

บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 บทนำ

สิ่งที่ต้องคำนึงถึงที่สำคัญในปัจจุบันในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพี คือ การเคลื่อนตัวของของดินและโครงสร้างภายใต้สภาวะใช้งาน ซึ่งแตกต่างจากสมัยก่อนที่คำนึงถึงเฉพาะปัญหาด้านเสถียรภาพ (stability problem) และใช้ Factor of Safety ที่เหมาะสมเพื่อจำกัดปัญหาการเคลื่อนตัว สิ่งนี้ทำให้ความสนใจในพฤติกรรมของดินเปลี่ยนจากช่วงที่วิบัติ (failure) มาสู่ช่วงก่อนการวิบัติ (pre-failure) ข้อมูลของความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียด (stress-strain relationship) ที่ถูกต้องในช่วงก่อนการวิบัติ ดังกล่าว ถือว่าสำคัญที่จะเข้าใจพฤติกรรมของดิน ซึ่งเป็นประโยชน์ในการประมาณการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง เพราะว่าขนาดของความเครียด (strain) ของดินรอบๆ โครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีในสภาพใช้งานมีค่าน้อยมาก โดยทั่วไปน้อยกว่า 0.1% (Burland, 1989) รูปที่ 2-1 แสดงค่า modulus ที่อยู่ในช่วง strain ของโครงสร้างหรือการทดสอบต่างๆ ซึ่งจะเห็นว่าที่ intermediate strain นั้นไม่สามารถวัดด้วยการทดสอบ triaxial แบบปกติ

ความรู้ทางด้านพฤติกรรมของดินด้านพฤติกรรมการเคลื่อนตัวก่อนการวิบัติ (pre-failure deformation behavior) นั้น ได้มีการพัฒนาและเพิ่มพูนอย่างรวดเร็วในช่วงสองทศวรรษที่ผ่านมา โดยจะเห็นได้ว่าได้มีการจัดการประชุมทางวิชาการระดับนานาชาติสำหรับหัวข้อนี้โดยเฉพาะหลายครั้งเช่น 10th ECSMFE (1991), IS-Hokkaido (1994), Geotechnique Symposium in Print (1997), IS-Torino (1999) และล่าสุด IS-Lyon (2003) อย่างไรก็ตามข้อมูลเกี่ยวกับการศึกษาพฤติกรรมช่วงก่อนการวิบัติ และพฤติกรรมอื่นๆ ที่เกี่ยวข้องสำหรับการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ขั้นสูงของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ยังมีน้อยมาก ดังจะสรุปแยกเป็นหัวข้อสำหรับการศึกษาที่เกี่ยวข้องดังนี้

การศึกษากิจกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วย monotonic triaxial test โดยวัดการเคลื่อนตัวแบบ local strain measurement ยังไม่เคยได้ทำการศึกษามาก่อน อย่างไรก็ตาม Shibuya & Tamrakar (1999) และ Shibuya et al. (2001) ได้ศึกษากิจกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วย monotonic triaxial test โดยวัดการเคลื่อนตัวแบบ external strain measurement ซึ่งพบว่าค่า small-strain stiffness จาก monotonic triaxial ที่ตีพิมพ์ออกมามีค่าต่ำกว่าการทดสอบอื่นๆ มากและยังมีส่วน initial linear stress-strain relationship กว้างมาก ทำให้ข้อมูลที่ได้นั้นมีความน่าเชื่อถือน้อยลง อีกทั้ง Yimsiri (2002) ยังได้ตั้งข้อสงสัยว่าค่า stiffness ที่ได้จาก monotonic triaxial test ที่ได้ตีพิมพ์นั้นน่าจะมีความต่ำเกินไปหลังจากเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จาก self-boring pressuremeter เนื่องจาก bedding error ที่เกิดจาก external strain measurement



รูปที่ 2-1 ค่า modulus ที่เปลี่ยนไปกับ strain และแสดง (a) ขนาดของ strain ระหว่างการก่อสร้างโครงสร้างทางปฐพีต่างๆ (after Mair, 1993) และ (b) ขนาดของ strain ที่วัดได้จากการทดสอบต่างๆ (after Atkinson, 2000)

2.2 ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมที่ small-strain

ข้อมูลผลการทดสอบ small-strain stiffness ของดินโดยมากจะมาจากการทดลองแบบ dynamic กับตัวอย่าง undisturbed หรือ reconstituted clay, หรือตัวอย่าง reconstituted sand ภายใต้สภาพความเค้นแบบ isotropic การทดสอบที่นิยมใช้คือ resonant column หรือ bender element ที่อยู่ใน triaxial system งานวิจัยที่ผ่านมาได้แสดงว่ามีปัจจัยหลายอย่างที่จะกระทบค่า small-strain stiffness ของดินซึ่งเกี่ยวข้องกับธรรมชาติและโครงสร้างของดิน (เช่น ขนาดของอนุภาค, ขนาดคละ, ความหนาแน่น) และประวัติทางธรณีวิทยา (เช่น stress history, stress state, ageing, chemical processes) Hardin and Drnevich (1972) ได้จัดแบ่งปัจจัยต่างๆ เป็น 3 กลุ่ม คือ สำคัญมาก, สำคัญน้อย, และไม่สำคัญ ดังแสดงในตารางที่ 2-1

ตารางที่ 2-1 ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อ shear modulus และ damping สำหรับ complete stress reversal.
(Hardin and Drnevich, 1972)

Factors	Importance to ^a	
	Modulus	
	Clean sands	Cohesive soils
Strain Amplitude	V	V
Effective Mean Principal Stress	V	V
Void Ratio	V	V
Number of Cycles of Loading	R ^b	R
Degree of Saturation	R	V
Overconsolidation ratio	R	L
Effective Strength Envelope	L	L
Octahedral Shear Stress	L	L
Frequency of loading (above 0.1 Hz)	R	R
Other Time Effects (Thixotropy)	R	L
Grain Characteristics, Size, Shape, Gradation, Mineralogy	R	R
Soil Structure	R	R
Volume Change Due to Shear Strain (for strains less than 0.5%)	U	R

^a V means very important, L means less important and R means relatively unimportant except as it may affect another parameters; U means relative importance is not clearly known at this time.

^b Except for saturate clean sand where the number of cycles of loading is a less important parameter.

Hardin (1978) ได้ศึกษาพฤติกรรม small-strain ของ clay และ sand และพบว่าค่า small-strain shear modulus จะขึ้นอยู่กับ current stress state (โดยใช้ค่า mean effective stress), current void ratio, และ stress history ของดิน (โดยใช้ค่า overconsolidation ratio $OCR (= \frac{\sigma'_{vmax}}{\sigma'_v})$) ค่า small-strain shear modulus

สามารถอธิบายได้ดังสมการ (2-1)

$$\frac{G_{max}}{p_a} = SF(e) \left(\frac{p'}{p_a} \right)^n OCR^k \quad (2.1)$$

โดยที่ $G_{\max}$ คือ small-strain shear modulus, $F(e)$ คือตัวแปรที่ขึ้นอยู่กับค่า void ratio, p' คือ mean effective stress, p_a คือ reference stress (มักใช้ค่าความดันบรรยากาศ), S' , n และ k คือค่าคงที่ที่ได้จากการทดลอง

ต่อมาความสัมพันธ์คล้ายๆกับสมการ (2-1) ก็ได้ถูกเสนอโดยผู้วิจัยอื่นๆเพื่ออธิบายผลการทดลองสำหรับดินชนิดอื่นๆ ความสัมพันธ์ที่ถูกเสนอบางส่วนได้แสดงในตารางที่ 2-2 ในหัวข้อถัดไปจะได้อธิบายถึงผลกระทบของปัจจัยต่างๆต่อพฤติกรรม small-strain ของดิน

ตารางที่ 2-2 ค่าคงที่ของสมการ small-strain modulus ในรูปของ $\frac{G_{\max}}{p_a} = Sf(e) \left(\frac{p'}{p_a} \right)^n$ ($G_{\max}$, p' และ p_a มีหน่วยเป็น kPa) (Yimsiri and Soga, 2000)

Soil type	Test method	S	$f(e)$	n	Void ratio range	reference
Sand:						
Round-grain Ottawa Sand	RC	690	$\frac{(2.174 - e)^2}{1 + e}$	0.5	0.3-0.8	Hardin and Richart (1963)
Angular-grain crushed quartz	RC	327	$\frac{(2.973 - e)^2}{1 + e}$	0.5	0.6-1.3	Hardin and Richart (1963)
Several sands	RC	563	$\frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$	0.4	0.6-0.9	Iwasaki <i>et al.</i> (1978)
Reconstituted Toyoura Sand	Cyclic TX	840	$\frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$	0.5	0.6-0.8	Kokusho (1980)
Several cohesionless and cohesive soils	RC	450-14000	$(0.3 + 0.7e^2)^{-1}$	0.5	N.A.	Hardin and Blandford (1989)
Reconstituted Ticino Sand	RC & TS	507	$\frac{(2.27 - e)^2}{1 + e}$	0.43	0.6-0.9	Lo Presti <i>et al</i> (1993)

ตารางที่ 2-2 (cont.) ค่าคงที่ของสมการ small-strain modulus ในรูปของ $\frac{G_{\max}}{p_a} = Sf(e) \left(\frac{p'}{p_a} \right)^n$ ($G_{\max}$, p' และ p_a มีหน่วยเป็น kPa) (Yimsiri and Soga, 2000)

Soil type	Test method	A	F(e)	n	Void ratio range	reference
Clay:						
Reconstituted NC kaolin	RC	327	$\frac{(2.973 - e)^2}{1 + e}$	0.5	0.5-1.5	Hardin and Black (1968)
Several undisturbed clays (NC range)	RC	327	$\frac{(2.973 - e)^2}{1 + e}$	0.5	0.5-1.7	Hardin and Black (1968)
Reconstituted NC kaolin	RC	450	$\frac{(2.973 - e)^2}{1 + e}$	0.5	1.1-1.3	Marcuson and Wahls (1972)
Reconstituted NC bentonite	RC	45	$\frac{(4.4 - e)^2}{1 + e}$	0.5	1.6-2.5	Marcuson and Wahls (1972)
Several undisturbed silts and clays (NC range)	RC	74-288	$\frac{(2.973 - e)^2}{1 + e}$	0.46-0.61	0.4-1.1	Kim and Novak (1981)
Undisturbed NC clay	Cyclic TX	14	$\frac{(7.32 - e)^2}{1 + e}$	0.6	1.7-3.8	Kokusho <i>et al.</i> (1982)

ตารางที่ 2-2 (cont.) ค่าคงที่ของสมการ small-strain modulus ในรูปของ $\frac{G_{\max}}{p_a} = Sf(e) \left(\frac{p'}{p_a} \right)^n$ ($G_{\max}$, p' และ p_a มีหน่วยเป็น kPa) (Yimsiri and Soga, 2000)

Soil type	Test method	A	F(e)	n	Void ratio range	reference
Six undisturbed Italian clays	RC & BE	275-1174	$e^{-1.3}$ (average from e^{-x} ; $x = 1.1$ to 1.43)	0.40-0.58	0.6-1.8	Jamiolkowski <i>et al.</i> (1995)**
Several soft clays	SCPT	500	$e^{-1.5}$	0.5	1-5	Shibuya and Tanaka (1996)***
Several soft clays	SPCT	1800-3000	$(1+e)^{-2.4}$	0.5	1-6	Shibuya <i>et al.</i> (1997)***

* RC: resonant column test

TX: triaxial test

TS: torsional shear test

BE: bender element test

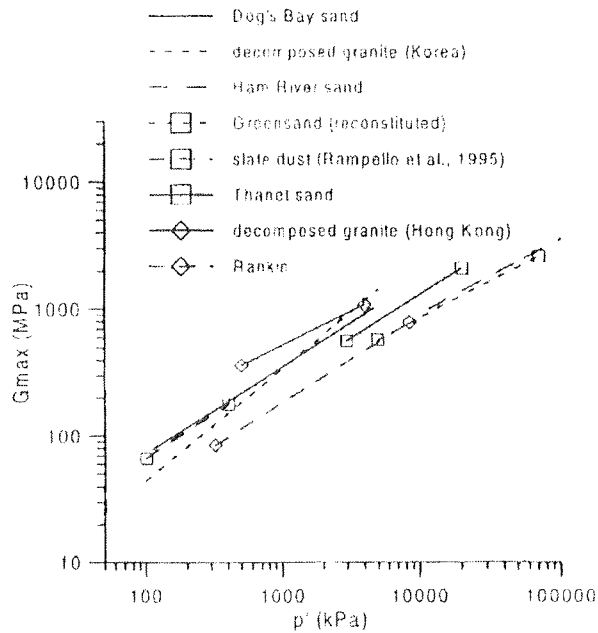
SCPT: seismic cone test

** from anisotropic stress condition

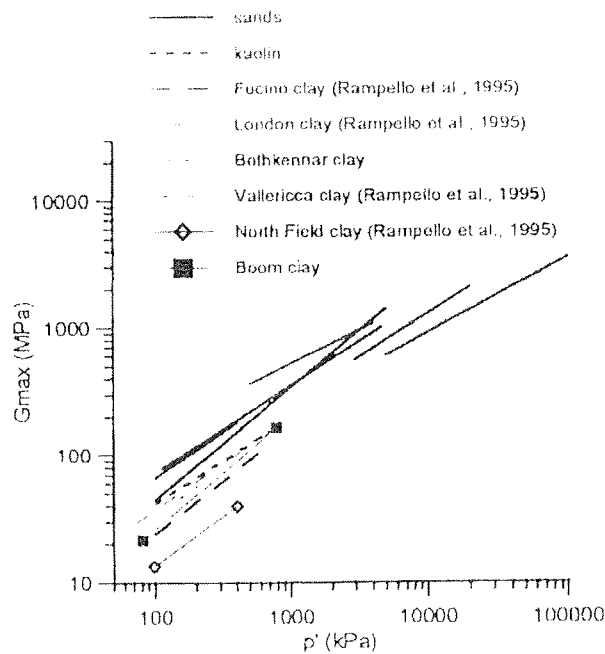
*** use σ'_v instead p'

2.2.1 Effective stress state

จากผลการศึกษาพบว่าค่า stiffness ของดินจะขึ้นอยู่กับค่า mean effective stress หรือ principal effective stress รูปที่ 2-2 แสดงตัวอย่างของผลกระทบของ stress level ต่อ shear stiffness ของดินชนิดต่างๆ (Coop and Jovicic, 1999).



(a) sands



(b) sands and clays.

รูปที่ 2-2 ผลกระทบของ stress level ต่อค่า shear stiffness ของดินชนิดต่างๆ (Coop and Jovicic, 1999)

สมการ (2-1) จะสมมุติความเค้นแบบ isotropic อย่างไรก็ตาม Roesler (1979) พบว่าค่า small-strain stiffness ขึ้นอยู่กับ principal stress ที่แตกต่างกัน โดยได้ทำการวัด small-strain shear modulus จาก shear wave velocity ในตัวอย่างดินรูปลูกบาศก์ ที่สามารถควบคุม principal effective stresses แต่ละอันได้ Roesler (1979) พบว่าค่า shear modulus จะขึ้นอยู่กับ principal effective stresses ในทิศที่ shear wave เดินทางและในทิศที่อนุภาคดินเคลื่อนที่ โดยจะไม่ขึ้นอยู่กับค่า principal stress ในแนวตั้งฉากกับระนาบนี้ การค้นพบนี้ได้ถูกยืนยันโดยผู้วิจัยหลายคนต่อมา (เช่น Yu and Richart, 1984; Stokoe et al., 1985, 1991)

รูปที่ 2-3 แสดงค่า shear wave velocity ที่เดินทางใน 3 ทิศทางที่ต่างกัน (V_{s-xy} , V_{s-yz} และ V_{s-zx}) ค่า vertical effective stress (σ'_z) จะเพิ่มขึ้นในขณะที่ horizontal effective stress (σ'_x และ σ'_y) มีค่าคงที่ (Stokoe et al., 1995) ซึ่งพบว่าค่า shear wave V_{s-xy} ซึ่งมีทิศการเดินทางและทิศของการเคลื่อนที่ของอนุภาคดินในแนว out-of-plane direction จะมีค่าคงที่



รูปที่ 2-3 การเปลี่ยนแปลงค่าของ shear wave velocity ในทิศทาง 3 ทิศทางแตกต่างกันภายใต้สภาพความเค้นแบบ anisotropic (Stokoe et al., 1995)

สมการที่คล้ายกันทำนองนี้ก็ได้เสนอสำหรับ elastic wave อื่นๆ ค่า P-wave velocity จะขึ้นอยู่กับ effective stress ในทิศทางการเดินทางเท่านั้นดังแสดงในรูปที่ 2-4 (Stokoe et al., 1995)



รูปที่ 2-4 การเปลี่ยนแปลงค่าของ P-wave velocity ในทิศทาง 3 ทิศทางแตกต่างกันภายใต้สภาพความเค้นแบบ anisotropic (Stokoe et al., 1995)

2.2.2 Stress history

stress history และ current state เป็นปัจจัยอีกอันหนึ่งที่มีผลต่อพฤติกรรม stress-strain ที่ small strain โดยทั่วไป stress history จะอธิบายด้วยค่า overconsolidation ratio Hardin and Black (1969) เสนอพจน์เพิ่มเติมเข้าไปในสมการ (2-1) เพื่อพิจารณาผลกระทบของ overconsolidation ratio โดยใช้ผลการทดสอบจาก resonant column test กับดินเหนียวคงสภาพหลายชนิด สมการนี้สามารถอธิบายดังสมการ (2-2)

ค่า overconsolidation ratio (OCR) ในสมการ (2-2) จะนิยามในรูปของ mean effective stress, $R = \frac{p'_c}{p'}$ อย่างไรก็ตามค่า OCR ก็สามารถนิยามในรูป effective stress ในแนวตั้ง ($OCR = \frac{\sigma'_{vmax}}{\sigma'_v}$)

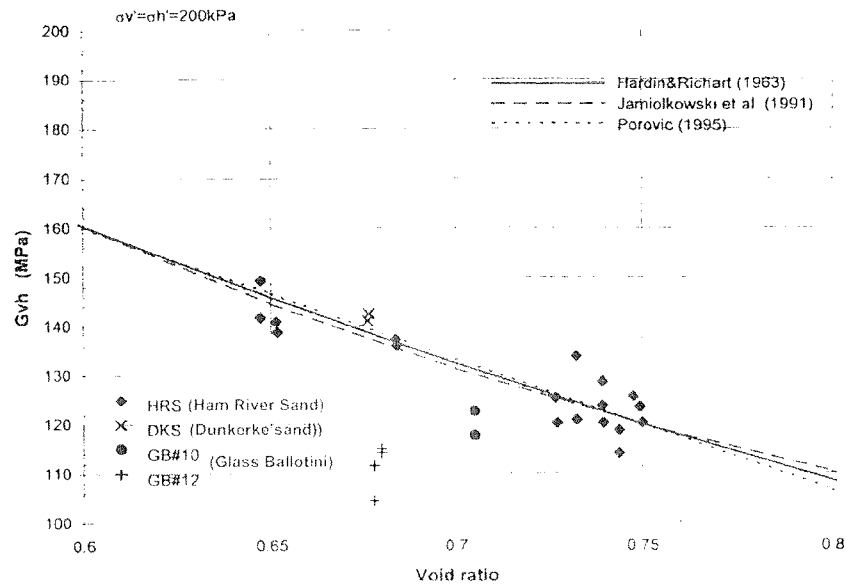
$$\frac{G_{max}}{P_a} = Sf(e) \left(\frac{p'}{P_a} \right)^n R^k \quad (2.2)$$

ในทางตรงกันข้ามผลการทดสอบ bender element และ resonant column test โดย Jamiolkowski *et al.* (1994) แสดงว่าค่า overconsolidation ratio ไม่มีผลกระทบต่อค่า small-strain modulus ของตัวอย่างดินเหนียวคงสภาพถ้ามีการพิจารณาการเปลี่ยนแปลงของค่า void ratio เรียบร้อยแล้ว ผลการทดสอบโดย Tatsuoka and Shibuya (1991) และ Lo Presti (1994) ยืนยันว่าค่า overconsolidation ratio ไม่มีผลกระทบต่อค่า small-strain modulus ของ sand ด้วย

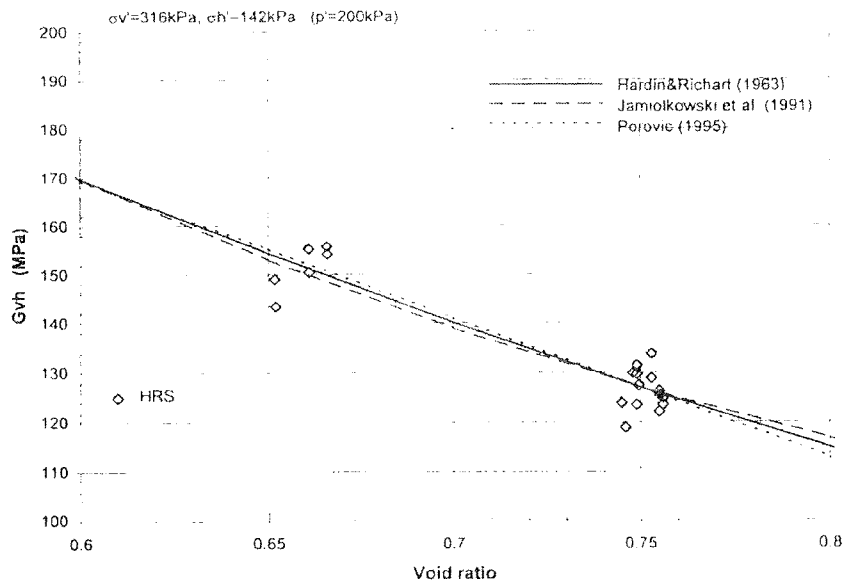
2.2.3 Void ratio

ค่า elastic stiffness ของดินจะเพิ่มขึ้นเมื่อค่าความหนาแน่นเพิ่มขึ้นหรือค่า void ratio ลดลง รูปที่ 2-5 แสดงตัวอย่างของการเปลี่ยนแปลงค่า shear stiffness กับค่า void ratio ของดินชนิดต่างๆ เพื่อให้สามารถ

เปรียบเทียบค่า shear stiffness ที่วัดได้จากดินชนิดเดียวกันที่ค่าความหนาแน่นต่างกัน ผู้วิจัยหลายท่านจึงได้เสนอ normalizing function $F(e)$ ดังสรุปในตารางที่ 2-2 อย่างไรก็ตามค่า void ratio function นี้เป็นค่า empirical ซึ่งวิเคราะห์มาจากการทดสอบหลายๆชนิดและดินหลายๆชนิด ดังนั้นจะต้องระมัดระวังในการเลือกใช้ค่าเหล่านี้



(a) isotropic effective stress state



(b) anisotropic effective stress state

รูปที่ 2-5 ผลกระทบของค่า void ratio ต่อค่า shear stiffness สำหรับ (a) isotropically consolidated sample และ (b) anisotropically consolidated sample ของ HRS (Kuwano, 1999)

