บทที่ 2
ทฤษฎีบทและทบทวนงานในอดีต

2.1 การเกิดรอยแตกร้าวขนาดเล็กเนื่องจากแรงดันน้ำ (Hydraulic Fracturing)

การก่อให้เกิดรอยแตกร้าวขนาดเล็กโดยอาศัยแรงดันน้ำ (Hydraulic fracturing technique) นั้น เป็นที่นิยมกันมากในอุตสาหกรรมขุดเจาะน้ำมันโดยรอยแตกร้าวที่เพิ่มขึ้นจะทำให้อัตราการไหลของน้ำมันดิบเข้ามาในบ่อขุดเจาะมีมากขึ้น (Williamson, 1980) และเทคนิคการทำ Hydraulic Fracture เริ่มเข้ามามีบทบาทในเรื่องของการทำความสะอาดดินที่มีสิ่งปนเปื้อนมากขึ้นในลักษณะเดียวกันกับที่ใช้อุตสาหกรรมขุดเจาะน้ำมัน โดยที่ Hydraulic Fracture ที่สร้างขึ้นจะช่วยเสริมให้การทำความสะอาดดินที่ปนเปื้อนทำได้ง่ายขึ้น เช่นการประยุกต์ใช้ Hydraulic fracturing technique เพื่อช่วยเสริมการขจัดสิ่งปนเปื้อนในดินแบบ Vacuum Extraction ตามรายงานของ United States Environmental Protection Agency (1993) เป็นต้น ในขณะที่การกระตุ้นให้เกิด Hydraulic Fracture โดยตั้งใจนั้นจะส่งผลดีต่อการขจัดสารปนเปื้อนในดิน เทคนิคการก่อสร้างบางชนิดก็ก่อให้เกิด Hydraulic Fracture ในชั้นดินได้โดยไม่ตั้งใจเช่นทำ Grouting, Jet grouting, Pump-in well เป็นต้น ซึ่งรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นโดยไม่ตั้งใจเหล่านี้ จะส่งผลเสียหลายประการเช่น ทำให้สารปนเปื้อนในดินหรือในน้ำใต้ดิน กระจายตัวออกในวงกว้างขึ้น หรือมีผลต่อคุณสมบัติของชั้นดินในบริเวณดังกล่าวและอาจจะก่อให้เกิดความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สินได้ (Ingles, 1972, Ando and Makita, 1977 และ Icoga, 1975)

การตรวจสอบเรื่องของ Hydraulic Fracture มักจะกระทำกันในสถานที่จริง (In-situ Tests) ทำให้การศึกษารายละเอียดต่าง ๆ ทำได้ยาก ซึ่งมีปัจจัยต่าง ๆ ในสถานที่จริงซึ่งไม่สามารถควบคุมหรือทราบค่าที่แน่นอนได้ ทำให้การศึกษาและพัฒนากระบวนการเกิด (mechanism) ของการเกิด Hydraulic Fracture เป็นไปได้ยาก (Bjerrum et al, 1972, Morgenstern and Vaughan, 1963, Penman and Charles, 1981)

หลังจากที่อุปกรณ์ในห้องปฏิบัติการได้รับการปรับปรุงและพัฒนามากขึ้น จึงเริ่มมีการทดสอบเกี่ยวกับ Hydraulic Fracture ในห้องปฏิบัติการมากขึ้น ทำให้ความรู้และความเข้าใจในกระบวนการเกิด (mechanism) ของ Hydraulic Fracture เริ่มมีมากขึ้นบ้าง การศึกษากระบวนการเกิด Hydraulic Fracture ในห้องปฏิบัติการสามารถพบได้ใน Wang(1975), Massars ch(1975), Jawarski et al.(1981) และ Murdoch(1992) เป็นต้น การทดลองศึกษา Hydraulic Fracture ในห้อง

หอสมุดกลาง สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปฏิบัติการทำให้สามารถนำเอาขบวนการเกิดรอยแตกร้าวไปประยุกต์ใช้ในการหาคุณสมบัติอื่น ๆ ของดินได้ เช่น การหาสัมประสิทธิ์ของแรงดันด้านข้าง (Wang, 1973 และ Massarchi, 1985)

2.2 การกัดเซาะพัดพาเม็ดดินขนาดเล็ก (Detachment of Fine Particles)

ในการปรับปรุงคุณภาพดิน เช่น วิธีการทำ grout jetting, cement grouting, และ chemical grouting ซึ่งต้องใช้แรงดันสูงในการก่อสร้าง ในดินเหนียวแรงดันที่เกิดในแนวราบจากหัวฉีดทำให้เกิดรอยแตกร้าวได้ง่าย ในขณะที่วัสดุผสมระหว่างทรายกับดินเหนียวอาจจะเกิดการกัดเซาะพัดพารวมกันกับการเกิดรอยแตกร้าวขนาดเล็กเนื่องจากแรงดันสูง ๆ จึงทำการศึกษาหาความสามารถในการต้านทานแรงดันด้านข้างของวัสดุผสมระหว่างทรายกับเบนโทไนต์.

การกัดกร่อนพัดพาเอาเม็ดดินขนาดเล็กภายในเนื้อดินเรียกว่าการกัดกร่อนภายใน (internal erosion) (Khilar et al., 1985) มีการศึกษาโดยใช้ Flat surface erosion test เพื่อหาแรงดันน้ำที่ก่อให้เกิดการกัดกร่อนภายใน (Arulanandan et al., 1975, Sharma et.al., 1992, and Reddi et al., 1997) และใช้ Pinhole test (Sherared, 1976) โดยก่อการกัดกร่อนด้วยแรงดันน้ำบนหน้าตัดของตัวอย่าง, และอัดความดันลงไปในรูขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1 มม.ที่เจาะอยู่ในตัวอย่าง เพื่อทดสอบหาความสามารถในการต้านทานแรงดันน้ำของตัวอย่าง ศึกษาการกัดกร่อนภายในตัวอย่าง

2.3 วัสดุผสมระหว่างทรายกับเบนโทไนต์

วัสดุผสมระหว่างทรายกับเบนโทไนต์ เป็นการนำคุณสมบัติทางด้านกำลังของทรายที่มีค่อนข้างสูงผสมเข้ากับคุณสมบัติทึบน้ำของดินเหนียว วัสดุผสมจึงมีความสามารถในการรับน้ำหนักได้ดีในขณะที่ทึบน้ำด้วย เป็นวัสดุที่นิยมใช้ในการก่อสร้าง dam core และ lining ของ waste disposal unit

เบนโทไนต์ คือ ดินเหนียวมอนโมริลโลไนต์มักพบในดินตะกอนที่กัดกร่อนมาจากหินอัคนี แถว Wyoming, Switzerland, และ Newzealand ชื่อมอนโมริลโลไนต์เรียกตามชื่อเมืองที่ค้นพบ (ca. 1847) คือเมือง Momtrillon ประเทศฝรั่งเศษ ดินเหนียวชนิดนี้มีความไวต่อน้ำสูงทำให้ขยายตัวได้มาก เป็นที่นิยมในการขุดเจาะบ่อน้ำมันและหลุมดินใช้เป็น drilling mud และ clay grout คุณสมบัติของเบนโทไนต์มีความแตกต่างกันตามแหล่งที่พบและหินอัคนีที่ถูกกัดกร่อน เบนโทไนต์เป็นชื่อ

ทางการค้าสำหรับดินเหนียวที่มีความไวสูงนี้ใช้ในการ drilling และ grouting สูตรโมเลกุลของมัน คือ

$$(OH)_4Si_8Al_4O_{20}.n(interlayer)H_2O$$

เป็นแร่ดินเหนียวในกลุ่ม smectite มีส่วนประกอบของแผ่น Silica ประกบเข้ากับแผ่น octahedral ของ Gibsiteแบบแซนวิช

เบนโทไนต์ที่ใช้มีชื่อทางการค้าว่า BENTOSUND 120 ของ LAVIOSA CHIMICA MINERARIA S.p.A. เป็นเบนโทไนต์ที่มีความไวสูงเมื่อขยายตัวในน้ำ มีความสามารถในการต้านทานน้ำและหล่อลื่นสูงเป็นที่นิยมสำหรับงานเจาะ มีลักษณะทั่วไปดังนี้

Wet screen analysis (residue on 200 mesh)	: 2.5 % max
Moisture	: 11 – 13 %
Liquid Limit	: 500 – 600 %
Marsh viscosity 1500/1000 (5% dist.water susp.)	: 40 sec. min
24 hour decantation of the suspension at 5%	: none
Pressed filterred water (30 min to 7 kg/cmq)	: 15 ml max
Filtered water pH	: 9 max
Thickness of the pressfiltration panel	: 1.5 mm max

2.4 ความสามารถในการไหลซึมผ่านของน้ำ (Hydraulic Conductivity)

น้ำไหลซึมผ่านดินด้วยความเร็วที่ช้ามาก การไหลจะอยู่ในสภาพแลมมิน่าร์ (Laminar) เสียส่วนใหญ่ ช่องว่างในดินเป็นช่องเล็ก ๆ ต่อเนื่องคดเคี้ยวไปมาระหว่างเม็ดดิน การไหลของน้ำผ่านช่องว่างในดินจะเกิดขึ้นเมื่อความดันระหว่างจุด 2 จุดต่างกัน น้ำไหลซึมผ่านดินทำให้เกิดแรงซึมผ่าน (Seepage Force) ในมวลดิน แรงดังกล่าวเกิดขึ้นจากการเสียดทานระหว่างน้ำที่ไหลกับเม็ดดิน มีผลให้แรงประสิทธิผลเปลี่ยนแปลง มีอิทธิพลต่อเสถียรภาพของมวลดิน และสัมประสิทธิ์ของการซึม (Coefficient of Permeability, k)

2.4.1 อิทธิพลของตัวประกอบต่อค่าสัมประสิทธิ์ของการไหลซึม

ค่าสัมประสิทธิ์ของการไหลซึมขึ้นอยู่กับอิทธิพลของตัวประกอบต่าง ๆ ดังต่อไปนี้

1. คุณสมบัติของของเหลวในช่องว่าง ที่สำคัญคือความหนืด (Viscosity) และความหนาแน่นของของเหลว ความหนืดเปลี่ยนแปลงตามอุณหภูมิจะมีค่าลดลงเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้นขนาดของเม็ดดิน
2. ดินที่มีขนาดเล็กละเอียดจะให้ค่า k ที่ต่ำ
3. อัตราส่วนช่องว่างและความหนาแน่นของดิน ดินที่มีอัตราส่วนช่องว่างมากย่อมยอมให้น้ำไหลผ่านได้ดีกว่าดินที่มีอัตราส่วนช่องว่างน้อย
4. โครงสร้างการเรียงตัวของเม็ดดิน ทำให้การเรียงตัวของช่องว่างต่างกันออกไป ช่องว่างที่เป็นระเบียบย่อมให้น้ำไหลผ่านได้ดีกว่าช่องว่างที่ซับซ้อน
5. การอิ่มตัวของดิน ค่าความซึมได้ของน้ำในดินเพิ่มมากขึ้นเมื่อระดับความอิ่มตัวมากขึ้น
6. ส่วนประกอบของชนิดของดิน การต่อเนื่องและเป็นเนื้อเดียวกัน ดินที่แทรกมีผลต่อค่า k โดยเฉพาะปริมาณเม็ดดินละเอียดที่เพิ่มขึ้นย่อมทำให้ค่า k ลดลง

2.4.2 การไหลซึมผ่านของน้ำในวัสดุผสมระหว่างทรายกับเบนโทไนต์

Kenny et al.(1994) ศึกษาการไหลซึมผ่านของน้ำในวัสดุผสมระหว่างทรายกับเบนโทไนต์ ให้นิยามการไหลโดยใช้ km แทนความสามารถในการไหลผ่าน ideal sand-bentonite mixture ซึ่งถูกควบคุมโดย kb ความสามารถในการไหลของเบนโทไนต์ ดังสมการดังนี้

$$km = kb(\text{Total volume} - \text{Sand volume})/\text{Total volume} \qquad (2.1)$$

ที่หลาย ๆ สัดส่วนได้ค่า km = kb/2

2.3.3 วิธีการวัดสัมประสิทธิ์ของการซึมแบบความดันน้ำเปลี่ยนแปลง

เป็นวิธีที่เหมาะสมสำหรับดินเม็ดละเอียด เนื่องจากดินเม็ดละเอียดยอมให้น้ำซึมผ่านได้ยากและช้า เพื่อให้สามารถวัดปริมาณน้ำได้ในช่วงเวลาที่เหมาะสม การคำนวณยังคงใช้กฎของดาร์ซี่ โดยระหว่างทำการทดสอบจะวัดปริมาณน้ำ Q จากการอ่านระดับน้ำ H1 และ H2 ในช่วงเวลา t ที่

พื้นที่ของดิน A ความหนาของตัวอย่าง L และหน้าตัดของหลอดแก้ว a สามารถคำนวณหาค่า k ได้จากสมการที่ 2.2

$$k = aL/At \ln (H1/H2) \qquad (2.2)$$

เมื่อ : k = สัมประสิทธิ์ในการไหลซึม (m/s)

a = พื้นที่ของหลอดทดลอง (m^3)

A = พื้นที่ของตัวอย่าง (m^3)

H1,H2 = ความดันที่จุด 1 และจุด 2 (m)

t. = เวลาที่ใช้ในการไหล (sec)

2.4 ความสามารถในการรับแรงเฉือน (Unconfined Strength Property)

ก่อนที่จะกล่าวถึงความสามารถในการรับแรงเฉือน เราจะต้องพิจารณาถึงหลักการของหน่วยแรงและกฎเกณฑ์ต่าง ๆที่เกี่ยวเนื่องกับค่ากำลังของดินเสียก่อนดังต่อไปนี้

2.4.1 หลักการของหน่วยแรง

พิจารณาก้อนดินและแกนสมมาตร xyz หน่วยแรงที่เกิดขึ้นได้ในลักษณะ 3 มิติ ประกอบด้วยหน่วยแรงที่ตั้งฉากกับระนาบ (Plane) และหน่วยแรงเฉือน หน่วยแรงตั้งฉาก (Normal Stress) จะกระทำอยู่ในทิศทาง xyz และบนระนาบที่มีแนวตั้งฉากอยู่ในอยู่ในทิศทาง x,y และ z เช่นกัน ที่จุดจุดหนึ่งในมวลดินถ้าพิจารณาแกน xyz ใด ๆ ที่จุดนั้นจะมีหน่วยแรงตั้งฉากอยู่ 3 หน่วยแรงมากระทำ และมีหน่วยแรงเฉือนทั้งหมด 6 หน่วยแรง (โดยทุก ๆระนาบจะมีหน่วยแรงเฉือนมากระทำทั้งหมด 2 หน่วยแรง)

หน่วยแรงตั้งฉากจึงประกอบด้วย

σ_{xx} - หน่วยแรงตั้งฉากที่กระทำต่อระนาบที่มีแนวตั้งฉากอยู่ในแกน x และมีทิศทางของหน่วยแรงอยู่ในแกน x

σ_{yy} - หน่วยแรงตั้งฉากที่กระทำต่อระนาบที่มีแนวตั้งฉากอยู่ในแกน y และมีทิศทางของหน่วยแรงอยู่ในแกน y

σ_{zz} - หน่วยแรงตั้งฉากที่กระทำต่อระนาบที่มีแนวตั้งฉากอยู่ในแกน z และมีทิศทางของหน่วยแรงอยู่ในแกน z

หน่วยแรงเฉือนประกอบด้วย τ_{zx} τ_{zy} τ_{yx} τ_{yz} τ_{xy} τ_{xz} โดยอักษร xyz ตัวแรกแสดงทิศทางของแนวตั้งฉากของระนาบที่หน่วยแรงเฉือนกระทำ ส่วนตัวหลังบอกทิศทางของหน่วยแรงเฉือน

เมื่อมวลดินอยู่ในสภาพสมดุลย์ หน่วยแรงเฉือนคู่ที่อยู่ในระนาบที่ตั้งฉากกัน และมีทิศทางอยู่ในแนวตั้งฉากของระนาบจะมีค่าเท่ากัน นั่นคือ

$$\tau_{zx} = \tau_{xz} ; \tau_{yz} = \tau_{zy} ; \text{และ } \tau_{xy} = \tau_{yx} \qquad (2.3)$$

ดังนั้นที่จุดจุดหนึ่งในมวลดิน ถ้าพิจารณาหน่วยแรงกระทำมากระทำในลักษณะ 3 มิติ สภาพของหน่วยแรง (State of Stress) ในมวลดินที่จุดจุดนั้นจะประกอบด้วยหน่วยแรงตั้งฉาก 3 หน่วยแรง และหน่วยแรงเฉือนที่มีค่าแตกต่างกัน 3 หน่วยแรง และจะทราบของหน่วยแรงที่จุดนั้นจึงหมายความถึงการที่จะต้องทราบขนาดของหน่วยแรงทั้งหกดังกล่าว

งานทางด้านวิศวกรรมปฐพีมักจะพิจารณาหน่วยแรงเพียง 2 มิติ โดยคิดว่าหน่วยแรงในระนาบที่มีแนวตั้งฉากอยู่ในแกน y ไม่มีผลต่อการวิบัติของมวลดินหรือการเคลื่อนตัวของดิน

ในกรณีพิเศษเมื่อแกน xyz อยู่ในทิศทางของแกนหลัก (Principle Axises) หน่วยแรงเฉือนในทุกระนาบจะเป็นศูนย์ หน่วยแรงจึงเหลือเพียงหน่วยแรงหลัก 3 ค่า ได้แก่

σ_1 - หน่วยแรงหลักสูงสุด (Major Principle Stress)

σ_2 - หน่วยแรงหลักปานกลาง (Intermediate Principle Stress)

σ_3 - หน่วยแรงหลักต่ำสุด (Minor Principle Stress)

2.4.2 หน่วยแรงในมวลดิน

หน่วยแรงในมวลดินอาจพิจารณาได้เป็นสองชนิด ถ้าพิจารณาจากภายนอก หน่วยแรงที่มากระทำอยู่ในรูปของหน่วยแรงรวม (Total Stress) ซึ่งผลบวกของแรงทางพีชคณิตจะเป็นไปตามของหลักกลศาสตร์ของการสมดุลย์ของแรง ถ้าพิจารณาถึงหน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายใน ซึ่งได้แก่หน่วยแรงที่เกิดขึ้นระหว่างเม็ดดิน และหน่วยแรงที่เกิดจากประจุไฟฟ้า และปฏิกิริยาทางเคมีในธาตุดินเหนียว และหน่วยแรงที่เกิดจากความดันน้ำในโพรงแล้ว หน่วยรงภายในประกอบด้วยหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress) และความดันน้ำในโพรง (Pore Pressure)

Terzaghi (1925, 1936) พิจารณาถึงหลักการสมดุลย์ระหว่างหน่วยแรงภายนอกกับหน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายใน โดยพิจารณาว่าเมื่อมีหน่วยแรงภายนอกมากระทำ หน่วยแรงส่วนหนึ่งจะต้อง

รับโดยน้ำและอากาศในรูปของความดันน้ำในโพรง Terzaghi ให้ความสัมพันธ์ระหว่างแรงรวมและความดันน้ำในโพรงที่จุดจุดหนึ่งในมวลดินดังนี้

$$\sigma = \sigma' + U \qquad (2.4)$$

โดยที่ σ = หน่วยแรงรวมในแนวตามแกน

σ' = หน่วยแรงประสิทธิผล

U = ความดันน้ำในโพรง

ผลต่างระหว่างหน่วยแรงรวมกับความดันน้ำในโพรง คือ หน่วยแรงประสิทธิผลซึ่งเป็นค่าวัดไม่ได้ แต่คำนวณได้จากสมการที่ 2.10 เท่านั้น ในดินเม็ดหยาบหน่วยแรงประสิทธิผลอาจให้ความหมายว่าเป็นหน่วยแรงที่เกิดขึ้นระหว่างเม็ดดิน ส่วนในดินเม็ดละเอียดหน่วยแรงประสิทธิผลจะรวมถึงผลของหน่วยแรงที่เกิดจากประจุไฟฟ้า และปฏิกิริยาทางเคมีของธาตุในดินเม็ดละเอียดด้วย

2.4.3 วงกลมของโมร์ (Mohr's Circle)

วงกลมของโมร์เป็นวงกลมซึ่งแสดงสภาพของหน่วยแรง (State of Stress) ที่จุดจุดหนึ่ง หน่วยแรงในระนาบต่าง ๆ ณ ที่จุดจุดหนึ่งอาจสามารถหาได้โดยใช้หลักการทางกราฟฟิก หลังจากที่เขียนวงกลมของโมร์แล้ว สมการที่ใช้เขียนวงกลมของโมร์และหลักการทางกราฟฟิกมีฐานรากมาจากกฎของการสมดุลย์ของหน่วยแรง

วงกลมของโมร์เขียนเขียนได้ทั้งกรณีที่หน่วยแรงมากระทำอยู่ในลักษณะ 2 มิติ (นั่นคือ $\sigma_{yy} = 0, \tau_{zy} = \tau_{xy} = 0$) และในลักษณะ 3 มิติ ในงานทางด้านวิศวกรรมปฐพี กฎของการวิบัติของมวลดินที่ใช้ คือ Mohr และ Coulomb ซึ่งค่า σ_{yy} หรือ σ_2 จะไม่มีผลต่อค่า ϕ และ C ปัญหาส่วนใหญ่ของสภาพของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นและมีความสำคัญคือสภาพที่เกิดความเครียดเป็นศูนย์ในระนาบหนึ่ง (Plane Strain) ซึ่งในทั้งสองกรณีนี้ การวิเคราะห์ต้องการสภาพของหน่วยแรงเพียงสองมิติเท่านั้น ด้วยเหตุนี้การเขียนวงกลมของโมร์สำหรับงานทางด้านวิศวกรรมปฐพี มักจะทำในลักษณะ 2 มิติ และพิจารณาในระนาบ xz ที่ซึ่งสภาพของหน่วยแรงหลักคือ σ_1 และ σ_3 และจะเกิดหน่วยแรงเฉือนสูงสุดที่ระนาบทำมุม 45° กับระนาบที่ σ_1 กระทำ โดยมวลดินจะวิบัติด้วยหน่วยแรงเฉือน

วงกลมของโมร์จะเขียนได้ต่อเมื่อทราบสภาพของหน่วยแรงที่จุดนั้น นั่นคือ ในสภาพ 2 มิติ ในระนาบ xz ที่กำหนดต้องทราบค่า σ_{xx} σ_{zz}และτ_{zx} หรือมิฉะนั้นก็ต้องทราบค่า σ_1 และσ_3 ประโยชน์ของการเขียนวงกลมของโมร์ คือ:-

(I) สามารถทำให้หาค่า σ_θ และ τ_θ ที่ระนาบใด ๆ ที่ต้องการโดยใช้วิธีกราฟฟิค

(II) ใช้ในการหาค่า ϕ และ C

2.4.4 กฎการวิบัติของมวลดินของ Mohr และ Coulomb

กฎของ Mohr และ Coulomb กำหนดไว้ว่า มวลดินจะถึงการวิบัติเมื่อวงกลมของโมร์ที่ให้แทนสภาพของหน่วยแรงในมวลดินสัมผัสกับเส้นขอบเขตการวิบัติ (Failure Envelope) ของ Mohr และ Coulomb เส้นขอบเขตการวิบัตินั้นเป็นเส้นตรงพลอตอยู่ใน τ_θ σ_θ ไดอะแกรมโดยมีค่า ϕ เป็นมุมระหว่างเส้นขอบเขตการวิบัติกับแกน σ_θ และค่า C เป็นค่าที่เส้นขอบเขตการวิบัติตัดแกน τ_θ (ดูรูปที่ 2.5)

$$\tau_{ff} = \sigma_{ff}\tan\phi + C \qquad (2.5)$$

โดย τ_{ff} คือ หน่วยแรงเฉือนบนระนาบที่เกิดการวิบัติที่จุดจุดหนึ่งในมวลดินในสภาพที่มวลดินจุดนั้นเกิดการวิบัติซึ่งกำหนดไว้ที่สภาพของหน่วยแรงซึ่งเกิดหน่วยแรงเฉือนสูงสุด (นั้นคือรัศมีของวงกลมโมร์สูงสุด)

σ_{ff} คือ หน่วยแรงตั้งฉากบนระนาบที่เกิดการวิบัติที่จุดจุดหนึ่งในมวลดิน ในสภาพที่มวลดินจุดนั้นเกิดการวิบัติซึ่งกำหนดไว้ที่สภาพของหน่วยแรงซึ่งเกิดหน่วยแรงเฉือนสูงสุด

ϕ คือ มุมต้านแรงเฉือน(Angel of Shearing Resistance)

C คือ ความเชื่อมแน่นที่ปรากฏ (Apparent Cohesion) หรือบางที่เรียกว่า Cohesion Intercept

อนึ่ง ค่า τ_{ff} นี้จะมีค่าน้อยกว่าแรงเฉือนสูงสุดที่สภาพวิบัติ q_f หรือ1/2(σ_{1f}-σ_{3f}) โดยมีความสัมพันธ์ดังนี้

$$\tau_{ff} = q_f\cos\phi \qquad (2.6)$$

τ_{ff} เป็นหน่วยแรงเฉือนที่อยู่ในระนาบทำมุม $\theta_1 = 45 + \phi/2$ ส่วน q_f เป็นหน่วยแรงเฉือนสูงสุดที่เกิดในระนาบ$\theta_1 = 45^\circ$ ทั้ง τ_{ff} และ q_f เกิดที่สภาพของหน่วยแรงอันเดียวกัน นั้นคืออยู่บนวงกลมของโมร์วงเดียวกัน ที่ซึ่งจุดนั้นในมวลดินเกิดหน่วยแรงเฉือนสูงสุด เมื่อเปรียบเทียบกับสภาพของหน่วยแรงอื่น ๆ ที่จุดนั้น

ความหมายของเส้นขอบเขตแสดงการวิบัติ (Failure Envelop) หมายถึงว่า จะไม่มีสภาพของหน่วยแรง (State of Stress) ในมวลดินอันใดที่เขียนแสดงโดยวงกลมของโมร์แล้ว จะตัดเส้นขอบเขตแสดงการวิบัติได้ ถ้ามวลดินมีพฤติกรรมไปตามกฎของ Mohr และ Coulomb และถ้าวงกลมของโมร์อยู่ต่ำกว่าเส้นขอบเขตการวิบัติก็แสดงว่ามวลดินยังไม่เกิดการวิบัติ

2.4.5 กฎของ Mohr และ Coulomb ในรูปของหน่วยแรงรวม

ในกรณีนี้เส้นขอบเขตของการวิบัติได้จากการพิจารณาหน่วยแรงรวมในมวลดินดังนั้นค่า ϕ และ C ที่ใช้จึงรวมถึงผลของการเกิดความดันน้ำในดินที่จุดวิบัติด้วย ในอดีตเชื่อกันว่า ϕ ของดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำมีค่าเท่ากับศูนย์ เพราะใช้งานได้ผลดีมาตลอด ในปัจจุบัน $\phi = 0$ และ $C = Su = q_f$ เป็นเพียง Concept อันหนึ่งที่ใช้เป็นกฎการวิบัติของมวลดินเหนียวในการออกแบบสำหรับ "สภาวะระยะสั้น" ไม่ได้เป็นพฤติกรรมของดินเหนียวจริง

การทดลอง Unconfined Compression Test,UC ซึ่งใช้ทดสอบกับดินที่มีความเชื่อมแน่น จะใช้หลักการ $\phi = 0$ ดังที่ได้กล่าวมาแล้วโดยที่มีค่า $\sigma_3 = 0$ ดังนั้นจะได้ว่า

$$\tau_{ff} = q_f = Su = q_u / 2 \qquad (2.7)$$

โดยที่ Su คือ Undrained Shear Strength

q_u คือ Unconfined Compressive Strength

2.5 ความสามารถในการยุบอัดตัวของเม็ดดิน (Deformation Charecteristic)

2.5.1 การยุบอัดตัวของดิน (Consolidation)

ดินอิ่มตัวเมื่อรับน้ำหนักหรือแรงกดอัด เช่น น้ำหนักจากดินที่อยู่เหนือชั้นขึ้นไป หรือน้ำหนักจากฐานรากของโครงสร้างอาคาร ปริมาตรของมันก็จะลดลง แต่เนื่องจากทั้งเนื้อดินและน้ำที่อยู่ในช่องว่างถือว่าไม่สามารถยุบอัดตัวลงได้ (Incompressible) ดังนั้น ปริมาตรที่เปลี่ยนไปจะเกิดขึ้นได้ก็ต่อเมื่อในช่องว่างระหว่างเม็ดดินสามารถระบายออกไปได้ ทำให้ช่องว่างลดลง เม็ดดินเคลื่อนตัวเข้าหากัน กระบวนการเช่นนี้เรียกว่า การยุบอัดตัวของดิน

ขนาดของการยุบอัดตัวของดินขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของดินที่เรียกว่า "ความสามารถในการยุบอัดตัว" (compressibility) ส่วนอัตราในการยุบอัดตัวของดินขึ้นอยู่กับ "ความสามารถในการไหลซึมผ่านได้ของน้ำในดิน" (Permeability) เมื่อรวมความสามารถในการยุบอัดตัวของดินและความสามารถในการไหลซึมผ่านได้ของน้ำในดินเข้าด้วยกัน ก็จะเป็นคุณสมบัติของดินที่เรียกว่า สัมประสิทธิ์ของการยุบอัดตัวของดิน (Coefficient of Consolidation)

เนื่องจากวัสดุที่ใช้เป็นวัสดุผสมระหว่างทรายกับเบนโทไนต์ ซึ่งเบนโทไนต์ในวัสดุผสมระหว่างทรายกับเบนโทไนต์จะทำให้วัสดุมีลักษณะทึบน้ำและมีความเชื่อมแน่นสูง โดยจะส่งผลให้วัสดุผสมระหว่างทรายกับเบนโทไนต์ประพฤติตัวคล้ายดินเหนียวในการยุบอัดตัวดังนั้นจึงทดสอบการยุบอัดตัวของวัสดุผสมระหว่างทรายกับเบนโทไนต์โดยใช้เครื่องมือที่เรียกว่า Oedometer

2.5.2 ข้อสมมติฐานของทฤษฎีการยุบอัดตัวของดิน

ทฤษฎีของการยุบอัดตัวของดิน มีข้อสมมติฐานดังนี้

1. ดินเหนียวจะต้องอิ่มตัว
2. น้ำสามารถระบายออกได้ในแนวดิ่งเท่านั้น
3. กฎของดาร์ซี่ใช้ได้เฉพาะกับดินพวกเม็ดละเอียด
4. เนื้อดินไม่สามารถยุบอัดตัวลงได้
5. หน่วยแรงทั้งหมดที่กระทำบนระนาบนอนใด ๆ จะต้องคงที่ตลอดเวลาระหว่างการยุบอัดตัวของดิน
6. ดินเหนียวไม่สามารถขยายตัวด้านข้างได้

เนื่องจากพฤติกรรมของดินในธรรมชาติจะไม่เป็นไปตามข้อสมมติฐานเหล่านี้ทั้งหมด ดังนั้นจึงไม่สามารถที่จะคาดคะเนการยุบอัดตัวของดินได้ถูกต้องแน่นอน ซึ่งจะต้องคำนึงถึงเสมอในการประมาณค่าการทรุดตัว

2.5.3 ทฤษฎีของการยุบอัดตัวของดิน

เนื่องจากชั้นดินเหนียวที่มีการยุบอัดตัวเกิดขึ้นนั้น ส่วนใหญ่จะอยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดิน ดังนั้นจึงสมมติว่าดินเหนียวนั้นอิ่มตัว

สมมติให้ชั้นดินเหนียวอยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดิน ที่ระดับใด ๆ ในชั้นดินนี้ แรงดันประสิทธิผลจะหาได้จากสมการ(2.4)

เมื่อน้ำหนักกด P กระทำต่อดินอิ่มตัวในทันทีทันใด น้ำหนักกดทั้งหมดนี้จะถูกรับโดยน้ำ ดังนั้นสมการแรงดันประสิทธิผลจะเป็น

$$(\sigma + p) = \sigma' + (u+p) \qquad (2.8)$$

น้ำถูกรับแรงดัน p และแรงดันจำนวนนี้จะเริ่มถูกขจัดออก ในชั้นทรายซึ่งอยู่บนชั้นดินเหนียบนี้จะถูกขจัดออกอย่างรวดเร็วมากเนื่องจากความสามารถในการยอมให้น้ำไหลซึมผ่านของทรายสูง ในชั้นดินเหนียวแรงดันนี้จะถูกขจัดออกช้ามาก เนื่องจากความสามารถในการยอมให้น้ำไหลซึมผ่านของดินเหนียวต่ำ แต่ที่เส้นขอบเขตระหว่างดินเหนียวกับทรายจะถูกขจัดออกได้เร็วเช่นกัน ส่วนในเนื้อดินเหนียวเองแทบจะขจัดไม่ได้เลย ดังนั้นหลังจากช่วงเวลา t แรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess pore-water pressure) นี้ จะถูกขจัดออกไปหมดที่เส้นขอบเขต และแรงดันนี้จะถ่ายทอดไปยังเนื้อดินเป็นแรงดันประสิทธิผล สมการแรงดันประสิทธิผลภายหลังเวลา t จะเขียนได้เป็น

$$(\sigma + p) = (\sigma' + \delta p) + (u + p - \delta p) \qquad (2.9)$$

การเพิ่มแรงดันประสิทธิผลนี้ ทำให้ดินเกิดการยุบอัดตัวขึ้น การยุบอัดตัวของดินจะสิ้นสุดต่อเมื่อแรงดันน้ำส่วนเกินทั้งหมดถูกถ่ายทอดไปยังเนื้อดิน และสมการแรงดันประสิทธิผลจะเป็น

$$(\sigma + p) = (\sigma' + p) + u \qquad (2.10)$$

แรงดันน้ำส่วนเกินทั้งหมดจะถูกขจัดออกไป

2.5.3 แรงดันสูงสุดในอดีต (Maximum Past Pressure, P_{max})

แรงดันสูงสุดในอดีต (Maximum Past Pressure, P_{max}) หรือ Preconsolidation pressure (P_c) เป็นแรงดันสูงสุดที่ดินเคยถูกกดทับหรือกระทำมาในอดีต ซึ่งจะสามารถหาได้จากเส้นสัมพันธ์ของ e - log p ดังนี้

1. หาจุด D ซึ่งเป็นจุดที่มีความโค้งมากที่สุด (Max Curvature) บน Compression Curve ช่วง AE
2. จากจุด D ลากเส้นสัมผัส(DT) และเส้นในแนวราบ(DH) แล้วลากเส้นแบ่งครึ่งมุมระหว่างเส้นทั้งสองนี้(DB)
3. ต่อส่วนที่เป็นเส้นตรงของ Compression Curve(CE) กลับไปตัดเส้นแบ่งครึ่งมุม DBที่จุด P
4. จุด P นี้คือ Max. past pressure(P'_m)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย