

บทที่ 2

ทฤษฎีและผลงานในอดีต

2.1 การคาดคะเนการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินเหนียวอ่อนเนื่องจากน้ำหนักคันดิน

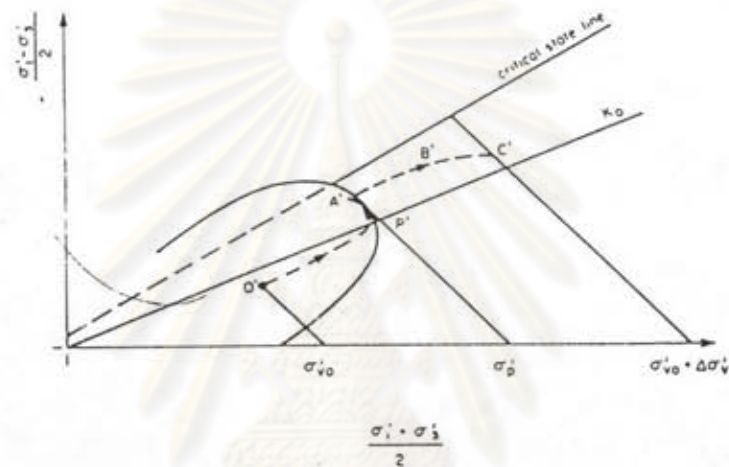
การคาดคะเนการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินเหนียวอ่อนเนื่องจากน้ำหนักคันดิน ในงานวิจัยนี้ได้นำมาพิจารณา 2 วิธีคือ วิธี empirical ที่เสนอโดย Tavenas (1979) และวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์

2.1.1 วิธี empirical ที่เสนอโดย Tavenas (1979)

Tavenas (1979) ได้พิจารณาทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล (effective stress path) ที่สอดคล้องกับการก่อสร้างคันดินและการอัดตัวคายน้ำ (consolidation) ในการอธิบายพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินเหนียวอ่อนที่เกิดขึ้นที่ขอบของฐานคันดิน (toe of embankment) โดยรวบรวมข้อมูลที่เก็บได้ในสนาม และผลการทดลองในห้องปฏิบัติการของ Central des Points et Chaussées, Paris และ Laval University, Quebec มาพัฒนาเป็นวิธี empirical ในการคาดคะเนลักษณะการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินเหนียวอ่อนเนื่องจากน้ำหนักคันดิน

รูปที่ 2.1 แสดงทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลที่เกิดขึ้นในดินเหนียวอ่อน เนื่องจากการถมคันดิน Tavenas (1979) ได้อธิบายพฤติกรรมการเสียรูปของดินเหนียวอ่อนตามสถานะบนทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล แบ่งออกเป็น 3 ขั้นตอนต่อเนื่องกันคือ

1) เมื่อเริ่มมีการถมคันดินตามทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลจาก O' ถึง P' พฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนได้คันดินคงเป็นแบบระบายน้ำเป็นบางส่วน (partially drained) ของ overconsolidated clay ซึ่งมีทางเดินของหน่วยแรง สอดคล้องกับ Ko condition ดังนั้นในขั้นตอนการเคลื่อนตัวด้านข้างจะเพิ่มขึ้นมีสัดส่วนแบบเส้นตรงกับน้ำหนักคันดินถม โดยมีปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างน้อย อัตราส่วนบัวซอง (ν) จะมีค่าน้อยกว่า 0.5 มาก ดังนั้นปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างจึงน้อยกว่าปริมาณการทรุดตัวมาก



รูปที่ 2.1 แสดงทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลในระหว่างและหลังการก่อสร้างคันดิน

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

2) เมื่อใกล้เสร็จสิ้นการก่อสร้างคันดินตามทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล จาก P' ไป A' คุณสมบัติของดินเหนียวใต้คันดินจะเปลี่ยนเป็น normally consolidated clay โดยมีพฤติกรรมสอดคล้องกับการไหลแบบพลาสติก (plastic flow) ชนิดไม่ระบายน้ำ ซึ่งมีปริมาณการเสียรูปมากกว่าขั้นตอนแรกเมื่อเริ่มมีการถมคันดิน ค่าอัตราส่วนบัวซอง (v) จะมีค่าประมาณ 0.5 ปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างจะมีค่าใกล้เคียงกับการทรุดตัว

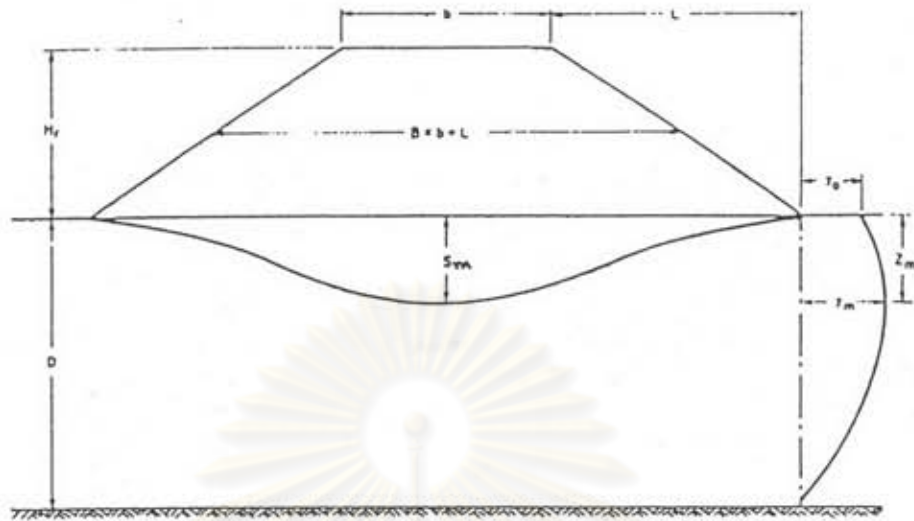
3) หลังจากเสร็จสิ้นการก่อสร้างคันดินตามทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล A' B' C' ดินเหนียวอ่อนใต้คันดินถมจะเกิดการอัดตัวคายน้ำ (consolidation) ลักษณะการเคลื่อนตัวด้านข้างและการทรุดตัวของดินเหนียวอ่อนตอบสนองพฤติกรรมแบบระบายน้ำดังนั้น การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินเหนียวอ่อนจึงมีปริมาณน้อยกว่าการทรุดตัว

Tavenas (1979) ได้ทำการรวบรวมข้อมูลในสนามและวิเคราะห์พบว่า สามารถที่จะอธิบายพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินเหนียวอ่อน โดยใช้ค่าเฉลี่ยความสัมพันธ์ของการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุด (Y_m) ที่เกิดที่ขอบของฐานคันดินถมกับการทรุดตัวที่เกิดขึ้นได้กึ่งกลางของคันดินถม (S_m) ดังแสดงในรูปที่ 2.2 มีรายละเอียดความสัมพันธ์ดังนี้

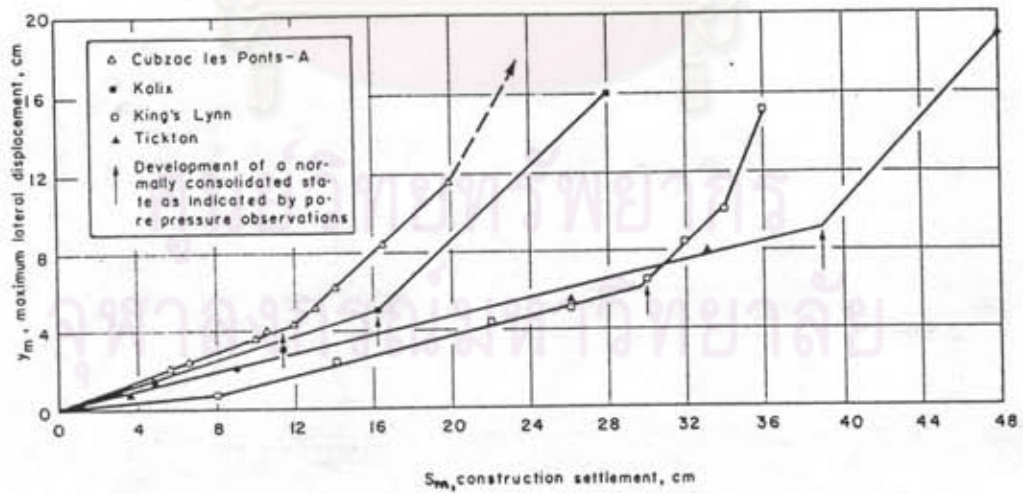
2.1.1.1 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินเหนียวอ่อนในระหว่างการก่อสร้างคันดิน

รูปที่ 2.3 แสดงความสัมพันธ์ของค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุด (Y_m) กับค่าการทรุดตัว (S_m) ในระหว่างการก่อสร้างคันดิน 4 แห่งบนดินเหนียวที่แตกต่างกัน ในช่วงแรกของการถมดินการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุด (Y_m) มีปริมาณน้อยและมีค่าอยู่ระหว่าง 19-36% ของการทรุดตัว (S_m) และเมื่อใกล้เสร็จสิ้นการก่อสร้างคันดิน พฤติกรรมของดินเหนียวใต้คันดินเป็นแบบ normally consolidated clay ค่าความสัมพันธ์ $Y_m = f(S_m)$ จะมีความสัมพันธ์เป็นแบบเส้นตรงโดยมีค่าความลาดชันเท่ากับ 1 เป็นผลเนื่องจากการเสียรูปแบบไม่ระบายน้ำของ normally consolidated clay.

TAVENAS ET AL.



รูปที่ 2.2 การกำหนดพารามิเตอร์ของรูปร่างปจฺพณี (Geometry) และการเลี้ยวรูป (Deformation)



รูปที่ 2.3 การเคลื่อนตัวด้านข้าง Y_m เปรียบเทียบกับการทรุดตัวในระหว่างทำการก่อสร้างคันดิน 4 แห่ง (Tavenas, 1979)

จากการวิเคราะห์ข้อมูลในสนามของ Tavenas (1979) ได้ยืนยันพฤติกรรมการเสียรูปที่เกิดขึ้นใน overconsolidated clay ว่าสอดคล้องกับทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลที่ได้กล่าวมาข้างต้นดังแสดงในรูปที่ 2.4 โดยเมื่อเริ่มทำการถมคันดินที่มีความลาดชัน 1.5-2.5 ด้านแนวราบต่อ 1 ด้านแนวตั้ง ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุด (Y_m) กับการทรุดตัว (S_m) มีค่าดังนี้

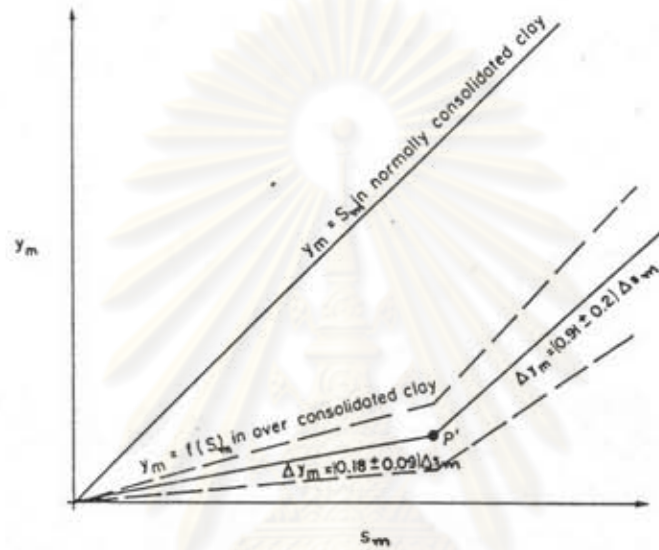
$$Y_m = (0.18 \pm 0.09) S_m \dots\dots\dots (1)$$

และเมื่อเสร็จสิ้นการก่อสร้าง (final stage of construction) ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดกับการทรุดตัว สรุปได้ดังนี้

$$Y_m = (0.91 \pm 0.2) S_m \dots\dots\dots (2)$$

จากสมการ (1) และ (2) จะได้วิธี empirical ในการวิเคราะห์หาการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของดินเหนียว

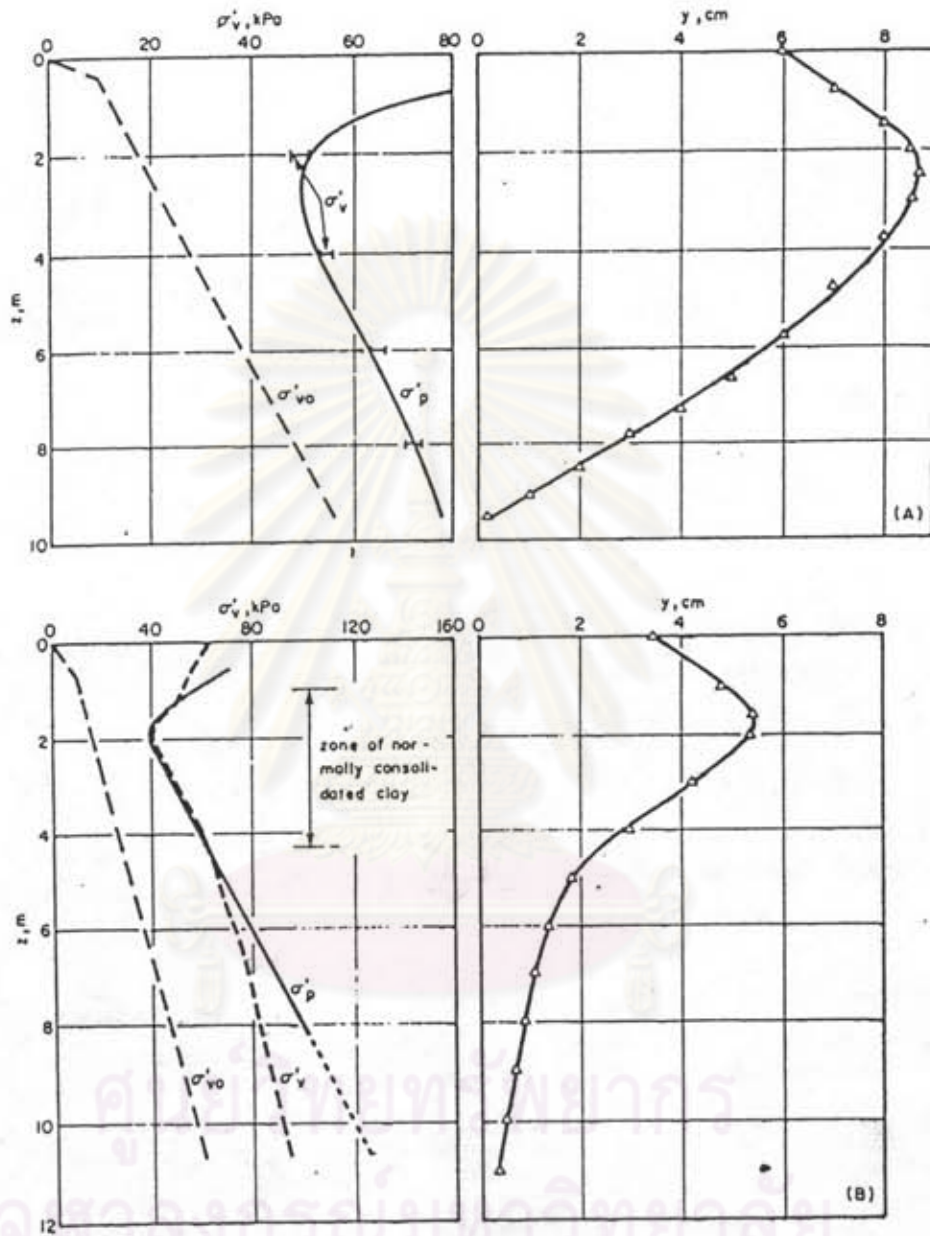
ปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างที่ความลึกต่าง ๆ เมื่อเสร็จสิ้นการก่อสร้างคันดินจะขึ้นอยู่กับเงื่อนไขของหน่วยแรงประสิทธิผลที่เกิดขึ้นในดินเหนียวได้คันดิน ดังแสดงในรูปที่ 2.5 ถ้าดินเหนียวมีคุณสมบัติเป็น normally consolidated clay ตลอดความลึกค่าความสัมพันธ์ $Y = f(Z)$ จะสอดคล้องกับผลการวิเคราะห์ตามทฤษฎี ดังแสดงในรูปที่ 2.6 ยกตัวอย่างเช่น ผลของการศึกษาค้นดินทดสอบ Cubzac A ซึ่งได้มีการวัด $6'v$ พบว่าสอดคล้องกับ $6'p$ ในสนามตลอดความลึก ส่วนดินเหนียวที่มีคุณสมบัติเป็น normally consolidated clay บางส่วนหลังจากถมคันดิน ความสัมพันธ์ระหว่าง $Y = f(Z)$ จะไม่ต่อเนื่องโดยในดินเหนียวชั้นล่างที่ยังมีคุณสมบัติเป็น overconsolidated clay ปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างจะมีน้อย ในขณะที่ดินเหนียวชั้นบนที่มีคุณสมบัติเป็น normally consolidated clay ปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างจะมีมาก เช่น คันดินทดสอบ Saint - Alban B ในอดีต



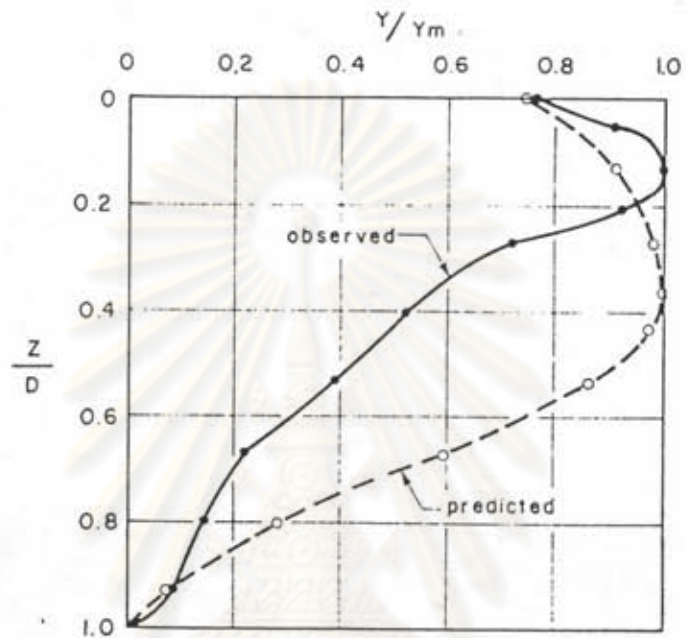
รูปที่ 2.4 ค่าเฉลี่ยความสัมพันธ์ระหว่าง y_m กับ s_m ในระหว่างการก่อสร้าง

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

TAVENAS ET AL.



