

หลักสูตร การออกแบบโครงสร้างอาคารสูง

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์

Foundation Design for High - Rise Buildings I - II

โดย

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาฯ

ร่วมกับ

ฝ่ายการศึกษาต่อเนื่อง จุฬาฯ

หลักสูตร การออกแบบโครงสร้างอาคารสูง

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์

Foundation Design for High - Rise Buildings I - II

โดย

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ร่วมกับ

ฝ่ายการศึกษาต่อเนื่อง จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

การออกแบบฐานรากอาคารสูง

ดร. สุรจักร สัมพันธ์รักษ์

1.0 หลักการออกแบบฐานราก

1. ระบบของฐานรากที่ใช้ต้องไม่ทำให้มวลดินเกิดการวิบัติและเกิดการเคลื่อนตัวจนโครงสร้างเกิดการเสียหาย หรือไม่ทำงานตามหน้าที่ที่ต้องการ
2. โครงสร้างที่ใช้ในการถ่ายหน่วยแรงสู่มวลดินต้องสามารถรับน้ำหนักได้ตามต้องการ
3. การพิจารณาเลือกระบบฐานราก ต้องคำนึงถึงวิธีการก่อสร้างที่ทำให้ได้ตามวัตถุประสงค์ข้อ 1 และ 2, พร้อมทั้งพิจารณาของผลกระทบของสิ่งก่อสร้างข้างเคียง รวมทั้งในกรณีเมื่อมีห้องใต้ดินควรพิจารณาถึงระบบป้องกันมวลดินเคลื่อนตัวระหว่างการขุดดินพร้อมกันด้วย
4. หลักการทางด้านการประหยัด ซึ่งเกี่ยวกับการใช้ระบบฐานรากที่มีประสิทธิภาพมากที่สุด โดยมิให้เสียหลักการในข้อ 1 ถึง 3 ได้

2.0 การออกแบบป้องกันการวิบัติของมวลดิน

ระบบของฐานรากในอาคารสูงส่วนใหญ่เป็นฐานรากเสาเข็มสำหรับดินในประเทศไทย ในชั้นดินกรุงเทพฯ ความจำเป็นของการใช้ฐานรากเสาเข็มเกิดการทั้งปัญหาทางด้านเสถียรภาพ และการเคลื่อนตัว ส่วนในด้านจังหวัดการใช้เสาเข็มบางแห่งเพื่อป้องกันการทรุดตัว (เคลื่อนตัว) ที่เกินขอบเขต

2.1 การออกแบบระบบเสาเข็มป้องกันการวิบัติ

ระบบเสาเข็มอาจวิบัติด้วยกลไก 2 ประการ คือ การวิบัติในลักษณะเสาเข็มต้นเดียว (single pile) และเสาเข็มกลุ่ม แรงที่เสาเข็มต้องถ่ายลงสู่มวลดินมีหลายชนิดประกอบด้วยแรงกด (compression) แรงดึง (tension) แรงมากระทำในแนวนอนตลอดจน Moment (ขึ้นอยู่กับ stiffness ของฐานราก) ในบางกรณีเสาเข็มต้องรับแรงเนื่องจาก negative skin friction ซึ่งควรตรวจสอบทั้งแรงและ Moment ที่มากระทำต่อโครงสร้างของอาคารต้องถ่ายลงดินโดยใช้เสาเข็ม แรงจะไม่มี การสูญเสียไปไหน ซึ่งเป็นไปตามระบบของการสมดุลย์

เสาเข็มมีหลายชนิดด้วยกันได้แก่ เสาเข็มตอก เสาเข็มเจาะ และเสาเข็มแบบ auger press. การใช้งานของแต่ละชนิด ขึ้นอยู่กับขนาดของแรงที่ถ่ายลงมา สภาพชั้นดิน (ซึ่งเป็นตัวกำหนดความยาว และความเหมาะสมของเสาเข็ม) และผลกระทบที่มีต่อสิ่งข้างเคียง เสาเข็มแต่ละชนิดเมื่อได้รับการเลือกขึ้นมาใช้ จะต้องออกแบบในสภาพที่รับแรงให้ได้มากที่สุด และก่อสร้างได้ในสภาพที่สามารถควบคุมคุณภาพของโครงสร้าง และกรรับน้ำหนักของเสาเข็มได้

ขั้นตอนในการออกแบบฐานรากเสาเข็มประกอบด้วย

1. กำหนดขนาดและตำแหน่งของแรงที่ซึ่งแรงเหล่านี้จะต้องถ่ายกับดิน รวมทั้งน้ำหนักโดยประมาณของฐานรากรวมทั้ง Moment ที่ถ่ายลงหัวเข็ม (ถ้ามี)
2. ดูข้อมูล และการสำรวจดิน และสภาพของสิ่งก่อสร้างข้างเคียงตลอดจนเลือกวิธีการป้องกันดินพังเนื่องจากชุดดิน (ในกรณีที่มีห้องใต้ดิน) เพื่อเป็นข้อมูลในการเลือกระบบเสาเข็ม
3. เลือกชนิดของเสาเข็ม หากกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มต้นเดียว กำหนดจำนวนเสาเข็มในเสาเข็มกลุ่ม ตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มกลุ่มและชั้นดินใต้เสาเข็ม
4. คำนวณการเคลื่อนตัว
5. เขียน spec ในการควบคุมการก่อสร้างเสาเข็ม รวมทั้งกำหนดจำนวนเสาเข็มทดสอบและ pilot pile (ถ้าจำเป็นต้องใช้) ในกรณีใช้เสาเข็มตอก

2.2 การสำรวจดินเพื่อออกแบบ

การสำรวจดินในการออกแบบ ผู้เขียน spec ในการสำรวจดิน ควรทราบลักษณะชั้นดินโดยคร่าว ๆ ว่าประกอบด้วยชั้นดินอะไรบ้าง ถ้าไม่ทราบมาก่อนควรทำการสำรวจ 2 ครั้ง คือ ครั้งแรก จะดูสภาพของชั้นดิน และ consistency ของดิน จากนั้น จึงทำการสำรวจโดยละเอียด

การเจาะสำรวจดินควรทำที่ spacing ประมาณ 30 เมตร (ถ้าดินไม่ uniform อาจต้องทำถี่กว่านี้) กำหนดความลึกของหลุมเจาะด้วยหลักการดังต่อไปนี้

1. กำหนดโดยความยาวของเสาเข็มที่คาดเดาไว้ บวกเข้ากับสองเท่าของความกว้างด้านสั้นของอาคารหรือฐานราก $(L + 2B)$
2. กำหนดโดยค่า SPT ไม่ต่ำกว่า 60 ครั้ง ติดต่อกัน 3 ครั้ง (ระยะความลึกที่ตีได้มี SPT 60 ประมาณ 5.0 ม)
3. กำหนดโดยชั้นดิน (หลังจากที่ทราบโดยคร่าว ๆ แล้ว) ว่าอย่างน้อยต้องลงไปถึงชั้นดิน

ชนิด
การกำหนดวิธีการเจาะ การเก็บตัวอย่างและการทดสอบชนิดขึ้นอยู่กับสภาพของดิน และปัญหาที่เกิดขึ้นอย่างน้อยที่สุดการสอบควรมีการทดสอบหาค่าแรงเฉือนของดินเหนียวจากการทดสอบ unconfined compression test การทดสอบ SPT ในดินแข็งทุกชั้น การจำแนกชนิดของดิน (ซึ่งต้องใช้การทดสอบ Atterberg limit และ Sieve Analysis) และการหาปริมาณความชื้นตลอดจนความหนาแน่นรวม

นอกจากข้อมูลดินแล้ว ข้อมูลการสำรวจดินควรให้สภาพของน้ำบาดาลว่าระดับอยู่ที่ใด เพื่อใช้ในการคาดเดากำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มที่แน่นอน

2.3 การเลือกชนิดขนาดและความยาวของเสาเข็ม

การเลือกชนิดของเสาเข็มที่มีลักษณะดังนี้

1. พิจารณาดูขนาดของ load/เสาเข็ม ที่ต้องการ ขนาดของ load ถูกกำหนดโดยเนื้อที่ของฐานรากที่ขุดอยู่ และจะพบว่าการที่เสาเข็มจะรับน้ำหนักได้มากน้อยขึ้นอยู่กับขนาดของ load ของเสาเข็มที่ขุดไว้ เสาเข็มจะมาเป็นระบบจะทำให้เสาเข็มต้องรับน้ำหนักที่มากกว่าขนาดของ load ของเสาเข็ม เมื่อเปรียบเทียบกับเสาเข็มตอก ซึ่งที่ขนาดเล็กกว่ามีพิสัย load/pile ให้น้อยกว่า และมีปัญหาจากการตอกเมื่อเปรียบเทียบกับระบบเข็มเจาะระบบเสาเข็มตอกจะทำให้เกิดการทรุดตัวได้มากกว่า ในกรณีที่ปลายเสาเข็มเจาะลงไปลึกกว่า และใช้จำนวนเสาเข็ม/ฐานรากน้อยกว่า ถ้าใช้ระดับปลายเสาเข็มเท่ากัน เสาเข็มเจาะ/ต้นจะทรุดมากกว่า แต่เมื่อพิจารณาเป็นระบบเสาเข็มกลุ่มแล้วการทรุดตัวของระบบเสาเข็มตอกอาจจะ (ไม่เสมอไป) ทรุดมากกว่าระบบเสาเข็มเจาะก็ได้ เพราะปริมาณเสาเข็มตอกที่ใช้นั้น เสาเข็มกลุ่มมักมากกว่า (เพราะเสาเข็มเจาะมีขนาดใหญ่กว่าและรับน้ำหนักมากกว่า)

2. พิจารณาถึงผลกระทบที่เกิดขึ้นแก่สิ่งก่อสร้างข้างเคียง ปัญหาทางด้านการเคลื่อนตัวของดินและการสั่นสะเทือนจากการตอกเสาเข็มเป็นสิ่งที่สมควรได้รับการพิจารณา นอกจากนั้นควรพิจารณาปัญหาของเสาเข็มที่เคลื่อนผิดศูนย์เนื่องจากการตอกเสาเข็มจำนวนมาก

3. พิจารณาทางด้านราคาการก่อสร้าง ในอาคารสูงเกิน 10 ชั้นขึ้นไป ควรพิจารณาราคาไม่เพียงแต่ค่าเสาเข็มเท่านั้น หากต้องรวมถึงราคาจากการก่อสร้าง pile cap ด้วย

ความยาว และขนาดของเสาเข็มเจาะเมื่อพิจารณาใช้ควรคำนึงถึงความสามารถในการก่อสร้าง เพื่อให้ราคาเข็ม/กำลังรับน้ำหนัก มีค่าน้อยที่สุด เช่นในชั้นดินกรุงเทพฯ การใช้เสาเข็มเจาะที่มีปลายอยู่ในชั้นทรายชั้นที่สองจะถูกกว่าในกรณีที่วางอยู่ในดินแข็งและทรายชั้นแรกในกรณีที่ก่อสร้างอาคารสูงเกิน 15 ชั้น

ความยาวและขนาดของเสาเข็มตอก ขึ้นอยู่กับปัญหาการตอกและเครื่องมือที่ใช้ในการตอก โครงสร้างของเสาเข็มต้องใหญ่ และแข็งแรงพอที่จะตอกลงไปในชั้นดินที่แข็งมาก เพื่อตอกให้ลึกที่สุดเพื่อความประหยัด การใช้เสาเข็มตอกสองหรือสามท่อนจะต้องพิจารณาถึงความเหมาะสม เนื่องจากปัญหาจากดินเคลื่อนตัวอันเป็นผลจากการต้องใช้ปริมาณเสาเข็มตอกเป็นจำนวนมาก ซึ่งอาจเป็นผลให้รอยต่ออาจมีปัญหาได้

ในชั้นดินกรุงเทพฯ เนื่องจากผลของการสูบน้ำบาดาล ทำให้การออกแบบระบบของเสาเข็มต้องใช้ความยาวของเสาเข็มส่วนที่เป็น podium และ highrise เท่ากันด้วย ซึ่งผิดปรกติจากที่อื่น การใช้เสาเข็มที่มีปลายเท่ากันทำให้เกิดปัญหาทางด้านการทรุดตัว แตกต่างกันระหว่าง podium กับ highrise มากขึ้น

2.4 การคาดคะเนกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มดินเหนียว

2.4.1 การคาดคะเนกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มรับแรงกด

กำลังการรับน้ำหนักของเสาเข็ม สามารถทำได้โดยใช้วิธีการเชิงคณิตศาสตร์ ส่วนวิธีการทางกลการก่อสร้างเสาเข็มตอกที่ใช้กำลังรับน้ำหนักตอกต้องการอาจทำได้โดยใช้ pile driving formula สำหรับการตอกเสาเข็มแบบ drop hammer หรือการใช้ P D A (Pile driving analyzer) สำหรับการตอกเสาเข็มที่ตอกด้วยระบบต่าง ๆ (เช่น Diesel hammer เป็นต้น)

การรับน้ำหนักของเสาเข็มอาศัยแรงเสียดทาน (p_f) บริเวณผิวรอบนอกเสาเข็มและแรงต้านที่ปลายเสาเข็ม (P_E) วิธีการคำนวณแบบประจักษ์ศาสตร์ อาศัยหลักการสมมูลของแรง กล่าวคือ กำลังรับน้ำหนักจุดวิกฤติของเสาเข็ม (P_{ult}) เมื่อรับแรงกดเท่ากับ ผลรวมของแรงเสียดทาน (P_f) บวกเข้ากับแรงต้านที่ปลายของเสาเข็มจุดวิกฤติ (P_E) ลบด้วยน้ำหนักของเสาเข็ม (W_p) ดังสมการดังนี้

$$P_{ult} = P_f + P_E - W_p \quad \text{-----(1)}$$

$$P_f = \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} \quad \text{-----(2)}$$

$$P_E = q_E A_p \quad \text{-----(3)}$$

f_{si} และ q_E คือ หน่วยแรงเสียดทานที่จุดวิกฤติของชั้นดินชั้นที่ i คือ หน่วยแรงต้านที่ปลายเสาเข็มที่จุดวิกฤติ A_{si} คือ พื้นที่ผิวของเสาเข็มในช่วงชั้นดินที่รับแรงเสียดทาน ส่วน A_p คือ พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็มและ n คือจำนวนชั้นดินที่คิดแรงเสียดทาน ค่า q_E และ f_{si} หาได้โดยสมการต่อไปนี้

$$f_{si} = \alpha_i C_{ui} \quad \text{สำหรับดินเหนียว} \quad \text{-----(4a)}$$

$$f_{si} = k s_i \tan \delta_i \sigma'_{vo_i} \quad \text{สำหรับดินทราย} \quad \text{-----(4b)}$$

$$q_E = N_c C_{ui} + \sigma_{vo} \quad \text{สำหรับดินเหนียว} \quad \text{-----(5a)}$$

$$q_E = \sigma'_{vo} N_q \quad \text{สำหรับดินทราย} \quad \text{-----(5b)}$$

ค่า C_{ui} คือ กำลังรับแรงเฉือนของดิน (ส่วนใหญ่วัดจากบท unconfined compression test) N_c และ N_q คือ ค่า bearing capacity factor ค่า N_c มีค่าเท่ากับ 9 ส่วน N_q ขึ้นอยู่กับค่า ϕ' ของทราย ค่า C_{ui} ในสมการ (5a) คือค่าที่ปลายเสาเข็ม ส่วน C_{ui} เป็นค่าเฉลี่ยของ C_{ui} ในชั้นดินที่มีแรงเสียดทาน α คือ adhesion factor σ_{vo} ในสมการ (5a) คือหน่วยแรงรวมในแนวตั้งตามธรรมชาติ ที่ปลายเข็ม ส่วนค่า σ'_{vo} ในสมการ (5b) เป็นหน่วยแรงประสิทธิผล ทั้งสองค่าเป็นหน่วยแรงที่ปลายเสาเข็ม $k s_i \tan \phi_i$ เป็นค่าสัมประสิทธิ์ที่เปลี่ยนหน่วยแรงในแนวตั้งเป็นหน่วยแรงเสียดทาน σ'_{vo_i} เป็นหน่วยแรงประสิทธิผลที่ถึงกลางชั้นดิน

จากผลการคำนวณกำลังที่วิศวกรทั่วไปสามารถทำได้ดังนี้

1. ค่า f_{si} และ q_E นี้หาได้จากการทดลองหลายอย่างเช่น SPT CPT และการทดลองในห้องปฏิบัติการ การสมการที่ 4 และ 5 ใช้สำหรับการหาค่า f_{si} และ q_E จากผลการทดลองในห้องปฏิบัติการ ในประเทศไทย การหาค่า C_{ui} สามารถจากการทดลองแบบ unconfined compression และค่า ϕ' จากค่า SPT โดย

ใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง $N - \phi$ ของ Peck Henson and Thornburn (1974) ค่าสัมประสิทธิ์ต่าง ๆ ของดินกรุงเทพฯ ได้แสดงอยู่ในภาพผนวก ก ใน เอกสารทางวิชาการเรื่อง Recent Piling Practice in Bangkok Plain (สรุป 2533)

2. ค่า f_s และ q_E นอกจากขึ้นอยู่กับชนิดและชั้นของดินแล้วยังขึ้นอยู่กับวิธีการก่อสร้างด้วย (สรุป 2534)

3. ค่า f_s และ q_E ที่แน่นอนที่สุดคือการหาจากการทดสอบเสาเข็มที่ติดตั้ง strain gage และ load cell และ เอาค่าที่วัดได้มาเก็บไว้เป็นข้อมูล

4. การวิเคราะห์ในสมการ 1 ถึง 5 เป็นการคาดคะเน ต้องมีการทดสอบเสาเข็มเพื่อความแน่นอน วิธี PDA ไม่สามารถใช้แทนการทดสอบเสาเข็มได้ตามมาตรฐานของ ASTM การทำ PDA ก็ต้องเอาผลการทดสอบมาทำการเปรียบเทียบกับผลการทดสอบเสาเข็มเพื่อความแน่นอนเช่นกัน กำลังการรับน้ำหนักของเสาเข็มที่จุดวัดเป็นค่าที่กำหนดขึ้นมาจากข้อมูล "หลักการของการวัด" ที่ใช้กันอยู่ เช่นของ Butler and Hoy (1977) เป็นต้น

การหา กำลังรับน้ำหนักปลอกด้วยมักใช้ค่าหาคัดความปลอดภัยประมาณ 2.0 ถึง 2.5. หาคัดความปลอดภัยเอามาหารเฉพาะส่วนที่เป็นความต้านทานจากดิน ในบางกรณีเสาเข็มต้องรับแรงกดจาก negative skin friction ซึ่งเกิดขึ้นเมื่อดินรอบ ๆ เสาเข็มเคลื่อนตัวได้มากกว่าเสาเข็ม เมื่อรับแรงการค้ำน้ำหนักแรงกดใช้เหมือนสมการที่ (4b) โดย $k_{\text{stand}} = \beta$ และ β มีค่าประมาณ 0.2 ถึง 0.3 กับดินเหนียว และมากกว่า 0.3 สำหรับดินทราย ในกรณีมีแรงกดค่าแรงเสียดทาน (P_f) จะคิดเฉพาะในส่วนของชั้นดินที่เคลื่อนตัวน้อยกว่าเสาเข็มเท่านั้น คำนวณการรับน้ำหนักปลอกด้วย (Pallow) หาได้โดยสมการที่ 6 และ 7

$$Pallow = \frac{P_f + P_E}{F.S} - W_p - NF \quad (6)$$

$$NF = \beta \sigma'_{vo} A_s \quad (7)$$

NF คือ แรงกดลง และ Pallow คือ กำลังรับน้ำหนักปลอกด้วย และ F.S คือ หาคัดความปลอดภัยมีค่าประมาณ 2.0 (นิยมใช้กันประมาณ 1.5)

2.4.2 กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มรับแรงดึง

ในอาคารสูงแรงดึงในเสาเข็มอาจเกิดขึ้นได้ ในกรณีนี้ ไม่แนะนำให้เอาผลมาพื้นฐานจากค่าของโมเมนต์ที่เกิดจากแรงดลและแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหว ในกรณีเช่นนี้ เสาเข็มต้องรับแรงดึงในบางตำแหน่งและรับแรงทางด้านข้าง

ในกรณีอาคารมีห้องใต้ดิน เสาเข็มต้องรับแรงดึงเนื่องจากดิน (โดยดินพยายามจะอัดขึ้น) มารวมกับ up lift ที่เกิดจากแรงดันน้ำใต้ดินและยกด้วยน้ำหนักของพื้น slab ชั้นล่างสุด แรงลักษณะนี้จะเกิดขึ้นระหว่างก่อสร้างหากมีจุด เพราะเมื่อสร้างอาคารขึ้นมาแล้ว เสาเข็มส่วนใหญ่จะรับแรงกด

แรงที่ดินจะอัดขึ้นมาระหว่างเสาเข็มต้องคำนวณไว้ด้วย น้ำหนักหน่วยแรงประสิทธิผลของดินที่ความลึกที่ขุดลงไปคูณด้วย effective area ที่เสาเข็มต้องรับแรงจึงจะได้พิจารณาว่ามีค่าเท่ากับ $\pi a^2/4$ (โดย a คือระยะที่ friction ของเสาเข็มมีผล) ซึ่งหมายความว่าถ้า spacing ของเสาเข็มเท่ากับ 3d (d = เส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม) effective area คือ $\pi/4 d^2$ โดยปกติ ค่า a จะไม่มากกว่า 3 - 5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม

ในการขุดดินในบริเวณกรุงเทพฯ ถ้าบริเวณที่ขุดแห้งตลอดเวลาแรงดึงในเสาเข็มคือ แรงดึงเพื่อขุดไม่ให้ดินอัดขึ้น เมื่อเท slab ขึ้นได้ดินแล้ว และน้ำมีโอกาสเข้ามาแรงดึงจึงเป็นผลรวมของ แรงดึงที่เกิดจาก uplift pressure และแรงดึงเพื่อขุดไม่ให้ดินอัดขึ้น (โดย uplift pressure จะมากกระทำที่ slab) ลบด้วยน้ำหนักของ slab.

ดินรับแรงดึงด้วยแรงเสียดทานเพียงอย่างเดียว ก่อนที่แรงเสียดทานจะเกิดขึ้น แรงดึงที่หัวเสาเข็มจะต้องเอาชนะน้ำหนักของเสาเข็มที่กดลงเสียก่อน เสาเข็มคอนกรีตต้องเสริมเหล็กเพื่อรับแรงดึงดังกล่าว กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มรับแรงดึงคือ

$$T_{allow} = \frac{P_f}{F.S} + W_p \text{ ----- (8)}$$

ค่า P_f หาได้ในลักษณะเดียวกับเสาเข็มรับแรงกด (สมการที่ 4a และ 4b) ส่วนค่าที่วัดความปลอดภัย (F.S) ต้องไม่น้อยกว่า 2.5

2.4.3 เสาเข็มเดี่ยวรับแรงด้านข้าง

พฤติกรรมของเสาเข็มรับแรงด้านข้างจะแตกต่างจากในกรณีที่เสาเข็มรับแรงในแนวตั้งมาก ดินบริเวณใกล้หัวเสาเข็มเท่านั้นที่จะควบคุมคุณสมบัติทางด้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ซึ่งเป็นหลักควบคุมการออกแบบ

การออกแบบเสาเข็มรับแรงทางด้านข้าง ต้องคิดทั้งในกรณีเสาเข็มมีพฤติกรรมแบบเสาเข็มเดี่ยว และเสาเข็มกลุ่ม โดยพฤติกรรมของเสาเข็มกลุ่มจะเป็นหลักการสำคัญ การออกแบบรับแรงทางด้านข้างต้องคิดเสียก่อนว่าเสาเข็มต้นเดียวสามารถรับแรงด้านข้างได้เท่าใด แล้วจึงหาแรงด้านทางด้านข้างที่ยอมได้ของเสาเข็มกลุ่ม (Qallow) แต่ละต้น โดยใช้ group efficiency factor ซึ่งมีค่าน้อยกว่า 1.0 มาก

หลักการออกแบบสำหรับรับแรงทางด้านข้างนั้น การออกแบบจะใช้หลักการจำกัดการเคลื่อนตัวของเสาเข็มกลุ่ม โดยที่ Bending moment ที่เกิดขึ้นกับเสาเข็มมีความสำคัญ เสาเข็มจะเกิดอุบัติเหตุโดยตรงหรือของเสาเข็มและ ค่า $E_p I_p$ ควบคุมการเคลื่อนตัวทางด้านข้างซึ่งเป็นหลักการในการออกแบบ

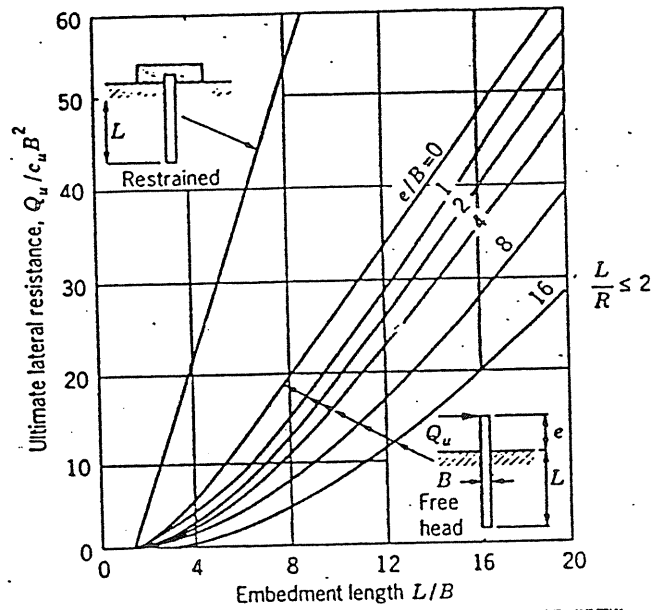
หลักการออกแบบของเสาเข็มรับแรงด้านข้างมีดังนี้

1. หา Qallow ของเสาเข็มเดี่ยวโดยพิจารณาถึงพฤติกรรมของเสาเข็มอยู่เป็นกลุ่มแล้ว
2. คำนวณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกลุ่มเสาเข็มโดยใช้ Qallow/pile จากข้อ 1
3. เปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวกับขีดจำกัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ถ้าการเคลื่อนตัว