อย่างไรก็ตามการศึกษาทั้งจากการทดลองและจากทฤษฎี (Weiler, 1988; Houlsby and Wroth, 1991; Viggiani, 1992; Rampello et al., 1994 และ 1997) สนับสนุนว่าค่า small-strain shear modulus ของ overconsolidated clay ภายใต้สภาพความเค้นแบบ isotropic จะขึ้นอยู่กับ current stress state, ค่า state variable, และค่า mean effective stress โดยไม่จำเป็นต้องพิจารณาค่า void ratio ดังนั้นค่า small-strain shear stiffness สามารถจะอธิบายเป็นค่าที่ขึ้นอยู่กับ 2 ค่าจาก 3 ค่านี้ $F(e)$, p' และ OCR ดังนั้นสมการ (2-2) จะถูกปรับให้เป็นสมการ (2-3)

$$\frac{G_{\max}}{p_a} = S^* \left(\frac{p'}{p_a} \right)^n R^k \quad (2.3)$$

โดยที่เครื่องหมาย * เพื่อให้เห็นความแตกต่างกับค่า S , n , และ k

2.2.4 Stress ratio

Yu and Richart (1984) พบว่าสมการ (2-1) ไม่สามารถใช้กับผลการทดลองที่มีค่า stress ratios ($\eta=q/p'$) สูงได้ จากผลการทดสอบ resonant column test เขาพบว่าเมื่อ shearing stress หรือ stress ratio มีค่าเพิ่มขึ้นจะทำให้ค่า shear modulus มีค่าลดลง อย่างไรก็ตามถ้าค่า stress ratio น้อยกว่า 2.5-3.0 ผลกระทบของมันต่อค่า shear modulus จะน้อยกว่า 10% และสามารถพิจารณาได้ว่าอยู่ในความคลาดเคลื่อนของการทดลองในการหาค่า shear modulus

การค้นพบนี้ถูกยืนยันภายหลังโดยผู้วิจัยหลายท่าน Rampello et al. (1997) พบว่าค่า elastic shear modulus ของ reconstituted clay ระหว่างการทดสอบ drained constant stress ratio test นั้นจะไม่ขึ้นอยู่กับค่า deviator stress ratio ($\eta=q/p'$) ค่า elastic shear modulus เพิ่มขึ้นประมาณ 20% เมื่อค่า deviator stress ratio เพิ่มขึ้นจาก 0 ไปเป็น 0.7 ฝนทางตรงกันข้าม Pennington et al. (1997) พบว่าในการทดลองแบบเดียวกันนี้ค่า deviator stress ratio ไม่มีผลต่อค่า elastic shear modulus ยกเว้นค่าที่วันในแนวนอน

นอกจากนี้ Rampello et al. (1997) ได้เสนอสมการสำหรับดินเหนียวซึ่งเป็นการดัดแปลงจากสมการ (2-3) ดังแสดงในสมการ (2-4)

$$\frac{G_{\max}}{p_a} = S_\eta^* \left(\frac{p'}{p_a} \right)^n R_\eta^k \quad (2.4)$$

โดยที่ R_η คือค่า stress ratio ภายใต้สภาพความเค้นแบบ anisotropic

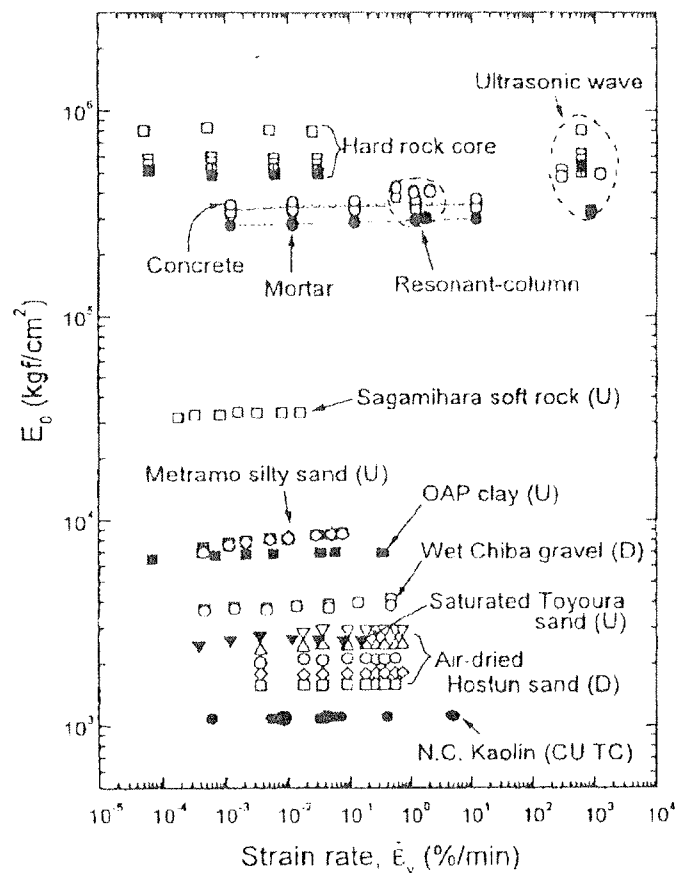
2.2.5 Rate effect

อัตราการให้การเคลื่อนตัวหรือแรงเป็นปัจจัยหนึ่งที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมของดิน ผลกระทบของอัตราการให้แรงต่อค่า stiffness ของดินเหนียวได้ทำการศึกษาจากผลการทดลอง resonant column และ torsional shear หรือ triaxial (Stokoe et al., 1994) ซึ่งแสดงว่าเพื่ออัตราการให้แรงเพิ่มขึ้นจะทำให้ค่า shear modulus เพิ่มขึ้นสำหรับการทดลอง resonant column ในสภาพความเค้นแบบ compression อย่างไรก็ตามผล

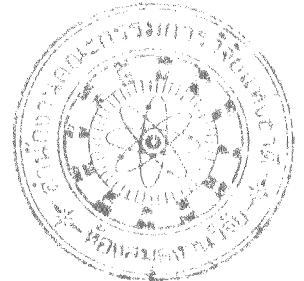
การทดลองบางส่วนในผลงานตีพิมพ์แสดงว่าค่า small-strain stiffness ไม่ขึ้นกับอัตราการให้แรง Shibuya et al. (1995) ศึกษาผลกระทบของ shear strain rate ต่อค่า shear modulus จากการทดลอง cyclic torsional shear test และพบว่าเมื่อความถี่ของแรงเปลี่ยนแปลงจาก 0.005 เป็น 0.1 Hz นั้นไม่มีผลกระทบต่อค่า shear modulus นอกจากนี้สำหรับ shear strain ที่เล็กกว่า 2×10^{-5} ค่า stiffness จะไม่ได้มีผลกระทบจาก shear strain rate, type of loading, number of cycles, และ cyclic prestraining

Teachavorasinskun et al. (2002) ศึกษาเกี่ยวกับผลกระทบของ stress rate ต่อค่า stiffness ของ soft Bangkok Clay จากการทดลอง cyclic (compression-extension) triaxial tests ค่าอัตราการให้แรงนิยามโดย vertical stress rate ซึ่งมีค่าจาก 0.05 kPa/min สำหรับการให้แรงแบบ monotonic อย่างช้า จนถึง 1000 kPa/min สำหรับการให้แรงแบบ cyclic อย่างเร็ว ผลการทดลองแสดงว่าค่า secant Young's modulus ที่ขนาด strain ปานกลาง ($\epsilon_a \cong 0.02 - 0.2\%$) เปลี่ยนแปลงตามการเปลี่ยนแปลงของอัตราการให้แรง

รูปที่ 2-6 แสดงการเปลี่ยนแปลงของ elastic Young's modulus ของดินชนิดต่างๆ ที่ strain rate ต่างๆ ซึ่งจะเห็นว่าค่า elastic stiffness แทบจะไม่ขึ้นกับค่า strain rate (ผลการทดลองเดียวกันนี้สรุปโดย Lo Presti et al., 1996 และ Shibuya et al., 1996 ด้วย)



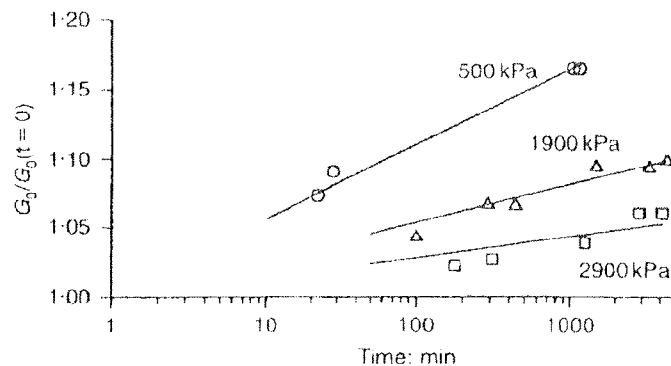
รูปที่ 2-6 ผลกระทบของ strain rate ต่อค่า elastic normal stiffness (Tatsuoka et al., 1997)



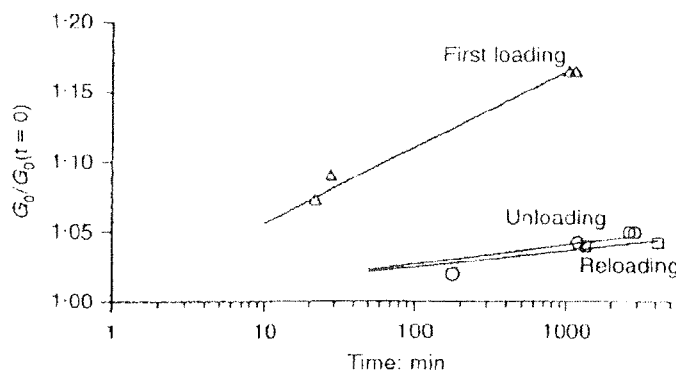
2.2.6 Aging และ time effect

ผลกระทบของเวลาต่อ stiffness นั้นมีมากสำหรับทั้ง clay และ sand การศึกษาจำนวนมากแสดงว่าค่า small-strain shear modulus จะเพิ่มขึ้นกับเวลาที่สภาพความเค้นคงที่ (เช่น Marcuson and Wahls, 1972; Afifi and Richart, 1973; Seed, 1979 และ Daramola, 1980) เหตุผลที่เป็นไปได้คือ creep, การเคลื่อนที่ของอนุภาคดิน, และการเพิ่มขึ้นของ interlocking และ cementation รอบๆอนุภาคดิน

รูปที่ 2-7 แสดงการเปลี่ยนแปลงของ shear stiffness (G) กับเวลาระหว่าง creep จากการทดสอบกับดิน Dogs Bay sand ที่มีความหนาแน่นต่ำและ poorly graded โดย Jovicic and Coop (1997) รูปที่ 2-7(a) แสดงผลกระทบของ ageing/creep สำหรับระดับ isotropic effective stress ต่างๆและ loading direction ต่างๆ ผลการทดสอบจะถูก normalized ด้วยค่า G เริ่มต้นที่เวลาศูนย์ ผลการทดลองแสดงว่าผลกระทบจะมากที่สุดที่ระดับความเค้นต่ำและมีการเพิ่มขึ้นของ shear stiffness จนถึง 15% ในระยะเวลา 3 วัน Jovicic and Coop (1997) อธิบายว่าการเพิ่มขึ้นของ stiffness (ดูรูปที่ 2-7(b)) โดยที่ตัวอย่างดินอยู่ภายใต้การ loading และ unloading แบบ isotropic) มาจากปรากฏการณ์ ageing เนื่องจากห้วงเวลานั้นไม่มี creep (เพราะ volumetric strain มีค่าใกล้ศูนย์)



(a) Influence of confining stress

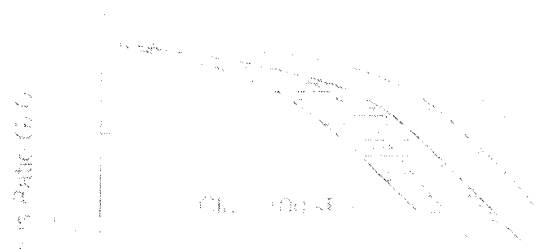


(b) Influence of current loading direction

รูปที่ 2-7 ผลกระทบของเวลา (creep) ต่อ shear stiffness ของตัวอย่างดิน calcareous sand (Jovicic and Coop, 1997)

2.2.7 ชนิดของดิน

การรวบรวมของ normalized shear modulus degradation curve ของดินต่างๆแสดงในรูปที่ 2-8 (Kokusho, 1987) กราฟ modulus degradation ของ gravel จะราบกว่าของ sand และ clay การพินิจจะเคลื่อนไปทางขวาเมื่อ confining pressure เพิ่มขึ้นและเป็นไปได้ที่กราฟ degradation curve ที่ confining pressure สูงมากอาจวางตัวอยู่นอกแถบที่แสดงในรูปที่ 2-8 (Laird and Stokoe, 1993)

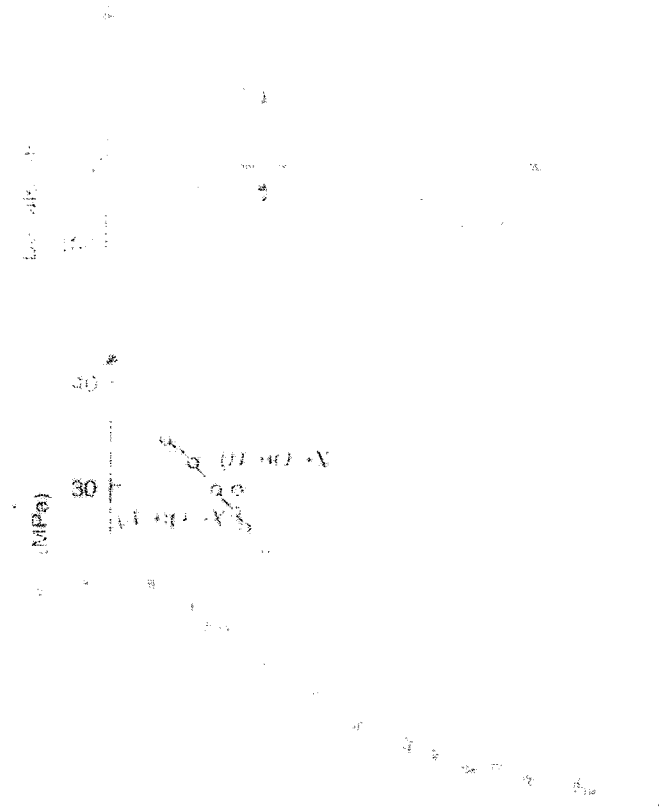


รูปที่ 2-8 Normalized shear modulus degradation curves ของดินชนิดต่างๆ (Kokusho, 1987)

2.2.8 Recent stress history (immediate stress path)

ค่า small-strain stiffness ของดินจะเปลี่ยนแปลงโดย recent stress history การเปลี่ยนแปลงของทิศทางของ stress path หรือระยะเวลาที่หยุดอยู่ที่สภาพความเค้นที่คงที่ซึ่งจะมีผลกระทบอย่างมากต่อ stiffness ภายหลัง

Atkinson, Richardson and Stallebrass (1990) ศึกษาเกี่ยวกับผลกระทบของการเปลี่ยนแปลงทิศทางของ stress path ต่อ stiffness ของ overconsolidated soil การทดลองทำกับ London Clay โดยการทดสอบ drained constant effective mean stress (p') และ constant deviatoric stress (q') และยังทำการทดลองนี้กับดินชนิดอื่นๆด้วย การทดสอบทั้งหมดเริ่มจากสภาพความเค้นที่เหมือนกันแต่ต่างกันที่ stress path ที่มาที่สภาพความเค้นเริ่มต้นนี้ต่างกัน ผลการทดลองแสดงว่า recent stress history มีผลกระทบอย่างมากต่อพฤติกรรม stress-strain ในภายหลัง ผลกระทบของทิศทางของ stress path ต่อค่า stiffness degradation curve ได้แสดงในรูปที่ 2-9 ซึ่งจะได้ stiffness degradation curves ที่ต่างกันถึงแม้ว่าการทดสอบทั้งหมดจะกระทำที่ stress path เดียวกัน (ดูรูปที่ 2-9(a)) ทั้งนี้เนื่องจากตัวอย่างดินมี stress path history ต่างกันก่อนการถูกเหวี่ยง (AO, BO, CO และ DO) และพฤติกรรมที่ stiffer จะเกิดขึ้นเมื่อทิศทางของ stress path ย้อนกลับ ($D \rightarrow O \rightarrow X$) (ดูรูปที่ 2-9(b))



รูปที่ 2-9 ผลกระทบของ recent stress history ต่อ stiffness degradation; (a) stress paths และ (b) stiffness degradation ของ *OX* stress path (Atkinson et al., 1990)

2.3 Anisotropy

เนื่องจากดินเกิดจากการตกตะกอนภายใต้แรงโน้มถ่วง ดังนั้นอนุภาคดินจะเรียงตัวแบบ anisotropic และดินจะมีพฤติกรรมแบบ anisotropic คือมีพฤติกรรมขึ้นกับทิศทางของ stress หรือ strain ที่กระทำ พฤติกรรม anisotropic สามารถอธิบายโดย inherent และ stress induced พฤติกรรม inherent anisotropy เกิดจากผลของกระบวนการทับถมและลักษณะของอนุภาคดิน ต่อจากนั้นการกระจายการเรียงตัวของอนุภาคดินระหว่างการ consolidation หรือ stress process อื่นๆจะทำให้เกิด stress induced anisotropy ในความเป็นจริงดินจะถูกกระทำโดยทั้งสองกระบวนการพร้อมๆกันซึ่งเรียกว่า initial anisotropy

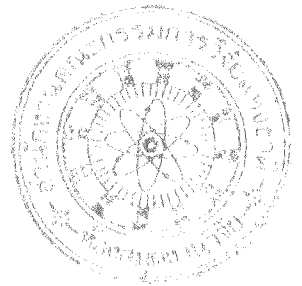
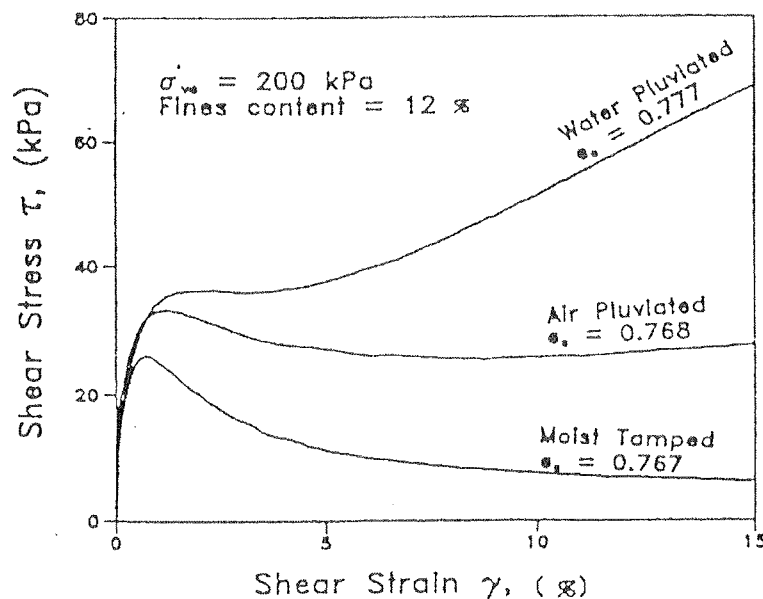
การวิบัติของโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีสามารถเกิดขึ้นจากการถูกเฉือนใน mode ต่างๆกัน จากการศึกษามากมายแสดงว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่วัดโดย compression mode สามารถมีค่ามากกว่าที่วัดโดย extension mode อย่างมาก ความแตกต่างนี้แสดงว่าสภาพความเค้น (เช่น ทิศทางของ principal stress และขนาดของ intermediate principal stress) มีผลต่อพฤติกรรมของดิน นอกจากนี้การเปลี่ยนแปลงทิศทางของ major principal stress เป็นปัจจัยสำคัญในแนวโน้มที่จะวิบัติของโครงสร้างส่วนมาก ดังนั้นการออกแบบ

โครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพี (เช่น ฐานราก, งานขุดลึก, ค้นดิน) จะต้องพิจารณาทั้งขนาดและทิศทางของ the principal stress axes ในงานวิจัยนี้ทำการศึกษาผลกระทบของการหมุนของ principal stress direction และขนาดของ intermediate principal stress ของพฤติกรรม stress-strain, pore pressure, และ strength characteristics ของ Bangkok Clay รายละเอียดของการทดลองในห้องปฏิบัติการและผลการทดลองได้แสดงในบทที่ 5 และ 6

ในการศึกษาพฤติกรรม anisotropic ของดินจำเป็นต้องมีเครื่องมือการทดลองที่สามารถควบคุมขนาดและทิศทางของ principal stresses ทั้ง 3 ค่าได้ ในงานวิจัยนี้ใช้เครื่องมือ torsional shear hollow cylinder เพื่อศึกษา (ดูหัวข้อ 2.3.6)

2.3.1 Inherent anisotropy

พฤติกรรม inherent anisotropy มาจากธรรมชาติการ anisotropic ของดินเนื่องมาจากกระบวนการทับถมลักษณะของอนุภาคดิน Vaid et.al (1995) ศึกษาพฤติกรรม inherent anisotropic ของ Syncrude sand โดยการทดสอบ simple shear test (NGI type) และ torsional shear hollow cylinder test ตัวอย่างดินแบบ reconstituted ถูกเตรียมโดยวิธีการแบบต่างๆคือวิธี moist tamping และ water pluviation และ/หรือ air pluviation ผลการทดลองแสดงว่าพฤติกรรมที่แตกต่างกันเมื่อเตรียมตัวอย่างด้วยวิธีที่ต่างกัน วิธี moist tamping ให้พฤติกรรมที่ soft และ brittle ที่สุด วิธี air pluviation ให้พฤติกรรมที่ brittle น้อยลง ในขณะที่วิธี water pluviation ให้พฤติกรรมแบบ strain hardening ดังแสดงในรูปที่ 2-10



รูปที่ 2-10 ผลของวิธีการเตรียมตัวอย่างดินต่อผลการทดลอง undrained simple shear ของ Syncrude sand (Vaid et al., 1995)

ผลกระทบของ soil fabric ต่อ small-strain stiffness ของตัวอย่างดินแบบ reconstituted ของ London Clay specimen ได้แสดงในรูปที่ 2-11 ซึ่งแสดงค่า small-strain stiffness ในทิศทางต่างๆ (G_{vh} , G_{hv} and G_{hh}) ภายใต้สภาพความเค้นเดียวกัน (Jovicic and Coop, 1998) ผลการทดลองแสดงว่าสำหรับ confining pressure หนึ่งๆ นั้นค่า G_{hh} จะมากกว่าค่า $G_{vh} \approx G_{hv}$ ดังนั้นดินจะมี stiffness ในแนวนอนมากกว่าในแนวตั้งเนื่องจาก soil fabric

รูปที่ 2-11 พฤติกรรม stiffness anisotropy ของ undisturbed London Clay ภายใต้สภาพความเค้นแบบ isotropic (Jovicic and Coop, 1998)

ผลการทดลองแสดงว่า clay ภายใต้สภาพความเค้นแบบ isotropic จะมีค่า G_{hh} มากกว่าค่า G_{vh} ประมาณ 50% ซึ่งแสดงถึงพฤติกรรม inherent anisotropic เนื่องจากการตัดเรียงตัวของอนุภาคดินเหนียว (Pennington et al., 1997; Jovicic and Coop, 1998)

Jamiolkowski et al. (1995) สรุปอัตราส่วนของ shear wave velocity ในแนวนอนต่อแนวตั้งจากผลการทดสอบในสนามดังแสดงในตารางที่ 2-3

