

บทที่ 2 เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ธรณีวิทยาของชั้นดินกรุงเทพฯ และปริมณฑล

2.1.1 การเกิดของดินเหนียวกรุงเทพฯ

สง่า ตั้งชวาล (2540) และวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูประถัมภ์ [ว.ส.ท.] (2520) เสนอข้อมูลเกี่ยวกับธรณีวิทยาดินตะกอนลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยา สามารถสรุปได้ว่า แม่น้ำปิง แม่น้ำวัง แม่น้ำยม และแม่น้ำน่าน ไหลมารวมกันที่บริเวณภาคกลางตอนบนที่จังหวัดนครสวรรค์ เป็นแม่น้ำเจ้าพระยา ซึ่งเป็นตัวกลางที่นำดินจากทางภาคเหนือของประเทศไปตกตะกอนตลอดเส้นทางที่ไหลผ่าน กววด ทวาย ที่มีขนาดเม็ดใหญ่กว่าจะตกตะกอนก่อน ดินตะกอน (Silt) ที่มีขนาดเม็ดรองลงมาก็จะตกตะกอนบริเวณภาคเหนือตอนล่าง ส่วนดินตะกอนขนาดเล็กคือขนาดเม็ดดินเหนียวจะเริ่มตกตะกอนบริเวณที่ราบภาคกลาง และปริมาณของดินเหนียวจะมากขึ้นในพื้นที่ภาคกลางตอนล่าง

พื้นที่ภาคกลางตอนล่างตั้งแต่จังหวัดชัยนาทลงมาถึงอ่าวไทย แต่เดิมเป็นแอ่งหินรูปกระทะหงาย อันเกิดจากการยุบตัวของหินดาน มีความลึกของก้นกระทะประมาณ 2000 เมตร เนื้อชั้นหินเป็นตะกอนของดินทรายสลับกับดินเหนียวที่สันนิษฐานว่า ถือกำเนิดมาตั้งแต่ยุคโบราณหลายล้านปี มีเฉพาะส่วนบนที่เป็นชั้นดินเหนียวอ่อนหนาประมาณ 10-18 เมตร

สภาพธรณีวิทยาในบริเวณนี้สามารถแบ่งองค์ประกอบที่สำคัญได้ดังแสดงในรูปที่

2.1 คือ

1. โครงสร้างแอ่งหิน (Basement rock) เป็นชั้นหินดานที่มีอายุนับร้อยล้านปีแล้วได้เกิดมีการยุบตัวของชั้นหินทำให้เกิดเป็นแอ่งหินขนาดใหญ่ที่รองรับดินตะกอน ปัจจุบันพบว่าอยู่ลึกประมาณ 500-2000 เมตรจากผิวดิน

2. ชั้นดินตะกอนยุคควาเทอร์นารี (Quaternary period) ครอบคลุมช่วงเวลา 7 ล้านปีก่อนปัจจุบัน ประกอบด้วย 3 สมัย คือ สมัยโฮโลซีน (Holocene epoch) มีช่วงเวลาหนึ่งหมื่นล้านปีถึงปัจจุบัน สมัยไพลสโตซีน (Pleistocene epoch) มีช่วงเวลา 2.0-3.0 ล้านปี และ สมัยไพลโอซีน (Pliocene epoch) มีช่วงเวลา 7 ล้านปี ดังแสดงตามตารางที่ 2.1 ซึ่งยุค Quaternary period นี้ได้เกิดการสะสมตัวของตะกอนดินในแอ่งนี้หลากหลายประเภทของชั้นดินตะกอน จนมีความหนาสูงสุดถึง 2000 เมตร ตะกอนดินที่สะสมตัวในช่วงนี้ส่วนใหญ่เป็นตะกอนของดินเนื่องจากอิทธิพลจากธารน้ำ (Fluvial dominated)

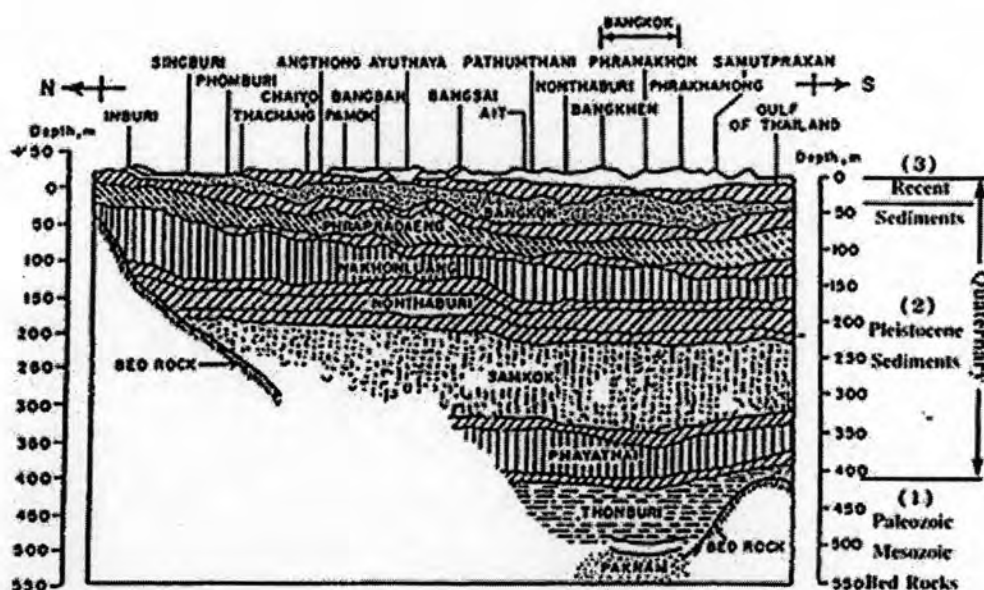
3. ชั้นดินตะกอนตอนปลายของยุคควาเทอร์นารี (Late Quaternary period) เป็นสมัยที่มีอายุตั้งแต่ประมาณ 11000 ปีที่ผ่านมาจนถึงปัจจุบัน ซึ่งในช่วงนี้มีชั้นดินที่สำคัญเกิดขึ้น คือ

- ชั้นดิน Late Pleistocene epoch เป็นการตกตะกอนของดินทรายเป็นส่วนใหญ่โดยมีดินเหนียวและกรวดแทรกอยู่ ตอนบนสุดของดินตะกอนชุดนี้เป็นชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay)
- ชั้นดินช่วง Holocene epoch ในช่วงนี้เป็นผลจากการละลายตัวของภูเขาน้ำแข็ง ทำให้ระดับน้ำทะเลเฉลี่ยสูงขึ้น พร้อมกับที่มีการยกตัวของเปลือกโลกทำให้พื้นดินมีความสูงต่ำ ประกอบกับได้มีการแกว่งตัวขึ้นลงของระดับน้ำทะเลอย่างรวดเร็วติดต่อกันช่วงระยะเวลาหนึ่ง ทำให้เกิดการตกตะกอนของดินเหนียว ซึ่งรวมถึงชั้นดินเหนียวอ่อนปากแม่น้ำ (Soft deltaic clay) แห่งลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาด้วย ที่เรียกว่า ดินเหนียวกรุงเทพฯ (Bangkok Clay)

ตารางที่ 2.1 ตารางธรณีกาล (ว.ส.ท., 2520)

มหายุค (Era)	ยุค (Period)	สมัย/อนุยุค (Series or Epoch)	ช่วงระยะเวลาเป็นล้านปีก่อนถึงปัจจุบัน
ซีโนโซอิก (Cenozoic)	ควาเทอร์นารี (Quaternary)	โฮโลซีน (Holocene)	0.01
		ไพลสโตซีน (Pleistocene)	2.0 ถึง 3.0
		ไพโอซีน (Pliocene)	7
	เทอร์เชียรี (Tertiary)	ไมโอซีน (Miocene)	25
		โอลิโกซีน (Oligocene)	40
		อีโอซีน (Eocene)	60
		พาลีโอซีน (Paleocene)	60 ถึง 70
มีโซโซอิก (Mesozoic)	ครีเทเชียส (Cretaceous)	135	
	จูแรสซิก (Jurassic)	180	
	ไทรแอสซิก (Triassic)	225	
พาลีโอโซอิก	เพอร์เมียน (Permian)	270	

(Paleozoic)	คาร์บอนิเฟอรัส (Carboniferous)	เพนซิลเวเนียน (Pennsylvanian)	325
		มิสซิสซิปปีเนียน (Mississippian)	350
		ดีโวเนียน (Devonian)	400
		ไซลูเรียน (Silurian)	440
		ออร์โดวิเนียน (Ordovician)	500
		แคมเบรียน (Cambrian)	550 ถึง 600
พรีแคมเบรียน (Precambrian)	ยังไม่มี การตกลง จะใช้ชื่อยุคอะไรเป็น มาตรฐาน		หรือมากกว่า



รูปที่ 2.1 รูปตัดตามแนวเหนือ - ใต้ ลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่าง (สง่า, 2540)

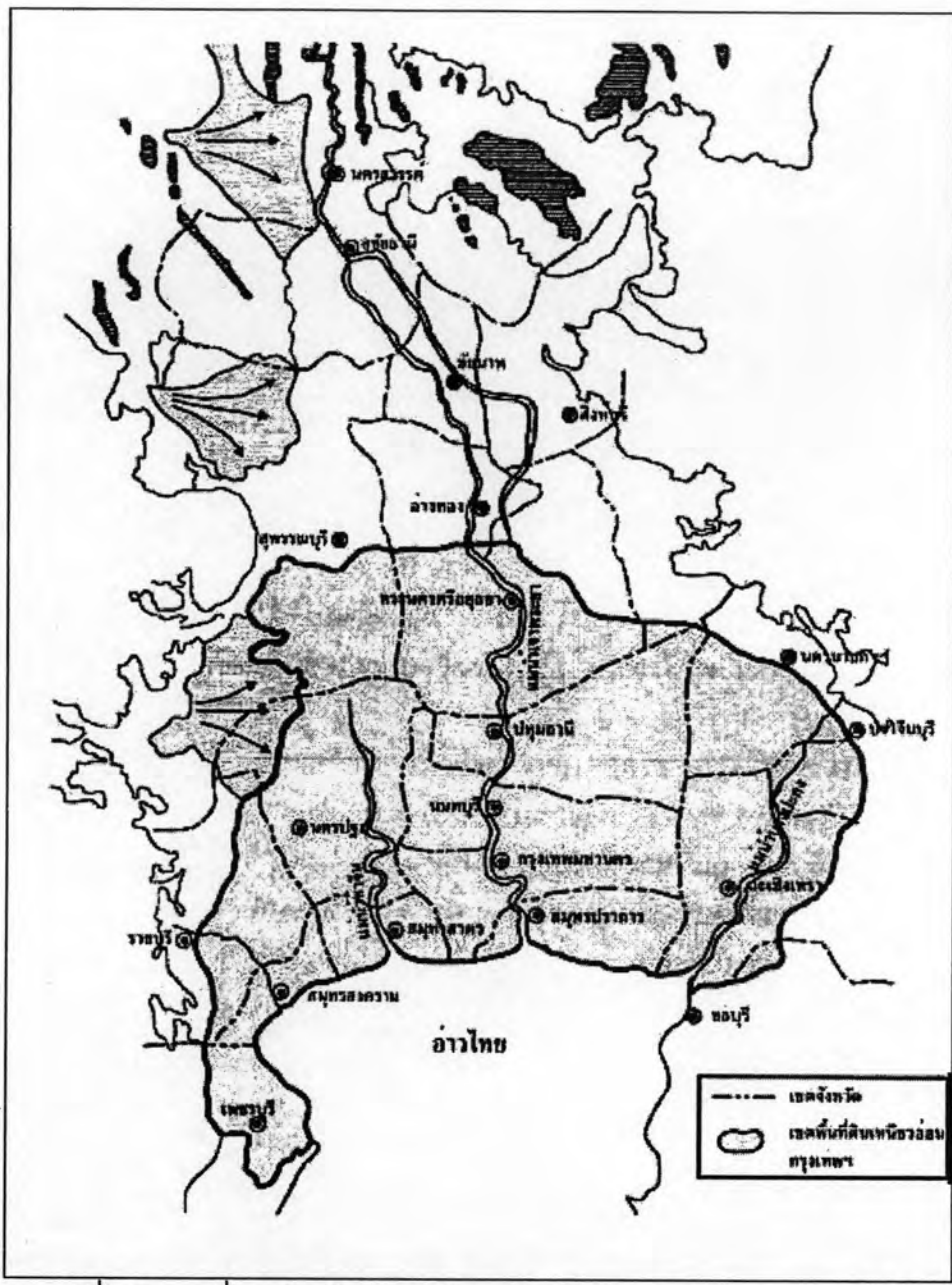
2.1.2 สภาพชั้นดินอ่อนกรุงเทพฯ

ชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เป็นดินตะกอนสามเหลี่ยมปากแม่น้ำที่เกิดใน Holocene epoch ที่ได้รับอิทธิพลจากแม่น้ำเจ้าพระยาและแม่น้ำท่าจีนเป็นส่วนใหญ่ มีแม่น้ำแม่กลองและแม่น้ำบางปะกงเสริมอยู่ทางทิศตะวันตกและตะวันออกตามลำดับ ดินตะกอนผิวน้ำปก

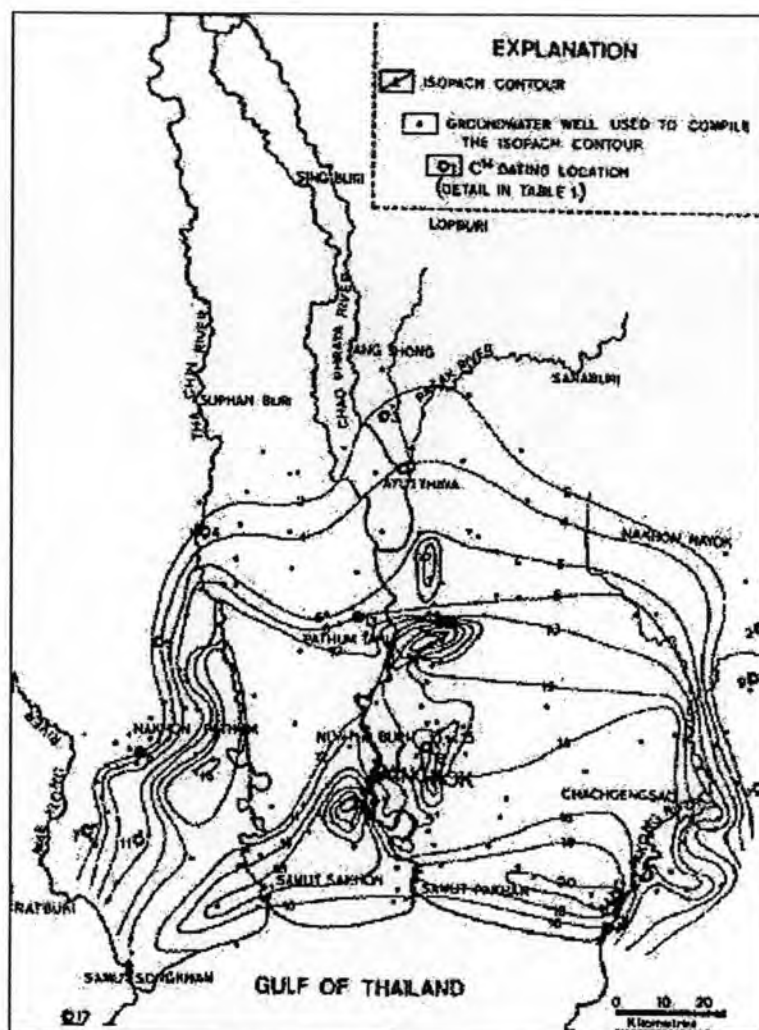
คลุมเต็มพื้นที่และบางส่วนของ 14 จังหวัด ดังแสดงในรูปที่ 2.2 (ราชบุรี สมุทรสาคร สมุทรสงคราม กรุงเทพฯ สมุทรปราการ ชลบุรี นครปฐม นนทบุรี ปทุมธานี ฉะเชิงเทรา สุพรรณบุรี พระนครศรีอยุธยา นครนายก และปราจีนบุรี) รวมพื้นที่ทั้งหมดประมาณ 14,000 ตารางกิโลเมตร วัดความกว้างบริเวณปากอ่าวไทย (จากราชบุรีไปชลบุรี) ได้ระยะทางประมาณ 140 กิโลเมตร และวัดขึ้นไปทางเหนือสิ้นสุดที่บริเวณจังหวัดพระนครศรีอยุธยา ได้ระยะทางประมาณ 100 กิโลเมตร (ว.ส.ท., 2520)

2.1.3 ลักษณะชั้นดินกรุงเทพฯ

Moh (1969) เป็นผู้เรียกเฉพาะชั้นดินส่วนที่เป็นดินเหนียวอ่อนที่วางตัวอยู่ตอนบนสุดของดินตะกอนในพื้นที่ราบลุ่มภาคกลางตอนล่างว่า Bangkok clay รูปลักษณะของชั้นดินนี้เป็นรูปคล้ายแอ่งกระทะค่อนข้างลึก ท้องของแอ่งจะค่อนข้างมาทางปากอ่าวไทย ความหนาของชั้นดินส่วนใหญ่ประมาณ 10-18 เมตร ยกเว้นพื้นที่ทางตอนเหนือตั้งแต่จังหวัดปทุมธานีขึ้นไปจนถึงที่บริเวณจังหวัดพระนครศรีอยุธยา ที่ความหนาค่อยๆ ลดลงจาก 10 เมตรไปจนกระทั่งไม่มีความหนาที่ปลายสุด สำหรับขอบของแอ่งด้านตะวันออกและตะวันตกมีความชันและความหนาลดลงรวดเร็วมากกว่าด้านทิศเหนือ รูปลักษณะของชั้นดินนี้ตามที่แสดงโดย Isopach map ในรูปที่ 2.3 พร้อมทั้งแบ่งชั้นดินออกเป็น ดินเหนียวที่ผุดด้วยลมและฝน (Weathered clay) ดินเหนียวอ่อน (Soft clay) ดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) และ ชั้นดินทรายและกรวดที่วางตัวสลับกันไปมา ตามลำดับจากพื้นดิน



รูปที่ 2.2 แผนที่เขตจังหวัดและเขตดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (ว.ส.ท., 2520)



รูปที่ 2.3 Isopach map ของความหนาดินเหนียวกรุงเทพฯ (Nutalaya และ Rau, 1981)

ชาญชัย (2542) ได้รวบรวมและสรุปลักษณะชั้นดินกรุงเทพฯ แต่ละชั้นจากผิวดิน ดังแสดงในตารางที่ 2.2 และรูปที่ 2.4 โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

ดินชั้นบน (Top soil หรือ Weathered Bangkok clay) มีลักษณะเป็นดินเหนียวสีเทาและน้ำตาล มีความหนาประมาณ 1-4 เมตร มักอยู่ในสภาพที่มีความแข็งปานกลาง เนื่องจากดินชั้นนี้ถูกกระบวนการทางธรรมชาติเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติของดินจากต้นกำเนิดเดิมไปมาก กล่าวคือ ผิวดินบนถูกแดดเผาและปฏิกิริยาคาพิลลารี (Capillary action) ทำให้เกิดเปลือกโลกแห้ง (Drying crust) ได้ Drying crust เกิดกระบวนการร่อนทำลายทางเคมี (Chemical weathering) และเนื้อดินได้รับการชะล้างจากน้ำที่ซึมลงไปในดิน (Leaching) ทำให้เกิด Weathering zone (Drying crust รวมกับ Weathered zone เรียกว่า Crust) ผลพวงจากกระบวนการทางธรรมชาติต่างๆ ทำให้ชั้น Crust มีปริมาณน้ำในดิน (Water content) ลดลงประมาณ 20-30 เปอร์เซ็นต์ โดยมีปริมาณน้ำในดินประมาณ 35-70 เปอร์เซ็นต์ หนว้น้ำหนัก

(Unit weight) เพิ่มขึ้นประมาณ 6-7 % โดยมีค่าหน่วยน้ำหนักประมาณ 1.6-1.9 ตัน/ม³ สัดส่วนการอัดตัวคายน้ำ (Overconsolidation ratio, OCR) เพิ่มขึ้น จากการเก็บข้อมูลชั้นดินของผู้วิจัยมีค่า OCR ประมาณ 2-11 และมีปริมาณเกลือในดิน (Salt content) ต่ำลง ในบริเวณส่วนใต้ของกรุงเทพฯ ใกล้ปากอ่าวจะไม่ค่อยพบดินชั้นนี้

ชั้นดินเหนียวอ่อนมากถึงแข็งปานกลาง (Very soft to medium Marine clay) เป็นดินเหนียวที่มีสีเทาเข้มหรือเทาปนเขียว หนาประมาณ 10-15 เมตร เป็นดินที่มีค่าปริมาณความชื้นในมวลดินสูงเกือบเท่าปริมาณความชื้นที่ขีดเหลว (Liquid limit) โดยมีค่าความชื้นประมาณ 50 -100 เปอร์เซ็นต์ มีหน่วยน้ำหนักประมาณ 1.8 – 2.0 ตัน/ม³ มีค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (s_u) ประมาณ 1-2 ตันต่อตารางเมตร และจากการเก็บข้อมูลชั้นดินของผู้วิจัยมีค่า OCR ประมาณ 1.1-3.3

ชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก (Stiff to very stiff clay) เป็นดินเหนียวแข็งชั้นแรกสีเทาและน้ำตาลที่มีความหนาประมาณ 5-10 เมตร ความหนาจะน้อยในบริเวณทางเหนือและตะวันตกของส่วนกลางกรุงเทพฯ ค่าปริมาณความชื้นประมาณ 20-30 เปอร์เซ็นต์ มีหน่วยน้ำหนักประมาณ 2.0 – 2.1 ตัน/ม³ s_u มีค่าประมาณ 5-23 ตันต่อตารางเมตร และจากการเก็บข้อมูลชั้นดินของผู้วิจัยมีค่า OCR ประมาณ 1.1-1.7

ชั้นทรายชั้นแรก (First silty sand layer) จะพบที่ความลึกประมาณ 22-25 เมตร โดยมีความหนาไม่แน่นอนกล่าวคือมีความหนาประมาณ 5-15 เมตร ทรายชั้นนี้เป็นทรายเม็ดละเอียด ในบางพื้นที่อาจพบดินเหนียวหรือดินตะกอน (Silt) ปนอยู่บ้าง มีค่าปริมาณความชื้นประมาณ 20-25 เปอร์เซ็นต์ มีหน่วยน้ำหนักประมาณ 2.0 – 2.1 ตัน/ม³ และจากการเก็บข้อมูลชั้นดินของผู้วิจัยมีค่า N ประมาณ 33 – 68 ครั้ง/ฟุต

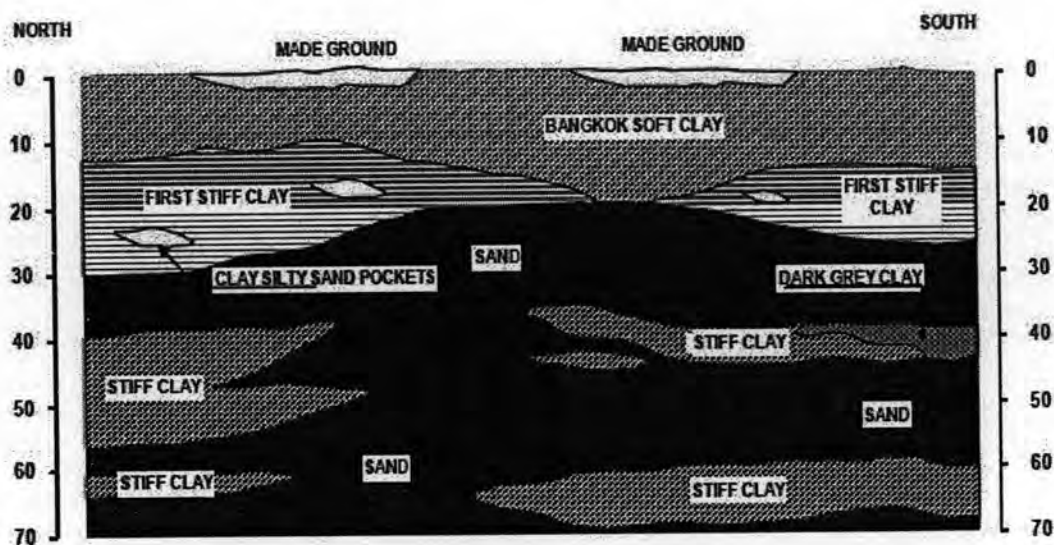
ชั้นดินเหนียวแข็งมากถึงดินเหนียวแข็งดินดาน (Very stiff to Hard clay) จะอยู่ถัดจากชั้นทรายชั้นแรกซึ่งในบางบริเวณของพื้นที่กรุงเทพฯ จะไม่พบดินชั้นนี้ ลักษณะดินมีแนวโน้มที่จะเป็นดินเหนียวที่มีสภาพอัดแน่นเกินตัวน้อย (Slightly overconsolidated clay) โดยมีค่า OCR ประมาณ 1.1-1.4 หรือดินเหนียวสภาพอัดแน่นปกติ (Normally consolidated clay) มีค่า s_u มากกว่า 15 ตันต่อตารางเมตร มีหน่วยน้ำหนักประมาณ 1.8 – 2.2 ตัน/ม³ และจากการเก็บข้อมูลชั้นดินของผู้วิจัยมีค่า N ประมาณ 25-90 ครั้ง/ฟุต

ชั้นทรายชั้นที่สอง (Second sand layer) โดยทั่วไปจะพบที่ความลึกมากกว่า 50 เมตร เป็นดินทรายที่มีสภาพแน่นมาก จากการเก็บข้อมูลชั้นดินของผู้วิจัยมีค่า N ประมาณ 50-90 ครั้ง/ฟุต

ตารางที่ 2.2 สรุปลักษณะชั้นดินกรุงเทพฯ แต่ละชั้นจากผิวดิน (ชาญชัย, 2542)

Soil Type	Depth (m)		W_n [%]	LL [%]	PL [%]	PI [%]	LI	γ [t/m ³]
	From	to						
Weathered Clay	0	2	35-70	35-70	-	23-30	0.7-1.0	1.60-1.80
Soft Clay	1	16	65-90	65-90	30-40	40-63	0.6-0.9	1.50-1.70
Stiff Clay	10	25	24-34	40-75	20-28	18-50	0.1-0.2	1.90-2.00
First Sand	14	38	17-25	-	-	-	-	1.80-2.10
Hard Clay	24	43	30-35	55-69	18-25	31-44	0.1-0.3	1.80-2.00
Second Sand	30	58	20	-	-	-	-	1.80-2.60
Hard Clay	24	43	30-35	55-69	18-25	31-44	0.1-0.3	2.04
Sand	67	85	19	-	-	-	-	-
Hard Clay	79	96	19-20	56-57	22-26	32-34	-0.1	2.00-2.10

- โดยที่ w_n คือ ปริมาณน้ำในดิน (Water content)
 PL คือ ขีดพลาสติก (Plastic limit)
 LI คือ ดรรชนีสภาพของเหลว (Liquidity index)
 LL คือ ขีดเหลว (Liquid Limit)
 PI คือ ดรรชนีสภาพพลาสติก (Plasticity index)
 γ คือ หน่วยน้ำหนักรวม (Total unit weight)



รูปที่ 2.4 ลักษณะทั่วไปของชั้นดินกรุงเทพฯ (Teparaksa et al, 2006)

Tonyagate (1978) สรุปคุณสมบัติโดยทั่วไปของดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็ง กรุงเทพฯ ในแต่ละพื้นที่ไว้ดังตารางที่ 2.3 และ 2.4 ตามลำดับ

ตารางที่ 2.3 สรุปค่าคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Tonyagate, 1978)

Soil properties	A.I.T.	บางกอกน้อย	ปทุมวัน	หนองจุก	ป้อมพระจุล
Natural water content; %	60-90	50-80	50-90	50-140	40-130
Liquid limit; %	70-100	50-90	50-90	70-130	60-120
Plastic limit; %	25-40	20-40	20-40	20-60	20-40
Plasticity index; %	40-70	20-60	20-60	40-80	30-80
Liquidity index	0.6-1.2	0.5-1.2	0.4-1.3	0.6-1.4	0.4-1.2
Total unit weight; t/m ³	1.45-1.65	1.5-1.8	1.5-1.7	1.3-1.7	1.4-1.8
Void ratio	1.6-2.5	1.3-2.1	1.3-2.3	1.8-3.8	1.4-3.0
Specific gravity	2.67-2.73	2.65-2.71	2.63-2.73	2.69-2.76	2.67-2.75
Salt content, g/l	4-10	-	4-10	10-20	-

pH	6-8	-	7-9	8-9	-
Organic content; %	4-9	-	1-3	2-5	3-5

ตารางที่ 2.4 สรุปค่าคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ (Tonyagate, 1978)

Soil properties	A.I.T.	บางกอกน้อย	ปทุมวัน	หนองจุก	ป้อมพระจุล
Natural water content ; %	20-30	20-30	20-40	20-30	20-40
Liquid limit; %	40-80	30-70	40-80	30-50	40-100
Plastic limit; %	15-30	15-30	20-30	15-30	15-35
Plasticity index; %	20-50	15-50	20-60	10-30	20-80
Liquidity index	-0.2-0.4	-0.2-0.4	-0.2-0.4	-0.2-0.4	0-0.6
Total unit weight; t/m ³	1.9-2.1	1.8-2.2	1.9-2.3	1.9-2.3	1.8-2.2
Void ratio	0.6-1.0	0.4-1.0	0.6-0.8	0.6-0.8	0.6-1.2
Specific gravity	2.72-2.78	2.65-2.75	2.65-2.75	2.65-2.75	2.67-2.76
Salt content, g/l	25-40	-	12-20	12-20	-
pH	8-10	-	7-9	7-9	-

2.2 คุณสมบัติพื้นฐานของชั้นดิน (Basic Soil Properties)

คุณสมบัติพื้นฐานของดิน (Basic soil properties) ที่สำคัญประกอบด้วย Natural water content (w_n), Atterberg's limits และ Unit weight โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

2.2.1 ความชื้นในมวลดิน (Natural water content, w_n) คืออัตราส่วนระหว่างน้ำหนักของน้ำที่มีในช่องว่างระหว่างเม็ดดินต่อน้ำหนักของเม็ดดินในมวลดินนั้น ดังแสดงในสมการ

$$w_n (\%) = \frac{w_w}{w_s} \times 100 \dots\dots\dots (2.1)$$

โดยที่ w_w และ w_s คือ น้ำหนักของน้ำที่มีในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน และ น้ำหนักของเม็ดดินในมวลดินตามลำดับ

2.2.2 ขีดจำกัดของแอตเตอร์เบิร์ก (Atterberg's limits) คือจุดแบ่งปริมาณน้ำที่ทำให้มวลดินเม็ดละเอียด (Fine-grained soil) มีสถานะสภาพความเหลวต่างๆกัน บางครั้งเรียกว่า พิกัดความชื้นเหลว (Consistency limits) ซึ่งประกอบไปด้วย พิกัดเหลว (Liquid limit, LL) พิกัดพลาสติก (Plastic limit, PL) และพิกัดหดตัว (Shrinkage limit, SL)

2.2.3 หน่วยน้ำหนักของมวลดิน (Unit weight, γ) สามารถนิยามได้สองชนิดด้วยกันคือ

- หน่วยน้ำหนักทั้งหมดของมวลดิน (Total unit weight, γ_t) คืออัตราส่วนระหว่างน้ำหนักทั้งหมดของมวลดินต่อปริมาตรทั้งหมดของมวลดิน นั่นคือ

$$\gamma_t = \frac{w}{V} = \frac{w_s(1 + w_n)}{V} \dots\dots\dots (2.2)$$

โดยที่ w_s และ V คือ น้ำหนักทั้งหมดของมวลดิน และ ปริมาตรทั้งหมดของมวลดินตามลำดับ

- หน่วยน้ำหนักของมวลดินแห้ง (Dry unit weight, γ_d) คืออัตราส่วนระหว่างน้ำหนักของมวลดินอย่างเดียวต่อปริมาตรทั้งหมดของมวลดิน นั่นคือ

$$\gamma_d = \frac{w_s}{V} \dots\dots\dots (2.3)$$

2.3 คุณสมบัติทางวิศวกรรมด้านกำลังของชั้นดิน (Strength properties)

คุณสมบัติทางด้านกำลังของดินจะอ้างถึง ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือน (Shear strength) โดยที่ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของดินสามารถหาได้จากการทดสอบทั้งในห้องปฏิบัติการและในสนาม ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนมีสองประเภทคือ

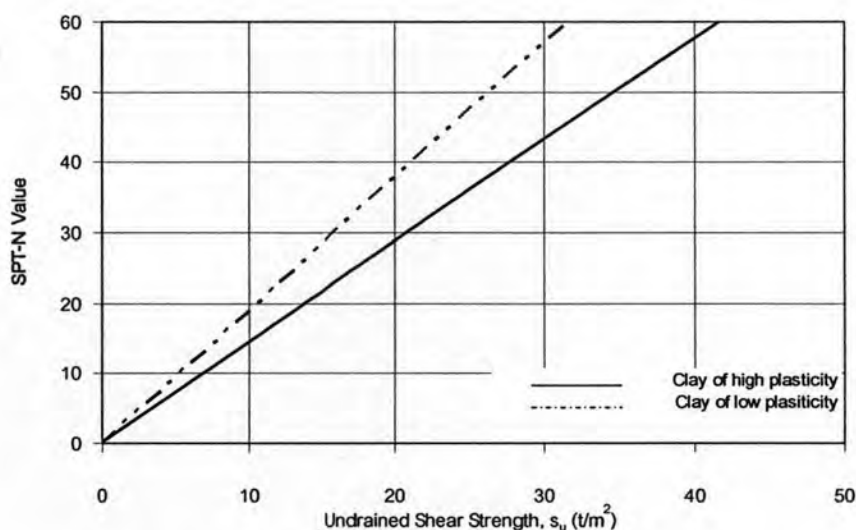
2.3.1 ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนแบบไม่คายน้ำ (Undrained shear strength, s_u) เป็นค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนเฉพาะของดินเหนียวอิมิตัวในสภาพการกระทำอย่างรวดเร็วโดยไม่ยอมให้น้ำระบายออกมา ซึ่งสามารถหาได้จากการทดสอบในสนามโดยใช้ใบมีดมาตรฐาน (Field vane test) และการทดสอบในห้องปฏิบัติการแบบไม่มีแรงอัดรอบข้าง (Unconfined compression test) และการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่คายน้ำ (Unconsolidated undrained test, UU test)

หรือ Consolidated undrained test, CU test) หรือการใช้ความสัมพันธ์แบบเอ็มพีริคัล (Empirical) ระหว่างค่า N จากการทดสอบตอกทะลวงแบบมาตรฐาน (Standard Penetration Test, SPT) กับ s_u ที่เสนอโดยวีระนันท์ (2526) สำหรับดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ ชั้นแรก ได้ให้ความสัมพันธ์ดังแสดงในรูปที่ 2.5 โดยข้อมูลส่วนใหญ่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า Blow count (N) จากการทดสอบ SPT กับ s_u ดังนี้

$$s_u = 0.685N \text{ (ตันต่อตารางเมตร) สำหรับดินเหนียวประเภท CH}$$

$$s_u = 0.520N \text{ (ตันต่อตารางเมตร) สำหรับดินเหนียวประเภท CL}$$

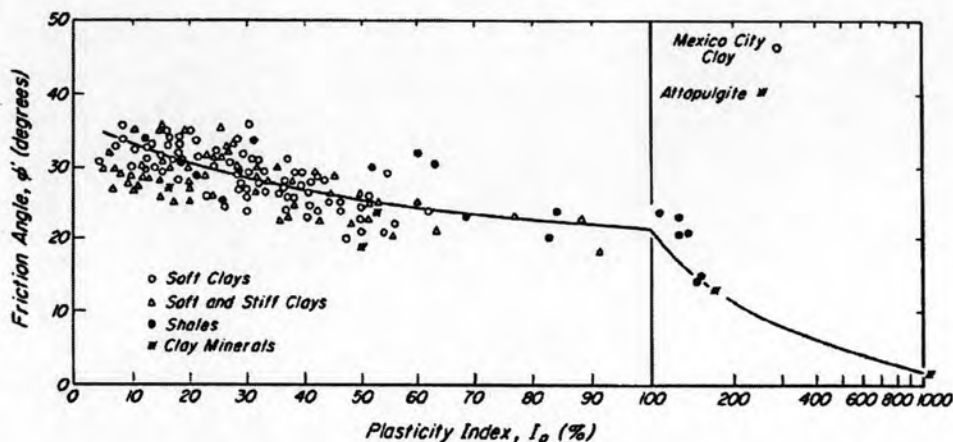
N วัดในค่าจำนวนครั้งต่อฟุต โดยการจำแนกดินเหนียวใช้ระบบ Unified Soil Classification (USCS) และค่า N ที่ใช้เป็นค่าที่วัดได้โดยไม่ต้องมีการปรับแก้



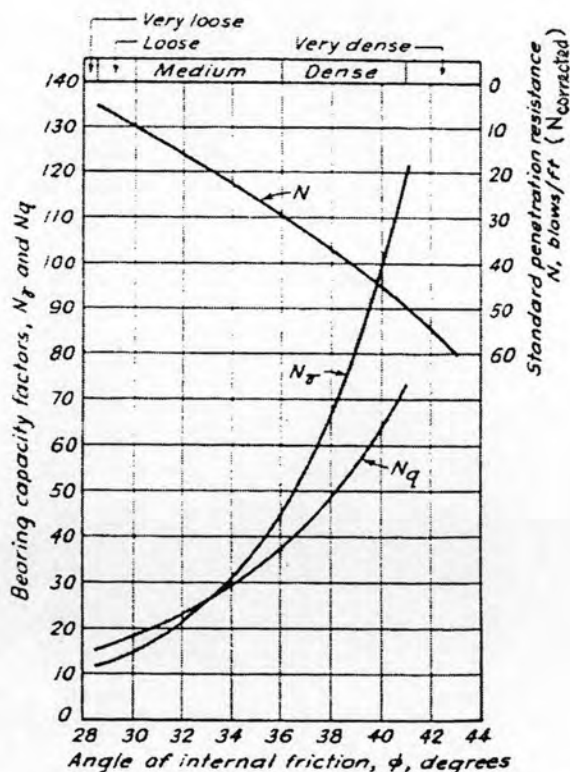
รูปที่ 2.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง N กับ s_u (วีระนันท์, 2526)

2.3.2 ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนแบบประสิทธิผล (Effective shear strength, τ) โดยค่ากำลังแบบนี้จะนิยามโดยใช้ค่าคงที่สองตัวคือ มุมของแรงเสียดทานภายใน (Angle of internal friction, ϕ') และ ค่าความเชื่อมแน่น (Cohesion intercept, c') ซึ่งสามารถหาได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการโดยใช้กล่องเฉือนโดยตรง (Direct shear test) และการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบคายน้ำ (Consolidated drained test, CD test) ทั้งนี้ค่ามุมของแรงเสียดทานภายในยังสามารถประมาณได้จากการทดสอบการทะลวงมาตรฐาน (Standard penetration test, SPT) หรืออาจจะประมาณค่ามุมต้านทานแรงเฉือนภายในที่ใช้ในการวิเคราะห์สำหรับดินเหนียวได้โดย

ใช้ความสัมพันธ์กับค่าดัชนีพลาสติก (Plasticity index, PI) ดังแสดงในรูปที่ 2.6 ส่วนค่า Angle of internal friction สำหรับดินทรายนั้น ประมาณได้โดยใช้ความสัมพันธ์กับค่า Blow count จาก Standard penetration test (SPT-N) ดังแสดงในรูปที่ 2.7



รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Angle of internal friction กับค่า Plasticity index สำหรับดินเหนียวโดย Terzaghi et al. (1996)



รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง Angle of internal friction กับค่า SPT-N สำหรับดินทรายโดย Peck et al. (1974)

2.3.3 โมดูลัสของดิน (Soil modulus) เป็นพารามิเตอร์ที่สำคัญที่มีผลโดยตรงต่อการเคลื่อนตัวของดิน และค่าโมดูลัสของดินมีการเปลี่ยนแปลงเนื่องจากระดับของหน่วยแรงที่เปลี่ยนแปลงไป และการหาค่าโมดูลัสของดินได้จากอัตราส่วนระหว่างค่าเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงเค้นในแนวตั้งกับค่าเปลี่ยนแปลงความเครียดทางตั้งในสภาพที่ดินไม่มีการระบายน้ำแบบ 3 มิติ โดยมีสมมุติฐานให้ดินเป็นวัสดุแบบ Ideal Elastic (Davis และ Poulos, 1963) ดังนี้

$$E_u = \frac{3E'}{2(1+\nu')} \dots\dots\dots (2.4)$$

$$E' = \frac{(1+\nu')(1-2\nu')}{m_v(1-\nu')} \dots\dots\dots (2.5)$$

โดยที่ E' และ ν' คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของดินในสภาพระบายน้ำ และอัตราปัวซองในสภาพระบายน้ำของดินตามลำดับ

2.4 หลักการพื้นฐานของการทรุดตัว

เมื่อพิจารณามวลดินจะประกอบไปด้วย เม็ดดิน น้ำ และอากาศโดยที่น้ำและอากาศจะอยู่ในช่องว่างหรือโพรงระหว่างเม็ดดิน

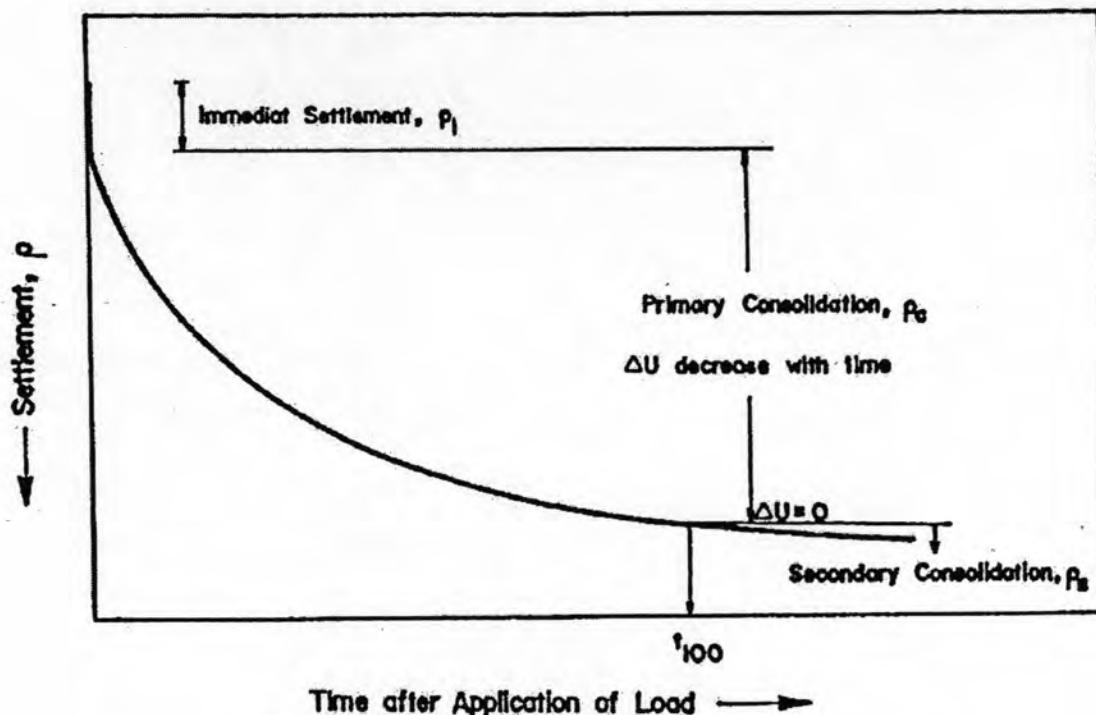
เมื่อน้ำหนักกระทำต่อดินเหนียวที่อิ่มตัว ซึ่งมีค่าความสามารถซึมผ่านได้ (Permeability) ต่ำ ในทันทีทันใด ภายหลังจากให้น้ำหนัก น้ำจะเป็นตัวรับน้ำหนักไว้ทั้งหมดและในเวลาต่อมาเมื่อน้ำในโพรงมีการระบายออก ผลที่ตามมาคือน้ำหนักจะถูกส่งถ่ายไปยังเม็ดดิน พร้อมทั้งปริมาณช่องว่างระหว่างเม็ดดินจะลดลงด้วย พฤติกรรมที่กล่าวมานั้นถูกนิยามว่า ขบวนการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) ในทางปฏิบัติจะถือว่าการทรุดตัวของโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนดินอาจแบ่งออกเป็นสองลักษณะใหญ่ๆ คือ

- การทรุดตัวในดินที่เกิดขึ้นทันทีเมื่อดินได้รับหน่วยแรงภายนอกมากกระทำ
- การทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา กล่าวคือ เมื่อเวลาเพิ่มขึ้นการทรุดตัวก็จะเพิ่มขึ้นด้วย โดยที่อัตราการทรุดตัวจะลดลงไปเรื่อยๆ เมื่อเวลาเพิ่มมากขึ้น ทางภาคปฏิบัติการทรุดตัวจะหยุดลงเมื่ออัตราการทรุดตัวช้ามากเมื่อเทียบกับเวลา

การทรุดตัวอันเนื่องมาจากน้ำหนักของโครงสร้างประกอบด้วย

2.4.1 การประมาณการทรุดตัวทั้งหมด

การทรุดตัวทั้งหมด (Total Settlement; ρ_T) ของฐานรากจะมาจากการทรุดตัวต่างๆรวมกันได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.8 คือ



รูปที่ 2.8 ส่วนประกอบการทรุดตัว (ชินะวัฒน์, 2544)

$$\rho_T = \rho_i + \rho_c + \rho_s \dots\dots\dots (2.6)$$

- โดยที่ ρ_i คือ การทรุดตัวทันที (Immediate settlement)
- ρ_c คือ การทรุดตัวขั้นแรก (Primary consolidation)
- ρ_s คือ การทรุดตัวขั้นที่สอง (Secondary consolidation)

2.4.2 การทรุดตัวทันที (Immediate settlement, ρ_i)

เมื่อมีหน่วยแรงภายนอกมากกระทำแก่ดิน ความเครียดหรือการทรุดตัวจะเกิดขึ้นทันที ปริมาณความเครียดหรือการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจะขึ้นกับชนิดของดิน ความสามารถในการระบายน้ำของดิน ระบบหน่วยแรงที่มากระทำและขอบเขตจำกัดของทิศทางความเครียดที่จะเกิดขึ้น สำหรับการประมาณการทรุดตัวทันทีทันใดนี้ จะใช้ทฤษฎีอีลาสติก (Elastic theory) โดย

สำหรับดินที่มีความเชื่อมแน่น (Cohesive soil) จะใช้สมการของ Christian และ Carrier (1978) (ดังแสดงในรูปที่ 2.9) ดังนี้

$$\rho_i = \frac{\mu_0 \mu_1 q_n B}{E_d} \dots\dots\dots(2.7)$$

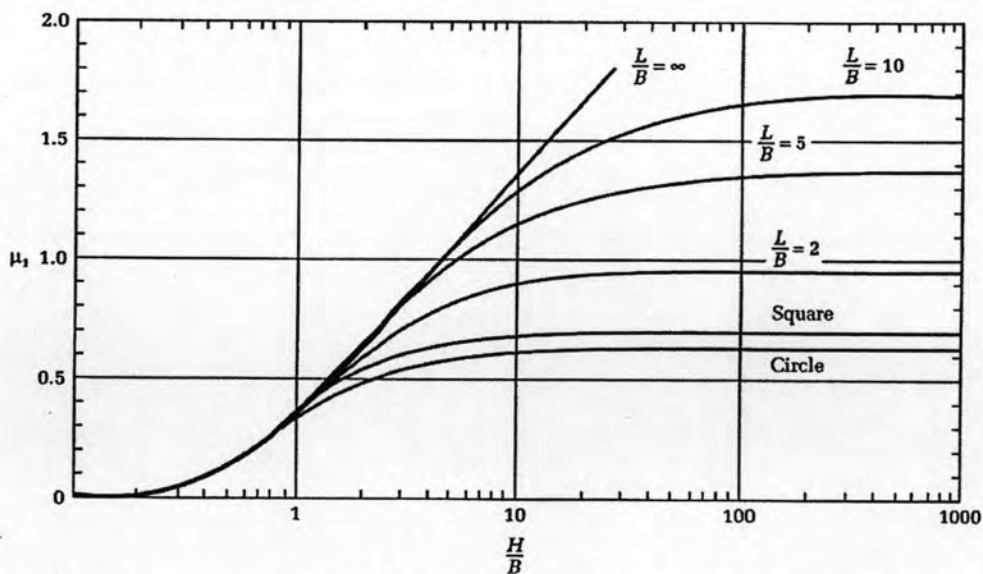
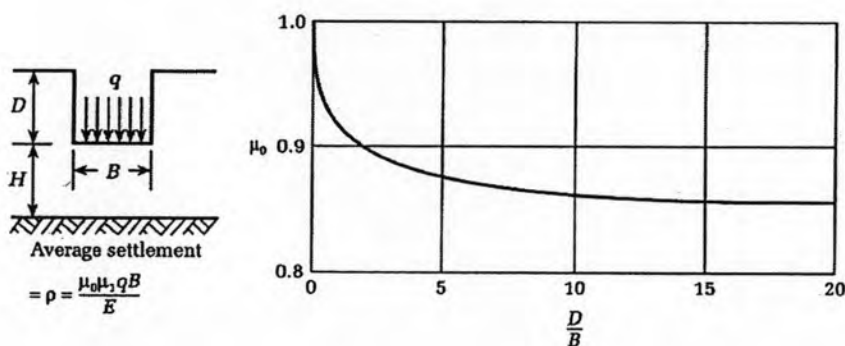
โดยที่ ρ_i คือ ค่าการทรุดตัวเฉลี่ยทันทีที่ทันใด

μ_0 คือ ค่าสัมประสิทธิ์ ขึ้นกับความลึกของโครงสร้าง (D) และความกว้างของโครงสร้าง (B)

μ_1 คือ ค่าสัมประสิทธิ์ ขึ้นกับรูปร่างของโครงสร้างและความหนาของชั้นดินที่ได้รับหน่วยแรงกระทำจากโครงสร้าง

q_n คือ แรงแดันฐานรากสุทธิ (Net foundation pressure)

E_d คือ โมดูลัสยืดหยุ่นแบบระบายน้ำ (Drained modulus)



รูปที่ 2.9 การวิเคราะห์การทรุดตัวแบบทันทีที่ทันใดของ Christian และ Carrier (1978)

2.4.3 การทรุดตัวขั้นแรก (Primary consolidation, ρ_c)

หลังจากมีแรงภายนอกมากระทำ แรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess pore water pressure) ที่เกิดขึ้นภายหลังจากดินได้รับหน่วยแรงกระทำภายนอกจะค่อยๆ ระบายออกจากมวลดิน ทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลจะค่อยๆ เพิ่มขึ้นและเกิดการทรุดตัวเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงปริมาตร ดินที่มีความเชื่อมแน่นจะมีค่าความซึมน้ำต่ำ น้ำสามารถไหลผ่านได้ยาก ทำให้การทรุดตัวอันเนื่องมาจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำนี้ต้องใช้เวลาช้านาน โดยคุณสมบัติการทรุดตัวแบบนี้ได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำในสภาพหนึ่งมิติ (One-dimensional consolidation test) และจะนิยามโดยใช้ค่าสัมประสิทธิ์การทรุดตัว (Coefficient of compressibility, m_v) ธรรมชาติการอัดตัว (Compression index, C_c) และธรรมชาติการอัดตัวอีกครั้ง (Recompression index, C_r) ทั้งนี้การเลือกใช้ค่า C_c หรือค่า C_r จะต้องพิจารณาถึงสถานะความเครียดในมวลดินว่าอยู่ในสถานะอัดตัวปกติ (Normally consolidated, NC) หรือ อัดตัวมากกว่าปกติ (Overconsolidated, OC) ซึ่งจะขึ้นกับค่า OCR และความเครียดที่เพิ่มขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกกระทำ การประมาณการทรุดตัวอันเนื่องมาจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำของดินจะใช้ทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำในหนึ่งมิติของ Terzaghi ซึ่งสามารถหาการทรุดตัวได้จากสมการดังนี้

สำหรับดินที่มีความเชื่อมแน่นที่มีค่า Overconsolidation ratio (OCR) เท่ากับ 1;

$$\rho_c = \sum_{j=1}^n \left[\frac{C_c}{(1+e_o)} \log \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{vo}} \right) L \right] \dots\dots\dots (2.8)$$

สำหรับดินที่มีความเชื่อมแน่นที่มีค่า OCR มากกว่า 1;

$$\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v \leq \sigma'_p; \rho_c = \sum_{j=1}^n \left[\frac{C_r}{(1+e_o)} \log \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{vo}} \right) L \right]$$

$$\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v \leq \sigma'_p; \rho_c = \sum_{j=1}^n \left[\frac{C_r}{(1+e_o)} \log \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{vo}} \right) L \right] \dots\dots\dots (2.9)$$

$$\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v > \sigma'_p;$$

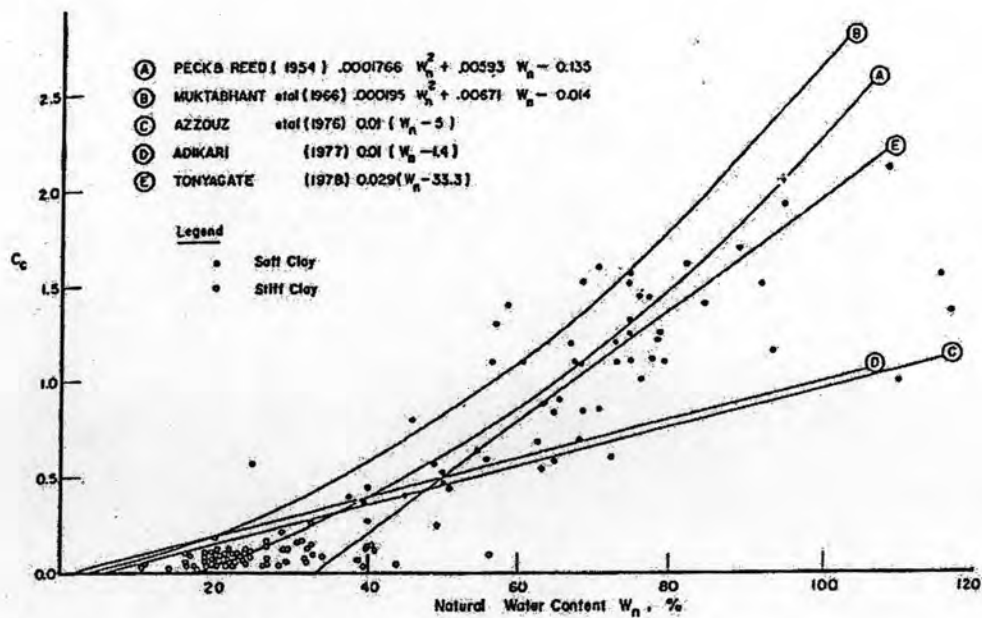
$$\rho_c = \sum_{j=1}^n \left[\left(\frac{C_r}{(1+e_o)} \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} \right) + \frac{C_c}{(1+e_o)} \log \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p} \right) \right) L \right] \dots\dots\dots (2.10)$$

โดยที่ ρ_c คือการทรุดตัวอันเนื่องมาจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำ

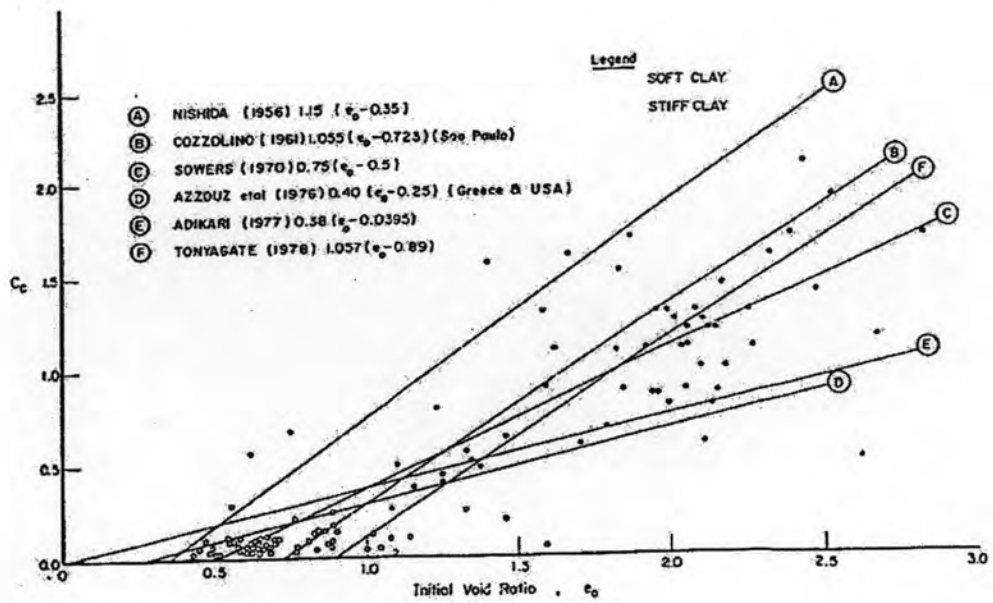
- C_r คือ ดรรชนีการอัดตัวซ้ำ (Recompression index)
- C_c คือ ดรรชนีการอัดตัว (Compression index)
- e_0 คือ อัตราส่วนช่องว่างของดินเริ่มแรก (Initial void ratio)
- $\Delta\sigma_v$ คือ หน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากแรงกระทำภายนอก
- σ'_p คือ หน่วยแรงที่เคยกดทับ (Preconsolidation stress)
- σ'_{v0} คือ ความเค้นในแนวตั้งประสิทธิผลเริ่มแรก (Initial vertical effective stress)
- L คือ ความหนาของชั้นดินที่เกิดการทรุดตัว

การกระจายของหน่วยแรงเนื่องจากน้ำหนักของโครงสร้าง (Stress distribution) จะคิดให้หน่วยแรงเนื่องจากน้ำหนักของโครงสร้างกระจายลงสู่ดินแบบประมาณโดยให้มีอัตราส่วนของกระจายหน่วยแรง 3:1 (ตั้ง:ราบ)

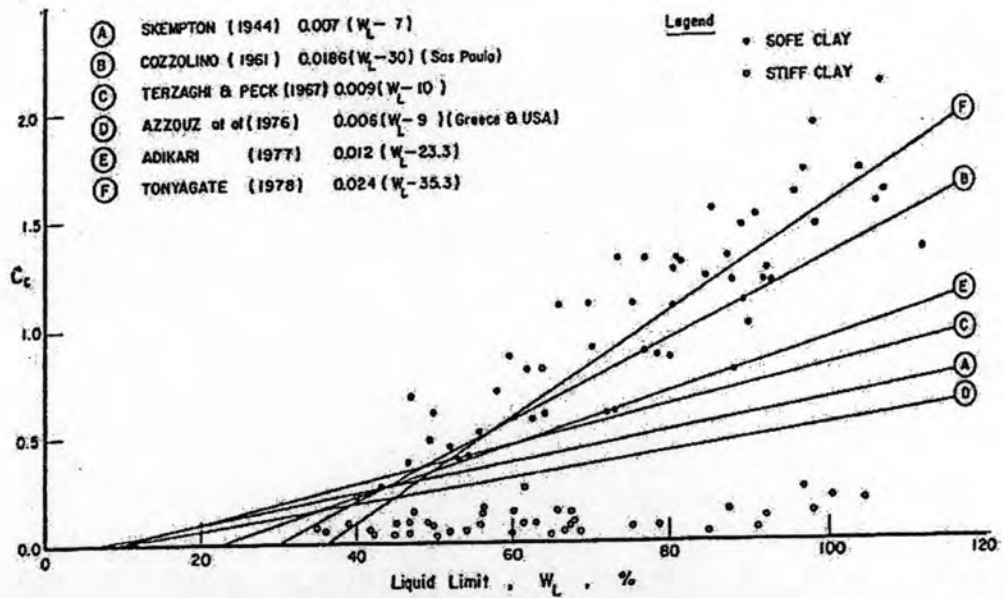
พรสวัสดี (2549) ได้อ้างถึง Asian Institute of Technology [A.I.T.] (1981) ว่า ได้ทำการศึกษาคุณสมบัติของดินในด้านการยุบอัดตัวของดินเหนียวกรุงเทพฯ และได้เปรียบเทียบสมการความสัมพันธ์ต่างๆ ที่ได้นำเสนอโดยนักวิจัยท่านอื่นๆ ได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.10, 2.11 และ 2.12 และยังได้รวบรวมความสัมพันธ์ระหว่าง Compressibility index กับ คุณสมบัติทางวิศวกรรมไว้ในตารางที่ 2.5



รูปที่ 2.10 ความสัมพันธ์ระหว่าง Compression index และ Natural water content (A.I.T., 1981)



รูปที่ 2.11 ความสัมพันธ์ระหว่าง Compression index และ Initial void ratio (A.I.T., 1981)



รูปที่ 2.12 ความสัมพันธ์ระหว่าง Compression index และ Liquid limit (A.I.T., 1981)

ตารางที่ 2.5 สมการสำหรับการหาค่า C_c และ CR สำหรับดินเหนียวกรุงเทพฯ (พรสวรรค์, 2549)

สมการ	ลักษณะดินที่ใช้	อ้างอิงจาก
$C_c = 0.000195w_n^2 + 0.00671w_n - 0.014$	All Clays	Muktabhant et al (1966)
$C_c = -0.08 + 0.01w_n$ $C_c = -0.11 + 0.47e_o$	Stiff Clays	Adikari (1977)
$C_c = 0.20 + 0.008w_n$ $C_c = 0.21 + 0.008w_L$ $C_c = 0.22 + 0.29e_o$ $C_c = 0.20 + 0.008w_L + 0.009e_o$	Soft Clays	Adikari (1977)
$C_c = -0.014 + 0.010w_n$ $C_c = -0.015 + 0.38e_o$ $C_c = -0.941 + 1.057e_o$	All Clays	Adikari (1977)
$C_c = 0.027(w_n - 14.86)$ $C_r = 0.005(w_n - 17.75)$	2 nd Stiff Clay Layer	Somsak (1985)
$CR = 0.0043w_n$ $CR = 0.0045w_L$	Soft Marine Clays	Cox (1968)
$CR = -0.037 + 0.00566w_n$ $CR = -0.013 + 0.00463w_L$	All Clays	Tonyagate (1978)
$CR = 0.0057w_n - 0.037$ $CR = 0.0046w_n - 0.013$	Bangkok Clays	Balasubraminium & Branner (1981)
$CR = 0.0050w_n$ for $w_n > 40\%$ $RR = 0.0012 (w_n - 20)$	Soft Clays	A.I.T. (1981)
$CR = 0.0025 w_n$ for $w_n < 40\%$ $RR = 0.0030 (w_n - 10)$	Stiff Clays	A.I.T. (1981)
$CR = 0.012 (w_n - 13.71)$ $RR = 0.0035 (w_n - 22.90)$	1 st Stiff Bangkok Clay Layer	Somsak (1985)

อัตราการทรุดตัว (Rate of settlement) ใช้ทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำในหนึ่งมิติของ Terzaghi ซึ่งสามารถคำนวณหาการทรุดตัวที่เวลาต่างๆได้ดังสมการ

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} \dots\dots\dots (2.11)$$

เมื่อ T_v คือ Time factor และเท่ากับ $\frac{\pi}{4} U_v^2$ เมื่อ U_v น้อยกว่า 50 เปอร์เซ็นต์ และเท่ากับ $-\frac{4}{\pi^2} \left[\ln \frac{\pi^2}{8} (1 - U_v) \right]$ เมื่อ U_v มากกว่า 50 เปอร์เซ็นต์

โดยที่ U_v คือ ระดับการอัดตัวคายน้ำ (Degree of consolidation)
 c_v คือ สัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (Coefficient of consolidation)
 t คือ ระยะเวลาในการทรุดตัว
 H คือ ความยาวน้ำไหลซึมที่ยาวที่สุด (Maximum drainage distance)

2.4.4 การทรุดตัวครั้งที่สอง (Secondary consolidation, ρ_s)

การทรุดตัวขั้นที่สองเป็นการทรุดตัวที่ขึ้นอยู่กับเวลา และไม่เกี่ยวข้องกับอัตราของการระบายออกของน้ำในโพรง เป็นพฤติกรรมทรุดตัวที่เกิดหลังจากการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำเสร็จสิ้นลง โดยการทรุดตัวนี้จะเกิดขึ้นอย่างช้าๆ โดยคุณสมบัติการทรุดตัวแบบนี้จะนิยามโดยใช้ค่าสัมประสิทธิ์การทรุดตัวระยะที่สอง (Coefficient of secondary compression, C_α) ซึ่งค่าการทรุดตัวครั้งที่สองหาได้จากสมการที่ 2.12

$$\rho_s = \sum_{j=1}^n \left[C_\alpha \log \left(\frac{t_j}{t_{100}} \right) L \right] \dots\dots\dots (2.12)$$

โดยที่ ρ_s คือการทรุดตัวครั้งที่สอง
 C_α คือค่าสัมประสิทธิ์การทรุดตัวระยะที่สอง
 t_j คือเวลาที่สนใจ $t_j > t_{100}$
 t_{100} คือเวลาเสร็จสิ้นขบวนการอัดตัวคายน้ำ
 L คือความหนาของชั้นดินที่เกิดการทรุดตัว






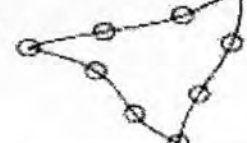
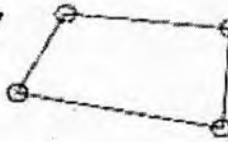
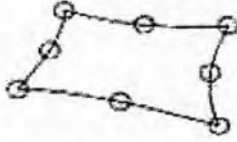

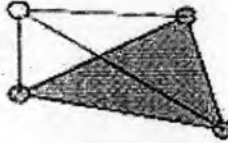
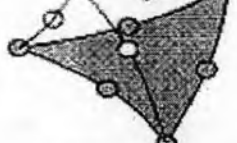

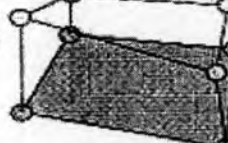
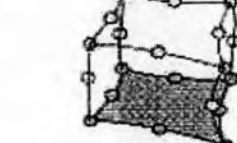

2.5 ความรู้พื้นฐานและการประยุกต์ใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite element method [FEM])

FEM เป็นวิธีการคำนวณเชิงตัวเลขวิธีหนึ่งเพื่อใช้หาผลเฉลยของสมการทางคณิตศาสตร์ (Differential equation) ซึ่งการประมาณโดยการแบ่งบริเวณของปัญหาออกเป็นขอบเขตย่อยๆ (Discretization) เป็นแนวความคิดหลักของวิธีการนี้

ฐิรวัตร (2546) ได้อธิบายลำดับขั้นตอน FEM ที่จะประกอบไปด้วยขั้นตอนย่อยๆ ตามลำดับการคำนวณดังนี้

- พิจารณาระบบทั้งหมดเข้าไปในเอลิเมนต์ที่จำกัด (Discretize the whole system into finite elements)
- สร้างเมตริกซ์ความแข็งแรง (Build element stiffness matrix)
- รวมเมตริกซ์ความแข็งแรงแต่ละตัวเข้าไปในความแข็งแรงทั้งหมด (Assembly individual stiffness matrix into the global stiffness)
- ใช้สภาพจำกัดทางขอบเขต (Apply boundary conditions)
- แก้ปัญหาสำหรับปัญหาแรก (Solve for primary solution)
- แยกปัญหาที่สองจากปัญหาแรก (Derive for secondary solution from the primary solution)

Discretization: เป็นการแบ่งพื้นดินออกเป็นชิ้นส่วนย่อยๆ ชิ้นส่วนเหล่านี้จะถูกสร้างขึ้นโดยลักษณะทางเรขาคณิตต่างๆ เป็นรูปหลายเหลี่ยม (Polygons) และใช้จุดมุมต่างๆ (Nodes) เป็นส่วนสำคัญในการคำนวณพฤติกรรมของชิ้นส่วนนั้นๆ ในรูปที่ 2.13 ได้แสดงเอลิเมนต์ต่างๆ ที่นิยมนำมาใช้ในสภาพปัญหา สำหรับเอลิเมนต์ชนิดต่างๆ นั้นจะมีการเก็บค่าการเคลื่อนที่ของจุดมุมหรือ Node เท่านั้น และค่าการเคลื่อนที่ที่จุดมุมนี้จะใช้ในการประมาณค่าการเคลื่อนที่ภายในเอลิเมนต์แล้วนำไปสู่ค่าของความเครียดได้

Linear elements	Quadratic elements	Cubic elements
1 	2 	3 
4 	5 	6 
7 	8 	9 
10 	11 	12 
13 	14 	15 

รูปที่ 2.13 ตัวอย่างของอิลิเมนต์ชนิดต่างๆที่ใช้ในการคำนวณโดย FEM (จูรวัตร, 2546)

สร้างอิลิเมนต์เมตริกซ์ความแข็งแรง (Build element stiffness matrix) : สมการในขั้นตอนนี้จำเป็นต้องทราบความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของวัสดุนั้นๆ (Constitutive law or constitutive equations) เช่นเป็นวัสดุที่ประพฤติตามกฎของฮุก หรือเป็นวัสดุแบบอีลาสติก-พลาสติกและมีกำลังตามเกณฑ์ของมอร์-คูลอมบ์ เป็นต้น ซึ่งจะได้สมการสมดุลของแรงมาชุดหนึ่งแล้วจึงจะพิจารณาสมดุลของแรงที่เกิดขึ้นในแต่ละชิ้นส่วน จากสมการสมดุลของแรงที่ได้จะใช้เทคนิคต่างๆเช่นวิธี Virtual work, Weigh residual หรือ Variational principle เพื่อพัฒนาไปสู่สมการสำหรับหาค่าเมตริกซ์ความแข็งแรงระดับอิลิเมนต์ (Element stiffness matrix, k) ค่าเมตริกซ์จะได้

จากสมการ 2.13 ซึ่งการหาค่าอินทิเกรตนั้นจะใช้วิธีการอินทิเกรตเชิงตัวเลขด้วยวิธีของเกาส์ (Gauss integration scheme)

$$[k]^e = \int [B]^T [C][B] dv; \text{ เมื่อ } [\varepsilon] = [B][u] \dots \dots \dots (2.13)$$

โดยที่ $[B]$ คือเมตริกซ์ที่ใช้แปลงการเคลื่อนที่ให้เป็นความเครียด

$[C]$ คือเมตริกซ์ที่ใช้แปลงจากความเครียดเป็นความเค้น

(Constitutive matrix)

Assembly of global stiffness: การเกิดระบบของสมการ (Set of simultaneous equations) จะเกิดขึ้นเมื่อนำเอาสมการสมดุลของแรงจากแต่ละชิ้นส่วนมาเขียนรวมกัน จะสามารถเขียนได้ในรูปของเมตริกซ์ดังสมการ 2.14

$$[K][U] = [F] \dots \dots \dots (2.14)$$

โดยที่ $[K]$ คือ เมตริกซ์ความแข็งแรงของระบบ

$[U]$ คือ เมตริกซ์ของการเคลื่อนที่ของจุดมุมต่างๆ

$[F]$ คือ เมตริกซ์ของแรงกระทำภายนอกที่มีต่อระบบปัญหา

Boundary condition: สภาพข้อจำกัดทางขอบเขตเป็นการทำให้สามารถหาค่าผกผันของเมตริกซ์ $[K]$ ได้

Primary solution: เป็นการแก้ระบบสมการเมื่อกำหนดสภาพข้อจำกัดทางขอบเขตแล้ว ใน FEM นั้นค่าการเคลื่อนตัวของจุดมุมหาได้จากสมการ 2.15

$$[u] = [K]^{-1} [F] \dots \dots \dots (2.15)$$

Secondary solution: ค่าการเคลื่อนที่ที่ได้จากการแก้ระบบสมการในขั้นตอนก่อนนั้นสามารถหาค่าความเค้นและความเครียดได้ในสมการที่ 2.16 และ 2.17 ตามลำดับ

$$[\varepsilon] = [B][u] \dots \dots \dots (2.16)$$

$$[\sigma] = [C][\varepsilon] = [C][B][u] \dots \dots \dots (2.17)$$

สมมุติฐานและข้อมูลที่ใช้

- ข้อมูลทางเรขาคณิต (Geometries)

ข้อมูลส่วนนี้มีความสำคัญมากในการทำแบบจำลองในการวิเคราะห์ เพราะว่าการแบ่งชิ้นส่วน (Discretisation) จะต้องกำหนดขอบเขตและชั้นของปัญหา เช่น ขนาดของโครงสร้าง (Dimension), ความหนา (Thickness), ความลึก (Depth), ระยะห่างระหว่างโครงสร้าง (Spacing) รวมไปถึงความหนาของชั้นดิน (Soil layering) เป็นต้น

- ข้อมูลชั้นดิน (Soil Conditions)

ข้อมูลชั้นดินนี้ได้ทำการเก็บรวบรวมข้อมูลชั้นดินทั่วกรุงเทพฯ และปริมณฑล โดยทำการแบ่งกลุ่มชั้นดินที่มีลักษณะใกล้เคียงกัน และได้จัดทำชั้นดินเพื่อเป็นภาพรวมของตัวแทนของแต่ละกลุ่มเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ปัญหา

- ข้อมูลทางวิศวกรรม (Engineering Conditions)

ข้อมูลในส่วนนี้จะอ้างอิงจากวิธีการก่อสร้าง และชนิดของโครงสร้างท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดินที่ใช้อยู่ในกรุงเทพฯ และปริมณฑล ซึ่งสามารถแบ่งได้เป็น 4 ชนิดคือ Pipe jacking, Horizontal Directional Drilling (HDD), Duct bank และ Manhole

- แบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์ (Constitutive Models)

โดยเลือกแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด (Constitutive models) ของดินเป็นวัสดุอีลาสโตพลาสติก (Elastoplastic material) ในที่นี่จะใช้แบบจำลอง Mohr-Coulomb โดยการวิเคราะห์ปัญหาทางด้านวิศวกรรมปฐพีที่สามารถแบ่งการวิเคราะห์ออกเป็นสองวิธีคือ การวิเคราะห์ในช่วงเวลาสั้น (Short term) หรือ Undrained condition คือโดยตามทฤษฎีจะถือว่าแรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess pore water pressure) ยังไม่ทันระบายออกไปจากมวลดิน โดยเป็นการวิเคราะห์จะใช้หน่วยแรงรวม (Total stress analysis) และการวิเคราะห์ในช่วงเวลานาน (Long term) หรือ Drained condition โดยสมมุติว่าแรงดันน้ำส่วนเกินได้ระบายออกไปหมดแล้ว การวิเคราะห์จะใช้หน่วยแรงประสิทธิผล (Effective stress analysis)

ค่าคงที่ของวัสดุสำหรับการวิเคราะห์ทั้งสองกรณีนั้นจะแตกต่างกัน ซึ่งสามารถสรุปได้ดังตารางที่ 2.6

ตารางที่ 2.6 ค่าคงที่ของดิน (Soil parameters) ที่ใช้ในการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์

ค่าคงที่ของวัสดุ (Material parameters)	Total stress analysis (Undrained condition)	Effective stress analysis (Drained condition)
Angle of internal friction	0	ϕ'
Cohesion intercept	Undrained shear strength, s_u	c'
Modulus of Elasticity	Undrained modulus, E_u	Drained modulus, E'
Poisson's ratio	$\nu_u = 0.5$	$\nu'_u \approx 0.2 - 0.3$

แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตโดยตั้งสมมุติฐานว่า คอนกรีตเป็นวัสดุอิลาสโตพลาสติกสมบูรณ์แบบ (Elastic perfectly plastic) ในที่นี้จะใช้แบบจำลอง Tresca โดยที่ตารางที่ 2.7 เป็นค่าคงที่ของวัสดุของคอนกรีตสำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์

ตารางที่ 2.7 ค่าคงที่ของคอนกรีต (Material Parameters) ที่ใช้ในการวิเคราะห์โดยไฟไนต์อีลิเมนต์

ค่าคงที่ของวัสดุของคอนกรีต (Material Parameters)	Lining Concrete	Duct Bank Concrete
กำลังรับแรงอัดสูงสุด (f'_c)	400 ksc	170 ksc
Modulus of Elasticity (E)	30,420 t/m ²	19,830 t/m ²
Poisson's Ratio (ν_u)	0.15	0.15

2.6 การทรุดตัวอันเนื่องมาจากการรบกวนดิน (Soil remolding) และการสูญเสียปริมาตร (Volume loss หรือ Ground loss)

การรบกวนดินในขณะที่ทำการก่อสร้างทำให้ดินมีความสามารถในการยุบตัว (Compressibility) สูงขึ้น ความต้านทานแรงเฉือน (Shear strength) และความซึมได้ (Permeability) ลดลง ดินที่ถูกรบกวนระหว่างการก่อสร้างจะคายน้ำ (Consolidate) ทำให้ปริมาตรลดลง (Volumetric compression) และเกิดการทรุดตัวในที่สุด

Terzaghi et al (1996) เสนอการยุบตัวเชิงปริมาตร (Volumetric strain) ของดินที่ถูกรบกวนหาได้จากสมการ 2.18

$$\varepsilon_{volD} = (e_o - e_D) / (1 + e_o) \dots\dots\dots (2.18)$$

เมื่อ ε_{volD} คือการยุบตัวเชิงปริมาตรของดินที่ถูกรบกวน
 e_o คืออัตราส่วนของช่องว่างที่สนาม
 e_D คืออัตราส่วนของช่องว่างในขณะถูกรบกวน

Romo (1984) ทำการศึกษาค่าการยุบตัวเชิงปริมาตร (Volumetric strain) บริเวณที่ดินถูกรบกวนในดินเหนียวอ่อนมากถึงอ่อนของดินเหนียวแม็กซิโก (Mexico City clay)

Ali (1993) ได้ทำการศึกษาค่าการยุบตัวเชิงปริมาตร (Volumetric strain) บริเวณที่ดินถูกรบกวนในดินเหนียวแข็งของดินเหนียวบอสตัน (Boston Blue clay) และ Shogaki (1996) ทำการศึกษาดินเหนียวอ่อนมากถึงแข็งมากของดินเหนียวญี่ปุ่น (Japanese clay) มีผลจากการทดสอบบอโดมิเตอร์ (Oedometer) ในทิศทางเดียวสำหรับดินเหนียวทั้งสามดังนี้

		e_o	$\varepsilon_{volD}, \%$	OCR
Mexico City clay	-test section 1 & 2	6.7	10.4	1.7
	-test section 3	6.6	10.5	1.7
	-test section 4	6.7	7.5	1.8
	-test section 5	6.9	3.8	1.7
Boston Blue clay	-sample RCON1	0.74	6.7	3.3
	-sample RCON2	0.77	7.5	3.3
	-sample RCON3	0.74	7.3	3.3
Japanese clays		0.94-3.6	7.5-23.1	1-6.2

สำหรับดินเหนียวญี่ปุ่น ε_{volD} มีค่าประมาณ 15.8 โดยทั่วไปค่าการยุบตัวเชิงปริมาตรมีค่าประมาณ 7- 16 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งในการวิเคราะห์ครั้งนี้สมมุติค่าการยุบตัวเชิงปริมาตร (Volumetric strain) ประมาณ 8 เปอร์เซ็นต์

Bickel, Kuesel และ King (1996) กล่าวว่า การสูญเสียเชิงปริมาตร (Volume loss หรือ Ground loss) จะเกิดขึ้นจากการก่อสร้างอุโมงค์ การสูญเสียเชิงปริมาตรขึ้นอยู่กับ ขนาดของอุโมงค์ ความลึกที่ติดตั้ง และชนิดของดิน โดยจะสูญเสียจะเกิดขึ้นในบริเวณด้านหน้า เปลือก (shield) และ ด้านท้ายของหัวเจาะ การประมาณการสูญเสียเชิงปริมาตรสามารถทำได้สองอย่างคือ

- ได้จากการรวบรวมข้อมูลของโครงการก่อสร้างอุโมงค์อื่นๆ ที่อยู่บริเวณนั้น

- การประมาณการของวิศวกร การประมาณการนี้เป็นการหาค่าจากความเป็นไปได้ที่เกิดจากคุณสมบัติของดิน วิธีการเจาะอุโมงค์ และการควบคุมงาน โดยที่ตารางที่ 2.8 แสดงการประมาณการสูญเสียเชิงปริมาตรในเงื่อนไขต่างๆ

การประมาณการด้วยวิธีทั้งสองเป็นการก่อสร้างอุโมงค์ที่เป็นแนวตรง ที่เครื่องจักรทำงานอย่างมีประสิทธิภาพ เปอร์เซ็นต์การสูญเสียเชิงปริมาตรอาจประมาณการเป็น 1 เปอร์เซ็นต์ของพื้นที่หน้าตัดของอุโมงค์ เมื่อการก่อสร้างอุโมงค์เป็นแนวโค้งเปอร์เซ็นต์การสูญเสียเชิงปริมาตรอาจประมาณการเป็น 1 ถึง 2 เปอร์เซ็นต์ของพื้นที่หน้าตัดของอุโมงค์ ถ้ามีการขุดเจาะดินใหญ่กว่าอุโมงค์ที่จะติดตั้งก็เพิ่มเปอร์เซ็นต์การสูญเสียเชิงปริมาตรอีก 1 เปอร์เซ็นต์แต่โดยส่วนมากแล้วปริมาตรดินที่สูญเสียจากการขุดเจาะที่ใหญ่กว่าอุโมงค์ที่จะติดตั้งนี้จะทำการอุดช่องว่างด้วยวิธีเกราส์ และในการวิเคราะห์ครั้งนี้สมมติให้มีการสูญเสียเชิงปริมาตรเกิดขึ้น 1 เปอร์เซ็นต์ เนื่องจากถือว่าการก่อสร้างมีการควบคุมและอุปกรณ์ที่ใช้มีประสิทธิภาพดี

ตารางที่ 2.8 การสูญเสียเชิงปริมาตรและคุณภาพในการเจาะอุโมงค์ (Bickel et al, 1996)

Case	Volume loss, V_L [%]
Good practice in firm ground <ul style="list-style-type: none"> ■ Applies to better soils and excellent ground control 	0.5
Good practice in slowly raveling ground <ul style="list-style-type: none"> ■ Considered good ground 	1.5
Fair practice in fast raveling ground <ul style="list-style-type: none"> ■ More shield and tail loss 	2.5
Poor practice in cohesive running ground <ul style="list-style-type: none"> ■ Yet more shield loss ■ Tail void mostly unfilled by grouting and/or support expansion of the initial supports 	4.0 or more

2.7 ชั้นน้ำบาดาลกรุงเทพฯ และปริมณฑล

น้ำบาดาล คือน้ำที่เก็บกักอยู่ในช่องว่างหรือรอยแยกของชั้นหินใต้พื้นดิน เป็นทรัพยากรธรรมชาติสะสมอยู่ใต้ดิน จัดอยู่ในประเภทหมุนเวียนกลับมาใช้ใหม่ได้ โดยน้ำที่ทดแทนใหม่ก็มาจากน้ำผิวดินตามธรรมชาติ เช่น น้ำฝน น้ำจากแม่น้ำลำคลอง ที่ซึมผ่านชั้นดิน และชั้นหินลงไปกักเก็บอยู่ในชั้นน้ำใต้ดิน

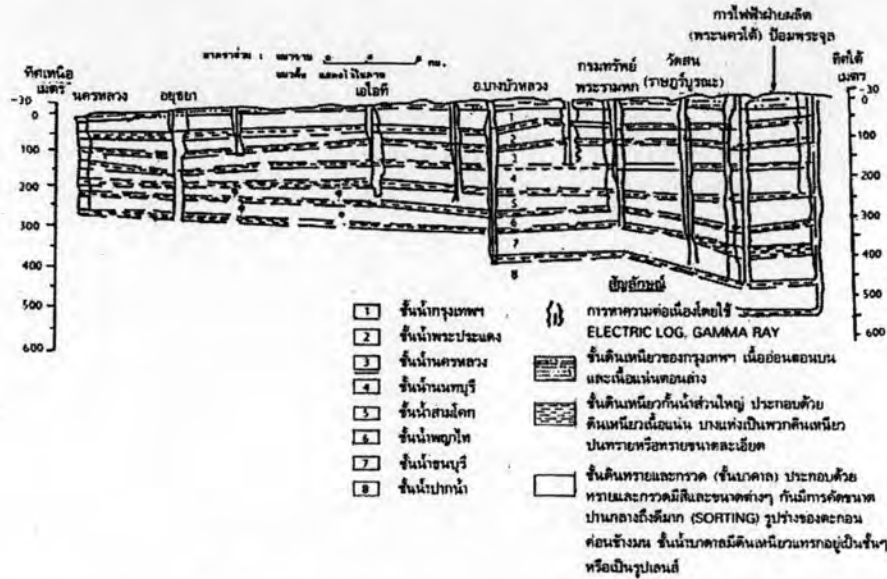
สง่า (2540) ได้เสนอชั้นน้ำบาดาลในกรุงเทพฯ โดยอ้างอิงจากกอน้ำบาดาล กรมทรัพยากรธรณี ไว้ดังนี้

กรุงเทพฯ และปริมณฑลถือว่าเป็นแหล่งน้ำบาดาลขนาดใหญ่ โดยมีการกำหนด ชั้นน้ำบาดาล ไว้ 8 ชั้นตามระดับความลึก ดังแสดงในรูปที่ 2.14 แต่ละชั้นจะมีชั้นดินเหนียวรองรับอยู่ด้านล่างและปิดทับอยู่ด้านบน กล่าวคือ ชั้นที่ 1 เรียกว่า ชั้นน้ำกรุงเทพฯ อยู่ลึกประมาณ 50 เมตร ชั้นที่ 2 ชั้นน้ำพระประแดง ลึกประมาณ 100 เมตร ชั้นที่ 3 ชั้นน้ำนครหลวง ลึกประมาณ 150 เมตร ชั้นที่ 4 ชั้นน้ำนนทบุรี ลึกประมาณ 200 เมตร ชั้นที่ 5 ชั้นน้ำสามโคก ลึกประมาณ 300 เมตร ชั้นที่ 6 ชั้นน้ำพญาไท ลึกประมาณ 350 เมตร ชั้นที่ 7 ชั้นน้ำธนบุรี ลึกประมาณ 450 เมตร ชั้นที่ 8 ชั้นน้ำปากน้ำ ลึกประมาณ 600 เมตร โดยชั้น 2-4 มีการสูบน้ำขึ้นมาใช้มากที่สุด ขณะที่ชั้น 1 ที่เป็นชั้นน้ำที่ให้น้ำกร่อยและเค็ม จึงไม่ค่อยมีการใช้น้ำบาดาล ชั้นน้ำชั้นที่ 2 ชั้นที่ 3 และชั้นที่ 4 ให้น้ำได้มากและคุณสมบัติดีเหมาะสมในการอุปโภคบริโภค จึงมีการใช้มากที่สุด

เนื่องจากการใช้น้ำบาดาลมากและใช้ติดต่อกันเป็นเวลานาน ทำให้กินสภาพสมดุลทางธรรมชาติ ก็ก่อเกิดปัญหา แผ่นดินทรุด ปრაกฏการณ์ของแผ่นดินทรุด เช่น ดึกทรุด ดึกร้าว คอสะพานทรุด ต้องได้รับการเสริมยางมะตอยอยู่เรื่อยๆ น้ำที่อุปประปาไม่ไหลเนื่องจากท่อเกิดทรุดตัวไม่เท่ากันจนทำให้ระดับเปลี่ยนแปลงไป สาเหตุสำคัญที่ทำให้แผ่นดินทรุด คือ ข้างบนและข้างล่างของชั้นหินเปิด ซึ่งมีน้ำบาดาลกักเก็บอยู่นั้น มีชั้นดินยุบตัวเมื่อน้ำในดินถูกความเค้นกดอัดทะลักออกไป ตัวอย่างเช่นชั้นดินเหนียวเหนียว เมื่อมีการสูบน้ำบาดาลมาใช้นานๆ ระดับน้ำบาดาลลดลงเป็นเวลานาน ชั้นดินเหนียวมีการหดตัวของปริมาณดินเนื่องจากไม่มีความดันของน้ำช่วยต้านความดันจากการกดอัด

นับจากปี พ.ศ. 2512 เป็นต้นมา ระดับน้ำใต้ดินในเขตกรุงเทพมหานคร มีการลดระดับลงปีละ 2-3 เมตร ในปลายปี 2518 สำนักงานคณะกรรมการสิ่งแวดล้อมแห่งชาติได้เสนอโครงการศึกษาและวิจัย จากการศึกษาและวิจัย ในปี พ.ศ. 2521 ที่ได้มีการสรุปผลเป็นข้อสังเขปว่า เกือบทุกบริเวณในเขตกรุงเทพมหานครมีการทรุดตัว กล่าวคือ ด้านฝั่งธนบุรีมีอัตราการทรุดตัวต่ำสุด คือ อัตราน้อยกว่า 5 ซม.ต่อปี ในเขตใจกลางกรุงเทพมหานคร ได้แก่เขตมหานคร ยานนาวา ปทุมวัน

ดูลิต มีอัตราการทรุดตัวระหว่าง 5-10 ซม.ต่อปี ส่วนย่านที่มีหมู่บ้านจัดสรรและโรงงาน อุตสาหกรรมหนาแน่นที่สุด นับตั้งแต่ทุ่งสองห้องลงมาผ่านย่านชอยโชคชัย 4 คลองจั่น บางกะปิ มีนบุรี หนองจอก บางนา และหัวหมาก มีการทรุดตัวของแผ่นดินมากที่สุดในเกณฑ์มากกว่า 10 ซม. ต่อปี และในปัจจุบันนี้ไม่มีการใช้น้ำบาดาลในเขตกรุงเทพมหานครแล้ว

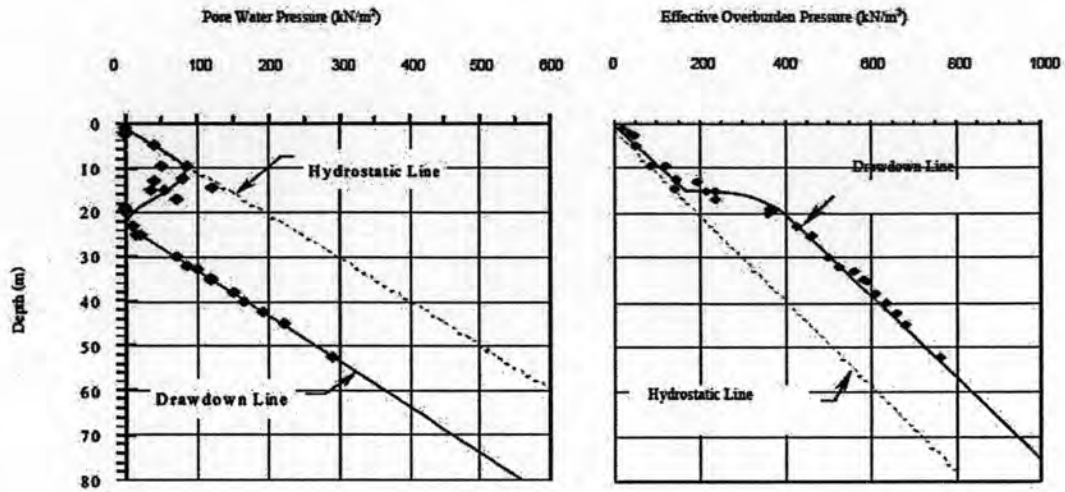


รูปที่ 2.14 รูปหน้าตัดแสดงชั้นน้ำบาดาลบริเวณ เขตกรุงเทพมหานคร ในแนวเหนือ-ใต้ จากอำเภอ นครหลวงถึงป้อมพระจุล (กอน้ำบาดาล กรมทรัพยากรธรณี อ้างอิงโดย สร่า 2540)

2.7.1 พฤติกรรมการลดระดับของแรงดันน้ำและกลไกการเกิดการทรุดตัว

ปัจจุบันในเขตพื้นที่กรุงเทพมหานคร จังหวัดนนทบุรี จังหวัดนครปฐม จังหวัดปทุมธานี จังหวัดพระนครศรีอยุธยา จังหวัดสมุทรปราการ และจังหวัดสมุทรสาคร มีการสูบน้ำบาดาลขึ้นมา ใช้ในปริมาณที่มากเกินกว่าปริมาณน้ำที่ไหลลงสู่ชั้นน้ำบาดาล ทำให้เกิดผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม การทรุดตัวของแผ่นดิน การแพร่กระจายของน้ำเค็มเข้าสู่ชั้นน้ำบาดาล ตลอดจนทำให้ระดับน้ำบาดาลลดลง จากผลการตรวจวัดการลดระดับของแรงดันน้ำ และการเพิ่มขึ้นของแรงดันประสิทธิผลในดินเหนียวกรุงเทพฯ พบว่าความดันน้ำบาดาลจะลดลงจากสภาวะ Hydrostatic การลดลงของแรงดันน้ำนี้ทำให้แรงดันประสิทธิผลในดินเพิ่มมากขึ้น ดังรูปที่ 2.15 ซึ่งเป็นสาเหตุของการยุบอัดตัวคายน้ำ การทรุดตัวของแผ่นดินในพื้นที่ในเขตกรุงเทพมหานครและเขตปริมณฑล มี

ปัจจัยมาจากสองส่วนคือ การลดลงของระดับน้ำบาดาล และมีแรงภายนอกมากกระทำที่ผิวดินซึ่งสามารถอธิบายด้วยหลักการสมดุลระหว่างหน่วยแรงภายนอกและหน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายใน



รูปที่ 2.15 ผลการตรวจวัดการลดระดับของแรงดันน้ำ และการเพิ่มขึ้นของแรงดันประสิทธิผลในดินเหนียวกรุงเทพฯ (Teparaksa et al., 2006)

Terzaghi (1925, 1936) พิจารณาถึงหลักการสมดุลระหว่างหน่วยแรงภายนอกกับหน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายใน เมื่อมีแรงภายนอกมากกระทำ หน่วยแรงส่วนหนึ่งจะต้องรับโดยน้ำและอากาศในรูปของความดันน้ำในโพรง จึงให้ความสัมพันธ์ระหว่างแรงรวมและความดันน้ำในโพรงที่จุดจุดหนึ่งในมวลดินดังนี้

$$\sigma = \sigma' + u \dots\dots\dots (2.19)$$

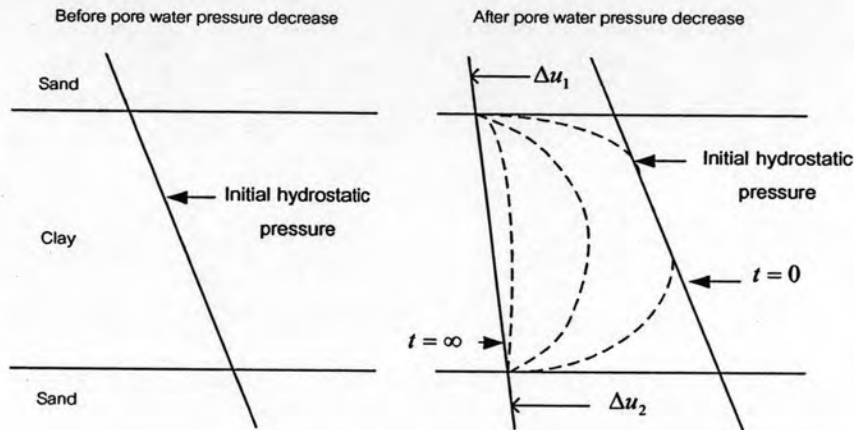
$$\sigma' = \sigma - u \dots\dots\dots (2.20)$$

$$\sigma' = \sigma - (u_0 + \Delta u) \dots\dots\dots (2.21)$$

- โดยที่ σ คือหน่วยแรงรวมในแนวตามแกน
- σ' คือหน่วยแรงประสิทธิผล
- u คือความดันน้ำในโพรง
- u_0 คือ ความดันน้ำในตามธรรมชาติ
- Δu คือการเปลี่ยนแปลงของความดันน้ำในโพรงเนื่องจากการ

เปลี่ยนแปลงในหน่วยแรง

เมื่อระดับน้ำบาดาลลดลงระดับของ แรงดันน้ำในชั้นดินจะลดลงในปริมาณ Δu เพื่อให้แรงดันเข้าสู่สภาวะสมดุล ดังนั้นกระบวนการยุบอัดตัวคายน้ำจึงเกิดขึ้น ดังรูปที่ 2.16 และเมื่อมีแรงภายนอกกระทำที่ผิวดิน ในดินเม็ดละเอียดการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจะเป็นแบบทันทีทันใด และจะเกิดความดันน้ำในโพรงดินเพิ่มขึ้นทำให้เกิดการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ (Consolidation settlement) และคืบ (Creep)



รูปที่ 2.16 การเกิดการทรุดตัวของแผ่นดินอันเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำ (Thepparak, 2001)

2.8 ข้อมูลเบื้องต้น

วิธีการก่อสร้างและชนิดของโครงสร้างท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดินที่ใช้อยู่ในปัจจุบันในพื้นที่กรุงเทพฯ และปริมณฑลมีทั้งหมด 4 ชนิดคือ

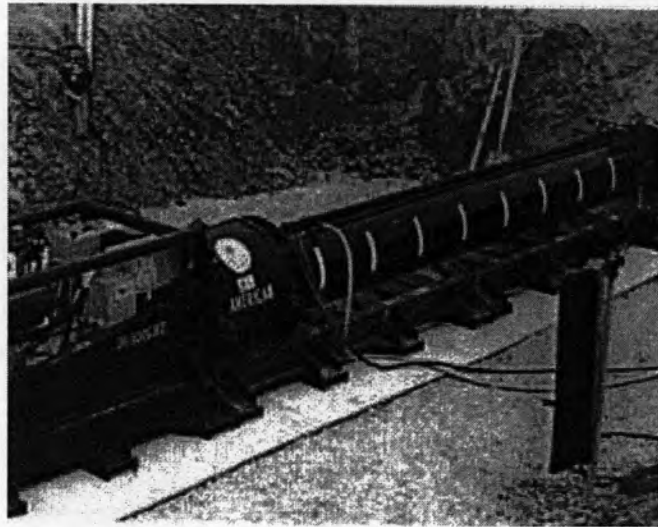
1. วิธีการดันท่อ (Pipe jacking)
2. Horizontal Directional Drilling (HDD)
3. การเปิดหน้าดิน (Open cut) เพื่อก่อสร้าง Duct bank
4. บ่อพัก (Manhole)

โดยรายละเอียดของวิธีการก่อสร้างและชนิดของโครงสร้างแต่ละชนิดมีดังต่อไปนี้

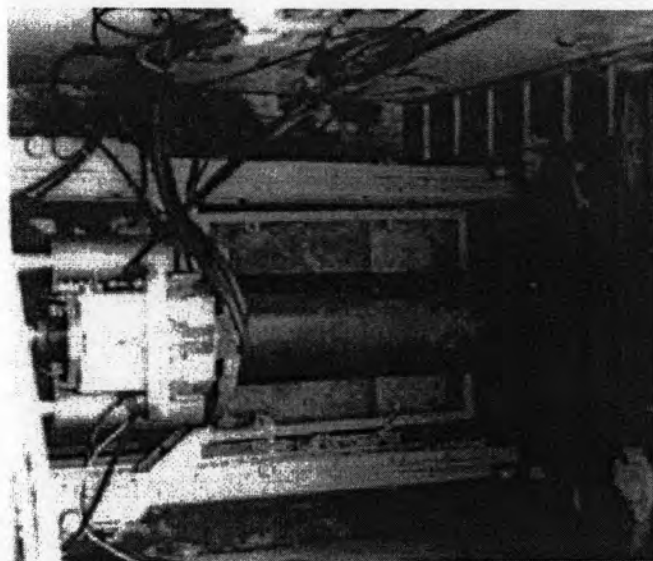
2.8.1 Pipe jacking

Kramer et al. (1992) เสนอวิธีการ Pipe jacking ไว้ดังนี้ เป็นการนำหลักการของไฮดรอลิคดันที่เป็นส่วนๆเข้าไปในแนวของหลุมที่ถูกทำไว้โดยหัวเจาะหรือ Shield การนำหลักการ

Pipe jacking โดยได้มีการประยุกต์ใช้ส่วงานเจาะ และ Microtunneling ดังแสดงในรูปที่ 2.17 และ 2.18 ตามลำดับ



รูปที่ 2.17 การใช้หลักของ Pipe jacking ประยุกต์ใช้ส่วงานเจาะ (Kramer et al., 1992)



รูปที่ 2.18 การใช้หลักของ Pipe jacking ประยุกต์ใช้ใน Microtunneling (Kramer et al., 1992)

วิธีการติดตั้งท่อแบบ Pipe jacking มีการบันทึกครั้งแรกเมื่อปลายปี ศตวรรษที่ 19 ในประเทศสหรัฐอเมริกา (Peckworth, 1959) เป็นเวลานานที่วิธีการนี้ไม่มีการพัฒนาและส่วนมากเป็นแค่การติดตั้งปลอก (Sleeve) ผ่านถนน อย่างไรก็ตาม Pipe jacking เริ่มมีการสนใจในยุโรปและญี่ปุ่นในปี ค.ศ. 1950 และ ค.ศ. 1960 และทำให้มีการส่งเสริมพัฒนาขึ้น

วิธีการ Pipe jacking

เพื่ออำนวยความสะดวกแก่การดำเนินงานสามารถแบ่งวิธีการ Pipe jacking ออกเป็น 3 ส่วนคือ (1) ส่วนหน้า (2) เปลือกอุโมงค์หรือขอบท่อ (The line) (3) หลุมดิน (The pit) และส่วนประกอบได้แสดงดังรูปที่ 2.19

1. ส่วนหน้า (The face)

Shield หรือ หัวตัดจะอยู่ด้านหน้าของท่อ ซึ่งหน้าที่ของ Shield นี้จะตัวรองรับดิน เป็นส่วนปลอดภัยในการทำงาน เป็นส่วนสำหรับอุปกรณ์การขุด เป็นส่วนสำหรับอุปกรณ์ปรับปรุงคุณภาพดิน เป็นต้น ซึ่งสามารถจำแนกออกเป็น 4 กลุ่มใหญ่ได้ดังนี้

- แบบธรรมดา (Conventional)
- แรงดันอากาศ (Compressed air)
- สว่าน (Auger)
- ห้องแรงดัน (Pressure chamber)

การเลือกใช้จะขึ้นอยู่กับ เงื่อนไขสภาพดิน และ ระดับน้ำใต้ดิน

2. อุโมงค์หรือท่อ (The line)

ท่อที่ทำการดันเข้าไปสำหรับเป็นผนังหลุมเจาะหรือเปลือกของอุโมงค์ (Lining) ซึ่งเป็นส่วนที่สำคัญเนื่องจากเมื่อมีการก่อสร้างในดินที่มีเสถียรภาพต่ำ การขุดเจาะจะเข้าไปพร้อมๆ กับการดันท่อเพื่อช่วยลดโอกาสการเกิดการพังทลายของดิน ซึ่งสามารถแบ่งได้ 3 อย่างคือ

- Single pass เป็นการใช้ท่อเป็น Lining ถาวรเลย
- Double pass เป็นการใช้ปลอกชั่วคราวติดตั้งในครั้งแรกและหลังจากนั้นดันออกด้วยท่อที่เป็นท่อถาวร
- Casing system เป็นการใช้ท่อที่เป็นท่อถาวรเข้าไปวางไว้ในท่อตัวนอกและมักจะมียางของช่องว่างแล้วจะต้องถูกทำให้เต็ม

โดยส่วนมาก Double pass จะไม่ค่อยเจอเนื่องจากคุณภาพของท่อและในตอนี้คุณภาพของท่อก็สามารถให้การวางแบบ Single pass ได้ ส่วนใหญ่ Casing system จะใช้สำหรับการลอดผ่านใต้รางรถไฟ เป็นต้น

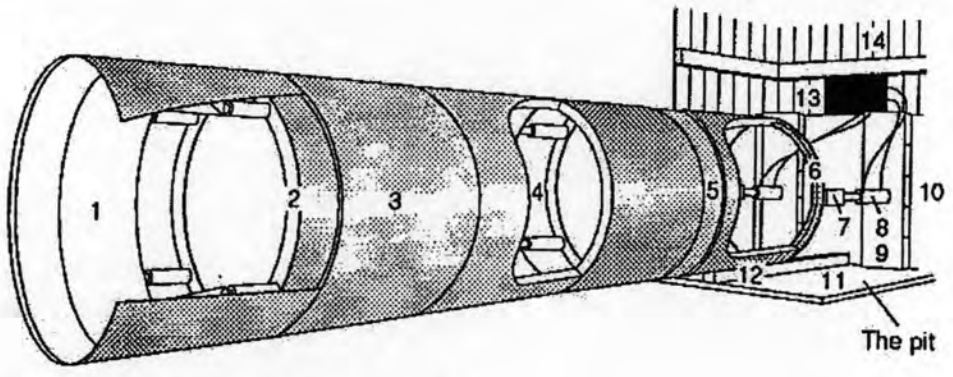
ท่อ สำหรับ Single pass ส่วนมากทำมาจากคอนกรีต ซึ่งตัวท่อและรอยต่อจะต้องมีการออกแบบให้ได้ความแข็งแรงที่ต้องการ เพื่อรับแรง High-end load เมื่อถูกดัน

เข้าไปในตำแหน่ง วงแหวนกระจายแรงจะถูกออกแบบเพื่อถ่ายแรงจากการดันจากท่อหนึ่งไปอีกท่อหนึ่ง รอยต่อของท่อจะถูกรวมเข้ากันกับความหนาผนังท่อ ดังแสดงในรูปที่ 2.20

ความยาวของการว่างจะขึ้นอยู่กับความสามารถของแม่แรงและแรงที่ปลอดภัยที่ท่อรับได้ การนำหนักท่อและแรงเสียดทานที่ผิวระหว่างท่อกับดินจะเป็นตัวกำหนดแรงในการดันท่อ การเพิ่มระยะในการว่างสามารถทำได้สองวิธีคือ 1) ลดแรงเสียดทาน และ 2) เพิ่มสถานีดัน (Intermediate jacking station, IJS) ในแนวของท่อ ดังแสดงในรูปที่ 2.21

3. หลุมดัน (The pit)

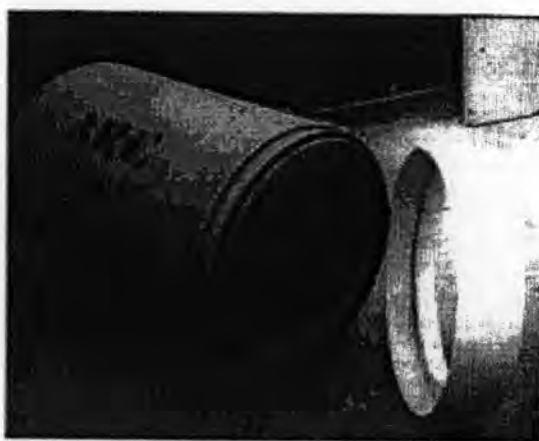
ในการดันท่อ จะใช้กระบอกดันท่อที่ทำงานด้วยระบบไฮโดลิก (Hydraulic jack) ดันเข้าแป้นรับแรงดันท่อ (Backstop, Thrust หรือ Thrust wall) ที่หลุมดันหรือบ่อพักดันทาง ซึ่งหลุมดันนี้ต้องมีความสามารถรับแรงดันที่เกิดขึ้นได้ โดยส่วนมากแล้วหลุมดันจะเป็นคอนกรีต และมีขนาดใหญ่พอที่จะนำอุปกรณ์ในการทำงาน และท่อลงจะติดตั้งลงไปได้



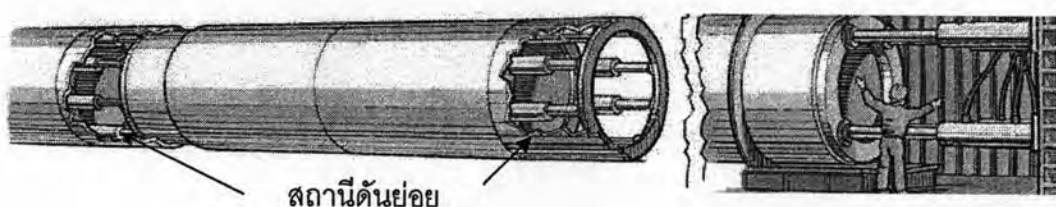
ส่วนประกอบของ Pipe jacking มีส่วนประกอบดังนี้

- | | | | |
|-------------------------|--------------------------|-----------------------|----------------------|
| 1. Jacking shield | 2. Steel thrust | 3. Concrete lead pipe | 4. Interjack station |
| 5. Interjack pipe | 6. Steel thrust ring | 7. Spacer blocks | 8. Hydraulic jacks |
| 9. Steel pressure plate | 10. Concrete thrust wall | 11. Concrete floor | 12. Guide rails |
| 13. Power pack | 14. Thrust pit | | |

รูปที่ 2.19 ส่วนประกอบของระบบ Pipe jacking (Kramer et al.,1992)



รูปที่ 2.20 ท่อและข้อต่อ (Kramer et al., 1992)



รูปที่ 2.21 ภาพจำลองของสถานีดันย้อย

อุปกรณ์ในการดันและการติดตั้ง (Jacking equipment and setup)

ส่วนสำคัญของการดันคือการติดตั้งตัวดัน(ส่วนมากเป็นไฮดรอลิค) ซึ่งเป็นหลักในการถ่ายแรงที่สม่ำเสมอบนท่อตัวปลาย ส่วนปฏิกิริยาหรือส่วนที่รับการดันจะเป็นกล่อง (Block) สมอ หรือเชือก โดยที่ Shield จะถูกวางบนคานลากและทำการเคลื่อนผ่านผนังของบ่อโดยที่การอุดหรือการปรับปรุงคุณภาพดินจะเป็นการทำให้แน่ใจว่าดินจะไม่เกิดการวิบัติ หรือในขณะที่ท่อถูกดันผ่านผนังของบ่อ เมื่อ Shield ผ่านเข้าไปในดินแล้วท่อตัวนำจะถูกติดตั้งแล้วจากนั้นทำการดันผ่านท่อออกไป

วิธีนี้เป็นการติดตั้งโครงสร้างซึ่งมักจะเป็นท่อคอนกรีตเสริมเหล็กหรือท่อเหล็กในชั้นดินระหว่างบ่อพัก (Shaft) โดยอาศัยแม่แรงขนาดใหญ่ในการดันโครงสร้างผ่านชั้นดิน ระบบโครงสร้างท่อคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ในงาน Pipe jacking ประกอบไปด้วย

- ท่อคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดหล่อสำเร็จ (Pre-cast reinforced concrete pipe) เป็นคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งหล่อโดยวิธี Spinning โดยมีขนาดและคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมดังสรุปในตารางที่ 2.9 และ 2.10

- แหวนเชื่อม (Joint ring) เป็นยางสำหรับกันน้ำระหว่างรอยต่อท่อ โดยจะต้องพองตัวเป็น 3 เท่าเมื่อโดนน้ำ

ตารางที่ 2.9 ขนาดและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของท่อคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ในงาน Pipe jacking อ้างอิงมาตรฐานของการไฟฟ้านครหลวง (กฟน.) ที่ใช้งานในปัจจุบัน

D_o [m]	D_i [m]	E [ton/m ²]	A [m ²]	I_y [m ⁴]	I_x [m ⁴]	EA [ton]	EI [ton.m ²]
0.60	0.40	3.02E+06	1.57E-01	5.10E-03	1.27E-02	4.75E+05	3.83E+04
0.80	0.60	3.02E+06	2.20E-01	1.37E-02	2.47E-02	6.65E+05	7.46E+04
1.00	0.80	3.02E+06	2.83E-01	2.90E-02	4.07E-02	8.55E+05	1.23E+05
1.25	1.00	3.02E+06	4.42E-01	7.08E-02	7.94E-02	1.34E+06	2.40E+05
1.48	1.20	3.02E+06	5.89E-01	1.34E-01	1.26E-01	1.78E+06	3.81E+05
1.82	1.50	3.02E+06	8.34E-01	2.90E-01	2.21E-01	2.52E+06	6.69E+05
2.38	2.00	3.02E+06	1.31E+00	7.90E-01	4.57E-01	3.95E+06	1.38E+06
2.98	2.50	3.02E+06	2.07E+00	1.95E+00	9.03E-01	6.25E+06	2.73E+06

- โดยที่ D_o, D_i คือเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก และภายในตามลำดับ
 E คือโมดูลัสความยืดหยุ่น (Young's modulus)
 A คือพื้นที่หน้าตัด
 I_x คือโมเมนต์เฉื่อยแนวแกน x (Moment of inertia in x axis)
 I_y คือโมเมนต์เฉื่อยแนวแกน y (Moment of inertia in y axis)
 EA คือสติฟเนสแนวแกน (Normal stiffness)
 EI คือสติฟเนสความดัด (Flexural stiffness)

ตารางที่ 2.10 คุณสมบัติปลอกเหล็กต่อเชื่อมท่อตามมาตรฐานของประเทศอังกฤษ (BS 4360 grade 43A)

คุณสมบัติ	ค่า
คาร์บอน (C)	น้อยกว่า 0.25%
ซิลิก้า (Si)	น้อยกว่า 0.50%
แมงกานีส (Mn)	น้อยกว่า 1.60%
ฟอสฟอรัส (P)	น้อยกว่า 0.050%
ซัลเฟอร์ (S)	น้อยกว่า 0.050%
หน่วยแรงคลาก (Yield stress)	240 นิวตัน/ตร.มม.
หน่วยแรงดึง (Tensile strength)	430-510 นิวตัน/ตร.มม.

2.8.2 Horizontal Directional Drilling (HDD)

Willoughby (2005) ได้นำเสนอวิธีการและขั้นตอนการทำงานไว้ดังนี้ ว่าเป็นการเจาะดินในแนวราบเพื่อทำการติดตั้งท่อร้อยสายไฟ หรือระบบสาธารณูปโภคอื่นๆ ซึ่งมักจะกระทำได้ในระดับที่ไม่ลึกมากนัก ส่วนประกอบพื้นฐานของวิธี HDD จะประกอบไปด้วย

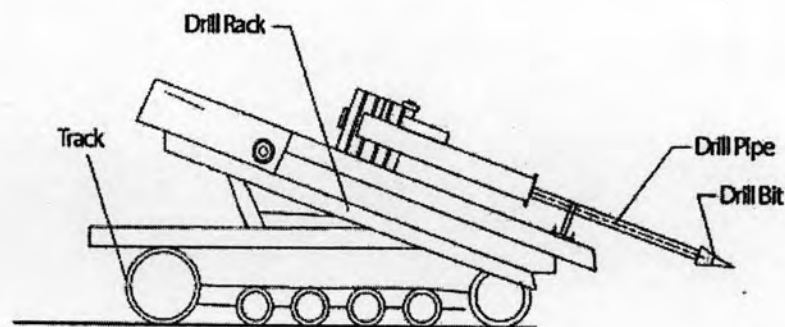
- หน่วยเจาะ (Drill unit)
- ระบบนำทาง (Guidance system)
- ก้านเจาะและเครื่องมือเจาะ (Drill pipe and Down hole tools)
- ระบบผสมการเจาะเหลวหรือระบบการนำกลับมาใช้ใหม่ (Drilling fluid mixing หรือ Recycling system)

ท่อร้อยสายไฟ ซึ่งมีขนาดและคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมดังสรุปในตารางที่ 2.11

รูปที่ 2.22 แสดงส่วนประกอบของเครื่องเจาะ

ตารางที่ 2.11 แสดงขนาดและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของท่อร้อยสายไฟที่ใช้ในงาน HDD

Type	D_o [m]	D_i [m]	E_{50} [MPa]	A [m ²]	I_y [m ⁴]	I_x [m ⁴]	EA [ton]	EI [ton.m ²]
PN8	0.16	0.1408	2.00E+03	4.40E-03	1.09E-04	1.29E-05	8.80E+00	2.58E-02
PN10	0.16	0.1364	2.00E+03	5.50E-03	1.30E-04	1.52E-05	1.10E+01	3.04E-02
PN12.5	0.16	0.1310	2.00E+03	6.50E-03	1.54E-04	1.77E-05	1.30E+01	3.54E-02



รูปที่ 2.22 ส่วนประกอบของเครื่องเจาะในงาน HDD (Willoughby, 2005)

การติดตั้งท่อประกอบไปด้วยการหมุนเจาะรูและการดึงกลับเพื่อขยายรูให้ใหญ่ขึ้นโดยใช้เครื่องเจาะซึ่งสามารถแบ่งได้ 3 ขนาด คือ

1. เครื่องเจาะขนาดเล็ก (Minimum – sized drilling rigs หรือ Mini Rigs)
2. เครื่องเจาะขนาดกลาง (Medium – sized drilling rigs หรือ Midi Rigs)
3. เครื่องเจาะขนาดใหญ่ (Maximum – sized drilling rigs หรือ Maxi

Rigs)

โดยที่ระบบ HDD แต่ละระบบ มีลักษณะเฉพาะตัวแตกต่างกันไปขึ้นอยู่กับคุณสมบัติเครื่องเจาะดังต่อไปนี้

- แรงดัน (Thrust Force) หรือแรงดึงกลับ (Pull back force) (ปอนด์)
- เพลาบิด (ฟุต/ปอนด์)
- ปริมาณสูงสุดที่เครื่องสูบสามารถสูบได้ (ปริมาตร/เวลา)

ซึ่งคุณสมบัติที่แตกต่างกันของเครื่องเจาะแต่ละแบบได้แสดงในตารางที่ 2.12

ตารางที่ 2.12 คุณสมบัติของเครื่องเจาะแต่ละชนิดในงาน HDD

คุณสมบัติ	Mini Rigs	Midi Rigs	Maxi Rigs
แรงดัน/แรงดึงกลับ	< 1.8 ตัน หรือ 40,000 ปอนด์	1.8-45.4 ตัน หรือ 40,000-100,000 ปอนด์	> 45.4 ตัน หรือ 100,000 ปอนด์
แรงบิดสูงสุด	< 0.54 เมตร/ ตัน หรือ 4000 ฟุต/ปอนด์	0.54-2.7 เมตร/ ตัน หรือ 4000-20000 ฟุต/ปอนด์	> 2.7 เมตร/ ตัน หรือ 20,000 ฟุต/ปอนด์
ความเร็วในการหมุน	> 130 รอบ/นาที	130-210 รอบ/นาที	< 210 รอบ/นาที
ความเร็วในการเคลื่อนที่ของเครื่องเจาะ	> 30 เมตร/นาที หรือ 100 ฟุต/นาที	27-30 เมตร/นาที หรือ 90-100 ฟุต/นาที	< 27 เมตร/นาที หรือ 90 ฟุต/นาที
เครื่องมือในการเคลื่อนที่	Chain, Cylinder หรือ Rack และ Pinion	Chain หรือ Rack และ Pinion	Rack และ Pinion
ความยาวก้านเจาะ	1.5-4.5 เมตร หรือ 5-15 ฟุต	3-9 เมตร หรือ 10-30 ฟุต	9-12 เมตร หรือ 30-40 ฟุต
ระยะเจาะ	< 210 เมตร หรือ	< 600 เมตร หรือ	< 1800 เมตร หรือ

	700 ฟุต	2000 ฟุต	6000 ฟุต
แรงม้า	<150 HP	150-250 HP	> 250 HP
เครื่องดูด	< 20 ลิตร/นาที หรือ 75 แกลลอน/นาที	13-53 ลิตร/นาที หรือ 50-200 แกลลอน/นาที	> 53 ลิตร/นาที หรือ 200 แกลลอน/นาที
พื้นที่ทำงานที่ต้องการ (กว้าง x ยาว)	0.9 เมตร x 3 เมตร - 2.1 เมตร x 6 เมตร	2.1 เมตร x 6 เมตร - 2.4 เมตร x 13.5 เมตร	2.4 เมตร x 13.5 เมตร
พื้นที่ในการติดตั้ง สำนักงานสนาม (กว้าง x ยาว)	6 เมตร x 18 เมตร	30 เมตร x 45 เมตร	45 เมตร x 75 เมตร

ขั้นตอนการทำงานของงาน HDD มีดังต่อไปนี้

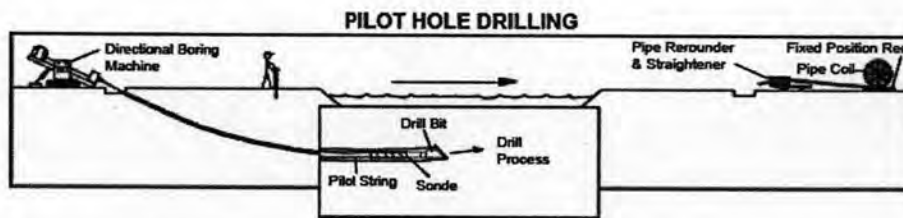
เมื่อขั้นตอนการกำหนดตำแหน่งก่อสร้างเสร็จสิ้น หัวเจาะ (Drilling bit) จะถูกนำมาติดตั้งเข้ากับก้านเจาะ จากนั้นจะเริ่มทำการเจาะโดยเริ่มจากจุดเข้า (Entry points) ซึ่งระบบนำทางจะถูกนำมาใช้เพื่อกำหนดและตรวจสอบตำแหน่งและแนวของท่อ และเมื่อเจาะไปถึงจุดออก (Exit points) หัวเจาะจะถูกเปลี่ยนเป็นหัวคว้าน (Reamer) ซึ่งการคว้านเป็นการเพิ่มขนาดของรูเจาะ และขนาดของรูเจาะนั้นต้องใหญ่กว่าท่อที่ติดตั้งด้วย ในขณะที่ทำการคว้านและการติดตั้งท่อ ดินที่ถูกคว้านจะผสมด้วยของเหลว ซึ่งจะอยู่ในสภาพของโคลน (Mud) สำหรับการเจาะที่มีระยะยาวๆหรือท่อที่จะติดตั้งมีขนาดใหญ่ ของเหลวที่ออกมาจะถูกนำกลับมาใช้ใหม่

การติดตั้งท่อโดยวิธี HDD โดยรวมแล้วมี 3 ขั้นตอน โดยขั้นแรกเกี่ยวข้องกับการเจาะรูขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางขนาดเล็กไปตามแนวการก่อสร้าง (Pilot hole) ขั้นที่สองเกี่ยวข้องกับการขยายรูที่เจาะให้มีขนาดใหญ่ขึ้น (Reaming) และขั้นสุดท้ายจะเกี่ยวกับการติดตั้งท่อเข้าไปในรูที่ขยายใหญ่นั้น (Pull back)

1) หลุมนำ (Pilot hole)

การเจาะรูจะเริ่มจากผิวดินจากตำแหน่งที่เป็นจุดทางเข้า (Entry point) การเจาะจะเอียงเป็นมุมประมาณ 8 ถึง 20 องศาจากแนวราบ และเจาะลงไปจนแนวการเจาะ (Bore path) วางตัวในแนวราบที่ระดับความลึกที่ออกแบบไว้ โดยก้านเจาะจะมีการโค้งหรือการโค้งงออยู่สองจุดที่ด้านทางเข้าและด้านทางออก ซึ่งการโค้งทั้งสองจุดนี้ต้องมีการออกแบบและคำนวณเพื่อช่วยลดความเค้นในท่อขณะติดตั้ง รัศมีโค้ง (Bend radius) เป็นกุญแจสำคัญในการเลือกใช้ขนาดของก้านเจาะและความหนาของก้านเจาะ โดยก้านเจาะที่มีขนาดใหญ่และหนาจะต้องใช้ระยะในการโค้งที่มากกว่าก้านเจาะที่มีขนาดเล็กและบางกว่า ซึ่งระบบการนำทางจะถูก

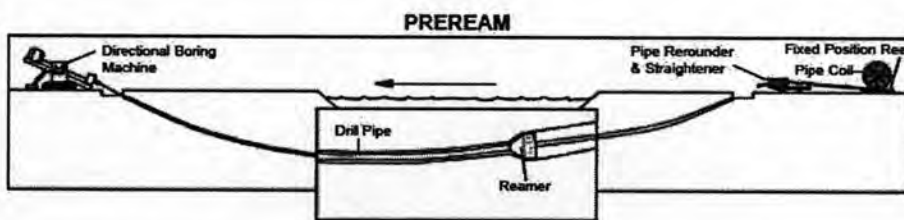
นำมาใช้ในการตรวจสอบตำแหน่งและความลึกของรูเจาะ ลักษณะของการเจาะหลุมน้ำได้แสดงในรูปที่ 2.23



รูปที่ 2.23 การเจาะหลุมน้ำ (Pilot hole) (Willoughby, 2005)

2) การคว้าน (Reaming)

เมื่อเจาะหลุมน้ำเสร็จ ขนาดของรูหรือหลุมจะต้องมีขนาดใหญ่พอที่ท่อสามารถทำการติดตั้งได้ เช่น เมื่อท่อขนาดที่จะติดตั้งมีขนาด 20 ซม. หรือ 8 นิ้ว ขนาดของรูเจาะหรือหลุมเจาะจะต้องมีขนาด 30 ซม. หรือ 12 นิ้ว หรือมากกว่า ในขั้นตอนนี้หัวคว้าน (Reamer) จะถูกนำมาติดตั้งแทนหัวเจาะ (Drilling bit) เพื่อคว้านในขณะที่ดึงกลับ รูปที่ 2.24 แสดงขั้นตอนการคว้าน หรืออาจจะใช้อีกวิธีหนึ่งซึ่งเรียกว่า หลุมเจาะต่อเนื่อง (Continuous borehole) คือ การเอาท่อที่จะติดตั้งต่อเข้ากับตัวคว้านพร้อมกันเลย บางทีการติดตั้งท่อไม่จำเป็นต้องมีการคว้านเมื่อขนาดของท่อมีขนาดเล็ก อย่างไรก็ตามหากขนาดของท่อที่จะติดตั้งมีขนาดใหญ่มาก การคว้านอาจจะต้องทำหลายครั้ง โดยทั่วไปขนาดของหลุมเจาะหลังจากทำการคว้านขยายแล้วจะมีขนาดประมาณ 1.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของท่อที่จะติดตั้ง

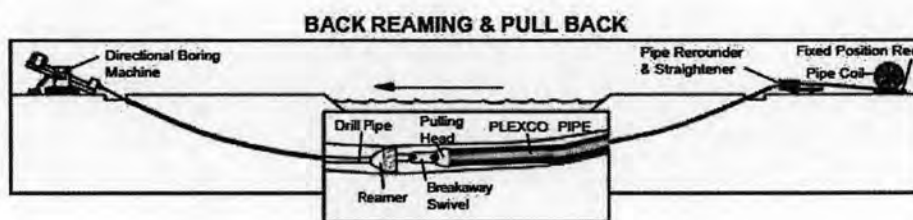


รูปที่ 2.24 ขั้นตอนของการคว้าน (Reaming)(Willoughby, 2005)

3) การดึงกลับ (Pullback)

เมื่อทำการคว้านหลุมเจาะเสร็จแล้วจะทำการติดตั้งท่อโดยท่อจะต่อเข้ากับหัวดึง (Pulling head) และหัวดึงจะต่อเข้ากับห่วงหยุด (Breakaway swivel) ซึ่งหน้าที่ของห่วงหยุดนี้คือช่วยป้องกันท่อ เมื่อแรงดึงที่กระทำกับท่อเกินค่าที่ท่อจะรับได้ ห่วงดึงนี้จะแตกหักและนำ

ตัวห่วงดึงต่อเข้ากับหัวคว้าน โดยขั้นตอนการดึงกลับจะต้องระวังในขณะติดตั้งเพราะว่าท่อจะมีการหมุน หรือการติดตั้งอาจทำไปพร้อมกับการขยายรูให้ใหญ่ขึ้น รูปที่ 2.25 แสดงขั้นตอนการดึงกลับ (Pull back)



รูปที่ 2.25 ขั้นตอนการดึงกลับ (Willoughby, 2005)

2.8.3 Duct bank

วิธีนี้เป็นการขุดดินในแนวตั้งเพื่อทำการติดตั้งบล็อกคอนกรีต โดยที่ท่อร้อยสายไฟจะอยู่ระหว่างบล็อกคอนกรีตอีกที วิธีนี้จะกระทำได้ในระดับที่ไม่ลึกมากนัก ส่วนประกอบพื้นฐานของวิธี Duct bank จะประกอบไปด้วย

- คอนกรีตกำลังอัดไม่น้อยกว่า 170 กก./ตร.ซม.
- ท่อ Reinforced thermosetting resin conduit (RTRC) ขนาด 5 นิ้ว ความหนา 0.070 นิ้ว
- Sheet pile ตอกชิดกันพร้อมค้ำยัน ซึ่งต้องมีความหนาไม่น้อยกว่า 9 มม. ความยาวของ Sheet pile ที่ฝังในดินต้องไม่น้อยกว่า $\frac{3}{4}$ เท่าของความลึกที่ขุด
- ท่อร้อยสายไฟในงาน Duct bank ซึ่งมีขนาดและคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมดังสรุปในตารางที่ 2.12

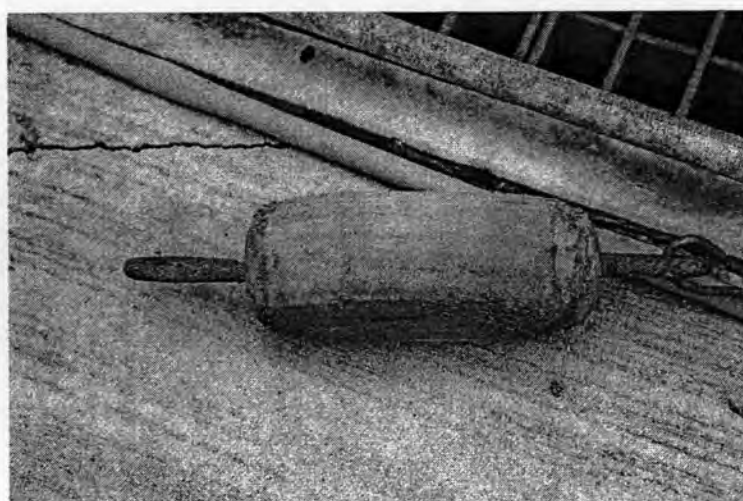
ตารางที่ 2.13 ขนาดและคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมของ Duct bank

Type	B [m]	H [m]	E [ton/m ²]	A [m ²]	I _y [m ⁴]	I _x [m ⁴]	EA [ton]	EI [ton.m ²]
1x2	0.28	0.47	1.97E+06	1.32E-01	8.65E-03	2.42E-03	2.59E+05	1.71E+04
2x5	0.47	1.04	1.97E+06	4.89E-01	9.37E-02	4.41E-02	9.64E+05	1.85E+05
3x6	0.66	1.23	1.97E+06	8.12E-01	1.55E-01	1.02E-01	1.60E+06	3.06E+05
4x6	0.85	1.23	1.97E+06	1.05E+00	1.55E-01	1.32E-01	2.06E+06	3.06E+05
5x3	1.04	0.66	1.97E+06	6.86E-01	2.40E-02	2.49E-02	1.35E+06	4.72E+04
6x3	1.23	0.66	1.97E+06	8.12E-01	2.40E-02	2.95E-02	1.60E+06	4.72E+04

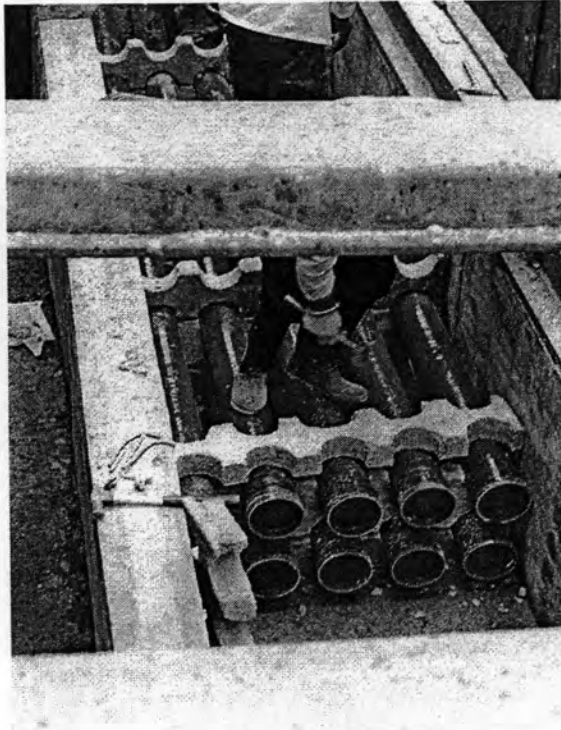
โดยที่ B	คือความกว้างของ Duct bank
H	คือความสูงของ Duct bank

ขั้นตอนการก่อสร้างในงาน Duct bank สามารถอธิบายเป็นขั้นตอนดังต่อไปนี้

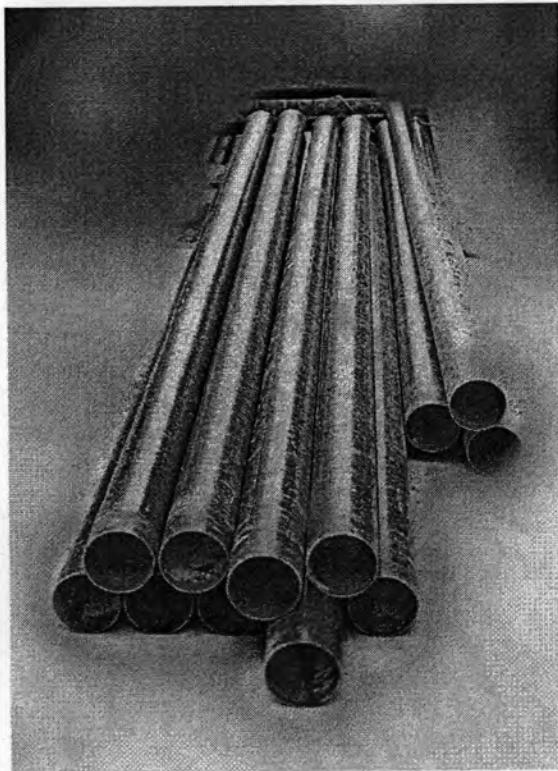
ก่อนเริ่มการขุดต้องติดตั้งระบบป้องกันดินพังทลาย โดยการติดตั้ง Sheet pile แล้วทำการขุดดินในพื้นที่ก่อสร้าง เพื่อทำการติดตั้งท่อร้อยสายไฟ โดยที่กองดินไม่ควรลุก้าบริเวณผิวจราจร เมื่อขุดดินได้ขนาดและระดับที่กำหนดแล้ว หากมีเลนดินให้ไถเลนดินออกจนถึงระดับดินแข็ง แล้วจึงใส่ทรายกระทุ้งแน่นหนาอย่างน้อย 10 ซม. จากนั้นจึงเทคอนกรีตหยาบหนาอย่างน้อย 5 ซม. เมื่อคอนกรีตหยาบแข็งตัวแล้วจึงดำเนินการก่อสร้างส่วนอื่นต่อไป การวางท่อร้อยสายไฟ วางโดยใช้แผ่นประกบร่องท่อตัวล่าง โดยวางห่างกันระยะไม่เกิน 100 ซม. ก่อนการเทคอนกรีตให้ตรวจดูแนวท่อว่ามีการเคลื่อนตัวของแนวท่อหรือไม่ การใช้เครื่องสั่นคอนกรีต ต้องไม่ควรให้หัวสั่นคอนกรีตโดนท่อโดยตรง การเทคอนกรีตควรใช้รางเทคอนกรีตค่อยๆ เทตลอดแนวท่อร้อยสายไฟได้ดิน การกลบร่องท่อและหลุมท่อบ่อพัก ให้ใช้ทรายกลบพร้อมบดอัดแน่นเป็นชั้นๆ รอคอนกรีตแข็งตัวจึงทำการทดสอบการอุดตันภายในท่อด้วยอุปกรณ์การทดสอบท่อ (Mandrel) โดยการทำการลากตัว Mandrel เข้าไปในท่อร้อยสายไฟฟ้าซึ่งตัวทดสอบนี้จะมีขนาดเล็กกว่าท่ออยู่เล็กน้อย โดยตัว Mandrel ได้แสดงในรูปที่ 2.26 ก่อนกลบท่อร้อยสายไฟฟ้าได้ดินช่วงนั้นๆ งานขอมถนน ทางเท้า คันทางอื่นๆ ให้ผู้รับจ้างขอมตามแบบมาตรฐานของหน่วยงานที่เป็นผู้รับผิดชอบในเส้นทางหรือถนนนั้นๆ ตัวอย่างการติดตั้งท่อร้อยสายไฟและรูปมาตรฐาน Duct bank ขนาดต่างๆ ได้แสดงในรูปที่ 2.27 (ก และ ข) และ 2.28 ตามลำดับ



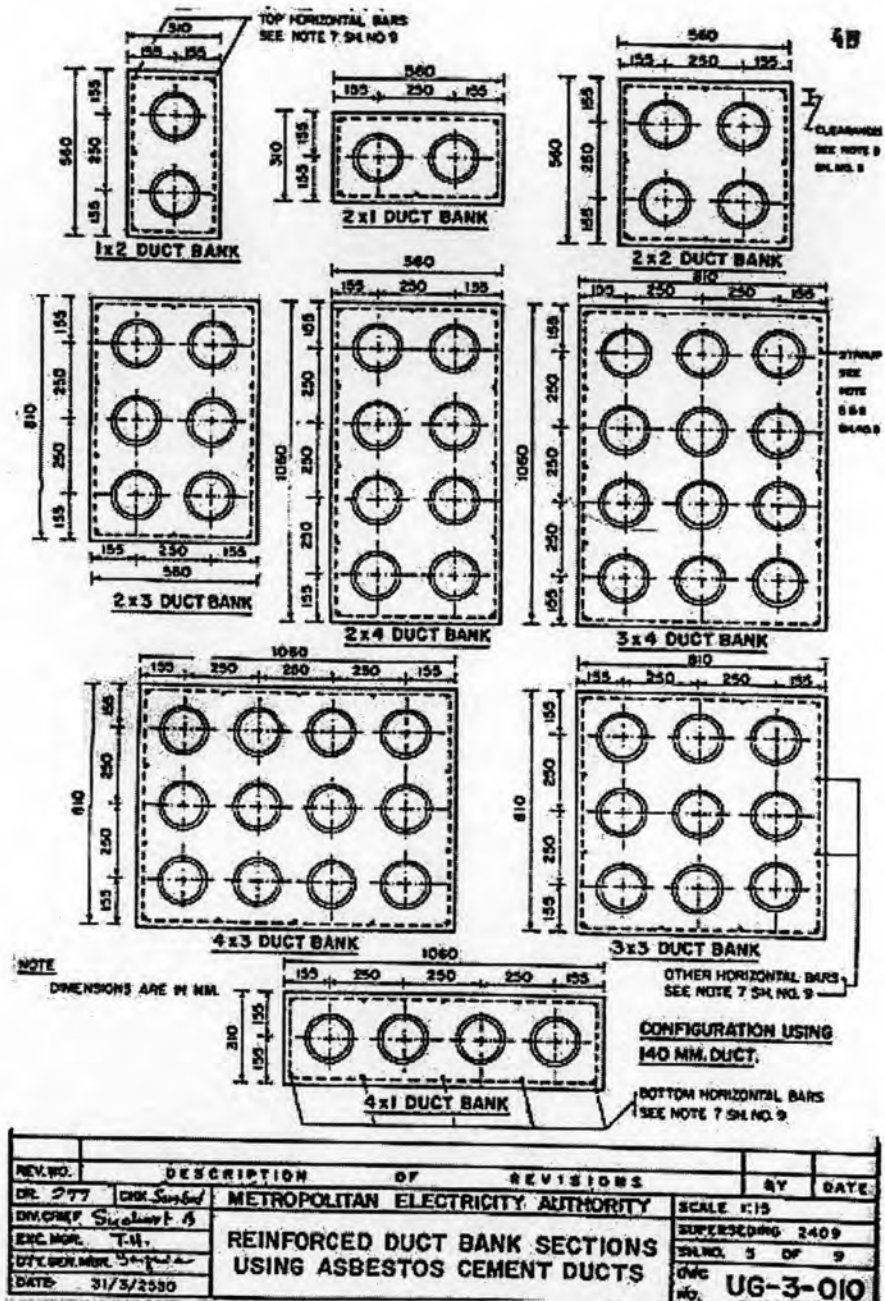
รูปที่ 2.26 Mandrel ที่ใช้งานในสนาม



รูปที่ 2.27 (ก) ตัวอย่างการติดตั้งท่อร้อยสายไฟ



รูปที่ 2.27 (ข) ท่อร้อยสายไฟฟ้า



รูปที่ 2.28 ตัวอย่างรูปมาตรฐาน Duct bank (การไฟฟ้านครหลวง, 2530)

2.8.4 ป่อพัก (Manhole)

วิธีนี้เป็นการขุดบ่อดินในแนวตั้งโดยตรงโดยใช้แรงงานคน ขั้นตอนการก่อสร้างสามารถอธิบายเป็นขั้นตอนดังต่อไปนี้

ขนาดของบ่อพัก จะต้องมีความไม่เล็กกว่าขนาดที่ตามแบบ โดยขนาดของบ่อพัก จะมีขนาดเฉพาะแล้วแต่งานวิธีการก่อสร้าง ทำการก่อสร้างโดยวิธีการจมบ่อ (Sinking Caisson Method) ยกเว้นได้รับการเห็นชอบให้ใช้กรณีอื่นๆเป็นงานๆไป (โดยเฉลี่ยความหนาผนังบ่อพัก ประมาณ 30 ซม.)

หลังการจมบ่อแล้วเสร็จ จะทำการขุดดินภายในบ่อออก โดยหลังจากการขุดดิน ด้านในบ่อถึงระดับที่ต้องการตามแบบแล้ว ให้ติดตั้งช่องขึ้นลงฝาบ่อพร้อมบันไดจากพื้นถนนลงไป ถึงพื้นล่างของบ่อ โดยบันไดทำด้วยเหล็กชุบสังกะสี การจมบ่อต้องติดตั้งระบบป้องกันน้ำซึมผ่าน ด้วย โดยให้ผู้รับจ้างนำเสนอวิธีและแบบเป็นงานๆไปหลังจากจมบ่อถึงระดับที่ต้องการ ให้ทำการเทคอนกรีตกันน้ำซึมผ่านบริเวณก้นบ่อ โดยส่วนผสมและแบบก่อสร้างคอนกรีตให้ผู้รับจ้างเป็นผู้จัดทำนำเสนอเป็นงานๆไป

การเอียงของบ่อพักทุกชนิด ผู้รับจ้างจะต้องดำเนินการก่อสร้างด้วยความ ระมัดระวัง และป้องกันไม่ให้บ่อพักเกิดการทรุดเอียงจากสาเหตุใดก็ตาม ค่าความเอียงของบ่อพัก ที่ยอมให้จะต้องไม่เกิน 1:50 หากค่าความเอียงมากกว่าที่กำหนด ผู้รับจ้างจะต้องทำการแก้ไข