

ปฐพีกลศาสตร์

SOIL MECHANICS



พรพจน์ ตันเส็ง

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ปรับปรุง 2554

เนื้อหาบางส่วนยังไม่ครบถ้วนสมบูรณ์ดังนั้นการเข้าฟังการบรรยายใน
ชั้นเรียนยังคงเป็นสิ่งจำเป็นอยู่และผมจะพยายามเรียบเรียงและปรับปรุง
เนื้อหาในเอกสารให้สมบูรณ์ขึ้นอีกเสมอ

เนื่องจากเปลี่ยน **version** จาก **MS word 2003** ไปเป็น **MS word 2010**
ตัวอักษรในสมการจึงผิดสัดส่วนไปหลายจุด ตอนนี้พยายามไล่แก้ไขอยู่

คำนำ

เอกสารการสอนฉบับนี้ ใช้สำหรับอ่านประกอบการบรรยายเนื้อหาวิชาปฐพีกลศาสตร์ ซึ่งเป็นการนำเอาความรู้ทางด้านกลศาสตร์ กลศาสตร์วัสดุ และกลศาสตร์ของไหล มาประยุกต์ใช้กับดินซึ่งเป็นวัสดุธรรมชาติ วิชาปฐพีกลศาสตร์นี้เป็นพื้นฐานของการประยุกต์ใช้งานในสาขาวิศวกรรมปฐพีอื่นๆ ได้แก่ วิศวกรรมฐานราก วิศวกรรมการทาง และ วิชาโครงสร้างดิน ซึ่งประสบการณ์ที่ผู้เรียบเรียงพบในระหว่างสอนวิชาเหล่านี้พบว่านักศึกษาทำความเข้าใจในเนื้อหาวิชานี้ได้ค่อนข้างยาก ดังนั้นเจตนาของผมคือ ต้องการให้เป็นเอกสารอ้างอิงระดับพื้นฐาน เพื่อที่ผู้ที่นำไปใช้งานประยุกต์ต่อจะสามารถทำความเข้าใจในเนื้อหาได้อย่างไม่ยาก โดยในเอกสารจะใช้รูปภาพที่แสดงแนวคิดอย่างง่ายและเป็นรูปธรรม และยังมีตัวอย่างเสริมสร้างความเข้าใจในเนื้อหาวิชาได้ด้วยตนเอง และผู้เรียบเรียงยังได้แทรกส่วนที่เป็นการประยุกต์ใช้คอมพิวเตอร์ในการแก้ปัญหาเพื่อที่ผู้อ่านจะได้มีทักษะในการนำความรู้ในทางปฐพีกลศาสตร์ไปใช้แก้ปัญหาในระดับสูงต่อไป

เนื้อหาจะเป็นการอธิบายเชิงทฤษฎีเป็นส่วนใหญ่ ซึ่งมักจะเป็นปัญหาที่ผู้อ่านจะนำไปใช้ประโยชน์ในงานทางวิศวกรรมได้อย่างไร ดังนั้นในบางหัวข้อจะมีแนวทางการนำไปประยุกต์ใช้ในงานจริงไว้ให้เป็นกรณีศึกษาด้วย อย่างไรก็ตามเนื้อหาหลักยังคงต้องเป็นทฤษฎีทางปฐพีกลศาสตร์เป็นหลัก

ผมหวังว่าเอกสารเล่มนี้คงจะเป็นประโยชน์ต่อนักศึกษาและผู้ที่ต้องการหาเอกสารไว้ใช้อ้างอิงในการปฏิบัติงานพอสมควร และผมขอขอบพระคุณผู้แต่งหนังสือหรือบทความที่ผมได้นำเนื้อหา มาบรรจุอยู่ในเอกสาร สุดท้ายขอขอบพระคุณอาจารย์และวิศวกรอาวุโสหลายท่านที่ผมได้มีโอกาสร่วมงานด้วย สำหรับความรู้ทางวิชาการและความรู้ทางด้านปฏิบัติที่ท่านเหล่านั้นได้มอบให้ ทำให้ผมได้มีโอกาสนำความรู้เหล่านั้นมาถ่ายทอดให้อือนาควิศวกรหรือวิศวกรต่อไป

พรพจน์ ดันเส็ง

เมษายน 2554

สัญลักษณ์ตัวแปร

σ'	Effective normal stress
τ	Shear stress
e	Void ratio
n	Porosity
w	Water content
w_L	Liquid limit
w_P	Plastic limit
w_S	Shrinkage limit
I_p	Plasticity index
S	Degree of saturation
K_o	Coefficient of earth pressure at rest
i	Hydraulic gradient
i_{cr}	Critical hydraulic gradient
m_v	Coefficient of volume compressibility
i_{cr}	Critical hydraulic gradient
q	Load, flow rate
Q	Flow volume

สารบัญ

คำนำ	I
สัญลักษณ์ตัวแปร	I
สารบัญ	I
1 ปฐพีกลศาสตร์ในงานวิศวกรรม	5
1.1 งานฐานราก	6
1.2 งานที่ใช้ดินเป็นวัสดุก่อสร้าง	7
1.3 งานลาดดินและงานขุด	9
1.4 โครงสร้างที่ก่อสร้างโดยฝังไว้ใต้ดินและกำแพงกันดิน	10
1.5 ปัญหาทางวิศวกรรมที่ต้องใช้ความรู้ทางปฐพีกลศาสตร์	12
1.6 SOIL MECHANICS คืออะไร?.....	14
1.7 SOIL MECHANICS IN SUMMARY	15
1.8 การวิเคราะห์ความเค้นในมวลดิน	15
1.9 ความเค้นรวมและความเค้นประสิทธิผล	16
1.10 SOIL STRENGTH COMPRESSIBILITY – THE IMPORTANCE OF EFFECTIVE STRESS (CLAYTON, MILITITSKY ET AL. 1993).....	16
2 การกำเนิดของดิน	19
2.1 บทนำ	19
2.2 ROCK CYCLE	20
2.3 กำเนิดของดิน	21
2.4 SOIL FORMATION.....	23
2.5 แร่ดินเหนียว (CLAY MINERAL) แร่ดินเหนียว	30
2.6 แรงที่ผิวของเม็ดดินและ ADSORBED WATER	36
2.7 SOIL STRUCTURE SOIL STRUCTURE	40
2.8 คำถามท้ายบท.....	42

3 คุณสมบัติทางกายภาพของดิน	43
3.1 วัตถุประสงค์.....	43
3.2 องค์ประกอบในดิน	44
3.3 การคำนวณความหนาแน่นแห้งจากความหนาแน่นเปียกและปริมาณน้ำในดิน	48
3.4 คุณสมบัติทางกายภาพ และ INDEX PROPERTIES ของดินเหนียว	62
3.5 ATTERBERG LIMITS (LIQUID LIMIT, PLASTIC LIMIT, PLASTICITY INDEX)	64
3.6 การบดอัดดิน	71
3.7 คำถามท้ายบท	78
4 การจำแนกดินทางวิศวกรรม	81
4.1 วัตถุประสงค์.....	81
4.2 ระบบการจำแนกดินทางด้านวิศวกรรม	82
4.3 การออกแบบชั้นกรองดิน (SOIL FILTERS)	92
4.4 กรณีที่ดินมีดินเม็ดหยาบและดินเม็ดละเอียดปนกัน.....	94
4.5 การระบุลักษณะของดินเม็ดละเอียดในสนาม (LAMBE AND WHITMAN 1928)	95
4.6 การจำแนกดินด้วยระบบ UNIFIED SOIL CLASSIFICATION SYSTEM	97
4.7 การจำแนกดินระบบ AASHTO	100
4.8 คำถามท้ายบท.....	105
5 PERMEABILITY AND SEEPAGE	108
5.1 วัตถุประสงค์.....	108
5.2 PRESSURE AND HEAD.....	109
5.3 กฎของดาร์ซี (DARCY'S LAW)	111
5.4 ค่าสัมประสิทธิ์ k ได้มาอย่างไร?	114
5.5 กรณีที่น้ำไหลผ่านชั้นดินที่ประกอบด้วยดินหลายชั้น (FLOW THROUGH A LAYERED SOIL)	121
5.6 ทฤษฎีการไหล (SEEPAGE THEORY).....	128
5.7 FLOW NET (เส้นข่ายการไหล).....	130
5.8 การคำนวณปริมาณการไหลซึมผ่าน (CALCULATION OF SEEPAGE QUANTITIES)	134
5.9 SEEPAGE FORCE	142
5.10 การเขียน FLOW NET สำหรับดิน ANISOTROPIC โดยใช้วิธี TRANSFORMED SECTION	152
5.11 แรงดันน้ำในดินและแรงดันน้ำใต้ฐานรากที่น้ำซึมผ่าน	154
5.12 การใช้วิธี FINITE DIFFERENCE ในการคำนวณแรงดันของน้ำไหล	158

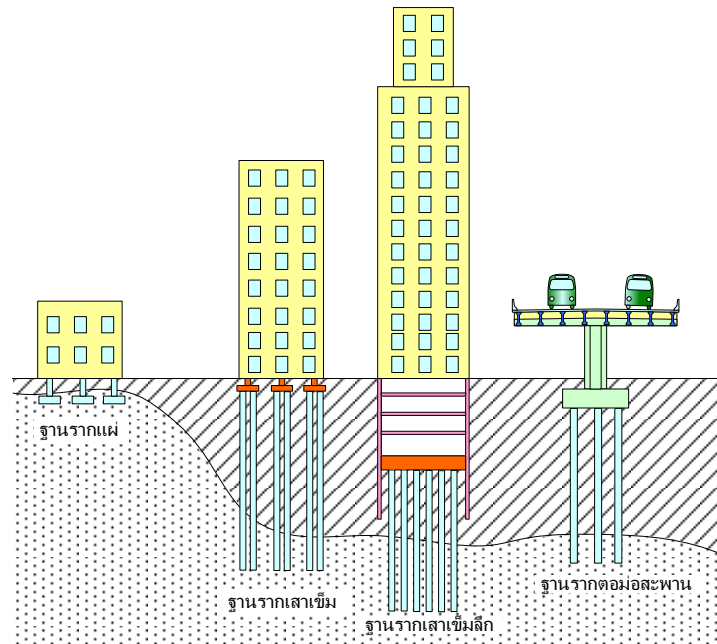
5.13 การใช้ FINITE ELEMENT METHOD ในการคำนวณแรงดันของน้ำไหล	159
5.14 คำถามท้ายบท	163
6 หน่วยแรงในมวลดิน	169
6.1 วัตถุประสงค์	169
6.2 หน่วยแรงในมวลดิน	169
6.3 หน่วยแรงประสิทธิผล (EFFECTIVE STRESS)	174
6.4 หน่วยแรงเฉือนในดิน	175
6.5 ผลเนื่องจาก CAPILLARY	178
6.6 หน่วยแรงประสิทธิผลในดินไม่อิ่มตัว	179
6.7 แรงดันน้ำในดินที่ไม่อยู่ในสถานะสถิตย์	183
6.8 หน่วยแรงในดินเนื่องจากแรงกระทำจากภายนอก (STRESS FROM EXTERNAL APPLIED LOAD) BOUSSINESQ'S EQUATION	185
6.9 หน่วยแรงในดินใต้ฐานราก FLEXIBLE ด้วยวิธีกราฟิก	199
6.10 การประมาณแรงดันดินอย่างง่าย	205
6.11 MOHR'S CIRCLE สำหรับปรุพีกลศาสตร์	207
6.12 ข้อจำกัดของการใช้ทฤษฎีอีลาสติก	216
6.13 คำถามท้ายบท	218
7 การอัดตัวคายน้ำ (CONSOLIDATION)	225
7.1 ตัวอย่างการรีดน้ำออกจากวัสดุที่มีลักษณะคล้ายดิน	229
7.2 ความสัมพันธ์ของความเค้น-ความเครียดในหนึ่งมิติ	232
7.3 CONSOLIDATION TEST (การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ)	234
7.4 คุณสมบัติความเป็นพลาสติกของดิน	239
7.5 การคำนวณการทรุดตัวเนื่องจาก PRIMARY CONSOLIDATION	245
7.6 การทรุดตัวในมิติเดียวในระหว่างที่น้ำไหลออกจากดิน	247
7.7 ทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติของ TERZAGHI	252
7.8 การเร่งการทรุดตัวโดยการเพิ่มน้ำหนักกดทับล่วงหน้า (PRE-COMPRESSION, PRE-LOADING)	276
7.9 EFFECT OF SOIL TYPE AND FOUNDATION SIZE (AZIZI)	279
7.10 การสร้าง FIELD COMPRESSION CURVE จากผลการทดสอบ	281
7.11 คำถามท้ายบท	283
8 กำลังรับแรงเฉือนและคุณสมบัติทางกล	288

8.1 กำลังรับแรงเฉือนของดินเกิดขึ้นได้อย่างไร	290
8.2 MOHR-COULOMB FAILURE CRITERIA	295
8.3 สมการเส้นการวิบัติ (FAILURE ENVELOPE) ของดินเหนียว OVERCONSOLIDATED CLAY	299
8.4 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของวัสดุที่สมมาตรรอบแกน	301
8.1 การทดสอบกำลังของดิน	303
8.2 การทดสอบดินในกรณีอื่น	314
8.3 ชนิดของการทดสอบและพารามิเตอร์ของดิน (USACE 1990)	315
8.4 การเปลี่ยนแปลงปริมาตรเมื่อดินรับแรงเฉือน	316
8.1 พฤติกรรมของดินทรายในขณะที่มีแรงเฉือนกระทำ	317
8.2 ผลของ OCR ต่อ PEAK STRENGTH ของดินเหนียว	319
8.3 การทดสอบ CONSOLIDATED UNDRAINED TRIAXIAL	320
8.4 แรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นเมื่อมีรับแรงกระทำแบบ AXISYMMETRIC	320
8.5 UNCONFINED COMPRESSION (UC TEST)	322
8.6 UNCONSOLIDATED UNDRAINED (UU TEST)	323
8.7 ทฤษฎีการวิบัติของ MOHR-COULOMB เบื้องต้น	329
8.8 การวิเคราะห์สภาวะหน่วยแรงด้วย MOHR'S CIRCLE โดยใช้ POLE METHOD	332
8.9 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของดินด้วยวิธี DIRECT SHEAR	335
8.10 UNDRAINED SHEAR STRENGTH ของ NORMALLY CONSOLIDATED AND OVER CONSOLIDATED SOIL	341
8.11 คำถามท้ายบท	345
คณิตศาสตร์และกลศาสตร์ที่เกี่ยวข้อง	348
จีปาละ	350
ดรรชนี	351
บรรณานุกรม	352

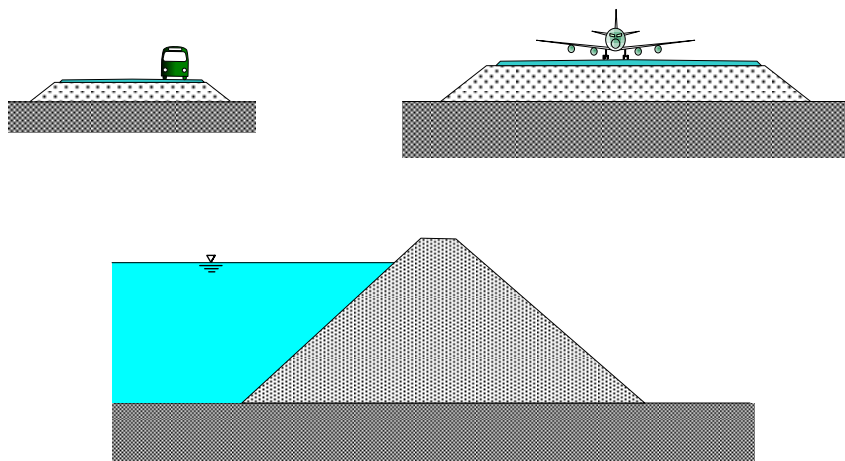
1

ปฐพีกลศาสตร์ในงานวิศวกรรม

ในงานทางด้านวิศวกรรมโยธาจะต้องใช้ความรู้จากหลายแขนงวิชาประกอบกัน โดยทั่วไปวิศวกรโยธาจะออกแบบและก่อสร้างโครงสร้างเพื่อใช้เป็นอาคาร โครงสร้างสาธารณูปโภคต่างๆ ซึ่งโครงสร้างเหล่านั้นก่อให้เกิดแรงกระทำเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก แรงที่เกิดขึ้นจำเป็นจะต้องถ่ายลงสู่พื้นดินเสมอ หรือในบางกรณีวิศวกรอาจจำเป็นต้องใช้ดินที่หาได้จากแหล่งที่เหมาะสมมาเป็นวัสดุก่อสร้าง ซึ่งงานโดยทั่วไปของวิศวกรที่เกี่ยวกับดิน (รูปที่ 1-1 และ รูปที่ 1-2) ได้แก่ งานฐานรากของโครงสร้าง, งานดินซึ่งใช้ดินเป็นวัสดุก่อสร้าง, งานขุดและงานที่เกี่ยวกับลาดดิน, งานก่อสร้างโครงสร้างที่ฝังอยู่ใต้ดินงานอุโมงค์และกำแพงกันดิน, และงานที่เกี่ยวกับดินที่มีลักษณะพิเศษเช่น ดินบวมตัว ดินกระจายตัว ดินอ่อน เป็นต้น ในบทนี้จะได้ยกตัวอย่างงานวิศวกรรมที่จำเป็นต้องใช้ความรู้ทางด้านปฐพีกลศาสตร์มาประยุกต์ใช้ในการออกแบบและก่อสร้าง หรือใช้ในการช่วยอธิบายทำให้เข้าใจในปัญหาและหาทางแก้ไข ซึ่งจะทำให้มองเห็นภาพโดยรวมมากขึ้นว่าปฐพีกลศาสตร์นั้นถูกนำไปใช้ในงานจริงอย่างไร



รูปที่ 1-1 ตัวอย่างงานฐานรากซึ่งต้องวางอยู่บนดินหรือก่อสร้างลงในชั้นดิน



รูปที่ 1-2 ตัวอย่างโครงสร้างซึ่งใช้ดินเป็นวัสดุก่อสร้างเช่น งานถนน งานสนามบิน งานเขื่อนเป็นต้น

1.1 งานฐานราก

ฐานรากนั้นจำเป็นสำหรับโครงสร้างทุกชนิดที่ได้รับอิทธิพลจากแรงโน้มถ่วงของโลก ซึ่งงานทางด้านวิศวกรรมโยธาเกือบทั้งหมดจะเป็นงานที่เกี่ยวกับโครงสร้างที่มีน้ำหนักมาก วิศวกรจะออกแบบโครงสร้างให้มีการถ่ายน้ำหนักจากโครงสร้างลงสู่ฐานส่วนล่างสุดและถ่ายลงสู่ดิน วิศวกรจะต้องตรวจสอบว่าดินที่รองรับโครงสร้างนั้นจะต้องไม่วิบัติ ซึ่งถ้าดินเกิดการวิบัติถึงแม้ว่าโครงสร้างจะถูกออกแบบมาอย่างดีเพียงไร

ที่ไม่มีประโยชน์ดังรูปที่ 1-3 และวิศวกรยังจะต้องตรวจสอบว่าดินที่รองรับโครงสร้างจะไม่เกิดการทรุดตัวมากจนก่อให้เกิดความเสียหายต่อตัวโครงสร้างเอง



รูปที่ 1-3 อาคารที่เกิดการทรุดตัวจนใช้งานไม่ได้แต่โครงสร้างอาคารไม่เกิดการวิบัติ (ภาพจากเว็บไซต์ของ วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยฯ)

1.2 งานที่ใช้ดินเป็นวัสดุก่อสร้าง

ดินเป็นวัสดุที่มีอยู่เป็นจำนวนมากสาละบันโลก ซึ่งในบางพื้นที่ดินเป็นวัสดุเพียงชนิดเดียวที่จะใช้เป็นวัสดุก่อสร้างได้ และถ้าสามารถใช้ดินในบริเวณใกล้เคียงกับพื้นที่ก่อสร้างได้ดินจะจัดเป็นวัสดุที่มีราคาต่ำที่สุดในการเลือกใช้ดินเป็นวัสดุก่อสร้างนั้นวิศวกรจำเป็นจะต้องใช้ความรู้ทางปฐพีกลศาสตร์ในการเลือกแหล่งวัสดุที่เหมาะสมโดยพิจารณาจากผลการจำแนกดินตัวอย่างและคุณสมบัติทางกายภาพของดินว่าเหมาะสมเพียงใด และยังคงต้องพิจารณาถึงความสามารถในการบดอัดและคุณสมบัติของดินที่ถูกบดอัดแล้วว่าจะสามารถใช้งานเป็นโครงสร้างได้หรือไม่ และจะต้องมีการตรวจสอบคุณภาพของดินในสนามได้บดอัดได้แน่นเพียงพอหรือไม่ ซึ่งตัวอย่างของการใช้ดินเป็นวัสดุก่อสร้างได้แก่ถนน งานสนามบิน งานเขื่อน เป็นต้น

ในกรณีที่ต้องก่อสร้างคันดินโดยการถมบนชั้นดินเหนียวอ่อน อาจเกิดการวิบัติของคันดินได้เนื่องจากกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนต่ำ ก่อนการก่อสร้างวิศวกรจึงต้องตรวจสอบเสถียรภาพของคันดินและดินที่อยู่ใต้คันดินว่ามีเสถียรภาพเพียงพอหรือไม่ ซึ่งต้องใช้ความรู้ทางด้านปฐพีกลศาสตร์ในด้านของกำลังต้านทานต่อแรงกระทำจากภายนอกของดิน และวิศวกรอาจจะต้องประมาณค่าการทรุดตัวของคันดินที่ก่อสร้างบนดินเหนียวอ่อนด้วย เพื่อใช้ในการวางแผนการบำรุงรักษาหรือหามาตรการป้องกันซึ่งต้องใช้

ความรู้ปฐพีกลศาสตร์ด้านการลดปริมาณของดินที่ขึ้นกับเวลา รูปที่ 1-6 เป็นตัวอย่างของการทรุดตัวของชั้นดินเหนียวอ่อนที่แตกต่างจากการทรุดตัวของฐานรากสะพานที่วางอยู่บนเสาเข็ม



รูปที่ 1-4 งานขยายถนนทางหลวงหมายเลข 2 สายสระบุรี – นครราชสีมา ซึ่งใช้ดินเป็นวัสดุก่อสร้าง



รูปที่ 1-5 เขื่อนลำตะคองเป็นเขื่อนของกรมชลประทาน ใช้ดินเป็นวัสดุสร้างตัวเขื่อน



รูปที่ 1-6 การทรุดตัวที่แตกต่างกันระหว่างชั้นดินถมกับฐานรากของสะพานที่วางอยู่บนเสาเข็ม

1.3 งานลาดดินและงานขุด

สำหรับงานประเภทนี้เป็นงานที่มีการขุดเปิดหน้าดินเพื่อก่อสร้างสระเก็บน้ำ อ่างเก็บน้ำ หรือขุดเปิดหน้าดินเพื่อก่อสร้างต่อม่อของอาคาร (รูปที่ 1-7) หรือในบางกรณีวิศวกรอาจออกแบบลาดดินให้มีความชันที่เหมาะสมที่จะไม่พังทลายเพราะขาดเสถียรภาพในงานถนนดังรูปที่ 1-8



รูปที่ 1-7 การขุดเปิดหน้าดินเพื่อก่อสร้างฐานรากของโครงสร้างทางด่วน



รูปที่ 1-8 ลาดดินขุดเชิงเขาติดกับทางหลวงช่วง แพร่-อุตรดิตถ์

1.4 โครงสร้างที่ก่อสร้างโดยฝังไว้ใต้ดินและกำแพงกันดิน

งานโครงสร้างที่จำเป็นต้องก่อสร้างโดยฝังไว้ใต้ดินส่วนใหญ่จะเป็นโครงสร้างสาธารณูปโภคในพื้นที่เมืองใหญ่ที่มีความต้องการใช้พื้นที่เป็นอย่างมาก ซึ่งถ้าฝังไว้ใต้ดินจะเป็นการประหยัดพื้นที่และเพิ่มทัศนียภาพให้กับพื้นที่แวดล้อมด้วย ในบางกรณีที่มีการขุดหรือถมดินไม่สามารถสร้างลาดดินเพื่อเพิ่ม

เสถียรภาพได้หรือต้องการถมหรือขุดดินชิดกับเขตที่ดินในชั้นดินที่มีกำลังต้านทานไม่สูงจำเป็นต้องใช้โครงสร้างมาช่วยต้านทานแรงดันดินที่เกิดขึ้นเนื่องจากความต่างระดับนี้ ในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างใต้ดินและกำแพงกันดินวิศวกรต้องประยุกต์ความรู้ทางปรุพิกลศาสตร์มาใช้ในการวิเคราะห์ออกแบบและก่อสร้าง โดยจะต้องคำนึงถึงกำลังของดิน และแรงที่เกิดขึ้นในมวลดินเนื่องจากแรงกระทำจากภายนอกด้วย รูปที่ 1-9 และ รูปที่ 1-10 เป็นตัวอย่างของการใช้กำแพงกันดินชั่วคราวเพื่อก่อสร้างโครงสร้างที่ฝังอยู่ใต้ดิน



รูปที่ 1-9 กำแพงกันดินเข็มพืดเหล็กสำหรับก่อสร้างอุโมงค์รถไฟใต้ดิน



รูปที่ 1-10 กำแพงกันดินแบบเข็มเจาะเรียงต่อเนื่องเพื่อใช้ก่อสร้างอุโมงค์สำหรับรถยนต์

1.5 ปัญหาทางวิศวกรรมที่ต้องใช้ความรู้ทางปฐพีกลศาสตร์

ในการวิเคราะห์ออกแบบและก่อสร้างทางวิศวกรรมที่เกี่ยวข้องกับดิน วิศวกรจำเป็นต้องมีความรู้และเข้าใจในปฐพีกลศาสตร์เป็นอย่างดี เนื่องจากดินเป็นวัสดุธรรมชาติที่แตกต่างจากวัสดุก่อสร้างชนิดอื่นๆที่สามารถสร้างขึ้นมาให้มีคุณสมบัติตามต้องการได้ อีกทั้งดินมีคุณสมบัติที่ขึ้นกับชนิดขององค์ประกอบ, ขนาดผล, ปริมาณน้ำในดิน, ประวัติของหน่วยแรงที่เคยเกิดขึ้นในเนื้อดิน เป็นต้น ในอดีตที่ผ่านมาจึงมักจะมีปัญหาเกิดขึ้นเนื่องจากวิศวกรไม่ได้ตระหนักถึงความจำเป็นของปฐพีกลศาสตร์ ตัวอย่างปัญหาที่มักจะได้พบได้แก่ การวิบัติของลาดดิน, การวิบัติของกำแพงกันดิน, การที่ฐานรากรับน้ำหนักบรรทุกต่ำกว่าที่ต้องการ, การทรุดตัวของฐานรากที่ส่งผลต่อความชำรุดของอาคาร เป็นต้น ซึ่งเราอาจจะพบเห็นได้ตามสื่อต่างๆ หากการวิบัติมีความรุนแรงและส่งผลกระทบต่อชีวิตและทรัพย์สิน ดังตัวอย่างในรูปที่ 1-11 และ รูปที่

1-12



รูปที่ 1-11 ข่าวก่อนหน้าแรก การวิบัติของระบบกันดินสำหรับการก่อสร้างบ่อบำบัดน้ำเสียขนาดใหญ่ที่พังไว้ได้ดินเมื่อ 17 สิงหาคม 2540 (ข่าวจาก หนังสือพิมพ์เตลินิวส์)



รูปที่ 1-12 ข่าวการวิบัติของถนนสายรังสิต-นครนายก

1.6 Soil mechanics คืออะไร?

Soil mechanics คือการนำเอาหลักการและกฎ ในวิชา Mechanics และ Hydraulic มาประยุกต์ใช้กับปัญหาทางด้านวิศวกรรมที่ต้องเกี่ยวข้องกับดินดินมักจะถูกใช้ป็นวัสดุทางด้านวิศวกรรมหรือใช้เป็นฐานรากของโครงสร้าง ดังนั้นวิศวกรจะต้องศึกษาถึงคุณสมบัติต่าง ๆ และพฤติกรรมของดิน เช่น

ในวิชาปฐพีกลศาสตร์เราจะศึกษาถึงคุณสมบัติและพฤติกรรมของดิน ได้แก่

1. ดินเกิดขึ้นมาได้อย่างไร?
2. คุณสมบัติของดิน
3. การจำแนกประเภทของดินทางด้านวิศวกรรม
4. หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในดิน
5. การไหลของน้ำผ่านดิน
6. การทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลา (การอัดตัวคายน้ำ)
7. กำลังรับแรงเฉือนของดิน

Any unconsolidated materials that can be excavated and handled with pick and shovel.

จากวิชาปฐพีกลศาสตร์สามารถนำไปประยุกต์ใช้ในงานอื่นๆได้ ตัวอย่างเช่น Highway engineering, Foundation Engineering, Earth structure ต่อไป

ในปัจจุบันการวิเคราะห์ปัญหาทางด้านปฐพีกลศาสตร์มีความซับซ้อนมากขึ้น จึงได้มีการนำเอาระเบียบวิธีเชิงตัวเลขมาช่วยวิเคราะห์ปัญหา ซึ่งทำให้สามารถศึกษาพฤติกรรมของดินที่มีปฏิสัมพันธ์กับโครงสร้างได้ ผู้ทำการวิเคราะห์จะต้องมีความรู้พื้นฐานในวิชาปฐพีกลศาสตร์เป็นอย่างดีจึงจะสามารถทำการวิเคราะห์ได้อย่างเหมาะสม และสามารถนำผลลัพธ์มาใช้ได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ปฐพีกลศาสตร์นั้นเป็นสิ่งที่จำเป็นในการทำงานด้านวิศวกรรมโยธาเป็นอย่างมาก ดังจะเห็นได้จากในหลายกรณีศึกษาที่วิศวกรหรือผู้ที่เกี่ยวข้องขาดความเข้าใจในพื้นฐานวิชาปฐพีกลศาสตร์ทำให้เกิดการวิบัติซึ่งทำให้สูญเสียเงิน เวลา และชื่อเสียงเป็นอย่างมาก ในบางกรณีสภาพของดินเองการก่อให้เกิดอันตรายถึงแก่ชีวิตได้ (รูปที่ 1-13)



รูปที่ 1-13 ป้ายเตือนโคลนตุน ห้ามผ่าน อันตรายถึงชีวิต (CUR_Rport_162 1996)

1.7 Soil mechanics in summary

หลักการที่สำคัญของกลศาสตร์ของดินที่จำเป็นสำหรับการออกแบบซึ่งได้แก่

- หลักการของความเค้นรวม ความเค้นประสิทธิผล และความเค้นเฉือน
- การจำแนกกระหว่างการวิเคราะห์ความเค้นรวมแบบน้ำยังไม่ระบาย (ระยะสั้น) และแบบความเค้นประสิทธิผลที่น้ำระบายแล้ว (ระยะยาว)
- พฤติกรรมสำคัญที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์และออกแบบรวมถึงผลเนื่องจากประวัติความเค้น, กำลังของดิน และสตีเฟนสของดิน

1.8 การวิเคราะห์ความเค้นในมวลดิน

ในวิชากลศาสตร์ของวัสดุเราได้ทราบว่าเมื่อวัตถุถูกแรงกระทำจะเกิดความเค้นขึ้นในเนื้อวัสดุ ถ้าเราพิจารณามวลดินเป็นวัสดุชนิดหนึ่งก็จะเป็นเช่นนั้นเหมือนกัน โดยที่เราไม่คำนึงถึงเนื้อดินจริงซึ่งอาจไม่เป็นเนื้อเดียว และเรายังสมมุติให้ความเค้นนั้นกระจายต่อเนื่องอย่างสม่ำเสมอในเนื้อดินโดยไม่ขาดความต่อเนื่อง ซึ่งเราจะใช้คำเรียกว่า “Continuum” ในกลศาสตร์วัสดุได้แบ่งความเค้นเป็นสองชนิดได้แก่ ความเค้นตั้งฉาก (normal stress) โดยความเค้นจะตั้งฉากกับระนาบที่กำลังพิจารณา และความเค้นเฉือน (shear stress) ซึ่งเป็นความเค้นที่อยู่บนระนาบที่กำลังพิจารณา

ในวิชากลศาสตร์ดิน เราจะใช้ความเค้นอัดฉากและความเค้นเฉือนตั้งฉากเป็นบวก ซึ่งแตกต่างไปจาก “structural mechanics” ซึ่งกำหนดให้ความเค้นตั้งฉากและความเค้นเฉือนตั้งฉากเป็นบวก ที่กำหนดให้เป็นบวกเนื่องจากดินเป็นวัสดุที่รับความเค้นดึงไม่ได้เลย หรือไม่ก็น้อยมากหากมีวัสดุประสานอยู่ในดิน ดังนั้นความเค้นฉากในวิชากลศาสตร์ดินส่วนใหญ่จึงเป็นความเค้นอัดฉาก

1.9 ความเค้นรวมและความเค้นประสิทธิผล

ในดินธรรมชาติจะมีองค์ประกอบหลักได้แก่เม็ดดิน น้ำ อากาศ และวัสดุอื่นๆ แต่ในกลศาสตร์ดินจะกล่าวถึงดินอิ่มน้ำ (ซึ่งในที่นี้จะหมายถึงการที่น้ำบรรจุอยู่เต็มช่องว่างระหว่างเม็ดดิน) สำหรับดินที่ไม่อิ่มตัวจะมีอากาศแทรกอยู่ในช่องว่างระหว่างเม็ดดินจะเรียกดินชนิดนี้ว่า “Non-saturated หรือ Un-saturated” ซึ่งจะ เป็นหัวข้อที่ซับซ้อนและอยู่เกินกว่าขอบเขตของเนื้อหาหนังสือนี้ ในการออกแบบโดยทั่วไปจะไม่คำนึงถึง และจะพิจารณาเฉพาะกรณีที่เป็นดินแห้งหรือเป็นดินอิ่มน้ำ

ในกรณีดินอิ่มน้ำนั้นจะมีองค์ประกอบอยู่สองส่วนได้แก่ เม็ดดิน และน้ำที่บรรจุอยู่ระหว่างอนุภาคดิน ซึ่ง องค์ประกอบทั้งสองนี้มีกำลังรับแรงเฉือนต่างกันเป็นอย่างมาก โดยความกำลังรับแรงเฉือนของน้ำเป็นศูนย์ ดังนั้นกำลังรับแรงเฉือนของดินจึงเกิดขึ้นจากเม็ดดินเท่านั้น โดยกำลังส่วนหนึ่งเกิดขึ้นจากการขัดกันระหว่าง เม็ดดิน (interlocking) และการที่เม็ดดินก่อตัวเป็นโครงสร้าง (structure) แต่กำลังรับแรงเฉือนส่วนใหญ่ นั้นเกิดจากแรงเสียดทานระหว่างเม็ดดิน (inter-particle friction) ด้วยเหตุที่กำลังรับแรงเฉือนของเม็ดดินและน้ำ นั้นต่างกันมากดังนั้นจึงจำเป็นต้องพิจารณาหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในแต่ละองค์ประกอบแยกจากกัน

เนื่องจากน้ำในช่องว่างไม่สามารถต้านทานความเค้นเฉือนได้เลย ดังนั้นเม็ดดินจึงเป็นส่วนที่ต้านทาน ความเค้นเฉือนทั้งหมด สำหรับความเค้นรวมจาก (σ) ที่กระทำต่อดิน จะแบ่งเป็นความเค้นประสิทธิผล (σ') ซึ่งเกิดจากเม็ดดิน และแรงดันน้ำในช่องว่างระหว่างดิน (u) ดังที่ Terzaghi ได้เสนอไว้ในปี 1936

1.10 Soil strength compressibility – the importance of effective stress (Clayton, Milititsky et al. 1993)

ในทฤษฎีของวิชาปฐพีกลศาสตร์และในวิชาปฐพีกลศาสตร์ประยุกต์หรือวิศวกรรมฐานราก จำเป็นต้องมีความรู้และความเข้าใจกับกำลังรับแรงเฉือนของดินเป็นอย่างมาก โครงสร้างทางวิศวกรรมโยธาส่วนใหญ่ วิศวกรจะพิจารณากำลังของวัสดุที่เป็นเนื้อเดียวและมีความต่อเนื่อง และไม่คำนึงถึงหน่วยแรงอัดภายในก่อนรับน้ำหนักบรรทุก เช่นกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต หรือกำลังรับแรงดึงของเหล็กเป็นต้น แต่ในกรณีของดินแล้วจะตรงกันข้ามเนื่องจากดินเป็นวัสดุรวมรวมที่ไม่มีการประสานเป็นเนื้อเดียว¹ แต่จะประกอบไปด้วยเม็ดดินกับน้ำที่บรรจุอยู่ในช่องว่างระหว่างเม็ดดินหรือในบางครั้งอาจมีอากาศบรรจุอยู่ในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน ตัวอย่างการพิจารณาว่าวัสดุจะเป็นดินหรือไม่อาจพิจารณาดังรูปที่ 1-14 จะเห็นว่ามีกองเม็ดทรายอยู่ซึ่งกองเม็ดทรายนี้เกิดจากแผ่นหินทรายขนาดใหญ่ ซึ่งถูกชะล้างโดยน้ำฝนเป็นเวลานานจนทำให้วัสดุประสานในเนื้อหินทรายหลุดออกไปกับน้ำ เมื่อไม่มีวัสดุประสานก็จะเกิดเป็นทราย ซึ่งในทางวิศวกรรมเราจำแนกทรายให้เป็นดินชนิดหนึ่ง

¹ Any unconsolidated materials that can be excavated and handled with pick and shovel.



รูปที่ 1-14 ทรายเมื่อมีวัสดุประสานจะเรียกว่าหินทราย ซึ่งถ้าวัสดุประสานถูกชะล้างออกไปจะเหลือแต่เม็ดทราย (ถ่ายจากอุทยานผาแต้ม จังหวัดอุบลราชธานี)

ดินในทางวิศวกรรมแล้วจะพิจารณาดินที่รวมตัวกันเป็นก้อนหรือผืนแผ่นดิน ซึ่งดินจัดเป็นวัสดุที่ยุบตัวได้สูงเมื่อมีแรงภายนอกกระทำ ดินยังเป็นวัสดุที่มีกำลังรับแรงเฉือนต่ำ กำลังรับแรงเฉือนของดินนี้ขึ้นกับหน่วยแรงอัดในมวลดินอย่างมาก โดยธรรมชาติแล้วจะเกิดจากแรงเสียดทานระหว่างเม็ดดิน แต่ก็ยังขึ้นกับปริมาณน้ำในดิน และแรงดันน้ำในช่องว่างระหว่างเม็ดดินด้วย

ถ้าดินมีหน่วยแรงอัดในดินเท่ากันแต่มีปริมาณน้ำในดินแตกต่างกัน ดินที่มีปริมาณน้ำในดินต่ำกว่า (ดินที่แห้งกว่า) จะมีกำลังสูงกว่าด้วย ในกรณีของดินที่มีเม็ดหยาบดินที่มีปริมาณน้ำในดินในช่องว่างน้อยเม็ดดินจะอยู่ชิดกันมากกว่าทำให้เกิดการขัดและขบ (interlock) ระหว่างเม็ดดินมากขึ้น แต่สำหรับดินที่มีขนาดเม็ดเล็กมากๆ เช่นดินเหนียวปริมาณน้ำในดินที่น้อยจะทำให้แรงดูดทางเคมี-ไฟฟ้า (electro-chemical) ชนิด Van der Waals's สูงขึ้นด้วย

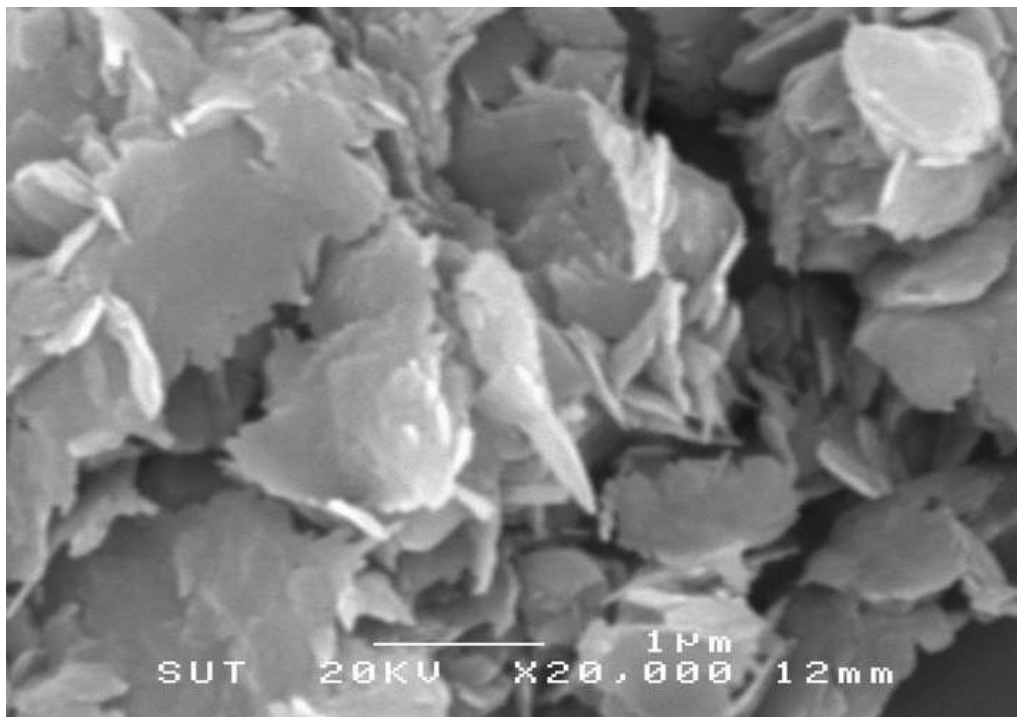
เนื่องจากการจินตนาการทางแรงดูดนี้เป็นไปได้ค่อนข้างยากในกรณีของดินเม็ดละเอียด จึงขอยกตัวอย่างของแรง วัลเตอร์วาลส์ ที่เกิดขึ้นเนื่องจากเส้นขนเล็กๆ (Seta) ที่ดินตุ๊กแก¹ ซึ่งมีขนาดเล็กและมีอยู่เป็นจำนวนมากดังรูปที่ 1-15 และข้อมูลจากวารสารเนเจอร์² แสดงให้เห็นว่าแรงดูดที่เกิดขึ้นที่ลิ้นของดินตุ๊กแกที่มีเส้นขนเล็กๆประมาณ 2 ล้านเส้นมีค่าประมาณ 40.8 กิโลกรัม ซึ่งมากกว่าน้ำหนักของตุ๊กแกทำให้ดินตุ๊กแกยึดเกาะกับวัสดุต่างๆ ได้ดี รายละเอียดเกี่ยวกับกำลังของดินจะได้อธิบายไว้ในบทที่ 8

¹ Kellar Autumn et. al. (2002), Evidence for van der Waals adhesion in gecko setae, Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America

² journal Nature v. 405: 681-685



รูปที่ 1-15 เส้นขนเล็กๆ (Seta) ที่ตีนตุ๊กแก (a) ตีนของตุ๊กแก, (b) ภาพขยายตีนตุ๊กแก 400 เท่า, (c) ภาพขยาย 1500 เท่า แสดงให้เห็นเส้นขนเล็กๆเป็นจำนวนมาก



รูปที่ 1-16 ภาพถ่ายจากกล้องจุลทรรศน์อิเล็กตรอนของดินเหนียวในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ขยาย 20,000 เท่า

2

การกำเนิดของดิน

2.1 บทนำ

ดินคือ มวลรวม (aggregate⁴) ที่ไม่มีการประสาน (cemented) เป็นเนื้อเดียวกัน ดินจะประกอบไปด้วยเม็ดดิน อินทรีย์วัตถุ และจะมี น้ำ หรือ อากาศแทรกอยู่ในระหว่างเม็ดดิน ดังรูปแสดงถึงหิน ดินกรวด ดินกรวดปนดินเหนียว ดินเหนียว



หิน
ประสานเป็นเนื้อเดียวกัน



ดินกรวด
เม็ดหินเล็กๆที่ไม่ประสาน



ดินกรวดปนดินเหนียว
เม็ดหินหลายขนาดคละกัน

รูปที่ 2-1 ความแตกต่างของหิน และดิน

⁴ 5.a cluster of soil granules not larger than a small crumb. 6.any of various loose, particulate materials, as sand, gravel, or pebbles, added to a cementing agent to make concrete, plaster, etc.aggregate. (n.d.). Dictionary.com Unabridged (v 1.1). Retrieved November 04, 2007, from Dictionary.com website: <http://dictionary.reference.com/browse/aggregate>

ในทางปฐพีกลศาสตร์ จะศึกษาถึงส่วนของเปลือกโลกส่วนเล็ก ๆ ไม่ใช่เปลือกโลกที่ประกบกันเป็นชั้นใหญ่ ๆ ซึ่งคุณสมบัติของดินจะขึ้นกับลักษณะการกำเนิดดิน และลักษณะของดินที่ประกบกันเป็นชั้นดิน

The way the soil deposits were formed

The nature of the soils found in the soil deposits

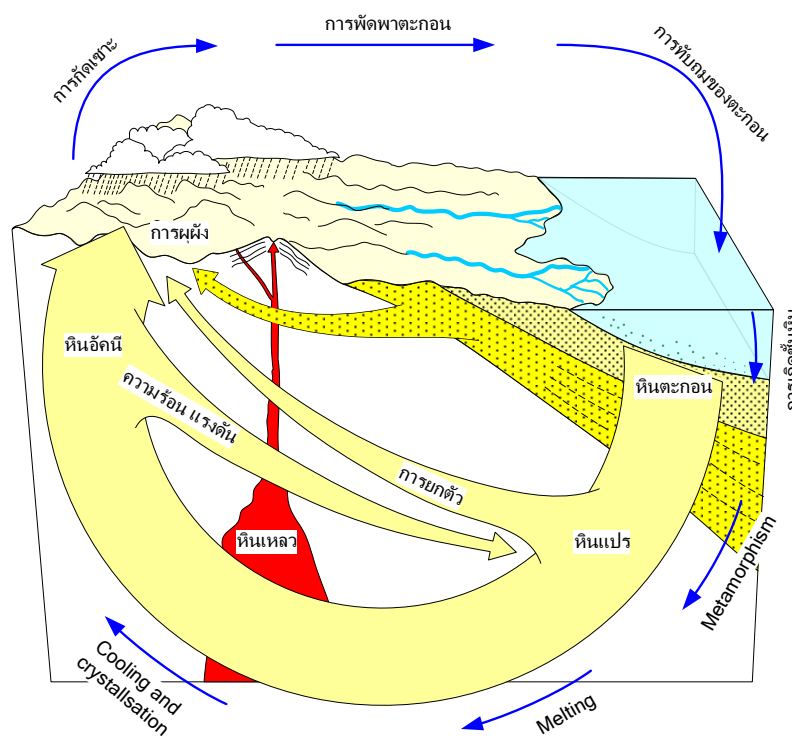
ถ้าเป็นโครงการใหญ่ๆอาจต้องอาศัยความรู้ลึกซึ้งจากนักธรณีวิทยา แต่ถ้าเป็นโครงการทั่วไปวิศวกรอาจต้องใช้ความรู้ด้านธรณีวิทยาและกระบวนการทางธรณีบ้าง

2.2 Rock Cycle

หินแบ่งออกได้ตามลักษณะการกำเนิดคือ

- หินอัคนี (Igneous Rock)
- หินตะกอน (Sedimentary Rock)
- หินแปร (Metamorphic Rock)

Rock cycle ใช้ในการแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหินแต่ละชนิดดังรูป



รูปที่ 2-2 วัฏจักรหิน

- หินอัคนี (Igneous Rock)

เกิดจากการแข็งตัวของหินหนืด (Magma) ได้เปลือกโลก ซึ่งอาจแข็งตัวอยู่ภายใต้เปลือกโลกหรือโพล์พื้นเปลือกโลกก็ตาม

- หินตะกอน (Sedimentary Rock)

คือหินอัคนีที่เกิดการผุกร่อนและแตกออกเป็นหินและเม็ดดินขนาดต่าง ๆ กัน และถูกพัดพาไปทับถมโดยตัวกลางทางธรรมชาติ เมื่อมีตัวประสานก็จะจับตัวแน่นกลายเป็นหินตะกอน

หินตะกอนเองก็อาจเกิดการผุกร่อนและถูกพัดพาไปทับถมกลายเป็นหินตะกอนใหม่ได้อีก

- หินแปร (Metamorphic Rock)

เป็นหินที่แปรสภาพไปจากเดิม โดยอิทธิพลของความร้อน, ความกดดัน รวมทั้งปฏิกิริยาทางเคมีจนทำให้องค์ประกอบและเนื้อหินเปลี่ยนแปลงไป

2.3 กำเนิดของดิน

ในวิชาวิศวกรรมปฐพีนี้จะกล่าวถึงเฉพาะส่วนที่เป็นดินตามคำนิยาม ซึ่งได้แก่มวลรวมที่ไม่มีวัสดุยึดแน่นเป็นเนื้อเดียวกัน ดังนั้นส่วนที่เกี่ยวข้องในวัฏจักรหินจะได้แก่ กระบวนการกัดเซาะ กระบวนการพัดพา และกระบวนการตกตะกอน โดยวัสดุต้นกำเนิดของดินจะมาจากกระบวนการ Weathering ของหิน ซึ่ง Weathering เป็นกระบวนการแตกสลาย (Disintegration) และผุพัง (Decomposition) ของหินซึ่งอาจเกิดจากกระบวนการทางกลหรือกระบวนการทางเคมี

ตัวอย่างการแตกสลายด้วยกระบวนการทางกล และการพัดพาตะกอน ได้แก่เสาหินขนาดใหญ่ที่จังหวัดอุบลราชธานี (รูปที่ 2-3) ซึ่งเป็นแท่งเสาหินทรายสองยุค คือหินทรายยุค ครีเตเชียส (อายุประมาณ 130 ล้านปี) เป็นส่วนแผ่นด้านบน และหินทราย ยุค ไดโนเสาร์ (อายุประมาณ 180 ล้านปี) เป็นส่วนเสา เสาหินท่อนล่างถูกชะล้างและกัดเซาะโดยฝนและลมพายุเป็นเวลาหลายล้านปี วัสดุที่ถูกกัดเซาะแล้วได้ถูกพัดพาไปกับตัวกลางที่หึ่งเคลื่อนสภาพให้เห็นดังเช่นทุกวันนี้



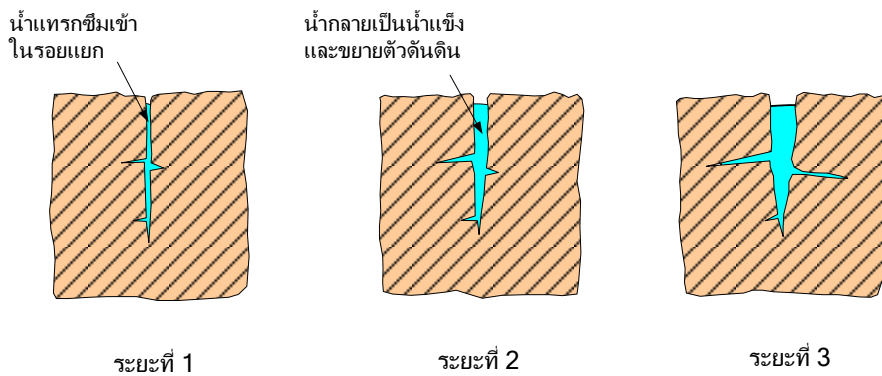
รูปที่ 2-3 เสาเฉลียงเป็นเสาหินทรายธรรมชาติที่เกิดขึ้นเนื่องจากการกัดเซาะโดยฝนและลมพายุเป็นเวลาหลายล้านปี
“เสาเฉลียง” แผลงมาจาก “สะเฉลียง” แปลว่า “เสาหิน”⁵

2.3.1 การผุกร่อนทางกล (Mechanical Weathering)

คือการแตกออกของหินทำให้หินมีขนาดเล็กลงกระบวนการนี้จะทำให้เกิดดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น (Cohesionless Soil)

- Temperature change - กลางวันร้อนกลางคืนเย็น

⁵ ที่มา ป้ายข้อมูลเสาเฉลียง อุทยานแห่งชาติผาแต้ม



รูปที่ 2-4 การแตกของหินเนื่องจากการขยายตัวของน้ำแข็ง

- Erosion – กระบวนการที่เกิดขึ้น โดยอาศัยตัวกลางเช่นน้ำและลม กัดกร่อนหินให้เป็นชั้นเล็กกลง
- Abrasion - คือการครูดถุนบนผิวดิน ซึ่งเกิดขึ้นจากการกระทำของเศษหิน กรวดทราย ที่ลมและธารน้ำแข็งพัดพาเคลื่อนที่ไป เศษหินจะเกิดการเสียดสี หรือครูดกับผิวดินด้านล่างทำให้เกิดการกร่อนของหินขึ้น

