



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

การศึกษากลไกการเกิด Localization ในดินทราย
โดยการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของคลื่นแรงเฉือน

รศ. ดร. สุพจน์ เตชวรสินสกุล
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ธันวาคม 2553

รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

การศึกษากลไกการเกิด Localization ในดินทราย
โดยการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของคลื่นแรงเฉือน

รศ. ดร. สุพจน์ เตชวรสินสกุล
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สนับสนุนโดยสำนักงานคณะกรรมการอุดมศึกษา
และสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย

(ความเห็นในรายงานนี้เป็นของผู้วิจัย สกอ. และ สกว. ไม่จำเป็นต้องเห็นด้วยเสมอไป)

บทคัดย่อ

รหัสโครงการ : RMU5180052

ชื่อโครงการ : การศึกษากลไกการเกิด Localization ในดินทรายโดยการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของคลื่นแรงเฉือน

ชื่อนักวิจัย : สุพจน์ เตชวรสินสกุล

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Email address : tsupot@chula.ac.th

ระยะเวลาโครงการ :

15 พฤษภาคม 2551 – 14 พฤษภาคม 2553

โครงการวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษากลไกการเกิด Localization ในดินทรายโดยการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของคลื่นแรงเฉือน การทดสอบแบ่งออกเป็น 2 ส่วน ได้แก่ การทดสอบเพื่อศึกษา Sensitivity ของอุปกรณ์การตรวจวัดคลื่นแรงเฉือนในการตรวจจับการเปลี่ยนแปลงความหนาแน่นของตัวอย่างดินทราย ซึ่งทำการทดสอบในเครื่องมือ Oedometer ที่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 10 x 10 ซม. โดยใช้ Bender element ที่ติดตั้งอยู่ด้านบนของตัวอย่างดินทรายเป็นอุปกรณ์สร้างคลื่นแรงเฉือน โดยจากการทดสอบพบว่า การวิเคราะห์การเดินทางของคลื่นแรงเฉือนผ่านตัวอย่างดินทรายสามารถตรวจจับความแตกต่างของของความหนาแน่นในตัวอย่างดินทรายได้อย่างค่อนข้างแม่นยำตามที่คาดไว้ ในการศึกษาในส่วนที่ 2 ได้ดำเนินการศึกษาโดยใช้เครื่องมือทดสอบ Triaxial เพื่อตรวจวัดการเดินทางของคลื่นแรงเฉือนในขณะก่อนและหลังการเกิด Localization ของตัวอย่างดินทรายในระหว่างการทดสอบ ได้ทำการถ่ายภาพความละเอียดสูงเพื่อทำการวิเคราะห์ทางภาพถ่ายควบคู่ไปกับการวิเคราะห์คลื่นแรงเฉือน ผลการทดสอบพบว่า การเกิด Localization ส่งผลทำให้ความเร็วคลื่นแรงเฉือนโดยรวมมีค่าลดลง ซึ่งชี้ให้เห็นว่า Localization ก่อให้เกิดการเปลี่ยนแปลงภายในตัวอย่างดิน โดยคาดว่าทำให้เกิดแนวแคบที่มีความหนาแน่นน้อยกว่าเรียกว่า Shear band ผลการวิเคราะห์ความหนาแน่นเปรียบเทียบพบว่าความหนาแน่นในบริเวณ Shear band จะมีค่าต่ำกว่าค่า Critical void ratio จากการวิเคราะห์ปริมาณความเครียดเฉพาะจุดโดยการวิเคราะห์ภาพถ่ายเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์คลื่นความเร็วเฉือน พบว่า Localization เริ่มเกิดขึ้นภายในตัวอย่างดินเมื่อค่าความเครียดเฉพาะจุดในบางส่วนมีค่ามากกว่า 5% ขึ้นไป ทั้งนี้ค่าความเครียดโดยรวมในขณะเริ่มเกิด Localization ส่วนใหญ่มีค่าน้อยกว่า 1% นอกจากนี้ค่าอัตราส่วนหน่วยแรงยังมีค่าน้อยกว่าค่าอัตราส่วนหน่วยแรงสูงสุด

คำหลัก : ความเร็วคลื่นแรงเฉือน, Localization, Image analysis, Local strain

ABSTRACT

Project Code : RMU5180052

Project Title : อัตราการขยายตัวของคลื่นแผ่นดินไหวในพื้นที่เสี่ยง

Investigators : Supot teachavorasinskun

Faculty of Engineering, Chulalongkorn University

Email address : tsupot@chula.ac.th

Project Duration :

15 May 2008 – 14 May 2010

The study aimed to explore the characteristics of localizations in sandy soil by using the pattern of shear wave propagation. The experiments were divided into two parts. The first part was conducted in order to investigate the sensitivity of the shear wave propagation in detection of the non-uniformity of sample. Tests were done in a 10x10 cm square oedometer in which the non-uniform samples were prepared. Shear wave was generated from the bender element installed at the top cap of the equipment. It was found that pattern of propagation of shear wave could well detect the non-uniformity in density of the sample as expected. In the latter part of the study, the shear wave propagation patterns were recorded during drained triaxial compression tests. Logging of shear wave was continuously done from the beginning of the test until sample failed at large strains. Furthermore, high resolution photos were also taken. Test results indicated unusual propagation pattern at point where localization may be induced. The shear wave velocity greatly decreased and deviated from its normal path when sample underwent certain strain levels. This point was believed to be the point when localization was initiated. By comparison between the shear wave propagation pattern to the local strains computed from image analysis, it revealed that at the state where shear wave velocity started to decrease was in well corresponding to state where local strain at a certain narrow zone approaches 5 %. This localized narrow zone is the initial point for shear band formation. At this state, the global strain was usually less than 1% and the principal stress ratio is still much less than its peak value.

Keywords : Shear wave propagation velocity, , Localization, Image analysis, Local strain

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาของโครงการวิจัย

เป็นเวลานานกว่า 40 ปีมาแล้วที่นักวิจัยทางด้านวิศวกรรมปฐพีพยายามอธิบายพฤติกรรมของการเกิด Localization ในดินโดยอาศัยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ และทางการทดสอบในห้องปฏิบัติการโดยใช้อุปกรณ์การทดสอบแบบดั้งเดิม เช่น การทดสอบแรงอัดสามแกน เป็นต้น รวมถึงอาศัยอุปกรณ์ที่ทันสมัยในปัจจุบัน เช่น การใช้รังสีแกมมา และการใช้รังสีเอ็กซเรย์เพื่อการตรวจวัดการเกิด Localization ซึ่งการวิบัติของดินนี้จะก่อให้เกิดความไม่ต่อเนื่องในรูปแบบของรอยเลื่อน (Slip line หรือ Rupture line) ความไม่ต่อเนื่องดังกล่าวเกิดจากการเปลี่ยนแปลงของคุณสมบัติทางกายภาพของดินในบริเวณแคบๆ โดยในดินทรายเม็ดทรายในบริเวณดังกล่าวจะทำการจัดเรียงตัวกันใหม่โดยการเคลื่อนตัว (Sliding) และการหมุนตัว (Rotating) ก่อให้เกิดแนวความไม่ต่อเนื่องของความหนาแน่นภายในมวลดิน โดยที่ความหนาแน่นในบริเวณดังกล่าวจะมีค่าต่ำกว่าบริเวณอื่นๆ ค่อนข้างมาก การเกิดปรากฏการณ์ดังกล่าวเรียกกันว่า ปรากฏการณ์ Localization ทั้งนี้มวลดินจะใช้แนว Localization เหล่านี้ในการกระจายพลังงานที่เกิดจากการกระทำของแรงภายนอก โดยกระจายพลังงานออกไปในรูปของการเคลื่อนตัวตามแนว Localization นี้จะส่งผลให้หน่วยแรง (Stress) ที่เกิดขึ้นภายในมวลดินไม่เพิ่มขึ้นอีก ถึงแม้ว่าแรงกระทำภายนอกยังคงเพิ่มขึ้นก็ตาม โดยที่ค่าขอบเขตของหน่วยแรงนี้ได้แก่ค่ากำลังรับน้ำหนักของมวลดินนั่นเอง ดังนั้น การเข้าใจกลไกและพฤติกรรมในการเกิด Localization จะเป็นกระบวนการที่สำคัญในการกำหนดค่ากำลังรับน้ำหนัก (Strength) ของดินนั้นๆ ซึ่งเป็นคุณสมบัติที่สำคัญในการออกแบบทางด้านวิศวกรรม นอกจากนี้ การเข้าใจกระบวนการเกิด Localization ยังเป็นส่วนที่สำคัญในการศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักหลังวิบัติ (Residual strength characteristics) ของมวลดิน

1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการ

เพื่อศึกษากลไก และ การเปลี่ยนแปลงที่เกิดขึ้นภายในมวลดินที่เกิด Localization โดยอาศัยการตรวจวัดความเร็วของคลื่นแรงเฉือนที่เคลื่อนที่ผ่านมวลดินนั้น ทั้งนี้ความเร็วคลื่นแรงเฉือนในมวลดินมีค่าเปลี่ยนแปลงไปตามความหนาแน่น และ สภาวะของหน่วยแรงภายในมวลดินนั้น ๆ

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

ศึกษากลไกการเกิดและการเปลี่ยนแปลงความเร็วคลื่นแรงเฉือนภายในมวลดินเพื่อศึกษาพฤติกรรมในการเกิด Localization โดยทำการศึกษาในห้องปฏิบัติการ โดยใช้เครื่องมือทดสอบแบบแรงอัดสามแกน (Triaxial apparatus) ที่จะทำการปรับปรุงระบบและอุปกรณ์การตรวจวัดคลื่นแรงเฉือน และ เครื่องมือทดสอบรูปแบบของความไม่สม่ำเสมอของตัวอย่างดิน ซึ่งตัวอย่างดินที่ใช้จะเป็นตัวอย่างดินทรายที่มีทำการคัดเลือกขนาดแล้ว

1.4 ระเบียบวิธีวิจัย

การศึกษานี้ มุ่งเน้นการศึกษาการเกิด Localization โดยใช้เครื่องมือทดสอบที่ติดตั้งระบบตรวจวัดคลื่นแรงเฉือน ทั้งนี้การวัดความเร็วคลื่นแรงเฉือนสามารถใช้เป็นดัชนีชี้วัดค่าความหนาแน่นของมวลดินภายในบริเวณที่เกิด Localization ได้โดยตรง นอกจากนี้ ยังจะทำการติดตั้งระบบวิเคราะห์ภาพถ่ายเพื่อใช้ประกอบการวิเคราะห์กลไกการเกิด Localization ด้วย โดยการทดสอบจะประกอบไปด้วย 2 องค์ประกอบหลักได้แก่

- ดำเนินการทดสอบเพื่อกำหนดค่าความอ่อนไหว และ ความน่าเชื่อถือ (Sensitivity and Reliability tests) โดยจะทำการปรับปรุงเครื่องมือเพื่อให้สามารถสร้างตัวอย่างดินทรายที่มีรูปแบบของความไม่สม่ำเสมอของความหนาแน่นในรูปแบบที่กำหนด เพื่อศึกษาการเปลี่ยนแปลงของความเร็วคลื่นแรงเฉือนในตัวอย่างดินเหล่านั้น เพื่อกำหนดความไว (Sensitivity) ของการทดสอบ
- สร้างความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือน ความหนาแน่น และ สภาวะของหน่วยแรงของดินทรายที่ใช้ในการทดสอบ ทั้งนี้การทดสอบจะประกอบไปด้วยการทดสอบ Triaxial แบบไม่ระบายน้ำโดยใช้ตัวอย่างดินทรายที่มีสภาวะการอัดตัวแบบ Isotropic โดยที่ความหนาแน่นของตัวอย่างดินที่ใช้จะมีค่าครอบคลุมค่าอัตราส่วนความหนาแน่นสูงสุด และ ต่ำสุด (Maximum และ Minimum void ratios) ของดินทรายที่ใช้ในการทดสอบ โดยที่เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบนี้ จะต้องได้รับการปรับปรุงจนสามารถวิเคราะห์ความหนาแน่นของบริเวณที่เกิด Localization ได้อย่างค่อนข้างแม่นยำ โดยจะทำการติดตั้งอุปกรณ์ส่งและตรวจวัดคลื่นแรงเฉือนจำนวน 2 ชุด และมีระบบวิเคราะห์ภาพถ่ายประกอบเพื่อช่วยในการตรวจสอบการเกิด Localization ในดินทราย

1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

สามารถเข้าใจพฤติกรรมของการเกิดปรากฏการณ์ Localization เช่น ช่วงเวลาเริ่มต้นของการเกิด (Onset of localization) และพัฒนาการของการเกิด (Evolution of localization) โดยการใช้วิธีและเครื่องมือในการทดสอบที่ได้พัฒนาขึ้นในห้องปฏิบัติการ

บทที่ 2

บททวนวรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 บทนำ

ทฤษฎีที่มีพื้นฐานเกี่ยวข้องกับปรากฏการณ์ Localization นั้นได้ถูกค้นพบขึ้นประมาณปี ค.ศ. 1900 โดยมอร์ (Mohr) ได้เสนอทฤษฎีความแข็งแรง (Strength theory) ของเหล็ก และจากนั้นได้ถูกพัฒนามาอย่างต่อเนื่อง ทฤษฎีของมอร์ได้อธิบายความสัมพันธ์กันระหว่างความเค้น โดยอาศัยรูปวงกลม ซึ่งสามารถอธิบายสภาพความเค้นในสภาวะต่าง ๆ ได้เป็นอย่างดี โดยเฉพาะอย่างยิ่ง ณ จุดวิบัติ (Failure) ของวัสดุต่าง ๆ การเกิด Localization ภายในมวลดินเป็นอุปสรรคสำคัญในการศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักของมวลดินภายหลังการวิบัติ ทั้งนี้เนื่องจากพฤติกรรมของการเกิด Localization นั้น ก่อให้เกิดความไม่สม่ำเสมอของคุณสมบัติทางกายภาพ และตัวแปรต่าง ๆ ของดิน เช่น ทำให้บริเวณภายในมวลดินส่วนที่เกิด Localization มีความหนาแน่นต่ำกว่าบริเวณอื่น ๆ ทำให้เกิดการสะสมของความเครียดที่สูงมากในบริเวณนี้ เพื่อทำหน้าที่กระจายพลังงานจากการกระทำของแรงภายนอก เนื่องจากการเกิด Localization เกิดขึ้นภายในมวลดินและเกิดขึ้นในบริเวณแคบ ๆ นอกจากนี้ ยังไม่สามารถกำหนดตำแหน่งที่จะเกิด Localization ได้อย่างแน่นอน ดังนั้นการศึกษาและตรวจสอบกลไกและพฤติกรรมของการเกิด Localization ในมวลดินสันต้องอาศัยการทดสอบที่ยุ่งยากมีหลายขั้นตอน รวมถึงต้องใช้เทคนิคและเครื่องมือที่ทันสมัยและต้องการประสบการณ์ของนักวิจัยในการแปลผลการทดสอบอย่างมาก นักวิจัยหลาย ๆ คนยังอธิบายพฤติกรรมของการเกิด Localization โดยอาศัยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์และทางคอมพิวเตอร์ โดยใช้แบบจำลองดินที่ค่อนข้างซับซ้อน ซึ่งในบทนี้จะเป็นการทบทวนวรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้องในการศึกษาการเกิด Localization ในดินที่สำคัญ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในดินทรายตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน

2.2 การศึกษาการเกิด Localization ในดินทราย

ดินทรายหรือดินที่มีลักษณะเป็นเม็ด (Granular materials) นั้นเมื่อมีแรงมากระทำที่มากเพียงพออย่างต่อเนื่อง จะก่อให้เกิดปรากฏการณ์ของ Localizaiton ในมวลดินทรายนั่น ซึ่งเม็ดดินจะเกิดการเคลื่อนตัวโดยการเลื่อนไถล (Slip) และการหมุน (Rotation) ขึ้นในบริเวณแคบ ๆ ณ บริเวณใดบริเวณหนึ่ง หรือเรียกกันว่าบริเวณรอยเลื่อนวิบัติ (Localized zone) ทำให้เกิดการพองตัว (Dilatancy) และเกิดการเคลื่อนตัวสูง (High deformation) ภายในบริเวณรอยเลื่อนวิบัตินั้น ซึ่งการเคลื่อนตัวหรือการพองตัวเหล่านี้จะทำให้เกิดความไม่เสถียร (Instability) ขึ้นในมวล

ดิน ด้วยเหตุนี้เองทำให้นักวิจัยด้านวิศวกรรมปฐพีได้เริ่มศึกษาการเกิดปรากฏการณ์ Localization นี้มากกว่า 40 ปีมาแล้ว โดยทำการศึกษาและวิจัยทั้งการจำลองทางคณิตศาสตร์ การจำลองทางคอมพิวเตอร์ และการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยการศึกษาเหล่านั้นส่วนหนึ่งได้ทำการศึกษาลักษณะทางกายภาพของรอยเลื่อนวิบัติ เช่น แนวการวางตัวของรอยเลื่อน (Shear band orientation) และความหนาของรอยเลื่อน รวมถึงมีการศึกษาถึงช่วงเวลาและการพัฒนาของการเกิด (Onset and evolution of strain localization) โดยการใช้อุปกรณ์การทดสอบดั้งเดิม เช่น เครื่องทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial test) เครื่องทดสอบแบบ Plain strain test และเครื่องทดสอบที่ทันสมัยที่ใช้ในงานทางการอุตสาหกรรมต่าง ๆ เช่น เครื่องยิงรังสี X-ray เครื่องยิงรังสี Gamma เป็นต้น การใช้เครื่องมือทดสอบเหล่านี้จะสามารถทำให้เข้าใจถึงพฤติกรรมของการเกิด Localization ได้ดียิ่งขึ้น

การศึกษาการเกิด Localization ในระยะแรกๆ อาศัยการศึกษาด้วยตาเปล่า (Visual inspection) ต่อมาจึงได้มีการพัฒนาเอาระบบการวิเคราะห์ภาพถ่าย (Image processing) เข้ามาช่วยในการวิเคราะห์ (Tatsuoka *et al.* 1972, Lesniewska and Mroz, 2000 and Kodaka *et al.* 2007) อย่างไรก็ตามวิธีการดังกล่าว ยังคงเป็นการศึกษาการเกิด Localization จากภายนอก ส่งผลให้ไม่สามารถวิเคราะห์กลไกและความเปลี่ยนแปลงที่เกิดขึ้นภายในพื้นที่เล็กๆ ที่เกิด Localization ได้ ในระยะต่อมา ได้มีการประยุกต์ใช้ระบบ X-ray เข้ามาช่วยในการวิเคราะห์กลไกการเกิดและการขยายตัวของ Localization (Roscoe, 1970) ซึ่งวิธีการประยุกต์ภาพถ่าย X-ray เป็นวิธีที่ได้รับความนิยมเป็นอย่างมาก และ ได้รับการพัฒนาไปจนสามารถสร้างภาพ 3 มิติได้ (X-ray computed tomography) (Desrues *et al.* 1996 และ Batiste *et al.* 2004) หรือประยุกต์ใช้วิธีการทางภาพอื่นๆ เช่น Digital Image Analysis (DIA) (Sachan and Penumadu, 2007) การศึกษาโดยวิธีการทางภาพต่างๆ สามารถศึกษาภาพรวมของการเกิด Localization ในมวลดินได้ อย่างไรก็ตามการวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงทางด้านคุณสมบัติของดินภายในพื้นที่ที่เกิด Localization ยังมีข้อจำกัดอยู่ค่อนข้างมาก ได้มีความพยายามที่จะพัฒนาเครื่องมือโดยทำการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดหลายๆ อย่างเช่น Pore pressure transducer และ Strain meter ในตำแหน่งที่คาดว่าจะเกิด Localization ในตัวอย่างดินที่ทำการทดสอบ (Wanatowski and Chu, 2006) เพื่อตรวจวัดระดับของความไม่สม่ำเสมอ (Non-uniformity) ของแรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess pore water pressure) และ ปริมาณความเครียด (Strain) เป็นต้น การศึกษาการเกิด Localization โดยการตรวจวัดความไม่สม่ำเสมอของตัวแปรทางวิศวกรรมต่างๆ เหล่านี้ ทำให้ทราบผลกระทบที่เกิดจากการเกิด Localization แต่ไม่สามารถอธิบายกลไกการเกิดได้ และไม่สามารถนำผลการศึกษาไปอธิบายพฤติกรรมการรับน้ำหนักภายหลังการวิบัติ (Post peak behavior หรือ Residual strength characteristic)

จากผลการศึกษาและวิจัยของนักวิจัยหลาย ๆ ท่านเกี่ยวกับพฤติกรรมของการเกิดรอยเลื่อนวิบัตินี้ สามารถสรุปประเด็นที่สำคัญต่าง ๆ ได้ดังต่อไปนี้

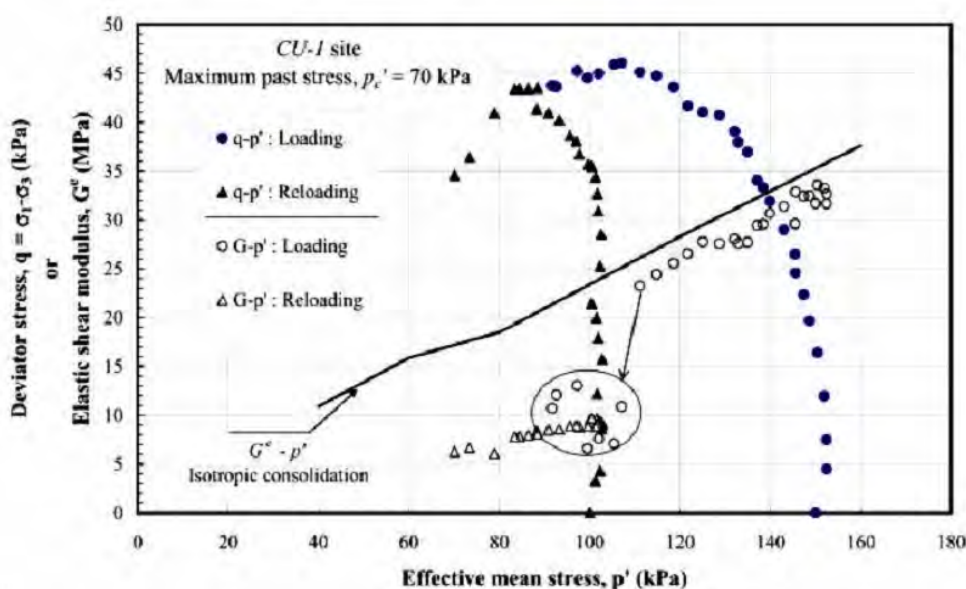
- รอยเลื่อนวิบัติภายในมวลดิน เช่น ดินทราย จะเกิดขึ้นและสามารถตรวจสอบและสังเกตได้จากการทดสอบโดยใช้เครื่องมือและอุปกรณ์การทดสอบแบบดั้งเดิมและแบบใหม่ เช่น เครื่องมือทดสอบแบบแรงอัดสามแกน เครื่องมือทดสอบแรงเฉือน และเครื่องมือทดสอบแบบกระบอกกลวง (Hollow cylindrical test)
- ขนาดและรูปร่างของตัวอย่างทดสอบ รวมถึงรูปแบบการกระทำของแรง (Loading condition) จะมีผลทำให้รูปแบบของรอยเลื่อนวิบัติที่เกิดขึ้นมีความซับซ้อน กล่าวคือ ในตัวอย่างดินที่มีขนาดค่อนข้างสั้นที่ทดสอบในเครื่องมือทดสอบแบบแรงอัดสามแกนจะเกิดรอยเลื่อนวิบัติที่มีความซับซ้อนและไม่เป็นระเบียบกว่าตัวอย่างที่มีขนาดความสูงที่มากกว่าเนื่องจากผลกระทบของขอบเขต (Boundary condition) ของตัวอย่างทดสอบ แต่ในตัวอย่างดินที่ทดสอบในเครื่องมือทดสอบแบบ Plain strain test รอยเลื่อนวิบัติที่เกิดขึ้นจะมีรูปร่างเป็นแถบและสม่ำเสมอที่ค่อนข้างชัดเจน
- ณ ตำแหน่งที่ความเค้นสูงสุดบนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดนั้น นักวิจัยหลาย ๆ ท่านได้รายงานผลการศึกษาวิจัยว่าโซนของรอยเลื่อนวิบัติจะพัฒนาขึ้นเต็มรูปแบบในช่วงเวลานี้ โดยจุดเริ่มของการวิบัติจะเกิดขึ้นก่อนตำแหน่งความเค้นสูงสุดนี้เล็กน้อย

2.3 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและคุณลักษณะต่าง ๆ ของดินทราย

เป็นที่ยอมรับกันว่าการเปลี่ยนแปลงค่าอัตราส่วนช่องว่าง (Void ratio) ของมวลดินภายใต้การกระทำของแรงเฉือน จะมีค่ามุ่งเข้าสู่ค่าคงที่ค่าหนึ่งซึ่งเรียกกันว่าค่าอัตราส่วนช่องว่างวิกฤติ (Critical void ratio) ทั้งนี้การศึกษาจำนวนมากที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมของดินทรายก่อนการวิบัติได้ยืนยันข้อสรุปดังกล่าว อย่างไรก็ตาม ได้มีการพบในภายหลังว่า ในมวลดินทราย (โดยเฉพาะดินทรายที่มีความหนาแน่นสูง) ที่มีการตรวจพบการเกิด Localization ที่ชัดเจนการเปลี่ยนแปลงค่าของอัตราส่วนช่องว่างระหว่างการทดสอบ จะมีค่าต่ำกว่าค่าอัตราส่วนช่องว่างวิกฤติค่อนข้างมาก ต่อมาโดยอาศัยผลการศึกษาโดยวิธี X-ray computed tomography ในระยะหลัง ได้แสดงให้เห็นว่าอัตราส่วนช่องว่างของดินภายในบริเวณที่เกิด Localization นั้น จะมีค่ามุ่งเข้าสู่ค่าอัตราส่วนช่องว่างวิกฤติ (Desrues *et al.* 1996) อย่างไรก็ตาม การศึกษาโดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่สลับซับซ้อน เช่น การใช้ Discrete Element Analysis (Gudehus

and Nubel, 2004) กลับพบว่าเพื่อให้การกระจายพลังงานจากการกระทำของแรงภายนอกภายในบริเวณที่เกิด Localization เกิดขึ้นอย่างเพียงพอ จนกระทั่งมวลดินแสดงพฤติกรรมการรับน้ำหนักสูงสุด (กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดมีลักษณะแบนราบ) แล้ว อัตราส่วนช่องว่างภายในบริเวณ Localization จะต้องมามีค่าที่สูงมากกว่าค่าอัตราส่วนช่องว่างวิกฤตค่อนข้างมาก ซึ่งไม่สอดคล้องกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

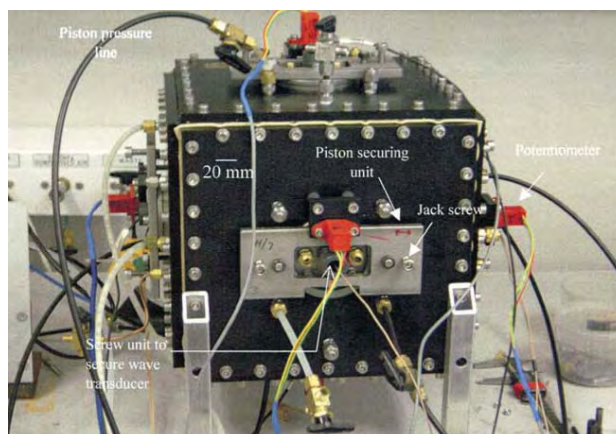
จากที่ได้กล่าวมาแล้วว่า ความเร็วของคลื่นแรงเฉือนภายในมวลดินเปลี่ยนแปลงโดยตรงกับค่าอัตราส่วนช่องว่างและหน่วยแรงภายในมวลดินนั้น ๆ ดังนั้นการตรวจวัดการเปลี่ยนแปลงของความเร็วของคลื่นแรงเฉือนภายในมวลดินในขณะที่มวลดินบางส่วนเกิด Localization จึงสามารถใช้เป็นเครื่องมือในการประมาณค่าอัตราส่วนช่องว่างของมวลดินภายในบริเวณที่เกิด Localization ได้เป็นอย่างดี ทั้งนี้ Teachavorasinskun and Amornwithayalax (2002) (รูปที่ 2.1) และ Teachavorasinskun and Akkarakun (2004) ได้ทำการทดสอบหาเส้นทางเดินของค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนในดินเหนียวก็พบว่า ภายหลังการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ ความเร็วคลื่นแรงเฉือนมีการเปลี่ยนแปลงในลักษณะที่ผิดแปลกไปจากรูปแบบที่ได้ในช่วงก่อนการวิบัติ อย่างไรก็ตามในการศึกษาทั้งสองได้เพียงแต่ตั้งข้อสังเกตการเปลี่ยนแปลงดังกล่าวไว้ แต่ไม่สามารถให้รายละเอียดได้ เนื่องจากเครื่องมือทดสอบที่ใช้ไม่ได้มีการวางแผนและจัดเตรียมไว้สำหรับการศึกษาการเปลี่ยนแปลงความเร็วคลื่นแรงเฉือนในขณะที่เกิด Localization



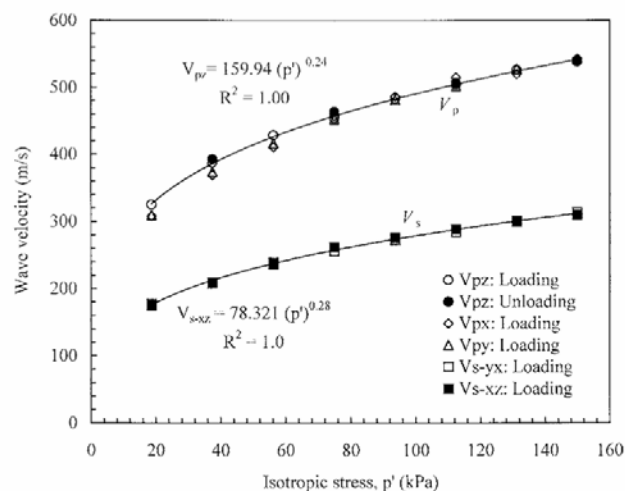
รูปที่ 2.1 การทดสอบหาเส้นทางเดินของค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนในดินเหนียว
(Teachavorasinskun and Amornwithayalax, 2002)

ในงานวิจัยของ Mostafa A.I. *et al.* (2005) ได้ทดลองวัดคลื่นแรงเฉือนที่เคลื่อนที่ผ่านดินทรายในเครื่องมือแบบแรงอัดสามแกนจริง (True triaxial apparatus) โดยมีการติดตั้งเครื่องกำเนิดคลื่น (Wave-transducer) ที่ผลิตขึ้นมาแบบพิเศษที่สามารถวัดได้ทั้งคลื่นแรงเฉือน (Elastic shear wave, V_s) และคลื่นแรงอัด (Compressional wave, V_p) ดังรูปที่ 2.2 โดยสมมุติฐานที่ผู้วิจัยได้คิดที่จะทดสอบเนื่องจากมีรายงานการวิจัยจากอดีตพบว่า ความเค้นที่กระทำต่อดินในแต่ละทิศทางในทั้งสามแกนกล่าวคือ ความเค้นหลัก ความเค้นรองและความเค้นส่วนกลาง มีอิทธิพลที่สำคัญต่อค่าโมดูลัสแรงเฉือน (Shear modulus) ของดินที่เกิดขึ้นในความเครียดที่ต่ำมาก (Small strain behavior) มากกว่าค่าความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย (Mean effective stress, p')

ผลการศึกษาดังกล่าวข้างต้น พบว่าความเร็วของคลื่นแรงอัดทั้งสามทิศทาง จะมีค่าเพิ่มมากขึ้นตามค่าความเค้นที่เท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic stress) ดังรูปที่ 2.3 ส่วนผลกระทบของสภาพบดอัดมากกว่าปกติของดินทราย (Over consolidation of the sand) จะมีผลกระทบน้อยมากกับค่าความแข็งแรงที่ระดับความเครียดต่ำ (Small strain stiffness) นอกจากนี้จากการทดสอบยังพบว่าคลื่นแรงอัดทั้งสามทิศทางจะมีผลกระทบจากความเค้นในทิศทางที่คลื่นเคลื่อนที่ผ่านเท่านั้น



รูปที่ 2.2 แสดงเครื่องมือทดสอบแรงอัดสามแกนจริงที่ติดตั้งเครื่องมือวัดแรงเฉือนและตัวอัดแรงดัน (Mostafa A.I. *et al.* ,2005)



รูปที่ 2.3 ผลกระทบของความเค้นที่เท่ากันทุกทิศทางต่อคลื่นแรงอัดและคลื่นแรงเฉือน (Mostafa A.I. *et al.*, 2005)

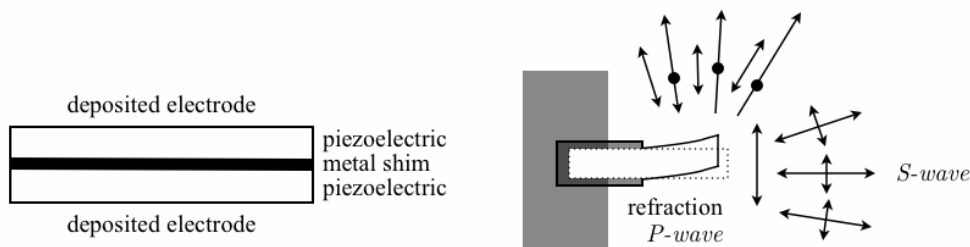
Leong *et al.* (2005) ได้ทำการทดสอบการวัดคลื่นแรงเฉือนที่เคลื่อนที่ผ่านดินทรายแห้ง ดินทรายเปียก และดินทรายอิ่มตัว (Dry, unsaturated and saturated sand) โดยพิจารณาถึงความไม่แน่นอนของการวัดคลื่นเนื่องจากผลกระทบของชนิดของตัววัดคลื่นแรงเฉือนหรือ Bender element ลักษณะของคลื่นที่ปล่อยออกมา (Waveform) เช่น ขนาด (Magnitude) และความถี่ (Frequency) โดยผลการทดสอบพบว่า ความไม่แน่นอนของทดสอบนั้นขึ้นกับการแปลความหมาย (Interpretation) สัญญาณของตัวรับสัญญาณ โดยในการใช้ตัวกำเนิดคลื่นแบบไซน์ (Sinusoidal input) การบันทึกเวลาในการเคลื่อนที่ (Travel time) ของคลื่นที่เคลื่อนที่ผ่านดินควรจะวัดจากส่วนโค้งงอของกราฟที่เกิดขึ้นแรกสุด (First deflection) และเราสามารถที่จะเพิ่มประสิทธิภาพการรับสัญญาณของคลื่นได้โดย 1) ค่าอัตราส่วนของสัญญาณต่อตัวกวน (Signal to Noise, SNR) อย่างน้อย 4 เดซิเบล 2) ค่าความยาวของเส้นทางการเคลื่อนตัวของคลื่นต่ออัตราส่วนของความยาวคลื่นอย่างน้อย 3.33 นอกจากนี้ในการทดสอบเราสามารถเพิ่มค่า SNR ได้โดยการเพิ่มแรงดันไฟฟ้า (Voltage) กับตัวส่งสัญญาณคลื่น (Transmitter bender element) โดยใช้ตัวขยายกำลังไฟฟ้า (Power amplifier) และ/หรือใช้การต่อตัวส่งสัญญาณเป็นแบบขนาน และต่อตัวรับสัญญาณเป็นแบบอนุกรม เป็นต้น

