอบใน 20 มิลลิเมตรที่แรงกระทำ 1000 กิโลนิวตัน ซึ่งชี้ให้เห็นถึงเสาเข็มเริ่มเกิดการครากและเข้าสู่ภาวะประลัย นอกจากนี้ยังพบว่าผลวิเคราะห์ด้วย FEM แสดงจุดดัดกลับที่ใกล้เคียงกับผลทดสอบในสนาม ดังภาพที่ 11



ภาพที่ 11 ผลวิเคราะห์การโก่งตัวเทียบกับผลทดสอบในสนามของเสาเข็มเดี่ยว F1

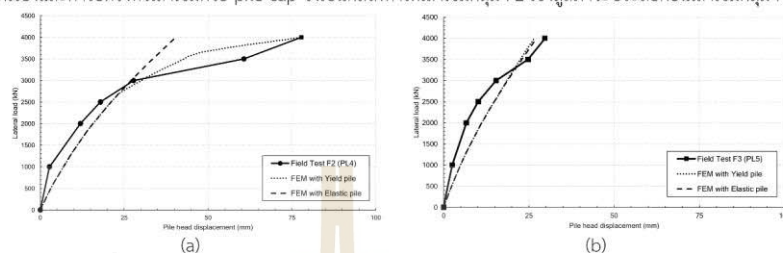
เมื่อพิจารณาโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นกับการโก่งตัวของเสาเข็มเดี่ยว F1 ในภาพที่ 12 จะเห็นได้ว่าโมเมนต์ดัดมากที่สุดจะเกิดที่ตำแหน่งความลึกประมาณ 7 เมตรจากผิวดินที่อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนและเป็นตำแหน่งที่เสาเข็มเริ่มเกิดการโก่งตัว โดยมีโมเมนต์ดัดสูงสุด 4090 กิโลนิวตัน-เมตร ที่แรงกระทำ 1250 กิโลนิวตัน



ภาพที่ 12 เปรียบเทียบผลวิเคราะห์การโก่งตัวและโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นของเสาเข็มเดี่ยว F1

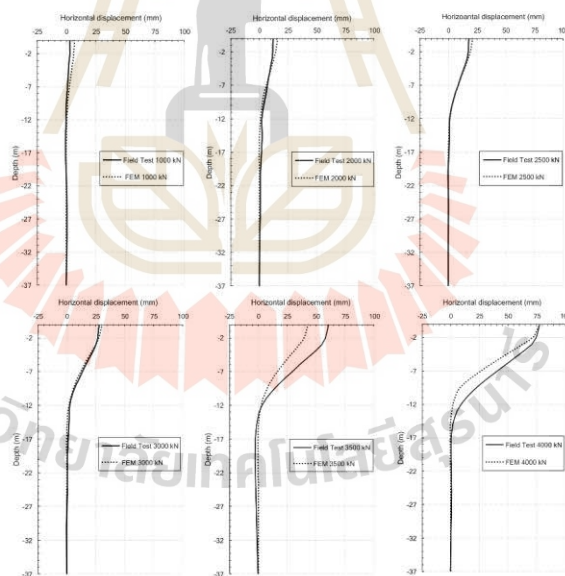
สำหรับเสาเข็มกลุ่ม F2 และ F3 ที่ให้แรงกระทำ 1000, 2000, 2500, 3000, 3500 และ 4000 กิโลนิวตัน ผลวิเคราะห์เป็นกราฟความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนตัวของหัวเสาเข็ม โดยจำลองเสาเข็มที่มีพฤติกรรมยืดหยุ่นเชิงเส้นตรงเทียบกับสำหรับเสาเข็มกลุ่ม F2 ดังภาพที่ 13(a) จะเห็นได้ว่าเสาเข็มในช่วงแรกมีพฤติกรรมเชิงเส้นตรงไปถึงแรงประมาณ 3000 กิโลนิวตัน เมื่อแรงเพิ่มขึ้นจะพบว่าเสาเข็มมีพฤติกรรมไม่เชิงเส้นตรง เนื่องจากหน่วยแรงที่เกิดขึ้นสูงกว่าหน่วยครากของวัสดุเสาเข็มจนเสาเข็มมีพฤติกรรมเข้าสู่ภาวะประลัย ส่วนผลวิเคราะห์เสาเข็มกลุ่ม F3 ดังภาพที่ 13(b) พบว่าเสาเข็มมีพฤติกรรมทุกแรงเป็นเชิงเส้นตรง หากพิจารณาที่แรงกระทำ 4000 กิโลนิวตันต่อ pile cap นั้นเป็นแรงกระทำต่อต้นเฉลี่ยจะพบว่าเสาเข็มกลุ่ม F2 มีแรงกระทำต่อต้นประมาณ 2000 กิโลนิวตันซึ่งสูงกว่าเสาเข็มกลุ่ม

F3 ที่มีแรงกระทำต่อต้นประมาณ 1300 กิโลนิวตัน จะพบว่ามีความแตกต่าง 700 กิโลนิวตัน ประกอบกับรูปแบบการจัดเรียงและการยึดตั้งหัวเสาเข็มด้วย pile cap จึงเป็นกลไกทำให้เสาเข็มกลุ่ม F2 เข้าสู่ภาวะประลัยก่อนเสาเข็มกลุ่ม F3



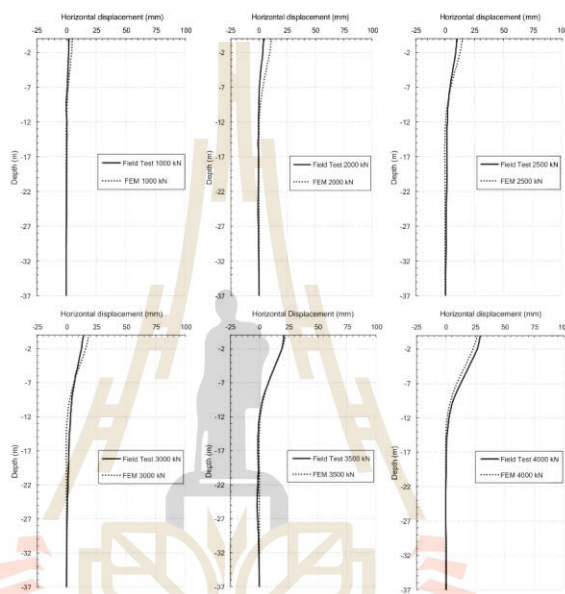
ภาพที่ 13 เปรียบเทียบผลวิเคราะห์กับผลทดสอบในสนามของเสาเข็มกลุ่ม (a) F2 และ (b) F3

สำหรับผลวิเคราะห์เสาเข็มกลุ่ม F2 โดยใช้ medium mesh เป็นความสัมพันธ์ระหว่างการโค้งตัวของเสาเข็มแปรผันกับความลึกแต่ละแรงกระทำ ในภาพที่ 14 จะเห็นได้ที่แรงกระทำ 1000 ถึง 3000 กิโลนิวตัน ผลวิเคราะห์มีค่าใกล้เคียงกับผลทดสอบในสนาม ต่างจากที่กระทำ 3500 ถึง 4000 กิโลนิวตัน ผลวิเคราะห์มีค่าน้อยกว่าผลทดสอบในสนาม เนื่องจากพฤติกรรมของเสาเข็มเข้าสู่ภาวะประลัย โดยที่แรงกระทำ 3500 กิโลนิวตันให้การเคลื่อนตัวที่ต่างจากผลทดสอบในสนามประมาณ 18 มิลลิเมตร นอกจากนี้ยังพบว่าผลวิเคราะห์ด้วย FEM แสดงจุดดัดกลับที่ใกล้เคียงกับผลทดสอบในสนามด้วย



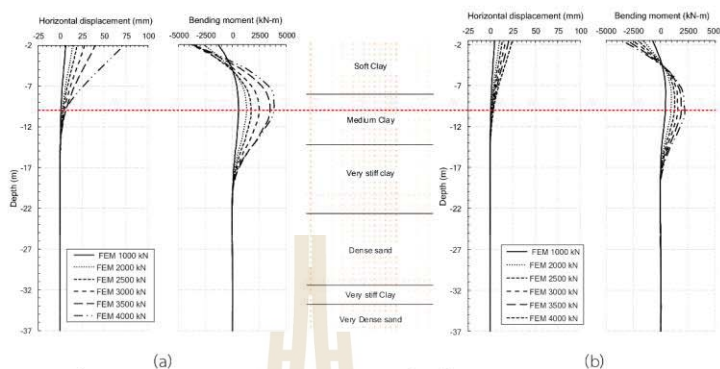
ภาพที่ 14 ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของเสาเข็มเทียบกับผลทดสอบในสนามของเสาเข็มกลุ่ม F2

สำหรับผลวิเคราะห์เสาเข็มกลุ่ม F3 โดยใช้ medium mesh เป็นความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวแปรผันตามความลึกดังภาพที่ 15 จะเห็นว่าผลวิเคราะห์ที่แรงกระทำ 1000 ถึง 3000 กิโลนิวตัน ผลวิเคราะห์ให้ค่าที่สูงกว่าผลทดสอบในสนามประมาณ 7 มิลลิเมตร ส่วนที่แรงกระทำสูงจากนั้นไปจนถึง 4000 กิโลนิวตัน พบว่าผลวิเคราะห์ให้ค่าที่เท่ากับและต่ำกว่าผลทดสอบในสนามไม่เกิน 5 มิลลิเมตร นอกจากนี้ยังพบว่าผลวิเคราะห์ด้วย FEM แสดงจุดดัดกลับที่ใกล้เคียงกับผลทดสอบในสนาม



ภาพที่ 15 ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวเสาเข็มเทียบกับผลทดสอบในสนามของเสาเข็มกลุ่ม F3

ส่วนผลวิเคราะห์การโก่งตัวของเสาเข็มกับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นแปรผันกับความลึก สำหรับเสาเข็มกลุ่ม F2 และ F3 ดังภาพที่ 16(a) และ 16(b) จะพบว่าโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นมีลักษณะแตกต่างจากเสาเข็มเดี่ยว โดยเกิดโมเมนต์ดัดสูงอย่างมีนัยสำคัญจำนวน 2 ตำแหน่ง คือ ที่ความลึกประมาณ 10 เมตรจากผิวดินที่เป็นชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง ซึ่งเป็นตำแหน่งที่เสาเข็มเริ่มเกิดการโก่งตัว และอีกตำแหน่ง คือ บริเวณผิวดินใต้ pile cap จากผลการยัดรังของหัวเสาเข็มในกลุ่มด้วย pile cap ซึ่งโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นของเสาเข็มกลุ่ม F2 มีค่าสูงกว่า F3 ประมาณ 1670 กิโลนิวตัน-เมตร



ภาพที่ 16 เปรียบเทียบผลวิเคราะห์การโก่งตัวและโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นของเสาเข็มกลุ่ม (a) F2 และ (b) F3