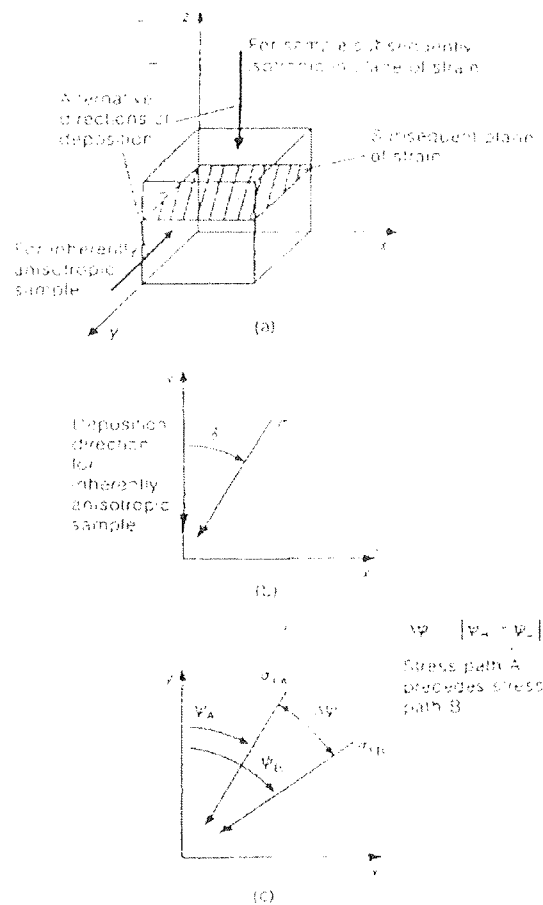
ตารางที่ 2-3 อัตราส่วนของ shear wave velocity ในแนวนอนต่อแนวตั้งจากผลการทดสอบในสนาม (Jamiolkowski et al., 1995)

Site	Soil type	V_{hh}^s / V_{vh}^s	References
Montalto di Castro (Italy)	Silty sand and silty clay strata	1.00-1.10	Jamiolkowski and Lo Presti (1994)
S.Francisco-Oakland Bay Bridge Toll Plaza	Sand and gravel	0.88-1.10	Mitchell <i>et al.</i> (1994)
Alameda Bay Farm Island (Dike)	Sand with fines	0.85-1.04	Mitchell <i>et al.</i> (1994)
Alameda Bay Farm Island (South Loop Road)	Sand and clay strata	0.86-1.16	Mitchell <i>et al.</i> (1994)
Port of Richmond (Hall Avenue)	Sandy clay, silty clay, and clay strata	0.93-1.12	Mitchell <i>et al.</i> (1994)
Port of Richmond (POR2)	Sandy clay, silty clay, and clay strata	0.93-1.08	Mitchell <i>et al.</i> (1994)
Port of Richmond (POO7)	Poorly graded sand	0.82-1.00	Mitchell <i>et al.</i> (1994)
Pence Ranch Idaho	Silty sand and gravel to sandy gravel	0.85-1.03	Andrus (1994)
Anderson Bar Idaho	Sandy gravel from loose to medium dense	0.85-1-15	Andrus (1994)
Larter Ranch Idaho	Silty sand to sandy gravel	0.85-1.20	Andrus (1994)
Gilroy No.2 Treasure Island	Quaternary Alluvium Bay Mud	0.91-1.14 0.90-1.11	Fuhriman (1993)
Site A	Bolson fill	0.75-1.41	Stokoe <i>et al.</i> (1992)
Site B Fort Honkock (Texas)		0.57-1.08	Nasir (1992)

2.3.2 Stress induced anisotropy

พฤติกรรม stress induced anisotropy เป็นพฤติกรรม anisotropy เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของ soil fabric ที่เกิดจากสภาพความเค้นแบบ anisotropic

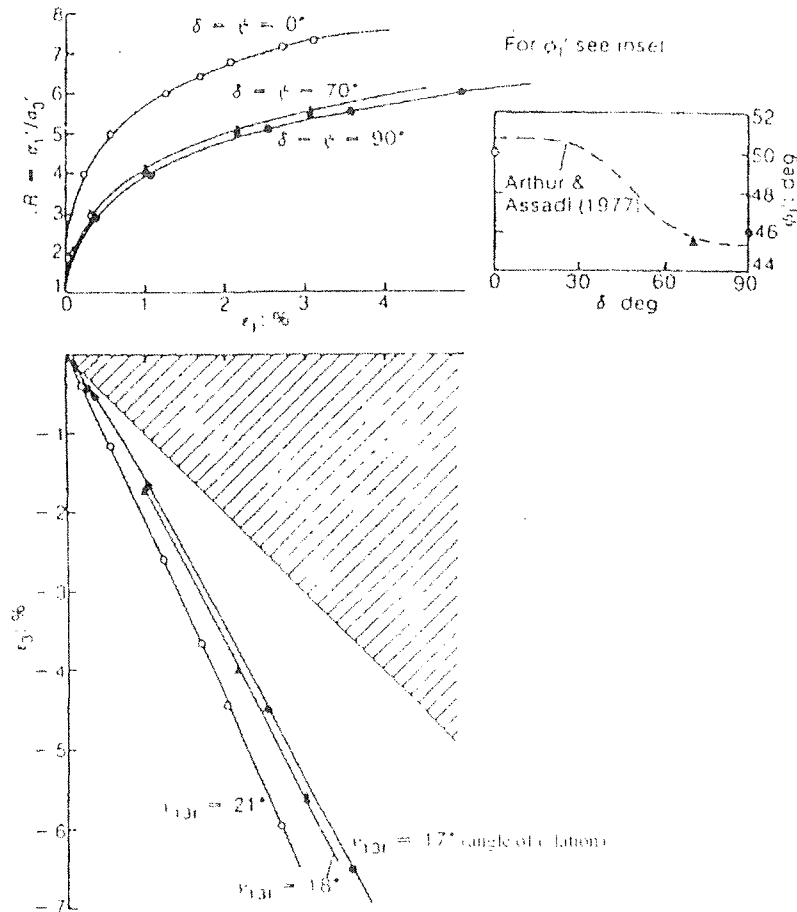
Wong and Arthur (1985) ศึกษาผลกระทบของพฤติกรรม anisotropy ของ dense Leighton Buzzard sand โดยใช้เครื่องมือ directional shear cell ภายใต้การเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำ ตัวอย่างดินถูกเตรียมโดยวิธี pluviation โดยไม่เกิดพฤติกรรม inherent anisotropy ในระนาบแนวนอน (รูปที่ 2-12) ระหว่างการเลื่อนค่า σ'_2 จะถูกควบคุมที่ $b = 0.4$ ลักษณะของ stress path ระหว่างการเลื่อนมี 2 ขั้นตอน ในขั้นตอน A นั้น ตัวอย่างดินจะถูกเลื่อนไปที่ค่า effective stress ratio (σ'_2/σ'_1) ที่กำหนด (โดยมีค่า major principal stress direction = ψ_A) และหลังจากนั้นก็ unload กลับไปที่ $\sigma'_2/\sigma'_1 = 1$ ในขั้นตอน B นั้นตัวอย่างดินจะถูก reload โดยมีค่า major principal stress direction = ψ_B ซึ่งแตกต่างจากของขั้นตอน A โดยกำหนดให้ $\Delta\psi = 0^\circ$ และ 70° ($\Delta\psi = \psi_A - \psi_B$) (ดูรูปที่ 2-12) ในขั้นตอน A จะเกิด axial strain ก่อนการ unload



รูปที่ 2-12 การเอียงของตัวอย่างดิน, stress path, และนิยามของการวัด anisotropy ในการทดสอบ DSC (Wong and Arthur, 1985)

รูปที่ 2-13 แสดงผลการทดสอบซึ่งแสดงผลกระทบของ induced anisotropy ต่อ stiffness และ dilatancy อย่างชัดเจนโดยขึ้นอยู่กับความเครียดที่กระทำในขั้นตอน A ซึ่งเป็นช่วงการเกิด anisotropy เมื่อ

ระดับ pre-strain เพิ่มขึ้นตัวอย่างดินจะมีพฤติกรรม contractant มากขึ้นและ stiff น้อยลง พฤติกรรมนี้ยืนยันโดยการหมุนของ principal stresses ($\Delta\psi=70^\circ$) จะทำให้ตัวอย่างดิน contract มากขึ้นและมีพฤติกรรม stress-strain ที่ ductile มากขึ้น ผลการทดลองนี้แสดงระดับของพฤติกรรม anisotropy ที่ทำให้เกิดขึ้นจากขั้นตอน A

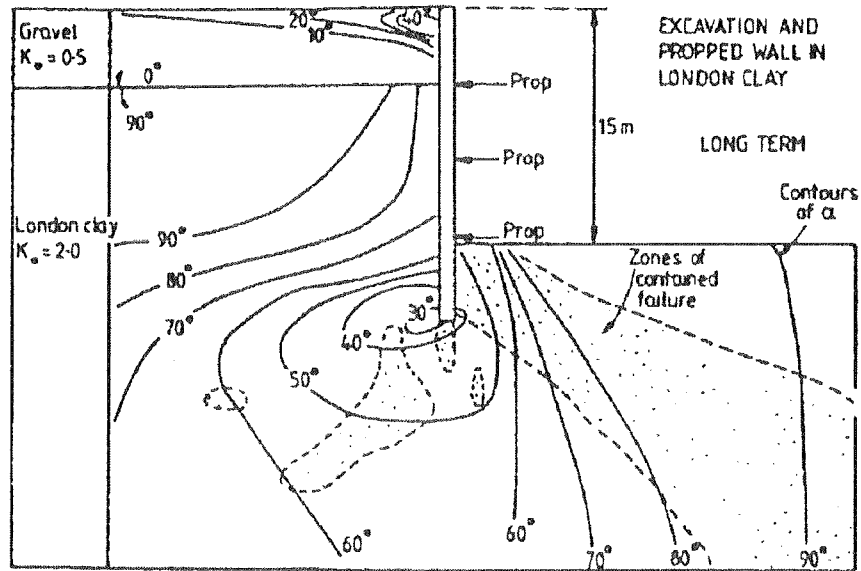


รูปที่ 2-13 พฤติกรรม stress-strain ของ dense sand ที่มีพฤติกรรม anisotropic (Wong and Arthur, 1985)

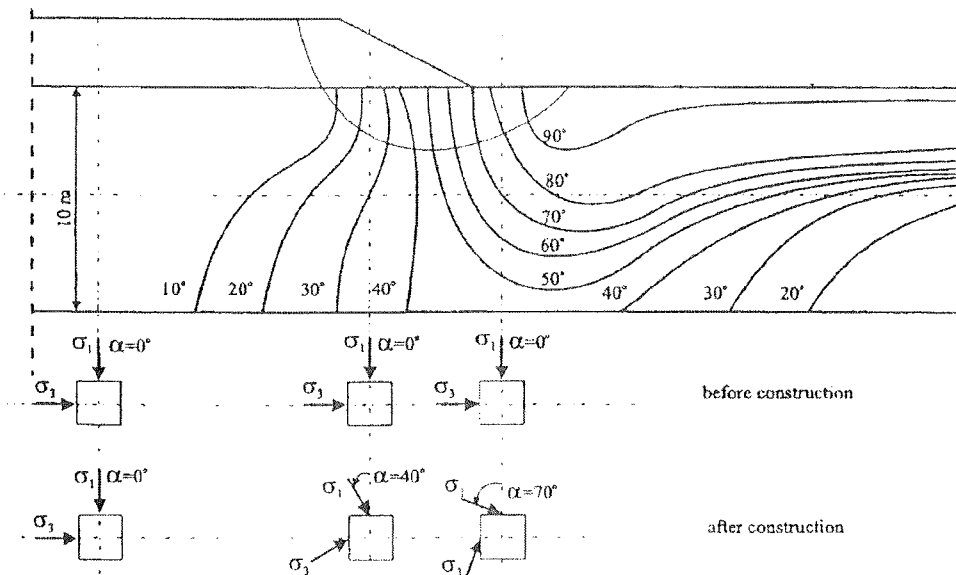
2.3.3 การประยุกต์ใช้ความรู้เกี่ยวกับ anisotropy

การหมุนของทิศทางของ principal stress นั้นเกิดขึ้นเป็นปกติในโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพี รูปที่ 2-14 แสดงเส้น contour ของการหมุนของทิศทาง principal stress ของคันดินที่ถูกสร้างบน overconsolidated clay ซึ่งวิเคราะห์โดยวิธี non-linear isotropic finite element (Yeats, 1983) ผลการวิเคราะห์แสดงว่าที่ได้ center line ของคันดินนั้นดินจะถูกกระทำโดยการเพิ่มขึ้นของ axial stress ในทางตรงข้ามดินที่เท้าของลาดดินจะถูกกระทำด้วยความเค้นในสภาพ unloading ซึ่งสามารถเห็นได้จากการเปลี่ยนแปลงของค่าของมุมที่กระทำกับแนวตั้งของ major principal stress จาก 0° ไปเป็น 90° จากผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์โดย Hight and Higgins (1994) ทำให้ Jardine (1994) พล็อตการเอียงตัวของ principal stress ในงานชุดที่มีค้ำยัน ดังแสดงในรูปที่ 2-15 โดยงานชุดที่มีค้ำยันนี้ถูกสร้างในดิน Thames Gravel ($K_p \approx 0.5$) บางๆซึ่งวางตัวอยู่

บนชั้นดินหนาของ overconsolidated London Clay ($K_0 \approx 2$) ผู้วิจัยยังพบว่าค่าของการหมุนของ principal stress อยู่ระหว่าง 30° และ 90° ในชั้นดินเหนียว

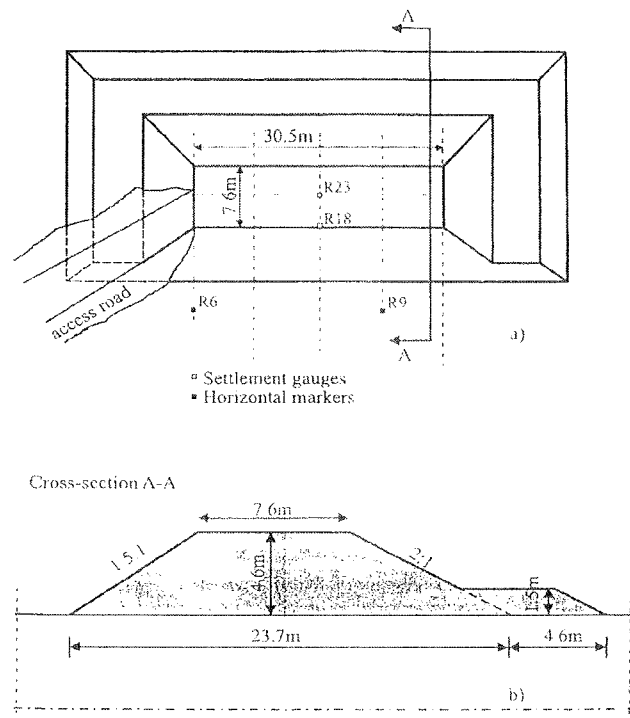


รูปที่ 2-14 เส้น contour ของทิศทางของ σ_1 ในบริเวณที่ใกล้งานขุดใน gravel และ London Clay (Jardine, 1994)



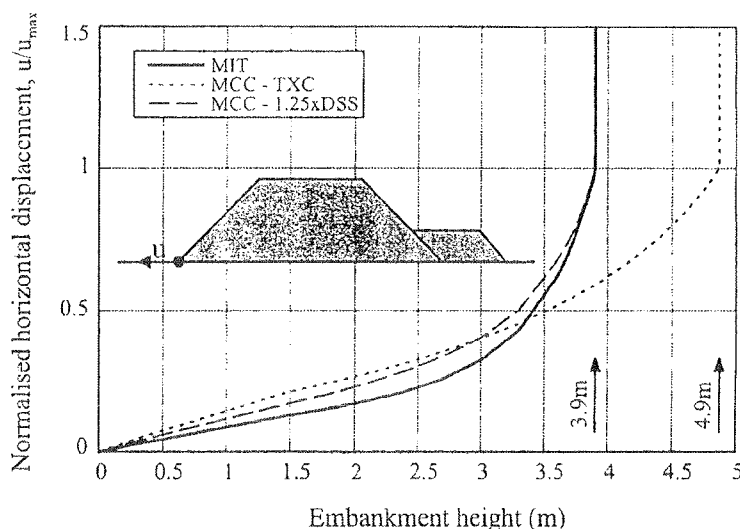
รูปที่ 2-15 เส้น contour ของทิศทางของ major principal stress ได้ค้นดินบนชั้นดินเหนียวอ่อนจากการวิเคราะห์โดย non-linear numerical analysis (Yeats, 1983)

ในทางปฏิบัติการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมปฐพีจะสมมุติว่าดินมีพฤติกรรม isotropic ในการพิจารณาผลกระทบของการสมมุตินี้ Zdravkovic et al. (2001a) ได้ศึกษาผลกระทบของพฤติกรรม anisotropic ต่อพฤติกรรมของคันดินบนดินเหนียวโดยทำการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยแบบจำลองดินแบบ isotropic (Modified Cam-Clay) และ anisotropic (MIT-E3) นอกจากนี้ผลการคำนวณที่ได้ยังนำไปเปรียบเทียบกับข้อมูลจาก full-scale test ของคันดินที่ทดสอบจนวิบัติซึ่งรายงานโดย La Rochelle *et al.* (1974) และ Tavenas et al. (1974) รูปแนวราบและรูปตัดของคันดินนี้แสดงในรูปที่ 2-16



รูปที่ 2-16 (a) รูปแนวราบ และ (b) รูปตัดของ Saint-alban test embankment (Zdravkovic et al., 2001a)

รูปที่ 2-14 แสดงการเคลื่อนตัวในแนวราบที่เท้าของคันดิน โดยค่าการเคลื่อนตัวถูก normalized ด้วยค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบมากที่สุดที่ประมาณได้ก่อนที่คันดินจะวิบัติ รูปนี้ยืนยันว่าผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองแบบ anisotropic ให้ผลที่ดีกว่า ค่าความสูงของคันดินที่วิบัติที่วิเคราะห์โดยแบบจำลองดินแบบ anisotropic และผลการทดสอบในสนามตรงกันที่ 3.9 เมตร การวิเคราะห์ตัวแปรสำหรับแบบจำลอง anisotropic ใช้ข้อมูล undrained shear strength จากการทดสอบ direct simple shear (DSS) และ triaxial compression/extension กับตัวอย่างดินที่ isotropically consolidated ในทางกลับกันการวิเคราะห์ตัวแปรสำหรับแบบจำลอง isotropic ใช้ข้อมูล undrained triaxial compression strength และวิเคราะห์ได้ค่าความสูงของคันดินที่วิบัติที่ 4.9 เมตร (หรือ 1 เมตรสูงกว่าค่าจริง) เหตุผลที่วิเคราะห์ได้ค่ามากเกินไปเนื่องมาจากการเปลี่ยนแปลงทิศทางของ major principal stress ตามระนาบการวิบัติ



รูปที่ 2-17 การเปรียบเทียบความสูงของคันดินที่วัดจากการวิเคราะห์แบบต่างๆ (Zdravkovic et al., 2001a)

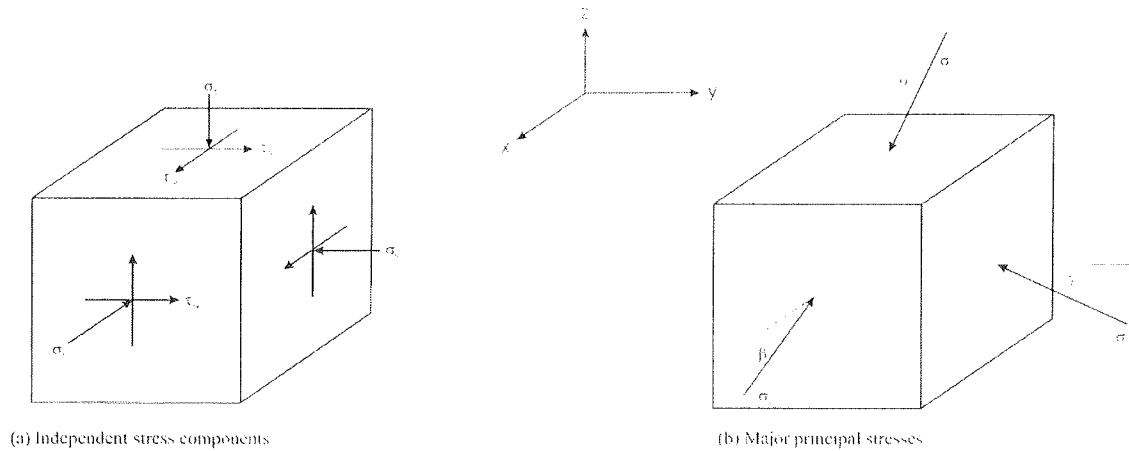
2.3.4 นิยามของค่า α และ b

ขนาดของส่วนประกอบของ stress vector ขึ้นอยู่กับทิศทางที่เลือกสำหรับแกนอ้างอิง อย่างไรก็ตามค่า principal stress จะมีทิศทางและขนาดคงที่ไม่ขึ้นกับทิศทางของแกนอ้างอิง ดังนั้นสภาพของความเค้นสามารถอธิบายด้วย stress tensor ดังสมการ (2-5)

$$T_{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

จากการพิจารณาสมมูลจะได้ $\tau_{xy} = \tau_{yx}$, $\tau_{yz} = \tau_{zy}$ และ $\tau_{xz} = \tau_{zx}$ ดังนั้นจึงต้องการตัวแปรอิสระ 6 ตัวเพื่อบริยายสภาพความเค้นต่อเอลิเมนต์ดินหนึ่งๆ นอกจากนี้ยังสามารถยังสามารถนิยามสภาพความเค้นด้วยการกำหนดขนาดและทิศทางของ principal stress ทั้งหมด จากรูปที่ 2-18 แสดงค่ามุมของ principal stress ทั้งสาม (α , β และ γ)

$$T_{\sigma}^* = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \quad (2.6)$$



รูปที่ 2-18 ส่วนประกอบของความเค้นที่กระทำบนเอลิเมนต์ดิน (a) ส่วนประกอบทั้งหมด (b) major principal stress

ในสภาพทั่วไปทางวิศวกรรมปฐพีนั้นการทับถมของดินจะเกิดขึ้นในทิศทางแรงโน้มถ่วงของโลก ดังนั้นจึงคาดการณ์ได้ว่าค่ามุม $\alpha = \beta = \gamma = 0^\circ$ สำหรับ normally consolidated clay จะมีค่า vertical stress มากกว่า horizontal stress ดังนั้น $\sigma_v = \sigma_1$ และ $\sigma_h = \sigma_2 = \sigma_3 < \sigma_v$ ในทางตรงข้ามสำหรับ heavily-overconsolidated clay จะเป็น $\sigma_h > \sigma_v$, $\sigma_h = \sigma_1 = \sigma_2$ และ $\sigma_v = \sigma_3$ ในการอธิบายขนาดของ intermediate principal stress จะใช้ตัวแปร intermediate principal stress parameter (b) ดังสมการ (2-7) (Bishop, 1966)

$$b = \frac{\sigma'_2 - \sigma'_3}{\sigma'_1 - \sigma'_3} \quad (2-7)$$

เมื่ออธิบายสภาพความเค้นด้วยตัวแปรเหล่านี้จะได้ว่าค่า $b=0$ และ $\alpha=0^\circ$ สำหรับ normally-consolidated clay และค่า $b=1$ และ $\alpha=90^\circ$ สำหรับ over-consolidated clay สำหรับสภาพความเค้นแบบ plane strain จะมีค่า $b=0.3-0.5$