2.3.2 การผุกร่อนทางเคมี (Chemical Weathering)

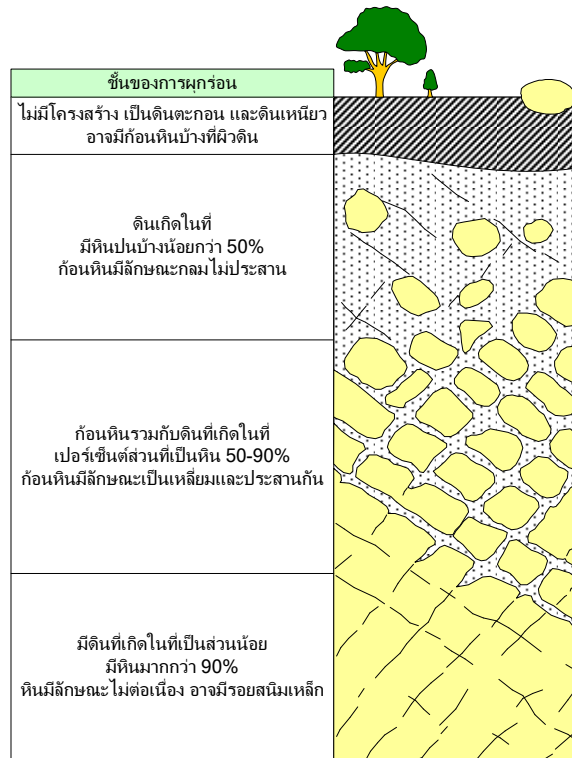
- Oxidation- Ion ของ Oxygen ทำปฏิกิริยากับแร่เหล็กในหินเป็นผลให้เกิดการผุกร่อนของหินขึ้น คล้ายกับการเกิดสนิมในเหล็ก
- Carbonation - น้ำฝน + Carbondioxide -> Carbonic Acid กรดคาร์บอนิก จะทำปฏิกิริยากับหินปูน ทำให้หินปูนเกิดการผุกร่อน
- Leaching - แร่ธาตุในชั้นดินหรือหินถูกซึมชะออกไปกับน้ำในรูปของสารละลายหินตะกอนถูกชะล้างเอาสารเชื่อมประสานออกไปทำให้อนุภาคที่เคยยึดติดกันแยกออกจากกัน สารเชื่อมประสานที่ถูกชะออกไปอาจไหลซึมผ่านลงไปสู่ชั้นที่ลึกกว่าและอาจไปทำการเชื่อมประสานก่อให้เกิดหินตะกอนในชั้นที่ลึกกว่าได้
- Hydration - เป็นการเพิ่มน้ำเข้าไปในแร่ที่เป็นองค์ประกอบของหิน โดยขบวนการที่เกิดจากปฏิกิริยาทางเคมีของหินทำให้เกิดแร่ใหม่ขึ้น

2.4 Soil Formation

การแยกชนิดของดินตามลักษณะการกำเนิด อาจแยกได้เป็น 2 ชนิดคือ

2.4.1 Residual Soil

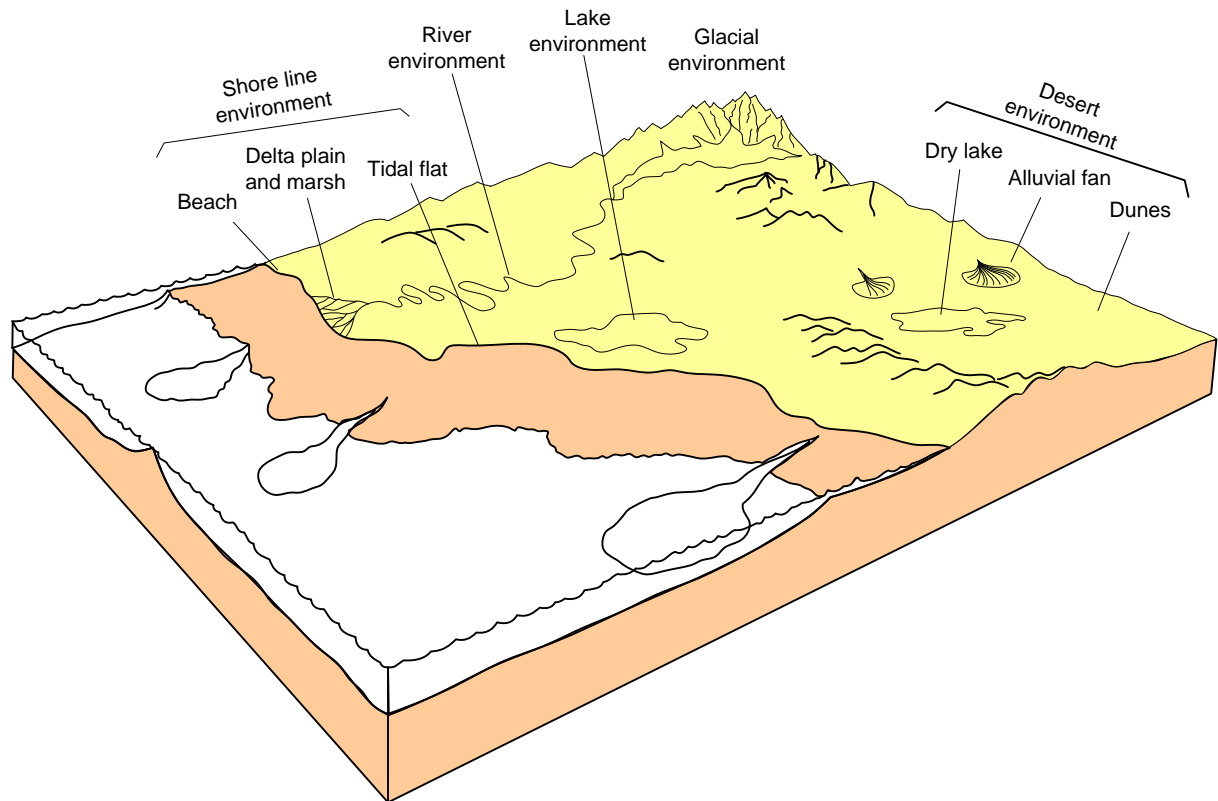
เป็นดินที่เกิดจากการผุพังของหินต้นกำเนิดอยู่โดยมีน้ำเป็นตัวทำละลายหลัก การผุพังจะเกิดที่ผิวดินมากกว่าระดับที่อยู่ลึกลงไป เช่นดินที่มีธาตุเหล็ก (Ferrous) ผสมจะมีสีน้ำตาลแดง เรียกว่าลูกรัง (Laterite)



รูปที่ 2-5 ตัวอย่างรูปตัดหน้าดินที่เกิดในที่ (Residual Soil) ซึ่งเกิดจากหินแกรนิต (Ruxton et al., 1957)

2.4.2 Sediment Soils (Transported Soils)

เป็นดินที่เกิดจากการถูกพัดพาจากแหล่งกำเนิดโดยตัวกลางและไปทับถมในที่หนึ่ง ตัวกลางที่พัดพาอาจเป็น น้ำ ลม ธารน้ำแข็ง เมื่อเม็ดดินมาทับถมกันจะเกิดเป็นชั้นดินขึ้น ซึ่งจะมีชื่อเรียกตามลักษณะการถูกพัดพามา เช่น



รูปที่ 2-6 การเกิดดินที่สภาวะแวดล้อมต่างๆ

- Alluvium ดินที่เกิดจากการพัดพา และการตกตะกอนโดยแม่น้ำ ตัวอย่างดิน Alluvial คือที่ราบลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยา ซึ่งแม่น้ำเจ้าพระยาได้พัดพาตะกอนมาทับน้ำและมาตกตะกอนเป็นที่ราบขึ้น



รูปที่ 2-7 ตะกอนทรายในแม่น้ำ

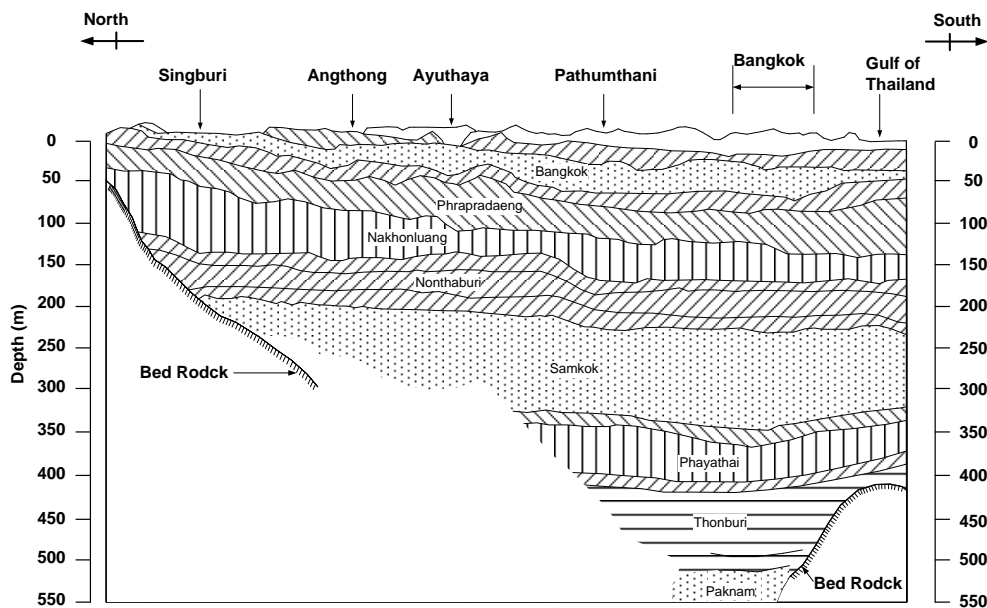
- Alluvial ดินตะกอนรูปพัดบริเวณที่ราบเชิงเขา



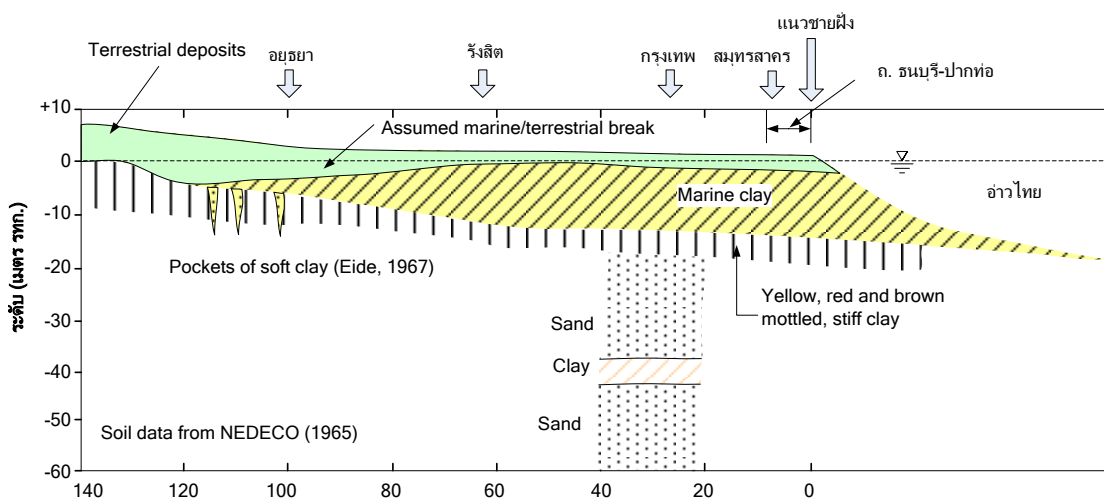
รูปที่ 2-8 ตะกอนรูปพัดบริเวณที่ราบเชิงเขา

- Marine ดินที่เกิดจากการพัดพาเม็ดดินขนาดเล็กไปตกตะกอนในทะเล ตัวอย่าง Marine Clay "ได้แก่ที่ราบปากแม่น้ำเจ้าพระยาซึ่งเกิดจากการตกตะกอนของดินเม็ดละเอียดที่ปากแม่น้ำ ดิน Marine Clay มัก

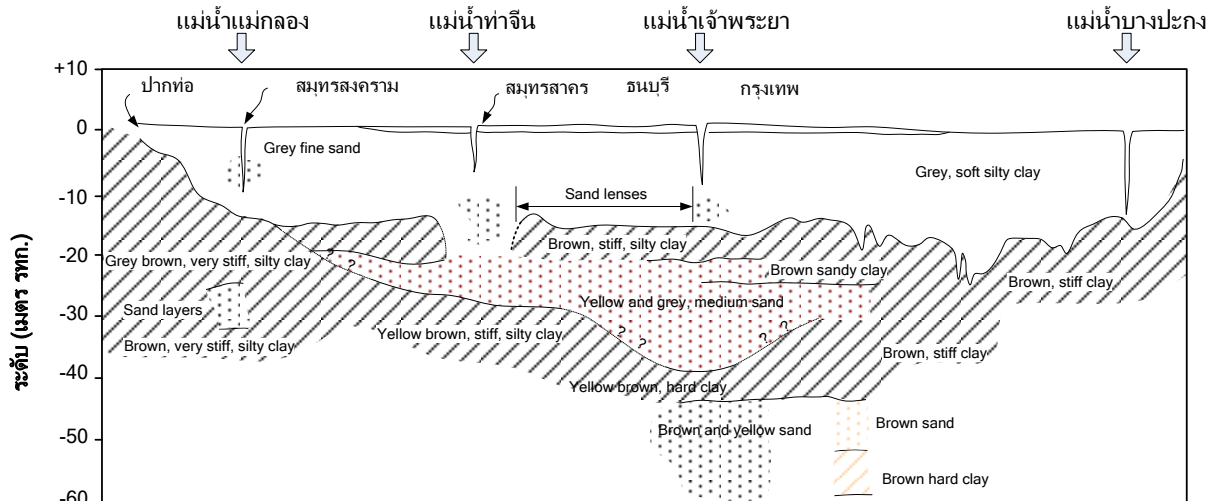
มีสีเทา และมีกำลังต่ำ และยุบตัวได้มาก ใช้เป็นฐานรากได้ไม่ดี สำหรับในประเทศไทยนั้นมีดิน Marine clay ครอบคลุมพื้นที่ภาคกลางตอนล่างหลายจังหวัด ได้แก่ กรุงเทพมหานคร จังหวัดสมุทรปราการ จังหวัดนครนายก จังหวัดฉะเชิงเทรา เป็นต้น โดยรูปตัดขวางของชั้นดินตามแนวของแม่น้ำเจ้าพระยาแสดงดังรูปที่ 2-9 ซึ่งจะเห็นว่าเป็นที่ราบลุ่มปกคลุมไปด้วยชั้นดินเหนียวสลับกับชั้นดินทราย โดยมีชั้นหินที่บริเวณกรุงเทพมหานครอยู่ที่ 400 เมตรหรือมากกว่านี้ และเมื่อพิจารณารูปตัดเฉพาะชั้นดินทางวิศวกรรม (รูปที่ 2-10 และ รูปที่ 2-11) จะเห็นได้ว่าชั้นดินส่วนบนจะเป็นดินเหนียวอ่อนที่หนาประมาณ 10 เมตรถึง 20 เมตร ในบริเวณที่มีการใช้พื้นที่เป็นสิ่งปลูกสร้างหรือโครงสร้างสาธารณูปโภค



รูปที่ 2-9 รูปตัดแสดงชั้นดินตะกอนของกลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยา (Balasubramaniam and Brenner 1981)



รูปที่ 2-10 รูปตัดตามแนวกลุ่มน้ำเจ้าพระยา (NEDECO, 1965)



Soil data from COX (1968), CHAI et al. (1963) and N.G.I. (1967)

รูปที่ 2-11 รูปตัดขวางทางแนวตะวันออก-ตะวันตกขวางแม่น้ำเจ้าพระยา

- Lacustrine คือดินที่ตะกอนถูกน้ำพัดพามาทับถม และตกตะกอนในทะเลสาบ



รูปที่ 2-12 ตะกอนในทะเลสาบ

- Gracial Drift เกิดจากการบดโม้และเคลื่อนที่ของธารน้ำแข็ง ส่วนใหญ่เป็นกรวดทรายปนดินตะกอน



รูปที่ 2-13 ธารน้ำแข็งเป็นตัวกลางพาตะกอนซึ่งมีขนาดใหญ่มาด้วย

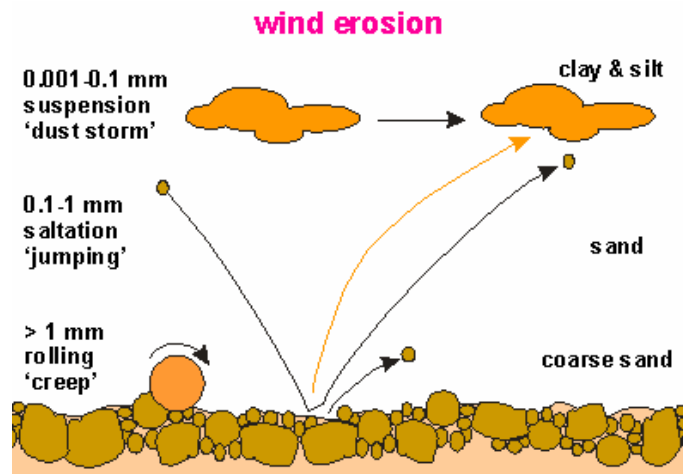
- Aeolian เป็นดินที่ถูกพัดพาโดยลม และตกตะกอน ตัวอย่างดินเช่น Loess ซึ่งเป็นดินทรายแป้ง (Silt) หรือ Silty Clay ซึ่งมีขนาดประมาณ 0.06 มม. เมื่อแห้งจะมี Strength สูงแต่เมื่อมีความชื้น Strength จะลดลงและเกิดการทรุดตัวมาก



Sand blaster

A dust storm roars across the western desert outside Al Asad, Iraq, near the border with Syria and Jordan on April 26, in a photo released by the U.S. Marine Corps. Weather forecasters said the storm -- a rare type known as a downburst -- passed over the town in about 45 minutes, leaving a heavy sheet of dust in its wake. The dust clouds probably extended 4,000 to 5,000 feet in the air, they said.

รูปที่ 2-14 พายุทรายเป็นตัวอย่างของการที่ดินถูกพัดพาโดยลมและไปทับถมในบริเวณอื่น



รูปที่ 2-15 ดินที่มีอนุภาคเล็กจะถูกพัดพาโดยลมไปได้ไกลกว่าดินที่มีอนุภาคใหญ่

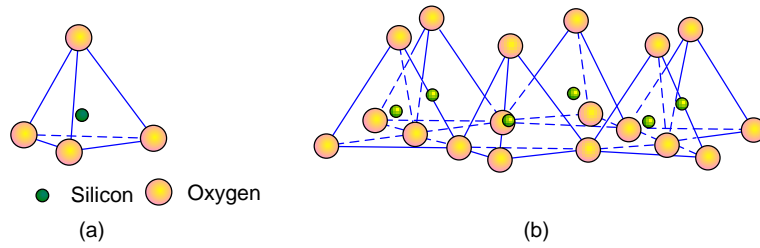
ดินในทางปฐพีกลศาสตร์จะแบ่งออกเป็นดินเม็ดละเอียด (fine grained soil) และดินเม็ดหยาบ (coarse grained soil) สำหรับดินเม็ดละเอียดถ้ามีองค์ประกอบหลักเป็นแร่ดินเหนียวจะทำให้ดินมีพฤติกรรมที่แตกต่างกันออกไป ดังนั้นในบทต่อไปจะศึกษาถึงแร่ดินเหนียวที่เป็นองค์ประกอบของดินเม็ดละเอียด

2.5 แร่ดินเหนียว (Clay Mineral) แร่ดินเหนียว

เป็นผลจากกระบวนการผุพังทางเคมี (Chemical Weathering) ซึ่งเม็ดดินจะเป็นอนุภาคที่มีขนาดเล็กมาก มีขนาดไม่เกิน 0.002 มิลลิเมตร หรืออาจเล็กกว่านี้มาก ส่วนใหญ่จะมีรูปร่างเป็นแผ่นบาง (Flat plates), เข็ม (Needles), ท่อ (tubes) หรือ แท่ง (rods) หรือในบางครั้งก็เป็นเพียงชิ้นส่วนที่มีความหนาไม่กี่โมเลกุล แร่ดินเหนียวส่วนใหญ่จะมีการจัดเรียงตัวของอะตอมอย่างเป็นระเบียบ ซึ่งก่อให้เกิดเป็นโครงผลึก ซึ่งความหนาของผลึกอาจเล็กถึง 15 อังสตรอม และความกว้างอยู่ในระดับไมครอน ดังนั้นในการจำแนกจึงให้วิธี X-ray diffraction ในการจำแนกผลึกพื้นฐาน แร่ดินเหนียวนั้นเป็นองค์ประกอบ Aluminum silicates ซึ่งประกอบด้วยหน่วยย่อยพื้นฐานได้แก่ silica tetrahedron และ alumina tetrahedron

2.5.1 Silica Tetrahedron

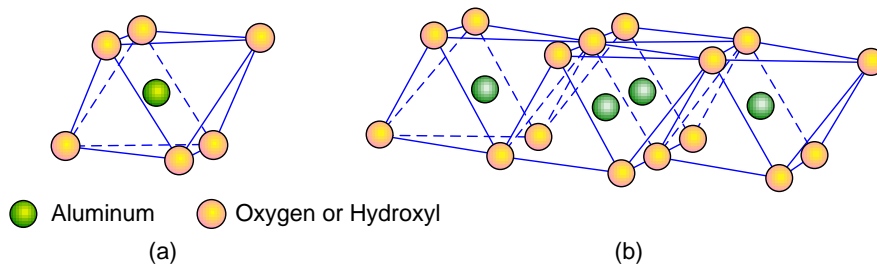
แต่ละหน่วยของ Tetrahedron จะประกอบด้วย oxygen 4 อะตอม อยู่รอบ ๆ Silicon 1 อะตอม ถ้า นำเอาแต่ละหน่วยมาประกอบกันจะเรียกว่า Silica Sheet



รูปที่ 2-16 การจัดเรียงตัวของ Silica tetrahedron (a) แบบหน่วยเดี่ยว (b) หลากๆหน่วยเกาะกลุ่มกันเป็นแผ่น Silica sheet (Das 1995)

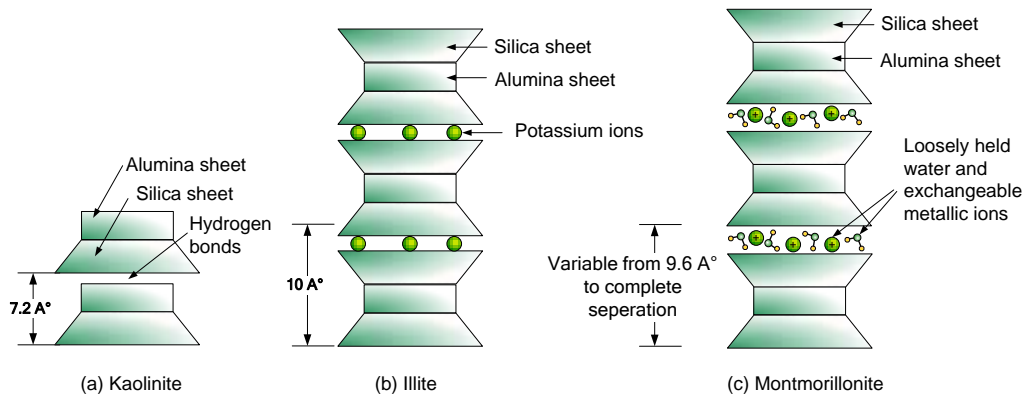
2.5.2 Alumina Octahedron

หน่วยของ Octahedron ประกอบด้วย hydroxyl 6 ตัวรอบ ๆ Aluminum 1 อะตอม ถ้ามี Aluminum hydroxyl หลาก ๆ หน่วยมารวมกันจะกลายเป็น octahedral sheets (อาจเรียกว่า Gibbsite sheet) ถ้าแทนอะตอมของ Aluminum ด้วยอะตอมของ Magnesium ใน Octahedron unit จะเรียกว่า Brucite sheet



รูปที่ 2-17 การจัดเรียงตัวของ Alumina Tetrahedron (a) แบบหน่วยเดี่ยว (b) หลากๆหน่วยเกาะกลุ่มกันเป็นแผ่น Alumina sheet (Das 1995)

แร่ดินเหนียวจะประกอบไปด้วย Basic sheet structure มาเรียงซ้อนกัน โดยมี bonding ต่างกันไปในแร่ดินเหนียวแต่ละชนิด แร่ดินเหนียวที่พบส่วนใหญ่คือ



รูปที่ 2-18 โครงสร้างของ (a) เกาลีไนท์ (b) อิลไลท์ และ (c) มอนท์มอลลิไลต์

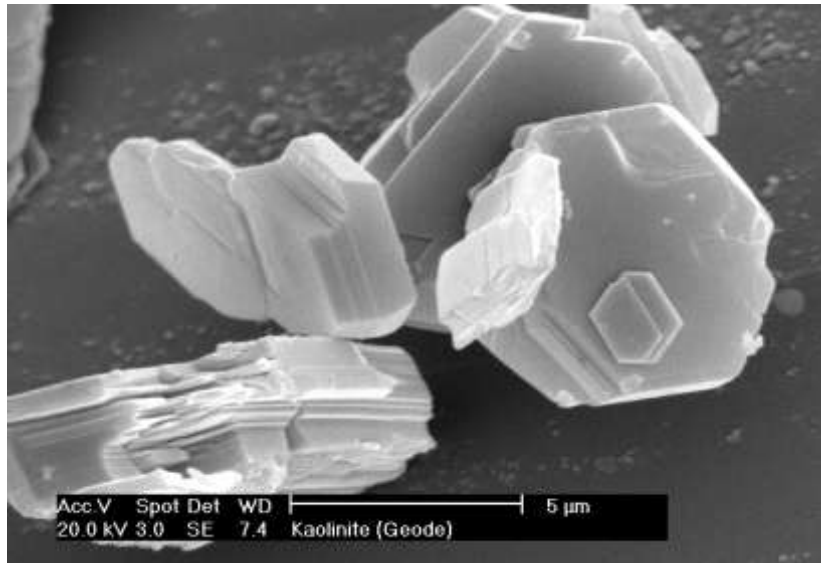
- เกาลีไนท์ (Kaolinite)

คำจำกัดความของ Kaolinite จากเอกสาร (EKA) Kaolinite คือแร่ที่อยู่ในกลุ่มของ Aluminosilicates ซึ่งรู้จักกันในชื่อของ “China Clay” เนื่องจากพบครั้งแรกที่เมือง Kao-Lin ในประเทศจีน โดย Kaolin เป็นดินเหนียวที่มีสีขาว ประกอบไปด้วยอนุภาคที่มีลักษณะเป็นแผ่นขนาดเล็ก โดยเกิดจากการผุพังของหินที่แกรนิตที่มีแร่ Feldspar เป็นองค์ประกอบ หรือกระบวนการ Hydrothermal ซึ่งกระบวนการเหล่านี้จะแปลงหินแกรนิตที่แข็งให้เป็นหน่วยย่อยที่อ่อน (soft matrix) ควอตซ์และไมกาที่อยู่ในหินแกรนิตจะไม่เปลี่ยนแปลงในขณะที่ Feldspar จะเปลี่ยนไปเป็น Kaolinite ภาคอุตสาหกรรมได้นำเอา Kaolinite ไปใช้ประโยชน์ตัวอย่างเช่น การทำกระดาษ เซรามิก ส่วนประกอบของสี เป็นต้น

สำหรับองค์ประกอบทางเคมีของ Kaolinite นั้นจะประกอบด้วย Silica tetrahedron 1 แผ่น และ Alumina Octahedron 1 แผ่น และยึดไว้ด้วย Hydrogen bonding ดังรูป แร่ Kaolinite มีความคงตัวมาก การเรียงตัวอาจมีการเรียงซ้อนกันมากกว่า 100 ชั้น

- อิลไลท์ (illite)

โครงสร้างพื้นฐานประกอบด้วย Alumina octahedral 1 แผ่นประกบด้วย Silica tetrahedron 2 แผ่น ดังรูปที่ 2-15 ใน Octahedral sheet อะตอมของ Magnesium และ เหล็ก จะมาแทนที่อะตอม Aluminum บางส่วน ส่วนใน Tetrahedron sheet อะตอมของ Aluminum จะแทนที่อะตอม Silicon บางส่วนเช่นกันระหว่างชุดของโครงสร้างพื้นฐานจะยึดไว้ด้วยกันด้วยแรงยึดเหนี่ยวที่ไม่แข็งแรงนักจากอะตอมของโปแตสเซียม Potassium (Non-exchangeable)



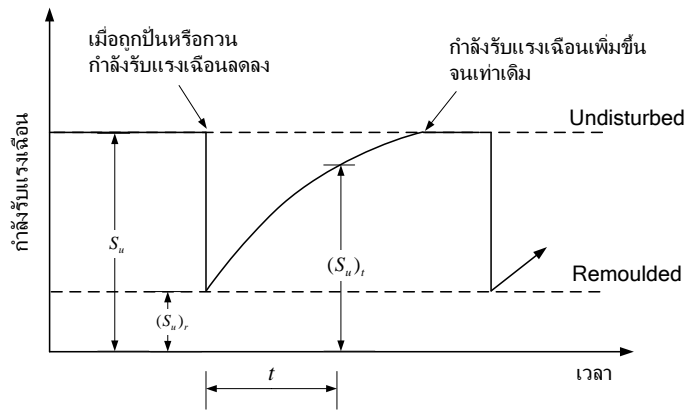
รูปที่ 2-19 เม็ดดิน Kaolinite ขนาดประมาณ 6 ไมครอน (เล็กกว่าเหรียญบาทประมาณ 3333 เท่า)

- มอนต์มอริลโลไนท์ (Montmorillonite)

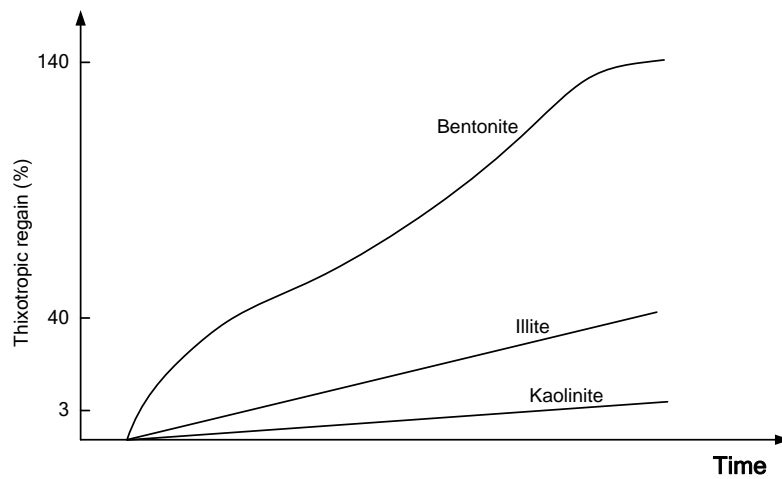
โครงสร้างพื้นฐานจะเหมือนกับ Illite แต่อะตอมของ Magnesium จะแทนที่อะตอมของ Aluminum บางส่วนของ Octahedral sheet ระหว่างโครงสร้างพื้นฐานจะมี โมเลกุลของน้ำและ Exchangeable Cation ซึ่งแรงยึดเหนี่ยวระหว่างชั้นจะต่ำมากทำให้มีสภาพไม่เสถียร (Unstable) Montmorillonite สามารถดูดน้ำได้มาก และทำให้เกิดมีการบวมตัวปริมาณสูง แร่ดินเหนียวชนิดนี้รู้จักกันในชื่อ Bentonite เมื่อนำไปผสมกับน้ำแล้วจะเป็นสารแขวนลอยที่มีความหนืด ลักษณะคล้ายน้ำโคลน มีความหนาแน่นสูง ซึ่งส่วนใหญ่จะนำไปใช้ใน งานก่อสร้างเสาเข็มเจาะ หลุมเจาะสำรวจ โดยจะทำหน้าที่ป้องกันไม่ให้ผนังหลุมเจาะพังทลาย



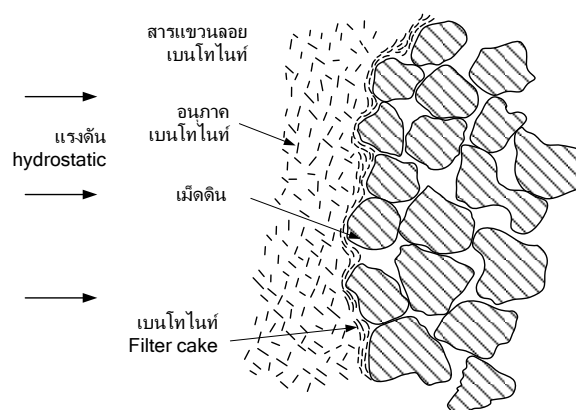
รูปที่ 2-20 เมื่อทิ้งไว้โดยไม่มีรบกวนจะมี Shear Strength เพิ่มขึ้นแต่เมื่อเขย่าหรือกวนกำลังจะลดลงจนกระทั่งไหลได้



รูปที่ 2-21 กำลังของดินเมื่อถูกรบกวนจะลดลงและเมื่อปล่อยให้วางไว้จะมีกำลังสูงขึ้นซึ่งเรียกว่า Thixotropy

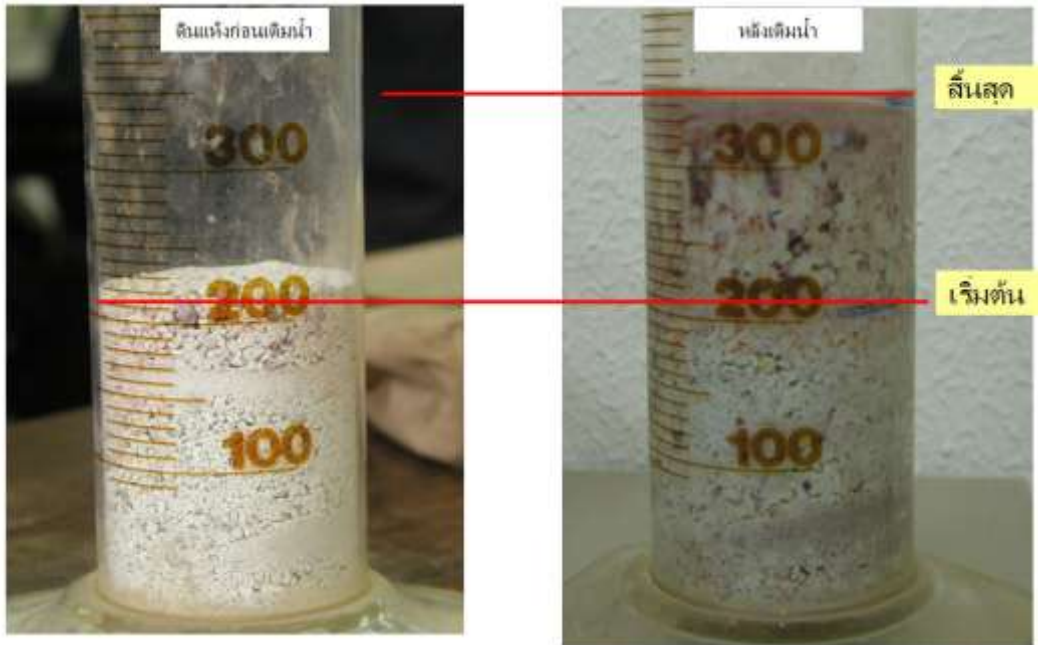


รูปที่ 2-22 การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนของดินเมื่อเวลาเพิ่มขึ้นของแร่ดินเหนียว 3 ชนิด

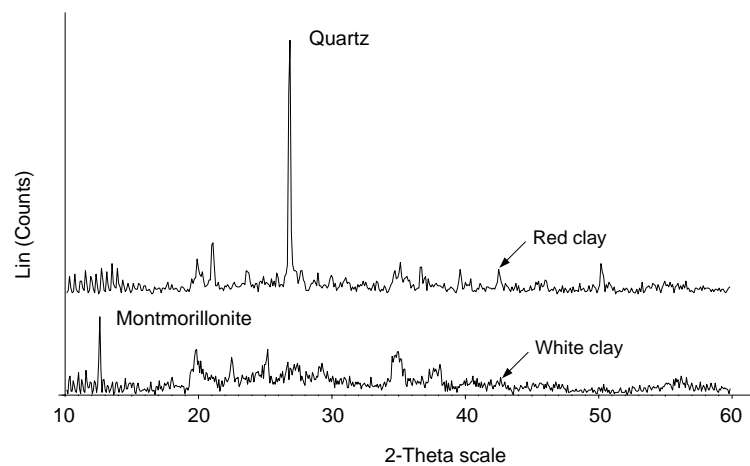


รูปที่ 2-23 เบนโทไนท์ที่ใช้เพื่อป้องกันหลุมเจาะพังทลายในงานเสาเข็มเจาะ

ในพื้นที่บางส่วนของมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ต. สุรนารี จ. นครราชสีมา พบดินเหนียวสีขาวที่ขยายปริมาตรได้เมื่อมีความชื้นในดินเพิ่มขึ้น เมื่อทดสอบโดยนำดินแห้งมาเติมน้ำลงไปดินจะมีปริมาตรเพิ่มขึ้นดังรูปที่ 2-24 โดยจะพบดินชนิดนี้ที่ระดับลึกลงไปจากผิวดินประมาณ 2 ถึง 3 เมตร และเมื่อนำดินไปวิเคราะห์โดยใช้วิธี X-ray diffraction พบว่าองค์ประกอบของดินเหนียวเป็น Calcium montmorillonite



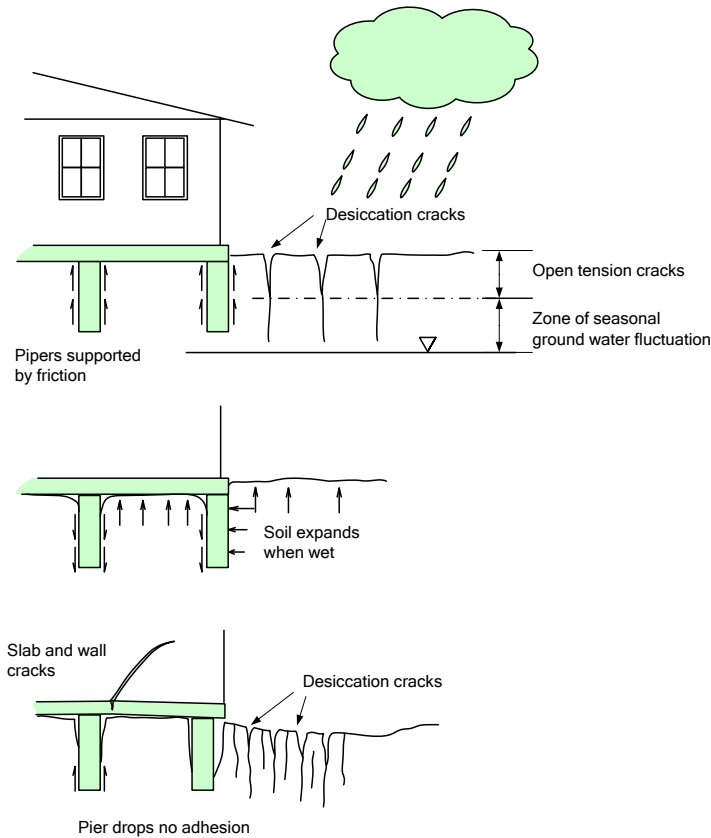
รูปที่ 2-24 ดินเหนียวที่พบในบริเวณ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ต. สุรนารี จ. นครราชสีมา เป็นดินเหนียววมตัวที่มี Calcium montmorillonite เป็นองค์ประกอบ



รูปที่ 2-25 ผลการวิเคราะห์ด้วย X-ray diffraction พบว่าดินเหนียวสีขาวที่พบเป็น Montmorillonite

ปัญหาที่พบเมื่อมีดินเหนียววมตัวในทางปฐพีกลศาสตร์ได้แก่การปูดขึ้นของดินทำให้อาคารเกิดความเสียหาย ซึ่งกรณีนี้ไม่พบบ่อยนักในประเทศไทย แต่ที่พบในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารีคือการทรุดตัว

เนื่องจากการเสียน้ำออกไปจากดิน โดยถ้าอาคารวางอยู่บนฐานรากเสาเข็มสั้นเมื่อดินชื้นเพียงพอในฤดูฝน ดินจะพองรัดเสาเข็มอาคารไว้ทำให้เกิดแรงเสียดทานต้านทานน้ำหนักอาคารไว้ แต่เมื่อดินแห้งในฤดูแล้ง ดินจะหดและแยกออกจากเสาเข็มบางส่วนทำให้แรงเสียดทานลดลง อาคารจึงเกิดการทรุดตัวได้ดังรูปที่ 2-26

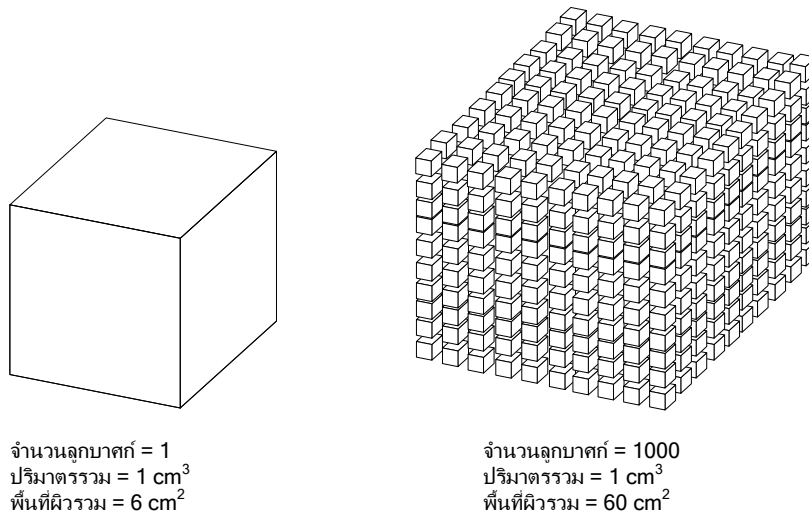


รูปที่ 2-26 ปัญหาการทรุดตัวของอาคารที่เกิดจากดินเหนียวที่มีการบวมตัวและหดตัว

2.6 แรงที่ผิวของเม็ดดินและ adsorbed water

ในการอธิบายแรงที่ผิวของเม็ดดินเราพิจารณาจากพื้นที่ผิวของเม็ดดิน โดยเราสมมุติว่าดินเป็นรูปลูกบาศก์ขนาด $1\text{cm} \times 1\text{cm} \times 1\text{cm}$ (ที่สมมุติเป็นรูปลูกบาศก์เพื่อให้ง่ายต่อการคำนวณและการทำความเข้าใจ ในความเป็นจริงดินมีรูปร่างไม่แน่นอน) ลูกบาศก์ปริมาตร 1cm^3 นี้จะมีพื้นที่ผิวเป็น 6cm^2 ถ้าเราแบ่งลูกบาศก์นี้ออกเป็นลูกบาศก์เล็กๆขนาด $1\text{mm} \times 1\text{mm} \times 1\text{mm}$ ปริมาตรรวมของลูกบาศก์ทั้งหมดยังคงเท่าเดิม แต่พื้นที่ผิวรวมทั้งหมดของลูกบาศก์จะเท่ากับ 60cm^2 ซึ่งจะเห็นได้ว่าเมื่อลูกบาศก์มีขนาดเล็กลงพื้นที่ผิวจะเพิ่มขึ้น ในกรณีของดินก็เช่นเดียวกัน ถ้าเป็นดินทรายพื้นที่ผิวต่อหน่วยน้ำหนักจะประมาณ $0.01\text{m}^2/\text{g}$ แต่ถ้าเป็นดินเหนียวที่ประกอบด้วยแร่ montmorillonite พื้นที่ผิวต่อหน่วยน้ำหนักจะเป็น $1000\text{m}^2/\text{g}$ ดินที่ประกอบด้วยแร่กาเลไนท์จะมีพื้นที่ผิวต่อหน่วยน้ำหนักอยู่ในช่วง 10 ถึง $20\text{ m}^2/\text{g}$ และสำหรับ อิลไลต์พื้นที่ผิวต่อหน่วย

น้ำหนักจะประมาณ 65 ถึง 100 m²/g จากพื้นที่ผิวที่ค่อนข้างมากนี้เองทำให้แรงที่ผิวมีผลต่อพฤติกรรมของดินเม็ดละเอียดอย่างมากเมื่อเทียบกับดินเม็ดละเอียด



รูปที่ 2-27 เปรียบเทียบพื้นที่ผิวต่อหน่วยน้ำหนัก (a) ลูกบาศก์ขนาด 1cm×1cm×1cm (b) ลูกบาศก์ขนาด 1mm×1mm×1mm จำนวน 1000 ลูก

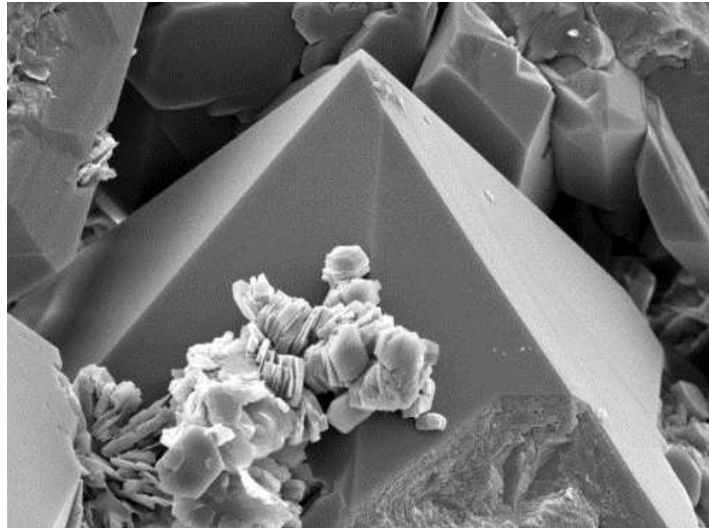
นั่นหมายความว่า ดินเม็ดละเอียดจะมีพื้นที่ผิวมากกว่าดินเม็ดหยาบ ถ้ามีน้ำหนักเท่ากัน เราเรียกพื้นที่ผิวต่อหน่วยน้ำหนักของดินว่าพื้นที่ผิวจำเพาะ (specific surface) พื้นที่ผิวจำเพาะ

ตารางที่ 2-1 พื้นที่ผิวจำเพาะของทรายและแร่ดินเหนียวบางชนิด

ชนิดของดิน	พื้นที่ผิวจำเพาะ (ตารางเมตรต่อกรัม)
ทราย	0.01
Montmorillonite	1000
Illite	65 ถึง 100
Kaolinite	10 ถึง 20

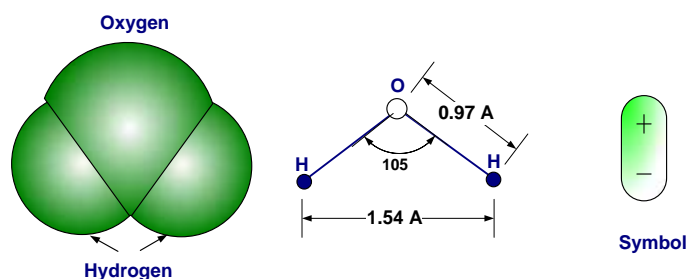
จากตารางที่ 2-1 จะเห็นได้ว่าทรายมีพื้นที่ผิวจำเพาะต่ำกว่าแร่ดินเหนียว ซึ่งทำให้อธิพลที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงดึงดูดที่ผิวของอนุภาคดินเหนียวนั้นสูงกว่าทราย และเมื่อเปรียบเทียบเทียบระหว่างแร่ดินเหนียวด้วยกันแล้ว แร่ดินเหนียว Montmorillonite จะมีพื้นที่ผิวจำเพาะสูงที่สุด

ซึ่งเมื่อคุณผ่านกล้องจุลทรรศน์จะพบว่าขนาดของทรายมีขนาดใหญ่กว่าขนาดของเม็ดดินเหนียวมาก



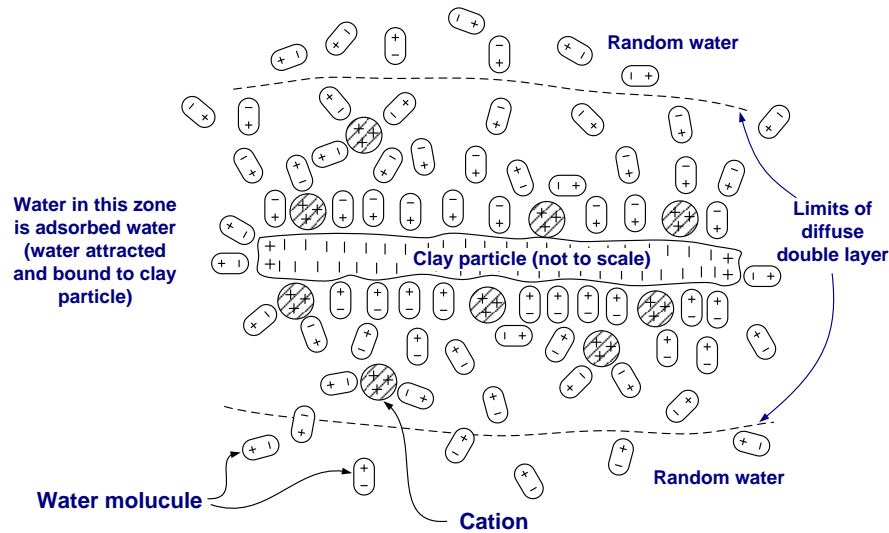
รูปที่ 2-28 Pyramidal diagenetic quartz overgrowth on a sand grain with associated Kaolinite platelets
(www.geos.ed.ac.uk)

- ที่ผิวของแร่ดินเหนียวจะมีประจุไฟฟ้าเป็นลบ เนื่องจากการจัดเรียงตัวของ ion ในแร่ดินเหนียว
- แร่ดินเหนียว (ดินเม็ดละเอียด) มักจะตกตะกอนในน้ำ ซึ่งน้ำจะมีผลต่อพฤติกรรมของดินเหนียว
- สำหรับดินเม็ดหยาบจะมีพื้นที่ผิวน้อยทำให้แรงที่เกิดจากประจุไฟฟ้าไม่มีผลต่อพฤติกรรมของดินเม็ดหยาบมากนัก
- เนื่องจากที่ผิวของแร่ดินเหนียวมีประจุไฟฟ้าเป็นลบดังนั้นจึงพยายามจะผลักกัน แต่ประจุไฟฟ้าลบก็จะดูดไอออนบวก (Cation) เช่น K^+ , Na^+ , Ca^{2+} , Al^{3+} ที่อยู่ในน้ำทำให้ประจุสมดุล ไอออนบวกพวกนี้เกิดจากกระบวนการย่อยสลายของหิน
- โมเลกุลของน้ำเป็นโมเลกุลที่มีขั้ว (Polar molecule) เนื่องจากการจัดเรียงตัวของอะตอมทำให้โมเลกุลของน้ำมีขั้วแบบอ่อน



รูปที่ 2-29 แบบจำลองโมเลกุลของน้ำซึ่งเป็นโมเลกุลที่มีขั้ว (Polar molecule)

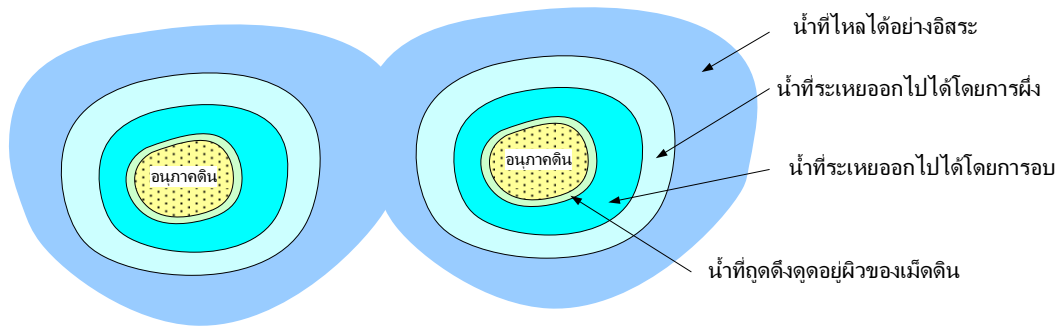
- ปลายที่มีประจุเป็นลบของโมเลกุลน้ำจะดึงดูดกับไอออนบวกที่ถูกผิวแร่ดินเหนียวดูดไว้ ทำให้โมเลกุลของน้ำยึดติดกับผิวดินเหนียว ส่วนปลายที่เป็นประจุบวกของโมเลกุลน้ำจะดึงดูดกับผิวของดินโดยตรง



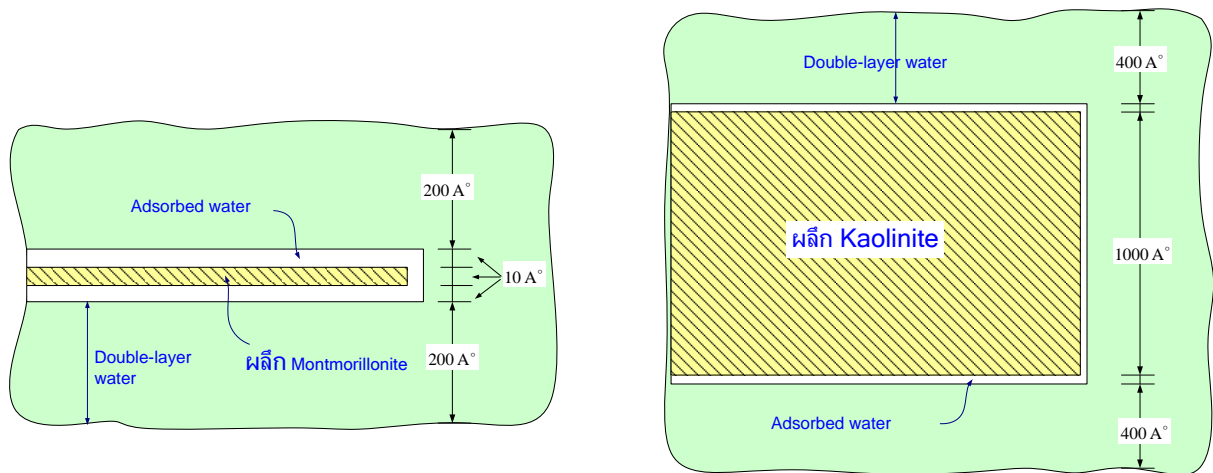
รูปที่ 2-30 Adsorbed water and cations in diffuse double layer surrounding clay particle.