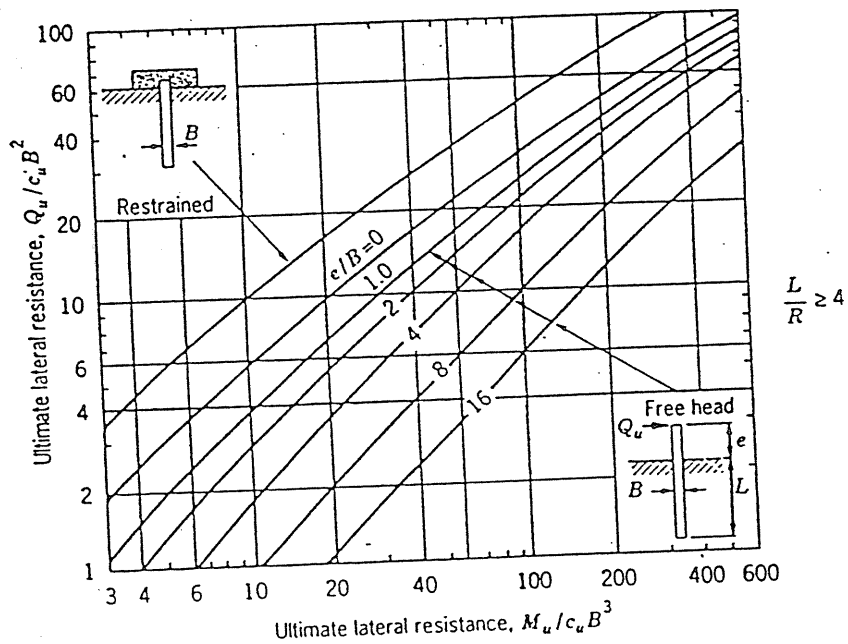
มีมากเกินไป จึงใช้ค่าแรงต้านข้าง (Q) ให้น้อยกว่า Q_{allow} หรือเพิ่มขนาดเสาเข็มหรือจำนวนเสาเข็ม
 วิธีการหาค่า Q_u (กำลังรับน้ำหนักสูงสุดทางด้านข้าง) สำหรับเสาเข็มยาวและเสาเข็มสั้นโดยหัวเสาเข็ม
 อยู่ในดินเหนียวใช้ รูปที่ 1 และ 2 รูปที่ 1 และ 2 เสนอโดย Brom (1964) แสดง chart เพื่อหา
 ค่า Q_u เมื่อทราบ M_u (yield moment ของเสาเข็ม) ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (C_u) บริเวณ
 ใกล้หัวเสาเข็มและเส้นผ่านศูนย์กลางขอบเสาเข็ม (B) เสาเข็มยาวที่รับแรงทางด้านข้างจะเกิดวิบัติ เมื่อ
 โครงสร้างของเสาเข็มไม่สามารถรับ Bending Moment ได้ ส่วนเสาเข็มสั้นจะเกิดการวิบัติในมวลดิน
 รูปที่ 1 และ 2 ใช้สำหรับเสาเข็มสั้นและเสาเข็มยาว ซึ่งพฤติกรรมแบบเสาเข็มยาวจะเกิด
 ขึ้นเมื่อ $L/R \geq 4$ (L = ความยาวของเสาเข็ม ; $R = (EI/K_h)^{1/4}$ โดยค่า E I_p เป็นโมเมนต์ Inertia และ
 K_h คือค่า horizontal modulus subgrade reaction รูปที่ 1 และ 2 แสดงสภาพที่หัวเสาเข็มถูกยึดด้วยฐานราก (Fixed head) ทำให้
 ไม่เกิด rotation ขึ้นที่เสาเข็มเรียกว่าสภาพ fixed end และระบบ free end หัวเสาเข็มเกิด
 rotation ขึ้นได้ รูปที่ 1 เป็นของเข็มสั้น $L/R \leq 2$ ส่วนรูปที่ 2 เป็นของเสาเข็มยาว $L/R \geq 4$ ถ้า L/R
 อยู่ระหว่าง 2 กับ 4 ต้องคิดทั้งลักษณะเข็มสั้นและเข็มยาว แล้วเลือกเอาค่าน้อยที่สุด โดยทั่วไปพฤติกรรมของ
 เสาเข็มเป็นของเสาเข็มยาว ค่าแรงทางด้านข้างที่เสาเข็มต้นเดียวรับได้ (Q_g) ต้องน้อยกว่าหรือเท่า
 กับค่า Q_{allow} โดย

$$Q_g \leq Q_{allow} = \frac{Q_u}{F.S} \text{------(9)}$$

$F.S$ ในสมการที่ (9) ต้องไม่น้อยกว่า 2.5. ค่า K_h เท่ากับ $0.67 E_u/B$ โดย E_u คือ
 โมดูลัสของดินเหนียวแบบไม่ระบายน้ำวัดจากการทดสอบ Unconfined Compression



รูปที่ 1 การหาค่า Q_u ของเสาเข็มสั้นโดยวิธีของ Brom (1964)



รูปที่ 2 การหาค่า Q_u ของเสาเข็มยาวโดยวิธีของ Brom (1964)

2.5 กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในกลุ่มเสาเข็ม

เมื่อพิจารณาเป็นกลุ่มค่า Pallow, Tallow, และ Qallow จะลดลงไปอีก เนื่องจากการ interference ของหน่วยรับน้ำหนักดินในกลุ่มเสาเข็มปริมาณการลดลงของกำลังรับน้ำหนัก ทำให้เมื่อทราบ Group efficiency Ge การหาค่า Ge และกำลังรับน้ำหนักปลายของเสาเข็มจะต้องหาได้ดังต่อไปนี้

2.5.1 เสาเข็มกลุ่มรับแรงอัด

เสาเข็มกลุ่มรับแรงอัดอาจเกิดวิบัติได้ 2 กรณี คือ

1. เสาเข็มต้นหนึ่งต้นโค่นในเสาเข็มกลุ่มเกิดการวิบัติ

2. ในกรณีที่เสาเข็มอยู่ห่างกันประมาณ 3 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหรือน้อยกว่า กลุ่มเสาเข็มอาจเกิดวิบัติเป็นแบบ block นั่นคือ เสาเข็มทั้งกลุ่มเกิดการวิบัติบริเวณเส้นรอบรูปของเสาเข็มกลุ่มและมีพฤติกรรมเป็นเสาเข็มขนาดใหญ่ต้นเดียว

ในการวิบัติแบบกลไกที่ 1 ค่า group efficiency (Ge) เสนอโดย DM 7-2 (1982) มีค่าดังต่อไปนี้ (ดูตารางที่ 1) สำหรับเสาเข็มที่อยู่ในดินเหนียว

ตารางที่ 1 ค่า Ge ของเสาเข็มกลุ่มรับแรงกดในดินเหนียว

ระยะห่างระหว่างเสาเข็ม(s)	3B	4B	5B	6B	8B
Ge	0.7	0.75	0.85	0.9	1.0

ดังนั้นค่า Pallow ของเสาเข็มต้นเดียวในกลุ่มเสาเข็มคือ GexPallow ของเสาเข็มต้นเดียว เมื่อพิจารณาผลของเสาเข็มกลุ่ม (ใช้หลักการความปลอดภัยเท่ากัน)

ในกลไกการวิบัติแบบที่ 2 การพิจารณาว่าเสาเข็มเกิดการวิบัติแบบ block จำนวนเป็นเสาเข็มใหญ่ต้นเดียว มักให้ค่า Ge มากกว่า 1.0 ถ้าปลายเสาเข็มอยู่ในชั้นทรายหนา ถ้าปลายอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งค่า Ge อาจน้อยกว่า 1.0 ได้ ขึ้นอยู่กับ ระยะห่างระหว่างเสาเข็ม

ในเสาเข็มที่ตอกลงไปในทรายทั้งหมด ค่า Ge ควรใช้เท่ากับ 1.0 แม้ว่าพฤติกรรมของเสาเข็มจะเป็น Friction Pile

ไม่ว่าในกรณีใดค่า Ge ไม่มีการใช้เกินค่า 1.0 จึงถือว่าเป็นค่าสูงสุด

สิ่งที่ต้องระวังที่สุดคือ ดินเหนียวใต้ปลายเสาเข็มอาจรับน้ำหนักไม่ได้ หรือมีการทรุดตัวที่ผิดปกติ จึงควรมีการตรวจสอบปัญหาทางด้านเสถียรภาพ และการทรุดตัว

2.5.2 เสาเข็มกลุ่มรับแรงทางด้านข้าง

ค่า Qallow จากการคำนวณในข้อ 2.4.3 จะลดลงไปอีกเมื่อพิจารณาผลของเสาเข็มกลุ่ม ค่า Ge ของเสาเข็มรับแรงด้านข้างเสนอโดย Prakash and Saran (1967) สำหรับเสาเข็มที่หัวเข็มอยู่ในดินเหนียวและดินทรายมีดังต่อไปนี้ (ดูตารางที่ 2)

ตารางที่ 2 ค่า Ge สำหรับเสาเข็มรับแรงด้านข้าง

ระยะทางระหว่างเสาเข็ม (s)	Ge	
	เข็มเหลี่ยม	เข็มทราpez
3B	0.40	0.5
3.5 B	0.45	-
4.0 B	0.50	0.6
4.5 B	0.55	-
5.0 E	0.55	0.68
6.0 B	0.65	-
8.0 B	1.0	0.70

จากการเปรียบเทียบค่า Ge ระหว่างเสาเข็มรับแรงกดกับแรงทางด้านข้าง โดยค่า Ge ของกลุ่มเสาเข็มที่รับแรงทางด้านข้างจะต่ำกว่ามาก ค่า Ge Qallow ของกลุ่มเสาเข็มจะเท่ากับ Ge Qallow ของเสาเข็มต้นเดียว mn (n = จำนวนเสาเข็มในกลุ่ม)

3.0 การเคลื่อนตัวของฐานรากเสาเข็ม

3.1 การจำกัดการเคลื่อนตัวของอาคารสูง

การเคลื่อนตัวของอาคารสูงพิจารณาได้ว่าเป็นหลักการที่สำคัญที่สุดในการออกแบบ เนื่องจากสาเหตุ 2 ประการคือ

1. การเคลื่อนตัวในอาคารสูงที่ทำด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กยอมให้น้อยมาก ค่า distortion ที่ยอมให้ได้ขึ้นอยู่กับกรอบทางด้านโครงสร้างของอาคาร และปริมาณการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นทั้งหมด การเคลื่อนตัวที่สำคัญคือการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ค่า Distortion หรือ tilt (ในกรณีที่ใช้ mat foundation) ที่ยอมให้ประมาณ $1/300$ ถึง $1/500$ การเคลื่อนตัวทางด้านข้างขึ้นอยู่กับความสูงของอาคาร และ function ของตัวอาคาร โดยปรกติยอมให้ได้ไม่เกิน 2.5 ซม.
2. ในอาคารมีส่วนตึกและส่วนสูงซึ่งมีหน่วยแรงที่ถ่ายลงดินต่างกันมาก บางแห่งมีห้องใต้ดินซึ่งค้ำเนื่องกันหมด และต้องสร้างห้องใต้ดินก่อนพร้อมกันหมด ทำให้วิธีการใช้ sequence ของการก่อสร้างจะลดการทรุดตัวที่ไม่เท่ากัน ใช้การไม่ได้นอกจากนี้ construction joint ที่ขึ้นหรือลดชั้นด้วยสาเหตุดังกล่าวการคาดคะเนการเคลื่อนตัวทั้งในแนวตั้งและในแนวนอนจึงเป็นสิ่งสำคัญ

3.2 วิธีการคาดคะเนการทรุดตัว

การคาดคะเนการทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มทำได้ยากกว่าฐานรากดินมาก วิธีการขณะนี้มีหลายวิธีมากมายส่วนใหญ่เป็นแบบ empirical และเป็นการคาดคะเนการทรุดตัวของเสาเข็มต้นเดียวหรือเสาเข็มกลุ่มโดยไม่สามารถพิจารณาผลกระทบของเสาเข็มกลุ่มที่อยู่ใกล้เคียงกันได้จึงไม่สามารถคาดคะเนการทรุดตัวที่แตกต่างกันระหว่างเสาเข็มกลุ่มได้ (เช่น วิธีของ Terzaghi เป็นต้น)

วิธีที่ผู้เขียนเห็นว่าทำได้ดีที่สุด (นอกจากการใส่ computer programme แล้ว) เป็นของ Poulos and Davis (1980) โดยมีหลักการใช้ทฤษฎีอิลาสติกและมีวิธีการที่หาคุณสมบัติของดินจากการทดสอบเสาเข็มขั้นตอนในการคาดคะเนการทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มโดยวิธีการของ Poulos and Davis (1980) มีดังต่อไปนี้

1. คาดคะเนการทรุดตัวของเสาเข็มต้นเดียวจากผลการทดสอบเสาเข็มหรือการทดสอบดิน วิธีการที่ใช้การทดสอบเสาเข็มเป็นวิธีที่ดีที่สุด
2. คาดคะเนการทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่ม ทำให้ได้การทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มกลุ่มเพียงอันเดียว โดยยังไม่พิจารณาผลของเสาเข็มข้างเคียง
3. พิจารณาผลการทรุดตัวที่เพิ่มขึ้น เนื่องจากเสาเข็มกลุ่มที่อยู่ข้างเคียง โดยใช้หลักการดังนี้
 - ก. เปลี่ยนสภาพของเสาเข็มกลุ่มทุกกลุ่มให้เป็นเสาเข็มต้นเดียวเรียกว่า equivalent pier (โดยมีการทรุดตัวเท่ากับเสาเข็มกลุ่ม) ซึ่งทำได้โดยหาขนาดหรือความยาวของเสาเข็มใหม่ ในดินกรุงเทพฯ ใช้เปลี่ยนขนาดของเสาเข็ม
 - ข. หากการทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่มที่สนใจโดยพิจารณาผลของการทรุดตัวเนื่องจาก equivalent single pier ซึ่งใช้แทนเสาเข็มกลุ่มตำแหน่งอื่นอีกครั้งหนึ่ง

วิธีของ Poulos และ Davis (1980) จะทำได้ยากมากถ้าเสาเข็มกลุ่มมีขนาดใหญ่และอยู่ใกล้กันเกินไป เพราะจำนวน equivalent pier จะมีมาก

วิธีออกแบบฐานรากเสาเข็มสำหรับอาคารสูงที่สุดคือพยายามทำให้กลุ่มเสาเข็ม (equivalent pier) อยู่ห่างกัน ซึ่งทำได้โดยใช้เสาเข็มที่สามารถรับน้ำหนักได้มากเพื่อให้ผลของเสาเข็มกลุ่มข้างเคียงไม่มีผลกระทบซึ่งกันและกัน นั่นคือพยายามใช้เสาเข็มขนาดใหญ่และให้ยาวที่สุดเท่าที่สามารถจะก่อสร้างได้ และทำให้ค่าก่อสร้างในเรื่อง pile cap ถูกลง

วิธีการแบบคร่าว ๆ ของ Poulos and Davis (1980) มีดังต่อไปนี้

3.2.1 วิธีการหาการทรุดตัวของเสาเข็มต้นเดียว p_1

สูตรในการหาค่า p_1 คือ

$$p_1 = \frac{PI}{E_s d} \text{-----(10)}$$

P = คือ น้ำหนัก ลงเสาเข็มที่ทำให้เกิดการทรุดตัว

I = Influence Factor

d = เส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม; E_s = ค่าอีลาสติคโมดูลของดิน-เสาเข็ม

$$I = I_o \left(\frac{R_v}{R_k} \right)^{R_b} R_v$$

ค่า I_o , R_k , R_b , R_v แสดงอยู่ในรูปที่ 3 ถึง 7 ตามลำดับโดยค่า E_b , L , db , K , h , และ ν มีความหมายดังต่อไปนี้

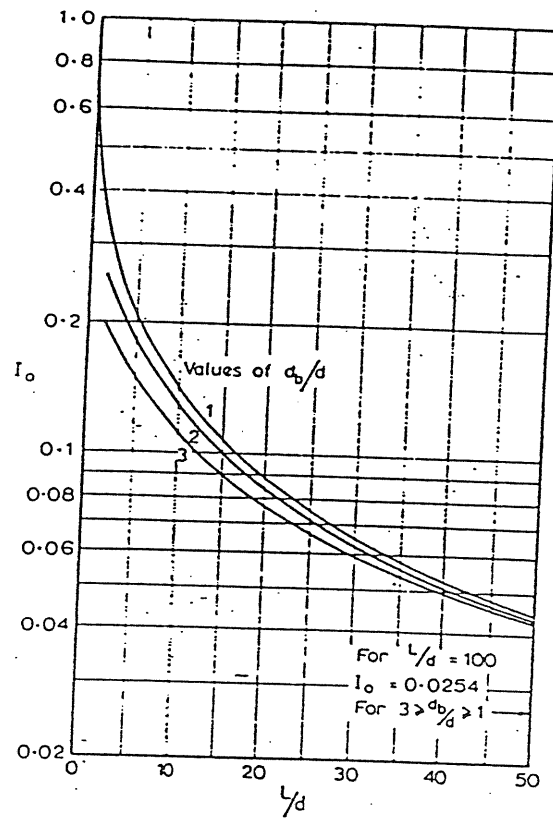
L คือความยาวของเสาเข็ม; h คือความหนาของชั้นดินจากหัวเสาเข็มจนกระทั่งถึงชั้นดินที่ไม่ทรุด; คือ poisson ratio; E_b คือ ค่าโมดูลัสของดินใต้ปลายเสาเข็ม; db คือขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของปลายเสาเข็มในกรณีที่มีปลายเสาเข็มมีขนาดที่ปลายใหญ่ขึ้น ; $K = E_p/E_s$ โดย E_p คือ อีลาสติคโมดูลัสของเสาเข็ม และ $RA = Ap/\pi d^2/4$

การหาค่า p_1 จะถูกต้องได้ควรใช้ค่า E_s จากการทดสอบเสาเข็ม (สำหรับในชั้นดินกรุงเทพมหานคร ค่า E_s ได้แสดงอยู่ในภาคผนวก ก) โดยใช้สมการที่ 10

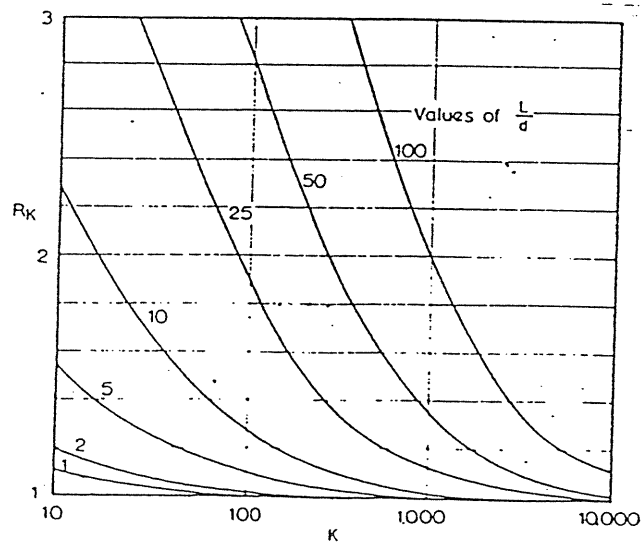
วิธีการหาค่า p_1 ที่ดีที่สุดคือ การเอาค่าการทรุดตัวที่น้ำหนักใช้งานจากการทดสอบ p_m มาใช้ การทดสอบควรเป็นการทดสอบเสาเข็มแบบ maintained load โดยใช้น้ำหนักไว้ไม่ต่ำกว่า 24 ชั่วโมง หลังจากนั้นจึงปรับแก้ผลของการใช้เสาเข็ม anchorage โดย สัมประสิทธิ์ตัวปรับแก้มีค่าประมาณ 1.5 ถึง 2 ดังนั้น ค่า p_1 จะมีค่าประมาณ 2 เท่าของค่า p_m

3.2.2 การคาดคะเนการทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่ม

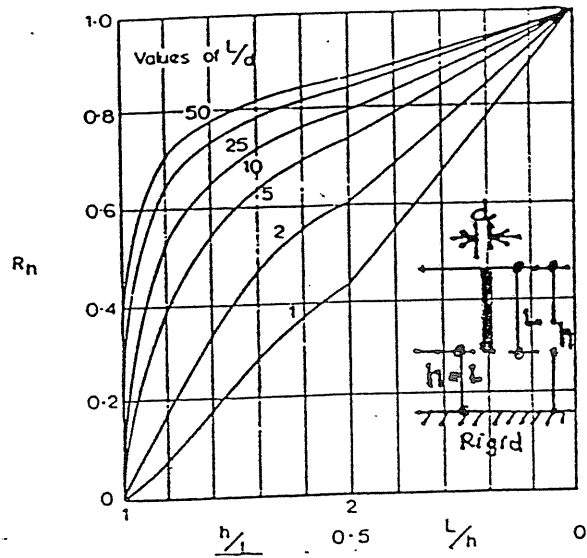
การทรุดตัวจะเพิ่มขึ้นเมื่อในกลุ่มเสาเข็มประกอบด้วยเสาเข็มหลายต้น ตารางที่ 3 และ ตารางที่ 4 ให้ค่า R_s (ซึ่งเป็นสัมประสิทธิ์นำเอาไปคูณค่า p_1) และแสดงผลของจำนวนเสาเข็ม รูปที่ 5 ถึง 11 ให้ตัวปรับแก้(ที่ต้องนำมาใช้ร่วมกับ R_s ในตารางที่ 3) แสดงผลของ E_b , ν , h , และผลของการทรุดตัวในระยะยาวของเสาเข็มกลุ่ม (รูปที่ 11) ตารางที่ 3 เป็น set friction pile จึงควรนำมาใช้กับเสาเข็มเป็นส่วนใหญ่ที่ใช้ในประเทศไทย



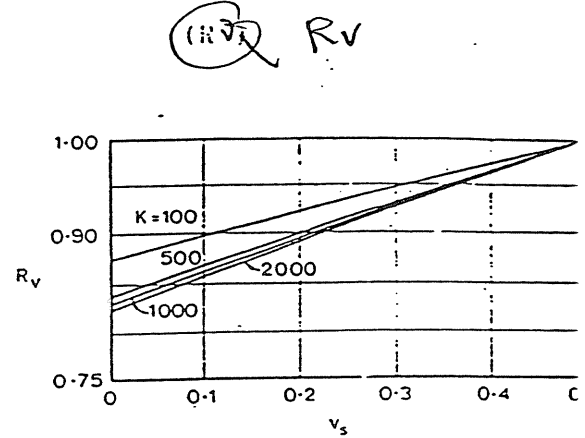
รูปที่ 3 ค่า Settlement - Influence Factor (I_o)
ของ Poulos and Davis (1980)



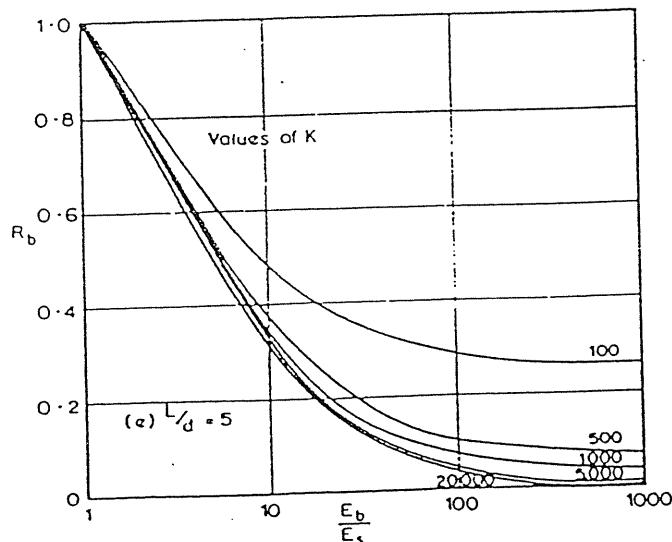
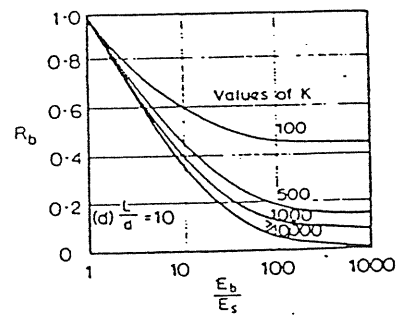
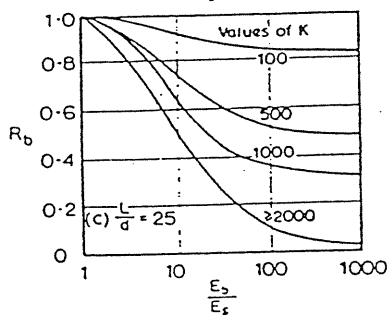
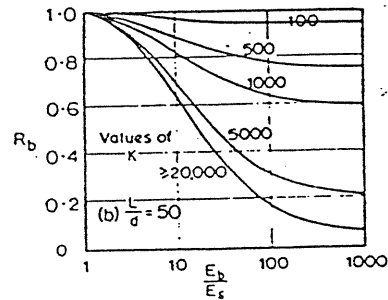
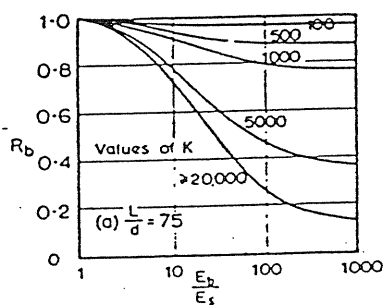
รูปที่ 4 ค่า Compressibility Factor (R_k) ของ
Poulos and Davis (1980)



รูปที่ 6 ค่า Poisson's ratio
Correction Factor



รูปที่ 5 ค่าความลึกของ Rigid Base Correction
Factor (R_h)



รูปที่ 7 ค่า Base
Modulus (E_b)
Correction Factor

การทรุดตัวที่คำนวณออกมาได้ โดยใช้ตารางที่ 3 และ 4 เป็นการคาดคะเนโดยพิจารณาชั้นดินนั้น uniform ไม่เช่นนั้นดินใต้เสาเข็มที่มีคุณสมบัติทางด้านการทรุดตัวต่ำกว่า จะเห็นได้ว่าการทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่มอาจทรุดได้ถึง 20 เท่า p_m ถ้ามีผลของกลุ่มเสาเข็มที่อยู่ใกล้ ๆ การทรุดตัวก็จะเพิ่มขึ้นอีก ในทำนองเดียวกันถ้าได้เสาเข็มชั้นดินที่ทรุดมากกว่าการทรุดตัวก็จะเพิ่มมากขึ้นเช่นกัน ถ้าในกรณีดังกล่าวเกิดขึ้น จำเป็นต้องเปลี่ยนกลุ่มเสาเข็มเป็น equivalent pier ตามวิธีที่เสนอข้างล่าง ในดินกรุงเทพฯ การที่ใช้ข้อมูลในตารางที่ 3 ใช้ได้กรณีที่เสาเข็มมีปลายอยู่ในชั้นทรายชั้นที่สอง และในกรณีที่ตักสูงไม่เกิน 15 ชั้น ทั้งนี้เพราะในกรณีดังกล่าว ผลการเพิ่มของการทรุดตัวของกลุ่มเข็มข้างเคียงมีน้อยและดินเหนียวแข็งชั้นสามมีการทรุดตัวน้อย

ในกรณีที่มีชั้นดินใต้เสาเข็มที่มีการทรุดตัวมากกว่า Poulos and Davis (1986) เสนอให้ใช้วิธีการดังต่อไปนี้

1. คำนวณการทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่มจนกระทั่งถึงระดับ h ของฐานรากโดยใช้ correction factor รูปที่ 8 ให้ค่า p_o
2. เปลี่ยนเสาเข็มกลุ่มเป็น equivalent pier โดยใช้ chart ในรูปที่ 12 โดย d_e คือ equivalent diameter และ B เป็นขนาดของกลุ่มเสาเข็ม
3. หาการทรุดตัวที่เกิดขึ้นโดยสมการที่ 11 และรูปที่ 13

$$P = p_o + \frac{P}{L} \left[\frac{I_m}{E_m} + \sum_{j=2}^{j=m-1} \left(\frac{I_j}{E_{sj}} - I_{j+1} \right) \right] \quad (11)$$

ค่า P คือ load ในกลุ่มเสาเข็มที่สนใจ

L คือ ความยาวของ equivalent pier

E_m ,— หรือ E_j คือ ค่า soil modulus ในชั้นดินใต้เสาเข็มโดย m

เป็นชั้นดินสุดท้ายที่คิดการทรุดตัว ค่า E มีค่าเท่ากับ $1/mv$

I_j และ $I_m = I_p$ คือค่า Influence factor แสดงอยู่ในรูปที่ 13, H = ความลึกจากผิวดินไปยังชั้นดินที่พิจารณาและ $p =$ การทรุดตัวเมื่อรวมผลของชั้นดินใต้เสาเข็มทั้งหมดจนถึง layer m

ในกรณีที่ต้องพิจารณาผลของกลุ่มเสาเข็มที่อยู่ใกล้เคียง วิธีการคาดคะเนการทรุดตัวทั้งหมด p_T และการทรุดตัวที่เพิ่มขึ้นจากค่า p จากสมการที่ 13 มีดังต่อไปนี้

