บทที่ 1
บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหาที่นำไปสู่การค้นคว้าวิจัย

ฐานราก คือ ส่วนล่างสุดของโครงสร้างและวางอยู่ใต้ผิวดิน ฐานรากทำหน้าที่รองรับน้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้างส่วนที่อยู่เหนือผิวดินและถ่ายน้ำหนักบรรทุกดังกล่าวลงสู่ชั้นดินใต้ฐานรากอย่างปลอดภัย การถ่ายน้ำหนักจากโครงสร้างส่วนที่อยู่เหนือผิวดินลงสู่ชั้นดินใต้ฐานรากนั้นกระทำได้สองรูปแบบ คือแบบแรก ฐานรากถ่ายน้ำหนักแบบแผ่ให้กับชั้นดินที่อยู่ใต้ฐานรากซึ่งไม่ลึกมากนักและชั้นดินนั้นสามารถรับกำลังแบกทานได้สูง และ แบบที่สอง การถ่ายน้ำหนักให้กับพื้นหินหรือชั้นดินที่อยู่ลึกลงไปโดยใช้เสาเข็ม ด้วยเหตุนี้ฐานรากจึงมีความสำคัญมาก วิศวกรผู้ออกแบบพึงพิจารณาอย่างรอบคอบในการออกแบบฐานราก

การออกแบบฐานรากจะต้องมีการประสานแนวความคิดทางด้านปฐพีกลศาสตร์และการออกแบบตัวฐานรากเอง รวมถึงโครงสร้างส่วนที่อยู่เหนือผิวดินให้สอดคล้องสัมพันธ์กันอย่างเหมาะสม เพื่อให้เกิดประโยชน์ใช้สอยสูงสุด

ฐานรากที่ดีต้องอยู่ในตำแหน่งที่เหมาะสมสอดคล้องกับลักษณะโครงสร้างส่วนบนประการถัดมาฐานรากจะต้องสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้โดยปลอดภัย และต้องไม่ทรุดตัวมากเกินไปจนโครงสร้างเสียหายนำไปสู่อันตรายหรือไม่สามารถใช้งานได้

การทรุดตัวของฐานรากเป็นสิ่งหนึ่งที่วิศวกรผู้ออกแบบต้องคำนึงถึง เพราะหากละเลยไม่คำนึงถึงการทรุดตัวของดินบริเวณฐานรากอาจทำให้โครงสร้างแตกร้าวเสียหายจนใช้การไม่ได้ และถึงแม้ว่าการทรุดตัวจะไม่เกิดอันตรายในทันที แต่ก็มีผลกับความสวยงามและประโยชน์ใช้สอยของโครงสร้างได้ นอกจากนี้ในกรณีที่ฐานรากเกิดการทรุดตัวมากเกินไปหรือทรุดตัวต่างกันมากย่อมทำให้เกิดแรงในชิ้นส่วนโครงสร้างส่วนบนและแรงที่เกิดขึ้นนี้มีค่าเพิ่มมากขึ้นจนโครงสร้างรับไม่ไหวและวิบัติในที่สุด ดังนั้นการออกแบบฐานรากจึงต้องใช้วิธีการคาดคะเนระยะทรุดตัวและหาทางควบคุมการทรุดตัวให้อยู่ในเกณฑ์ที่ปลอดภัย

วิธีการคาดคะเนระยะทรุดตัวนั้นมีหลายวิธี ซึ่งแต่ละวิธีมีสมมุติฐานและรากฐานของการวิเคราะห์ต่างกัน จึงทำให้ได้คำตอบไม่เหมือนกัน อีกทั้งดินเป็นสิ่งที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติ มีคุณสมบัติซับซ้อนไม่สามารถจำลองพฤติกรรมได้ครบถ้วน

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

วิธีการคาดคะเนระยะทรุดตัวต่างๆถึงแม้จะตั้งอยู่บนสมมุติฐานและทฤษฎีที่เชื่อถือได้ แต่หากข้อมูลที่ใช้ในการคาดคะเนไม่ถูกต้องตามคุณสมบัติจริงของชั้นดิน สิ่งที่ตามมาคือผลการคาดคะเนจะคลาดเคลื่อน เนื่องจากมีข้อมูลอยู่หลายประเภทที่ใช้ในการคาดคะเนระยะทรุดตัว จึงต้องทำความเข้าใจเสียก่อนว่าข้อมูลที่จะหานั้นประกอบด้วยข้อมูลใดบ้างซึ่งจัดแบ่งเป็น 3 ประเภท คือประเภทแรกเป็นข้อมูลเกี่ยวกับชั้นดิน ประเภทที่สองคือข้อมูลเกี่ยวกับน้ำหนักบรรทุกและฐานราก ส่วนข้อมูลประเภทที่สามคือข้อมูลเกี่ยวกับคุณสมบัติของมวลดิน ข้อมูลประเภทที่หนึ่งและสองเป็นสิ่งจำเป็นพื้นฐาน แต่สำหรับข้อมูลประเภทที่สามนั้นจะต้องเลือกใช้เฉพาะค่าที่มีความจำเป็นในการคาดคะเนแต่ละกรณีไป

ข้อมูลประเภทที่สามเป็นข้อมูลเกี่ยวกับคุณสมบัติของมวลดินซึ่งจะแสดงออกมาในรูปตัวของตัวแปรต่างๆ ที่ได้จากการทดสอบในสนามและในห้องปฏิบัติการ ดังนั้นการเลือกใช้ตัวแปรดังกล่าวนี้ต้องพิจารณาเลือกใช้อย่างถูกต้องเหมาะสมกับวิธีคาดคะเนระยะทรุดตัวเพื่อให้ได้ผลการคาดคะเนใกล้เคียงความเป็นจริงมากที่สุด

จากเหตุผลดังกล่าวที่ได้กล่าวมาไม่ว่าจะเป็นหน้าที่ของฐานรากและสิ่งที่ต้องคำนึงถึงในการพิจารณาออกแบบโดยเฉพาะการคาดคะเนระยะทรุดตัว รวมเข้ากับความสนใจไปที่ฐานรากประเภทฐานแผ่ซึ่งเป็นฐานที่ถ่ายน้ำหนักโดยตรงลงบนดิน จึงเป็นที่มาของการค้นคว้าและวิจัยที่มุ่งตรวจสอบความแม่นยำของวิธีคาดคะเนระยะทรุดระหว่างค่าที่ได้จากทฤษฎีกับค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงเพื่อใช้เป็นแนวทางในการพัฒนาวิธีคาดคะเนระยะทรุดตัวสำหรับฐานแผ่ต่อไป

1.2 สรุปสาระสำคัญจากเอกสารที่เกี่ยวข้อง

1.2.1 การทรุดตัวของฐานแผ่

เมื่อดินได้รับแรงกระทำภายนอกดินจะเกิดการเคลื่อนตัวและการเคลื่อนตัวนั้นเกิดขึ้นได้ทั้งในแนวดิ่งและแนวนอน การทรุดตัวของดินคือการเคลื่อนตัวในแนวดิ่งและการทรุดตัวในดินอาจแยกเป็นสองลักษณะคือลักษณะแรกเป็นการทรุดตัวทันทีที่มีแรงกระทำภายนอก (ระยะทรุดตัวเบื้องต้น) อีกลักษณะหนึ่งคือการทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลา การทรุดตัวลักษณะนี้จะเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาที่เพิ่มขึ้นนับตั้งแต่แรงภายนอกมากระทำดังนั้นการทรุดตัวทั้งหมดของดินจึงหมายถึงการทรุดตัวที่เป็นผลจากทรุดตัวจากสองลักษณะนี้รวมกัน

การทรุดตัวเริ่มต้นเป็นลักษณะของการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีเมื่อได้รับแรงกระทำจากภายนอก โดยที่มวลดินอิ่มตัวยังมีปริมาตรคงตัว นั้นคือเมื่อมีการทรุดตัวในด้านหนึ่ง ก็จะมีการขยายตัวในอีกด้านหนึ่ง

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

การทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลาเป็นการทรุดตัวที่เกิดจากการทรุดตัวอีกสองลักษณะได้แก่ การทรุดตัวจากการอัดตัวคายน้ำ(Consolidation settlement) และการอัดตัวครั้งที่สอง (Secondary compression) โดยมีลักษณะกลไกการทรุดตัวต่างกันไป การทรุดตัวจากการอัดตัวคายน้ำ จะเกิดขึ้นในดินอิ่มตัว โดยในระยะแรกน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นจะถูกถ่ายเป็นความดันน้ำในดิน ส่งผลให้ความดันน้ำนั้นมีค่าสูงกว่าบริเวณข้างเคียงที่ไม่ได้รับอิทธิพลของน้ำหนักที่เพิ่มขึ้นและตามธรรมชาติแล้วน้ำจะไหลจากบริเวณที่มีหัวรวม (Total head) สูงไปยังบริเวณที่มีหัวรวมต่ำกว่า ซึ่งน้ำในมวลดินก็เช่นกันแต่ลักษณะการน้ำในมวลดินเมื่อได้รับแรงกระทำภายนอกจะค่อยๆไหลออกไปในทางที่สะดวกที่สุด โดยแทรกออกไปตามช่องว่างระหว่างเม็ดดินและค่อยๆช้าลงเรื่อยๆเมื่อความดันลดลง ในขณะเดียวกันน้ำหนักบรรทุกก็จะถูกถ่ายไปสู่เนื้อดินมากขึ้นตามลำดับ และจะหยุดเมื่อความดันน้ำกลับมาเท่าความดันน้ำสถิตอีกครั้ง เมื่อปริมาณน้ำไหลจากมวลดินที่อิ่มตัวทำให้ปริมาตรของมวลดินลดลง หากการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของมวลดินถูกจำกัดไว้จะเกิดการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งเพียงแนวเดียว ส่วนการอัดตัวครั้งที่สองเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นอย่างต่อเนื่องจากการทรุดตัวจากการอัดตัวคายน้ำ ถึงแม้ว่าความดันน้ำในมวลดินจะเข้าสู่สภาวะสมดุลแล้วก็ตาม แต่ดินบางชนิดยังไม่หยุดการทรุดตัว คาดกันว่าเกิดจากการยุบตัวในลักษณะเสียรูปถาวรของดิน (Plastic Deformation) หรือ เกิดการจัดเรียงตัวที่โครงสร้างก้อนดินใหม่อีกครั้ง ในดินทั่วไปการอัดตัวครั้งที่สองจะมีปริมาณไม่มากนัก จึงไม่นำมาพิจารณาในการคาดคะเนระยะทรุดตัวทั่วๆไป

จากพฤติกรรมการทรุดตัวของดินที่ได้กล่าวมาสามารถอธิบายได้ด้วยแผนภาพความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับเวลาที่ผ่านไปดังแสดงในรูป 1.1 ซึ่งเมื่อเขียนในรูปสมการการทรุดตัวรวมสามารถเขียนได้ดังสมการ

$$\rho_{total} = \rho_i + \rho_c + \rho_s \tag{1.1}$$

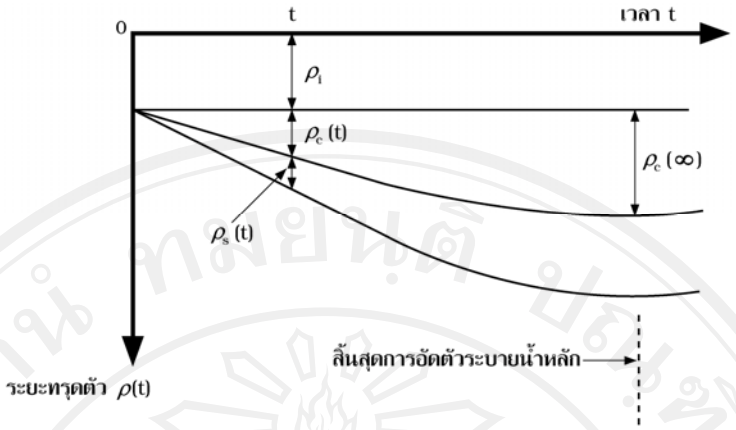
เมื่อ ρ_{total} คือ การทรุดตัวรวม (Total settlement)

ρ_i คือ การทรุดตัวแบบเริ่มต้น

ρ_c คือ การทรุดตัวจากการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation settlement)

ρ_s คือ การอัดตัวครั้งที่สอง (Secondary compression)

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved



รูป 1.1 ระยะทรุดตัวตามเวลา

1.2.2 วิธีคาดคะเนระยะทรุดตัวของฐานแผ่

ฐานแผ่เมื่อรับน้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้างที่อยู่เหนือดินแล้ว ก็จะถ่ายน้ำหนักที่รับมานั้นลงสู่ดินใต้ฐานตามรูปร่างของฐานแผ่นั้นในรูปของความเค้นและเมื่อดินได้รับความเค้นกระทำดังกล่าวก็จะเกิดการทรุดตัวของดินทั้งสามลักษณะคือการทรุดตัวทันที, การทรุดตัวจากการอัดตัวคายน้ำ และ การอัดตัวครั้งที่สอง การทรุดตัวของฐานแผ่บนดินเหนียวกับฐานแผ่ในทรายจะต่างกันไปเนื่องจากเงื่อนไขการระบายน้ำ

การทรุดตัวของฐานแผ่บนดินเหนียว

จากคุณสมบัติของดินเหนียวที่มีรูปร่างของเม็ดดินเป็นแผ่น มีการจัดเรียงโครงสร้างของก้อนดินยึดเกาะกันด้วยแรงดึงดูดจากประจุไฟฟ้าที่จุดสัมผัส ทำให้การซึมได้ของน้ำในดินเหนียวอยู่ในระดับต่ำ เมื่อดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำและได้รับความเค้นที่แผ่มาจากฐานแผ่ในทันทีที่ได้รับความเค้น ดินเหนียวจะยังไม่มีการระบายน้ำออกจากมวลดินการทรุดตัวในระยะนี้จึงถือเป็นเงื่อนไขของการทรุดทันทีในสภาพไม่ระบายน้ำแต่เมื่อเวลาผ่านไปน้ำในช่องว่างระหว่างเม็ดดินได้ไหลออกไปทำให้ช่องว่างระหว่างเม็ดดินลดลงการทรุดตัวในระยะนี้ถือเป็นการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ ดังนั้นการทรุดตัวทั้งหมดของฐานแผ่บนดินเหนียวเกิดจากการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีในสภาพที่ไม่ระบายน้ำและการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ การประมาณการทรุดตัวเนื่องจากกลไกทั้งสองสามารถทำได้ดังนี้

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

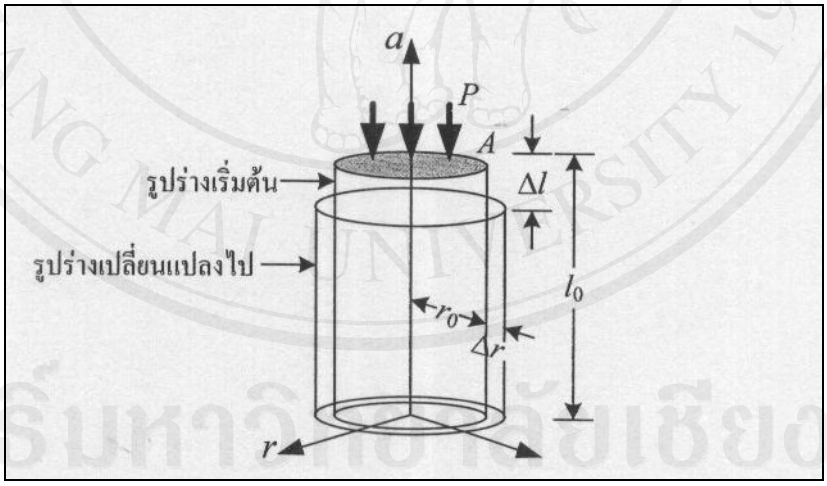
วิธีที่ 1 การคาดคะเนการทรุดตัวโดยใช้ทฤษฎีการยืดหยุ่น (Elastic Theory)

ทฤษฎีการยืดหยุ่น (Elastic Theory)

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด (Stress-strain relationship or Consitutive law) เป็นความสัมพันธ์ที่เชื่อมโยงระหว่างความเค้นกับความเครียด ซึ่งขึ้นกับประเภทของวัสดุ ความสัมพันธ์พื้นฐานที่ง่ายที่สุดและนิยมใช้คือ ความสัมพันธ์แบบยืดหยุ่นเชิงเส้น (Linear elastic) โดยสมมุติว่าวัสดุที่มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นจะต้องคืนสภาพสมบูรณ์แบบ (Recoverable) ภายหลังจากการถอนแรง (Unload) กล่าวคือ วัสดุจะต้องเป็นไปตามกฎของฮุค (Hooke's law)

กฎของฮุค (Hooke's law)

ในปี ค.ศ.1675 โรเบิร์ต ฮุค (Robert Hooke) ได้เสนอผลการทดสอบการยืดตัวของแท่งโลหะภายใต้แรงดึง โดยนิยามค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (Modulus of elasticity) หรือ โมดูลัสของยัง (Young's modulus, E) และ อัตราส่วนของปัวส์ซอง (Poisson's ratio, υ) ในที่นี้พิจารณาดินทรงกระบอกที่มีพื้นที่หน้าตัด A ความยาวเริ่มต้น l_o ภายใต้สภาวะแรงกดตั้งฉาก P โดยวัดระยะหดได้ Δl



รูป 1.2 การเปลี่ยนแปลงรูปร่างตัวอย่างดินทรงกระบอกภายใต้แรงอัด (สุเชษฐ์, 2551)

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นนิยามว่าเป็นอัตราส่วนระหว่างความเค้นกับความเครียดในแนวแรงนั่นคือ

$$E = \frac{\sigma_a}{\varepsilon_a} = \frac{P/A}{\Delta l / l_o} \tag{1.2}$$

เมื่อ $\sigma_a = P/A$ คือ ความเค้นแนวแกน

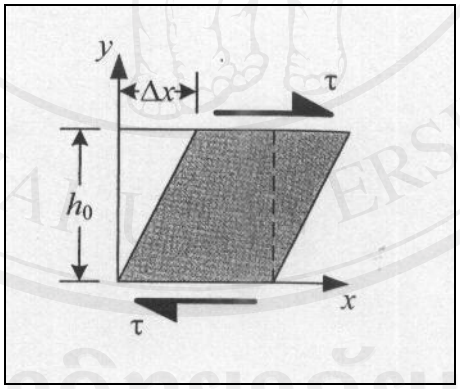
$\varepsilon_a = \Delta l / l_o$ คือ ความเครียดแนวแกน

