

การวิเคราะห์และทดสอบพื้นสำเร็จรูปแยกส่วน



นายชำนาญ ดวงจรัส

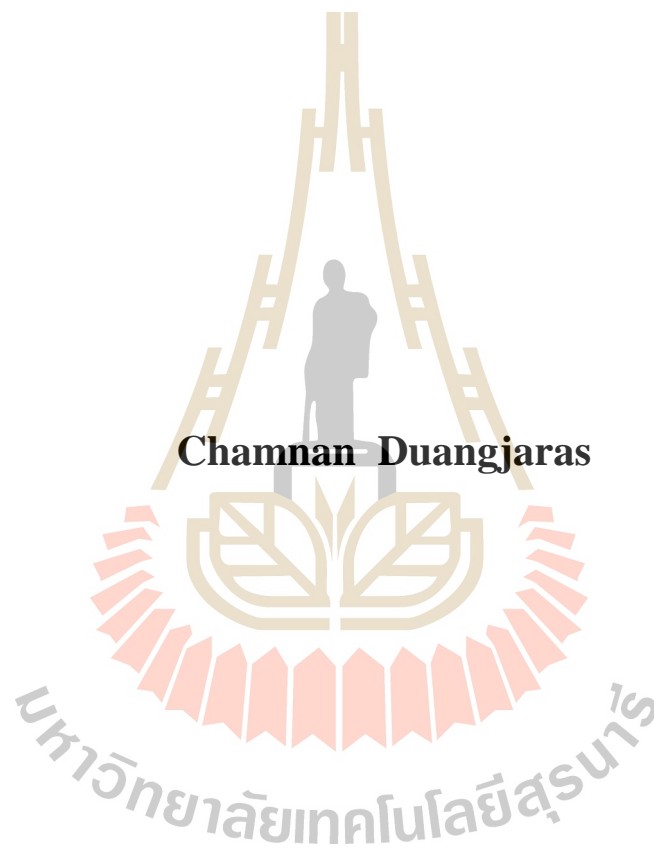
วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรดุษฎีบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ปีการศึกษา 2556

**ANALYSIS AND EXPERIMENT ON PRECAST
SEGMENTAL SLABS**



Chamnan Duangjaras

**A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the
Degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering**

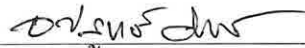
Suranaree University of Technology

Academic Year 2013

การวิเคราะห์และทดสอบชิ้นสำเร็จรูปแยกส่วน

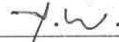
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี อนุมัติให้นำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษา
ตามหลักสูตรปริญญาคุณวุฒิปบัณฑิต

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์



(รศ. ดร. อวิรุทธิ์ ชินกุลกิจนิวัฒน์)

ประธานกรรมการ



(รศ. ดร. สิทธีชัย แสงอาทิตย์)

กรรมการ (อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์)



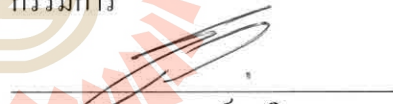
(ผศ. ดร. มงคล จิรวาชรเดช)

กรรมการ



(ผศ. ดร. ชีรวัดน์ สิ้นศิริ)

กรรมการ



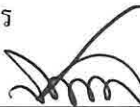
(รศ. ดร. สงวน วงษ์ชาวลิตกุล)

กรรมการ



(รศ. ดร. พิสนเทศ อดุมวรัตน์)

กรรมการ



(ผศ. ดร. กิตติภูมิ รอดสิน)

กรรมการ



(ศ. ดร. ชูกิจ ลิ้มปิงานงค์)

รองอธิการบดีฝ่ายวิชาการและนวัตกรรม



(รศ. ร.อ. ดร. กนต์ธร ข่านิประศาสน์)

คณบดีสำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

ชำนาญ ดวงจรัส : การวิเคราะห์และทดสอบพื้นสำเร็จรูปแยกส่วน (ANALYSIS AND EXPERIMENT ON PRECAST SEGMENTAL SLABS) อาจารย์ที่ปรึกษา : รองศาสตราจารย์ ดร.สิทธิชัย แสงอาทิตย์, 191 หน้า.

แผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กในอาคารทั่วไป ก่อสร้างได้สองลักษณะคือการเทคอนกรีตในที่และการใช้แผ่นพื้นสำเร็จรูป ความรวดเร็วของการก่อสร้าง ขึ้นอยู่กับประสิทธิภาพในการบริหารขั้นตอนการดำเนินงานที่หน้างาน เมื่อเปรียบเทียบกันการใช้พื้นสำเร็จรูปจะลดขั้นตอนดังกล่าว พื้นสำเร็จรูปที่มีอยู่ในปัจจุบันเป็นพื้นทางเดียว(One-Way Slabs) มีการถ่ายเทน้ำหนักบรรทุกเข้าสู่คานที่ปลายทั้งสองของพื้น คานดังกล่าวจะออกแบบโดยสมมติว่าไม่มีการเอนตัว ทำให้การก่อสร้างที่มีช่วงยาว พื้นจะต้องหนามาก คานที่รองรับก็ต้องมีขนาดหน้าตัดใหญ่หรือลึกมาก ความสูงระหว่างชั้นของอาคารเพิ่มขึ้น น้ำหนักอาคารก็เพิ่มขึ้นด้วยเป็นต้น

งานวิจัยนี้เสนอพื้นระบบใหม่คือพื้นแยกส่วนสำเร็จรูป(Precast Segmental Slabs) โดยผนวกข้อดีของพื้นไร้คานและพื้นสำเร็จรูปเข้าด้วยกัน มีลักษณะที่สำคัญคือเป็นพื้นสำเร็จรูปแบบสองทาง (Two-Way Slabs) มีหรือไม่มีคานยึดหยุ่นเพื่อเสริมความแข็งแรงให้กับพื้น คานดังกล่าวจะหล่อบางส่วนพร้อมกับแผ่นพื้นก็ได้ การติดตั้งจึงเพียงยกพื้นสำเร็จรูปเหล่านี้มาต่อเชื่อมกันโดยเทคอนกรีตเฉพาะที่แนวการเชื่อมต่อเท่านั้น น้ำหนักบรรทุกจะถ่ายเทลงสู่เสาที่รองรับโดยมีกลไกการถ่ายเทน้ำหนักคล้ายกับแผ่นพื้นไร้คานทั่วไป การวิจัยในแผ่นพื้นเหล่านี้มีสามประเด็นคือ 1) การวิเคราะห์หาค่าสัมประสิทธิ์การกระจายโมเมนต์ในแผ่นพื้น โดยใช้วิธีไฟไนต์อิเลเมนต์ เนื่องจากยังไม่มีมาตรฐานใดกำหนดเกี่ยวกับการกระจายโมเมนต์เพื่อการออกแบบระบบพื้นที่มีคานยึดหยุ่นนอกแนวช่วงเสา 2) การทดสอบจุดเชื่อมต่อระหว่างแผ่นพื้นและคานเพื่อตรวจสอบกำลังและความแกร่งในการรองรับน้ำหนักบรรทุกและ 3) การทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมโดยรวมในการรับน้ำหนัก และลักษณะการวิบัติของระบบแผ่นพื้น

ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากการวิจัยนี้คือได้ข้อมูลการกระจายโมเมนต์ในแผ่นพื้นเพื่อเป็นแนวทางต่อการออกแบบแกวิศกรทั่วไป ให้ได้ความรู้ ความเข้าใจพฤติกรรมของระบบพื้นในภาวะรับน้ำหนักจนเกิดการพังทลาย ทำให้สามารถหลีกเลี่ยงปัญหา ช่วยให้การออกแบบการก่อสร้างระบบพื้นมีความปลอดภัย รวดเร็ว และมีประสิทธิภาพสูงขึ้น

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา
ปีการศึกษา 2556

ลายมือชื่อนักศึกษา S/nnn O.O.P.W
ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา จ.ว.

CHAMNAN DUANGJARAS : ANALYSIS AND EXPERIMENT ON
PRECAST SEGMENTAL SLABS. THESIS ADVISOR : ASSOC. PROF.
SITTICHAJ SEANGATITH, Ph.D., 191 PP.

PRECAST SEGMENTAL SLABS CONNECTION LOOP JOINTS

Reinforced concrete slabs in buildings can be either cast in situ slabs or precast slabs. Construction time of these slabs depends on management of construction steps on site. Using precast slab could reduce such steps. At present the precast slab is a one-way slab that needs supporting beams at each slab end. These beams are usually designed to behave as a rigid one which has very small deflections. For long span construction the thickness of this slab is usually large and the supporting beams are also large in sections and this could lead to increasing in building height and building weight.

This research proposes a new slab system called "precast segmental slabs". The concept is to combined the advantage of flat slabs and that of conventional precast slabs. The slab is a two-way precast slab which elastic beams may be partially precast with the slab. Installation method of this slab is by connecting of each segmental precast slabs to form a large panel and concrete is pour in the connecting strips only. Load transferring mechanism of the slab is similar to that of the conventional flat slab. Three research areas for the slabs are 1) determining the coefficient of moment distribution in the slab by using the finite element method, since in the case having elastic beams at mid-span, there are no any design standards giving the guide line for such coefficients. 2) experimental works on strength and

stiffness of connections between the precast units 3) slab behavior under loading and at failure. Expected results from this research is to have a guideline of determining coefficients of moment distribution in such slabs , to understand the behavior of the slab under loading, to establish a guideline for designing.



School of Civil Engineering

Academic Year 2013

Student's Signature Chumman D.

Advisor's Signature J.W.

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณบุคคลและกลุ่มบุคคลต่อไปนี้ ที่ได้กรุณาให้คำปรึกษา แนะนำ และช่วยเหลืออย่างดียิ่ง ทั้งในด้านวิชาการและด้านการดำเนินงานวิจัย

รองศาสตราจารย์ ดร.สิทธิชัย แสงอาทิตย์ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่กรุณาให้การอบรม สั่งสอน ชี้แนะ ช่วยเหลือในการทำการศึกษาวิจัย ตลอดจนให้คำแนะนำในการเขียน และตรวจแก้ไขวิทยานิพนธ์จนเสร็จสมบูรณ์

รองศาสตราจารย์ ดร.อวิรุทธิ์ ชินกุลกิจนิวัฒน์ ประธานกรรมการ ที่กรุณาให้การแนะนำ คำปรึกษา ชี้แนะแนวทางการเขียนและช่วยตรวจทานเนื้อหาวิทยานิพนธ์จนเสร็จสมบูรณ์

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.มงคล จิรวังษเดช ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ธีรวัฒน์ สีนศิริ รองศาสตราจารย์ ดร.สงวน วงษ์ชวลิตกุล รองศาสตราจารย์ ดร.พิเชษฐ์ อุดมวรรรัตน์ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.กิตติภูมิ รอดสิน คณะกรรมการ ที่กรุณาให้การแนะนำ และตรวจทานเนื้อหาวิทยานิพนธ์

คณาจารย์สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารีทุกท่านที่กรุณาให้คำปรึกษาและแนะนำการทำวิจัย คุณณัฐญา กิ่งโคกกรวด และเจ้าหน้าที่ประจำสำนักวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ที่มีเมตตาจิตอำนวยความสะดวกในทุกขั้นตอนขณะดำเนินงานวิจัยให้บรรลุไปด้วยความราบรื่น

ขอขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.อำนาจ อภิชาติวัลลภ และอาจารย์ ดร.ทงศักดิ์ พิศาลสิน ที่กรุณาให้โอกาสในการศึกษา คำปรึกษาด้านวิชาการ และให้กำลังใจแก่ผู้วิจัยโดยตลอด

ท้ายนี้ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณบิดา มารดา ผู้เป็นที่รักและเคารพยิ่ง ตลอดจนครอบครัว ครูอาจารย์ เพื่อนร่วมงานทุกท่าน ที่ได้สนับสนุน ให้กำลังใจ ช่วยเหลือแบ่งเบาภาระงานต่างๆ จนผู้วิจัยสามารถศึกษาวิจัยและจัดทำวิทยานิพนธ์ได้เป็นผลสำเร็จ

ชานาญ ดวงจรัส

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อ (ภาษาไทย)	ก
บทคัดย่อ (ภาษาอังกฤษ)	ข
กิตติกรรมประกาศ	ง
สารบัญ	จ
สารบัญตาราง	ฉ
สารบัญรูป	ญ
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ	ต
บทที่	
1 บทนำ	1
1.1 ความนำ	1
1.2 ความเป็นมาของการวิจัย	5
1.2.1 วิธีการก่อสร้าง	5
1.2.2 ระบบพื้นและประเภทของพื้น	5
1.3 ระบบพื้นแยกส่วน	6
1.3.1 วิธีการติดตั้งพื้นแยกส่วน	9
1.3.2 วิธีการคำนวณออกแบบพื้นแยกส่วน	10
1.4 วัตถุประสงค์ของการวิจัย	10
1.5 สมมติฐานการวิจัย	10
1.6 ข้อตกลงเบื้องต้น	10
1.6.1 การวิเคราะห์แผ่นพื้นเพื่อหาสัมประสิทธิ์การกระจายของแรงคัตภายใน	10
1.6.2 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ	11
1.7 ขอบเขตของการวิจัย	11
1.8 ผลที่คาดว่าจะได้รับ	11
2 ทฤษฎีพื้นฐานและเอกสารที่เกี่ยวข้อง	12
2.1 ทฤษฎีพื้นฐาน	12

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

2.1.1	ทฤษฎีแผ่นพื้นยึดหย่อน.....	12
2.1.2	พื้นยึดหย่อนรองรับด้วยกานยึดหย่อน.....	14
2.1.3	วิธียึดค้ำไลน์.....	15
2.1.4	วิธีออกแบบตรง.....	17
2.1.4.1	การกระจายตามแนวยาว.....	19
2.1.4.2	การกระจายทางข้าง.....	20
2.1.5	วิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่า.....	24
2.1.6	วิธีไฟไนต์อิลเมนต์.....	28
2.2	การต่อกันของพื้นสำเร็จรูป.....	30
2.2.1	รอยต่อด้านทานการตัด.....	30
2.2.2	รอยต่อด้านทานแรงเฉือน.....	32
2.3	เอกสารที่เกี่ยวข้อง.....	33
2.3.1	การศึกษาเชิงทฤษฎีของระบบพื้น.....	33
2.3.2	การศึกษาระบบพื้นด้วยวิธีไฟไนต์อิลเมนต์.....	34
2.3.3	การศึกษาระบบพื้นด้วยการทดลอง.....	35
3	วิธีดำเนินการวิจัย.....	38
3.1	บทนำ.....	38
3.2	การวิเคราะห์ระบบพื้นด้วยวิธีไฟไนต์อิลเมนต์ในช่วงยึดหย่อน.....	39
3.3	การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลเมนต์ในช่วงไม่ยึดหย่อน.....	44
3.4	การทดสอบในห้องปฏิบัติการ.....	50
3.4.1	การทดสอบวัสดุ.....	50
3.4.1.1	อุปกรณ์และเครื่องมือ.....	50
3.4.1.2	การดำเนินการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีต.....	50
3.4.1.3	การดำเนินการทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม.....	51
3.4.2	การทดสอบตัวอย่างและแบบจำลองระบบพื้นในห้องปฏิบัติการ.....	51
3.4.2.1	เครื่องมือและอุปกรณ์.....	51

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

3.4.2.2	การดำเนินการก่อนการทดสอบแบบจำลองการต่อพื้น	51
3.4.2.3	จำนวนตัวอย่างการทดลองภายใต้การทดสอบการตัด	52
3.4.2.4	วิธีการทดสอบภายใต้แรงตัด	53
3.4.2.5	จำนวนตัวอย่างการทดลองภายใต้การทดสอบการเฉือน	54
3.4.2.6	จำนวนตัวอย่างของระบบพื้นขนาดเล็ก	55
3.4.2.7	ระบบพื้นสำเร็จรูปสองแผ่นต่อกัน	56
3.4.2.8	วิธีการทดสอบ	57
3.4.2.9	ระบบพื้นสำเร็จรูปสี่แผ่นต่อกัน	57
3.4.2.10	ระบบพื้นจำลอง	58
4	ผลการดำเนินงานและวิเคราะห์ผล	60
4.1	ผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์	60
4.2	ผลการทดสอบวัสดุและการทดสอบชิ้นงานในห้องปฏิบัติการ	74
4.2.1	การทำขึ้นตัวอย่างหล่อสำเร็จรูป	74
4.2.2	กำลังของวัสดุ	76
4.2.3	การทดสอบการต่อกัน	79
4.2.3.1	การทดสอบการตัด	79
4.2.3.2	การทดสอบการเฉือน	84
4.2.4	การทดสอบพื้นต่อกันสองแผ่นและพื้นต่อกันสี่แผ่น	87
4.2.5	การทดสอบพื้นย่อยส่วน	91
4.3	การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไม่เชิงเส้น	94
4.3.1	ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไม่เชิงเส้น	99

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

5	สรุปผล	107
5.1	สัมประสิทธิ์การกระจายโมเมนต์ในพื้นที่มีคานยึดหยุ่นกลางช่วงพื้น.....	107
5.2	ความแข็งแรงของรอยต่อพื้นสำเร็จรูปแยกส่วน.....	107
5.3	การออกแบบพื้นแยกส่วนสำเร็จรูปที่มีคานกลางช่วงพื้น.....	108
5.4	แนวรอยต่อพื้นแยกส่วนภายใต้การรับน้ำหนักบรรทุก.....	108
5.5	การติดตั้งพื้นแยกส่วน.....	108
5.6	ผลการวิเคราะห์ไฟในต้อลเมนต์ในช่วงไม่ยึดหยุ่น.....	108
	รายการอ้างอิง.....	109
	ภาคผนวก	
	ภาคผนวก ก ขนาดและรายละเอียดการเสริมเหล็กของชิ้นทดสอบ.....	114
	ภาคผนวก ข กำลังต้านทานการตัดและการเฉือนของหน้าตัด.....	140
	ภาคผนวก ค ตำแหน่งการติดตั้ง Strain Gauges.....	150
	ภาคผนวก ง ค่าสัมประสิทธิ์โมเมนต์ในพื้นที่แถบกลางและคานกลางช่วงพื้น.....	153
	ภาคผนวก จ ตัวอย่างการทำ Nonlinear regression analysis.....	162
	ภาคผนวก ฉ บทความทางวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่ในระหว่างศึกษา.....	172
	ประวัติผู้เขียน.....	191

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
3.1 ตัวแปรในการวิเคราะห์ระบบพื้น	43
3.2 จำนวนตัวอย่างการทดลองภายใต้การทดสอบการค้ำ	52
3.3 จำนวนตัวอย่างการทดลองเพื่อทดสอบภายใต้แรงเฉือน	54
3.4 รายละเอียดและจำนวนของระบบพื้นขนาดเล็ก	55
3.5 รายละเอียดและจำนวนของระบบพื้นย่อย	58
4.1 รายละเอียดโครงสร้าง	61
4.2 สมการเพื่อคำนวณโมเมนต์ในพื้นที่แถบกลางและโมเมนต์ในคานกลางช่วงพื้น	73
4.3 ผลการทดสอบกำลังวัสดุ	77
4.4 เปรียบเทียบค่าจากการทดสอบกับค่าจากการคำนวณ	83
4.5 กำลังเฉือนจากการคำนวณและการทดสอบ	85
4.6 น้ำหนักบรรทุกสูงสุดในการทดสอบด้วยวิธีคาดคะเนโดยประมาณ	88
4.7 ข้อมูลการจำลองทางไฟไนต์อีเลเมนต์	99

สารบัญรูป

รูปที่	หน้า
1.1	ระบบพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก..... 3
1.2	ระบบพื้นแบบหล่อในที่แบบต่างๆ..... 3
1.3	หน้าตัดพื้นแบบหล่อสำเร็จแบบต่างๆ..... 4
1.4	ขั้นตอนการก่อสร้าง Lift slabs..... 5
1.5	ระบบพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กรวมทั้งพื้นสำเร็จรูปแยกส่วน..... 6
1.6	ตัวอย่างพื้นสำเร็จรูปและ Loop bars..... 7
1.7	พื้นแยกส่วนแบบต่างๆ..... 8
1.8	ภาพตัดขวางการต่อกันของระบบพื้นแยกส่วน..... 9
1.9	การติดตั้งพื้นแยกส่วนประเภทเป็นแบบในตัว (Self-formwork)..... 9
2.1	แรงคดและแรงเฉือนในแผ่นพื้น..... 12
2.2	ชิ้นส่วนแผ่นพื้นและแรงในระนาบ..... 14
2.3	กราฟแสดงความสัมพันธ์โมเมนต์คดและการโค้งตัว..... 16
2.4	Arch Action ในแผ่นพื้น..... 16
2.5	แนวการครากในแผ่นพื้น..... 17
2.6	ระบบพื้นสองทาง..... 18
2.7	การยึดรั้งที่ขอบพื้นช่วงปลายแบบต่างๆ..... 19
2.8	สัดส่วนของโมเมนต์ลบในพื้นแถบเสา พื้นแถบกลางและคานในกรณีพื้นมีคานรองรับ ทุกด้านของช่วงพื้นช่วงปลาย..... 21
2.9	สัดส่วนของโมเมนต์บวกในพื้นแถบเสา พื้นแถบกลาง และคานในกรณีพื้นมีคานรองรับ ทุกด้านของช่วงพื้นช่วงปลาย..... 22
2.10	สัดส่วนของโมเมนต์ลบที่ขอบพื้นในพื้นแถบเสา พื้นแถบกลางและคานในกรณีพื้น มีคานรองรับทุกด้านของช่วงพื้นช่วงปลาย..... 23

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
2.11 ส่วนประกอบโครงข้อแข็งเทียบเท่า.....	24
2.12 เสาประกอบด้วยองค์อาคารบิด.....	25
2.13 ลักษณะแปรผันของหน้าตัดพื้น-คานและค่าโมเมนต์อินเนอร์เซีย.....	26
2.14 ระบบพื้นและค่าสติเฟนของเสา.....	28
2.15 อิเลเมนต์แบบสี่จุดต่อและการเสยรูปที่แต่ละจุดต่อ.....	29
2.16 แรงภายในอิเลเมนต์.....	29
2.17 ความสัมพันธ์ของแรงและการเสยรูปในช่วงน้ำหนักบรรทุกทุกอย่าง.....	30
2.18 การต่อแผ่นพื้นสำเร็จรูปด้านทานการคืบในแบบต่างๆ.....	31
2.19 ระยะเวลาที่แนะนำในการต่อแบบใช้เหล็กห้วง.....	32
2.20 รอยต่อด้านทานแรงเฉือน.....	32
3.1 งานองค์ประกอบกรวิจัย.....	38
3.2 ระบบพื้นไร้คาน.....	40
3.3 ระบบพื้นมีคานในแนวเสา.....	41
3.4 ระบบพื้นมีคานในแนวเสาและกลางช่วงพื้น.....	42
3.5 ตำแหน่งพิจารณาแรงค้ำค้ำกฤติในพื้นที่และคาน.....	44
3.6 แบบจำลองพฤติกรรมของวัสดุ.....	45
3.7 การต่อกันของพื้นสำเร็จรูปต่อกันสี่แผ่น.....	46
3.8 รายละเอียดการเสริมเหล็กของพื้นสำเร็จรูป.....	46
3.9 แบบจำลองไฟไนต์อิเลเมนต์.....	47
3.10 ลักษณะการพังทลายจากการวิเคราะห์.....	47
3.11 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงพื้น.....	47
3.12 ขนาดและรายละเอียดชิ้นตัวอย่างทดสอบการต่อพื้น.....	48
3.13 การติดตั้งเพื่อการทดสอบ.....	49
3.14 แบบจำลองไฟไนต์อิเลเมนต์.....	49
3.15 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัว.....	50

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
3.16 การติดตั้งตัวอย่างทดลองการต่อ ชนิด M-1 และ M-2	53
3.17 การติดตั้งตัวอย่างทดลองการต่อชนิด M-3	53
3.18 การติดตั้งตัวอย่างทดลองการต่อชนิด S	54
3.19 ขนาดของพื้นสำเร็จรูปสองแผ่นต่อกัน	56
3.20 การติดตั้งเพื่อการทดสอบ	56
3.21 ขนาดของพื้นสำเร็จรูปสี่แผ่นต่อกัน	57
3.22 การติดตั้งเพื่อการทดสอบและ โครงสร้างเหล็กรองรับแผ่นพื้น	58
3.23 การติดตั้งเพื่อการทดสอบและ โครงสร้างเหล็กรองรับแผ่นพื้น	59
4.1 ระบบพื้นต่างๆ ที่ทำการศึกษา	60
4.2 แถบพื้นและตำแหน่งวิกฤติ	61
4.3 การกระจายโมเมนต์ในระบบพื้นต่างๆ	62
4.4 สัดส่วนการกระจายโมเมนต์บวกในแถบเสาของพื้นช่วงปลาย	63
4.5 โมเมนต์บวกในแถบเสาของพื้นช่วงปลาย	64
4.6 โมเมนต์ลบในแถบเสาของช่วงพื้นภายใน	64
4.7 โมเมนต์ลบในแถบเสาที่เสาภายในของพื้นช่วงปลาย	65
4.8 โมเมนต์บวกในแถบเสาของช่วงพื้นภายใน	65
4.9 โมเมนต์บวกในแถบกลางช่วงพื้นภายนอก	66
4.10 โมเมนต์บวกในแถบกลางของช่วงพื้นภายใน	66
4.11 โมเมนต์ลบในแถบกลางช่วงพื้นภายนอก เสาใน	67
4.12 โมเมนต์ลบในแถบกลางของช่วงพื้นภายใน	67
4.13 โมเมนต์บวกในพื้นที่แถบกลางของพื้นช่วงปลาย	69
4.14 โมเมนต์ลบในพื้นที่แถบกลางของพื้นช่วงปลาย	69
4.15 โมเมนต์ลบในพื้นที่แถบกลางของพื้นช่วงใน	70
4.16 โมเมนต์บวกในพื้นที่แถบกลางของพื้นช่วงใน	70
4.17 โมเมนต์บวกในคานช่วงปลายกลางช่วงพื้น	71

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.18 โมเมนต์ลบของคานช่วงในกลางช่วงพื้น	71
4.19 โมเมนต์ลบของคานช่วงในกลางช่วงพื้น	72
4.20 โมเมนต์บวกของคานช่วงในกลางช่วงพื้น	72
4.21 ไม้แบบและการผูกเหล็กชั้นทดสอบการเลื่อน(ก)และแบบจำลองพื้น(ข)	74
4.22 เทคอนกรีตผสมเสร็จ(ก) เก็บชิ้นตัวอย่างทดสอบ(ข)และการบ่มชิ้น(ค)	75
4.23 การเข้าแบบเพื่อเทคอนกรีตต่อกันของพื้นสำเร็จรูปแยกส่วน(ก)และชั้นทดสอบ(ข)	75
4.24 การทดสอบกำลังดึงของเหล็กเสริม(ก)และการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีต(ข)	76
4.25 ลักษณะเฉพาะของความสัมพันธ์ ความเค้นและความเครียดของเหล็ก DB10	76
4.26 ลักษณะเฉพาะของความสัมพันธ์ ความเค้นและความเครียดของคอนกรีต	77
4.27 ปริมาณเหล็กเสริมในแนวค้ำที่ตำแหน่งต่างๆชั้นทดสอบชุด M1	79
4.28 ลักษณะการพังทลายภายใต้การทดสอบของชั้นทดสอบ ชุด M1(ก) และ M3(ข)	80
4.29 การแตกร้าวบริเวณรอยต่อ(ก) คอนกรีตหุ้มแตกออกที่สภาวะประลัย(ข)	81
4.30 Load-deflection curve ของกลุ่ม M1	81
4.31 Load-deflection curve ของกลุ่ม M2	82
4.32 Load-deflection curve ของกลุ่ม M3	82
4.33 ลักษณะการพังทลายของชั้นทดสอบภายใต้การเลื่อน	84
4.34 ปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อรับแรงเฉือน	85
4.35 Load-deflection curve ของการทดสอบการเลื่อน	86
4.36 ระบบพื้นต่อกันสี่แผ่นมีคานภายใน(ก)และแนวค้ำ1-1(ข)	87
4.37 Load-deflection curve ของพื้นต่อกันสองแผ่น	89
4.38 Load-deflection curve ของพื้นต่อกันสี่แผ่น	89
4.39 การแตกร้าวบริเวณท้องพื้น(ก),(ข)และขอบพื้นบริเวณรอยต่อ(ค)	90
4.40 Load-deflection curves ของพื้นย่อยส่วน	92
4.41 การทดสอบพื้นย่อยส่วน	92
4.42 การแตกร้าวบริเวณคานช่วงกึ่งกลาง ท้องพื้น(ก),(ข)	93
4.43 การแตกร้าวที่คานและแผ่นพื้นบางส่วนที่สภาวะประลัย	94

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.44 stress-stain curves ของคอนกรีตตามสมการ Maekawa and Okamura (1990).....	96
4.45 stress-stain curves ของเหล็กเสริมตามสมการ Okamura(1991).....	97
4.46 อีเลเมนต์ SOLID65(ก) SOLID45(ข)และLINK8(ค).....	98
4.47 Load-deflection curves กลุ่มทดสอบการค้ำ M1(ก) M2(ข).....	100
4.48 Finite element model กลุ่มทดสอบการค้ำ.....	101
4.49 Load-deflection curves กลุ่มทดสอบการเฉือน.....	102
4.50 Finite element model กลุ่มทดสอบการเฉือน.....	102
4.51 Load-deflection curves พื่นย่อยส่วน.....	103
4.52 Finite element model กลุ่มทดสอบพื่นย่อยส่วน.....	103
4.53 Load-deflection curves ของพื่นต่อกันสี่แผ่น 4P-1 4P-2(ก) 4P-3(ข).....	104
4.54 Finite element model กลุ่มทดสอบพื่นต่อกันสี่แผ่นเฉพาะหนึ่งในสี่ส่วน.....	105
4.55 Load-deflection curves พื่นต่อกันสองแผ่นชุดที่2.....	105
4.56 Finite element model กลุ่มทดสอบพื่นต่อกันสองแผ่นเฉพาะหนึ่งในสี่ส่วน.....	106

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

- a = ความลึกของหน่วยแรงรูปกล่องสี่เหลี่ยมผืนผ้าเทียบเท่า
- A_b = เนื้อที่ของเหล็กเส้นเดี่ยว
- A_s = เนื้อที่ของเหล็กเสริมรับแรงดึง
- A_u = เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กเสริมทางขวาง (เหล็กดัดหรือเหล็กปลอกเดี่ยว) ภายในระยะ
เรียง s และ ตั้งฉากกับระนาบของเหล็กเส้นที่ถูกต่อหรือที่ทำให้เกิดแรงโดยการฝัง
- A_v = เนื้อที่ของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนภายในระยะ s
- A_w = เนื้อที่ของลวดเหล็กเส้นเดี่ยวที่ถูกต่อหรือที่ทำให้เกิดแรงโดยการฝัง
- b_1 = ความกว้างของหน้าตัดวิกฤตที่วัดในทิศทางของช่วงที่ใช้หาโมเมนต์
- b_2 = ความกว้างของหน้าตัดวิกฤตที่วัดในทิศทางตั้งฉากกับ b_1
- B_w = ความกว้างของตัวคานหรือขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของหน้าตัดรูปวงกลม
- c_1 = ขนาดของเสาสี่เหลี่ยมผืนผ้าหรือสี่เหลี่ยมผืนผ้าเทียบเท่า หมวกหัวเสาหรือเป็นหูช้าง ที่วัด
ในทิศทางของช่วงที่ใช้หาโมเมนต์
- c_2 = ขนาดของเสารูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าหรือรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าเทียบเท่า หมวกหัวเสาหรือเป็นหูช้าง
ที่วัดตามขวางกับทิศทางของช่วงที่ใช้หาโมเมนต์
- C = ค่าคงที่ของหน้าตัดที่ใช้กำหนดคุณสมบัติในการรับแรงบิด
- d = ระยะจากขอบนอกสุดด้านรับแรงอัดไปยังจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาวรับแรงดึง
- d_b = ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางระบุของเหล็กเส้นหรือลวดเหล็ก
- E_{cb} = โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตของคาน
- E_{cs} = โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตของแผ่นพื้น
- f_c = กำลังอัดที่กำหนดของคอนกรีต
- f_{ct} = ค่าเฉลี่ยของกำลังดึงแยกผ้าซีกของคอนกรีตมวลรวมน้ำหนักเบา
- f_y = กำลังครากที่กำหนดของเหล็กเสริม
- h = ความหนาทั้งหมดขององค์อาคาร

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

- I_b = โมเมนต์อินเนอร์เซียรอบแกนศูนย์กลางของหน้าตัดทั้งหมดของคาน
 I_s = โมเมนต์อินเนอร์เซียรอบแกนศูนย์กลางของหน้าตัดทั้งหมดของแผ่นพื้น
 $= h^3/12$ คูณความกว้างของแผ่นพื้น
 K_b = สติฟเนสการค้ำของคาน (โมเมนต์ต่อหน่วยการหมุน)
 K_c = สติฟเนสการค้ำของเสา (โมเมนต์ต่อหน่วยการหมุน)
 K_s = สติฟเนสการค้ำของแผ่นพื้น (โมเมนต์ต่อหน่วยการหมุน)
 K_t = สติฟเนสการบิดขององค์อาคารรับแรงบิด (โมเมนต์ต่อหน่วยการหมุน)
 l_1 = ความยาวช่วงในทิศทางที่ใช้หาโมเมนต์ วัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของที่รองรับ
 l_2 = ความยาวช่วงตามขวางกับ l_1 วัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของที่รองรับ
 l_a = ความยาวระยะฝั่งที่เพิ่มขึ้น ณ ที่รองรับหรือจุดที่ค้ำกลับ
 l_a = ความยาวระยะฝั่งที่เพิ่มขึ้น ณ ที่รองรับหรือจุดที่ค้ำกลับ
 l_d = ความยาวระยะฝั่งเพิ่ม
 $= l_{db} \times$ ตัวคูณปรับประยุกต์ใช้
 l_{db} = ความยาวระยะฝั่งเพิ่มพื้นฐาน
 l_{dh} = ความยาวระยะฝั่งเพิ่มของของมาตรฐานรับแรงดึง โดยวัดจากหน้าตัดวิกฤตไปยังริมนอกสุด
 ของของอ (ชม.)
 $= l_{hb} \times$ ตัวคูณปรับประยุกต์ใช้
 l_{hb} = ความยาวระยะฝั่งเพิ่มพื้นฐานของของมาตรฐานรับแรงดึง
 l_n = ความยาวช่วงในทิศทางที่ใช้หาโมเมนต์ วัดจากขอบถึงขอบของที่รองรับ
 M_n = กำลังโมเมนต์ระบุที่หน้าตัด
 $= A_s f_y (d-a/2)$
 M_n = กำลังโมเมนต์ระบุที่หน้าตัด
 $= A_s f_y (d-a/2)$
 M_o = โมเมนต์สถิตที่คูณด้วยตัวคูณแล้วทั้งหมด
 M_u = โมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณแล้วที่หน้าตัด

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

- N = จำนวนของเหล็กเส้นในแต่ละชั้นที่ถูกต่อหรือที่ทำให้เกิดแรงโดยการฝังที่หน้าตัดวิกฤต
 S = ระยะเรียงของเหล็กดัดหรือเหล็กปลอกเดี่ยว
 S_w = ระยะเรียงของลวดเหล็กที่ได้รับการต่อหรือที่ทำให้เกิดแรงโดยการฝัง
 V_u = แรงเฉือนที่คูณด้วยตัวคูณแล้วที่หน้าตัด
 W_d = น้ำหนักบรรทุกคงที่ที่คูณด้วยตัวคูณแล้วต่อหน่วยพื้นที่
 W_l = น้ำหนักบรรทุกจรที่คูณด้วยตัวคูณแล้วต่อหน่วยพื้นที่
 W_u = น้ำหนักบรรทุกที่คูณด้วยตัวคูณแล้วต่อหน่วยพื้นที่
 x = มิตินอนของด้านที่สั้นกว่าของรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าย่อยของหน้าตัด
 y = มิตินอนของด้านที่ยาวกว่าของรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าย่อยของหน้าตัด
 $\sqrt{f'_c}$ = กรณีสองของกำลังอัดที่กำหนดของคอนกรีต
 Γ = อัตราส่วนของสติเฟเนสการัดของหน้าตัดคานต่อสติเฟเนสการัดของหน้าตัดแผ่นพื้น ซึ่งมี
 ความกว้างเท่ากับระยะระหว่างเส้นกึ่งกลางของแผ่นพื้นที่อยู่ติดกัน (ถ้ามี) ในแต่ละข้างของคาน

$$= \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$
 Γ_1 = α ในทิศทาง I_1
 Γ_2 = α ในทิศทาง I_2
 Γ_c = อัตราส่วนของสติเฟเนสการัดของเสาที่อยู่เหนือและใต้แผ่นพื้นต่อผลรวมของสติเฟเนสการัดของแผ่นพื้นและคานที่จุดต่อในทิศทางของช่วงที่ใช้หาโมเมนต์

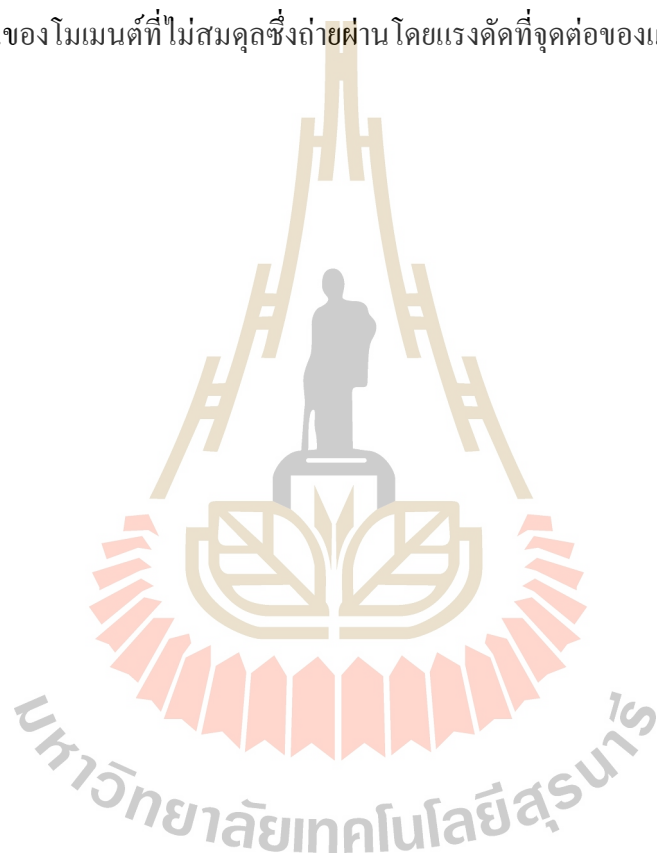
$$= \frac{\sum K_c}{\sum (K_s + K_b)}$$
 Γ_{min} = α_c น้อยที่สุดที่เป็นไป
 S_a = อัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกคงที่ต่อหน่วยพื้นที่ (W_d) ต่อน้ำหนักบรรทุกจรต่อหน่วยพื้นที่ (W_l) (ในแต่ละกรณีไม่ต้องคูณด้วยตัวคูณน้ำหนัก)
 S_b = อัตราส่วนระหว่างเนื้อที่ของเหล็กเสริมที่หุ้ดกับเนื้อที่ทั้งหมดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่หน้าตัด

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

S_r = อัตราส่วนของสติเฟเนสการบิดของหน้าตัดคานขอบต่อสติเฟเนสการค้ดของแผ่นพื้น ซึ่งมีความกว้างเท่ากับความยาวช่วงของคานขอบวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของที่รองรับ

$$= \frac{E_{cb}C}{2E_{cs}I_s}$$

X_f = ส่วนของโมเมนต์ที่ไม่สมดุลซึ่งถ่ายผ่าน โดยแรงค้ดที่จุดต่อของแผ่นพื้นและเสา



บทที่ 1

บทนำ

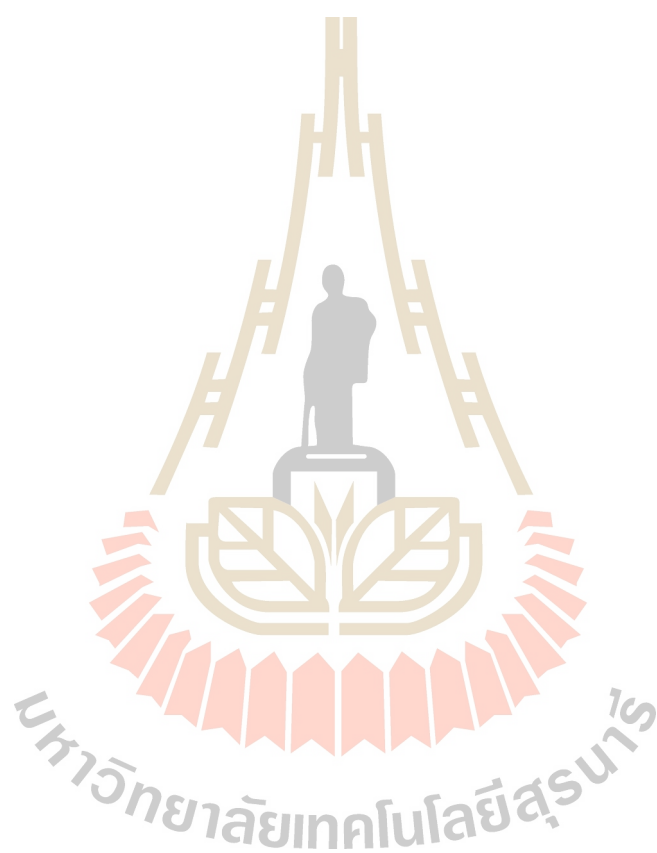
1.1 ความนำ

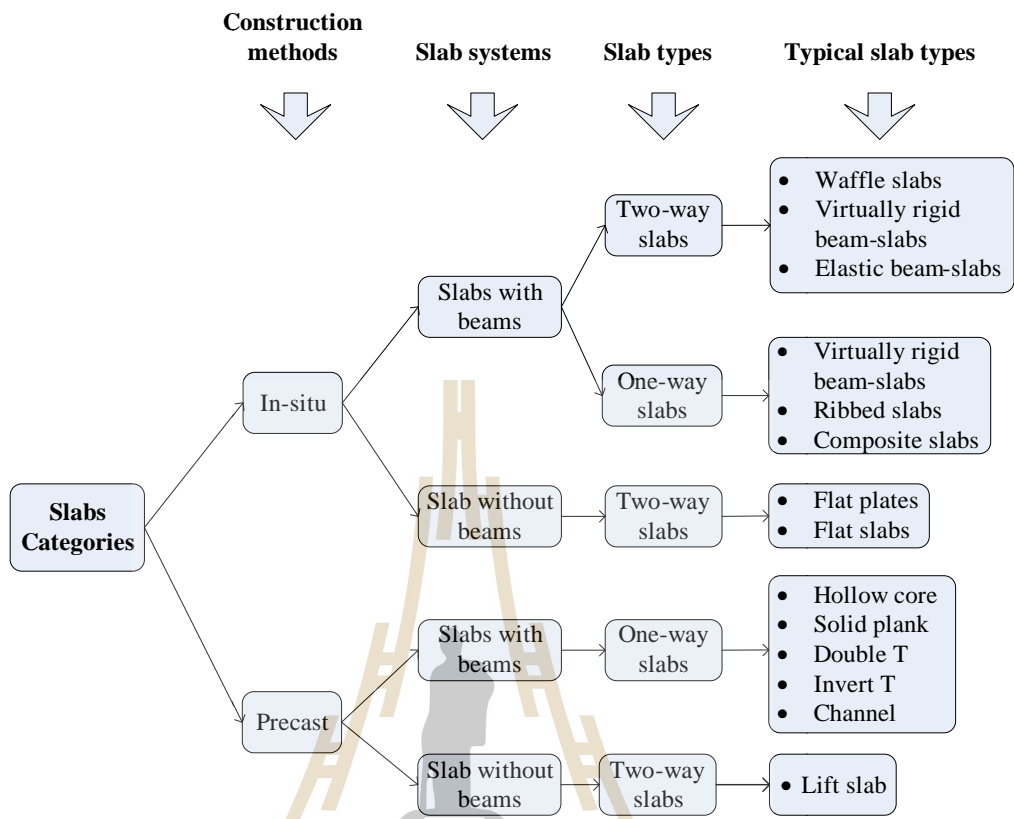
องค์อาคารหลักของอาคาร โดยทั่วไปประกอบด้วย แผ่นพื้น คาน เสา และ ฐานราก แผ่นพื้น เป็นองค์อาคารหลักทำหน้าที่รับน้ำหนักในแนวดิ่งที่กระทำต่ออาคารและน้ำหนักดังกล่าวจะถูก ถ่ายเทสู่คาน เสา และฐานราก ตามลำดับ พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของแผ่นพื้นมีความ ซับซ้อน การวิเคราะห์แผ่นพื้นด้วยทฤษฎียืดหยุ่น โดยสมมติว่าพื้นถูกรองรับด้วยคานแข็งเกร็ง (Rigid beams) ผลลัพธ์คือ พื้นจะมีความหนาไม่มาก แต่คานที่รองรับพื้นจะมีความลึกมาก วิธีการ ดังกล่าวถูกประยุกต์ใช้เป็นมาตรฐานการคำนวณออกแบบแผ่นพื้น โดยทั่วไป อย่างไรก็ตามเมื่อมี การประยุกต์ใช้คอมพิวเตอร์และการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ ทำให้สามารถจำลอง พฤติกรรมของแผ่นพื้นตามสภาพจริง เช่นคานมีความยืดหยุ่น และมีพฤติกรรมร่วมกับพื้นในการรับ น้ำหนักบรรทุก ทำให้ทราบพฤติกรรมการรับน้ำหนักของแผ่นพื้นตามสภาพเป็นจริงได้โดยง่าย ผลลัพธ์จากการคำนวณดังกล่าวจะทำให้คานมีความลึกลดลง และสามารถวิเคราะห์ระบบพื้นที่มี รูปทรงที่ซับซ้อนได้โดยง่าย

การก่อสร้างแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก สามารถกระทำในสถานที่ก่อสร้างด้วยการหล่อ ในที่ (In-situ cast) หรือการใช้พื้นสำเร็จรูป (Pre-cast slab) โดยทั่วไปการหล่อในที่จะใช้วัสดุแบบ หล่อเป็นจำนวนมากและใช้เวลาในการก่อสร้างนาน ทำให้ค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างเพิ่มขึ้นมาก รวมทั้งการควบคุมคุณภาพทำได้ไม่สม่ำเสมอ เมื่อเปรียบเทียบกับแผ่นพื้นแบบหล่อสำเร็จ ดังนั้น การหล่อเป็นพื้นสำเร็จรูปจะช่วยลดเวลาการทำงานหน้างานและลดการใช้วัสดุไม้แบบ รวมทั้ง สามารถควบคุมคุณภาพได้ดีกว่ามาก

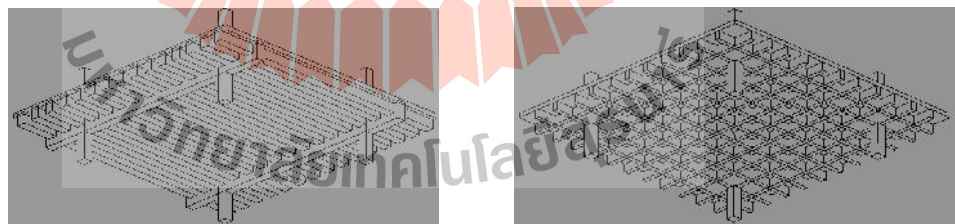
ปัจจุบันการก่อสร้างระบบพื้นต่างๆ อาจจำแนกได้ดังแสดงในรูปที่ 1.1 ซึ่งระบบพื้น แบบหล่อในที่อาจจะเป็นแบบมีคานรองรับหรือไม่มีคานรองรับและอาจจะเป็นพื้นแบบสองทาง (Two-way slabs) หรือแบบทางเดียว (One-way slabs) เช่น พื้นแบบกระถง (Waffle slabs) พื้น-คาน แข็ง พื้น-คานยืดหยุ่น พื้น-คานชอย (Ribbed Slabs) พื้นไร้คาน (Flat plates) พื้นไร้คานแบบมี แป้นหัวเสา (Flat slabs) โดยลักษณะทางกายภาพของระบบพื้นเหล่านี้แสดงในรูปที่ 1.2 ส่วนระบบ พื้นแบบหล่อสำเร็จรูปจะเป็นแบบมีคานรองรับเสมอและเป็นพื้นแบบทางเดียวรูปทรงหน้าตัด

ที่มีในปัจจุบันได้แก่แผ่นหน้าตัดกลวง(Hollow cores) แผ่นหน้าตัดตัน (Solid planks) และแผ่นหน้าตัดรูปตัวทีเป็นต้นและดังแสดงในรูปที่ 1.3





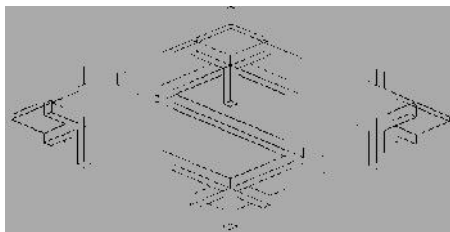
รูปที่ 1.1 ระบบพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก



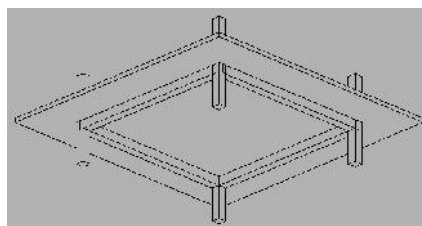
ก) พื้น-คานขอย (Ribbed slabs)

ข) พื้นกระทง (Waffle slabs)

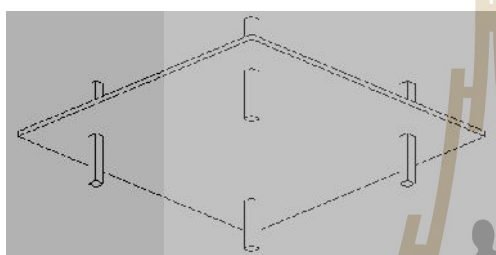
รูปที่ 1.2 ระบบพื้นแบบหล่อในที่แบบต่างๆ



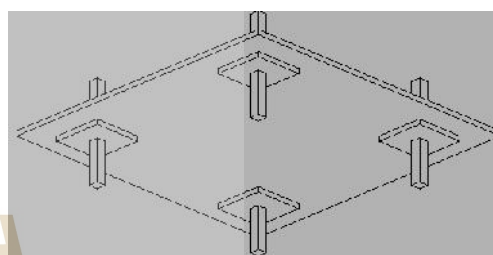
ค) พื้น-คานแบบ One-way slab



ง) พื้น-คานแบบ Two-way slab



จ) พื้นไร้คาน (Flat plates)



ฉ) พื้นไร้คานมีแป้นหัวเสา (Flat slabs)

รูปที่ 1.2 ระบบพื้นแบบหล่อในที่แบบต่างๆ (ต่อ)



ก) หน้าตัดกลาง (Hollow core)

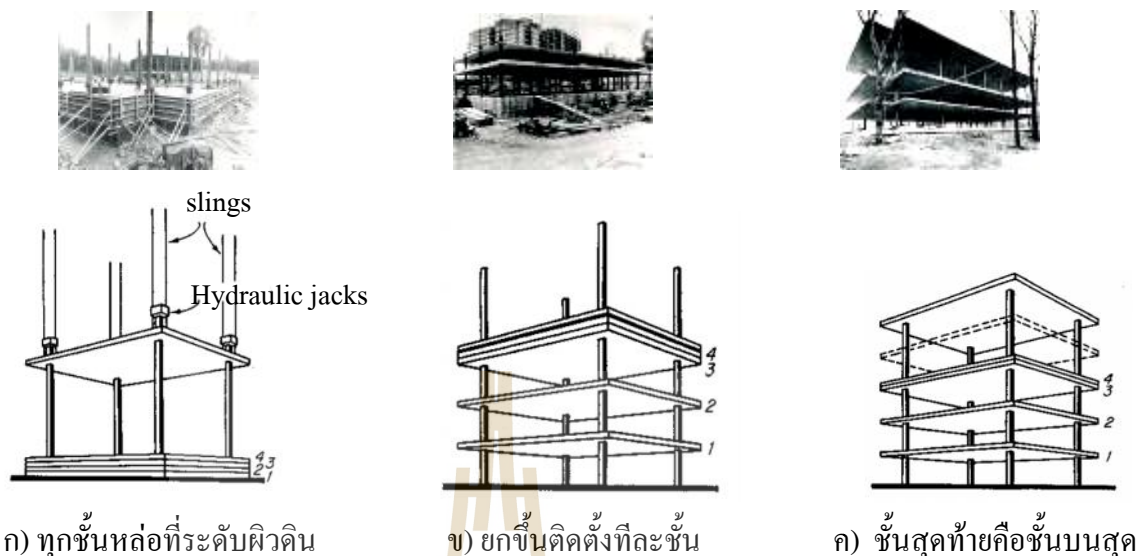


ข) หน้าตัดตัน (Solid plank)

ค) หน้าตัดรูปตัวทีคู่
(Double T)

รูปที่ 1.3 หน้าตัดพื้นแบบหล่อสำเร็จแบบต่างๆ

ระบบพื้นแบบ Lift slabs ก่อสร้างโดยหล่อพื้นที่ชั้นและทุกชั้นในที่ก่อสร้างจริง ที่ระดับผิวดิน แล้วยกขึ้นติดตั้งทีละชั้นจากล่างสุดสู่บนสุด ด้วยระบบรอกและสลิง สามารถก่อสร้างได้ทั้งอาคารขนาดเล็กและขนาดใหญ่ ในอาคารขนาดใหญ่หรืออาคารสูงเสาะจะถูกติดตั้งโดยไม่มีค้ำยัน ทำให้บางครั้งขาดความเสถียรก่อนการติดตั้งพื้น แต่วิธีการก่อสร้างระบบพื้นแบบหล่อสำเร็จจะช่วยลดการใช้ไม้แบบและระบบค้ำยันเป็นอย่างมาก ขั้นตอนการก่อสร้างแสดงในรูป 1.4



รูปที่ 1.4 ขั้นตอนการก่อสร้าง Lift slabs (<http://www.brdcorp.com/liftslab.htm>)

1.2 ความเป็นมาของการวิจัย

จากข้อมูลของระบบพื้นประเภทต่างๆ ดังกล่าวแล้ว สามารถพิจารณาเชิงเปรียบเทียบกัน
ดังนี้

1.2.1 วิธีการก่อสร้าง

เปรียบเทียบกันระหว่างพื้นทั้งสามระบบตามรูปที่ 1.1 พื้นคอนกรีตสำเร็จรูปจะเป็นวิธีการก่อสร้างที่รวดเร็ว ใช้ไม้แบบน้อย และสามารถควบคุมคุณภาพได้ดี แต่มีข้อจำกัดคือ ไม่มีการผลิตในทุกพื้นที่การก่อสร้าง การขนถ่ายเป็นระยะทางไกลอาจจะไม่คุ้มค่า ขนาดและความยาวของแผ่นพื้นถูกจำกัดโดยผู้ผลิต ช่องเปิดในแผ่นพื้นจะต้องกระทำโดยระมัดระวังตามคำแนะนำของผู้ผลิต ในพื้นที่ที่มีแผ่นดินไหวความต่อเนื่องของแผ่นพื้นมีความจำเป็นต่อความแข็งแรงดังนั้นจึงอาจมีการปรับปรุงพื้นระหว่างการติดตั้งเพื่อให้มีความแข็งแรงเพียงพอ ดังนั้นเพื่อลดข้อจำกัดแต่ยังคงข้อดีของระบบพื้นสำเร็จรูปจึงนำไปสู่การวิจัยได้

1.2.2 ระบบพื้นและประเภทของพื้น

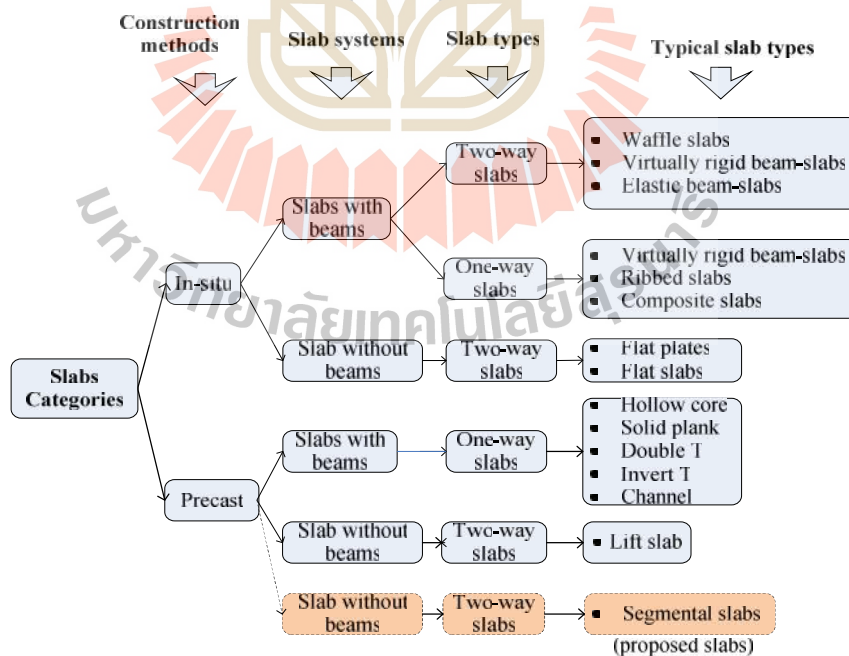
ระบบพื้นไร้คานก่อสร้างในที่ที่เป็นพื้นแบบสองทางมีข้อดีที่ลดการใช้ไม้แบบคานและไม้แบบพื้นมีความง่ายต่อการก่อสร้างเมื่อเปรียบเทียบกับระบบพื้น-คาน ส่วนพื้นสำเร็จรูปจะลดขั้นตอนดังกล่าวนี้ อย่างไรก็ตามพื้นสำเร็จรูปทุกประเภทในปัจจุบันเป็นพื้นแบบทางเดียวและยังต้องมีคานรองรับที่ปลายทั้งสองข้าง จากข้อมูลดังกล่าวนี้เมื่อนำข้อดีของระบบพื้นไร้คานผนวกกับ

ข้อดีของระบบพื้นสำเร็จรูปนำไปสู่ระบบพื้นแบบใหม่ คือระบบพื้นสำเร็จรูปไร้คานและเป็นพื้นแบบสองทาง คำว่าไร้คานในที่นี้หมายความว่าในการก่อสร้างจริงไม่จำเป็นต้องมีคานก่อนการติดตั้ง แต่แผ่นพื้นสำเร็จรูปแต่ละชั้นสามารถเสริมความแข็งแรงด้วยการหล่อแถบเสริมความแข็งแรง (Stiffeners) พร้อมกับพื้น และเมื่อต่อแผ่นพื้นสำเร็จรูปเข้าด้วยกันแถบเสริมความแข็งแรงดังกล่าวจะทำให้หน้าที่เป็นคานยึดหยุ่น ระบบพื้นดังกล่าวเรียกว่า พื้นแยกส่วน (Segmental slabs) และสามารถจำแนกระบบพื้นใหม่ดังแสดงในรูปที่ 1.5

1.3 ระบบพื้นแยกส่วน (Segmental slabs)

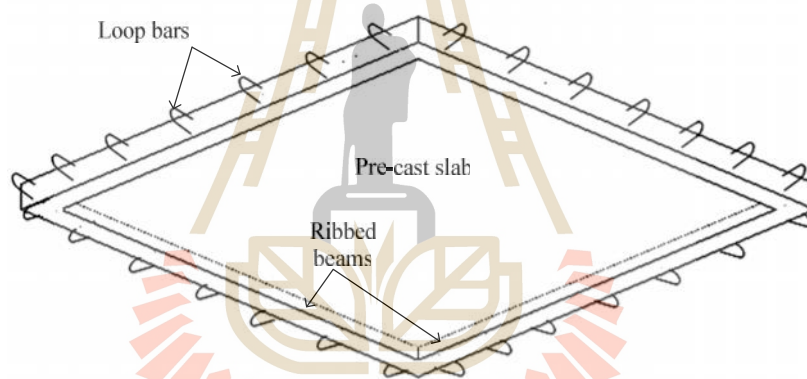
ระบบพื้นดังกล่าวจะมีคุณลักษณะดังต่อไปนี้

- หล่อสำเร็จรูป
- ไร้คาน
- มีความยึดหยุ่นของความหนาความกว้างและความยาว
- ติดตั้งง่ายเช่นเดียวกับพื้นสำเร็จรูปทั่วไป
- ใช้ไม้แบบและระบบค้ำยันน้อย
- เป็นพื้นแบบสองทาง



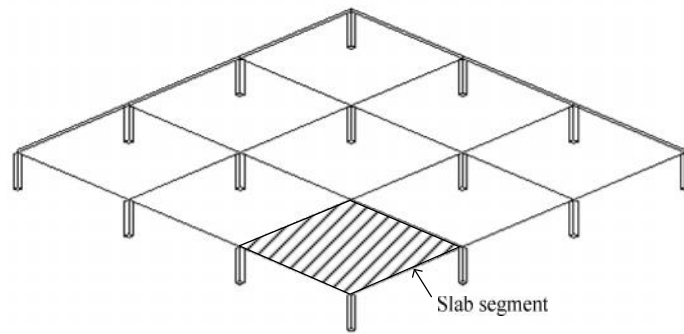
รูปที่ 1.5 ระบบพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กรวมทั้งพื้นสำเร็จรูปแยกส่วน

ระบบพื้นนี้สามารถหล่อในโรงงานเช่นเดียวกับพื้นสำเร็จรูปทั่วไป หรือหล่อที่หน้างานก่อสร้าง และยังสามารถประยุกต์ใช้ระบบหล่อแบบ Pre-stressed ได้แต่ทั้งนี้ควรจะมีการศึกษาวิจัยการทำ Pre-stressed แบบสองทิศทางก่อน พื้นสำเร็จรูปเหล่านี้เมื่อนำไปใช้งานต้องนำมาต่อกัน ดังนั้นการต่อกันจึงเป็นลักษณะสำคัญของระบบพื้น การต่อกันอาจจะกระทำได้หลายวิธีเช่น การใช้ระบบอัดแรงแบบ Post tension การใช้สลักเกลียว การเชื่อมเหล็กเสริม หรือการใช้การทาบเกี่ยวโดยใช้ Loop joints เป็นต้น รอยต่อเหล่านี้จะต้องแข็งแรงภายใต้การตัดและการเสียดตัวอย่างของแผ่นพื้นสำเร็จรูป และ Loop bars แสดงในรูปที่ 1.6 การต่อกันของพื้นสำเร็จรูปเหล่านี้โดยการเทคอนกรีตเชื่อมรอยต่อเข้าด้วยกัน ดังนั้นจึงต้องการค้ำยันชั่วคราวตลอดแนวที่มีการต่อ อย่างไรก็ตาม ชี้นสำเร็จรูปอาจจะถูกออกแบบให้เป็นแม่แบบในตัว(Self-formworks) และการติดตั้งจึงต้องการเพียงค้ำยันชั่วคราวเท่านั้น นอกจากนี้ แแถบเสริมแข็ง อาจจัดให้มีทุกด้านของชี้นสำเร็จรูป



รูปที่ 1.6 ตัวอย่างพื้นสำเร็จรูปและ Loop bars

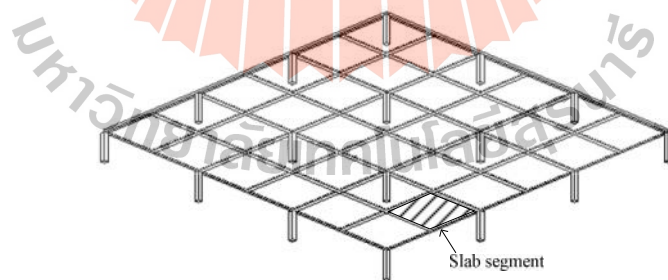
และแถบเสริมแข็งเหล่านี้เมื่อนำมาต่อกันจะทำหน้าที่เป็นคานยึดหยุ่นของพื้น และอาจจะจัดให้มีคานยึดหยุ่นเหล่านี้ในแนวเสาหรือนอกแนวเสาก็ได้ ตัวอย่างระบบพื้นแบบแยกส่วนแบบต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 1.7(ก) ถึงรูปที่ 1.7 (ค) โดยรูปที่ 1.7(ก) จะมีสภาพทางกายภาพเหมือนพื้นไร้คานทั่วไป และรูปที่ 1.7(ข) จะมีสภาพทางกายภาพเหมือนพื้น-คานยึดหยุ่นทั่วไปมีคานในแนวเสา พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกตลอดจนการการคำนวณออกแบบระบบพื้นดังกล่าวจึงเป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบพื้น โดยทั่วไป แต่ในกรณีระบบพื้นในรูปที่ 1.7(ค) ซึ่งมีคานยึดหยุ่นปรากฏอยู่นอกแนวเสาโดยอยู่ในแนวกึ่งกลางช่วงพื้น พฤติกรรมการรับน้ำหนักและการกระจายของแรงภายใน ในแผ่นพื้นจะแตกต่างจากระบบพื้นทั่วไปและยังไม่มีแนวทาง(Guide lines) เพื่อการคำนวณออกแบบระบบพื้นดังกล่าวในมาตรฐานใด ๆ



ก) พื้นแยกส่วนไม่มีแถบเสริมแข็ง

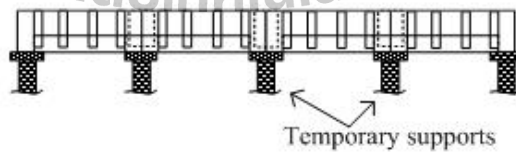
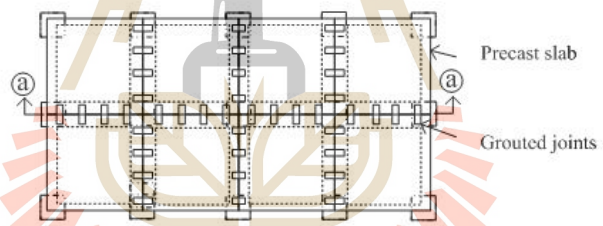
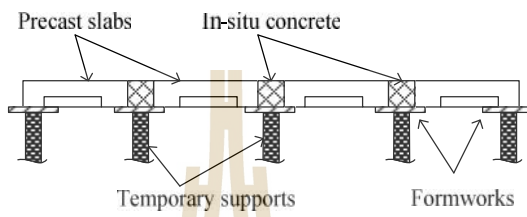


ข) พื้นแยกส่วนมีแถบเสริมแข็งในแนวเสา



ค) พื้นแยกส่วนมีแถบเสริมแข็งในแนวเสาและกึ่งกลางช่วงพื้น

รูปที่ 1.7 พื้นแยกส่วนแบบต่างๆ



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

1.3.2 วิธีการคำนวณออกแบบพื้นแยกส่วน

ในกรณีที่พื้นแยกส่วนเมื่อประกอบกันแล้วมีสภาพกายภาพเหมือนพื้นไร้คาน หรือ พื้น-คานยึดหยุ่นในแนวเสาการคำนวณออกแบบระบบพื้นเหล่านี้สามารถประยุกต์ใช้แนวทางการออกแบบตามมาตรฐานทั่วไป ส่วนกรณีพื้นที่มีคานยึดหยุ่นนอกแนวเสา ซึ่งไม่มีแนวทางการคำนวณ จึงเป็นส่วนหนึ่งของการศึกษานี้

1.4 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

การวิจัยครั้งนี้มีวัตถุประสงค์ดังต่อไปนี้

- 1) เพื่อคำนวณสัมประสิทธิ์การกระจายโมเมนต์ในแผ่นพื้นที่มีคานยึดหยุ่นในกึ่งกลางช่วงพื้น และมีน้ำหนักบรรทุกกระจายแบบสม่ำเสมอเต็มช่วงพื้น
- 2) เพื่อศึกษา ความแข็งแรงของการต่อขึ้นสำเร็จรูปภายใต้แรงดัดและแรงเฉือน
- 3) เพื่อสร้างแนวทางการออกแบบระบบพื้นแยกส่วน

1.5 สมมติฐานการวิจัย

สมมติฐานการวิจัยดังต่อไปนี้

- 1) ระบบพื้นภายใต้น้ำหนักบรรทุกมีพฤติกรรมแบบยึดหยุ่น และสามารถคาดคะเนการกระจายของแรงภายในแผ่นพื้นด้วยวิธีไฟไนต์อีเลเมนต์
- 2) กำลังและความแข็งแรงของระบบพื้นขึ้นอยู่กับกำลังของวัสดุและการต่อเท่านั้น

1.6 ข้อตกลงเบื้องต้น

การศึกษาระบบพื้นแบ่งออกเป็นสองส่วนคือการวิเคราะห์และการทดสอบแต่ละส่วนมีข้อตกลงเบื้องต้นดังต่อไปนี้

1.6.1 การวิเคราะห์แผ่นพื้นเพื่อหาสัมประสิทธิ์การกระจายของแรงดัดภายใน

- 1) การแอนตัวของระบบพื้นไม่เกิน $\frac{L}{240}$
- 2) รอยต่อระหว่างชิ้นสำเร็จรูปมีความสมบูรณ์
- 3) ระบบพื้นที่พิจารณาคือพื้นสามช่วงเท่ากันทั้งสองทิศทางมีเสาทั้งเหนือและใต้พื้นและประยุกต์ใช้หลักการสมมาตรโดยใช้ตัวอย่างวิเคราะห์เพียงหนึ่งในสี่ของระบบที่พิจารณา
- 4) ใช้โปรแกรม SAP2000 ในการวิเคราะห์ระบบพื้น

1.6.2 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

- 1) การพังทลายของชิ้นตัวอย่างเกิดขึ้นเมื่อมีการแตกร้าวของคอนกรีตเป็นอย่างมากหรือเกิดการโก่งตัว อย่างมาก ที่ระดับ $\frac{L}{100}$
- 2) การทดสอบชิ้นทดลองเมื่อคอนกรีตมีอายุอย่างน้อย 28 วัน
- 3) จำลองการพังทลายของชิ้นทดลองโดยการวิเคราะห์ทางไฟไนต์อีเลเมนต์โดยคำนึงถึงพฤติกรรมของวัสดุแบบไม่เป็นเส้นตรงด้วยโปรแกรม ANSYS

1.7 ขอบเขตของการวิจัย

- 1) คอนกรีตกำลังอัด 20 30 และ 40 เมกะปาสกาล
- 2) เหล็กเสริมระดับคุณภาพ SD30 และ SR24
- 3) ขนาดของชิ้นทดสอบเพื่อจำลองการต่อแผ่นพื้นภายใต้แรงดัดคือ 150×500×2500 มม.
- 4) ขนาดของชิ้นทดสอบเพื่อจำลองการต่อแผ่นพื้นพร้อมคานภายใต้แรงดัดคือ 150×500×2500 มม. ช่วงคานกว้าง 600 มม. และลึก 280 มม.
- 5) ขนาดของชิ้นทดสอบเพื่อจำลองรอยต่อพื้นภายใต้แรงเฉือนคือ 150×300×900 มม.
- 6) พื้นสำเร็จรูปต่อกันสองแผ่น จำนวน 3 ชุด ชุดแรกมีขนาด 80×1700×3200 มม. และสองชุดที่เหลือมีขนาด 100×3200×3200 มม.
- 7) พื้นสำเร็จรูปต่อกันสี่แผ่น จำนวน 3 ชุด ชุดแรกมีขนาด 80×3200×3200 มม. และสองชุดที่เหลือมีขนาด 100×3200×3200 มม.

1.8 ผลที่คาดว่าจะได้รับ

- 1) ค่าสัมประสิทธิ์การคำนวณการกระจาย โมเมนต์ในแผ่นพื้น
- 2) พฤติกรรมการพังทลายของระบบพื้นแบบแยกส่วน
- 3) แนวทางการออกแบบระบบพื้นแยกส่วน

บทที่ 2

ทฤษฎีพื้นฐานและเอกสารที่เกี่ยวข้อง

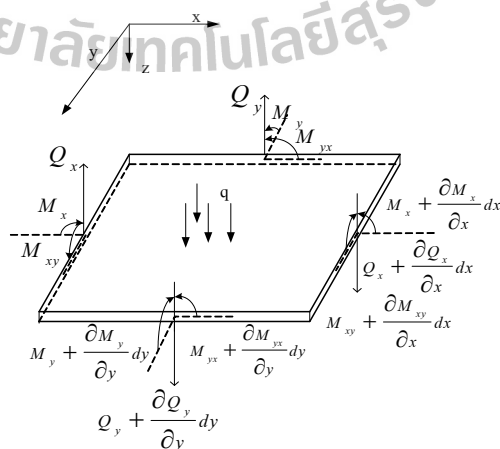
2.1 ทฤษฎีพื้นฐาน

2.1.1 ทฤษฎีแผ่นพื้นยืดหยุ่น (Elastic plate theory)

เป็นทฤษฎีที่อาศัยเรื่องความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปในช่วงยืดหยุ่นซึ่งมีสมมติฐานดังนี้

- 1) แผ่นพื้นมีผิวเรียบและความหนาคงที่
- 2) ความหนาของแผ่นพื้นมีค่าน้อยเมื่อเทียบกับความกว้างและความยาว
- 3) วัสดุของแผ่นพื้นมีคุณสมบัติเป็น โฮโมจีเนียส (Homogeneous) และ ไอโซโทรปิก (Isotropic) และยืดหยุ่นเชิงเส้น (Linearly elastic)
- 4) น้ำหนักบรรทุกกระทำตั้งฉากกับระนาบของแผ่นพื้น
- 5) การแอ่นตัวของแผ่นพื้นมีค่าน้อยเมื่อเทียบกับความหนา
- 6) เส้นตั้งฉากกับระนาบของแผ่นพื้นจะยังคงตั้งฉากทั้งก่อนและหลังการแอ่นตัว
- 7) ไม่พิจารณาความเค้นตั้งฉากกับพื้นผิวของแผ่นพื้น

พิจารณาชิ้นส่วนเล็กๆของแผ่นพื้นมีน้ำหนักบรรทุกทุกสมำเสมอกระทำ ดังแสดงในรูปที่ 2.1



รูปที่ 2.1 แรงดัดและแรงเฉือนในแผ่นพื้น

แผ่นพื้นอยู่ในสถานะสมดุลด้วยแรงคัตและแรงเฉือน ความสัมพันธ์ของน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวจะอยู่ในรูปสมการพาร์เชียลดิฟเฟอเรนเชียล (Partial differential equation) กำลังสี่ที่เรียกว่าสมการของลากรังจ์(Lagrange's equation) ดังสมการที่ (2.1)

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial^2 x \partial^2 y} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q}{D} \quad (2.1)$$

จากสมการข้างต้น ภายใต้เงื่อนไขขอบเขตหนึ่งๆ จะสามารถหาการแอ่นตัวได้ และสมการคำตอบทั่วไปของการแอ่นตัวแสดงในสมการ ที่ (2.2)

$$w = qC \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} A_{mn} \sin \frac{mf x}{a} \sin \frac{nf y}{b} \quad (2.2)$$

โดย C เป็นค่าคงที่ และ A_{mn} คือตัวแปรขึ้นอยู่กับจำนวนเต็ม m และ n และ อัตราส่วนด้าน a และ b ค่าโมเมนต์และแรงเฉือนแสดงในสมการ (2.3) ถึงสมการ (2.7) และความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก และโมเมนต์คัตดังสมการ(2.8)

$$M_x = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (2.3)$$

$$M_y = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \quad (2.4)$$

$$M_{xy} = -D(1-\nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (2.5)$$

$$Q_x = -D \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (2.6)$$

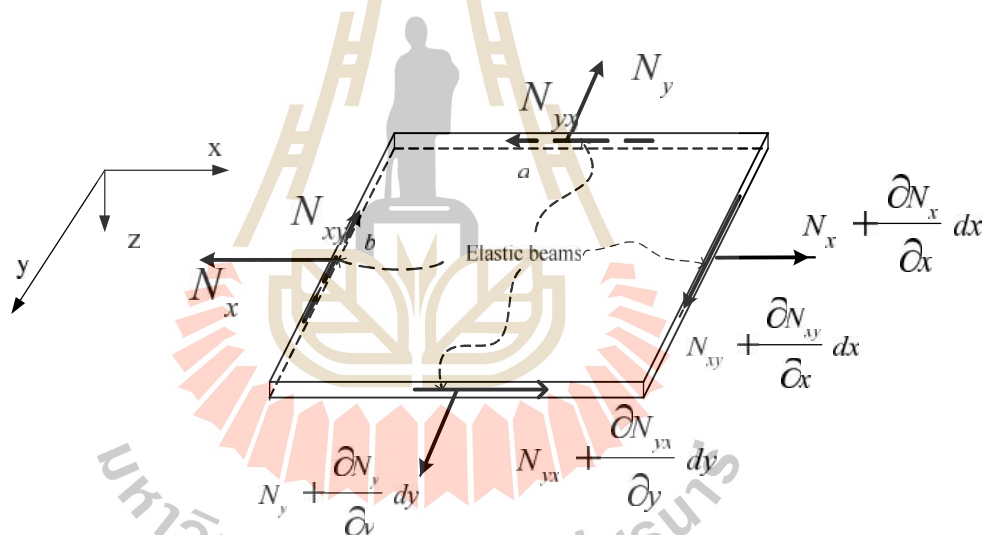
$$Q_y = -D \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (2.7)$$

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + D \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -q \quad (2.8)$$

สมการเหล่านี้แสดงความสัมพันธ์ของตัวแปรต่างๆ เป็นอย่างดีแต่การหาคำตอบของสมการเหล่านี้มีความซับซ้อน และโดยเฉพาะเมื่อแผ่นพื้นมีรูปทรงที่ซับซ้อน ดังนั้นจึงไม่เหมาะต่อการนำไปใช้งานโดยตรง

2.1.2 พื้นยืดหยุ่นรองรับด้วยคานยืดหยุ่น (An elastic plate supported by elastic beams)

จากทฤษฎีพื้นยืดหยุ่น พิจารณาให้แผ่นพื้นรองรับด้วยคานยืดหยุ่นทั้งสี่ด้านและชิ้นส่วนเล็กๆของแผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักบรรทุก รวมทั้งโมเมนต์คัด แรงเฉือนและแรงในระนาบดังแสดงในรูปที่ 2.2



รูปที่ 2.2 ชิ้นส่วนแผ่นพื้นและแรงในระนาบ

สมมติฐานต่างๆ จากทฤษฎีพื้นยืดหยุ่นยังคงไว้เช่นเดิม ยกเว้นคุณสมบัติของวัสดุเป็นแบบอโรโทรปิก (Orthotropic) เพื่อคำนึงถึงคุณสมบัติของคาน ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการแอ่นตัวแสดงในสมการที่ 2.9 โดยสมมติให้น้ำหนักบรรทุกอยู่ในรูป Double trigonometry Fourier series ดังแสดงในสมการ 2.10

$$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x \partial y} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} - N_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - N_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - 2N_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = q(x, y) \quad (2.9)$$

$$q(x, y) = \sum_{i=1,2}^{\infty} \sum_{j=1,2}^{\infty} q_{ij} \sin \frac{ifx}{a} \sin \frac{jfy}{b} \quad (2.10)$$

ที่ขอบพื้นแต่ละด้านการแอ่นตัวและการบิดตัวของพื้นจะเท่ากับการแอ่นตัวและการบิดตัวของคาน ดังนั้น เงื่อนไขขอบเขตที่ต้องพิจารณามีทั้งสิ้น 8 เงื่อนไข ค่าตอบของสมการ (2.9) จึงอาจจัดให้อยู่ในรูปสมการที่ (2.11) เมื่อ $c^1_i, c^2_i, c^3_i, c^4_i$ and $c^{-1}_j, c^{-2}_j, c^{-3}_j, c^{-4}_j$ คือค่าคงที่และยังไม่ทราบค่า (Hany Jamil Farran, 1981) เมื่อแทนค่า $w(x,y)$ จากสมการที่ (2.11) ลงในสมการเงื่อนไขขอบเขตทั้งแปดสมการ จะให้ผลลัพธ์เป็นชุดสมการที่อยู่ในรูปผลรวมฟังก์ชันของไซน์ จากหนึ่งถึงอนันต์ เรียกชุดสมการนี้ว่า สมการฮาร์โมนิก

$$\begin{aligned} w(x, y) &= \sum_{i=1}^{\infty} \sum_{j=1}^{\infty} w_{ij} \sin \frac{i}{a} x \sin \frac{j}{b} y \\ &+ \sum_{i=1}^{\infty} \sin \frac{i}{a} x \left\{ c^1_i y^3 + c^2_i y^2 + c^3_i y + c^4_i \right\} \\ &+ \sum_{j=1}^{\infty} \sin \frac{j}{b} y \left\{ c^{-1}_j x^3 + c^{-2}_j x^2 + c^{-3}_j x + c^{-4}_j \right\} \end{aligned} \quad (2.11)$$

ผลการวิเคราะห์นี้มีความซับซ้อนแต่แสดงความสัมพันธ์ของแรงภายในและการแอ่นตัวกับน้ำหนักบรรทุกของแผ่นพื้นที่มีคานยึดหยุ่นรองรับได้เป็นอย่างดี อย่างไรก็ตามไม่เหมาะต่อการนำไปประยุกต์ใช้งานจริงเพราะมีความยุ่งยากในการคำนวณและไม่สะดวกต่อการประยุกต์ใช้งานกับรูปทรงที่ซับซ้อน

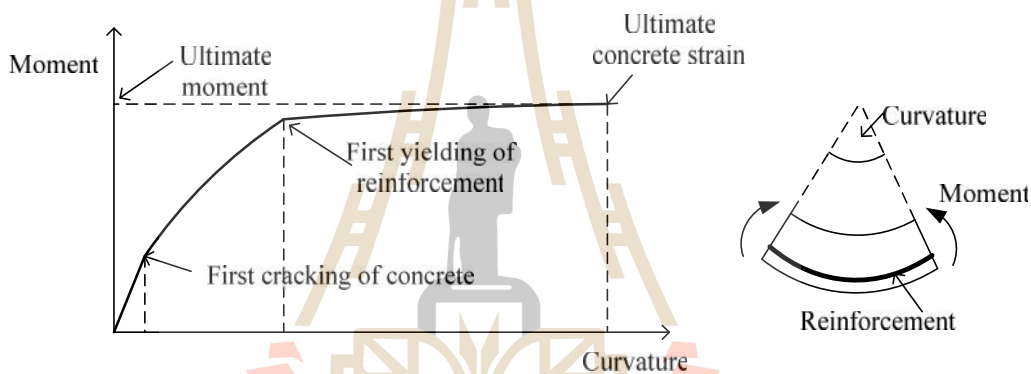
2.1.3 วิธีเส้นดัดไลน์ (Yield line method)

การวิเคราะห์ยิลด์ไลน์เป็นวิธีคำนวณน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่จะทำให้เกิดกลไกการพังทลายของแผ่นพื้น พิจารณาจากเส้นกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและการโก่งในรูปที่ 2.3 เส้นกราฟเป็นเส้นตรงก่อนการแตกร้าวของคอนกรีต และเสมือนเป็นเส้นตรงก่อนการครากของเหล็กเสริม หลังจากนั้นเหล็กเสริมยึดตัวมากจนถึงความเครียดสูงสุดของคอนกรีต จากพฤติกรรมการเสียรูปดังกล่าว การพังทลายอาจแบ่งเป็นสี่ขั้นตอน (James G. MacGregor, 1992) คือ

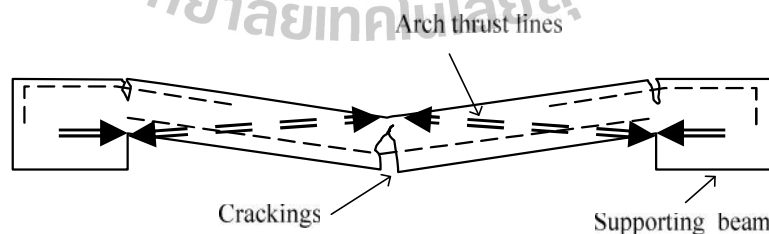
- 1) ก่อนการครากของเหล็กเสริม ความแข็งเกร็ง (Stiffness) ของแผ่นพื้นคอนกรีตจะลดลงเนื่องจากคอนกรีตแตกร้าวทำให้แผ่นพื้นมีคุณสมบัติเป็นแอนไอโซ

โทรปีค (Anisotropic) อย่างไรก็ตามผลจากการทดลองแสดงให้เห็นว่า โมเมนต์ดัดภายในที่เกิดขึ้นยังเป็นไปตามทฤษฎีพื้นยึดหยุ่น

- 2) ที่ตำแหน่งเกิดโมเมนต์สูงสุดเหล็กเสริมเกิดการคราก การครากกระจายเพิ่มมากขึ้นจนเกิดแนวการคราก เมื่อมีแนวการครากเกิดขึ้นมากพอ จะทำให้เกิดกลไกการพังทลาย (Failure mechanism)
- 3) เมื่อเกิดกลไกการพังทลายแล้วแผ่นพื้นยังไม่พังทันทีถ้าฐานรองรับแผ่นพื้นมีความแข็งแรงเพียงพอจะเป็นผลให้เกิด Arch action และทำให้แผ่นพื้นรับน้ำหนักได้เพิ่มขึ้น แนวของแรงภายในที่เกิดขึ้นดังแสดงในรูปที่ 2.4



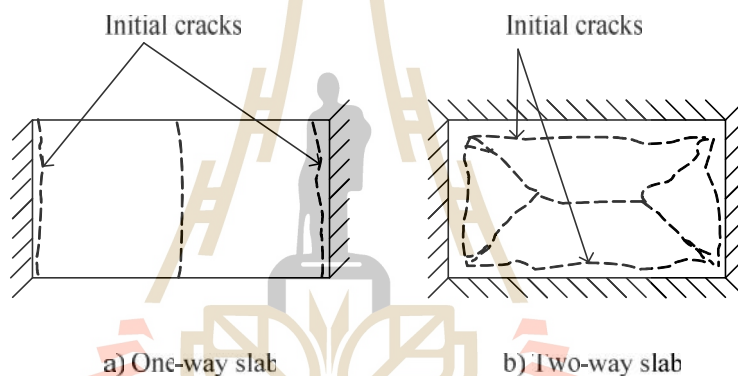
รูปที่ 2.3 กราฟแสดงความสัมพันธ์โมเมนต์ดัดและการโก่งตัว (Rober Park and William L. Gamble,2000)



รูปที่ 2.4 Arch action ในแผ่นพื้น

แรงสูงสุดที่ทำให้เกิดการพังทลายสามารถคำนวณได้สองวิธีคือวิธีสมดุล (Equilibrium method) และวิธีงานเสมือน (Virtual work method) ในแต่ละวิธีอาจสมมุติรูปแบบแนวการครากที่ทำให้เกิด

การพังทลายหลายๆ รูปแบบ และรูปแบบแนวการครากที่ใช้น้ำหนักบรรทุกน้อยที่สุด จะเป็นแนวการครากที่จะเกิดขึ้นจริง ในพื้นทางเดียวยึดแน่นที่ปลายทั้งสองข้าง ภายใต้น้ำหนักบรรทุกแนวการครากจะเกิดขึ้นที่ปลายทั้งสองข้าง ทำให้พื้นมีสภาพคล้ายกับคานธรรมดา เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกขึ้นอีกแนวการครากจะเกิดขึ้นที่กึ่งกลางช่วงพื้นและเกิดกลไกการพังทลาย ในพื้นสองทางยึดแน่นที่ขอบทั้งสี่ด้าน แนวการครากจะเกิดขึ้นก่อนที่ขอบด้านยาวทั้งสองด้านและเมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มมากขึ้นแนวการครากจะเกิดที่ขอบทางด้านสั้นทั้งสองด้าน แต่แผ่นพื้นยังรับน้ำหนักบรรทุกได้อีกจนในที่สุดแนวการครากเกิดขึ้นที่กึ่งกลางช่วงพื้นทำให้เกิดกลไกการพังทลาย แนวพังทลายดังกล่าวแสดงในรูปที่ 2.5 เมื่อเปรียบเทียบระหว่างพื้นทางเดียวและพื้นสองทางที่มีขนาดเท่ากันจะเห็นว่าพื้นสองทางจะสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้สูงกว่า



รูปที่ 2.5 แนวการครากในแผ่นพื้น

2.1.4 วิธีออกแบบตรง (The direct design method)

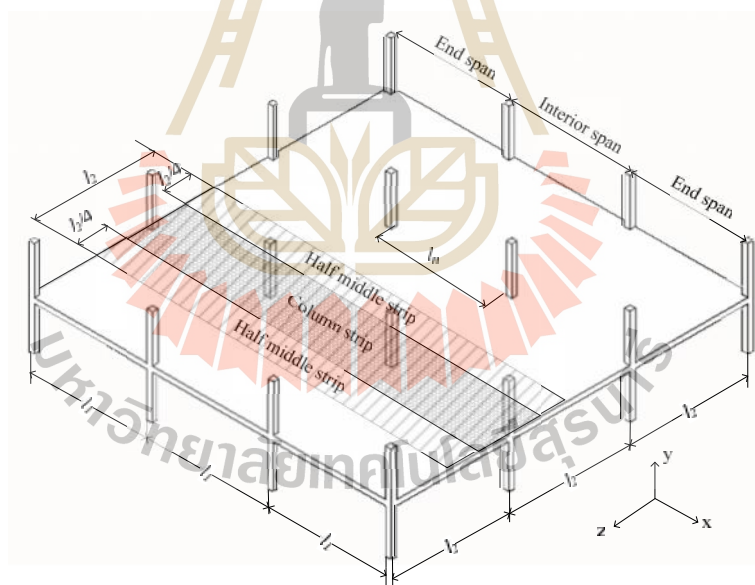
ในมาตรฐานการออกแบบของ ACI จะกำหนดแนวทางการออกแบบแผ่นพื้นแบบมีคานและแบบไม่มีคานเพื่อให้เกิดความปลอดภัย ภายใต้เงื่อนไขดังนี้

- 1) แผ่นพื้นจะต้องต่อเนื่องกันอย่างน้อยสามช่วงพื้นทั้งสองทิศทาง
- 2) แผ่นพื้นมีรูปทรงเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้าโดยสัดส่วนของด้านยาวต่อด้านสั้นไม่เกินสอง
- 3) ช่วงพื้นที่ต่อเนื่องกันในแต่ละทิศทางแตกต่างกันไม่เกินหนึ่งในสามของช่วงพื้นที่ยาวกว่า
- 4) การเอียงของเสาจากแนวเสาต้องไม่เกินสิบเปอร์เซ็นต์ของช่วงเสาในแนวนอน

- 5) น้ำหนักบรรทุกที่พิจารณาคือน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งเท่านั้นและกระจายอย่างสม่ำเสมอเต็มช่วงพื้น และน้ำหนักบรรทุกจร(Live load) จะต้องไม่เกินสองเท่าของน้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead load)
- 6) คุณสมบัติของคานที่รองรับแผ่นพื้นที่ทั้งสี่ด้านจะต้องเป็นไปตามสมการที่ (2.12)

$$2.0 \leq \frac{r_1 l_1^2}{r_2 l_2^2} \leq 5.0 \quad (2.12)$$

ในระบบพื้นที่แสดงในรูปที่ 2.6 ผลรวมของโมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบในช่วงพื้นที่ในทิศทางของแนวเสาสามารถคำนวณได้จากสมการ(2.13) โดย M_o เรียกว่า สแตติก โมเมนต์ (Static moment) ซึ่งจะต้องกระจายเข้าสู่พื้นแถบเสา(Column strip) และพื้นแถบกลาง(Middle strip)



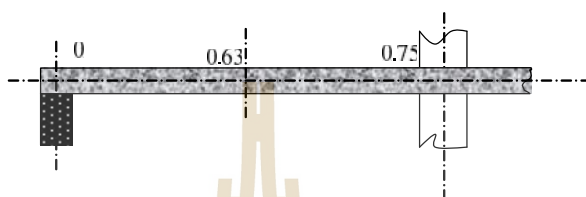
รูปที่ 2.6 ระบบพื้นสองทาง

$$M_o = \frac{w_u l_2 l_n^2}{8} \quad (2.13)$$

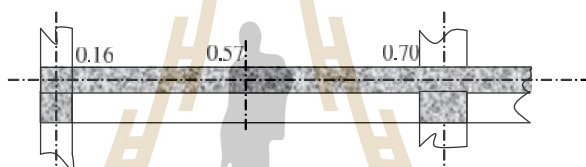
โดยการกระจายแบ่งออกเป็นสองขั้นตอนคือ

2.1.4.1 การกระจายตามแนวยาว (Longitudinal apportionment)

ในช่วงพื้นที่ภายใน (Interior span) ณ ตำแหน่งวิกฤตคือที่ขอบเสา จะมีสัดส่วนของโมเมนต์เป็น $0.65M_0$ และที่กลางช่วงพื้นที่จะมีสัดส่วนของโมเมนต์เป็น $0.35M_0$ ในพื้นที่ช่วงปลาย (End span) การกระจายของโมเมนต์จะขึ้นกับการยึดรั้ง (Restrained) ที่ขอบพื้นที่ซึ่งมีกรณีต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.7



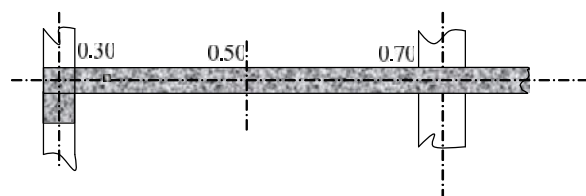
ก) ขอบนอกไม่มีการยึดรั้งด้าน โมเมนต์



ข) แผ่นพื้นมีคานรองรับทั้งสองด้าน

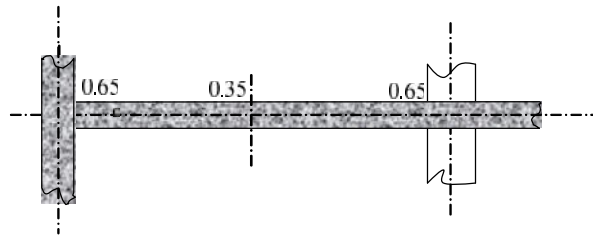


ค) แผ่นพื้นไร้คานรองรับ



ง) แผ่นพื้นมีคานรองรับที่ขอบพื้น

รูปที่ 2.7 การยึดรั้งที่ขอบพื้นที่ช่วงปลายแบบต่างๆ

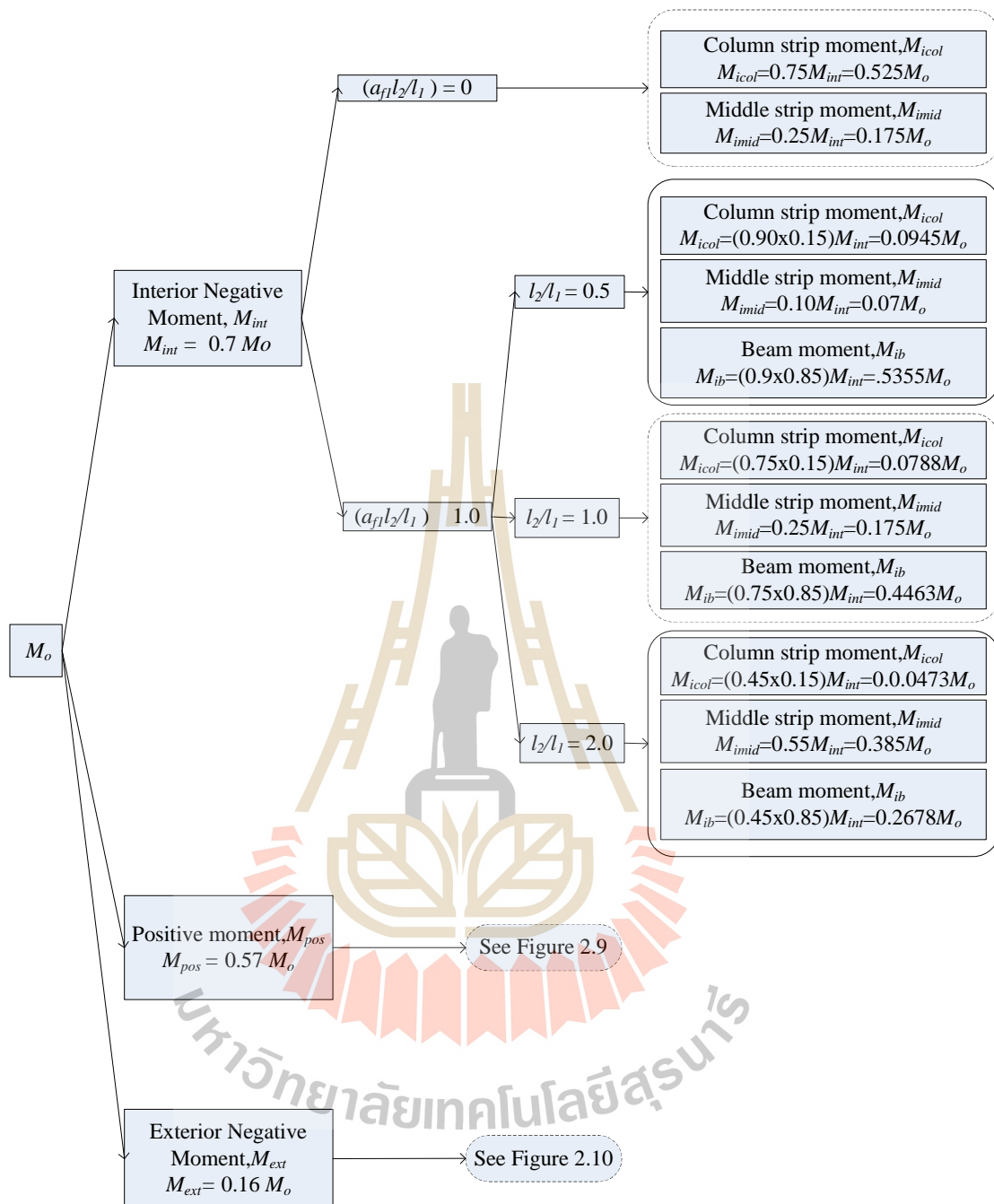


จ) ขอบพื้นถูกยึดแน่น

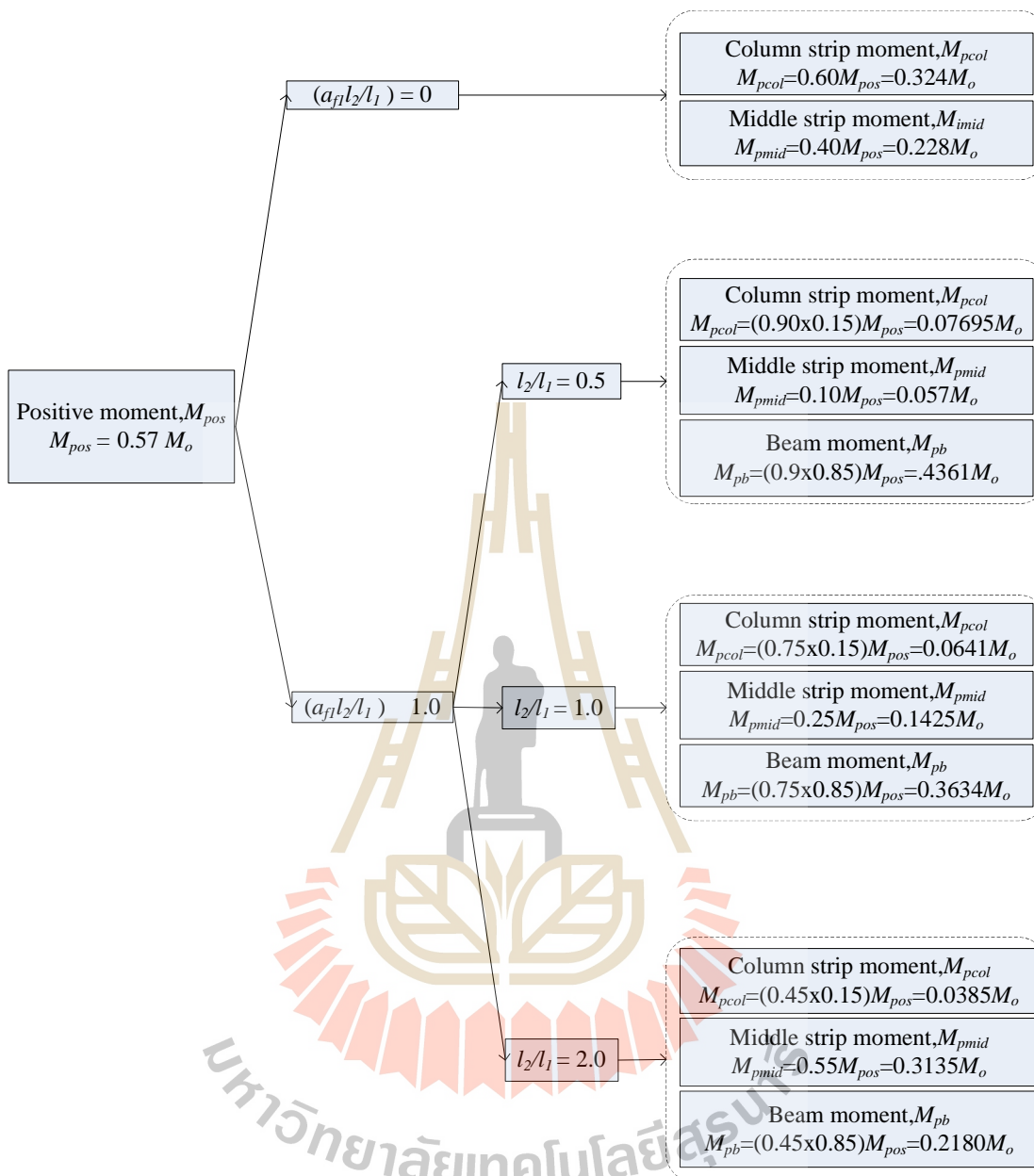
รูปที่ 2.7 การยึดรั้งที่ขอบพื้นช่วงปลายแบบต่างๆ (ต่อ)

2.1.4.2 การกระจายทางข้าง (Lateral apportionment)

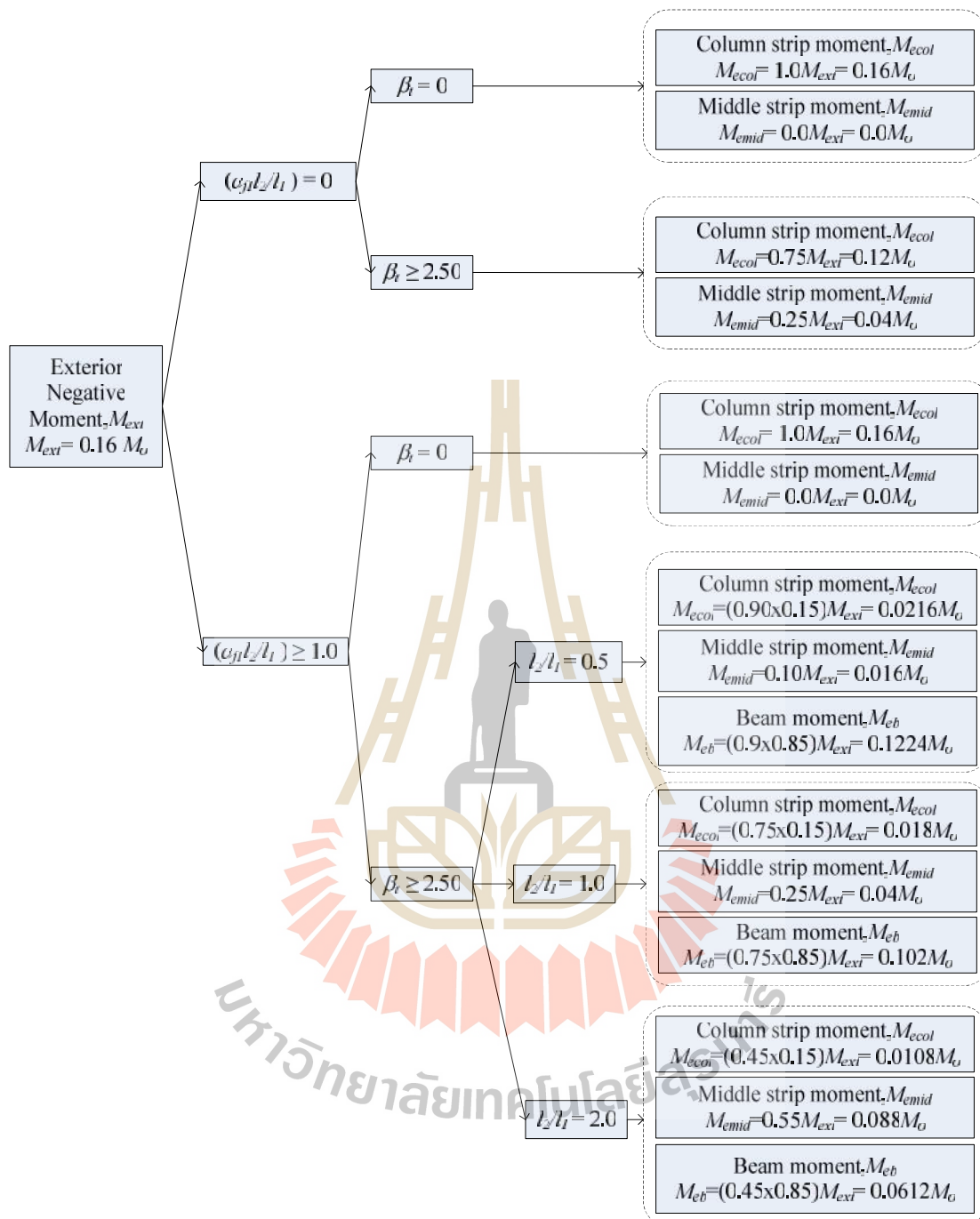
ค่าโมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบตามขั้นตอนที่หนึ่งจะถูกกระจายเข้าสู่พื้นแถบเสา พื้นแถบล่างและคานซึ่งในกรณีพื้นภายในการกระจายนี้ขึ้นอยู่กับสัดส่วนความกว้าง กับความยาวของแผ่นพื้น ($\frac{l_2}{l_1}$) และค่าองค์ประกอบคาน (Beam parameter, $r_1 \frac{l_2}{l_1}$) ในกรณี พื้นช่วงปลายจะขึ้นอยู่กับค่าองค์ประกอบการบิด (Torsion parameter, S_t) ของคานขอบ (Edge beams) ด้วย ตัวอย่างค่าสัดส่วนโมเมนต์ในแถบพื้นต่างๆ ของแผ่นพื้นที่มีคานรองรับที่ขอบพื้น ทั้งสี่ด้าน ดังแสดงในรูปที่ 2.8 ถึงรูปที่ 2.10 หลักการการกระจายของโมเมนต์ในแถบพื้นต่างๆ เช่นนี้จะประยุกต์ใช้กับระบบพื้นที่ศึกษาในงานวิจัยนี้



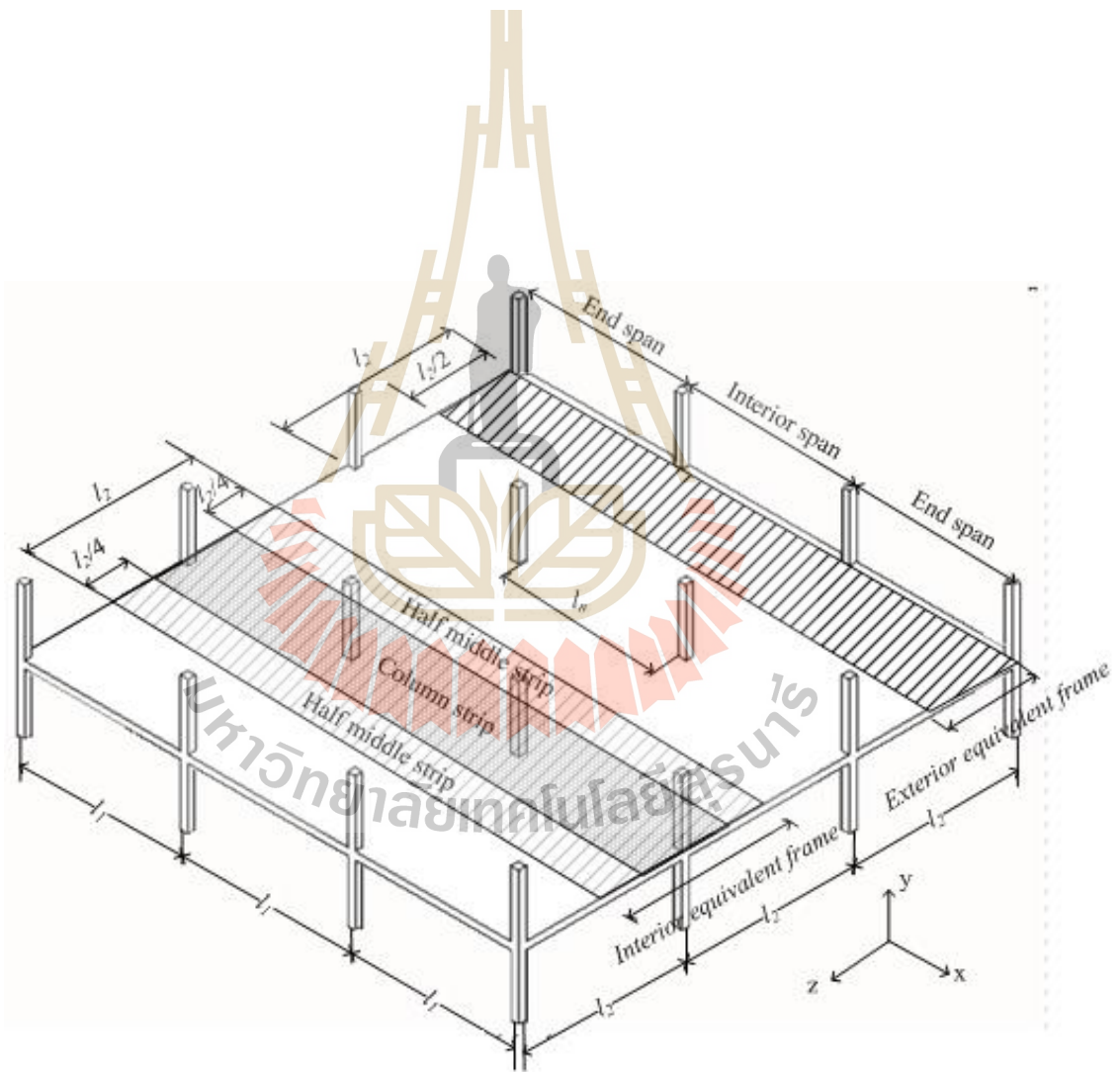
รูปที่ 2.8 สัดส่วนของโมเมนต์ลบในพื้นที่แถบเสา พื้นที่แถบกลาง และคาน ในกรณีพื้นมีคานรองรับทุกด้านของพื้นที่ช่วงปลาย

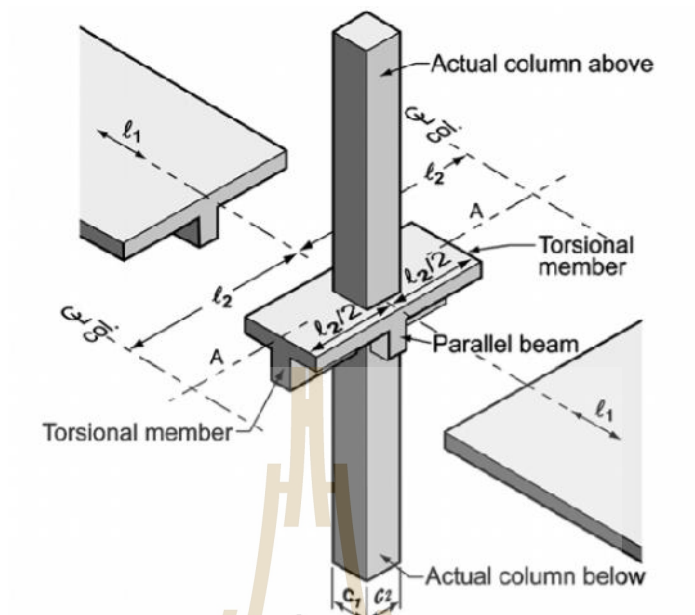


รูปที่ 2.9 สัดส่วนของโมเมนต์บวกในพื้นที่แถบเสา พื้นที่แถบกลาง และคาน ในกรณีพื้นมีคานรองรับทุกด้านของพื้นที่ช่วงปลาย



รูปที่ 2.10 สัดส่วนของโมเมนต์ลบที่ขอบพื้นในพื้นแถบเสา พื้นแถบกลาง และคาน ในกรณีพื้นมีคานรองรับทุกด้านของพื้นที่ช่วงปลาย

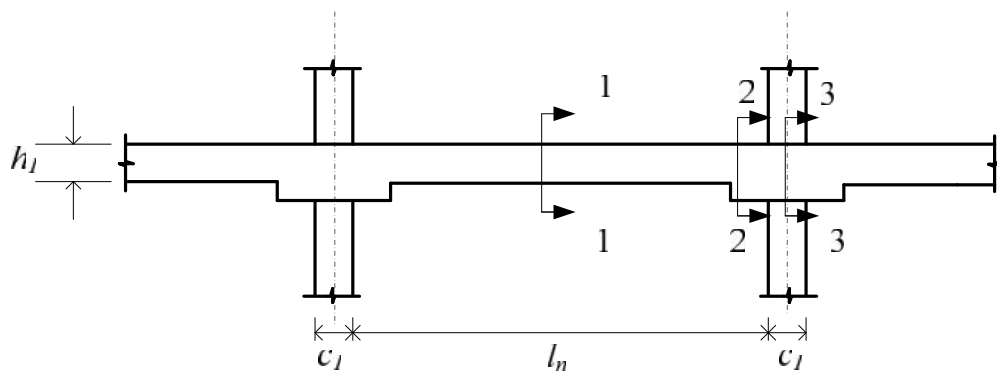




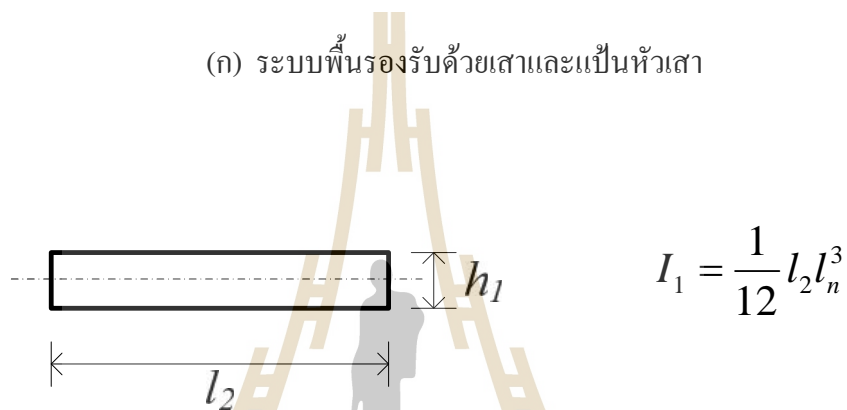
$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\Sigma K_c} + \frac{1}{\Sigma K_t}$$

$$K_t = \Sigma \frac{9E_{cs}C}{l_2 \left(1 - \frac{c_2}{l_2}\right)^3}$$

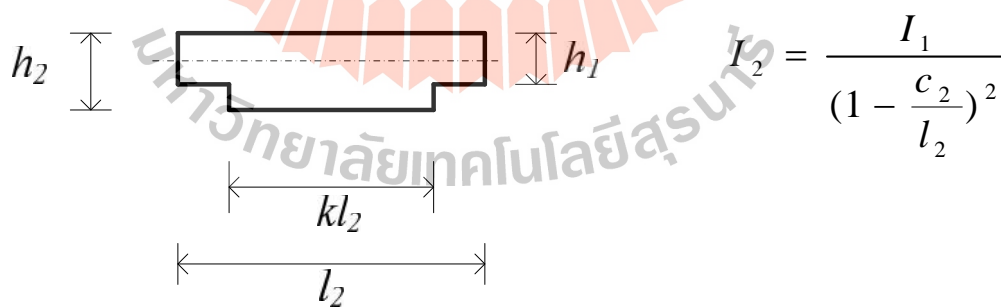
$$C = \Sigma \left(1 - 0.63 \frac{x}{y}\right) \frac{x^3 y}{3}$$



(ก) ระบบพื้นรองรับด้วยเสาและเป็นหัวเสา

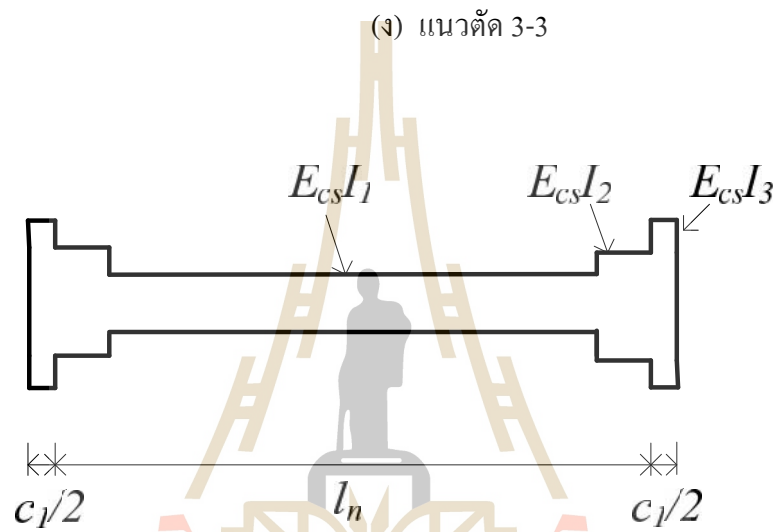
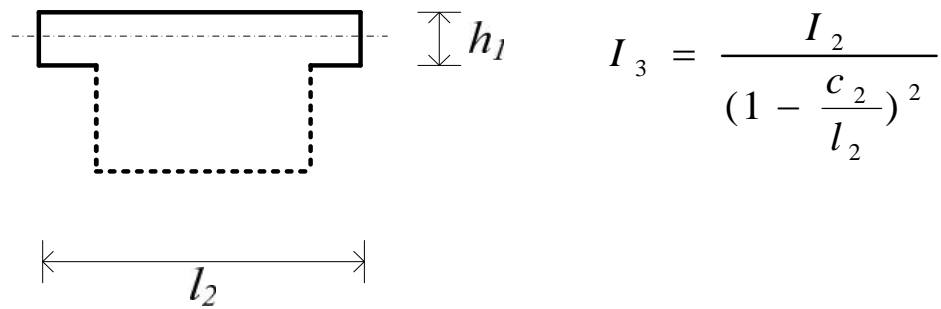


(ข) แนวตัด 1-1



(ค) แนวตัด 2-2

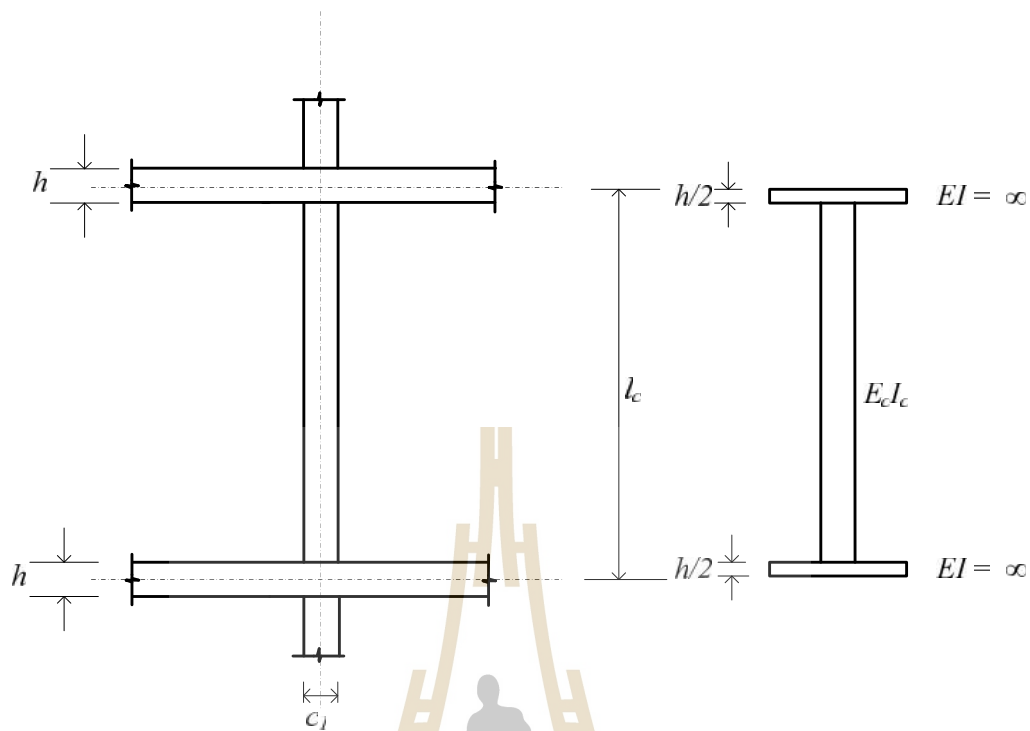
รูปที่ 2.13 ลักษณะแปรผันของหน้าตัดพื้น-คานและค่าโมเมนต์อินเนอร์เซีย



(จ) แผ่นภาพแสดงสติฟเสมือนของพื้น-คาน

รูปที่ 2.13 ลักษณะแปรผันของหน้าตัดพื้น-คานและ โมเมนต์อินเนอร์เซีย (ต่อ)

ค่าการกระจายของโมเมนต์จากการวิเคราะห์โครงสร้างที่ตำแหน่งวิกฤติ คือที่ขอบเสาและกึ่งกลางช่วง จะกระจายเข้าสู่พื้นแถบเสา พื้นแถบกลางและคาน ในสัดส่วนเดียวกันกับวิธีการออกแบบตรง (Direct design method)



(ก) ระบบพื้นรองรับด้วยเสา

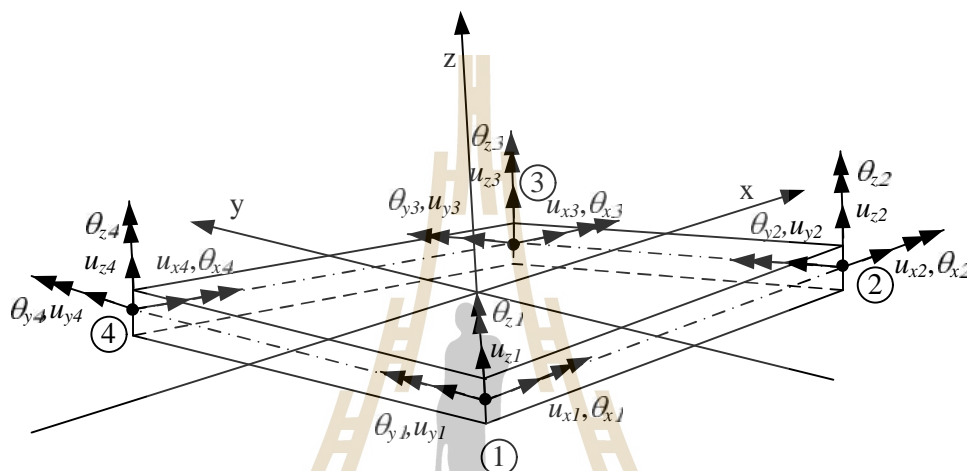
(ข) แผนภาพแสดงสติฟเนสของเสา

รูปที่ 2.14 ระบบพื้นและค่าสติฟเนสของเสา

2.1.6 วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (The finite element method, FEM)

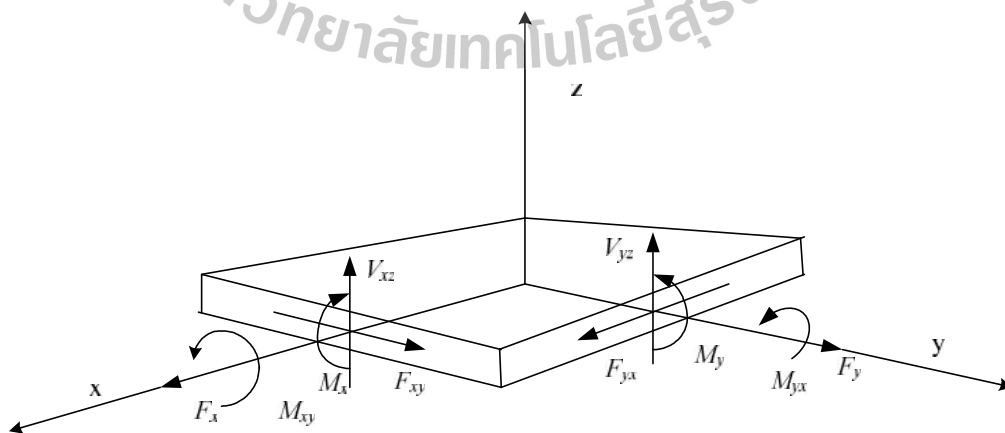
วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เป็นกระบวนการการคำนวณการแอ่นตัวและแรงภายในของโครงสร้างจริงแทบทุกประเภทอย่างเป็นระบบ ซึ่งจะแตกต่างจากวิธีอื่นๆ ที่กล่าวมาแล้วที่มีข้อจำกัดต่อการประยุกต์ใช้กับโครงสร้างที่มีรูปทรงซับซ้อน รูปทรงที่ซับซ้อนของระบบพื้น ได้แก่ พื้นมีช่องเปิด (Openings) พื้นมีคานรองรับรูปทรงสี่เหลี่ยมใดๆ เป็นต้น หลักการคำนวณทางไฟไนต์เอลิเมนต์จะแบ่ง (Discretize) แผ่นพื้นออกเป็นอิเลเมนต์ เช่น เป็นอิเลเมนต์แบบระนาบ (Planar element) แต่ละอิเลเมนต์ จะประกอบด้วยจุดต่อ (Node) ที่แสดงการเสถียรของชิ้นส่วน โดยที่แต่ละอิเลเมนต์มีสติฟเนส (Element stiffness) ด้านทานการเสถียรเฉพาะตัว ตัวอย่างของอิเลเมนต์ ในการจำลองแผ่นพื้นแสดงในรูปที่ 2.15 ซึ่งเป็นชิ้นส่วนที่มีสี่จุดต่อและแต่ละจุดต่อสามารถแสดงการเสถียรในรูปแบบการเคลื่อนตัวในแนวแกนและการบิดรอบแกนทั้งสามในขั้นตอนการคำนวณ น้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อแผ่นพื้นจะถูกปรับเปลี่ยนให้กระทำที่จุดต่อสมการ

ความสัมพันธ์ระหว่างแรง การเสียรูปและสติเฟนของอิลเมนต์ทั้งหมดแสดงโดยสมการที่ (2.17) เมื่อ $\{F\}$ คือแมตริก(Matrix)ของแรงภายนอกที่จุดต่อ, $[K_e]$ คือแมตริกของสติเฟนของอิลเมนต์ทั้งหมด และ $\{U\}$ คือแมตริกของการเสียรูปที่จุดต่อทั้งหมด ซึ่งจะเป็นเป้าหมายของการคำนวณด้วยแรงภายในแผ่นพื้นที่สอดคล้องกับการเสียรูป จะสามารถคำนวณได้ดังแสดงในรูปที่ 2.16 ในกรณีการคำนวณแบบเชิงเส้นแรงภายในกับการเสียรูปจะสัมพันธ์กันและเป็นไปตามกฎของฮุก (Hook' law)



รูปที่ 2.15 อิลเมนต์แบบสี่จุดต่อและการเสียรูปที่แต่ละจุดต่อ

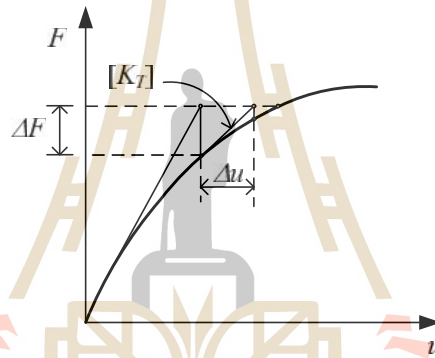
$$\{F\} = [K_e]\{U\} \tag{2.17}$$



รูปที่ 2.16 แรงภายในอิลเมนต์

ในกรณีที่มีการเสียรูปของแผ่นพื้นเป็นแบบไม่เชิงเส้นเช่น แรงภายในของวัสดุเกินขีดจำกัดยืดหยุ่น แผ่นพื้นเสียรูปมากหรือการจำลองแผ่นพื้นบางส่วนด้วยอิเลเมนต์แบบสัมผัส(Contact element) เป็นต้น ความสัมพันธ์ของแรงและการเสียรูปยังคงเป็นแบบเส้นตรง แต่พิจารณาที่ละช่วงน้ำหนักบรรทุกทุกที่เพิ่มขึ้นทีละน้อย ซึ่งแต่ละช่วงน้ำหนักบรรทุกทุกที่เพิ่มขึ้น สติฟเนสของอิเลเมนต์จะเปลี่ยนแปลงไป การคำนวณต้องคำนึงถึงความสมดุลที่จุดต่อแต่ละช่วงน้ำหนักบรรทุกนั้นๆ จนกระทั่งถึงระดับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด ความสัมพันธ์ของแรงและการเสียรูปดังแสดงโดยสมการที่ (2.18) และรูปที่ 2.17

$$[K_T]\{Uu\} = \{UF\} \quad (2.18)$$



รูปที่ 2.17 ความสัมพันธ์ของแรงและการเสียรูปในช่วงน้ำหนักบรรทุกน้อย ๆ

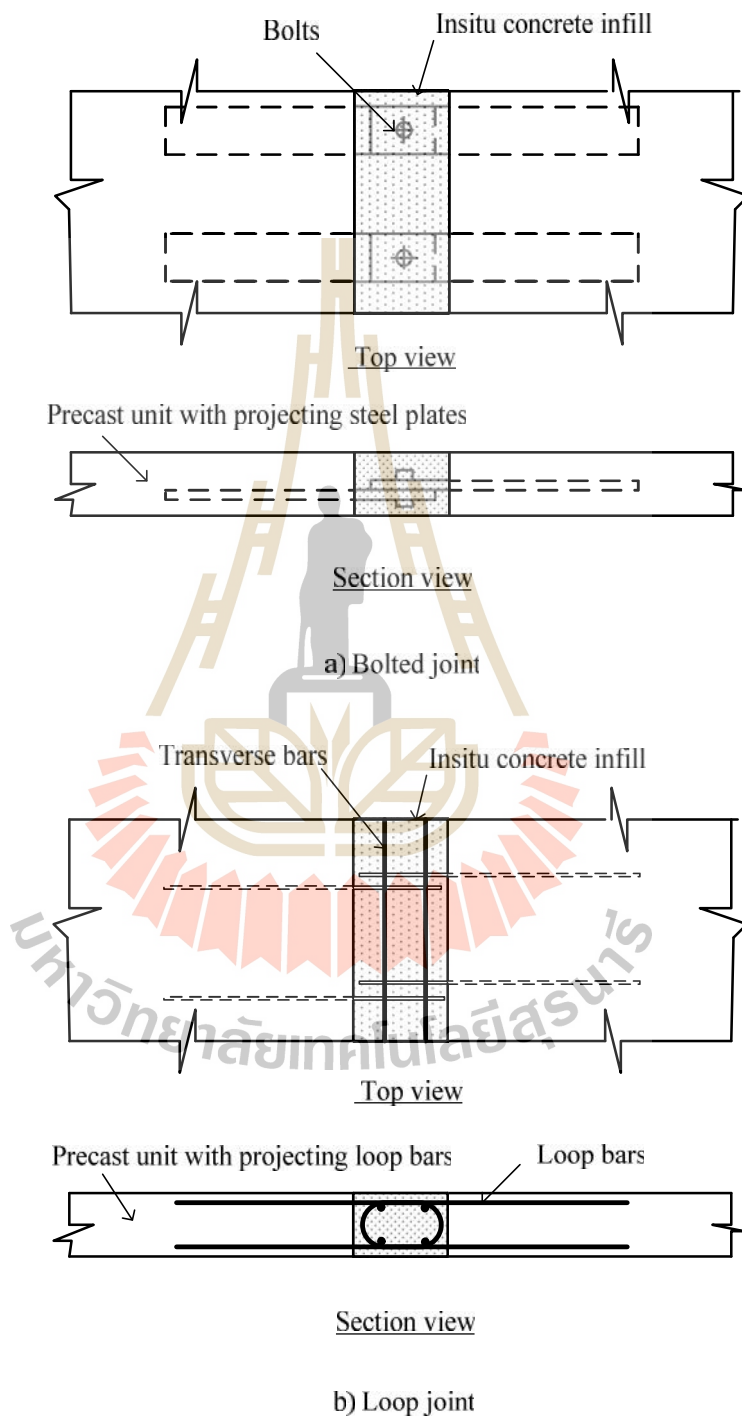
2.2 การต่อกันของพื้นสำเร็จรูป (Connections of precast slabs)

ในการใช้งานจริง พื้นสำเร็จรูปทั้งหมดจะถูกนำมาต่อกันเพื่อประกอบเป็นแผ่นพื้นในแต่ละชั้นของอาคาร รอยต่อนั้น ๆ จะต้องสามารถถ่ายเทแรงจากพื้นสู่พื้น นอกจากนี้ควรก่อสร้างได้ง่าย มีรูปทรงที่ดี ป้องกันไฟได้ โดยทั่วไปรอยต่อของแผ่นพื้นสำเร็จรูปจะมีสองแบบคือ

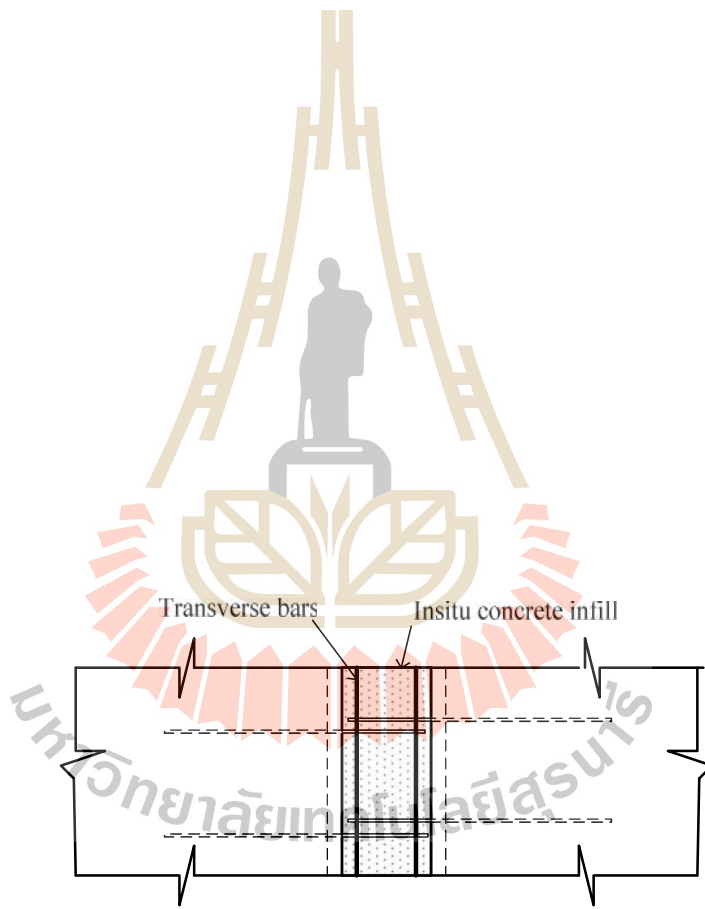
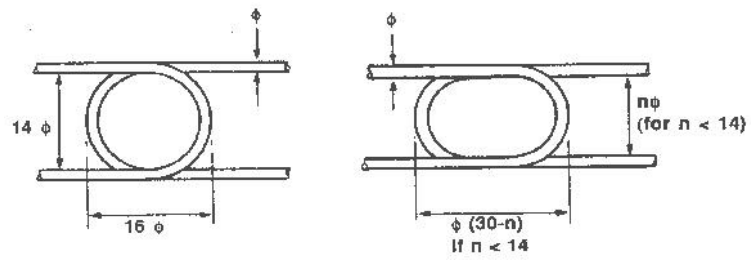
2.2.1 รอยต่อต้านทานการดัด (Flexural joints)

แรงดัดที่เกิดขึ้นในแผ่นพื้นจะถูกต้านทานด้วยแรงอัดและแรงดึงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดของพื้น คอนกรีตจะทำหน้าที่รับแรงอัดและเหล็กเสริมจะทำหน้าที่รับแรงดึง ดังนั้นการต่อต้านทานการดัดคือการยึดเหล็กเสริมจากพื้นแต่ละด้านให้สามารถรับแรงดึงได้อย่างสมบูรณ์ การต่อในรูปแบบต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.18 และการใช้เหล็กเสริมแบบห่วง เป็นวิธีการหนึ่งที่มี

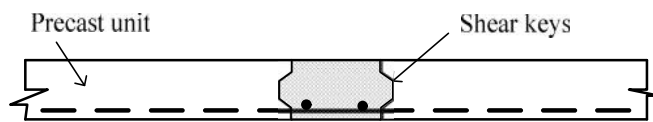
ประสิทธิภาพในการต้านทานแรงคัต ระยะการต่อที่เหมาะสมกรณีการต่อโดยใช้เหล็กแบบห่วง
 ดังแสดงในรูปที่ 2.19 (Kim S. Elliot, 1996)



รูปที่ 2.18 การต่อแผ่นพื้นสำเร็จรูปต้านทานการคัตในแบบต่างๆ



Top view



Section view

2.3 เอกสารที่เกี่ยวข้อง

การศึกษาเกี่ยวกับแผ่นพื้นโดยทั่วไปแบ่งออกเป็นสามแนวทาง แนวทางแรกคือการศึกษาทางทฤษฎียึดหยุ่นของแผ่นพื้นรูปทรงต่างๆ ซึ่งจะเกี่ยวข้องกับหลักทฤษฎีพื้นฐานแสดงความสัมพันธ์กันระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของแผ่นพื้นรูปทรงต่างๆ ผลลัพธ์ที่ได้คือสมการที่ซับซ้อนและการคำนวณที่ยุ่งยาก ไม่สะดวกต่อการนำไปประยุกต์ใช้กับโครงสร้างจริง แนวทางที่สองคือการศึกษาเชิงตัวเลข โดยเฉพาะวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ซึ่งเป็นวิธีที่มีประสิทธิภาพในการศึกษาพฤติกรรมของแผ่นพื้นภายใต้ตัวแปรต่างๆ เช่น ผลกระทบเนื่องจากคุณสมบัติทางกลของวัสดุ ผลกระทบจากรูปทรงต่างๆ ของแผ่นพื้น เป็นต้น แนวทางที่สามคือการศึกษาพฤติกรรมของแผ่นพื้นด้วยการทดสอบชิ้นตัวอย่างทั้งขนาดเท่าจริงและขนาดย่อ วิธีการดังกล่าวเหล่านี้จะทำให้ได้รับข้อมูลพฤติกรรมที่เป็นจริงของระบบพื้นที่ทำการศึกษา เอกสารที่เกี่ยวข้องในการศึกษาเหล่านี้ได้ทบทวนดังต่อไปนี้

2.3.1 การศึกษาเชิงทฤษฎีของระบบพื้น (Theoretical study of slab systems)

ทฤษฎีแผ่นพื้นยึดหยุ่นเสนอโดย Lagrange (1881) เป็นพื้นฐานของการออกแบบแผ่นพื้นของมาตรฐานต่างๆ โดยสมมุติว่าพื้นรองรับด้วยคานแข็ง (Rigid beams) จนกระทั่ง C.A.P. Turner(1903) ได้เสนอระบบพื้นที่ไร้คานแต่รองรับด้วยเสาเท่านั้น ในระยะเริ่มแรกระบบดังกล่าวยังไม่มีทฤษฎีรองรับ แผ่นพื้นถูกออกแบบและสร้างโดยมีการทดสอบก่อนการใช้งานจริง จนกระทั่ง J.R. Nicols (1914) ได้เสนอวิธีวิเคราะห์ระบบพื้นดังกล่าว และระบุว่าแรงภายในที่ตำแหน่งวิกฤติของระบบพื้นจากการวิเคราะห์สูงกว่าค่าที่ใช้ในการออกแบบ อย่างไรก็ตามวิธีวิเคราะห์ดังกล่าวยังไม่เป็นที่ยอมรับโดยทั่วไป และหลังจากนั้นการศึกษาเกี่ยวกับทฤษฎีของแผ่นพื้นได้วางเว้นไป จนกระทั่งในปี ค.ศ. 1950 การศึกษาวิจัยระบบพื้นบนคานยึดหยุ่นได้มีขึ้นในมหาวิทยาลัยอิลลินอยส์ ประเทศสหรัฐอเมริกา ผลของการศึกษาคือพื้นฐานของมาตรฐานการออกแบบแผ่นพื้นสองทางแบบ Direct Design Method (DDM) และ Equivalent Frame Method(EFM) ของมาตรฐาน ACI 1971 DDM มีข้อจำกัดหลายประการ ดังได้กล่าวแล้ว ในหัวข้อ 2.1.4 ส่วน EFM เป็นวิธีวิเคราะห์ระบบพื้นด้วยวิธีการกระจายโมเมนต์ อย่างไรก็ตามเมื่อเปรียบเทียบกับผลการทดสอบพบว่า ค่าที่ได้จากการวิเคราะห์สูงเกินไป ดังนั้น Grossman(1997) จึงเสนอให้ใช้ความกว้างประสิทธิผลแทนหน้าตัดพื้นโดยสัดส่วนความกว้างอยู่ระหว่าง $0.2l_2 \leq \Gamma l_2 \leq 0.5l_2$ เมื่อวิเคราะห์โครงสร้างรับแรงในแนวตั้งและแรงด้านข้างพร้อมกัน EFM และความกว้างประสิทธิผลดังกล่าว ให้ผลลัพธ์ไม่สอดคล้องกับผลการทดสอบที่ระยะเคลื่อน (Drift) 1.5% Robertson(1997) จึงเสนอวิธีวิเคราะห์แบบ Two-beam model โดยแทนแผ่นด้วยคานจำนวน 2 คาน ซึ่งจะต่อกันที่จุดตัดคานและคานึงถึงการแตกร้าวเนื่องจากโมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบด้วย

วิธีการดังกล่าวให้ผลลัพธ์สอดคล้องกับผลการทดลอง Gilbert(2000) ได้แสดงให้เห็นว่าค่าโมเมนต์
 ลบในแผ่นพื้นที่เสาต้นนอกจาก EFM มีค่าสูงเกินไปและโมเมนต์บวกกลางช่วงพื้นมีค่าต่ำเกินไป
 และเสนอว่าควรใช้ความกว้างเทียบเท่า $1.5(c_1+c_2)$ เพื่อต้านทานโมเมนต์ลบทั้งหมดสำหรับพื้นช่วง
 ปลาย Paulter และคณะ(2002) ได้ทำการศึกษาการกระจายของโมเมนต์ในช่วงยึดหยุนของแผ่น
 พื้นที่มีแป้นหัวเสาต่อเนื่อง โดยทำการวิเคราะห์แผ่นพื้นขนาดต่างๆ ด้วยโปรแกรม ADOSS SAP90
 และโปรแกรม SAFE แล้วเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับข้อกำหนดในมาตรฐานการออกแบบ
 CSA 23.3 และพบว่าผลวิเคราะห์จากโปรแกรม SAP90 และโปรแกรม SAFE สูงกว่าค่าที่กำหนด
 โดยมาตรฐานประมาณ 30% แผ่นพื้นยังคงมีพฤติกรรมแบบสองทิศทางและแนะนำว่าเป็นหัวเสา
 ไม่ควรออกแบบเป็นคาน Farran(1981) ได้ประยุกต์ใช้ทฤษฎีแผ่นพื้นยึดหยุนกับพื้นสี่เหลี่ยมผืนผ้า
 และพื้นแบบ skew ช่วงเดี่ยวยอมรับด้วยคานยึดหยุน โดยการสมมุติให้พื้นแอนตัวในรูปของ Double
 trigonometric Fourier series ภายใต้ง่อนไขขอบเขต สามารถจะคำนวณการกระจายของโมเมนต์
 ในแผ่นพื้นและคานได้ Constantin (1993) ได้ทำการศึกษาแผ่นพื้นที่มีรูปทรงเป็นวงกลม
 สามเหลี่ยมและ รูปทรงโค้นท์ โดยการใช้การกระจายแบบ Fourier และ Chebyshev โดยการแบ่ง
 พื้นออกเป็นตาข่าย (Grid) และสร้างโปรแกรมคำนวณเชิงตัวเลข ผลลัพธ์ที่ได้ใกล้เคียงกับผลลัพธ์
 จากวิธีวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์อิลเมนต์แต่ไม่สามารถคำนวณแรงเฉือนได้ถูกต้อง Katsikadelis และ
 คณะ(2001) ได้ทำการศึกษาแผ่นพื้นเสริมแข็งด้วยคาน โดยแยกพิจารณาคานที่ระดับท้องพื้นลงมา
 โดยใช้หลักความต่อเนื่อง(Continuity) และพบว่าความกว้างประสิทธิผลของคานด้านรับแรงอัด
 ไม่คงที่ตลอดความยาวคาน โดยมีขนาดเพิ่มขึ้นจากขอบคานจนถึงกึ่งกลางช่วงพื้น และการแปรผัน
 นี้จะลดลงอย่างมากเมื่อคานมีความลึกเพิ่มมากขึ้น ค่าที่ได้จากการวิเคราะห์นี้แตกต่างจากค่า
 ที่กำหนดโดยมาตรฐานมาก

2.3.2 การศึกษาระบบพื้นด้วยวิธีไฟไนต์อิลเมนต์

Jiang และคณะ (1993) ได้ทำการศึกษาพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กในช่วงพฤติกรรมที่
 ไม่เป็นเส้นตรงโดยโดยการสร้างอิลเมนต์ขึ้นใหม่โดยสมมุติให้คอนกรีตและเหล็กเสริมยึดเหนี่ยว
 กันแบบสมบูรณ์ อิลเมนต์ใหม่ประกอบขึ้นจากการจำลองคอนกรีตด้วยอิลเมนต์สี่จุดต่อโดยแต่ละ
 จุดต่อมีตัวแปรอิสระของการเคลื่อนที่ (Degree of freedom, DOF) จำนวน 5 DOF และจำลองเหล็ก
 เสริมด้วยอิลเมนต์สองจุดต่อ แต่ละจุดต่อมี 3 DOF เมื่อวิเคราะห์พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กจากการ
 ศึกษาวิจัยก่อนหน้านี้ด้วยอิลเมนต์ใหม่นี้พบว่า ผลการวิเคราะห์กับผลการทดลองใกล้เคียงกัน
 เป็นอย่างดีและพบว่าหน่วยแรงค้ำในคอนกรีตมีผลต่อพฤติกรรมการตอบสนองของแผ่นพื้น
 ทั้งนี้หน่วยแรงค้ำ ขนาด 20-30 % จะทำให้ผลการวิเคราะห์กับการทดลองสอดคล้องกัน Polak
 (1996) ศึกษาการแอนตัวของแผ่นพื้นโดยใช้ความแข็งแกร่งประสิทธิผล (Effective stiffness) โดย

ก่อนการแตกร้าวของคอนกรีตผสมผุติให้คอนกรีตมีคุณสมบัติเป็น ไอโซโทรปิกและยึดหยุ่นอย่างเป็นเส้นตรง และภายหลังการแตกร้าวผสมผุติให้คอนกรีตมีคุณสมบัติเป็นแบบ ออโรโทรปิก และยึดหยุ่นแบบเป็นเส้นตรง การตอบสนองของแผ่นพื้นขึ้นกับหน้าตัดที่แตกร้าวโดยใช้ค่าเฉลี่ยความแข็งแรงของหน้าตัดในแต่ละทิศทาง ทั้งนี้ได้รวมความสามารถด้านทานแรงเฉือนของหน้าตัดแตกร้าวเนื่องจากการเสียดทานและ Dowel action ด้วย และจำลองแผ่นพื้นด้วย Serendipity plate bending element แบบ 8 จุดต่อ โดยมี 3 DOF ที่แต่ละจุดต่อ ผลการวิเคราะห์ให้ค่าใกล้เคียงกับผลการวิจัยต่างๆ ก่อนหน้านั้น แม้ว่าการวิเคราะห์จะไม่คำนึงถึงพฤติกรรมแบบไม่เป็นเส้นตรงของแผ่นพื้นแต่มีข้อดีคือลดเวลาการคำนวณเป็นอย่างมาก การจำลองพฤติกรรมของแผ่นพื้นด้วยแบบจำลองง่ายๆได้กระทำโดย Reiman และคณะ(1997) โดยแบ่งแผ่นพื้นออกเป็นตารางสี่เหลี่ยมผืนผ้าโดยให้มีรอยต่อตามแนวการคราก และพิจารณาให้แถบพื้นเหล่านี้เสมือนเป็นคานและคำนึงถึงพฤติกรรมแบบไม่ยึดหยุ่นด้วย ผลของการวิเคราะห์ใกล้เคียงกับผลของการทดลองจากงานวิจัยอื่นๆ Femiyesin และคณะ (1998) ได้ใช้วิธีการทางไฟไนต์อิลิเมนต์วิเคราะห์แผ่นพื้นที่ยึดแน่นที่ขอบทั้งสี่ด้านและมีน้ำหนักรับรทุกกระจายสม่ำเสมอเต็มช่วงพื้น การวิเคราะห์คำนึงถึงพฤติกรรมแบบไม่ยึดหยุ่นของแผ่นพื้น และพิจารณาตัวแปรที่จะมีผลกระทบต่อผลของการวิเคราะห์เช่น Convergence criteria, integration rule, ultimate concrete strain, และ Elastic modulus เป็นต้น ผลการวิเคราะห์แผ่นพื้นจำนวน 850 กรณีนำมาสร้างตาราง(Chart) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างสัดส่วนความกว้างต่อความยาวของแผ่นพื้นกับกำลังสูงสุดของพื้นจากการคำนวณ และนำผลดังกล่าวมาคาดคะเนกำลังของแผ่นพื้นที่ทำการทดสอบจำนวน 36 ตัวอย่าง ผลการคาดคะเนแตกต่างจากผลการทดสอบไม่เกิน 2% ผลการคาดคะเนการแอ่นตัวแตกต่างจากผลการทดสอบไม่เกิน 4% Murray และคณะ (2005) ได้ศึกษาพฤติกรรมของแผ่นพื้นบริเวณขอบเสาของพื้นที่ช่วงปลาย โดยจำลองแผ่นพื้นบริเวณนั้นด้วย Grillage และจำลองเสาด้วยกริดที่มีหน้าตัดคงที่ การวิเคราะห์คำนึงถึงการลดลงของความแข็งแรงด้านทานการดัด โดยแบ่งลำดับการลดลงเป็นห้าขั้นตอน พบว่าแบบจำลองดังกล่าวให้ผลลัพธ์ในช่วงพฤติกรรมแบบไม่ยึดหยุ่นได้ใกล้เคียงกับผลการทดลอง

2.3.3 การศึกษาระบบพื้นด้วยการทดลอง(Study of slab systems by experiments)

แผ่นพื้นที่รองรับด้วยคานกว้าง (Wide beams) จะลดความสูงระหว่างชั้นและลดความหนาแน่นของเหล็กเสริมบริเวณเสา แต่การวางเหล็กเสริมนอกเสาอาจจะเป็นจุดอ่อนในการต้านทานแรงด้านข้าง Gentry และคณะ(1994) ได้ทำการทดสอบตัวอย่างพื้นที่ขนาดสามในสี่ โดยมีคานขวาง (Transverse beam) ด้วย โดยศึกษาตัวแปร คือ ความเค้นเฉือนที่รอยต่อเสาพื้น ปริมาณเหล็กเสริมคานที่ผ่านเสาและสัดส่วนความกว้างคานต่อความกว้างเสา ผลจากการทดสอบ

สรุปได้ว่าสามารถใช้คานกว้างได้ในพื้นที่ที่มีแผ่นดินไหวรุนแรงทั้งนี้จะต้องเสริมเหล็กให้เหมาะสม กำลังต้านทานการบิดของคานขวางควรควรจัดให้เพียงพอเพื่อให้เหล็กเสริมในคานกว้างเกิดการครากได้ ผลการทดสอบพื้นไร้คานช่วงเดียวในปี 1908 และพื้นไร้คาน 3x3 ช่วงในปี 1909 โดย Robert Maillart เป็นพื้นฐานการออกแบบและก่อสร้างพื้นไร้คานในระยะเริ่มแรก อย่างไรก็ตามในระยะเวลาต่อมา พบว่าวิธีการออกแบบดังกล่าวให้ผลลัพธ์ต่ำกว่าค่าที่คำนวณได้ทางทฤษฎี ยึดหยุ่นแต่ยังอยู่ในเกณฑ์ปลอดภัยเมื่อเทียบกับการวิเคราะห์แบบขั้นจำกัด (Limit analysis) การศึกษาวิจัยโดยการทดลองเพื่อตรวจสอบความปลอดภัยที่กำหนดโดยมาตรฐานการออกแบบกระทำ โดย Sherif และคณะ (1997) พบว่า DDM ให้ผลโมเมนต์ในพื้นที่ขอบในของเสานอกดีกว่า EFM, FEM และ The prism member method (PPM) นอกจากนี้การจำลองพื้นในบริเวณเสาให้แข็งเกร็ง (Rigid) จะให้โมเมนต์ในพื้นที่สูงเกินความเป็นจริง Hwang และคณะ (2000) ได้ทดสอบพื้นย่อยส่วนขนาด 4.6x6.9 เมตรจำนวน 3x3 ช่วง แผ่นพื้นหนา 203 มิลลิเมตรและความสูงของชั้น 3.0 เมตรโดยใช้เสาสี่เหลี่ยมจัตุรัสและเสาสี่เหลี่ยมผืนผ้า โดยครึ่งหนึ่งของระบบพื้นถูกออกแบบตามมาตรฐาน ACI และอีกครึ่งหนึ่งได้ถูกออกแบบโดยคำนึงถึงการกระจายซ้ำ (Redistribution) ของโมเมนต์ลบที่ 33% ระบบพื้นถูกทดสอบด้วยแรงกระทำทางดิ่งร่วมกับแรงกระทำทางข้าง ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าการแตกร้าวและการแอ่นตัวของพื้นที่ออกแบบตามมาตรฐาน ACI ในช่วงการใช้งานมีพฤติกรรมตามเกณฑ์ที่กำหนดแต่พื้นที่คำนึงถึงการกระจายซ้ำของโมเมนต์ให้ผลลัพธ์แตกต่างจากมาตรฐานกำหนดมากที่ระดับการเคลื่อนตัว (Drift) 1/400 กล่าวคือมาตรฐานกำหนดการเสริมเหล็กมากเกินไป Scott และคณะ (2002) ได้ทำการทดสอบอาคารเท่าจริงขนาด 7 ชั้น ซึ่งเป็นระบบพื้นไร้คาน 3x4 ช่วง โดยแต่ละช่วงมีขนาด 7.5x7.5 เมตร เสาภายนอกและเสาภายในมีขนาด 400x400 มิลลิเมตรและ 400x250 มิลลิเมตร ตามลำดับ แผ่นพื้นหนา 250 มิลลิเมตร ที่ชั้น 6 แผ่นพื้นเสริมด้วยเหล็กเสริมขนาด 16 มิลลิเมตรติดตั้ง Strain gauge ไว้ภายในและการทดสอบกระทำที่ชั้น 6 นี้โดยใช้กระสอบบรรจุทรายแทนน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน และวางกระสอบทรายในรูปแบบต่างๆ (Loading patterns) เมื่อทดสอบเป็นช่วงเวลาสั้นๆ และวางกระสอบทรายทุกช่วงพื้นเมื่อทดสอบเป็นเวลานาน (Long term testing) ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าการถ่ายเทน้ำหนักเข้าสู่เสาในช่วงกว้างของเสามีค่าน้อย การกระจายของความเครียดและโมเมนต์นอกบริเวณน้ำหนักบรรทุกมีค่าน้อยเช่นกัน คอนกรีตมีการแตกร้าวบ้างแต่ผลกระทบจากการล้าของคอนกรีตก็มีค่าน้อย

พื้นสำเร็จรูปหรือองค์อาคารสำเร็จรูปอื่นๆ มีใช้ทั่วไปในการก่อสร้าง การต่อกันระหว่างองค์อาคารเหล่านี้เป็นส่วนสำคัญ ในการใช้งาน Ryu และคณะ(2003) ได้ทำการทดสอบ Vertical loop joint โดยคำนึงถึงตัวแปรที่มีผลกระทบต่อกำลังของรอยต่อคือ ขนาดของเหล็กห้วง (Loop) และ ระยะห่างของเหล็กห้วง ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่า การต่อกันดังกล่าวมีความ

แข็งแรงเทียบเท่าการหล่อเป็นเนื้อเดียวกัน (Monolithic cast) โดยขนาดของเหล็กห้วงเป็นตัวแปรหลักต่อกำลังต้านทานการคัดของรอยต่อ Esfahani และคณะ (2005) ได้ศึกษาระยะทางและ Development length ของเหล็กห้วง โดยคำนึงถึงผลกระทบจากเหล็กเสริมทางขวางและเหล็กข้ออ้อย โดยทำการทดสอบตัวอย่างจำนวน 284 ตัวอย่างและสร้างสมการจากผลการทดสอบเพื่อคำนวณระยะทางที่เหมาะสม Arai และคณะ (2006) ได้ทำการศึกษาการต่อแบบห้วงที่ประยุกต์ใช้กับเสาต่อม่อสะพานที่ออกแบบตามมาตรฐาน DIN1045 โดยทำการทดสอบภายใต้แรงวัฏจักร (Cyclic loading) แรงคัดและแรงเฉือน ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าการต่อแบบห้วงมีความแข็งแรงเทียบเท่ากับการหล่อแบบเนื้อเดียวกัน Ong และคณะ (2006) ได้ทำการศึกษาการต่อแบบห้วงโดยเหล็กห้วงอยู่ในแนวระนาบ (Horizontal loop joints) โดยคำนึงถึงผลกระทบจากขนาดของเหล็กห้วง ระยะทาง ระยะห่างของเหล็กห้วง สภาพผิวของคอนกรีตสำเร็จรูป เป็นต้น ผลจากการทดสอบจำนวน 17 ตัวอย่างบ่งชี้ว่า การเพิ่มระยะทางเหล็กห้วงทำให้กำลังต้านทานการคัดเพิ่มมากขึ้น นอกจากนี้ขนาดห้วงที่ใหญ่ขึ้น กำลังต้านทานการคัดก็มากขึ้นด้วยแลเสนอสมการคำนวณกำลังคัดของการต่อแบบห้วงเช่นนี้

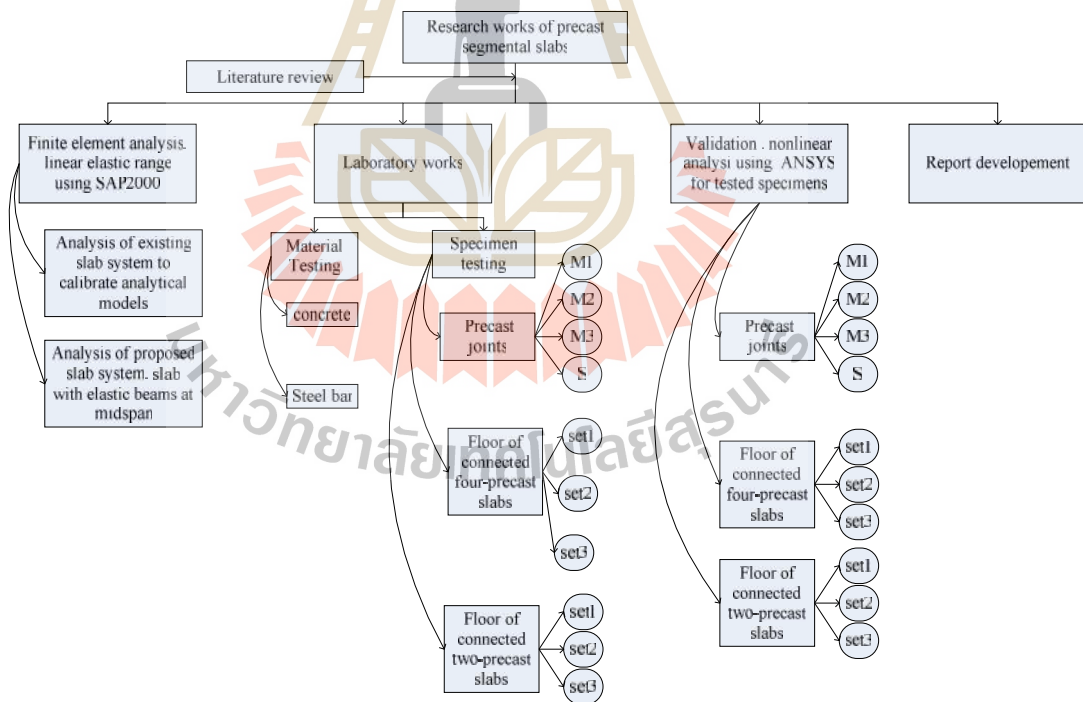


บทที่ 3

วิธีดำเนินการวิจัย

3.1 บทนำ

ระบบพื้นที่ทำการศึกษาในงานวิจัยนี้มีคานยึดหยุ่นกลางช่วงพื้น ซึ่งยังไม่มีแนวการวิเคราะห์และออกแบบในมาตรฐานการออกแบบที่มีอยู่ในปัจจุบัน ดังนั้นการวิจัยนี้จึงแบ่งการดำเนินงานออกเป็นสามแนวทางเพื่อให้ได้มาซึ่งข้อมูลที่เกี่ยวข้อง ดังนี้ คือ 1) การศึกษาการกระจายโมเมนต์ในแผ่นพื้นและคานด้วยการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ในช่วงยึดหยุ่น 2) การทดสอบการต่อกันของแผ่นพื้น 3) การวิเคราะห์ตัวอย่างที่ทดสอบด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์โดยพิจารณาพฤติกรรมในช่วงไม่ยึดหยุ่นด้วย งานที่เป็นองค์ประกอบการดำเนินงานวิจัยทั้งหมดดังแสดงในรูปที่ 3.1



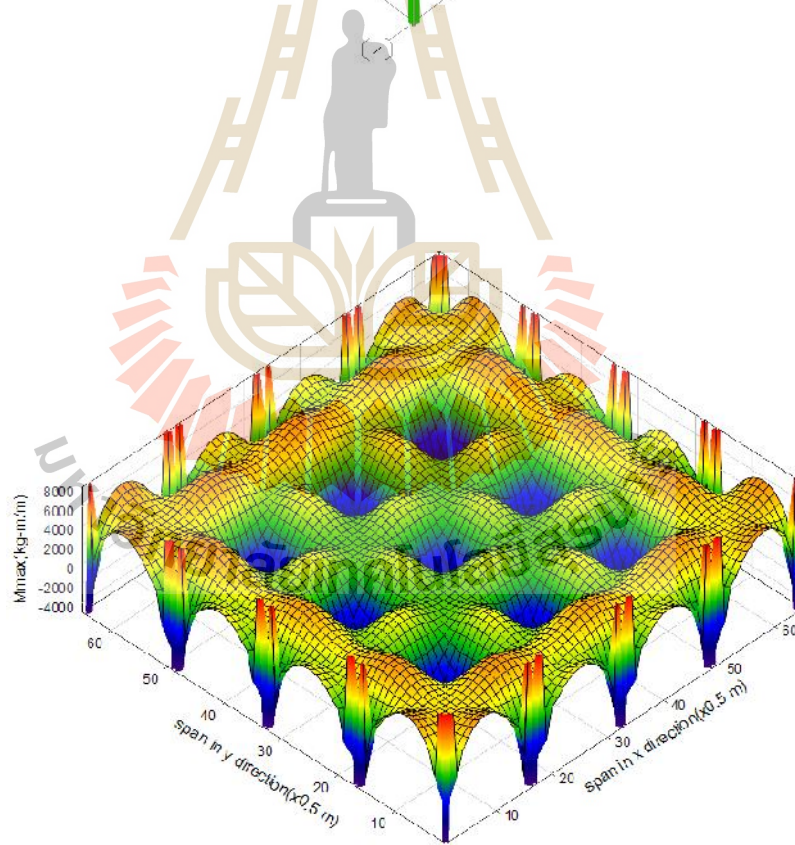
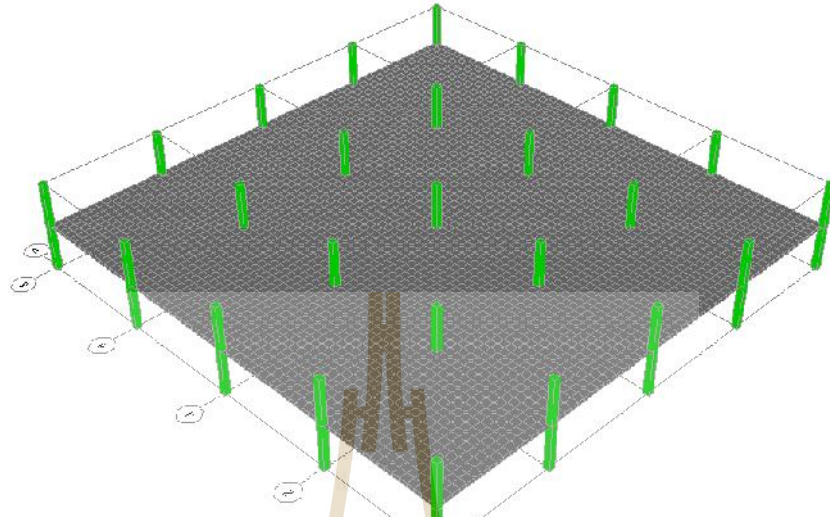
รูปที่ 3.1 งานองค์ประกอบการวิจัย

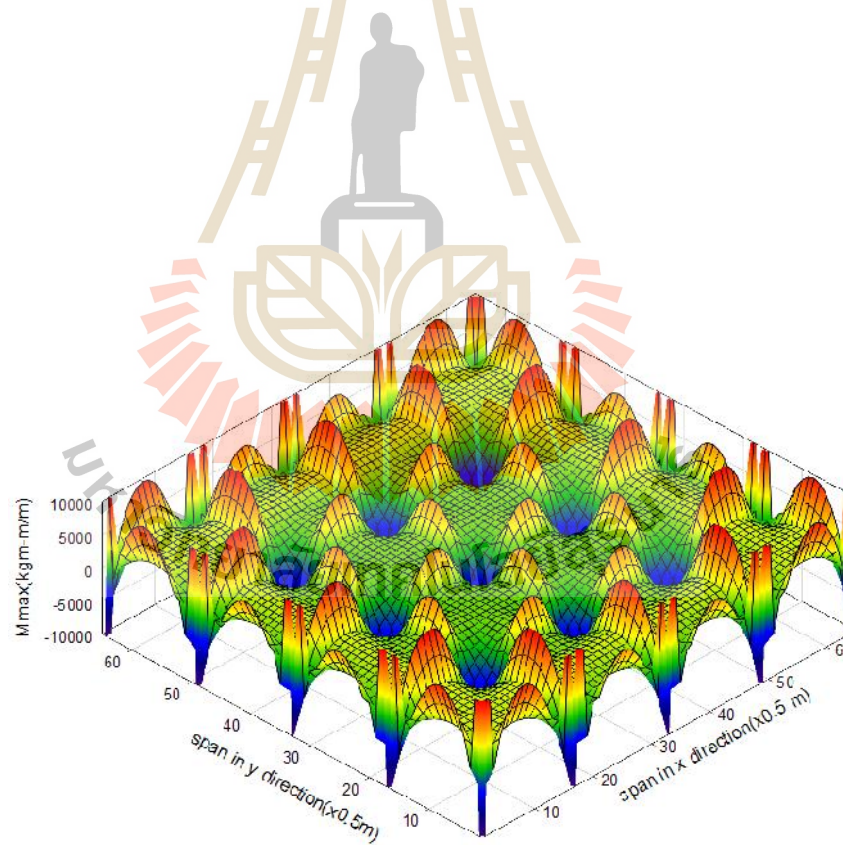
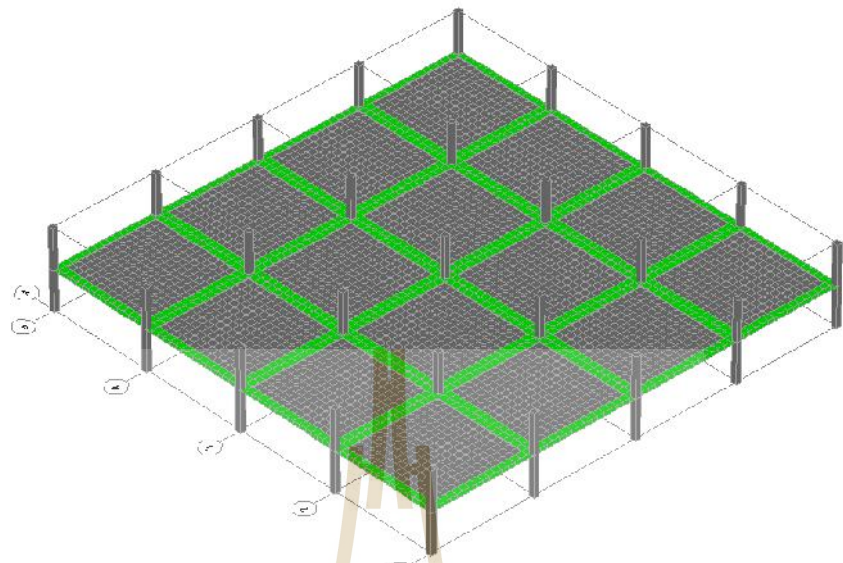
3.2 การวิเคราะห์ระบบพื้นด้วยวิธีไฟไนต์อิเลเมนต์ในช่วงยึดหย่อน

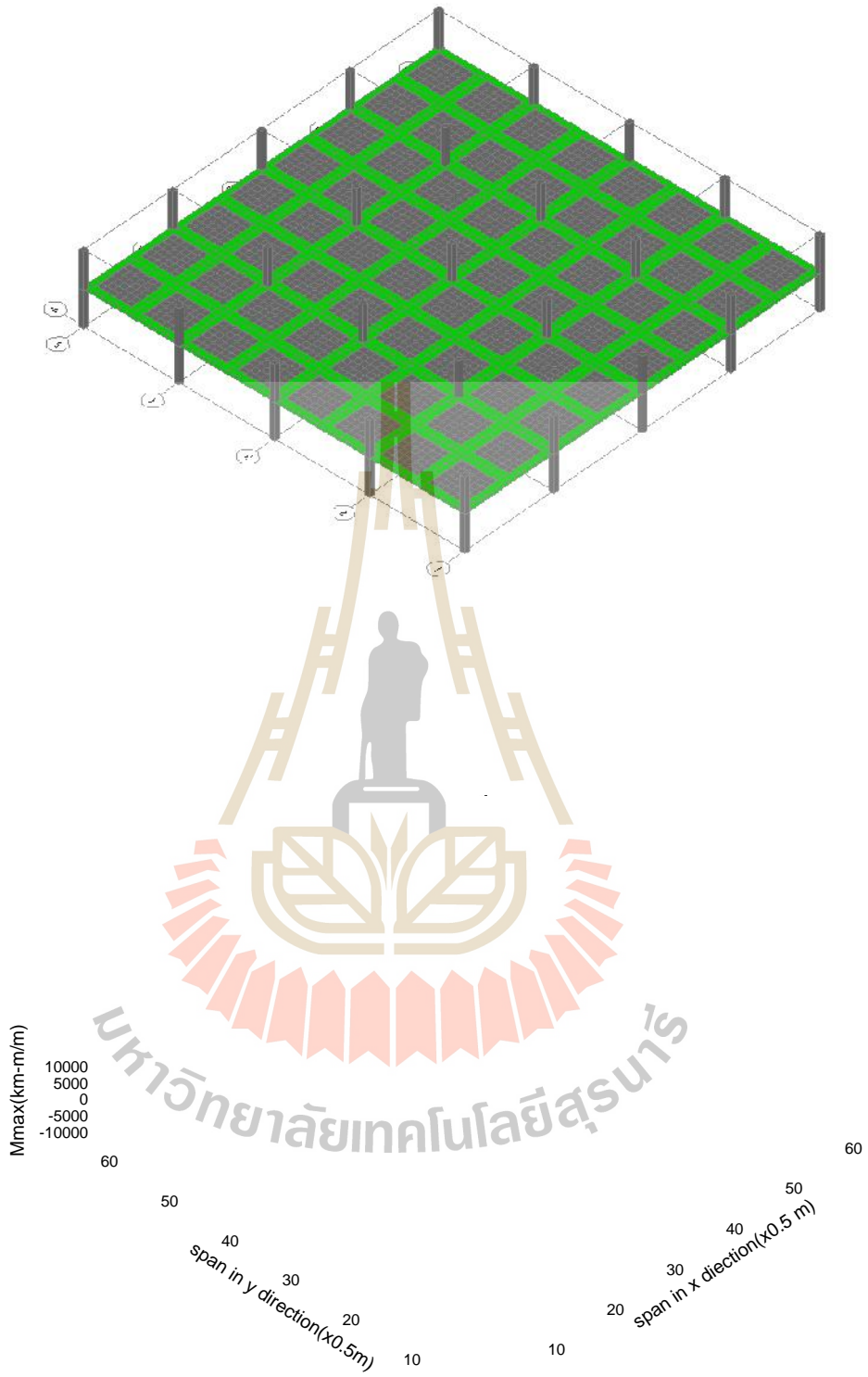
การวิเคราะห์ระบบพื้นที่มีคานยึดหย่อนนอกแนวเสาโดยทฤษฎียึดหย่อน จะมีความซับซ้อน ซึ่งมีข้อจำกัดในการอธิบายพฤติกรรมที่เกิดขึ้นในระบบโครงสร้างจริง แต่วิธีการทางไฟไนต์อิเลเมนต์ แม้โดยหลักการจะเป็นวิธีการหาค่าโดยประมาณ แต่ก็สามารถใช้อธิบายหรือคาดคะเนพฤติกรรมของระบบโครงสร้างจริงภายใต้การรับน้ำหนักบรรทุกได้ โดยการปรับเปลี่ยนตัวแปร (Parameters) ที่เกี่ยวข้องให้เหมาะสม สมมติฐานการวิเคราะห์มีดังนี้

1. ระบบพื้นมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยึดหย่อนและค่าโมดูลัสยึดหย่อนของวัสดุตามมาตรฐาน ว.ส.ท. (วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย) หรือมาตรฐาน ACI (American Concrete Institute)
2. ในการคำนวณคุณสมบัติของหน้าตัดใช้พื้นที่หน้าตัดแตกร้าว (Cracked section) ทั้งในเสาและพื้น
3. น้ำหนักบรรทุกจรกระทำบนพื้นในชั้นที่ทำการวิเคราะห์ในทิศทางตั้งฉากกับระนาบของพื้น โดยสมมติให้ปลายเสาด้าน ไกลมีสภาพยึดแน่น
4. การจัดน้ำหนักบรรทุกจร โดยคำนึงผลที่ทำให้เกิดโมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบสูงสุดในแผ่นพื้นและคาน
5. ระบบพื้นมี 3-4 ช่วงเสาทั้งสองทิศทางและความหนาพื้นเท่ากันทุกช่วง

ในการวิเคราะห์ระบบพื้นด้วยวิธีไฟไนต์อิเลเมนต์ถ้ากำหนดให้คุณสมบัติของวัสดุมีค่าคงที่ ตัวแปรที่จะมีอิทธิพลต่อพฤติกรรมการรับน้ำหนักของพื้น คือ ความหนาของพื้น (t) ความยาวช่วงพื้น (s) ความลึกของคานยึดหย่อน (h) ความกว้างของคานยึดหย่อน (b) และขนาดของเสาที่รองรับระบบพื้น (c) อิทธิพลของแต่ละตัวแปรมีมากน้อยต่างกัน ขึ้นอยู่กับตำแหน่งของช่วงพื้นนั้น ซึ่งแบ่งออกเป็นสองช่วงตำแหน่งที่พื้นมีพฤติกรรมแตกต่างกัน คือ ช่วงภายนอก (End span) และ ช่วงภายใน (Interior span) ในกรณีที่เป็นช่วงพื้นภายนอก เมื่อพิจารณาการกระจายโมเมนต์ในทิศทางใดทิศทางหนึ่งเช่น โมเมนต์ที่ขอบริมนอกสุด ค่าโมเมนต์ดังกล่าวจะแปรผันตามขนาดของคานขอบ (Edge beam) ในขณะที่คานขอบดังกล่าวไม่มีอิทธิพลต่อการกระจายโมเมนต์ในช่วงพื้นภายใน ตัวอย่างแสดงผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิเลเมนต์โดยใช้โปรแกรม SAP2000 v.14 โดยการจำลองพื้นและคานต้นด้วย Shell Element และจำลองเสาด้วย Line Elements ภายใต้ น้ำหนักบรรทุกจร 500 กก/ตร.ม เต็มช่วงพื้นในกรณีระบบพื้นที่องเรียบไร้คาน ดังรูปที่ 3.2 ระบบพื้นและคานยึดหย่อนในแนวเสาดังรูปที่ 3.3 และระบบพื้นและคานยึดหย่อนในแนวเสาและกลางช่วงพื้นดังรูปที่ 3.4 เพื่อศึกษาอิทธิพลของตัวแปรต่างๆ ที่มีผลต่อการกระจายโมเมนต์ในแผ่นพื้นจึง

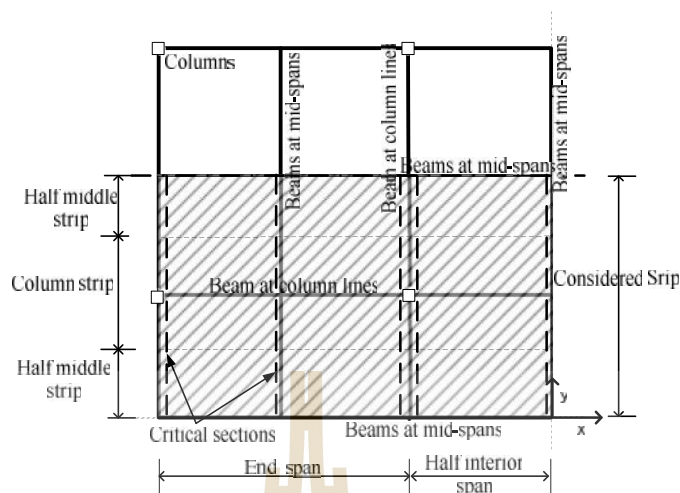






ตารางที่ 3.1 ตัวแปรในการวิเคราะห์ระบบพื้น

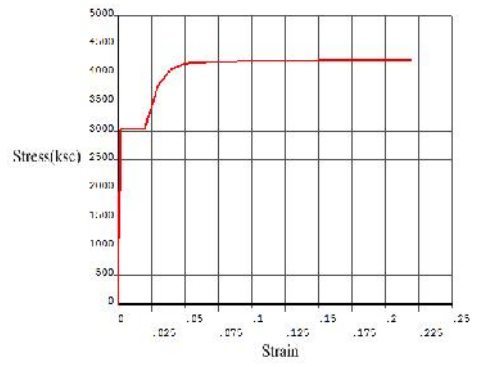
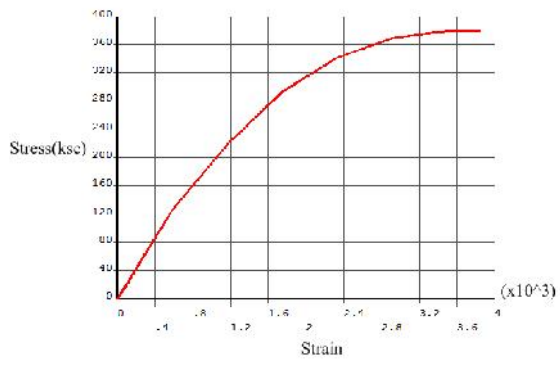
	c_1/l_1	s_t	$\bar{I}_1 \cdot l_2/l_1$		
$l_2/l_1 = 0.5$	0	0	0	1	2.5
		1			
		2.5			
	0.05	0			
		1			
		2.5			
	0.1	0			
		1			
		2.5			
$l_2/l_1 = 1.0$	0	0	0	1	2.5
		1			
		2.5			
	0.05	0			
		1			
		2.5			
	0.1	0			
		1			
		2.5			
$l_2/l_1 = 2.0$	0	0	0	1	2.5
		1			
		2.5			
	0.05	0			
		1			
		2.5			
	0.1	0			
		1			
		2.5			

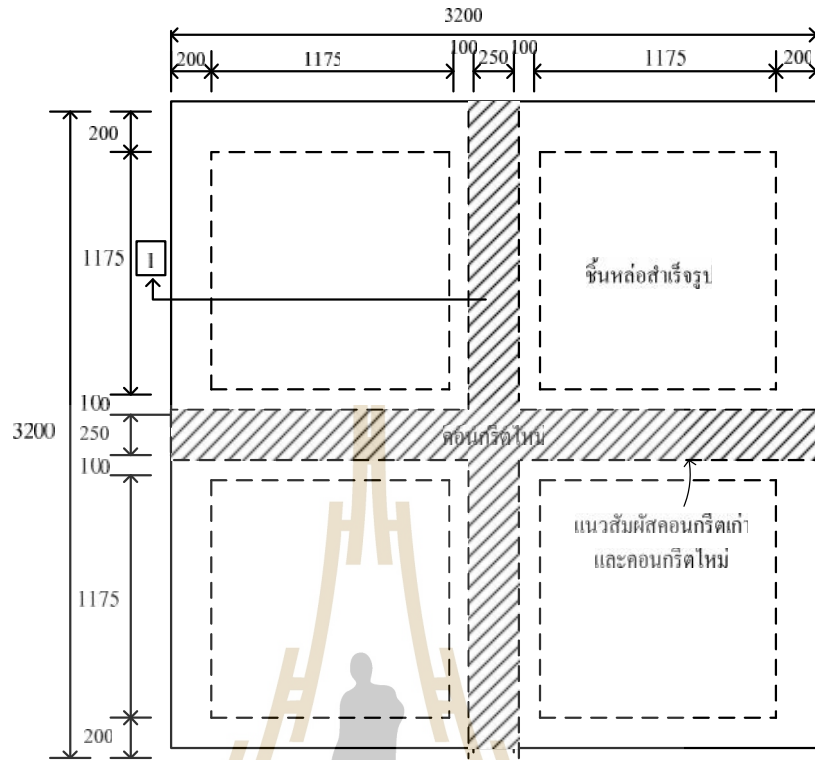


รูปที่ 3.5 ตำแหน่งพิจารณาแรงค้ำค้ววิกฤติในพื้นที่และคาน

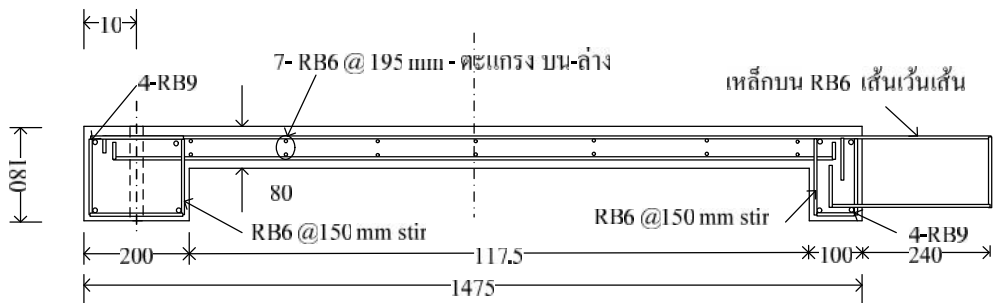
3.3 การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลเมนต์ในช่วงไม่ยึดหยุ่น

พฤติกรรมการตอบสนองของชิ้นตัวอย่างภายใต้การทดสอบขึ้นกับหลายตัวแปรเช่น กำลังของวัสดุทั้งของเหล็กเสริมและของคอนกรีตและสภาพการต่อกันของชิ้นสำเร็จรูปนั้นๆ การคาดคะเนพฤติกรรมดังกล่าวด้วยวิธีทางไฟไนต์อิลเมนต์จะต้องพิจารณาพฤติกรรมของวัสดุที่อยู่ในช่วงไม่ยึดหยุ่นด้วย ดังนั้นแบบจำลองของวัสดุ(Material models) จึงมีผลต่อความถูกต้องของการคาดคะเนพฤติกรรมการตอบสนองเป็นอย่างมาก นอกจากนี้การจำลองพฤติกรรมภายใต้การทดสอบจากการต่อกันของชิ้นส่วนสำเร็จรูปก็มีผลต่อการคาดคะเนด้วย เช่นการสมมติการต่อให้เป็นเนื้อเดียวกันหรือการสมมติการต่อให้เป็นหน้าสัมผัสกัน(Contact areas) เป็นต้น แบบจำลองที่ให้ผลสอดคล้องกับการทดสอบจะสามารถนำไปใช้ในการคาดคะเนพฤติกรรมการต่อกันของชิ้นสำเร็จรูปภายใต้การเปลี่ยนตัวแปรที่เกี่ยวข้องได้และเป็นเนื้อหาของงานวิจัยนี้ ตัวอย่างการวิเคราะห์ระบบพื้นสี่แผ่นต่อกันโดยใช้โปรแกรม ANSYS v.11 คอนกรีตจำลองด้วย อิลเมนต์ SOLID 45 และเหล็กเสริมจำลองด้วยอิลเมนต์ Link 8 โดยใช้แบบจำลองของคอนกรีตตาม Maekawa and Okamura(1983) และแบบจำลองของเหล็กตาม Okamura (1991) ดังแสดงในรูปที่ 3.6

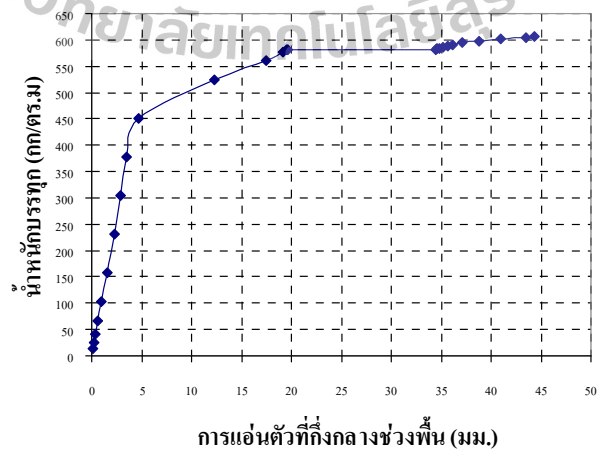
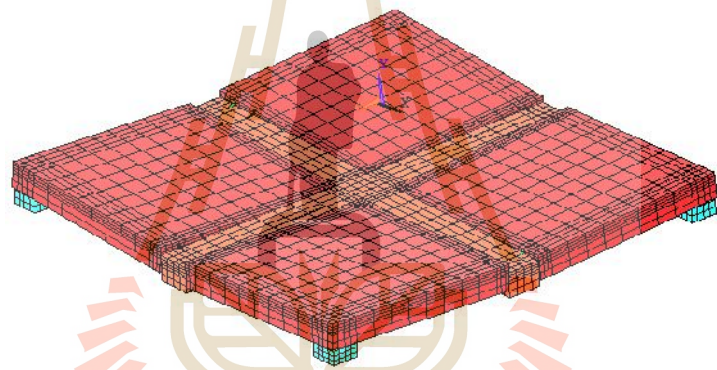
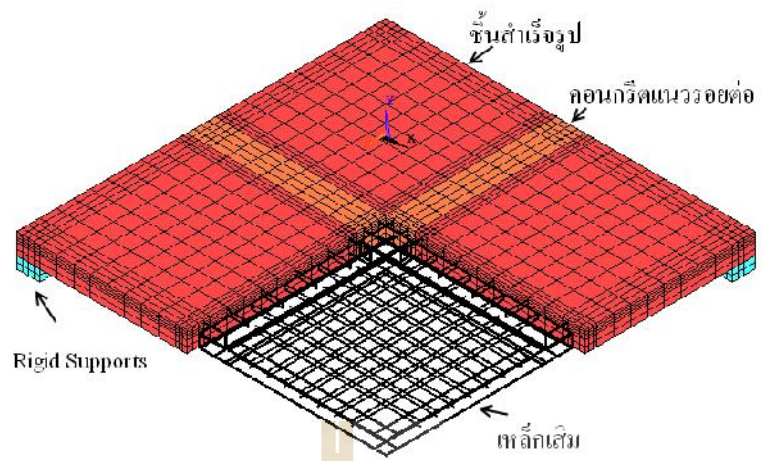




รูปที่ 3.7 การต่อกันของพื้นสำเร็จรูปต่อกันสี่แผ่น

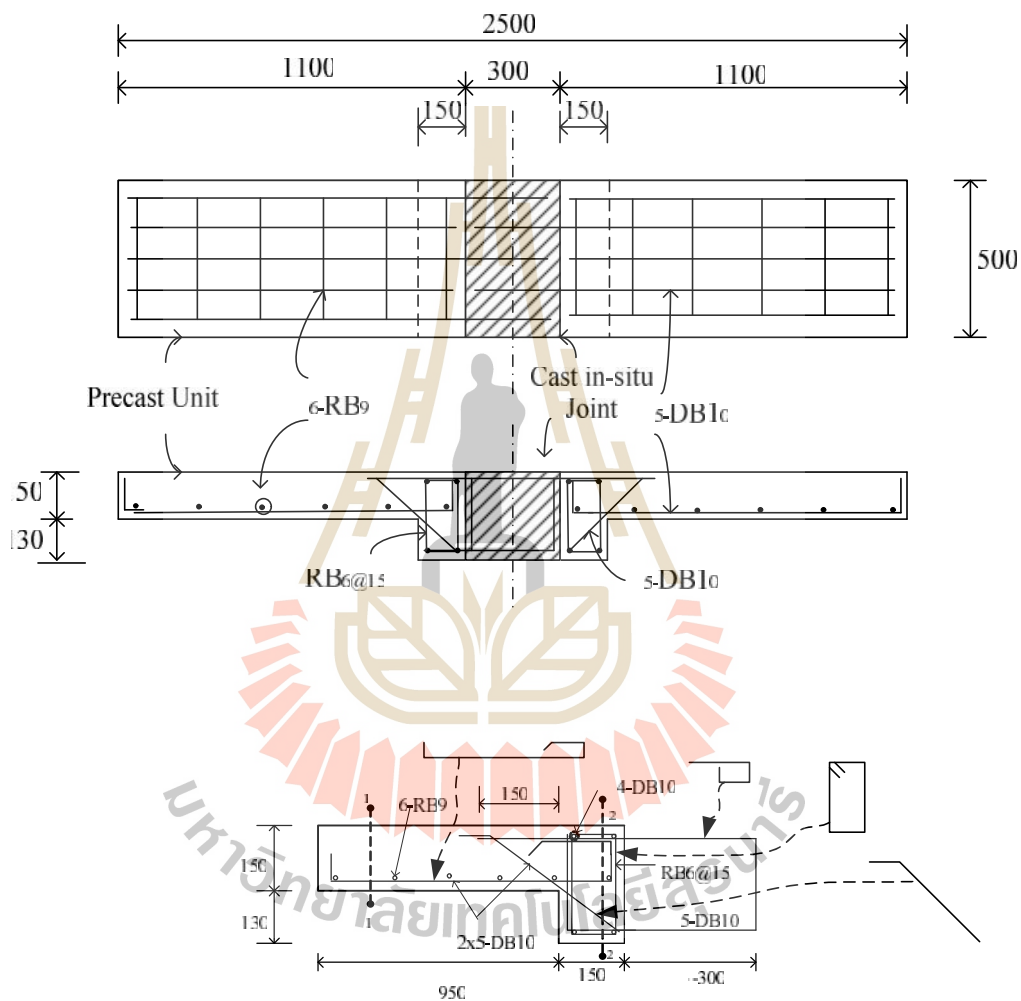


รูปที่ 3.8 รายละเอียดการเสริมเหล็กของพื้นสำเร็จรูป

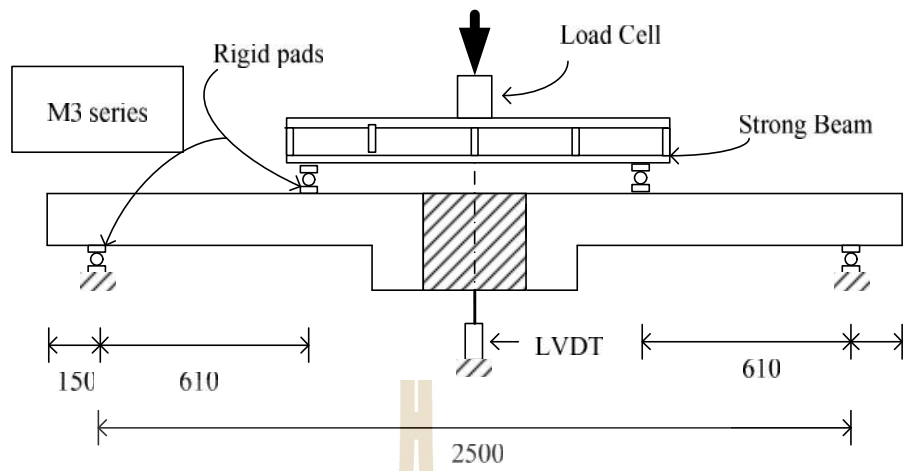


มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

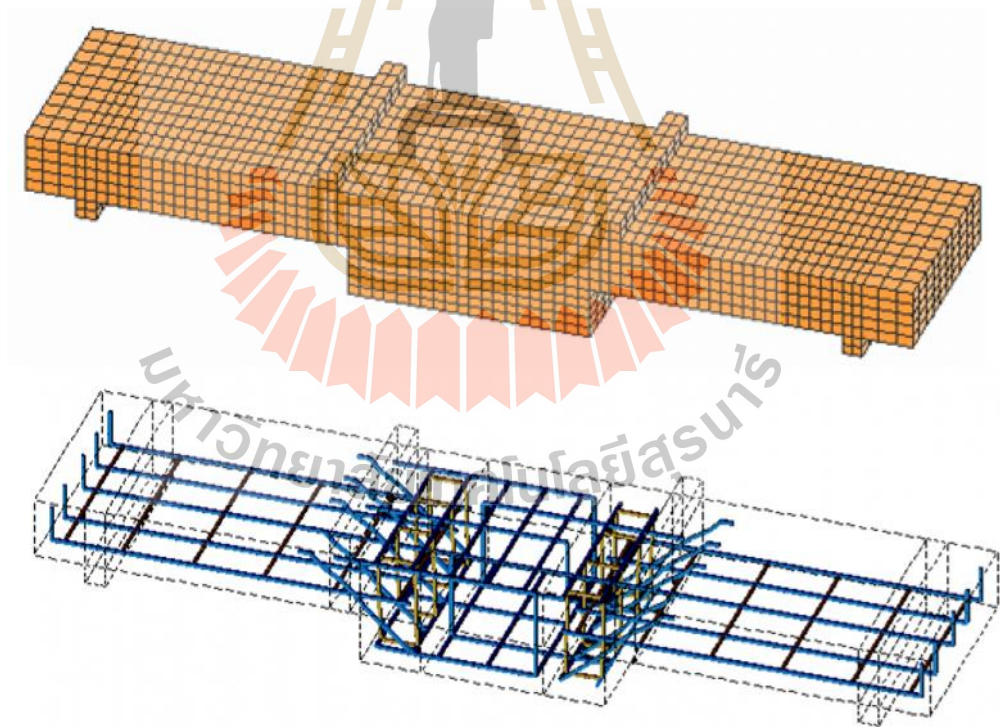
ทำนองเดียวกันหลักการวิเคราะห์ดังกล่าวประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์หรือต่อพื้นดังตัวอย่างรอยต่อกลุ่ม M3 ที่มีขนาดและรายละเอียดการเสริมเหล็กดังรูปที่ 3.12 และการติดตั้งเพื่อทดสอบดังรูปที่ 3.13 แบบจำลองทางไฟไนต์อีเลเมนต์ดังรูปที่ 3.14 และผลตอบสนองแสดงในรูปน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงดังแสดงในรูปที่ 3.15



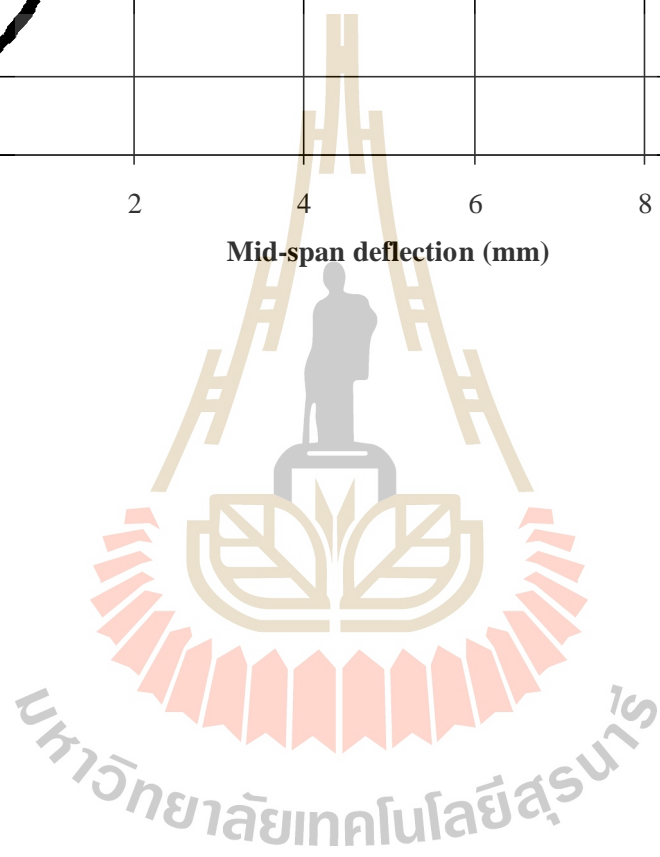
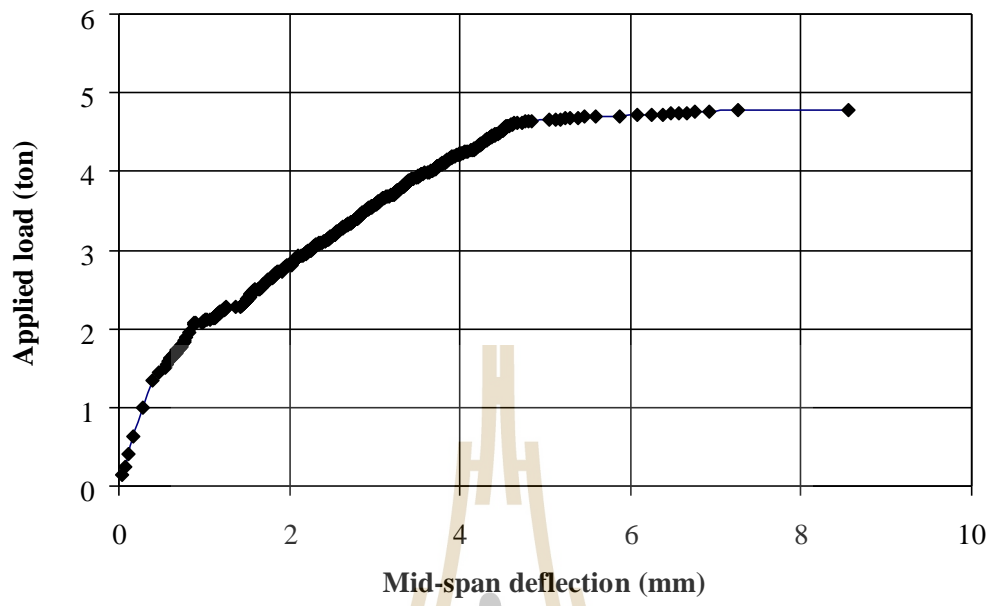
รูปที่ 3.12 ขนาดและรายละเอียดชิ้นตัวอย่างทดสอบการต่อพื้น



รูปที่ 3.13 การติดตั้งเพื่อการทดสอบ



รูปที่ 3.14 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์



3) ในขั้นตอนการหล่อตัวอย่างทดสอบหรือแบบจำลองพื้น จะต้องหล่อตัวอย่างคอนกรีต 3 ตัวอย่างทุกครั้งที่มีการผสมคอนกรีตใหม่ และวิธีการหล่อแท่งคอนกรีตเป็นไปตามมาตรฐาน ASTM C192

4) แกะแท่งคอนกรีตจากแบบหล่อ เมื่อครบ 24 ชั่วโมงหลังจากการหล่อ

5) บ่มชิ้นแท่งคอนกรีต ในสภาพเดียวกับการบ่มตัวอย่างทดสอบหรือแบบจำลองระบบพื้น

6) ทดสอบกำลังอัดแท่งคอนกรีตหลังการบ่มอย่างน้อย 7 วันและเมื่อคอนกรีตมีอายุเท่ากับหรือใกล้เคียงกับตัวอย่างทดสอบหรือแบบจำลองพื้น วิธีการทดสอบเป็นไปตามมาตรฐาน ASTM C 39

3.4.1.3 การดำเนินการทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม

1) เก็บตัวอย่างเหล็กเสริมจำนวน 3 ตัวอย่างจากเหล็กเสริมทุกขนาดที่ใช้ในการศึกษา บันทึกข้อมูลเหล็กเสริม

2) ทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กตามมาตรฐาน ASTM A370

3.4.2 การทดสอบตัวอย่างและแบบจำลองระบบพื้นในห้องปฏิบัติการ

โดยแบ่งการทดสอบออกเป็น 3 ส่วน คือ

1) การทดสอบแบบจำลองการต่อพื้น

2) การทดสอบระบบพื้นขนาดเล็ก

3) การทดสอบแบบจำลองระบบพื้นขนาดหนึ่งในสี่

3.4.2.1 เครื่องมือและอุปกรณ์

1) Hydraulic jack ที่สามารถควบคุมการให้แรงได้อย่างต่อเนื่องไม่น้อยกว่า 10 ตัน จำนวน 1 ชุด

2) Load frames รับน้ำหนักกระทำได้ไม่น้อยกว่า 700 กิโลนิวตัน

3) Data logger ยี่ห้อโยโกกาว่า รุ่น DA100 ขนาด 10 ช่องสัญญาณและอุปกรณ์

ประกอบจำนวน 1 ชุด

4) Displacement transducers วัดการแอ่นตัวได้สูงสุด 10 เซนติเมตรจำนวน 5 ชุด

5) Load cell รองรับน้ำหนักบรรทุกทุกขนาด 2000 กิโลนิวตัน 1 ชุด

6) โครงสร้างเหล็กรองรับระบบพื้นขนาด 3x3 เมตร

3.4.2.2 การดำเนินการก่อนการทดสอบแบบจำลองการต่อพื้น

1) ออกแบบหน้าตัดการเสริมเหล็กของส่วนสำเร็จรูปและรอยต่อ

2) จัดเตรียมเหล็กเสริมตามที่ได้ออกแบบแล้ว วางเหล็ก ผูกเหล็กและตั้งแบบหล่อ

- 2) หล่อส่วนสำเร็จรูปตามขนาดที่ได้ออกแบบ
- 3) บ่มชิ้นส่วนสำเร็จรูปอย่างน้อย 7 วันภายหลังจากการหล่อ
- 4) นำส่วนหล่อสำเร็จมาต่อกันโดยการเทคอนกรีตปิดระหว่างช่วงต่อ
- 5) บ่มชิ้นตัวอย่างทดสอบตามขั้นตอน 4) ไม่น้อยกว่า 7 วัน
- 6) ดำเนินการทดสอบตัวอย่างทดลอง

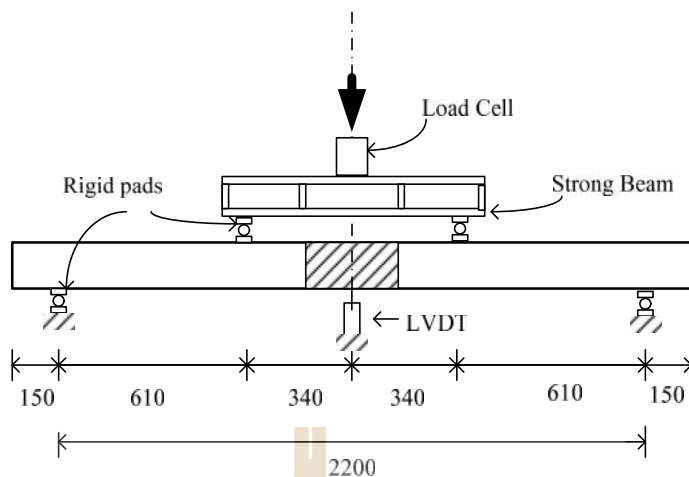
3.4.2.3 จำนวนตัวอย่างการทดลองภายใต้การทดสอบการดัด

ตัวอย่างทดลองประกอบด้วย 3 ชุด ชุดละ 6 ตัวอย่างตามที่แสดงในตารางที่ 3.2 แต่ละชุดตัวอย่าง ประกอบด้วยรูปแบบการต่อและและรายละเอียดการเสริมเหล็กดังแสดงในภาคผนวก ก

ตารางที่ 3.2 จำนวนตัวอย่างทดลองเพื่อการทดสอบภายใต้แรงดัด ($f_y = 300 \text{ MPa}$)

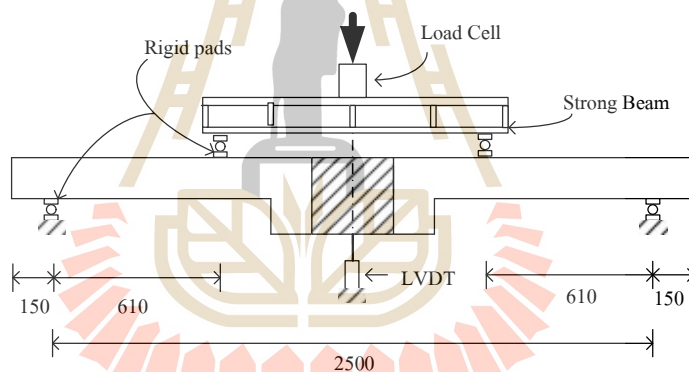
f_c (MPa)	การทดสอบภายใต้แรงดัด		
	M-1	M- 2	M- 3
20	4	4	4
30	4	4	4
40	4	4	4
รวม	12	12	12
รวม	12 ชิ้น = 6 ตัวอย่าง	12 ชิ้น = 6 ตัวอย่าง	12 ชิ้น = 6 ตัวอย่าง
จำนวนตัวอย่างทดลองทั้งหมด = 18 ตัวอย่าง			

ชุดที่ 1 ติดตั้งเพื่อการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 3.16 (หน่วยเป็น มิลลิเมตร)



รูปที่ 3.16 การติดตั้งตัวอย่างทดลองการต่อ ชนิด M-1 และ M-2

ชุดที่ 2 ติดตั้งเพื่อการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 3.16 (หน่วยเป็น มิลลิเมตร)



รูปที่ 3.17 การติดตั้งตัวอย่างทดลองการต่อชนิด M-3

3.4.2.4 วิธีการทดสอบภายใต้แรงดัด

- 1) คาดคะเนน้ำหนักบรรทุกวิบัติของตัวอย่างทดลอง
- 2) ทำ Preload โดยการให้น้ำหนักกับตัวอย่างทดลองไม่เกิน 2% ของน้ำหนักบรรทุกวิบัติ คงน้ำหนักไว้ 2-3 นาที แล้วปล่อย(Load release) กระทำซ้ำ 2 ครั้ง
- 3) ปรับอุปกรณ์การวัดทั้งการเอนตัวและ น้ำหนักบรรทุกที่ จุดเริ่มต้น (ศูนย์)
- 4) เริ่มการให้น้ำหนักบรรทุก โดยเพิ่มขึ้นอย่างช้าๆ จนกระทั่งเกิดการวิบัติ
- 5) สังเกตการแตกร้าว และ ลักษณะการวิบัติ และบันทึกผลลัพธ์

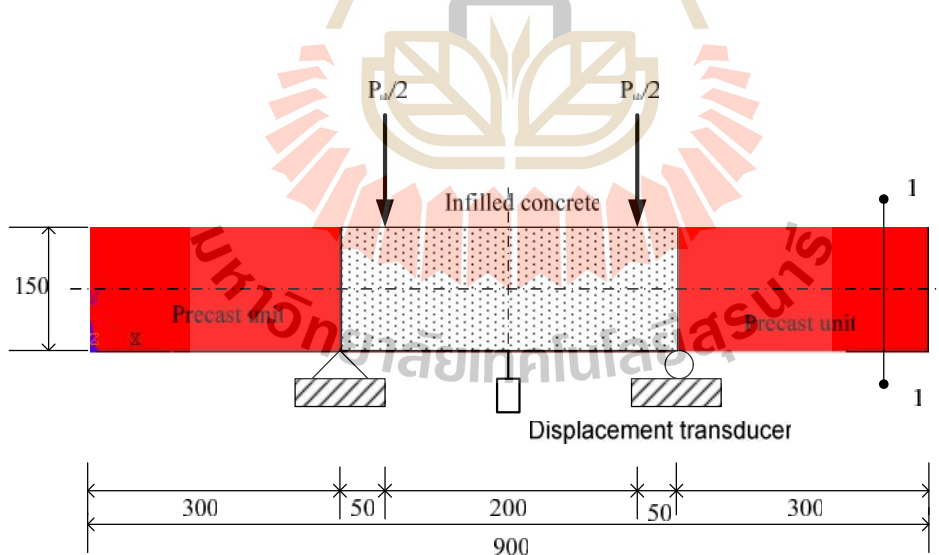
3.4.2.5 จำนวนตัวอย่างการทดลองภายใต้การทดสอบการเฉือน

ตัวอย่างทดลองประกอบด้วย 1 ชุด ตามที่แสดงในตารางที่ 3.3 รายละเอียดการเสริมเหล็กดังแสดงในภาคผนวก ก

ตารางที่ 3.3 จำนวนตัวอย่างการทดลองเพื่อทดสอบภายใต้แรงเฉือน ($f_y = 300$ MPa)

f_c (MPa)	การทดสอบภายใต้แรงเฉือน	
	ชุด S	
20	6	
30	6	
40	6	
รวม	18	
ทั้งหมด	18 ชุด = 9 ตัวอย่าง	

ติดตั้งเพื่อการทดสอบดังนี้



รูปที่ 3.18 การติดตั้งตัวอย่างทดลองการต่อชนิด S

หมายเหตุ : วิธีการทดสอบเป็นไปในทำนองเดียวกับการทดสอบภายใต้แรงดัดตามข้อ 3.4.2.4

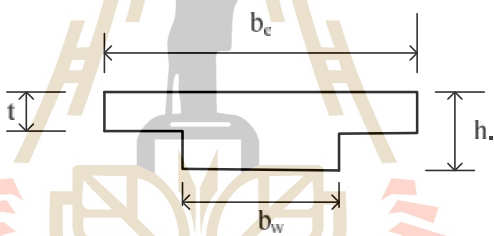
3.4.2.6 จำนวนตัวอย่างของระบบพื้นขนาดเล็ก

ระบบพื้นขนาด 2 แผ่นและ 4 แผ่น มีความหนา และขนาดของคาน ยึดหุ่น ดังแสดงในตารางที่ 3.4 รายละเอียดการเสริมเหล็กดังแสดงในภาคผนวก ก

ตารางที่ 3.4 รายละเอียดและจำนวนของระบบพื้นขนาดเล็ก

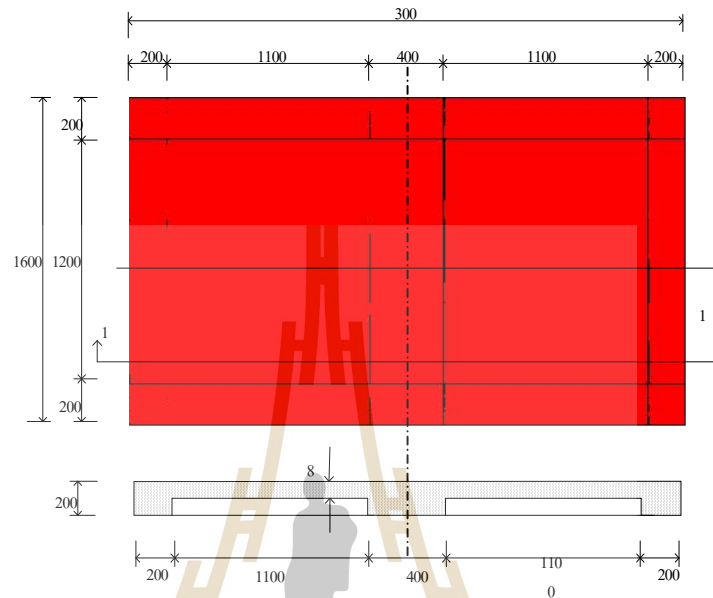
($f'_c = 30 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$ เหล็กเสริมขนาด = 10 มม)

	สองแผ่น (ขนาด 160x300 ซม.)			สี่แผ่น (ขนาด 300x300 ซม.)		
	t(มม.)	h(มม.)	b_w (มม.)	t(มม.)	h(มม.)	b_w (มม.)
ชุด 1	80	160	400	80	180	450
ชุด 2	100	160	400	100	160	400
ชุด 3	100	220	550	100	200	500
รวม	3 sets			3 sets		



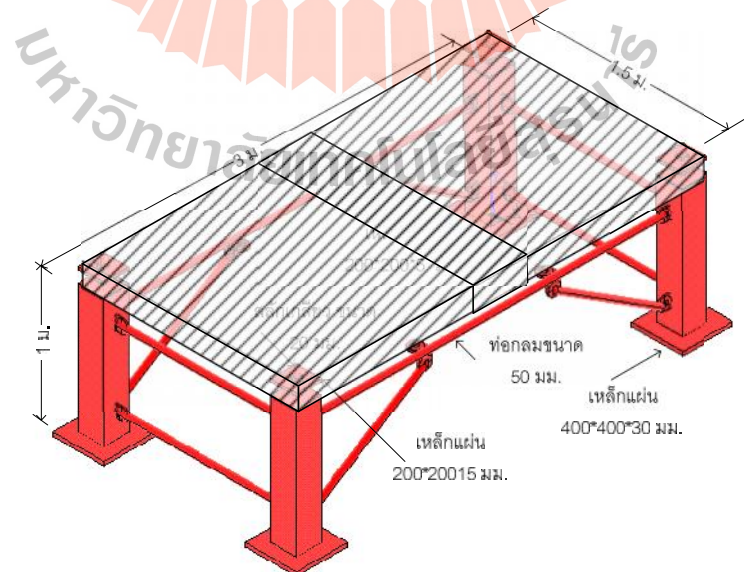
3.4.2.7 ระบบพื้นสำเร็จรูปสองแผ่นต่อกัน

โดยมีตัวอย่างของขนาดพื้นดังต่อไปนี้



รูปที่ 3.19 ขนาดของพื้นสำเร็จรูปสองแผ่นต่อกัน

การติดตั้งเพื่อการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 3.20



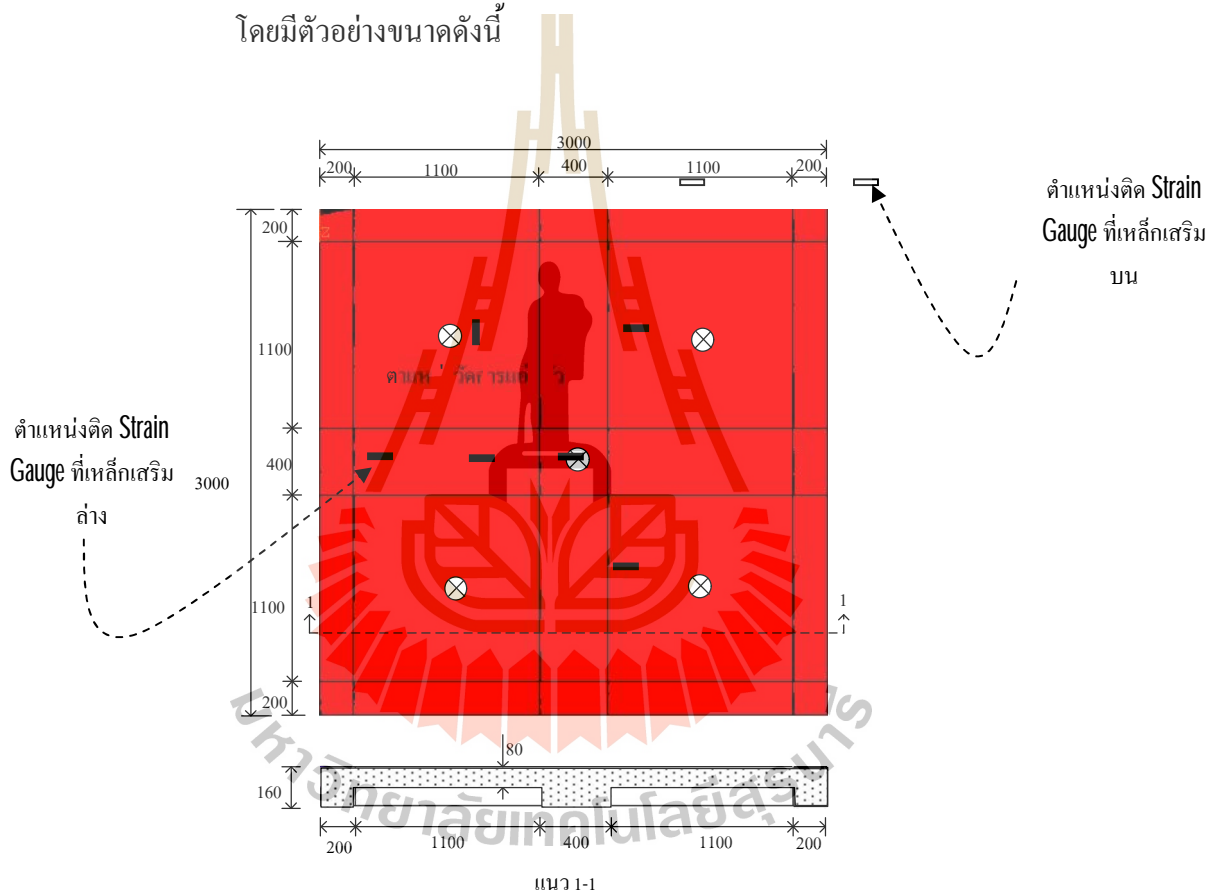
รูปที่ 3.20 การติดตั้งเพื่อการทดสอบ

3.4.2.8 วิธีการทดสอบ

- 1) ใช้ถุงบรรจุทรายถูกละ 20 กิโลกรัม เป็นน้ำหนักบรรทุก
- 2) วางน้ำหนักบรรทุกเต็มช่วงพื้น จำนวน 1
- 3) บันทึกผลการแตกร้าว การแอ่นตัวของพื้น
- 4) 1
- 5) บันทึกผล การแตกร้าว การแอ่นตัว

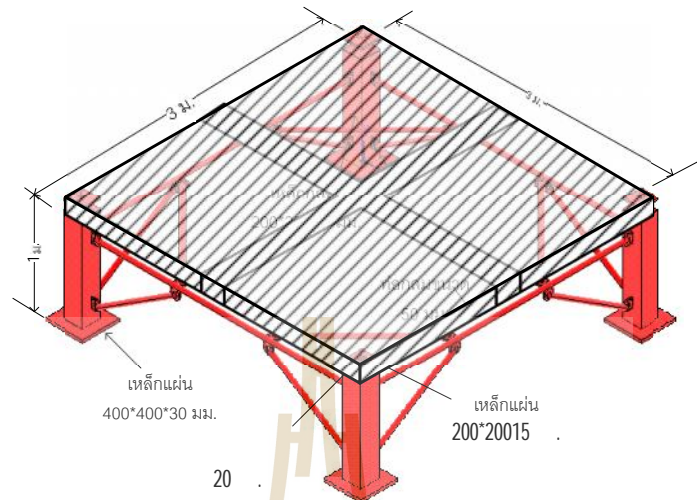
3.4.2.9 ระบบพื้นสำเร็จรูปสี่เหลี่ยมคางหมู

โดยมีตัวอย่างขนาดดังนี้



3.21 ขนาดของพื้นสำเร็จรูปสี่เหลี่ยมคางหมู

การติดตั้งเพื่อการทดสอบ



รูปที่ 3.22 การติดตั้งเพื่อการทดสอบและโครงสร้างเหล็กรองรับแผ่นพื้น

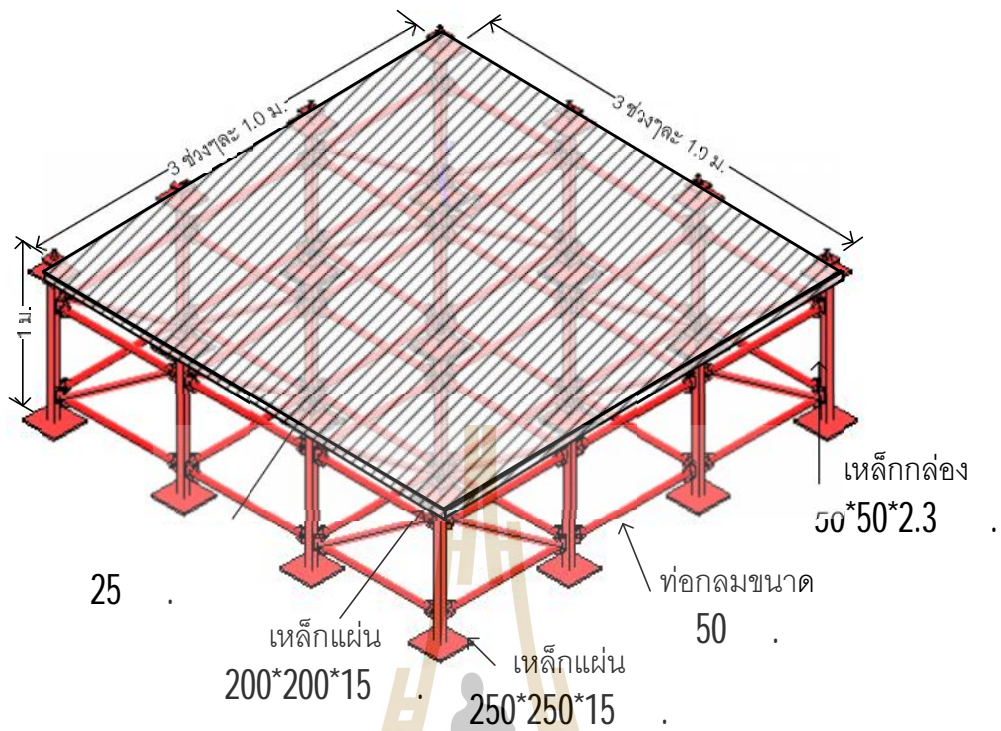
3.4.2.10 ระบบพื้นจำลอง

จำนวนตัวอย่างและรายละเอียดดังแสดงในตารางที่ 3.5 การติดตั้งเพื่อการทดลองดังรูปที่ 3.22 การดำเนินการทดสอบทำนองเดียวกับในหัวข้อ 3.4.2.8

ตารางที่ 3.5 รายละเอียดและจำนวนของระบบพื้นย่อยส่วน

($f'_c = 30 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$. เหล็กเสริมขนาด = 3 มม.)

	t(มม.)	h(มม.)	b_w (มม.)
ชุด 1	40	60	125
ชุด 2	40	60	150
ชุด 3	30	75	150



รูปที่ 3.23 การติดตั้งเพื่อการทดสอบและโครงสร้างเหล็กรองรับแผ่นพื้น

บทที่ 4

ผลการดำเนินงานและวิเคราะห์ผล

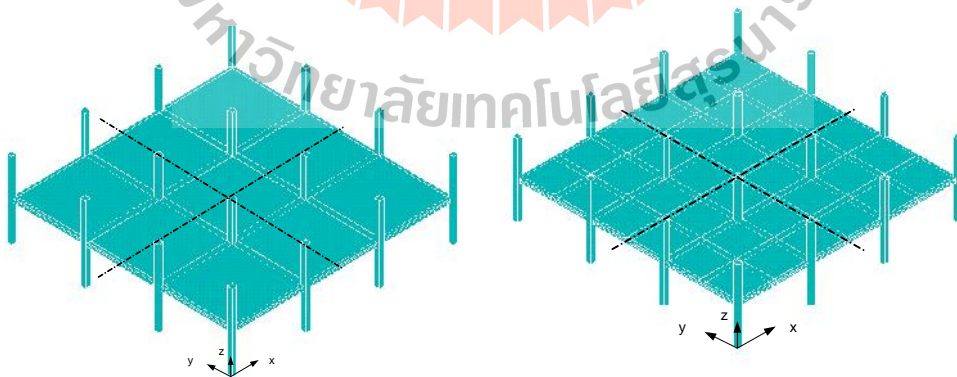
4.1 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

ระบบพื้นที่ทำการศึกษแสดงในรูปที่ 4.1 คือสามช่วงเสาทั้งสองทิศทางและแต่ละ ช่วง เสามีระยะ 12.0 เมตร เสาเหนือและใต้พื้นมีขนาด 0.57x0.57 เมตร ยาว 3.0 เมตร ปลายเสา ทั้งสองด้านยึดแน่น พื้นหนา 0.3 เมตรและมีรายละเอียดคานดังในตารางที่ 4.1 โดยคำนึงถึง การแตกร้าของคอนกรีตด้วยการใช้ค่าองคัพระกอบ 0.5 และ 0.8 ลดค่าสติเฟนสในพื้นและเสา ตามลำดับ น้ำหนักบรรทุกจร 5 กิโลนิวตัน/ตร.ม



1) ระบบพื้นไร้คาน

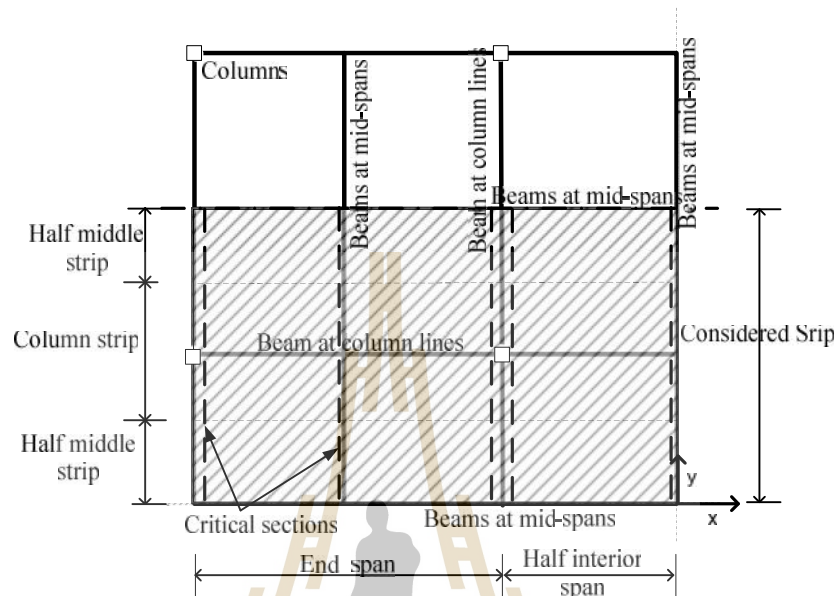
2) ระบบพื้นคานยึดหยุ่นระหว่างช่วงเสา



3) ระบบพื้นคานแข็งเกร็งระหว่างช่วงเสา 4) ระบบพื้นคานยึดหยุ่นในแนวเสาและกึ่งกลางช่วง

รูปที่ 4.1 ระบบพื้นที่ทำการศึกษา

เนื่องจากโครงสร้างมีความสมมาตร ดังนั้นจึงใช้สัดส่วนหนึ่งในสี่ของโครงสร้างในการสร้างโมเดล เพื่อการวิเคราะห์ แบ่งพื้นออกเป็นแถบเสาและแถบกลางโดยมีตำแหน่งวิกฤติต่างๆ ดังในรูปที่ 4.2

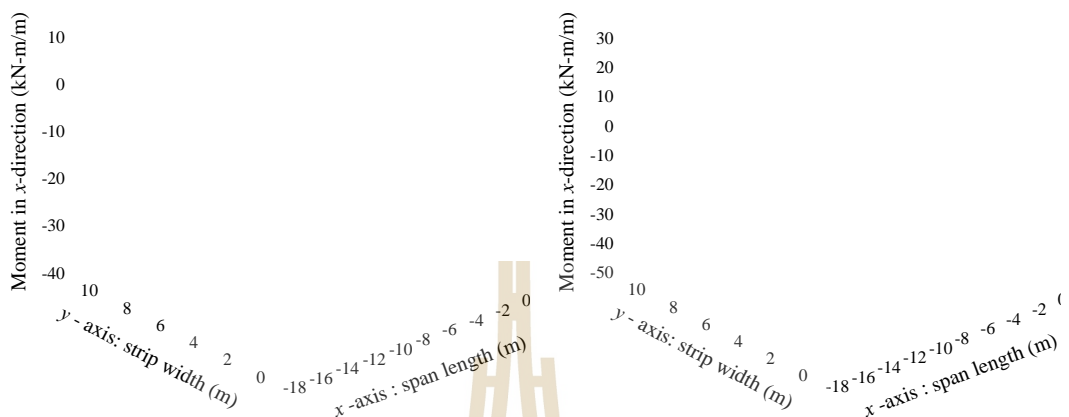


รูปที่ 4.2 แถบพื้นและตำแหน่งวิกฤติ

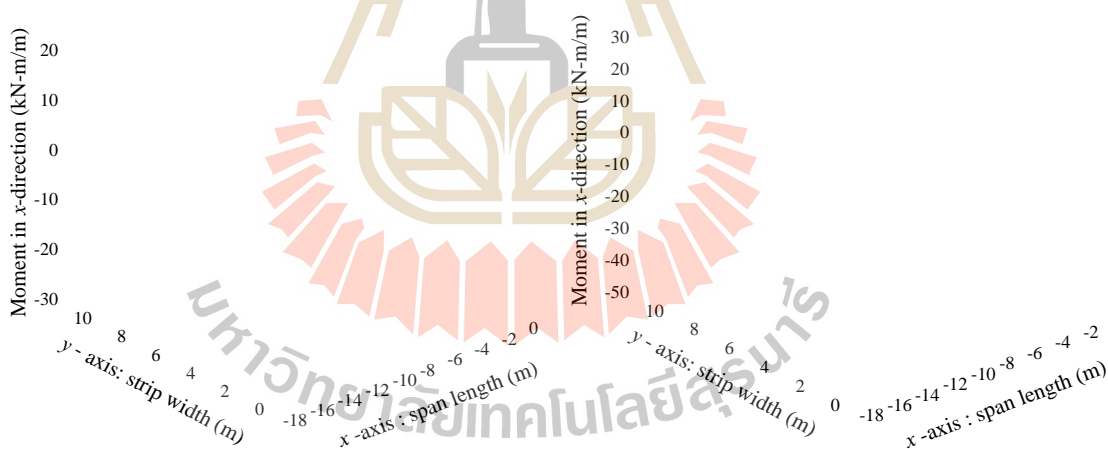
ตารางที่ 4.1 รายละเอียดโครงสร้าง

กรณี ที่	ประเภท	คานภายใน		คานขอบ		หมายเหตุ
		ลึก (มม)	กว้าง (มม)	ลึก (มม)	กว้าง (มม)	
1	ไร้คาน	-	-	-	-	ในกรณีนี้ 3 ปรับ เพิ่มค่าสลิปเฟส ของคานเป็น 5 เท่า
2	คานยึดหยุ่นระหว่างช่วงเสา	650	1130	650	650	
3	คานแข็งเกร็งระหว่างช่วงเสา	650	1130	650	650	
4	คานยึดหยุ่นระหว่างช่วงเสาและ กลางช่วงพื้น	650	1130	650	650	

ผลลัพธ์การวิเคราะห์แสดงในรูปการกระจายของโมเมนต์ในพื้นที่ทางแกน x ในระบบโครงสร้าง
ต่าง ๆ และแสดงผลเฉพาะส่วนหนึ่งในสี่ของระบบพื้น ดังแสดงในรูปที่ 4.3



- 1) การกระจาย x-โมเมนต์ในพื้นที่คาน
- 2) การกระจาย x-โมเมนต์ในพื้นที่คานยึดหยุ่น



- 3) การกระจาย x-โมเมนต์ในพื้นที่คานแข็งเกร็ง
- 4) การกระจาย x-โมเมนต์ในพื้นที่คานยึดหยุ่น
กลางช่วงพื้นและในแนวเสา

รูปที่ 4.3 การกระจายโมเมนต์ในระบบพื้นต่างๆ

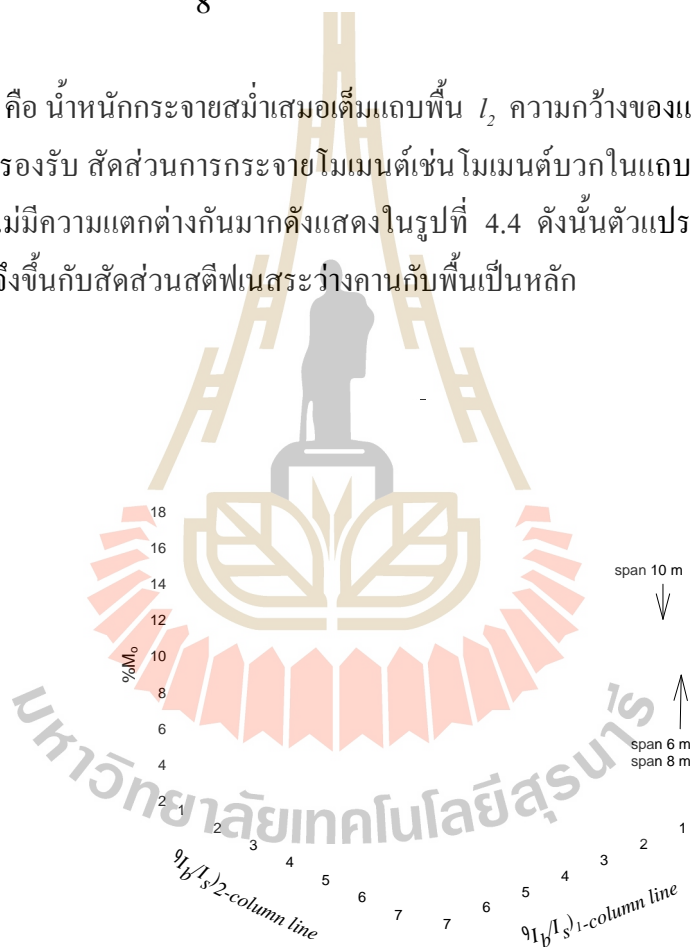
จากลักษณะการกระจายของโมเมนต์ จะเห็นว่าคานในระบบพื้นทั้งคานยึดหยุ่นและคานแข็งเกร็ง ช่วยลดแรงภายในของพื้น โดยเฉพาะเมื่อเป็นคานแข็งเกร็งเสมือนเป็นฐานรองภายในของพื้น

ต่อเนื่อง คานยึดหยุ่นในช่วงกลางพื้นสามารถลดแรงภายในช่วงกลางพื้นลง ในขณะที่โมเมนต์ในแถบเสาได้รับผลกระทบเพียงเล็กน้อย จากคานยึดหยุ่น

จากการวิเคราะห์ระบบพื้นที่มีช่วงพื้นกว้าง 6 เมตร 8 เมตร และ 10 เมตร โดยคงค่าสัดส่วนสถิติเฟสระหว่างคานกับพื้น และระหว่างเสากับคาน โดยพิจารณาโมเมนต์ในแถบพื้นต่างๆ คิดเป็นสัดส่วนกับ M_o ซึ่งคำนวณจาก สมการที่ 4.1

$$M_o = \frac{1}{8} w l_2 l_1^2 \quad (4.1)$$

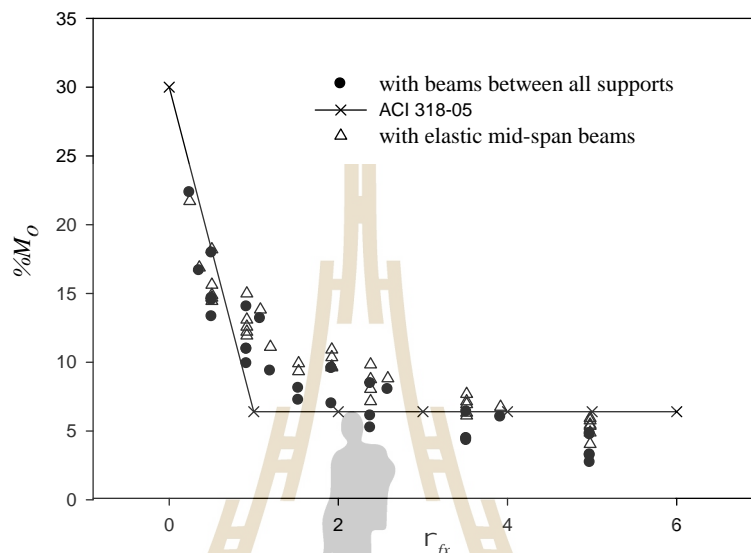
เมื่อ w คือ น้ำหนักกระจายสม่ำเสมอเต็มแถบพื้น l_2 ความกว้างของแถบพื้นและ l_1 คือ ช่วงพื้นระหว่างเสารองรับ สัดส่วนการกระจายโมเมนต์เช่น โมเมนต์บวกในแถบเสาของพื้นช่วงปลาย (end span) ไม่มีความแตกต่างกันมากดังแสดงในรูปที่ 4.4 ดังนั้นตัวแปรที่มีผลต่อการกระจายโมเมนต์ในพื้นที่จึงขึ้นกับสัดส่วนสถิติเฟสระหว่างคานกับพื้นเป็นหลัก



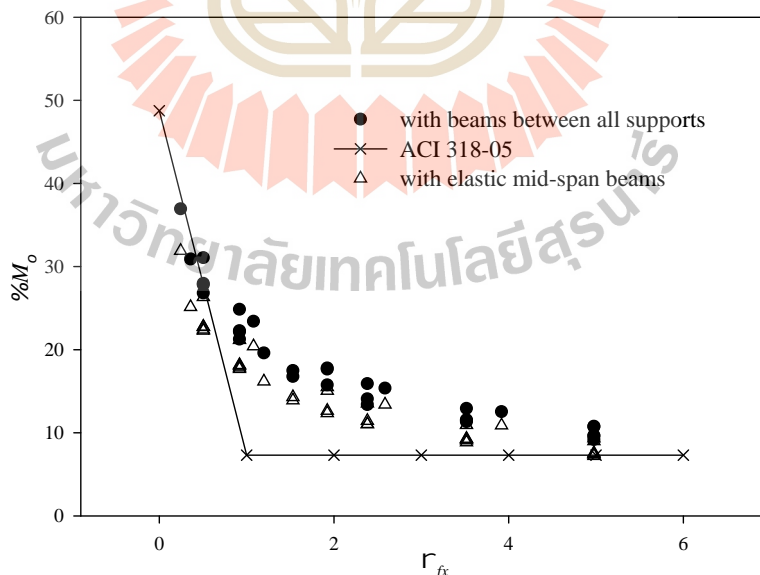
รูปที่ 4.4 สัดส่วนการกระจายโมเมนต์บวกในแถบเสาของพื้นช่วงปลาย

ผลกระทบของคานช่วงกลางพื้นที่ต่อการกระจายโมเมนต์ในพื้นที่ของ ระบบพื้นที่มีคานยึดหยุ่นระหว่างเสาและมีคานยึดหยุ่นช่วงกลางพื้นที่ทั้งสองทิศทาง ศึกษาจากระบบพื้นที่มีสัดส่วนของขนาดเสาต่อช่วงพื้น 0.03 0.05 และ 0.06 คานขอบมีค่าตัวแปรการบิด (μ) 0.19 0.38 และ 0.49 สัดส่วนของค่าสถิติเฟสของคานต่อค่าสถิติเฟสของพื้น (μ_x) แปรผันระหว่าง 0.24 และ 4.98 โดย

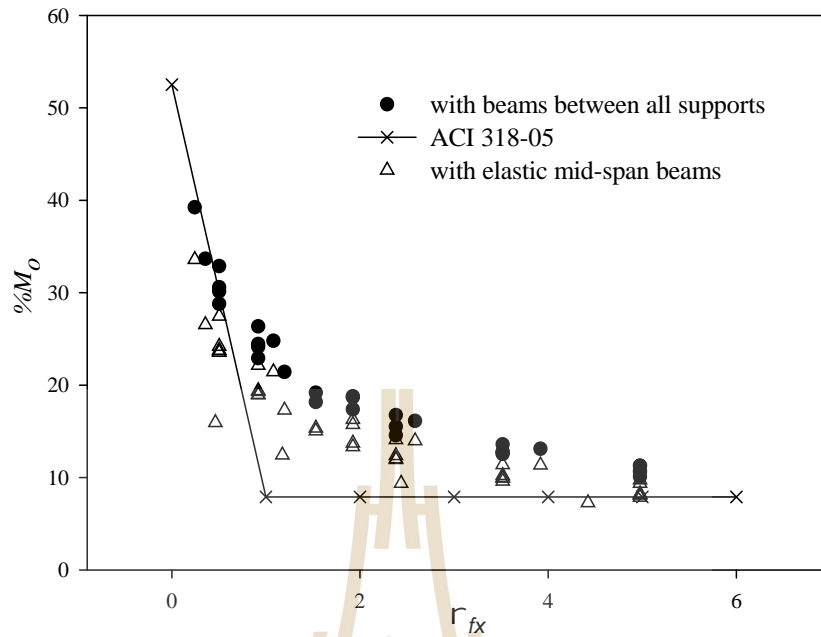
พิจารณาโมเมนต์ในตำแหน่งวิกฤติตามวิธีของ Wood-Armer (1968) เป็นสัดส่วนกับ M_o และแสดงความสัมพันธ์ในรูปของกราฟกับ r_{fx} และเทียบกับการกระจายตามมาตรฐาน ACI 318 ดังแสดงในรูปที่ 4.5 ถึงรูปที่ 4.12



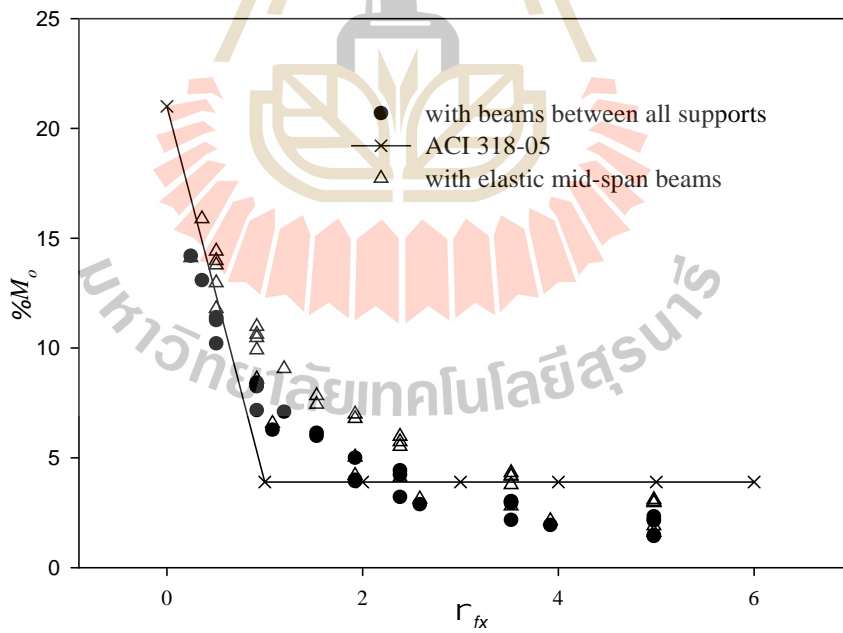
รูปที่ 4.5 โมเมนต์บวกในแถบเสาของพื้นช่วงปลาย



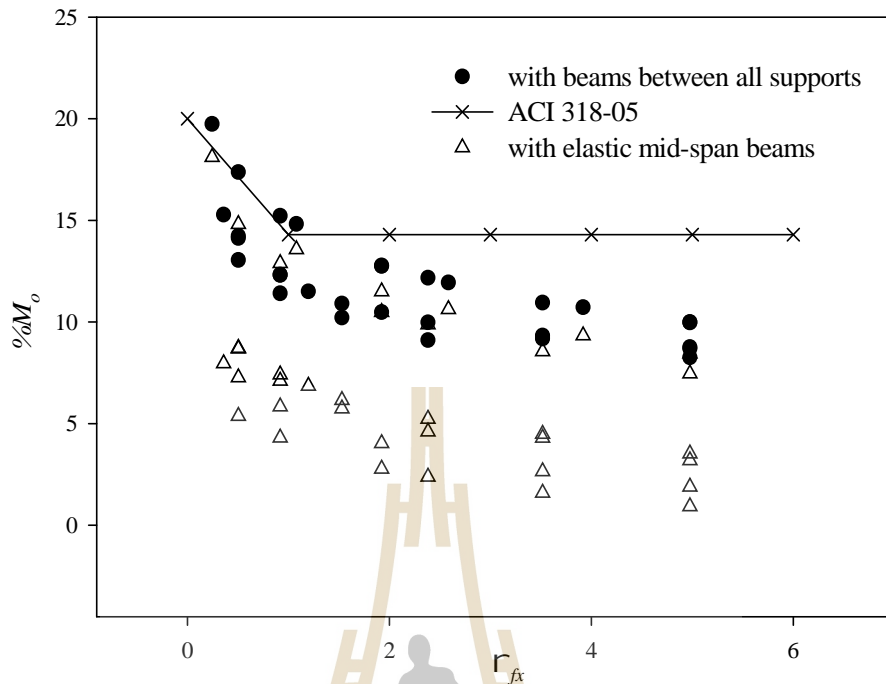
รูปที่ 4.6 โมเมนต์ลบในแถบเสาของช่วงพื้นภายใน



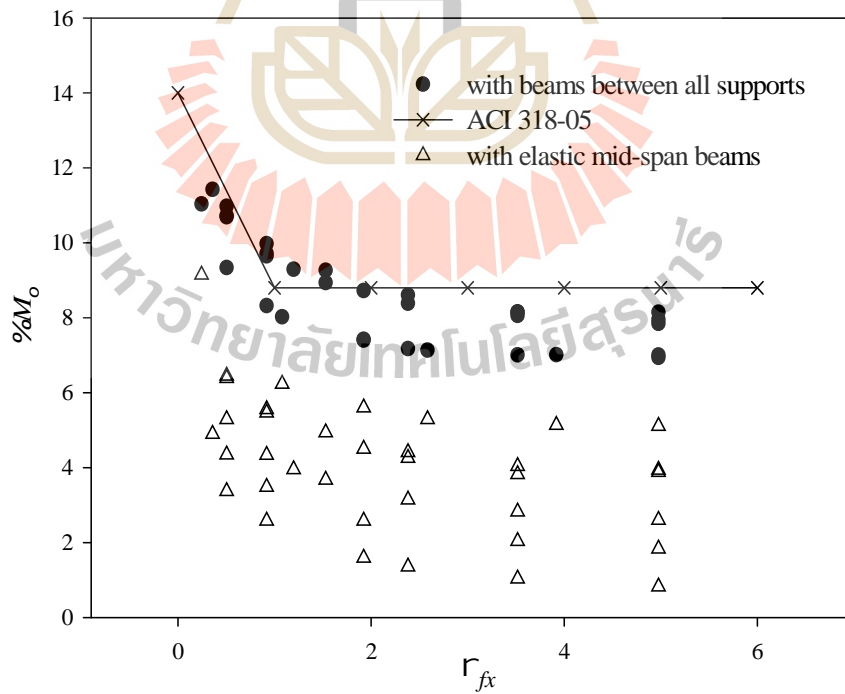
รูปที่ 4.7 โมเมนต์ดัดในแถบเสาที่เสถียรภายในของพื้นที่ช่วงปลาย



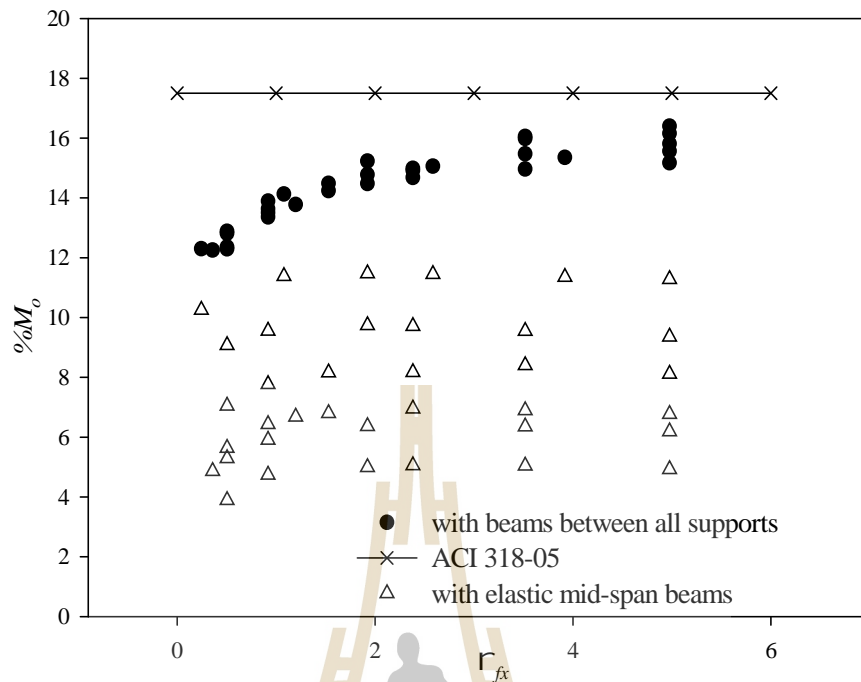
รูปที่ 4.8 โมเมนต์บวกในแถบเสาของช่วงพื้นที่ภายใน



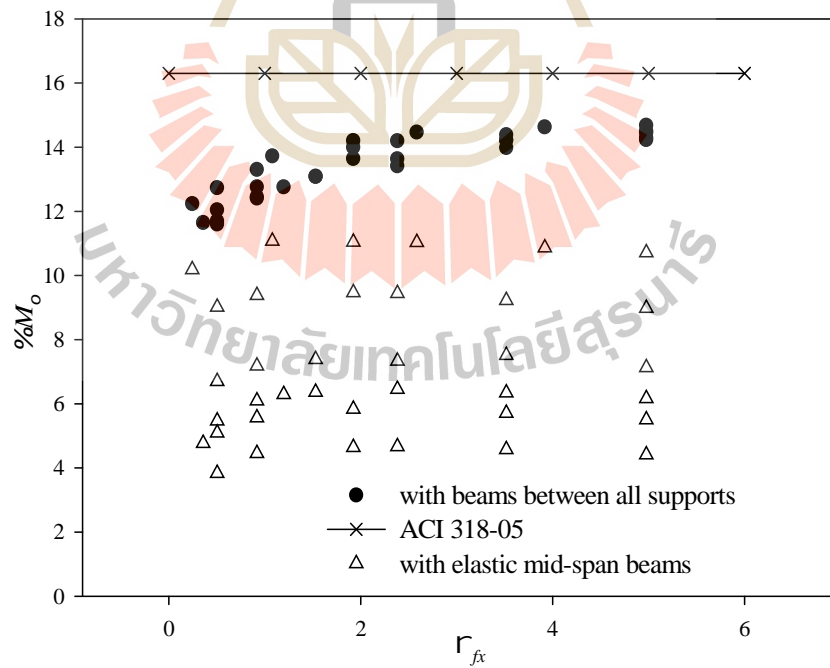
รูปที่ 4.9 โมเมนต์บวกในแถบกลางช่วงพื้นภายนอก



รูปที่ 4.10 โมเมนต์บวกในแถบกลางของช่วงพื้นภายใน



รูปที่ 4.11 โมเมนต์ลบในแถบกลางช่วงพื้นภายนอก เสาใน



รูปที่ 4.12 โมเมนต์ลบในแถบกลางของช่วงพื้นภายใน

จะเห็นว่าสติเฟนสของเสาและคานาขอบ จะมีผลต่อการกระจายของโมเมนต์ในพื้นที่ช่วงปลายแต่ไม่ส่งผลต่อการกระจายโมเมนต์ในพื้นที่ช่วงใน การกระจายของโมเมนต์ในพื้นที่แถบเสาไม่มีผลกระทบจากคานากลางช่วงพื้น การกระจายโมเมนต์ในพื้นที่แถบกลางได้รับผลกระทบจากคานากลางพื้นที่กับคานาที่อยู่ในแนวเสา เมื่อเทียบกับมาตรฐาน ACI โมเมนต์ลบในแถบเสาที่เสาภายในของพื้นที่ช่วงปลายจะมีค่าสูงกว่าค่าสัดส่วนการกระจายตามมาตรฐานเสมอ โดยเฉพาะเมื่อ f_x อยู่ในช่วง 1.00-2.50 ผลจากการวิเคราะห์ทางไฟไนต์นี้ จะเข้าใกล้กับค่าจากมาตรฐาน เมื่อ f_x มีค่ามากกว่า 2.50 ค่าโมเมนต์ลบในแถบกลางต่ำกว่าค่าตามมาตรฐานน้อยกว่า 5% ของ M_o

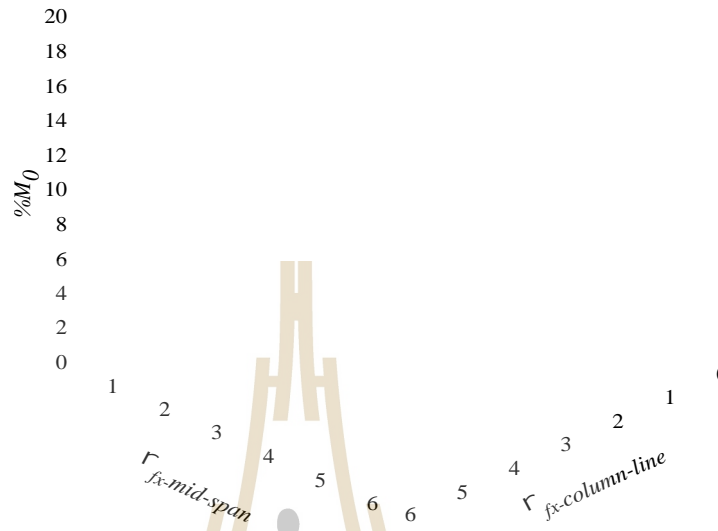
การกระจายโมเมนต์ในพื้นที่แถบกลางได้รับผลกระทบจากทั้งคานากลางช่วงพื้นและคานาในแนวเสา ผลดังกล่าวแสดงเป็นเปอร์เซ็นต์ของ M_o ดังแสดงในรูปที่ 4.13 ถึง รูปที่ 4.16 เมื่อกำหนดให้ $f_{x-column-line}$ และ $f_{x-mid-span}$ คือสัดส่วนสติเฟนสของคานาในแนวเสาคู่สติเฟนสของพื้นและสัดส่วนสติเฟนสของคานากลางช่วงพื้นต่อสติเฟนสของพื้นตามลำดับ ค่าสัดส่วนของโมเมนต์ในคานากลางช่วงพื้นแสดงในรูปที่ 4.17 ถึงรูปที่ 4.20 จากกราฟเหล่านี้แสดงให้เห็นว่าคานากลางช่วงพื้นมีผลต่อการแปรผันของโมเมนต์ในพื้นที่มากกว่าคานาในแนวเสา

จากรูปที่ 4.4 ถึงรูปที่ 4.8 แสดงให้เห็นว่าการกระจายโมเมนต์ในแถบเสาไม่ได้รับผลกระทบจากคานากลางพื้น ดังนั้นสัดส่วนการกระจายโมเมนต์ในแถบเสาในกรณีที่มีคานากลางช่วงพื้น ยังคงใช้สัดส่วนที่กำหนดในมาตรฐาน และในตำแหน่งเดียวกันสัดส่วนที่กระจายสู่พื้นแถบกลางก็ต้องกระจายสู่คานาด้วย

ผลจากการวิเคราะห์นี้มีสมมติฐานว่าวัสดุมีความยืดหยุ่นจึงไม่ได้มีการคำนึงถึงการกระจายซ้ำ (redistribution) ของแรงเนื่องจากการแตกร้าวที่อาจเกิดขึ้นในองค์อาคาร

ในมาตรฐาน ACI 318 ค่า ρ เท่ากับ 2.5 ซึ่งเป็นค่าที่สูงเมื่อเทียบกับการศึกษาในที่ค่าดังกล่าวแปรผันระหว่าง 0.15-0.45 นอกจากนี้ค่าโมเมนต์ลบในแถบกลางและที่ปลายคานากลางช่วงพื้นมีค่าน้อยมากเข้าใกล้ศูนย์ ผลจากการศึกษาทำให้เห็นว่าการกระจายแรงดัดในระบบพื้นต่างๆ มีความซับซ้อนและขึ้นกับหลายตัวแปร มาตรฐานต่างๆ จึงกำหนดแนวทางการวิเคราะห์และออกแบบไว้ครอบคลุมกรณีต่างๆ ยกเว้นกรณีที่มีคานายืดหยุ่นกลางช่วงพื้น วิธีทางไฟไนต์อิลเมนต์ช่วยให้สามารถวิเคราะห์ระบบพื้นที่มีความซับซ้อนได้ อย่างไรก็ตามวิธีการทางไฟไนต์อิลเมนต์ยังจำกัดการใช้งานในกลุ่มย่อยในหมู่วิศวกร ดังนั้นมาตรฐานหรือแนวทางการคำนวณอย่างง่ายจึงมีความจำเป็นต่อวิศวกรส่วนใหญ่ที่เกี่ยวข้อง จากผลการวิเคราะห์นี้คานายืดหยุ่นกลางช่วงพื้นมีผลต่อโมเมนต์ในพื้นที่แถบกลางมากกว่า คานาในแนวเสา และเมื่อแสดงค่าโมเมนต์ในพื้นที่แถบกลางกับค่า

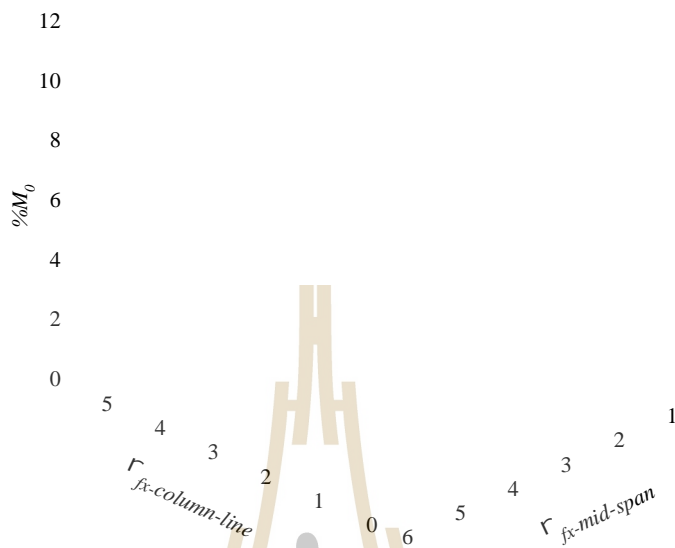
$f_{x-column-line}$ และ $f_{x-mid-span}$ จะได้กราฟความสัมพันธ์ดังแสดงในรูปที่ 4.13 ถึงรูปที่ 4.20 ลักษณะ



รูปที่ 4.13 โมเมนต์บวกในพื้นที่แถบกลางของพื้นช่วงปลาย



รูปที่ 4.14 โมเมนต์ลบในพื้นที่แถบกลางของพื้นช่วงปลาย



รูปที่ 4.15 โมเมนต์คดในพื้นแถบกลางของพื้นที่ช่วงใน

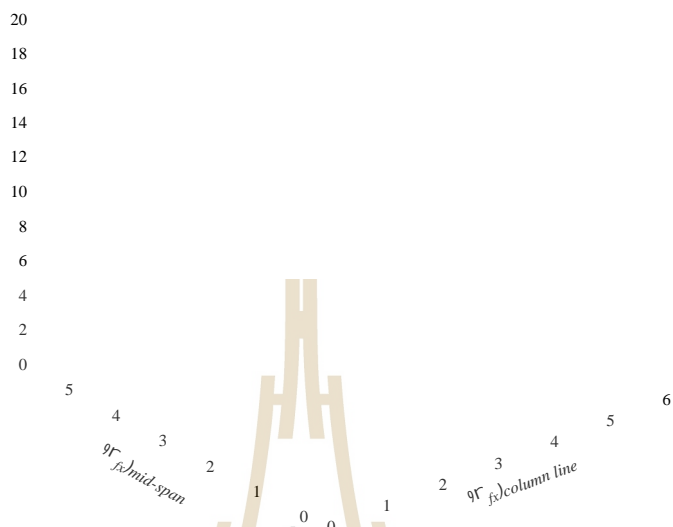


รูปที่ 4.16 โมเมนต์บวกในพื้นแถบกลางของพื้นที่ช่วงใน

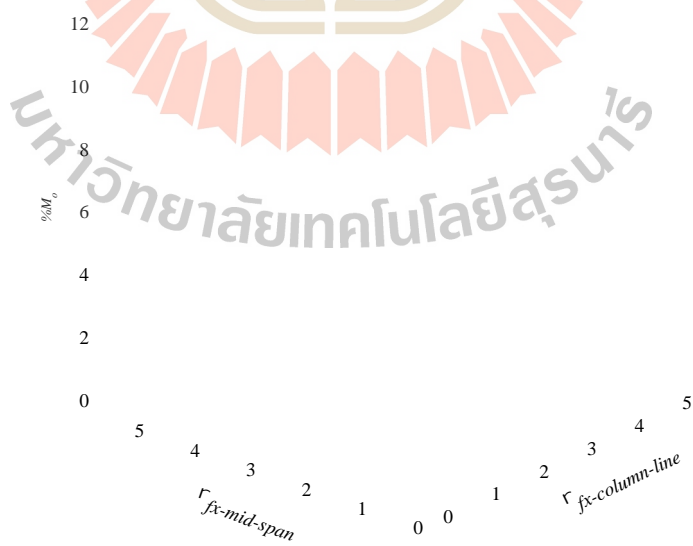


รูปที่ 4.17 โมเมนต์บวกในคานช่วงปลายกลางช่วงพื้น

รูปที่ 4.18 โมเมนต์ลบของคานช่วงปลายในกลางช่วงพื้น



รูปที่ 4.19 โมเมนต์ดัดของคานช่วงในกลางช่วงพื้น

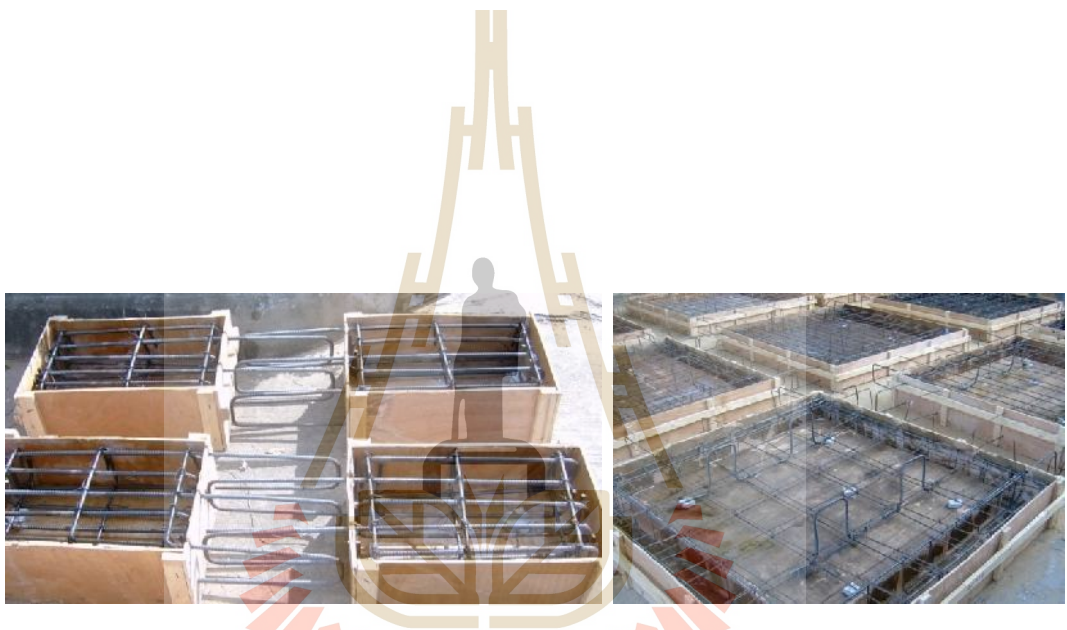


รูปที่ 4.20 โมเมนต์บวกของคานช่วงในกลางช่วงพื้น

การแปรผันนี้สามารถสร้างเป็นสมการความสัมพันธ์ โดยสมการดังกล่าวปรับจากสมการพาราโบลา โดยแต่ละกรณีปรับตัวแปรต่างๆ ในสมการจนค่า Coefficient of determination (R^2) เข้าใกล้ 1.0 ทั้งนี้โดยใช้โปรแกรม Sigma Plot v.10.0 และสมการดังกล่าวสรุปในตารางที่ 4.2 ผลการคำนวณแสดงในรูปตารางสัมประสิทธิ์การกระจายโมเมนต์แสดงในภาคผนวก จ

ตารางที่ 4.2 สมการเพื่อคำนวณโมเมนต์ในพื้นที่แถบกลางและโมเมนต์ในคานกลางช่วงพื้น

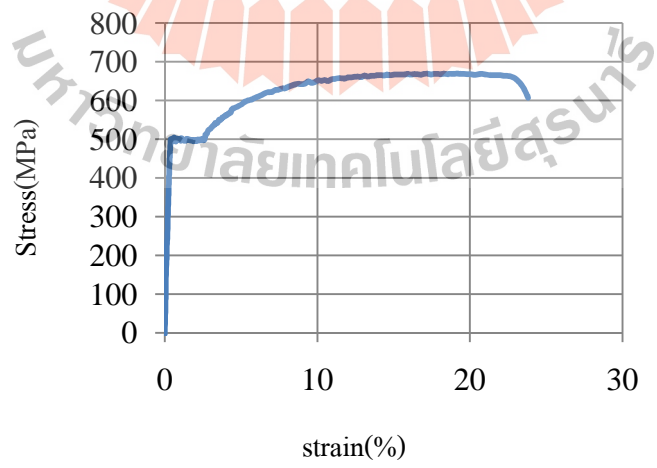
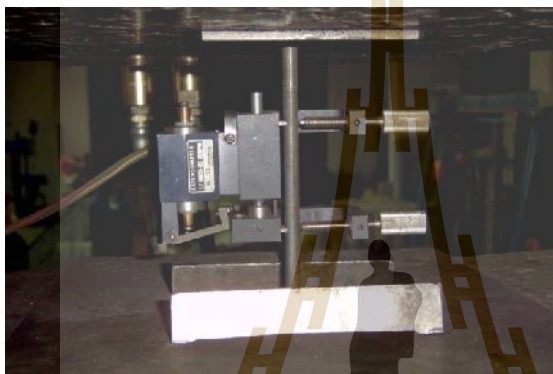
พื้น/ คาน	ตำแหน่ง วิกฤติ	สมการ %M _o								
		<i>y_o</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>e</i>	R ²		
พื้นแถบกลาง	โมเมนต์บวก	$%Mo=y_0+ax+by+c(y/x)^{0.5}+dx^{0.01}+ey^{0.5}$								
	ช่วงปลาย	408.744	0.297	3.7491	-1.511	-	388.561	-14.106	0.986	
	โมเมนต์ลบ	$%Mo=y_0+ax+by+c(y/x)^{0.5}+dx^{0.2}+ey^{0.5}$								
	ช่วงปลายใน	11.241	-0.432	2.2697	-0.299	4.5427	-	-9.549	0.999	
	โมเมนต์ลบ	$%Mo=y_0+ax+by+c(y/x)^{0.5}+dx^{0.2}+ey^{0.5}$								
	ช่วงใน	12.194	-0.390	2.4714	-0.223	3.5063	-	-10.175	0.998	
คานกลางช่วงพื้น	โมเมนต์บวก	$%Mo=y_0+ax+by+c(y/x)^{0.5}+dx^{0.01}+ey^{0.5}$								
	ช่วงใน	205.708	0.39	0.6386	-0.212	-	197.701	-3.941	0.996	
	โมเมนต์บวก	$%Mo=y_0+ax+by+c*(y/x)^{0.5}+dx^{0.2}+ey^{0.5}$								
	ช่วงปลาย	-8.255	-1.027	-1.210	5.286	10.494	-	4.662	0.995	
	โมเมนต์ลบ	$%Mo=y_0+ax+by+c(y/x)^{0.5}+dx^{0.5}+ey^{0.5}$								
	ช่วงปลายใน	3.666	3.334	-2.621	-6.239	-9.1681	-	18.486	0.991	
คานกลางช่วงพื้น	โมเมนต์ลบ	$%Mo=y_0+ax+by+c(y/x)^{0.5}+dx^{0.01}+ey^{0.5}$								
	ช่วงใน	156.974	1.008	-2.025	-4.885	-	159.119	15.018	0.995	
	โมเมนต์บวก	$%Mo=y_0+ax+by+c(y/x)^{0.01}+dx^{0.01}+ey^{0.01}$								
	ช่วงใน	1599.909	0.775	-0.304	-	-	-	1732.138	1840.36	1977.689



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี



มหาวิทยาลัยบูรพา



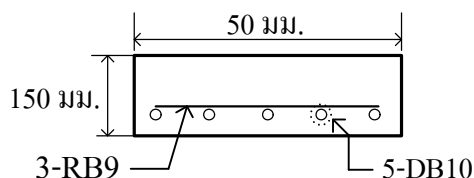
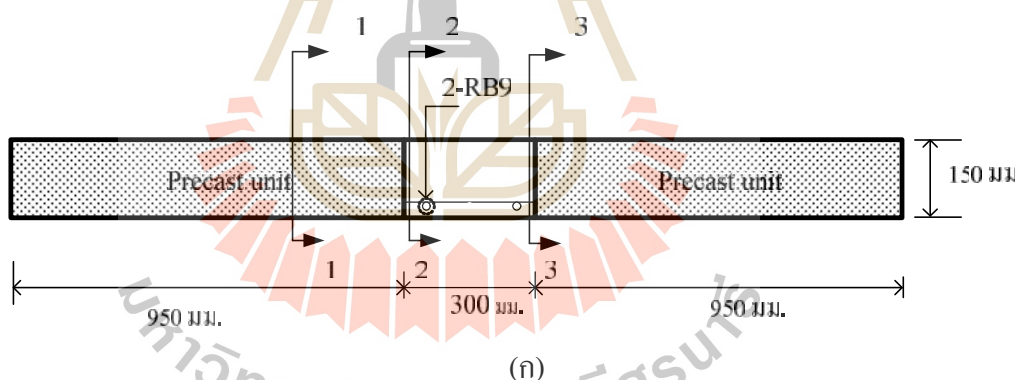
ตารางที่ 4.3 ผลการทดสอบกำลังวัสดุ (ต่อ)

ประเภทชิ้นงาน	กำลังอัดคอนกรีต (MPa)		กำลังดึงเหล็กเสริม (MPa)			
	ส่วนหล่อสำเร็จ	เทเสริม	RB9		DB10	
			f_y	f_u	f_y	f_u
M1-1-220 M1-2-220	25.8	27.7	297.4	409.8	367.4	533.5
M2-1-220 M2-2-220						
M3-1-220 M3-2-220						
M1-1-300 M1-2-300						
M2-1-300 M2-2-300						
M3-1-300 M3-2-300						
M1-1-400 M1-2-400	37.8	34.2	297.4	409.8	367.4	533.5
M2-1-400 M2-2-400						
M3-1-400 M3-2-400						

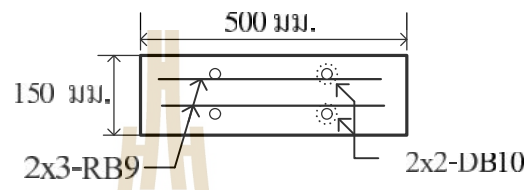
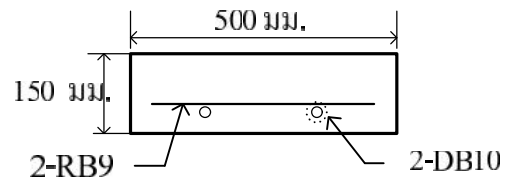
4.2.3 การทดสอบการตอกัน

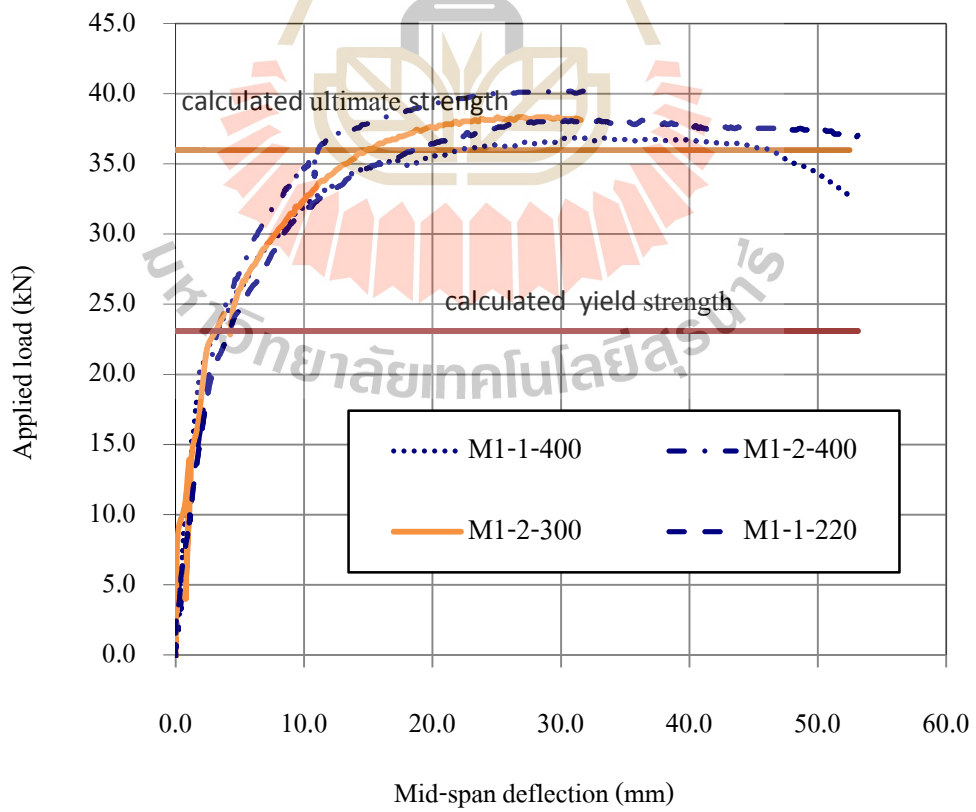
4.2.3.1 การทดสอบการค้ำ

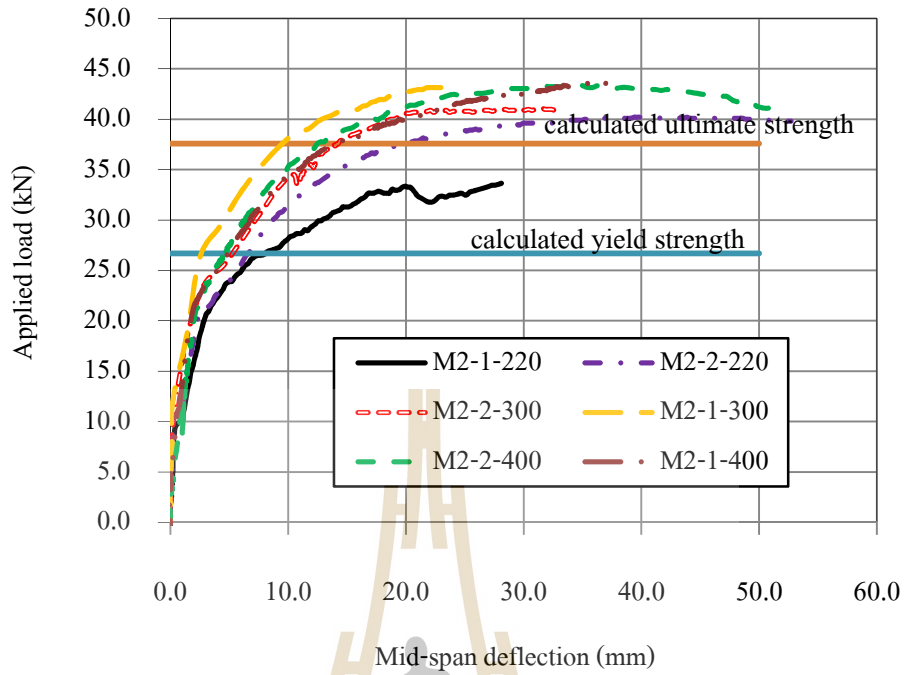
ในการตอกันแบบทาบและแบบห้วง ปริมาณเหล็กเสริมที่หน้าตัดตำแหน่งต่างๆ จะแตกต่างกัน ดังตัวอย่างการต่อแบบห้วงของชิ้นทดสอบชุด M1 ในรูปที่ 4.27 ในแนว 2-2 มีปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดจะเป็นตำแหน่งวิกฤติและเกิดการแตกร้าวขึ้นก่อน กำลังต้านทาน การค้ำที่จุดคราก (M_u) ที่ตำแหน่งดังกล่าวมีค่าเท่ากับ 7.1 กิโลนิวตัน-เมตร (0.72 ตัน-ม) ดังตัวอย่างการคำนวณในภาคผนวก ข ที่แนวตัด 1-1 และแนวตัด 3-3 กำลังต้านทานการค้ำที่จุดครากเท่ากับ 17.0 กิโลนิวตัน-เมตร และ 10.5 กิโลนิวตัน-เมตร ตามลำดับ ที่สภาวะประลัยกำลังค้ำที่แนวตัด 2-2 มีค่าเท่ากับ 10.1 กิโลนิวตัน-เมตร ซึ่งน้อยกว่ากำลังค้ำที่สภาวะที่จุดครากที่แนวตัดอื่นๆ ส่งผลให้ เมื่อเกิดการพังทลายที่แนวตัด 2-2 และเมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มมากขึ้นแนวตัด 2-2 จะกลายเป็น จุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) และเกิดกลไกการพังทลาย (Failure mechanism) ชิ้นทดสอบพังทลายโดยที่ไม่เกิดการแตกหักที่ตำแหน่งอื่นๆ ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบดังในรูปที่ 4.28 และรูปที่ 4.29 ชิ้นทดสอบชุด M2 และชุด M3 พฤติกรรมการพังทลายทำนองเดียวกัน



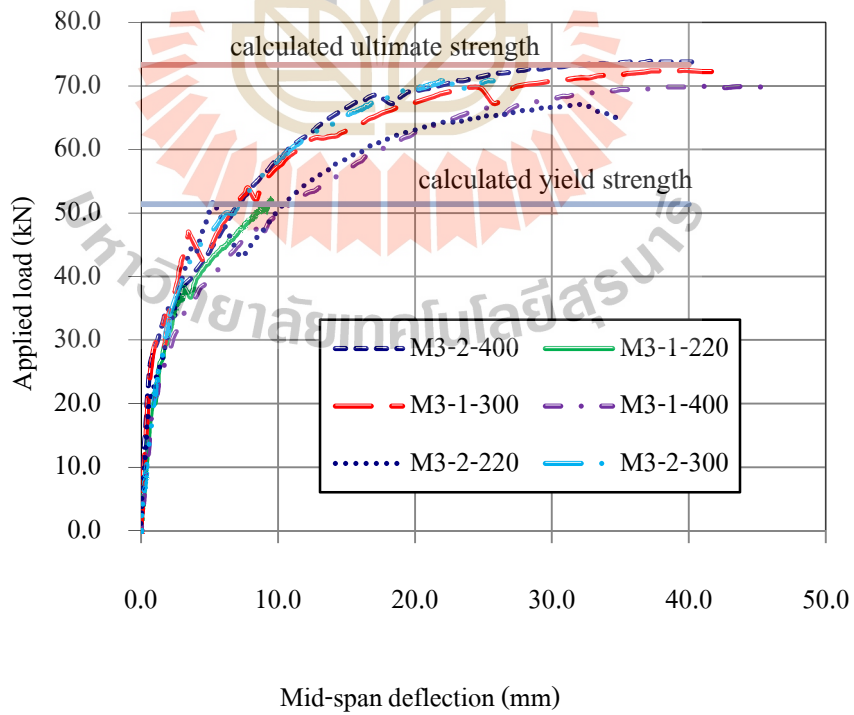
รูปที่ 4.27 ปริมาณเหล็กเสริมในแนวตัดที่ตำแหน่งต่างๆ ชิ้นทดสอบชุด M1







รูปที่ 4.31 Load-deflection curve ของกลุ่ม M2



รูปที่ 4.32 Load-deflection curve ของกลุ่ม M3

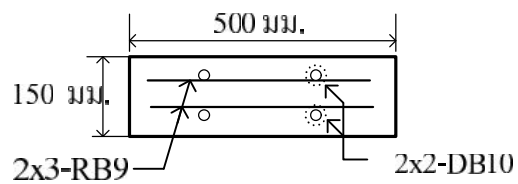
จากผลการทดสอบการพังทลายของชิ้นทดสอบเป็นลักษณะแรงดึงวิกฤติ กำลังอัดคอนกรีตที่แตกต่างกันจึงมีผลต่อการแปรผันกำลังของหน้าตัดเพียงเล็กน้อย เปรียบเทียบกับกำลังจากการคำนวณและกำลังจากการทดสอบแสดงในตารางที่ 4.4

ตารางที่ 4.4 เปรียบเทียบค่าจากการทดสอบกับค่าจากการคำนวณ

ชิ้นงาน	จากการคำนวณ		จากการทดลอง					$\frac{(P_y)_{exp}}{(P_y)_{cal}}$	$\frac{(P_u)_{exp}}{(P_u)_{cal}}$
	P_y	P_u	P_y	P_u	D_y	D_{max}	d		
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	(D_{max}/D_y)		
M1-1-220	23.5	33.3	22.9	38.2	5.4	53.1	9.8	1.0	1.1
M1-1-400	23.5	33.3	24.0	36.3	3.4	52.5	15.4	1.0	1.1
M1-2-300	23.5	36.0	25.2	38.2	3.7	31.5	8.5	1.1	1.1
M1-2-400	23.5	33.3	24.8	40.2	4.1	41.2	10.0	1.1	1.2
M2-1-220	26.3	35.7	22.4	33.3	7.4	78.7	10.6	0.9	0.9
M2-1-300	26.7	35.7	29.5	40.2	2.5	31.1	12.4	1.1	1.1
M2-1-400	27.0	35.0	26.5	44.1	4.4	37.7	8.6	1.0	1.3
M2-2-220	26.3	35.7	23.0	40.2	4.8	52.7	11.0	0.9	1.1
M2-2-300	26.7	35.7	25.6	41.2	2.9	32.6	11.2	1.0	1.2
M2-2-400	27.0	35.0	25.6	43.1	3.6	51.1	14.2	0.9	1.2
M3-1-220	51.1	72.0	37.9	52.0	3.1	9.4	3.0	0.7	0.7
M3-1-300	51.4	73.3	42.4	72.6	3.5	45.5	13.0	0.8	1.0
M3-1-400	51.4	73.3	36.4	69.6	6.1	48.3	7.9	0.7	0.9
M3-2-220	51.1	72.0	45.0	66.7	5.3	32.0	6.0	0.9	0.9
M3-2-300	51.4	73.3	44.8	70.6	4.3	28.8	6.7	0.9	1.0
M3-2-400	51.4	73.3	41.0	73.5	5.2	45.8	8.8	0.8	1.0

ค่ากำลังที่จุดครากและจุดประลัยจากการทดสอบมีค่าใกล้เคียงกับค่าจากการคำนวณ แสดงให้เห็นว่า ทั้งการต่อแบบทาบและการต่อแบบห้วงสามารถประยุกต์ใช้กับการต่อพื้นสำเร็จรูปแยกส่วนได้ โดยใช้วิธีคำนวณกำลังของรอยต่อตามวิธีมาตรฐานทั่วไป โดยสมมุติให้มีการยึดต่อกันอย่างสมบูรณ์

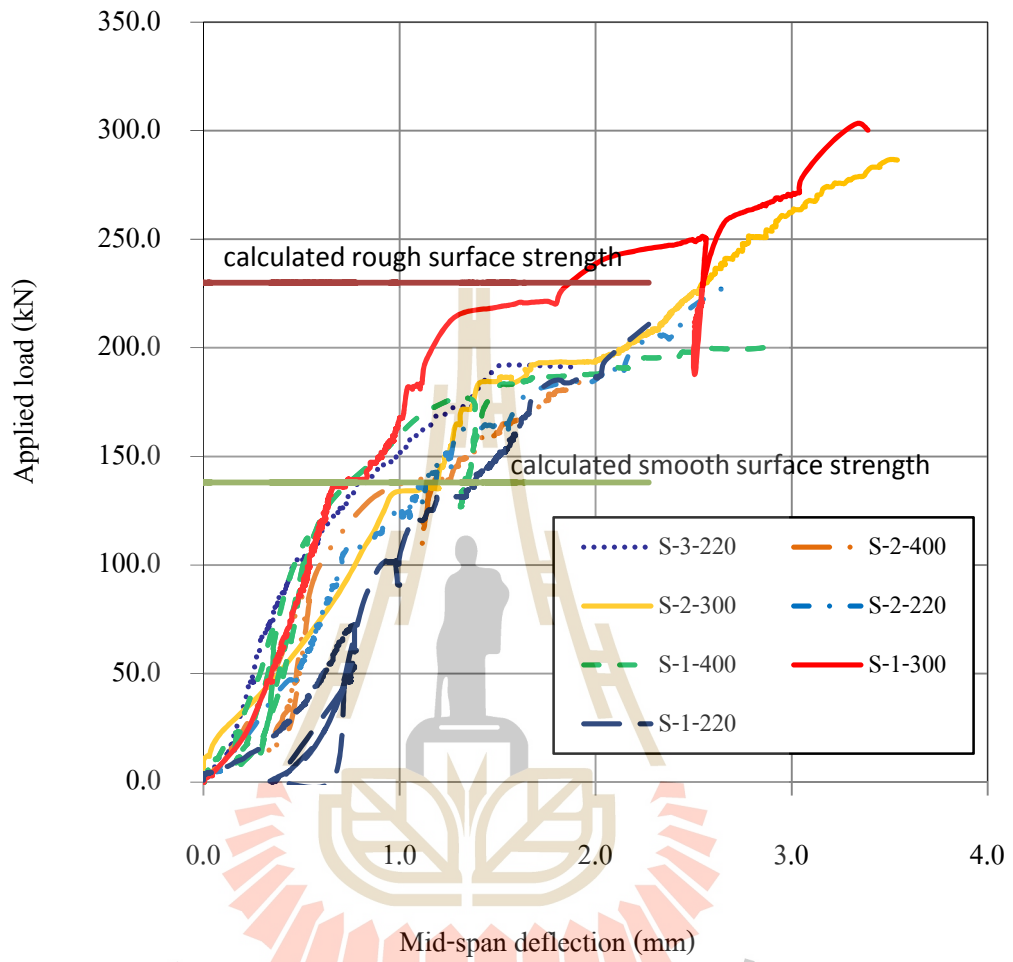




รูปที่ 4.34 ปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อรับแรงเฉือน

ตารางที่ 4.5 กำลังเฉือนจากการคำนวณและการทดสอบ

ชื่อตัวอย่าง	จากการคำนวณ		จากการทดลอง		$\frac{(P_n)_{exp}}{(P_{ns})_{cal}}$	$\frac{(P_n)_{exp}}{(P_{nr})_{cal}}$
	ผิวเรียบ($P_{ns})_{cal}$ (kN)	ผิวหยาบ($P_{nr})_{cal}$ (kN)	$(P_n)_{exp}$ (kN)	$(D)_{exp}$ (mm)		
S-1-220	138.4	230.6	210.7	2.27	1.5	0.9
S-1-300			303.4	3.34	2.2	1.3
S-1-400			199.8	2.83	1.4	0.9
S-2-220			217.5	2.47	1.6	0.9
S-2-300			278.8	3.36	2.0	1.2
S-2-400			182.2	1.88	1.3	0.8
S-3-220			191.4	1.5	1.4	0.8

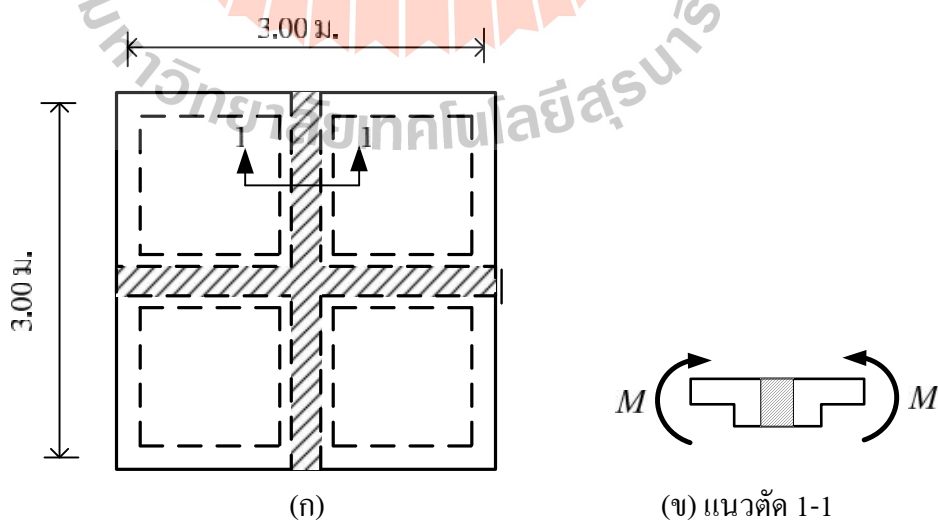


มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

4.2.4 การทดสอบพื้นที่กันสองแผ่นและพื้นที่กันสี่แผ่น

กำลังดัด (M_u) ของแผ่นพื้นและกำลังดัดของคานภายในแผ่นพื้นแสดงในภาคผนวก ข. เนื่องจากคานในแผ่นพื้นมีความยืดหยุ่น หน้าตัดไม่ลึกมาก ภายใต้การรับน้ำหนักบรรทุกทุกจะเกิดการดัดทั้งในทิศทางตามความยาวของคานและในทิศทางขวางกับความยาวของคานด้วย ดังแสดงในรูปที่ 4.36 เนื่องจากคานเกิดจากการต่อกันของแผ่นพื้น ดังนั้นหน้าตัดคานเหล่านี้จะถูกยึดด้วยเหล็กหัวง (Loop bars) ตามแนวรอยต่อ ความแข็งแรงทางขวางของคานเหล่านี้ขึ้นอยู่กับลักษณะการต่อ กำลังรับแรงดัดตามแนวรอยต่อพื้นที่ทำการทดสอบแสดงไว้ในภาคผนวก ข และในการศึกษานี้ ความแข็งแรงของรอยต่อต่ำกว่าความแข็งแรงของแผ่นพื้นและต่ำกว่าความแข็งแรงของคานด้วย ดังนั้นภายใต้การรับน้ำหนักบรรทุกทุก การแตกร้าวและการพังทลายจะเกิดขึ้นในแนวรอยต่อก่อน จากกำลังดัดของรอยต่อระบบพื้นที่กันสี่แผ่นชุดที่ 3 ในภาคผนวกมีค่าเท่ากับ 30.0 กิโลนิวตัน-เมตร สามารถคาดคะเนน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของพื้นที่ได้โดยประมาณคือ พิจารณาแผ่นพื้นเป็นคานธรรมดา (Simple beam) ในทิศทางใดทิศทางหนึ่ง สมมติให้แรงดัดสูงสุดเกิดขึ้นประมาณกลางช่วงพื้นตามแนวรอยต่อจะคำนวณน้ำหนักบรรทุกทดสอบได้ดังนี้

กำหนดให้ $w_u = w_l + w_d$ เมื่อ w_u คือน้ำหนักบรรทุกรวม w_l คือน้ำหนักบรรทุกที่จะทดสอบและ w_d คือน้ำหนักบรรทุกของแผ่นพื้น โดยประมาณ ในกรณีพื้นที่กันสี่แผ่นชุดที่สามหนา 100 มม. ดังนั้น $w_d = 23.5 \times 0.1 = 2.35$ กิโลนิวตัน/ตารางเมตร แรงดัดสูงสุดที่กึ่งกลางช่วงคือ $1/8 \times 3.0 \times (w_l + 2.35) \times 3.0^2$ และแรงดัดสูงสุดนี้จะเท่ากับกำลังดัดของรอยต่อ 30.0 กิโลนิวตัน-เมตร ดังนั้นน้ำหนักบรรทุกทดสอบสูงสุดเท่ากับ 8.9 กิโลนิวตัน/ตารางเมตร ในกรณีอื่นๆ สรุปดังในตารางที่ 4.6

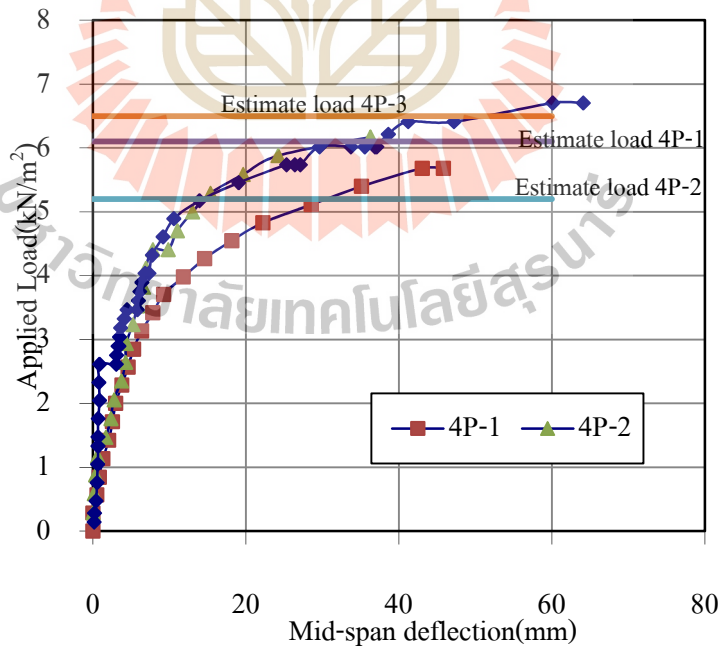
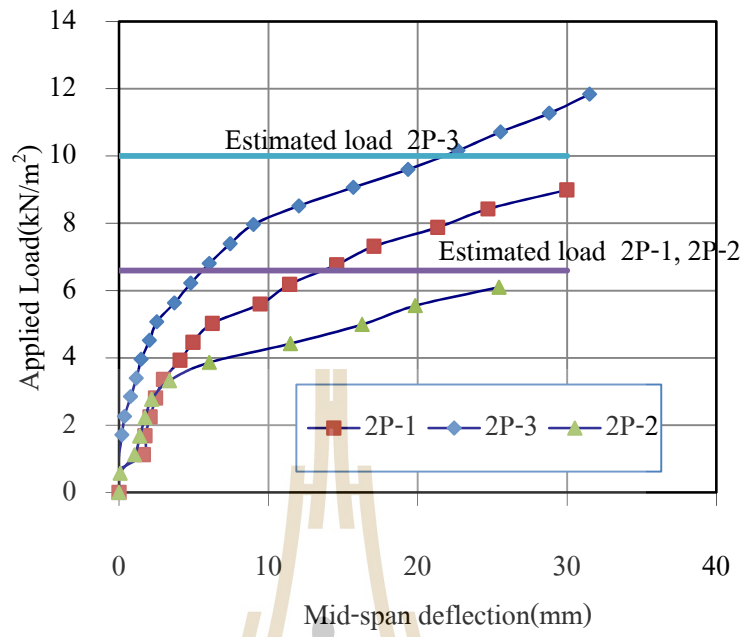


รูปที่ 4.36 ระบบพื้นที่กันสี่แผ่นมีคานภายใน (ก) และแนวตัด 1-1 (ข)

ตารางที่ 4.6 น้ำหนักบรรทุกสูงสุดในการทดสอบ ด้วยวิธีคาดคะเนโดยประมาณ

ชื่อตัวอย่าง	ช่วงพื้น (m)	ความหนาพื้น (mm)	กำลังรอยต่อ (kN-m)	w_l (kN/m ²)
2P-1	1.5x3.0	100	15.1	6.6
2P-2	1.5x3.0	100	15.1	6.6
2P-3	1.5x3.0	100	20.9	10
4P-1	3.0x3.0	80	27.0	6.1
4P-2	3.0x3.0	100	25.5	5.2
4P-3	3.0x3.0	100	30.0	6.5

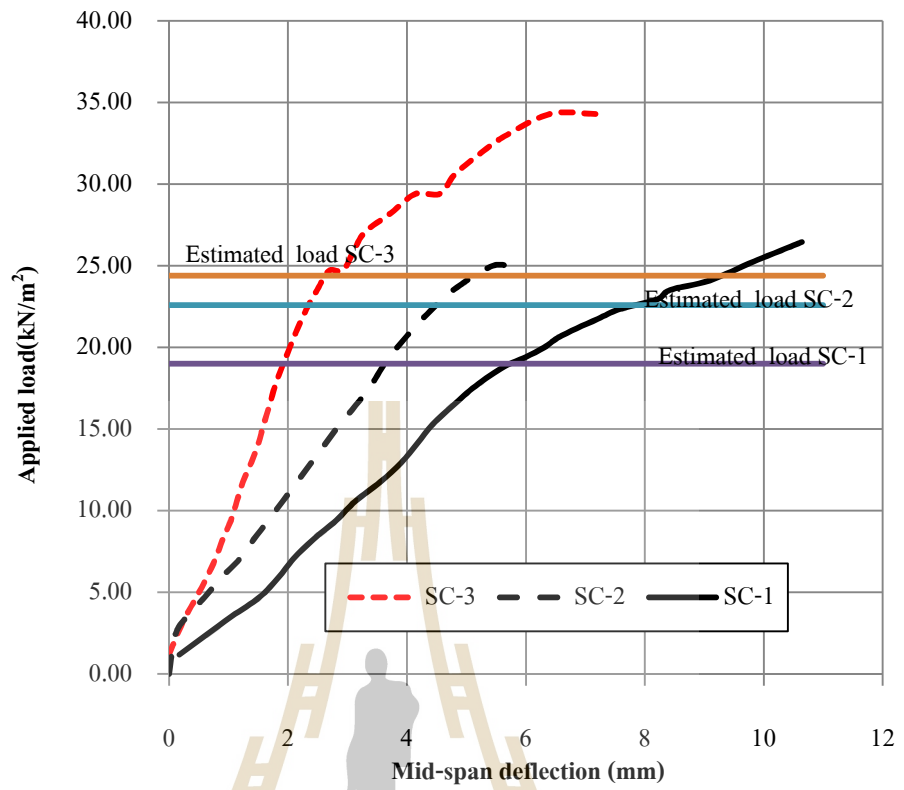
พื้นต่อกันสองแผ่นและสี่แผ่นมีพฤติกรรมคล้ายกับคานธรรมดา การคาดคะเนน้ำหนักบรรทุกข้างต้นนั้นใกล้เคียงกับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดจากการทดลองดังแสดงในรูปที่ 4.37 และรูปที่ 4.38 ในรูปดังกล่าวแสดงให้เห็นว่า พื้นมีความยืดหยุ่นสูง การครากเกิดขึ้นที่การแอ่นตัวประมาณ 5.0 มิลลิเมตร มีค่าโดยประมาณ $L/360$ เมื่อ L คือความยาวช่วงพื้น และที่สภาวะประลัยพื้นมีการแอ่นตัวสูง มีค่าสัดส่วนการแอ่นตัวที่จุดประลัยต่อการแอ่นตัวที่จุดคราก (Ductility factor) มากกว่า 5.0 ทั้งสองระบบพื้น ดังกล่าวแล้วว่ากำลังความแข็งแรงในระบบพื้นในกรณีนี้ศึกษาต่ำกว่ากำลังความแข็งแรงส่วนอื่นในพื้น การแตกร้าวจึงเกิดขึ้นในแนวรอยต่อทุกแนวดังแสดงในรูปที่ 4.39 และเมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มมากขึ้น แนวแตกร้าวนี้อาจจะขยายใหญ่ขึ้น ทำให้แนวรอยต่อเกิดเป็นจุดต่อหมุนพลาสติก (Plastic hinge joints) และเกิดกลไกการพังทลาย การแตกร้าวนั้นในบางกรณีในแผ่นพื้นจึงเกิดขึ้นน้อยมาก เนื่องจากความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของระบบพื้นขึ้นอยู่กับความแข็งแรงของรอยต่อและเนื่องจากการคาดคะเนกำลังของรอยต่อสามารถกระทำได้โดยวิธีคำนวณตามมาตรฐานทั่วไป คานยืดหยุ่นในกรณีนี้ศึกษาเสมือนแนวเสริมความแข็งแรงให้พื้นขนาดของคานหรือความหนาที่มากขึ้น จะเพิ่มความแข็งแรงลดการแอ่นตัว ดังนั้นในทางปฏิบัติการออกแบบรอยต่อให้มีความแข็งแรงเท่าหรือมากกว่าส่วนอื่นๆ ในแผ่นพื้นจึงสามารถกระทำได้ โดยใช้การต่อแบบหว่งหรือการต่อทาบตามความเหมาะสม ทั้งนี้จัดให้ระยะยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริม และการหุ้มเหล็กเสริมให้เพียงพอตามมาตรฐาน ระบบพื้นต่อกันก็จะสามารถใช้งานได้เช่นระบบพื้นอื่นๆ ที่มีอยู่ในปัจจุบัน





4.2.5 การทดสอบพื้นย่อยส่วน

จากข้อมูลขนาดความหนาของพื้นและขนาดของคานทั้งในแนวจตุรกรรับและแนวกลางช่วงพื้น ของพื้นย่อยส่วน SC-1, SC-2 และ SC-3 ค่าสัดส่วนสตีเฟนของคานต่อสตีเฟนของพื้น () คำนวณตามมาตรฐานมีค่าเท่ากับ 0.76 120.2 และ 235.7 ตามลำดับ ซึ่งมีค่ามากกว่า 1.0 มาก นั่นคือคานในการศึกษานี้เสมือนเป็นคานแข็งเกร็ง (Rigid beams) เมื่อเปรียบเทียบกับพื้นตามมาตรฐาน ACI คานและพื้นแถบเสาซึ่งไม่ได้รับผลกระทบจากคานกลางช่วงพื้น จากการศึกษาในหัวข้อ 4.1 แล้วยัง มีค่าสัมประสิทธิ์การกระจายโมเมนต์ตามมาตรฐานจากรูปที่ 2.9 กรณี $l_2/l_1 = 1.0$ ค่าสูงสุดคือกรณีโมเมนต์ลบด้านใน ในคานช่วงปลายมีค่าเท่ากับ $0.4463M_o$ และจากภาคผนวก ข ค่ากำลังค้ำของคานกรณีพื้น SC-1 เท่ากับ 1.1 กิโลนิวตัน-เมตร ดังนั้นจึงสามารถคาดคะเนน้ำหนักบรรทุกสูงสุดในการทดสอบได้ในทำนองเดียวกับรายละเอียดในหัวข้อ 4.2.4 เมื่อช่วงพื้นหรือช่วงระหว่างฐานรองเท่ากับ 1.0 เมตร จากสมการ (1) ดังนั้น $M_o = 1/8 \times (w_f + 23.5 \times 0.03) \times 1.0 \times 1.0^2$ น้ำหนักบรรทุกสูงสุดในการคาดคะเนของพื้น SC-1 มีค่าเท่ากับ $1.1 \times 8 / (1.0 \times 1.0^2 \times 0.4463) - (23.5 \times 0.03) = 19.0$ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร เมื่อพิจารณาคานกลางช่วงพื้น จากการศึกษาในหัวข้อ 4.1 ค่าสัมประสิทธิ์โมเมนต์ลบภายใน ในคานช่วงปลาย ดังแสดงในตารางที่ 2.6 เมื่อ l_2/l_1 มากกว่า 4.7 เท่ากับ $0.21M_o$ ดังนั้นคานในแนวเสาจะวิกฤติต่อการรับน้ำหนักและน้ำหนักบรรทุกสูงสุดในการทดสอบจะเท่ากับ 19.0 กิโลนิวตันต่อตารางเมตรตามการคำนวณข้างต้น ในทำนองเดียวกันน้ำหนักบรรทุกสูงสุดพื้น SC-2 และพื้น SC-3 จะมีค่าเท่ากับ 22.6 กิโลนิวตันต่อตารางเมตรและ 24.4 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ตามลำดับ เมื่อนำค่าน้ำหนักบรรทุกดังกล่าวเปรียบเทียบกับค่าจากการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 4.40 จะเห็นว่าพื้นเกิดการครากและยังสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ ทั้งนี้เนื่องจากพื้นมีความต่อเนื่องและช่วงพื้นสั้นหลังการครากพื้นยังคงรับน้ำหนักบรรทุกดังในรูปที่ 4.41 ได้โดยไม่เกิดกลไกการพังทลาย พื้น SC-3 มีคานภายใน ที่มีขนาดคานใหญ่กว่าคานในพื้นที่อื่นๆ ทำให้ การแ่นตัวของพื้นดังกล่าวมีค่าน้อยกว่าพื้นที่อื่นๆ ที่น้ำหนักบรรทุกเหมือนกัน การแตกร้าวพบบริเวณท้องคานกลางช่วงพื้นซึ่งเป็นตำแหน่งที่เกิดการค้ำสูงสุด นอกจากนี้ตามแนวรอยต่อของพื้นพบว่ามียรอยแตกร้าวขนาดเล็กเช่นกันดังแสดงในรูปที่ 4.42 (ก) พบการแตกร้าวในแผ่นพื้นเพียงเล็กน้อยตามพื้นช่วงปลายดังในรูปที่ 4.42 (ข) และรูปที่ 4.42 (ค) จากการทดสอบระบบพื้นย่อยส่วนนี้แสดงให้เห็นว่าระบบพื้นสำเร็จรูปแยกส่วนมีแนวโน้มที่ดีต่อการนำไปประยุกต์ใช้งานจริงโดยไม่เกิดสถานะไม่ปลอดภัย ทั้งนี้ระบบพื้นยังมีพฤติกรรมที่สามารถคาดคะเนหรือคำนวณได้โดยใช้หลักทฤษฎีที่ใช้กันแพร่หลายโดยทั่วไป เมื่อจัดให้มีการต่อกันระหว่างแผ่นพื้นเกิดขึ้นโดยสมบูรณ์







ทดสอบข้างต้น การวิเคราะห์ผลทางไฟในต่อโหนดแบบไม่เชิงเส้น โดยใช้คุณสมบัติของวัสดุที่อยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นประกอบกับขนาด รูปร่างและการยึดรั้งของพื้นหรือชิ้นทดสอบนั้นๆ สามารถคาดคะเนพฤติกรรมของระบบโครงสร้างนั้นๆ ได้ใกล้เคียงกับผลทดสอบ และยังสามารถปรับเปลี่ยนตัวแปรที่จะมีผลต่อพฤติกรรมการรับน้ำหนัก ทำให้สามารถคาดคะเนพฤติกรรมของพื้นนั้นๆ ภายใต้อุปกรณ์ประกอบหรือเงื่อนไขอื่นๆ โดยไม่ต้องทำการทดสอบได้ การวิเคราะห์ดังกล่าวนี้มีตัวแปรที่มีผลต่อผลการวิเคราะห์หลายประการเช่น ลักษณะเฉพาะของคอนกรีตและเหล็กเสริม เงื่อนไขการยึดรั้ง เกณฑ์การแตกทลาย (failure criteria) ของวัสดุรวมทั้งพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงกับพฤติกรรมที่สมมุติในการวิเคราะห์เป็นต้น ในการศึกษาพบว่าสมการเสนอโดย Maekawa and Okamura (1990) สามารถคาดคะเนพฤติกรรมของคอนกรีตโดยแสดงในรูปของกราฟความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดได้ โดยสมการดังกล่าวคือ

$$\dagger = K_o E_o (v - v_p) \quad (4.3)$$

$$K_o = e^{-0.73x(1-e^{-1.25x})} \quad (4.4)$$

$$E_o = \frac{2.0f_c'}{v_{peak}} \quad (4.5)$$

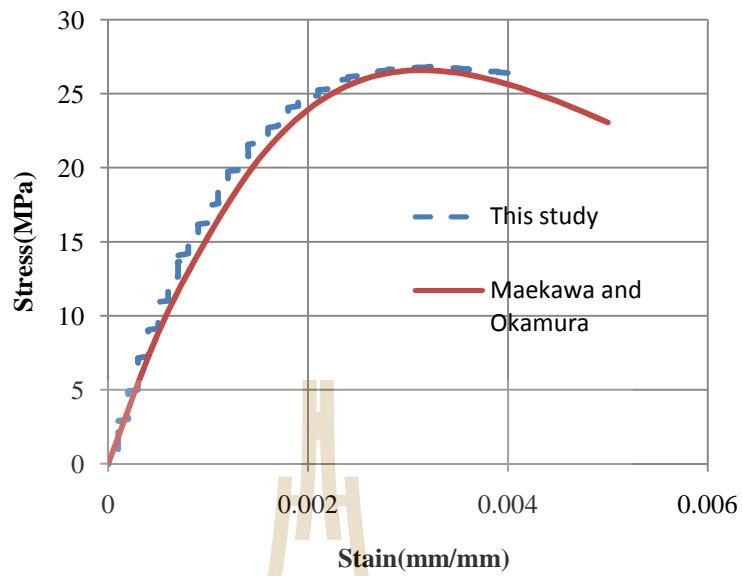
$$v_p = v_{peak} \left(x - \frac{20}{7} (1 - e^{-1.35x}) \right) \quad (4.6)$$

$$x = \frac{v}{v_{peak}} \quad (4.7)$$

เมื่อ

- K_o = พารามิเตอร์แสดงผลจากการแตกร้าวของคอนกรีต
 E_o = สติฟเนสเริ่มต้นของคอนกรีต, MPa
 v_p = ความเครียดพลาสติกเป็นส่วนหนึ่งในความเครียดทั้งหมด v
 v_{peak} = ค่าความเครียดสูงสุดของคอนกรีตภายใต้แรงอัด เท่ากับ 0.003

ตัวอย่างลักษณะความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดตามสมการข้างต้นแสดงในรูปที่ 4.44

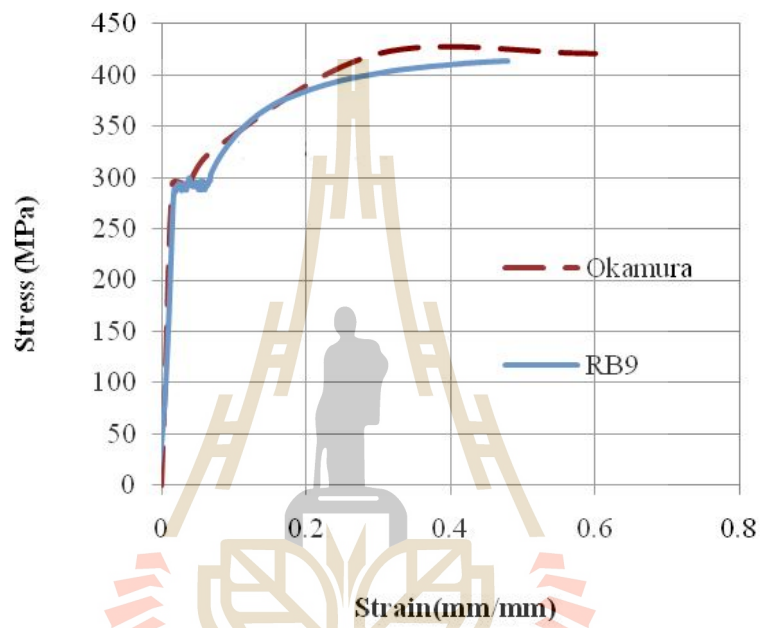


$$\tau = E_s \cdot v \quad ; \quad 0 < v < v_y \quad (4.8)$$

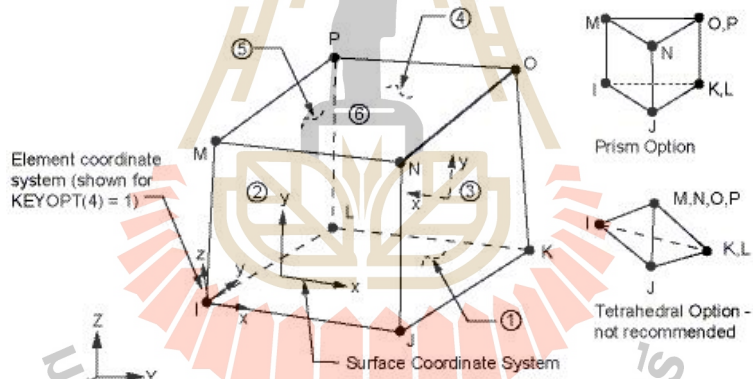
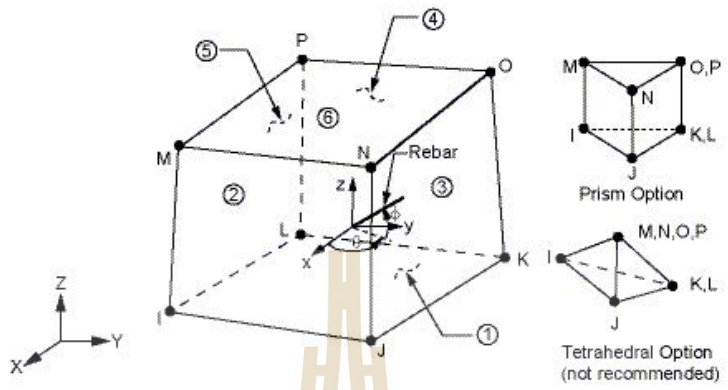
$$\tau = f_y \quad ; \quad v_y \leq v < v_{sh} \quad (4.9)$$

$$\tau = f_y + \left\{ 1 - e^{-(v_{sh}-v)/k} \right\} (1.01f_u - f_y) \quad : v > v_{sh} \quad (4.10)$$

$$k = 0.047 \left(\frac{4000}{f_y} \right)^{2/3} \quad (4.11)$$



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ในการศึกษานี้ให้คอนกรีตและเหล็กเสริมมีพฤติกรรมไม่ยืดหยุ่นเป็นไปตามสมการดังกล่าวข้างต้น ให้ฐานรองมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น และจำลองการสัมผัสกันระหว่างผิวคอนกรีตเก่าและคอนกรีตใหม่และระหว่างชิ้นงานกับฐานรอง เหล็กเสริมแต่ละเส้นจำลองด้วย LINK8 และให้ต่อกันที่แต่ละจุดต่อกับ SOLID65 โดยสมมติให้มีการยึดเหนี่ยวอย่างสมบูรณ์ระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม และสรุปรายละเอียดอื่นๆ ในตารางที่ 4.7

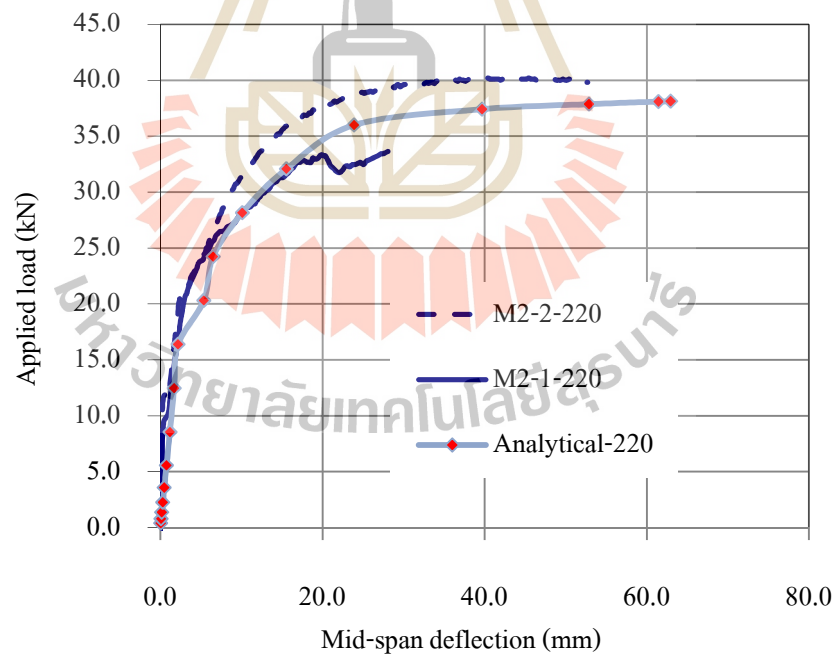
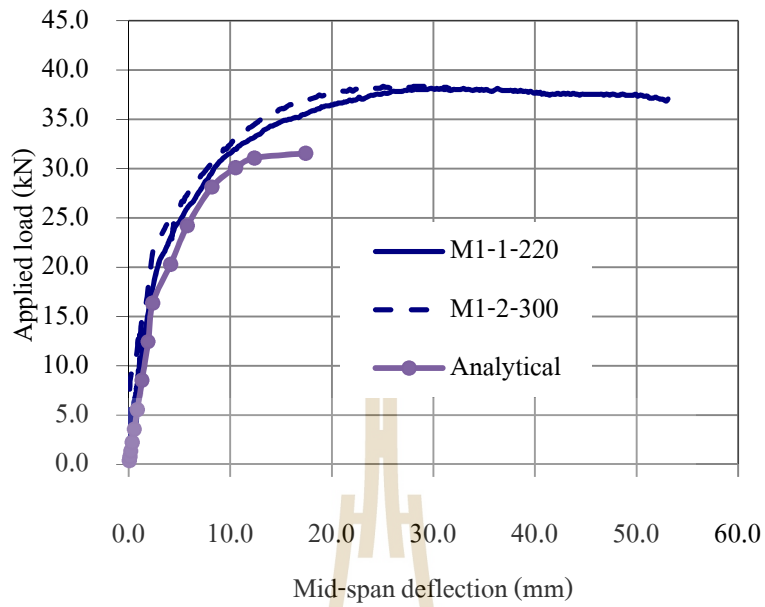
ตารางที่ 4.7 ข้อมูลการจำลองทางไฟไนต์อิลเมนต์

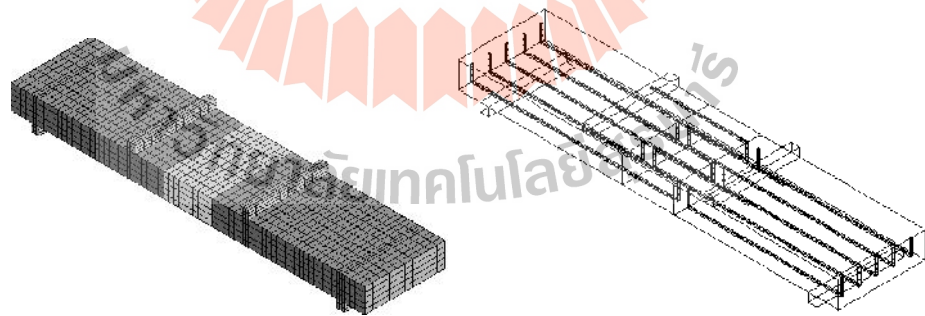
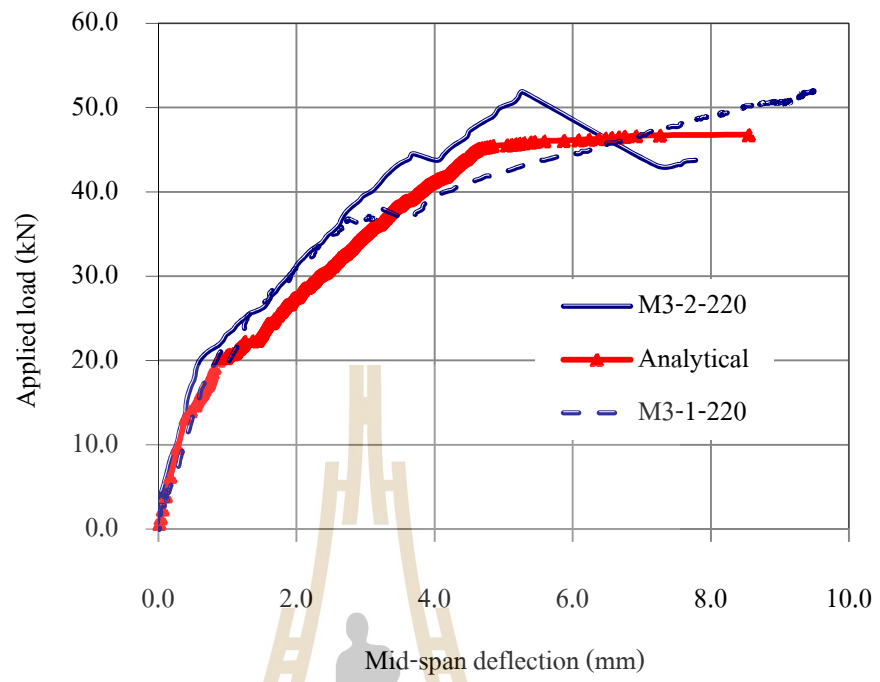
ตัวอย่าง	อิลเมนต์	การจำลองพฤติกรรม
คอนกรีต	SOLID65	Multilinear isotropic hardening
เหล็กเสริม	LINK8	Multilinear isotropic hardening
เหล็กฐานรอง	SOLID45	Linear isotropic
หน้าสัมผัส	CONTA174/TARGE170	Nonlinear
M3-220	SOLID65/LINK8	Crack and crush concrete

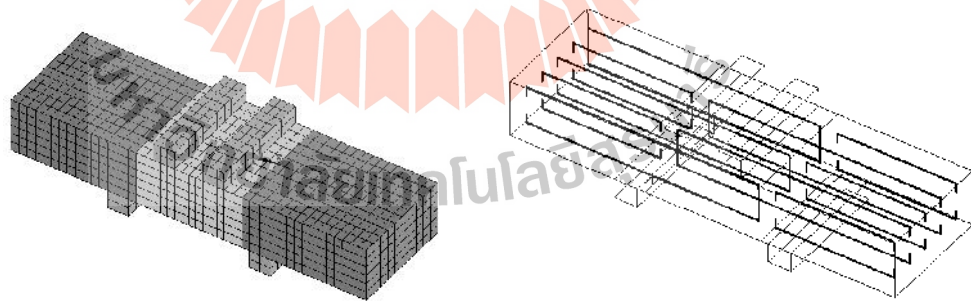
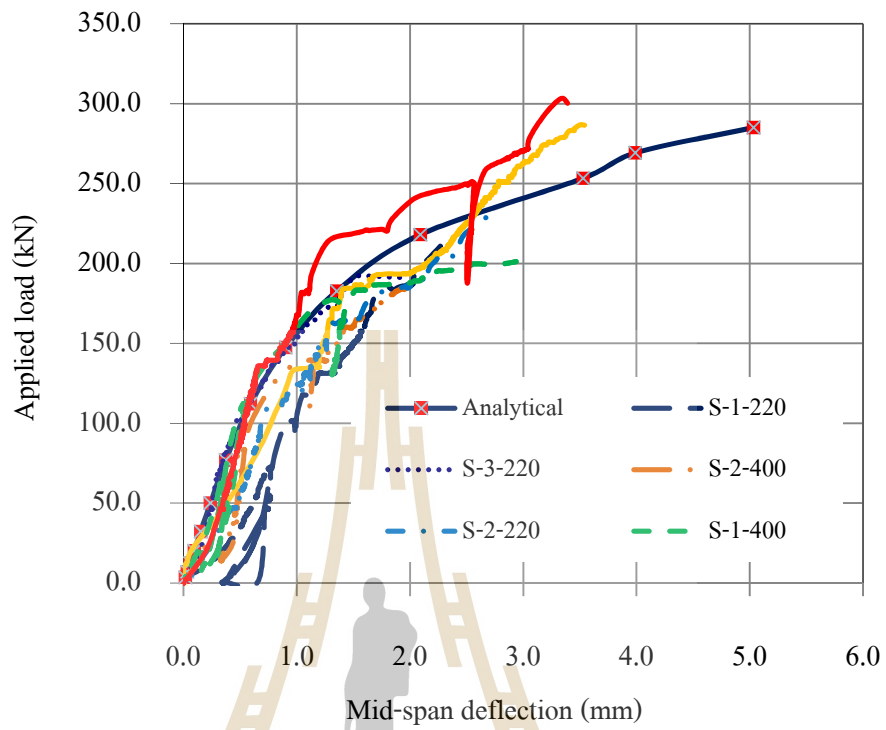
4.3.1 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลเมนต์แบบไม่เชิงเส้น

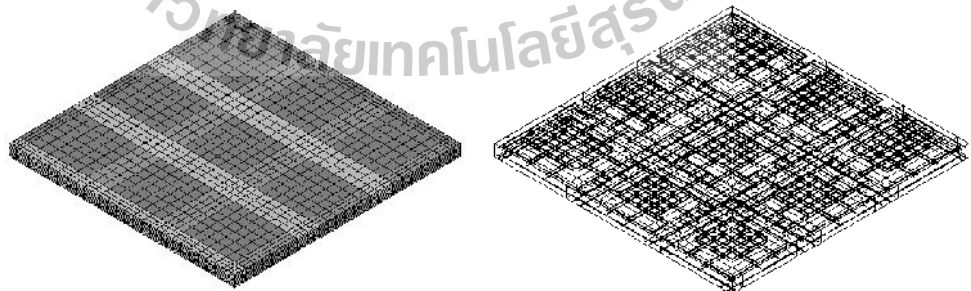
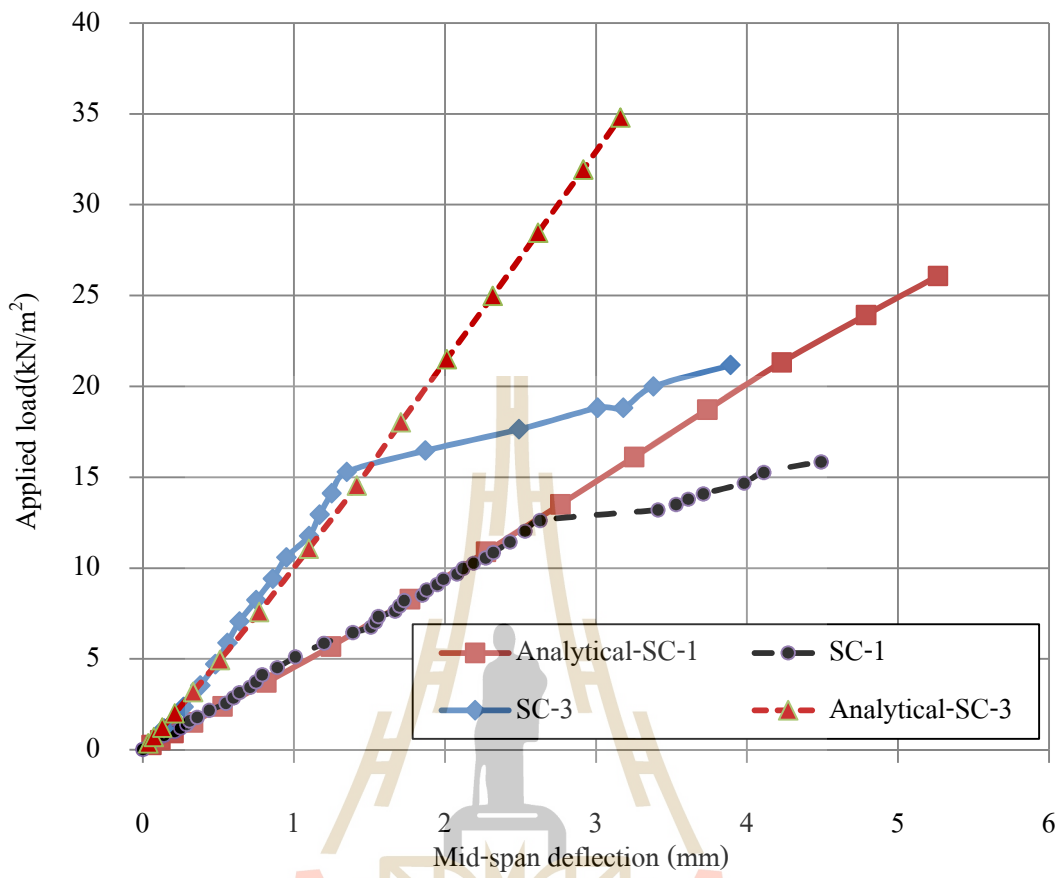
ผลการวิเคราะห์แสดงในรูปกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัว (Load-deflection curves) และตัวอย่างแบบจำลองไฟไนต์อิลเมนต์ในรูปที่ 4.47 ถึงรูปที่ 4.56 จากผลการวิเคราะห์เหล่านี้แสดงให้เห็นว่า แบบจำลองที่กำหนดขึ้นสามารถคาดคะเนพฤติกรรมของการทดสอบได้อย่างดี ทั้งในกรณีการคัด ในกลุ่ม M1 M2 และ M3 และการเหือนในกลุ่ม S-1 S-2 และ S-3 แบบจำลองสามารถคาดคะเนพฤติกรรมในช่วงยืดหยุ่นได้แม่นยำทั้ง สติฟเนสและน้ำหนักบรรทุก จนกระทั่งเกิดการร้าวและที่จุดประลัย

ในกลุ่มพื้นต่อกันสี่แผ่น 4P-1 4P-2 และ 4P-3 และพื้นต่อกันสองแผ่น 2P-1 และ 2P-2 แบบจำลองสามารถคาดคะเนพฤติกรรมในช่วงยืดหยุ่นได้อย่างแม่นยำจนถึงจุดร้าว ภายหลังการร้าวสติฟเนสในแบบจำลองจะสูงกว่าในการทดสอบ ทั้งนี้เนื่องจากการแตกร้าวในการทดสอบซึ่งในแบบจำลองไม่ได้พิจารณา อย่างไรก็ตามแบบจำลองให้ค่ากำลังประลัยได้ถูกต้องหรือใกล้เคียงกับผลการทดสอบ ในพื้นที่ส่วน SC-1 และ SC-3 เนื่องจากพื้นมีความซับซ้อนในแง่การต่อกันมากแบบจำลองสามารถคาดคะเนพฤติกรรมช่วงยืดหยุ่นได้อย่างแม่นยำแต่ภายหลังการร้าวพฤติกรรมของพื้นไม่สามารถคาดคะเนได้ ทั้งนี้ในช่วงน้ำหนักสูงสุดที่ทำการทดสอบแบบจำลองยังคงมีพฤติกรรมยืดหยุ่นซึ่งไม่สอดคล้องกับผลการทดสอบ อย่างไรก็ตามโดยรวมแล้ววิธีการจำลองที่ประยุกต์ใช้สามารถคาดคะเนผลการทดสอบได้แม่นยำทุกกรณียกเว้นกรณีพื้นย่อยส่วน

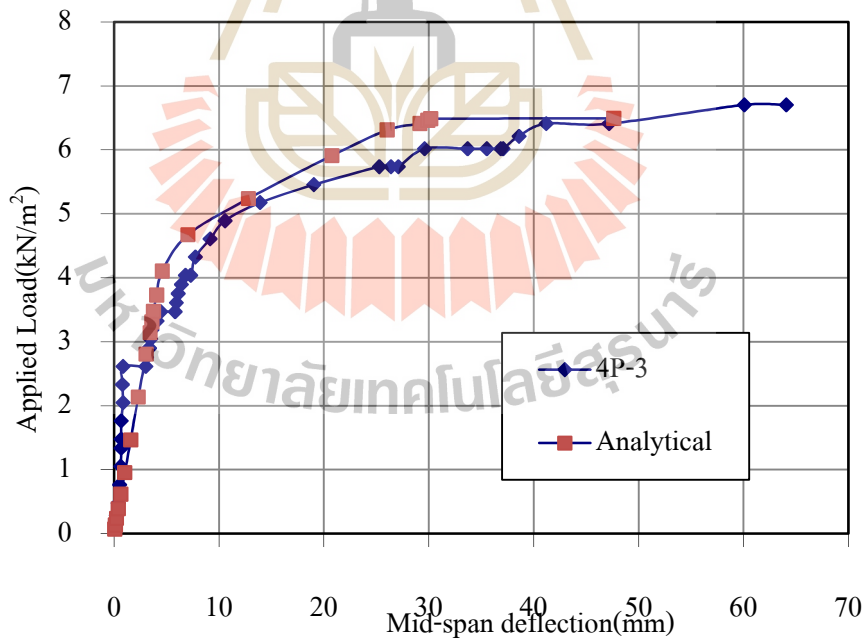
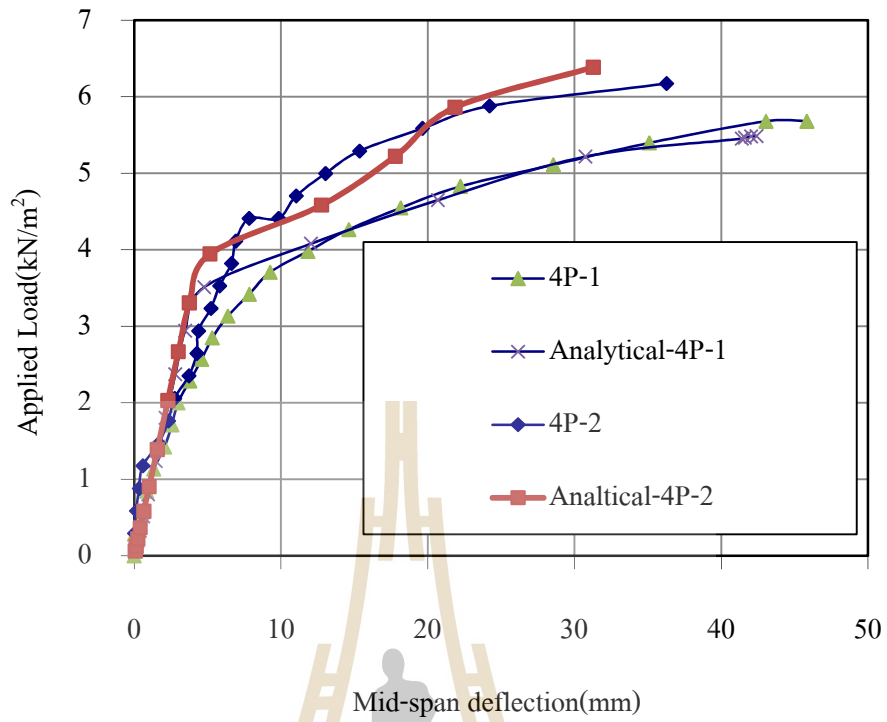


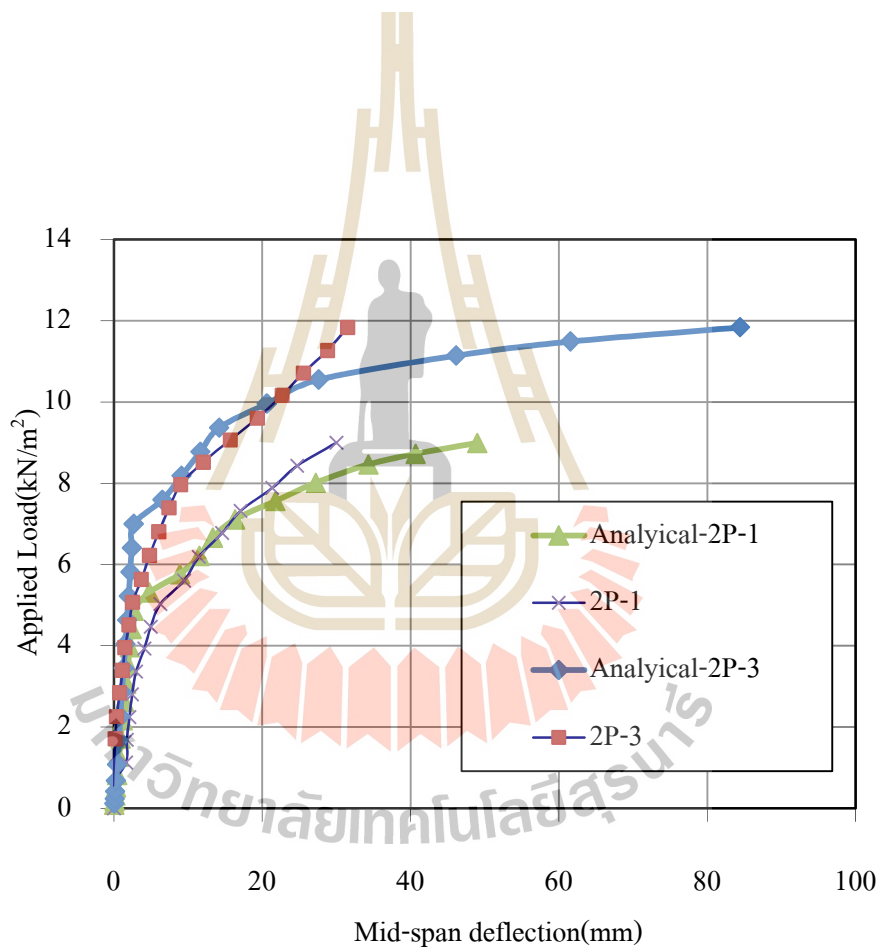
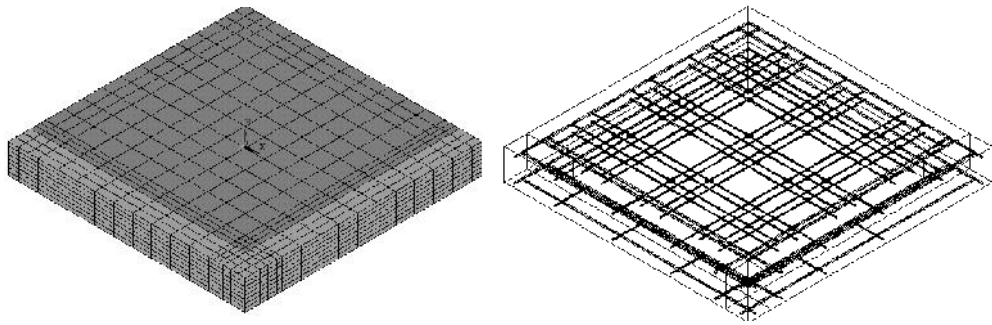


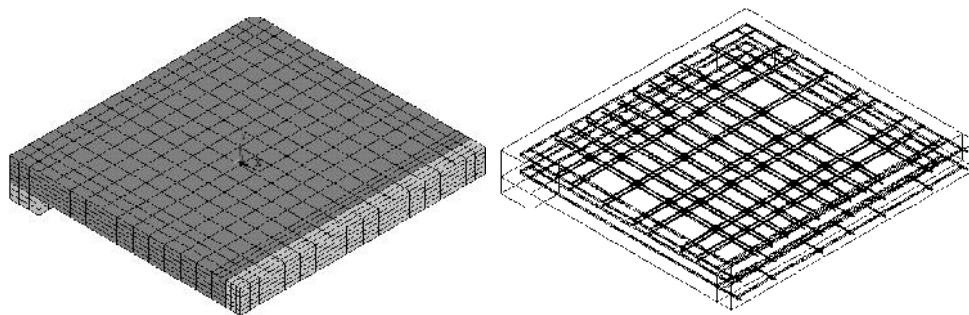




มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี







บทที่ 5

สรุปผล

5.1 สัมประสิทธิ์การกระจายโมเมนต์ในพื้นที่มีคานยึดหยุ่นกลางช่วงพื้น

จากผลการวิเคราะห์ระบบพื้นที่มีคานยึดหยุ่นอยู่กลางช่วงด้วยวิธีไฟไนต์อีเลเมนต์ในช่วงยึดหยุ่น สัมประสิทธิ์ของการกระจายโมเมนต์ในพื้นที่แถบเสายังคงเป็นไปตามมาตรฐาน ส่วนโมเมนต์ที่กระจายเข้าสู่พื้นแถบกลางจะลดลงกล่าวคือ คานกลางช่วงพื้นจะมีส่วนช่วยรับแรงสัดส่วนการกระจายระหว่างพื้นแถบกลางและคานยึดหยุ่นเป็นเปอร์เซ็นต์ของ M_0 สามารถคำนวณได้จากสมการตามตารางที่ 4.1 หรือตามตารางในภาคผนวก ง โดยนัยนี้การเสริมเหล็กบริเวณกลางช่วงพื้นจะลดลง

5.2 ความแข็งแรงของรอยต่อพื้นสำเร็จรูปแยกส่วน

ความแข็งแรงของพื้นสำเร็จรูป ไม่ว่าจะเป็นการต่อทาบหรือการต่อแบบห่าง ภายใต้การตัดและการเฉือน สามารถคำนวณออกแบบด้วยวิธีการคำนวณทางคอนกรีตเสริมเหล็กตามมาตรฐานทั่วไป โดยต้องคำนึงถึงระยะทาบเพื่อการยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมให้เพียงพอ การต่อแบบห่างช่วยเพิ่มระยะยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมและเพิ่มความแข็งแรงให้รอยต่อในกรณีที่กำลังของแนวรอยต่อแข็งแรงน้อยกว่าพื้น การฟังหรือแตกร้าจะปรากฏที่แนวรอยต่อก่อน ควรจัดให้แนวรอยต่อแข็งแรงกว่าพื้น เนื่องจากคานยึดหยุ่นในแนวรอยต่อมีความกว้างคานจึงมีพฤติกรรมคล้ายพื้นสองทาง การเสริมเหล็กทางขวางกับแนวคาน ซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของเหล็กทาบหรือเหล็กทาบ ควรจัดให้ปริมาณเหล็กมากกว่าหรืออย่างน้อยเท่ากับปริมาณเหล็กที่เสริมในแผ่นพื้นบริเวณนั้น ทั้งนี้เป็นไปตามทฤษฎีการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กในมาตรฐานทั่วไป

5.3 การออกแบบพื้นแยกส่วนสำเร็จรูปที่มีคานกลางช่วงพื้น

สามารถใช้ทฤษฎีการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กตามมาตรฐานทั่วไป ทั้งนี้ขนาดของแรงในคานและพื้นแถบกลางให้คำนวณโดยใช้สมการตามตารางที่ 4.1 หรือตามตารางในภาคผนวก โดยสามารถหล่อคานพร้อมกับพื้นเป็นชิ้นส่วนสำเร็จรูปได้

5.4 แนวรอยต่อพื้นแยกส่วนภายใต้การรับน้ำหนักบรรทุก

กรณีไม่มีคานยึดหยุ่นกลางช่วงพื้นควรจัดให้มีเหล็กตามยาวตลอดแนวรอยต่อและปริมาณเหล็กเสริมดังกล่าวให้พิจารณาช่วงการต่อเสมือนเป็นส่วนหนึ่งของพื้นแถบกลาง แต่จัดให้มีทั้งเหล็กบนและเหล็กล่างและมีเหล็กปลอกตลอดความยาวของรอยต่อไม่น้อยกว่าปริมาณเหล็กที่เสริมในพื้นที่ การทำผิวหน้าคอนกรีตส่วนสำเร็จรูปให้หยาบก่อนการเทคอนกรีตต่อกันจะช่วยเพิ่มความแข็งแรงการต่อ

5.5 การติดตั้งพื้นแยกส่วน

การติดตั้งพื้นแยกส่วน จะมีความสะดวกและรวดเร็วมากถ้ามีเครนหรืออุปกรณ์ยกเข้าที่ตั้ง

5.6 ผลการวิเคราะห์ไฟในต่อเอมเมนต์ในช่วงไม่ยึดหยุ่น

การจำลองโดยคำนึงถึงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นในคอนกรีตและเหล็กเสริมและการสัมผัสกันของคอนกรีตเก่าและคอนกรีตใหม่ให้ผลลัพธ์ที่ดีสามารถคาดคะเนพฤติกรรมในช่วงยึดหยุ่นได้แม่นยำและให้ค่าน้ำหนักบรรทุกประลัยได้สอดคล้องกับการทดสอบ ดังนั้นการคำนวณออกแบบระบบพื้นแยกส่วนจึงสามารถใช้ทฤษฎีในการออกแบบตามมาตรฐานทั่วไป ทั้งนี้ต้องจัดให้มีการการยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กและคอนกรีตเกิดขึ้น โดยสมบูรณ์ รวมทั้งระยะหุ้มของคอนกรีตต้องไม่น้อยกว่าค่ามาตรฐาน

รายการอ้างอิง

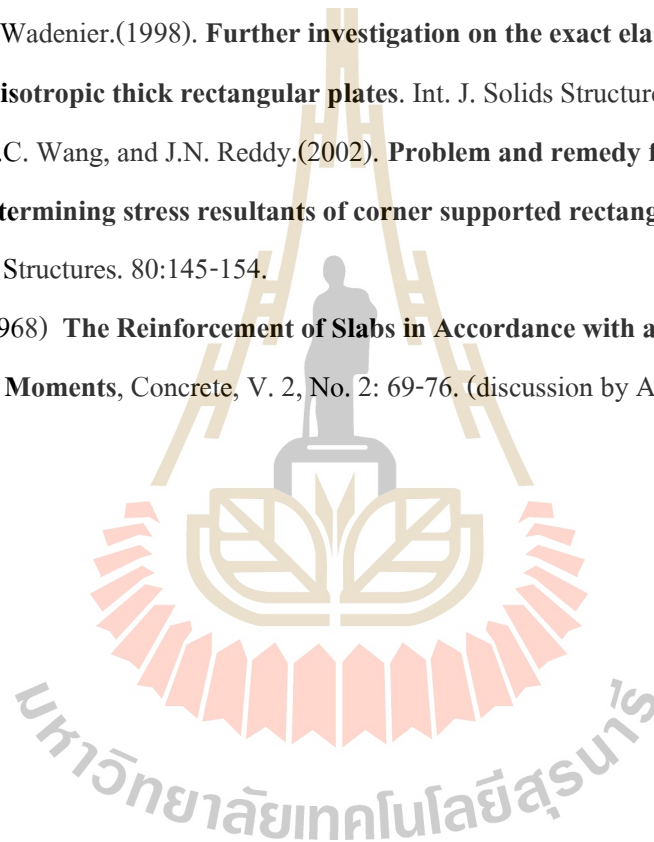
- C. A. Ramsay and D. Johnson.(1998). **Analysis of practical slab configurations using automated yield-line analysis and geometric optimization of fracture patterns.** Engineering Structures. 20(8):647-654.
- A.Van Acker.(1999). **Modern prefabrication techniques for building structures.** Proceeding of the international conference. University of Dundee, England. 497-505.
- A.M.Haas.(1983). **Precast concrete: Design and application.** London: Applied Science.
- A.W. Beeby and T. Zaib.(1999). **Membrane forces in slabs and punching shear.** Proceeding of the international conference. University of Dundee, England. 391-401.
- ACI committee 318. (1995). **Building code requirement for structural concrete(ACI 318M-95) and Commentary-ACI 318RM-95.** American concrete institute.
- Alaa Aly an d John B. Kennedy.(1997). **Design of horizontally curved waffle slab structures.** Engineering Structures. 19(1):37-49.
- Ansel C. Ugural.(1999). **Stresses in plates and shells.** (2nd ed.). New Deli: McGraw-Hill.
- Arash Yavari,Shahram Sarkani, and R.Thomas Moyer Jr.(2000). **On applicatons of generalized functions to beam bending problems.** Int. J. Solids and Structures. 37:5675-5705.
- Arthur H. Nilson and George Winter.(1991).**Design of concrete structures.** (11th ed.). Singapore: McGraw-Hill.
- B. Chattopadhyay, P.K. Sinha, and M. Mukhopadhyay.(1995). **Geometrically nonlinear analysis of composite stiffened plates using finite elements.** Composite Structures 31:107-118.
- B.G. Prusty, C. Ray, and S.K. Satsangi.(2001). **First ply failure analysis of stiffened panels-a finite element approach.** Composite Structures 51:73-81.
- Bernard Nayroles.(1999). **Plate theory and complementary displacement method.** Int. J. Solids and Structures. 36:1329-1368.
- Chu-Kia Wang and Charles G. Salmon.(1992). **Reinforced concrete design.** (5th ed.). New York:HarperCollins.

- Colin G. Bailey.(2001). **Membrane action of unrestrained lightly reinforced concrete slabs at large displacements**. Engineering Structures. 23:470-483.
- David Johnson.(2001). **On the safety of the strip method for reinforced concrete slab design**. Computer & Structures. 79:2425-2430.
- Demosthenes G. Talaslidis and Aristotle Ch. Tokatlidis.(2000). **Nonlinear finite element analysis of R/C shells**. The scientific journal FACTA UNIVERSITATIS: Mechanics, Automatic Control and Robotics. 2(10):1329-1348.
- Douglas N. Arnold and Richard S. Falk.(1989). **Edge effects in the reissner-mindlin plate theory**. Annual meeting of the American Society of Mechanical Engineers. San Francisco, California, USA.
- E. J. Sapountzakis and J. T. Katsikadelis.(1999). **Creep and shrinkage effect on reinforced concrete slab-and-beam structures**. Proceeding of the international conference. University of Dundee, England. 531-541.
- E.J. Sapountzakis and J. T. Katsikadelis.(2000). **Elastic deformation of ribbed plates under static, transverse and inplane loading**. Computer and Structures. 74:571-581.
- Edward A. Sadek and Samer A. Tawfik.(2000). **A finite element model for the analysis of stiffened laminated plates**. Computers & Structures. 75: 369-383.
- Evangolos J. Sapountzakis and John T. Katsikadelis.(2002). **A new model for slab and beam structures-comparison with other models**. Computer & Structures. 80:459-470.
- Farran, Handy Jamil(1981). **Analysis of stiffened plates of various shapes and boundarires**. Ph. D. Thesis, West Virginia University.
- G. H. Little.(1999). **Efficient large deflection analysis of rectangular plates with general transverse form of displacement**. Computers & Structures. 71:333-352.
- G.H. Little.(1999). **Large deflections of rectangular plates with transverse edges remaining straight**. Computer & Structures. 71:353-357.
- H. Park and E.K. Kim(1999). **RC flat plate under combined in-plane and out-of-plane loads**. J. Struct.Engrg.ASCE.125(10):1136-1142.
- Hamouche, Nakhle Constantin.(1993). **Numerical solution of the bihamonic plate equation for arbitrarily shaped plates utilizing special methods (Fast fourier transform)**. Ph.D. Thesis, Mississippi State University.

- Hashim M.S. Abdul-Wahab and Mohammad H. Hhalil.(2000). **Rigidity and strength of orthotropic reinforced concrete waffle slabs**. J. Struct. Engrg. ASCE. 126(2):219-
- J.W. Zang,J.G. Teng and Y.L. Wong and Z.T. Lu.(2001). **Behavior of two-way RC slabs externally bonded with steel plate**. J. Struct.Engrg. ASCE. 128(4):390-397.
- Jack C. McCormac.(1993). **Design of reinforced concrete**.(3rd ed.). New York: HarperCollins.
- James G. MacGregor.(1992). **Reinforced concrete: Mechanics & design**. (2nd ed.). New Jersey: Prentice Hall.
- John T. Katsikadelis and Evangelos J. Sapountzakis. **A realistic estimation of the effective breadth of ribbed plates**. Int. J. Solids and Structures. 39:897-910.
- K.W.Johansen. (1972).**Yield-line formulae for slabs**. Translated by Pauline M. Katborg. London: Cement and concrete association.
- L.P. Hansen and B.C. Jensen.(1999). **A new building system using joints of ultra high-strength fiber reinforced concrete**. Proceeding of the international conference. University of Dundee, England. 543-551.
- Long-Chyuan Kang, Cheng-Hsiu Wu, and Charles R. Steele.(1995).**Fourier series for polygonal plate bending: A very large plate Element**. Applied Mathematics and Computations. 67:197-225.
- Longmei Shentu,Dahua Jiang and Cheng-Tzu Thomas Hsu.(1997). **Load carrying capacity for concrete slabs on grade**.(1997). J. Struct. Engrg. ASCE. 123(1):95-103.
- M.A. Al-Kubaisy and Mohd Zamin Jumaat.(2000). **Flexural behaviour of reinforced concrete slabs with ferrocement tension zone cover**. Construction and Building Materials. 14:245-252.
- M.Kolli & K. Chandrashekhara.(1996). **Finite element analysis of stiffened laminated plates under transverse loading**. Composite Science and Technology. 56:1355-1356.
- Maan H. Jawad.(1994).**Theory and design of plate and shell structures**. New York: Chapman & Hall.
- Maria Anna Polak.(1996).**Effective stiffness model for reinforced concrete slabs**. J. Struct.Engrg. ASCE. 122(9):1025-1030.

- Olubayo O.R.Famiyesin and K.M. Anwar Hossain.(1998). **Development of charts for partially clamped slabs by finite element predictions.** J. Struct.Engrg. ASCE 124(11):1339-1349.
- Olubayo O.R.Famiyesin and K.M. Anwar Hossain.(1998). **Optimized design charts for fully restrained slabs by FE predictions.** J. Struct. Engrg. ASCE. 124(5):560-569.
- Osama K. Bedair.(1997). **Influence of stiffener location on the stability of stiffened plates under compression and in-plane bending.** Int. J. Mech. Sci. 39(1):33-49.
- P. Paramasivam, K. C. G. Ong, B.G. Ong, and S.L. Lee.(1995). **Performance of repaired reinforced concrete slabs under static and cyclic loadings.** Cement & Concrete Composites. 17: 37-45.
- Phillip L. Gould.(1999). **Analysis of plates and shells.** New Jersey: Prentice Hall.
- R. Park.(2003). **Seismic design of precast concrete buildings in New Zealand.** [on-line]. University of Canterbury, New Zealand.
- R.Y. Xiao and T. O’Flaherty.(2000). **Finite element analysis of tested concrete connections.** Computers & Structures. 78:247-255.
- Robert Park and William L. Gamble.(2000). **Reinforced concrete slabs.** (2nd ed.). New York: John Wiley & Sons.
- Shyh-Jiann Hwang and Kuan-Yung Chang.(1996). **Deflection control of two-way reinforced concrete slabs.** J. Struct. Engrg. ASCE. 122(2):160-168.
- Stephen P. Timoshenko and S. Woinowsky-Krieger.(1959). **Theory of plates and shells.** (2nd ed.). Singapore: McGraw-Hill.
- Stephen P. Timoshenko and S. Woinowsky-Krieger.(1970). **Theory of elasticity.** (3rd ed.). Singapore: McGraw-Hill.
- T. Attajarusit and W.L. Gamble.(1973). **Ribbed slabs under concentrated loads.** Structural research series no. 398. University of Illinois Urbana, Illinois.
- T. Westpal Jr., E. Schnack, and C.S. de Barcellos.(1998). **The general fundamental solution of the sixth-order reissner and mindlin plate bending models revisited.** Computer Methods in applied mechanics and engineering. 166:363-378.
- Valentin Quintas.(2003). **Two main methods for yield line analysis of slabs.** J. Engrg. Mech. ASCE.129(2):223-231.

- X. Wang & F.G. Rammerstorfer. (1996). **Determine of effective breadth and effective width of stiffened plates by finite strip analyses**. Thin-Walled Structure. 26(4):261-286.
- Yew-Chaye Loo and Hong Guan.(1997). **Cracking and punching shear failure analysis of RC flat plates**. J. Struct. Engrg. ASCE. 2(10):1321-1330.
- Yu. A. Melnikov.(2002). **Computing green's function of biharmonic equation for multiply connected region**. Proceeding of the international association for boundary element methods, UT Austin, TX, USA.
- Z.J. Wu and J. Wadenier.(1998). **Further investigation on the exact elasticity solution for anisotropic thick rectangular plates**. Int. J. Solids Structures. 35(7-8):747-758.
- C.M. Wang, Y.C. Wang, and J.N. Reddy.(2002). **Problem and remedy for the Ritz method in determining stress resultants of corner supported rectangular plates**. Computers and Structures. 80:145-154.
- Wood, R.H. (1968) **The Reinforcement of Slabs in Accordance with a Pre-Determined Field of Moments**, Concrete, V. 2, No. 2: 69-76. (discussion by Armer)

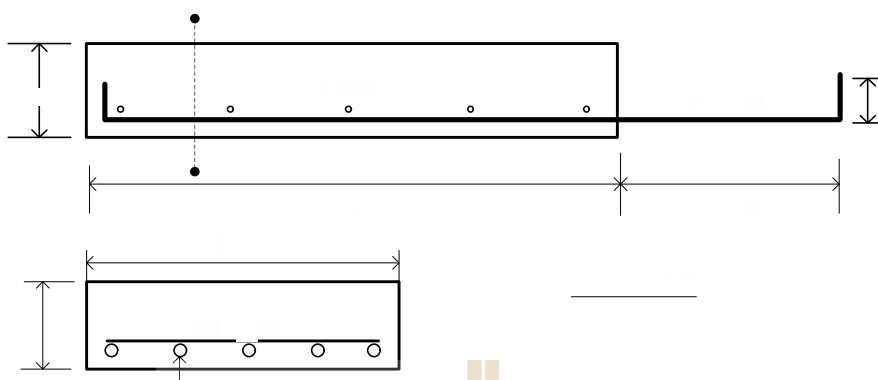




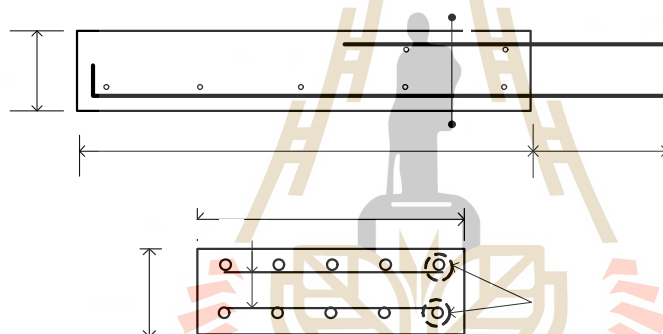
ภาคผนวก ก

ขนาดและรายละเอียดการเสริมเหล็กของชั้นทดสอบ

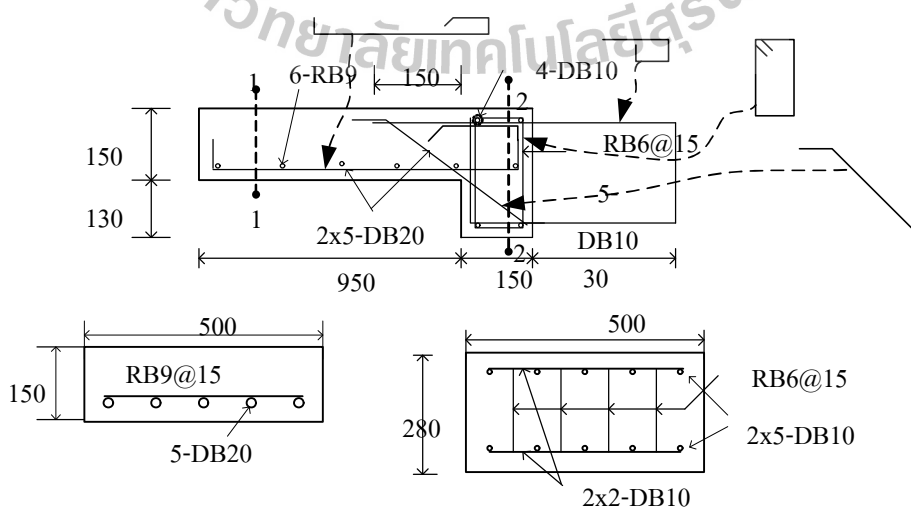
M-1



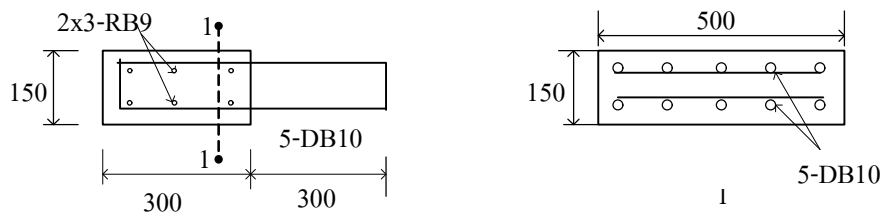
M-2



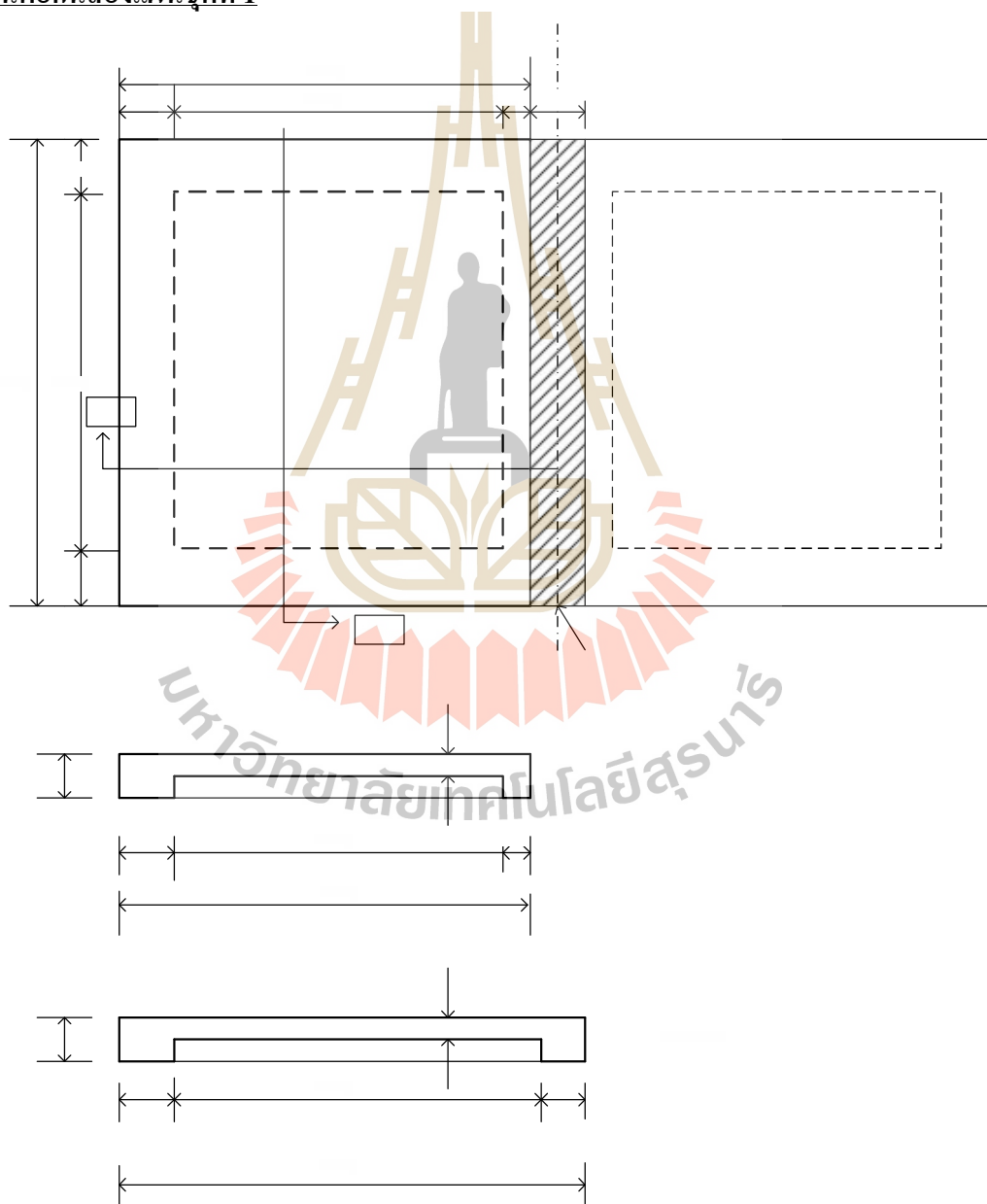
M-3



S

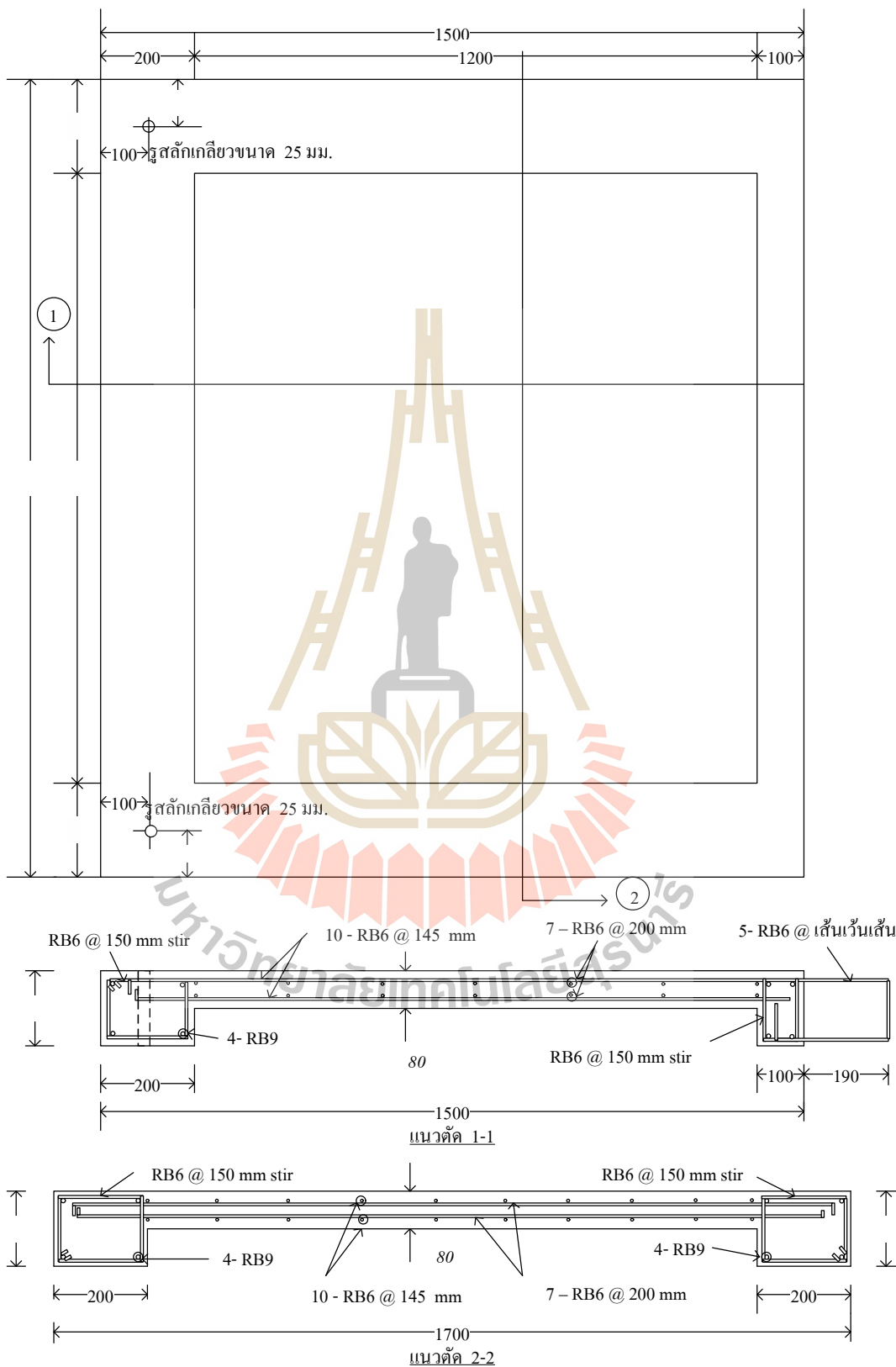


พื้นที่กันสองแผ่นชุดที่ 1

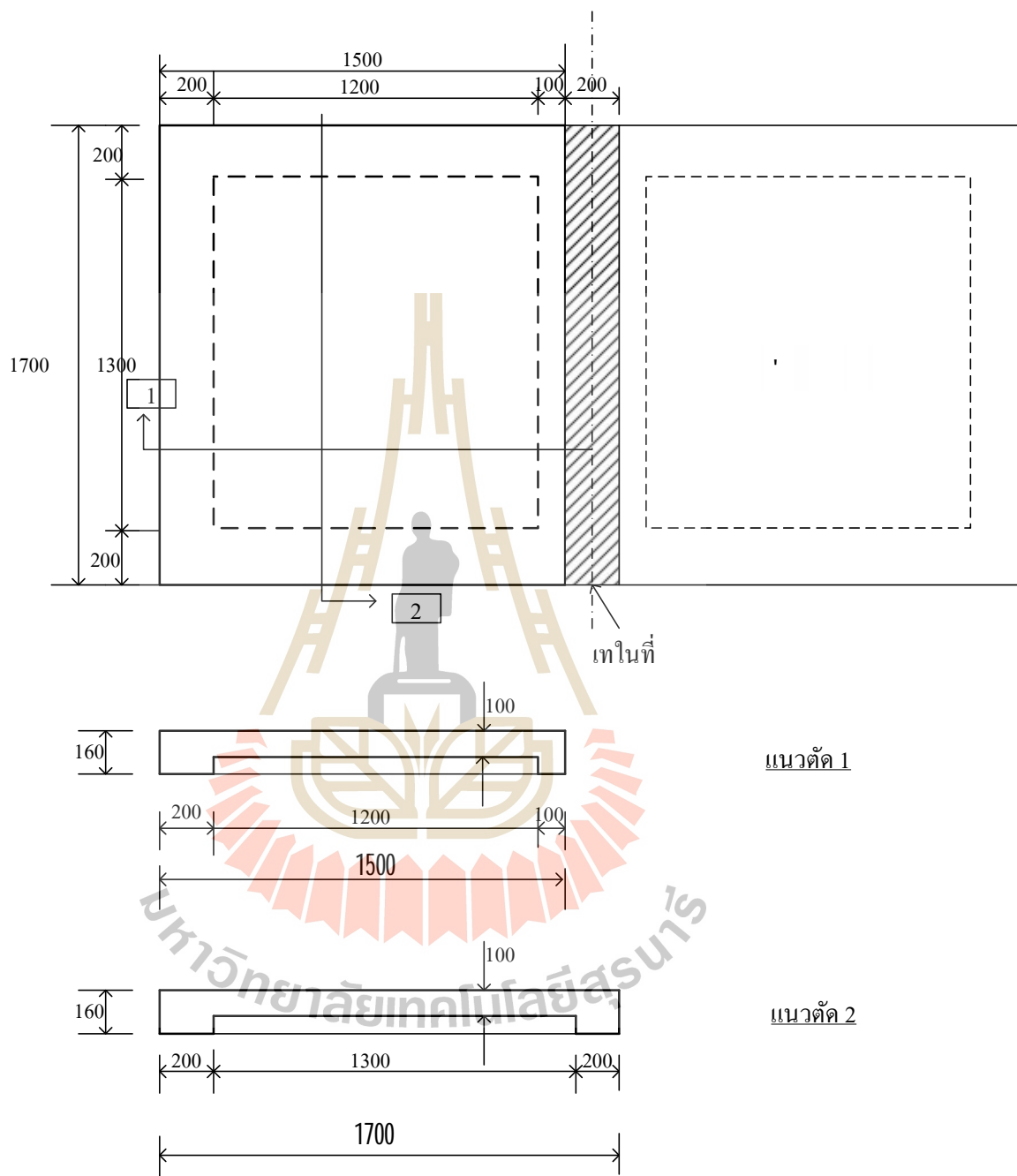


มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

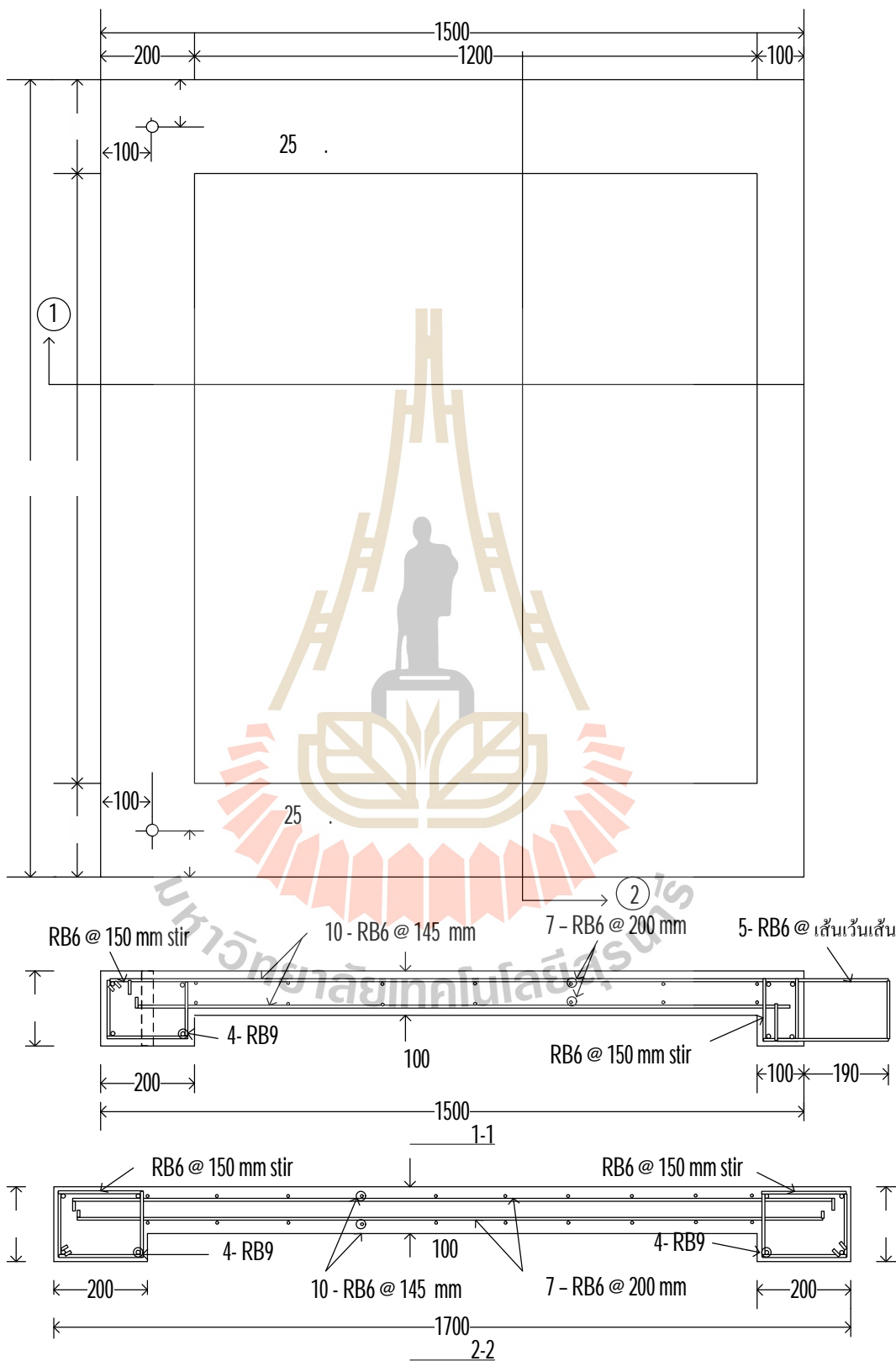
การเสริมเหล็กพื้นต่อกันสองแผ่นชุดที่ 1



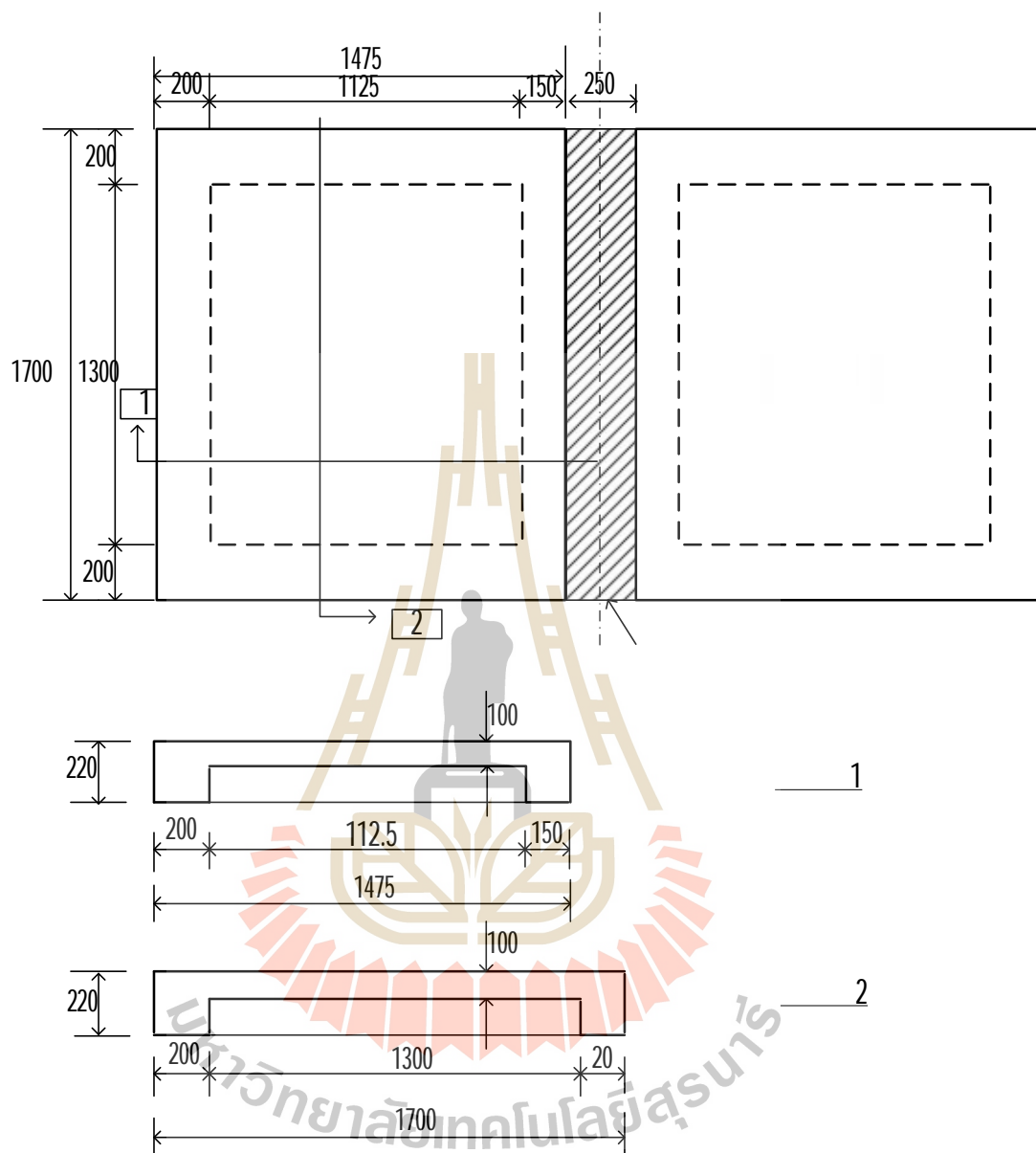
พื้นที่กันสองแผ่นชุดที่ 2



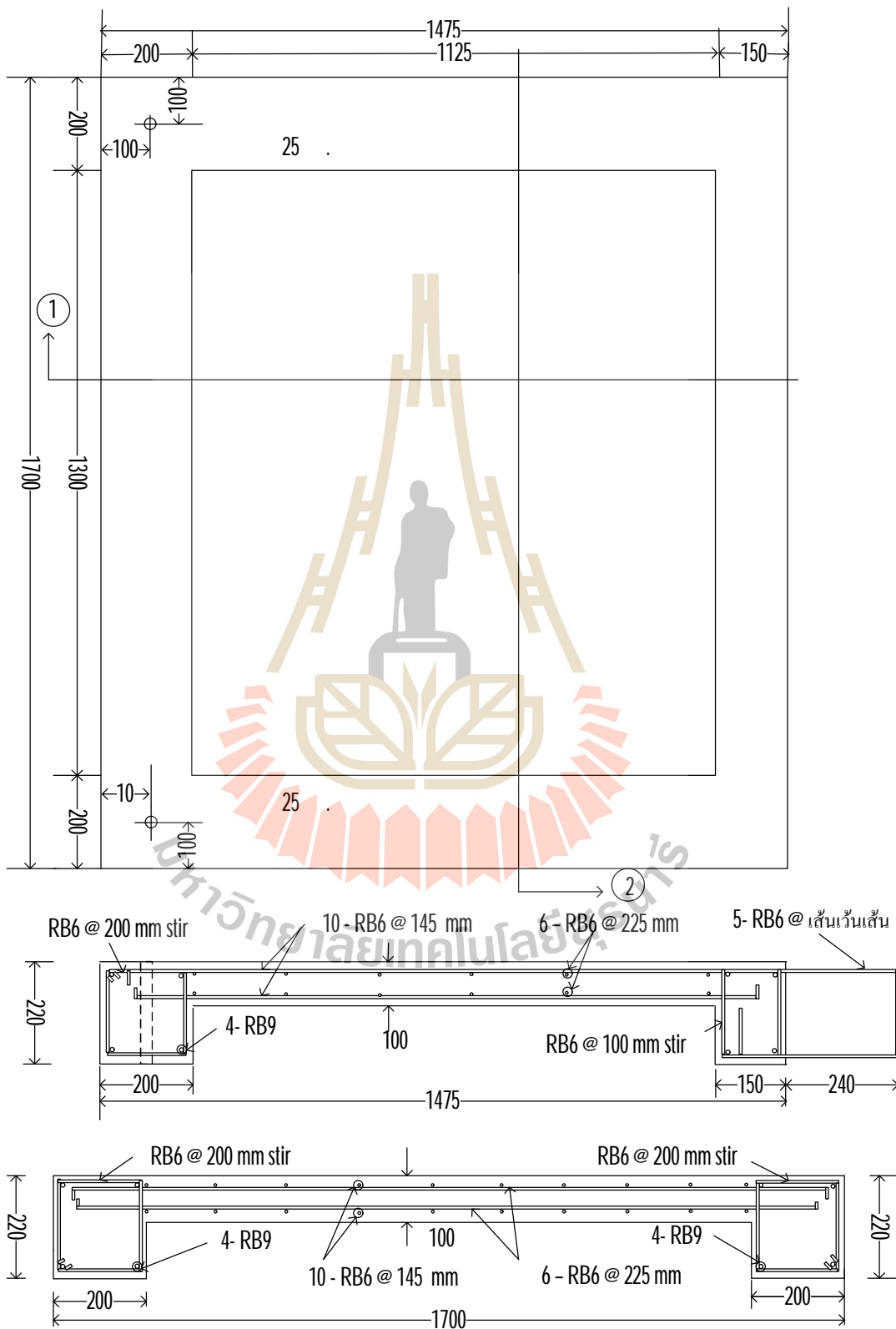
การเสริมเหล็กพื้นต่อกันสองแผ่นชุดที่ 2



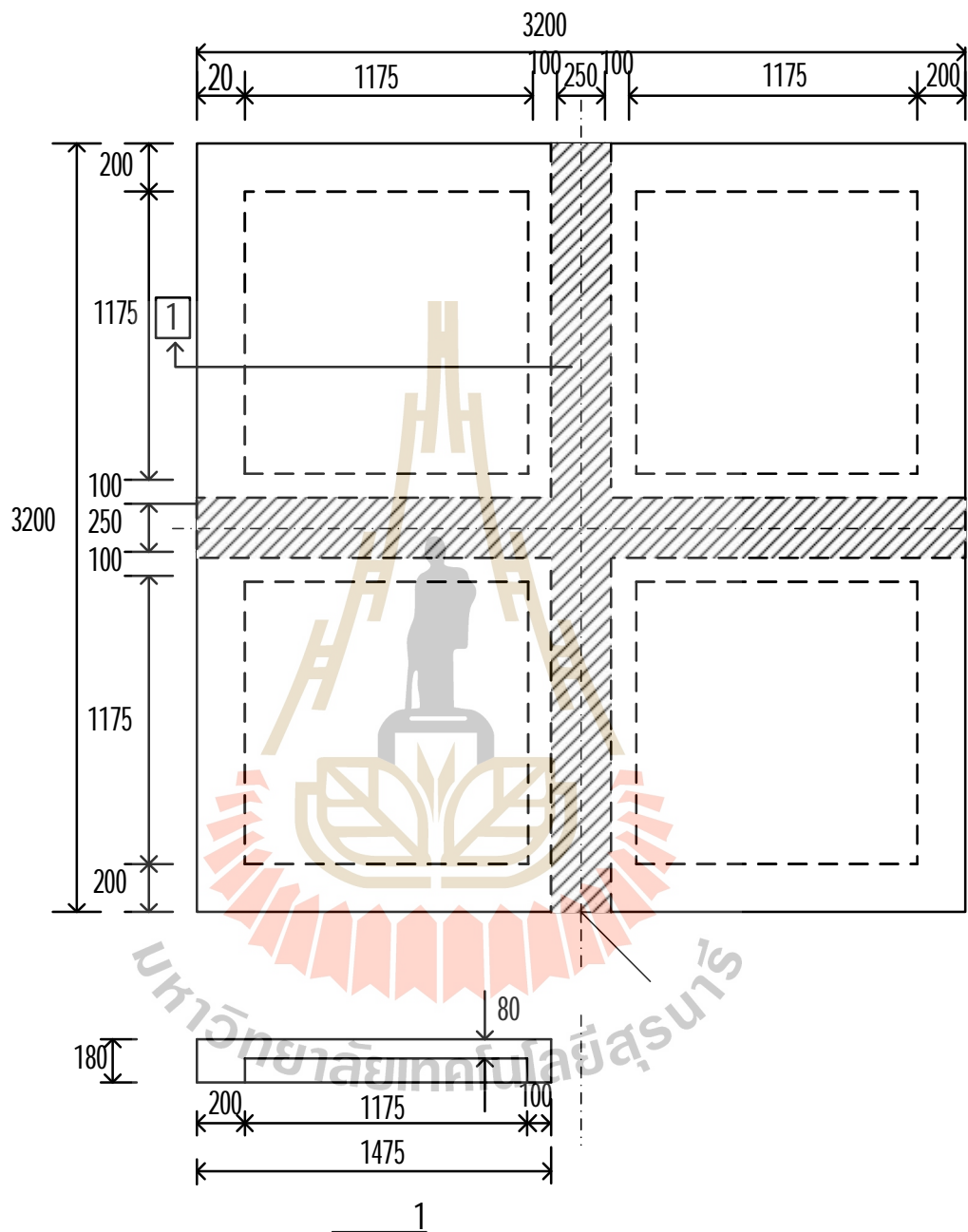
พื้นที่กันสองแผ่นชุดที่ 3



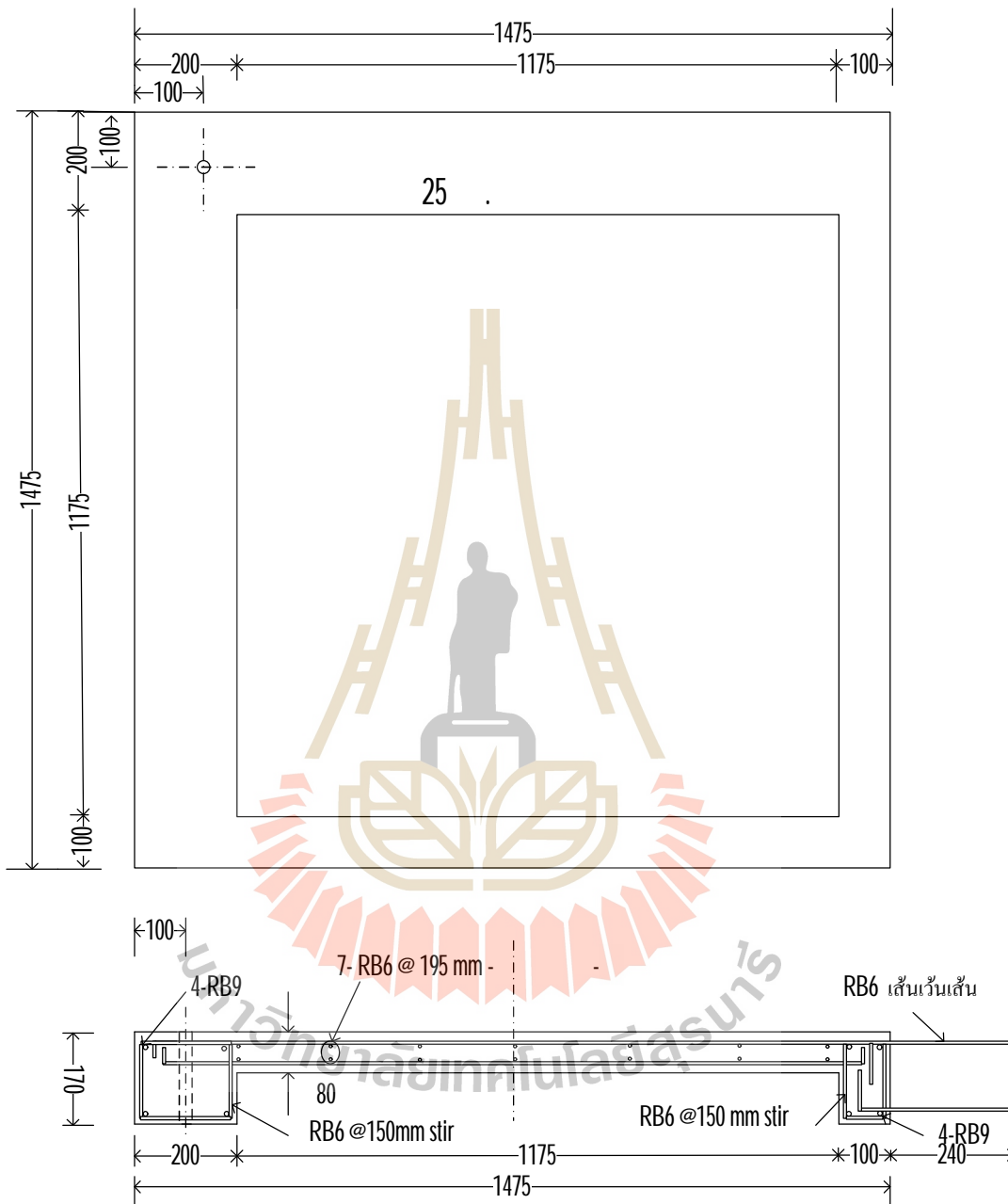
การเสริมเหล็กพื้นต่อกันสองแผ่นชุดที่ 3



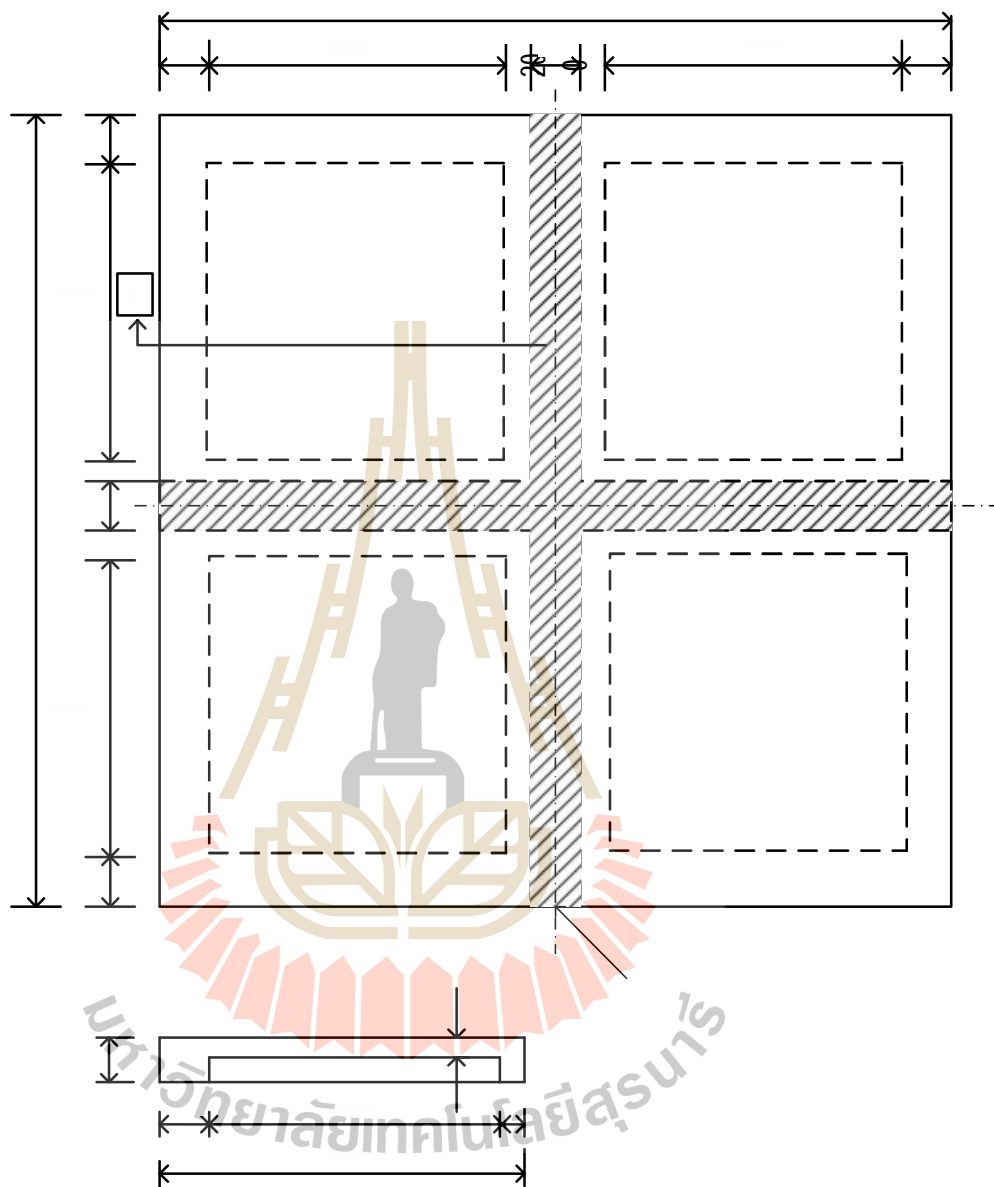
พื้นที่กันสั้วแผ่นชุดที่ 1



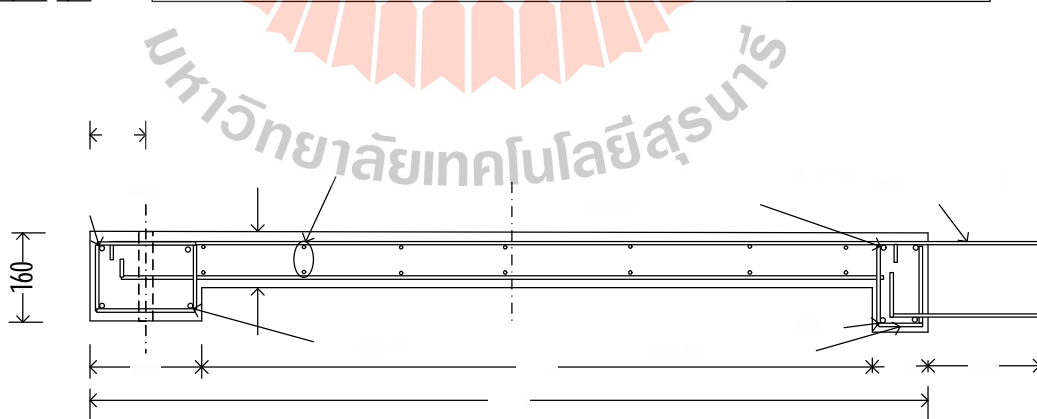
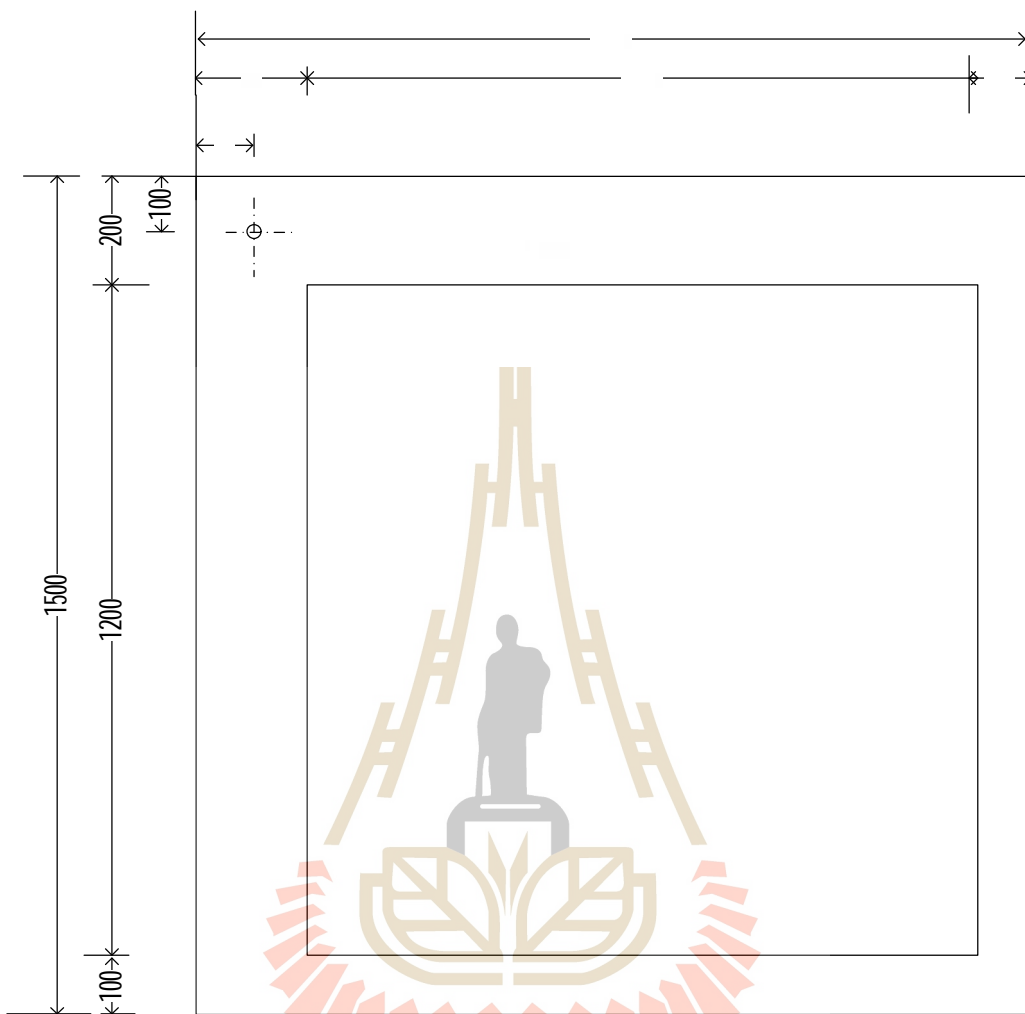
การเสริมเหล็กพื้นต่อกันตีแผ่นชุดที่ 1



พื้นที่กันสั้แผ่นชุดที่ 2

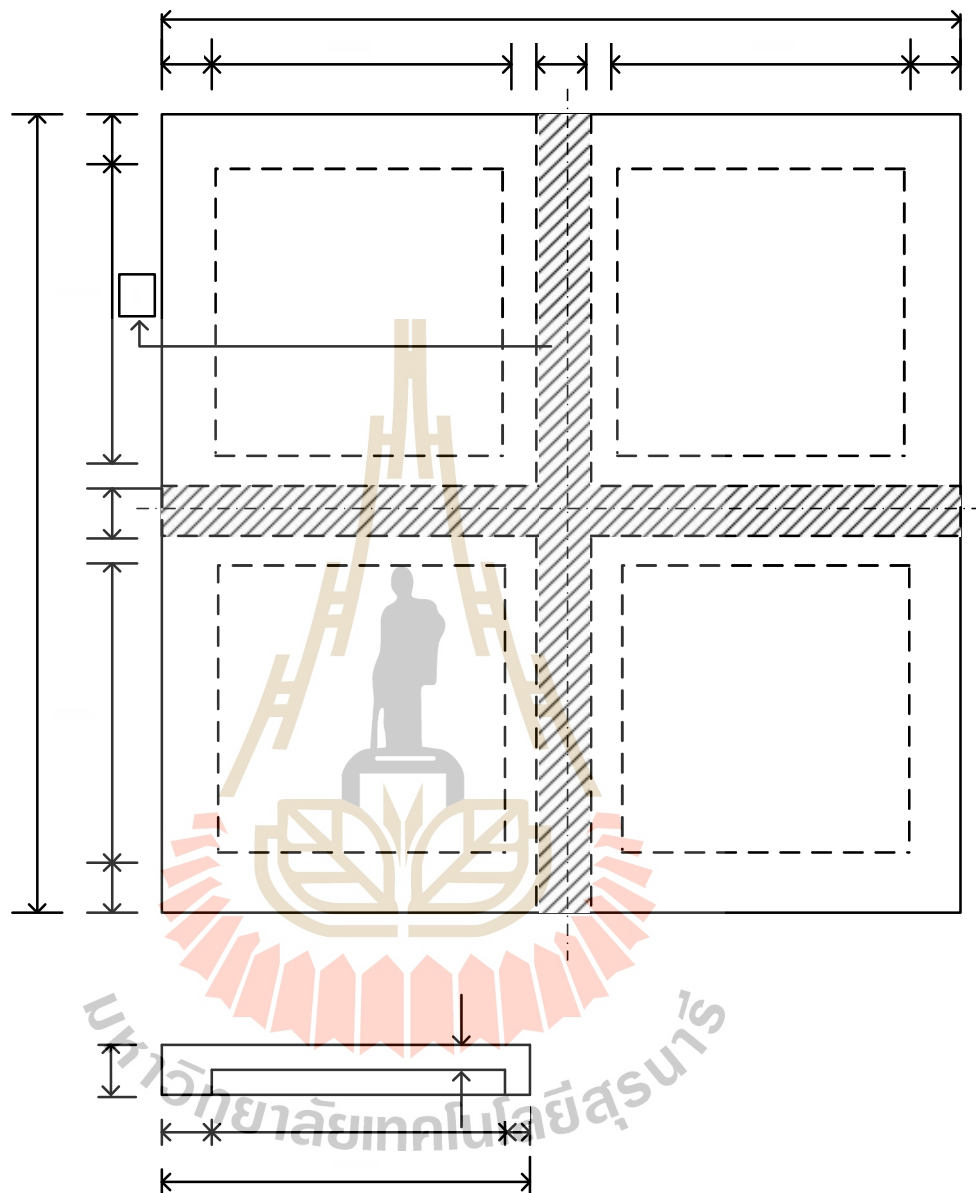


การเสริมเหล็กพื้นต่อกันตีแผ่นชุดที่ 2

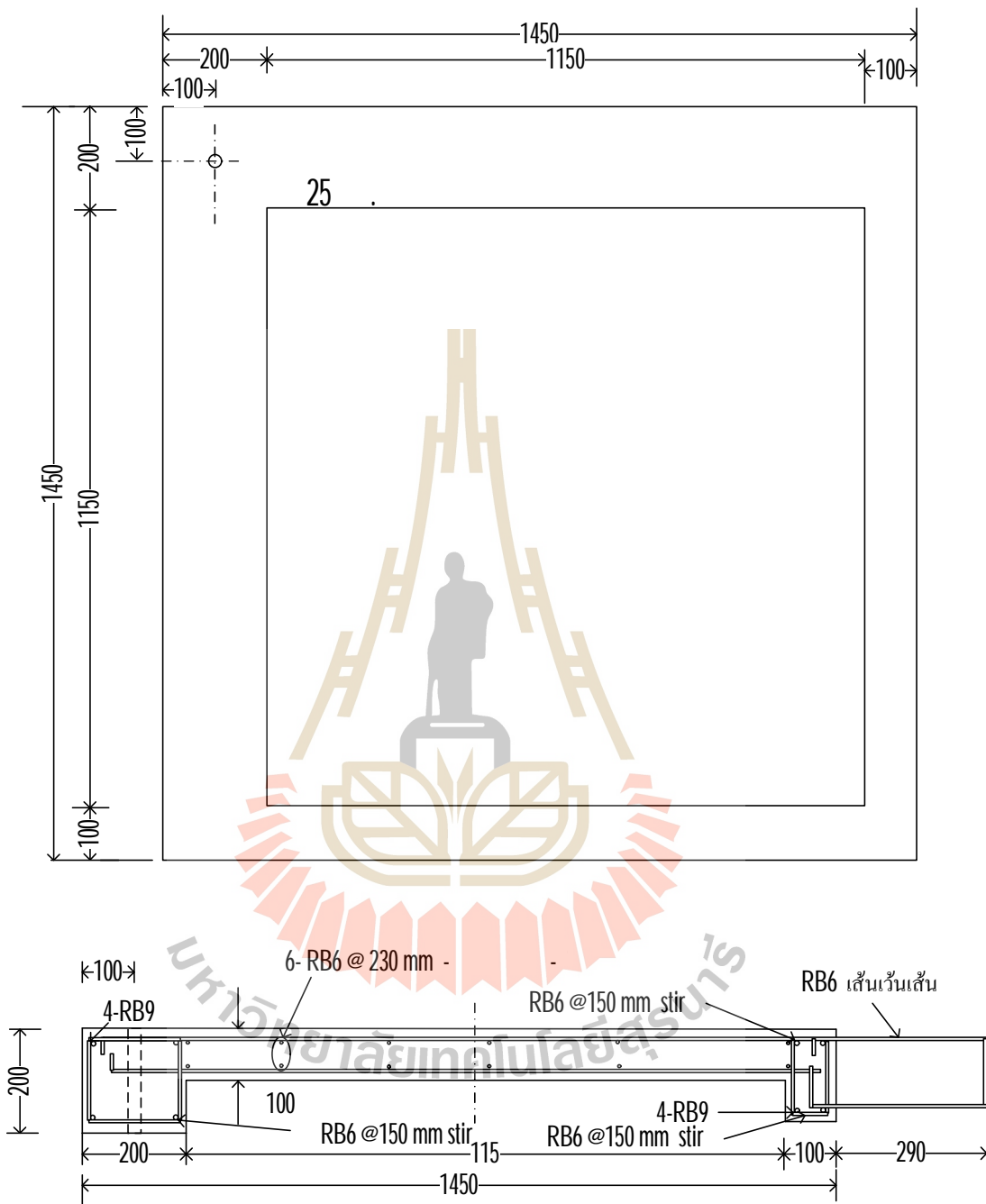


มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

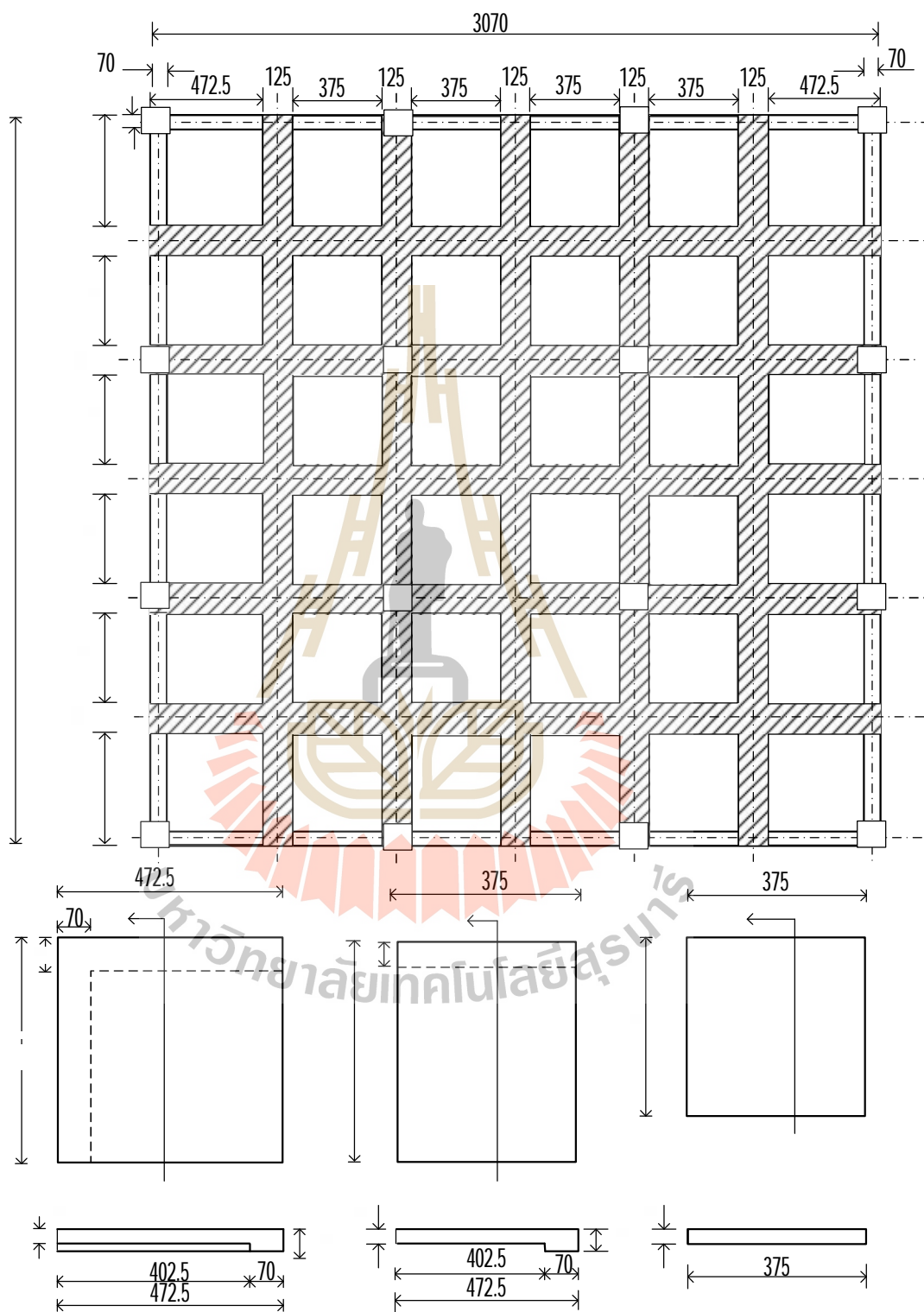
พื้นที่กันสั้แผ่นชุดที่ 3



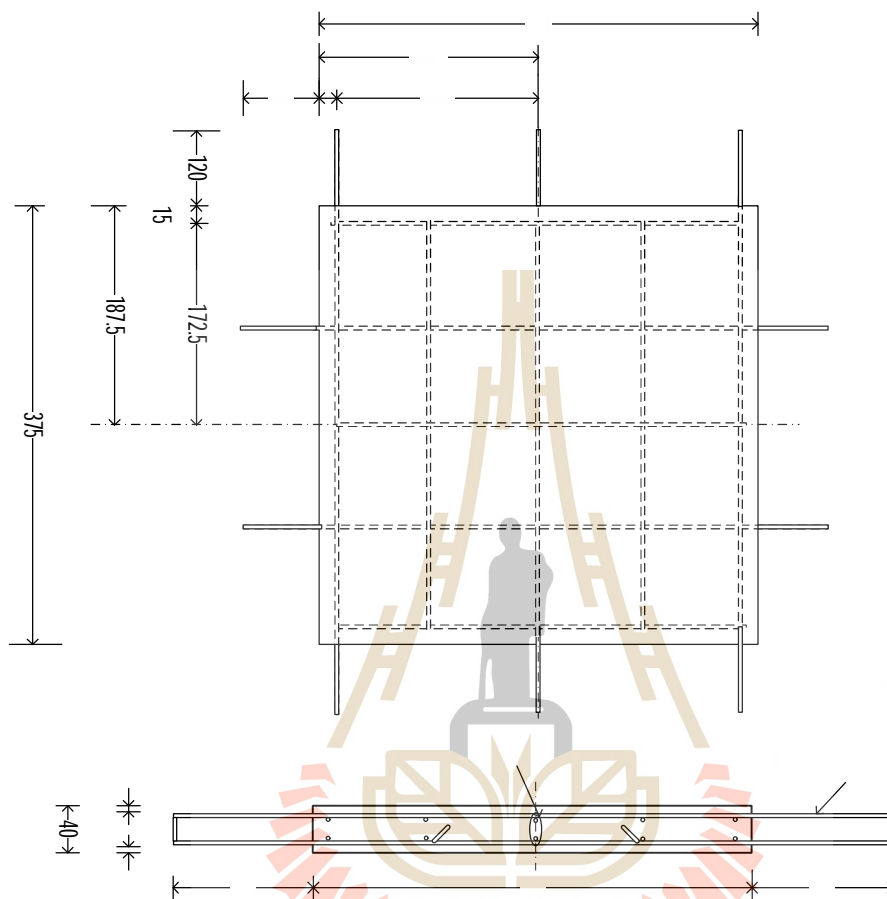
การเสริมเหล็กพื้นต่อกันตีแผ่นชุดที่ 3



แผ่นย่นส่วนชุดที่ 1

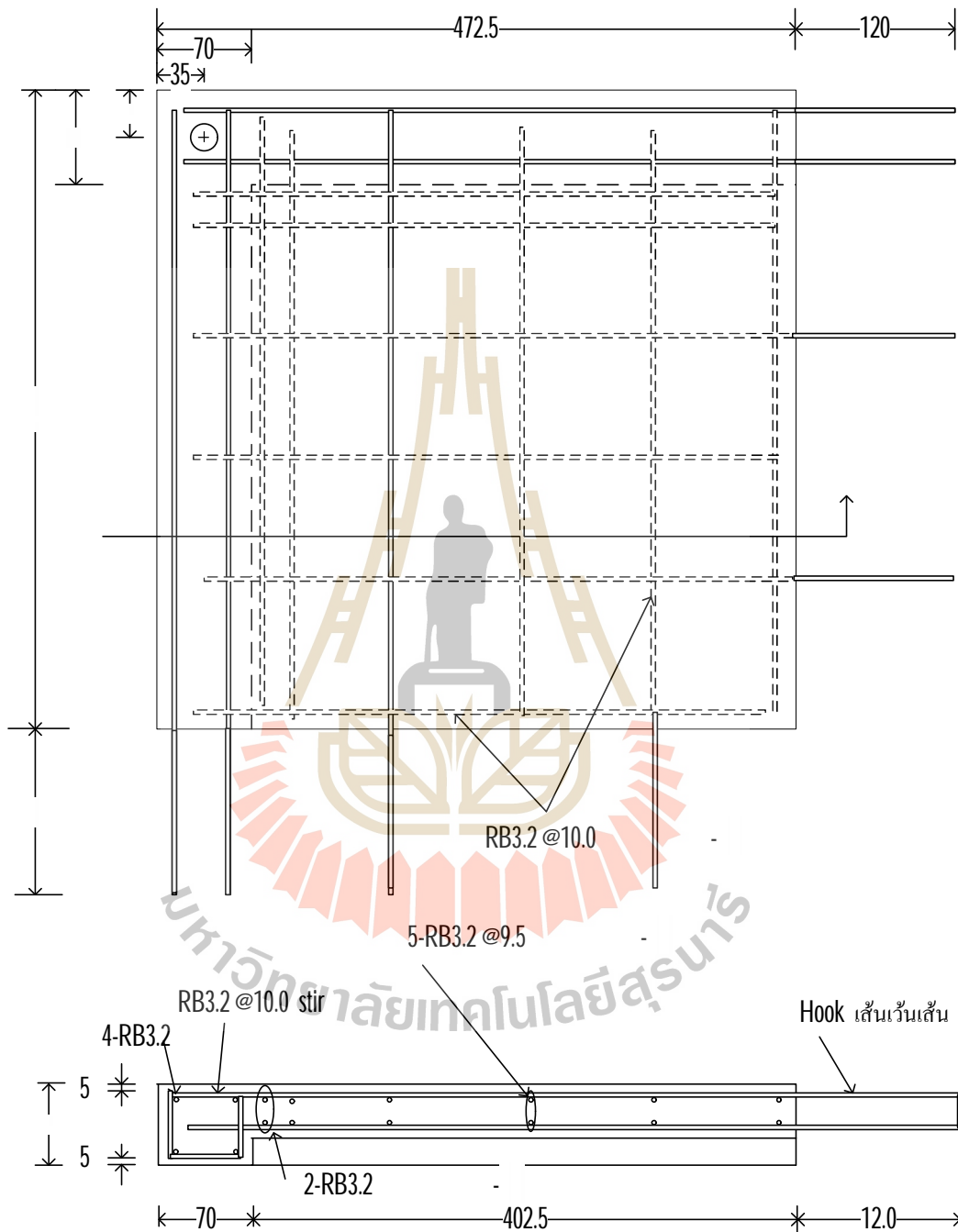


การเสริมเหล็กแผ่นพื้นสำเร็จรูปชุด 1 ของพื้นที่ส่วนชุดที่ 1

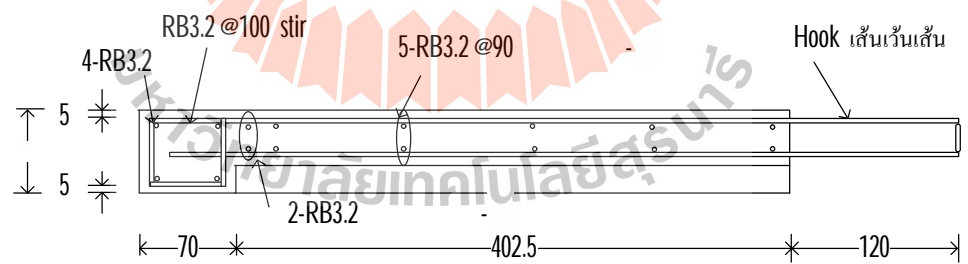
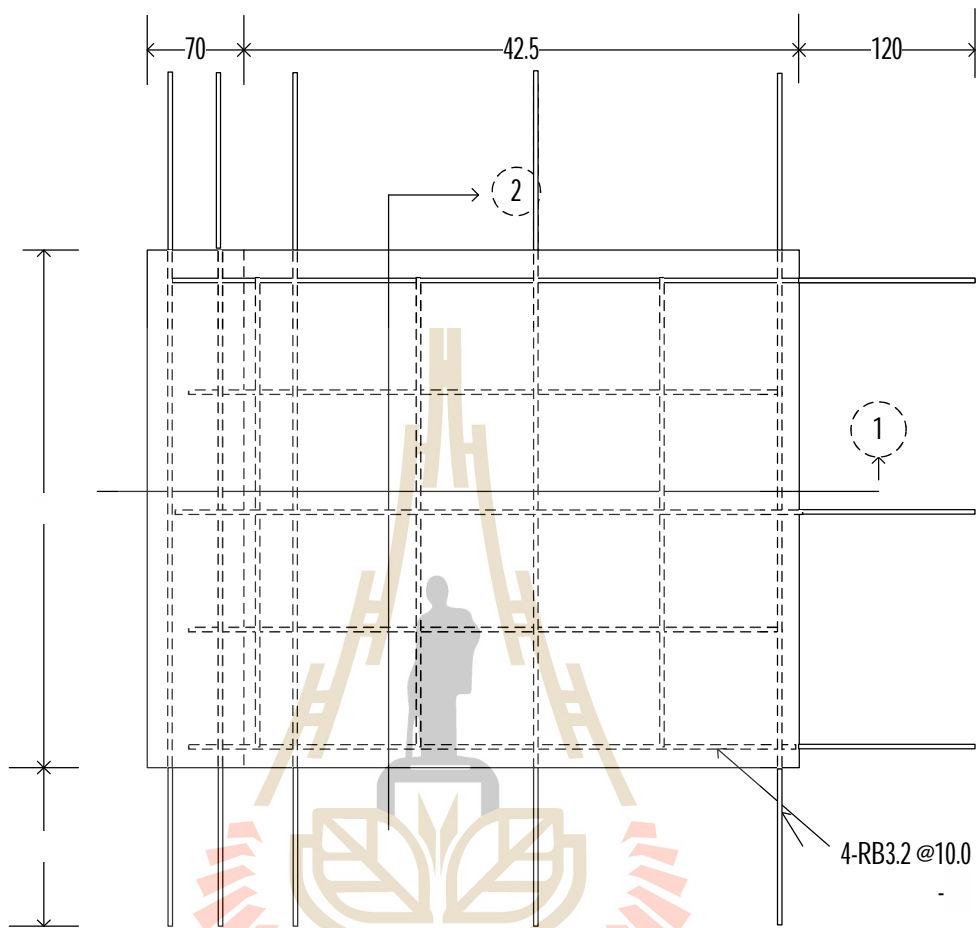


มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

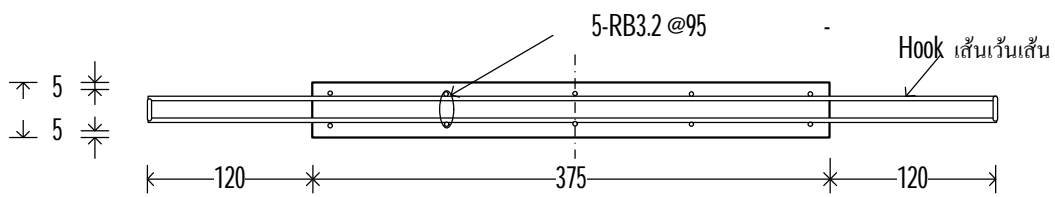
การเสริมเหล็กแผ่นพื้นสำเร็จรูปชุด 2 ของพื้นที่ส่วนชุดที่ 1



การเสริมเหล็กแผ่นพื้นสำเร็จรูปชุด 3 ของพื้นที่ส่วนชุดที่ 1

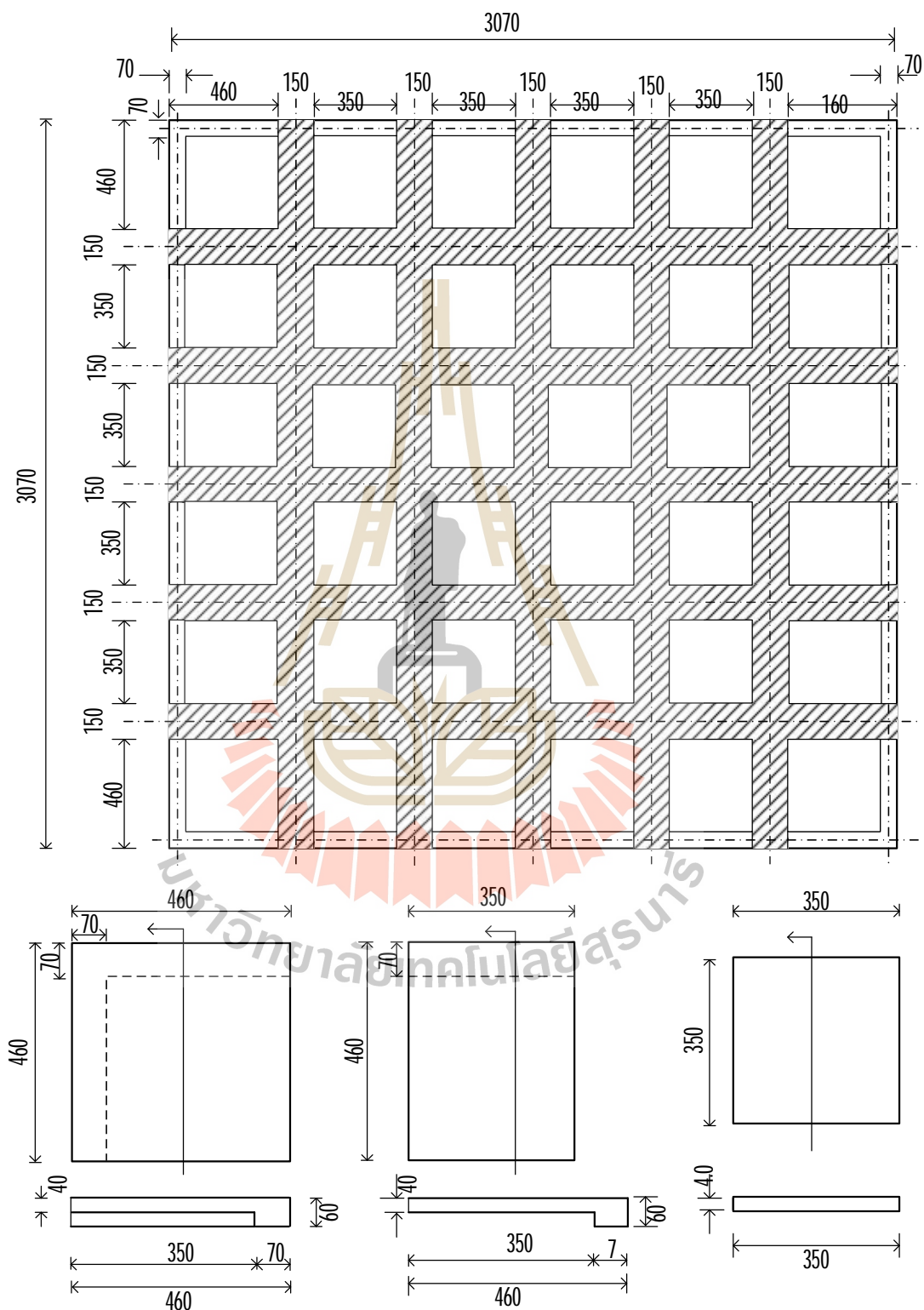


1-1

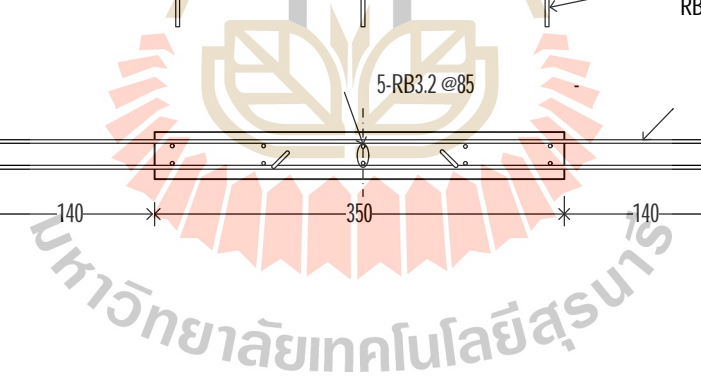
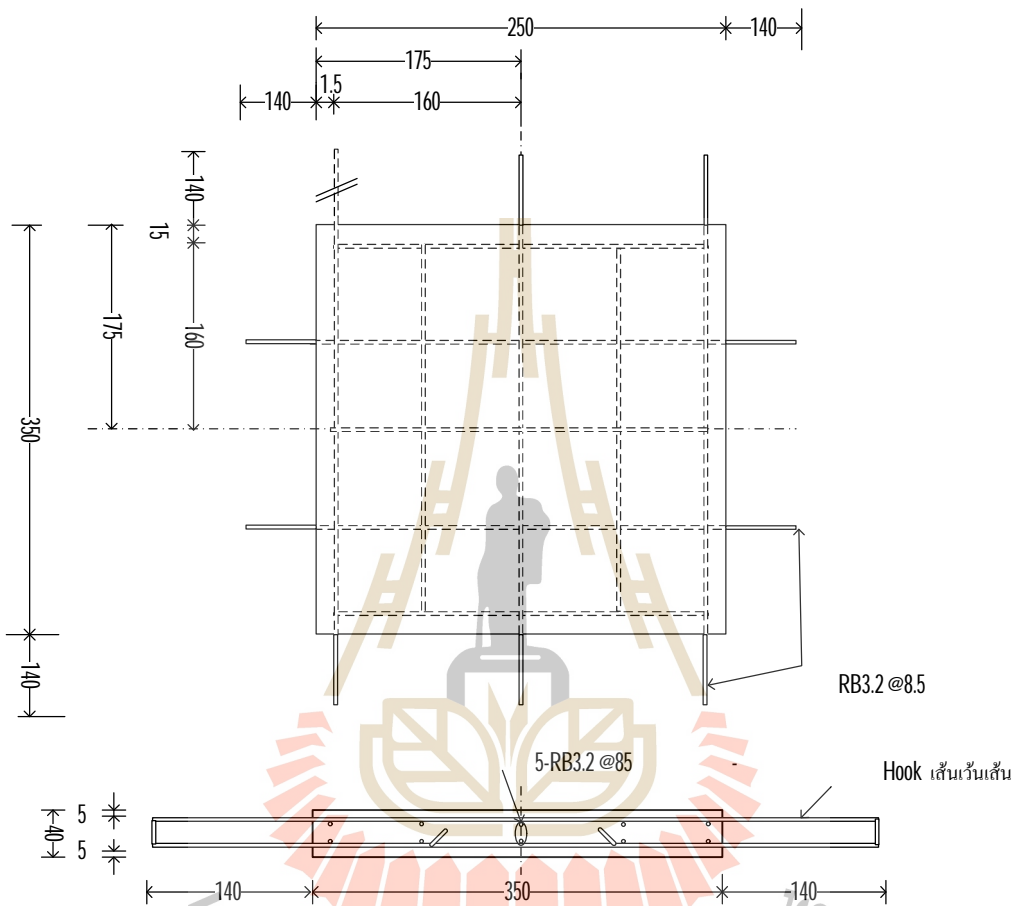


2-2

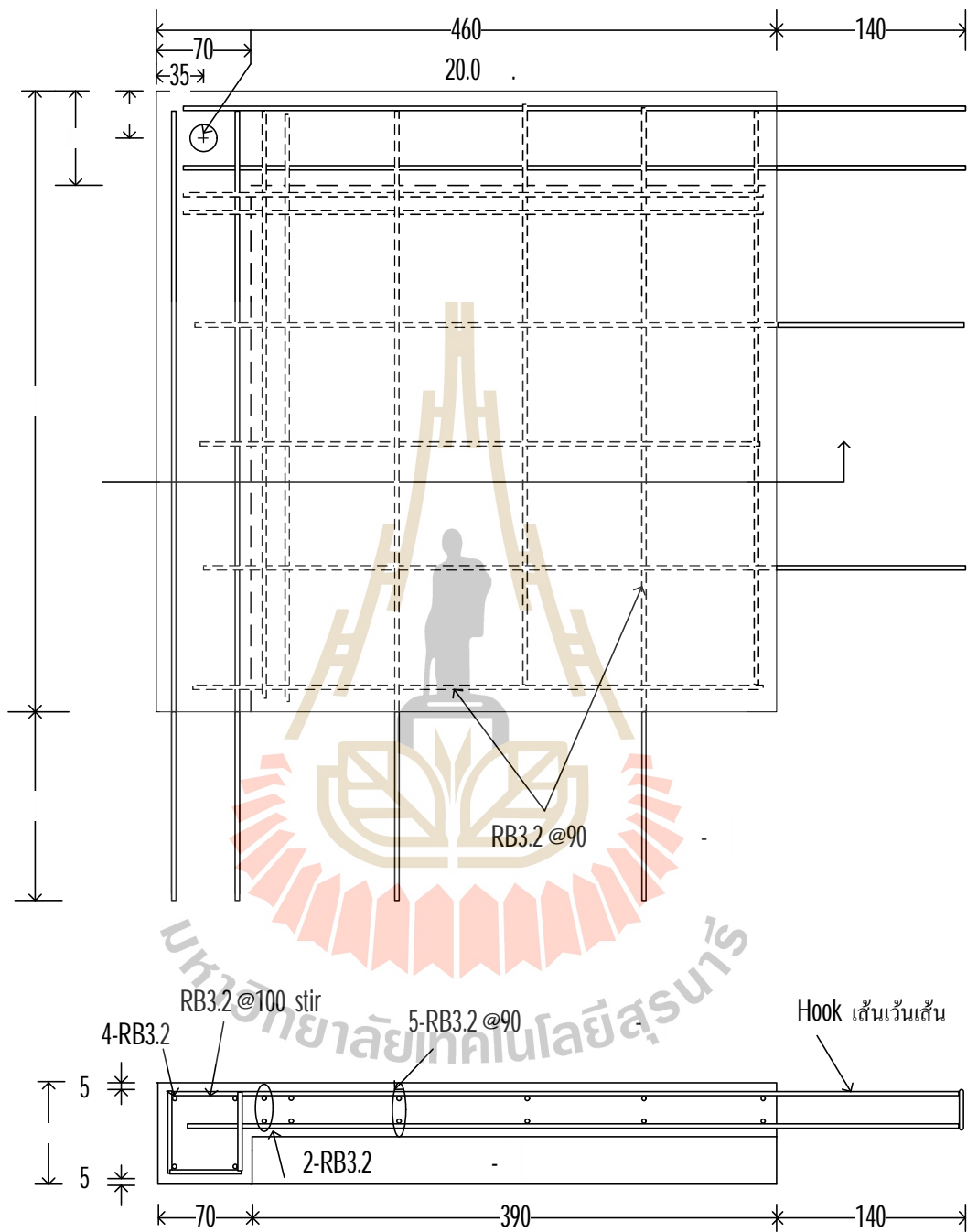
พินยอส่วนชุดที่ 2



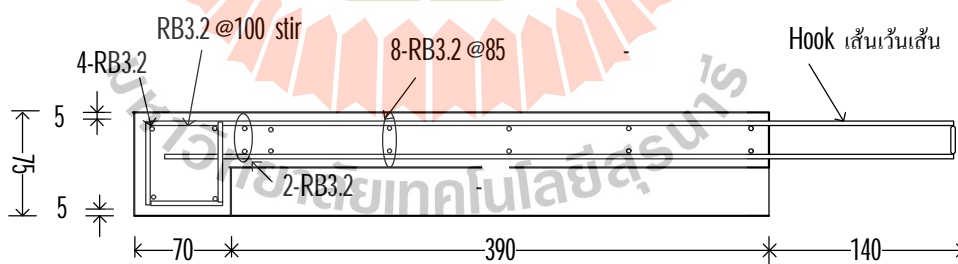
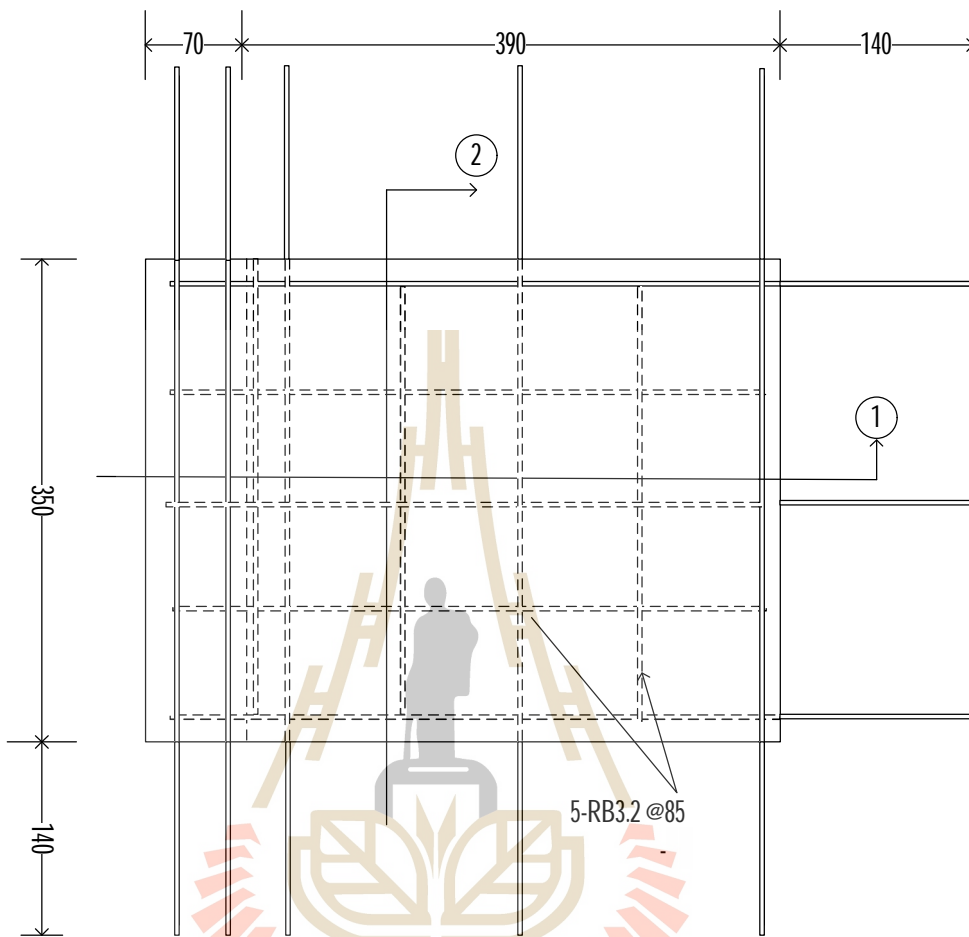
การเสริมเหล็กแผ่นพื้นสำเร็จรูปชุด 1 ของพื้นที่ส่วนชุดที่ 2



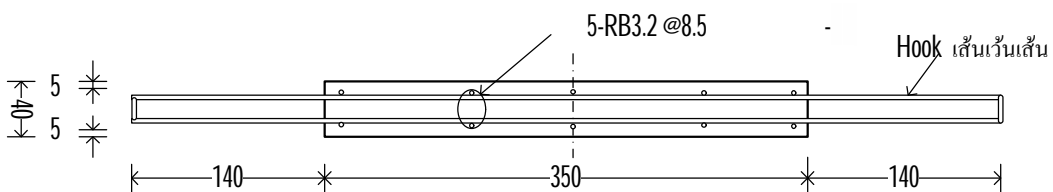
การเสริมเหล็กแผ่นพื้นสำเร็จรูปชุด 2 ของพื้นย่อบนชุดที่ 2



การเสริมเหล็กแผ่นพื้นสำเร็จรูปชุด 3 ของพื้นที่ส่วนชุดที่ 2

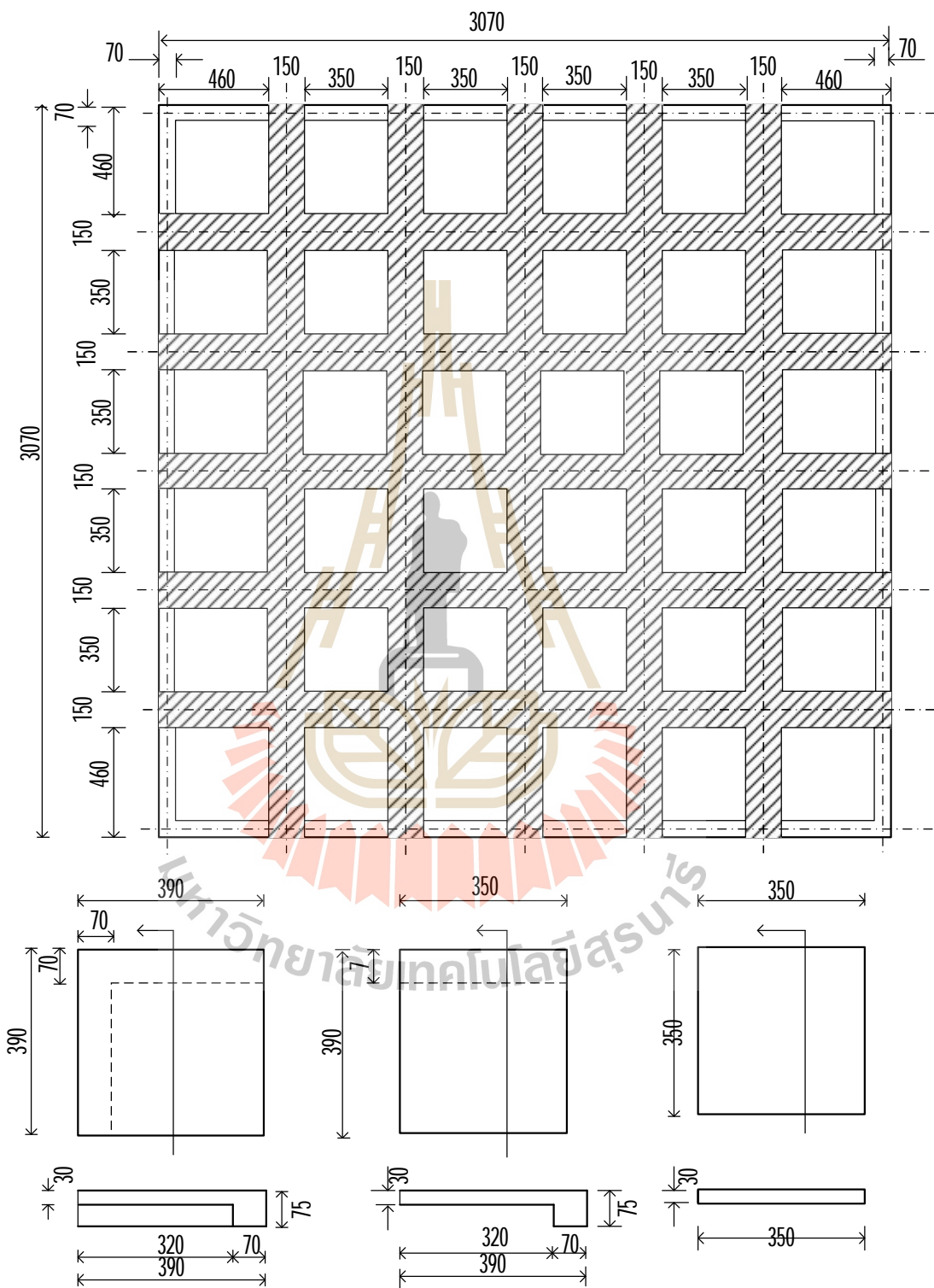


1-1

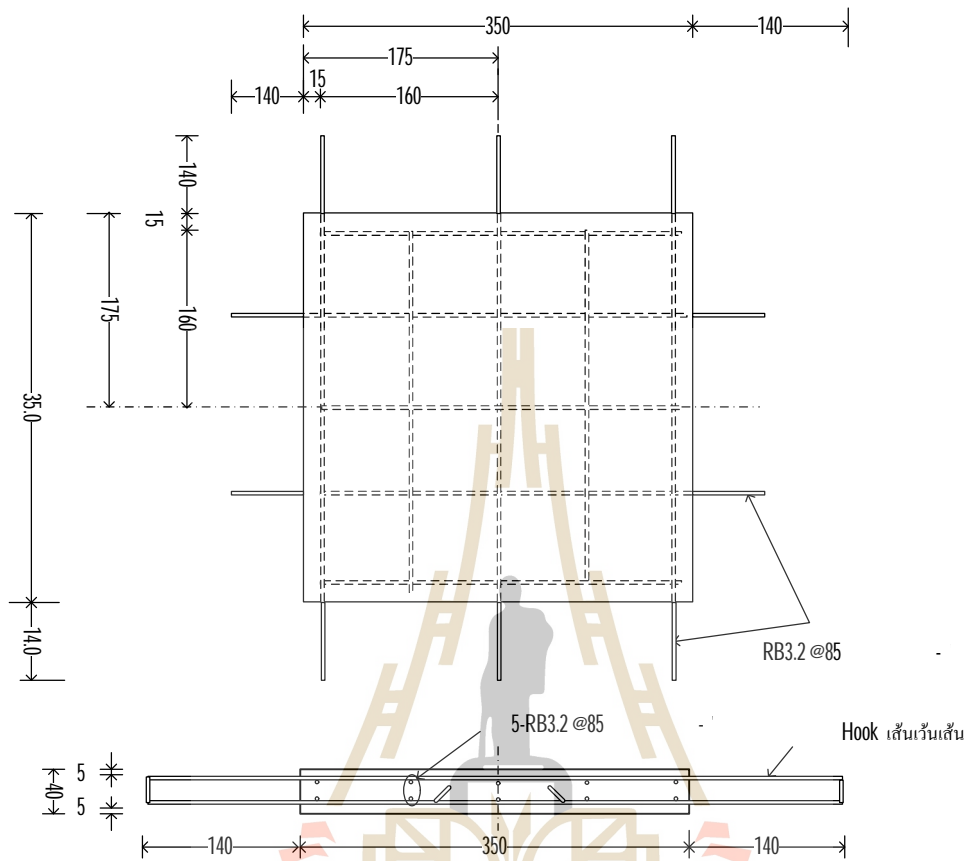


2-2

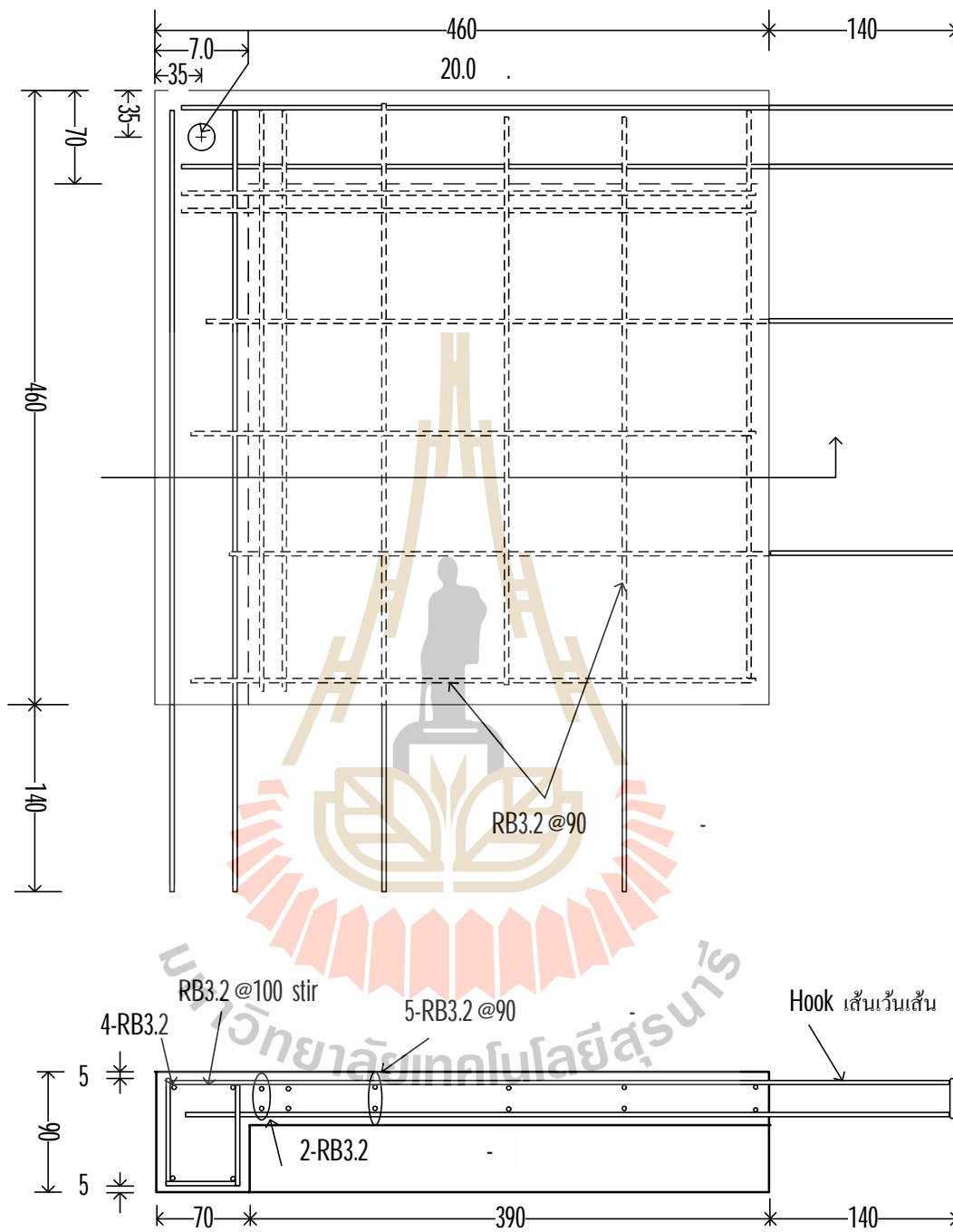
พินยอส่วนชุดที่ 3



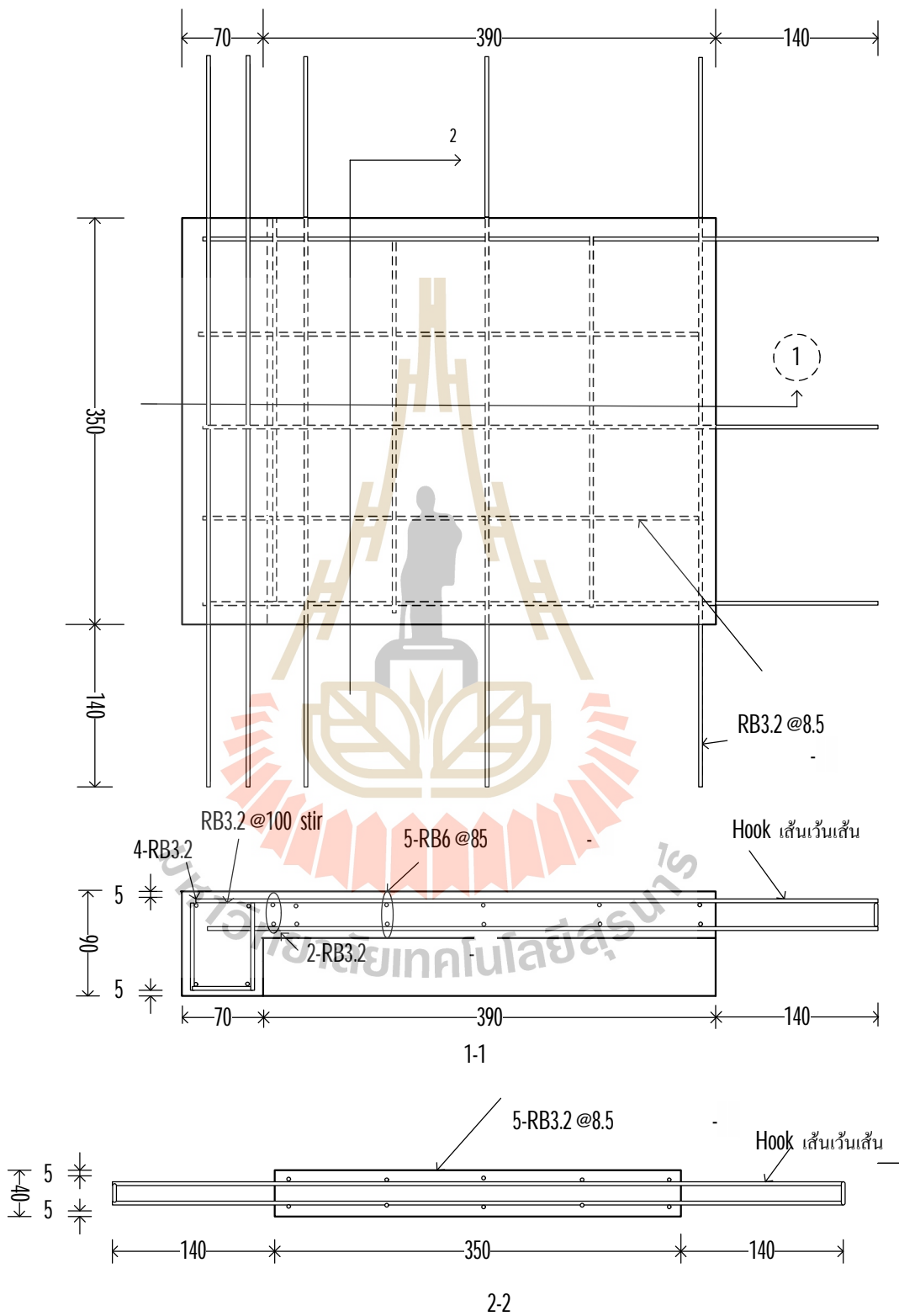
การเสริมเหล็กแผ่นพื้นสำเร็จรูปชุด 1 ของพื้นย่อยส่วนชุดที่ 3



การเสริมเหล็กแผ่นพื้นสำเร็จรูปชุด 2 ของพื้นที่ส่วนชุดที่ 3



การเสริมเหล็กแผ่นพื้นสำเร็จรูปขนาด 3 ของพื้นที่ส่วนชุดที่ 3





ภาคผนวก ข

กำลังต้านทานการตัดและการเฉือนของหน้าตัด

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ข.1 ตัวอย่างการคำนวณกำลังด้านการตัด กำลังด้านการเฉือน ที่จุดครากของรอยต่อ

M1-1-220,M1-2-220

1) คุณสมบัติของวัสดุ

กำลังครากเหล็กเสริมหลัก, f_t	=	3747	กก./ตร.ซม.
กำลังครากเหล็กปลอก, f_{vs}	=	2400	กก./ตร.ซม.
กำลังที่กำหนดของคอนกรีต, f_c	=	263	กก./ตร.ซม.
ขนาดเหล็กปลอก, d_s	=	9	มม.
ระยะเหล็กปลอก, s	=	15	ซม.
จำนวนปลอก, n	=	0	ปลอก
Steel young modulus, E_s	=	2.0E+06	กก./ตร.ซม.
ultimate concrete strain, ϵ_u	=	3.0E-03	
yield strain of steel, ϵ_y	=	0.0018	

2) ความกว้าง ความลึก ของหน้าตัดคาน

ความกว้าง, b	=	50.0	ซม.
ความลึก, h	=	15.0	ซม.
ระยะคอนกรีตหุ้ม (clear cover), c	=	2.50	ซม.
Beta 1	=	0.85	
แกนสะเทินจากขอบบน, c_b	=	0.6200	ซม.
กำลังอัดคอนกรีต ($0.85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot c_b \cdot b$)	=	5.89	ตัน

3) กำลังตัด

ชั้นเหล็ก	ความลึก (ซม.)	ขนาด (มม.)	จำนวน (เส้น)	Asr. (ตร.ซม.)	strain cm/cm	stress ksc	actual ksc	force ton	Con ton	eff force ton	Section ton-m
1	2.5	10	0	0.00	-0.002098774	-18557.4	-3747.0	0.00	0.000	0.0	0
2	12.5	10	2	1.57	-0.057483871	-117267	-3747.0	-5.89	0.000	-5.9	0.69923

ผลรวมแรงอัดและแรงดึง

Sum Steel Force: -5.9

SF=> Concrete: 0.0048

กำลังแรงตัด M_u

0.72

กำลังแรงตัดลดค่าแล้ว ϕM_u

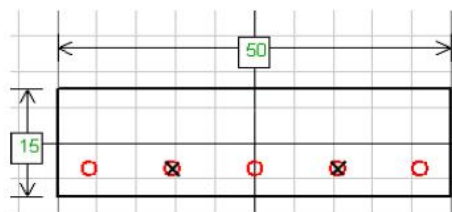
0.65

4) กำลังเฉือน

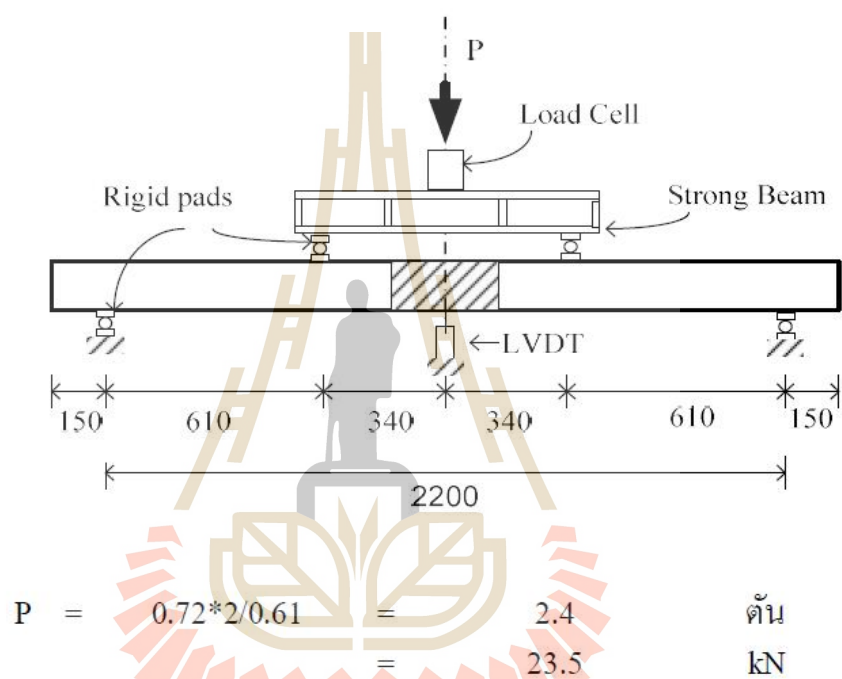
กำลังรับแรงเฉือนคอนกรีต ($0.75 \cdot 0.53 \cdot f_c' \cdot 0.5 \cdot b \cdot (h-c)$)	=	4.03	ตัน
กำลังเฉือนของเหล็กปลอก ($2 \cdot n \cdot \pi \cdot d_s^2 / 4 \cdot f_{ys} / s \cdot 0.75 \cdot (h-c)$)	=	0.00	ตัน
กำลังเฉือนของคาน	=	4.0	ตัน

5) สรุป

กำลังตัดออกแบบของคาน	=	0.65	ตัน-ม
กำลังเฉือนออกแบบของคาน	=	4.0	ตัน



เหล็กเสริมประสิทธิ์ผล 2-DB10



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ข.1 ตัวอย่างการคำนวณกำลังด้านการตัด กำลังด้านการเฉือน ที่จุดประลัยของรอยต่อ

MI-1-220, MI-2-220

1) คุณสมบัติของวัสดุ

กำลังครากเหล็กเสริมหลัก, f_u	=	5441	กก./ตร.ซม.
กำลังครากเหล็กปลอก, f_{ys}	=	2400	กก./ตร.ซม.
กำลังที่กำหนดของคอนกรีต, f_c	=	263	กก./ตร.ซม.
ขนาดเหล็กปลอก, d_s	=	9	มม.
ระยะเหล็กปลอก, s	=	15	ซม.
จำนวนปลอก, n	=	0	ปลอก
Steel young modulus, E_s	=	2.0E+06	กก./ตร.ซม.
ultimate concrete strain, ϵ_u	=	3.0E-03	
yield strain of steel, ϵ_y	=	0.0027	

2) ความกว้าง ความลึก ของหน้าตัดคาน

ความกว้าง, b	=	50.0	ซม.
ความลึก, h	=	15.0	ซม.
ระยะคอนกรีตหุ้ม (clear cover), c	=	2.50	ซม.
Beta 1	=	0.85	
แกนสะเทินจากขอบบน, c_b	=	0.8990	ซม.
กำลังอัดคอนกรีต ($0.85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot c_b \cdot b$)	=	8.54	ตัน

3) กำลังตัด

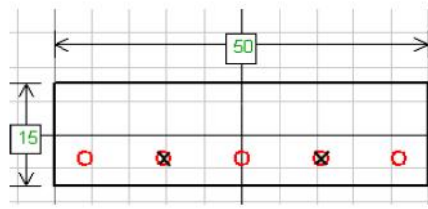
ชั้น	ความลึก (ซม)	ขนาด (มม)	จำนวน (เส้น)	Asr.พื้นที่ (ตร.ซม)	strain cm/cm	stress (ksc)	actual (ksc)	force (ton)	Con reduct (ton)	eff force (ton)	Section (ton-m)	
1	2.5	10	0	0.00	-0.00534	-10899	-5441.0	0.00	0.000	0.0	0	
2	12.5	10	2	1.57	-0.03871	-78975	-5441.0	-8.55	0.000	-8.5	0.991503	
ผลรวมแรงอัดและแรงดึง											-8.5	
											Sum Steel Forces	
											SF=> Concrete+ steel	-0.0054
กำลังแรงคัต_ Mn												1.04
กำลังแรงคัลลค่าแล้ว, f Mn												0.93

4) กำลังเฉือน

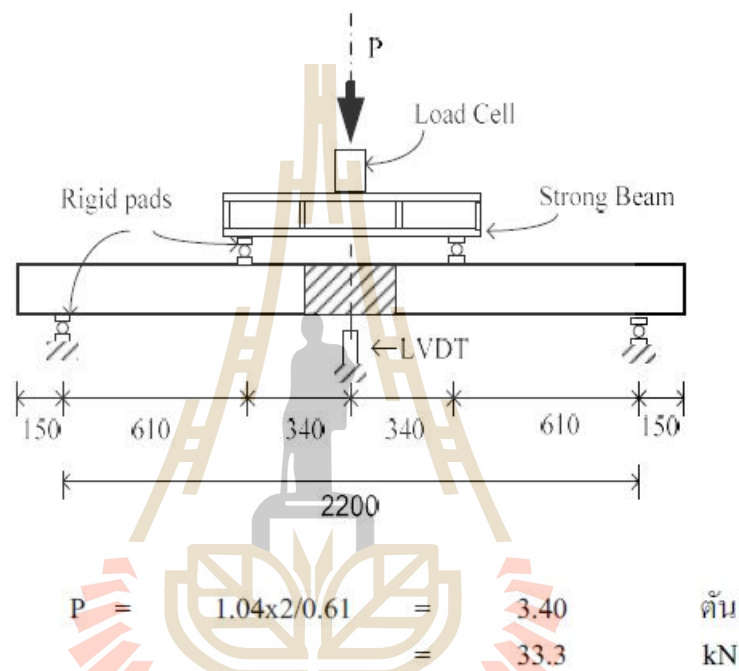
กำลังรับแรงเฉือนคอนกรีต ($0.75 \cdot 0.53 \cdot f_c \cdot 0.5 \cdot b \cdot (h-c)$)	=	4.03	ตัน
กำลังเฉือนของเหล็กปลอก, ($2 \cdot n \cdot \pi \cdot d_s^2 / 4 \cdot f_{ys} / s \cdot 0.75 \cdot (h-c)$)	=	0.00	ตัน
กำลังเฉือนของคาน	=	4.0	ตัน

5) สรุป

กำลังคัตออกแบบของคาน	=	0.93
กำลังเฉือนออกแบบของคาน	=	4.0



เหล็กเสริมประสิทธิ์ผล 2-DB10



ทำนองเดียวกำลังที่จุดครากและจุดประลัยของชิ้นทดสอบอื่นๆ สรุปในตารางที่ ข.1 ข.2 และ ข.3

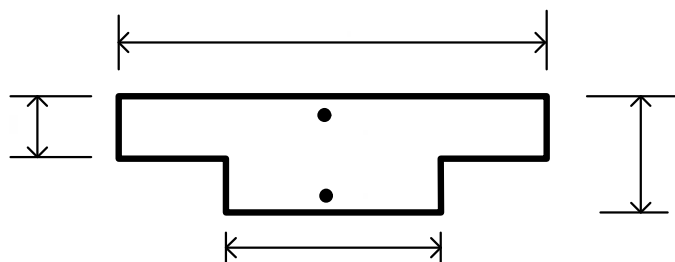
ตารางที่ ข.1 กำลังดัดที่จุดครากและจุดประลัยที่รอยต่อ

Type	Nominal f_c' (MPa)	M_{ny} (kN-m)	M_{mu} (kN-m)	P_y (kN)	P_u (kN)
M1	22.0	7.1	1.04	23.1	33.4
	30.0	7.1	1.04	23.1	33.4
	40.0	7.1	1.12	23.1	36.0
M2	22.0	8.0	1.12	26.3	36.0
	30.0	8.1	1.17	26.7	37.6
	40.0	8.2	1.17	27.0	37.6
M3	22.0	1.59	2.24	51.1	72.0
	30.0	1.6	2.28	51.4	73.3
	40.0	1.6	2.28	51.4	73.3

ตารางที่ ข.2 กำลังดัดที่จุดครากและจุดประลัยในแผ่นพื้น

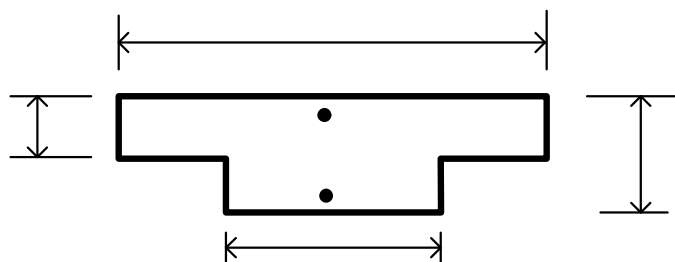
Type	span (m)	t (mm)	Reinforcement Top/Bottom	$f'c$ (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	M_{ny} (kN-m/m)	M_{nu} (kN-m/m)
2P-1	1.5x3.0	80	RB6@14.5 cm	37.2	269.7	359.5	2.94	3.9
2P-2	1.5x3.0	100	RB6@14.5 cm	37.2	269.7	359.5	5.2	6.8
2P-3	1.5x3.0	100	RB6@14.5 cm	37.2	269.7	359.5	7.3	9.4
4P-1	3.0x3.0	80	RB6@19.5 cm	37.2	269.7	359.5	2.9	3.9
4P-2	3.0x3.0	100	RB6@20.0 cm	37.2	269.7	359.5	3.7	4.9
4P-3	3.0x3.0	100	RB6@23.0 cm	37.2	269.7	359.5	3.0	3.9
SC-1	3-1.0x1.0	40	RB3@9.0 cm	27.8	-	547.1	-	2.1
SC-2	3-1.0x1.0	40	RB3@9.0 cm	27.8	-	547.1	-	2.2
SC-3	3-1.0x1.0	30	RB3@9.0 cm	27.8	-	547.1	-	1.7

ตารางที่ ข.3 กำลังดัดที่จุดครากและจุดประลัยของคานในแผ่นพื้น



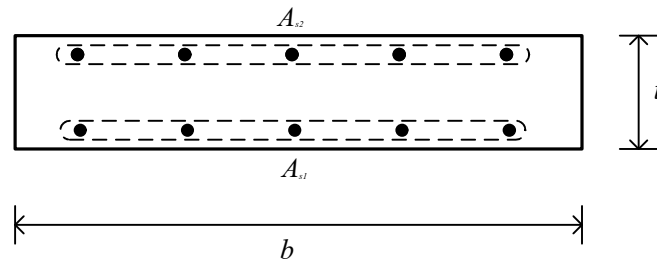
Type	A_{s1}	A_{s2}	f_c (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	h (mm)	t (mm)	b_w (mm)	b_e (mm)	M_{ny} (kN-m)	M_{ny} (kN-m)
2P-1	6-RB9	6-RB9 + 4-RB6	37.3	297.4	413.9	160	80	400	402	17.5	24.1
2P-2	6-RB9	6-RB9 + 4-RB6	37.3	297.4	413.9	160	100	400	520	17.7	24.3
2P-3	6-RB9	6-RB9 + 4-RB6	34.6	297.4	413.9	220	100	550	790	24.9	34.3
4P-1	6-RB9	6-RB9 + 2-RB6	39.8	297.4	413.9	180	80	450	650	19.5	25.8
4P-2	6-RB9	6-RB9 + 2-RB6	42.5	297.4	413.9	160	100	400	520	17.0	22.1

ตารางที่ ข.3 กำลังดัดที่จุดครากและจุดประลัยของคานในแผ่นพื้น (ต่อ)

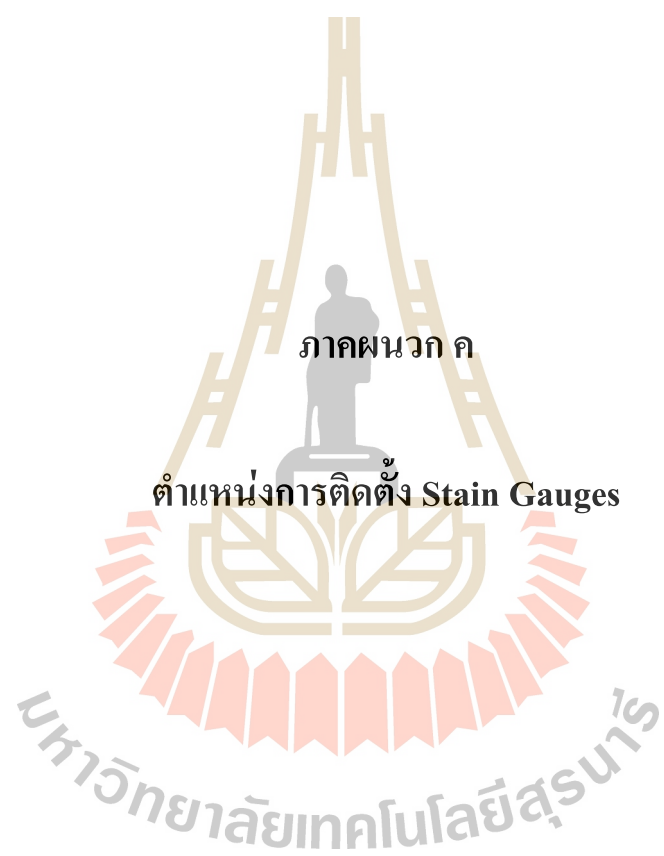


Type	A_{s1}	A_{s2}	f_c (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	h (mm)	t (mm)	b_w (mm)	b_e (mm)	M_{ny} (kN-m)	M_{ny} (kN-m)
4P-3	6-RB9	6-RB9 + 2-RB6	38.2	297.4	413.9	200	100	500	700	21.9	28.5
SC-1	6-RB3	4-RB3	39.1	-	547.1	45	30	120	165	-	1.1
SC-2	6-RB3	4-RB3	36.9	-	547.1	60	30	155	190	-	1.3
SC-3	6-RB3	4-RB3	39.8	-	547.1	75	30	150	240	-	1.4

ตารางที่ ข.4 กำลังค้ำของรอยต่อในพื้น

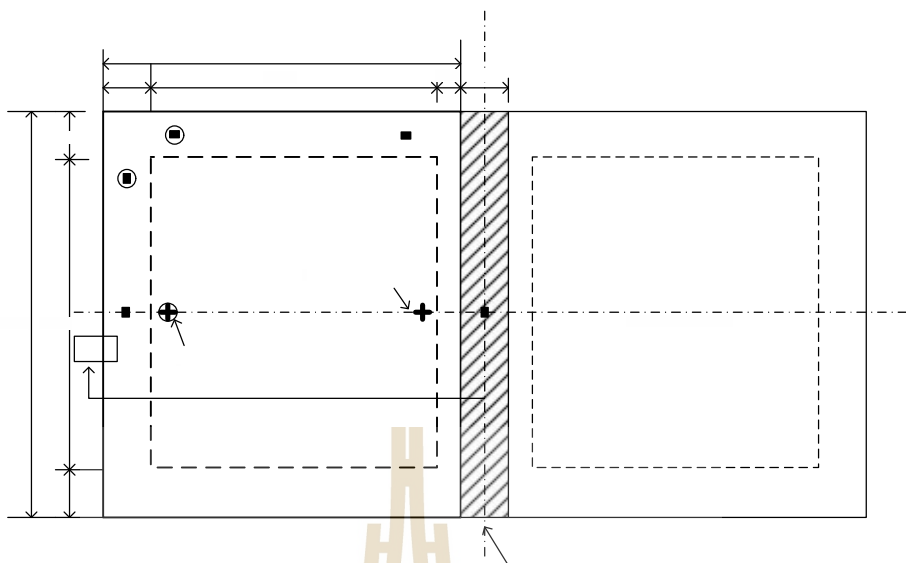


Type	b (mm)	t (mm)	A_{s1}	A_{s2}	f'_c (MPa)	f_u (MPa)	h (mm)	t (mm)	b_w (mm)	b_e (mm)	M_n (kN-m)
2P-1	1700	16	5-RB6+2-RB9	5-RB6+2-RB9	37.3	413.9	16	8	40	40.2	15.1
2P-2	1700	16	5-RB6+2-RB9	5-RB6+2-RB9	37.3	413.9	16	10	40	52	15.1
2P-3	1700	22	5-RB6+2-RB9	5-RB6+2-RB9	34.6	413.9	22	10	55	79	20.9
4P-1	3200	18	5-RB6+2-RB9	5-RB6+2-RB9	39.8	413.9	18	8	45	65	27.0
4P-2	3200	16	5-RB6+2-RB9	5-RB6+2-RB9	42.5	413.9	16	10	40	52	25.5
4P-3	3200	20	5-RB6+2-RB9	5-RB6+2-RB9	38.2	413.9	20	10	50	70	30.0

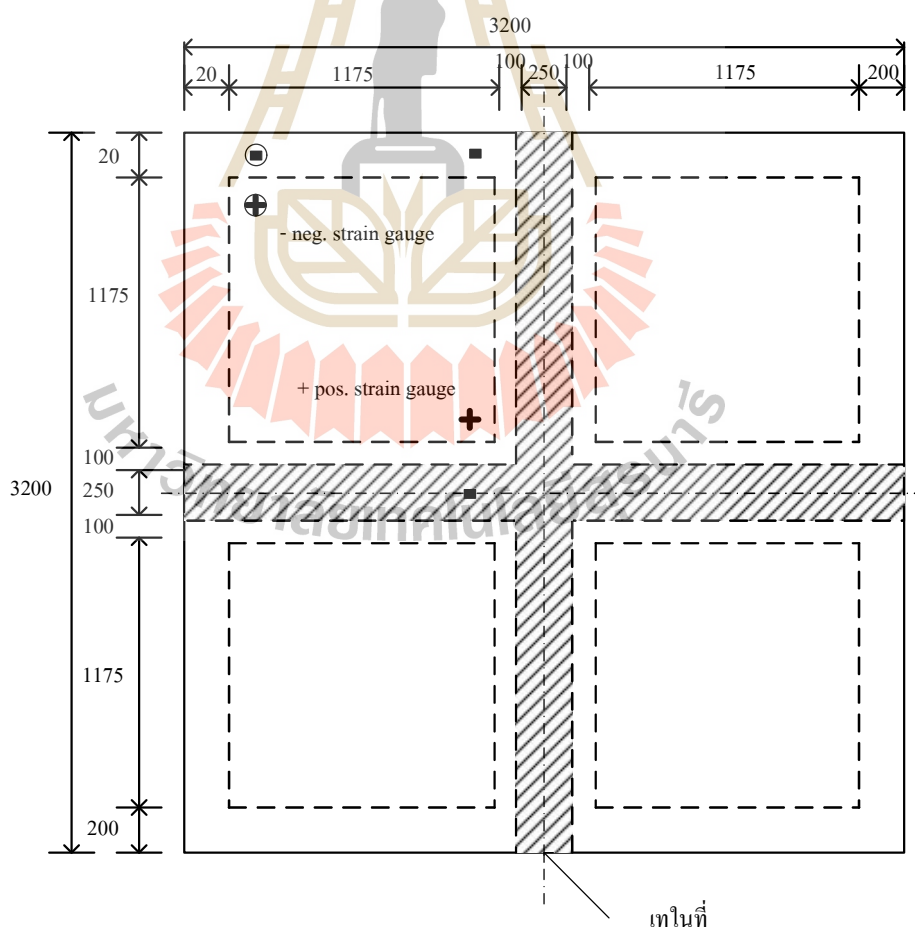


ภาคผนวก ค

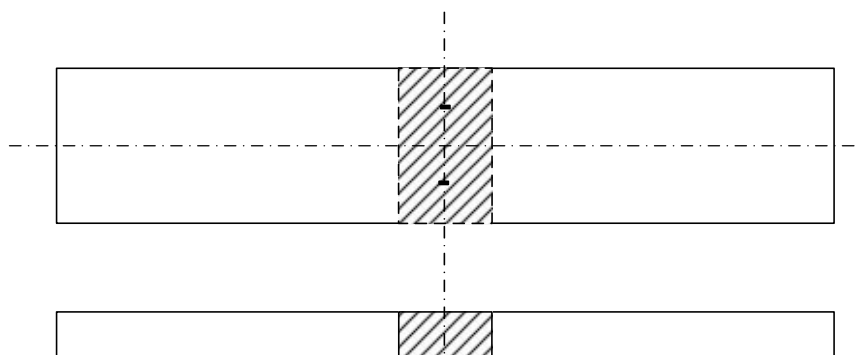
ตำแหน่งการติดตั้ง Stain Gauges



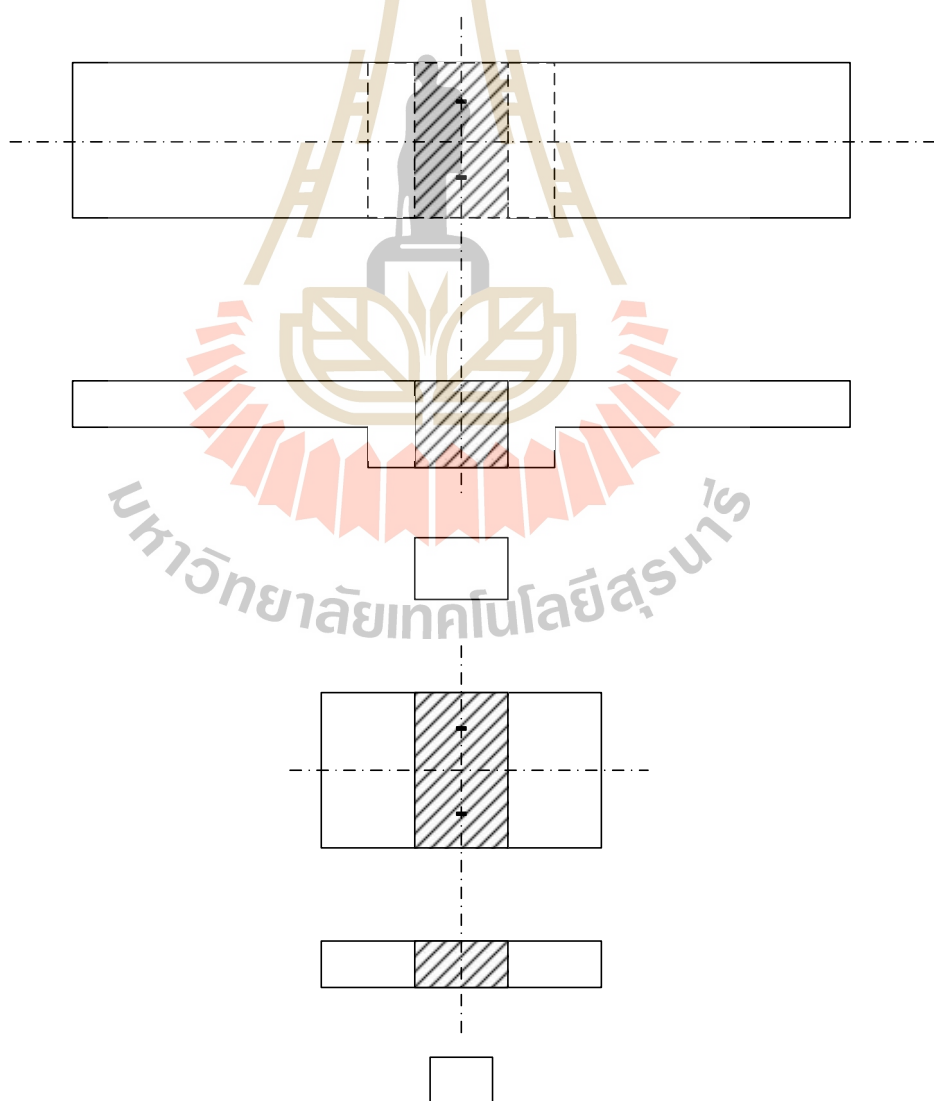
รูปที่ ก.1 ตำแหน่งการติดตั้ง Strain Gauges ในพื้นที่กันสองแผ่น



รูปที่ ก.2 ตำแหน่งการติดตั้ง Strain Gauges ในพื้นที่กันสี่แผ่น



รูปที่ ก.3 ตำแหน่งการติดตั้ง Strain Gauges ในตัวอย่างทดสอบ M1 M2



รูปที่ ก.4 ตำแหน่งการติดตั้ง Strain Gauges ในตัวอย่างทดสอบ M-3 c และ S



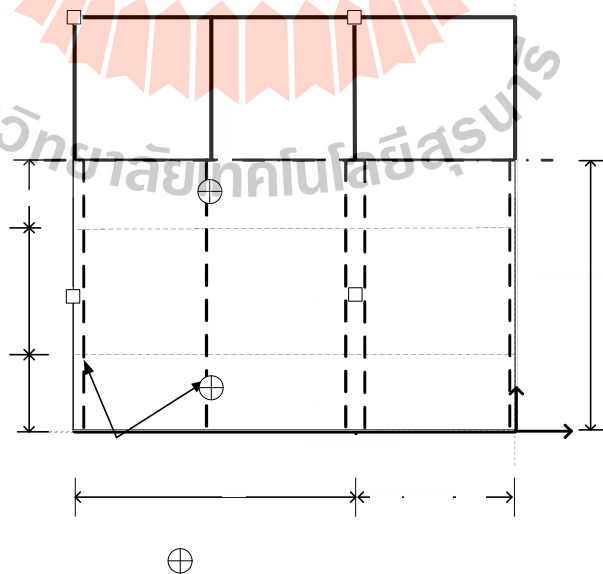
ภาคผนวก ง

คำสัมประสิทธิ์โมเมนต์ในพื้นที่แถบกลางและคานากลางช่วงพื้น

ตารางที่ ง.1 สัดส่วนโมเมนต์บวกในพื้นที่แถบกลางของของพื้นที่ช่วงปลายแสดงเป็น $\%M_o$

$$\%M_o = 408.8 + 0.297\alpha_{fx-column-line} + 3.7\alpha_{fx-mid-span} - 388.6\alpha_{fx-column-line}^{0.01} - 14.0\alpha_{fx-mid-span}^{0.5} - 1.5\frac{\alpha_{fx-mid-span}^{0.5}}{\alpha_{fx-column-line}^{0.5}}$$

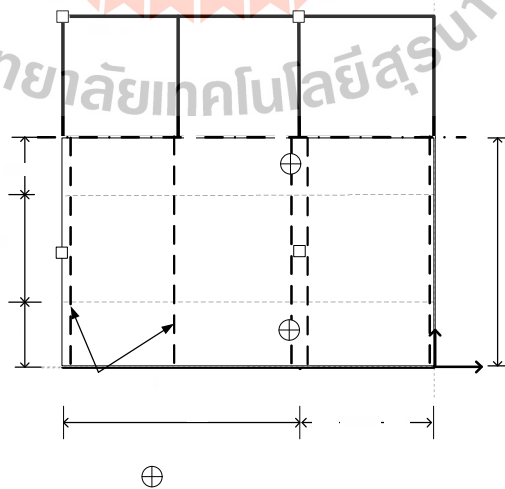
		<i>fx-column-line</i>									
		0.2	0.7	1.2	1.7	2.2	2.7	3.2	3.7	4.2	4.7
<i>fx-mid-span</i>	0.2	19.4	15.4	13.7	12.5	11.7	11.1	10.7	10.3	9.9	9.7
	0.7	12.1	10.0	8.8	8.0	7.4	6.9	6.5	6.1	5.9	5.6
	1.2	9.7	7.9	6.7	6.0	5.4	4.9	4.5	4.2	3.9	3.7
	1.7	8.2	6.5	5.4	4.7	4.1	3.6	3.3	2.9	2.7	2.5
	2.2	7.2	5.6	4.5	3.8	3.3	2.8	2.5	2.2	1.9	1.7
	2.7	6.4	4.9	4.0	3.3	2.7	2.3	1.9	1.7	1.4	1.2
	3.2	6.0	4.5	3.6	2.9	2.4	2.0	1.6	1.4	1.1	0.9
	3.7	5.6	4.3	3.4	2.8	2.3	1.8	1.5	1.2	1.0	0.8
	4.2	5.5	4.2	3.4	2.7	2.2	1.8	1.5	1.2	1.0	0.8
	4.7	5.4	4.2	3.4	2.8	2.3	1.9	1.6	1.4	1.1	0.9



ตารางที่ ๒.๒ สัดส่วนโมเมนต์ลบในพื้นที่แถบกลางของพื้นที่ช่วงปลายแสดงเป็น $\%M_o$

$$\%M_o = 11.2 - 0.4r_{fx-column-line} + 2.3r_{fx-mid-span} + 4.5r_{fx-column-line}^{0.2} - 9.6r_{fx-mid-span}^{0.5} - 0.3 \left(\frac{r_{fx-mid-span}}{r_{fx-column-line}} \right)^{0.5}$$

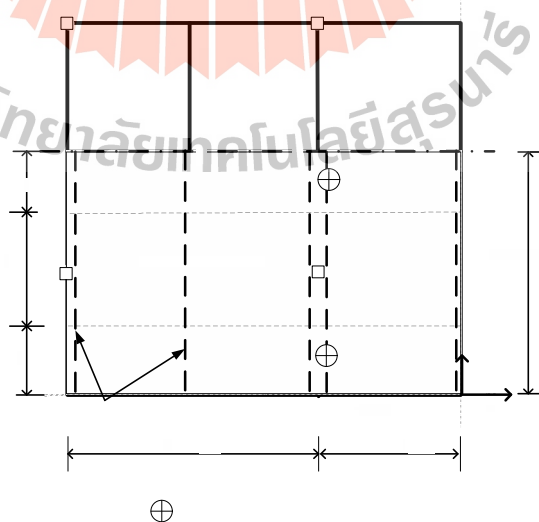
		<i>fx-column-line</i>									
		0.2	0.7	1.2	1.7	2.2	2.7	3.2	3.7	4.2	4.7
<i>fx-mid-span</i>	0.2	10.3	11.2	11.5	11.6	11.7	11.7	11.7	11.7	11.6	11.5
	0.7	8.2	8.7	8.9	9.0	9.1	9.1	9.0	9.0	8.9	8.8
	1.2	6.8	7.3	7.5	7.6	7.7	7.7	7.7	7.6	7.5	7.5
	1.7	5.8	6.4	6.6	6.7	6.8	6.8	6.8	6.7	6.7	6.6
	2.2	5.2	5.7	6.0	6.1	6.2	6.2	6.2	6.1	6.1	6.0
	2.7	4.7	5.3	5.6	5.7	5.7	5.8	5.7	5.7	5.6	5.6
	3.2	4.4	5.0	5.3	5.4	5.5	5.5	5.5	5.4	5.4	5.3
	3.7	4.2	4.8	5.1	5.2	5.3	5.3	5.3	5.2	5.2	5.1
	4.2	4.1	4.7	5.0	5.1	5.2	5.2	5.2	5.2	5.1	5.0
	4.7	4.0	4.7	5.0	5.1	5.2	5.2	5.2	5.1	5.1	5.0



ตารางที่ 3.3 สัดส่วนโมเมนต์กลับในพื้นที่แถบกลางของพื้นที่ช่วงในแสดงเป็น $\%M_o$

$$\%M_o = 12.2 - 0.4r_{fx-column-line} + 2.5r_{fx-mid-span} + 3.5r_{fx-column-line}^{0.2} - 10.2r_{fx-mid-span}^{0.5} - 0.2\left(\frac{r_{fx-mid-span}}{r_{fx-column-line}}\right)^{0.5}$$

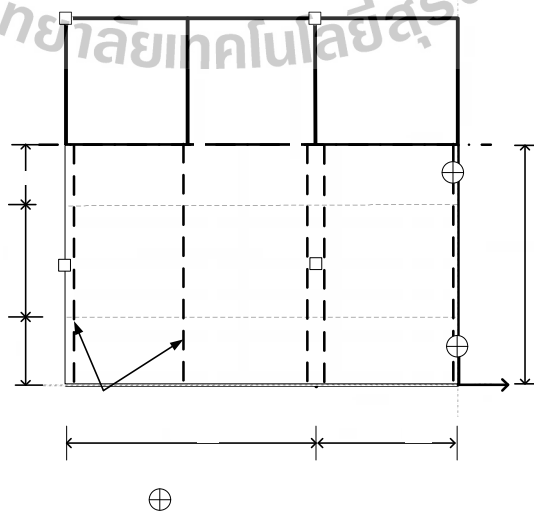
		<i>fx-column-line</i>									
		0.2	0.7	1.2	1.7	2.2	2.7	3.2	3.7	4.2	4.7
<i>fx-mid-span</i>	0.2	10.4	11.0	11.2	11.3	11.3	11.3	11.3	11.2	11.1	11.0
	0.7	8.0	8.3	8.5	8.5	8.5	8.5	8.4	8.4	8.3	8.2
	1.2	6.5	6.9	7.0	7.1	7.1	7.1	7.0	7.0	6.9	6.8
	1.7	5.6	6.0	6.1	6.2	6.2	6.2	6.1	6.0	6.0	5.9
	2.2	4.9	5.3	5.5	5.6	5.6	5.5	5.5	5.4	5.4	5.3
	2.7	4.5	4.9	5.1	5.1	5.2	5.1	5.1	5.0	5.0	4.9
	3.2	4.2	4.6	4.8	4.9	4.9	4.9	4.8	4.8	4.7	4.6
	3.7	4.0	4.5	4.6	4.7	4.7	4.7	4.7	4.6	4.5	4.5
	4.2	3.9	4.4	4.6	4.6	4.7	4.7	4.6	4.6	4.5	4.4
	4.7	3.9	4.4	4.6	4.7	4.7	4.7	4.6	4.6	4.5	4.4



ตารางที่ ง.4 สัดส่วนโมเมนต์บวกในพื้นที่แถบกลางของพื้นที่ช่วงในแสดงเป็น $\%M_o$

$$\%M_o = 205.7 + 0.4r_{fx-column-line} + 0.6r_{fx-mid-span} - 197.7r_{fx-column-line}^{0.01} - 3.9r_{fx-mid-span}^{0.5} - 0.2\left(\frac{r_{fx-mid-span}}{r_{fx-column-line}}\right)^{0.5}$$

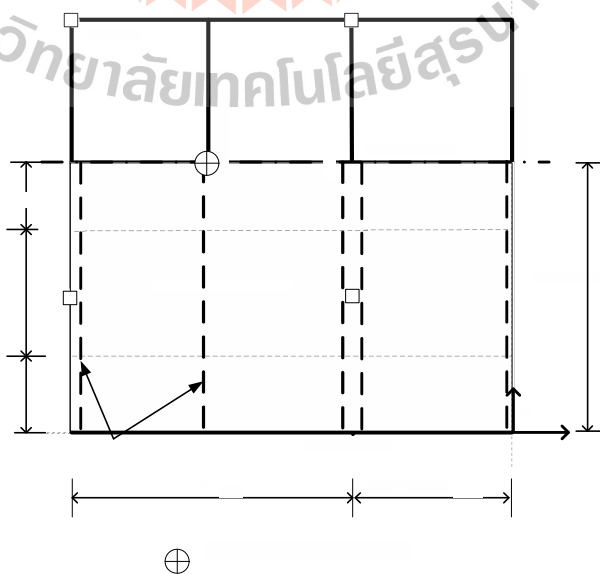
		<i>fx-column-line</i>									
		0.2	0.7	1.2	1.7	2.2	2.7	3.2	3.7	4.2	4.7
<i>fx-mid-span</i>	0.2	9.4	7.2	6.4	5.9	5.6	5.4	5.3	5.2	5.1	5.1
	0.7	6.5	5.4	4.8	4.4	4.2	4.0	3.9	3.9	3.8	3.8
	1.2	5.7	4.6	4.0	3.7	3.5	3.3	3.2	3.1	3.1	3.1
	1.7	5.1	4.1	3.5	3.2	2.9	2.8	2.7	2.6	2.6	2.6
	2.2	4.7	3.6	3.1	2.7	2.5	2.4	2.3	2.2	2.2	2.2
	2.7	4.3	3.3	2.8	2.4	2.2	2.0	1.9	1.9	1.8	1.8
	3.2	4.0	3.0	2.5	2.1	1.9	1.8	1.7	1.6	1.6	1.6
	3.7	3.8	2.8	2.2	1.9	1.7	1.5	1.4	1.4	1.4	1.3
	4.2	3.6	2.6	2.0	1.7	1.5	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2
	4.7	3.4	2.4	1.9	1.5	1.3	1.2	1.1	1.0	1.0	1.0



ตารางที่ ง.5 สัดส่วนโมเมนต์บวกในคานช่วงปลายกลางช่วงพื้นแสดงเป็น $\%M_o$

$$\%M_o = -8.3 - 1.0r_{fx-column-line} - 1.2r_{fx-mid-span} + 10.5r_{fx-column-line}^{0.2} + 4.7r_{fx-mid-span}^{0.5} + 5.3\left(\frac{r_{fx-mid-span}}{r_{fx-column-line}}\right)^{0.5}$$

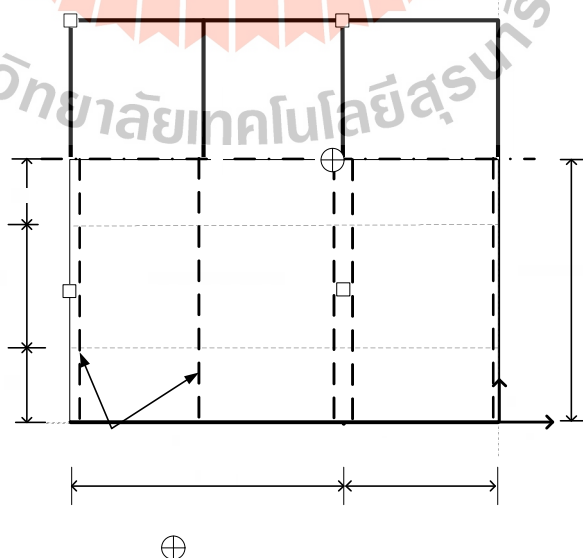
		<i>fx-column-line</i>									
		0.2	0.7	1.2	1.7	2.2	2.7	3.2	3.7	4.2	4.7
<i>fx-mid-span</i>	0.2	6.3	5.5	5.4	5.3	5.2	5.1	4.9	4.6	4.4	4.2
	0.7	9.7	8.7	8.2	7.9	7.6	7.3	7.0	6.7	6.4	6.1
	1.2	12.2	10.7	10.0	9.5	9.1	8.7	8.4	8.0	7.7	7.3
	1.7	14.1	12.1	11.2	10.6	10.2	9.7	9.3	8.9	8.6	8.2
	2.2	15.7	13.3	12.2	11.5	11.0	10.5	10.1	9.7	9.2	8.8
	2.7	17.0	14.3	13.1	12.3	11.7	11.1	10.7	10.2	9.8	9.4
	3.2	18.2	15.1	13.8	12.9	12.2	11.7	11.2	10.7	10.2	9.8
	3.7	19.2	15.9	14.4	13.4	12.7	12.1	11.6	11.1	10.6	10.1
	4.2	20.2	16.5	14.9	13.9	13.1	12.5	11.9	11.4	10.9	10.4
	4.7	21.0	17.1	15.4	14.3	13.4	12.8	12.2	11.6	11.1	10.6



ตารางที่ ง.6 สัดส่วนโมเมนต์ลบในคานช่วงปลายกลางช่วงพื้นแสดงเป็น $\%M_o$

$$\%M_o = 3.7 + 3.3r_{fx-column-line} - 2.6r_{fx-mid-span} - 9.2r_{fx-column-line}^{0.5} + 18.5r_{fx-mid-span}^{0.5} - 6.2 \left(\frac{r_{fx-mid-span}}{r_{fx-column-line}} \right)^{0.5}$$

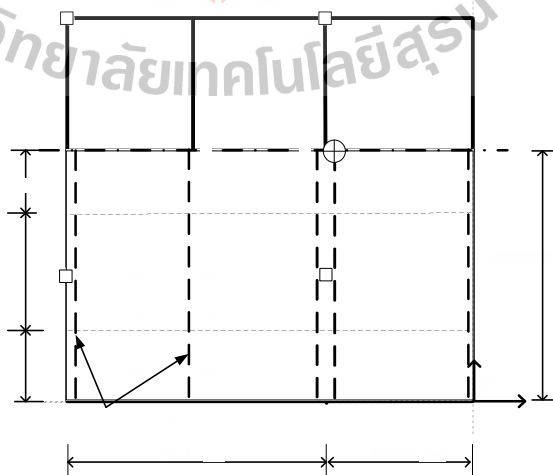
		<i>fx-column-line</i>									
		0.2	0.7	1.2	1.7	2.2	2.7	3.2	3.7	4.2	4.7
<i>fx-mid-span</i>	0.2	1.7	2.7	2.8	3.0	3.3	3.7	4.1	4.7	5.3	5.9
	0.7	5.1	6.2	6.8	7.3	7.8	8.4	9.0	9.7	10.4	11.1
	1.2	6.3	8.1	9.0	9.6	10.3	11.0	11.6	12.4	13.1	13.9
	1.7	7.0	9.3	10.4	11.3	12.0	12.7	13.5	14.2	15.0	15.8
	2.2	7.4	10.2	11.5	12.5	13.3	14.1	14.9	15.7	16.5	17.4
	2.7	7.6	10.9	12.4	13.4	14.3	15.2	16.0	16.8	17.7	18.6
	3.2	7.7	11.4	13.0	14.2	15.1	16.0	16.9	17.8	18.6	19.5
	3.7	7.7	11.7	13.5	14.7	15.8	16.7	17.6	18.5	19.4	20.3
	4.2	7.6	11.9	13.9	15.2	16.3	17.3	18.2	19.2	20.1	21.0
	4.7	7.5	12.1	14.2	15.6	16.7	17.7	18.7	19.7	20.6	21.5



ตารางที่ ง.7 สัดส่วนโมเมนต์ค้ำในคานช่วงในกลางช่วงพื้นแสดงเป็น $\%M_o$

$$\%M_o = 157.0 + 1.0r_{fx-column-line} - 2.0r_{fx-mid-span} - 159.1r_{fx-column-line}^{0.01} + 15.0r_{fx-mid-span}^{0.5} - 4.9\left(\frac{r_{fx-mid-span}}{r_{fx-column-line}}\right)^{0.5}$$

		<i>fx-column-line</i>									
		0.2	0.7	1.2	1.7	2.2	2.7	3.2	3.7	4.2	4.7
<i>fx-mid-span</i>	0.2	2.0	2.8	3.1	3.4	3.7	4.0	4.3	4.7	5.0	5.4
	0.7	4.8	5.9	6.5	7.0	7.5	7.9	8.3	8.8	9.2	9.6
	1.2	5.9	7.5	8.4	9.0	9.5	10.1	10.5	11.0	11.5	11.9
	1.7	6.6	8.6	9.7	10.4	11.0	11.6	12.1	12.6	13.1	13.6
	2.2	7.0	9.4	10.6	11.5	12.1	12.8	13.3	13.9	14.4	14.9
	2.7	7.3	10.0	11.4	12.3	13.0	13.7	14.3	14.9	15.4	15.9
	3.2	7.5	10.5	12.0	13.0	13.8	14.5	15.1	15.7	16.2	16.8
	3.7	7.6	10.9	12.4	13.5	14.4	15.1	15.8	16.4	16.9	17.5
	4.2	7.6	11.1	12.8	14.0	14.9	15.6	16.3	16.9	17.5	18.1
	4.7	7.5	11.3	13.1	14.3	15.3	16.0	16.8	17.4	18.0	18.6

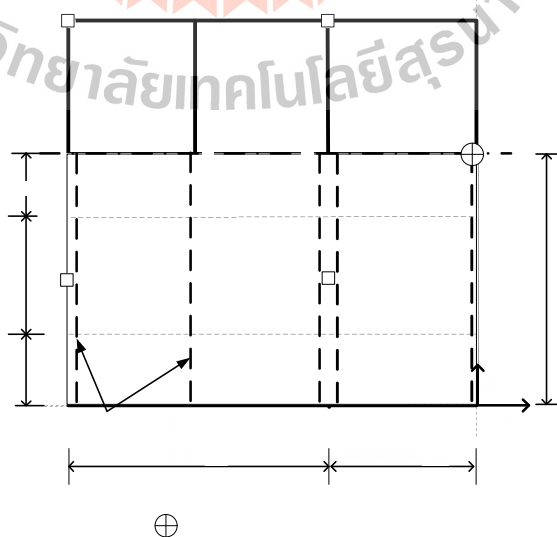


⊕

ตารางที่ ง.8 สัดส่วนโมเมนต์บวกในคานช่วงในกลางช่วงพื้นแสดงเป็น $\%M_o$

$$\%M_o = 1600 + 0.8r_{fx-column-line} - 0.3r_{fx-mid-span} - 1840.4r_{fx-column-line}^{0.01} + 1977.7r_{fx-mid-span}^{0.5} - 1732.1\left(\frac{r_{fx-mid-span}}{r_{fx-column-line}}\right)^{0.01}$$

		<i>fx-column-line</i>									
		0.2	0.7	1.2	1.7	2.2	2.7	3.2	3.7	4.2	4.7
<i>fx-mid-span</i>	0.2	3.0	2.1	1.8	1.7	1.6	1.7	1.8	1.9	2.1	2.2
	0.7	5.1	4.8	4.7	4.7	4.8	4.9	5.0	5.2	5.4	5.6
	1.2	6.2	6.0	5.9	5.9	6.0	6.1	6.3	6.5	6.7	6.9
	1.7	6.9	6.7	6.6	6.7	6.8	6.9	7.1	7.3	7.5	7.7
	2.2	7.3	7.2	7.1	7.2	7.3	7.4	7.6	7.8	8.0	8.3
	2.7	7.7	7.5	7.5	7.6	7.7	7.8	8.0	8.2	8.4	8.7
	3.2	7.9	7.8	7.8	7.9	8.0	8.1	8.3	8.5	8.8	9.0
	3.7	8.1	8.0	8.0	8.1	8.2	8.4	8.6	8.8	9.0	9.2
	4.2	8.3	8.2	8.2	8.3	8.4	8.6	8.8	9.0	9.2	9.4
	4.7	8.4	8.3	8.3	8.4	8.5	8.7	8.9	9.1	9.4	9.6





ภาคผนวก จ

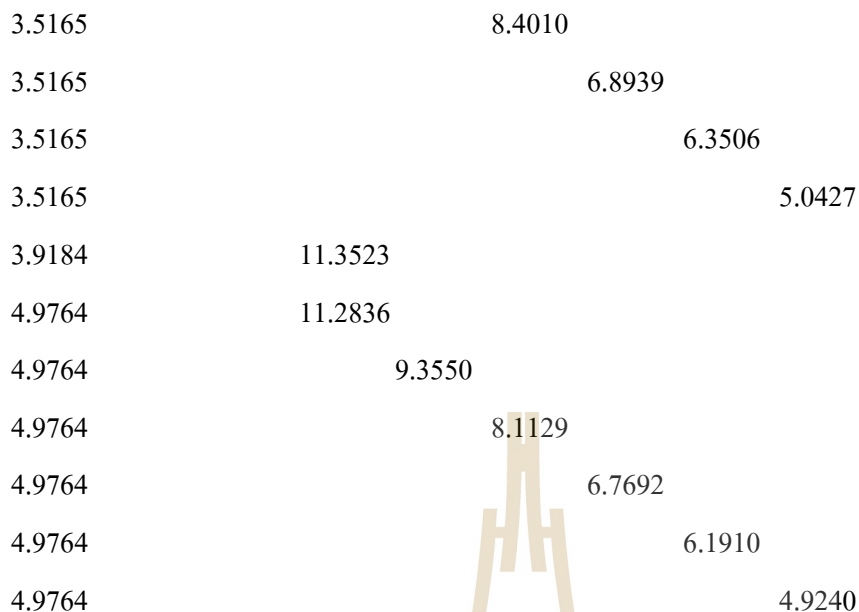
ตัวอย่างการทำ nonlinear regression analysis

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

กำหนดให้ $x =$ *fx-column-line* $y =$ *fx-mid-beam* $z1..z6 = \%M_o$

Data: end mid -mint in strip moment 12 m slab-mid-beam effect

x	y	z1	z2	z3	z4	z5	z6
0.2438	0.2438	10.2555					
0.3573	0.5040					4.8616	
0.5040	0.9184		9.0744				
0.5040	1.5301			7.0495			
0.5040	2.3819				5.6388		
0.5040	4.9764					5.2894	
0.5040							3.8944
0.9184			9.5555				
0.9184				7.7675			
0.9184					6.4345		
0.9184						5.9102	
0.9184							4.7408
1.0793		11.3855					
1.1969					6.6827		
1.5301				8.1619			
1.5301					6.7987		
1.9234		11.4724					
1.9234			9.7424				
1.9234						6.3638	
1.9234							4.9952
2.3819			9.7121				
2.3819				8.1685			
2.3819					6.9537		
2.3819							5.0557
2.5849		11.4525					
3.5165			9.5488				



Nonlinear Regression

Data Source: Data end mid -mint in strip moment 12 m slab-mid-beam effect

Equation: Paraboloid1

R	Rsqr	Adj Rsqr	Standard Error of Estimate
0.9996	0.9992	0.9991	0.2412

	Coefficient	Std. Error	t	P	Std. Coeff.	VIF
y0	11.2414	1.0600	10.6047	<0.0001	15.8171	714.4059<
a	-0.4328	0.1008	-4.2938	0.0002	-0.432832	49.3945<

b	2.2697	0.1279	17.7425	<0.0001	2.28273	57.9150<
c	-0.2998	0.1906	-1.5726	0.1260	1.#INF	34.4796<
d	4.5427	1.1061	4.1071	0.0003	1.#INF	1010.1899<
e	-9.5496	0.3970	-24.0559	<0.0001	1.#INF	175.6274<

Analysis of Variance:

	DF	SS	MS
Regression	6	2322.6299	387.1050
Residual	31	1.8041	0.0582
Total	37	2324.4340	62.8225

Statistical Tests:

PRESS 2.5458

Durbin-Watson Statistic 0.6550 Failed

Normality Test Passed (P = 0.4431)

K-S Statistic = 0.1390 Significance Level = 0.4431

Constant Variance Test Passed (P = 0.2277)

Power of performed test with alpha = 0.0500: 1.0000

Regression Diagnostics:

Row	Predicted	Residual	Std. Res.	Stud. Res.	Stud. Del. Res.
1	10.0997	0.1558	0.6456	0.9563	0.9549

13	11.0825	0.3029	1.2557	1.3690	1.3894
17	11.3180	0.1544	0.6400	0.6963	0.6904
25	11.3616	0.0908	0.3765	0.4105	0.4049
31	11.2783	0.0740	0.3066	0.3379	0.3330
32	11.1211	0.1625	0.6737	0.7789	0.7739
35	9.0488	0.0256	0.1060	0.1157	0.1139
40	9.4523	0.1033	0.4281	0.4488	0.4429
50	9.7975	-0.0551	-0.2283	-0.2386	-0.2350
53	9.8408	-0.1286	-0.5333	-0.5572	-0.5509
58	9.8120	-0.2631	-1.0907	-1.1400	-1.1458
65	9.6183	-0.2633	-1.0914	-1.1974	-1.2062
69	7.5123	-0.4628	-1.9182	-2.0384<	-2.1549<
74	7.9429	-0.1754	-0.7269	-0.7539	-0.7485
80	8.2257	-0.0638	-0.2646	-0.2748	-0.2706
87	8.3608	-0.1923	-0.7972	-0.8279	-0.8236
92	8.3406	0.0605	0.2506	0.2597	0.2557
99	8.1532	-0.0403	-0.1671	-0.1817	-0.1789
104	6.1220	-0.4833	-2.0033	-2.1329<	-2.2715<
109	6.5832	-0.1487	-0.6165	-0.6421	-0.6359
113	6.7536	-0.0709	-0.2937	-0.3067	-0.3021
115	6.8856	-0.0870	-0.3604	-0.3776	-0.3723
122	7.0342	-0.0805	-0.3338	-0.3497	-0.3447
127	7.0235	-0.1295	-0.5369	-0.5610	-0.5547
134	6.8432	-0.0740	-0.3068	-0.3379	-0.3330
136	4.6782	0.1834	0.7602	0.9092	0.9066
140	5.0003	0.2890	1.1981	1.3006	1.3158
145	5.4950	0.4152	1.7212	1.7971	1.8678
153	5.9208	0.4431	1.8366	1.9360	2.0313<
163	5.9822	0.3684	1.5273	1.6074	1.6515
170	5.8097	0.3812	1.5804	1.7652	1.8310

177	4.0340	-0.1396	-0.5786	-0.8085	-0.8039
182	4.6039	0.1369	0.5674	0.6375	0.6313
190	5.0961	-0.1009	-0.4183	-0.4676	-0.4616
194	5.1728	-0.1171	-0.4853	-0.5442	-0.5379
200	5.1962	-0.1535	-0.6363	-0.7218	-0.7161
207	5.0413	-0.1172	-0.4860	-0.6064	-0.6001

Influence Diagnostics:

Row	Cook's Dist Leverage		DFBETS
1	0.1819	0.5442	1.0433
13	0.0589	0.1587	0.6034
17	0.0149	0.1553	0.2960
25	0.0053	0.1590	0.1760
31	0.0041	0.1766	0.1542
32	0.0341	0.2520	0.4492
35	0.0004	0.1616	0.0500
40	0.0033	0.0901	0.1394
50	0.0009	0.0844	-0.0713
53	0.0048	0.0842	-0.1670
58	0.0200	0.0846	-0.3484
65	0.0487	0.1692	-0.5442
69	0.0895	0.1145	-0.7747
74	0.0072	0.0703	-0.2058
80	0.0010	0.0730	-0.0759
87	0.0090	0.0727	-0.2306
92	0.0008	0.0685	0.0694
99	0.0010	0.1546	-0.0765
104	0.1013	0.1178	-0.8301
109	0.0058	0.0783	-0.1853

113	0.0014	0.0824	-0.0906
115	0.0023	0.0888	-0.1162
122	0.0020	0.0891	-0.1078
127	0.0048	0.0840	-0.1680
134	0.0041	0.1755	-0.1537
136	0.0593	0.3009	0.5947
140	0.0503	0.1514	0.5559
145	0.0485	0.0827	0.5607
153	0.0695	0.1001	0.6773
163	0.0463	0.0971	0.5417
170	0.1286	0.1985	0.9112
177	0.1038	0.4879	-0.7846
182	0.0178	0.2077	0.3232
190	0.0091	0.1996	-0.2305
194	0.0127	0.2047	-0.2729
200	0.0249	0.2227	-0.3833
207	0.0341	0.3576	-0.4477

95% Confidence:

Row	Predicted	Regr. 5%	Regr. 95%	Pop. 5%	Pop. 95%
1	10.0997	9.7368	10.4627	9.4884	10.7111
13	11.0825	10.8865	11.2785	10.5529	11.6121
17	11.3180	11.1241	11.5118	10.7891	11.8468
25	11.3616	11.1655	11.5578	10.8320	11.8913
31	11.2783	11.0715	11.4851	10.7446	11.8120
32	11.1211	10.8741	11.3681	10.5706	11.6716
35	9.0488	8.8511	9.2466	8.5186	9.5791
40	9.4523	9.3046	9.6000	8.9386	9.9660
50	9.7975	9.6545	9.9404	9.2851	10.3098

53	9.8408	9.6980	9.9835	9.3285	10.3531
58	9.8120	9.6688	9.9551	9.2995	10.3244
65	9.6183	9.4159	9.8206	9.0863	10.1503
69	7.5123	7.3458	7.6787	6.9929	8.0317
74	7.9429	7.8124	8.0733	7.4339	8.4519
80	8.2257	8.0928	8.3586	7.7160	8.7353
87	8.3608	8.2282	8.4935	7.8513	8.8704
92	8.3406	8.2118	8.4694	7.8320	8.8492
99	8.1532	7.9597	8.3467	7.6245	8.6819
104	6.1220	5.9532	6.2909	5.6019	6.6422
109	6.5832	6.4455	6.7208	6.0723	7.0941
113	6.7536	6.6123	6.8949	6.2417	7.2655
115	6.8856	6.7390	7.0322	6.3722	7.3990
122	7.0342	6.8873	7.1810	6.5207	7.5476
127	7.0235	6.8809	7.1661	6.5112	7.5357
134	6.8432	6.6371	7.0493	6.3098	7.3767
136	4.6782	4.4084	4.9481	4.1171	5.2394
140	5.0003	4.8089	5.1918	4.4724	5.5283
145	5.4950	5.3536	5.6365	4.9831	6.0069
153	5.9208	5.7651	6.0764	5.4047	6.4368
163	5.9822	5.8288	6.1355	5.4668	6.4975
170	5.8097	5.5905	6.0289	5.2711	6.3483
177	4.0340	3.6903	4.3776	3.4338	4.6341
182	4.6039	4.3797	4.8281	4.0632	5.1446
190	5.0961	4.8763	5.3159	4.5572	5.6350
194	5.1728	4.9501	5.3954	4.6327	5.7128
200	5.1962	4.9640	5.4284	4.6522	5.7403
207	5.0413	4.7471	5.3355	4.4680	5.6145

Fit Equation Description:

[Variables]

$x = \{ \text{col}(1,1,\text{size}(\text{col}(3))), \text{col}(1,1,\text{size}(\text{col}(4))), \text{col}(1,1,\text{size}(\text{col}(5))), \text{col}(1,1,\text{size}(\text{col}(6))), \text{col}(1,1,\text{size}(\text{col}(7))), \text{col}(1,1,\text{size}(\text{col}(8))) \}$

$y = \{ \text{data}(\text{col}(2,1,1), \text{col}(2,1,1), \text{size}(\text{col}(3))), \text{data}(\text{col}(2,2,2), \text{col}(2,2,2), \text{size}(\text{col}(4))), \text{data}(\text{col}(2,3,3), \text{col}(2,3,3), \text{size}(\text{col}(5))), \text{data}(\text{col}(2,4,4), \text{col}(2,4,4), \text{size}(\text{col}(6))), \text{data}(\text{col}(2,5,5), \text{col}(2,5,5), \text{size}(\text{col}(7))), \text{data}(\text{col}(2,6,6), \text{col}(2,6,6), \text{size}(\text{col}(8))) \}$

$z = \{ \text{col}(3), \text{col}(4), \text{col}(5), \text{col}(6), \text{col}(7), \text{col}(8) \}$

$\text{reciprocal_z} = 1/\text{abs}(z)$

$\text{reciprocal_zsquare} = 1/z^2$

'Automatic Initial Parameter Estimates

$F(q,r) = \text{ape}(q,r,2,0,1)$

[Parameters]

$y_0 = F(x,z)[1]$ "Auto {{previous: 11.2414}}

$a = F(x,z)[2]$ "Auto {{previous: -0.432832}}

$b = F(y,z)[2]$ "Auto {{previous: 2.26969}}

$c = F(y,z)[3]$ "Auto {{previous: -0.299807}}

$d = F(x,z)[3]$ "Auto {{previous: 4.54269}}

$e = F(y,z)[3]$ "Auto {{previous: -9.54957}}

'g = F(y,z)[3] "Auto {{previous: -1.84494}}

[Equation]

$f = y_0 + a*x + b*y + c*(y/x)^.5 + d*x^.2 + e*y^.5$

fit f to z

"fit f to z with weight reciprocal_z

"fit f to z with weight reciprocal_zsquare

[Constraints]

[Options]

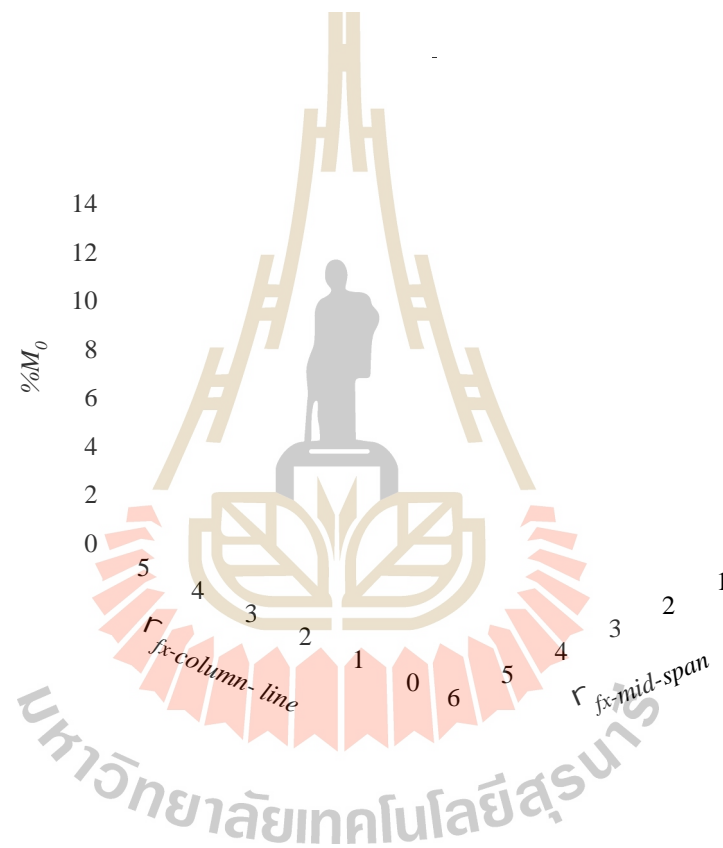
tolerance=1e-10

stepsize=1

iterations=200

Number of Iterations Performed = 13

Plot of regression results on data



ภาคผนวก ฉ

บทความทางวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่ในระหว่างศึกษา

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

รายชื่อบทความทางวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่ในระหว่างศึกษา

ชำนาญ ดวงจรัส และสิทธิชัย แสงอาทิตย์.(2551). การวิเคราะห์รอยต่อแบบห้วงด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไม่เป็นเส้นตรง.การประชุมสัมมนาบัณฑิตศึกษาวิศวกรรมโยธาครั้งที่ 2 มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.หน้า 16-21

Chamnan Duangjaras, Sittichai Seangatith and Amnat Apichatvullop.(2004).**Moment coefficient of two-way slabs by finite element analysis.** The eighth annual national symposium on computational science and engineering(ANSCSE8).Suranaree University of Technology(SUT),Thailand.350-353

Chamnan Duangjaras, Sittichai Seangatith and Amnat Apichatvullop.(2006). **Distribution of moments in slabs with elastic beams at mid-span and between all supports.** Technology and innovation for sustainable development (TISD),International conference, Khon Kaen University, Thailand.168-173

Chamnan Duangjaras, Sittichai Seangatith and Amnat Apichatvullop.(2009). **Failure characteristics of full depth precast slabs with loop joints.**The 14th national convention on civil engineering (NCCE14). Suranaree University of Technology(SUT),Thailand.

Chamnan Duangjaras, Sittichai Seangatith(2013). **Experimental and analytical study of segmental precast slabs with loop joints.** Asian journal of civil engineering (submitted)

EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL STUDY OF SEGMENTAL PRECAST SLABS WITH LOOP JOINTS

Chamnan D.¹ and Sittichai S.²

¹ Ph.D. candidate, School of Civil Engineering, Suranaree University of Technology,
Nakhon Ratchasima, Thailand, E-mail address: chamnand@gmail.com

² Assoc. Prof., School of Civil Engineering, Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima,
Thailand, E-mail address: sitichai@sut.ac.th

ABSTRACT : This paper presents the testing results and analytical results of segmental precast slabs, formed by four panels of segmental precast units with band beams and connected together with loop joints. Three sets of the single span of 3200x3200 mm slabs were tested. They were simply supported at each corner by steel columns of size 200x200 mm and were tested under uniformly distributed load steps by means of sand bags. The slabs were also analyzed by using the nonlinear finite element method with assuming nonlinear material properties. From the experiments, it was found that the slabs have a linear behavior up to 40% of its ultimate load. After cracks occurred, the slabs behave nonlinearly and yielding of the main steel reinforcement occurred at the load about 65% of its ultimate load at deflections about 10 mm. Also, all slabs have very high ductility at their failure with the ductility factor about 6 and the mode of failure can be considered as a progressive failure. Comparing the analytical results with the experimental results, it can be concluded that the segmental precast slabs can be built as strong as the conventional slabs to sustain service loads for the ranges of 3.0 to 4.0 kN/m², providing that the loop joints connect the precast units perfectly. Increasing the friction between the precast units and concrete joints can increase the load sustaining capacity of the slabs.

KEYWORDS : *nonlinear, precast, slabs, full depth, finite element.*

1. INTRODUCTION

Conventional precast slabs are widely used in building construction due to better quality control in manufacturing and fast installation on site. Most of these slabs are partially pre-cast which concrete topping is required. Moreover, these precast slabs are one-way slabs requiring beam supports at each slab end. Today, precast slabs are made in various section shapes such as solid planks, hollow cores, and double-T. Full depth precast slabs are mostly used as bridge decks to accelerate installation [1,2] and are used as concrete pavement to reduce construction time for repairing of concrete highway [3]. To form a large panel, the full depth precast slabs are connected together with loop joints which are widely used connections for this slab type. The effectiveness of the joint was studied under static and fatigue loading by using concrete beams [4,5] and it was found that the beam with the joint yields strength and stiffness similar to those of the ordinary beam without joints provided that the joint width

was sufficient for development length of the reinforcement. The joints were also tested under tension [6] and it was found that the failure of the joint influenced by various parameters such as the overlapping length, the spacing of the loops and the amount of the transverse reinforcement. These studies implemented in pavement and bridge decks which require short time construction avoiding traffic interference. Comparing with the two-way slabs with the same design variables, the effectiveness of these slabs is lower due to the one-way distribution of the internal shear and moment in the slab. Therefore, to improve the effectiveness of the slabs, they should be segmentally and fully precast as two-way slabs with band beams. Also, to accelerate the construction, the slabs should be without topping. For installation, each slab is connected together with loop joints and supported directly by columns. The installed slabs are, hence, similar to flat slabs or slabs with band beams and in general this can be used as building floors. This paper presents the testing results and analytical results of segmental precast slabs, formed by four panels of full depth precast units with band beams connected together with loop joints. The slabs were simply supported and tested under uniformly distributed load by means of sand bags.

2. EXPERIMENTAL WORK

2.1 Details of segmental precast slabs

Three sets of precast units were cast and each unit consisted of a slab portion and partial beam portions. Thickness of slab portions were 80 mm, 100 mm and 100 mm for the first set, the second set and the third set respectively. Based on standard concrete design theory, the slab was reinforced with two layers of rebars with diameter of 6 mm. Rectangular loops protruded alternately from this reinforcement as shown in figure 1. The horizontal length of each loop was based on the development length in according to the ACI code which is 130 mm length for the bar of diameter 6 mm in concrete strength of 30 MPa. Beam portions were reinforced with two rebars with diameter of 9 mm at top and bottom layers and tie with the stirrup with diameter of 6 mm at spacing of 150 mm. Dimensions and reinforcement of each precast unit are shown in figure 2 and table 1. The single span slab was formed by four single units connected at mid-span as shown in figure 3. These connection strips were poured with in-situ concrete. Reinforcement details and dimensions are shown in table 1 and figure 4.



Figure 1. Loop bars

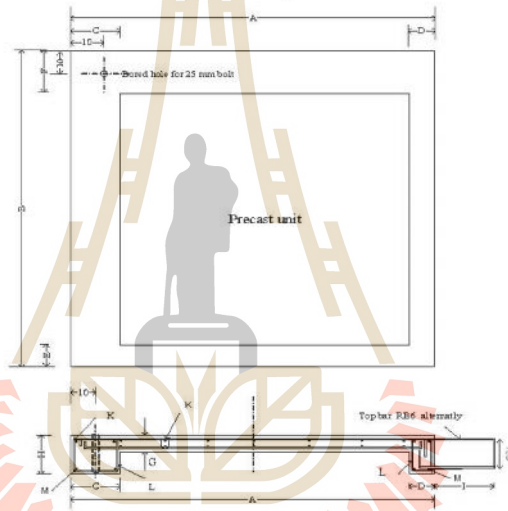


Figure 2. Dimensions and reinforcement of a precast unit

Table 1. Precast unit dimensions and reinforcement

set	Precast unit dimensions(mm)										Reinforcement		
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K(top/Bottom)	L	M
1	1475	1475	200	200	100	100	80	180	240	250	7RB6@195 [#]	RB6@150	4RB9
2	1500	1500	200	200	100	100	100	160	290	200	7RB6@200 [#]	RB6@150	4RB9
3	1450	1450	200	200	100	100	100	200	290	300	7RB6@230 [#]	RB6@150	4RB9



Figure 3 Loop joint connection

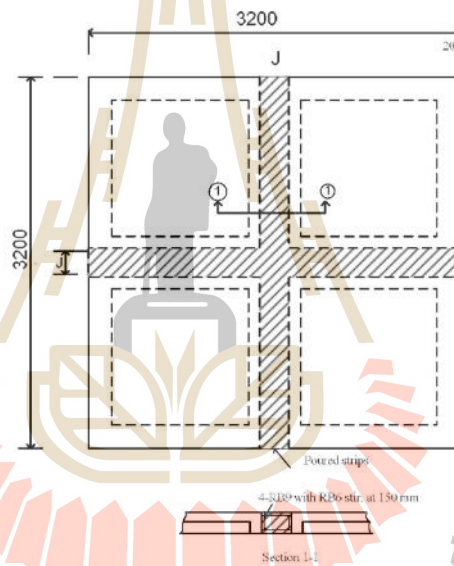


Figure 4 Dimensions and reinforcement of a single span slab

2.2 Material properties

Concrete of all precast units was ready-mixed concrete with design strength of 30 MPa. Five concrete samples were cast and cured in water for each concrete batch and curing time was at least 28 days. The concrete for poured strip was cast in-situ with concrete having design strength of 35 MPa. All samples were tested in according with ASTM C39. The averaged compressive strength are shown in table 2. The reinforcement used is round bars with tensile yield strength of 24 MPa. Five samples

of each bar size were tested in according with ASTM A370. The averaged tensile strength of each bar size is shown in table 2

Table 2 Material properties

Cylinder f'_c (MPa)		Rebars (MPa)			
Precast unit	Poured strip	RB6		RB9	
		f_y	f_u	f_y	f_u
37	40	270	347	297	410

2.3 Test set-up

The slab was simply supported at each corner by the stiff steel column of size 200x200 mm forming the single span of 3000x3000 mm center to center of columns. Deflections were measured at the center of each precast unit and at mid-span using Kyowa DT-A100 LVDT. Elongation in bottom reinforcement of the mid-span beam was measured by using strain gauges attached to the steel bars at mid-span position. The deflection data and strain data was automatically collected by Yokokawa DA100 data logger. Between the contacted surfaces of the slab and the column sections were filled with white cement mortar for the purpose of leveling. All surfaces of the slab were painted with the mixture of white cement and water to facilitate detection of concrete cracking. Sand bags were used to apply uniformly distributed load to the slab. The overall set-up is shown in figure 5.



Figure 5 (a) Schematic diagrams of general set-up (b) Testing of the slab

2.4 Testing

The surface area of the slab was divided into grid of 3x3 which each grid covers area of 1.0 m². Total area of the slab surface was 9.0 m². Then the slab was loaded step by step using sand bags uniformly distributed over each grid area. Each load step was about 300 N/m² as shown in figure 6. A preload of approximately 900 N/m² was applied to seat the testing slab before the beginning of each test. At each load step, the total weight and the deflections and also stains were recorded after load sustaining for about 3 minutes and the slab was observed thoroughly for concrete cracking. Then the next load step was begun. The slab was loaded to the point where the deflections increased dramatically with little or no increase in load or severe cracks occurred.

3. TEST RESULTS

3.1 Load-deflection curves

Figure 7 shows the uniformly distributed load versus mid-span deflection curves of all slab sets. It was found that the slab has a linear behavior up to 2.5 kN/m². After cracks occurred, the slab behaves nonlinearly and yielding of the main steel reinforcement occurred at the load about 4.0 kN/m² with the center mid-span deflection of the slab of about 12 mm which is equivalent to the span-to-deflection ratio of about 250. After yielding, the slab stiffness reduced progressively with the increasing of the load, causing a significant increase of the mid-span deflections for each load step. Maximum load of slab set 1 was about 6.0 kN/m² with the maximum mid-span deflection of about 43 mm. The maximum load of slab set 2 and slab set 3 were virtually the same for about 6.30 kN/m². The ratio of the maximum displacement to that at yielding is larger than 4. Load-strain curves in figure 8 show that incremental loads virtually linearly increases strain in steel bars until yielding at strain about 1200 $\mu\epsilon$ in set 1 and set 2 which applied load were about 4.0 kN/m² in consistent with load-deflection curves.



Figure 6 Uniformly distributed load

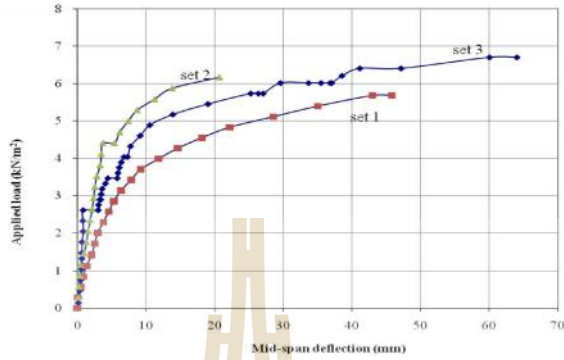


Figure 7 Load-mid span deflection curves of all slabs

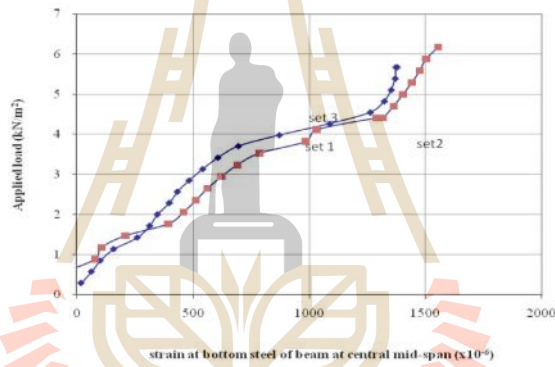


Figure 8 Load-strain curves in bottom bars of beams at central mid-span

3.2 Concrete cracking and deformation

In this study, the surfaces of the precast concrete in contact with the poured concrete were smooth surfaces which is to simulate the worst case of connection between the new and old concrete. Figure 9(a) and figure 9(b) show examples of the cracks occurred at the joint in the vicinities of the interfaces of the precast unit and the poured concrete at the mid-span at various load steps near the end of the test. It is noted that reinforcement at the sections of these interfaces was less than that in slab portions or that in the sections between the interface surfaces, causing the interface section to be the weakest sections in the slab system. Hence, the concrete cracking is easily occurred along the interface lines. These cracks also shows that there was significant tensile force in the transverse direction of the

beams. Conversely, the interfaces can be reinforced so that the section capacity are equal to or even stronger than that of the slab portions or the beam sections. These cracks were occurred throughout the slab width. At the center of the mid-span of the slab, the complex cracks were observed as shown in figure 10. In addition, there were no cracks found in other parts of the slab. The maximum deflection at mid span of set 3 was about 63 mm which is equivalent to the span-to-deflection ratio of about 50, causing the slab end at each column to be tilted upward as shown in figure 11. This indicates that the slab has very high ductility at the failure.



Figure 9 Concrete cracking at the joint interfaces



Figure 10 Concrete cracking at mid-span



Figure 11 Slab corner tilted upward at failure

4. ANALYTICAL WORK

4.1 Introduction

In the study of slab behavior under various conditions such as geometry, loading, composite action etc. experimental works can directly reveal the behavior of the slab. However, since the experimental works are expensive and give only some parameters that influence on slab behavior, numerical simulations of slab behaviors are then necessary. In the past few years, a number of researchers have used the finite element analysis that includes the bond slip, dowel action and tension stiffening to analyze this kind of problems [7]. It was found that the finite element yields results that are fairly in good agreement with experimental results. Also, a three-dimensional finite element model was used to simulate bridge deck behavior in Virginia, USA using ABACUS. The accuracy of the model was verified with hand calculation and the validated model was used to evaluate the Route 621 Bridge over the Willis River [8]. The material model in nonlinear analysis plays an important role for accuracy of prediction. An elastic strain hardening plastic stress-strain relationship with a nonassociated flow rule was used to model concrete in compression and an elastic brittle fracture was assumed for concrete in tension. The steel was modeled by idealized bilinear curves identical in tension and compression. The models yielded good agreement with experimental data[9]. A nonlinear finite element code was formulated to take into account the high strength concrete of slabs which were modeled with 20-node isoparametric brick element. The material model for cracked concrete was incorporated in the analysis and analysis results were in good agreement with test data [10].

In this study, the segmental precast slabs have some features that are different from the conventional slabs such that portions of slabs were precast and connected together in installation. This creates connection lines where new and old concrete to be in contact. Moreover, transferring of load across the connection by means of loop bars or splice bars together with in-situ concrete are distinct characteristics of this slab system. Hence, the finite element model for this slab system should account for all features of the slabs. The ANSYS [13] has features that can be used to model this slab system. In this modeling, the concrete of the slab and beams were modeled by the SOLID65 element which is a 8-node brick element without reinforcing bars having three degree of freedom at each node; translation in x , y and z directions. This element can be simulated cracking, crushing and plastic deformation of concrete. All support columns are assumed in linear elastic behavior and modeled with the SOLID45 element which is also a 8-node brick element similar to the SOLID65. All reinforcement was discretely modeled by the LINK8 element which is a spa element having two nodes and three degree of freedoms at each node; translation in x , y and z directions. The element can be simulated—plasticity, large deformation and stress stiffening of the reinforcement. Geometry of SOLID65, SOLID45 and LINK8 is shown in figure 12. Interface surfaces between new and old concrete of the precast unit and the in-situ concrete in connection lines were modeled by contact pair elements TARGE170 and CONTA174 these element pairs can simulate sliding, and separation of the contact surfaces. Also at all support columns at each corner of the slab where column sections contacts to the bottom of the slab, the contact was also modeled by this contact pair.

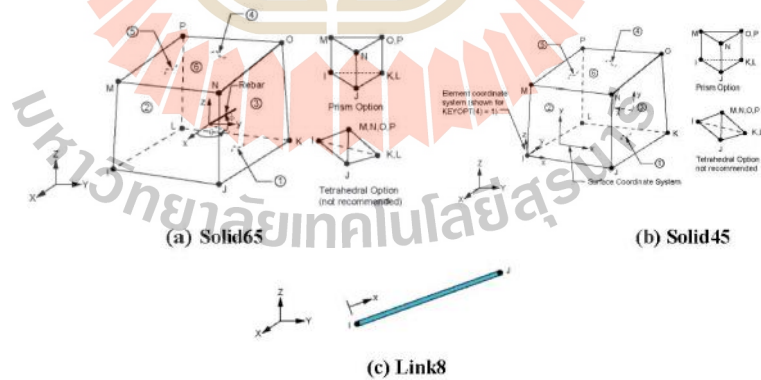


Figure 12 Finite elements in ANSYS

4.2 Meshes of finite elements

The slab was discretized into thin layers along the thickness and uniform sizes throughout the slab volume. Also the integrated beams and the support columns were discretized in the same manner. The reinforcement was discretely modeled by assuming that perfect bond occurs between the concrete and the reinforcement. Hence the Link8 elements were connected to the SOLID65 elements at each node at bar level in concrete. The results of discretization of concrete and reinforcement are shown in figure 12 and figure 13, respectively.

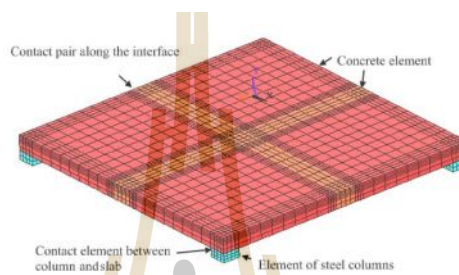


Figure 12 Meshes of concrete and steel columns

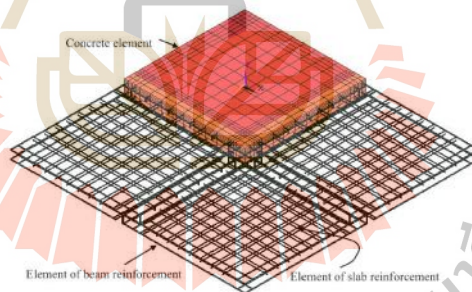


Figure 13 Meshes of concrete and steel bars

4.3 Material models

4.3.1 Material model of concrete

There are various concrete models available in literatures but the expression of Maekawa and Okamura [11] as shown in the equation 1 is adopted as a nonlinear material model of concrete. Since it

matches with concrete characteristics in this study. This expression associated with the averaged compressive strength of the slab yields the stress-strain curves as shown in figure 14.

$$\sigma = K_o E_o (\varepsilon - \varepsilon_p) \quad (1)$$

$$K_o = e^{-0.73x(1-e^{-1.25x})} \quad (2)$$

$$E_o = \frac{2.0f_c'}{\varepsilon_{peak}} \quad (3)$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{peak} \left(x - \frac{20}{7} (1 - e^{-1.35x}) \right) \quad (4)$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{peak}} \quad (5)$$

where

ε = strain

K_o = fracture parameter represents the damage of concrete

E_o = initial stiffness of concrete, MPa

ε_p = plastic strain corresponds the total strain

ε_{peak} = peak strain of concrete under compression

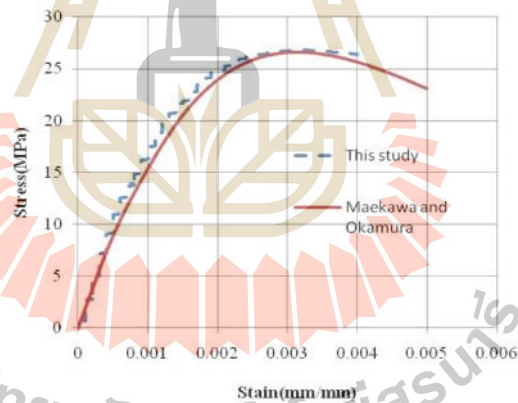


Figure 14 Typical stress-strain curve of slab concrete

4.3.2 Material model of steel

From the testing results of the steel, it was found that their behaviors are in accordance with Okamura's model [12] as shown in the equation 6. The stress is linearly elastic up to yielding point

and after a certain yielding plateau, its behavior starts to be strain hardening in an exponential form. The 9 mm rebar yields the stress-strain curve as shown in figure 5. According to the experimental design, the steel columns behave linearly under the applied load.

$$\sigma = f_y + \left\{ 1 - e^{(\varepsilon_{th} - \varepsilon)/k} \right\} (1.01 f_u - f_y) \quad : \varepsilon > \varepsilon_{th} \quad (6)$$

$$k = 0.047 \left(\frac{4000}{f_y} \right)^{2/3} \quad (7)$$

- E_s = modulus of elasticity, MPa
- f_y = tensile yield strength, MPa
- f_u = ultimate tensile strength, MPa
- ε = steel strain
- ε_y = tensile yield strain
- ε_{th} = maximum tensile strain before strain hardening

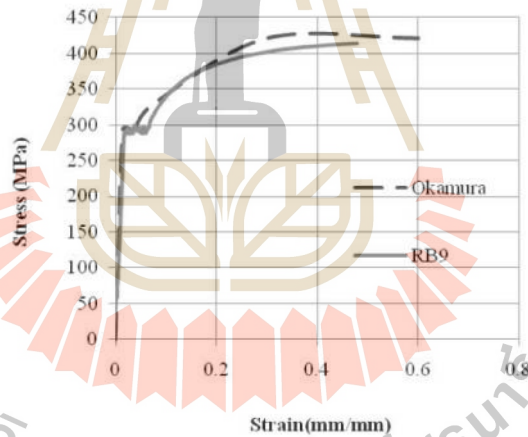


Figure 15 Typical stress-strain curves of RB9 steel bar

4.3.3 Contact pair

For each contact pair, the material with higher strength was assumed to be the target surface while that with lower strength was assumed to be the contact surface. There are various contact types

in ANSYS and, for this study, the interfaces between the precast units and the joint concrete could slide and separate under loading since the contact surface is smooth with low bonding. Hence the normal type of contact was employed. The friction between the contact surfaces could play an important role in the slab performance under loading. So In this study, ranges of friction coefficient (μ) used is between 0.1- 0.3 lower than 0.6 which is in the provision of the ACI code.

4.3.4 Analytical and experimental results

All of the material data and loading, including the finite meshes, were input to the program. Single load step with the smallest load step size of 0.001 and the maximum load step size of 0.1 were set for the nonlinearity. Convergence of the nonlinearity was controlled by using displacement L2 norm with the tolerance of 0.001. The analytical results and the experimental results are shown in figure 16, figure 17 and figure 18 for slab set 1, slab set 2 and slab set 3 respectively. These results show that the experimental results and the analytical results were in good agreement in the initial loading up to about 25 kN/m² when the slab had the linear behavior. The analytical results associated with the friction coefficient of 0.1 between the contact surfaces show in good agreement with experimental results after yielding. It implies that low bonding occurred in the interface between the old and new concrete. It also should be noted, that cracking of concrete was not included in the analysis due to severely cracks occurred in bottom parts of concrete causing numerical problem resulting in un-convergence of the model. So results from the analysis based on nonlinearity of the material only. In the model, it is assumed that all parts of the slabs were perfectly bonded and without cracking of concrete so it is stiffer than the specimen that cracks can occur causing the discrepancy between the analytical results and the experimental results after concrete cracking before yielding. However, this discrepancy is small. The yielding load and the ultimate load from analytical results are in good agreement with the experimental results as shown in figure 16 to figure 19. Both of the analytical results and experimental results show high ductility of greater than 5.

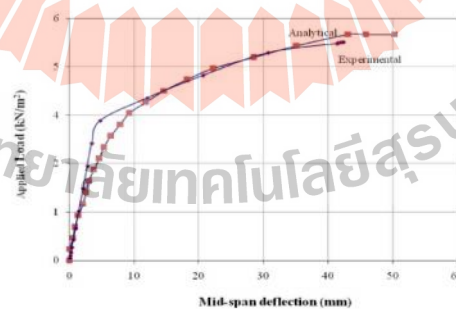


Figure 16 Analytical and experimental results of slab set 1

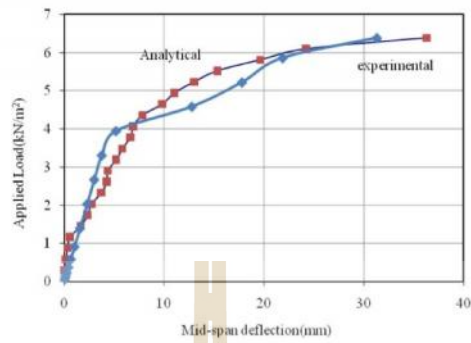


Figure 17 Analytical and experimental results of slab set 2

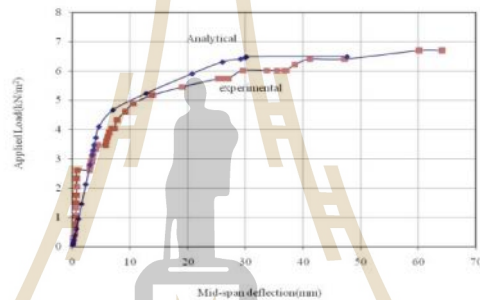


Figure 18 Analytical and experimental results of slab set 3

5. CONCLUSION

From the study, it can be concluded that

- 1) The slab had a linear behavior up to 40% of its ultimate load. After cracks occurred, the slab behaved nonlinearly and yielding of the main steel reinforcement occurred at the load about 65% of its ultimate load with the span-to-center mid-span deflection ratio of about 250. Also, the slab has very high ductility at the failure.
- 2) Low concrete bonding occurred between the interface of new and old concrete resulting on low stiffness of the slab and leading to lower slab capacity.
- 3) The finite element models used in this study give the predicted results that in good agreement with those from the experiments providing that low bonding is assumed at the interface between the new and old concrete.

4) Comparing the analytical results with the experimental results implies that the full depth precast slab could be built as strong as the conventional slabs to sustain service loads for the ranges of 3.0-4.0 kN/m² provided that loop joints are used to connect the precast units. Increasing friction between the precast units and the joint concrete could increase load sustaining capacity of the slab. The slabs performed in ductile manner with ductility factor greater than 5.

AKNOWLEDGEMENT

The authors gratefully acknowledge all the supports of Suranaree University of Technology for this study, which is a part of the research project "Development of Segmental Pre-cast Slabs".

REFERENCES

- [1] Sameh S. B. and Maher K. T. *Full-Depth precast concrete bridge deck panel systems*, NCHRP Report 584, Washington, USA, 2007
- [2] James W. Carter III et al, Wisconsin's use of full depth precast concrete deck panels keeps interstate 90 open to traffic, *PCI Journal*, (Jan-Feb 2007),1-16
- [3] Kevin H. and Victoria N. *Installation of precast concrete pavement panels on the 62*, Report of State Project No. 2775-12, Minnesota, USA, 2005
- [4] Hyung-Keun R., Young-Jin K. and Sung-Pil C. Experimental study on static and fatigue strength of loop joints, *Engineering Structures*, (2007). Elsevier, 145-162.
- [5] Sung-Pil Chang, Hyung-Keun Ryu. Development of steel and concrete composite bridges with precast decks in Korea, *Steel Structures*, (2004), 43-51
- [6] Henrik B. Joergensen, Linh V. Hoang Tests and limit analysis of loop connections between precast concrete elements loaded in tension, *Engineering Structures*, (2013), 554-569.
- [7] Jianping Jiaang. *Analysis of reinforced and prestressed concrete slab by finite element method*, Master of engineering Thesis, McMaster University, Hamilton, Ontario, Canada, 1985
- [8] R. Michael Biggs et al. *Finite element modeling and analysis of reinforced concrete bridge decks*, Virginia Transport research Council, Charlottesville, Virginia, USA, 2000
- [9] H.T.Hu and W.C. Schnobrich Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete plates and shells under monotonic loading, *Computer & Structures*, (1990), 637-651
- [10] M.M. Smadi and K.A. Belakhda Development of finite element code for analysis of reinforced concrete slabs, *Jordan Journal of Civil Engineering*, (2007), 202-219

[11] Maekawa, K and Okamura, H The deformation behaviors and constitutive equation of concrete using the elastoplastic and fracture model, *Journal of the Faculty of Engineering*, (1983), The University of Tokyo(B) ,37(2), 253-328

[12] Okamura, H and Maekawa, K . *Nonlinear Analysis and Constitutive Models of Reinforced Concrete*, Gihodo-Shuppan, Tokyo, Japan, 1991

[13] ANSYS Manual, ANSYS, Inc., 2010



ประวัติผู้เขียน

นายชำนาญ ดวงจรัส เกิดเมื่อ 4 กุมภาพันธ์ 2503 ณ อำเภอทับปุดบุรี จังหวัดปราจีนบุรี จบการศึกษามัธยมศึกษาตอนต้นจากโรงเรียนกบินทร์บุรีวิทยาลำบาก อำเภอทับปุดบุรี จังหวัดปราจีนบุรี เมื่อปี พ.ศ. 2518 และได้รับทุนการศึกษาจากองค์การทหารผ่านศึกให้ศึกษาระดับมัธยมศึกษาตอนปลายจนถึงระดับปริญญาตรี จบมัธยมศึกษาตอนปลาย จาก โรงเรียนบุญวัฒนา อำเภอเมือง จังหวัดนครราชสีมา ในปี พ.ศ. 2520 หลังจากนั้นเข้าศึกษาต่อที่คณะวิศวกรรมศาสตร์ สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยขอนแก่น และจบการศึกษาระดับปริญญาตรีในปี พ.ศ. 2525 หลังจากจบการศึกษาได้เข้ารับราชการที่กองเชื้อเพลิงธรรมชาติ (ขณะนั้น) กรมทรัพยากรธรณี กระทรวงอุตสาหกรรม ในตำแหน่งวิศวกรปิโตรเลียม เนื่องจาก ณ เวลานั้นยังไม่มีการเรียนการสอนทางด้านวิศวกรรมปิโตรเลียมในประเทศไทย โดยได้เข้ารับการอบรมหลักสูตรทางด้านวิศวกรรมปิโตรเลียมทั้งในประเทศและต่างประเทศ มีหน้าที่ติดตามและ ตรวจสอบ การสำรวจและผลิตปิโตรเลียม ทั้งบนบกและในทะเลอ่าวไทย จนกระทั่งปี พ.ศ. 2532 ได้รับทุนการศึกษาจากประเทศนิวซีแลนด์ผ่านกรมวิเทศสหการ ศึกษาต่อระดับปริญญาโท ณ มหาวิทยาลัยแห่งโอ๊คแลนด์ (University of Auckland) เมืองโอ๊คแลนด์ ประเทศนิวซีแลนด์และจบการศึกษาระดับมหาบัณฑิตวิศวกรรมศาสตร์ สาขาวิศวกรรมโยธา ในปี พ.ศ. 2534 และกลับมาปฏิบัติราชการที่เดิม จนกระทั่งปี พ.ศ. 2536 ได้โอนย้ายมาปฏิบัติราชการเป็นอาจารย์ ที่ภาควิชาครุศาสตร์โยธา คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือทำหน้าที่สอนนักศึกษาระดับปริญญาตรีและปริญญาโท นอกเหนือจากการปฏิบัติงานราชการ ยังได้ใช้ความรู้ทางวิศวกรรมโยธา เป็นวิศวกรที่ปรึกษากับบริษัทเอกชนทำหน้าที่ วิเคราะห์ คำนวณ ตรวจสอบและออกแบบ โครงสร้างและซ่อมแซม โครงสร้าง จนถึงปัจจุบัน จนกระทั่งในปี พ.ศ. 2543 ได้รับทุนให้เข้าศึกษาระดับประกาศนียบัตรชั้นสูง (Certificate of high education) ที่สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (AIT) และปี พ.ศ. 2545 ได้รับทุนการศึกษาจากทบวงมหาวิทยาลัยให้ทำการศึกษาในระดับปริญญาเอกที่มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี และในปี พ.ศ. 2550 ได้รับทุนการศึกษาจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี โดยกองทุนสนับสนุนการวิจัยและพัฒนา ระหว่างการศึกษาที่มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ได้นำเสนอผลงานการศึกษาในการประชุมสัมมนาทางวิชาการ ANSCSE8 (2547) TISD (2549) การสัมมนาบัณฑิตศึกษาวิศวกรรมโยธา ม. สุรนารี (2551) และโยธาแห่งชาติ (2552) และได้เสนอบทความเพื่อรับการตีพิมพ์กับวารสาร Asian Journal of Civil Engineering (2556)