11

ตารางที่ 3 แสดงค่า R_s ซึ่งแสดงผลของการทดสอบเสาเข็มกลุ่ม เมื่อเปรียบเทียบกับเสาเข็มเดี่ยวของมวลดินที่ uniform (ใช้กับพฤติกรรมที่เป็น friction pile)

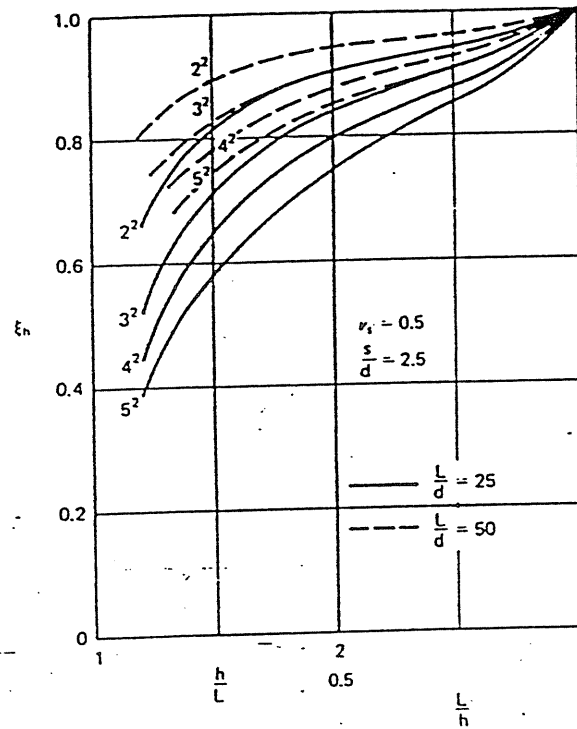
THEORETICAL VALUES OF SETTLEMENT RATIO R_s , FRICTION PILE GROUPS, WITH RIGID CAP, IN DEEP UNIFORM SOIL MASS

THEORETICAL VALUES OF SETTLEMENT RATIO, $\frac{S}{D}$																	
No of Piles in Group		4			9			16			25						
		10	100	1000	10	100	1000	10	100	1000	10	100	1000				
$\frac{S}{D}$	$\frac{s}{D}$																
20	2	1.83	2.25	2.54	2.62	2.78	3.80	4.42	4.48	3.76	5.49	6.40	6.53	7.20	8.48	8.68	
	5	1.40	1.73	1.88	1.90	1.83	2.49	2.82	2.85	2.26	3.25	3.74	3.82	3.98	4.70	4.75	
	10	1.21	1.39	1.48	1.50	1.42	1.76	1.97	1.99	1.63	2.14	2.46	2.46	2.53	2.95	2.95	
25	2	1.99	2.14	2.65	2.87	3.01	3.64	4.84	5.29	4.22	6.38	7.44	8.10	7.25	9.28	11.25	
	5	1.47	1.74	2.09	2.19	1.98	2.61	3.48	3.74	2.46	3.54	4.96	5.34	4.48	6.50	7.03	
	10	1.25	1.46	1.74	1.78	1.49	1.95	2.57	2.73	1.74	2.46	3.42	3.63	2.98	4.28	4.50	
50	2	2.43	2.31	2.56	3.01	3.91	3.79	4.52	5.66	5.58	5.65	7.05	8.94	7.26	7.65	9.91	12.66
	5	1.73	1.81	2.10	2.44	2.46	2.75	3.51	4.29	3.16	3.72	5.11	6.37	3.88	4.74	6.64	8.67
	10	1.38	1.50	1.78	2.04	1.74	2.04	2.72	3.29	2.08	2.59	3.73	4.65	2.49	3.16	4.76	6.04
100	2	2.56	2.31	2.26	3.16	4.43	4.05	4.11	6.15	6.42	6.14	6.50	9.92	8.48	8.40	10.25	14.35
	5	1.88	1.88	2.01	2.64	2.80	2.94	3.38	4.87	3.74	4.05	4.98	7.54	4.68	5.18	6.75	10.55
	10	1.47	1.56	1.76	2.28	1.95	2.17	2.73	3.93	2.45	2.80	3.81	5.82	2.95	3.48	5.00	7.88

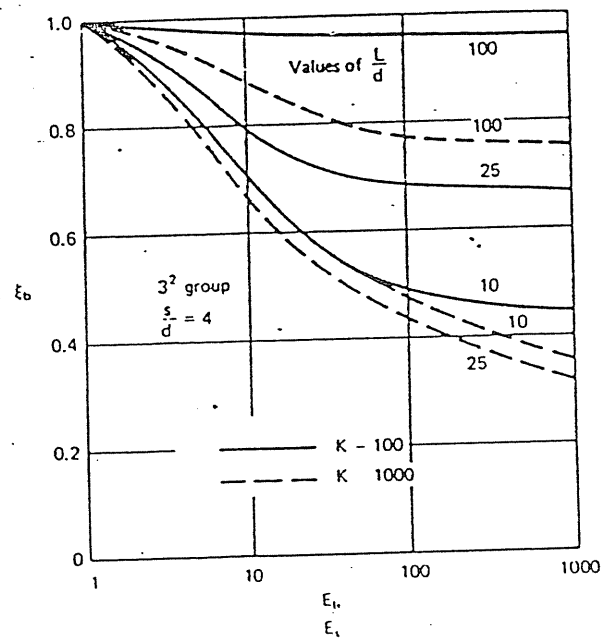
ตารางที่ 4 แสดงค่า R_s ซึ่งแสดงผลการทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่ม เมื่อเปรียบเทียบกับเสาเข็มต้นเดียวของมวลดินที่ Uniform (ใช้กับเสาเข็มพฤติกรรมเป็น end bearing pile)

THEORETICAL VALUES OF SETTLEMENT RATIO R_s END-BEARING PILE GROUPS, WITH RIGID CAP, BEARING ON A RIGID STRATUM

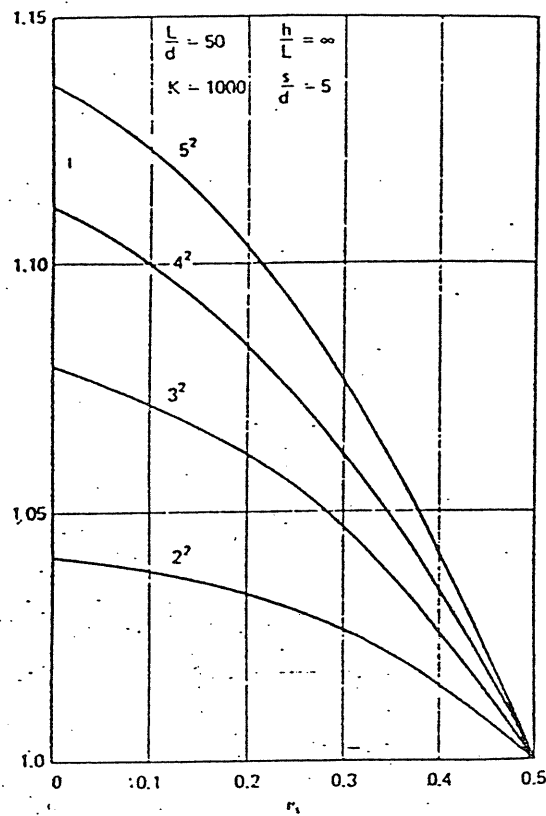
No. of Piles in Group	L/d	s/d	4				9				16				25			
			10	100	1000	∞	10	100	1000	∞	10	100	1000	∞	10	100	1000	∞
10	2	1.52	1.14	1.00	1.00	1.00	2.02	1.31	1.00	1.00	2.38	1.49	1.00	1.00	2.70	1.63	1.00	1.00
	5	1.15	1.08	1.00	1.00	1.00	1.23	1.12	1.02	1.00	1.30	1.14	1.02	1.00	1.33	1.15	1.03	1.00
	10	1.02	1.01	1.00	1.00	1.00	1.04	1.02	1.00	1.00	1.04	1.02	1.00	1.00	1.03	1.02	1.00	1.00
25	2	1.88	1.62	1.05	1.00	1.00	2.84	2.57	1.16	1.00	3.70	3.28	1.33	1.00	4.48	4.13	1.50	1.00
	5	1.36	1.36	1.08	1.00	1.00	1.67	1.70	1.16	1.00	1.94	2.00	1.23	1.00	2.15	2.23	1.28	1.00
	10	1.14	1.15	1.04	1.00	1.00	1.23	1.26	1.06	1.00	1.30	1.33	1.07	1.00	1.33	1.38	1.08	1.00
50	2	2.49	2.24	1.59	1.00	1.00	4.06	3.59	1.96	1.00	5.83	5.27	2.63	1.00	7.62	7.06	3.41	1.00
	5	1.78	1.73	1.32	1.00	1.00	2.56	2.56	1.72	1.00	3.28	3.38	2.16	1.00	4.04	4.23	2.63	1.00
	10	1.39	1.43	1.21	1.00	1.00	1.78	1.87	1.46	1.00	2.20	2.29	1.71	1.00	2.62	2.71	1.97	1.00
100	2	2.54	2.26	1.81	1.00	1.00	4.40	3.95	3.04	1.00	6.24	5.89	4.61	1.00	8.18	7.93	6.40	1.00
	5	1.85	1.84	1.67	1.00	1.00	2.71	2.77	2.52	1.00	3.54	3.74	3.47	1.00	4.33	4.68	4.45	1.00
	10	1.44	1.44	1.46	1.00	1.00	1.84	1.99	1.98	1.00	2.21	2.48	2.53	1.00	2.53	2.98	3.10	1.00



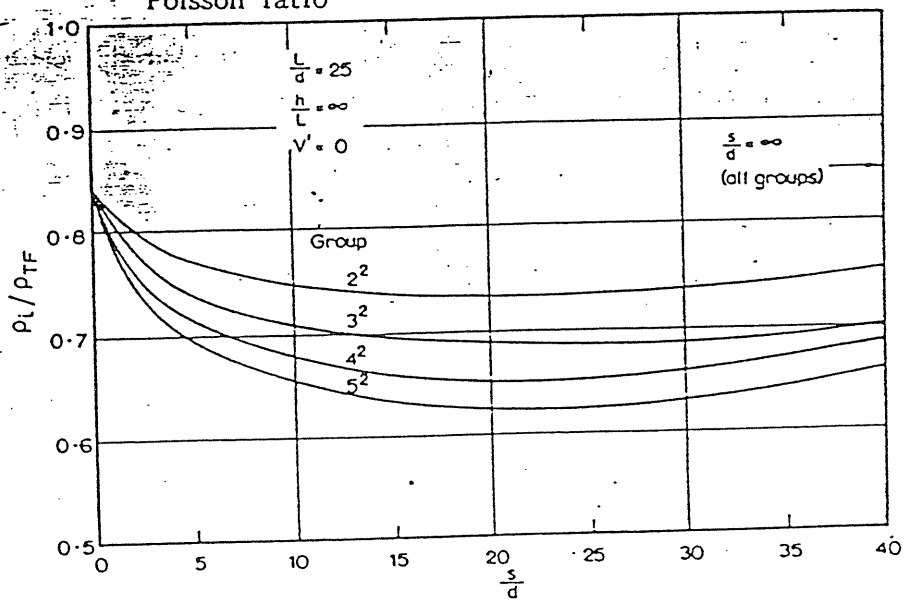
รูปที่ 8 แสดงค่า Reduction Coefficient (ξ_h) เนื่องจากผลของ Rigid Base.



รูปที่ 9 แสดงค่า Reduction Coefficient สำหรับผลของค่า E_b



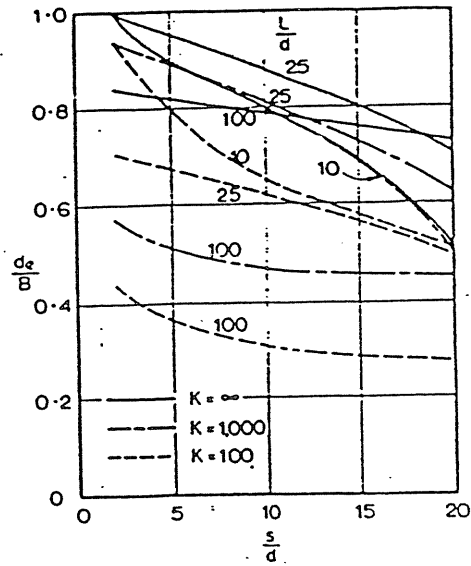
รูปที่ 10 ผลของ Correction Factor (C) เนื่องจากผลของ Poisson ratio



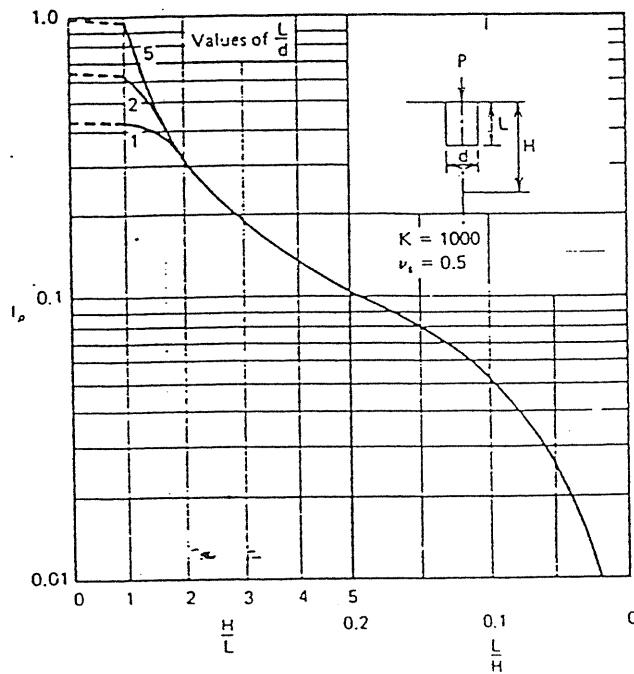
รูปที่ 11 แสดงผลของกลุ่มเสาเข็มที่ทำให้การทรุดตัวในระยะยาวเพิ่มขึ้น (การทรุดตัวหยุดช้าลง)

p_i = การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีที่เกิดจากข้อมูลของเสาเข็มต้นเดียว

p_{TF} = การทรุดตัวทั้งหมดที่เกิดขึ้น



รูปที่ 12 Chart สำหรับหาเส้นผ่าศูนย์กลางของ
Equivalent pier



รูปที่ 13 ค่า Influence Factor สำหรับหาการทรุดตัวของชั้นดินที่ปลายเสาเข็ม

1. หาค่า de ของกลุ่มเสาเข็มทั้งหมดยกเว้นเสาเข็มที่ใช้รูปที่ 12
2. หาค่าการทรุดตัวทั้งหมด p_T โดยใช้สมการที่ 12

$$p_T = p + \sum_{k=1}^{k=l} \Delta p_k \text{ -----(12a)}$$

$$\Delta p_k = \frac{P_k}{L_k} \left[\frac{I_m}{E_{sm}} + \sum_{j=2}^{j=m+1} \left(\frac{I_j - I_{j+1}}{E_{sj}} \right) \right] + \alpha p_k \text{ -----(12b)}$$

ค่า Δp_k คือการทรุดตัวที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากกลุ่มเสาเข็ม K (equivalent pier) โดย P_k = load ในกลุ่มเสาเข็ม k ; p_k = การทรุดตัวของ equivalent pier แทนกลุ่มเสาเข็ม k จำนวนโดยสมการที่ 10 และ L_k คือ, ความยาวของ equivalent pier

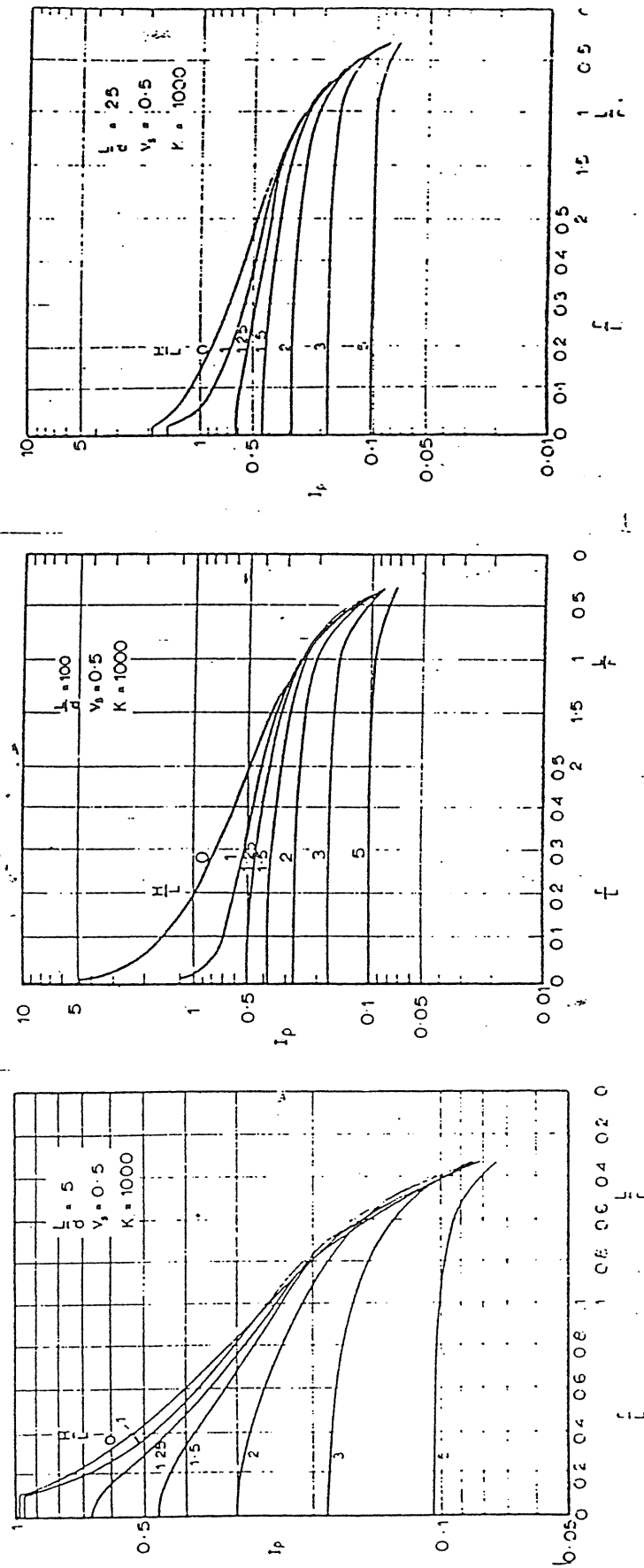
ค่า I_j และ $I_m = I_p$ แสดงอยู่ในรูปที่ 14 โดยค่า r คือระยะห่างระหว่าง equivalent pier. ค่า α_k แสดงอยู่ในรูปที่ 15 และ 16 โดย d ในรูปใช้ de และ s คือ ระยะห่างระหว่าง equivalent pier ส่วน 1 คือจำนวน e equivalent pier ที่พิจารณา

3.2.3 การวิเคราะห์การทรุดตัวของกลุ่มเสาเข็มหรือ mat โดยวิธี Terzaghi

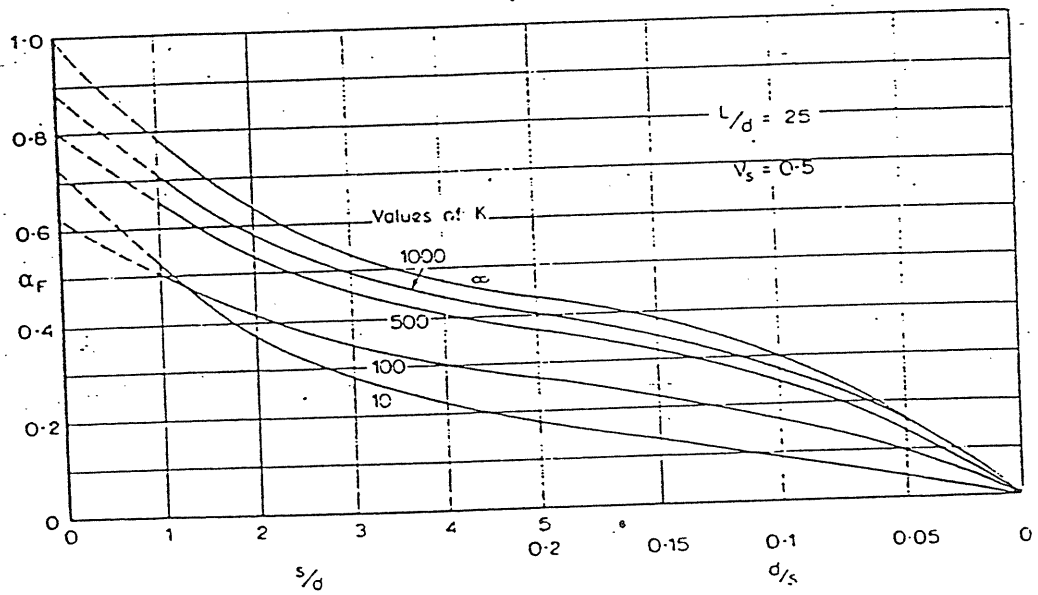
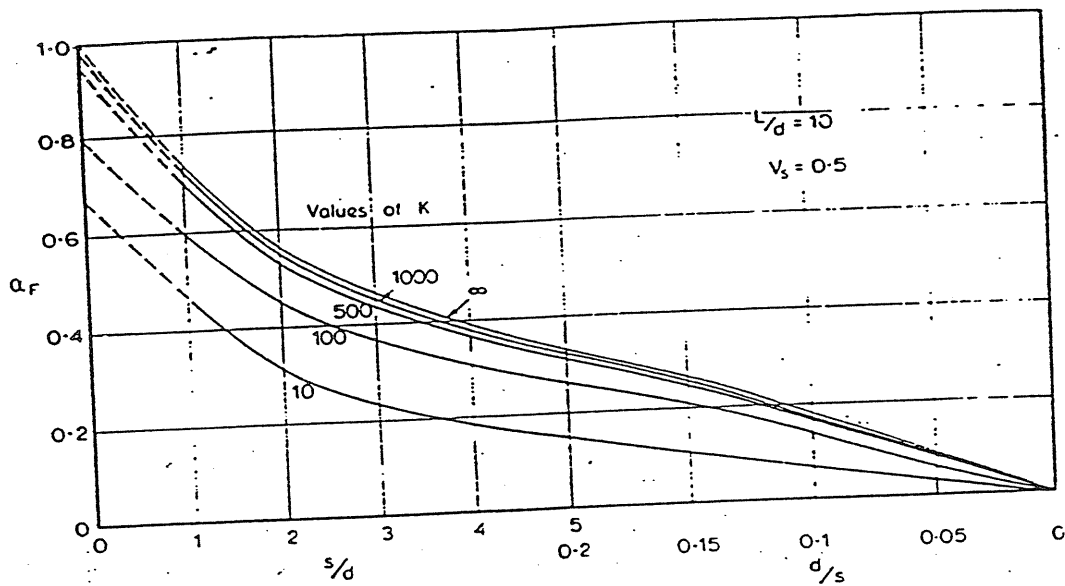
การทรุดตัวสูงสุดที่เกิดขึ้นกับกลุ่มฐานรากเสาเข็มในกรณีที่กลุ่มเสาเข็มเหล่านี้ อยู่ติดกันมาก อาจทำได้โดยวิธีของ Terzaghi and Peck (1948) หลักการเป็นแบบ empirical โดยใช้วิธีการ เหมือนกับการวิเคราะห์การทรุดตัวของฐานรากดิน โดยพิจารณาว่ากลุ่มเสาเข็มกลุ่มทั้งหมดมีพฤติกรรมเหมือน mat และคำนวณหน่วยแรงที่ถ่ายลงไปในดิน โดยกำหนดความลึกที่หน่วยแรงเริ่มกระจายลงสู่ดิน (เช่น ใน friction p_i ความลึกที่หน่วยแรงเริ่มถ่ายลงดินตั้งแต่ความลึก $2/3 L$ เป็นต้น) รายละเอียดในเรื่องดังกล่าวหาอ่านได้ในหนังสือปฏิวัติศาสตร์ทั่วไป ภาคผนวก ข แสดงข้อมูลของการใช้วิธีของ Terzaghi and Peck (1964) และ Poulos ในดินกรุงเทพฯ

3.3 วิธีการคาดคะเนการเคลื่อนตัวของเสาเข็มในแนวราบ

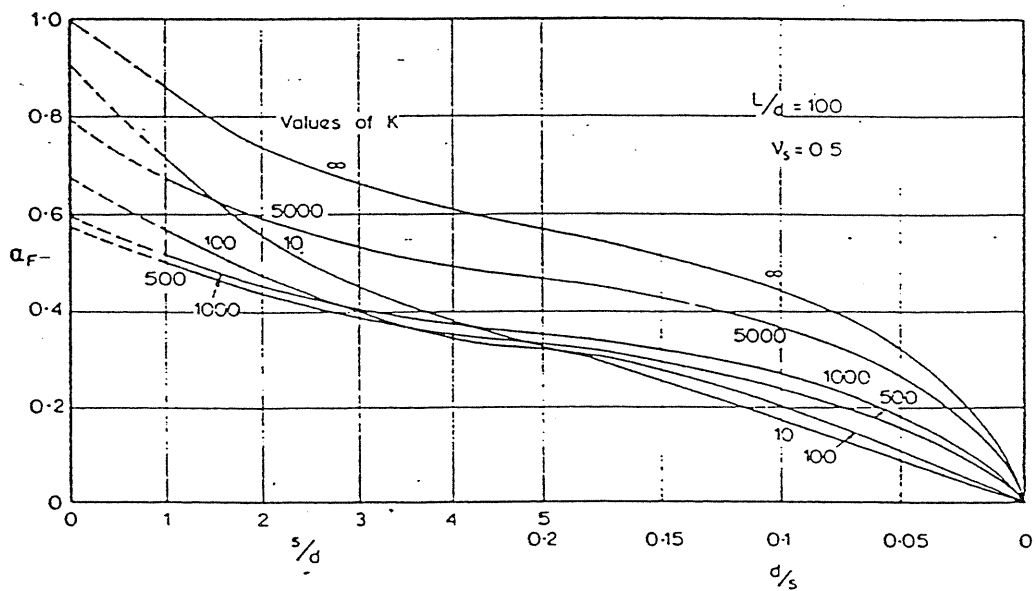
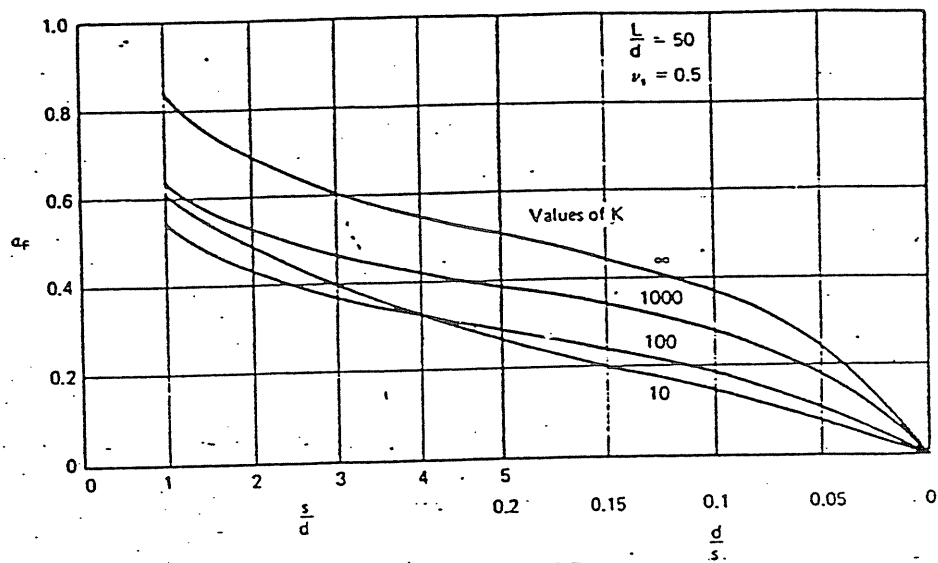
ข้อมูลที่ใช้ในการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม ประกอบด้วย ค่า $E_p I_p$ ของเสาเข็มและค่า k_h ของดินเหนียวมีค่าประมาณ $0.67 E_u/B$ สำหรับพฤติกรรมของเสาเข็มต้นเดียว ในกรณีที่เป็นเสาเข็มกลุ่มค่า k_h ที่นำมาใช้จะลดลงไปอีกด้วยอัตราดังนี้ (ดูตารางที่ 5)



