

ผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างที่มีต่อสเปกตร้าการตอบสนอง
เพื่อใช้ในการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวในเขตกรุงเทพมหานคร



นายสมัชญ์ จันทรสาขา

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ปีการศึกษา 2555

**EFFECT OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION ON
THE RESPONSE SPECTRA FOR EARTHQUAKE
RESISTANT DESIGN IN BANGKOK**

SAMAT CHANDRASAKHA



**A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for
the Degree of Master of Engineering in Civil Engineering
Suranaree University of Technology
Academic Year 2012**

ผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างที่มีต่อสเปกตร้าการตอบสนองเพื่อใช้ในการ
การออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวในเขตกรุงเทพมหานคร

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี อนุมัติให้นับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษา
ตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

(ศ. ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข)

ประธานกรรมการ

(ผศ. ดร.มงคล จิรวรรณเดช)

กรรมการ (อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์)

(รศ. ดร.อวิรุทธิ์ ชินกุลกิจนิวัฒน์)

กรรมการ

(ศ. ดร.ชูกิจ ลิมปิจำนงค์)

รองอธิการบดีฝ่ายวิชาการ

(รศ. ดร.กนต์ธร ชำนิประศาสน์)

คณบดีสำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

สมัชญ์ จันทรสาขา : ผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างที่มีต่อสเปกตร้าการตอบสนองเพื่อใช้ในการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวในเขตกรุงเทพมหานคร
(EFFECT OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION ON THE RESPONSE SPECTRA FOR EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN IN BANGKOK)

อาจารย์ที่ปรึกษา : ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. มงคล จิรวรรณเดช

จากการศึกษาพื้นที่กรุงเทพมหานครที่อาจจะเกิดผลกระทบจากแผ่นดินไหวในอนาคตพบว่าพื้นที่บริเวณนี้ตั้งอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนทำให้คลื่นแผ่นดินไหวมีกำลังเพิ่มมากขึ้นหลายเท่าตัว เหตุการณ์แผ่นดินไหวบนชั้นดินเหนียวอ่อนในประเทศเม็กซิโกมีศูนย์กลางแผ่นดินไหวอยู่ห่างออกไปจากตัวเมืองหลายร้อยกิโลเมตรแต่ก็สร้างความเสียหายอย่างมาก

งานวิจัยทางด้านแผ่นดินไหวในดินเหนียวอ่อนที่ผ่านมายังไม่ได้คำนึงถึงผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างเพราะคิดว่าทำให้การสั่นไหวของอาคารลดลง งานวิจัยใหม่ชี้ให้เห็นว่าคลื่นแผ่นดินไหวในดินเหนียวอ่อนซึ่งมีคาบยาวขึ้นอาจทำให้เกิดการสั่นพ้องหรือการตอบสนองมากขึ้น

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ในการศึกษาผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง เพื่อนำมาสร้างกราฟการตอบสนองของสเปกตรัมใช้ในการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวในกรุงเทพมหานครซึ่งรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินเหนียวอ่อนและโครงสร้าง การศึกษาเริ่มต้นด้วยการศึกษาข้อมูลของดินในกรุงเทพมหานครแล้วทำการแปลงข้อมูลมาเป็นตัวแปรเชิงปฏิสัมพันธ์สำหรับใช้กับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 10 ชั้นจากนั้นทำการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์เพื่อหาผลตอบสนองของอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ระหว่างโครงสร้างอาคารที่มีฐานรากยึดแน่นกับฐานรากสปริงยืดหยุ่นเชิงเส้นที่รวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง สุดท้ายนำผลที่ได้มาสร้างกราฟการตอบสนองของสเปกตรัมที่รวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างเพื่อใช้ในการออกแบบ

จากผลการวิเคราะห์แบบจำลองโครงสร้างอาคารเนื่องจากแผ่นดินไหวโดยวิธีการตอบสนองของสเปกตรัมพบว่าเมื่อพิจารณาโครงสร้างที่มีฐานรากจำลองสปริงยืดหยุ่นเชิงเส้นรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างเข้าไป ให้ผลการเคลื่อนที่ของอาคาร แรงเฉือนและค่าโมเมนต์พลิกคว่ำของอาคารมากกว่าการพิจารณาแบบให้โครงสร้างมีฐานรากแบบยึดแน่น

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ปีการศึกษา 2555

ลายมือชื่อนักศึกษา _____

ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา _____

SAMAT CHANDRASAKHA : EFFECT OF SOIL-STRUCTURE
INTERACTION ON THE RESPONSE SPECTRA FOR EARTHQUAKE
RESISTANT DESIGN IN. THESIS ADVISOR : ASSIT. PROF.
MONGKOL JIRAVACHARADET, Ph.D.

SOIL-STRUCTURE/RESPONSE SPECTRA/BANGKOK

Research on the earthquake in soft clay that does not take into account the effect of the interaction between soil and structure thought to shake the building down. New research suggests that seismic waves in soft clay, which has a longer period may cause the resonance or response.

This article have objection to study effect of soil-structure interaction on the response spectra for earthquake resistant design in Bangkok. The study begins with the study of soils in Bangkok and then convert the data into variables interact for use with RC buildings 10 stories high in the Bangkok area. The analysis of the dynamics of the response to the earthquake. Comparative analysis between the buildings fixed base and linear elastic spring foundation with effect of soil-structure interaction

The analysis of the model structure due to earthquake response spectrum method. Structure with footing found on the simulation of linear elastic springs as a result of the interaction between the soil and the structure. To the movement of the building. Shear and the overturning moment of the structure of the building rather than the model with a fixed foundation.

School of Civil Engineering

Academic Year 2012

Student's Signature_____

Advisor's Signature_____

กิตติกรรมประกาศ

ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. มงคล จิรวัชรเดช ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์อย่างสูงที่ได้สละเวลาดูแลให้คำปรึกษาจนวิทยานิพนธ์นี้สำเร็จลุล่วงลงได้ และขอขอบพระคุณกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ทุกท่านที่สละเวลาแก้ไขตรวจทานเนื้อหาวิทยานิพนธ์นี้จนเสร็จสมบูรณ์

วิทยานิพนธ์นี้จะสำเร็จลุล่วงไม่ได้เลยถ้าข้าพเจ้าไม่ได้รับความรู้ทางวิชาการและแนวคิดของการทำงานที่ดีจากคณาจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ทุกท่าน และทุนสนับสนุนในการทำวิจัยจากสถาบันวิจัยและพัฒนา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ข้าพเจ้าต้องขอขอบพระคุณทุกท่านไว้ ณ ที่นี้ด้วย

ข้าพเจ้าขอขอบคุณกำลังใจ คำติชม พร้อมกับข้อคิดดีๆจากเพื่อนร่วมเรียนระดับบัณฑิตศึกษาทุกท่านที่ช่วยให้ข้าพเจ้ามีแรงกำลังใจทำงานจนสำเร็จลงได้

ท้ายนี้ ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณบิดา มารดา ที่ให้การอุปการะเลี้ยงดู อบรมสั่งเสริมการศึกษา และเป็นกำลังใจที่ดีที่สุดเสมอมา

สมัชญ์ จันทรสาขา

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อ (ภาษาไทย).....	ก
บทคัดย่อ (ภาษาอังกฤษ).....	ข
กิตติกรรมประกาศ.....	ง
สารบัญ.....	จ
สารบัญตาราง	ฉ
สารบัญรูป	ท
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ	น
บทที่	
1 บทนำ.....	1
1.1 ความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการศึกษา.....	3
1.3 ขอบเขตการวิจัย.....	4
1.4 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย	4
1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	4
2 ปรัชญารวบรวมงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	5
2.1 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง	5
2.1.1 ทฤษฎีที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบการตอบสนองของสเปกตรัม.....	5
2.1.2 ทฤษฎีที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบรวมผลของปฏิสัมพันธ์ ระหว่างดินและโครงสร้าง.....	8
2.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	15
2.2.1 เอกสารที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์โครงสร้างที่คำนึงถึง ผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง	15
2.2.2 เอกสารที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหาค่ากำลังต้านทานแรง แผ่นดินไหว	20

สารบัญ

หน้า

3	วิธีการดำเนินการวิจัย.....	26
3.1	รวบรวมข้อมูลดินในกรุงเทพ.....	27
3.2	สร้างแบบจำลองสปริงทางด้านข้าง (Lateral soil spring).....	28
3.3	สร้างแบบจำลองเสาเข็ม	31
3.3.1	ป้อนรายละเอียดเสาเข็มลงในโปรแกรม STAAD Pro	31
3.3.2	กำหนดจุดรองรับให้กับเสาเข็ม	33
3.3.3	แรงที่กระทำต่อเสาเข็ม	33
3.3.4	ผลการวิเคราะห์หาการเคลื่อนตัวของเสาเข็มในแนวนอน	34
3.4	สร้างแบบจำลองสปริงในแนวดิ่ง.....	45
3.5	สร้างกราฟการตอบสนองของสเปกตรัม	46
3.6	สร้างแบบจำลองอาคารแบบฐานรากยึดแน่นและแบบฐานรากยึดหยุ่น ที่รวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างในกรุงเทพมหานคร	47
3.7	ป้อนข้อมูลต่างๆลงในโปรแกรม STAAD Pro	50
3.7.1	ขนาดของอาคาร.....	50
3.7.2	รายละเอียดอาคาร	50
3.7.3	จุดรองรับของอาคาร	51
3.7.4	แรงที่กระทำต่ออาคาร	53
3.7.5	การแสดงผลการวิเคราะห์ของอาคาร	53
3.8	ใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง STAAD Pro.	55
3.9	เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ของแบบจำลองทั้ง 2 แบบ	55
4	ผลการศึกษาและอภิปรายผล.....	56
4.1	บทนำ.....	56
4.2	อาคารตัวอย่างที่ใช้ (Model)	56
4.3	รูปร่างการสั่นไหวของอาคาร	57
4.4	การเคลื่อนตัวของอาคาร (Displacement).....	64
4.5	การเคลื่อนที่ในแต่ละชั้น (Inter Story Drift)	67

สารบัญ

หน้า

4.6 แรงเฉือน (Shear Force)	70
4.7 โมเมนต์การพลิกคว่ำ.....	73
5 สรุปผลงานวิจัย.....	75
5.1 สรุปผลการวิจัย	75
5.2 ข้อเสนอแนะ	77
รายการอ้างอิง	78
ภาคผนวก	
ภาคผนวก ก ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมและการจำแนกประเภทของชั้นดิน	81
ภาคผนวก ข ผลการป้อนข้อมูลในโปรแกรม STAAD Pro.....	92
ภาคผนวก ค ผลการป้อนข้อมูลในโปรแกรม STAAD Pro.....	101
ภาคผนวก ง บทความที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่	219
ประวัติผู้เขียน	233

สารบัญรูป

หน้า

รูปที่

2.1	แบบจำลองโครงสร้างอาคาร 2 มิติ ฐานรากยึดแน่น	5
2.2	กราฟการตอบสนองเชิงเปกตรัม	8
2.3	แบบจำลองโครงสร้างอาคาร 2 มิติ ฐานรากยึดหยุ่น	8
2.4	รูปการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเสาเข็มกราฟแสดงความสัมพันธ์ ระหว่างแรงดันดินด้านข้างกับระยะที่เสาเข็มโก่งตัวในแนวราบ	11
2.5	แบบจำลองเสาเข็ม	12
2.6	กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง SPT-N กับความหนาแน่นสัมพัทธ์ของดิน [Tomlinson, M. J., 1994]	13
2.7	แบบจำลองโครงข้อแข็ง 2 มิติ ที่รวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดิน และฐานรากของ โครงสร้าง (วัชรพล เบ้าเจริญ, 2549)	16
2.8	แบบจำลองฐานรากและโครงสร้างของดินแบบครึ่งทรงกลม (วัชรพล เบ้าเจริญ, 2549)	16
2.9	ระยะการเคลื่อนที่ในแต่ละชั้นใน 3 โหมดแรก (วัชรพล เบ้าเจริญ, 2549)	17
2.10	ดัชนีระยะการเคลื่อนที่ระหว่างชั้นของโครงสร้างที่มีฐานรากแบบยึดแน่น กับแบบรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง (3 โหมดแรก) (วัชรพล เบ้าเจริญ, 2549)	17
2.11	แบบจำลองโครงข้อแข็ง 2 มิติ ที่รวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและฐานรากของ โครงสร้าง, ฐานรากแบบยึดแน่น (สิริกร นาคพันธุ์, 2551)	18
2.12	รูปแบบการสั่นไหวในแนวดิ่งของอาคารขนาดเตี้ยและขนาดสูง (มานะ จันทะสด, 2004) ...	19
2.13	การเคลื่อนตัวที่ฐานอาคารเทียบกับชั้นบน(%) (มานะ จันทะสด, 2004)	19
2.14	เปรียบเทียบค่า response spectra ของแรงแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นใน กรุงเทพกับเม็กซิโก (Pennung Warnitchai, 2003)	21
2.15	เปรียบเทียบค่าความถี่ของอาคารระหว่างคลื่นสั้นกับยาว (Pennung Warnitchai, 2003)	21

สารบัญรูป (ต่อ)

หน้า

รูปที่

2.16	รอยร้าวทแยงในเสาที่เกิดจากแผ่นดินไหวลาว ของโรงเรียนเม็กราชมหาราชวิทยาคม อ.เมือง จ.เชียงราย (ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์, 2551).....	23
2.17	แผนที่รอยเลื่อนในประเทศไทย (ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์, 2551).....	24
2.18	แผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวซึ่งแสดงความเร่งในแนวราบสูงสุดบนชั้นหิน โดยความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเร่งเกินค่าในแผนที่เท่ากับ 10% ในช่วงเวลา 50ปี(ความเร่งมีหน่วยเป็น g) (Thenhaus P.C., 1986).....	25
3.1	แผนผังแสดงการดำเนินการวิจัย.....	26
3.2	ตัวอย่างข้อมูลชั้นดินบริเวณถนนพหลโยธิน (วสท 2520).....	27
3.3	การจำลองฐานรากแบบลึกให้เป็นสปริง.....	28
3.4	แสดงการจำลองเสาเข็มติดสปริงยึดหุ้มเชิงเส้น.....	30
3.5	รายละเอียดเสาเข็มที่ใส่ลงในโปรแกรม.....	31
3.6	ขนาดของเสาเข็ม.....	32
3.7	คุณสมบัติเสาเข็มที่ใช้ในแบบจำลอง.....	32
3.8	จุดรองรับแบบสปริง.....	33
3.9	แบบจำลองเสาเข็มเมื่อได้รับแรงกระทำในแนวด้านข้างบริเวณหัวเสาเข็ม.....	33
3.10	การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ.....	34
3.11	การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 1 ton.....	34
3.12	การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 2ton.....	35
3.13	การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 3 ton.....	35
3.14	การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 4 ton.....	36
3.15	การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 5 ton.....	36
3.16	การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 6 ton.....	37
3.17	การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 7 ton.....	37
3.18	การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 8 ton.....	38

สารบัญรูป (ต่อ)

หน้า

รูปที่

3.19 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 9 ton.....	38
3.20 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 10 ton.....	39
3.21 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 11 ton.....	39
3.22 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 12 ton.....	40
3.23 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 13 ton.....	40
3.24 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 14 ton.....	41
3.25 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 15 ton.....	41
3.26 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 16 ton.....	42
3.27 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 17 ton.....	42
3.28 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 18 ton.....	43
3.29 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 19 ton.....	43
3.30 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 20 ton.....	44
3.31 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนตัว ของเสาเข็มในแนวราบ	44
3.32 การจำลองสปริงหลายตัวเป็นตัวย่อย.....	45
3.33 แบบจำลองสปริงในแนวดิ่ง.....	45
3.34 กราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบในแอ่งกรุงเทพ.....	47
3.35 อาคารจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์	48
3.36 รูปขยายฐานราก	48
3.37 ขนาดของอาคารที่ใช้ในแบบจำลอง	50
3.38 ความหนาของพื้น	50
3.39 รายละเอียดเสาและพื้น	51
3.40 จุตรองรับอาคารแบบฐานรากยึดแน่น	52
3.41 จุตรองรับอาคารแบบฐานรากสปริงยึดหยุ่นเชิงเส้น	52

สารบัญรูป (ต่อ)

หน้า

รูปที่

3.42	การกำหนดแรงที่กระทำต่ออาคาร	53
3.43	การกำหนด Selfweight ในทิศทางต่างๆ	53
3.44	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม	54
3.45	การตั้งค่าโปรแกรมเพื่อแสดงผลรูปร่างการสั่นไหวโหมดธรรมชาติ.....	55
4.1	แบบจำลองอาคาร 10 ชั้น.....	56
4.2	Modal calculation Fixed Suport.....	57
4.3	Mass Participation Factor Fixed Suport	58
4.4	Modal Shape Fixed Suport	59
4.5	Frequency – period Fixed Suport	60
4.6	Modal calculation Spring Suport.....	61
4.7	Mass Participation Factor Spring Suport.....	61
4.8	Modal Shape Spring Suport.....	62
4.9	Frequency – period Spring Suport.....	61
4.10	แบบจำลองอาคารที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	64
4.11	การเคลื่อนตัวของอาคารที่มีฐานรากเป็นแบบยึดแน่น.....	65
4.12	การเคลื่อนตัวของอาคารที่มีฐานรากเป็นสปริงแบบยึดหยุ่นเชิงเส้น.....	66
4.13	ระยะการเคลื่อนตัวของอาคาร	67
4.14	Inter Story Drift	69
4.15	Inter Story Drift Ratio.....	69
4.16	Shear force	70
4.17	แรงเฉือนที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้น	72
4.18	Over Turning Moment.....	74

สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้า
2.1	ค่าของ $\frac{G}{G_o}$ และ $\frac{V_s}{V_{so}}$ (ASCE/SEI 7-05).....	10
2.2	ค่าของ α_θ (ASCE/SEI 7-05).....	10
2.3	ค่า n_h ที่แนะนำโดย (Davisson, M. T., 1970).....	12
2.4	ค่า n_h ที่แนะนำสำหรับดินทราย (Prakash, S. & Sharma, H., 1990).....	12
2.5	ความสัมพันธ์ระหว่าง SPT-N กับความหนาแน่นสัมพัทธ์ของดิน	13
2.6	ค่าตัวคูณลดกำลังสำหรับเสาเข็มกลุ่มในชั้นดินเหนียว [Prakash, S. & Sharma, H., 1990]	14
2.7	ค่าตัวคูณลดกำลังสำหรับเสาเข็มกลุ่มในชั้นดินทราย [Prakash, S. & Sharma, H., 1990]	14
2.8	แรงเฉือนและโมเมนต์ที่ฐานรากของอาคาร (วัชรพล เป้าเจริญ, 2549)	15
2.9	สรุปผลชั้นดินในกรุงเทพมหานคร (ภาณุ ไชยวรรณ, 2550).....	22
3.1	สถิติในสปริงของดิน	27
3.2	แสดงรายละเอียดที่ได้ในอาคาร	47
4.1	คุณสมบัติของโหมค คาบธรรมชาติ อัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล และค่าสะสมฐานรากแบบยึดแน่น	56
4.2	คุณสมบัติของโหมค คาบธรรมชาติ อัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล และค่าสะสมฐานรากสปริงแบบยึดหยุ่นเชิงเส้น	59
4.3	การเคลื่อนตัวของอาคารที่มีฐานรากแบบยึดแน่น	61
4.4	การเคลื่อนตัวของอาคารที่มีฐานรากเป็นสปริงแบบยึดหยุ่นเชิงเส้น	62
4.5	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Story Drift) ของอาคารที่มีฐานรากแบบยึดแน่น	64
4.6	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Story Drift) ของอาคารที่มีฐานรากแบบสปริงยึดหยุ่น	64
4.7	Story Shear Force Fixed Support	67
4.8	Story Shear Force Spring Support.....	67
4.9	Overturning moment Fixed Support.....	69

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่	หน้า
4.10	Overturning moment Spring Support 69



คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

M	=	เมตริกซ์มวล
K	=	เมตริกซ์ความแกร่ง
C	=	เมตริกซ์ความหน่วง
$f_{eff}(t)$	=	เวกเตอร์ประสิทธิผลของแรง
$\{I\}$	=	เวกเตอร์ 1 หน่วย
$-\ddot{x}_g(t)$	=	ความเร่งของพื้นดิน
$[\phi]$	=	โมเดลของเมตริกซ์
$[M]$	=	โมเดลเมตริกซ์มวล
$[C]$	=	โมเดลเมตริกซ์ความหน่วง
$[K]$	=	โมเดลเมตริกซ์ความแกร่ง
$\{P_{eff}(t)\}$	=	โมเดลเวกเตอร์ประสิทธิผลของแรง
$\{\phi\}_n$	=	โมเดลเวกเตอร์ที่ n โหมด
Γ_n	=	earthquake participation factor ที่ n โหมด
T	=	ความถี่ขององค์อาคารที่ฐานรากแบบยึดแน่น
$\bar{h}$	=	ความสูงประสิทธิผลมีค่าเท่ากับ 0.7 เท่าของความสูงอาคาร
K_y	=	สติฟเนสของฐานรากที่เกิดผลของแรงที่กระทำในแนวดิ่ง
K_θ	=	สติฟเนสของฐานรากที่เกิดผลของโมเมนต์
$\bar{k}$	=	สติฟเนสขององค์อาคาร
v_{so}	=	ค่าเฉลี่ยความเร็วของคลื่นแรงเฉือนบริเวณใต้ฐานราก
γ	=	ค่าเฉลี่ยของน้ำหนักดิน
G_o	=	ค่าโมดูลัสของแรงเฉือนของดินที่อยู่ใต้ฐานราก
α	=	ค่าความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นของโครงสร้างกับดิน
A_o	=	พื้นที่บริเวณฐานรากที่รับแรงแบกทาน
I_o	=	โมเมนต์ความเฉื่อยของแรงแบกทาน
α_θ	=	สติฟเนสของฐานรากพลศาสตร์ที่เปลี่ยนแปลงมาจากหิน
r_m	=	ค่าลักษณะพิเศษของฐานราก
v_s	=	ความเร็วของคลื่นแรงเฉือน

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

T	=	ค่าระยะเวลาพื้นฐาน
B	=	ความกว้างของเสาเข็ม
ΔL	=	ความยาวในพื้นที่รับผิดชอบ
k_s	=	โมดูลัสต้านทานแรงแนวราบของดิน
K	=	สติฟเนสของสปริง
x	=	ความลึก ณ จุดที่พิจารณา
S_u	=	กำลังต้านทานแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ
S_{MS}	=	ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น 0.2 วินาที
S_{M1}	=	ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น 1 วินาที
F_a	=	สัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคารสำหรับคาบการสั่น 0.2 วินาที
F_v	=	สัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคารสำหรับคาบการสั่น 1 วินาที
S_{DS}	=	ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมเพื่อออกแบบที่คาบการสั่น 0.2 วินาที
S_{D1}	=	ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมเพื่อออกแบบที่คาบการสั่น 1 วินาที
$\bar{v}_s$	=	ค่าความเร็วคลื่นเฉื่อย
d_i	=	ความหนาของชั้น i ใดๆ ในช่วงความลึก 30 เมตรแรก
v_{si}	=	ความเร็วคลื่นเฉือนในชั้น i ใดๆ
n	=	จำนวนชั้นดิน ในช่วงความลึก 30 เมตรแรก
N_i	=	ค่าการทดสอบฟังก์ชันมาตรฐาน
d_i	=	ความหนาของชั้น i ใดๆ ในช่วงความลึก 30 เมตรแรก

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความสำคัญของปัญหา

การออกแบบและก่อสร้างอาคารต่างๆ สิ่งที่สำคัญถึงมากที่สุดคือ อาคารต้องมีความปลอดภัยมีความแข็งแรงทนทานสามารถปกป้องทั้งชีวิตและทรัพย์สิน ซึ่งจะต้องคำนึงถึงแรงกระทำที่มากระทำต่อตัวอาคาร ไม่ว่าจะเป็น น้ำหนักขององค์อาคาร น้ำหนักบรรทุกจร แรงกระทำเนื่องจากธรรมชาติ เช่น แรงแลม แรงแผ่นดินไหว เป็นต้น ในอดีตที่ผ่านมาวิศวกรที่ออกแบบในประเทศไทย ไม่ค่อยได้ให้ความสำคัญเกี่ยวกับแรงกระทำที่เกิดจากแผ่นดินไหว เพราะเนื่องจากประเทศไทยนั้นอยู่ห่างจากตำแหน่งจุดศูนย์กลางการสั่นสะเทือน หรือแนวรอยเลื่อนของโลก ทำให้แผ่นดินไหวที่เกิดในประเทศไทยนั้นไม่เกิดขึ้น หรือมีการสั่นเพียงเล็กน้อยเท่านั้น ซึ่งแผ่นดินไหวขนาดเล็กนั้นไม่เป็นอันตรายหรือเกิดความเสียหายที่รุนแรงได้ เมื่อเทียบกับบางประเทศที่ตั้งอยู่ใกล้ตำแหน่งจุดเกิดแผ่นดินไหว ทำให้เกิดความเสียหายมากมาย

ในปัจจุบันประเทศไทยมีรอยเลื่อนกระจายตั้งแต่เหนือจรดใต้ นับร้อยรอยเลื่อน มีความยาวตั้งแต่ไม่ถึงสิบกิโลเมตรไปจนถึงร้อยกิโลเมตร ในอดีตได้เกิดแผ่นดินไหวบริเวณรอยเลื่อนเหล่านี้บ้างก็ทำให้ประชาชนรู้สึกสั่นสะเทือน บ้างก็ก่อให้เกิดความเสียหายแก่อาคารบ้านเรือน แผ่นดินไหวที่มีขนาดใหญ่ที่สุดในประเทศไทยเกิดที่จังหวัดกาญจนบุรี (2526, 5.9 ริคเตอร์) แผ่นดินไหวนี้ทำให้รู้สึกสั่นสะเทือนเป็นบริเวณกว้างมีความเสียหายเล็กน้อยบริเวณศูนย์กลางและกรุงเทพมหานคร

การเคลื่อนตัวอย่างฉับพลันของรอยเลื่อนจะปลดปล่อยพลังงานขนาดมหาศาลออกมาในรูปของคลื่นแผ่นดินไหว คลื่นแผ่นดินไหวแบ่งออกได้เป็นสองประเภทหลักๆ คือคลื่นในตัวกลาง (body waves) ซึ่งเคลื่อนที่อยู่ภายในโลก และคลื่นพื้นผิว (surface wave) ซึ่งเคลื่อนที่ได้เฉพาะที่พื้นผิวโลกเท่านั้น เมื่อเกิดแผ่นดินไหวขึ้นคลื่นในตัวกลางจะเคลื่อนที่ภายในโลกไปยังทุกหนทุกแห่งของโลก ดังนั้นแม้ว่าจะเกิดแผ่นดินไหวขึ้นในอินโดนีเซีย อีกซีกหนึ่งของโลกเช่นในอเมริกา หรือในทวีปแอฟริกา ก็สามารถรู้สึกถึงแผ่นดินไหวได้เช่นกัน เพียงแต่ว่า พลังงานที่มาจากคลื่นในตัวกลางนั้นน้อยกว่าพลังงานที่ปลดปล่อยจากคลื่นพื้นผิวจึงทำให้การไหวสะเทือนของพื้นดินน้อยกว่า คลื่นพื้นผิวจะเคลื่อนตัวเฉพาะในบริเวณที่ใกล้กับจุดกำเนิดแผ่นดินไหว ประมาณไม่กี่ร้อยกิโลเมตรเท่านั้นขึ้นกับขนาดของแผ่นดินไหว แต่มีพลังงานมหาศาล ถ้าแผ่นดินไหวขนาดใหญ่

คลื่นผิวจะเคลื่อนที่ไปได้ไกล เช่น แผ่นดินไหวที่เกาะสุมาตรา ก่อให้เกิดคลื่นพื้นผิวที่เคลื่อนที่ไปได้แทบจะรอบโลก แต่ขนาดจะเล็กลงเรื่อยๆเมื่อห่างจากศูนย์เกิดแผ่นดินไหว

แห่งกำเนิดแผ่นดินไหวหรือบริเวณตำแหน่งศูนย์กลางแผ่นดินไหวส่วนใหญ่จะอยู่บริเวณขอบของแผ่นเปลือกโลก ในกรณีของประเทศไทยแนวแผ่นดินไหวโลกที่ใกล้ๆ ได้แก่ แนวในมหาสมุทรอินเดีย สุมาตราและประเทศพม่า และบริเวณที่มนุษย์มีกิจกรรมกระตุ้นให้เกิดแผ่นดินไหว เช่น เขื่อน เขื่อน บ่อน้ำมัน บริเวณที่มีการฉีดของเหลวลงใต้พื้นดิน บริเวณที่มีการเก็บกากรังสี เป็นต้น ปัจจุบันความรู้ความเข้าใจในเรื่องของลักษณะรอยเลื่อนเพิ่มขึ้น รอยเลื่อนสามารถแบ่งออกตามลักษณะการเคลื่อนตัวในทิศทางต่างๆ โดยในประเทศไทยมีรอยเลื่อนอยู่ด้วยกันหลายแนว แต่รอยเลื่อนทุกแนวนั้นมิใช่แหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว มีเพียงบางแนวที่ยังเคลื่อนตัวได้ ถือว่าเป็นแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว ขนาดของแผ่นดินไหวที่เกิดจากรอยเลื่อนจะมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับความยาวของแนวรอยเลื่อน และระยะทางที่เกิดขึ้นจากการเคลื่อนตัวหรือการขจัด หากเคลื่อนตัวได้มากก็จะเกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่

อาคารที่ออกแบบและก่อสร้างไม่ได้มาตรฐานที่ดีพอมีโอกาสที่จะเกิดความเสียหายและพังทลายได้ หากเกิดแผ่นดินไหวที่มีขนาดกลาง หรือประมาณ 5-6 ริคเตอร์ขึ้นไปในระยะใกล้ที่ตั้งอาคาร ในอีกแง่สำหรับแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในระยะไกล แต่มีขนาดใหญ่มากก็อาจทำความเสียหายให้แก่อาคารได้หากการสั่นคลอนแผ่นดินไหวเป็นระยะเวลานาน หรือพื้นที่ตั้งของอาคารนั้นตั้งอยู่บนชั้นดินอ่อน ดังเช่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในปี พ.ศ. 2528 แผ่นดินไหวมีขนาด 8.1 ริคเตอร์เกิดขึ้นห่างจากตัวเมืองเม็กซิโกราว 350 กิโลเมตร ปรากฏว่าอาคารนับหลายสิบหลังพังทลายลงมา อาคารที่พังทลายจำนวนมากเป็นอาคารขนาดสูง 7-14 ชั้น ซึ่งมีคาบการสั่นไหวธรรมชาติเริ่มต้น หรือเมื่อองค์อาคารเกิดการแตกร้าวแล้วใกล้เคียงกับคาบการสั่นไหวสำคัญของพื้นดิน ซึ่งตรวจสอบพบว่าชั้นดินของกรุงเม็กซิโกเป็นชั้นดินอ่อนทำให้เกิดการขยายตัวของคลื่นแผ่นดินไหวด้วยอัตราเร่งกว่า 5 เท่าของการสั่นไหวในพื้นที่ที่เป็นหินแข็ง เหมือนกับในเขตพื้นที่กรุงเทพมหานครและเขตปริมณฑล คลื่นแผ่นดินไหวจะขยายมากมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของดิน ความหนาของชั้นดินอ่อน ส่วนประกอบด้านความถี่ของคลื่นแผ่นดินไหว ผลของแอมพลิจูด เป็นต้น ทำให้ต้องมีการออกกฎกระทรวงเกี่ยวกับการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว เนื่องจากอาคารส่วนใหญ่ในเขตจังหวัดกรุงเทพมหานครและเขตปริมณฑลนั้น ไม่ได้มีการออกแบบไว้เพื่อนต้านทานแผ่นดินไหว ซึ่งหากเกิดแผ่นดินไหวที่รุนแรงบริเวณใกล้เคียงกับประเทศไทย อาจส่งผลกระทบมาถึงตัวจังหวัดกรุงเทพมหานครได้ ทำให้เกิดความเสียหายเกิดขึ้น

อาคารที่อยู่ในกลุ่มเสี่ยงที่จะเกิดการวิบัติเมื่อได้รับแรงสั่นสะเทือนเนื่องจากแผ่นดินไหวคือ กลุ่มของอาคารเตี้ย ซึ่งมักจะมีการเข้าใจผิดว่าแผ่นดินไหวจะส่งผลต่ออาคารสูงมากกว่าอาคารเตี้ย หากดูความเสียหายที่เกิดขึ้นในต่างประเทศประกอบจะพบว่าอาคารเตี้ยหรือสูงไม่มากนัก เช่นต่ำกว่า 15 ชั้น โดยประมาณ ได้พังทลายมากมายในคราวแผ่นดินไหวที่เม็กซิโก (2528, 8.1 ริคเตอร์) แผ่นดินไหวที่นิวคาสเซิลที่ประเทศออสเตรเลีย (2532, 5.6 ริคเตอร์) โกเบประเทศญี่ปุ่น (2538, 6.9 ริคเตอร์) อาคารที่สูงไม่มากนักในประเทศไทย เช่นอาคารชุดที่สูงกว่าตึกแถวแต่ก่อสร้างด้วยมาตรฐานตึกแถว เป็นอาคารที่มีความเสี่ยงสูงมากเนื่องจาก มาตรฐานการก่อสร้างมักจะต่ำ อีกทั้งยังอาจเสี่ยงต่อการสั่นพ้อง หากคาบการสั่นไหวที่สำคัญของพื้นดินใกล้เคียงกับคาบการสั่นไหวธรรมชาติของอาคาร

การวิเคราะห์อาคารตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว เช่น กฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคารและพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2550 , Uniform Building Code (UBC-1985 และ UBC-1997) นั้นไม่เพียงพอที่จะจำลองผลกระทบของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง ในเรื่องการแปรผันคุณสมบัติดินแต่ละชั้นตามความลึกและพฤติกรรมดินแบบไม่เชิงเส้นได้อย่างถูกต้อง อย่างไรก็ตาม อาคารส่วนใหญ่ที่ตั้งอยู่ในเขตกรุงเทพมหานครมีการวิเคราะห์ออกแบบเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวโดยพิจารณาฐานรากเป็นแบบยึดแน่น ซึ่ง ควรจะมีการวิเคราะห์ฐานรากเป็นแบบยืดหยุ่นที่รับแรงกระทำทางด้านข้าง ซึ่งปัญหาเรื่องปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างค่อนข้างที่จะซับซ้อนในการคำนวณวิเคราะห์ผล

1.2 วัตถุประสงค์ของการศึกษา

- 1.2.1) เพื่อศึกษาผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างของอาคารสูง โดยพิจารณาชั้นดินในเขตกรุงเทพมหานคร
- 1.2.2) เพื่อปรับเปลี่ยน Response Spectrum ใช้ในการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวในเขตกรุงเทพมหานครซึ่งรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

การศึกษาโครงการวิจัยได้กำหนดขอบเขตของงานวิจัย ประกอบด้วยดังนี้

- 1.3.1) วิเคราะห์อาคารสูง 10 ชั้นโดยจำลองอาคารเป็นแบบ 2 มิติโดยพิจารณาออกเป็น 2 แบบคือ กรณีฐานรากยึดแน่น และ กรณีฐานรากวางอยู่บนดินเหนียวยืดหยุ่นที่รวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างทั้งในแนวราบและแนวดิ่ง เข้าไปด้วย
- 1.3.2) อาคารที่นำมาวิเคราะห์ตั้งอยู่ในจังหวัดกรุงเทพมหานครหรือเขตปริมณฑล
- 1.3.3) เป็นอาคารชนิดอาคาร โครงข้อแข็งระบบพื้น – เสา
- 1.3.4) หาค่าการโยกตัวของอาคารเปรียบเทียบกันระหว่างฐานรากเข็มแบบยึดแน่นและฐานรากแบบยืดหยุ่นที่มีผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับ โครงสร้างใน กรุงเทพมหานคร

1.4 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

- 1.4.1) ทำการศึกษาทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง รวมถึงวิธีการในการทดสอบ
- 1.4.2) รวบรวมและวิเคราะห์ข้อมูลชั้นดินในเขตกรุงเทพมหานคร
- 1.4.3) วิเคราะห์สร้างกราฟการตอบสนองของสเปกตรัมที่รวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างในเขตกรุงเทพมหานคร
- 1.4.4) กำหนดตัวแปรค่าต่างๆลงในโปรแกรม MATLAB และ STAAD Pro.
- 1.4.5) วิเคราะห์ผล และสรุปผลการทดสอบ
- 1.4.6) สรุปผลการวิจัยและจัดทำรูปเล่มวิทยานิพนธ์

1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- 1.5.1) สามารถนำไปใช้เป็นแนวทางการออกแบบโครงสร้างอาคารที่ตั้งอยู่บนชั้นดินยืดหยุ่นในกรุงเทพมหานครเพื่อด้านทานแรงแผ่นดินไหว
- 1.5.2) เพื่อให้วิศวกรทั่วไปสามารถวิเคราะห์ออกแบบอาคารด้านทานแผ่นดินไหวซึ่งตั้งอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนที่รวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง สำหรับอาคารทั่วไปในกรุงเทพมหานคร

บทที่ 2

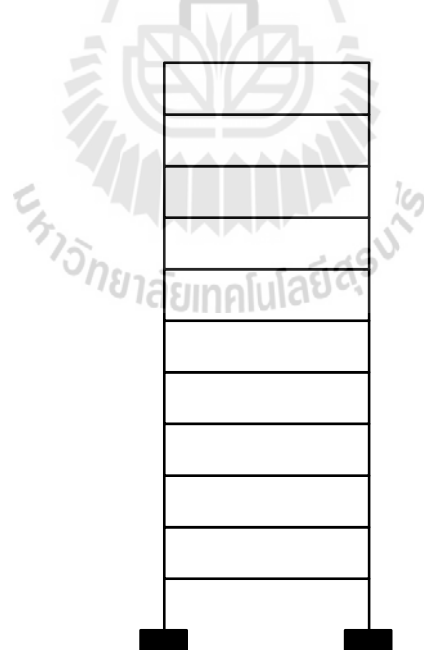
ปรัทัศนัวรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1.1 ทฤษฎีที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบการตอบสนองของสเปกตรัม

การวิเคราะห์ผลการตอบสนองของโครงสร้าง จากผลของแผ่นดินไหว โดยวิธีการวิเคราะห์แบบเพาเวอร์สเปกตรัม ซึ่งตั้งบนพื้นฐานของการวิเคราะห์แบบสถิติศาสตร์ และประมาณการตอบสนองของโครงสร้างที่มีค่าสูงสุดซึ่งไม่ขึ้นกับตัวแปรของเวลา ซึ่งการไม่นำตัวแปรทางเวลามาพิจารณา จะสามารถลดขั้นตอนการวิเคราะห์ของโครงสร้างลงอย่างมาก ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงเลือกใช้วิธีการวิเคราะห์แบบเพาเวอร์สเปกตรัม เพราะเป็นการประมาณหาคำตอบที่ไม่ซับซ้อนและมีผลเฉลยที่ใกล้เคียงกับคำตอบที่เป็นจริงมาก