Minsu Cha and Gye-Chun Cho (2007) ได้ประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินทราย โดยใช้ความเร็วคลื่นแรงเฉือน โดยผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่า แม้กำลังรับแรงเฉือนของดินทรายจะเป็น ปรัชญาการณที่เกิดขึ้นที่ความเครียดที่สูงมาก ส่วนการเดินทางของคลื่นแรงเฉือนจะเป็นปรัชญาการณที่เกิดขึ้นที่ความเครียดน้อยมากก็ตาม ผลการทดลองแสดงให้เห็นว่าค่าความเค้นประสิทธิผลและอัตราส่วนช่องว่างเป็นผลกระทบที่สำคัญยิ่งต่อกำลังรับแรงเฉือนของดินทราย

นอกจากนี้แล้วยังเป็นผลกระทบที่สำคัญต่อความเร็วของคลื่นแรงเฉือนด้วยเช่นกัน ดังนั้นจึงกล่าวได้ว่า กำลังรับแรงเฉือน ถึงแม้ไม่ได้สัมพันธ์กันโดยตรงแต่ก็มีแนวโน้มที่จะสัมพันธ์กับความเร็วของคลื่นแรงเฉือนได้โดยพิจารณาถึงอัตราส่วนช่องว่างและความเค้นประสิทธิผลในดินทราย ผลการทดสอบยังพบอีกว่า ค่ามุมเสียดทานภายในของทรายจะเพิ่มมากขึ้นเมื่ออัตราส่วนช่องว่างมีค่าลดลง และในบทสรุปของงานวิจัยได้แนะนำว่า การประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนในที่ (In-situ shear strength) ของดินทรายโดยการใช้คลื่นแรงเฉือนเป็นวิธีที่ได้ผลที่ดีวิธีหนึ่ง โดยความถูกต้องของการประมาณค่านั้นขึ้นอยู่กับคุณภาพของข้อมูลทางพลศาสตร์ที่ตรวจวัดได้ในที่ (In-situ seismic data) เป็นสำคัญ

2.4 การทดสอบโดยการใช้ Bender Element เพื่อวัดคลื่นแรงเฉือนในดิน

วิธีการตรวจวัดโดยใช้ Bender Element ได้ถูกพัฒนาขึ้นโดย Shirley and Hampton (1977) ซึ่งเป็นวิธีที่ง่ายใช้สำหรับการวัดโมดูลัสแรงเฉือนของดินในระดับความเครียดที่ต่ำมาก การทดลองทำได้โดยการวัดความเร็วของคลื่นแรงเฉือนที่แผ่กระจายในตัวอย่างทดสอบจากการส่งผ่านคลื่นแรงเฉือนจากตัวส่ง (Transmitter) ไปสู่ตัวรับ (Receiver) แผ่นทดสอบ Bender Element จะประกอบไปด้วยแผ่น Piezoelectric-ceramic จำนวน 2 แผ่น ประกบกับแผ่นทองเหลือง แผ่นเหล็ก (Metal shim) หรือ สแตนเลสสตีล (Stainless steel) ดังรูป 2.4ก แผ่น Bender Element นี้จะส่งทั้งคลื่นแรงเฉือนและคลื่นแรงอัดไปทุกทิศทางตามรูปที่ 2.4ข



รูปที่ 2.4 (ก) ลักษณะของแผ่น Bender Element

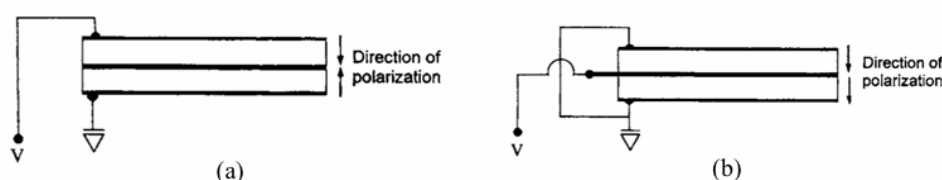
(ข) ทิศทางการส่งคลื่นแรงเฉือนและคลื่นแรงอัดของ Bender Element

(Lee and Santamarina, 2005)

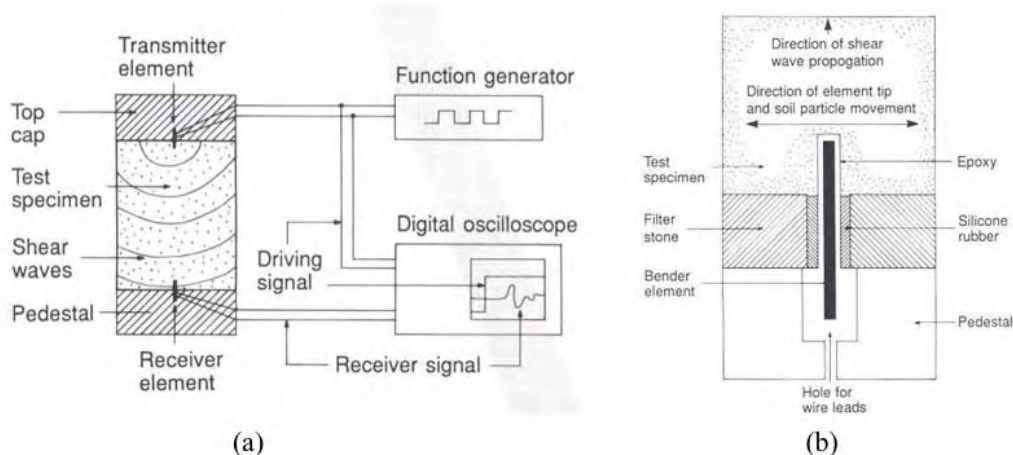
วิธีในการวัดค่าความเร็วของแรงเฉือน จะใช้ Bender Element ซึ่งเป็นตัวแปลงสัญญาณ Electro-mechanical โดยแปลงพลังงานกล (การสั่นไหว) เป็นพลังงานทางไฟฟ้า หรือในทางกลับกันจะแปลงพลังงานทางไฟฟ้าเป็นพลังงานกล เมื่อปล่อยกระแสไฟฟ้าเข้าไปในแผ่น Bender Element ตัวแผ่นจะเกิดการงอขึ้น ในขณะนั้นแผ่น Bender Element จะแปลงสัญญาณจาก

พลังงานไฟฟ้าเป็นพลังงานกลที่เคลื่อนที่ผ่านดิน ไปยัง Bender Element ตัวรับเพื่อเปลี่ยนสัญญาณจากพลังงานกลกลับมาเป็นสัญญาณทางไฟฟ้าอีกครั้งหนึ่ง

Bender Element มีอยู่ด้วยกัน 2 ชนิด คือ ชนิดแบบขั้ว X (X-Poled) หรือการต่อแบบ ซีรีย์ (Series connection) และ แบบขั้ว Y (Y-Poled) หรือการต่อแบบขนาน (Parallel connection) ดังที่แสดงในรูป 2.5 ซึ่งไม่ว่าจะเป็นการต่อแบบใดก็สามารถใช้ได้ทั้งตัวรับและตัวส่งสัญญาณ โดยที่การใช้จะแตกต่างกันในการต่อวงจรไฟฟ้าจะต่อนุกรมเมื่อใช้เป็นตัวรับสัญญาณและต่อแบบขนานเมื่อใช้เป็นตัวส่งสัญญาณเหตุที่ต้องต่อวงจรแตกต่างกันเพื่อที่จะใช้งานได้อย่างมีประสิทธิภาพในแต่ละด้านนั่นเอง รูปที่ 2.6 แสดงการเชื่อมต่อ Bender Element เข้ากับอุปกรณ์การทดสอบเพื่อการวัดคลื่นแรงเฉือนในดิน



รูปที่ 2.5 ชนิดของ Bender Element แบบ (a) แบบ X-Poled (b) แบบ Y-Poled
(Lee and Santamarina, 2005)

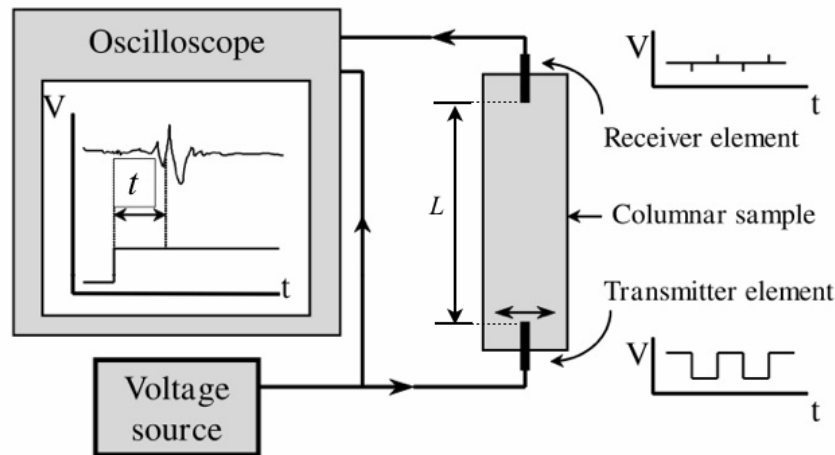


รูปที่ 2.6 (a) การเชื่อมต่อ Bender Element ที่เป็นตัวส่งสัญญาณและตัวรับสัญญาณ
เข้ากับเครื่อง Oscilloscope (b) การติดตั้งตัว Bender Element เข้ากับหัวกด (Pedestal)
(Piezoceramic bender element test data sheet of Norwegian Geotechnical Institute, NGI)

ในการคำนวณหาค่าคลื่นแรงเฉือนที่ตรวจวัดได้จากสัญญาณรับและส่งนั้นสามารถทำได้โดยง่ายจากสมการที่ 2.1

$$V_s = \frac{L}{t} \quad (2.1)$$

V_s คือ ความเร็วของคลื่นแรงเฉือน L คือ ระยะระหว่างปลายทั้งสองข้างของตัวรับและตัวส่งของแผ่น Bender Element และ t คือ ระยะเวลาในการเดินทางของคลื่นแรงเฉือนผ่านตัวอย่างดิน โดยรูปที่ 2.7 แสดงลักษณะการวัดค่าของ L และ t



รูปที่ 2.7 รูปแสดงการวัดค่าระยะทางการเดินทางของคลื่นแรงเฉือน (L) และเวลาในการเดินทางของคลื่นแรงเฉือน (t) (Blewett *et al.* 1999)

แต่อย่างไรก็ตามการคำนวณหาเวลาในการเดินทางของคลื่นแรงเฉือน (Travel time) ผ่านตัวอย่างดินนั้นยังมีข้อถกเถียงกันอย่างมากระหว่างนักวิจัยทางด้านปฐพีกลศาสตร์ ทั้งนี้ยังไม่เป็นที่สรุปอย่างแน่ชัดว่าวิธีใดเป็นวิธีที่ดีที่สุด โดยวิธีในการคำนวณหาเวลาเดินทางของคลื่นแรงเฉือนมีดังนี้

- First time of arrival (Kumar and Madhusudhan, 2010)
- Travel time between characteristic points
- The cross-correlation method
- Phase-sensitive detection (Blewett *et al.*, 1999)

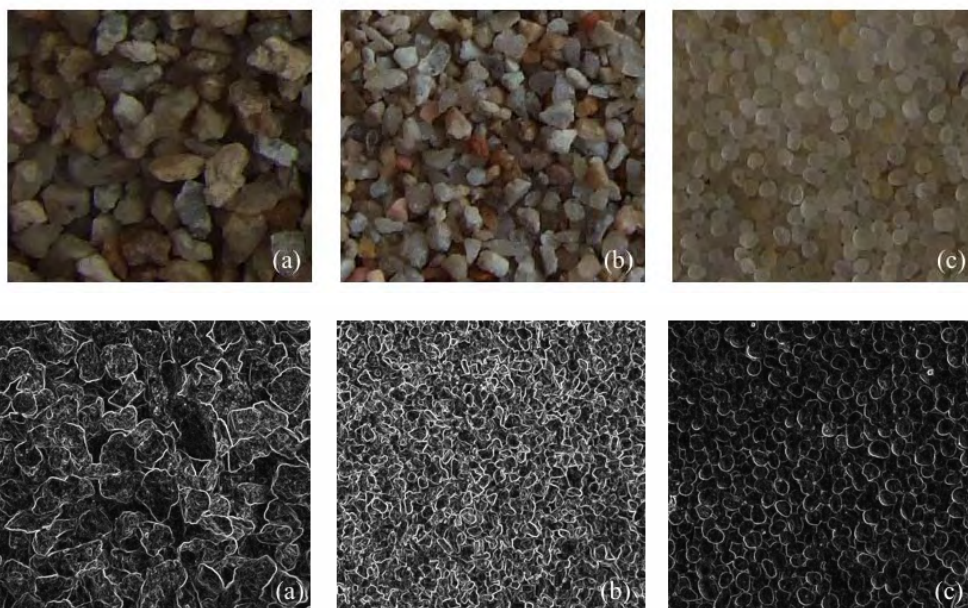
นอกจากนี้สัญญาณที่รับได้จากตัวรับสัญญาณคลื่นแรงเฉือนนั้นอาจมีลักษณะที่ยากแก่การคำนวณเนื่องจากสัญญาณที่รับได้อาจถูกรบกวนด้วยผลกระทบของรูปคลื่นแรงเฉือนที่ผิดแปลกไปในช่วงแรก หรือที่เรียกกันโดยทั่วไปว่า Near-field effect (Sanchez-Salinerio *et al.*, 1986 และ Jovicic *et al.*, 1996)

บทที่ 3

วิธีและขั้นตอนในการทดสอบ

3.1 คุณสมบัติของดินทราย

ในงานวิจัยชิ้นนี้ ดินทราย 2 ชนิดจะถูกนำมาใช้ในการทดสอบ โดยดินทรายชนิดแรกนำมาจากบริเวณชายฝั่งทะเลภาคตะวันออก จังหวัดชลบุรี โดยลักษณะของเม็ดทรายชนิดนี้จะมีลักษณะที่เป็นเหลี่ยมมุมเล็กน้อย (Sub-angular shape) และมีรูปร่างไม่เป็นทรงกลม (Low sphericity) ซึ่งดินทรายที่นำมานี้จะถูกร่อนผ่านตะแกรงตามมาตรฐานสหรัฐอเมริกา (US. standard size) ทรายที่ค้างอยู่บนตะแกรงเบอร์ 16 และ 40 ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเฉลี่ยของเม็ดทรายเท่ากับ 1.18 และ 0.425 มิลลิเมตรจะถูกนำมาใช้ในการทดสอบ โดยต่อไปนี้จะเรียกว่าตัวอย่างดินทรายแบบ D16 และ D40 ตามลำดับ ส่วนดินทรายชนิดที่สองจะเป็นดินทรายมาตรฐานที่มีชื่อเรียกทางการค้าว่า ทรายทดสอบซิลิกา (Silica test sand) ตามมาตรฐาน ASTM C-778#20 – 30 มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเฉลี่ยของเม็ดทรายเท่ากับ 0.60 มิลลิเมตร ลักษณะของเม็ดทรายมีลักษณะที่ไม่มีเหลี่ยมมุมและมีรูปร่างที่กลม (Rounded shape with high sphericity) รูปที่ 3.1 แสดงลักษณะเหลี่ยมมุมและรูปร่างของเม็ดทรายที่ใช้ในการทดสอบ และในตารางที่ 3-1 แสดงถึงคุณสมบัติเบื้องต้นของดินทราย เช่น ค่าอัตราส่วนช่องว่างต่ำสุดและสูงสุด ค่าความถ่วงจำเพาะของเม็ดดิน เป็นต้น



รูปที่ 3.1 ลักษณะและรูปร่างของดินทรายที่ใช้ในการทดสอบ (a) D16 (b) D40 และ (c) Silica

ตารางที่ 3-1 คุณสมบัติของดินทรายเบื้องต้น

Basic property	D16	D40	Silica sand
Shape of grain particle	Low to medium sphericity with angular shape	Low to medium sphericity with angular shape	High sphericity with well rounded shape
Mean size particle, d_{50} (mm)	1.18	0.465	0.60
Specific gravity, G_s	2.69	2.72	2.65
Maximum void ratio, e_{max}	1.06	1.12	0.6
Minimum void ratio, e_{min}	0.713	0.808	0.459

3.2 อุปกรณ์ที่ใช้ในการวิจัย

ในงานวิจัยนี้จะแบ่งการทดสอบออกเป็น 2 ส่วนหลัก ๆ คือ

1) การหาค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนในเครื่องมือทดสอบความไม่สม่ำเสมอของดิน โดยจะดำเนินการทดสอบเพื่อกำหนดค่าความอ่อนไหว และ ความน่าเชื่อถือ (Sensitivity and Reliability tests) ซึ่งจะทำให้การปรับปรุงเครื่องมือเพื่อให้สามารถสร้างตัวอย่างดินทรายที่มีรูปแบบของความไม่สม่ำเสมอของความหนาแน่นในรูปแบบที่กำหนด เพื่อศึกษาการเปลี่ยนแปลงของความเร็วคลื่นแรงเฉือนในตัวอย่างดินเหล่านั้น เพื่อกำหนดค่าความอ่อนไหว (Sensitivity) ของการทดสอบ เครื่องมือและอุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบ ดังนี้

- อุปกรณ์ทดสอบความไม่สม่ำเสมอของตัวอย่างดิน
- คอมพิวเตอร์สำหรับเก็บข้อมูลการทดสอบ
- Bender Element
- เครื่องกำเนิดสัญญาณทางไฟฟ้า (Signal generator)
- เครื่องแปลสัญญาณคลื่น (Oscilloscope)

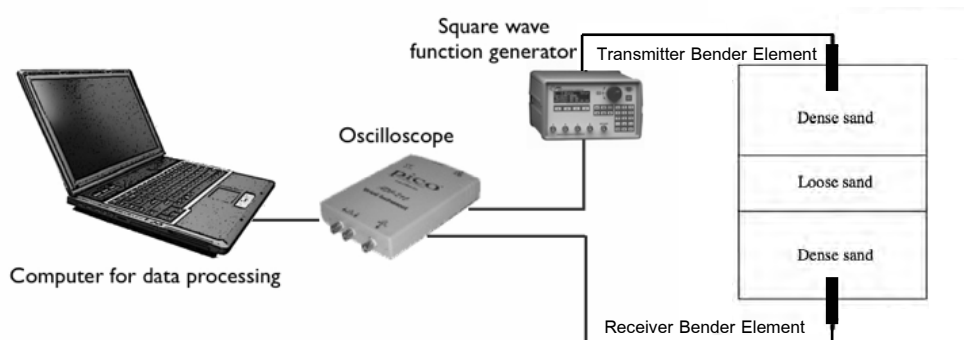
โดยลักษณะการเชื่อมต่ออุปกรณ์สำหรับการทดสอบแสดงดังรูปที่ 3.2

2) การหาค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนในเครื่องมือทดสอบแรงอัดสามแกน เพื่อสร้างความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือน ความหนาแน่น และ สภาวะของหน่วยแรงของดินทรายที่ใช้ในการทดสอบ ทั้งนี้การทดสอบจะประกอบไปด้วยการทดสอบแบบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำโดยใช้ตัวอย่างดินทรายที่มีสภาวะการอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic) โดยความหนาแน่นของตัวอย่างดินที่ใช้จะมีค่าครอบคลุมค่าอัตราส่วนความหนาแน่นสูงสุด และ ต่ำสุด ซึ่งเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบนี้ จะต้องได้รับการปรับปรุงจนสามารถวิเคราะห์ความหนาของบริเวณที่เกิด Localization ได้อย่างค่อนข้างแม่นยำ โดยจะทำการติดตั้งอุปกรณ์ส่ง

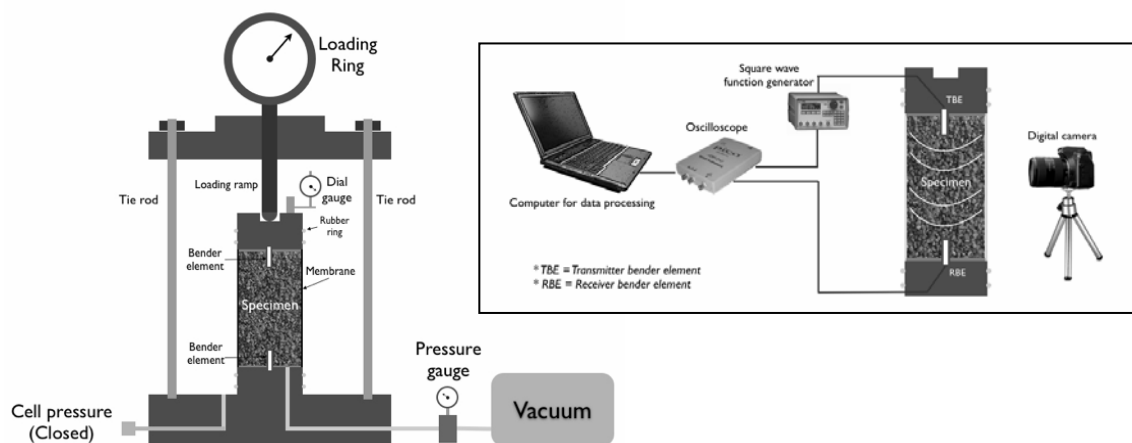
และตรวจจับคลื่นแรงเค้นจำนวน 2 ชุด และมีระบบวิเคราะห์ภาพถ่ายประกอบ เครื่องมือและอุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบ ดังนี้

- เครื่องมือทดสอบแบบแรงอัดสามแกน
- Membrane ที่มีการวาดตารางขนาดประมาณ 5 x 5 มิลลิเมตร เพื่อช่วยในการตรวจสอบความเครียดและขอบเขตของ Localization
- บั้มสุญญากาศ (Vacuum)
- คอมพิวเตอร์สำหรับเก็บข้อมูลการทดสอบ
- Bender Element
- เครื่องกำเนิดสัญญาณทางไฟฟ้า (Signal generator)
- เครื่องแปลสัญญาณคลื่น (Oscilloscope)
- กล้องถ่ายภาพนิ่งความละเอียด 6 ล้านพิกเซล

โดยลักษณะการเชื่อมต่ออุปกรณ์สำหรับการทดสอบแสดงดังรูปที่ 3.3



รูปที่ 3.2 อุปกรณ์การทดสอบความไม่สม่ำเสมอของดินทรายโดยใช้คลื่นแรงเค้น



รูปที่ 3.3 อุปกรณ์การทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมที่เกิด Localization บนเครื่องแรงอัดสามแกน โดยมีการวิเคราะห์ภาพถ่าย

3.3 วิธีเตรียมตัวอย่างและวิธีการทดสอบ

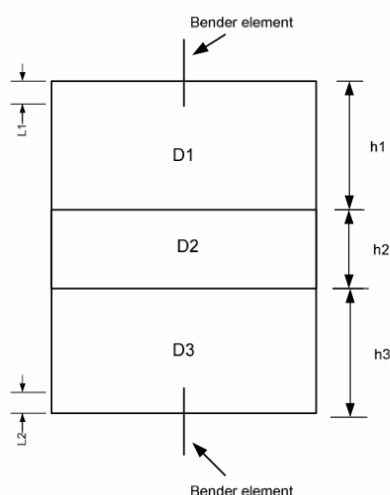
3.3.1 การเตรียมตัวอย่างและขั้นตอนในการทดสอบสำหรับทดสอบในเครื่องทดสอบความไม่สม่ำเสมอของดินทราย

ขั้นตอนที่ 1

1. นำตัวอย่างทรายไปล้างน้ำให้สะอาดหลังจากนั้นนำเข้าเตาอบเป็นเวลา 1 คืน เพื่อให้ตัวอย่างดินทรายแห้งสนิท
2. นำตัวอย่างมาร่อนผ่านตะแกรงโดยคัดขนาดที่มากกว่าตะแกรงเบอร์ 8 และผ่านตะแกรงเบอร์ 200 ออก
3. เตรียมตัวอย่างโดยการปล่อยทรายให้ตกแบบอิสระผ่านกรวยกลมในเครื่องมือทดสอบให้ได้ความสูงของตัวอย่างประมาณ 10 เซนติเมตร
4. นำตัวอย่างไปชั่งน้ำหนักเพื่อหาความหนาแน่นแห้งของตัวอย่างดินทราย โดยให้ตัวอย่างดินทรายอยู่ในสภาพหลวมมาก ($D_r \sim 10\%$)
5. นำตัวอย่างที่เตรียมเรียบร้อยแล้วติดตั้ง Dial gauge เพื่อวัดการทรุดตัวของตัวอย่าง
6. ใส่น้ำหนักกระทำไปบนตัวอย่าง ดังนี้ 5, 10, 15, 20, 25 kPa จากนั้นวัดความเร็วคลื่นแรงเฉือนในแต่ละน้ำหนักที่กระทำ
7. ทำการทดสอบใหม่ โดยเปลี่ยนความหนาแน่นของตัวอย่างเป็น สภาพแน่นปานกลาง ($D_r \sim 45\%$) และ สภาพแน่นมาก ($D_r \sim 75\%$) ตามลำดับและปฏิบัติเช่นเดียวกันกับข้อ 5 และ 6

ขั้นตอนที่ 2

1. เตรียมตัวอย่างทรายโดยให้ตัวอย่างทรายมีความหนาแน่นที่แตกต่างกันดังรูปที่ 3.4 และตารางที่ 3-2
2. ในการเตรียมตัวอย่างนั้น ในชั้น D1 และ D3 จะกำหนดเป็นสภาพแน่น (Dense) ส่วนในชั้น D2 จะกำหนดให้เป็นสภาพหลวม (Loose) และขณะที่กำลังเตรียมตัวอย่างให้ทำการหาความหนาแน่นของตัวอย่างในแต่ละชั้นที่เตรียมตัวอย่างด้วย
3. นำตัวอย่างที่เตรียมเรียบร้อยแล้วติดตั้ง Dial gauge เพื่อวัดการทรุดตัวของตัวอย่าง
4. ใส่น้ำหนักกระทำไปบนตัวอย่าง ดังนี้ 5, 10, 15, 20, 25 kPa วัดความเร็วคลื่นแรงเฉือนในแต่ละน้ำหนักที่กระทำ
5. ทำการทดสอบเงื่อนไขละ 3 ตัวอย่างแล้วทดสอบเงื่อนไขใหม่ ดังตารางที่ 3-2 และปฏิบัติเช่นเดียวกับข้อ 2 ถึง 4 ตามลำดับ



รูปที่ 3.4 ลักษณะของตัวอย่างดินทรายที่ทำการทดสอบความไม่สม่ำเสมอ
ของตัวอย่างดินโดยการวัดคลื่นแรงเฉือน

ตารางที่ 3-2 ค่าความสูงของตัวอย่างดินทรายในการทดสอบความไม่สม่ำเสมอของดิน

Type	h1 (cm)	D1 (cm)	h2 (cm)	D2 (cm)	h3 (cm)	D3 (cm)
A	4	Dense	2	Loose	4	Dense
B	5	Dense	1	Loose	4	Dense
C	4	Loose	2	Dense	4	Loose
D	5	Loose	1	Dense	4	Loose

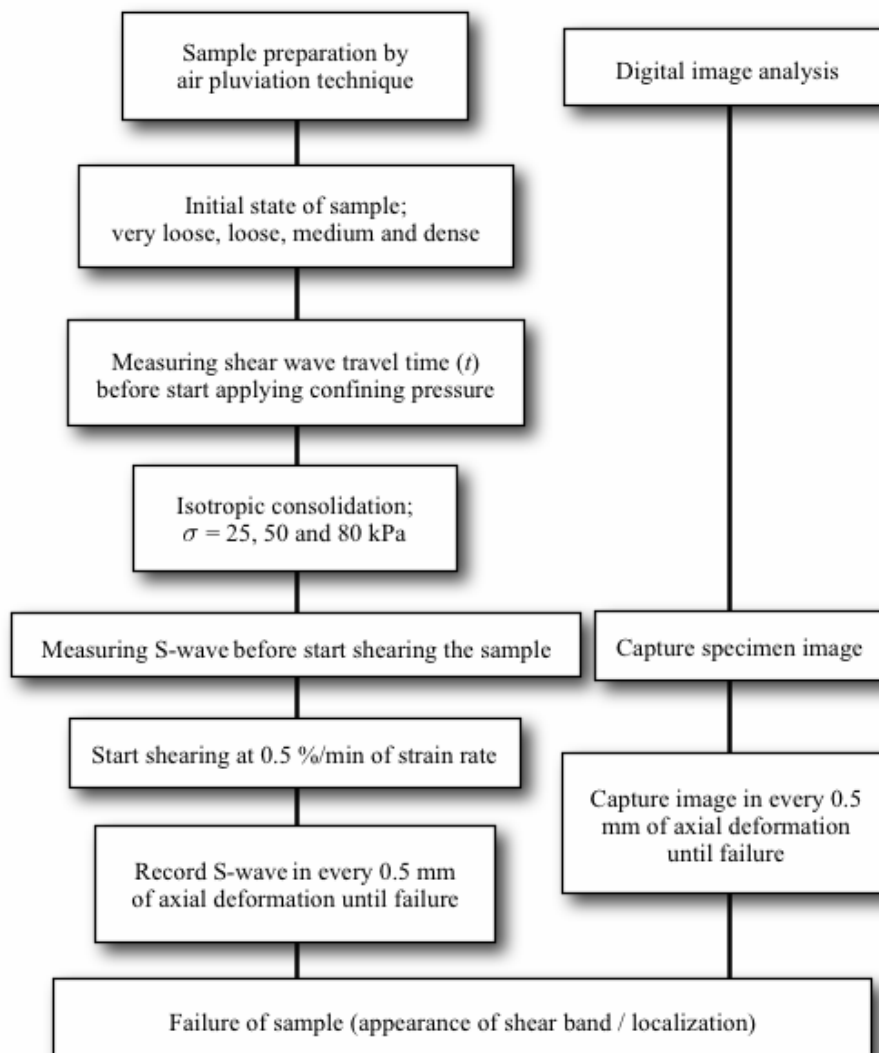
3.3.2 การเตรียมตัวอย่างและขั้นตอนในการทดสอบในเครื่องแรงอัดสามแกน

1. สวม Rubber membrane ที่มีการตีตารางขนาดประมาณ 5 x 5 มิลลิเมตรลงบนฐานของเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกน
2. ชั่งน้ำหนักดินทรายตามน้ำหนักที่ใช้ในแต่ละการทดสอบ โดยน้ำหนักทรายที่ชั่งควรมีน้ำหนักมากกว่าน้ำหนักที่ใช้ในตัวอย่างเล็กน้อย
3. ติดตั้งกระบอกผ้าไวบนฐานของเครื่องทดสอบให้ครอบ Rubber membrane ไว้และในส่วนด้านบนของกระบอกผ้าให้พับ Rubber membrane ที่พับออกมาคลุมกระบอกผ้าไว้
4. เปิดปั๊มดูดอากาศประมาณ 5 – 10 kPa เพื่อให้ Rubber membrane ที่อยู่ในกระบอกผ้าตึงแนบสนิทเพื่อป้องกันช่องว่างระหว่างการใส่ตัวอย่างดินทรายลงในกระบอกผ้า

5. ใส่ทรายที่เตรียมไว้ลงใน Rubber membrane ด้วยวิธีการตกแบบอิสระ (Air pluviation) ผ่านกรวยกลม โดยกำหนดระยะห่างระหว่างปลายกรวยกับผิวบนของทรายใน Mold ให้เท่ากันตลอดในขณะเตรียมตัวอย่าง โดยระยะการตกของทรายขึ้นอยู่กับความแน่นของทราย เริ่มต้นที่ต้องการทดสอบ โดยระยะตกกระทบที่มากขึ้นจะทำให้ตัวอย่างที่ได้มีความแน่นมากยิ่งขึ้น

6. เมื่อทรายที่เตรียมไว้ถูกปล่อยให้อยู่ใน Mold จนเต็มพอดี ให้ปาดผิวหน้าสุดท้ายของทรายให้เรียบแล้วค่อย ๆ ติดตั้ง Top cap ลงบนผิวหน้าของตัวอย่างทราย จากนั้นพับปลายของ Rubber membrane ที่เหลือปิดหุ้ม Top cap สุดท้าย จากนั้นใส่ O-Ring ที่ Top cap เพื่อป้องกันการไหลผ่านของอากาศออกจากตัวอย่าง

โดยขั้นตอนในการทดสอบและบันทึกค่าการทดสอบแสดงได้ดังรูปที่ 3.5



รูปที่ 3.5 ขั้นตอนการทดสอบวัดคลื่นแรงเฉือนในตัวอย่างดินทรายบนเครื่องแรงอัดสามแกน

ตารางที่ 3-3 แสดงถึงสภาวะต่าง ๆ ในการทดสอบ (Testing conditions) รวมถึงขนาดของตัวอย่างดินทรายที่ใช้ในการทดสอบบนเครื่องทดสอบแบบแรงอัดสามแกน

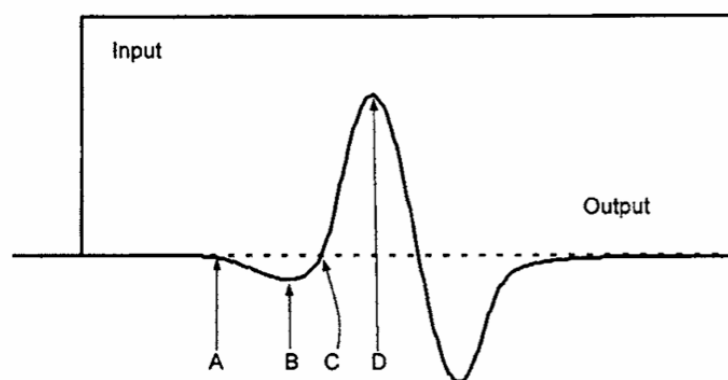
ตารางที่ 3-3 แสดงสภาวะต่าง ๆ ในการทดสอบและขนาดของตัวอย่างในการทดสอบดินทรายนบนเครื่องมือแรงอัดสามแกน

Sand	Confining pressure (kPa)	Relative density		Specimen dimension			Image capture
				H (cm)	D* (cm)	Slenderness ratio (H/D)	
D16	25	43.75%	Loose	11.49	4.79	2.39	Yes
		80.98%	Dense	11.80	4.81	2.45	Yes
	50	47.26%	Loose	11.22	4.82	2.32	Yes
		73.09%	Dense	11.67	4.86	2.40	Yes
	80	38.78%	Loose	11.22	4.87	2.30	Yes
		75.66%	Dense	11.54	4.87	2.37	Yes
D40	25	28.65%	Loose	11.27	4.81	2.34	Yes
		79.32%	Dense	11.35	4.85	2.34	Yes
	50	39.85%	Loose	11.21	4.79	2.34	Yes
		81.60%	Dense	11.45	4.82	2.37	Yes
	80	32.48%	Loose	11.27	4.95	2.27	Yes
		81.58%	Dense	11.67	4.78	2.44	Yes
Silica	25	13.58%	Very loose	11.51	4.91	2.34	Yes
		56.83%	Medium	11.50	4.90	2.35	Yes
	50	38.99%	Loose	11.44	4.82	2.37	Yes
		77.09%	Dense	11.19	4.87	2.29	Yes
	80	22.77%	Loose	11.49	4.87	2.35	Yes
		60.66%	Medium	11.44	4.89	2.33	Yes
* $D = \frac{D_{top} + 2D_{middle} + D_{bottom}}{4}$							

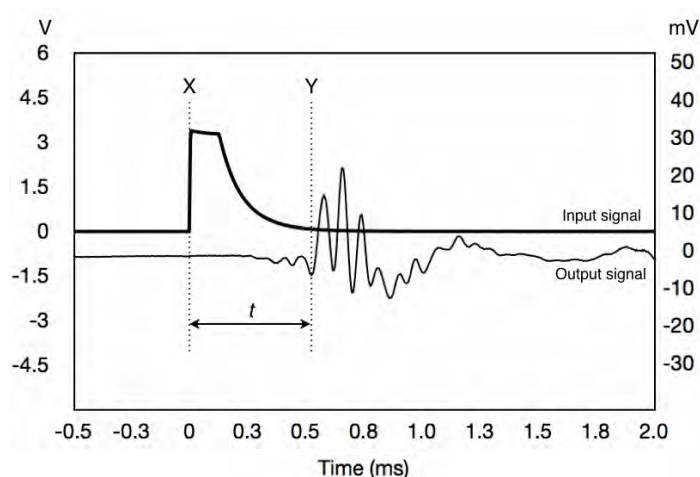
3.4 วิธีการคำนวณคลื่นแรงเฉือน

จากที่ได้กล่าวมาแล้วในบทที่ 2 ว่าการคำนวณหาความเร็วคลื่นแรงเฉือนนั้นสามารถคำนวณโดยใช้สมการอย่างง่ายตามสมการที่ 2.1 แต่อย่างไรก็ตาม การคำนวณหาระยะเวลาที่คลื่นแรงเฉือนคลื่นที่ผ่านตัวอย่างดินระหว่าง Bender Element 2 ตัวนั้นควรต้องมีการประเมินและระมัดระวังในการคำนวณหาค่าเวลา (t) นี้

Lee and Santamarina (2005) ได้อธิบายถึงวิธีในการคำนวณระยะเวลาของการเดินทางของคลื่นแรงเหวี่ยงรูปที่ 3.6 โดยแบ่งการพิจารณาจุดแรกของคลื่นตัวรับที่ควรใช้ในการคำนวณระยะเวลาเดินทางเป็น 4 แบบ คือ A) first deflection, B) first bump maximum, C) zero after first bump, and D) major first peak ซึ่งความยากของการพิจารณาจุดแรกที่ตัวรับสัญญาณจะรับได้นั้นเกิดขึ้นจากปรากฏการณ์ที่เรียกว่า “Near-field effect” นั่นเอง ทั้งนี้การพิจารณาว่าจุดใดเป็นจุดที่เหมาะสมเพื่อใช้ในการคำนวณระยะเวลานั้นอาจต้องพิจารณาจากตัวแปรและลักษณะต่าง ๆ ของการทดสอบนั้น ๆ ขึ้นอยู่กับการวิเคราะห์และการตีความของนักวิจัย ส่วนในการศึกษาวิจัยชิ้นนี้จะใช้จุดที่เป็นจุด B (First bump maximum) มาใช้ในการคำนวณระยะเวลาเดินทางของคลื่นแรงเหวี่ยง (รูปที่ 3.7)



รูปที่ 3.6 แสดงการคำนวณจุดแรกของคลื่นรับ (Output signal) ที่มีผลกระทบของ Near-field แบบต่าง ๆ A) first deflection, B) first bump maximum, C) zero after first bump, and D) major first peak (Lee and Santamarina, 2005)



รูปที่ 3.7 แสดงการคำนวณจุดแรกของคลื่นรับแบบ First bump maximum

บทที่ 4

ผลทดสอบและการวิเคราะห์ผล

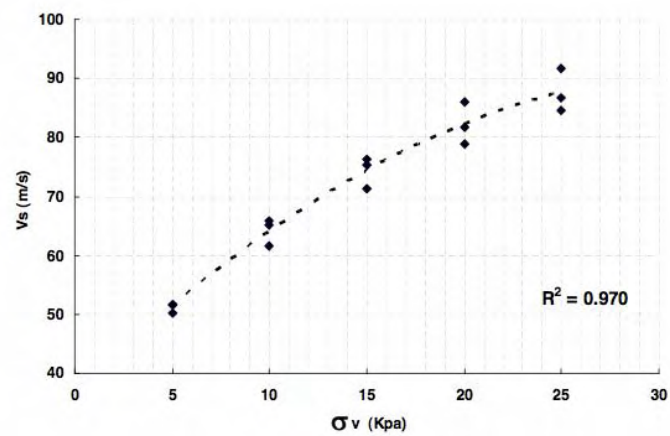
4.1 การทดสอบความเร็วคลื่นแรงเฉือนในอุปกรณ์ทดสอบความไม่สม่ำเสมอของดิน

4.1.1 ผลของหน่วยแรงประสิทธิผลตามแนวตั้งที่มีผลต่อความเร็วคลื่นแรงเฉือน

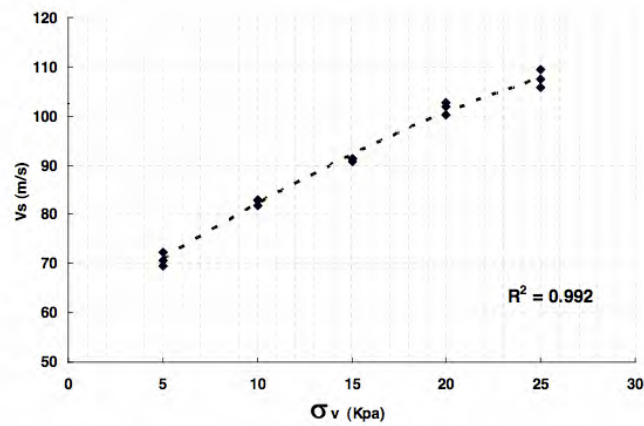
ผลของหน่วยแรงประสิทธิผลตามแนวตั้งที่มีผลต่อความเร็วคลื่นแรงเฉือนในการทดสอบหาความเร็วคลื่นแรงเฉือน (V_s) ในอุปกรณ์ทดสอบความไม่สม่ำเสมอของดิน พบว่าเมื่อทำการเพิ่มแรงประสิทธิผลตามแนวตั้ง (σ'_v) พบว่าค่าความเร็วของความคลื่นแรงเฉือนมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามความเค้นในแนวตั้งที่เพิ่มขึ้น โดยที่ค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนจะแปรผันตรงกับแรงประสิทธิผลตามแนวตั้งซึ่งมีความสัมพันธ์แบบพหุนามกำลังสอง ดังที่แสดงในรูปที่ 4.1 - 4.3 และจากค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่ได้เราสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือน (V_s) และค่าอัตราส่วนช่องว่าง (Void ratio, e) ได้ดังที่แสดงในรูปที่ 4.4

เราสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนช่องว่างกับค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนของค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งแต่ละค่าจากสมการเส้นตรง (รูปที่ 4.4) ที่พาดผ่านความเร็วคลื่นแรงเฉือนของแต่ละหน่วยแรงได้ดังนี้

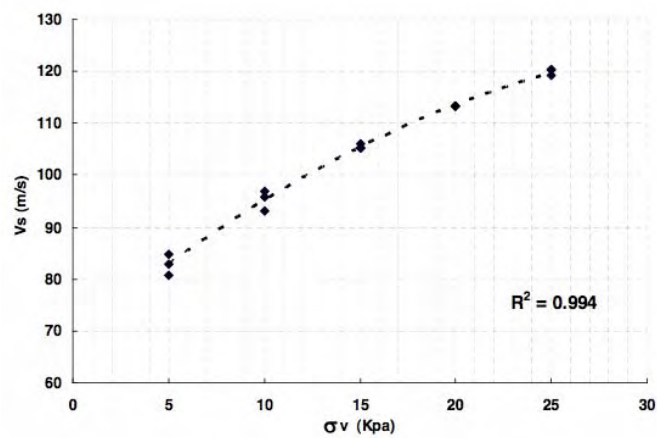
- ค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่หน่วยแรงแนวตั้ง 5 kPa: $V_{s\ 5\text{ kPa}} = (1.499 - e) / k$
 - ค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่หน่วยแรงแนวตั้ง 10 kPa: $V_{s\ 10\text{ kPa}} = (1.640 - e) / k$
 - ค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่หน่วยแรงแนวตั้ง 15 kPa: $V_{s\ 15\text{ kPa}} = (1.743 - e) / k$
 - ค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่หน่วยแรงแนวตั้ง 20 kPa: $V_{s\ 20\text{ kPa}} = (1.812 - e) / k$
 - ค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่หน่วยแรงแนวตั้ง 25 kPa: $V_{s\ 25\text{ kPa}} = (1.840 - e) / k$
- เมื่อ e คือค่าอัตราส่วนช่องว่าง และ k คือค่าคงที่ซึ่งมีค่า 0.010



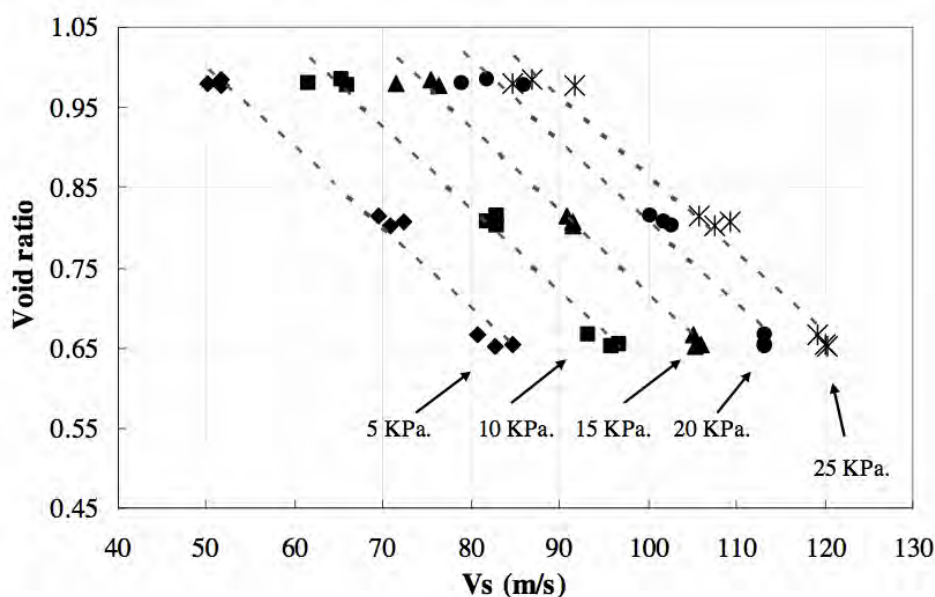
รูปที่ 4.1 ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลตามแนวตั้งต่อค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือน
ในตัวอย่างสภาพหลวมมาก ($D_r = 10\%$)



รูปที่ 4.2 ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลตามแนวตั้งต่อค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือน
ในตัวอย่างสภาพแน่นปานกลาง ($D_r = 45\%$)



รูปที่ 4.3 ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลตามแนวตั้งต่อค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือน
ในตัวอย่างสภาพแน่นมาก ($D_r = 75\%$)



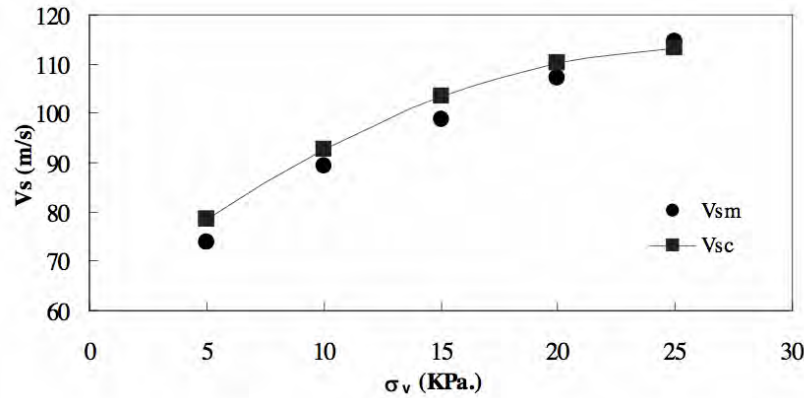
รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่างต่อค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือน
ในสภาวะหน่วยแรงต่าง ๆ

4.1.2 ผลของการเปรียบเทียบค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนจากการตรวจวัดและการ คำนวณ

ในการทดสอบนี้ได้ทำการวัดคลื่นแรงเฉือนในตัวอย่างทรายที่มีความหนาแน่นไม่คงที่ ซึ่งการจำลองตัวอย่างดินทรายที่มีความหนาแน่นไม่คงที่นี้เป็นการจำลองความไม่สม่ำเสมอที่จะเกิดขึ้นจากตัวอย่างดินทรายที่ได้รับหน่วยแรงเฉือนกระทำกับตัวอย่างดินโดยจะเปรียบเทียบระหว่างค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่ตรวจวัดได้จริง (V_{sm}) กับค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่ได้จากการคำนวณ (V_{sc}) ที่มาจากสมการในรูปที่ 4.4 โดยตัวอย่างดินทรายที่ทำการทดสอบแบ่งออกเป็นสี่เงื่อนไขดังที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้นจากบทที่ 3 ซึ่งผลการทดสอบความแตกต่างของความเร็วคลื่นแรงเฉือนในแต่ละเงื่อนไขมีดังต่อไปนี้

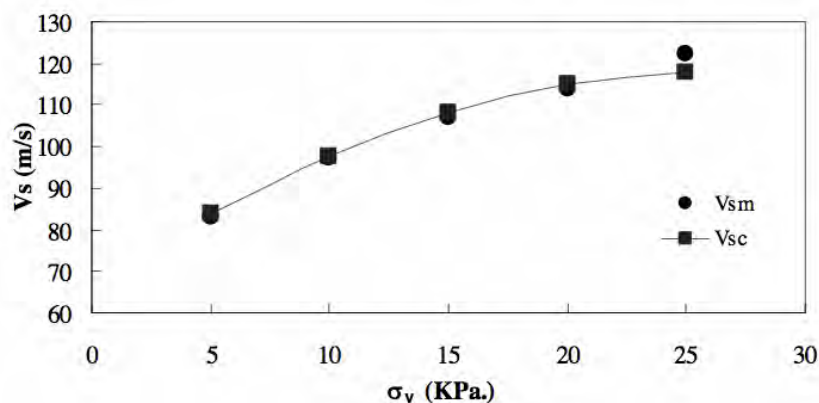
ผลการเปรียบเทียบค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนในเงื่อนไข A โดยชั้น D1 มีค่าอัตราส่วนช่องว่างเฉลี่ย $e_{av1} = 0.643$ ชั้น D2 มีค่าอัตราส่วนช่องว่างเฉลี่ย $e_{av2} = 0.866$ และชั้น D3 มีค่าอัตราส่วนช่องว่างเฉลี่ย $e_{av3} = 0.634$ จากการวัดค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือน ณ ค่าหน่วยแรงแนวตั้งที่แตกต่างกัน ได้แก่ 5, 10, 15, 20 และ 25 kPa นั้น เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับสมการที่คำนวณได้จากรูปที่ 4.4 พบว่าค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่คำนวณ (V_{sc}) ได้นั้นจะมีค่าสูงกว่าค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่ตรวจวัดได้จริง (V_{sm}) โดยค่าความต่างนั้นมีค่าเท่ากับ 6.49%, 4.01%, 4.54%, 2.80% และ 1.22% ที่ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลตามแนวตั้ง 5, 10, 15, 20 และ

25 kPa ตามลำดับ โดยรูปที่ 4.5 แสดงความแตกต่างของค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่วัดได้และจากการคำนวณ



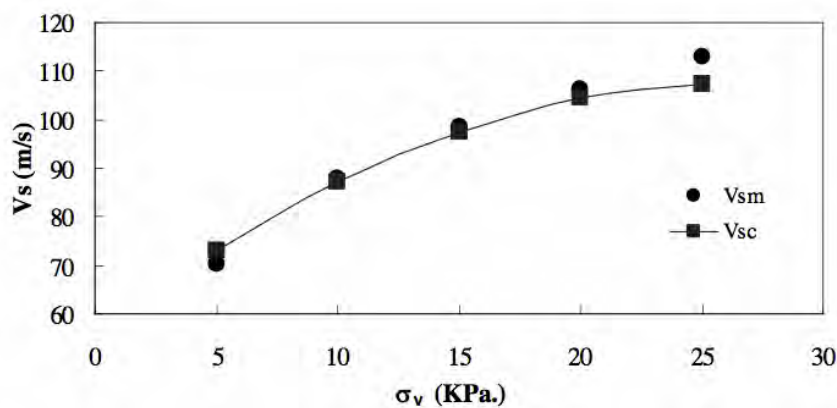
รูปที่ 4.5 ความแตกต่างของความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่ตรวจวัดได้และจากการคำนวณในกรณี A

ผลการเปรียบเทียบค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนในเงื่อนไข B โดยชั้น D1 มีค่าอัตราส่วนช่องว่างเฉลี่ย $e_{av1} = 0.652$ ชั้น D2 มีค่าอัตราส่วนช่องว่างเฉลี่ย $e_{av2} = 0.802$ และชั้น D3 มีค่าอัตราส่วนช่องว่างเฉลี่ย $e_{av3} = 0.622$ จากการวัดค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือน ณ ค่าหน่วยแรงแนวดิ่งที่แตกต่างกัน ได้แก่ 5, 10, 15, 20 และ 25 kPa นั้น เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับสมการที่คำนวณได้จากรูปที่ 4.4 พบว่าค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่คำนวณ (V_{sc}) ได้นั้นจะมีค่าใกล้เคียงกับค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่ตรวจวัดได้จริง (V_{sm}) โดยค่าความต่างนั้นมีค่าเท่ากับ 0.84%, 0.50%, 1.31%, 1.14% และ 3.59% ที่ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลตามแนวดิ่ง 5, 10, 15, 20 และ 25 kPa ตามลำดับ โดยรูปที่ 4.6 แสดงความแตกต่างของค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่วัดได้และจากการคำนวณ



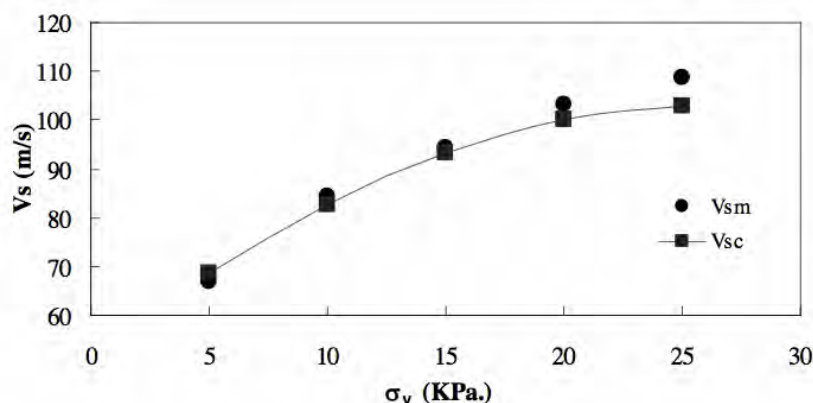
รูปที่ 4.6 ความแตกต่างของความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่ตรวจวัดได้และจากการคำนวณในกรณี B

ผลการเปรียบเทียบค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนในเงื่อนไข C โดยชั้น D1 มีค่าอัตราส่วนช่องว่างเฉลี่ย $e_{av1} = 0.823$ ชั้น D2 มีค่าอัตราส่วนช่องว่างเฉลี่ย $e_{av2} = 0.598$ และชั้น D3 มีค่าอัตราส่วนช่องว่างเฉลี่ย $e_{av3} = 0.808$ จากการวัดค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือน ณ ค่าหน่วยแรงแนวตั้งที่แตกต่างกัน ได้แก่ 5, 10, 15, 20 และ 25 kPa นั้น เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับสมการที่คำนวณได้จากรูปที่ 4.4 พบว่าค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่คำนวณ (V_{sc}) ได้นั้นจะมีค่าต่ำกว่าค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่ตรวจวัดได้จริง (V_{sm}) โดยค่าความแตกต่างนั้นมีค่าเท่ากับ 3.98%, 0.76%, 1.05%, 1.77% และ 5.17% ที่ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลตามแนวตั้ง 5, 10, 15, 20 และ 25 kPa ตามลำดับ โดยรูปที่ 4.8 แสดงความแตกต่างของค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่วัดได้และจากการคำนวณ



รูปที่ 4.7 ความแตกต่างของความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่ตรวจวัดได้และจากการคำนวณในกรณี C

ผลการเปรียบเทียบค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนในเงื่อนไข D โดยชั้น D1 มีค่าอัตราส่วนช่องว่างเฉลี่ย $e_{av1} = 0.861$ ชั้น D2 มีค่าอัตราส่วนช่องว่างเฉลี่ย $e_{av2} = 0.553$ และชั้น D3 มีค่าอัตราส่วนช่องว่างเฉลี่ย $e_{av3} = 0.823$ จากการวัดค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือน ณ ค่าหน่วยแรงแนวตั้งที่แตกต่างกัน ได้แก่ 5, 10, 15, 20 และ 25 kPa นั้น เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับสมการที่คำนวณได้จากรูปที่ 4.4 พบว่าค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่คำนวณ (V_{sc}) ได้นั้นจะมีค่าต่ำกว่าค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่ตรวจวัดได้จริง (V_{sm}) โดยค่าความแตกต่างนั้นมีค่าเท่ากับ 2.56%, 2.01%, 1.19%, 2.95% และ 5.44% ที่ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลตามแนวตั้ง 5, 10, 15, 20 และ 25 kPa ตามลำดับ โดยรูปที่ 4.8 แสดงความแตกต่างของค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่วัดได้และจากการคำนวณ



รูปที่ 4.8 ความแตกต่างของความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่ตรวจวัดได้และการคำนวณในกรณี D

จากผลการทดสอบสามารถสรุปได้ว่า ค่าความเร็วของคลื่นแรงเฉือนที่เดินทางผ่านมวลดินนั้นขึ้นอยู่กับค่าของสภาวะหน่วยแรง (Stress state) อัตราส่วนช่องว่าง (Void ratio) รวมถึงความเหมือนกันของค่าความหนาแน่นภายในมวลดิน (Uniformity of soil density) โดยจากการทดสอบแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่า เราสามารถใช้ความเร็วของคลื่นแรงเฉือนเพื่อประมาณค่าอัตราส่วนช่องว่างภายในมวลดินได้ดีในระดับหนึ่ง แม้ว่าจะมีความไม่ต่อเนื่องของความหนาแน่นเกิดขึ้นภายในมวลดินก็ตาม

4.2 การทดสอบการเดินทางของคลื่นแรงเฉือนในอุปกรณ์ทดสอบแบบแรงอัดสามแกน

การทดสอบหาความเร็วของการเดินทางของคลื่นแรงเฉือนผ่านตัวอย่างดินทรายจะแบ่งออกเป็นสองการทดสอบหลัก ๆ คือ ในช่วงของการอัดตัวของดินแบบเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic consolidation state) หรือช่วงก่อนการเฉือนตัวอย่างดินทราย และในช่วงของการเฉือน (Shear state) ตัวอย่างดิน

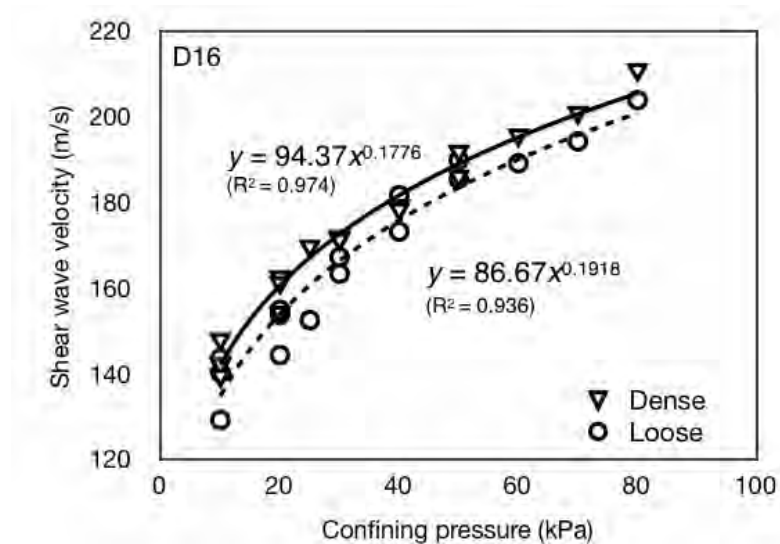
4.2.1 ความเร็วคลื่นแรงเฉือนช่วงการอัดตัวแบบเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic Consolidation)

จากสมการความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเร็วของคลื่นแรงเฉือนและหน่วยแรงที่กระทำต่อตัวอย่างดิน รวมถึงตัวแปรต่าง ๆ ที่มีผลกระทบกับค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือน เช่น การสัมผัสของเม็ดดิน อัตราส่วนช่องว่าง จำนวนจุดที่กระทบกันของเม็ดดิน (Coordination number) รวมถึงพฤติกรรมการรับแรงในอดีต (Stress history) ซึ่งแสดงไว้ใน Santamarina *et al.*, 2001 ดังนี้

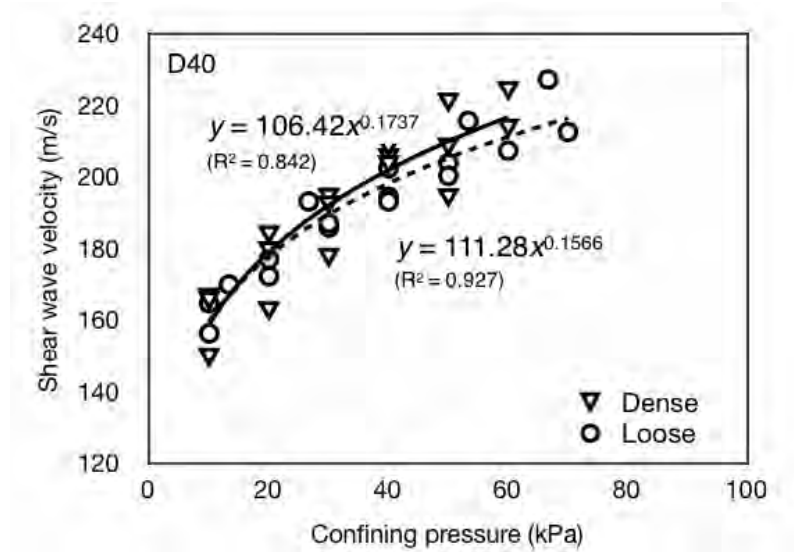
$$V_s = \alpha \left(\frac{\sigma'_o}{1 \text{ kPa}} \right)^\beta \quad (4.1)$$

ค่า V_s คือ ค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือน ค่า σ'_0 คือ ความเค้นอัดที่เท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic loading) α และ β สามารถวัดได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการหรือการทดสอบในที่ (in-situ) ซึ่งตัวแปร α และ β ทั้งสองนี้เป็นตัวแทนของผลกระทบที่เกิดจากการตอบสนองทางกายภาพจากเม็ดดิน เช่น ผลกระทบจากการสัมผัสระหว่างเม็ดดิน อัตราส่วนช่องว่างในเม็ดดิน ค่า Coordination number ค่าหน่วยแรงในอดีต เป็นต้น

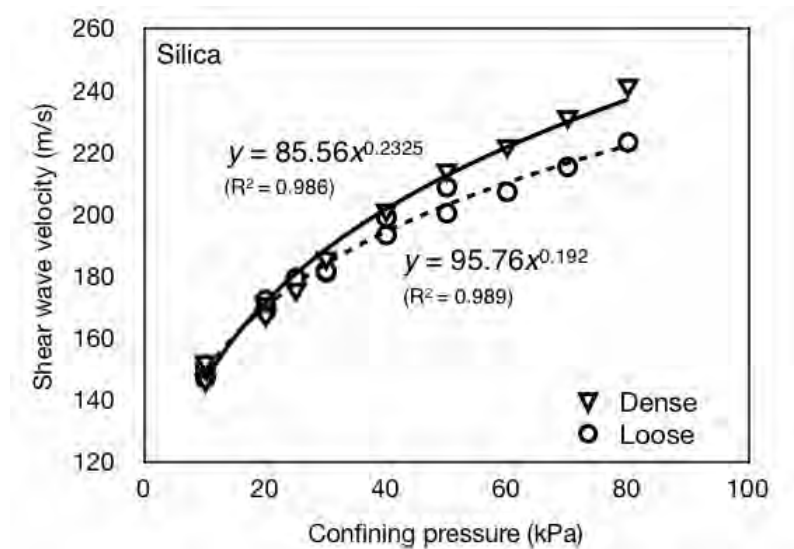
จากการตรวจสอบและวัดค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่เคลื่อนที่ผ่านตัวอย่างดินทรายนั้นพบว่าค่าหน่วยแรงบีบอัด (Isotropic confining stress) มีผลต่อความเร็วคลื่นแรงเฉือนอย่างมาก โดยความเร็วคลื่นแรงเฉือนจะเคลื่อนที่ได้เร็วมากขึ้นเมื่อหน่วยแรงบีบอัดนั้นมีขนาดเพิ่มมากขึ้น โดยเราสามารถสร้างสมการความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรที่สำคัญสองตัว คือ ค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือน (V_s) และค่าความเค้นอัดที่เท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic confining pressure, σ'_0) ที่มีลักษณะเหมือนกับในสมการที่ 4.1 ได้ดังรูปที่ 4.9 ที่แสดงสมการความสัมพันธ์ระหว่าง V_s และ σ'_0 ของตัวอย่างดินทราย D16 ที่มีสภาพความหนาแน่นแบบหลวม (loose) และแน่น (dense) และรูปที่ 4.10 และ 4.11 แสดงสมการความสัมพันธ์ระหว่าง V_s และ σ'_0 ของตัวอย่างดินทราย D40 และ Silica โดยจะเห็นได้ว่าสมการความสัมพันธ์จะมีลักษณะเป็นเส้นโค้งแบบ Polynomial ซึ่งค่าคงที่ α และเลขยกกำลัง β ของแต่ละสมการจะมีค่าที่แตกต่างกันไป แต่อย่างไรก็ตามความแตกต่างของเส้นโค้งระหว่างดินสภาพแน่นและสภาพหลวมนั้นมีไม่มากนัก โดยเฉพาะอย่างยิ่งในการทดสอบที่มีความเค้นบีบอัดที่น้อยมาก ($\sigma'_0 = 10 - 20$ kPa) ซึ่งความแตกต่างนี้จะสังเกตเห็นได้มากขึ้นเมื่อความเค้นบีบอัดมีค่าสูงขึ้น



รูปที่ 4.9 สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและความเค้นบีบอัดของดินทราย D16 ในสภาพหลวมและสภาพแน่น



รูปที่ 4.10 สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและความเค้นบีบอัดของดินทราย D40 ในสภาพหลวมและสภาพแน่น

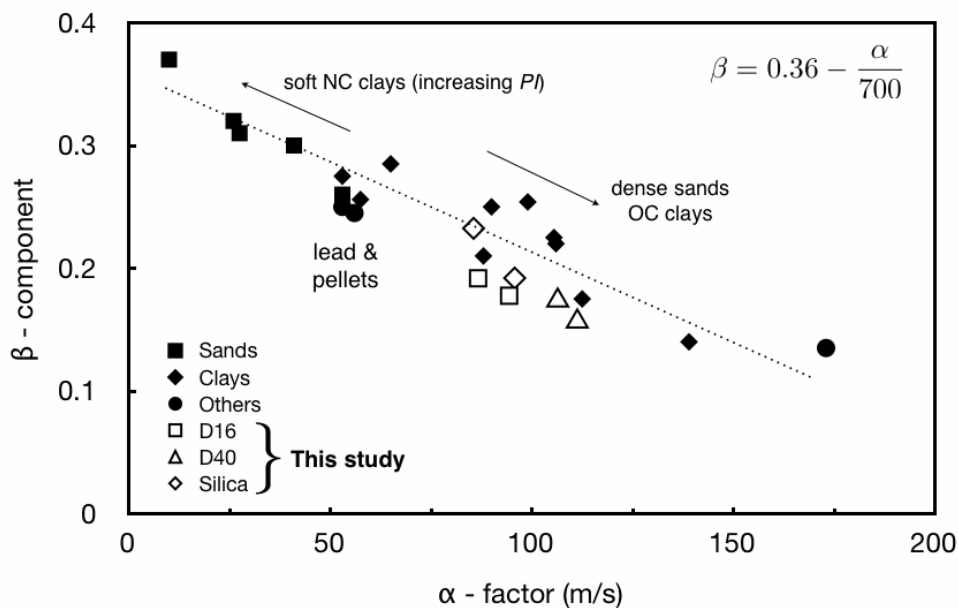


รูปที่ 4.11 สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและความเค้นบีบอัดของดินทราย Silica ในสภาพหลวมและสภาพแน่น

จากผลของการทดสอบเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและความเค้นบีบอัดในสภาวะต่าง ๆ ของดินทราย เราสามารถประมาณค่าของสัมประสิทธิ์ α และเลขยกกำลัง β ได้ Santamarina *et al.* (2001) ได้ทำการรวบรวมค่าสัมประสิทธิ์ α และเลขยกกำลัง β จากการทดสอบดินเหนียว ดินทราย ลูกเหล็ก และตะกั่ว ในกรณีต่าง ๆ (รูปที่ 4.12) ซึ่งสามารถสรุปค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ α และเลขยกกำลัง β ได้ดังสมการเส้นตรงที่ (4.2)

$$\beta = 0.36 - \frac{\alpha}{700} \quad (4.2)$$

และจากผลการทดสอบในงานวิจัยฉบับนี้ จะเห็นได้ว่าค่าสัมประสิทธิ์ α และเลขยกกำลัง β ที่ได้นั้นจะมีค่าที่อยู่ในบริเวณที่ต่ำกว่าสมการเส้นตรงดังกล่าวเล็กน้อย แต่อย่างไรก็ตามจากกราฟเส้นตรงแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่าค่าสัมประสิทธิ์ α นั้นจะมีค่าสูงขึ้นเมื่อเลขยกกำลัง β นั้นมีค่าลดลง



รูปที่ 4.12 สมการความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ α และเลขยกกำลัง β

[Reproduced from Santamarina *et al.* (2001)]

Santamarina *et al.* (2001) ได้อธิบายถึงตัวแปรที่มีผลกระทบต่อค่าสัมประสิทธิ์ α ว่าประกอบไปด้วยตัวแปรที่สำคัญสองตัว คือ ความหนาแน่นของตัวอย่าง (Sample density) และลักษณะของเม็ดดิน (Fabric characteristics) ถ้าเราจำแนกค่าสัมประสิทธิ์ α ออกเป็นตัวแปรอีกสองตัว คือ 1) ค่า A เป็นตัวแปรที่เกิดจากผลกระทบของลักษณะเม็ดดิน (grain characteristic) และ 2) $F(e)$ เป็นตัวแปรที่เกิดจากผลกระทบของความหนาแน่นของตัวอย่างดิน (Packing properties) เช่น อัตราส่วนช่องว่าง (e) และค่า Coordination number (C_n)

ดังนั้นถ้าเราทำการวัดคลื่นแรงเฉือนในตัวอย่างดินชนิดเดียวกัน แต่ทำการตรวจวัดที่ความหนาแน่นที่ต่างกัน เช่น ตรวจวัดในดินที่มีการเตรียมตัวอย่างดินที่มีค่าความหนาแน่นหลวม (Loose) และในตัวอย่างดินชนิดเดียวกันที่มีค่าความแน่นสูง (Dense) เราจะสามารถคำนวณค่าอัตราส่วนช่องว่าง (e) ได้โดยประมาณ เนื่องจากค่า A และค่า Coordination number

(C_n) นั้นเป็นค่าเดียวกัน ดังนั้นเราสามารถเขียนสมการที่ 4.1 ได้ใหม่ดังสมการที่ 4.3 Santamarina *et al.* (2001)

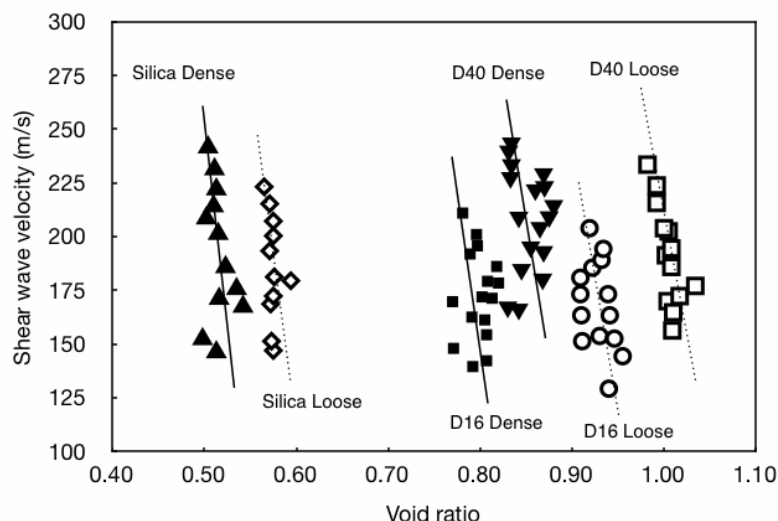
$$V_s = AF(e) \left(\frac{\sigma'_o}{1 \text{ kPa}} \right)^\beta \quad (4.3)$$

โดยฟังก์ชัน $F(e)$ สามารถหาได้จากความสัมพันธ์ที่เสนอโดยนักวิจัยหลาย ๆ ท่านในอดีตจากการทดสอบแบบ Resonant column, cyclic triaxial และ ultrasonic pulse ฟังก์ชันที่ใช้กันโดยทั่วไปนั้นแสดงได้ดังสมการที่ 4.4 และ 4.5 ที่ถูกนำเสนอโดย Hardin & Richard (1963) สำหรับอนุภาคดินทรงกลม (round particle) และสำหรับอนุภาคดินแบบเหลี่ยม (angular particle) ตามลำดับ จากสมการที่ 4.3 เราสามารถสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า V_s และค่าอัตราส่วนช่องว่าง (e) ของดินแบบต่าง ๆ ได้ดังรูปที่ 4.13

$$F(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \quad (\text{round particles}) \quad (4.4)$$

$$F(e) = \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \quad (\text{angular particles}) \quad (4.5)$$

จากรูปที่ 4.13 เราสามารถสร้างความสัมพันธ์ระหว่างค่า $V_s - e$ ให้มีลักษณะเป็นเส้นตรง แม้ว่าในเม็ดดินที่ค่อนข้างเป็นเหลี่ยมมุมเช่น D16 และ D40 ค่าความสัมพันธ์จะมีค่อนข้างกระจัดกระจายมากกว่าดินที่มีความมนกลมก็ตาม นอกจากนี้ยังสังเกตเห็นได้ว่า เมื่ออัตราส่วนช่องว่างภายในดินเพิ่มมากขึ้น ความเร็วของคลื่นแรงเฉือนจะเดินทางได้ช้าลง



รูปที่ 4.13 ความสัมพันธ์ระหว่าง $V_s - e$ ของตัวอย่างดิน D16, D40 และ Silica ที่ความหนาแน่นแบบหลวมและแบบแน่น

4.2.2 ความเร็วคลื่นแรงเฉือนระหว่างการเฉือน (Shearing state)

หลังจากตัวอย่างดินได้ถูกบีบอัดให้ได้ตามความเค้นเริ่มต้นที่ต้องการแล้ว ตัวอย่างดินหายจะถูกเฉือนในเครื่องมือทดสอบโดยการเพิ่มแรงอัดตามแนวตั้งด้วยอัตราการกดที่น้อยมาก (ประมาณ 0.5 มม./นาท) ในขณะที่แรงอัดตามแนวนอนมีค่าคงที่ด้วยแรงดูดโดยสูญญากาศ (Vacuum suction) ตลอดจนการทดสอบ Santamarina *et al.* (2001) ได้รวบรวมสมการความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือน (V_s) ที่เดินทางไปตามแนวแกน x และแนวแกน y ที่เป็นทิศทางหรือแกนของแรงกระทำ σ'_3 และ σ'_1 ตามลำดับ ซึ่งสมการความสัมพันธ์นี้จะมีความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นอัดที่ไม่เท่ากันทุกทิศทาง (Anisotropic compression) และ V_s แสดงได้ดังสมการที่ 4.6 และ 4.7

$$V_s = \Omega \left(\frac{\sigma'_3}{1 \text{ kPa}} \right)^\theta \left(\frac{\sigma'_1}{1 \text{ kPa}} \right)^\delta \quad (4.6)$$

$$V_s = \Theta \left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2 \text{ kPa}} \right)^\zeta \left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2 \text{ kPa}} \right)^\psi \quad (4.7)$$

โดยค่า Ω และ Θ นั้นเป็นตัวแปรที่มีลักษณะเหมือนกับในกรณีของการรับแรงที่เท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic loading) ดังเช่นในสมการที่ 4.1 ที่เป็นอิทธิพลของอัตราส่วนช่องว่างที่มีการจัดเรียงตัวในตัวอย่างดิน และเลขยกกำลัง $\theta, \delta, \zeta, \psi$ นั้นเป็นอิทธิพลของผิวสัมผัสระหว่างเม็ดดินซึ่งสามารถวัดค่าได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ อย่างไรก็ตาม Santamarina *et al.* (2001) ได้รายงานว่ามีอิทธิพลของค่า Ω และ Θ จะมีผลกระทบต่อค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนน้อยมากเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงลักษณะของการสัมผัสกันระหว่างเม็ดดินขณะที่เม็ดดินมีการเคลื่อนตัวเนื่องจากแรงกระทำของแรงเฉือนที่เกิดขึ้น Santamarina & Cascante (1996) ได้ทดสอบตัวอย่างดินแบบ Resonant-column เพื่อตรวจวัดอิทธิพลของแรงอัดและแรงเฉือนต่อการเคลื่อนที่ผ่านเม็ดดินของคลื่นแรงเฉือนที่ระดับความเค้นที่ต่ำมาก ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าค่าของเลขยกกำลัง θ และ δ มีค่าใกล้เคียงกับค่า β ที่ตรวจวัดได้จากกรณีของการทดสอบแบบแรงอัดเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic loading) โดย $\theta + \delta = \beta$ นอกจากนี้ผลการทดสอบยังแสดงให้เห็นว่าความเค้นที่กระทำในทิศทางของการเคลื่อนที่ของเม็ดดินจะมีผลกระทบในการเคลื่อนที่ของคลื่นแรงเฉือนมากกว่า (มีเลขยกกำลังที่สูงกว่า) ความเค้นในทิศทางการเคลื่อนที่ของคลื่นแรงเฉือน

ในส่วนของเลขยกกำลัง ζ และ ψ พบว่า เลขยกกำลัง ζ ในเทอมของความเค้นเฉลี่ยประสิทธิภาพ (Mean effective stress) นั้นมีค่าใกล้เคียงกับค่าของเลขยกกำลัง β ส่วนเลขยกกำลังในเทอมของความเค้นเบี่ยงเบน (Deviatoric stress) นั้นมีค่าเกือบเท่ากับศูนย์ (~ 0) ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่า สำหรับการทดสอบที่มีอัตราส่วนความเค้นประสิทธิภาพ (Stress ratio, q'/p') ที่ไม่

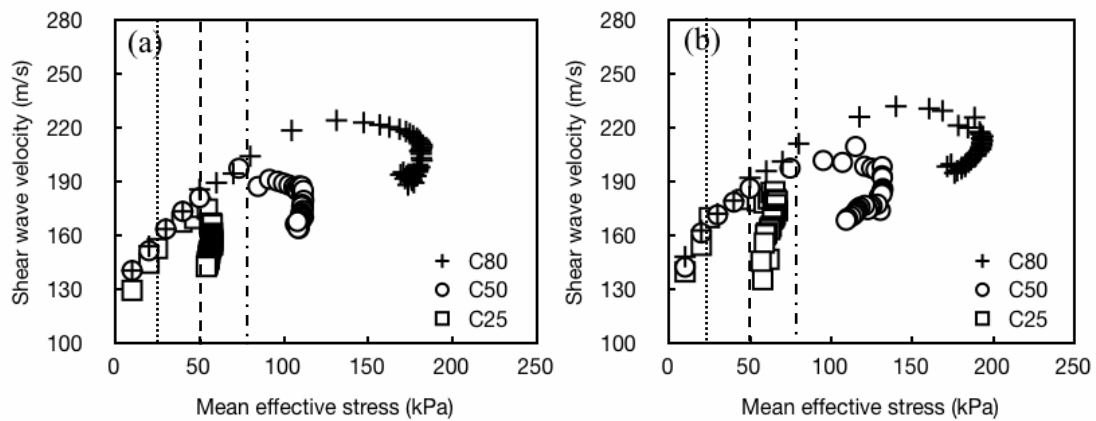
สูงมากนัก (ประมาณ 2-3) การคำนวณค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนในช่วงของแรงอัดที่ไม่เท่ากันทุกทิศทาง (Anisotropic) อาจกระทำได้โดยการใช้สมการที่ 4.8

$$V_s = \Psi \left(\frac{\sigma'_{mean}}{1 \text{ kPa}} \right)^{\rho} \quad (4.8)$$

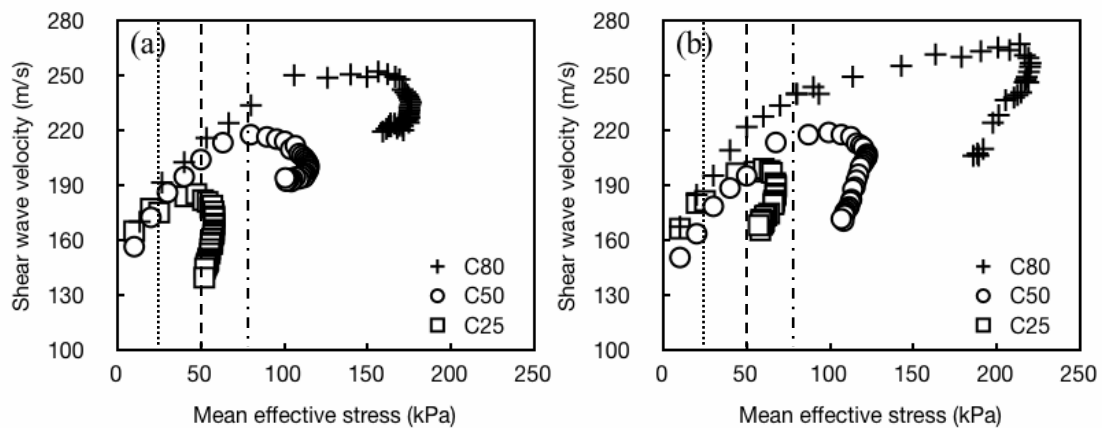
โดยค่าสัมประสิทธิ์ Ψ คือ ผลกระทบของอัตราส่วนช่องว่าง ρ แสดงถึงผลกระทบของพฤติกรรมจากการสัมผัสระหว่างเม็ดดินภายใต้การรับแรงกระทำแบบที่ไม่เท่ากันทุกทิศทางและ σ'_{mean} คือค่าความเค้นเฉลี่ยประสิทธิผล รูปที่ 4.14 – 4.16 แสดงให้เห็นความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือน (V_s) และค่า σ'_{mean} (Mean effective stress) ของดินทราย D16, D40 และ Silica ที่ความเค้นบีบอัดที่แตกต่างกัน ($\sigma'_c = 25, 50$ และ 80 kPa) จากรูปกราฟดังกล่าวจะเห็นว่า สภาวะเริ่มต้นของตัวอย่างดิน เช่น ดินที่มีสภาพหลวมและสภาพแน่นที่มีค่าความเค้นบีบอัดที่แตกต่างกัน มีผลกระทบต่อการเดินทางของคลื่นแรงเฉือนเพียงเล็กน้อย นอกจากนี้ยังพบอีกว่าขนาดเม็ดดินมีผลกระทบต่อความเร็วคลื่นแรงเฉือนด้วยเช่นกัน โดยตัวอย่างดินที่มีขนาดเม็ดดินที่เล็กกว่าจะมีค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่มากกว่า ซึ่งอาจเป็นเพราะว่าเม็ดดินที่มีขนาดเล็กจะมีพื้นที่ผิวสัมผัสระหว่างเม็ดดินที่มากกว่าเม็ดดินขนาดใหญ่ จากรูปกราฟความสัมพันธ์ยังพบอีกว่าเมื่อค่าความเค้นประสิทธิผลมีค่าถึงระดับหนึ่ง เช่น หลังจากตัวอย่างดินเริ่มถูกแรงเฉือนมากระทำ ค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนจะลดลงอย่างต่อเนื่อง ซึ่งความสัมพันธ์จากสมการที่ 4.8 จะไม่สามารถใช้ได้ต่อไปเนื่องด้วยผลกระทบจากการเกิดปรากฏการณ์ Localization ในตัวอย่างดิน

จากผลการทดสอบการวัดคลื่นแรงเฉือนในเครื่องมือทดสอบแบบแรงอัดสามแกนระหว่างการเฉือนตัวอย่างดินที่เกิดลักษณะการรับแรงแบบไม่เท่ากันทุกทิศทาง (Anisotropic loading) นั้นยังพบว่าอิทธิพลของความเค้นเบี่ยงเบน (Deviatoric stress, $\sigma'_1 - \sigma'_3$) นั้นมีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับอิทธิพลของค่าความเค้นเฉลี่ยประสิทธิผล (σ'_{mean}) รูปที่ 4.17 – 4.19 ซึ่งผลของการทดสอบนี้ตรงกับงานของ Santamarina & Cascante (1996) รูปที่ 4.20 – 4.22 แสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่าอัตราส่วนระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนประสิทธิผลและความเค้นเฉลี่ยประสิทธิผล (Principal stress ratio, q'/p') ซึ่งจะเห็นได้ว่าเมื่อค่า q'/p' มีค่ามากกว่า 1.2 ความเร็วคลื่นแรงเฉือนจะมีค่าลดลงอย่างต่อเนื่อง ซึ่งความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่ลดลงนี้สามารถอธิบายได้จากการเกิดความไม่ต่อเนื่องหรือความไม่สม่ำเสมอ (Non-homogeneous) ขึ้นในตัวอย่างดิน ทำให้ความเร็วคลื่นแรงเฉือนมีค่าลดลงจากการที่อัตราส่วนช่องว่างในตัวอย่างดินในบางแห่งมีค่าเพิ่มมากขึ้นเนื่องจากการถ่ายเทพลังงานภายในมวลดินเหล่านั้น

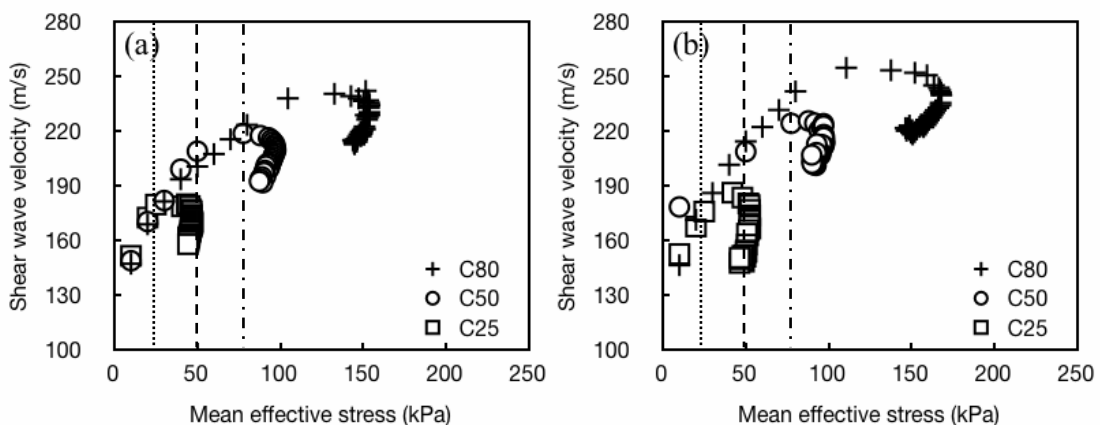
รูปที่ 4.23 แสดงกราฟคลื่นแรงเฉือนที่เคลื่อนที่ผ่านตัวอย่างดินทรายทั้งในขั้นตอนการบีบอัดและขั้นตอนการเฉือนตัวอย่างดินในอุปกรณ์การทดสอบแบบแรงอัดสามแกน



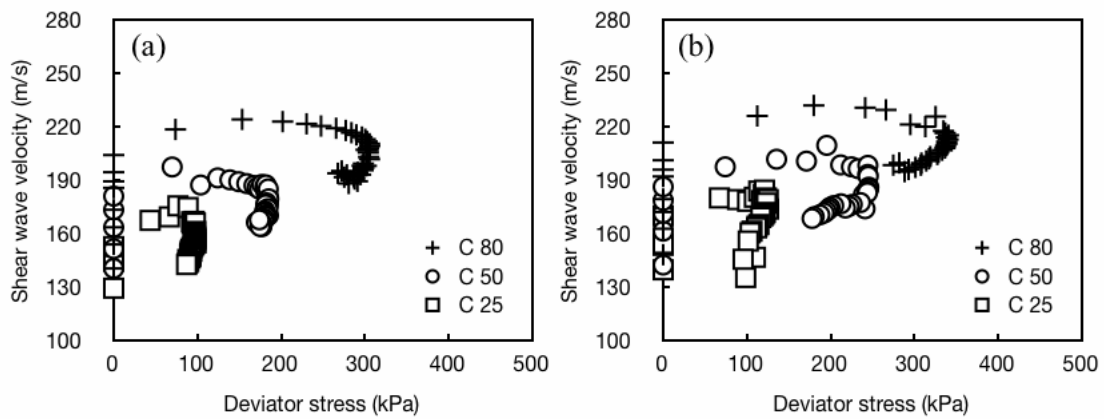
รูปที่ 4.14 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่าความเค้นเฉลี่ยประสิทธิผลของดินทราย *D16* ที่ความเค้นบีบอัดที่ต่างกัน a) สภาพหลวม b) สภาพแน่น



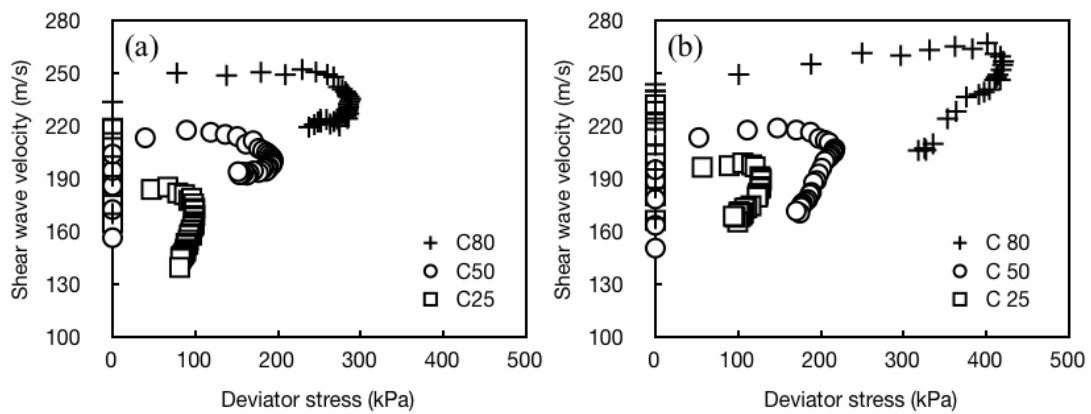
รูปที่ 4.15 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่าความเค้นเฉลี่ยประสิทธิผลของดินทราย *D40* ที่ความเค้นบีบอัดที่ต่างกัน a) สภาพหลวม b) สภาพแน่น



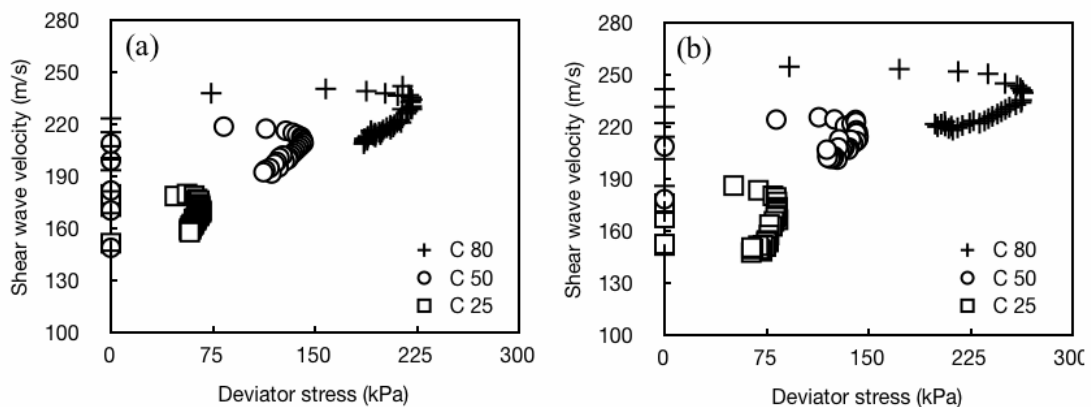
รูปที่ 4.16 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่าความเค้นเฉลี่ยประสิทธิผลของดินทราย *Silica* ที่ความเค้นบีบอัดที่ต่างกัน a) สภาพหลวม b) สภาพแน่น



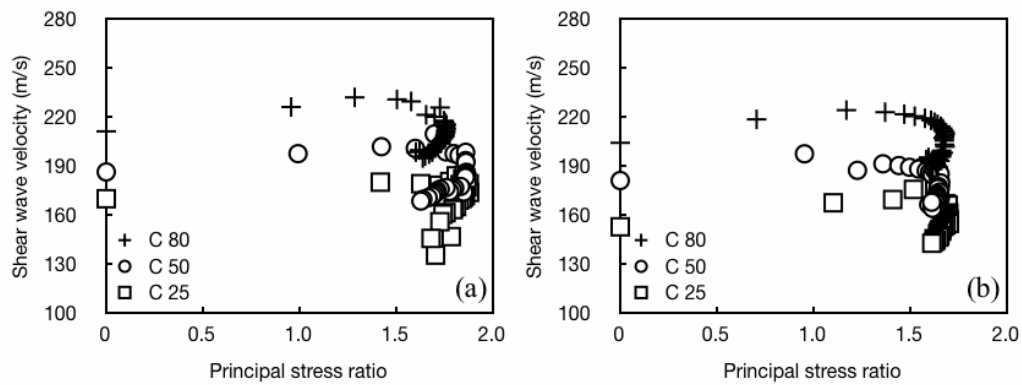
รูปที่ 4.17 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่าความเค้นเบี่ยงเบน
ของดินทราย *D16* ที่ความเค้นบีบอัดที่ต่างกัน a) สภาพหลวม b) สภาพแน่น



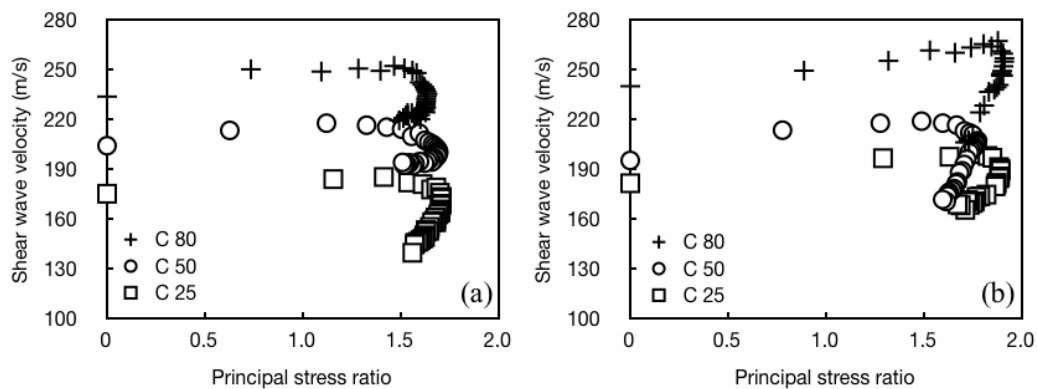
รูปที่ 4.18 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่าความเค้นเบี่ยงเบน
ของดินทราย *D40* ที่ความเค้นบีบอัดที่ต่างกัน a) สภาพหลวม b) สภาพแน่น



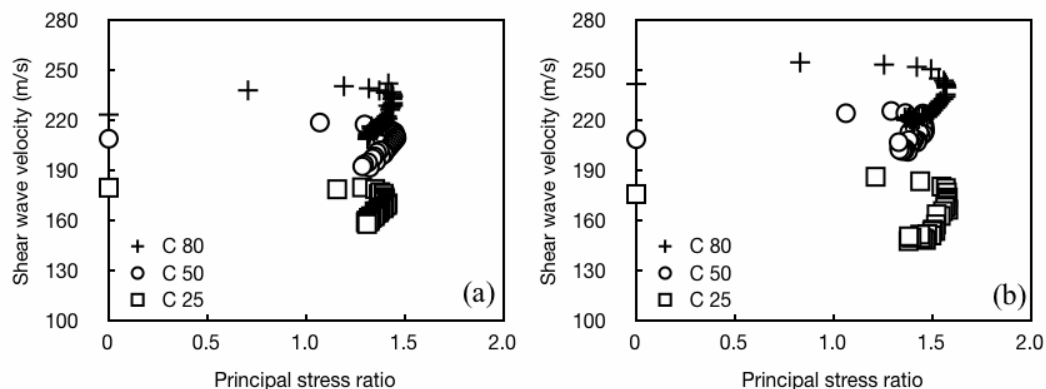
รูปที่ 4.19 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่าความเค้นเบี่ยงเบน
ของดินทราย *Silica* ที่ความเค้นบีบอัดที่ต่างกัน a) สภาพหลวม b) สภาพแน่น



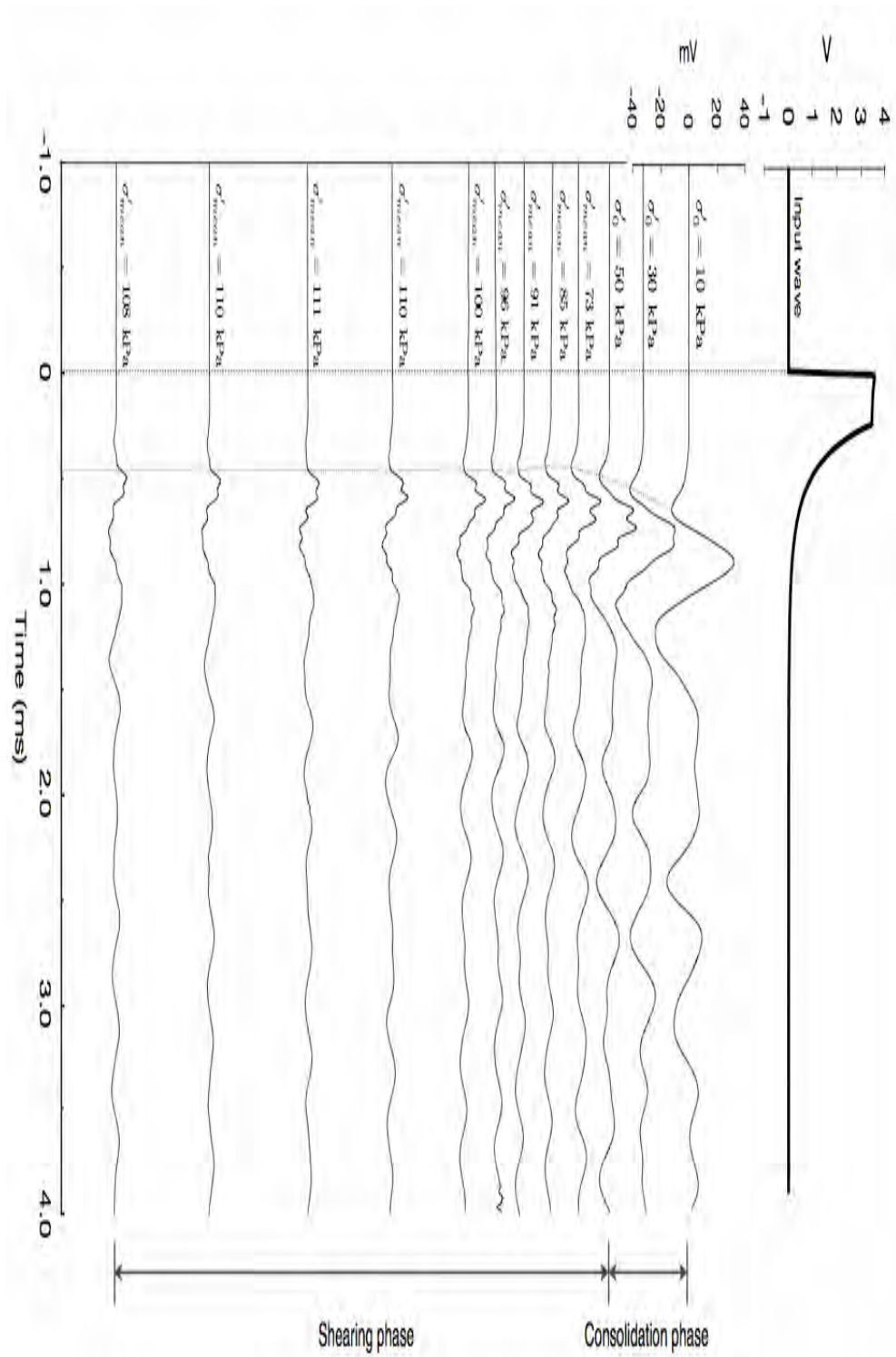
รูปที่ 4.20 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่าอัตราส่วนระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนและความเค้นเฉื่อยประสิทธิผล (Principal stress ratio, q'/p') ของตัวอย่างดินทราย D16 ที่ความเค้นบีบอัดต่าง ๆ a) สภาพแน่น b) สภาพหลวม



รูปที่ 4.21 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่าอัตราส่วนระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนและความเค้นเฉื่อยประสิทธิผล (Principal stress ratio, q'/p') ของตัวอย่างดินทราย D40 ที่ความเค้นบีบอัดต่าง ๆ a) สภาพแน่น b) สภาพหลวม



รูปที่ 4.22 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่าอัตราส่วนระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนและความเค้นเฉื่อยประสิทธิผล (Principal stress ratio, q'/p') ของตัวอย่างดินทราย Silica ที่ความเค้นบีบอัดต่าง ๆ a) สภาพแน่น b) สภาพหลวม



รูปที่ 4.23 กราฟคลื่นแรงเฉือนที่เคลื่อนที่ผ่านตัวอย่างดินทรายในขั้นตอนการบีบอัดแบบเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic consolidation) และขั้นตอนการเฉือน (Shearing) ตัวอย่างดินในอุปกรณ์การทดสอบแบบแรงอัดสามแกน

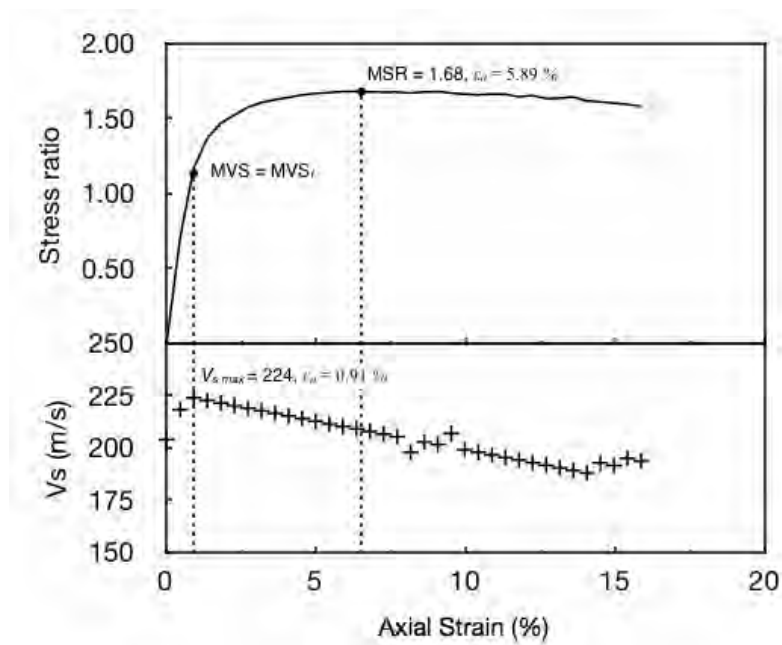
4.3 การตรวจวัดการเกิด Localization จากการเดินทางของคลื่นแรงเฉือนในตัวอย่างดิน

การตรวจวัดการเกิดปรากฏการณ์ Localization ในดินทรายแต่ละชนิดในงานวิจัยนี้ได้ทำการตรวจสอบจากค่าความเร็วของคลื่นแรงเฉือนและค่าอัตราส่วนความเค้นหลักระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนและความเค้นเฉลี่ยประสิทธิผล (Principal stress ratio, q'/p') รวมถึงจะใช้เทคนิคการวิเคราะห์ภาพถ่าย (Image analysis) มาช่วยในการวิเคราะห์การเกิด Localization ในตัวอย่างดินด้วยเช่นกัน เพื่อช่วยให้สามารถตรวจสอบช่วงเวลาในการเกิด (Initiation) และพัฒนาการ (Persistent) ของความไม่ต่อเนื่องในดินทรายดังกล่าวให้ได้ผลการวิเคราะห์ที่ดียิ่งขึ้น

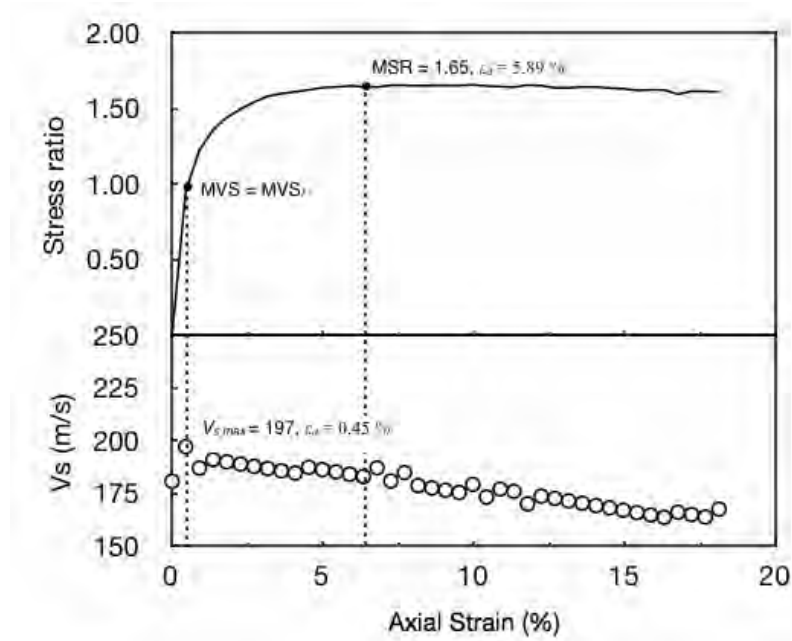
4.3.1 การตรวจวัดการเกิด Localization จากความเร็วคลื่นแรงเฉือนและอัตราส่วนระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนและความเค้นเฉลี่ยประสิทธิผล (Principal stress ratio, q'/p')

จากการศึกษาและค้นคว้างานวิจัยหลายชิ้นในอดีตพบว่าดินทรายเมื่อถูกกระทำจากความเค้นเฉือนจนถึงจุดหนึ่งจะเกิดความไม่ต่อเนื่องในรูปแบบของรอยเลื่อนขึ้นในมวลดิน โดยความไม่ต่อเนื่องดังกล่าวจะเริ่มที่จุดที่ใกล้กับค่า q'/p' ที่สูงที่สุดและความไม่ต่อเนื่องดังกล่าวนี้จะพัฒนาต่อไปอย่างต่อเนื่อง (Desrues & Viggiani, 2004; Finno *et al.*, 1997; Sachan and Penumadu, 2007) รูปที่ 4.24 – 4.41 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนตลอดช่วงของการทดสอบจนตัวอย่างวิบัติและค่า q'/p' ของดินทราย D16, D40 และ Silica ที่ความเค้นบีบอัดต่าง ๆ ในสภาพหลวมและสภาพแน่น จากผลการทดสอบดังกล่าวข้างต้นแสดงให้เห็นว่า ความสัมพันธ์ค่อนข้างมีลักษณะที่ใกล้เคียงกัน สามารถแสดงผลสรุปจากการทดสอบแบบต่าง ๆ (Typical results) ได้ดังรูปที่ 4.42 ซึ่งสามารถสรุปได้ว่า ในช่วงต้นของการทดสอบกล่าวคือช่วงของการบีบอัดตัวของตัวอย่าง (Consolidation state) และในช่วงแรกของการเฉือนตัวอย่าง (Shearing state) หรือในช่วงของความเครียดที่ไม่เกินประมาณ 2% ค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามค่าความเค้นอัดตัว / ค่าความเค้นเฉลี่ยประสิทธิผล ซึ่งการเพิ่มขึ้นแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear relation) นี้จะพบได้เฉพาะช่วงที่ตัวอย่างดินยังไม่เกิดความไม่ต่อเนื่องขึ้นในมวลตัวอย่างดินหรือในช่วงที่ตัวอย่างดินยังอยู่ในช่วงอีลาสติก (Elastic range) หลังจากที่ตัวอย่างดินถูกความเค้นเฉือนกระทำถึงจุดคลาก (Yield point) หรือจุดที่มวลดินเปลี่ยนจากสถานะสม่ำเสมอ (Uniform) ไปสู่สถานะที่ไม่สม่ำเสมอ (Non-uniform) ในบางจุดภายในมวลดินแล้วนั้น ค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนจะมีค่าสูงที่สุด (Maximum shear wave velocity, MVS) และจะมีค่าลดลงอย่างต่อเนื่อง ซึ่งจุดคลากที่เกิดขึ้นนี้เป็นจุดที่เกิดการเปลี่ยนแปลงความชันของเส้นกราฟระหว่างค่า q'/p' และค่าความเครียดตามแนวแกน (Axial strain) (รูปที่ 4.42) นอกจากนี้จากผลการทดสอบสามารถสรุปได้ว่า ค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่ลดลงนี้ไม่ขึ้นอยู่กับรูปร่าง ลักษณะ และขนาดของเม็ดดิน แต่ขึ้นอยู่กับสภาพความเริ่มต้นของดิน (Initial condition) เนื่องจากรูปกราฟ

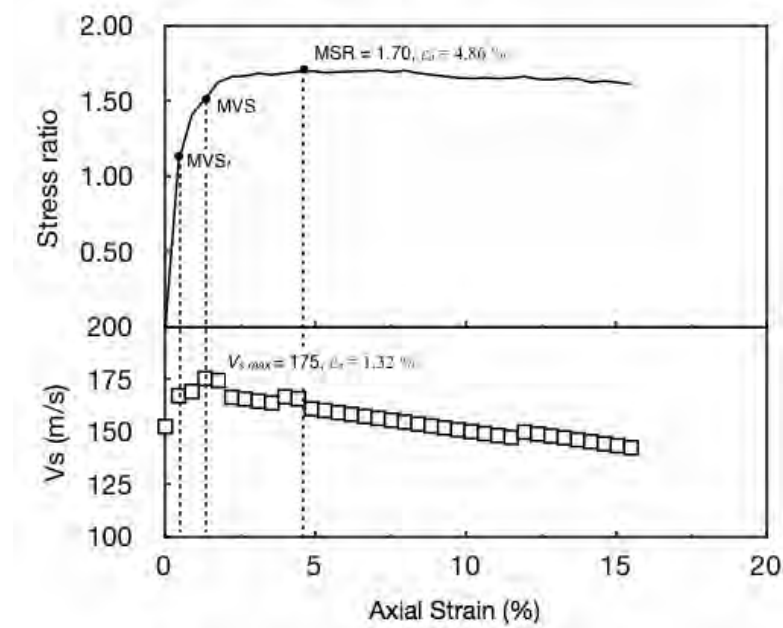
แสดงให้เห็นว่า ตัวอย่างดินที่มีสถานะเริ่มต้นก่อนการทดสอบอยู่ในสภาพแน่น ค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนจะลดลงมากกว่าตัวอย่างดินที่มีสถานะเริ่มต้นอยู่ในสภาพหลวม โดยการลดลงของความเร็วคลื่นแรงเฉือนนั้นสามารถอธิบายได้จาก 2 กรณีที่สำคัญ คือ เกิดจากตัวอย่างดินมีความสูงลดลงจากแรงกดที่กระทำ และเกิดความไม่ต่อเนื่องขึ้นในตัวอย่างดินทรายในบางจุด แต่อย่างไรก็ตาม ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่า ที่จุดสูงสุดของค่า q'/p' นั้นไม่พบการเปลี่ยนแปลงความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่ชัดเจน ดังนั้นจึงมีการทำการวิเคราะห์ผลเพิ่มเติมโดยการใช้การวิเคราะห์ภาพถ่ายจากการถ่ายตัวอย่างดินระหว่างการทดสอบในทุก ๆ 0.5 มิลลิเมตรของการกดทดสอบบนเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกน



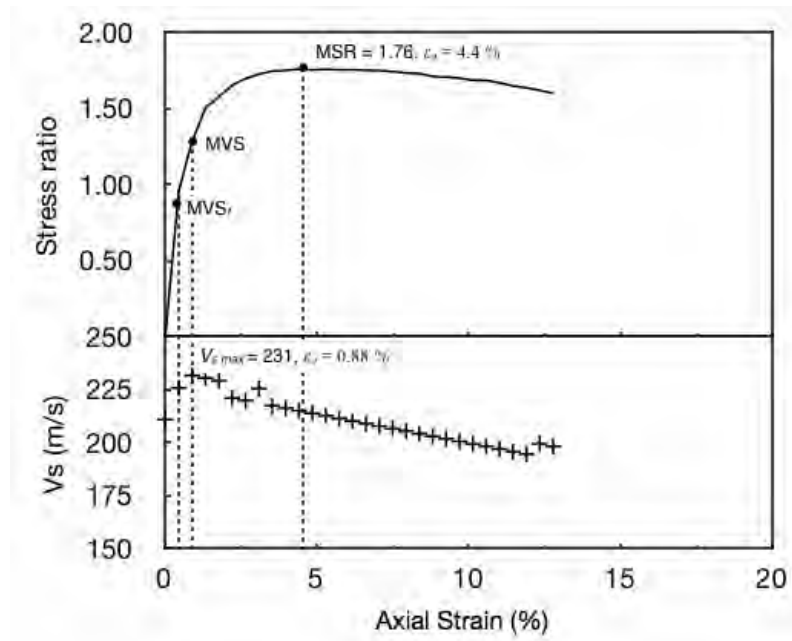
รูปที่ 4.24 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่า Stress ratio (q'/p')
ของดินทราย D16 สภาพหลวมที่ $\sigma'_c = 80$ kPa



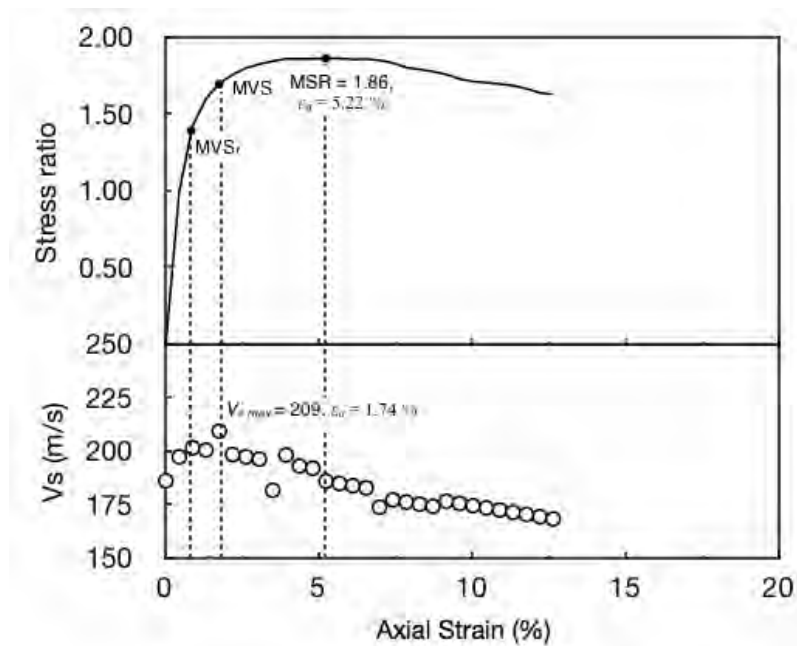
รูปที่ 4.25 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่า Stress ratio (q'/p')
ของดินทราย D16 สภาพหลวมที่ $\sigma'_c = 50$ kPa



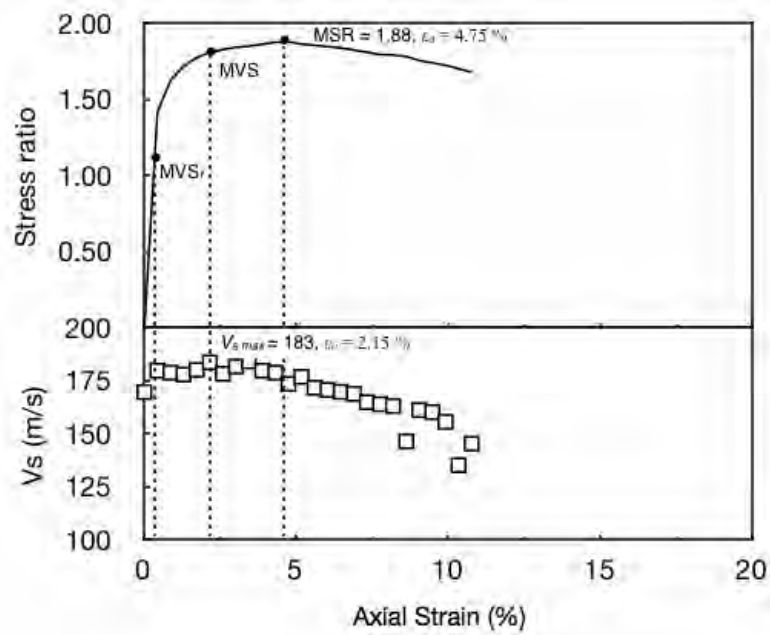
รูปที่ 4.26 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่า Stress ratio (q'/p')
ของดินทราย D16 สภาพหลวมที่ $\sigma'_c = 25$ kPa



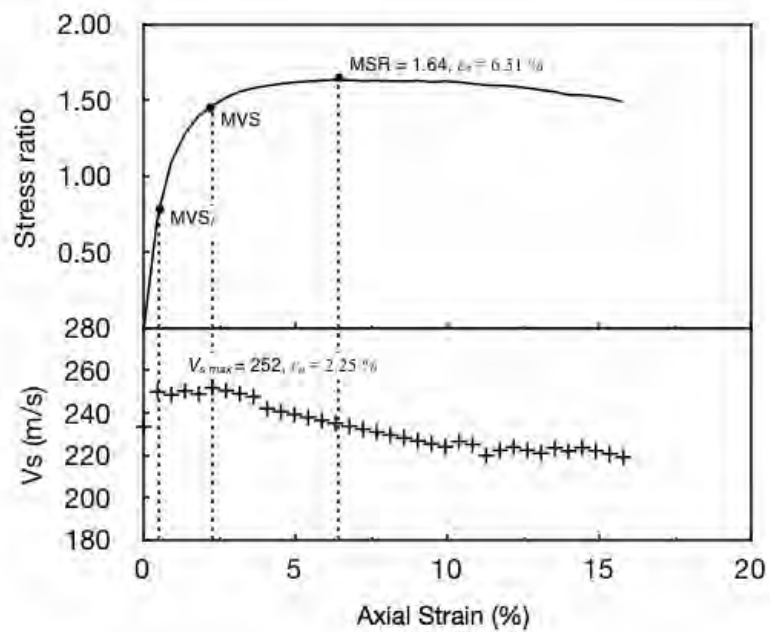
รูปที่ 4.27 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่า Stress ratio (q'/p')
ของดินทราย D16 สภาพแน่นที่ $\sigma'_c = 80$ kPa



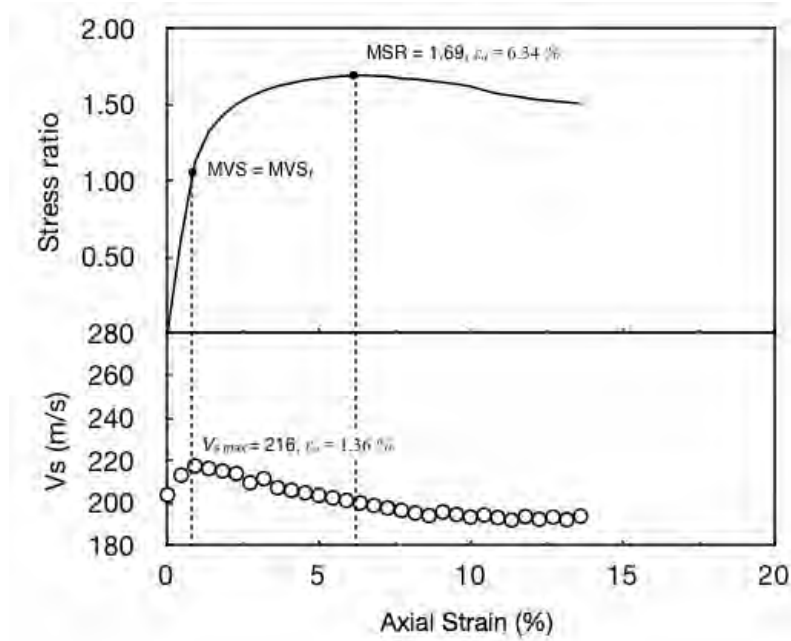
รูปที่ 4.28 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่า Stress ratio (q'/p')
ของดินทราย D16 สภาพแน่นที่ $\sigma'_c = 50$ kPa



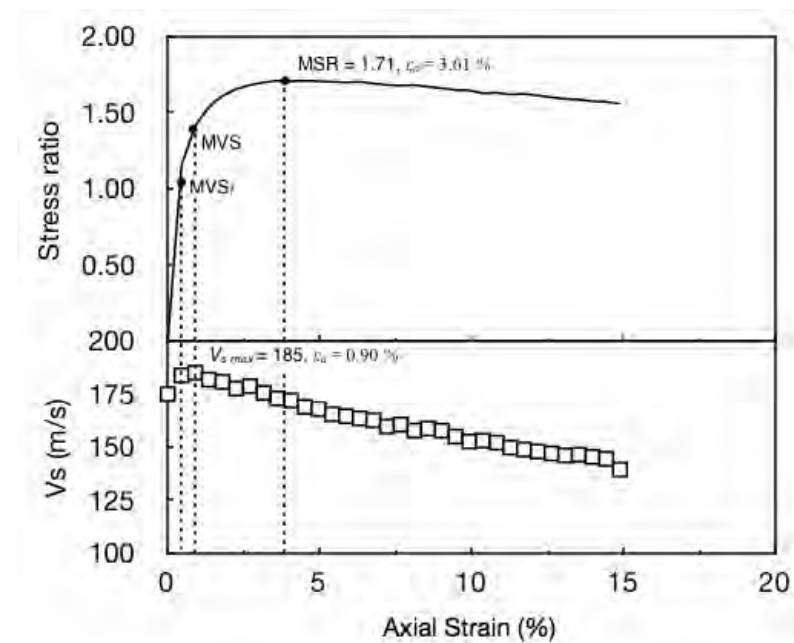
รูปที่ 4.29 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่า Stress ratio (q'/p')
ของดินทราย D16 สภาพแน่นที่ $\sigma'_c = 25$ kPa



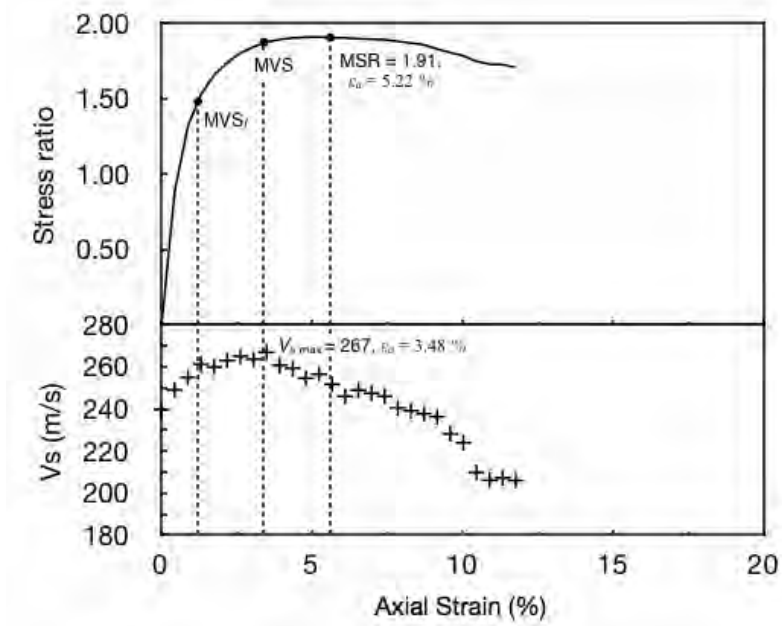
รูปที่ 4.30 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่า Stress ratio (q'/p')
ของดินทราย D40 สภาพหลวมที่ $\sigma'_c = 80$ kPa



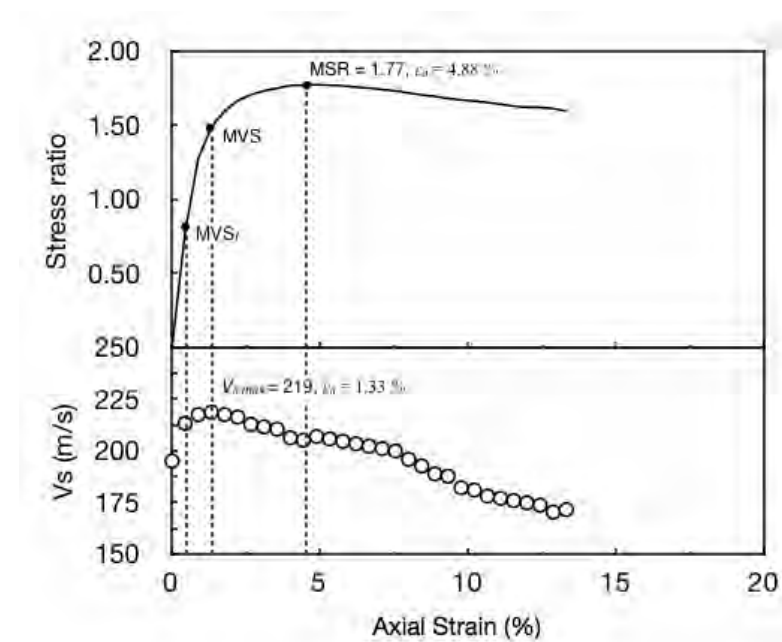
รูปที่ 4.31 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่า Stress ratio (q'/p')
ของดินทราย D40 สภาพหลวมที่ $\sigma'_c = 50$ kPa



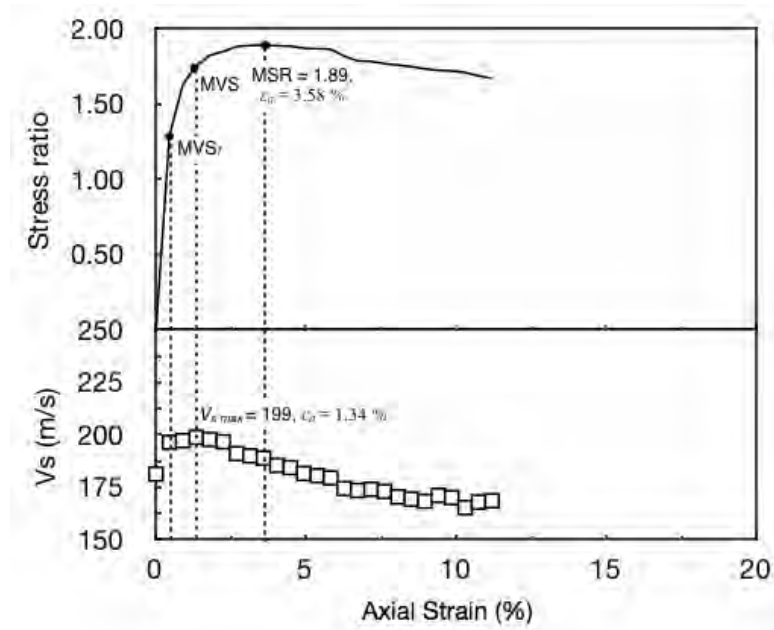
รูปที่ 4.32 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่า Stress ratio (q'/p')
ของดินทราย D40 สภาพหลวมที่ $\sigma'_c = 25$ kPa



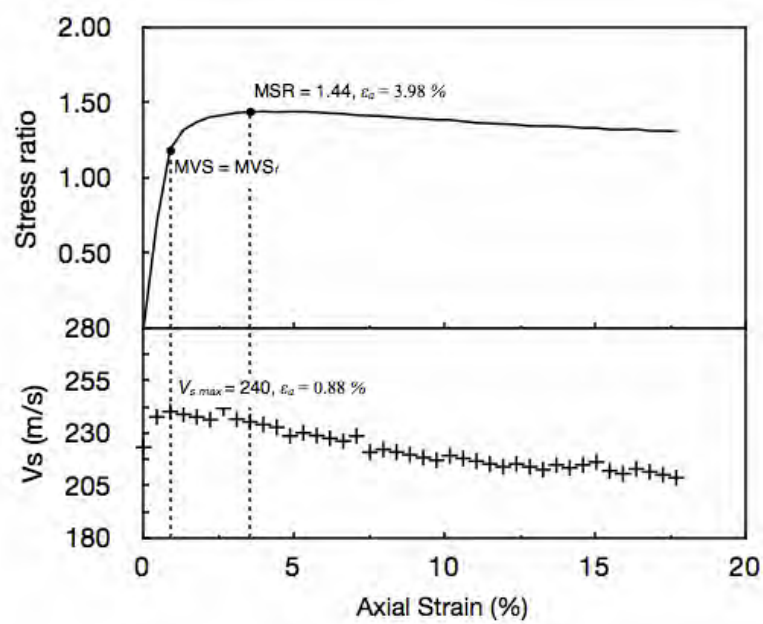
รูปที่ 4.33 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่า Stress ratio (q'/p')
ของดินทราย D40 สภาพแน่นที่ $\sigma'_c = 80$ kPa



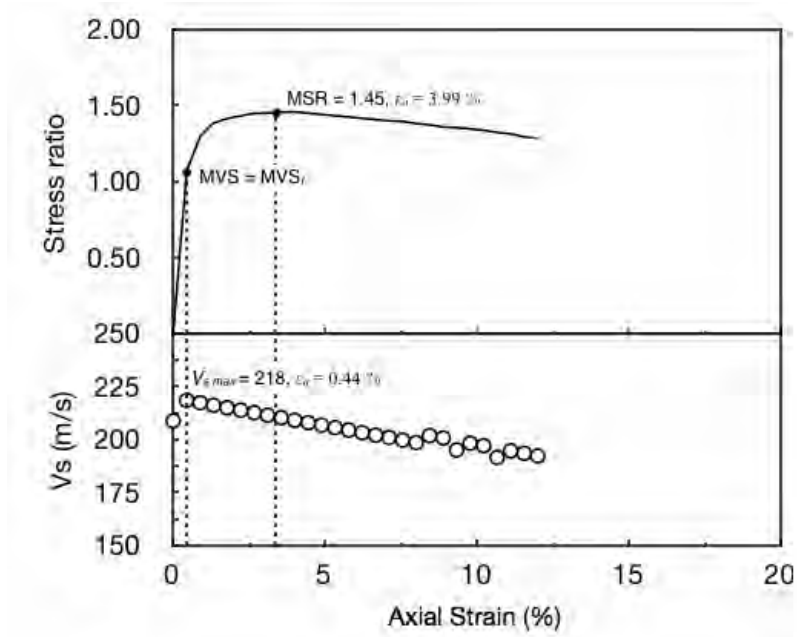
รูปที่ 4.34 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่า Stress ratio (q'/p')
ของดินทราย D40 สภาพแน่นที่ $\sigma'_c = 50$ kPa



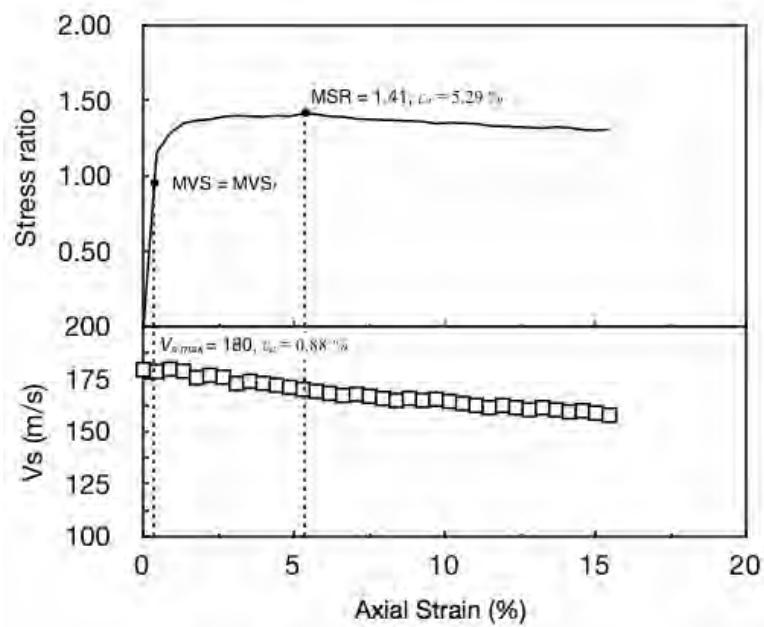
รูปที่ 4.35 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่า Stress ratio (q'/p')
ของดินทราย D40 สภาพแน่นที่ $\sigma'_c = 25$ kPa



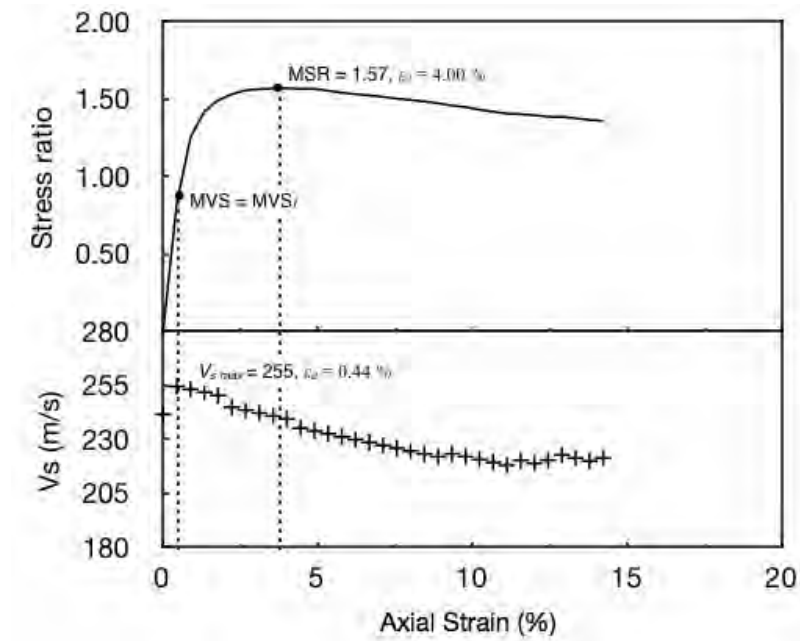
รูปที่ 4.36 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่า Stress ratio (q'/p')
ของดินทราย Silica สภาพหลวมที่ $\sigma'_c = 80$ kPa



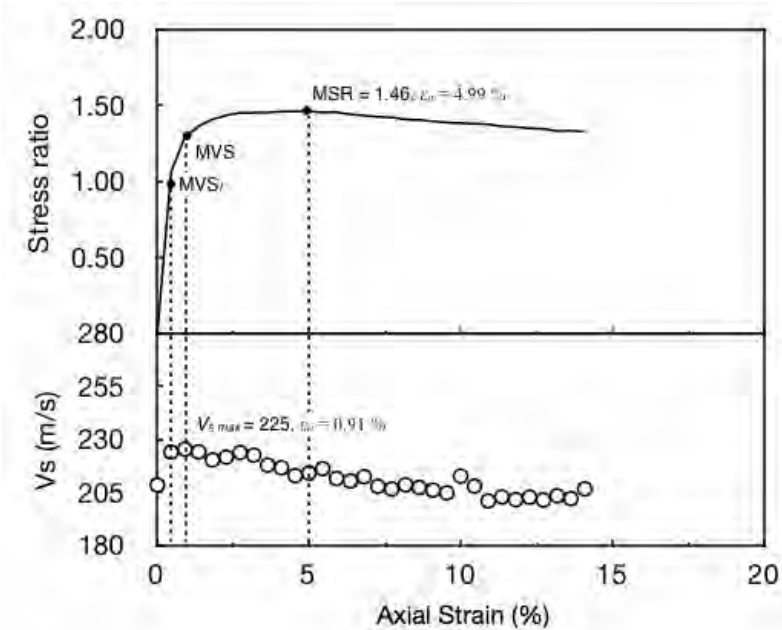
รูปที่ 4.37 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่า Stress ratio (q'/p')
ของดินทราย Silica สภาพหลวมที่ $\sigma'_c = 50$ kPa



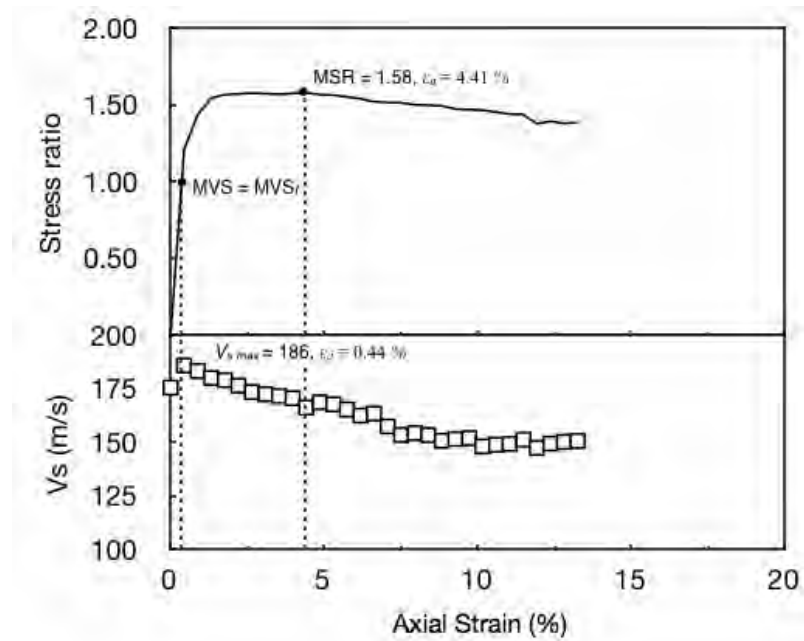
รูปที่ 4.38 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่า Stress ratio (q'/p')
ของดินทราย Silica สภาพหลวมที่ $\sigma'_c = 25$ kPa



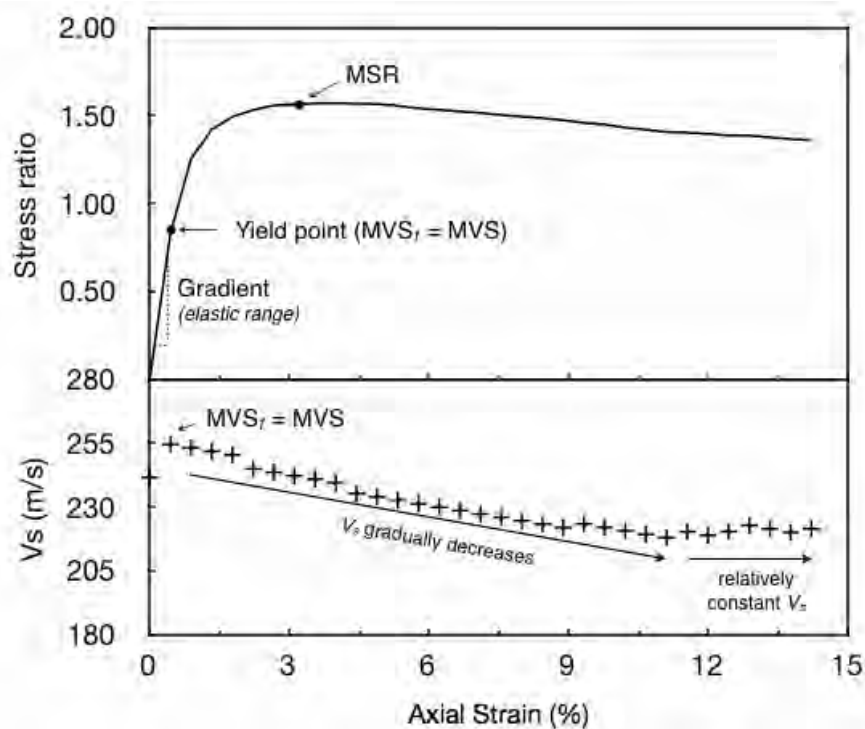
รูปที่ 4.39 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่า Stress ratio (q'/p')
ของดินทราย *Silica* สภาพแน่นที่ $\sigma'_c = 80$ kPa



รูปที่ 4.40 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่า Stress ratio (q'/p')
ของดินทราย *Silica* สภาพแน่นที่ $\sigma'_c = 50$ kPa



รูปที่ 4.41 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนและค่า Stress ratio (q'/p') ของดินทราย *Silica* สภาพแน่นที่ $\sigma'_c = 25$ kPa



รูปที่ 4.42 แสดงผลสรุปความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือน และค่า Stress ratio (q'/p') ของดินทรายตลอดช่วงการทดสอบ

4.3.2 การตรวจวัดการเกิด Localization จากการวิเคราะห์ภาพถ่าย

จากหัวข้อที่ 4.3.1 แสดงให้เห็นว่าค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนสามารถอธิบายปรากฏการณ์การเกิด Localization ได้ดีในระดับหนึ่ง กล่าวคือ สามารถแสดงให้เห็นได้ว่า ค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนจะเริ่มลดลงจากค่าสูงสุดเมื่อในมวลดินเกิดความไม่ต่อเนื่อง (Non-homogeneous) ขึ้น ซึ่งความไม่ต่อเนื่องที่เกิดขึ้นนี้เป็นจุดเริ่มต้น (Onset) ของการเกิด Localization ในมวลดินที่ถูกแรงเฉือนกระทำอย่างต่อเนื่องจนถึงจุดวิกฤติ แต่อย่างไรก็ตาม ณ จุดที่มวลดินเกิด Localization โดยสมบูรณ์ (จุดที่มีค่า q'/p' สูงที่สุด) นั้น ไม่ปรากฏว่าค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนมีการเปลี่ยนแปลงอย่างชัดเจน ซึ่งอาจกล่าวได้ว่าปรากฏการณ์ Localization ในมวลดินนั้นจะเริ่มขึ้นอย่างต่อเนื่อง ณ ตำแหน่งใดตำแหน่งหนึ่งในมวลดิน จากนั้นความไม่ต่อเนื่องดังกล่าวจะค่อย ๆ พัฒนาและขยายตัวจนเกิดเป็นโซนของรอยเลื่อน (Slip line หรือ Rupture line) ความไม่ต่อเนื่องดังกล่าวเกิดจากการเปลี่ยนแปลงของคุณสมบัติทางกายภาพของดินในบริเวณแคบ ๆ โดยในดินทรายเม็ดทรายในบริเวณดังกล่าวจะทำการจัดเรียงตัวกันใหม่ ก่อให้เกิดแนวความไม่ต่อเนื่องของความหนาแน่น โดยมีความหนาแน่นในบริเวณดังกล่าวจะต่ำกว่าบริเวณอื่นๆ ค่อนข้างมาก

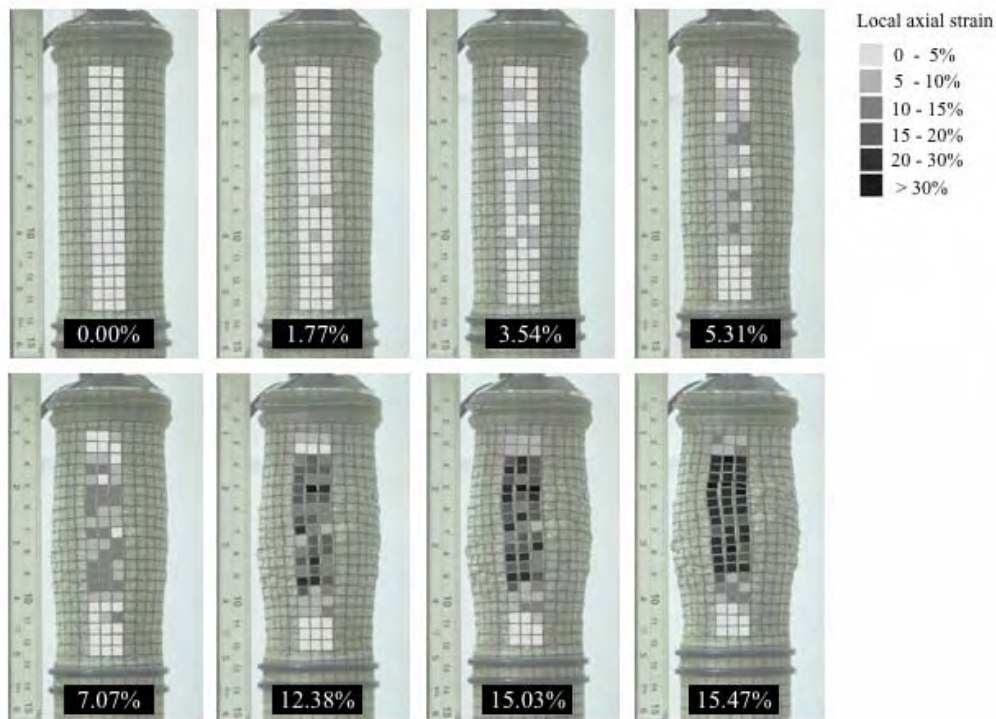
จากข้อจำกัดในบางประการของการใช้คลื่นแรงเฉือนเพื่อประเมินการเกิด Localization ในมวลดินนั้น การใช้การวิเคราะห์ภาพถ่ายที่ได้จากการถ่ายภาพในระหว่างการทดสอบในเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกน จะสามารถช่วยให้การวิเคราะห์การเกิด Localization ได้ดียิ่งขึ้น ซึ่งการวิเคราะห์ภาพถ่ายนี้จะเป็นการคำนวณความเครียดเฉพาะจุด (Local strain) จากตาราง (Grid) ขนาดประมาณ 5 x 5 มิลลิเมตร ที่ได้วาดไว้บน Membrane ก่อนการทดสอบ ซึ่งการคำนวณความเครียดเฉพาะจุดที่เกิดขึ้นนี้เป็นการคำนวณความเครียดตามแนวแกนการเคลื่อนตัวของตัวอย่างดินตามแนวแกน y (Axial strain) จากภาพถ่ายดิจิทัลที่มีความละเอียดสูงที่ประมาณ 6 ล้านพิกเซล ความละเอียดของโปรแกรมคอมพิวเตอร์นั้นสามารถวิเคราะห์ขนาดที่เล็กที่สุดของช่องตารางได้ที่ประมาณ 0.01 มิลลิเมตร โดยความเครียดเฉพาะจุดที่คำนวณได้นั้น จะทำให้เราสามารถทราบตำแหน่งและโซนในการเกิด Localization ได้อย่างชัดเจนมากยิ่งขึ้น

การวิเคราะห์ภาพถ่ายเพื่อการคำนวณหาความเครียดเฉพาะจุดนั้นมีจุดประสงค์ในการทำในสองลักษณะคือ 1) เพื่อหาตำแหน่งของโซนที่เกิด Localization 2) เวลาเริ่มต้นของการเกิดความไม่ต่อเนื่องขึ้นในมวลดิน (Onset of non-uniformity) โดยในแบบแรกนั้นจะเป็นการคำนวณหาความเครียดเฉพาะจุดของอีลิเมนต์ทุก ๆ อีลิเมนต์ในบริเวณสามแถวกลางของแท่งตัวอย่างดิน (รูปที่ 4.43, 4.45, 4.47, 4.49, 4.51 และ 4.53) เพื่อดูว่าบริเวณใดมีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างมากที่สุด และบริเวณภายในมวลดินนั้นมีความเครียดเกิดขึ้นเท่าใด โดยจะนำเสนอในรูปแบบของความเข้มสี (Intensity) ที่จะเปลี่ยนไปทุก ๆ 5 – 10% ของความเครียดที่เกิดขึ้น ส่วนในแบบที่สองจะเป็นการสุ่มอีลิเมนต์ภายในตัวอย่างดินทั้งหมด 9 อีลิเมนต์ลดความสูงของ

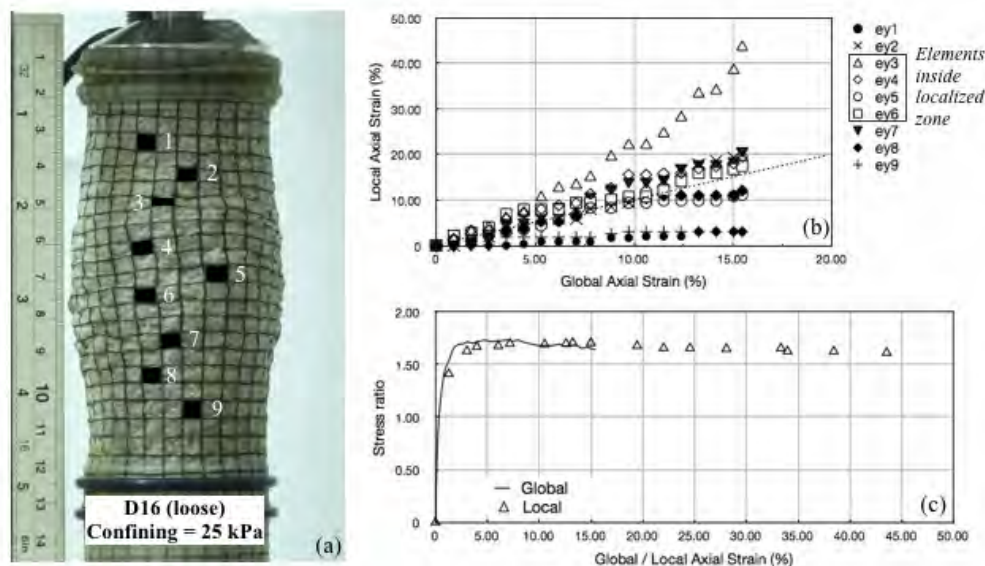
ตัวอย่างดิน เพื่อดูว่าอิลิเมนต์ที่สุ่มขึ้นนี้มีวิวัฒนาการของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างไปอย่างไร โดยเฉพาะอย่างยิ่งบริเวณโซนที่เกิด Localization (รูปที่ 4.44, 4.46, 4.48, 4.50, 4.52 และ 4.54) ซึ่งการวิเคราะห์ภาพถ่ายทั้งสองแบบนี้จะมีการแสดงความสัมพันธ์กับค่าของความเครียดรวมตามแนวแกน y (Global axial strain) เพื่อให้สามารถเปรียบเทียบช่วงเวลาในการเกิด Localization ได้อย่างชัดเจน โดยในงานวิจัยชิ้นนี้ได้เลือกเอาตัวอย่างดิน D16 ในสภาพหลวมและแน่นที่มีความเค้นบีบอัดเริ่มต้นที่ 25 และ 80 kPa และในส่วนของดินทราย Silica จะวิเคราะห์ตัวอย่างดินทรายในสภาพหลวมและแน่นที่ความเค้นบีบอัดประมาณ 80 kPa

จากรูปที่ 4.43 แสดงให้เห็นว่าผลการวิเคราะห์ภาพถ่ายของตัวอย่างดินทราย D16 สภาพหลวมที่ $\sigma'_c = 25$ kPa ที่ความเครียดรวม (Global axial strain) ประมาณ 1.77% อิลิเมนต์บางอิลิเมนต์ในตัวอย่างมวลดินมีความเครียดเฉพาะจุด (Local axial strain) ที่มากกว่า 5% โดยจำนวนอิลิเมนต์ที่มีความเครียดเฉพาะจุดที่มากกว่า 5% นี้จะมีค่าเพิ่มมากขึ้นเรื่อย ๆ ตามความเครียดทั้งหมดของตัวอย่างดินที่มีค่ามากขึ้นจากแรงเฉือนที่กระทำต่อมวลดิน เมื่อความเครียดรวมมีค่าประมาณ 5.31% จำนวนอิลิเมนต์ที่มีค่าความเครียดเฉพาะจุดมากกว่า 5% จะมีเพิ่มมากขึ้น โดยจำนวนอิลิเมนต์เหล่านี้จะกระจุกตัวกันอยู่เป็นแถบหรือรอยเลื่อนอยู่บริเวณส่วนกลางของตัวอย่างดิน ซึ่งแถบสีของรอยเลื่อนนี้แสดงให้เห็นว่า มวลดินเกิดพฤติกรรม Localization อย่างสมบูรณ์ และจากรูปความเข้มของสีนี้ยังแสดงให้เห็นอีกว่า บริเวณนอกรอยเลื่อนนี้ ค่าความเครียดเฉพาะจุดของอิลิเมนต์จะมีค่าน้อยกว่า 5% ซึ่งอธิบายได้ว่าบริเวณที่เกิด Localization นั้นจะเป็นบริเวณที่รองรับความเค้นที่เกิดขึ้นโดยส่วนใหญ่ของดิน ทำให้บริเวณนี้มีอัตราส่วนช่องว่างที่มากขึ้นเนื่องจากการกระจายพลังงานที่เพิ่มมากขึ้นนั่นเอง

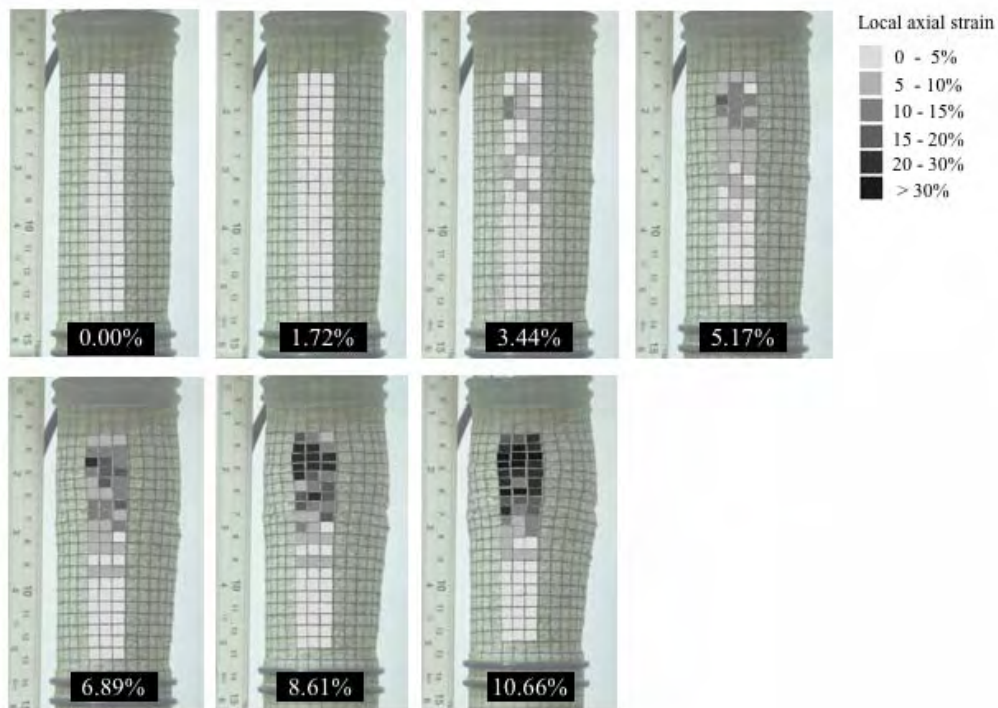
จากรูปที่ 4.44 แสดงภาพตัวอย่างของดินวิบัติและตำแหน่งของอิลิเมนต์สำหรับการวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงความเครียดเฉพาะจุดของตัวอย่างดินทราย D16 สภาพหลวมที่ $\sigma'_c = 25$ kPa ซึ่งจากการวิเคราะห์ภาพถ่ายแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่า อิลิเมนต์ในบริเวณที่เกิด Localization (อิลิเมนต์ที่ 3, 4, 5 และ 6) จะมีค่าความเครียดเฉพาะจุดที่มากกว่าในบริเวณอื่น ๆ อย่างมาก (กราฟความสัมพันธ์อยู่เหนือเส้นประในรูปที่ 4.44b) โดยในบางอิลิเมนต์ เช่น อิลิเมนต์ที่ 3 จะเริ่มมีความเครียดเฉพาะจุดที่เพิ่มมากขึ้นกว่าความเครียดรวมที่ความเครียดประมาณ 2% ซึ่งอาจกล่าวได้ว่า ช่วงที่ความเครียดเฉพาะจุดมีค่าเพิ่มมากขึ้นกว่าความเครียดรวมนั้นจะเป็นจุดที่มวลดินเริ่มมีความไม่ต่อเนื่อง (Onset of non-uniformity) ในการรับความเค้นเฉือนเกิดขึ้น รูปที่ 4.45 – 4.54 เป็นผลของการวิเคราะห์ภาพถ่ายของตัวอย่างดิน D16 และ Silica ในสภาพหลวมและแน่นในสภาวะความเค้นแบบต่าง ๆ โดยผลการวิเคราะห์ที่ได้จะมีลักษณะที่เหมือนกันกับผลของตัวอย่างที่ได้กล่าวมาแล้วในข้างต้น กล่าวคือ อิลิเมนต์บางอิลิเมนต์ในตัวอย่างดินจะมีความเครียดเฉพาะจุดที่มากกว่า 5% เมื่อความเครียดรวมของตัวอย่างมีค่าประมาณ 1.5% ขึ้นไป และตัวอย่างดินจะเกิดโซนของ Localization อยู่ที่ความเครียดรวมประมาณ 4 – 7% (ซึ่งเป็นช่วงที่ตัวอย่างดินมีค่า Stress ratio สูงที่สุด) เช่นกัน



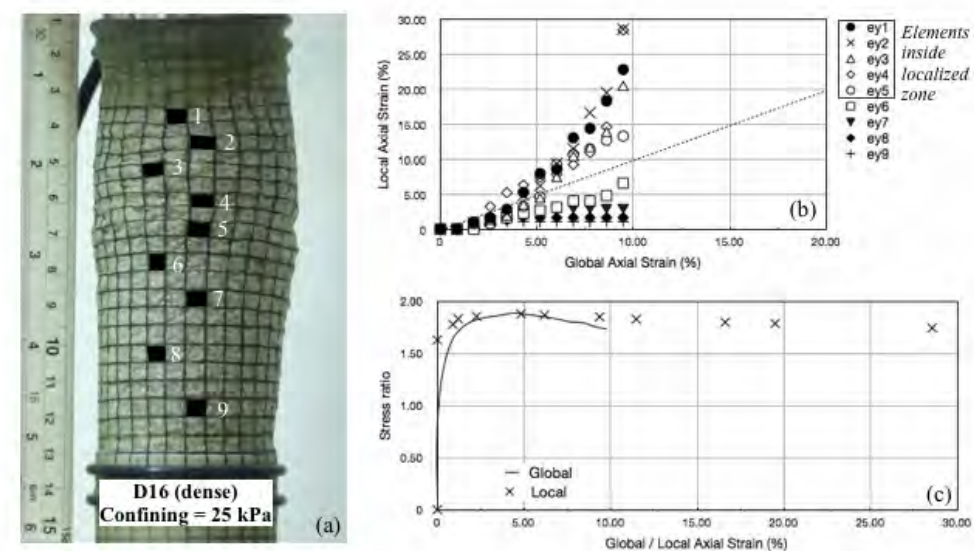
รูปที่ 4.43 การวิเคราะห์ภาพถ่ายเพื่อดูการเปลี่ยนแปลงความเครียดเฉพาะจุด (Local axial strain) ของตัวอย่างดินทราย D16 สภาพหลวมที่ $\sigma'_c = 25$ kPa



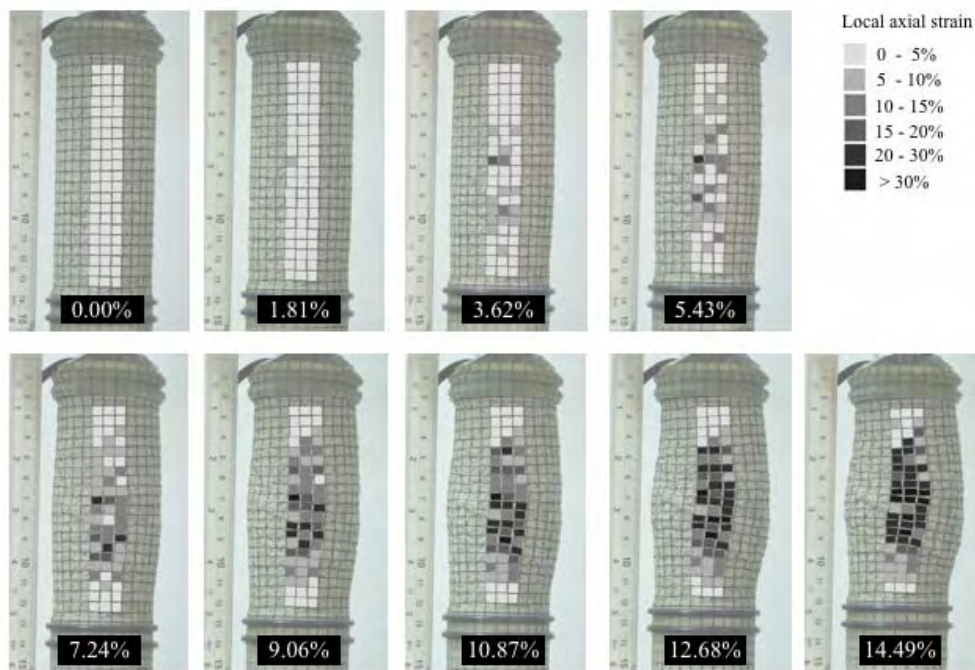
รูปที่ 4.44 a) ตัวอย่างดินวิบัติและอีลิเมนต์สำหรับการวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงความเครียดเฉพาะจุด b) การเปลี่ยนแปลงความเครียดเฉพาะจุด (Local axial strain) ของอีลิเมนต์ต่าง ๆ c) ค่า Stress ratio ของอีลิเมนต์ที่มีความเครียดเฉพาะจุดที่มากที่สุด ของตัวอย่างดินทราย D16 สภาพหลวมที่ $\sigma'_c = 25$ kPa



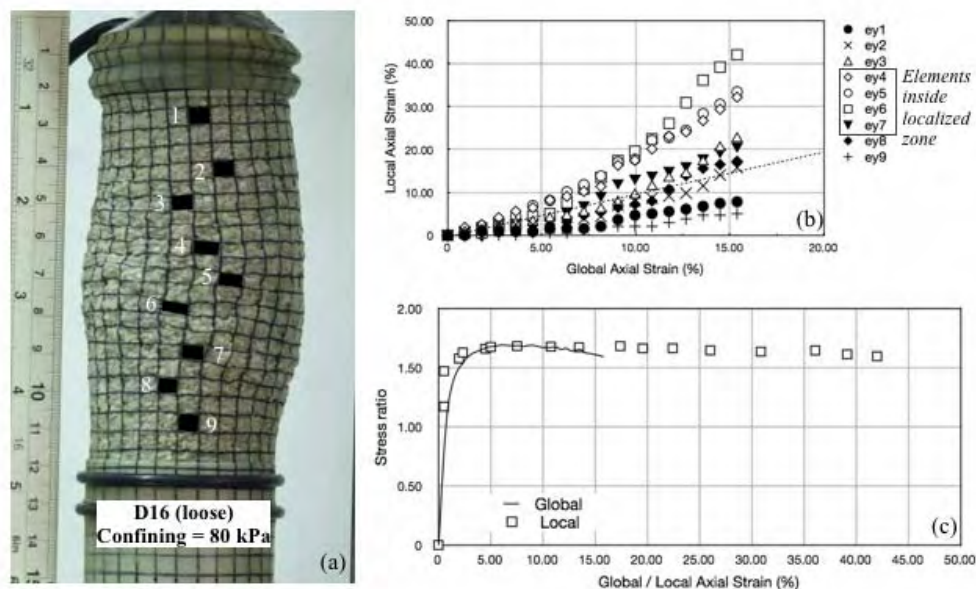
รูปที่ 4.45 การวิเคราะห์ภาพถ่ายเพื่อดูการเปลี่ยนแปลงความเครียดเฉพาะจุด (Local axial strain) ของตัวอย่างดินทราย D16 สภาพแน่นที่ $\sigma'_c = 25$ kPa



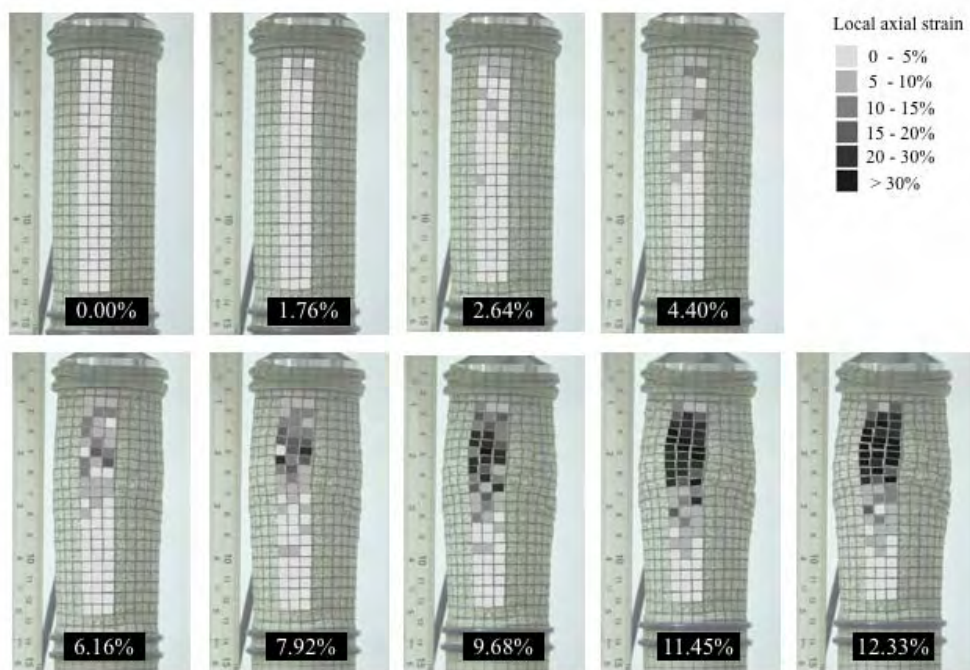
รูปที่ 4.46 a) ตัวอย่างดินวิบัติและอีลิเมนต์สำหรับการวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงความเครียดเฉพาะจุด b) การเปลี่ยนแปลงความเครียดเฉพาะจุด (Local axial strain) ของอีลิเมนต์ต่าง ๆ c) ค่า Stress ratio ของอีลิเมนต์ที่มีความเครียดเฉพาะจุดที่มากที่สุด ของตัวอย่างดินทราย D16 สภาพแน่นที่ $\sigma'_c = 25$ kPa



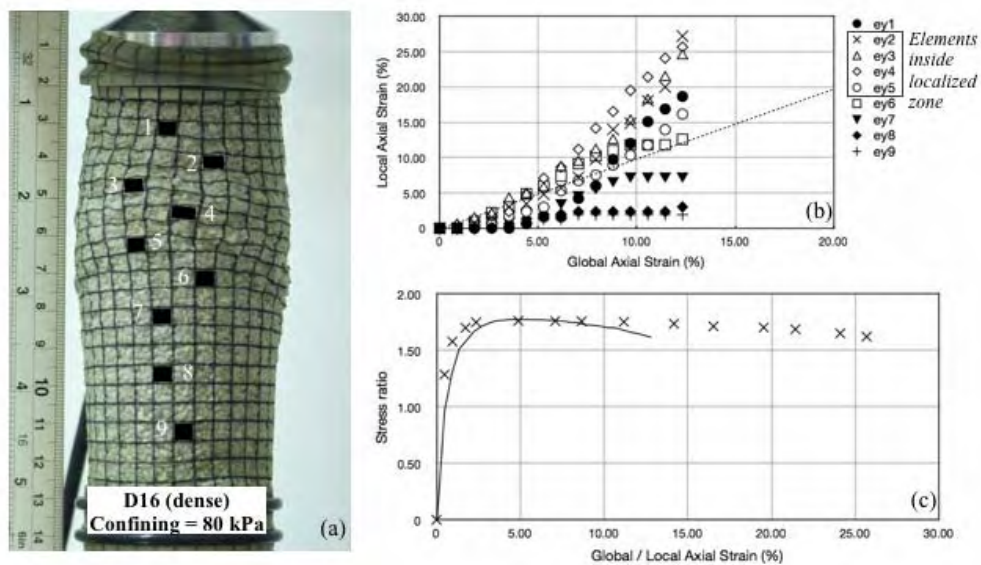
รูปที่ 4.47 การวิเคราะห์ภาพถ่ายเพื่อดูการเปลี่ยนแปลงความเครียดเฉพาะจุด (Local axial strain) ของตัวอย่างดินทราย D16 สภาพหลวมที่ $\sigma'_c = 80$ kPa



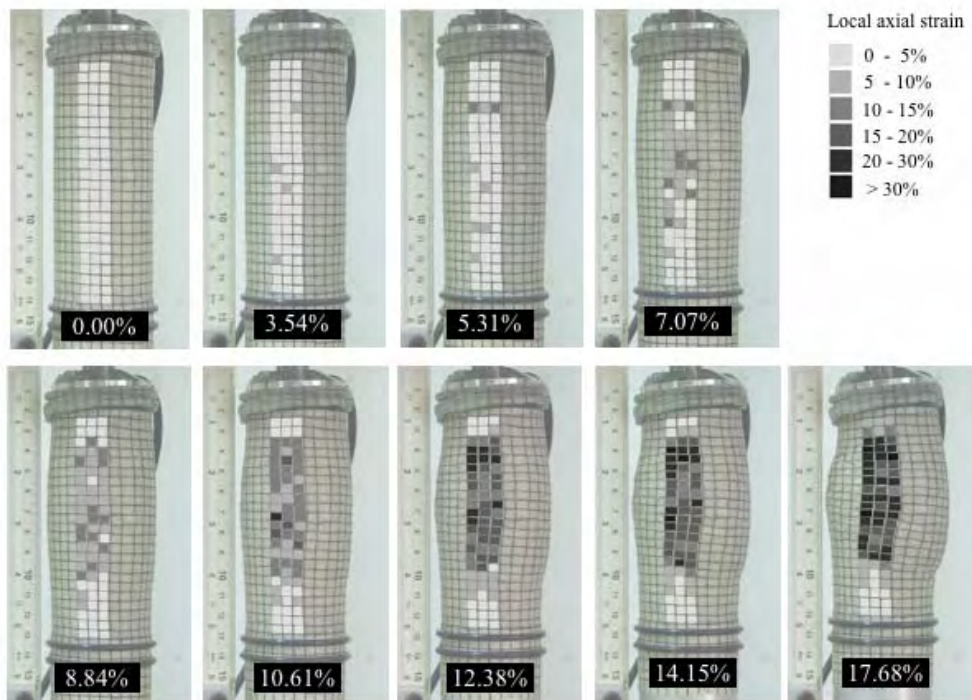
รูปที่ 4.48 a) ตัวอย่างดินวิบัติและอีลิเมนต์สำหรับการวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงความเครียดเฉพาะจุด b) การเปลี่ยนแปลงความเครียดเฉพาะจุด (Local axial strain) ของอีลิเมนต์ต่าง ๆ c) ค่า Stress ratio ของอีลิเมนต์ที่มีความเครียดเฉพาะจุดที่มากที่สุด ของตัวอย่างดินทราย D16 สภาพหลวมที่ $\sigma'_c = 80$ kPa



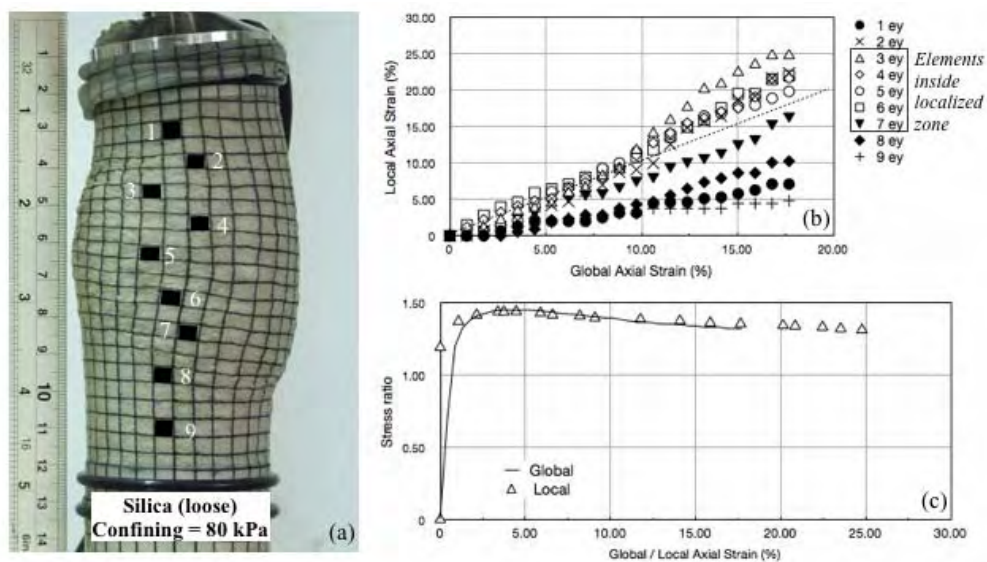
รูปที่ 4.49 การวิเคราะห์ภาพถ่ายเพื่อดูการเปลี่ยนแปลงความเครียดเฉพาะจุด (Local axial strain) ของตัวอย่างดินทราย D16 สภาพแน่นที่ $\sigma'_c = 80$ kPa



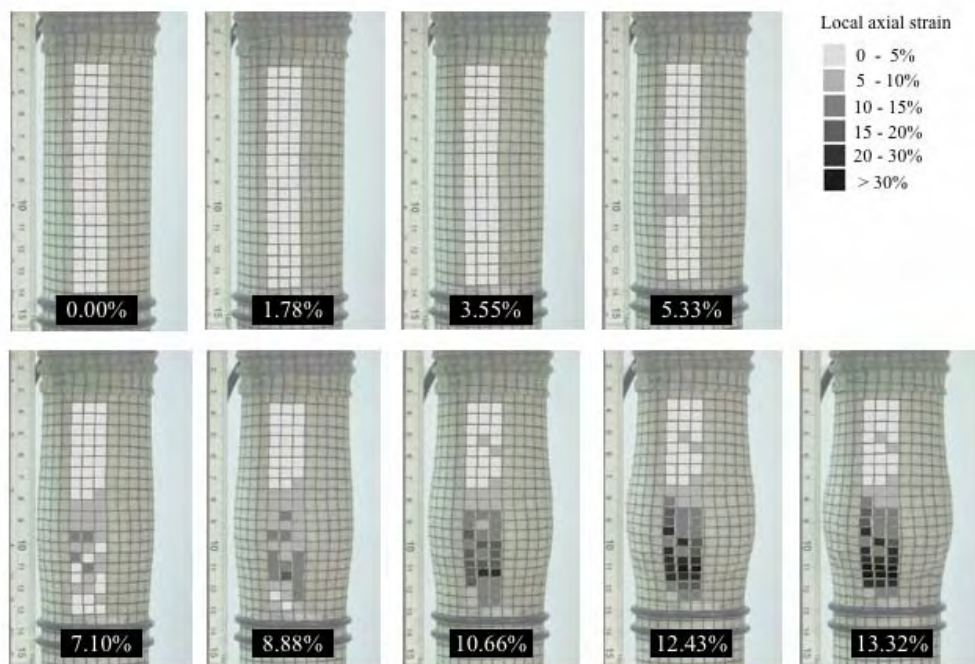
รูปที่ 4.50 a) ตัวอย่างดินวิบัติและอีลิเมนต์สำหรับการวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงความเครียดเฉพาะจุด b) การเปลี่ยนแปลงความเครียดเฉพาะจุด (Local axial strain) ของอีลิเมนต์ต่าง ๆ c) ค่า Stress ratio ของอีลิเมนต์ที่มีความเครียดเฉพาะจุดที่มากที่สุด ของตัวอย่างดินทราย D16 สภาพแน่นที่ $\sigma'_c = 80$ kPa



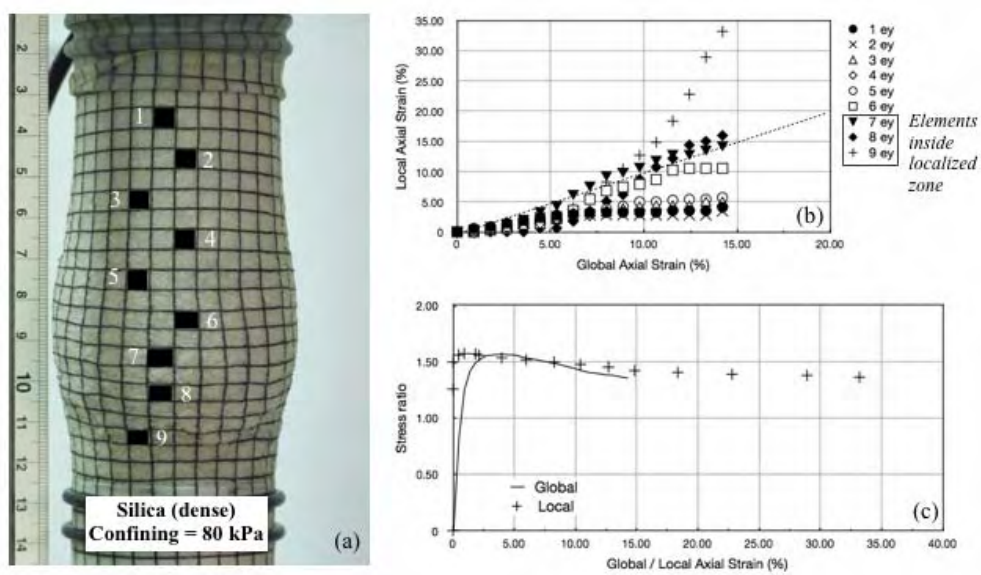
รูปที่ 4.51 การวิเคราะห์ภาพถ่ายเพื่อดูการเปลี่ยนแปลงความเครียดเฉพาะจุด (Local axial strain) ของตัวอย่างดินทราย Silica สภาพหลวมที่ $\sigma'_c = 80$ kPa



รูปที่ 4.52 a) ตัวอย่างดินวิบัติและอีลิเมนต์สำหรับการวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงความเครียดเฉพาะจุด b) การเปลี่ยนแปลงความเครียดเฉพาะจุด (Local axial strain) ของอีลิเมนต์ต่าง ๆ c) ค่า Stress ratio ของอีลิเมนต์ที่มีความเครียดเฉพาะจุดที่มากที่สุด ของตัวอย่างดินทราย Silica สภาพหลวมที่ $\sigma'_c = 80$ kPa

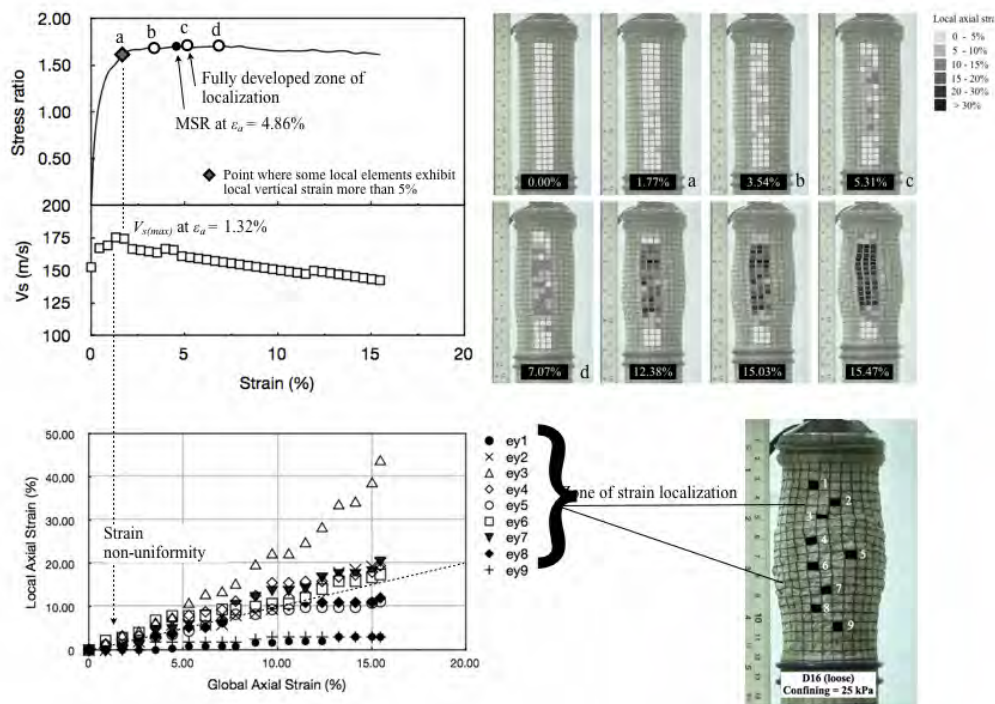


รูปที่ 4.53 การวิเคราะห์ภาพถ่ายเพื่อดูการเปลี่ยนแปลงความเครียดเฉพาะจุด (Local axial strain) ของตัวอย่างดินทราย *Silica* สภาพแน่นที่ $\sigma'_c = 80$ kPa

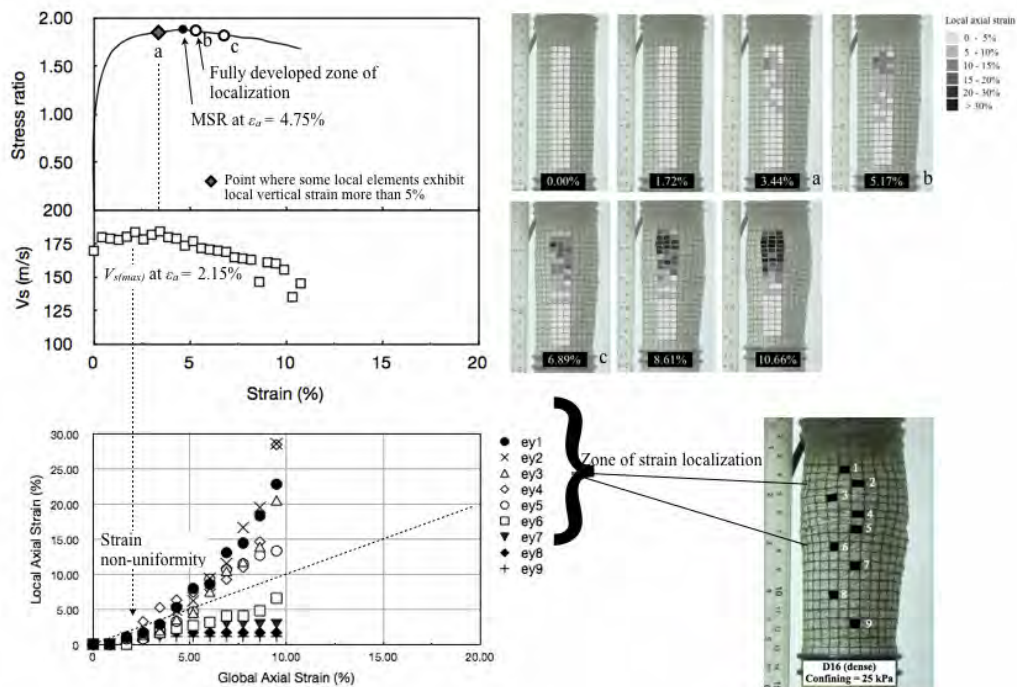


รูปที่ 4.54 a) ตัวอย่างดินชนิดและอีลิเมนต์สำหรับการวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงความเครียดเฉพาะจุด b) การเปลี่ยนแปลงความเครียดเฉพาะจุด (Local axial strain) ของอีลิเมนต์ต่าง ๆ c) ค่า Stress ratio ของอีลิเมนต์ที่มีความเครียดเฉพาะจุดที่มากที่สุด ของตัวอย่างดินทราย *Silica* สภาพแน่นที่ $\sigma'_c = 80$ kPa

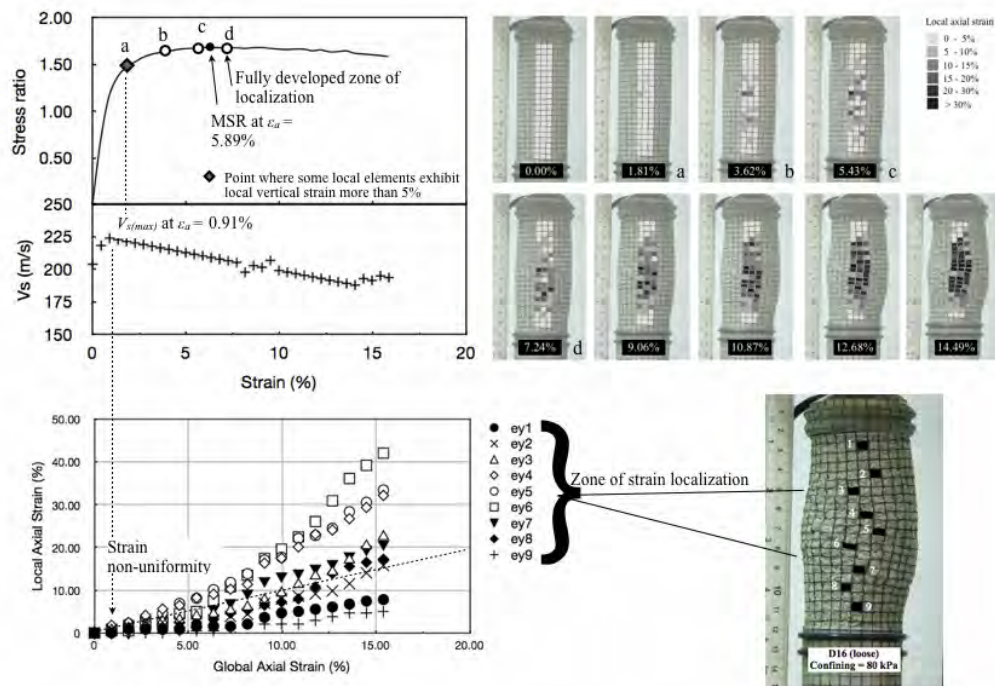
รูปที่ 4.55 – 4.60 แสดงผลของ Stress ratio ความเร็วของคลื่นแรงเฉือน และการวิเคราะห์ภาพถ่ายของความเครียดเฉพาะจุด เพื่อให้การวิเคราะห์การเกิด Localization ชัดเจนมากขึ้น จากรูปที่ 4.55 เป็นผลการวิเคราะห์จากตัวอย่างดินทราย D_{16} สภาพหลวมที่ $\sigma'_c = 25$ kPa ซึ่งจุด a บนเส้นความสัมพันธ์ของ Stress ratio เป็นจุดที่มีความเครียดรวมที่ประมาณ 1.77% ของการวิเคราะห์ความเครียดเฉพาะจุดจากการวิเคราะห์ภาพถ่าย จะเห็นได้ว่าเป็นเกือบเป็นจุดเดียวที่ตรงกับค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนที่สูงสุด ($V_{s(max)}$) ที่ความเครียดรวมประมาณ 1.32% ซึ่งแสดงถึงช่วงของความเครียดรวมที่ตัวอย่างดินเริ่มมีความไม่ต่อเนื่อง (Non-uniformity) เกิดขึ้น และที่จุดกลมสีดำ (บนเส้นความสัมพันธ์ของ Stress ratio) ซึ่งแสดงถึงจุดที่มีค่า Stress ratio สูงที่สุดที่ค่าความเครียดรวมที่ประมาณ 4.86% ซึ่งที่ความเครียดระดับนี้ จากการวิเคราะห์ภาพถ่ายของความเครียดเฉพาะจุดจะเห็นว่าที่ความเครียดรวมประมาณ 5.31% (จุด c) โซนของ Localization จะมีความชัดเจนมากยิ่งขึ้น ซึ่งจากความสัมพันธ์ที่ค่อนข้างสอดคล้องกันระหว่าง Stress ratio ความเร็วของคลื่นแรงเฉือน และการวิเคราะห์ภาพถ่ายของความเครียดเฉพาะจุดนั้นชี้ให้เห็นว่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนสามารถใช้เป็นเครื่องมือในการวิเคราะห์การเกิด Localization ในมวลดินได้ในระดับหนึ่ง อย่างน้อยทำให้ทราบว่าจุดใดที่เป็นจุดเริ่มต้นที่จะทำให้เกิดความไม่ต่อเนื่องขึ้นในมวลดิน



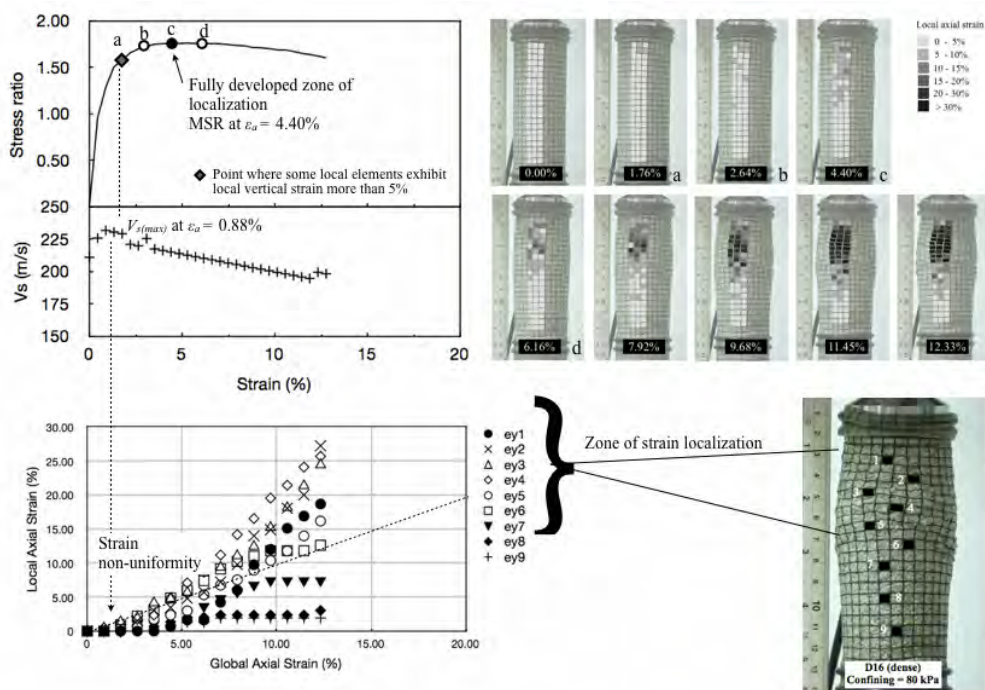
รูปที่ 4.55 ความสัมพันธ์ระหว่าง Stress ratio ความเร็วของคลื่นแรงเฉือน และการวิเคราะห์ภาพถ่ายของความเครียดเฉพาะจุดและความเครียดรวม ของตัวอย่างดินทราย D16 สภาพหลวมที่ $\sigma'_c = 25$ kPa



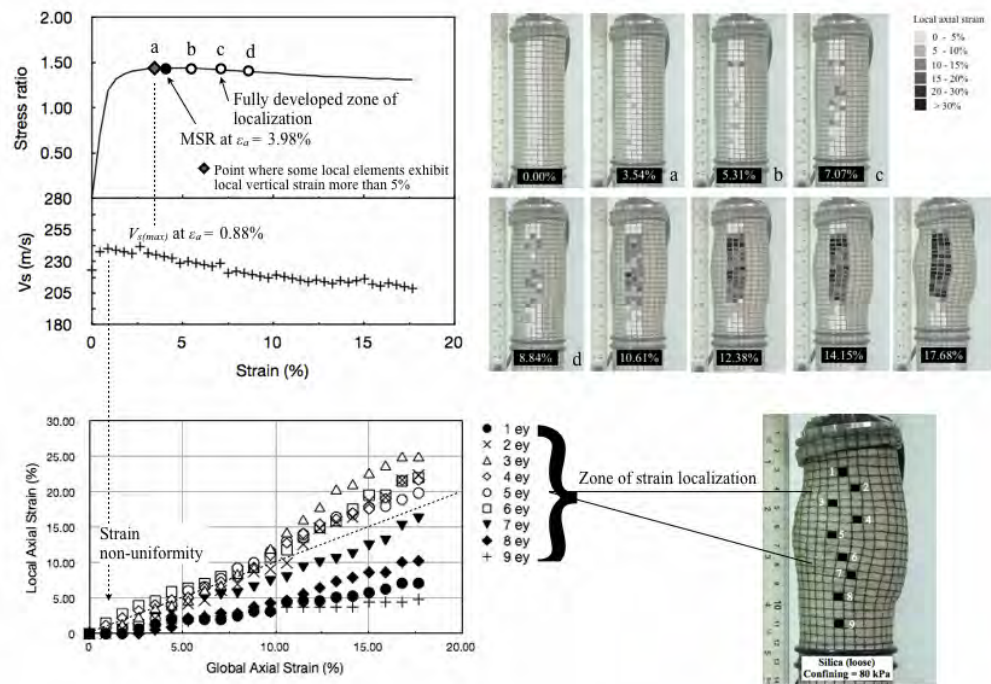
รูปที่ 4.56 ความสัมพันธ์ระหว่าง Stress ratio ความเร็วของคลื่นแรงเฉือน และการวิเคราะห์ภาพถ่ายของความเครียดเฉพาะจุดและความเครียดรวม ของตัวอย่างดินทราย D16 สภาพแน่นที่ $\sigma'_c = 25$ kPa



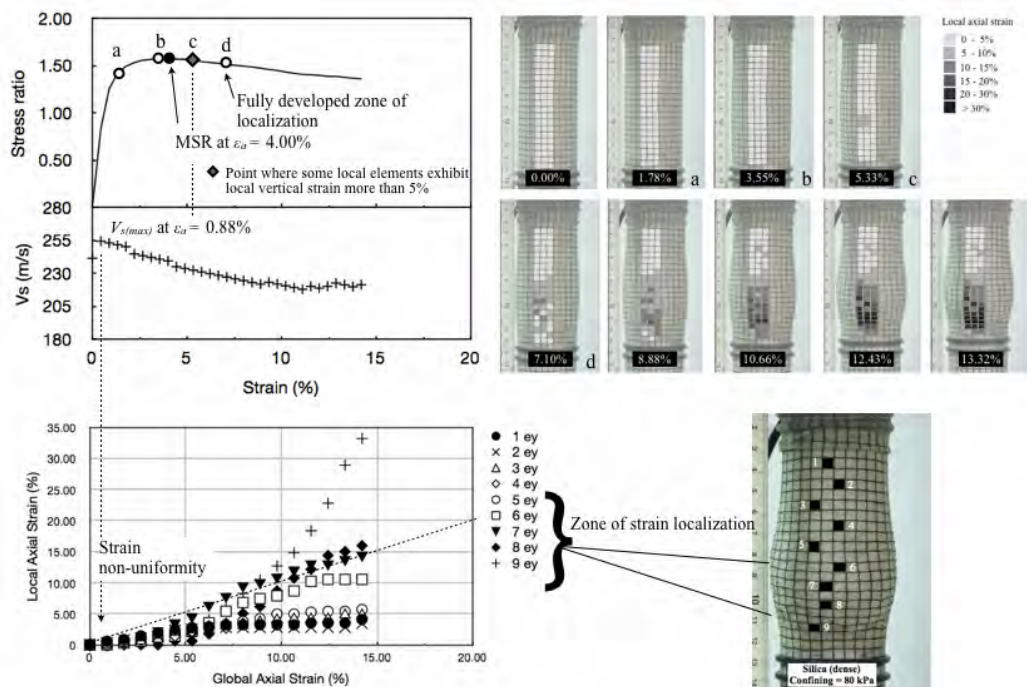
รูปที่ 4.57 ความสัมพันธ์ระหว่าง Stress ratio ความเร็วของคลื่นแรงเฉือน และการวิเคราะห์ภาพถ่ายของความเครียดเฉพาะจุดและความเครียดรวม ของตัวอย่างดินทราย D16 สภาพหลวมที่ $\sigma'_c = 80$ kPa



รูปที่ 4.58 ความสัมพันธ์ระหว่าง Stress ratio ความเร็วของคลื่นแรงเฉือน และการวิเคราะห์ภาพถ่ายของความเครียดเฉพาะจุดและความเครียดรวม ของตัวอย่างดินทราย D16 สภาพแน่นที่ $\sigma'_c = 80$ kPa



รูปที่ 4.59 ความสัมพันธ์ระหว่าง Stress ratio ความเร็วของคลื่นแรงเฉือน และการวิเคราะห์ภาพถ่ายของความเครียดเฉพาะจุดและความเครียดรวม ของตัวอย่างดินทราย Silica สภาพหลวมที่ $\sigma'_c = 80$ kPa



รูปที่ 4.60 ความสัมพันธ์ระหว่าง Stress ratio ความเร็วของคลื่นแรงเฉือน และการวิเคราะห์ภาพถ่ายของความเครียดเฉพาะจุดและความเครียดรวม ของตัวอย่างดินทราย Silica สภาพแน่นที่ $\sigma'_c = 80$ kPa

บทที่ 5

สรุปผลการทดสอบและข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผลการทดสอบ

จากผลการทดสอบเพื่อศึกษาการเกิด Localization ในดินทรายโดยใช้ความเร็วคลื่นแรงเฉือนในอุปกรณ์ทดสอบความไม่สม่ำเสมอและในเครื่องมือทดสอบแบบแรงอัดสามแกนรวมถึงการวิเคราะห์ภาพถ่ายนั้นสามารถสรุปได้ดังนี้

- หน่วยแรงประสิทธิผลตามแนวตั้งมีผลต่อความเร็วคลื่นแรงเฉือนในการทดสอบหาความเร็วคลื่นแรงเฉือนในอุปกรณ์ทดสอบความไม่สม่ำเสมอของดิน โดยพบว่าเมื่อทำการเพิ่มแรงประสิทธิผลตามแนวตั้ง ค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามความเค้นในแนวตั้งที่เพิ่มขึ้น โดยที่ค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนจะแปรผันตรงกับแรงประสิทธิผลตามแนวตั้งซึ่งมีความสัมพันธ์แบบโพลิโนเมียลยกกำลังสอง
- ความเร็วคลื่นแรงเฉือนจะมีค่าเพิ่มมากขึ้นเมื่อความเค้นบีบอัดแบบเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic confining pressure) ของตัวอย่างดินทรายมีค่าเพิ่มมากขึ้น โดยตัวอย่างดินทรายที่มีสภาพแน่นมีแนวโน้มของการเพิ่มขึ้นที่มากกว่าดินทรายสภาพหลวมเล็กน้อย
- ค่าความเร็วของคลื่นแรงเฉือนที่เดินทางผ่านมวลดินนั้นขึ้นอยู่กับค่าของสภาวะหน่วยแรง (Stress state) อัตราส่วนช่องว่าง (Void ratio) รวมถึงความเหมือนกันของค่าความหนาแน่นภายในมวลดิน (Uniformity of soil density) โดยจากการทดสอบแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่า ความเร็วคลื่นแรงเฉือนสามารถใช้ประมาณค่าอัตราส่วนช่องว่างภายในมวลดินได้ดีในระดับหนึ่ง แม้ว่าจะมีความไม่ต่อเนื่องของความหนาแน่นเกิดขึ้นภายในมวลดินก็ตาม
- ความเค้นเฉลี่ยประสิทธิผล (Mean effective stress) จะมีผลต่อค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนมากกว่าค่าความเค้นเบี่ยงเบน (Deviator stress)
- ภายใต้สภาวะที่ดินรับแรงเฉือน ในช่วงความเครียดน้อย ค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนจะยังมีค่าเพิ่มมากขึ้นเนื่องจากมวลดินยังมีพฤติกรรมการรับน้ำหนักแบบยืดหยุ่น (Elastic) แต่ในช่วงของอัตราส่วนความเค้นหลัก (Stress ratio) ที่ประมาณ 1.5 ค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนจะเริ่มมีค่าลดลงอย่างต่อเนื่องจากค่าสูงสุด และจากการวิเคราะห์ภาพถ่ายความเครียดเฉพาะจุด (Local axial strain) พบว่าภายในมวลดินเริ่มเกิดความไม่ต่อเนื่องขึ้นในบางจุดและความไม่ต่อเนื่องดังกล่าวจะขยายตัวเป็นแถบของรอยเลื่อนต่อไป โดยอาจกล่าวได้ว่า ณ จุดที่เกิดความไม่ต่อเนื่องนี้ (ความเร็วคลื่นแรงเฉือนเริ่มลดลง) เป็นจุดเริ่มต้นของพฤติกรรม Localization ในมวลดินนั่นเอง

- ผลการวิเคราะห์พบว่า ค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือน ณ จุดสูงสุดของค่าอัตราส่วนความเค้นหลัก (Stress ratio) นั้นไม่มีการเปลี่ยนแปลงที่ชัดเจน แต่อย่างไรก็ตามจากการวิเคราะห์ภาพถ่ายเฉพาะจุดพบว่าความไม่ต่อเนื่องในมวลดินจะพัฒนาจนเกิดเป็นพฤติกรรม Localization อย่างสมบูรณ์ที่จุดสูงสุดของค่าอัตราส่วนความเค้นหลักนี้

5.2 ข้อเสนอแนะ

- จากข้อจำกัดของการทดสอบแบบแรงอัดสามแกนในการศึกษาพฤติกรรม Localization ในมวลดิน การทดสอบแบบสองระนาบ (Plane strain) อาจจะทำให้การศึกษาได้ผลดียิ่งขึ้น
- เพื่อหลีกเลี่ยงข้อผิดพลาดที่อาจเกิดขึ้นจากการแปลผลเวลาเดินทางของคลื่นแรงเฉือน (Travel time) ผ่านตัวอย่างดิน ผู้วิจัยอาจใช้เทคนิคใหม่ ๆ ในการคำนวณเวลาเพื่อหาค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนเช่น วิธี Cross-correlation เป็นต้น
- การวิเคราะห์ภาพถ่ายด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ (Imaging analysis software) ที่เหมาะสม จะช่วยให้การคำนวณความเครียดเฉพาะจุดทำได้ง่ายและถูกต้องมากยิ่งขึ้น

บรรณานุกรม

- Batiste, S. N., Alshibli, K. A., Stureb S. and Lankton, M. (2004) Shear band characterization of triaxial sand specimens using computed tomography. *Geotechnical testing Journal*, 27(6), 568 – 579.
- Blewett, J., Blewett, I. J., and Woodward, P. K. (1999) Measurement of shear-wave velocity using phase-sensitive detection techniques. *Canadian Geotechnical Journal*. 36(5): 934-939.
- Desrues, J. Chambon, M., Mokni, M. and Mazerolle, F. (1996): "Void ratio evolution inside shear bands in triaxial sand specimens studied by computed tomography," *Geotechnique* 46(3), 529 – 546.
- Desrues, J. 2004. Tracking strain localization in geomaterials using computerized tomography. in Omani, J. and Obara, Y. (Eds). *Proceedings of the International Workshop on X-ray CT for Geomaterials*, 15-41. International Workshop on X-ray CT for Geomaterials, November 6-7, 2003. Kumamoto, Japan. Balkema.
- Finno, R., Harris, W., Mooney, M., and Vagina G. 1997. Shear bands in plane strain compression of loose sand. *Géotechnique* 47(1): 149-165.
- Gudehus, G. and Nubel, K. (2004). Evolution of shear bands in sand. *Geotechnique* 54 No. 3, 187 – 201.
- Hardin, B.O. and Richart, F.E. 1963. Elastic Wave Velocities in Granular Soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*. (89)SM1: 33-65. ASCE.
- Jovicic, V., Coop, M.R., and Simic, M. 1996. Objective criteria for determining G_{max} from bender element tests. *Geotechnique*. 46(2): 357-362.
- Kodaka, T., Higo, Y., Kimoto, S. and Oka, F. (2007): Effects of sample shape on the strain localization of water-saturated clay, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 31(3), 483 – 521.
- Kumar, J., and Madhusudhan, B. N. (2010) A note on the measurement of travel times using bender and extender elements. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 30(2010): 630–634.
- Lesniewska, D. and Mroz, Z. (2000): Limit equilibrium approach to study the evolution of shear band systems in soils. *Geotechnique*, 50(5), 521 – 536.

- Sachan, A. and Penumadu, D. 2007. Strain localization in solid cylindrical clay specimens using Digital Image Analysis (DIA) technique. *Soils and Foundations*. 47(1): 67-78.
- Santamarina, J.C. and Cascante, G. 1996. Stress anisotropy and wave propagation - A micromechanical view. *Canadian Geotechnical Journal*. 33(5): 770-782.
- Santamarina J.C., Klein K.A., and Fam, M.A. 2001. *Soils and Waves: Particulate Materials Behaviour, Characterisation and Process Monitoring*. J. Wiley & Sons, 508 pages.
- Lee J.S. and Santamarina J.C. 2005. Bender Elements: Performance and Signal Interpretation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 131(9): 1063-1070.
- Leong, E.C., Yeo, S.H., Rahardjo, H. (2005): Measuring Shear Wave Velocity Using Bender Elements. *Geotechnical Testing Journal*, 28, 5: 488-498.
- Minsu, C., and Gye-Chun, C. (2007): Shear Strength Estimation of Sandy Soils Using Shear Wave Velocity. *Geotechnical Testing Journal (GTJ)*, 30(6) 484-495.
- Mostafa A. Ismail, Shambhu S. Sharma and Martin Fahey. (2005). A Small True Triaxial Apparatus with Wave Velocity Measurement. *Geotechnical Testing Journal*, Vol.28, No.2. ASTM International.
- Roscoe, K. H. (1970). The influence of strains in soil mechanics. *Geotechnique* 20, 129 – 170.
- Sachan, A. and Penumadu, D. (2007): Strain localization in solid cylindrical clay specimens using Digital Image Analysis (DIA) technique. *Soils and Foundations*, 47(1), 67 – 78.
- Sanchez-Salinerio, I., Roesset, J.M., and Stokoe, K.H. 1986. Analytical studies of body wave propagation and attenuation. Report GR 86-15. Civil Engineering Department, University of Texas at Austin, TX.
- Shirley, D.J., and Hampton, L.D. (1977): Shear wave measurements in laboratory sediments. *Journal of the Acoustic Society of American*, 63(5), 607-613.
- Teachavorasinskun, S. and Akkarakun, T. (2004): "Paths of elastic shear modulus of clays," *Geotechnique* 54, No.5, 331-333.
- Teachavorasinskun, S. and Amornwithayalax, T. (2002): "Elastic shear modulus of Bangkok clay during undrained triaxial compression," *Geotechnique* 52, No. 7, 537-540.

Wanatowski, D. and Chu, J. (2006): Stress-strain behavior of a granular fill measured by a new plane-strain apparatus. *Geotechnical Testing Journal*, 29(2), 149 – 157.

Editorial Manager(tm) for Geotechnique
Manuscript Draft

Manuscript Number: 11-T-002

Title: Identification of localization in sandy soils using shear wave logging

Article Type: Technical Note

Corresponding Author: Supot Teachavorasinskun, Ph.D.

Corresponding Author's Institution: Chulalongkorn University

First Author: Supot Teachavorasinskun, Ph.D.

Order of Authors: Supot Teachavorasinskun, Ph.D.; Pulpong Pongvithayapanu, Ph. D

Abstract: Since shear wave velocity and strain localization are influenced by some common factors, it is very likely that these two phenomena can be correlated. In the present study, strain localization of sandy soils was indirectly explored using the shear wave propagation characteristics and simple digital image analysis in drained triaxial compression. It was found that shear wave velocity of the tested sample undergone high stress ratio exhibited a linear reduction against axial strain. The global strains levels at which shear wave started to travel at a decreasing velocity were ranged between 2 - 5%. These were smaller than that required for sample to attain the peak stress ratio. It implied that localization was induced before sample reaching its peak stress ratio. The characteristics of shear wave velocity can fairly well detect the initialization of shear band.

Number of words = 2,700

Number of figure = 10

Number of Table = 2

Suggested Reviewers:

Opposed Reviewers:

January 7, 2011

Manuscript submitted for possible publication as a **Technical Note** in *Geotechnique*

Identification of localization in sandy soils using shear wave logging

By

Supot Teachavorasinskun

Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering,
Chulalongkorn University, Phayathai Rd., Pathumwan, Bangkok 10330, THAILAND.

Fax: 66-2-251-7304

e-mail : tsupot@chula.ac.th

and

Pulpong Pongvithayapanu

Graduate student, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering,
Chulalongkorn University, Bangkok, Thailand.

e-mail : srcpppn@ku.ac.th

Key words: Localization, shear wave velocity, sandy soil

INTRODUCTION

Localization is one of the most interesting phenomena for researchers studying of soil behaviors. Its uncertainty causes large variations in both stability and deformation of soils. In general, localization may be defined as the formation of a narrow shear band with intense straining; i.e. shear band. When shear band occurs, zone of discontinuity within soil mass is induced, which its physical properties are much more different from the others. A number of researches have been conducted to observe localization by sophisticated experiments, theoretical and numerical methods. Complicated instrumentations; e.g. Gamma-rays, Stereo-photogrammetry, X-ray Computed Tomography, Digital Image Analysis (DIA) and Digital Image Correlation (DIC), have been long applied to explore the characteristics within the localization zone (Roscoe, 1970; Desrues *et al.* 1996; Alshibli & sture, 1999; Sachan and Penumadu, 2007; Rechenmacher and Finno, 2004). Based on those, strain localization is recognized to be dependent on the initial states of effective stresses, void ratios, grain characteristics and stress history (Desrues & Viggiani, 2004).

Numerous studies on shear wave velocity of soils similar revealed that the initial states of effective stresses, void ratio, grain characteristics and stress history assert the most dominant influence on the shear wave velocity of soils (Roesler, 1979, Stokoe *et al.* 1995, Bellotti *et al.* 1996, Teachavorasinskun *et al.* 2002, Iwasaki *et al.* 1978, Hardin and Drenvich, 1972, Yu and Richart, 1984 and Teachavorasinskun and Akkarakun, 2004, Richart *et al.* 1970 and Santamarina *et al.* 2001). We may infer from these statements that strain localization and velocity of shear wave propagation are primarily dependent on some common key factors. It is therefore the main objective of this study to preliminary explore the evolution of localization in sandy soil by using shear wave propagation logging.

MATERIALS AND METHODS

The tested sand was taken from the eastern region of Thailand. Its grain particles were round to sub-angular shapes. The original sand was sieved to provide two batches of more uniform materials. The first batch (called herein *D16* sand) was that with grain size being greater than 1.18 mm (sieve No. 16). The other (*D40* sand) was sand that

passing through sieve No. 16 but retaining on sieve No. 40 (sieve opening = 0.425 mm). The physical properties and particle shapes of those two sands were summarized in Table 1 and Fig.1. Furthermore, commercially available silica sand conformed to the ASTM C-778 #20 – 30 was also tested in this study.

Air-dried sample was prepared by air-pluviation method from a specific height into the split mould having inner diameter and height of 5 and 10 cm. The initial suction of 10 *kPa* was then applied prior to removal of the mould. Consolidation was commenced on the air-dried sample by further applying of suction step-by-step to the prescribed confining pressure of 25, 50 and 80 *kPa*. Drained triaxial compression was then followed in the displacement controlled manner until sample encountering failure. Changes in radius of tested sample were manually measured at the marked locations on the sample.

During consolidation and shearing, velocities of shear wave and high resolution digital images were taken. Shear wave velocity was measured by a pair of bender elements installed at the top cap and pedestal at which their protrusion being 9.65 mm (Fig.2). Pulse excitation was given to the top bender element to generate shear wave. The transmitted pulse was received by the bottom bender element to indicate its arrival time as typically shown in Fig.3 (Lee and Santamarina, 2005 and Teachavorasinskun and Amornwithayalax, 2002).

A grid of 5×5 mm was attached on the surface of rubber membrane (Fig. 2a) in order to be used as references for digital image analysis (DIA). A series of high resolution images of 2848×2136 pixels were acquired correspondingly to the sequence of data acquisition. A simple digital image analysis (pixel analysis) was done in attempting to analyze local deformation of the grids around the observed localized areas.

RESULTS AND ANALYSIS

Shear wave velocity, V_s , is governed by the states of effective stresses which could be the mean effective stress (Teachavorasinskun and Amornwithayalax, 2002 and Teachavorasinskun *et al.* 2002) or those in the polarization plane (Roesler, 1979 and Yu and Richart, 1984). Fig. 4 depicts the variation of shear wave velocity against mean

effective stress during isotropic consolidation of tested samples. Since there was no existence of anisotropic stress, simple correlation between shear wave velocity, V_s , and mean effective stress (confining stress), $p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$, can be attained as written in Eqn. (1).

$$V_s = \Theta \left(\frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \right)^\zeta \quad (1)$$

where Θ and ζ are constants and vary in the ranges of 85 – 100 and 0.16 – 0.23, respectively.

Relationships between the deviator stress, $q' = \sigma'_1 - \sigma'_3$, and axial strain, ε_1 , during drained compression were summarized in Fig. 5. The friction angles, $\phi = \arcsin[(\sigma'_1 - \sigma'_3)/(\sigma'_1 + \sigma'_3)]_{peak}$, varied in range of 42 - 44° for dense specimens and 39 - 40° for loose specimens of *D16* and *D40* sands. While slightly smaller friction angles of 35 - 39° was obtained for *silica* sand. For most samples, the peak deviator stress, by visual observation, occurred at the axial strain of about 3 to 5%.

Fig. 6 and 7 show the relations between shear wave velocity, V_s , and mean effective stress, $(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$, and deviator stress, $q' = \sigma'_1 - \sigma'_3$, respectively. Both figures indicate that nor could effective mean stress or deviator stress express the pattern of shear wave velocity during drained shearing of sand. From those views, shear wave velocity of samples during shearing slightly increases during shearing. Notably that at very high levels of deviator stress, shear wave velocity shows very clear tendency of drastic reduction. This implies that drastic changes; i.e. localization, inside the sample.

Typical relationships between the stress ratio (q'/p') and V_s against the axial strain are shown in Fig. 8. V_s obtained from the very beginning part of shearing state increases according to axial strain (due to increasing of effective stresses). After axial strain reaches certain levels, i.e. $\varepsilon_a \approx 1 - 2\%$, V_s starts to decrease. This point is marked as *MVS* in the figure. The shear wave velocity reduces almost linearly with respect to increase in axial strain. It should be mentioned herein that the strain levels to mobilize

1 maximum stress ratio, $(q'/p')_{\max}$ (marked by *MSR*), are greater than that required to
2 attain *MVS*. This tendency implies that non-uniformity (initiation of strain localization)
3 inside the specimen may occur before sample reaching its peak stress ratio. A similar
4 trend was also observed from the experiment results of Anongphouth (2006). He
5 performed a series of triaxial tests to explore the effect of stress-induced anisotropy on
6 elastic shear modulus of Ping river sands by using bender elements. An example
7 reproduced from his study was shown in Fig. 8(d). Based in his results, the axial strains
8 require to attain *MVS* ranges between 0.93 – 1.90% and *MSR* occurs at around 3 – 6%
9 which are comparable to those observed from other sands reported (see Table 2).
10
11
12
13
14
15
16
17

18 There are a number of conclusions stating the onset and formation of shear band.
19 Desrues & Viggiani (2004) inferred from their plane strain compression tests on sand
20 that the onset of a persistent shear band will always occur near, i.e. at or slightly
21 before, the peak of stress ratio and never occurs after that peak. Finno *et al.* (1997)
22 performed a series of plane strain compression on loose masonry sand and reported
23 that no localization of strain was observed in the test before 2% of global axial strain.
24 A wide zone of slight strain localization appears in the middle portion of the specimen
25 when photographs at 2 – 3% of global axial strain are viewed in stereo.
26
27
28
29
30
31
32
33

34 Observation of digital images of local strain profiles taken during compression test can
35 help identifying the onset and persistent of strain localization. Fig. 9 shows the
36 relationship between stress ratio and shear wave velocity profile plotted against global
37 axial strain (ε_a) and the corresponding images exhibiting the local strain profiles. From
38 Fig. 9(b), at global axial strain of about 1.7%, local strains at some points inside the
39 sample started to be greater than 5%. Note that *MVS* was reached at global strain of
40 1.3% (Fig. 9(a)). The observation infers that when strains of some parts of specimen
41 exceeded 5%, intrinsic changes; i.e. localization, begin to dominate the behavior of
42 sand. Furthermore, *MSR* would not be mobilized until some local area had been
43 strained exceeding 10%. The conclusion that local strain of 5% and 10% are required
44 to induce *MVS* and *MSR* could be drawn from other cases (Fig. 10 to 12). The only
45 difference were that the global strains required to cause *MVS* and *MSR* were varied
46 from case to case.
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65

CONCLUSIONS

The investigation of strain localization of sandy soil samples by using shear wave propagation technique and the Digital Image Analysis (DIA) were performed in the triaxial compression test. Local sands and Silica sand of various grain sizes and shapes were employed in the study. The main results of the study are as follows;

1. The shear wave velocity increases as the isotropic confining pressure increases both in loose and dense conditions. Dense samples give slightly higher shear wave velocity than the loose ones at the same confining pressure.
2. Under shearing stage, shear wave velocity slightly increases at the very beginning part of the test. However, at high levels of stress ratio, the shear wave velocity tends to decline from its maximum value. It implies that the onset of strain localization starts from this point.
3. Shear wave velocity reduces almost linearly with the global axial strain. Local strain of exceeding 5% is required in order to attain the peak shear wave velocity. While local strain of 10% would be needed to mobilize peak stress ratio. It is therefore concluded that localization starts to dominate the behavior of soil when strain in some parts of sample become exceeding 5%. Detail exploration of shear wave velocity pattern is helpful in identification of initialization of shear band.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to gratefully acknowledge the financial support provided by the Thailand Research Fund (TRF : RMU5180052) and by the Commission on Higher Education, Ministry of Education under Faculty Development Scholarship Program with the collaboration of AUN/SEED-Net.

REFERENCES

- Alshibli, K.A. and Sture S. 1999. Sand shear band thickness measurement by Digital Image Techniques. *Journal of Computing in Civil Engineering*. 13(2): 103-109. ASCE.
- Anongphouth, A. 2006. Effect of stress-induced anisotropy on elastic shear modulus of sands using bender elements. Master Thesis. Faculty of Engineering. Chulalongkorn University. Thailand.
- Bellotti, R., Jamiolkowski, M., Lo Presti, D. C. F., and O'Neill, D.A. 1996. Anisotropy of small strain stiffness in Ticino sand. *Géotechnique*. 46(1): 115-131.

- Desrues, J., Chambon, R., Mokni, M., and Mazerolle F. 1996. Void ratio evolution inside shear bands in triaxial sand specimens studied by computed tomography. *Géotechnique*. 46(3): 529-546.
- Desrues, J. and Viggiani G. 2004. Strain localization in sand: an overview of the experimental results obtained in Grenoble using stereophotogrammetry. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 28(4): 279-321.
- Finno, R., Harris, W., Mooney, M., and Vagina G. 1997. Shear bands in plane strain compression of loose sand. *Géotechnique* 47(1): 149-165.
- Hardin, B.O. and Drnevich, V.P. 1972. Shear modulus and damping in soils: measurements and parameter effects. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*. Terzaghi Lecture, 98(6): 603-624.
- Iwasaki, T., Tatsuoka, F., and Takagi, Y. 1978. Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading. *Soils and Foundations*. 18(1): 39-56.
- Lee J.S. and Santamarina J.C. 2005. Bender Elements: Performance and Signal Interpretation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 131(9): 1063-1070.
- Rechenmacher, A.L. and Finno, R.J. 2004. Digital image correlation to evaluate shear banding in dilative sands. *Geotechnical Testing Journal*. 27(1): 13-22.
- Richart, F.E., Hall, J.R., and Woods, R.D. 1970. *Vibrations of Soils and Foundations*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.
- Roesler, S.K. 1979. Anisotropic shear modulus due to stress anisotropy. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*. 105(7): 871-880.
- Roscoe, K.H., 1970. The influence of strains in soil mechanics. *Géotechnique*. 20(2): 129-170.
- Sachan, A. and Penumadu, D. 2007. Strain localization in solid cylindrical clay specimens using Digital Image Analysis (DIA) technique. *Soils and Foundations*. 47(1): 67-78.
- Santamarina J.C., Klein K.A., and Fam, M.A. 2001. *Soils and Waves: Particulate Materials Behavior, Characterization and Process Monitoring*. J. Wiley & Sons, 508 pages.
- Stokoe, K.H. II, Hwang, S.K., Lee, J.N.K., and Andrus, R.D. 1995. Effects of various parameters on the stiffness and damping of soils at small to medium strains. in Shibuya et al. (Eds). *Proceedings of the International Symposium on Pre-failure Deformation of Geomaterials*. Vol. 2: 785-816.
- Teachavorasinskun, S. and Akkarakun, T. 2004. Paths of elastic shear modulus of clays" *Géotechnique*. 54(5): 331-333.
- Teachavorasinskun, S., Thongchim, P., and Lukkunaprasit P. 2002. Shear modulus and damping of soft Bangkok clays. *Canadian Geotechnical Journal*. 39: 1201-1208.
- Teachavorasinskun, S. and Amornwithayalax, T. 2002. Elastic shear modulus of Bangkok clay during undrained triaxial compression. *Géotechnique*. 52(7): 537-540.
- Yu, P. and Richart, F.E. 1984. Stress ratio effects on shear modulus of dry sands. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. 110(3): 331-345.

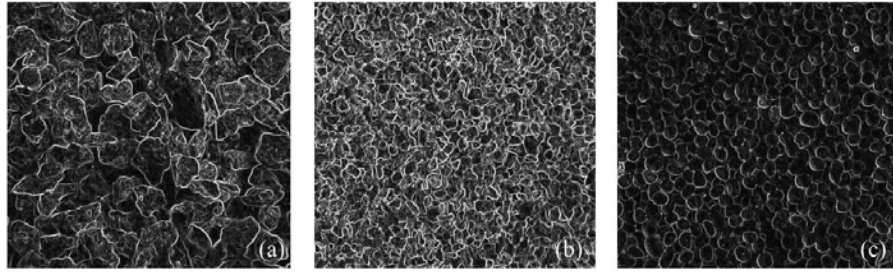


Fig. 1 Shapes of grain particles of (a) *D16*, (b) *D40* and (c) *Silica* sands.

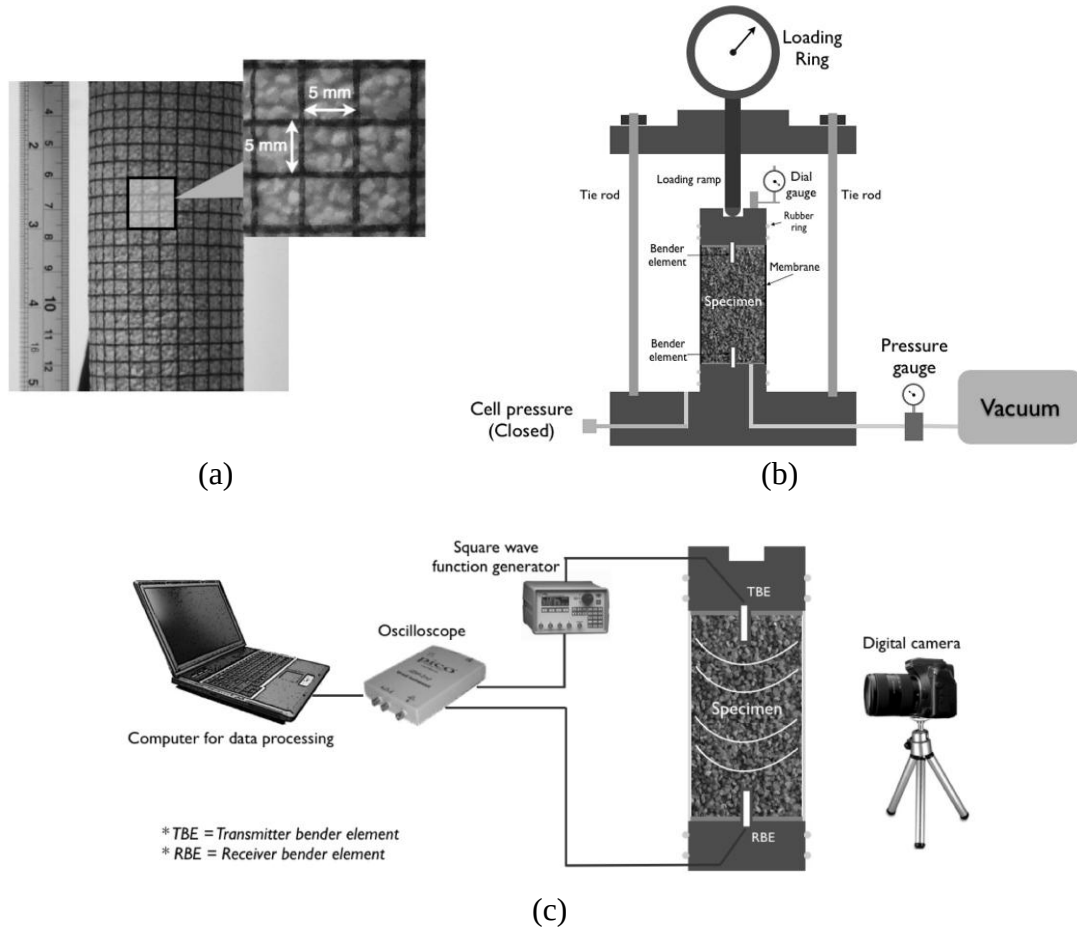


Fig.2 General arrangement of equipment used in the study (a) the square grid of 5×5 mm mounted on the outer surface of rubber membrane, (b) schematic view of triaxial equipment used in the study and (c) schematic view of the bender element setup.

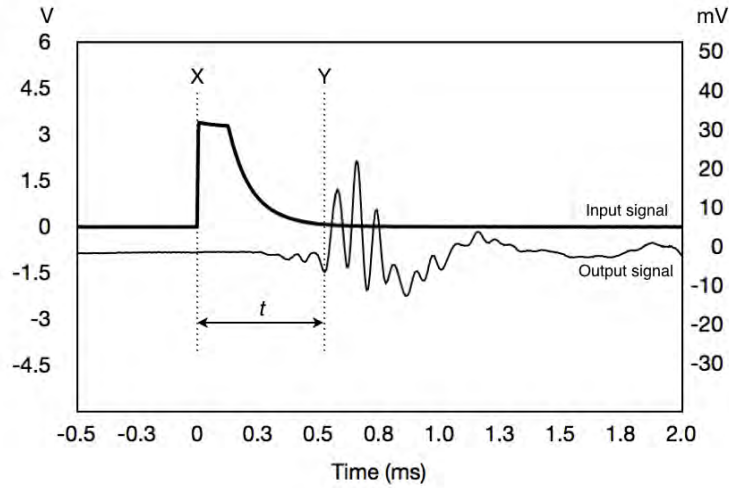


Fig.3 Typical interpretation propagation of shear wave in tested sample.

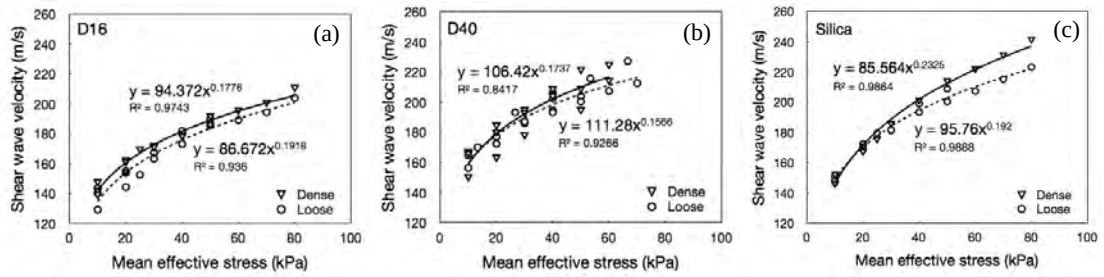


Fig. 4 Shear wave velocity and stress relation in loose and dense conditions and its empirical relation for (a) *D16* (b) *D40* and (c) *Silica* sand

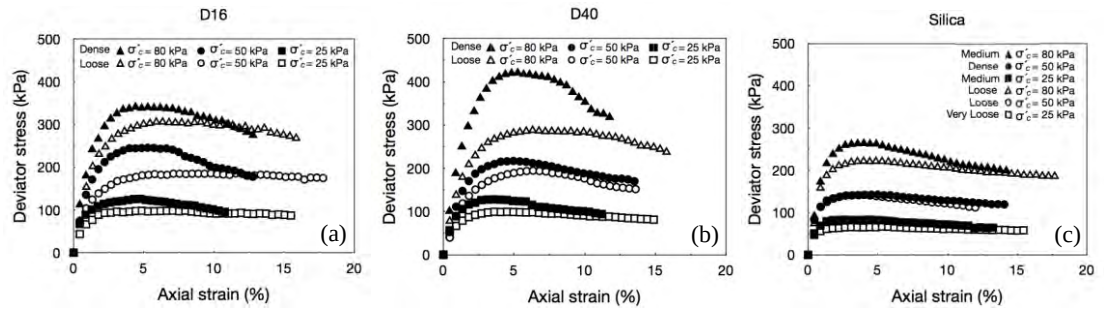


Fig. 5 Stress strain responses from triaxial tests in various initial state conditions obtained from (a) *D16* (b) *D40* and (c) *Silica* sand

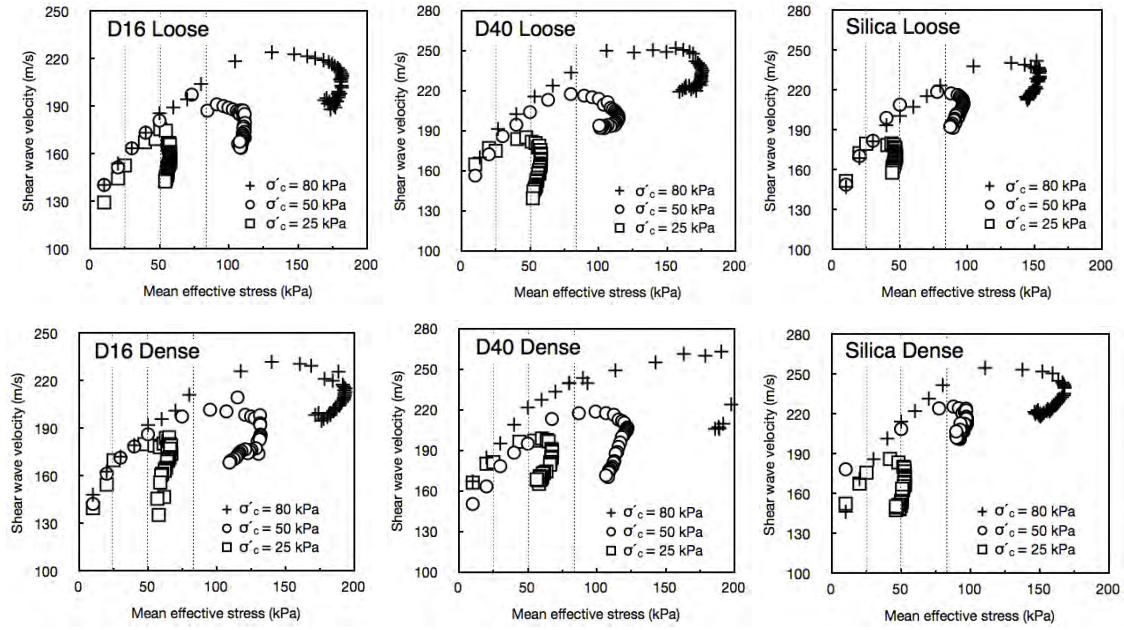


Fig. 6 Influence of mean effective stress to shear wave velocity on *D16*, *D40* and *Silica* sand in various confining conditions

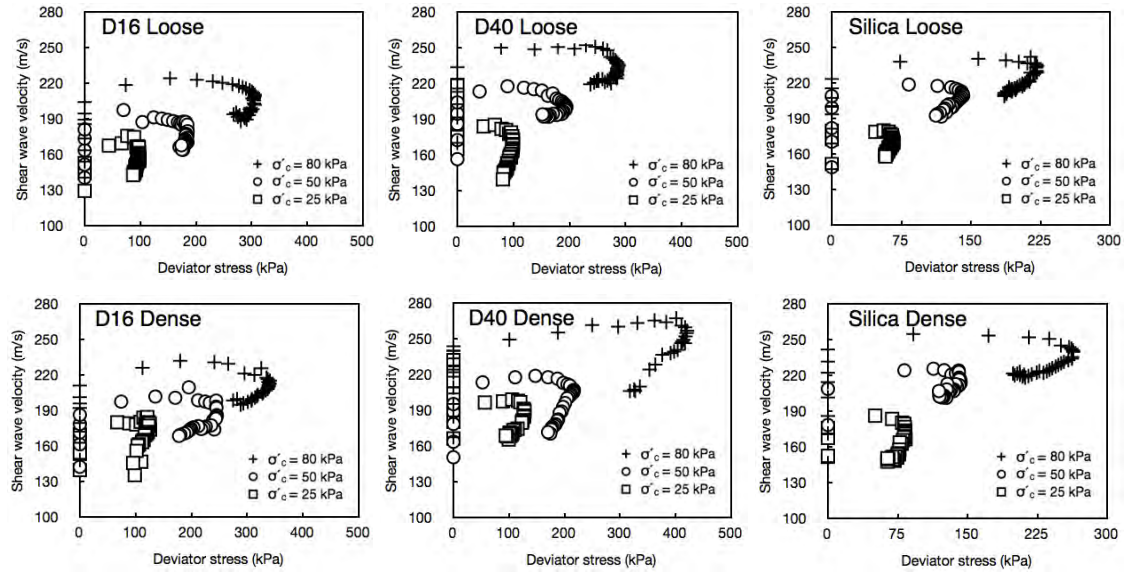


Fig. 7 Influence of deviator stress to shear wave velocity on *D16*, *D40* and *Silica* sand in various confining conditions

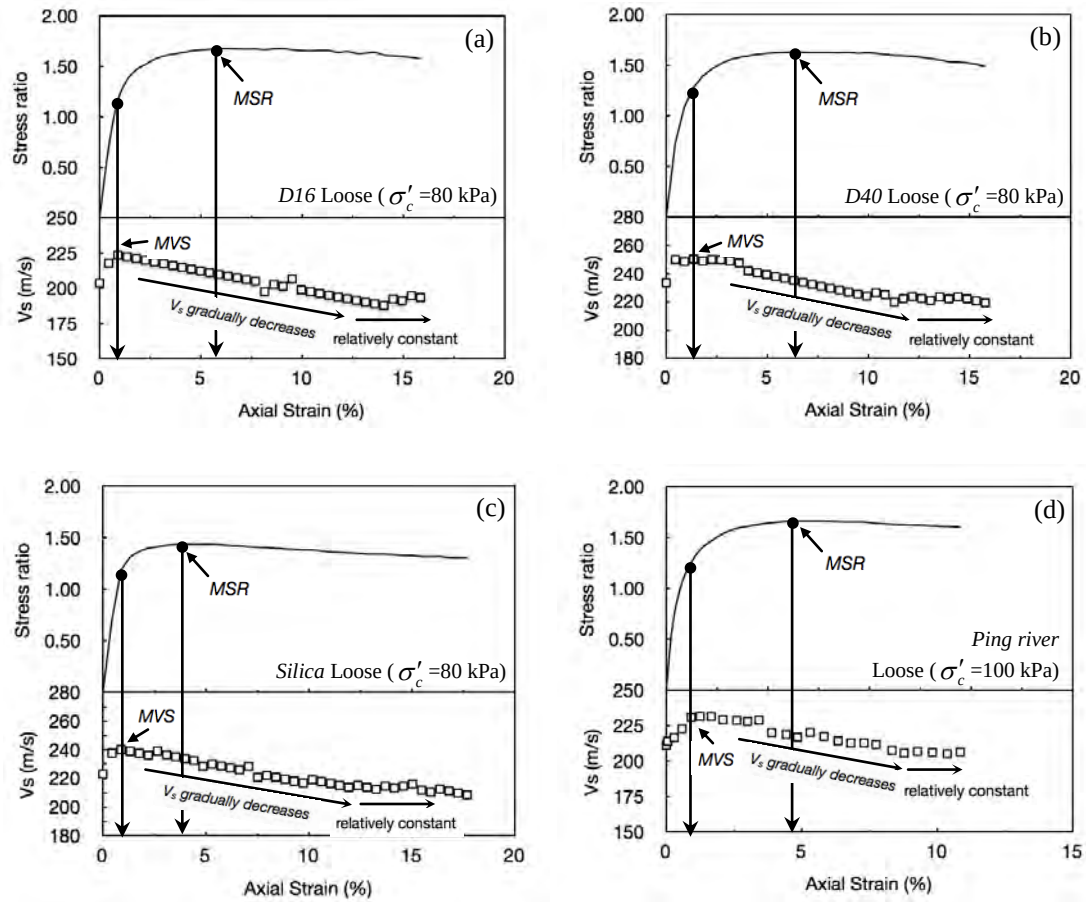


Fig. 8 Relationship between stress ratio and V_s versus axial strain during compression test inside loose sand samples of (a) D16 ($\sigma'_c = 80$ kPa), (b) D40 ($\sigma'_c = 80$ kPa), (c) Silica ($\sigma'_c = 80$ kPa) and (d) Ping river ($\sigma'_c = 100$ kPa) samples

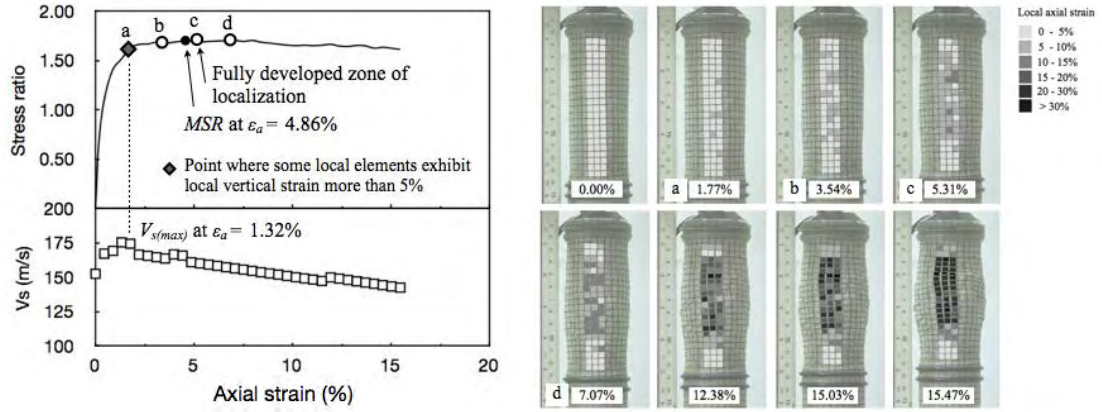


Fig. 9 (a) Stress ratio and shear wave velocity profile plotted against global axial strain
(b) Local strain profile of *D16* sample in loose state ($\sigma'_c = 25$ kPa)

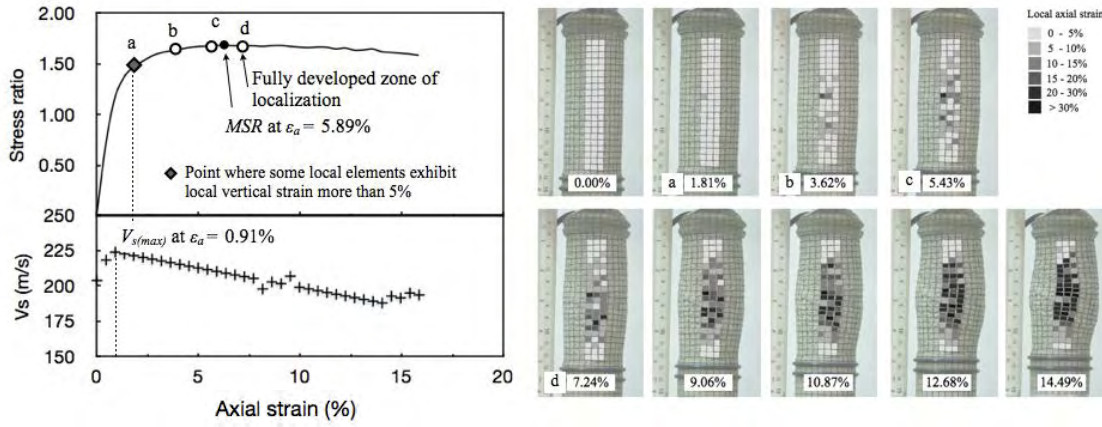


Fig. 10 (a) Stress ratio and shear wave velocity profile plotted against global axial strain
(b) Local strain profile of *D16* sample in loose state ($\sigma'_c = 80$ kPa)

Table 1 Basic physical properties of tested sands

Basic property	D16	D40	Silica
Shape of grain particle	Low to medium sphericity with angular shape	Low to medium sphericity with angular shape	High sphericity with well rounded shape
Mean size particle, d_{50} (mm)	1.18	0.465	0.60
Specific gravity, G_s	2.69	2.72	2.65
Maximum void ratio, e_{max}	1.06	1.12	0.6
Minimum void ratio, e_{min}	0.713	0.808	0.459

Table 2 Summary of levels of axial strains to attain *MVS* and *MSR*

Sand	Density	Axial strain to <i>MVS</i> (%)			Axial strain to <i>MSR</i> (%)			Slope after <i>MVS</i> (m_v)		
Confining pressure		25 kPa	50 kPa	80 kPa	25 kPa	50 kPa	80 kPa	25 kPa	50 kPa	80 kPa
D16	Loose	1.32	0.45	0.91	4.86	5.89	5.89	-2.52	-2.02	-2.75
	Dense	2.15	0.65	0.88	4.75	5.22	4.40	-3.73	-3.62	-3.77
D40	Loose	0.90	1.36	1.42	3.61	6.34	6.31	-3.15	-2.84	-3.56
	Dense	1.34	1.33	1.12	3.58	4.88	5.22	-4.49	-4.03	-4.58
Silica	Loose	0.88	0.44	0.88	3.09	3.99	3.98	-1.61	-2.18	-2.03
	Dense	0.44	0.91	0.44	4.41	4.99	4.00	-2.26	-2.38	-2.58
Confining pressure		100 kPa	200 kPa	300 kPa	100 kPa	200 kPa	300 kPa	100 kPa	200 kPa	300 kPa
*Ping river	Loose	1.07	1.10	1.55	4.66	6.12	6.31	-3.17	-2.43	-2.33
	Dense	0.93	1.90	1.45	3.18	3.78	4.21	-3.60	-3.13	-4.10

* Ping river sand taken from the northern part of Thailand, $d_{50} = 0.44$ mm, $G_s = 2.65$, $e_{max} = 0.86$ and $e_{min} = 0.53$ (Anongphouth, 2006)