2.3.5 ผลการศึกษาผลกระทบของ α และ b ต่อพฤติกรรมของดิน

จากผลงานวิจัยที่ได้ตีพิมพ์แสดงว่า shear strength และ stiffness ของดินขึ้นอยู่กับขนาดของ intermediate principal stress (ซึ่งอธิบายด้วยตัวแปร b) และมุมเอียงกับแนวตั้งของ major principal stress (ซึ่งอธิบายด้วยตัวแปร α) ในโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีส่วนมากดินจะถูกกระทำด้วยสภาพความเค้นที่ซับซ้อนโดยที่ $\alpha \neq 0$ และ $b \neq 0$ และ $\neq 1$ สภาพความเค้นแบบนี้ไม่สามารถจำลองได้โดยการทดสอบในห้องปฏิบัติการทั่วไป

มีการศึกษามากมายเกี่ยวกับพฤติกรรม anisotropy ของดินชนิดต่างๆโดยใช้เครื่องมือต่างๆ เช่น triaxial, simple shear, directional shear cell, true triaxial, และ plane strain อย่างไรก็ตามเครื่องมือเหล่านี้มี

ข้อจำกัดที่ต่างกันในการศึกษาพฤติกรรม anisotropy ของดิน เครื่องมือส่วนมากมีข้อจำกัดเกี่ยวกับการควบคุมทิศทางและขนาดของความเค้นได้อย่างอิสระและเกี่ยวกับ stress/strain non-uniformity หรือสภาพการระบายน้ำ รายละเอียดของหัวข้อนี้จะกล่าวละเอียดขึ้นในหัวข้อ 2.3.7

ในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงงานวิจัยเกี่ยวกับพฤติกรรม anisotropic ของดินโดยเน้นงานวิจัยเกี่ยวกับสภาพไม่ระบายน้ำและระบายน้ำของตัวอย่างดินที่ถูกกระทำโดยสภาพความเค้นที่มีทิศทางต่างๆของ major principal stress axis (α) และมีขนาดต่างๆของ intermediate principal stress (b)

2.3.5.1 ผลกระทบของ α

i) สภาพระบายน้ำ

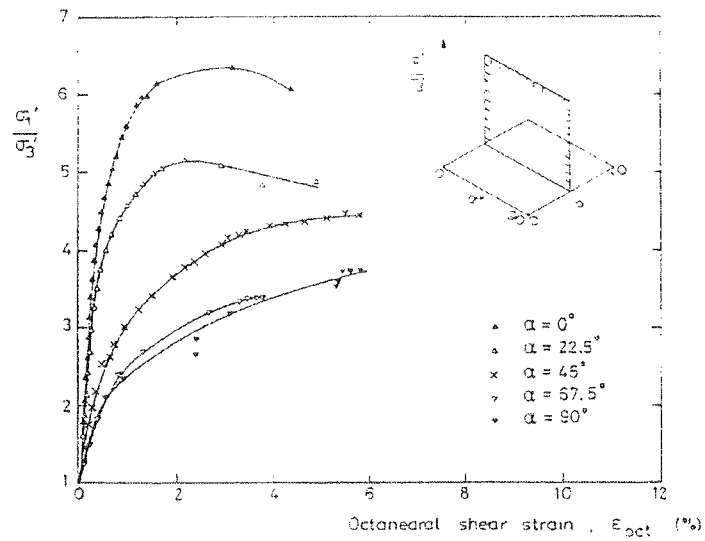
Symes (1983) ได้ทำการศึกษาผลของ initial anisotropy โดยการทดสอบ torsional shear กับตัวอย่างดิน medium-loose Ham River sand (HRS) ซึ่งเตรียมด้วยวิธี water pluviation ภายใต้การเงื่อนไขแบบระบายน้ำ ตัวอย่างดินถูก isotropically consolidated ไปที่ค่า mean effective stress (p') เท่ากับ 200 kPa และมี back pressure เท่ากับ 400 kPa เพื่อให้เกิด saturation อย่างสมบูรณ์ ตัวอย่างดินจะถูกเฉือนด้วยค่า α และ b ต่างๆ เพื่อศึกษาผลกระทบของพฤติกรรม anisotropy ภายใต้สภาวะระบายน้ำ ค่าความเค้นเฉือนจะเพิ่มขึ้นอย่าง monotonic จนกระทั่งวิบัติแบบ stress-controlled ในขณะที่ค่า $p=600$ kPa และค่า b มีค่าคงที่ มุมเฉียงของ major principal stress ต่อแกนตั้งจะเปลี่ยนแปลงระหว่าง 0° และ 90°

รูปที่ 2-19 พล็อตค่า stress ratio ($\sigma'/((3))$) กับ octahedral shear strain (ϵ_{oct}) จากการทดสอบ HCA ที่มีค่า $b=0.5$ และค่า α อยู่ระหว่าง 0° และ 90° ค่า ϵ_{oct} นิยามโดย

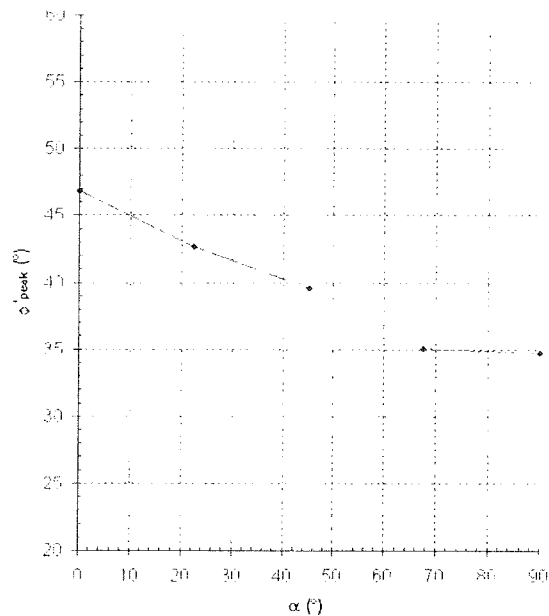
$$\epsilon_{oct} = \frac{2}{\sqrt{6}} \sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_3 - \epsilon_1)^2}$$

ผลการทดลองแสดงว่าค่า stiffness ของดินจะลดลง

เมื่อค่า α เพิ่มขึ้น พฤติกรรม volumetric compression จะเพิ่มขึ้นเมื่อ α เพิ่มขึ้น ค่า ultimate stress ratio จะลดลงอย่างมากเมื่อทิศทางของ major principal stress หมุนไปจากแนวดิ่ง รูปที่ 2-20 แสดงการเปลี่ยนแปลงของ drained strength ซึ่งแสดงโดยค่า friction angle ที่ maximum stress ratio (ϕ'_{peak}) โดยแสดงว่าค่า ϕ'_{peak} จะลดลงอย่างมากเมื่อ α หมุนจาก 0° ไปเป็น 90° นอกจากนี้แนวโน้มแบบเดียวกันก็พบสำหรับค่า $b = 0, 0.14$ และ 1 ถึงแม้ว่าผลกระทบมากที่สุดจะเกิดขึ้นเมื่อ $b=0.5$



รูปที่ 2-19 ค่า stress ratio กับ octahedral shear strain จากการทดสอบ HCA กับ isotropically consolidated medium-loose HRS ภายใต้การเงื่อนไขแบบระบายน้ำที่ $b=0.5$ (Symes, 1983)



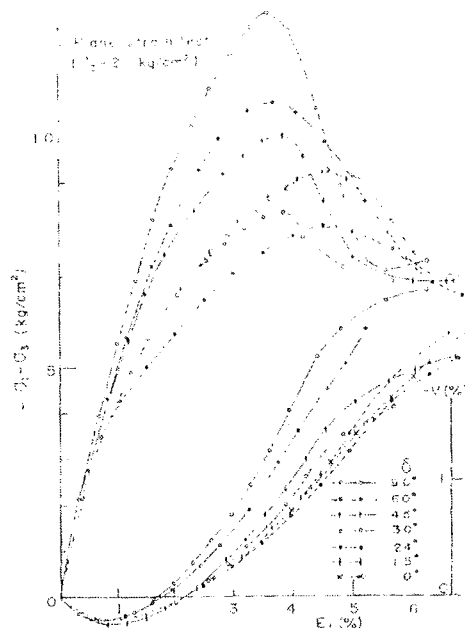
รูปที่ 2-20 ค่า ϕ'_{peak} ที่ค่า peak stress ratio จากการทดสอบ HCA กับ isotropically consolidated HRS ภายใต้การเงื่อนไขแบบระบายน้ำที่ $b=0.5$ (Symes, 1983)

Wong and Arthur (1985) ทำการเฝ้าตัวอย่างดินแห้งของ dense Leighton Buzzard sand โดยใช้ directional shear cell (DSC) ที่ค่า b ที่คงที่ ($b=0.4$) และควบคุมทิศทางของ major principal stress กับทิศทางของการทับถม $\delta = 0^\circ, 70^\circ$ และ 90° ตัวอย่างดินเหล่านี้ถูกเตรียมด้วยการโรยดินลงในแบบที่ออกแบบมา

เป็นพิเศษเพื่อให้ทิศทางของการเลื่อนทำมุมกับทิศทางของการทับถมได้ตามต้องการดังแสดงในรูปที่ 2-12 กราฟ strain-strain จากการทดสอบ 3 ตัวอย่างที่มีการวางตัวของ bedding plane ต่างๆ ($\delta = 0^\circ, 70^\circ$ และ 90°) ได้แสดงในรูปที่ 2-13 ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบระบายน้ำซึ่งแสดงด้วย maximum stress ratio (σ'_1/σ'_3) จะเปลี่ยนไปตามมุม δ ระหว่างทิศทางของ major principal stress (σ'_1) และทิศตั้งฉากกับ bedding plane ค่า stiffness จะลดลงเมื่อค่ามุม δ เพิ่มขึ้น ค่ามุม friction angle ที่วิกฤติ (ϕ'_c) ลดลงเกือบ 5° เมื่อค่ามุม δ เปลี่ยนจาก 0° ไปที่ $\delta = 70^\circ \sim 90^\circ$ ผลการทดลองนี้ตรงกับผลการทดลองของ Symes (1983)

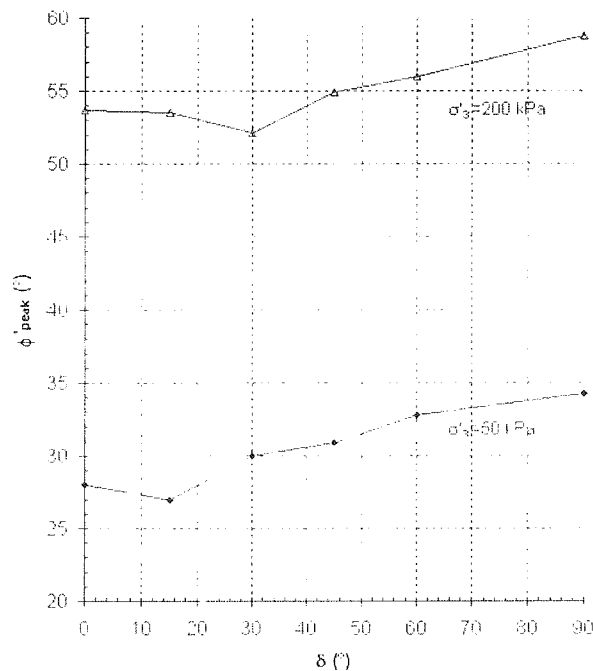
Oda et al. (1978) ทำการทดลองกับ Toyoura Sand ในเครื่องมือ plane strain ภายใต้การเลื่อนแบบระบายน้ำ การทดลองการควบคุมมุมของ major principal stress กับแนวตั้ง δ ระหว่าง 0° และ 90° (โดยมุม δ ในการทดลองนี้เปรียบเทียบกับมุม α ในการศึกษาของ Symes (1983) และ Wong and Arthur (1985) เป็นดังนี้ $\alpha = 90 - \delta$) ตัวอย่างดินถูก isotropically consolidated ไปที่ mean pressures เท่ากับ 50, 100, 200 และ 400 kPa และเฉือนโดยการเพิ่มความเค้นในแนวตั้งจนวิกฤติในขณะที่ควบคุมค่า σ'_3 ให้คงที่และควบคุมค่า σ'_1 ให้ตัวอย่างมีพฤติกรรม plane strain ($b \approx 0.2 \sim 0.3$)

พฤติกรรม stress-strain จากการพล็อตของ deviator stress ($\sigma'_1 - \sigma'_3$) และ major principal strain (ϵ_1) สำหรับการเฉือนที่ $\sigma'_3 = 200$ kPa ได้แสดงในรูปที่ 2-21 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าพฤติกรรม stress-strain จะ softer เมื่อค่า δ ลดลง (ค่า α เพิ่มขึ้น) ค่า stress ratio ที่ peak deviator stress จะลดลงเมื่อค่า δ ลดลงโดยมีค่าน้อยสุดเมื่อ $\delta \approx 24^\circ$ นอกจากนี้ค่า volumetric strains (V ในรูป) จะมีพฤติกรรม dilatant น้อยลงเมื่อค่า δ ลดลง แนวโน้มแบบเดียวกันนี้ของพฤติกรรม stress-strain ก็จะได้จากการทดลองที่ระดับความเค้นอื่นๆ



รูปที่ 2-21 พฤติกรรม stress-strain จากการทดลอง plane strain ของ isotropically consolidated dense Toyoura sand (Oda et al., 1978)

รูปที่ 2-22 แสดงการเปลี่ยนแปลงของค่า ϕ'_{peak} กับมุม δ ของการทดลองที่ระดับความเค้น 50 และ 200 kPa ค่ากำลังในสภาพระบายน้ำจะเพิ่มขึ้นเมื่อ δ เพิ่มขึ้นโดยมีค่าน้อยสุดที่ δ ระหว่าง 15° และ 30° ค่าผลต่างมากที่สุดของ ϕ'_{peak} ประมาณ $6^\circ-7^\circ$ ผลการทดลองนี้แตกต่างจากที่รายงานโดย Symes (1983) และ Wong and Arthur (1985) อย่างไรก็ตามผู้วิจัยอื่นๆที่ทำการทดลอง drained plane strain, true triaxial, และ torsional shear กับ Toyoura sand ก็ได้พบพฤติกรรม stress-strain และ strength คล้ายกับที่รายงานโดย Oda et al. (1978) (Tatsuoka et al., 1986; Lam and Tatsuoka, 1988a; Miura et al., 1986)



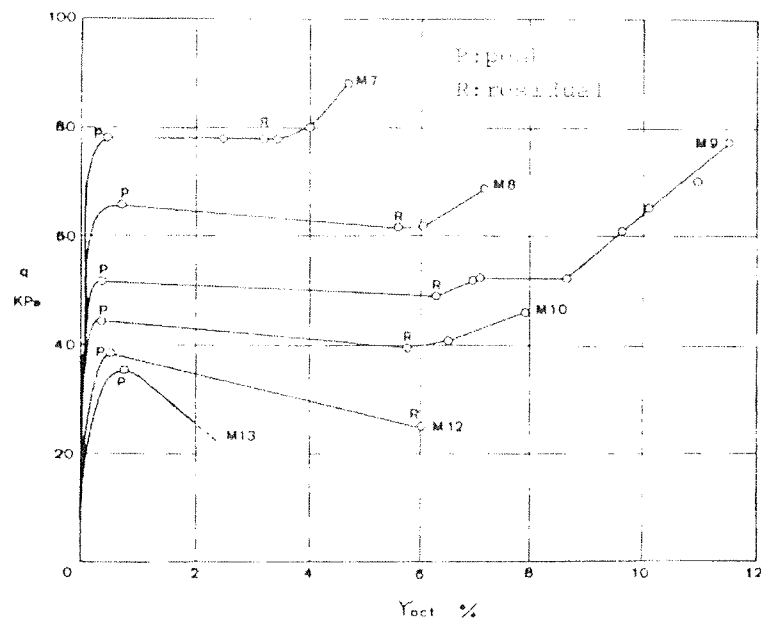
รูปที่ 2-22 พฤติกรรม anisotropy ของ mobilised ϕ' ที่ peak จากการทดลอง plane strain กับ isotropically consolidated dense Toyoura sand (ข้อมูลจาก Oda et al., 1978) (โดยที่ $\alpha = 90 - \delta$)

เป็นสิ่งสำคัญต้องคำนึงว่าพฤติกรรม anisotropy ของ ϕ' นั้นขึ้นกับชนิดของดินอย่างมาก ดินเม็ดหยาบมีแนวโน้มที่จะมีค่า ϕ' ที่ลดลงเมื่อค่า α เพิ่มขึ้น ในขณะที่ดินเม็ดละเอียดอาจจะมีการลดลงเพียงเล็กน้อยหรือเพิ่มขึ้น (Menkiti, 1995; Porovic, 1995; Hight et al., 1997)

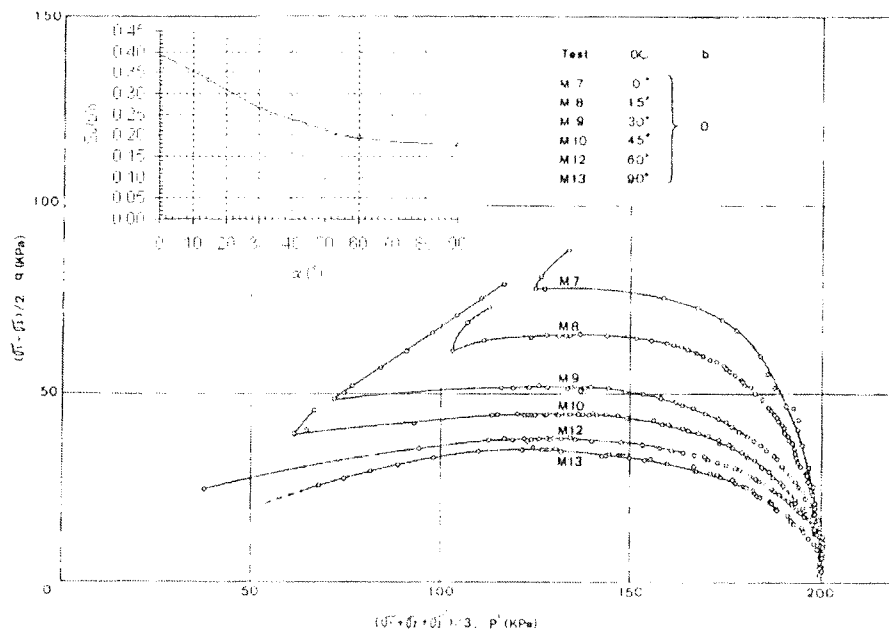
ii) สภาพไม่ระบายน้ำ

Shibuya (1985) ศึกษาพฤติกรรมของ undrained shear strength ของ water pluviated loose Ham River sand (HRS) ที่มีค่ามุม α ต่างๆ โดยการทดลอง hollow cylinder ตัวอย่างดินจะถูก isotropically consolidated ไปที่ค่า effective mean stress $p' = 200$ kPa และเงื่อนไขแบบ stress-controlled โดยควบคุมให้ค่า total mean stress, p มีค่าคงที่เท่ากับ 600 kPa การทดลองกระทำที่ค่า α และ b ต่างๆ

รูปที่ 2-23 แสดงค่าความเค้นเฉือน (นิยามโดย $q=(\sigma'_1-\sigma'_3)/2$) กับ octahedral shear strain (γ_{oct}) ภายใต้การเฉือนที่มีค่า $b=0$ และมีค่า α ระหว่าง 0° และ 90° พฤติกรรม stress-strain จะ softer และ ductile เมื่อค่า α เพิ่มขึ้น พฤติกรรมนี้ยังสามารถสังเกตได้จาก effective stress path แสดงในรูปที่ 2-24 และจะสังเกตเห็นว่าจุด phase transformation จะเกิดช้าลงหรือหายไปเมื่อมีการหมุนของทิศทางของ major principal stress การเปลี่ยนแปลงของ undrained shear strength, s_u (นิยามว่าเป็น maximum shear stress mobilized ในขอบเขต contractant) กับค่า α ได้แสดงในรูปเล็กของรูป 2-24 ค่า s_u ได้ถูก normalized โดยค่า mean effective stress ก่อนการเฉือน ($p'_0=200$ kPa) ค่า undrained strength ลดลงอย่างมากเมื่อค่า α เปลี่ยนจาก 0° ไปสู่ 60° ค่า s_u เพิ่มขึ้นประมาณ 2.3 เท่าเมื่อ $\alpha=0^\circ$ เทียบกับเมื่อ $\alpha=90^\circ$ แนวโน้มเดียวกันนี้พบเมื่อ $b=0.5$ และ 1.0 ผลกระทบแบบเดียวกันนี้ต่อพฤติกรรม undrained ของ pluviated loose Ham River sand (HRS) ได้ศึกษาอย่างกว้างขวางโดยเครื่องมือ hollow cylinder (เช่น Symes, 1983; Symes et al., 1984; Shibuya, 1985; Shibuya et al., 2002a)

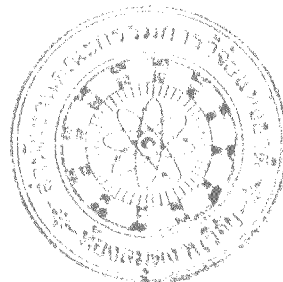


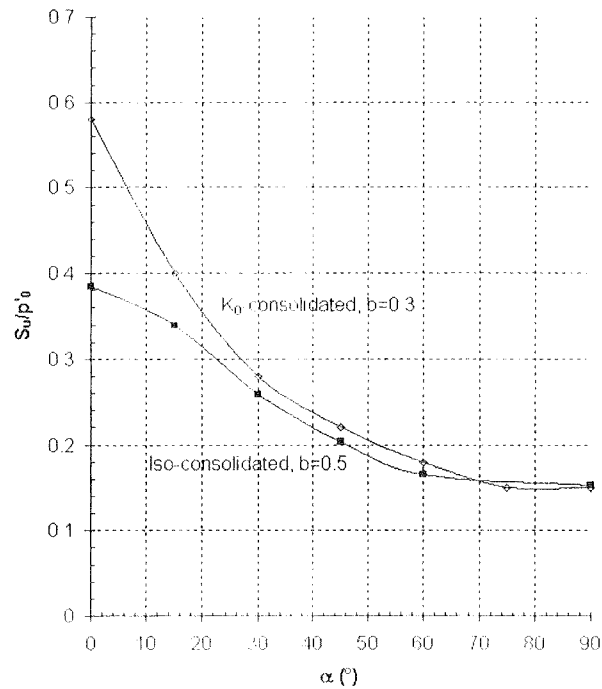
รูปที่ 2-23 พฤติกรรม stress-strain จากการทดสอบ HCA ของ isotropically consolidated medium-loose HRS ที่ $b=0$ และมีค่า α ต่างๆ (Shibuya, 1985)



รูปที่ 2-24 Effective stress path จากการทดลอง HCA ของ isotropically consolidated HRS ที่ $b=0$ และมีค่า α ต่างๆ (Shibuya, 1985) (รูปเล็กแสดง normalized undrained shear strength)

Shibuya and Hight (1996) และ Shibuya et al. (2002b) แสดงการทดลองแบบเดียวกันกับ loose HRS แต่ภายใต้สภาพ K_0 -consolidation ($K=0.5$) ตัวอย่างดินจะเตรียมโดยวิธีเดียวกันและทดลองด้วยเครื่องมือเดียวกันกับที่ใช้โดย Symes (1983) และ Shibuya (1985) ตัวอย่างดินจะถูก consolidated ไปที่ mean effective stress เท่ากับ 200 kPa แต่การทดสอบนี้ใช้ค่า $b=0.3$ เท่านั้นระหว่างการเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำซึ่งทำให้มีพฤติกรรมใกล้เคียงกับสภาพ plane strain พฤติกรรม stress-strain และ strength ที่พบจากการทดลองนี้เหมือนกับที่พบในตัวอย่างแบบ isotropically consolidated พฤติกรรมที่ softer และ weaker จะเกิดขึ้นเมื่อค่า α เพิ่มขึ้น นอกจากนี้จะเห็นได้ชัดจากรูปที่ 2-25 ว่า anisotropic consolidation จะเพิ่มผลกระทบต่อ undrained strength anisotropy ค่า s_u ที่ $\alpha=0^\circ$ มีค่า 3.8 เท่ามากกว่าที่ $\alpha=90^\circ$ รูปที่ 2-25 แสดงการเปรียบเทียบการเปลี่ยนแปลงของค่า s_u/p'_0 กับ α สำหรับการทดสอบแบบ isotropically consolidated ที่เงื่อนไขด้วยค่า $b=0.5$ (Shibuya, 1985) และ K_0 -consolidated ones (ด้วยค่า $b=0.3$)





รูปที่ 2-25 พฤติกรรม anisotropy ของ undrained shear strength จากการทดสอบ isotropically และ K_0 -consolidated HRS sand โดยการทดสอบ HCA (ข้อมูลจาก Shibuya (1985) และ Shibuya and Hight (1996))

พฤติกรรม anisotropy ของดินได้มีการศึกษาอย่างมากที่ Imperial College ตารางที่ 2-4 สรุปการวิจัยต่างๆที่ Imperial College กับ reconstituted clay และ silt ผู้วิจัยเหล่านี้ศึกษาโดยใช้เครื่องมือ hollow cylinder apparatus (HCA) ที่มีค่า α และ b ต่างๆ รูปที่ 2-26 แสดงการลดลงของค่า undrained shear strength หลังจาก normalized ด้วยค่า effective consolidation pressure (s_u/p'_0) เมื่อค่า α เพิ่มขึ้นจากการทดลอง K_0 normally consolidated กับ reconstituted soil

ตารางที่ 2-4 การทดลอง HCA กับ reconstituted K_0 recompression clay และ silt ที่ดำเนินการที่

Imperial College London

Soils	Author (Year)	CF [%]	p'_{10} [kPa]	K_{10}	b -ratios considered	Inclinations at shear α [°]
HK	Menkiti (1995)	7	400	0.49	0, 0.5, 1	0, 22.5, 45, 90
KSS	Menkiti (1995)	44	300	0.585	0, 0.5, 1	0, 22.5, 45, 90
HPF4	Zdravkovic (1996)	0	200	0.5	0, 0.3, 0.5, 1	0, 15, 30, 45, 60, 90
HK15	Rolo (2003)	15	200	0.5	0, 0.3, 0.5, 1	0, 45, 90

Notes:

HK = a mixture of kaolin and sand (Ham River Sand)

KSS = a mixture of kaolin, sand and silt

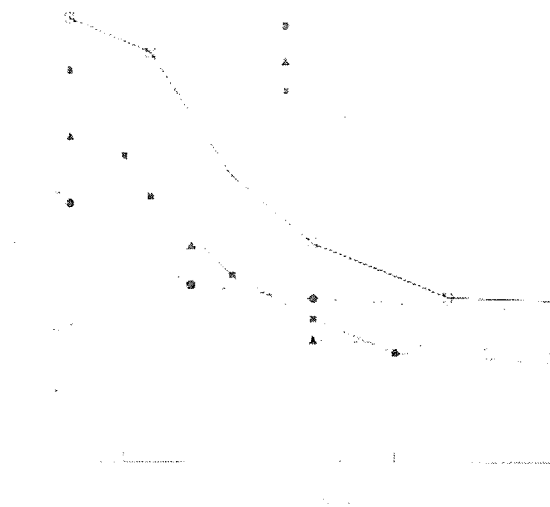
HPF4 = non-plastic quart-based silt

HK15 = a mixture of kaolin and HPF4 silt

Zdravkovic (1996) also performed series inclined-consolidation tests, which are not reported here.

CF : Clay fraction

p'_{10} : Mean effective pressure at the end of anisotropic K_0 consolidation

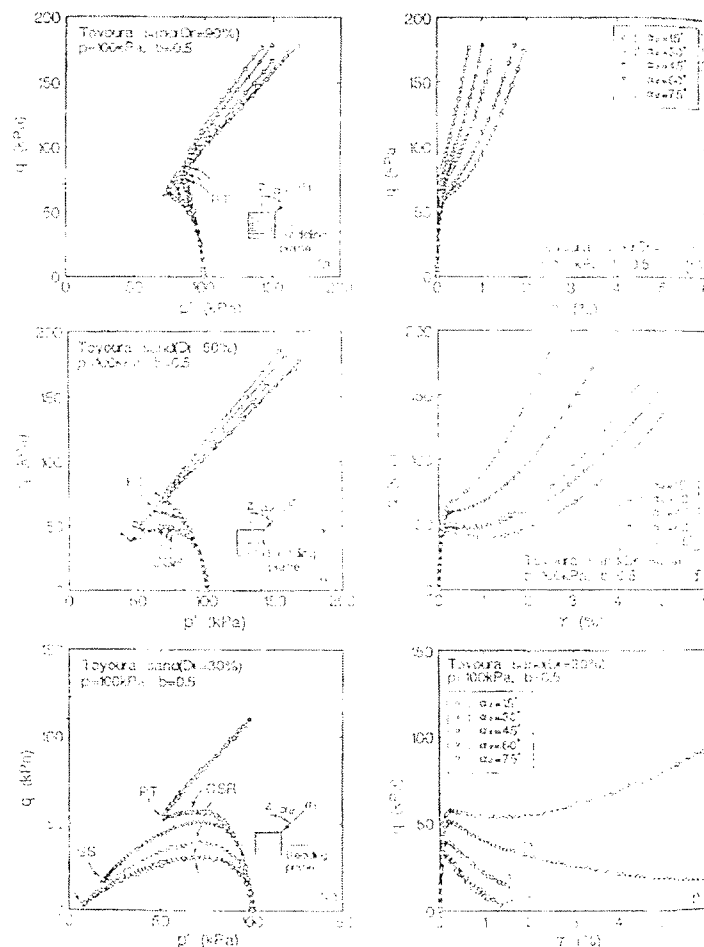


รูปที่ 2-26 พฤติกรรม anisotropy ของ undrained shear strength ที่ $b = 0.5$ ของ normally K_0 -consolidated soil ($OCR = 1$) จากฐานข้อมูลของ Imperial College (Jardine et al., 1997) ค่า S_u มาจาก peak shear stress และที่ phase transformation point (PT) สำหรับตัวอย่าง HPF4

Nakata *et al.* (1998) ทำการทดลอง hollow cylinder (200 mm height, 100 mm OD และ 60 mm ID) เพื่อศึกษาพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำของ Toyoura sand เมื่อมีการหมุนของทิศ major principal stress ตัวอย่างเตรียมโดยวิธี air pluviation และใช้การ vibration เพื่อให้ได้ค่า relative density ต่างๆ ($Dr=30\%$ to 90%) ตัวอย่างถูก saturated โดยการ flush ด้วย CO_2 และ de-aired water ตัวอย่างถูก isotropically

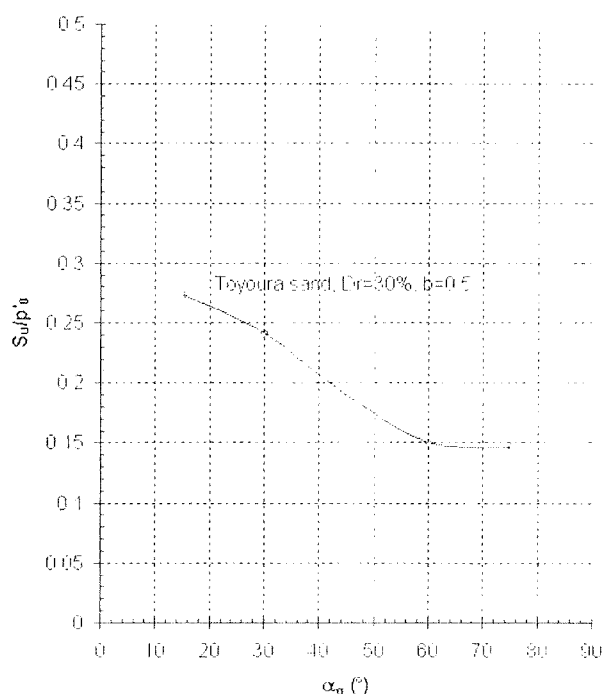
consolidated ไปที่ $p' = 100$ kPa การเลื่อนกระทำภายใต้การควบคุมของ torsional strain โดยควบคุมให้ค่า $b=0.5$, ค่า total mean stress $p=300$ kPa, และมีมุมเอียงของทิศ major principal stress ต่างๆ (α_σ)

รูปที่ 2-27 แสดง effective stress path และ stress-strain curve ของการทดลองดังกล่าว โดยพบว่า ตัวอย่างมีแนวจะ softer (ถึงแม้ว่าพฤติกรรม stress-strain ที่ small strain จะไม่ชัดเจน) และ weaker เมื่อค่า α_σ เพิ่มขึ้น ผลกระทบของค่า void ratio (relative density) ต่อพฤติกรรมของดินเห็นได้อย่างชัดเจน ตัวอย่างที่มีความหนาแน่นมากกว่า (relative density มากกว่า) จะแสดงพฤติกรรม dilatant ในทุกมุมเอียงของ ทิศ major principal stress สำหรับตัวอย่างที่มีความหนาแน่นน้อยจะมีพฤติกรรม collapsible และ brittle เมื่อ ทิศของ major principal stress หมุนออกจากแนวตั้ง



รูปที่ 2-27 ผลกระทบของทิศทางของ principal stress ต่อ isotropically consolidated Toyoura sand (Nakata et al., 1998)

รูปที่ 2-28 แสดงค่า maximum undrained shear strength กับ α_σ สำหรับตัวอย่างดินที่มี $D_r=30\%$ จะพบว่าการลดลงของค่า s_u ครั้งหนึ่งเมื่อค่า α_σ เปลี่ยนแปลงจาก 15 เป็น 75



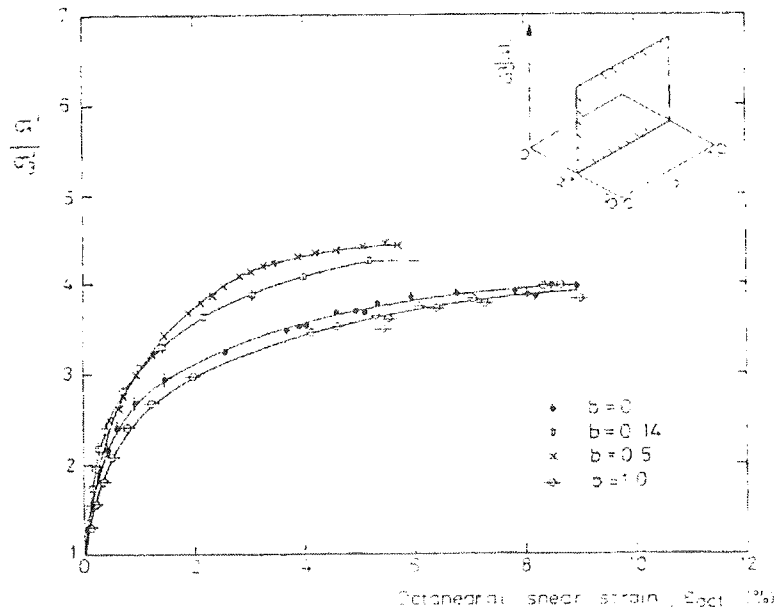
รูปที่ 2-28 พฤติกรรม anisotropy ของ normalized undrained shear strength ของ isotropically consolidated Toyoura sand (ข้อมูลจาก Nakata et al., 1998)

2.3.5.2 ผลกระทบของ b

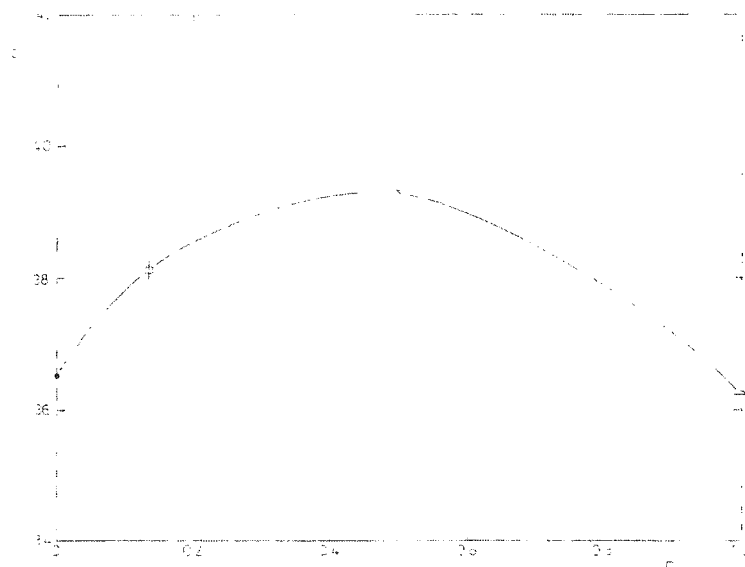
i) สภาพระบายน้ำ

ดังอธิบายแล้วในหัวข้อ 1.1 ว่า Symes (1983) ได้ทำการทดลองแบบระบายน้ำกับ isotropically consolidated medium-loose HRS ($OCR=1$) โดยเครื่องมือ hollow cylinder การศึกษานี้ดูผลกระทบของมุมเอียงของทิศ major principal stress และขนาดของ intermediate principal stress (แสดงโดยตัวแปร b) แยกต่างหากจากกัน การทดลอง hollow cylinder ทำที่ $b = 0, 0.14, 0.5$, และ 1.0 ขณะที่ค่า α จะกำหนดไว้ระหว่าง 0° และ 90°

กราฟ stress ratio และ octahedral shear strain จากการทดลองสำหรับค่า $\alpha=45^\circ$ ได้แสดงในรูปที่ 2-29 การทดสอบที่มีค่า $b=0.14$ และ 0.5 มีค่า strain ที่วิบัติน้อยที่สุดและมีค่า initial stiffness และ stress ratio มากที่สุด การทดสอบ 2 อันนี้ยังแสดง volumetric strain ที่วิบัติน้อยที่สุด รูปที่ 2-30 แสดงค่า angles of shearing resistance (ϕ') ที่จุดวิบัติซึ่งแสดงว่าค่า ϕ' จะเปลี่ยนแปลงเล็กน้อยกับการเปลี่ยนแปลงของค่า intermediate principal stress ค่ากำลังมากที่สุดจะเกิดขึ้นเมื่อทำการเฉือนใกล้สภาพ plane strain ($b \approx 0.3 \sim 0.5$) ค่า stiffness และ strength จะมีค่าน้อยสุดเมื่อค่า $b=0.1$



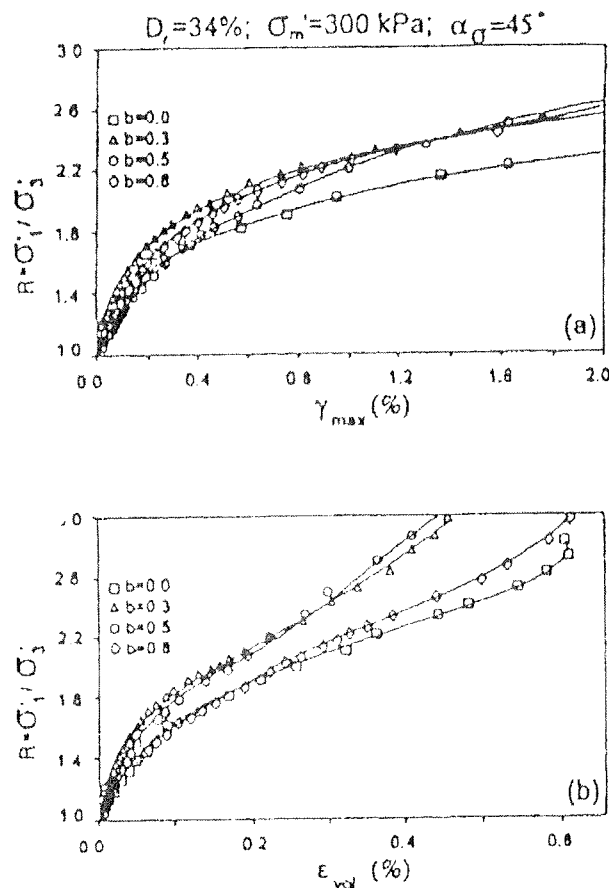
รูปที่ 2-29 ผลกระทบของค่า b ต่อพฤติกรรม stress-strain ของ isotropically consolidated medium-loose HRS ($OCR=1$) (Symes, 1983)



รูปที่ 2-30 ผลกระทบของค่า b ต่อค่า ultimate ϕ' ของ isotropically consolidated medium-loose HRS ($OCR=1$) (Symes, 1983)

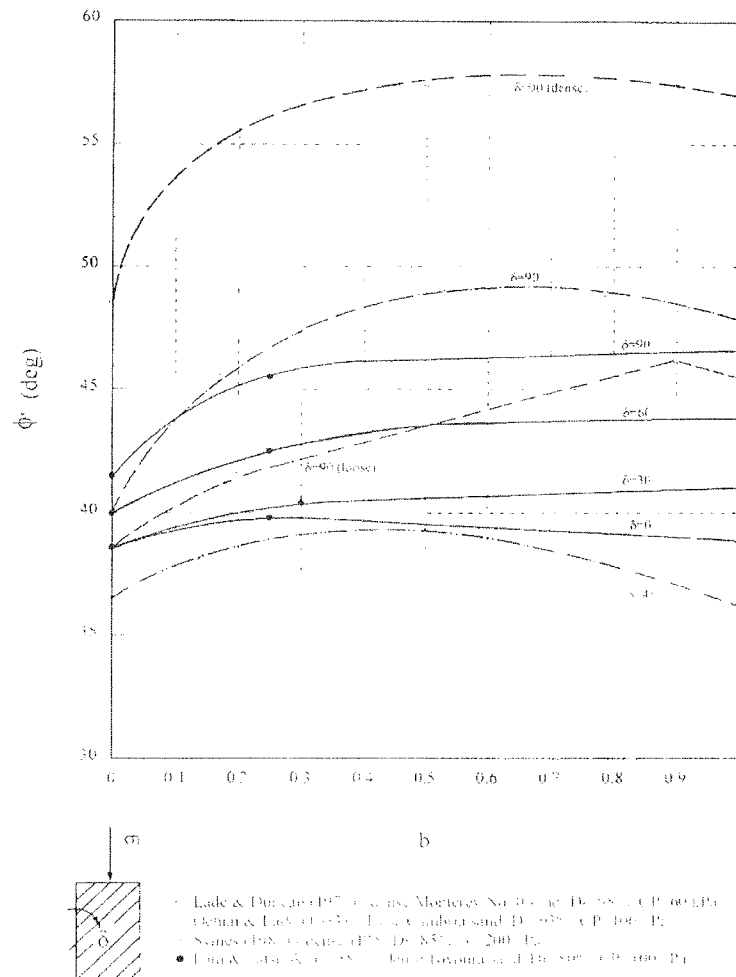
Sayão and Vaid (1996) ทำการศึกษา medium-loose Ottawa sand โดยใช้เครื่องมือ hollow cylinder ตัวอย่างดินที่เตรียมโดยวิธี water pluviation จะถูก isotropically consolidated ไปที่ effective mean stress $p'=300$ kPa หลังจากนั้นตัวอย่างจะถูกเงื่อนไขไว้ภายใต้สภาวะระบายน้ำโดยกำหนดค่า $b = 0, 0.3, 0.5,$

และ 0.8 ในขณะที่กำหนดค่า α คงที่เท่ากับ 45° รูปที่ 2-31 แสดงพฤติกรรม shear และ volumetric ของการทดลองเหล่านี้ พฤติกรรมที่ stiff ที่สุดจะเกิดขึ้นเมื่อ $b=0.3$ ซึ่งเป็นสภาพที่ใกล้กับสภาพ plane strain พฤติกรรมที่ soft ที่สุดและเกิด volumetric strain มากที่สุดจะเกิดขึ้นเมื่อ $b=0$ ค่า ultimate stress ratio จะเปลี่ยนแปลงอย่างมากเมื่อ $b < 0.3$ และเปลี่ยนแปลงน้อยมากหลังจากนี้ ผลการทดลองนี้ตรงกับที่รายงานโดย Symes (1983) ค่า stress ratio จะเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อยเมื่อค่า b และ α มาก



รูปที่ 2-31 ผลกระทบของค่า b ต่อพฤติกรรม stress-strain ของ Syncrude sand (Sayão and Vaid, 1996)

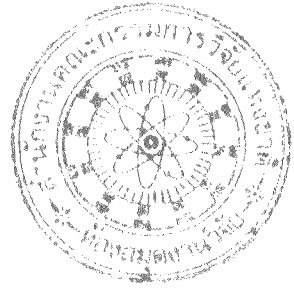
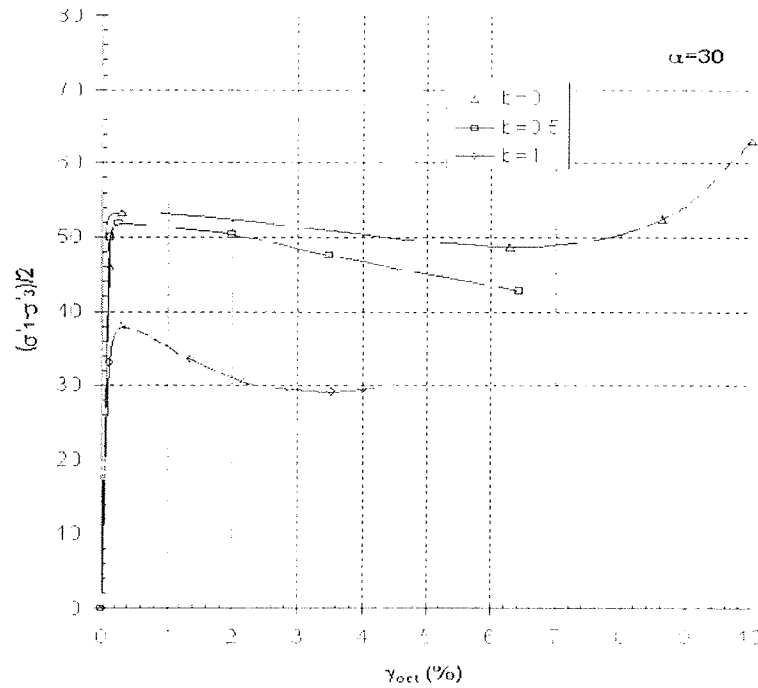
รูปที่ 2-32 แสดงข้อมูล drained strength ที่ศึกษาโดยผู้วิจัยหลายคน (Ochiai and Lade, 1983; Lade and Duncan, 1973; Lam and Tatsuoka, 1988b) ที่ทดลองกับดิน isotropically consolidated ($OCR=1$) สิ่งที่สำคัญที่พบคือค่า drained strength จะเพิ่มขึ้นเมื่อค่า b เพิ่มขึ้นจนถึงค่า 0.6 และมีค่าคงที่หรือลดลงเล็กน้อยหลังจากนั้น จากการศึกษานี้ยังแสดงอย่างชัดเจนว่าพฤติกรรม anisotropy จะลดลงเมื่อทิศทางของ major principal stress หมุนไปจนตรงกับ bedding plane



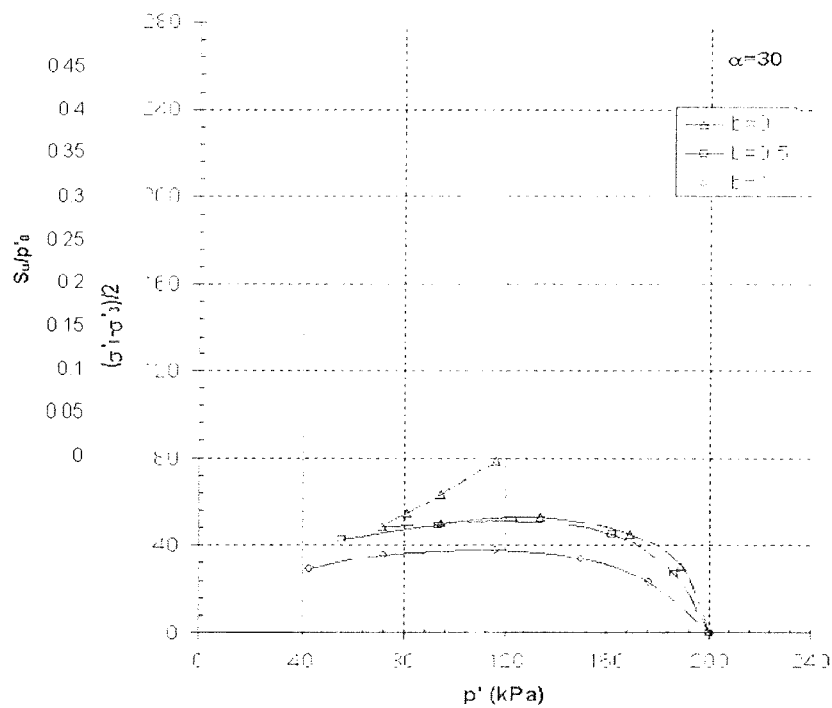
รูปที่ 2-32 ผลกระทบของค่า b ต่อพฤติกรรม anisotropy ของค่า peak ϕ' (ปรับปรุงมาจาก Zdravkovic (1996))

ii) สภาพไม่ระบายน้ำ

จากการศึกษาของ Shibuya (1985), Shibuya and Hight (1987), และ Shibuya *et al.* (2002a และ 2002b) ดังที่ได้แสดงไว้แล้วในหัวข้อ 1.2 แสดงผลกระทบของค่า b ต่อพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำของ medium-loose isotropically consolidated HRS โดยการทดสอบ hollow cylinder โดยทำการศึกษาที่ค่า $b=0$, 0.5 และ 1 และเปลี่ยนแปลงค่า α ระหว่าง 0° และ 90° กราฟ stress-strain และ effective stress path จากการทดสอบเมื่อ $\alpha=30^\circ$ ได้แสดงในรูปที่ 2-33 ผลกระทบของการเพิ่มขึ้นของค่า intermediate principal stress มีน้อยมากสำหรับค่า b จนถึง 0.5 ถึงแม้ว่าจะแสดงพฤติกรรม compressible มากขึ้นที่ large strain เมื่อค่า b มากขึ้นจะมีพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำที่ soft, weak, และ brittle มากขึ้น



(a) พฤติกรรม stress-strain แบบไม่ระบายน้ำ



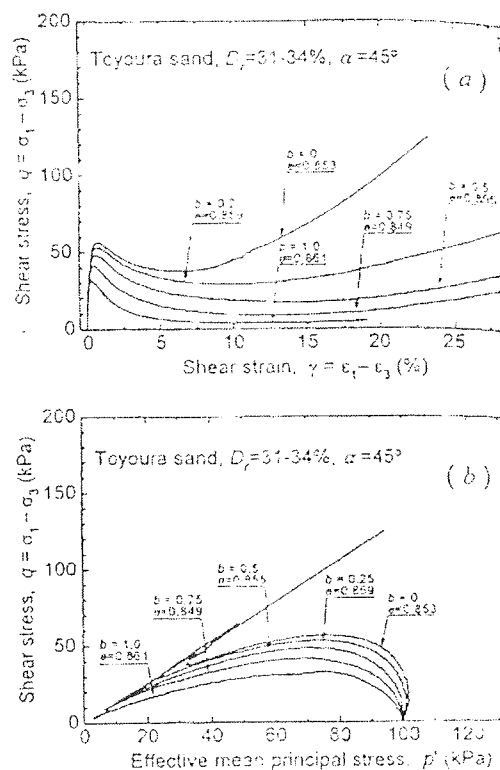
(b) effective stress path และ undrained strength anisotropy

รูปที่ 2-33 ผลกระทบของค่า b ต่อพฤติกรรมของ isotropically consolidated HRS ($OCR=1$) (ข้อมูลจาก Shibuya (1985))

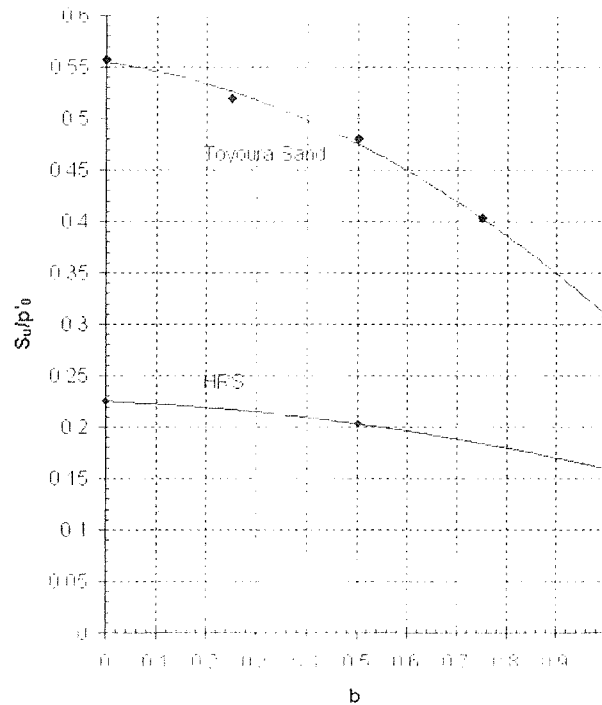
พฤติกรรมเหล่านี้ขึ้นอยู่กับค่าของ α ดังแสดงในรูปสี่เหลี่ยมในรูปที่ 2-33(b) ค่า undrained strength, s_u ถูก normalized โดยค่า effective stress ก่อนการเฉือน ($p'_0=200$ kPa) สำหรับค่า α ที่น้อยกว่า 45° จะไม่มีพฤติกรรม undrained strength anisotropy เมื่อ $b < 0.5$ อย่างไรก็ตามการเปลี่ยนแปลงของ s_u ถึง 40% จะเกิดขึ้นที่ค่า b มากขึ้น หลังจากค่า $\alpha=45^\circ$ ผลของ b จะมีมากขึ้นโดยที่ s_u จะเพิ่มขึ้นถึง 1.5 เท่าเมื่อค่า b เพิ่มขึ้นจาก 0 เป็น 1

ผลการทดสอบทำนองเดียวกันได้รายงานโดย Yoshimine *et al.* (1998) กับ loose Toyoura sand ตัวอย่างดินสำหรับการทดลอง hollow cylinder เตรียมโดยวิธี air-pluviation และ vibration ตัวอย่างดินถูก isotropically consolidated ไปที่ค่า mean effective stress $p'=100$ kPa และถูกเฉือนภายใต้สภาพไม่ระบายน้ำที่ค่าของ intermediate principal stress ต่างๆโดยควบคุมค่า $\alpha=45^\circ$ และ p ให้คงที่

กราฟ stress-strain และ effective stress path สำหรับตัวอย่างดินที่เฉือนที่ $b=0, 0.25, 0.5, 0.75$, และ 1 ได้แสดงในรูปที่ 2-34 โดยพบว่าแนวโน้มโดยทั่วไปเหมือนกับที่ได้อธิบายไปแล้ว เมื่อค่า b เพิ่มขึ้นจะทำให้พฤติกรรมดิน weak และ compressible มากขึ้น อย่างไรก็ตามผลกระทบนี้จะมีมากเมื่อ b มีค่าน้อยเมื่อเทียบกับของ HRS การเปลี่ยนแปลงของค่า normalized undrained strength ได้แสดงในรูปที่ 2-35 โดยเปรียบเทียบกับข้อมูลของ HRS ที่ค่า $\alpha=45^\circ$ เหมือนกัน จากรูปแสดงว่าผลกระทบของค่า intermediate principal stress นั้นมากกว่าสำหรับ TS เทียบกับ HRS อย่างน้อยก็สำหรับค่า α ที่สนใจนี้ ค่า undrained strength ของ TS ลดลง 1.8 เท่าเมื่อค่า b เปลี่ยนจาก 0 เป็น 1 ซึ่งลดลงมากกว่าของ HRS ประมาณ 28%



รูปที่ 2-34 ผลกระทบของ b ต่อพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำของ isotropically consolidated Toyoura sand (Yoshimine *et al.* 1998)



รูปที่ 2-35 ผลกระทบของค่า b ต่อ undrained strength ของ isotropically consolidated sand ที่เงื่อนไข $\alpha=45^\circ$ (ข้อมูลจาก Yoshimine et al. (1998) และ Shibuya (1985))

2.3.6 ความเหมาะสมของเครื่องมือ torsional shear hollow cylinder เพื่อศึกษาพฤติกรรม anisotropy ของดิน

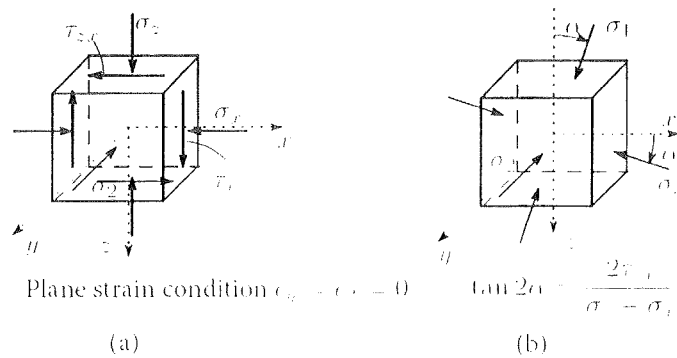
การศึกษาพฤติกรรมของดินโดยมากจะทำการทดลองในห้องปฏิบัติการซึ่งได้มีการพัฒนาเครื่องมือต่างๆเพื่อให้แรงแบบต่างๆกับตัวอย่างดินได้ การทบทวนหัวข้อเกี่ยวกับเครื่องมือการทดลองในห้องปฏิบัติการได้กล่าวไว้โดย Saada and Townsend (1981), Arthur (1988), Tatsuoka (1988), และ Menkiti (1995)

ในการศึกษาพฤติกรรม anisotropy ของดินนั้นต้องการเครื่องมือทดลองในห้องปฏิบัติการที่สามารถควบคุมทั้งขนาดและทิศทางของ principal stress ระหว่างการเฉือนได้ นอกจากนี้ยังต้องสามารถควบคุมการระบายน้ำได้เพื่อให้สามารถทำการทดลองทั้งภายใต้สภาวะระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ

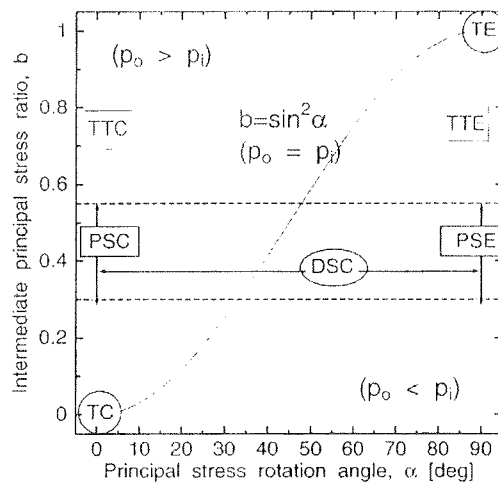
เครื่องมือ torsional shear hollow cylinder กลายเป็นเครื่องมือที่นิยมในงานวิจัยทางวิศวกรรมปฐพี เพราะสามารถควบคุมได้ทั้งขนาดและทิศทางของ major principal stress โดยการควบคุมค่า axial load, torque, และ outer และ inner pressure และยังสามารถควบคุมและวัดค่า back pressure และสามารถทำการทดลองได้ทั้งในสภาวะระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ ดังนั้นด้วยการควบคุมความเค้นที่ขอบเขตดังกล่าวจะทำให้สามารถควบคุมทิศทางของ major principal stress และขนาดของ intermediate principal stress

เครื่องมือ triaxial จะใช้โดยทั่วไปในห้องปฏิบัติการโดยจะสามารถจำลองสภาพความเค้นที่วัดได้เพียง 2 แบบคือ compression และ extension ซึ่งจะมีการกระทำของค่า α จาก 0° เป็น 90° และค่า b จาก 0

เป็น 1 ถึงแม้ว่าค่า b จะสามารถควบคุมในเครื่องมือ plane strain และ true triaxial แต่เครื่องมือเหล่านี้ก็ยังมีข้อจำกัดในการควบคุมค่า α เครื่องมือ directional shear cell เป็นอีกเครื่องมือที่สามารถศึกษาพฤติกรรม anisotropy เครื่องมือนี้ให้สภาพความเค้นแบบ plane strain และสามารถให้แรงดึงฉากและแรงเฉือนที่ด้านข้างของตัวอย่างรูปลูกบาศก์ ดังนั้นจึงสามารถควบคุมตัวแปร 3 ค่า (σ_1 , σ_2 , และ α) ส่วนประกอบของความเค้นที่เกิดขึ้นใน directional shear cell ได้แสดงในรูปที่ 2-36 อย่างไรก็ตามก็ยังคงมีปัญหาเกี่ยวกับเครื่องมือนี้คือ non-uniformity ที่ขอบของตัวอย่างและไม่สามารถให้ค่าความเค้นในแต่ละทิศทางที่ต่างกันมากได้เนื่องจากปัญหา side membrane รูปที่ 2-37 แสดงสภาพของความเค้นในเครื่องมือการทดลองชนิดต่างๆ



รูปที่ 2-36 Directional shear cell (a) ส่วนประกอบของความเค้น (b) Principal stresses และทิศทาง



Legends:

TC, TE: Triaxial compression ($\alpha = 0^\circ, b = 0$) and extension ($\alpha = 90^\circ, b = 1$)

PSC, PSE: Plane strain compression and extension (under condition of $\epsilon_2 = 0$)

TTC, TTE: true triaxial compression and extension (Range $0 \leq b \leq 1$; $\alpha = 0$ or 90°)

DSC: Directional shear cell ($0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ under condition of $\epsilon_2 = 0$)

HCA: Hollow cylinder apparatus at all possible regions (p_o, p_i are outer and inner cell pressure)

รูปที่ 2-37 สภาพของความเค้นในเครื่องมือการทดลองชนิดต่างๆ

อย่างไรก็ตามข้อเสียของเครื่องมือ torsional shear hollow cylinder คือ stress และ strain non-uniformity เนื่องจาก end-restraint และ sample curvature หัวข้อนี้จะอธิบายให้ละเอียดขึ้นดังต่อไปนี้

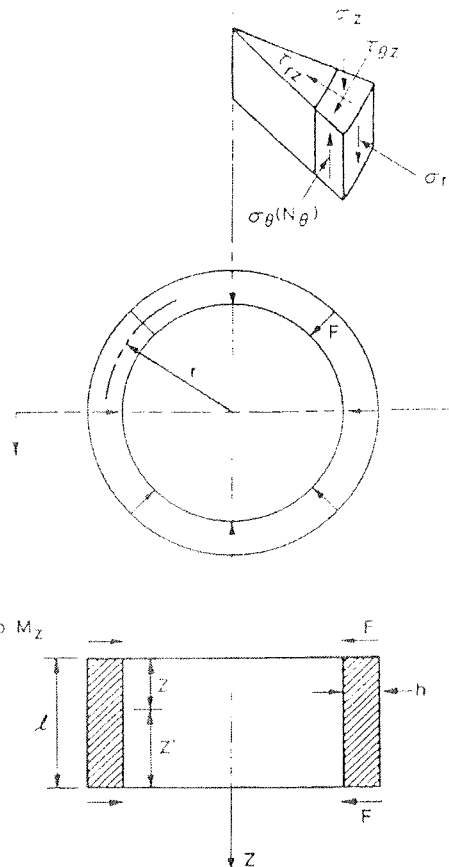
2.3.7 Non-uniformity ในตัวอย่างดินในการทดลอง hollow cylinder

ถึงแม้ว่าเครื่องมือ hollow cylinder จะสามารถใช้ศึกษาพฤติกรรมของดินภายใต้สภาวะความเค้นที่หลากหลายแต่ก็มีข้อเสียเนื่องจากการกระจายของความเค้นและความเครียดอย่างไม่สม่ำเสมอในตัวอย่างดิน

ผลรวมของ normal stress และ torsional shear stress จะทำให้เกิดการเอียงของทิศ major principal stress จากแนวตั้งสำหรับตัวอย่างดินในอุปกรณ์ hollow cylinder แรง torque ที่กระทำจะทำให้เกิด shear stress ทั้งในทิศแนวตั้งและแนวนอน ค่า gradient ของ radial stress และ circumferential stress จะเกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างระหว่าง inner และ outer pressure เนื่องจากการให้ inner และ outer pressure ผ่าน flexible membrane จึงทำให้ไม่เกิด shear stress (ทั้ง vertical และ circumferential) บนผิวขอบเขตนี้ ดังนั้นค่า σ_r จะเป็นค่า intermediate principal stress เสมอ ($\sigma_r = \sigma_2$) การทดสอบโดยทั่วไปมักจะให้ inner และ outer pressure มีค่าเท่ากันซึ่งทำให้ค่า gradient ของ radial stress ตลอดความหนาของตัวอย่างดินเป็นศูนย์ ดังนั้น $\sigma_r = \sigma_\theta$ สำหรับในกรณีนี้ทิศทางของ major principal stress จะมีความสัมพันธ์กับค่า b ดังนี้ $b = \sin^2 \alpha$ จากหลักการทดสอบที่กล่าวมาจะมี 2 สาเหตุที่จะทำให้เกิด stress และ strain non-uniformity สาเหตุแรกคือ stress non-uniformity ที่เกิดจากความโค้งของตัวอย่างดิน hollow cylinder เมื่อความเค้นที่ขอบเขตกระจายอย่างสม่ำเสมอและไม่มี end restraint จะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของ stress และ strain ผ่านผนังของตัวอย่างดินเนื่องจาก torque หรือจากความแตกต่างระหว่าง inner และ outer pressure ซึ่งจะทำให้เกิด stress non-uniformity ผ่านผนังของตัวอย่างดิน ความแตกต่างระหว่าง internal และ external pressure จะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของ σ_r และ σ_θ ผ่านผนังของตัวอย่างดิน แม้แต่ในกรณีของ p_o และ p_i ที่มีค่าเท่ากันแต่ torque ก็ยังทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของ shear stress ผ่านผนังของตัวอย่างดิน สภาพเหล่านี้จะทำให้เกิด non-uniformity ของ normal stress σ_r , σ_θ และ σ_z ดังนั้นในการวิเคราะห์ผลการทดลองจะทำการรูปของ average stress โดยการกระจายของ stress และ strain เป็นฟังก์ชันของรูปทรงทางเรขาคณิตของตัวอย่างดินและคุณสมบัติของดิน หัวข้อเหล่านี้จะกล่าวถึงในหัวข้อถัดไป

อีกสาเหตุหนึ่งของ strain non-uniformity เกิดเนื่องมาจาก end restraint เกิดจากความเสียดทานระหว่าง platen และตัวอย่างดินซึ่งจะทำให้เกิด radial shear stresses τ_{rz} ที่ด้านบนและด้านล่างของตัวอย่างดิน แม้ว่าจะสามารถลดความผิดพลาดความผิดนี้เป็นสิ่งจำเป็นในการถ่ายแรง torque ไปสู่ตัวอย่างดิน ค่า shear stress ที่เกิดขึ้นจะทำให้เกิดการเพิ่มขึ้นของ circumferential stress และ bending moment ซึ่งจะมีผลกระทบต่อ vertical stress และการหมุนของ principal stress ออกจากระนาบของผนังของตัวอย่างดิน การกระจายของ axial stress อย่างไม่สม่ำเสมอได้แสดงในรูปที่ 2-38 จะเห็นว่าผลกระทบของ end restraint ต่อการ

กระจายของความเค้นจะขึ้นกับรูปทรงทางเรขาคณิตของตัวอย่างดิน, พฤติกรรมของดิน, และสภาพของความเค้น



รูปที่ 2-38 ส่วนประกอบของความเค้นในตัวอย่างดิน hollow cylinder โดยพิจารณา end-effect (after Saada and Townsend, 1981)

2.3.8 งานวิจัยเกี่ยวกับ stress และ strain non-uniformity

จากผลรวมของผลกระทบของ wall curvature และ end restraint จะทำให้ค่า stress และ strain ในตัวอย่างดิน hollow cylinder กระจายอย่างไม่สม่ำเสมอ ผลกระทบนี้ขึ้นอยู่กับรูปทรงทางเรขาคณิตของตัวอย่างดิน, พฤติกรรมของดิน, และ stress path ได้มีผู้วิจัยหลายท่านศึกษาผลกระทบเหล่านี้โดยการคำนวณเชิงตัวเลข

Hight et al. (1983) ได้รายงานผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของ non-uniformity ของตัวอย่าง large ICHCA โดยแบบจำลอง two-dimensional axisymmetric กับ linear elastic and strain hardening Modified Cam-Clay (MCC) constitutive law Hight et al. (1983) ใช้ตัวแปรในสมการ (2-8) เพื่อประเมินค่า stress non-uniformity ผ่านกำแพงของตัวอย่างดิน hollow cylinder

$$\beta_3 = \frac{\int_a^b |\sigma(r) - \bar{\sigma}| \cdot dr}{(b-a) \cdot \sigma_L} \quad (2-8)$$

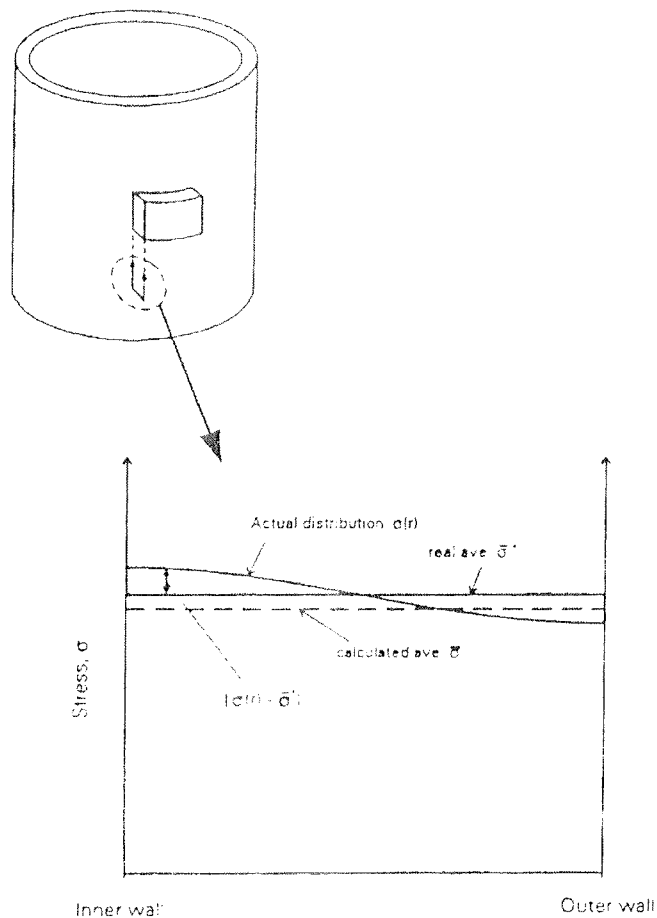
โดยที่ $\sigma(r)$ คือการกระจายของความเค้นผ่านกำแพงของตัวอย่างดิน

$\bar{\sigma}$ คือค่าเฉลี่ยจริงจากการกระจายของความเค้นผ่านกำแพงของตัวอย่างดิน

σ_L คือระดับของความเค้นโดยนิยามว่า $\frac{|\bar{\sigma}_\theta| + |\bar{\sigma}_r|}{2}$

a และ b คือรัศมีภายในและภายนอก

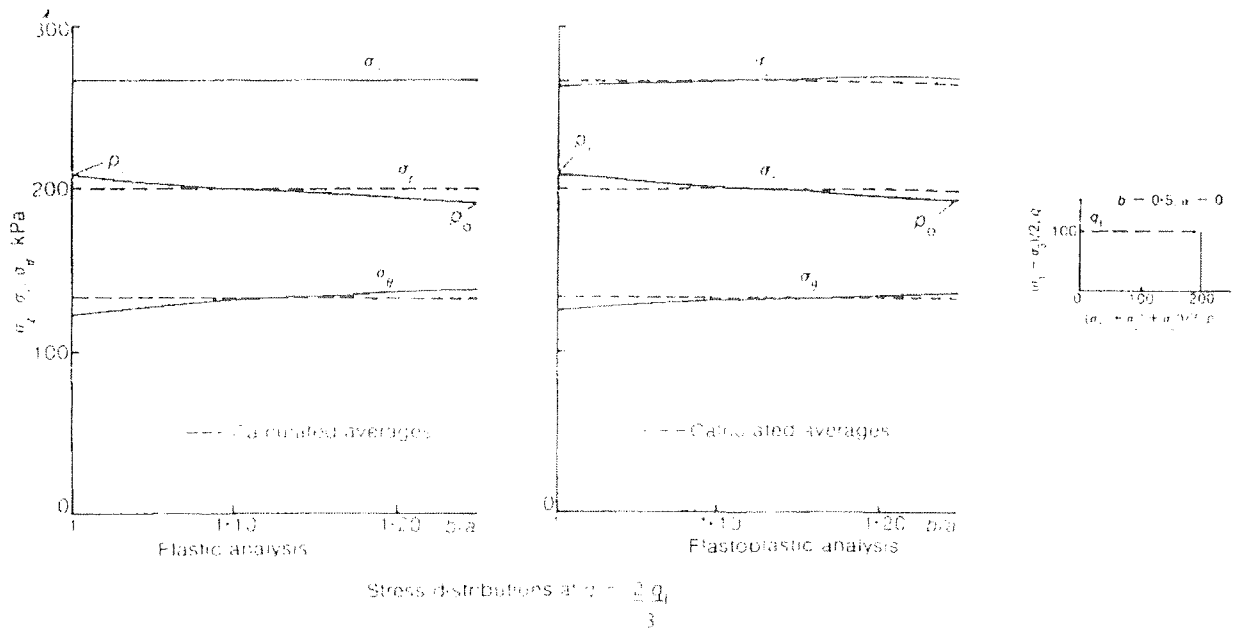
รูปที่ 2-39 แสดงนิยามในการประเมินค่า stress non-uniformity และ accuracy เส้น $\bar{\sigma}$ คือค่าความเค้นเฉลี่ยที่ได้จากการทดลอง นอกจากนี้ยังสามารถวิเคราะห์ทำนองเดียวกันกับ non-uniformity ได้



รูปที่ 2-39 นิยามของ stress non-uniformity (Hight et al., 1983)

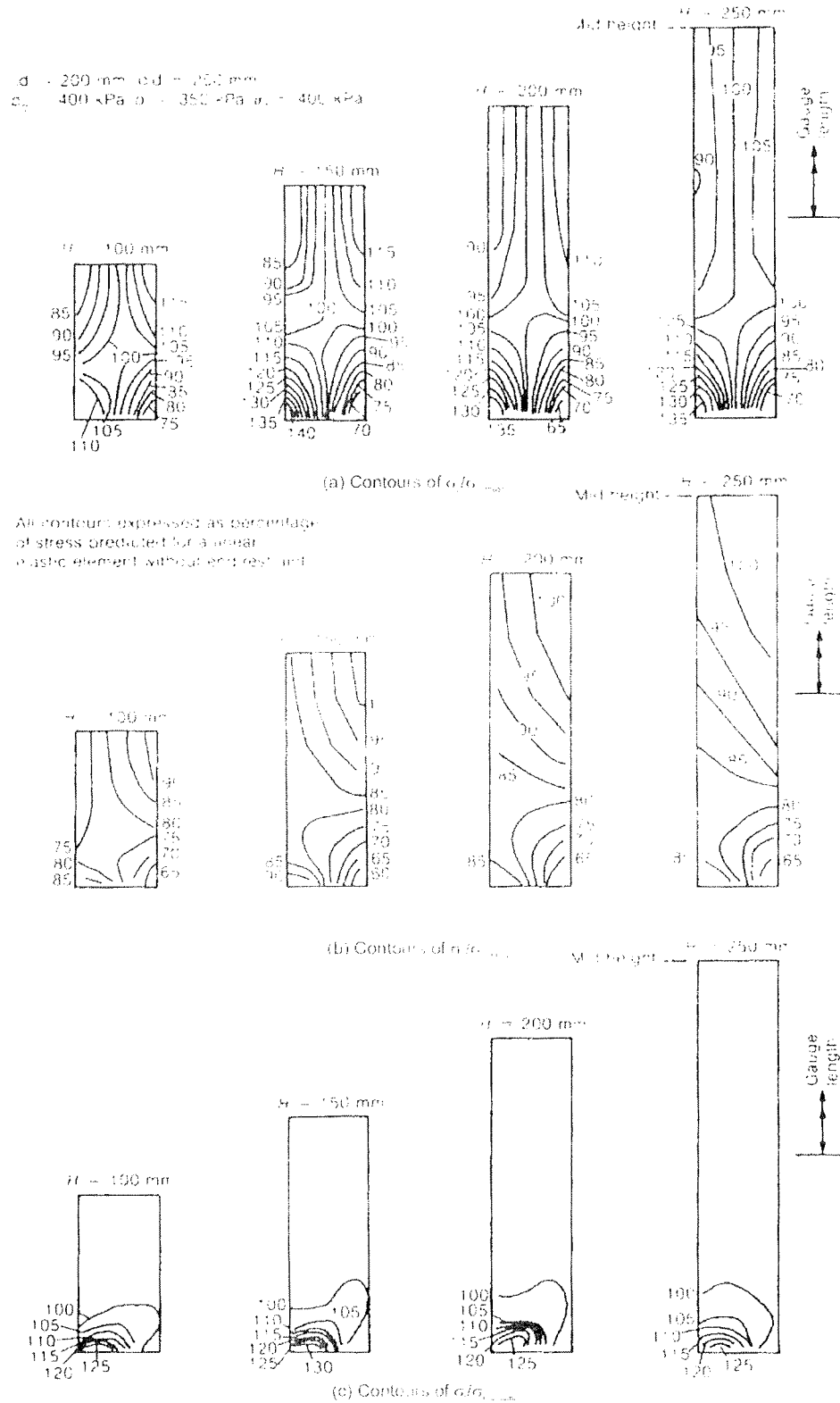
การศึกษานี้ศึกษาผลกระทบของรูปทรงทางเรขาคณิตต่อ non-uniformity ในตัวอย่างดิน hollow cylinder ตัวอย่างดินมีความหนาของผนัง 25 มม, รัศมีภายนอก 250 มม, รัศมีภายใน 200 มม, และเปลี่ยนแปลงค่าความสูง ตัวอย่างการกระจายของความเค้นผ่านผนังของตัวอย่างดินที่ 2/3 ของ failure stress

ได้แสดงในรูปที่ 2-40 ตัวอย่างดินถูก isotropically consolidated ไปที่ $p'=200$ kPa และตามด้วยการเงื่อนไขแบบระบายน้ำไปที่ shear stress 100 kPa และมีค่า p' คงที่และค่า $b=0.5$ โดยมีค่า inner และ outer pressure เท่ากัน แล้วสังเกตการกระจายอย่างไม่สม่ำเสมอของ radial และ circumferential stress ผ่านผนังของตัวอย่างดิน นอกจากนี้ยังพบการกระจายแบบไม่สม่ำเสมอของ normal stress เมื่อใช้แบบจำลองของดินแบบ elasto-plastic



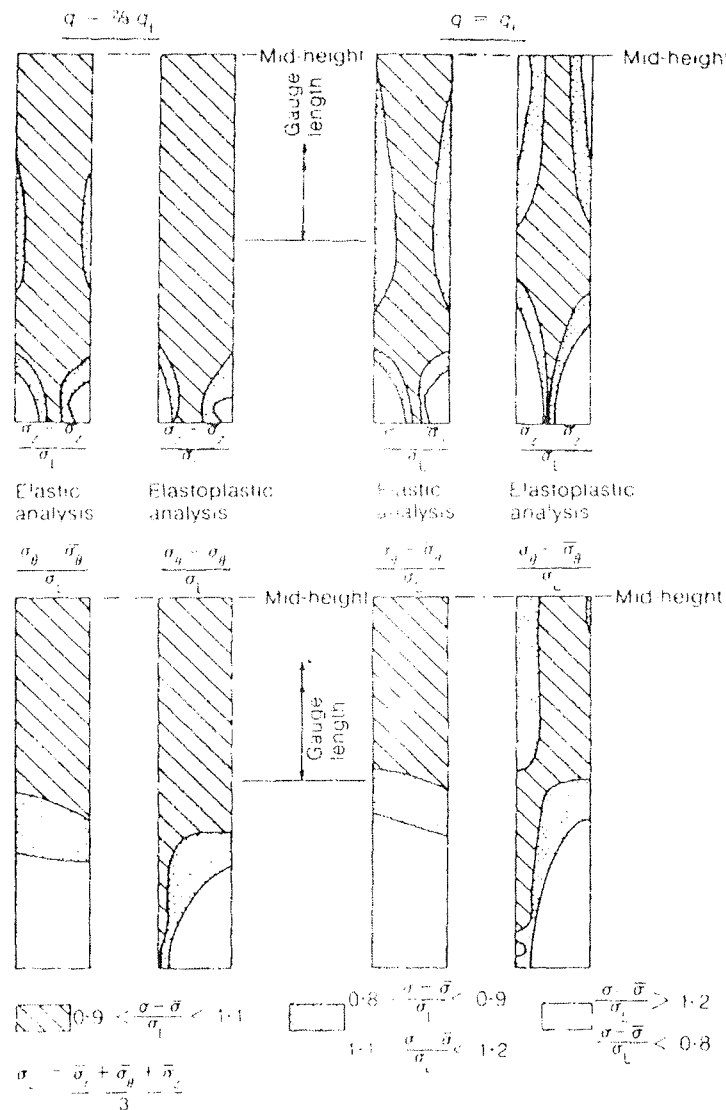
รูปที่ 2-40 การกระจายของความเค้นผ่านผนังของตัวอย่าง hollow cylinder (Hight et al., 1983)

รูปที่ 2-41 แสดงผลกระทบของ end restraint จากการวิเคราะห์แบบ linear elastic ของ fixed-end sample ที่ความสูง 4 ค่าและมีค่าเส้นผ่าศูนย์กลางภายในและภายนอกเท่ากับ 200 มม และ 250 มม ผลรวมของความเค้นประกอบด้วย axial stress 400 kPa, inner pressure 350 kPa, และ outer pressure 400 kPa โดยไม่มี torque ผลการวิเคราะห์แสดงเป็นเส้น contour ของเปอร์เซ็นต์ของการวิเคราะห์ linear elastic โดยไม่มี end restraint ค่า Poisson's ratio คือ 0.499 ผลการวิเคราะห์จะแสดง stress non-uniformity ระหว่างปลายของตัวอย่างดิน โดยที่เด่นชัดที่สุดคือ axial stress



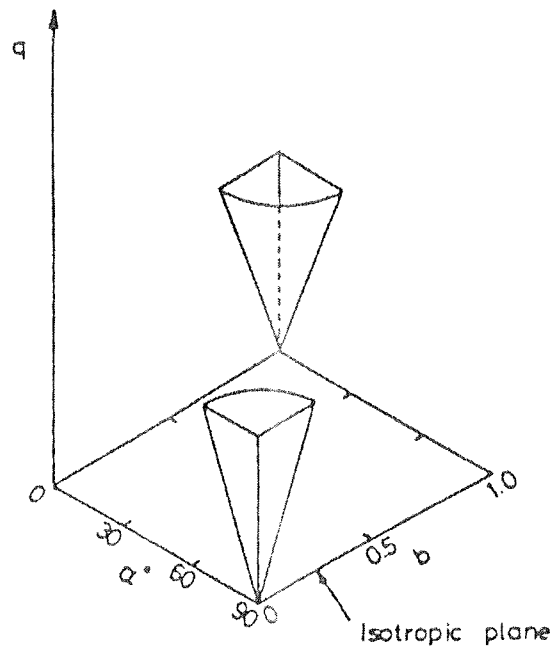
รูปที่ 2-41 การกระจายของความเค้นในตัวอย่าง fixed-end hollow cylinder ที่มีความสูงต่างจากการวิเคราะห์ linear elastic (Hight et al., 1983)

รูปที่ 2-42 แสดงผลการวิเคราะห์ผลกระทบของ end restraint ต่อตัวอย่าง hollow plastic พฤติกรรมของวัสดุพิจารณาเป็น strain-hardening plastic รูปที่ 2-40 แสดง average stress path ($b=0.5$ และ $\alpha=0^\circ$) มิติของตัวอย่างคือ inner diameter 200 มม, outer diameter 250 มม, และความสูง 250 มม การวิเคราะห์การกระจายของ normal stress (σ_z) และ circumferential stress (σ_θ) ได้แสดงที่ระดับความเค้น 2 ระดับคือที่วิบัติ (q_f) ละที่ $2/3$ ของ q_f ผลการวิเคราะห์แสดงว่า stress non-uniformity จะเพิ่มขึ้นเมื่อยิ่งเข้าใกล้สภาวะวิบัติ อย่างไรก็ตามการกระจายของความเค้นยังคงสม่ำเสมอพอสมควรที่ส่วนกลางของตัวอย่างดิน



รูปที่ 2-42 การวิเคราะห์การกระจายของความเค้นของตัวอย่าง fixed-end 200 mm height hollow cylinder โดยการใช้การวิเคราะห์ elastoplastic และ elastic (Hight et al., 1983)

Hight et al. (1983) พิจารณาระดับของ stress non-uniformity ที่ยังคงยอมรับได้ใน ICHCA เมื่อค่า $\beta_3 < 0.11$ อัตราส่วนของ outer ต่อ inner cell pressure ต้องอยู่ระหว่าง $0.9 < \frac{P_o}{P_i} < 1.2$ และได้เสนอสภาพต้องห้ามของสภาพความเค้นที่จะทำให้ stress non-uniformity มากเกินกว่าที่จะยอมรับได้ รูปที่ 2-43 แสดงสภาพดังกล่าว (“no-go” area) ในไดอะแกรม $q - b - \alpha$



รูปที่ 2-43 ไดอะแกรมของ “no-go” area ที่เสนอโดย Hight et al. (1983)

Sayão and Vaid (1991) แนะนำว่าการใช้ตัวแปร β_3 ที่นิยามโดย Hight et al. (1983) สามารถสะท้อนผลของ non-uniformity ในตัวอย่าง hollow cylinder ที่มากเกินไป เขาเสนอตัวแปรสำหรับแสดง stress non-uniformity ผ่านผนังของตัวอย่างซึ่งมีพื้นฐานจากความแตกต่างของ effective stress ratio

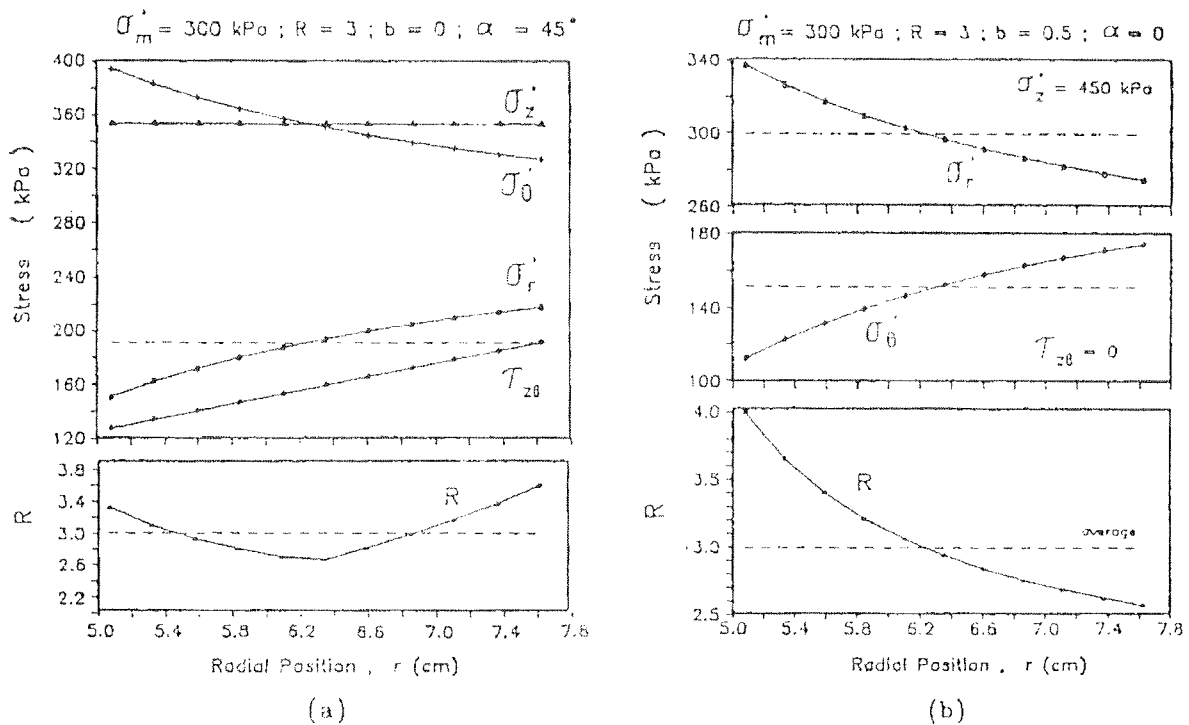
$(R = \frac{\sigma_1}{\sigma_3})$ ซึ่งนิยามในสมการ (2-9)

$$\beta_R = \frac{R_{\max} - R_{\min}}{R_{av}} \quad (2-9)$$

โดยที่ $R_{\max}$ และ $R_{\min}$ คือค่า stress ratio มากสุดและน้อยสุด
 R_{av} คือค่า stress ratio เฉลี่ย

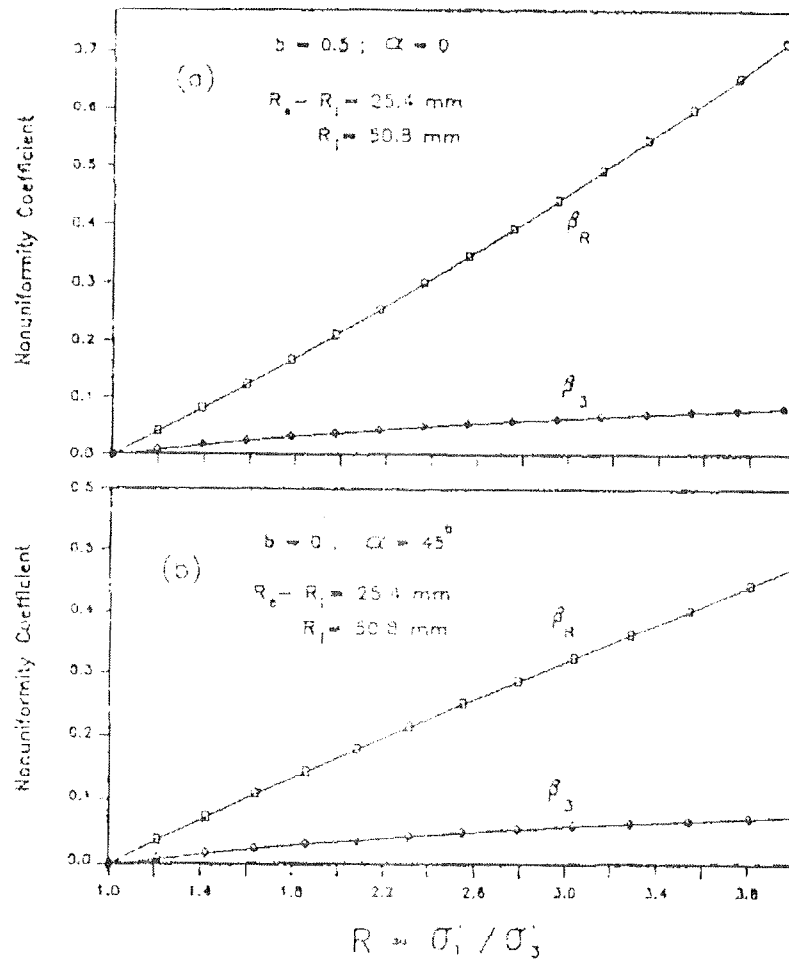
รูปที่ 2-44 แสดงตัวอย่างของการกระจายของ elastic stress ผ่านผนังของตัวอย่างดินที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางภายในและภายนอกเท่ากับ 120 มม และ 152 มม และมีความหนา 25 มม โดยทำการวิเคราะห์ที่สภาพความเค้น 2 ค่า คือ (i) $p'=300$ kPa, $R=3$, $b=0$ และ $\alpha=45^\circ$ และ (ii) $p'=300$ kPa, $R=3$, $b=0.5$

and $\alpha = 0^\circ$ ค่า stress non-uniformity coefficient (β_s) ที่เสนอโดย Hight *et al.* (1983) สำหรับทั้งสองกรณี เป็น 0.07 ซึ่งอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ที่ $\beta_s \leq 0.11$ อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาค่าการกระจายของ stress ratio จากตัวแปร stress non-uniformity coefficients (β_R) ของกรณีทีหนึ่งและสองจะได้ค่า 0.32 และ 0.46 ซึ่งไม่ อยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้โดย Sayão and Vaid (1991) เนื่องจากแสดงว่าอาจมีความแตกต่างของค่า mobilized shear resistance angle ในสภาพ triaxial มากถึง 10.5°



รูปที่ 2-44 การกระจายของ elastic stress ผ่านผนังของตัวอย่าง hollow cylinder (Sayão and Vaid, 1991)

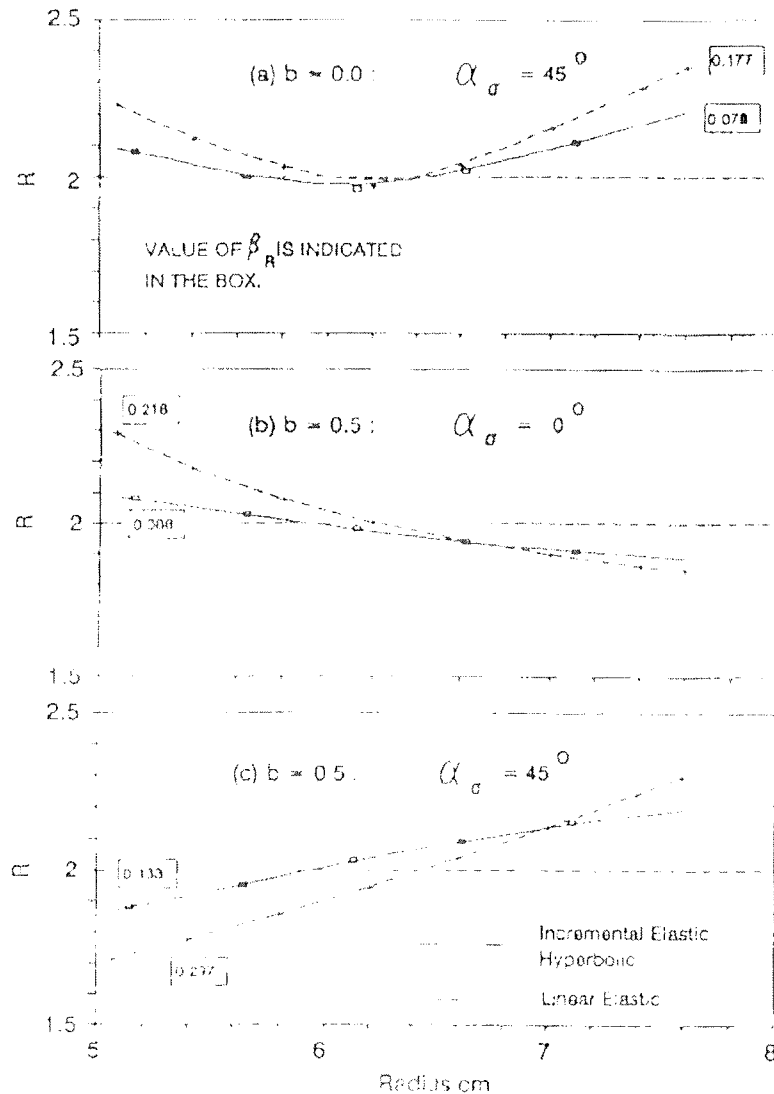
รูปที่ 2-45 แสดงว่า stress non-uniformity เพิ่มขึ้นกับค่า stress ratio (R) (Sayão and Vaid, 1991) และแนะนำว่า stress non-uniformity จะยังยอมรับได้เมื่อค่า $\beta_R \leq 0.2$ ซึ่งค่านี้จะตรงกับ ความแตกต่างของค่า R_{max} และ R_{min} ไม่เกิน 20% ดังนั้นจึงแนะนำให้ควรควบคุมให้ค่า stress ratio น้อยกว่า 2.5 เพื่อให้ stress non-uniformity อยู่ในระดับที่ยอมรับได้



รูปที่ 2-45 ผลกระทบของ stress ratio ต่อค่า non-uniformity coefficient (Sayão and Vaid, 1991)

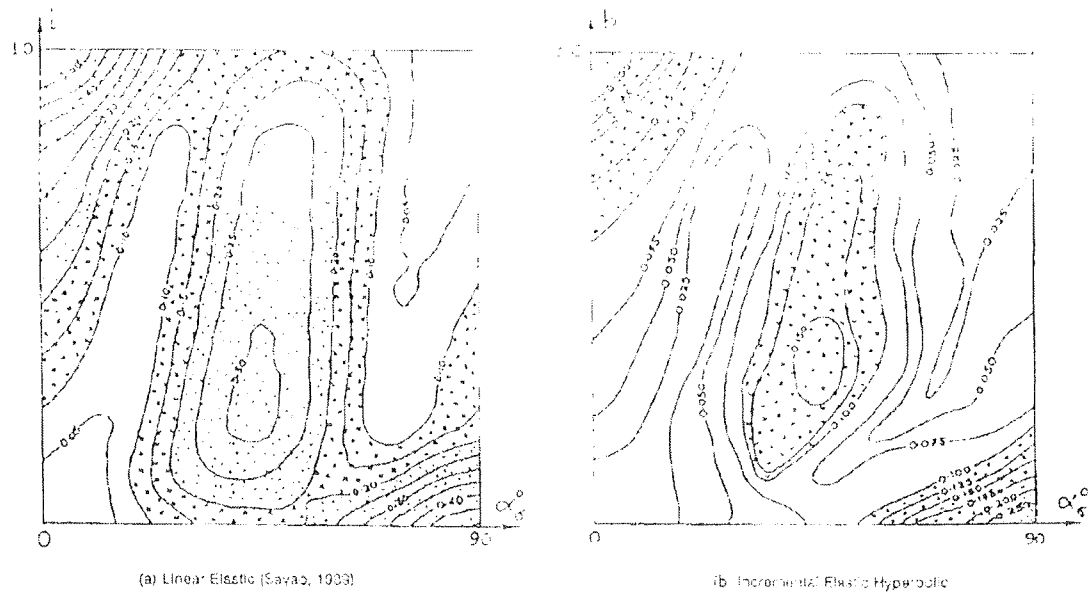
นอกจากนี้เขายังสรุปว่าการเพิ่มความหนาของผนังจะเพิ่ม stress non-uniformity และการใช้รัศมีภายในมากกว่า 40-50 มม จะสามารถลด stress non-uniformity ได้

Wijewickreme and Vaid (1991) วิเคราะห์ stress non-uniformity เนื่องจาก curvature ของตัวอย่าง hollow cylinder โดยใช้แบบจำลองดินแบบ linear-elastic และ non-linear (elastic) hyperbolic รูปที่ 2-46 แสดงการกระจายของค่า stress ratio ผ่านผนังของตัวอย่างที่มีค่า $b=0$ และ 0.5 และ $\alpha = 0^\circ$ และ 45° ที่ $R=2$ ซึ่งพบว่าผลการวิเคราะห์โดยแบบจำลอง linear elastic แสดง stress non-uniformity ที่มากกว่าผลจากแบบจำลอง non-linear

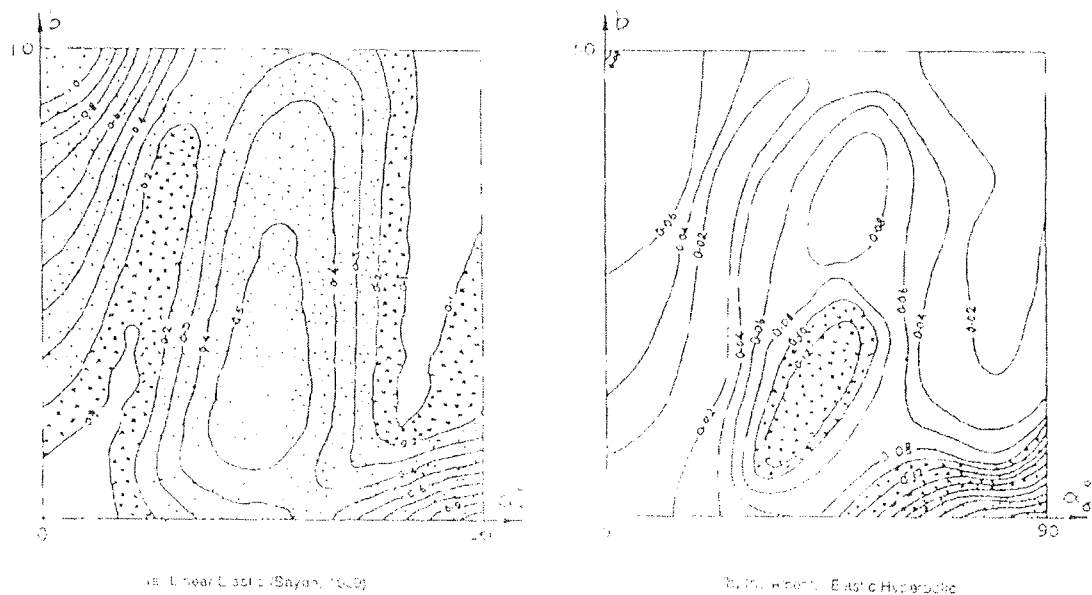


รูปที่ 2-46 การกระจายของค่า stress ratio ผ่านผนังของตัวอย่าง hollow cylinder ที่ $p' = 300$ kPa, $R = 2.0$, และ $Dr = 30\%$ (Wijewickreme and Vaid, 1991)

เมื่อพิจารณาผลการวิเคราะห์แบบ non-linear Wijewickreme and Vaid (1991) พบว่า stress non-uniformity จะเพิ่มขึ้นกับ stress ratio ที่ค่า R ต่ำๆแต่จะมีค่าลดลงเมื่อเข้าสู่สภาวะวิบัติ รูปที่ 2-47 แสดงเส้น contour ของ β_R ในกราฟ $b - \alpha$ สำหรับสภาพความเค้นที่ $R=2$ และ $R=3$ ซึ่งจะแสดงการลดลงของระดับของ non-uniformity เมื่อค่า effective stress ratio เพิ่มขึ้น (คือบริเวณที่แรงจะเล็กลงในรูปที่ 2-48)



รูปที่ 2-47 เส้น contour ของค่า β_R ที่ $p' = 300$ kPa, $R = 2.0$ และ $Dr = 30\%$ (Wijewickreme and Vaid, 1991)



รูปที่ 2-48 เส้น contour ของค่า β_R ที่ $p' = 300$ kPa, $R = 3.0$, และ $Dr = 30\%$ (Wijewickreme and Vaid, 1991)

2.4 การวัดพฤติกรรม stress-strain

พฤติกรรม stress-strain ของดินนั้นสำคัญมากสำหรับการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมปฐพี ด้วยเหตุนี้จึงมีวิธีหลากหลายในการประเมินพฤติกรรม stress-strain และ stiffness ของดินทั้งในห้องปฏิบัติการและในสนาม

วิธีการวัดค่า stiffness ของดินจะแตกต่างกันไปตามขนาดของความเครียดที่สนใจ รูปที่ 2-49 แสดงของเขตของความเครียดสำหรับการทดลองต่างๆ (Ishihara, 1996) ที่ความเครียดสูงจะเหมาะสมที่จะใช้การทดลองแบบทำลาย เช่น triaxial, direct shear, และ unconfined compression test ในขณะที่ความเครียดที่ต่ำลงมากจะต้องใช้การทดลอง dynamic loading โดย wave propagation technique เช่น resonant column test และ Bender Element test ส่วนในสนามก็สามารถใช้การทดลอง in-situ shear wave velocity tests, cross-down hole seismic test, และ pressuremeter test

Magnitude of strain		10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}
Phenomena		Wave propagation, vibration	Cracks, differential settelment		Slide, compaction, liquefaction		
Mechanical charecturistics		Elastic	Elasto-plastic		Failure		
Effect of load repetition							
Effect of rate of loading							
Constants		Shear modulus. Poisson's ratio. Damping				Angle of interal friction, cohesion	
In-situ measurement	Seismic wave method						
	In-istu vibretion test						
	Repeated loading test						
Laboratory measurement	Wave propagation precise test						
	Resonant column precise test						
	Repeated loading test						

รูปที่ 2-49 ขอบเขตของความเครียดโดยการทดลองชนิดต่างๆ (Ishihara, 1996)

ค่า stiffness ของดินที่ได้จากการทดลองต่างๆจะมีค่าแตกต่างกัน ดังนั้นเมื่อมีการเปรียบเทียบค่า stiffness จากการทดลองต่างกัน จะต้องพิจารณาปัจจัยต่างๆด้วย เช่น

- strain level
- stress state
- การรบกวนของตัวอย่างดิน
- mode of shearing
- stress/strain rate
- drainage condition

- discontinuity

ในหัวข้อต่อไปนี้จะอธิบายคร่าวๆถึงการทดลองในห้องปฏิบัติการและในสนามที่ใช้ในการวัดค่า stiffness และพฤติกรรม stress-strain ของดินที่ small ถึง intermediate strain

2.4.1 การทดลองในห้องปฏิบัติการ

i) Advanced triaxial test

การทดลอง triaxial เป็นการทดลองที่ใช้กันมากที่สุดเพื่อการศึกษาพฤติกรรม stress-strain ของดินในห้องปฏิบัติการ เนื่องจากการตระหนักถึงความสำคัญของค่า small strain stiffness ของดินในการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมปฐพี (เช่น การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของงานขุดจะขึ้นกับการเปลี่ยนแปลงของค่า stiffness จาก small strain) จึงทำให้ในปัจจุบันมีการพัฒนาเครื่องมือ triaxial เพื่อให้สามารถวัดค่าความเครียดของดินที่เล็กลงและแม่นยำขึ้น การทดลอง monotonic triaxial โดยมี local strain measurement กลายเป็นการทดลองที่นิยมใช้ในการศึกษาพฤติกรรม stress-strain ของดินในขอบเขตความเครียดที่กว้าง ข้อดีของการทดลอง monotonic triaxial คือ ความสามารถในการควบคุม strain rate, สามารถวัดค่าได้ในช่วงความเครียดที่กว้าง, สามารถควบคุม stress path, และ สามารถทดสอบด้านกำลัง อย่างไรก็ตามข้อจำกัดของการทดลองนี้คือไม่สามารถวัดค่า damping ratio ยกเว้นในการทดลอง cyclic test

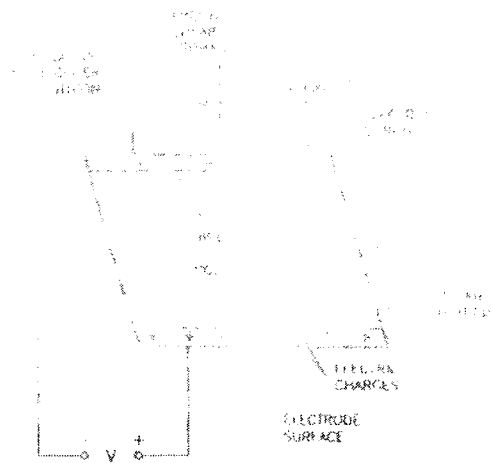
ii) Bender Element test

การทดลอง bender element พัฒนาขึ้นโดย Shirley and Hampton (1978) เป็นวิธีในการวัด small strain stiffness โดยจะได้ค่า elastic shear modulus ของดินจากการวัดค่า shear wave velocity ที่วิ่งผ่านตัวอย่างดิน ระบบการทดลอง bender element สามารถติดตั้งได้ในเครื่องมือทดลองในห้องปฏิบัติการส่วนมาก แต่โดยมากจะใช้ร่วมกับเครื่องมือ triaxial (เช่น Dyvik and Madshus (1985)) ขนาดของความเครียดบนตัวอย่างดินของการทดลองนี้จะน้อยกว่า 0.001% (Dyvik and Madshus, 1985) ดังนั้นการทดลองนี้จะเป็นการทดลองแบบไม่ทำลาย

ค่า elastic stiffness ที่ได้จากการทดลอง bender element จะเป็นประโยชน์ในการระบุจุดเริ่มต้นที่ความเครียดน้อยๆของ stiffness degradation curve สำหรับการวิเคราะห์ผลการทดลอง dynamic หรือ small-strain cyclic loading และยังเป็นตัวแปรที่ต้องการในการวิเคราะห์เชิงตัวเลขสำหรับ non-linear numerical analysis ที่ความเครียดที่สูงขึ้น (Jardine et al., 1991; Stallebarass et al., 1997)

iii) Shear-plate transducer

รูปที่ 2-50 แสดงภาพร่างของ shear-plate transducer ซึ่งประกอบด้วย electrode ที่ทั้งสองด้านและขนานกับทิศทางของการ polarization การเคลื่อนตัวของ shear-plate transducer จะตั้งฉากกับทิศทางการเดินทางของ shear wave การติดตั้งเครื่องมือ shear-plate transducer นั้นเหมือนกับของ bender element



รูปที่ 2-50 Shear-plate transducer (Brignoli et al., 1996)

Ismail and Ramimah (2005) ได้ศึกษาการประยุกต์ใช้ shear plate เทียบกับการใช้ bender element ผลการทดลองแสดงว่าข้อมูลจาก shear plate และ bender element ต่างกันไม่เกิน 2.5% ซึ่งตรงกับผลการศึกษาของ Brignoli *et al.*, (1996) นอกจากนี้ shear-plate จะเหมาะสมกว่า bender element ในการทดสอบดิน undisturbed stiff soil, sand, และดินที่มี large aggregate เพราะ shear plate ไม่มีการรบกวนตัวอย่างดินจากการติดตั้ง อย่างไรก็ตาม bender element เหมาะจะใช้ทดลองกับดินเหนียวอ่อนมากกว่า

iv) Resonant column test

การทดลอง resonant column เป็นการทดลองที่สะดวกที่สุดในการวัดพฤติกรรม dynamic ของดินในห้องปฏิบัติการ Hardin and Music (1965) ได้อธิบายทฤษฎีและวิธีการทดลอง การทดลองนี้มีพื้นฐานมาจากผลการวิเคราะห์ทางทฤษฎีของค่า shear modulus ของแท่งดินทรงกระบอกที่สั่นด้วยความถี่ที่ resonant ในการทดลองสามารถให้ axial ต่อตัวอย่างดินที่อยู่ใน triaxial ค่า shear modulus ที่ได้จากการทดลองนี้จะเป็นค่าที่ความเครียดต่ำ (ประมาณ $10^{-3}\%$ to $10^{-1}\%$)

v) Torsional shear hollow cylinder test

เครื่องมือ torsional shear hollow cylinder เป็นที่นิยมใช้ในการศึกษาพฤติกรรม anisotropy ของดิน เนื่องจากเครื่องมือนี้สามารถควบคุมทั้งขนาดของ principal stress และทิศทางของ major principal stress โดยการควบคุมตัวแปร 4 ตัวคือ axial load, torque, และ outer และ inner pressure นอกจากนี้ยังสามารถควบคุมและวัดค่า back pressure และทำการทดลองทั้งในสภาพระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ ดังนั้นเมื่อสภาวะขอบเขตทั้งหมดถูกควบคุมจะทำให้ศึกษาผลกระทบของทิศทางของ major principal stress และขนาดของ intermediate principal stress

2.3.2 การทดลองในสนาม

i) Pressuremeter test

การทดลอง pressuremeter test เป็นการขยายทรงกระบอกยาวในดินออกในแนวรัศมี พฤติกรรมของดินสามารถศึกษาได้จากการวัดค่าความดันและการเปลี่ยนแปลงของปริมาตรและรัศมีของทรงกระบอกนี้ โดยทฤษฎีการทดลองนี้สามารถวัดค่า strength, stiffness, consolidation parameter, และ in-situ horizontal stress การทดลอง unload-reload cycle สามารถศึกษาพฤติกรรม non-linearity ของดินได้

เครื่องมือ pressuremeter (ในรูปที่ 2-51(a)) เป็นแท่งทรงกระบอกยาวที่วางไว้ที่ความลึกที่ต้องการในหลุมเจาะและมีการให้ความดันใน cell ความเค้นใกล้เคียง probe แสดงในรูปที่ 2-51(b) การให้แรงแบบนี้เหมือนกับปัญหา cylindrical cavity expansion ความดันจะเพิ่มขึ้นเรื่อยๆและมีการวัดการเปลี่ยนแปลงของปริมาตร หลังจากนั้นจะได้กราฟ pressure-volume change ซึ่งจะสามารถใช้วิเคราะห์หาค่า elastic modulus, shear modulus, และ undrained shear strength ได้



รูปที่ 2-51 Pressuremeter test (a) Meard pressuremeter และ (b) ความเค้นใกล้เคียง probe (Budhu, 2000)

ii) Geophysical method

การทดลองแบบ seismic test เป็นวิธีการทาง geophysics survey ในวิธี seismic จะมีการส่ง elastic pulse (หรือ continuous elastic wave) จากผิวดินและวัดการสั่นสะเทือนของดินที่จุดต่างๆบนผิวดินโดยใช้ seismometer หรือ geophone การวัดระยะเวลาในการเดินทางของคลื่นไปยังจุดต่างๆจะให้ความเร็วคลื่นที่วิ่งผ่านดิน จากข้อมูลนี้จะทำให้สามารถวิเคราะห์หา elastic wave velocity ของดินชั้นต่างๆและลักษณะการเรียงตัวของชั้นดิน

มีวิธีการทดลองแบบ seismic test หลายแบบ เช่น cross-down hole seismic test และ seismic cone penetration test การทดลอง cross-hole seismic test นั้นจะทำหลุมเจาะ 2 หลุมที่รู้ระยะห่างและติดตั้ง wave source และ receiver ในระดับเดียวกันจากนั้นจึงวัดระยะเวลาที่คลื่นใช้ในการเดินทางระหว่างหลุมทั้งสองที่

ระดับความลึกต่างๆ การทดลอง down-hole seismic test ก็มีหลักการคล้ายๆกับของ cross-hole เพียงแต่ใช้หลุมเจาะเพียงหนึ่งหลุม โดยจะติดตั้ง wave source ที่ผิวดินและวัดระยะเวลาที่คลื่นจะเคลื่อนที่ไปถึง sensor ที่อยู่ใต้ดินในหลุม ในบางกรณีอาจจะให้ source อยู่ในหลุมและ receiver อยู่บนผิวดินซึ่งจะเรียกว่าการทดลอง up-hole method

การทดลอง cross-hole seismic method จะให้ข้อมูลที่ดีเกี่ยวกับชั้นดินในแนวราบ ส่วนการทดลอง down-hole seismic method จะมีราคาถูกกว่าและสามารถให้ข้อมูลชั้นดินได้ดีกว่าแต่มีข้อเสียคือต้องการ source ที่มีกำลังมากเมื่อทดลองที่ความลึกมากเนื่องจาก energy decay

การทดลอง seismic cone penetration test (SCPT) เป็นอีกวิธีในการหาค่า in-situ seismic wave velocity ซึ่งจะนำไปใช้ในการวิเคราะห์คุณสมบัติของดิน เช่น shear modulus และ Poisson's ratio การทดลองประกอบด้วยการวัดระยะเวลาการเดินทางของคลื่นที่เดินทางจาก wave source บนผิวดินไปสู่แถวของ geophone ที่ติดตั้งอยู่ใน seismic cone penetrometer ที่ถูกกดลงไปได้ผิวดิน คลื่นที่เดินทางนี้มีทั้ง shear wave (S-wave) และ compression wave (P-wave)