- ถ้าโมเลกุลของน้ำอยู่ห่างจากผิวของแร่ดินเหนียวแรงดึงดูดเนื่องจากประจุไฟฟ้าลบก็จะลดลง ทำให้ไอออนบวกลดลงด้วย
- ระยะจากแร่ดินเหนียวไปยังจุดที่ไม่มีแรงดึงดูดระหว่างประจุ เรียกว่า Diffuse double layer และน้ำที่ถูกดูดอยู่ในช่วงนี้เรียกว่า Adsorbed water
- ที่ดินเหนียวยึดติดเป็นก้อนและสามารถบั่นได้ ก็เกิดจากแรงดึงดูดทางไฟฟ้าของแร่ดินเหนียวกับน้ำ (น้ำเป็นโมเลกุลที่มีขั้วอ่อน) แต่ถ้าตัวกลางเป็นโมเลกุลที่ไม่มีขั้ว ดินจะไม่สามารถยึดติดเป็นก้อนและจะบั่นไม่ได้

ประเภทของน้ำที่ล้อมรอบดินเหนียวแสดงได้ง่ายๆดังรูป โดยน้ำที่อยู่ใกล้กับผิวของอนุภาคดินมากที่สุดจะถูกดึงดูดโดยแรงทางไฟฟ้า ซึ่งจะมีความหนาแน่นมากซึ่งอาจหนาเพียง 0.005 ไมครอน การอบดินที่อุณหภูมิ 110 องศาเซลเซียสไม่สามารถทำให้น้ำส่วนนี้หลุดจากดินได้ดังนั้นจึงคิดว่าน้ำในบริเวณนี้เป็นส่วนหนึ่งของอนุภาคดิน น้ำในชั้นถัดมาเป็นน้ำที่ไม่ถูกดึงดูดไว้แน่นนักซึ่งสามารถทำให้ระเหยออกจากเม็ดดินได้โดยการอบในตู้อบแต่จะไม่สามารถทำให้ระเหยได้โดยการผึ่งในอากาศ น้ำในบริเวณถัดมาจะเป็นน้ำที่ถูกดึงดูดด้วยแรงดึงผิวจากปรากฏการณ์ Capillary ซึ่งสามารถทำให้ระเหยออกไปได้โดยการผึ่งให้แห้งในอากาศ ส่วนน้ำที่เป็นอิสระและสามารถไหลผ่านช่องว่างระหว่างเม็ดดินได้ น้ำในบริเวณนี้จะไม่ได้รับอิทธิพลแรงดึงดูดจากอนุภาคดิน



รูปที่ 2-31 การจำแนกลักษณะของน้ำที่ล้อมรอบอนภาคดิน (Head 1980)



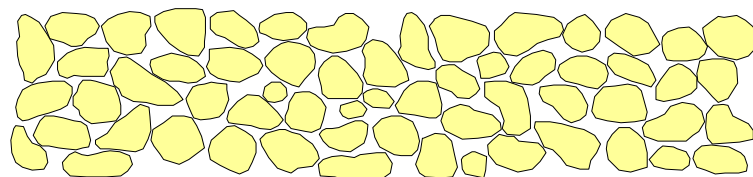
รูปที่ 2-32 เปรียบเทียบชนิดของแร่ดินเหนียวที่ส่งอิทธิพลต่อ Double-layer water

2.7 Soil Structure Soil Structure

2.7.1 ดินไม่มีความเชื่อมแน่น (Cohesionless soil)

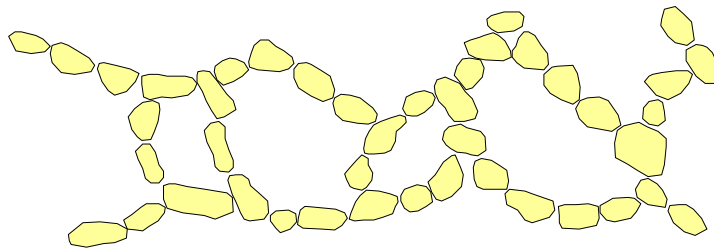
ได้แก่ดินเม็ดหยาบที่มีขนาดเม็ดดินใหญ่กว่า 0.074mm และดินทรายแป้งที่ไม่มีสภาพพลาสติก (Non plastic silt) โครงสร้างของดินชนิดนี้จะมีอยู่ 2 ลักษณะคือ

โครงสร้างของดินแบบเม็ดเดี่ยว - เม็ดดินแต่ละเม็ดจะสัมผัสกับดินที่อยู่รอบ ๆ ขนาดและตำแหน่งของเม็ดดินจะมีผลต่อความแน่นของมวลดิน



รูปที่ 2-33 โครงสร้างดินแบบเม็ดเดี่ยว

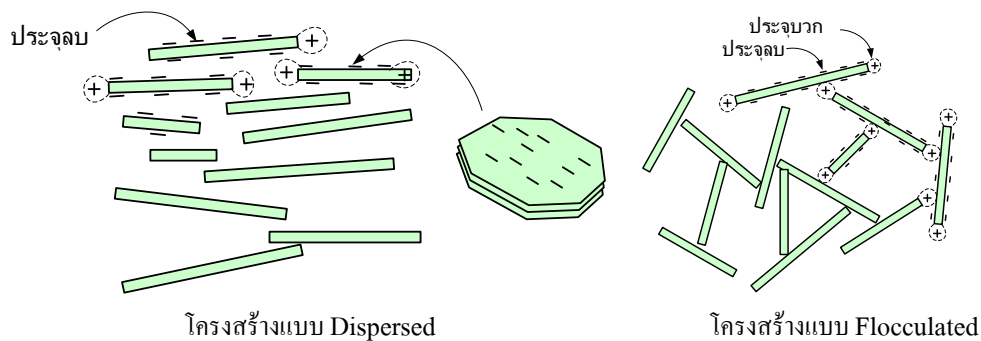
โครงสร้างแบบรังผึ้ง – จะเป็นโครงสร้างของทรายละเอียด และทรายแป้ง เมื่อดินจะจัดเรียงตัวในแบบ ลูกโซ่ ทำให้เป็นโครงสร้างคล้ายรังผึ้ง (Honeycombed) การเรียงตัวแบบนี้ทำให้ปริมาตรเพิ่มขึ้นมากแต่ถ้ารับ น้ำหนักบรรทุกมากจะทำให้โครงสร้างดินพังปริมาตรของดินจะลดลงอย่างมากทำให้เกิดการทรุดตัว



รูปที่ 2-34 โครงสร้างดินแบบรังผึ้ง

2.7.2 ดินที่มีความเชื่อมแน่น (Cohesive soil)

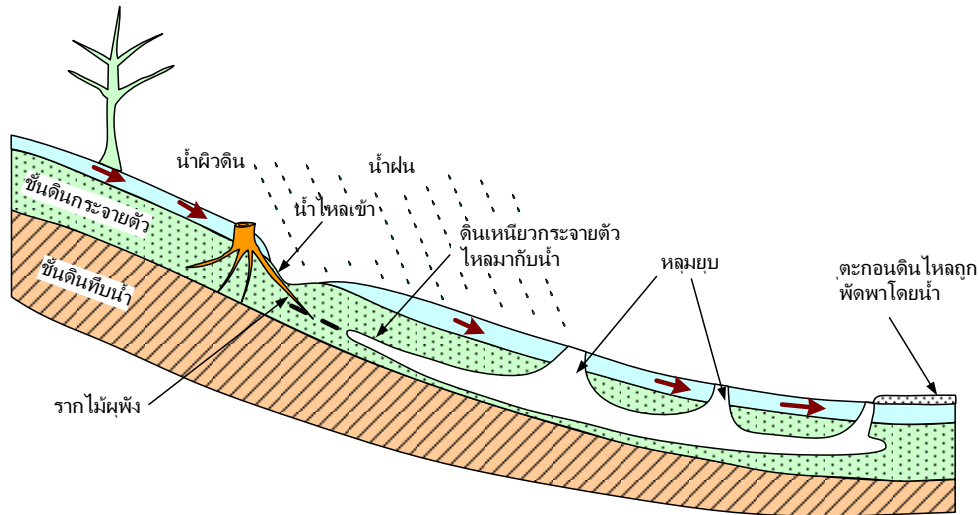
ได้แก่ดินที่มีขนาดเม็ดดินเล็กกว่า 0.074mm เช่นดินเหนียว (Clay) และดินทรายแป้งที่มีสภาพเป็น พลาสติก (Plastic silt) โครงสร้างของดินชนิดนี้จะมีอยู่ 2 ลักษณะคือ



รูปที่ 2-35 แนวคิดของโครงสร้างของดินแบบ Flocculated และแบบ Dispersed

โครงสร้างดินที่เป็นแบบ Dispersed นั้นเกิดจากการที่อนุภาคดินเหนียวแขวนลอยอยู่ในน้ำและมีไอออนบวกที่ล้อมรอบด้วยโมเลกุลของน้ำและมีขนาดโตล้อมรอบอยู่ และเนื่องจากเม็ดดินยังมีประจุลบค้างอยู่เป็นจำนวนมากทำให้เกิดแรงผลักระหว่างเม็ดดินจนทำให้เม็ดดินไม่เกาะกันเป็นอนุภาคที่ใหญ่ขึ้นและตกตะกอน ซึ่งการที่ดินไม่ตกตะกอนนี้จะเห็นได้จากการที่น้ำขุ่นเป็นระยะเวลานาน แต่ถ้าขนาดของไอออนบวกที่ล้อมรอบด้วยโมเลกุลของน้ำมีขนาดเล็กจะทำให้อนุภาคดินมีโอกาสเกาะกันได้โดยขอบของเม็ดดินที่มีประจุบวกจะดึงดูดกับผิวของเม็ดดินที่มีประจุลบ และเมื่อกตะกอนและทับถมจนเกิดเป็นดินแล้วจะได้ดินที่มีโครงสร้างแบบ Flocculated

โครงสร้างดินที่เป็นแบบ Dispersed นั้นมักจะก่อให้เกิดปัญหาทางวิศวกรรมกับโครงสร้างที่สร้างขึ้นมาจากดินชนิดนี้ ซึ่งดินเหนียวชนิดนี้จะมีคำเรียกเฉพาะว่า “ดินเหนียวกระจายตัว” ดินเหนียวชนิดนี้จะถูกกัดเซาะได้ง่ายถ้ามีน้ำสะอาดไหลผ่านดินดังแสดง



รูปที่ 2-36 การเกิดการกัดเซาะของดินเหนียวกระจายตัว

ผลกระทบที่เกิดขึ้นเนื่องจากดินเหนียวกระจายตัวอาจรุนแรงจนเกิดการวิบัติได้ ดังตัวอย่างการวิบัติของเขื่อนลำมูลบน ในอำเภอ นครบุรี จังหวัดนครราชสีมา ซึ่งเป็นเขื่อนดินเนื้อเดียว (homogeneous) สูง 32 เมตร วิบัติในเดือนตุลาคม 2533 โดยเกิดรูรั่วทำให้น้ำไหลออกทางด้านดินเขื่อน 2 แห่ง พัดพาเอาดินตะกอนออกมา 2 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที การแก้ไขใช้เวลา 10 วันจึงควบคุมปริมาณน้ำที่รั่วออกมาได้ ซึ่งการซ่อมแซมแก้ไขใช้งบประมาณกว่า 300 ล้านบาท เมื่อเทียบกับราคาค่าก่อสร้างครั้งแรกราว 150 ล้านบาท (วารสาร -)

2.8 คำถามท้ายบท

1. ถ้าต้องการก่อสร้างฐานรากของอาคารในบริเวณ จังหวัดสมุทรปราการ ซึ่งเป็นบริเวณที่แม่น้ำเจ้าพระยาไหลลงสู่อ่าวไทย อยากทราบว่าดินในบริเวณนี้น่าจะเป็นดินประเภทใด
2. ถ้าต้องการสร้างฐานรากในบริเวณเชิงเขา พบชั้นดินไม่หนาเมื่อขุดลงไปพบชั้นหินเป็นบริเวณกว้าง ดินในบริเวณนี้น่าจะเป็นดินประเภทใด
3. จงเปรียบเทียบพื้นที่ผิวจำเพาะของวัสดุที่มีขนาด $1 \times 1 \times 1$ เซนติเมตร กับวัสดุที่มีปริมาตรเท่ากันแต่มีขนาด $0.1 \times 0.1 \times 0.01$ เซนติเมตร

3

คุณสมบัติทางกายภาพของดิน

3.1 วัตถุประสงค์

หลังจากได้ศึกษาบทนี้แล้วนักศึกษาคควรจะ

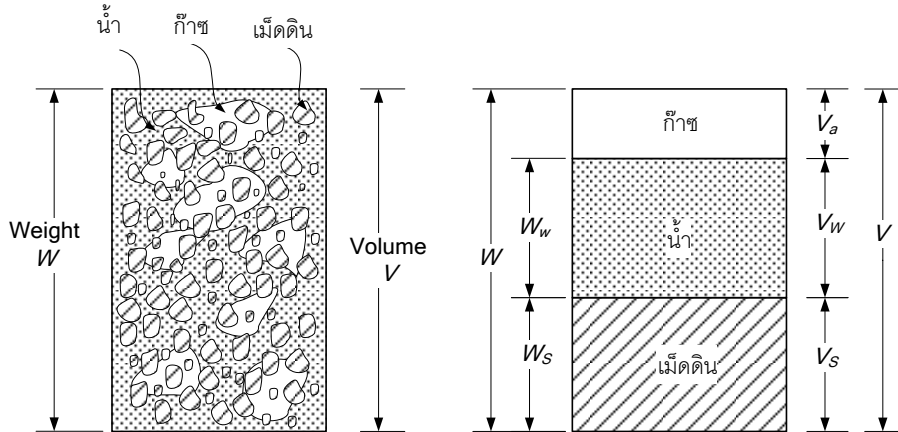
- อธิบายลักษณะของดิน และ จำแนกลักษณะของดิน
- สามารถบอกการกระจายตัวของขนาดของเม็ดดิน
- สามารถบอกอัตราส่วนขององค์ประกอบหลักของดิน
- สามารถบอก index properties ของดิน

คำถามเพื่อช่วยในการอ่าน

- เราจะจำแนกดินได้อย่างไร
- เราจะใช้พารามิเตอร์อะไรในการจำแนกดิน
- ดินเม็ดละเอียดกับดินเม็ดหยาบแตกต่างกันอย่างไร
- การทดสอบพื้นฐานเพื่อใช้ในการจำแนกดินมีอะไรบ้าง
- Atterberg limit คืออะไร
- ทำไมจึงต้องจำแนกดิน

3.2 องค์ประกอบในดิน

ถ้าเราพิจารณาดินก้อนหนึ่งๆ (Soil Mass) ในดินจะประกอบด้วยส่วนประกอบที่สำคัญ 3 ส่วนคือ เม็ดดินที่เป็นของแข็ง น้ำ และ ก๊าซ ซึ่งส่วนประกอบทั้งสามนี้สามารถเขียนให้อยู่ในรูปของแผนภาพความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและปริมาตรได้ดังรูปที่ 1



รูปที่ 3-1 องค์ประกอบของดิน และแผนภาพความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและปริมาตร

จากรูปที่ 3-1 ปริมาตรทั้งหมดของดินก้อนนี้ V คือผลรวมของของส่วนที่เป็นของแข็งและส่วนที่เป็นช่องว่าง (ช่องว่างประกอบไปด้วยน้ำและก๊าซ)

$$\begin{aligned} V &= V_s + V_v \\ &= V_s + V_w + V_a \end{aligned}$$

โดยที่

V_s คือปริมาตรของดินส่วนที่เป็นของแข็ง

V_v คือปริมาตรของส่วนที่เป็นช่องว่างในเนื้อดิน (ของเหลว และ ก๊าซ)

V_w คือปริมาตรของส่วนที่เป็นของเหลวในก้อนดิน ซึ่งได้แก่น้ำ

V_a คือปริมาตรของส่วนที่เป็นก๊าซในก้อนดิน

และจากรูปที่ 3-1 น้ำหนักของดินก้อนนี้จะเป็น

$$W = W_s + W_w$$

โดยที่

W_s คือน้ำหนักของดินส่วนที่เป็นของแข็ง

W_w คือน้ำหนักของน้ำในก้อนดิน

ส่วนน้ำหนักของกาสนั้นน้อยมากเมื่อเปรียบเทียบกับน้ำหนักของดิน ในการคำนวณจึงไม่คิณน้ำหนักของกาช

3.2.1 คำจำกัดความ

อัตราส่วนช่องว่าง (void ratio, e) คืออัตราส่วนระหว่างปริมาตรของช่องว่างในก้อนดินต่อปริมาตรของดินส่วนที่เป็นของแข็ง

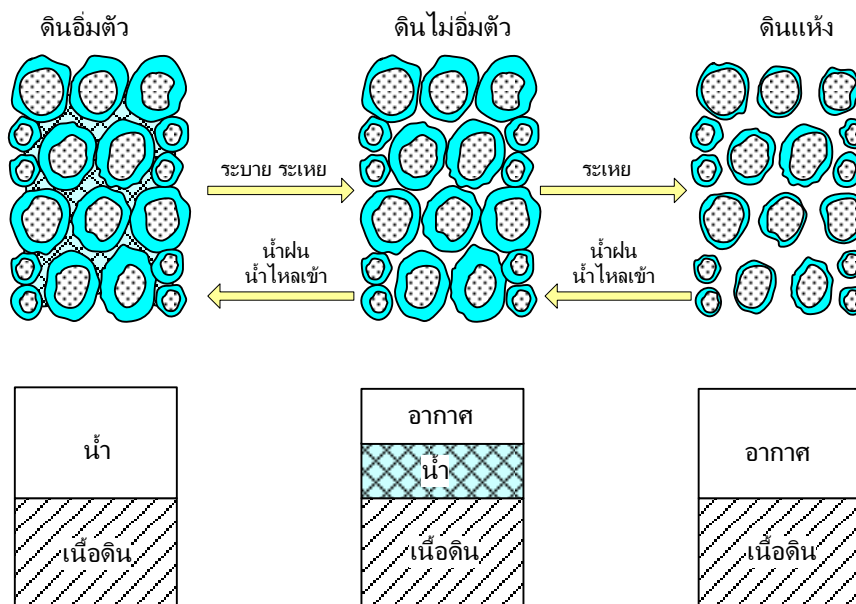
$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (3.1)$$

ความพรุน (porosity, n) คืออัตราส่วนระหว่างปริมาตรของช่องว่างในก้อนดินต่อปริมาตรของก้อนดินทั้งหมด

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (3.2)$$

ระดับความอิ่มตัว (degree of saturation, S) คืออัตราส่วนระหว่างปริมาตรของน้ำในก้อนดินต่อปริมาตรของช่องว่างในก้อนดิน ซึ่งจะแสดงว่าช่องว่างในก้อนดินนี้มีปริมาณน้ำอยู่ที่เปอร์เซ็นต์ ถ้า $S = 100$ เปอร์เซ็นต์ แสดงว่าช่องว่างมีน้ำบรรจุอยู่เต็ม และถ้า $S = 0$ เปอร์เซ็นต์ แสดงว่าช่องว่างในก้อนดินไม่มีน้ำอยู่เลย ระดับความอิ่มตัวคำนวณได้จาก

$$S = \frac{V_w}{V_s} \quad (3.3)$$



รูปที่ 3.1 การเปลี่ยนแปลงปริมาณน้ำในดินกับการอิ่มตัวของดิน

ความสัมพันธ์ระหว่าง Void ratio และ Porosity หาได้จาก

$$\begin{aligned} V_v &= eV_s \\ n &= \frac{V_v}{V_v + V_s} \\ &= \frac{(V_v/V_s)}{(V_v/V_s) + (V_s/V_s)} \\ &= \frac{e}{1+e} \end{aligned}$$

ความชื้นในดิน (Moisture content or water content, w) คืออัตราส่วนระหว่างน้ำหนักของน้ำต่อน้ำหนักของเนื้อดิน ซึ่งหาได้โดยการชั่งน้ำหนักของดินที่ต้องการหา water content จากนั้นนำไปอบให้แห้งแล้วชั่งน้ำหนักของดินที่อบแห้งแล้ว เราสามารถคำนวณน้ำหนักของน้ำในก้อนดิน และน้ำหนักของดินแห้งได้ water content สามารถคำนวณได้จากสมการ

$$w = \frac{W_w}{W_s}$$

หน่วยน้ำหนักรวม (Total unit weight, γ_t) คืออัตราส่วนระหว่างน้ำหนักของมวลดินต่อปริมาตรของก้อนดิน

$$\gamma_t = \frac{W}{V}$$

สำหรับหน่วยน้ำหนักรวมจะสัมพันธ์กับน้ำหนักของเม็ดดิน (W_s), Moisture content (w) และ ปริมาตรของดิน (V) ดังสมการ

$$\begin{aligned} \gamma_t &= \frac{W_s + W_w}{V} \\ &= \frac{W_s (1 + W_w/W_s)}{V} \\ &= \frac{W_s (1 + w)}{V} \end{aligned}$$

หน่วยน้ำหนักแห้ง (Dry unit weight, γ_d) คืออัตราส่วนระหว่างน้ำหนักเม็ดดินต่อปริมาตรของมวลดิน

$$\begin{aligned} \gamma_d &= \frac{W_s}{V} \\ &= \frac{\gamma_t}{1 + w} \end{aligned}$$

ความถ่วงจำเพาะของเม็ดดิน (Specific gravity, G_s)

คืออัตราส่วนระหว่างหน่วยน้ำหนักโดยเฉลี่ยของเม็ดดินต่อหน่วยน้ำหนักของน้ำที่อุณหภูมิ 4°C

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

$$= \frac{W_s}{V \cdot \gamma_w}$$

ความถ่วงจำเพาะของเม็ดดินจะขึ้นอยู่กับองค์ประกอบของดิน ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง 2.6-2.9 โดยทราย ซึ่งมีแร่องค์ประกอบส่วนใหญ่เป็นควอตซ์ (quartz) เรามักจะสมมุติว่าดินนั้นมีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.65 แต่ถ้าดินนั้นมีแร่องค์ประกอบอื่นๆอยู่ด้วยค่าความถ่วงจำเพาะก็จะเปลี่ยนไป ในกรณีของดินเหนียว แร่องค์ประกอบส่วนใหญ่จะมีความถ่วงจำเพาะสูงกว่าควอตซ์ซึ่งมีค่าทั่วไปโดยประมาณ 2.66-2.90 และในดินที่มีออกไซด์ของโลหะเป็นองค์ประกอบจะมีค่าความถ่วงจำเพาะสูงกว่าทรายและดินเหนียว ในทางตรงกันข้ามถ้าดินมีสารอินทรีย์เป็นองค์ประกอบจะมีค่าความถ่วงจำเพาะน้อยกว่า 2.65 ซึ่งในบางกรณีอาจจะต่ำกว่า 2.0 หรือในกรณีที่ดินมีรูพรุนจะทำให้มีค่าความถ่วงจำเพาะที่ได้จากการทดสอบต่ำกว่าค่าความถ่วงจำเพาะของเนื้อดินจริงๆ ตารางที่ 1 แสดงค่าความถ่วงจำเพาะของเม็ดดินสำหรับดินบางชนิด

ตารางที่ 3-1 ความถ่วงจำเพาะของแร่ต้นกำเนิดดิน

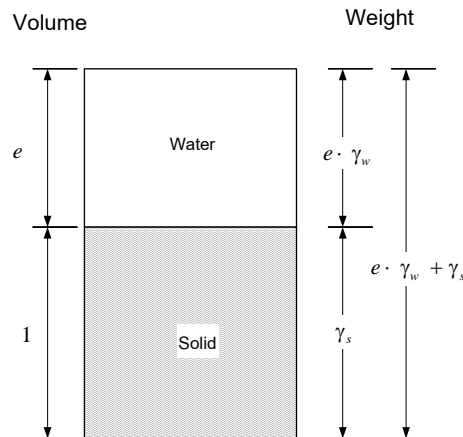
Mineral	G_s (g/cm ³)
Quartz	2.65
Kaolinite	2.60
Illite	2.80
Montmorillonite	2.65 - 2.80
Peat	1.0 - 1.2

ตารางที่ 3-2 ความถ่วงจำเพาะของเม็ดดินสำหรับดินบางชนิด

ชนิดของดิน	G_s
Quart Sand	2.64-2.66
Silt	2.65-2.73
Clay	2.66-2.90
Chalk	2.67-2.75
Loess	2.68-2.73
Peat	1.30-1.90

3.3 การคำนวณความหนาแน่นแห้งจากความหนาแน่นเปียกและปริมาณน้ำในดิน

สำหรับกรณีที่อิ่มตัวด้วยน้ำ จะมีความยุ่งยากน้อยกว่ากรณีที่ดินไม่อิ่มตัวด้วยน้ำเนื่องจากไม่ต้องคิดถึงปริมาณก๊าซในดิน ในที่นี้จะใช้แผนภาพความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกับปริมาตรเพื่อช่วยในการคำนวณ



รูปที่ 3-2 แผนภาพความสัมพันธ์ระหว่างมวลกับปริมาตร กรณีที่ดินอิ่มตัวด้วยน้ำ (ไม่มีก๊าซในก้อนดิน)

จากแผนภาพความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกับปริมาตร ความหนาแน่นเปียก γ_t ของดินคำนวณได้จาก

$$\gamma_t = \frac{e\gamma_w + \gamma_s}{1+e} = \frac{(e+G_s)\gamma_w}{1+e}$$

ส่วนความหนาแน่นแห้งของดิน γ_d คำนวณได้จาก

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e} = \frac{G_s\gamma_w}{1+e}$$

อัตราส่วนความหนาแน่นเปียกต่อความหนาแน่นแห้งคือ

$$\frac{\gamma_t}{\gamma_d} = \frac{e+G_s}{G_s}$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_t G_s}{e+G_s}$$

และจากความสัมพันธ์ระหว่าง void ratio และ water content

$$w = \frac{e\gamma_w}{\gamma_s} = \frac{e}{G_s}$$

แทนค่าลงในสมการจะได้ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นเปียกกับความหนาแน่นแห้งในเทอมของปริมาณน้ำในดินเป็น

$$\gamma_d = \frac{\gamma_t}{1 + w}$$

ในการนำไปใช้งาน ส่วนใหญ่จะนำไปใช้ในการทดสอบการบดอัด (compaction test) โดยจะทำการทดสอบเพื่อให้ได้ความหนาแน่นของดินเปียก จากนั้นนำดินเปียกนี้ไปหาปริมาณน้ำในดิน นำผลที่ได้มาคำนวณหาความหนาแน่นของดินแห้ง ซึ่งจะใช้เป็นเป็นมาตรฐานในการควบคุมการก่อสร้างในสนาม ซึ่งรายละเอียดจะได้กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 0

ความหนาแน่นสัมพัทธ์ (Relative density)

การระบุความหนาแน่นสัมพัทธ์ของดินเม็ดหยาบ (ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางมากกว่า 0.075 มิลลิเมตร) คำนวณได้จากสมการ

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

e อัตราส่วนช่องว่างของดินเม็ดหยาบที่กำลังพิจารณา

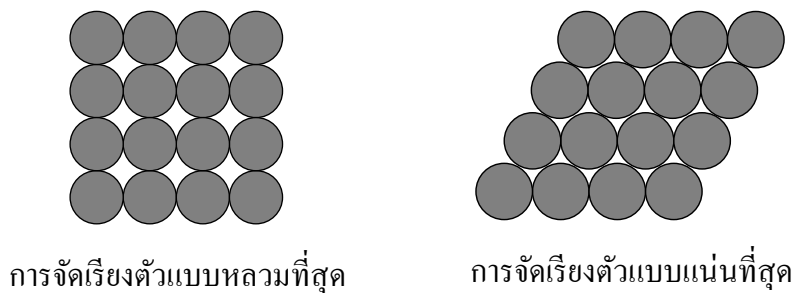
e_{\max} อัตราส่วนช่องว่างของดินชนิดนี้ในสภาพหลวมที่สุด

e_{\min} อัตราส่วนช่องว่างของดินชนิดนี้ในสภาพแน่นที่สุด

ดินที่มีสภาพแน่นที่สุด $D_r = 1$

ดินที่มีสภาพหลวมที่สุด $D_r = 0$

ถ้าเราทำการทดลองโดยใช้ลูกกลมที่มีขนาดเท่ากันมาวางเรียงกัน กลุ่มลูกกลมจะจัดเรียงอย่างหลวมที่สุดเมื่อจัดลูกวางกลมดังรูปที่ 3-12 (a) และจะถูกจัดเรียงอย่างแน่นที่สุดเมื่อจัดวางลูกกลมดังรูปที่ 3-12 (b) ในทางทฤษฎีสามารถคำนวณ Void ratio และ Porosity ของกลุ่มลูกกลมได้ดัง



รูปที่ 3-3 แผนภาพสมมุติแสดงการจัดเรียงตัวของลูกกลมที่มีขนาดเท่ากัน

ตารางที่ 3-3

	จัดเรียงตัวแบบหลวมที่สุด	จัดเรียงตัวแบบแน่นที่สุด
Void ratio, e	$e_{\max} = 0.91$	$e_{\min} = 0.35$
Porosity, n	$n_{\max} = 26\%$	$n_{\min} = 48\%$
Density, ρ	ρ_{\min}	ρ_{\max}

ตารางที่ 3-4 สภาพการอัดแน่นของดินกับความหนาแน่นสัมพัทธ์ของดินเม็ดหยาบ

Relative density (%)	Description of soil deposit
0-15	Very Loose
15-50	Loose
50-70	Medium
70-85	Dense
85-100	Very Dense

ความหนาแน่นสัมพัทธ์สามารถคำนวณได้จากความหนาแน่นของดิน โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง void ratio กับความหนาแน่นของดิน ดังสมการ

$$e = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1$$

แทนค่าลงในสมการหาความหนาแน่นสัมพัทธ์จะได้

$$D_r = \frac{\left(\frac{1}{\gamma_{d(\min)}}\right) - \left(\frac{1}{\gamma_d}\right)}{\left(\frac{1}{\gamma_{d(\min)}}\right) - \left(\frac{1}{\gamma_{d(\max)}}\right)}$$

จัดรูปใหม่จะได้

$$D_r = \left(\frac{\gamma_d - \gamma_{d(\min)}}{\gamma_{d(\max)} - \gamma_{d(\min)}}\right) \left(\frac{\gamma_{d(\max)}}{\gamma_d}\right) \quad (3.4)$$

$\gamma_{d(\min)}$ คือหน่วยน้ำหนักแห้งของดินเม็ดหยาบในสภาพหลวมที่สุด

$\gamma_{d(\max)}$ หน่วยน้ำหนักแห้งของดินเม็ดหยาบในสภาพแน่นที่สุด

γ_d หน่วยน้ำหนักแห้งของดินเม็ดหยาบที่พิจารณา

โดยหน่วยน้ำหนักแห้งของดินในสภาพหลวมที่สุด $\gamma_{d(\min)}$ จะหาได้โดยการเทดินทรายแห้งผ่านกรวยซึ่งมีเส้นผ่าศูนย์กลางของปากกรวย 0.5 นิ้ว โดยให้ระยะตกของดินทรายจากกรวยมีระยะ 1 นิ้วลงในแบบขนาด 1 ลูกบาศก์ฟุต หน่วยน้ำหนักแห้งคำนวณจาก

$$\gamma_{d(\min)} = \frac{W_s}{V_m}$$

W_s คือน้ำหนักของดินทรายแห้งในแบบ

V_m ปริมาตรของแบบ (1 ลูกบาศก์ฟุต)

หน่วยน้ำหนักแห้งของดินในสภาพแน่น $\gamma_{d(\max)}$ ที่สุดหาได้โดยนำดินทรายที่อยู่ในแบบและมีหน่วยแรงกดทับเท่ากับ 2 ปอนด์ต่อตารางนิ้ว ไปสั่นด้วยเครื่องสั่นที่มีความถี่ 3600 รอบต่อนาที และมีขนาดของการสั่นเท่ากับ 0.025 นิ้ว หน่วยน้ำหนักในสภาพแน่นที่สุดหาได้จาก

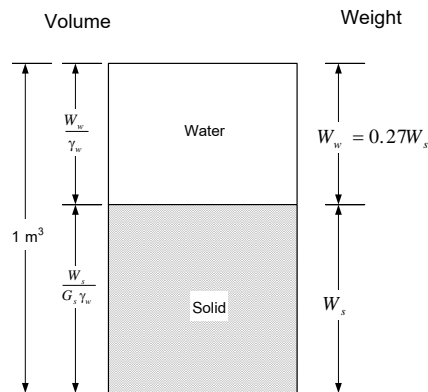
$$\gamma_{d(\max)} = \frac{W_s}{V}$$

ตัวอย่างที่ 3.1

ดินซึ่งอิ่มตัวด้วยน้ำมี water content = 27% และมีหน่วยน้ำหนักรวม 1.97 t/m² จงคำนวณหา

a) หน่วยน้ำหนักแห้ง, b) void ratio, c) specific gravity

สมมติให้ดินมีปริมาตร 1 m³



รูปที่ 3-4

$$W_w = 0.27W_s$$

$$\frac{W_w}{W_s} = 0.27$$

หน่วยน้ำหนักของดินเท่ากับ 1.97 ตันต่อตารางเมตร คำนวณน้ำหนักของดินแห้งได้จาก

$$\frac{W_s + W_w}{1 \text{ m}^3} = 1.97$$

$$W_s + 0.27W_s = 1.97$$

$$W_s = 1.55 \text{ t/m}^3$$

a) Dry density

$$\begin{aligned} \gamma_d &= \frac{W_s}{V} \\ &= \frac{1.55}{1 \text{ m}^3} \\ &= 1.55 \text{ t/m}^3 \end{aligned}$$

R

b) Void ratio

$$\begin{aligned} V_v &= \frac{W_w}{\gamma_w} \\ &= \frac{0.27(1.55)}{1 \text{ m}^3} = 0.42 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= V - V_v \\ &= 1.0 - 0.42 = 0.58 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= \frac{V_v}{V_s} \\ &= \frac{0.42}{0.58} = 0.724 \end{aligned}$$

R

c) Specific gravity

$$V_s = \frac{W_s}{G_s \gamma_w} = 0.58$$

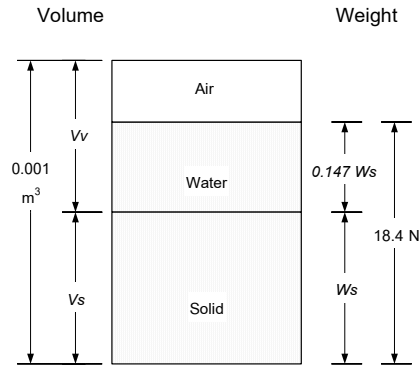
$$G_s = \frac{1.55}{(0.58)(1.0)} = 2.67$$

R

ตัวอย่างที่ 3.2

ดินตัวอย่างมี Water content 14.7% และมีขนาด 0.1m x 0.1m x 0.1m มีน้ำหนัก 18.4 N จงคำนวณหา

a) Unit weight, b) Void ratio, c) Degree of saturation



รูปที่ 3-5

a) หน่วยน้ำหนักของดิน

$$W_s + 0.147W_s = 18.4$$

$$W_s = 16.04N$$

$$W_w = (16.04)(0.147) = 2.36 N$$

$$\gamma_t = \frac{18.4}{0.001m^3} = 18.4 \text{ kN/m}^3$$

R

b) Void ratio

$$V_s = \frac{W_s}{G_s \gamma_w}$$

$$= \frac{16.04}{(2.72)(9.81)(100)} = 6.011 \times 10^{-4} m^3$$

$$V_v = 0.001 - V_s$$

$$= 0.001 - 6.011 \times 10^{-4} = 3.989 \times 10^{-4} m^3$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{3.989 \times 10^{-4}}{6.011 \times 10^{-4}} =$$

R

c) Degree of saturation

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{2.36}{(9.81)(100)} = 2.406 \times 10^{-4} m^3$$

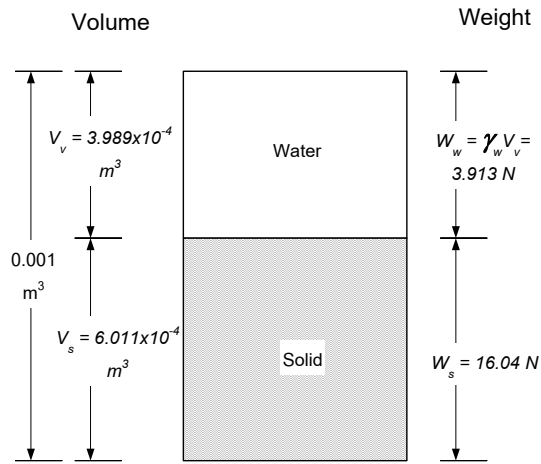
$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{2.406 \times 10^{-4}}{3.989 \times 10^{-4}} \times 100 = 60.3\%$$

R

ตัวอย่างที่ 3.3

จากข้อที่แล้ว ถ้าดินมี void ratio เท่าเดิมแต่มีตัวด้วยน้ำ ($S = 100\%$) จงคำนวณหา

a) Unit weight, b) Water content, c) Unit weight เมื่อ water content ในดินเป็นศูนย์



รูปที่ 3-6

a) Unit weight

$$W_w = \gamma_w V_w$$

$$= (9.81)(1000)(3.989 \times 10^{-4}) = 3.913 \text{ N}$$

$$\gamma_t = \frac{W_t}{V} = \frac{16.04 + 3.913}{0.001 \text{ m}^3} = 19.95 \text{ kN/m}^3$$

R

b) Water content

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{3.913}{16.04} (100) = 24.4\%$$

R

c) Unit weight เมื่อ water content = 0

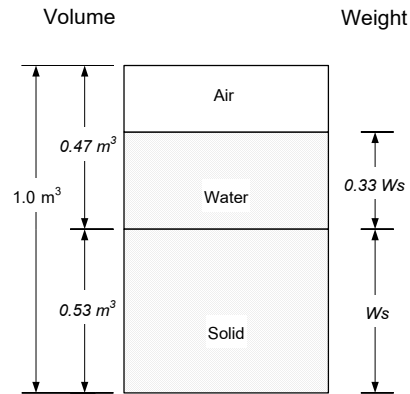
$$\gamma = \frac{16.04}{0.001} = 16.04 \text{ kN/m}^3$$

R

ตัวอย่างที่ 3.4

ดินมีค่า porosity, $n = 0.47$ มี water content, $w = 0.33$ และมี Specific gravity, $G_s = 2.68$ จงคำนวณหา

a) unit weight, b) dry unit weight, c) void ratio, d) degree of saturation



รูปที่ 3-7

ปริมาตรของช่องว่าง

$$V_v = (1.0)(0.47) = 0.47 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} V_s &= V - V_v \\ &= 1.0 - 0.47 = 0.53 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

น้ำหนักของของแข็ง

$$\begin{aligned} W_s &= (G_s \gamma_w) V_s \\ &= (2.68)(9.81)(0.53) = 13.93 \text{ kN} \end{aligned}$$

น้ำหนักของน้ำ

$$\begin{aligned} W_w &= w \cdot W_s \\ &= (0.33)(13.93) = 4.6 \text{ kN} \end{aligned}$$

a) Unit weight

$$\gamma_t = \frac{(13.93 + 4.6)}{1 \text{ m}^3} = 18.53 \text{ kN/m}^3 \quad R$$

b) Dry unit weight

$$\gamma_d = \frac{13.93}{1.0 \text{ m}^3} = 13.93 \text{ kN/m}^3 \quad R$$

c) Void ratio

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{0.47}{0.53} = 0.887 \quad R$$

d) Degree of saturation

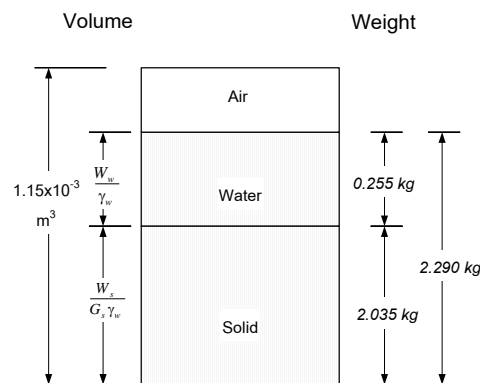
$$S = \frac{V_w}{V_s} = \frac{0.47}{0.47} \times 100 = 100\%$$

R

ตัวอย่างที่ 3.5

ดินในสภาพธรรมชาติมีน้ำหนัก 2290 กรัมและมีปริมาตร $1.15 \times 10^{-3} \text{ m}^3$ หลังจากนำไปอบให้แห้ง น้ำหนักของดินเหลือ 2035 กรัม และ $G_s = 2.68$ จงคำนวณหา

- a) Unit weight, b) Water content, c) Void ratio, d) Porosity, e) Degree of saturation



รูปที่ 3-8

วิธีทำ

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{0.255}{1000} = 2.55 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$V_s = \frac{W_s}{\gamma_w G_s} = \frac{2.035}{(1000)(2.68)} = 7.593 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$V_v = V - V_s = (1.15 \times 10^{-3}) - (7.593 \times 10^{-4}) = 3.927 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

- a) Unit weight

$$\gamma_t = \frac{2.29}{1.15 \times 10^{-3} \text{ m}^3} = 1.99 \text{ t/m}^3$$

R

b) water content

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{0.255}{2.035} \times 100 = 12.5\%$$

R

c) Void ratio

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

$$= \frac{3.927 \times 10^{-4}}{7.593 \times 10^{-4}} = 0.517$$

R

c) Porosity

$$n = \frac{V_v}{V}$$

$$= \frac{3.927 \times 10^{-4}}{1.15 \times 10^{-3}} = 0.34$$

R

d) Degree of saturation

$$S = \frac{V_w}{V_v}$$

$$= \frac{2.55 \times 10^{-4}}{3.927 \times 10^{-4}} \times 100 = 64.9\%$$

R

ตัวอย่างที่ 3.6

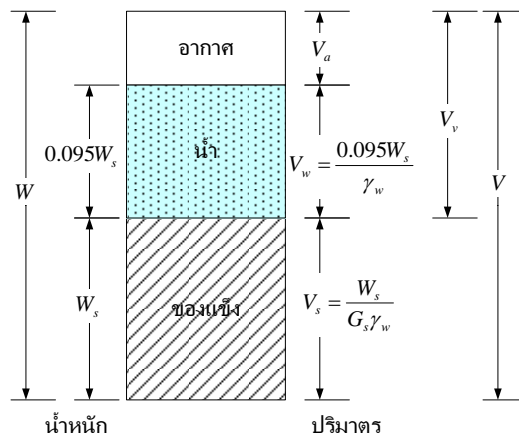
ดินมีความหนาแน่นขึ้น 19.1 kN/m³ และมี Water content 9.5% จงคำนวณหา

a) ปริมาตรช่องว่างในดิน (Void ratio)

b) Degree of saturation ในดิน

c) ถ้าดินยังมี void ratio เท่าเดิมแต่ถมตัวไปด้วยน้ำ หน่วยน้ำหนัก และ water content ของดินจะเป็นเท่าใด(กำหนดให้ $G_s = 2.7$)

(a) $e=0.518$, (b) $S=49.47\%$ (c) $\gamma_t=20.79\text{kN/m}^3$, $w=19.2\%$



รูปที่ 3-9

ขั้นที่ 1 คำนวณปริมาตรของอากาศ เมื่อทราบหน่วยน้ำหนักรวม เราจะคิดค่าต่างๆไว้ในเทอมของ W_s

$$V = \frac{W}{\gamma_t}$$

$$V_a + \frac{0.095W_s}{\gamma_w} + \frac{W_s}{G_s\gamma_w} = \frac{W_s + 0.095W_s + W_a}{19.1}$$

$$V_a = \left(\frac{1+0.095}{19.1} \right) W_s - \left(\frac{0.095}{9.81} + \frac{1}{2.7 \times 9.81} \right) W_s$$

$$V_a = (9.891 \times 10^{-3}) W_s$$

ขั้นที่ 2 เมื่อเรารู้ปริมาตรของอากาศก็นำมาคำนวณค่าต่างๆที่โจทย์ถาม จะสังเกตได้ว่าค่าที่คิดในเทอมของ W_s จะตัดกันออกไปหมด

a) void ratio

$$V_v = V_a + V_w$$

$$= (9.891 \times 10^{-3}) W_s + \frac{0.095 W_s}{9.81}$$

$$= (1.957 \times 10^{-2}) W_s$$

$$e = \frac{1.957 \times 10^{-2} W_s}{W_s / ((2.7)(9.81))} = 0.518$$

b) Degree of saturation

$$S = \frac{V_w}{V_v}$$

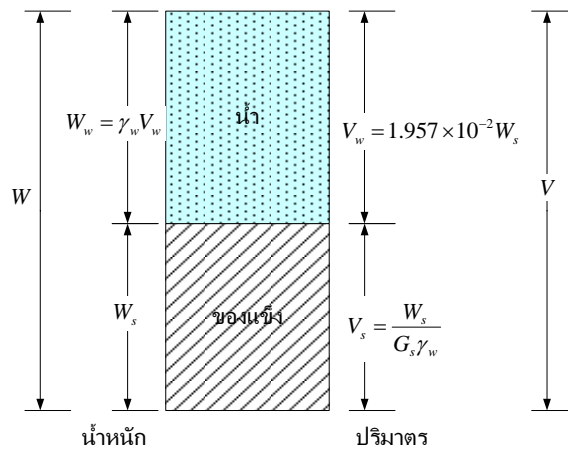
$$= \frac{0.095 W_s / 9.81}{1.957 \times 10^{-2} W_s} \times 100 = 49.48\%$$

c) จากโจทย์บอกว่าดินอิ่มตัวด้วยน้ำ ดังนั้น $S = 100\%$

$$\frac{V_w}{V_v} = 1$$

$$V_w = V_v$$

เขียนความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกับปริมาตรใหม่ได้ดังรูป



รูปที่ 3-10

คำนวณหน่วยน้ำหนักหลังจากดินอิ่มตัวด้วยน้ำ

$$\begin{aligned} \gamma_t &= \frac{\gamma_w V_w + W_s}{V_s + V_w} \\ &= \frac{(9.81 \times 1.957 \times 10^{-2} W_s) + W_s}{W_s / ((2.7)(9.81)) + 1.957 \times 10^{-2} W_s} \\ &= 20.79 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

R

คำนวณปริมาณความชื้นในดิน

$$w = \frac{(9.81)(1.957 \times 10^{-2} W_s)}{W_s} \times 100 = 19.2\%$$

R

ตัวอย่างที่ 3.7

ในการทดสอบตัวอย่างดินอิ่มตัวด้วยน้ำ ($S = 100\%$) ตัวอย่างหนึ่งได้ผลดังนี้

ความถ่วงจำเพาะของเม็ดดิน $G_s = 2.7$

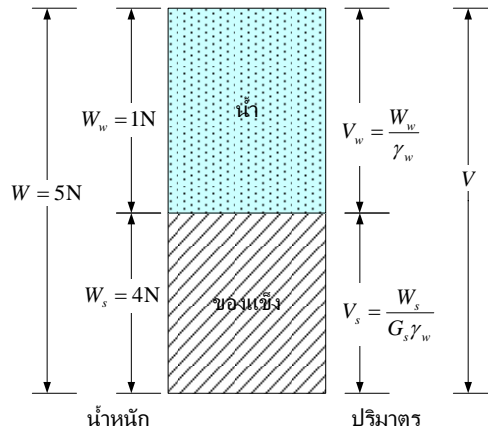
น้ำหนักของดินก่อนอบ = 5N

น้ำหนักของดินแห้งอบ = 4N

จงคำนวณ (a) water content, (b) void ratio, (c) bulk unit weight, (d) dry unit weight

คำตอบ (a) $w=25\%$, (b) $e=0.675$, (c) $\gamma_t=19.76\text{kN/m}^3$, (d) $\gamma_d=15.81\text{kN/m}^3$

เริ่มจากการเขียนความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกับปริมาตร จากโจทย์ดินอิ่มตัวไปด้วยน้ำดังนั้นจึงไม่ต้องเขียนปริมาตรของอากาศลงในรูป



รูปที่ 3-11

จากนั้นคำนวณสิ่งที่โจทย์ถาม

(a) water content

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{1}{4} \times 100 = 25\%$$

R

(b) void ratio

$$e = \frac{V_w}{V_s} = \frac{1/9.81}{4/((2.7)(9.81))} = 0.675$$

R

(c) bulk unit weight

$$\gamma_t = \frac{5}{4/((2.7)(9.81)) + 1/9.81} = 19.76 \text{ kN/m}^3$$

R

(d) dry unit weight

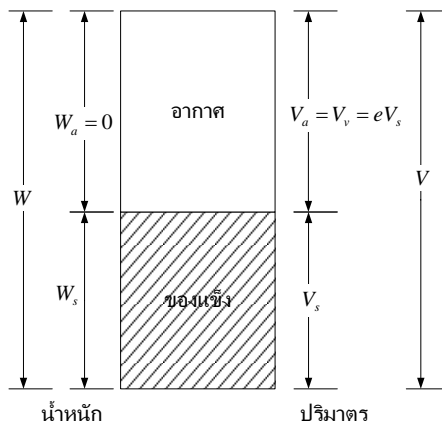
$$\gamma_d = \frac{4}{4/((2.7)(9.81)) + 1/9.81} = 15.81 \text{ kN/m}^3$$

R

ตัวอย่างที่ 3.8

เก็บตัวอย่างทรายธรรมชาติมาทำการทดสอบหาค่า maximum void ratio, $e_{\max} = 0.78$ และ minimum void ratio, $e_{\min} = 0.43$ จงคำนวณหาหน่วยน้ำหนักดินแห้งของทรายตัวอย่างนี้เมื่อความหนาแน่นสัมพัทธ์เท่ากับ 65% (กำหนดให้ $G_s = 2.67$) คำตอบ: $\gamma_d = 16.90 \text{ kN/m}^3$

เราลองเขียนความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกับปริมาตร โดยโจทย์ต้องการหาหน่วยน้ำหนักดินแห้งดังนั้น $V_v = V_a$ จากรูปพบว่าข้อมูลที่ต้องใช้คือ void ratio ของดินตัวอย่าง



จากค่าจำกัดความของความหนาแน่นสัมพัทธ์

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

จัดเทอมใหม่และแทนค่าในสมการ จะได้ค่า void ratio ที่ความหนาแน่นสัมพัทธ์ 65 เปอร์เซ็นต์

$$\begin{aligned} e &= e_{\max} - D_r(e_{\max} - e_{\min}) \\ &= 0.78 - \frac{65}{100}(0.78 - 0.43) \\ &= 0.55 \end{aligned}$$

