

กำลังต้านทานแรงกดของเหล็กเสริมแบกทานในดินเหนียวสีแดง
จากเหมืองแม่เมาะ



วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี
ปีการศึกษา 2558

**PULLOUT RESISTANCE OF BEARING
REINFORCEMENT EMBEDDED IN RED
BASE CLAY OF MAE MOH MINE**

Apichet Joongklang



**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 2015**

กำลังด้านทานแรงกดของเหล็กเสริมแบกทานในดินเหนียวสีแดงจากเหมืองแม่เมาะ

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี อนุมัติให้บัณฑิตวิทยาลัยพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษา
ตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

(รศ. ดร. อวิรุทธิ์ ชินกุลกิจนิวัฒน์)

ประธานกรรมการ

(ศ. ดร. สุขสันต์ หอพิบูลสุข)

กรรมการ (อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์)

(ผศ. ดร. พรพจน์ ตันเส็ง)

กรรมการ

(ศ. ดร. ชูกิจ ลิ้มปีจ้านงค์)

รองอธิการบดีฝ่ายวิชาการและนวัตกรรม

(รศ. ร.อ. ดร. กนต์ธร ชำนิประศาสน์)

คณบดีสำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

อภิเชษฐ์ งามกลาง : กำลังต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทานในดินเหนียวสีแดงจาก
เหมืองแม่เมาะ (PULLOUT RESISTANCE OF BEARING REINFORCEMENT
EMBEDDED IN RED BASE CLAY OF MAE MOH MINE) อาจารย์ที่ปรึกษา :
ศาสตราจารย์ ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข, 72 หน้า

เหล็กเสริมแบกทานซึ่งประกอบด้วยเหล็กตามยาว (เหล็กข้ออ้อย) และเหล็กตามขวาง (เหล็กฉากขาเท่ากัน) จัดให้เป็นวัสดุเสริมแรงในดินที่มีประสิทธิภาพ สมการคำนวณกำลังต้านทานแรงจุดของการเสริมแรงในดินเม็ดหยาบที่ปริมาณความชื้นต่างๆ ได้พัฒนาก่อนหน้านี้แล้ว วิทยานิพนธ์นี้นำเสนอกลไกและสมการทำนายกำลังต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทานฝังในดินเหนียวสีแดง ซึ่งเป็นดินเม็ดละเอียดที่พบมากในเหมืองแม่เมาะ ที่ปริมาณความชื้นในดินต่างๆ กำลังต้านทานแรงจุดทั้งหมดเป็นผลรวมของกำลังต้านทานแรงจุดเสียดทานของเหล็กตามยาวและกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กตามขวาง กำลังต้านทานแรงจุดเสียดทานสามารถประมาณได้จากกำลังรับแรงเฉือนของดินและแฟกเตอร์ปฏิสัมพันธ์ แฟกเตอร์ปฏิสัมพันธ์สูงสุดและแฟกเตอร์ปฏิสัมพันธ์ส่วนที่เหลือ (α_p และ α_r) ไม่แปรผันตามปริมาณความชื้นในดินทดสอบและมีค่าประมาณ 0.66 และ 0.47 ตามลำดับ กำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของของเหล็กตามขวางหนึ่งตัวคำนวณได้ด้วยกลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุ โชนการรบกวนของเหล็กเสริมแบกทานของเหล็กฉากที่มากกว่าหนึ่งตัวแบ่งออกเป็นสามโชน โดยแปรผันตามอัตราส่วนระหว่างระยะห่างของเหล็กตามขวางและขาของเหล็กตามขวาง (S/B) โชนที่หนึ่งคือการวิบัติแบบบดอัดผิวหยาบ ซึ่งเหล็กฉากตัวแรกเท่านั้นที่ทำหน้าที่ต้านทานการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมกำลัง โชนที่สองคือการวิบัติแบบรบกวนกัน โชนที่สามคือการวิบัติแบบอิสระ ซึ่งหน่วยแรงแบกทานด้านหน้าเหล็กเสริมกำลังตามขวางของแต่ละตัวเกิดการวิบัติแบบอิสระ อัตราส่วน S/B ที่จุดเปลี่ยนระหว่างโชนที่สองและโชนที่สามมีค่าไม่แปรผันตามอัตราส่วนปริมาณความชื้นต่อปริมาณความชื้นเหมาะสม (w/w_{owc}) ในช่วงที่ w/w_{owc} มีค่าระหว่าง 0.75 ถึง 1 และมีค่าลดลงตาม w/w_{owc} ที่เพิ่มขึ้น เมื่อ w/w_{owc} มีค่าระหว่าง 1 ถึง 1.25 สมการต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทานภายใต้หน่วยแรงกดทับและระยะห่างของเหล็กตามขวางต่างๆ ที่ฝังในดินเหนียวสีแดงบดอัดที่ปริมาณความชื้นต่างๆ ที่พัฒนาขึ้นสามารถใช้ในการออกแบบกำแพงเสริมเหล็กแบกทาน (BRE) ในเหมืองแม่เมาะ

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา
ปีการศึกษา 2558

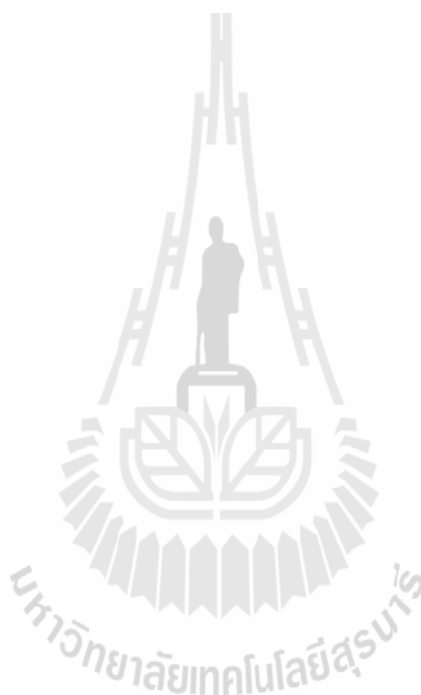
ลายมือชื่อนักศึกษา _____
ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา _____

APICHET JOONGKLANG : PULLOUT RESISTANCE OF BEARING
REINFORCEMENT EMBEDDED IN RED BASE CLAY OF MAE MOH
MINE. THESIS ADVISOR : PROF. SUKSUN HORPIBULSUK,
Ph.D., 72 PP.

BEARING REINFORCEMENT/ BEARING REINFORCEMENT EARTH

Bearing reinforcement, which is composed of a longitudinal member (steel deformed bar) and transverse (bearing) members (a set of equal angle steel), has been established as an effective earth reinforcement material. The equation for estimating the pullout resistance of this reinforcement in coarse-grained soils on dry and wet sides of optimum water content has been previously developed. The pullout resistance mechanism of the bearing reinforcement embedded in the red base clay, which is abundant in Mae Moh mine, is presented in this thesis. The total pullout resistance is the sum of the pullout friction and bearing resistances. The pullout friction resistance is approximated from soil shear strength and interaction factor, α . The peak and residual interaction factor (α_p and α_r) are independent of molding water contents tested and are approximately 0.66 and 0.47, respectively. The bearing pullout resistance of a single isolated transverse member can be approximated from the punching shear mechanism. The failure mechanism of the bearing reinforcement is classified into three zones depending upon spacing and dimension of transverse member, S/B ratio. Zone 1 is a block failure where all transverse members act like a rough block. Zone 2 is member interference failure. Zone 3 is individual failure; i.e., all transverse members individually mobilize their bearing capacity (free transverse member interference). The S/B ratio separating Zone 2 and Zone 3 is independent of

optimum water content, w/w_{owc} when $0.75 \leq w/w_{owc} \leq 1.0$ and decreases as w/w_{owc} increases when $1.0 \leq w/w_{owc} \leq 1.25$. The proposed pullout resistance equations for bearing reinforcement with different normal stresses, dimensions and spacing of transverse members embedded in red base clay soils, compacted at molding water content (dry and wet side of optimum water content) can be used to design the Bearing Reinforcement Earth (BRE) wall in Mae Moh mine.



School of Civil Engineering

Academic Year 2015

Student's Signature _____

Advisor's Signature _____

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่เมตตาให้โอกาส ให้การอบรมสั่งสอน ชี้แนะ ช่วยเหลือในการทำการศึกษาวิจัย ตลอดจนให้คำแนะนำในการเขียน และตรวจแก้ไขวิทยานิพนธ์จนเสร็จสมบูรณ์

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.อวิรุทธิ์ ชินกุลกิจนิวัฒน์ ประธานกรรมการผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.พรพจน์ ต้นเส็ง กรรมการ ที่กรุณาให้การแนะนำให้คำปรึกษา และตรวจทานเนื้อหาวิทยานิพนธ์จนเสร็จสมบูรณ์ และคณาจารย์สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ทุกท่านที่ให้คำปรึกษา

ผู้วิจัยขอขอบคุณ คุณอาทิตย์ อุดมชัย ผู้ช่วยวิจัย คุณกัมปนาท สุขมาก และนักศึกษาจ้างงานปริญญาตรี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี สำหรับความช่วยเหลือในการปฏิบัติงาน และขอขอบคุณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี สำหรับเครื่องมือการทดสอบและสิ่งอำนวยความสะดวกต่าง ๆ ในการทำวิจัยนี้

ท้ายนี้ ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณบิดา มารดา ที่ให้การอุปการะอบรมเลี้ยงดู ตลอดจนส่งเสริมการศึกษา ให้กำลังใจเป็นอย่างดีเสมอมา จนกระทั่งวิทยานิพนธ์นี้สำเร็จ

อภิเชษฐ์ จุงกลาง

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อ (ภาษาไทย).....	ก
บทคัดย่อ (ภาษาอังกฤษ).....	ข
กิตติกรรมประกาศ.....	ง
สารบัญ.....	จ
สารบัญตาราง.....	ช
สารบัญรูป.....	ซ
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ.....	ฅ
บทที่	
1 บทนำ.....	1
1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์.....	4
1.3 ขอบเขตของการวิจัย.....	4
1.4 ประโยชน์ที่ได้รับ.....	5
2 ปรัชญ่วรรณกรรมงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	6
2.1 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลัง.....	6
2.2 ประเภทของวัสดุเสริมกำลังและการประยุกต์ใช้งาน.....	9
2.2.1 วัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้.....	11
2.2.2 วัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้.....	13
2.3 วัสดุดินถมในงานโครงสร้างกันดิน.....	13
2.4 วิธีการออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลังในสถานะสถิต.....	15
2.4.1 การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอก.....	16
2.4.2 การตรวจสอบเสถียรภาพภายใน.....	20
2.4.2.1 ตำแหน่งของแรงดึงสูงสุดและระนาบวิบัติในดินเสริมกำลัง.....	20
2.4.2.2 แรงดึงสูงสุดในวัสดุเสริมกำลัง.....	21

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

2.4.2.3	กำลังต้านทานการฉีกขาดของวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้...	23
2.4.2.4	กำลังต้านทานแรงคูดของวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้.....	24
3	วิธีการดำเนินงานวิจัย.....	37
3.1	ศึกษาคุณสมบัติพื้นฐานของดินตัวอย่าง.....	37
3.2	การบดอัดดินในห้องปฏิบัติการ.....	37
3.3	ดินตัวอย่าง.....	38
3.4	การทดสอบแรงเฉือนตรง.....	39
3.5	การทดสอบแรงคูดของเหล็กเสริมแบกทานในห้องปฏิบัติการ.....	41
3.6	แผนการดำเนินงานวิจัย.....	44
4	ผลการทดสอบและวิจารณ์ผล.....	45
4.1	บทนำ.....	45
4.2	ความเสียดทานของเหล็กตามยาว.....	45
4.3	กำลังต้านทานแรงแบกทานของเหล็กตามขวางหนึ่งตัว.....	46
4.4	กำลังต้านทานแรงแบกทานของเหล็กตามขวางมากกว่าหนึ่ง.....	53
5	บทสรุป.....	59
5.1	สรุปผลงานวิจัย.....	59
5.2	ข้อเสนอแนะ.....	60
	รายการอ้างอิง.....	61
	ภาคผนวก	
	ภาคผนวก ก. การทดสอบบดอัดดินด้วยพลังงานแบบมาตรฐาน.....	62
	ภาคผนวก ข. รายชื่อบทความวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่ในระหว่างศึกษา.....	66
	ประวัติผู้เขียน.....	72

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1	ขนาดคละของวัสดุดินถมเสริมกำลัง (มาตรฐานที่ ทล.-ม. 105/2550) 14
2.2	ความหนาของถังกะสีเคลือบ ตามมาตรฐาน ASTM A123 23
3.1	คุณสมบัติพื้นฐานและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินตัวอย่าง 40
3.2	คุณสมบัติพื้นฐานและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินตัวอย่าง 42
3.3	ขนาดและจำนวนของเหล็กเสริมแบกทานที่ใช้ในการทดสอบ 44
4.1	ทำนบก้ำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กแบกทานขนาด 40x150 มิลลิเมตรในดิน เหนียวสีแดงแม่เมาะในกรณี w/w_{owc} มีค่ามากกว่า 1 ($w/w_{owc}=1.13$) 59

สารบัญรูป

รูปที่	หน้า
1.1	ลักษณะทั่วไปของเหล็กเสริมแรงเบกทาน (Horpibulsuk and Niramitkornberee 2010)..... 2
1.2	จุดเชื่อมต่อของเหล็กเสริมเบกทานกับแผ่นกำแพง (Horpibulsuk and Niramitkornberee 2010) 3
2.1	อิทธิพลของวัสดุเสริมกำลัง (Gulhati and Datta, 2005)..... 7
2.2	การทดสอบแรงอัดสามแกนของทรายเสริมกำลังและไม่เสริมกำลัง (Gulhati and Datta, 2005) 8
2.3	กลไกการวิบัติของวัสดุเสริมกำลัง 8
2.4	ขอบเขตการวิบัติของดินเสริมกำลัง (Voottipruex, 2000)..... 9
2.5	ประเภทของวัสดุเสริมกำลัง 10
2.6	การเสริมวัสดุเสริมกำลังเพื่อลดความกว้างของฐานโครงสร้างดิน 11
2.7	การประยุกต์ใช้วัสดุเสริมกำลังในงานวิศวกรรม 11
2.8	ลักษณะของเหล็กเสริมกำลังที่ใช้กันในปัจจุบัน 12
2.9	เสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดินเสริมกำลัง 16
2.10	เสถียรภาพภายในของกำแพงกันดินเสริมกำลัง 16
2.11	แรงที่กระทำต่อกำแพงกันดินเสริมกำลังในสถานะสถิต 17
2.12	ลักษณะการกระจายความเค้นในดินใต้ฐานราก..... 20
2.13	ระนาบการวิบัติในดินเสริมกำลัง 21
2.14	ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึกสำหรับเหล็กเสริมกำลัง ชนิดต่างๆ (Christopher et al., 1990)..... 23
2.15	ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึก (AASHTO, 1996)..... 23

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
2.16 พฤติกรรมการต้านทานแรงเฉือนของเหล็กแผ่น (Gulhati and Datta, 2005)	25
2.17 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนตัวของตะแกรงเหล็ก (Bergado et al., 1996b)	27
2.18 กลไกการวิบัติแบบ General shear (Peterson and Anderson, 1980)	27
2.19 กลไกการวิบัติแบบ Punching shear (Jewell et al., 1984)	28
2.20 กลไกการวิบัติแบบ Modified punching shear (Bergado et al., 1996a)	29
2.21 อัตราส่วนความต้านทานต่อแรงแบกทานจากผลทดสอบแรงเฉือน (Bergado et al., 1993)	31
2.22 ผลทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมแบกทานในดินทราย (Horpibulsuk and Niramitkornburee, 2010)	34
3.1 คุณสมบัติพื้นฐานและคุณสมบัติการบดอัดของตัวอย่างดินเหนียวสีแดงแม่เมาะ	39
3.2 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้งและปริมาณความชื้นในดิน	40
3.3 แผนภาพแสดงชุดทดสอบแรงเฉือน	43
3.4 ส่วนประกอบของเหล็กเสริมรับแรงแบกทาน	44
3.5 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย	45
4.1 ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กตามยาวภายใต้ปริมาณความชื้นต่างๆ	47
4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างความต้านทานแรงเฉือนเสียดทานและกำลังต้านทานแรงเฉือน	48
4.3 ความแตกต่างระหว่างแรงเฉือนของเหล็กเสริมแบกทานกับแรงเฉือนเสียดทาน	49
4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมแบกทานที่มีเหล็กฉาก หนึ่งตัว	49
4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนแบกทานและการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมแบกทานที่มีเหล็ก ฉากหนึ่งตัว	50
4.6 (a) ความสัมพันธ์ระหว่าง $\beta - F$ (Sukmak et al. (2015))	53
(b) ความสัมพันธ์ระหว่าง $\beta - w/w_{owc}$ (Sukmak et al. (2016))	54
4.7 ผลการคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนแบกทานของเหล็กเสริมแบกทาน	54
4.8 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง S/B กับอัตราส่วนกำลังรับแรงแบกทานสูงสุด	57
4.9 อิทธิพลของปริมาณความชื้นในดินต่อค่า S_2/B	58

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

$LVDT$	=	Linear variable differential transformer
F	=	แฟกเตอร์การรบกวน
P_h	=	แรงต้านทานการเลื่อนไถล
S	=	แรงที่ทำให้เกิดการเลื่อนไถล
W	=	น้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง
S_u	=	กำลังต้านทานแรงเฉือน
B	=	ความกว้างของกำแพงกันดิน
K_a	=	สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างที่สภาวะ Active
H	=	ความสูงของกำแพงกันดิน
M_o	=	โมเมนต์ที่ก่อให้เกิดการพลิกคว่ำทั้งหมด
M_r	=	โมเมนต์ต้านทานการพลิกคว่ำทั้งหมด
e	=	ระยะเชิงศูนย์
q_{max}	=	ความเค้นมากที่สุด
q_{min}	=	ความเค้นน้อยที่สุด
K, K_a, K_o, k	=	สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง
ϕ, ϕ'	=	มุมเสียดทานของดิน
P_f	=	แรงเสียดทาน
c, c'	=	หน่วยแรงยึดเกาะ
$\sigma_n, \sigma_v, \sigma_h, \sigma'_s$	=	หน่วยแรงตั้งฉาก
ε	=	ความเครียด
δ	=	มุมเสียดทานรอบผิวสัมผัส
β	=	มุมการวิบัติของดิน
A_s	=	พื้นที่แรงเสียดทาน
SPT	=	Standard Penetration Test

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

P_f	=	แรงเสียดทาน
P_n	=	แรงแบกทานด้านทานแรงจุดออก
$P_{f\max}$	=	แรงจุดเสียดทานสูงสุด
P_{bn}	=	แรงจุดแบกทานสูงสุด
D_{50}	=	ขนาดของเม็ดดินที่เล็กกว่า 50 เปอร์เซนต์
P_a	=	ความดันบรรยากาศ
G_s	=	ความถ่วงจำเพาะของดิน
D	=	ความหนาของเหล็กตะแกรง
CH	=	ดินเหนียวที่มีพลาสติกสูง
OWC	=	ปริมาณน้ำเหมาะสม
A_s	=	พื้นที่แรงเสียดทาน
δ	=	มุมเสียดทานรอบผิวสัมผัส
β	=	มุมการวิบัติของดิน
S_v	=	ระยะห่างในแนวตั้ง
S_h	=	ระยะห่างในแนวราบ
k	=	สติฟเนสของความเสียดทาน
f_b	=	สัมประสิทธิ์แรงจุดออก
f_{ds}	=	สัมประสิทธิ์ของการต้านทานแรงเฉือนตรง
c_c	=	สัมประสิทธิ์ความโค้ง
c_u	=	สัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอ
σ_b	=	หน่วยแรงแบกทาน
$\gamma_{d\max}$	=	หน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุด
α, α_{ds}	=	เศษส่วนของพื้นที่ผิวสัมผัส

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

P_o, P_{b1}	=	แรงแบกทานด้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทานหนึ่งตัว
c, c'	=	ความเชื่อมั่นของดิน
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

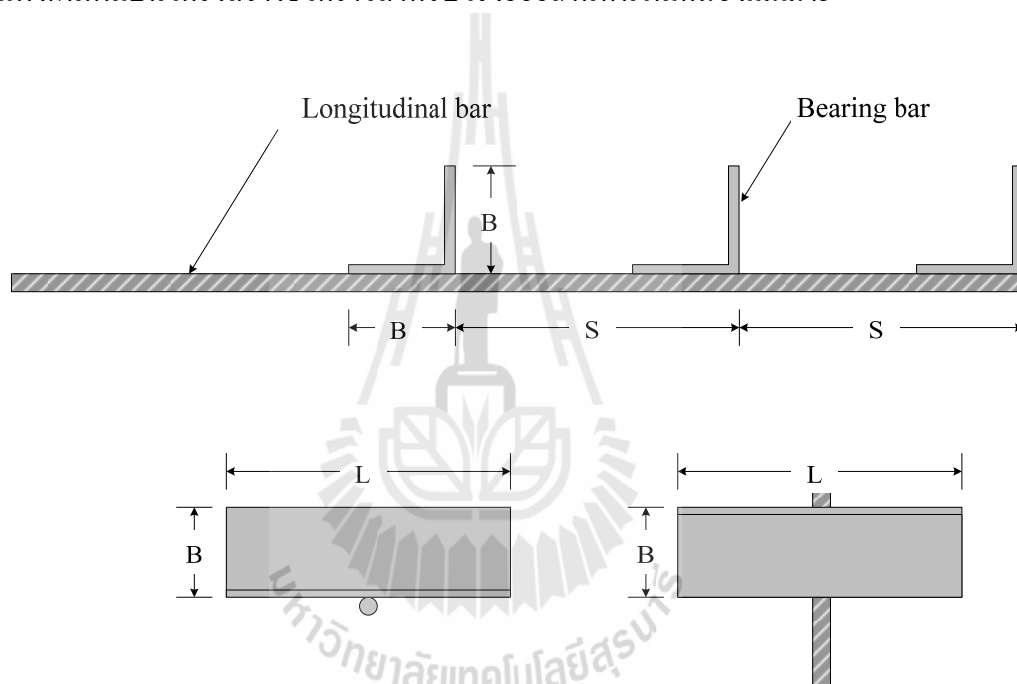
1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหา

โครงสร้างกันดินเสริมกำลัง(Mechanically Stabilized Earth, MSE) ที่ใช้เหล็กและโพลีเมอร์เป็นวัสดุเสริมแรงดึงได้รับการยอมรับและใช้ในงานทางวิศวกรรมปฐพีอย่างกว้างขวาง โครงสร้างกันดินเสริมกำลังสามารถใช้ก่อสร้างดินถมที่สูงและชันมาก โดยปราศจาก Berm และ Side slope ดังนั้น จึงช่วยลดปัญหาด้านข้อจำกัดของพื้นที่ด้านข้าง ข้อดีอีกประการหนึ่งของกำแพงกันดินแบบนี้คือการทรุดตัวของกำแพงกันดินแบบ MSE มีความสม่ำเสมอ (การทรุดตัวที่แตกต่างกันมีค่าน้อยมาก) ทำให้ลดปัญหาการแตกร้าวของผิวถนน เหล็กเสริมกำลังที่ฐานของกำแพงกันดินแบบ MSE ช่วยต้านการเคลื่อนตัวในแนวนอนของดินถมและเพิ่มกำลังรับแรงเบกทานของดินฐานราก (Jewell, 1986) เหล็กเสริมกำลังที่นิยมใช้เสริมแรงในดิน ได้แก่ เหล็กแถบ (Strip steel reinforcement) เพราะสะดวกในการเคลื่อนย้ายไปยังโรงงานชุบสังกะสีและสถานที่ก่อสร้าง ยิ่งไปกว่านั้นยังง่ายต่อการติดตั้ง ส่งผลให้การก่อสร้างเป็นไปด้วยความรวดเร็ว อย่างไรก็ตาม เหล็กเสริมแถบนั้นนำเข้าจากแอฟริกาจึงส่งผลให้ราคาการก่อสร้างสูง

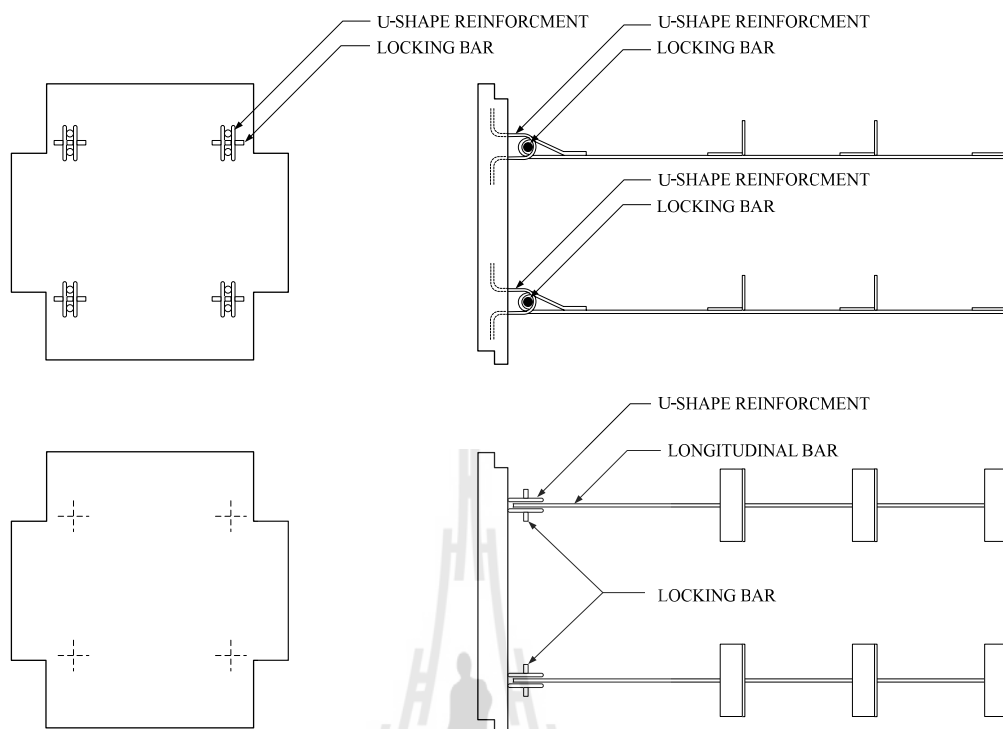
เหล็กเสริมกำลังที่นิยมอีกชนิดหนึ่งในประเทศไทยคือตะแกรงเหล็ก (Steel grid reinforcement) เหล็กเสริมชนิดนี้ที่ได้รับการศึกษาวิจัยที่สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย โดย Prof. D.T. Bergado และทีมงาน (Bergado et al., 1988 and 1996; Shivashankar, 1991; and Chai, 1992) ข้อได้เปรียบของเหล็กเสริมชนิดนี้คือกำลังต้านทานแรงฉุด (Pullout resistance) ในโซนต้านทาน (Resistant zone) มีค่าสูง อย่างไรก็ตาม เหล็กเสริมประเภทนี้ใช้ปริมาณเหล็กค่อนข้างสูง เนื่องจากความสิ้นเปลืองเหล็กตามขวางในโซนเคลื่อนตัว (Active zone) และการติดตั้งยุ่งยากกว่าเหล็กเสริมแรงจุดแบบแถบ

Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) ได้พัฒนาเหล็กเสริมกำลังชนิดใหม่ที่มีชื่อว่า "เหล็กเสริมแบกทาน" ดังรูปที่ 1.1 ซึ่งประกอบด้วยเหล็กตามแนวยาว (เป็นเหล็กข้ออ้อย) และเหล็กตามแนวขวาง (เป็นเหล็กฉากขาเท่ากัน) เหล็กเสริมแบกทานมีข้อได้เปรียบมากกว่าเหล็กแถบและเหล็กเสริมตะแกรง คือ ขบวนการผลิตเหล็กเสริมแบกทานทำไม่ซับซ้อน การติดตั้งเหล็กเสริมแบกทานกับแผ่นกำแพงทำได้ง่าย โดยเหล็กเสริมกำลังนี้ติดกับแผ่นกำแพง ที่จุดเชื่อมต่อเป็นเหล็กรูปร่าง

2-U ดังรูปที่ 1.2 เหล็กเสริมแบกทานมีกำลังต้านทานแรงแบกทานสูง เหล็กตามแนวขวางจะติดตั้งเฉพาะใน Passive zone (อยู่หลังระนาบแรงดึงสูงสุด) เพื่อความคุ้มค่าทางเศรษฐกิจ กำแพงกันดินที่เสริมเหล็กเสริมแบกทานเรียกว่า "กำแพงกันดินเสริมเหล็กแบกทาน (BRE)" (Horpibulsuk et al., - 2011) กำแพงกันดิน BRE ได้ประยุกต์ใช้เป็นโครงสร้างกันดินในโครงการก่อสร้างของกรมทางหลวงหลายโครงการ นอกจากโครงการก่อสร้างของกรมทางหลวง ระบบ BRE ยังสามารถประยุกต์ใช้เป็นโครงสร้างชั่วคราวและถาวรในกิจกรรมเหมือง สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ได้รับทุนสนับสนุนการวิจัยจากการไฟฟ้าผลิตในการก่อสร้างกำแพงกันดินเป็นโครงสร้างชั่วคราวสำหรับโรงย่อยถ่านหินในเมืองแม่เมาะ



รูปที่ 1.1 ลักษณะทั่วไปของเหล็กเสริมแรงแบกทาน (Horpibulsuk and Niramitkornberee 2010)



