

บทที่ 5

ปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์

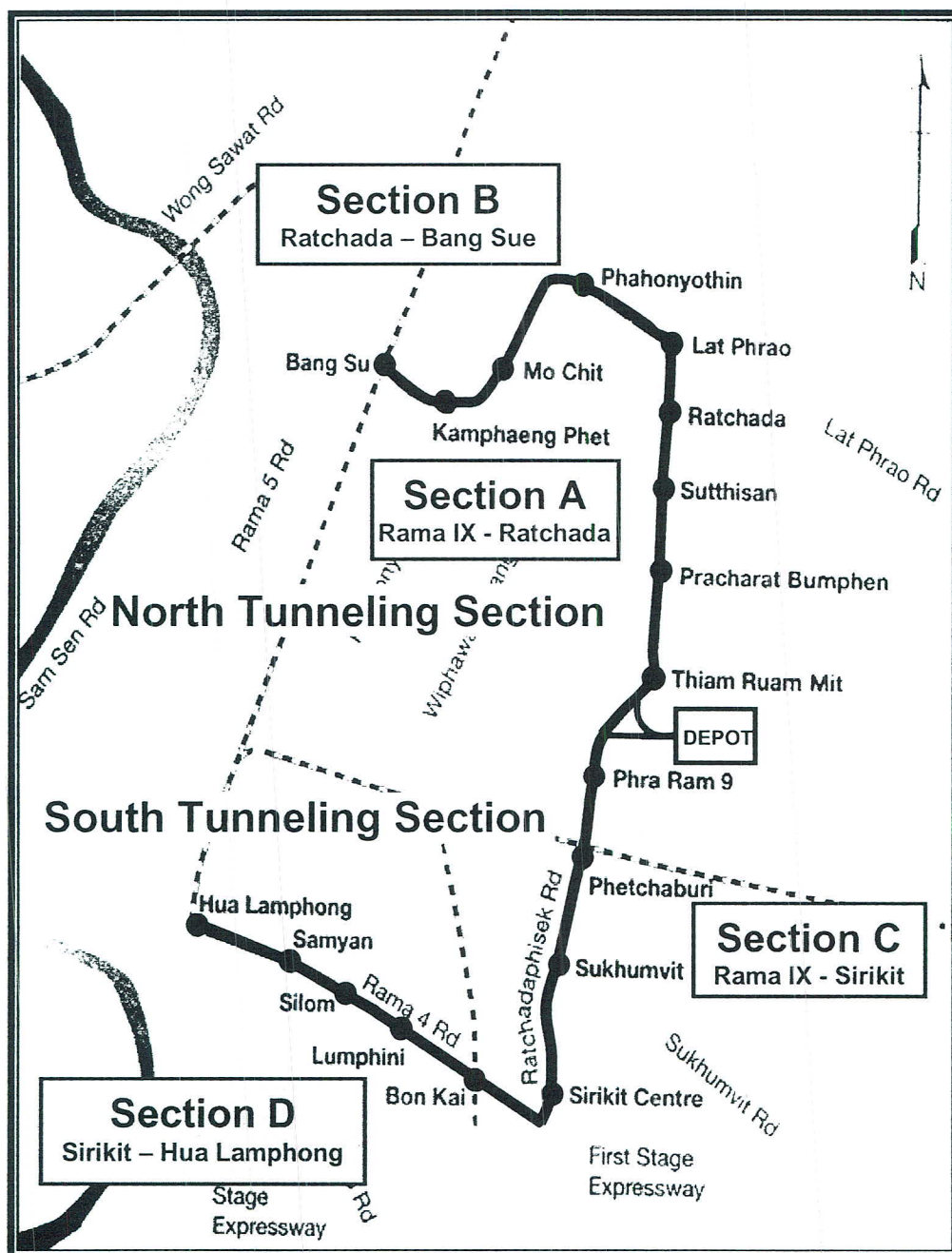
5.1 กล่าวนำ

ในบทนี้จะกล่าวถึงปัจจัยต่างๆที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์ผลกระทบต่อเสาเข็ม ซึ่งประกอบไปด้วย สภาพทางธรณีวิทยา ลักษณะและคุณสมบัติของหัวเจาะอุโมงค์ใต้ดิน เสาเข็ม และหลักการทางวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ และมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

5.2 สภาพทางธรณีวิทยา

สภาพทางธรณีวิทยาที่ใช้ในการศึกษาใช้ข้อมูลจากโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล เป็นกรณีศึกษา ลักษณะของโครงการเป็นอุโมงค์คูมีระยะทาง 20 กิโลเมตร เริ่มจากสถานีหัวลำโพง ไปสิ้นสุดที่สถานีบางซื่อดังแสดงในรูปที่ 5.1 ซึ่งเส้นทางของโครงการครอบคลุมพื้นที่ที่มีการจราจรติดขัด ส่วนอุโมงค์คูนั้นแต่ละอุโมงค์มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกและภายใน 6.3 เมตร และ 5.7 เมตร ตามลำดับ

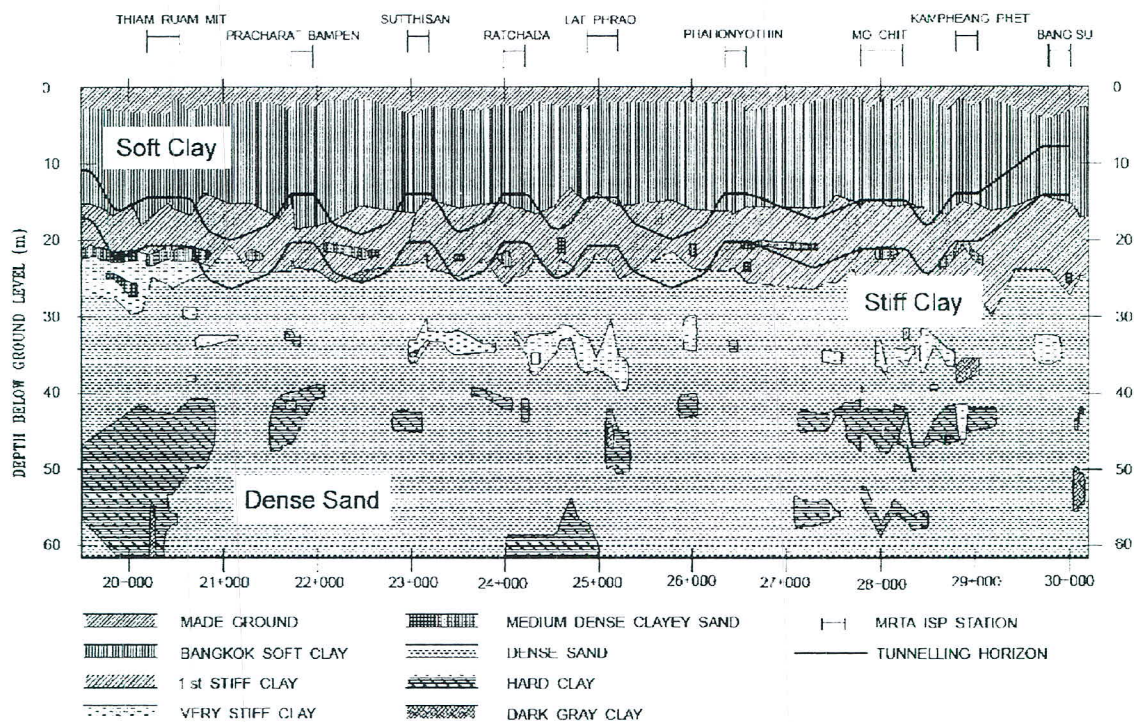
โครงการส่วนใต้เป็นรถไฟฟ้าใต้ดินแบบอุโมงค์คูโดยเริ่มต้นจากสถานีรถไฟฟ้าหัวลำโพงซึ่งอยู่ใกล้กับแม่น้ำเจ้าพระยาทางด้านตะวันออก เส้นทางของโครงการอยู่ใต้ถนนพระราม 4 ประมาณ 5 กิโลเมตร จนถึงศูนย์ประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ ต่อขึ้นไปทางทิศเหนือไปตามถนนอโศกและถนนรัชดาภิเษกอีก 4.5 กิโลเมตร จนถึงสถานีพระราม 9 ซึ่งมีส่วนต่อกันกับสถานีจตุรรถ โครงการส่วนเหนือต่อจากสถานีพระราม 9 ขึ้นไปทางเหนือ 4.5 กิโลเมตรตามถนนรัชดาภิเษกจนถึงถนนลาดพร้าวไปทางทิศตะวันตกจนถึงสวนจตุจักรและสิ้นสุดบริเวณใต้ดินของสถานีรถไฟฟ้าบางซื่อ โดยอุโมงค์อยู่ลึกไปจากผิวดินประมาณ 20 เมตร โครงการแต่ละส่วนมีระยะทางประมาณ 10 กิโลเมตร และประกอบด้วยสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินส่วนละ 9 สถานี



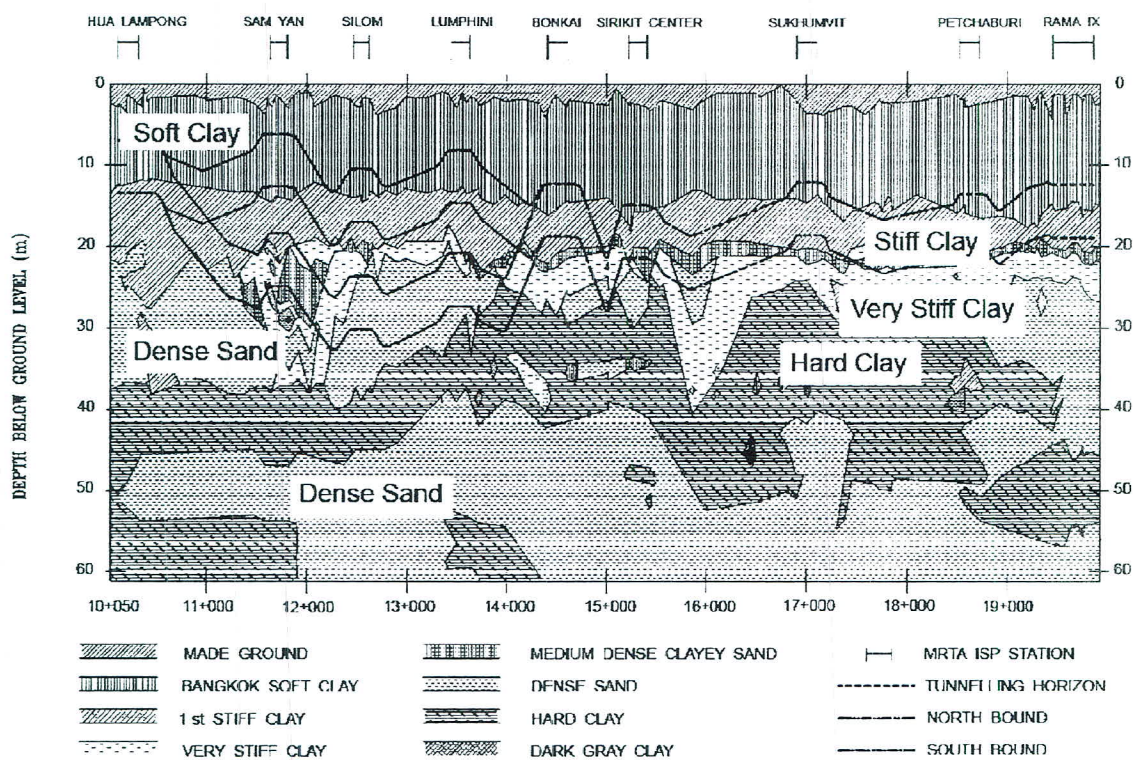
รูปที่ 5.1 แนวเส้นทางของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล

5.2.1 สภาพชั้นดินทั่วไปตามแนวเส้นทางของโครงการ

จากที่ได้ทำการสำรวจและทำการทดสอบสภาพชั้นดินตามเส้นทางของโครงการพบว่าสามารถแบ่งย่อยสภาพของชั้นดินได้เป็น 2 ส่วนคืออุโมงค์ส่วนเหนือ (จาสถานีศูนย์วัฒนธรรมถึงสถานีบางซื่อ) สภาพชั้นดินมีรูปแบบดังแสดงในรูปที่ 5.2 และอุโมงค์ส่วนใต้ (จากสถานีหัวลำโพงไปจนถึงสถานีศูนย์วัฒนธรรม) สภาพชั้นดินเป็นดังรูปที่ 5.3 ซึ่งแต่ละส่วนมีสภาพชั้นดินดังนี้



รูปที่ 5.2 สภาพชั้นดินจากสถานีศูนย์วัฒนธรรมไปจนถึงสถานีบางซื่อ



รูปที่ 5.3 สภาพชั้นดินจากสถานีหัวลำโพงไปจนถึงสถานีศูนย์วัฒนธรรม

1. ชั้นดินถม (Made Ground)

โดยส่วนใหญ่ผิวดินเหนียวโม่งค์เป็นถนน ดังนั้นในชั้นดินถมจึงประกอบด้วยวัสดุในการก่อสร้างถนนจำพวกแอสฟัลท์ คอนกรีต ทราบ หิน ซึ่งในชั้นดินนี้มีความหนาประมาณ 4 เมตร คุณสมบัติของดินชั้นนี้แสดงดังตารางที่ 5.1

ตารางที่ 5.1 แสดงคุณสมบัติของชั้นดินถม

Parameter	Made Ground
Bulk Density	18 kN/m ³
Undrained Shear Strength	N/A
Effective Shear Strength	$C' = 0, \phi' = 25$
Stiffness	$E' = 5000 \text{ kPa}$
Poisson Ratio	0.3

2. ชั้นเปลือกที่เกิดจากขบวนการสลายตัวจากสภาพแวดล้อม (Weathered Clay)

ชั้นดินนี้หนาประมาณ 1.5 – 4 เมตร มีปริมาณความชื้นในมวลดินต่ำ ลักษณะดินมีสีน้ำตาลอมเหลืองถึงเทาเข้มและมีกำลังรับน้ำหนักค่อนข้างสูง

3. ชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay)

ชั้นดินเหนียวอ่อนเป็นชั้นดินที่อยู่ถัดลงไป มีลักษณะเป็นสีเขียวมะกอกสีเทาปานกลางหรือเทาแก่ มีส่วนประกอบของปริมาณน้ำตามธรรมชาติประมาณ 50 – 80 %หรือมากกว่า และมีความหนาประมาณ 15 เมตร คุณสมบัติของดินชั้นนี้แสดงดังตารางที่ 5.2

ตารางที่ 5.2 แสดงคุณสมบัติของชั้นดินเหนียวอ่อน

Parameter	Bangkok Soft Clay
Unit Weight	16 kN/m ³
PL	20-40%
LL	55-90%
LI	0.5-1.0
PI	30-50%
Water Content	50-80%
Clay Content	35-85%
S _u	20 + 3.5 (z-7) , z begins at 7 m from surface
E _u	6.250 + 900(z-7) kPa
φ'	23
K _o	0.75
OCR	1.2
k	3 x 10 ⁻⁹ m/s

4. ชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay)

ชั้นดินเหนียวแข็งวางตัวเป็นแนวยาว มีลักษณะเป็นสีน้ำตาลอ่อนถึงน้ำตาล ในบางบริเวณจะมีจุดสีแดงหรือเหลืองปนอยู่ ดินชั้นนี้อยู่ที่ความลึก 15 เมตร ถึง 25 เมตร ความหนาเฉลี่ยประมาณ 10 เมตร ในพื้นที่เขตพญาไทพบชั้นดินนี้ที่ระดับ 17 เมตร และชั้นล่างสุดอยู่ที่ระดับ 29 เมตร นับว่าเป็นบริเวณพื้นที่ที่มีความหนาของชั้นดินเหนียวหนาที่สุดแห่งหนึ่งในกรุงเทพฯ การเปลี่ยนแปลงความหนาของชั้นดินเหนียวจากที่หนึ่งไปยังอีกที่หนึ่งไม่มีรูปแบบที่แน่นอน มีการทรุดตัวต่ำมาก ซึ่งมีความเหมาะสมในการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน เพราะมีความแข็งแรงพอสมควร คุณสมบัติของดินชั้นนี้แสดงดังตารางที่ 5.3

ตารางที่ 5.3 แสดงคุณสมบัติของชั้นดินเหนียวแข็ง

Parameter	Above 20 m	Below 20 m
Unit Weight	19 kN/m ³	19 kN/m ³
PL	25-40%	15-25%
LL	60-80%	30-50%
LI	-0.25 to 0.4	-0.25 to 0.4
PI	30-50%	15-30%
Water Content	25-40%	15-25%
Clay Content	85%	20%
S _u	78 kPa at 13 m to 120 kPa at 20 m	120 kPa
E _u	43,000 kPa at 13 m to 52,800 kPa at 20 m	52,800 kPa
φ'	26	26
K _o	0.65	0.65
OCR	1.65	1.65
k	1 x 10 ⁻⁹ m/s	1 x 10 ⁻⁹ m/s

5. ชั้นทรายชั้นที่หนึ่ง (First Sand Layer)

ความลึกของชั้นดินทรายชั้นที่หนึ่งอยู่ที่ระดับประมาณ 20 – 35 เมตร ดินชั้นนี้มีลักษณะเป็นสีเทาอ่อนถึงน้ำตาลอ่อน อาจมีชั้น Sandy Clay หรือ Clayey Sand คั่นอยู่ระหว่างชั้นของดินเหนียวแข็งกับชั้นทรายชั้นที่หนึ่งในบางแห่ง ดินชั้นนี้จัดเป็น Silty Sand ความลึกปกติของชั้นดินนี้เปลี่ยนแปลงอยู่ในช่วง 21 – 29 เมตร มีความหนาประมาณ 10 เมตร โดยเฉลี่ยในพื้นที่ทางด้านทิศใต้ของอำเภอปากเกร็ด ชั้นล่างสุดของดินชั้นนี้ลึกถึง 39 เมตร คุณสมบัติดินชั้นนี้แสดงดังตาราง 5.4

ตารางที่ 5.4 แสดงคุณสมบัติของชั้นทราย

Parameter	Dense Sand
Unit Weight	20 kN/m ³
Clay Content	< 35%
φ'	36
OCR	1.5
K _o	0.5
k	1 x 10 ⁻⁷ m/s

6. ชั้นดินเหนียวแข็งมาก (Hard Clay)

ชั้นดินนี้เรียกอีกอย่างว่าชั้นดินเหนียวแข็งชั้นที่สอง มีลักษณะเป็นสีน้ำตาลอ่อนถึงเทา มีความหนาประมาณ 2-12 เมตร ความหนามักเปลี่ยนแปลงไปตามแต่ละพื้นที่ ในบางพื้นที่อาจไม่พบชั้นดินนี้ ดินชั้นนี้วางตัวอยู่ใต้ชั้นทรายชั้นแรกซึ่งมีความแข็งมาก ในบางครั้งของการเจาะสำรวจก็พบชั้นทรายบางๆปะปนอยู่ในดินเหนียวชั้นนี้เหมือนกัน คุณสมบัติดินชั้นนี้แสดงดังตารางที่ 5.5

7. ชั้นทรายชั้นที่สอง (Second Sand Layer)

ชั้นทรายชั้นนี้มีลักษณะคล้ายกับชั้นทรายชั้นแรก มีสีน้ำตาลถึงเหลืองอมเทา ชั้นดินนี้หนาประมาณ 12 เมตร อาจเปลี่ยนแปลงถึง 4 – 20 เมตร พบที่ระดับความลึกประมาณ 43 – 58 เมตร ความลึกโดยเฉลี่ยประมาณ 45 เมตร ความลึกปลายสุดของชั้นดินนี้ประมาณ 55 เมตร

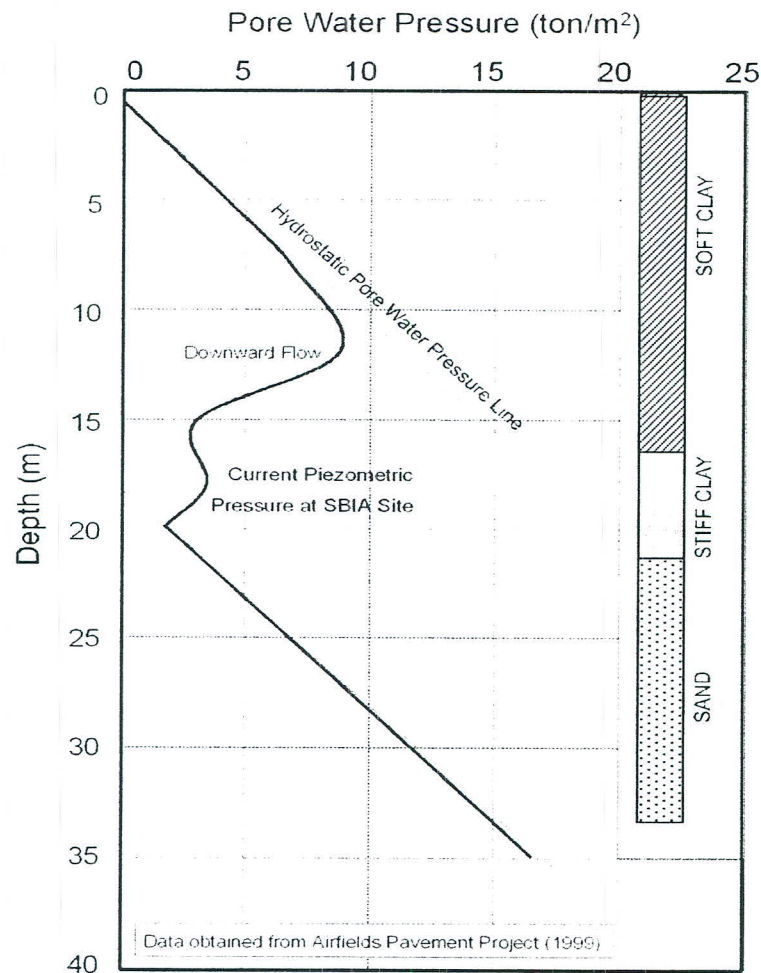
ตารางที่ 5.5 แสดงคุณสมบัติของชั้นดินเหนียวแข็งมาก

Parameter	Hard Clay
Unit Weight	20 kN/m ³
PL	22
LL	55
LI	-0.21 to 0.24
PI	33
Water Content	15-30%
S _u	150 kPa at 20 m to 200 kPa at 40 m : 200 kPa (>40 m)
E _u	82,500 kPa at 20 m to 100,000 kPa at 40 m :100,000 kPa (> 40 m)
φ'	23
OCR	1*
K _o	0.8
k	2 x 10 ⁻⁹ m/s

*assumed value

5.2.2 สภาพแรงดันน้ำใต้ดิน

แรงดันน้ำใต้ดินที่ความลึกตั้งแต่ 6 เมตรจากผิวดินลงไป แรงดันน้ำมีลักษณะไม่เป็นเส้นตรง (non-hydrostatic) ซึ่งคาดว่าเกิดจากการสูบน้ำจากบ่อบาดาลในอดีต ในชั้นดินเหนียวแรงดันน้ำที่วัดได้มีค่าไม่คงที่และค่อนข้างมีค่ากระจายหากนำมาพล็อตกราฟ ซึ่งในชั้นทรายพบว่าแรงดันน้ำมีค่าใกล้เคียงศูนย์ที่จุดบนสุดของชั้นทราย รูปที่ 5.4 แสดงแรงดันน้ำใต้ดินโดยทั่วไปในชั้นดินกรุงเทพฯ



รูปที่ 5.4 แรงดันน้ำใต้ดินโดยทั่วไปในชั้นดินกรุงเทพฯ (Geotechnical report BMTC, 2006)

5.3 ข้อมูลของหัวเจาะอุโมงค์

ในโครงการดังกล่าวได้ทำการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield) และแบ่งส่วนการขุดเจาะอุโมงค์ออกเป็น 4 ส่วน ได้แก่ Section A Section B Section C และ Section D ดังรูปที่ 5.1 ทั้งนี้ข้อมูลของหัวเจาะในแต่ละส่วนแสดงดังตารางที่ 5.6

ตารางที่ 5.6 ข้อมูลหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลที่ใช้ในโครงการรถไฟฟ้าสายเฉลิมรัชมงคล

EPB Shield	1 & 2	3 & 4	5 & 6	7 & 8
Section	A North	B North	C South	D South
Route	TRM – Ratchada	Ratchada – Bang Sue	Rama IX - Sirikit	Sirikit - Hua Lampong
Operator	TRM – Rama IX. Depot Nishimatsu	Obayashi	Kumagai Gumi	Billfinger & Berger
Specification				
Manufacturer	Kawasaki	Kawasaki	Kawasaki	Herrenknecht
Shield Diameter	6.43 m	6.43 m	6.43 m	6.46 m
Typical Face Pressure	50 kPa	180 kPa	200 kPa	180 kPa
Cutting wheel dia. Not including copy cutter	6.43 m	6.43 m	6.43 m	6.48 m
Over-excavation Gap	6.5 cm	6.5 cm	6.5 cm	9 cm
Max. Copy Cutter Stroke	10 cm	10 cm	10 cm	N.A.
Overall Length	8.35 m	8.35 m	8.33 m	6.19 m
Articulation Number	1 (4.39/3.94)	1 (4.39/3.94)	1 (4.39/3.94)	1 (3.275/2.915)
Number of Jacks	20 x 200 tonne	20 x 200 tonne	40 x 100 tonne	40 x 100 tonne
Total Thrust Force	35630 kN	35630 kN	35630 kN	28300 kN
Cutter head drive	4 x 180 Kw electric motors	4 x 180 Kw electric motors	4 x 180 Kw electric motors	8 hydraulic motors powered by 4 x 160 Kw electric pumps
Opening Ratio of cutter face	60 %	60 %	60 %	42 %
Grouting				
Type of Grouting	Thixotropic cement / bentonite	Thixotropic cement / bentonite	Thixotropic cement / bentonite	Bentonite, cement + Fly Ash
Typical Pressure	2.5 bar	2 bar	2 bar	>3 bar
Typical Quantities	1.8 m ³ /m	1.8 m ³ /m	2.2 m ³ /m	N.A.
Typical Grout Filling Ratio	120 %	120 %	120 %	150%
Muck Removal				
Operation	Screw Conveyor, Belt Conveyor & Muck Car	Screw Conveyor & Pumping	Screw Conveyor, Belt Conveyor & Muck Car	Screw Conveyor, Belt Conveyor & Muck Car
Max. Screw Conveyor	312 m3 / hr	312 m3 / hr	312 m3 / hr	200 m3 / hr
Max. Belt Conveyor	150.0 m3 / hr	-	-	-
Max. Pumping Rate	-	150.0 m3/hr	-	-
Typical Slurry Additive Volume	2.5 m3 / m	13.0 m3 / m	N.A.	11.0 m3 / m
Typical Excavated Soil Volume	45.0 m3 / m	55.0 m3 / m	N.A.	51.0 m3 / m

5.4 เสาเข็ม

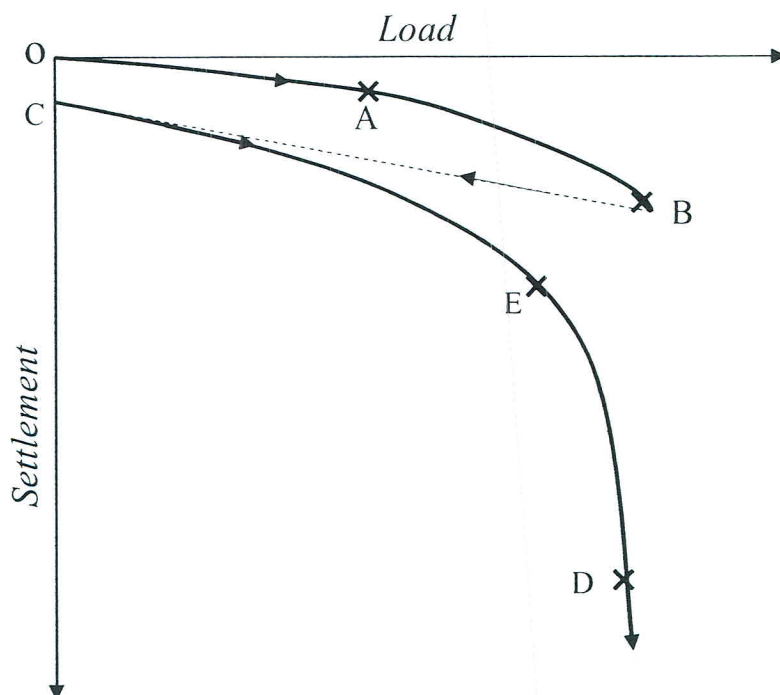
เนื่องจากในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล ลักษณะของพื้นดินอยู่บนชั้นดินใหม่ที่เกิดจากการทับถมของตะกอนที่พัดพาจากน้ำทะเล ดังนั้นลักษณะของดินจึงเป็นดินอ่อน ทำให้โครงสร้างอาคารส่วนมากต้องใช้เสาเข็มเพื่อที่จะถ่ายน้ำหนักของโครงสร้างลงสู่ชั้นดินที่มีความแข็งแรงด้านล่าง เสาเข็มที่ใช้ในเขตกรุงเทพฯ และปริมณฑลมีหลายขนาด และหลายชนิดขึ้นอยู่กับสภาพของชั้นดิน น้ำหนักของโครงสร้างที่เสาเข็มต้องรับและราคาก่อสร้างรวมทั้งอาคารข้างเคียงที่อยู่ใกล้กับแนวการก่อสร้าง

5.4.1 กลไกการส่งถ่ายน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

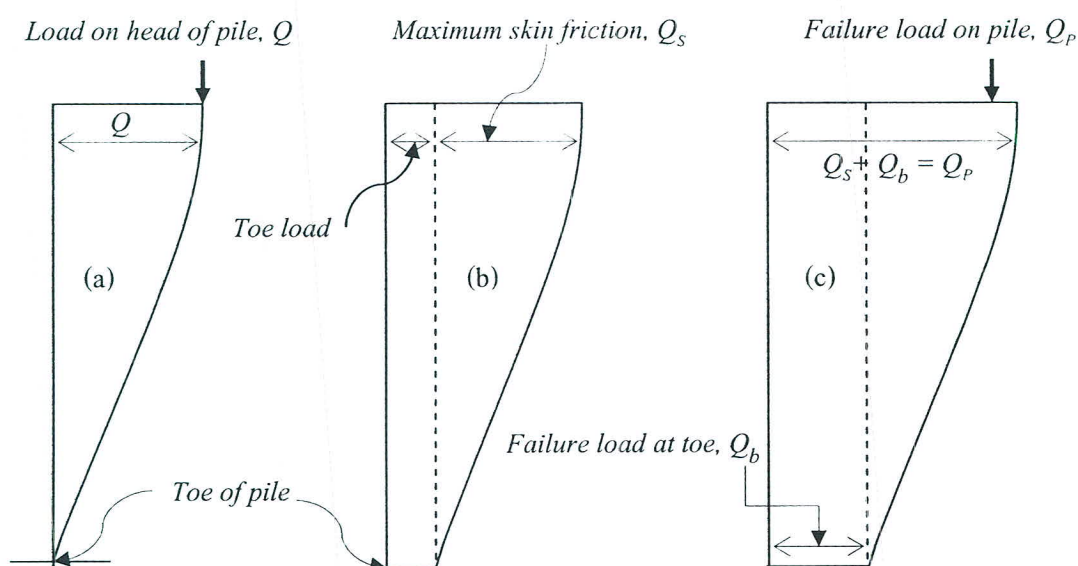
เมื่อเสาเข็มรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มมากขึ้นในอัตราที่เร็วพอประมาณ เสาเข็มจะมีพฤติกรรมแสดงดังรูปที่ 5.5 โดยที่เริ่มแรกพฤติกรรมของดินและเสาเข็มจะเป็นอีลาสติก ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนัก และการทรุดตัวจะเป็นเส้นตรงจนถึงจุด A และเมื่อเอาน้ำหนักออกที่ระยะใดๆ จากจุดเริ่มต้น 0 ถึงจุด A ส่วนหัวของเสาเข็ม (Pile head) จะย้อนกลับสู่ระดับเดิมที่ยังไม่ได้รับน้ำหนัก และเมื่อน้ำหนักเพิ่มมากขึ้นจนเลยจุด A จะเกิดการครากขึ้น ซึ่งเสาเข็มจะเกิดการสไลด์ตัวขึ้นจนกระทั่งถึงจุด B ขณะที่แรงเสียดทานที่ผิวของเสาเข็มจะเกิดขึ้นสูงสุด แต่ถ้าปล่อยน้ำหนักที่จุด B ส่วนหัวของเสาเข็มจะย้อนกลับสู่จุด C ซึ่งจะมีค่าไม่เท่าเดิมและจะมีระยะคงที่เท่ากับ OC ซึ่งทำให้เสาเข็มเกิดแรงเสียดทานที่ผิวของเสาเข็มสูงสุด การเคลื่อนตัวของเสาเข็มมีค่าค่อนข้างน้อยโดยมีค่าเพียง 0.3 ถึง 1% ของเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็มเท่านั้น จากนั้นแรงต้านส่วนปลายของเสาเข็มจะเกิดขึ้นเมื่อเสาเข็มเริ่มมีการเคลื่อนตัวลงสู่ชั้นดินด้านล่างมากขึ้น การเคลื่อนตัวของเสาเข็มนั้นจะขึ้นอยู่กับขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม ซึ่งอาจอยู่ในช่วง 10 ถึง 20 % ของเส้นผ่าศูนย์กลางที่ปลายเสาเข็ม เมื่อเสาเข็มรับน้ำหนักที่ส่วนปลายของเสาเข็มเพิ่มมากขึ้นจนถึงจุด D เสาเข็มจะเคลื่อนตัวลงสู่ชั้นดิน โดยที่น้ำหนักบรรทุกไม่เพิ่มขึ้นหรืออาจจะเพิ่มขึ้นน้อยมาก แต่การทรุดตัวจะมีค่ามาก

ถ้าติดเกจวัดค่าความเครียด (Strain gauges) ที่ระยะต่าง ๆ ตามความยาวของเสาเข็ม ซึ่งค่ากำลังต้านน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม จะลดลงในแต่ละระดับความลึกจากบนลงล่างดังแสดงในรูปที่ 5.6 ซึ่งแสดงการถ่ายน้ำหนักจากเสาเข็มสู่ดิน ที่แต่ละช่วงการรับน้ำหนักดังรูปที่ 5.5 ซึ่งเมื่อเสาเข็มรับน้ำหนักถึงจุด A ซึ่งเสมือนค่าน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดถูกรับไว้ด้วยแรงเสียดทานไม่มีแรงต้านส่วนปลายหรือมีแต่น้อยมาก ดังรูปที่ 5.6 (a) เมื่อเสาเข็มรับน้ำหนักจนถึงจุด B เสาเข็มจะต้านน้ำหนักบรรทุกโดยเกิดค่าแรงเสียดทานสูงสุดและแรงต้านส่วนปลายบางส่วน ดังรูปที่ 5.6(b) และเมื่อเสาเข็มรับน้ำหนักเพิ่มมากขึ้นจนถึงจุด D เสาเข็มจะไม่สามารถรับน้ำหนักไว้ได้อีก แรงต้านส่วนปลายจะเพิ่มขึ้นจนมีค่าสูงสุดในขณะที่แรงเสียดทานไม่เพิ่มขึ้นอีก จากจุด B ถึงจุด D แรงเสียดทาน

เพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อย แต่แรงดันส่วนปลายเพิ่มมากขึ้นจนถึงค่าสูงสุดที่จุด D ดังรูปที่ 5.6 (c) และจุด D คือจุดที่กำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของเสาเข็ม



รูปที่ 5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการทรุดตัวของเสาเข็มที่รับแรงอัดจนเกิดการวิบัติ



รูปที่ 5.6 แสดงการถ่ายน้ำหนักบรรทุกภายนอกจากหัวเสาเข็มไปสู่แรงเสียดทานและแรงดันส่วนปลายเสาเข็มตามรูปที่ 5.4: (a) ณ. จุด A, (b) ณ.จุด B, (c) ณ.จุด D

5.4.2 พฤติกรรมของเสาเข็มตอกในชั้นดินเหนียว

เมื่อทำการตอกเสาเข็มลงไปดินที่มีความเชื่อมแน่น (ดินเหนียว) ดินจะเคลื่อนที่ถูกแทนที่ในทางด้านข้างและด้านทิศทางขึ้นสู่ผิวดิน ผิวดินสูงขึ้น (Heave) เริ่มแรกจะขยายมีขอบเขตเท่ากับปริมาตรของเสาเข็มที่ตอกลงสู่ดิน ดินเหนียวที่อยู่ใกล้กับผิวของเสาเข็มจะถูกรบกวนอย่างมากและแรงดันน้ำในช่องว่างจะสูงมากขึ้น ในดินเหนียวอ่อนค่าแรงดันน้ำในช่องว่างอาจจะสูง และคงอยู่เป็นเวลาหลายสัปดาห์หรือหลายเดือน จนกว่าแรงดันน้ำนี้จะค่อยๆ ลดลง และเกิดค่าหน่วยแรงประสิทธิผลขึ้นอย่างช้าๆ ดินเหนียวอ่อนจะถูกแทนที่ด้วยเสาเข็มและสัมผัสกับผิวของเสาเข็ม น้ำจะถูกขับออกจากดินสู่ดินเหนียวรอบๆ ดินจะแข็งและแห้งมากขึ้น ณ จุดที่สัมผัสกับผิวของเสาเข็ม ในขณะที่แรงดันน้ำลดลงและเกิดค่าการบดอัดด้วยน้ำขึ้น ผิวดินที่สูงเพิ่มขึ้นจะลดลงใกล้เคียงกับระดับดินเดิม ผลของการตอกเสาเข็มในดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) ก่อนข้างที่จะแตกต่างจากดินเหนียวอ่อน การเคลื่อนที่ทางด้านข้างและเคลื่อนที่ขึ้นยังจะเกิดขึ้น แต่จะมีรอยร้าวเกิดขึ้นในแนวรัศมีรอบๆ เสาเข็ม ถ้าดินเหนียวมีโครงสร้างของดินที่มีรอยแยกอยู่ รอยร้าวในแนวรัศมีที่เกิดขึ้นรอบเสาเข็มจะแพร่กระจายไปตามรอยแยกที่มีอยู่อย่างมากตามความลึกที่ด้านล่างของปลายเสาเข็ม ดินเหนียวจะถูกรบกวนอย่างมาก โครงสร้างดินที่มีรอยแยกอยู่จะถูกทำลาย แรงดันน้ำจะมีค่าเพิ่มสูงขึ้นในบริเวณใกล้กับผิวของเสาเข็มและแพร่กระจายไปสู่รอยร้าวในแนวรัศมีอย่างรวดเร็ว และค่าแรงดันน้ำจะลดลงเนื่องจากการบวมตัวของดิน หลังจากนั้นจะมีผลทำให้กำลังรับน้ำหนักสูงในช่วงแรก ซึ่งอาจจะเป็นการลดขอบเขตการกระจายของแรงดันน้ำที่ลดลงบางส่วน และการทรุดตัวของดินจะเกิดขึ้นและเกิดการอัดตัวของดินแน่นขึ้นที่บริเวณโดยรอบและปลายของเสาเข็ม

5.4.3 พฤติกรรมของเสาเข็มตอกในชั้นทราย

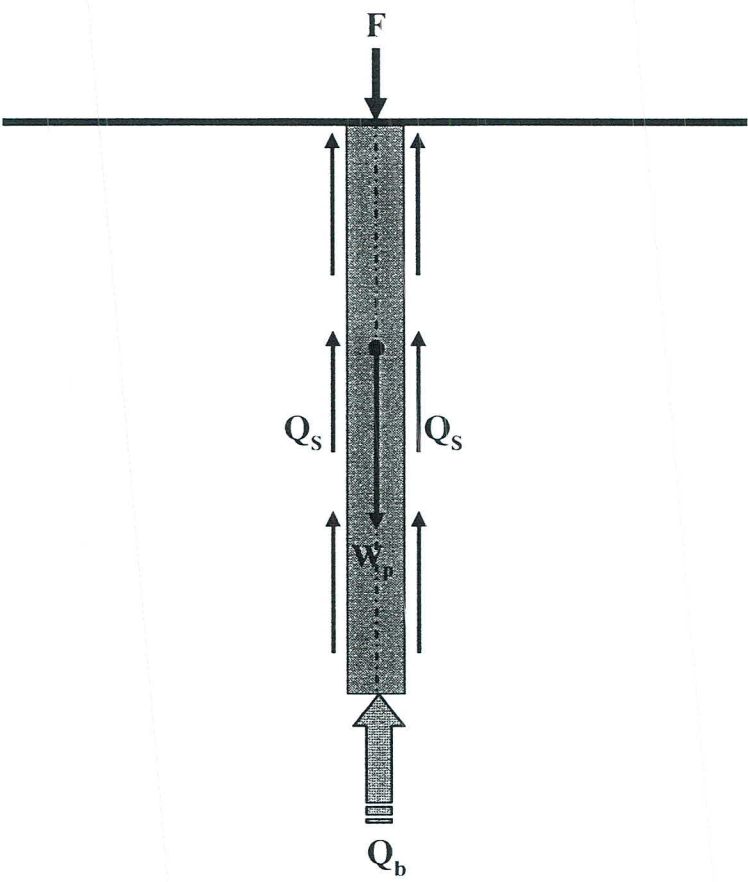
เมื่อทำการตอกเสาเข็มในชั้นทรายหรือดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น พฤติกรรมที่เกิดขึ้นจะแตกต่างจากดินเหนียวอย่างมากคือ เมื่อตอกเสาเข็มลงไปชั้นทรายโดยทั่วไปแล้วแรงสั่นสะเทือนและการเคลื่อนตัวของดินในบริเวณโดยรอบเสาเข็มจะแน่นขึ้น เมื่อดินจะเกิดการเรียงตัวกันใหม่หรืออาจมีบางส่วนที่แตกเป็นเม็ดละเอียดเพิ่มมากขึ้น ดังนั้นในทรายหลวมการรับน้ำหนักของทรายหลวมจะมีค่าเพิ่มมากขึ้น และทำให้ดินโดยรอบเสาเข็มมีความหนาแน่นสัมพัทธ์มากขึ้นอันเนื่องมาจากการตอกเสาเข็ม

5.4.4 กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

จากหลักการประเมินค่ากำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มจากแรงเสียดทานที่ผิวทางด้านข้างและแรงต้านส่วนปลาย โดยทฤษฎี Static การคำนวณการรับน้ำหนักของเสาเข็มแสดงดังสมการที่ 5.1

$$Q_p = Q_b + Q_s - W_p \tag{5.1}$$

เมื่อ Q_p คือ กำลังรับน้ำหนักสูงสุดของเสาเข็ม Q_b คือกำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากแรงต้านส่วนปลายของเสาเข็ม Q_s คือกำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากแรงเสียดทานที่ผิวของเสาเข็ม และ W_p คือน้ำหนักของเสาเข็ม รูปที่ 5.7 แสดงพฤติกรรมของเสาเข็มเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกจากภายนอก F ซึ่งเมื่อเสาเข็มอยู่ในสภาวะสมดุลแรงจากภายนอกจะเท่ากับกำลังรับน้ำหนักสูงสุดของเสาเข็ม



รูปที่ 5. 7 แสดงสถานะที่เสาเข็มรับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง

ตารางที่ 5.7 แสดงข้อมูลของเสาเข็มที่ใช้โดยทั่วไปที่ได้จากการเก็บรวบรวมข้อมูลจากโครงการต่างๆในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑลและบางจังหวัด ซึ่งจะเห็นได้ว่าเสาเข็มที่ใช้กันในปัจจุบันมีมากมายหลายขนาดทั้งเสาเข็มเจาะและเสาเข็มตอก ซึ่งอาคารสูงส่วนใหญ่จะใช้เสาเข็มเจาะที่มีความยาวของเสาเข็มยาวถึงชั้นทรายหรือเกินกว่าชั้นทรายชั้นที่ 1 และมีเสาเข็มจำนวนมากที่ใช้ในหลายโครงการที่เป็นเสาเข็มตอกและความยาวของเสาเข็มไม่มากนักซึ่งเสาเข็มที่มีรูปร่างสี่เหลี่ยมจัตุรัสหรือเสาเข็มที่มีรูปร่างเป็นตัวไอ ขนาด 0.30 ถึง 0.40 เมตร มักนิยมใช้และ

ความยาวเสาเสาเข็มจะมีความยาวประมาณ 7 ถึง 20 เมตร ซึ่งเสาเข็มที่มีขนาดและความยาวดังกล่าว อาจจะได้รับผลกระทบได้จากการก่อสร้างข้างเคียง เช่นการก่อสร้างอุโมงค์

ตารางที่ 5.7 ข้อมูลของเสาเข็มที่ใช้โดยทั่วไปในเขตกรุงเทพมหานคร-ปริมณฑลและบางจังหวัด

PROJECT	LOCATION	WORK DESCRIPTION		YEAR
อาคารสำนักงานอัยการเขต 8	อ.เมือง จ.สุราษฎร์ธานี	SQ	0.30×20.0 m. 0.40×15.0 m.	2008
ก่อสร้างอาคารเก็บรักษาและอนุรักษ์ ฟิล์มภาพยนตร์และภาพนิ่งส่วน พระองค์เฉลิมพระเกียรติ 80 พรรษา	ภายในสนามเสือป่า สำนัก พระราชวัง แขวงจตุจักร กรุงเทพฯ	Bored pile	0.60×21.0 m.	2008
อาคารพิพิธภัณฑ์นวัตกรรม ภูมิปัญญาไทยภาคกลาง มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ	อ.องครักษ์ จ.นครนายก	I	0.18×12.0 m.	2008
แก้ไขการทรุดตัวของสะพาน คอนกรีตข้ามแม่น้ำแม่กลอง	อ.โพธาราม จ.ราชบุรี	SQ	0.525×13.40 m.	2008
The Room Sukhumvit 62	ถนนสุขุมวิท กรุงเทพฯ	Bored Pile	0.80×53 m 1.00×53 m 1.20×53 m	-
ระบบขนส่งทางรถไฟเชื่อมท่าอากาศยาน สุวรรณภูมิและสถานีรับส่ง ผู้โดยสารอากาศยานในเมือง	กรุงเทพมหานคร	Spun Pile	0.50×25.0 m.	2008
ก่อสร้างอาคารเฉลิมพระเกียรติ มหาวิทยาลัยราชภัฏเลย	อ.เมือง จ.เลย	SQ	0.35×8.0 m.	2008
IVY Residence Thonglor	ถนนทองหล่อ กรุงเทพฯ	Bored Pile	1.00×58.0 m 1.20×58.0 m 1.35×58.0 m	-
ทางเชื่อมอาคารสำนักงาน สาธารณสุขจังหวัดชลบุรี	อ.เมือง จ.ชลบุรี	Bored Pile	0.35×3.60 m.	2008
เรือนรับรองที่ประทับ โรงเรียนการบินกำแพงแสน	อ.กำแพงแสน จ.นครปฐม	SQ	0.30×9.0 m.	2008
อาคารผลิตยาต้านไวรัสเอชไอวี องค์การเภสัชกรรม กระทรวงสาธารณสุข	ถ.รังสิต-นครนายก คลอง 10 จ.นครนายก	Spun Pile	0.60×24.0 m.	2008

ตารางที่ 5.7 (ต่อ)

PROJECT	LOCATION	WORK	DESCRIPTION	YEAR
อาคารเรียนรวมเอนกประสงค์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคล กรุงเทพฯ	เลขที่ 2 ถ.นางลิ้นจี่ แขวงทุ่งมหาเมฆ เขตสาทร กรุงเทพ ฯ	Spun Pile	0.60×26.0 m.	2008
RHYTHM SUKHUMVIT	ถนนสุขุมวิท กรุงเทพฯ	Bored Pile	0.80×54.0 m 1.00×54.0 m	-
ก่อสร้างอาคารสำนักงานใหญ่แห่ง ใหม่ ธนาคารเพื่อการเกษตรและ สหกรณ์การเกษตร	บางเขน กรุงเทพฯ	Bored Pile	0.80×51.0 m. 10.00×51.0 m.	2008
บ้านพักอาศัย 2 ชั้น	ปทุมธานี	I	0.22 x 19.0 m.	-
ก่อสร้างลานกองเก็บถ่านหินและ ฐานรองเครื่องจักร	เหมืองแม่เมาะ จ.ลำปาง	Bored Pile	0.60 m.	2008
TOYOTA SURE สาขาบางใหญ่	นนทบุรี	I	0.26 x 18.0 m	-
สะพานข้ามถนนบางแวกบนถนน พุทธมณฑลสาย 1	บางแค กรุงเทพฯ	Bored Pile	0.80 m.	2008
PTT Polyethylene	Pa-Daeng Industrial Estate, Rayong Province	SQ	0.26 m., 0.30 m., 0.35 m.	2008
อาคารเรียนรวมด้านวิทยาศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา	จ.ชลบุรี	Bored Pile	0.60 m.	2008
โรงงาน รับเบอร์อินเตอร์เทรด	สมุทรปราการ	I	0.30 x 20.0 m.	-
ก่อสร้างอาคารจอดรถ สำนักงาน ใหญ่กรมทางหลวงชนบท (บางบัว)	ถ.พหลโยธิน กรุงเทพฯ	Bored Pile	0.80 m.	2008
อาคารที่ทำการสำนักงาน ปปช. แห่งใหม่	ถ.สนามบินน้ำ จ.นนทบุรี	Spun Pile	0.60×26.0 m.	2008
ศูนย์การค้า 3 ชั้น	ถนนสุขุมวิท กรุงเทพฯ	Bored Pile	0.6×18.0 m.	-
ปรับปรุงอาคารแดน 8 เรือนจำกลาง บางขวาง นนทบุรี	อ.เมือง จ.นนทบุรี	SQ	0.26×18.5 m. 0.35×16.5 m.	2008
ก่อสร้างอาคารชุดพักอาศัยข้าราชการ ศาลยุติธรรม	อ.เมือง จ.ระนอง	SQ	0.22×11.0 m.	2008
New Korean Church	Soi Pattanakarn 44, Pattanakarn Road, Bangkok	Bored Pile	0.50×19.0 m.	2008

ตารางที่ 5.7 (ต่อ)

PROJECT	LOCATION	WORK	DESCRIPTION	YEAR
Survive Apartment 8 ชั้น	เขตสาทร กรุงเทพฯ	Bored Pile	0.6×20.0 m.	-
ก่อสร้างสะพานขึงข้ามแม่น้ำน่าน	เทศบาลเมืองชุมแสง จ.นครสวรรค์	SQ	0.40×14.0 m. 0.60×14.0 m.	2008
อาคารพักอาศัยรวม คสล. 6 ชั้น	เขตบางกะปิ กรุงเทพฯ	Spun Pile	0.5×21.0 m	-
ก่อสร้างอาคารที่ทำการไปรษณีย์ พุทธมณฑล	อ.สาขลา จ.นครปฐม	SQ	0.35×22.0 m.	2008
อาคารพักอาศัย 8 ชั้น	ถนนศรีนครินทร์ กรุงเทพฯ	I	0.40 x 21.0 m.	-
Substation E13E (ABS&CCM) Expansion V. IRPC	Rayong Province	Bored Pile	0.60 m.	2008
ก่อสร้างถนนไมตรีจิตร์และถนน คลองแก้ว	เขตคลองสามวา กรุงเทพฯ	SQ	0.40×22.0 m.	2008
โรงงานบรรจุแก๊ส กรมวิทยาศาสตร์ ทหารเรือ	ถ.พุทธมณฑลสาย 3 กรุงเทพฯ	I	0.22×18.0 m. 0.26×18.0 m.	2008
อาคารพักอาศัย 24 ชั้น	ถนนศรีนครินทร์ กรุงเทพฯ	Spun Pile	0.6 m.×21.0 m.	-
ก่อสร้างอาคารศูนย์วิศวกรรมการ- ผลิตขั้นสูง คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่	อ.เมือง จ.เชียงใหม่	SQ	0.30×12.0 m.	2008
อาคารพาณิชย์และพักอาศัย 3 ชั้น	ปทุมธานี	I	0.40 x 19.0 m.	-
Physical Security Upgrade for Embassy of USA	Wireless Road, Bangkok	I	0.26×15.0 m.	2008
		Bored Pile	0.35×18.0 m.	
อาคารภูเขา พระที่นั่งอัมพรสถาน	ถ.นครราชสีมา กรุงเทพฯ	Bored Pile	0.35×21.0 m.	2008
อาคารพักอาศัย 6 ชั้น	ถนนสุขุมวิท กรุงเทพฯ	Bored Pile	0.50 m.×20.0 m.	-
ก่อสร้างถนนสายแยกทางหลวง 346- บ้านสาขลา-บ้านบางภาษี	อ.บางเลน จ.นครปฐม	SQ	0.40×22.00 m.	2008
สะพานข้ามทางแยกทางเข้าสู่ศูนย์ ราชการกรุงเทพมหานคร	ถ.แจ้งวัฒนะ กรุงเทพฯ	Bored Pile	0.80×42.80 m.	2008
อาคารผู้ป่วยในพิเศษ 14 ชั้น โรงพยาบาลจุฬาลงกรณ์ สภากาชาดไทย	ถ.อังรีดูนังค์ กรุงเทพฯ	Bored Pile	0.80×52.23 m. 1.00×52.30 m.	2008

ตารางที่ 5.7 (ต่อ)

PROJECT	LOCATION	WORK	DESCRIPTION	YEAR
GHECO-ONE Power Plant	Map-Ta-Phut Industrial Estate, Rayong Province	Spun Pile	0.50 m., 0.60 m., 0.80 m.	2008
ที่พักอาศัย 2 ชั้น	เขตวังทองหลาง กรุงเทพฯ	Bored Pile	0.35 m.	-
อาคารอิมเนซียม	บางแค กรุงเทพฯ	I	0.35 × 25.0 m.	2010
		DH	0.525 × 25.0 m.	
North Bangkok Power Plant Gas Pipeline	NB-1, Taling Chan, Bangkok	SQ	0.26 × 24.0 m.	2008
North Bangkok Power Plant Gas Pipeline	NBMR, Bang Kruai, Bangkok	Bored pile	0.35 m.	2008
ที่พักอาศัย 3 ชั้น	เขตวังทองหลาง กรุงเทพฯ	Bored pile	0.5 m. × 21.0 m.	-
อาคารสำนักงาน การรถไฟขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทย	ถ.พระราม 9 กรุงเทพฯ	Spun Pile	0.30 m., 0.40 m.	2008
Prek Knov Construction Bridge	Phanom Penh, Kingdom of Cambodia	SQ	0.40 × 22.0 m.	2008
หมู่บ้านพักอาศัยในเคโอ บจก แสงศิริ	กรุงเทพมหานคร	I	0.22 × 17-24 m.	-
เจดีย์อิศริยาสამคคี วัดเขาสุกิม	อ.ท่าใหม่ จ.จันทบุรี	Bored pile	0.80 m.	2008
ย้ายมหาวิทยาลัย มหามกุฏราชวิทยาลัย	สาขลา จ.นครปฐม	I	0.22 m., 0.30 m.	2008
โรงงานเอทานอล	อ.ด่านช้าง จ.สุพรรณบุรี	SQ	0.30 m., 0.40 m.	2009
โคโยต้า บางกอก	ดอนเมือง กรุงเทพฯ	I	0.30 × 22.0 m. 0.40 × 22.0 m.	-
ทางหลวงพิเศษหมายเลข 9 สายบางปะอิน-บางพลี (ส่วนที่ 9)	จ.ปทุมธานี	Bored Pile	0.80 × 50.0 m.	2009
Jetty Development And LNG Receiving Terminal	Map-Ta-Phut, Rayong Province	Steel Pile	0.762m., 0.914 m.	2009
		SQ	0.35m.	
อาคารสำนักงานและที่พักอาศัย 6 ชั้น	พระราม 3 กรุงเทพฯ	I	0.30 × 26.0 m. 0.40 × 26.0 m.	-
อาคารเรียนรวมและปฏิบัติการ นวัตกรรมสื่อสารสังคม มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ ประสานมิตร	ช.สุขุมวิท 23 ถ.สุขุมวิท กรุงเทพฯ	Bored Pile	0.80 m.	2009

ตารางที่ 5.7 (ต่อ)

PROJECT	LOCATION	WORK	DESCRIPTION	YEAR
อาคารศูนย์บริการองค์กรกีฬา การกีฬาแห่งประเทศไทย	หัวหมาก กรุงเทพฯ	Bored Pile	0.35×56.0 m.	2009
อาคารสัตว์เลี้ยง	จตุจักร กรุงเทพฯ	I	0.26 ×21.0 m. 0.35 ×21.0 m.	-
Dongdok-Dongphosy Road Construction	Democratic People’s Republic of Laos	SQ	0.35×18.0 m.	2009
โรงเรียนสาธิตพัฒนา	รามอินทรา กรุงเทพฯ	I	0.35 x 0.35 m.	-
ศูนย์สุขภาพโรงพยาบาลสัตว์ มหาวิทยาลัยขอนแก่น	อ.เมือง จ.ขอนแก่น	Bored pile	0.60 m.	2009
ระบบรถไฟฟ้าขานเมือง (สายสีแดง) ช่วงบางซื่อ-คลองจั่น	กรุงเทพมหานคร	SQ	0.22×25.0 m.	2009
อาคารสำนักงาน 4 ชั้น สำนักงานทรัพย์สินส่วนพระมหากษัตริย์	เทเวศร์ กรุงเทพฯ	Spun Pile	0.80 m.,0.60 m.	2009
โลดส์สุขาภิบาล 3	ถนนสุขาภิบาล 3 กรุงเทพฯ	I	0.26 ×24.0 m. 0.30 ×24.0 m.	-
Wesh of Bangkok Treatment And Distribution facilities Project Expansion phase 1	Banglen, Nakornpathom Province	Spun Pile	0.30 m.,0.60 m.	2009
MAX วิภาวดี	หลักสี่ กรุงเทพฯ	I	0.40×20.0 m.	-
อาคาร 96 ปี หลวงตามหาบัว โรงพยาบาลอุดรธานี	อ.เมือง จ.อุดรธานี	Bored Pile	0.80×17.98 m.	2009
ทางหลวงพิเศษหมายเลข 9 สายบางปะอิน-บางพลี (ส่วนที่ 5)	อ.ชัยบุรี จ.ปทุมธานี	Bored Pile	1.50×55.80 m.	2009
อาคารหอพักบุคลากร ขอยพลโยธิน 45 สหกรณ์ออมทรัพย์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์	ช.พลโยธิน 45 ถ.พลโยธิน กรุงเทพฯ	Spun Pile	0.60 m.	2009
อาคารพักชั้นสัญญาบัตร ทหารสูงสุด	ดอนเมือง กรุงเทพฯ	I	0.45×21.0 m.	-

ตารางที่ 5.7 (ต่อ)

PROJECT	LOCATION	WORK	DESCRIPTION	YEAR
ระบบป้องกันน้ำท่วมพื้นที่ชุมชน เมืองสุพรรณบุรี จังหวัดสุพรรณบุรี สัญญาที่ 2	อ.เมือง จ.สุพรรณบุรี	SQ	0.35×15.0 m.	2009
The Next เมืองเอก	ดอนเมือง กรุงเทพฯ	I	0.35 ×16.0 m.	-
อาคารสายใยรักแห่งครอบครัว	ถ.สุขุมวิท กรุงเทพฯ	Bored Pile	0.35×18.50 m.	2009
ขยายท่าเทียบเรือระยะที่ 2 บริษัท สยามคอมเมอร์เชียลซีพอร์ท	อ่าวอุดม อ.ศรีราชา จ.ชลบุรี	Spun Pile	0.80×21. 0 m.	2009
อาคารผู้ป่วยในพิเศษ 14 ชั้น โรงพยาบาลจุฬาลงกรณ์	ถ.อังรีนงส์ ปทุมวัน กรุงเทพฯ	Bored Pile	0.42×21.0 m.	2009
อาคารศูนย์บริการวิชาการ โครงการ ศึกษาวิจัยและพัฒนาสิ่งแวดล้อม แหลมผักเบี้ย อันเนื่องมาจาก พระราชดำริ	อ.บ้านแหลม จ.เพชรบุรี	SQ	0.30×20.0 m.	2009
I Place Lifescape Center	ลาดกระบัง กรุงเทพฯ	I	0.35 ×21.0 m.	-
งานออกแบบรายละเอียดโครงการ ระบบขนส่งทางรถไฟเชื่อมท่าอากาศยาน กรุงเทพ-ท่าอากาศยานสุวรรณ ภูมิ (Airport Rail Link)	ถ.วิภาวดี-รังสิต หลักสี่ กรุงเทพฯ	Bored Pile	1.50×50.0 m.	2009
ก่อสร้างขยายระบบขนส่งไฟฟ้า ระยะที่ 10 สฟ Mac Moh Mine	อ.แม่เมาะ จ.ลำปาง	SQ	0.22×10.0 m.	2009
อพาร์ทเมนต์ 5 ชั้น นอร์ธปาร์ค	หลักสี่ กรุงเทพฯ	I	0.35 ×20.0 m.	-
PTT 6 th Gas Separation Plant	Map-Ta-Phut, Rayong Province	Bored Pile	0.35×10.0 m.	2009
สถานีไฟฟ้าศรีเทพ	อ.วิเชียรบุรี จ.เพชรบุรี	SQ	0.40×5.0 m.	2009
Grand Crystal	ถ.ประดิษฐ์มนูธรรม กรุงเทพฯ	I	0.26 x 21.0 m.	-
ก่อสร้างอาคารสำนักงานกรมการข้าว กระทรวงเกษตรและสหกรณ์	บางเขน กรุงเทพฯ	Spun Pile	0.40×21.0 m.	2009
ป้องกันการกัดเซาะชายฝั่งบริเวณ ศูนย์การศึกษาการพัฒนาอ่าวคุ้ง กระเบน อันเนื่องมาจากพระราชดำริ	อ.ท่าใหม่ จ.จันทบุรี	I	0.30×8.0 m.	2009
คาร์ฟูว์ ร่มเกล้า	ร่มเกล้า กรุงเทพฯ	I	0.40×31.0 m.	-

ตารางที่ 5.7 (ต่อ)

PROJECT	LOCATION	WORK	DESCRIPTION	YEAR
สถานแสดงพันธุ์สัตว์น้ำ เขื่อนป่าสักชลสิทธิ์	อ.พัฒนานิคม จ.ลพบุรี	SQ	0.22×6.0 m.	2009
Double U Condominium	ลาดพร้าว วังหิน กรุงเทพฯ	I	0.40 ×24.0 m.	-
ก่อสร้างอาคารที่พักอาศัยพร้อมสิ่ง อำนวยความสะดวก สป. พื้นที่ถนน ศรีสมาน (โรงงานสารส้มเดิม)	ถ.ศรีสมาน จ.นนทบุรี	Bored pile	1.0 m.	2009
อาคาร โชว์รูม Honda Big Bike	ทางด่วนรามอินทรา-อาจณรงค์	I	0.30 ×19.0 m.	-
The Third Friendship Bridge Construction Project (Nakornpanom- Khammouane)	Nakornpanom Province	SQ	0.40×12.0 m.	2009
Administration Building Phase 1-2 โรงไฟฟ้าพลังความร้อนพระนคร เหนือ	บางกรวย จ.นนทบุรี	Bored Pile	0.50 m.	2009
แอร์ลิงค์ เรสซิเดนซ์	ลาดกระบัง กรุงเทพฯ	I	0.40×25.0 m.	-
ก่อสร้างทางคู่ขนานถนนราชพฤกษ์ ระยะที่ 1 (สะพานข้ามคลองบางกอกน้อย)	ถ.ราชพฤกษ์ จ.นนทบุรี	Bored Pile	0.80 m., 1.50 m.	2009
ก่อสร้างทางเชื่อมต่อทางพิเศษสาย บางพลี-สุขสวัสดิ์กับถนนวงแหวน อุตสาหกรรม (CSBIR)	บางพลี	Bored Pile	0.80 m., 1.20 m., 1.50 m.	2009
ก่อสร้างทางข้ามแม่น้ำท่าจีน	อ.บ้านแพ้ว จ.สมุทรสาคร	SQ	0.40×22.0 m.	2009
สุกวรณรีเวอร์เฟส	ลาดกระบัง กรุงเทพฯ	SQ	0.40×32.0 m. 0.45×32.0 m.	-
อาคารอุบัติเหตุ-ฉุกเฉิน เอกซเรย์ ห้องผ่าตัด หออภิบาลผู้ป่วยหนัก และ ชันสูตร โรงพยาบาลดำเนินสะดวก	อ.ดำเนินสะดวก จ.ราชบุรี	Bored Pile	0.60 m.	2009
อาคารปฏิบัติการคณะอักษรศาสตร์ มหาวิทยาลัยศิลปากร วิทยาเขตสนามจันทร์	อ.เมือง จ.นครปฐม	Spun Pile	0.35 m., 0.40 m., 0.45 m.	2009
Rayong Gas Separation Plant Liquid Thermal Oxidizer	Map-Ta-Phut Industrial Estate, Rayong Province	SQ	0.35×12.0 m.	2009
แฟลต 30 รอบครัว 5 ชั้น สถานี ตำรวจนครบาล วังทองหลาง	กรุงเทพฯ	Bored Pile	0.50×20.0 m.	2009

5.5 ทฤษฎีไฟไนต์เอลิเมนต์

วิธีการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์ถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์สภาพโครงสร้างทางธรณีเทคนิคกันอย่างแพร่หลายในปัจจุบัน เพราะสามารถทำได้สะดวกและง่ายกว่าวิธีการอื่นๆ และใช้ได้หลายสภาพทางธรณีวิทยาที่ซับซ้อน อาทิเช่น การออกแบบอุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินต่างกัน ปัญหาปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและผนังอุโมงค์ (Soil-structure interaction) ปัญหาผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงทั้งที่บนผิวดินและใต้ดิน เป็นต้น โดยมีหลักการวิเคราะห์ คือ แบ่งโครงสร้างออกเป็นชิ้นส่วนเล็กๆ จุดที่ชิ้นส่วนดังกล่าวมาบรรจบกันเรียกว่า จุดต่อ (Node) หากกำหนดตำแหน่งต่างๆ ของชิ้นส่วน จะสามารถหาความเครียดได้โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของชิ้นส่วน กับแรงที่เกิดขึ้นบนชิ้นส่วนนั้นได้ โดยทั่วไปความสัมพันธ์ดังกล่าวจะเขียนอยู่ในรูปของเมทริกซ์ ในทางกลับกันหากทราบค่าการเคลื่อนตัวที่จุดต่างๆ จะสามารถหาความเครียดได้ ในทำนองเดียวกันก็สามารถหาความเค้นได้จากความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียด

ลักษณะรูปร่างของชิ้นส่วน (Geometric shape of element) ที่จะใช้ในวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์มีหลายชนิดแต่ที่มีรูปร่างง่าย ๆ คือ ชิ้นส่วนในแนวแกนมิติเดียว และชิ้นส่วนรูปสามเหลี่ยมเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ความเค้นในสองมิติ เช่น ความเค้นในแต่ละระนาบ ถ้าใช้ชิ้นส่วนสามเหลี่ยมจะวิเคราะห์ได้สะดวกกว่าชิ้นส่วนอื่น

การใช้ชิ้นส่วนสามเหลี่ยมวิเคราะห์ความเค้นโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ สำหรับปัญหาที่แท้จริงนั้นจะใช้ชิ้นส่วนหลายชนิดรวมกัน เช่น ชิ้นส่วนสามเหลี่ยมและชิ้นส่วนสี่เหลี่ยม เป็นต้น ขั้นตอนโดยย่อในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวและความเค้นมีดังนี้

- 1) เลือกชนิดและขนาดของชิ้นส่วนที่ใช้แทนโครงสร้างหรือชิ้นงานที่ต้องการวิเคราะห์ความเค้น
- 2) หาสมการเมทริกซ์ของชิ้นส่วนต่างๆ
- 3) รวมสมการเมทริกซ์ของชิ้นส่วนทั้งหมดที่จะประกอบเข้าเป็นโครงสร้างรวมให้เป็นสมการเมทริกซ์รวม
- 4) ใส่เงื่อนไขขอบเขตที่รู้ค่า รวมถึงค่าเบื้องต้น
- 5) คำนวณหาความเค้นและความเครียดจากการเคลื่อนตัวที่แต่ละ Node

ในส่วนการใช้ไฟไนต์เอลิเมนต์มาวิเคราะห์โครงสร้างทางธรณีวิทยาในงานอุโมงค์นั้น นิยมใช้ในการวิเคราะห์หาแรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ การเสียรูปของผนังอุโมงค์ เสถียรภาพของดินรอบอุโมงค์ สภาพการเคลื่อนตัวของดินทั้งใน 2 มิติและ 3 มิติที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ ผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงทั้งบนผิวดินและใต้ดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ และผลกระทบจากเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ เป็นต้น

5.5.1 ข้อพิจารณาเชิงทฤษฎีในการออกแบบทางวิศวกรรม (Theoretical consideration)

ในเชิงทฤษฎีนั้นปัญหาทางด้านวิศวกรรมเทคนิค ต้องพิจารณาเงื่อนไขทั้งหมด 4 หัวข้อด้วยกัน ได้แก่ เงื่อนไขความสมดุล (Equilibrium condition) เงื่อนไขทางด้านการเคลื่อนตัว (Compatibility condition) กฎความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด (Constitutive condition) และเงื่อนไขขอบเขต (Boundary condition)

1. เงื่อนไขความสมดุล (Equilibrium condition)

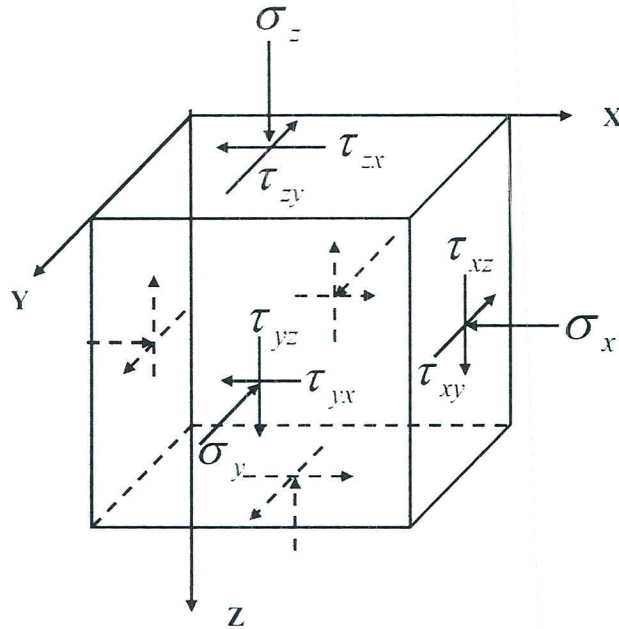
ความสมดุล แบ่งออกได้เป็น 2 กรณี คือ สมดุลภายนอก (Overall equilibrium) และสมดุลภายใน (Internal equilibrium) สมดุลภายนอกเกี่ยวกับสมดุลของแรงภายนอก และโมเมนต์ ในขณะที่สมดุลภายในเกี่ยวข้องกับความเค้นภายในที่เกิดขึ้น (Internal stress) และอธิบายโดยใช้สมการเชิงอนุพันธ์ 3 สมการ (Timoshenko and Goodier, 1951) ดังสมการที่ 5.2 ถึงสมการที่ 5.4

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} = 0 \quad (5.2)$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} = 0 \quad (5.3)$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \gamma = 0 \quad (5.4)$$

สมการดังกล่าวเป็นการอธิบายความเค้นรวม ซึ่งประกอบด้วยส่วนประกอบ 6 ส่วนที่อิสระจากกัน นั่นคือ $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ เป็นความเค้นตั้งฉากในทิศทาง x y และ z ตามลำดับ และความเค้นเฉือน $\tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$ สำหรับหน่วยน้ำหนัก (γ) กระทำในทิศทาง z โดยกำหนดเครื่องหมายบวกสำหรับความเค้นอัด (Compressive stress) และเครื่องหมายลบสำหรับความเค้นดึง (Tensile stress) ในการบอกปริมาณของแรงที่เกิดขึ้นในเนื้อวัสดุ โดยทั่วไปจะแสดงในรูปของความเค้น พิจารณาความเค้นในเนื้อวัสดุที่เป็นกล่องดังแสดงในรูปที่ 5.8



รูปที่ 5.8 ส่วนประกอบของความเค้น (Stress components) 3 มิติ

2. เงื่อนไขทางค้ำคอมแพตติบิลิตี (Compatibility condition)

คอมแพตติบิลิตี หรือความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่กับความเครียด (Strain and displacement relationship) คือเมื่อวัสดุเกิดการเคลื่อนที่เนื่องจากแรงภายนอกที่กระทำ วัสดุจะเคลื่อนที่ต่อเนื่องกันโดยไม่มีรู (Hole) หรือการเหลื่อมล้ำ (Overlapping) เกิดขึ้น

Mathematical compatibility สภาพความสอดคล้องทางกายภาพสามารถแสดงได้ด้วยสมการทางคณิตศาสตร์ ซึ่งอธิบายโดยใช้สมการเชิงอนุพันธ์ ได้นิยามความเครียดสำหรับวัสดุที่มีความเครียดระดับต่ำ (Small strain) (Timoshenko and Goodier, 1951) ดังแสดงในสมการที่ 5.5 และ 5.6 โดยที่ u v และ w คือฟังก์ชันการเคลื่อนตัวในทิศทาง x y และ z

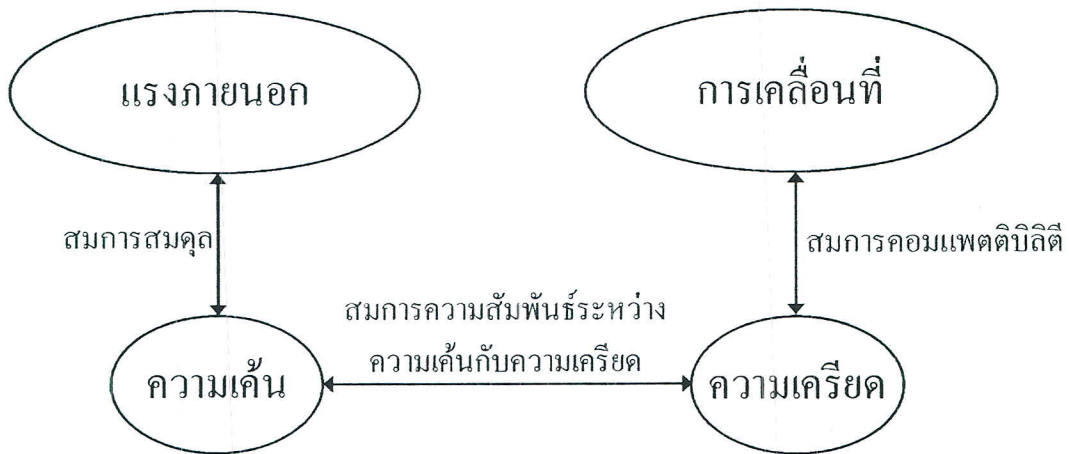
$$\varepsilon_x = -\frac{\partial u}{\partial x}; \quad \varepsilon_y = -\frac{\partial v}{\partial y}; \quad \varepsilon_z = -\frac{\partial w}{\partial z} \quad (5.5)$$

$$\gamma_{xy} = -\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y}; \quad \gamma_{yz} = -\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z}; \quad \gamma_{xz} = -\frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} \quad (5.6)$$

3. ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด (Constitutive behavior)

เมื่อพิจารณาสมการที่ 5.2 ถึงสมการที่ 5.6 ประกอบด้วยสมการสมดุล สมการความเครียดและสมการคอมแพตติบิลิตี พบว่าจำนวนตัวแปรที่ไม่ทราบค่า (Unknowns) มี 15 ตัวแปร ประกอบด้วยตัวแปรความเค้น 6 ตัวแปร ตัวแปรความเครียด 6 ตัวแปร และตัวแปรการเคลื่อนที่ 3 ตัวแปร แต่

จำนวนสมการมี 9 สมการ ประกอบด้วยสมการสมดุล 3 สมการ และสมการด้านคอมแพตติบิลิตี 6 สมการ ดังนั้นจากหลักการแก้ปัญหาทางคณิตศาสตร์ จำเป็นต้องมีสมการเพิ่มอีก 6 สมการ การที่จะแก้สมการหาค่าตัวแปรที่เหลือจำเป็นต้องมีสมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด (Constitutive equations) เพิ่มเติม 6 สมการ แผนภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่างสมการสมดุล สมการคอมแพตติบิลิตีและสมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด ดังสมการแสดงในรูปที่ 5.9



รูปที่ 5.9 แผนภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่างสมการสมดุล สมการคอมแพตติบิลิตีและสมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด

สมการความสัมพันธ์ดังกล่าวเป็นสมการที่ใช้อธิบายพฤติกรรมของวัสดุ และเป็นตัวเชื่อมโยงระหว่างเงื่อนไขความสมดุลและเงื่อนไขทางด้านคอมแพตติบิลิตี โดยทั่วไปสมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดแสดงอยู่ในรูปการเปลี่ยนแปลงความเค้น (Incremental stress) และการเปลี่ยนแปลงความเครียด (Incremental strain) สามารถแสดงด้วยสมการทางคณิตศาสตร์ดังสมการที่ 5.7 หรือสมการ 5.8

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{xz} \\ \Delta\tau_{zy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & D_{14} & D_{15} & D_{16} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & D_{24} & D_{25} & D_{26} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & D_{34} & D_{35} & D_{36} \\ D_{41} & D_{42} & D_{43} & D_{44} & D_{45} & D_{46} \\ D_{51} & D_{52} & D_{53} & D_{54} & D_{55} & D_{56} \\ D_{61} & D_{62} & D_{63} & D_{64} & D_{65} & D_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\epsilon_x \\ \Delta\epsilon_y \\ \Delta\epsilon_z \\ \Delta\gamma_{xy} \\ \Delta\gamma_{xz} \\ \Delta\gamma_{zy} \end{Bmatrix} \quad (5.7)$$

$$\Delta\sigma = [D] \Delta\epsilon \quad (5.8)$$

สำหรับดินแล้วสมการที่ 5.7 และสมการที่ 5.8 อาจเป็นความเค้นรวม (Total stress, $\Delta\sigma$) หรือความเค้นประสิทธิภาพ (Effective stress, $\Delta\sigma'$) ก็ได้ และในกรณีดินถูกสมมุติเป็นอีลาสติคเชิงเส้น (Linear elastic) เมทริกซ์ [D] จะเขียนอยู่ในรูปของสมการที่ 5.9

$$[D] = \frac{E}{(1+\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1/2-\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1/2-\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1/2-\nu) \end{bmatrix} \quad (5.9)$$

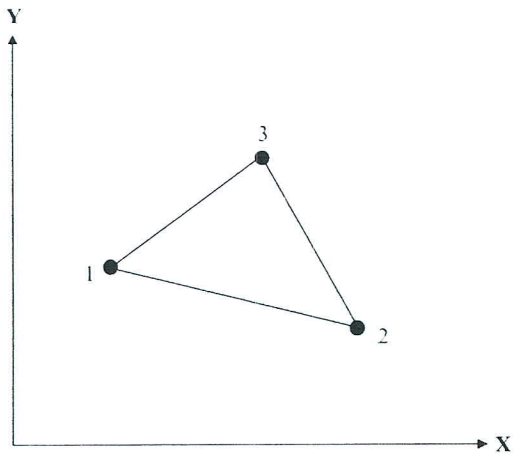
โดยที่ E คือค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (Young's modulus) และ ν คืออัตราส่วนปัวส์ซอง (Poisson's ratio)

4. เงื่อนไขขอบเขต (Boundary condition)

ในการวิเคราะห์ปัญหาทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิค จำเป็นต้องเลือกชนิดและเงื่อนไขที่เหมาะสมกับขอบเขตปัญหา โดยต้องสอดคล้องกับสภาพจริงของปัญหาคือ ตัวอย่างของเงื่อนไขขอบเขต อาจเป็นข้อจำกัดทางการเคลื่อนตัว (Displacement constrain) หรือแรงภายนอกที่กระทำ สอดคล้องกับขั้นตอนการก่อสร้าง (Sequence of construction load) เช่นกรณีของงานอุโมงค์ที่ก่อสร้างในชั้นดินผสม เพื่อศึกษาการเคลื่อนตัวของดินในกรณีที่ทำการขุดอุโมงค์ตามแนวยาว (Longitudinal tunnel) อาจใช้คุณสมบัติของสมมาตร (Symmetry) เพื่อลดการวิเคราะห์เหลือเพียงครึ่งเดียว อาทิเช่น ปัญหาการทดสอบแรงอัดสามแกน ซึ่งจะมีแรงดันน้ำด้านข้าง (Confining pressure) และแรงกดตามแนวแกน (Axial load) อาศัยคุณสมบัติแบบสมมาตรรอบแนวแกน (Axisymmetry) จึงทำให้สามารถจำลองปัญหาเหลือเพียงครึ่งเดียว หรือปัญหาค้นดินถมเพื่อใช้เป็นถนน ถ้าจะวิเคราะห์หาการเปลี่ยนแปลงความเค้นและการเคลื่อนตัวของดินเดิม (Base) อาจจะสามารถสมมติว่าคันดินเป็นน้ำหนักกระทำกับดินเดิม (Surcharge load) การกำหนดค่าแรงเนื่องจากน้ำหนักของดินถมจะต้องสัมพันธ์กับหน่วยน้ำหนักของดินถม สภาพการบดอัด และรูปทางเรขาคณิตของดินถม หรือปัญหาการขุดอุโมงค์ในชั้นดินไม่เอกพันธ์ (Non-homogeneous soil) เพื่อศึกษาการเคลื่อนตัวของดินในกรณีที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์ตามแนวยาว (Longitudinal tunnel) ซึ่งในกรณีของคันดินถมและการขุดอุโมงค์ สามารถใช้คุณสมบัติของสมมาตร (Symmetry) เพื่อลดการวิเคราะห์เหลือเพียงครึ่งเดียว

5.5.2 ลักษณะของชิ้นส่วนย่อย

การแบ่งโครงสร้างในระนาบ 2 มิติ เป็นชิ้นส่วนย่อยเพื่อทำการวิเคราะห์โดยไฟไนต์อีลิเมนต์ นั้น รูปทรงชิ้นส่วนย่อยพื้นฐานที่นิยมใช้กัน ได้แก่ ชิ้นส่วนย่อยรูปทรงสามเหลี่ยม (Triangle element) เนื่องจากเป็นรูปทรงที่มีจำนวนตัวแปรอิสระไม่มากนักทำให้ง่ายต่อความเข้าใจและการวิเคราะห์ รวมทั้งสามารถจำลองลักษณะโครงสร้างได้ดีกว่ารูปแบบอื่นโดยเฉพาะในกรณีโครงสร้างที่มีรูปร่างเป็นส่วนโค้ง

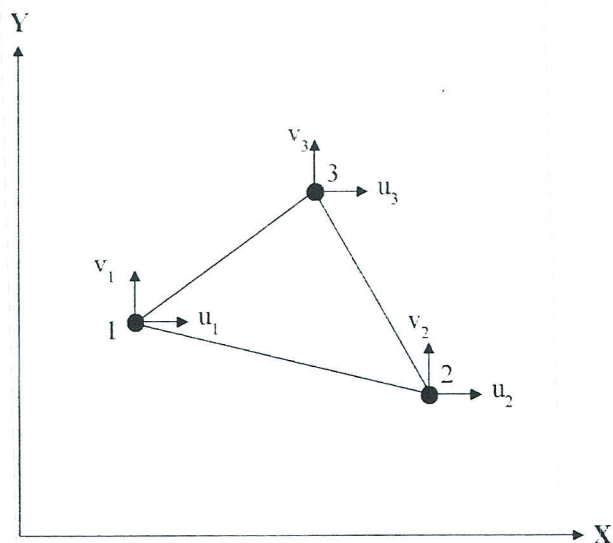


รูปที่ 5.10 ลักษณะชิ้นส่วนย่อยรูปทรงสามเหลี่ยม

รูปทรงของชิ้นส่วนย่อยชนิดสามเหลี่ยมนี้ประกอบด้วยด้านสามด้าน ซึ่งต่อกันด้วยจุดต่อจุดต่อ ภายนอก (External node) แบ่งได้เป็น 2 แบบ คือ จุดต่อภายนอกปฐมภูมิ (Primary external node) หมายเลข 1 2 และ 3) และจุดต่อภายนอกทุติยภูมิ (Secondary external node) ดังแสดงในรูปที่ 5.10 พิจารณาชิ้นส่วนย่อยรูปทรงสามเหลี่ยมในรูปที่ 5.11 ประกอบด้วยจุดต่อ 1 2 และ 3 เนื่องจากโครงสร้างอยู่ในระนาบ 2 มิติ ดังนั้นแต่ละจุดต่อจะมีตัวแปรอิสระเท่ากับ 2 เมื่อให้ δ_i แทนการเคลื่อนที่ที่จุดต่อ i ใดๆ จะได้ดังสมการ 5.10

$$\{\delta_i\} = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \end{Bmatrix}$$

(5.10)



รูปที่ 5.11 แสดงตัวแปรอิสระของชิ้นส่วนย่อยรูปสามเหลี่ยม

เมื่อ u_i และ v_i เป็นองค์ประกอบของการเคลื่อนที่ทางแกน x และแกน y ของจุดต่อ i และสามารถเขียนเวกเตอร์การเคลื่อนที่ของชิ้นส่วนย่อยรูปทรงสามเหลี่ยมได้ดังสมการที่ 5.11

$$\{\delta\}^T = \{\delta_1 \ \delta_2 \ \delta_3\} \tag{5.11}$$

เมื่อฟังก์ชันการเคลื่อนที่สำหรับชิ้นส่วนย่อยนี้มีความสัมพันธ์เป็นเชิงเส้นจะได้

$$u\{x,y\} = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y \tag{5.12}$$

$$v\{x,y\} = \alpha_4 + \alpha_5 x + \alpha_6 y \tag{5.13}$$

และจากทฤษฎีของความยืดหยุ่น จะได้ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดและการเคลื่อนที่ดังนี้

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = \alpha_2; \quad \epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial x} = \alpha_6; \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = \alpha_3 + \alpha_5 \tag{5.14}$$

จะเห็นว่าค่าความเครียดของชิ้นส่วนย่อยชนิดสามเหลี่ยมนี้จะคงที่ แต่ไม่ได้เป็นฟังก์ชันกับระบบพิกัดจึงเรียกชิ้นส่วนย่อยสามเหลี่ยมที่มีฟังก์ชันการเคลื่อนที่เป็นเส้นตรงอันทำให้ความเครียดของชิ้นส่วนย่อยคงที่ว่า “สามเหลี่ยมแบบความเครียดคงที่ (Constant strain triangle, CST)”

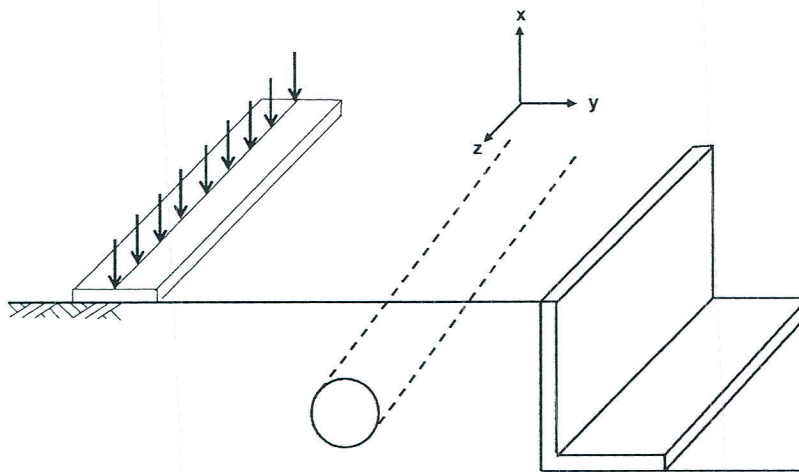
5.5.3 ลักษณะทางเรขาคณิตของปัญหาทางด้านธรณีวิทยา

โดยที่ลักษณะปัญหาแท้จริงในทางธรณีเทคนิคเป็น 3 มิติ อย่างไรก็ตามในบางสภาพปัญหาสามารถที่จะสมมติให้เป็น 2 มิติได้โดยไม่มีข้อผิดพลาดมากนัก ลักษณะปัญหาแบบ 2 มิติหลักๆ ในทางธรณีเทคนิค ได้แก่

1. ความเครียดระนาบ (Plane strain)

ปัญหาทางด้านธรณีเทคนิคมีลักษณะที่จำเพาะแตกต่างกันออกไป ดังนั้นจึงจำเป็นต้องมีการพิจารณาถึงขอบเขตที่สามารถประยุกต์ใช้ได้ร่วมด้วย ทั้งกำแพงกันดิน (Retaining wall) ฐานรากแผ่ชนิดยาวเหยียด (Strip footing) การขุดเจาะอุโมงค์ตามแนวยาว (Longitudinal tunnel) และเสถียรภาพของลาดคันทาง (Slope stability) ดังแสดงในรูปที่ 5.12 นิยมใช้วิธีความเครียดระนาบ (plane strain) ในการวิเคราะห์ โดยมีลักษณะที่จะมีมิติของความยาวด้านใดด้านหนึ่งที่ค่อนข้างสูงกว่าด้านอื่นมาก ดังนั้นเงื่อนไขขอบเขตของการเสียรูปที่ทุกๆ หน้าตัดที่ตั้งฉากกับระนาบที่มีความยาวมากๆ จากสมการทางคณิตศาสตร์ จะถูกสมมติให้เท่ากับศูนย์ ถ้ามิติแกน z มีขนาดที่สูงมากๆ จะทำให้การเสียรูปที่ตั้งฉากกับระนาบ x - y เป็นศูนย์ นั่นหมายความว่า $w = 0$ และการเคลื่อนที่ของ u และ v เป็นอิสระกับแกน z ดังสมการที่ 5.15

$$\varepsilon_z = -\frac{\partial w}{\partial z} = 0; \quad \gamma_{yz} = -\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} = 0; \quad \gamma_{xz} = -\frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} = 0 \quad (5.15)$$

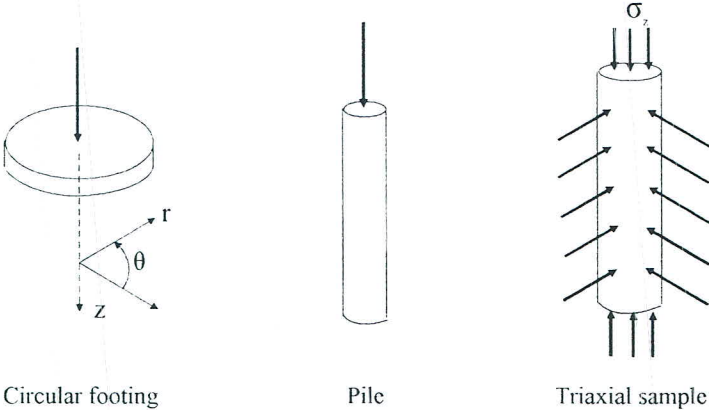


รูปที่ 5.12 ตัวอย่างระนาบความเครียด

2. สมมาตรรอบแนวแกน (Axis-symmetry)

ลักษณะบางปัญหาที่มีความสมมาตรรอบแนวแกน เช่น ฐานรากแผ่วงกลม (Circular footing) ภายใต้การกระทำของแรงที่สม่ำเสมอ (Uniform Load) หรือแรงกระทำแบบจุดที่กึ่งกลางของฐาน

รากเสาเข็มปล่องแนวตั้ง (caissons) และโครงสร้างอื่นๆ แม้กระทั่งปัญหาในห้องปฏิบัติการเช่น การทดสอบสามแกน (Triaxial test) ที่มีลักษณะสมมาตรรอบแนวแกนดังแสดงในรูปที่ 5.13



รูปที่ 5.13 ตัวอย่างปัญหาที่มีความสมมาตรตามแนวแกน

ประเภทของปัญหาดังกล่าว โดยทั่วไปจะใช้วิธีการวิเคราะห์ด้วย “ระบบพิกัดเชิงขั้ว” ซึ่งอ้างอิงตามแนวแกนรัศมี (r, radial direction) แนวแกนตั้ง z (vertical direction) และทิศทางตามแนวเส้นรอบวง θ (circumferential direction) แต่เนื่องจากความสมมาตรจึงไม่มีการเคลื่อนที่หรือเสียรูปในทิศทางเส้นรอบวง ในขณะที่การเคลื่อนที่หรือการเสียรูปในทิศทางแนวรัศมีและแนวแกนตั้งจะเป็นอิสระไม่ขึ้นอยู่กับทิศทางตามแนวเส้นรอบวง ดังนั้นความเครียดจึงสามารถลดรูปดังสมการที่ 5.16 (Timoshenko and Goodier, 1951)

$$\epsilon_r = -\frac{\partial w}{\partial r}; \quad \epsilon_z = -\frac{\partial v}{\partial z}; \quad \epsilon_\theta = -\frac{u}{r}; \quad \gamma_{rz} = -\frac{\partial v}{\partial r} - \frac{\partial u}{\partial z}; \quad \gamma_{r\theta} = \gamma_{z\theta} = 0 \quad (5.16)$$

ในที่นี้ u และ v คือการเคลื่อนที่หรือการเสียรูปในทิศทางตามแนวรัศมี (radial direction) และทิศทางตามแนวแกนตั้ง (z - direction) ตามลำดับ

5.5.4 การวิเคราะห์แบบความเค้นรวม (Total stress analysis)

จากความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของดินดังสมการที่ 5.8 ซึ่งเมทริกซ์ [D] อาจเป็นความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นรวม (Total stress) หรือความเค้นประสิทธิภาพ (Effective stress) กับความเครียดในมวลดินก็ได้ ขึ้นอยู่กับเงื่อนไขของปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิค นั่นคือ

1. กรณีการระบายน้ำเกิดขึ้นโดยสมบูรณ์แบบ (Fully drained)

กรณีนี้คือไม่มีแรงดันน้ำในช่องว่างของดิน (Pore fluid pressure, Δu_f) หรือ $\Delta u_f = 0$ ดังนั้นการเปลี่ยนแปลงความเค้นรวมจะต้องเท่ากับความเค้นประสิทธิภาพด้วย $\{\Delta \sigma\} = \{\Delta \sigma'\}$ และเมทริกซ์ [D] จะแสดงคุณสมบัติพฤติกรรมประสิทธิภาพ (Effective constitutive behavior) ตัวอย่างในกรณีที่ดินเป็นวัสดุอิลาสติกเชิงเส้นเท่ากันทุกทิศทาง (Linear isotropic elasticity) เมทริกซ์ [D] จะขึ้นอยู่กับค่าโมดูลัสแบบระบายน้ำ (Drained young's modulus, E') และค่าอัตราส่วนปัวส์ซองแบบระบายน้ำ (Drain Poisson's ratio, ν')

2. กรณีที่ไม่มีการระบายน้ำเกิดขึ้น (Undrained)

กรณีนี้เมทริกซ์ [D] จะแสดงคุณสมบัติพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นรวมกับความเครียด (Total constitutive behavior) ตัวอย่างในกรณีที่ดินเป็นวัสดุอิลาสติกเชิงเส้นเท่ากันทุกทิศทาง เมทริกซ์ [D] จะขึ้นอยู่กับค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained young's modulus, E_u) และค่าอัตราส่วนปัวส์ซองแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Poisson's ratio, ν_u) ในกรณีที่ไม่มี การระบายน้ำนั้น สำหรับดินอิ่มตัวไปด้วยน้ำ (Saturated soil) ปริมาตรของดินจะไม่มีการเปลี่ยนแปลง (No volume change) สำหรับดินที่เป็นวัสดุอิลาสติกเชิงเส้นเท่ากันทุกทิศทาง ค่าอัตราส่วนปัวส์ซองแบบไม่ระบายน้ำ ν_u มีค่าเท่ากับ 0.5 อย่างไรก็ตามในการคำนวณทางวิธีเชิงตัวเลขนั้น ถ้าใช้ค่า $\nu_u = 0.5$ จะทำให้การคำนวณเกิดข้อผิดพลาดเชิงตัวเลขได้ (Numerical error) อันเนื่องมาจากค่าโมดูลัสของการเปลี่ยนแปลงปริมาตร (Bulk modulus, K) มีค่าไม่จำกัด (Not exist) ดังนั้นในทางปฏิบัติแล้ว นิยมกำหนดค่าอยู่ในช่วงระหว่าง $0.49 < \nu_u < 0.5$ (แนะนำให้ใช้ค่า $\nu_u = 0.499$ สำหรับการคำนวณปกติ)

5.5.5 การวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิภาพ (Effective stress analysis)

ในการวิเคราะห์แบบความเค้นรวมในหัวข้อที่กล่าวมา จะไม่มีการพิจารณาการเปลี่ยนแปลงทางด้านแรงดันน้ำในโพรงดิน (Change in pore fluid pressure, Δu_f) แต่ปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิคบางกรณีต้องการทราบค่าการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำในโพรงดิน นอกจากนั้นโดยปกติแล้ว สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของดินมักนิยามในรูปแบบความเค้นประสิทธิภาพ (Effective constitutive law, [D']) มากกว่า ดังนั้นในการวิเคราะห์แบบกรณีไม่ระบายน้ำ ถ้าสามารถคำนวณค่าการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำในโพรงดิน Δu_f ด้วย ก็จะสามารถคำนวณการเปลี่ยนแปลงความเค้นประสิทธิภาพ $\{\Delta \sigma'\}$ ได้ดังสมการที่ 5.17

$$\{\Delta \sigma'\} = \{\Delta \sigma\} - \{\Delta u_f\} \quad (5.17)$$

โดยที่

$$\{\Delta u_f\}^T = \{\Delta u_f \quad \Delta u_f \quad \Delta u_f \quad 0 \quad 0 \quad 0\} \quad (5.18)$$

เมื่อพิจารณาร่วมกับความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดที่นิยามในรูปแบบประสิทธิภาพ [D'] จะสามารถคำนวณการเปลี่ยนแปลงความเครียด $\{\Delta \varepsilon\}$ ได้ดังในสมการที่ 5.19

$$\{\Delta \sigma'\} = [D']\{\Delta \varepsilon\} \quad (5.19)$$

5.5.6 การคำนวณแรงดันของเหลวในโพรง (Pore fluid pressure calculation)

เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงแรงดันในส่วนที่เป็นของแข็ง (Solid phase) และส่วนที่เป็นของไหล (Fluid phase) ในมวลดินจะต้องเกี่ยวข้องกันไปพร้อมกับการเปลี่ยนแปลงความเครียด ดังนั้นถ้าพิจารณาความสัมพันธ์ในสมการที่ 5.8 สมการที่ 5.17 และสมการที่ 5.19 สามารถเขียนความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดได้ดังสมการที่ 5.20

$$[D] = [D'] + [D_f] \quad (5.20)$$

โดยที่ $[D_f]$ เป็นเมทริกซ์สติฟเนสของของไหล (Pore fluid stiffness matrix) ดังมีความสัมพันธ์ในสมการที่ 5.21

$$\begin{Bmatrix} \Delta u_f \\ \Delta u_f \\ \Delta u_f \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} = K_e \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_{xx} \\ \Delta \varepsilon_{yy} \\ \Delta \varepsilon_{zz} \\ \Delta \tau_{xy} \\ \Delta \tau_{xz} \\ \Delta \tau_{yz} \end{Bmatrix} \quad \text{หรือ} \quad \{\Delta u_f\} = [D_f]\{\Delta \varepsilon\} \quad (5.21)$$

เมทริกซ์ $[D_f]$ เกี่ยวข้องกับค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรของของไหลภายในโพรงดิน (Bulk modulus of the pore fluid, K_f) ซึ่งการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของของไหลจะเกิดขึ้นเฉพาะเชิงปริมาตรเท่านั้น เพราะว่าของไหลไม่สามารถต้านทานแรงเฉือนได้ ดังนั้นเมทริกซ์ $[D_f]$ จึงมีค่าเฉพาะ 3x3 พจน์แรกของแนวแกนทแยงหลัก ดังแสดงในสมการที่ 5.21 โดยที่ค่า K_e เป็นค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรเทียบเท่าของของไหล (Equivalent bulk modulus of pore fluid)

ถ้าดินมีความพรุน n ต่อหนึ่งหน่วยปริมาตรของดิน แล้วของไหลจะมีปริมาตรเท่ากับ n และของแข็งจะมีปริมาตรเท่ากับ $1-n$ และกำหนดให้ค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรของของแข็ง (Bulk modulus of soil solid particle) คือ K_s และการเพิ่มของแรงดันของของไหลในมวลดิน Δu_f จะเป็นการเพิ่มทั้งแรงดันของของไหลและความเค้นประสิทธิผลของของแข็ง ดังนั้น การเปลี่ยนแปลงเชิงปริมาตรของมวลดิน (Change in volumetric strain, $\Delta \varepsilon_v$) สามารถคำนวณได้จากสองส่วนคือการเปลี่ยนแปลงเชิงปริมาตรอันเนื่องมาจากส่วนที่เป็นของแข็งและส่วนที่เป็นของไหลในมวลดิน ดังสมการที่ 5.22

$$\Delta \varepsilon_v = n \frac{\Delta u_f}{K_f} + (1-n) \frac{\Delta u_f}{K_s} \quad (5.22)$$

แต่นิยามของค่า K_e คือ

$$\Delta u_f = K_e (\Delta \varepsilon_{xx} + \Delta \varepsilon_{yy} + \Delta \varepsilon_{zz}) = K_e (\Delta \varepsilon_v) \quad (5.23)$$

จากสมการที่ 5.22 และสมการที่ 5.23 สามารถนิยามค่า K_e ได้ว่า

$$K_e = \frac{1}{\frac{n}{K_f} + \frac{(1-n)}{K_s}} \quad (5.24)$$

แต่เนื่องจากค่า K_s มีค่ามากกว่าค่า K_f มาก อาจจะประมาณค่า K_e ได้ว่า

$$K_e = \frac{K_f}{n} \quad (5.25)$$

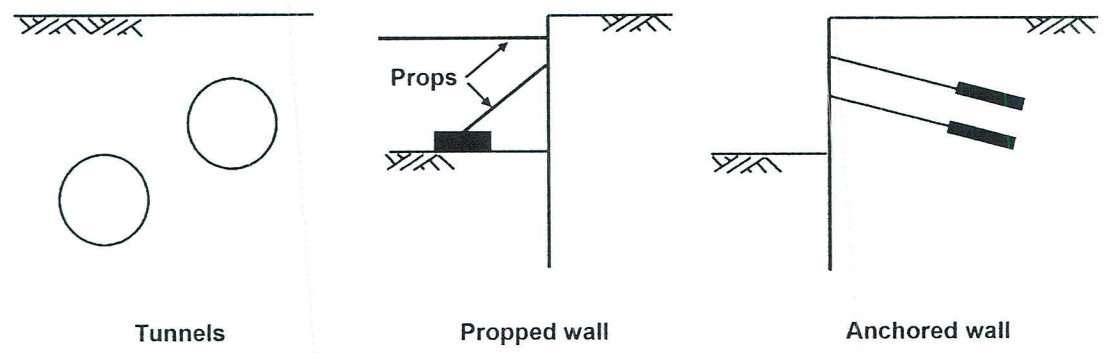
สำหรับดินอิ่มตัวด้วยน้ำ ค่า K_s และ K_f มีค่ามากกว่าค่าสตีเฟนสของดินมาก ดังนั้นอาจจะไม่จำเป็นที่จะต้องใช้ค่า K_e ที่แม่นยำนัก เพื่อให้ง่ายอาจจะประมาณค่า K_e ด้วยค่า K_f ได้ หรือ $K_e \approx K_f$

สรุปของการเลือกใช้เมทริกซ์ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด คือ ในกรณีการวิเคราะห์แบบความเค้นรวม (Total stress analysis) ให้ใช้สมการที่ 5.8 ส่วนกรณีการวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis) ให้ใช้สมการที่ 5.19 และกรณีการวิเคราะห์แบบ

ความเค้นรวมและต้องการพิจารณาความเค้นประสิทธิผล จึงส่งผลให้ต้องคำนวณแรงดันน้ำในโพรงดิน ให้ใช้สมการที่ 5.20 และ 5.21 ร่วมกัน

5.5.7 ปัญหาปฏิสัมพันธ์กับโครงสร้าง (Soil-structure interaction problems)

ปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิคมีหลายกรณีที่เกี่ยวข้องกับปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง (Soil-structure interaction) เช่น กำแพงกันดิน กำแพงสมอดิน อุโมงค์แบบคู เป็นต้น ดังแสดงในรูปที่ 5.14



รูปที่ 5.14 ตัวอย่างปัญหาที่เกี่ยวข้องกับปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง

1. แบบจำลองสำหรับชิ้นส่วนของโครงสร้าง (Structural element models)

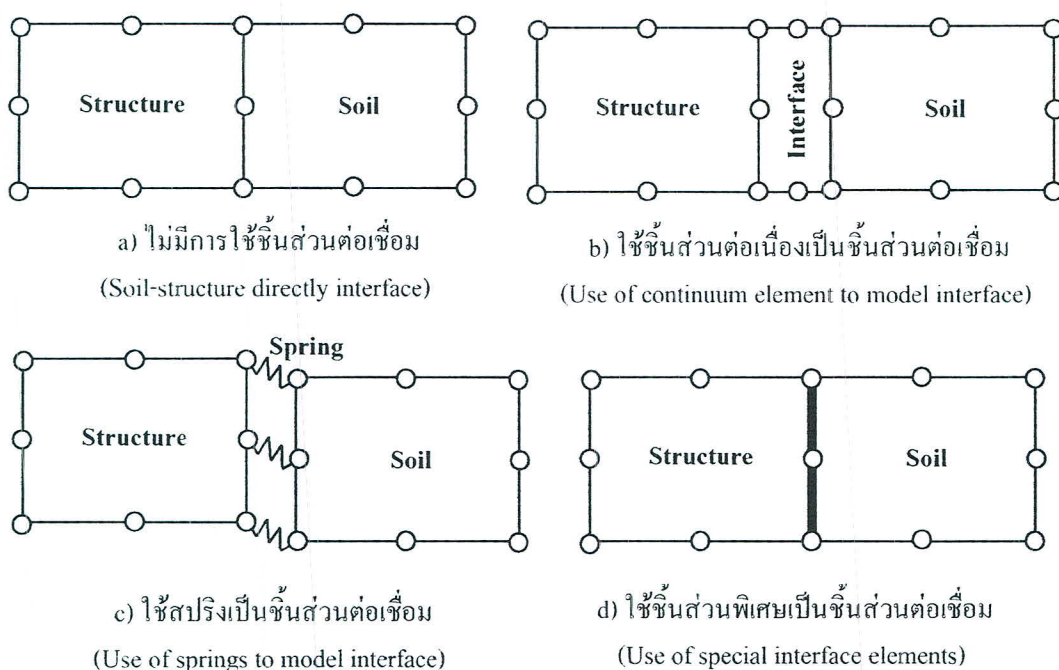
ในทางทฤษฎีอาจจะใช้ชิ้นส่วนสำหรับกลศาสตร์ของแข็ง (Continuum element) จำลองชิ้นส่วนโครงสร้างได้ แต่ในทางปฏิบัติอาจมีผลเสีย เช่น โครงสร้างส่วนใหญ่จะมีขนาดเล็กหรือบางเมื่อเทียบกับชิ้นส่วนดิน ดังนั้นอาจทำให้การคำนวณเชิงตัวเลขเกิดข้อผิดพลาดอันเนื่องมาจากอัตราส่วนขนาดของชิ้นส่วน (Aspect ratio) ไม่เหมาะสม ประกอบกับปัญหาที่วิเคราะห์ส่วนใหญ่ไม่ต้องการรายละเอียดในการกระจายความเค้นในหน้าตัดของโครงสร้าง วิศวกรมักสนใจเพียงค่าเฉลี่ยความเค้นดัด (Bending stress) ความเค้นเฉือน (Shearing stress) หรือความเค้นในแนวแกน (Axial stress) ที่หน้าตัดใดหน้าตัดหนึ่งในการออกแบบหน้าตัดของโครงสร้าง ด้วยเหตุนี้อาจจะใช้ชิ้นส่วนที่ไม่มีความกว้าง เช่น ชิ้นส่วนคาน (Beam element) ชิ้นส่วนรับแรงแนวแกน (Axial element) ในการจำลองพฤติกรรมของโครงสร้าง ตัวอย่างเช่น การใช้ชิ้นส่วนคานจำลองเข็มปักกันดิน (Sheet pile wall) หรือการใช้ชิ้นส่วนรับแรงในแนวแกนจำลองสมอดิน (Anchor) เป็นต้น

อย่างไรก็ตาม ยังมีชิ้นส่วนชนิดอื่นๆ ที่สามารถใช้ในการจำลองพฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้างได้อย่างเหมาะสมในกรณีเฉพาะ เช่น การใช้ชิ้นส่วนคานโค้ง (Curved mindlin beam element) ในการจำลองชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ (Tunnel lining) หรือการใช้ชิ้นส่วนพื้นผิว (Membrane

element) ในการจำลองค้ำยันกำแพง (Propped wall) หรือใยสังเคราะห์เสริมแรง (Geofabric) (David M. Potts and Lidija Zdravkovic', 1990)

2. แบบจำลองสำหรับชิ้นส่วนผิวสัมผัส (Interface models)

ในปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิคที่เกี่ยวข้องกับปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง (Soil-structure interaction) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างดินกับโครงสร้างจะต้องอยู่ในเงื่อนไขคอมแพตติบิลิตีเหมือนกัน แต่ในบางกรณีจำเป็นต้องเพิ่มชิ้นส่วนต่อเชื่อม (Interface model) ระหว่างชิ้นส่วนโครงสร้างกับชิ้นส่วนเดิม เพื่อประโยชน์เนื่องจากการใช้ชิ้นส่วนต่างประเภทของโครงสร้างและดิน เช่น การใช้ชิ้นส่วนต่อเนื่องในดิน (Continuum element) แต่ใช้ชิ้นส่วนคานสำหรับโครงสร้าง (Beam element) การต่อเนื่องระหว่าง 2 ชิ้นส่วนที่ต่างรูปแบบกันนั้นอาจมีความยุ่งยากในการจำลอง จึงจำเป็นต้องเพิ่มชิ้นส่วนต่อเชื่อม ประโยชน์ที่สำคัญอีกประการคือเพื่อศึกษาพฤติกรรมของส่วนต่อเชื่อมนี้ เช่น ส่วนต่อเชื่อมระหว่างกำแพงกับดิน อาจจะมีการจำลองพฤติกรรมแบบลื่น (Smooth) ในกรณี Ranking earth pressure หรือแบบมีแรงเสียดทาน (Friction) ในกรณี Coulomb earth pressure โดยมีการนิยามมุมแรงเสียดทานระหว่างกำแพงกับดิน (Interface friction angle)



รูปที่ 5.15 ตัวอย่างการใช้ชนิดชิ้นส่วนต่อเชื่อมแบบต่างๆ

ตัวอย่างการใช้ชิ้นส่วนต่อเชื่อมแบบต่างๆ ที่พบเห็นในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิคที่แสดงในรูปที่ 5.15 สามารถสรุปได้ดังนี้

2.1 อาจจะไม่ต้องเพิ่มชิ้นส่วนต่อเชื่อมในการจำลองการต่อเชื่อมระหว่างชิ้นส่วนโครงสร้างกับชิ้นส่วนดิน แต่ต้องอยู่ในเงื่อนไขที่ว่า ชิ้นส่วนโครงสร้างและชิ้นส่วนดินต้องเป็นชิ้นส่วนแบบต่อเนื่อง (Continuum element) ชนิดเดียวกัน และจุดต่อ (Node) ที่เชื่อมระหว่างชิ้นส่วนโครงสร้างและชิ้นส่วนดินจะต้องอยู่ในตำแหน่งเดียวกันดังแสดงในรูปที่ 5.15 a)

2.2 วิธีการใช้ชิ้นส่วนแบบต่อเนื่องในการจำลองชิ้นส่วนต่อเชื่อม โดยอาจจะกำหนดแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของชิ้นส่วนต่อเชื่อมให้เหมาะสมกับสภาพใช้งานจริง เช่น การใช้แบบจำลองมอร์-คูลอมป์โดยกำหนดมุมแรงเสียดทาน (Angle of adhesion resistance) สำหรับการต่อเชื่อมแบบเสียดทาน (Frictional interface) ดังแสดงในรูปที่ 5.15 b)

2.3 วิธีการใช้ชิ้นส่วนสปริงเป็นชิ้นส่วนต่อเชื่อม โดยจะเชื่อมต่อระหว่างสองจุดต่อที่อยู่ตรงกันข้าม ดังแสดงในรูปที่ 5.15 c)

2.4 วิธีการใช้สมการเงื่อนไขเพิ่มเติม (Additional constrain equation) ในการกำหนดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชิ้นส่วนสองชิ้นที่ไม่ต่อเนื่องกัน ซึ่งวิธีนี้ถูกเรียกว่าวิธีไฮบริด (Hybrid method) ส่วนมากนิยมใช้ในงานวิศวกรรมชีววิทยา (Biological engineering)

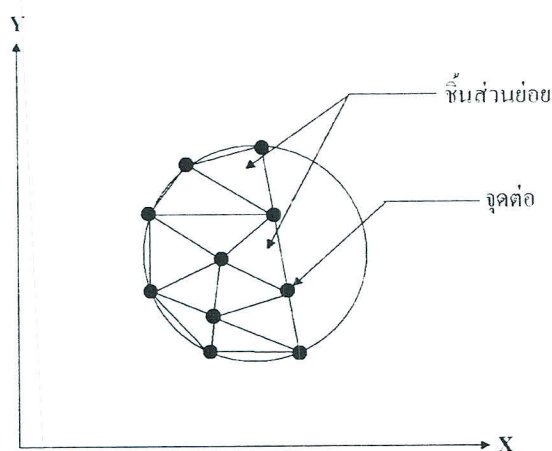
(สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 2550)

2.5 วิธีใช้ชิ้นส่วนแบบโครงสร้างพิเศษ อาทิเช่นชิ้นส่วนโครงสร้างพิเศษที่ไม่มีความหนา (Zero thickness interface element) เป็นแบบที่ได้รับความนิยมสูงสุด เพราะสามารถกำหนดแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของชิ้นส่วนต่อเชื่อมให้เหมาะสมกับสภาพการใช้งานจริงได้ และไม่รบกวนต่อรูปร่างของปัญหาด้วย ดังแสดงในรูปที่ 5.15 d)

(Potts and Lidija Zdravkovic', 1990)

5.5.8 วิธีการวิเคราะห์

การวิเคราะห์ปัญหาความเค้นในระนาบโดยใช้พื้นฐานของวิธีการไฟไนต์อีลิเมนต์เป็นวิธีการวิเคราะห์ โดยแบ่งโครงสร้างออกเป็นชิ้นส่วนเล็กๆ จำนวนหนึ่งดังรูป 5.16 ซึ่งชิ้นส่วนเล็กๆ นี้เรียกว่าชิ้นส่วนย่อย (Element) และชิ้นส่วนย่อยเหล่านี้เชื่อมติดกันด้วยจุดที่เรียกว่า จุดต่อ (Node)



รูปที่ 5.16 การแบ่งโครงสร้างออกเป็นชิ้นส่วนเล็กๆ

หลังจากนั้นจะทำการวิเคราะห์คุณสมบัติของแต่ละชิ้นส่วนย่อยแล้วนำชิ้นส่วนย่อยทั้งหมดมาทำการวิเคราะห์รวม เป็นการวิเคราะห์โครงสร้างทั้งหมด สำหรับการเคลื่อนที่ของแต่ละชิ้นส่วนย่อย จะถือว่าเป็นผลมาจากการเคลื่อนที่ของจุดต่อของชิ้นส่วนย่อยนั้นๆ ซึ่งลักษณะการเคลื่อนที่นี้สามารถแทนได้ด้วยการสมมติฟังก์ชันการเคลื่อนที่ (Displacement function) ขึ้นและจากผลของแรงภายนอกรวมทั้งคุณสมบัติของชิ้นส่วนย่อย ทำให้สามารถหาค่าระยะการแปรมิติที่เกิดขึ้น ค่าความเค้นและความเครียดที่ต้องการของโครงสร้างได้

5.5.9 แบบจำลองพฤติกรรมของดิน (Soil Model)

ในการวิเคราะห์แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ และการวิเคราะห์หาแนวการทรุดตัวของดิน จำเป็นต้องระบุรูปแบบการจำลองพฤติกรรมของดิน เช่น Linear elastic, Non-linear elastic และ Non-linear material behavior (plasticity) การเลือกใช้แบบจำลองของดินขึ้นอยู่กับวัตถุประสงค์ของการวิเคราะห์ เนื่องจากแบบจำลองที่ซับซ้อนขึ้นจำเป็นต้องใช้การป้อนค่าพารามิเตอร์ที่เพิ่มขึ้น และยังใช้เวลาในการวิเคราะห์ที่นานขึ้นด้วย แบบจำลองแต่ละแบบมีทั้งข้อดีและข้อเสีย และยังเหมาะสมกับเงื่อนไขการออกแบบที่แตกต่างกัน สามารถแบ่งกลุ่มแบบจำลองพฤติกรรมของดินออกเป็น 2 กลุ่มหลัก คือ แบบจำลองอีลาสติก (Elastic models) และแบบจำลองอีลาสโตพลาสติก (Elasto-plastic models) ปัจจุบันแบบจำลองที่นิยมใช้ในการวิเคราะห์ ได้แก่ Linear elastic model, Mohr-Coulomb model และ Hardening soil model

ข้อดีข้อเสียของแต่ละกลุ่ม เช่น การพิจารณาพฤติกรรมของดินแบบอีลาสติกนั้น ไม่สามารถอธิบายพฤติกรรมจริงของดินได้ทั้งหมด เช่น ไม่สามารถอธิบายถึงการเสียรูปถาวร (Irrecovery) หรือความเครียดพลาสติก (Plastic strain) ที่เกิดขึ้นในช่วงการลดแรงและการเพิ่มแรงอีกครั้ง (Unload-reload path) ได้ ดังนั้นแบบจำลองของดินในปัจจุบันจึงมุ่งเน้นในการพิจารณาพฤติกรรมแบบอีลาสโตพลาสติกมากขึ้น เช่น แบบจำลองสำหรับวัสดุเสียดทาน (Frictional material model) ที่

เรียกว่ามอร์-คูลอมบ์ (Mohr-coulomb model) ซึ่งเป็นที่นิยมอย่างมากในทางปฏิบัติ แต่เนื่องจากแบบจำลองดังกล่าวยังมีข้อจำกัดอยู่มาก คือ มีการพิจารณาพฤติกรรมแบบอีลาสโตพลาสติกแบบสมบูรณ์แบบ (Elastic perfectly plastic) ซึ่งยังห่างไกลต่อการอธิบายพฤติกรรมจริงของดินอยู่มาก

ต่อมาทฤษฎีสถานะวิกฤต (Critical state theory) ได้ถูกพัฒนาโดย Schofield และ Wroth (1968) และแบบจำลองโมดิฟายแคมเคลย์ (Modified cam-clay, MCC model) ซึ่งสามารถอธิบายพฤติกรรมของดินแบบอัดแน่นปกติ (Normally consolidated, NC) แต่แบบจำลองนี้ยังมีข้อจำกัดเกี่ยวกับการอธิบายพฤติกรรมที่ไม่ถูกต้องของดินแบบอัดแน่นกว่าปกติ (Overconsolidated, OC) กล่าวคือจะต้องอธิบายพฤติกรรมของดินที่สามารถมีความเครียดพลาสติกเกิดขึ้นภายในพื้นผิวคราก (Yield surface) ได้ ปัจจุบันจึงได้มีการพัฒนาแนวความคิดใหม่ต่างๆ ขึ้นเพื่อการเข้าถึงวัตถุประสงค์ดังกล่าว ซึ่งมีด้วยกัน 2 แนวความคิดหลัก โดยแนวความคิดแรกคือ แนวความคิด Bounding surface ตัวอย่างแบบจำลองที่อาศัยแนวความคิดนี้ได้แก่ Bounding surface model โดย Dafalias และ Herrmann (1982) แบบจำลองฮาชิกุจิ (Hashiguchi model) โดย Hashiguchi (1985) และแบบจำลอง MIT-E3 โดย Whittle (1993) และแนวความคิดที่ 2 คือแนวความคิดพื้นผิวครากเชิงซ้อน (Multiple yield surface idea) ตัวอย่างแบบจำลองที่อาศัยแนวความคิดนี้คือ แบบจำลองพื้นผิวครากซ้อน (Multiple “nest” yield surfaces model) โดย Mroz et.al. (1982) แบบจำลองไคเนแมติกฮาร์ดเคนนิง โมดิฟายแคมเคลย์ (Kinematic hardening cam-clay, KHMCC model) โดย Likitlersuang และ Houlsby (2006)

1. แบบจำลองอีลาสติก (Elastic models)

ข้อสมมุติสำหรับวัสดุที่มีพฤติกรรมแบบอีลาสติกคือ วัสดุจะต้องคืนสภาพแบบสมบูรณ์แบบ (Recoverable) ภายหลังจากการถอนแรง (Unload) กล่าวคือวัสดุจะต้องเป็นไปตามกฎของฮุก (Hooke's law)

1.1 อีลาสติกเชิงเส้นแบบเท่ากันทุกทิศทาง (Linear isotropic elasticity) กฎความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด สำหรับวัสดุอีลาสติกเชิงเส้นแบบคุณสมบัติเท่ากันทุกทิศทางสามารถนิยามโดยใช้ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นและค่าอัตราส่วนปัวส์ซอง ดังสมการที่ 5.26

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_{xx} \\ d\sigma_{yy} \\ d\sigma_{zz} \\ d\tau_{xy} \\ d\tau_{xz} \\ d\tau_{yz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_{xx} \\ d\epsilon_{yy} \\ d\epsilon_{zz} \\ d\gamma_{xy} \\ d\gamma_{xz} \\ d\gamma_{yz} \end{Bmatrix} \quad (5.26)$$

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_{xx} \\ d\varepsilon_{yy} \\ d\varepsilon_{zz} \\ d\gamma_{xy} \\ d\gamma_{xz} \\ d\gamma_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & \frac{1}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu_{hh})}{E_h} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G_{vh} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G_{vh} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\sigma_{xx} \\ d\sigma_{yy} \\ d\sigma_{zz} \\ d\tau_{xy} \\ d\tau_{xz} \\ d\tau_{yz} \end{Bmatrix} \quad (5.31)$$

โดยที่มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวส์ซองที่แตกต่างกัน 5 ค่าคือ E_v คือค่าโมดูลัสยืดหยุ่นในแนวตั้ง (Young's modulus in vertical direction) E_h คือค่าโมดูลัสยืดหยุ่นในแนวนอน (Young's modulus in horizontal direction) G_{vh} คือค่าโมดูลัสเฉือนในระนาบแนวนอน (Shear's modulus in horizontal plane) ν_{hh} คือค่าอัตราส่วนปัวส์ซองในแนวนอนเนื่องจากความเค้นในแนวนอน (Poisson's ratio for straining in the horizontal plane due to the stress acting in the same plane) ν_{vh} คือค่าอัตราส่วนปัวส์ซองในแนวตั้งเนื่องจากความเค้นในแนวนอน (Poisson's ratio for straining in the vertical plane due to the stress acting in the horizontal plane)

1.3 อีลาสติกไม่เชิงเส้น (Non-linear elasticity) คือการที่ค่าโมดูลัสของวัสดุจะมีค่าไม่คงตัว โดยปกติแล้วจะขึ้นอยู่กับขนาดของค่าความเค้นหรือความเครียด ค่าโมดูลัสอาจเขียนอยู่ในรูปสมการต่างๆ ดังสมการที่ 5.32 และสมการที่ 5.33

$$\frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_t(\sigma, \varepsilon) \quad (5.32)$$

$$\frac{\sigma}{\varepsilon} = E_{sec}(\sigma, \varepsilon) \quad (5.33)$$

โดย E_t และ E_{sec} คือค่าโมดูลัสสัมผัส (Tangent modulus) และค่าโมดูลัสซีแคนต์ (Secant modulus) ตามลำดับ การนิยามค่าโมดูลัสแบบต่างๆ ในสมการดังกล่าวจะขึ้นอยู่กับหน่วยที่ใช้ด้วย ดังนั้น อาจจะใช้สมการโมดูลัสแบบไร้มิติ (Dimensionless) โดยสมมติว่ามีความสัมพันธ์เชิงเลขยกกำลังกับค่าความเค้นดังแสดงในสมการที่ 5.34

$$\frac{\sigma}{\sigma_a} = k \left(\frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^n \varepsilon \quad (5.34)$$

โดยที่ค่า k และ n คือค่าคงตัวไร้มิติ (Dimensionless parameters) และ σ_a คือความเค้นอ้างอิง (Reference stress) ปกติแล้วจะเลือกใช้ค่าความดันบรรยากาศ ($\sigma_a = 100$ kpa) สำหรับงานวิจัยดินกรุงเทพฯ การทดสอบแรงอัดสามแกนโดยร่วมกับเครื่องมือเบนด์อีลิเมนต์ (Bender element) ในการวัดความเร็วคลื่นที่เคลื่อนที่ผ่านตัวอย่างดินเหนียวกรุงเทพฯ ขณะอยู่ในสภาวะความเค้นระดับต่างๆ พบว่าคำนวณหาค่าโมดูลัสเฉือนแบบอีลาสติก (Techavorasinkun and Amornwithayalax, 2002) โดยสรุปผลการทดสอบได้ตั้งสมการที่ 5.35 และแปลงสมการให้อยู่ในรูปแบบไร้มิติตั้งสมการที่ 5.36 ถ้าสมมุติค่าอัตราส่วนปัวส์ซองของดินกรุงเทพฯ มีค่าคงตัวคือ 0.3 และสมมติตัวเลขยกกำลังอยู่ในระดับ (order) เดียวกัน ค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรจะสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 5.37

$$G = 1530 p^{0.6} \text{ (kpa)} \quad (5.35)$$

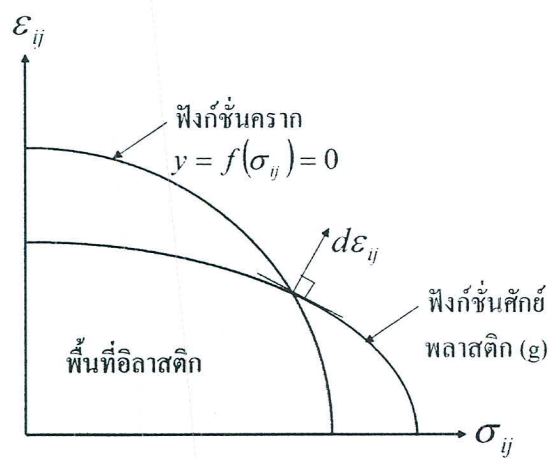
$$\frac{G}{p_a} = 242 \left(\frac{p}{p_a} \right)^{0.6} \quad (5.36)$$

$$\frac{K}{p_a} = 524 \left(\frac{p}{p_a} \right)^{0.6} \quad (5.37)$$

1.4 พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองอีลาสติก (Elastic soil parameters) แบบจำลองอีลาสติกเชิงเส้นแบบเท่ากันทุกทิศทาง (Linear isotropic elastic model) ต้องการพารามิเตอร์เพียง 2 ตัวเท่านั้น เช่นอาจเป็นโมดูลัสเชิงปริมาตร (Bulk modulus) และโมดูลัสเฉือน (Shear modulus) หรือไม่ก็เลือกใช้โมดูลัสยืดหยุ่น (Young's modulus) และอัตราส่วนปัวส์ซอง (Poisson's ratio) ซึ่งแบบจำลองนี้ไม่สามารถอธิบายพฤติกรรมที่สำคัญของดินเกี่ยวกับการแปรผันของค่าสตีเฟนส์ได้ ต่อมาในปี ค.ศ. 1983 Graham และ Houlsby ได้ทำการพัฒนาแบบจำลองอีลาสติกเชิงเส้นแบบไม่เท่ากันทุกทิศทางสำหรับดิน (Linear cross-anisotropic elastic model) ประกอบด้วยพารามิเตอร์ที่อิสระจากกัน 3 ตัว แบบจำลองนี้สามารถอธิบายพฤติกรรมสตีเฟนส์ที่ไม่เท่ากันทุกทิศทาง (Anisotropic stiffness) ได้ แต่ยังคงไม่สามารถอธิบายถึงการแปรผันของค่าสตีเฟนส์ของดินได้ แม้ว่าต่อมาแบบจำลองอีลาสติกไม่เชิงเส้น (Non-linear elastic model) จะถูกพัฒนาขึ้นเพื่อให้สามารถอธิบายถึงการแปรผันของค่าสตีเฟนส์ของดินได้ แต่ยังคงมีข้อจำกัดอื่นๆ อีก เช่น การอธิบายถึงการเกิดการเคลื่อนตัวถาวร (Irrecovery) หรือความเครียดพลาสติก (Plastic strain) ในช่วงภาวะรับแรงกลับไปกลับมา (Unload-reload path) นำไปสู่การทำให้เกิดการใช้แบบจำลองอีลาสโตพลาสติก

2. แบบจำลองอีลาสโตพลาสติกอย่างง่าย (Simply Elasto-plastic models)

จากข้อจำกัดของแบบจำลองอีลาสติกนั้น ว่ามีข้อจำกัดหลายประการ โดยเฉพาะความเครียดแบบพลาสติกที่เกิดขึ้นเมื่อความเค้นสูงกว่าความเค้นคราก (Yield stress) ดังนั้นจึงนำไปสู่การเลือกใช้แบบจำลองอีลาสโตพลาสติก ซึ่งแบบจำลองนี้ตั้งอยู่บนทฤษฎีพลาสติกซิติ (Plasticity theory) โดยทฤษฎีนี้จะใช้ฟังก์ชันคราก (Yield function, f) ประกอบการอธิบายพฤติกรรมวัสดุในภาวะพลาสติก คือวัสดุจะมีพฤติกรรมอีลาสติกภายใต้ภาวะความเค้นที่อยู่ภายในพื้นที่ผิวคราก (Yield surface) ดังแสดงในรูปที่ 5.17 และเมื่อภาวะความเค้นถึงเงื่อนไขคราก (Yield criteria) เมื่อใดวัสดุจะแสดงพฤติกรรมอีลาสโตพลาสติก โดยค่าความเครียดพลาสติกจะคำนวณโดยใช้กฎการไหล (Flow rule)



รูปที่ 5.17 ภาพจำลองหลักการคำนวณความเครียดพลาสติกโดยกฎการไหลแบบไม่สอดคล้อง

2.1 แบบจำลองของ Mohr-Coulomb เป็นที่นิยมอย่างมากในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิค โดยมีที่มาจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการไม่ว่าจะเป็นการทดสอบแรงเฉือนโดยตรง (Direct shear test) หรือการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบระบายน้ำ (CD-test) ผลการทดสอบทั้งสองนำมาวิเคราะห์โดยใช้วงกลมมอร์ ซึ่งการนิยามเงื่อนไขครากนิยมใช้ตัวแปรความเค้นตั้งฉาก (Normal stress, σ'_n) และความเค้นเฉือน (Shear stress, τ) ดังสมการที่ 5.38

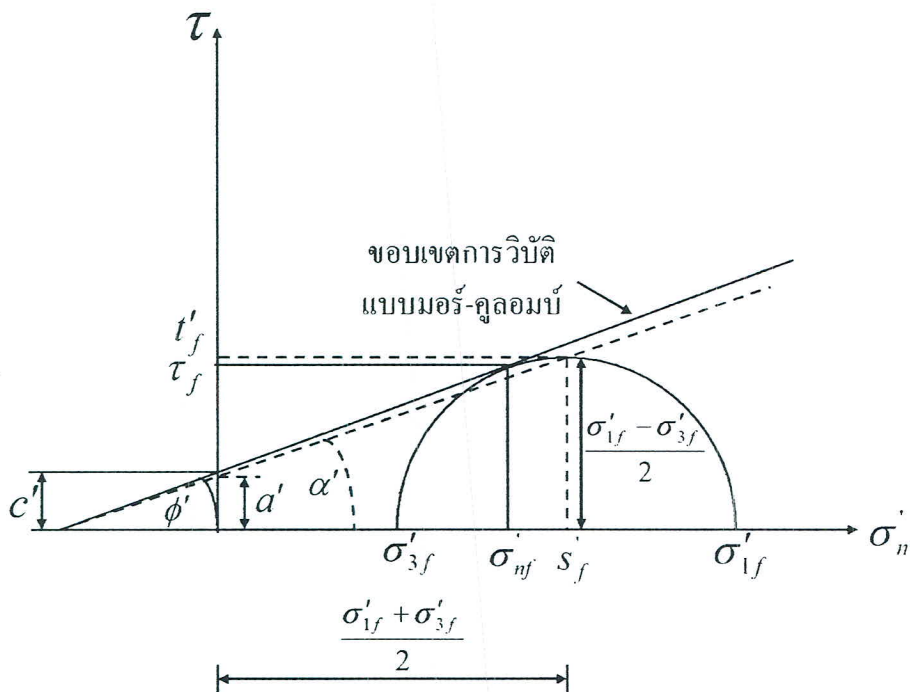
$$\tau_f = c' + \sigma'_{nf} \tan \phi' \tag{5.38}$$

โดยที่ค่า c' และ ϕ' คือค่าแรงยึดเหนี่ยวภายในตัดแกน (Cohesion intercept) และมุมเสียดทาน (Angle of frictional resistance) และดัชนีค่า f หมายถึง ภาวะวิบัติ (Failure) ในบางครั้งการ

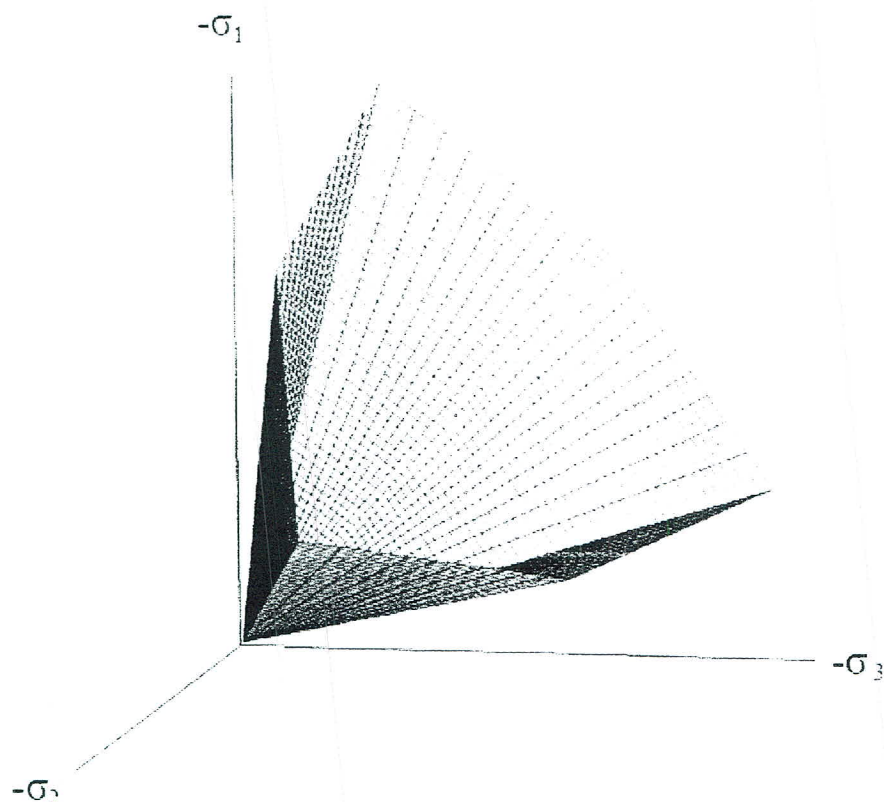
พิจารณาความเค้นความเครียดในเงื่อนไขระนาบความเครียด (Plane strain) สามารถพิจารณาเงื่อนไข มอร์-คูลอมบ์ในนิยามของตัวแปรสองมิติ (s', t) ได้ดังสมการที่ 5.39

$$t'_f = a' + s'_f \tan \alpha' \quad (5.39)$$

โดยที่ $a' = c' \cos \phi'$ และ $\sin \phi' = \tan \alpha'$ รูปที่ 5.18 และ 5.19 แสดงพื้นผิวครากของ มอร์-คูลอมบ์ ในสองมิติและสามมิติ ตามลำดับ ที่นิยามโดยใช้ตัวแปรความเค้นตั้งฉากและความเค้นเฉือนและตัวแปร (s', t)



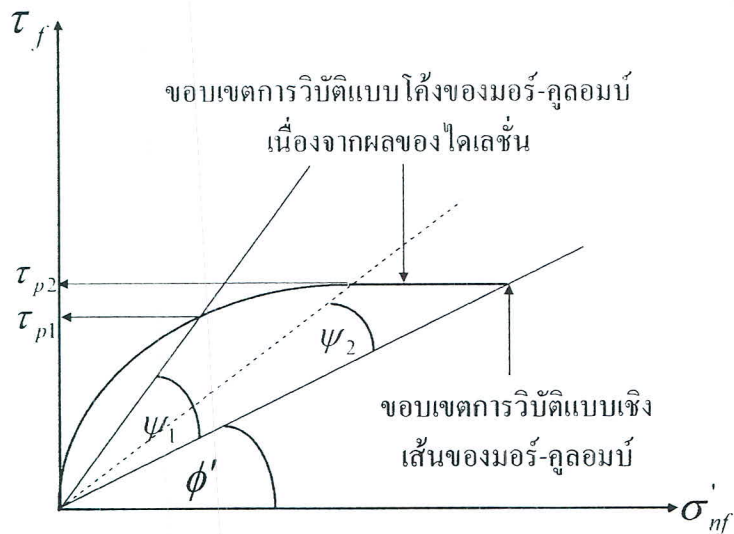
รูปที่ 5.18 พื้นผิวครากของ มอร์-คูลอมบ์ ในสองมิติ (Mohr-coulomb failure criterion)



รูปที่ 5.19 พื้นผิวครากของ มอร์-คูลอมบ์ ในแบบสามมิติ (Mohr-coulomb failure criterion)

แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์มีความเหมาะสมกับวัสดุเสียดทาน (Frictional material) เนื่องจากสามารถจำลองพฤติกรรมมุมเสียดทานภายในของวัสดุได้ และสำหรับวัสดุที่มีการจัดเรียงอนุภาคแน่นกว่าสภาพปกติเช่น ทรายแน่น (Dense sand) หรือดินเหนียวสภาพอัดแน่นกว่าปกติ (Overconsolidated clay) ที่มีพฤติกรรมแบบไคเลชั่น (Dilation) แบบจำลองนี้ได้ถูกพัฒนาเพื่อสามารถอธิบายพฤติกรรมไคเลชั่นด้วยดังแสดงในรูปที่ 5.20 มีการกำหนดค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด (Peak shear strength) โดยใช้ค่ามุมไคเลชั่น (ψ) ซึ่งแสดงในสมการที่ 5.40

$$\tau_p = \sigma'_{nf} \tan(\phi' + \psi) \quad (5.40)$$

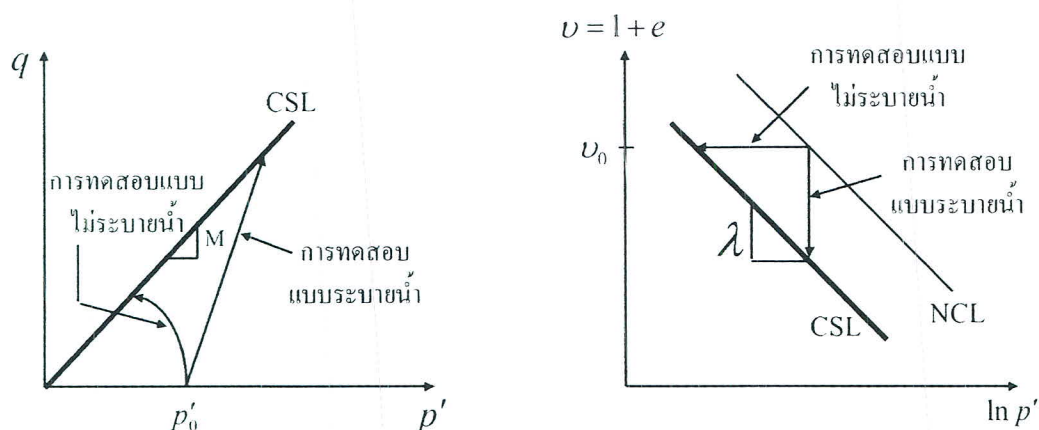


รูปที่ 5.20 ผลของมุมไคเลชั่นต่อพื้นผิวครากของ มอร์-คูลอมบ์

โดยค่ามุมไคเลชั่น (ψ) จะเปลี่ยนแปลงไปตามระดับความเค้นตั้งฉากที่เพิ่มขึ้น จึงทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดมีค่าไม่แปรผันตรงกับค่าความเค้นตั้งฉาก ดังนั้นพื้นผิวครากของแบบจำลองนี้จึงเป็นเส้นโค้งในกรณีของทรายอัดแน่นหรือดินเหนียวสภาพอัดตัวมากกว่าปกติ ดังแสดงในรูปที่ 5.20 แม้ว่าแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์จะมีข้อดีที่ว่ากำลังครากจะแปรผันตรงกับค่าความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยหรือความเค้นประสิทธิผลตั้งฉาก (Normal effective stress) อาจจะมีข้อจำกัดมาจากแบบจำลองนี้ถูกพัฒนามาจากเงื่อนไขครากแบบสองมิติ ทำให้กำลังครากจะเปลี่ยนแปลงแบบไม่ราบเรียบ เพราะว่าตัวแบบจำลองถูกกำหนดค่ากำลังครากในกรณีของแรงอัดและแรงดึงสามแกนเท่านั้น จึงมีการพัฒนาไปสู่แบบจำลองแบบต่อเนื่อง และแบบจำลองดินสถานะวิกฤต (Critical state soil model)

2.2 แบบจำลองดินสถานะวิกฤต (Critical state soil model) ในปี ค.ศ.1986 Schofield และ Wroth ได้อธิบายหลักการปฏิวัติกลศาสตร์ดินสถานะวิกฤต (Critical state soil mechanics, CSSM) โดยอาศัย 3 แนวความคิดซึ่งได้มาจากการสังเกตผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการของดินเหนียวสร้างใหม่ (Reconstituted clay) คือ

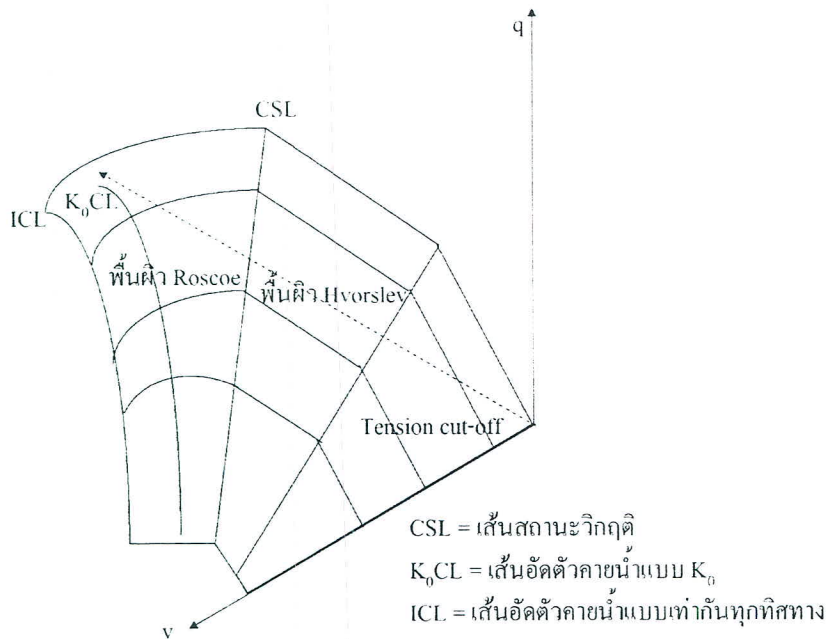
1. เส้นสถานะวิกฤต (Critical state line, CSL) เป็นเส้นแสดงสัมพันธ์ของสถานะวิกฤตหรือภาวะวิบัติ โดยสามารถแสดงในความสัมพันธ์ของความเค้น (p, q') ซึ่งเส้นสถานะวิกฤตจะมีความชันเท่ากับ M และจากการทำการทดลองยังพบอีกว่าความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง (หรือปริมาตรจำเพาะ) และค่าลอการิทึมของค่าความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยที่สถานะวิกฤต (จุดวิบัติ) จะเป็นเส้นตรงโดยมีความชันเท่ากับ λ โดยแสดงในรูปที่ 5.21



รูปที่ 5.21 แสดงเส้นสถานะวิกฤตในความสัมพันธ์ของความเค้น (Stress path) และในความสัมพันธ์การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation plot)

2. การใช้เทคนิคตัวแปรความเค้นไร้มิติ (Normalization) ด้วยการหารตัวแปรความเค้นด้วยค่าความเค้นสูงสุดในอดีตก่อนทำการอัดตัวคายน้ำ (Pre-consolidation pressure) จากการทดสอบการเฉือนตัวอย่างดินที่มีอัตราส่วนการอัดตัวคายน้ำ (OCR) เท่ากัน แต่ต่างระดับความเค้นก่อนการอัดตัวคายน้ำ รูปร่างทางเดินความเค้น (Stress path) จะมีหน้าตาใกล้เคียงกัน ยกเว้นแต่ขนาดแตกต่างกัน โดยทางเดินความเค้นจะมีขนาดใหญ่ขึ้นถ้าค่าความเค้นก่อนการอัดตัวคายน้ำมีค่ามากขึ้น แต่ถ้าทำการหารตัวแปรความเค้นทั้งสองแกนด้วยค่าความเค้นใหม่นี้ทับกันสนิทพอดี

3. ขอบเขตการวิบัติ (State boundary surface, SBS) ขอบเขตการวิบัติของดินในแกนสามมิติที่ประกอบด้วยความเค้นประสิทธิภาพเฉลี่ย ความเค้นเบี่ยงเบน และอัตราส่วนช่องว่างหรือปริมาตรจำเพาะนั้น จะถูกปิดล้อมด้วยพื้นผิว 3 ส่วนด้วยกันคือ พื้นผิว Roscoe พื้นผิว Hvorslev และพื้นผิว Tension cut-off ดังแสดงในรูปที่ 5.22



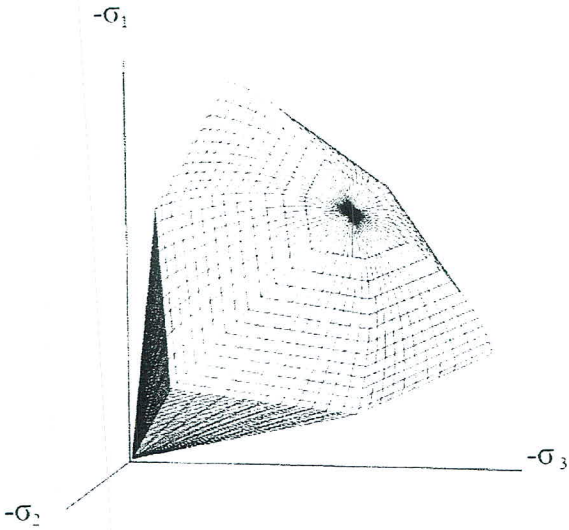
รูปที่ 5.22 ขอบเขตการวิบัติ (State boundary surface, SBS)

แบบจำลองของดินที่พัฒนาโดยอาศัยแนวความคิดดังกล่าว ที่ได้รับความนิยมเป็นอย่างมากคือแบบจำลองแคมเคลย์ (Cam-clay model) ซึ่งถูกพัฒนาโดย Roscoe et.al.(1963) เดิมทีแบบจำลองถูกสร้างขึ้นเพื่อใช้อธิบายพฤติกรรมของดินเหนียวอัดแน่นปกติ (NC clay) ต่อมาในปีค.ศ. 1968 Roscoe และ Burland ได้พัฒนาแบบจำลองโมดิฟายแคมเคลย์ (Modified cam-clay, MCC model) ขึ้น โดยมีการพิจารณาพลังงานที่สูญเสียไปทั้งในกระบวนการเปลี่ยนแปลงปริมาตรแบบพลาสติก (Plastic volumetric strain) และกระบวนการเฉือนเบี่ยงเบนแบบพลาสติก (Plastic shear distortion) แบบจำลองดินสถานะวิกฤติ (Critical state soil model) ประสบความสำเร็จและได้รับความนิยมอย่างมากในการอธิบายพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อน โดยเฉพาะอย่างยิ่งสามารถประมาณค่าความเครียดเชิงปริมาตรและพฤติกรรมอื่นๆ ของดินแบบอัดแน่นปกติ (NC) ในสภาวะการอัตราคาน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic consolidation) ได้อย่างค่อนข้างถูกต้อง แบบจำลองดังกล่าวยังคงมีข้อจำกัดหลายประการ เช่น ผลการทำนายความเครียดเฉือนที่ค่อนข้างไกลจากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับดินสภาพอัดแน่นกว่าปกติสูงๆ (Heavily Overconsolidated soil) ทั้งนี้เพราะแบบจำลองดังกล่าวตั้งอยู่บนสมมติฐานที่ว่า จะเกิดพฤติกรรมแบบอีลาสติกเท่านั้นภายในขอบเขตการวิบัติ (SBS) และข้อจำกัดของแบบจำลองโมดิฟายแคมเคลย์อีกประการที่สำคัญคือ การอธิบายพฤติกรรมดินในสภาวะการอัตราคาน้ำแบบไม่เท่ากันทุกทิศทาง (Anisotropic consolidation condition) ที่ไม่ถูกต้อง อาจเป็นเพราะรูปร่างของพื้นผิวคราก

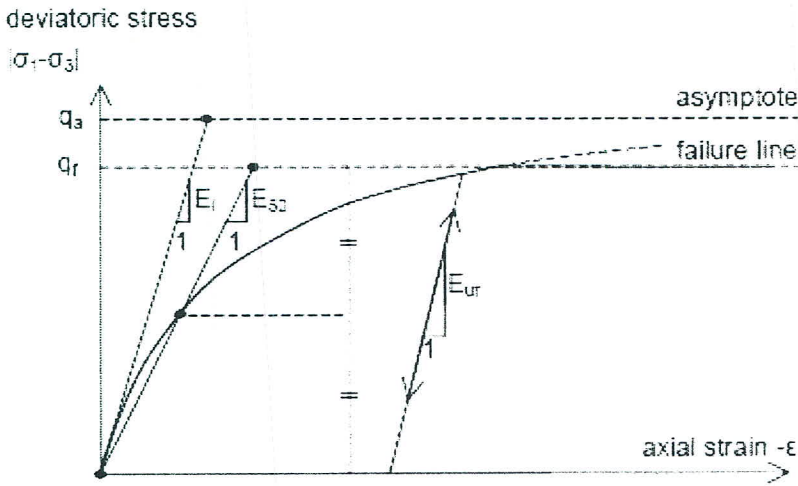
ของแบบจำลอง มีแกนสมมาตรอยู่บนแกน Hydrostatic หรือแกน p' จึงทำให้พฤติกรรมที่แสดงออกมาเท่ากันทุกทิศทาง

2.3 แบบจำลองชนิด Hardening Soil (HS)

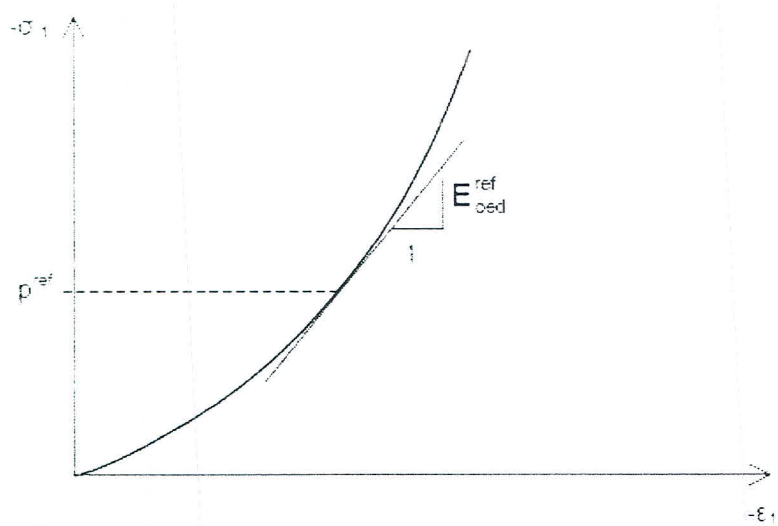
แบบจำลองนี้จำลองพฤติกรรมของดินเป็นแบบ plastic ซึ่งเป็นการปรับปรุงแบบจำลองของ Mohr-Coulomb โดยมีตัวแปรที่เกี่ยวข้อง ได้แก่ มุมเสียดทานของดิน (friction angle, φ) ค่าแรงยึดเหนี่ยวของดิน (cohesion, c) และ dilatancy angle, ψ ส่วนค่าโมดูลัสของดินต้องทำการป้อนเพิ่มเติมมากกว่ากรณีของแบบจำลอง Mohr-Coulomb ได้แก่ ค่า Triaxial loading stiffness (E_{s0}) ค่า Triaxial unloading stiffness (E_{ur}) และค่า Oedometer loading stiffness, E_{ocd} ดังแสดงในรูปที่ 5.23 รูปที่ 5.24 และรูปที่ 5.25 ตามลำดับ



รูปที่ 5.23 ความสัมพันธ์ของแบบจำลองชนิด Hardening Soil



รูปที่ 5.24 กราฟความสัมพันธ์ของ Stress กับ Strain ในการทดสอบ Triaxial



รูปที่ 5.25 กราฟความสัมพันธ์ของ Stress กับ Strain ใน Consolidation test