จากสมการการเคลื่อนที่โครงสร้างหลายชั้นแบบ 2 มิติ



รูปที่ 2.1 แบบจำลองโครงสร้างอาคาร 2 มิติ ฐานรากยึดแน่น

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = f_{eff}(t) \quad (2-1)$$

เมื่อ M = เมตริกซ์มวล (mass matrix)

C = เมตริกซ์ความแข็งแรง (stiffness matrix)

K = เมตริกซ์ความหน่วง (damping matrix)

$f_{eff}(t)$ = เวกเตอร์ประสิทธิผลของแรง (effective load vector)

จากสมการที่ (2-1) เป็นการนิยามของระบบโครงสร้างระดับความเสรีขั้นเดียว (SDOF) และมีแรงภายนอกกระทำ แต่สำหรับระบบโครงสร้างแบบระดับความเสรีหลายขั้น (MDOF) ที่มีแรงจากแผ่นดินไหว ซึ่งเป็นฟังก์ชันกับเวลามากระทำฟังก์ชันของแรงจะแทนที่ด้วยมวลของโครงสร้าง

$$\{F_{eff}(t)\} = -\ddot{x}_g(t)[m]\{I\} \quad (2-2)$$

เมื่อ $\{I\}$ = เวกเตอร์ 1 หน่วย (unit vector)

$-\ddot{x}_g(t)$ = ความเร่งของพื้นดิน (ground acceleration)

ในการวิเคราะห์การตอบสนองแบบรวมโหมดหรือการวิเคราะห์แบบโมเดล (modal analysis) ต้องให้การตอบสนองอยู่ในเทอมของพิกัดหลัก (normal coordinates), $\{q\}$ ดังนั้นพิกัดของ $\{x\}$ สามารถเขียนอยู่ในเทอมของพิกัดหลัก ดังสมการที่ (2-3)

$$\{x\} = [\Phi]\{q\} \quad (2-3)$$

เมื่อ $[\Phi]$ = โหมดของเมตริกซ์ (modal matrix)

และนำสมการที่ (2-3) แทนลงในสมการที่ (2-1) และคูณด้วย $[\Phi]^T$ ตลอดสมการได้

$$\begin{aligned} & [\Phi]^T [m] [\ddot{x}]\{q\} + [\Phi]^T [c] [\dot{x}]\{q\} + [\Phi]^T [k] [x]\{q\} \\ & = -\ddot{x}_g(t) [\Phi]^T [m] \{I\} \end{aligned} \quad (2-4)$$

จากสมการที่ (2-4) เขียนใหม่ได้

$$[M]\{\ddot{q}\} + [C]\{\dot{q}\} + [K]\{q\} = \{P_{eff}(t)\} \quad (2-5)$$

เมื่อ $[M] = [\Phi]^T [m] [\Phi]$

$[C] = [\Phi]^T [c] [\Phi]$

$[K] = [\Phi]^T [k] [\Phi]$

$\{P_{eff}(t)\} = -\ddot{x}_g(t) [\Phi]^T [m] \{I\}$

เมื่อ $[M]$ = โหมดเมตริกซ์มวล (mass modal matrix)

$[C]$ = โหมดเมตริกซ์ความหน่วง (damping modal matrix)

$[K]$ = โมเดลเมตริกซ์ความแกร่ง (stiffness modal matrix)

$\{P_{eff}(t)\}$ = โมเดลเวกเตอร์ประสิทธิผลของแรง

สมการที่ (2-4) แสดงสมการการเคลื่อนที่ในเทอมของโมเดลที่มีการตอบสนองของโครงสร้าง 1 โหมด(รูปร่างการสั่นไหว) แต่เมื่อพิจารณาในเทอมของพิกัดหลักที่ n โหมด จะได้

$$\ddot{q}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = \frac{1}{M} [P_{eff}(t)]_n \quad n = 1, 2, \dots \quad (2-6)$$

เมื่อ ξ_n = ความหน่วง (damping ratio)

ω_n = ความถี่ธรรมชาติ (natural frequency)

M_n = โมเดลมวล (modal mass) สำหรับโหมดที่ n

จากสมการที่ (2-6) เขียนใหม่ได้

$$\ddot{q}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\ddot{x}_g(t) \Gamma_n \quad (2-7)$$

$$\text{เมื่อ} \quad \Gamma_n = \frac{\{\Phi\}_n^T [m] \{I\}}{\{\Phi\}_n^T [m] \{\Phi\}_n} = \frac{\{\Phi\}_n^T [m] \{I\}}{M_n} \quad (2-8)$$

กำหนดให้

$\{\Phi\}_n$ = โมเดลเวกเตอร์ (modal vector) ที่ n โหมด

Γ_n = earthquake participation factor ที่ n โหมด

จากนิยาม สเปกตรัมการกระจัด (Spectral displacement, S_d) คือ ค่ามากที่สุดของ $x(t)$ ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ ω_n และ ξ สามารถหาค่าการตอบสนองมากที่สุดของ $q_n(t)$ จาก

$$\max [q_n(t)] = \Gamma_n S_d(T_n, \xi) \quad (2-9)$$

เมื่อ T_n = คาบเวลาของโหมดการตอบสนองที่ n และการกระจัดสัมพัทธ์สูงสุดของพื้น (maximum relative displacements) หาได้โดยแทนสมการที่ (2-9) ลงในสมการที่ (2-3)

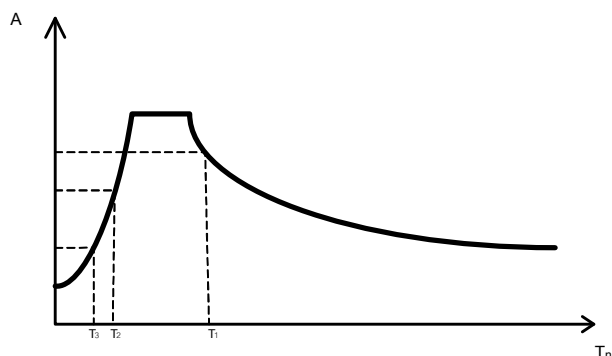
$$\max [x(t)] = \max [\Phi q_n(t)] = \Phi_n \Gamma_n S_d(T_n, \xi) \quad (2-10)$$

และเมื่อสเปกตรัมความเร่ง (Spectral acceleration, S_a) เขียนสมการในเทอมของสเปกตรัมการกระจัด

$$S_a(\omega_n, \xi) = \omega_n^2 S_d(\omega_n, \xi) \quad (2-11)$$

ดังนั้นสมการ (2-10) สามารถเขียนใหม่ได้

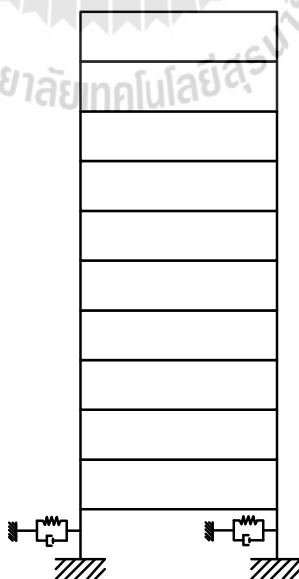
$$\max [x(t)] = \Phi_n \Gamma_n \frac{S_a}{\omega_n^2}(T_n, \xi) \quad (2-12)$$



รูปที่ 2.2 กราฟการตอบสนองเชิงเปกตรัม

2.1.2 ทฤษฎีที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง

การวิเคราะห์ผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างโดยใช้แบบจำลองดินเป็นสปริงแบบยืดหยุ่น และสมมติให้ฐานรากของโครงสร้างมีคุณสมบัติเป็นวัตถุแข็งเกร็ง มีรูปร่างโครงสร้าง ที่สมมูลกับฐานรากแบบวงกลม ซึ่งวางบนผิวของดินที่เป็นเนื้อเดียวกัน และมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น โดยดินและฐานรากสามารถเคลื่อนที่ได้ในแนวราบเมื่อมีแรงแผ่นดินไหวมากระทำ



รูปที่ 2.3 แบบจำลองโครงสร้างอาคาร 2 มิติ ฐานรากยืดหยุ่น

จาก ASCE/SEI 7-05 ได้คำนวณวิธีการหาค่าความถี่ประสิทธิผลขององค์อาคาร ดัง
สมการ

$$\bar{T} = T \sqrt{1 + \frac{\bar{k}}{K_y} \left(1 + \frac{K_y \bar{h}^2}{K_\theta} \right)} \quad (2-13)$$

เมื่อ T = ความถี่ขององค์อาคารที่ฐานรากเป็นแบบยึดแน่น
 $\bar{h}$ = ความสูงประสิทธิผลมีค่าเท่ากับ 0.7 เท่าของความสูงอาคาร
 K_y = สติฟเนสของฐานรากที่เกิดผลของแรงที่กระทำในแนวดิ่ง
 K_θ = สติฟเนสของฐานรากที่เกิดผลของโมเมนต์
 $\bar{k}$ = สติฟเนสขององค์อาคารสามารถคำนวณได้จาก

$$\bar{k} = 4\pi^2 \left(\frac{\bar{W}}{gT^2} \right) \quad (2-14)$$

ค่าสติฟเนสของฐานราก (K_y และ K_θ) สามารถคำนวณได้จากหลักการทางกลของฐาน
รากโดยใช้คุณสมบัติของดินมาคำนวณเพื่อใช้ในการออกแบบการเคลื่อนไหวของแผ่นดินไหว โดย
ใช้ตัวแปรต่างๆดังนี้

v_{so} = ค่าเฉลี่ยความเร็วของคลื่นแรงเฉือนบริเวณดินใต้ฐานรากที่ระดับ
ความเครียดต่ำ (10^{-3} % หรือต่ำกว่า)
 γ = ค่าเฉลี่ยของน้ำหนักดิน
 G_o = ค่าโมดูลัสของแรงเฉือนของดินที่อยู่ใต้ฐานรากที่ระดับความเครียดต่ำ
 $= \frac{\gamma v_{so}^2}{g}$ (2-15)

แต่ในความเป็นจริง ฐานรากของโครงสร้างจะตั้งอยู่บริเวณใกล้ผิวดินหรือฝังลึกลงไป ทำ
ให้ค่าระยะเวลาของโครงสร้างเปลี่ยนไปดังสมการที่ (2-22)

$$\bar{T} = T \sqrt{1 + \frac{25\alpha_r \bar{h}}{v_s^2 T^2} \left(1 + \frac{1.12r_a h^2}{\alpha_\theta r_m^3} \right)} \quad (2-16)$$

ตารางที่ 2.1 ค่าของ $\frac{G}{G_o}$ และ $\frac{v_s}{v_{so}}$ (ASCE/SEI 7-05)

	Spectral Response Acceleration, S_{D1}			
	≤ 0.10	≤ 0.15	≤ 0.20	≥ 0.30
Values of $\frac{G}{G_o}$	0.81	0.64	0.49	0.42
Values of $\frac{v_s}{v_{so}}$	0.9	0.8	0.7	0.65

ตารางที่ 2.2 ค่าของ α_θ (ASCE/SEI 7-05)

$r_m / v_s T$	α_θ
< 0.05	1.0
0.15	0.85
0.35	0.7
0.5	0.6

เมื่อ

α = ค่าความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นของโครงสร้างกับดินหาได้จาก

$$\alpha = \frac{\bar{W}}{\gamma A_0 h} \quad (2-17)$$

r_a และ r_m เป็นลักษณะความยาวของฐานรากพิเศษหาได้จาก

$$r_a = \sqrt{\frac{A_0}{\pi}} \quad (2-18)$$

$$r_m = \sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}} \quad (2-19)$$

เมื่อ

A_0 = พื้นที่บริเวณฐานรากที่รับแรงแบกทาน

I_0 = โมเมนต์ความเฉื่อยของแรงแบกทานบริเวณฐานรากที่จุดกึ่งกลางของมวลอยู่ในแนวนอนตามทิศทางที่วิเคราะห์โครงสร้าง

α_θ = ค่าสถิติพิเศษของฐานรากพลศาสตร์ที่เปลี่ยนแปลงมาจากหาคำนวณได้จากตาราง 2

r_m = ค่าลักษณะพิเศษของฐานราก

v_s = ความเร็วของคลื่นแรงเฉือน

T = ค่าระยะเวลาพื้นฐาน

พารามิเตอร์ที่สำคัญสำหรับการวิเคราะห์เสาเข็มในกรณีที่ต้องรับแรงในแนวนราบคือค่าสติฟเนสของสปริงที่แทนดิน เรียกว่า ค่าโมดูลัสต้านทานแรงแนวนราบของดิน (Modulus of horizontal subgrade reaction) k_s มีหน่วยเป็น แรง/ปริมาตร เช่น ตัน/ม.³

เมื่อทราบค่า k_s สามารถคำนวณสติฟเนสของสปริง (K) ของดินดังนี้

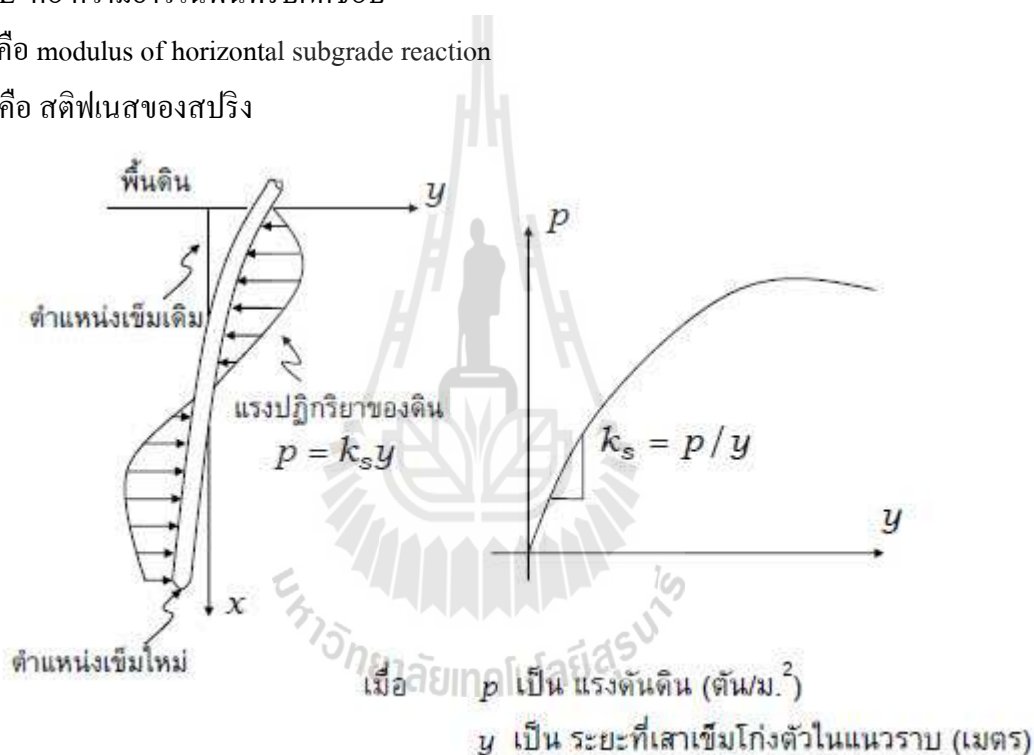
$$K = k_s \times B \times \Delta L \quad (2-20)$$

B คือ ความกว้างของเสาเข็ม

ΔL คือ ความยาวในพื้นที่รับพิชชอบ

k_s คือ modulus of horizontal subgrade reaction

K คือ สติฟเนสของสปริง



รูป 2.4 รูปการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเสาเข็ม กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันดิน
ด้านข้างกับระยะที่เสาเข็มโก่งตัวในแนวนราบ

เมื่อคำนวณสติฟเนสของสปริง (K) แต่ละชั้นเรียบร้อยแล้ว จึงนำไปวิเคราะห์โมเมนต์คดในเสาเข็มเพื่อออกแบบการเสริมเหล็กในเสาเข็มต่อไป

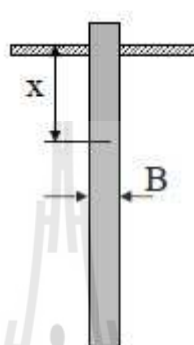
Terzaghi (1955) ได้เสนอสูตรการคำนวณ k_s สำหรับดินทราย ซึ่งมีค่า k_s ขึ้นกับความลึกของชั้นดิน โดยนิยามค่าคงที่สำหรับต้านทานแรงกดแนวนราบ (constant of horizontal subgrade

reaction) หรือ n_h ซึ่งมีหน่วยเป็น “แรง/ปริมาตร” เช่น ตัน/ม.³ ทำให้เขียนค่าโมดูลัสต้านทานแรงแนวราบของ ดังนี้

$$k_s = n_h x / B \quad (2-21)$$

x คือ ความลึก ณ จุดที่พิจารณา

B ความกว้างหรือเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม



รูปที่ 2.5 แบบจำลองเสาเข็ม

โดยค่า n_h ประมาณได้จากค่าในตาราง

ตารางที่ 2.3 ค่า n_h ที่แนะนำโดย (Davisson, M. T., 1970)

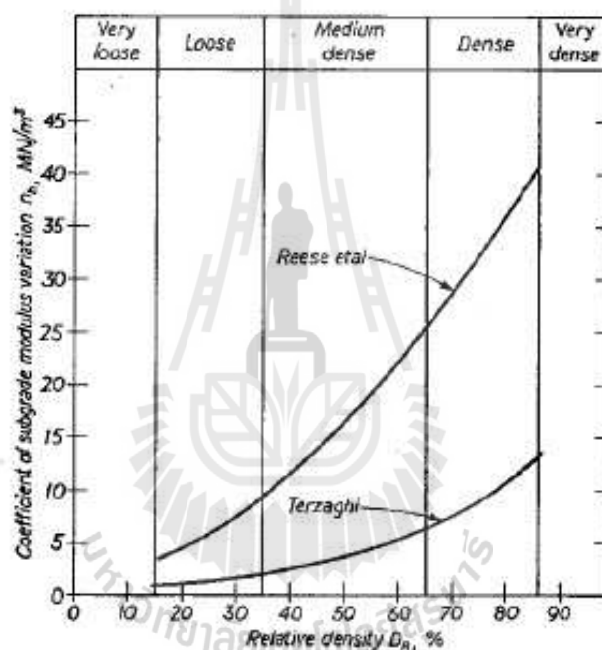
ประเภทของดิน	n_h (ตัน/ม. ³)
กรวด (Granular)	284-2838,
ตะกอน (Slit)	85-11
พีช (Peat)	6

ตารางที่ 2.4 ค่า n_h ที่แนะนำสำหรับดินทราย (Prakash, S. & Sharma, H., 1990)

ความหนาแน่นสัมพัทธ์(n_h)	หลวม (ตัน/ม. ³)	ปานกลาง (ตัน/ม. ³)	แน่น (ตัน/ม. ³)
Terzaghi (1955)	74-218	218-738	738-1447,
Reese (1974)	568	1,703	3.547

ตารางที่ 2.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง SPT-N กับความหนาแน่นสัมพัทธ์ของดิน

ค่า SPT-N (ครั้ง/ฟุต)	ความหนาแน่นสัมพัทธ์	สภาพดิน
4-0	0-0.2	หลวมมาก
10-4	0.2-0.4	หลวม
30-10	0.4-0.6	ปานกลาง
50-30	0.6-0.8	แน่น
>50	0.8-1.0	แน่นมาก



รูปที่ 2.6 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง SPT-N กับความหนาแน่นสัมพัทธ์ของดิน [Tomlinson, M. J., 1994]

สำหรับดินเหนียวค่า k_s จะคงที่ตลอดชั้นดิน โคน โดย Davisson, M.T. (1970) เสนอสูตรการคำนวณไว้ดังนี้

$$k_s = 67 S_u / B \quad (2-22)$$

S_u คือกำลังกำลังต้านทานแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ

(Undrained shear strength) มีหน่วยเป็น ตัน/ม.^2

B ความกว้างหรือเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม

ประสิทธิภาพในการรับแรงทางข้างของเสาเข็มกลุ่ม (Lateral load of pile groups)

- 1.) ในกรณีที่เสาเข็มมากกว่า 1 ต้น อยู่ในฐานเดียวกันหากเสาเข็มในฐานเรียงอยู่ชิดกันเกินไป กำลังของเสาเข็มแต่ละต้นที่คำนวณได้ จะมีกำลังที่ลดลง
- 2.) อย่างไรก็ตามจากการวิจัยพบว่าหากระยะเรียงของเสาเข็มแต่ละต้นมีค่ามากพอ เช่น ประมาณ 6 – 8 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง เสาเข็มก็จะรักษากำลังแบบเสาเดี่ยวไว้ได้
- 3.) ในตารางที่ 4.4 และ 4.5 แสดงตัวคูณลดกำลังสำหรับเสาเข็มกลุ่มในชั้นดินเหนียว ชั้นดินทรายเพื่อการคำนวณการเคลื่อนตัวทางข้างดังนี้

ตารางที่ 2.6 ค่าตัวคูณลดกำลังสำหรับเสาเข็มกลุ่มในชั้นดินเหนียว [Prakash, S. & Sharma, H., 1990]

เมื่อ S คือ ระยะเรียงของเสาเข็ม (ม.)

B คือ เส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม (ม.)

ระยะเรียงในทิศทางที่มีแรงกระทำ (S/B)	2x 2	3 x 3	คำแนะนำ
3.0	0.42	0.39	0.40
3.5	0.50	0.42	0.45
4.0	0.57	0.44	0.50
4.5	0.61	0.47	0.55
5.0	0.63	0.48	0.55
6.0	-	-	0.65
8.0	-	-	1.00

ตารางที่ 2.7 ค่าตัวคูณลดกำลังสำหรับเสาเข็มกลุ่มในชั้นดินทราย [Prakash, S. & Sharma, H., 1990]

ระยะเรียงในทิศทางที่มีแรงกระทำ(S/B)	ตัวคูณลดกำลัง
3	0.50
4	0.60
5	0.68
6	0.70

2.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

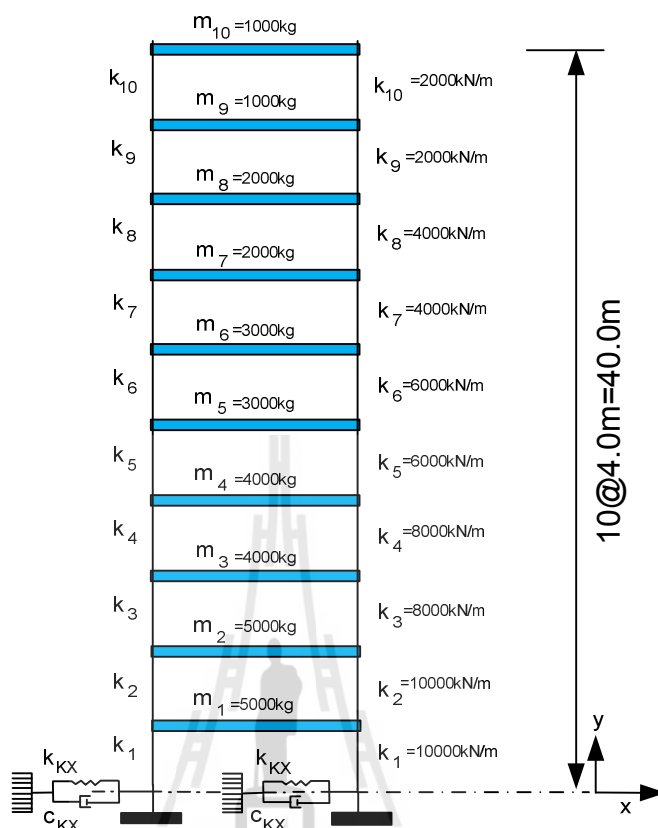
2.2.1 เอกสารที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์โครงสร้างที่คำนึงถึงผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง

วัชรพล และมงคล(2549:STR-12) ได้เสนอถึงการคำนวณแรงที่กระทำโครงสร้างเนื่องจากแผ่นดินไหว ที่คำนึงถึงผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างโครงสร้างและดิน เนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวที่ส่งถ่ายมาจากกระยะไกลส่งผลให้ฐานรากแบบเสาเข็มมีการเคลื่อนที่ในแนวราบค่อนข้างมาก ซึ่งโดยทั่วไปแล้วจะออกแบบโครงสร้างให้มีฐานรากเป็นแบบยึดแน่น โดยงานวิจัยนี้ได้จำลองดินเป็นสปริงแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น และทำการวิเคราะห์แบบเพาเวอร์สเปกตรัม แล้วนำผลการวิเคราะห์มาเปรียบเทียบกับระหว่างวิธีการวิเคราะห์แบบโครงสร้างอาคารที่มีฐานรากแบบยึดแน่นกับการวิเคราะห์โครงสร้างแบบพิจารณาถึงผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง จากผลสรุปพบว่าการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารที่รวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างโครงสร้างและดิน มีการเคลื่อนที่และแรงที่เกิดขึ้นในอาคารมีค่ามากกว่าการพิจารณาโครงสร้างที่มีฐานรากแบบยึดแน่นโดยเฉพาะที่ค่าคาบการสั่นไหวธรรมชาติแรกของอาคาร

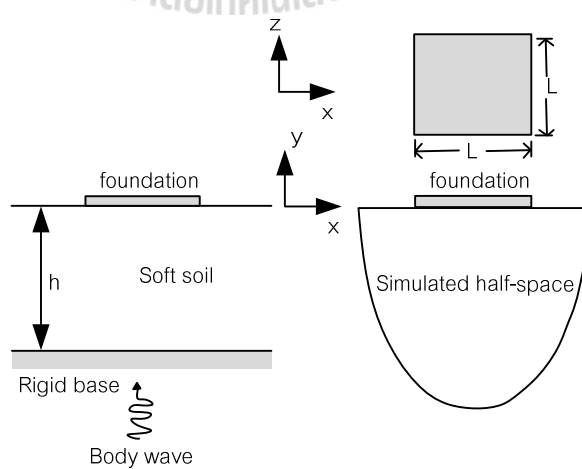
จากการศึกษาพบว่าในบทความนี้ได้ทำการจำลองฐานรากให้เป็นสปริงแบบยืดหยุ่นเชิงเส้นทางแกน x โดยสมมติให้ฐานรากของโครงสร้างมีคุณสมบัติเป็นวัตถุแข็งเกร็งมีรูปร่างโครงสร้างที่สมมูลกับฐานรากแบบวงกลมซึ่งวางบนผิวของดินที่เป็นเนื้อเดียวกันและมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นโดยพิจารณารูปทรงแบบครึ่งทรงกลมแสดงในภาพที่ 2.3 โดยดินและฐานรากสามารถเคลื่อนที่ได้ในแนวราบเมื่อมีแรงแผ่นดินไหวมากระทำและได้ทำการหาผลของแรงเฉือนและโมเมนต์ของอาคาร รวมถึงระยะการเคลื่อนที่ของอาคาร

ตารางที่ 2.8 แรงเฉือนและโมเมนต์ที่ฐานรากของอาคาร (วัชรพล เป้าเจริญ, 2549)

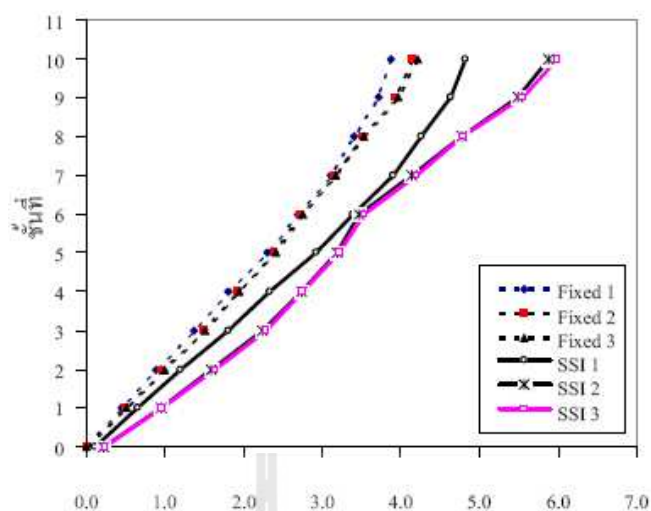
ระบบ	ฐานรากแบบยึดแน่น	ฐานรากแบบรวมผลของ SSI
แรงเฉือนที่ฐานราก (kN)	90.49	207.83
โมเมนต์ที่ฐานราก (kN)	2023.83	2488.57



รูปที่ 2.7 แบบจำลองโครงข้อแข็ง 2 มิติ ที่รวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและฐานรากของ
โครงสร้าง (วัชรพล เบ้าเจริญ, 2549)



รูปที่ 2.8 แบบจำลองฐานรากและโครงสร้างของดินแบบครึ่งทรงกลม (วัชรพล เบ้าเจริญ, 2549)

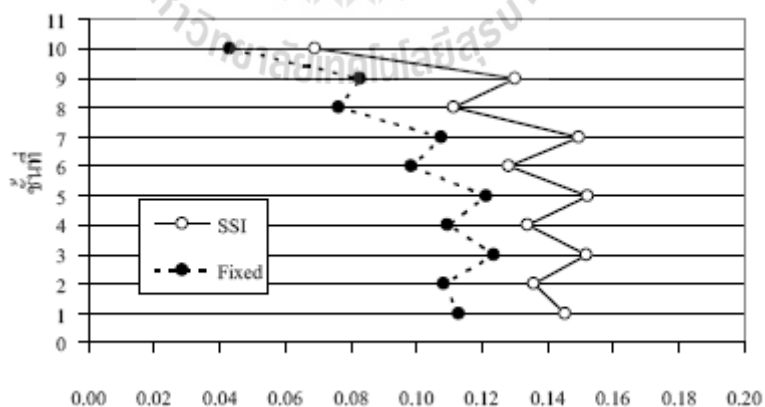


รูปที่ 2.9 ระยะการเคลื่อนที่ในแต่ละชั้นใน 3 โหมดแรก (วัชรพล เบ้าเจริญ, 2549)

หมายเหตุ:

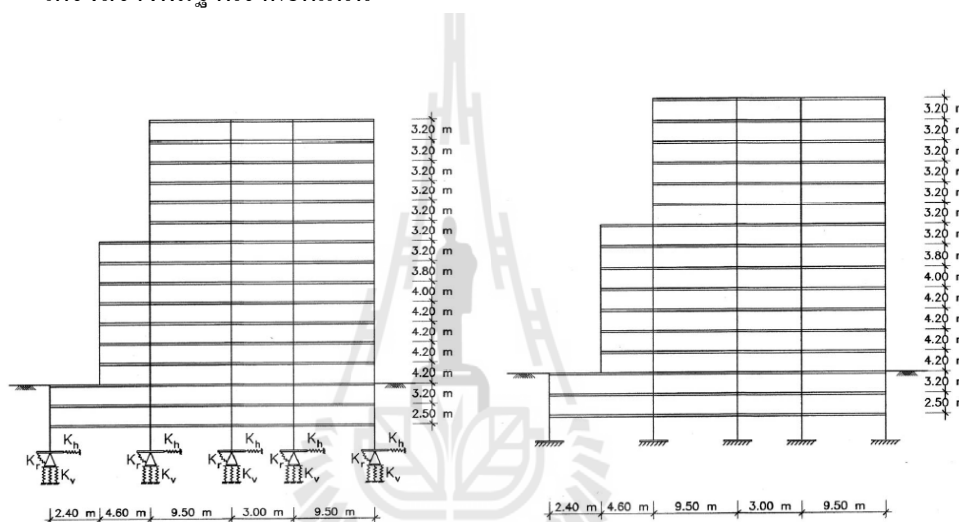
Fixed 1, Fixed 2 และ Fixed 3 คือฐานรากแบบยึดแน่นโดยแยกพิจารณาแบบโหมด 1, โหมด 1+2 และโหมด 1+2+3 ตามลำดับ

SSI 1, SSI 2 และ SSI 3 คือผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างแยกพิจารณาแบบโหมด 1, โหมด 1+2 และโหมด 1+2+3 ตามลำดับ



รูปที่ 2.10 คำนวณระยะการเคลื่อนที่ระหว่างชั้นของโครงสร้างที่มีฐานรากแบบยึดแน่น กับแบบรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง (3 โหมดแรก) (วัชรพล เบ้าเจริญ, 2549)

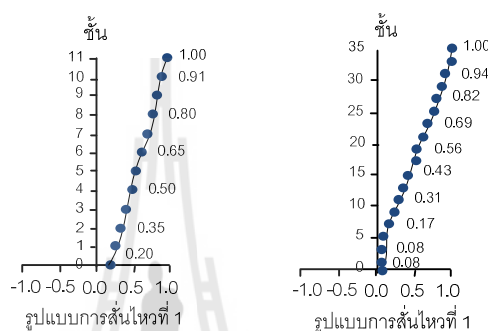
สิริกัร และไพบูลย์(2551) ได้ศึกษาถึงพฤติกรรมด้านทานแผ่นดินไหว โดยรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างโครงสร้างและดิน โดยใช้อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบพื้น – เสา ที่ตั้งอยู่ในเขตกรุงเทพมหานคร วิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น และจำลองฐานรากเสาเข็มเป็นแบบยึดหยุ่นโดยมีการแปรเปลี่ยนค่าความยึดหยุ่น 3 ระดับ จากการศึกษาพบว่าค่าระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างและค่าอัตราส่วนระยะโยกไหวระหว่างชั้นของอาคารซึ่งพิจารณาฐานรากแบบยึดหยุ่นมีค่ามากกว่าอาคารซึ่งใช้ฐานรากแบบยึดแน่น และพบในช่วงชั้นล่าง และดัชนีความเสียหายของอาคารที่มีฐานรากยึดหยุ่นมีค่าสูงกว่าโครงสร้างที่มีฐานรากยึดแน่น



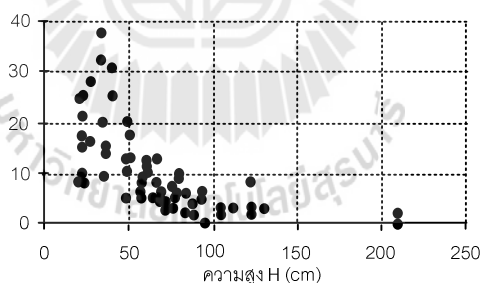
รูปที่ 2.11 แบบจำลองโครงข้อแข็ง 2 มิติ ที่รวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและฐานรากของโครงสร้าง,ฐานรากแบบยึดแน่น (สิริกัร นาคพันธุ์, 2551)

มานะ จันทะสด (2004) ได้ศึกษาถึงคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในกรุงเทพมหานคร โดยวิธีการตรวจวัดจากอาคารจริงเพื่อใช้ข้อมูลในการศึกษาวิจัยด้านผลกระทบจากแผ่นดินไหวสำหรับอาคารต่อไป ผลการศึกษาแสดงข้อมูลพื้นฐานสำหรับคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ ได้แก่ คาบธรรมชาติและรูปร่างการสั่นไหวของอาคารจำนวน 50 แห่ง ซึ่งมีความสูงตั้งแต่ประมาณ 20 ถึง 210 เมตรและจำนวนชั้นตั้งแต่ 5 ถึง 54 ชั้น ที่ได้จากการวิเคราะห์ผลตอบแทนของอาคารภายใต้แรงจากสภาพแวดล้อมโดยวิธีทาง Frequency Domain จากข้อมูลของคาบธรรมชาติพบว่ากลุ่มอาคารที่มีรายงานโยกตัวรุนแรงเนื่องจากผลของแผ่นดินไหวระยะไกลต่อกรุงเทพมหานครมีค่าคาบธรรมชาติใกล้เคียงกับค่าคาบธรรมชาติของดินอ่อนของกรุงเทพมหานคร ทำให้การโยกตัว

ของอาคารกลุ่มดังกล่าวรุนแรงจากผลของการสั่นพ้อง งานวิจัยนี้เปรียบเทียบค่าคาบธรรมชาติที่เหมาะสมจากข้อมูลที่ได้ ผลการวิเคราะห์รูปร่างการสั่นไหวได้นำเสนอในรูปแบบของค่าสัดส่วนของรูปแบบการสั่นไหวต่างๆต่อผลรวมของการตอบสนอง ซึ่งทำให้เข้าใจพฤติกรรมของการตอบสนองภายใต้แรงแผ่นดินไหวสำหรับแต่ละอาคารจากข้อมูลจริง นอกจากนี้จากการตรวจวัดพบการเคลื่อนที่ฐานของอาคารเทียบกับชั้นบน โดยพบว่าค่านี้มีค่ามากสำหรับอาคารเตี้ยหรือมีอัตราส่วนของสติเฟนสของอาคารเทียบกับฐานรากสูง



รูปที่ 2.12 รูปแบบการสั่นไหวในแนวดิ่งของอาคารขนาดเล็กและขนาดใหญ่ (มานะ จันทะสด, 2004)



รูป 2.13 การเคลื่อนตัวที่ฐานอาคารเทียบกับชั้นบน(%) (มานะ จันทะสด, 2004)

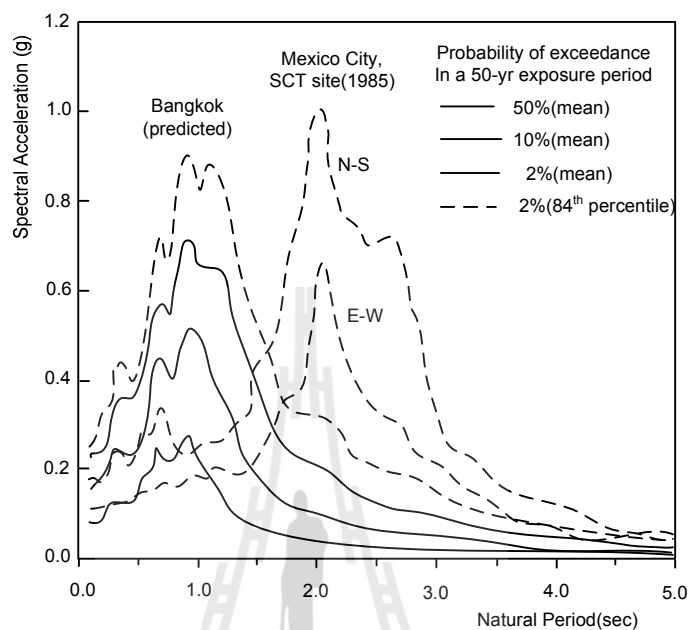
อมรพิมานมาศ (2004) ทำการศึกษาการจำลองเสาเข็มให้อยู่ในรูปแบบตัวแปรสปริงโดยใช้ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ $S_u = 15.2 \text{ ton/m}^2$ บนชั้นดินเหนียว แล้วนำค่าเหล่านี้ออกแบบฐานรากรับแรงทางด้านข้างหรือฐานรากที่รับโมเมนต์ถ่วงคือ เสาเข็มจะรับแรงไม่เท่ากัน เสาเข็มทางด้านที่โมเมนต์ถ่วงทำให้เกิดแรงอัด จะรับน้ำหนักมากที่สุด การจำลองฐานรากแบบสปริงใช้ตัวแปรที่เรียกว่า โมดูลัสต้านทานแรงแนวราบของดิน (Modulus of horizontal subgrade reaction)

2.2.2 เอกสารที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหากำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหว

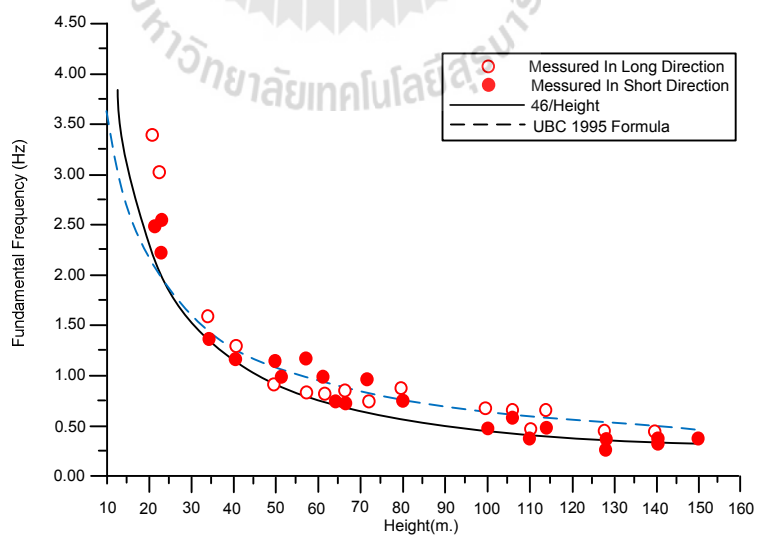
Ashford et al. (1996) ทำการศึกษาคุณสมบัติของดินกรุงเทพมหานครจากตัวอย่างจาก 9 แหล่งในพื้นที่ เพื่อศึกษาความสามารถในการขยายคลื่นแผ่นดินไหวของชั้นดินนี้ โดยได้ทำการสร้างแบบจำลองสภาพชั้นดินโดยทั่วไปของกรุงเทพมหานคร และแบบจำลองสำหรับความเร็วเฉือน (Shear Wave Velocity) ของชั้นดินนั้น โดยเริ่มจากคำนวณความเร็วเฉือนจากค่าคุณสมบัติของชั้นดิน 9 แหล่ง ด้วยความสัมพันธ์เชิง Empirical ที่เกี่ยวข้องแบบต่าง ๆ แล้วเปรียบเทียบกับผลการทดสอบด้วยวิธี Down hole จากแหล่งสำรวจ 4 แห่ง ซึ่งพบว่ามีความสอดคล้องเป็นอย่างดีระหว่างการคำนวณกับการทดสอบ และค่าความเร็วเฉือนที่ได้จากการศึกษามีค่าต่ำมากสำหรับชั้นดินอ่อนกรุงเทพ โดยมีค่าประมาณ 60-100 เมตรต่อวินาที ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับค่าใกล้เคียงกับค่าของชั้นดินที่กรุงเม็กซิโกซิตี ผลการศึกษาด้านการขยายคลื่นแผ่นดินไหวพบว่ามีความสามารถในการขยายขนาดคลื่นได้ประมาณ 3-6 เท่า ผลการศึกษาที่แสดงในรูปของสเปกตรัมของอัตราเร่งของพื้นดินแสดงให้เห็นถึงการขยายคลื่นที่มีผลชัดเจนในช่วงคาบการสั่นของชั้นดินที่กรุงเม็กซิโกซิตี ผลการศึกษาด้านการขยายคลื่นแผ่นดินไหวพบว่ามีความสามารถในการขยายขนาดคลื่นได้ประมาณ 3-6 เท่า ผลการศึกษาที่แสดงในรูปของสเปกตรัมของอัตราเร่งของพื้นดินแสดงให้เห็นถึงการขยายคลื่นที่มีผลชัดเจนในช่วงคาบการสั่นของชั้นดินที่กรุงเม็กซิโกซิตี ผลการศึกษาด้านการขยายคลื่นแผ่นดินไหวพบว่ามีความสามารถในการขยายขนาดคลื่นได้ประมาณ 3-6 เท่า ผลการศึกษาที่แสดงในรูปของสเปกตรัมของอัตราเร่งของพื้นดินแสดงให้เห็นถึงการขยายคลื่นที่มีผลชัดเจนในช่วงคาบการสั่นของชั้นดินที่กรุงเม็กซิโกซิตี ผลการศึกษาด้านการขยายคลื่นแผ่นดินไหวพบว่ามีความสามารถในการขยายขนาดคลื่นได้ประมาณ 3-6 เท่า

Pennung Warnitchai (2003) ได้ทำการศึกษถึงการพัฒนาอาคารให้สามารถรับแรงแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นซึ่งผู้ทำการวิจัยพบว่าที่เม็กซิโกเกิดแผ่นดินไหวซึ่งอยู่ห่างจากตัวเมืองหลวงประมาณ 300 กิโลเมตรซึ่งมีความไกลพอที่แรงแผ่นดินไหวจะมาไม่ถึง แต่เนื่องจากสภาพดินที่เม็กซิโกเหมือนในกรุงเทพคือมีลักษณะเป็นดินอ่อนนุ่มและหนาซึ่งคุณสมบัติของดินชนิดนี้คือสามารถขยายการสั่นสะเทือนเพิ่มขึ้นได้ ทำให้แผ่นดินไหวในเม็กซิโกครั้งนั้น สร้างความเสียหายให้กับเม็กซิโกจำนวนมาก ในเขตกรุงเทพมหานครมีการศึกษาก่อนหน้านี้เกี่ยวกับในเม็กซิโกคือมีผู้คนกว่า 10 ล้านคนมีลักษณะดินแบบเดียวกันคือดินอ่อนนุ่มและหนาและอยู่ห่างจากแนวแผ่นดินไหวถึง 300 กิโลเมตร โดยการศึกษาของผู้วิจัยนี้ได้ทำให้โปรแกรมในการวิเคราะห์คาบการเกิดซ้ำของแผ่นดินไหวในช่วง 50 ปีที่จะเกิดในกรุงเทพเทียบกับเม็กซิโกโดยใช้หลังจากนั้นผู้วิจัยได้ทำการติดตั้งเครื่องวัดความถี่ของแรงแผ่นดินไหวไว้บริเวณรอบๆจังหวัดกรุงเทพมหานครและจังหวัดเพื่อนบ้านบริเวณรอบๆ รวมกว่า 150 เครื่องเพื่อวัดความถี่ ได้ค่าความถี่สูงสุดอยู่ที่ 1.0-1.2 วินาทีและความถี่ต่ำสุดอยู่ที่ 0.4 วินาที และนำค่าความถี่ที่ได้ไปจำลองโมเดลเปรียบเทียบกับความสูงของอาคาร

โดยความสูงของอาคารนั้นทำการสำรวจอาคารกว่า 40 หลังในเขตกรุงเทพมหานครความสูงตั้งแต่ 20 – 150 เมตร ได้ค่าความถี่ต่อความสูง



รูปที่ 2.14 เปรียบเทียบค่า response spectra ของแรงแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นใน กรุงเทพมหานครกับเม็กซิโก (Pennung Warnitchai, 2003)



รูปที่ 2.15 เปรียบเทียบค่าความถี่ของอาคารระหว่างคลื่นสั้นกับยาว (Pennung Warnitchai, 2003)

Tuladhar (2002) ศึกษาจัดทำแผนที่ seismic microzonation ของกรุงเทพฯและปริมณฑล โดยใช้การตรวจวัดการสั่นสะเทือนระดับเล็กของผิวดินที่เรียกว่า microtremor technique โดยทำการตรวจวัดกว่า 150 ตำแหน่งในบริเวณกรุงเทพมหานครและปริมณฑล และทำการคำนวณแบบเชิงเส้นเทียบเท่าจากข้อมูลชั้นดินด้วยโปรแกรม SHAKE91 เพื่อการเปรียบเทียบ ผลการศึกษาที่ในช่วงพื้นที่ lower-central ของกรุงเทพฯและชานเมืองอยู่บนชั้นดินอ่อนหนา มีช่วงคาบธรรมชาติยาว ซึ่งคาบธรรมชาตินี้จะมีค่าลดลงที่ขอบของพื้นที่ราบลุ่มนี้ และพบว่ามีความเป็นไปได้ที่จะเกิดการสั่นสะเทือนของดินในช่วงคาบยาวจากแผ่นดินไหวระยะไกล ซึ่งจะมีผลอย่างรุนแรงกับโครงสร้างโดยเฉพาะที่มีคาบธรรมชาติยาว เช่นอาคารสูง , สะพานช่วงยาว จากผลการศึกษาี้สามารถคาดได้ว่า จะนำไปใช้ในการจัดทำรายละเอียดการประเมินอันตรายจากแผ่นดินไหวของกรุงเทพฯ

ภานุ ไชยวรรณ (2550:GTE014) งานวิจัยนี้ได้นำเสนอชั้นดินในเขตกรุงเทพมหานคร โดยมีลักษณะทั่วไปดังนี้คือ ชั้นดินบนสุดจะเป็นชั้นดินเปลือก (Weathered Crust) หนาประมาณ 2-3 เมตรจากนั้นจะเป็นชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Marine Clay) หนาประมาณ 12-15 เมตรซึ่งมีความไวตัวสูงและค่อยๆเปลี่ยนเป็นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) ถึงระดับความลึกประมาณ 15-18 เมตรจากนั้นจะเป็นชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) จนถึงระดับชั้นดินทรายแน่นชั้นแรก (1st Sand) ที่ระดับความลึกประมาณ 25-30 เมตร ถัดจากชั้นทรายแน่นชั้นแรกเป็นชั้นดินเหนียวแข็ง (Hard Clay) สลับกับชั้นทรายจนถึงระดับชั้นทรายแน่นมากชั้นที่สอง (2nd Sand) ที่ระดับความลึกประมาณ 45-60 เมตร)

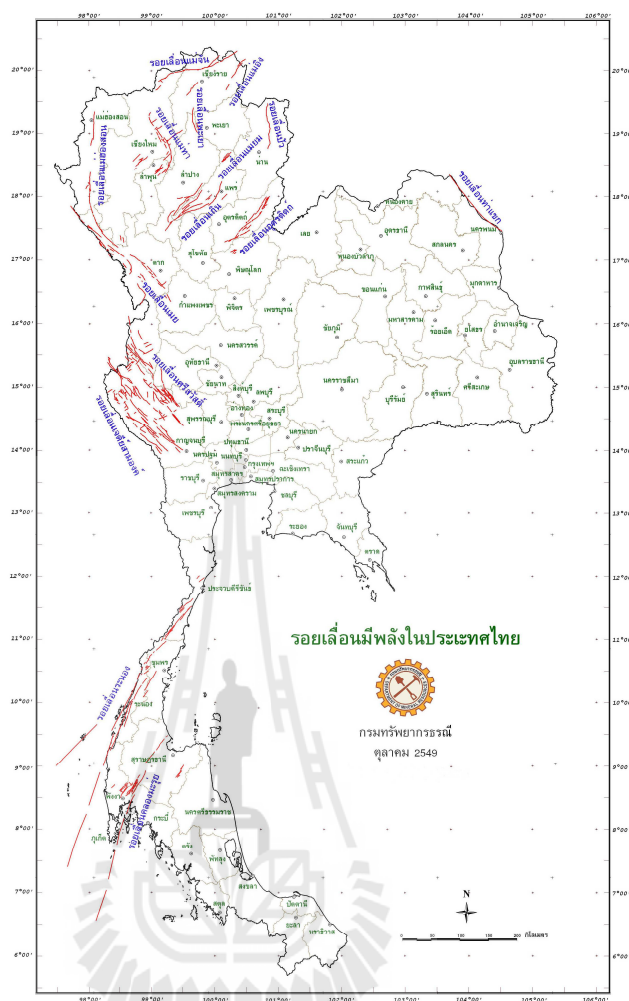
ตารางที่ 2.9 สรุปผลชั้นดินในกรุงเทพมหานคร (ภานุ ไชยวรรณ, 2550)

Depth (m)	ประเภทของชั้นดิน	SPT N-value	Avg S_u (t/m ²)	Avg phi
2-15	Very Soft to Soft Clay	.2-12	2.1	-
15-18	Medium Clay	.6-18	5.7	-
18-25	Stiff to Very Stiff Clay	15-35	12	-
25-40	Dense Sand (1st Sand)	18-65	-	35
40-45	Hard Clay	27-62	26.2	-
45-60	Very Dense Sand (2nd Sand)	25-80	-	36

ปณิธาน (2551:STR P.313-319) ได้รวบรวมความเสียหายสำคัญๆที่เกิดขึ้นในประเทศไทย เนื่องจากแผ่นดินไหวในระยะ 20 ปีที่ผ่านมา รวมทั้งข้อมูลความเร่งที่ผิวดินที่จังหวัดต่างๆ ข้อมูลความเร่งนี้สามารถยืนยันอัตราขยายค่าความเร่งที่ผิวดินที่กรุงเทพมหานครขึ้นต่ำแบบคร่าวๆได้ นอกจากนั้นในงานวิจัยนี้ได้นำเสนอแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวเชิงความน่าจะเป็นค่าสุดที่ใช้ข้อมูลใหม่ทางธรณีวิทยา ซึ่งพบว่าค่าความเร่งที่ชั้นหิน(หรือชั้นคล้ายหิน) ที่มีความน่าจะเป็นของการเกิดความเร่งที่สูงกว่านี้เท่ากับ 10% ในช่วงเวลา 50 ปี สำหรับกรุงเทพมหานครมีค่าระหว่าง 0.015g ถึง 0.033g เมื่อผนวกกับการประยุกต์ใช้การวิเคราะห์การตอบสนองของชั้นดินอ่อนโดยโปรแกรม ProShake และใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้บนหินโผล่ในประเทศไทยร่วมกับ 3 คลื่นจากแคลิฟอร์เนีย จำลองการขยายความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหวที่กรุงเทพมหานคร ทำให้ได้ค่าความเร่งในแนวราบที่ผิวดินอ่อนมีค่าประมาณ 0.097g



รูปที่ 2.16 รอยร้าวทแยงในเสาที่เกิดจากแผ่นดินไหวลาว ของโรงเรียนเม็งรามหาราชวิทยาคม อ.เมือง จ.เชียงราย (ปณิธาน ลักษณะประสิทธิ์, 2551)

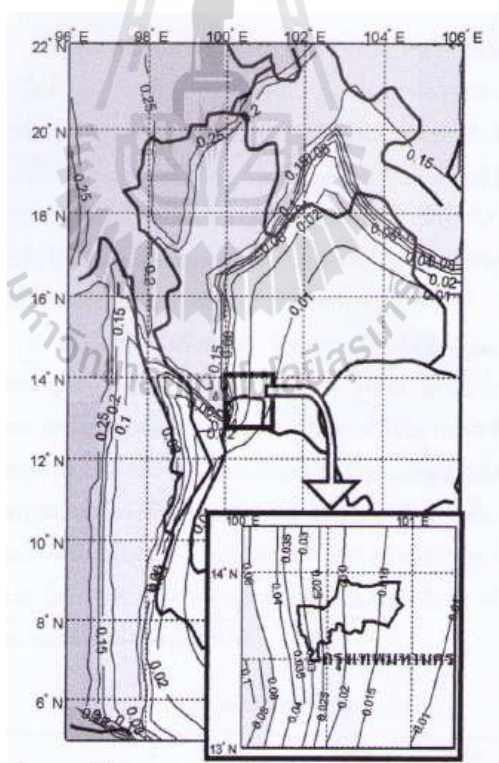


รูปที่ 2.17 แผนที่รอยเลื่อนในประเทศไทย (ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์, 2551)

Kiattivisanchai (2001) ประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กประเภทเสา-คาน ที่ไม่ได้ออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว โดยการจัดทำแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่สามารถจำลองพฤติกรรมการรับแรงด้านข้างของอาคารได้อย่างถูกต้องโดยพิจารณาผลของ P-Delta ค่าแอมพลิฟิเคชัน และระบบฐานราก และทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี Nonlinear static pushover แสดงผลในรูปแบบของความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคารกับการเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคารหรือเรียกว่า Capacity curve ท้ายสุดในการประเมินได้เสนอการประเมินอาคารโดยวิธี Capacity spectrum ที่อัตราส่วนความเหนียว 1 2 3 และ 4 ภายใต้การพิจารณาค้นแผ่นดินไหว Takeda ที่แปลงขนาดของการสั่นไหวให้เหมาะสมกับขนาดการสั่นไหวของกรุงเทพฯ

คาบการเกิดซ้ำประมาณ 100, 500 1,000 และ 2,500 ปี พร้อมทั้งเสนอแนวทางปรับปรุงอาคารให้มีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว

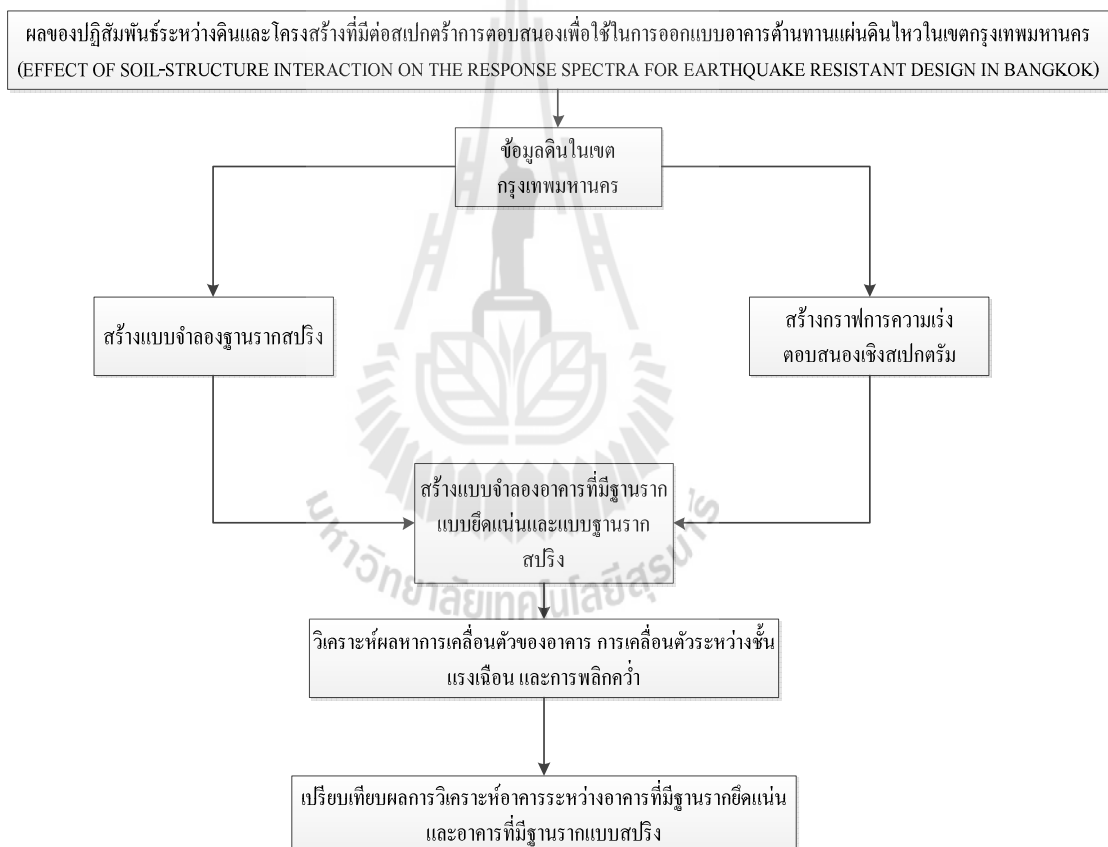
Thenhaus P.C. (1986) ได้เสนอบทความเกี่ยวกับความเสี่ยงของกรุงเทพมหานคร เนื่องจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่แม็กนิจูดกลางระยะไกลไปหลายร้อยกิโลเมตร ซึ่งเป็นเรื่องสำคัญต่อการพิจารณาค่าการสั่นไหวของพื้นดินของกรุงเทพมหานคร คือผลการเปลี่ยนแปลงคลื่นแผ่นดินไหวในด้านองค์ประกอบของความถี่ ขนาดของแผ่นดินไหว และระยะเวลาของการเกิดแผ่นดินไหว ที่เกิดขึ้นโดยสภาพของชั้นดินที่ตั้ง โดยได้ยกตัวอย่างของเหตุการณ์ แผ่นดินไหว Michoacan, Mexico ในปี ค.ศ.1985 และข้อมูลด้านธรณีวิทยาและประวัติศาสตร์แผ่นดินไหวที่ส่งผลกระทบต่อกรุงเทพมหานคร และเสนอข้อสังเกตว่า ความเสี่ยงแผ่นดินไหวที่สำคัญที่สุดสำหรับกรุงเทพมหานครมาจากแผ่นดินไหวระยะไกล สภาพชั้นดินของกรุงเทพมหานครเป็นชั้นดินอ่อนหนา ดังนั้น แผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นจะมีลักษณะที่มีคาบในการสั่นไหวค่อนข้างยาวที่จะส่งผลกระทบมากต่ออาคารสูง



บทที่ 3

วิธีการดำเนินงานวิจัย

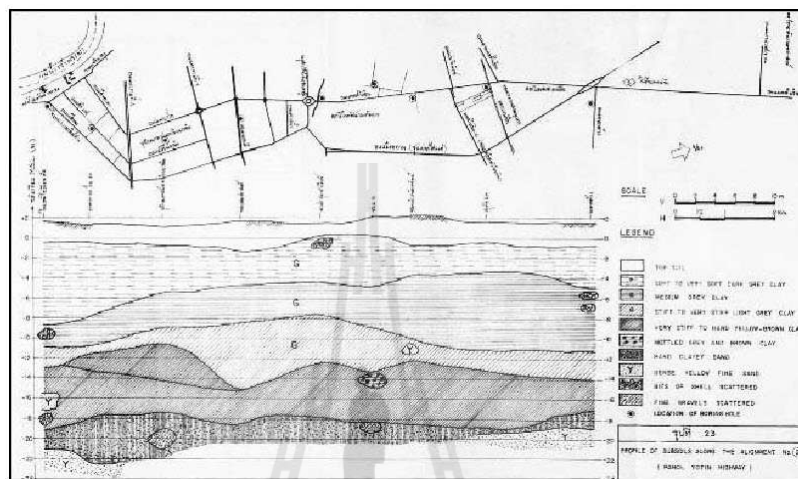
วิธีดำเนินงานวิจัยในบทนี้กล่าวถึงรวบรวมข้อมูลตัวแปรและนำมาวิเคราะห์โครงสร้างอาคารที่ได้รับแรงจากแผ่นดินไหวซึ่งได้ทำการศึกษาโดยการจำลององค์อาคารในโปรแกรมคอมพิวเตอร์ วิธีดำเนินการวิจัยแสดงดังรูปที่ 3.1



รูป 3.1 แผนผังแสดงการดำเนินการวิจัย

3.1 รวบรวมข้อมูลดินในกรุงเทพ

ทำการรวบรวมข้อมูลดินบริเวณพื้นที่ในเขตกรุงเทพมหานครที่จะทำการวิเคราะห์หาคาร์บอน เนื่องจากอาคารส่วนใหญ่ในกรุงเทพมหานครตั้งอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนเมื่อแรงแผ่นดินไหว กระจายมาบริเวณชั้นดินนี้จะทำให้แรงที่เกิดขึ้นต่ออาคารเพิ่มขึ้นถึง 3-4 เท่า



รูป 3.2 ตัวอย่างข้อมูลชั้นดินบริเวณถนนพหลโยธิน (วสท 2520)

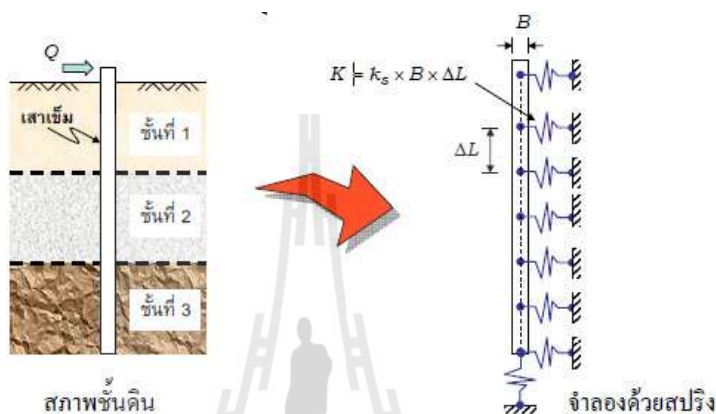
ข้อมูลชั้นดินที่ใช้เป็นชั้นดินในเขตกรุงเทพมหานครมีลักษณะดังนี้

ตารางที่ 2.9 สรุปผลชั้นดินในกรุงเทพมหานคร (ภาณุ ไชยวรรณ, 2550)

Depth (m)	ประเภทของชั้นดิน	SPT N-value	Avg S_u (t/m ²)	Avg phi
2-15	Very Soft to Soft Clay	.2-12	2.1	-
15-18	Medium Clay	.6-18	5.7	-
18-25	Stiff to Very Stiff Clay	15-35	12	-
25-40	Dense Sand (1st Sand)	18-65	-	35
40-45	Hard Clay	27-62	26.2	-
45-60	Very Dense Sand (2nd Sand)	25-80	-	36

3.2 สร้างแบบจำลองสปริงทางด้านข้าง (Lateral soil spring)

การวิเคราะห์ผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง โดยใช้แบบจำลองดินเป็นสปริงแบบยืดหยุ่น และสมมติให้ฐานรากของโครงสร้างมีคุณสมบัติเป็นวัตถุแข็งเกร็งซึ่งวางบนผิวของดินที่เป็นเนื้อเดียวกันและมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น โดยดินและฐานรากสามารถเคลื่อนที่ได้ในแนวราบเมื่อมีแรงแผ่นดินไหวมากระทำ



รูป 3.3 การจำลองฐานรากแบบลึกให้เป็นสปริง

ตัวแปรที่สำคัญสำหรับการวิเคราะห์เสาเข็มในกรณีที่ต้องรับแรงในแนวราบคือค่าสตีฟเนสของสปริงที่แทนดินเรียกว่า ค่าโมดูลัสต้านทานแรงแนวราบของดิน (Modulus of horizontal subgrade reaction) k_s มีหน่วยเป็นแรง/ปริมาตร เมื่อทราบค่า k_s จะสามารถคำนวณสตีฟเนสของสปริงของดินได้ดังนี้

$$K = k_s \times B \times \Delta L \quad (2-10)$$

k_s คือ ค่าโมดูลัสต้านทานแรงแนวราบของดิน

B คือ ความกว้างของเสาเข็ม

ΔL คือ ระยะเรียงของสปริง

กำหนดให้แบบจำลองดินที่ใช้เป็นดินที่ตั้งอยู่ในเขตกรุงเทพมหานครตามตารางที่ 2.9 ใช้เสาเข็มขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.60 เมตร ยาว 50 เมตร

การคำนวณหาโมดูลัสต้านทานแรงแนวราบของดิน (Modulus of horizontal subgrade reaction) ในแบบจำลองที่วิเคราะห์ได้กำหนดให้เป็นชั้นดินทรายและชั้นดินเหนียว การคำนวณหาค่านี้ใช้สมการที่ 2-21 และ 2-22 ดังนี้

Modulus of subgrade reaction (Terzaghi)

$$k_s = \frac{n_h x}{B} \quad (2-21)$$

$$K = \frac{n_h x}{B} \times B \times \Delta L$$

$$K = n_h \times x \times \Delta L \quad (3-1)$$

Modulus of subgrade reaction (Davisson)

$$k_s = \frac{67S_u}{B} \quad (2-22)$$

$$K = \frac{67S_u}{B} \times B \times \Delta L$$

$$K = 67 \times S_u \times \Delta L \quad (3-2)$$

$$B = 0.60 \text{ m}$$

คำนวณค่าสติเฟนสของสปริงในแนวราบของดินเหนียวและดินทราย พิจารณาเสาเข็มทุกๆ ระยะ 1 เมตรแต่สำหรับที่จุดปลายบนสุดและล่างสุดของเสาเข็มกำหนดพื้นที่รับผิชอบเท่ากับ 0.50 เมตร ได้ค่าสติเฟนสของสปริงตามตาราง

ตาราง 3.1 สติเฟนสสปริงของดิน

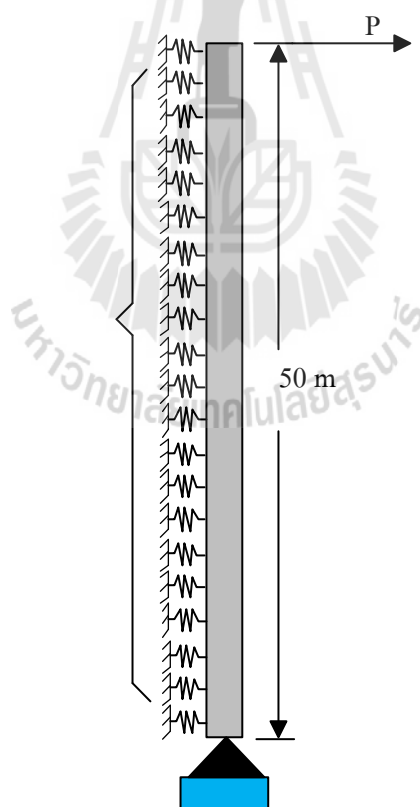
ความลึก (m)	สปริงของดิน K(ton/m ²)	ความลึก (m)	สปริงของดิน K(ton/m ²)
2-15	234.5	33	23616
15-18	636.5	34	24354
18-25	1340	35	25092
25	18450	36	25830
26	19188	37	26568
27	19926	38	27306
28	20664	39	28044
29	21402	40	28782
30	22140	40-45	2925
31	22878	45	33210
32	23616	46	33948

ตาราง 3.1 สติฟเนสสปริงของดิน (ต่อ)

ความลึก (m)	สปริงของดิน $K(\text{ton/m}^2)$	ความลึก (m)	สปริงของดิน $K(\text{ton/m}^2)$
47	34686	49	36162
48	35424	50	36900

สร้างแบบจำลองเสาเข็มในชั้นดินเหนียวโดยมีค่าต่างๆดังนี้

- 1.) เสาเข็มวางในดินเหนียวและดินทรายที่มีค่าสปริงคำนวณจาก modulus of horizontal subgrade reaction
- 2.) ปลายล่างเป็น Pin ปลายบนเป็น free ด้านข้างเชื่อมด้วยสปริง
- 3.) แบ่งเสาเข็มออกเป็นช่วงช่วงละ 1 เมตร
- 4.) ค่า K มีค่าดังตารางที่ 3.1



รูป 3.4 แสดงการจำลองเสาเข็มติดสปริงยึดหยุ่นเชิงเส้น

ทำการป้อนรายละเอียดต่างๆของแบบจำลองเสาเข็มลงในโปรแกรม STAAD Pro เพื่อหาการเคลื่อนตัวบริเวณหัวเสาเข็มต่อแรงที่มากระทำในแนวราบ

3.3 สร้างแบบจำลองเสาเข็ม

จำลองแบบเสาเข็มลงในโปรแกรม STAAD Pro เพื่อทำการวิเคราะห์หาค่าการโก่งตัวในแนวด้านข้าง กำหนดให้เสาเข็มที่ใช้ในแบบจำลองเป็นเสาเข็มคอนกรีตมีคุณสมบัติทางวัสดุดังนี้

Modulus of Elasticity = 20 GPa

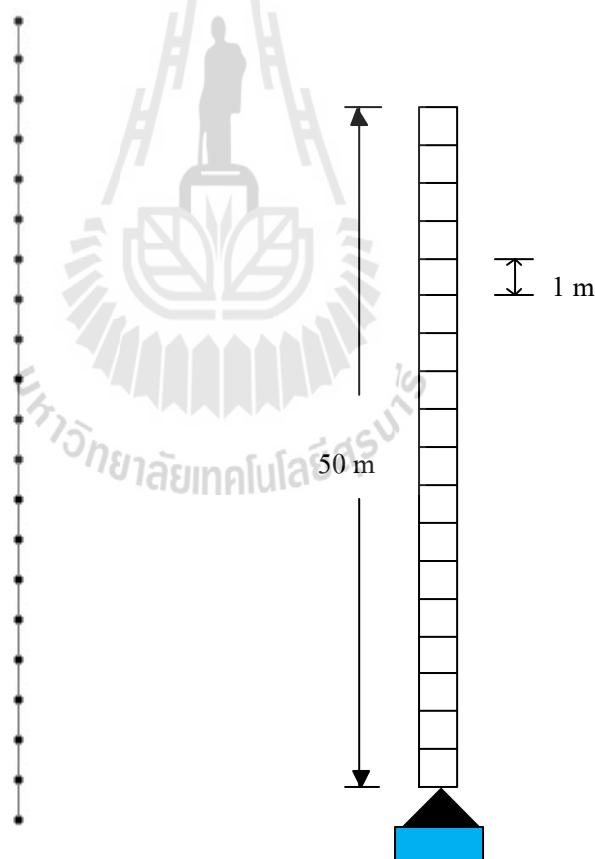
Poisson's Ratio = 0.15

Density = 24 kPa

f'_c = 550 kg/cm²

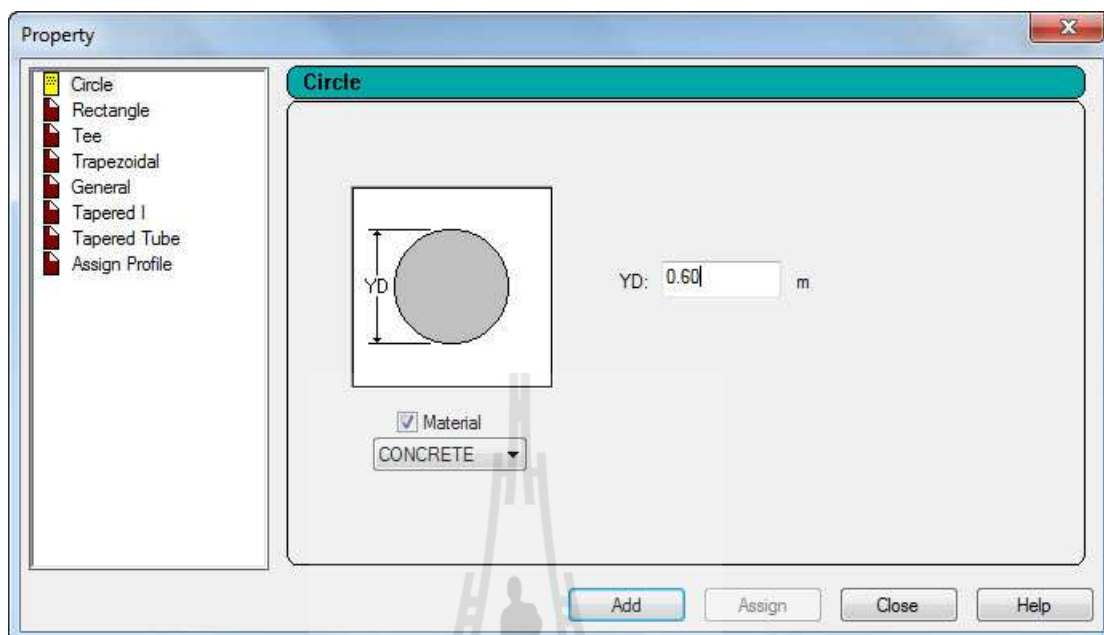
เสาเข็มมีความยาว 20 เมตรแบ่งออกเป็นช่วงช่วงละ 1 เมตรรวมทั้งหมด 20 ช่วง ที่ปลายเสาเข็มมีจุดรองรับแบบ Pin

3.3.1.) ป้อนรายละเอียดเสาเข็มลงในโปรแกรม STAAD Pro



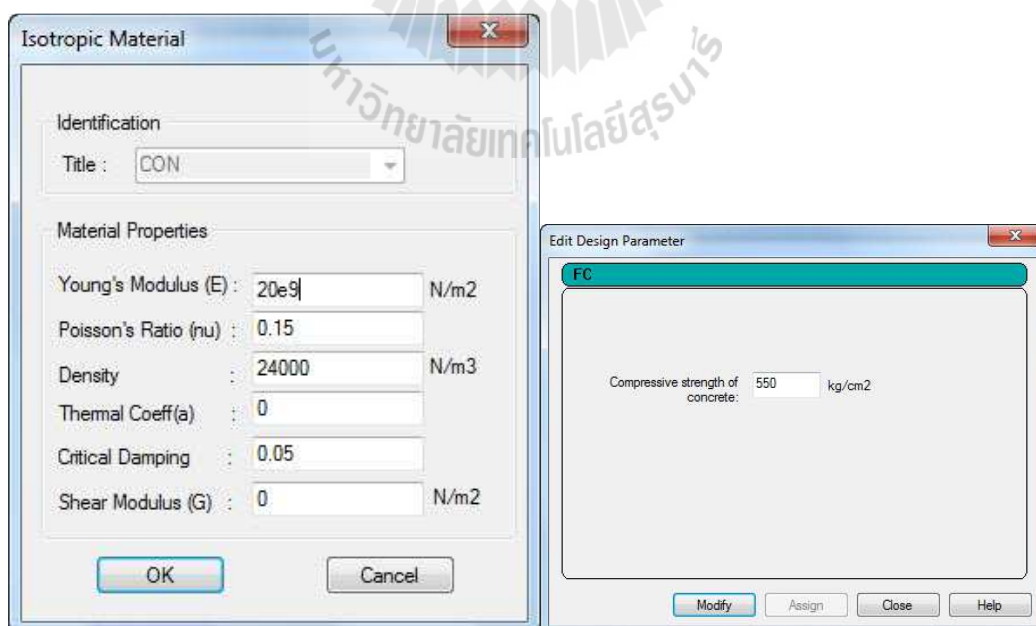
รูป 3.5 รายละเอียดเสาเข็มที่ใส่ลงใน โปรแกรม

ขนาดของเสาเข็มที่ใช้เป็นเสาคอนกรีตเสริมเหล็กกลมมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.50 เมตร



รูป 3.6 ขนาดของเสาเข็ม

คุณสมบัติของเสาเข็มที่ใช้ในแบบจำลอง



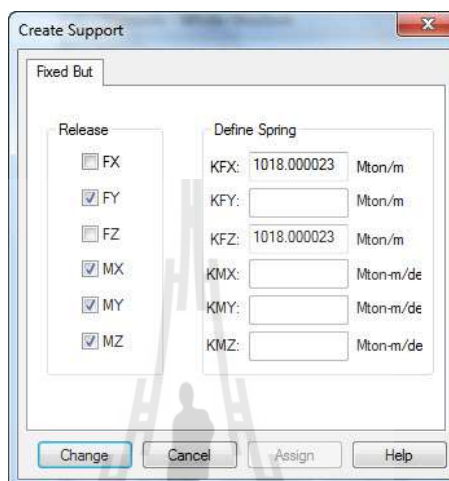
รูป 3.7 คุณสมบัติเสาเข็มที่ใช้ในแบบจำลอง

3.3.2.) กำหนดจุดรองรับให้กับเสาเข็ม

ให้จุดรองรับของเสาเข็มบริเวณปลายเสาเข็มเป็น Pin

ให้ด้านข้างของเสาเข็มเป็นสปริงแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น โดยมีค่า k ของสปริงตามตารางที่ 3.1

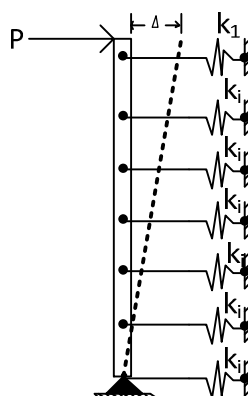
จุดรองรับแบบสปริงแต่ละตัวอยู่ห่างกันทุกๆ 1 เมตร



รูป 3.8 จุดรองรับแบบสปริง

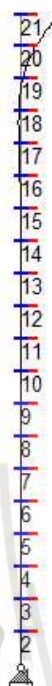
3.3.3.) แรงที่กระทำต่อเสาเข็ม

เนื่องจากต้องการหาค่า สดฟเเนสของสปริงในแนวนราบใหม่จึงทำการใส่แรงบริเวณหัวเสาเข็มที่ค่าต่างๆตั้งแต่ 1 ton ไปจนถึง 20 ton เพื่อดูพฤติกรรมและค่าการโก่งตัวของเสาเข็มในแนวนราบ



รูป 3.9 แบบจำลองเสาเข็มเมื่อได้รับแรงกระทำในแนวด้านข้างบริเวณหัวเสาเข็ม

3.3.4.) ผลการวิเคราะห์หาการเคลื่อนตัวของเสาเข็มในแนวนอน



รูป 3.10 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวนอน

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultant	Rotational		
		X mm	Y mm	Z mm	mm	rX rad	rY rad	rZ rad
1	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
2	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
3	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
4	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
5	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
11	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
12	1 Load	0.002	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	-0.000
13	1 Load	0.003	0.000	0.000	0.003	0.000	0.000	-0.000
14	1 Load	0.002	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
15	1 Load	-0.006	0.000	0.000	0.006	0.000	0.000	0.000
16	1 Load	-0.028	0.000	0.000	0.028	0.000	0.000	0.000
17	1 Load	-0.062	0.000	0.000	0.062	0.000	0.000	0.000
18	1 Load	-0.070	0.000	0.000	0.070	0.000	0.000	-0.000
19	1 Load	0.054	0.000	0.000	0.054	0.000	0.000	-0.000
20	1 Load	0.472	0.000	0.000	0.472	0.000	0.000	-0.001
21	1 Load	1.231	0.000	0.000	1.231	0.000	0.000	-0.001

รูป 3.11 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวนอน 1 ton

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultant	Rotational		
		X mm	Y mm	Z mm	mm	rX rad	rY rad	rZ rad
1	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
2	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
3	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
4	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
5	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
11	1 Load	0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	-0.000
12	1 Load	0.003	0.000	0.000	0.003	0.000	0.000	-0.000
13	1 Load	0.006	0.000	0.000	0.006	0.000	0.000	-0.000
14	1 Load	0.004	0.000	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000
15	1 Load	-0.012	0.000	0.000	0.012	0.000	0.000	0.000
16	1 Load	-0.057	0.000	0.000	0.057	0.000	0.000	0.000
17	1 Load	-0.124	0.000	0.000	0.124	0.000	0.000	0.000
18	1 Load	-0.139	0.000	0.000	0.139	0.000	0.000	-0.000
19	1 Load	0.109	0.000	0.000	0.109	0.000	0.000	-0.000
20	1 Load	0.944	0.000	0.000	0.944	0.000	0.000	-0.001
21	1 Load	2.461	0.000	0.000	2.461	0.000	0.000	-0.002

รูป 3.12 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวนอน 2 ton

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultant	Rotational		
		X mm	Y mm	Z mm	mm	rX rad	rY rad	rZ rad
1	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
2	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
3	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
4	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
5	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
11	1 Load	0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	-0.000
12	1 Load	0.005	0.000	0.000	0.005	0.000	0.000	-0.000
13	1 Load	0.009	0.000	0.000	0.009	0.000	0.000	-0.000
14	1 Load	0.007	0.000	0.000	0.007	0.000	0.000	0.000
15	1 Load	-0.018	0.000	0.000	0.018	0.000	0.000	0.000
16	1 Load	-0.085	0.000	0.000	0.085	0.000	0.000	0.000
17	1 Load	-0.186	0.000	0.000	0.186	0.000	0.000	0.000
18	1 Load	-0.209	0.000	0.000	0.209	0.000	0.000	-0.000
19	1 Load	0.163	0.000	0.000	0.163	0.000	0.000	-0.001
20	1 Load	1.415	0.000	0.000	1.415	0.000	0.000	-0.002
21	1 Load	3.692	0.000	0.000	3.692	0.000	0.000	-0.002

รูป 3.13 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวนอน 3 ton

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultant	Rotational		
		X mm	Y mm	Z mm	mm	rX rad	rY rad	rZ rad
1	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
2	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
3	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
4	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
5	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
10	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
11	1 Load	0.002	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	-0.000
12	1 Load	0.006	0.000	0.000	0.006	0.000	0.000	-0.000
13	1 Load	0.012	0.000	0.000	0.012	0.000	0.000	-0.000
14	1 Load	0.009	0.000	0.000	0.009	0.000	0.000	0.000
15	1 Load	-0.024	0.000	0.000	0.024	0.000	0.000	0.000
16	1 Load	-0.114	0.000	0.000	0.114	0.000	0.000	0.000
17	1 Load	-0.249	0.000	0.000	0.249	0.000	0.000	0.000
18	1 Load	-0.278	0.000	0.000	0.278	0.000	0.000	-0.000
19	1 Load	0.217	0.000	0.000	0.217	0.000	0.000	-0.001
20	1 Load	1.887	0.000	0.000	1.887	0.000	0.000	-0.002
21	1 Load	4.923	0.000	0.000	4.923	0.000	0.000	-0.003

รูป 3.14 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 4 ton

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultant	Rotational		
		X mm	Y mm	Z mm	mm	rX rad	rY rad	rZ rad
1	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
2	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
3	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
4	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
5	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
10	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
11	1 Load	0.002	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	-0.000
12	1 Load	0.008	0.000	0.000	0.008	0.000	0.000	-0.000
13	1 Load	0.015	0.000	0.000	0.015	0.000	0.000	-0.000
14	1 Load	0.011	0.000	0.000	0.011	0.000	0.000	0.000
15	1 Load	-0.030	0.000	0.000	0.030	0.000	0.000	0.000
16	1 Load	-0.142	0.000	0.000	0.142	0.000	0.000	0.000
17	1 Load	-0.311	0.000	0.000	0.311	0.000	0.000	0.000
18	1 Load	-0.348	0.000	0.000	0.348	0.000	0.000	-0.000
19	1 Load	0.272	0.000	0.000	0.272	0.000	0.000	-0.001
20	1 Load	2.359	0.000	0.000	2.359	0.000	0.000	-0.003
21	1 Load	6.153	0.000	0.000	6.153	0.000	0.000	-0.004

รูป 3.15 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 5 ton

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultant	Rotational		
		X mm	Y mm	Z mm	mm	rX rad	rY rad	rZ rad
1	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
2	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
3	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
4	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
5	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
9	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
10	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
11	1 Load	0.003	0.000	0.000	0.003	0.000	0.000	-0.000
12	1 Load	0.010	0.000	0.000	0.010	0.000	0.000	-0.000
13	1 Load	0.018	0.000	0.000	0.018	0.000	0.000	-0.000
14	1 Load	0.013	0.000	0.000	0.013	0.000	0.000	0.000
15	1 Load	-0.036	0.000	0.000	0.036	0.000	0.000	0.000
16	1 Load	-0.171	0.000	0.000	0.171	0.000	0.000	0.000
17	1 Load	-0.373	0.000	0.000	0.373	0.000	0.000	0.000
18	1 Load	-0.417	0.000	0.000	0.417	0.000	0.000	-0.000
19	1 Load	0.326	0.000	0.000	0.326	0.000	0.000	-0.001
20	1 Load	2.831	0.000	0.000	2.831	0.000	0.000	-0.004
21	1 Load	7.384	0.000	0.000	7.384	0.000	0.000	-0.005

รูป 3.16 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 6 ton

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultant	Rotational		
		X mm	Y mm	Z mm	mm	rX rad	rY rad	rZ rad
1	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
2	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
3	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
4	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
5	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
9	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
10	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
11	1 Load	0.003	0.000	0.000	0.003	0.000	0.000	-0.000
12	1 Load	0.011	0.000	0.000	0.011	0.000	0.000	-0.000
13	1 Load	0.021	0.000	0.000	0.021	0.000	0.000	-0.000
14	1 Load	0.016	0.000	0.000	0.016	0.000	0.000	0.000
15	1 Load	-0.042	0.000	0.000	0.042	0.000	0.000	0.000
16	1 Load	-0.199	0.000	0.000	0.199	0.000	0.000	0.000
17	1 Load	-0.435	0.000	0.000	0.435	0.000	0.000	0.000
18	1 Load	-0.487	0.000	0.000	0.487	0.000	0.000	-0.000
19	1 Load	0.381	0.000	0.000	0.381	0.000	0.000	-0.002
20	1 Load	3.303	0.000	0.000	3.303	0.000	0.000	-0.004
21	1 Load	8.615	0.000	0.000	8.615	0.000	0.000	-0.006

รูป 3.17 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 7 ton

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultant	Rotational		
		X mm	Y mm	Z mm	mm	rX rad	rY rad	rZ rad
1	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
2	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
3	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
4	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
5	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
9	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
10	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
11	1 Load	0.004	0.000	0.000	0.004	0.000	0.000	-0.000
12	1 Load	0.013	0.000	0.000	0.013	0.000	0.000	-0.000
13	1 Load	0.024	0.000	0.000	0.024	0.000	0.000	-0.000
14	1 Load	0.018	0.000	0.000	0.018	0.000	0.000	0.000
15	1 Load	-0.048	0.000	0.000	0.048	0.000	0.000	0.000
16	1 Load	-0.227	0.000	0.000	0.227	0.000	0.000	0.000
17	1 Load	-0.497	0.000	0.000	0.497	0.000	0.000	0.000
18	1 Load	-0.556	0.000	0.000	0.556	0.000	0.000	-0.000
19	1 Load	0.435	0.000	0.000	0.435	0.000	0.000	-0.002
20	1 Load	3.774	0.000	0.000	3.774	0.000	0.000	-0.005
21	1 Load	9.845	0.000	0.000	9.845	0.000	0.000	-0.007

รูป 3.18 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 8 ton

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultant	Rotational		
		X mm	Y mm	Z mm	mm	rX rad	rY rad	rZ rad
1	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
2	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
3	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
4	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
5	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
9	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
10	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
11	1 Load	0.004	0.000	0.000	0.004	0.000	0.000	-0.000
12	1 Load	0.015	0.000	0.000	0.015	0.000	0.000	-0.000
13	1 Load	0.027	0.000	0.000	0.027	0.000	0.000	-0.000
14	1 Load	0.020	0.000	0.000	0.020	0.000	0.000	0.000
15	1 Load	-0.054	0.000	0.000	0.054	0.000	0.000	0.000
16	1 Load	-0.256	0.000	0.000	0.256	0.000	0.000	0.000
17	1 Load	-0.559	0.000	0.000	0.559	0.000	0.000	0.000
18	1 Load	-0.626	0.000	0.000	0.626	0.000	0.000	-0.000
19	1 Load	0.489	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000	-0.002
20	1 Load	4.246	0.000	0.000	4.246	0.000	0.000	-0.006
21	1 Load	11.076	0.000	0.000	11.076	0.000	0.000	-0.007

รูป 3.19 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 9 ton

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultant	Rotational		
		X mm	Y mm	Z mm	mm	rX rad	rY rad	rZ rad
1	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
2	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
3	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
4	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
5	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
9	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
10	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
11	1 Load	0.005	0.000	0.000	0.005	0.000	0.000	-0.000
12	1 Load	0.016	0.000	0.000	0.016	0.000	0.000	-0.000
13	1 Load	0.030	0.000	0.000	0.030	0.000	0.000	-0.000
14	1 Load	0.022	0.000	0.000	0.022	0.000	0.000	0.000
15	1 Load	-0.060	0.000	0.000	0.060	0.000	0.000	0.000
16	1 Load	-0.284	0.000	0.000	0.284	0.000	0.000	0.000
17	1 Load	-0.622	0.000	0.000	0.622	0.000	0.000	0.000
18	1 Load	-0.695	0.000	0.000	0.695	0.000	0.000	-0.000
19	1 Load	0.544	0.000	0.000	0.544	0.000	0.000	-0.002
20	1 Load	4.718	0.000	0.000	4.718	0.000	0.000	-0.006
21	1 Load	12.307	0.000	0.000	12.307	0.000	0.000	-0.008

รูป 3.20 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 10 ton

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultant	Rotational		
		X mm	Y mm	Z mm	mm	rX rad	rY rad	rZ rad
1	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
2	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
3	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
4	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
5	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
9	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
10	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
11	1 Load	0.005	0.000	0.000	0.005	0.000	0.000	-0.000
12	1 Load	0.018	0.000	0.000	0.018	0.000	0.000	-0.000
13	1 Load	0.033	0.000	0.000	0.033	0.000	0.000	-0.000
14	1 Load	0.024	0.000	0.000	0.024	0.000	0.000	0.000
15	1 Load	-0.066	0.000	0.000	0.066	0.000	0.000	0.000
16	1 Load	-0.313	0.000	0.000	0.313	0.000	0.000	0.000
17	1 Load	-0.684	0.000	0.000	0.684	0.000	0.000	0.000
18	1 Load	-0.765	0.000	0.000	0.765	0.000	0.000	-0.000
19	1 Load	0.598	0.000	0.000	0.598	0.000	0.000	-0.003
20	1 Load	5.190	0.000	0.000	5.190	0.000	0.000	-0.007
21	1 Load	13.537	0.000	0.000	13.537	0.000	0.000	-0.009

รูป 3.21 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 11 ton

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultant	Rotational		
		X mm	Y mm	Z mm	mm	rX rad	rY rad	rZ rad
1	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
2	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
3	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
4	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
5	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
9	1 Load	-0.002	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
10	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
11	1 Load	0.006	0.000	0.000	0.006	0.000	0.000	-0.000
12	1 Load	0.019	0.000	0.000	0.019	0.000	0.000	-0.000
13	1 Load	0.036	0.000	0.000	0.036	0.000	0.000	-0.000
14	1 Load	0.027	0.000	0.000	0.027	0.000	0.000	0.000
15	1 Load	-0.072	0.000	0.000	0.072	0.000	0.000	0.000
16	1 Load	-0.341	0.000	0.000	0.341	0.000	0.000	0.000
17	1 Load	-0.746	0.000	0.000	0.746	0.000	0.000	0.000
18	1 Load	-0.834	0.000	0.000	0.834	0.000	0.000	-0.000
19	1 Load	0.652	0.000	0.000	0.652	0.000	0.000	-0.003
20	1 Load	5.662	0.000	0.000	5.662	0.000	0.000	-0.007
21	1 Load	14.768	0.000	0.000	14.768	0.000	0.000	-0.010

รูป 3.22 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 12 ton

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultant	Rotational		
		X mm	Y mm	Z mm	mm	rX rad	rY rad	rZ rad
1	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
2	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
3	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
4	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
5	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
9	1 Load	-0.002	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
10	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
11	1 Load	0.006	0.000	0.000	0.006	0.000	0.000	-0.000
12	1 Load	0.021	0.000	0.000	0.021	0.000	0.000	-0.000
13	1 Load	0.039	0.000	0.000	0.039	0.000	0.000	-0.000
14	1 Load	0.029	0.000	0.000	0.029	0.000	0.000	0.000
15	1 Load	-0.078	0.000	0.000	0.078	0.000	0.000	0.000
16	1 Load	-0.370	0.000	0.000	0.370	0.000	0.000	0.000
17	1 Load	-0.808	0.000	0.000	0.808	0.000	0.000	0.000
18	1 Load	-0.904	0.000	0.000	0.904	0.000	0.000	-0.000
19	1 Load	0.707	0.000	0.000	0.707	0.000	0.000	-0.003
20	1 Load	6.133	0.000	0.000	6.133	0.000	0.000	-0.008
21	1 Load	15.999	0.000	0.000	15.999	0.000	0.000	-0.011

รูป 3.23 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 13 ton

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultant	Rotational		
		X mm	Y mm	Z mm	mm	rX rad	rY rad	rZ rad
1	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
2	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
3	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
4	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
5	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
9	1 Load	-0.002	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
10	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
11	1 Load	0.007	0.000	0.000	0.007	0.000	0.000	-0.000
12	1 Load	0.023	0.000	0.000	0.023	0.000	0.000	-0.000
13	1 Load	0.042	0.000	0.000	0.042	0.000	0.000	-0.000
14	1 Load	0.031	0.000	0.000	0.031	0.000	0.000	0.000
15	1 Load	-0.084	0.000	0.000	0.084	0.000	0.000	0.000
16	1 Load	-0.398	0.000	0.000	0.398	0.000	0.000	0.000
17	1 Load	-0.870	0.000	0.000	0.870	0.000	0.000	0.000
18	1 Load	-0.974	0.000	0.000	0.974	0.000	0.000	-0.001
19	1 Load	0.761	0.000	0.000	0.761	0.000	0.000	-0.003
20	1 Load	6.605	0.000	0.000	6.605	0.000	0.000	-0.009
21	1 Load	17.229	0.000	0.000	17.229	0.000	0.000	-0.012

รูป 3.24 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 14 ton

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultant	Rotational		
		X mm	Y mm	Z mm	mm	rX rad	rY rad	rZ rad
1	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
2	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
3	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
4	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
5	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
9	1 Load	-0.002	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
10	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	-0.000
11	1 Load	0.007	0.000	0.000	0.007	0.000	0.000	-0.000
12	1 Load	0.024	0.000	0.000	0.024	0.000	0.000	-0.000
13	1 Load	0.045	0.000	0.000	0.045	0.000	0.000	-0.000
14	1 Load	0.033	0.000	0.000	0.033	0.000	0.000	0.000
15	1 Load	-0.091	0.000	0.000	0.091	0.000	0.000	0.000
16	1 Load	-0.427	0.000	0.000	0.427	0.000	0.000	0.000
17	1 Load	-0.932	0.000	0.000	0.932	0.000	0.000	0.000
18	1 Load	-1.043	0.000	0.000	1.043	0.000	0.000	-0.001
19	1 Load	0.815	0.000	0.000	0.815	0.000	0.000	-0.004
20	1 Load	7.077	0.000	0.000	7.077	0.000	0.000	-0.009
21	1 Load	18.460	0.000	0.000	18.460	0.000	0.000	-0.012

รูป 3.25 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 15 ton

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultant	Rotational		
		X mm	Y mm	Z mm	mm	rX rad	rY rad	rZ rad
1	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
2	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
3	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
4	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
5	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
8	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
9	1 Load	-0.002	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
10	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	-0.000
11	1 Load	0.008	0.000	0.000	0.008	0.000	0.000	-0.000
12	1 Load	0.026	0.000	0.000	0.026	0.000	0.000	-0.000
13	1 Load	0.048	0.000	0.000	0.048	0.000	0.000	-0.000
14	1 Load	0.036	0.000	0.000	0.036	0.000	0.000	0.000
15	1 Load	-0.097	0.000	0.000	0.097	0.000	0.000	0.000
16	1 Load	-0.455	0.000	0.000	0.455	0.000	0.000	0.000
17	1 Load	-0.995	0.000	0.000	0.995	0.000	0.000	0.000
18	1 Load	-1.113	0.000	0.000	1.113	0.000	0.000	-0.001
19	1 Load	0.870	0.000	0.000	0.870	0.000	0.000	-0.004
20	1 Load	7.549	0.000	0.000	7.549	0.000	0.000	-0.010
21	1 Load	19.691	0.000	0.000	19.691	0.000	0.000	-0.013

รูป 3.26 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 16 ton

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultant	Rotational		
		X mm	Y mm	Z mm	mm	rX rad	rY rad	rZ rad
1	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
2	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
3	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
4	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
5	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
8	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
9	1 Load	-0.002	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
10	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	-0.000
11	1 Load	0.008	0.000	0.000	0.008	0.000	0.000	-0.000
12	1 Load	0.027	0.000	0.000	0.027	0.000	0.000	-0.000
13	1 Load	0.051	0.000	0.000	0.051	0.000	0.000	-0.000
14	1 Load	0.038	0.000	0.000	0.038	0.000	0.000	0.000
15	1 Load	-0.103	0.000	0.000	0.103	0.000	0.000	0.000
16	1 Load	-0.483	0.000	0.000	0.483	0.000	0.000	0.001
17	1 Load	-1.057	0.000	0.000	1.057	0.000	0.000	0.001
18	1 Load	-1.182	0.000	0.000	1.182	0.000	0.000	-0.001
19	1 Load	0.924	0.000	0.000	0.924	0.000	0.000	-0.004
20	1 Load	8.021	0.000	0.000	8.021	0.000	0.000	-0.010
21	1 Load	20.921	0.000	0.000	20.921	0.000	0.000	-0.014

รูป 3.27 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 17 ton

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultant	Rotational		
		X mm	Y mm	Z mm	mm	rX rad	rY rad	rZ rad
1	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
2	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
3	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
4	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
5	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
8	1 Load	-0.002	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
9	1 Load	-0.002	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
10	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	-0.000
11	1 Load	0.008	0.000	0.000	0.008	0.000	0.000	-0.000
12	1 Load	0.029	0.000	0.000	0.029	0.000	0.000	-0.000
13	1 Load	0.054	0.000	0.000	0.054	0.000	0.000	-0.000
14	1 Load	0.040	0.000	0.000	0.040	0.000	0.000	0.000
15	1 Load	-0.109	0.000	0.000	0.109	0.000	0.000	0.000
16	1 Load	-0.512	0.000	0.000	0.512	0.000	0.000	0.001
17	1 Load	-1.119	0.000	0.000	1.119	0.000	0.000	0.001
18	1 Load	-1.252	0.000	0.000	1.252	0.000	0.000	-0.001
19	1 Load	0.978	0.000	0.000	0.978	0.000	0.000	-0.004
20	1 Load	8.492	0.000	0.000	8.492	0.000	0.000	-0.011
21	1 Load	22.152	0.000	0.000	22.152	0.000	0.000	-0.015

รูป 3.28 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 18 ton

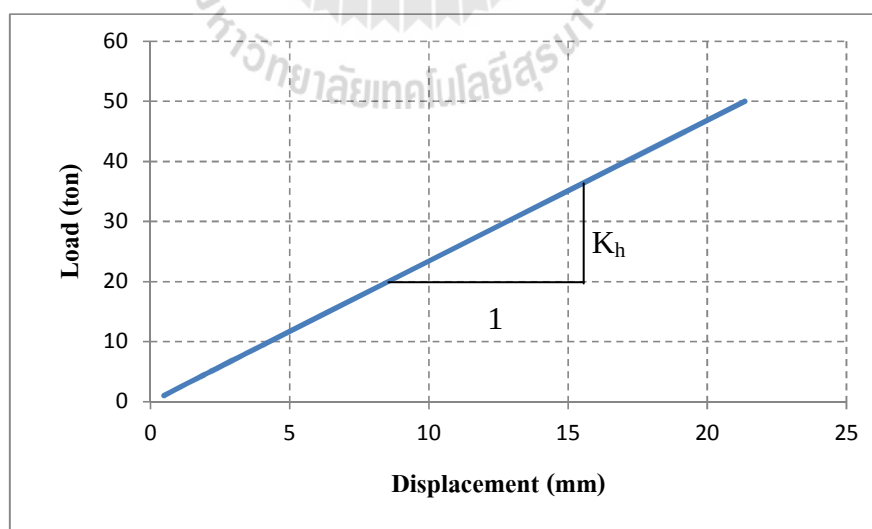
Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultant	Rotational		
		X mm	Y mm	Z mm	mm	rX rad	rY rad	rZ rad
1	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
2	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
3	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
4	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
5	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
8	1 Load	-0.002	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
9	1 Load	-0.003	0.000	0.000	0.003	0.000	0.000	0.000
10	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	-0.000
11	1 Load	0.009	0.000	0.000	0.009	0.000	0.000	-0.000
12	1 Load	0.031	0.000	0.000	0.031	0.000	0.000	-0.000
13	1 Load	0.056	0.000	0.000	0.056	0.000	0.000	-0.000
14	1 Load	0.042	0.000	0.000	0.042	0.000	0.000	0.000
15	1 Load	-0.115	0.000	0.000	0.115	0.000	0.000	0.000
16	1 Load	-0.540	0.000	0.000	0.540	0.000	0.000	0.001
17	1 Load	-1.181	0.000	0.000	1.181	0.000	0.000	0.001
18	1 Load	-1.321	0.000	0.000	1.321	0.000	0.000	-0.001
19	1 Load	1.033	0.000	0.000	1.033	0.000	0.000	-0.005
20	1 Load	8.964	0.000	0.000	8.964	0.000	0.000	-0.012
21	1 Load	23.383	0.000	0.000	23.383	0.000	0.000	-0.016

รูป 3.29 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 19 ton

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultant	Rotational		
		X mm	Y mm	Z mm	mm	rX rad	rY rad	rZ rad
1	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
2	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
3	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
4	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
5	1 Load	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1 Load	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
8	1 Load	-0.002	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
9	1 Load	-0.003	0.000	0.000	0.003	0.000	0.000	0.000
10	1 Load	-0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	-0.000
11	1 Load	0.009	0.000	0.000	0.009	0.000	0.000	-0.000
12	1 Load	0.032	0.000	0.000	0.032	0.000	0.000	-0.000
13	1 Load	0.059	0.000	0.000	0.059	0.000	0.000	-0.000
14	1 Load	0.044	0.000	0.000	0.044	0.000	0.000	0.000
15	1 Load	-0.121	0.000	0.000	0.121	0.000	0.000	0.000
16	1 Load	-0.569	0.000	0.000	0.569	0.000	0.000	0.001
17	1 Load	-1.243	0.000	0.000	1.243	0.000	0.000	0.001
18	1 Load	-1.391	0.000	0.000	1.391	0.000	0.000	-0.001
19	1 Load	1.087	0.000	0.000	1.087	0.000	0.000	-0.005
20	1 Load	9.436	0.000	0.000	9.436	0.000	0.000	-0.012
21	1 Load	24.613	0.000	0.000	24.613	0.000	0.000	-0.016

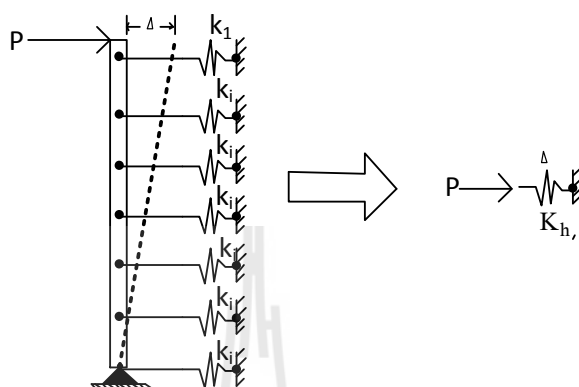
รูป 3.30 การเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่แรงในแนวราบ 20 ton

แรงที่กระทำในแนวราบของเสาเข็มทำให้เสาเข็มโก่งตัวในแนวราบที่ค่าต่างๆ นำ 2 ค่านี้มาสร้างกราฟ ระหว่างแรงที่กระทำในแนวราบกับระยะที่เสาเข็มโก่งตัวในแนวราบบริเวณหัวเสาเข็ม



รูป 3.31 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนตัวของเสาเข็มในแนวราบ

กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างต่อระยะเสาเข็มที่โก่งตัวในแนวราบได้กราฟเส้นตรง ความชันของกราฟที่ได้คือค่าสติเฟนส (K_h) ตัวเดียวที่เกิดจากการรวมสปริงหลายๆตัวดังรูปที่ 3.31

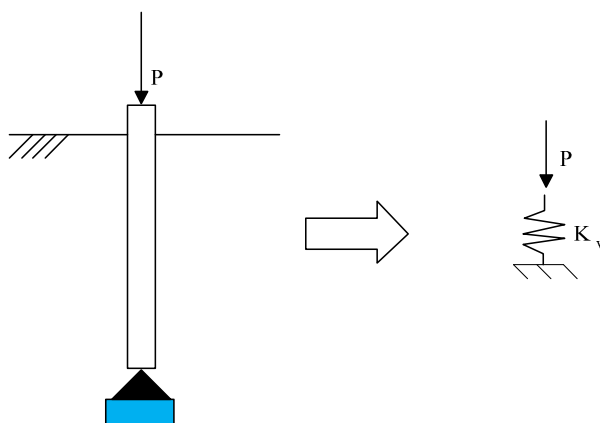


รูป 3.32 การจำลองสปริงหลายตัวเป็นตัวเดียว

ค่าสติเฟนสของดินที่ได้ใหม่มีค่า $K_h = 3,348.92 \text{ Ton/m}$

3.4 สร้างแบบจำลองสปริงในแนวดิ่ง

การวิเคราะห์โครงสร้างเสาเข็มให้เป็นแทนที่ด้วยสปริงทำได้โดยใช้หลักการของกลศาสตร์วัสดุในการคำนวณโดยใช้หลักการของแรงตามแนวแกน (axial force) คือแรงตั้งฉากชนิดหนึ่งซึ่งมีทิศทางไปตามแนวแกนของแท่งวัตถุใดๆก่อให้เกิดการดึงหรือการกดอัดในแท่งวัตถุ แรงในแนวแกนกระทำผ่านจุดศูนย์กลางของหน้าตัดเสาเข็มโดยหน้าตัดของเสาเข็มยังคงเป็นระนาบที่มีลักษณะเหมือนเดิมและมีลักษณะตรงทั้งก่อนและหลังจากที่ถูกกระทำโดยแรง



รูป 3.33 แบบจำลองสปริงในแนวดิ่ง

การหาค่าสติฟเนสของสปริงในแนวดิ่ง จากสมการ

$$K_v = \frac{2EA}{L} \quad (3-3)$$

เมื่อ

K_v = สติฟเนสของดินในแนวดิ่ง

E = ค่าโมดูลัสของเสาเข็ม = 30 GPa

A = พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม (เส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม = 0.30 m)

L = ความยาวของเสาเข็ม = 20 m

$$\therefore K_v = \frac{2 \left(\frac{30 \times 10^9}{9.81} \right) (0.25\pi \times 0.30^2)}{20} = 21,616.46 \text{ Ton/m}$$

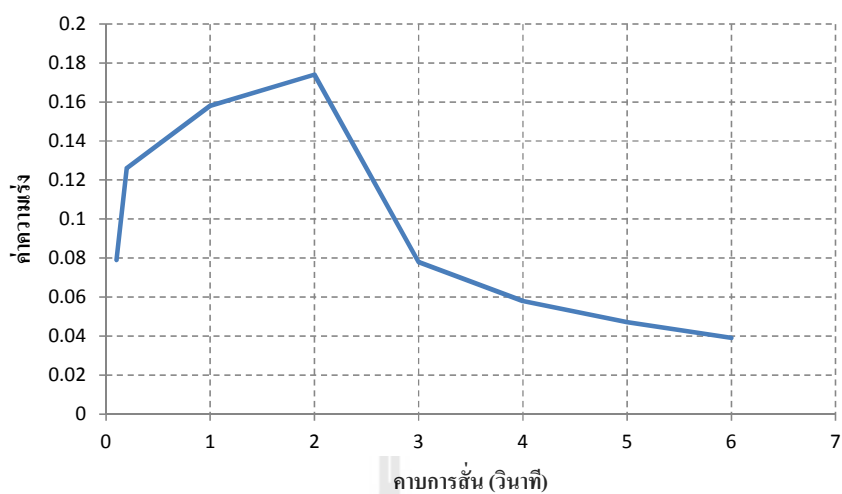
ค่าสติฟเนสของสปริงในแนวดิ่งมีค่า $K_v = 21,616.46 \text{ Ton/m}$

3.5 สร้างกราฟการตอบสนองของสเปกตรัม

เมื่อเกิดการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว อาคารต่างๆ จะมีการตอบสนองต่อการสั่นสะเทือนแตกต่างกันไป โดยขึ้นอยู่กับปัจจัยหลักคือ คาบการสั่นพื้นฐานของอาคาร และปัจจัยประกอบอื่นๆ ดังนั้น ผลตอบสนองของอาคารจึงแสดงในรูปของความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม ซึ่งมีค่าแปรเปลี่ยนไปตามคาบการสั่นพื้นฐานของอาคาร

ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาที่คาบการสั่น 0.2 วินาทีและคาบการสั่น 1 วินาทีข้อมูลเหล่านี้ได้มาจากการวิเคราะห์ความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวโดยสมมุติให้สภาพชั้นดินในทุกๆ พื้นที่เป็นแบบดินแข็งหรือหินที่มีความเร็วคลื่นเฉือนโดยเฉลี่ยในช่วงจากผิวดินถึงความลึก 30 เมตร เท่ากับ 760 เมตรต่อวินาที

กราฟการตอบสนองของสเปกตรัมเนื่องจากพื้นที่ที่นำมาใช้แบบจำลองอยู่ในแอ่งกรุงเทพมหานครค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบอ้างอิงจาก มยผ 1302 ตารางที่ 1.4-5 ได้กราฟดังรูป

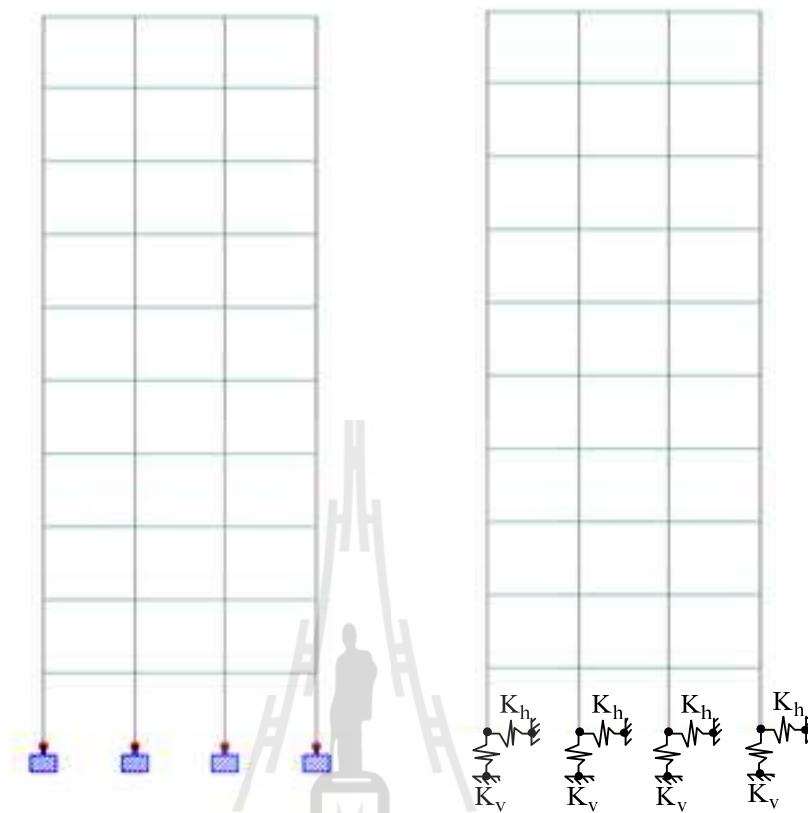


รูป 3.34 กราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบในแอ่งกรุงเทพ

3.6 สร้างแบบจำลองอาคารแบบฐานรากยึดแน่นและแบบฐานรากยึดหยุ่นที่รวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างในกรุงเทพมหานคร

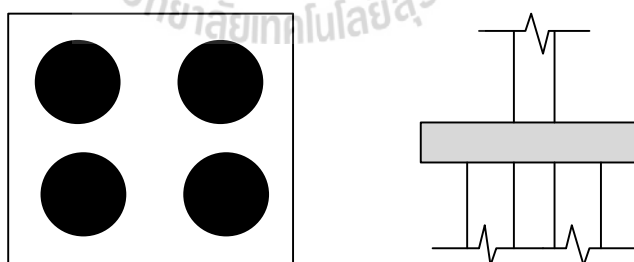
จำลองอาคารเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบพื้น-เสาสูง 10 ชั้นเป็น 2 ชุดคืออาคารที่มีฐานรากแบบยึดแน่นและอาคารที่มีฐานรากแบบสปริงยึดหยุ่นเชิงเส้น





(a) แบบจำลองฐานรากยึดแน่น (b) แบบจำลองฐานรากแบบสปริงยึดหยุ่น

รูป 3.35 อาคารจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์



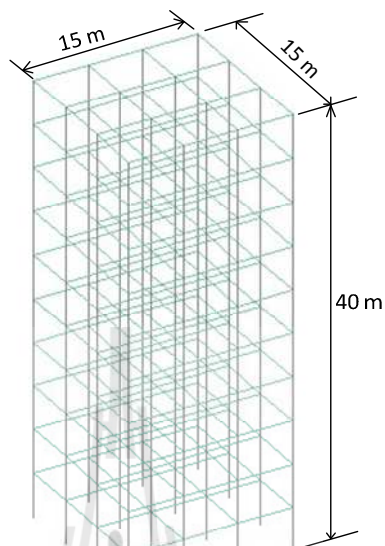
รูป 3.36 รูปขยายฐานราก

ตาราง 3.2 แสดงรายละเอียดที่ใส่ในอาคาร

รายละเอียดอาคาร	ค่า
พื้น	หนา 0.20 เมตร
ความกว้างของอาคาร	4@4 = 16 เมตร
ความยาวของอาคาร	4@4 = 16 เมตร
ความสูงของอาคาร	4@10 = 40 เมตร
ฐานราก	เสาเข็ม 4 ต้นขนาด 0.60 เมตร ต่อ 1 ตอม่อ
เสาชั้นที่ 1 (สูง 4 เมตร)	ขนาด 1.50 x 1.50 เมตร
เสาชั้นที่ 2 (สูง 4 เมตร)	ขนาด 1.50 x 1.50 เมตร
เสาชั้นที่ 3 (สูง 4 เมตร)	ขนาด 1.20 x 1.20 เมตร
เสาชั้นที่ 4 (สูง 4 เมตร)	ขนาด 1.20 x 1.20 เมตร
เสาชั้นที่ 5 (สูง 4 เมตร)	ขนาด 0.90 x 0.90 เมตร
เสาชั้นที่ 6 (สูง 4 เมตร)	ขนาด 0.90 x 0.90 เมตร
เสาชั้นที่ 7 (สูง 4 เมตร)	ขนาด 0.60 x 0.60 เมตร
เสาชั้นที่ 8 (สูง 4 เมตร)	ขนาด 0.60 x 0.60 เมตร
เสาชั้นที่ 9 (สูง 4 เมตร)	ขนาด 0.30 x 0.30 เมตร
เสาชั้นที่ 10 (สูง 4 เมตร)	ขนาด 0.30 x 0.30 เมตร
K ในแนวดิ่ง	20,000 Ton/m
K ในแนวราบ	3,348.92 Ton/m

3.7 ป้อนข้อมูลต่างๆลงในโปรแกรม STAAD Pro.

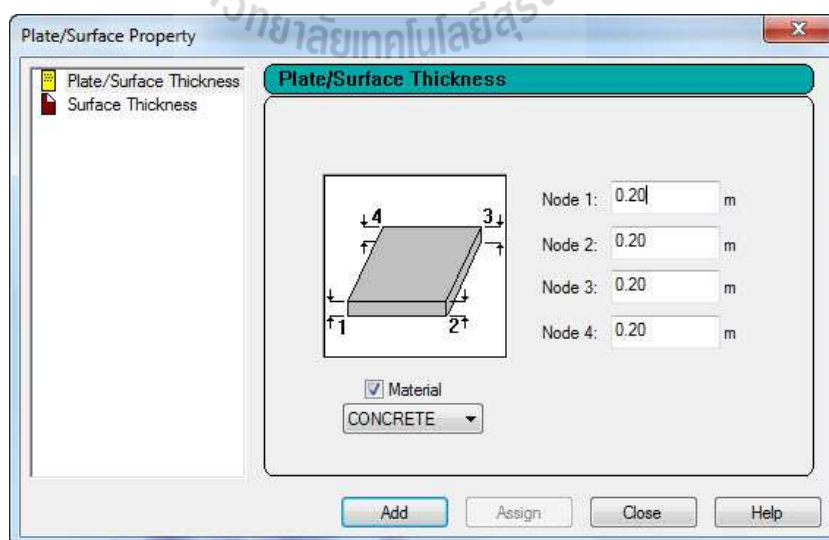
3.7.1) ขนาดของอาคาร



รูป 3.37 ขนาดของอาคารที่ใช้ในแบบจำลอง

3.7.2.) รายละเอียดอาคาร

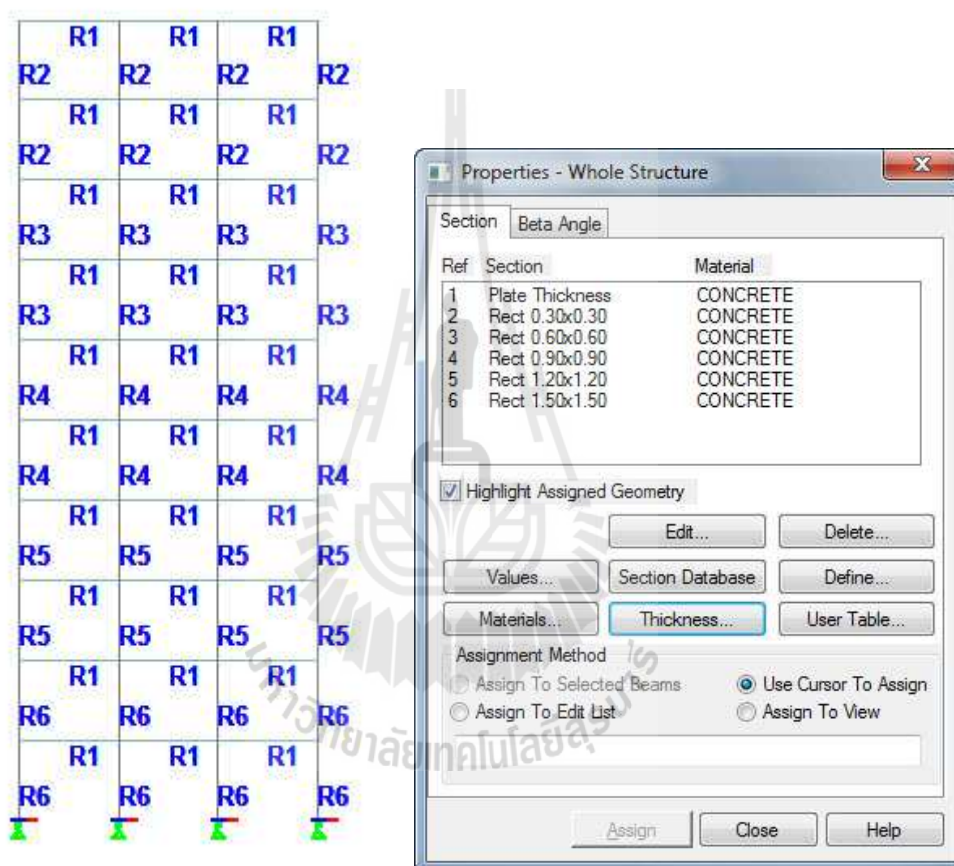
กำหนดให้พื้นในแบบจำลองอาคาร 10 ชั้นเป็นพื้นคอนกรีตมีความหนา 0.20 เมตร



รูป 3.38 ความหนาของพื้น

ขนาดของเสาที่ใช้ในแบบจำลองมีรายละเอียดดังนี้

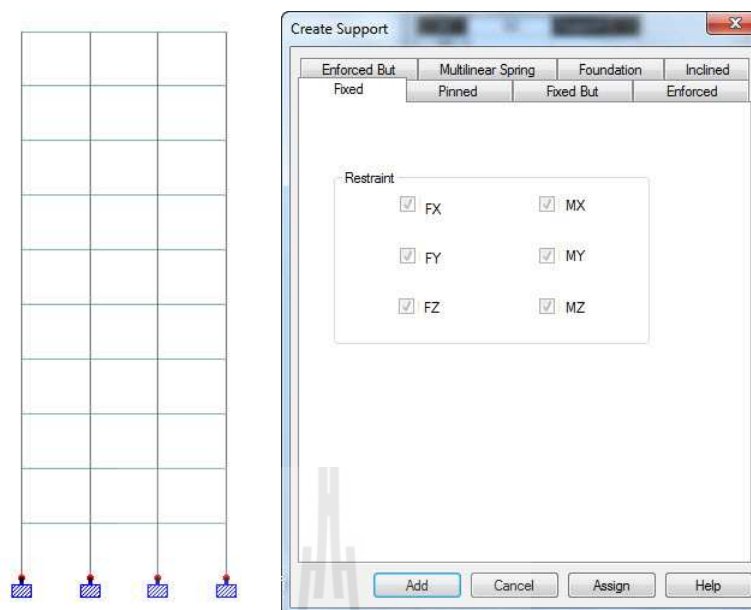
- 1.) เสาชั้นที่ 1-2 เป็นเสาคอนกรีตเสริมเหล็กทรงสี่เหลี่ยมมีขนาด 1.50 m x 1.50 m
- 2.) เสาชั้นที่ 3-4 เป็นเสาคอนกรีตเสริมเหล็กทรงสี่เหลี่ยมมีขนาด 1.20 m x 1.20 m
- 3.) เสาชั้นที่ 5-6 เป็นเสาคอนกรีตเสริมเหล็กทรงสี่เหลี่ยมมีขนาด 0.90 m x 0.90 m
- 4.) เสาชั้นที่ 7-8 เป็นเสาคอนกรีตเสริมเหล็กทรงสี่เหลี่ยมมีขนาด 0.60 m x 0.60 m
- 5.) เสาชั้นที่ 9-10 เป็นเสาคอนกรีตเสริมเหล็กทรงสี่เหลี่ยมมีขนาด 0.30 m x 0.30 m



รูป 3.39 รายละเอียดเสาและพื้น

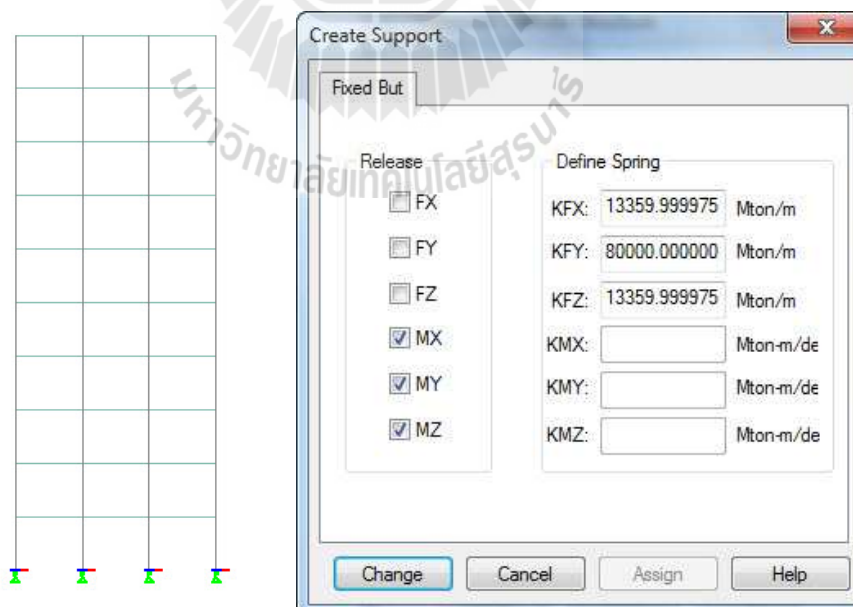
3.7.3.) จุดรองรับของอาคาร

สำหรับจุดรองรับของอาคารกำหนดไว้ 2 รูปแบบคือแบบฐานรากยึดแน่นและแบบฐานรากสปริงแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น โดยฐานรากแบบยึดแน่นในโปรแกรมกำหนดให้เป็น Fixed ทุกจุด ดังรูป



รูป 3.40 จุตรองรับอาคารแบบฐานรากยึดแน่น

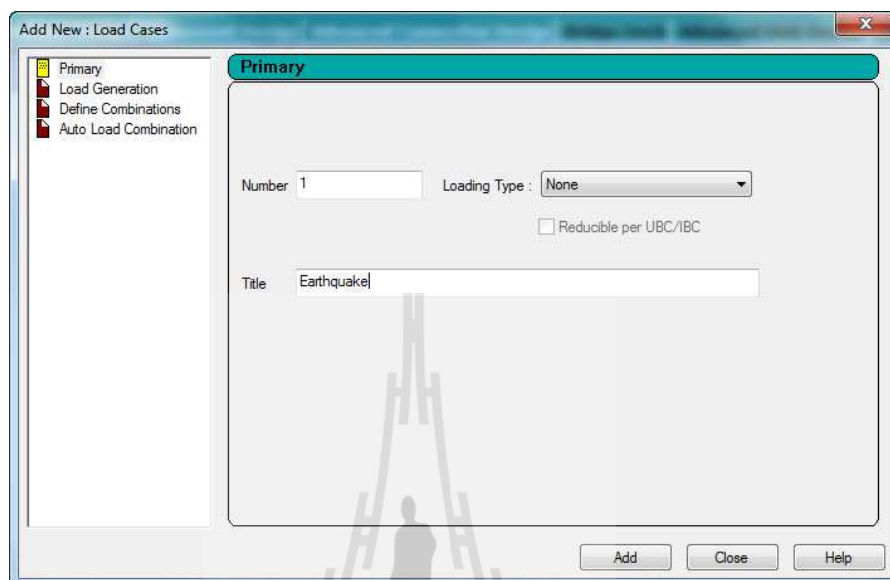
ในส่วนของฐานรากแบบสปริงยืดหยุ่นเชิงเส้น คือการนำเอา K_n ของสปริงมาใส่ในทิศทางแนวราบ เนื่องจากแบบที่กำหนดให้เป็นตอม่อ 4 ต้น ค่า K_n แต่ละตัวต้องคูณเพิ่มตามจำนวนต้นเข้าไป



รูป 3.41 จุตรองรับอาคารแบบฐานรากสปริงยืดหยุ่นเชิงเส้น

3.7.4.) แรงที่กระทำต่ออาคาร

ในขั้นแรกกำหนด case ของแรงแผ่นดินไหว



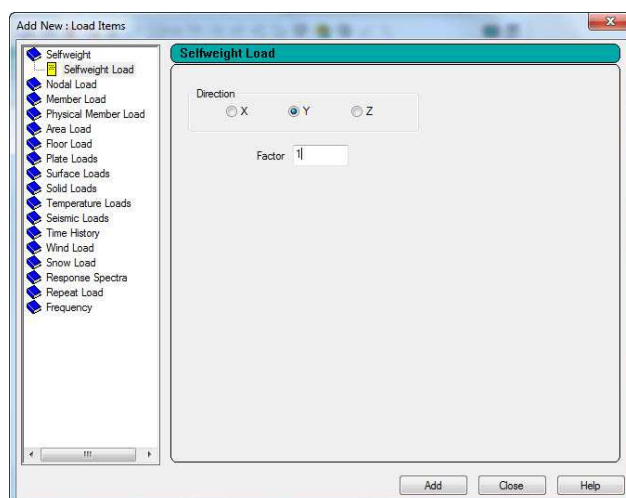
รูป 3.42 การกำหนดแรงที่กระทำต่ออาคาร

ใส่น้ำหนักบรรทุก self weight load ดังนี้

Self weight ทิศทาง x แฟกเตอร์ 1

Self weight ทิศทาง y แฟกเตอร์ 1

Self weight ทิศทาง z แฟกเตอร์ 1



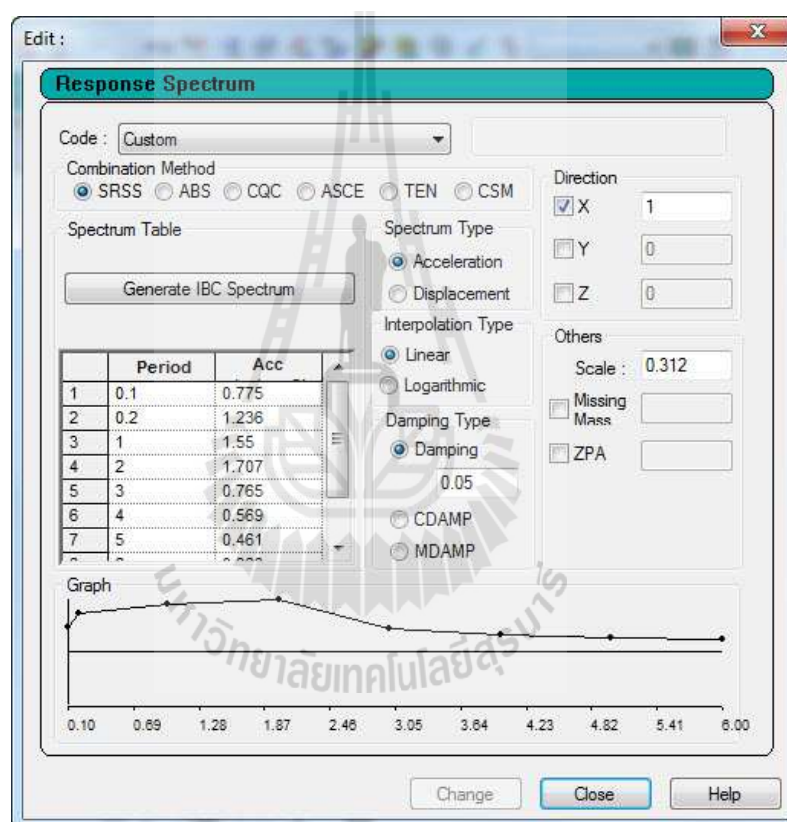
รูป 3.43 การกำหนด Selfweight ในทิศทางต่างๆ

แรงที่กระทำต่ออาคารในแบบจำลองนี้เป็นแรงที่อยู่ในรูปของความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม แรงดังกล่าวนี้อ้างอิงตาม มยพ 1302 เนื่องจากแบบจำลองที่ใช้อยู่ในพื้นที่แอ่งกรุงเทพมหานคร ค่าความเร่งที่ได้ตามตารางที่ 1.4-5 มยพ 1302

กำหนดให้อาคารในแบบจำลองมีค่าต่างๆดังนี้

1.) Damping = 5 %

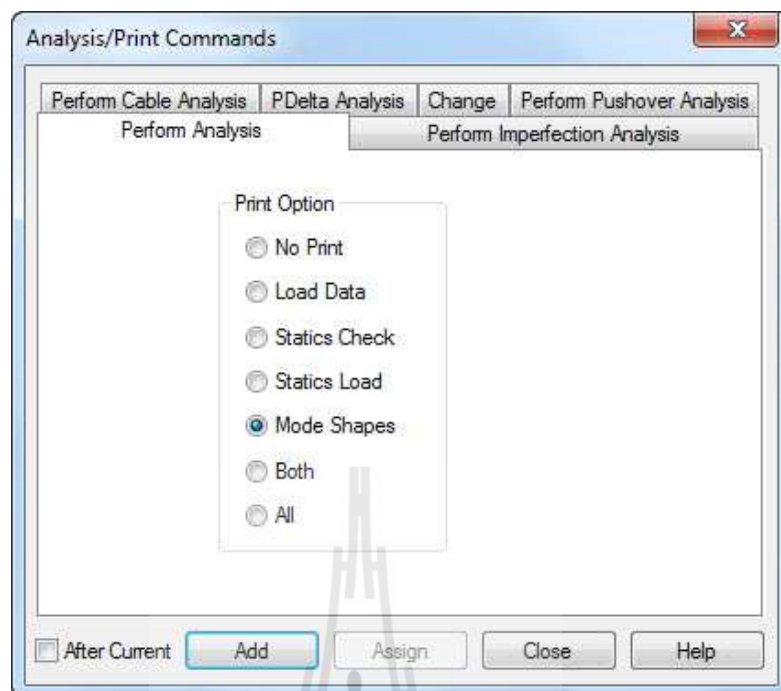
2.) Scale Factor = $I/R = 1.25/4 = 0.3125g = 3.065$



รูป 3.44 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม

3.7.5.) การแสดงผลการวิเคราะห์ของอาคาร

เมื่อทำการป้อนข้อมูลทุกอย่างเป็นที่เรียบร้อย ทำการกำหนดการแสดงผลในโปรแกรมในส่วนที่แสดงคือ รูปร่างการสั่นไหวโดยตั้งค่าในโปรแกรกดังนี้



รูป 3.45 การตั้งค่าโปรแกรมเพื่อแสดงผลรูปร่างการสั่นไหวโหมดธรรมชาติ

3.8 ใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง STAAD Pro.

ป้อนข้อมูลอาคาร ฐานราก แรงแผ่นดินไหวใส่ในโปรแกรมคอมพิวเตอร์ STAAD Pro. เพื่อหารายละเอียดต่างๆดังนี้

1. รูปร่างการสั่นไหวของอาคารในโหมดธรรมชาติ (Modal shape)
2. การเคลื่อนตัวของอาคารในแนวนอน (Displacement)
3. การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Drift Story)
4. การกระจายแรงเฉือนในแนวนอน (Shear Story)
5. การพลิกคว่ำ (Over turning Moment)

3.9 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ของแบบจำลองทั้ง 2 แบบ

เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์อาคารทั้ง 2 แบบ คือแบบฐานรากยึดแน่นและแบบฐานรากยึดหยุ่นที่พิจารณาผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง

บทที่ 4

ผลการการศึกษาและวิจารณ์ผล

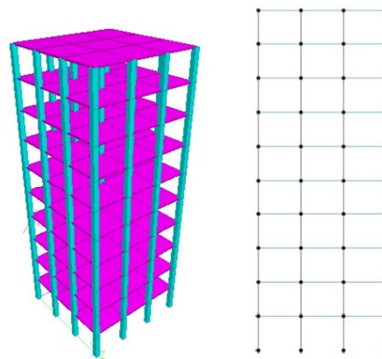
4.1 บทนำ

ผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีการการตอบสนองของสเปกตรัมสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 10 ชั้นระบบพื้น-เสา ตั้งอยู่ในพื้นที่แห่งกรุงเทพมหานครโดยใช้โปรแกรม STAAD Pro ช่วยในการวิเคราะห์เปรียบเทียบ โดยสามารถพิจารณาออกเป็น 2 รูปแบบคือ กรณีรูปแบบฐานรากวางอยู่บนชั้นดินเหนียวที่รวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างและกรณีรูปแบบฐานรากยึดแน่น บทนี้มีการนำเสนอรายละเอียดต่างๆดังนี้

- 1.) อาคารตัวอย่างที่ใช้ (Model)
- 2.) รูปร่างการสั่นไหวของอาคาร (Modal Shape)
- 3.) การเคลื่อนตัวของอาคาร (Displacement)
- 4.) ดัชนีการเคลื่อนที่ในแต่ละชั้น (Inter Story Drift Ratio)
- 5.) แรงเฉือน (Story Shear Force)
- 6.) โมเมนต์การพลิกคว่ำ (Overturning Moment)

4.2 อาคารตัวอย่างที่ใช้ (Model)

อาคารตัวอย่างที่ใช้เป็นอาคารสมมติจำนวน 10 ชั้นเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบพื้น-เสา รายละเอียดโครงสร้างอาคารตามรูปที่ 4-1



รูปที่ 4.1 แบบจำลองอาคารขนาด 10 ชั้น

4.3 รูปร่างการสั่นไหวของอาคาร

รูปร่างการสั่นไหวตามธรรมชาติในแต่ละโหมดของโครงสร้างอาคาร (Modal Shape) แสดงให้เห็นถึงความแข็งแรง ความอ่อนแอของระบบฐานรากและโครงสร้างของแต่ละอาคารที่มีจุดรองรับแบบยึดแน่นและจุดรองรับสปริงแบบยืดหยุ่นรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง

วิธีการคำนวณที่ STAAD ใช้เรียกว่า Eigen Extraction Method ซึ่งจะเกี่ยวกับสองเมตริกคือ เมตริกมวล [M] และเมตริกสติเฟนส [K] เมตริกสติเฟนสสร้างขึ้นจากข้อมูลขององค์อาคารเช่น ความยาว คุณสมบัติ โมดูลัสยืดหยุ่น อัตราส่วนปัวส์ซอง เงื่อนไขที่จุดต่อและจุดรองรับ

1.) รูปร่างการสั่นไหวของอาคารที่มีจุดรองรับแบบยึดแน่น

CALCULATED FREQUENCIES FOR LOAD CASE 1			
MODE	FREQUENCY (CYCLES/SEC)	PERIOD (SEC)	ACCURACY
1	0.912	1.09656	1.082E-15
2	0.943	1.05993	8.088E-16
3	0.943	1.05993	4.044E-16
4	1.962	0.50978	5.613E-16
5	1.962	0.50978	7.484E-16
6	1.972	0.50716	0.000E+00
7	3.699	0.27034	2.315E-15
8	3.725	0.26843	5.935E-14
9	3.725	0.26843	5.810E-14
10	4.858	0.20584	1.098E-15
11	4.858	0.20584	7.321E-16
12	5.216	0.19172	2.695E-11
13	7.354	0.13598	8.858E-13
14	7.354	0.13598	2.933E-11
15	7.433	0.13454	1.236E-07

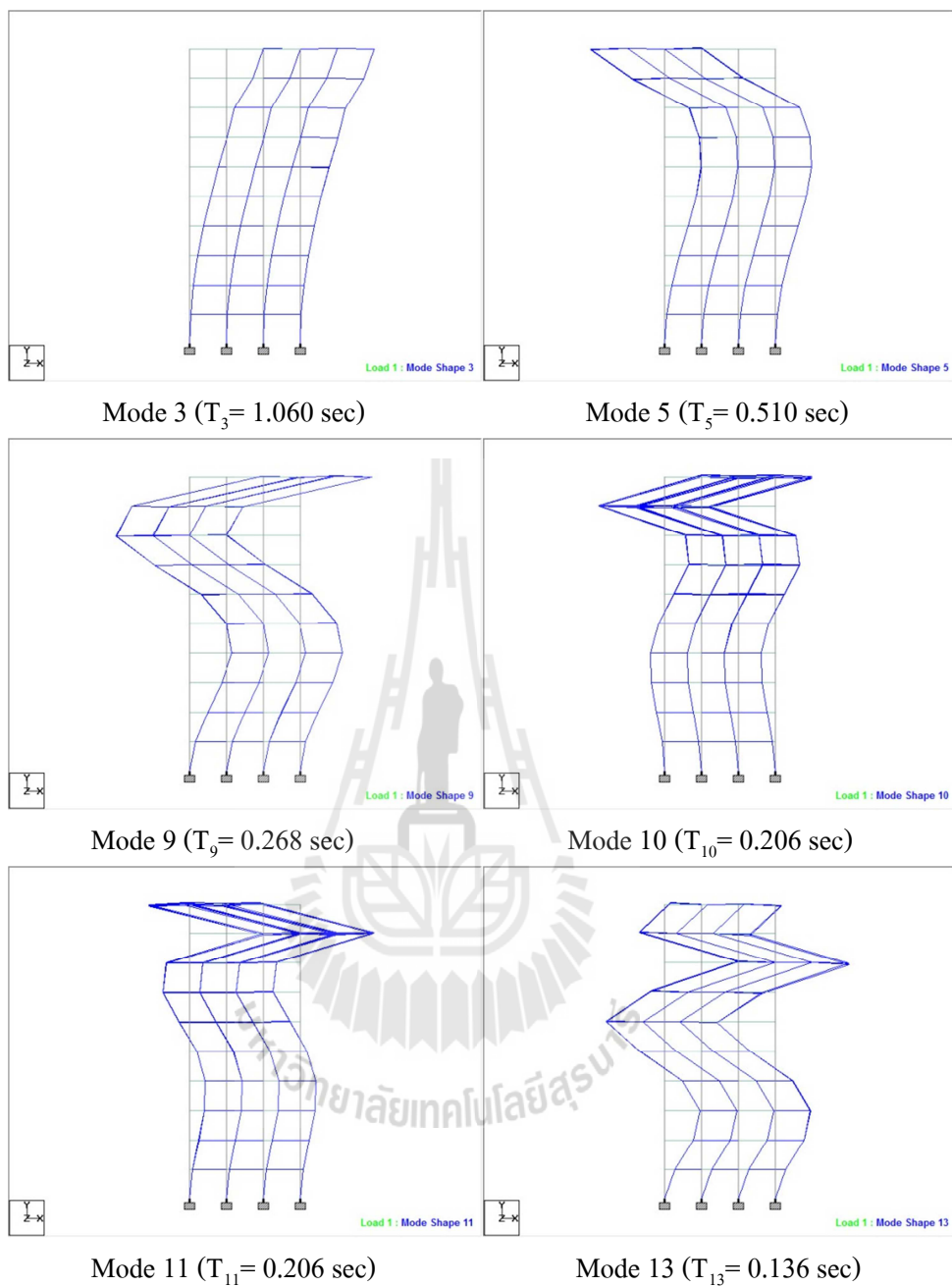
รูปที่ 4.2 Modal calculation Fixed Suport

MASS PARTICIPATION FACTORS IN PERCENT

MODE	X	Y	Z	SUMM-X	SUMM-Y	SUMM-Z
1	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
2	0.00	0.00	47.50	0.000	0.000	47.498
3	47.50	0.00	0.00	47.499	0.000	47.499
4	0.00	0.00	16.11	47.501	0.000	63.613
5	16.11	0.00	0.00	63.616	0.000	63.616
6	0.00	0.00	0.00	63.616	0.000	63.616
7	0.00	0.00	0.00	63.616	0.000	63.616
8	0.00	0.00	9.86	63.616	0.000	73.472
9	9.86	0.00	0.00	73.472	0.000	73.472
10	1.56	0.00	1.93	75.031	0.000	75.406
11	1.93	0.00	1.56	76.965	0.000	76.965
12	0.00	0.00	0.00	76.965	0.000	76.965
13	7.14	0.00	0.00	84.101	0.000	76.966
14	0.00	0.00	7.14	84.102	0.000	84.102
15	0.00	0.00	0.00	84.102	0.000	84.102

รูปที่ 4.3 Mass Participation Factor Fixed Suport

ในการพิจารณาความสำคัญของโหมดการสั่นไหว จะเห็นได้จากกราฟการข้างบนแสดงเปอร์เซ็นต์การมีส่วนร่วมของแต่ละโหมดตามทิศทางต่างๆ การวิเคราะห์ในงานวิจัยนี้สนใจการเคลื่อนตัวในทิศทางแกน x เมื่อพิจารณาจากตารางจะเห็นว่า โหมดที่มีค่า x คือโหมดที่ 3,5,9,10,11,13



รูปที่ 4.4 Modal Shape Fixed Suport

Mode	Frequency Hz	Period seconds	Participation X %	Participation Y %	Participation Z %
1	0.912	1.097	0.000	0.000	0.000
2	0.943	1.060	0.000	0.000	47.498
3	0.943	1.060	47.498	0.000	0.000
4	1.962	0.510	0.003	0.000	16.115
5	1.962	0.510	16.115	0.000	0.003
6	1.972	0.507	0.000	0.000	0.000
7	3.699	0.270	0.000	0.000	0.000
8	3.725	0.268	0.000	0.000	9.856
9	3.725	0.268	9.856	0.000	0.000
10	4.858	0.206	1.559	0.000	1.934
11	4.858	0.206	1.934	0.000	1.559
12	5.216	0.192	0.000	0.000	0.000
13	7.354	0.136	7.136	0.000	0.001
14	7.354	0.136	0.001	0.000	7.136
15	7.433	0.135	0.000	0.000	0.000

รูปที่ 4.5 Frequency – period Fixed Support

ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติของโหมด คาบธรรมชาติ อัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลและค่าสะสม
ฐานรากแบบยึดแน่น

Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Modal Participation mass ratio	Cumulative modal participating mass ratio
1	0.912	1.097	0.00	0.000
2	0.943	1.060	0.00	0.000
3	0.943	1.060	47.4988	47.499
4	1.962	0.510	0.003	47.502
5	1.962	0.510	16.115	63.617
6	1.972	0.507	0.000	63.617
7	3.699	0.270	0.000	63.617
8	3.725	0.268	0.000	63.617
9	3.725	0.268	9.856	73.473
10	4.858	0.206	1.559	75.032
11	4.858	0.206	1.934	76.966
12	5.216	0.192	0.000	76.966
13	7.354	0.136	7.136	84.102
14	7.354	0.136	0.001	84.103
15	7.433	0.135	0.000	84.103

2.) รูปร่างการสั่นไหวของอาคารที่มีจุดรองรับสปริงแบบยืดหยุ่นรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง

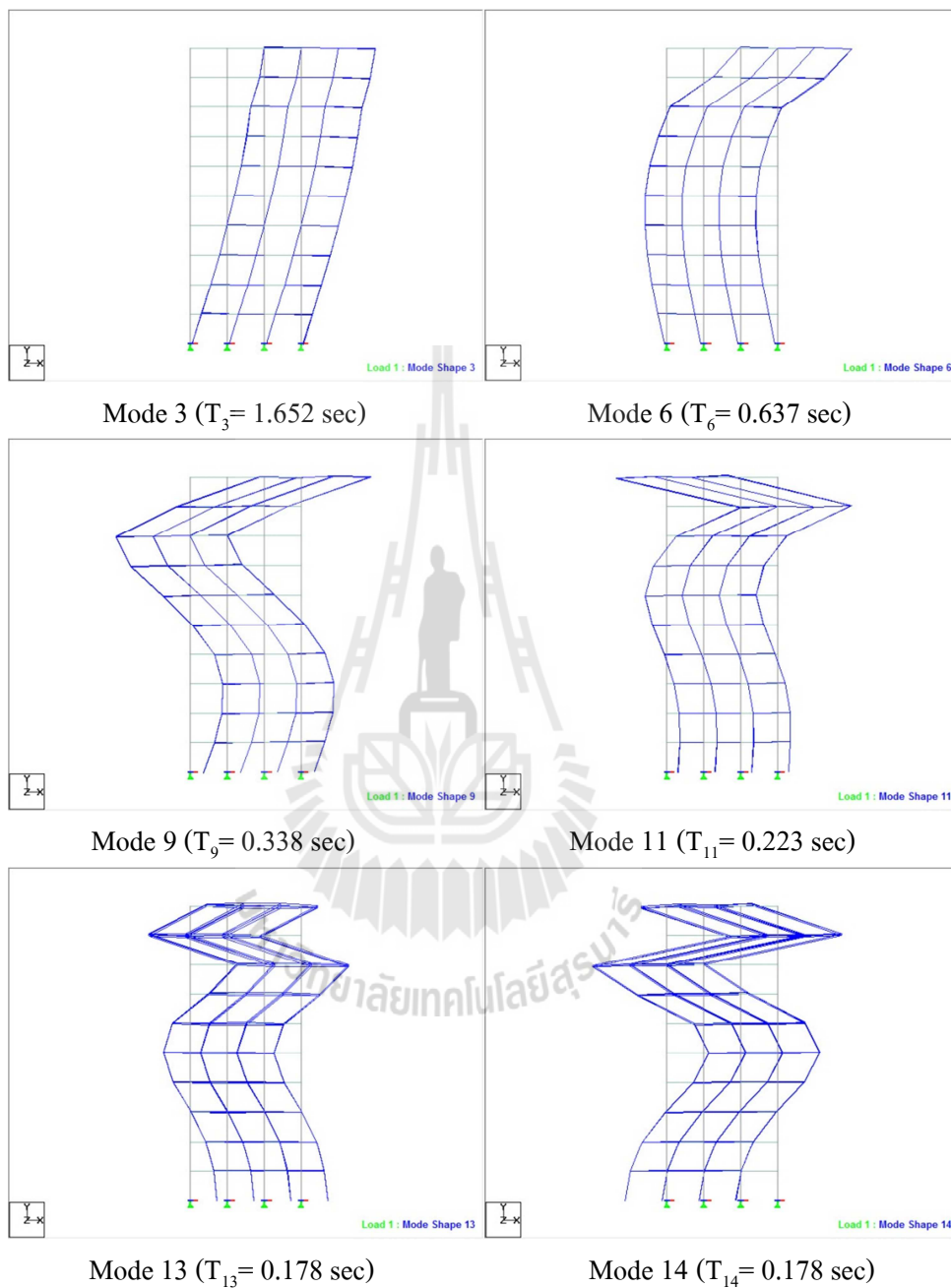
CALCULATED FREQUENCIES FOR LOAD CASE 1			
MODE	FREQUENCY (CYCLES/SEC)	PERIOD (SEC)	ACCURACY
1	0.528	1.89261	9.670E-16
2	0.605	1.65244	1.720E-15
3	0.605	1.65244	4.915E-16
4	1.547	0.64622	1.503E-15
5	1.570	0.63684	1.460E-15
6	1.570	0.63684	4.380E-16
7	2.924	0.34197	0.000E+00
8	2.955	0.33846	1.320E-15
9	2.955	0.33846	4.948E-16
10	4.485	0.22296	9.591E-15
11	4.485	0.22296	1.689E-14
12	4.664	0.21443	4.107E-13
13	5.614	0.17812	7.232E-11
14	5.614	0.17812	3.246E-10
15	5.838	0.17129	3.674E-08

รูปที่ 4.6 Modal calculation Spring Suport

MASS PARTICIPATION FACTORS IN PERCENT						
MODE	X	Y	Z	SUMM-X	SUMM-Y	SUMM-Z
1	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
2	0.01	0.00	73.50	0.009	0.000	73.505
3	73.50	0.00	0.01	73.514	0.000	73.514
4	0.00	0.00	0.00	73.514	0.000	73.514
5	0.00	0.00	8.41	73.514	0.000	81.926
6	8.41	0.00	0.00	81.926	0.000	81.926
7	0.00	0.00	0.00	81.926	0.000	81.926
8	0.00	0.00	7.17	81.927	0.000	89.100
9	7.17	0.00	0.00	89.101	0.000	89.101
10	0.00	0.00	2.45	89.104	0.000	91.553
11	2.45	0.00	0.00	91.556	0.000	91.556
12	0.00	0.00	0.00	91.556	0.000	91.556
13	1.50	0.00	3.65	93.056	0.000	95.210
14	3.65	0.00	1.50	96.710	0.000	96.710
15	0.00	0.00	0.00	96.710	0.000	96.710

รูปที่ 4.7 Mass Participation Factor Spring Suport

โหมดที่มีค่าในแนวแกน x ได้แก่ โหมด 3, 6, 9, 11, 13 และ 14



รูปที่ 4.8 Modal Shape Spring Support

Mode	Frequency Hz	Period seconds	Participation X %	Participation Y %	Participation Z %
1	0.528	1.893	0.000	0.000	0.000
2	0.605	1.652	0.009	0.000	73.505
3	0.605	1.652	73.505	0.000	0.009
4	1.547	0.646	0.000	0.000	0.000
5	1.570	0.637	0.001	0.000	8.412
6	1.570	0.637	8.412	0.000	0.001
7	2.924	0.342	0.000	0.000	0.000
8	2.955	0.338	0.001	0.000	7.174
9	2.955	0.338	7.174	0.000	0.001
10	4.485	0.223	0.003	0.000	2.452
11	4.485	0.223	2.452	0.000	0.003
12	4.664	0.214	0.000	0.000	0.000
13	5.614	0.178	1.500	0.000	3.653
14	5.614	0.178	3.653	0.000	1.500
15	5.838	0.171	0.000	0.000	0.000

รูปที่ 4.9 Frequency – period Spring Support

ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติของโหนด คาบธรรมชาติ อัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลและค่าสะสม
ฐานรากสปริงแบบยึดหยุ่นเชิงเส้น

Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Modal Participation mass ratio	Cumulative modal participating mass ratio
1	0.528	1.893	0.000	0.000
2	0.605	1.652	0.009	0.009
3	0.605	1.652	73.505	73.514
4	1.547	0.646	0.000	73.514
5	1.570	0.637	0.001	73.515
6	1.570	0.637	8.412	81.927
7	2.924	0.342	0.000	81.927
8	2.955	0.338	0.001	81.928
9	2.955	0.338	7.174	89.102
10	4.485	0.223	0.003	89.105
11	4.485	0.223	2.452	91.557
12	4.664	0.214	0.000	91.557
13	5.614	0.178	1.500	93.057
14	5.614	0.178	3.653	96.710
15	5.838	0.171	0.000	96.710

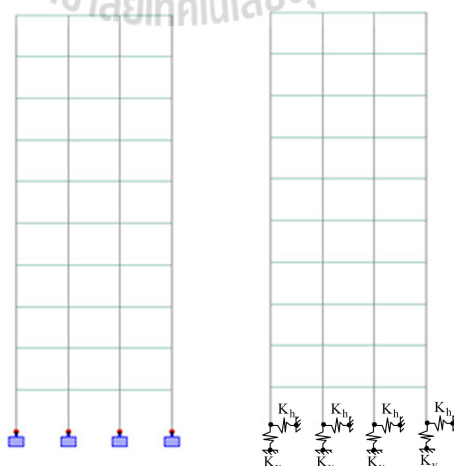
ผลการวิเคราะห์รูปร่างการสั่นไหวในโหมดต่างๆเนื่องจากแรงพลศาสตร์ที่มากระทำต่ออาคารพบว่าอาคารมีการสั่นไหวในรูปแบบต่างๆที่ต่างกันขึ้นอยู่กับความถี่ธรรมชาติมากหรือน้อย โดยอาคารที่มีฐานรากสปริงแบบยืดหยุ่นเชิงเส้นมีความถี่ธรรมชาติมากกว่าฐานรากที่เป็นแบบยึดแน่น

อาคารที่มีฐานรากยึดแน่นมีค่าความถี่สูงสุดในแนวแกน x อยู่ในโหมดที่ 3 มีค่าเท่ากับ 1.060 Hz ในส่วนของอาคารที่มีฐานรากแบบสปริงยืดหยุ่นเชิงเส้นมีค่าความถี่สูงสุดในแนวแกน x อยู่ในโหมดที่ 3 มีค่าเท่ากับ 1.652 Hz อาคารที่มีฐานรากแบบสปริงมีค่าความถี่ตามธรรมชาติสูงกว่าอาคารที่มีฐานรากแบบยึดแน่นอยู่ร้อยละ 0.35

ในโหมดที่ 10, 11 ของอาคารที่มีฐานรากยึดแน่น และในโหมดที่ 13, 14 ของอาคารที่มีฐานรากเป็นสปริงยืดหยุ่นเชิงเส้นมีค่า Mass Participation ทั้งแกน x และแกน z (แกนราบทั้งคู่) เรียกโหมดเหล่านี้ว่า Couple Mode กล่าวคือเมื่อมีแรงกระทำในแนวแกน x ก็จะส่งผลต่อแรงที่กระทำในแนวแกน z อีกด้วย

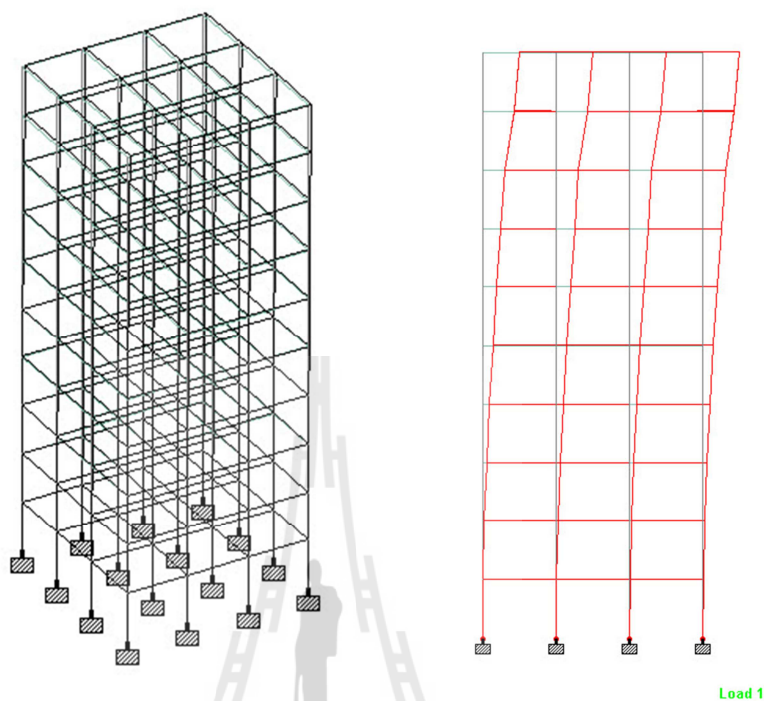
4.4 การเคลื่อนตัวของอาคาร (Displacement)

ระยะการเคลื่อนที่ของแต่ละชั้น (floor level displacement) จากผลของแผ่นดินไหวที่มากระทำพบว่าโครงสร้างอาคารที่มีฐานรากเป็นสปริงแบบยืดหยุ่นเชิงเส้นรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง มีการเคลื่อนที่ของอาคารโดยเฉลี่ยในแต่ละชั้นมากกว่าการวิเคราะห์แบบให้ฐานรากอาคารเป็นยึดแน่น



(a) ฐานรากแบบยึดแน่น (b) ฐานรากแบบสปริงยืดหยุ่น

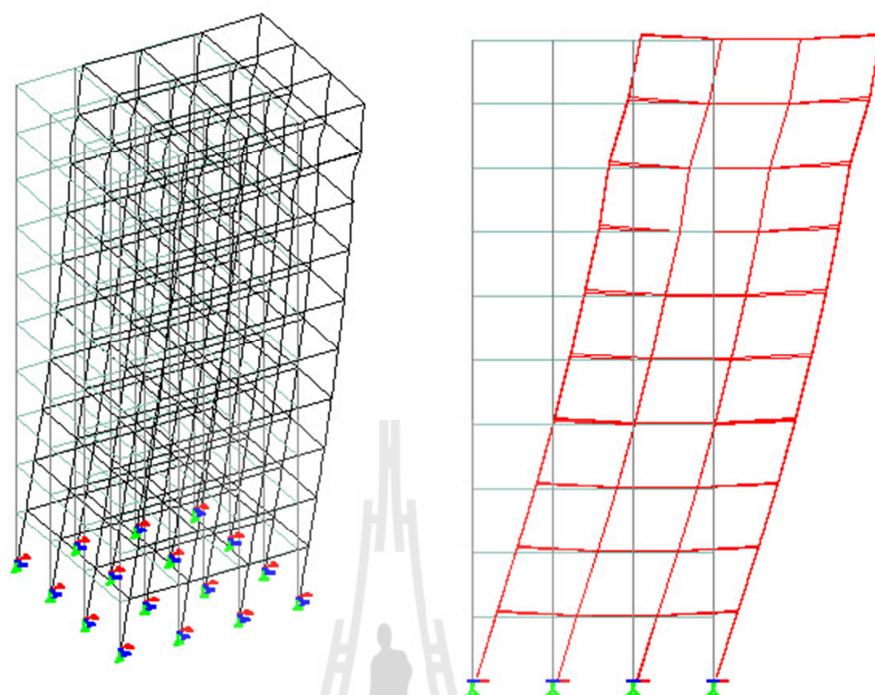
รูปที่ 4.10 แบบจำลองอาคารที่ใช้ในการวิเคราะห์



รูปที่ 4.11 การเคลื่อนตัวของอาคารที่มีฐานรากเป็นแบบยึดแน่น

ตารางที่ 4.3 การเคลื่อนตัวของอาคารที่มีฐานรากแบบยึดแน่น

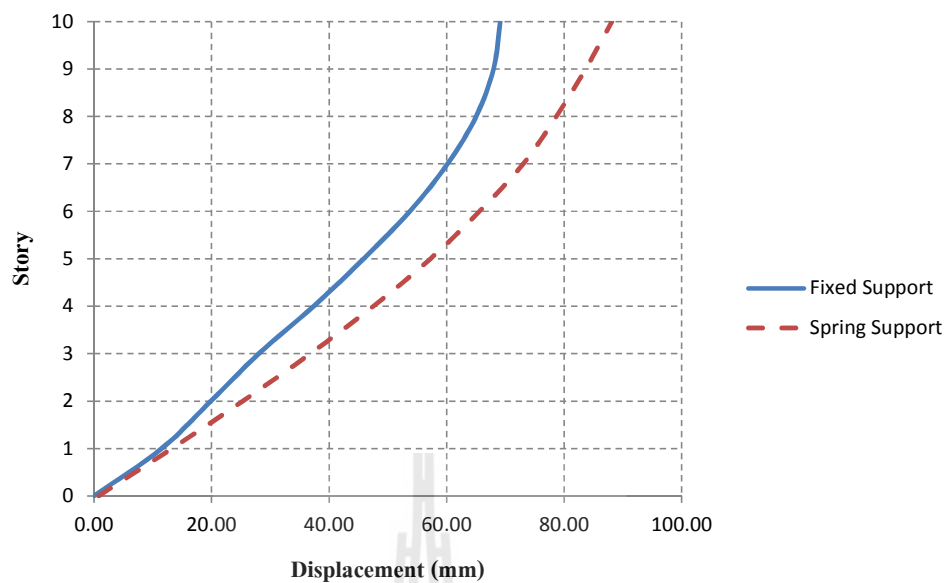
Story	Displacement (mm)
Base	0.00
1	11.51
2	19.88
3	28.04
4	37.37
5	45.89
6	53.74
7	60.17
8	65.02
9	67.98
10	69.14



รูปที่ 4.12 การเคลื่อนตัวของอาคารที่มีฐานรากเป็นสปริงแบบยึดหยุ่นเชิงเส้น

ตารางที่ 4.4 การเคลื่อนตัวของอาคารที่มีฐานรากเป็นสปริงแบบยึดหยุ่นเชิงเส้น

Story	Displacement (mm)
Base	0.77
1	13.26
2	25.33
3	36.82
4	47.54
5	57.24
6	65.60
7	73.03
8	78.67
9	83.67
10	88.12



รูปที่ 4.13 ระยะการเคลื่อนตัวของอาคาร

เมื่อเปรียบเทียบการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของโครงสร้างแต่ละชั้นพบว่า ค่าการเคลื่อนที่ของอาคารสูงสุดอยู่ที่ 88. mm เกิดขึ้นกับอาคารที่มีฐานรากเป็นสปริงแบบยืดหยุ่นเชิงเส้นรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง มากกว่าฐานรากแบบยึดแน่นที่มีค่าการเคลื่อนที่ของอาคารสูงสุดที่ 69.14 mm

4.5 การเคลื่อนที่ในแต่ละชั้น (Inter Story Drift)

อัตราส่วนโยกไหวระหว่างชั้นของโครงสร้าง เมื่อได้รับความเร่งการตอบสนองของสเปกตรัม

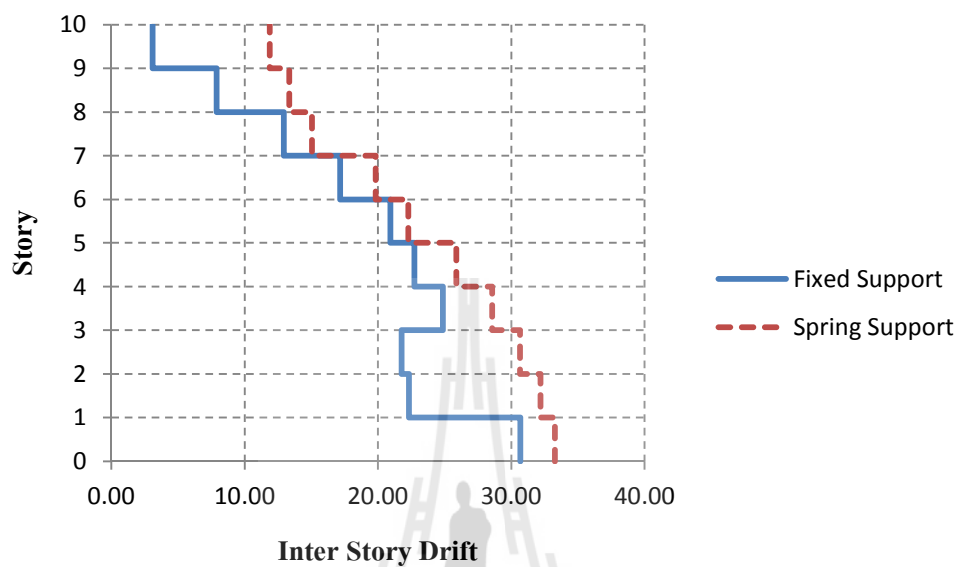
ตารางที่ 4.5 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Story Drift) ของอาคารที่มีฐานรากแบบยึดแน่น

Story	Displacement (mm)	Δ (mm)	Height (m)	Story Drift (mm)	Story Drift Ratio (%)
Base	0.00				
1	11.51	0.00	4	30.69	0.077
2	19.88	11.51	4	22.32	0.056
3	28.04	8.37	4	21.76	0.054
4	37.37	8.16	4	24.88	0.062
5	45.89	9.33	4	22.72	0.057
6	53.74	8.52	4	20.93	0.052
7	60.17	7.85	4	17.15	0.043
8	65.02	6.43	4	12.93	0.032
9	67.98	4.85	4	7.89	0.020
10	69.14	2.96	4	3.09	0.008

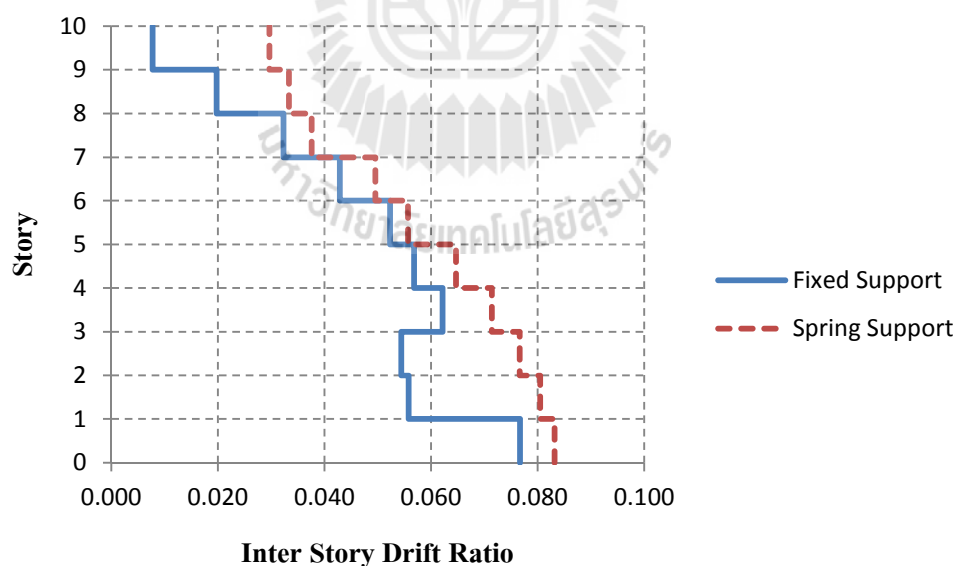
ตารางที่ 4.6 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Story Drift) ของอาคารที่มีฐานรากแบบสปริงยึดหยุ่น

Story	Displacement (mm)	Δ (mm)	Height (m)	Story Drift (mm)	Story Drift Ratio (%)
Base	0.77	0.771			
1	13.26	12.484	4	2.06	0.005
2	25.33	12.074	4	33.29	0.083
3	36.82	11.495	4	32.20	0.080
4	47.54	10.712	4	30.65	0.077
5	57.24	9.707	4	28.57	0.071
6	65.60	8.355	4	25.89	0.065
7	73.03	7.433	4	22.28	0.056
8	78.67	5.642	4	19.82	0.050
9	83.67	4.997	4	15.05	0.038
10	88.12	4.45	4	13.33	0.033

สร้างกราฟแสดงค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (story Drift) ที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้นของฐานรากแบบยึดแน่นและฐานรากสปริงยืดหยุ่นเชิงเส้น แล้วเปรียบเทียบผลที่ได้



รูปที่ 4.14 Inter Story Drift

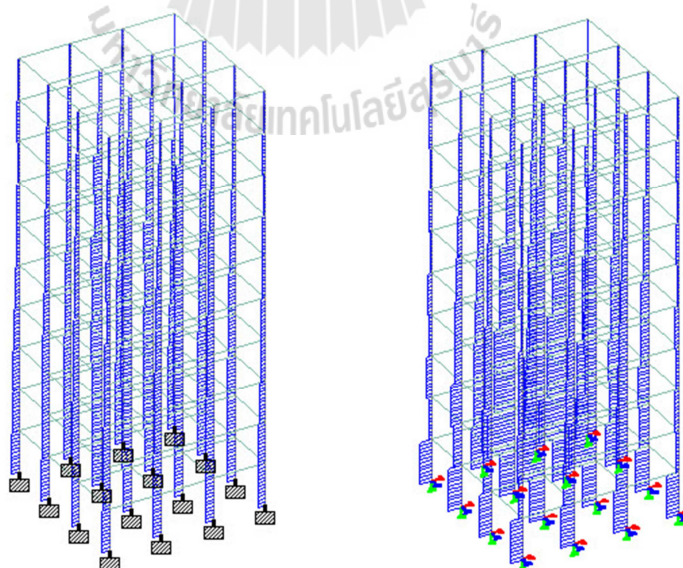


รูปที่ 4.15 Inter Story Drift Ratio

อัตราส่วนโยกไหวระหว่างชั้นเนื่องจากการตอบสนองของสเปกตรัมสำหรับฐานรากสปริงแบบยืดหยุ่นเชิงเส้นรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างมีค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดร้อยละ 0.083 ซึ่งมากกว่าหากเปรียบเทียบกับฐานรากแบบยึดแน่นค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดร้อยละ 0.077 ทั้งนี้เนื่องจากข้อกำหนดในกฎกระทรวงแผ่นดินไหว พ.ศ. 2550 อ้างอิงมาตรฐาน Uniform Building Code (UBC-1985) ซึ่งตั้งอยู่บนพื้นฐานการออกแบบโครงสร้างโดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน (Working Stress Design) จึงกำหนดให้ค่าอัตราส่วนระยะโยกไหวระหว่างชั้นมีค่าไม่เกิน 0.5 ของความสูงอาคาร สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นเป็นวิธีที่ตั้งอยู่บนพื้นฐานการออกแบบโครงสร้างโดยวิธีกำลังประลัย (Ultimate Strength Design) ซึ่งอ้างอิงตามมาตรฐาน Uniform Building Code (UBC-1997) กำหนดให้ค่าอัตราส่วนระยะโยกไหวระหว่างชั้นมีค่าไม่เกินร้อยละ 2.0 ของความสูงอาคาร จากการวิเคราะห์พบว่าอัตราส่วนระยะโยกไหวระหว่างชั้นของโครงสร้างที่พิจารณาผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างและแบบพิจารณาฐานรากยึดแน่นมีค่าไม่เกินร้อยละ 2.0 ของความสูงอาคาร

4.6 แรงเฉือน (Shear Force)

การไหวตัวของดินที่อาคารตั้งอยู่ จะทำให้เกิดแรงกระทำในแนวราบต่ออาคาร ขนาดของแรงขึ้นอยู่กับมวล (น้ำหนัก) ทั้งหมดของอาคารและความเร่งของอาคารที่เกิดจากการเคลื่อนที่



รูปที่ 4.16 Shear force

แรงเฉือนในเสาแต่ละชั้น (Story Shear Force) จากวิเคราะห์ฐานรากแบบยึดแน่น

ตารางที่ 4.7 Story Shear Force Fixed Support

Story	Shear Force (Ton)	Story Shear Force (Ton)
1	17.36	108.17
2	17.06	90.82
3	16.23	73.75
4	14.87	57.52
5	13.04	42.66
6	10.90	29.62
7	8.54	18.72
8	6.10	10.18
9	3.64	4.08
10	0.44	0.44

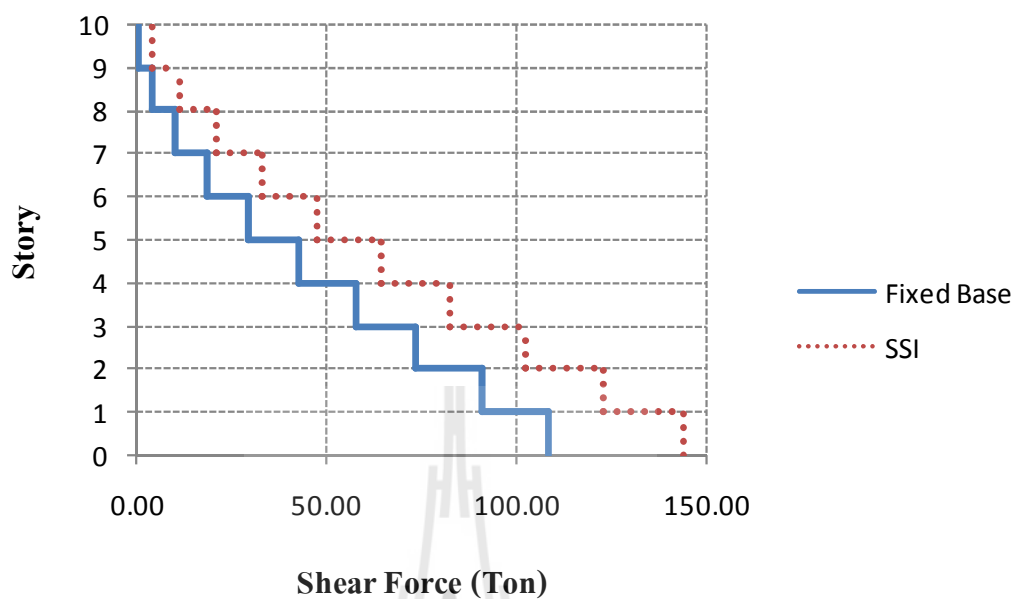
แรงเฉือนในเสาแต่ละชั้น (Story Shear Force) จากวิเคราะห์ฐานรากสปริงแบบยึดหยุ่นเชิงเส้น

ตารางที่ 4.8 Story Shear Force Spring Support

Story	Shear Force (Ton)	Story Shear Force (Ton)
1	20.96	144.17
2	20.66	123.22
3	19.83	102.55
4	18.47	82.72
5	16.64	64.26
6	14.50	47.62
7	12.14	33.12
8	9.70	20.98
9	7.24	11.28
10	4.04	4.04

สร้างกราฟแสดงค่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้นของฐานรากแบบยึดแน่นและฐานราก

สปริงยึดหุ่นเชิงเส้น แล้วเปรียบเทียบผลที่ได้



รูปที่ 4.17 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้น

เมื่อเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนในแต่ละชั้น ซึ่งแรงเฉือนเกิดขึ้นที่ฐานราก สปริงแบบยึดหุ่นเชิงเส้นรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างมากกว่าโครงสร้างที่พิจารณาฐานรากแบบยึดแน่น นั่นหมายความว่าโครงสร้างที่พิจารณาฐานรากแบบรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้น้อยกว่าฐานรากแบบยึดแน่น

4.7 โมเมนต์การพลิกคว่ำ

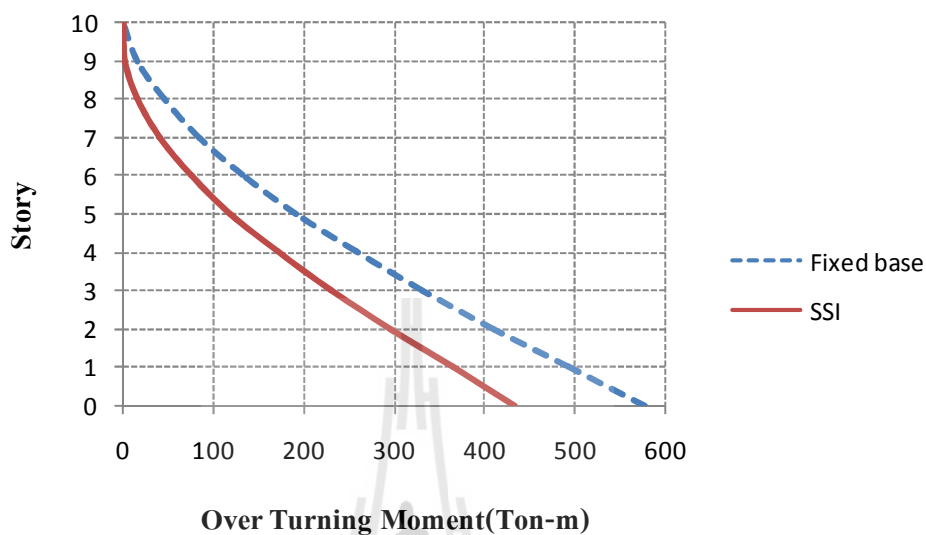
ตารางที่ 4.9 Overturning moment Fixed Support

Story	V_x (ton)	F_x (ton)	Height (m)	Over Turning Moment (ton-m)
Base				432.68
1	17.36	0.29	4	363.26
2	17.06	0.83	4	295.02
3	16.23	1.36	4	230.10
4	14.87	1.83	4	170.63
5	13.04	2.14	4	118.46
6	10.90	2.36	4	74.86
7	8.54	2.44	4	40.70
8	6.10	2.46	4	16.30
9	3.64	3.20	4	1.75
10	0.44	0.44	4	0.00

ตารางที่ 4.10 Overturning moment Spring Support

Story	V_x (ton)	F_x (ton)	Height (m)	Over Turning Moment (ton-m)
Base				576.68
1	20.96	0.29	4	492.86
2	20.66	0.83	4	410.22
3	19.83	1.36	4	330.90
4	18.47	1.83	4	257.03
5	16.64	2.14	4	190.46
6	14.50	2.36	4	132.46
7	12.14	2.44	4	83.90
8	9.70	2.46	4	45.10
9	7.24	3.20	4	16.15
10	4.04	4.04	4	0.00

สร้างกราฟแสดงค่าโมเมนต์การพลิกคว่ำที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้นของฐานรากแบบยึดแน่น และฐานรากสปริงยึดหยุ่นเชิงเส้น แล้วเปรียบเทียบผลที่ได้



รูปที่ 4.18 Over Turning Moment

ค่าโมเมนต์ของการพลิกคว่ำของฐานรากแบบสปริงยึดหยุ่นเชิงเส้นที่รวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างมีค่ามากกว่าฐานรากแบบยึดแน่น เมื่อเอาค่ามาคิดหาสัดส่วนความปลอดภัยได้ 1.8 ซึ่งมากกว่า 1.5 สามารถใช้ได้แต่วิศวกรที่นำไปออกแบบควรมีความละเอียดในส่วนนี้ให้มาก

บทที่ 5

สรุปผลการวิจัย

5.1 สรุปผลการวิจัย

การวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหวที่กระทำต่ออาคารจำลอง 10 ชั้นเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กคำนึงถึงผลรวมของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างซึ่งตั้งอยู่ในพื้นที่แอ่งกรุงเทพมหานคร สภาพชั้นดินเป็นดินเหนียวอ่อน โดยใช้โปรแกรม STAAD Pro ในการวิเคราะห์เพื่อเปรียบเทียบกับอาคารแบบเดียวกันที่มีฐานรากแบบยึดแน่นจากการศึกษาพบว่า

- 1.) ในแบบจำลองเสาเข็มเมื่อมีแรงกระทำบริเวณหัวเสาเข็มจะทำให้เข็มโก่งตัวไปในแนวด้านข้างทำให้เกิดโมเมนต์ดัดในบริเวณนี้ การออกแบบควรคำนึงถึงค่าในส่วนเหล่านี้
- 2.) รูปร่างการสั่นไหวของอาคาร อาคารที่มีฐานรากแบบสปริงยืดหยุ่นเชิงเส้นรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างมีค่าความถี่ตามธรรมชาติมากกว่าแบบฐานรากยึดแน่น เมื่อมีค่าความถี่ตามธรรมชาติมาก ค่าการสั่นไหวของอาคารก็จะมากทำให้อาคารเกิดความเสียหายมากกว่าแต่ก่อน อาคารที่มีฐานรากยึดแน่นมีค่าความถี่สูงสุดในแนวแกน x อยู่ในโหมดที่ 3 มีค่าเท่ากับ 1.060 Hz ในส่วนของอาคารที่มีฐานรากแบบสปริงยืดหยุ่นเชิงเส้นมีค่าความถี่สูงสุดในแนวแกน x อยู่ในโหมดที่ 3 มีค่าเท่ากับ 1.652 Hz อาคารที่มีฐานรากแบบสปริงมีค่าความถี่ตามธรรมชาติสูงกว่าอาคารที่มีฐานรากแบบยึดแน่นอยู่ร้อยละ 0.35 ในโหมดที่ 10, 11 ของอาคารที่มีฐานรากยึดแน่น และในโหมดที่ 13, 14 ของอาคารที่มีฐานรากเป็นสปริงยืดหยุ่นเชิงเส้นมีค่า Mass Participation ทั้งแกน x และแกน z (แกนราบทั้งคู่) เรียกโหมดเหล่านี้ว่า Couple Mode กล่าวคือเมื่อมีแรงกระทำในแนวแกน x ก็จะส่งผลต่อแรงที่กระทำในแนวแกน z อีกด้วย
- 3.) โครงสร้างที่พิจารณาผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง มีการเคลื่อนที่ทางด้านข้างมากกว่าโครงสร้างที่กำหนดจุดรองรับแบบยึดแน่น ผลของการเคลื่อนที่ทางด้านข้างกระทบต่ออัตราส่วนโยกไหวระหว่างชั้นของโครงสร้างเสาในช่วงชั้นล่างเป็นอย่างมาก อัตราส่วนโยกไหวระหว่างชั้นเนื่องจากการตอบสนองของสเปกตรัมสำหรับฐานรากสปริงแบบยืดหยุ่นเชิงเส้นรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและ

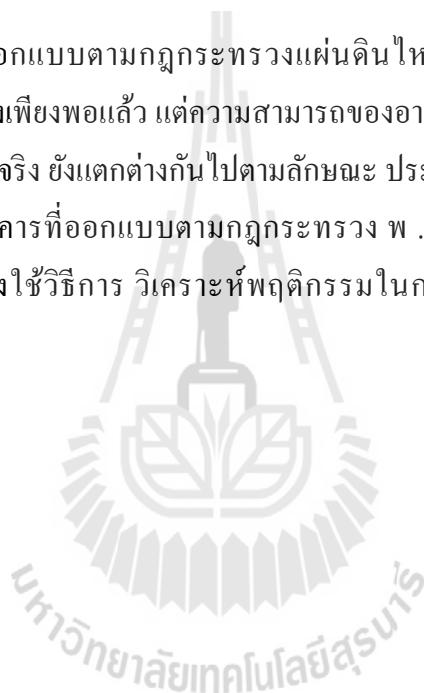
โครงสร้างมีค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดร้อยละ 0.083 ซึ่งมากกว่าหากเปรียบเทียบกับฐานรากแบบยึดแน่นค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดร้อยละ 0.077 ทั้งนี้เนื่องจากข้อกำหนดในกฎกระทรวงแผ่นดินไหว พ.ศ. 2550 อ้างอิงมาตรฐาน Uniform Building Code (UBC-1985) ซึ่งตั้งอยู่บนพื้นฐานการออกแบบโครงสร้างโดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน (Working Stress Design) จึงกำหนดให้ค่าอัตราส่วนระยะโยกไหวระหว่างชั้นมีค่าไม่เกิน 0.5 ของความสูงอาคาร สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นเป็นวิธีที่ตั้งอยู่บนพื้นฐานการออกแบบโครงสร้างโดยวิธีกำลังประลัย (Ultimate Strength Design) ซึ่งอ้างอิงตามมาตรฐาน Uniform Building Code (UBC-1997) กำหนดให้ค่าอัตราส่วนระยะโยกไหวระหว่างชั้นมีค่าไม่เกินร้อยละ 2.0 ของความสูงอาคาร จากการวิเคราะห์พบว่าอัตราส่วนระยะโยกไหวระหว่างชั้นของโครงสร้างที่พิจารณาผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างและแบบพิจารณาฐานรากยึดแน่นมีค่าไม่เกินร้อยละ 2.0 ของความสูงอาคาร

- 4.) เมื่อเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนในแต่ละชั้น ซึ่งแรงเฉือนเกิดขึ้นที่ฐานรากสปริงแบบยึดหยุ่นเชิงเส้นรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างมากกว่าโครงสร้างที่พิจารณาฐานรากแบบยึดแน่นนั้นหมายความว่าโครงสร้างที่พิจารณาฐานรากแบบรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้น้อยกว่าฐานรากแบบยึดแน่น
- 5.) โมเมนต์การพลิกคว่ำของอาคารในแบบจำลอง 10 ชั้นที่มีฐานรากแบบสปริงยึดหยุ่นเชิงเส้นรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างมีค่าสัดส่วนความปลอดภัยอยู่ที่ 1.8 มากกว่าเกณฑ์มาตรฐานอยู่ 1.5 ในระดับนี้ถือว่ายังคงมีความเสี่ยงอยู่เพราะปกติการออกแบบอาคารสูงมักใช้ค่าสัดส่วนความปลอดภัยอยู่ที่ 2.0 ในการออกแบบวิศวกรผู้ออกแบบควรพิจารณาในส่วนนี้ให้มากอาคารจะต้องได้รับการออกแบบให้ทนต่อแรงสั่นไหวได้โดยไม่เกิดการพลิกคว่ำ
- 6.) ผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างจะทำให้อาคารมีค่าการเคลื่อนตัวของอาคาร การโยกตัวระหว่างชั้น แรงเฉือนในอาคารและการพลิกคว่ำมากกว่าไม่คิดผลนี้ วิศวกรผู้ออกแบบควรพิจารณาผลของตัวนี้สำหรับการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวในอนาคต

5.2 ข้อเสนอแนะ

ดังนั้นจากผลงานศึกษานี้ แสดงว่าการวิเคราะห์แรงจากแผ่นดินไหวที่มากกระทำกับ โครงสร้างอาคารสูงซึ่งตั้งอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนโดยเฉพาะเขตพื้นที่กรุงเทพมหานคร ควรจะ พิจารณาผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างอาคารร่วมด้วย เพราะผลการวิเคราะห์ที่ ออกมาพบว่าอาคารมีการโยกตัวมากกว่าที่วิเคราะห์แบบให้ฐานรากยึดแน่นทำให้อาคารมี ประสิทธิภาพในการต้านทานแผ่นดินไหวที่มากกระทำลดลงจากที่ได้ออกแบบไว้ ซึ่งอาจส่งผลให้ อาคารสูงที่ไม่ได้พิจารณาผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างนั้นเกิดความเสียหายหรือ อาจพังทลายลงได้

แม้ว่าอาคารที่ออกแบบตามกฎหมายกระทรวงแผ่นดินไหว พ.ศ.2550 ได้มีการคำนึงถึงแรง แผ่นดินไหวในระดับที่สูงเพียงพอแล้ว แต่ความสามารถของอาคารแต่ละหลัง ในการต้านทานแรง แผ่นดินไหวในเหตุ การณ์จริง ยังแตกต่างกันไปตามลักษณะ ประเภท และรูปแบบของอาคารต่าง ๆ หากต้องการทราบว่า อาคารที่ออกแบบตามกฎหมาย พ.ศ.2550 แต่ละหลังมีความมั่นคง ปลอดภัยเพียงใด จะต้องใช้วิธีการ วิเคราะห์พฤติกรรมในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของ โครงสร้างอย่างละเอียด



รายการอ้างอิง

- วัชรพล เบ้าเจริญ และมงคล จิรวัชรเดช(2549). ผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง
สำหรับการออกแบบอาคารสูงในกรุงเทพมหานคร.เอกสารประกอบการประชุมวิชาการ
วิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 11. กรุงเทพฯ, 2549, เมษายน.
- สิริกร นาคพันธุ์ และไพบุลย์ ปัญญาอะโป(2551).ผลกระทบของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและ
โครงสร้างต่อพฤติกรรมด้านทานแผ่นดินไหวของอาคารสูงในเขตกรุงเทพมหานคร.
เอกสารประกอบการประชุมวิชาการ วิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 13.ชลบุรี, 2551,
พฤษภาคม
- มานะ จันทะสด, นคร ภู่วโรดม และเป็นหนึ่ง วานิชชัย(2547). คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคาร
คอนกรีตเสริมเหล็กในกรุงเทพมหานคร.
- ไพบุลย์ ปัญญาอะโป และเป็นหนึ่ง วานิชชัย(2542). Design Spectra สำหรับระดับความเสียหาย
คงที่ซึ่งคำนึงถึงผลของความเสียหายสะสม. เอกสารประกอบการประชุมวิชาการ
วิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 5,ชลบุรี,2542
- ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์(2540). อัตราเร่งสูงสุดของพื้นดินและอาคารที่บันทึกได้ใน กทม. จาก
แผ่นดินไหวระยะไกล (พ.ศ. 2535-2538). เอกสารประกอบการประชุมวิชาการวิศวกรรม
โยธาแห่งชาติครั้งที่ 3,สงขลา,2540
- ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์, นัศรพันธ์ จินตนาภักดี, อาณัติ เรืองรัมย์, จิตติ ปาลศรี, มานพ เจริญยุทธ
และรัช อนันต์ธนาวณิช(2551).ความเสียหายของอาคารจากแผ่นดินไหวและข้อพิจารณา
สำหรับการออกแบบอาคารในกรุงเทพมหานคร.เอกสารประกอบการประชุมวิชาการ
วิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 13.ชลบุรี, 2551, พฤษภาคม
- อมร พินานนาศ, ภาณุวัฒน์ จ้อยกลัด, ปรีดา ไชยมหาวัน(2547). การออกแบบฐานรากเสาเข็มรับแรง
แผ่นดินไหว
- กรมโยธาธิการและผังเมือง (2552).มาตรฐานการออกแบบอาคารด้านการ สั่นสะเทือนของ
แผ่นดินไหว (มยพ.1302-52)

- Baojaroen W., Jiravacharadet M., and Tanseng P. (2006.)Non-liner soil-structure interaction analysis of buildings subjected to earthquake loading in Bangkok. **The Tenth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction**. 2006: 193-198
- Gazetas G. (2006).Seismic design of foundation and soil-structure interaction. **First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology**.2006: Keynote Address K7
- Lukkunaprasit P.(2006). Earthquake-related disaster mitigation the Thailand experience. **The Forth International Conference on Earthquake Engineering**.2006:Paper No.267
- Han Yingcai.,(2002). Seismic Response of Tall Building Considering Soil-Pile-Structure Interaction. **Earthquake Engineering and Vibration**, V 1: 57-64.
- Liam M. Watherspoon. (2009). **Integrated Modeling of Structure-Foundation Systems**. Department of Civil and Environmental Engineering, the University of Auckland.
- Seed, H. B., and Reese, L. C. (1957). The Action of Soft Clay Along Friction Piles, **American Society of Civil Engineers**, Val 122, pp 731-753.
- Reese, L. C., and O'Neill M. W. (1988). Drilled Shaft: **Construction Procedures and Design Methods**, FHWA-HI-88-042, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- Vijayvergiya V. N. (1977). Load-Movement Characteristics of Piles. Port 77 Conferences. **American Society of Civil Engineers**, New York, NY.
- AASHTO LRFD. (2007). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. 4th Edition **American Association of State and Highway Transportation**.
- FHWA. (2010). Drilled Shafts: Construction Procedures and LRFD Design Methods. Publication No. FHWA-NHI-10-016. **National Highway Institute U.S. Department of Transportation**.
- API. (2007). Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms. **American Petroleum Institute**.
- McVay, M. C., Townsend, F. C., Bloomquist, D. G. (1989). **Numerical Analysis of Vertical**

- Liam M. Watherspoon. (2009), **Integrated Modeling of Structure-Foundation Systems**.
Department of Civil and Environmental Engineering, the University of Auckland
Report. Redwood City California.(1996). **Applied Technology Council**, c1996.
- Bing L., and Park R. (2004). Confining reinforcement for high-strength concrete columns. **ACI Structural Journal**. 101(3), (2004) : 314-324.
- Lukkunaprasit P. (2004). Load history effect on cyclic behavior of reinforced concrete tied columns. **Journal of structure engineering**. 130(10), (2004) : 1629-1633.
- Luo Y.H., Durrani A.J., and Conte J.P.(1994). Equivalent frame analysis of flat plate buildings for seismic loading. **Journal of structure engineering**. 120(7), (1994) : 2137-2155.
- Oonchittikul, S.(1989). **Performance of bored piles in Bangkok subsoils**. M.Eng.Thesis, Asian Institute of Technology, 1989.
- Otani, S. SAKE,(1974). **A Computer program for inelastic response of R/C frames to earthquakes**. Report UILU-Eng-74-2029. [n.p.] : Civil Engineering Studies, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, 1974.
- Park Y.J., and Ang A.H.S.(1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. **Journal of structure engineering**. 111(4), (1985) : 722-739.
- Selvadurai, A. P. S.(1979). Elastic analysis of soil-foundation interaction. Development in Geotechnical Engineering Vol. 17. Netherlands : **Elsevier Scientific Publishing Company**, c1979.
- Wolf, J. P.(1994). **Foundation vibration analysis using simple physical models**. NJ : Prentice Hall, c1994.

ภาคผนวก ก

ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมและการจำแนกประเภทชั้นดิน

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว

ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม

เมื่อเกิดการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว อาคารต่างๆจะมีการตอบสนองต่อการสั่นสะเทือนแตกต่างกันไปโดยขึ้นอยู่กับปัจจัยหลักคือคาบการสั่นพื้นฐานของอาคาร และปัจจัยประกอบอื่นๆ ดังนั้น ผลตอบสนองของอาคาร จึงแสดงในรูปของความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม ซึ่งมีค่าแปรเปลี่ยนไปตามคาบการสั่นพื้นฐานของอาคาร

ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา (Maximum Considered Earthquake) ที่คาบการสั่น 0.2 (S_{0.2}) และคาบการสั่น 1 (S₁) ณ อำเภอและจังหวัดต่างๆทั่วประเทศไทย ยกเว้นในพื้นที่แอ่งกรุงเทพที่มีลักษณะดินอ่อนเป็นพิเศษ ได้ถูกแสดงไว้ในตาราง ค่าความเร่งตอบสนองที่แสดงนี้ ได้มาจากการวิเคราะห์ความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหว โดยสมมติให้สภาพชั้นดินในทุกๆพื้นที่เป็นแบบดินแข็งหรือหินที่มีความเร็วคลื่นเฉือน โดยเฉลี่ยในช่วงจากผิวดินถึงความลึก เมตรต่อวินาที 760 เมตร เท่ากับ 30

ประเภทของชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร

สภาพของชั้นดิน ณ บริเวณที่ตั้งอาคาร สามารถเปลี่ยนแปลงระดับความรุนแรงของการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวได้ ดังนั้นการนำค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมมาใช้ในการออกแบบ จึงจำเป็นต้องปรับแก้ค่าให้เหมาะสมกับสภาพดิน ณ บริเวณที่ตั้งของอาคารนั้นๆ

ประเภทคือ 6 ประเภทของชั้นดินสามารถแบ่งออกได้เป็น A (หินแข็ง) B (หิน) C (ดินแข็ง) D (ดินปกติ) E (ดินอ่อน) หรือ F (ดินที่มีลักษณะพิเศษ)

ในกรณีที่ไม่มีข้อมูลดิน และไม่สามารถทำการสำรวจดินได้ ให้สมมติว่าประเภทของชั้นดินเป็นแบบประเภท D

การปรับแก้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม

ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา ณ บริเวณที่ตั้งของอาคาร สามารถปรับแก้ค่าให้เหมาะสมกับประเภทของชั้นดิน ณ ที่ต้องการ ได้ด้วยสมการดังต่อไปนี้

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (ก.1)$$

$$S_{MI} = F_v S_1 \quad (ก.2)$$

โดยที่

S_{MS} คือ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น วินาที ที่ถูกปรับแก้ 0.2
เนื่องจากผลของชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร หน่วยเป็น ความเร่งจากแรงโน้มถ่วงโลก (g)

S_{MI} คือ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น วินาที ที่ถูกปรับแก้ 1
เนื่องจากผลของชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร หน่วยเป็น ความเร่งจากแรงโน้มถ่วงโลก(g)

F_a คือ สัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร สำหรับคาบการสั่น วินาที 0.2

F_v คือ สัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร สำหรับคาบการสั่น วินาที 1

ตารางที่ ก.1 ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร F_a

ประเภทของ ชั้นดิน	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาที่คาบ 0.2 วินาที(g)				
	$S_s < 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s > 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	จำเป็นต้องทำการวิเคราะห์การตอบสนองของดินเป็นกรณีๆไป				

ตารางที่ ก.2 ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร F_v

ประเภทของ ชั้นดิน	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาที่คาบ 0.2 วินาที(g)				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	จำเป็นต้องทำการวิเคราะห์การตอบสนองของดินเป็นกรณีๆไป				

ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ

ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่คาบการสั่น วินาที 0.2 (S_{DS}) และ
ที่คาบการสั่น 1 วินาที (S_{D1}) สามารถคำนวณจากสมการ

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (ก.3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (\text{ก.4})$$

ตารางที่ ก.3 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ ด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า สำหรับพื้นที่ในโซนต่างๆของพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพ หน่วยเป็น (g)

โซน	$S_a(0.1s)$	$S_a(0.2s)$	$S_a(1s)$	$S_a(2s)$	$S_a(3s)$	$S_a(4s)$	$S_a(5s)$	$S_a(6s)$
1	0.297	0.297	0.284	0.174	0.083	0.062	0.050	0.041
2	0.199	0.199	0.274	0.205	0.107	0.080	0.064	0.054
3	0.192	0.192	0.198	0.154	0.071	0.053	0.043	0.036
4	0.154	0.154	0.211	0.170	0.077	0.058	0.046	0.039
5	0.126	0.126	0.158	0.174	0.078	0.058	0.047	0.039
6	0.113	0.113	0.144	0.149	0.067	0.050	0.040	0.034
7	0.217	0.217	0.147	0.149	0.068	0.051	0.041	0.034

ตารางที่ ก.4 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ ด้วยวิธีพลศาสตร์สำหรับ พื้นที่ในโซนต่างๆของพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพ หน่วยเป็น (g)

โซน	$S_a(0.1s)$	$S_a(0.2s)$	$S_a(1s)$	$S_a(2s)$	$S_a(3s)$	$S_a(4s)$	$S_a(5s)$	$S_a(6s)$
1	0.154	0.297	0.284	0.174	0.083	0.062	0.050	0.041
2	0.116	0.199	0.274	0.205	0.107	0.080	0.064	0.054
3	0.097	0.192	0.198	0.154	0.071	0.053	0.043	0.036
4	0.089	0.154	0.211	0.170	0.077	0.058	0.046	0.039
5	0.079	0.126	0.158	0.174	0.078	0.058	0.047	0.039
6	0.062	0.113	0.144	0.149	0.067	0.050	0.040	0.034
7	0.111	0.217	0.147	0.149	0.068	0.051	0.041	0.034

ตัวประกอบความสำคัญและประเภทของอาคาร

อาคารได้ถูกจำแนกตามลักษณะการใช้งานและความสำคัญของอาคารที่มีต่อสาธารณชน ประเภท 4 และการบรรเทาภัยหลังเกิดเหตุออกเป็น(Occupancy Category) คือประเภท I, II, III และ IV โดยอาคารแต่ละประเภทมีค่าตัวประกอบความสำคัญ (Importance Factor) เพื่อใช้ในการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวแตกต่างกัน ดังแสดงในตาราง

ตารางที่ ก.5 การจำแนกประเภทความสำคัญของอาคาร และค่าตัวประกอบความสำคัญของอาคาร

ประเภทของอาคาร	ประเภท ความสำคัญ	ตัวประกอบ ความสำคัญ
อาคารและโครงสร้างอื่นๆที่มีปัจจัยเสี่ยงอันตรายต่อชีวิตมนุษย์ ค่อนข้างน้อยเมื่อเกิดการพังทลายของอาคารหรือส่วน โครงสร้างเช่น • อาคารที่เกี่ยวข้องกับการเกษตร • อาคารชั่วคราว • อาคารเก็บของเล็กๆ ซึ่งไม่มีความสำคัญ	I (น้อย)	1.0
อาคารและโครงสร้างอื่นๆ ที่ไม่จัดอยู่ในอาคารประเภท ความสำคัญ น้อย มาก และ สูงมาก	II(ปกติ)	1.0
อาคารและโครงสร้างอื่นๆที่หากเกิดการพังทลาย จะเป็นอันตรายต่อ ชีวิตมนุษย์และสาธารณชนอย่างมากเช่น • อาคารที่เป็นที่ชุมนุมในพื้นที่หนึ่งๆ มากกว่า 300 คน • โรงเรียนประถมหรือมัธยมศึกษาที่มีความจุมากกว่า 250 คน • มหาวิทยาลัยหรือวิทยาลัย ที่มีความจุมากกว่า 500 คน • สถานรักษาพยาบาลที่มีความจุคนไข้มากกว่า 50 คนแต่ไม่ สามารถทำการรักษากรณีฉุกเฉินได้ • เรือนจำและสถานกักกันนักโทษ	III(มาก)	1.25
อาคารและโครงสร้างที่มีความสำคัญต่อความเป็นอยู่ของสาธารณชน หรืออาคารที่จำเป็นต่อการบรรเทาภัยหลังเกิดเหตุ เช่น • โรงพยาบาลที่สามารถทำการรักษาฉุกเฉินได้ • สถานีตำรวจ สถานีดับเพลิง และโรงเก็บรถฉุกเฉินต่างๆ • โรงไฟฟ้า • โรงผลิตน้ำประปา ถังเก็บน้ำ และสถานีสูบน้ำที่มีความ ดันสูงสำหรับการดับเพลิง • อาคารศูนย์สื่อสาร • อาคารศูนย์บรรเทาสาธารณภัย • ท่าอากาศยาน ศูนย์บังคับการบิน และโรงเก็บเครื่องบิน ที่ ต้องใช้เมื่อเกิดกรณีฉุกเฉิน	IV(สูงมาก)	1.5

อาคารศูนย์บัญชาการแห่งชาติ อาคารและโครงสร้างในส่วนของการผลิต การจัดการ การจัดเก็บ หรือการใช้สารพิษ เชื้อเพลิงหรือสารเคมี อันอาจก่อให้เกิดการระเบิดขึ้นได้		
---	--	--

ประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหว

มาตรฐานนี้ได้กำหนดให้มีการแบ่งประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหวออกเป็นประเภท คือประเภท ก ข ค และ ง โดยเริ่มจากระดับที่ไม่จำเป็นต้องออกแบบด้านทานแผ่นดินไหว การกำหนดประเภท (ประเภท ง) ไปจนถึง ระดับที่ต้องออกแบบอย่างเข้มงวดที่สุด (ประเภท ก) ออกแบบด้านทานแผ่นดินไหวจะพิจารณาจากประเภทความสำคัญของอาคารและความรุนแรงของแผ่นดินไหว ณ ที่ตั้งอาคารซึ่งแสดงโดยค่า S_{DS} และ S_{D1} โดยใช้เกณฑ์ที่กำหนดไว้ในตาราง ตารางที่ ก.6 การแบ่งประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหวโดยพิจารณาจากค่า S_{DS}

ค่า S_{DS}	ประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหว		
	ประเภทความสำคัญ I หรือ II	ประเภทความสำคัญ III	ประเภทความสำคัญ IV
$S_{DS} < 0.167$	ก (ไม่ต้องออกแบบ)	ก (ไม่ต้องออกแบบ)	ก (ไม่ต้องออกแบบ)
$0.167 < S_{DS} < 0.33$	ข	ข	ข
$0.33 < S_{DS} < 0.50$	ค	ค	ค
$0.50 < S_{DS}$	ง	ง	ง

ตารางที่ ก.7 การแบ่งประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหวโดยพิจารณาจากค่า S_{D1}

ค่า S_{D1}	ประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหว		
	ประเภทความสำคัญ I หรือ II	ประเภทความสำคัญ III	ประเภทความสำคัญ IV
$S_{D1} < 0.067$	ก (ไม่ต้องออกแบบ)	ก (ไม่ต้องออกแบบ)	ก (ไม่ต้องออกแบบ)
$0.067 < S_{D1} < 0.133$	ข	ข	ข
$0.133 < S_{D1} < 0.20$	ค	ค	ค
$0.20 < S_{D1}$	ง	ง	ง

การเลือกระบบโครงสร้าง

การจำแนกระบบโครงสร้างและข้อจำกัด

ระบบต้านแรงด้านข้างและระบบรับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งของโครงสร้างอาคารอาจเป็นระบบใดระบบหนึ่งที่กำหนดไว้ในตาราง หรือเป็นระบบผสมที่ได้จากการรวมระบบโครงสร้างหลายแบบ ระบบโครงสร้างที่สามารถเลือกใช้ได้จะขึ้นกับ ประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหว

ค่าตัวประกอบผลตอบแทน (Response Modification Factor, R) ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (System Over Strength Factor, Ω_0) และตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (Deflection Amplification Factor, C_d) ของระบบโครงสร้างแต่ละแบบ ให้เป็นไปตามที่กำหนด ค่าตัวประกอบเหล่านี้นำไปใช้ในการคำนวณค่าแรงเฉือนที่ฐาน (Base Shear) แรงในองค์อาคารเพื่อการออกแบบ (Element Design Force) และการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ด้านข้างระหว่างชั้น (Story Drift)

ระบบโครงสร้างที่เลือกใช้ จะต้องได้รับการออกแบบและกำหนดรายละเอียดของโครงสร้าง (Detailing) ให้เป็นไปตามข้อกำหนดในมาตรฐานอ้างอิงที่เกี่ยวข้อง

กรณีที่มิได้ระบุไว้ในตาราง ในกรณีที่วิศวกรผู้ออกแบบต้องการเลือกระบบโครงสร้างแบบอื่น หรือ การทดสอบตัวอย่างโครงสร้างใน/จะต้องดำเนินการพิสูจน์ด้วยการวิเคราะห์โครงสร้าง และห้องปฏิบัติการ เพื่อแสดงให้เห็นว่าระบบโครงสร้างนั้นมีพฤติกรรมเชิงพลศาสตร์ ความสามารถในการต้านทานแรงทางด้านข้าง และความสามารถในการสลายพลังงาน เทียบเท่าระบบโครงสร้างแบบใดแบบหนึ่ง ที่มีค่าตัวประกอบ R , Ω_0 และ C_d เท่าเทียมกันกับระบบที่เลือกใช้

การจำแนกประเภทชั้นดินที่ต้องการ

การจำแนกประเภทของชั้นดินที่ตั้งอาคาร จะพิจารณาจากคุณสมบัติของชั้นดิน ตั้งแต่ผิวดินลงไปจนถึงความลึก หากไม่มีข้อมูลดินที่ชัดเจนเพียงพอที่จะนำมาใช้จำแนกประเภท และ เมตร 30 ไม่สามารถทำการสำรวจดิน ให้สมมติว่าประเภทของชั้นดิน เป็นประเภท D เว้นแต่กรณีที่มีผู้เชี่ยวชาญ หรือหน่วยงานของรัฐที่เกี่ยวข้อง กำหนดว่าชั้นดิน ณ ตำแหน่งนั้นเป็นประเภท E หรือ F นอกจากนี้ ในกรณีที่ชั้นดินหนามากกว่า เมตรอยู่ระหว่างฐานรากกับชั้นหิน จะต้องไม่กำหนดให้ 3 ชั้นดินเป็นประเภท A

ชั้นดินประเภท F ชั้นดินที่มีลักษณะต่อไปนี้ ให้จัดเป็นชั้นดินประเภท F และต้องทำการวิเคราะห์การตอบสนองของชั้นดินต่อการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

- 1.) ชั้นดินมีโอกาสวิบัติภายใต้แผ่นดินไหว เช่นดินที่สามารถเกิดการเหลวตัว (Liquefaction) หรือดินเหนียวที่อ่อนมาก เป็นต้น
- 2.) ชั้นดินเหนียวที่มีวัตถุอินทรีย์อยู่มาก และมีความหนามากกว่า 3 เมตร
- 3.) ชั้นดินที่มีความเป็นพลาสติกสูง (มีความหนามากกว่า 7.6 เมตร และมีค่า PI มากกว่า 75)
- 4.) ชั้นดินเหนียวอ่อนถึงปานกลางที่หนามาก (มีความหนามากกว่า 37 เมตรและมีกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ S_u น้อยกว่า 50 กิโลปาสกาล)

ชั้นดินประเภท E ในกรณีที่ชั้นดินมีไข่ประเภท F และมีชั้นดินเหนียวมากกว่า เมตรซึ่งมี 3 กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u กิโลปาสกาล และมีปริมาณน้ำในดิน 25 น้อยกว่า (w) มากกว่าหรือเท่ากับร้อยละ และมีขีดพลาสติก 40PI มากกว่า ให้จัดเป็นชั้นดินประเภท 20E

ชั้นดินประเภท C,D และ E สามารถทำได้โดยพิจารณาจากค่าต่อไปนี้

- 1.) ค่าความเร็วคลื่นเฉือนเฉลี่ยในช่วงความลึก 30 เมตรแรก (v_s)
- 2.) ค่าการทดสอบฝังจรมมาตรฐานเฉลี่ย (Average Field Standard Penetration Resistance, N) ในช่วงความลึก 30 เมตรแรก
- 3.) ค่าการทดสอบฝังจรมมาตรฐานเฉลี่ยสำหรับชั้นทราย ($PI < 20$) (Average Standard Penetration Resistance for Cohesion less Soil Layer, N_{ch}) ในช่วงความลึก 30 เมตรแรกและค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำสำหรับดินเหนียว ($PI > 20$) ในช่วงความลึก 30 เมตรแรก หากเกณฑ์ของ N_{ch} และ S_u แตกต่างกันให้เลือกประเภทชั้นดินที่อ่อนกว่า

การหาความเร็วคลื่นเฉือนของหิน (ชั้นดินประเภท B) จะต้องทำการตรวจวัดในสถานที่จริง หรือทำการประมาณโดยวิศวกรทางธรณีเทคนิค นักธรณีวิทยา หรือผู้เชี่ยวชาญด้านแผ่นดินไหว ในกรณีชั้นหินมีลักษณะค่อนข้างอ่อน หรือมีการแตกร้าวฝุงมาก จะต้องทำการตรวจวัดความเร็วคลื่นเฉือนในสถานที่จริง หรือ มิฉะนั้นก็ให้จัดประเภทของชั้นดินเป็นแบบ C

ความเร็วคลื่นเฉือนของดินประเภท A การประเมินว่าเป็นหินแข็งต้องใช้การตรวจวัดความเร็วคลื่นเฉือนในสถานที่จริงหรือสถานที่ซึ่งมีสภาพหินคล้ายคลึงกัน (หินแบบเดียวกัน มีระดับการแตกร้าวฝุงเหมือนกัน)

ตารางที่ ก.8 การจำแนกประเภทของชั้นดิน

ประเภทของชั้นดิน	v_s	N หรือ N_{ch}	S_u
A	>1500 เมตรวินาที/	-	-
B	750-1500 เมตรวินาที/	-	-
C	360-750 เมตรวินาที/	>50	>100 กิโลปาสคาล
D	180-360 เมตรวินาที/	15-50	กิโลปาสคาล 100-50
E	<180 เมตรวินาที/	<15	<50 กิโลปาสคาล
	มีชั้นดินที่มีความหนามากกว่า 3 เมตรที่มีคุณสมบัติดังนี้ Plasticity Index (PI) > 20 Moisture Content (w) > 40% $S_u < 25$ กิโลปาสคาล		
F	เกณฑ์ตามที่กล่าวไว้ข้างต้น		

นิยามของพารามิเตอร์ที่ใช้จำแนกประเภทของชั้นดิน

ความเร็วคลื่นเฉือนเฉลี่ย

ค่าความเร็วคลื่นเฉือนเฉลี่ย $\bar{v}_s$ (ของชั้นดินสามารถคำนวณได้จาก)

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}}$$

โดยที่ d_i เป็นความหนาของชั้น i ใดๆ ในช่วงความลึก 30 เมตรแรก

v_{si} เป็นความเร็วคลื่นเฉือนในชั้น i ใดๆ (วินาที/เมตร)

n คือจำนวนชั้นดิน ในช่วงความลึก 30 เมตรแรก

ค่าการทดสอบพังจุมมาตรฐานเฉลี่ยและของการทดสอบพังจุมมาตรฐานเฉลี่ยสำหรับชั้นทราย

ค่าของการทดสอบพังจุมมาตรฐานเฉลี่ย ($\bar{N}$) ในช่วงความลึก เมตรแรก สามารถคำนวณ 30 ได้จาก

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}}$$

โดยที่ N_i เป็นค่าการทดสอบพังจุมมาตรฐาน สำหรับชั้นดินทราย ดินเหนียว และหิน ชั้นดินที่ i

d_i เป็นความหนาของชั้น i ใดๆ ในช่วงความลึก 30 เมตรแรก

n คือจำนวนชั้นดิน ในช่วงความลึก เมตรแรก 30

ค่าของการทดสอบฟังก์ชันมาตรฐานเฉลี่ยสำหรับชั้นทราย ($\bar{N}_{ch}$) ในช่วงความลึก เมตรแรก 30 สามารถคำนวณได้จาก

$$\bar{N}_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^m \frac{d_i}{N_i}}$$

โดยที่ N_i เป็นค่าการทดสอบฟังก์ชันมาตรฐาน สำหรับชั้นดินทรายที่ i

d_i เป็นความหนาสำหรับชั้นดินทรายชั้นดินที่ i

d_s เป็นความหนาของชั้นดินทรายทั้งหมดในช่วง 30 เมตรแรก ($\sum_i d_i = d_s$ โดย m เป็น

จำนวนชั้นดินทราย)

ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเฉลี่ย

ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเฉลี่ย ($\bar{S}_u$) ของชั้นดินสามารถคำนวณได้จาก

$$\bar{S}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{S_{ui}}}$$

โดยที่ d_c เป็นความหนาของชั้นดินเหนียวทั้งหมดในช่วง เมตรแรก 30

d_i เป็นความหนาสำหรับชั้นดินเหนียวที่ i ($\sum_i d_i = d_c$)

S_{ui} เป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของชั้นดิน i แต่ไม่เกิน กิโลปาสกาล 240

วิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด

วิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมดในการออกแบบ (Modal Response Spectrum) วิศวกรจะต้องทำการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อคำนวณค่าคาบการสั่นและรูปร่างโหมดธรรมชาติของการสั่นไหวของโครงสร้าง โดยใช้แบบจำลองอาคารที่จำลองมวลและสติฟเนสของโครงสร้างอาคารอย่างถูกต้อง

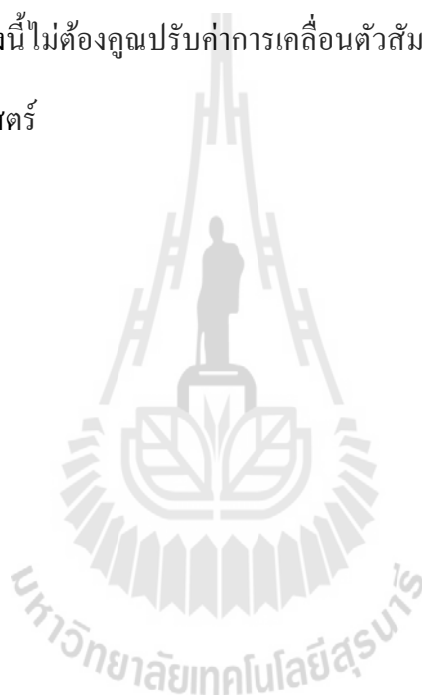
จำนวนโหมดที่ต้องพิจารณา

ในการวิเคราะห์จะต้องพิจารณารวมการตอบสนองจากหลายโหมดโดยจำนวนโหมดที่พิจารณาจะต้องเพียงพอ ทำให้ผลรวมของน้ำหนักประสิทธิผลเชิงโหมด (Effective Modal Weight, or Modal Weight Participation) มีค่าไม่น้อยกว่าร้อยละ ของน้ำหนักประสิทธิผลทั้งหมดของ 90 อาคาร สำหรับแต่ละทิศทางของแผ่นดินไหวในแนวราบที่ตั้งฉากกัน

การปรับค่าการตอบสนองเพื่อใช้ในการออกแบบ

แรงภายในที่ใช้ในการออกแบบจากวิธีเชิงพลศาสตร์ไม่ควรต่างจากแรงภายในที่ใช้ในการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่ามากเกินไป ดังนั้นจึงให้คำนวณแรงเฉือนที่ฐาน (Base Shear, V) ด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า (Equivalent Lateral Force Procedure) โดยคำนวณแรงสำหรับแต่ละทิศทางที่ตั้งฉากกันในแนวนอน และใช้ค่าคาบการสั่นพ้องพื้นฐานของโครงสร้าง (Fundamental Period, T) ที่คำนวณได้จากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ในแต่ละทิศทาง

หากค่าแรงเฉือนที่ฐานจากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ (Modal Base Shear, V_p) ซึ่งคำนวณจากการรวมการตอบสนองของโหมดต่างๆ มีค่าน้อยกว่า 85% ของค่าแรงเฉือนที่ฐาน (Base Shear, V) ที่ได้จากวิธีแรงสถิตเทียบเท่าข้างต้น ให้ปรับค่าแรงภายในที่ใช้ในการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ โดยคูณด้วยค่า $0.85 \frac{V}{V_t}$ ทั้งนี้ไม่ต้องคูณปรับค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Story Drift) ที่ได้จากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์



ภาคผนวก ข
ผลการป้อนข้อมูลในโปรแกรม STAAD Pro.

รายละเอียดการป้อนข้อมูลลงในโปรแกรม STAAD Pro Fixed Support

STAAD SPACE

START JOB INFORMATION

ENGINEER DATE 25-Mar-13

END JOB INFORMATION

INPUT WIDTH 79

UNIT METER MTON

JOINT COORDINATES

1 0 0 0; 2 0 4 0; 3 5 0 0; 4 5 4 0; 5 10 0 0; 6 10 4 0; 7 15 0 0; 8 15 4 0;
 9 0 0 5; 10 0 4 5; 11 5 0 5; 12 5 4 5; 13 10 0 5; 14 10 4 5; 15 15 0 5;
 16 15 4 5; 17 0 0 10; 18 0 4 10; 19 5 0 10; 20 5 4 10; 21 10 0 10; 22 10 4 10;
 23 15 0 10; 24 15 4 10; 25 0 0 15; 26 0 4 15; 27 5 0 15; 28 5 4 15; 29 10 0 15;
 30 10 4 15; 31 15 0 15; 32 15 4 15; 33 0 8 0; 34 5 8 0; 35 10 8 0; 36 15 8 0;
 37 0 8 5; 38 5 8 5; 39 10 8 5; 40 15 8 5; 41 0 8 10; 42 5 8 10; 43 10 8 10;
 44 15 8 10; 45 0 8 15; 46 5 8 15; 47 10 8 15; 48 15 8 15; 49 0 12 0; 50 5 12 0;
 51 10 12 0; 52 15 12 0; 53 0 12 5; 54 5 12 5; 55 10 12 5; 56 15 12 5;
 57 0 12 10; 58 5 12 10; 59 10 12 10; 60 15 12 10; 61 0 12 15; 62 5 12 15;
 63 10 12 15; 64 15 12 15; 65 0 16 0; 66 5 16 0; 67 10 16 0; 68 15 16 0;
 69 0 16 5; 70 5 16 5; 71 10 16 5; 72 15 16 5; 73 0 16 10; 74 5 16 10;
 75 10 16 10; 76 15 16 10; 77 0 16 15; 78 5 16 15; 79 10 16 15; 80 15 16 15;
 81 0 20 0; 82 5 20 0; 83 10 20 0; 84 15 20 0; 85 0 20 5; 86 5 20 5; 87 10 20 5;
 88 15 20 5; 89 0 20 10; 90 5 20 10; 91 10 20 10; 92 15 20 10; 93 0 20 15;
 94 5 20 15; 95 10 20 15; 96 15 20 15; 97 0 24 0; 98 5 24 0; 99 10 24 0;
 100 15 24 0; 101 0 24 5; 102 5 24 5; 103 10 24 5; 104 15 24 5; 105 0 24 10;
 106 5 24 10; 107 10 24 10; 108 15 24 10; 109 0 24 15; 110 5 24 15;
 111 10 24 15; 112 15 24 15; 113 0 28 0; 114 5 28 0; 115 10 28 0; 116 15 28 0;
 117 0 28 5; 118 5 28 5; 119 10 28 5; 120 15 28 5; 121 0 28 10; 122 5 28 10;
 123 10 28 10; 124 15 28 10; 125 0 28 15; 126 5 28 15; 127 10 28 15;
 128 15 28 15; 129 0 32 0; 130 5 32 0; 131 10 32 0; 132 15 32 0; 133 0 32 5;
 134 5 32 5; 135 10 32 5; 136 15 32 5; 137 0 32 10; 138 5 32 10; 139 10 32 10;
 140 15 32 10; 141 0 32 15; 142 5 32 15; 143 10 32 15; 144 15 32 15; 145 0 36 0;
 146 5 36 0; 147 10 36 0; 148 15 36 0; 149 0 36 5; 150 5 36 5; 151 10 36 5;

152 15 36 5; 153 0 36 10; 154 5 36 10; 155 10 36 10; 156 15 36 10; 157 0 36 15;
 158 5 36 15; 159 10 36 15; 160 15 36 15; 161 0 40 0; 162 5 40 0; 163 10 40 0;
 164 15 40 0; 165 0 40 5; 166 5 40 5; 167 10 40 5; 168 15 40 5; 169 0 40 10;
 170 5 40 10; 171 10 40 10; 172 15 40 10; 173 0 40 15; 174 5 40 15;
 175 10 40 15; 176 15 40 15;

MEMBER INCIDENCES

1 1 2; 2 3 4; 3 5 6; 4 7 8; 5 9 10; 6 11 12; 7 13 14; 8 15 16; 9 17 18;
 10 19 20; 11 21 22; 12 23 24; 13 25 26; 14 27 28; 15 29 30; 16 31 32; 26 2 33;
 27 4 34; 28 6 35; 29 8 36; 30 10 37; 31 12 38; 32 14 39; 33 16 40; 34 18 41;
 35 20 42; 36 22 43; 37 24 44; 38 26 45; 39 28 46; 40 30 47; 41 32 48; 51 33 49;
 52 34 50; 53 35 51; 54 36 52; 55 37 53; 56 38 54; 57 39 55; 58 40 56; 59 41 57;
 60 42 58; 61 43 59; 62 44 60; 63 45 61; 64 46 62; 65 47 63; 66 48 64; 76 49 65;
 77 50 66; 78 51 67; 79 52 68; 80 53 69; 81 54 70; 82 55 71; 83 56 72; 84 57 73;
 85 58 74; 86 59 75; 87 60 76; 88 61 77; 89 62 78; 90 63 79; 91 64 80;
 101 65 81; 102 66 82; 103 67 83; 104 68 84; 105 69 85; 106 70 86; 107 71 87;
 108 72 88; 109 73 89; 110 74 90; 111 75 91; 112 76 92; 113 77 93; 114 78 94;
 115 79 95; 116 80 96; 126 81 97; 127 82 98; 128 83 99; 129 84 100; 130 85 101;
 131 86 102; 132 87 103; 133 88 104; 134 89 105; 135 90 106; 136 91 107;
 137 92 108; 138 93 109; 139 94 110; 140 95 111; 141 96 112; 151 97 113;
 152 98 114; 153 99 115; 154 100 116; 155 101 117; 156 102 118; 157 103 119;
 158 104 120; 159 105 121; 160 106 122; 161 107 123; 162 108 124; 163 109 125;
 164 110 126; 165 111 127; 166 112 128; 176 113 129; 177 114 130; 178 115 131;
 179 116 132; 180 117 133; 181 118 134; 182 119 135; 183 120 136; 184 121 137;
 185 122 138; 186 123 139; 187 124 140; 188 125 141; 189 126 142; 190 127 143;
 191 128 144; 201 129 145; 202 130 146; 203 131 147; 204 132 148; 205 133 149;
 206 134 150; 207 135 151; 208 136 152; 209 137 153; 210 138 154; 211 139 155;
 212 140 156; 213 141 157; 214 142 158; 215 143 159; 216 144 160; 226 145 161;
 227 146 162; 228 147 163; 229 148 164; 230 149 165; 231 150 166; 232 151 167;
 233 152 168; 234 153 169; 235 154 170; 236 155 171; 237 156 172; 238 157 173;
 239 158 174; 240 159 175; 241 160 176;

ELEMENT INCIDENCES SHELL

17 2 4 12 10; 18 4 6 14 12; 19 6 8 16 14; 20 10 12 20 18; 21 12 14 22 20;

22 14 16 24 22; 23 18 20 28 26; 24 20 22 30 28; 25 22 24 32 30; 42 33 34 38 37;
 43 34 35 39 38; 44 35 36 40 39; 45 37 38 42 41; 46 38 39 43 42; 47 39 40 44 43;
 48 41 42 46 45; 49 42 43 47 46; 50 43 44 48 47; 67 49 50 54 53; 68 50 51 55 54;
 69 51 52 56 55; 70 53 54 58 57; 71 54 55 59 58; 72 55 56 60 59; 73 57 58 62 61;
 74 58 59 63 62; 75 59 60 64 63; 92 65 66 70 69; 93 66 67 71 70; 94 67 68 72 71;
 95 69 70 74 73; 96 70 71 75 74; 97 71 72 76 75; 98 73 74 78 77; 99 74 75 79 78;
 100 75 76 80 79; 117 81 82 86 85; 118 82 83 87 86; 119 83 84 88 87;
 120 85 86 90 89; 121 86 87 91 90; 122 87 88 92 91; 123 89 90 94 93;
 124 90 91 95 94; 125 91 92 96 95; 142 97 98 102 101; 143 98 99 103 102;
 144 99 100 104 103; 145 101 102 106 105; 146 102 103 107 106;
 147 103 104 108 107; 148 105 106 110 109; 149 106 107 111 110;
 150 107 108 112 111; 167 113 114 118 117; 168 114 115 119 118;
 169 115 116 120 119; 170 117 118 122 121; 171 118 119 123 122;
 172 119 120 124 123; 173 121 122 126 125; 174 122 123 127 126;
 175 123 124 128 127; 192 129 130 134 133; 193 130 131 135 134;
 194 131 132 136 135; 195 133 134 138 137; 196 134 135 139 138;
 197 135 136 140 139; 198 137 138 142 141; 199 138 139 143 142;
 200 139 140 144 143; 217 145 146 150 149; 218 146 147 151 150;
 219 147 148 152 151; 220 149 150 154 153; 221 150 151 155 154;
 222 151 152 156 155; 223 153 154 158 157; 224 154 155 159 158;
 225 155 156 160 159; 242 161 162 166 165; 243 162 163 167 166;
 244 163 164 168 167; 245 165 166 170 169; 246 166 167 171 170;
 247 167 168 172 171; 248 169 170 174 173; 249 170 171 175 174;
 250 171 172 176 175;

ELEMENT PROPERTY

17 TO 25 42 TO 50 67 TO 75 92 TO 100 117 TO 125 142 TO 150 167 TO 175 192 -
 193 TO 200 217 TO 225 242 TO 250 THICKNESS 0.2

DEFINE MATERIAL START

ISOTROPIC CONCRETE

E 2.21467e+006

POISSON 0.17

DENSITY 2.40262

ALPHA 1e-005

DAMP 0.05

END DEFINE MATERIAL

MEMBER PROPERTY AMERICAN

201 TO 216 226 TO 241 PRIS YD 0.3 ZD 0.3

151 TO 166 176 TO 191 PRIS YD 0.6 ZD 0.6

101 TO 116 126 TO 141 PRIS YD 0.9 ZD 0.9

51 TO 66 76 TO 91 PRIS YD 1.2 ZD 1.2

1 TO 16 26 TO 41 PRIS YD 1.5 ZD 1.5

CONSTANTS

MATERIAL CONCRETE ALL

SUPPORTS

1 3 5 7 9 11 13 15 17 19 21 23 25 27 29 31 FIXED

CUT OFF MODE SHAPE 10

CUT OFF MODE SHAPE 15

CUT OFF MODE SHAPE 20

CUT OFF MODE SHAPE 25

LOAD 1 LOADTYPE None TITLE EARTHQUAKE

SELFWEIGHT X 1

SELFWEIGHT Y 1

SELFWEIGHT Z 1

SPECTRUM SRSS X 1 ACC SCALE 0.3125 DAMP 0.05 LIN

0.1 0.775; 0.2 1.236; 1 1.55; 2 1.707; 3 0.765; 4 0.569; 5 0.461; 6 0.383;

PERFORM ANALYSIS

FINISH

รายละเอียดการป้อนข้อมูลลงในโปรแกรม STAAD Pro Fixed Support

STAAD SPACE

START JOB INFORMATION

ENGINEER DATE 25-Mar-13

END JOB INFORMATION

INPUT WIDTH 79

UNIT METER MTON

JOINT COORDINATES

1 0 0 0; 2 0 4 0; 3 5 0 0; 4 5 4 0; 5 10 0 0; 6 10 4 0; 7 15 0 0; 8 15 4 0;
 9 0 0 5; 10 0 4 5; 11 5 0 5; 12 5 4 5; 13 10 0 5; 14 10 4 5; 15 15 0 5;
 16 15 4 5; 17 0 0 10; 18 0 4 10; 19 5 0 10; 20 5 4 10; 21 10 0 10; 22 10 4 10;
 23 15 0 10; 24 15 4 10; 25 0 0 15; 26 0 4 15; 27 5 0 15; 28 5 4 15; 29 10 0 15;
 30 10 4 15; 31 15 0 15; 32 15 4 15; 33 0 8 0; 34 5 8 0; 35 10 8 0; 36 15 8 0;
 37 0 8 5; 38 5 8 5; 39 10 8 5; 40 15 8 5; 41 0 8 10; 42 5 8 10; 43 10 8 10;
 44 15 8 10; 45 0 8 15; 46 5 8 15; 47 10 8 15; 48 15 8 15; 49 0 12 0; 50 5 12 0;
 51 10 12 0; 52 15 12 0; 53 0 12 5; 54 5 12 5; 55 10 12 5; 56 15 12 5;
 57 0 12 10; 58 5 12 10; 59 10 12 10; 60 15 12 10; 61 0 12 15; 62 5 12 15;
 63 10 12 15; 64 15 12 15; 65 0 16 0; 66 5 16 0; 67 10 16 0; 68 15 16 0;
 69 0 16 5; 70 5 16 5; 71 10 16 5; 72 15 16 5; 73 0 16 10; 74 5 16 10;
 75 10 16 10; 76 15 16 10; 77 0 16 15; 78 5 16 15; 79 10 16 15; 80 15 16 15;
 81 0 20 0; 82 5 20 0; 83 10 20 0; 84 15 20 0; 85 0 20 5; 86 5 20 5; 87 10 20 5;
 88 15 20 5; 89 0 20 10; 90 5 20 10; 91 10 20 10; 92 15 20 10; 93 0 20 15;
 94 5 20 15; 95 10 20 15; 96 15 20 15; 97 0 24 0; 98 5 24 0; 99 10 24 0;
 100 15 24 0; 101 0 24 5; 102 5 24 5; 103 10 24 5; 104 15 24 5; 105 0 24 10;
 106 5 24 10; 107 10 24 10; 108 15 24 10; 109 0 24 15; 110 5 24 15;
 111 10 24 15; 112 15 24 15; 113 0 28 0; 114 5 28 0; 115 10 28 0; 116 15 28 0;
 117 0 28 5; 118 5 28 5; 119 10 28 5; 120 15 28 5; 121 0 28 10; 122 5 28 10;
 123 10 28 10; 124 15 28 10; 125 0 28 15; 126 5 28 15; 127 10 28 15;
 128 15 28 15; 129 0 32 0; 130 5 32 0; 131 10 32 0; 132 15 32 0; 133 0 32 5;
 134 5 32 5; 135 10 32 5; 136 15 32 5; 137 0 32 10; 138 5 32 10; 139 10 32 10;
 140 15 32 10; 141 0 32 15; 142 5 32 15; 143 10 32 15; 144 15 32 15; 145 0 36 0;
 146 5 36 0; 147 10 36 0; 148 15 36 0; 149 0 36 5; 150 5 36 5; 151 10 36 5;

152 15 36 5; 153 0 36 10; 154 5 36 10; 155 10 36 10; 156 15 36 10; 157 0 36 15;
 158 5 36 15; 159 10 36 15; 160 15 36 15; 161 0 40 0; 162 5 40 0; 163 10 40 0;
 164 15 40 0; 165 0 40 5; 166 5 40 5; 167 10 40 5; 168 15 40 5; 169 0 40 10;
 170 5 40 10; 171 10 40 10; 172 15 40 10; 173 0 40 15; 174 5 40 15;
 175 10 40 15; 176 15 40 15;

MEMBER INCIDENCES

1 1 2; 2 3 4; 3 5 6; 4 7 8; 5 9 10; 6 11 12; 7 13 14; 8 15 16; 9 17 18;
 10 19 20; 11 21 22; 12 23 24; 13 25 26; 14 27 28; 15 29 30; 16 31 32; 26 2 33;
 27 4 34; 28 6 35; 29 8 36; 30 10 37; 31 12 38; 32 14 39; 33 16 40; 34 18 41;
 35 20 42; 36 22 43; 37 24 44; 38 26 45; 39 28 46; 40 30 47; 41 32 48; 51 33 49;
 52 34 50; 53 35 51; 54 36 52; 55 37 53; 56 38 54; 57 39 55; 58 40 56; 59 41 57;
 60 42 58; 61 43 59; 62 44 60; 63 45 61; 64 46 62; 65 47 63; 66 48 64; 76 49 65;
 77 50 66; 78 51 67; 79 52 68; 80 53 69; 81 54 70; 82 55 71; 83 56 72; 84 57 73;
 85 58 74; 86 59 75; 87 60 76; 88 61 77; 89 62 78; 90 63 79; 91 64 80;
 101 65 81; 102 66 82; 103 67 83; 104 68 84; 105 69 85; 106 70 86; 107 71 87;
 108 72 88; 109 73 89; 110 74 90; 111 75 91; 112 76 92; 113 77 93; 114 78 94;
 115 79 95; 116 80 96; 126 81 97; 127 82 98; 128 83 99; 129 84 100; 130 85 101;
 131 86 102; 132 87 103; 133 88 104; 134 89 105; 135 90 106; 136 91 107;
 137 92 108; 138 93 109; 139 94 110; 140 95 111; 141 96 112; 151 97 113;
 152 98 114; 153 99 115; 154 100 116; 155 101 117; 156 102 118; 157 103 119;
 158 104 120; 159 105 121; 160 106 122; 161 107 123; 162 108 124; 163 109 125;
 164 110 126; 165 111 127; 166 112 128; 176 113 129; 177 114 130; 178 115 131;
 179 116 132; 180 117 133; 181 118 134; 182 119 135; 183 120 136; 184 121 137;
 185 122 138; 186 123 139; 187 124 140; 188 125 141; 189 126 142; 190 127 143;
 191 128 144; 201 129 145; 202 130 146; 203 131 147; 204 132 148; 205 133 149;
 206 134 150; 207 135 151; 208 136 152; 209 137 153; 210 138 154; 211 139 155;
 212 140 156; 213 141 157; 214 142 158; 215 143 159; 216 144 160; 226 145 161;
 227 146 162; 228 147 163; 229 148 164; 230 149 165; 231 150 166; 232 151 167;
 233 152 168; 234 153 169; 235 154 170; 236 155 171; 237 156 172; 238 157 173;
 239 158 174; 240 159 175; 241 160 176;

ELEMENT INCIDENCES SHELL

17 2 4 12 10; 18 4 6 14 12; 19 6 8 16 14; 20 10 12 20 18; 21 12 14 22 20;

22 14 16 24 22; 23 18 20 28 26; 24 20 22 30 28; 25 22 24 32 30; 42 33 34 38 37;
 43 34 35 39 38; 44 35 36 40 39; 45 37 38 42 41; 46 38 39 43 42; 47 39 40 44 43;
 48 41 42 46 45; 49 42 43 47 46; 50 43 44 48 47; 67 49 50 54 53; 68 50 51 55 54;
 69 51 52 56 55; 70 53 54 58 57; 71 54 55 59 58; 72 55 56 60 59; 73 57 58 62 61;
 74 58 59 63 62; 75 59 60 64 63; 92 65 66 70 69; 93 66 67 71 70; 94 67 68 72 71;
 95 69 70 74 73; 96 70 71 75 74; 97 71 72 76 75; 98 73 74 78 77; 99 74 75 79 78;
 100 75 76 80 79; 117 81 82 86 85; 118 82 83 87 86; 119 83 84 88 87;
 120 85 86 90 89; 121 86 87 91 90; 122 87 88 92 91; 123 89 90 94 93;
 124 90 91 95 94; 125 91 92 96 95; 142 97 98 102 101; 143 98 99 103 102;
 144 99 100 104 103; 145 101 102 106 105; 146 102 103 107 106;
 147 103 104 108 107; 148 105 106 110 109; 149 106 107 111 110;
 150 107 108 112 111; 167 113 114 118 117; 168 114 115 119 118;
 169 115 116 120 119; 170 117 118 122 121; 171 118 119 123 122;
 172 119 120 124 123; 173 121 122 126 125; 174 122 123 127 126;
 175 123 124 128 127; 192 129 130 134 133; 193 130 131 135 134;
 194 131 132 136 135; 195 133 134 138 137; 196 134 135 139 138;
 197 135 136 140 139; 198 137 138 142 141; 199 138 139 143 142;
 200 139 140 144 143; 217 145 146 150 149; 218 146 147 151 150;
 219 147 148 152 151; 220 149 150 154 153; 221 150 151 155 154;
 222 151 152 156 155; 223 153 154 158 157; 224 154 155 159 158;
 225 155 156 160 159; 242 161 162 166 165; 243 162 163 167 166;
 244 163 164 168 167; 245 165 166 170 169; 246 166 167 171 170;
 247 167 168 172 171; 248 169 170 174 173; 249 170 171 175 174;
 250 171 172 176 175;

ELEMENT PROPERTY

17 TO 25 42 TO 50 67 TO 75 92 TO 100 117 TO 125 142 TO 150 167 TO 175 192 -
 193 TO 200 217 TO 225 242 TO 250 THICKNESS 0.2

DEFINE MATERIAL START

ISOTROPIC CONCRETE

E 2.21467e+006

POISSON 0.17

DENSITY 2.40262

ALPHA 1e-005

DAMP 0.05

END DEFINE MATERIAL

MEMBER PROPERTY AMERICAN

201 TO 216 226 TO 241 PRIS YD 0.3 ZD 0.3

151 TO 166 176 TO 191 PRIS YD 0.6 ZD 0.6

101 TO 116 126 TO 141 PRIS YD 0.9 ZD 0.9

51 TO 66 76 TO 91 PRIS YD 1.2 ZD 1.2

1 TO 16 26 TO 41 PRIS YD 1.5 ZD 1.5

CONSTANTS

MATERIAL CONCRETE ALL

SUPPORTS

1 3 5 7 9 11 13 15 17 19 21 23 25 27 29 31 FIXED

CUT OFF MODE SHAPE 10

CUT OFF MODE SHAPE 15

LOAD 1 LOADTYPE None TITLE EARTHQUAKE

SELFWEIGHT X 1

SELFWEIGHT Y 1

SELFWEIGHT Z 1

SPECTRUM SRSS X 1 ACC SCALE 0.312 DAMP 0.05 LIN

0.1 0.775; 0.2 1.236; 1 1.55; 2 1.707; 3 0.765; 4 0.569; 5 0.461; 6 0.383;

PERFORM ANALYSIS

FINISH

ภาคผนวก ค

ผลการวิเคราะห์โปรแกรม STAAD Pro



























































































































































































































































ภาคผนวก ง

บทความที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

รายชื่อบทความวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่ในขณะศึกษา

สมัชญ์ จันทร์สาขา และมงคล จิรวรรณเดช (2556). ผลผลกระทบของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและ
 โครงสร้างที่มีต่อสเปกตรัมการตอบสนองเพื่อใช้ในการออกแบบอาคารต้านทาน
 แผ่นดินไหวในเขตกรุงเทพมหานคร วิศวกรรมสาร ม.ทร.อีสาน (Waiting for accepted)



**ผลกระทบของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างที่มีต่อสเปกตรัมการตอบสนอง
เพื่อใช้ในการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวในเขตกรุงเทพมหานคร**
Effect of Soil-Structure Interaction on The Response Spectra for Earthquake
Resistant Design in Bangkok

สมัชญ์ จันทราสาร¹, มงคล จิรวรรณ²

¹ นักศึกษาปริญญาโท สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

² ผู้ช่วยศาสตราจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

บทคัดย่อ

บทความนี้มีวัตถุประสงค์ในการศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง เพื่อนำมาสร้างกราฟการตอบสนองของสเปกตรัมใช้ในการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวในกรุงเทพมหานครซึ่งรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินเหนียวอ่อนและโครงสร้าง การศึกษาเริ่มต้นด้วยการศึกษาข้อมูลของดินในกรุงเทพมหานครแล้วทำการแปลงข้อมูลเป็นตัวเลขเชิงปฏิสัมพันธ์สำหรับใช้กับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 10 ชั้นในพื้นที่กรุงเทพมหานคร จากนั้นทำการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์เพื่อหาผลตอบสนองของอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ระหว่างโครงสร้างอาคารที่มีฐานรากยึดแน่นกับฐานรากสปริงยืดหยุ่นเชิงเส้นที่รวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง สุดท้ายนำผลที่ได้มาสร้างกราฟการตอบสนองของสเปกตรัมที่รวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างเพื่อใช้ในการออกแบบ

คำสำคัญ : ผลเชิงปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง , สเปกตรัม, แผ่นดินไหว

Abstract

This article have objection to study effect of soil-structure interaction on the response spectra for earthquake resistant design in Bangkok. The study begins with the study of soils in Bangkok and then convert the data into variables interact for use with RC buildings 10 stories high in the Bangkok area. The analysis of the dynamics of the response to the earthquake. Comparative analysis between the buildings fixed base and linear elastic spring foundation with effect of soil-structure interaction

Keywords: Soil-Structure Interaction, Earthquake, Response Spectra

1. บทนำ

ในปัจจุบันประเทศไทยสามารถตรวจพบแรงสั่นสะเทือนที่รู้สึกได้จากแผ่นดินไหวที่เกิดตามแนวรอยเลื่อนที่ห่างไกลขึ้นหลายครั้ง ผลสำรวจทางธรณีวิทยาพบว่าประเทศไทยมีรอยเลื่อนมีพลังที่สามารถก่อให้เกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ถึง 7 รอยเลื่อน ตามพื้นที่ภาคเหนือและภาคตะวันตกซึ่งสามารถส่งผ่านพลังงานมายังกรุงเทพมหานครได้ แผ่นดินไหวมีผลต่อโครงสร้างในลักษณะที่แตกต่างจากแรงอื่นๆเช่นแรงลม แรงที่เกิดขึ้นในองค์อาคารจากแผ่นดินไหวเป็นผลจากการที่ฐานของอาคารถูกเคลื่อนตัวออกไปแล้วมวลเฉื่อยของอาคารทำให้ส่วนต่างๆของอาคารไม่เคลื่อนตัวไปพร้อมกับฐานทันที ผลทำให้เกิดการเสียรูปในองค์อาคารต่างๆ

จากการศึกษาพื้นที่กรุงเทพมหานครซึ่งจะเกิดผลกระทบจากแผ่นดินไหวในอนาคตพบว่าพื้นที่บริเวณนี้ตั้งอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนทำให้คลื่นแผ่นดินไหวมีกำลังเพิ่มมากขึ้นหลายเท่าตัว เหตุการณ์แผ่นดินไหวบนชั้นดินเหนียวอ่อนในประเทศเม็กซิโก [1] มีศูนย์กลางแผ่นดินไหวอยู่ห่างออกไปจากตัวเมืองหลายร้อยกิโลเมตรแต่ก็สร้างความเสียหายอย่างมาก

ดังนั้นบทความนี้ได้ศึกษาผลกระทบที่แรงแผ่นดินไหวมีผลกระทบต่ออาคารสูงซึ่งตั้งอยู่บนชั้นดินอ่อนในกรุงเทพมหานครและปริมณฑล ร่วมกับการพิจารณาถึงผลการเคลื่อนที่ของฐานรากของโครงสร้าง ซึ่งมีปฏิสัมพันธ์กันกับดินอ่อนที่โครงสร้างนั้นตั้งอยู่ร่วมวิเคราะห์ด้วย การวิเคราะห์ผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างในงานฐานรากเริ่มมีขึ้นตั้งแต่ช่วงปี 1960s จะมีความซับซ้อนกว่าฐานรากตื้น การวิเคราะห์จึงใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์โดยใช้สมการดิน วิเคราะห์โครงสร้างเสาเข็มที่แทนด้วยสปริงมีข้อดีคือสามารถประยุกต์ใช้กับสภาพดินหลายๆชั้นได้ โดยจำลองโครงสร้างอาคารสูง 10 ชั้น และจำลองดินเป็นสปริงแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น ทำการวิเคราะห์ผลการตอบสนองของโครงสร้างเนื่องจากผลของแผ่นดินไหวแบบสเปกตรัม แล้วนำผลการวิเคราะห์กันระหว่างฐานรากแบบยืดหยุ่นและฐานรากแบบสปริงยืดหยุ่นเชิงเส้นที่รวมผลปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง เพื่อให้เกิดความเข้าใจในพฤติกรรมและป้องกันความเสียหายที่จะเกิดขึ้นในอนาคต

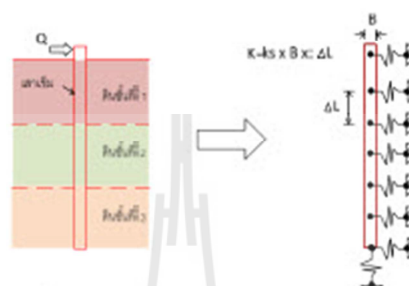
2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

งานวิจัยทางด้านแผ่นดินไหวในดินเหนียวอ่อนที่ผ่านมายังไม่ได้คำนึงถึงผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างเพราะคิดว่าทำให้การสั่นไหวของอาคารลดลง งานวิจัยใหม่โดยที่ วัชรพล และมงคล [3], ลิวิกร [4] M.Watthanasoon [5] ซึ่งให้เหตุผลว่าแผ่นดินไหวในดินเหนียวอ่อนซึ่งมีลักษณะยาวขึ้นอาจทำให้เกิดการสั่นพ้องหรือการตอบสนองมากขึ้น โครงสร้างมีผลต่อการตอบสนองของโครงสร้างอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว ในรูปของความถี่ธรรมชาติ การเคลื่อนตัวด้านข้าง แรงภายในชิ้นส่วนโครงสร้าง กำลังรับแรงเฉือนและกำลังรับแรงโมเมนต์ของการพลิกคว่ำอาคาร ซึ่งมีค่าแตกต่างกันขึ้นอยู่กับปัจจัยสำคัญคือ คุณสมบัติของดิน เสาเข็มและฐานรากข้อมูลเหล่านี้มีความจำเป็นเพื่อใช้ในการพิจารณาผลของความยืดหยุ่นของฐานราก

แบบจำลองฐานราก

ทฤษฎีที่ใช้ในการวิเคราะห์ผลรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง

การวิเคราะห์ของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง โดยใช้แบบจำลองดินเป็นสปริงแบบยืดหยุ่น และสมมติให้ฐานรากของโครงสร้างมีคุณสมบัติเป็นวัตถุแข็งเกร็งซึ่งวางบนผิวจริงดินที่เป็นเนื้อเดียวกันและมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น โดยดินและฐานรากสามารถเคลื่อนที่ได้ในแนวราบเมื่อมีแรงผ่านดินในแนวระนาบ



รูปที่ 1 : แบบจำลองสปริงแทนชั้นดิน

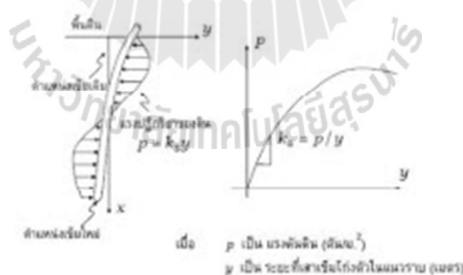
ตัวแปรที่สำคัญสำหรับการวิเคราะห์เสาเข็มในกรณีที่ต้องรับแรงในแนวราบคือค่าสตีฟเนสของสปริงที่แทนดิน เรียกว่า ค่าโมดูลัสต้านทานแรงแนวราบของดิน (Modulus of horizontal subgrade reaction) k_s มีหน่วยเป็นแรง/ปริมาตร เมื่อทราบค่า k_s จะสามารถคำนวณค่าสตีฟเนสของสปริงของดินได้ดังนี้

$$K = k_s \times B \times \Delta L \quad (1)$$

k_s คือ ค่าโมดูลัสต้านทานแรงแนวราบของดิน

B คือ ความกว้างของเสาเข็ม

ΔL คือ ระยะเยื้องของสปริง

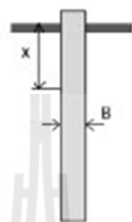


รูปที่ 2 : การคำนวณค่าโมดูลัสต้านทานแรงแนวราบของดิน

ดังนั้นค่า k_s คือความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันดินข้างกับระยะที่เสาเข็มโก่งตัวในแนวราบ (p-y curve)

Terzaghi [6] ได้เสนอการคำนวณ k_s สำหรับดินทรายซึ่งมีค่า k_s แปรตามความลึกของชั้นดินโดยนิยามค่าคงที่สำหรับต้านทานแรงกดแนวราบ (constant of horizontal subgrade reaction) หรือ k_h โดยพิจารณาจากความลึกที่จุดต่างๆ (x) และความกว้างหรือเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม (B)

$$k_s = \frac{k_h \cdot x}{B} \quad (2)$$



รูปที่ 3 : แบบจำลองสปริงแทนดิน

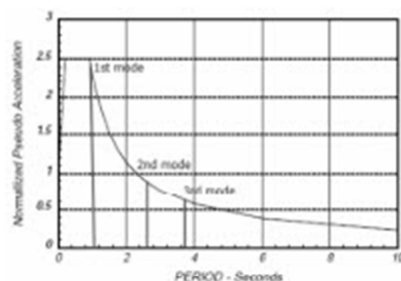
ในทางตรงกันข้ามสำหรับ ดินเหนียวค่า k_s จะคงที่ตลอดชั้นดินโดย Davisson, M.T [7] ได้เสนอการหาค่าสลิปเฟสในส่วนนี้โดยคิดจากกำลังต้านทานแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ

$$k_s = 67 \frac{S_u}{B} \quad (3)$$

ในกรณีที่มีเสาเข็มมากกว่า 1 ต้นอยู่ในฐานเดียวกันหากเสาเข็มในฐานเรียงชิดกันเกินไปกำลังของเสาเข็มแต่ละต้นที่คำนวณได้จะมีกำลังที่ลดลง แต่ถ้าวางระยะห่างของเสาเข็มแต่ละต้นมีค่ามากกว่าประมาณ 6-8 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง เสาเข็มก็จะรักษากำลังแบบเสาเดี่ยวไว้ได้

การออกแบบสเปกตรัม

เมื่อเกิดการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวอาคารต่างๆจะมีการตอบสนองต่อการสั่นสะเทือนแตกต่างกันออกไปขึ้นอยู่กับปัจจัยหลักคือการสั่นพื้นฐานของอาคาร และปัจจัยประกอบอื่นๆ ดังนั้นผลตอบสนองของอาคารจึงแสดงในรูปของความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม ซึ่งมีค่าแปรเปลี่ยนไปตามคาบการสั่นพื้นฐานของอาคาร



รูปที่ 4 : แผนภูมิออกแบบสเปกตรัม

การออกแบบสเปกตรัมเป็นแผนภูมิที่ได้จากการลากเส้นที่ครอบคลุมผลวิเคราะห์โดยเฉลี่ยของแผ่นดินไหวจำนวนมากเพื่อใช้ในการออกแบบ เมื่อนำมาใช้ประกอบกับโหมดการสั่นไหวของโครงสร้างจะมีลักษณะดังรูปข้างล่าง จากนั้นจะนำผลตอบสนองของระบบแต่ละโหมดมารวมกัน

ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมในมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว [2] กำหนดไว้ ที่จาวานที่คาบการสั่น 0.2 วินาที ($S_{0.2}$) และคาบการสั่น 1 วินาที (S_1) ณ ได้มาจากการวิเคราะห์ความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวโดยสมมติให้สภาพพื้นที่เป็นแบบดินแข็งหรือหินที่มีความเร็วคลื่นเฉือนโดยเฉลี่ยในช่วงจากผิวดินถึงความลึก 30 เมตร เท่ากับ 760 เมตรต่อวินาที

$$S_{0.2} = F_s S_1 \quad (4)$$

$$S_{0.1} = F_s S_1 \quad (5)$$

เมื่อ

$S_{0.2}$ คือความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น 0.2 วินาที

$S_{0.1}$ คือความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น 1 วินาที

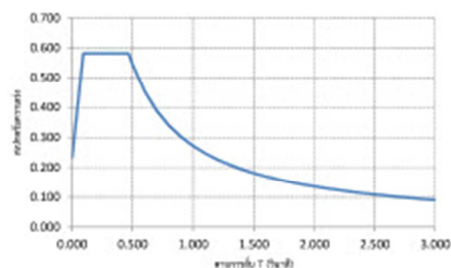
F_s คือสัมประสิทธิ์สำหรับดิน ณ ที่ตั้งการสำหรับคาบการสั่น 0.2 วินาที

F_1 คือสัมประสิทธิ์สำหรับดิน ณ ที่ตั้งการสำหรับคาบการสั่น 1 วินาที

ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่คาบการสั่น 0.2 วินาที ($S_{0.2}$) และที่คาบการสั่น 1 วินาที ($S_{0.1}$)

$$S_{0.2} = \frac{2}{3} S_{0.1} \quad (6)$$

$$S_{0.1} = \frac{2}{3} S_{0.2} \quad (7)$$



รูปที่ 5 : กราฟการตอบสนองของสเปกตรัม

3. ระเบียบวิธีการวิจัย

3.1 รายละเอียดอาคารที่ใช้ในการศึกษา

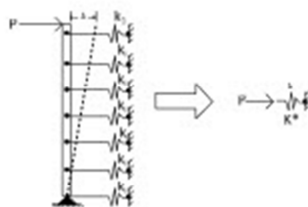
การศึกษาวิเคราะห์ให้แบบจำลองอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 10 ชั้น เป็นโครงข้อแข็ง 2 มิติแบบพื้น-เสา ฐานรากวางบนดินเหนียวอ่อนที่มีการตอบสนองของโครงสร้างทางด้านข้างและแนวตั้ง ซึ่งพิจารณาผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างที่อยู่บนดิน โดยที่จุดรองรับของโครงสร้างจำลองให้เป็นสปริงแบบยืดหยุ่นเชิงเส้นทางแกน x และ y แต่ในกรณีแบบจำลองที่ไม่พิจารณาผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างจะไม่นำแบบจำลองเป็นสปริงที่จุดรองรับมาพิจารณาด้วย โดยใช้ฐานรากของโครงสร้างนั้นเป็นจุดรองรับแบบยึดแน่น



รูปที่ 6 ตัวอย่างอาคารที่ใช้ในการวิเคราะห์

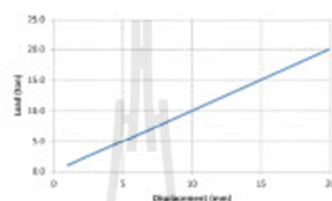
3.2 การวิเคราะห์เสาเข็ม

กำหนดให้อาคารในแบบจำลองตั้งอยู่บนชั้นดินเหนียวในเขตกรุงเทพมหานคร ให้เสาเข็มมีความลึก 20 เมตรจากรูปที่ 1 ของแบบจำลองสปริง ทำการใส่แรงกระทำบนหัวเสาเข็มในแนวด้านข้างเพิ่มแรงกระทำบนหัวเสาเข็มไปเรื่อยๆ เพื่อกำหนดค่าการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม



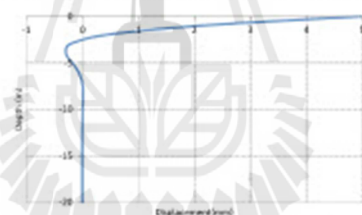
รูปที่ 7 รูปการจำลองชั้นดินสปริงกลุ่มเป็นชั้นดินสปริงเดี่ยว

จำลองดินเป็นสปริงอิสระหมุนเชิงเส้นโดยใช้สมการที่ (1) สปริงแต่ละตัวอยู่ห่างกัน Δ เมตรทำการใส่แรงด้านข้าง P ที่ค่าต่างๆเพื่อหาค่าการเคลื่อนตัวของบริเวณหัวเสาเข็ม (Δ) นำค่า $P \cdot \Delta$ มาวาดกราฟได้ดังรูปที่ 8



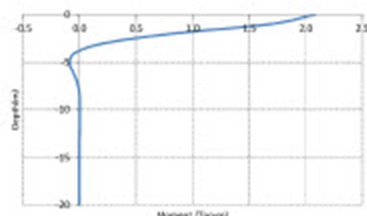
รูปที่ 8 กราฟการเคลื่อนตัวของบริเวณหัวเสาเข็มเมื่อมีแรงกระทำด้านข้างบริเวณหัวเสาเข็ม

จากรูปที่ 8 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างต่อระยะเสาเข็มที่ใกล้ตัวในแนวด้านข้างได้กราฟเส้นตรง ความชันของกราฟที่ได้คือค่าสถิติในสองสปริงตัวเดียวที่เกิดจากการรวมสปริงหลายๆตัวจากรูปที่ 7



รูปที่ 9 กราฟการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม (แรง 5 ตัน)

การเคลื่อนตัวของเสาเข็มเมื่อทำการบีบบริเวณปลายเสาเข็มเป็นจุดรองรับมีแรงกระทำด้านข้างบริเวณหัวเสาเข็ม ทำให้บริเวณนี้มีการเคลื่อนตัวมากกว่าบริเวณส่วนอื่น



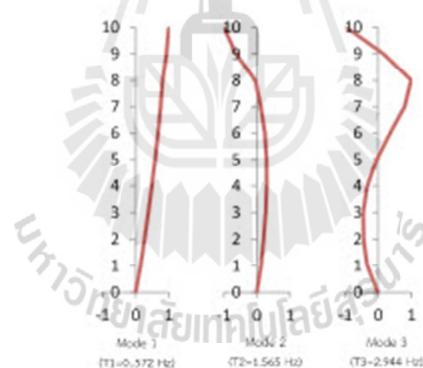
รูปที่ 10 ค่าโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในเสาเข็ม (แรง 5 ตัน)

รูปที่ 10 แรงโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในเสาเข็มมีความมากสุดบริเวณหัวเสา เพราะฉะนั้นหากต้องการจะออกแบบอาคารด้านทานแผ่นดินไหวควรพิจารณาบริเวณหัวเสาเข็มให้มาก

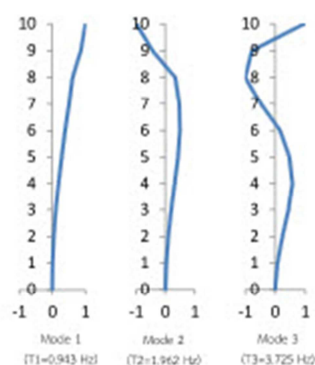
4. ผลการศึกษา

4.1 รูปร่างการสั่นไหวของอาคาร

รูปร่างการสั่นไหวตามธรรมชาติในแต่ละโหมดของโครงสร้างอาคาร (Modal Shape) แสดงให้เห็นถึงความแข็งแรง ความอ่อนแอของระบบฐานรากและโครงสร้างของแต่ละอาคารที่มีจุดรองรับแบบยึดแน่นและจุดรองรับแบบยึดหยุ่นรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง



รูปที่ 11 : รูปร่างการสั่นไหวในโหมดต่างๆของการวิเคราะห์โครงสร้างที่มีจุดรองรับแบบยึดแน่น

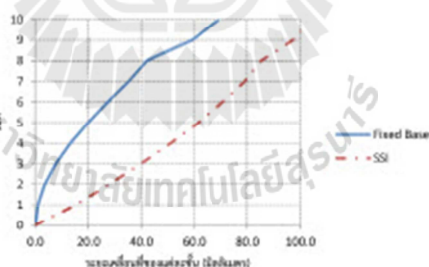


รูปที่ 12 : รูปร่างการสั่นไหวในโหมดต่างๆของการวิเคราะห์โครงสร้างที่รวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง

ผลการวิเคราะห์รูปร่างการสั่นไหวในโหมดต่างๆเนื่องจากแรงพลศาสตร์ที่มากกระทักอาคารพบว่าอาคารมีการสั่นไหวในรูปแบบต่างๆที่ต่างกันขึ้นอยู่กับความถี่ธรรมชาติมากหรือน้อย โดยอาคารที่มีฐานรากสปริงแบบยืดหยุ่นแข็งเกินไปมีความถี่ธรรมชาติมากกว่าฐานรากที่เป็นแบบยึดแน่น

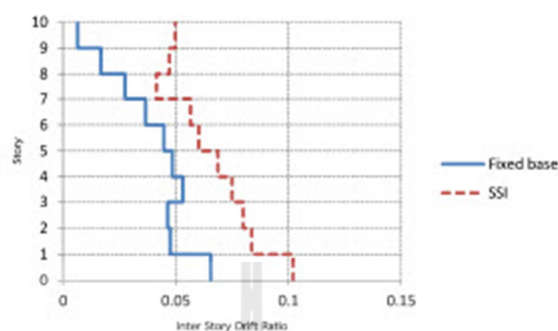
4.2 การเคลื่อนที่ของโครงสร้าง

ระยะการเคลื่อนที่ของแต่ละชั้น (floor level displacement) จากผลของแผ่นดินไหวที่มากกระทำพบว่าโครงสร้างอาคารที่มีฐานรากเป็นสปริงแบบยืดหยุ่นแข็งเกินไปรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง มีการเคลื่อนที่ของอาคารโดยเฉลี่ยในแต่ละชั้นมากกว่าการวิเคราะห์แบบให้ฐานรากอาคารเป็นแบบยึดแน่น



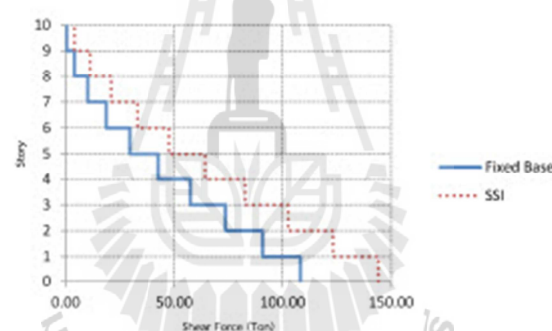
รูปที่ 13 : ระยะการเคลื่อนที่ในแต่ละชั้น

โครงสร้างที่พิจารณาของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างมีการเคลื่อนที่ทางด้านข้างมากกว่าโครงสร้างที่ฐานรากแบบยึดแน่นโดยสังเกตได้ที่ชั้นบนสุดของอาคาร



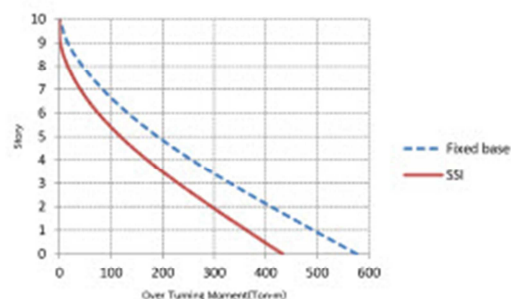
รูปที่ 14 สัดส่วนการเคลื่อนที่ระหว่างชั้น (%)

เมื่อพิจารณาผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างในอาคารแบบจำลองคอนกรีตเสริมเหล็ก 10 ชั้น อาคารมีการเคลื่อนที่มากกว่าอาคารที่ไม่ได้คิดผลนี้เนื่องจากบริเวณฐานรากของอาคารคิดผลของดิน



รูปที่ 15 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้น

แรงเฉือนที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้นพบว่าแรงเฉือนเกิดขึ้นมากสุดบริเวณชั้นล่างของอาคาร โดยอาคารที่ฐานรากเป็นสปริงแบบยึดหยุ่นจึงเห็นรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างมีแรงเกิดขึ้นมากกว่าฐานรากแบบยึดแน่น



รูปที่ 16 Over Turning Moment

ค่าโมเมนต์ของการพลิกคว่ำของฐานรากแบบสปริงยึดหยุ่นเชิงเส้นที่รวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างมีค่ามากกว่าฐานรากแบบยึดแน่น เมื่อเขาคำนวณหาสัดส่วนความปลอดภัยได้ 1.8 ซึ่งมากกว่า 1.5 สามารถใช้ได้แต่วิศวกรที่นำไปออกแบบควรมีความระมัดระวังในส่วนนี้ให้มาก

5. บทสรุป

จากผลการวิเคราะห์แบบจำลองโครงสร้างอาคารสูงเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวโดยวิธีการตอบสนองของสเปกตรัมพบว่าเมื่อพิจารณาโครงสร้างที่มีฐานรากจำลองสปริงยึดหยุ่นเชิงเส้นรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างเข้าไป ให้ผลการเคลื่อนที่ของอาคาร แรงเฉือนและค่าโมเมนต์การพลิกคว่ำของอาคารมากกว่าการพิจารณาแบบให้โครงสร้างมีฐานรากแบบยึดแน่น

ดังนั้นจากผลงานศึกษานี้ แสดงว่าการวิเคราะห์แรงจากแผ่นดินไหวที่มากกระทำกับโครงสร้างอาคารสูงซึ่งตั้งอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนโดยเฉพาะเขตพื้นที่กรุงเทพมหานคร ควรจะพิจารณาผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างอาคารร่วมด้วย เพราะผลการวิเคราะห์ที่ออกมาพบว่าอาคารมีการโยกตัวมากกว่าที่วิเคราะห์แบบให้ฐานรากยึดแน่น ทำให้อาคารมีประสิทธิภาพในการต้านทานแผ่นดินไหวที่มากกว่าลดลงจากที่ได้ออกแบบไว้ ซึ่งอาจส่งผลให้อาคารสูงที่ไม่ได้พิจารณาผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างนั้นเกิดความเสียหายหรืออาจพังทลายลงได้

6. กิตติกรรมประกาศ

บทความเรื่องนี้สำเร็จลงได้ด้วยความกรุณาของอาจารย์ที่ปรึกษาคือท่านอาจารย์มงคล จิรวัชรเดช และอาจารย์ในสาขาวิศวกรรมโยธาที่ได้ให้คำปรึกษา แนะนำชี้แนะในการศึกษาค้นคว้า แนะนำขั้นตอนและวิธีจัดทำบทความจนสำเร็จลงด้วยดี กระผมจึงกราบขอบพระคุณเป็นอย่างสูงไว้ ณ โอกาสนี้ ขอกราบขอบพระคุณ บิดา มารดา ที่ให้กำลังใจในการศึกษาเล่าเรียน และสมาชิกในกลุ่มที่ให้ความร่วมมือเป็นอย่างดีในการทำโครงการครั้งนี้จนกระทั่งประสบความสำเร็จด้วยดี

เอกสารอ้างอิง

- [1] ปณิธาน สักคุณะประสิทธิ์, 2543. กฎกระทรวงฯกับการออกแบบอาคารต้านภัยพิบัติแผ่นดินไหว. คณะกรรมการแผ่นดินไหวแห่งชาติจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
- [2] มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ.1302 กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย
- [3] วีระพล เบ้าเจริญ และมงคล จิรวีระเดช. 2549. ผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างสำหรับการออกแบบอาคารสูงในกรุงเทพมหานคร NCCE11.จังหวัดภูเก็ต
- [4] สมร พินานนาศ, ภาณุวัฒน์ จ้อยกัลล, ปรีดา ไชยมหาวัน การออกแบบฐานรากเสาเข็มรับแรงแผ่นดินไหว
- [5] Liam M. Watherson, 2009, Integrated Modeling of Structure-Foundation Systems, Department of Civil and Environmental Engineering, the University of Auckland
- [6] Terzaghi "Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction," *Geotechnique*, 5(4): 297-326.
- [7] Davisson, M.T. "BRD Vibratory Driving Formula" *Foundation Facts*, Vol. VI, No 1 pp 9-11



ประวัติผู้เขียน

นาย สมัชญ์ จันทรสาขา เกิดเมื่อวันที่ 12 มิถุนายน พ.ศ. 2529 ที่จังหวัดกรุงเทพมหานคร จบการศึกษาระดับประถมศึกษาและมัธยมศึกษา จากโรงเรียนชินวรและโรงเรียนเตรียมอุดมศึกษาน้อมเกล้าตามลำดับ จากนั้น เริ่มศึกษาระดับปริญญาตรีในสาขาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี และสำเร็จการศึกษาในปี พ.ศ. 2550 หลังจากจบการศึกษาผู้วิจัยได้เข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาโทสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา (วิศวกรรมโครงสร้าง) สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ในปี พ.ศ. 2551 ขณะที่กำลังศึกษาอยู่ได้มีโอกาสเป็นผู้ช่วยสอนและวิจัยในสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ซึ่งทำให้ผู้วิจัยได้นำประสบการณ์ และความรู้ที่ได้จากการเป็นผู้ช่วยสอนและวิจัยมาประยุกต์ใช้กับงานวิจัยได้เป็นอย่างดี และมีบทความที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่ ดังนี้

วารสารระดับชาติ

1

บทความ