รูปที่ 1.2 จุดเชื่อมต่อของเหล็กเสริมแบกทานกับแผ่นกำแพง

(Horpibulsuk, and Niramitkornburee 2010)

งานวิจัยนี้มีแนวคิดที่จะศึกษาการพัฒนากำลังต้านทานแรงกดของเหล็กเสริมแบกทานที่ฝังในดินเหนียวสีแดง (Red base clay) ในเหมืองแม่เมาะที่ปริมาณความชื้นต่างๆ เพื่อศึกษาอิทธิพลของปริมาณความชื้นในดินเหนียวสีแดงต่อกำลังต้านทานแรงกดของเหล็กเสริมแบกทาน และพัฒนาสมการสำหรับออกแบบกำแพงกันดิน BRE ในดินถมเม็ดละเอียดและสมการสำหรับออกแบบกำแพงกันดิน BRE ที่ปริมาณความชื้นในดินทางด้านเปียกและด้านแห้งของปริมาณความชื้นในดินเหมาะสม ผลการศึกษาจะเป็นประโยชน์อย่างมากต่อการออกแบบกำแพงกันดิน BRE ที่ใช้ดินในพื้นที่เป็นดินถม ซึ่งช่วยลดต้นทุนค่าขนส่งวัสดุดินถมจากภายนอกและเป็นการใช้ทรัพยากรในพื้นที่ให้เกิดประโยชน์สูงสุดและยังช่วยแก้ปัญหาในการออกแบบกำแพงกันดิน BRE ในกรณีที่ปริมาณความชื้นในดินสูงหรือต่ำกว่าปริมาณความชื้นในดินเหมาะสม การศึกษากำลังต้านทานแรงกดของเหล็กเสริมแบกทานและอิทธิพลของปริมาณความชื้นในดินต่อกำลังต้านทานแรงกดในอดีตทดสอบกับดินที่มีคุณสมบัติตามข้อกำหนดของกรมทางหลวง ซึ่งมีขนาดคละกันดี และมีปริมาณดินเม็ดละเอียดน้อยกว่าร้อยละ 15 แตกต่างจากดินในเหมืองแม่เมาะที่มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมดีและเป็นดินเม็ดละเอียด การทดสอบแรงกดในห้องปฏิบัติการของเหล็กเสริมแบก

ทานที่ฝังอยู่ในดินเหนียวสีแดง ดำเนินการโดยใช้เครื่องทดสอบแรงกดขนาดใหญ่ (Horpibulsuk และ Niramitkronburee 2010; Suksiripattanapong, et al, 2013.) เพื่อจำลองสภาวะไม่ระบายน้ำ (Chai, 1992; Bergado et al., 1993 and 1996) งานวิจัยนี้จะพัฒนาสมการของกำลังต้านทานแรงกดในพจน์ของหน่วยแรงตั้งฉาก ขนาดของเหล็กเสริมแบกทาน และระยะห่างของเหล็กตามขวาง

1.2 วัตถุประสงค์

1. เพื่อทราบถึงกลไกปฏิสัมพันธ์ (Interaction mechanism) ระหว่างเหล็กเสริมแบกทาน และดินเหนียวสีแดงแม่เมาะ
2. พัฒนาสมการทำนายกำลังต้านทานแรงกดสำหรับเหล็กเสริมแบกทานในดินเหนียวสีแดงแม่เมาะ
3. เพื่อทราบอิทธิพลของปริมาณความชื้นในดินเหนียวสีแดงแม่เมาะต่อกำลังต้านทานแรงกดของเหล็กเสริมแบกทาน
4. พัฒนาสมการสำหรับออกแบบกำแพงกันดินเสริมเหล็กแบกทาน (BRE) ในดินถมเม็ดละเอียดที่ปริมาณความชื้นในดินทางด้านเปียกและด้านแห้งของปริมาณความชื้นในดินเหมาะสม

1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

งานวิจัยนี้ จะศึกษาการพัฒนาแรงกดของเหล็กเสริมแบกทาน (Bearing reinforcement) ในดินเหนียวสีแดง ที่พลังงานบดอัดมาตรฐาน เพื่อให้ความเข้าใจในอิทธิพลของหน่วยแรงกดทับขนาดและระยะห่างของเหล็กตามขวางต่อกำลังต้านทานแรงกด การทดสอบแรงกดกระทำภายใต้หน่วยแรงกดทับในแนวตั้งสามค่าคือ 30 50 และ 90 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร กับเหล็กฉากที่มีความยาวขา (B) เท่ากับ 40 มิลลิเมตร และความยาว (L) เท่ากับ 150 มิลลิเมตร ระยะห่างระหว่างเหล็กฉาก (S) มีค่าตั้งแต่ 150 ถึง 900 มิลลิเมตร ขึ้นอยู่กับจำนวนเหล็กฉาก (n) ในการศึกษา จำนวนเหล็กฉากที่ใช้เท่ากับ 1 ถึง 4 ซึ่งใช้กันในทางปฏิบัติ การทดสอบแรงกดเสียดทานระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลังทำกับเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 16.0 มิลลิเมตร และยาว 2.6 เมตร กำลังคราก (Yield strength) 4000 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ผลการทดสอบที่ได้จะนำมาสร้างสมการทำนายกำลังต้านทานแรงกด

1.4 ประโยชน์ที่ได้รับ

1. ทราบถึงกลไกปฏิสัมพันธ์ (Interaction mechanism) ระหว่างเหล็กเสริมแบกทานและดินเหนียวสีแดงแม่เมาะ
2. ทราบสมการทำนายกำลังต้านทานแรงกดสำหรับเหล็กเสริมแบกทานในดินเหนียวสีแดงแม่เมาะ
3. ทราบอิทธิพลของปริมาณความชื้นในดินเหนียวสีแดงแม่เมาะต่อกำลังต้านทานแรงกดของเหล็กเสริมแบกทาน
4. ทราบสมการทั่วไปสำหรับออกแบบกำแพงกันดินเสริมเหล็กแบกทาน (BRE) ในดินถมเม็ดละเอียดและปริมาณความชื้นในดินทางด้านเปียกและด้านแห้งของปริมาณความชื้นในดินเหมาะสม



บทที่ 2

ปรัทัศน์วรรณกรรมงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลัง

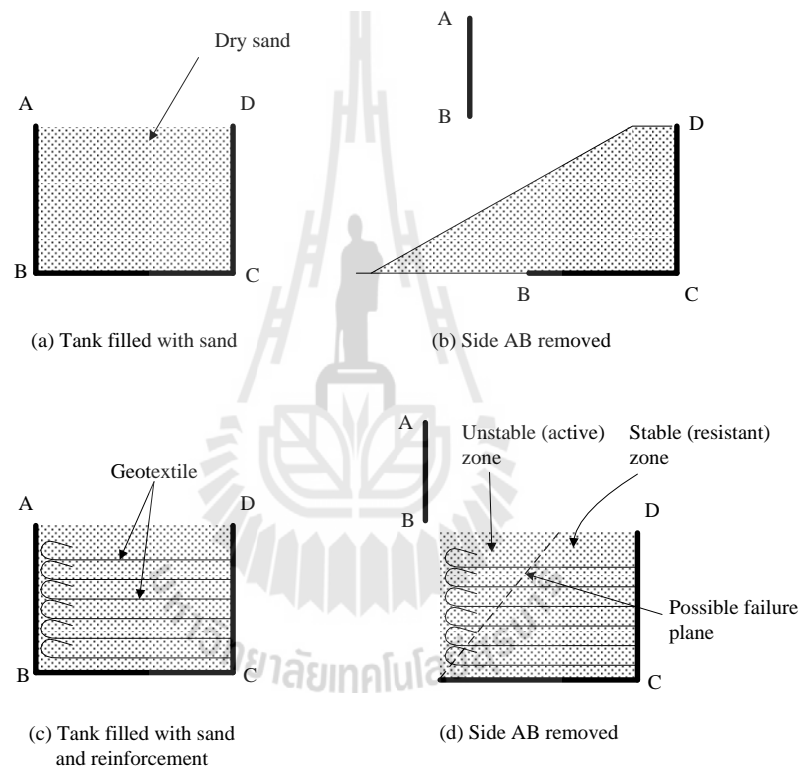
ดินเป็นวัสดุตามธรรมชาติที่มีกำลังต้านทานแรงอัดสูงแต่มีกำลังต้านทานแรงดึงต่ำมาก การเพิ่มกำลังต้านทานแรงดึงในดินสามารถทำได้โดยการเสริมวัสดุเสริมกำลัง ดินที่ได้รับการเสริมกำลังเรียกว่า “ดินเสริมกำลัง (Reinforced soil)” วัสดุเสริมกำลังอาจเป็นแผ่นเหล็ก แท่งเหล็ก และตะแกรงเหล็ก เป็นต้น เมื่อน้ำหนักกระทำบนดินเสริมกำลัง วัสดุเสริมกำลังจะทำหน้าที่ต้านหน่วยแรงดึง (Tensile stress) ซึ่งจะทำหน้าที่เหมือนเหล็กเสริมในคอนกรีต ความแตกต่างในการรับแรงดึงของวัสดุเสริมกำลังในดินและในคอนกรีตคือ

- 1) ปฏิสัมพันธ์ระหว่างวัสดุเสริมกำลังและดินคือแรงเสียดทาน แรงยึดเกาะ และความต้านทานแรงแบกทาน ขณะที่ เหล็กเสริมในคอนกรีตเกิดปฏิสัมพันธ์ร่วมกับคอนกรีตผ่านพันธะเชื่อมประสาน
- 2) วัสดุเสริมกำลังในดินอาจเป็นโลหะ (แผ่นเหล็ก) หรือแผ่นใยสังเคราะห์ ขณะที่ วัสดุเสริมกำลังในคอนกรีตโดยปกติเป็นโลหะ (เหล็กเส้น)
- 3) วัสดุเสริมกำลังในดินไม่ได้ถูกออกแบบให้ต้านแรงอัด ขณะที่ วัสดุเสริมกำลังในคอนกรีตบางครั้งทำหน้าที่ต้านแรงอัด

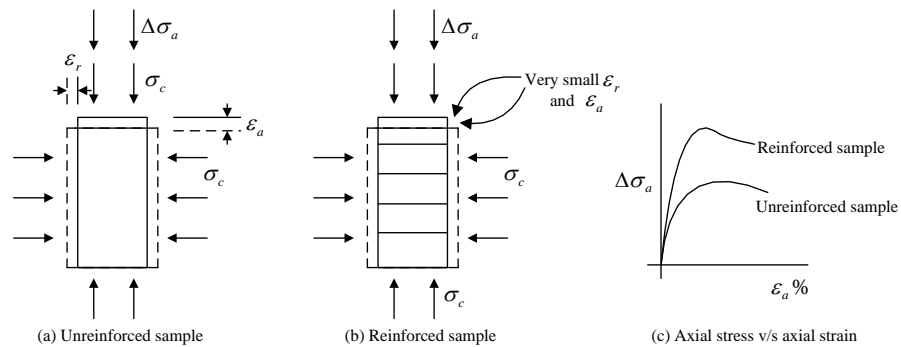
เพื่อให้เข้าใจกลไกการปรับปรุงดินด้วยวัสดุเสริมกำลัง พิจารณาผลทดสอบในห้องปฏิบัติการสองผลทดสอบ สำหรับการทดสอบที่หนึ่ง ถึง ABCD ดังแสดงในรูปที่ 2.1 ถูกเติมด้วยทรายแห้งจนเต็ม เมื่อเปิดฝา AB ออก ทรายจะไม่สามารถตั้งในแนวตั้งได้ และจะจัดเรียงตัวใหม่โดยมีผิวหน้าที่มีความชันดังแสดงในรูปที่ 2.1b ถ้าทำการทดสอบใหม่อีกครั้งโดยการเสริมวัสดุเสริมกำลังในแนวนอนและม้วนปลายของวัสดุเสริมกำลังเพื่อทำเป็น Facing กันดินถล่ม ดังแสดงในรูปที่ 2.1 c เมื่อเปิดฝา AB ออก ทรายจะไม่พังทลาย เพราะเมื่อมวลดินในโซนที่ไม่เสถียร (Active zone) เริ่มเคลื่อนตัว มวลดินในโซนนี้จะพยายามดึงเหล็กเสริมกำลังไปด้วย แต่มวลดินในโซนต้านทาน (Resistant zone) จะจับยึดวัสดุเสริมกำลังอย่างแน่น และจึงไม่ห้มวลดินในโซนที่ไม่เสถียรเคลื่อนตัว

หากพิจารณาผลทดสอบอีกกรณีหนึ่ง ซึ่งศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของ ตัวอย่างสองชนิด (ดินทรายแน่นและดินทรายแน่นที่เสริมวัสดุเสริมกำลัง) ภายใต้การทดสอบการ แรงอัดสามแกนที่มีการอัดตัวคายน้ำและเงื่อนไขแบบระบายน้ำ พบพฤติกรรมที่น่าสนใจดังนี้

- ก) ระหว่างการเลื่อน ดินตัวอย่างเสริมกำลังแสดงความเครียดตามแนวแกนและตาม แนวรัศมีที่ต่ำกว่าดินทรายที่ไม่มีเสริมกำลัง ดังแสดงในรูปที่ 2.2a และ 2.2b
ข) ที่จุดวิกฤติ ความเค้นเบี่ยงเบนของดินตัวอย่างเสริมกำลังมีค่าสูงกว่าดินตัวอย่างที่ ปราศจากการเสริมกำลังอย่างมาก ดังแสดงในรูปที่ 2.2c



รูปที่ 2.1 อิทธิพลของวัสดุเสริมกำลัง (Gulhati and Datta, 2005)

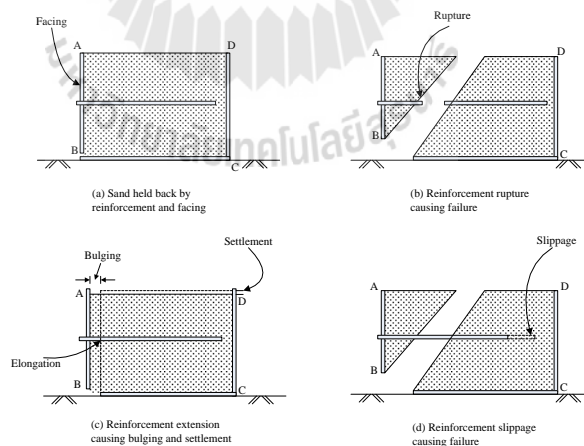


รูปที่ 2.2 การทดสอบแรงอัดสามแกนของทรายเสริมกำลังและไม่เสริมกำลัง

(Gulhati and Datta, 2005)

ผลทดสอบทั้งสองข้างต้น (รูปที่ 2.1 และ 2.2) แสดงให้เห็นว่าวัสดุเสริมกำลังทำหน้าที่ต้านทานการเคลื่อนตัวด้านข้างและต้านทานการวิบัติของดินเนื่องจากความเค้นดึง เสถียรภาพภายใน (Internal stability) ของมวลดินเสริมกำลังขึ้นอยู่กับปัจจัยดังต่อไปนี้

- ก) กำลังต้านทานแรงดึง (ต้านทานการฉีกขาด) ของวัสดุเสริมกำลัง
- ข) ปริมาณการยึดตัวของวัสดุเสริมกำลังภายใต้แรงดึง
- ค) กำลังต้านทานแรงหลุด (Pullout resistance) ของวัสดุเสริมกำลังในดิน (ความต้านทานการรูดของวัสดุเสริมกำลังออกจากดิน)

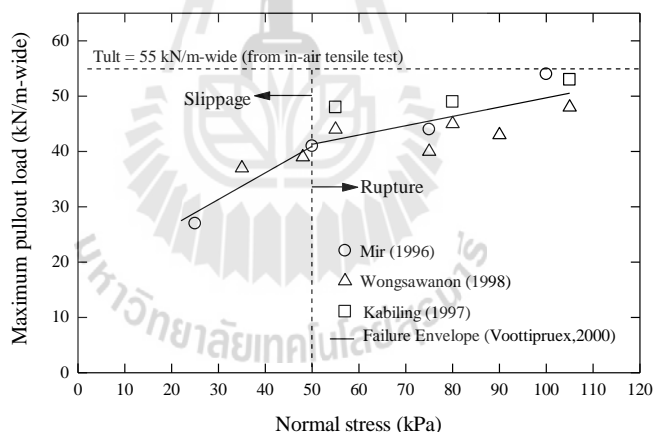


รูปที่ 2.3 กลไกการวิบัติของวัสดุเสริมกำลัง

เพื่อให้เข้าใจถึงปัจจัยทั้งสามประการดังกล่าวข้างต้นต่อเสถียรภาพภายในของมวลดินเสริมกำลัง พิจารณารูปที่ 2.3 ซึ่งแสดงถึง ABCD ที่มีทรายอยู่เต็ม ฝา AB ทำจากแผ่นไม้ เรียกว่า Facing ซึ่งติดอยู่กับวัสดุเสริมกำลังที่ฝังอยู่ในทราย ถ้าดินเสริมกำลังมีเสถียรภาพภายในเพียงพอ ฝา AB

จะอยู่ในตำแหน่งเดิม ดังแสดงในรูปที่ 2.3a แต่ถ้าวัสดุเสริมกำลังมีกำลังต้านทานแรงดึงต่ำ ดินเสริมกำลังอาจวิบัติเนื่องจากการฉีกขาด (Rupture) ของวัสดุเสริมกำลัง ดังแสดงในรูปที่ 2.3b ถ้าวัสดุเสริมกำลังมีกำลังต้านทานแรงดึงสูงเพียงพอแต่มีความยืดตัวสูง ดินเสริมกำลังอาจวิบัติเนื่องจากการเคลื่อนตัวในแนวนอนและแนวตั้งที่มากเกินไป ดังแสดงในรูปที่ 2.3c ถ้าวัสดุเสริมกำลังมีกำลังต้านทานแรงดึงเพียงพอและมีความยืดตัวต่ำ แต่มีกำลังต้านทานแรงจุดต่ำ ดินเสริมกำลังอาจวิบัติเนื่องจากการรูดของวัสดุเสริมกำลังออกจากดิน (Slippage) ดังแสดงในรูปที่ 2.3d

Mitchell and Villet (1987) แสดงให้เห็นว่าภายใต้ความเค้นรอบข้างต่ำ ดินเสริมกำลังมีแนวโน้มที่จะวิบัติจากการรูดของวัสดุเสริมกำลังออกจากดิน (Slippage) เนื่องจากการเคลื่อนตัวของดินในโซนไม่เสถียร (Active zone) ขณะที่ภายใต้ความเค้นรอบข้างสูง ดินเสริมกำลังมีแนวโน้มที่จะวิบัติเนื่องจากการฉีกขาดของวัสดุเสริมกำลัง รูปที่ 2.4 แสดงผลทดสอบแรงจุดในห้องปฏิบัติการของ Mir (1996) Wongsawanon (1998) และ Kabiling (1997) ซึ่งแสดงเส้นแบ่งโซนการวิบัติ (การรูดออกและฉีกขาดของวัสดุเสริมกำลัง) อย่างชัดเจน

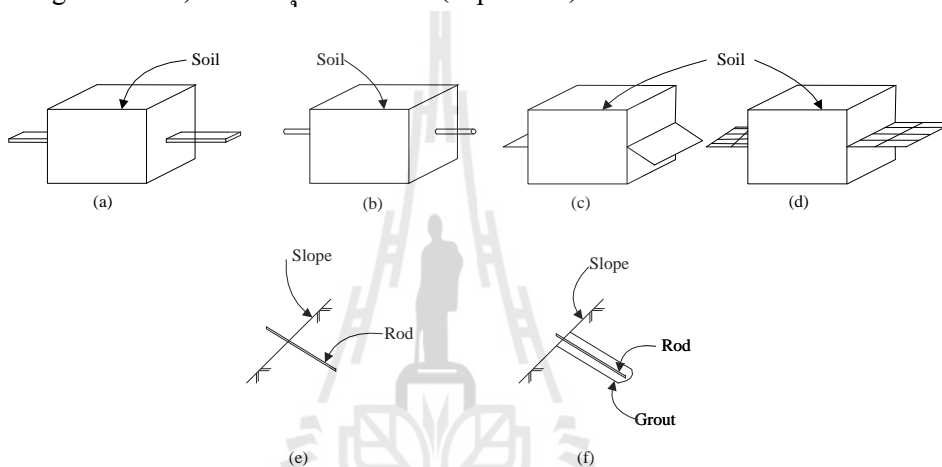


รูปที่ 2.4 ขอบเขตการวิบัติของดินเสริมกำลัง (Voottipruex, 2000)

2.2 ประเภทของวัสดุเสริมกำลังและการประยุกต์ใช้งาน

วัสดุเสริมกำลังสามารถติดตั้งในดินได้สองวิธี ได้แก่ การติดตั้งวัสดุเสริมกำลังในแนวนอนระหว่างการถมและบดอัดดิน (รูปที่ 2.5a ถึง d) และการเสียบวัสดุเสริมกำลังในชั้นดินธรรมชาติหรือชั้นดินที่บดอัดแล้ว (รูปที่ 2.5e และ f) วัสดุเสริมกำลังที่ใช้กับการติดตั้งวิธีแรกแบ่งออกเป็นสองประเภทตามพฤติกรรมความเค้น-ความเครียด (Stress-strain behavior) ได้แก่ วัสดุเสริมกำลังที่

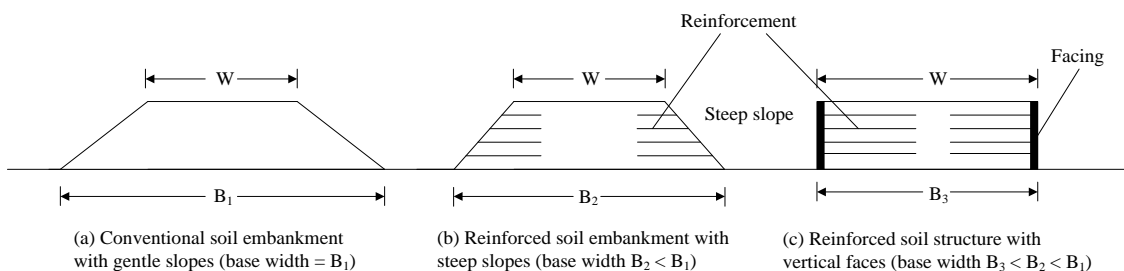
สามารถยืดได้ (Extensible reinforcement) และวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยืดได้ (Inextensible reinforcement) วัสดุเสริมกำลังจำพวกโลหะ (Metallic reinforcement) เช่น เหล็กแถบ (Strips) เหล็กเส้น (Bars) แผ่นเหล็ก (Sheets) และตะแกรงเหล็ก (Steel wire mesh) จัดเป็นวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยืดได้เนื่องจากเหล็กมีค่าโมดูลัสที่สูงและมีการยืดตัวและการคืบ (Creep) ที่ต่ำมาก วัสดุเสริมกำลังที่ทำจากเส้นใยและโพลิเมอร์ (Geogrid และ Geotextile) จัดเป็นวัสดุเสริมกำลังที่สามารถยืดได้ ซึ่งโดยทั่วไปจะมีแรงยึดเกาะระหว่างดินและวัสดุสูง วัสดุเสริมกำลังเส้นใย (Geotextile) มักใช้เป็นวัสดุเสริมกำลังในโครงการที่ยอมให้มีการยืดตัว วัสดุเสริมกำลังนี้สามารถใช้เป็นวัสดุระบายน้ำ (Drainage/filtration) และวัสดุแบ่งแยกดิน (Separation) ได้ด้วย



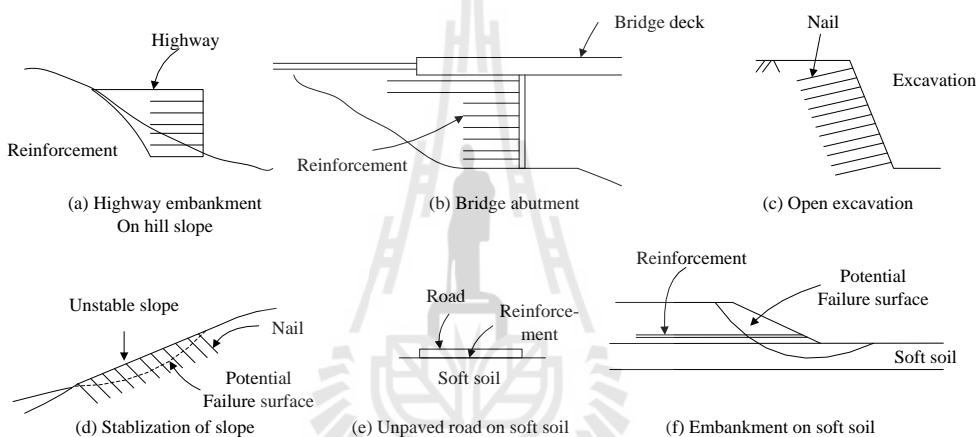
รูปที่ 2.5 ประเภทของวัสดุเสริมกำลัง

วัสดุเสริมกำลังทั้งที่ไม่สามารถยืดได้และที่สามารถยืดได้มักนำมาประยุกต์ใช้กับงานก่อสร้างโครงสร้างกันดิน (Retaining wall) ที่มีความชันสูงหรือตั้งค้ำ ซึ่งใช้กันอย่างแพร่หลายในบริเวณตัวเมืองที่มีพื้นที่ก่อสร้างจำกัด โครงสร้างกันดินเสริมกำลังช่วยลดความกว้างของฐานโครงสร้างดิน (Earth structure) (รูปที่ 2.6a) (เช่น ถนนเชื่อมต่อ (Approach road) และสะพานทางด่วน (Flyovers)) ให้สามารถตั้งในแนวค้ำได้ การก่อสร้างโครงสร้างกันดินประเภทนี้จะประหยัดกว่าการก่อสร้างกำแพงกันดินแบบ Cantilever หรือแบบ Gravity นอกจากนี้ โครงสร้างกันดินเสริมกำลังยังสามารถประยุกต์ใช้กับงานก่อสร้างทางขึ้นสะพาน (Bridge abutment) งานดินถมของทางด่วนบริเวณภูเขา (Hilly region) งานดินขุดในแนวค้ำหรืองานดินขุดที่มีความชันน้อย งานเสริม

เสถียรภาพของไหล่เขา และงานเสริมกำลังของดินถมและถนนบนชันดินอ่อน เป็นต้น ดังแสดงในรูปที่ 2.7



รูปที่ 2.6 การเสริมวัสดุเสริมกำลังเพื่อลดความกว้างของฐานโครงสร้างดิน



รูปที่ 2.7 การประยุกต์ใช้วัสดุเสริมกำลังในงานวิศวกรรม

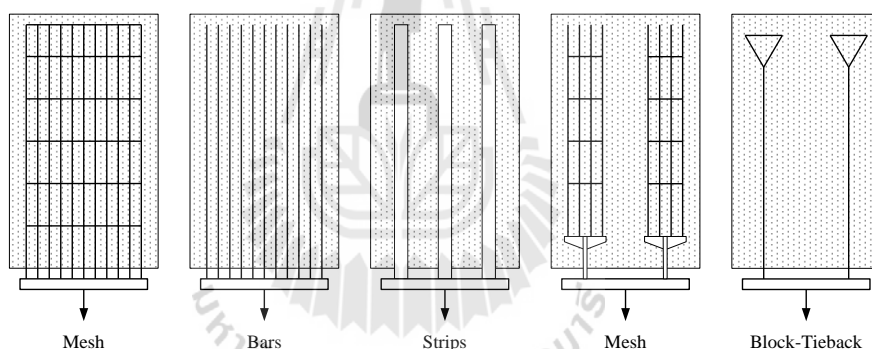
สำหรับวัสดุเสริมกำลังที่ติดตั้งโดยการเสียบในชั้นดินตามธรรมชาติ วัสดุเสริมกำลังประเภทนี้มีลักษณะเป็นเหล็กเส้นหรือท่อนเหล็ก และมีชื่อเรียกว่า Soil nails (รูปที่ 2.5e และ f) โดยปกติมีเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 20 ถึง 70 มิลลิเมตร การติดตั้งกระทำโดยการตอกหรือสับเข้าไปในดินโดยใช้ค้อน หรือโดยการเจาะให้มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 100 ถึง 150 มิลลิเมตร และอุดรูด้วยปูนซีเมนต์

2.2.1 วัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้

วัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้ส่วนใหญ่จะทำจากเหล็ก รูปแบบของวัสดุเสริมกำลังที่ใช้กันในปัจจุบันทั่วโลก ได้แก่ ตะแกรงเหล็ก (Mesh/grid) เหล็กเส้น (Bar) เหล็กแถบ (Strip) และเหล็กแกนร่วมกับบล็อกแบกทาน (Block-tieback) ดังแสดงในรูปที่ 2.8 เหล็กเส้นและ

เหล็กแถบเป็นวัสดุเสริมกำลังประเภทแรกของโลกที่พัฒนาขึ้นสำหรับงานดินเสริมกำลัง เหล็กแถบที่ใช้ในประเทศไทยเป็นเหล็กแถบมีสัน เหล็กเสริมนี้นำเข้าจากประเทศแอฟริกา มีความกว้างประมาณ 40 ถึง 50 มิลลิเมตร ความหนาประมาณ 4.2 มิลลิเมตร และมีกำลังประลัยเท่ากับ 520 เมกกะปาสคาล เหล็กเสริมกำลังประเภทนี้สามารถขนย้ายเข้าสถานที่ก่อสร้างได้ง่ายและติดตั้งเข้ากับ Facing ได้อย่างรวดเร็ว เนื่องจากมีลักษณะเป็นแผ่นบาง

เหล็กเสริมกำลังที่นิยมในประเทศไทยอีกชนิดหนึ่งคือตะแกรงเหล็ก ตะแกรงเหล็กเป็นวัสดุเสริมกำลังที่มีกำลังต้านทานแรงฉุด (Pullout resistance) สูงมาก เนื่องจากเหล็กตามขวางของตะแกรงเหล็กมีความสามารถต้านรับแรงแบกทานสูงมาก แต่อย่างไรก็ตาม เหล็กเสริมกำลังประเภทนี้มีข้อด้อยในด้านการขนส่งและการประกอบเข้ากับ Facing ส่วนเหล็กแกนร่วมกับบล็อกแบกทานยังไม่มีการนำมาประยุกต์ใช้ในประเทศไทย แต่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลายในประเทศมาเลเซีย วัสดุเสริมกำลังประเภทนี้จะใช้บล็อกคอนกรีตเป็นชั้นส่วนเพิ่มกำลังต้านทานแรงฉุด



รูปที่ 2.8 ลักษณะของเหล็กเสริมกำลังที่ใช้กันในปัจจุบัน

นอกจากการประยุกต์ใช้เหล็กแถบมีสันและตะแกรงเหล็กในประเทศไทยแล้ว ผู้เขียน (Horpibulsuk and Niramitkornburee 2010) และบริษัท จีไอฟอรัม จำกัด ซึ่งเป็นผู้บุกเบิกงานกำแพงกันดินเสริมกำลังในประเทศไทย ได้ร่วมกันพัฒนาเหล็กเสริมกำลังประเภทใหม่ ที่มีชื่อเรียกว่า “เหล็กเสริมกำลังแบกทาน (Bearing reinforcement)” ด้วยงบประมาณสนับสนุนจากสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.) สำนักงานส่งเสริมวิสาหกิจขนาดกลางและขนาดย่อม (สสว.) และทุนช่วยเหลือด้านการวิจัยด้านวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี มูลนิธิโทรเพื่อส่งเสริมวิทยาศาสตร์แห่งประเทศไทย เหล็กเสริมกำลังประเภทนี้พัฒนาขึ้นจากการผนวกข้อดีของเหล็กแถบและตะแกรงเหล็กเข้าด้วยกัน (ขนส่งและประกอบเข้ากับ Facing ได้ง่าย และมีกำลังต้านทาน

แรงกดสูง) เหล็กเสริมแบกทานเป็นเหล็กเสริมที่ประกอบด้วยเหล็กตามยาว (Longitudinal member) และเหล็กตามแนวขวาง (Transverse members) ดังแสดงในรูปที่ 2.10 รอยเชื่อมระหว่างเหล็กตามยาวและเหล็กตามขวางถูกออกแบบให้มีกำลังเฉือนไม่น้อยกว่ากำลังครากของเหล็กตามยาว เหล็กตามยาวทำจากเหล็กข้ออ้อยที่มีความเสียดทานระหว่างดินและเหล็กสูง เหล็กตามขวางเป็นเหล็กฉากที่มีความยาวประมาณ 150 ถึง 180 มิลลิเมตร วางห่างกันเป็นระยะประมาณ 500 ถึง 1000 มิลลิเมตร เหล็กตามขวางนี้มีกำลังต้านทานแรงแบกทานสูงมาก ทำให้กำลังต้านทานแรงกดของเหล็กเสริมประเภทนี้มีค่าสูงมาก นอกจากกำลังต้านทานแรงกดที่สูงและการขนย้ายที่ง่ายแล้ว เหล็กเสริมแบกทานยังมีข้อดีอีกประการคือสามารถติดตั้งเข้ากับ Tie point ของ Facing ได้ ง่ายโดยอาศัย Locking bar ดังแสดงในรูปที่ 1.1 ระบบกำแพงกันดินเสริมกำลังนี้เรียกว่า “กำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน”

2.2.2 วัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้

วัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้ส่วนใหญ่จะเป็นวัสดุสังเคราะห์ (Geosynthetics) ที่ทำจากเส้นใยและโพลีเมอร์ ที่มีความต้านทานการเสียดรูปต่ำ หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่าเป็นวัสดุที่มีความต้านทานแรงดึงสูง แต่มีความยืดตัวสูงเมื่อรับแรงดึง วัสดุเสริมกำลังเส้นใย (Geotextile) จะใช้เส้นใย (Fabric) ทำหน้าที่รับแรงร่วมกับดินบดอัด โดยที่เส้นใยยอมให้น้ำซึมผ่านได้ วัสดุเสริมกำลังแบบเส้นใยสามารถแบ่งออกเป็นเส้นใยแบบถัก (Woven fabric) และเส้นใยแบบไม่ถัก (Non-woven fabric) ตัวอย่างของวัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้ (วัสดุเสริมกำลังแบบแผ่น (Sheet reinforcement)) และ (ตะแกรงโพลีเมอร์ ซึ่งมีช่องเปิดประมาณ 50 ถึง 200 มิลลิเมตร)

วัสดุเสริมกำลังเส้นใยเริ่มแรกประยุกต์ใช้ในงานป้องกันการกัดเซาะ (Erosion control) โดยใช้เป็นวัสดุทางเลือกแทนตัวกรองวัสดุเม็ดหยาบ (Granular filter) ดังนั้น ชื่อเดิมของวัสดุเสริมกำลังเส้นใยคือเส้นใยกรอง (Filter fabric) ในช่วงปี ค.ศ. 1950 วัสดุเสริมกำลังเส้นใยเป็นเส้นใยบาง (Monofilament fabrics) ที่ใช้ในงานกรอง (Filter) ด้านหลังกำแพงคอนกรีต ได้ โครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูปเพื่อควบคุมการกัดเซาะ (Precast concrete erosion control block) และได้โครงสร้างหินเพื่อป้องกันการกัดเซาะด้านหน้าเขื่อน (Stone riprap) เป็นต้น

ในช่วงปลายปี ค.ศ. 1960 วิศวกรชาวฝรั่งเศสเริ่มประยุกต์ใช้เส้นใยแบบไม่ถักในงานวิศวกรรมต่างๆ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในงานเสริมกำลังของถนนที่ไม่ปูพื้นทาง (Unpaved roads) งานเสริมกำลังของดินใต้หมอนรองรางรถไฟ (Railway ballast) และงานเสริมกำลังของดินถมและเขื่อน เป็นต้น หน้าที่หลักของวัสดุเสริมกำลังเส้นใยคือการป้องกันการกัดเซาะของดินและการเสริมกำลัง

2.3 วัสดุดินถมในงานโครงสร้างกันดิน

ดินถมเป็นตัวแปรหลักที่มีอิทธิพลอย่างมากต่อกำลังต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมกำลัง และเสถียรภาพของกำแพงกันดินเสริมกำลังทั้งในสถานะแห้งและเปียกน้ำ (Dry and wet states) ดินถมที่ดีต้องเป็นดินเม็ดหยาบที่ไม่ไวต่อการเปลี่ยนแปลงปริมาณความชื้น ซึ่งเปลี่ยนแปลงตามฤดูกาล วัสดุที่จะนำมาใช้เป็นดินถมต้องได้รับการทดสอบและการรับรองจากห้องปฏิบัติการก่อนที่จะนำมาใช้ และต้องมีคุณสมบัติดังนี้

- 2.3.1 จีดจำกัดเหลว ต้องมีค่าไม่เกินร้อยละ 30
- 2.3.2 ดัชนีสภาพพลาสติกต้องมีค่าไม่เกินร้อยละ 6
- 2.3.3 สัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอ (Coefficient of uniformity) ต้องมีค่ามากกว่า 4
- 2.3.4 ความเป็นกรด-ด่าง เมื่อทดสอบตามมาตรฐาน AASHTO T-289 “Determination of soil for use in corrosion testing” ต้องอยู่ระหว่าง 5 ถึง 10 สำหรับดินถมที่ใช้กับเหล็กเสริม และระหว่าง 3 ถึง 10 สำหรับดินถมที่ใช้กับวัสดุสังเคราะห์
- 2.3.5 ปริมาณสารอินทรีย์ เมื่อทดสอบตามมาตรฐาน AASHTO T-267 “Determination of organic content in soils by loss on ignition” ต้องไม่เกินร้อยละ 1.0 โดยมวล
- 2.3.6 มุมเสียดทานภายใน เมื่อทดสอบตามมาตรฐาน AASHTO T-236 “Direct shear test of soils under consolidated drained conditions” สำหรับวัสดุที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 10 ที่บดอัดให้มีความแน่นไม่น้อยกว่าร้อยละ 95 ของความหนาแน่นสูงสุด ตามวิธีการบดอัดแบบสูงกว่ามาตรฐาน ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 32 องศา
- 2.3.7 วัสดุที่นำมาใช้เป็นวัสดุดินถมเสริมกำลังต้องมีขนาดผละ ตามตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2. 1 ขนาดตะแกรงของวัสดุดินถมเสริมกำลัง (มาตรฐานที่ ทล.-ม. 105/2550)

ชนิดวัสดุเสริม กำลัง	ร้อยละที่ผ่านตะแกรงโดยมวล (Percent passing)					
	ขนาดตะแกรง					
กำลัง	37 มม. (1 ½ นิ้ว)	18.75 มม. (3/4 นิ้ว)	4.75 มม. (เบอร์ 4)	0.425 มม. (เบอร์ 40)	0.150 มม. (เบอร์ 100)	0.075 มม. (เบอร์ 200)
วัสดุเสริมกำลังที่ ไม่สามารถยึดได้	100	-	30-100	15-100	5-65	0-15
วัสดุเสริมกำลังที่ สามารถยึดได้	-	100	30-100	15-100	5-65	0-15

2.3.8 กรณีนำเหล็กมาใช้ในการเสริมกำลังหรือมีการวางท่อเหล็กในดินถมเสริมกำลัง วัสดุดินถมเสริมกำลังต้องมีคุณสมบัติไฟฟ้าเคมีดังนี้

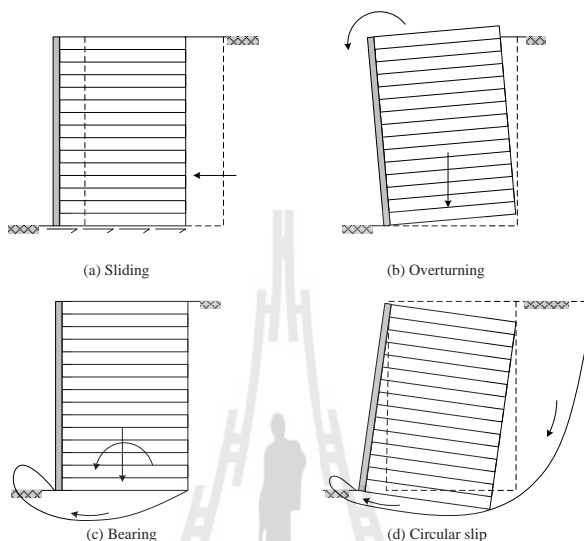
- ความต้านทานกระแสไฟฟ้า เมื่อทดสอบตามมาตรฐาน AASHTO T-288 “Standard method for determining minimum laboratory soil resistivity” มีค่าไม่น้อยกว่า $3000\Omega\text{cm}$
- ปริมาณซัลเฟต เมื่อทดสอบตามมาตรฐาน ASSHTO T-290 “Standard method for determining water-soluble sulfate ion content in soil” มีค่าไม่เกิน 200 ppm
- ปริมาณคลอไรด์ เมื่อทดสอบตามมาตรฐาน ASSHTO T-291 “Standard method for determining water-soluble chloride ion content in soil” มีค่าไม่เกิน 100 ppm

หมายเหตุ ถ้าดินถมมีค่าความต้านทานกระแสไฟฟ้ามากกว่าหรือเท่ากับ $5000\Omega\text{cm}$ ไม่จำเป็นต้องทำการทดสอบหาปริมาณซัลเฟตและคลอไรด์

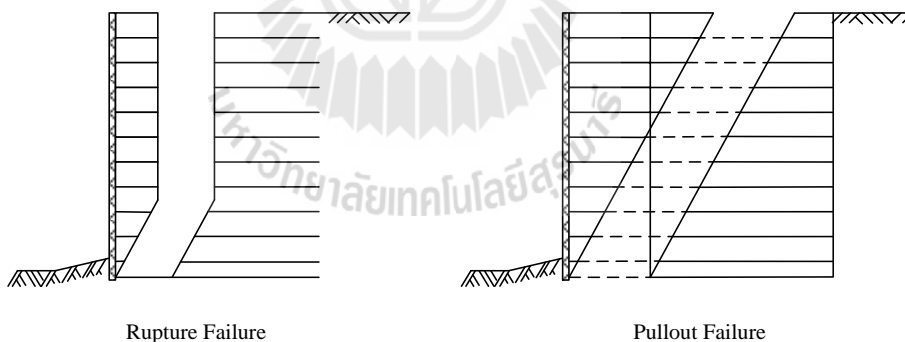
2.4 วิธีการออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลังในสถานะสถิต

มาตรฐานการออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลัง (Mechanically stabilized earth wall) จะเกี่ยวข้องกับการตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกและภายใน (Lee et al., 1973; Anderson et al., 1985; และ Mitchell and Villet, 1987) การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกสามารถทำได้เช่นเดียวกับวิธีดั้งเดิม (Conventional method) โดยสมมติว่ากำแพงกันดินเสริมกำลังเป็นโครงสร้างกึ่งแข็งเกร็ง

(Semi-rigid structure) ดังแสดงในรูปที่ 2. 9 ซึ่งประกอบด้วยการตรวจสอบการพลิกคว่ำ การเลื่อนไถล กำลั้งรับแรงแบกทานและเสถียรภาพลาดดิน นอกจากนี้เสถียรภาพภายนอกแล้วกำแพงกันดินเสริมกำลั้งต้องมีเสถียรภาพภายใน กล่าวคือวัสดุเสริมกำลั้งต้องมีกำลั้งต้านทานการฉีกขาด (Rupture resistance) และกำลั้งต้านทานแรงฉุด (Pullout resistance) เพียงพอ (รูปที่ 2.10)



รูปที่ 2.9เสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดินเสริมกำลั้ง

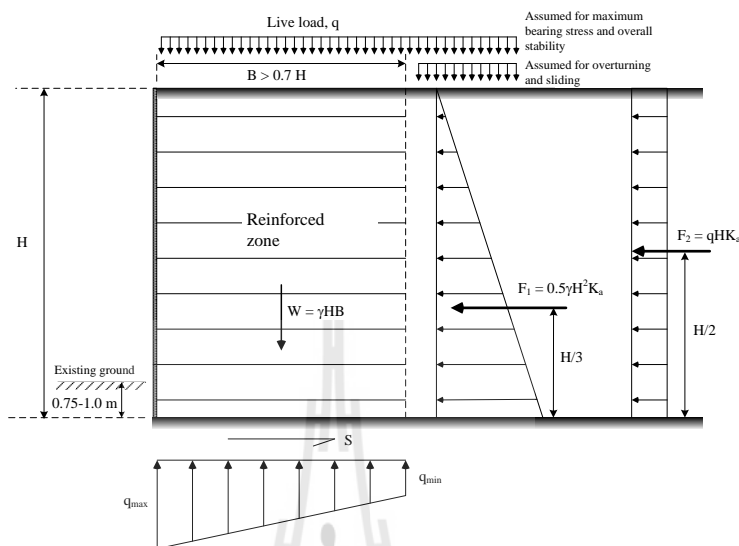


รูปที่ 2.10เสถียรภาพภายในของกำแพงกันดินเสริมกำลั้ง

2.4.1 การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอก

วิธีการออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลั้งด้านการวิบัติภายนอกโดยทั่วไป คือการสมมติขนาดและรูปร่างของกำแพงกันดินและตรวจสอบเสถียรภาพภายนอก ถ้าพบว่าเสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดินมีค่าต่ำหรือไม่เพียงพอ ก็เปลี่ยนแปลงขนาดและรูปร่างใหม่ และตรวจสอบอีกครั้ง ขั้นตอนนี้จะถูกทำซ้ำๆ จนกระทั่งพบว่ากำแพงกันดินที่ออกแบบมีเสถียรภาพ

เพียงพอต่อการใช้งาน ความยาวของเหล็กเสริมกำลังควรมีค่าไม่น้อยกว่า 0.7 เท่าของความสูงของกำแพงกันดิน



รูปที่ 2.11 แรงที่กระทำต่อกำแพงกันดินเสริมกำลังในสถานะสถิต

กำแพงกันดินจะมีเสถียรภาพภายนอก ก็ต่อเมื่อกำแพงกันดินไม่มีการเคลื่อนตัวในสามทิศทาง อันได้แก่ ในแนวนอน (การลื่นไถล) ในแนวตั้ง (การทรุดตัวที่มากเกินไป และการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดินฐานราก) และการพลิกคว่ำ การออกแบบจะเป็นการตรวจสอบเสถียรภาพของการเคลื่อนตัวในสามทิศทางนี้ เพื่อให้ได้อัตราส่วนปลอดภัยที่เหมาะสม การตรวจสอบการเคลื่อนตัวในแนวนอนและการพลิกคว่ำอาศัยหลักความสถิต (Law of statics) ส่วนการตรวจสอบการเคลื่อนตัวในแนวตั้งอาศัยทฤษฎีกำลังรับแรงแบกทานของดิน (Bearing capacity theory) ในการตรวจสอบเสถียรภาพภายนอก (รูปที่ 2.11) ผู้ออกแบบต้องพิจารณาน้ำหนักบรรทุกจรในสองกรณี คือ 1) น้ำหนักบรรทุกจรเกิดขึ้นทั้งในโซนเสริมกำลัง (Reinforced zone) และในโซนไม่เสริมกำลัง (Unreinforced zone) และ 2) น้ำหนักบรรทุกจรเกิดขึ้นเฉพาะในโซนไม่เสริมกำลัง น้ำหนักบรรทุกจรในโซนเสริมกำลังจะช่วยเพิ่มเสถียรภาพด้านการลื่นไถลและการพลิกคว่ำ แต่จะลดเสถียรภาพด้านการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดินฐานราก ดังนั้น น้ำหนักบรรทุกจรในกรณีที่ 2) จะใช้ในการตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัยด้านการลื่นไถลและด้านการพลิกคว่ำ ส่วนน้ำหนักบรรทุกจรในกรณีที่ 1) จะใช้ในการตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทาน น้ำหนักบรรทุกจร (Live load, q) ที่นิยมใช้กันในการออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลังสำหรับงานทางหลวงควรมีค่าไม่น้อยกว่า 20 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร AASHTO's Standard

Specifications Highway Bridge Section 5.8 แนะนำว่ากำแพงกันดินเสริมกำลังต้องมีค่าอัตราส่วนปลอดภัยด้านการลื่นไถล การพลิกคว่ำ และการวิบัติเนื่องจากแรงเบกทานไม่น้อยกว่า 1.5, 2.0 และ 2.5 ตามลำดับ เมื่ออยู่ในสภาวะสถิต

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการลื่นไถล คืออัตราส่วนระหว่างแรงต้านทานการลื่นไถล (Sliding resistance force, P_h) ต่อแรงที่ทำให้เกิดการลื่นไถล (Sliding force) แรงต้านทานการลื่นไถล (S) เท่ากับผลคูณของน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง (W) กับสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน (Coefficient of friction) ระหว่างฐานของกำแพงกันดินและดินด้านใต้ฐาน สำหรับดินเม็ดหยาบ และเท่ากับผลคูณของกำลังต้านทานแรงเฉือน (S_u) กับความกว้างของกำแพงกันดิน (B) สำหรับดินเม็ดละเอียด ส่วนแรงที่ทำให้เกิดการลื่นไถลจะเป็นแรงในแนวนอนเนื่องจากแรงดันด้านข้างของดินถม (Backfill) และน้ำหนักบรรทุกจร (Live load) สำหรับการพิจารณาน้ำหนักบรรทุกจรในกรณี 2) แรงต้านทานการลื่นไถลและแรงที่กระทำให้เกิดการลื่นไถลสามารถหาได้จาก

$$S = W \tan \phi \quad \text{สำหรับฐานรากที่เป็นดินเม็ดหยาบ} \quad (2.1)$$

$$S = S_u B \quad \text{สำหรับฐานรากที่เป็นดินเม็ดละเอียด} \quad (2.2)$$

$$P_h = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a + qHK_a \quad (2.3)$$

เมื่อ K_a คือสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างที่สภาวะ Active และ H คือความสูงของกำแพงกันดิน อัตราส่วนปลอดภัยด้านการพลิกคว่ำ หาได้จากอัตราส่วนระหว่างโมเมนต์ต้านทานการพลิกคว่ำ (Total righting moment, M_r) ต่อโมเมนต์ที่ก่อให้เกิดการพลิกคว่ำ (Total overturning moment, M_o) ที่สภาวะสมดุลและการพลิกคว่ำเริ่มเกิดพอดี แรงปฏิกริยาระหว่างดินและกำแพงกันดินจะอยู่ที่จุด Toe พอดี พิจารณาสมดุลการหมุนรอบจุด Toe (อ้างอิงรูปที่ 2.14) และพิจารณาน้ำหนักบรรทุกจรในกรณีที่ 2) โมเมนต์ที่ก่อให้เกิดการพลิกคว่ำ และโมเมนต์ต้านทานการพลิกคว่ำสามารถคำนวณได้จาก

$$M_o = \left(F_1 \times \frac{H}{3} \right) + \left(F_2 \times \frac{H}{2} \right) \quad (2.4)$$

$$M_r = W \times \frac{B}{2} \quad (2.5)$$

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติเนื่องจากแรงเบกทานของดิน หาได้จากอัตราส่วนระหว่างกำลังรับแรงเบกทานประลัย (Ultimate bearing capacity) ต่อความดันเฉลี่ยที่กระทำต่อฐานของกำแพงกันดิน (Average contact pressure) แรงในแนวนอนอันเนื่องจากแรงดันดินด้านข้างมักก่อให้เกิดโมเมนต์ในฐานรากของกำแพงกันดิน ซึ่งอาจส่งผลให้การกระจายความเค้นใต้ฐานรากไม่สม่ำเสมอ ดังแสดงในรูปที่ 2.12 ในกรณีที่ระยะเยื้องศูนย์กลาง (e) มีค่าเท่ากับศูนย์ ความเค้นใต้ฐานรากจะกระจายสม่ำเสมอ (รูปที่ 2.12a) ความเค้นที่กระจายใต้ฐานรากจะมีความแตกต่างกันเมื่อระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่ามากกว่าศูนย์ และจะก่อให้เกิดความเค้นมากที่สุด (q_{max}) และน้อยที่สุด (q_{min}) ความเค้นที่น้อยที่สุดจะมีค่าเป็นศูนย์ เมื่อระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่าเท่ากับหนึ่งในหกของความกว้างฐานราก ($B/6$) (รูปที่ 2.12b) วิศวกรผู้ออกแบบไม่ควรออกแบบให้ระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่ามากกว่าหนึ่งในหกของความกว้างฐานราก เนื่องจากจะเกิดการทรุดตัวอย่างมากในด้านที่เกิดความเค้นมากที่สุด (รูปที่ 2.12c) ดังนั้น ถ้าพบว่าระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่ามากเกินไป ($e > B/6$) ควรขยายขนาดของฐานรากโดยการเพิ่มความยาวของวัสดุเสริมกำลัง

ระยะเยื้องศูนย์กลางและความดันดินใต้ฐานราก (รูปที่ 2.12) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (2.6) ถึง (2.9) ผู้ออกแบบควรตรวจสอบการเสถียรภาพด้านการวิบัติของดินฐานรากและระยะเยื้องศูนย์กลางก่อนการตรวจสอบเสถียรภาพด้านอื่น เนื่องจากเสถียรภาพด้านนี้มักจะเป็นกรณีวิกฤติที่สุด

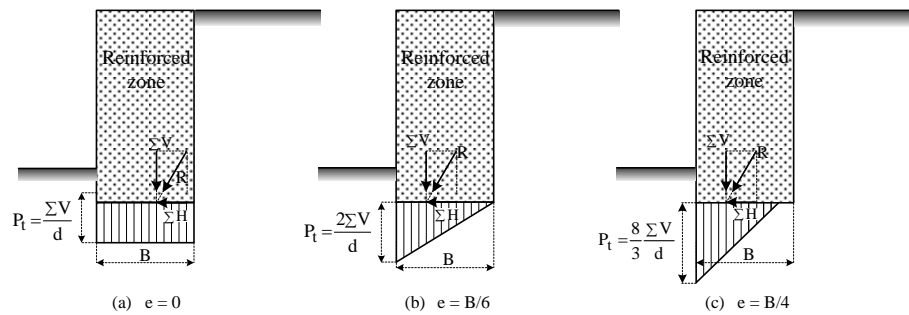
$$e = \frac{B}{2} - \left(\frac{M_r - M_o}{\sum V} \right) < \frac{B}{6} \quad (2.6)$$

$$q_{max} = \left(\frac{\sum V}{B} \right) \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (2.7)$$

$$q_{min} = \left(\frac{\sum V}{B} \right) \left(1 - \frac{6e}{B} \right) > 0 \quad (2.8)$$

$$q_{av} = \frac{\sum V}{(B - 2e)} < q_{all} \quad (2.9)$$

เมื่อ $\sum V$ คือน้ำหนักกดทับในแนวตั้ง ซึ่งเท่ากับ W สำหรับการพิจารณาน้ำหนักบรรทุกจรกรณี 2) และเท่ากับ $W + qB$ สำหรับการพิจารณาน้ำหนักบรรทุกจรกรณี 1) และ M_r มีค่าเท่ากับ $W \times \frac{B}{2}$ สำหรับการพิจารณาน้ำหนักบรรทุกจรกรณี 2) และเท่ากับ $\left(W \times \frac{B}{2} \right) + \left(q \times \frac{B^2}{2} \right)$ สำหรับการพิจารณาน้ำหนักบรรทุกจรกรณี 1)



รูปที่ 2.12 ลักษณะการกระจายความเค้นในดินใต้ฐานราก

2.4.2 การตรวจสอบเสถียรภาพภายใน

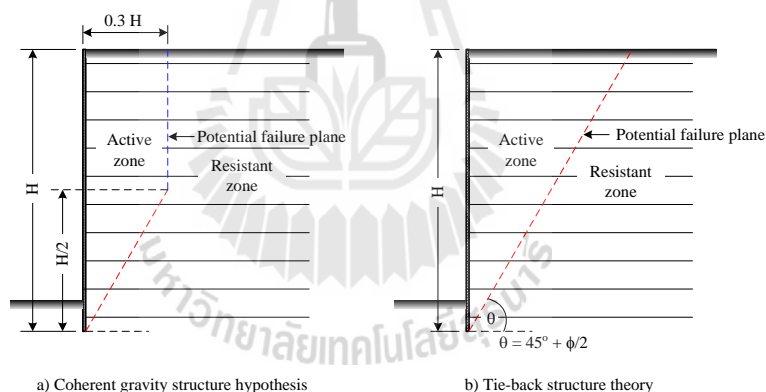
เสถียรภาพภายในของกำแพงกันดินเสริมกำลังประกอบด้วยเสถียรภาพด้านการรื้อขาดของวัสดุเสริมกำลัง (Rupture resistance) และเสถียรภาพด้านการฉุดวัสดุเสริมกำลังออกจากดินถม (Pullout resistance) อัตราส่วนปลอดภัยด้านการรื้อขาด คืออัตราส่วนระหว่างกำลังต้านทานแรงรื้อขาดของวัสดุเสริมกำลังต่อแรงดึงที่เกิดขึ้นในวัสดุเสริมกำลัง อัตราส่วนปลอดภัยด้านการฉุดเนื่องจากการฉุดออก คืออัตราส่วนระหว่างกำลังต้านทานแรงฉุดของวัสดุเสริมกำลังในโซนต้านทานการเคลื่อนตัว (หลังระนาบวิบัติ) ต่อแรงฉุดสูงสุดที่กระทำให้วัสดุเสริมกำลังเคลื่อนออกจากดินถม

กำแพงกันดินเสริมกำลังต้องมีอัตราส่วนปลอดภัยด้านการรื้อขาดไม่น้อยกว่า 2.0 และอัตราส่วนปลอดภัยด้านการฉุดเนื่องจากการฉุดออกไม่น้อยกว่า 1.5 ในสถานะสถิต (AASHTO, 2002) หัวข้อต่อไปนี้จะกล่าวถึงวิธีการประมาณตำแหน่งของแรงดึงสูงสุด (ระนาบวิบัติ) แรงดึงสูงสุดและแรงฉุดสูงสุดที่เกิดขึ้นในวัสดุเสริมกำลัง กำลังต้านทานแรงรื้อขาด และกำลังต้านทานแรงฉุด ซึ่งแปรผันตามชนิดของวัสดุเสริมกำลัง (วัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้ และวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้) เพื่อใช้ในการตรวจสอบเสถียรภาพภายใน AASHTO(2002) แนะนำว่าความยาวของวัสดุเสริมกำลังในโซนต้านทานการเคลื่อนตัว (Resistant zone) สำหรับทั้งวัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้และที่ไม่สามารถยึดได้ควรมีค่าไม่น้อยกว่า 900 มิลลิเมตร และความยาวของวัสดุเสริมกำลังทั้งหมดไม่ควรน้อยกว่า 2.4 เมตร

2.4.2.1 ตำแหน่งของแรงดึงสูงสุดและระนาบวิบัติในดินเสริมกำลัง

มวลดินเสริมกำลังถูกแบ่งออกเป็นสองโซน ได้แก่ โซนเคลื่อนตัว (Active zone) และโซนต้านทานการเคลื่อนตัว (Resistant zone) มวลดินในโซนเคลื่อนตัวพยายามเคลื่อนตัวออกจากกำแพงกันดิน แต่จะถูกต้านด้วยกำลังต้านทานแรงฉุดที่เกิดขึ้นตลอดแนวของ

วัสดุเสริมกำลัง ดังนั้น แรงจุดที่เกิดขึ้นในวัสดุเสริมกำลังจะมีทิศทางพุ่งเข้าสู่ Facing ในขณะที่แรงต้านทานการรูดออกของวัสดุเสริมกำลังในโซนด้านการเคลื่อนตัว (Resistant zone) จะมีทิศทางพุ่งออกจาก Facing แรงดึงสูงสุดที่เกิดขึ้นในวัสดุเสริมกำลังจะเกิดขึ้นที่จุดเปลี่ยนโซนจากโซนเคลื่อนตัว (Active zone) เป็นโซนด้านการเคลื่อนตัว (Resistant zone) จุดเชื่อมต่อระหว่างแรงดึงสูงสุดในวัสดุเสริมกำลังนี้จะเป็นระนาบวิบัติของกำแพงกันดินเสริมกำลังด้วย ระนาบวิบัตินี้จะมีความแตกต่างกันตามแต่สตีเฟนของวัสดุเสริมกำลัง รูปที่ 2.13 แสดงระนาบวิบัติที่ได้จาก Coherent gravity structure hypothesis และ Tie-back theory Anderson et al. (1987) แสดงให้เห็นว่าระนาบการวิบัติของกำแพงกันดินที่เสริมกำลังด้วยวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้สามารถประมาณได้จาก Coherent gravity structure hypothesis ขณะที่ Juran and Christopher (1989) กล่าวว่าระนาบวิบัติของกำแพงกันดินที่เสริมกำลังด้วยวัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้สามารถประมาณได้จาก Tie-back theory ซึ่งมีลักษณะเป็นแนวเส้นตรงทำมุม $45^\circ + \phi/2$ องศาเมื่อ ϕ คือมุมเสียดทานภายในของดินถมในโซนเสริมกำลัง



รูปที่ 2.13 ระนาบการวิบัติในดินเสริมกำลัง

2.4.2.2 แรงดึงสูงสุดในวัสดุเสริมกำลัง

ในกรณีที่กำลังต้านทานแรงจุดในโซนด้านการเคลื่อนตัวมีค่าสูงมากพอ (วัสดุเสริมกำลังอยู่ในสภาวะสมดุล) แรงจุดที่เกิดขึ้นจะเท่ากับแรงดึงที่เกิดขึ้นในวัสดุเสริมกำลัง ซึ่งจะสมดุลกับความดันดินด้านข้างที่เกิดขึ้นในโซนเสริมกำลัง (Reinforced zone) ความดันดินด้านข้างที่กระทำต่อวัสดุเสริมกำลังในแต่ละชั้นจะเท่ากับความเค้นในแนวตั้งคูณด้วยสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง (สภาวะอยู่นิ่งหรือ Active) ซึ่งจะแปรผันตามสตีเฟนของวัสดุเสริมกำลัง

สำหรับวัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้ การเคลื่อนตัวด้านข้างจะเกิดขึ้นอย่างมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งที่บริเวณด้านบนของกำแพงกันดิน ส่งผลให้ความดันดินด้านข้างในวัสดุเสริมกำลังทุกชั้นอยู่ในสถานะ Active ดังนั้น แรงดึงและแรงกดสูงสุดที่เกิดขึ้นในวัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้จะเท่ากับ

$$T = K_a \sigma_v S_h S_v \quad (2.10)$$

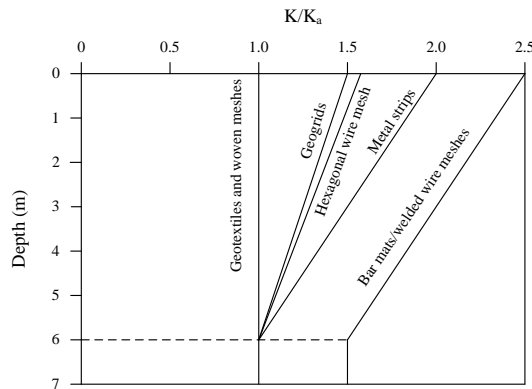
เมื่อ K_a คือสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างในสถานะ Active ซึ่งเท่ากับ $\tan^2(45^\circ - \phi/2)$ และ S_h และ S_v คือระยะห่างระหว่างวัสดุเสริมกำลังในแนวนอนและแนวตั้ง ตามลำดับ

สำหรับวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้ ความดันดินด้านข้างมีแนวโน้มจะอยู่ในสถานะอยู่นิ่ง (At rest) ที่ส่วนบนของกำแพงกันดิน และมีค่าลดลงตามความลึกดังนั้น แรงดึงและแรงกดสูงสุดที่เกิดขึ้นในวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้จะเท่ากับ

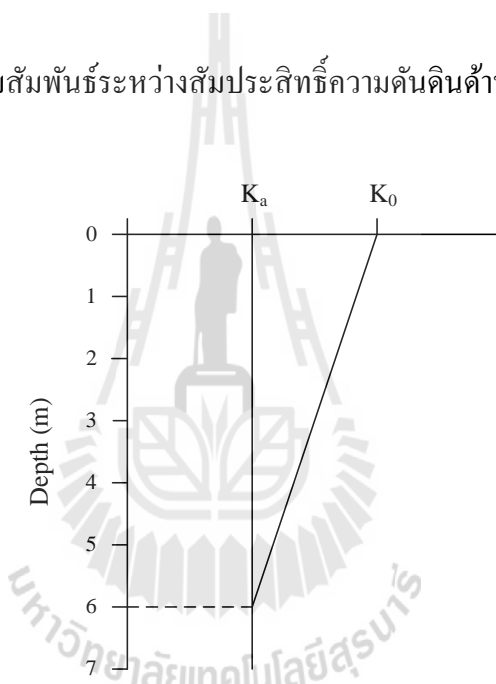
$$T = K \sigma_v S_h S_v \quad (2.11)$$

เมื่อ K คือสัมประสิทธิ์ความดันดินซึ่งแปรผันตามความลึกและประเภทของวัสดุเสริมกำลัง

Christopher et al. (1990) เสนอความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึกสำหรับเหล็กเสริมกำลังชนิดต่างๆ (รูปที่ 2.14) จะเห็นได้ว่าที่ระดับความลึก 6.0 เมตร วัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้ทุกชนิดจะมีสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างเท่ากับ K_a ยกเว้นตะแกรงเหล็กซึ่งจะมีค่าประมาณ 1.5 เท่าของ K_a AASHTO(1996) แนะนำให้ใช้ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึกดังแสดงในรูปที่ 2.15 ในการตรวจสอบเสถียรภาพภายในสำหรับเหล็กเสริมกำลังทุกชนิดโดยกำหนดให้ใช้ค่า $K = K_0$ ที่ระดับผิวดิน เมื่อ $K_0 = 1 - \sin \phi$ และ $K = K_a$ ที่ระดับความลึกมากกว่า 6.0 เมตร ความเปลี่ยนแปลงของ K ในช่วง 6 เมตร ให้สมมติเป็นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรง



รูปที่ 2.14 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึก



รูปที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึก (AASHTO, 1996)

2.4.2.3 กำลังต้านทานการนิกขาดของวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้

อัตราส่วนปลอดภัยต้านทานการนิกขาดควรมีค่าไม่น้อยกว่า 2.0 ตลอดอายุการใช้งาน (ไม่น้อยกว่า 75 ปี) กำลังต้านทานการนิกขาดของวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้สามารถประมาณได้เท่ากับความเค้นครากของวัสดุคูณด้วยพื้นที่หน้าตัดของวัสดุเสริมกำลัง ดังนั้นพื้นที่หน้าตัดจึงเป็นตัวแปรหลักที่ควบคุมเสถียรภาพต้านทานการนิกขาด พื้นที่หน้าตัดนี้จะลดลงตามการกัดกร่อนของวัสดุเสริมกำลังเนื่องจากสนิม หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่า เสถียรภาพการต้านทานการนิกขาดจะมีค่าลดลงตามเวลา ในทางปฏิบัติ เพื่อให้กำแพงกันดินมีเสถียรภาพไม่เปลี่ยนแปลงหรือเปลี่ยนแปลงน้อยกับเวลา การป้องกันการกัดกร่อนของวัสดุเสริมกำลังที่ไม่

สามารถยึดได้ทำได้ด้วยการเคลือบด้วยสังกะสี (Galvanized) สังกะสีควรมีความหนาตามมาตรฐาน ASTM A123 ดังแสดงในตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2. ความหนาของสังกะสีเคลือบ ตามมาตรฐาน ASTM A123

วัสดุ	ความหนาของสังกะสีเคลือบ (ไมโครเมตร)	สำหรับความหนาของเหล็ก(มิลลิเมตร)				
		<1.6	1.6 – <3.2	3.2 – 4.8	>4.8 – 6.4	>6.4
วัสดุ โครงสร้าง (Structural shapes)		45	65	85	85	100
เหล็กแถบ (Strip)		45	65	85	85	100
ท่อ (Pipe)		-	-	75	85	75
ลวด (Wire)		45	45	65	65	85

AASHTO (2002) กล่าวว่าเหล็กเสริมกำลังควรเคลือบสังกะสีให้มีความหนาพอ เพื่อให้มีอายุการใช้งาน 75 ถึง 100 ปี โดยแนะนำให้ใช้อัตราการกัดกร่อน (Corrosion rate) ในการคำนวณหาหน้าตัดเหล็กเคลือบสังกะสีที่อายุการใช้งานใดๆ ดังนี้

- อัตราการกัดกร่อนเท่ากับ 0.015 มิลลิเมตรต่อปี สำหรับช่วงอายุการใช้งาน 2 ปีแรก
- อัตราการกัดกร่อนเท่ากับ 0.004 มิลลิเมตรต่อปี สำหรับช่วงอายุการใช้งานหลังจาก 2 ปี
- อัตราการกัดกร่อนของเหล็ก (หลังจากสังกะสีถูกกัดกร่อนหมด) เท่ากับ 0.012 มิลลิเมตรต่อปี

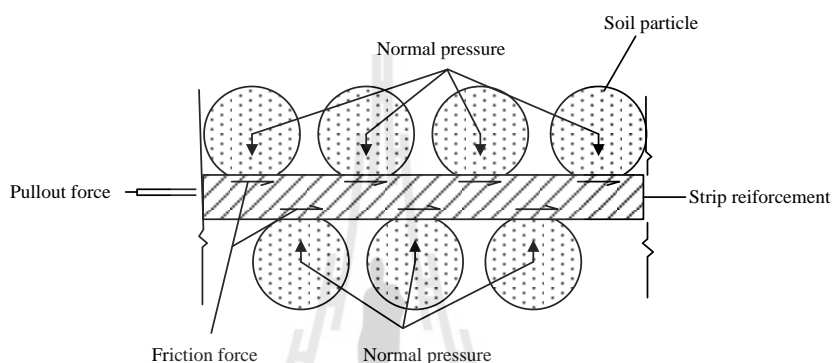
2.4.2.4 กำลังต้านทานแรงฉุดของวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้

2.4.2.4.1 เหล็กแถบ เหล็กแผ่น เหล็กเส้น และเหล็กแถบมีสัน

สำหรับเหล็กแถบ (Strip) เหล็กแผ่น (Sheet) เหล็กเส้น (Bar) และเหล็กแถบมีสัน (Rib) ปฏิกริยาร่วมระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลังเป็นแรงเสียดทานระหว่างดินและผิวสัมผัสของเหล็กเสริมกำลัง ดังแสดงในรูปที่ 2.16 ดังนั้น กำลังต้านทานแรงฉุดเสียดทาน (P_f) สามารถประมาณได้จาก

$$P_f = (c_a + \sigma_v \tan \delta) A_s \quad (2.12)$$

เมื่อ c_u คือหน่วยแรงยึดเกาะ (Adhesion) คือมุมเสียดทานภายในระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลัง σ_v คือความเค้นกดทับในแนวดิ่ง และ A_s คือพื้นที่ผิวของเหล็กเสริมกำลังซึ่งมีค่าเท่ากับ $2bL_u$ สำหรับเหล็กแผ่น (b และ L_u คือความกว้างและความยาวประสิทธิภาพของเหล็กเสริมกำลัง ตามลำดับ) และเท่ากับ πdL_u สำหรับเหล็กเส้นกลม (d คือเส้นผ่านศูนย์กลาง) ความยาวประสิทธิภาพ (L_u) ของเหล็กเสริมกำลังคือความยาวของเหล็กเสริมกำลังที่อยู่โซนต้านทานการเคลื่อนที่ (Resistant zone)



รูปที่ 2.16 พฤติกรรมการต้านทานแรงจุดของเหล็กแผ่น (Gulhati and Datta, 2005)

2.4.2.4.2 ตะแกรงเหล็ก

ตะแกรงเหล็ก (Grid steel reinforcing system) เป็นเหล็กเสริมกำลังที่ประกอบด้วยเหล็กตามยาว (Longitudinal bars) และเหล็กตามขวาง (Transverse bars) กลไกต้านแรงจุดมีความแตกต่างจากเหล็กแถบและเหล็กแผ่น เมื่อช่องเปิดมีขนาดเล็ก ตะแกรงเหล็กจะแสดงพฤติกรรมเหมือนเหล็กแผ่น (Sheet) แต่เมื่อช่องเปิดมีขนาดใหญ่ เหล็กตามขวาง (Transverse bars) จะช่วยเพิ่มแรงแบกทาน (Bearing resistance) Chang et al. (1977) กล่าวว่าตะแกรงเหล็ก (Steel grid) ให้กำลังต้านทานแรงจุดสูงกว่าเหล็กแถบ (Steel strip) ประมาณ 5 ถึง 6 เท่า เมื่อพิจารณาพื้นที่หน้าตัดที่เท่ากัน โดยประมาณร้อยละ 85 ถึง 90 ของกำลังต้านทานแรงจุดเกิดจากแรงต้านทาน Passive ด้านหน้าเหล็กตามขวาง (Transverse bars)

Bergado et al. (1996a) กล่าวว่ากำลังต้านทานแรงจุดทั้งหมด (P_p) เป็นผลรวมของกำลังต้านทานแรงจุดเสียดทานของเหล็กตามยาว (P_p) และกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กตามขวาง (P_p)

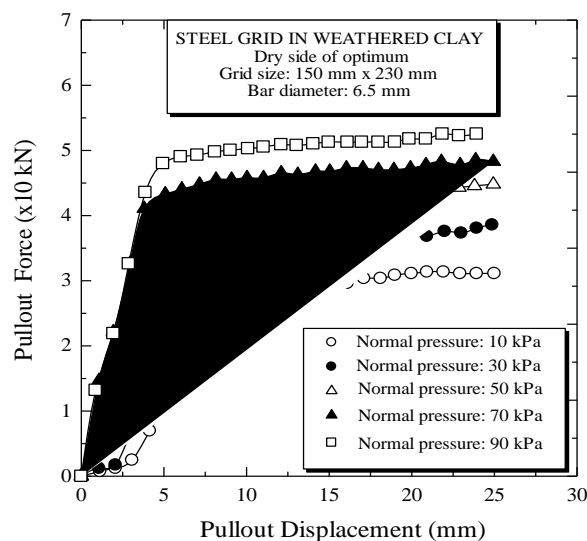
$$P_t = P_f + P_b \quad (2.13)$$

รูปที่ 2.17 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดและการเคลื่อนตัวของตะแกรงเหล็กในดินเหนียวบดอัดทางด้านหนึ่งของปริมาณความชื้นเหมาะสมที่ทดสอบในห้องปฏิบัติการ จากผลทดสอบพบว่า แรงจุดจะมีค่าสูงสุดเมื่อตะแกรงเหล็กเคลื่อนตัวประมาณ 20 มิลลิเมตร แรงจุดจะเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วงการเคลื่อนตัวประมาณ 5 มิลลิเมตร ซึ่งเป็นผลมาจากการพัฒนาแรงเสียดทานของเหล็กตามยาว (Longitudinal bar) ที่เกิดขึ้นได้อย่างเต็มที่ในช่วงการเคลื่อนตัวเพียงเล็กน้อย นอกจากนี้ยังพบว่าแรงจุดมีค่าเพิ่มขึ้นตามความเค้นในแนวตั้งหรือความสูงของดินถมด้านหลังกำแพง

กำลังต้านทานแรงจุดเสียดทานของเหล็กตามยาวสามารถคำนวณได้ด้วยสมการที่ (2.12) ส่วนกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กตามขวางสามารถคำนวณได้โดยพิจารณาว่าเหล็กตามขวางทำหน้าที่เสมือนฐานรากที่ถูกดึงผ่านดิน กำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กตามขวางจำนวน n ตัว สามารถประมาณได้จากกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กตามขวางหนึ่งตัว

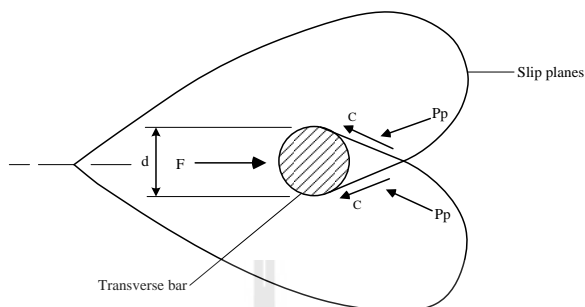
$$P_b = nRP_{b1} \quad (2.14)$$

เมื่อ P_{b1} คือกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กตามขวางหนึ่งตัว และ R คือแฟกเตอร์ปรับระหว่างเหล็กตามขวาง ซึ่งแปรผันตามขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กตามขวางและระยะห่างระหว่างเหล็กตามแนวขวาง R จะมีค่าไม่เกิน 1.0



รูปที่ 2.17 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนตัวของตะแกรงเหล็ก

(Bergado et al., 1996b)



รูปที่ 2.18 การวิบัติแบบเฉือนทั่วไป (Peterson and Anderson, 1980)

กลไกด้านทานการวิบัติเนื่องจากแรงเบกทานของดินด้านหน้าเหล็กตามแนวขวางหนึ่งตัว ($n = 1$) ที่มีการพัฒนาขึ้นจนถึงปัจจุบันมีด้วยกันสามกลไก กลไกแรกคือ การวิบัติแบบเฉือนทั่วไป (Peterson and Anderson, 1980) ซึ่งระนาบการวิบัติจะเกิดได้อย่างเต็มที่ (รูปที่ 2.18) กลไกการวิบัตินี้สมมติให้มีลักษณะเช่นเดียวกับกลไกการวิบัติของฐานรากตื้น และสมการทำนายกำลังด้านทานแรงเบกทานเป็นสมการเดียวกับสมการของ Prandtl (1921) โดยกำหนดให้ความดันดินด้านข้างมีค่าเท่ากับความเค้นในแนวตั้ง แรงเฉือนเบกทานของเหล็กตามขวางหนึ่งเส้น (P_{b1}) ประมาณได้จาก

$$P_{b1} / wD = cN_c + \sigma_v N_q \quad (2.15)$$

เมื่อ w , D คือความยาวและเส้นผ่านศูนย์กลางกลางของเหล็กตามขวาง ตามลำดับ c คือหน่วยแรงเหนี่ยวนำของดิน σ_v คือความเค้นในแนวตั้ง และ

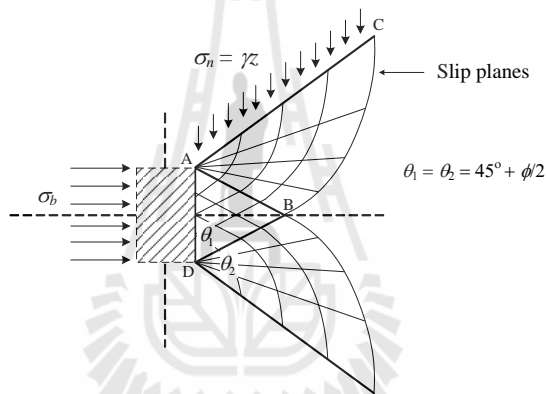
$$N_q = \exp[\pi \tan \phi] \tan^2 (45 + \phi / 2) \quad (2.16)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (2.17)$$

กลไกการวิบัติที่สองคือ การวิบัติแบบเฉือนทะลุ (Jewell et al., 1984) (รูปที่ 2.19) กลไกการวิบัตินี้สมมติให้ความเค้นที่กระทำบนระนาบวิบัติ AC เท่ากับความเค้นในแนวดิ่ง ซึ่งมีผลให้ความเค้นที่กระทำตั้งฉากกับระนาบวิบัติ AC มีค่าเท่ากับ $\sigma_v \cos \phi$ และสมมติว่ามุมของระนาบวิบัติมีค่าเท่ากับ $\theta_2 = (45 + \phi/2)$ จากสมมติฐานดังกล่าวข้างต้น จะได้สมการทำนายกำลังต้านทานแรงเฉือนเช่นเดียวกับสมการที่ (2.15) แต่ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานมีค่าแตกต่างกันดังนี้

$$N_q = \exp[(\pi/2 + \phi) \tan \phi] \tan^2 (45 + \phi/2) \quad (2.18)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (2.19)$$



รูปที่ 2.19 กลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุ (Jewell et al., 1984)

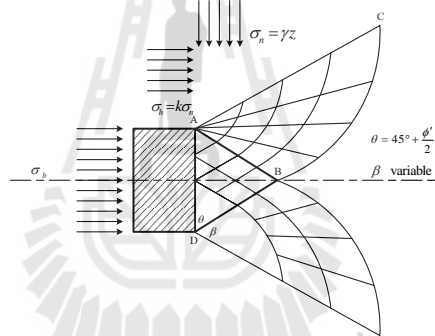
สมการทำนายกำลังต้านทานแรงเฉือนแบกทานโดยกลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุไปและแบบเฉือนทะลุให้ผลคำตอบขอบเขตบน (Upper boundary) และขอบเขตล่าง (Lower boundary) ตามลำดับ (Palmeira and Milligan, 1989; Jewell, 1990; และ Shivashankar, 1991) Ospina (1988) กล่าวว่า การวิบัติของทรายแห้งภายใต้ความเค้นรอบข้างต่ำจะมีลักษณะใกล้เคียงกับกลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุ ในขณะที่ ภายใต้ความเค้นรอบข้างสูง การวิบัติจะมีลักษณะใกล้เคียงกับกลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุไป

Bergado et al. (1996a) พบว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนแบกทานของตะแกรงเหล็กมีค่าอยู่ระหว่างขอบเขตบน (General shear) และขอบเขตล่าง (Punching shear) จึงได้เสนอกลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุง เพื่อสร้างสมการทำนายกำลังต้านทานแรงเฉือนแบกทานที่ให้ผลคำตอบใกล้เคียงความเป็นจริงมากยิ่งขึ้น รูปที่ 2.20 แสดงลักษณะของความเค้นซึ่งมีสมมติฐานดังนี้ ก) โชนการวิบัติประกอบด้วยสองโชน คือ โชน Active (ABD) และโชนวิบัติเนื่องจากการหมุน

(Rotational failure zone) (ABC) ข) สถานะของความเค้นบนระนาบวิบัติ AC ประกอบด้วยความเค้นในแนวตั้ง , σ_v และความเค้นในแนวนอน , $k\sigma_v$ ซึ่งเป็นความเค้นหลักใหญ่ และ k คือสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง และ ค) กำลังต้านทานแรงเฉือนบนระนาบ AC เกิดขึ้นอย่างเต็มที่ สมการที่นำเสนอนี้เหมาะสำหรับดินเชื่อมแน่นและเสียดทาน (Cohesive-frictional soils) ซึ่งมุม ϕ สามารถปรับเปลี่ยนได้ตามคุณสมบัติของดิน ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานของ Bergado et al. (1996a) แสดงได้ดังนี้

$$N_q = \left[\frac{1+k}{2} + \frac{1-k}{2} \sin(2\beta - \phi) \right] \frac{1}{\cos \phi} \times \exp[2\beta \tan \phi] \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.20)$$

$$N_c = \frac{1}{\sin \phi} \exp[2\beta \tan \phi] \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) - \cot \phi \quad (2.21)$$



รูปที่ 2.20 กลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุรับปรุง (Bergado et al., 1996a)

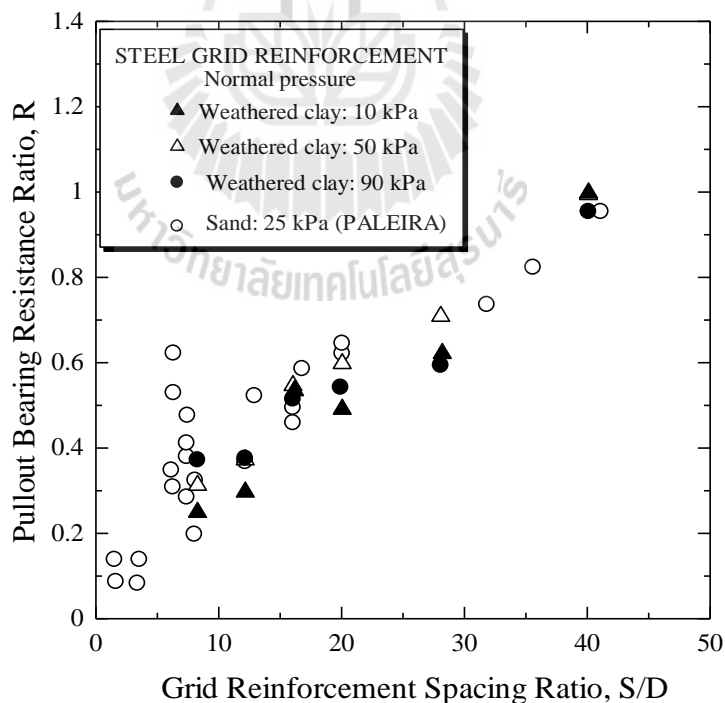
จากผลทดสอบแรงจุดของตะแกรงเหล็กในดินชนิดต่างๆ Bergado et al. (1996a) พบว่า ϕ เทบจะไม่เปลี่ยนแปลงตามชนิดของดินและแนะนำให้ใช้ค่า $\beta = \pi/2$ และ $k = 1.0$ ดังนั้นสมการที่ (2.20) และ (2.21) จึงกลายเป็น

$$N_q = \frac{1}{\cos \phi} \exp[\pi \tan \phi] \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.22)$$

$$N_c = \frac{1}{\sin \phi} \exp[\pi \tan \phi] \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) - \cot \phi \quad (2.23)$$

ผลการทำนายกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานโดยสมการที่ (2.22) และ (2.23) จะเป็นค่ากลางระหว่างการวิบัติแบบเฉือนทั่วไปและแบบเฉือนรับปรุง

ต่อจากนี้จะกล่าวถึงอิทธิพลของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กตามแนวขวาง (D) และระยะห่างระหว่างเหล็กตามขวาง (S) ต่อค่าแฟกเตอร์การรบกวนกันระหว่างเหล็กตามขวาง (R) แฟกเตอร์การรบกวนกันระหว่างเหล็กตามขวางและกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของตะแกรงเหล็กจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามการเพิ่มขึ้นของอัตราส่วน S/D เนื่องจากอิทธิพลการรบกวนระหว่างเหล็กตามขวางมีน้อยลง ดังแสดงในรูปที่ 2.21 ซึ่งเป็นผลทดสอบแรงจุดแบกทานของตะแกรงเหล็กในทรายและดินเหนียวภายใต้ความเค้นในแนวตั้งต่างๆ ของ Bergado et al. (1993) จะเห็นได้ว่า R จะมีค่าใกล้เคียง 1.0 เมื่ออัตราส่วน S/D มีค่าเกินกว่า 45 ซึ่งเป็นอัตราส่วน S/D ที่ทำให้ระดับการรบกวนเป็นศูนย์พอดี ($R = 1$) อัตราส่วนนี้เรียกว่าอัตราส่วนระยะห่างปลอดการรบกวน (Free interference spacing ratio) และใช้สัญลักษณ์แทนด้วย S_f/D นอกจากนี้ Bergado et al. (1996a) ยังพบว่าเมื่ออัตราส่วน S/D ลดลงจนถึงค่าๆ หนึ่ง ซึ่งนิยามเป็น S_1/D ระนาบแรงเฉือน (Shear surface) ของเหล็กตามขวางแต่ละเส้น จะก่อดัวกันเป็นระนาบขรุขระ (Rough shear surface) ในกรณีเช่นนี้ ตะแกรงเหล็กจะมีพฤติกรรมเหมือนแผ่นเหล็กหยาบ (Rough sheet) ซึ่งจะไม่ปรากฏแรงแบกทาน และกำลังต้านทานแรงจุดจะเกิดจากความเสียดทานระหว่างดินและตะแกรงเหล็ก อัตราส่วน S_1/D นี้เรียกว่าอัตราส่วนระยะห่างแผ่นหยาบ (Rough sheet space ratio)



รูปที่ 2.21 อัตราส่วนความต้านทานต่อแรงแบกทานจากผลทดสอบแรงจุด (Bergado et al., 1993)