จากผลวิเคราะห์พฤติกรรมเสาเข็มเดี่ยว F1 และเสาเข็มกลุ่ม F2, F3 ดังที่กล่าวมาแล้วนั้นสามารถสรุปผลวิเคราะห์ที่สำคัญ ดังตารางที่ 4

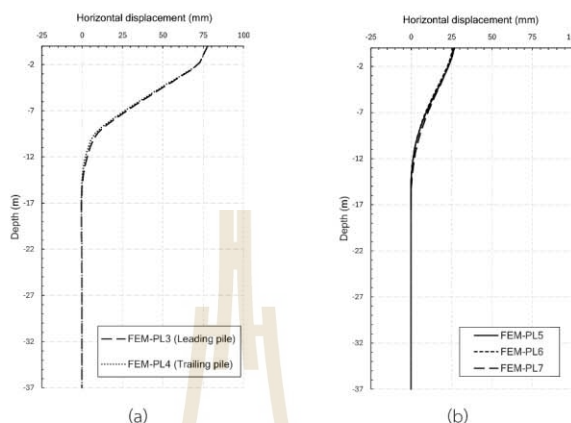
ตารางที่ 4 สรุปผลวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

| เสาเข็ม | ความละเอียดของ FEM mesh ที่ใช้ | การโก่งตัวสูงสุด (mm) | โมเมนต์ดัดสูงสุด (kN-m) | ความลึกที่เกิดโมเมนต์ดัดสูงสุด (m) | ผลต่างการเคลื่อนตัวของหัวเสาเข็มจากผลวิเคราะห์เทียบกับผลทดสอบในสนาม (mm) |
|---------|--------------------------------|-----------------------|-------------------------|------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------|
| F1      | Fine mesh                      | 135                   | 4090                    | 7                                  | 20                                                                       |
| F2      | Medium mesh                    | 78                    | 3880                    | 10                                 | 18                                                                       |
| F3      | Medium mesh                    | 27                    | 2205                    | 10                                 | 7                                                                        |

#### 4) ผลของระยะห่างระหว่างเสาเข็มในกลุ่ม

เมื่อพิจารณาการโก่งตัวของเสาเข็มกลุ่ม F2 และ F3 ที่แรงกระทำ 4000 กิโลนิวตัน เนื่องจากที่แรงกระทำดังกล่าวเสาเข็มมีการเคลื่อนตัวสูงสุด สำหรับผลวิเคราะห์ของเสาเข็มกลุ่ม F2 ที่ประกอบไปด้วยเสาเข็มต้นหน้า (leading pile) และเสาเข็มต้นหลัง (trailing pile) ซึ่งเป็นการจัดเรียงแนวเส้นตรงทิศทางเดียวกับแรงกระทำ (in-line) ส่วนเสาเข็ม F3 เป็นการจัดเรียงรูปแบบผสมระหว่าง side-by-side กับ in-line ซึ่งเสาเข็มทั้งสองกลุ่มมีระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางเสาเข็มแต่ละต้นเท่ากับ 3 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง โดยผลวิเคราะห์ดังภาพที่ 17(a) และ 17(b) เมื่อพิจารณาตามความยาวเสาเข็มจะพบว่า การโก่งตัวของเสาเข็มแต่ละต้นในกลุ่มไม่มีการโก่งตัวที่แตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญ เนื่องจากความแข็งแรงของ pile cap ที่ยึดตรึงหัวเสาเข็ม, ข้อจำกัดของการวิเคราะห์เชิงตัวเลข และรูปแบบการจัดเรียงเสาเข็มในกลุ่มที่มีระยะห่างเหมาะสมตามงานวิจัย [2 - 4] ส่งผลให้ดินที่ล้อมรอบเสาเข็มนั้นไม่เกิดการทับซ้อนของขอบเขตความเค้นการวิบัติที่จะส่งผลให้ดินมีความสามารถในการต้านทานแรงกระทำลดลงได้





ภาพที่ 17 ผลวิเคราะห์หัตถิพลของระยะห่างของเสาเข็มในกลุ่ม (a) F2 และ (b) F3

#### สรุปผลการวิจัย

การจำลองเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิตินั้นโดยใช้แบบจำลองดิน HSM และจำลองเสาเข็มโดย EBE ที่ใช้แบบจำลองวัสดุ elastoplastic ให้ผลที่มีความใกล้เคียงกับผลทดสอบในสนาม สำหรับสถิติในสของชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลางที่ให้การเคลื่อนตัวครอบคลุมกับผลทดสอบในสนามในเทอมของหน่วยแรงรวมที่แปลงจากหน่วยแรงประสิทธิผล คือ  $E_u/S_u$  เท่ากับ 112.5 ส่วนการออกแบบแบบเชิงวิศวกรรมสำหรับเสาเข็มเพื่อใช้งานที่ยังไม่เกิดการวิบัติหรือแรงกระทำไม่เกินร้อยละ 40 ของแรงกระทำประลัยหรือสัดความปลอดภัยเท่ากับ 2.5 พบว่าค่าสถิติในสที่เหมาะสม คือ  $E_u/S_u$  อยู่ในช่วง 200 - 300 ใช้ในกรณีที่ไม่ผลทดสอบหาพารามิเตอร์ของแบบจำลองดินในห้องปฏิบัติการโดยตรง ซึ่งพิจารณาที่ค่า  $\nu_{ur} = 0.2$  จะได้  $E_{so}^{ref} = 0.8E_u$  และ  $E_{ur}^{ref} = 10E_{so}^{ref}$  โดยเสาเข็มจะโก่งตัวมากในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็งปานกลาง ส่วนกรณีเสาเข็มกลุ่มจะพบว่าเสาเข็มในกลุ่มมีการเคลื่อนตัวใกล้เคียงกันทุกต้น เนื่องจากระยะห่างระหว่างเสาเข็มที่เพียงพอ ประกอบกับความแข็งแรงของ pile cap และความละเอียดของการวิเคราะห์เชิงตัวเลข ส่วนพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มจะเปลี่ยนแปลงไม่เชิงเส้นเมื่อโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นสูงกว่าโมเมนต์ครากของหน้าตัด โดยผลวิเคราะห์ที่เหมาะสมจะขึ้นอยู่กับความละเอียดของตาข่ายวิเคราะห์ที่สอดคล้องกับพฤติกรรมของเสาเข็ม งานวิจัยนี้แนะนำให้ใช้ medium mesh ในการจำลองเสาเข็มที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงใช้งานหรือยังไม่เกิดการวิบัติ

#### เอกสารอ้างอิง

1. Wachirapornpong A. Performance of grouted and non-grouted bored piles in Bangkok subsoils. [MEng Thesis]. Pathum Thani: Asian Institute of Technology; 1993.
2. Broms BB. Lateral resistance of piles in cohesive soils. Journal of the soil mechanics and foundations division. 1964; 90(2):27-63.

3. Cox WR, Dixon DA, Murphy BS. Lateral-load tests on 25.4-mm (1-in.) diameter piles in very soft clay in side-by-side and in-line groups. In *Laterally loaded deep foundations: Analysis and performance* 1984. ASTM International.
4. Wang ST, Reese LC. Study of design method for vertical drilled shaft retaining walls. Final report. 1986.
5. Shibata T, Yashima A, Kimura M. Model tests and analyses of laterally loaded pile groups. *Soils and foundations*. 1989; 29(1):31-44.
6. Submanee Wong C. Behavior of vertical and lateral load on T-Shape barrette and bored piles. Doctoral dissertation, Chulalongkorn University, Thailand. 2009.
7. Thipsunontha S, Sramoon W, Submanee Wong C. Behavior of Soil-Pile Interaction of Barrette Pile under Lateral Loading. *Engineering Transactions: A Research Publication of Mahanakorn University of Technology*. 2016; 19(1):39-47.
8. Matlock H. Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay. In *Offshore technology conference* 1970. (pp. OTC-1204). OTC.
9. Dao TP. Validation of PLAXIS embedded piles for lateral loading. [MSc Thesis]. Delft University of Technology, Netherlands. 2011 Apr.
10. Surarak C. Geotechnical Aspects of the Bangkok MRT Blue Line Project. [PhD Thesis]. Griffith University, Australia; 2010.
11. Wang C, Salmon GC. *Reinforced Concrete Design*. 6th ed. New York: Wiley; 1998.
12. Likitlersuang S, Chheng C, Surarak C, Balasubramaniam A. Strength and stiffness parameters of Bangkok clays for finite element analysis. *Geotech Eng*. 2018; 49(2):150-6.
13. De Borst R, Vermeer PA. Possibilities and limitations of finite elements for limit analysis. *Geotechnique*. 1984; 34(2):199-210.
14. Koutsabeloulis NC, Griffiths DV. Numerical modelling of the trap door problem. *Geotechnique*. 1989; 39(1):77-89.

## พฤติกรรมของเสาเข็มเจาะขนาดใหญ่แบบเดี่ยวและแบบกลุ่มที่รับแรงกระทำทางด้านข้าง ในชั้นดินกรุงเทพ

### Behavior of Large Bored Single and Group Piles under Lateral Loads in Bangkok Subsoils

พรพจน์ ตันเส่ง<sup>1,\*</sup>, กิตติศักดิ์ แดงทอง<sup>2</sup> และ ชานัน คอแฉะ<sup>2</sup>

<sup>1,2</sup> สาขาวิศวกรรมโยธา สำนักวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จ.นครราชสีมา

\*Corresponding author; E-mail address: pompot@sut.ac.th

#### บทคัดย่อ

บทความนี้กล่าวถึงพฤติกรรมของเสาเข็มเจาะขนาดใหญ่ในชั้นดินกรุงเทพที่รับแรงกระทำด้านข้างของเสาเข็มกลุ่มแบบ 2 ต้น, เสาเข็มกลุ่มแบบ 3 ต้น, เสาเข็มเดี่ยว, เสาเข็มแบบเรีตรับแรงด้านแคบและด้านกว้าง, และเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวที ในงานวิจัยได้ศึกษาประสิทธิภาพในการรับแรงด้านข้างของเสาเข็ม และหาสตีฟเนสที่เหมาะสมของแบบจำลองดิน Hardening soil model ด้วยการวิเคราะห์กลับจากการจำลองเสาเข็มและดินด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ ในการวิเคราะห์กลับใช้ข้อมูลการโก่งตัวของเสาเข็มที่รับแรงกระทำจากการทดสอบเสาเข็มขนาดจริงในสนาม โดยเสาเข็มในงานวิจัยมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.5 เมตร และ 1.65 เมตร ส่วนเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวทีมีขนาดหน้าตัด 0.8 เมตร x 2 เมตร เสาเข็มแบบเรีตรูปตัวทีขนาดปึก 1 เมตร x 3 เมตร ขนาดเอว 1 เมตร x 2 เมตร ผลการวิจัยชี้ให้เห็นว่าเสาเข็มเจาะกลุ่มแบบ 2 ต้น, 3 ต้น และเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวทีมีประสิทธิภาพสูงสุด รองลงมาเป็นเสาเข็มแบบเรีตรับแรงด้านแคบและเสาเข็มเดี่ยว ส่วนเสาเข็มแบบเรีตรับแรงด้านกว้างมีประสิทธิภาพต่ำสุด ผลวิเคราะห์กลับหาสตีฟเนสในเทอมของหน่วยแรงรวมที่แปลงมาจากหน่วยแรงประสิทธิภาพเพื่อใช้สำหรับออกแบบเสาเข็มที่สภาวะใช้งาน คือ  $E_u / S_u$  อยู่ในช่วง 200 – 300 และสามารถให้ความละเอียดแบบ medium mesh ที่ให้ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมที่สภาวะยังไม่วิกฤตได้