ส่วนค่าอัตราส่วนของปัวส์ซองนิยามว่าเป็นอัตราส่วนระหว่างความเครียดในแนวรัศมีกับความเครียดในแนวแกน

$$\upsilon = -\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a} = -\frac{\Delta r / r_o}{\Delta l / l_o} \tag{1.3}$$

โดยที่ $\varepsilon_r = \Delta r / r_o$ คือ ความเครียดแนวรัศมี (Radial strain)

$r_o, \Delta r$ คือ รัศมีเริ่มต้นและการเปลี่ยนแปลงรูปร่างแนวรัศมีของตัวอย่างดินตามลำดับ



รูป 1.3 ความเครียดเฉือน (สุเชษฐ์, 2551)

สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนและความเครียดเฉือนในรูป 1.3 จะนิยามโดยใช้ค่าโมดูลัสเฉือน (Shear modulus, G) ซึ่งสัมพันธ์กับค่าโมดูลัสยืดหยุ่นกับอัตราส่วนของปัวส์ซองสำหรับวัสดุที่มีคุณสมบัติเหมือนกันทุกทาง คือ

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

$$G = \frac{d\tau}{d\gamma} = \frac{E}{2(1+\upsilon)} \tag{1.4}$$

และสำหรับความสัมพันธ์ด้านการเปลี่ยนแปลงปริมาตรกับความเค้นเฉลี่ย จะนิยามโดยใช้ค่าโมดูลัสเชิงปริมาตร (Bulk modulus, K) ซึ่งสัมพันธ์กับค่าโมดูลัสยืดหยุ่นกับอัตราส่วนปัวส์ซอง คือ

$$K = \frac{dp}{d\,\varepsilon_p} = \frac{E}{3(1-2\upsilon)} \tag{1.5}$$

ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดเชิงปริมาตรกับความเค้นที่กระทำต่อวัตถุในทิศทางต่างๆ เป็นไปตามกฎของฮุค สำหรับ วัสดุยืดหยุ่นเชิงเส้นที่มีคุณสมบัติเหมือนกันทุกทิศทาง (Linear isotropic elasticity) ซึ่งนิยามไว้โดย Timoshenko & Goodier (1983)

สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดสำหรับ วัสดุยืดหยุ่นเชิงเส้นที่มีคุณสมบัติเหมือนกันทุกทิศทาง มักนิยมใช้ในสองรูปแบบ คือ แบบแรกนิยามโดยใช้ตัวแปรเสริมการยืดหยุ่น (E,υ) และแบบที่สองนิยามโดยใช้ตัวแปรเสริมการยืดหยุ่น (K,G) อย่างไรก็ตามตัวแปรเสริมทั้งสองรูปแบบสามารถเปลี่ยนรูปข้ามกันได้ ดังแสดงด้วยความสัมพันธ์ที่สรุปไว้ในตารางที่1.1

ตาราง 1.1 ความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรเสริมการยืดหยุ่นแบบต่างๆ

ตัวแปรเสริมการยืดหยุ่น	นิยามโดย (E,υ)	นิยามโดย (K,G)
โมดูลัสหยืดหยุ่น (Young's modulus)	E	$\frac{9KG}{3K+G}$
อัตราส่วนของปัวส์ซอง (Poisson's ratio)	υ	$\frac{3K-2G}{6K+2G}$
โมดูลัสเชิงปริมาตร (Bulk modulus)	$\frac{E}{3(1-2\upsilon)}$	K
โมดูลัสเฉือน (Shear modulus)	$\frac{E}{2(1+\upsilon)}$	G
โมดูลัสจำกัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Constrainedmodulus, M)	$\frac{E(1-\upsilon)}{(1+\upsilon)(1-2\upsilon)}$	$\frac{3K+4G}{3}$

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

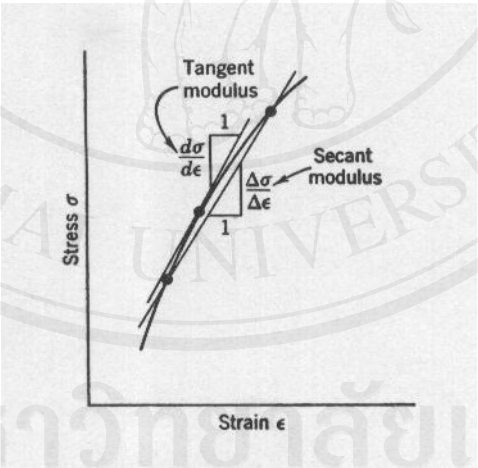
โดยที่ โมดูลัสจำกัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Constrained modulus, M) คือ โมดูลัสในสภาวะการเปลี่ยนแปลงปริมาตรแบบหนึ่งมิติ ภายใต้การอัดตัวระบายน้ำที่จำกัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (K_o *consolidation*)

ค่าโมดูลัสของดิน (Moduli of soils)

ค่าโมดูลัสของดินเป็นตัวแปรเสริมที่สำคัญในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดิน สำหรับปัญหาทางวิศวกรรมธรณีเทคนิค โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับการคำนวณโดยอ้างอิงทฤษฎีการยืดหยุ่น

โมดูลัสเริ่มต้น สัมผัส และเส้นตัด (Initial, Tangent and Secant modulus)

ในความเป็นจริงนั้น ดินมีพฤติกรรมเป็นแบบไม่เชิงเส้น (Non-linear) นั่นคือ ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของดินเป็นแบบไม่เชิงเส้น ส่วนมากความชันของเส้นโค้ง ความเค้น - ความเครียด จะมีค่าลดลงเมื่อระดับความเครียดเพิ่มขึ้น ในทางกลศาสตร์ต่อเนื่องมีการนิยามค่าโมดูลัสอยู่ 3 รูปแบบดังแสดงในรูป 1.4



รูป 1.4 โมดูลัสเริ่มต้น สัมผัส และ เส้นตัด (Lamde and Whitman, 1979)

โมดูลัสเริ่มต้น (Initial modulus, E_o) นิยามว่าเป็นความชันของเส้นสัมผัสที่จุดกำเนิดของเส้นโค้งความเค้นและความเครียด นั่นคือ

$$E_o = \left.\frac{d\sigma}{d\varepsilon}\right|_{\varepsilon=0}$$

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

โมดูลัสสัมผัส (Tangent modulus, E_t) นิยามว่าเป็นความชันของเส้นสัมผัสที่ระดับความเค้นที่กำหนด (σ^*) นั่นคือ

$$E_o = \left.\frac{d\sigma}{d\varepsilon}\right|_{\sigma=\sigma^*}$$

โมดูลัสเส้นตัด (Secant modulus, E_{sec}) นิยามว่าเป็นความชันของเส้นตัดที่ระดับความเค้นที่กำหนด (σ^*) ไปที่จุดกำเนิด นั่นคือ

$$E_{\text{sec}} = \frac{\sigma^*}{\varepsilon^*}$$

ในการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมธรณีเทคนิคมักจะใช้ค่าโมดูลัสเส้นตัดที่ครึ่งหนึ่งของกำลังสูงสุด (Secant modulus at 50% strength, E_{50})

โมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำและแบบระบายน้ำ (Undrained and Drained modulus)

ในการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมธรณีเทคนิค มีเงื่อนไขหลักสองเงื่อนไขที่พิจารณาคือ เงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained condition) และแบบระบายน้ำอย่างสมบูรณ์ (Fully Drained condition) ดังนั้นค่าโมดูลัสของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ จึงมีสองแบบ

โมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำ(Undrained modulus, E_u) ในเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำ มวลดินอิ่มตัวไม่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาตร (No volume change) หรือ ความต้านทานต่อการเปลี่ยนแปลงปริมาตรมีค่าสูงมาก นั่นคือโมดูลัสเชิงปริมาตรมีค่าไม่จำกัด ($K_u \to \infty$)

$$\frac{E_u}{3(1-2\upsilon_u)} \to \infty \text{ หรือ } (1-2\upsilon) = 0$$

นั่นคือ ค่าอัตราส่วนของปัวส์ซองแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Poisson's ratio, υ_u) มีค่าเท่ากับ 0.5

$$\upsilon_u = 0.5$$

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

ค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำหาได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เช่น การทดสอบแรงอัดสามแกนแบบอัดตัวคายน้ำไม่ระบายน้ำ (CU-Test) หรือแปลความจากผลการทดสอบในสนาม เช่น การทดสอบมาตรแรงดัน (Pressure meter Test) หรือ การทดสอบแผ่นไดเลโทมิเตอร์ (Dilatometer Test)

โมดูลัสแบบระบายน้ำ(Drained modulus, E') ในเงื่อนไขแบบระบายน้ำ มวลดินมีการเปลี่ยนแปลงปริมาตร ดังนั้น ค่าอัตราส่วนของปัวส์ซองแบบระบายน้ำ (Drained Poisson's ratio, υ') มีค่าน้อยกว่า 0.5 ขึ้นอยู่กับประเภทของดิน อย่างไรก็ตามค่าโมดูลัสเฉือนไม่ขึ้นกับเงื่อนไขการระบายน้ำของมวลดิน เพราะว่าน้ำไม่สามารถต้านทานความเค้นเฉือนได้นั่นคือ $G_u = G'$ จะได้ว่า

$$\frac{E_u}{2(1+\upsilon_u)} = \frac{E'}{2(1+\upsilon')} \tag{1.6}$$

$$E' = 2(1+\upsilon')\frac{E_u}{3} \tag{1.7}$$

สมการดังกล่าวใช้ในการประมาณค่าโมดูลัสแบบระบายน้ำจากโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำ สำหรับการหาค่าโมดูลัสจากห้องปฏิบัติการ

ตาราง 1.2 ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นแบบระบายน้ำ (E') โมดูลัสเฉือน (G') และ อัตราส่วนของปัวส์ซองแบบระบายน้ำ (υ') สำหรับดินชนิดต่างๆ (Budhu, 2007)

ดิน	ชนิดความแข็ง	E' (*MPa*)	G' (*MPa*)	υ'
ดินเหนียว	อ่อน	1-15	0.5-5	0.35-0.4
	ปานกลาง	15-30	5-15	0.30-0.35
	แข็ง	30-100	15-40	0.20-0.30
ทราย	หลวม	10-20	5-10	0.15-0.25
	ปานกลาง	20-40	10-15	0.25-0.30
	แน่น	40-80	15-35	0.25-0.35

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อโมดูลัสของดิน (Factors affected to modulus of soils)

ความเครียดเป็นปัจจัยหนึ่งที่มีผลต่อค่าโมดูลัสของดิน เช่น ที่ระดับความเครียดต่ำๆ ค่าโมดูลัสจะมีค่าสูงสุดและจะมีค่าลดลงเมื่อระดับความเครียดเพิ่มมากขึ้น นอกจากนี้ยังมีงานวิจัยหลายชิ้นชี้ให้เห็นว่าค่าโมดูลัสเฉือนของดินมีความสัมพันธ์เชิงเลขยกกำลังกับค่าความเค้นประสิทธิผล อัตราส่วนช่องว่าง ประวัติความเค้น หรือ อัตราส่วนการอัดตัวคายน้ำ

ข้อสังเกตเกี่ยวกับการเลือกใช้ค่าคงตัวการยืดหยุ่น (Feda, 1978)

การเลือกใช้ค่าคงตัวการยืดหยุ่นของชั้นดินสามารถทำได้สองทางคือ

1) วิธีทางตรง

2) วิธีทางอ้อม

ซึ่งการหาค่าคงตัวการยืดหยุ่นของชั้นดินโดยวิธีทางอ้อมมีด้วยกัน 3 วิธี ได้แก่

1) หาได้จากการวัดคุณสมบัติทางกลอื่นๆ เช่น กำลังต้านทานทะลวง กำลังของดิน หาโมดูลัสยืดหยุ่นของดินเหนียวโดยใช้ความสัมพันธ์

$$E_u = k C_u \tag{1.8}$$

เมื่อ C_u คือกำลังของดินจากการทดสอบแบบไม่ระบายน้ำ

k คือค่าสัมประสิทธิ์ซึ่ง $k = 40 - 3000$ สำหรับดินเหนียวอัดตัวตามปกติ (NC- Clays) และดินเหนียวอัดตัวเกินปกติเล็กน้อย (slightly OC-Clays) และ $k = 140 - 800$ สำหรับดินเหนียวอัดตัวเกินปกติ (OC-Clays)

จากความสัมพันธ์ดังกล่าวจะเห็นได้ว่าในการเลือกใช้ค่า k ให้ถูกต้องแม่นยำนั้นขึ้นอยู่กับประสบการณ์, การพิจารณาขนาดของน้ำหนักบรรทุก ฯลฯ

2) ค่าคงตัวการยืดหยุ่นได้จากการวัดค่าคุณสมบัติทางกายภาพ (physical property) ของดิน (อัตราส่วนช่องว่าง ปริมาณความชื้น ขีดจำกัดเหลว) ซึ่งมีความสัมพันธ์กับการอัดตัวได้

3) ค่าคงตัวการยืดหยุ่นหาได้จากแสดงค่าคงตัวการยืดหยุ่นของดินจำแนกตามคุณสมบัติดัชนี (index properties)

วิธีทางอ้อมนั้นใช้ได้เฉพาะแห่ง และมีลักษณะเป็นสูตรสำเร็จ สิ่งเหล่านี้เป็นเหตุผลว่าทำไมวิธีการวัดโดยตรงจึงเหมาะสมกว่าจากในแง่ทางทฤษฎี

โดยหลักการแล้ววิธีทางตรงสามารถแบ่งได้เป็นการวัดในห้องปฏิบัติการจากตัวอย่างคงสภาพและการวัดในสนาม

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

(ก) การทดสอบในห้องปฏิบัติการจากตัวอย่างคงสภาพ

ผลจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการขึ้นอยู่กับ

- วิธีการเก็บตัวอย่างดินรวมถึงการเคลื่อนย้ายและเก็บรักษา
- การตัดแต่งตัวอย่างและการนำตัวอย่างดินบรรจุไว้ในอุปกรณ์ทดสอบ
- ความเค้นเริ่มต้นที่กระทำกับตัวอย่างดินขณะที่บรรจุอยู่ในอุปกรณ์ทดสอบ
- ผลกระทบจากอุปกรณ์ทดสอบ
- ความคลาดเคลื่อนอย่างเป็นระบบหรือความคลาดเคลื่อนสะเปะสะปะจากการวัดซึ่งมีผลต่อความแม่นยำของผลการทดลอง
- วิธีการทดสอบ

วิธีการเก็บตัวอย่าง

จากรูป1.5 จะเห็นได้ว่าวิธีการเก็บตัวอย่างดินคงสภาพเป็นก้อน (Undisturbed block samples) นั้นจะให้ค่าโมดูลัสของยัง *(E)* มากกว่าวิธีการเก็บตัวอย่างดินคงสภาพโดยใช้กระบอกเก็บ (Undisturbed tube samples) ถึง 4 เท่า ความแตกต่างนี้มีมากที่สุดในดินเหนียวแข็งมาก (Very hard clays)

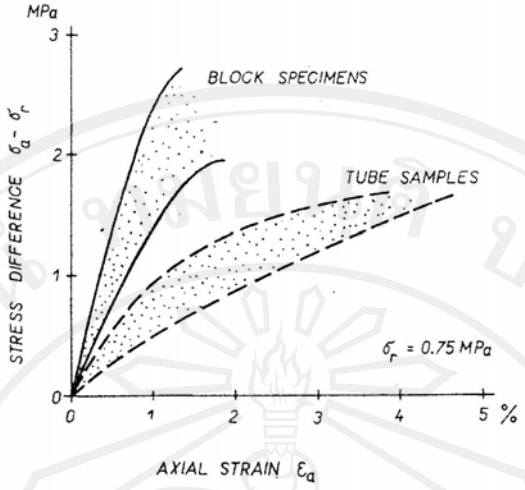
ในกรณีของตัวอย่างจากชั้นดินอ่อนได้มีผู้แนะนำให้ใช้ กระบอกเก็บตัวอย่างแบบบางที่ใช้หัวเก็บตัวอย่างแบบลูกสูบ(Thin-wall piston samplers) และลดแรงเสียดทานด้านข้างโดยใช้แผ่นโลหะบางบุภายใน ทั้งนี้ที่ใช้อุปกรณ์ดังกล่าวก็เพื่อลดการกระทบกระเทือนตัวอย่างดินขณะเก็บตัวอย่าง

ผลกระทบจากการกระทบกระเทือนตัวอย่างดินขณะเก็บตัวอย่างมีให้เห็นบ่อยครั้งว่าสามารถทำให้ค่าโมดูลัสของยัง *(E)* ของดินลดลงไปประมาณ 3 ถึง 13 เท่าจากค่าที่ควรจะเป็นจริงในที่ (Burland, 1973) นอกจากนี้ผลกระทบจากเรื่องของระยะเวลาก็มีส่วนเช่นกันยิ่งทิ้งช่วงระยะห่างของเวลาในการเก็บตัวอย่างและการทดสอบมากเท่าใดก็จะยิ่งเป็นการกระทบกระเทือนตัวอย่างดินมากขึ้นตาม (Marsland, 1973 ; Bjerrum, 1973)

การเตรียมตัวอย่างและวางตำแหน่งลงในอุปกรณ์ทดสอบ

การตัดแต่งตัวอย่างเพื่อให้ได้ขนาดพอดีกับอุปกรณ์ทดสอบนั้นเป็นสาเหตุที่ทำให้โครงสร้างของตัวอย่างดินในระนาบการตัดแต่งเปลี่ยนแปลงไป ในบริเวณที่เนื้อดินสัมผัสกับผิวของอุปกรณ์ทดสอบสามแกนซึ่งอุปกรณ์ดังกล่าวเป็นแผ่นแข็งเกร็งและโดยเฉพาะอย่างยิ่งในอุปกรณ์ทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (oedometer) ในบริเวณส่วนที่มีการกระทบกระเทือนนั้นคือส่วนที่มีการอัดตัวอย่างรุนแรง (Zelst, 1948)