Bergado et al. (1996a) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนกำลังต้านทานแรงดึงแบกทานกับอัตราส่วน S/D ดังนี้

$$R = a + b \left(\frac{S}{D} \right)^{nr} \quad (2.24)$$

เมื่อ a , b และ nr คือค่าคงที่ nr มีค่าแปรผันตามมุมเสียดทานภายใน ซึ่งเท่ากับ 0.5 สำหรับมุมเสียดทานภายในที่มากกว่า 45 องศา เท่ากับ $2/3$ สำหรับมุมเสียดทานภายในระหว่าง 35 ถึง 45 องศา เท่ากับ $3/4$ สำหรับมุมเสียดทานภายในระหว่าง 25 ถึง 35 องศา และเท่ากับ 1.0 สำหรับมุมเสียดทานภายในที่น้อยกว่า 25 องศา ค่าพารามิเตอร์ a และ b หาได้โดยอาศัยสองเงื่อนไข ดังนี้ เงื่อนไขที่ 1) เมื่อ S/D เท่ากับ S_1/D ค่าสัมประสิทธิ์พันธะแรงดึง (Pullout bond coefficient, f_b) เท่ากับ 1.0 เมื่อสัมประสิทธิ์พันธะแรงดึงมีนิยามว่าเป็นอัตราส่วนระหว่างความต้านทานแรงดึงของตะแกรงเหล็กต่อผลคูณของกำลังต้านทานแรงเฉือนและพื้นที่สัมผัสระหว่างดินและตะแกรงเหล็กด้านบนและด้านล่าง (Jewell et al., 1984)

$$f_b = \frac{P_b}{2wL_e(c + \sigma_v \tan \phi)} \quad (2.25)$$

เงื่อนไขที่ 2) เมื่อ S/D เท่ากับ S_2/D อัตราส่วนกำลังต้านทานแรงแบกทาน (R) เท่ากับ 1.0
ดังนั้น

$$b = \frac{1 - R_1}{\left(\frac{S_2}{D} \right)^{nr} - \left(\frac{S_1}{D} \right)^{nr}} = \frac{\left[1 - \frac{1}{n} \right]}{\left[\ln \left(\frac{S_2}{B} \right) - \ln \left(\frac{S_1}{B} \right) \right]} \quad (2.26)$$

$$a = \frac{R_1 \left(\frac{S_2}{D} \right)^{nr} - \left(\frac{S_1}{D} \right)^{nr}}{\left(\frac{S_2}{D} \right)^{nr} - \left(\frac{S_1}{D} \right)^{nr}} = 1 - b \ln \left(\frac{S_2}{B} \right) \quad (2.27)$$

$$R_1 = \frac{2S_1(c + \sigma_n \tan \phi)}{\sigma_b D} \quad (2.28)$$

Bergado et al. (1996a) แนะนำให้ใช้ค่า S_2/D เท่ากับ 45 และ S_1/D เท่ากับ 1.0 แต่อย่างไรก็ตาม ดินบางชนิดอาจให้ค่า S_2/D เกินกว่า 45 ได้ค่าที่แท้จริงสามารถหาได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

2.4.2.4.3 เหล็กเสริมแบกทาน

ดิ่งได้กล่าวแล้วข้างต้นเหล็กเสริมแบกทานประกอบด้วยเหล็กตามยาวและเหล็กตามขวาง ซึ่งเหล็กตามยาวเป็นเหล็กข้ออ้อย และเหล็กตามขวางเป็นเหล็กฉากที่มีจำนวน 1 ถึง 6 ตัว กำลังต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทานเป็นผลรวมของกำลังต้านทานแรงจุดเสียดทานและกำลังต้านทานแรงจุดแบกทาน กำลังต้านทานแรงจุดเสียดทานสามารถคำนวณได้เช่นเดียวกับกำลังต้านทานแรงจุดเสียดทานของเหล็กเส้น โดยใช้สมการที่ (2.12) Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) กล่าวว่าอัตราส่วน $\delta\phi$ ในดินทรายมีค่ามากกว่า 1.0 เนื่องจากผิวสัมผัสระหว่างเหล็กข้ออ้อยและดินมีความฝืดมากดังนั้น ผู้ออกแบบสามารถใช้อัตราส่วน $\delta\phi$ เท่ากับ 1.0 ในการคำนวณกำลังต้านทานแรงจุดเสียดทานของเหล็กตามยาวได้สำหรับกำลังต้านทานแรงจุดแบกทาน (Horpibulsuk et al., 2008, 2009, 2013) ได้แสดงให้เห็นว่าการวิบัติของดินเนื่องจากการจุดออกของเหล็กเสริมแบกทานเป็นการวิบัติแบบ เลื่อนทะลุปรับปรุง (Modified Punching shear) และสมการที่ (2.22) และ (2.23) สามารถใช้ในการทำนายกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กเสริมแบกทานที่มีเหล็กตามขวางหนึ่งตัวได้

การจัดวางระยะห่างระหว่างเหล็กตามขวางก็มีผลต่อกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กเสริมแบกทานเช่นเดียวกับตะแกรงเหล็ก รูปที่ 2.22 แสดงอิทธิพลของอัตราส่วน S/B ต่อกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กเสริมแบกทานในชั้นทราย เมื่อ B คือความยาวของขาเหล็กฉาก จากรูปจะเห็นได้ว่าอัตราส่วน S/B ที่เท่ากับ 25 เป็นอัตราส่วนระยะห่างปลอดภัยรอบกววนอัตราส่วน S/B ที่เท่ากับ 3.75 เป็นอัตราส่วนระยะห่างแผ่นหายาบ Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) ได้นำเสนอความสัมพันธ์ระหว่าง R กับ S/B ดังนี้

$$R = a + b \ln\left(\frac{S}{B}\right) \quad (2.29)$$

เมื่อ a และ b เป็นค่าคงที่ แปรผันตามจำนวนเหล็กตามขวาง (n) ดังนี้

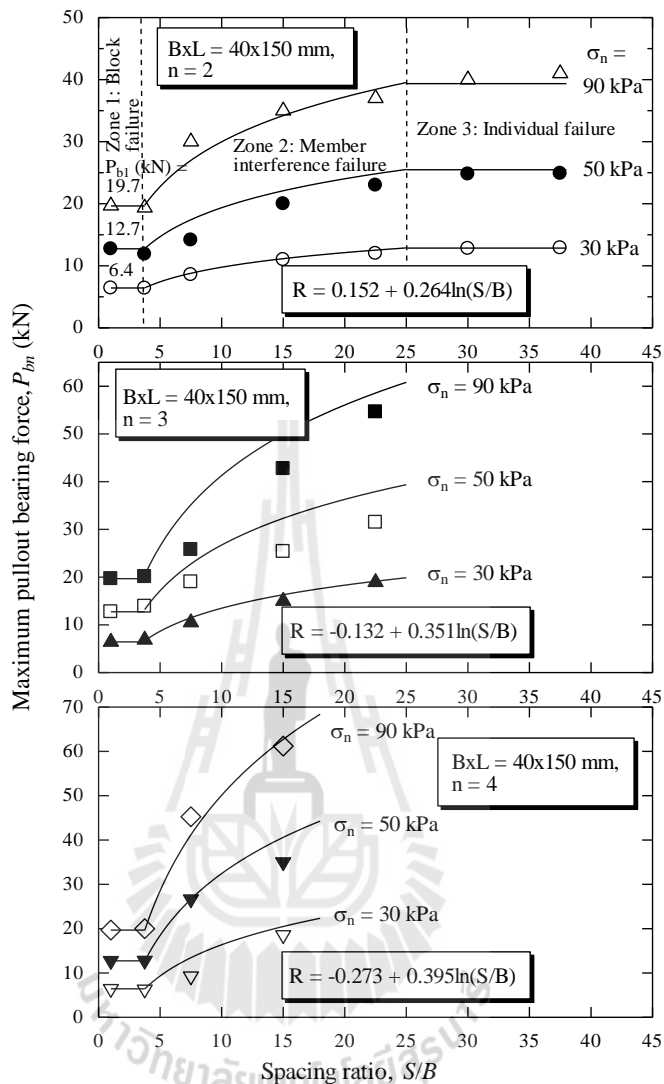
$$b = 0.527 \left[1 - \frac{1}{n} \right] \quad (2.30)$$

$$a = 1 - 3.219b \quad (2.31)$$

การพัฒนาแรงจุดแบกทานของเหล็กเสริมแบกทานสำหรับอัตราส่วน S/B ใดๆ สามารถประมาณได้จากฟังก์ชันไฮเพอร์บอลิก ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนหน่วยแรงแบกทานเฉลี่ย $\sigma_{bn}/n\sigma_n$ และการเคลื่อนตัว, d สำหรับ $\frac{1}{n} \leq R \leq 1.0$ แสดงได้ดังสมการต่อไปนี้

$$\frac{\sigma_{bn}}{n\sigma_n} = F \left[\frac{d}{\frac{1}{E_t/\sigma_n} + \frac{d}{N_q}} \right] \quad (2.32)$$

เมื่อ σ_{bn} คือหน่วยแรงแบกทานของเหล็กเสริมแบกทานที่มีเหล็กตามขวางจำนวน n ตัว และ E_t คือความชันเริ่มต้นของความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงจุดแบกทานและการเคลื่อนตัว E_t เป็นค่าเดียวกับโมดูลัสเริ่มต้นของแบบจำลองไฮเพอร์บอลิกที่เสนอโดย Duncan et al. (1980)



รูปที่ 2.22 ผลทดสอบกำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กเสริมแบททานในดินทราย (Horpibulsuk and Niramitkornburee, 2010)

Bakeer et al., (1998); Cazzuffu et al., (1993); Lallejo and Mawby, (2000) และ Tanchaisawat et al., (2010) ได้ศึกษาอิทธิพลของปริมาณดินเม็ดละเอียดต่อกลไกต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมชนิดอื่นพบว่าแฟกเตอร์ปฏิสัมพันธ์ไม่เปลี่ยนแปลงตามปริมาณของหน่วยแรงกดทับ และจะมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อปริมาณของดินเม็ดละเอียดลดลง

แฟกเตอร์ปฏิสัมพันธ์ระหว่าง 0.5 และ 1.0 บ่งชี้ว่าแรงยึดเกาะระหว่างเหล็กเสริมและดินยึดเกาะกันได้ดีและจะยึดเกาะกันได้ไม่ดีเมื่อแฟกเตอร์ปฏิสัมพันธ์มีค่าน้อยกว่า 0.5 Tatlisoz et al.,

(1998) แฟกเตอร์ปฏิสัมพันธ์สูงสุด (α_p) จะมีค่ามากกว่า 0.65 ทุกๆ ปริมาณของดินเม็ดละเอียด แรงยึดเกาะจะดีขึ้นเมื่อผิวของเหล็กเสริมมีความขรุขระสูง Horpibulsuk and Niramitkronburee, (2010)

อิทธิพลของปริมาณดินเม็ดละเอียดต่อกลไกต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมแบกทานที่ฝังในอัตราส่วนของดินเม็ดละเอียดต่อดินเม็ดหยาบศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างแฟกเตอร์ปฏิสัมพันธ์สูงสุด (α_p) และแฟกเตอร์ปฏิสัมพันธ์ส่วนที่เหลือ (α_r) ที่หน่วยแรงตั้งฉากสามค่า พบว่าค่า α_p และ α_r ไม่เปลี่ยนแปลงตามปริมาณของหน่วยแรงกดทับและจะมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อปริมาณของดินเม็ดละเอียดลดลง และเป็นไปตามสมการ (2.32) และ (2.33) เมื่อ F คือปริมาณร้อยละของดินเม็ดละเอียด Sukmak, K. et al. (2015)

$$\alpha_p = -0.002F + 0.859 \text{ สำหรับ } 20 < F < 98\% \quad (2.32)$$

$$\alpha_r = -0.014F + 0.592 \text{ สำหรับ } 20 < F < 98\% \quad (2.33)$$

Sukmak, K. et al. (2015) ได้ศึกษาอิทธิพลของปริมาณดินเม็ดละเอียดต่อกลไกต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมแบกทานที่ฝังในอัตราส่วนของดินเม็ดละเอียดต่อดินเม็ดหยาบพบว่าแรงแบกทานสูงสุดของเหล็กเสริมแบกทานที่มีเหล็กตามขวางหนึ่งตัวของเหล็กตามขวางขนาดต่างๆ และอัตราส่วนดินเม็ดละเอียดต่อดินเม็ดหยาบสามารถทำนายโดยวิธีการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุงเมื่อ β ลดลงเมื่อปริมาณของดินเม็ดละเอียดเพิ่มขึ้น เมื่อปริมาณของดินเม็ดละเอียดมากกว่าร้อยละ 98 จะเกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุ ความสัมพันธ์ระหว่าง β และ F สามารถคำนวณได้จากสมการ (2.34)

$$\beta_{(red)} = [-0.0002F^2 + 0.0002F + 0.505]\pi \quad (2.34)$$

ค่า β มีค่าระหว่าง $\pi/2$ และ $\pi/2$.96 สำหรับ F มากกว่าร้อยละ 45 ใช้สมการการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุงและเมื่อค่า β มีค่าระหว่าง $\pi/1.65$ และ $\pi/3$ ใช้สมการการวิบัติแบบเฉือนทะลุ Sukmak, K. et al. (2015)

Bergado et al., (1993) ได้ทำการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของตะแกรงฝังในดินลูกรัง ปริมาณของดินเม็ดละเอียดมีค่าเท่ากับร้อยละ 17.9 พบว่าค่า β เท่ากับ $\pi/2$ และ Bergado et

al.,(1996)ทดสอบในดิน Weathered clay ปริมาณของดินเม็ดละเอียดมีค่าเท่ากับร้อยละ 82.9 ค่า β เท่ากับ $\pi/2.25$

อัตราส่วนระหว่าง P_{bn} แรงแบกทานของเหล็กเสริมแบกทานจำนวนใดๆต่อ nP_{b1} เมื่อ n คือ จำนวนเหล็กตามขวางและ P_{b1} คือ แรงแบกทานของเหล็กตามขวางหนึ่งตัว แฟลคเตอร์การรบกวน IF จากการวิเคราะห์ข้อมูลการทดสอบในปัจจุบันและผลงานที่ผ่านมา Suksiripattanapong et al.(2013) แฟลคเตอร์การรบกวนจะขึ้นอยู่กับ S/B และ n แต่ไม่ขึ้นกับหน่วยแรงตึงฉาก ดังสมการ (2.35)

$$IF = \frac{P_{bn}}{nP_{b1}} = a + B \ln\left(\frac{S}{B}\right) \quad (2.35)$$

เมื่อ a และ b คือค่าคงที่ขึ้นอยู่กับ n ค่าคงที่สองค่านี้สามารถยอม รับได้ภายใต้สอง เงื่อนไข (1)เมื่อ S/B เท่ากับ 3.75 ค่า IF เท่ากับ $1/n$ เพราะ P_{bn} และ P_{b1} มีค่าเท่ากันและ (2) เมื่อ S/B เท่ากับ S_2/B ค่า IF เป็นอันหนึ่งอันเดียวกัน ทั้งสองเงื่อนไขกำหนดค่าบนและล่าง ของ IF ค่าที่สอดคล้องกัน สำหรับ S/B เท่ากับ S_1/B และ S_2/B ตามลำดับค่า a และ b สามารถหาได้จากสมการ (2.36) และ (2.37)

$$b = \frac{\left[1 - \frac{1}{n}\right] - \left[1 - \frac{1}{n}\right]}{\left[\ln\left(\frac{S_2}{B}\right) - \ln\left(\frac{S_1}{B}\right)\right] - \left[\ln\left(\frac{S_2}{B}\right) - 1.322\right]} \quad (2.36)$$

$$a = 1 - b \ln\left(\frac{S_2}{B}\right) \quad (2.37)$$

จากการวิเคราะห์ของการศึกษานี้พบว่าค่า S_2/B มีค่าลดลงเป็นเส้นตรงกับการเพิ่มขึ้นดินเม็ดละเอียด ดังสมการ (2.38) Sukmak, K. et al. (2015)

$$S_2 / B = -0.121F + 25.16 \text{ สำหรับ } 20 < F < 98\% \quad (2.38)$$

สำหรับดินที่ไม่อิ่มตัว แปรกำลังรวม ที่มีความเหมาะสมมากขึ้นในการอธิบายพฤติกรรมของดิน ตัวแปรกำลังรวม ที่ได้มาจากการทดสอบแรงเฉือน ตรงจึงถูกนำมาใช้ในการพัฒนาสมการกำลังต้านทานแรงจุด ในงานวิจัย การทดสอบแรงเฉือนตรง สามารถเชื่อถือได้และใช้งานได้จริงในการออกแบบทางปฐพีสำหรับผู้ปฏิบัติงานและนักวิจัย กำลังต้านทานแรงจุด คำนวณจากค่าตัวแปร

แรงเฉือนรวมจะใช้ในการตรวจสอบความมั่นคงของผนัง BRE ในระหว่างการก่อสร้างและสิ้นสุดของการก่อสร้าง Abdi and Arjomand (2011); Bergado et al. (1996,1993); Liu et al., (2009)

Sukmak, K. et al. (2016) ได้ศึกษากำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมแบกทานในดินลูกรังที่เปลี่ยนแปลงปริมาณความชื้นในดิน พบว่า แฟกเตอร์ปฏิสัมพันธ์สูงสุด (α_p) และแฟกเตอร์ปฏิสัมพันธ์ ส่วนที่เหลือ (α_r) ไม่ขึ้นกับปริมาณของน้ำในดิน กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินโดยส่วนใหญ่ขึ้นอยู่กับแรงเฉือนของดิน Tatlisoz et al. (1998).ค่า α_p ที่มากกว่า 0.5 บ่งชี้ว่าแรงยึดเกาะระหว่างดินและการเหล็กเสริมกำลังยึดเกาะกันได้ดี

Sukmak, K. et al. (2016) ได้ศึกษากำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมแบกทานในดินลูกรังที่เปลี่ยนแปลงปริมาณความชื้นในดินพบว่า ค่า β ทางด้านหนึ่งของปริมาณความชื้นในดินเหมาะสมมีค่าเท่ากับ $\pi/2$ และอัตราส่วนระหว่างปริมาณความชื้นในดินต่อปริมาณความชื้นในดินเหมาะสมมีค่าระหว่าง 0.67 ถึง 1 และทางด้านเป็ยกของปริมาณความชื้นในดินเหมาะสมสามารถคำนวณได้จากสมการ (2.39)

$$\beta_{(red)} = \left\{ -0.489 \left[w / w_{owc} \right]^2 + 0.8 \left[w / w_{owc} \right] + 0.177 \right\} \pi$$

สำหรับ $1.0 < w / w_{owc} < 1.33$ (2.39)

ความสัมพันธ์ระหว่าง S_2/B กับ w / w_{owc} ของเหล็กเสริมแบกทานที่ฝังในดินลูกรังสามารถหาได้จากสมการ (2.40) และ (2.41) Sukmak, K. et al. (2016)

$$S_2 / B = 25 \text{ สำหรับ } 0.67 \leq w / w_{owc} \leq 1.0 \quad (2.40)$$

$$S_2 / B = 30 \left[w / w_{owc} \right] + 55.45 \text{ สำหรับ } 1.0 \leq w / w_{owc} \leq 1.33 \quad (2.41)$$

บทที่ 3

วิธีการดำเนินงานวิจัย

บทนี้จะกล่าวถึงขั้นตอนและวิธีการดำเนินการทดลองเริ่มจากการศึกษางานวิจัยแรงจุดของเหล็กเสริมแบบทวนที่ผ่านมา ศึกษาคุณสมบัติพื้นฐานของดินตัวอย่าง การบดอัดดินในห้องปฏิบัติการและการทดสอบแรงจุดของเหล็กเสริมแบบทวนในห้องปฏิบัติการ

3.1 ศึกษาคุณสมบัติพื้นฐานของดินตัวอย่าง

ดินตัวอย่างที่นำมาใช้ในการทดสอบแรงจุด คือ ดินเหนียวสีแดง ที่เก็บมาจากเหมืองแม่เมาะ จังหวัดลำปาง ตัวอย่างจะนำมาหาคุณสมบัติพื้นฐานทางด้านวิศวกรรมต่าง ๆ ในห้องปฏิบัติการตามมาตรฐานการทดสอบ ดังต่อไปนี้

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

3.2 การบดอัดดินในห้องปฏิบัติการ

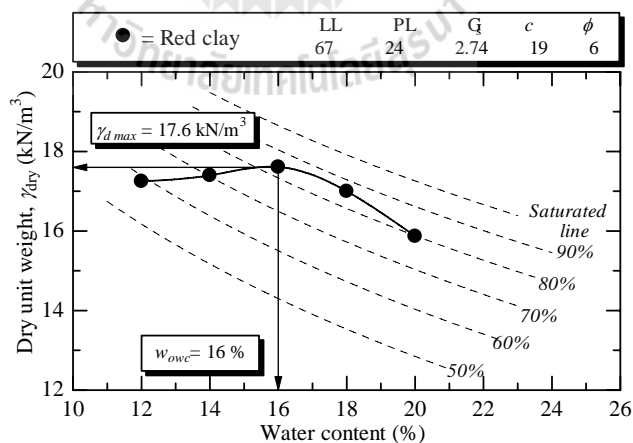
ดินตัวอย่างจะถูกนำมาบดแล้วร่อนผ่านตะแกรงขนาดรูเปิด 19 มิลลิเมตร เพื่อคัดแยกส่วนผสมที่มีขนาดใหญ่ที่อาจก่อให้เกิดความไม่เหมาะสมทางด้านขนาดของวัสดุทดสอบ แบบหล่อ (Mold) ที่ใช้ทดสอบมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 101.23 มิลลิเมตร และสูง 115.90 มิลลิเมตร การบดอัดดินจะแปรผันปริมาณความชื้น 5 ถึง 7 จุด โดยการเติมน้ำใส่ลงไปในดินตัวอย่าง คลุกเคล้าให้เข้ากันและห่อเก็บไว้ในถุงพลาสติกเป็นเวลาอย่างน้อย 24 ชั่วโมง เพื่อให้ปริมาณความชื้น กระจายทั่วเม็ดดินอย่างสม่ำเสมอ จากนั้นทำการบดอัดด้วยพลังงานแบบมาตรฐาน (Standard Proctor) ตามมาตรฐาน ASTM D 698-70 เพื่อสร้างกราฟการบดอัดและหาค่าหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุด (Maximum dry unit weight, $\gamma_{d,max}$) กับปริมาณความชื้น เหมาะสม (Optimum water content, OWC) สำหรับนำไปใช้ควบคุมคุณภาพการบดอัด ในการทดสอบกำลังต้านทานแรง

จุดของเหล็กเสริมกำลังแบกทาน สำหรับการทดสอบอิทธิพลของปริมาณความชื้น ในดินเหนียวสีแดงแม่เมาะต่อกำลังต้านทานแรงจุดจะทำการลดและเพิ่มปริมาณของน้ำในดิน ± 2 ของปริมาณความชื้น เหมาะสม (ด้านเปียกและด้านแห้งของกราฟการบดอัดดิน)

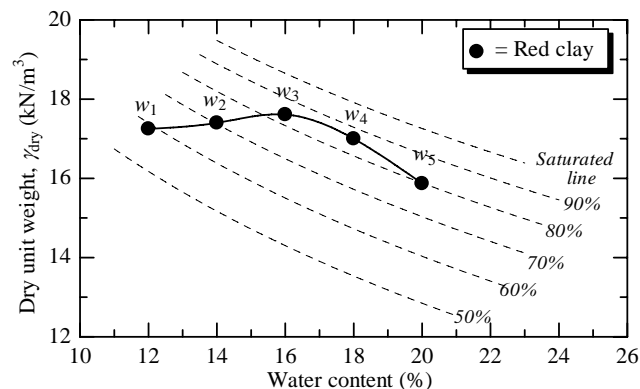
3.3 ดินตัวอย่าง

รูปที่ 3. 1 แสดงคุณสมบัติพื้นฐานและคุณสมบัติการบดอัดของตัวอย่างดินเหนียวสีแดงในแม่เมาะ (Red clay) จากการจำแนกตามระบบเอกภาพ (USCS) ดินเหนียวสีแดงจัดเป็นดินเหนียวที่มีพลาสติกสูง (CH) และมีปริมาณดินเม็ดละเอียด (ตะกอนและดินเหนียว) ที่มีขนาดเล็กกว่า 0.075 มิลลิเมตร (ดินตะกอนและดินเหนียว) ร้อยละ 98 ซึ่งมากกว่าร้อยละ 15 เกินกว่าข้อกำหนดดินถมของกรมทางหลวง ดินเหนียวสีแดงนี้มีความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.74 จากผลทดสอบการบดอัดแบบมาตรฐานพบว่าปริมาณความชื้นเหมาะสมเท่ากับร้อยละ 16 และหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุดเท่ากับ 17.6 กิโลตันตันต่อลูกบาศก์เมตร ใช้ทดสอบกำลังต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมกำลังแบกทาน

รูปที่ 3. 2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้งและปริมาณความชื้น ในดินของดินเหนียวสีแดงในแม่เมาะ (Red base) จำนวน 5 ตัวอย่าง เพื่อใช้ทดสอบอิทธิพลของปริมาณความชื้น ในดินเหนียวสีแดงแม่เมาะต่อกำลังต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทาน ปริมาณความชื้น ในดินทดสอบผสมโดยฉีดพื้นน้ำใส่ดินที่แห้งจากนั้นใส่ในถุงพลาสติกปิดปากถุงให้แน่นทิ้งไว้ 24 ชั่วโมงเพื่อให้ความชื้นของดินในถุงสม่ำเสมอ



รูปที่ 3.1 คุณสมบัติพื้นฐานและคุณสมบัติการบดอัดของตัวอย่างดินเหนียวสีแดงแม่เมาะ



รูปที่ 3.2 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้งและปริมาณความชื้นในดิน
ของดินเหนียวสีแดงแม่เมาะ

3.4 การทดสอบแรงเฉือนตรง (Direct Shear Test)

ดินตัวอย่างจะถูกนำมาทดสอบแรงเฉือนตรงเพื่อหาพารามิเตอร์กำลัง (Strength parameters) ในห้องปฏิบัติการ สำหรับการออกแบบหรือประเมินกำลังจุดของเหล็กเสริมแบกทาน กล่องแรงเฉือน (Shear box) มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 6.5 เซนติเมตร และสูง 3.5 เซนติเมตร เมื่อเตรียมตัวอย่างดินบรรจุในกล่องแล้วจะให้น้ำหนักในแนวตั้งกระทำต่อดินตัวอย่างผ่านเครื่องกด โดยรักษาให้หน่วยแรงมีค่าคงที่ตลอดการเฉือนดินตัวอย่าง ในขณะที่ดินตัวอย่าง กล่องเฉือนส่วนล่างจะถูกค้ำให้เคลื่อนที่ในแนวราบด้วยอัตราความเร็วคงในการเฉือนคงที่ (Constant rate of strain) แรงที่ใช้ในการค้ำ (Shear force) จะทำให้ตัวอย่างดินที่บรรจุในกล่องเกิดการเฉือนบนระนาบที่เป็นรอยต่อระหว่างกล่องด้านบนและกล่องด้านล่าง แรงที่กระทำนี้วัดได้โดยใช้วงแหวนวัดแรง (Proving ring) ส่วนการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินตัวอย่างและการเคลื่อนที่ในแนวราบของกล่องเฉือนสามารถวัดได้โดยการติดตั้งมาตรวัด (Dial gage) การทดลองจะดำเนินไปจนได้ค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุด

ดินตัวอย่างที่ทำการทดสอบมีปริมาณความชื้นเท่ากับร้อยละ 16 (ปริมาณความชื้นเหมาะสม) และหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุดเท่ากับ 17.6 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร (สำหรับการทดสอบกำลังต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมกำลังแบกทานในดินเหนียวสีแดง) หน่วยแรงที่กระทำต่อตัวอย่างในแนวตั้งเท่ากับ 30 50 และ 90 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร พารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนที่ได้จากผลการทดสอบคือ หน่วยแรงเหนี่ยวนำเท่ากับ 19 กิโลปาสกาล และมุมเสียดทานภายในเท่ากับ 6 องศา การทดสอบแรงเฉือนตรงของดินเหนียวสีแดงแบ่งเป็น 5 ตัวอย่างตาม

ปริมาณความชื้นในดิน โดยทางด้านหนึ่งของปริมาณความชื้นในดินเหมาะสม (w_{owc}) มีสองตัวอย่างคือ w_1 และ w_2 มีค่าเท่ากับร้อยละ 12 และ 14 ตามลำดับ w_3 มีค่าเท่ากับปริมาณความชื้นในดินเหมาะสม คือร้อยละ 16 ส่วนทางด้านเปียกของปริมาณความชื้นในดินเหมาะสม มีสองตัวอย่างคือ w_4 และ w_5 มีค่าเท่ากับร้อยละ 18 และ 20 ดังรูปที่ 3.2 ความอึดตัว (S_r) อัตราส่วนปริมาณความชื้นในดินต่อปริมาณความชื้นในดินเหมาะสม (w/w_{owc}) และคุณสมบัติอื่นๆของดินตัวอย่างแสดงในตาราง 3.1

ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติพื้นฐานและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินตัวอย่าง

คุณสมบัติของดินที่ผ่านการทดสอบ	$w1$	$w2$	$w3$	$w4$	$w5$
ความหนาแน่นแห้ง γ_{dry} (kN/m ³)	17.25	17.40	17.60	17.00	15.85
ปริมาณความชื้นในดิน (%)	12	14	16	18	20
ระดับอึดตัว, S_r (%)	59	70	83	85	79
ระดับความสัมพัทธ์ของการบดอัด (%)	98	99	100	97	90
อัตราส่วนปริมาณความชื้นในดิน	0.75	0.88	1.00	1.13	1.25
มุมเสียดทานภายใน, ϕ	13°	11°	6°	5°	4°
หน่วยแรงยึดเหนี่ยว, c (kPa)	22	21	19	14	8

จากตาราง 3.1 จะเห็นได้ว่าค่ามุมเสียดทานภายในและหน่วยแรงยึดเหนี่ยวมีค่าเพิ่มขึ้นตามการลดลงของปริมาณความชื้นในดินและค่ามุมเสียดทานภายใน หน่วยแรงยึดเหนี่ยวมีค่าลดลงเมื่อเพิ่มปริมาณของน้ำในดิน

Sukmak et al. (2016) ได้ศึกษาอิทธิพลจากปริมาณความชื้นบดอัดเริ่มต้นต่อกำลังรับแรงจุดเบกทานของเหล็กเสริมกำลังแบกทานในดินประเภททรายปนดินเหนียว (SC) ที่มีค่าปริมาณดินเม็ดละเอียดร้อยละ 20.8 อัตราส่วนปริมาณความชื้นในดินต่อปริมาณความชื้นในดินเหมาะสม (w/w_{owc}) และคุณสมบัติอื่นๆของดินตัวอย่างแสดงในตาราง 3.2

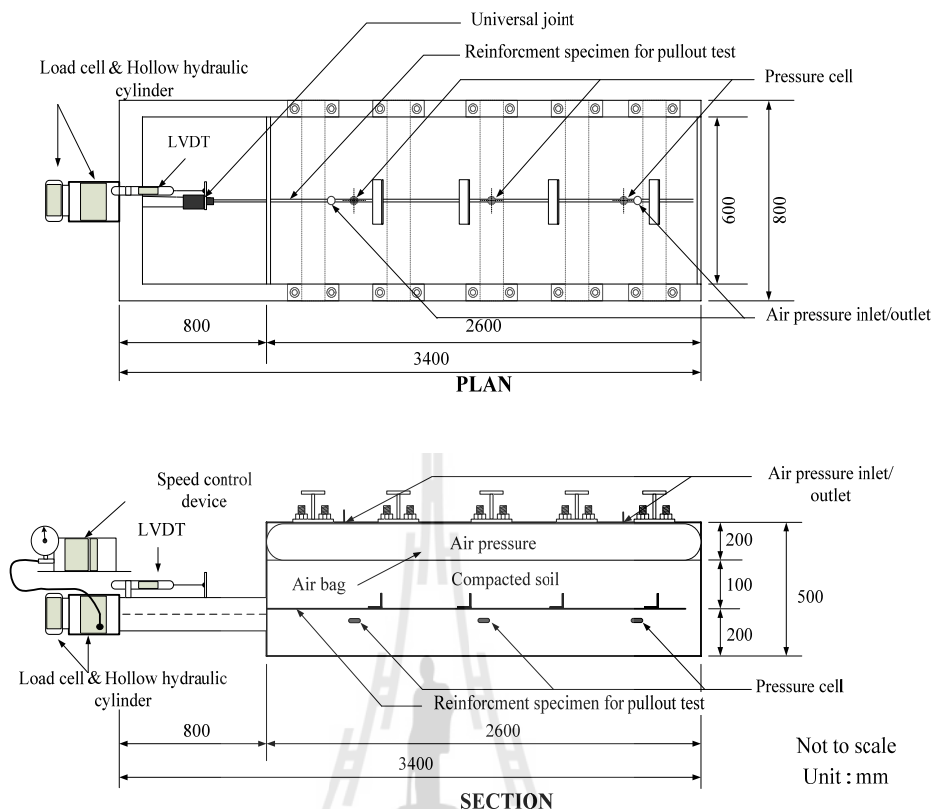
ตารางที่ 3.2 คุณสมบัติพื้นฐานและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินประเภททรายปนดินเหนียว (SC)

Sukmak et al. (2016)

คุณสมบัติของดินที่ผ่านการทดสอบ	๗1	๗2	๗3	๗4	๗5
ความหนาแน่นแห้ง γ_{dry} (kN/m ³)	21.20	21.70	21.90	21.65	21.18
ปริมาณน้ำในดิน (%)	5.0	6.0	7.5	9.0	10.0
ระดับอิ่มตัว, S_r (%)	48	63	85	92	95
ระดับความสัมพัทธ์ของการบดอัด (%)	96.36	98.63	100.00	98.63	96.36
อัตราส่วนปริมาณน้ำในดิน	0.67	0.80	1.00	1.20	1.33
มุมของแรงเสียดทานภายใน, ϕ	36°	33°	28°	25°	24°
แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดิน, c (kPa)	42	48	52	41	32

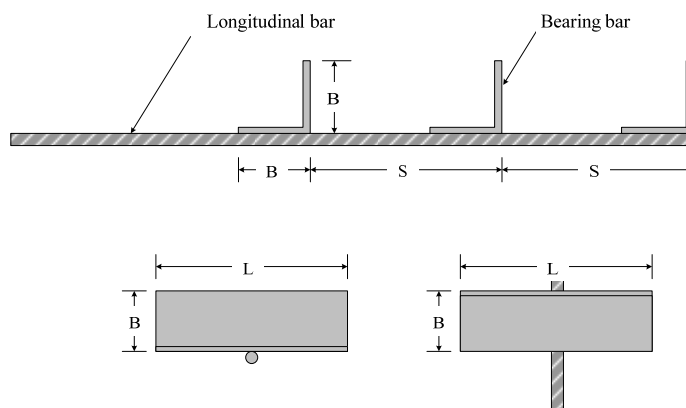
3.5 การทดสอบแรงกดของเหล็กเสริมแบกทานในห้องปฏิบัติการ

ลักษณะของชุดทดสอบแรงกดซึ่งได้ดัดแปลงจาก Alfaro et al. (1995) แสดงในรูปที่ 3.3 กล้องทดสอบมีความยาว ความกว้าง และความสูงเท่ากับ 2.80 0.60 และ 0.50 เมตร ตามลำดับ เหล็กที่ใช้ทำกล้องทดสอบมีความหนา 16 มิลลิเมตร ด้านบนของกล้องทดสอบเป็นฝาปิดเพื่อรักษาความดันในแนวตั้งให้คงที่ขณะทำการทดสอบ โดยใช้เหล็ก H-beam ยึดด้วยสลักเกลียวขนาด 28 มิลลิเมตร วางตามแนวขวาง ความดันดังกล่าวเกิดจากตุ้มที่อยู่ที่ด้านล่างของฝาปิด แต่จะอยู่ด้านบนของดินบดอัด ตุ้มจะถูกยึดลมาให้ความดันคงที่กระทำต่อดินบดอัดในแนวตั้งผ่านแผ่นเหล็กตัดตัวได้ และมีความหนา 3 มิลลิเมตร ด้านหน้าของกล้องจะติดตั้งอุปกรณ์สำหรับดึงเหล็กเสริมแบกทานที่สามารถควบคุมอัตราความเครียดได้ 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 แผนภาพแสดงชุดทดสอบแรงอัด (Horpibulsuk and Niramitkornburee, 2010)

เหล็กเสริมแบกทาน (Bearing Reinforcement) ที่ใช้ทดสอบ ประกอบด้วยเหล็กแกน (Longitude bar) และเหล็กตามขวาง (Transverse bars) ดังแสดงในรูปที่ 3.4 เหล็กแกนจะใช้เหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 16 มิลลิเมตร (มีลักษณะของเป็นครีบเอียง 45 องศา ตามมาตรฐาน มอก. 24-2548) และมีกำลังคราก (Yield strength) 4000 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร เหล็กฉากที่ใช้ในการศึกษานี้มีความยาวขา (B) เท่ากับ 40 มิลลิเมตร และความยาว (L) เท่ากับ 150 มิลลิเมตร ซึ่งเป็นขนาดที่ใช้ในการก่อสร้างกำแพงกันดินเสริมกำลัง ระยะห่างระหว่างเหล็กฉาก (S) มีค่าตั้งแต่ มีค่าตั้งแต่ 150 ถึง 900 มิลลิเมตร ขึ้นอยู่กับจำนวนเหล็กฉาก (n) ในการศึกษา จำนวนเหล็กฉากที่ใช้เท่ากับ 1 ถึง 4 ซึ่งใช้กันในทางปฏิบัติ เหล็กเสริมแบกทานจะถูกนำมาทดสอบกับดินตัวอย่าง ที่บดอัดด้วยพลังงานแบบมาตรฐานที่ปริมาณความชื้นเหมาะสม โดยมีค่าความผิดพลาดที่ยอมรับได้ไม่เกินร้อยละ 3.0 และทุก ๆ เงื่อนไขของการทดสอบจะใช้จำนวน 3 ตัวอย่าง เพื่อตรวจสอบความสอดคล้องและได้สรุปไว้ในตาราง 3.3 สำหรับทดสอบอิทธิพลของปริมาณความชื้นในดินเหนียวสีแดงแม่เมาะต่อกำลังต้านทานแรงอัดของเหล็กเสริมแบกทาน



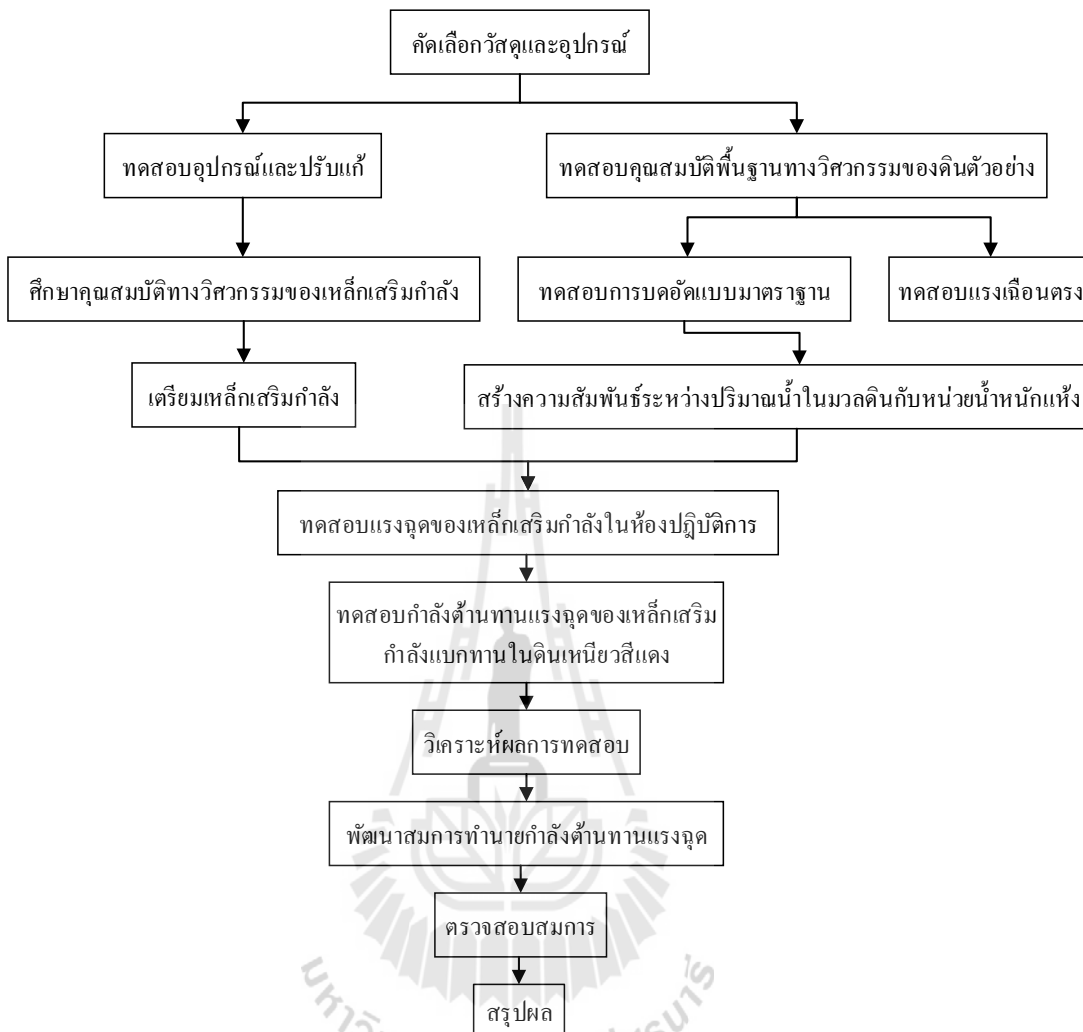
รูปที่ 3.4 ส่วนประกอบของเหล็กเสริมรับแรงแบกทาน (Horpibulsuk and Niramitkomberee 2010)

ตารางที่ 3.3 ขนาดและจำนวนของเหล็กเสริมแบกทานที่ใช้สำหรับทดสอบอิทธิพลของปริมาณ ความชื้นในดินเหนียวสีแดงแม่แม่ต่อกำลังต้านทานแรงกดของเหล็กเสริมแบกทาน

ลำดับที่	ความยาวขา B (มิลลิเมตร)	ความยาว L (มิลลิเมตร)	จำนวนเหล็กฉาก (n)	ระยะห่าง S (มิลลิเมตร)	จำนวน ทดสอบ
1	40	150	1	-	12
2	40	150	2 3 4	150	36
3	40	150	2 3 4	200	36
4	40	150	2 3 4	300	36
5	40	150	2 3 4	400	36
6	40	150	2 3 4	600	36
7	40	150	2 3 4	900	36
รวม					228

3.6 แผนการดำเนินงานวิจัย

รูปที่ 3.5 แสดงแผนการดำเนินการวิจัยทั้งหมดในห้องปฏิบัติการ เพื่อให้บรรลุถึงวัตถุประสงค์ของงานวิจัย



รูปที่ 3.5 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย

บทที่ 4

ผลการทดสอบและวิจารณ์ผล

4.1 บทนำ

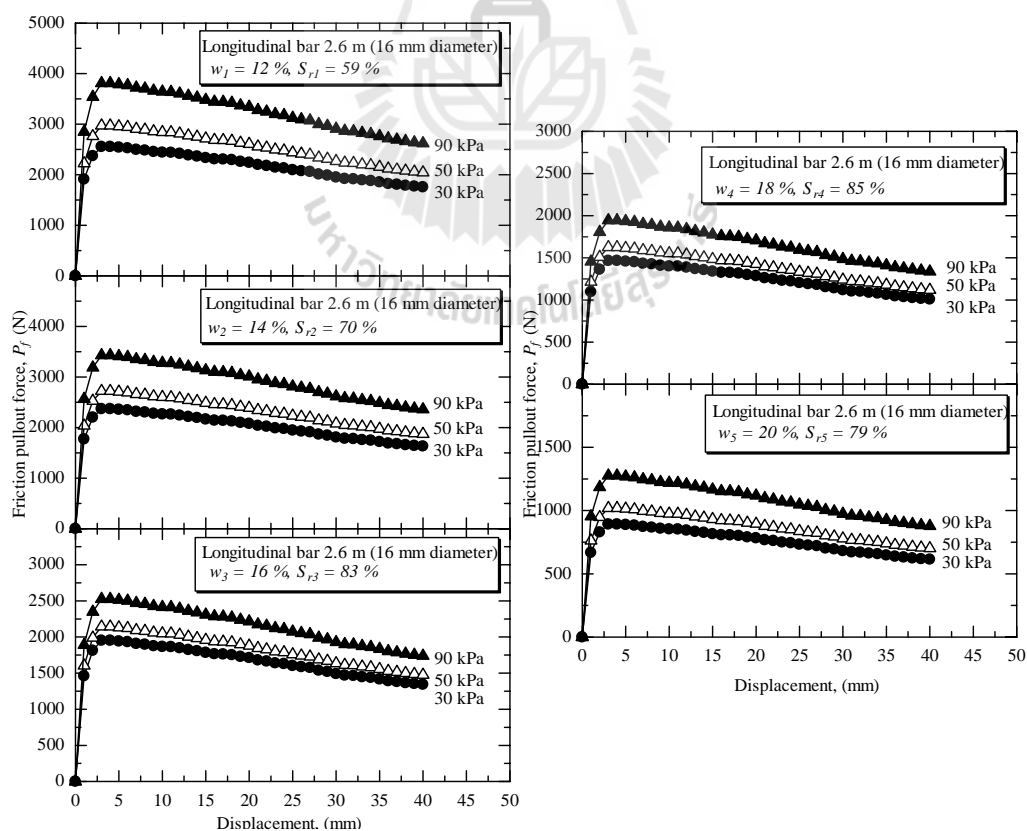
บทนี้นำเสนอผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงกดของเหล็กเสริมกำลังแบบทวนในดินเหนียวสีแดง บดอัดด้วยพลังงานการบดอัดแบบมาตรฐานที่ปริมาณความชื้นแตกต่างกัน ภายใต้สภาวะหน่วยแรงตั้งฉาก (Applied normal stress) เท่ากับ 30 50 และ 90 กิโลปาสกาล ที่มีขนาดจำนวนและระยะห่างของเหล็กเสริมกำลังตามขวางต่างๆ จุดประสงค์ของงานวิจัยนี้ เพื่อศึกษาอิทธิพลของปริมาณความชื้นต่อกำลังต้านทานแรงกดของเหล็กเสริมกำลังแบบทวน ซึ่งจากการวิเคราะห์ผลการทดสอบ ผู้วิจัยได้นำเสนอสมการทำนายกำลังต้านทานแรงกดแบบทวนในพจน์ของพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือน ปริมาณความชื้น จำนวนเหล็กเสริมกำลังตามขวาง และอัตราส่วนระยะห่างต่อขนาดของเหล็กเสริมกำลังตามขวาง (S/B)

4.2 ความเสียดทานของเหล็กตามยาว

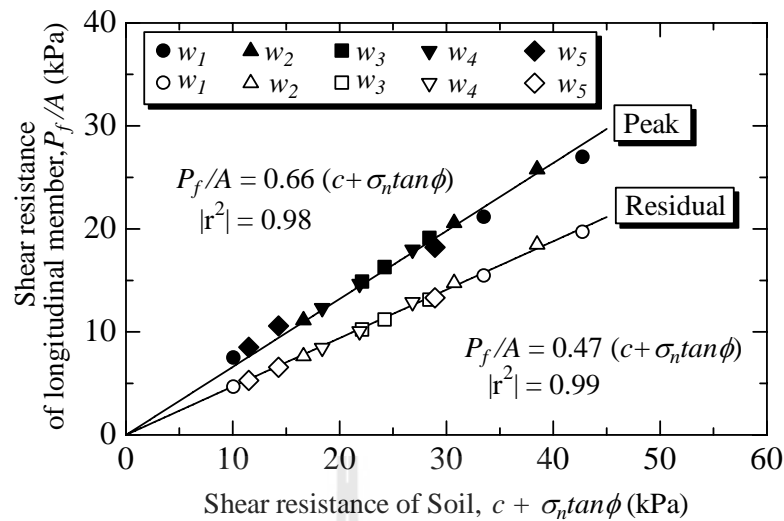
การทดสอบหาลำกำลังต้านทานแรงกดเสียดทานของเหล็กเสริมกำลังตามยาว (Longitudinal member) ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 16 มิลลิเมตร และมีความยาว 2.6 เมตร ภายใต้การบดอัดที่ปริมาณความชื้นที่แตกต่างกัน ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดเสียดทานและระยะการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมกำลังตามยาวแสดงดังรูปที่ 4.1 จากรูปแสดงให้เห็นว่า สำหรับทุกปริมาณความชื้นบดอัด ที่ระยะเคลื่อนตัวประมาณ 3 ถึง 5 มิลลิเมตร แรงกดเสียดทานจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วตามการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมตามยาว ซึ่งมีค่าเท่ากับค่าแรงกดเสียดทานสูงสุด $P_{f,max}$ หลังจากนั้น แรงกดเสียดทานจะมีค่าลดลงและคงที่ ซึ่งมีค่าเท่ากับแรงกดเสียดทานคงค้าง $P_{f,residual}$ ที่ระยะการเคลื่อนตัว 40 มิลลิเมตร โดยเป็นค่าสุดท้ายของการทดสอบ (End of test) ค่ากำลังต้านทานแรงกดเสียดทานจะเพิ่มขึ้นตามการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงตั้งฉากและจะมีค่าสูงเมื่อดินถูกบดอัดในทางด้านหนึ่งของปริมาณความชื้นที่เหมาะสม ค่ากำลังต้านทานแรงกดเสียดทานจะลดลงตามการเพิ่มขึ้นปริมาณความชื้น เนื่องจากพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือน (shear strength) ของดินมีค่าลดลง (ตารางที่ 3.1)

Sukmak et.al (2016) เสนอว่า ค่าความแตกต่างระหว่าง $P_{f,max}$ และ $P_{f,residual}$ เป็นผลกระทบจาก Interlocking ระหว่างผิวสัมผัสของเหล็กเสริมกำลังตามยาวและอนุภาคดินบดอัดที่ล้อมรอบเหล็กเสริมกำลังตามยาว ดินที่บดอัดทางด้านข้างของปริมาณความชื้นบดอัดที่เหมาะสมจะมีผลให้ส่วนต่างระหว่างค่า $P_{f,max}$ และ $P_{f,residual}$ สูง ซึ่งส่วนต่างนี้จะลดลงตามการเพิ่มขึ้นของปริมาณความชื้นในการบดอัด โดยผลกระทบจากการ Interlocking นี้ จะเสมือนแสดงพฤติกรรมจาก Hardening สู่ Softening เมื่อปริมาณความชื้นเพิ่มขึ้น

รูปที่ 4.2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมกำลังตามยาวและกำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน โดยขอบเขตกำลังรับแรงเฉือนปฏิสัมพันธ์ (Interface shear strength envelope) ของเหล็กเสริมกำลังตามขวางถูกวิเคราะห์ด้วยทฤษฎี Mohr-Coulomb ซึ่งจากการวิเคราะห์การถดถอยเชิงเส้น (Liner regression analysis) ค่าปฏิสัมพันธ์สูงสุดและคงค้าง (α_p และ α_r) มีค่าคงที่ สำหรับทุกๆ ปริมาณความชื้นบดอัดและมีค่าเท่ากับ 0.66 และ 0.47 ตามลำดับ ซึ่งบ่งชี้ให้เห็นว่า ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนขึ้นอยู่กับกำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน โดยผลการทดสอบนี้สอดคล้องกับผลทดสอบของ Sukmak et al (2016) ที่ศึกษาในดินประเภท Cohesive-frictional soil



รูปที่ 4.1 ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กตามยาวภายใต้ปริมาณความชื้นต่างๆ



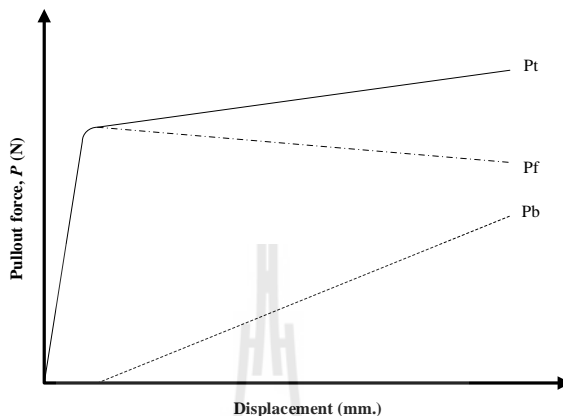
รูปที่ 4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างความต้านทานแรงเฉือนดินและกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานซีแดง

4.3 กำลังต้านทานแรงแบกทานของเหล็กตามขวางหนึ่งตัว (n=1)

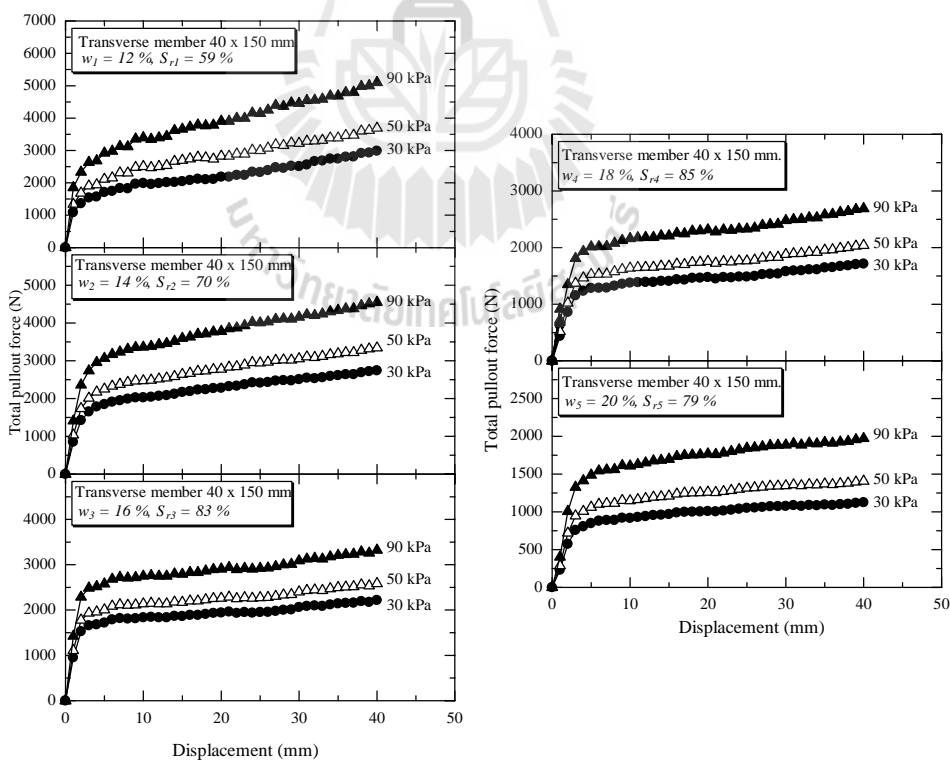
ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนแบกทานรวมของเหล็กเสริมกำลังแบกทาน เป็นผลรวมระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมกำลังตามยาวและกำลังต้านทานแรงเฉือนแบกทานของเหล็กเสริมกำลังตามขวาง ดังแสดงในรูปที่ 4.3 ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนรวม (P_t) เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในระยะ 3-5 มิลลิเมตร ซึ่งเป็นผลจากการพัฒนากำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริมกำลังตามยาว จากนั้นค่า P_t จะเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องและคงที่ๆระยะการเคลื่อนตัวประมาณ 40 มิลลิเมตร ซึ่งเป็นผลจากการพัฒนากำลังรับแรงเฉือนแบกทานของเหล็กเสริมกำลังตามขวาง โดยกำลังรับแรงเฉือนแบกทานมีค่าประมาณร้อยละเท่ากับ 80 ของกำลังต้านทานแรงเฉือนแบกทานรวม (Bergado et al., 1996)

รูปที่ 4.4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนรวมและการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมกำลังแบกทาน สำหรับเหล็กเสริมกำลังตามแนวยาวมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางและความยาวเท่ากับ 16 มิลลิเมตรและ 2.6 เมตร ตามลำดับ และเหล็กเสริมกำลังตามขวางที่มีขนาด 40 x 50 (B x L) มิลลิเมตร ในดินบดอัดที่ปริมาณความชื้นต่างๆ จากผลการทดสอบพบว่า ทุกปริมาณความชื้นบดอัด ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนรวมมีค่าเพิ่มขึ้นตามการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงตั้งฉาก ซึ่งมีพฤติกรรมการพัฒนากำลังต้านทานแรงเฉือนและแบกทาน ตามที่กล่าวมาข้างต้น (รูปที่ 4.3) รูปที่ 4.5 แสดงการพัฒนากำลังต้านทานแรงเฉือนแบกทานของเหล็กเสริมกำลังตามขวาง 1 ตัว (n=1)

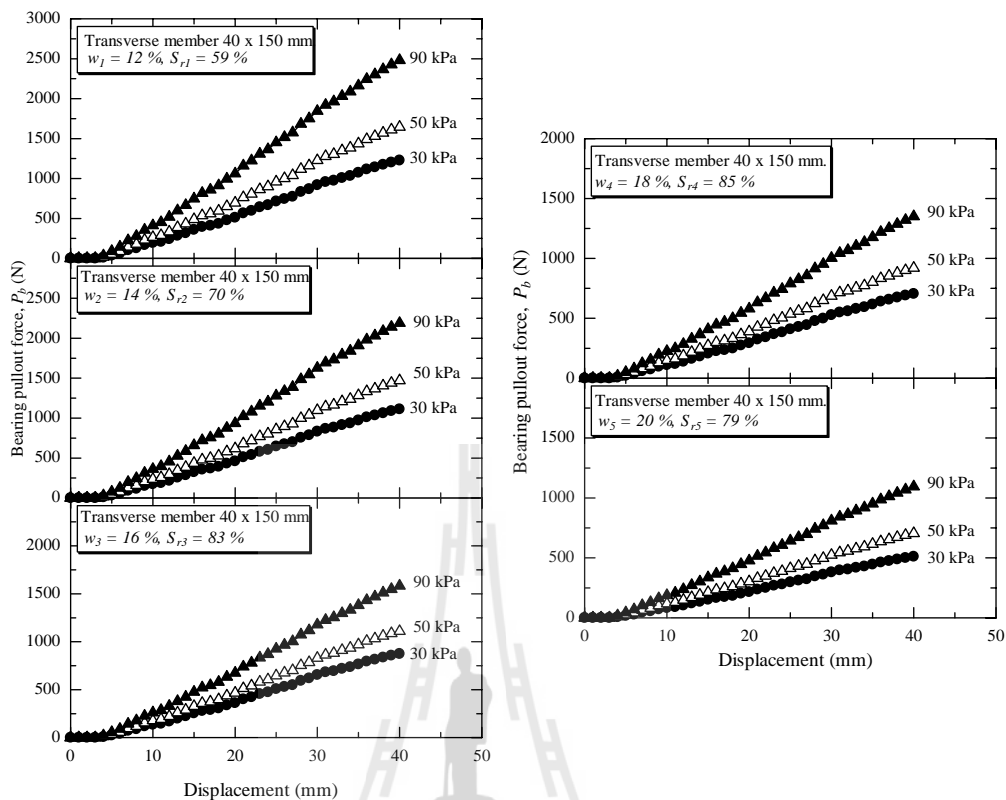
โดยการพัฒนากำลังต้านทานแรงจุดแบกทานลดลงตามการเพิ่มขึ้นของปริมาณความชื้นบดอัด เนื่องจากแรงลดลงของพารามิเตอร์กำลังของดิน



รูปที่ 4.3 ความแตกต่างระหว่างแรงจุดรวมของเหล็กเสริมแบกทานกับแรงจุดเสียดทาน



รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดและการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมแบกทาน ที่มีเหล็กจากหนึ่งตัว



รูปที่ 4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างระหว่างแรงนุดแบกทานและการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมแบกทานที่มีเหล็กฉากหนึ่งตัว

กำลังต้านทานแรงนุดแบกทานสูงสุด (Maximum bearing resistance, σ_{bmax}) ของเหล็กเสริมกำลังตามขวาง 1 ตัวในดินเหนียวตันทนยึดเกาะ (Cohesive-frictional soil) สามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$\sigma_{bmax} = N_q \sigma_n \quad (4.1)$$

เมื่อ N_q คือ แฟกเตอร์กำลังแบกทาน
 σ_n คือ หน่วยแรงตั้งฉาก

แฟกเตอร์กำลังแบกทาน (N_q) ขึ้นอยู่กับมุมเสียดทานภายใน (Internal frictional angle) ของดินบดอัดและรูปแบบกลไกการวิบัติ โดย N_q สามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$N_q = \exp[\pi \tan \phi] \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (4.2)$$

การวิบัติแบบเฉือนทั่วไป (Peterson and Anderson 1980)

$$N_q = \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} + \phi \right) \tan \phi \right] \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (4.3)$$

กลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุ (Jewell et al. 1984)

$$N_q = \frac{1}{\cos \phi} \exp[2\beta \tan \phi] \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (4.4)$$

กลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุง (Bergado et al. 1996)

เมื่อ ϕ คือ มุมเสียดทานภายใน (Internal frictional angle)

β คือ Angle of transformation

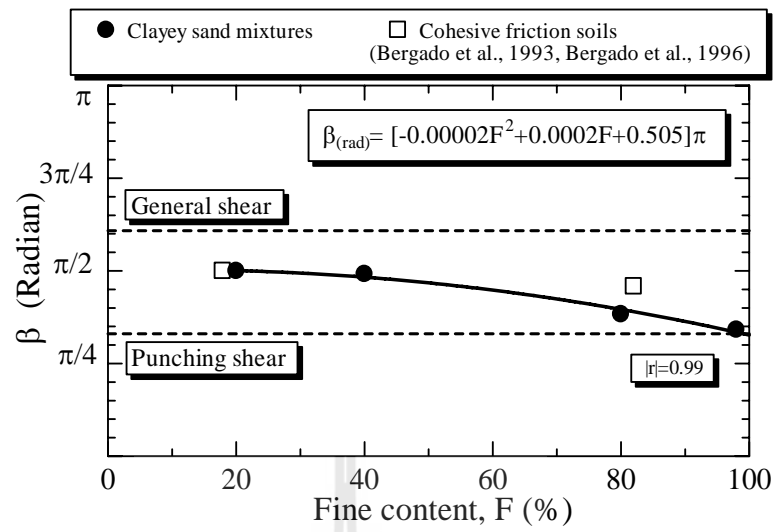
รูปแบบการวิบัติแบบเฉือนทั่วไป (General shear failure) และการวิบัติแบบเฉือนทะลุ (Punching shear failure) เป็นขอบเขตรูปแบบการวิบัติดินและล่าง ตามลำดับ ซึ่งจากงานวิจัยก่อนหน้านี้นำกำลังต้านทานแรงจุดสูงสุดของเหล็กเสริมกำลังแบกทาน ได้ศึกษาทั้งในวัสดุดินถมประเภท Coarse-grained soils (Horpiulsuk and Niranitkronburee, 2010; Suksiripattanapong et al., 2013) บดอัดที่ปริมาณความชื้นที่เหมาะสม และวัสดุดินถมประเภท Fine-grained soils (Sukmak et al., 2015 และ 2016) ถูกบดอัดที่ปริมาณความชื้นบดอัดทางด้านหนึ่ง ด้านเปียกและที่ปริมาณความชื้นที่เหมาะสม ซึ่งกำลังต้านทานแรงจุดสูงสุดของเหล็กเสริมกำลังแบกทานสามารถทำนายด้วยสมการกลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุง (Modified punching shear failure) โดยการปรับเปลี่ยนค่า β (Angle of transformation ในสมการที่ 4.4) ให้มีค่าใกล้เคียงกับค่ากำลังต้านทานแรงจุดแบกทานสูงสุดจากการทดสอบ

Sukmak et al. (2015) ได้ศึกษาอิทธิพลจากปริมาณอนุภาคดินเม็ดละเอียดต่อกำลังรับแรงจุดแบกทานของเหล็กเสริมกำลังแบกทาน ได้สร้างความสัมพันธ์ระหว่าง β กับปริมาณอนุภาคดินเม็ดละเอียด (Fine content, $F < 0.075$ มิลลิเมตร) แสดงในรูปที่ 4.6(a) ซึ่งนำเสนอในฟังก์ชันความสัมพันธ์โพลิโนเมียล (Polynomial function) โดย F มีค่าอยู่ในช่วงร้อยละ 2-98 จากความสัมพันธ์ β - F พบว่า สำหรับดินทดสอบที่มีปริมาณอนุภาคดินเม็ดละเอียดน้อยกว่าร้อยละ 45 ค่า β จะมีค่าเท่ากับ $\pi/2$ ซึ่งมีรูปแบบกลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุงคล้ายคลึงกับการวิบัติของดินประเภท Coarse-grained soil ส่วนในกรณีดินทดสอบที่มีปริมาณอนุภาคดินเม็ดละเอียด

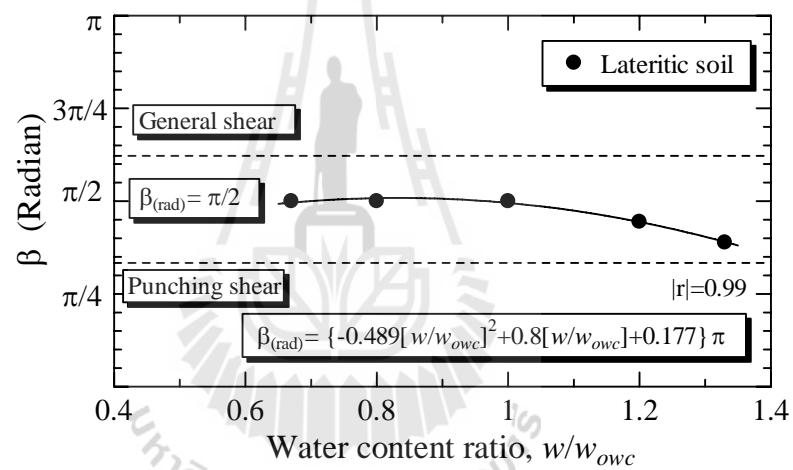
มากกว่าร้อยละ 45 ค่า β จะลดลงและมีค่าเข้าใกล้ $\pi/3$ ซึ่งจะมีแนวโน้มมีการวิบัติแบบเฉือนทะลุเมื่อดินทดสอบมีปริมาณอนุภาคดินเม็ดละเอียดมากกว่าร้อยละ 98 โดยค่าหน่วยแรงกำลังด้านทานแรงจุดแบกทานสูงสุด จะมีค่าอยู่ระหว่างค่าที่คำนวณได้จากจากสมการรูปแบบการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุงและการวิบัติแบบเฉือนทะลุ

นอกจากนี้ Sukmak et al. (2016) ได้ศึกษาอิทธิพลจากปริมาณความชื้นบดอัดเริ่มต้นต่อกำลังรับแรงจุดแบกทานของเหล็กเสริมกำลังแบกทาน ซึ่งได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง β กับอัตราส่วนระหว่างปริมาณความชื้นบดอัดใดๆ ต่อปริมาณความชื้นบดอัดที่เหมาะสม (w/w_{owc}) ในดินประเภททรายปนดินเหนียว (SC) ที่มีค่า F เท่ากับร้อยละ 20.8 โดยขอบเขตการศึกษาของค่า w/w_{owc} อยู่ระหว่าง 0.67 และ 1.33 จากความสัมพันธ์ $\beta - w/w_{owc}$ แสดงในรูปที่ 4.6 (b) พบว่าสำหรับดินที่บดอัดที่ปริมาณความชื้นน้อยกว่าหรือเท่ากับปริมาณความชื้นที่เหมาะสม ($0.67 \leq w/w_{owc} \leq 1$) ค่า β จะเท่ากับ $\pi/2$ และในกรณีที่ดินทดสอบบดอัดที่ปริมาณความชื้นมากกว่าปริมาณความชื้นเหมาะสม ($1.0 \leq w/w_{owc} \leq 1.33$) ค่า β จะลดลงและมีค่าเข้าใกล้ $\pi/3$ ในฟังก์ชันความสัมพันธ์โพลีโนเมียล ซึ่งรูปแบบการวิบัติมีแนวโน้มเป็นการวิบัติแบบเฉือนทะลุ เนื่องจากระดับการรวมตัวของอนุภาคดินบดอัด (Degree of aggregation) และค่ากำลังรับแรงเฉือน (shear strength) ของดินลดลง เมื่อปริมาณความชื้นบดอัดเพิ่มขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 4.7 (a)

จากการศึกษานี้ รูปที่ 4.7 (b) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกำลังด้านทานแรงจุดแบกทานสูงสุด ($\sigma_{b,max}$) และหน่วยแรงตั้งฉากในดิน (σ_n) ในดินเหนียวสีแดงที่ปริมาณความชื้นบดอัดเริ่มต้นค่าต่างๆ จากผลทดสอบพบว่า หน่วยแรงกำลังด้านแรงจุดแบกทานสูงสุดสามารถทำนายได้ด้วยสมการกลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุ ในทุกๆ ปริมาณความชื้นดินบดอัด เนื่องจากดินเหนียวสีแดงมีปริมาณอนุภาคดินเม็ดละเอียดเท่ากับร้อยละ 98 และอัตราส่วนของ w/w_{owc} อยู่ในช่วง 0.75-1.25 ผลการทดสอบนี้ แสดงให้เห็นว่า ในกรณีที่ปริมาณอนุภาคดินเม็ดละเอียดเท่ากับร้อยละ 98 จะมีแนวโน้มการวิบัติแบบเฉือนทะลุในทุกๆ ปริมาณความชื้นดินบดอัด (ด้านข้างและด้านเปียกของปริมาณความชื้นที่เหมาะสม) ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบที่ถูกเสนอ โดย Sukmak et al. (2015) และ (2016) ดังที่กล่าวมาข้างต้น



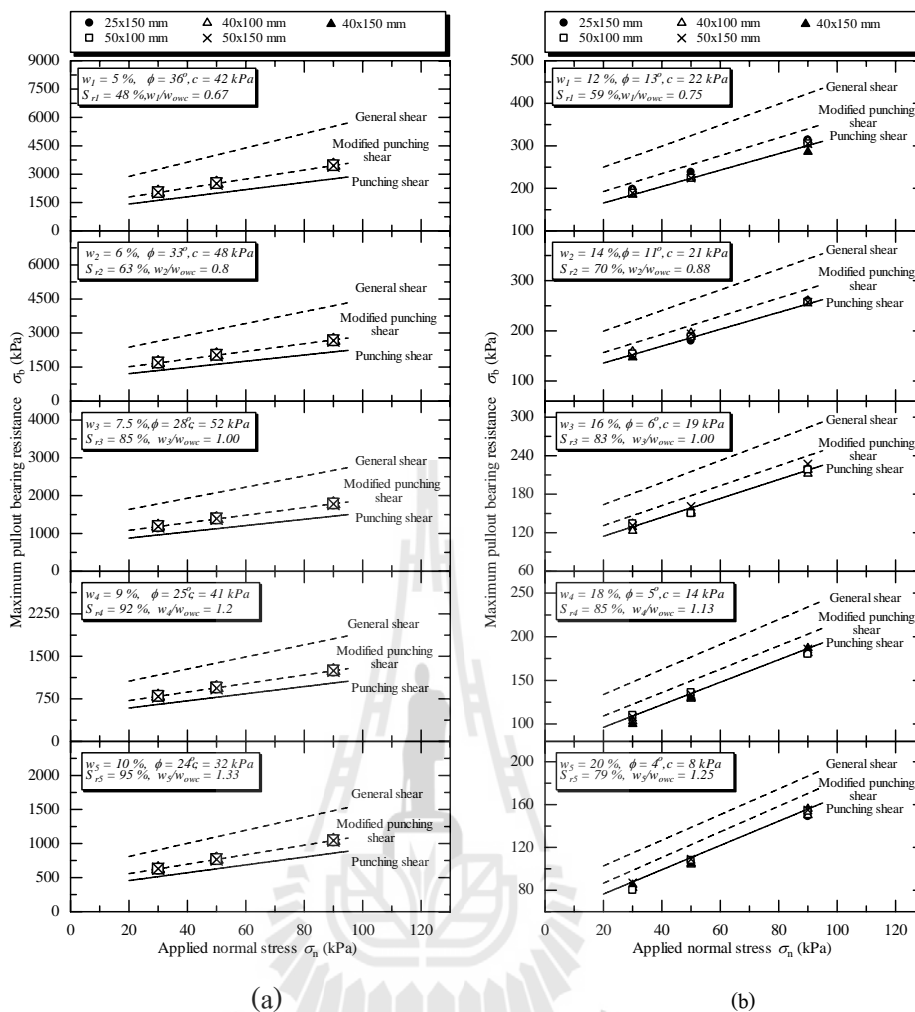
(a)



(b)

รูปที่ 4.6 (a) ความสัมพันธ์ระหว่าง β - F (Sukmak et al. (2015))

(b) ความสัมพันธ์ระหว่าง β - w/w_{owc} (Sukmak et al. (2016))



รูปที่ 4.7 ผลการคำนวณกำลังต้านทานแรงจุดแบกทวนของเหล็กเสริมแบกทวน

(a) ดินลูกรัง (Sukmak et al., 2016) (b) ดินเหนียวสีแดง

4.4 ต้านทานแรงจุดของเหล็กตามขวางมากกว่าหนึ่งตัว ($n > 1$)

ในทางปฏิบัติเหล็กเสริมกำลังแบกทวนจะประกอบด้วยเหล็กเสริมกำลังตามขวางมากกว่า 1 ตัว ถูกจัดวางที่ระยะห่างเท่าๆ กัน ซึ่งหากระยะห่างระหว่างกันไม่เพียงพอ ในขณะที่ถูกดึงออก หน่วยแรงแบกทวนที่เกิดขึ้นด้านหน้าเหล็กเสริมกำลังตามแนวขวางของแต่ละตัวอาจจะรบกวนกันได้ ดังนั้นพารามิเตอร์ไร้มิติสำหรับอัตราส่วนระยะห่างระหว่างเหล็กตามแนวขวาง (S/B) ได้ถูกนำเสนอขึ้นเพื่อศึกษาอิทธิพลของระยะห่าง (S) และขนาด (B) ของเหล็กเสริมกำลังตามขวางต่อประสิทธิภาพการต้านทานการจุดของเหล็กเสริมกำลังแบกทวน โดยอัตราส่วนนี้ใช้ในการออกแบบระยะห่างและขนาดของเหล็กเสริมกำลังตามขวางที่ ถ้าระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมกำลังตามขวางมีค่ามากเพียงพอจะปราศจากการรบกวนกันของหน่วยแรงแบกทวน ซึ่งเกิดขึ้นที่ด้านหน้าเหล็ก

เสริมกำลังตามขวางเนื่องจากการรูดออก คั้งนั้นเหล็กเสริมกำลังตามขวางแต่ละตัวจะสามารถต้านทานการรูดออกได้อย่างเต็มประสิทธิภาพ

จากการศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้องก่อนหน้านี้ Horpibulsuk and Niranitikronburee (2010), Suksiripattanapong et al. (2013) และ Sukmak et al. (2015 และ 2016) พบว่า อิทธิพลการรบกวนกันของเหล็กเสริมกำลังตามขวาง สามารถจำแนกรูปแบบการวิบัติออกไป 3 กรณี ตามค่า S_1/B และ S_2/B ดังต่อไปนี้

กรณีที่ 1 $S/B \leq S_1/B$ การวิบัติแบบบล็อกผิวหยาบ (Block failure) เนื่องจากระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมกำลังตามขวางไม่เพียงพอและวางตัวชิดกันมาก เหล็กจากตัวแรกเท่านั้นที่ทำหน้าที่ต้านทานการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมกำลัง กำลังต้านทานแรงรูดแบกทานของเหล็กเสริมแบกทานมีค่าใกล้เคียงกับกำลังต้านทานแรงรูดของเหล็กตามขวางหนึ่งตัว

กรณีที่ 2 $S_2/B \leq S/B$ (Interference failure) การวิบัติแบบรบกวนกัน เนื่องจากระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมกำลังตามขวางไม่เพียงพอ หน่วยแรงแบกทานด้านหน้าเหล็กเสริมกำลังตามขวางที่อยู่ติดกันรบกวนกัน

กรณีที่ 3 $S/B \geq S_2/B$ (Individual failure) การวิบัติแบบอิสระ เนื่องจากระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมกำลังตามขวางเพียงพอ หน่วยแรงแบกทานด้านหน้าเหล็กเสริมกำลังตามขวางของแต่ละตัวเกิดการวิบัติอย่างเป็นอิสระ

Horpibulsuk and Niranitikronburee (2010) และ Suksiripattanapong et al., (2013) ศึกษาวัสดุดินถมประเภท ดินไม่ยึดเกาะอนุภาคหยาบ (Cohesionless Coarse-grained soil) เช่นดินทรายและเม็ดกรวด พบว่า ค่าระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมกำลังตามขวางที่ปราศจากการรบกวนกันของหน่วยแรงแบกทานก็ต่อเมื่อ ค่า $S_2/B \geq 25$ และ Sukmak et al. (2015) และ (2016) ศึกษาวัสดุดินถมประเภท ดินเสียดทานยึดเกาะอนุภาคละเอียด (Cohesive frictional fine-grained soil) พบว่า S_2/B ลดลงในฟังก์ชันกึ่งเชิงเส้นตรง ตามการเพิ่มขึ้นของปริมาณอนุภาคดินละเอียดและปริมาณความชื้นบดอัดที่มากกว่าปริมาณความชื้นบดอัดที่เหมาะสม เนื่องจากค่ากำลังและค่าสติฟเนส (strength and stiffness) ของดินบดอัดด้านหน้าเหล็กเสริมกำลังตามขวางลดลงจากการเพิ่มขึ้นของปริมาณอนุภาคดินบดอัดและปริมาณความชื้น ซึ่งเป็นผลให้ขอบเขตหน่วยความเค้นด้านหน้าเหล็กเสริมกำลังตามขวางที่เกิดขึ้นมีค่าลดลงในขณะที่เหล็กเสริมกำลังแบกทานถูกรูดออก

รูปที่ 4.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนกำลังต้านแรงรูดสูงสุดต่อ S/B สำหรับเหล็กตามขวางขนาด (BxL) 40x150 มิลลิเมตร ที่จำนวนเหล็กจากตามขวาง (n) เท่ากับ 1 ถึง 4 ตัว ภายใต้หน่วยแรงตั้งฉากต่างๆ ในดินประเภทต่างๆ โดยอัตราส่วนกำลังต้านแรงรูดสูงสุด ถูกกำหนดให้เป็นอัตราส่วนระหว่าง กำลังต้านทานแรงรูดสูงสุดของเหล็กเสริมแบกทานที่มีจำนวน

เหล็กฉาก n ตัว P_{bn} ต่อกำลังต้านทานแรงจุดสูงสุดของเหล็กเสริมแบกทานที่มีจำนวนเหล็กฉากหนึ่งตัว P_{b1}

การเพิ่มขึ้นของปริมาณความชื้นดินบดอัด ส่งผลต่อโซนการวิบัติ รูปที่ 4.9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง S_2/B และ w/w_{owc} จะเห็นได้ว่า S_2/B มีค่าคงที่เมื่อ w/w_{owc} มีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับ 1 และ S_2/B ลดลงอย่างในฟังก์ชันเชิงเส้นตรง เมื่อ w/w_{owc} มีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งสอดคล้องกับผลทดสอบของ Sukmak et al. (2016) จากผลการทดสอบนี้ สามารถสร้างความสัมพันธ์ได้ดังสมการที่ (4.7) และ (4.8)

$$S_2/B = 13.3 \quad \text{สำหรับ } 0.75 \leq w/w_{owc} \leq 1.0 \quad (4.7)$$

$$S_2/B = -13.2[w/w_{owc}] + 26.62 \quad \text{สำหรับ } 1.0 \leq w/w_{owc} \leq 1.25 \quad (4.8)$$

อัตราส่วนระหว่าง P_{bn} แรงแบกทานของเหล็กเสริมแบกทานจำนวนใดๆ ต่อ nP_{b1} เมื่อ n คือจำนวนเหล็กตามขวางและ P_{b1} คือแรงแบกทานของเหล็กตามขวางหนึ่งตัว นิยามว่า “แฟคเตอร์การรบกวน” (Interference factor, IF) จากการวิเคราะห์ข้อมูลการทดสอบนี้และงานวิจัยในอดีต (Suksiripattanapong et al. 2013; Sukmak et al. 2015 และ 2016) แฟคเตอร์การรบกวนจะขึ้นอยู่กับ S/B และ n แต่ไม่ขึ้นกับหน่วยแรงตั้งฉาก ดังสมการ (4.9)

$$IF = \frac{P_{bn}}{nP_{b1}} = a + B \ln\left(\frac{S}{B}\right) \quad (4.9)$$

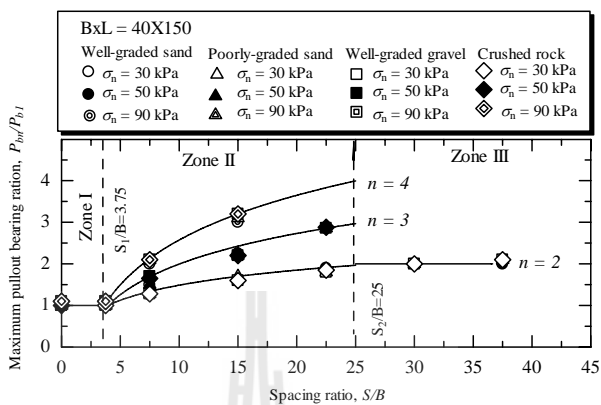
เมื่อ a และ b คือค่าคงที่ขึ้นอยู่กับ n และปริมาณความชื้นในดิน ค่าคงที่สองค่านี้สามารถยอมรับได้ภายใต้สองเงื่อนไข

- (1) เมื่อ S/B เท่ากับ 3.75 ค่า IF เท่ากับ $1/n$
- (2) เมื่อ S/B เท่ากับ S_2/B ค่า IF เท่ากับ 1

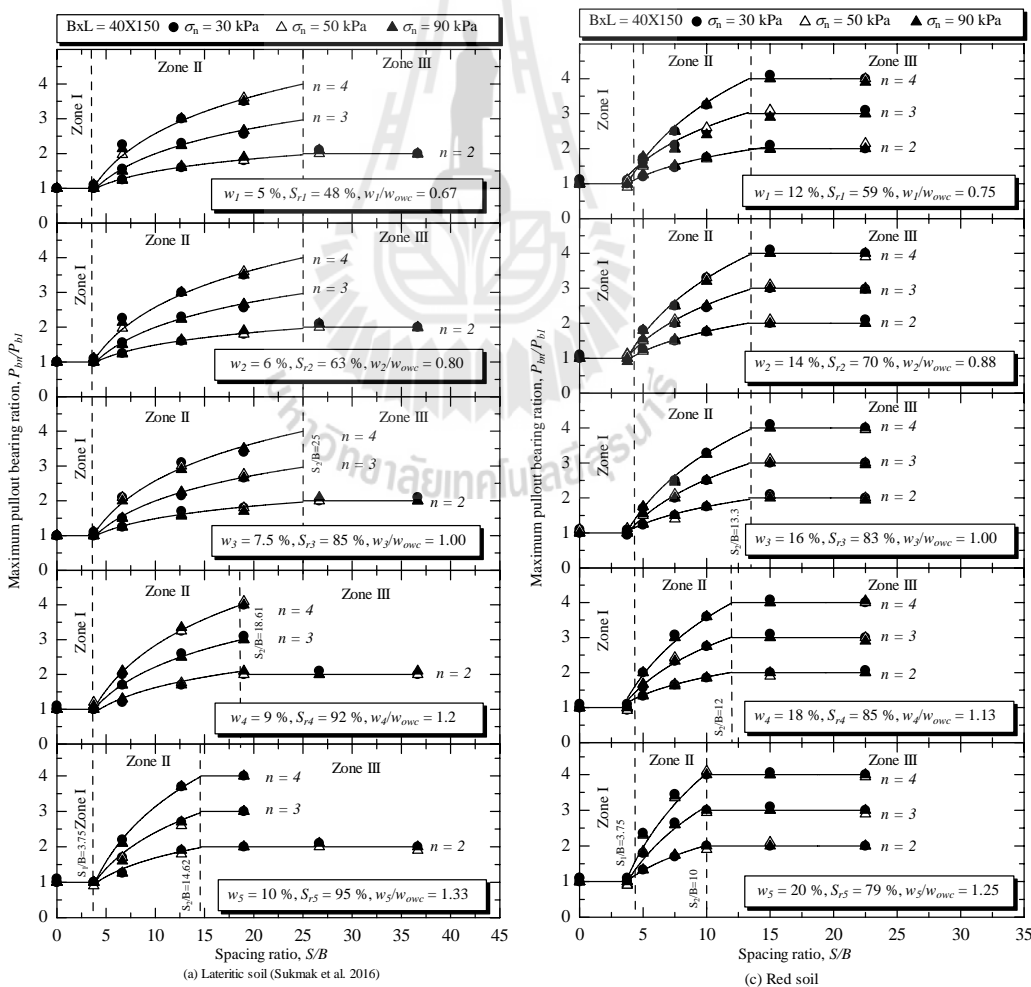
ทั้งสองเงื่อนไขกำหนดค่าบนและล่างของ IF ค่าที่สอดคล้องกัน สำหรับ S/B เท่ากับ S_2/B และ S_2/B ตามลำดับ ค่า a และ b สามารถหาได้จากสมการ (4.10) และ (4.11)

$$b = \frac{\left[1 - \frac{1}{n}\right]}{\left[\ln\left(\frac{S_2}{B}\right) - \ln\left(\frac{S_1}{B}\right)\right]} = \frac{\left[1 - \frac{1}{n}\right]}{\left[\ln\left(\frac{S_2}{B}\right) - 1.322\right]} \quad (4.10)$$

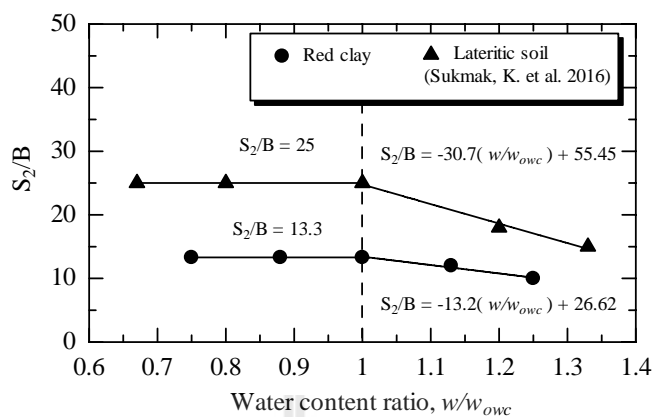
$$a = 1 - b \ln\left(\frac{S_2}{B}\right) \tag{4.11}$$



(a) Suksiripattanapong et al.; 2013



รูปที่ 4.8 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง S/B กับอัตราส่วนกำลังรับแรงแบกทานสูงสุด



รูปที่ 4.9 อิทธิพลของปริมาณความชื้นในดินต่อค่า S_2/B

ตารางที่ 4.1 แสดงผลการทำนายกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กแบกทานขนาด 40x150 มิลลิเมตรและเหล็กตามยาวขนาด 2.6 เมตร จำนวนของเหล็กตามขวาง 1 ถึง 4 ตัว ที่ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมกำลังตามขวางแตกต่างกันในดินเหนียวสีแดงแม่เมาะ กรณี w/w_{owc} มีค่ามากกว่า 1 ($w/w_{owc}=1.13$) กำลังต้านทานแรงจุดทั้งหมดคือผลรวมของกำลังต้านทานแรงเสียดทานและกำลังต้านทานแรงแบกทาน

ตารางที่ 4.1 ทำนายกำลังต้านทางแรงจุดเบกทานของเหล็กเบกทานขนาด 40x150 มิลลิเมตรในดินเหนียวสีแดงแม่เมาะในกรณี w/w_{owc} มีค่ามากกว่า 1 ($w/w_{owc}=1.13$)

n	σ_n (kPa)	S/B	S_2/B	IF	Predicted				Measured
					α_p	P_f (kPa)	P_{bn} (kPa)	P_t (kPa)	P_t (kPa)
1	30	-	-	1	0.66	1.45	0.23	1.67	1.26
	50	-	-	1	0.66	1.61	0.38	1.99	1.53
	90	-	-	1	0.66	1.93	0.68	2.61	2.08
2	30	5	11.59	0.628	0.66	1.45	0.29	1.73	1.34
	50	5	11.59	0.628	0.66	1.61	0.48	2.08	1.68
	90	5	11.59	0.628	0.66	1.93	0.86	2.78	2.33
	30	7.5	11.59	0.807	0.66	1.45	0.37	1.81	1.97
	50	7.5	11.59	0.807	0.66	1.61	0.61	2.22	2.35
	90	7.5	11.59	0.807	0.66	1.93	1.10	3.03	3.03
3	30	5	11.59	0.503	0.66	1.45	0.34	1.79	1.40
	50	5	11.59	0.503	0.66	1.61	0.57	2.18	1.81
	90	5	11.59	0.503	0.66	1.93	1.03	2.96	2.58
	30	7.5	11.59	0.743	0.66	1.45	0.51	1.95	1.59
	50	7.5	11.59	0.743	0.66	1.61	0.84	2.45	2.12
	90	7.5	11.59	0.743	0.66	1.93	1.52	3.45	3.07
4	30	5	11.59	0.441	0.66	1.45	0.40	1.85	1.50
	50	5	11.59	0.441	0.66	1.61	0.67	2.28	1.94
	90	5	11.59	0.441	0.66	1.93	1.20	3.13	2.83
	30	7.5	11.59	0.711	0.66	1.45	0.65	2.09	1.77
	50	7.5	11.59	0.711	0.66	1.61	1.08	2.68	2.36
	90	7.5	11.59	0.711	0.66	1.93	1.94	3.86	3.57

บทที่ 5

บทสรุป

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาในห้องปฏิบัติการ เพื่อทราบถึงกลไกปฏิสัมพันธ์ (Interaction mechanism) ระหว่างเหล็กเสริมแบกทานและดินเหนียวสีแดงในแม่เมาะ พร้อมทั้งพัฒนาสมการทำนายกำลังต้านทานแรงอัดสำหรับเหล็กเสริมแบกทานในดินเหนียวสีแดง และสรุปงานวิจัยแรงอัดที่ผ่านมา จากผลการดำเนินงานสามารถสรุปผลการวิจัยได้ดังนี้

5.1 สรุปผลงานวิจัย

1) กำลังต้านทานแรงอัดของเหล็กเสริมกำลังแบกทาน ประกอบไปด้วย กำลังต้านทานแรงอัดเสียดทานและกำลังต้านทานแรงอัดแบกทาน แรงอัดเสียดทาน ($P_{f,max}$ และ $P_{f,residual}$) จะขึ้นอยู่กับกำลังรับแรงเฉือนของดินและแรงต้านทานที่ผิวระหว่างดินกับเหล็กเสริมแบกทาน ซึ่งเป็นปัจจัยที่ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของแฟกเตอร์ปฏิสัมพันธ์ α ที่แฟกเตอร์ปฏิสัมพันธ์สูงสุดและแฟกเตอร์ปฏิสัมพันธ์ส่วนที่เหลือ (α_p และ α_r) ได้ค่าประมาณ 0.66 และ 0.47

2) สมการทำนายกำลังต้านทานแรงอัดแบกทาน กำลังต้านทานแรงอัดแบกทานของเหล็กเสริมกำลังแบกทานสามารถประมาณได้จากกลไกการวิบัติแบบแรงเฉือนทะลุ เนื่องจากผลการคำนวณโดยกลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุ (Jewell et al., 1984) มีค่าใกล้เคียงกับผลทดสอบมากที่สุด สมการที่นำเสนอนี้เหมาะสำหรับดินเหนียวแน่นและเสียดทาน (Cohesive-frictional soils) ซึ่งมุม ϕ สามารถปรับเปลี่ยนได้ตามคุณสมบัติของดิน

3) การรบกวนเหล็กตามขวางสามารถแสดงได้โดย แฟกเตอร์การรบกวน (IF) ในพจน์ของ S/B กับค่าคงที่ a และ b ขึ้นอยู่กับจำนวนเหล็กตามขวาง (n) เมื่อค่า S/B สูงค่าแฟกเตอร์การรบกวน (IF) จะต่ำ จะเห็นได้ว่ากำลังต้านทานแรงอัดมีค่าต่ำลงด้วยดังนั้นกำลังต้านทานแรงอัดสูงสุดของเหล็กเสริมแบกทานสามารถประมาณจากแฟกเตอร์การรบกวน (IF)

4) กลไกการวิบัติของเหล็กเสริมแบกทานที่มีเหล็กตามแนวขวาง จะขึ้นอยู่กับอัตราส่วน S/B โดยโซนการรบกวนของเหล็กเสริมกำลังแบกทานแบ่งออกเป็นสามโซน ได้แก่ โซนที่หนึ่งคือ

โซนการวิบัติแบบบล็อกเมื่อ ($S/B \leq 3.75$) ซึ่งเหล็กเสริมตามขวางแสดงพฤติกรรมเป็นแบบบล็อก ผิวหยาบ โซนที่สองคือโซนการวิบัติแบบรบกวนกันเมื่อ ($3.75 < S/B < S_2/B$) และโซนที่สามคือโซนการวิบัติแบบอิสระเมื่อ ($S/B > S_2/B$) โดยจะเห็นได้ว่าบริเวณที่เกิดการวิบัติจะอยู่ด้านหน้าของเหล็ก อัตราส่วน w/w_{owc} ส่งผลกระทบต่อโซนการวิบัติทางด้านหน้าของเหล็กตามขวาง ค่า S_2/B มีค่าสูงขึ้นเมื่อ w/w_{owc} มีค่าลดลง ($w > w_{owc}$) และจะมีค่าคงที่เมื่อ $w < w_{owc}$

5) สมการทำนายกำลังต้านทานแรงจุดที่นำเสนอในวิทยานิพนธ์นี้มีประโยชน์อย่างมากในการใช้ตรวจสอบเสถียรภาพภายในของกำแพงกันดินที่เสริมกำลังด้วยเหล็กเสริมแบกทาน ในดินเหนียวสีแดง

5.2 ข้อเสนอแนะ

งานวิจัยครั้งนี้เป็นการศึกษาเพื่อพัฒนาวิธีการทำนายกำลังต้านทานแรงจุดและความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดและการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมแบกทาน กำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กเสริมกำลังแบกทานสูงสุดสามารถประมาณได้จากกลไกการวิบัติแบบเนือนทะเลและแฟลคเตอร์การรบกวน การศึกษาครั้งนี้เป็นแค่การศึกษาผลทดสอบในห้องปฏิบัติการของดินเหนียวสีแดง ที่เป็นดินเม็ดละเอียดและมีพลาสติกสูง ดังนั้น สำหรับผู้ที่สนใจศึกษาต่อไปอาจนำแนวคิดนี้ศึกษากับดินชนิดต่าง ๆ ที่มีคุณสมบัติแตกต่างกัน อีกทั้งเพื่อให้ครอบคลุมถึงสภาพการทำงานในสนาม

รายการอ้างอิง

- ASTM D698-91, 1995. **Test method for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort (12,400 ft-lbf/ft³) (600kN-m/m³).** Annual book of ASTM standards 04.08, 69-76.
- Bergado, D.T., Chai, J.C. and Marui, H. (1996): **Prediction of pullout resistance and pullout force displacement relationship for inextensible grid reinforcements, Soil and Foundations 36,** 11-22.
- Chai, J.C. (1992): **Interaction between grid reinforcement and cohesive-frictional soil and performance of reinforced wall/embankment of soft ground,** D. Eng. Dissertation, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.
- Horpibulsuk, S. and Niramitkornburee, A. (2010): **Pullout resistance of bearing reinforcement embedded in sand,** Soils and Foundations 50(2), 215-226.
- Horpibulsuk, S., Suksiripattanapong, C., Niramitkornburee, A., Chinkulkijniwat, A. and Tangsutthinon, T. (2011): **Performance of earth wall stabilized with bearing reinforcements, Geotextiles and Geomembrances 29,** 514-524.
- Horpibulsuk, S., Suksiripattanapong, C. and Chinkulkijniwat, A. (2013): **Design method for bearing reinforcement earth wall, Geotechnical Engineering Journal 44(4),** 125-131
- 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.
- Khosravi, MH. (2012). **Arching effect in geomaterials with applications to retaining walls and undercut slopes:** Department of international development engineering, Graduate school of science and engineering, Tokyo Institute of Technology, PhD Dissertation.
- Mavong, N, Chaiwan, A and Leelasukseree, C. (2014). **A rock mass elastic modulus estimation using Mae Moh mine's large scale experiment data. Rock Engineering and Rock Mechanics: Structures in and on Rock Masses,** 241.

- McGown, A., Andrawes, K.Z., Pradhan, S., Khan, A.J., 1998. **Limit state analysis of geosynthetics reinforced soil structures**. In: Proc. of 6th International Conference on Geosynthetics, pp. 143-179
- Perterson, E.M., 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.
- Pipatpongsa, T, Khosravi, MH, Doncommul, Prajuab and Mavong, Narongsak. (2009). **Excavation problems in Mae Moh lignite open-pit mine of Thailand**. *Geo-Kanto2009*, 459-464.
- Sukmak, K., Sukmak, P., Horpibulsuk, S., Han, J., Shen, S.L., the, A., 2015a. **Effect of fine content on the pullout resistance mechanism of bearing reinforcement embedded in cohesive-frictional test**, *Geotextiles and Geomembranes* 43, 107-117.
- Sukmak, K., Sukmak, P., Horpibulsuk, S., Chinkulkijniwat, A., Arulrajah, A. Shen, S.L. 2015b. **Pullout resistance of bearing reinforcement embedded in marginal lateritic soil at molding water contents**, *Geotextiles and Geomembranes* doi: 10.1016/j.geotextmem.2015.07.016.
- Suksiripattanapong, C., Chinkulkijniwat, A., Horpibulsuk, S., Rujikiatkamjorn, C., and Tangsutthinon, T. 2012. **Numerical analysis of bearing reinforcement earth (BRE) wall**, *Geotextiles and Geomembranes* 32, 28-37.
- Suksiripattanapong, C., Horpibulsuk, S., Chinkulkijniwat, A. and Chai, J.C (2013). **Pullout resistance of bearing reinforcement embedded in coarse-grained soils**, *Geotextiles and Geomembrane* 36, 44-54.
- Alfaro, M. C., Hayashi, S., Miura, N., & Watanabe, K. (1995). **Pullout interaction mechanism of geogrid strip reinforcement**. *Geosynthetics International*, 2(4), 679-698.
- Tatliso, N., Edil, T.B., Benson, C.H., 1998. **Interaction between reinforcing geosynthetics and soil-tire chip mixtures**. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 124.



ภาคผนวก ก

การทดสอบบดอัดดินด้วยพลังงานแบบมาตรฐาน

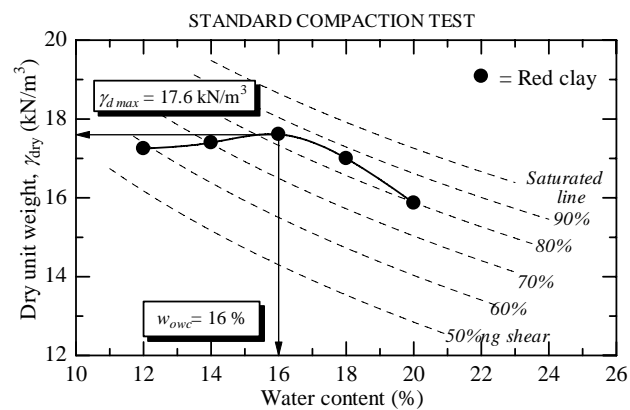
STANDARD COMPACTION TEST (ASTM 698-70)

For. Mae moh mine	Compaction method	Standard
	Weight of hammer	5.5 lb.
	Height of drop	12 in.
	Blows per Layer	25
Location. Mae moh mine	No. of layers	3
Soil Description Red Clay	Mold Size Diameter	10.16 cm.
	Height	11.68 cm.
Tested by APICHET	Volume of mould, V	946.935 cm ³

COMPACTION	Test No.	1	2	3	4	5
Weight of Wet soil+Mould	g	3844	3895	3952	3917	3818
Weight of Mould	g	1980	1980	1980	1980	1980
Weight of Wet soil, W	g	1864	1915	1972	1937	1838
Wet Density, $\rho_t = W/V$	g/cm ³	1.969	2.023	2.082	2.046	1.941
Dry Density, $\rho_d = 100\rho_t/(100+w)$	g/cm ³	1.758	1.774	1.795	1.733	1.618
Dry Density, ρ_d	kN/m ³	17.25	17.40	17.61	17.00	15.87

WATER CONTENT

Container No.	A	B	C	D	E	
Weight of Wet soil+Container	g	160.14	169.06	171.07	160.67	170.35
Weight of Dry soil+Container	g	147.04	152.99	153.77	142.82	149.91
Weight of Water	g	13.10	16.07	17.30	17.85	20.45
Weight of Container	g	24.49	22.39	28.36	26.02	27.02
Weight of Dry soil	g	109.45	114.53	108.11	98.95	102.44
Water Content, w	%	11.97	14.03	16.00	18.04	19.96





ภาคผนวก ข

บทความวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่ในระหว่างศึกษา

Pullout mechanism of the bearing reinforcement embedded in claystone soil of Mae Moh mine

S. Horpibulsukⁱ⁾, A. Udomchaiⁱⁱ⁾, A. Joongklangⁱⁱⁱ⁾, N. Mayong^{iv)}, P. Nikompakdi^{v)}, A. Arulrajah^{vi)}
and M.M. Disfani^{vii)}

- i) Professor, School of Civil Engineering, Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima 30000, Thailand.
 ii) Post-graduate Researcher, School of Civil Engineering, Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima 30000, Thailand.
 iii) M.Eng. Scholar, School of Civil Engineering, Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima 30000, Thailand.
 iv) Engineer, Mae Moh Mine, Electricity Generating Authority of Thailand, Lumpang 52220, Thailand.
 v) Engineer, Electricity Generating Authority of Thailand, Bangkok 11130, Thailand.
 vi) Professor, Swinburne University of Technology, Melbourne, Australia.
 vii) Lecturer, Swinburne University of Technology, Melbourne, Australia.

ABSTRACT

Bearing reinforcement, which is composed of a longitudinal member (steel deformed bar) and transverse (bearing) members (a set of equal angle steel), has been established as an effective earth reinforcement material. The equation for estimating the pullout resistance of this reinforcement in coarse-grained soils has been previously developed but not for fine-grained soil. Claystone soil, abundant in Mae Moh mine, is a fine-grained material when crushed and compacted. It was proposed to be a backfill material in the Bearing Reinforcement Earth (BRE) wall for mining activities. The pullout resistance mechanism of the bearing reinforcement embedded in the claystone soil is presented in this paper. The total pullout resistance is the sum of the pullout friction and bearing resistances. The pullout friction resistance is approximated from soil shear strength and interaction factor α . The bearing pullout resistance of a single isolated transverse member can be approximated from the punching shear mechanism. The transverse member interference is classified into three zones, depending upon spacing and dimension of transverse member, S/B ratio. Based on a critical analysis of the test results, the pullout resistance equations for bearing reinforcement with different normal stresses, dimensions and spacing of transverse members embedded in claystone soils compacted at optimum point (optimum water content and maximum dry unit weight) are developed in term of total strength parameters.

Keywords: bearing reinforcement, Mae Moh mine, claystone, pullout resistance

1 INTRODUCTION

Mechanically stabilized earth (MSE) with different types of earth reinforcement can be used as retaining structures for mining applications. Strip steel reinforcement has been widely used in Thailand for highway bridge abutment and slope protection because this reinforcement is conveniently transported to a factory for galvanization and subsequently to the construction site, and furthermore is simple and fast to install due to its strip shape. However, it is primarily imported from Africa, leading to high construction costs. Steel grid is the other reinforcement, which has been widely researched (Bergado et al., 1993, 1996; Chai, 1992; and Yin et al., 2011) and applied to many MSE projects in Thailand. Even though the grid reinforcement exhibits higher pullout resistance, its installation is more difficult than that of the strip reinforcement.

Horpibulsuk and Niranitkomburee (2010) have recently developed a new cost-effective inextensible

reinforcement type, termed as "Bearing reinforcement". Figure 1 shows the typical feature of the bearing reinforcement, which is composed of a longitudinal member and transverse (bearing) member. The longitudinal member is a deformed steel bar and the transverse members are a set of steel equal angles. This reinforcement has the advantages of both strip and grid reinforcements, i.e., simple and fast installation to the panel wall facing and high pullout resistance with less steel quantity. The transverse members are only installed in the passive zone (behind the maximum tension plane) as determined by the coherent gravity structure hypothesis for engineering and economic purposes. The earth stabilized by this reinforcement is designated as "Bearing Reinforcement Earth (BRE) wall" (Horpibulsuk et al., 2011). The BRE wall system has been accepted as one of the standard MSE walls for the Department of Highways in Thailand.

To date, studies on bearing reinforcement are limited to high-quality coarse-grained soils (<15% fine

content), as specified by the Department of Highways in Thailand. In the Mae Moh mine however, the abundant soils are claystone and red-beds, which are the fine-grained soil. The investigation of the pullout resistance mechanism of bearing reinforcement embedded in claystone is the focus of this paper. The laboratory pullout tests on the bearing reinforcement embedded in various cohesive-frictional soils were performed by using a large-scale pullout apparatus (Horpiulsuk and Niramitkornburee, 2010; Suksitpattanapong et al., 2013) to simulate the short-term situation as previously undertaken by Chai (1992); Bergado et al. (1993 and 1996) and Sukmak et al. (2015). The pullout resistance equation for the bearing reinforcement in term of normal stress, dimension and spacing of transverse members is proposed. The outcome of this study is fundamental and useful for the BRE wall design for mining activities.

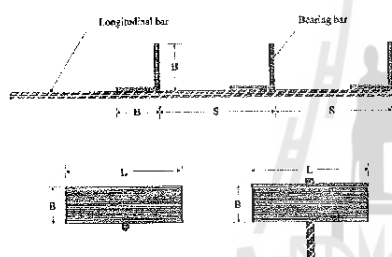


Fig. 1. Typical schematic view of the bearing reinforcement (Horpiulsuk and Niramitkornburee, 2010)

2 MATERIALS AND METHODS

The soil used in this investigation is the claystone from Mae Moh mine. This soil is classified as high plasticity silt (MH), according to the Unified Soil Classification System (USCS). Its specific gravity is 2.67. The liquid limit and plastic limit are 54% and 36%, respectively. The compaction characteristics under standard Proctor energy are optimum water content (OWC) = 29.6% and maximum dry unit weight, $\gamma_{d,max} = 13.6 \text{ kN/m}^3$. Total strength parameters of this claystone at the optimum point obtained from a large direct shear apparatus with the diameter of 35 cm are $c = 57$, and $\phi = 12$ degrees.

To understand the role of the influential factors (dimension, spacing, and numbers of transverse members and normal stress) on the pullout characteristics, the pullout tests on the bearing reinforcements with different dimensions, numbers, and spacing of transverse members have been conducted under different applied normal stresses. The details of the pullout apparatus is found by Horpiulsuk and Niramitkornburee (2010). The leg length, B , and the length, L , of the tested transverse members (steel equal

angles) are 25, 40, and 50 mm and 100, 150, and 200 mm, respectively, which are generally used for MSE walls. The spacing between transverse members, S , varies from 150 to 1500 mm, depending upon the number of transverse members. In this study, the number of transverse members, n , are 1 to 4, which is generally the case in practice. The pullout friction resistance of a longitudinal member is investigated from the pullout test on a single longitudinal member with a diameter of 16.0 mm and length of 2.6 m.

3 TEST RESULTS

Figure 2 shows a pullout test result of a longitudinal member with a diameter of 16 mm and length of 2.6 m. Maximum pullout friction resistance, $P_{f,max}$ of the longitudinal member can be calculated from:

$$P_{f,max} = \pi DL(\alpha c + \sigma_n \tan \delta) \quad (1)$$

where D and L are diameter and length of the longitudinal member, respectively, σ_n is normal stress, α is the adhesion factor and δ is the skin friction angle. The test results show that the α and δ are 0.4 and 3.4° . It is found that the displacement at failure is insignificantly affected by normal stress and is about 3.0 mm for all the applied normal stresses.

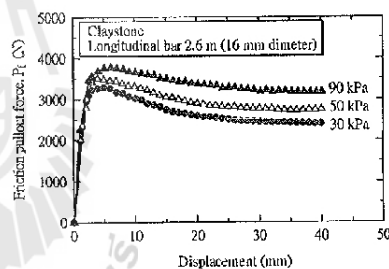


Fig. 2. Pullout test results of a longitudinal member under different normal stresses.

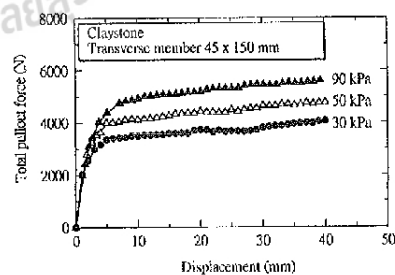


Fig. 3. Pullout test results of a longitudinal member under different normal stresses.

The pullout bearing force at any displacement is the difference between the total pullout force and the pullout friction force. The total pullout force is directly obtained from the pullout test on the bearing reinforcement with a single transverse member ($n = 1$). Figure 3 shows the typical total pullout force and displacement relationship of the bearing reinforcement with a 1.0 m longitudinal member and a 40x150 (BxL) mm transverse member. It is notable that initially, the pullout resistance sharply increases with displacement and then gradually increases until failure at a large displacement of about 40 mm, which is the end of test. The initial sharp increase is caused by the pullout friction resistance, which fully mobilizes at small displacement (about 3 mm) while the soil-bearing capacity fully mobilizes at large displacement.

The maximum pullout bearing resistance can be determined from the plasticity solutions. Three pullout bearing failure mechanisms have been proposed, namely general shear failure (Peterson and Anderson 1980); punching shear failure (Jewell et al. 1984); and modified punching shear failure (Bergado et al. 1996). The maximum bearing stress, σ_{bmax} , of a single transverse member is generally presented in the form:

$$\sigma_{bmax} = N_q \sigma_n \quad (2)$$

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:

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

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

$$N_q = \frac{1}{\cos \phi} \exp[\pi \tan \phi] \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (5)$$

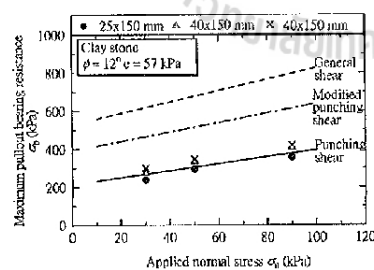


Fig. 4. Comparison of maximum pullout bearing resistance of a single isolated transverse member.

Using their proposed equations (Eqs.3 to 5), 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 (BxL). It is found that the predicted values by punching shear failure mechanism (Jewell et al. 1984) agree well with the measured ones. This is different from the previous studies by Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) and Saksiripattanapong et al., (2013) on the coarse-grained soils in that modified punching shear failure mechanism (Jewell et al. 1984) provides the best estimation of pullout resistance.

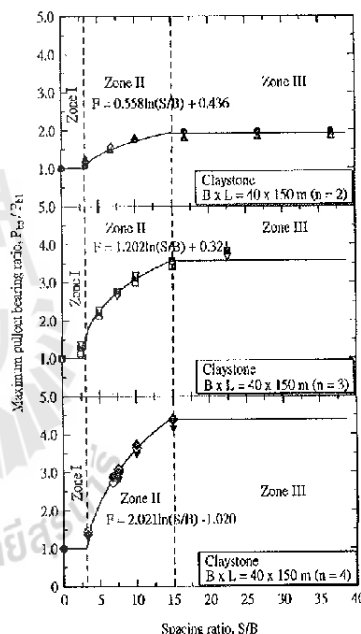


Fig. 5. Measured and predicted P_{bn} and S/B relationship for 40x150 mm transverse members.

Figure 5 shows the typical relationship between maximum pullout bearing force, P_{bn} and transverse member spacing ratio, S/B for 40x150 mm transverse members ($n = 2$ to 4) under different applied normal stresses compared with maximum pullout bearing force of a single isolated transverse member ($n = 1$), P_{b1} . It is found that when S/B is larger than 15, there would be

no more transverse member interference. Thus, this ratio is referred to as free interference spacing ratio. This value is lower than that found by Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) and Suksiripattanapong et al., (2013) for various coarse-grained soils, which was reported to be 25. 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 only the first transverse member causes bearing resistance. In this case, all the transverse members would act like a rough block. As such, the maximum pullout bearing resistance is determined from the summation of the friction on the block sides and the bearing capacity of the first transverse member. Since the bearing capacity is more dominant, the pullout bearing resistance is close to that of a single isolated transverse member. This S/B ratio is thus defined as a rough block spacing ratio. From this finding, the failure mechanism of the bearing reinforcement is classified into three zones, depending upon S/B ratio as shown in Figure 5. Zone 1 is referred to as block failure when $S/B \leq 3.75$. Zone 2 is regarded as member interference failure when $3.75 < S/B < 15$. Zone 3 ($S/B \geq 15$) is individual failure where soil in front of each transverse member fails individually.

The level of transverse member interference can be expressed by the interference factor, F . It is defined as the ratio of the average maximum pullout bearing force of the bearing reinforcement with n transverse members to that of a single isolated transverse member.

$$F = \frac{P_{bn}}{nP_{b1}} \quad (6)$$

The higher the level of transverse member interference (the lower the S/B), the lower the P_{bn} and hence the lower the F . Based on the analysis of the test data, it is found that the interference factor is mainly dependent upon S/B , and n , irrespective of L and applied normal stress. The following equation for interference factor is hence:

$$F = a + b \ln\left(\frac{S}{B}\right) \quad (7)$$

where a and b are constants, depending upon n .

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} are the same, and 2) when S/B equals 15, 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 15, respectively. From these two conditions, the constants a and b can be determined from the following equations:

$$a = 1 - 2.708b \quad (8)$$

$$b = 0.722 \left[1 - \frac{1}{n} \right] \quad (9)$$

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 resistance can be predicted as shown by the solid lines in Figure 6. Equations (1), (2) and (5)-(9) have been successfully used for designing a BRE wall in Mae Moh mine of Electrical Generating Authority of Thailand.

4 CONCLUSIONS

This paper deals with the development of a rational method of predicting pullout resistance of the bearing reinforcement embedded in claystone of Mae Moh mine. The developed equations were successfully adopted to design a BRE wall as a crusher plant support. The conclusions can be drawn as follows:

1. The predictive pullout resistance equations are proposed in term of total strength parameters, which is applicable for short-term design. The maximum pullout bearing resistance of the bearing reinforcement with a single isolated transverse member ($n = 1$) can be approximated by the plasticity solution based on the punching shear failure mechanism.
2. The transverse member interference zones are classified into three zones. Zone 1 is block failure where all transverse members act like a rough block. Zone 2 ($3.75 < S/B < 15$) is member interference failure. Zone 3 is individual failure. In this zone, all transverse members individually mobilize their bearing capacity (free transverse member interference).
3. The transverse member interference can be expressed by the interference factor, F , in term of S/B and two constants, a and b , depending upon n . The higher the S/B , the lower the F , and hence the lower the pullout bearing resistance. The maximum pullout bearing force of the bearing reinforcement can be approximated using F and the plasticity solution.

ACKNOWLEDGEMENTS

This work was supported by Electricity Generating Authority in the fiscal year 2014.

REFERENCES

- 1) Bergado, D.T., Chai, J.C. and Marui, H. (1996): Prediction of pullout resistance and pullout force displacement relationship for inextensible grid reinforcements, *Soils and Foundations* 36, 11-22.
- 2) Bergado, D.T., Macatol, K.C., Amin, N.U. and Alraro, M.C., (1993): Interaction of lateritic soil and steel grid reinforcement, *Canadian Geotechnical Journal* 30, 376-384.
- 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) Horpibulsuk, S. and Niramitkronbaree, A. (2010): Pullout resistance of bearing reinforcement embedded in sand, *Soils and Foundations* 50(2), 215-226.
 - 5) Horpibulsuk, S., Suksiripattanapong, C., Niramitkronbaree, A., Chinkulkijaiwat, A. and Tangsuttanon, T. (2011): Performance of earth wall stabilized with bearing reinforcements, *Geotextiles and Geomembranes* 29, 514-524.
 - 6) Jewell, R.A., Milligan, G.W.B., Sarby, 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.
 - 7) Peterson, E.M. and Anderson, L.R. (1980): Pullout Resistance of Welded Wire Mats Embedded in Soil. Research Report Submitted to Hiltiker Co, from the Civil and Environmental Engineering Department, Utah State University, USA.
 - 8) Suksiripattanapong, C., Horpibulsuk, S., Chinkulkijaiwat, A. and Chai, J.C. (2013): Pullout resistance of bearing reinforcement embedded in coarse-grained soils, *Geotextiles and Geomembranes* 36, 44-54.
 - 9) Sukmak, K., Sukmak, P., Horpibulsuk, S., Han, J., Shen, S.L. and Arulrajah, A. (2015): Effect of fine content on the pullout resistance mechanism of bearing reinforcement embedded in cohesive-frictional soils, *Geotextiles and Geomembranes* (Accepted for publication on December 17, 2014).
 - 10) Tin, N., Bergado, D.T., Anderson, L.R. and Vachitpruek, P. (2011): Factors affecting kinked steel grid reinforcement in MSE structures, *Geotextiles and Geomembranes* 29, 172-180.



ประวัติผู้เขียน

นายอภิเชษฐ์ จุงกลาง เกิดวันอังคารที่ 15 พฤศจิกายน 2531 สำเร็จการศึกษาระดับชั้นมัธยมศึกษาจากโรงเรียนพิมายวิทยา อำเภอพิมาย จังหวัดนครราชสีมา ในปีการศึกษา 2550 และระดับปริญญาตรี จากภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน ในปีการศึกษา 2554 และเข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาโท สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ในปี พ.ศ. 2557 โดยขณะศึกษามีผลงานตีพิมพ์เผยแพร่ จำนวน 1 เรื่อง ซึ่งมีรายละเอียดปรากฏในภาคผนวก ข.