รูปที่ 2.5 หน่วยแรงประสิทธิผลและการเคลื่อนตัวด้านข้างเทียบกับความลึก เมื่อเสร็จสิ้นการก่อสร้างคันดินตลอด (A) Cubzac-les-Ponts และ (B) Saint-Alban B



รูปที่ 2.6 การคาดคะเนและวัดได้จริง ในสนามของการเคลื่อนตัวด้านข้างเทียบกับ ความลึกที่ขอบของฐานคันดิน (Poulos, 1972)

ศูนย์วิจัยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

2.1.1.2 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินเหนียวอ่อนในระยะยาว (long term)

โดยทั่วไปแล้ว การตั้งสมมุติฐานจะกำหนดให้ลักษณะการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินเหนียวในระยะยาว มีค่าน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับ การเคลื่อนตัวด้านข้างในระหว่างทำการก่อสร้างคันดินยกเว้นแต่ค่าเสถียรภาพของคันดินมีค่าต่ำ ซึ่งเป็นผลมาจากการเสีรูปร่างแบบ shear creep อย่างไรก็ตามจากผลการวิเคราะห์ที่เสนอโดย Tavenas (1979) ชี้ให้เห็นว่า สมมุติฐานที่ใช้ไม่สอดคล้องกับพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริง ในสนาม

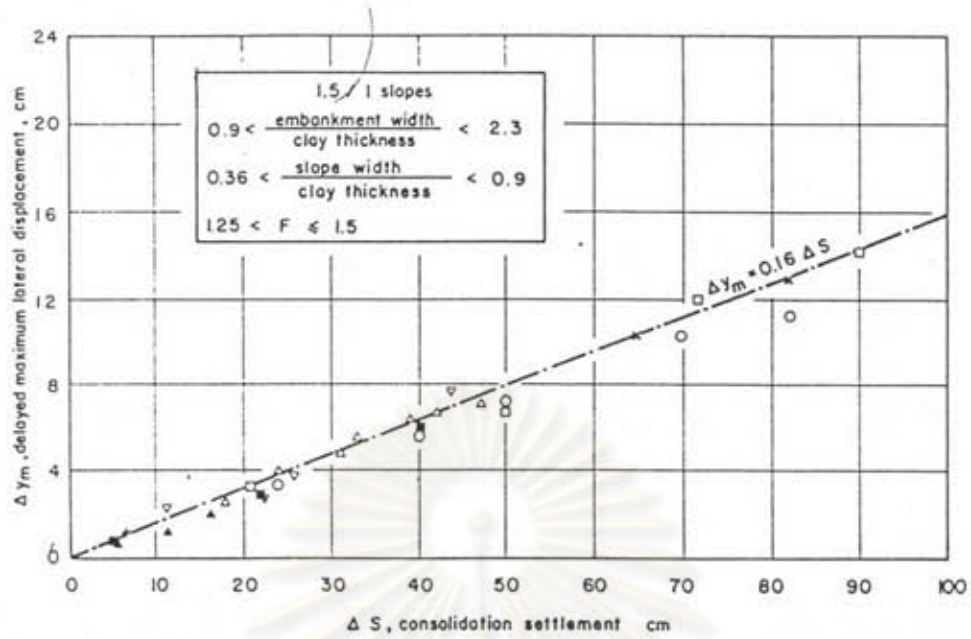
จากการรวบรวมข้อมูลในสนามโดย Tavenas (1979) ได้ผลการสำรวจว่า ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุด (Y_m) กับการทรุดตัวของดินเหนียวอ่อนใต้กึ่งกลางคันดิน (S_m) หลังจากเสร็จสิ้นการก่อสร้างจะมีรูปร่างความสัมพันธ์ใกล้เคียงแบบเส้นตรง ดังแสดงในรูปที่ 2.7 ซึ่งความสัมพันธ์ดังกล่าวสามารถแสดงได้ดังนี้

$$Y_m = (0.16 \pm 0.02) S_m \dots\dots\dots (3)$$

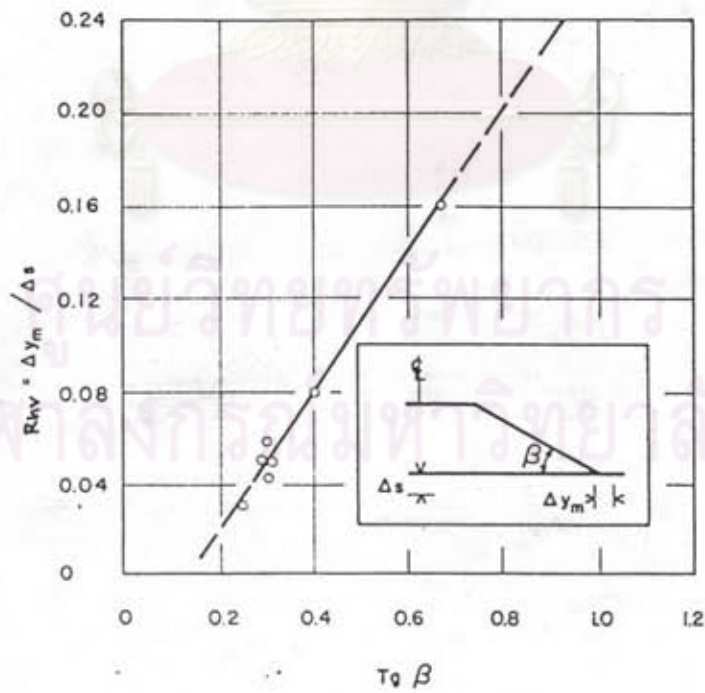
จากสภาพเงื่อนไขรูปร่างและเสถียรภาพของคันดินดังแสดงในรูปที่ 2.7 สมการที่ 3 จะสอดคล้องกับสมการที่ (1) และ (2) โดยมีค่าความสัมพันธ์อยู่ระหว่างสมการที่ (1) กับ (2) ยืนยันให้ทราบว่าในช่วงแรกของการถมคันดินพฤติกรรมของดินเหนียวใต้คันดินเป็นแบบระบายน้ำ

Tavenas (1979) ได้สำรวจความสัมพันธ์ในเชิงเส้นตรงระหว่าง ΔY_m กับ ΔS_m ในกรณีอื่น ๆ ชี้ให้เห็นถึงผลกระทบของรูปร่างหรือเสถียรภาพคันดินต่อค่าอัตราส่วนระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดต่อการทรุดตัว ($R_{hv} = \Delta Y_m / \Delta S_m$) ดังแสดงในรูปที่ 2.8 โดยค่า R_{hv} จะมีความสัมพันธ์ในเชิงเส้นตรงกับความลาดชันของคันดินในรูปของ $\tan \beta$ เมื่อความลาดชันมีค่าระหว่าง 1.5-4 ในแนวราบต่อ 1 ในแนวตั้ง

จากการสำรวจคันดินทดสอบในอดีตทั้งหมด 13 แห่ง โดยทำการสำรวจข้อมูลมากกว่า 6 ปีหลังการก่อสร้าง ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุด (ΔY_m) ต่อการทรุดตัว (ΔS_m) มีแนวโน้มเป็นแบบเส้นตรง ในช่วงแรกที่มีการอัดตัวคายน้ำ (conso-



รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta Y_m / \Delta S_m$ เมื่อเกิดการอัดตัวคายน้ำในระยะยาว (long term) ของดินเหนียวใต้คันดิน



รูปที่ 2.8 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta Y_m / \Delta S_m$ กับความลาดชันของคันดิน

lidation) อย่างไรก็ตาม อาจไม่ครอบคลุมถึงทุกกรณี เช่น ในอดีตที่มีการรวบรวมข้อมูลในระยะยาวที่คันดินทดสอบ Skå Edeby Vägbanken โดย Holtz และ Lindskog (1972) พบว่าค่า $R_{hv} = \Delta Y_m / \Delta S_m$ ในช่วงแรกมีค่า 0.22, จากนั้นก็จะลดลงเป็น 0.06 หลังจากเกิดการอัดตัวคายน้ำ (consolidation) เป็นเวลา 17 ปี

ขอบเขตสูงสุดที่การเคลื่อนตัวด้านข้างสามารถจะเกิดขึ้นได้ หลังการก่อสร้าง ในช่วงอายุการใช้งานของคันดิน สามารถแสดงในรูปความสัมพันธ์ต่อไปนี้

$$Y_m = R_{hv} (S_c - S_e) \dots\dots\dots (4)$$

เมื่อ

S_c = การทรุดตัวทั้งหมดใต้คันดิน

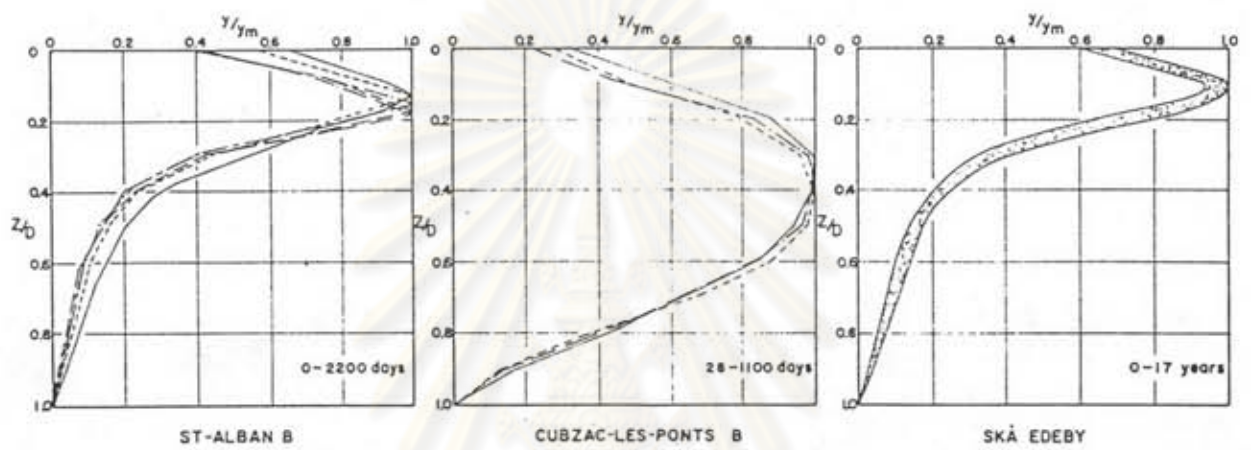
S_e = การทรุดตัวที่วัดได้เมื่อเสร็จสิ้นการก่อสร้างคันดิน

R_{hv} = หาได้จากรูปที่ 2.8

สิ่งที่น่าสนใจจากผลการวิเคราะห์โดย Tavenas (1979) พบว่ารูปร่างการเคลื่อนตัวด้านข้างตามความลึกที่อธิบายในความสัมพันธ์ $Y/Y_m = f(Z/D)$ จะไม่เปลี่ยนแปลงระหว่างเกิดการอัดตัวคายน้ำ (consolidation) ดังแสดงในรูปที่ 2.9

2.1.2 วิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ (finite element method)

วิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ที่เสนอโดย Turner et al (1956) เป็นหนึ่งในหลายวิธีที่นิยมนำมาใช้ในการวิเคราะห์หาความเค้นในรูปร่างแบบอีลาสติก (elastic bodies) ซึ่งวิธีการนี้สามารถวิเคราะห์ความเค้นและการเคลื่อนที่ (displacement) แบบ non-homogeneous ได้ดีเท่ากับแบบ homogeneous ประโยชน์ของไฟไนท์เอลลิเมนต์ ถ้าเปรียบเทียบกับวิธีเชิงตัวเลข (numerical) อื่น ๆ แล้วมีจำนวนมากมาย เช่น สามารถประยุกต์ใช้ได้กับวัตถุที่มีรูปร่างและคุณสมบัติต่าง ๆ, สามารถกำหนดให้แต่ละเอลลิเมนต์มีคุณสมบัติต่างกัน, สามารถที่จะแก้ปัญหาวัตถุที่มีรูปร่างซับซ้อน และคุณสมบัติแตกต่างกันได้, สามารถกำหนดเงื่อนไขขอบเขตการเคลื่อนตัว, แรงดันน้ำ และความเค้นในแต่ละเอลลิเมนต์ได้, สามารถที่จะกำหนดความแม่นยำในการคำนวณให้อยู่ในขอบเขตที่ต้องการและสามารถประมาณผลของปัญหาที่วัตถุมีคุณสมบัติเป็นแบบชนิดไร้เชิงเส้น (non-linear) ได้



รูปที่ 2.9 การเคลื่อนตัวด้านข้างเทียบกับความลึกในระยะยาว (long term)
ที่คันทันทดลอง 3 แห่ง (Tavenas, 1979)

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

การวิเคราะห์ปัญหาทางปฐพีกลศาสตร์โดยวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ เป็นการกะประมาณรูปแบบของปัญหา โดยทำการแบ่งมวลดินเป็นเอลลิเมนต์ย่อย ๆ ที่ต่อเนื่องกัน ในเอลลิเมนต์หนึ่ง ๆ จะมี stress-strain law และ failure criteria ที่กำหนดให้ (โดยทั่วไปใช้ทฤษฎีอัสติค) จุดต่อของเอลลิเมนต์ที่เชื่อมต่อกับเอลลิเมนต์ข้างเคียงเรียกว่า nodal points ในด้านปฐพีกลศาสตร์จะใช้วิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ เพื่อหาค่าหน่วยแรง, ความเครียด และการเคลื่อนที่ในมวลดิน

ส่วนสำคัญของวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ คือ สติฟเนส (Stiffness) ของแต่ละเอลลิเมนต์ ซึ่งจะขึ้นอยู่กับค่าอัตราส่วนบัวซอง (ν) และค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดิน (E) เนื่องจากมี nodal points เป็นจำนวนมากจึงมีสมการการเคลื่อนที่ของ nodal point มาก การแก้สมการเหล่านี้ จะต้องใช้วิธี matrix algebra

คำตอบของระบบไฟไนท์เอลลิเมนต์ จะอยู่ในรูปของการสมดุลย์ และ compatibility ของแต่ละ nodal point ซึ่งจะได้สมการต่าง ๆ รวมอยู่ในรูปแบบของ matrix คือ

$$\{F\} = [K]\{S\} \dots\dots\dots (5)$$

โดย F = แรงที่กระทำ (vector of applied nodal forces)
 K = Stiffness matrix
 S = Unknown nodal displacement vector

และสามารถจะแก้สมการหาค่าการเคลื่อนตัวของดินได้ฐานราก โดยใช้เครื่องคอมพิวเตอร์ หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในแต่ละเอลลิเมนต์จะหาได้โดยการเปลี่ยนค่าการเคลื่อนตัวของ node ไปเป็น ความเครียดของเอลลิเมนต์ และใช้ความสัมพันธ์ของความเค้น และความเครียด หาค่าหน่วยแรงในเอลลิเมนต์

ในงานวิจัยนี้ ได้ใช้โปรแกรมไฟไนท์เอลิเมนต์ชื่อ HBTFE90 ซึ่ง J.A. Staden ได้พัฒนาโปรแกรมนี้ขึ้นมาเมื่อปี ค.ศ. 1990 เพื่อวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินโดยพัฒนามาจากโปรแกรมพื้นฐานของ I.M Smith และ D.V. Griffith 1982 โปรแกรมนี้สามารถใช้ได้กับเครื่อง IBM Compatible micro-computer

2.2 การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดิน

2.2.1 แนวความคิดพื้นฐานในการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินถล่ม

สาเหตุของการวิบัติของคันดินถล่ม มักจะเกิดขึ้นเนื่องจากแรงกระทำภายนอกหรือการเปลี่ยนแปลงสภาพแรงดันน้ำในคันดินถล่มและฐานรากของคันดิน การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินจะพิจารณาจากสภาวะสมดุลย์ของมวลดินที่อยู่เหนือระนาบวิบัติ โดยแสดงในรูปสัดส่วนความปลอดภัย

Whitman และ Bailey (1967) ได้อธิบายวิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินโดยแยกวิธีการวิเคราะห์ออกเป็น 2 กลุ่ม คือ

1) วิธีการพิจารณารูปร่างอิสระทั้งหมด ทำการวิเคราะห์โดยสมมุติให้หน่วยแรงกระจายตั้งฉากกับระนาบการวิบัติ ซึ่งจะทำให้การวิเคราะห์ได้เฉพาะระนาบการวิบัติแบบวงกลมและเส้นตรง วิธีนี้ใช้ประมาณการลดส่วนความปลอดภัยเบื้องต้นและเป็นการยากที่จะนำไปใช้วิเคราะห์ดินที่มีลักษณะกำลังรับแรงเฉือนของดินแปรเปลี่ยนแตกต่างกัน ดังนั้นจะไม่อธิบายในรายละเอียด

2) วิธีการแบ่งรูปร่างอิสระเป็นแท่งบาง ๆ (Method of Slice) เป็นวิธีที่ใช้กันทั่วไป ทำการวิเคราะห์โดยแบ่งรูปร่างอิสระตามแนวตั้งออกเป็นแท่งบาง ๆ จำนวนมาก จากนั้นก็จะพิจารณาสภาวะสมดุลย์ของแต่ละแท่งบาง ๆ นั้น เนื่องจากจำนวนตัวแปรไม่ทราบค่ามีมากกว่าจำนวนสมการที่ใช้ในการแก้ปัญหา ดังนั้นจึงจำเป็นต้องสร้างสมมุติฐานในการลดจำนวนตัวแปรที่ไม่ทราบค่าลงให้เท่ากับจำนวนสมการที่จะใช้ในการแก้ปัญหา ซึ่งในแต่ละวิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินก็มีการสร้างสมมุติฐานที่แตกต่างกัน การเลือกใช้วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินจึงขึ้นอยู่กับความละเอียดที่ต้องการใช้ในการวิเคราะห์

Fellenius (1936) และ Bishop (1955) ได้สร้างสมมติฐานสำหรับวิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินดังนี้

ก) วิธี Ordinary (Fellenius, 1936)

ได้ตั้งสมมติฐานโดยกำหนดให้แรงที่กระทำด้านข้างของ Slice มีค่าเท่ากับศูนย์ และแต่ละ Slice ที่แบ่งไว้จะมีแรงลัพธ์เป็นศูนย์ ในทิศทางที่ตั้งฉากกับผิวการวิบัติของ Slice นั้น ๆ

ข) วิธี Simplified Bishop (Bishop, 1955)

ได้นำพิจารณาสมมูลย์ของโมเมนต์ทั้งระบบ (Overall Moment of Equilibrium) โดยไม่ทราบขนาดของแรงในแนวนอน (Horizontal force) ดังนั้นแรงในแนวตั้งด้านข้าง Slices จึงต้องเท่ากัน หรือเท่ากับศูนย์ ส่วนแรงในแนวนอนระหว่าง Slices จะมีค่าเท่าใดก็ได้จึงให้ผลรวมของแรงในแนวนอนเท่ากับศูนย์ ส่วน โมเมนต์ในแต่ละ Slices อาจไม่เท่ากับศูนย์ แต่เมื่อพิจารณาทั้งระบบแล้วต้องสมมูลย์

2.2.2 วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดิน

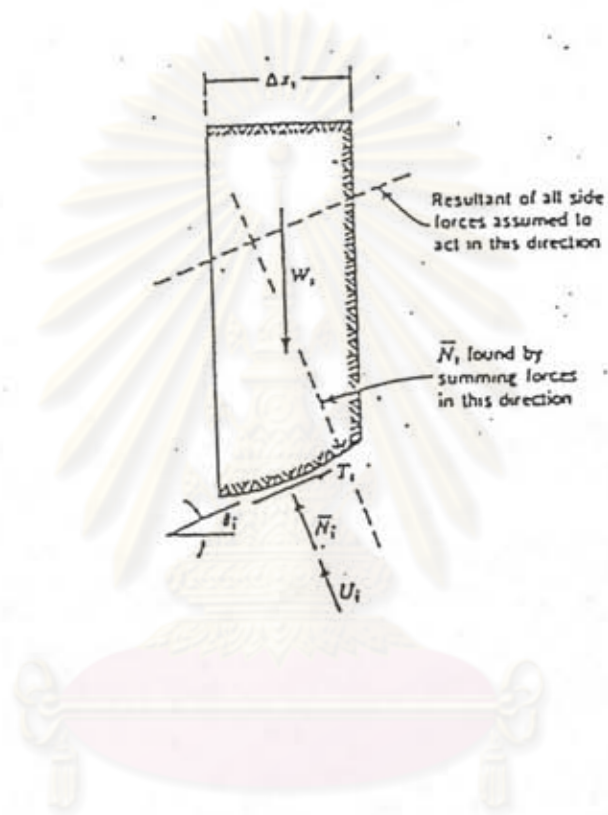
วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดิน โดยการแบ่งดินออกเป็นแท่งบาง ๆ ที่ใช้กันอยู่ทั่วไปมีดังนี้

2.2.2.1 วิธี Ordinary (Fellenius, 1936)

Fellenius (1936) ได้เสนอวิธีการวิเคราะห์ชั้น โดยสมมติให้แรงลัพธ์ของแรงกระทำด้านข้างของแต่ละ Slice ในแนวตั้งฉากกับระนาบการวิบัติ ดังแสดงในรูปที่ 2.10 ดังนั้นเงื่อนไขสภาวะสมมูลย์จะได้ว่า

$$N_i + U_i = W_i \cos \theta_i \dots \dots \dots (6)$$

หรือ
$$N_i = W_i \cos \theta_i - U_i = W_i \cos \theta_i - u_i \Delta l_i$$



รูปที่ 2.10 ระบบแรงที่กระทำต่อ Slice สำหรับวิธีการของ Fellenius

ศูนย์วิจัยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

$$T_i = W_i \sin \theta_i \dots \dots \dots (7)$$

เมื่อทราบค่า N_i และ T_i แล้ว สามารถจะหาด้วยค่าอัตราส่วนความปลอดภัยได้จาก

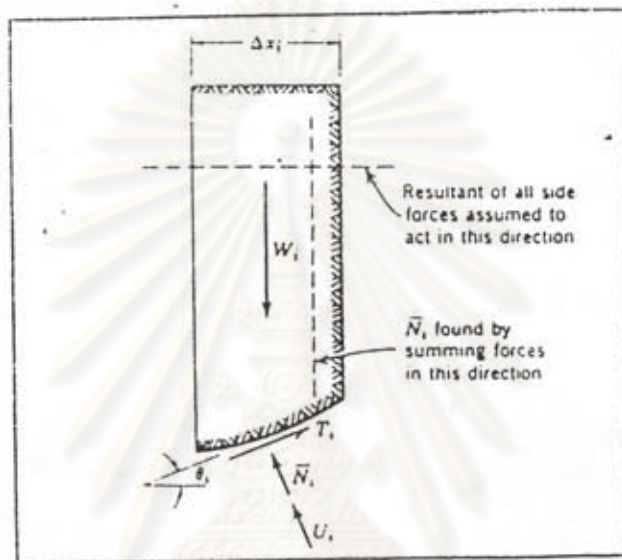
$$FS. = \frac{\sum \{c_i \Delta l_i + (W_i \cos \theta_i - u_i \Delta l_i) \tan \phi_i\}}{W_i \sin \theta_i} \dots (8)$$

- โดย
- FS. = สัดส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety)
 - W_i = น้ำหนักของมวลดินชั้นที่ i
 - Δl_i = ความยาวของส่วนโค้งของวงกลมที่ฐานของมวลดินของ Slice ชั้นที่ i
 - θ_i = มุมระหว่างเส้นสัมผัสที่ฐานของ Slice ชั้นที่ i กับแนวราบ
 - c_i, ϕ_i = ค่าพารามิเตอร์ต้านกำลังรับแรงเฉือนของดินของ Slice ชั้นที่ i (Strength parameter)
 - u_i = ค่าแรงดันน้ำในโพรงดินใต้ฐานของมวลดินของ Slice ชั้นที่ i

Bishop (1955), Whitman และ Moore (1963) ได้สรุปว่า วิธี Fellenius มักจะให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำ ทั้งนี้เนื่องจากไม่ได้พิจารณาแรงระหว่าง Slice ในแนวราบ

2.2.2.2 วิธี Bishop Simplified (Bishop, 1955)

Bishop (1955) ได้เสนอวิธีใหม่ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดิน ซึ่งได้รับการพัฒนาต่อเนื่องโดย Janbu (1956) เพื่อให้ง่ายต่อการวิเคราะห์ซึ่งรู้จักกันอย่างแพร่หลายในชื่อ Bishop Simplified Method วิธีการนี้ได้คำนึงถึงผลของแรงกระทำทางด้านข้างของ Slice โดยให้แรงกระทำด้านข้างในแนวตั้ง ไม่มีค่า ดังแสดงในรูปที่ 2.11 ค่าสัดส่วนความปลอดภัยจะแสดงในรูปของ โมเมนต์ ดังนี้



รูปที่ 2.11 ระบบแรงที่กระทำต่อ Slice สำหรับวิธีการของ Bishop's Simplified Method

ศูนย์วิจัยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

$$F = \frac{Mr}{Md} \dots\dots\dots (9)$$

$$= \frac{\text{โมเมนต์ต้านเนื่องจากกำลังรับแรงเฉือนของดิน}}{\text{โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักมวลดินที่พิบัติ}}$$

$$Md = r \sum Wi \sin \theta_i$$

โดย

$$r = \text{รัศมีของระนาบการพิบัติ}$$

$$Wi = \text{น้ำหนักของมวลดินชั้นที่ } i$$

$$\theta_i = \text{มุมระหว่างเส้นสัมผัสที่ฐานของ Slice ชั้นที่ } i \text{ กับแนวราบ}$$

$$Mr = r \sum (c + b \tan \phi) \Delta li = r [CL + \tan \phi \sum Ni]$$

โดย

$$\Delta li = \text{ความยาวของส่วนโค้งของวงกลมที่ฐานของมวลดินของ Slice ชั้นที่ } i$$

$$L = \text{ความยาวของระนาบวิบัติ}$$

$$\dots FS = \frac{CL + \tan \phi \sum Ni}{\sum Wi \sin \theta_i} \dots\dots\dots (10)$$

จากสมมติฐานจะได้ว่า

$$Ni = \frac{Wi - ui \Delta xi - (1/FS)C \Delta x \tan \theta_i}{\cos \theta [1 + \frac{\tan \theta \tan \phi}{FS}]} \dots\dots (11)$$

รวมสมการ (10) และ (11) จะได้ว่า

$$F = \frac{\sum \{c \Delta xi + (Wi - ui \Delta xi) \tan \phi\} \{1/Mi(\theta)\}}{\sum Wi \sin \theta_i} \dots (12)$$

โดย

$$Mi(\theta) = \cos \theta_i [1 + \frac{\tan \theta \tan \phi}{FS}]$$

ประโยชน์ของ Bishop Simplified Method สามารถที่จะวิเคราะห์แบบ $\phi = 0$ (total stress) กับวิเคราะห์แบบ $c - \phi$ ไปพร้อมกันได้

2.3 คุณสมบัติทางด้านปฏิวิวิศวกรรมในบริเวณทางหลวงสายบางนา - บางปะกง

2.3.1 ความเป็นมา

ถนนบางนา - บางปะกง เป็นถนนสายหลักมีความยาว 55 กิโลเมตร โดยเชื่อมต่อระหว่างกรุงเทพฯ กับจังหวัดทางภาคตะวันออกของประเทศไทย ถนนสายบางนา - บางปะกง (ทางหลวงหมายเลข 34) เริ่มก่อสร้างเมื่อปี พ.ศ. 2510 แล้วเสร็จในปี พ.ศ. 2512 เพื่อแบ่งเบาการจราจรบนทางหลวงหมายเลข 3 (ดูรูปที่ 1.1 ประกอบ) ออกแบบโดยบริษัท Kampsax ส่วนขาเข้าจากชลบุรี มากรุงเทพฯ นั้นออกแบบโดย บริษัท N.D Lea & Associates ร่วมกับบริษัท Thai Engineering Consultants เริ่มก่อสร้างในปี พ.ศ. 2519 แล้วเสร็จในปี พ.ศ. 2522 ปี พ.ศ. 2527 กรมทางหลวงได้ทำการปรับปรุงและก่อสร้างทางสายนี้ช่วงขาออกที่หมดอายุการใช้งานใหม่ซึ่งแล้วเสร็จในปี พ.ศ. 2528 โดยให้บริษัท N.D. Lea & Associates เป็นผู้ออกแบบ ในปี พ.ศ. 2533 กรมทางหลวงได้ดำเนินการก่อสร้าง ถนนขนานกับถนนขาออกเพื่อรองรับการจราจรที่เพิ่มขึ้น คาดว่าจะแล้วเสร็จในปี พ.ศ. 2535 ซึ่งในงานวิจัยนี้ได้ทำการเก็บรวบรวมข้อมูลขณะทำการก่อสร้างถนนนี้

2.3.2 คุณสมบัติทางด้านปฏิวิวิศวกรรม

2.3.2.1 การศึกษาในอดีต

ในอดีตได้มีการสำรวจและศึกษาคุณสมบัติทางด้านปฏิวิวิศวกรรมเป็นจำนวนมากตามแนวทางหลวงสายบางนา-บางปะกง โดยเริ่มทำการสำรวจครั้งแรกโดย Norwegian Geotechnical Institute ในระหว่างการออกแบบและก่อสร้างถนนขาออก ในปี พ.ศ. 2509 Eide และ Holmberg ได้ทำการศึกษาคันดินทดสอบในปี พ.ศ. 2515 ได้มีการสำรวจข้อมูลทางปฏิวิวิศวกรรมเพิ่มเติม เพื่อใช้ในการออกแบบถนนขาเข้าจากชลบุรีมากรุงเทพฯ ในปี พ.ศ. 2517 - 2518 เมื่อมีการปรับปรุงถนนขาออกที่หมดอายุการใช้งานแล้วในปี

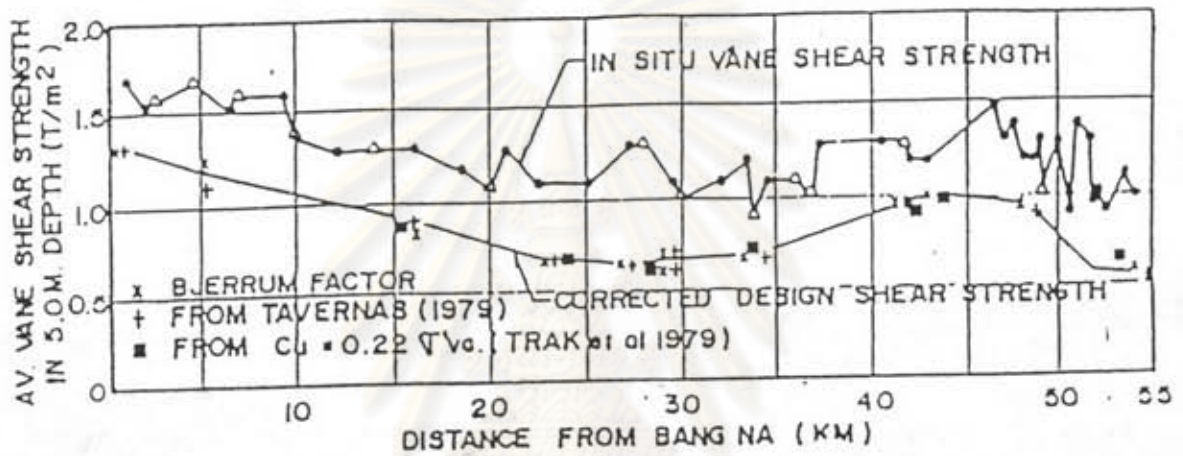
พ.ศ. 2522 ได้มีการติดตั้ง Piezometer และวัดการทรุดตัวที่เกิดขึ้นดังผลสรุปแสดงในรายงานของ Cox (1981) ในรูปที่ 2.12 จากนั้นการสำรวจการทรุดตัวก็ได้กระทำอย่างต่อเนื่องโดย Adhikari (1980), Parnploy (1985) และ Pussayanavin และ Leerakomsan (1986) ลักษณะรูปตัดของชั้นดินที่ กม.30 บนทางหลวงสายบางนา - บางปะกง แสดงในรูปที่ 2.13

2.3.2.2 ลักษณะทั่วไป

ถนนบางนา - บางปะกง ได้ตัดผ่านที่ลุ่ม ที่มีลักษณะชั้นดินเป็นดินเหนียวอ่อนเรียกว่า ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ มีอายุการสะสมตัวประมาณ 2,000 ปี ซึ่งถูกพิจารณาว่าเป็นดินสะสมตัวใหม่ (COX, 1981) ความหนาของชั้นดินอ่อนมีค่าแปรเปลี่ยนจาก 15 เมตร ที่บางนา กม.0 เป็น 25 เมตร บนถนนบางนา - บางปะกง กม.28 ดังแสดงในรูปที่ 2.14 ชั้นดินเหนียวอ่อนสะสมตัวอยู่เหนือชั้นดินเหนียวแข็ง โดยชั้นดินเหนียวแข็งมีความหนาประมาณ 4-10 เมตรวางตัวอยู่เหนือชั้นทราย ชั้นหน้าดิน (weather crust) มีความหนาประมาณ 1-2 เมตร จากการสำรวจระดับน้ำใต้ดิน เมื่อปี พ.ศ. 2520 พบว่ามีค่า 0.8 เมตร เหนือระดับน้ำทะเลปานกลางที่บางนา, 0.6 เมตรเหนือระดับน้ำทะเลที่ กม.30 และมีค่า 1.2 เมตรเหนือระดับน้ำทะเลบริเวณแม่น้ำบางปะกง

2.3.2.3 คุณสมบัติของดัชนี (Index Properties)

ความชื้นของดินมีค่าแปรเปลี่ยนไปตามความลึก โดยมีค่าเฉลี่ยประมาณ 80-120% ในดินชั้นบนยกเว้นที่ กม.30 และ กม.53 ค่าเฉลี่ยความชื้นจะเพิ่มขึ้นเป็น 140% ดังแสดงในรูปที่ 2.14 ดัชนีความเหลว (liquidity index) แสดงในรูปที่ 2.15 ซึ่งชี้ให้เห็นว่าความชื้นของดินมีค่ามากกว่าจำกัดความเหลว (liquid limit) ในชั้นดินช่วงบนลึกประมาณ 5 เมตร เว้นแต่ที่ กม.30 ที่มีค่ายังคงสูงแสดงให้เห็นว่าชั้นดินเหนียวอ่อนสะสมตัวอายุน้อยดังนั้นบริเวณดินเหนียวจะอ่อนมาก ค่าพิกัดพลาสติก (plastic limit) มีแนวโน้มคงที่ตลอดความลึก โดยมีค่าประมาณ 30-35% เว้นแต่ในบริเวณที่ดินอ่อนที่ กม.30 จะมีค่าประมาณ 40-50% ค่าพิกัดความเหลว จะมีค่าสูงเฉลี่ยประมาณ 100% ที่ความลึก 5 เมตรแรก และจะเพิ่มขึ้นเป็น 130% ในบริเวณที่ดินอ่อน ค่า activity จะแปรเปลี่ยนระหว่าง 0.75-1.4



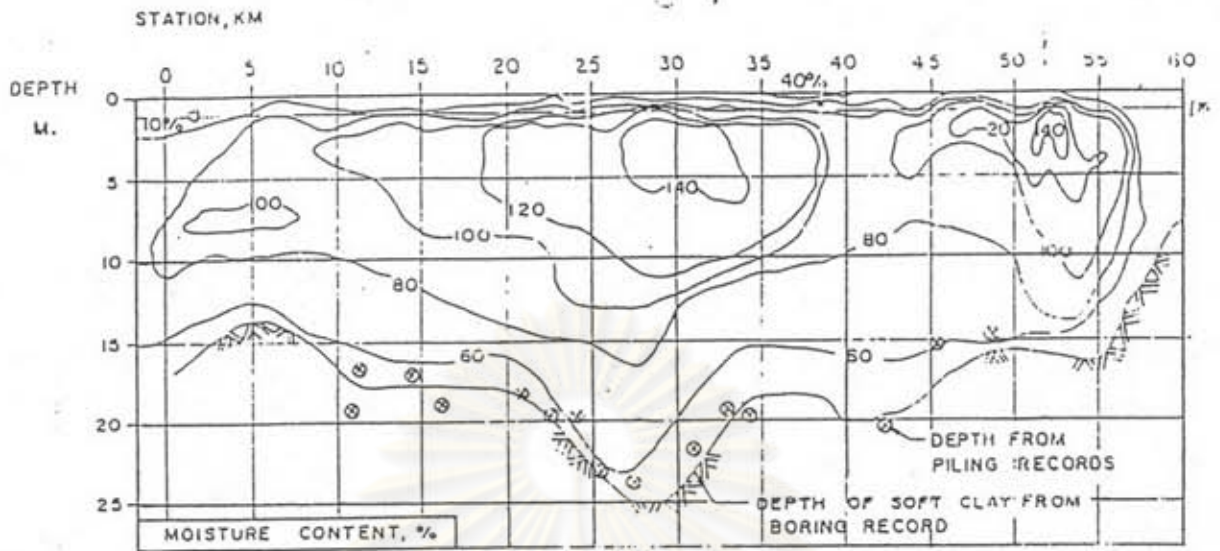
รูปที่ 2.12 ลักษณะกำลังรับแรงเฉือนในระหว่างทางหลวงสาย บางนา - บางปะกง
กับค่ากำลังรับแรงเฉือนที่รับแก้แล้ว (COX, 1981)

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

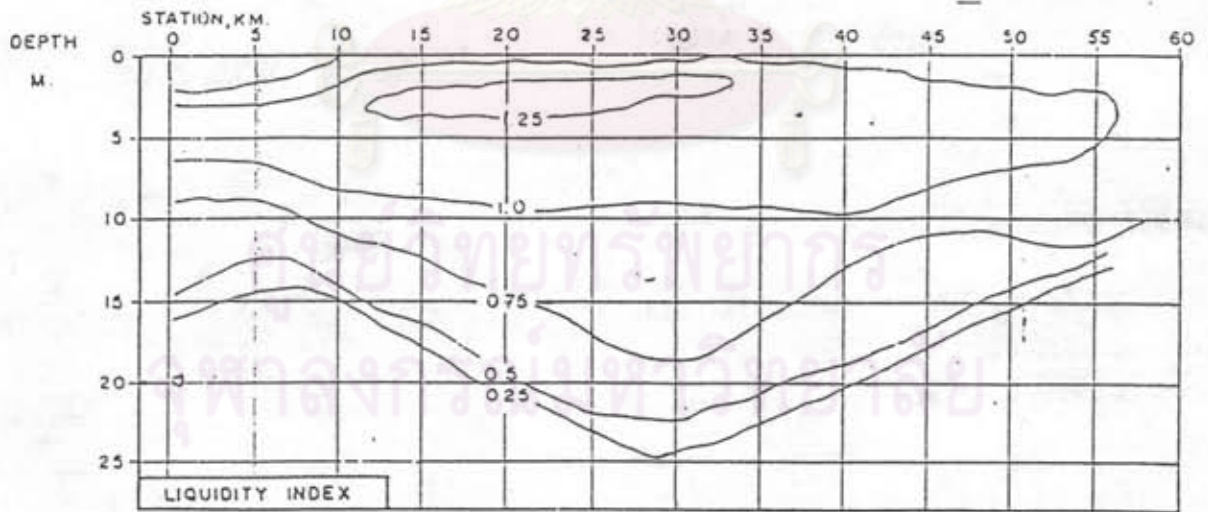
Depth, m	Soil Description	Water Content (%)			Sensitivity (vane)	% (-) 2	Salinity g/l	Humus, %	Unit Weight $\times 10^3$ kN/m ³
		40	80	120					
10	Soft to very soft silty clay, traces of shell bits, greenish gray (CH/OH)	[Diagram: Water content range from ~100 to ~115]			15	66	23.5	4.4	1.33
		[Diagram: Water content range from ~100 to ~115]			4	67			
		[Diagram: Water content range from ~100 to ~115]			72	33.0	5.5		
		[Diagram: Water content range from ~100 to ~115]			73				
		[Diagram: Water content range from ~100 to ~115]			72	31.2	4.6		
		[Diagram: Water content range from ~100 to ~115]			2	70			
		[Diagram: Water content range from ~100 to ~115]			2	70	32.4	5.1	
		[Diagram: Water content range from ~100 to ~115]			5	77			
		[Diagram: Water content range from ~100 to ~115]			20				
		[Diagram: Water content range from ~100 to ~115]			4	60	35.8	4.3	
		[Diagram: Water content range from ~100 to ~115]			5	63			
		[Diagram: Water content range from ~100 to ~115]			4	73	32.8	4.0	
		[Diagram: Water content range from ~100 to ~115]			6				
		[Diagram: Water content range from ~100 to ~115]			3	65			
20	Medium silty clay, traces of shell bits, greenish gray	[Diagram: Water content range from ~100 to ~115]			4	57			1.39
		[Diagram: Water content range from ~100 to ~115]			5	54			
		[Diagram: Water content range from ~100 to ~115]			4	40			
		[Diagram: Water content range from ~100 to ~115]			3				
		[Diagram: Water content range from ~100 to ~115]			3	65			
	Medium silty clay, traces of decayed wood, dark gray (CH)	[Diagram: Water content range from ~100 to ~115]			3	50			
		[Diagram: Water content range from ~100 to ~115]			3	75			
		[Diagram: Water content range from ~100 to ~115]			3	66			
		[Diagram: Water content range from ~100 to ~115]			3	63			
		[Diagram: Water content range from ~100 to ~115]							
	Stiff silty clay	[Diagram: Water content range from ~100 to ~115]							

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ 2.13 ลักษณะทั่วไปของชั้นดินที่ กม. 30



รูปที่ 2.14 ความชื้น (moisture content) ของดินในระหว่างทางหลวง
 ไลยบางนา - บางปะกง (N.D. Lea et al, 1981)



รูปที่ 2.15 ดัชนีความเหลว (Liquidity Index) ในระหว่างทางหลวง
 บางนา - บางปะกง (N.D. Lea et al, 1981)

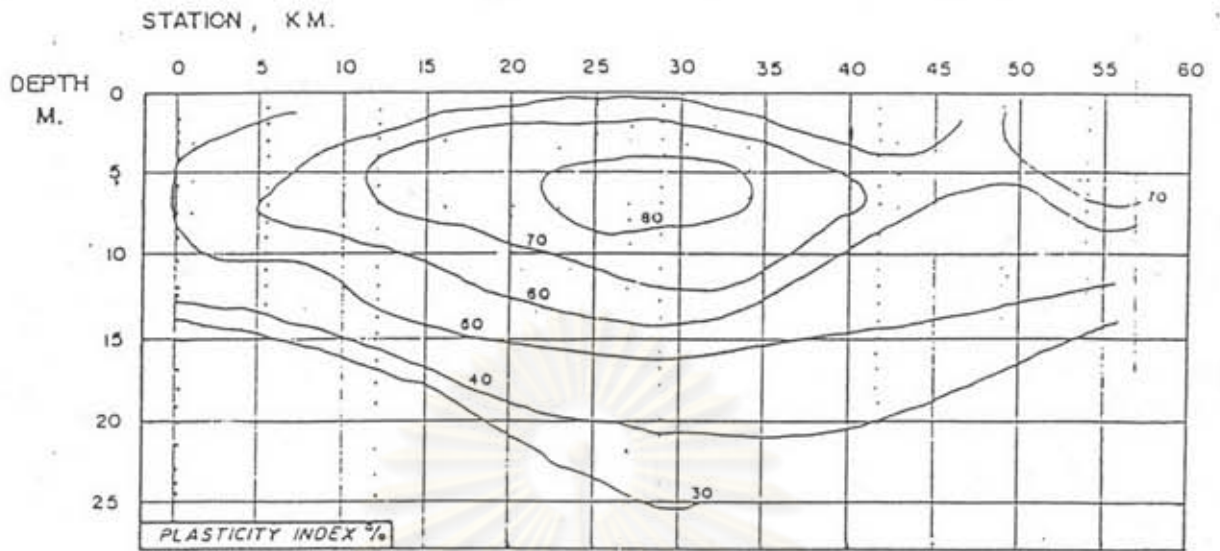
และจะมีค่ามากขึ้นในระหว่าง กม.25 ถึง กม.50 ใน กม.20 ถึง กม.30 ค่าความหนาแน่นของดินจะมีค่าเฉลี่ย 13.5 KN/m^2 หรือมากกว่า ค่าปริมาณสารอินทรีย์ (organic content) อยู่ในช่วงระหว่าง 1-8% และค่า salt water content อยู่ในช่วงประมาณ 5 ถึง 40 gm/L

2.3.2.4 กำลังรับแรงเฉือนของดินและคุณสมบัติยุบอัดตัว (Compressibility)

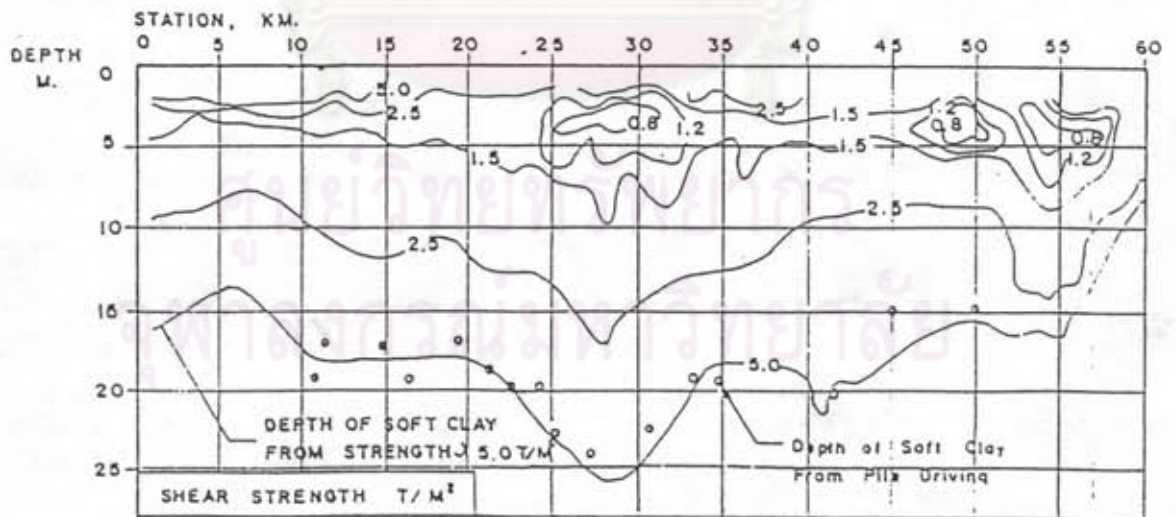
กำลังรับแรงเฉือนของดินแบบอันเดรนซึ่งได้จากการทดสอบ field vane จะมีค่ามากในชั้นหน้าดิน (weather crust) จากนั้นจะมีค่าลดลงโดยมีค่าต่ำสุดที่ความลึกประมาณ 4-5 เมตร ถัดไปค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึก ดังแสดงในรูปที่ 2.17 ซึ่งจะชี้ให้เห็นว่ามีบริเวณที่ดินอ่อนมากอยู่ 2 กลุ่ม โดยกลุ่มแรกใกล้กับ กม.30 และ กลุ่มที่ 2 ใกล้กับ กม.50 รูปที่ 2.18 แสดงว่า compression ratio และหน่วยแรงทัณฑ์สูงสุดในอดีต (maximum past pressure) ที่บริเวณต่างๆ ส่วนรูปที่ 2.19 และ 2.20 แสดง compression ratio และ recompression ratio ตามลำดับ ซึ่งจะมีกลุ่มหลักอยู่ 2 กลุ่ม ที่มีคุณสมบัติการยุบอัดตัว (compressibility) แตกต่างกัน กลุ่มแรกประกอบด้วยชั้นดินเหนียวอ่อนระหว่าง กม.20 ถึง กม.35 และ กลุ่มที่ 2 ระหว่าง กม.50 ถึง กม.55 โดยในกลุ่มแรกมีค่าเฉลี่ย compression ratio เท่ากับ 0.8 ที่ความลึกระหว่าง 5-10 เมตร และมีค่าหน่วยแรงทัณฑ์สูงสุดในอดีตเฉลี่ยประมาณ 30 KN/m^2 ในช่วงความลึก 4 เมตรแรก จากนั้นจะมีค่าเป็น 1.6 เท่าของหน่วยประสิทธิผลในแนวตั้ง ($6'v_0$) ส่วนในกลุ่มที่ 2 ประกอบด้วยชั้นดินเหนียวที่แข็งกว่าบริเวณแรก จาก กม.0 ถึง กม.10 และจาก กม.40 ถึง กม.50 ค่า compression ratio แปรเปลี่ยนในช่วง 0.30 ถึง 0.50 หน่วยแรงทัณฑ์สูงสุดในอดีต มีค่าอยู่ระหว่าง 40 ถึง 60 KN/m^2 บนชั้นหน้าดิน จากนั้นจะมีค่าเพิ่มขึ้นเป็น 1.6 เท่าของหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง ($6'v_0$) สำหรับบริเวณที่อยู่เชื่อมต่อระหว่างดินทั้ง 2 กลุ่ม บริเวณ กม.10 ถึง กม.20 และ กม.35 ถึง กม.40 คุณสมบัติการยุบอัดตัวจะมีค่าอยู่ระหว่างทั้ง 2 กลุ่มนี้

2.3.2.5 อีลาสติคพารามิเตอร์ (Elastic Parameter)

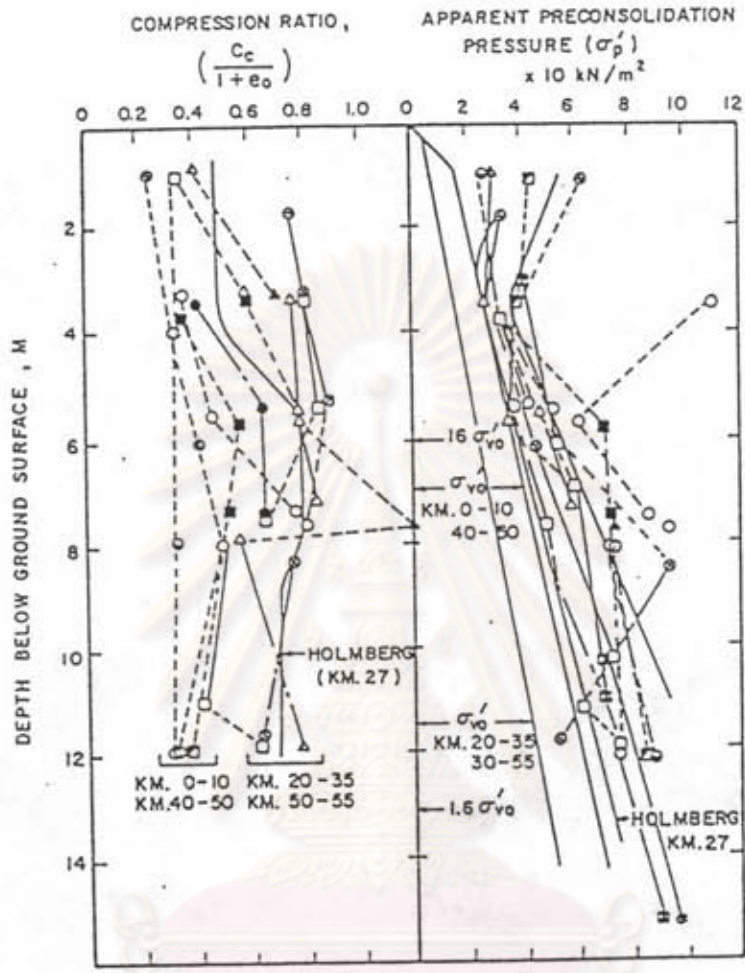
ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นแบบอันเดรน (E_u) โดยทั่วไปจะอธิบายในรูปของฟังก์ชันของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (S_u) โดย $E_u = \alpha S_u$ Balasubramaniam และ



รูปที่ 2.16 ดัชนีพลาสติกซิตี (Plasticity Index) ในระหว่างทางหลวงสาย
 บางนา - บางปะกง (N.D. Lea et al, 1981)



รูปที่ 2.17 กำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength) ในระหว่างทางหลวงสาย
 บางนา - บางปะกง (N.D. Lea et al, 1981)

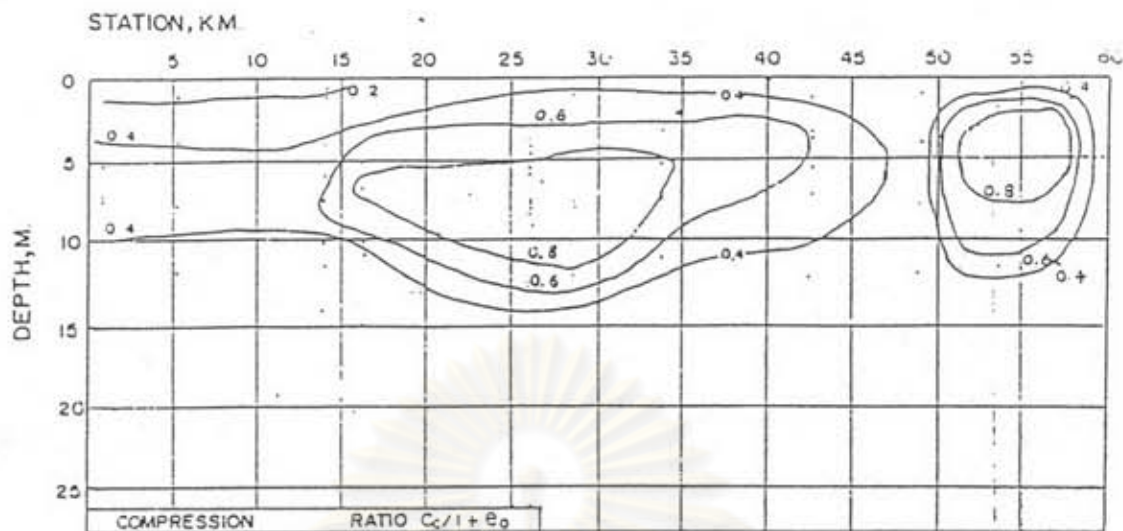


LEGENDS

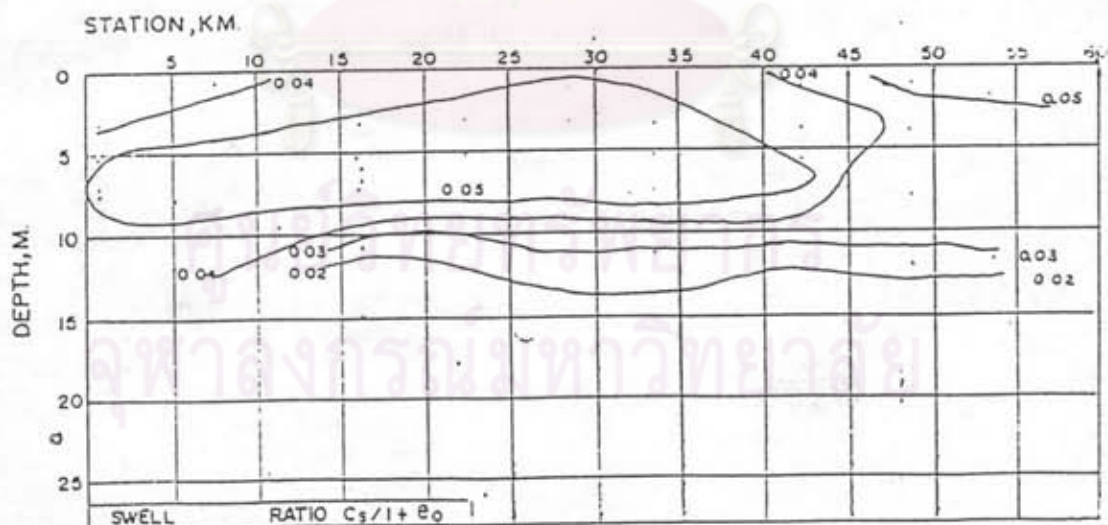
- DISTANCE FROM BANG NA IN KM. (KAMPSAX STATION)
- | | | |
|---------------------|---------------------|---------------------|
| ○ 0+842 (17+548) N | ▲ 28+783 (45+013) N | ■ 42+776 (59+020) N |
| ⊙ 5+389 (22+094) A | △ 28+785 (45+013) A | □ 42+776 (59+020) A |
| ● 16+023 (32+732) N | ◻ 33+930 (50+160) N | ⊙ 53+678 (81+735) N |
| △ 22+717 (39+427) N | ⊙ 29+779 (45+800) T | ○ 48+971 (76+412) T |
| | ■ 16+284 (33+250) T | |

σ'vo = AVERAGE OVERBURDEN PRESSURE THROUGHOUT THE PROJECT ROUTE
 A = BY ASIAN INSTITUTE OF TECHNOLOGY --- KM. 0 TO KM. 10, KM. 40 TO KM. 50
 N = BY NORWEGIAN GEOTECHNICAL INSTITUTE ——— KM. 20 TO KM. 35, KM. 50 TO KM. 55
 T = BY THAI ENGINEERING CONSULTANTS

รูปที่ 2.18 คุณสมบัติการยุบอัดตัว (Compressibility) ที่ตำแหน่งต่าง ๆ ในระหว่างทางหลวงสาย บางนา - บางปะกง



รูปที่ 2.19 Compression Ratio ในระหว่างทางหลวมสาย บางนา-บางปะกง
(N.D. Lea et al, 1981)



รูปที่ 2.20 Swell Ratio ในระหว่างทางสายบางนา-บางปะกง
(N.D. Lea et al, 1981)

Brenner (1981) ได้กล่าวสรุปว่า สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ α มีค่าอยู่ระหว่าง 70 ถึง 250 โดยที่ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (S_u) ได้จากการทดสอบ field vane Cox (1973) ได้ศึกษาค้นดินทดสอบใกล้กับถนนธนบุรี - ปากท่อ พบว่า ค่า $E_u = 500 S_u$ เมื่อ S_u เป็นค่าเฉลี่ยของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนในโซนที่มีดินเหนียวอ่อนที่สุด Kampananonda (1984) ได้ทำการศึกษาการทรุดตัวบริเวณใกล้กับคันดินทางรถไฟ จ.ฉะเชิงเทรา พบว่า α มีค่าเท่ากับ 125 Parnpoy (1985) ได้ทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยใช้วิธี Stress path test ($\overline{CKoU-TC}$) ที่ กม. 2+899 บนถนนบางนา - บางปะกง สรุปได้ว่าในชั้นหน้าดิน (weathered clay) α มีค่าเท่ากับ 253 และในชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) α มีค่าเท่ากับ 131

ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นแบบเดรน (E') สามารถอธิบายในฟังก์ชันของโมดูลัสยืดหยุ่นแบบอันเดรน (E_u) โดย Kampananonda (1984) เสนอให้ใช้ E' เท่ากับ 50% ของ E_u สำหรับ overconsolidated clay ที่ฉะเชิงเทรา ($OCR = 2.5-3.5$) Parnpoy (1985) ได้เสนอให้ใช้ความสัมพันธ์ $E' = 0.36 E_u$ สำหรับชั้นหน้าดิน (Weather crust), $E' = 0.15 E_u$ สำหรับดินเหนียวอ่อนมาก (very soft clay), $E' = 0.26 E_u$ สำหรับดินเหนียวอ่อน (Soft clay) และ $E' = 0.57 E_u$ สำหรับดินเหนียวแข็งปานกลาง (medium clay) Poulos (1975) กล่าวสรุปว่า ค่าอัตราส่วนบัวของแบบอันเดรน (v_u) โดยทั่วไปแล้วจะมีค่าเท่ากับ 0.5 ส่วนค่าอัตราส่วนบัวของแบบเดรน (v') จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.35-0.45 สำหรับ ดินเหนียวอ่อน (Soft clay) และมีค่าระหว่าง 0.30-0.35 สำหรับดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) Parnpoy (1985) สรุปว่า อัตราส่วนบัวของแบบเดรนได้ (v') มีค่าอยู่ในช่วง 0.30-0.39 โดยจะมีค่าสูงกว่าในดินเหนียวแบบ normally consolidated และต่ำกว่าในชั้นหน้าดิน โดย Parnpoy (1985) ได้ทำการทดสอบที่ กม. 2+889 บนถนน บางนา - บางปะกง