รูปที่ 14 ค่า Influence Factor สำหรับหาการทรุดตัวของเสาเข็ม เนื่องจากเสาเข็มอยู่ข้างเคียงหมุดตำแหน่ง
อยู่ระยะ r จากเสาเข็มที่สนใจ การทรุดตัวเฉพาะดินใต้เสาเข็ม



รูปที่ 15 ค่า Influence factor α_k สำหรับหาการทรุดตัวเนื่องจากเสาเข็มข้างเคียง โดยคิดเฉพาะผลของ founding layer ของ friction pile สำหรับ L/d เท่ากับ 10 และ 25



รูปที่ 16 ค่า Influence factor α_k สำหรับค่าการทรุดตัวเนื่องจากเสาเข็ม
ข้างเคียง โดยคิดเฉพาะผลของ founding layer ของ friction pile
สำหรับ L/d เท่ากับ 50 และ 100

ตารางที่ 5 ตัดประกอบค่าลดลงของ k_n สำหรับเสาเข็มกลัด

ระยะทางระหว่างเสาเข็ม ในทิศทางของแรงด้านข้าง	ตัวประกอบ ค่าการลดตัวของ k_n (Davisson, 1970)
3 B	0.25
4 B	0.40
6 B	0.70
8 B	1.00

สำหรับดินเหนียวที่ uniform และค่า k_n คงที่ กับความลึก วิธีการของ Davisson and Gill (1963) เป็นวิธีหนึ่งที่นิยมใช้กัน สมการที่ใช้หาการเคลื่อนตัวของเสาเข็มได้วางดังต่อไปนี้สำหรับ free head pile

$$y = Ayc \frac{QgR^3}{E_p I_p} + Byc \frac{Mg R^2}{E_p I_p} \quad (13)$$

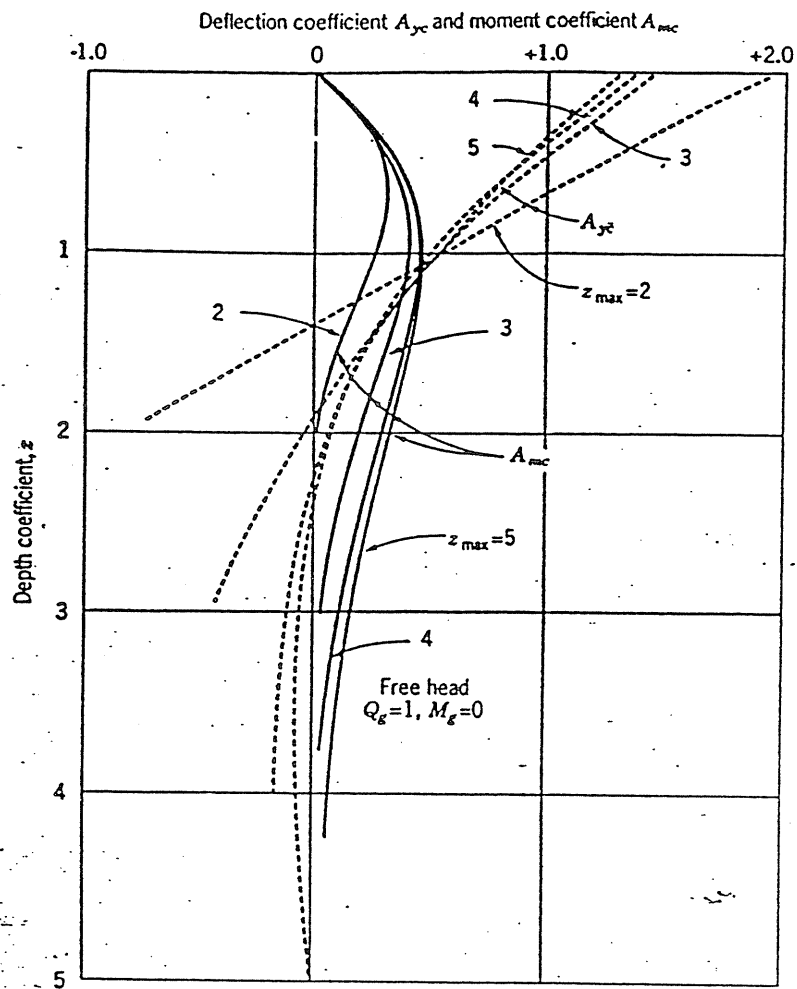
y คือการเคลื่อนตัวของเสาเข็มด้านข้าง; Qg คือ load/pile ทางด้านข้างที่มากกระทำ

$R = [E_p I_p / k_n]^{1/4}$ Mg คือ ค่า moment ที่กระทำที่หัวเสาเข็ม

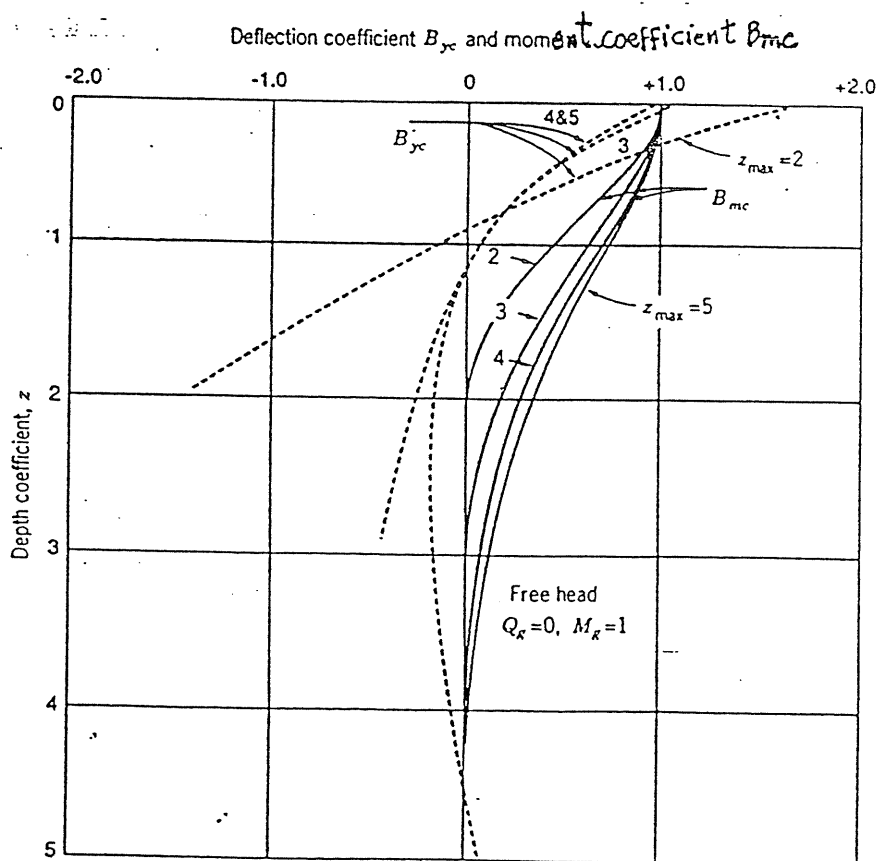
Ayc และ Byc คือ ค่าสัมประสิทธิ์แสดงอยู่ในรูปที่ 17 และ 18

สำหรับการหา Bending moment (M) ในเสาเข็มใช้สมการที่ 14 และรูปที่ 17 และ 18

$$M = Amc QgR + Bmc Mg \quad (14)$$



รูปที่ 17 ค่า A_{yc} และ A_{mc} สำหรับกรณีไม่มีโมเมนต์
มากระทำที่หัวเสาเข็ม ชนิด
Free head Davisson
and Grill (1963)



รูปที่ 18 ค่า B_{yc} และ B_{mc} สำหรับกรณีมีโมเมนต์อย่าง
เดียว (ไม่มีแรงทางด้านข้าง)
มากระทำที่หัวเสาเข็มชนิด
Free head Davisson and
Grill (1963)

ในกรณีที่ต้องการหาการเคลื่อนตัวของเสาเข็มต้นเดียว การใช้ k_n ก็ใช้ค่าสำหรับเสาเข็มต้นเดียว คือ 0.67 Eu/B ในกรณีที่ต้องการหาการเคลื่อนตัวของเสาเข็มกลุ่มใช้ตัวประกอบในตารางที่ 5 บนคูณค่า k_h ของเสาเข็มต้นเดียว ส่วนในกรณีที่กำหนดการเคลื่อนตัวของเสาเข็มกลุ่ม ค่า Q_g ของเสาเข็มต้นเดียวในกลุ่มเสาเข็มก็หาได้โดยสมการที่ 9 ดังนั้นในกลุ่มเสาเข็ม แรงต้านข้างที่กลุ่มเสาเข็มรับได้ทั้งหมดคือ $n Q_g$ (n =จำนวนเสาเข็มในกลุ่ม).

วิธีการที่เสนอเป็นกรณีที่เสาเข็มมีหัวเข็มอยู่ในดินเหนียวในกรณีที่มีดินที่หัวเข็มเป็นดินทราย วิธีการจะเปลี่ยนไปคู่ได้จาก Prakarsh and Sharma (1990)

4.0 การเขียน Specification ของเสาเข็ม

ข้อกำหนดสำคัญในการกำหนดข้อกำหนดในการก่อสร้างเสาเข็มมีดังนี้

1. กำหนด elevation ของหัวเสาเข็ม และชนิดของดินที่ปลายเสาเข็มตลอดจน elevation ของปลายเสาเข็มโดยประมาณ เสาเข็มตอกกำหนด Blow count น.น.ของลูกตุ้ม ระดับยก ในเข็มเจาะกำหนด penetration ของปลายเสาเข็มในชั้นดินที่ต้องการ
2. กำหนดการเคลื่อนตัวของปลาย และหัวเสาเข็มที่เคลื่อนไปจากตำแหน่งที่กำหนดให้ เช่นการเบี่ยงเบนไปจากแนวตั้งต้องไม่มากกว่า $1/100$ และหัวเข็มเปลี่ยนตำแหน่งได้ไม่เกิน 5 ซม. เป็นต้น
3. กำหนดข้อมูลที่ต้องจัดส่งระหว่างการก่อสร้าง เช่น Blow count กับ ความลึกสำหรับเสาเข็มตอก ชั้นดินของเสาเข็มเจาะ ในเสาเข็มเจาะต้องบอกตำแหน่งของระดับ bentonite คุณภาพของ bentonite ที่ก้นหลุมก่อนเทคอนกรีต ความลึกของ casing ที่ป้องกันดินพัง เวลาและเครื่องมือที่ใช้ในการขุดดิน เวลาที่ใช้ reinforced cage เวลาและ pressure ที่ใช้ในการ air lift ปริมาณของ bentonite ในหลุมก่อนเทคอนกรีตปริมาณและเวลาในการเทคอนกรีต ความหนาของคอนกรีตที่เทเกิน cut off level ปริมาณของ bentonite ที่ดูดกลับ ปริมาณของคอนกรีตที่เกิด overbreak และ ตำแหน่งที่เกิด overbreak เวลาทั้งหมดที่ใช้ในการก่อสร้าง เป็นต้น
4. สำหรับเสาเข็มเจาะ Specification ควรกำหนดคุณภาพของ bentonite แนะนำเครื่องมือที่ใช้ในการขุด ความยาวของ casing และปริมาณ overbreak ที่ยอมให้
5. กำหนดตำแหน่งและจำนวนเสาเข็มของเสาเข็มทดสอบ มาตรฐานในการทดสอบ น้ำหนักทดสอบ ที่ต้อง maintain load และน้ำหนักสูงสุดที่ใช้ในการทดสอบ กำหนดวิธีการลาดตะเอนหรือหากำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม กำหนดการเคลื่อนตัวที่ working load เพื่อควบคุมคุณภาพ
6. เสาเข็มตอกอาจใช้ PDA ช่วยในการควบคุมการก่อสร้างใน project ขนาดใหญ่หรือชั้นดินไม่ uniform เพื่อดูประสิทธิภาพในการตอก ควบคุมไม่ให้ เกิดปัญหาทางด้านโครงสร้างจากการตอก และได้กำลังรับน้ำหนักที่โดยประมาณหลังจากที่ได้ calibrate กับ เสาเข็มทดสอบแล้ว
7. กำหนดคุณภาพของคอนกรีตและเหล็กที่เข้าเสาเข็ม ตลอดจน minimum reinforcement.
8. กำหนดวิธีการทดสอบคุณภาพทางต้นโครงสร้างของเสาเข็มหลังการก่อสร้าง เช่น การทำ Seismic หรือ Sonic testing

5.0 ออกแบบห้องใต้ดิน

ทางด้านอุทกศาสตร์ สิ่งที่ต้องพิจารณามีดังต่อไปนี้

1. เลือกระบบกันดินทั้งาให้ถูกต้อง เช่น การใช้ sheet pile หรือ rigid wall . (ดูปัญหาในภาคผนวก ก)
2. ศึกษาคะเนการเคลื่อนตัวของระบบป้องกันดินทั้งตลอดจน bending moment ที่เกิดขึ้นเพื่อออกแบบทางด้านโครงสร้างของระบบป้องกันดิน
3. กำหนดวิธีการ monitor การเคลื่อนตัวของ การวัดของดินเนื่องจากการขุดดินเช่น การใช้ piezometer inclinometer ติด load cell หรือ strain gaug
4. ออกแบบกำแพงของห้องใต้ดิน ซึ่งต้องรับแรงดันจากดินในสภาพ at rest condition
5. ออกแบบพื้นรอยเสริมเหล็กสำหรับรับน้ำหนักและ uplift จากดินและน้ำใต้
6. ออกแบบระบบป้องกันการซึมเข้าของน้ำสู่ห้องใต้ดิน
7. ศึกษาระบบการระบายอากาศและระบายน้ำในกรณีที่มีการรั่วซึม

6.0 เอกสารอ้างอิง

1. Brom, B (1964). The Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soil. J. SMFE ASCE.Vol.90.
2. Butler, H.D. and Hoy, H.E. (1977) Usual Manual for the Texas Quick load Method for Foundation load Testing, Federal Highway Administration
3. Davission, M.T. (1970). Lateral Load Capacity of Piles . Highway Research Board
4. Davisson, M.T. and Grill, H.L. (1964) Laterally-loaded Pile in a Layer soil System Highway Research Record
5. NAVFAC (DM-7-2) Foundations and Earth Structure Design Manual 7.2 Department of Navy
6. Peck, R.B., Hanson, W.E, and Thornburn, T.H (1974). Foundation Engineering, John Wiley.
7. Poulos, H.G. and Davis, E.H. (1980). Pile Foundation Analysis and Design, John Wiley
8. Prakash, S. and Saran, (1967) B. Behaviour of Laterally Loaded Pile in Cohesive Soils. Proc. 3rd ARC SMFE. Israel
9. Prakash, S. and Sharma, H.D. (1990) Pile Foundation in Engineering Praetfice . John Wiley

10. Sambhandharaksa, S. (1989) Recent Piling Practice in Bangkok. Plan Proc. EIT.
11. Sambhandharaksa, S. (1991) Essentials of Construction Considerations For Pile foundation Design in Bangkok Subsoils. Proc. EIT.
12. Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1948) .. Soil Mechanics in Engineering Practice John Wiley.

ภาคผนวก ก

1. Sambhandharaksa,s. (1989). Recent Piling Practice in Bangkok Plan, ว.ส.ท. ประชุมใหญ่ประจำปี 2533
2. Sambhandharaksa,s. (1989). The Influence of Land Subsidence on Foundation Design in Bangkok Subsoils, ว.ส.ท. ประชุมใหญ่วิชาการปี 2533

The Influence of Land Subsidence on Foundation Design in Bangkok Subsoils.

Dr. Surachat Sambhandharaksa
Chulalongkorn University

1.0 Introduction.

This paper presents the summary of foundation practice for highrise in Bangkok area which has to be done as the result of deep well pumping. The additional foundation cost and the possible risk from this effect are evaluated. The view presented in this paper is made from the available data on soil properties, pore pressure, settlement behaviour of the structure, and the writer experience.

2.0 Foundation Practice Against Land Subsidence.

Results from the study of AIT (1978-1981) on land subsidence and observations of the settlement behaviour of structures, the foundation design for highrise currently has to consider the following necessary points.

(1) The declination of pore pressure of soils located below 10 m leads to the increase in the in situ stress and the decrease in overconsolidation ratio, especially for soils located below the first sand at about 20 m. This causes the increase in the settlement from the structure. The typical soil profile, piezometric data, and in situ effective stress are shown in Figure 1 to 3.

(2) The subsidence, which occurs in soils located below 10 m, will lead to the differential settlement and the possible structure damages or improper function of the constructed facilities when their foundation's depths are located at different elevations (particularly in different soil types).

(3) The increase in settlement in addition to that due to the load from the structure results from the subsidence of soils (clay and sand) located below the pile tip and from the negative skin friction load.

(4) The declination of pore pressure leads to the slight increase in the pile capacity, and the decrease in the uplift pressure in the sandy materials.

(5) The possible differential settlement from land subsidence may lead to settlement problems of the constructed facilities which cover large area, and to the improper function of the gravity drainage systems.

Before 1985, the practice of foundation design for building having medium height or highrise, generally, was to locate the driven or bored pile tip in the first stiff clay or the first dense sand at about 25 to 30 m. The negative skin friction load due to land subsidence was not considered in the design. However, with the use of large pile group having the tip in the thick sand layer, the negative skin friction load can be generally taken by the end bearing of the pile group. Until the construction of the Bangkok Bank

presented at the Workshop on
Bangkok Land Subsidence - What's Next?

22-23 June, 1989
The Imperial Hotel, Bangkok

head office (30 storey) in 1978 where the construction settlement due to the dead weight was measured and analyzed (Sambhandharaksa et al., 1984), the need for locating the pile tip at the deeper sand layer at about 50 to 60 m for reducing settlement, and the influence of deep well pumping on soil's overconsolidation ratio were recognized. The settlement from structure's load of highrises having the height between 20 to 30 storey was reported to be about 7 to 20 cm. (Sambhandharaksa et al., 1987) and occurred mostly as the immediate settlement. Such magnitudes of settlement certainly cause some complications in building construction with low podium.

Without the influence of deep well pumping, the Bangkok soil conditions allows for the construction of 20 to 25 storey building without undesirable settlement using conventional driven piles having their tips in the first stiff clay or sand. With the decrease in overconsolidation ratio or in the difference between the yield stress and the in situ stress, the settlement of the 20 to 25 storey building becomes troublesome. The practice now uses the bored pile, having the tip in the deeper sand layer partly for reducing settlement, which is considerable more expensive.

The common foundation practice for highrise (exceeding 18 storey) currently is to locate the bored pile tip in the sand stratum at about 45 to 60 m (referred to as the second sand layer) for reducing the settlement from the superstructure's load and the numbers of pile. The pile length is also used in the low level podium because of land subsidence's problems. Negative skin friction load is still not considered in the design.

3.0 Cost Evaluation.

The current practice of locating the bored pile in the second sand increases the cost of foundation for building having large area of low level podium. Additional cost is now due to the lack of qualified contractors to perform the work at the present demand. At present, there are only few contractors can perform the satisfactory work, resulting from bored pile's construction problems. Detailed evaluations is presented below.

(1) Without the problems of deep well pumping, driven piles can be satisfactorily used for concrete highrise up to about 25 to 30 storey without settlement problems. The current foundation practice, which is considered necessarily as the result of deep well pumping, discourages the uses of driven pile which is considerable cheaper. In the current foundation practice, the saving is, however, on the cost of the pile cap which is smaller, and the problems of soil displacement and vibration from pile driving are eliminated. Considering only highrise portion, the comparative cost of foundations for the 20 to 25 storey highrise between the driven or auger pile choice (no subsidence) and bored pile choice (with subsidence) does not show definite trend, dependent upon the span length and size of the building. Driven pile choice requires larger pile cap volume (due to smaller load/pile and mat foundation is required), but the cost of one pile is cheaper. For the bored pile approach, the pile cost is more expensive, especially at the present situation (1988), but the cost of pile cap is less. For concrete highrise which has more than 35 storey, it always the necessity to use the bored pile in the second sand for Bangkok soil conditions, considered in cases with and without problems of land subsidence.

(2) For highrise having the large portion of low level podium, the practice requires the bored pile's tip depth of the podium portion to be equal to that of highrise. The bored pile for the podium is, generally, not used at its full soil's capacity. Without the problem of land subsidence, the pile tip in the podium portion can be located at much shallow depth. This condition leads to the higher foundation cost for highrise with large area of low level podium.

With the boom of the condominium industry (1987-1988), the cost of bored pile having the tip in the second sand significantly increases, due to the material cost and great demand. The lack of qualified contractor also leads to the additional cost, as the waiting period, is generally required. These also increase the cost. With this condition, the current approach will cost more for considering only highrise portion. Without land subsidence problems, this demand will not be this magnitude.

Deep well pumping also decreases the limited height of concrete highrise, based on settlement criteria from structural's load. (The bored pile's construction, at present, can be done till the depth of about 60 m.) Upon exceeding the limit, the highrise has to be made of steel structure, for limiting the settlement, which is considerable more expensive. The steel structure also has the limit, based on settlement basis, which is considerable lower than the condition without deep well pumping.

The development of the building industry and the city's regulation require the highrise to have underground parking. Problems from deep well pumping also considerably increase the cost of foundation. With the declination of pore pressure and the use of relatively impervious and rigid retaining structure (diaphragm wall) for deep excavation till the first stiff Bangkok clay, the uplift pressure, which normally can be considered for reducing the load from the superstructure, can not be reliably considered. In addition, the use of barrette (loading element built within the wall) having the tip in the second sand is necessary, leading the additional cost.

4.0 Foundation Risk and Damages.

The influence of land subsidence which has adverse effects on constructed facilities has been seen in Bangkok area. Such effects are shown from problems of flooding, and improper function or structural damages caused by the constructed facility having different foundation depth. For highrise where pile foundations are located at about the same elevation, there is no clear evidence which structural damages are caused by the influence of deep well pumping. Therefore, at present, the negative skin friction load from the land subsidence and the subsidence of soils below the pile tip, which can cause structure damages from differential settlement, do not show their adverse effects for buildings. For long span building, this is believed to be due to two factors for structures which have pile tip in the first hard clay or first sand.

(1) The pile foundation consists of several piles in a group and is sometimes connected by tie beams. The pile cap are also closely space. The large pile group is considered to be sufficient to resist the negative skin

friction load, considering the block failure mechanism. Moreover, the foundation is sufficiently stiff and rigid to resist any adverse effects from land subsidence at the present rate.

(2) The building area is rather small. The maximum length is usually about 30 to 50 m. Differential settlement from land subsidence is, therefore, not significant to cause problems.

In the future, it is not certain that buildings can be free from damages from land subsidence, particularly those using bored pile in the second sand. The use of bored pile in the second sand, where the full concrete capacity is required, does not require large numbers of pile in the highrise and podium portion. The foundations are, therefore, apt to have more subsidence problems. The small pile group has the tendency to be unable to resist the negative skin friction and the foundation system also has lower rigidity and stiffness. In addition, with the growth of the building industry, the size of the building, including the podium portion, can be as long as 100 to 200 m. The approach using the bored pile in the second sand, generally, has acceptable settlement due to loads from structure, but the risk is, therefore, more with respect to subsidence problems particularly in the case where a pile group consisted of one or two piles is located next to the much larger pile group. In such a case, the use of tie beam or combined footing will be useful.

5.0 Conclusions.

This paper concentrates of the problems of foundations for highrise in relation with the influence of land subsidence and the declination of pore pressure from deep well pumping. The declination of pore pressure changes the soil's stress history. This inturn causes the significant increase in settlement due to loads from highrise when pile foundations have their pile tips in the first stiff clay or first sand at about 20 to 30 m. The practice now uses bored pile having its tip in the second sand at 50 to 60 m for reducing the settlement from the superstructure's loads. This leads to the increase in cost particularly for highrise which has large area of low level podium. With the boom of condominium industry, the cost of the current approach, selected partly as the result of deep well pumping, increases due to the great demand for second sand piling, material cost, and to the lack of qualified contractors. In addition, the limited heights for concrete and steel structure are decreased.

Deep well pumping is also responsible for the increase in the cost for highrise with underground structure. The unreliable uplift pressure, and the requirement of barrette when pile tips are required to be in the second sand are considered to be the additional cost.

The risk of structural damages of highrise from land subsidence is thought to be higher when the pile tip is in the second sand, due to the smaller number of piles is used and footings have lower stiffness.

6.0 References.

- AIT (1931), Investigation of Land Subsidence Caused by Deep Well Pumping in The Bangkok Area, Comprehensive report 1978-1981, Submitted to Office of the National Environmental Board, Bangkok.
- KERDSUWAN, T (1984), Basic Properties and Compressibility Characteristics of the First and Second Clay Layer of Bangkok Subsoils, M. Eng. Thesis No GT-83-35, AIT.
- Ng, K. C. (1983), The Construction Problem and Performance of Large Bored Piles in Second Sand Layer, M. Eng Thesis no GT-82-26, AIT.
- SAMBHANDHARAKSA, S., SAMONWONGTHAI, W. and ROONGRUJIRAT, W. (1984), Settlement of Highrise Building in Bangkok Subsoil, Proc. of the Specialty Session on Deep Foundation, Sym : on Geotech. Aspect of Mass and Material Transportation, Bangkok.
- SAMBHANDHARAKSA, S., PONGRUJIDORN, T. and CHALOEYWARES, P. (1987), Settlement of Structures and Their Predictions in Bangkok Subsoils, Proc. 9th Southeast Asian Geotechnical Conference, Vol.1, Bangkok.

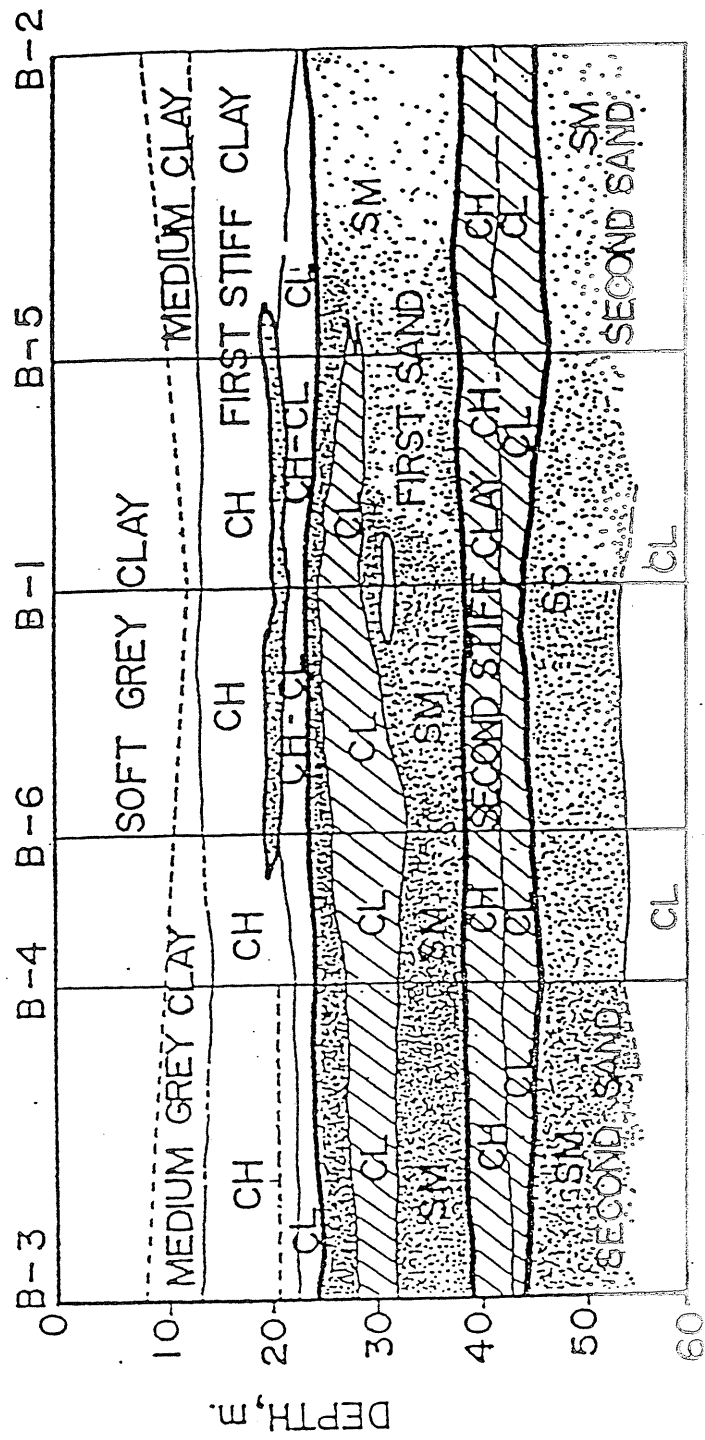


Fig. 1 Typical Profile of Bangkok Subsoils.

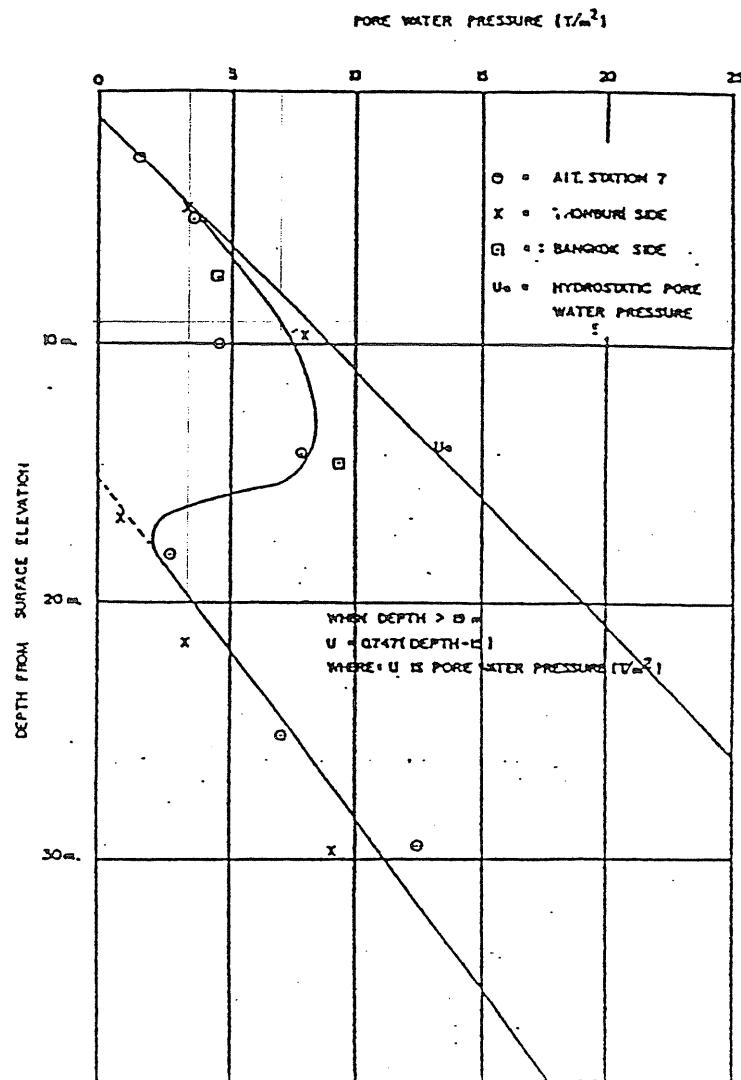


Fig. 2 - Pore Water Pressure Distribution in Bangkok Subsoils
(NG, 1983)

2/2/83

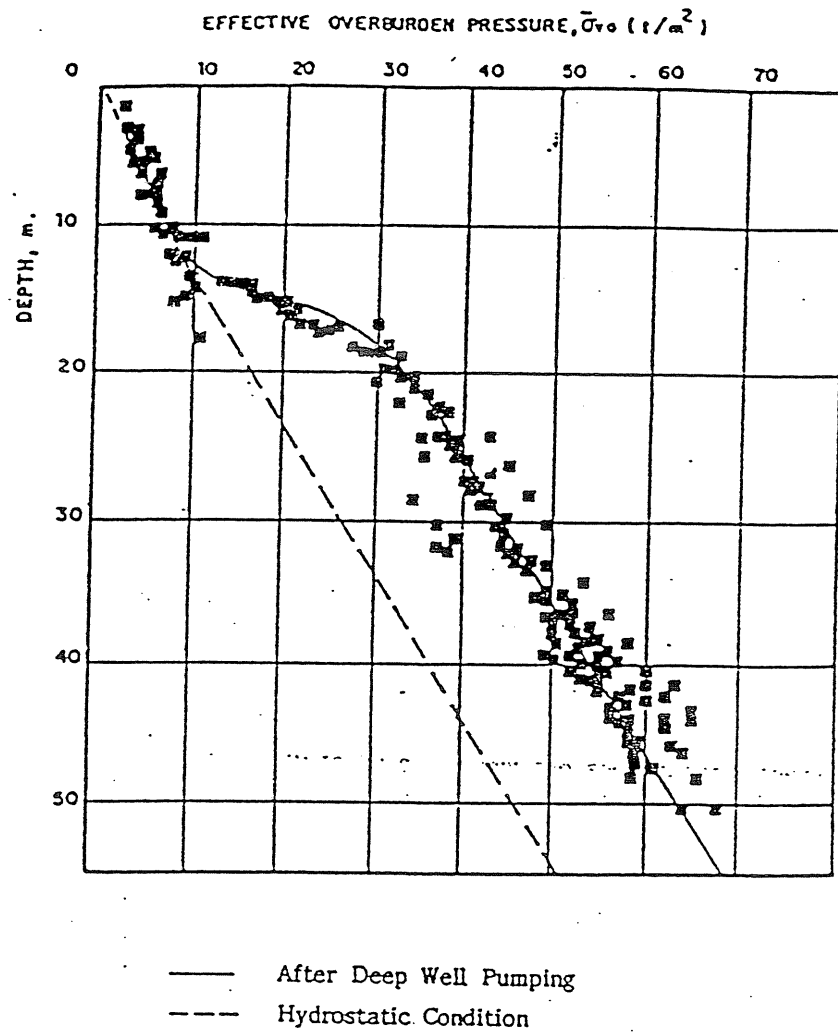


Fig.3 - Variations of Effective Overburden Pressure with Depth
(KERDSUWAN, 1984)

RECENT PILING PRACTICE IN BANGKOK PLAIN

Dr. Surachat Sambhandharaksa
Department of Civil Engineering
Chulalongkorn University

I. INTRODUCTION

The Bangkok plain's subsoil is regarded to be one of the difficult subsoil conditions for the design and construction of the suitable foundation. Foundation problems are expatiated by the effects of deep well pumping which lead to the reduction in soils' overconsolidation ratio, the subsidence of soil layers below the depth of 10 m, and the induction of the negative skin friction load in a pile.

The soil conditions in the Bangkok plain consist of the marine deposit overlying the fluvial deposit. The soil profile (Figure 1) begins with the crust or weathered clay overlying the soft to medium grey sensitive clay, in apparently overconsolidated state, which is compressible. Below this clay, soils, usually, are the overconsolidated marine first brown stiff to very stiff clay, the practically normally-consolidated first dense sandy soil (usually clayey sand or silty sand), the second very stiff to hard slightly overconsolidated or normally consolidated clay, and the second very dense silty sand. The second dense silty sand layer may contain one or two thin layers of hard clay interbedded between the "upper" and the "lower" second sand, located at about 40 to 50 m. Below the second sand, there are alternating layers of hard clay and dense sand. The sound rock is not encountered till the depth of, at least, 200 m.

The soils located below 20 m, generally, have low overconsolidation ratio ($OCR \sim 1.0$ to 1.5), due to the declination of pore pressure from deep well pumping. This partly in turn causes settlement problems from dead and live load of highrise constructed having its pile tip in the first sandy material (SAMBHANDHARAKSA ET AL, 1987). Below the depth of 60 to 70 m, the soils generally have low compressibility although their overconsolidation ratio are rather low.

This paper presents the summary of the design and construction practice of pile foundation for Bangkok subsoil. The design and construction practice are presented and the suitability of each pile type is discussed.

II. PILE TYPES AND THEIR SUITABILITY

Three major pile types are currently used. These are driven, auger press, and bored pile. The selection of the pile type is usually based on the following criteria :

- (1) The required load/pile based on bearing capacity criterion;
- (2) The required tip depth for settlement criterion;
- (3) The environmental factors and soil movement's restrictions;
- (4) The reliability and availability of the construction method; and
- (5) The overall cost of foundation and the required construction time.

2.1 Driven Pile

Driven pile choice is the cheapest and most reliable construction method. It is used when problems of vibration and soil displacement, which can cause structural damages, are unimportant or manageable.

Driven piles are usually prestressed concrete pile driven mostly by drop hammer (5 to 10 t) or, to the lesser extent diesel hammer for difficult ground condition. The maximum load/pile and tip depth normally are 130 t, for the hollow 0.60 m pile, and 35 m. The shallower tip depth is expected when the pile tip reaches the thick first dense silty sand deposit where pile drivenability is limited. Drawbacks of driven pile's choice are the problems of vibration, noise, air pollution, and soil's displacement, especially when large numbers of pile are used. The driven pile is the most reliable and cheapest construction's type and can be quickly constructed with reasonable construction control by blow count.

2.2 Bored Pile

Bored pile construction offers more versatility for the design. It offers more load/pile and longer pile length than the driven pile. Problems of soil displacement and vibration are practically eliminated, although construction problems are needed to be considered in the design phase. It is also considerable more expensive and requires more construction time and control compared to the driven pile construction.

Two types of bored pile are used in Bangkok subsoil. There are referred locally as the wet process and the dry process. The "dry process", where the bore hole is advanced by auger or by bucket and the steel casing is used for stabilizing the unstable ground, is suitable for conditions of limited head room and of limited soil movement and vibration. This construction method allows the maximum circular pile size to be 0.60 m. The pile's tip has to be in the first brown stiff clay for avoiding any water seepage from the underlying first sand, as concreting is done in the clean dry hole. This limits the load/pile to be not more than 60 t. The "wet process", where casing and bentonite slurry are used to stabilize the hole and auger or bucket is used for advancing the hole, is more common and increasingly in demand.

The "wet process" bore pile offers the larger load/pile and the deeper tip depth for settlement control, in addition to the elimination of soil displacement and, to the lesser extent, to minimize problems of noise, air pollution, and vibration. The maximum load/pile now reaches 1,000 t for the maximum circular pile size of 1.5 m. (With the demand of a higher load. The barrete, 2.7 x 0.8 m in size, will be used in the future.) Such a high load is obtained when the pile tip is in the second sand below 50 m. Where the structural capacity of the pile controls the pile's working load. The construction of bored pile requires good and careful construction control. Problems of the bore hole stability, the cleaning of the bottom of the hole to be free from loose sandy soils and thick bentonite, and of concreting are important (NG, 1983). The construction using bucket for soil's removal seems to yield better load deformation characteristics than that using reversing circulation method (MORRISON ET AL, 1987). Due to construction problems and high cost of a bored pile having its tip in the second sand, there are only a few contractors which can perform the acceptable work for bored piles having their tips at about 60 m.

2.3 Auger Press Pile

Auger press pile construction minimizes problems of soil displacement and vibration which are normally occurred in driven pile. It also insures the quality of concrete used for pile construction, although structural problems of a pile are not completely eliminated. The requirement for pile's splicing, the risk of structural damages from soil clogging in the pile, and the possibly severe disturbance of the side friction soils, soil failure, or boiling problem during construction lead to the necessity for proper construction method and control.

Auger press pile is done by using hollow prestressed concrete pile. A hole is drilled through the hollow section of the circular pile by screw augering, and the pile itself is pressed down contemporaneously. Piling is done in segment of about 13 m and is spliced by welding. The ideal maximum pile length is 30 m long, although the length of over 40 m has been done. The pile size is usually 0.50 and 0.60 m in diameter. Drilling is mostly carried out in dry condition to the distance of about 2 times of pile diameter from pile end. Water or compressed air is used for reducing friction and for facilitating spoil removal. Upon reaching the required tip depth for pressing, pile driving process is adopted to obtain the pile's end bearing capacity. The depth of driving should be at least 2 to 3 times the diameter. Deeper depth is suggested for Bangkok subsoil.

The auger press pile construction is relatively the new piling method in Thailand. Development is in progress for improving the load deformation characteristics and the end bearing capacity of a pile. The use of cement grout is envisaged. The process now is ideal for pile having tip in clay.

The pressing down is difficult in hard clay or very dense sand ($N > 40$). Augering in clean sand under water table is troublesome. The medium to stiff clay layer interbedded between the very stiff clay layers at great depth may cause problem with the hole instability during augering.

III. DESIGN OF PILE FOUNDATION

The design of pile foundation involves the selection of the pile tip depth, based on settlement criterion, as the first step. The pile type and the single pile capacity are then selected. Pile group is designed using the group efficiency between 0.8 to 1.0, but the magnitude of the pile group's settlement is rarely estimated. The control settlement design is generally, done by locating pile tips in the relatively incompressible soil (sand), by avoiding the use of large numbers of pile in a group, and by using approximately the same pile length, in addition to the proportioning of the load/pile aiming for an equal settlement between pile groups.

At the present time, the design against the negative skin friction load from load subsidence is not considered. The problem of subsidence is, however, considered by using approximately the same pile tip depth, independence of the magnitude of the load/pile, and the size of the pile group.

The practice now uses bored pile having the pile tip in the second sand (~ 50 m) for the highrise. This is aimed for reducing the settlement from the superstructure load. The working load is, usually, limited by the

structural load capacity of a pile. Such a condition may lead to the danger from the negative skin friction load developed from land subsidence. No damages, however, are observed, at present.

3.1 Design of a Single Pile

The capacity of a pile is significantly affected by the construction method, and the encountered construction problems. The construction process changes the state of stress in a soil mass as well as the soil properties compared to those of the in-situ or initial condition. Due to these changes, it is difficult to reliably predict the pile capacity without the support of data from pile load tests and reliable laboratory or field tests describing the soil conditions.

3.1.1 Pile Under Compression

The design approach is, generally, based on the static approach referred to as the soil mechanics method. Soil parameters are usually from unconfined compression and SPT tests.

(a) Skin Friction Evaluation

Adhesion factors developed from pile load test's data (PIMPASUGDI, 1989) are shown in Figure 2 for Bangkok clays. These are based on data of driven, auger press, and bored piles having their tips in very stiff to hard clay. The shear strength (S_u) is that from unconfined compression test or from SPT test where correlations, developed for Bangkok clays by PITUPAKORN (1982), were used for estimating the unconfined shear strength. As seen in Figure 2, data are rather scatter and the pile's construction method does not significantly affect adhesion factors of soft, medium, and first very stiff to hard clay. Such a trend is, however, not in agreement with relations proposed by NG (1983) and PITUPAKORN (1982) where limited and scattering data are available for driven and bored piles. Such a difference can also partly be the result of the improvement of the bored pile's construction technique and the difference in failure load's criterion. PIMPASUGDI (1989) adopts BUTER AND HOY (1977)'s method. The failure load is, therefore, defined to be close to that at the yield condition rather than the truly ultimate load for soil failure.

Data presented in Figure 2 are based on the N_c value of 9.0 for estimating the ultimate end bearing capacity which ranges to be between 100 to 220 t/m².

Although in Figure 2, the difference in the construction process does not seem to show its influence on the skin friction in the clay portion. Construction control seems to be an important factor to obtain such a behaviour for bored and, especially, auger pile construction.

The construction method certainly affects the ultimate skin friction of the sand. Relation between $K_s \tan \delta$ and ϕ' proposed by MEYERHOFF (1976) seems to fit well for bored pile having the tip in the first sand (CHIEWCHANSILP, 1988), shown in Figure 3, for the estimation of the ultimate skin friction.

Instrumented pile's data are not available for the sand's ultimate skin friction for driven pile. However, due to the limited depth of pile's penetration into the first sand, the error in estimating the sand's ultimate skin friction affects very little on the total pile load capacity. The ultimate skin friction of the sand is estimated minimally by using the coefficient of at rest pressure as the value of K_s , and $\tan \delta$ is equal to $\tan \phi'$. The concept of the critical depth. (VESIC, 1967) is not considered, due to soil conditions consisting of clay and sand in alternating layer's pattern.

The difficulty in obtaining undisturbed sample in sand leads to the necessity to use empirical correlations for the determination of the angle of shearing resistance (ϕ'). THANUDKLUENG (1988) compared ϕ' values obtained from undisturbed first Bangkok sand samples with those from empirical correlations using N value. The PECK HANSON AND THORNBURN correlation (1974) fits best for the Bangkok first silty sand, yielding slightly lower ϕ' values compared to those from undisturbed samples. The practice now adopts this correlation for silty sand. For clayey sand and poorly graded clean sand (SP), the correlations developed by PITUPAKORN (1982) and MEYERHOFF (1956) are used.

For the auger press pile, the ultimate skin friction in the sand portion seems to depend upon the depth of pile's driving at the final process by driving. Although data are inconclusive, the trend seems to indicate that the developed skin friction can be equal to that of the driven pile if the auger process is not done in the sand layer (and causing disturbance) before reaching the pile tip depth. With augering in the sand layer, the design should be based on the skin friction of the bored pile, independence of the depth of final pile's driving.

(b) End Bearing Resistance

There are no instrumented pile data which provide informations for the estimation of the ultimate end bearing capacity. The back analysis N_q value for sand is estimated from the computed end bearing load using gross pile's cross sectional area. This load is obtained from the pile's failure load, defined by BUTER AND HOY method (1977), and the estimated skin friction load using Figure 2 and the method presented in the previous section.

Figure 4 shows the values of N_q for driven and bored piles. These N_q can be interpreted as the parameter for estimating the mobilized end resistance for pile failure load defined according to the method proposed by BUTER AND HOY (1977). They can be used in the similar fashion with those in the bearing capacity equation. These N_q are, therefore, not at the fully mobilized end resistance for soil failure where the deformation of about 10% of the pile diameter has to be expected. The BUTER AND HOY (1977)'s load is considered to be close to that at yield condition of the pile's load-deformation relationship.

The N_q value (Figure 4) shall be used only with the gross factor of safety (F.S. \sim 2.0 to 2.5). No additional factor of safety is required for the end bearing resistance's portion which is conventionally suggested for reducing the deformation at failure of the end bearing pile. It is more practical, as the safe load can be directly evaluated from load test from tested pile which is uninstrumented. The N_q presented in Figure 4 can, therefore, be referred as the "mobilized" N_q . It is defined as the N_q for soil bearing capacity failure divided by the factor for reducing pile's deformation.

The comparison of N_q values for driven piles (Figure 4) with those from MEYERHOFF (1976) for $D_b/B = 0$ yields the reduced factor of about 3.0 (Figure 5).

Construction process certainly affects the mobilized N_q value. The mobilized end bearing capacity of the driven pile is about 2 to 3 times higher than that of the bored pile, based on data of piles having tip in the first sand, for failure load at about yield condition.

The allowable load/pile for pile having tip in the sand will be higher if the failure load is defined at about 10% of the pile diameter. This certainly will increase the settlement of the single pile at working load. The settlement at working load, using the failure load at yield condition, is about 2 to 5 mm where the pile is tested with two to four anchorage piles. Without the influence of anchorage piles, the settlement at working load will be higher. The defining of the failure load at the ultimate condition will not yield any advantage for pile's tip depth at about 50 m. For this condition, the working load is usually control by the structural capacity of the pile.

For any pile type when the failure is defined at yield condition, the single pile, at failure, is still classified as the friction pile, even though the bored pile has 1.5 m in diameter. The contribution of the end bearing resistance significantly increases when the bored pile having tip in the second sand, especially with large bored pile.

3.1.2 Pile Subjected to Horizontal Load

Limited experience and data are available for the behaviour of a vertical pile subjected to the horizontal load. No informations are available for the in situ behaviour of pile group whereby the pile group's capacity is significantly reduced in addition to the increase in the horizontal movement compared with the behaviour of a single pile.

Studies at Chulalongkorn University and AIT (SITHILERTPRASIT 1976; TUNGBOONTERM, 1978; TEERASAWAT, 1981) show that the undrained modulus from unconfined compression or unconsolidated undrained triaxial compression test can be used for estimating the horizontal subgrade modulus upon adopting BROM (1964)'s approach for rigid pile. The deformation, however, can be predict using BROM (1964) and DAVISON and GRILL (1963) for homogeneous clay and layering soil situation respectively. The soil type near the pile top significantly influences the magnitude of the horizontal deformation. The compacted sand fill overlying the soft Bangkok clay helps to reduce the horizontal movement. Repeated load also increases the deflection under quick loading condition (TEERASAWAT, 1981).

The prediction of the ultimate load for short pile failure (BROM, 1964) can also be done by using BROM's method (TUNGBOONTERM, 1978; SITHILERTPRASIT, 1976), using unconfined shear strength.

As data from instrumented pile are not available, the validity of DAVISON AND GRILL (1963)'s approach or the theory of the flexible beam on elastic foundation for computing the bending moment, using the modulus from the unconfined compression test, can not be evaluated.

The POULOS (1971)'s approach does not conclusively show its validity. Only data from SITHILERTPRASIT (1976) show its suitability, based on experiment on small short piles.

3.2 Settlement Analysis

Bangkok subsoil causes the unusual settlement problem for pile foundation. The settlement is that which is due to the loads from the superstructure. This is partly as the result of deep well pumping which decreases the soils' overconsolidation ratio.

Significant settlement (5 to 20 cm) was reported for highrises (8 to 30 storey) having their pile tips in the first dense sand (SAMBHANDHARAKSA ET AL, 1987). Settlement is believed to be mostly construction settlement for this condition. The time dependent settlement must, however, be expected and may be significant for pile foundation having the pile tip in the first stiff clay, especially in the condition where the negative skin friction load from the land fill occurs (CHALOEYWARES, 1986).

Aiming for reducing the settlement, the pile's tip for the highrise is located in the second dense sand at about 50 to 60 m. Settlement becomes smaller, as the number of pile in a group decreases and the soils' compressibility are lower, compared to the settlement of highrise having pile's tip in the first dense sand.

Predictions of settlement can be reasonable done by using POULOS AND DAVIS (1980)'s and TERZAGHI AND PECK (1948)'s method for pile foundation having the pile's tip in the sand and clay respectively. (PONGRUJIKORN, 1986; CHALOEYWARES, 1986). The POULOS AND DAVIS (1980)'s method requires the soil-pile modulus developed from pile load test, and soils' compressibility located below the pile tip for settlement computation. SAMONWONGTHAI (1984) developed correlation between N value and the first and second sand's constraint modulus.

The soil-pile moduli (E_s) for the settlement computation are presented in Figure 6 and 7, for pile tip in the first stiff clay and first sand (including one value from the second sand). The modulus is dependent on the pile tip material, the pile type, and the pile dimensions inherently represented by the working load/pile. The diameter of the pile is the important factor. The modulus increases with the increase in the diameter and hence the allowable load/pile, reaching the maximum values of 7,000 and 12,000 t/m² at the working load of 80 t and 300 t for pile's tip in the first stiff clay and the first dense sand respectively. The data are those from pile size ranging between 0.30 to 1.0 m and 0.30 to 1.5 m for pile's tip in clay and sand respectively. The size of more than 0.60 m is that of bored pile.

Construction process will affect E_s , although data in Figure 6 and 7 do not show the right trend. This is due to the predominant effect of pile's diameter. Bored pile and auger press pile have lower E_s than that of driven pile, when the same pile size is compared. Auger press pile seems to have the lowest modulus, resulting from its new technique which takes time for full development.

IV. CONSTRUCTION CONTROL

The reliability of the foundation significantly depends on the construction process and hence the construction control. This factor is considered to be the important factor for selecting the pile type, and the pile tip depth for the design.

The construction control for driven pile foundation is based on two criteria. These are the pile tip depth and the pile tip's material where the blow count is used as an indication. The pile driving formula needs to be evaluated for its validity and requires adjustment or modification. It depends not only on the shape of the pile but also on the pile tip's material (PIPITSOMBAT, 1980). The formulae proposed by HILEY (1930), JANBU (1967), and GATE (1957) show their validity. In most cases, the tip depth is the control factor for pile having tip in the clay. For the pile's tip in sand, the blow count is additionally required.

The penetration of the pile into the required stratum and the minimum pile length are the control factor for bored pile construction. Normal construction measures for bored pile are enforced. These are the quality of bentonite (density, pH, and viscosity), the allowable sand content, and the concreting process.

For the auger press pile, the depth of augering has to be selected to suit the capacity of the pressing machine. The stability of the hole has to be ensured by analysis, as no protected means are provided in this process including possible problems from piping. The final tip depth, which is reached by pile's driving, is controlled by using the same methods with those of driven piles. The possible reductions of the skin friction of both clay and sand and of the end bearing load may occur.

V. CONCLUSIONS

Bangkok subsoil provides the unique problem for pile foundation design and construction. Partly as the result of the deep well pumping, the settlement problem becomes important for pile foundation having tip's depth at about 30 m, considered unusual for normal pile foundation having tip depth in sand ($N > 40$). The pile construction for highrise is now at the depth of about 60 m, for reducing settlement, considered to be unusually long. The need for the longer pile length is envisaged with the growth of the construction industry.

At present there is no clear evidence indicating any structural damage from land subsidence's problem, provided that the pile foundation has the about the same pile tip depth. The negative skin friction load and the subsidence to the underlying soil layers do not, therefore, seem to impose severe problems.

The pile foundation's design in Bangkok subsoil has sufficient data for estimating the pile capacity in compression. Lack of data leads to the difficulty in designing the pile foundation subjected to horizontal loads.

Settlement analysis can be reasonable done for pile having its tip in the first stiff clay and sand. The lack of settlement data of building having pile's tip in the second sand leads to some doubt in settlement analysis, upon adopting the same method.

Pile construction needs some improvement for bored pile and auger pressed pile. The auger pressed pile can be effective in the future as restrictions on vibration and soil displacement are increasingly imposed. For bored pile, the need for larger bored pile ($d > 1.5$ m) at tip depth in the third sand is seen for the future.

VI. REFERENCES

- BROM, B.B. (1964), Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils, Jour. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol.90, SM-3, pp. 123-156.
- BUTER, H.D. and HOY, H.E. (1977), Usual Manual for the Texas Quick-Load Method for Foundation Load Testing, Federal Highway Administration, Office of Development, Washington, 59 p.
- CHALOEYWARES, P. (1986), Settlement of Pile Foundations in Clay, (in Thai), M.Eng. Thesis, Chulalongkorn University, Bangkok.
- CHIEWCHARNSILP, S. (1988), Static Load Transfer and Predictions of Carrying Capacity of Bored Piles (in Thai), M.Eng. Thesis, Chulalongkorn University, Bangkok.
- DAVISSON, M.T. and GILL, H.L., (1963), Lateral Loaded Piles in Layered Soil System, Jour. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol.89, pp.63-94.
- GATES, M. (1957), Empirical Formula for Predicting Pile Bearing Capacity, Civil Engineering, ASCE, Vol.27, No.3, pp.65-66.
- HILEY, A. (1930), Pile-Driving Calculations with Notes on Driving Force and Ground Resistances, Structural Engineer, London, Vol.3, pp.246-259.
- MEYERHOFF, G.G. (1956), Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, J. of SMFE, ASCE, Vol.82, SM-1, pp. 1-19.
- MEYERHOFF, G.G. (1976), Bearing Capacity of Settlement of Pile Foundations, J. SMFE, ASCE, Vol.102, GT-3, pp. 195-228.
- MORRISON, I., FREEMAN, R.A., PAVEENCHANA, T. and FERGUSON, R.G. (1987), Bored Piled Foundation for the Chao Phya River Crossing at Wat Sai, Bangkok, Proc. of the 9th SEAGC, pp.207-218.
- NG, K.C. (1983), The Construction Problem and Performance of Large Bored Piles in Second Sand Layer, M.Eng. Thesis, GT-82-26, AIT, Bangkok, Thailand.
- PECK, R.B., HANSON, W.E. and THORNBURN, T.H. (1974), Foundation Engineering, John Wiley & Sons, 514 p.
- PIMPASUGDI, S. (1989), Performance Evaluation of Bored, Driven, and Auger Press Pile in Bangkok Subsoils, M.Eng. Thesis GT-88-12, AIT, 236 p.

- PIPITSOMBAT, S. (1980), Pile Driving Formula for Bangkok Clay, M.Eng. Thesis (in Thai), Chulalongkorn University, Bangkok.
- PITUPAKORN, W. (1982), Prediction of Pile Carrying Capacity from Standard Penetration Test (N) in Bangkok Metropolis Subsoil, M.Eng. Thesis, (in Thai), Chulalongkorn University, Bangkok.
- PONGRUJIKORN, T. (1986), Techniques in Settlement Prediction of Highrise Building in Bangkok Metropolis, M.Eng. Thesis, Bangkok, in Thai.
- POULOS, H.G. (1971), Behaviour of Laterally Loaded Piles : I Single Piles, J. SMFE, ASCE, Vol.97, pp.711-731.
- POULOS, H.G. and DAVIS, E.H. (1980), Pile Foundation Analysis and Design, John Wiley and Sons, New York.
- SAMBHANDHARAKSA, S., PONGRUJIKORN, T., and CHALOEYWARES, P. (1987), Proc. of the 9th SEAGC, Bangkok, Thailand, pp.4-25-4-40.
- SAMONWONGTHAI, W. (1984), Evaluation of Soil Compressibility Data from Standard Penetration Test in Bangkok Subsoil, M.Eng. Thesis, No. GT-83-30, AIT, Bangkok, 185 p.
- SITHILERTPRASIT, S. (1976), The Lateral Loaded Piles in Bangkok Clay, M.Eng. Thesis, Chulalongkorn University, pp.127.
- TERZAGHI, K. and PECK, R.B. (1948), Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley, New York.
- TEERASAWAT, P. (1981), Lateral Load Carrying Capacity of Piles in Bangkok Subsoil, M.Eng. Thesis, Thesis No. GT-80-3, pp.166, AIT, Bangkok.
- THANUDKLUENG, C. (1988), Correlations Between Undisturbed Strength Deformation Characteristics and Those Developed from SPT Data for Bangkok First Sand, M.Eng. Thesis, No. GT-87-9, AIT, Bangkok.
- TUNGBOONTERM, P. (1978), Full Scale Load Test on Single Piles and Pile Groups, M.Eng. Thesis, No.1289, AIT, Bangkok.
- VESIC, A.S. (1967), A Study of Bearing Capacity of Deep Foundations, Final Rep., Project B-189, School of Civil Eng., Georgia Inst. Tech., Atlanta.

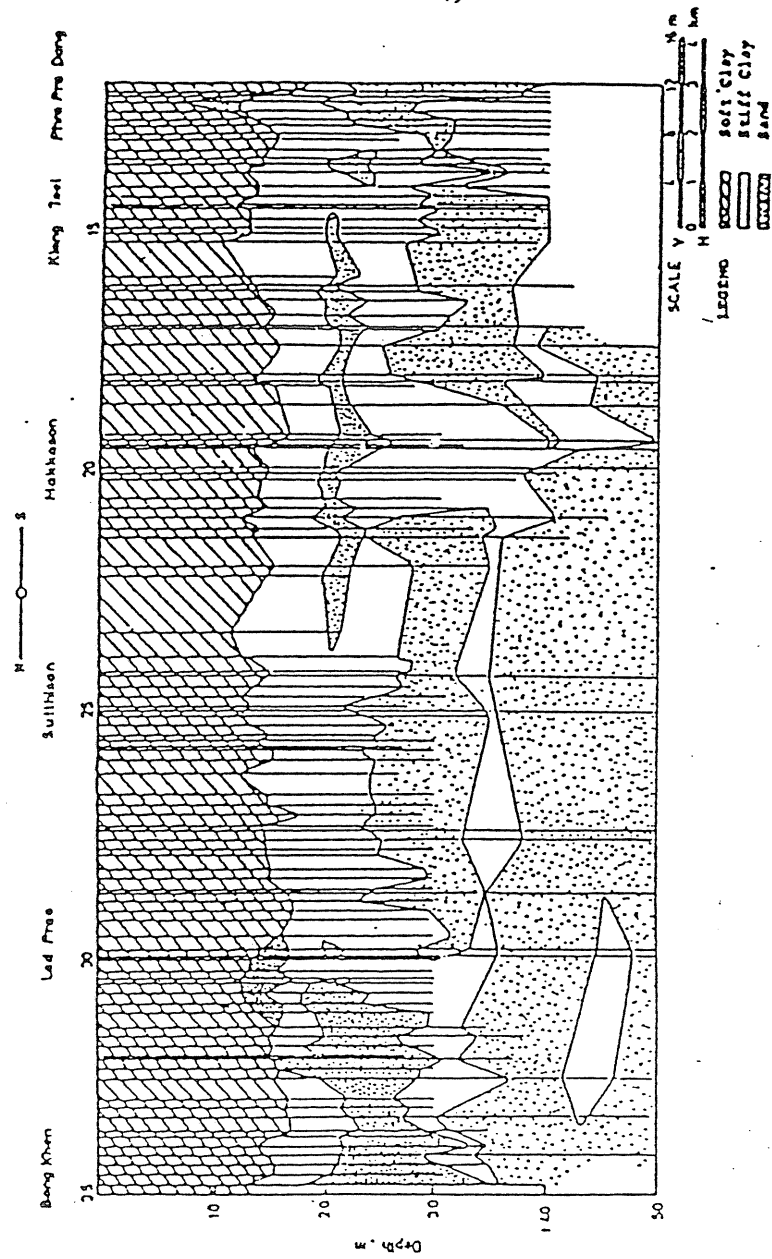


FIGURE 1 - Profile of Subsolls from North to South of Bangkok area

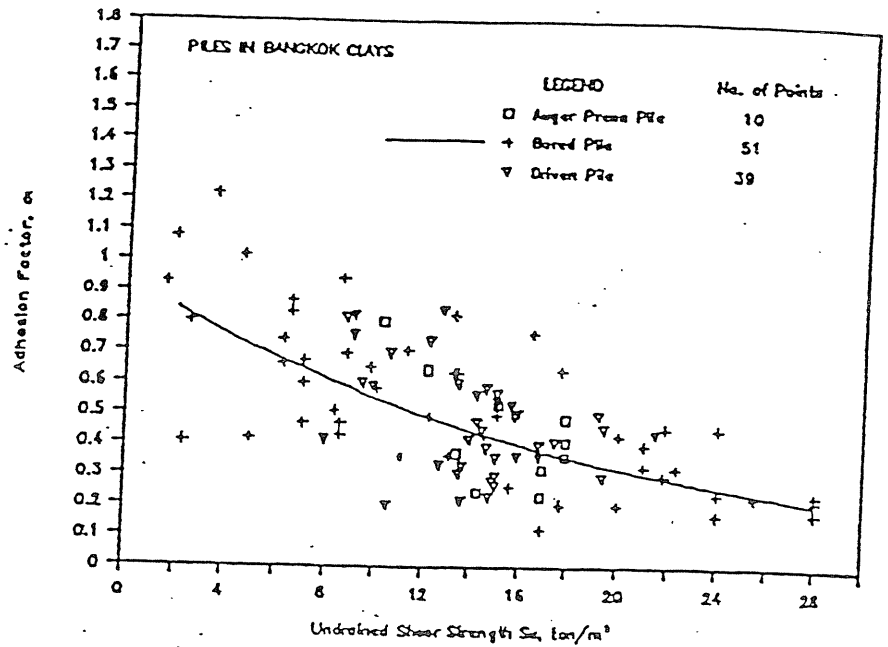


FIGURE 2 - Relation between Adhesion Factor (α) and Undrained Shear Strength of Bangkok Clay

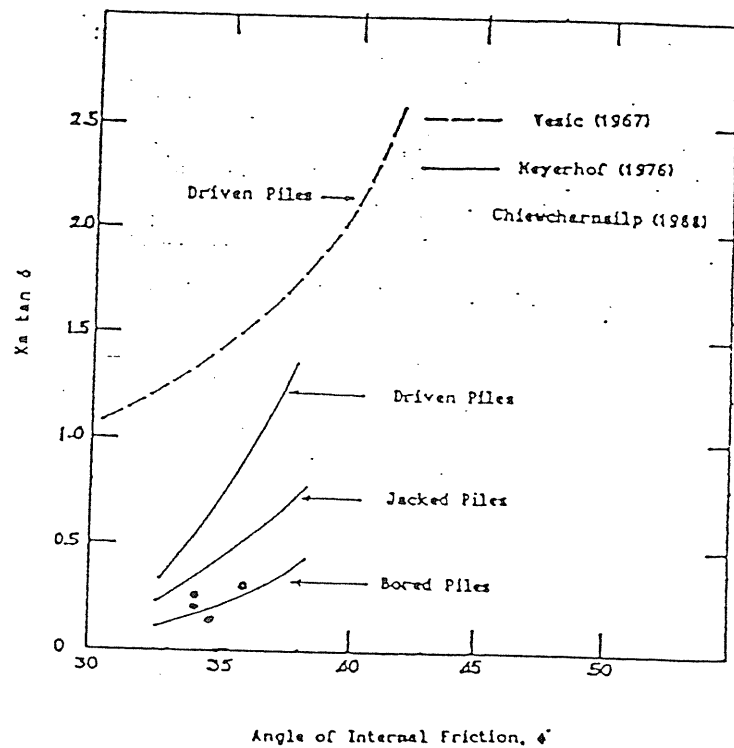


FIGURE 3 - Relation between $K \tan \delta$ and ϕ' (VESIC, 1967; MEYERHOF, 1976; CHIEWCHARNSILP, 1988)

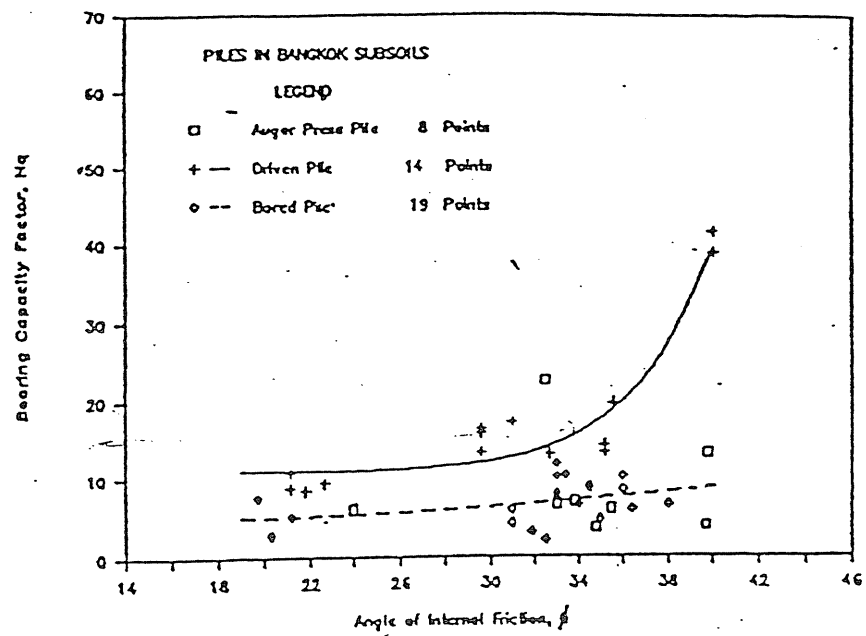


FIGURE 4 - Relation between Bearing Capacity Factor and Angle of Internal Friction of Bangkok Sand

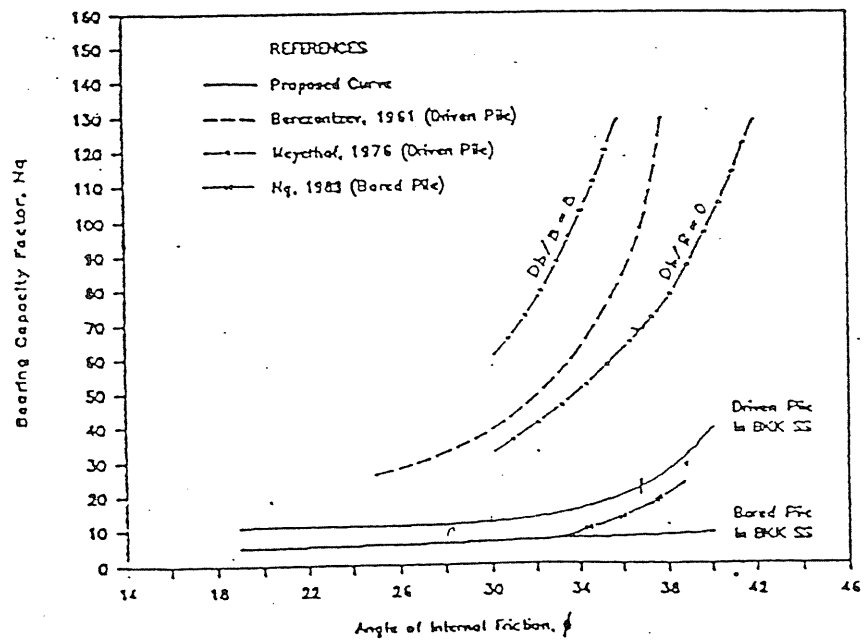


FIGURE 5 - Relation between Bearing Capacity Factor and Angle of Internal Friction of Bangkok Sand

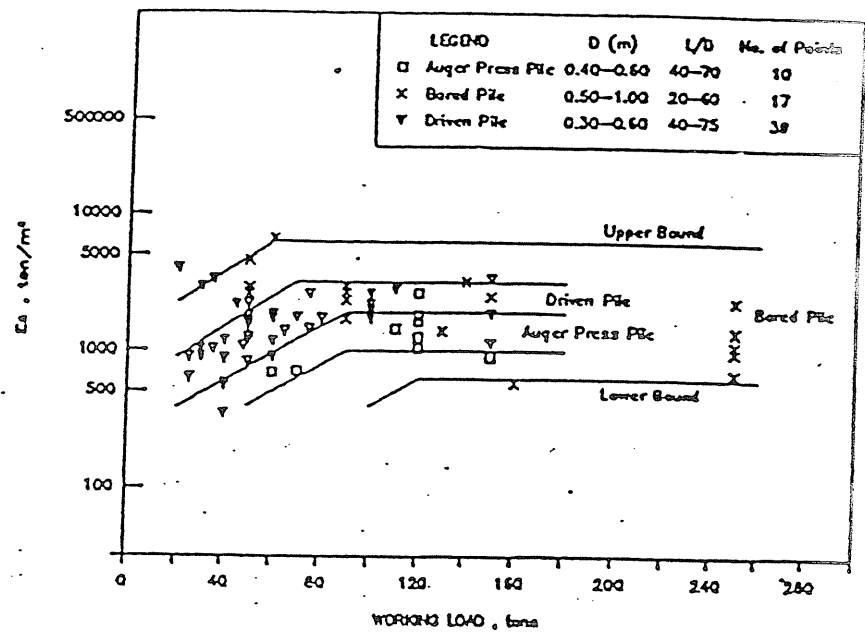


FIGURE 6 - Soil-Pile Elastic Modulus (E_s) of Piles having Tips in Clay and Working Load

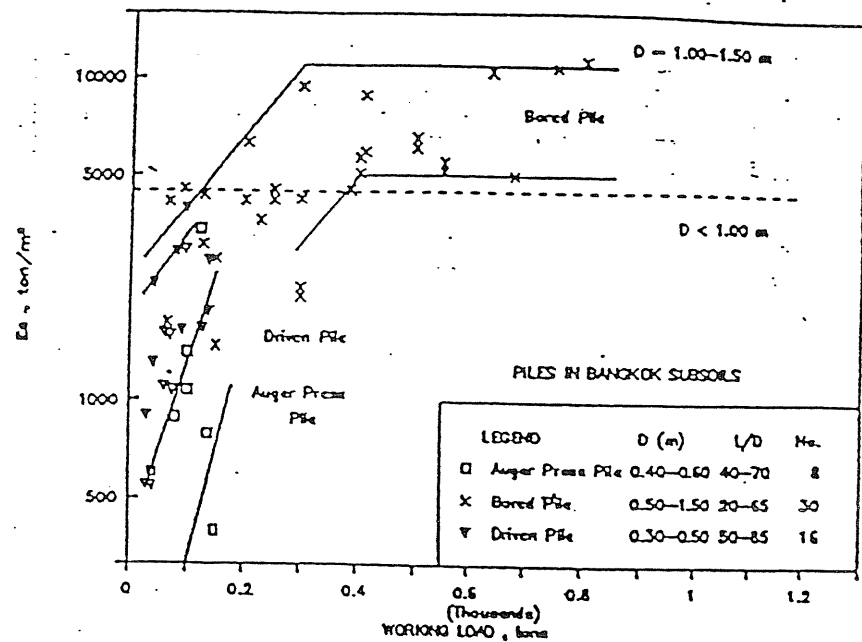


FIGURE 7 - Soil-Pile Elastic Modulus (E_s) of Piles Whose Tips are in Sand and Working Load

ภาคผนวก ข.

1. Sambhandharaksa, et.al. (1987) Settlement of Structures and their Predictions in Bangkok Subsoils. Proc. 9th SEAGC

9TH SOUTHEAST ASIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE
BANGKOK, THAILAND
7-11 December 1987

SETTLEMENTS OF STRUCTURES AND THEIR PREDICTIONS IN BANGKOK SUBSOILS

SURACHAT SAMBHANDHARAKSA
Chulalongkorn University
Bangkok, Thailand

THANIN PONGRUJIDORN
Chulalongkorn University
Bangkok, Thailand

PHATOM CHALOEYWARES
Chulalongkorn University
Bangkok, Thailand

SUMMARY Settlement records of 7 buildings and one water sedimentation tank in Bangkok areas are presented. These data are compared with predicted values based on TERZAGHI and PECK (1948)'s and POULOS and DAVIS (1980)'s method. Six of these buildings are highrises where settlement data were available mostly during construction. These highrises have their driven or bored pile foundation tips in the first sand layer at depths ranging between 25 to 32 m. Another building is the one storey factory having its pile foundations subjected to negative skin friction loads. These pile tips are located in the first stiff clay. The water sedimentation tank is rested on mat foundation supported by short piles 6 m long and 0.15 m in size. In these last two cases where pile tips are in clays, long term settlement data are available. Large settlements were observed in highrises. Excessive settlements were found in cases where pile tips are in clays and the underlying clay layers were yielded and overstressed. Satisfactory predictions are obtained from Terzaghi and Peck, and Poulos and Davis method. The Poulos method is not very successful for cases where pile tips are in clays, having negative skin friction loads and underlying yielded clays. The Terzaghi estimation should include sand settlement, yielding somewhat conservative result.

INTRODUCTION

The researches on settlements of structures in Bangkok areas have been carried out for almost three years. WICHIN (1983) and WITON (1984) studied the settlements of three highrises. TANIN (1984) made the comparisons between predicted and measured settlements of six highrises. PONGCHAI (1985) developed microcomputer programme for settlement computation of pile foundation and performed settlement analyses of two highrises. THINAKORN (1985) studied the settlement of bridge approach at Bangna-Bangpakong highway. PATHOM (1986) studied the settlements of two structures having pile tips in soft and stiff clay. The latter case involved the influence of the negative skin friction. This paper presents the summary of these researches. The aims are to present the settlement data and to compare these data with predicted values based on TERZAGHI and POULOS method.

General subsoil conditions

Bangkok subsoil consists of 12 to 18 m thick of Bangkok soft to medium clay overlying alluvial deposit consisted of alternating layers of stiff to hard clay and dense sand.

Bangkok is known for having subsidence problems. The declination of pore pressure below 8 m depth from deep well pumping causes the reduction in overconsolidation ratio (OCR) of clays and sands below the soft and medium clay.

Underlain the Bangkok medium marine clay, the soils are the alluvial first brown stiff overconsolidated clay overlying the first dense clayey or/and silt fine sand. It is then followed by the second stiff to hard clay before reaching the dense second sand.

For settlement problems of pile foundations having tips in strong stratum, troublesome soils are the first overconsolidated and second slightly overconsolidated stiff clay. It occurs when the transferred vertical stress from the pile foundation causes the final effective vertical stress (σ'_{vf}) to exceed the clay's preconsolidation pressure (σ'_p). The second stiff clay is more troublesome having higher PI and liquidating index.

Early studies in settlement of pile foundation (WICHIEEN, 1983; WITOON, 1984; SAMBHANDHARAKSA ET AL., 1984) indicated that the settlements of three highrise buildings having bored pile tips in first dense sand were of considerable magnitudes, resulted from the significant portion of settlement of the underlying first sand, second stiff clay, and the second dense sand.

General practice for pile foundation design

The design of pile foundations in Bangkok area can be classified into three classes.

Class A: For high load intensity, driven or bored piles having their tips in the first sand or in the first overconsolidated hard clay are used. Considerable amount of settlement generally is observed in highrise having more than 18 storeys. For minimizing settlement, some highrises have their pile tips in the second sand at about 50 m depth, using tubular steel or bored piles. The latter type usually has serious construction problems (NG, 1984).

Class B: For light load structure, driven or bored piles having their tips in first stiff clay are used. Acceptable magnitude of settlement is usually obtained for small isolated footing on pile foundations, if the final vertical stress does not exceed the preconsolidation pressure.

Class C: For very light structure, driven piles having their pile tips in the soft or medium clay are used. Large settlement is generally expected.

In this paper, predicted and measured settlements from 8 case studies are compared. Six cases are from class A pile foundation type. One case each is from class B and C foundation.

CASE RECORDS

Pile foundations

The considered site locations are presented in Table I. The followings are the brief descriptions of each site.

TABLE I
LOCATIONS OF SITES

No.	Name	Locations	Foundation Class
1	BK Bank	Seelom Road, Down town Bangkok	Class A
✓ 2	TH Bank	Bankhumprom Area, Bangkok	Class A
3	Tower A	Ekamai Rd, off Sukhumvit Rd.	Class A
4	Tower B	Ekamai Rd, off Sukhumvit Rd.	Class A
5	Tower C	Rama IV, Bangkok	Class A
✓ 6	Tower R	Wireless Rd, Bangkok	Class A
7	Factory	Phra Pradaeng, Bangkok	Class B
8	Sedimentation Tank	Chachoengsao, 71 km. from Bangkok	Class C

From sites 1 to 6, the structures are highrise buildings. Table II presents details of pile foundations including pile sizes, numbers of piles, load/pile, pile types and lengths, and types and shapes of foundations. The pile tip material is the first silty sand for all buildings. Isolated footing on pile foundations are used in site 1, 3, and 4, connected with tie beams. Mat on pile foundations are used in site 2 and 6. Combined footings (total of 3 combined footings) are used at site 5. Most sites (Table II) have basements. The pile top

TABLE II
FOUNDATION DETAILS OF 6 HIGHRISE BUILDINGS UNDER STUDY

	BK BANK	TH BANK	TOWER A	TOWER B	TOWER C	TOWER R
Shape	Rectangular	Rectangular	Octagon	Octagon	Octagon	Rectangular
Sizes (m)	25x84	24x72	37x37	37x37	22x30	38x41
Foundation (1)	IF	M	IF	IF	CF	M
Pile type (2)	BP	DP	BP	BP	DP	DP
Pile sizes (m)	0.8x2.2	0.45x0.45	ø 1.20 of ø 1.50	ø 1.20 or ø 1.50	I-40	I-40
Tip depth (m)	-30	-26	-32	-32	-29	-25.5
Pile top (m)	-5	-5	-5	-5	-4	0
No. of piles	293	396	69	69	280	562
q (t/m ²) (3)	55.4 (32)	15.0 (8)	38.3 (31)	37.4 (31)	36.1 (26)	25.0 (20)
Load/pile (t)	365	85	500-800	500-800	80	70

- Notes: (1) IF = Isolated footing with tie beams
M = Mat foundation
CF = Combined footing
(2) BP = Bored piles
DP = Driven piles
(3) q = Applied total stress
Number of storey indicated in bracket

depths were at about 4 to 5 m.

The foundation of the factory at Phra Pradaeng (site 7) is isolated footing on piles having their tips in the first stiff clay. The numbers of piles in the footings varied between 1 to 6. Pile lengths are between 18.5 to 21 m. In each footing, the pile length is equal. The pile has the size of 0.25x0.25 m, made of prestressed concrete. The designed load/pile varies between 15 to 22 tons. Prior to construction, the site was filled with 1.5 m thick sand fill. Negative skin friction load should, therefore, be expected, although the consideration of this load was not made in the pile capacity evaluation. The consequence of this is shown from the measured excessive settlement, especially in the pile group which can not resist the negative skin friction load and is expected to have bearing capacity failure. The settlement analysis will be made on footing in which bearing capacity failure does not occur.

The foundation of the water sedimentation tank is the mat foundation rested on driven concrete piles 0.15x0.15x6.0 m. It is located at km 71 on Minburee-Chachoengsao road. The area was covered with clay fill approximately 1 m thick. The tops of the piles are in the fill, approximately 0.25 m below the surface. The pile tips are, therefore, at about 5 m in the natural soft clay deposit, located in the soft clay which is 14 m thick and underlain by one meter thick medium clay before reaching the brown stiff clay. The size of the mat is 13.0x24.5 m, and the total of 1200 piles were used.

All structures were made of concrete. The estimated average total stress (q) of highrises, see Table II, was computed by obtaining the total load divided by the total foundation area considered as the equivalent mat foundation. In highrises, the stress interferences between footings are expected, due to large numbers of piles are used. The considered foundation at the factory is the isolating footing, having 4 piles located at the distance 3 ϕ apart and 17 m in length. The estimated dead and live load/footing is 68 tons. Upon including the negative skin friction load estimated using BROMS method (1978), the total load/footing is 202 tons. This leads to the total stress of 202 t/m². The estimated factor of safety against pile group block failure is approximately 1.1. The transferred stress from the foundation would increase the vertical stress in the first stiff clay to exceed the preconsolidation pressure. The spacing between each footing is 10 m, caused no stress interference between the underlying soils below footings. For the water sedimentation tank, in addition to the stress from the fill of 1.5 t/m², the total stress from dead and live load is 4.0 t/m². The estimated factor of safety against underlying soft clay failure is 1.4, indicated some yielding.

Soil conditions at the sites

For all highrise sites, at least one boring was made to the depth which is at least equal to the length determined from the sum of the pile length plus 1.5 times the smaller width of the foundation. Basic properties were determined in clay and sand layers. These are plasticity index and liquidity index for clay, and grain size distribution for sand. SPT tests were performed in first and second dense silty sand. For second stiff to hard clay, samples were taken for consolidation tests, from 2" ϕ driven tube sampler. This was done for all cases excepting in Tower C and R where clay compressibility

was estimated from N values.

At the water sedimentation tank site, borings were made until the first stiff clay was found, in addition to the in situ mechanical Dutch Cone tests. Laboratory tests included consolidation tests, UU tests, and Atterberg limit tests in soft clay.

At the factory site, a boring was made till the depth of 25 m, yielding sufficient soil data. Consolidation tests were performed in the soft, medium, and first stiff clay obtained from thin wall tube samplers.

Table III and IV present the summary of soil conditions for highrise sites (Table III), and for the water sedimentation tank and the factory site (Table IV). In Table III, since the pile tips of all sites are located in the first sand. The necessary soil parameters for estimating settlement are, therefore, those shown in Table III, using TERZAGHI or POULOS method. These N and m_v values are the average values in the considered layers or sublayers. The sublayer is separated from each other because of the significant differences in the basic properties (N and m_v) within the layer. Sublayer existence is indicated by the plus (+) sign in the t value. (Table III). The total thickness of the layer is the sum of the thicknesses of the sublayers. For instance, the total thickness of the second stiff clay at BK Bank is $7+5 = 12$ m (Table III).

TABLE III
SOIL CONDITIONS⁽²⁾ AT 6 HIGHRISE SITES HAVING PILE TIPS IN FIRST SAND

Locations	First sand			Second stiff clay					Second sand	
	(4) Depth (m)	N	(1) t (m)	(3) A (m ² /t)	N	W _n %	PI %	(1) t (m)	N	(1) t (m)
BK BANK	22.5	37-65	5.5+10	4.2-1.9	23-27	20-27	20-30	7+5	40	2
TH BANK	26	50-66	11	3.5	54	25	30	4.5	87	>26
Tower A	28	29	10	14.5-3.3	7-36	15-25	15-25	10+11	75	>3
Tower B	28	29	10	14.5-3.3	7-36	15-25	15-25	10+11	75	>3
Tower C	29	42	10	4.9	29	-	-	7.5	78	7
Tower R	25.5	41	9	6.0-4.5	28-40	-	-	4.5+5	60	25.5

Notes: (1) Thickness of the soil layer,, the (+) sign indicates two sublayers of different properties.

(2) Data from TANIN (1984).

(3) $A = m_v \times 10^4$ (Average value of each layer or sublayer).

(4) Depth from ground surface where the first sand was first encountered.

Table IV presents the summary of soil data from the water sedimentation tank and the factory site where pile tips are in the soft and stiff Bangkok clay respectively. The values of W_n , PI, and m_v are shown as the range, increasing with depth. These are the required properties for analyses.

TABLE IV
SOIL CONDITIONS⁽³⁾ AT WATER TANK AND FACTORY

(A) Water tank

Soft Clay				Medium Clay			
W_n %	PI %	$t^{(2)}$ (m)	A ($m^2/t^{(4)}$)	$D^{(1)}$ (m)	$t^{(2)}$ (m)	W_n %	PI %
75-120	60-85	14	10 to 17	14	1.0	60-75	55-60

(B) Factory

Medium Clay					Stiff Clay				
$D^{(1)}$ (m)	$t^{(2)}$ (m)	W_n %	PI %	$A^{(4)}$ (m^2/t)	$D^{(1)}$ (m)	$t^{(2)}$ (m)	W_n %	PI %	$A^{(4)}$ (m^2/t)
11	3	38-42	30-60	2.0 to 5.0	14	>11	20-33	15-50	0.7 to 2.0

- Notes: (1) Depth at which the soil layer starts, measured from ground surface.
 (2) Thickness of the soil layer.
 (3) Data from PATHOM (1986).
 (4) $A = m_v \times 10^3$

The m_v values of the second stiff to hard clay at Tower C and Tower R (Table III) were estimated from N values using correlations developed by WITTON (1984) and PARENTILA (1983), which are dependent upon clay plasticity and liquidity index. Other m_v values shown in Table III and IV were from consolidation tests.

Measurement of settlement

For all highrises, the settlements were measured from reference piles, having their pile tips at the same levels with those of the highrises, located outside the stressed area. Measurements were done during construction and ended only a few months after construction, beginning at a certain period after the construction has begun. For interpretation of data, linear interpolation was, therefore, made for obtaining settlement. Settlements were recorded in the core area at points near the sides and the center of the building on the first floor or basement.

At the water sedimentation tank, the settlements were recorded from about 1200 days after construction. The reference points were located in a nearby building which has their pile tips in the first sand. The six measured points are located at the edges of the tank.

At the factory, the reference point is at the column rested on the pile foundation for the gantry located outside the factory foundation lay out. This reference foundation, however, has only

1 pile subjected to the load of 30 tons including the estimated load from the negative skin friction. The tested ultimate pile load was 40 tons. Measurements were made at several foundations.

Upon having the reference pile tips at the same elevations with those used for foundations of the structures, it is thought that for highrise settlement measurements, the observed settlements are mosly due to the dead and live load from structures, as measurements were made during construction. The influence of ground subsidence on settlement measurements should be minimum or negligible. At the water sedimentation tank site, data from surface settlement plates indicated the soils above the first sand layer do not subside as the result of deep well pumping. The observed settlements are, however, believed to be somewhat smaller than the actual values, as the reference building was also settled by the dead and live load from the structure, in addition to the negative skin friction load. It can, nevertheless, be considered that the observed settlement from the water sedimentation tank is mostly due to the dead and live load of the water sedimentation tank and to the weight of 1.0 m clay fill.

The interpretation of settlement data at the factory is complicated. Measurements began 6.5 years after construction and data were available nearly 8 years after the first measurement was made. Complications were caused by the negative skin friction loads, which made the total loads in some pile foundations exceed their carrying capacity, causing soil failure. The transferred of loads between foundations are, therefore, expected. This leads to the difficulty in estimating the load on the analyzing foundation. In addition, the difference in negative skin friction loads between the reference and considered foundation, and in stress levels also cause complications. The observed settlement is, therefore, assumed to be due to the dead and live load, and the negative skin friction load. The direction of error is, however, not certain, as the variation of the load on the foundation with time is expected and of unknown magnitude.

Settlement data

Table V presents the summary of locations where the observed settlements were compared with the predicted values for highrises.

Figures 1 to 6 show the observed settlement - time curves from BK Bank, TH Bank, Tower A, Tower B, Tower C, and Tower R respectively. In these Figures, the total stresses transferred to the foundation are also plotted. It is seen that the amount of settlement in these highrise buildings are rather significant, but the major portion of the settlement is, however, occur during the construction time. The rate of settlement appears to be small after the construction was completed.

TABLE V

LOCATIONS WHERE OBSERVED SETTLEMENTS ARE COMPARED
WITH PREDICTED VALUES

Structures	Locations	Type of Foundation	Point No.
BK BANK	Edge Edge Near Center	Isolated footing; 4 piles per footing in the core area	H-5 H-8 H-10
TH BANK	Edge Edge	Mat foundation; 396 piles	19 6
TOWER A	Near Center Center Near Center	Isolated Footing, 2 piles Isolated Footing, 13 piles Isolated Footing, 2 piles	25 20 26
TOWER B	Near Center Center Near Center	Isolated Footing, 2 piles Isolated Footing, 13 piles Isolated Footing, 2 piles	25 20 19
TOWER C	Edge Near Center Near Center	Combined Footing, 60 piles Combined Footing, 102 piles Combined Footing, 102 piles	8 2 5
TOWER R	Edge Edge Near Center	Mat Foundation, 562 piles	4A 6C 5D

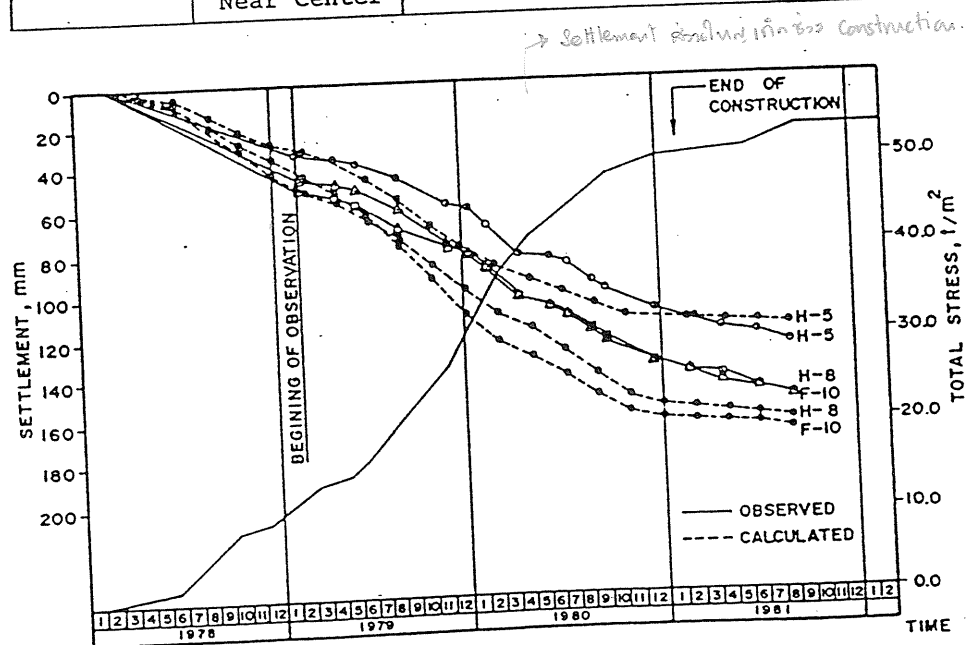


FIGURE 1 STRESS-SETTLEMENT-TIME CURVE AT BK BANK

Figure 7 shows the settlement-time curve at the factory site. The considered foundation for comparing the predicted and measured settlement is the footing marked E-1. The observed settlement from

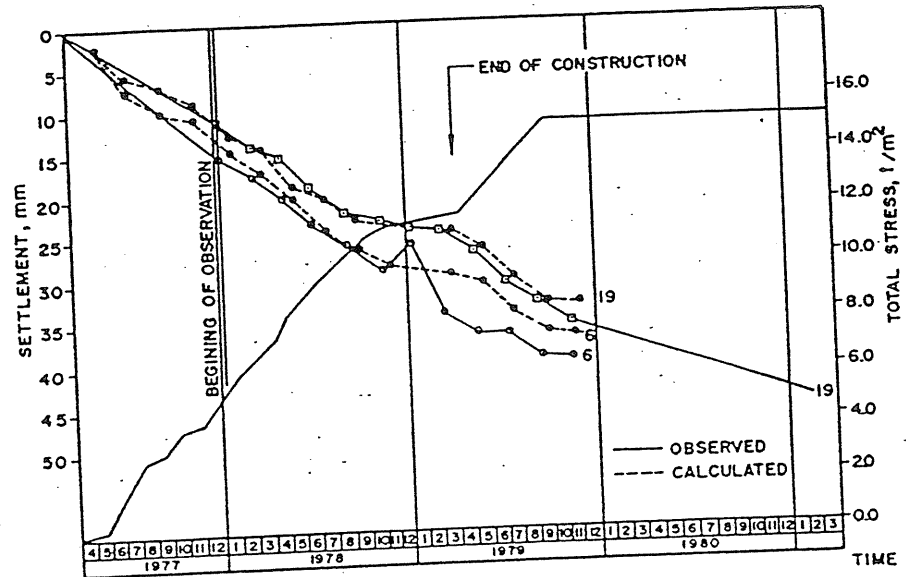


FIGURE 2 STRESS-SETTLEMENT-TIME CURVE AT TH BANK

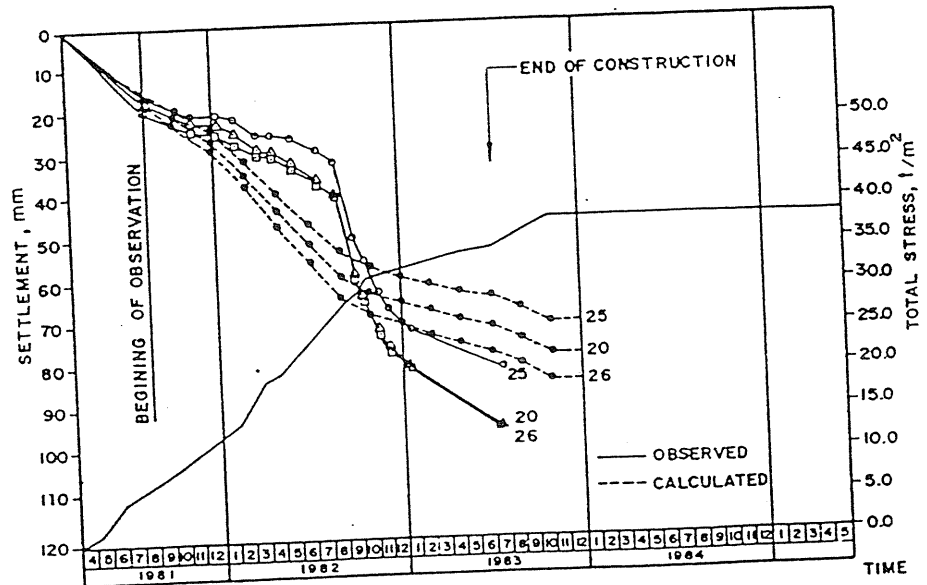


FIGURE 3 STRESS-SETTLEMENT-TIME CURVE AT TOWER A

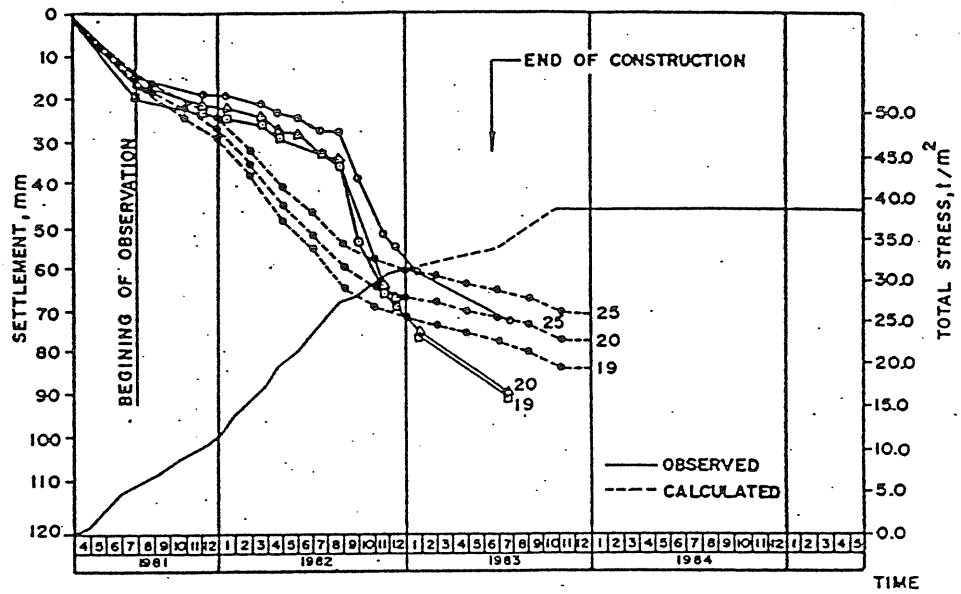


FIGURE 4 STRESS-SETTLEMENT-TIME CURVE AT TOWER B

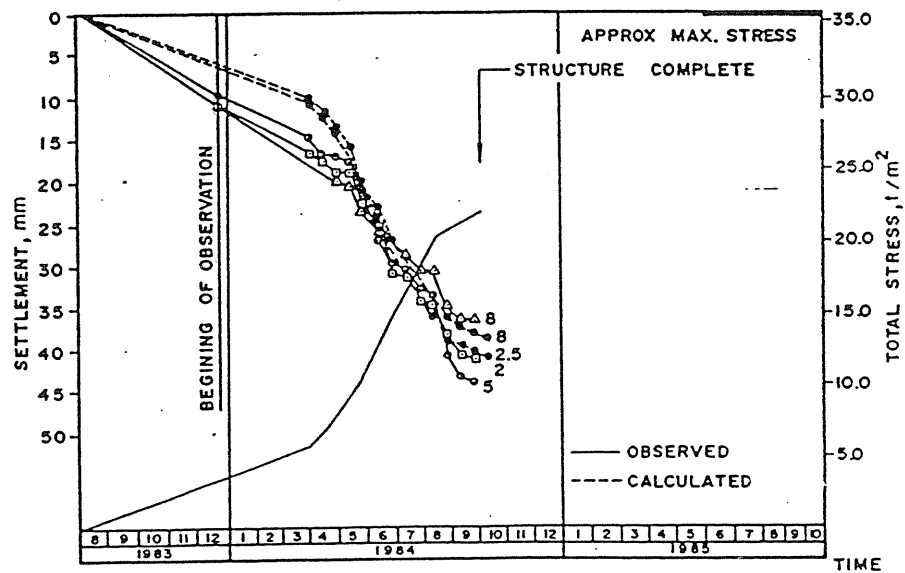


FIGURE 5 STRESS-SETTLEMENT-TIME CURVE AT TOWER C

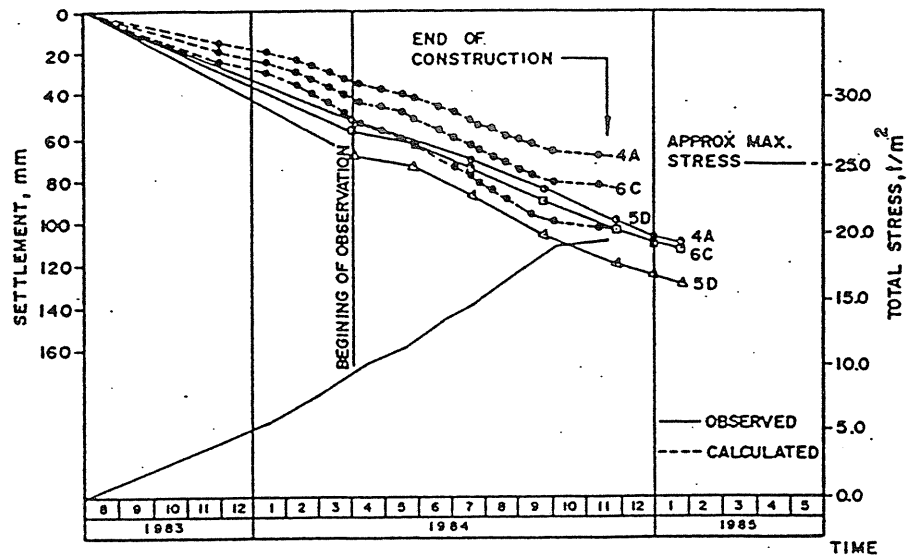


FIGURE 6: STRESS-SETTLEMENT-TIME CURVE AT TOWER R

footing A-2 having the total load/footing of approximately 226 tons is also shown for comparison. This A-2 footing is believed to be unable to carry the mentioned load which includes that resulting from the negative skin friction. The consequence is clearly shown in Figure 7. For both foundations, the penetration depth of piles in the first brown stiff clay is only 3.5 m. The time shown in Figure 7 is that measured from the end of construction. The time dependent settlement portion is, therefore, significant at this site. The observed settlement of E-1 foundation was about 23 cm., compared to that of 44.9 cm. observed from A-2 foundation. The trends of the rate of settlement indicate that settlement is nearly ceased in E-1 foundation but not likely to stop in A-2 foundation. Some cracks were observed in the wall, resulted from differential settlement.

Figure 8 shows the settlement-time curve at the water sedimentation tank. The observed settlement at about 1700 days after construction was about 35 cm. The existing rate of settlement is still significant. The settlement is, therefore, unlikely to stop in the near future. Despite this large settlement, no structural damages have been observed, although the tank was slightly tilted.

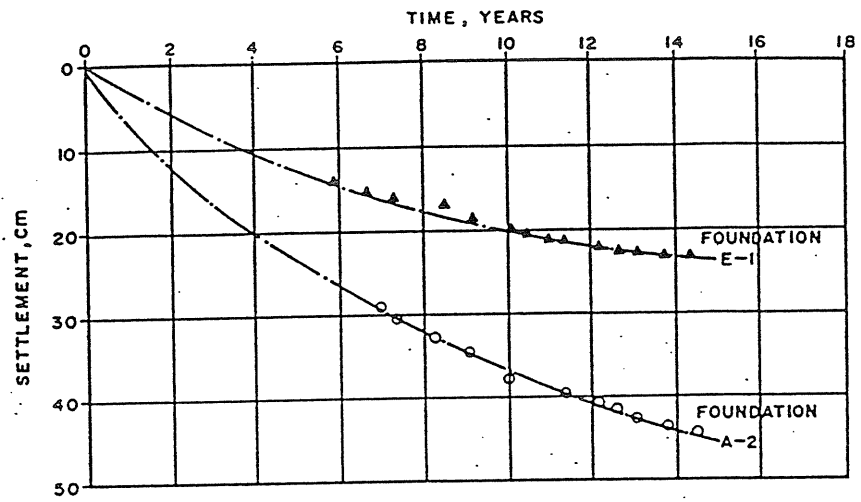


FIGURE 7 SETTLEMENT-TIME CURVE AT THE PHRA PRADANG FACTORY

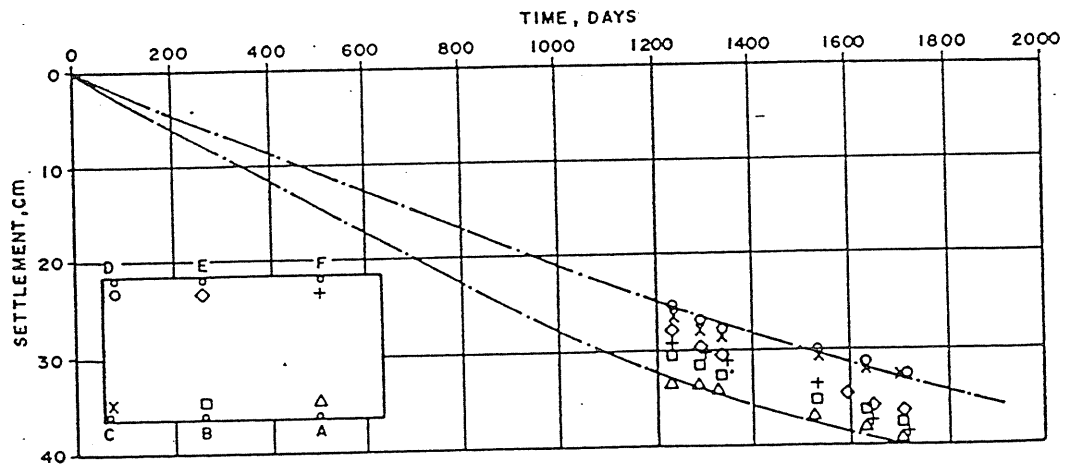


FIGURE 8 SETTLEMENT-TIME CURVE AT WATER SEDIMENTATION TANK

PREDICTIONS OF SETTLEMENT

Predicted methods

Pile foundation settlements can be predicted by TERZAGHI and PECK method (1948), referred to as TERZAGHI method, and POULOS and DAVIS method (1980) referred to as POULOS method. TERZAGHI method is rather empirical, considering the pile foundation problem as the equivalent shallow foundation problem by assuming that the equivalent shallow foundation is situated at certain depth below the ground. POULOS method employs elasticity solution where the transferred stress from the pile foundation is theoretically considered. The attractive point of the POULOS method is that pile-soil modulus, E_s , for the settlement estimation can be back analysis from pile load test data. This method, therefore, generally yield reasonable estimated settlement for soils which exhibit elastic behaviour.

The soil parameters for analyses are pile soil E_s determined from pile load tests, m_v from consolidation tests for clays, and m_v estimated from N value for sand using the correlation developed by WITTOON (1984). With the exception of the sedimentation tank site, all sites have pile load test data for estimating E_s . These E_s are for computing the settlement in the founding layer in POULOS method.

In POULOS method, the analyses of founding layer settlements consider the corrections of pile caps two times. Some rigidity is considered to be provided by the pile cap, and by the tie beams and floor basement. This was done in analyses of isolated and combined footing foundations. For settlements from the underlying layers which are significant in highrises and water sedimentation tank, the soil moduli E'_s and E_u for underlying soils were computed from m_v using elasticity theory. E'_s and E_u are drained and undrained soil modulus respectively.

In TERZAGHI method, settlement was estimated from one dimensional consolidation theory for both clays and sands. The values of m_v for TERZAGHI and POULOS method are shown in Table III and IV.

COMPARISONS OF PREDICTED AND OBSERVED SETTLEMENT

Figure 1 to 6 present the comparisons of the predicted and observed settlement-time curve of highrises, mostly during construction. The predicted curves were determined from POULOS method, based on the given load/pile, pile layout, pile soil E_s , and m_v values previously presented. Excepting at Tower A and B, POULOS method predicts the correct trend of settlement-time curves during construction and yields reasonable well predicted settlement magnitude for practical uses. (Table VI).

Table VI presents the predicted final settlements from POULOS and TERZAGHI method. The numbers shown in the brackets are the

values of predicted settlement where the settlement from sand layers is included in the TERZAGHI estimation. Observed final settlements are not available. Final observed settlements of highrises are determined from construction settlement using theory of elasticity. The ratio of final settlement to construction settlement is dependent upon the ratio of undrained and drained modulus. Table VI shows the following interesting results.

- (i) TERZAGHI method may yield the predicted settlement which is too low for highrises, if the settlement in the sand layer is not included. Upon considering the settlement in sand layer, this method could then yield conservative result.
- (ii) With the exceptions of cases where foundations have their pile tips in overstressed clays and that with the negative skin friction load, POULOS method generally yields good results. POULOS method yields reasonable prediction for highrise, especially the settlement and its rate during construction.
- (iii) In the presented case studies where pile tips are in clays and these clays are overstressed, TERZAGHI method seems to yield good result.

TABLE VI

PREDICTED VERSUS MEASURED SETTLEMENT (cm)

	POULOS Method (F (1))	TERZAGHI Method F (1)	Measurements	
			I (1)	EF (1)
BK. BANK	15-19	22 (34)	12-15	14.5-18
TH BANK	3.5-4.0	1.3 (5.0)	2.5-3.4	5.0
Tower A	8.8-10	15 (24.5)	8.4-9.6	10-11.5
Tower B	8.6-10	15 (24)	8.3-9.1	10-11
Tower C	6.6-7.1	7.6 (11.7)	3.7-4.4	6.5-7
Tower R	8.9-13.7	8.0 (13.5)	10.8-12.8	13.5-17
Water tank	41 to 51	58.1	-	57.9 (2)
Factory	31.2	25.5	-	24.1 (3)

- Notes: (1) I = Construction settlement
 F = Final settlement
 EF = Final settlement estimated from measured initial settlement using POULOS and DAVIS method.
- (2) Curve fitting Asaoka (1978) Method.
- (3) Last available record (Settlement Curve Shown in Fig. 9)

The final settlement of the water sedimentation tank was estimated using ASAOKA method (1978). It is not possible to realistically estimate the final settlement at the factory, as loads between foundations may be redistributed. This could increase the settlement in foundation E-1.

At the factory, the larger predicted settlement from POULOS method compared with that from TERZAGHI method is thought to be due to the overestimation of single pile negative skin friction load. The pile foundation also has significant settlement, approximately 10 cm, due to the dead and live load. This tip movement could lead to the overestimation of the negative skin friction load.

CONCLUSIONS

From the presented case studies and analyses, the following conclusions could be made:

- (i) The observed highrise building settlement is rather large but it rapidly occurs.
- (ii) For pile foundations in which the underlying clay is overstressed above its preconsolidation pressure, large long term settlement should be expected. The problem becomes severe if the pile tips are in soft clay.
- (iii) The necessity for considering the negative skin friction load and its danger are shown in the observed settlement at Phra Pradang factory.
- (iv) POULOS method is shown to be suitable for predicting settlement of highrise where underlying soils behave elastically, especially the settlement and its rate during construction.
- (v) TERZAGHI method yields somewhat better result for estimation of final settlement of pile foundation having their tips in overstressed clay, compared with that from POULOS method. For highrise, TERZAGHI method could yield conservative result, upon considering settlement in sand layers.

ACKNOWLEDGEMENTS

The writers wish to thank the following persons and organizations.

- . Mr. R. Chottivittayathanin of REC Co. for providing settlement data and helping in making the boring at Phra Pradang factory.
- . Rural water work department for providing funds for the research at water sedimentation tank.
- . Mr. Wichien Roongrujaturat for his collections of settlement data of BK Bank, TH Bank and Tower A and B in his graduate thesis at AIT.
- . Dr. Karoon Chandrangsu for helping in providing settlement data of Tower C.

REFERENCES

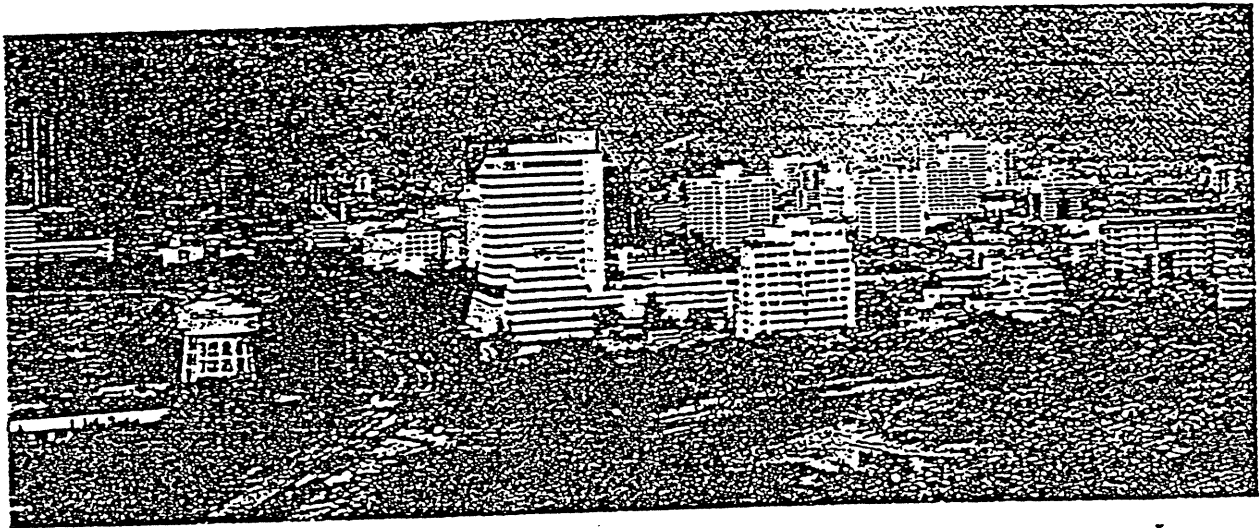
- ASAOKA, A. (1978), "Observation Procedure of Settlement Prediction", Soil and Foundation, JSSMF, Vol. 7, No. 1, pp. 87-101.
- BROMS, B. (1978), "Precast Piling Practice", Royal Institute of Technology, Stockholm, Balken Piling System Book, 127 p.
- NG, K.C. (1983), "The Construction Problem and Performance of Large Bored Piles in Second Sand Layer", AIT, M.Eng. Thesis No. GT-82-26, 213 p.
- PARENTELA, E.M. (1983), "Engineering Properties of Stiff Bangkok Clay", AIT, M.Eng. Thesis No. GT 84-40, 109 p.
- PATHOM, CHALOEYWARES, (1986), "Settlement of Pile Foundation in Clay", Chulalongkorn University, M.Eng. Thesis ISBN 974-566-497-9, Bangkok, in Thai.
- POULOS, H.G. and DAVIS, E.H. (1980), "Pile Foundation Analysis and Design", John Wiley and Sons, New York.
- SAMBHANDHARAKSA, S., SAMONWONGTHAI, W. and ROONGRUJIRAT, W.. (1984), "Settlement of Highrise Building in Bangkok Subsoil", Proc. of the Specialty Session on Deep Foundation, Sym: on Geotech. Aspect of Mass and Material Transportation, Bangkok.
- TANIN, PONGRUJIDORN. (1984), "Techniques in Settlement Prediction of Highrise Building in Bangkok Metropolis", Chulalongkorn University, M.Eng. Thesis, Bangkok, in Thai.
- TERZAGHI, K. and PECK, R.B. (1984), "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley and Sons, New York.
- TINNAKORN, ROJANATHARA. (1985), "Settlement Prediction of Bridge Approach on Soft Foundation Using Bearing Unit", Chulalongkorn M.Eng. Thesis, Bangkok, in Thai.
- WICHIEEN, ROONGRUJURAT. (1983), "Settlement Prediction and Performance of Highrise Buildings in Bangkok, AIT, M.Eng. Thesis GT-82-27, 155 p.
- WITOON, SAMANWONGTHAI. (1984), "Evaluation of Soil Compressibility Data from Standard Penetration Test in Bangkok Subsoil, AIT, M.Eng. Thesis No. GT-83-30, Bangkok, 185 p.

ภาคผนวก ก

1. สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์ (2534) ความผิดพลาดทั่วไปในการก่อสร้างบนดินอ่อนกรุงเทพฯ
ข่าวช่าง พฤษจิกายน 2534.

ความผิดพลาดที่เกิดขึ้นทั่วไป ในการก่อสร้างบนดินอ่อนกรุงเทพฯ

ดร.สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



ในปัจจุบันการก่อสร้างได้ขยายตัวมากขึ้น การหาช่างมักต้องทำแข่งกับเวลาและหาช่างในลักษณะที่ประหยัดที่สุด ความผิดพลาดและการเสียหายจึงเกิดขึ้นได้มาก และมักจะเกิดขึ้นระหว่างการก่อสร้างกับสิ่งก่อสร้างบนดินเหนียวอ่อน ปัญหาจึงจะเกิดขึ้นกับการก่อสร้างของถนนบนดินอ่อน ซึ่งอาจเกิดการวิบัติหรือการหลุดตัวแบบไม่ระบายน้ำที่ผิดปกติ การก่อสร้างโดยใช้ sheet pile ระบบ king post เพื่อเป็นเขื่อนกั้นน้ำท่วมและ sheet pile เหล็กสำหรับอุดดินขนาดใหญ่และลึกกว่าระดับ 6 เมตรสำหรับก่อสร้างห่อถังใต้ดินหรือก่อสร้างโดยใช้ระบบโครงสร้างกั้นดิน (Retaining Structure) และระบบค้ำยันที่มีความแข็งแรงไม่เพียงพอ ปัญหาดังกล่าวมีสาเหตุมาตั้งแต่ขั้นออกแบบไม่ออกแบบหรือออกแบบโดยชอบเสียหรือมีข้อมูลไม่เพียงพอ

หรือเหมาะสม) และระหว่างการก่อสร้างซึ่งรีบเร่งหรือละเลยไม่สร้างตามขั้นตอนที่ถูกกำหนดขึ้นในช่วงการออกแบบหรือใช้น้ำหนักบรรทุก (Surcharge) เกินกว่ากำหนดไว้



บทความฉบับนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อชี้แจงถึงผลกระทบในการออกแบบ และก่อสร้างบนดินเหนียวอ่อนเพื่อให้วิศวกรและวิศวกรที่เกี่ยวข้องได้ทราบ และหลีกเลี่ยงความผิดพลาดของงานมากขึ้น

ปัญหาที่มาจากขั้นออกแบบ

ปัญหามาจากข้อมูล

ข้อมูลการออกแบบของสิ่งก่อสร้างในดินเหนียวอ่อน คือ ข้อมูลดินและข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับ load ที่มากระทำคือดินและโครงสร้าง (เช่น สภาพฐานรากของสิ่งก่อสร้างข้างเคียง รูปรางทางรถไฟและของมวลดิน ระดับน้ำ และ surcharge ที่มากระทำ)

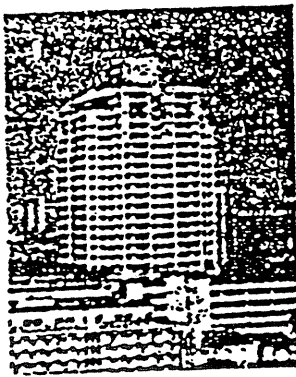
ปัญหาจากข้อมูลดิน

การประเมินดินเหนียวอ่อนนั้น เป็นที่ยอมรับกันว่า เป็นสิ่งจำเป็น แต่การสำรวจดินเหนียวอ่อนนี้ส่วนใหญ่แล้วการประเมินค่าดินเหนียวอ่อนโดยใช้วิธีการแบบง่าย ๆ ซึ่งมักจะผิดพลาดที่จะนำมาใช้ในการออกแบบการประเมินการแปรปรวนของดิน

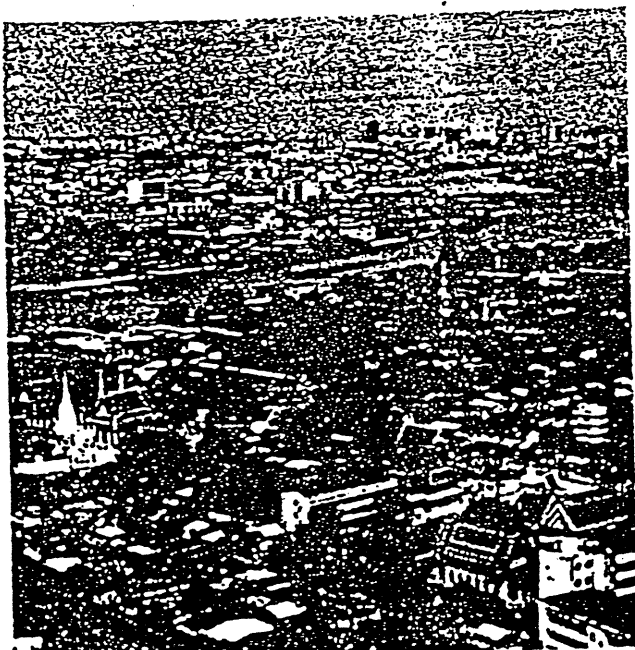
ออกแบบให้ได้ประสิทธิภาพและปลอดภัย งานส่วนใหญ่จึงมิได้พิจารณาถึงตำแหน่งที่ทำการเจาะ วิธีการสำรวจ ปริมาณของการสำรวจ ตลอดจนการแปรข้อมูลซึ่งรวมไปถึงความเชื่อถือของข้อมูลที่ได้จากการสำรวจ และการค้นแปรของชั้นดินและการค้นแปรของสมบัติของดินเหนียวอ่อนในการออกแบบสิ่งเหล่านี้เป็นสิ่งที่สำคัญอย่างยิ่งสำหรับการก่อสร้างบนดินเหนียวอ่อนที่ใช้ที่กีดความปลอดภัย

งานก่อสร้างถนนที่เกิดการเสียหายมักมาจากปัญหาทางดิน เสถียรภาพของคันทางและการทรุดตัวของคันทางและการทรุดตัวของคันทางที่ไม่สม่ำเสมอที่ทำให้ผิวจราจรเกิดการเสียหายโดยการออกแบบที่ไม่พิจารณาถึงข้อมูลดินหรือเจาะดินมาแล้วได้ข้อมูลที่ไม่ได้ เช่นให้ค่าแรงเฉือนที่ต่ำมากจนไม่เชื่อว่าเป็นไปได้ หรือไปเจาะดินได้ดินถมซึ่งให้ค่าแรงเฉือนที่สูงเกินไป ทำให้การแปรข้อมูลผิดพลาดได้ การออกแบบต้องอาศัยข้อมูลที่เหมาะสมเพราะที่กีดความปลอดภัยที่ได้รับมีค่ามาก

งานขุดดินทำทางได้ดินในขณะนี้มีขุดดินจนเกิดปัญหาทางด้าน upheave instability ได้ถ้าปลายของ sheet pile ไม่อยู่ในชั้นดินที่แข็งเพียงพอ และทำให้ปลาย sheet pile เคลื่อนตัวมาก การเจาะสำรวจดินจึงจำเป็นต้องมีปริ-



มาณมากพอ (เพราะชั้นดินเกิดขึ้นไม่แน่นอนและไม่ uniform ในคุณสมบัติ รวมทั้งความหนาที่ไม่แน่นอนของชั้นดินถมด้วย) และควรทำหลังจากที่ถมดินแล้ว โดยหลักการแล้วโครงสร้างของ sheet pile และ stiffness ของ strut ที่ใช้ในงานขุดประมาณ 7-9 เมตรเอง (โดยปลายของ sheet pile อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งมีแรงเฉือนเกิน 10 ตัน/ม²) ก็ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของ sheet pile และการทรุดตัวของสิ่งก่อสร้างข้างเคียงมากอยู่แล้ว ถ้าปล่อยให้ปลายมีการเคลื่อนตัวได้มากด้วย ปัญหาของ upheave หรือมี passive resistance ไม่เพียงพอจะทำให้การเสียวามีเพิ่มขึ้นอีก ค่าแรงของชั้นดินเหนียวแข็งและค่าแรงเฉือนของดินเหนียวแข็งจึงเป็นสิ่งที่สำคัญในกรณีนี้



งานออกแบบ sheet pile ระบบ king post สำหรับเชื่อมกันน้ำต้องอาศัยข้อมูลที่มีความแน่นอนมาก เพราะเสถียรภาพของคลังลวมคลองหรือแม่น้ำไม่มากอยู่แล้ว ข้อสำคัญคือข้อมูลดินบริเวณหน้า sheet pile ซึ่งดินถูกขุดออกหรือถูก unload และอยู่ได้น้ำ ข้อมูลดินในพื้นที่ดังกล่าวเป็นแรงต้านเพื่อให้เกิดการวิบัติโดย slope stability mode และโดยการวิบัติของตัว sheet pile เอง

ปัญหาจากข้อมูลที่มาจากการ load

ในปัญหาทางคันประตูวิศวกรรม รูปรางทางเรขาคณิตของมวลดิน ตำแหน่งของ load และชนิดของ load ที่มากระทำเป็นสิ่งสำคัญมาก ในดินเหนียวอ่อนเนื่องจากดินมีกำลังรับน้ำหนักได้น้อยปัญหาสำคัญคือ surcharge load (ซึ่งหมายถึงน้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการก่อสร้าง) และ load จากสิ่งก่อสร้างข้างเคียง (ซึ่งรวมถึงตำแหน่งและชนิดของฐานรากของสิ่งก่อสร้างข้างเคียง) ในงานริมคลองหรือแม่น้ำระดับน้ำในคลองซึ่งมักเปลี่ยนแปลงได้รวดเร็วเนื่องจากการสูบน้ำเพื่อระบายน้ำออกสำหรับการเกษตรและเลี้ยงปลา หรือเพื่อการระบายน้ำป้องกันน้ำท่วม ข้อมูลดังกล่าวจึงเหมือนกับข้อมูลเกี่ยวกับ load ในการออกแบบโครงสร้างทั่วไป

งานขุดดินโดย sheet pile มักมีปัญหาจากเรื่อง surcharge load และสิ่งก่อสร้างข้างเคียงซึ่งไม่ทราบแน่นอนว่าใช้ฐานรากเสาเข็มสั้นหรือยาว โดยปกติสิ่งที่ก่อสร้างที่อยู่บนเสาเข็มสั้นมักเกิดการเสียว

งาน sheet pile ริมแม่น้ำนอกจะมีปัญหาจาก surcharge แล้ว รูปรางทางเรขาคณิตของคลังเป็นสิ่งสำคัญมากเป็นสิ่งที่จำเป็นต้องรู้เพราะสิ่งนี้ถือส่วนของแรงต้าน ถ้าไม่ทราบแน่นอนก็เท่ากับไม่ทราบว่าแรงต้านคือปัญหาเสถียรภาพจะมีที่ใดการเสียวจะมีที่จะเกิดขึ้นเนื่องจากไม่ทราบข้อมูลเกี่ยวกับเสาเข็มของคลัง จึงวางตำแหน่งของ kingpost และกา-

แพงก่อนกริดไม่เหมาะสมเพื่อให้เกิดแรงต้านขึ้นมาเพื่อขุดหรือใช้งานได้ตามต้องการ

ระดับน้ำในคลองเป็นสิ่งสำคัญมากสำหรับปัญหาทางคัน slope stability ของดินเหนียวอ่อนเพราะน้ำในคลองเป็นแรงดันที่ทำให้ slope มีเสถียรภาพอยู่ได้ การใส่เสาเข็มแก้ปัญหาคือ slope stability ของ natural slope เป็นสิ่งที่ต้องพิจารณาเพราะต้องใส่เสาเข็มเจาะขนาดใหญ่และมี reinforcement เข็มทอง การใช้ earth reinforcement เป็นอีกวิธีหนึ่ง แต่การก่อสร้างจำเป็นต้องมีการขุดเอาดินออกและ back fill กลับไป

ปัญหาจากการเลือกระบบของโครงสร้างที่ก่อสร้างในดินอ่อน

การวิบัติของดินเหนียวอ่อนและการเคลื่อนตัวของโครงสร้างและมวลดินเกิดขึ้นได้จากหลายกลไก การออกแบบโดยเลือกระบบของโครงสร้างหรือปรับปรุงคุณภาพของดินให้ถูกต้องเพื่อป้องกันการเสียหายของโครงสร้าง และสิ่งก่อสร้างข้างเคียงจึงเป็นสิ่งจำเป็น

ปัญหาของคันทางและการแก้ไข

ปัญหาเรื่องคันทางมักมาจากการออกแบบด้วยที่กีดความปลอดภัยต่ำ การออกแบบคันทางจึงต้องพิจารณาถึงผลเสียวที่ตามมา เนื่องจาก plastic flow ในดินเหนียวอ่อนกับราคาของลําก่อสร้าง การใช้ berm จะเพิ่มที่กีดความปลอดภัยให้มากขึ้น แต่ไม่ลดปริมาณการทรุดตัวหรือปัญหาจากการทรุดตัว การใช้ earth reinforcement หรือ reinforced grid ช่วยเพิ่มที่กีดความปลอดภัยซึ่งจะเกิดขึ้นสม่ำเสมอมากขึ้น การใช้ embankment pile และ relief pile หรือ slab on pile ทำให้สร้างคันทางได้สูงขึ้น โดยเฉพาะในกรณีหลังเขมระสมกับกรณีที่เกิดขึ้นทางเกิดการวิบัติไปแล้ว (การวิบัติของดินเหนียวอ่อนทำให้กำลังรับแรงเฉือนลดลงมาก) สำหรับการทำ pilehead โดยใช้ drain ถังไม่มี test section ที่ใดที่แสดง

ข่าวข่าว

อย่าง
ของ
slope
วิธีที่
(คร)
โยธา
lity
ซึ่ง
ing

เอ
ได้
ม
อ
ง
ล
เ

ปัญหาจากการเลือกระบบ
ของโครงสร้างที่ก่อสร้างในดินอ่อน

การวิบัติของดินเหนียวอ่อน

ปัญหาของคันทางและการแก้ไข

ปัญหาเรื่องคันทางมักมา

จากการออกแบบด้วยที่กีดความ

ปลอดภัยต่ำ การออกแบบคันทาง

จึงต้องพิจารณาถึงผลเสียวที่

ตามมา เนื่องจาก plastic flow

ในดินเหนียวอ่อนกับราคาของลํ

าก่อสร้าง การใช้ berm จะเพิ่ม

ที่กีดความปลอดภัยให้มากขึ้น แต่

เพิ่ม king post อาจทำให้เสาเข็มเอียงออกไปได้ทั้งๆ ที่ปลายของเสาเข็ม king post อยู่ในดินเหนียวแข็ง

การแก้ไขการเสียหายจากการวิบัติของมวลดินทำได้โดยค้ำ slope ให้ stable เสียก่อนโดยพิจารณาว่ากำลังรับน้ำหนักของดินเหนียวอ่อนได้ลดลงแล้วเนื่องจากการวิบัติ และสร้าง relief platform เพื่อให้น้ำหนักดินกดหลัง sheet pile ดำลงไป ในเสาเข็มยาวที่มีปลายอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง

การก่อสร้างชนิดนี้ต้องใช้เสาเข็ม king post ที่แข็งแรงมาก เพราะต้องรับแรงดันดินที่มาจากแผ่น sheet pile ส่วนแรงดันมาจากดินบริเวณหน้าเสาเข็มรับแรงทางด้านข้าง ซึ่งแตกต่างจากการออกแบบ sheet pile ดึงแม้ว่า spacing ของเสาเข็มจะอยู่ในระยะ 3 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม (การออกแบบไม่ควรให้ spacing ของ king post มากกว่า 3 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม)

ปัญหาจากการก่อสร้าง

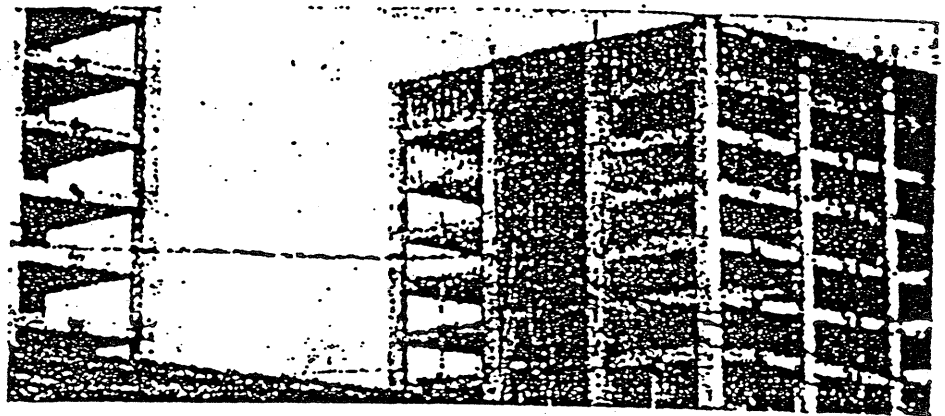
ความเสียหายที่เกิดจากงาน sheet pile เนื่องจากการก่อสร้างสาเหตุมาได้จาก:

(i) การทำงานอย่างรีบเร่ง จนกระทั่งไม่เป็นไปตามที่ได้ออกแบบเอาไว้ ทำให้ strut ทำหน้าที่ไม่เรียบร้อยหรือเกิด surcharge มากผิดปกติ

(ii) Sequence ของการก่อสร้าง overlap กัน มีทั้งการขุดและการก่อสร้างเสาเข็มในบริเวณใกล้เคียงกัน ทำให้เกิด surcharge กล่าวคือไม่ทำอาคารทั้งหลังพร้อมกัน หรือเกิดคือเดิมความกว้างและยาวของอาคารในขณะที่ได้สร้างบางส่วนไปแล้ว

(iii) การทำงานโดยอาศัยประสบการณ์คติที่ไปแก้ไขไปจึงทำให้มีวิธีการเสี่ยงสูง โดยเฉพาะในโครงการที่ไม่มีการวัดการเคลื่อนตัวของ sheet pile หรือ load ใน strut หรือใช้วิธีการวัดที่ไม่เหมาะสม

(iv) ไม่สนใจข้อมูลที่วัด



จากการ monitor หรือขนาดของ project ใหญ่มากจนไม่สามารถวัดการเคลื่อนตัวได้ทันที หรือ interpret ข้อมูลไม่ทันหรือดูไม่ออก ตลอดจนไม่เชื่อถือข้อมูลที่วัดได้หรือไม่เอาใจใส่

งานก่อสร้างในดินเหนียวอ่อน การวัดพฤติกรรมของสิ่งก่อสร้างจริงเป็นสิ่งสำคัญ นอกจากเป็นการป้องกันการเสียหายแล้วยังให้ข้อมูลที่ใช้ในการออกแบบต่อไปภายหลัง เครื่องมือที่ควรใช้คือ inclinometer สำหรับการวัดการเคลื่อนตัวของด้านข้าง และ profile ของการเคลื่อนตัวของ sheet pile และกันทาง strain gauge เพื่อวัด Bending Moment ใน sheet pile และ load cell เพื่อวัด load ใน strut นอกจากนั้นควรมีการวัดการทรุดตัวและการอัดตัว (heave) ขึ้นของดินด้วย



การวัดความดันน้ำในดินมักเป็นเพียงข้อมูลเดิมนำมาบอกถึงอันตรายของสิ่งก่อสร้างได้ยาก

การวางแผน schedule และ sequence ของงาน เป็นสิ่งที่สำคัญที่สุด การขุดด้วย sheet pile เป็นระบบที่ใช้ retaining structure และ support system ที่ราคาถูกแต่การขุดจะใช้เวลานานเพราะต้องมี support ที่มากกว่า (เปรียบเทียบกับ Rigid Wall) และอาจเจอกรณีพิพาทเนื่องจากการเสียหายที่เกิดขึ้นข้างเคียง ส่วนในกรณี rigid structure ก็ใช้เวลานานเช่นกัน แต่ต้องการขุดในบริเวณที่กว้างมาก เพราะมักทำในระบบ Top Down จึงจำเป็นเพราะในสภาพของดินกรุงเทพฯ ไม่เหมาะสมที่จะทำ anchorage ได้ทุกแห่ง และกฎหมายยังไม่ยอมให้เข้าไปในที่ของบุคคลอื่น

วิธีการลดปัญหา

ในขณะนี้ผู้เขียนเห็นทางลดปัญหาได้โดยให้แนวทางปฏิบัติเหมือนในประเทศอื่นที่มีการก่อสร้างขนาดใหญ่เกิดขึ้น นั่นคือการมี Code of Practice ขณะนี้ในประเทศไทย การก่อสร้างขนาดใหญ่ได้เกิดขึ้นมากมายแต่ไม่มี Code of Practice ทางด้านฐานราก และ earth retaining structure แต่ละ site ใช้วิธีการกล่าวดูเรื่องเดียวกันไม่เหมือนกัน จึงให้ผลแตกต่างกัน (จึงมักมีปัญหาเกิดขึ้น) และผู้ก่อสร้างมักเป็นผู้รับผิดชอบปัญหาทางด้าน Temporary Structure ทั้งหมด ทำให้การประมาณราคาไม่อยู่ใน basis เดียวกัน การพิจารณาเพียงราคาค่าก่อสร้างเพียงอย่างเดียวจึงไม่ใช่วิธีที่เหมาะสม

งานขุดดินเป็นงานที่คาดคะเน load ใน strut และการเคลื่อนตัวหรือ Bending Moment ในตัว retaining structure ได้ยากโดยเฉพาะในงาน sheet pile เมื่อดินเหนียวอ่อนเกิด plastic flow และมีปัญหาทางด้าน undrained creep มากการใช้ load cell strain gauge และ inclinometer จึงเป็นสิ่งจำเป็นโดยเฉพาะใน site ที่มีขนาดใหญ่มาก เพราะการแก้ไขอาจทำไม่ทันการได้อำม่มีข้อมูลไว้เตือนภัย

การเขียน Code of Practice จะทำให้ได้ข้ออาศัยข้อมูลจากสิ่งก่อสร้างจริง (เช่น strut load และ Bending Moment) การอาศัย Code ของต่างประเทศเพียงอย่างเดียว อาจไม่เหมาะสมกับสภาพดินและสภาพการทำงานในประเทศไทย ซึ่งเป็นผลให้ค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างจะสูงขึ้นมาก อาจไม่เป็นที่ยอมรับได้หรือไม่ทางตรงกันข้ามอาจไม่ปลอดภัยเพียงพอ

ที่มาจากการจัดสร้างคู่มือพิเศษโดยมูลนิธิ ศ.ดร. ชัยมุกตพันธ์ บัณฑิต วิชาปฐมนิเทศศาสตร์ไทย จัดโดยวิศวกรรมฐานแห่ง ประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์ ณ. โรงดนตรี อิมพีเรียล