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved



รูป 1.5 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดจากการทดสอบแรงอัดสามแกนของดินเหนียวกรุงลอนดอนโดย Ward et al. (1959) (Feda, 1978)

ความเค้นเริ่มต้นของตัวอย่างดินที่บรรจุในอุปกรณ์ทดสอบ

โดยหลักการแล้วสามารถลดผลกระทบของการกระทบกระเทือนตัวอย่างอันเนื่องมาจากการเก็บตัวอย่างจากในสนามและการเตรียมตัวอย่างก่อนทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยใช้ความเค้นอัดตัวอย่างดินให้อัดตัวจนเข้าสู่สภาวะสถิตเริ่มแรกซึ่งตัวอย่างดินที่เหมาะสมกับวิธีการนี้ต้องเป็นตัวอย่างดินที่เก็บตัวอย่างด้วยวิธีการที่มีคุณภาพสูงตัวอย่างดินได้รับการกระทบกระเทือนน้อยมาก (Bjerrum, 1973) แต่หากว่าเป็นตัวอย่างดินทั่วๆไปวิธีอัดตัวอย่างดินดังกล่าวจะไปลดปริมาตรของตัวอย่างดินลงไปอีกเมื่อเทียบกับในดินในที่

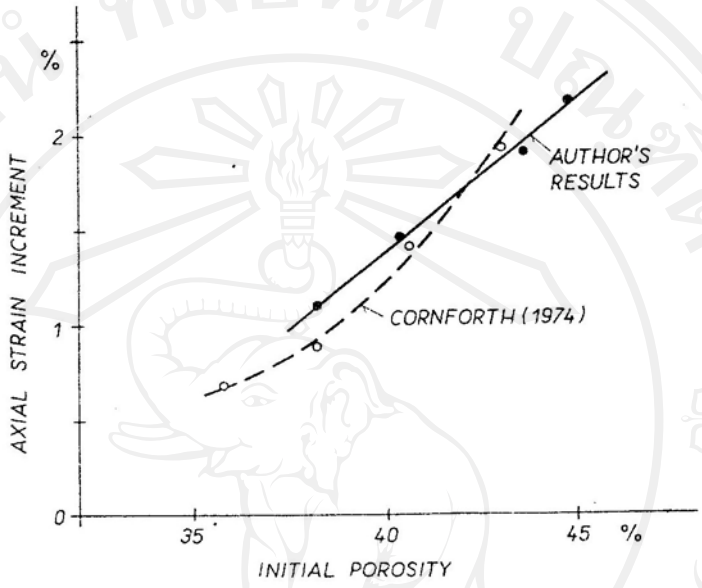
ผลกระทบจากอุปกรณ์ทดสอบและความคลาดเคลื่อนอื่นๆ

ในอุปกรณ์ทดสอบแรงอัดสามแกน อุปกรณ์ที่มีผลต่อค่าโมดูลัสของยัง *(E)* ได้แก่ กระดาษกรอง (paper drains), ปลอกยาง (rubber diaphragm) และแรงเสียดทานจากแกนกด (piston friction)

สำหรับในอุปกรณ์ทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (oedometer) นั้น แรงเสียดทานระหว่างตัวอย่างดินกับวงแหวนคือค่าที่ส่งผลกระทบอย่างมากต่อผลการทดสอบ อย่างไรก็ตามเพื่อลดผลกระทบดังกล่าว Leonards และ Girauit (1961) ได้ลดความหยาบระหว่างตัวอย่างดินกับวงแหวนลงเพื่อให้ค่าแรงเสียดทานดังกล่าวน้อยกว่า 6% ของน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกน โดยการลดความสูงของตัวอย่างดิน (υ) ลงให้มีสัดส่วนระหว่างความสูงกับเส้นผ่านศูนย์กลางของตัวอย่างดิน (D) ไม่เกินหนึ่งในสี่ ($\upsilon / D \leq 1/4$)

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

เมื่อปรับแก้ผลกระทบจากอุปกรณ์ทดสอบให้เหมาะสมแล้วค่าที่วัดได้จากอุปกรณ์ทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (oedometer) จะใกล้เคียงกับที่วัดได้ในการทดสอบแรงอัดสามแกน ดังแสดงในรูป 1.6



รูป 1.6 ผลจากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Feda, 1978) กับผลที่ได้จากการทดสอบแรงอัดสามแกน (Cornforth, 1974) ใช้เส้นทางความเค้น K_o โดยใช้ทรายหยาบทดสอบทั้งสองกรณี

วิธีการทดสอบ

วิธีการทดสอบที่ส่งผลต่อโมดูลัสของยัง *(E)* ได้แก่การเลือกใช้เส้นทางความเค้นและระดับความเค้นในการทดสอบ

(ข) การทดสอบในสนาม

การทดสอบในสนามที่เป็นพื้นฐานคือการทดสอบบรรทุกน้ำหนักบนแผ่นเหล็ก (Plate Bearing Test) ผลการทดสอบจากวิธีนี้จะได้ผลกระทบจาก

- ระดับขั้นการกระทบกระเทือนชั้นดินเนื่องจากการเจาะสำรวจ
- ช่วงระยะเวลาที่ชั้นดินถูกกัดกร่อนพัดพาระหว่างที่ยังไม่ได้ทดสอบ
- โครงสร้างของชั้นดินเปลี่ยนแปลงเนื่องมาจากผลของการลดน้ำหนักบรรทุก (Unloading)
- ขนาดของแผ่นเหล็กที่ใช้ทดสอบ

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

ข้อบกพร่องของวิธีทดสอบบรรทุกน้ำหนักบนแผ่นเหล็ก มีดังนี้

- แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่ตายตัวของชั้นดินซึ่งได้สมมติเพื่อใช้ในการประเมินค่าไว้ก่อนแล้ว
- ค่าอัตราส่วนของปัวส์ซองที่สมมติไว้มิใช่การวัดโดยตรง
- ใช้หาเฉพาะค่าโมดูลัสของยัง *(E)* เท่านั้น

ทั้งการทดสอบในห้องปฏิบัติการและการทดสอบในสนามต่างมีทั้งข้อดีและข้อเสียพอๆกัน ดังนั้นทั้งสองวิธีนี้ต่างก็เป็นการเสริมซึ่งกันและกันมากกว่าที่จะเป็นการแทนที่กัน นี่คือข้อที่น่าสนใจและเป็นข้อที่ช่วยชี้แนะในการเปรียบเทียบผลการทดสอบของทั้งสองวิธีที่กล่าวมา

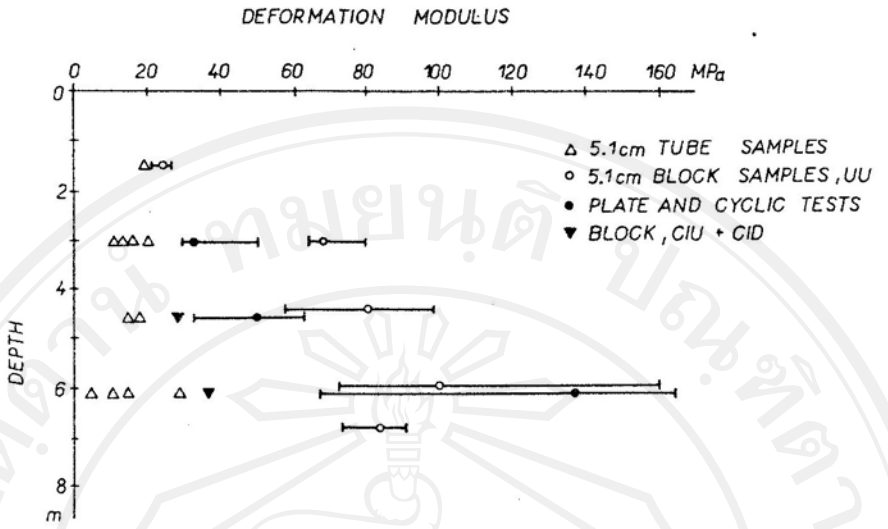
อัตราส่วนระหว่างโมดูลัสของยัง *(E)* ที่ทดสอบในห้องปฏิบัติการกับในสนามจะต่างกันมากในวัสดุที่มีกำลังมากๆและอัตราส่วนดังกล่าวจะลดน้อยลงตามกำลังของวัสดุ เช่นในหินแข็งมีอัตราส่วนระหว่างโมดูลัสการเปลี่ยนรูปที่ทดสอบในห้องปฏิบัติการกับในสนามที่ต่างกันมาก และเริ่มลดลงในชั้นดินที่มีกำลังน้อยกว่า ส่วนชั้นดินอัดตัวได้ที่ตัวอย่างดินถูกกระทบกระเทือนมากค่าอัตราส่วนระหว่างโมดูลัสของยัง *(E)* ที่ทดสอบในห้องปฏิบัติการกับในสนามจะมีไม่มากนักแต่ต้องอยู่ภายใต้เงื่อนไขที่ว่าการกระทบกระเทือนตัวอย่างดินจะต้องไม่ถูกขจัดออกโดยการอัดตัวอย่างกลับอีกครั้ง

จากรูป 1.7 เนื่องจากการกระทบกระเทือนตัวอย่างทำให้ค่า E ของตัวอย่างดินคงสภาพที่เก็บโดยใช้กระบอกเก็บ (Undisturbed tube samples) น้อยกว่าค่า E ในที่ประมาณ 4 ถึง 7 เท่า แต่ชั้นดินจะมีกำลังเพิ่มขึ้นตามความลึก

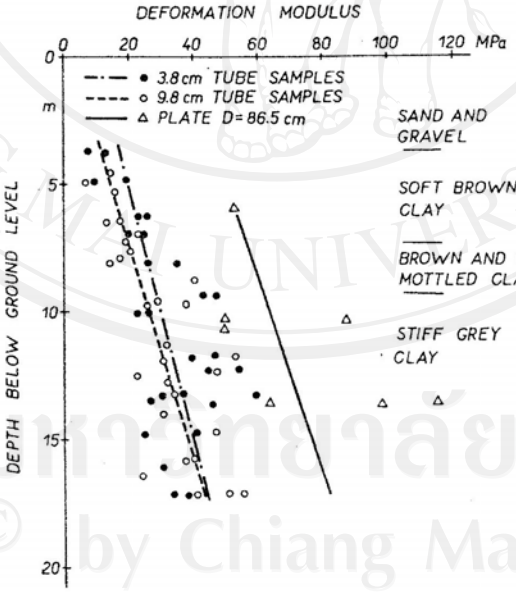
ในรูป 1.9 ขณะที่ตัวอย่างดินคงสภาพแบบกล่อง (Undisturbed block samples) และผลการทดสอบในสนามชี้ให้เห็นว่าชั้นดินมีลักษณะที่ไม่เป็นเนื้อเดียวกัน แต่ตัวอย่างดินคงสภาพทรงกระบอก (Undisturbed tube samples) มีค่า E คงที่

จากข้อสรุปที่คล้ายคลึงกันสามารถนำมาใช้เป็นพื้นฐานที่ใช้ประกอบรูปที่1.6 นั่นคือค่า E จากการทดสอบในสนามมีค่ามากกว่าในห้องปฏิบัติการ 1.8 ถึง 4.8 เท่า นอกจากนี้ในห้องปฏิบัติการ ตัวอย่างดินที่ใช้ในการทดสอบ ตัวอย่างที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางขนาดเล็ก (3.8 ซม.) จะให้ค่า E สูงกว่าตัวอย่างที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางขนาดใหญ่กว่า (9.8 ซม.) ถึง 1.3 เท่า ซึ่งเป็นข้อที่ยืนยันได้อย่างชัดเจนว่าขนาดของตัวอย่างทดสอบมีผลต่อค่า E โดยเฉพาะอย่างยิ่งในชั้นดินที่มีรอยแยกภายในปรากฏอยู่

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

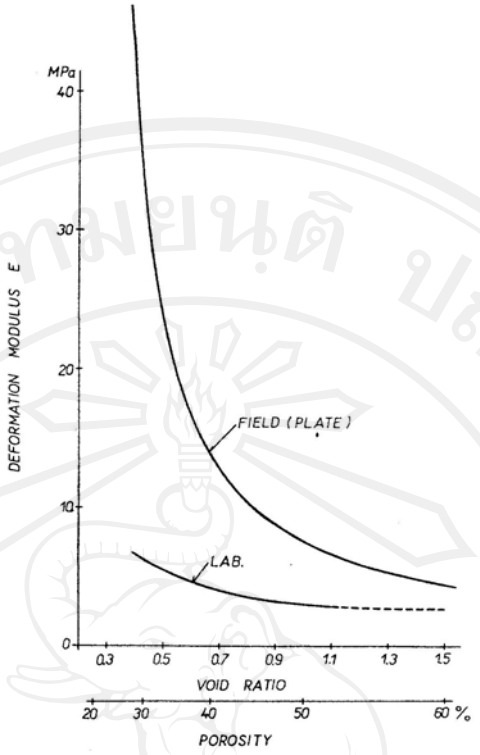


รูป 1.7 แผนภูมิเปรียบเทียบค่าโมดูลัสยืดหยุ่น ที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการจากตัวอย่างดินคงสภาพเทียบกับค่าที่ได้จากการทดสอบในสนามของดินเหนียวแข็งเมืองออนแตริโอปรากฏรอยแยกภายในเนื้อดิน โดย Lo et al. (1971) (Feda, 1978)



รูป 1.8 ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการจากตัวอย่างดินคงสภาพกับค่าที่ได้จากการทดสอบในสนามของดินเหนียวแข็งกรุงลอนดอนปรากฏรอยแยกภายในเนื้อดิน โดย Marsland (1973) (Feda, 1978)

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved



รูป 1.9 ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการจากตัวอย่างดินคงสภาพกับค่าที่ได้จากการทดสอบในสนามของดินเหนียวปั้นได้ (Feda, 1978)

กล่าวโดยสรุปข้อมูลจากการวิเคราะห์ในห้องปฏิบัติการและจากการทดสอบในสนามของดินเอกพันธุ์ Konovalov และ Rudnitsky (1964) ได้ให้อัตราส่วนระหว่างค่าสูงสุดต่อค่าต่ำสุดของค่า E ดังนี้ 1.4 สำหรับทราย (Sand), 1.8 สำหรับดินเหนียวควาเทอร์นารี (Quarternary clays), โลม (loams), ดินเหนียวปนทราย (sandy clays) และ 2.5 สำหรับดินเหนียวตะกอนธารน้ำแข็ง (clayey morain sediments)

วิธีคาดคะเน

การประยุกต์ใช้ทฤษฎีการยืดหยุ่นนี้คาดคะเนระยะทรุดตัว นิยมใช้แบบจำลองดินเป็นวัสดุเอกพันธุ์ (Homogeneous) ที่มีคุณสมบัติเหมือนกันทุกทิศทาง (Isotropic) และมีค่าคงตัวของการยืดหยุ่นสองค่าคือ โมดูลัสยืดหยุ่น (Young's Modulus, E) และอัตราส่วนของปัวส์ซอง (Poisson's Ratio, υ) ผลเฉลยจากทฤษฎีการยืดหยุ่นมักนิยมใช้ในการคาดคะเนการทรุดตัวโดยเฉพาะการทรุดตัวเริ่มต้น

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

ในการออกแบบฐานแผ่มักจะพบแรงกระทำแบบสม่ำเสมอเต็มพื้นที่รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า (Uniform rectangular load, q) ได้บ่อยครั้งในการทำงาน ด้วยเหตุนี้ Giroud (1968) จึงเสนอผลเฉลยการทรุดตัวจากทฤษฎีการยืดหยุ่นสำหรับชั้นดินหนาหาที่สุดมิได้ (Infinite thickness) สำหรับแรงกระทำเต็มพื้นที่รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าแอ่นโค้งได้ (Flexible rectangular load) ที่มีขนาดกว้าง B ยาว L ไว้ดังนี้

$$\rho = \frac{qB}{E}(1-\upsilon^2)I \tag{1.9}$$

โดย I คือ ตัวประกอบอิทธิพล (Influence factor) ซึ่งหาได้จาก

ที่จุดศูนย์กลาง $I_{centre} = \frac{2}{\pi}\left[\ell n\left(\frac{L}{B} + \sqrt{1+\left(\frac{L}{B}\right)^2} \right) + \frac{L}{B}\ell n\left(\frac{1+\sqrt{1+(L/B)^2}}{L/B} \right) \right]$ (1.10)

หรือ ประมาณโดย $I_{centre} \approx 0.62In\left(\frac{L}{B}\right) + 1.12$

ที่มุม $I_{corner} = \frac{1}{\pi}\left[\ell n\left(\frac{L}{B} + \sqrt{1+\left(\frac{L}{B}\right)^2} \right) + \frac{L}{B}\ell n\left(\frac{1+\sqrt{1+(L/B)^2}}{L/B} \right) \right]$ (1.11)

หรือ ประมาณโดย $I_{corner} \approx 0.31\ell n\left(\frac{L}{B}\right) + 0.56$

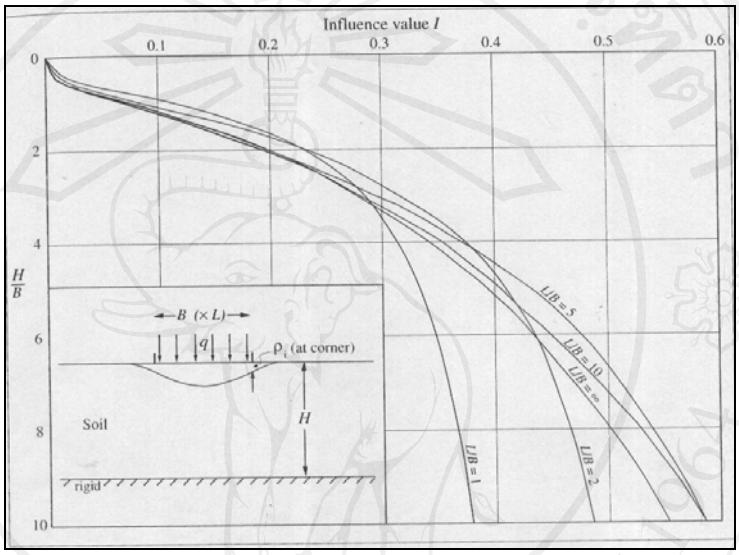
Ueshita and Meyerhof (1968) ได้เสนอแผนภาพผลเฉลยสำหรับการทรุดตัวแบบทันทีที่ผิวดินของชั้นดินหนาจำกัด (Finite thickness) ณ ตำแหน่งจุดมุมของพื้นที่รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าแอ่นโค้งได้ขนาดกว้าง B ยาว L ไว้เท่ากับ

$$\rho_i = \frac{qB}{E_u}I \tag{1.12}$$

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright © by Chiang Mai University
All rights reserved

โดยที่ I คือ ตัวประกอบอิทธิพล (Influence factor) ซึ่งค่า I เป็นฟังก์ชันของค่า L/B และ H/B หรือ $I = f\left(\frac{L}{B}, \frac{H}{B}\right)$ เมื่อ H คือ ความหนาของชั้นดิน

แต่เนื่องจากผลเฉลยสำหรับการทรุดตัวจากทฤษฎีการยืดหยุ่นที่เสนอโดย Ueshita and Meyerhof (1968) นั้น มีข้อจำกัดอยู่หลายประการด้วยกัน จึงมีการปรับแก้บางอย่างให้ผลเฉลยสำหรับการทรุดตัวจากทฤษฎีการยืดหยุ่นครอบคลุมเงื่อนไขแบบอื่นๆได้มากขึ้น ซึ่งสามารถสรุปได้ในตาราง 1.3



รูป 1.10 แผนภาพผลเฉลยสำหรับการทรุดตัวแบบทันทีที่ผิวดินของชั้นดินหนาจำกัด ณ ตำแหน่งจุดมุมของพื้นที่รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าแอ่นโค้งได้ (Barnes, 2000)

หลักการแบ่งชั้น (Principle of layering)

เนื่องจากข้อจำกัดของผลเฉลยการทรุดตัวแบบทันทีที่ผิวดินได้ให้ค่าการทรุดตัวเฉพาะที่ผิวดิน และ ที่ตำแหน่งจุดมุมของแรงกระทำเต็มพื้นที่รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าเท่านั้น ถ้าต้องการค่าการทรุดตัว ณ ตำแหน่งอื่นๆที่ผิวดินอาจใช้หลักการซ้อนทับ (Principle of superposition) ผลเฉลยที่มุมมาประยุกต์ใช้ได้ แต่ในกรณีที่ต้องการคำนวณระยะทรุดตัวของดินไม่เอกพันธุ์ (Non-homogeneous) จะต้องใช้หลักการแบ่งชั้น (Principle of layering)

พิจารณากรณีที่ชั้นดินประกอบด้วยดินต่างชนิดกันสองชั้น(หรือมากกว่า) โดยมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นแตกต่างกัน ดังแสดงในรูป 1.11

$$\rho_i = \rho_{iA} + \rho_{iB} \tag{1.13}$$

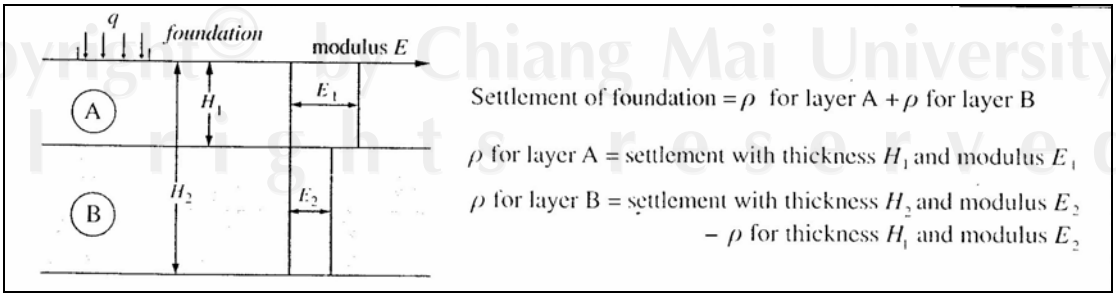
ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

เมื่อ $\rho_{iA} = f(H_1, E_1)$ ค่าการทรุดตัวจากชั้นดิน A ที่มีความหนา H_1 และค่าโมดูลัสยืดหยุ่น E_1 และ $\rho_{iB} = f(H_2, E_2) - f(H_1, E_2)$ คือ ค่าการทรุดตัวจากชั้นดิน B ที่หาจากการทรุดตัวของดินที่มีความหนา H_2 และค่าโมดูลัสยืดหยุ่น E_2 ลบด้วยการทรุดตัวของดินที่มีความหนา H_1 และค่าโมดูลัสยืดหยุ่น E_2

ตาราง 1.3 ข้อจำกัดและการปรับแก้ผลเฉลยการทรุดตัวจากทฤษฎีการยืดหยุ่น (Barnes, 2000)

ข้อจำกัดผลเฉลยการทรุดตัวจากทฤษฎียืดหยุ่น	**การแก้ไขเพิ่มเติม**
1.หาค่าได้เฉพาะตำแหน่งจุดมุม	1.ใช้หลักการซ้อนทับ (Principle of superposition)
2.หาค่าได้เฉพาะผิวดิน	2.ใช้หลักการแบ่งชั้น (Principle of layering)
3.แรงกระทำแบบสม่ำเสมอเต็มพื้นที่รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า (Uniform rectangular load)	3.ใช้หลักการซ้อนทับ (Principle of superposition)
4.พื้นที่รับแรงแอ่นโค้งได้	4.ตัวประกอบปรับแก้ในกรณีพื้นที่รับแรงเกร็ง (Rigidity correction factor),Fraser & Wardle (1976) หรือตัวประกอบปรับแก้สำหรับค่าการทรุดตัวเฉลี่ย (Correction factor for average settlement), Christian & Carrier (1978)
5.แรงกระทำอยู่ที่ผิวดิน	5.ตัวประกอบปรับแก้กรณีที่แรงกระทำที่ระดับลึกจากผิวดิน (Depth correction factor), Burland (1970)

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved



รูป 1.11 การประยุกต์ใช้หลักการแบ่งชั้น (Barnes, 2000)

ตัวประกอบปรับแก้ในกรณีที่พื้นที่รับแรงกระทำเป็นรูปสี่เหลี่ยมเกร็ง (Rigidity correction factor)

พฤติกรรมการต้านการวิรูป (stiffness) ของฐานรากแอ่นโค้งได้ (Flexible) หรือ เกร็ง (Rigid) ส่งผลต่อการทรุดตัวของดินใต้ฐานราก ถ้าเป็นกรณีฐานรากแอ่นโค้งได้ รูปตัดการทรุดตัวเป็นรูปคล้ายกับก้นจานหลุม (Dish-shaped profile) โดยมีการทรุดตัวสูงสุดอยู่ที่จุดกึ่งกลางของพื้นที่ ในทางตรงกันข้ามหากเป็นกรณีฐานรากเกร็ง รูปตัดการทรุดตัวเป็นรูปคล้ายกับจานก้นเรียบ (Plate-shaped profile) โดยที่ผลเฉลยการทรุดตัวของ Ueshita and Meyerhof (1968) นั้นเป็นผลเฉลยสำหรับฐานรากแอ่นโค้งได้และสำหรับการประมาณค่าการทรุดตัวกรณีฐานรากเกร็งได้เสนอไว้โดย Fraser and Wardle (1976) ดังนี้

$$\rho_{rigid} = \mu_r \rho_{\max\ flexible} \tag{1.14}$$

เมื่อ μ_r คือ ตัวประกอบปรับแก้สำหรับฐานรากเกร็ง (Rigidity correction factor) และ $\rho_{\max\ flexible}$ คือ การทรุดตัวสูงสุดของฐานรากแอ่นโค้งได้ ที่จุดศูนย์กลางของแรงกระทำ

ตัวประกอบปรับแก้กรณีที่เป็นแรงกระทำที่ระดับลึกจากผิวดิน (Depth correction factor)

เนื่องจากผลเฉลยการทรุดตัวของ Ueshita and Meyerhof (1968) ได้ให้ค่าเฉพาะกรณีที่แรงกระทำที่ผิวดินเท่านั้น แต่ในความเป็นจริงฐานรากส่วนใหญ่ก่อสร้างโดยการขุดลึกลงไปจากระดับผิวดิน ดังนั้น Burland (1970) ได้แนะนำการปรับแก้ด้วยตัวประกอบปรับแก้สำหรับความลึก (Depth correction factor, μ_o) สำหรับพิจารณาการทรุดตัวกรณีที่มีแรงกระทำอยู่ที่ระดับลึกจากผิวดิน

$$\rho_{depth} = \mu_o \rho_{surface} \tag{1.15}$$

โดยค่า μ_o เสนอไว้ในรูป 1.12

ตัวประกอบปรับแก้สำหรับค่าการทรุดตัวเฉลี่ย (Correction factor for average settlement)

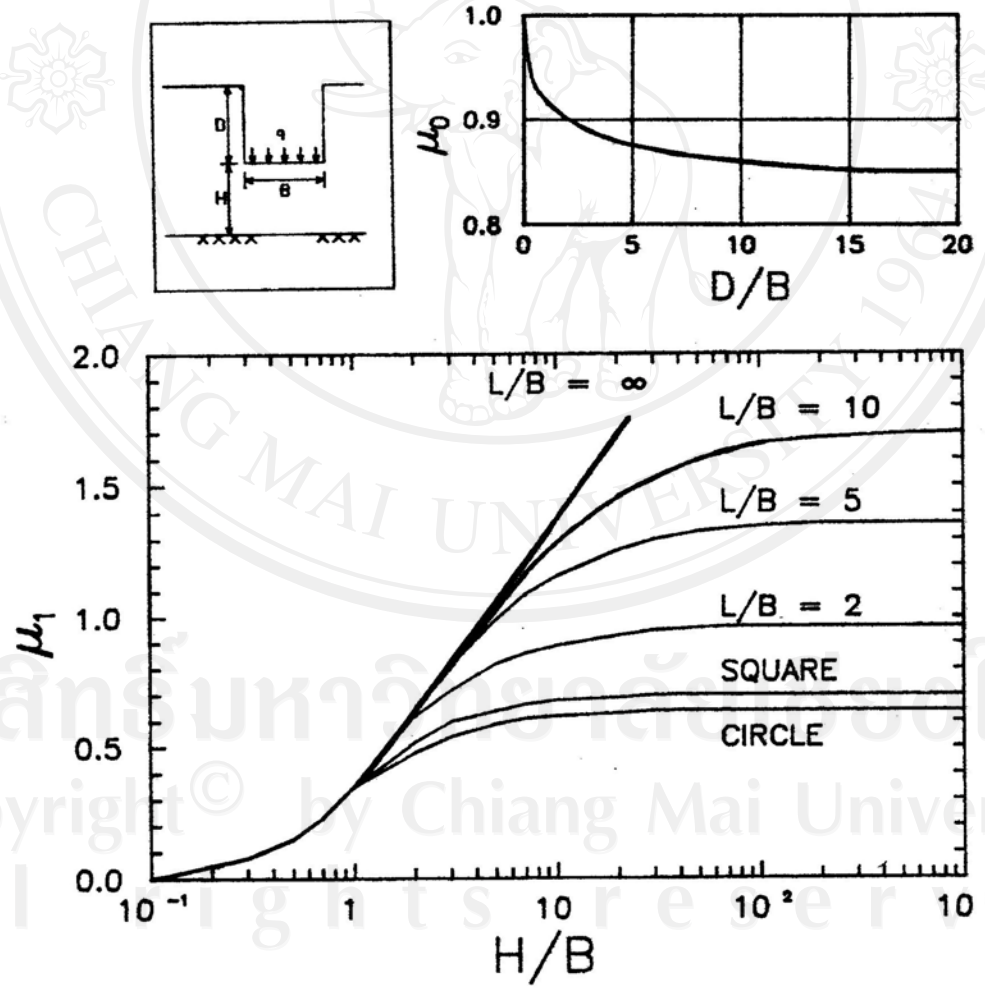
ในบางกรณีเราสนใจเฉพาะค่าเฉลี่ยของการทรุดตัวของฐานรากแอ่นโค้งได้ (Average settlement, ρ_{ave}) ซึ่ง Christian & Carrier (1978) ได้เสนอค่าปรับแก้สำหรับตัวประกอบการทรุดตัวเฉลี่ยไว้ ดังนี้

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

$$\rho_{ave} = \mu_o \mu_1 \frac{qB}{E_u} \tag{1.16}$$

เมื่อ μ_1 คือ ตัวประกอบปรับแก้สำหรับค่าการทรุดตัวเฉลี่ย (Factor for average settlement) ซึ่งค่า μ_1 เป็นฟังก์ชันของ L/B และ H/B หรือ $\mu_1 = f\left(\frac{L}{B}, \frac{H}{B}\right)$

ในบางครั้งเราอาจจะประมาณค่าการทรุดตัวเฉลี่ยของฐานรากแอ่นโค้งได้ ว่ามีค่าเท่ากับการทรุดตัวเฉลี่ยของฐานรากเกร็งได้ ($\rho_{rigid} \approx \rho_{ave\ flexible}$)



รูป 1.12 แผนภูมิของ Christian, J.T. and Carrier III, W.D.(1978) สำหรับการคำนวณการทรุดตัวเฉลี่ย

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

ผลเฉลยการทรุดตัวกรณีค่าโมดูลัสเพิ่มตามความลึก (Elastic settlement solutions – Modulus increasing with depth)

Barnes (2000) ได้กล่าวว่าชั้นดินส่วนใหญ่มีค่าโมดูลัสไม่คงตัว ซึ่งมักจะมีค่าเพิ่มมากขึ้นตามชั้นดินระดับที่ลึกกว่า การที่สมมุติให้โมดูลัสคงตัวในกรณีของชั้นดินเอกพันธุ์จะให้ค่าระยะทรุดตัวที่มากเกินจริง Butler (1974) ได้เสนอวิธีการวิเคราะห์ระยะทรุดตัวโดยประมาณ อาศัยตัวประกอบอิทธิพลของ Steinbrenner (1934) สำหรับชั้นดินที่มีค่าโมดูลัสเพิ่มขึ้นตามความลึก โดยให้ค่าระยะทรุดตัวทันทีที่ตำแหน่งมุมของพื้นที่ที่น้ำหนักบรรทุกกระทำ

อาศัยหลักทฤษฎียืดหยุ่นคาดคะเนระยะทรุดตัวเริ่มต้นโดยคิดระยะทรุดตัว ณ จุดมุมของพื้นที่แอ่นตัวได้รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าบนผิวดินของวัสดุยืดหยุ่นครึ่งห้วงอวกาศรับน้ำหนักบรรทุกแผ่กระจายสม่ำเสมอเต็มพื้นที่ ได้สมการระยะทรุดตัวทันทีดังนี้

$$\rho = \frac{qB\left(1-\upsilon^2\right)I_\rho}{E} \tag{1.17}$$

สมมุติให้ชั้นดินเป็นวัสดุเอกพันธุ์ ยืดหยุ่นเชิงเส้น มีคุณสมบัติเหมือนกันทุกทิศทาง ครึ่งห้วงอวกาศ

Steinbrenner (1934) กล่าวว่าค่า I_ρ จะขึ้นอยู่กับรูปร่างของพื้นที่ที่น้ำหนักบรรทุกกระทำและความหนาของชั้นดิน

Wroth (1971) อภิปรายพฤติกรรมยืดหยุ่นของดินเหนียวอัดตัวเกินปกติไว้ทั้งในเทอมของตัวแปรเสริมแบบไม่ระบายน้ำและแบบระบายน้ำ จากผลการเก็บตัวอย่างดินซึ่งทำโดย Bishop, webb and Lewin (1965) ที่ Ashford Common shaft โดย Wroth (1971) ได้อนุมานว่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดินนั้นเป็นฟังก์ชันของความเค้นกับอัตราส่วนการอัดตัวได้และที่สำคัญกว่านั้นคือโมดูลัสดังกล่าวจะเพิ่มขึ้นตามความลึก

Gibson (1967) ได้ค้นหาวิธีการหาความเค้นและการวิรูปในวัสดุไม่เอกพันธุ์ ยืดหยุ่น ครึ่งห้วงอวกาศ เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกแผ่กระจายสม่ำเสมอเป็นแถบกระทำที่ผิวดิน โดยได้ตีพิมพ์วิธีการหาผลเฉลยสำหรับกรณีที่โมดูลัสเฉือน (Shear modulus, *G*) เพิ่มขึ้นเชิงเส้นตามความลึกและใช้แบบจำลองของ Winkler กับกรณีดังกล่าว ต่อมา Gibson, Brown and Andrews (1971) ได้ขยายขอบเขตงานของ Gibson (1967) เพื่อใช้หาความเค้นและการวิรูปในกรณีที่ดินไม่ยืดหยุ่นนั้นถูกจำกัดด้วยความลึกโดยมีชั้นแข็งเกร็ง (rigid base) รองรับอยู่ จากนั้น Brown and Gibson (1972) ก็ได้ขยายขอบเขตงานเริ่มแรกของ Gibson (1967) ต่อไปอีกโดยวิเคราะห์การทรุดตัวของน้ำหนักบรรทุก

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

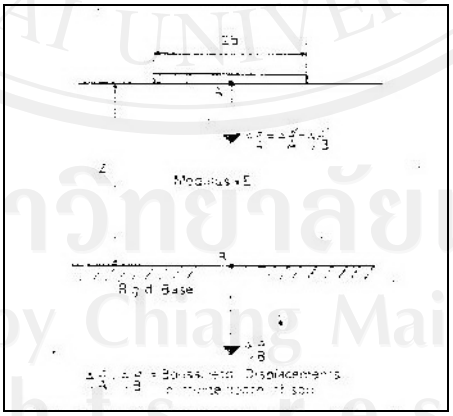
กระทำเต็มพื้นที่รูปวงกลมและน้ำหนักบรรทุกกระทำเต็มพื้นที่แถบบนผิวของวัสดุครึ่งห้วงอวกาศ คิดค่าโมดูลัสของยังเพิ่มขึ้นเชิงเส้นตามความลึกและกำหนดใช้ค่าอัตราส่วนของปัวส์ซองอยู่ในช่วง 0 ถึง 0.5

Brown and Gibson (1973) ได้ตีพิมพ์ผลเฉลยสำหรับระยะทรุดตัว ที่มุมเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกเต็มพื้นที่รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าบนผิววัสดุครึ่งห้วงอวกาศยืดหยุ่นเชิงเส้นไม่เอกพันธุ์มีคุณสมบัติเหมือนกันทุกทิศทาง อย่างไรก็ตามยังไม่มีผลการวิเคราะห์ที่กำหนดเอาไว้อย่างชัดเจนสำหรับตัวประกอบอิทธิพลของชั้นดินอัดตัวได้ที่มีความลึกจำกัดสำหรับดินเอกพันธุ์ ที่มีคุณสมบัติเหมือนกันทุกทิศทาง Steinbrenner (1934) ได้ใช้การประเมินค่าอย่างง่ายดำเนินการวิเคราะห์โดยประมาณ ซึ่งวิธีการดังกล่าวได้คำนวณระยะทรุดตัวของจุด A ซึ่งอยู่กึ่งกลางพื้นที่แถบยาวหาที่สุดมิได้รับแรงแผ่กระจายสม่ำเสมอบนผิวดินที่มีความลึกจำกัด จากผลเฉลยของบูส์ซิเนสก์ (Bousinesq) สำหรับระยะทรุดของจุด A คือ $\Delta\rho_A$ และ B $\Delta\rho_B$ ของชั้นดินหนาหาที่สุดมิได้แสดงในรูปที่ 1.8 ดังนั้นระยะทรุดตัวจริงของจุด B จึงเท่ากับศูนย์ จึงคำนวณ $\Delta\rho_A$ ได้

$$\Delta\rho_A = \Delta\rho'_A - \Delta\rho'_B \qquad (1.18)$$

โดยที่ $\Delta\rho'_A$ คือระยะทรุดตัวของจุด A เมื่อดินมีความลึกหาที่สุดมิได้

$\Delta\rho'_B$ คือระยะทรุดตัวของจุด B เมื่อดินมีความลึกหาที่สุดมิได้



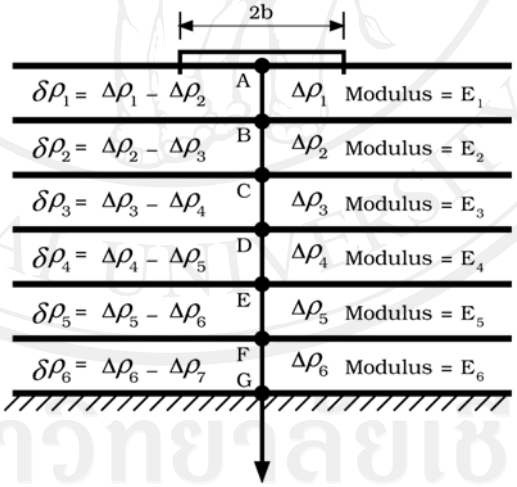
รูป 1.13 การคำนวณระยะทรุดตัวโดยวิธีการของ Steinbrenner (1934) (Butler, 1975)

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

Butler (1974) ได้หาตัวประกอบอิทธิพลสำหรับดินที่มีโมดูลัสเพิ่มขึ้นตามความลึกโดยอาศัยวิธีของ Steinbrenner (1934) จากการแบ่งชั้นดินที่ถูกจำกัดด้วยชั้นแข็งเกร็งออกเป็นชั้นดินย่อยมีความหนาเท่ากัน ให้ชั้นดินย่อยแต่ละชั้นมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากันตลอดความหนาชั้นดิน ดังแสดงในรูป 1.14 ด้วยวิธีนี้ Butler (1974) ได้สมการสำหรับหาผลเฉลยของตัวประกอบอิทธิพลและได้ใช้เครื่องคอมพิวเตอร์ Hewlett Packard คำนวณหาตัวประกอบอิทธิพล ในแต่ละชั้นความหนา (อธิบายในเทอมของอัตราส่วนความลึก) สำหรับน้ำหนักบรรทุกกระทำเต็มพื้นที่สี่เหลี่ยมผืนผ้าตามสัดส่วน $L/B = 1.0, 2.0, 5.0$ และ $\upsilon = 0.5, 0.1$ ในกรณีไม่ระบายน้ำและระบายน้ำได้ตามลำดับ จากวิธีการดังกล่าวจะได้สมการการทรุดตัวทันทีที่ตำแหน่งมุมของพื้นที่ที่น้ำหนักบรรทุกกระทำดังนี้

$$\rho_i = \frac{qB}{E_o} I_\rho \tag{1.19}$$

เมื่อ I_ρ คือ ตัวประกอบอิทธิพล แสดงเป็นแผนภูมิดังรูป 1.15



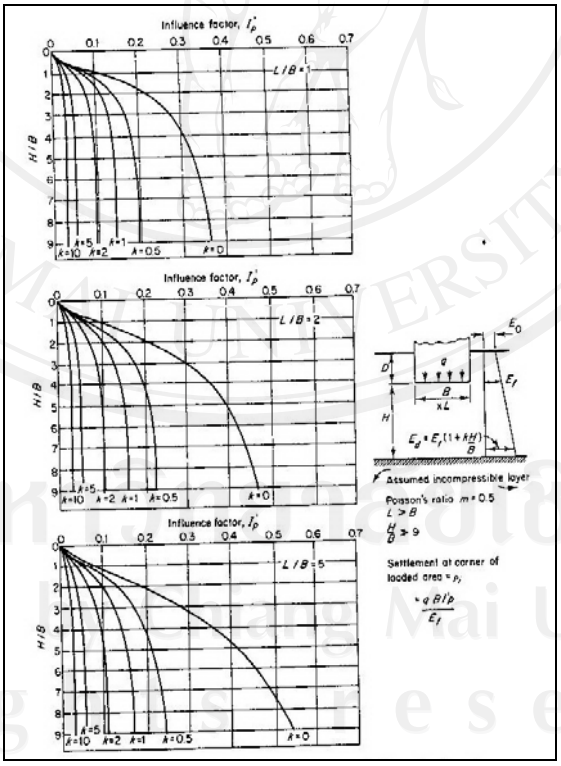
รูป 1.14 การปรับใช้วิธีการของ Steinbrenner สำหรับการวิเคราะห์ระยะทรุดตัวโดยประมาณสำหรับดินที่มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นแปรผันตามความลึก (Butler, 1974)

ตามที่ได้กล่าวมาแล้วในข้างต้นที่ว่าดินส่วนใหญ่มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นไม่คงตัวและมักจะมีค่าเพิ่มมากขึ้นตามชั้นดินในระดับที่ลึกกว่า แต่ก็อาจเป็นไปได้เช่นกันที่ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นไม่เพิ่มตามความลึกชั้นดิน โดยจะมีค่าแปรปรวนมากน้อยตามแต่ละชั้นดิน ในกรณีนี้สามารถหาค่าระยะทรุดตัวทันทีโดยใช้วิธีของ Terzaghi (1943) ประยุกต์ร่วมกับวิธีของ Steinbrenner (1934)

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

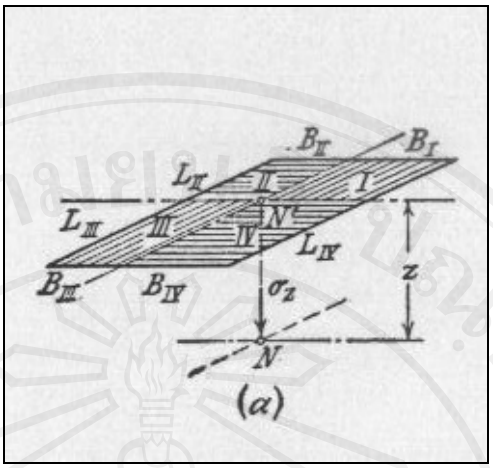
Terzaghi (1943) กล่าวว่าหากสมมุติให้ดินที่พิจารณาเป็นวัสดุยืดหยุ่นสมบูรณ์แบบแล้ว สามารถนำกฎการซ้อนทับมาใช้กับวัสดุดังกล่าวได้และโดยการหาปริพันธ์ผลเฉลยระยะเปลี่ยนตำแหน่งในแนวดิ่งภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำรวมกันที่จุดเดียว ได้ระยะเปลี่ยนตำแหน่งในแนวดิ่งที่จุดความลึกใดๆในชั้นดินเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกแผ่กระจายสม่ำเสมอกระทำเต็มพื้นที่รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่ผิวดิน เพื่อให้เห็นภาพของกระบวนการหาระยะเปลี่ยนตำแหน่งดังกล่าวนั้น พิจารณาคำนวณหาระยะเปลี่ยนตำแหน่งในแนวดิ่งของจุด N' แสดงในรูป 1.16 จุดดังกล่าวอยู่ในพื้นที่สี่เหลี่ยมผืนผ้า พื้นที่ดังกล่าวรับความเค้นกระจายสม่ำเสมอ q ระยะเปลี่ยนตำแหน่งในแนวดิ่ง $d\zeta_o$ ของจุด N' เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่ผิวดิน $dQ = qdxdy$ กระทำที่จุดหนึ่งมีระยะ r จากจุด N' สามารถหาได้จากสมการ

$$d\zeta_o = \frac{dQ}{\pi r}\frac{1-\upsilon^2}{E} \tag{1.20}$$



รูป 1.15 ตัวประกอบอิทธิพลต่อการคำนวณค่าการทรุดตัวที่ผิวดินแบบทันที ณ ตำแหน่งจุดมุม ในกรณีค่าโมดูลัสเพิ่มตามความลึก โดย Butler (1974) (Tomlinson, 1992)

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved



รูป 1.16 น้ำหนักบรรทุกแผ่กระจายสม่ำเสมอรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากระทำบนของแข็งครึ่งห้วงอวกาศ (Terzaghi, 1943)

จากสมการ 1.20 เมื่อหาปริพันธ์ตลอดพื้นที่สี่เหลี่ยมผืนผ้า โดยใช้ความกว้าง B ความยาว L ได้ระยะทรุดตัว $\Delta\rho$ ที่มุมของพื้นที่น้ำหนักบรรทุกกระทำ ออกมาในรูปของสมการ

$$\Delta\rho = qB\frac{1-\upsilon^2}{E}\frac{1}{\pi}\left[l\ \ln\frac{1+\sqrt{l^2+1}}{l}+\ln\left(l+\sqrt{l^2+1}\right)\right] \tag{1.21}$$

โดยที่ $l = \frac{L}{B}$

Schleicher (1926) ได้เสนอตัวประกอบอิทธิพล

$$I_\rho = \frac{1}{\pi}\left[l\ \ln\frac{1+\sqrt{l^2+1}}{l}+\ln\left(l+\sqrt{l^2+1}\right)\right] \tag{1.22}$$

ดังนั้น

$$\Delta\rho = qB\frac{1-\upsilon^2}{E}I_\rho \tag{1.23}$$

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

เป็นสมการคำนวณระยะทรุดตัวที่ผิวของดินขนาดครึ่งห้วงอวกาศ เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งแผ่กระจายสม่ำเสมอกระทำบนพื้นที่รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าซึ่งอยู่บนผิวดิน

นอกจากนี้ Terzaghi (1943) ยังได้เสนอว่าเนื่องจากยังไม่มีผลเฉลยสำหรับการคำนวณระยะทรุดตัวภายใต้น้ำหนักบรรทุกบนพื้นที่จำกัดวางบนผิวดินยืดหยุ่นความลึกจำกัดรองรับด้วยชั้นแข็งเกร็งได้อย่างถูกต้องแม่นยำ จึงนำวิธีของ Steinbrenner (1934) ที่ใช้วิธีการหาผลเฉลยการทรุดตัวโดยประมาณซึ่งมีความถูกต้องเพียงพอสำหรับการใช้งานในทางปฏิบัติ โดยมีหลักการคือคำนวณระยะทรุดตัวที่จุดมุมของน้ำหนักบรรทุกแผ่กระจายสม่ำเสมอรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าบนผิวราบของมวลดินขนาดครึ่งห้วงอวกาศ จากนั้นจึงคำนวณระยะเปลี่ยนตำแหน่งแนวดิ่งของจุดที่อยู่ลึกลงไปเป็นระยะ D ใต้จุดมุมและประมาณว่าระยะทรุดตัวที่จุดมุมของพื้นที่น้ำหนักบรรทุกกระทำที่ผิวของชั้นดินยืดหยุ่นมีความหนา D คือ $\Delta\rho_D$ เท่ากับ $\Delta\rho - \Delta\rho'$ หรือ

$$\Delta\rho_D = \Delta\rho - \Delta\rho' \tag{1.24}$$

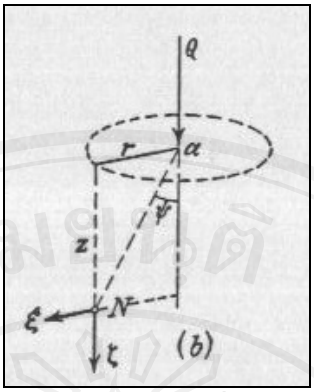
ระยะเปลี่ยนตำแหน่งในแนวดิ่งที่จุดมุมของพื้นที่สี่เหลี่ยมผืนผ้าวางบนผิวดินครึ่งห้วงอวกาศหาได้จากสมการ

$$\Delta\rho = qB\frac{1-\upsilon^2}{E}\frac{1}{\pi}\left[l\ \ln\frac{1+\sqrt{l^2+1}}{l} + \ln\left(l+\sqrt{l^2+1}\right)\right] \tag{1.25}$$

ระยะเปลี่ยนตำแหน่งในแนวดิ่งของจุดภายในมวลดินครึ่งห้วงอวกาศเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกกระทำรวมกันที่จุดเดียวบนผิวดินแสดงดังรูป 1.17 หาได้จากสมการ

$$\zeta = \frac{Q}{2\pi r}\frac{1+\upsilon}{E}\left[2(1-\upsilon)+\cos^2\psi\right]\sin\psi \tag{1.26}$$

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved



รูป 1.17 ระยะเปลี่ยนตำแหน่งในแนวดิ่งของจุดภายในมวลดินครึ่งห้วงอวกาศเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกกระทำรวมกันที่จุดเดียวบนผิวดิน (Terzaghi, 1943)

ระยะเปลี่ยนตำแหน่งในแนวดิ่งของจุดที่อยู่ลึกลงไปเป็นระยะ D ใต้จุดมุมของพื้นที่น้ำหนักบรรทุกกระทำที่ผิวสี่เหลี่ยมผืนผ้า สามารถคำนวณได้โดยการหาปริพันธ์สมการ 1.26 ได้

$$\Delta\rho_D = \Delta\rho - \Delta\rho' = q\frac{B}{E}\left[\left(1-\upsilon^2\right)F_1 + \left(1-\upsilon-2\upsilon^2\right)F_2\right] \qquad (1.27)$$

เมื่อ

$$F_1 = \frac{1}{\pi}\left[l\,\ln\frac{(1+\sqrt{l^2+1}\sqrt{l^2+d^2}}{l\left(1+\sqrt{l^2+d^2+1}\right)} + \ln\frac{\left(l+\sqrt{l+1}\right)\sqrt{1+d^2}}{l+\sqrt{l^2+d^2+1}}\right] \qquad (1.28)$$

และ

$$F_2 = \frac{d}{2\pi}\tan^{-1}\frac{l}{d\sqrt{l^2+d^2+1}} \qquad (1.29)$$

โดย $d = D/B$

และ $$I_\rho = \left(1-\upsilon^2\right)F_1 + \left(1-\upsilon-2\upsilon^2\right)F_2 \qquad (1.30)$$

โดย $I_\rho = F_1 + F_2$ สำหรับ $\upsilon = 0$

$I_\rho = 0.75F_1$ สำหรับ $\upsilon = 0.5$

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

ผลเฉลยจากทฤษฎีการยืดหยุ่นสำหรับการทรุดตัวในระยะยาว

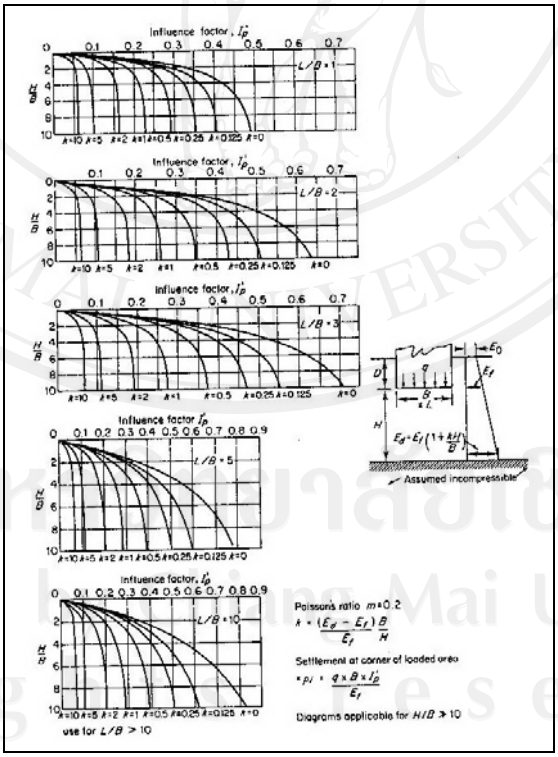
(Elastic solution for long-term settlement*)*

นอกจากการใช้ทฤษฎียืดหยุ่นไปคาดคะเนระยะทรุดตัวเริ่มต้นแล้ว ทฤษฎียืดหยุ่นยังสามารถนำไปใช้ในการคาดคะเนระยะทรุดตัวในระยะยาว (Long-term settlement) หรือ การทรุดตัวแบบระบายน้ำได้เช่นกัน

ตัวแปรเสริมที่ใช้ในการคำนวณค่าระยะทรุดตัวในระยะยาวประกอบด้วย ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นแบบระบายน้ำ (E') และค่าอัตราส่วนของปัวส์ซองแบบระบายน้ำ (υ') การทรุดตัวระยะยาวนี้ได้รวมผลการทรุดตัวเริ่มต้นและการทรุดตัวจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำเข้าไว้ด้วยกัน ซึ่ง Meigh (1976) ได้เสนอไว้ ดังนี้

$$\rho_{total} = \rho_i + \rho_c = \mu_o \mu_1 \frac{qB}{E'} I \qquad (1.31)$$

เมื่อ E' คือ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นแบบระบายน้ำ ใช้อัตราส่วนของปัวส์ซองแบบระบายน้ำเท่ากับ 0.2 $\left(\upsilon' = 0.2\right)$ และ I คือ ตัวประกอบอิทธิพลดังแสดงในรูปที่ 1.12



รูป1.18 ตัวประกอบอิทธิพลสำหรับคำนวณระยะทรุดตัวที่ผิวดินในช่วงยาวนาน ณ ตำแหน่งจุดมุมในกรณีค่าโมดูลัสเพิ่มตามความลึก โดย Meigh (1976) (Tomlinson, 1992)

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

วิธีที่ 2 การคาดคะเนการทรุดตัวโดยวิธีความเครียดมิติเดียว (One Dimensional Strain Method)

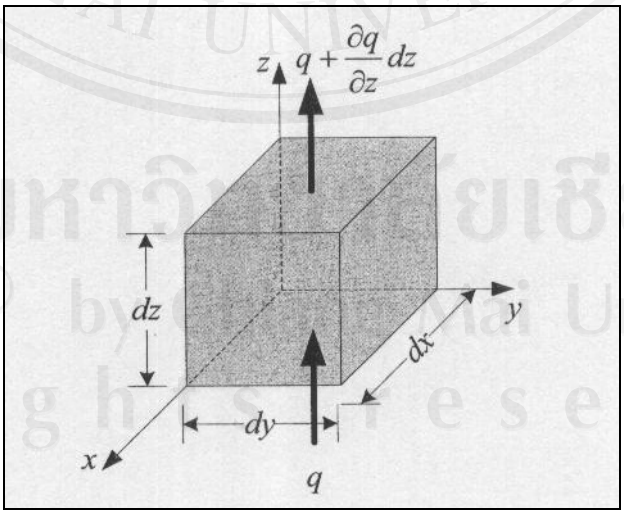
การอัดตัวแบบหนึ่งมิติ (One-dimensional compression) หมายถึง การเปลี่ยนแปลงปริมาตรในแนวดิ่งโดยปราศจากการเคลื่อนตัวของมวลดินในแนวราบ (No lateral movement) การอัดตัวแบบนี้มักจะพบในสภาพธรรมชาติ เช่น การทรุดตัวจากการตกตะกอนของดินเป็นบริเวณกว้าง

สำหรับการศึกษาพฤติกรรมการอัดตัวแบบหนึ่งมิติ จะใช้เครื่องมือที่เรียกว่า ออโดมิเตอร์ (Oedometer) หรือเครื่องมืออัดตัวคายน้ำ (Consolidometer) ซึ่ง เทอร์ซากิ (Terzaghi) ได้ใช้ผลการทดสอบจากเครื่องมือดังกล่าวค้นพบหลักการความเค้นประสิทธิผล (Principle of effective stress) และ ทฤษฎีการอัดตัวระบายน้ำตัวหนึ่งมิติ (One-dimensional consolidation theory)

ทฤษฎีการอัดตัวระบายน้ำของเทอร์ซากิ (Terzaghi's theory of consolidation)

พิจารณามวลดินที่มีความหนา dz และมีพื้นที่หน้าตัด $dA = dxdy$ ดังแสดงในรูป 1.19 โดยอ้างอิงสมมุติฐานดังต่อไปนี้

1. ดินอยู่ในสภาพอิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturated) และมีสมบัติแบบเอกพันธุ์และเท่ากันทุกทิศทาง (Homogeneous and isotropic)
2. สามารถใช้กฎการไหลของดาร์ซี่ได้
3. มีการไหลของน้ำในหนึ่งมิติในทิศทางดิ่ง
4. ความเครียดที่เกิดขึ้นมีขนาดต่ำ



รูป 1.19 การไหลมิติเดียวผ่านมวลดิน (สุเชษฐ์, 2551)

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

จากเงื่อนไขการอัดตัวมิติเดียวพบว่า การเปลี่ยนแปลงปริมาตรของมวลดิน (ΔV) มีค่าเท่ากับการเปลี่ยนแปลงปริมาตรน้ำในมวลดินที่ไหลออกไป (ΔV_w) และมวลดินมีพื้นที่หน้าตัดคงตัวเพราะบังคับให้ไม่มีการเคลื่อนที่ด้านข้าง (Laterally constrained) ดังนั้น การเปลี่ยนแปลงปริมาตรแปรผันตรงกับการเปลี่ยนแปลงความสูงของมวลดิน นั่นคือ

$$\Delta V = \Delta V_w \tag{1.32}$$

ในขณะที่เกิดกระบวนการอัดตัวคายน้ำ ความเค้นรวมจากน้ำหนักกระทำมีค่าคงตัว ดังนั้นการเปลี่ยนแปลงความเค้นประสิทธิผลมีค่าเท่ากับการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำส่วนเกิน นั่นคือ

$$\Delta\sigma_z^{/} = -\Delta u \tag{1.33}$$

มวลดินในรูป 1.19 มีอัตราไหลเข้าของน้ำ q และอัตราการไหลออกของน้ำ $\left(q + \frac{\partial q}{\partial z} dz\right)$ ดังนั้น อัตราการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดิน $\frac{\partial V}{\partial t}$ เท่ากับผลต่างของอัตราการไหลเข้าและออกของน้ำผ่านมวลดิน นั่นคือ

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \left(q + \frac{\partial q}{\partial z} dz\right) - q = \frac{\partial q}{\partial z} dz \tag{1.34}$$

นิยามค่าสัมประสิทธิ์การเปลี่ยนแปลงปริมาตร (Coefficient of volume change, m_v) คือ การเปลี่ยนแปลงปริมาตรต่อการเปลี่ยนแปลงความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่ง นั่นคือ

$$m_v = \frac{\Delta\varepsilon_p}{\Delta\sigma_z^{/}} = \frac{\Delta V / V}{\Delta\sigma_z^{/}} \tag{1.35}$$

ดังนั้น สามารถขยายความอัตราการเปลี่ยนแปลงปริมาตรได้ว่า

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{m_v \partial\sigma_z^{/} A dz}{\partial t} = -m_v \frac{\partial u}{\partial t} A dz \tag{1.36}$$

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

$$\frac{\partial q}{\partial z} = -m_v \frac{\partial u}{\partial t} A \tag{1.37}$$

จากกฎการไหลหนึ่งมิติของดาร์ซี

$$q = k_v iA = -k_v A \frac{\partial h}{\partial z} \tag{1.38}$$

เมื่อ k_v คือ สัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่านได้แนวดิ่ง (Vertical coefficient of permeability)

h คือ เฮดของน้ำ ซึ่งสัมพันธ์กับความดันน้ำคือ $u = \gamma_w h$

ได้

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k_v}{m_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \tag{1.39}$$

โดยที่ $c_v = \frac{k_v}{m_v \gamma_w}$ นิยามเป็นสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (Coefficient of consolidation)

สำหรับปัญหาการอัดตัวคายน้ำมิติเดียว สมการควบคุมการอัดตัวคายน้ำเขียนได้เป็น

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \tag{1.40}$$

สมการ 1.40 นี้เรียกอีกชื่อว่า สมการการอัดตัวคายน้ำมิติเดียวของเทอร์ซากิ (Terzaghi's one-dimensional consolidation equation)

การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

พฤติกรรมการรับแรงและการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของดินเม็ดละเอียด สามารถอธิบายได้โดยใช้แบบจำลองน้ำ-สปริง (Water-spring model) นั่นคือ เมื่อมีน้ำหนักกระทำกับมวลดิน จะเกิดแรงดันน้ำส่วนเกินขึ้นในมวลดิน จากนั้นเมื่อแรงดันน้ำส่วนเกินค่อยๆลดลงทำให้ความเค้นประสิทธิผลเปลี่ยนแปลงไป นั่นคือ กระบวนการอัดตัวคายน้ำเกิดขึ้น และ การทรุดตัวเนื่องจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation settlement, ρ_c) จะมีค่าเพิ่มขึ้นตามเวลาจนกระทั่งกระบวนการอัดตัวคายน้ำเสร็จสิ้น อย่างไรก็ตามถึงแม้ว่าความดันน้ำในมวลดินจะลดลงเป็นศูนย์

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

การทรุดตัวก็ยังคงดำเนินต่อไปอย่างช้าๆ เนื่องจากพฤติกรรมการอัดตัวที่ขึ้นกับเวลาของดิน ซึ่งการทรุดตัวลักษณะนี้เรียกว่า การอัดตัวครั้งที่สอง (Secondary compression, ρ_s) จึงทำให้ในบางครั้งเรียกกระบวนการอัดตัวคายน้ำว่าเป็น การอัดตัวครั้งแรก (Primary compression)

การศึกษาพฤติกรรมการอัดตัวจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำ มักใช้การแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง อัตราส่วนช่องว่าง (e) กับลอการิธึมของความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่ง (σ_v') เรียกว่าเส้นโค้งการอัดตัวได้ ความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของมวลดินกับอัตราส่วนช่องว่างภายใต้เงื่อนไขการอัดตัวมิติเดียวสามารถอธิบายได้ดังนี้

กำหนดให้ปริมาตรจำเพาะเริ่มต้น (Initial specific volume) มีค่าเท่ากับ

$$v_o = \frac{V_t}{V_s} = 1 + e_o \tag{1.41}$$

ดังนั้นการเปลี่ยนแปลงปริมาตรจำเพาะมีค่าเท่ากับการเปลี่ยนแปลงอัตราส่วนช่องว่าง

$$\Delta v = \Delta e \tag{1.42}$$

จากนิยามความเครียดเชิงปริมาตร (Volumetric strain)

$$\varepsilon_p = \frac{\Delta v}{v_o} = \frac{\Delta e}{1 + e_o} \tag{1.43}$$

เมื่อ ΔH คือ การเปลี่ยนแปลงความสูงในแนวดิ่งของดิน

H_o คือ ความหนาเริ่มต้นของชั้นดิน

นั่นคือ การทรุดตัวจากการทดสอบอัดตัวคายน้ำมิติเดียว $\rho_{oed} = \Delta H$

$$\rho_{oed} = \frac{\Delta e}{1 + e_o} H_o \tag{1.44}$$

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

เส้นโค้งการอัดตัวได้และตัวแปรเสริมการอัดตัว

การลงจุดจากข้อมูลการทดสอบอัดตัวคายน้ำเพื่อแสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินและความเค้นประสิทธิผล หรือที่เรียกกันว่าเส้นโค้งการอัดตัวได้ มักนิยมใช้กันใน 4 รูปแบบดังรูป 1.19 ถึง 1.22 โดย เส้นโค้งการอัดตัวคายน้ำได้แบ่งออกเป็น 3 ส่วน ตามลำดับการเพิ่ม-ลดแรง คือ

1. การเพิ่มแรงในครั้งแรก (Load) สามารถแสดงได้ด้วย *เส้นโค้งการอัดตัว (Compression curve)*
2. *เส้นโค้งการคืนตัว* เป็นขั้นตอนการลดแรง
3. *เส้นโค้งการอัดตัวซ้ำ* เป็นเส้นที่แสดงการเพิ่มแรงซ้ำ และเพิ่มแรงไปเรื่อยๆเส้นโค้งจะไปบรรจบกับเส้นโค้งการอัดตัวและต่อเนื่องกับเส้นโค้งการอัดก่อนหน้านี้

แบบที่ 1

เป็นเส้นโค้งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดแนวดิ่ง (Vertical strain, ε_z) กับความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่งมักจะใช้กับผลการทดสอบออโดมิเตอร์ เส้นโค้งการอัดตัวได้เป็นเส้นโค้งตกท้องช้าง (Sagging) ความชันของเส้นโค้งการอัดตัวครั้งแรกนิยามว่าเป็น ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวเชิงปริมาตร (Coefficient of volume compressibility) ดังแสดงในสมการต่อไปนี้

$$m_v = \frac{\Delta\varepsilon_z}{\Delta\sigma_v^{/}} = \frac{1}{M} \tag{1.45}$$

ค่า m_v มีค่าไม่คงตัวขึ้นกับระดับความเค้นหรือ $m_v = f(\sigma_v^{/})$ และส่วนกลับของ m_v คือ ค่าโมดูลัสจำกัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Constrained modulus, M) และในทำนองเดียวกัน อาจจะนิยามค่าความชันของเส้นโค้งการคืนตัวหรือเส้นโค้งการอัดตัวซ้ำว่าเป็น ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวซ้ำเชิงปริมาตร (Coefficient of volume recompressibility) ดังแสดงในสมการต่อไปนี้

$$m_{vr} = \frac{\Delta\varepsilon_z}{\Delta\sigma_v^{/}} \tag{1.46}$$

ค่า m_{vr} มีค่าไม่คงตัวเช่นเดียวกับค่า m_v

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

แบบที่ 2

เป็นเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง (e) กับ ลอการิธึมฐาน 10 ของความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่ง มักจะใช้กับผลการทดสอบออโดมิเตอร์ เส้นโค้งการอัดตัวคายน้ำมักจะเป็นเส้นโค้งนูนหลังเต่าเล็กน้อย (Hogging) หรืออาจจะประมาณเป็นเส้นตรง ความชันของเส้นโค้งสามารถนิยามได้เป็นสองช่วง คือ ในช่วงการอัดตัวครั้งแรก นิยามว่าเป็น ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวหรือดัชนีการอัดตัว (Coefficient of compression or Compression index) ดังแสดงในสมการ

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log(\sigma'_{v2} / \sigma'_{v1})} = \frac{\Delta e}{\log(\sigma'_{vf} / \sigma'_{vi})} \tag{1.47}$$

เมื่อ ตัวพ่วงล่าง i และ f หมายถึง ค่าเริ่มต้น และ ค่าสิ้นสุด ตามลำดับ

ค่า C_c ไม่มีหน่วย ซึ่งขึ้นกับชนิดของดินและสภาพการอัดตัวคายน้ำ ปกติแล้วมีค่าอยู่ในช่วง 0.1-0.8

ในทำนองเดียวกันอาจจะนิยามค่าความชันของเส้นโค้งการคืนตัวหรือเส้นโค้งการอัดตัวซ้ำว่าเป็น ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวซ้ำหรือดัชนีการอัดตัวซ้ำ (Coefficient of recompression or Recompression index) ดังแสดงในสมการ

$$C_r = \frac{e_1 - e_2}{\log(\sigma'_{v2} / \sigma'_{v1})} = \frac{\Delta e}{\log(\sigma'_{vf} / \sigma'_{vi})} \tag{1.48}$$

ค่า C_r ไม่มีหน่วย โดยปกติแล้วจะมีค่าประมาณ 10 – 20% ของค่า C_c

แบบที่ 3

เป็นเส้นโค้งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดแนวดิ่ง (Vertical strain, ε_z) กับลอการิธึมฐาน 10 ของความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่ง ใช้กับผลการทดสอบออโดมิเตอร์ เส้นโค้งการอัดตัวได้เป็นเส้นโค้งการอัดตัวคายน้ำมักจะเป็นเส้นโค้งนูนหลังเต่าเล็กน้อย (Hogging) หรืออาจจะประมาณเป็นเส้นตรงหรืออาจจะประมาณเป็นเส้นตรง คล้ายคลึงกับความชันของเส้นโค้งแบบที่ 2 ต่างกันที่ค่าในแกนตั้งเป็นค่าความเครียดแนวดิ่ง Dunn *et al.*(1980) กล่าวว่าแม้ว่าเส้นโค้งแสดงความสัมพันธ์แบบที่ 2 จะเป็นที่นิยมใช้กันมากแต่เส้นโค้งแบบที่ 3 นี้มีข้อได้เปรียบคือสามารถวัดได้โดยตรงจากการทดสอบไม่จำเป็นต้องหาค่าอัตราส่วนช่องว่างอีก เส้นโค้งในช่วงการอัดตัวครั้งแรกมีความสัมพันธ์กับดัชนีการอัดตัวดังสมการ

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

$$C = \frac{C_C}{1+e_O} \tag{1.49}$$

แบบที่ 4

เป็นเส้นโค้งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างปริมาตรจำเพาะ (Specific volume, $v = 1+e$) กับลอการิธึมธรรมชาติของความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย [$p' = (\sigma_v' + 2\sigma_h')/3$] เรียกว่าเส้นโค้งการอัดตัวคายน้ำสถานะวิกฤต (Critical state) มักจะใช้กับผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำด้วยเครื่องมือสามแกน เส้นโค้งการอัดตัวคายน้ำคล้ายกับแบบที่ 2 คือ มักจะเป็นเส้นโค้งนูนหลังเต่าเล็กน้อยหรืออาจจะประมาณเป็นเส้นตรง ความชันของเส้นโค้งสามารถนิยามได้เป็นสองช่วง คือ ในช่วงการอัดตัวครั้งแรก นิยามว่าเป็น ดัชนีการอัดตัว (Compression index) ดังแสดงในสมการ

$$\lambda = \frac{v_1 - v_2}{\ln(p_2'/p_1')} = \frac{\Delta e}{\ln(p_f'/p_i')} \tag{1.50}$$

ค่า λ ไม่มีหน่วย ขึ้นกับชนิดดินและสภาพการอัดตัวคายน้ำ โดยมีความสัมพันธ์กับค่า C_c คือ $\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} = 0.434 C_c$ ส่วนค่าความชันของเส้นโค้งการคืนตัวหรือเส้นโค้งการอัดตัวซ้ำ นิยามว่าเป็น ดัชนีการอัดตัวซ้ำ (Recompression index) ดังแสดงในสมการ

$$\kappa = \frac{v_1 - v_2}{\ln(p_2'/p_1')} = \frac{\Delta e}{\ln(p_f'/p_i')} \tag{1.51}$$

ค่า κ ไม่มีหน่วยและสัมพันธ์กับค่า C_r คือ $\kappa = \frac{C_r}{\ln 10} = 0.434 C_r$

โดยปกติแล้วจะมีค่าอัตราส่วนระหว่าง $\kappa/\lambda \approx 0.1 - 0.2$

วิธีความเครียดมิติเดียว ใช้สมมติฐานว่าดินบริเวณที่เกิดการทรุดตัวใต้ฐานรากจะทรุดตัวลงในแนวดิ่งแนวเดียวไม่มีการเคลื่อนที่ออกทางข้าง(Terzaghi and Peck, 1967) บริเวณทรุดตัวเป็นบริเวณที่ความเค้นประสิทธิผลหลังก่อสร้างแล้วเพิ่มขึ้นไม่เกิน 10% ถึง 20% ของความเค้นประสิทธิผลก่อนก่อสร้าง (Sowers, G.F., 1979) หรือเพิ่มขึ้นไม่เกิน 10 ถึง 20 kN/m^2 (Tomlinson, M.J., 1992)