คำสำคัญ: เสาเข็มเจาะ, แรงกระทำด้านข้าง, วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์, ชั้นดินกรุงเทพ

#### Abstract

This study examines the lateral load behavior of large bored piles in Bangkok subsoils, focusing on two-pile groups, three-pile groups, single piles, barrettes loaded along the narrow and wide sides, and T-shaped barrettes. The objective is to assess the lateral load performance of different pile configurations and to calibrate appropriate stiffness parameters for the Hardening Soil model through back-analysis, using three-dimensional finite element simulations. The back-analysis was conducted based on full-scale lateral load test data, with the test piles having

diameters of 1.5 m and 1.65 m. The barrettes had cross-sectional dimensions of 0.8 m x 2 m, while the T-shaped barrettes had flange dimensions of 1 m x 3 m and web dimensions of 1 m x 2 m. Results show that two-pile groups, three-pile groups, and T-shaped barrettes achieve the highest lateral load efficiencies, followed by barrettes loaded along the narrow side and single piles. Barrettes loaded along the wide side exhibited the lowest efficiency. The calibrated stiffness, expressed in terms of the total stress for  $E_u / S_u$  which is suitable for serviceability limit state design, ranged between 200 and 300. Moreover, the findings suggest that a medium-mesh resolution provides a sufficient balance between computational efficiency and accuracy in capturing pre-failure pile behavior.

Keywords: Bored pile, Lateral load, Finite element method, Bangkok subsoils

#### 1. คำนำ

ปัจจุบันความต้องการใช้โครงสร้างพื้นฐานมีแนวโน้มเพิ่มขึ้น เนื่องจากความหนาแน่นของประชากรในเมืองที่สูงขึ้นอย่างต่อเนื่อง ส่งผลให้มีการขยายระบบขนส่งมวลชนเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในการเดินทาง ได้แก่ การสร้างถนนและระบบขนส่งทางราง โดยเฉพาะในเมืองขนาดใหญ่ เช่น กรุงเทพมหานครและปริมณฑล การพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานในพื้นที่เหล่านี้มักมีลักษณะเป็นทางยกระดับสำหรับเป็นถนนหรือระบบขนส่งทางราง เช่น รถไฟฟ้า ทางด่วน เพื่อให้เกิดการใช้พื้นที่ซึ่งมีอยู่จำกัดให้เกิดความคุ้มค่าสูงสุด โครงสร้างดังกล่าวจะต้องคำนึงถึงแรงกระทำด้านข้างที่เกิดจากแรงเหวี่ยงและแรงเบรกของยานพาหนะ นอกจากนี้ยังมีแรงกระทำด้านข้างที่เกิดจากแรงลมและแผ่นดินไหวต่ออาคารสูง ซึ่งเห็นได้ชัดจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างประเทศที่ส่งผลถึงอาคารสูงในพื้นที่กรุงเทพมหานครเมื่อวันที่ 28 มีนาคม 2568 ที่ผ่านมา โดยแรงเหล่านี้จะถูกถ่ายโอนผ่านโครงสร้างและตอม่อลงสู่ฐานราก ก่อนที่จะส่งต่อไปยังเสาเข็ม การออกแบบฐานรากเสาเข็มมักไม่พิจารณาแรงกระทำด้านข้าง เนื่องจากมีผลกระทบต่อพฤติกรรมของโครงสร้างน้อยมากเมื่อเทียบกับแรงกระทำใน

แนวตั้ง โดยพฤติกรรมของเสาเข็มที่รับแรงด้านข้างนั้นขึ้นอยู่กับโครงสร้างเสาเข็มและดินที่รองรับ ดังนั้น เสาเข็มกับดินจึงเป็นปฏิสัมพันธ์กัน โดยพฤติกรรมการรับแรงกระทำด้านข้างของเสาเข็มนั้นขึ้นอยู่กับอัตราส่วนความแข็งแรงของเสาเข็มและการยึดรั้งหัวเสาเข็มเข้ากับฐานราก ซึ่งอัตราส่วนความแข็งแรงของเสาเข็มสามารถจำแนกได้เป็นสองรูปแบบ ได้แก่ เสาเข็มสั้นและเสาเข็มยาว โดยกรณีของเสาเข็มสั้นนั้นดินที่ด้านแรงกระทำจากเสาเข็มจะเกิดการบีบอัดก่อนที่เสาเข็มจะขยับ และสำหรับกรณีของเสาเข็มยาว หากดินส่วนบนเกิดการบีบอัดเสาเข็มยาวจะทำหน้าที่กระจายแรงกระทำด้านข้างลงไปในดินส่วนที่ลึกต่อไป เมื่อโครงสร้างเสาเข็มรับแรงกระทำด้านข้างที่สูงจะทำให้เกิดโมเมนต์ดัดที่สูงขึ้นและทำให้โครงสร้างเสาเข็มเกิดการวิบัติในเวลาต่อมา

ลักษณะทั่วไปของชั้นดินกรุงเทพมหานคร มีชั้นดินเหนียวที่มีความลึกจากผิวดินประมาณ 10 – 18 เมตร ซึ่งเป็นชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีกำลังรับแรงเฉือนต่ำ ดังนั้นเสาเข็มที่ใช้ในการรับแรงด้านข้างในชั้นดินกรุงเทพมหานครจึงจำเป็นต้องใช้เสาเข็มยาวเพื่อให้กำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงขึ้น ลักษณะของเสาเข็มที่นิยมใช้นั้นมีทั้งเสาเข็มเจาะแบบกลม และเสาเข็มเจาะแบบเหลี่ยม (แปแฉก) ซึ่งมีผู้ทำการวิจัยพฤติกรรมของเสาเข็มรับแรงด้านข้างแบ่งออกเป็น 2 ลักษณะ คือ การทดสอบเสาเข็มขนาดเล็กในห้องปฏิบัติการ และการทดสอบเสาเข็มขนาดใหญ่ในสนาม

การทดสอบเสาเข็มขนาดเล็กในห้องปฏิบัติการ (small-scale test) ได้มีผู้ทำวิจัยไว้ในชั้นดินต่างประเภทของ [1-3] ผลการวิจัยพบว่าเสาเข็มในกลุ่มที่จัดเรียงกลุ่มเสาเข็มตามแนวแรง (in-line) และตั้งฉากแนวแรง (side-by-side) ต้องมีระยะห่างระหว่างเสาเข็มอย่างน้อย 3 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง จึงจะทำให้พฤติกรรมของเสาเข็มกลุ่มใกล้เคียงกับเสาเข็มเดี่ยว ซึ่งงานวิจัยในห้องปฏิบัติการมีข้อจำกัดในการนำไปใช้เนื่องจากผลของการรบกวนที่มีต่อหน่วยแรงในวัสดุเสาเข็ม

ส่วนการทดสอบเสาเข็มขนาดใหญ่ในสนามที่ฝังลงในดินลึกในชั้นดินกรุงเทพ มีงานวิจัยของ [4] ได้รวบรวมข้อมูลการทดสอบเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มรับแรงด้านข้างในชั้นดินกรุงเทพ โดยเสาเข็มที่ใช้ในการทดสอบเป็นเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.5 เมตร ลึก 37 เมตร เป็นการทดสอบเสาเข็มเดี่ยว (F1) ดันกัน และการทดสอบเสาเข็มกลุ่ม 2 ต้น (F2) ดันกับเสาเข็มกลุ่ม 3 ต้น (F3) นอกจากนี้ยังมีงานวิจัยของ [5] ได้ทำการเสนอผลทดสอบเสาเข็มแปแฉกขนาด 0.8 เมตร x 2 เมตร ที่ใช้รับเสาสถานีรถไฟฟ้าสายสีเขียวในชั้นดินกรุงเทพ และยังมีการทดสอบเสาเข็มเจาะกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.65 เมตร ลึก 56 เมตร และเสาเข็มแปแฉกตัวที่ขนาดปิก 3 เมตร x 1 เมตร และขนาดเอว 2 เมตร x 1 เมตร ลึก 56 เมตร ซึ่งรายงานไว้ในงานวิจัยของ [6]

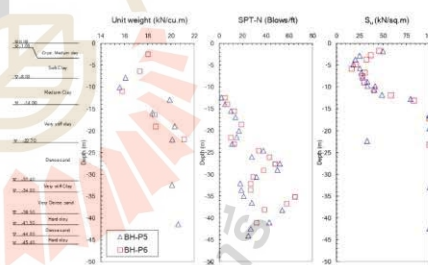
สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับเสาเข็มรับแรงกระทำด้านข้าง มีงานวิจัยของ [6] ได้ใช้ซอฟต์แวร์ PLAXIS 3D เพื่อวิเคราะห์พฤติกรรมของเสาเข็มเจาะกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.65 เมตร และเสาเข็มแปแฉกตัวที่ซึ่งมีขนาดของปิก 3 เมตร x 1 เมตร และขนาดเอว 2 เมตร x 1 เมตร จำลองเสาเข็มโดยใช้ volume element (VE) กับแบบจำลองดิน Mohr-Coulomb (MC) และพิจารณาการแตกร้าวของหน้าตัดโดยการลดสทิพเนสของเสาเข็มในแบบจำลอง และยังมีการวิจัย

ของ [5] ได้เสนอ p-y curve ของเสาเข็มแปแฉกขนาด 0.8 เมตร x 2 เมตร ในชั้นดินเหนียวอ่อนโดยการวิเคราะห์ด้วยซอฟต์แวร์ Lpile จะเห็นได้ว่างานวิจัยที่กล่าวมาข้างต้นนั้น เสาเข็มที่รับแรงด้านข้างในชั้นดินกรุงเทพมีการทดสอบในสนามน้อยมากเมื่อเทียบกับเสาเข็มรับแรงในแนวตั้ง เนื่องจากค่าใช้จ่ายในการทดสอบสูงมาก และการวิเคราะห์พฤติกรรมของเสาเข็มในอดีตนิยมใช้วิธี p-y curve ในการศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยว ต่างจากการก่อสร้างเสาเข็มในปัจจุบันที่นิยมใช้งานในรูปแบบเสาเข็มกลุ่ม ทำให้วิธี p-y curve ไม่สามารถอธิบายความซับซ้อนดังกล่าว

งานวิจัยจึงมุ่งศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยวซึ่งประกอบไปด้วยเสาเข็มเจาะกลมและเสาเข็มเจาะแปแฉก และพฤติกรรมของเสาเข็มกลุ่ม ส่วนการศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อวิเคราะห์กลับหาค่าสทิพเนสของดินโดยแบบจำลองดิน Hardening soil model (HSM) และจำลองโครงสร้างเสาเข็มด้วย embedded beam element (EBE) ซึ่งเป็นเอลิเมนต์ที่ถูกพัฒนาขึ้นมาในซอฟต์แวร์ PLAXIS 3D

## 2. การทดสอบเสาเข็มรับแรงทางด้านข้างในชั้นดินกรุงเทพ

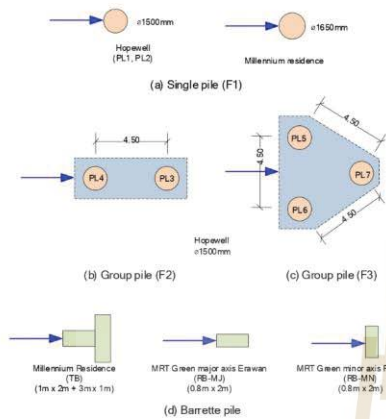
ลักษณะทั่วไปของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพนั้นเป็นดินที่ถูกพัฒนาโดยกระแสน้ำจากตอนบนของพื้นที่ จึงมีขนาดอนุภาคเล็กมาก โดยมีคุณสมบัติทางวิศวกรรม คือ มีปริมาณความชื้นสูงและมีการรับแรงเฉือนต่ำ โดยรูปที่ 1 เป็นคุณสมบัติชั้นดินบริเวณตำแหน่งการทดสอบเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มบริเวณสถานีกลางบางซื่อ เขตจตุจักร กรุงเทพมหานคร



รูปที่ 1 ภาพตัดชั้นดินกรุงเทพ [4]

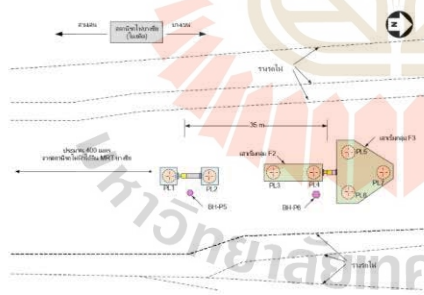
สำหรับเสาเข็มที่ทำการทดสอบรับแรงกระทำด้านข้างในชั้นดินกรุงเทพนั้นมีหลายหน้าตัด ได้แก่ เสาเข็มเจาะเดี่ยว (F1) เสาเข็มเจาะกลุ่ม 2 ต้น (F2) และกลุ่ม 3 ต้น (F3) เสาเข็มแปแฉกรับแรงด้านแคบ (RB-MJ), เสาเข็มแปแฉกรับแรงด้านกว้าง (RB-MN) และเสาเข็มแปแฉกตัวที่ (TB) รูปที่ 2 เป็นหน้าตัดเสาเข็มที่ทดสอบในชั้นดินกรุงเทพที่รวบรวมไว้ในงานวิจัยนี้





รูปที่ 2 หน้าตัดเสาเข็มที่ทดสอบรับแรงดัดข้างในชั้นดินกรุงเทพฯ

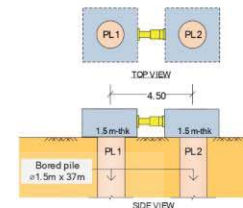
การทดสอบเสาเข็มรับแรงกระทำด้านข้างในสนามในชั้นดินกรุงเทพฯนั้น ทำโดยการหล่อเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กในพื้นที่ที่ทดสอบ ให้แรงกระทำ โดย hydraulic jack วัดขนาดแรงกระทำโดย load cell และมีการติดตั้ง steel plate เพื่อลดความเข้มข้นของแรงกระทำไม่ให้เกิดขึ้นเพียงจุดใดจุดหนึ่งที่มีผิวของ pile cap และวัดการโก่งตัวโดยการติดตั้ง inclinometer ตามแนวยาวของเสาเข็มที่ทำการทดสอบ รูปที่ 3, รูปที่ 4 และรูปที่ 5 เป็นผังทดสอบและภาพตัดการทดสอบเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มตามลำดับ โดยรวบรวมไว้ในงานวิจัยของ [4] เสาเข็มที่ทดสอบเป็นเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.50 เมตร ลึก 37 เมตร ตำแหน่งทดสอบอยู่บริเวณสถานีกลางบางซื่อ เขตจตุจักร กรุงเทพมหานคร



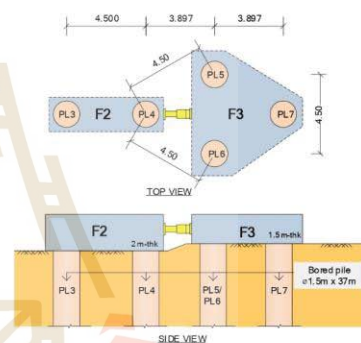
รูปที่ 3 ผังทดสอบเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่ม [4]

การทดสอบเสาเข็มเจาะเดี่ยวขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.65 เมตร ลึก 56 เมตร และการทดสอบเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวที่ขนาดปิก 3 เมตร x 1 เมตร และเอวขนาด 2 เมตร x 1 เมตร ลึก 56 เมตร ได้รายงานไว้ในงานวิจัยของ [6] โดยรูปที่ 6, รูปที่ 7 และรูปที่ 8 เป็นผังการทดสอบและภาพตัดการทดสอบเสาเข็มและเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวที่ของโครงการ Millennium

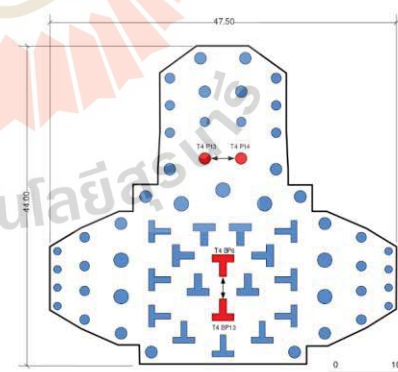
Residence มีตำแหน่งทดสอบอยู่บริเวณซอยสุขุมวิท 20 เขตคลองเตย กรุงเทพมหานคร



รูปที่ 4 ภาพตัดการทดสอบเสาเข็มเดี่ยว [4]

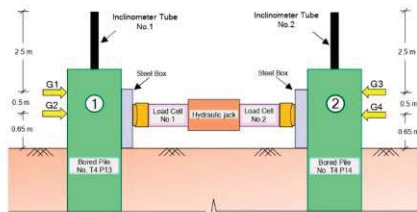


รูปที่ 5 ภาพตัดการทดสอบเสาเข็มกลุ่ม [4]

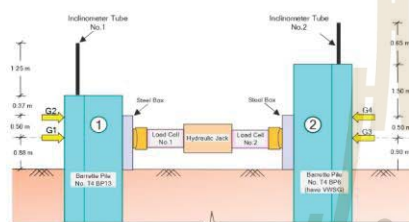


รูปที่ 6 ผังการทดสอบเสาเข็มฐานรากของอาคาร Millennium Residence [6]





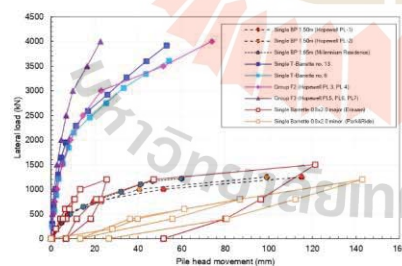
รูปที่ 7 ภาพตัดการทดสอบเสาเข็มเดี่ยว [6]



รูปที่ 8 ภาพตัดการทดสอบเสาเข็มรูปตัว T [6]

### 3. ประสิทธิภาพของเสาเข็มรับแรงด้านข้างจากผลทดสอบเสาเข็มในสนาม

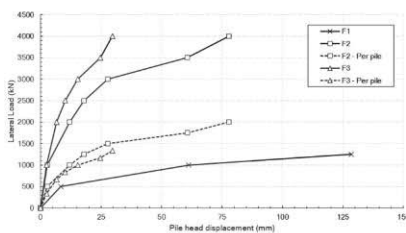
เปรียบเทียบผลทดสอบในสนามของเสาเข็มรับแรงด้านข้างในชั้นดินกรุงเทพฯ ในรูปที่ 9 เป็นการเปรียบเทียบแรงกระทำกับการเคลื่อนตัวของหัวเสาเข็มหน้าตัดต่าง ๆ ที่รวบรวมข้อมูลทดสอบไว้ ซึ่งชี้ให้เห็นว่าเสาเข็มกลุ่มแบบ F2, F3 และเสาเข็มแบบเรีตรูปตัว T ที่มีประสิทธิภาพสูงที่สุด รองลงมาเป็นเสาเข็มแบบเรีตรับแรงด้านแคบและเสาเข็มเดี่ยว ส่วนเสาเข็มแบบเรีตรับแรงด้านกว้างมีประสิทธิภาพต่ำที่สุด



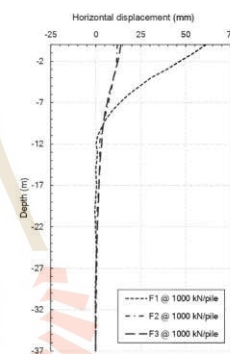
รูปที่ 9 ผลทดสอบเสาเข็มในชั้นดินกรุงเทพฯ

สำหรับผลทดสอบเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.50 เมตร ลึก 37 เมตร ในรูปที่ 10 เป็นการเปรียบเทียบเสาเข็มกลุ่มแบบ F2 และ F3 ที่มีแรงกระทำต่อต้นเฉลี่ยเท่ากับเสาเข็มเดี่ยว F1 เท่ากับ 1000 กิโลนิวตัน/ต้น ในรูปที่ 11 เป็นการโก่งตัวของเสาเข็มเดี่ยว F1 ซึ่งประมาณเป็นแรงกระทำ

เสาเข็มต่อต้นในเสาเข็มกลุ่ม F2 ที่ 2000 กิโลนิวตัน/pile cap และเสาเข็มกลุ่ม F3 ที่ 3000 กิโลนิวตัน/pile cap โดยผลจากการเปรียบเทียบชี้ให้เห็นว่าเสาเข็มกลุ่ม F2 และ F3 มีความแข็งแรงสูงกว่าเสาเข็มเดี่ยว F1 ที่แรงกระทำด้านข้างต่อเสาเข็มหนึ่งต้นเฉลี่ยเท่ากัน เนื่องจากผลของการยึดรั้งหัวเสาเข็มกับ pile cap ที่ลดการหมุนและการโก่งตัวของหัวเสาเข็มในกลุ่ม ทำให้เสาเข็มแต่ละต้นมีพฤติกรรมไม่อิสระเหมือนกับเสาเข็มเดี่ยว



รูปที่ 10 ผลทดสอบเสาเข็มเจาะ F1, F2 และ F3



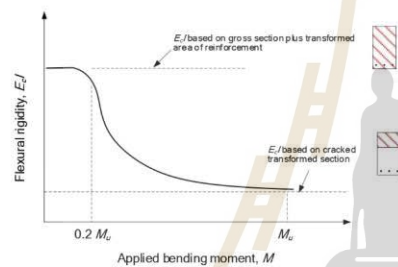
รูปที่ 11 การโก่งตัวของเสาเข็มที่แรงกระทำเฉลี่ย 1000 กิโลนิวตันต่อต้น

นอกจากนี้ในกรณีเสาเข็มแบบเรีตขนาด 0.8 เมตร x 2 เมตร ทดสอบให้แรงกระทำในทิศทางที่แตกต่างกันนั้น พบว่าการให้แรงกระทำด้านที่มีโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดสูง คือ ด้านแคบ 0.8 เมตร (RB-MJ) จะมีการเคลื่อนตัวน้อยกว่าการให้แรงกระทำด้านกว้าง 2 เมตร (RB-MN)

### 4. การวิเคราะห์พฤติกรรมของเสาเข็มด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ

การวิเคราะห์พฤติกรรมของเสาเข็มด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยใช้ซอฟต์แวร์ PLAXIS 3D ใช้เอลิเมนต์แบบ 10-node tetrahedral ใช้แบบจำลองดิน HSM สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง เนื่องจากชั้นดินส่วนนี้มีการโก่งตัวที่วัดได้ในสนามมาก ซึ่งแบบจำลองดิน HSM มีการแปรผันสตีเฟนของดินจากการเปลี่ยนแปลงความเค้นในดิน และพารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลองดินนี้ใช้ตามแนวทางของ [7] ส่วนความลึกถัดจากนั้นลงมาพิจารณาใช้แบบจำลองดิน MC เนื่องจากมีการโก่งตัวของ

เสาเข็มในชั้นดินนี้มีค่าน้อยมาก โดยการวิเคราะห์เป็นแบบไม่ระบายน้ำ เนื่องจากการทดสอบเสาเข็มอยู่ในช่วงระยะเวลาสั้นมาก ส่งผลให้แรงดันน้ำ ส่วนเกินในชั้นดินเหนียวยังอยู่ในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน โดยเสาเข็มใช้การ จำลองเอนเมนต์แบบ EBE ที่เอนเมนต์พัฒนาขึ้นสำหรับการจำลอง เสาเข็ม ซึ่งประกอบด้วย beam element ที่ทำให้ดินล้อมรอบเสาเข็มนั้นมี ปริมาตรเป็นขอบเขตออสติกเป็นวิธีที่เทียบเท่ากับหน้าตัดวงกลม ส่งผลให้ เสาเข็มที่จำลองด้วย EBE มีพฤติกรรมเหมือน VE และในแบบจำลองใช้ interface element เพื่อจำลองการแยกหรือการเลื่อนไหลออกจากกัน ระหว่างจุดตัดของ EBE และเอนเมนต์ที่ใช้จำลองดิน สำหรับพฤติกรรมของ เสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กจะเกิดการแตกร้าว โดย [8] ระบุว่าหน้าตัดของ คอนกรีตจะเริ่มแตกร้าวเมื่อโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นเท่ากับร้อยละ 20 ของ โมเมนต์ดัดปลายของหน้าตัด หลังจากนั้นความแข็งแรงจะแปรผกผันกับ โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดจนกระทั่งเมื่อโมเมนต์ดัดเท่ากับโมเมนต์ปลาย ของหน้าตัดที่ 12



รูปที่ 12 ความสัมพันธ์ระหว่างสติฟเนสกับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นบนหน้าตัด คอนกรีตเสริมเหล็ก [8]

สำหรับหน้าตัดแตกร้าวของเสาเข็มจะกำหนดโดยใช้แบบจำลองวัสดุ แบบ elastoplastic ซึ่งจะส่งผลให้พฤติกรรมของเสาเข็มเกิดการคราก เมื่อ โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นสูงกว่าโมเมนต์ครากของหน้าตัด ส่วนการคำนวณหน่วย แรงคราก (yield stress,  $\sigma_y$ ) ของเสาเข็มในแบบจำลองดังสมการที่ 1

$$\sigma_y = \frac{M_p c}{I_{cr}} \quad (1)$$

โดยโมเมนต์พลาสติก ( $M_p$ ) ของหน้าตัดสำหรับเสาเข็มกลุ่มและ เสาเข็มแบเรตนั้นสามารถหาได้จากแผนภูมิปฏิสัมพันธ์ของเสาคอนกรีต เสริมเหล็กซึ่งพิจารณาใช้เท่ากับโมเมนต์ปลายของหน้าตัดหรือหาได้จาก โมเมนต์ที่ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง (curvature) ที่ จุดสิ้นสุดพฤติกรรมเชิงเส้นตรง ตามแนวทางของ [6] ส่วนโมเมนต์ความ เหนียวของหน้าตัดแตกร้าว ( $I_{cr}$ ) คำนวณโดยการแปลงหน้าตัดเหล็กเสริม เป็นคอนกรีตโดยอัตราส่วนโมดูลาร์ จากนั้นใช้หลักการความสมดุลระหว่าง พื้นที่รับแรงอัดจากคอนกรีตและพื้นที่รับแรงดึงจากเหล็กเสริม และระยะ

จากผิวรับแรงอัดถึงแกนสะเทิน ( $C$ ) สำหรับเสาเข็มเจาะเดี่ยวและกลุ่มจะ ใช้การจำลอง pile cap โดยเอนเมนต์ VE แบบ 10-node tetrahedral ใช้ แบบจำลองวัสดุแบบ linear elastic ในการให้แรงกระทำแก่เสาเข็มนั้นใช้ เอนเมนต์แบบ node-to-node anchor แล้วกำหนดแรงกระทำเป็นแรงอัด prestress และใช้ point load สำหรับเสาเข็มแบเรต จากนั้นกำหนดขนาด ของแรงมีค่าเท่ากับแรงที่อ่านได้จาก load cell และใช้ plate element เพื่อกระจายแรงกระทำให้ทั่ว pile cap สำหรับข้อมูลคอนกรีตและแผ่น เหล็กกระจายแรงเป็นไปตามตารางที่ 1 ในการพิจารณาสติฟเนสของ แบบจำลองดิน HSM ที่เป็นหน่วยแรงประสิทธิภาพ  $E_{so}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$  และ  $E_{ur}^{ref}$  เป็นสติฟเนสในเทอมของหน่วยแรงรวม  $E_u$  นั้นจะใช้ความสัมพันธ์ ระหว่างค่าโมดูลัสเฉือน ( $G$ ) กับโมดูลัสยืดหยุ่นประสิทธิภาพ ( $E'$ ) และ โมดูลัสยืดหยุ่นแบบไม่ระบายน้ำ ( $E_u$ ) ดังสมการที่ 2

$$G = \frac{E'}{2(1+\nu')} = \frac{E_u}{2(1+\nu_u)} \quad (2)$$

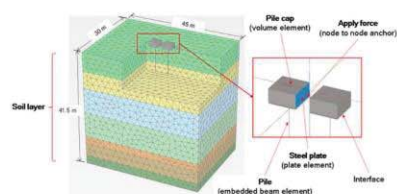
โดยพิจารณาอัตราส่วนปัวซองแบบไม่ระบายน้ำ ( $\nu_u$ ) เท่ากับ 0.5 และอัตราส่วนปัวซองประสิทธิภาพ ( $\nu'$ ) เท่ากับ 0.2 จะได้ความสัมพันธ์ สำหรับสติฟเนสสำหรับแบบจำลองดิน HSM ในเทอมของหน่วยแรงรวม คือ  $E_{so}^{ref} = E_{oed}^{ref} = 0.8E_u$  ส่วนค่าสติฟเนสของ  $E_{ur}^{ref} = 8E_u$  สำหรับดินเหนียวอ่อน และ  $E_{ur}^{ref} = 2.4E_u$  สำหรับดินเหนียวแข็งปาน กลางและดินเหนียวแข็งมาก ซึ่งพิจารณาใช้ตามแนวทางของ [7]

การวิเคราะห์หากลบเพื่อกำหนดค่าสติฟเนสที่เหมาะสมของเสาเข็มเดี่ยว (F1) นั้นจะทำการแปรผันสติฟเนสในเทอมของหน่วยแรงรวม  $E_u/S_u$  เท่ากับ 100, 112.5, 200, 300 และ 400 โดยตารางที่ 3, ตารางที่ 4, และ ตารางที่ 5 เป็นข้อมูลคุณสมบัติดินสำหรับเสาเข็มเดี่ยวกับเสาเข็มกลุ่ม, เสาเข็มแบเรต RB-MJ และเสาเข็มแบเรต RB-MN ส่วนเสาเข็มแบเรต TB จะใช้สติฟเนสของดินที่แปลงมาจากแบบจำลองดิน MC ของงานวิจัย [6] จากค่าของ  $E_u$  ในตารางที่ 6 โดยรูปที่ 13, รูปที่ 14, รูปที่ 15 และรูปที่ 16 เป็น FEM mesh ที่ใช้ในการจำลองเสาเข็มเดี่ยว, เสาเข็มกลุ่ม, เสาเข็ม แบเรต และเสาเข็มแบเรตรูปตัวติดตามลำดับ

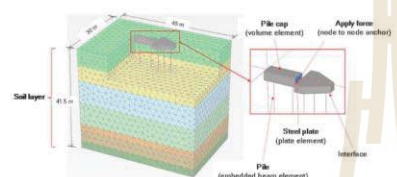
สำหรับตารางที่ 2 เป็นผลการคำนวณคุณสมบัติสำหรับการจำลอง เสาเข็มด้วย EBE ที่ประกอบไปด้วยโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดเดิมกับ หน้าตัดแตกร้าว ความลึกจากแกนสะเทินถึงผิวรับแรงอัด โมเมนต์พลาสติก และหน่วยแรงคราก

ตารางที่ 1 คุณสมบัติของคอนกรีตเสาเข็มและแผ่นเหล็กกระจายแรง

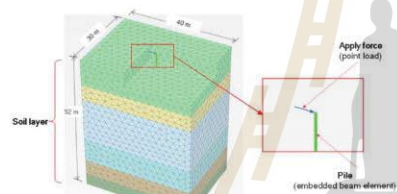
| Material    | $\gamma$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $E$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $\nu$ |
|-------------|----------------------------------|-----------------------------|-------|
| Concrete    | 24                               | $25 \times 10^6$            | 0.2   |
| Steel plate | 78.5                             | $200 \times 10^6$           | 0.3   |



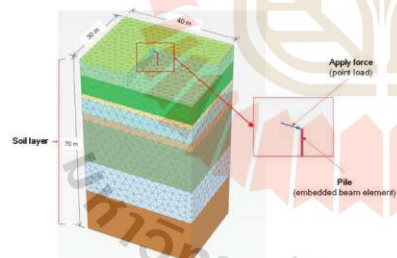
รูปที่ 13 FEM mesh ที่ใช้ในการจำลองเสาเข็มเดี่ยว F1



รูปที่ 14 FEM mesh ที่ใช้ในการจำลองเสาเข็มกลุ่ม F2 และ F3



รูปที่ 15 FEM mesh ที่ใช้ในการจำลองเสาเข็มแบบเรีตรูป 0.8m x 2m



รูปที่ 16 FEM mesh ที่ใช้ในการจำลองเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวที่

ตารางที่ 2 คุณสมบัติเสาเข็มของ EBE

| Barrette type           | $I_{gross}$<br>(m <sup>4</sup> ) | $I_{crack}$<br>(m <sup>4</sup> ) | compression<br>depth (m) | $M_p$<br>(kNm) | $\sigma_y$<br>(MPa) |
|-------------------------|----------------------------------|----------------------------------|--------------------------|----------------|---------------------|
| Bored pile<br>1.5m dia. | 0.2485                           | 0.1181                           | 0.21                     | 7120           | 12600               |
| RB-MJ<br>0.8m x 2.0m    | 0.5333                           | 0.10676                          | 0.46                     | 5050           | 21760               |
| RB-MN<br>0.8m x 2.0m    | 0.0853                           | 0.01826                          | 0.18                     | 2056           | 20262               |
| TB<br>(1x3m)+(1x2m)     | 3.1617                           | 0.40325                          | 0.42                     | 10400          | 10832               |

ตารางที่ 3 ข้อมูลชั้นดินของการทดสอบเสาเข็ม F1, F2 และ F3

| Soil<br>(depth)                         | $\gamma_t$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $S_u$<br>(kPa) | SPT-N<br>(N/ft) | $\phi'$<br>(degree) |
|-----------------------------------------|------------------------------------|----------------|-----------------|---------------------|
| Soft Clay<br>(-1 m to -8 m)             | 17                                 | 20             | -               | -                   |
| Medium Clay<br>(-8 m to -14 m)          | 16.5                               | 40             | -               | -                   |
| Very Stiff Clay<br>(-14 m to -22.7 m)   | 18.5                               | 165            | 20              | -                   |
| Dense Sand<br>(-22.7 m to -31.4 m)      | 20                                 | -              | 45              | 34                  |
| Very Stiff Clay<br>(-31.4 m to -34 m)   | 18.5                               | 150            | 30              | -                   |
| Very Dense Sand<br>(-31.4 m to -38.5 m) | 21                                 | -              | 50              | 36                  |
| Hard Clay<br>(-38.5 m to -41.5 m)       | 20.50                              | 380            | 50              | -                   |

ตารางที่ 4 ข้อมูลชั้นดินของการทดสอบเสาเข็มแบบเรีต RB-MJ

| Soil<br>(depth)                         | $\gamma_t$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $S_u$<br>(kPa) | SPT-N<br>(N/ft) | $\phi'$<br>(degree) |
|-----------------------------------------|------------------------------------|----------------|-----------------|---------------------|
| Soft Clay<br>(-0.5 m to -10 m)          | 17                                 | 18             | -               | -                   |
| Medium Clay<br>(-10 m to -16 m)         | 17.5                               | 33             | -               | -                   |
| Very Stiff Clay<br>(-16 m to -32.5 m)   | 21.5                               | 175            | 30              | -                   |
| Hard Clay<br>(-32.5 m to -41.5 m)       | 20                                 | 272            | 40              | -                   |
| Very Dense Sand<br>(-41.5 m to -47.5 m) | 21.4                               | -              | 55              | 35                  |
| Hard Clay<br>(-47.5 m to -52 m)         | 21                                 | 312            | 60              | -                   |

ตารางที่ 5 ข้อมูลชั้นดินของการทดสอบเสาเข็มแบบเรีต RB-MN

| Soil<br>(depth)                         | $\gamma_t$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $S_u$<br>(kPa) | SPT-N<br>(N/ft) | $\phi'$<br>(degree) |
|-----------------------------------------|------------------------------------|----------------|-----------------|---------------------|
| Soft Clay<br>(-0.5 m to -11.5 m)        | 18                                 | 13             | 20              | -                   |
| Medium Clay<br>(-11.5 m to -18.5 m)     | 18                                 | 35             | 40              | -                   |
| Very Stiff Clay<br>(-18.5 m to -20.5 m) | 20                                 | 136            | 20              | -                   |
| Hard Clay<br>(-20.5 m to -40 m)         | 21                                 | 230            | 45              | -                   |
| Very Dense Sand<br>(-40 m to -47.5 m)   | 20                                 | -              | 50              | 35                  |
| Very Stiff Clay<br>(-47.5 m to -52 m)   | 21.5                               | 170            | 20              | -                   |

## 5. ผลการวิจัย

### 5.1 ประสิทธิภาพของเสาเข็มขนาดใหญ่จากการทดสอบในสนาม

สำหรับผลทดสอบในสนามของเสาเข็มเจาะเดี่ยว เสาเข็มเจาะแบบเรีต เสาเข็มแบบเรีตรูปตัวที่ และเสาเข็มเจาะกลุ่มแบบ F2, F3 เมื่อเปรียบเทียบ เป็นความสัมพันธ์ของผลการเคลื่อนตัวในแนวนอนกับแรงกระทำด้านข้าง



พบว่าเสาเข็มกลุ่มแบบ F2, F3 และเสาเข็มแบบเรีตูปตัวที่มีประสิทธิภาพสูงสุด เนื่องจากผลการยึดรั้งที่หัวเสาเข็มด้วย pile cap ในเสาเข็มกลุ่ม และโมเมนต์ความเค้นที่สูงมากของเสาเข็มแบบเรีตูปตัวที่ รองลงมา คือ เสาเข็มเจาะเดี่ยว และเสาเข็มแบบเรีตูปตัวรับแรงด้านแคบ ส่วนเสาเข็มเจาะแบบเรีตูปตัวรับแรงด้านกว้างมีประสิทธิภาพในการรับแรงด้านข้างต่ำสุด

ตารางที่ 6 ข้อมูลชั้นดินของการทดสอบเสาเข็มแบบเรีตูปตัว TB [6]

| Soil (depth)                           | $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $S_u$ (kPa) | $E_u$ (kPa) |
|----------------------------------------|---------------------------------|-------------|-------------|
| Crust, Medium Clay (-0 m to -1 m)      | 18                              | 35          | 59500       |
| Very Soft Clay (-1 m to -6 m)          | 16                              | 18          | 32000       |
| Soft Clay (-6 m to -13 m)              | 16.5                            | 22          | 39000       |
| Medium Clay (-13 m to -15 m)           | 18                              | 35          | 55500       |
| Stiff Clay (-15 m to -20.5 m)          | 17.5                            | 100         | 280000      |
| Medium Dense Sand (-20.5 m to -23.5 m) | 18                              | -           | 500000      |
| Very Stiff Clay (-23.5 m to -40 m)     | 18                              | 110         | 308000      |
| Hard Clay (-40 m to -53 m)             | 19                              | 200         | 560000      |
| Very Dense Sand (-53 m to -70 m)       | 19.5                            | -           | 990000      |

## 5.2 การวิเคราะห์กลับเพื่อหาค่าสถิติในสัทที่เหมาะสม

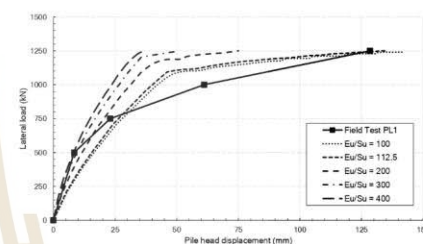
สำหรับสถิติในสัทที่เหมาะสมสำหรับเสาเข็มเจาะเดี่ยวและเสาเข็มเจาะกลุ่มด้วยแบบจำลองดิน HSM ในรูปที่ 16 นั้นจะพบว่า ผลของการแปรผันสถิติในสัทของดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลางแบบจำลองดิน HSM โดยใช้ fine mesh ได้ผลวิเคราะห์ในรูปของหน่วยแรงรวมแบ่งออกเป็น 2 กรณี ได้แก่ กรณีที่ใช้ในเชิงวิศวกรรมออกแบบเสาเข็มในช่วงใช้งานที่ยังไม่เกิดการวิบัติ คือ  $E_u / S_u$  อยู่ในช่วงระหว่าง 200 – 300 ซึ่งอยู่ในช่วงเสาเข็มมีพฤติกรรมเชิงเส้นตรง ส่วนอีกกรณีใช้สำหรับศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มในภาพรวม คือ  $E_u / S_u$  เท่ากับ 112.5 ซึ่งงานวิจัยนี้ได้ใช้สถิติในสัทในการศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มต่อไป

## 5.3 พฤติกรรมเสาเข็มจากการวิเคราะห์โดย FEM

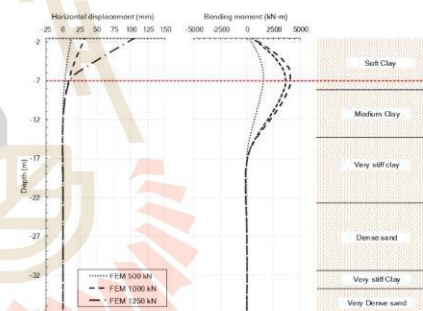
พฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยว เมื่อพิจารณาการโก่งตัวที่แปรผันกับความลึกในรูปที่ 17 จะเห็นว่า การโก่งตัวของเสาเข็มจะเกิดขึ้นมากในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็งปานกลาง โมเมนต์ดัดสูงสุดจะเกิดขึ้นที่ความลึกจากผิวดินลงไปประมาณ 7 เมตรและมีค่าเท่ากับ 4090 กิโลนิวตันที่กระทำ 1250 กิโลนิวตัน

ส่วนพฤติกรรมของเสาเข็มกลุ่มแบบ F2 และ F3 โดยพิจารณาการโก่งตัวที่แปรผันตามความลึกในรูปที่ 18 สำหรับเสาเข็มกลุ่ม F2 และรูปที่ 19 สำหรับเสาเข็มกลุ่ม F3 ผลวิเคราะห์ชี้ให้เห็นว่าการโก่งตัวของเสาเข็มจะเกิดขึ้นมากในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็งปานกลางเช่นเดียวกับ

เสาเข็มเดี่ยว แต่โมเมนต์ดัดสูงสุดจะเกิดขึ้นสูงสุดจำนวน 2 ตำแหน่ง คือ บริเวณใต้ pile cap เนื่องจากหัวเสาเข็มในกลุ่มถูกยึดรั้งด้วย pile cap และอีกจุด คือ บริเวณความลึก 10 เมตรจากผิวดิน ตามลำดับ โดยขณะให้แรงกระทำด้านข้างเท่ากับ 4000 กิโลนิวตันนั้น เสาเข็มกลุ่ม F2 จะมีโมเมนต์ดัดเกิดขึ้นสูงสุดเท่ากับ 3880 กิโลนิวตัน-เมตร ในขณะที่เสาเข็มกลุ่ม F3 จะมีโมเมนต์ดัดเกิดขึ้นสูงสุดเท่ากับ 2205 กิโลนิวตัน-เมตร สำหรับผลต่างของโมเมนต์ที่ต่างกันของเสาเข็มกลุ่ม F2 และ F3 ยังชี้ให้เห็นว่าเสาเข็มกลุ่ม F2 จะเข้าสู่สภาวะประลัยก่อนเสาเข็มในกลุ่ม F3



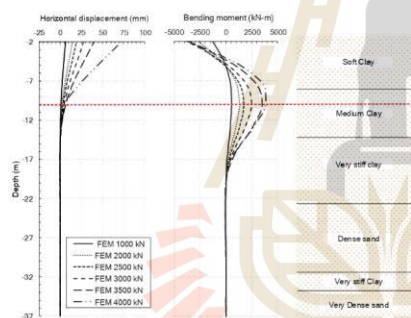
รูปที่ 16 ผลวิเคราะห์กลับเพื่อหาค่าสถิติในสัทของดินเหนียวอ่อนของ F1



รูปที่ 17 ผลวิเคราะห์การโก่งตัวและโมเมนต์ดัดของ F1

สำหรับพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มในชั้นดินกรุงเทพมหานครภายใต้แรงกระทำต่อเสาเข็มหนึ่งต้นสูงมากนั้น ผลวิเคราะห์ที่สอดคล้องกับผลทดสอบในสนามนั้นยังขึ้นกับความละเอียดของ FEM mesh ที่ใช้ในการวิเคราะห์ ในรูปที่ 20 และรูปที่ 21 จะเห็นถึงผลของการเลือกใช้ความละเอียด FEM mesh สำหรับเสาเข็มเดี่ยว F1 และเสาเข็มกลุ่ม F2 ซึ่งผลของการกระทำที่สภาวะประลัยของเสาเข็มส่งผลถึงความละเอียด FEM mesh ที่ใช้ โดย fine mesh กับ medium mesh ให้ผลวิเคราะห์ที่เหมาะสมกับผลทดสอบในสนาม นอกจากนี้ในรูปที่ 21 จะเห็นได้ว่า fine mesh ให้ผลการจำลองการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม F1 สูงกว่าผลทดสอบในสนาม เนื่องจากมีตำแหน่งของ stress point ที่ไม่ตรงกับตำแหน่งที่มีความเค้นสูงสุดในสนาม การคำนวณจึงดำเนินไปอย่างต่อเนื่องโดยไม่เกิดการวิบัติ

ซึ่งอิทธิพลของความละเอียด FEM mesh ที่ใช้ในการวิเคราะห์ได้เสนอไว้ในงานวิจัยของ [9-11] สำหรับตารางที่ 7 และตารางที่ 8 ยังชี้ให้เห็นถึงความแตกต่างของผลวิเคราะห์ด้วยความละเอียด FEM mesh ที่แตกต่างกัน โดยผลวิเคราะห์ด้วย coarse mesh และ medium mesh สำหรับเสาเข็ม F1 ให้ผลวิเคราะห์ที่น้อยกว่าผลทดสอบในสนามประมาณ 100 มิลลิเมตร ในขณะที่การวิเคราะห์ด้วย fine mesh ให้ผลวิเคราะห์ที่ใกล้เคียงกับผลทดสอบในสนาม ส่วนเสาเข็มกลุ่ม F2 ให้ผลวิเคราะห์ด้วย fine mesh ที่มีแนวโน้มการเคลื่อนตัวสูงกว่าผลทดสอบในสนามมากขึ้นอย่างต่อเนื่อง ในขณะที่การวิเคราะห์ด้วย coarse mesh ให้ผลวิเคราะห์ที่น้อยกว่าผลทดสอบในสนาม 32 มิลลิเมตร ส่วนการวิเคราะห์ด้วย medium mesh ให้ผลวิเคราะห์ที่ใกล้เคียงกับผลทดสอบในสนามมากที่สุด จากผลของความแตกต่างของ FEM mesh ที่ใช้ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของเสาเข็มนี้ ผู้วิจัยจึงได้เสนอแนวทางการเลือกใช้ FEM mesh ในการวิเคราะห์เพื่อให้ได้ผลวิเคราะห์ที่เหมาะสม โดย medium mesh นั้นมีความเหมาะสมในการวิเคราะห์พฤติกรรมเสาเข็มที่อยู่ในช่วงที่เป็นเส้นตรงหรือเสาเข็มที่อยู่ในสภาวะใช้งาน ซึ่งควรมีแรงกระทำในสภาวะนี้ไม่เกินร้อยละ 40 ของแรงกระทำปลายซึ่งเป็นการพิจารณาที่สัดส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 2.5

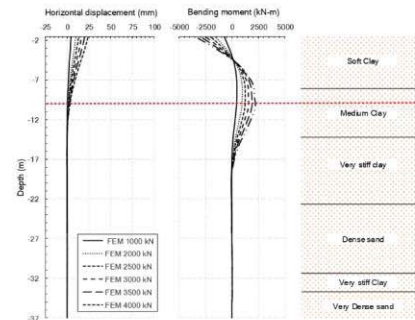


รูปที่ 18 ผลวิเคราะห์การโก่งตัวและโมเมนต์ดัดของเสาเข็ม F2

ตารางที่ 7 เปรียบเทียบการจำลองความละเอียด mesh ของเสาเข็มเดี่ยว

| Mesh type | Number of nodes | Number of elements | Max horizontal disp. at load 1250 kN (mm) |
|-----------|-----------------|--------------------|-------------------------------------------|
| Coarse    | 8391            | 5169               | 35.41                                     |
| Medium    | 17079           | 10872              | 39.20                                     |
| Fine      | 38299           | 25249              | 135.05                                    |

ส่วนเสาเข็มกลุ่ม F3 มีการโก่งตัวน้อยกว่าเสาเข็ม F1 และ F2 เนื่องจากแรงกระทำต่อต้นเสาเข็มต่ำมากและการยึดรั้งหัวเสาเข็มด้วย pile cap ในรูปที่ 22 เป็นผลวิเคราะห์เสาเข็ม F3 เห็นได้ว่าผลจากการวิเคราะห์ด้วย FEM นั้นจะให้ผลวิเคราะห์เชิงเส้นตรงเช่นเดียวกับเสาเข็มที่จำลองพฤติกรรมแบบอีลาสติกเนื่องจากเสาเข็มมีหน่วยแรงที่เกิดขึ้นไม่เกินหน่วยแรงครากของวัสดุเสาเข็ม

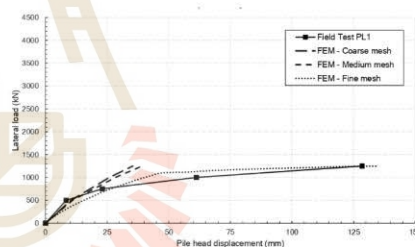


รูปที่ 19 ผลวิเคราะห์การโก่งตัวและโมเมนต์ดัดของเสาเข็ม F3

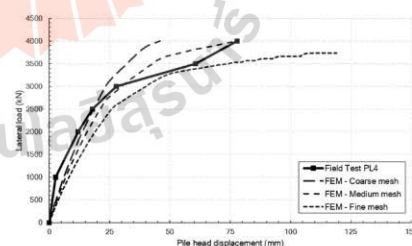
ตารางที่ 8 เปรียบเทียบการจำลองความละเอียด mesh ของเสาเข็มกลุ่ม F2

| Mesh type | Number of nodes | Number of elements | Max horizontal disp. at load 4000 kN (mm) |
|-----------|-----------------|--------------------|-------------------------------------------|
| Coarse    | 13344           | 8314               | 45.85                                     |
| Medium    | 22207           | 14206              | 77.84                                     |
| Fine      | 43451           | 28585              | 119.97*                                   |

หมายเหตุ \* คือ หยุดการคำนวณที่แรงกระทำ 3736 กิโลนิวตัน



รูปที่ 20 ผลของความละเอียด mesh สำหรับการวิเคราะห์เสาเข็ม F1

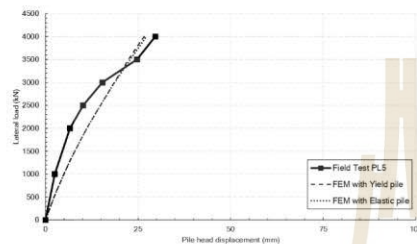


รูปที่ 21 ผลของความละเอียด mesh สำหรับการวิเคราะห์เสาเข็ม F2

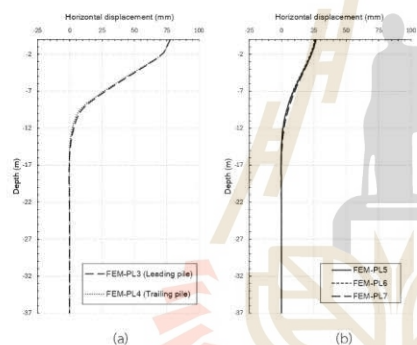
สำหรับผลวิเคราะห์ของเสาเข็มกลุ่ม F2 และ F3 ชี้ให้เห็นว่าอิทธิพลของการยึดรั้งหัวเสาเข็มด้วย pile cap นั้นส่งผลต่อการโก่งตัวของเสาเข็มเช่นเดียวกับกับเสาเข็มที่ทดสอบในสนาม นอกจากนี้ อิทธิพลของระยะห่าง



ของเสาเข็มในกลุ่มที่มีระยะห่างกันเท่ากับ 3 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางนั้น พบว่าผลวิเคราะห์ด้วย FEM สำหรับเสาเข็มกลุ่ม F2 และ F3 ในรูปที่ 23 จะเห็นว่าผลวิเคราะห์การโก่งตัวที่แปรผันกับความลึกนั้นไม่แสดงอิทธิพลของระยะห่างระหว่างเสาเข็มในกลุ่มที่ส่งผลให้เสาเข็มเกิดการโก่งตัวที่แตกต่างกัน

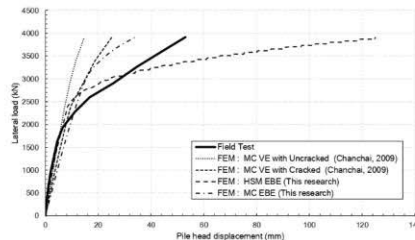


รูปที่ 22 เปรียบเทียบผลวิเคราะห์เสาเข็มกลุ่ม F3



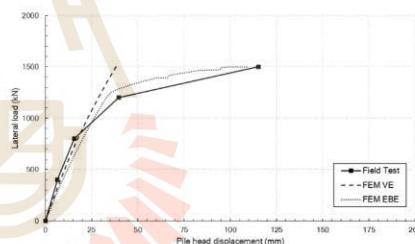
รูปที่ 23 FEM mesh ที่ใช้ในการวิเคราะห์เสาเข็มกลุ่ม (a) F2 และ (b) F3

การวิเคราะห์เสาเข็มแบบเรีตูปตัวที่ ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติโดยจำลองเสาเข็มโดยใช้ EBE ที่แปลงพื้นที่จริงเป็นรัศมีเทียบเท่าของหน้าตัดวงกลม เมื่อเปรียบเทียบผลทดสอบในสนามกับผลวิเคราะห์โดย VE กับแบบจำลองดิน MC ของงานวิจัย [6] และผลวิเคราะห์ด้วย EBE ในงานวิจัยนี้ ดังรูปที่ 24 จะเห็นว่าผลการจำลองเสาเข็มด้วย EBE ให้ผลวิเคราะห์ที่ใกล้เคียงกับผลทดสอบในสนามมากขึ้นเมื่อเทียบกับงานวิจัยในอดีต [6] แต่เมื่อเสาเข็มรับแรงกระทำสูงมากที่แรงกระทำประมาณ 3000 ถึง 3500 กิโลนิวตันขึ้นไปนั้น ผลวิเคราะห์ให้ค่าการเคลื่อนตัวที่สูงกว่าผลทดสอบในสนามมาก เนื่องจากพฤติกรรมของเสาเข็มที่สภาวะแรงกระทำดังกล่าวเข้าสู่สภาวะประลัย ซึ่งผลวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองดิน HSM นั้นจะให้ผลวิเคราะห์ที่ใกล้เคียงกับกรณีที่ใช้จำลองด้วยแบบจำลองดิน MC ในช่วงที่เสาเข็มมีพฤติกรรมเชิงเส้นตรงในช่วงแรก ผลการกำหนดความเค้นครากใน EBE นั้นส่งผลให้เสาเข็มนั้นสามารถเกิดการครากได้เมื่อน้อยแรงที่เกิดขึ้นเกินหน่วยแรงคราก

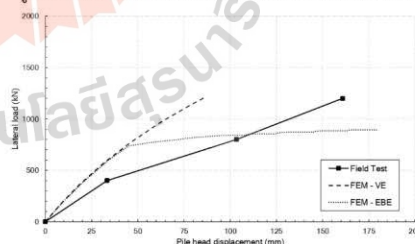


รูปที่ 24 เปรียบเทียบผลวิเคราะห์เสาเข็มแบบเรีตูปตัวที่

ส่วนการวิเคราะห์เสาเข็มแบบเรีตูปตัวที่ 0.8 เมตร x 2 เมตร โดยให้แรงกระทำต่อผิวด้านแคบ 0.8 เมตร (RB-MJ) ให้ผลวิเคราะห์ดังรูปที่ 25 และการให้แรงกระทำต่อผิวด้านกว้าง 2 เมตร (RB-MN) ให้ผลวิเคราะห์ดังรูปที่ 26 จะเห็นว่าผลการให้แรงกระทำต่อ RB-MJ จะเกิดการโก่งตัวของเสาเข็มน้อยกว่าการให้แรงกระทำต่อ RB-MN เนื่องจากผลของความแรงของหน้าตัดจากการที่ไม่มีเม้นต์ความเฉื่อยของหน้าตัดสูงกว่าการให้แรงกระทำในอีกด้านหนึ่ง โดย RB-MJ เกิดการครากที่แรงกระทำประมาณ 1250 กิโลนิวตัน ในขณะที่ RB-MN เกิดการครากที่แรงกระทำประมาณ 750 กิโลนิวตัน แต่พบว่าผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของ RB-MN มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องในขณะที่แรงกระทำเพิ่มขึ้นไม่มาก จึงได้พิจารณาหยุดการคำนวณที่แรงกระทำ 896 กิโลนิวตัน



รูปที่ 25 เปรียบเทียบผลวิเคราะห์เสาเข็มแบบเรีตูปตัวที่รับแรงด้านแคบ 0.8 เมตร



รูปที่ 26 เปรียบเทียบผลวิเคราะห์เสาเข็มแบบเรีตูปตัวที่รับแรงด้านกว้าง 2 เมตร

นอกจากนี้ผลวิเคราะห์ของ RB-MN ในรูปที่ 26 ยังพบอีกว่าการจำลองโดยให้แรงกระทำต่อ RB-MN นั้นให้ผลวิเคราะห์ที่ต่างจากผลทดสอบใน

สนาม เมื่อเทียบกับผลวิเคราะห์ของการให้แรงต่อ RB-MJ อาจมีเหตุผลมาจากความผิดปกติของผลทดสอบในสนามหรือผลจากการแปลงหน้าตัดจริงที่เป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้าสำหรับ EBE

## 6. บทสรุป

ประสิทธิภาพของเสาเข็มภายใต้แรงกระทำด้านข้างจะขึ้นอยู่กับปัจจัยต่าง ๆ เช่น คุณสมบัติของเสาเข็มในดิน และโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัด ส่งผลให้เสาเข็มกลุ่มแบบ 2 ดัน, กลุ่มแบบ 3 ดัน และเสาเข็มแบบเรีตูปัวที่นั้นมีประสิทธิภาพสูงสุด ส่วนการวิเคราะห์เสาเข็มโดยวิธี FEM ที่จำลองเสาเข็มด้วย EBE โดยแบบจำลองวัสดุแบบ elastoplastic ที่ให้ผลทดสอบใกล้เคียงกับผลทดสอบในสนามด้วยแบบจำลองดิน HSM ที่ใช้ในด้านวิศวกรรมการออกแบบในช่วงเสาเข็มยังไม่เกิดการวิบัติที่สัดส่วนลดท้าย 2.5 หรือที่แรงกระทำประมาณร้อยละ 40 ของแรงกระทำประลัย คือ  $E_u / S_u$  อยู่ระหว่าง 200 – 300 ซึ่งสถิติเหล่านี้จะใช้ในกรณีที่ไม่มีการทดสอบหาพารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน HSM ในห้องปฏิบัติโดยตรง ส่วนผลวิเคราะห์เสาเข็มกลุ่มนั้นมีการอิงตัวของเสาเข็มแต่ละต้นใกล้เคียงกันทุกต้นเนื่องจากมีระยะห่างระหว่างเสาเข็มแต่เพียงพอและผลจากความละเอียดของการจำลองเชิงตัวเลข ส่วนพฤติกรรมของเสาเข็มนั้นจะใกล้เคียงมากในชั้นดินเหนียวจนถึงดินเหนียวแข็งปานกลาง โดยผลวิเคราะห์ด้วย FEM นั้นให้ค่าที่ใกล้เคียงกับผลทดสอบในสนามในช่วงที่เสาเข็มมีพฤติกรรมเชิงเส้นตรง และผลของความละเอียดของ FEM mesh นั้นมีผลต่อผลวิเคราะห์ งานวิจัยนี้เสนอว่า medium mesh สามารถใช้ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของเสาเข็มในช่วงพฤติกรรมเชิงเส้นตรงที่สัดส่วนลดท้ายดังที่กล่าวไปก่อนหน้านี้ได้ ส่วนการวิเคราะห์แบบเรีตูปัวที่ใช้หน้าตัดวงกลมที่จำลองด้วย EBE เพื่อนำผลวิเคราะห์ไปใช้ในเชิงวิศวกรรมนั้นอาจต้องมีการศึกษาอิทธิพลจากการแปลงหน้าตัดด้วย

## เอกสารอ้างอิง

- [1] Cox, W.R., Dixon, D.A. and Murphy, B.S., 1984. Lateral-load tests on 25.4-mm (1-in.) diameter piles in very soft clay in side-by-side and in-line groups. In *Laterally loaded deep foundations: Analysis and performance*. ASTM International.
- [2] Wang, S.T. and Reese, L.C., 1986. Study of design method for vertical drilled shaft retaining walls. Final report (No. FHWA/TX-87/44+ 415-2F).
- [3] Shibata, T., Yashima, A. and Kimura, M., 1989. Model tests and analyses of laterally loaded pile groups. *Soils and foundations*, 29(1), pp.31-44.
- [4] Wachiraprakarnpong, A., 1993. Performance of grouted and non-grouted bored piles in Bangkok subsoils. Master of Engineering. Thesis, Asian Institute of Technology, Thailand.
- [5] Thipsunthorn, S., Sramoon, W. and Submaneepong, C., 2016. Behavior of Soil-Pile Interaction of Barrette Pile under Lateral Loading. *Engineering Transactions: A Research Publication of Mahanakorn University of Technology*, 19(1), pp.39-47.
- [6] Submaneepong, C., 2009. Behavior of vertical and lateral load on T-Shape barrette and bored piles. Doctoral dissertation, Chulalongkorn University, Thailand.
- [7] Likitlersuang, S., Chheng, C., Surarak, C. and Balasubramaniam, A., 2018. Strength and stiffness parameters of Bangkok clays for finite element analysis. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, 49(2), pp.150-156.
- [8] Wang, C.K. and Salmon, C.G., 1979. Reinforced concrete design. 6<sup>th</sup> edition. Wiley.
- [9] Koutsabeloulis, N.C. and Griffiths, D.V., 1989. Numerical modelling of the trap door problem. *Geotechnique*, 39(1), pp.77-89.
- [10] De Borst, R. and Vermeer, P.A., 1984. Possibilities and limitations of finite elements for limit analysis. *Geotechnique*, 34(2), pp.199-210.
- [11] Dao, T.P.T., 2011. Validation of PLAXIS embedded piles for lateral loading. Master of Science Thesis, Delft University of Technology, Netherlands.

## ประวัติผู้เขียน

นายกิตติศักดิ์ แดงทอง เกิดเมื่อวันที่ 7 สิงหาคม พ.ศ.2543 ที่จังหวัดนครราชสีมา สำเร็จการศึกษาระดับมัธยมศึกษาจากโรงเรียนราชสีมาวิทยาลัย จังหวัดนครราชสีมา เมื่อปีการศึกษา 2561 และสำเร็จการศึกษาระดับปริญญาตรี วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา) เกียรตินิยมอันดับหนึ่งและรางวัลเข็มทองคำ จากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จังหวัดนครราชสีมา เมื่อปีการศึกษา 2565 โดยก่อนสำเร็จการศึกษานั้นได้ทำโครงงานออกแบบขั้นสูงในหัวข้อการออกแบบระบบป้องกันดินพังโดยใช้ diaphragm wall ในชั้นดินกรุงเทพ และในภาคการศึกษาสุดท้ายได้ออกปฏิบัติงานสหกิจศึกษากับ บริษัท ปูนซีเมนต์ไทย (แก่งคอย) จำกัด หรือ SCG เป็นระยะเวลารวม 16 สัปดาห์ จากนั้นปีการศึกษา 2566 ได้เข้าศึกษาต่อระดับปริญญาโท หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี โดยตลอดเวลาที่ทำการศึกษได้รับทุนกิตติบัณฑิต และสอนวิชาปฏิบัติการของสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ได้แก่ ปฏิบัติการปฐพีกลศาสตร์ และการทดสอบวัสดุ และมีผลงานตีพิมพ์เผยแพร่จำนวน 2 เรื่อง ได้แก่ เรื่อง การศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มที่รับแรงด้านข้างแบบสถิตในชั้นดินกรุงเทพด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ ในวารสารวิจัย มข. (ฉบับบัณฑิตศึกษา) และเรื่อง พฤติกรรมของเสาเข็มเจาะขนาดใหญ่แบบเดี่ยวและแบบกลุ่มที่รับแรงกระทำทางด้านข้างในชั้นดินกรุงเทพ ในการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 30

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี