

การพัฒนากำลังด้านทานแรงของเหล็กเสริมแบบทวน

นายเอก เนรมิตรกรบุรี

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ปีการศึกษา 2552

**PULLOUT RESISTANCE MOBILIZATION
OF THE BEARING REINFORCEMENT**

Anek Naramitkornburee

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

Suranaree University of Technology

Academic Year 2009

การพัฒนากำลังด้านทานแรงของเหล็กเสริมแบบทวน

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี อนุมัติให้บัณฑิตวิทยาลัยรับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษา
ตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

(ผศ. ดร. อวิรุทธิ์ ชินกุลกิจนิวัฒน์)

ประธานกรรมการ

(รศ. ดร. สุขสันต์ หอพิบูลสุข)

กรรมการ (อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์)

(ผศ. ดร. พรพจน์ ต้นเส็ง)

กรรมการ

(ศ. ดร. ไพโรจน์ สัตยธรรม)

รองอธิการบดีฝ่ายวิชาการ

(รศ. น.อ. ดร. วรพจน์ จำพิศ)

คณบดีสำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

เอนก เนมิตร์ครบุรี : การพัฒนากำลังต้านทานแรงกดของเหล็กเสริมแบกทาน
(PULLOUT RESISTANCE MOBILIZATION OF THE BEARING
REINFORCEMENT) อาจารย์ที่ปรึกษา : รองศาสตราจารย์ ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข,
62 หน้า

งานวิจัยนี้ทำการศึกษาพฤติกรรมด้านแรงกดและกำลังต้านทานแรงกดของเหล็กเสริมแบกทานในทรายบดอัดที่ปริมาณความชื้นเหมาะสมด้วยพลังงานการบดอัดแบบมาตรฐานพล็อกเตอร์เหล็กฉาก (เหล็กตามขวางของเหล็กเสริมแบกทาน) ที่นำมาศึกษานี้มีความยาวขา (B) เท่ากับ 2.8 4.0 และ 5.0 เซนติเมตร และมีความยาว (L) เท่ากับ 10 15 และ 20 เซนติเมตร ระยะห่างระหว่างเหล็กฉาก (S) มีค่าตั้งแต่ 15 ถึง 150 เซนติเมตร ขึ้นอยู่กับจำนวนเหล็กฉาก (n) เท่ากับ 1 ถึง 4 การทดสอบกระทำภายใต้หน่วยแรงกดตั้งฉากสามค่า ได้แก่ 30 50 และ 90 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร

จากผลการทดสอบพบว่า กำลังต้านทานแรงกดแบกทานของเหล็กฉากหนึ่งตัวที่มีขนาดต่าง ๆ สามารถประมาณได้จากกลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุง ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดและการเคลื่อนตัวของเหล็กฉากหนึ่งตัว สามารถประมาณได้ในรูปของฟังก์ชันไฮเปอร์โบลิก โชนการวิบัติของดินเนื่องจากแรงกดแบกทานออกเป็นสามโชน ได้แก่ โชนที่หนึ่ง ($S/B \leq 3.75$) คือโชนการวิบัติแบบบล็อก ซึ่งเหล็กเสริมตามขวางทุกตัวแสดงพฤติกรรมเป็นแบบบล็อกผิวหยาบ โชนที่สอง ($3.75 < S/B < 25$) คือโชนการวิบัติแบบรบกวนกัน และโชนที่สาม ($S/B \geq 25$) คือโชนการวิบัติแบบอิสระ โดยอาศัยกลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุง โชนการวิบัติ และลักษณะความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดแบกทานและการเคลื่อนตัวที่เป็นแบบฟังก์ชันไฮเปอร์โบลิก ผู้วิจัยได้นำเสนอการประมาณความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดและการเคลื่อนตัว พร้อมทั้งประมาณกำลังต้านทานแรงกดของเหล็กเสริมแบกทานที่มีขนาด และจำนวนเหล็กฉาก ภายใต้หน่วยแรงตั้งฉากต่าง ๆ ที่มีประสิทธิภาพ ผลเปรียบเทียบระหว่างการทำนายและผลการตรวจวัดจากการทดสอบอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ในทางวิศวกรรม

ANEK NARAMITKORNBUREE : PULLOUT RESISTANCE

MOBILIZATION OF THE BEARING REINFORCEMENT. THESIS

ADVISOR : ASSOC. PROF. SUKSUN HORPIBULSUK, Ph.D., 62 PP.

BEARING REINFORCEMENT/INEXTENSIBLE REINFORCEMENT/PULLOUT
RESISTANCE

This research studies pullout characteristics and pullout resistance of the bearing reinforcement embedded in compacted sand at optimum water content under standard Proctor energy. Dimensions of the tested equal angle steels (transverse members) for this investigation are as follows: leg length (B) is 2.8, 4.0, and 5.0 cm and length (L) is 10, 15, and 20 cm. Spacing between transverse members is between 15 and 150 cm depending upon numbers of transverse members, which are 1 to 4. Three normal stresses of 30, 50, and 90 kPa are considered for the pullout tests.

From the test results, it is found that for a transverse member, the pullout bearing resistance can be estimated by the modified punching shear mechanism and the pullout force and displacement can be approximated by the hyperbolic function. The pullout soil-bearing failure zones are classified into three zones. Zone 1 ($S/B \leq 25$) is block failure where all transverse members act like a rough block. Zone 2 ($3.75 < S/B < 25$) is member interference failure. Zone 3 ($S/B \geq 25$) is individual failure. From the modified punching shear mechanism, failure zone, and hyperbolic relationship between pullout force and displacement, an effective method of estimating pullout force and displacement relationship and pullout resistance of the bearing reinforcement for different dimension and numbers of transverse member

under different normal stresses is proposed. The predicted and measured pullout test results are in very good agreement with engineering acceptable error.

School of Civil Engineering

Academic Year 2009

Student's Signature _____

Advisor's Signature _____

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณบุคคล และกลุ่มบุคคลต่อไปนี้ ที่กรุณาให้คำปรึกษา แนะนำและช่วยเหลืออย่างดียิ่ง ทั้งด้านวิชาการและด้านการดำเนินงานวิจัย งานวิจัยนี้จะไม่สำเร็จลุล่วงได้ ถ้าปราศจากการช่วยเหลือทางจากบุคคลและหน่วยงานต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้อง การกล่าวขอบคุณบุคคลที่มีส่วนช่วยเหลือให้ครบทุกท่านเป็นไปได้ยาก ผู้วิจัยต้องขอขมา มา ณ ที่นี้ด้วย หากมิได้กล่าวนามของท่าน

ผู้วิจัยขอขอบคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่เมตตาให้การอบรม สั่งสอน ชี้แนะ ช่วยเหลือในการทำการศึกษาค้นคว้า ตลอดจนให้คำแนะนำในการเขียน และตรวจแก้ไขวิทยานิพนธ์จนเสร็จสมบูรณ์

ผู้วิจัยขอขอบคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.อวิรุทธิ์ ชินกุลกิจนิวัฒน์ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.พรพจน์ ดันเส็ง มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี อาจารย์วรรชัย เกษกัน มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน คุณอภิรัตน์ วิจิตรโชติ และคุณเอกชัย ม่าน โลกสูง นักศึกษาปริญญาโท มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี สำหรับคำปรึกษาและความช่วยเหลือในการปฏิบัติงาน ตลอดจนพนักงานด้านเอกสารที่เอื้ออำนวยความสะดวกเตรียมการสอบวิทยานิพนธ์รวมถึงการตรวจทานรูปเล่มของวิทยานิพนธ์ให้แล้วเสร็จสมบูรณ์ และขอขอบคุณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี สำหรับเครื่องมือการทดสอบและสิ่งอำนวยความสะดวกต่าง ๆ ในการทำวิจัยนี้

ท้ายนี้ ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณบิดา มารดา ที่ให้การอุปการะอบรมเลี้ยงดูตลอดจนส่งเสริมการศึกษา ให้กำลังใจเป็นอย่างดีเสมอมา อีกทั้งขอขอบคุณคุณสุนิทรพร ครอบธรรมและผู้ที่ผู้วิจัยให้ความเคารพทุกท่าน ที่ให้การสนับสนุน และเป็นกำลังใจที่ดีมาโดยตลอด จนกระทั่งวิทยานิพนธ์นี้สำเร็จ

เอนก เนรมิตรครบุรี

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อ (ภาษาไทย).....	ก
บทคัดย่อ (ภาษาอังกฤษ).....	ข
กิตติกรรมประกาศ.....	ง
สารบัญ.....	จ
สารบัญตาราง.....	ช
สารบัญรูป.....	ซ
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ.....	ญ
บทที่	
1 บทนำ.....	1
1.1 ปัญหาที่ทำวิจัยและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย.....	3
1.3 ขอบเขตของการวิจัย.....	4
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	4
2 ปรัชญ่วรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	5
2.1 ลักษณะทั่วไปของกำแพงกันดินเสริมกำลัง.....	5
2.2 การออกแบบโครงสร้างกันดิน MSE.....	9
2.2.1 หลักการพื้นฐานของเหล็กเสริมกำลังในดิน.....	11
2.2.2 ปฏิกริยาร่วมของดินเสริมกำลัง.....	13
2.2.3 การต้านทานแรงเฉือนตรง.....	14
2.2.4 การต้านทานต่อแรงฉุดออก.....	15
2.3 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงฉุดออกและการเคลื่อนตัว.....	19
2.4 ตำแหน่งและขนาดของแรงฉุดในเหล็กเสริม.....	22
2.4.1 ตำแหน่งแรงฉุดสูงสุดในเหล็กเสริม.....	23
2.4.2 ขนาดของแรงฉุดสูงสุดในเหล็กเสริม.....	23
2.5 อิทธิพลของความเค้นในแนวตั้งต่อแรงต้านทานการดึงของเหล็กเสริม.....	25

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

2.6	การทำนายแรงต้านทานการดึงออกสูงสุด.....	28
3	วิธีการดำเนินงานวิจัย.....	31
3.1	การศึกษาคุณสมบัติพื้นฐานของดินตัวอย่าง.....	31
3.2	การบดอัดดินในห้องปฏิบัติการ.....	31
3.3	ดินตัวอย่าง.....	31
3.4	การทดสอบแรงเฉือนตรง.....	32
3.5	การทดสอบเหล็กเสริมแบกทานรับแรงคูดในห้องปฏิบัติการ.....	34
3.5	แผนการดำเนินงานวิจัย.....	37
4	ผลการทดสอบและวิจารณ์ผล.....	38
4.1	ผลทดสอบ.....	38
4.1.1	ความเสียดทานของเหล็กตามแนวยาว.....	38
4.1.2	กำลังต้านทานแรงแบกทานของเหล็กตามแนวขวางหนึ่งตัว.....	40
4.1.3	การรบกวนระหว่างเหล็กตามขวาง.....	43
5	บทสรุป.....	51
5.1	สรุปผลงานวิจัย.....	51
5.2	ข้อเสนอแนะ.....	51
	รายการอ้างอิง.....	53
	ภาคผนวก	
	ภาคผนวก ก. รายชื่อบทความวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่.....	56
	ประวัติผู้เขียน.....	62

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
3.1	ขนาดและจำนวนของเหล็กแบกทานที่ใช้ในการทดสอบ.....36
4.1	ผลการทำนายกำลังต้านทานแรงอัดรวมของเหล็กเสริมแบกทาน ขนาด 2.8x15 เซนติเมตร.....47
4.2	ผลการทำนายกำลังต้านทานแรงอัดรวมของเหล็กเสริมแบกทาน ขนาด 5x15 เซนติเมตร.....49

สารบัญรูป

รูปที่	หน้า
1.1	เหล็กเสริมแรงจุดแบบแผ่น..... 2
1.2	เหล็กเสริมแรงจุดแบบแบกทาน.....3
2.1	การก่อสร้างกำแพงกันดินที่ปราศจาก Berm และ Side slope..... 5
2.2	กำแพงกันดินแบบ Reinforced Earth.....6
2.3	การเสริมเหล็กเสริมแบบพื้น.....8
2.4	การเสริมเหล็กเสริมแบบบางส่วน.....9
2.5	การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกของ โครงสร้าง MSE..... 10
2.6	การตรวจสอบเสถียรภาพภายในของ โครงสร้าง MSE..... 11
2.7	ปฏิกริยาร่วมของเหล็กเสริมกำลังในดิน (Ingold, 1982).....12
2.8	ขอบเขตความแข็งแรงของทรายและทรายเสริมกำลัง (Mitchell and Villet, 1987)..... 13
2.9	ลักษณะการวิบัติของ โครงสร้างกันดิน MSE.....14
2.10	กลไกการวิบัติแบบ General shear (Peterson and Anderson, 1980).....16
2.11	กลไกการวิบัติแบบ Punching shear (Jewell et al., 1984)..... 17
2.12	กลไกการวิบัติแบบ Modified punching shear (Chai, 1992)..... 18
2.13	เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดออกและการเคลื่อนตัวออก ของเหล็กตะแกรงจากการทำนายและการวัด (Chai, 1992).....22
2.14	แนวการวิบัติของกำแพงกันดินเสริมกำลังด้วยเหล็กเสริมไม่ยึดตัว..... 24
2.15	เปลี่ยนแปลงสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างกับความลึกของเหล็กเสริมชนิดต่าง ๆ.....25
2.16	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดและการเคลื่อนตัวของเหล็กตะแกรง (Bergado et al., 1993)26
2.17	ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดของเหล็กเสริมกับระยะทางจากด้านหน้ากำแพง (Bergado et al., 1993).....26
2.18	อัตราส่วนความต้านทานต่อแรงแบกทานจากผลทดสอบการดึงออก (Bergado et al., 1993).....27

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
2.19 อิทธิพลกำลังของดินบดอัดต่อการต้านทานต่อแรงกดออกของเหล็กตะแกรง (Bergado et al., 1993).....	28
2.20 กำลังต้านทานต่อแรงกดออกสูงสุดจากผลการทำนายและการวัดของเหล็กตะแกรง ที่มีเหล็กเสริมแบกทานเดี่ยวเสริมกำลังในดินเหนียว (Bergado et al., 1993).....	29
2.21 เปรียบเทียบกำลังต้านทานต่อแรงกดออกสูงสุดในห้องปฏิบัติการและในสนาม (Bergado et al., 1993).....	30
3.1 การกระจายขนาดคละของดินตัวอย่าง.....	32
3.2 ขอบเขตความแข็งแรงของดินตัวอย่าง.....	33
3.3 อุปกรณ์ทดสอบแรงกดของเหล็กเสริมแบกทาน.....	34
3.4 แผนภาพแสดงชุดทดสอบแรงกด.....	35
3.5 ส่วนประกอบของเหล็กเสริมรับแรงแบกทาน.....	36
3.6 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย.....	37
4.1 ผลทดสอบแรงกดของเหล็กตามแนวยาว.....	39
4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดและการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมแบกทาน ที่มีเหล็กฉากหนึ่งตัว.....	40
4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนหน่วยแรงแบกทานและการเคลื่อนตัวของเหล็กตามขวางขนาดต่าง ๆ.....	41
4.4 ผลการคำนวณกำลังต้านทานแรงกดแบกทานเปรียบเทียบกับผลทดสอบ.....	42
4.5 กลไกการวิบัติที่เป็นไปได้สำหรับเหล็กตามขวางหนึ่งตัว.....	43
4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงกดแบกทานและอัตราส่วนระยะห่าง ที่ได้จากการทดสอบและการทำนาย.....	44
4.7 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนหน่วยแรงกดแบกทานและการเคลื่อนตัวของเหล็กตามแนวขวางขนาด 4x15 เซนติเมตร จำนวน 2 ตัว ที่อัตราส่วนระยะห่างต่าง ๆ.....	47
4.8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดแบกทานและการเคลื่อนตัวของเหล็กตามขวางขนาด 4x15 เซนติเมตร จำนวน 4 ตัว ระยะห่าง 60 เซนติเมตร.....	50
4.9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดรวมและการเคลื่อนตัวของเหล็กตามขวางขนาด 4x15 เซนติเมตร จำนวน 4 ตัว ระยะห่าง 60 เซนติเมตร.....	50

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

$LVDT$	=	Linear variable differential transformer
F	=	แฟลคเตอร์การรบกวน
P_f	=	แรงเสียดทาน
P_n	=	แรงแบกทานต้านทานแรงฉุดออก
$P_{f\max}$	=	แรงฉุดเสียดทานสูงสุด
P_{bn}	=	แรงฉุดแบกทานสูงสุด
I	=	โมเมนต์ความเฉื่อย
D_{50}	=	ขนาดของเม็ดดินที่เล็กกว่า 50 เปอร์เซ็นต์
P_a	=	ความดันบรรยากาศ
G_s	=	ความถ่วงจำเพาะของดิน
D	=	ความหนาของเหล็กตะแกรง
SP	=	ดินทรายที่มีขนาดละเอียดไม่ดี
OWC	=	ปริมาณน้ำเหมาะสม
A_s	=	พื้นที่แรงเสียดทาน
δ	=	มุมเสียดทานรอบผิวสัมผัส
β	=	มุมการวิบัติของดิน
S_v	=	ระยะห่างในแนวตั้ง
S_h	=	ระยะห่างในแนวราบ
k	=	สติฟเนสของความเสียดทาน
f_b	=	สัมประสิทธิ์แรงฉุดออก
f_{ds}	=	สัมประสิทธิ์ของการต้านทานแรงเฉือนตรง
c_c	=	สัมประสิทธิ์ความโค้ง
c_u	=	สัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอ
σ_b	=	หน่วยแรงแบกทาน
$\gamma_{d\max}$	=	หน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุด
R_{io}	=	อัตราส่วนความชื้น
α, α_{ds}	=	เศษส่วนของพื้นที่ผิวสัมผัส

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

P_o, P_{bi}	=	แรงแบกทานด้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทานหนึ่งตัว
c, c'	=	ความเชื่อมแน่นของดิน
I_d, I_r	=	ดัชนีความแข็งแรง
R_{fp}, R	=	อัตราส่วนกำลังแบกทาน
R_r, R_{rc}	=	อัตราส่วนความแข็งแรง
E, E_i, E_i	=	โมดูลัสความยืดหยุ่น
d, d_f, d_n	=	การเคลื่อนที่เนื่องจากการดึงออก
a, b, nr	=	ค่าคงที่
ϕ, ϕ', ϕ_{ds}	=	มุมเสียดทานของดิน
$\sigma_{bmax}, \sigma_{bult}, \sigma'_{bm}$	=	หน่วยแรงแบกทานสูงสุด
K, K_a, K_o, k	=	สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง
$\sigma_n, \sigma_v, \sigma_h, \sigma'_s$	=	หน่วยแรงตั้งฉาก
B	=	ความสูงของเหล็กเสริมแบกทาน
L	=	ความยาวของเหล็กเสริมแบกทาน
n	=	จำนวนของเหล็กเสริมแบกทาน
S	=	ระยะห่างของเหล็กเสริมแบกทาน

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ปัญหาที่ทําวิจัยและความสำคัญของปัญหา

ดินเป็นวัสดุที่เกิดขึ้นตามกระบวนการทางธรรมชาติ มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมแตกต่างกันตามแหล่งกำเนิดและการทับถม ดินที่ต้องการนำมาใช้ประโยชน์ในเชิงวิศวกรรม เช่น ในงานก่อสร้างสะพาน งานทางต่างระดับ อุโมงค์หรือทางลอด ตลอดจนโครงสร้างต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้องกับงานทางด้านวิศวกรรม บางครั้งจำเป็นต้องทำการปรับปรุงให้มีความเหมาะสม เทคนิคในการปรับปรุงดินที่ได้รับความนิยมและใช้กันอย่างแพร่หลายเทคนิคหนึ่งก็คือวิธีการบดอัด การบดอัดดินนอกจากจะทำให้ดินมีความหนาแน่นสูงขึ้นแล้ว ยังช่วยเพิ่มกำลังต้านทานแรงเฉือน ส่งผลให้กำลังรับแรงแบกทานของดินเพิ่มขึ้น นอกจากนี้ การบดอัดยังช่วยลดการทรุดตัวและสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน และเพิ่มเสถียรภาพให้กับลาดดินถม การประยุกต์ใช้วัสดุเสริมกำลังเพื่อเพิ่มความสามารถต้านทานแรงจุดในดินถมได้มีมาตั้งแต่สองศตวรรษที่แล้ว ค่าก่อสร้างกำแพงกันดินเสริมกำลังขึ้นอยู่กับวัสดุเสริมกำลังและค่าขนส่งดินถมจากบ่อยืม ดินถมส่วนใหญ่แล้วจะเป็นดินเม็ดหยาบ ซึ่งเป็นไปตามข้อกำหนดของกรมทางหลวงแห่งประเทศไทย ดังนั้น ราคาขนส่งจึงเป็นค่าใช้จ่ายที่ตายตัวสำหรับบริเวณก่อสร้างหนึ่ง ๆ ด้วยเหตุนี้เอง วัสดุเสริมกำลังจึงเป็นปัจจัยหลักที่ควบคุมต้นทุนค่าก่อสร้าง วัสดุเสริมกำลังที่ใช้ปริมาณเล็กน้อยและติดตั้งรวดเร็วจะทำให้ต้นทุนค่าก่อสร้างลดลงอย่างมาก

วัสดุเสริมกำลังชนิดหนึ่งที่ใช้กันอย่างแพร่หลายในประเทศไทยคือเหล็กแถบมีสันดงรูปที่ 1.1 ซึ่งมีความกว้างประมาณ 50 มิลลิเมตร หนาประมาณ 4.2 มิลลิเมตร และมีกำลังคลากประมาณ 520 เมกกะปาสคาล เหล็กเสริมชนิดนี้มีความสะดวกในการเคลื่อนย้ายไปยังโรงงานเพื่อเคลือบสังกะสีและไปยังบริเวณก่อสร้าง อีกทั้งการติดตั้งยังทำได้ง่ายคายนและรวดเร็วเนื่องจากมีรูปร่างที่แบน เหล็กเสริมชนิดนี้ไม่มีการผลิตในประเทศไทย ต้องสั่งเข้าจากประเทศแอฟริกา จึงทำให้ต้นทุนค่าก่อสร้างมีราคาสูง วัสดุเสริมกำลังที่นิยมอีกชนิดหนึ่งคือตะแกรงเหล็ก เหล็กเสริมชนิดนี้ที่ได้รับการศึกษาอย่างมากที่สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย โดย Prof. D.T. Bergado และทีมงาน (Bergado et al., 1988 and 1996; Shivashankar, 1991; and Chai, 1992) ข้อได้เปรียบของเหล็กเสริมชนิดนี้คือกำลังต้านทานแรงจุด (Pullout resistance) ในโซนต้านทาน (Resistant zone) มีค่าสูง แต่อย่างไรก็ตาม เหล็กเสริมประเภทนี้ใช้ปริมาณเหล็กค่อนข้างสูง เนื่องจากความสิ้นเปลืองเหล็กตามขวางในโซนเคลื่อนตัว (Active zone)

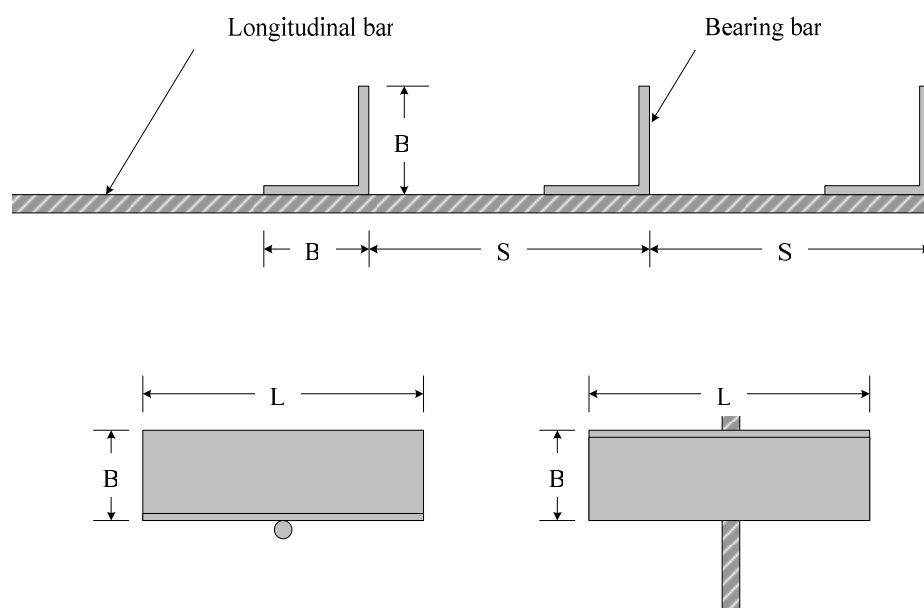


รูปที่ 1.1 เหล็กเสริมแรงจุดแบบแผ่น (Strip reinforcement)

ในการพัฒนาเหล็กเสริมกำลังเพื่อลดต้นทุนการก่อสร้าง เราจำเป็นต้องพิจารณาตัวแปรหลักสามตัวดังนี้ วัสดุดิบหาได้ง่ายในประเทศ การติดตั้งง่ายและรวดเร็ว และปริมาณเหล็กน้อย รองศาสตราจารย์ ดร. สุขสันต์ หอพิบูลสุข และบริษัท จีไอฟอร์ม จำกัด ได้พัฒนาเหล็กเสริมกำลังชนิดใหม่ ที่มีชื่อว่า “เหล็กเสริมแบกทาน” เหล็กเสริมประเภทนี้รวมข้อได้เปรียบของทั้งเหล็กแถบและตะแกรงเหล็กเข้าด้วยกัน ซึ่งมีกำลังต้านทานแรงจุดสูงในปริมาณเหล็กที่น้อยและสามารถติดตั้งได้อย่างรวดเร็ว รูปที่ 1.2 แสดงลักษณะทั่วไปของเหล็กเสริมแบกทาน ซึ่งประกอบด้วยเหล็กตามแนวยาวและเหล็กตามแนวขวาง เหล็กตามแนวยาวเป็นเหล็กข้ออ้อย และเหล็กตามแนวขวางเป็นเหล็กฉากขาเท่ากัน เนื่องจากเหล็กตามแนวขวางให้กำลังต้านทานแรงแบกทานสูง เหล็กตามแนวขวางจึงมีจำนวนไม่มากนัก

การออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลังทำโดยการตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกและภายใน การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกกระทำโดยวิธีดั้งเดิม (Conventional method) กำแพงกันดินจะมีเสถียรภาพภายนอกเมื่อไม่มีการเคลื่อนตัวในสามทิศทาง อันได้แก่ ในแนวนอน (การลื่นไถล) ในแนวตั้ง (การทรุดตัวที่มากกว่าปกติ และการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดินฐานราก) และการพลิกคว่ำ การออกแบบจะเป็นการตรวจสอบเสถียรภาพของการเคลื่อนตัวในสามทิศทางนี้ เพื่อให้ได้อัตราส่วนปลอดภัยที่เหมาะสม การตรวจสอบเสถียรภาพภายในเกี่ยวข้องกับกำลังต้านทานแรงจุดและต้านทานการฉีกขาดของเหล็กเสริมกำลัง เสถียรภาพภายในด้านการฉีกขาดของเหล็กเสริม

กำลังแปรผันตามพื้นที่หน้าตัดและกำลังครากของเหล็กเสริม กำลังต้านทานแรงกดของเหล็กเสริม กำลังทุกชนิดประกอบด้วยกำลังต้านทานจุดเสียดทานระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลัง และกำลังต้านทานแรงกดแบกทาน สำหรับเหล็กแถบ กำลังต้านทานแรงกดส่วนใหญ่เกิดจากแรงจุดเสียดทาน ขณะที่สำหรับตะแกรงเหล็ก กำลังต้านทานแรงกดส่วนใหญ่เกิดจากแรงกดแบกทาน วิธีการประมาณกำลังต้านทานแรงกดของเหล็กแถบและตะแกรงเหล็กได้มีระบุเป็นมาตรฐาน (AASHTO, 2001 and Bergado et al., 1996)



รูปที่ 1.2 เหล็กเสริมแรงกดแบบแบกทาน (Bearing reinforcement)

สำหรับเหล็กเสริมแบกทานซึ่งเป็นเหล็กเสริมชนิดใหม่ วิธีการทำนายกำลังต้านทานแรงกดและความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดและการเคลื่อนตัวยังไม่มีระบุเป็นมาตรฐาน ดังนั้นงานวิจัยนี้จะทำการศึกษากลไกการวิบัติของดินเนื่องจากแรงกด พร้อมทั้งนำเสนอวิธีการประมาณกำลังต้านทานแรงกดและความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดและการเคลื่อนตัว

1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

- 1) ศึกษากลไกการวิบัติจากกำลังต้านทานแรงกดของกำลังต้านทานแรงกดแบกทาน
- 2) ศึกษาอิทธิพลของตัวแปรควบคุม อันได้แก่ขนาดความยาวขา (B) ความยาว (L) ระยะห่างของเหล็กฉาก (S) และหน่วยแรงกดทับตั้งฉาก (σ_n) ต่อลักษณะของแรงกดในสภาวะการบดอัดดินที่พลังงานบดอัดมาตรฐาน

3) ศึกษาและพัฒนาวิธีการทำนายความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดและการเคลื่อนตัว และกำลังต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทาน

1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

งานวิจัยนี้ จะทำศึกษาการพัฒนาแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทาน (Bearing reinforcement) ในดินทรายบดอัด (Compacted sand) ที่พลังงานบดอัดมาตรฐาน เพื่อให้ความเข้าใจในอิทธิพลของหน่วยแรงกดทับขนาดและระยะห่างของเหล็กตามขวางต่อกำลังต้านทานแรงจุด การทดสอบแรงจุดกระทำภายใต้หน่วยแรงกดทับในแนวตั้งสามค่าคือ 30 50 และ 90 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร กับเหล็กฉากที่มีความยาวขา (B) และความยาว (L) เท่ากับ 2.8 4.0 และ 5.0 เซนติเมตร และ 10 15 และ 20 เซนติเมตร ตามลำดับ ระยะห่างระหว่างเหล็กฉาก (S) มีค่าตั้งแต่ 15 ถึง 150 เซนติเมตร ขึ้นอยู่กับจำนวนเหล็กฉาก (n) ในการศึกษา จำนวนเหล็กฉากที่ใช้เท่ากับ 1 ถึง 4 ซึ่งใช้กันในทางปฏิบัติ การทดสอบแรงจุดเสียดทานระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลังทำกับเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 16.0 มิลลิเมตร และยาว 2.6 เมตร กำลังคราก (Yield strength) 4000 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ผลการทดสอบที่ได้จะนำมาสร้างวิธีการทำนายกำลังต้านทานแรงจุดและความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดและการเคลื่อนตัว

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- 1) สมการประมาณกำลังต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทาน
- 2) วิธีการประมาณความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดแบกทานและการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมแบกทาน

บทที่ 2

ปริทัศน์วรรณกรรมงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ในบทนี้จะทบทวนกรอบแนวความคิด ทฤษฎี ตลอดจนปัจจัยต่าง ๆ ที่มีอิทธิพลต่อพฤติกรรมและกำลังรับแรงจุดของเหล็กเสริมในชั้นดินบดอัด

2.1 ลักษณะทั่วไปของกำแพงกันดินเสริมกำลัง

(Mechanically Stabilized Earth Wall)

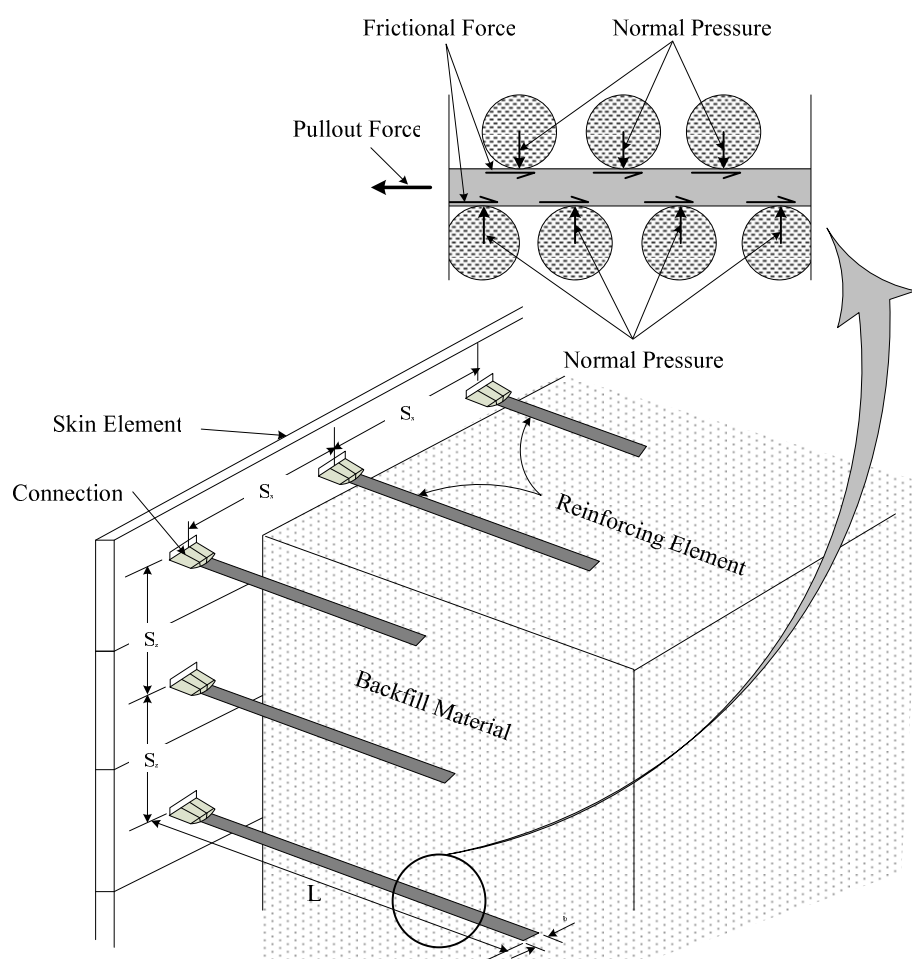
ในงานก่อสร้างดินถมและกำแพงกันดิน หรือในงานทางด่วน (Highway project) ดังแสดงในรูปที่ 2.1 พื้นที่ด้านข้างมักถูกจำกัดเนื่องจากราคาที่ดินที่สูงขึ้นในแต่ละปี จึงมีความจำเป็นที่จะต้องสร้างคันดินถมที่สูงและชันโดยปราศจาก Berm และ Side slope การจะสร้างกำแพงกันดินที่มีความสูงและชันได้จำเป็นต้องเพิ่มความสามารถในการต้านทานแรงจุดให้กับดินด้วยการเสริมวัสดุเสริมกำลัง วิธีการเพิ่มกำลังต้านทานแรงจุดให้กับดินนี้ได้เกิดขึ้นในช่วงสองศตวรรษที่ผ่านมา



รูปที่ 2.1 การก่อสร้างกำแพงกันดินที่ปราศจาก Berm และ Side slope

วัสดุผสมระหว่างดินและวัสดุเสริมแรงจุด (Composite material) เรียกว่า Mechanically Stabilized Earth (MSE) นอกจากการเพิ่มแรงจุดให้กับดินแล้ว วัสดุเสริมแรงจุดยังช่วยเพิ่มกำลังต้านทานแรงเฉือน (Shear resistance) และความต้านทานการอัดตัว (Compressive resistance) วัสดุ

เสริมแรงจุดถูกแบ่งออกเป็นสองประเภทตามพฤติกรรมความเค้น-ความเครียด (Stress-strain behaviour) ได้แก่ วัสดุเสริมแรงจุดแบบยืดตัวได้ (Extensible reinforcement) และวัสดุเสริมแรงจุดแบบไม่ยืดตัว (Inextensible reinforcement) วัสดุเสริมแรงจุดจำพวกโลหะ (Metallic reinforcement) เช่น ตะแกรงเหล็ก (Steel wire mesh) จัดเป็นวัสดุเสริมแรงจุดแบบไม่ยืดตัว เนื่องจากเหล็กมีค่าโมดูลัสที่สูงและมีการยืดตัวและการคืบที่ต่ำมาก วัสดุเสริมแรงจุดได้มีการประยุกต์ใช้งานตั้งแต่อดีต ตัวอย่างเช่น การสร้างผนังดินด้วยก้อนอิฐที่เสริมกำลังด้วยฟางข้าว การใช้ไม้ไผ่ในการเพิ่มเสถียรภาพของคันดินเดี่ยว ๆ ในภูมิภาคเอเชียตะวันออกเฉียงใต้ การเสริมวัสดุเสริมแรงจุดในยุคปัจจุบันเริ่มแรกโดยวิศวกรชาวฝรั่งเศส ทำโดยการเสริมเหล็กเสริมแรงจุดแบบแผ่น (Metal strip reinforcement) ในแนวนอนและต่อเชื่อมกับ Facing panel คอนกรีต ดังแสดงในรูปที่ 2.2 วัสดุผสมระหว่างดินและเหล็กเสริม (Composite material) นี้เรียกว่า Reinforced Earth (Vidal, 1969) ปฏิกริยาร่วมระหว่างดินและเหล็กเสริมแรงจุดจะเป็นแรงเสียดทานเป็นส่วนใหญ่



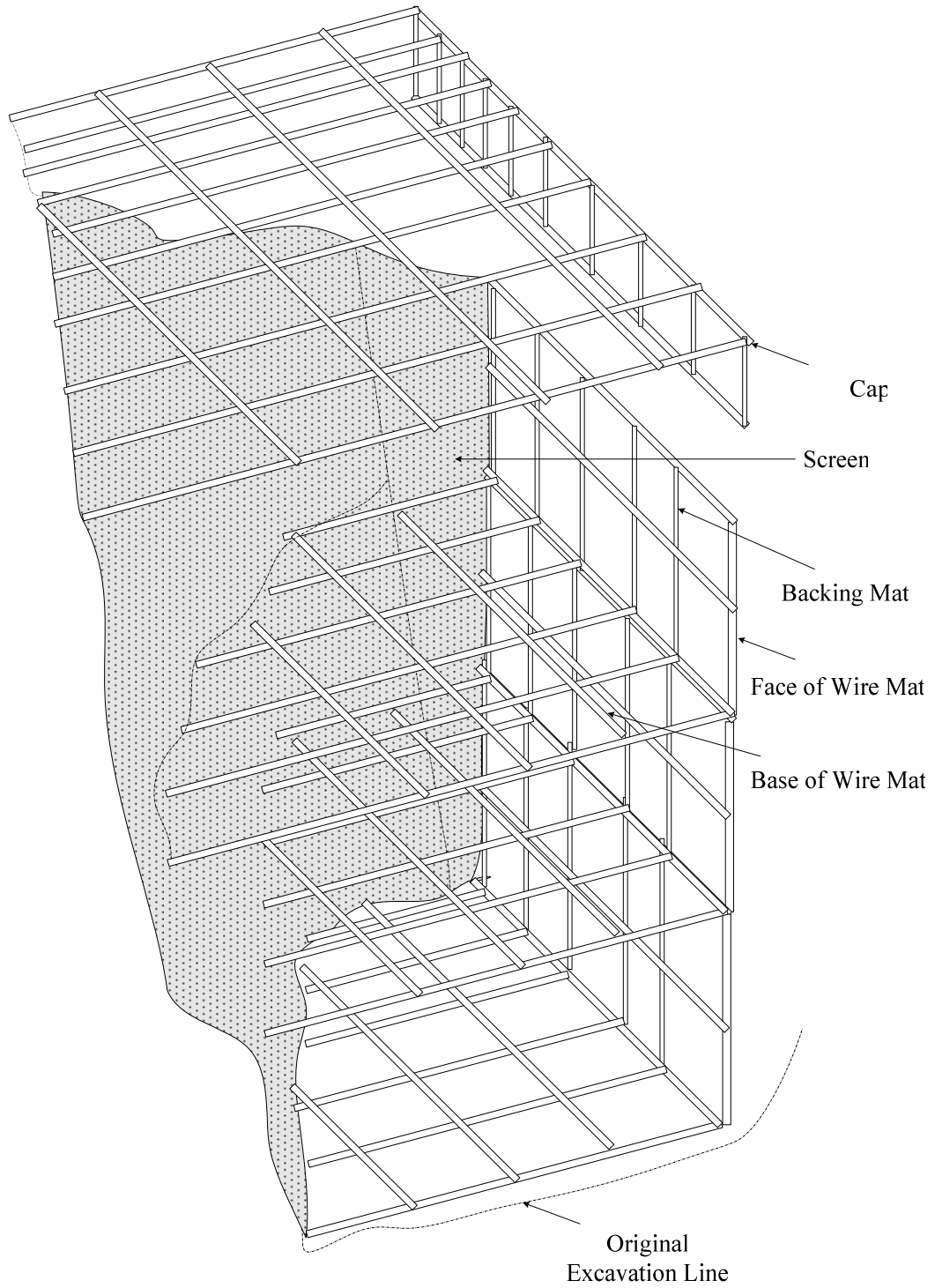
รูปที่ 2.2 กำแพงกันดินแบบ Reinforced Earth (Reinforced earth wall)

ในประเทศญี่ปุ่น การก่อสร้างคันดินสูงบนชั้นดินอ่อนมักใช้แผ่นเรซิน (Resinous sheet) และตาข่ายโพลิเมอร์ (Polymer net) เป็นวัสดุเสริมแรงจุดเพื่อเพิ่มกำลังรับแรงแบกทานของดินฐานราก นอกจากนี้ยังมีการประยุกต์ใช้ตะแกรงไม้ไผ่ร่วมกับแผ่นโพลิเมอร์วางทับบนดินเหนียวอ่อนในหลายโครงการก่อสร้าง (Yamanouchi, 1986) ในประเทศอังกฤษ ซึ่งพื้นที่ส่วนใหญ่เป็นดินอ่อนและดินเม็ดหยาบที่มีราคาแพง การใช้ตาข่ายโพลิเมอร์ในการเสริมแรงจุดของดินเชื่อมแน่นเพื่อใช้เป็นดินถม (Backfill) ได้รับการยอมรับและใช้กันอย่างกว้างขวาง

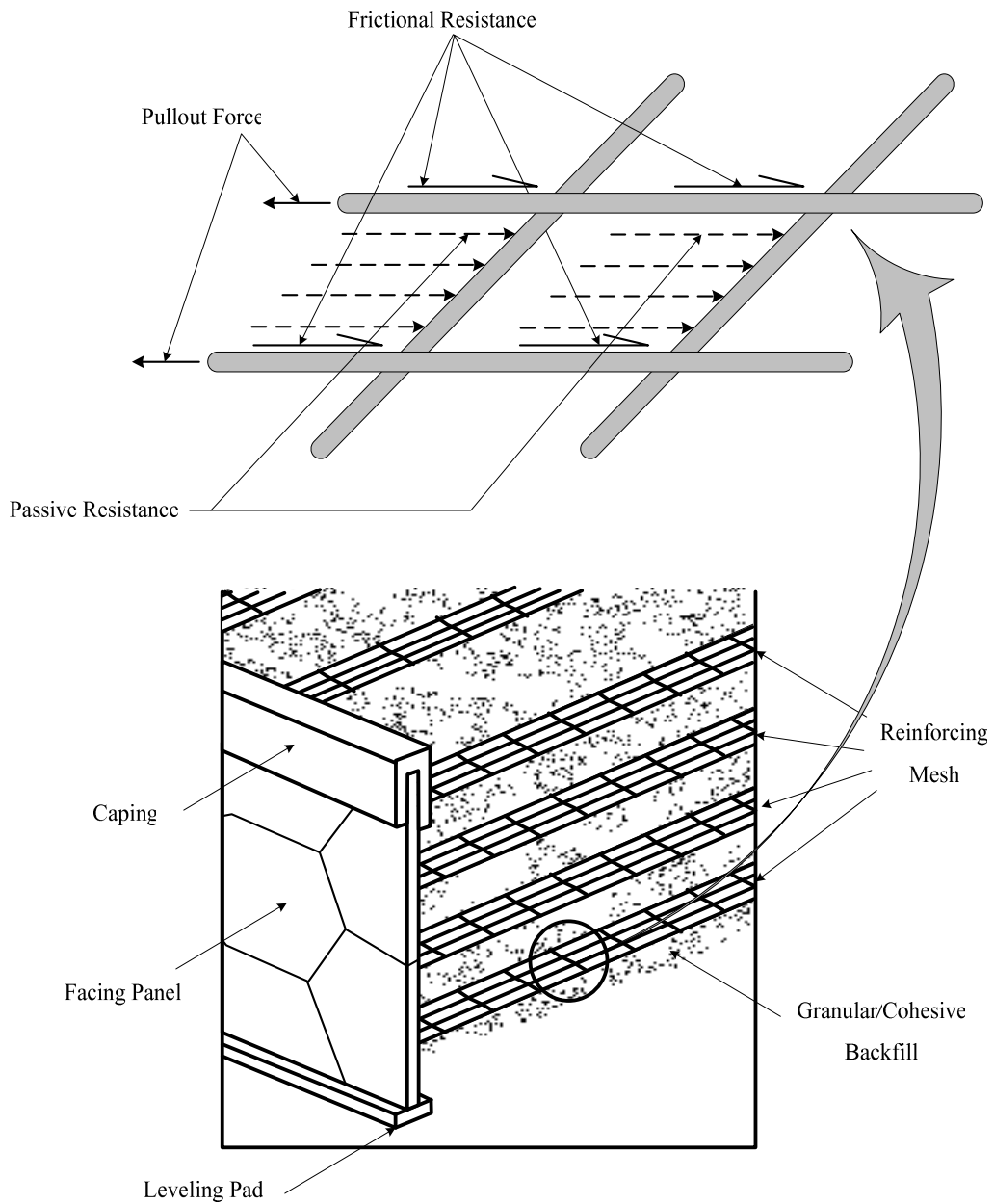
Hilfiker Company of Eureka, California ได้ใช้ตะแกรงเหล็ก (Welded-wire mats) เป็นเหล็กเสริมแรงจุดของกำแพงกันดิน และได้จดสิทธิบัตร ในปี ค.ศ. 1980 ต่อมาได้อนุญาตให้มหาวิทยาลัย Utah State University ทำการศึกษากำลังต้านทานแรงจุดของตะแกรงเหล็ก (Bishop and Anderson, 1979; Peterson and Anderson, 1980; Nielsen and Anderson, 1984) ตะแกรงเสริมแรงจุดอีกชนิดหนึ่งที่ได้รับการยอมรับคือ Tensar geogrid ซึ่งผลิตจาก Polyethylene โดยบริษัท Netlon Limited ตาข่ายเสริมแรงจุดนี้จัดเป็นวัสดุเสริมแรงจุดแบบยึดตัวได้ (Tensar, 1990) ตัวอย่างเหล็กเสริมแรงจุดและการประกอบเหล็กเสริมที่นิยมใช้กันในปัจจุบันแสดงดังรูปที่ 2.3 และรูปที่ 2.4 จะเห็นได้ว่าลักษณะการเสริมวัสดุเสริมแรงจุดมีด้วยกันสองลักษณะคือ การเสริมแบบพื้น (Mat) และการเสริมแบบบางส่วน การเสริมแบบพื้นนิยมใช้กับตะแกรงเหล็ก (Steel wire mesh) และ Tensar geogrid ซึ่งวัสดุเสริมแรงจุดจะถูกปูเป็นพื้นเต็มพื้นที่ ส่วนการเสริมแบบบางส่วนนิยมใช้กับเหล็กเสริมแบบแผ่น (Strip reinforcement) ซึ่งเหล็กเสริมแรงจุดจะถูกต่อเชื่อมกับ Facing panel ที่จุดเชื่อมต่อ การศึกษาปฏิกิริยาร่วมระหว่างดินและวัสดุเสริมแรงจุดทำได้โดยการทดสอบแรงจุด (Pullout test) เพื่อหาพารามิเตอร์ปฏิกิริยาร่วม (Soil-reinforcement interaction parameters) สำหรับการออกแบบกำแพงกันดิน Ingold (1984); Holtz (1973); Long (1977) and Mitchell (1979) กล่าวว่า การทดสอบแรงจุดในห้องปฏิบัติการสามารถจำลองพฤติกรรมการรับแรงจุดได้ใกล้เคียงกับสภาพความเป็นจริงกับการก่อสร้างในสนาม

การทดสอบแรงจุดของตะแกรงเหล็ก (Steel grid) ที่ฝังในดินเริ่มแรกโดย Chang et al. (1977) และได้ข้อสรุปว่าตาข่ายเหล็กมีประสิทธิภาพอย่างมากในการต้านทานแรงจุด ซึ่งในช่วงเวลาใกล้เคียงกันได้มีการทดสอบแรงจุดของแผ่นโลหะทนแรงจุด (Metallic strip) และมีนักวิจัยอีกหลายท่านทำการทดสอบแรงจุดของตะแกรงเหล็ก ได้แก่ Bishop and Anderson (1979); Hannon et al. (1982); Ingold (1983a and 1983b, 1984); Jewell et al. (1984); Nielsen and Anderson (1984); Hannon and Forsyth (1984); Bergado et al. (1987); Brand and Duffy (1987); Bonczkiewicz et al. (1988); Ospina (1988); Motaleb and Anderson (1989); Bergado et al. (1993) เป็นต้น จากการศึกษาพบว่า กำลังต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมในกำแพงกันดินที่ก่อสร้างในสนามมีค่าสูงกว่าที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการที่หน่วยแรงกดทับเท่ากัน ดังนั้น การ

ออกแบบกำแพงกันดิน โดยใช้ผลทดสอบในห้องปฏิบัติการจึงให้พารามิเตอร์ในเชิงอนุรักษ์
(Conservative value)



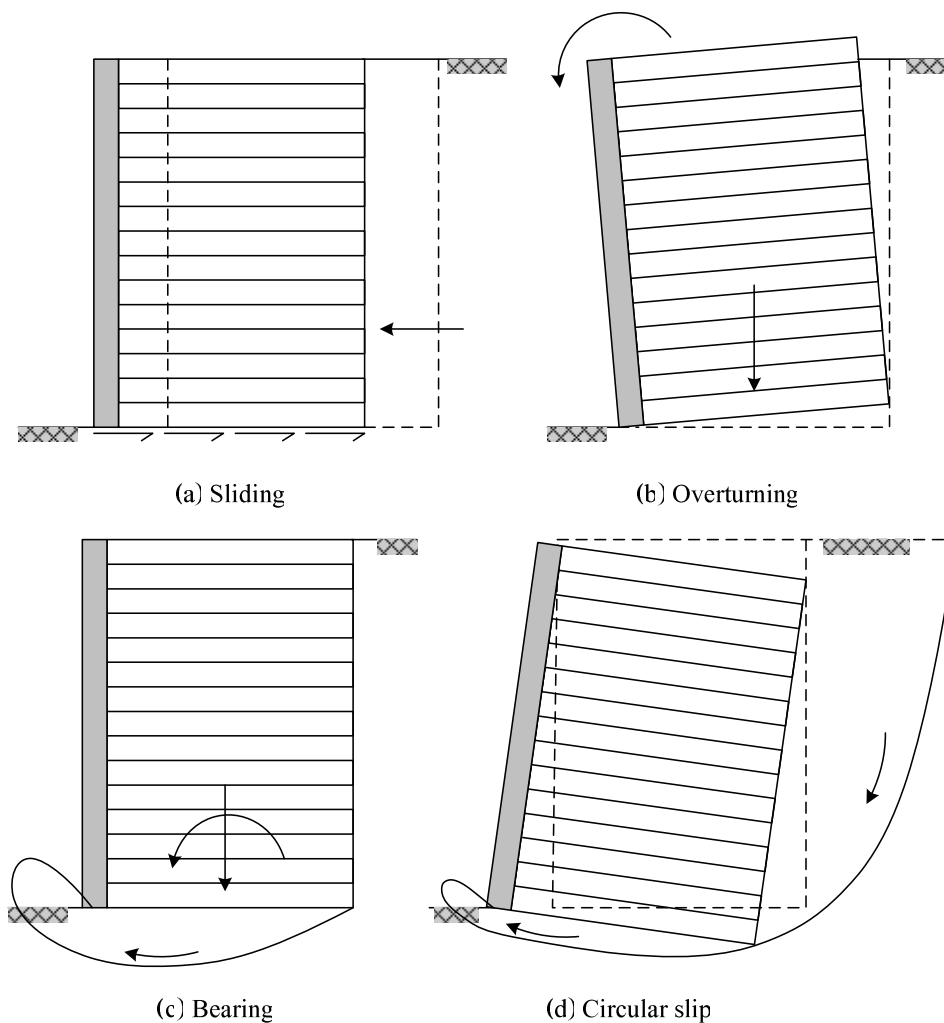
รูปที่ 2.3 การเสริมเหล็กเสริมแบบพื้น



รูปที่ 2.4 การเสริมเหล็กเสริมแบบบางส่วน

2.2 การออกแบบโครงสร้างกันดิน MSE

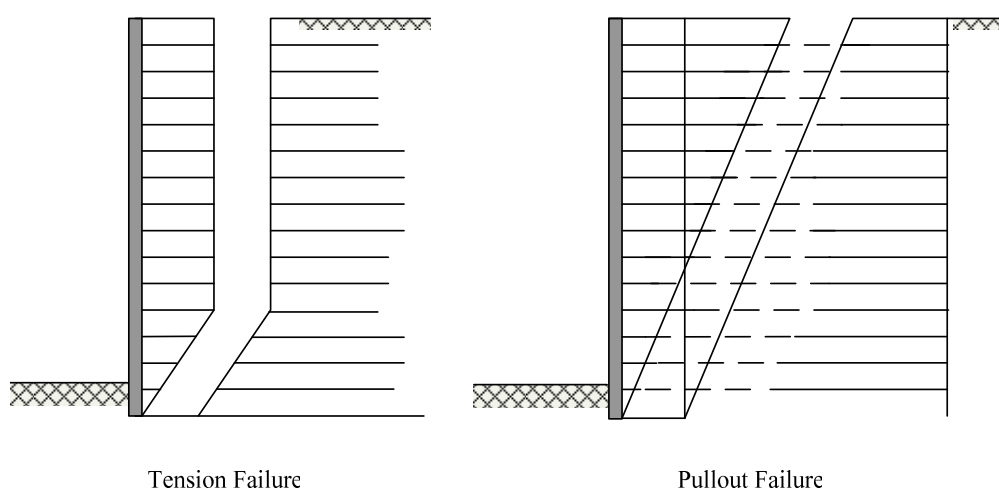
ประเด็นสำคัญที่ต้องพิจารณาในการออกแบบโครงสร้างกันดิน MSE ประกอบด้วย การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกและภายใน การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกทำเช่นเดียวกับกำแพงกันดินแบบ Gravity ดังแสดงในรูปที่ 2.5 ซึ่งประกอบด้วย (1) การตรวจสอบการลื่นไถล (Sliding) (2) การพลิกคว่ำ (Overturning) (3) การวิบัติของดินฐานราก (Bearing capacity failure) และ (4) เสถียรภาพของลาดดิน (Slope stability)



รูปที่ 2.5 การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกของโครงสร้าง MSE

สำหรับการตรวจสอบกลไกการวิบัติของเสถียรภาพในประกอบด้วย (1) การวิบัติเนื่องจากแรงฉุด (Pullout failure) และ (2) การวิบัติเนื่องจากการฉีกขาดของเหล็กเสริม (Tensile failure of reinforcement) ดังแสดงในรูปที่ 2.6 ทั้งการตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกและภายในจำเป็นต้องทราบคุณสมบัติทางกลของวัสดุทั้งดินและเหล็กเสริม และพฤติกรรมระหว่างเหล็กเสริมกับดิน หลักการตรวจสอบเสถียรภาพภายในมีด้วยกันสองหลักการคือ Coherent gravity structure hypothesis และ Tie-back structure theory (Jones, 1985) Coherent gravity structure hypothesis เป็นวิธีการออกแบบกำแพงกันดินในสภาวะสมดุลซึ่งมีอัตราส่วนปลอดภัยที่พอเพียง วิธีนี้จะสมมติให้ความดันดินด้านข้างมีค่าเท่ากับผลคูณของสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง (K) และหน่วยแรงในแนวตั้ง (σ_v) ระยะเวลาการวิบัติจะสมมติเป็นส่วนโค้งลอการิทึม (Logarithmic spiral failure surface) สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างถูกสมมติให้มีค่าลดลงเป็นเส้นตรงจากสัมประสิทธิ์ความ

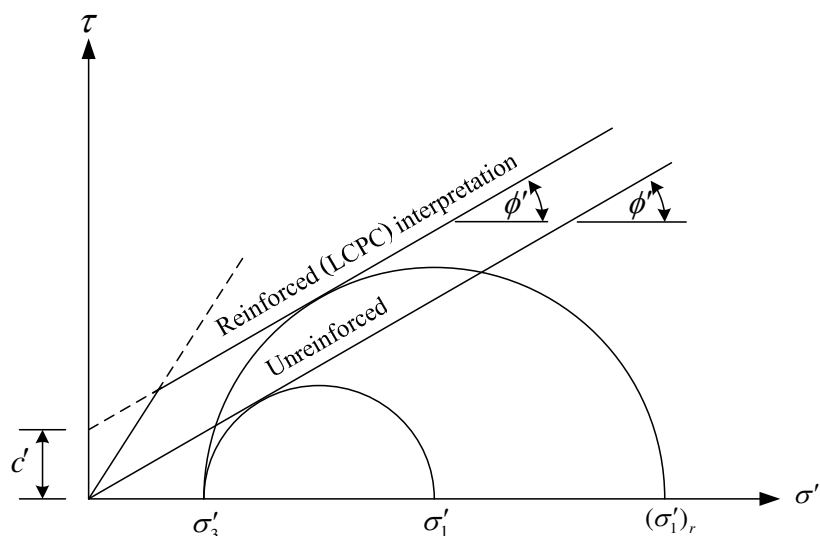
ดินที่สถานะอยู่นิ่ง (At rest earth pressure, K_0) ที่ผิวดินจนถึงค่าสัมประสิทธิ์ความดันดินที่สถานะ Active (K_a) ที่ระดับความลึก 6 เมตร จากผิวดิน ส่วน Tie-back structure theory จะมีวิธีการคำนวณ เช่นเดียวกับ Coherent gravity structure hypothesis เพียงแต่ระนาบการวิบัติและการคำนวณความดันดินด้านข้างแตกต่างกัน ระนาบการวิบัติจะถูกสมมติเป็นลิ้มการวิบัติ (ทำมุม $45+\phi/2$ องศา กับแนวนอน) และสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างมีค่าคงที่ตลอดความลึกเท่ากับ K_a



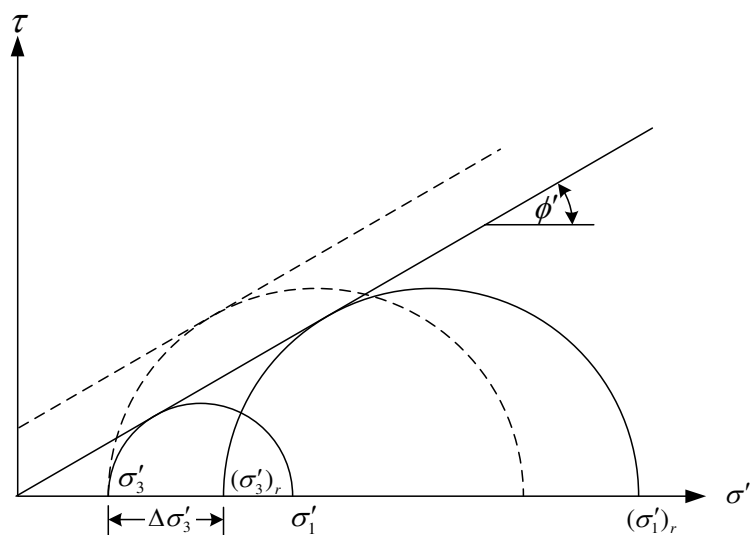
รูปที่ 2.6 การตรวจสอบเสถียรภาพภายในของ โครงสร้าง MSE

2.2.1 หลักการพื้นฐานของเหล็กเสริมกำลังในดิน

เพื่อความเข้าใจในทางกลศาสตร์ของเหล็กเสริมกำลังในดิน จำเป็นต้องศึกษาทฤษฎีและการทดสอบต่าง ๆ ผลทดสอบหนึ่งที่มีความละเอียดและประสบความสำเร็จคือ การทดสอบแรงอัดสามแกนของดินตัวอย่างทรายที่เสริมกำลังด้วยแผ่นอะลูมิเนียม จากผลทดสอบพบว่า ตัวอย่างทรายที่เสริมกำลังด้วยแผ่นอะลูมิเนียมจะมีกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงกว่าตัวอย่างทรายที่ไม่เสริมกำลัง และจากผลทดสอบนี้สามารถสร้างข้อสมมติฐานสองข้อที่แตกต่างกัน ได้แก่ (1) การไม่เท่ากันทุกทิศทางของความเชื่อมแน่น (Anisotropic cohesion assumption) และ (2) การเพิ่มขึ้นของความดันด้านข้าง (Enhanced confining pressure assumption) (Ingold, 1982) แนวคิดของการไม่เท่ากันทุกทิศทางของความเชื่อมแน่นอาศัยข้อสันนิษฐานที่ว่า ที่สถานะการวิบัติของดินตัวอย่างที่ถูกเสริมกำลังและไม่เสริมกำลัง ถ้ารักษาให้ความเค้นหลักใหญ่ของดินตัวอย่างที่เสริมกำลังมีค่าคงที่แต่ลดความเค้นหลักเล็กลงมาให้มีค่าเท่ากับค่าของดินตัวอย่างที่ไม่เสริมกำลังแล้ว ขอบเขตการวิบัติของดินตัวอย่างเสริมกำลังจะวางตัวอยู่เหนือขอบเขตการวิบัติของดินตัวอย่างที่ไม่เสริมกำลัง (Schlosser and Long, 1973) ดังแสดงในรูปที่ 2.7(a)



(a) Anisotropic cohesion concept



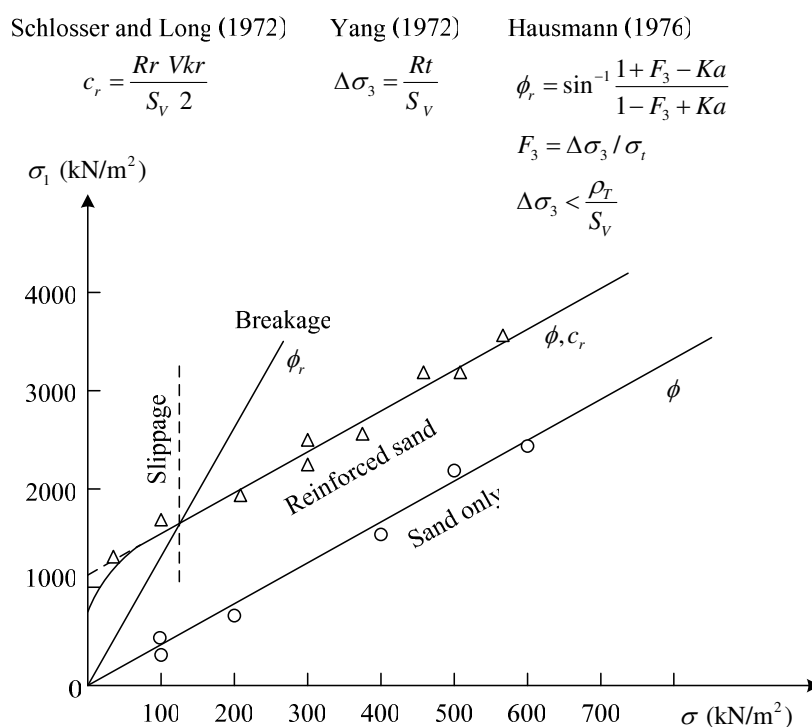
(b) Enhanced confining pressure concept

รูปที่ 2.7 ปฏิกริยาร่วมของเหล็กเสริมกำลังในดิน (Ingold, 1982)

Hausmann (1976) พบว่า เมื่อหน่วยแรงตั้งฉากมีค่าต่ำ ๆ ดินตัวอย่างเสริมกำลังจะเกิดการวิบัติแบบลื่นไถล (Slippage) ที่สถานะนี้จะไม่มีการเพิ่มขึ้นของความเชื่อมั่น จะมีเพียงการเพิ่มขึ้นมุมเสียดทานภายในเท่านั้น ในขณะที่เมื่อหน่วยแรงตั้งฉากมีค่าสูง ดินตัวอย่างเสริมกำลังจะเกิดการวิบัติแบบฉีกขาด (Breakage) ของเหล็กเสริม ซึ่งที่สถานะนี้จะมีทั้งค่าการเพิ่มขึ้นของความเชื่อมั่น และมุมเสียดทานภายใน โดยที่มุมเสียดทานภายในจะมีค่าเท่ากันทั้งดินตัวอย่างเสริมกำลังและไม่เสริมกำลัง สำหรับแนวคิดของการการเพิ่มขึ้นของความดันด้านข้างอาศัยข้อ

สันนิษฐานที่ว่า ทั้งระนาบในแนวราบและระนาบในแนวตั้งไม่ใช่ระนาบของความเค้นหลัก เนื่องจากหน่วยแรงเฉือนเกิดขึ้นระหว่างดินและเหล็กเสริม ความเค้นหลักเล็กในดินเสริมกำลังจะเพิ่มขึ้นเมื่อความเค้นหลักใหญ่เพิ่มขึ้น ส่งผลให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของวงกลมมอร์ การเพิ่มกำลังในดินเสริมกำลังอาจกล่าวได้ว่าเกิดจากการเพิ่มขึ้นของความดันด้านข้าง โดยที่ขอบเขตการวิบัติของดินเสริมกำลังและดินไม่เสริมกำลังยังคงเป็นเส้นเดียวกัน ดังแสดงในรูปที่ 2.7(b) เส้นประเป็นเส้นที่แสดงการเปรียบเทียบการไม่เท่ากันของความเชื่อมั่นแน่นและการเพิ่มขึ้นของความดันด้านข้าง

รูปที่ 2.8 แสดงบริเวณที่จะเกิดการเลื่อนไถลหรือการดึงออกระหว่างดินทรายและเหล็กเสริม และการฝึกขาดของเหล็กเสริมในตัวอย่างทรายเสริมกำลัง ซึ่งเหล็กเสริมกำลังจะเกิดการเลื่อนไถลเมื่อความเค้นรอบข้างมีค่าต่ำ และจะเกิดการวิบัติแบบฝึกขาดเมื่อความเค้นรอบข้างมีค่าสูง (Mitchell and Villet, 1987)

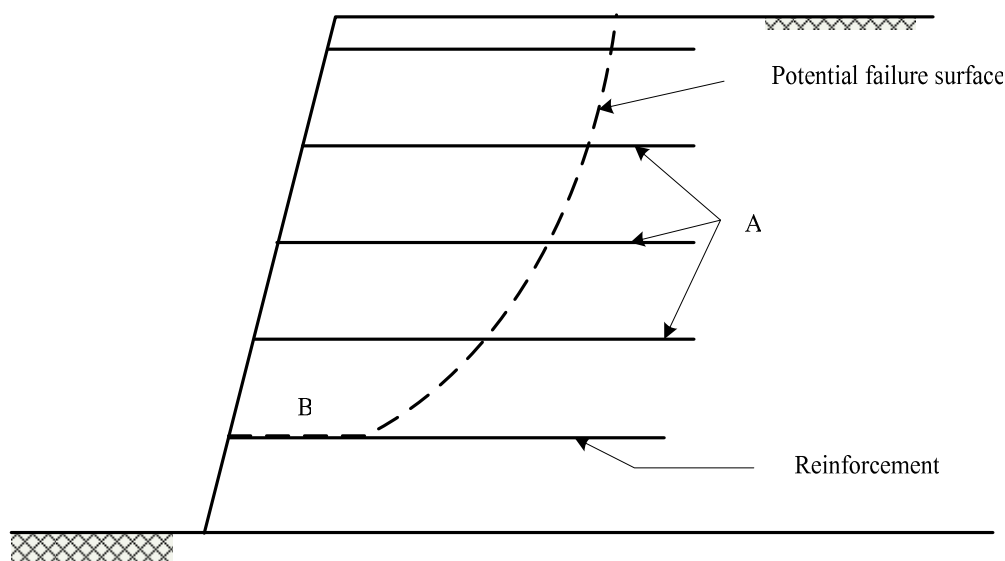


รูปที่ 2.8 ขอบเขตความแข็งแรงของทรายและทรายเสริมกำลัง (Mitchell and Villet, 1987)

2.2.2 ปฏิกริยาร่วมของดินเสริมกำลัง (Soil/Reinforcement Interaction Mechanisms)

กลไกที่ควบคุมปฏิกริยาร่วมของโครงสร้างดินเสริมกำลัง ได้แก่ ความเสียดทานระหว่างดินและเหล็กเสริม แรงแบกทานของดินด้านหน้าเหล็กตามแนวขวาง และโมเมนต์ค้ำของเหล็กตามแนวขวาง โดยทั่วไปแล้วอิทธิพลเนื่องจากโมเมนต์ค้ำของเหล็กตามแนวขวางที่สภาวะ

การใช้งานจะมีค่าน้อยมากจึงสามารถตัดออกไปได้ (Schosser and DeBuhan, 1990) ดังนั้น การพิจารณาปฏิกริยาร่วมของโครงสร้างดินเสริมกำลังจึงเหลือเพียง 2 อย่าง คือ การเลื่อนไถลของดินที่อยู่เหนือเหล็กเสริมหรือการเนือตรงระหว่างดินกับเหล็กเสริม และการดึงออกจากดินของเหล็กเสริม ดังนั้น การทดสอบแรงเนือตรง (Direct shear test) และการทดสอบแรงจุดเหล็กเสริมกำลัง (Pullout test) จึงมีความเหมาะสมต่อการศึกษากลไกปฏิกริยาร่วมของโครงสร้างดินเสริมกำลังทั้งสองลักษณะตามลำดับ รูปที่ 2.9 แสดงลักษณะของกำแพงกันดิน MSE โดยที่เส้นประแสดงถึงแนวการวิบัติ จะเห็นว่าการวิบัติภายใต้การดึงออกจากดินของเหล็กเสริม (บริเวณ A) ซึ่งจะเกิดขึ้นหลังจากโครงสร้างเกิดการวิบัติแบบเนือตรงระหว่างดินและเหล็กเสริม (บริเวณ B) นอกจากนี้ยังพบว่า ปฏิกริยาร่วมระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลังแบบตะแกรง (Grid reinforcement) จะมีความซับซ้อนกว่าปฏิกริยาร่วมระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลังแบบแถบ (Strip reinforcement) และแบบแผ่นกว้าง (Sheet reinforcement)



รูปที่ 2.9 ลักษณะการวิบัติของ โครงสร้างกันดิน MSE

2.2.3 การต้านทานแรงเนือตรง (Direct Shear Resistance)

โดยทั่วไปแล้วการต้านทานแรงเนือตรงระหว่างเหล็กเสริมแบบตะแกรงและดินจะมี 3 ส่วน ได้แก่ (1) การต้านทานแรงเนือตรงระหว่างดินและเหล็กเสริมตามระนาบผิวสัมผัส (2) การต้านทานแรงเนือตรงระหว่างดินและดินบริเวณช่องเปิดของตะแกรง และ (3) การต้านทานจากดินที่อยู่ด้านบนและด้านล่างของเหล็กเสริมตามขวาง (Jewell et al., 1984) แต่การต้านทานจากดินที่อยู่ด้านบนและด้านล่างของเหล็กเสริมตามขวางมีค่าน้อยมาก ดังนั้น การต้านทานแรงเนือตรง

ส่วนมากจึงเกิดจากการต้านทานแรงเฉือนระหว่างดินและเหล็กเสริมตามระนาบผิวสัมผัส และการต้านทานแรงเฉือนระหว่างดินและดินบริเวณช่องเปิดของตะแกรง Jewell et al. (1984) เสนอสมการการต้านทานแรงเฉือนตรง ดังนี้

$$f_{ds} \tan \phi_{ds} = \alpha_{ds} \tan \delta + (1 - \alpha_{ds}) \tan \phi_{ds} \quad (2.1)$$

โดยที่ f_{ds} คือ สัมประสิทธิ์ของการต้านทานแรงเฉือนตรง

ϕ_{ds} คือ มุมเสียดทานของดินที่ได้จากผลทดสอบแรงเฉือนตรง

δ คือ มุมเสียดทานรอบผิวสัมผัส

α คือ เศษส่วนของพื้นที่ผิวของเหล็กตะแกรงต่อระยะทางที่เกิดการเฉือนตรง

จะเห็นว่าเมื่อ α_{ds} เท่ากับ 0 ซึ่งเป็นกรณีที่เกิดแรงเฉือนระหว่างดินกับดินแล้ว f_{ds} จะเท่ากับ 1.0 และเมื่อ α_{ds} เท่ากับ 1 ซึ่งเป็นกรณีที่เกิดแรงเฉือนระหว่างดินกับเหล็กเสริมแล้ว f_{ds} จะเท่ากับ $\tan \delta / \tan \phi_{ds}$

2.2.4 การต้านทานต่อแรงฉุดออก (Pullout Resistance)

การต้านทานต่อแรงฉุดออกของเหล็กตะแกรงได้มาจากสองส่วน ส่วนแรกเรียกว่า การต้านทานต่อแรงเสียดทาน (Friction resistance, P_f) ซึ่งเป็นความเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างดินและผิวสัมผัสของเหล็กตะแกรง โดยที่ขนาดของความเสียดทานจะขึ้นอยู่กับมุมเสียดทานที่ผิวสัมผัสระหว่างดินและเหล็กตะแกรง และหน่วยแรงตั้งฉากจากประสิทธิผลระหว่างดินและผิวของเหล็กตะแกรง ดังแสดงในสมการที่ 2.2

$$P_f = A_s \sigma'_s \tan \delta \quad (2.2)$$

โดยที่ A_s คือ พื้นที่ของแรงเสียดทาน

σ'_s คือ หน่วยแรงตั้งฉากเฉลี่ยซึ่งมีค่าเท่ากับ $0.75\sigma'_v$ (Nielsen and Anderson, 1984)

δ คือ มุมเสียดทานที่ผิวสัมผัสระหว่างดินและเหล็กเสริม ตามลำดับ

ส่วนที่สองที่มีผลต่อการต้านทานต่อแรงฉุดออก คือกำลังรับแรงแบกทานของดินด้านหน้าเหล็กเสริมตามแนวขวาง ซึ่งกลไกการวิบัติจะมี 3 ลักษณะที่แตกต่างกัน ได้แก่ (1) การวิบัติแบบเฉือนทั่วไป (General shear failure) (Peterson and Anderson, 1980) (2) การวิบัติแบบ

เฉือนทะลุ (Punching failure) (Jewell et al., 1984) และ (3) การวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุง (Modified punching failure) (Chai, 1992)

รูปที่ 2.10 แสดงกลไกการวิบัติเนื่องจากเฉือนทั่วไป (Peterson and Anderson, 1980) ซึ่งระนาบของการวิบัติจะเกิดได้อย่างเต็มที่ และกำลังรับแรงแบกทานสูงสุด (σ'_{bm}) สามารถคำนวณได้ตามสมการที่ 2.3

$$\sigma'_{bm} = c'N_c + \sigma'_v N_q \quad (2.3)$$

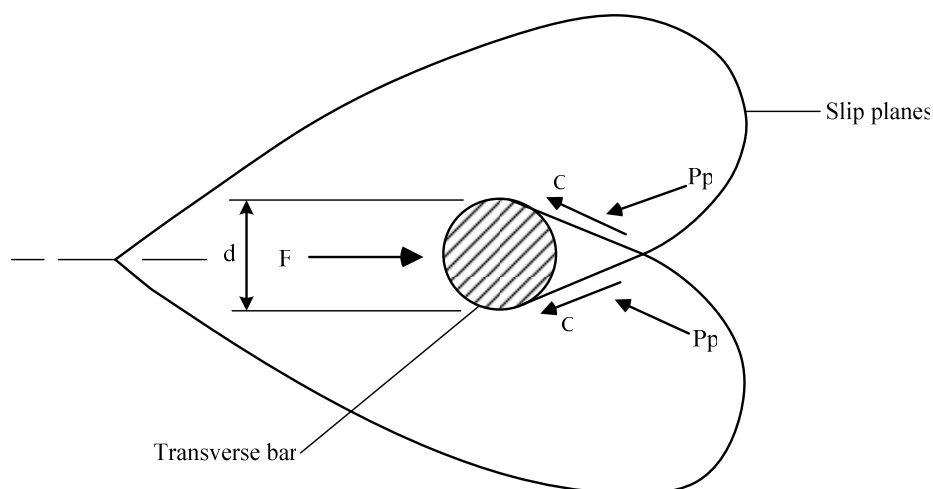
โดยที่ c' คือ ความเชื่อมแน่นของดิน
 σ'_v คือ ความเค้นในแนวดิ่ง และ

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2) \quad (2.4)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad (2.5)$$

โดยที่ ϕ' คือ มุมเสียดทานภายในของดิน

สมการทำนายนี้ให้ผลคำตอบขอบเขตบน (Upper boundary) (Palmeira and Milligan, 1989; Jewell, 1990 and Shivashankar, 1991)

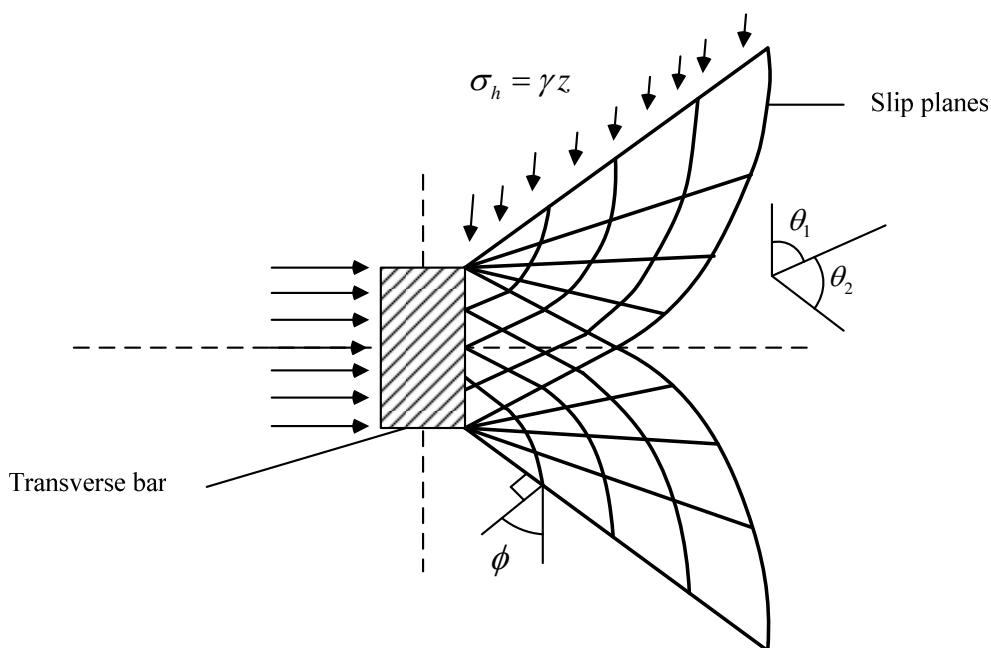


รูปที่ 2.10 กลไกการวิบัติแบบ General shear (Peterson and Anderson, 1980)

การวิบัติแบบ Punching shear (Jewell et al., 1984) มักเกิดกับเหล็กเสริมแรงจุดที่มีระยะฝังในดินมาก ดังแสดงในรูปที่ 2.11 สมการทำนายกำลังต้านทานแรงจุดเป็นเช่นเดียวกับสมการที่ 2.3 แต่ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานมีค่าแตกต่างกันดังแสดงในสมการที่ 2.6 และสมการที่ 2.7 สมการทำนายกำลังต้านทานแรงจุดโดยกลไกการวิบัติแบบ Punching shear ให้ผลคำตอบขอบเขตล่าง (Lower boundary) (Palmeira and Milligan, 1989; Jewell, 1990 and Shivashankar, 1991) Ospina, 1988 กล่าวว่าการวิบัติของทรายแห้งภายใต้ความเค้นรอบข้างต่ำจะมีลักษณะใกล้เคียงกับกลไกการวิบัติแบบ Punching shear ในขณะที่ภายใต้ความเค้นรอบข้างสูงการวิบัติจะมีลักษณะใกล้เคียงกับกลไกการวิบัติแบบ General shear

$$N_{q1} = e^{(\pi/2 + \phi') \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2) \quad (2.6)$$

$$N_{c1} = (N_{q1} - 1) \cot \phi' \quad (2.7)$$



รูปที่ 2.11 กลไกการวิบัติแบบ Punching shear (Jewell et al., 1984)

Chai (1992) ได้ปรับปรุงสมการที่ใช้ทำนายกำลังรับแรงแบกทานเมื่อเกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุโดยอาศัยกลไกการวิบัติดังแสดงในรูปที่ 2.12 และนำเสนอตัวแปรรับแรงแบกทานดังสมการที่ 2.8 และ สมการที่ 2.9

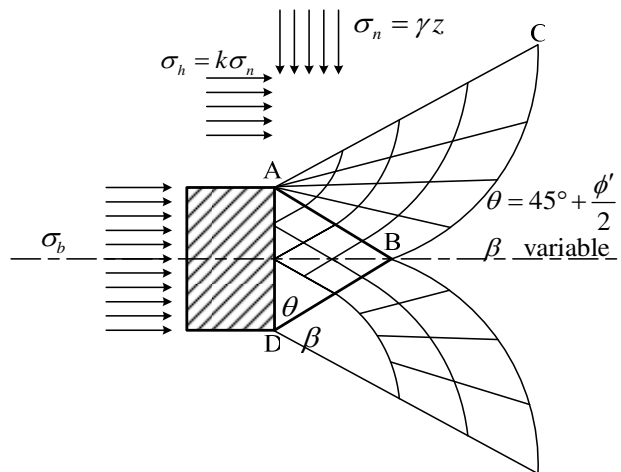
$$N_{q2} = \left[\frac{1+k}{2} + \frac{1-k}{2} \sin(2\beta - \phi) \right] \frac{1}{\cot \phi} e^{2\beta \tan \phi} \tan(45 + \phi/2) \quad (2.8)$$

$$N_{c2} = \frac{1}{\sin \phi} e^{2\beta \tan \phi} \tan(45 + \phi/2) - \cot \phi \quad (2.9)$$

โดยที่ k คือ สัมประสิทธิ์ความดันด้านข้าง

β คือ มุมของบริเวณการวิบัติ

ดินที่มีการอัดตัวมากจะมีค่า β น้อย (Vesic, 1963) k จะมีค่าเท่ากับ 1.0 เมื่อ β มีค่าเท่ากับ 90 องศา



รูปที่ 2.12 กลไกการวิบัติแบบ Modified punching shear (Chai, 1992)

Bergado et al. (1996) แนะนำให้ใช้ค่า $\beta = \pi/2$ และ $k = 1.0$ จากสมการที่ (2.8) และ (2.9) จะกลายเป็น

$$N_q = \frac{1}{\cos \phi} e^{\pi \tan \phi} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.10)$$

$$N_c = \frac{1}{\sin \phi} e^{\pi \tan \phi} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) - \cot \phi \quad (2.11)$$

2.3 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงดึงออกและการเคลื่อนตัว

(Pullout Resistance/Pullout Displacement Relationship)

สิ่งที่ต้องคำนึงถึงในการออกแบบโครงสร้าง MSE คือการคำนวณค่าการต้านทานแรงดึงออกของเหล็กเสริมในขณะที่เหล็กเสริมมีการเคลื่อนตัว เพราะฉะนั้น นอกจากการใช้ทฤษฎีหาค่าการต้านทานแรงดึงออกสูงสุดของเหล็กเสริมตามแนวยาวแล้ว ยังมีอีกสองประเด็นที่จะต้องนำมาพิจารณา ได้แก่ (1) จำนวนของเหล็กเสริมตามแนวขวาง เนื่องจากขณะใช้งานเหล็กเสริมตามแนวขวางของเหล็กตะแกรงซึ่งวางอยู่ในที่มีระยะห่างสม่ำเสมอจะช่วยกันต้านทานการเคลื่อนตัว และ (2) โครงสร้าง MSE ไม่ได้อยู่ในสภาวะสมดุลตลอดเวลา ความเข้าใจในกระบวนการต้านทานแรงดึงออกในขณะที่โครงสร้างอยู่ในสภาวะใช้งานจึงเป็นสิ่งจำเป็นมากที่สุด สมการแรงแบกทานต้านทานแรงดึงออกของเหล็กเสริมตามแนวขวางเส้นเดียวของเหล็กตะแกรงสามารถแสดงในรูปฟังก์ชันไฮเพอร์โบลิก (Hyperbolic function) ดังสมการที่ 2.12

$$\sigma_b = \frac{d_n}{1/E_{ip} + d_n/\sigma_{bult}} \quad (2.12)$$

โดยที่ σ_b คือ หน่วยแรงแบกทานต้านทานแรงดึงออก

d_n คือ การเคลื่อนที่เนื่องจากการดึงออก

E_{ip} คือ ความชันช่วงแรกของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงออกกับการเคลื่อนที่

σ_{bult} คือ หน่วยแรงแบกทานต้านทานแรงดึงออกสูงสุด

ปัจจัยที่ควบคุมค่าของ E_{ip} โดยทั่วไปจะประกอบด้วยกำลังของดินถมหลังกำแพง (Backfill soil stiffness) และความแข็งแรงของเหล็กตะแกรงตามแนวขวางที่อาจเกิดการแอ่นตัว (Deflection) ถ้าให้ I_d คือดัชนีความแข็งแรงของเหล็กตะแกรงตามแนวขวางที่เกิดการแอ่นตัว ซึ่งเป็นค่าที่ไม่มีมิติ จะได้ว่า

$$I_d = \frac{EId}{L^4 DP_a} \quad (2.13)$$

โดยที่ L คือ ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมตามแนวยาวสองตัวที่อยู่ข้างเคียงกัน

E คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของเหล็กเสริม

D คือ ความหนาของเหล็กตะแกรงตามแนวขวาง

- I คือ โมเมนต์ความเฉื่อยพื้นที่ตัดขวางของเหล็กตะแกรงตามแนวขวาง
 d คือ หน่วยความยาวที่ใช้ปรับแก้เพื่อทำให้ I_d เป็นค่าที่ไร้มิติ
 P_a คือ ความดันบรรยากาศ (Atmospheric pressure)

อัตราส่วนระหว่างดัชนีความแข็งแรงของเหล็กตะแกรงตามแนวขวาง (I_d) ต่อดัชนีความแข็งแรงของดิน (Soil stiffness index, I_r) เรียกว่าอัตราส่วนความแข็งแรง (Stiffness ratio, R_r) ดังนี้

$$R_r = \frac{I_d}{I_r} (100\%) \quad (2.14)$$

โดยที่ I_r คือ อัตราส่วนระหว่างโมดูลัสของการเฉือน

อัตราส่วนระหว่างโมดูลัสของการเฉือน (Shear modulus) ต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน (Vesic, 1972) ความชันช่วงแรกของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงแบกทานต้านทานแรงกดออกกับการเคลื่อนที่เนื่องจากการดึงออกมาตรฐาน E_{ip} สามารถเขียนได้ในรูปของสมการที่ได้จากผลทดสอบ ดังนี้

$$E_{ip} = \frac{\ln R_r}{\ln R_{rc}} R_{io} E_i \quad (2.15)$$

โดยที่ E_i คือ ความชันช่วงแรกของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นความเครียดของดินถมจากผลทดสอบแรงอัดสามแกน

R_{io} คือ อัตราส่วนระหว่างความชันช่วงแรกของกราฟ

R_r คือ อัตราส่วนความแข็งแรง

R_{rc} คือ อัตราส่วนพิกัดความแรงแรง

จากผลทดสอบแรงแบกทานต้านการดึงออกมาตรฐานต่อความชันช่วงแรกของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นความเครียดของดินถมจากผลทดสอบแรงอัดสามแกนในกรณีเหล็กเสริมรับแรงแบกทานไม่มีการแอ่นตัว Chai (1992) แนะนำให้ใช้ R_{io} เท่ากับ 0.1 และ R_{rc} เท่ากับ 250 เปอร์เซนต์ และเมื่อ R_r มีค่ามากกว่า R_{rc} ก็ให้แทนค่า $R_r = R_{rc}$ หน่วยแรงแบกทานต้านทานแรงกดออกสูงสุด (σ_{bulr}) จะมีความสัมพันธ์กับค่าสูงสุดของอัตราส่วนกำลังแบกทาน

ด้านทานแรงฉุดออก (R_{fp}) ซึ่ง $\sigma_{butt} = \frac{\sigma_{bm}}{R_{fp}}$ และ R_{fp} ประมาณได้ว่าเป็นค่าเดียวกันกับผลที่ได้จากการทดสอบแรงอัดสามแกนของดินถม (Chai, 1992) และค่ากำลังแบกทานด้านทานแรงฉุดออกสูงสุดของเหล็กตะแกรงทั้งหมดสามารถประมาณได้จากค่ากำลังแบกทานด้านทานแรงฉุดออกสูงสุดของเหล็กตะแกรงเพียงตัวเดียว (สมการที่ 2.8 และสมการที่ 2.9) โดยการคูณด้วยอัตราส่วนกำลังด้านทานแรงแบกทาน R โดยที่

$$R = \frac{P_n}{nP_o} \quad (2.16)$$

โดยที่ P_o คือ แรงแบกทานด้านทานแรงฉุดออกของเหล็กเสริมเพียงเส้นเดียว

P_n คือ แรงแบกทานด้านทานแรงฉุดออกของเหล็กเสริม

n คือ จำนวนเหล็กเสริม

R คือ อัตราส่วนกำลังด้านทานแรงแบกทาน

ตัวแปรไร้มิติของเหล็กเสริมรับแรงแบกทาน S/D จะใช้อธิบายอิทธิพลรูปทรงของเหล็กตะแกรงที่มีต่อกำลังด้านทานแรงฉุดออก ดังนั้น อัตราส่วนกำลังด้านทานแรงแบกทาน R แสดงในฟังก์ชันของ S/D (Chai, 1992)

$$R = a + b(S/D)^{nr} \quad (2.17)$$

โดยที่ S คือ ระยะห่างของเหล็กเสริมแบกทานสองเส้นที่อยู่ติดกัน

D คือ ความหนาของเหล็กเสริมแบกทาน

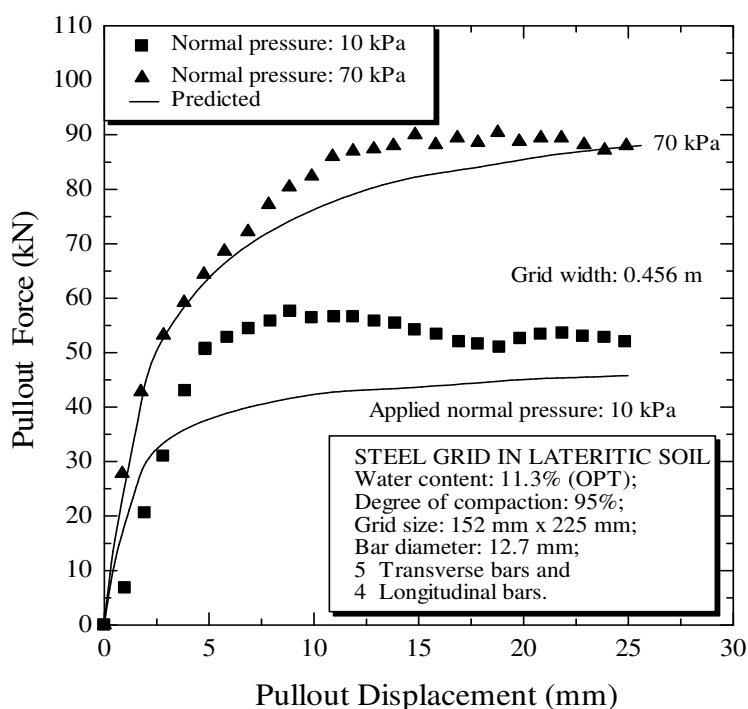
a, b คือ เป็นค่าคงที่

nr คือ เป็นค่าคงที่

ค่า S/D จะแปรผันอยู่ในช่วงระหว่าง 1 ถึง 45 และถ้า S/D มีค่ามากกว่า 45 แล้ว R จะมีค่าเท่ากับ 1.0 ส่วน nr จะเป็นค่าที่ขึ้นอยู่กับมุมเสียดทานภายในของดินถมด้านหลังกำแพงกันดิน และ มีค่าอยู่ระหว่าง 0.5 ถึง 1.0 โดย nr เท่ากับ 0.5 เมื่อมุมเสียดทานภายในของดินถมด้านหลังกำแพงกันดินมากกว่า 45 องศา และ nr เท่ากับ 1.0 เมื่อมุมเสียดทานภายในของดินถมด้านหลังกำแพงกันดินน้อยกว่า 25 องศา แต่ถ้ามุมเสียดทานภายในของดินถมด้านหลังกำแพงกันดินมีค่าอยู่ระหว่าง 35 ถึง 45 องศา และ 25 ถึง 35 องศา ให้ใช้ nr เท่ากับ 2/3 และ 3/4 ตามลำดับ

ถ้ากำหนด f_b เป็นสัมประสิทธิ์การดึงออกและมีค่าเท่ากับแรงจุดออกรวมทั้งหมดของเหล็กตะแกรงหารด้วยกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินถมและคูณด้วยพื้นที่ผิวสัมผัสสูงสุดและต่ำสุดระหว่างดินและเหล็กเสริม (Jewell et al., 1984) ดังนั้น ค่าคงที่ a และ b จะสามารถหาค่าได้โดยกำหนดเงื่อนไขสองข้อ ได้แก่ (1) เมื่อกำหนด S/D เท่ากับ 1.0 และ f_b เท่ากับ 1.0 และ (2) กำหนด S/D เท่ากับ 45 และ R เท่ากับ 1.0 สำหรับเหล็กตะแกรงแล้วแรงต้านทานที่เกิดขึ้นตามแนวของเหล็กเสริมจะไม่สม่ำเสมอ เนื่องจากเหล็กเสริมตามแนวยาวมีการยึดตัวออก

แรงต้านทานการดึงออกของเหล็กเสริมสามารถคำนวณได้โดยใช้แบบจำลองที่เป็นฟังก์ชันไฮเปอร์บอริก ดังแสดงในรูปที่ 2.13 ซึ่งแสดงการเปรียบเทียบกันของความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านทานการดึงออกกับการเคลื่อนตัวของเหล็กตะแกรงโดยใช้แบบจำลองและการวัด (Chai, 1992)



รูปที่ 2.13 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดออกและการเคลื่อนตัวของเหล็กตะแกรงจากการทำนายและการวัด (Chai, 1992)

2.4 ตำแหน่งและขนาดของแรงจุดในเหล็กเสริม

(Location and Magnitude of Reinforcement Tension Force)

ส่วนใหญ่แล้วโครงสร้าง MSE มักจะถูกนำไปใช้กับการก่อสร้างกำแพงกันดินหรือคันดินถมของถนนหรือเขื่อน เหล็กเสริมที่ใช้จะมีอิทธิพลต่อกำแพงสองอย่าง ได้แก่ (1) แรงจุดในเหล็ก

เสริมจะช่วยยับยั้งหรือลดการเคลื่อนตัวของกำแพง และ (2) เหล็กเสริมที่ใช้จะช่วยลดความเครียดในดินเสริมกำลังเนื่องจากอิทธิพลของหน่วยแรงเฉือนระหว่างผิวสัมผัสระหว่างดินและเหล็กเสริม

2.4.1 ตำแหน่งแรงจุดสูงสุดในเหล็กเสริม

(Location of maximum reinforcement tension force)

ในโครงสร้างกำแพงกันดินเสริมกำลัง ดินด้านหลังกำแพงจะถูกแบ่งออกเป็นสองส่วนได้แก่ (1) ส่วนที่เคลื่อนตัวเข้าหากำแพง (Active zone) และ (2) ดินส่วนที่ต้านทาน (Resistance zone) ดินส่วนที่เคลื่อนตัวเข้าหากำแพงจะพยายามเคลื่อนตัวออกจากโครงสร้าง แต่จะถูกรั้งไว้โดยแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นตามแนวสัมผัสของเหล็กเสริมและดิน แรงเฉือนในเหล็กเสริมจะมีทิศทางพุ่งเข้าหาด้านหน้าของกำแพง ซึ่งเกิดขึ้นเนื่องจากการเพิ่มขึ้นของแรงจุดเทียบกับระยะทางจากด้านหน้ากำแพง และสำหรับดินส่วนที่ต้านทาน แรงเฉือนในเหล็กเสริมจะมีทิศทางพุ่งเข้าหาด้านหน้าของกำแพงซึ่งเป็นเฉพาะแรงต้านทานแรงจุดออกเท่านั้น เมื่อเป็นเช่นนี้ แรงจุดสูงสุดจึงเกิดขึ้นที่จุดแบ่งระหว่างส่วนที่ดินเคลื่อนตัวเข้าหากำแพงและดินส่วนที่ต้านทาน ซึ่งจะเกิดแนวการวิบัติขึ้น

Anderson et al. (1987) ทำการทดสอบกำแพงกันดินเสริมกำลังด้วยเหล็กเสริมที่ไม่มีการยึดตัว พบว่าแนวของแรงจุดสูงสุดที่ได้จากผลทดสอบมีลักษณะแตกต่างจากทฤษฎีล้มการวิบัติของ Mohr-Coulomb โดยที่แนวการวิบัติในส่วนบนของกำแพงกันดินจะอยู่ในแนวตั้งในขณะที่แนวการวิบัติในส่วนล่างของกำแพงกันดินจะเป็นแนวเดียวกันกับทฤษฎีล้มการวิบัติของ Mohr-Coulomb ดังแสดงในรูปที่ 2.14

2.4.2 ขนาดของแรงจุดสูงสุดในเหล็กเสริม

(Location of maximum reinforcement tension force)

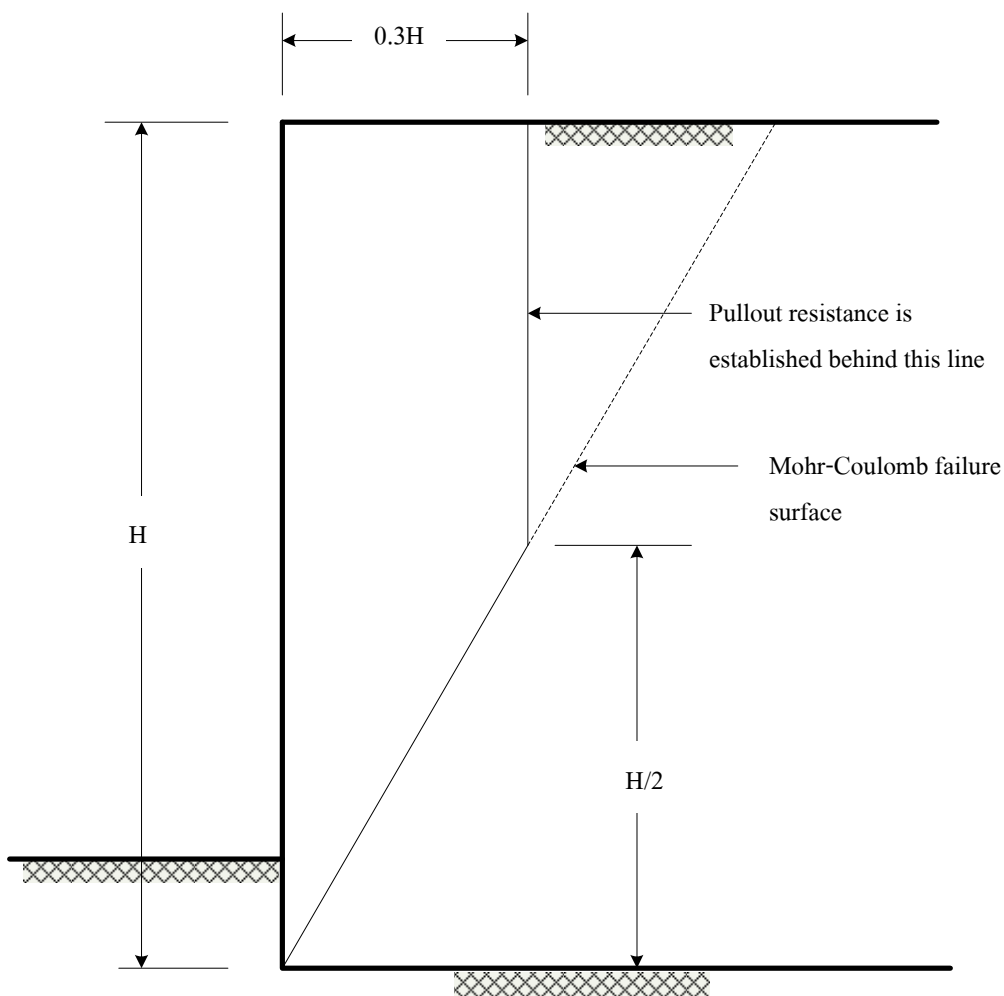
ความดันดินด้านข้างที่กระทำต่อดินเสริมกำลังจะถูกต้านทานด้วยเหล็กเสริม ดังนั้นแรงจุดสูงสุดในเหล็กเสริมจึงมีความสัมพันธ์กับความดันดินด้านข้าง สภาวะของความเค้นในดินเสริมกำลังจึงขึ้นอยู่กับความแกร่ง (Stiffness) ของเหล็กเสริมด้วย สำหรับเหล็กเสริมยึดตัวได้ (Extensible reinforcement) การเคลื่อนที่ด้านข้างจะเกิดขึ้นสูง โดยเฉพาะอย่างยิ่งที่ด้านบนของโครงสร้าง ซึ่งจะก่อให้เกิดความดันดินด้านข้างในสภาวะที่ดินเคลื่อนเข้าหากำแพง (Active earth pressure) สำหรับเหล็กเสริมที่ไม่มีการยึดตัว (Inextensible reinforcement) ความดันดินด้านข้างสามารถประมาณเป็นความดันดินด้านข้างในสภาวะที่ดินหยุดนิ่ง (At rest earth pressure)

Christopher et al. (1989) ได้นำเสนอวิธีการที่จะหาความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในกำแพงกันดินเสริมกำลังกับปัจจัยความแกร่งของเหล็กเสริม (Reinforcement stiffness factor, S_r) ดังแสดงในสมการที่ 2.18

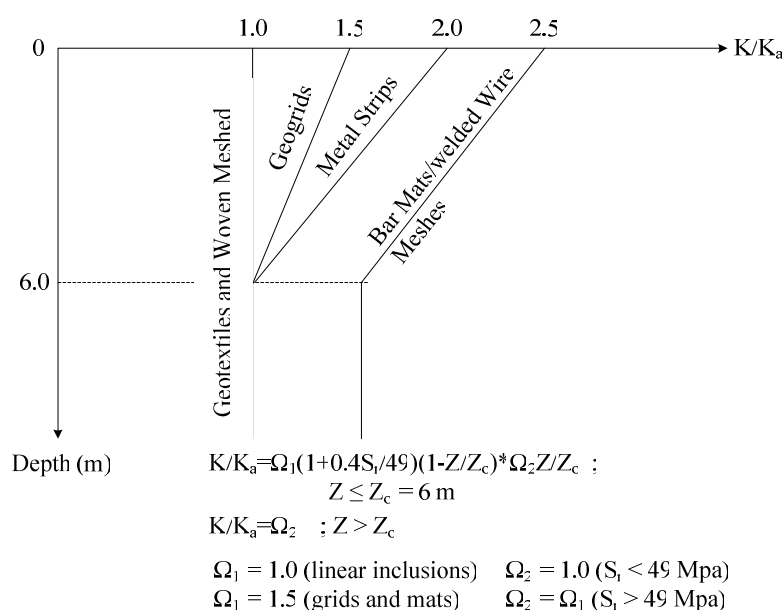
$$S_r = \frac{EA}{S_v S_h} \quad (2.17)$$

- โดยที่ A คือ พื้นที่หน้าตัด
 E คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของเหล็กเสริม
 S_v คือ ระยะห่างในแนวตั้งของเหล็กเสริม
 S_h คือ ระยะห่างในแนวราบของเหล็กเสริม
 S_r คือ ความแกร่งของเหล็กเสริม

รูปที่ 2.17 แสดงการเปลี่ยนแปลงของสัมประสิทธิ์แรงคั้นดินด้านข้างเทียบกับความลึกของเหล็กเสริมชนิดต่าง ๆ



รูปที่ 2.14 แนวการวิบัติของกำแพงกันดินเสริมกำลังด้วยเหล็กเสริมไม่ยึดตัว

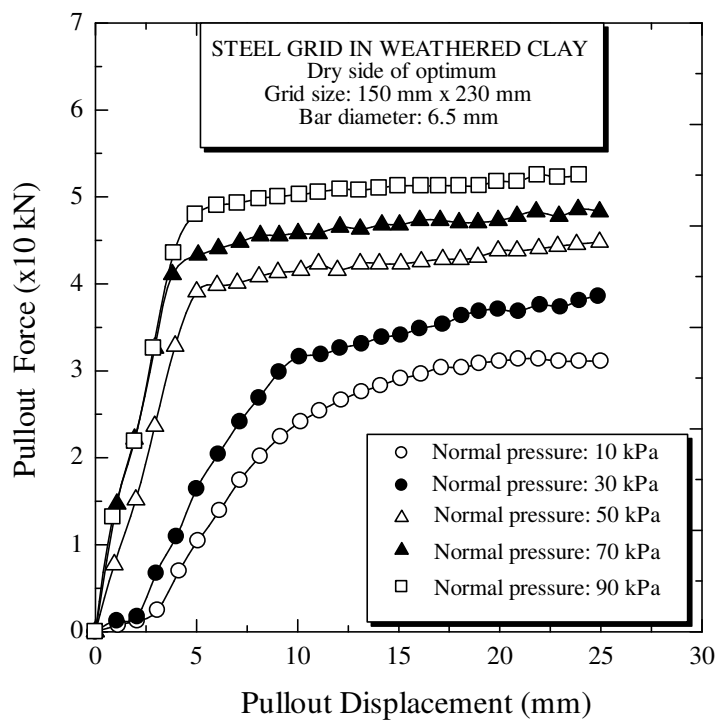


รูปที่ 2.15 การเปลี่ยนแปลงสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างกับความลึกของเหล็กเสริมชนิดต่าง ๆ

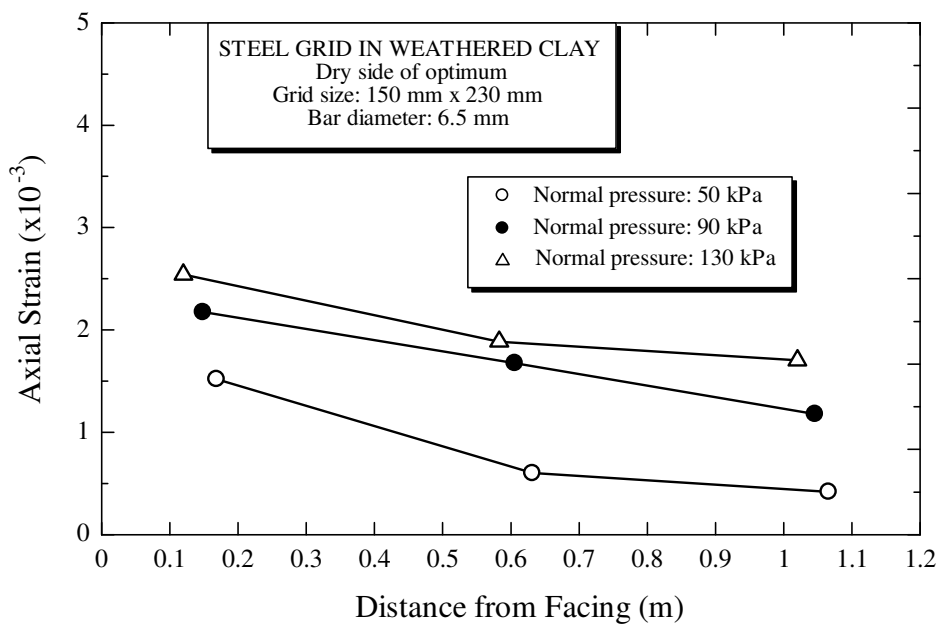
2.5 อิทธิพลของความเค้นในแนวตั้งต่อแรงต้านทานการดึงของเหล็กเสริม

Bergado et al. (1993) ได้ศึกษากำลังต้านทานแรงดึงออกทั้งในห้องปฏิบัติการและในสนามของดินเชื่อมแน่นและเสียดทาน (Cohesive-frictional soil) 3 ชนิด ซึ่งได้แก่ดินเหนียว (Weathered clay) ดินลูกรัง (Lateritic soil) และดินทรายปนดินเหนียว (Clayey sand) ดินทั้งสามชนิดถูกเสริมกำลังด้วยเหล็กตะแกรง (Steel grid) ที่ระดับการบดอัดไม่น้อยกว่า 90 เปอร์เซ็นต์ ของพลังงานบดอัดแบบมาตรฐาน รูปที่ 2.16 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงออกและการเคลื่อนตัวของเหล็กตะแกรงเสริมในดินเหนียวบดอัดด้านข้างของปริมาณน้ำเหมาะสมที่ทดสอบในห้องปฏิบัติการ จากผลทดสอบพบว่า แรงต้านทานการดึงออกจะมีค่าสูงสุดเมื่อเหล็กเสริมเคลื่อนตัวออกประมาณ 20 มิลลิเมตร นอกจากนี้ยังพบว่าแรงต้านทานต่อการดึงออกสูงสุดมีค่าเพิ่มขึ้นตามความเค้นในแนวตั้งหรือความสูงของดินถมด้านหลังกำแพง

รูปที่ 2.17 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับระยะทางจากด้านหน้ากำแพงของเหล็กเสริมตัวอย่าง จากผลทดสอบพบว่าความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมที่ตำแหน่งต่าง ๆ แปรผันเชิงเส้นตรงอยู่ในช่วง 0.01 ถึง 0.20 เปอร์เซ็นต์ เท่านั้น หมายความว่า การยืดตัวของเหล็กเสริมตามยาวที่มีความยาว 1 เมตร จะเกิดขึ้นสูงสุด 2 มิลลิเมตร ซึ่งการยืดตัวของเหล็กเสริมตามยาวเนื่องจากแรงดึงออกนี้จะมีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับการเคลื่อนตัวออก 25 มิลลิเมตร ดังนั้น การพิจารณาว่าเหล็กเสริมมีความแกร่งขณะที่เกิดการเคลื่อนที่ และแรงต้านทานต่อแรงดึงออกที่เกิดขึ้นมีความสม่ำเสมอจึงมีความเหมาะสม

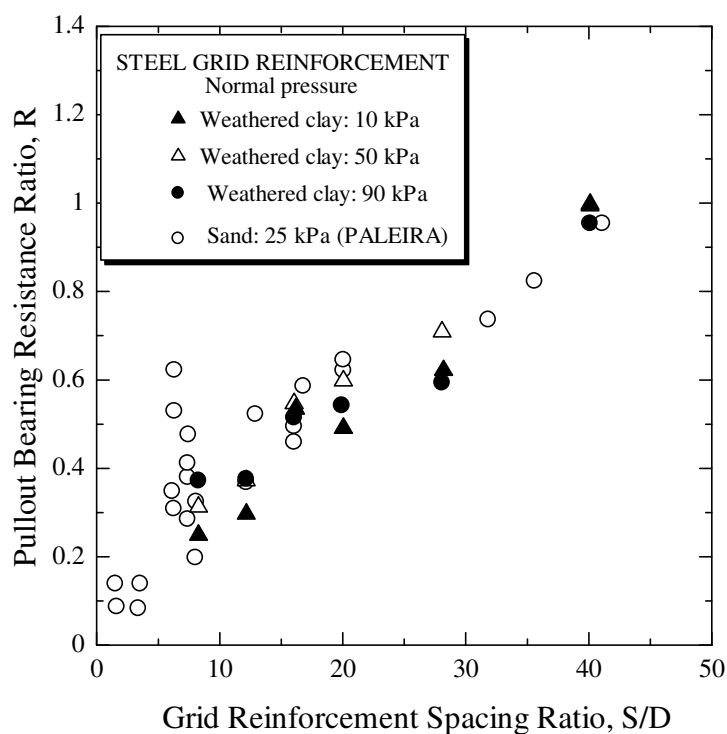


รูปที่ 2.16 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดและการเคลื่อนตัวของเหล็กตะแกรง
Bergado et al. (1993)



รูปที่ 2.17 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดของเหล็กเสริมกับระยะทางจากด้าน
หน้ากำแพง Bergado et al. (1993)

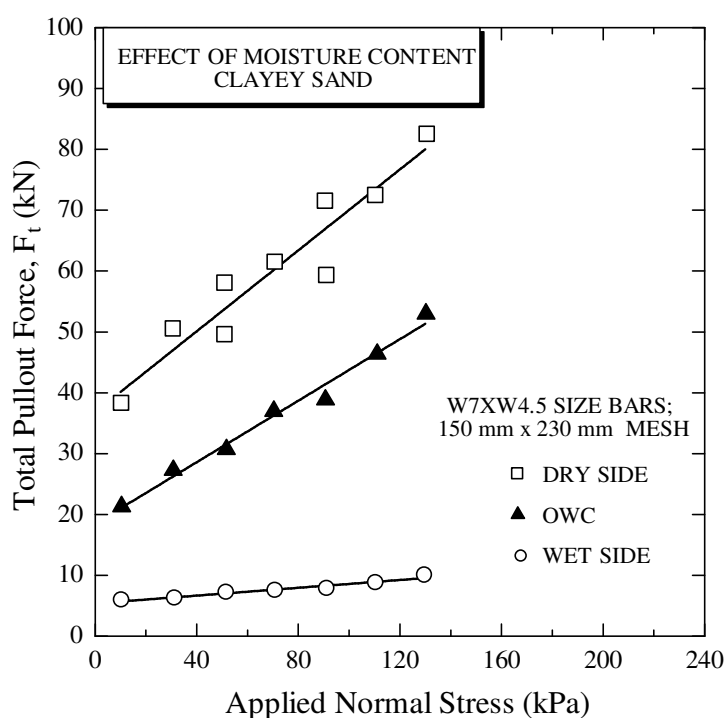
นอกจากนี้ Bergado et al. (1993) ยังพบว่า การต้านทานแรงฉุดออกสูงสุดของเหล็กตะแกรงได้มาจากสองส่วน ได้แก่ รูปทรงเรขาคณิตของเหล็กเสริม และคุณสมบัติทางด้านกำลังของดินบดอัด การต้านทานแรงฉุดออกสูงสุดของเหล็กตะแกรงที่เกิดจากรูปทรงเรขาคณิตสามารถอธิบายด้วยระยะห่างของเหล็กเสริมในแนวขวางหรือเหล็กเสริมแบกทาน รูปที่ 2.18 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของระยะห่างของเหล็กเสริม (S) กับเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กขวาง (D) ต่ออัตราส่วนความต้านทานต่อแรงแบกทาน (R) จากผลทดสอบการดึงออกของเหล็กตะแกรงเสริมกำลังในดินเหนียว โดยที่อัตราส่วนความต้านทานต่อแรงแบกทานคือความต้านทานต่อแรงฉุดออกของเหล็กเสริมแบกทานทั้งหมดต่อความต้านทานต่อแรงฉุดออกของเหล็กเสริมแบกทานเพียงอันเดียวที่ทดสอบด้วยเงื่อนไขเดียวกัน จะพบว่าค่าของ R จะมีค่าสูงขึ้นตามการเพิ่มขึ้นของ S/D และเมื่อ S/D มีค่ามากกว่า 40 ผลของเหล็กเสริมแบกทานจะมีค่าน้อย ซึ่งสอดคล้องกับผลทดสอบของ Palmeira and Milligan (1989) ที่ทำการทดสอบแรงฉุดของตะแกรงเหล็กในดินที่มีค่า D/D_{50} เกิน 7.5 เมื่อ D_{50} คือขนาดของเม็ดดินที่เล็กกว่า 50 เปอร์เซ็นต์ ของน้ำหนักดินทั้งหมด และสรุปว่าระดับการรบกวน (Interference degree) จะมีค่ามาก เมื่อเหล็กขวางมีระยะห่าง (S) ระหว่างกันน้อย และมีค่าเป็นศูนย์เมื่อ S/D มีค่าเกินกว่า 50



รูปที่ 2.18 อัตราส่วนความต้านทานต่อแรงแบกทานจากผลทดสอบการดึงออก

Bergado et al. (1993)

รูปที่ 2.19 แสดงถึงอิทธิพลของคุณสมบัติทางด้านกำลังของดินบดอัดต่อการต้านทานแรงฉุดออกของเหล็กตะแกรง และพบว่า การต้านทานแรงฉุดออกมีค่าเพิ่มสูงขึ้นตามความเค้นในแนวตั้งและกำลังของดินบดอัด โดยที่ตัวแปรที่ควบคุมกำลังของดินบดอัดได้แก่ ปริมาณน้ำในมวลดินและระดับการบดอัด และที่ระดับการบดอัดเดียวกันกำลังของดินที่บดอัดทางด้านหนึ่งจะมีค่าสูงกว่ากำลังของดินที่บดอัดทางด้านเป็ยก

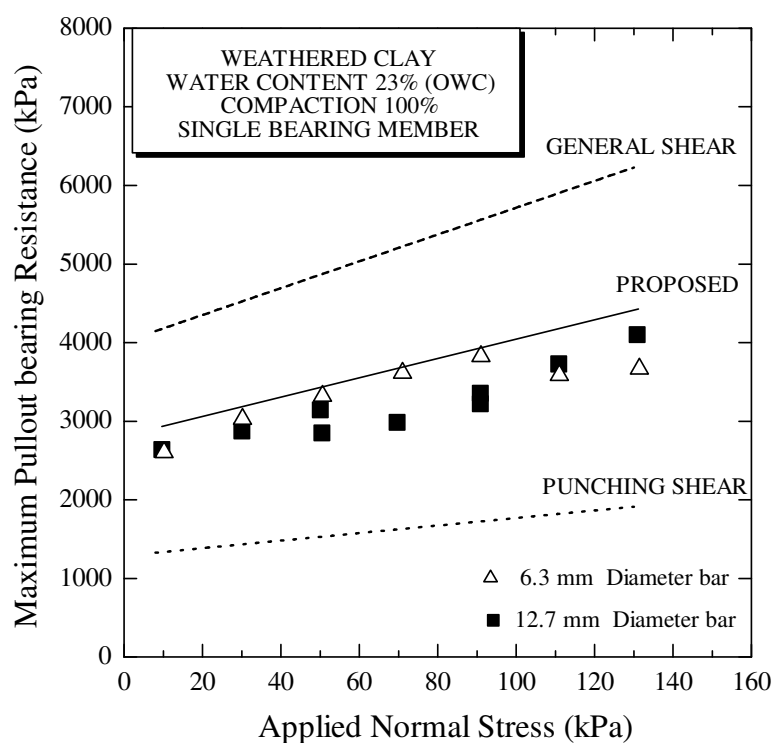


รูปที่ 2.19 อิทธิพลกำลังของดินบดอัดต่อการต้านทานต่อแรงฉุดออกของเหล็กตะแกรง Bergado et al. (1993)

2.6 การทำนายแรงต้านทานการดึงออกสูงสุด (Prediction of the Maximum Pullout Resistance)

การทดสอบแรงฉุดออกของเหล็กเสริมกำลังในดินมีความจำเป็นต้องใช้แรงงานจำนวนมาก อีกทั้งการทดสอบแต่ละครั้งใช้เวลาค่อนข้างมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่ง การทดสอบความต้านทานแรงฉุดออกที่ต้องการแปรผันชนิดของดินและเงื่อนไขของเหล็กเสริม ดังนั้น วิธีการทำนายความต้านทานแรงฉุดออกสูงสุดจากแบบจำลองจึงมีความจำเป็นอย่างมากในการพิจารณาการออกแบบที่เหมาะสม Bergado et al. (1993) ได้ทำการเปรียบเทียบกำลังต้านทานแรงฉุดออกสูงสุดจากผลทดสอบกับค่าที่ได้จากผลการทำนายของเหล็กตะแกรงที่มีเหล็กเสริมแบททานเดี่ยวในดินเหนียว

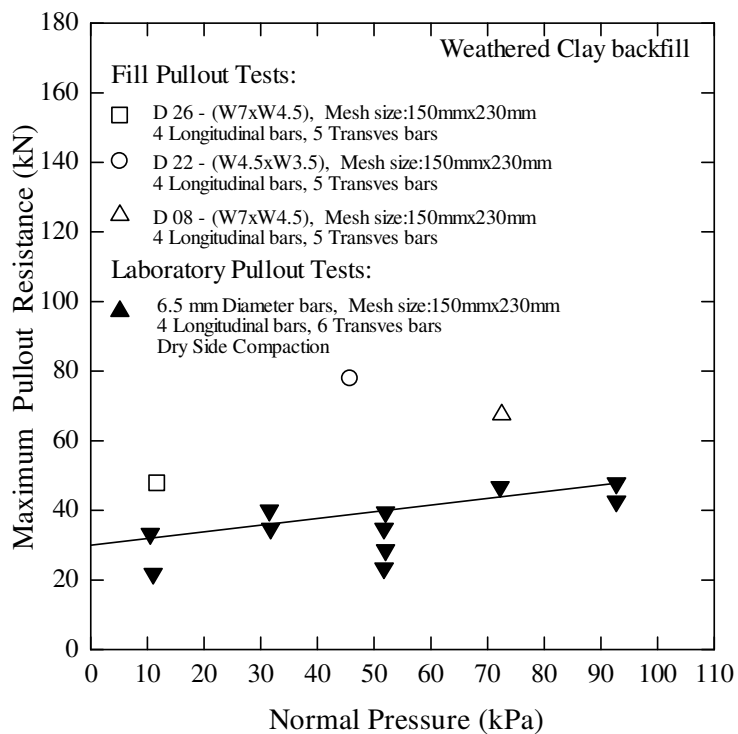
ได้ผลดังแสดงในรูปที่ 2.20 จะเห็นได้ว่าการวิบัติของเหล็กเสริมแบกทานเดี่ยวจากแบบจำลองของการวิบัติแบบทั่วไป (Peterson and Anderson, 1980) ให้ค่าขอบเขตบน ส่วนแบบจำลองของการวิบัติแบบเฉือนทะลุ (Jewell et al., 1984) จะให้ค่าขอบเขตล่าง ในขณะที่แบบจำลองการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุง (Chai, 1992) จะให้ผลการทำนายได้ใกล้เคียงกับผลทดสอบมากที่สุด



รูปที่ 2.20 กำลังต้านทานต่อแรงฉุดออกสูงสุดจากผลการทำนายและการวัดของเหล็กตะแกรงที่มีเหล็กเสริมแบกทานเดี่ยวเสริมกำลังในดินเหนียว Bergado et al. (1993)

เพื่อตรวจสอบความเป็นไปได้สำหรับการออกแบบโดยใช้แบบจำลองที่สร้างจากผลทดสอบในห้องปฏิบัติการ Bergado et al. (1993) ได้ทำการเปรียบเทียบกำลังต้านทานแรงฉุดออกสูงสุดจากผลทดสอบในห้องปฏิบัติการและในสนาม ดังแสดงในรูปที่ 2.21 พบว่าผลการทดสอบในสนามของทุก ๆ กรณีให้ค่าที่สูงกว่าผลทดสอบในห้องปฏิบัติการ ทั้งนี้เนื่องจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการจะทดสอบด้วยกลองที่มีขนาดเล็กและแข็งแรง จึงน่าจะมีผลต่อกำลังต้านทานต่อแรงฉุดออกที่วัดได้ ในขณะที่ทำการดึงเหล็กเสริมออกจากกลองทดสอบ ความดันด้านข้างที่เกิดขึ้นจะถูกต้านด้วยด้านหน้าของกลองที่มีความแข็งแรง ซึ่งจะทำให้ดินส่วนนี้เกิดการดันขึ้นด้านบน จึงทำให้ความเค้นในแนวตั้งลดลง ส่งผลให้กำลังต้านทานต่อแรงฉุดออกที่วัดได้ลดลงด้วย (Juran et al., 1988; Palmeira and Milligan, 1989) นอกจากนี้การเปลี่ยนแปลงปริมาณน้ำ

ในมวลดินก็ยังมีอิทธิพลต่อความเสียดทานระหว่างดินและเหล็กเสริมด้วยเช่นกัน ดังนั้นพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่ได้จากผลทดสอบในห้องปฏิบัติการจึงให้ค่าเชิงอนุรักษ์



รูปที่ 2.21 เปรียบเทียบกำลังต้านทานต่อแรงดึงออกสูงสุดในห้องปฏิบัติการ และในสนาม Bergado et al. (1993)

บทที่ 3

วิธีการดำเนินงานวิจัย

บทนี้จะกล่าวถึงขั้นตอนและวิธีการดำเนินการทดลองเพื่อทดสอบแรงกดของเหล็กเสริมกำลังแบกทานในดินทรายบดอัด

3.1 การศึกษาคุณสมบัติพื้นฐานของดินตัวอย่าง

ดินตัวอย่างที่นำมาใช้ในการทดสอบแรงกด คือ ดินทราย ที่เก็บมาจากท่าทรายพิมาย อำเภอพิมาย จังหวัดนครราชสีมา ดินตัวอย่างจะนำมาหาคุณสมบัติพื้นฐานทางด้านวิศวกรรมต่าง ๆ ในห้องปฏิบัติการตามมาตรฐานการทดสอบ ดังต่อไปนี้

- 1) ความถ่วงจำเพาะ (Specific gravity) ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D 854
- 2) การวิเคราะห์ขนาดของเม็ดดินโดยใช้ตะแกรงร่อน (Sieve analysis) ทดสอบโดยการร่อนผ่านตะแกรงแบบล้างตามมาตรฐาน ASTM D 422

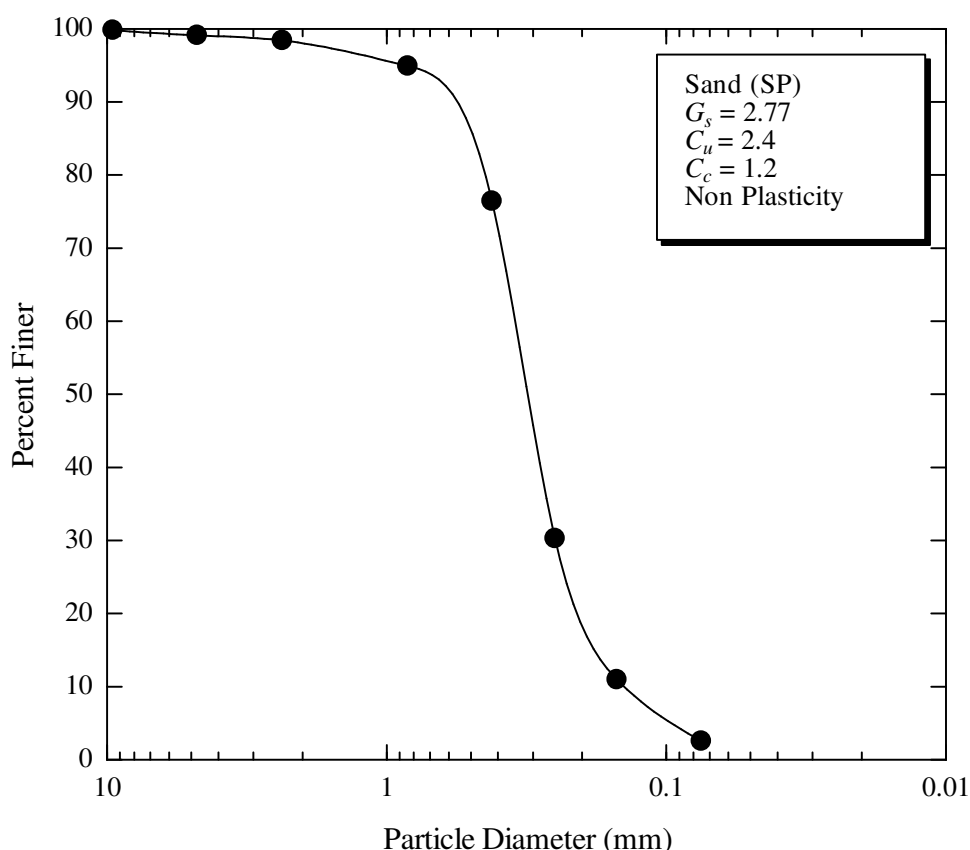
3.2 การบดอัดดินในห้องปฏิบัติการ

สำหรับการบดอัดดินในห้องปฏิบัติการ ดินตัวอย่างจะถูกนำมาร่อนผ่านตะแกรงขนาดรูเปิด 19 มิลลิเมตร เพื่อคัดแยกส่วนผสมที่มีขนาดใหญ่ที่อาจก่อให้เกิดความไม่เหมาะสมทางด้านขนาดของวัสดุทดสอบ แบบหล่อ (Mold) ที่ใช้ทดสอบมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 101.23 มิลลิเมตร และสูง 115.90 มิลลิเมตร การบดอัดดินจะแปรผันปริมาณน้ำ 5 ถึง 7 จุด โดยการเติมน้ำใส่ลงไปในดินตัวอย่าง คลุกเคล้าให้เข้ากันและห่อเก็บไว้ในถุงพลาสติกเป็นเวลาอย่างน้อย 24 ชั่วโมง เพื่อให้น้ำแผ่กระจายทั่วเม็ดดินตัวอย่าง จากนั้นทำการบดอัดด้วยพลังงานแบบมาตรฐาน (Standard Proctor) ตามมาตรฐาน ASTM D 698-70 เพื่อสร้างกราฟการบดอัดและหาค่าหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุด (Maximum dry unit weight, $\gamma_{d,max}$) กับปริมาณน้ำเหมาะสม (Optimum water content, *OWC*) สำหรับนำไปใช้ควบคุมคุณภาพการบดอัด ในการทดสอบแรงกดของเหล็กเสริมแบกทาน

3.3 ดินตัวอย่าง

ดินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบเป็นดินทรายสะอาดที่เก็บมาจากท่าทราย อำเภอพิมาย จังหวัดนครราชสีมา รูปที่ 3.1 แสดงผลการจำแนกขนาดตะขะของดินตัวอย่าง ซึ่งประกอบด้วยกรวด

0.3 เปอร์เซ็นต์ ทราย 97 เปอร์เซ็นต์ และดินตะกอน 2.7 เปอร์เซ็นต์ จะเห็นได้ว่าดินที่มีขนาดเล็กกว่า 0.075 มิลลิเมตร (ดินตะกอนและดินเหนียว) มีปริมาณน้อยกว่า 15 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งสอดคล้องกับข้อกำหนดดินถมของกรมทางหลวงแห่งประเทศไทย การกระจายขนาดของเม็ดดินเป็นดังนี้ ขนาดเฉลี่ย (D_{50}) เท่ากับ 0.31 มิลลิเมตร สัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอเท่ากับ (C_u) เท่ากับ 2.4 และสัมประสิทธิ์ความโค้ง (C_c) เท่ากับ 1.2 จากการจำแนกตามระบบเอกภาพ (USCS) ดินทรายเป็นดินทรายที่จัดเป็นดินทรายที่มีขนาดละเอียด (SP) ดินทรายนี้อาจมีความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.77 จากผลทดสอบการบดอัดแบบมาตรฐานพบว่าปริมาณความชื้นเหมาะสมเท่ากับ 6.3 เปอร์เซ็นต์ และหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุดเท่ากับ 16.8 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์

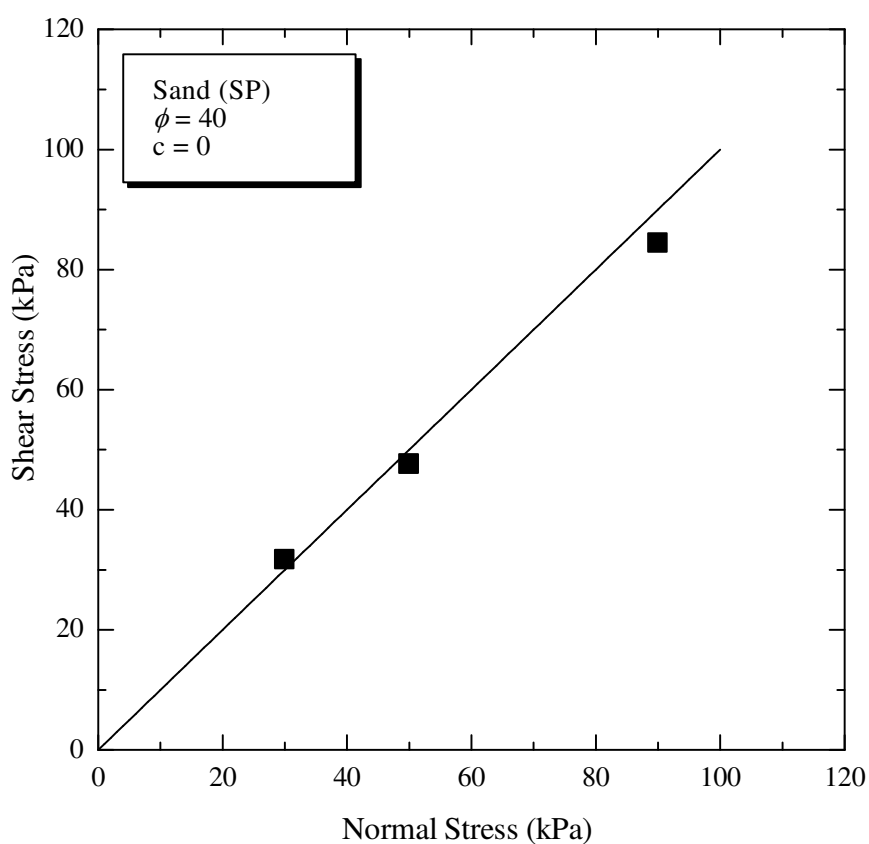


รูปที่ 3.1 การกระจายขนาดละเอียดของดินตัวอย่าง

3.4 การทดสอบแรงเฉือนตรง (Direct Shear Test)

ดินตัวอย่างจะถูกนำมาทดสอบแรงเฉือนตรงเพื่อหาพารามิเตอร์กำลัง (Strength parameters) ในห้องปฏิบัติการ สำหรับการออกแบบหรือประเมินกำลังจุดของเหล็กเสริมเบกทาน กล่องแรงเฉือน (Shear box) มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 6.5 เซนติเมตร และสูง 3.5 เซนติเมตร เมื่อเตรียม

ตัวอย่างดินบรรจุในกล่องแล้วจะให้น้ำหนักในแนวตั้งกระทำต่อดินตัวอย่างผ่านเครื่องกด โดยรักษาให้หน่วยแรงมีค่าคงที่ตลอดการเฉือนดินตัวอย่าง ในขณะที่เฉือนดินตัวอย่าง กล่องเอน ส่วนล่างจะถูกดันให้เคลื่อนที่ในแนวราบด้วยอัตราความเร็วคงที่ (Constant rate of strain) แรงที่ใช้ในการดัน (Shear force) จะทำให้ตัวอย่างดินที่บรรจุในกล่องเกิดการเฉือนบน ระบายที่เป็นรอยต่อระหว่างกล่องด้านบนและกล่องด้านล่าง แรงที่กระทำนี้วัดได้โดยใช้วงแหวน วัดแรง (Proving ring) ส่วนการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินตัวอย่างและการเคลื่อนที่ในแนวราบ ของกล่องเอนสามารถวัดได้โดยการติดตั้งมาตรวัด (Dial gage) การทดลองจะดำเนินไปจนได้ค่า หน่วยแรงเฉือนสูงสุดเมื่อเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนขึ้นในดินตัวอย่าง ดินตัวอย่างที่ทำการ ทดสอบใช้ปริมาณความชื้นเหมาะสมเท่ากับ 6.3 เปอร์เซ็นต์ และหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุดเท่ากับ 16.8 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์ โดยเพิ่มหรือเปลี่ยนแปลงค่าแรงกระทำต่อตัวอย่างในแนวตั้งเท่ากับ 30 50 และ 90 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร สำหรับสร้างเส้นขอบเขตความแข็งแรง พารามิเตอร์กำลัง ด้านทานแรงเฉือนที่ได้จากผลการทดสอบ หน่วยแรงเหนี่ยวนำเท่ากับ 0 กิโลปาสกาล และมุม เสียดทานภายในเท่ากับ 40 องศา ดังแสดงในรูปที่ 3.2



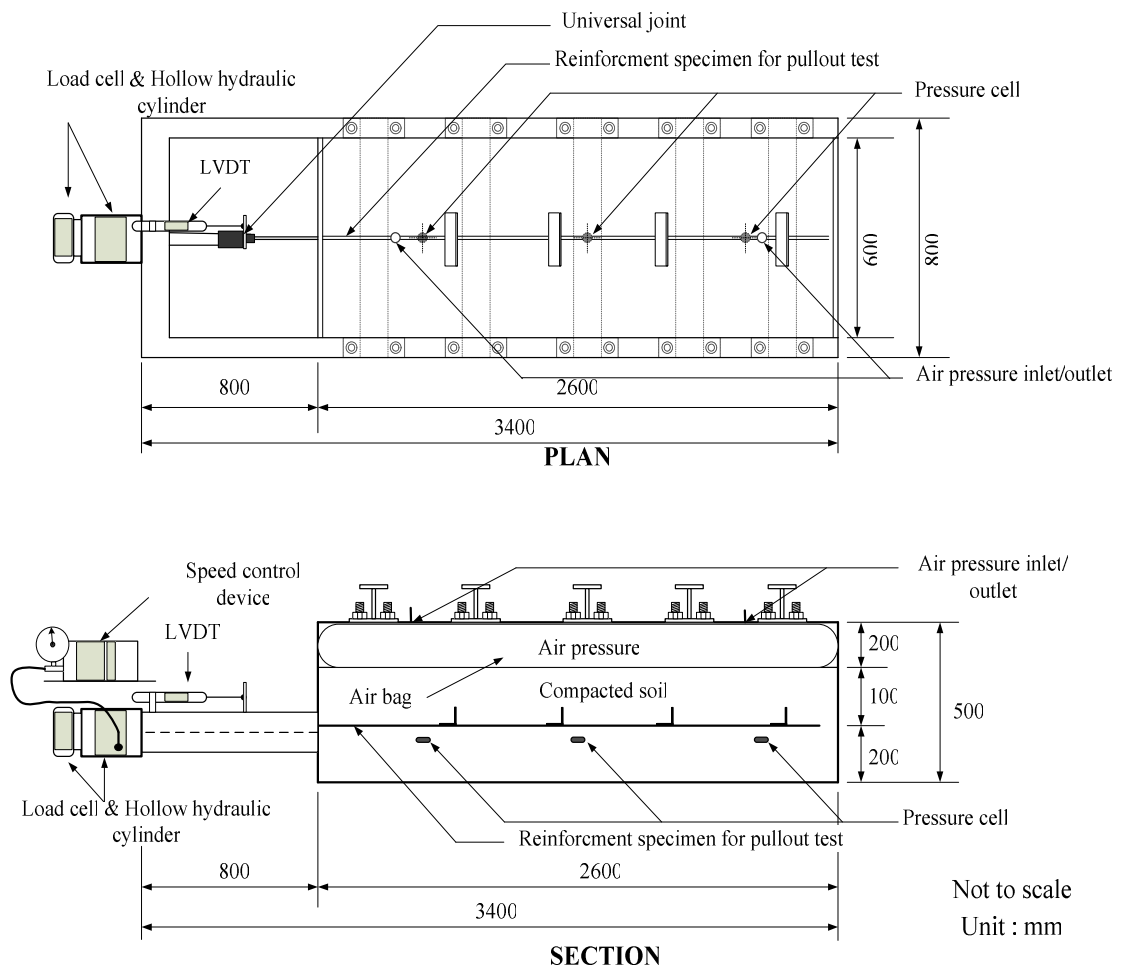
รูปที่ 3.2 ขอบเขตความแข็งแรงของดินตัวอย่าง

3.5 การทดสอบแรงกดของเหล็กเสริมแบกทานในห้องปฏิบัติการ

แบบจำลองของชุดทดสอบแรงกดซึ่งได้รับการแนะนำโดย Alfaro et al. (1995) ในรูปที่ 3.3 และรูปที่ 3.4 แสดงลักษณะและอุปกรณ์ของชุดทดสอบแรงกดที่ทำการพัฒนาขึ้น ก่อ่งทดสอบมีความยาว ความกว้าง และความสูงเท่ากับ 2.80 0.60 และ 0.50 เมตร ตามลำดับ เหล็กที่ใช้ทำก่อกองทดสอบมีความหนา 16 มิลลิเมตร ด้านบนของก่อกองทดสอบเป็นฝาปิดเพื่อรักษาความดันในแนวตั้งให้คงที่ขณะทำการทดสอบ โดยใช้เหล็ก H-beam ยึดด้วยสลักเกลียวขนาด 28 มิลลิเมตร วางตามแนวขวาง ความดันดังกล่าวเกิดจากตุ้มหนักที่อยู่ด้านล่างของฝาก่อกอง แต่จะอยู่ด้านบนของดินบดอัด ตุ้มหนักจะถูกอัดลงให้มีความดันคงที่กระทำต่อดินบดอัดในแนวตั้งผ่านแผ่นเหล็กตัดตัวได้ และมีความหนา 3 มิลลิเมตร ด้านหน้าของก่อกองจะติดตั้งอุปกรณ์สำหรับดึงเหล็กเสริมแบกทานที่สามารถควบคุมอัตราความเครียดได้ และการวัดแรงกดจะใช้ Load cell ที่สามารถวัดแรงกดได้สูงสุดถึง 20 ตัน ส่วนระยะการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมจะวัดโดย Linear variable differential transformer (LVDT) ที่สามารถวัดระยะได้สูงสุด 5 เซนติเมตร ทั้งการวัดแรงและการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมจะถูกบันทึกโดยเครื่อง Data logger หน่วยแรงตั้งฉากที่ใช้ในการทดสอบเท่ากับ 30 50 และ 90 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ซึ่งจำลองความสูงของกำแพงกันดินไม่เกิน 5.0 เมตร อัตราเร็วการกดออกเท่ากับ 1.0 มิลลิเมตรต่อนาที



รูปที่ 3.3 อุปกรณ์ทดสอบแรงกดของเหล็กเสริมแบกทาน



รูปที่ 3.4 แผนภาพแสดงชุดทดสอบแรงกด

เหล็กเสริมแบกทาน (Bearing Reinforcement) ที่ใช้ทดสอบ ประกอบด้วยเหล็กแกน (Longitude bar) และเหล็กแบกทาน ดังแสดงในรูปที่ 3.5 เหล็กแกนจะใช้เหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 16 มิลลิเมตรมีลักษณะของเป็นครีบบน 45 องศา ตามมาตรฐาน มอก. 24-2548 มีกำลังคราก (Yield strength) 4000 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร เหล็กฉากที่ใช้ในการศึกษานี้ เท่ากับ 2.8 4.0 และ 5.0 เซนติเมตร และ 10 15 และ 20 เซนติเมตร ตามลำดับ ซึ่งเป็นขนาดที่ใช้ในการก่อสร้างกำแพงกันดินเสริมกำลัง ระยะห่างระหว่างเหล็กฉาก (S) มีค่าตั้งแต่ 15 ถึง 150 เซนติเมตร ขึ้นอยู่กับจำนวนเหล็กฉาก (n) ในการศึกษานี้ จำนวนเหล็กฉากที่ใช้เท่ากับ 1 ถึง 4 ซึ่งใช้กันในทางปฏิบัติ เหล็กเสริมแบกทานจะถูกนำมาทดสอบกับดินตัวอย่าง ที่บดอัดด้วยพลังงานแบบมาตรฐานที่ปริมาณน้ำเหมาะสม โดยมีค่าความผิดพลาดที่ยอมรับได้ไม่เกิน 3.0 เปอร์เซ็นต์ และทุก ๆ เงื่อนไขของการทดสอบจะใช้จำนวน 3 ตัวอย่าง เพื่อตรวจสอบความสอดคล้องและได้สรุปไว้ในตารางที่ 3.1



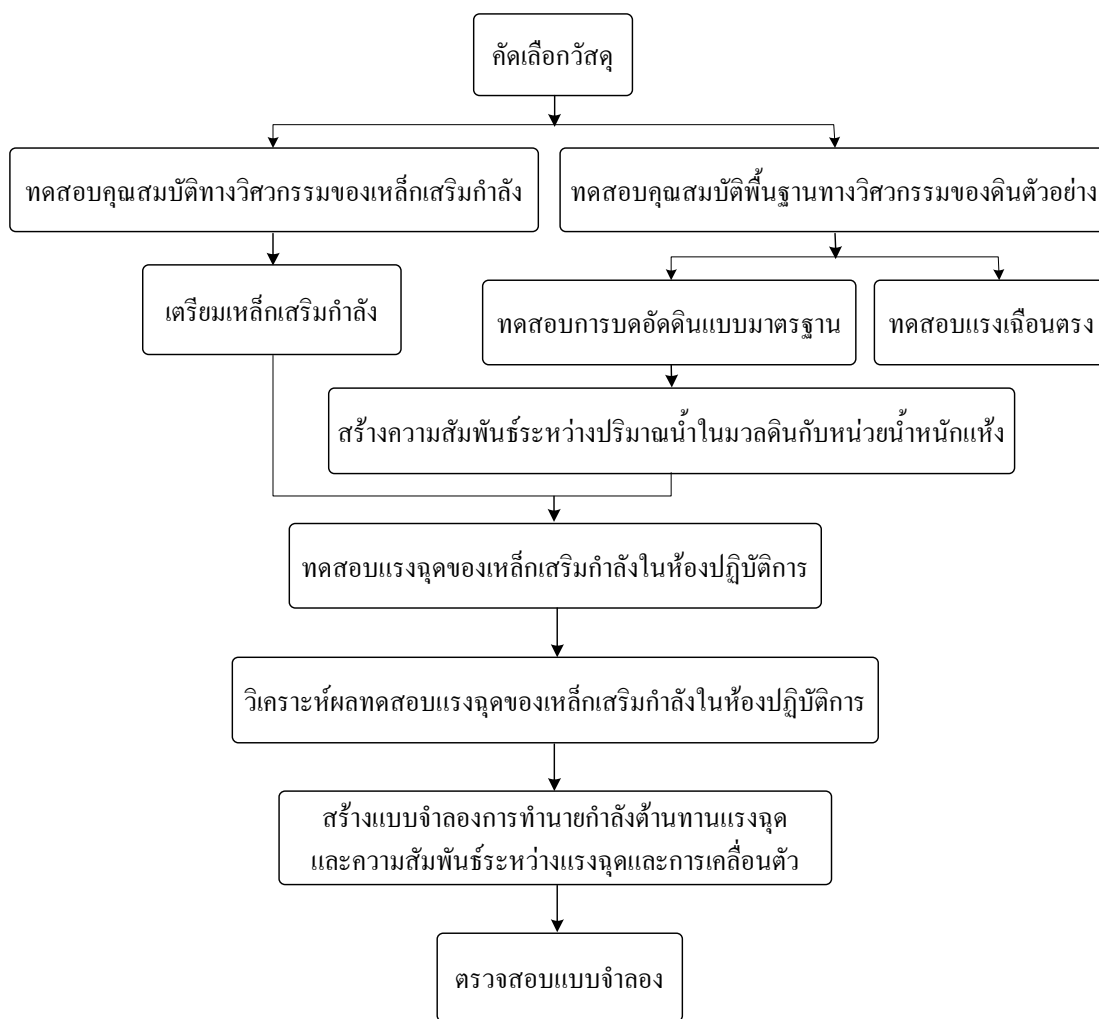
รูปที่ 3.5 ส่วนประกอบของเหล็กเสริมรับแรงแบกทาน

ตารางที่ 3.1 ขนาดและจำนวนของเหล็กเสริมแบกทานที่ใช้ในการทดสอบ

ลำดับที่	ความยาวขา B (เซนติเมตร)	ความยาว L (เซนติเมตร)	จำนวนเหล็ก ฉาก (n)	ระยะห่าง S (เซนติเมตร)	จำนวน ทดสอบ
1	2.8 4.0 5.0	10 15 20	1	-	9
2	2.8 4.0 5.0	10 15 20	2 3 4	15	9
3	2.8 4.0 5.0	10 15 20	2 3 4	30	9
4	2.8 4.0 5.0	10 15 20	2 3 4	60	9
5	2.8 4.0 5.0	10 15 20	2 3	90	6
6	2.8 4.0 5.0	10 15 20	2	120	3
7	2.8 4.0 5.0	10 15 20	2	150	3
รวม					48

3.5 แผนการดำเนินงานวิจัย

รูปที่ 3.6 แสดงแผนการดำเนินการวิจัยทั้งหมดในห้องปฏิบัติการ เพื่อให้บรรลุถึงวัตถุประสงค์ของงานวิจัย



รูปที่ 3.6 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย

บทที่ 4

ผลการทดสอบและวิจารณ์ผล

บทนี้เป็นการนำเสนอผลการทดสอบแรงฉุดของเหล็กเสริมแบกทาน และการวิเคราะห์ผลการทดสอบ จากผลการทดสอบทั้งหมด ผู้วิจัยได้นำเสนอแบบจำลองทำนายกำลังต้านทานแรงฉุดแบกทานและความสัมพันธ์ระหว่างแรงฉุดและการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมกำลังแบกทาน ความสัมพันธ์ระหว่างแรงฉุดและการเคลื่อนตัวสามารถประมาณได้โดยอาศัยฟังก์ชันไฮเปอร์บอลิกกำลังต้านทานแรงฉุดแบกทานของเหล็กจากหนึ่งตัวสามารถประมาณได้จากสมการกำลังรับแรงแบกทาน ท้ายสุดบทนี้จะนำเสนออิทธิพลของอัตราส่วนระยะห่าง (S/B) ต่อการพัฒนาแรงฉุดแบกทานและกำลังต้านทานแรงฉุดสูงสุด

4.1 ผลทดสอบ

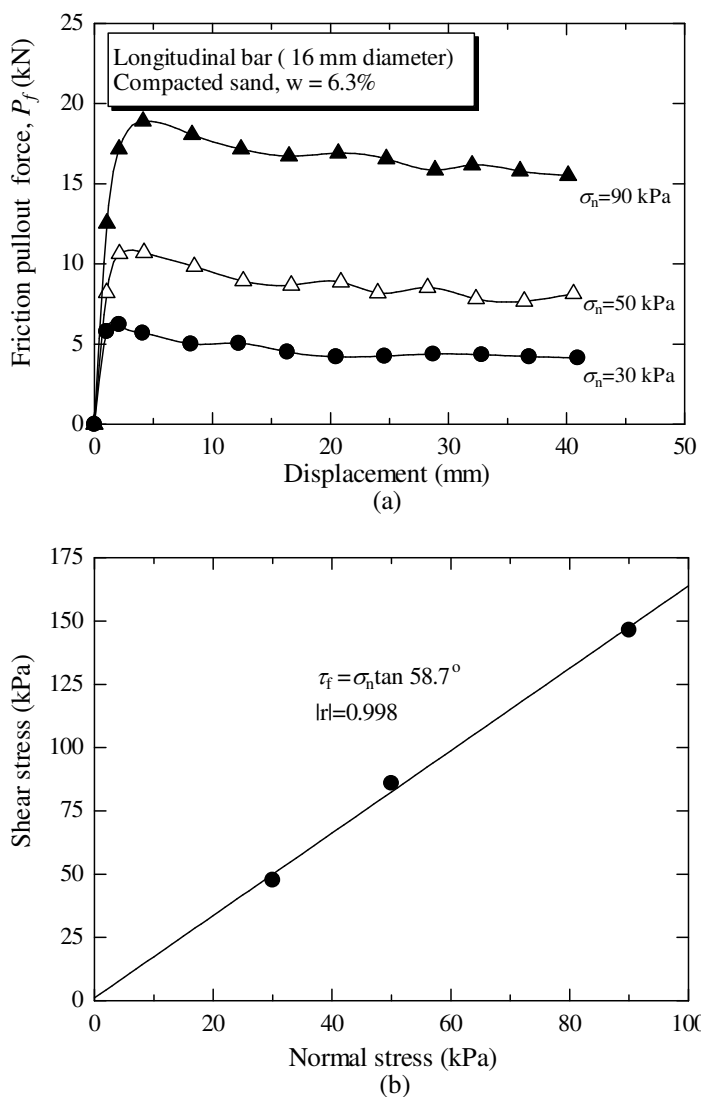
4.1.1 ความเสียดทานของเหล็กตามแนวยาว

รูปที่ 4.1 แสดงผลทดสอบแรงฉุดของเหล็กเสริมตามแนวยาว ซึ่งมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 16 มิลลิเมตร และยาว 2.6 เมตร แรงฉุดเสียดทานสูงสุด P_{fmax} ของเหล็กตามแนวยาวสามารถประมาณได้จาก

$$P_{fmax} = \pi DL\sigma_n \tan \delta \quad (4.1)$$

โดยที่ D คือ เส้นผ่านศูนย์กลาง
 L คือ ความยาวของเหล็กตามแนวยาว
 σ_n คือ หน่วยแรงตั้งฉาก
 δ คือ มุมเสียดทานระหว่างดินและเหล็กตามแนวยาว

สิ่งที่น่าสนใจที่พบในการทดสอบนี้คือมุมเสียดทานระหว่างดินและเหล็กตามแนวยาวมีค่าสูงมาก ซึ่งเท่ากับ 58.7 องศา ด้วยเหตุนี้เอง อัตราส่วน δ/ϕ จึงมีค่ามากกว่า 1.0 และมีค่าเท่ากับ 1.47 อัตราส่วนที่สูงนี้เกิดเนื่องจากความขรุขระของเหล็กข้ออ้อย สิ่งนี้แสดงให้เห็นข้อได้เปรียบของการใช้เหล็กข้ออ้อยเป็นเหล็กตามแนวยาว นอกจากนี้ยังพบอีกว่าระยะเคลื่อนตัวที่จุดวิบัติมีค่าประมาณ 3.0 มิลลิเมตร สำหรับทุกหน่วยแรงตั้งฉาก



รูปที่ 4.1 ผลทดสอบแรงฉุดของเหล็กตามแนวยาว

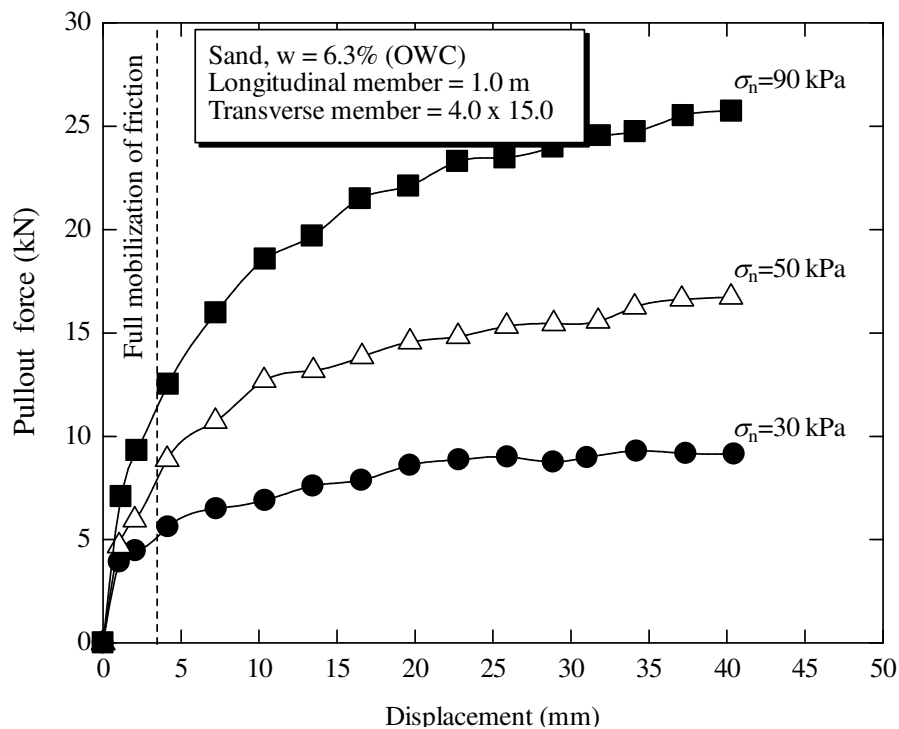
จากผลการทดสอบ เราสามารถกล่าวได้ว่าในทางปฏิบัติ ความสัมพันธ์ระหว่างความเสียดทานและการเคลื่อนตัวสามารถจำลองโดยแบบจำลองเส้นตรงและพลาสติกสมบูรณ์ (Linear-perfect plastic) ในพจน์ของตัวแปรสองตัว ซึ่งได้แก่ มุมเสียดทานระหว่างดินและเหล็กตามแนวยาว δ และสตีเฟนของค่าความเสียดทาน k ซึ่งสามารถประมาณได้จาก

$$k = \frac{\sigma_n \pi DL \tan \delta}{d_f} \quad (4.2)$$

โดยที่ d_f คือ ระยะเคลื่อนตัวที่แรงฉุดเสียดทานสูงสุด ซึ่งมีค่าเท่ากับ 3 มิลลิเมตร

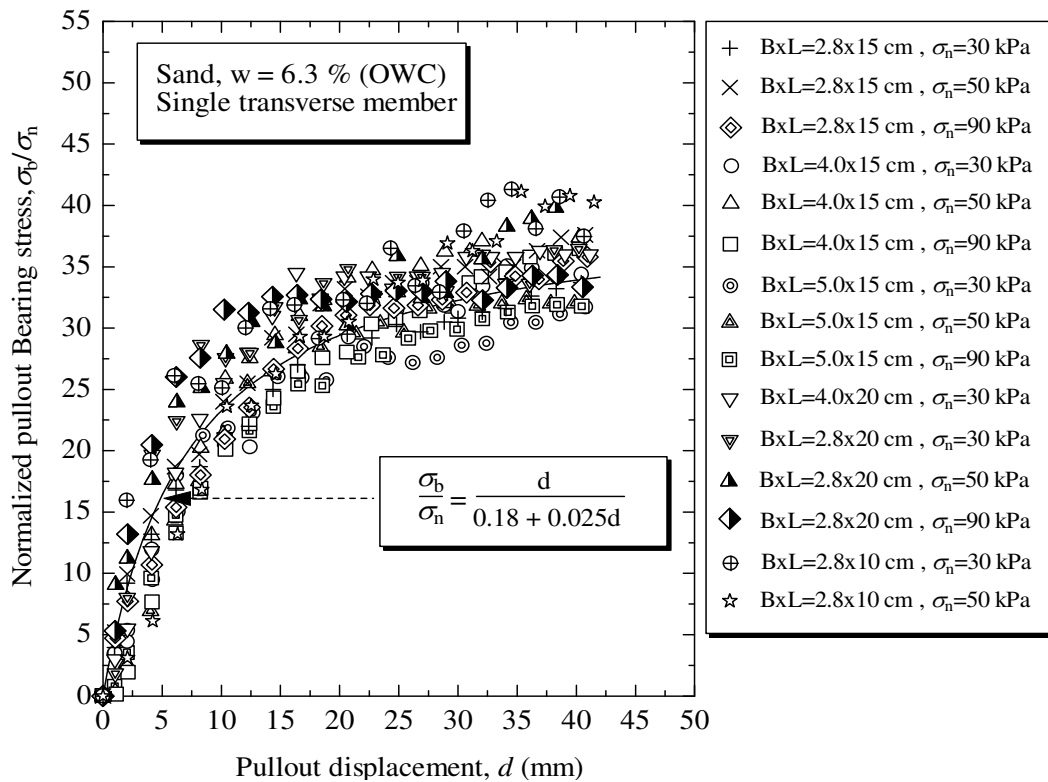
4.1.2 กำลังต้านทานแรงแบกทานของเหล็กตามแนวขวางหนึ่งตัว

กำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กตามขวางหนึ่งตัวที่ค่าการเคลื่อนตัวใด ๆ คือ ความแตกต่างของแรงจุดทั้งหมดและแรงจุดเสียดทาน แรงจุดทั้งหมดหาได้โดยตรงจากการทดสอบแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทาน รูปที่ 4.2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดทั้งหมดและการเคลื่อนตัว สำหรับเหล็กตามแนวยาว 1 เมตร และเหล็กตามขวางขนาด 4x15 (BxL) เซนติเมตร จะเห็นได้ว่า ในช่วงแรกกำลังต้านทานแรงจุดจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว และต่อมาการเพิ่มขึ้นจะมีอัตราที่ลดลงจนกระทั่งถึงจุดวิบัติที่การเสียรูปประมาณ 40 เซนติเมตร การเพิ่มขึ้นของแรงจุดอย่างรวดเร็วในช่วงแรกเป็นผลจากแรงจุดเสียดทาน ซึ่งพัฒนาอย่างเต็มที่ที่การเคลื่อนตัวเพียงเล็กน้อย (ประมาณ 3 มิลลิเมตร) ขณะที่แรงจุดแบกทานจะเกิดขึ้นอย่างเต็มที่ที่ระยะเคลื่อนตัวสูง



รูปที่ 4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดและการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมแบกทานที่มีเหล็กฉากหนึ่งตัว

รูปที่ 4.3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนหน่วยแรงจุดแบกทาน (σ_b/σ_n) และการเคลื่อนตัว (d) ของเหล็กฉากหนึ่งตัวที่มีขนาด BxL เท่ากับ 2.8x10 2.8x15 4x15 และ 5x15 เซนติเมตร หน่วยแรงจุดแบกทานแรงจุดแบกทานหาได้จากการสมมติว่าเหล็กตามแนวขวางเป็นวัสดุแข็งเกร็งและดินในขาเหล็กฉากก่อตัวเป็นเป็นบล็อกแข็งเกร็งทะลุเข้าไปยังดินด้านหน้า



รูปที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนหน่วยแรงแบกทานและการเคลื่อนตัวของเหล็กตามขวางขนาดต่าง ๆ

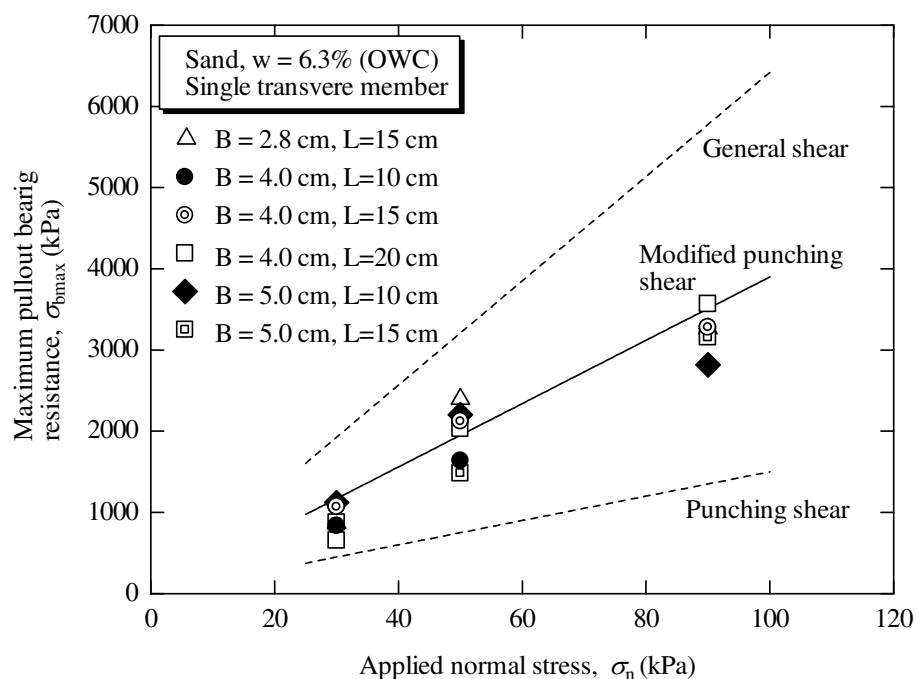
ดังนั้น หน่วยแรงจุดแบกทานคำนวณได้จากผลหารระหว่างแรงจุดแบกทานสูงสุดและพื้นที่รับแรงแบกทาน ($B \times L$) จะเห็นได้ว่า σ_b/σ_n มีค่าประมาณคงที่สำหรับทุกหน่วยแรงตั้งฉากและขนาดของเหล็กตามแนวขวาง นอกจากนี้ ยังพบอีกว่าอัตราส่วน B/L ไม่มีอิทธิพลต่อความต้านทานแรงจุดแบกทาน ความสัมพันธ์นี้สามารถแสดงได้ด้วยฟังก์ชันไฮเปอร์บอลิกดังนี้

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_n} = \frac{d}{\frac{1}{E_i/\sigma_n} + \frac{d}{\sigma_{bmax}/\sigma_n}} \quad (4.3)$$

โดยที่ E_i คือ ความชันของความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงจุดแบกทานและการเคลื่อนตัว
 d คือ การเคลื่อนตัว
 σ_n คือ หน่วยแรงตั้งฉาก
 σ_b คือ หน่วยแรงจุดแบกทาน
 σ_{bmax} คือ หน่วยแรงจุดแบกทานสูงสุด

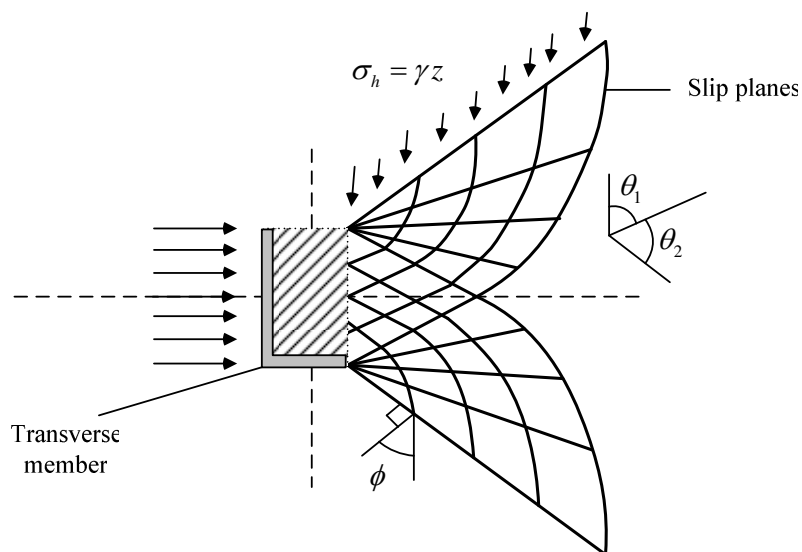
ซึ่งมีความหมายเช่นเดียวกับ โมดูลัสเริ่มต้นที่ใช้ในแบบจำลองดินแบบไม่เป็นเส้นตรงของ Duncan et al. (1980) E_i จะมีค่าเพิ่มขึ้นตามหน่วยแรงตั้งฉาก ถ้าทราบค่า E/σ_n และ σ_{bmax}/σ_n เราสามารถประมาณความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงจุดแบกทานและการเคลื่อนตัวสำหรับหน่วยแรงตั้งฉากและขนาดของเหล็กฉากใด ๆ ได้

กำลังต้านทานแรงจุดแบกทาน σ_{bmax} สามารถประมาณได้จากกลไกการวิบัติของแรงจุดแบกทานมีด้วยกันสามกลไก ได้แก่ การวิบัติแบบเนียนทั่วไป (Peterson and Anderson, 1980) กลไกการวิบัติแบบเนียนทะลุ (Jewell et al., 1984) และกลไกการวิบัติแบบเนียนทะลุปรับปรุง (Bergado et al., 1996) โดยอาศัยกลไกทั้งสามนี้ เราสามารถแสดงผลการคำนวณกำลังต้านทานแรงจุดและเปรียบเทียบกับผลการทดสอบ ดังแสดงในรูปที่ 4.4



รูปที่ 4.4 ผลการคำนวณกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานเปรียบเทียบกับผลทดสอบ

จะเห็นได้ว่าการทดสอบกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานเมื่อเปรียบเทียบกับผลการคำนวณโดยกลไกการวิบัติแบบเนียนทะลุปรับปรุง (Bergado et al., 1996) มีค่าใกล้เคียงกับผลทดสอบมากที่สุด ดังนั้น กลไกการวิบัติที่น่าจะเป็นไปได้สำหรับเหล็กเสริมแบกทานแสดงดังรูปที่ 4.5 โดยอาศัยทฤษฎีพลาสติก สำหรับดินทรายชนิดหนึ่ง σ_{bmax}/σ_n จะมีค่าคงที่สำหรับเหล็กฉากทุกขนาดและมีค่าเท่ากับ N_q ซึ่งแปรผันตามมุมเสียดทานภายใน จาก N_q ที่ทราบค่า (เท่ากับ 39.01) เราสามารถประมาณ E/σ_n โดยการทำ Curving-fitting ซึ่งได้เท่ากับ 5.51 (มิลลิเมตร)⁻¹

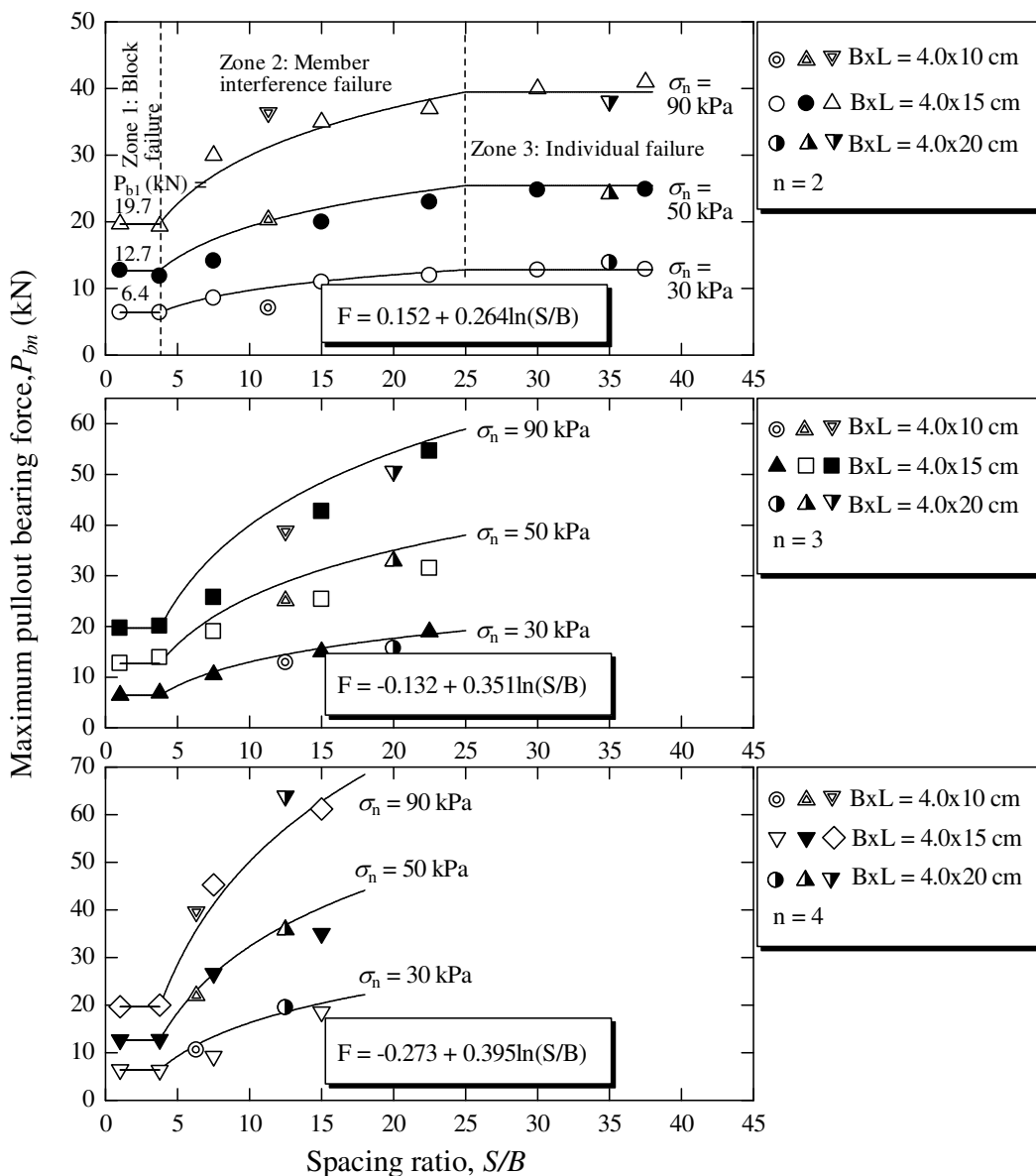


รูปที่ 4.5 กลไกการวิบัติที่เป็นไปได้สำหรับเหล็กตามขวางหนึ่งตัว

4.1.3 การรบกวนระหว่างเหล็กตามขวาง

ในทางปฏิบัติ เหล็กเสริมแบกทานจะประกอบด้วยเหล็กฉากหลายตัวจัดวางให้มีระยะห่างเท่า ๆ กัน ระหว่างการรูดออกของเหล็กเสริมกำลังแบกทาน เหล็กตามแนวขวางแต่ละตัวจะรบกวนกัน พารามิเตอร์ไร้มิติสำหรับอัตราส่วนระยะห่างระหว่างเหล็กตามแนวขวาง (S/B) ได้ถูกนำเสนอขึ้น เพื่อศึกษาอิทธิพลของระยะห่างและขนาดของเหล็กตามขวางต่อกำลังต้านทานแรงแบกทาน โดยทั่วไปแล้ว อัตราส่วน S/B ยิ่งสูง กำลังต้านทานแรงจุดแบกทานก็ยิ่งมีค่าสูงตามเนื่องจากการรบกวนมีอิทธิพลต่ำ

รูปที่ 4.6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดแบกทานสูงสุด (P_{bn}) และอัตราส่วนระยะห่าง สำหรับเหล็กตามขวางขนาด 4x10 4x15 และ 4x20 เซนติเมตร จำนวน 2 ถึง 4 ตัว ภายใต้หน่วยแรงตั้งฉากต่าง ๆ จะเห็นได้ว่าเมื่อ S/B มีค่ามากกว่า 25 การรบกวนระหว่างเหล็กฉากแทบจะไม่เกิดขึ้นเลย อัตราส่วนระยะห่างนี้สามารถเรียกว่าอัตราส่วนปลอดการรบกวน เมื่อ S/B มีค่าน้อยกว่า 3.75 ระบายแรงเฉือนที่เกิดจากเหล็กฉากแต่ละตัวจะรวมตัวกันเป็นระนาบขนาดใหญ่ และเหล็กฉากตัวแรกเท่านั้นที่ทำหน้าที่ทะลุผ่านดินบดอัด ในกรณีเช่นนี้ เหล็กตามขวางจะทำหน้าที่เสมือนบล็อกผิวหยาบ ดังนั้น กำลังต้านทานแรงจุดแบกทานประมาณได้จากผลรวมของความฝืดที่ผิวบนและล่างของบล็อกผิวหยาบและกำลังต้านทานแรงแบกทานของเหล็กฉากตัวแรก เนื่องจากกำลังต้านทานแรงแบกทานมีค่าสูงกว่าความเสียดทานอย่างมาก กำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กเสริมแบกทานจึงมีค่าใกล้เคียงกับกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กตามขวางหนึ่งตัว อัตราส่วนระยะห่างนี้เรียกว่าอัตราส่วนบล็อกผิวหยาบ



รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานและอัตราส่วนระยะห่างที่ได้จากทดสอบและการทำนาย

จากการศึกษานี้ กลไกการวิบัติของเหล็กเสริมแบกทานสามารถแบ่งออกเป็นสามโซน ดังแสดงในรูปที่ 4.6 โซนที่ 1 กลไกการวิบัติแบบบล็อก เมื่อ S/B มีค่าน้อยกว่า 3.75 โซน 2 กลไกการวิบัติแบบรบกวนกัน เมื่อ S/B มีค่าระหว่าง 3.75 และ 25 และโซน 3 กลไกการวิบัติแบบอิสระ เมื่อ S/B มีค่าเกินกว่า 25 อัตราส่วนระหว่างแรงจุดแบกทานสูงสุดของเหล็กเสริมแบกทานต่อแรงจุดแบกทานสูงสุดของเหล็กตามแนวขวางหนึ่งตัวมีนิยามว่าเป็นแฟคเตอร์การรบกวน (Interference factor, F) และสามารถแสดงได้ดังสมการต่อไปนี้

$$F = \frac{P_{bn}}{nP_{b1}} \quad (3.4)$$

โดยที่ P_{bn} คือ แรงจุดแบกทานสูงสุดของเหล็กเสริมแบกทานที่มีเหล็กฉาก n ตัว
 P_{b1} คือ แรงจุดแบกทานสูงสุดของเหล็กฉากหนึ่งตัว
 n คือ จำนวนเหล็กฉาก

จากผลทดสอบพบว่า ความสัมพันธ์ระหว่าง F และ S/B สำหรับหน่วยแรงตั้งฉาก และขนาดของเหล็กฉากต่าง ๆ สามารถแสดงได้ด้วยฟังก์ชันลอการิทึม ซึ่งแปรผันตามค่าของ n แต่ไม่แปรผันตามขนาดของเหล็กฉาก ความสัมพันธ์นี้สามารถแสดงได้ดังนี้

$$F = a + b \ln\left(\frac{S}{B}\right) \quad (3.5)$$

โดยที่ a, b คือ ค่าคงที่
 B คือ ความยาวขาของเหล็กฉาก
 S คือ ระยะห่างของเหล็กฉาก

ค่า a, b เป็นค่าคงที่ซึ่งหาได้จากความเป็นจริงสองประการ ดังนี้ (1) เมื่อ S/B เท่ากับ 3.75 แฟกเตอร์การรบกวนมีค่าเท่ากับ $1/n$ เนื่องจาก P_{bn} และ P_{b1} มีค่าเท่ากัน และ (2) เมื่อ S/B เท่ากับ 25 แฟกเตอร์การรบกวนเท่ากับ 1.0 ความจริงสองประการนี้ให้ค่าของ F ซึ่งสอดคล้องกับ S/B เท่ากับ 3.75 และ 25 ตามลำดับ ดังนั้น a และ b สามารถคำนวณได้จาก

$$b = 0.527 \left[1 - \frac{1}{n} \right] \quad (3.6)$$

$$a = 1 - 3.219b \quad (3.7)$$

จากความสัมพันธ์ข้างต้น a และ b มีค่าเท่ากับ 0.152 และ 0.264 -0.132 และ 0.351 และ -0.273 และ 0.395 ตามลำดับ โดยอาศัยค่า a และ b เหล่านี้ เราสามารถทำนายกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กเสริมแบกทานที่มีจำนวนเหล็กฉาก n ตัวได้ ดังแสดงด้วยเส้นทับในรูปที่

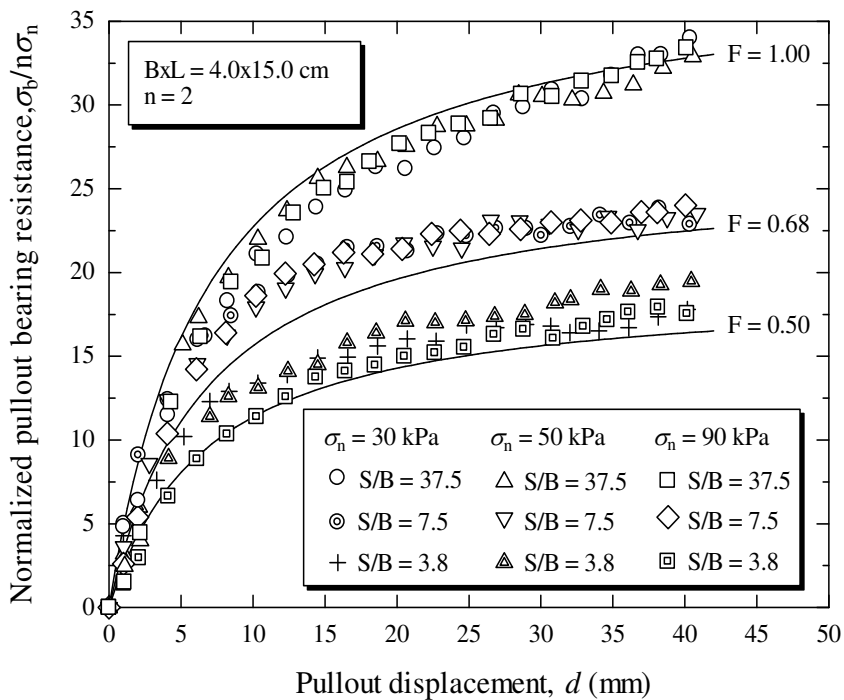
4.10 โดยที่ P_{b1} มีค่าเท่ากับ 6.4 12.7 และ 19.7 กิโลนิวตัน สำหรับ n เท่ากับ 2 3 และ 4 ตารางที่ 4.1 และ ตารางที่ 4.2 แสดงผลการทำนายแรงจลรวม ซึ่งเป็นผลรวมของแรงจุดเสียดทานและแรงจุดแบกทาน ของเหล็กเสริมแบกทานขนาด 2.8x15 และ 5x15 เซนติเมตร ที่อัตราส่วนระยะห่างและหน่วยแรงตั้งฉากต่าง ๆ ในการทำนายนี้ P_{b1} ประมาณจากสมการของกลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุง จะเห็นได้ว่าผลการทำนายมีค่าใกล้เคียงกับผลทดสอบอย่างมาก

รูปที่ 4.7 แสดงให้เห็นว่าความสัมพันธ์ระหว่าง $\sigma_n/n\sigma_b$ และ d ของเหล็กเสริมแบกทานที่อัตราส่วน S/B ค่าหนึ่งมีลักษณะเหมือนกัน เหล็กเสริมแบกทานที่มี F ต่ำจะให้กำลังต้านทานแรงจุดและความชันของกราฟต่ำ ความสัมพันธ์นี้ไม่แปรผันตามขนาดของเหล็กเสริมแบกทาน ดังนั้น สามารถสรุปได้ว่าแฟคเตอร์การรบกวนไม่เพียงแต่มีผลต่อกำลังต้านทานแรงจุดเท่านั้น แต่ยังมีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดและการเคลื่อนตัวด้วย ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนหน่วยแรงจุดแบกทานและการเคลื่อนตัวที่แฟคเตอร์การรบกวนใด ๆ สามารถแสดงได้ดังนี้

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_n} = F \left[\frac{d}{\frac{1}{E_i/\sigma_n} + \frac{d}{N_q}} \right] \quad (3.8)$$

โดยที่ E_i คือ ความชันของความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงจุดแบกทานและการเคลื่อนตัว
 d คือ การเคลื่อนตัว
 F คือ แฟคเตอร์การรบกวน (Interference factor)

ความสามารถของสมการข้างต้นนี้แสดงให้เห็นได้จากผลการทำนายความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานและการเคลื่อนตัว ดังแสดงในรูปที่ 4.7 จากหลักการดังกล่าวข้างต้นนี้ ความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดแบกทานและการเคลื่อนตัว ที่หน่วยแรงตั้งฉาก และขนาดและระยะห่างของเหล็กฉากต่าง ๆ สามารถประมาณได้อย่างรวดเร็วจากผลทดสอบแรงจุดของเหล็กฉากหนึ่งตัว รูปที่ 4.8 แสดงผลการทำนายและผลการทดสอบแรงจุดแบกแบกทานและการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมแบกทานที่มีเหล็กขวางขนาด 4x15 เซนติเมตร สำหรับ $n = 4$ และ $S = 60$ เซนติเมตร จากการสมมติว่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดเสียดทานและการเคลื่อนตัวเป็นแบบเส้นตรงและพลาสติกสมบูรณ์ (Linear-perfect plastic response) สามารถประมาณความสัมพันธ์ระหว่างแรงจลรวมทั้งหมดและการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมแบกทานได้ ดังแสดงในรูปที่ 4.9 รูปทั้งสองนี้แสดงให้เห็นว่าถึงประสิทธิภาพของวิธีการประมาณความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดและการเคลื่อนตัว และกำลังต้านทานแรงจุดสูงสุด ที่นำเสนอ



รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนหน่วยแรงจุดแบกทานและการเคลื่อนตัวของเหล็กตามแนวขวางขนาด 4x15 เซนติเมตร จำนวน 2 ตัว ที่อัตราส่วนระยะห่างต่าง ๆ

ตารางที่ 4.1 ผลการทำนายกำลังต้านทานแรงจุดรวมของเหล็กเสริมแบกทานขนาด 2.8x15 เซนติเมตร

n	S/B	σ_n (kPa)	P_f (kN)	P_{b1} (kN)	F	P_{bn} (kN)	Predicted P_n (kN)	Measured P_n (kN)
2	5.4	30	6.4	4.9	0.60	5.8	12.3	11.2
	5.4	50	10.7	8.2	0.60	9.7	20.5	22.2
	5.4	90	19.3	14.7	0.60	17.5	36.8	33.7
	10.7	30	6.4	4.9	0.78	7.6	14.1	13.2
	10.7	50	10.7	8.2	0.78	12.7	23.4	24.2
	10.7	90	19.3	14.7	0.78	22.9	42.2	36.8
	21.4	30	6.4	4.9	0.96	9.4	15.9	15.3
	21.4	50	10.7	8.2	0.96	15.7	26.4	30.2
	21.4	90	19.3	14.7	0.96	28.3	47.6	45.5
	32.1	30	6.4	4.9	1.00	9.8	16.2	15.4

ตารางที่ 4.1 ผลการทำนายกำลังต้านทานแรงกดรวมของเหล็กเสริมแยกทวนขนาด 2.8x15

เซนติเมตร (ต่อ)

n	S/B	σ_n (kPa)	P_f (kN)	P_{b1} (kN)	F	P_{bn} (kN)	Predicted P_n (kN)	Measured P_n (kN)
2	32.1	50	10.7	8.2	1.00	16.3	27.1	31.2
	32.1	90	19.3	14.7	1.00	29.4	48.7	45.9
	42.9	30	6.4	4.9	1.00	9.8	16.2	15.4
	42.9	50	10.7	8.2	1.00	16.3	27.1	31.4
	42.9	90	19.3	14.7	1.00	29.4	48.7	46.8
	53.6	30	6.4	4.9	1.00	9.8	16.2	15.3
	53.6	50	10.7	8.2	1.00	16.3	27.1	31.3
	53.6	90	19.3	14.7	1.00	29.4	48.7	46.5
3	5.36	30	6.4	4.9	0.46	6.7	13.2	11.1
	5.36	50	10.7	8.2	0.46	11.2	21.9	21.7
	5.36	90	19.3	14.7	0.46	20.2	39.5	37.3
	10.71	30	6.4	4.9	0.70	10.3	16.7	17.2
	10.71	50	10.7	8.2	0.70	17.2	27.9	36.9
	10.71	90	19.3	14.7	0.70	30.9	50.2	52.3
	21.43	30	6.4	4.9	0.94	13.9	20.3	19.7
	21.43	50	10.7	8.2	0.94	23.1	33.9	40.3
	21.43	90	19.3	14.7	0.94	41.6	60.9	60.0
	32.14	30	6.4	4.9	1.00	14.7	21.1	19.5
	32.14	50	10.7	8.2	1.00	24.5	35.2	39.4
	32.14	90	19.3	14.7	1.00	44.1	63.4	59.5
4	5.4	30	6.4	4.9	0.39	7.6	14.1	14.7
	5.4	50	10.7	8.2	0.39	12.7	23.5	28
	5.4	90	19.3	14.7	0.39	22.9	42.3	42.8
	10.7	30	6.4	4.9	0.66	13.0	19.5	16.9
	10.7	50	10.7	8.2	0.66	21.7	32.4	35.4
	10.7	90	19.3	14.7	0.66	39.0	58.4	56.9

ตารางที่ 4.1 ผลการทำนายกำลังต้านทานแรงกดรวมของเหล็กเสริมแบกทานขนาด 2.8x15

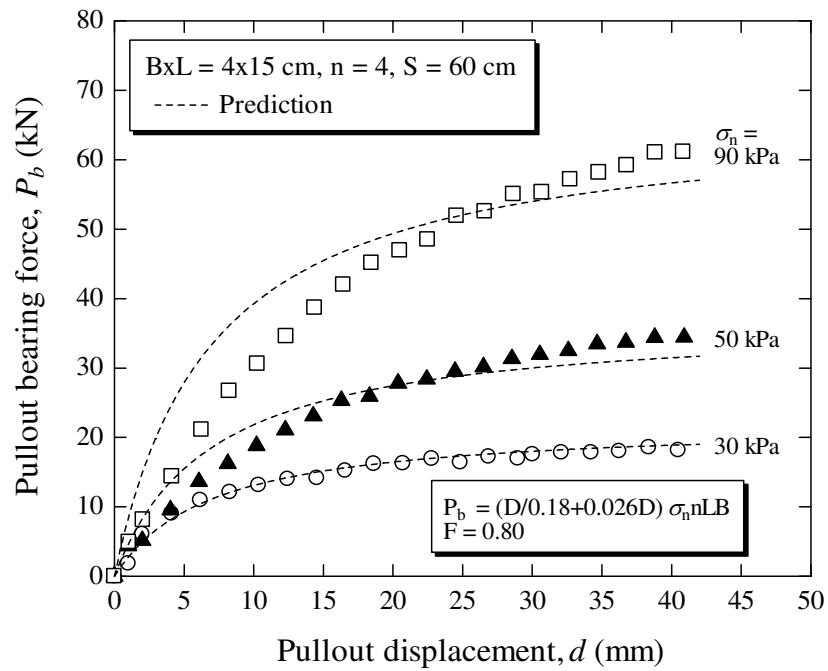
เซนติเมตร (ต่อ)

n	S/B	σ_n (kPa)	P_f (kN)	P_{b1} (kN)	F	P_{bn} (kN)	Predicted P_n (kN)	Measured P_n (kN)
4	21.4	30	6.4	4.9	0.94	18.4	24.8	24.6
	21.4	50	10.7	8.2	0.94	30.6	41.4	46.6
	21.4	90	19.3	14.7	0.94	55.1	74.5	78.0

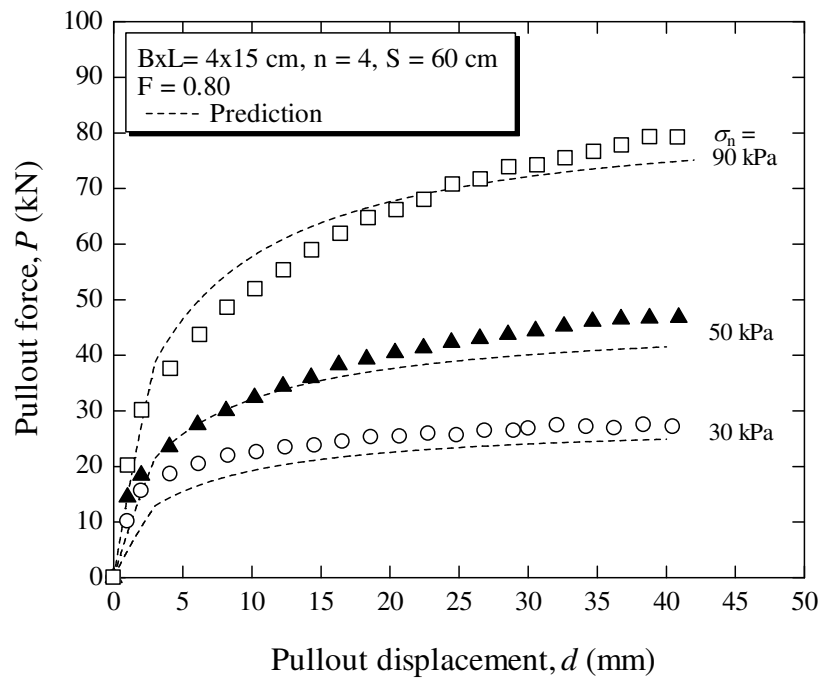
ตารางที่ 4.2 ผลการทำนายกำลังต้านทานแรงกดรวมของเหล็กเสริมแบกทานขนาด 5.0x15

เซนติเมตร

n	S/B	σ_n (kPa)	P_f (kN)	P_{b1} (kN)	F	P_{bn} (kN)	Predicted P_n (kN)	Measured P_n (kN)
2	3.0	30	6.4	8.8	0.44	7.7	14.2	13.0
	3.0	50	10.7	14.6	0.44	12.9	23.6	27.1
	3.0	90	19.3	26.3	0.44	23.2	42.5	43.6
	6.0	30	6.4	8.8	0.63	10.9	17.4	19.4
	6.0	50	10.7	14.6	0.63	18.2	29.0	32.9
	6.0	90	19.3	26.3	0.63	32.8	52.1	50.3
	12.0	30	6.4	8.8	0.81	14.1	20.6	20.7
	12.0	50	10.7	14.6	0.81	23.6	34.3	35.3
	12.0	90	19.3	26.3	0.81	42.4	61.7	55.0
	18.0	30	6.4	8.8	0.92	16.0	22.5	21.5
	18.0	50	10.7	14.6	0.92	26.7	37.5	34.7
	18.0	90	19.3	26.3	0.92	48.1	67.4	56.2
3	18.0	30	6.4	8.8	0.88	23.2	29.6	27.9
	18.0	50	10.7	14.6	0.88	38.6	49.4	45.0
	18.0	90	19.3	26.3	0.88	69.5	88.8	73.9
4	12.0	30	6.4	8.8	0.71	24.8	31.2	28.1
	12.0	50	10.7	14.6	0.71	41.3	52.1	62.3
	12.0	90	19.3	26.3	0.71	74.4	93.7	102.8



รูปที่ 4.8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดแบกทานและการเคลื่อนตัวของเหล็กตามขวาง
ขนาด 4x15 เซนติเมตร จำนวน 4 ตัว ระยะห่าง 60 เซนติเมตร



รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดรวมและการเคลื่อนตัวของเหล็กตามขวาง
ขนาด 4x15 เซนติเมตร จำนวน 4 ตัว ระยะห่าง 60 เซนติเมตร

บทที่ 5

บทสรุป

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาในห้องปฏิบัติการที่เกี่ยวข้องกับการพัฒนาวิธีการทำนายกำลังต้านทานแรงจุดและความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดและการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมแบกทาน จากผลการดำเนินงานสามารถสรุปผลการวิจัยได้ดังนี้

5.1 สรุปผลงานวิจัย

- 1) กำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กเสริมกำลังแบกทานสามารถประมาณได้จากกลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุง
- 2) โชนการรบกวนของเหล็กเสริมแบกทานแบ่งออกเป็นสามโชน ได้แก่ โชนที่หนึ่งคือ โชนการวิบัติแบบบดอัด ซึ่งเหล็กเสริมตามขวางแสดงพฤติกรรมเป็นแบบบล็อกผิวหยาบ โชนที่สอง ($3.75 < S/B < 25$) คือโชนการวิบัติแบบรบกวนกัน และ โชนที่สามคือโชนการวิบัติแบบอิสระ
- 3) การทำนายความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดแบกทานและการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมแบกทานที่หน่วยแรงตั้งฉากใด ๆ และขนาดและระยะห่างของเหล็กฉากต่าง ๆ สามารถประมาณได้ในรูปของฟังก์ชันไฮเปอร์โบลิก ในพจน์ของแฟคเตอร์รบกวน
- 4) สมการทำนายกำลังต้านทานแรงจุดที่น่าเสนอในวิทยานิพนธ์นี้มีประโยชน์อย่างมากในการใช้ตรวจสอบเสถียรภาพภายในของกำแพงกันดินที่เสริมกำลังด้วยเหล็กเสริมแบกทาน สมการที่น่าเสนอนี้ได้รับการตรวจสอบความแม่นยำโดยมีความผิดพลาดอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ในทางวิศวกรรม

5.2 ข้อเสนอแนะ

งานวิจัยครั้งนี้เป็นการศึกษาเพื่อพัฒนาวิธีการทำนายกำลังต้านทานแรงจุดและความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดและการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมแบกทาน กำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กเสริมกำลังแบกทานสูงสุดสามารถประมาณได้จากกลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุง และแฟคเตอร์การรบกวน การศึกษาครั้งนี้เป็นแค่การศึกษาผลทดสอบในห้องปฏิบัติการของดินทรายที่ไม่มีสภาพความเป็นพลาสติก ดังนั้น สำหรับผู้ที่สนใจศึกษาต่อไปอาจนำแนวคิดนี้ศึกษากับดินชนิดต่าง ๆ ที่มีคุณสมบัติแตกต่างกัน อีกทั้งเพื่อให้ครอบคลุมถึงสภาพการทำงานใน

สนาม จึงควรศึกษาพฤติกรรมกำลังด้านทานแรงจุดที่เหมาะสม ด้านแข็ง และด้านเปื่อยของ ปริมาณความชื้นเหมาะสมที่บดอัดด้วยพลังงานบดอัดมาตรฐานและแบบสูงกว่ามาตรฐาน

รายการอ้างอิง

- ASTM. (1995) Annual Book of ASTM Standard, Philadelphia.
- Anderson, L.R., Sharp, K.K., and Harding, O.T. (1987), **Performance of a 50-foot high welded wire wall**, Soil Improvement-A Ten year Update, ASCE Geotech, Special Publication 12, pp. 280-308.
- Bergado, D.T., Bukkanasuta, A. and Balasubramaniam, A.S. (1987), **“Laboratory pullout tests using bamboo and polymer geogrids including a case study”**, Geotextiles and Geomembranes, Vol.5, pp.153-189.
- Bergado, D.T., Shivashankar, R., Alfaro, M.C., Chai, J.C., and Balasubramaniam, A. (1993), **“Interaction behaviour of steel grid reinforcements in a clayey sand”**, Geotechnique, Vol.43, No.4, pp.589-603.
- Bishop, J.A. and Anderson, L.R. (1979), **Performance of Welded Wire Retaining Wall**, Research Report Submitted to Hifiker Pipe Company, Department of Civil and Environmental Engineering , Utah State University, Logan, Utah, U.S.A.
- Bonczkiewicz, C., Christopher, B.R., and Atmatzidis, D.K. (1988), **“Evaluation of soil-reinforcement interaction by large scale pullout tests”**, Transportation Research Board, 67th Meeting, Washigton, U.S.A. Paper No.87.
- Brand, S.R. and Duffy, D.M. (1987), **“Strength of pullout testing of geogrids”**, Proc. Geosynthetics’87, New Orleans, Louisiana, U.S.A., pp.26-236.
- Chai, J.C. (1992), **Interaction between grid reinforcement and cohesive-frictional soil and performance of reinforced wall/embankment on soft ground**, D. Eng’g. Dissertation, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.
- Chang, J.C., Hannon, J.B. and Forsyth, R.A. (1977), **“Pullout resistance and interaction of earthwork reinforcement and soil”**, Transportation Research Record 640, pp.1-7.
- Christopher, B.R., Gill, B.S., Giroud, J.P., Juran, I., Schlosser, F., Mitchell, J.K., and Dunicliff, J. (1989), **Reinforced soil structure**, Vol. 1: Design and Construction Guidelines, Report Prepared for US Federal Highway Administration, 287p.

- Hannon, J.B., Forsyth, R.A., and Chang, J.C. (1982), “**Field performance comparison of two earthwork reinforcement systems**”, Transportation Research Report 872, pp.24-32.
- Hannon, J.B. and Forsyth, R.A. (1984), “**Performance of an earthwork reinforcement system constructed with low quality backfill**”, Transportation Research Report No.965.
- Hausmann, M. (1976), **Strength of reinforced soil**, Proc. 8th Aust. Road research conf., Vol. 13, pp. 1-8.
- Holtz, R.D. (1973), “**Laboratory studies of reinforced earth using a woven plastic material**”, Technical Report (unpublished).
- Ingold, T.S. (1982), **Reinforced earth**, Thomas Telford, London.
- Ingold, T.S. (1983a), “**Laboratory pullout testing of grid reinforcement in sands**”, Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol.6, No.3, pp.101-111.
- Ingold, T.S. (1983b), “**Laboratory pullout testing of grid reinforcement in clay**”, Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol.6, No.3, pp.112-119.
- Ingold, T.S. (1984), “**A laboratory investigation of soil-geotextile friction**”, Ground Engineering, Vol.17, No.8, pp.21-28.
- Jewell, R.A., Milligan, G.W.E., Sarsby, R.W. and Dubois, D. (1984), “**Interaction between soil and geogrids**”, Polymer Grid Reinforcement, London: Thomas Telford, pp.18-30.
- Jewell, R.A. (1986), “**The mechanics of reinforced embankments on soft soils**”, Proceedings of Prediction Symposium on Reinforced Embankments on Soft Ground, Strand, London.
- Jewell, R.A. (1990), “**Reinforcement bond capacity**”, Geotechnique, Vol.40, No.3, pp.513-518.
- Jones, C.J.F.P. (1985), **Earth Reinforcement and Soil Structures**, Butterworths Ltd., London.
- Juran, I., Knochennus, G., Acar, Y.B., and Arman, A. (1988), **Pullout response of geotextiles and geogrids**, Geosynthetics for Soil Improvement, edited by R.D. Holtz, Geotech. Special Publication 18, ASCE, pp. 92-111.
- Long, N.T. (1977), “**Some aspects about fill materials in reinforced earth**”, Proc. Heriott Watt Uni Symp. on Reinforced Earth and Other Techniques, Edinburg, U.K., pp.246-249.
- Mitchell, J.K. (1979), **General Report**, session 1 and Discussion, Proc. of International Conference on Soil Reinforcement, Paris, Vol.3.
- Mitchell, J.K., and Villet, W.C.B. (1987), **Reinforcement of earth slopes and embankments**, National Cooperative Highway Research Program Report 290, Trans. Research Board, national Research Council, Washington, D.C.

- Motaleb, ALAA A. Abdel and Anderson, L.R. (1989), **Pullout Resistance of Welded Wire Mats Embedded in Clayey Silt Backfill**, Utah State University, Logan, Utah.
- Nielsen, M.R. and Anderson, L.R. (1984), **Pullout Resistance of Welded Wire Mats Embedded in Soil**, Research Report Submitted to Hifiker Pipe Company, Department of Civil and Environmental Engineering , Utah State University, Logan, Utah, U.S.A.
- Ospina, Rafael I. (1988), **An Investigation on the Fundamental Interaction Mechanism of Non-extensible Reinforcement Embedded in Sands**, MS Thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA, U.S.A.
- Palmeira, E.M. and Milligan G.W.E. (1989), “**Scale and other factors affecting the results of the pullout tests of grids buried in sand**”, *Geotechnique*, Vol.39, No.3, pp.551-584.
- Peterson, L.M. and Anderson, L.R. (1980), **Pullout Resistance of Welded Wire Mesh Embedded in Soil**, Research Report Submitted to Hifiker Pipe Company, Department of Civil and Environmental Engineering , Utah State University, Logan, Utah, U.S.A.
- Schlosser, F. and Long, N.T. (1973), **Recent results in French research in reinforced earth**, *J. of Const. Div., ASCE*, Vol. 100, No. 3, pp. 223-237.
- Schlosser, F. and De Buhan, P.(1990), **Theory and design related to the performance of reinforced soil**, *Proc. Symp. Performance of Reinforced Soil Structures*, London, pp.1-14.
- Shivashankar, R. (1991), **Behavior of A Mechanically Stabilized Earth Embankment and Wall System With Poor Quality Backfills on Soft Clay Deposits**, Including A Study of the Pullout Resistances, Doctoral Dissertation, Asian Institute of Technology, Bangkok.
- Tensar (1990), **A Case Study**, Nelton Limited, Kelly Street , Blackburn, England.
- Vesic, A.S. (1963), **Bearing capacity of deep foundations in sand**, *Highway Research Record* Vol. 39, pp. 112-153
- Vesic, A.S. (1972), **Expansion of cavities in infinite soil masses**, *J. Soil Mech. And Found. Div., ASCE*, Vol. 94, No. SM3, pp. 661-668.
- Vidal, M. H. (1969), “**The principle of reinforced earth**”, *Highway Research Record* 282, pp.1-16.
- Yamanouchi, T. (1986), “**Historical review of geotextiles in Japan**”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.4, pp.165-178.

ภาคผนวก ก

บทความวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่



A STUDY ON PULLOUT BEARING RESISTANCE OF A NEW INEXTENSIBLE REINFORCEMENT: BEARING REINFORCEMENT

Suksun Horpibulsuk¹
 Anek Neramitkornburee²
 Runglawan Rachan³
 Theerasak Tangsutthinon⁴
 Watanachai Bunyakiat⁵
 Wanchai Katkan⁶

^{1,2} School of Civil Engineering; and Construction Technology Research Unit,
 Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima, 30000, suksun@g.sut.ac.th
³ Department of Civil Engineering, Mahanakorn University of Technology, Bangkok, 10530

^{4,5} Geoform Company Limited, Bangkok, 10900

⁶ Department of Civil Engineering, Rajamangala University of Technology Isan, Nakhon Ratchasima, 30000

ABSTRACT : The use of inextensible reinforcements to stabilize earth structures has grown rapidly in the past two decades. Its construction cost is mainly governed by the backfill materials, which are generally coarse-grained soils, and reinforcement type (steel volume). The present paper introduces a new reinforcement type, designated as Bearing Reinforcement. It is composed of a longitudinal member and transverse (bearing) members. The longitudinal member is made of a deformed bar, which exhibits a high pullout friction resistance. The transverse members are a set of equal angles, which provide high pullout bearing resistance. The pullout bearing resistance can be determined using the plasticity theory based on the modified punching shear failure mechanism. Influences of spacing between transverse members, dimension of transverse members (leg length) and numbers of transverse member on the pullout bearing resistance are investigated. The interference factor is presented in terms of these three influential factors. Good agreement has been obtained between predicted and measured pullout resistances.

KEYWORDS : *Bearing reinforcement, Inextensible reinforcement, Pullout resistance, Mechanically stabilized earth wall.*

1. INTRODUCTION

The use of inextensible reinforcements such as strip and grid etc to stabilize earth structures has grown rapidly in the past two decades. When used for retaining walls or steep slopes, they can be laid continuously along width of the reinforced soil system (grid type) or laid intervals (strip type). These two types of reinforcement are widely used around the world including Thailand. The construction cost of the MSE wall is mainly dependent upon the transportation of backfill from a suitable borrow pit and the reinforcement type. This backfill must be granular material, according to the specification of the Department of Highways, Thailand. The transportation of the backfill is thus the fixed cost for a particular construction site. As such, the reinforcement becomes the key factor. The lower the steel volume used and the faster the installation, the lower the construction cost.

In Thailand, a widely used strip reinforcement is the ribbed steel reinforcing strip. It is 50 mm in width and 4.2 mm thick with yield strength of 520 MPa. This reinforcement is conveniently transported to a construction site and to a factory for galvanization as well as simply installed and connected to the wall facing due

to its strip shape. This reinforcement is not produced in Thailand and currently imported from Africa. As such, the construction cost is relatively high due to the high import expense whereas the steel grid reinforcement, the other kind of reinforcement, can be locally manufactured. This reinforcement is extensively studied at Asian Institute of Technology by Prof. Bergado and his coworkers [1-4]. The advantage of the grid reinforcement is that the pullout bearing resistance in the resistant zone is high. However, the total volume (weight) of steel grid required is still high due to the waste of transverse members in the active (unstable) zone.

To reduce the construction cost, three factors needed to be considered are available raw material, simple and fast installation, and less steel volume. Geoform Co., Ltd. and the School of Civil Engineering, Suranaree University of Technology by the first author have developed a new type of reinforcement designated as "Bearing Reinforcement". It combines the advantage of the strip and grid reinforcements together, which is high pullout resistance with less steel volume and fast installation. It has been introduced into practice in Thailand in 2008 by the first author and Geoform Co.,

Ltd. Several MSE walls with this reinforcement have been constructed by Geoform Co., Ltd. in different areas, namely north, northeast, and south of Thailand. The research on the reinforcement has been commenced at Suranaree University of Technology under the financial support from the Thailand Research Fund (TRF), the office of Small and Medium Enterprises Promotion (OSMEP), and Geoform Co., Ltd. since 2007. Figure 1 shows the typical feature of bearing reinforcement, which is composed of a longitudinal member and transverse (bearing) members. The longitudinal member is a deformed steel bar and the transverse members are steel equal angle. The reinforcement is connected to the wall facing at the tie point by a locking bar (a deformed bar). The vertical spacing between tie points is 0.75 m and the horizontal spacing is 0.75 and 0.375 m depending upon the loading level

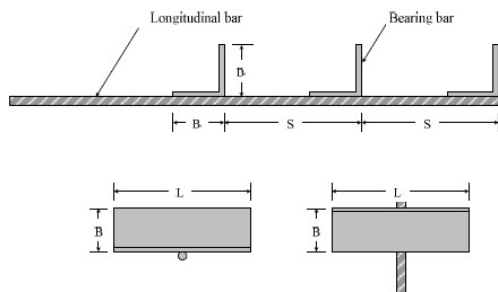


Figure 1 Bearing reinforcement

2. LABORATORY INVESTIGATION

2.1 Soil sample

The soil used in this investigation is a fine sand. It consists of 0.3% gravel, 97% sand, and 2.7% silt. It is found that its <0.075 mm particles (silt and clay) are less than 15%, in accordance with the specification of Department of Highways, Thailand. The particle size distribution is as follows: average grain size, $D_{50} = 0.31$ mm; uniformity coefficient, $C_u = 2.4$; and coefficient of curvature, $C_c = 1.2$. It is thus classified as poorly graded sand (SP) according to the Unified Soil Classification System (USCS). Its specific gravity is 2.77. The compaction characteristics under standard Proctor energy are optimum water content (OWC) = 6.3% and maximum dry unit weight, $\gamma_{d,max} = 16.8$ kN/m³. Strength parameters of the sand at the optimum point obtained from a large direct shear apparatus with the diameter of 35 cm are $c' = 0$, and $\phi' = 40$ degrees. This uniform sand was used in this investigation due to its uniform grain size and hence the consistency of the compaction for each test. The friction angle of this test sand is acceptable for MSE wall, which is greater than 36 degrees.

2.2 Bearing reinforcement

To understand the influence of dimension and spacing of transverse members on the pullout bearing resistance, the pullout tests on the bearing reinforcement with different

dimension and spacing of transverse members have been conducted. The leg length (B) of the transverse members (steel equal angles) is 4.0 cm and with the length (L) of 10, 15, 20, and 55 cm to investigate the influence of dimension. The spacing between transverse members is varied from 15 to 150 centimeters, depending upon the numbers of transverse member. The numbers of transverse members are 1 to 4, which are generally used in practice. The pullout friction resistance of the longitudinal member is determined from the pullout test on a single longitudinal member.

2.3 Methodology

The pullout test apparatus used in this investigation is made of rolled steel plates, angles, channels, and H-sections welded or bolted together to give the inside dimensions of 2.6 m in length by 0.6 m in width by 0.8 m in height as shown in Figure 2. The front wall contains upper and lower parts with a slot in between for the reinforcement specimen. Friction between the tested sand and the side walls of the apparatus was minimized by the use of a lubricated rubber member as recommended by Alfaro et al. [5]. During the pullout of the reinforcement, due to an arching effect of the front wall, the vertical stress on the reinforcement near the front wall may increase (dilate) or decrease (contract). In order to reduce this effect, a sleeve was installed inside the slot opening, which was 150 mm in horizontal width and 100 mm in height to isolate the bearing reinforcement near the front wall. The compacted sand thickness of 300 mm was maintained above and below the reinforcement.

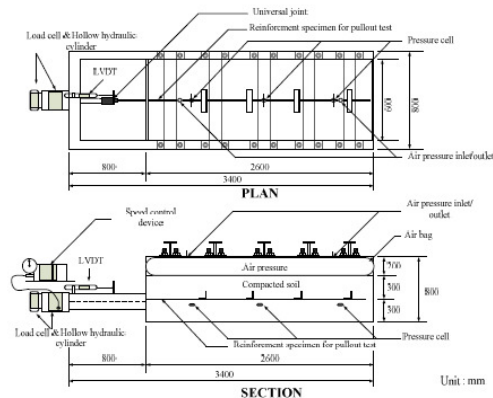


Figure 2 Schematic diagram of pullout/direct shear test apparatus

Normal stress was applied with a pressurized air bag positioned between the compacted sand and the top cover of the apparatus. Before installing the air bag, a 30 mm thick layer of fine sand was placed on the top of the compacted sand and covered by a 4 mm thick steel plate. The purpose of this procedure was to try to produce a uniformly distributed vertical stress on the top of the backfill soil (Figure 2). The pullout force was applied by 200 kN capacity electro-hydraulic controlled jack. The

pullout displacement at the front of the pullout apparatus was monitored by a linear variation differential transformer (LVDT). For this inextensible reinforcement, measuring the displacement along the longitudinal member did not yield much useful information [2]. The normal stress was 30, 50, and 90 kPa to simulate the vertical stress for the wall with the height of less than 5.0 meters, which is generally constructed. The pullout rate of 1 mm/min was adopted throughout the tests.

3. TEST RESULTS

3.1 Bearing resistance of a single isolate transverse member

The pullout bearing force at any displacement is the difference in the total pullout force and the pullout friction force. The total pullout force is directly obtained from the pullout test of the bearing reinforcement with a single transverse member. Figure 3 shows a typical pullout test result of the bearing reinforcement with a longitudinal member of 1.0 meter and a single transverse member of $B \times L = 4.0 \times 15.0$. It is notable that initially, the pullout resistance sharply increases with displacement up to about 3.0 mm and then gradually increases until failure at a large displacement of about 40 mm, which is 100% leg length of the transverse member. The initial sharp increase is caused by the pullout friction resistance since it fully mobilizes at small displacement (about 3 mm) while the soil-bearing capacity fully mobilizes at large displacement.

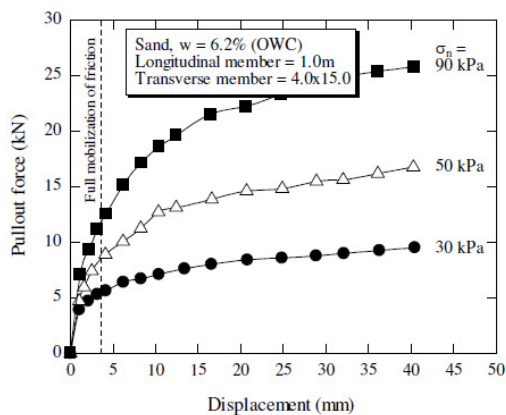


Figure 3 Typical pullout test result of the bearing reinforcement

The maximum pullout bearing resistance can be determined from the plasticity solutions. Three pullout bearing failure mechanisms have been proposed, namely general shear failure [6]; punching shear failure [7]; and modified punching shear failure [2]. The maximum bearing stress, σ_{bmax} , of a single transverse member in coarse-grained soil is generally presented in the form:

$$\sigma_{bmax} = N_q \sigma_n \tag{1}$$

where N_q is bearing capacity factor depending upon the mode of failure, and σ_n is normal stress. N_q for general

shear failure, punching shear failure, and modified punching shear failure, respectively, is presented as follows:

$$N_q = \exp[\pi \tan \phi] \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \tag{2}$$

$$N_q = \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} + \phi \right) \tan \phi \right] \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \tag{3}$$

$$N_q = \frac{1}{\cos \phi} \exp[\pi \tan \phi] \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \tag{4}$$

Using their proposed equations (Eqs.1 to 4), the comparison between the measured and predicted maximum bearing stress is shown in Figure 4. The measured σ_{bmax} is obtained from the assumption that the soil in the angle leg acts as a rigid block. Thus, the σ_{bmax} is the ratio of maximum pullout force to bearing area ($B \times L$). It is found that the predicted values by modified punching shear failure mechanism [2] agree well with the measured ones.

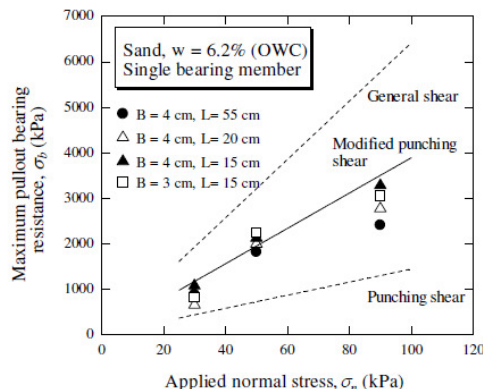


Figure 4 Comparison of maximum pullout resistance of single bearing member

3.2 Interference

In practice, the bearing reinforcement consists of several transverse members placed at regular intervals. During the pullout of the bearing reinforcement, the transverse members interfere with each other. A dimensionless parameter for transverse member spacing ratio, S/B is introduced herein to investigate the influence of spacing and dimension of transverse member on the pullout bearing resistance in which S is the spacing between two neighboring transverse members and B is the leg length of transverse member (Figure 1). Generally, the larger the S/B , the higher the pullout bearing resistance up to a certain maximum value, due to less interference between transverse members.

Figure 5 shows the relationship between maximum pullout bearing force, P_{bn} , and transverse member spacing ratio, S/B of the 4×15 ($B \times L$) cm transverse member for 2 to 4 transverse members under different applied normal stresses. It is found that when the S/B is larger than 25, there would be no more bearing member

interference. Thus, this ratio is referred to as free interference spacing ratio. When S/B is less than 3.75, the shear surface caused by each transverse member joins together to form a rough shear surface and the first transverse member punches through the compacted sand. In this case, all the transverse members would act like a rough block. As such, the pullout bearing resistance is determined from the summation of the friction on the block sides and the bearing resistance of the first transverse member. Since the bearing capacity is more dominant, the pullout bearing resistance is close to that of a single transverse (bearing) member. This ratio is defined as a rough block spacing ratio. From this finding, the failure mechanism of the bearing reinforcement is classified into three zones, depending upon the spacing ratio as shown in Figure 5. Zone 1 is referred to as block failure when $S/B \leq 3.75$. Zone 3 ($S/B \geq 25$) is individual failure where soil in front of each transverse member fails individually. Zone 2 is regarded as member interaction failure when $3.75 < S/B < 25$.

$$F = \frac{P_{bn}}{nP_{b1}} \tag{5}$$

where P_{bn} is the maximum pullout bearing force of the bearing reinforcement with n transverse members, and P_{b1} is the maximum pullout bearing force of a single isolated transverse member. Based on the analysis of the test data, it is found that the relationship between F and S/B can be expressed by logarithm function. The relationship is dependent upon numbers of transverse member, n , and irrespective of leg length, B , of the transverse member. The relationship is presented in the form:

$$F = a + b \ln\left(\frac{S}{B}\right) \tag{6}$$

where a and b are constant. These two constants can be obtained with the two physical conditions: 1) when S/B equals 3.75, the interference factor equals $1/n$ since P_{bn} and P_{b1} is the same, and 2) when S/B equals 25, the interference factor equals unity. These two conditions establish the lower and upper values of F at corresponding values of $S/B = 3.75$ and 25, respectively. From these two conditions, the constants a and b can be determined by the following equations:

$$b = 0.527 \left[1 - \frac{1}{n} \right] \tag{7}$$

$$a = 1 - 3.219b \tag{8}$$

As such, a and b values are 0.152 and 0.264, -0.132 and 0.351, and -0.273 and 0.395 for $n = 2, 3$, and 4, respectively. Using these a and b values for different n , the maximum pullout bearing force can be predicted as shown by the solid lines in Figure 5. The P_{b1} values obtained from the laboratory ($P_{b1} = 6.4, 12.7$, and 19.7 kN for $n = 2, 3$, and 4) are used for this prediction. It is found the predicted maximum pullout bearing forces are in agreement with the measured ones. These prediction equations have been successfully used for design of many MSE walls of the Department of Highways, Thailand by Geofirm Co., Ltd.

4. CONCLUSIONS

This paper deals with the development of the prediction method of pullout resistance for a new type of reinforcement, Bearing reinforcement. The conclusions can be drawn as follows.

1. The maximum pullout bearing resistance of the bearing reinforcement can be approximated by the modified punching shear failure.
2. The interference zones for the pullout bearing reinforcement are classified into three zones. Zone 1 is block failure where all transverse members act like a rough block. Zone 2 ($3.75 < S/B < 25$) is member interaction failure. Zone 3 is individual failure. In this zone, all transverse members individually mobilize their bearing capacity.
3. Based on the three interference zones, the method of predicting the pullout bearing resistance is proposed and verified. This proposed method is practically used for design of MSE walls by Geofirm Co., Ltd.

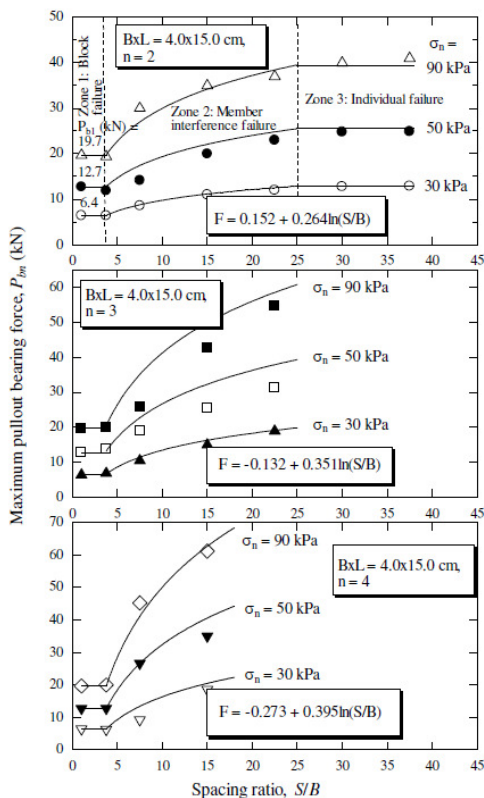


Figure 5 Laboratory and predicted P_{bn} and S/B relationship

The ratio between pullout bearing resistance of the bearing reinforcement and that of a single isolate transverse member is expressed as interference factor, F , and is expressed as follows:

5. ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to acknowledge the financial support provided by the Thailand Research Fund (TRF), the Office of Small and Medium Enterprises Promotion (OSMEP), and Geoform Co., Ltd under the contract IUG508008. Financial support by the Thailand Toray Science Foundation (TTSF) is also appreciated. The authors are grateful to Suranaree University of Technology for facilities and equipments provided.

REFERENCES

- [1] Bergado, D.T., Sampaco, C.L., Alfaro, M.C. and Balasubramaniam, A. (1988). *Welded-Wire Reinforced Earth (Mechanically Stabilized Embankments) With Cohesive Backfill On Soft Clay*, 2nd Progress Report Submitted to USAID Bangkok Agency.
- [2] Bergado, D.T., Chai, J.C., and Miura, N. (1996). Prediction of pullout resistance and pullout force-displacement relationship for inextensible grid reinforcements, *Soils and Foundations*, Vol.36, No.4, 11-22.
- [3] Chai, J.C. (1992). *Interaction between Grid Reinforcement and Cohesive-Frictional Soil and Performance of Reinforced Wall/Embankment on Soft Ground*, D.Eng. Dissertation, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.
- [4] Shivashankar, R. (1991). *Behavior of Mechanically Stabilized Earth (MSE) Embankment With Poor Quality Backfills On Soft Clay Deposits, Including A Study Of The Pullout Resistance*, D.Eng. Dissertation, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.
- [5] Alfaro, M.C., Hayashi, S., Miura, N., and Watanabe, K. (1995). Pullout interaction mechanism of geogrid strip reinforcement, *Geosynthetics International*, Vol.2, No.4, 679-698.
- [6] Peterson, L.M., and Anderson, L.R. (1980). Pullout resistance of welded wire mats embedded in soil, *Research Report Submitted to Hilfiker Co, from the Civil and Environmental Engineering Department*, Utah State University, USA.
- [7] Jewell, R.A., Milligan, G.W.E., Sarsby, R.W., and Dubois, D. (1984). Interaction between soil and geogrids, *Proceedings of the Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering*, Thomas Telford Limited, London, UK, 11-17.

ประวัติผู้เขียน

นายเอนก เนรมิตรครบุรี เกิดวันพุธที่ 16 พฤศจิกายน 2526 สำเร็จการศึกษาระดับชั้นมัธยมศึกษาตอนต้นจากโรงเรียนบ้านโคกกระชายโนนกลุ่ม อำเภอครบุรี จังหวัดนครราชสีมา ในปีการศึกษา 2542 และระดับประกาศนียบัตรวิชาชีพช่างก่อสร้าง ในปีการศึกษา 2545 จากวิทยาลัยเทคนิคสุรนารี เพื่อให้เกิดทักษะในวิชาชีพเพิ่มขึ้นจึงได้ศึกษาในระดับประกาศนียบัตรวิชาชีพชั้นสูงช่างโยธา และสำเร็จในปีการศึกษา 2547 จากสถาบันเทคโนโลยีราชมงคลนครราชสีมา และระดับปริญญาตรี จากภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน นครราชสีมา ในปีการศึกษา 2550 ขณะที่ทำการศึกษาในระดับปริญญาตรี ได้ปฏิบัติหน้าที่เป็นผู้ช่วยงานวิจัยในสาขาด้านวิชาปฐพีกลศาสตร์ ณ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน นครราชสีมา ดังนั้น เพื่อเป็นการพัฒนาตนเองทั้งในด้านความรู้ ความสามารถ และแนวความคิดริเริ่มใหม่ ๆ ในด้านงานวิจัย จึงเกิดแรงจูงใจเข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาโท สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ในปี พ.ศ. 2551 จากการทำวิจัยนี้ทำให้ผู้วิจัยมีความรู้ และความเข้าใจดีทางด้านกำลังต้านทานแรงกดของเหล็กเสริมแบบทวนเป็นอย่างดี และมีผลงานตีพิมพ์เผยแพร่จำนวน 1 เรื่อง คือ **A study on pullout bearing resistance of a new inextensible reinforcement : bearing reinforcement.** การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 14 (The 14th National Convention on Civil Engineering) มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี นครราชสีมา. 13-15 พฤษภาคม 2552 เล่มที่ 1 หน้า 233-237