การอัดตัวมิติเดียว (One-dimensional compression) หมายถึง การเปลี่ยนแปลงปริมาตรในแนวดิ่งโดยปราศจากการเคลื่อนตัวของมวลดินในแนวราบ (No lateral movement) การอัดตัวแบบนี้มักจะพบในสภาพธรรมชาติ เช่น การทรุดตัวจากการตกตะกอนของดินเป็นบริเวณกว้างมาก

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

สำหรับการศึกษาพฤติกรรมการอัดตัวมิติเดียว จะใช้เครื่องมือที่เรียกว่า ออโดมิเตอร์ (Oedometer) หรือเครื่องมืออัดตัวคายน้ำ (Consolidometer) ซึ่ง เทอร์ซากิ (Terzaghi) ได้ใช้ผลการทดสอบจากเครื่องมือดังกล่าวค้นพบหลักการความเค้นประสิทธิผล (Principle of effective stress) และ ทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำมิติเดียว (One-dimensional consolidation theory)

พิจารณาชั้นดินเหนียวอิ่มตัว ความหนา H และพื้นที่หน้าตัด A ภายใต้ความเค้นประสิทธิผลกดทับ ($\sigma_o^{/}$) การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (ρ_c)เกิดขึ้นเนื่องจากการเพิ่มขึ้นของความเค้นประสิทธิผล ($\Delta\sigma^{/}$) แต่เนื่องจากสมมติฐานที่ว่าดินบริเวณที่เกิดการทรุดตัวใต้ฐานรากจะทรุดตัวลงในแนวดิ่งแนวเดียว ไม่มีการเคลื่อนที่ออกทางข้าง ดังนั้นพื้นที่หน้าตัด A จึงมีค่าคงตัว การคำนวณการทรุดตัวของชั้นดินเหนียวอิ่มตัวโดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างสถานะ (Phase Relationship) ของดิน การทดสอบการอัดตัวคายน้ำในห้องปฏิบัติการเปรียบเทียบได้กับการทรุดตัวของชั้นดินในสนามโดยการเทียบสัดส่วน

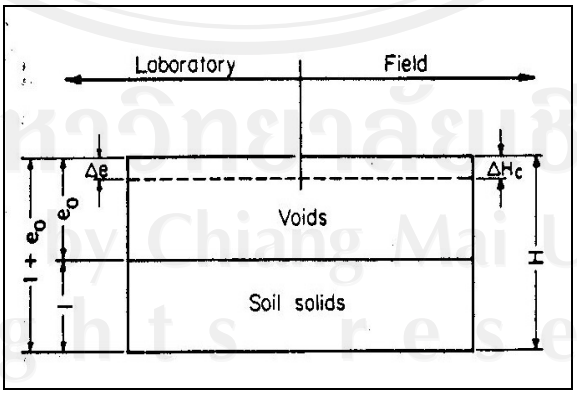
$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{V} = \frac{\Delta e}{1+e_o} \tag{1.52}$$

หรือค่าการทรุดตัวของชั้นดิน

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_o} H \tag{1.53}$$

และ $\Delta H = \rho_c$ ดังนั้น

$$\rho_c = \frac{\Delta e}{1+e_o} H \tag{1.54}$$



รูป 1.20 ระยะทรุดตัวของชั้นดินโดยวิธีการเทียบส่วน (Bowles, 1984)

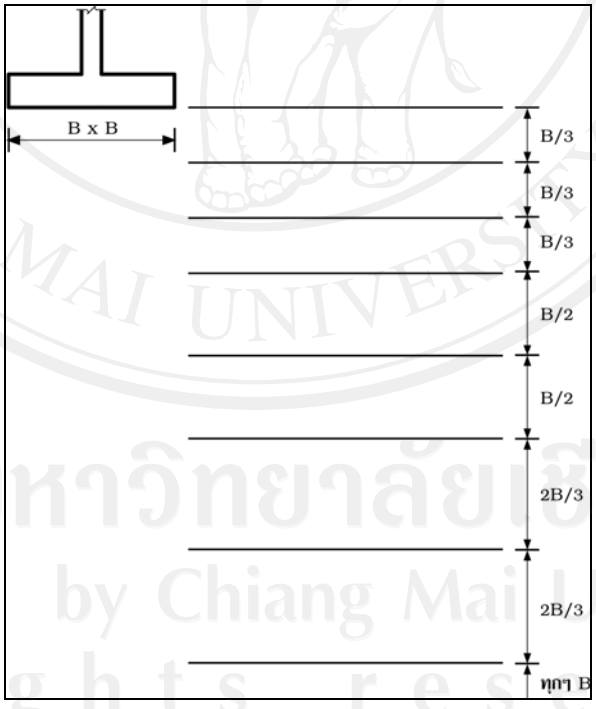
ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

ในการคำนวณระยะทรุดตัว ระยะทรุดตัวที่ได้จะถูกต้องยิ่งขึ้นหากแบ่งชั้นดินบางพอ ดินที่จะถือว่าบางได้นั้น ผลต่างของความเค้นประสิทธิผลที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่ผิวบนกับผิวล่างของชั้นดินจะต้องไม่ต่างกันเกินครึ่งหนึ่งของค่าเฉลี่ย Sower (1962) ได้แนะนำให้แบ่งชั้นดินใต้ฐานแผ่สี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด B x B ไว้ดังนี้

ตาราง 1.4 การแบ่งชั้นดินใต้ฐานแผ่ในการคำนวณระยะทรุดตัวโดยวิธีความเครียดมิติเดียว

ความลึกของจุดกึ่งกลางชั้นดิน	ความหนามากที่สุดของชั้นดิน
(1/2) B หรือ น้อยกว่า	(1/3)B
B	(1/2)B
2B	(2/3)B
3B	B

หรือแสดงไว้ดังรูป 1.21



รูป 1.21 การแบ่งชั้นดินใต้ฐานแผ่สำหรับการคำนวณระยะทรุดตัวโดยวิธีความเครียดมิติเดียว

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

วิธีที่ 3 การคาดคะเนการทรุดตัวโดยวิธีความเครียดมิติเดียวรวมระยะทรุดตัวเริ่มต้น

การทรุดตัวในดินนั้นแยกเป็นสองลักษณะใหญ่ๆคือการทรุดตัวทันทีเมื่อได้รับความเค้นจากแรงภายนอกและการทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลา วิธีความเครียดมิติเดียวให้ระยะทรุดตัวทันที สำหรับฐานรากดินเหนียวอิ่มตัวเท่ากับศูนย์ เพราะปริมาตรไม่เปลี่ยนและดินเคลื่อนตัวออกทางด้านข้างไม่ได้ ในความเป็นจริงถึงแม้ปริมาตรไม่เปลี่ยน แต่ดินฐานรากสามารถวิรูปให้เกิดการทรุดตัวได้โดยที่ปริมาตรไม่เปลี่ยน การทรุดตัวทันทีในขณะที่ปริมาตรไม่เปลี่ยน สามารถคาดคะเนได้โดยทฤษฎีการยืดหยุ่น ดังนั้นระยะทรุดทั้งหมด จึงเป็นระยะทรุดตัวเบื้องต้น รวมระยะทรุดตัวภายใต้ความเครียดมิติเดียว สร้างเสร็จแล้วจึงประกอบทั้งการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีและการทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลา เมื่อคำนึงถึงเหตุผลข้างต้น การคะเนระยะทรุดตัวในวิธีนี้จึงรวมเอาระยะทรุดตัวที่ได้จากการคะเนระยะทรุดตัวเริ่มต้นจากทฤษฎีการยืดหยุ่นกับการคะเนระยะทรุดตัวด้วยวิธีความเครียดมิติเดียวดังสมการ

$$\rho_{i+c} = \rho_i + \rho_c \tag{1.55}$$

การทรุดตัวของฐานแผ่บนทราย

การทรุดตัวของทรายจะเกิดขึ้นมากในส่วนของการทรุดตัวแบบทันที ส่วนการทรุดตัวตามเวลาจะเกิดขึ้นน้อยมาก เนื่องจากทรายมีสัมประสิทธิ์การให้ซึมผ่านได้สูงมาก นอกจากนี้การเก็บตัวอย่างทรายแบบคงสภาพเป็นสิ่งที่ทำได้ยาก วิศวกรจึงนิยมใช้ข้อมูลจากผลการทดสอบในสนามในการคาดคะเนระยะทรุดตัวของดินทราย

การประมาณค่าการทรุดตัวจากผลการทดสอบในสนาม จะใช้สูตรสำเร็จรูป

วิธีของเบอร์แลนด์และเบอบริจด์ (Burland & Burbridge, 1985)

จากการวิเคราะห์เชิงสถิติของของมูลการทรุดตัวจำนวนมาก เบอร์แลนด์และเบอบริจด์ ได้เสนอสูตรเชิงประสบการณ์ในการคำนวณค่าการทรุดตัวจากผลการทดสอบกระบอกทะลวงมาตรฐาน (SPT) ดังนี้

แรงกระทำบนดินทรายอัดตัวแน่นปกติ (Normally Consolidated Sand)

ค่าการทรุดตัวเฉลี่ยแบบทันที (Average immediate settlement) หลังจากการก่อสร้างแล้วเสร็จคำนวณได้จากสูตร

$$\rho_i = q' B^{0.7} I_c f_c f_1 \tag{1.56}$$

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

แรงกระทำบนดินทรายอัดตัวแน่นกว่าปกติ (Overconsolidated Sand)

ค่าการทรุดตัวเฉลี่ยแบบทันทีหลังจากการก่อสร้างแล้วเสร็จคำนวณได้ดังต่อไปนี้

กรณีค่าแรงกระทำจากฐานรากน้อยกว่าค่าความเค้นประสิทธิผลสูงสุดในอดีตที่ดินเคยได้รับมาก่อน ($q' < \sigma'_{v\max}$)

$$\rho_i = q' B^{0.7} \frac{I_c}{3} f_s f_1 \tag{1.57}$$

กรณีค่าแรงกระทำจากฐานรากมากกว่าค่าความเค้นประสิทธิผลสูงสุดในอดีตที่ดินเคยได้รับมาก่อน ($q' > \sigma'_{v\max}$)

$$\rho_i = \left(q' - \frac{2}{3}\sigma'_{v\max} \right) B^{0.7} I_c f_s f_1 \tag{1.58}$$

โดยที่ ρ_i คือ ระยะทรุดตัวเฉลี่ยแบบทันที

q' คือ ค่าความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยรวมจากแรงกระทำ

B คือ ความกว้างของฐานราก

สำหรับค่าตัวประกอบต่างๆคำนวณได้ดังนี้

1) ดัชนีการยุบตัว (Compressibility index, I_c)

$$I_c = \frac{1.71}{\overline{N}^{1.4}} \tag{1.59}$$

โดยที่ $\overline{N}$ คือ ค่า N เฉลี่ยตลอดความลึกในระยะลึกที่มีผล (Avaerage N-value over the depth of influence)

หมายเหตุ ใช้ค่า N ที่ไม่ได้ปรับแก้เนื่องจากความเค้นประสิทธิผล แต่ปรับแก้เนื่องจากผลของขนาดเม็ดดิน (Grain size effect) นั่นคือ

สำหรับดินทรายละเอียดมาก (Very fine sand) หรือ ทรายแป้งผสมดินทราย (Silty sand) ที่อยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดิน

$$\overline{N} = 15 + 0.5(N - 15) \tag{1.60}$$

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright © by Chiang Mai University
All rights reserved

สำหรับกรวด (Gravel) หรือ ทรายผสมกรวด (Sandy gravel)

$$\overline{N} = 1.25N \tag{1.61}$$

เมื่อ Z_I คือ ระยะลึกที่มีผล (Depth of influence) อาจจะประมาณได้ว่า $Z_I = B^{0.772}$

2) ตัวประกอบรูปร่าง (Shape factor, f_s)

$$f_s = \left(\frac{1.25/B}{L/B + 0.25} \right)^2 \tag{1.62}$$

3) ตัวประกอบความหนา (Thickness factor, f_1)

กรณีที่ $H_s < Z_I$ $$f_1 = \frac{H_s}{Z_I}\left(2 - \frac{H_s}{Z_I}\right) \tag{1.63}$$

กรณีที่ $H_s > Z_I$ $$f_1 = 1 \tag{1.64}$$

1.2.3 การคาดคะเนระยะทรุดตัวในช่วงยาวนานจากข้อมูลการทรุดตัวที่วัดได้จากในสนาม

วิธีวัดระยะทรุดตัวของอาคาร

สิ่งที่ต้องคำนึงถึงเป็นเบื้องต้นในการวัดระยะทรุดตัวคือการสร้างหมุดรังวัด(Bench mark) เนื่องจากหมุดรังวัดเป็นสิ่งสำคัญที่ต้องใช้ในการวัดระยะทรุดตัวของอาคาร หมุดรังวัดจึงต้องปราศจากการเคลื่อนตัวทั้งในแนวดิ่งและในแนวราบ ทั้งนี้ก็เพื่อให้ค่าระดับของหมุดรังวัดคงที่ตลอดช่วงระยะเวลาของการวัดระยะทรุดตัวของอาคาร ต้องมั่นคงแข็งแรงยากแก่การรื้อถอนทำลาย และต้องอยู่ไม่ไกลจากจุดที่ต้องการวัดระยะทรุดตัวมากนักเพื่อความแม่นยำในการวัดระยะทรุดตัว เพราะความคลาดเคลื่อนในการวัดจะขึ้นอยู่กับระยะทางระหว่างหมุดรังวัดกับจุดที่ต้องการวัดระยะทรุดตัว

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

ตัวหมุดรังวัดต้องวางอยู่บนชั้นดินที่มั่นคงไม่เกิดการทรุดตัว หากชั้นดินที่จะวางหมุดรังวัดมีการทรุดตัวต้องพิจารณาเลือกวางหมุดรังวัดลึกลงไปในชั้นดินที่แข็งแรงกว่า นอกจากนี้พึงคำนึงปัญหาความต่างกันของระดับหมุดรังวัดกับจุดที่ต้องการวัด หากหมุดรังวัดตั้งอยู่จุดที่ระดับต่ำกว่าจุดที่ต้องการวัดมากจนเป็นอุปสรรคต่อการทำงาน ปัญหาที่ว่านี้สามารถแก้ไขได้โดยการวางหมุดรังวัดไว้บนเสากลมกลวงขนาดเล็กเทอุดคอนกรีตภายในซึ่งมีท่อเหล็กกลวงหุ้มไว้ เสานี้ตั้งอยู่บนดินที่มั่นคงแข็งแรงและมีท่อเหล็กกลวงครอบไว้ป้องกันตัวเสาโดยจะป้องกันไม่ให้เหล็กแกนข้างในสัมผัสกับชั้นดินรอบข้าง ตัวอย่างของหมุดรังวัดดังกล่าวแสดงให้เห็นในรูป 1.22 หากชั้นดินบริเวณใกล้เคียงจุดที่ต้องการวัดระยะทรุดตัวไม่มีความแข็งแรงเพียงพอที่จะใช้เป็นจุดฝังหมุดรังวัดหรือต้องฝังหมุดรังวัดลงไปลึกมากยากแก่การทำงาน ก็จำเป็นที่จะต้องเลือกวางตำแหน่งหมุดรังวัดให้ห่างไกลออกไปนอกบริเวณอาคารและจะต้องยอมรับความคลาดเคลื่อนที่อาจจะเกิดขึ้นเนื่องจากระยะทาง

การทรุดตัวของผิวดินอาจเกิดขึ้นได้อีกโดยมีสาเหตุมาจากน้ำหนักของโครงสร้างอาคาร ซึ่ง Terzaghi (1938) ได้กล่าวถึงการทรุดตัวของผิวดินจะเกิดขึ้นในภายในบริเวณที่มีระยะไม่เกิน 2 เท่าช่วงความกว้างของตัวอาคารตามหลักวิชากลศาสตร์ดิน ดังนั้นจะต้องวางตำแหน่งหมุดรังวัดอยู่ภายนอกบริเวณการทรุดตัวดังกล่าว

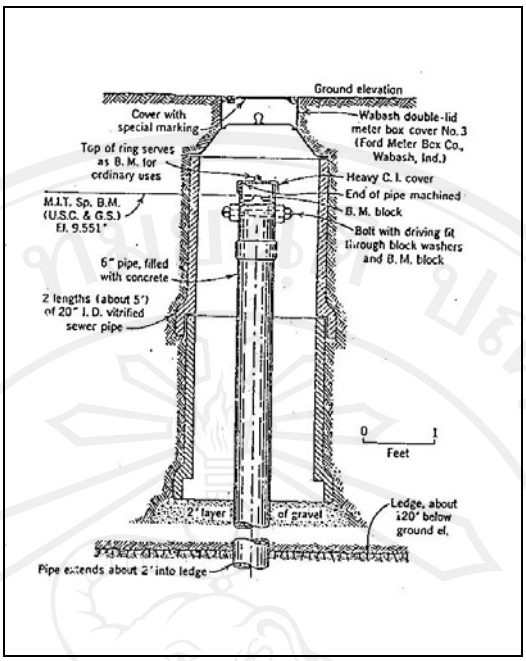
วิธีวัดระยะทรุดตัวของอาคารใช้หลักการวัดระยะทรุดตัวต่างระดับอ้างอิงกับหมุดรังวัด ซึ่งทำได้สองวิธีคือวิธีแรกวัดระยะทรุดตัวต่างระดับอ้างอิงกับหมุดรังวัด โดยใช้มาตรวัด (Dial gauge) หรือใช้กล้องระดับและวิธีที่สองวัดระยะทรุดตัวต่างระดับอ้างอิงกับหมุดรังวัด โดยใช้มาตรระดับน้ำ (Water level gauge) ทั้งสองวิธีมีรายละเอียดดังนี้

1.วัดระยะทรุดตัวต่างระดับอ้างอิงกับหมุดรังวัด โดยใช้มาตรวัด (Dial gauge) หรือใช้กล้องระดับ

การใช้มาตรวัดนั้น จุดที่ต้องการวัดจะต้องอยู่ติดกับหมุดรังวัดเพื่อให้สามารถติดตั้งอุปกรณ์ได้ดังแสดงในรูป 1.23

การใช้กล้องระดับจะนำมาใช้ในกรณีที่ไม่สามารถวางหมุดรังวัดภายในพื้นที่ที่ต้องการวัดได้ดังรูป 1.24 โดยมีหลักการคือตั้งกล้องระดับระหว่างหมุดรังวัดกับจุดที่ต้องการวัดระยะทรุดตัว จากนั้นจึงอ่านค่าระดับของจุดที่ต้องการวัดเสร็จแล้วหมุนกล้องกลับไปอ่านค่าระดับของหมุดรังวัด นำค่าที่อ่านได้ทั้งสองค่ามาหาผลต่างก็จะได้ระดับอ้างอิง เมื่อดำเนินการสำรวจในครั้งถัดไป หากจุดที่วัดมีการทรุดตัวเกิดขึ้น ค่าผลต่างระดับที่อ่านได้ในครั้งถัดไปจะเปลี่ยนแปลงไปจากค่าผลต่างในครั้งแรก ซึ่งค่าผลต่างที่เปลี่ยนไปนี้คือระยะทรุดตัวที่เกิดขึ้นในครั้งที่สำรวจ การใช้กล้องระดับนี้เป็นวิธีการที่สะดวกในกรณีที่จุดที่ต้องการสำรวจไม่มีสิ่งกีดขวางแนวส่องกล้องระดับกับจุดที่อ่านค่า

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

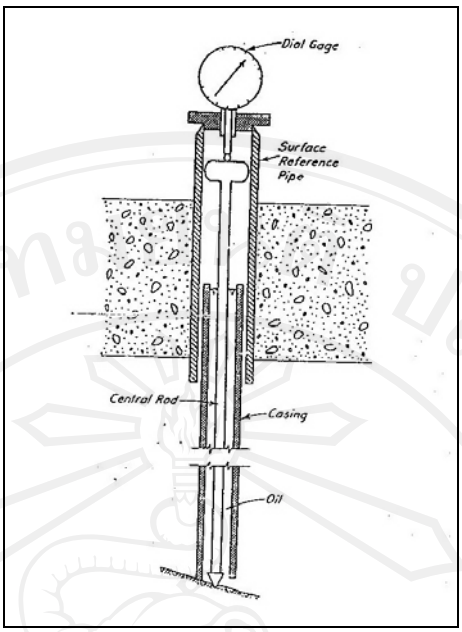


รูป 1.22 หมุดรังวัดมีท่อเหล็กครอบ (Taylor, 1948)

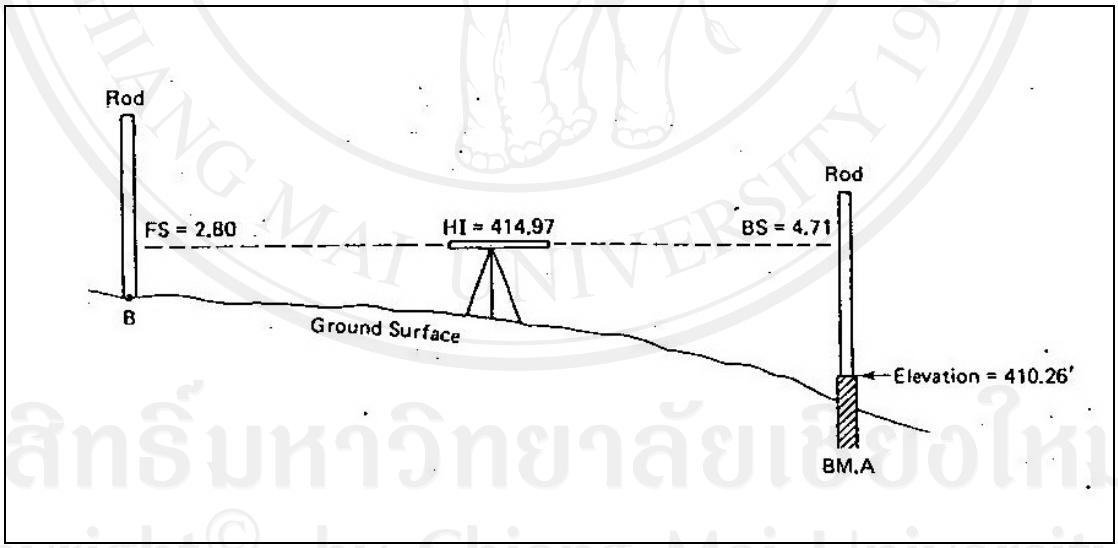
2. วัดระยะทรุดตัวต่างระดับอ้างอิงกับหมุดรังวัด โดยใช้มาตรระดับน้ำ (Water level gauge)

ตามที่ได้กล่าวถึงอุปสรรคของการใช้กล้องระดับสำหรับการวัดระยะทรุดตัว เกี่ยวกับสิ่งกีดขวางแนวส่องกล้องกับจุดที่อ่านค่า Terzaghi (1938) ได้พัฒนาเครื่องมือสำหรับวัดระยะทรุดตัวในกรณีที่พื้นที่ทำงานจำกัดมีสิ่งกีดขวาง เครื่องมือดังกล่าวมีลักษณะเป็นมาตรระดับน้ำประกอบด้วยหลอดแก้ว 2 หลอด แต่ละหลอดเชื่อมต่อกันโดยใช้ท่อสายยางซึ่งบรรจุน้ำอยู่ภายใน วัดตำแหน่งของระดับน้ำในหลอดแก้วแต่ละหลอดโดยใช้เกลียวละเอียดปรับระดับจนแตะผิวน้ำในหลอดพอดี ในการวดจะนำมาตรระดับน้ำมาไว้บนสลักเกลียวซึ่งเป็นจุดที่ต้องการวัดวัดระยะทรุดตัวที่อยู่บนฝาผนังหรือส่วนที่เป็นเสาของโครงสร้างนั้นๆ อีกข้างหนึ่งของเครื่องมือจะแขวนอ้างอิงกับสลักเกลียวซึ่งอยู่บนหมุดรังวัดปรับเกลียวละเอียดจนแตะผิวน้ำในหลอด อ่านค่าระดับที่ปลายบนของเกลียว ผลต่างที่อ่านได้บ่งถึงความต่างระดับระหว่างจุดทั้งสองที่นำเครื่องมือไปแขวนไว้ จากนั้นจึงทำซ้ำโดยการแขวนสลับจุด Terzaghi (1938) กล่าวว่าสำหรับการวัดค่าต่างระดับโดยวิธีนี้จะให้ค่าความคลาดเคลื่อนไม่เกิน 0.002 นิ้ว ได้กล่าวถึงค่าคลาดเคลื่อนเฉลี่ยของการวัดต่อเนื่องบรรจบว่ามีค่า 0.012 นิ้ว จากการวัดต่อเนื่องกัน 20 จุด Kjellman et al. (1955) ได้ศึกษาผลกระทบ ความแตกต่างของความดันบรรยากาศและอุณหภูมิรอบข้างต่อความแม่นยำของการวัดโดยใช้มาตรระดับน้ำ โดยการเชื่อมต่อด้านบนของท่อตั้งทั้งสองด้วยท่ออากาศสายยางขนาดเล็ก การทำเช่นนี้ทำให้ขจัดความคลาดเคลื่อนเนื่องจากความดันบรรยากาศ รายละเอียดเครื่องมือมาตรระดับน้ำแสดงในรูป 1.25

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

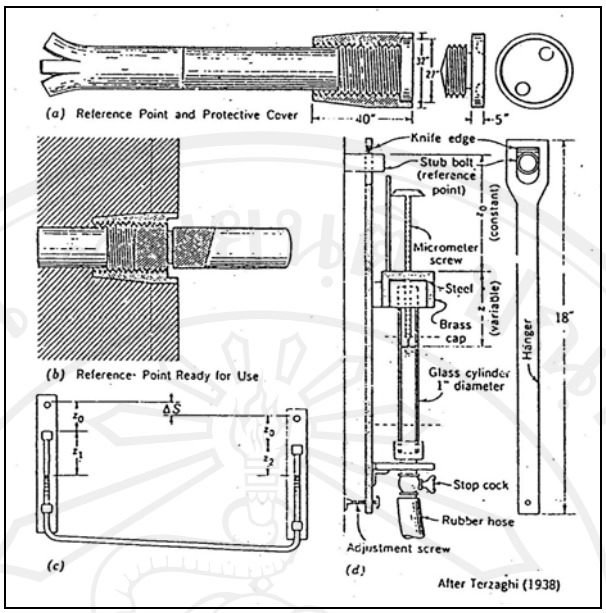


รูป 1.23 มาตรวัดติดกับหมุดรังวัด (Terzaghi and Peck, 1968)



รูป 1.24 การใช้กล้องระดับวัดระยะทรุดตัว

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved



รูป 1.25 อุปกรณ์มาตรระดับน้ำสำหรับวัดระยะทรุดตัว (Leonards, 1968)

การคาดคะเนโดยใช้วิธีของ Asaoka (1978)

Asaoka (1978) เสนอวิธีการคาดคะเนการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ โดยพิจารณาถึงในกรณีที่ความเค้นที่มากระทำมีค่าคงตัวและมีข้อมูลการทรุดตัวในส่วนที่เกิดการอัดตัวคายน้ำ ข้อมูลนี้เป็นข้อมูลที่วัดจากในสนาม

วิธีของ Asaoka (1978) ประกอบด้วยการลงจุดข้อมูล ρ_c กับเวลาที่ได้จากการวัดในสนาม ต่อจากนั้นจึงแบ่งช่วงเวลา Δt เท่าๆกัน ค่า Δt ควรจะมีอยู่ประมาณ 30 - 100 วัน ดูรูป 1.26 ดังนั้นที่เวลา t_j จะได้ค่า ρ_{cj} และที่เวลา $t_j + \Delta t = t_{j+i}$ จะได้ค่า ρ_{cj+1} เมื่อเริ่มหาค่า ρ_{cj} ตั้งแต่เวลา $t = \Delta t$ นับตั้งแต่เวลาที่เกิดการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำเกิดขึ้น การลงจุดค่า ρ_{cj} กับ ρ_{cj+1} จึงทำขึ้นได้ ดูรูป 1.27 และ Asaoka (1978) เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง ρ_{cj} กับ ρ_{cj+1} ดังนี้

$$\rho_{cj+1} = \beta_O + \beta_1 \rho_{cj} \tag{1.65}$$

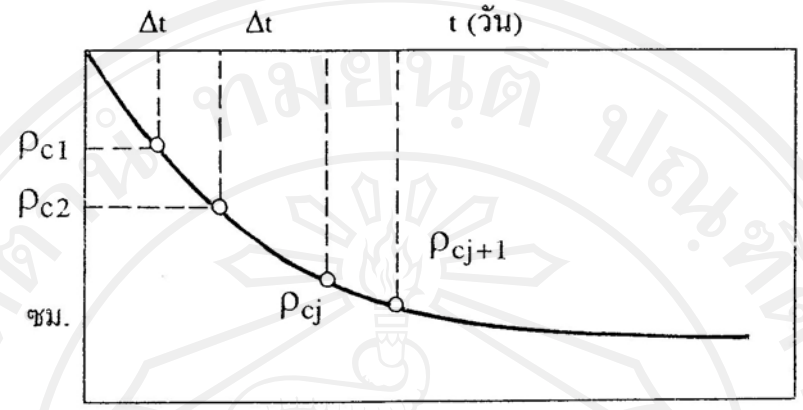
ค่า β_1 คือ ความชันของเส้นตรงที่ลากผ่านข้อมูลการทรุดตัวที่ลงจุดไว้ในรูป

β_O คือ การทรุดตัวที่ตัดกับแกน ρ_{cj+1}

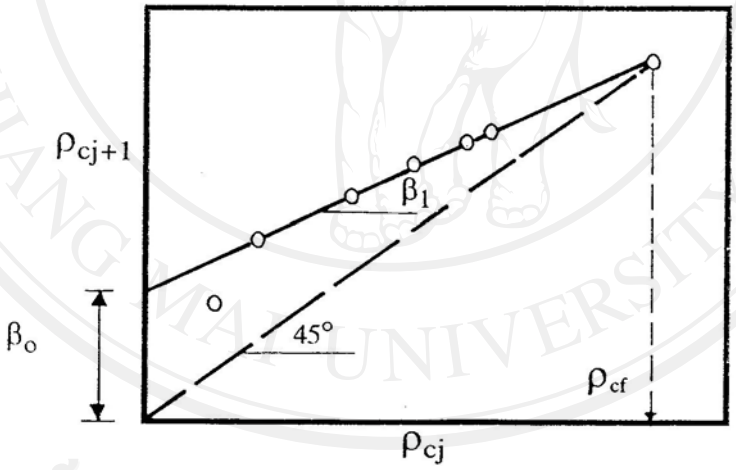
และ $\rho_{cf} = \left(\frac{\beta_O}{1-\beta_1}\right)$ คือค่าการทรุดตัวสุดท้ายเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

อนึ่งค่า ρ_{cf} อาจหาได้โดยลากเส้นทำมุม 45° แกนราบตัดกับเส้นตรงของการลงจุด ρ_{cj} กับ ρ_{cj+1} คือค่า ρ_{cf}



รูป 1.26 ρ_C ที่วัดได้ในสนามกับเวลาและหาค่า ρ_{cj} กับ ρ_{cj+1} (สุรฉัตร, 2548)



รูป 1.27 การหาค่า ρ_{cf} โดยวิธีของ Asaoka (1978) (สุรฉัตร, 2548)

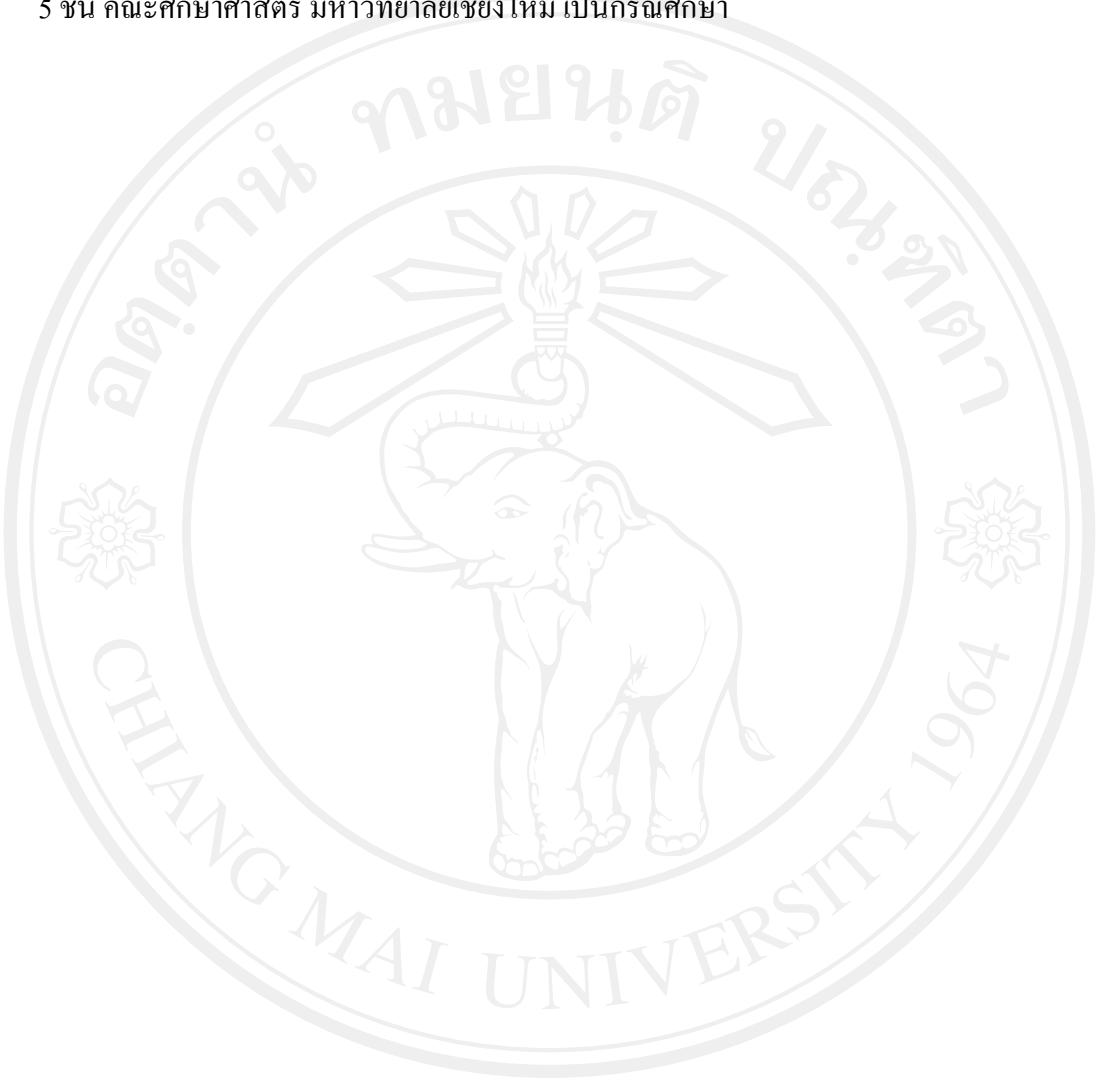
1.3 วัตถุประสงค์ของการศึกษา

เพื่อตรวจสอบความแม่นยำของการคาดคะเนระยะทรุดตัวของฐานแผ่ตามวิธีทฤษฎีการยืดหยุ่น (Elastic Theory), วิธีความเครียดมิติเดียว (One Dimensional Strain Method) และ วิธีความเครียดมิติเดียวรวมระยะทรุดตัวเริ่มต้น

ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved

1.4 ขอบเขตการวิจัย

ใช้ข้อมูลจากการสังเกตการณ์การทรุดตัวของโครงการก่อสร้างอาคารเรียนและปฏิบัติการ 5 ชั้น คณะศึกษาศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ เป็นกรณีศึกษา



ลิขสิทธิ์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Copyright© by Chiang Mai University
All rights reserved