คำนวณหน่วยน้ำหนักแห้ง

$$\begin{aligned} \gamma_d &= \frac{G_s \gamma_w V_s}{V_s + eV_s} \\ &= \frac{2.67 \times 9.81 \times V_s}{V_s + 0.55V_s} = 16.90 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

R

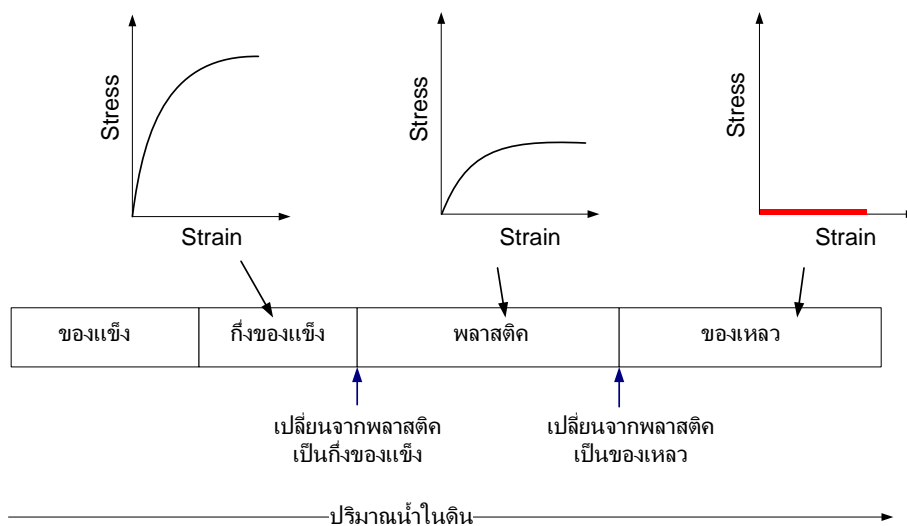
3.4 คุณสมบัติทางกายภาพ และ Index properties ของดินเหนียว

ลักษณะทางกายภาพของดินเหนียวที่ชัดเจนคือมีลักษณะเป็นเม็ดละเอียดเกาะกันเป็นก้อนและสามารถปั้นได้ เรียกว่า Plastic state

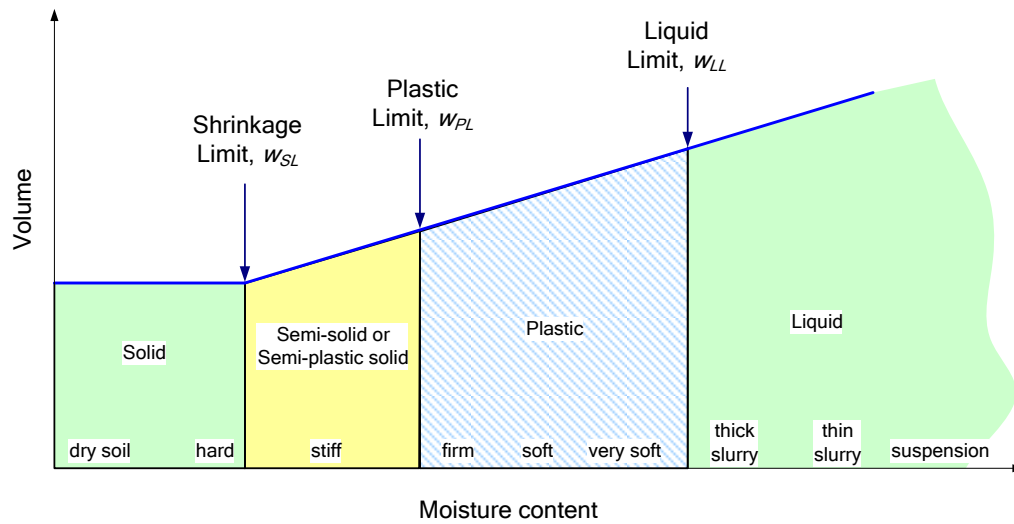
เราจะสังเกตได้ว่าคุณสมบัติทางกายภาพของดินเหนียวจะเปลี่ยนแปลงไปเมื่อ ปริมาณน้ำที่ในดินเหนียวเปลี่ยนแปลงไป นั่นคือถ้าดินเหนียวแห้ง (ปริมาณน้ำในดินน้อย) ดินเหนียวจะมีสภาพเป็นของแข็งเกาะกันเป็นก้อนซึ่งไม่สามารถปั้นได้ (มีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างเนื่องจากแรงกระทำน้อย) แต่ถ้าค่อยๆเพิ่มน้ำเข้าไปในดินแข็งดินจะนุ่มขึ้นเรื่อยๆตามปริมาณน้ำที่เพิ่มเข้าไป จนกระทั่งปริมาณน้ำถึงจุดหนึ่งดินเหนียวจะเริ่มอ่อนตัวจนสามารถปั้นได้ (เปลี่ยนแปลงรูปร่างอย่างมากเมื่อมีแรงกระทำ) และมีความเหนียว (ductile) จากจุดนี้ถ้าเพิ่มปริมาณน้ำลงไปดินอีกเรื่อยๆ ดินจะอ่อนตัวลงตามปริมาณน้ำที่เพิ่มเข้าไป ถ้าเพิ่มปริมาณน้ำจนกระทั่งถึงจุดๆหนึ่ง ดินเหนียวจะอ่อนตัวมากจนกระทั่งเป็นของไหล ซึ่งของไหลจะมีลักษณะสำคัญประการหนึ่งคือไม่สามารถรับแรงเฉือนได้เลย ถ้าเพิ่มปริมาณน้ำในดินเข้าไปอีกดินก็จะกลายเป็นสารแขวนลอยในน้ำ

แต่ถ้าเติมน้ำลงไปดินเหนียว ดินเหนียวจะนุ่มขึ้นและจะอ่อนตัวจนกลายเป็นของเหลวและไม่สามารถปั้นได้อีก เรียกว่า Liquid state

แต่ถ้าปล่อยให้ให้น้ำในดินเหนียวระเหยออกไป ดินเหนียวจะแข็งขึ้นจนกระทั่งกลายเป็นของแข็งและไม่สามารถปั้นได้อีก เรียกว่า Solid state



รูปที่ 3-12 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนกับปริมาณน้ำในดิน



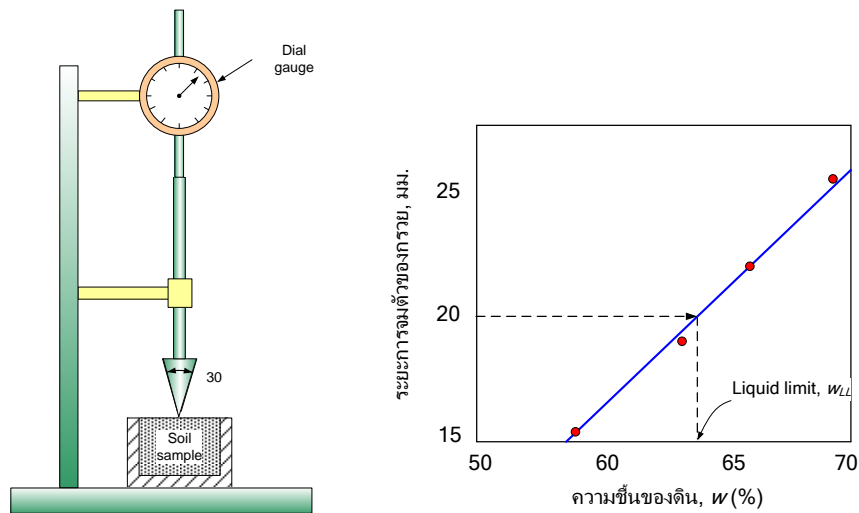
รูปที่ 3-13 Atterberg limit และ Stress-strain diagram ของดินที่สถานะต่าง ๆ

- ปริมาณความชื้นที่จุดแบ่งระหว่าง สภาพดินที่อยู่ในสถานะของเหลวกับสถานะพลาสติกเรียกว่า พิกัดเหลว (Liquid limit) โดยคำนิยามคือจุดซึ่งดินเริ่มที่จะมีกำลังรับแรงเฉือนประมาณ 1.7 kN/m^2
- ปริมาณความชื้นที่จุดแบ่งระหว่างสถานะพลาสติกกับกึ่งของแข็ง เรียกว่า พิกัดพลาสติก (Plastic limit)
- ปริมาณความชื้น ณ. จุดที่ดินไม่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาตรอีกต่อไปเรียกว่า พิกัดการหดตัว (Shrinkage limit)

3.5 Atterberg Limits (Liquid limit, Plastic limit, Plasticity index)

3.5.1 Liquid limit

3.5.1.1 การทดสอบเพื่อหา Liquid limit ด้วยวิธี Cone penetration



รูปที่ 3-14 การทดสอบหา Liquid limit โดยวิธี Cone penetration

นักวิทยาศาสตร์ชาวสวีเดนได้เสนอวิธีการทดสอบเพื่อหา Liquid limit และ Plastic limit โดยทดสอบกับดินที่มีขนาดเม็ดดินเล็กกว่า 0.425 มิลลิเมตร โดยใช้อุปกรณ์ดังรูปโดยจะปล่อยให้กรวยตกลงในดิน และบันทึกระยะที่กรวยจมลงไปในดิน และนำดินไปหาความชื้นของดินขณะนั้น จากนั้นนำไปเขียนกราฟเพื่อหาความชื้นของดินที่กรวยจมลงในดินเป็นระยะ 20 มิลลิเมตร

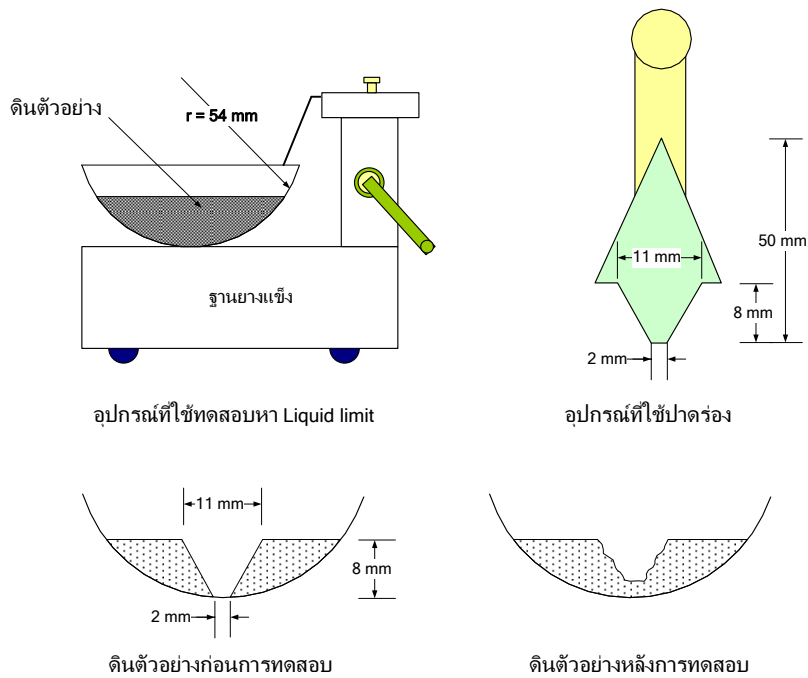
3.5.1.2 การทดสอบเพื่อหา Liquid limit ด้วยวิธี Casagrande method

ใช้อุปกรณ์ของ Casagrande (kah-sah grahn-dey)⁶ ซึ่งทดสอบโดยการนำดินคลุกกับน้ำแล้วป้ายลงบนกระตาะทองเหลืองแล้วปาดร่องในดินให้ถึงก้นกระตาะด้วยเครื่องมือปาดร่องให้ดินแยกเป็น 2 ส่วน จากนั้นเคาะโดยการยกกระตาะให้สูงขึ้น 10 ซม. แล้วปล่อยให้ตกอย่างอิสระจนดินไหลมาชนกันเป็นระยะประมาณ 13 มิลลิเมตร

⁶ casa grande. (n.d.). Dictionary.com Unabridged (v 1.1). Retrieved June 06, 2007, from Dictionary.com website: http://dictionary.reference.com/browse/casa_grande

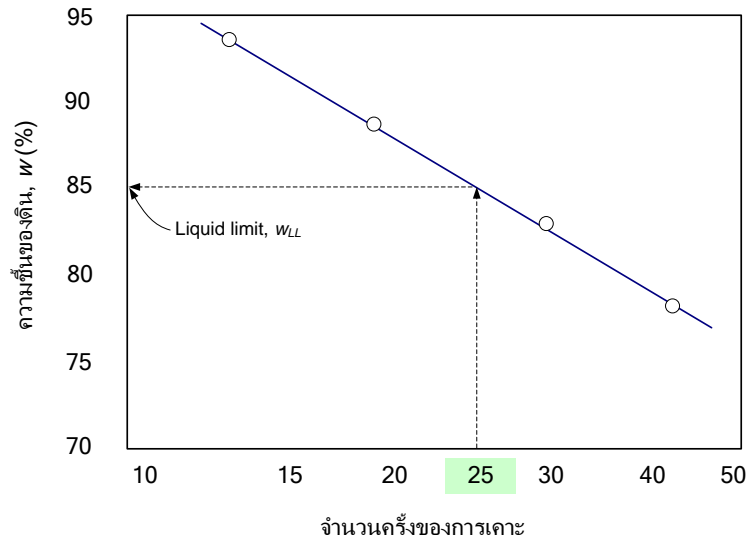


รูปที่ 3-15 ชุดเครื่องมือทดสอบขีดจำกัดเหลวของดิน

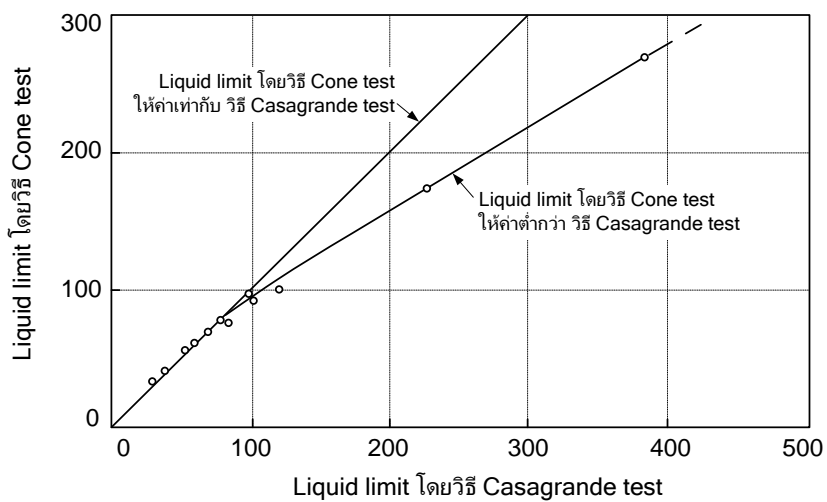


รูปที่ 3-16 อุปกรณ์และการทดสอบ Liquid limit

Liquid limit จะเป็นค่าความชื้นในดินที่จำนวนครั้งในการยกของกระตาะทองเหล็กเท่ากับ 25 ครั้งแล้วดินที่เซาะไว้ไหลมาชิดกัน 13 มิลลิเมตร



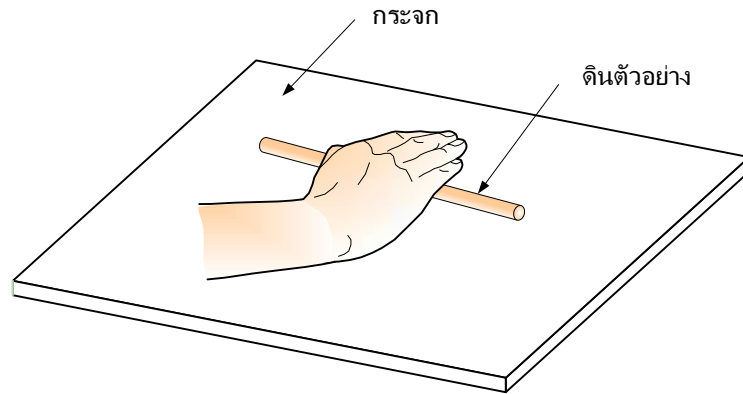
รูปที่ 3-17 การหาค่า Liquid limit โดยการใช้ Casagrande cup



รูปที่ 3-18 เปรียบเทียบค่า Liquid limit ที่ได้จากการทดสอบด้วย Cone test กับ Casagrande test

3.5.2 Plastic limit

คือปริมาณความชื้นในดิน (Moisture contents) ณ จุดที่ปั้นดินให้เป็นเส้นยาวมีเส้นผ่าศูนย์กลาง 3.2 มม. แล้วดินเริ่มร่วนและแตกออก



รูปที่ 3-19 การปั้นดินเพื่อทดสอบพิกัดพลาสติก

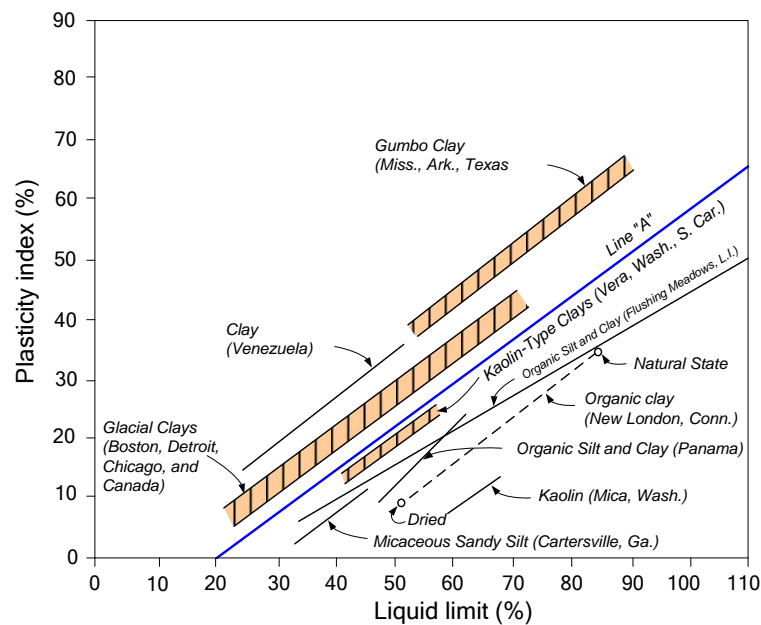
3.5.3 Plasticity index

จากค่า Liquid limit และ Plastic limit เราสามารถระบุช่วง water content ที่ทำให้ดินเหนียวปั้นได้และไม่ไหลออกจากมือว่า Plasticity index, I_p

$$I_p = w_{LL} - w_{PL}$$

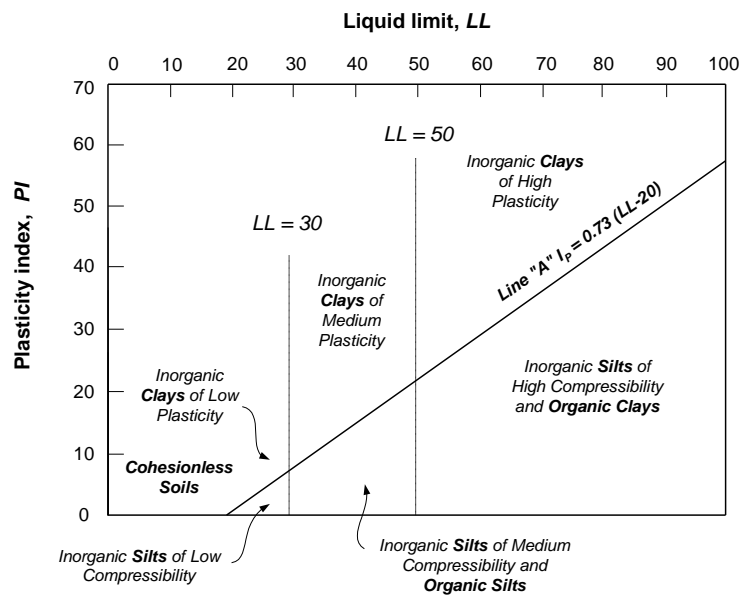
3.5.4 Plasticity chart

Casagrande ได้ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่าง Liquid limit กับ Plasticity index ของ Clay และ Silt จำนวนมากแล้วนำมาเขียนกราฟดังรูป



รูปที่ 3-20 ความสัมพันธ์ระหว่าง Liquid limit กับ Plasticity index ของดินหลายชนิด

- ดินชนิดเดียวกันจะมีความสัมพันธ์ระหว่าง Plasticity index กับ Liquid limit เป็นเส้นตรง
- จะมีการแบ่งช่องกันอยู่อย่างชัดเจนระหว่าง Silt กับ Clay ถ้าลากเส้นตรงจะได้เส้นตรงที่มีสมการเป็น $PI = 0.7(LL - 20)$ ซึ่งเรียกเส้นนี้ว่า A-Line
- ดินเหนียว (Clay) จะมีความสัมพันธ์ระหว่าง Liquid limit กับ Plasticity index อยู่เหนือเส้น A-Line
- ส่วนทรายแป้ง (Silt) และ Organic silt หรือ Organic clay จะมีความสัมพันธ์อยู่ใต้ A-Line
- ถ้า Liquid limit มากกว่า 50 จะเป็นดินที่มีความเป็นพลาสติกสูง (High plasticity) ส่วนดินที่มี Liquid limit น้อยกว่า 50 จะเป็นดินที่มีความเป็นพลาสติกต่ำ (Low plasticity)



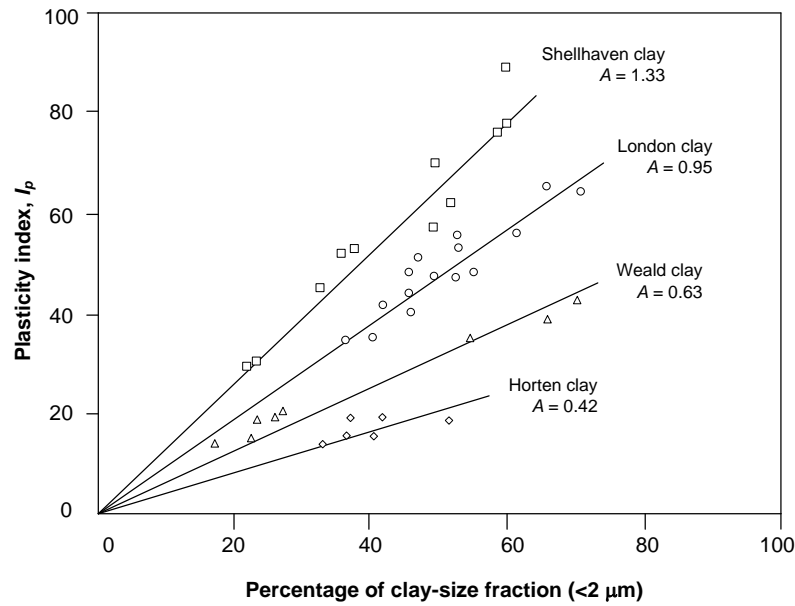
รูปที่3-21 Plasticity chart ที่เสนอโดย Casagrande

3.5.5 Activity

สำหรับดินเหนียวแต่ละชนิด Plasticity index จะสัมพันธ์เป็นเส้นตรงกับปริมาณเม็ดดินที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเล็กกว่า 2 ไมครอน ดังรูป

จากความสัมพันธ์ที่เป็นเส้นตรง Skempton ได้นิยามค่า Activity ไว้ดังสมการ

$$\text{Activity} = \frac{\text{Plasticity index}}{\text{Percent of clay size particle (less than } 0.002\mu)} \quad (3.5)$$



รูปที่ 3-22 ความสัมพันธ์ระหว่าง Plasticity index กับปริมาณอนุภาคที่เล็กกว่า 2 ไมโครเมตร

ตารางที่ 3-5 ค่า Activity ของดินเหนียวชนิดต่าง ๆ

Group		Typical value	
Description	Activity	Soil/mineral	Activity
Inactive	< 0.75	Kaolinite	0.4
		Lias Clay	0.4-0.6
		Glacial Clays	0.5-0.7
		Illite	0.9
Normal	0.75 – 1.25	Weald Clay	0.6-0.8
		Oxford, London Clay	0.8-1.0
		Gault Clay	0.8-1.25
Active	1.25 – 2.0	Calcium Montmorillonite	1.5
		Organic Alluvial Clay	1.2-1.7
Highly active	> 2.0	Sodium Montmorillonite (Bentonite)	7

Activity ใช้เป็นตัวบอกว่า ดินเหนียวนี้จะมีโอกาสเกิดการบวมตัวมากเพียงไร ถ้า Activity มากการบวมตัวก็จะมากด้วย ข้อมูลการบวมตัวของดินจะใช้กำหนดความลึกของระดับฐานรากดินดังแสดงดังตารางที่ 3-6

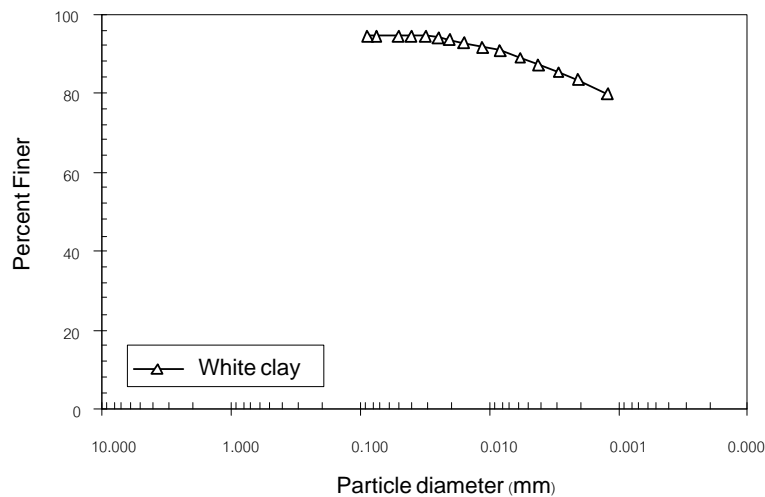
ตารางที่ 3-6 โอกาสที่จะเกิดการหดตัวของดิน BRE Digest 240, 1980 (คัดลอกจาก (Barnes 2000))

Plasticity index (%)	Clay fraction (%)	โอกาสที่ดินจะหดตัว
> 35	>95	สูงมาก
22-48	60-95	สูง
12-32	30-60	ปานกลาง
<18	<30	ต่ำ

ตารางที่ 3-7 ระยะฝังของฐานรากในดินเหนียวที่น่าจะมีการหดตัว NHBC 1992 (คัดลอกจาก (Barnes 2000))

โอกาสที่ดินจะหดตัว	Plasticity index (%)	ความลึกของฐานราก (m)
สูง	>40	1.0
ปานกลาง	20-40	0.9
ต่ำ	10-20	0.75

ตัวอย่างดินเหนียวมี Activity สูงที่พบใน ตำบลสุรนารี อำเภอเมือง จังหวัดนครราชสีมา โดยดินเหนียวที่พบมีดินที่มีขนาดเล็กกว่า 2 ไมโครเมตรอยู่ 80 เปอร์เซ็นต์ (รูปที่ 3-23) และดินมี Plasticity index เป็น 122 เปอร์เซ็นต์ ดังนั้นค่า Activity จึงเท่ากับ $122/80 = 1.53$ ซึ่งจัดอยู่ในประเภท Active โดยค่ามีค่าใกล้เคียงกับดินที่มีแร่ดินเหนียวชนิด Calcium montmorillonite เป็นองค์ประกอบ โดยยืนยันจากการวิเคราะห์ปริมาณแคทไอออนในดิน พบว่าในดินชนิดนี้มีปริมาณ Ca^{++} สูงกว่า Na^+ , Mg^{++} และ K^+



รูปที่ 3-23 ผลการวิเคราะห์ขนาดเม็ดดินด้วยวิธีตกตะกอน

3.6 การบดอัดดิน

สำหรับโครงสร้างที่สร้างขึ้นมาจากดินนั้น เราจะต้องขนย้ายวัสดุจากบริเวณอื่นเพื่อนำมาใช้เป็นวัสดุก่อสร้าง จากกระบวนการขุดดินเพื่อขนย้ายวัสดุจะทำให้ดินหลวม ดังนั้นเราจึงต้องทำการบดอัดเพื่อให้ดินแน่นขึ้น ซึ่งเมื่อดินแน่นขึ้นแล้วจะมีความหนาแน่นสูงขึ้น นอกจากนี้แล้วยังจะทำให้กำลังและความต้านทานต่อการเปลี่ยนรูปร่างของดินสูงขึ้นด้วย

3.6.1 ขั้นตอนการบดอัด

- นำดินจากแหล่งที่จะใช้มาทดสอบการบดอัดในห้องปฏิบัติการเพื่อหาความหนาแน่นแห้งสูงสุด และ ปริมาณน้ำที่เหมาะสม
- นำดินจากแหล่งที่จะใช้ไปบดอัดในพื้นที่ที่ต้องการ
- ตรวจสอบว่าดินที่บดอัดในสนามมีความหนาแน่นแห้งใกล้เคียงกับความหนาแน่นแห้งในห้องปฏิบัติการแล้วหรือยัง ถ้ายังต้องมีการแก้ไข โดยบดอัดเพิ่มขึ้น หรือรื้อขึ้นมาบดอัดใหม่

3.6.1.1 การบดอัดในห้องปฏิบัติการ

ในการบดอัดดินนั้นเรากำหนดพลังงานที่ให้กับดินเนื่องจากการตอกต่อปริมาตรได้ดังสมการ

$$E = \frac{(N_{blows})(N_{layer})(W_{hammer})(H_{drop})}{V_{mold}}$$

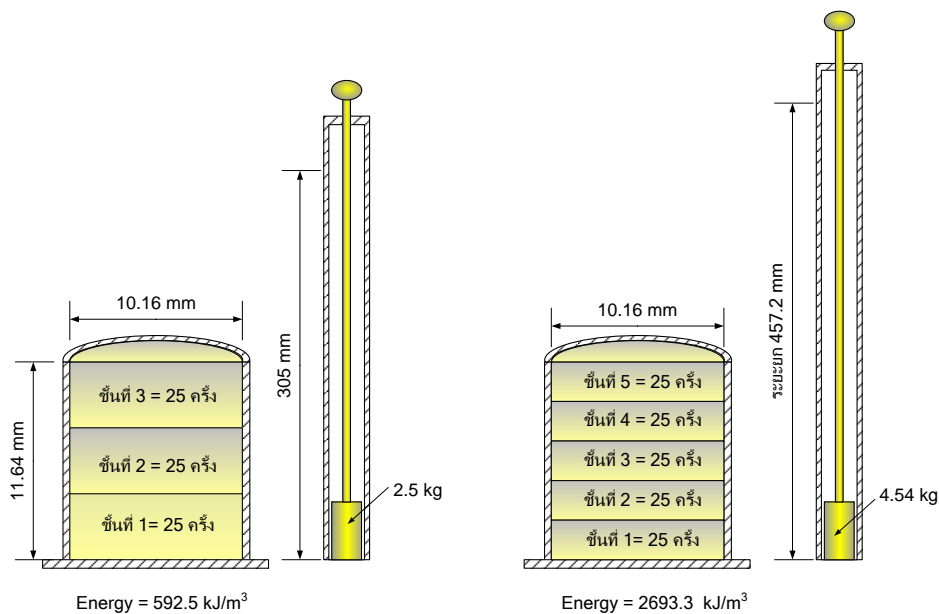
หน่วยพื้นฐานของ Joule เท่ากับ $\text{kg}\cdot\text{m}^2/\text{s}^2 = \text{N}\cdot\text{m}$

$$1\text{J} = 1 \text{ N}\cdot\text{m}$$

$$\begin{aligned} E &= \frac{(25)(3)(2.5)(9.81)(0.305)}{0.25\pi(0.1016^2)(0.1164)} \\ &= 594.4 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}^3 \\ &= 594.4 \text{ kJ}/\text{m}^3 \end{aligned}$$

ตารางที่ 3-8 มาตรฐานการบดอัดดินในห้องปฏิบัติการ

	Standard Proctor test	Modified Proctor test
แบบที่ใช้ในการบดอัด	เส้นผ่านศูนย์กลาง 101.6mm ความสูง 116.4 mm	เส้นผ่านศูนย์กลาง 101.6mm ความสูง 116.4 mm
ลูกค้อนที่ใช้ในการบดอัด	น้ำหนัก 2.5kg ระยะยก 305mm	น้ำหนัก 4.54kg ระยะยก 457.2mm
จำนวนครั้งของการบดอัด	แบ่งการบดอัดเป็น 3 ชั้น กระแทกลูกค้อน 25 ครั้งต่อ 1 ชั้น	แบ่งการบดอัดเป็น 5 ชั้น กระแทกลูกค้อน 25 ครั้งต่อ 1 ชั้น
พลังงานที่ใช้ในการบดอัด	พลังงานที่ใช้ = 592.5kJ/m ³	พลังงานที่ใช้ = 2693.3kJ/m ³



รูปที่ 3-24 เปรียบเทียบอุปกรณ์ที่ใช้ในการบดอัดดินแบบ Standard และ Modified

การทดสอบมีอุปกรณ์ดังรูป และมีขั้นตอนในการทดสอบโดยสังเขปดังนี้

- นำดินที่ต้องการจะทดสอบไปบดอัดในแบบ ตามมาตรฐาน Standard Proctor หรือ Modified Proctor
- จากนั้นนำดินไปชั่งน้ำหนักหาน้ำหนักดินในแบบหล่อและคำนวณปริมาตรของแบบหล่อ แล้วคำนวณความหนาแน่นเปียก
- จากนั้นแบ่งดินจำนวนหนึ่งไปอบเพื่อหา moisture content คำนวณความหนาแน่นแห้ง
- ในการทดสอบจะใช้ความชื้นที่แตกต่างกัน 5 ถึง 6 ค่า

3 คุณสมบัติทางกายภาพของดิน

- นำข้อมูลที่ได้ไปเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นในดินกับความหนาแน่นแห้ง จากกราฟ จะได้ความหนาแน่นแห้งสูงสุด, maximum dry density, $\gamma_{d(max)}$ และความชื้นเหมาะสมที่ทำให้ได้ความหนาแน่นแห้งสูงสุด (Optimum moisture content, w_{opt})



รูปที่ 3-25 อุปกรณ์หลักที่ใช้ในการทดสอบการบดอัด



ดินจากแหล่งดิน

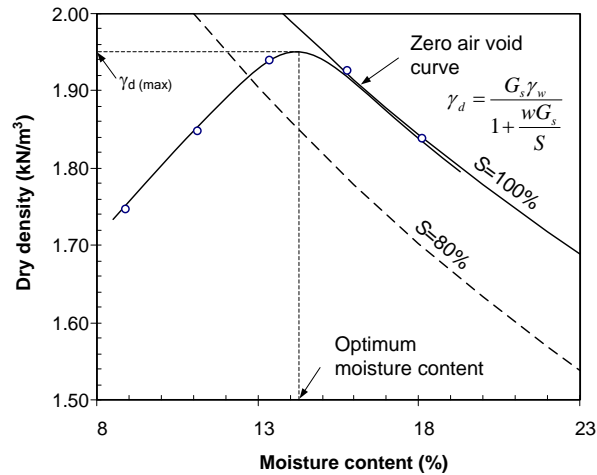


ผสมกับน้ำและคลุกเคล้าให้เข้ากัน



บดอัดดินในแบบโดยใช้ตุ้มน้ำหนัก

รูปที่ 3-26 ขั้นตอนการบดอัดในห้องปฏิบัติการ



รูปที่ 3-27 ผลการทดสอบการบดอัดในห้องปฏิบัติการ

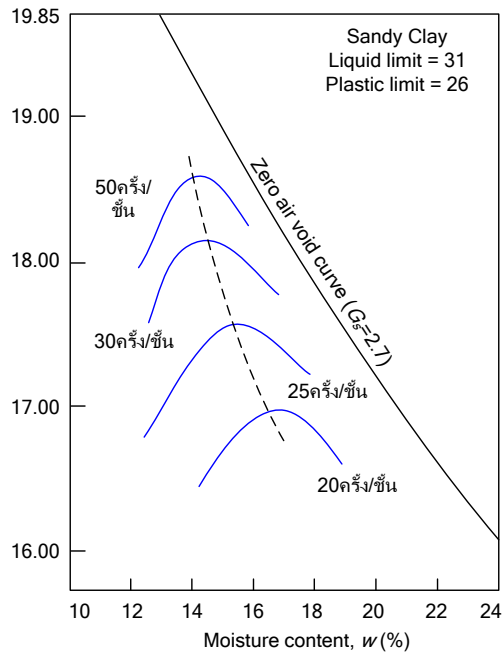
ลักษณะของกราฟการบดอัด

Zero air void curve เป็นเส้นที่แสดงถึงดินที่ไม่มีโพรงอากาศอยู่ในเนื้อดินเลย ซึ่งเป็นจุดที่ดินแน่นที่สุดที่จะเป็นไปได้ที่ปริมาณน้ำที่กำหนดให้ เนื่องจากที่จุดนี้เป็นจุดที่มีเฉพาะเนื้อดินและน้ำเท่านั้น ตัวอย่างจากรูปที่ 3-27 ถ้าปริมาณน้ำเท่ากับ 18 เปอร์เซ็นต์ ความหนาแน่นแห้งในกรณีที่ไม่มีโพรงอากาศเหลืออยู่เลย (มีเฉพาะเนื้อดินกับน้ำเท่านั้น) จะเท่ากับ ($G_s = 2.7$ และ ถ้าไม่มีโพรงอากาศ $S = 1.0$)

$$\gamma_d = \frac{(2.7)(1.0)}{1 + (0.18)(2.7)/1} = 1.82 \text{ t/m}^3$$

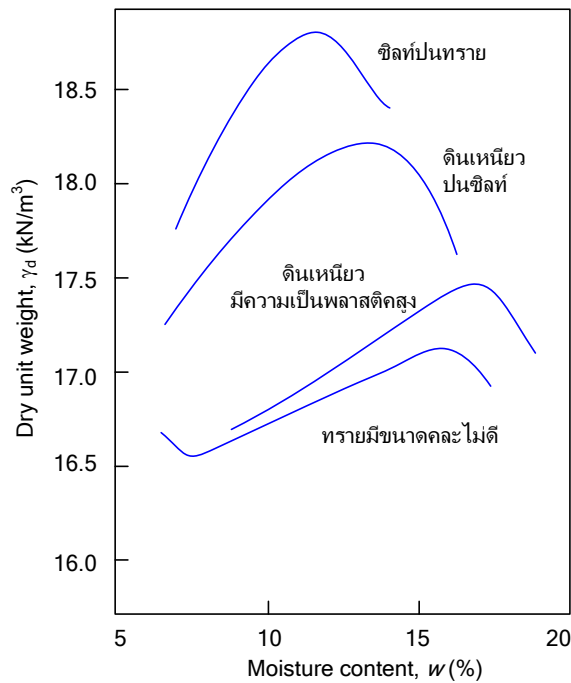
ซึ่งหมายความว่า ดินชนิดนี้เมื่อมีปริมาณน้ำในดิน 18 เปอร์เซ็นต์ และบดอัดด้วยวิธีมาตรฐาน จะได้ความหนาแน่นแห้งสูงที่สุด (ไม่มีโพรงอากาศเหลืออยู่เลยหลังจากบดอัดเสร็จและน้ำยังไม่ระเหยออกจากตัวอย่าง) เท่ากับ 1.82 ตันต่อลูกบาศก์เมตร ซึ่งความหนาแน่นแห้งจากการทดสอบด้วยวิธีเดียวกันที่ปริมาณน้ำเท่ากันจะต้องไม่เกินกว่าค่านี้

ถ้าเพิ่มพลังงานในการบดอัด เช่นเพิ่มจำนวนครั้งของการตอกลูกค้อนจะทำให้ดินมีความหนาแน่นแห้งสูงขึ้นและมีความชื้นเหมาะสมลดลง



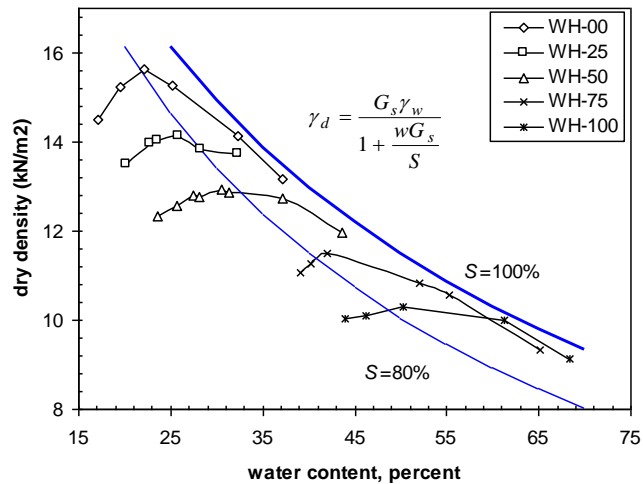
รูปที่ 3-28 กราฟการบดอัดเมื่อใช้พลังงานในการบดอัดแตกต่างกัน

ชนิดและคุณสมบัติของดินก็มีผลต่อการบดอัด โดยการบดอัดจะทำให้ดินเหนียวมีความหนาแน่นได้สูงขึ้นมากกว่าดินทราย



รูปที่ 3-29 กราฟการบดอัดของดินต่างชนิดกัน

และจากการศึกษาโดย (พรพจน์, ปทุมมา et al. 2550)พบว่า เมื่อดินมีปริมาณดินเหนียวรวมตัวผสมอยู่ในเนื้อดินจะทำให้ความเป็นพลาสติกของดินลดลงและหนาแน่นแห้งสูงสุดลดลง โดยปริมาณน้ำเหมาะสมจะเพิ่มขึ้นดังรูป



รูปที่ 3-30 กราฟการบดอัดของดินที่มีสัดส่วนดินเหนียวรวมตัวต่างกันของแหล่งดินในบริเวณ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี (พรพจน์, ปทุมมา et al. 2550)

3.6.1.2 การบดอัดในสนามและการควบคุมคุณภาพ

เป็นกรรมวิธีที่เหมือนกับการทดสอบในห้องปฏิบัติการ แต่มีขนาดใหญ่ขึ้นและมีอุปกรณ์ที่แตกต่างไปจากอุปกรณ์ในห้องปฏิบัติการ ซึ่งในการบดอัดในสนามนั้นจะมีปัจจัยจากสิ่งแวดล้อมเพิ่มเข้ามาด้วย เช่น การระเหยของน้ำเนื่องจากแดดเผา การคลุกดินกับน้ำ เครื่องมือที่ใช้บดอัดใช้วิธีที่แตกต่างจากการใช้ลูกตุ้มตกกระทบดินเป็นต้น



ดินจากแหล่งดินที่จะนำไปใช้



ขนย้ายดินจากแหล่งดินมาที่โครงการ

3 คุณสมบัติทางกายภาพของดิน



ฉีดน้ำตามปริมาณน้ำเหมาะสมที่ได้จากห้องปฏิบัติการ



คลุกดินกับน้ำให้เข้ากัน

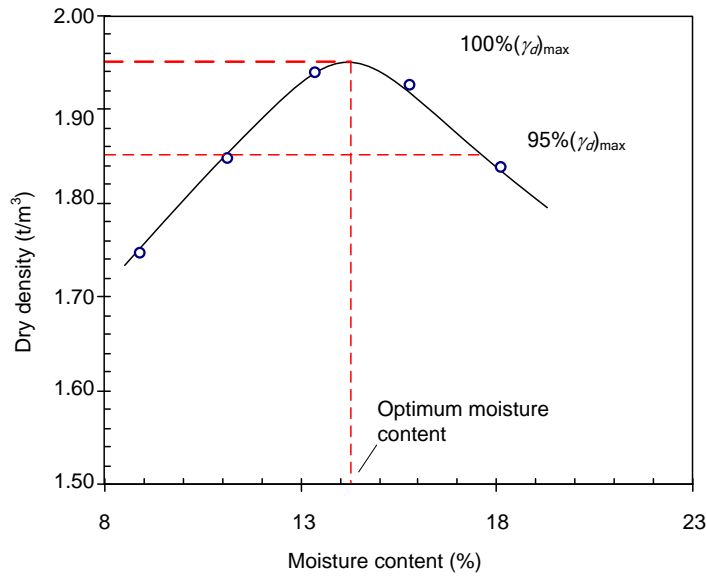


บดอัดดินที่คลุกกับน้ำให้แน่น



รูปที่ 3-31 รูปแสดงขั้นตอนการบดอัดดินในสนาม

ดังนั้นจะต้องมีการควบคุมคุณภาพของดินบดอัดในสนาม โดยเกณฑ์ปกติที่ใช้กันคือ ความหนาแน่นในสนามที่ทดสอบโดยวิธีกรวยทรายจะต้องไม่น้อยกว่า 95 เปอร์เซ็นต์ของความหนาแน่นในห้องปฏิบัติการ เป็นต้น



รูปที่ 3-32 กราฟการบดอัด เมื่อใช้ความหนาแน่นแห้งที่ 95 เปอร์เซ็นต์ของความหนาแน่นแห้งสูงสุดเป็นตัวควบคุม

3.7 คำถามท้ายบท

- ชั้นดินเหนียวหนักมี $e = 0.75$ และมี $G_s = 2.7$ และมีระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ 2 เมตรจากระดับพื้นดิน
 - จงคำนวณปริมาณน้ำในดินที่อยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดิน (ดินจมน้ำจะอิ่มตัว $S = 100\%$)
 - จงคำนวณหน่วยน้ำหนักรวมของดิน Ans: (a) $w = 28\%$, (b) $\gamma_t = 18.9 \text{ kN/m}^3$
- จงคำนวณอัตราส่วนระหว่างหน่วยน้ำหนักดินอิ่มตัวต่อหน่วยน้ำหนักรวมของดิน γ_{sat} / γ_t ถ้าดินมี $e = 1.0$, $w = 25\%$ และ $G_s = 2.7$ Ans: $\gamma_{sat} / \gamma_t = 1.1$
- ตัวอย่างดินแห้งทรงกระบอกมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 100 มิลลิเมตร และมีความสูง 100 มิลลิเมตร เก็บมาจากชั้นดินเหนียวแข็ง ตัวอย่างมีน้ำหนัก 1320 กรัม และหลังจากอบแล้วตัวอย่างมีน้ำหนัก 1075 กรัม ถ้า $G_s = 2.7$ จงคำนวณ (a) water content, (b) Void ratio, (c) degree of saturation, (d) total unit weight, (e) dry unit weight
Ans: (a) $w = 22.8\%$, (b) $e = 0.97$, (c) $S = 63.3\%$, (d) $\gamma_t = 16.8 \text{ kN/m}^3$, (e) $\gamma_d = 13.7 \text{ kN/m}^3$
- ดินก้อนหนึ่งมีขนาด $38\text{mm} \times 76\text{mm}$ มีน้ำหนัก 168.0 กรัม ถ้านำไปอบจนแห้งสนิทจะมีน้ำหนัก 130.5 กรัม Degree of saturation ของดินชนิดนี้เป็นเท่าไร
- การทดสอบการบดอัดในห้องปฏิบัติการกับตัวอย่างดินเม็ดละเอียดได้ผลดังตาราง

3 คุณสมบัติทางกายภาพของดิน

ปริมาณน้ำในดิน (%)	11	13	16	21
หน่วยน้ำหนักรวม (kN/m^3)	17.75	18.92	19.84	19.48

(a) จงเขียนกราฟระหว่างความหนาแน่นแห้งกับปริมาณน้ำในดิน จากนั้นให้ระบุหน่วยน้ำหนักแห้งและปริมาณน้ำที่จุดเหมาะสม

(b) ถ้าใช้ดินชนิดนี้บดอัดเพื่อก่อสร้างคันดิน จากนั้นทดสอบการบดอัดในสนามพบว่า มีเปอร์เซ็นต์การบดอัดเท่ากับ 95 เปอร์เซ็นต์ โดยใช้ปริมาณน้ำที่จุดเหมาะสม จงคำนวณหน่วยน้ำหนักรวมของดิน, ดัชนีความอิ่มตัว และ ความพรุน Ans: (a) $\gamma_{d\max} = 17.1 \text{ kN/m}^3$, $w_{opt} = 16\%$ (b) $\gamma_t = 18.8 \text{ kN/m}^3$, $S = 65.2\%$, $n = 0.4$

5. ตัวอย่างที่ใช้ทดสอบในห้องปฏิบัติการตัวอย่างหนึ่งอิ่มตัวด้วยน้ำ มีเส้นผ่านศูนย์กลาง xxx มิลลิเมตร สูง xxx มิลลิเมตร มีน้ำหนักก่อนนำไปอบจนแห้งเท่ากับ กรัม และหลังจากอบแล้วตัวอย่างมีน้ำหนัก กรัม จงคำนวณค่า Void ratio ของดินก้อนนี้

6. ตัวอย่างดินที่มีเส้นผ่านศูนย์กลาง xxx มิลลิเมตร ถ้าถูกกดจนความสูงของตัวอย่างลดลงจนเท่ากับ มิลลิเมตร จงคำนวณ void ratio ของดินก้อนนี้ และจงคำนวณ vertical strain ที่เกิดขึ้นจากการกดตัวอย่างดิน

7. จงแสดงว่า vertical strain, ϵ_v มีค่าเท่ากับ $\epsilon_v = \Delta e / (1 + e_0)$

8. ในการบดอัดดินในแบบที่มีเส้นผ่านศูนย์กลาง มิลลิเมตร สูง มิลลิเมตร ได้ชั่งน้ำหนักของดินหลังบดอัดเสร็จได้เท่ากับ กรัม จากนั้นแบ่งดินส่วนหนึ่งไปอบเพื่อหา water content ซึ่งได้เท่ากับ เปอร์เซ็นต์ จงคำนวณหน่วยน้ำหนักแห้งของการบดอัดนี้

9. จงแสดงว่าหน่วยน้ำหนักเปียกของดินมีความสัมพันธ์กับหน่วยน้ำหนักเปียกและ water content ดังสมการ $\gamma_d = \gamma_t / (1 + w)$

10. ในการทดสอบการบดอัดได้เตรียมตัวอย่างดิน 1000 กรัม โดยดินตัวอย่างมีปริมาณน้ำในดิน xxx เปอร์เซ็นต์ ถ้าต้องการบดอัดดินโดยให้ดินมีปริมาณน้ำในดินทั้งสิ้น xxx เปอร์เซ็นต์ จะต้องผสมน้ำลงในดินเป็นปริมาตรเท่าใด

11. จงแสดงว่าปริมาตรน้ำที่ต้องผสมลงในดิน, V_{added} เพื่อให้ได้ปริมาณน้ำในดินตามที่กำหนด, w_f เป็นดังสมการ $V_{\text{added}} = (w_f - w_i)W_s / (100 + w_i)$ เมื่อดินมีปริมาณน้ำเดิมเป็น w_i และน้ำหนักของดินที่จะใช้ทดสอบเท่ากับ W_s

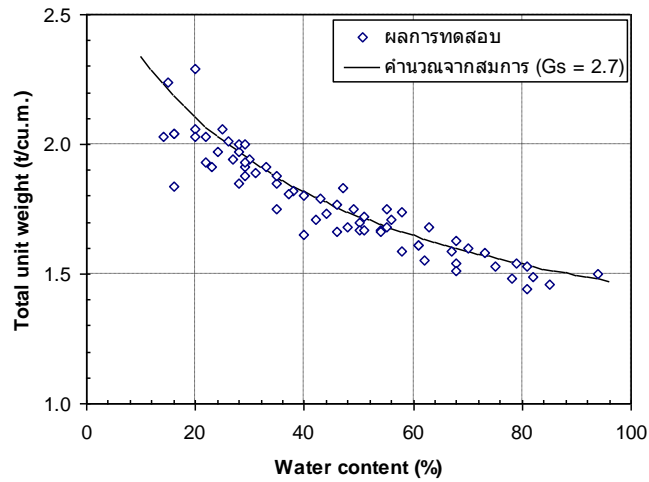
12. จากผลการทดสอบอัดดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำโดยเส้นผ่านศูนย์กลางของดินไม่เปลี่ยนแปลง ได้ผลดังตาราง จงคำนวณ void ratio ของดิน

13. จงแสดงว่าเมื่อดินอิ่มตัวด้วยน้ำ อัตราส่วนช่องว่างสัมพันธ์กับปริมาณน้ำในดินดังสมการ $e = wG_s$

14. จงแสดงว่า $\gamma_d = \frac{\gamma_w G_s}{1 + wG_s / S}$ และจากสมการจงอธิบายว่าด้วยค่า water content ที่กำหนดให้จะมีค่า

γ_d สูงสุดได้เพียงค่าเดียว

15. (ค่อนข้างยาก) จากข้อมูลการทดสอบดินเหนียวอ่อนในบริเวณกรุงเทพมหานครและปริมณฑล เมื่อนำเขียนกราฟโดยให้แกนนอนเป็นปริมาณน้ำในดินและแกนตั้งเป็นหน่วยน้ำหนักรวมของดิน พบว่ามีความสัมพันธ์ดังรูปที่ 3-33



รูปที่ 3-33

จึงพิสูจน์ว่าสมการ $\gamma_t = \gamma_w G_s \left(\frac{1+w}{1+wG_s} \right)$ สามารถใช้ประมาณหน่วยน้ำหนักรวมของดิน γ_t จากผลการทดสอบปริมาณน้ำในดิน w โดยเราสมมุติค่า $G_s = 2.70$ และสมมุติว่าดินอิ่มตัวด้วยน้ำ ($S = 100\%$) ได้

4

การจำแนกดินทางวิศวกรรม

4.1 วัตถุประสงค์

หลังจากได้ศึกษาบทนี้แล้วนักศึกษาควรจะ

- อธิบายลักษณะของดิน และ จำแนกลักษณะของดิน
- สามารถบอกการกระจายตัวของขนาดของเม็ดดิน
- สามารถบอกอัตราส่วนขององค์ประกอบหลักของดิน
- สามารถบอก index properties ของดิน

ในวิชาปฐพีกลศาสตร์ เราสนใจในคุณสมบัติของดินทางวิศวกรรม ซึ่งคุณสมบัติสำคัญที่ต้องพิจารณาคือ

- ความสามารถในการยอมให้น้ำซึมผ่าน (Permeability)
- การเปลี่ยนรูปร่างเมื่อถูกแรงกระทำ (Deformability)
- กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของดิน (Strength)

ในการทดสอบหาค่าดังกล่าวค่อนข้างยาก ใช้เวลานาน และค่าใช้จ่ายมาก ดังนั้นถ้าเราต้องการทราบคุณสมบัติของดินนั้นอย่างคร่าวๆ จำเป็นที่จะต้องจัดดินให้เป็นกลุ่มๆ โดยที่แต่ละกลุ่มจะมีคุณสมบัติใกล้เคียงกัน เพื่อใช้บ่งบอกถึงคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินนั้นอย่างคร่าวๆ เพื่อเป็นแนวทางก่อนที่จะทำการทดสอบหาคุณสมบัติของดินเหล่านั้นอย่างละเอียดในภายหลัง ประโยชน์อีกประการหนึ่งก็คือเพื่อเอาไว้ใช้ตรวจสอบผลการทดลองในห้องปฏิบัติการว่าเป็นไปได้หรือไม่ ตัวอย่างเช่นถ้าผลการจำแนกดินปรากฏว่าดิน

เป็นดินเหนียว เราก็คาดเดาได้ว่าดินชนิดนี้น่าจะเป็นดินเหนียวที่น้ำซึมผ่านได้ยาก และมีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างอย่างมากเมื่อรับแรง และมีกำลังต่ำ เป็นต้น

4.2 ระบบการจำแนกดินทางด้านวิศวกรรม

USCS (Unified Soil Classification System) และระบบ AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) โดยในแต่ละระบบมีรายละเอียดที่แตกต่างกัน ดังนี้

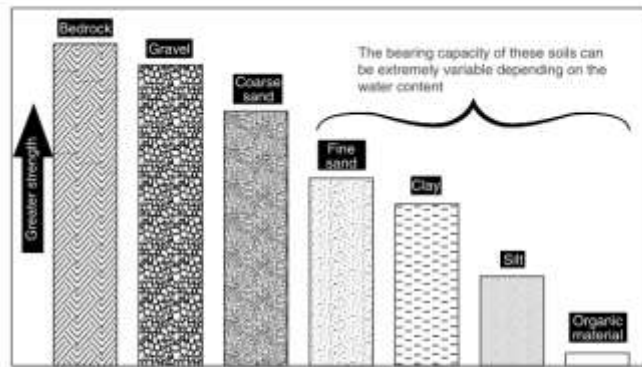
- USCS เป็นระบบซึ่งได้รับการพัฒนาขึ้นโดยกองทัพสหรัฐในระหว่างสงครามโลกครั้งที่สองเพื่อใช้ในการก่อสร้างสนามบิน ซึ่งต่อมาได้รับการพัฒนาขึ้นอีกหลายครั้งในปัจจุบันนิยมใช้ระบบนี้ในการจำแนกดินในงานวิศวกรรมปฐพี
- AASHTO เป็นระบบที่มีพื้นฐานจากการศึกษาสมรรถนะของดินใต้ผิวจราจร ซึ่งวิธีนี้จะนิยมใช้ในงานวิศวกรรมการทาง

ในการจำแนกชนิดของดินจะต้องใช้ข้อมูลที่สำคัญ 2 อย่างคือ

- การกระจายขนาดของเม็ดดิน (Grain size distribution)
- ความชื้นเหลวของดิน (Liquid limit, Plastic limit และ Plasticity index)

ในการหาการกระจายขนาดของเม็ดดินถ้าเป็นดินที่มีขนาดเม็ดดินใหญ่กว่า 0.075 มิลลิเมตร จะใช้วิธีร่อนผ่านตะแกรงหลายๆขนาด การกระจายของเม็ดดินจะคิดเป็นเปอร์เซ็นต์ของเม็ดดินที่ค้างอยู่บนตะแกรงแต่ละขนาด แต่ถ้าดินมีขนาดเม็ดดินเล็กกว่า 0.075 มิลลิเมตร จะไม่สามารถใช้วิธีร่อนผ่านตะแกรงได้เนื่องจากขนาดของเม็ดดินเล็กเกินไป จึงต้องใช้วิธีอื่นมาวิเคราะห์ วิธีที่ใช้วิเคราะห์ที่เป็นมาตรฐานก็คือการนำดินมาผสมน้ำให้เป็นสารแขวนลอย แล้วปล่อยให้ตกตะกอน ซึ่งเรียกวิธีนี้ว่าวิธีวิเคราะห์ด้วยไฮโดรมิเตอร์ (Hydrometer analysis)

FIGURE 1.3 Bearing Strength of Soils



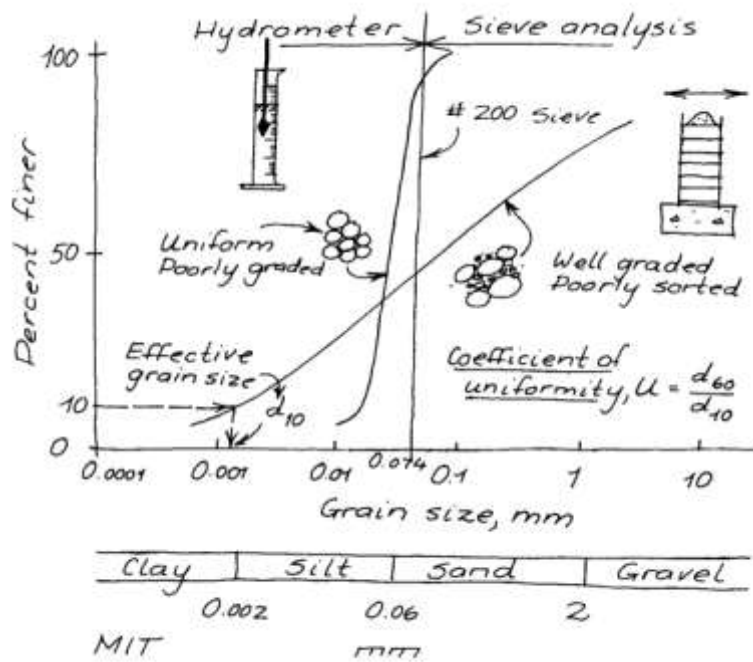
With the exception of organic material, all of the soil types can be built on, given appropriate consideration for the soil type.

Again, while it's beyond our scope to get specific, the soil-bearing capacity changes with moisture levels for most soil types, in some cases dramatically.

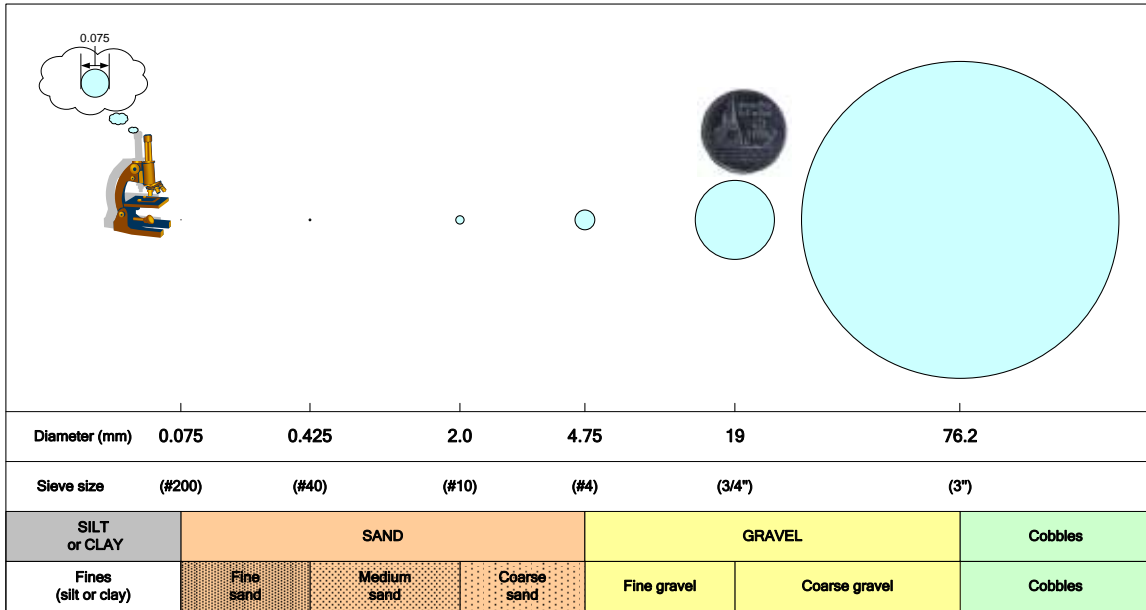
Function Depends on Location

The function of footing and foundation systems varies with location. Perimeter foundations have to resist the lateral thrust of soil outside the foundation wall. Interior foundations and footings under columns, for example, see more purely vertical loads.

รูปที่ 4-1 Very crude rule and rank soil types in order of their bearing capacity. Rank from strongest to weakest



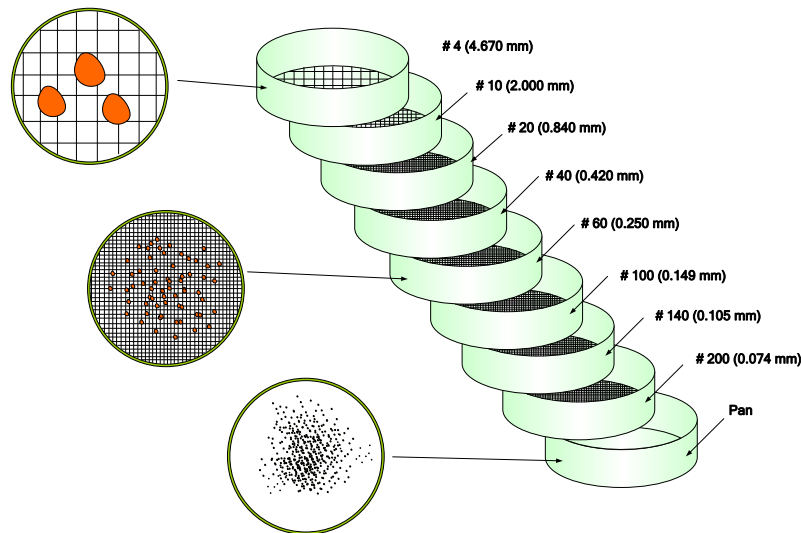
รูปที่ 4-2 กราฟการกระจายขนาดของเม็ดดินและวิธีการทดสอบ



รูปที่ 4-3 แนวทางการจำแนกดินตามขนาดของเม็ดดิน

4.2.1 การใช้ตะแกรงร่อนแยกขนาด

ใช้ตะแกรงร่อน (Sieve analysis) ใช้กับดินที่มีขนาดเม็ดดินใหญ่กว่า 0.075 มิลลิเมตร โดยการร่อนด้วยตะแกรงมีลักษณะดังรูปที่ 4-4



รูปที่ 4-4 ตะแกรงร่อน

วิธีการคำนวณหาการกระจายของเม็ดดิน

1. หาน้ำหนักของเม็ดดินที่ค้างบนตะแกรงแต่ละเบอร์
2. คำนวมน้ำหนักของเม็ดดินทั้งหมด (เป็นเปอร์เซ็นต์) ที่ค้างอยู่บนตะแกรงเบอร์นั้น

3. คำนวณหาน้ำหนักของเม็ดดิน (เป็นเปอร์เซ็นต์) ที่ลอดผ่านตะแกรงเบอร์นั้น ผลที่ได้จะเรียกว่า Percent Finer

4. จากนั้นนำขนาดช่องเปิดของตะแกรงแต่ละเบอร์ และ เปอร์เซ็นต์ของดินที่ลอดผ่านตะแกรงเบอร์นั้น (Percent finer) มาพล็อต ในกระดาษกราฟ Semi-Log จะได้เส้นโค้งที่เรียกว่าเส้นโค้งการกระจายขนาดของเม็ดดิน (Grain size distribution curve)

เปอร์เซ็นต์ดินที่ค้างบนตะแกรงใดๆ

$$\% \text{ Retained on } i^{th} \text{ sieve} = \frac{W_i}{W} \times 100 \quad (4.1)$$

จากเปอร์เซ็นต์ที่ค้างอยู่ นำมาคำนวณเป็นเปอร์เซ็นต์ที่ลอดผ่านตะแกรงเบอร์ใดๆ

$$\% \text{ Finer than } i^{th} \text{ sieve} = 100 - \sum_{i=1}^i (\% \text{ Retained on } i^{th} \text{ sieve}) \quad (4.2)$$

จากผลที่ได้นำมาเขียนกราฟระหว่างเปอร์เซ็นต์ของเม็ดดินที่ลอดผ่าน (ไม่ใช่เปอร์เซ็นต์ของดินที่ค้าง) ตะแกรงเบอร์นั้นๆ กับขนาดของเม็ดดิน

ตัวอย่างที่ 4.1

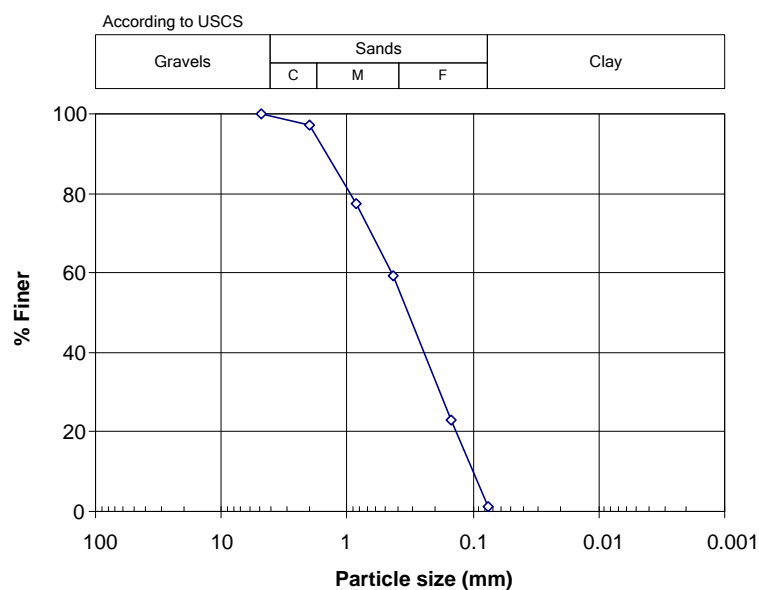
การทดสอบเพื่อหาการกระจายขนาดของเม็ดดิน โดยใช้ดิน 500g ได้ผลดังตาราง จงเขียนเส้นโค้งการกระจายขนาดเม็ดดิน (grain size distribution curve)

เบอร์ตะแกรง	ขนาดช่องเปิด (mm)	น้ำหนักดินที่ค้างอยู่ (g)
4	4.75	0
10	2.00	14.8
20	0.85	98
40	0.425	90.1
100	0.15	181.9
200	0.075	108.8
ถาดรองรับ		6.1

ผลการคำนวณแสดงดังตาราง และจากตารางนำผลไปเขียนกราฟระหว่างขนาดช่องเปิดและเปอร์เซ็นต์ลอดผ่านบนกระดาษ semi-logarithmic

4 การจำแนกดินทางวิศวกรรม

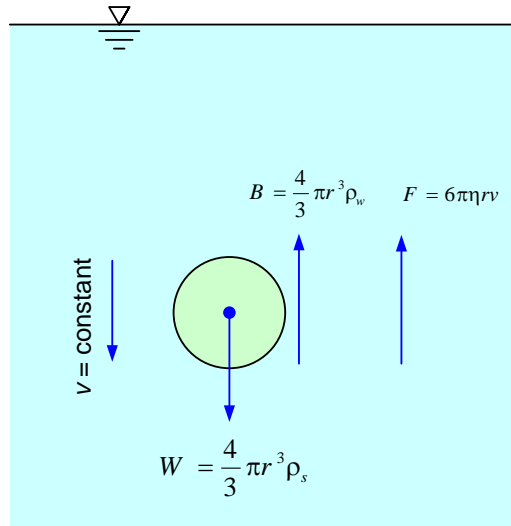
เบอร์ตะแกรง	น้ำหนักดินที่ค้างอยู่ (g)	%ดินค้าง	Σ (%ดินค้าง)	%ลอดผ่าน
4	0	0	0	$100 - 0 = 100$
10	14.8	3.0	3.0	$100 - 3.0 = 97.0$
20	98	19.6	22.6	$100 - 22.6 = 77.4$
40	90.1	18.0	40.6	$100 - 40.6 = 59.4$
100	181.9	36.4	77.0	$100 - 77 = 23.0$
200	108.8	21.8	98.8	$100 - 98.8 = 1.2$
ถาดรองรับ	6.1	1.2	100.0	



รูปที่ 4-5

4.2.2 การวิเคราะห์ห้ขนาดเม็ดดินด้วยการใช้ไฮโดรมิเตอร์

ถ้าเม็ดดินมีขนาดเล็กกว่า 0.075 มิลลิเมตร จะใช้ตะแกรงร่อนไม่ได้จึงต้องใช้วิธีทำให้ตกตะกอนในน้ำ (Hydrometer analysis) การวิเคราะห์ห้ขนาดของเม็ดดินโดยใช้ Hydrometer จะใช้กฎของ Stoke (Stoke's law) ที่ว่า “ความเร็วในการเคลื่อนที่ในของเหลวของวัตถุทรงกลม จะขึ้นกับขนาดของวัตถุทรงกลมนั้น และความหนืดของของไหล” โดยจะต้องสมมุติว่าเม็ดดินเป็นทรงกลมและมีเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ D มีความหนาแน่นเท่ากับ ρ_w ซึ่งเราเขียน free body diagram ได้ดังรูป



รูปที่ 4-6 Free body diagram ของการเคลื่อนที่ของวัตถุทรงกลมในของไหลเมื่อมีความเร็วคงที่

เมื่อเม็ดดินเคลื่อนที่ด้วยความเร็วคงที่ ผลรวมของแรงลัพธ์ในแนวตั้งเท่ากับศูนย์ $\Sigma F_y = 0$ น้ำหนักของเม็ดดินจะเท่ากับผลรวมของแรงลอยตัว B และแรงเนื่องจากความหนืดของของไหล F

$$W = B + F$$

$$\frac{4}{3} \pi r^3 \rho_s = \frac{4}{3} \pi r^3 \rho_w + 6\pi\eta r v$$

เมื่อจัดรูปสมการจะได้ความเร็วของเม็ดดินที่เคลื่อนที่ในน้ำกับขนาดของเม็ดดินดังสมการ

$$v = \frac{\rho_s - \rho_w}{18\eta} D^2 \quad (4.3)$$

โดยที่

v คือความเร็วของเม็ดดินที่เคลื่อนตัวในแนวตั้ง

η ความหนืดของน้ำ ณ อุณหภูมิที่กำลังทดสอบซึ่งขึ้นอยู่กับอุณหภูมิตารางที่ 4.1

ρ_w ความหนาแน่นของน้ำ ณ อุณหภูมิที่กำลังทดสอบซึ่งขึ้นอยู่กับอุณหภูมิตารางที่ 4.2

ตารางที่ 4.1 ความหนืดของน้ำที่อุณหภูมิต่างๆ

deg.	Millipoises									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	17.94	17.32	16.74	16.19	15.68	15.19	14.73	14.29	13.87	13.48
10	13.10	12.74	12.39	12.06	11.75	11.45	11.16	10.88	10.60	10.34
20	10.09	9.84	9.61	9.38	9.16	8.95	8.75	8.55	8.36	8.18
30	8.00	7.83	7.67	7.51	7.36	7.21	7.06	6.92	6.79	6.66
40	6.54	6.42	6.30	6.18	6.08	5.97	5.87	5.77	5.68	5.58
50	5.49	5.40	5.32	5.24	5.15	5.07	4.99	4.92	4.84	4.77
60	4.70	4.63	4.56	4.50	4.43	4.37	4.31	4.24	4.19	4.13
70	4.07	4.02	3.96	3.91	3.86	3.81	3.76	3.71	3.66	3.62
80	3.57	3.53	3.48	3.44	3.40	3.36	3.32	3.28	3.24	3.20
90	3.17	3.13	3.10	3.06	3.03	2.99	2.96	2.93	2.90	2.87
100	2.84	2.82	2.79	2.76	2.73	2.70	2.67	2.64	2.62	2.59

1 dyne sec per sq cm = 1 poise
 1 gram sec per sq cm = 980.7 poises
 1 poise = 1000 millipoises

ตารางที่ 4.2 ความหนาแน่นหรือความถ่วงจำเพาะของน้ำที่อุณหภูมิต่างๆ

deg	Specific gravity of water or density of water (g/cc)									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0.9999	0.9999	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9999	0.9998
10	0.9997	0.9996	0.9995	0.9994	0.9993	0.9991	0.9990	0.9988	0.9986	0.9984
20	0.9982	0.9980	0.9978	0.9976	0.9973	0.9971	0.9968	0.9965	0.9963	0.9960
30	0.9957	0.9954	0.9951	0.9947	0.9944	0.9941	0.9937	0.9934	0.9930	0.9926
40	0.9922	0.9919	0.9915	0.9911	0.9907	0.9902	0.9898	0.9894	0.9890	0.9885
50	0.9881	0.9876	0.9872	0.9867	0.9862	0.9857	0.9852	0.9848	0.9842	0.9838
60	0.9832	0.9827	0.9822	0.9817	0.9811	0.9806	0.9800	0.9795	0.9789	0.9784
70	0.9778	0.9772	0.9767	0.9761	0.9755	0.9749	0.9743	0.9737	0.9731	0.9724
80	0.9718	0.9712	0.9706	0.9699	0.9693	0.9686	0.9680	0.9673	0.9667	0.9660
90	0.9653	0.9647	0.9640	0.9633	0.9626	0.9619	0.9612	0.9605	0.9598	0.9591

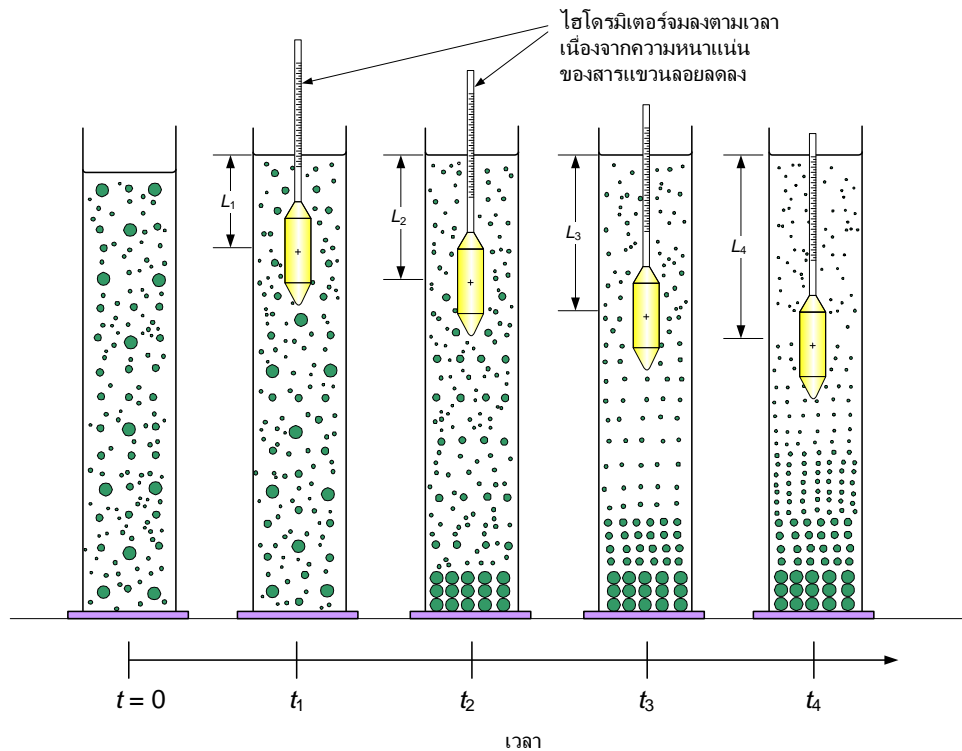
จากสมการจะเห็นได้ว่าความเร็วในการเคลื่อนที่ในแนวตั้งแปรผันตามขนาดของเม็ดดินยกกำลังสอง นั่นแสดงให้เห็นว่าเม็ดดินที่มีขนาดใหญ่กว่าจะมีความเร็วในการเคลื่อนที่ในของไหลเร็วกว่าด้วย ในการนำสมการนี้ไปคำนวณหาการกระจายของเม็ดดินจะต้องใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็ว ระยะทาง และเวลาดังสมการ

$$v = \frac{L}{t}$$

เมื่อจัดรูปสมการใหม่จะได้ดังสมการ

$$D = \sqrt{\frac{18\eta}{\rho_s - \rho_w}} \sqrt{\frac{L}{t}} \quad (4.4)$$

สมการนี้จะใช้ในการคำนวณหาปริมาณของเม็ดดินซึ่งมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเล็กกว่า D โดยในการทดลองจะนำดินมาผสมกับน้ำให้เป็นสารแขวนลอย จากนั้นปล่อยให้ตกตะกอนในขณะที่ตกตะกอนก็บันทึกความหนาแน่นของสารแขวนลอย ณ. เวลาใดๆเอาไว้ดังรูปที่



รูปที่ 4-7 การทดสอบเพื่อหาการกระจายของเม็ดดินที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเล็กกว่า 0.075 มิลลิเมตร โดยใช้ไฮโดรมิเตอร์

จากรูปจะเห็นได้ว่าที่เวลา $t = 0$ จะมีเม็ดดินทุกขนาดลอยกระจายอยู่ทั่วระบอบดวง แต่ ณ เวลา t ใดๆ เม็ดดินที่มีขนาด D ได้ตกตะกอนผ่านระยะ L ลงมาหมดแล้ว หรืออีกนัยหนึ่งก็คือสารแขวนลอยที่อยู่ระหว่างผิวน้ำกับระยะ L จากผิวน้ำมีเม็ดดินที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเล็กกว่า D เท่านั้น ดังนั้นเราจึงคำนวณหาเปอร์เซ็นต์ของเม็ดดินที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางน้อยกว่า D (percent finer) ได้จาก

$$\text{ปริมาณดินที่มีเส้นศูนย์กลางเล็กกว่า } D (\%) = \frac{\text{ความหนาแน่นของสารแขวนลอยที่จุด } L \text{ ณ เวลา } t}{\text{ความหนาแน่นของสารแขวนลอยที่เวลา } t = 0} \quad (4.5)$$

เมื่อ L = ระยะจากผิวน้ำถึง c.g. ของกะเปาะ Hydrometer

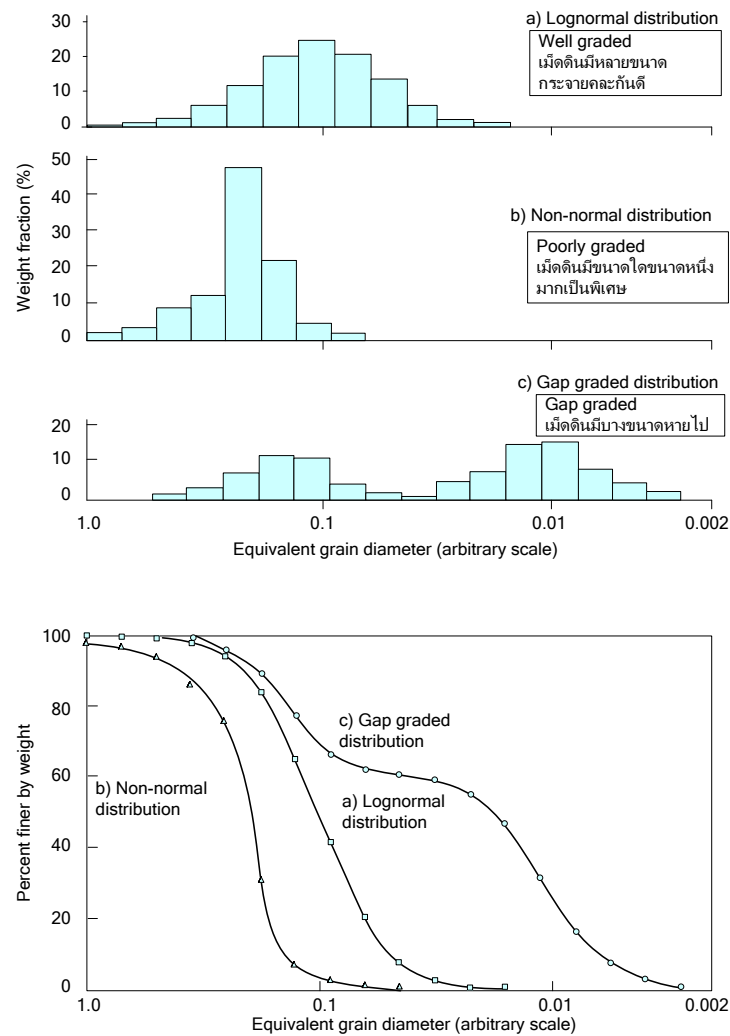
t = ระยะเวลาจากเริ่มตกตะกอนถึงเวลาที่อ่านค่าความหนาแน่นจาก Hydrometer

เรานำผลการทดสอบไฮโดรมิเตอร์ไปเขียน Particle size distribution curve เช่นเดียวกับการทดสอบการร่อนผ่านตะแกรง เราจะได้การกระจายขนาดของเม็ดดินที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเล็กกว่า 0.075 มิลลิเมตร

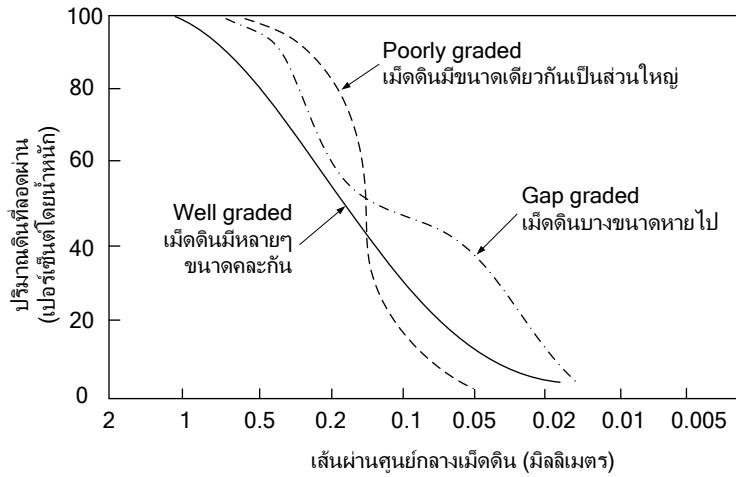
4.2.3 Particle size distribution curve

Grain size distribution curve สามารถบอกถึงการกระจายขนาดของเม็ดดิน เมื่อนำปริมาณดินที่ค้างบนตะแกรงแต่ละขนาดมาเขียนเป็นแผนภูมิแท่งจะแสดงให้เห็นถึงการกระจายของขนาดของเม็ดดิน ซึ่งแผนภูมิแท่งจะแสดงสัดส่วนปริมาณของเม็ดดินในแต่ละขนาด กราฟชนิดนี้จะเป็นกราฟที่ไม่ต่อเนื่อง ในการนำผลการทดสอบไปใช้งานเราจะแสดงผลเป็นกราฟที่ต่อเนื่องโดยใช้ frequency distribution curve

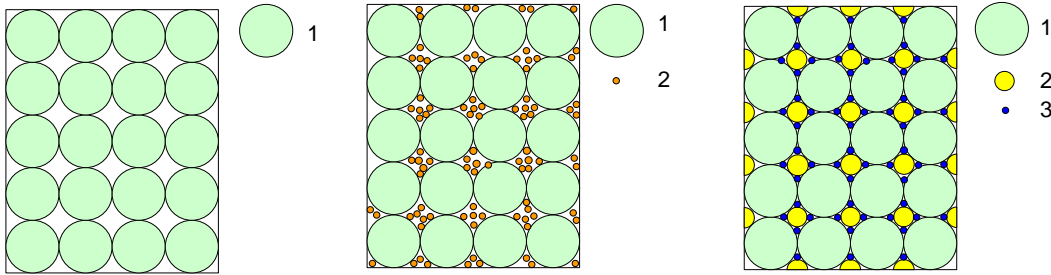
เส้นโค้งการกระจายขนาดของเม็ดดินอาจจะนำมาใช้ประเมินการกำหนดของดินชนิดนั้นๆ ได้อย่างคร่าวๆ ตัวอย่างเช่น



รูปที่ 4-8 Gradation curves



รูปที่ 4-9 อธิบายขนาดคละของเม็ดดิน



รูปที่ 4-10 Schematic แสดงขนาดคละของเม็ดดิน

4.2.4 คุณสมบัติของกราฟการกระจายขนาดของเม็ดดิน

- Effective size, D_{10}

คือขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเม็ดดินที่มีเปอร์เซ็นต์ของดินที่มีขนาดเล็กกว่าอยู่ 10%

- Uniformity coefficient, C_u

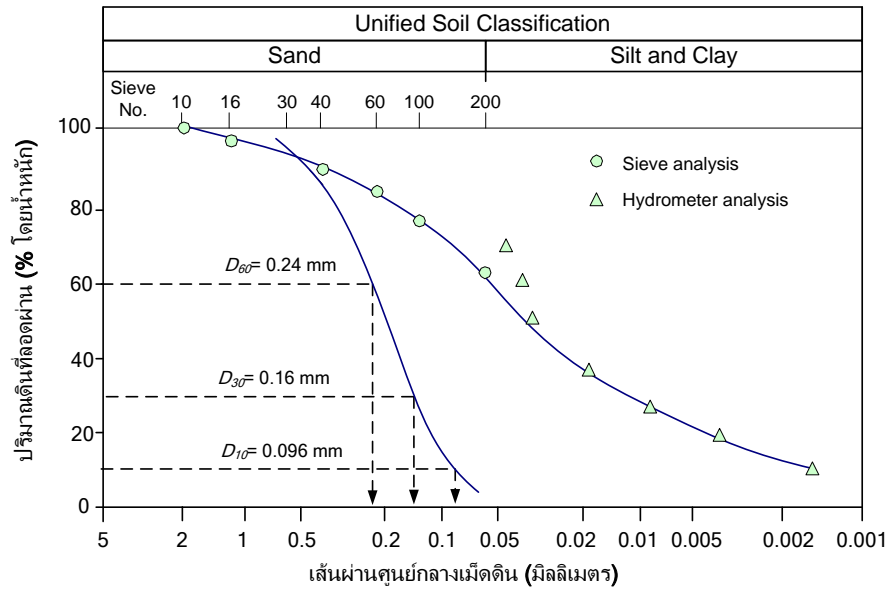
$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

- Coefficient of curvature, C_c

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

ตัวอย่างที่ 4.2

จากกราฟการกระจายเม็ดดินดังรูปที่ 4-11 จงหาค่า C_u และ C_c



รูปที่ 4-11

$$C_u = \frac{0.24}{0.096} = 2.5$$

๒

$$C_c = \frac{(0.16)^2}{0.24 \times 0.096} = 1.11$$

๒

ตัวอย่างที่ 4.3

จงหาปริมาณของ Gravel, Sand, Silt และ Clay จากข้อมูลดังนี้

ดินที่มีขนาดเม็ดเล็กกว่า 76.2 มิลลิเมตร มีปริมาณ 100%

ดินที่มีขนาดเม็ดเล็กกว่า 4.75 มิลลิเมตร มีปริมาณ 100%

ดินที่มีขนาดเม็ดเล็กกว่า 0.075 มิลลิเมตร มีปริมาณ 62%

จากข้อมูลข้างต้นเรานำมาใช้คำนวณปริมาณ กรวด ทราย และดินเหนียวได้

ปริมาณ กรวด (Gravel) 100-100 = 0%

๒

ปริมาณ ทราย (Sand) 100-62 = 38%

๒

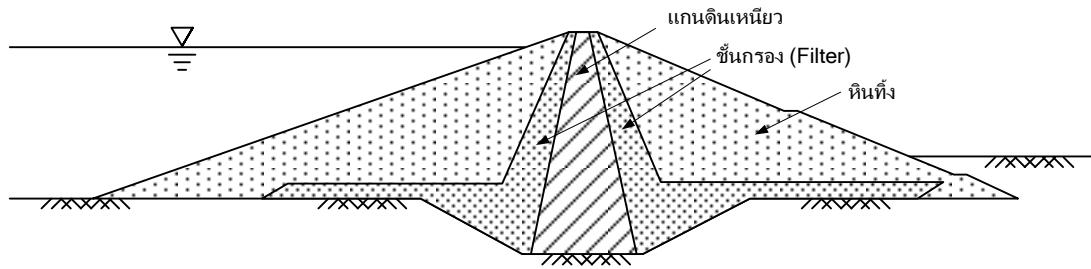
ปริมาณ ดินเหนียวและทรายแป้ง (Clay and Silt) 62-0 = 62%

๒

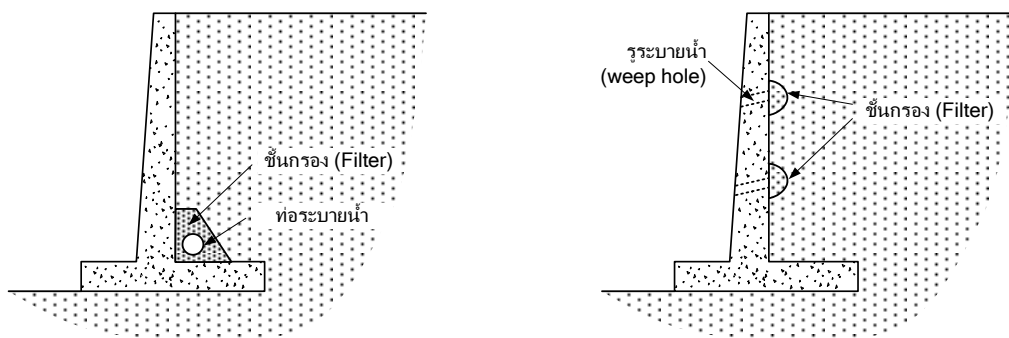
4.3 การออกแบบชั้นกรองดิน (Soil filters)

ชั้นกรองดินใช้สำหรับระบายน้ำออกจากผิวรอยต่อของดิน โดยน้ำที่ออกจากผิวรอยต่อของดินนี้จะถูกบังคับให้ไหลไปในทิศทางที่จะป้องกันการถูกกัดเซาะของดิน ตัวอย่างของชั้นกรองดินที่ใช้ในงานวิศวกรรม

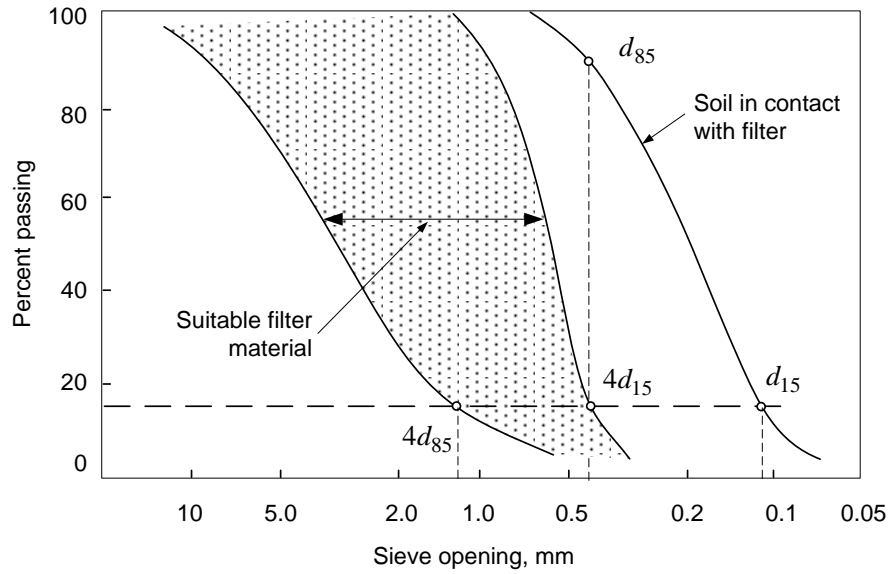
ได้แก่ ชั้นกรองดินที่อยู่ในเขื่อนดิน ชั้นกรองดินหลังกำแพงกันดิน หรือชั้นกรองดินที่อยู่รอบบ่อบาดาล เป็นต้น ในการที่จะป้องกันไม่ให้ดินเม็ดละเอียดไหลออกมากับน้ำนั้น ตัววัสดุ Filter จะต้องมียุขขนาดใหญ่พอที่น้ำจะไหลได้อย่างสะดวก และจะต้องมีสัดส่วนการกระจายของดินขนาดเล็กเพียงพอที่จะป้องกันไม่ให้ดินเม็ดเล็กไหลลอดผ่านออกไปได้ รูปที่ 4-14 เป็นเกณฑ์ในการพิจารณาเลือกขนาดละเอียดของดินเพื่อใช้เป็นวัสดุกรองดินเม็ดละเอียด



รูปที่ 4-12 ชั้นกรองดินเม็ดละเอียดในงานเขื่อนเก็บน้ำ



รูปที่ 4-13 ชั้นกรองดินเม็ดละเอียดในงานกำแพงกันดิน

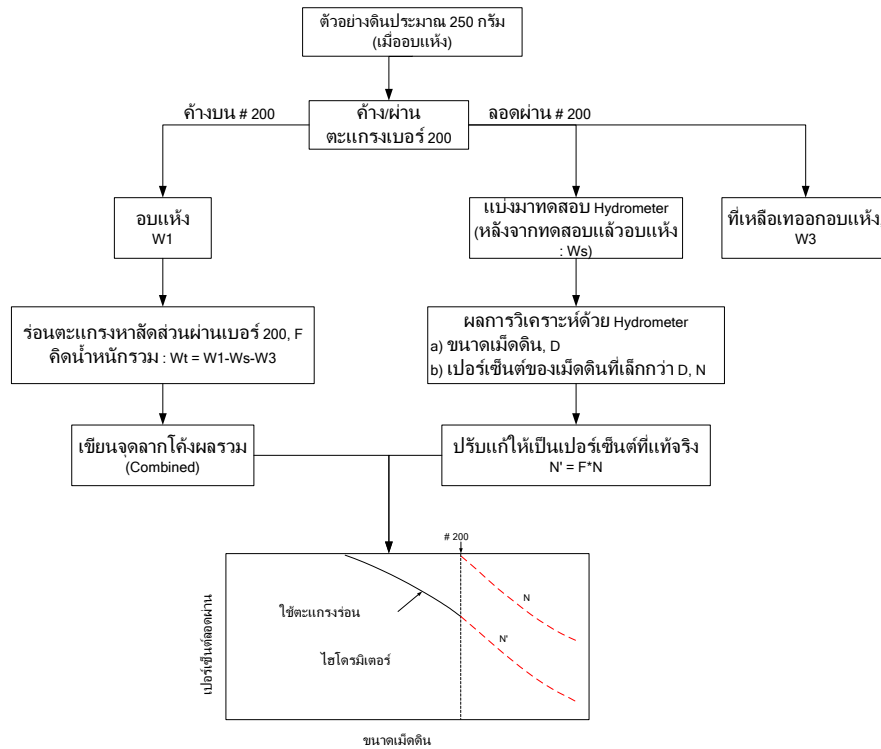


รูปที่ 4-14 เกณฑ์ที่ใช้สำหรับเลือกวัสดุสำหรับใช้เป็นวัสดุกรองดินเม็ดละเอียด

4.4 กรณีที่ดินมีดินเม็ดหยาบและดินเม็ดละเอียดปนกัน

ในกรณีนี้ต้องทำการวิเคราะห์ทั้งส่วนที่เป็นดินเม็ดหยาบและดินเม็ดละเอียด โดย ร่อนดิน โดยใช้ตะแกรง ร่อนจะได้ดิน 2 ส่วนคือ

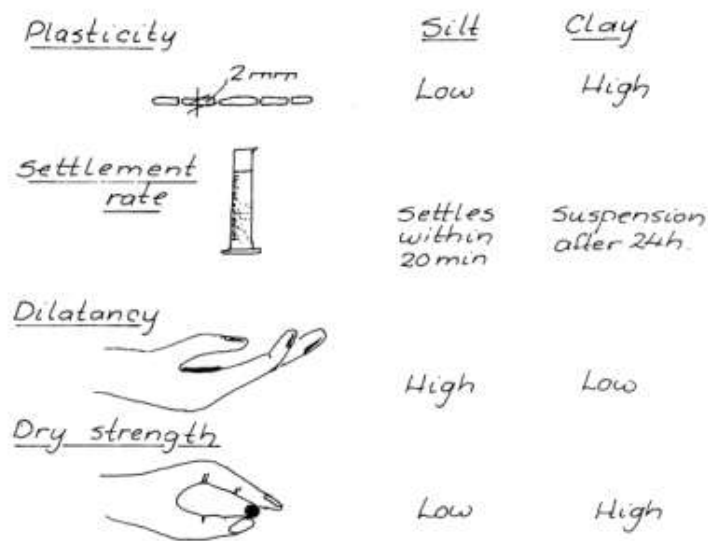
1. ดินส่วนที่อยู่เหนือตะแกรงเบอร์ #200 (0.075 มม.)
 2. ดินที่ผ่านตะแกรงเบอร์ #200 และค้างอยู่บนถาด
- ซึ่งมีขั้นตอนการทำการวิเคราะห์ดังรูป



รูปที่ 4-15 flowchart การหาขนาดคละของเม็ดดินด้วยการร่อนและการทดสอบ Hydrometer

4.5 การระบุลักษณะของดินเม็ดละเอียดในสนาม (Lambe and Whitman 1928)

การระบุลักษณะของดินในสนามนี้ใช้กับดินเม็ดละเอียดหรือส่วนที่ละเอียดของดินที่ต้องการระบุลักษณะ โดยจะทดสอบกับดินที่ผ่านตะแกรงขนาด 0.38 มิลลิเมตร



รูปที่ 4-16 รูปจาก Broms

4.5.1 การทดสอบ Dilatancy (ปฏิกิริยาต่อการเขย่าด้วยมือ)

วิธีนี้ทดสอบโดยการเตรียมตัวอย่างดินประมาณ 80 ลูกบาศก์เซนติเมตร ถ้าดินแห้งให้เติมน้ำเพิ่มเพื่อให้ดินอ่อนตัวลงแต่ไม่ถึงกับเหนียวเหนียวจนติดมือ (sticky) จากนั้นแผ่ดินลงบนอุ้งมือข้างหนึ่งแล้วเขย่าในแนวราบให้กระทบกับมืออีกข้างหนึ่งแรงๆ ถ้าดินมีปฏิกิริยาต่อการเขย่าจะเห็นน้ำผุดขึ้นมาบนผิวดินในอุ้งมือและจะเห็นน้ำนองขึ้นมาอย่างชัดเจน และเมื่อกำนิ้วมือเข้าหาอุ้งมือที่นองอยู่จะหายไปจากผิวดิน และดินในอุ้งมือจะแข็งขึ้นและแตกหรือร่วนในที่สุด

ความเร็วในการปรากฏขึ้นของน้ำเนื่องจากการเขย่าและการหายไปของน้ำเมื่อบีบอุ้งมือใช้ช่วยในการระบุลักษณะของส่วนละเอียดในเนื้อดิน โดยแนวทางในการระบุลักษณะเป็นดังต่อไปนี้

- ดินทรายสะอาดที่ละเอียดมากจะเกิดตอบสนองต่อการเขย่าได้ดีที่สุดและเห็นปฏิกิริยาได้อย่างชัดเจน
- ดินเหนียวพลาสติกจะไม่เกิดปฏิกิริยา
- ดินซิลท่อนินทรีย์ เช่น ฝุ่นของหินทั่วไป จะแสดงปฏิกิริยาต่อการเขย่าปานกลาง

4.5.2 กำลังของดินเมื่อปล่อยให้แห้งแล้วบีบด้วยนิ้ว

เตรียมตัวอย่างและปั้นดินให้มีความชื้นประมาณปูนยาแนว ถ้าดินแห้งให้เติมน้ำ จากนั้นปล่อยให้แห้งระเหยออกจากก้อนดินโดยการอบในตู้อบ หรือผึ่งแดด หรือผึ่งให้แห้งในอากาศ จากนั้นทดสอบกำลังของดิน โดยการบีบด้วยนิ้วชี้กับนิ้วหัวแม่มือ กำลังต้านทานต่อแรงบีบใช้บ่งบอกถึงลักษณะและคุณภาพของอนุภาคดินเม็ดละเอียดที่อยู่ในดินได้ โดยกำลังของดินแห้งจะเพิ่มขึ้นเมื่อดินมีความเป็นพลาสติกสูงขึ้น โดย

- ดินที่อยู่ในกลุ่ม CH จะมีกำลังเมื่อแห้ง
- ดินซิลท่อนินทรีย์ทั่วไปจะมีกำลังเมื่อแห้งไม่สูงนัก
- ดินทรายปนซิลท์จะมีกำลังเมื่อแห้งไม่แตกต่างจากซิลท่อนินทรีย์แต่จะแยกออกได้โดยการพิจารณาผงของดินที่ขุดออกมาด้วยนิ้ว ถ้าเป็นทรายจะมีเนื้อผงสาก แต่ถ้าเป็นดินซิลท์จะมีเนื้อละเอียดลื่นเหมือนแป้ง

4.5.3 ความแข็งของดินเมื่อดินมีน้ำในดินที่ขีดจำกัดพลาสติก

เตรียมดินตัวอย่างลูกบาศก์ขนาด 12 มิลลิเมตรด้วยความชื้นประมาณปูนยาแนว ถ้าดินแห้งให้เติมน้ำลงในดิน แต่ถ้าดินเหนียวติดมือให้แผ่ดินเป็นแผ่นบางเพื่อให้น้ำระเหยออกจากดิน เมื่อได้ความชื้นที่เหมาะสมแล้วให้คลึงดินด้วยมือบนพื้นผิวที่เรียบหรือปั่นบนฝ่ามือจนได้เส้นดินที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 3 มิลลิเมตร จากนั้นขีดเส้นดินเข้าหากันแล้วคลึงดินให้เป็นเส้นซ้ำอีก ในขณะที่คลึงดินจะทำให้ความชื้นในดินค่อยๆ

ลดลงและตัวอย่างดินจะมีความแข็งเพิ่มขึ้นจนในที่สุดดินจะหมดคุณสมบัติพลาสติกไปจนแตกร่วนและป็นเป็นเส้นไม่ได้อีกเมื่อความชื้นในดินลดลงจนถึงขีดจำกัดพลาสติก

หลังจากเส้นดินที่ปั้นไว้ร่วนแตกออกแล้วให้เก็บก้อนดินมาปั้นรวมกันและนวดต่อไปจนกระทั่งก้อนดินร่วนและแตกจนปั้นไม่ได้อีก สำหรับตัวอย่างดินที่ประกอบไปด้วยอนุภาคดินเหนียว เส้นดินที่ปั้นได้จะมีความแข็ง (tough) เมื่อปริมาณน้ำในดินใกล้เคียงขีดจำกัดพลาสติก และก้อนดินที่ปั้นได้จะแกร่ง (stiff) เมื่อก้อนดินเริ่มร่วนและแตก การระบุชนิดของดินมีแนวทางดังต่อไปนี้

- ดินเหนียวที่มีความเป็นพลาสติกต่ำหรือดินที่มีแร่เกลือปนอยู่และดินอินทรีย์ที่อยู่ได้ A-line เส้นตัวอย่างดินที่ปั้นได้จะไม่แข็งแรงและหักง่ายเมื่อน้ำในดินถึงขีดจำกัดพลาสติก ส่วนก้อนดินปั้นที่มีปริมาณน้ำต่ำกว่าขีดจำกัดพลาสติกจะไม่จับตัวกันและแตกออกได้ง่าย
- ดินเหนียวอินทรีย์จะอ่อนและให้ความรู้สึกเหมือนกับฟองน้ำเมื่อปริมาณน้ำในดินถึงขีดจำกัดพลาสติก

4.6 การจำแนกดินด้วยระบบ Unifield soil classification system

ระบบการจำแนกดินวิธีนี้ได้นำมาใช้ในการก่อสร้างสนามบินโดย Casagrande ในปี 1942 หลังจากนั้นได้นำมาใช้อย่างกว้างขวางในวงการวิศวกรรม การจำแนกจะใช้สัญลักษณ์เป็นตัวอักษรในการระบุชนิดของดิน เช่น GW, SP, ML หรือ CH เป็นต้น โดยจะแบ่งเป็นกลุ่มใหญ่ ๆ ได้ 2 กลุ่มคือ

1. ดินเม็ดหยาบ (Coarse-grained soils) ซึ่งมีปริมาณของดินที่ผ่านตะแกรงเบอร์ #200 น้อยกว่า 50% จะมีตัวอักษรนำหน้าคือ

G = Grevelly soils

S = Sandy Soils

2. ดินเม็ดละเอียด (Fine-grained soils) ซึ่งมีปริมาณของดินที่ผ่านตะแกรงเบอร์ #200 มากกว่า 50%

M = Inorganic silts

C = Inorganic clays

O = Organic silts and clays

Pt = Peat

ซึ่งจากกลุ่มใหญ่ ๆ ข้างต้นจะมีคำอธิบายชนิดของดินต่อท้าย ตัวอย่างเช่น

W = Well graded

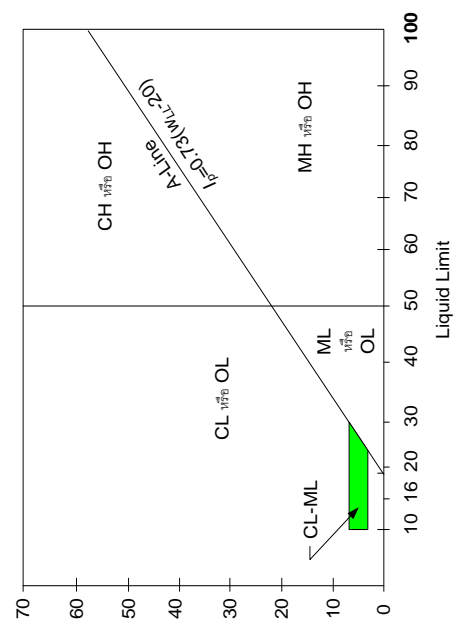
P = Poorly graded

L = Low plasticity

H = High plasticity

ในการจำแนกดินด้วยวิธีนี้นั้นมีเกณฑ์การจำแนกอย่างชัดเจน ซึ่งสรุปได้ดังรูปที่ 4-17

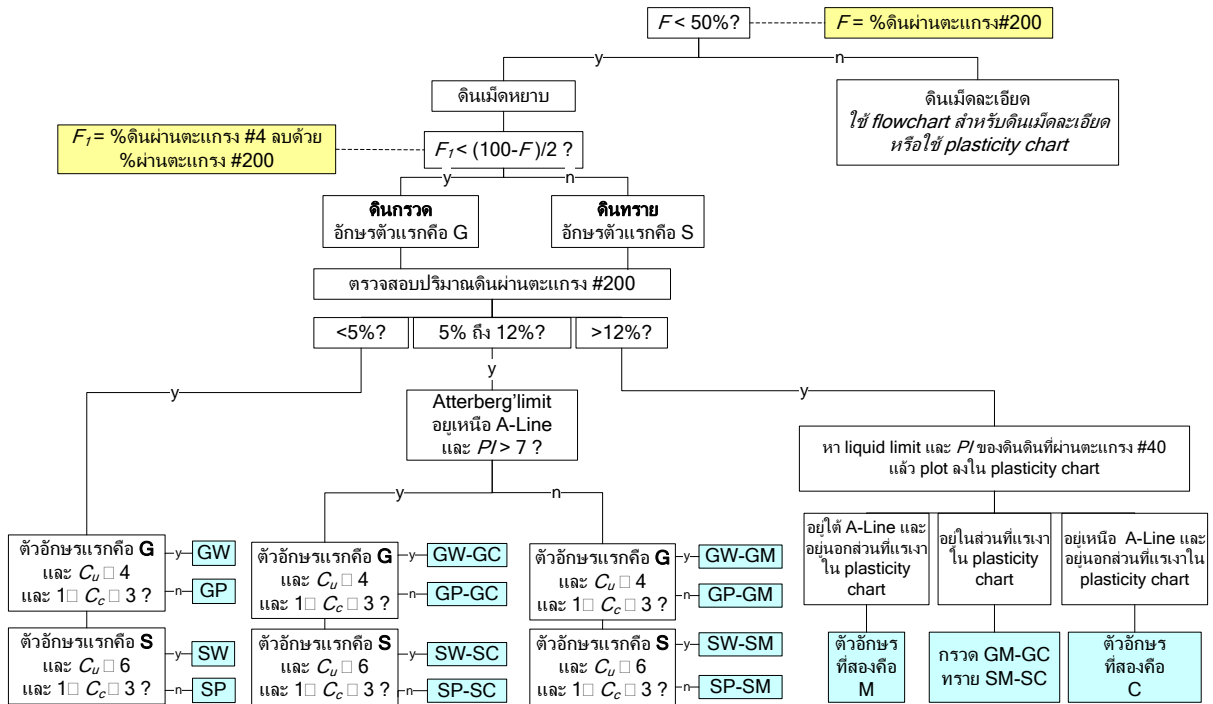
Major division		Group symbol	Typical name	Laboratory classification criteria	
Gravels More than half of coarse fraction is smaller than 4 mm sieve size	Clean gravels (little or no fines)	GW	Well graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines	$C_u = D_{60} / D_{10}$ Greater than 4 $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} D_{60})$ Between 1 and 3 Not meeting all gradation requirements for GW	Above "A" line with PI between 4 and 7 are borderline cases requiring use of dual symbol
	Gravels with fine amount of fines)	GP	Poorly graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines		
Sands More than half of coarse fraction is smaller than 4 mm sieve size	Clean sands (little or no fines)	SW	Well graded sands, gravelly sands, little or no fines	$C_u = D_{60} / D_{10}$ Greater than 6 $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} D_{60})$ Between 1 and 3 Not meeting all gradation requirements for SW	Above "A" line with PI between 4 and 7 are borderline cases requiring use of dual symbol
	Sands with fines (appreciable amount of fines)	SP	Poorly graded sands, gravelly sands, little or no fines		
Silt and clays liquid limit greater than 50	Sands with fines (appreciable amount of fines)	SM	Silty sands, poorly graded sand-silt mixtures	Determine percentage of gravel and sand from grain size curve (depending on percentage of fines (fraction smaller than No. 200 sieve) coarse grained soils are classified as follows: Less than 5% GW, GP, SW, SP 5% to 12% GM, GC, SM, SC More than 12% More than 12% GM, GC, SM, SC 5% to 12% Borderline cases requiring use of dual symbols	Above "A" line with PI between 4 and 7 are borderline cases requiring use of dual symbol
	Silt and clays (liquid limit less than 50)	SC	Clayey sands, poorly graded sand-clay mixtures		
Highly organic soils (more than half of material is larger than No. 200 sieve size)	Silt and clays (liquid limit less than 50)	ML	Inorganic silts and very fine sands, rock flour, silty or clayey fine sands with slight plasticity	$C_u = D_{60} / D_{10}$ Greater than 4 $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} D_{60})$ Between 1 and 3 Not meeting all gradation requirements for GW	Above "A" line with PI between 4 and 7 are borderline cases requiring use of dual symbol
		CL	Inorganic clay of low to medium plasticity, gravelly clays sandy clays, silty clays, lean clays		
Highly organic soils (more than half of material is larger than No. 200 sieve size)	Silt and clays (liquid limit greater than 50)	OL	Organic silts and organic silt-clays of low plasticity	$C_u = D_{60} / D_{10}$ Greater than 4 $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} D_{60})$ Between 1 and 3 Not meeting all gradation requirements for GW	Above "A" line with PI between 4 and 7 are borderline cases requiring use of dual symbol
		MH	Inorganic silts, micaceous or diatomaceous fine sandy or silty soils, elastic silts		
Highly organic soils (more than half of material is larger than No. 200 sieve size)	Silt and clays (liquid limit greater than 50)	CH	Inorganic clays of high plasticity, fat clays	$C_u = D_{60} / D_{10}$ Greater than 4 $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} D_{60})$ Between 1 and 3 Not meeting all gradation requirements for GW	Above "A" line with PI between 4 and 7 are borderline cases requiring use of dual symbol
		OH	Organic clays of medium to high plasticity		
Highly organic soils (more than half of material is larger than No. 200 sieve size)		Pt	Peat and other highly organic soils		



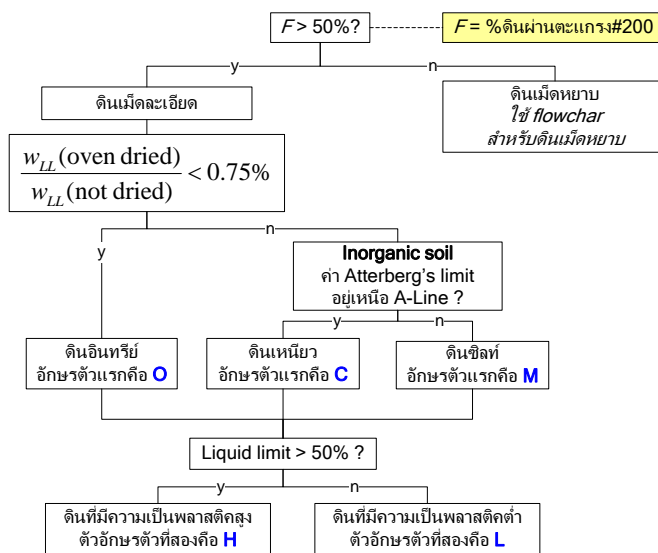
รูปที่ 4-17 เกณฑ์การจำแนกดินด้วยระบบ Unified soil classification โดย Wagner, 1957 (Lambe and Whitman 1969)

4.6.1 Flowchart แสดงขั้นตอนวิธีการจำแนกดิน

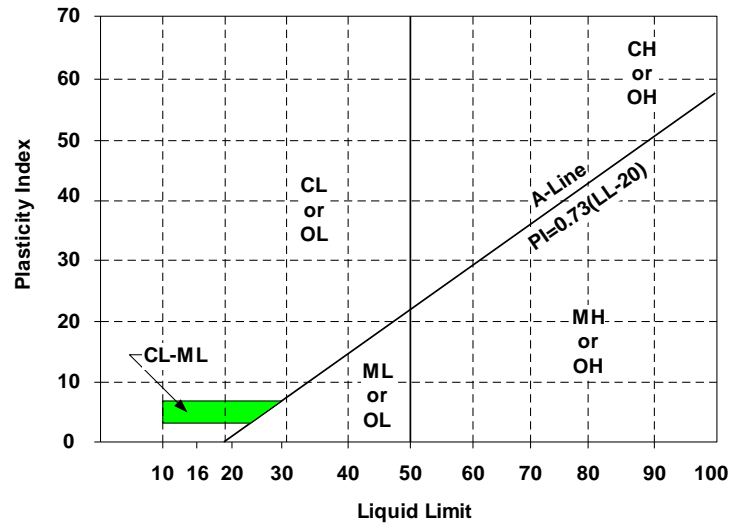
เกณฑ์ที่ใช้ในการจำแนกดินดังรูปที่ 4-17 นั้นค่อนข้างยุ่งยากในการใช้งานเพื่อให้การจำแนกเป็นไปอย่างสะดวกจึงอาจเขียนเป็น flowchart การจำแนกดินได้ดังรูปที่ 4-18 สำหรับดินเม็ดหยาบ และรูปที่ 4-19 สำหรับดินเม็ดละเอียด ส่วนรูปที่ 4-20 เป็น plasticity chart สำหรับจำแนกดินเม็ดละเอียด



รูปที่ 4-18 Flowchart สำหรับจำแนกดินเม็ดหยาบด้วยระบบ USCS



รูปที่ 4-19 Flowchart สำหรับจำแนกดินเม็ดละเอียดด้วยระบบ USCS



รูปที่ 4-20 Plasticity chart

4.7 การจำแนกดินระบบ AASHTO

การจำแนกดินด้วยวิธีนี้แบ่งดินเป็น 7 กลุ่มหลักใหญ่ ๆ คือ

- กลุ่ม A-1, A-2 และ A-3 เป็น Granular materials ซึ่งมีปริมาณดินที่ลอดผ่านตะแกรงเบอร์ 200 น้อยกว่า 35%
- กลุ่ม A-4, A-5, A-6 และ A-7 จะเป็น Clay-type materials ซึ่งปริมาณดินที่ลอดผ่านตะแกรงเบอร์ 200 มากกว่า 35%

General classification	Granular materials (35% or less of total sample passing No. 200)						Silt-clay materials (More than 35% of total sample passing No. 200)				
	A-1		A-3	A-2			A-4	A-5	A-6	A-7	
Group classification	A-1a	A-1b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 ^(a) A-7-6 ^(b)
Sieve analysis Percent passing: No. 10 No. 40 No. 200	≤ 50 ≤ 30 ≤ 15	≤ 50 ≤ 25	> 51 ≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	> 35	> 35	> 35	> 35
Characteristic of fraction passing No. 40 Liquid limit: Plasticity index	≤ 6		N P	≤ 40 ≤ 10	> 41 ≤ 10	≤ 40 > 11	> 41 > 11	≤ 40 ≤ 10	> 41 ≤ 10	≤ 40 > 11	> 41 > 11
Group index	0		0	0			≤ 4	≤ 8	≤ 12	≤ 16	≤ 20
Usual types of significant constituent materials	Stone fragments, gravel, and sand		Fine sand	Silty or clayey gravel and sand				Silty soils		Clayey soils	
General rating as subgrade	Excellent to good						Fair to poor				

(a) For A-7-5, $PI \leq LL - 30$;
(b) For A-7-6, $PI > LL - 30$

รูปที่ 4-21 ตารางที่ใช้ในการจำแนกดินโดยใช้ระบบ AASHTO

โดยเกณฑ์ที่ใช้ในการจำแนกจะมีดังนี้คือ

พิจารณาจาก Grain size

Boulder	$\phi \geq 75 \text{ mm}$
Gravel	$2 \text{ mm} \leq \phi < 75 \text{ mm}$
Coarse sand	$0.425 \text{ mm} \leq \phi < 2 \text{ mm}$
Fine sand	$0.075 \text{ mm} \leq \phi < 0.425 \text{ mm}$
Silt	$0.002 \text{ mm} \leq \phi < 0.075 \text{ mm}$
Clay	$\phi < 0.002 \text{ mm}$

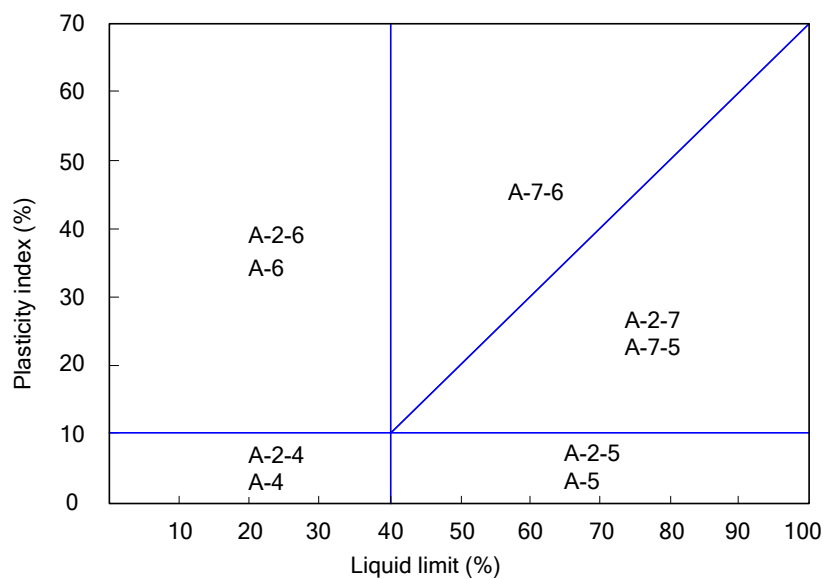
พิจารณาจากความเป็นพลาสติกของดิน (Plasticity)

พิจารณาส่วนที่เป็นดินเม็ดละเอียดคือ:

Plasticity index น้อยกว่าหรือเท่ากับ 10 จะเรียกว่า Silty

Plasticity index มากกว่าหรือเท่ากับ 11 จะเรียกว่า Clayey

ถ้าดินอยู่ในกลุ่ม A-2, A-4, A-5, A-6 และ A-7 จะให้กราฟ Liquid limit และ Plasticity index ในการจำแนกก็ได้



รูปที่ 4-22

ช่วงของ Liquid limit และ Plasticity index สำหรับดินที่อยู่ในกลุ่ม A-2, A-4, A-5, A-6 และ A-7
วิธีการจำแนกโดยใช้ตาราง

นำเอาผล Grain size distribution และ Atterberg limits มาพิจารณาโดยเริ่มจากซ้ายไปขวาไปเรื่อย ๆ จนกระทั่งอยู่ในกลุ่มที่เหมาะสม

Group index

Group index (GI) จะเป็นตัวประเมินคุณภาพของดินที่ใช้เป็นวัสดุพื้นทางโดยจะเขียนไว้ในวงเล็บท้ายกลุ่มที่ได้จำแนกไว้แล้ว โดยมีสมการคือ

$$GI = (F - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F - 15)(PI - 10)$$

โดยที่

F เป็นเปอร์เซ็นต์ของดินที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 200

LL Liquid limit

PI Plasticity index

ถ้าผลการคำนวณได้ค่า GI ติดลบให้ GI = 0

ให้ปัดทศนิยมให้เป็นเลขจำนวนเต็ม (เช่น 3.4 ปัดเป็น 3 หรือ 3.5 ปัดเป็น 4)

Group index ไม่มีค่าสูงสุด

Group index ของดินในกลุ่ม A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-5 และ A-3 จะเป็นศูนย์เสมอ

Group index ของดินกลุ่ม A-2-6 และ A-2-7 จะใช้สมการ

$$GI = 0.01(F - 15)(PI - 10)$$

คุณภาพของดินเมื่อจะนำมาใช้เป็นชั้นรองพื้นทางเมื่อพิจารณาจาก Group index ดังตาราง

Excellent	A-1-a (0)
Good	(0-1)
Fair	(2-4)
Poor	(5-9)
Very poor	(10-20)

ตัวอย่างที่ 4.4

จงจำแนกดินที่กำหนดให้โดยใช้ระบบ AASHTO

ดินชนิดที่	ผล Sieve analysis (% finer)			Plasticity สำหรับส่วนที่ผ่าน # 40	
	# 10	# 40	# 200	Liquid limit	Plasticity index
1	100	82	38	42	23
2	48	29	8	-	2
3	100	80	64	47	29

4	90	76	34	37	12
---	----	----	----	----	----

วิธีทำ – ดินชนิดที่ 1

1. พบว่าดินที่ผ่านตะแกรงเบอร์ #200=38% ซึ่งมากกว่า 35% จึงเลื่อนไปพิจารณาตารางส่วนที่เป็น silt-clay materials
2. Liquid limit > 41 และ plasticity index >11 ซึ่งตรงกับช่องสุดท้าย
3. Plasticity index > Liquid limit – 30 ดังนั้นจัดอยู่ใน A-7-6

วิธีทำ – ดินชนิดที่ 2

1. พิจารณาปริมาณดินที่ผ่านตะแกรง #10, #40 และ #200 แล้วพบว่าตรงกับช่อง A-1-a
2. พบว่าดินที่ผ่านตะแกรงเบอร์ #200=8% ซึ่งน้อยกว่า 35% จึงพิจารณาตารางส่วนที่เป็น granular materials
 - ผ่านตะแกรง #10 = 48 < 50%
 - ผ่านตะแกรง #40 = 29 < 30%
 - ผ่านตะแกรง #200 = 15 < 35%
 - Plasticity index = 2 < 6%

วิธีทำ – ดินชนิดที่ 3

1. พบว่าดินที่ผ่านตะแกรงเบอร์ #200=64% ซึ่งมากกว่า 35% จึงพิจารณาตารางส่วนที่เป็น silt-clay materials
2. Liquid limit > 41 และ plasticity index >11 ซึ่งตรงกับช่องสุดท้าย
3. Plasticity index > Liquid limit – 30 ดังนั้นจัดอยู่ใน A-7-6

วิธีทำ – ดินชนิดที่ 4

1. พบว่าดินที่ผ่านตะแกรงเบอร์ #200=34% ซึ่งน้อยกว่า 35% จึงพิจารณาตารางส่วนที่เป็น granular materials
2. พิจารณาปริมาณดินที่ผ่านตะแกรง #10, #40 และ #200 แล้วพบว่าตรงกับช่อง A-2-?
 - ผ่านตะแกรง #10 = 90 > 50%
 - ผ่านตะแกรง #40 = 76 > 50%
 - ผ่านตะแกรง #200 = 15 < 35%
3. พิจารณา Atterberg's limit ซึ่งตรงกับช่อง A-2-6
 - Liquid limit = 37 < 40%

- Plasticity index = 12 > 11%

ตัวอย่างที่ 4.5

ผลการทดสอบ Sieve analysis ของตัวอย่างดินตัวอย่างที่ 1 มีผลดังนี้

ส่วนที่ค้างอยู่บนตะแกรงเบอร์ 4	30%
ส่วนที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 4 แต่ค้างอยู่บนตะแกรงเบอร์ 200	40%
ส่วนที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 200	30%
Liquid Limit	33
Plasticity Index	12

จากผลการทดสอบมีส่วนที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 = 30% < 50% ดังนั้นดินนี้เป็นดินเม็ดหยาบ (G, S)

ส่วนที่เป็นดินเม็ดหยาบ = 100-30 = 70%

ส่วนที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 4 และค้างอยู่บนตะแกรงเบอร์ 200 = 40%

$F1 = 40\% > (100-30)/2 = 35\%$ ดังนั้นดินชนิดนี้เป็นดินทรายใช้ Group symbol เป็น S

จากนั้นพิจารณาค่า Liquid limit และ Plasticity index

ดินเม็ดละเอียดที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 = 30% > 12% และเมื่อพิจารณาจาก Plasticity chart จะพบว่าค่าที่ได้ขึ้นอยู่กับ A-Line

ดังนั้นดินชนิดนี้จะมี Group symbol เป็น SC

ดินชนิดที่ 2 มีผลการทดสอบ Sieve analysis ดังนี้

ส่วนที่ค้างอยู่บนตะแกรงเบอร์ 4	10%
ส่วนที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 4 แต่ค้างอยู่บนตะแกรงเบอร์ 200	82%
ส่วนที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 200	8%
Liquid limit	39
Plasticity index	8
Cu	3.9
Cc	2.1

ส่วนที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 = 8% < 50% ดังนั้นดินชนิดนี้เป็นดินเม็ดหยาบ (G, S)

ส่วนที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 4 แต่ค้างอยู่บนตะแกรงเบอร์ 200 = 82% > $(100-8)/2 = 46\%$ ดินชนิดนี้เป็นดิน

ทราย

พิจารณาส่วนที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 = 8% ซึ่งอยู่ระหว่าง 5% ถึง 12%

ค่า $C_u < 6$ และ ค่า C_c อยู่ระหว่าง 1 กับ 3 ซึ่งไม่เป็นไปตามเกณฑ์ของ SW ดังนั้น เป็น SP

พิจารณาค่า Liquid limit และค่า Plasticity index เมื่อนำไป Plot ใน Plasticity chart จะพบว่า มี group symbol เป็น SM

สรุป ดินชนิดนี้มี Group symbol เป็น SP-SM

ดินชนิดที่ 3 มีผลการทดสอบ

ส่วนที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 4	100%
ส่วนที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 200	86%
Liquid limit	55
Plasticity index	28

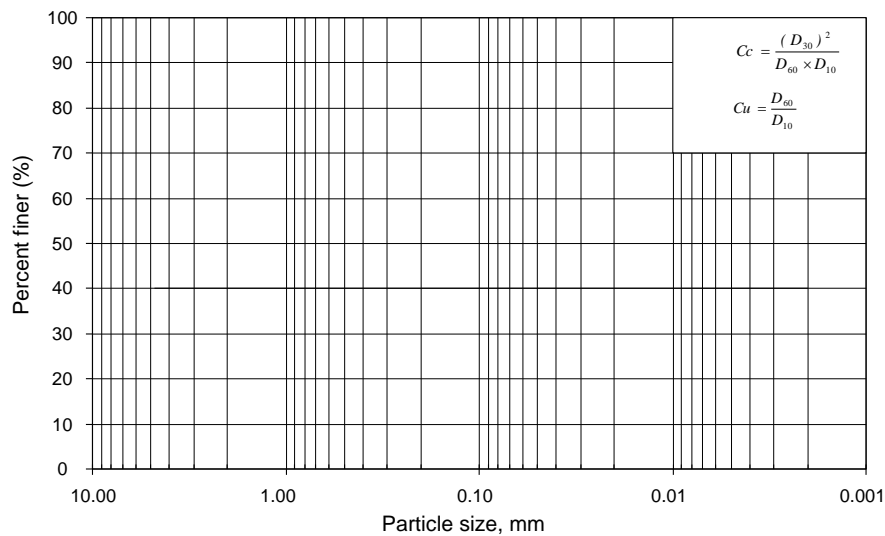
พิจารณาว่ามีส่วนที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 $> 50\%$ ดังนั้นดินชนิดนี้เป็นดินเม็ดละเอียด (M, C)

พิจารณาค่า Liquid limit และ plasticity index เมื่อนำไป Plot ใน Plasticity chart แล้วจะอยู่เหนือ A-Line ดังนั้นดินชนิดนี้มี group symbol คือ CH

4.8 คำถามท้ายบท

1. จงจำแนกดินตัวอย่างในตารางด้วยวิธี Unified Soil Classification จากการจำแนกดินถ้าต้องการนำดินไปทำเป็น แคนเทื่อนซึ่งจะต้องเป็นโครงสร้างที่บ้น้ำ (น้ำซึมผ่านได้ยาก) ควรจะใช้ดิน A หรือ B จงอธิบายเหตุผล

Sieve no	Opening size (mm)	Percent finer (%)	
		ดิน A	ดิน B
4	4.750	98	100
10	2.000	86	100
20	0.850	50	98
40	0.425	28	93
60	0.250	18	88
100	0.150	14	83
200	0.075	10	77
Liquid limit		-	53
Plastic limit		-	28



รูปที่ 4-23

2. โครงการสร้างผนังทึบน้ำด้วยดิน (น้ำซึมผ่านได้ยาก) มีแหล่งวัสดุให้เลือกอยู่ 3 แหล่ง โดยมีผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการดังตาราง

- a) จงจำแนกดินทั้ง 3 ชนิดนี้ด้วยระบบ Unified Soil Classification
- b) นักศึกษาจะเลือกวัสดุจากแหล่งใดเพื่อใช้เป็นแกนเขื่อน โปรดยกเหตุผลประกอบ

	ดินจากแหล่ง A	ดินจากแหล่ง B	ดินจากแหล่ง C
% ดินผ่านตะแกรงเบอร์ 4	98.0	100.0	90.0
% ดินผ่านตะแกรงเบอร์ 200	10.0	77.0	4.0
Coefficient of uniformity, Cu	11	-	4.5
Coefficient of curvature, Cc	2.3	-	1.2
Plastic limit (%)	20	28	-
Liquid limit (%)	44	54	-

3. จากตารางข้อมูล Atterberg's limit ของดินเหนียว 3 ชนิดจงบรรยายว่าสถานะของดินทั้ง 3 ชนิดนี้เป็นอย่างไร จงบอกเหตุผลประกอบ

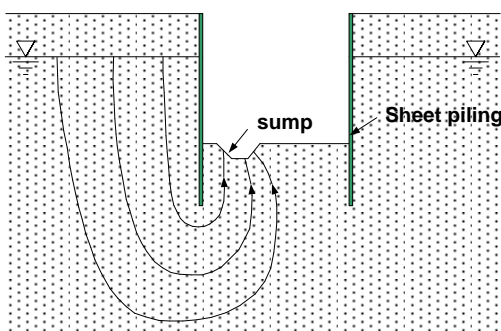
	ดิน A	ดิน B	ดิน C
Water content	22	40	60
Liquid limit	50	50	50
Plastic limit	25	25	25

5

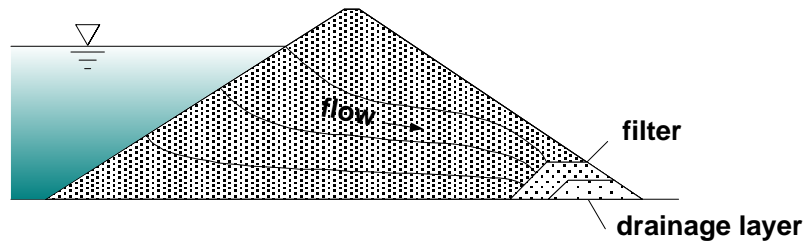
Permeability and Seepage

5.1 วัตถุประสงค์

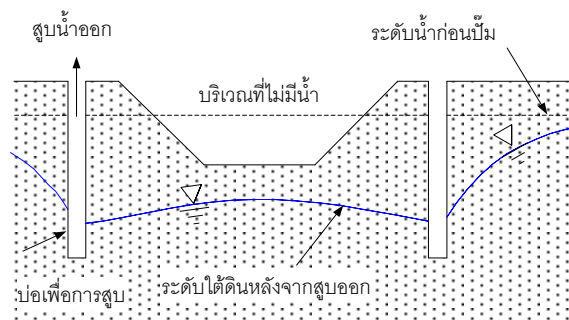
ในทางปฐพีกลศาสตร์ ดินประกอบไปด้วยเม็ดดิน น้ำ และก๊าซ ในงานวิศวกรรมน้ำที่ไหลผ่านดินมีผลกระทบอย่างมาก ดังตัวอย่างในรูปที่ 5-1 ดังนั้นจึงต้องศึกษาถึงความสามารถในการไหลของน้ำผ่านดินเพื่อใช้ในการออกแบบและก่อสร้างงานที่ต้องมีน้ำใต้ดินเข้ามาเกี่ยวข้อง ตัวอย่างงานที่พบเห็นโดยทั่วไปได้แก่งานกำแพงกันดินสำหรับก่อสร้างชั้นใต้ดินในทราย (รูปที่ 5-1) งานเขื่อนกักเก็บน้ำ (รูปที่ 5-2) งานขุดดินที่มีระดับต่ำกว่าน้ำใต้ดิน (รูปที่ 5-3) และงานฝายทึบน้ำที่ต้องการคำนวณแรงยกของน้ำ (รูปที่ 5-4)



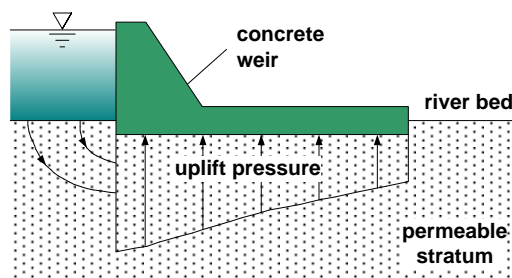
รูปที่ 5-1



รูปที่ 5-2



รูปที่ 5-3



รูปที่ 5-4

ในงานดังกล่าวข้างต้นวิศวกรจำเป็นต้องทราบและเข้าใจหลักการพื้นฐานของการไหลของน้ำผ่านดิน และสามารถนำไปประยุกต์ใช้ในการจัดการกับการไหลของน้ำผ่านดินได้

5.2 Pressure and Head

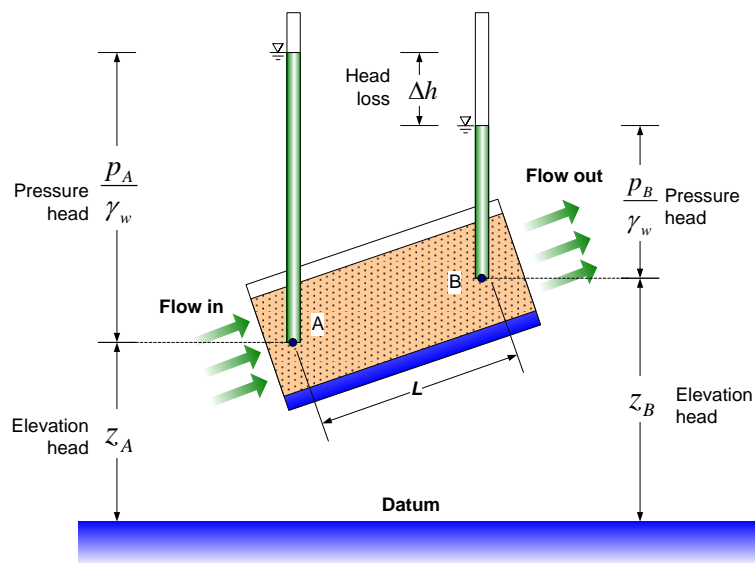
ในกรณีที่การไหลเป็นแบบ incompressible ซึ่งเป็นกรณีที่ของไหลมีความหนาแน่นคงที่ และไม่มี ความหนืด พลังงานรวม (ซึ่งมักจะแทนด้วย Total head) ในการไหลผ่านท่อดังรูปที่ 5-5 จะคงที่ไม่ว่าจะพิจารณาที่ จุดใด ซึ่ง Daniel Bernoulli¹ ได้สร้างความสัมพันธ์ไว้ดังสมการ

¹ Daniel Bernoulli (1700-1782) was a Dutch-Swiss mathematician.

$$h = z + \frac{p}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} = \text{constant} \quad (5.1)$$

โดยที่ z คือ elevation head วัดจากระดับอ้างอิง (datum), p/γ_w คือ pressure head ซึ่งเป็นระดับน้ำในท่อวัดระดับน้ำ (standpipe) และ $v^2/2g$ คือ velocity head

ในการไหลของน้ำผ่านดินนั้นจะแตกต่างจากการไหลของน้ำผ่านท่อ ในการไหลของน้ำผ่านดินนั้นน้ำจะหาช่องทางไหลผ่านช่องว่างระหว่างเม็ดดิน ซึ่งทำให้เกิดการสูญเสียพลังงานในการไหลไปกับแรงเสียดทาน และเมื่อพิจารณาการไหลของน้ำผ่านดินในทางวิศวกรรมนั้น จะคิดว่าดินไหลผ่านดินที่อิ่มน้ำ และมีการไหลคงที่ที่มีความเร็วต่ำ ดังนั้นการไหลของน้ำผ่านดินจึงเป็นการไหลแบบ laminar flow ดังนั้นค่าในเทอม $v^2/2g$ จึงน้อยมากและไม่นำมารวมในสมการที่ 5.1



รูปที่ 5-5 การไหลผ่านดินที่อิ่มน้ำ

เมื่อคิดว่าความเร็วในการไหลของน้ำน้อยมากดังนั้น Total head ที่จุด A จึงเท่ากับ

$$(\text{Total head})_A = z_A + \frac{p_A}{\gamma_w}$$

และ Total head ที่จุด B เท่ากับ

$$(\text{Total head})_B = z_B + \frac{p_B}{\gamma_w}$$

ค่า Head loss ของการไหลระหว่างจุด A และ B

$$\Delta h = \left(z_A + \frac{p_A}{\gamma_w} \right) - \left(z_B + \frac{p_B}{\gamma_w} \right)$$

ซึ่ง Head loss นี้เมื่อหารด้วยระยะห่างระหว่างจุดที่เกิด head loss จะได้เป็นความลาดชันค่าสมการ

$$i = \frac{\Delta h}{L}$$

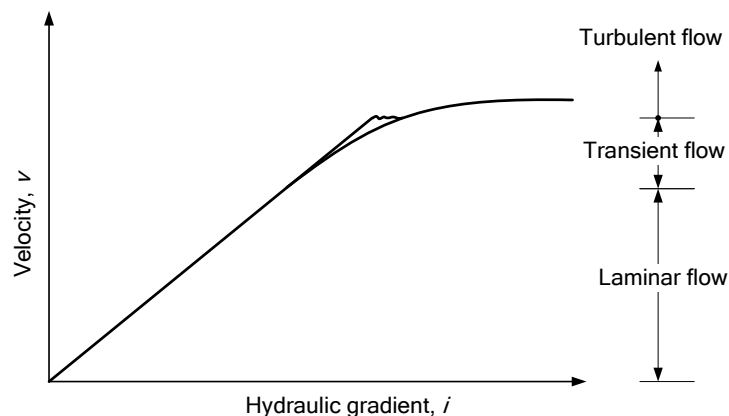
i = hydraulic gradient

L = ระยะระหว่างจุด A และ B (ระยะในการไหลที่ทำให้เกิด Head loss)

สังเกตว่าถ้า Total head ที่ A และ B เท่ากันจะไม่มีกรไหลของน้ำระหว่าง 2 จุด แต่ถ้า Total head ที่ A สูงกว่า B ก็จะมีการไหลของน้ำจาก A ไปยัง B โดยที่ Head ที่แตกต่างระหว่างจุดทั้งสองเรียกว่า Head loss

5.3 กฎของดาร์ซี¹ (Darcy's Law)

ในปี 1856 Darcy ได้เสนอว่า ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วในการไหลของน้ำในดินแปรผันตรงกับ hydraulic gradient



รูปที่ 5-6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วกับ hydraulic gradient

สำหรับดินส่วนใหญ่ เราจะคิดว่าการไหลของน้ำผ่านช่องว่างในดินเป็นแบบ laminar flow นั่นคือความเร็วของการไหลแปรผันตรงกับ hydraulic gradient

$$v \propto i$$

ซึ่งเขียนเป็นสมการได้เป็น

$$v = ki \tag{5.2}$$

โดยที่

¹ Henry Philibert Gaspard Darcy (1803 –1858) was a French engineer who made several important contributions to hydraulics.

k = Coefficient of permeability (สัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำ) มีหน่วยเป็นระยะทางต่อเวลา

i = Hydraulic gradient ($\Delta h/L$)

อัตราการไหลของน้ำคือผลคูณของความเร็วในการไหลกับพื้นที่หน้าตัดที่เกิดการไหล

$$q = vA$$

$$= (ki)A$$

หน่วยของอัตราการไหลคือปริมาตรต่อเวลา m^3/s หรือ cm^3/s โดยกฎของการอนุรักษ์การไหลของน้ำ (conservation of flow) อัตราไหลเข้าของน้ำจะเท่ากับอัตราการไหลออกของน้ำโดยไม่มีการสูญเสียของปริมาณน้ำ

สัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่านจะขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการ ได้แก่ ชนิดของดิน ขนาดผลของเม็ดดิน การจัดเรียงตัวของโครงสร้างดิน และความสม่ำเสมอของเนื้อดิน ค่าโดยทั่วไปของสัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่านแสดงไว้ในตารางข้างล่าง

ตารางที่ 5.1 สัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่านของดินบางชนิด

ชนิดของดิน	k (cm/s)
กรวดที่ไม่มีสิ่งเจือปน	> 1.0
ทรายที่ไม่มีสิ่งเจือปน หรือ ทรายปนกรวดที่ไม่มีสิ่งเจือปน	1.0 ถึง 10^{-3}
ทรายละเอียด ซิลต์ ดินที่มีส่วนผสมของ ทราย ซิลต์ และดินเหนียว	10^{-3} ถึง 10^{-7}
ดินเหนียวที่ไม่มีชั้นดินเม็ดหยาบแทรก	$< 10^{-7}$

ในทางปฏิบัติแล้วเราจะถือว่าดินเหนียวที่เป็นเนื้อเดียวกัน (ไม่มีชั้นทรายแทรกอยู่) จะกั้นน้ำ จากคุณสมบัตินี้ดินเหนียวจึงเป็นวัสดุที่นิยมนำไปใช้ในการก่อสร้างแกนเขื่อนเพื่อป้องกันไม่ให้น้ำไหลซึมผ่านตัวเขื่อน หรือนำดินเหนียวไปใช้เป็นตัวรองพื้นบ่อขยะเพื่อป้องกันไม่ให้น้ำจากขยะไหลลงไปปนเปื้อนดินรอบๆบ่อ

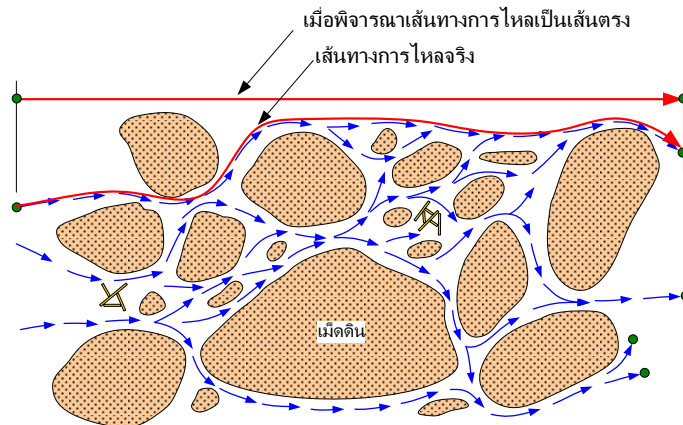
อัตราเร็วในการไหลของน้ำ (Discharge velocity, v) สัมพันธ์กับอัตราเร็วที่น้ำไหลผ่านเม็ดดิน (Seepage velocity, v_s) ดังนี้

$$v_s = \frac{v}{n} \quad (5.3)$$

โดยที่

n = ความพรุนของดิน (Porosity)

Darcy's Law ใช้ได้เฉพาะกรณีของ Laminar Flow ซึ่งความเร็วในการไหลไม่สูง ซึ่งในความเป็นจริงน้ำจะไหลผ่านดินอย่างช้าๆทำให้สามารถใช้ Darcy's Law แต่ในกรณีที่น้ำไหลผ่านดินเม็ดหยาบความเร็วในการไหลอาจอยู่ในช่วง Turbulent ทำให้ไม่สามารถใช้ Darcy's Law ได้ ในการพิจารณาการไหลของน้ำในดินนั้นจะคิดว่าการไหลเป็นแนวเส้นไม่ได้สัดเลาะไปตามเม็ดดินดังรูปที่ 5-7



รูปที่ 5-7 การไหลของน้ำในดินขึ้นอยู่กับขนาดของช่องว่างระหว่างเม็ดดิน

การไหลของน้ำผ่านดินจะไม่ขึ้นกับปริมาณช่องว่างระหว่างเม็ดดิน แต่จะขึ้นอยู่กับขนาดช่องว่างระหว่างเม็ดดินโดยดินเหนียวจะมีช่องว่างระหว่างเม็ดดินเล็กทำให้การไหลของน้ำเป็นไปได้ยากกว่าดินเม็ดใหญ่เช่นดินกรวดหรือทราย ทำให้เรารู้สึกว่าดินเหนียวนั้นน้ำซึมผ่านไม่ได้ และน้ำสามารถซึมผ่านทรายได้ ตารางที่ 5-1 แสดงถึงระดับความซึมผ่านได้ของดิน และช่วงของค่า permeability สำหรับระดับนั้นๆ ส่วนรูปที่ 5-8 เป็นความสัมพันธ์ระหว่างชนิดของดินกับค่า permeability และวิธีทดสอบหาที่ coefficient of permeability

ตารางที่ 5-1 ระดับของความซึมผ่านได้ของดิน

Degree of permeability	Coefficient of permeability (cm/s)
High	More than 10^{-1}
Medium	10^{-1} to 10^{-3}
Low	10^{-3} to 10^{-5}
Very Low	10^{-5} to 10^{-7}
Practically impermeable	Less than 10^{-7}

		Coefficient of Permeability k in cm per sec (log scale)											
		10 ²	10	1.0	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹
Drainage		Good					Poor			Practically impervious			
Soil type	Clean gravel	Clean sand, clean sand and gravel mixture				"Impervious" soils modified by effects of vegetation and weathering			Very fine sand, organic and inorganic silts, mixtures of sand silt and clay, glacial till, stratified clay deposits, etc.				
		"Impervious" soils, e.g., homogeneous clays below zone of weathering											
Direct determination of k	Direct testing of soil in its original position-pumping tests. Reliable if properly conducted. Considerable experience required												
	Constant-head permeameter. Little experience required												
Indirect determination of k	Falling-head permeameter. Reliable. Little of no experience required				Falling-head permeameter. Unreliable. Much experience required				Falling head permeameter. Fairly reliable. Considerable experience necessary				
	Computation from grain-size distribution, i.e., Hazen's formula. Applicable only to clean cohesionless sands and gravels						Computation based on results of consolidation tests. Reliable. Considerable experience required						

After Casagrande and Fadum (1940)

รูปที่ 5-8 ชนิดของดิน และวิธีทดสอบเพื่อหาค่า coefficient of permeability

5.4 ค่าสัมประสิทธิ์ k ได้มาอย่างไร?

5.4.1 ใช้ค่าประมาณจากสมการเชิงประสกรณ์ (Empirical formula)

ในกรณีดินเม็ดหยาบ (กรวด และ ทราย) ค่า k จะขึ้นอยู่กับปัจจัยเหล่านี้

- Effective size, D_{10} ถ้าขนาดของเม็ดดินใหญ่ขนาดช่องว่างระหว่างเม็ดดินจะใหญ่ด้วย
- การกระจายขนาดของเม็ดดิน, C_u เม็ดดินจะมีการเรียงตัวเต็มพื้นที่หรือมีช่องว่างขึ้นอยู่กับค่า C_u
- อัตราส่วนช่องว่าง (Void ratio, e) ค่า k จะมีความสัมพันธ์กับปัจจัยข้างต้นเป็นสมการ empirical ดังนี้คือ

$$k = C \cdot (D_{10})^a (C_u)^b (e)^c$$

โดยที่ C , a , b และ c เป็นค่าคงที่

แต่สมการ Empirical นี้จะไม่น่าเชื่อถือนักเนื่องจากดินเม็ดหยาบจะเปลี่ยนแปลงสภาพไปจากเดิมมากเมื่อนำมาทดสอบในห้องปฏิบัติการ ทำให้ค่า permeability ที่ได้จากสมการนี้ไม่ค่อยถูกต้องนัก

สมการ Empirical ที่ใช้กันอย่างกว้างขวางคือสมการที่เสนอโดย Hazen

$$k = C \cdot (D_{10})^2$$

k = Coefficient of permeability, (m/s)

D_{10} = Effective size, (mm) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเม็ดดินที่ % finer เป็น 10%

C = ค่าคงที่มีค่าอยู่ระหว่าง 0.01 ถึง 0.015

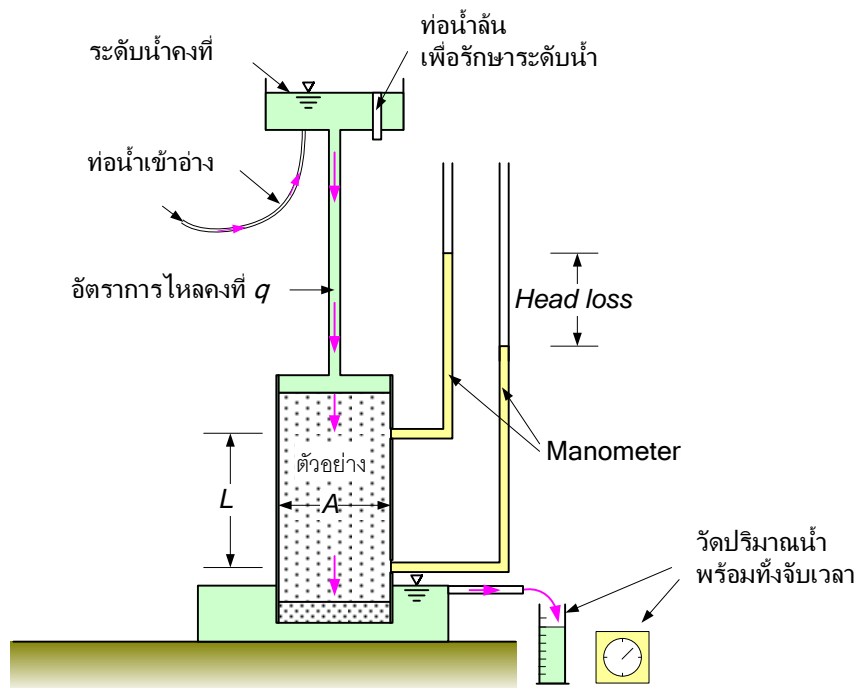
สมการนี้ใช้ได้กับ Clean and Uniform Sand ซึ่งอยู่ในสภาพหลวมที่สุดเท่านั้น

5.4.2 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

การทดสอบเพื่อหาสัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่านในห้องปฏิบัติการมีอยู่ 2 วิธีได้แก่

5.4.2.1 ใช้ระดับน้ำคงที่ (Constant head)

วิธีทดสอบแบบนี้เหมาะกับทรายที่ไม่มีดินเหนียวเคลือบเจือปน (Clean sand) จนถึงกรวดหรือทรายซึ่งมีดินเหนียวเคลือบปนอยู่น้อยกว่า 10% รูปที่ 5-9 คือเครื่องมือที่ใช้ทดสอบแบบ constant head ในการทดสอบจะปล่อยให้ น้ำไหลผ่านกระบอกบรรจุดินตัวอย่างโดยน้ำที่ไหลผ่านตัวอย่างจะบรรจุอยู่ในอ่างซึ่งควบคุมระดับน้ำให้คงที่ ณ. ตัวอย่างจะมีการวัดระดับน้ำด้วย Manometer ซึ่งจะนำมาใช้คำนวณ head loss อัตราการไหลของน้ำทำได้โดยการวัดปริมาณน้ำที่ไหลผ่านตัวอย่าง Q โดยใช้กระบอกตวงพร้อมทั้งจับเวลา t



รูปที่ 5-9 การทดสอบแบบระดับน้ำคงที่

สัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่านคำนวณได้จาก

$$Q = Avt$$

$$= A(ki)t$$

และจาก $i = \frac{h}{L}$ โดยที่ L เป็นระยะระหว่าง Manometer จะได้สมการที่ใช้คำนวณสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน

คือ

$$k = \frac{QL}{Aht} \tag{5.4}$$

โดยที่

Q = ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านตัวอย่าง (วัดโดยกระบอกตวง)

A = พื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างทดสอบ

h = ความแตกต่างของระดับน้ำใน manometer

t = ช่วงเวลาที่น้ำไหลผ่านตัวอย่าง

การทดสอบนี้ไม่นิยมใช้เพื่อหาค่า k ของดินคงสภาพเนื่องจาก

- ตัวอย่างดินมีขนาดเล็ก ทำให้ไม่ครอบคลุมถึงรอยแยกหรือช่องว่างขนาดใหญ่ภายในดิน (Fissure, lamination, root hole)
- การเตรียมตัวอย่างดินใน Permeameter ทำได้ยาก
- น้ำจะไหลตามรอบ ๆ Permeameter ทำให้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านที่ทดสอบมีค่ามากกว่าความเป็นจริง

การทดสอบนี้เหมาะสำหรับ

- ดินที่จะต้องถูกแปรสภาพไปจากเดิมเช่นดินที่จะนำมาให้ทำเป็น filter
- ขนาดที่ใหญ่ที่สุดของเม็ดดินจะต้องไม่มากกว่า 1/20 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของ Permeameter

ค่า Coefficient of permeability นอกจากขึ้นอยู่กับลักษณะของช่องว่างระหว่างเม็ดดินแล้วยังขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของน้ำด้วยดังสมการ

$$k = K \frac{\gamma_w}{\eta}$$

โดยที่

k = Coefficient of permeability

K = ค่าคงที่ขึ้นกับลักษณะของช่องว่างระหว่างเม็ดดิน

γ_w = หน่วยน้ำหนักของ ของไหล

η = ความหนืดของน้ำ

จากสมการข้างต้นเมื่ออุณหภูมิเปลี่ยนไปสิ่งที่เปลี่ยนไปด้วยคือความหนาแน่นและความหนืดของน้ำซึ่งจะทำให้ค่า k เปลี่ยนแปลงไป ดังนั้นการระบุค่า k มักจะระบุที่ 20 °C ดังสมการ

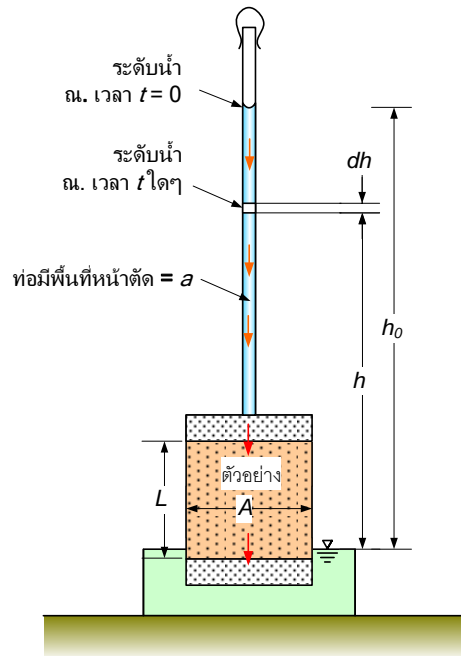
$$k_{20} = k_T \frac{\eta_T}{\eta_{20}}$$

ตารางที่ 5-2 ตารางค่าปรับแก้เนื่องจากอุณหภูมิ

Temp °C	$\frac{\eta_T}{\eta_{20}}$	Temp °C	$\frac{\eta_T}{\eta_{20}}$
0	1.779	25	0.906
4	1.555	30	0.808
10	1.299	40	0.670
15	1.133	50	0.550
20	1.000	60	0.468

5.4.2.2 ระดับน้ำเปลี่ยนแปลง (Variable head)

การทดสอบนี้เหมาะกับดินที่มีสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านได้ปานกลางถึงต่ำ เช่นดินเหนียว การทดสอบทำโดยการปล่อยน้ำให้ไหลผ่านตัวอย่างโดยน้ำจะบรรจุอยู่ในท่อ



รูปที่ 5-10 การทดสอบแบบระดับน้ำเปลี่ยนแปลง

การคำนวณหาค่า k ทำได้โดยพิจารณาอัตราการไหลของน้ำผ่านตัวอย่างผ่าน Stand pipe โดยวัดความสูงที่น้ำลดลงพร้อมทั้งจับเวลา t จากนั้นคำนวณหาค่า Coefficient of permeability

อัตราการไหลของน้ำผ่านตัวอย่างเท่ากับ q ซึ่งมีพื้นที่หน้าตัดดินตัวอย่างเท่ากับ A

$$q = k \frac{h}{L} A$$

และอัตราการไหลออกของน้ำจาก standpipe ทำให้ระดับน้ำลดลง dh ในระยะเวลา dt และ standpipe มีพื้นที่หน้าตัดเท่ากับ a

$$q = -a \frac{dh}{dt}$$

จัดรูปสมการได้เป็น

$$dt = \frac{aL}{Ak} \left(-\frac{dh}{h} \right)$$

อินทิเกรตสมการข้างต้นจะได้

$$\int_{t_0}^{t_1} dt = -\frac{aL}{Ak} \int_{h_0}^{h_1} \frac{dh}{h}$$

จัดรูปสมการใหม่

$$\ln \left(\frac{h_0}{h_1} \right) = \frac{Ak}{aL} (t_1 - t_0)$$

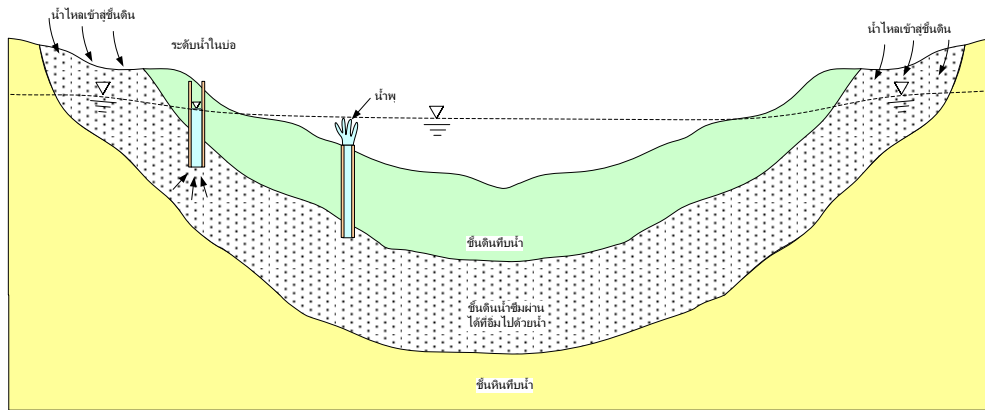
จัดรูปสมการใหม่จะได้

$$k = 2.303 \frac{aL}{A(t_1 - t_0)} \log \left(\frac{h_0}{h_1} \right) \quad (5.5)$$

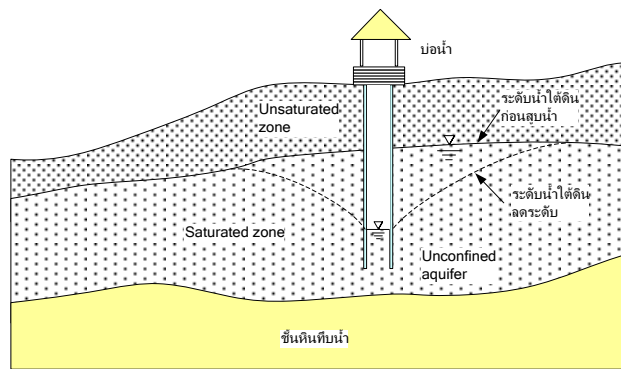
ซึ่งเป็นสมการที่ใช้คำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านโดยใช้วิธีการทดสอบแบบ Variable head

5.4.3 การทดสอบหาค่าสัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่านในสนาม

เป็นการทดสอบเพื่อหาค่า Coefficient of permeability ในสนาม ซึ่งทดสอบโดยการเจาะหลุมเพื่อสูบน้ำ (pumping well) และสูบน้ำออก จากนั้นเจาะหลุมเจาะ (Observation well) ไว้เพื่อตรวจสอบระดับน้ำใต้ดินที่ลดลง ไปเมื่อสูบน้ำขึ้นมาเป็นเวลานานพอจะสามารถตรวจสอบระดับน้ำใต้ดินได้ว่าลดลงไปอย่างไร ลักษณะของน้ำใต้ดินนั้นขึ้นอยู่กับลักษณะทางธรณีวิทยาของชั้นดิน สำหรับงานทางด้านวิศวกรรมศาสตร์ จำแนกชนิดของชั้นน้ำใต้ดินเป็นสองชนิดได้แก่ Confined aquifer และ Unconfined aquifer ซึ่งแสดงดังรูปที่ 5-11 และรูปที่ 5-12 ตามลำดับ



รูปที่ 5-11 Confined aquifers and wells และการไหลแบบ confined



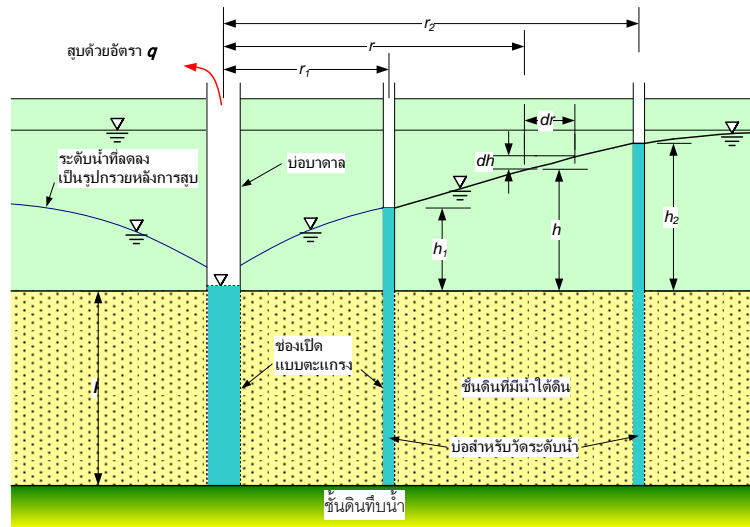
รูปที่ 5-12 Unconfined aquifers หรือที่เรียกกันว่า well และการไหลแบบ unconfined



รูปที่ 5-13 บ่อน้ำในชั้นดินทรายเป็นชั้นน้ำแบบ unconfined aquifer

5.4.3.1 ชั้นน้ำถูกจำกัด (Confined aquifer)

ในการทดสอบเพื่อหาค่า k ของชั้นน้ำที่ถูกจำกัดจะต้องเจาะบ่อเพื่อสูบน้ำออกและวัดอัตราการสูบน้ำออก เมื่อสูบน้ำออกระดับน้ำใต้ดินจะลดลงเป็นรูปกรวยดังรูปที่ 5-14 ในการทดสอบจะเจาะหลุมเจาะสำหรับวัดระดับน้ำที่ลดลงเนื่องจากการสูบน้ำออกสองหลุมโดยห่างจากบ่อสูบน้ำเป็นระยะ r_1 และ r_2 การคำนวณหาค่า k จะใช้กฎของ Darcy และอัตราการสูบน้ำออกที่วัดได้



รูปที่ 5-14 การทดสอบเพื่อหาค่า k กรณีชั้นน้ำถูกจำกัด

จากสมการอัตราการไหลของน้ำเข้า

$$q = kiA$$

$$= k \left(\frac{dh}{dr} \right) (2\pi rl)$$

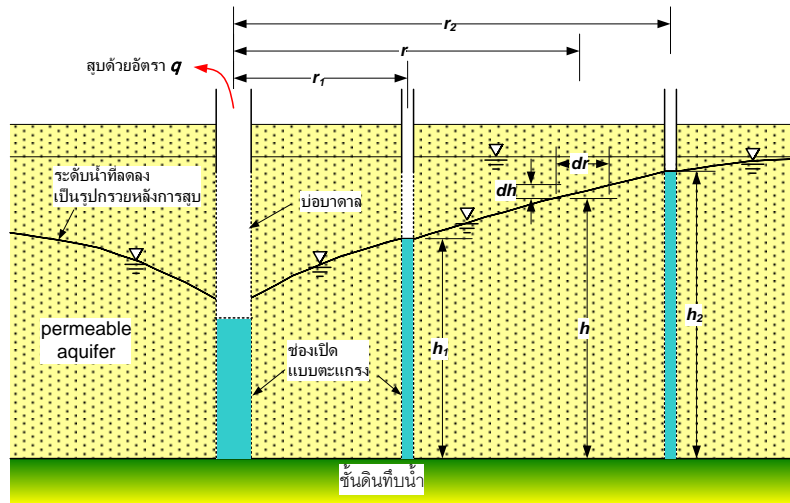
จัดรูปสมการแล้ว integrate

$$\int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r} = (2\pi kl) \int_{h_1}^{h_2} dh$$

$$k = \frac{q}{(2\pi l)(h_2 - h_1)} \ln \left(\frac{r_2}{r_1} \right) \tag{5.6}$$

สมการข้างต้นเป็นสมการที่ใช้ในการทดสอบเพื่อหาค่า k ของชั้นดินแบบ confined aquifer

5.4.3.2 ชั้นน้ำไม่ถูกจำกัด (Unconfined aquifer)



รูปที่ 5-15 การทดสอบเพื่อหาค่า k กรณีชั้นน้ำไม่ถูกจำกัด

จากสมการอัตราการไหลของน้ำเข้า

$$q = kiA$$

พิจารณา i ที่จุดใดๆ จะเท่ากับ dh/dr และพื้นที่ที่น้ำไหลเข้าจะเท่ากับพื้นที่ผิวของบ่อจะได้

$$q = k \left(\frac{dh}{dr} \right) (2\pi rh)$$

จัดรูปสมการและ integrate จะได้

$$\int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r} = \frac{2\pi k}{q} \int_{h_1}^{h_2} h dh$$

สมการสำหรับคำนวณสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านในสนามในกรณีชั้นน้ำไม่ถูกจำกัดคือ

$$k = \frac{q}{\pi(h_2^2 - h_1^2)} \ln \left(\frac{r_2}{r_1} \right) \quad (5.7)$$

5.5 กรณีที่น้ำไหลผ่านชั้นดินที่ประกอบด้วยดินหลายชั้น (Flow through a layered soil)

ที่ผ่านมาเราได้พูดถึงการไหลของน้ำผ่านดินสม่ำเสมอไปแล้ว แต่ในความเป็นจริงดินที่เกิดจากการพัดพาของน้ำและมาตกตะกอนจะมีลักษณะเป็นชั้นๆ ดังรูปที่ 5-16 ซึ่งชั้นดินนี้มักจะประกอบไปด้วยดินหลายชนิดในการพิจารณาอัตราการไหลซึมผ่านจะนำสัมประสิทธิ์การไหลของดินแต่ละชนิดมาใช้ในการคำนวณ ซึ่งจะพิจารณาการไหลสองแบบคือการไหลตั้งฉากกับชั้นดิน และการไหลขนานไปกับชั้นดิน



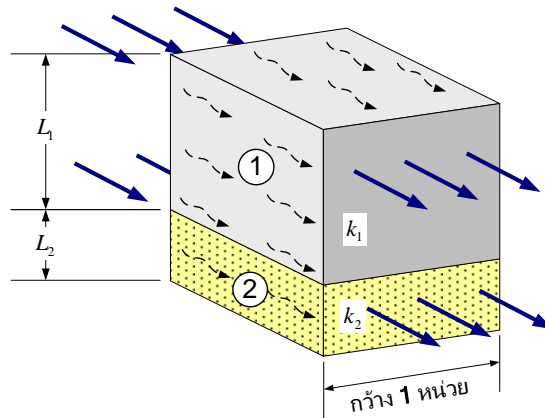
รูปที่ 5-16 ตัวอย่างดินตะกอนที่ทับถมกันเป็นชั้น

ดินที่เกิดจากสภาพพาของน้ำและมาตตะกอนจะมีลักษณะเป็นชั้น ๆ ค่า Permeability ของดินจะแตกต่างกันไปตามลักษณะของการทับถมเช่น

ถ้ามีชั้นดินเหนียวบาง ๆ แทรกอยู่ในชั้นทรายจะทำให้ Permeability ในแนวตั้งของดินลดลงอย่างมาก แต่ถ้ามีชั้นทรายบาง ๆ แทรกอยู่ในชั้นดินเหนียวจะทำให้ Permeability ในแนวราบของดินเพิ่มขึ้นอย่างมาก

5.5.1 การไหลขนานไปกับระนาบชั้นดิน

ถ้าการไหลขนานไปกับชั้นดิน ความลาดของการไหล (hydraulic gradient) จะเท่ากันทุกจุด อัตราการไหลผ่านพื้นที่หน้าตัดรวมจะเท่ากับผลรวมของอัตราการไหลผ่านดินแต่ละชั้นย่อย



รูปที่ 5-17 การไหลผ่านในแนวขนานกับชั้นดิน

การไหลของน้ำในแนวราบในดินชั้นที่ 1 และชั้นที่ 2 จะมี Head Loss เท่ากันดังนั้นจะมี Hydraulic gradient เท่ากัน $i_1 = i_2 = i$

ดังนั้นอัตราการไหลของน้ำผ่านหน้าตัดดินที่มีความกว้าง 1 หน่วยคือ

$$q_v = Av$$

$$= (1.0)L_1 k_H i = (1.0)L_1 k_1 i + (1.0)L_2 k_2 i + \dots + (1.0)L_n k_n i$$

โดยที่ L_i คือความหนารวมของชั้นดิน

k_H = Coefficient of permeability in horizontal direction

แก้สมการข้างต้นจะได้สัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่านในกรณีนี้คือ

$$k_H = \frac{1}{L_i} (L_1 k_1 + L_2 k_2 + \dots + L_n k_n) \quad (5.8)$$

ซึ่งเป็นสมการที่ใช้คำนวณหา Coefficient of permeability in horizontal direction ในกรณีที่มีดินหลายชั้น และน้ำไหลในแนวราบขนานไปกับระนาบชั้นดิน

5.5.2 การไหลตั้งฉากกับระนาบชั้นดิน

ในกรณีนี้ค่า head loss รวมของดินทุกชั้น (ΔH) จะเป็นผลรวมของ head loss ของดินแต่ละชั้น (Δh_1 ถึง Δh_n)

$$\Delta H = \Delta h_1 + \Delta h_2 + \dots + \Delta h_n$$

และอัตราการไหลผ่านดินแต่ละชั้นจะเท่ากัน $q_1 = q_2 = q_v$ ซึ่งจากกฎของดาร์ซีที่เราจะได้

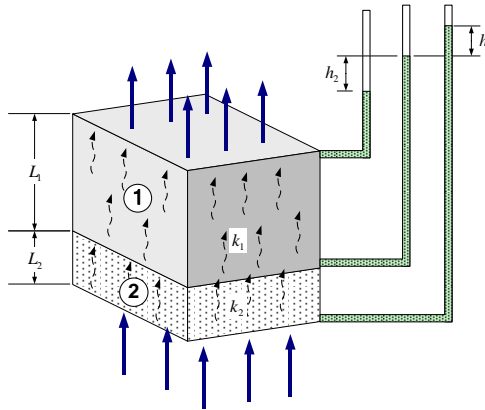
$$k_v \frac{\Delta H}{L_i} = k_1 \frac{\Delta h_1}{L_1} = k_2 \frac{\Delta h_2}{L_2} = \dots = k_n \frac{\Delta h_n}{L_n}$$

เมื่อนำไปแทนค่าลงในสมการ head loss รวมจะได้

$$\Delta H = k_v \frac{\Delta H}{L_t} \left(\frac{L_1}{k_1} + \frac{L_2}{k_2} + \dots + \frac{L_n}{k_n} \right)$$

จัดรูปสมการใหม่จะได้

$$k_v = \frac{L_t}{\frac{L_1}{k_1} + \frac{L_2}{k_2} + \dots + \frac{L_n}{k_n}} \quad (5.9)$$



รูปที่ 5-18 การไหลผ่านในตั้งฉากกับชั้นดิน

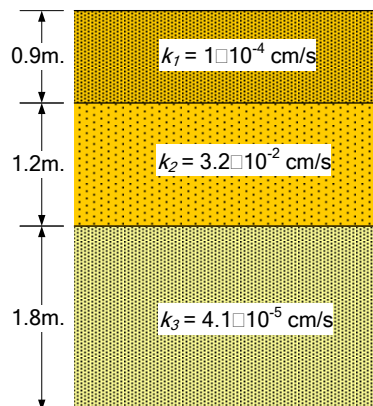
k_v = Coefficient of permeability in horizontal direction

i_v = Hydraulic gradient ของน้ำที่ไหลผ่านดินซึ่งประกอบไปด้วยดินชั้นที่ 1 และชั้นที่ 2

head loss ของดินแต่ละชั้นคือ $h_1 = i_1 L_1$ และ $h_2 = i_2 L_2$

ตัวอย่างที่ 5.1

จากชั้นดินและข้อมูลดังรูป จงคำนวณหา k_v และ k_H และ k_H / k_v



รูปที่ 5-19

$$k_H = \frac{1}{L_t} (L_1 k_1 + L_2 k_2 + \dots + L_n k_n)$$

$$k_H = \frac{(0.9)(1 \times 10^{-4}) + (1.2)(3.2 \times 10^{-2}) + (1.8)(4.1 \times 10^{-5})}{0.9 + 1.2 + 1.8} = 9.888 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$$

$$k_v = \frac{L_t}{\frac{L_1}{k_1} + \frac{L_2}{k_2} + \dots + \frac{L_n}{k_n}}$$

$$k_v = \frac{0.9 + 1.2 + 1.8}{\left(\frac{0.9}{1 \times 10^{-4}} + \frac{1.2}{3.2 \times 10^{-2}} + \frac{1.8}{4.1 \times 10^{-5}} \right)} = 7.367 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$$

$$\frac{k_H}{k_v} = \frac{9.888 \times 10^{-3}}{7.367 \times 10^{-5}} = 134.2$$

จากตัวอย่างจะเห็นว่าน้ำไหลขนานกับชั้นดินได้ดีกว่าไหลตั้งฉากกับชั้นดิน เพราะการไหลเป็นอิสระต่อกันเปรียบเสมือนมีท่อการไหล จากข้อมูลนี้เรามักจะนำไปประยุกต์ใช้ในการสร้างกำแพงกั้นน้ำ เนื่องจากเราทราบว่าถ้ามีชั้นดินที่น้ำแทรกตัวอยู่จะทำให้สัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่านต่ำลง

ตัวอย่างที่ 5.2

ในการทดสอบหาสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน โดยใช้วิธี Constant-head มีข้อมูลดังนี้

อุณหภูมิของน้ำ = 17 °C

เส้นผ่านศูนย์กลางของตัวอย่าง = 100 mm

ระยะระหว่าง Manometer = 150 mm

ความแตกต่างของระดับน้ำใน Manometer = 76 mm.

ปริมาตรของน้ำที่ไหลออกจากตัวอย่างในเวลา 2 นาที = 541 ml.

จงคำนวณหา coeff. of permeability, k

$$\begin{aligned} k &= \frac{QL}{hAt} \\ &= \frac{(541 \times 10^3)(150)}{(76)(0.25\pi 100^2)(2)(60)} \\ &= 1.13 \text{ mm/s} \end{aligned}$$

ปรับแก้เนื่องจากอุณหภูมิโดยใช้ตารางที่ **ปป** $\left(\frac{\eta_T}{\eta_{20}} \right)_{17^\circ C} = 1.09$

$$k_{20} = 1.13 \times 1.09 = 1.23 \text{ mm/s}$$

ตัวอย่างที่ 5.3

จากข้อมูลการทดสอบสัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่านโดยใช้วิธี Variable-head จงคำนวณสัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่านของดินตัวอย่างนี้

เส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่าง = 100 mm

ความยาวของตัวอย่าง = 150 mm

เส้นผ่าศูนย์กลางของ Stand pipe = 9 mm

ระดับน้ำใน Stand pipe ที่เวลา $t_0 = 1200$ mm

ระดับน้ำใน Stand pipe ที่เวลา $t = 900$ mm

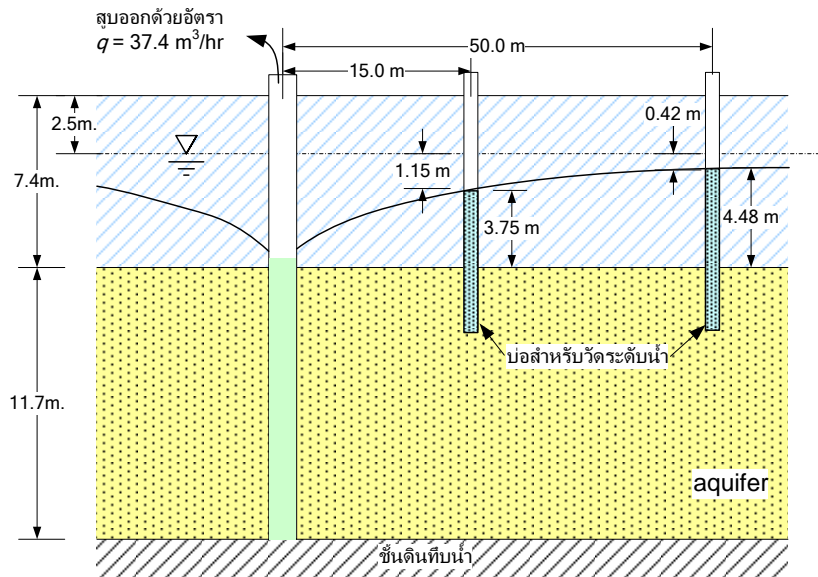
เวลาจาก t_0 ถึง $t = 177$ s

แทนค่าในสมการ

$$\begin{aligned} k &= 2.303 \frac{aL}{A(t_1 - t_0)} \log \left(\frac{h_0}{h_1} \right) \\ &= 2.303 \frac{(0.25\pi 9^2)(150)}{(0.25\pi 100^2)(177)} \log \left(\frac{1200}{900} \right) \\ &= 1.975 \times 10^{-3} \text{ m/s} \end{aligned}$$

ตัวอย่างที่ 5.4

ในการทดสอบหาค่า coeff. of permeability โดยใช้วิธี Pumping test ของชั้นทรายแน่นที่ถูขนาบไว้ด้วยชั้นที่บ้น้ำ โดยมีอัตราการไหล 37.4 m³/hr Pumping well และ Observation well มีตำแหน่งดังรูป จงคำนวณหาค่า k



รูปที่ 5-20

ระยะห่างของบ่อวัดระดับน้ำและระดับน้ำในบ่อทั้งสอง

$$r_1 = 15 \text{ m}$$

$$h_1 = 7.4 - (2.5 + 1.15) = 3.75 \text{ m}$$

$$r_2 = 50 \text{ m}$$

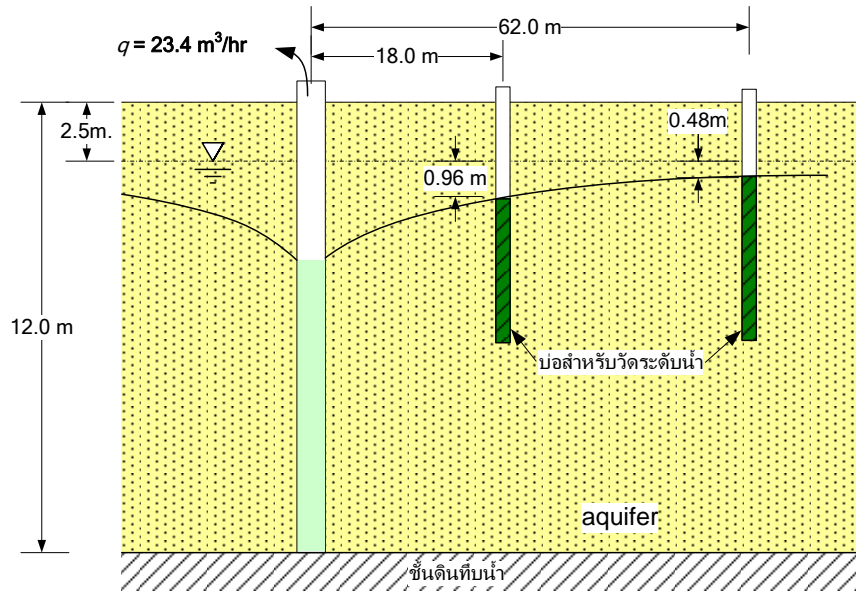
$$h_2 = 7.4 - (2.5 + 0.42) = 4.48 \text{ m}$$

$$k = \frac{q}{(2\pi)(h_2 - h_1)} \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)$$

$$k = \frac{(37.4)}{(3600)(2\pi \times 11.7)(4.48 - 3.75)} \ln\left(\frac{50}{15}\right) = 2.33 \times 10^{-4} \text{ m/s}$$

ตัวอย่างที่ 5.5

การทดสอบหาค่า coeff. of permeability โดยใช้วิธี Pumping test ของชั้นดินทรายโดยทำการเจาะ Pumping well และ Observation well ดังรูปถ้าอัตราการไหลเป็น $23.4 \text{ m}^3/\text{hr}$ จงคำนวณสัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่าน



รูปที่ 5-21

$$r_1 = 18 \text{ m}$$

$$h_1 = 12 - (2.5 + 0.48) = 9.02 \text{ m}$$

$$r_2 = 62 \text{ m}$$

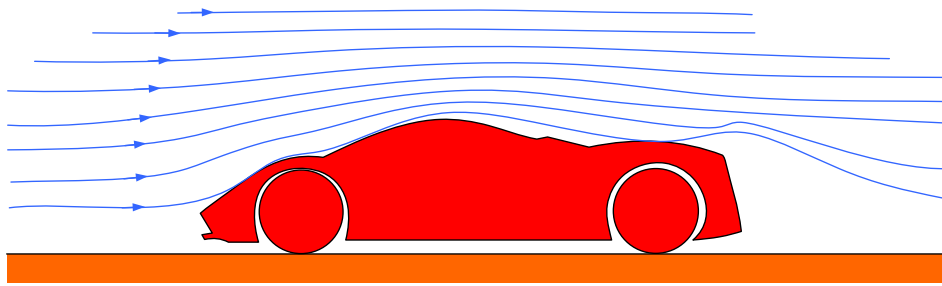
$$h_2 = 12 - (2.5 + 0.96) = 8.54 \text{ m}$$

$$k = \frac{q}{\pi(h_2^2 - h_1^2)} \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)$$

$$k = \frac{(23.4)}{(3600)\pi((8.54^2) - (9.02^2))} \ln(18) = 3.04 \times 10^{-4} \text{ m/s}$$

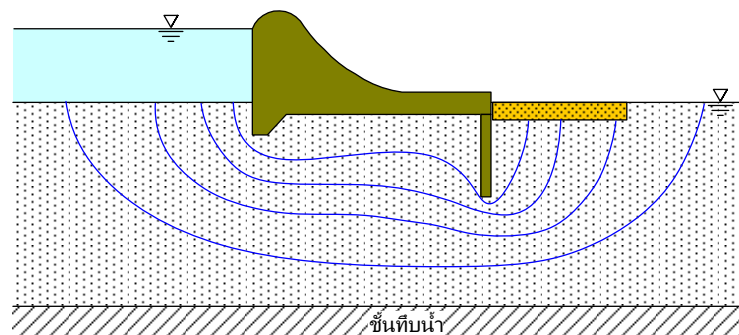
5.6 ทฤษฎีการไหล (Seepage theory)

น้ำเป็นของไหลประเภทหนึ่งซึ่งมีหลักการไหลคล้ายกับของไหลประเภทอื่นเช่น อากาศ ในการศึกษาการไหลของมวลอากาศในกรณีของการออกแบบรูปร่างยานยนต์ จะใช้วิธีการทดสอบในอุโมงค์ลม และทำการฉีดควันที่มีสีตามตำแหน่งต่างๆ เพื่อศึกษาแนวการไหลของกระแสอากาศดังรูปที่ 5-22



รูปที่ 5-22 แนวการไหลของอากาศเมื่อรถเคลื่อนที่ผ่าน จากการทดสอบในอุโมงค์ลม

การไหลของน้ำผ่านดินก็สามารถทดสอบได้ในลักษณะเดียวกัน ซึ่งเราจะได้แนวการไหลของน้ำในดินดังตัวอย่างในรูปที่ 5-23



รูปที่ 5-23 แนวการไหลของน้ำผ่านมวลดิน ในกรณีที่มีโครงสร้างที่ขุดน้ำก้นน้ำอยู่

ในส่วนนี้จะอธิบายการไหลของน้ำในระนาบซึ่งมี 2 มิติคือแกนตั้งและแกนราบ โดยจะสมมุติว่าแกนที่ตั้งฉากกับแกนทั้งสองนี้ไม่มีการไหลผ่าน การไหลของน้ำใน 2 มิตินี้อธิบายได้โดยใช้สมการของลาปลาซ (Laplace's equation)

$$k_x \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0$$

โดยที่ H คือ Total head

k_x และ k_z คือสัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่านในทิศทาง x และ z

สมการของลาปลาซอธิบายการไหลของน้ำว่า ถ้ามีการเปลี่ยนแปลง Hydraulic gradient ในทิศทางใด จะมีการระบบปรับเข้าสู่สมดุล โดย hydraulic gradient ในทิศทางอื่นจะมีการเปลี่ยนแปลง สมการของลาปลาซตั้งอยู่บนสมมุติฐานดังนี้

- ดินมีเนื้อเป็นเนื้อเดียว และอิ่มตัว (homogeneous and saturated)
- ดินและน้ำไม่มีการเปลี่ยนปริมาตรเมื่อมีแรงดันมากระทำ (incompressible)

- ไม่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาตรในระหว่างการไหล
- การไหลต้องเป็นไปตามกฎของ Darcy

ถ้าดินเป็นเนื้อเดียวกันค่า k_x จะเท่ากับ k_z ดังนั้นสมการของลาปลาซจะเขียนใหม่ได้เป็น

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0$$

ในการแก้สมการนี้จะต้องรู้ขอบเขตของปัญหาซึ่งค่อนข้างจะซับซ้อนและยุ่งยากในกรณีที่ขอบเขตที่ไม่สามารถอธิบายด้วยคณิตศาสตร์ จึงได้มีการเสนอวิธีเพื่อใช้ในการแก้สมการนี้ วิธีหนึ่งที่นิยมใช้กันคือวิธีประมาณด้วยการเขียน flow net (เส้นข่ายการไหล)

สมการของลาปลาซอธิบายการไหลของน้ำว่า ถ้ามีการเปลี่ยนแปลง hydraulic gradient ในทิศทางใด hydraulic gradient ในทิศทางอื่นจะมีการเปลี่ยนแปลงเพื่อปรับระบบให้เข้าสู่สมดุล

สมการของลาปลาซตั้งอยู่บนสมมติฐานคือ

- ดินมีเนื้อสม่ำเสมอ และอิ่มตัว (homogeneous and saturated)
- ดินและน้ำไม่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาตรเมื่อมีแรงดันมากระทำ (incompressible)
- ไม่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาตรในระหว่างการไหล
- การไหลต้องเป็นไปตามกฎของ Darcy

5.7 Flow net (เส้นข่ายการไหล)

วิธีเขียนเส้นข่ายการไหลเป็นวิธีที่ง่ายและเป็นการแก้สมการลาปลาซของการไหลที่ค่อนข้างสะดวก ก่อนที่จะเข้าไปในรายละเอียดเราควรจะต้องเข้าใจการไหลในสองมิติก่อน จากสมการของลาปลาซค่าตอของสมการจะขึ้นอยู่กับ total head ในบริเวณสนามการไหลในระนาบ xz เท่านั้น ถ้าเราตั้งตัวแปร ξ แทน velocity potential ซึ่งตัวแปรนี้จะแสดงถึงการเปลี่ยนแปลงของ total head ในมวลดิน

$$\xi = kH$$

เมื่อ k เป็นสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านใดๆ ความเร็วของการไหลในแนวแกน X และ Z คือ

$$v_x = k_x \frac{\partial H}{\partial x} = \frac{\partial \xi}{\partial x}$$

$$v_z = k_z \frac{\partial H}{\partial z} = \frac{\partial \xi}{\partial z}$$

ซึ่งจากสมการแสดงว่า ความเร็วของการไหลจะตั้งฉากกับเส้นที่มี total head ค่าเดียวกัน ซึ่งเรามักเรียกเส้นนี้ว่า equipotential line (มีระดับน้ำใน piezometer เท่ากันดังรูปที่ xx) ความเร็วจะชี้ไปในทิศที่มีค่า total

head ลดลง ความแตกต่างระหว่าง head ของเส้น equipotential สองเส้นจะเป็นค่า head loss ดังอธิบายในรูปที่ xx

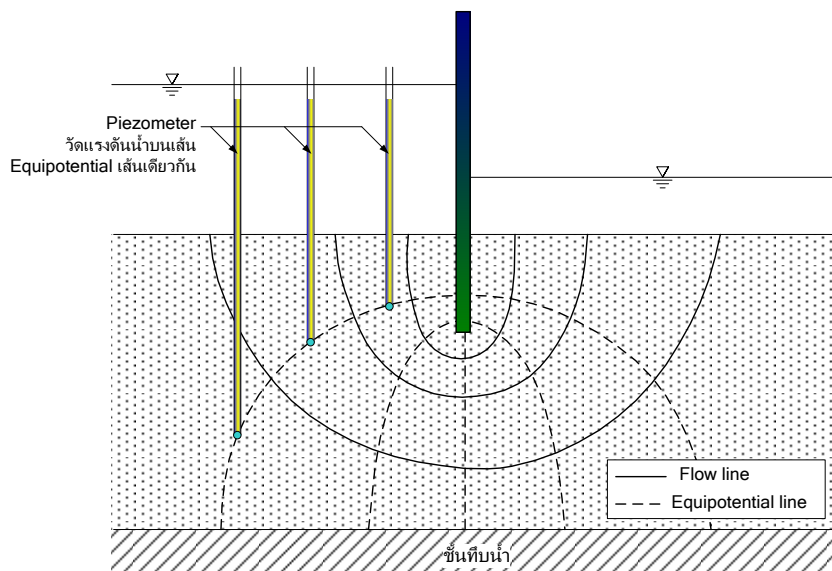
ในกรณีที่ $k_x = k_z$ สมการลาปลาซจะเขียนได้ใหม่เป็น

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0$$

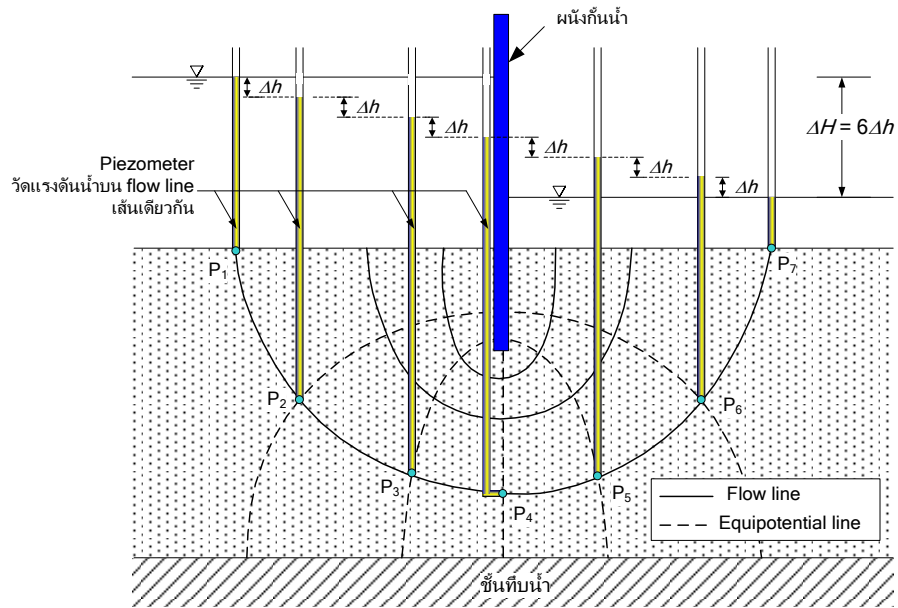
ต้องการจะทราบ Total head ณ. จุดใดๆ $H = f(x, z)$

การแก้สมการนี้จะต้องรู้ขอบเขตของปัญหา ซึ่งในกรณีที่ขอบเขตของปัญหาไม่สามารถอธิบายด้วยคณิตศาสตร์ง่ายๆได้ จึงมักจะนิยมใช้วิธีอื่นแทนการแก้สมการตรงๆ ซึ่งวิธีเหล่านั้นได้แก่

- วิธีการฟิก เป็นการเขียน flow net
- วิธีเชิงตัวเลข เช่น Finite element หรือ Finite difference



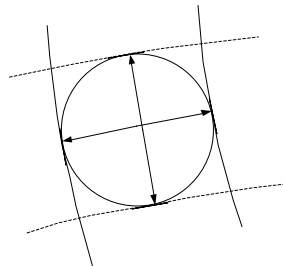
รูปที่ 5-24 เส้น equipotential เป็นเส้นซึ่งแสดงว่ามี Total head เท่ากัน ถ้าเรานำ piezometer ไปวางไว้บนเส้น equipotential เส้นเดียวกันระดับน้ำใน piezometer จะเท่ากัน



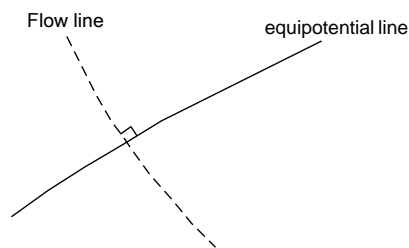
รูปที่ 5-25 เส้นการไหล (flow line) เป็นเส้นแสดงถึงทิศทางการไหลของน้ำ และจะตั้งฉากกับเส้น equipotential

ชุดของเส้น Equipotential line กับ Flow line จะเรียกว่า Flow net ซึ่งจะใช้ในการคำนวณหาการไหลของน้ำ และแรงดันน้ำที่จุดใดๆ ในขอบเขตของ Flow net ซึ่งในการเขียนจะมีกฎในการเขียนดังนี้

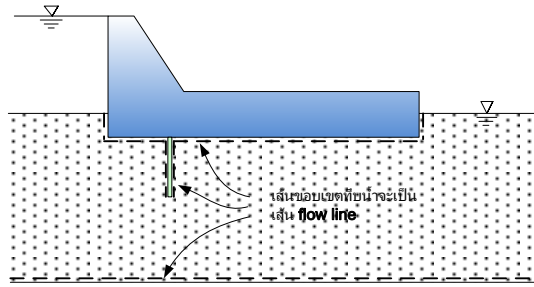
1. พื้นที่ซึ่งล้อมรอบด้วย flow line และ equipotential line จะต้องมียุทธศาสตร์เท่ากัน ซึ่งเราสามารถที่จะเขียนวงกลมลงไปได้โดยวงกลมจะสัมผัสกับเส้นพอดี



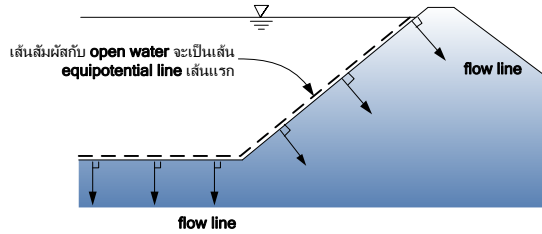
2. เส้น Equipotential line และเส้น Flow line จะต้องตัดกันเป็นมุมฉาก



3. เนื่องจากขอบเขตที่ตึบน้ำจะไม่มี การไหลของน้ำผ่าน ดังนั้นเส้นขอบเขตที่ตึบน้ำจะเป็นเส้นการไหล 1 เส้น

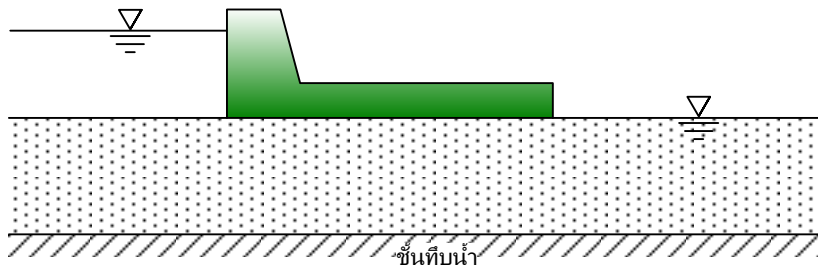


4. กรณีที่ขอบเขตของชั้นดินที่น้ำซึมผ่าน ได้สัมผัสกับ open water จะเป็นเส้น Equipotential line

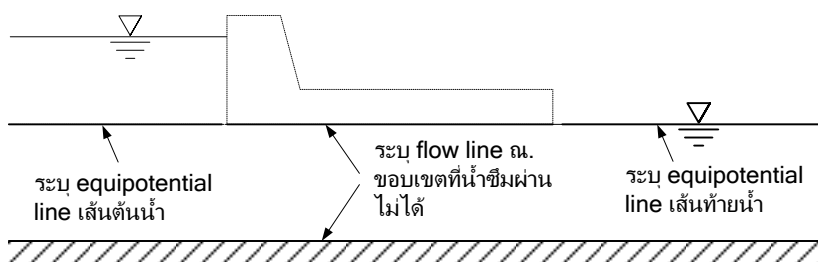


จากกฎเกณฑ์ที่กล่าวมาแล้วข้างต้น นำมาเขียน Flow net โดยมีขั้นตอนดังนี้

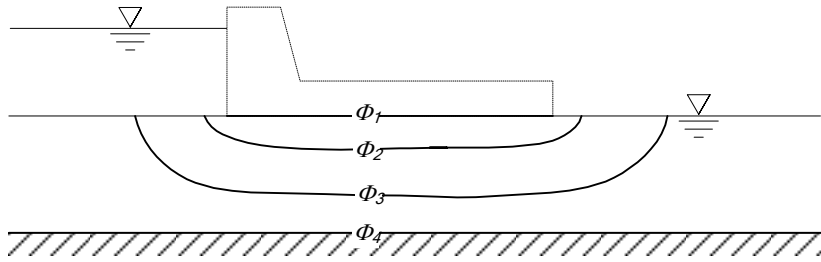
1. เขียนรูปตัดของปัญหาโดยใช้สเกลที่เหมาะสม ซึ่งจะต้องระบุขอบเขตของชั้นดินและ โครงสร้างต่างๆ ลงในรูปด้วย



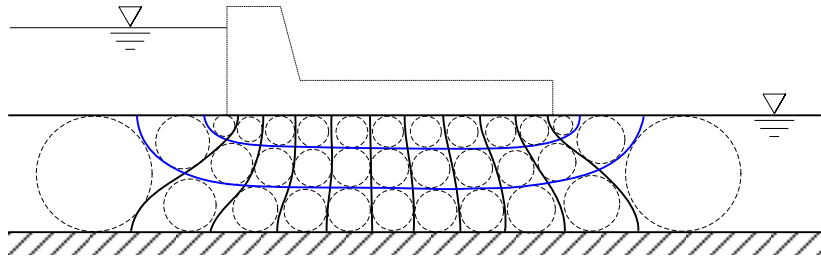
2. ระบุเส้นขอบเขตที่ตึบน้ำ โดยขอบเขตที่ตึบน้ำจะเป็น flow line 1 เส้น เนื่องจากน้ำจะไม่สามารถไหลผ่านเส้นขอบเขตที่ตึบน้ำนี้ได้ จากนั้นระบุ Equipotential line ซึ่งเป็นเส้นที่เราทราบว่า มี Total head เท่ากัน นั่นคือเส้นที่ชั้นดินสัมผัสกับน้ำนั่นเอง



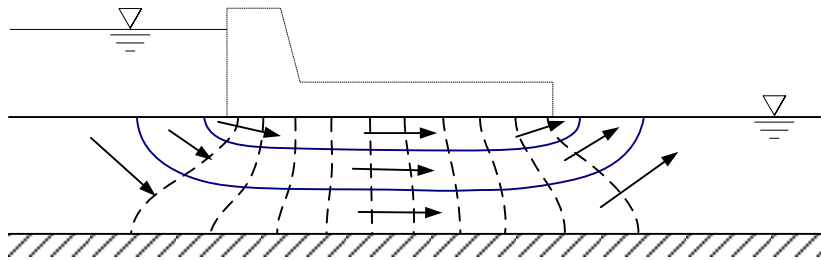
3. เสกตัดซ์เส้น flow line



4. ลากเส้น Equipotential โดยที่ตารางที่เกิดจากการตัดกันของเส้น Equipotential กับ flow line จะมีลักษณะเป็นเส้นโค้งจัตุรัส (curvilinear square)

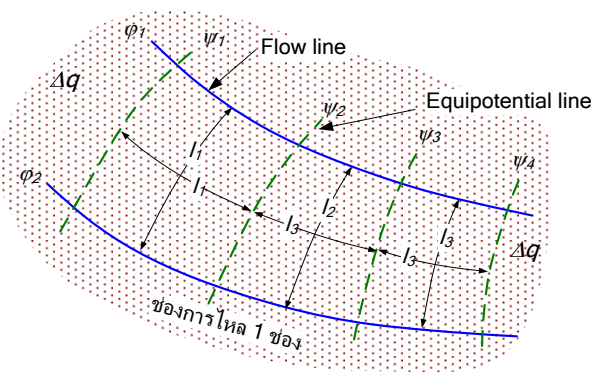


5. จากนั้นปรับแก้จนกระทั่งทุกๆ เส้นตัดกันเป็นตารางจัตุรัสทั้งหมด จากนั้นลบเส้นที่ไม่ต้องการทิ้งไป

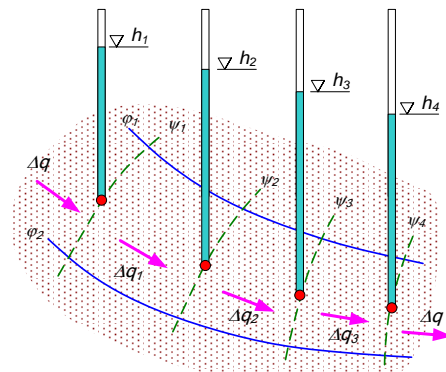


5.8 การคำนวณปริมาณการไหลซึมผ่าน (Calculation of seepage quantities)

อัตราการไหลของน้ำในดินสามารถวิเคราะห์ได้โดยการสร้าง Flow net และใช้ Darcy's law ในการหา อัตราไหลของน้ำในดิน โดยพิจารณาจาก Flow channel 1 ช่อง



ช่องการไหล 1 ช่อง ความลึกตั้งฉากกับกระดาษ = 1 หน่วย



Total head ณ. จุดกึ่งกลางของช่องการไหล

รูปที่ 5-26

อัตราการไหลของน้ำผ่าน Flow channel 1 ช่องคือ

$$\Delta q = \Delta q_1 = \Delta q_2 = \Delta q_3 = \dots$$

จาก Darcy's law อัตราการไหลของน้ำคือ kiA จะได้

$$\Delta q = k \left(\frac{h_1 - h_2}{l_1} \right) l_1 = k \left(\frac{h_2 - h_3}{l_2} \right) l_2 = k \left(\frac{h_3 - h_4}{l_3} \right) l_3 = \dots$$

จากสมการแสดงว่า การลดระดับของ Piezometric level ที่เส้น equipotential line ที่ติดกันจะเท่ากัน ซึ่งเราเรียกว่า potential drop

$$h_1 - h_2 = h_2 - h_3 = h_3 - h_4 = \dots = \frac{H}{N_d}$$

การไหลของน้ำผ่านดินต่อ 1 ช่องการไหล (flow channel) คือ

$$\begin{aligned} \Delta q &= (1.0) \left(k \frac{H}{N_d} \right) \\ &= (1.0) \left(k \frac{H}{N_d} \right) \end{aligned}$$

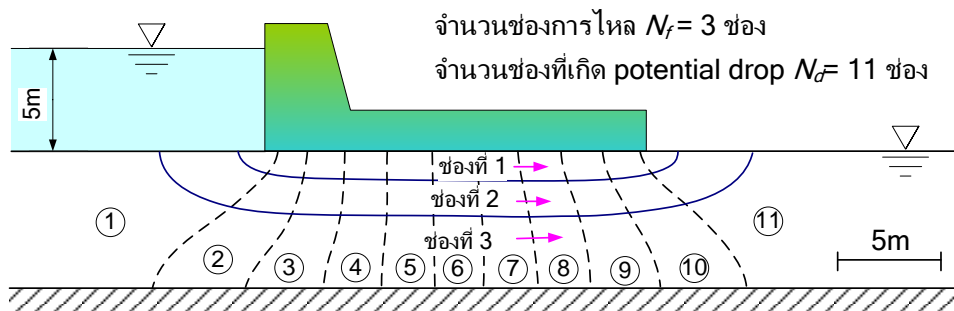
H = ความแตกต่างระหว่าง head ของต้นน้ำกับท้ายน้ำ หรือ head loss รวม

N_d = Number of potential drops

ดังนั้นการไหลของน้ำรวมทั้งหมด ในกรณีที่มี Flow channel เป็นจำนวน N_f ช่องคือ

$$q = \Delta q \cdot N_f$$

$$q = kH \frac{N_f}{N_d} \tag{5.10}$$



รูปที่ 5-27

ความรู้เกี่ยวกับการสูญเสียพลังงานเนื่องจากการไหลผ่านดินสามารถนำไปประยุกต์ใช้ในการลดแรงดันน้ำใต้ดินได้ ดังตัวอย่างต่อไปนี้

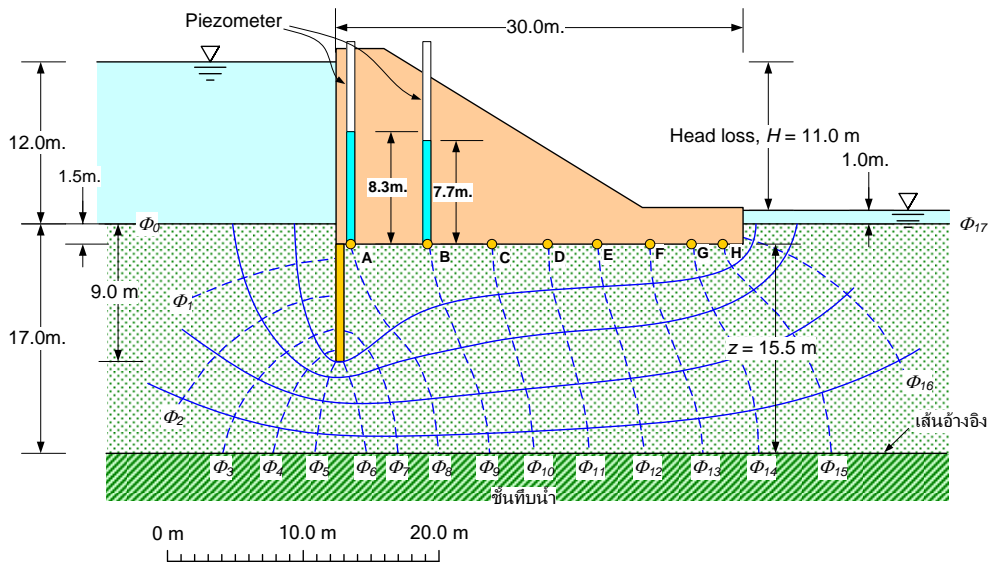
ตัวอย่างที่ 5.6

จากโครงสร้างฝายดังรูปจงคำนวณ

a) อัตราการไหลของน้ำผ่านดินใต้ฝาย

b) แรงดันของน้ำที่กระทำต่อใต้ฝาย

กำหนดให้: Coefficient of permeability, $k = 5.2 \times 10^{-5}$ m/s



รูปที่ 5-28

$$N_f = 4.4$$

$$N_d = 17$$

$$q = kH \frac{N_f}{N_d} = (5.2 \times 10^{-5})(11.0) \left(\frac{4.4}{17} \right) = 1.48 \times 10^{-4} \text{ m/s}$$

Pressure ที่จุด A (Φ_8)

$$(\text{Total head}) \Phi_8 = (\text{Total head}) \Phi_0 - (H/N_d) * n$$

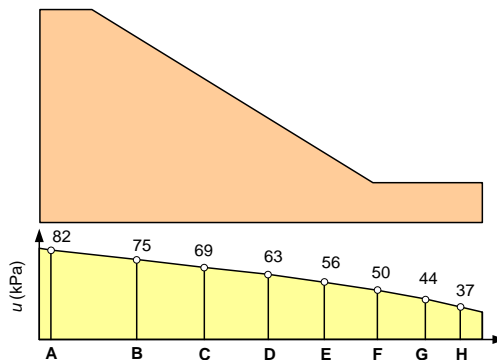
$$z_A = 17 - 1.5 = 15.5 \text{ m}$$

$$p_A = (23.82 - 15.5)(9.81) = 82 \text{ kPa}$$

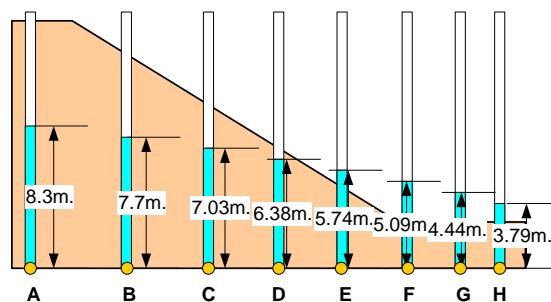
ตารางที่แสดงแรงผลการคำนวณแรงดันน้ำ ณ. จุด A ถึงจุด H ได้เขียน

จุด	equi. line no.	Total head (m)	Elevation head (m)	Pressure head (m)	u (kPa)
A	Φ_8	23.82	15.5	8.32	82

B	Φ9	23.18	15.5	7.68	75
C	Φ10	22.53	15.5	7.03	69
D	Φ11	21.88	15.5	6.38	63
E	Φ12	21.24	15.5	5.74	56
F	Φ13	20.59	15.5	5.09	50
G	Φ14	19.94	15.5	4.44	44
H	Φ15	19.29	15.5	3.79	37



รูปที่ 5-29 ซึ่งเมื่อนำมาพล็อตเป็นแรงดันที่กระทำใต้ฐานรากของฝายได้ดังรูป



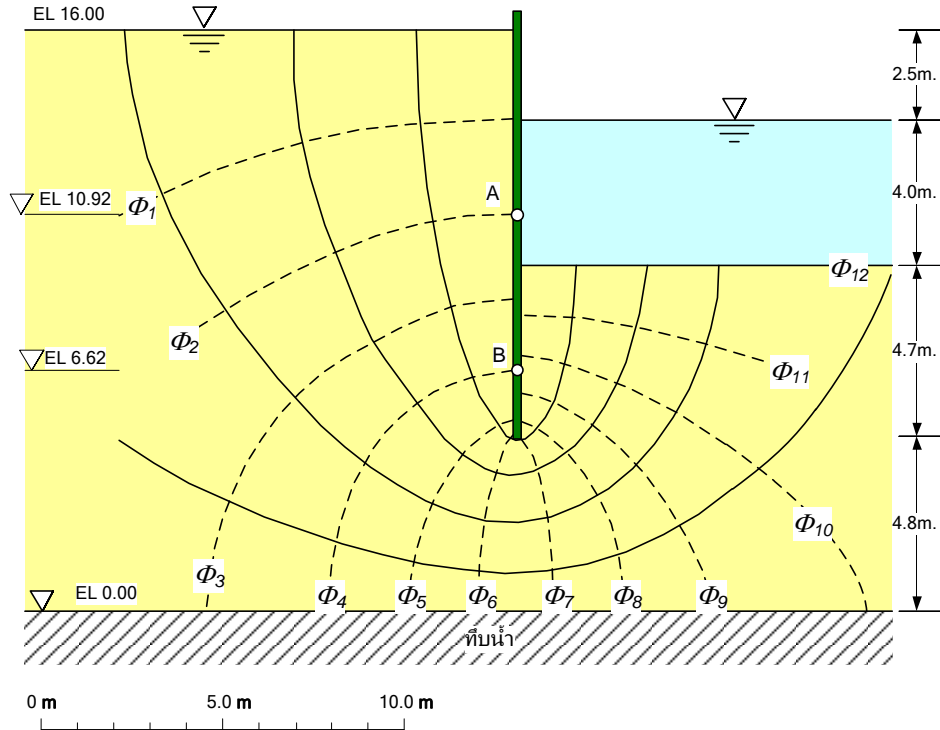
รูปที่ 5-30 ถ้าเอา piezometer ไปวาง ณ จุดที่เส้น equipotential ชนกับฐานฝายจะได้ดังรูป

จากการคำนวณทำให้เราทราบว่าเมื่อน้ำไหลผ่านช่องทางเดินยาวๆจะสูญเสียพลังงานไปในกาไหล จากความรู้นี้เรานำไปประยุกต์ในงานฝายโดยการเพิ่มระยะทางเดินของน้ำเพื่อให้แรงดันน้ำเนื่องจากการไหลลดลง

ตัวอย่างที่ 5.7 แรงดันน้ำที่ ณ. จุดใดๆ ในมวลดิน เมื่อมีการไหลของน้ำ

Sheet pile ใช้เป็น โครงสร้างกั้นดินมีระดับน้ำดังแสดงจงคำนวณหาอัตราการไหลของน้ำผ่าน Sheet pile และแรงดันของน้ำที่จุด A และ B

กำหนดให้: Coefficient of permeability, $k = 5.2 \times 10^{-5}$ m/s



รูปที่ 5-31

Total head loss = 2.5 m

$N_f = 5$ ช่อง

$$q = kH \frac{N_f}{N_d} = (5.2 \times 10^{-5}) (2.5) \left(\frac{5}{12} \right) = 5.729 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

$N_d = 12$ ช่อง

Pressure ที่จุด A (Φ_2)

$$\begin{aligned} \text{(Total head) } \Phi_2 &= \text{(Total head) } \Phi_0 - (H/N_d) * n \\ &= (16.0) - \left(\frac{2.5}{12} \right) (2) = 15.58 \text{ m} \end{aligned}$$

คำนวณแรงดันน้ำจาก Head $u = (H_t - z) \gamma_w$

$$z_A = 10.92 \text{ m}$$

$$u_A = (15.58 - 10.92)(9.81) = 45.74 \text{ kPa}$$

Pressure ที่จุด A (Φ_4)

$$(\text{Total head}) \Phi_4 = (\text{Total head}) \Phi_0 - (H/Nd)*n$$

$$= (16.0) - \left(\frac{2.5}{12}\right)(4) = 15.16m$$

$$\text{คำนวณแรงดันน้ำจาก Head } u = (H_t - z)\gamma_w$$

$$z_B = 6.62 \text{ m}$$

$$u_B = (15.16 - 6.62)(9.81) = 83.7 \text{ kPa}$$

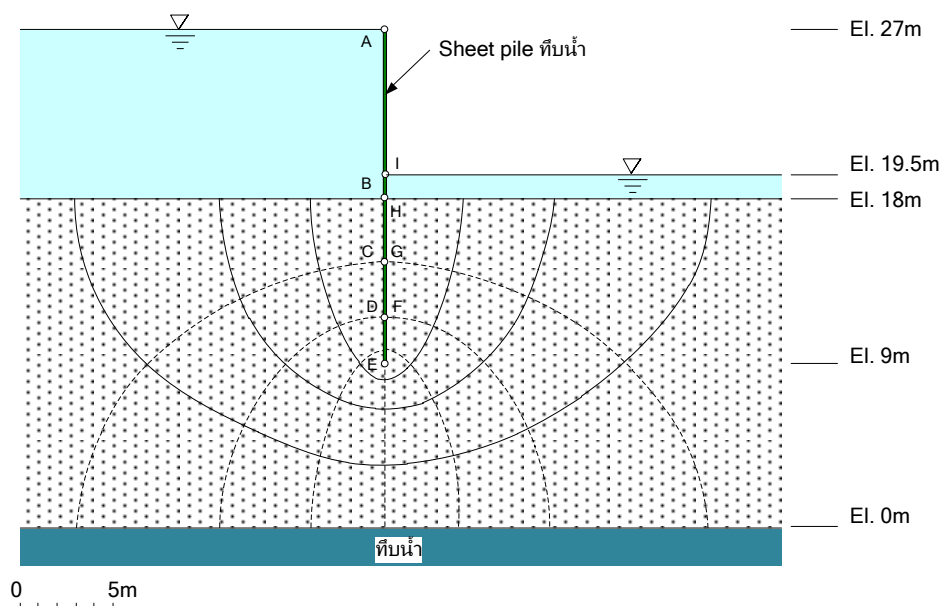
ตัวอย่างที่ 5.8 แรงดันน้ำที่กระทำต่อกำแพงเมื่อมีการไหลของน้ำ

ตัวอย่าง Sheet pile ใช้เป็นโครงสร้างกันดินมีระดับน้ำดังแสดงจงคำนวณ

a) แรงดันน้ำ ณ. จุด A ถึง I

(b) อัตราการไหลของน้ำผ่านดิน

กำหนด: Coefficient of permeability, $k = 5 \times 10^{-9} \text{ m/s}$, $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$



รูปที่ 5-32

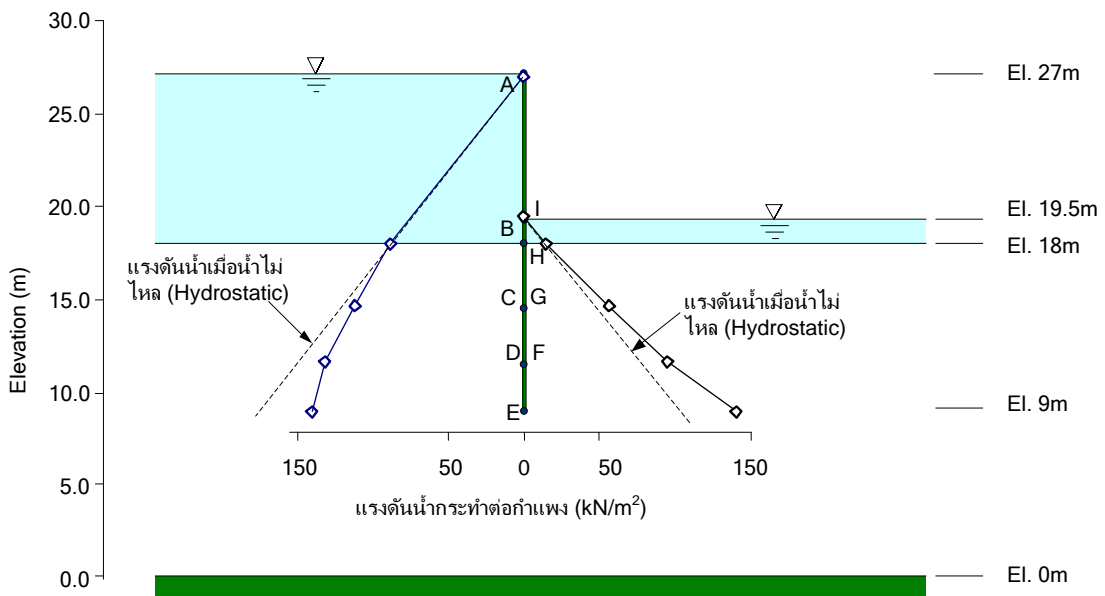
จากโจทย์ head loss = $27 - 19.5 = 7.5m$

จากนั้นคำนวณ total head ที่จุด A ถึง จุด I โดย $\Delta h = 7.5/8$ สำหรับเส้น equipotential line ที่อยู่ติดกัน เส้น ในการคำนวณถ้าจัดให้อยู่ในรูปของตารางจะทำให้ทำการคำนวณได้ง่ายขึ้น และมองเห็นภาพรวมของคำตอบได้ดีกว่าที่จะคำนวณทีละบรรทัด ตารางที่ 5-3 เป็นผลการคำนวณแรงดันน้ำที่จุด A ถึง I และเมื่อนำค่าที่ได้จากตารางมาเขียนเป็นแรงดันน้ำที่กระทำต่อกำแพงจะได้ดังรูปที่ 5-33 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าเมื่อมีการไหลของน้ำผ่าน sheet pile แรงดันน้ำที่อยู่ด้านต้นน้ำ (ด้านที่มี head สูงกว่า) จะลดลงต่ำกว่าแรงดันน้ำสถิตย์

และแรงดันน้ำด้านท้ายน้ำ (ด้านที่มี head ต่ำกว่า) จะเพิ่มขึ้นกว่าแรงดันน้ำสถิตย ซึ่งแรงดันน้ำที่เพิ่มขึ้นนี้อาจทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลของดินที่อยู่ด้านท้ายน้ำลดลง $\sigma' = \sigma - u$ ถ้าแรงดันสูงขึ้นจนทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลเป็นศูนย์ก็จะเกิดสภาวะทรายไหลขึ้น

ตารางที่ 5-3

จุด	equi. line no.	Total head (m)	Elevation head (m)	Pressure head (m)	$u = \gamma_w h$ (kPa)
A	hydrostatic	27.0	27.0	27.0-27.0 = 0.0	0
B	Φ_0	27.0	18.0	27.0-18.0 = 9.0	88.3
C	Φ_1	$27 - 7.5/8 = 26.1$	14.7	26.1-14.7 = 9.4	111.8
D	Φ_2	$27 - 2(7.5/8) = 25.1$	11.7	25.1-11.7 = 13.4	131.5
E	Φ_4	$27 - 4(7.5/8) = 23.3$	9.0	23.3-9.0 = 14.3	140.3
F	Φ_6	$27 - 6(7.5/8) = 21.4$	11.7	21.4-11.7 = 9.7	95.2
G	Φ_7	$27 - 7(7.5/8) = 20.4$	14.7	20.4-14.7 = 5.7	55.9
H	Φ_8	$27 - 8(7.5/8) = 19.5$	18.0	19.5-18 = 1.5	14.7
I	hydrostatic	19.5	19.5	19.5-19.5 = 0	0



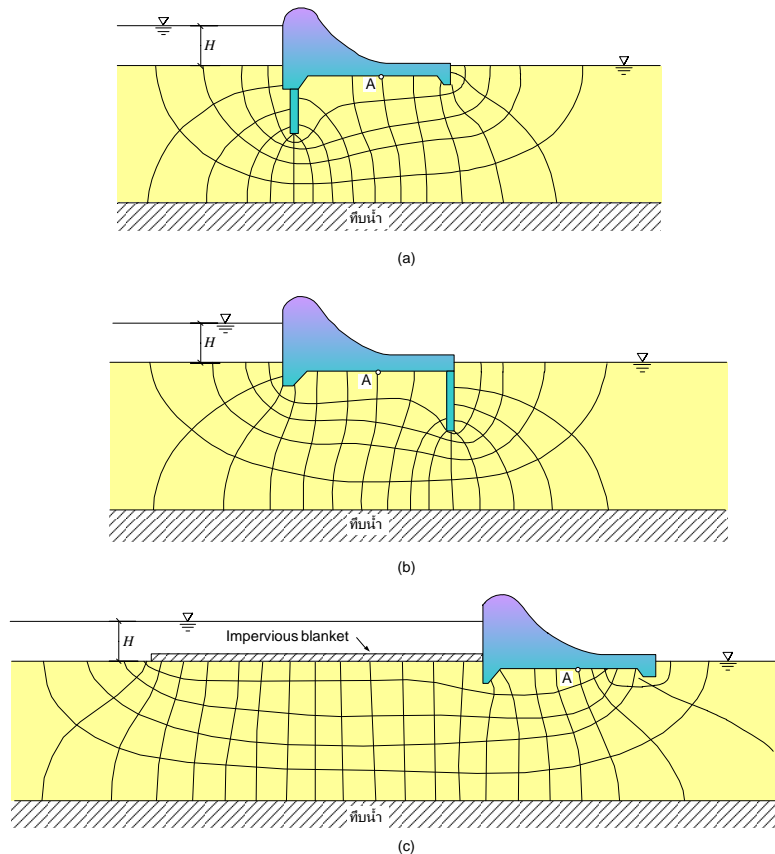
รูปที่ 5-33

ตัวอย่างที่ 5.9 แรงดันของน้ำที่สูญเสียพลังงานในการไหลเชิงทฤษฎี

จงเปรียบเทียบแรงดันน้ำ ณ. จุด A ด้านท้ายน้ำของฝายที่มีระดับกักเก็บน้ำสูง H ของสามกรณีคือ

- กรณี a ฝายที่มีกำแพงทึบน้ำกั้นอยู่ทางด้านต้นน้ำ
- กรณี b ฝายที่มีกำแพงทึบน้ำกั้นอยู่ทางด้านท้ายน้ำ
- กรณี c ฝายที่มีแผ่นพื้นทึบน้ำปูอยู่ด้านหน้า

กำหนดให้ $k = 5 \times 10^{-5}$ m/s และความลึกของชั้นดินจนถึงชั้นดินทึบน้ำทั้งสามกรณีเท่ากับ z



รูปที่ 5-34 ฝายคอนกรีตกักเก็บน้ำ (a) มี sheet pile ด้านต้นน้ำ (b) มี sheet pile ด้านท้ายน้ำ (c) มีแผ่นพื้นทึบน้ำด้านต้นน้ำ

ตารางที่ 5-4 เป็นการคำนวณแรงดันน้ำที่จุด A ของฝายในแต่ละกรณี ซึ่งจะเห็นได้ว่าแรงดันน้ำในกรณี c จะมีค่าต่ำที่สุด จาก flow net การไหลในกรณีนี้จะมี equipotential line ลดลงถึง 18 เส้นทำให้ total head ของน้ำมีค่าต่ำกว่ากรณีอื่นๆ

ตารางที่ 5-4

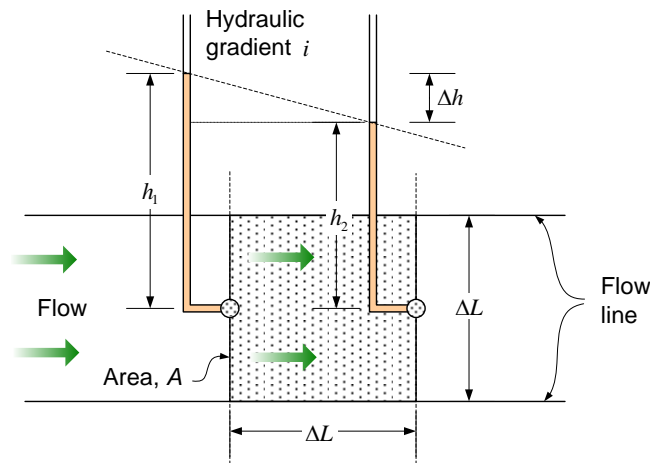
กรณี	Total head	Elevation head	Pressure head ที่จุด A	Pore pressure ที่จุด A
กรณี a	$z + H - 10H/15 = z - 0.33H$	z	$0.33H$	$0.33 \gamma_w H$
กรณี b	$z + H - 6H/15 = z - 0.60H$	z	$0.60H$	$0.60 \gamma_w H$
กรณี c	$z + H - 18H/22 = z - 0.18H$	z	$0.18H$	$0.18 \gamma_w H$

กรณีที่มีการปัวส์ตึบน้ำเช่นดินเหนียวดัดไว้หน้าเขื่อนด้านต้นน้ำ มีข้อที่ต้องพึงระวังคือถ้าปัวส์ตึบน้ำรั่วอาจทำให้เกิดน้ำไหลผ่านได้เชื่อมในปริมาณสูง ซึ่งอาจทำให้พัฒนาเอาดินใต้ฐานรากเขื่อนออกมาทำให้เกิดการรั่วไหลของเขื่อนได้

5.9 Seepage force

เมื่อน้ำไหลผ่านดินจะเกิดแรงเนื่องจากการไหลของน้ำกระทำต่อดิน (Seepage force) ขึ้น ซึ่ง Seepage force อาจทำให้สมดุลของดินเสียไปและอาจทำให้เกิดการวิบัติขึ้นตามมา

พิจารณา Block ของดินซึ่งเป็นส่วนที่ equipotential line และ flow line ตัดกัน



รูปที่ 5-35

$$\text{แรงดันน้ำที่ด้านซ้ายมือ} = \gamma_w h_1 A$$

$$\text{แรงดันน้ำที่ด้านขวามือ} = \gamma_w h_2 A$$

$$\text{พื้นที่หน้าตัดต่อความกว้าง 1 หน่วย} = (\Delta L)(1.0)$$

$$\text{ปริมาตรส่วนที่แรงงาซึ่งได้รับผลจาก Seepage force} = (\Delta L)^2 (1.0)$$

Hydraulic gradient, $i = \frac{\Delta h}{\Delta L}$

แรงที่เกิดเนื่องจากการไหลของน้ำ (Seepage force) เท่ากับ

$$= \gamma_w h_1 (\Delta L \cdot 1.0) - \gamma_w h_2 (\Delta L \cdot 1.0)$$

$$= \gamma_w \cdot \Delta h \cdot \Delta L \cdot (1.0)$$

$$= \gamma_w \cdot \frac{\Delta h}{\Delta L} \cdot (\Delta L)^2 \cdot (1.0)$$

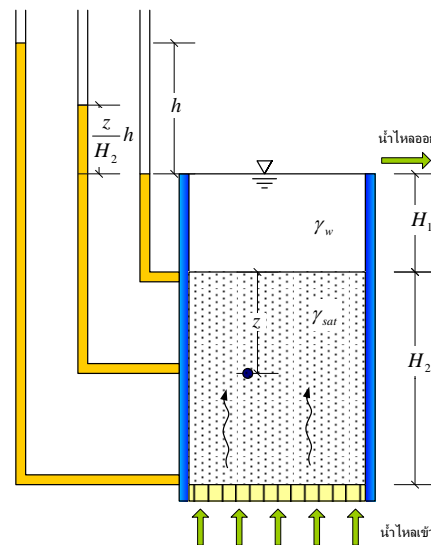
$$J = \gamma_w \cdot i \cdot V$$

ดังนั้น Seepage force per unit volume

$$\frac{J}{V} = \gamma_w \cdot i$$

5.9.1 กรณีการไหลในแนวตั้งไหลขึ้น (Vertical seepage)

กรณีที่น้ำไหลขึ้น



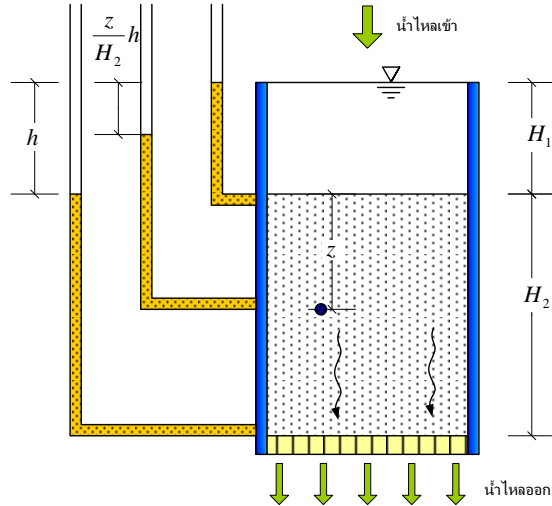
รูปที่ 5-36 กรณีน้ำไหลทิศทางตรงข้ามกับแรงโน้มถ่วง

เราคำนวณ Critical hydraulic gradient (กรณีที่ $\sigma' = 0$) ได้จากสมการ

$$\sigma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)(z) + iz\gamma_w$$

$$i_c = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

กรณีที่น้ำไหลลง

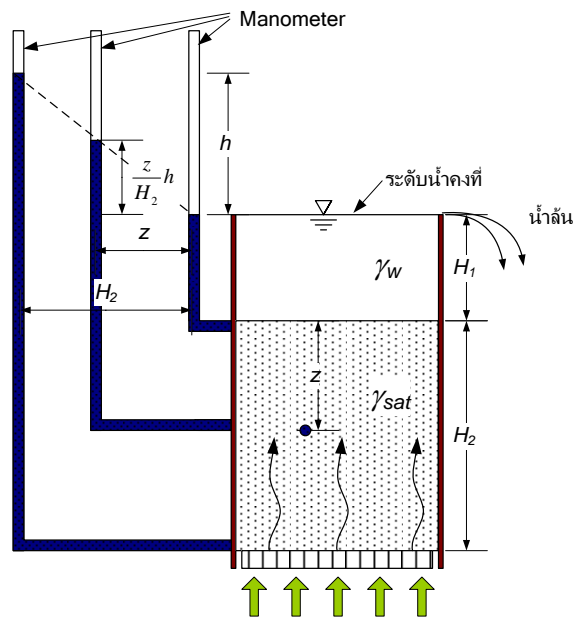


รูปที่ 5-37 กรณีที่น้ำไหลในทิศทางเดียวกับแรงโน้มถ่วง

$$\sigma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)(z) - \gamma_w \left(\frac{z}{H_2} h \right)$$

5.9.2 ทรายคูด (Quick Sand), ทรายเดือด (Boiling)

ทรายคูดหรือทรายเดือดเป็นปรากฏการณ์ที่ดินมีลักษณะเป็นของไหลซึ่งมีความต้านทานต่อแรงกระทำจากภายนอกต่ำสถานะนี้เรียกว่า Liquefaction หรือมีชื่อเรียกอื่นๆอีก เช่น boiling (ทรายเดือด), quicksand (ทรายคูด) พิจารณาการไหลของน้ำผ่านดินในทิศตรงข้ามกับแรงโน้มถ่วงของโลกดังรูปที่ 5-38



รูปที่ 5-38 ลักษณะการไหลของน้ำในดินที่ก่อให้เกิดทรายเดือด

จากความรู้เรื่องหน่วยแรงประสิทธิผล เราจะนำมาใช้คำนวณแรงที่เกิดขึ้นต่อหนึ่งหน่วยปริมาตรของดิน

$$\sigma' = \sigma_t - u$$

Total stress ที่ระดับ z จากผิวดิน

$$(\sigma_t)_z = \gamma_w H_1 + \gamma_{sat} z$$

Pore pressure ที่ระดับ z จากผิวดิน

$$u_z = (\gamma_w H_1 + \gamma_w z) + \left(\gamma_w \frac{h}{H_2} z \right)$$

Effective stress ที่ระดับ z จากผิวดิน

$$\sigma'_z = (\gamma_w H_1 - \gamma_{sat} z) - \gamma_w H_1 - \gamma_w z - \gamma_w \frac{h}{H_2} z$$

จัดรูปสมการใหม่จะได้

$$\sigma'_z = (\gamma_{sat} - \gamma_w) z - \gamma_w \frac{h}{H_2} z$$

ซึ่งค่า h/H_2 ก็คือค่า Hydraulic gradient i นั้นเอง จึงได้สมการ

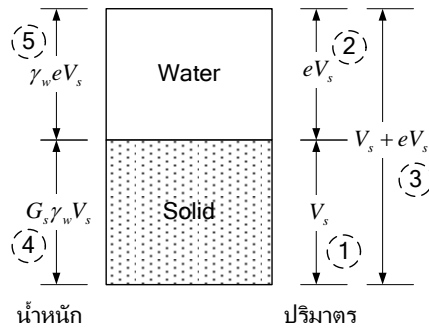
$$\sigma'_z = (\gamma_{sat} - \gamma_w) z - \gamma_w i z$$

จากสมการหากค่าจะเห็นได้ว่าหน่วยแรงประสิทธิผลที่ความลึก z ใดๆ จะขึ้นอยู่กับ hydraulic gradient ดังนั้นถ้า hydraulic gradient เพิ่มขึ้นหน่วยแรงประสิทธิผลจะลดลง และจะมีค่า hydraulic gradient ที่วิกฤติ i_c ค่าหนึ่งที่ทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลในดินเป็นศูนย์ $\sigma'_z = 0$ จะได้สมการ

$$(\gamma_{sat} - \gamma_w) z - \gamma_w i_c z = 0$$

เมื่ออาศัยความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกับปริมาตรของดินดังรูปที่ 5-39 จะได้สมการ

$$i_c = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{G_s - 1}{1 + e}$$



รูปที่ 5-39

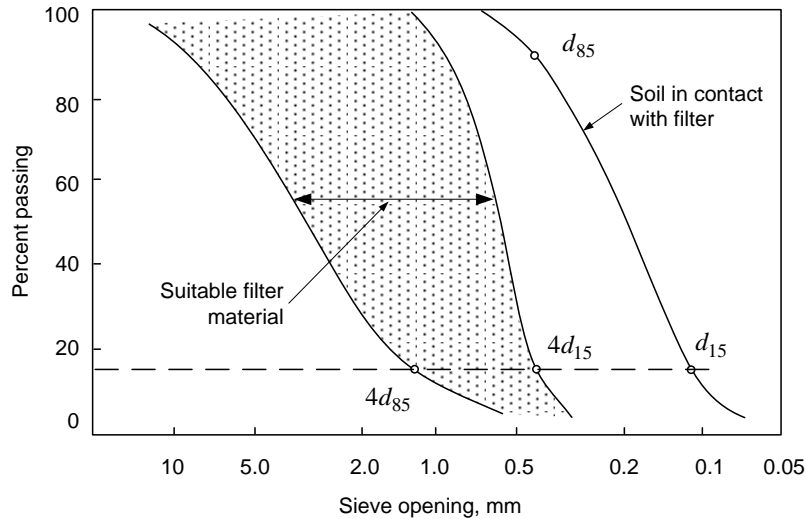
ถ้า Hydraulic gradient มีค่ามากกว่า i_c จะทำให้เกิด Boiling ขึ้นค่า i_c จะขึ้นอยู่กับ ความหนาแน่นของ เม็ดดิน และการเรียงตัวของดิน

ถ้าเม็ดดินที่มีความหนาแน่นต่ำและหลวม i_c ประมาณ 0.6

ถ้าเม็ดดินที่มีความหนาแน่นสูงและแน่น i_c ประมาณ 1.0

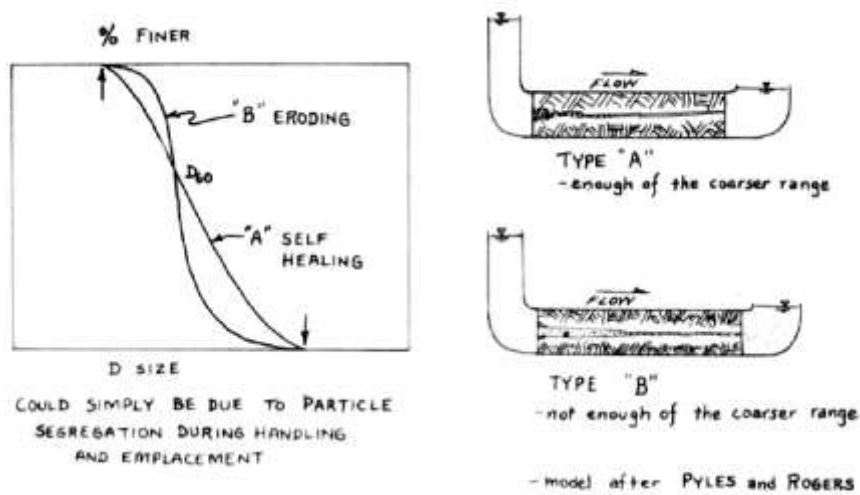
5.9.3 Piping adjacent to sheet piles

Terzaghi (1929) กล่าวว่าถ้าเมื่อใดที่แรงดันน้ำเนื่องจากการไหลมีค่าเท่ากับแรงเนื่องจากแรงเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลกกระทำต่อดิน น้ำที่ไหลผ่านดินจะมีความเร็วสูงขึ้นเนื่องจากเม็ดดินถูกแรงดันให้ลอยขึ้น และแยกจากกัน (จาก “Background on failure of Teton Dam, โดย Roger D.) เกณฑ์ในการเลือกวัสดุกรอง (Filtration Criteria) ได้ค้นพบโดย Terzaghi ในปี ค.ศ. 1922 และได้มีการทดลองเพิ่มเติมโดย Bureaus of reclamation, ซึ่งได้เผยแพร่ในปี 1947 หน้าที่ของ Filter คือการป้องกันการสูญเสียเม็ดดิน ไปด้วยการไหลของ น้ำที่เกิดจากความแตกต่างของ Hydraulic head (การสูญเสียเม็ดดิน ไปด้วยน้ำนี้เรียกว่า Hydraulic piping)



รูปที่ 5-40

Terzaghi นิยาม Critical hydraulic gradient ว่าเป็นค่าแรงดันน้ำที่เท่ากับอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงประสิทธิผลกับแรงดันน้ำในดิน เมื่ออัตราส่วนเท่ากับ 1.0 หน่วยแรงประสิทธิผลจะเป็นศูนย์เนื่องจากแรงดันเนื่องจากการไหลมีค่าเท่ากับน้ำหนักของดินที่จมน้ำ ดังนั้นเมื่อดินจะลอยขึ้นและกลายเป็นสารแขวนลอยและถูกพัดพาไปกับน้ำ กระบวนการนี้เรียกว่า Hydraulic piping ซึ่งในการเลือกใช้ดินเป็นวัสดุก่อสร้างที่มีน้ำไหลผ่านดินจำเป็นจะต้องเลือกใช้วัสดุที่มีขนาดคละที่เหมาะสมด้วยดังรูปที่ 5-41



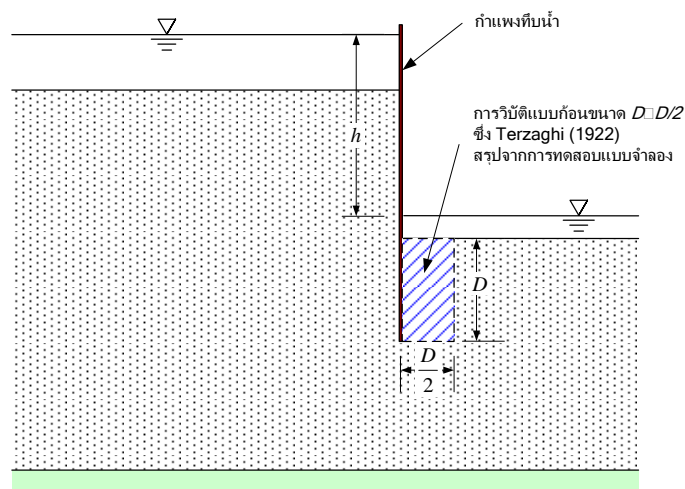
Long term seepage questions
 - Types of adsorbed ions in pore water of core
 - chemistry of reservoir water
 osmotic gradients \Rightarrow increased erosion & dispersion

รูปที่ 5-41 ขนาดคละของดินและการถูกกัดเซาะ

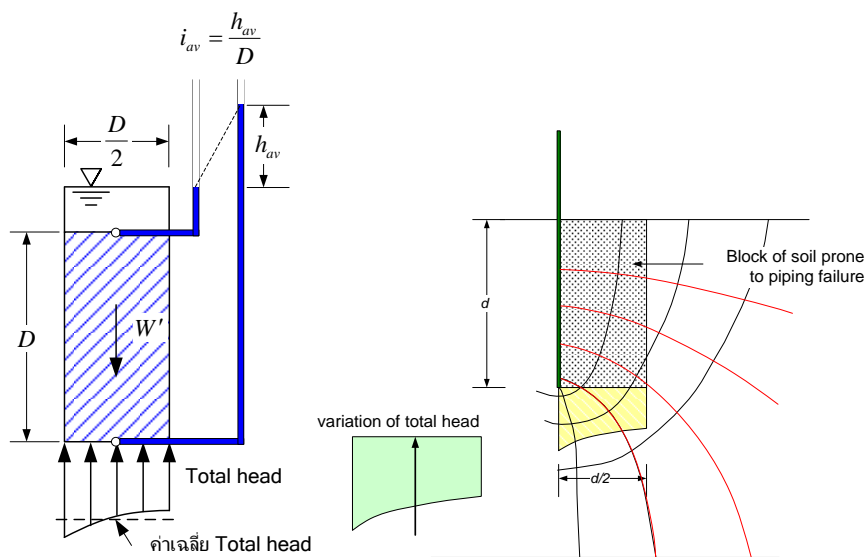
การวิบัติเนื่องจาก piping เกิดเนื่องจากสาเหตุที่เป็นลำดับดังนี้

- Soil grain moving apart
- Increase permeability
- Increase flow
- Quick condition
- Loss of strength
- Catastrophic collapse

พิจารณาส่วนของ Flow net ด้านที่น้ำไหลออก ซึ่ง Terzaghi ได้ทดสอบแบบจำลองหลายๆ แบบแล้วสรุปว่า Piping จะเกิดในบริเวณที่มีความกว้าง $D/2$ และ ลึก D ดังรูป



รูปที่ 5-42



รูปที่ 5-43

ในการระบุว่าดินด้านท้ายน้ำจะเกิดการบวมเนื่องจากน้ำไหลขึ้นหรือไม่พิจารณาจากน้ำหนักประสิทธิผลต่อแรงดันไหลขึ้นของน้ำ ถ้าน้ำหนักประสิทธิผลมากกว่าแรงดันไหลขึ้นดินด้านท้ายน้ำจึงจะมีเสถียรภาพเพียงพอ

จากรูปที่ 5-43 น้ำหนักของดินจมน้ำซึ่งเป็นน้ำหนักประสิทธิผล W' ของดินขนาดกว้าง $D/2$ ลึก D คือ

$$W' = D(D/2)(\gamma_{sat} - \gamma_w) = \frac{1}{2} D^2 \gamma'$$

แรงดันน้ำที่กระทำต่อก้อนดิน U ขนาดกว้าง $D/2$ ลึก D คำนวณได้จากแรงเนื่องจากการไหลต่อหนึ่งหน่วยปริมาตร

$$U = D \frac{D}{2} (i_{av} \gamma_w) = \frac{1}{2} D^2 i_{av} \gamma_w$$

โดย i_{av} คือค่าเฉลี่ยของ hydraulic gradient ใต้มวลดินส่วนที่แรงงา ดังนั้นค่าแรงต้านทานเนื่องจากน้ำหนักต่อแรงที่เกิดจากการไหลขึ้นของน้ำคือสัดส่วนปลอดภัย ดังสมการ

$$FS = \frac{W'}{U} = \frac{\gamma'}{i_{av} \gamma_w}$$

ดังนั้น Factor of safety against piping คือ

$$FS_{piping} = \frac{i_c}{i_m}$$

เมื่อ

$$i_m = \text{Mean hydraulic gradient } i_m = \frac{h_m}{d}$$

$$h_m = \text{Total head เฉลี่ยที่ความลึก } d \text{ (ดังรูป)}$$

การหา Factor of safety against boiling หาได้จากการพิจารณา Block สุดท้ายของ Flow net ในด้านที่น้ำ

ไหลออกโดย

$$\text{Head loss} = \Delta h$$

$$\text{ความยาวของ Block} = \Delta L$$

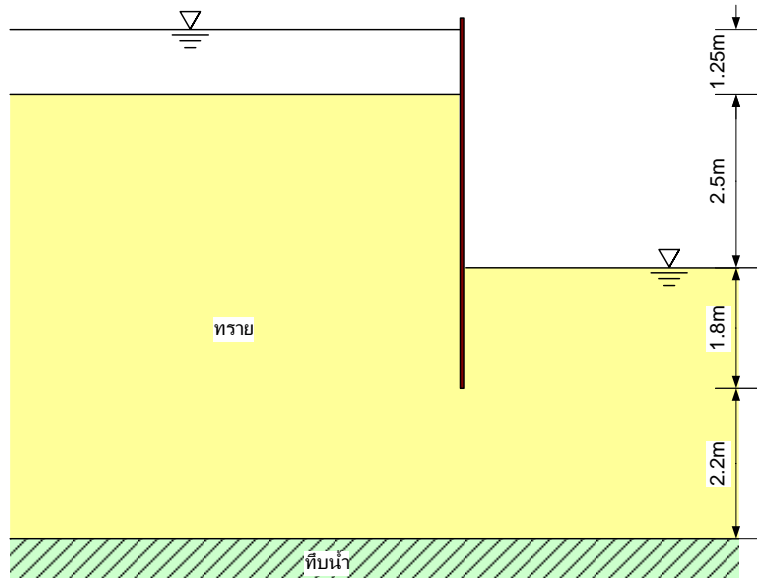
ดังนั้น hydraulic gradient ด้านที่น้ำไหลออกคือ

$$i_{ex} = \frac{\Delta h}{\Delta L}$$

$$F_{boiling} = \frac{i_c}{i_{ex}}$$

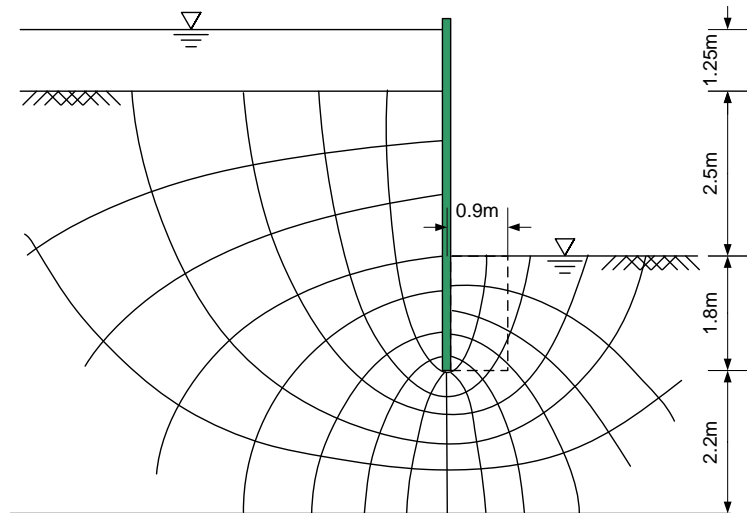
ตัวอย่างที่ 5.10 การไหลของน้ำผ่านบ่อขุดในทราย และเสถียรภาพของบ่อ

โครงการหนึ่งใช้กำแพงกั้นน้ำเพื่อขุดดินดังรูปที่ 5-44 จงคำนวณปริมาณการไหลซึมผ่านของน้ำในหน่วย m^3/min ต่อกำแพงยาว 1 เมตร และตรวจสอบว่าพื้นบ่อขุดมีโอกาที่จะเกิดการบวมเนื่องจากการไหลซึมผ่านของน้ำหรือไม่ กำหนดสัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่านของดิน $k = 18 \times 10^{-3} \text{ mm/s}$ หน่วยน้ำหนักรวมของดิน $\gamma_{sat} = 18.5 \text{ kN/m}^3$



รูปที่ 5-44

1. เขียน flow net และขอบเขตของมวลดินซึ่งมีโอกาสเกิดการบวมตัว
2. Head loss ทั้งหมด $= 1.25 + 2.5 = 3.75 \text{ m}$
3. จำนวนช่องของการไหล $N_f = 6$ ช่อง, จำนวนช่อง equipotential ที่ลดลง $N_d = 14$ ช่อง



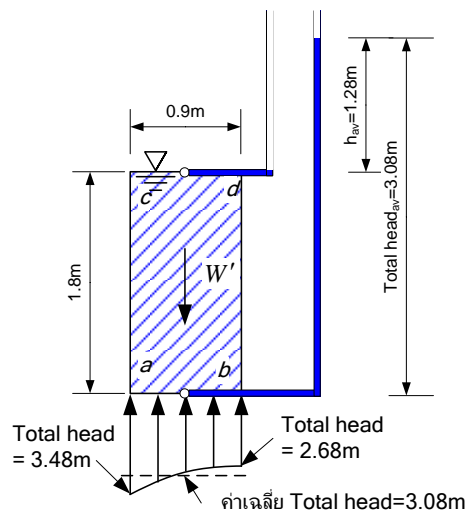
รูปที่ 5-45

ปริมาณการไหลซึมผ่านคำนวณได้ดังสมการ

$$q = \left(18 \times 10^{-6} \frac{\text{m}}{\text{s}}\right) (3.75) \left(\frac{6}{14}\right) = 2.89 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

R

ตรวจสอบเสถียรภาพ โดยมีหลักการว่าน้ำหนักของมวลดินจะต้องมากกว่าแรงเนื่องจากการไหลของน้ำ



รูปที่ 5-46

โดยพิจารณารูปที่ 5-46 ค่า $h_{av} = 1.28$ และ $D = 1.8$ จะได้ $i_{av} = \frac{h_{av}}{D}$ ดังนั้นคำนวณ i_{av} ได้เท่ากับ

$$i_{av} = \frac{1.28}{1.80} = 0.71$$

สัดส่วนความปลอดภัยต่อการอุดขึ้นของดินคือ

$$FS = \frac{18.5 - 9.81}{(0.71)(9.81)} = 1.24$$

R

5.10 การเขียน Flow net สำหรับดิน anisotropic โดยใช้วิธี Transformed section

สมการ differential equation of continuity for a two dimensional flow is

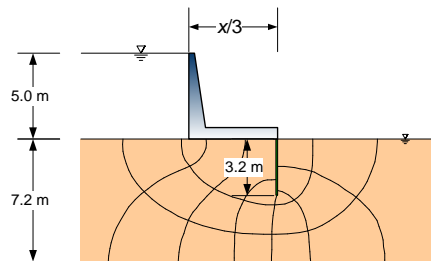
$$k_H \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_V \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

ถ้าเป็นดิน anisotropic ถ้า $k_H \neq k_V$ ทำให้ Equipotential line และ Flow line ไม่ตัดกันเป็นมุมฉาก แต่เราสามารถเขียนสมการใหม่ได้เป็น

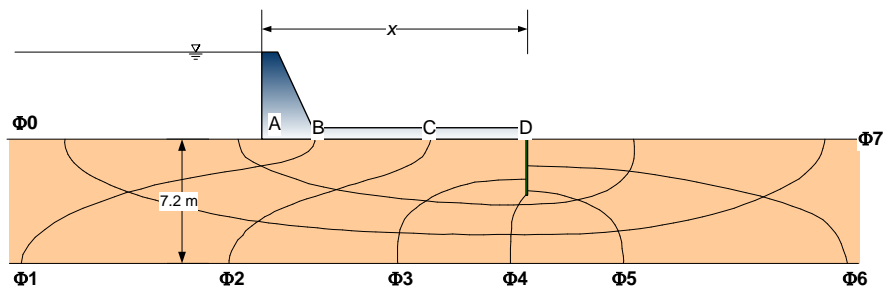
$$\frac{\partial^2 h}{(k_H / k_V) \partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

แทนค่า $x' = \sqrt{\frac{k_H}{k_V}} x$ จะได้

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$



Transformed scale



True scale

รูปที่ 5-47

จะเห็นว่าสมการที่ได้จะแทน x ด้วย x' ซึ่งเป็น Coordinate ใหม่ดังนั้นถ้าเป็น anisotropic soil ($k_H \neq k_V$) จะมีขั้นตอนการสร้าง Flow net ดังนี้

Flow net ในกรณีที่ $k_H = 9k_V$

$$\begin{aligned} \text{ระยะ } x \text{ ใน Transformed scale} &= \text{ระยะจริง} \sqrt{\frac{k_V}{k_H}} \\ &= \text{ระยะจริง} \left(\frac{1}{3}\right) \end{aligned}$$

ตัวอย่างที่ 5.11

ต้องการสร้างเขื่อนคอนกรีตบนชั้นดินที่มี permeability $k_x = 16 \times 10^{-8}$ m/s และ $k_y = 1 \times 10^{-8}$ m/s ในการควบคุมแรงดันน้ำใต้ฐานเขื่อนได้ใช้ cutoff sheet pile ด้านเหนือน้ำเป็นระยะ 4.6 เมตร จงคำนวณ From: Azizi

- (a) แรงดันน้ำใต้ฐานเขื่อนที่จะยกตัวเขื่อนขึ้น
- (b) Factor of safety against piping

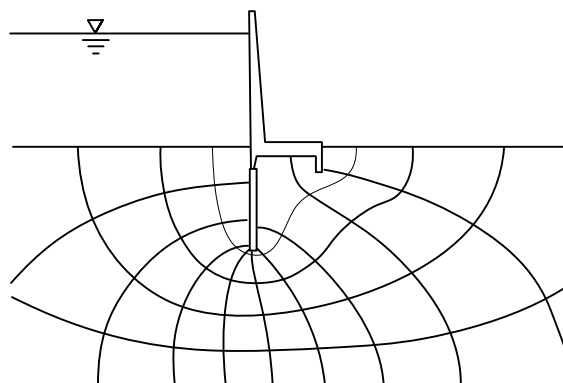
คุณความยาวของปัญหาด้วยอัตราส่วน

$$\sqrt{\frac{k_V}{k_H}} = \frac{1}{4}$$

จะได้ transformed section ซึ่ง permeability จะเป็น

$$k_t = \sqrt{k_H k_V}$$

จากนั้นเขียน flow net โดยใช้กฎเกณฑ์ที่กล่าวมาแล้ว



รูปที่ 5-48 Transformed section

คำนวณอัตราการไหลต่อหน่วยความยาว

$$\begin{aligned}
 Q &= k_t H \frac{N_f}{N_d} \\
 &= (4 \times 10^{-8})(5) \left(\frac{5}{10} \right) \\
 &= 1 \times 10^{-7} \text{ m}^3 / \text{s} / 1\text{m}
 \end{aligned}$$

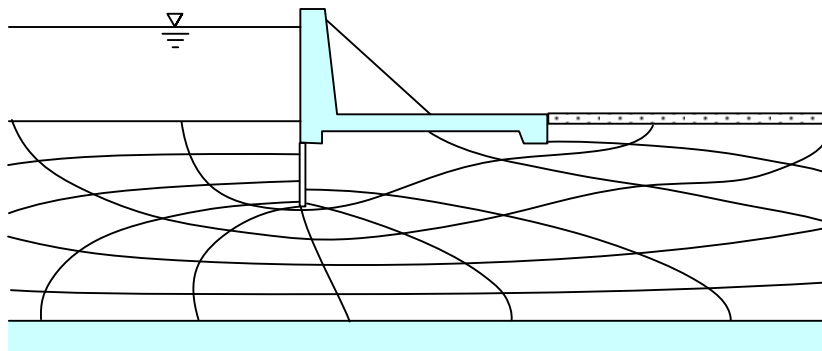
คำนวณ factor of safety against piping

Exit hydraulic gradient, i_{exit} ประมาณจาก

$$\begin{aligned}
 i_{exit} &= \frac{H / N_d}{L_{exit}} \\
 &= \frac{5/10}{1.1} = 0.45
 \end{aligned}$$

Factor of safety

$$\begin{aligned}
 FS &= \frac{i_{cr}}{i_{exit}} \\
 &= \frac{1}{0.45} = 2.22
 \end{aligned}$$



รูปที่ 5-49 Natural section

5.11 แรงดันน้ำในดินและแรงดันน้ำใต้ฐานรากที่น้ำซึมผ่าน

เราสามารถ ใช้ flow net ในการคำนวณหา uplift pressure ได้ โครงสร้างที่น้ำไหลผ่านได้ โดยการคำนวณ Pressure distribution ซึ่งจะคำนวณได้จากระดับ Piezometric level ที่จุดนั้น ๆ

Total head = Elevation head + Pressure head

$$H_t = z + \frac{p}{\gamma_w}$$

แต่ Total head บนเส้น equipotential line ใด ๆ Φ_i สามารถได้จาก

$$(\text{Total head}) \Phi_i = (\text{Total head}) \Phi_0 - (H/N_d)i$$

$$(H_t)_{\Phi_i} = (H_t)_{\Phi_0} - \frac{H}{N_d}i$$

โดยที่ i = number of potential drop from Φ_0 to Φ_i

ดังนั้น Pore water pressure, p สามารถได้จาก

$$p_{\Phi_i} = ((H_t)_{\Phi_i} - z)\gamma_w$$

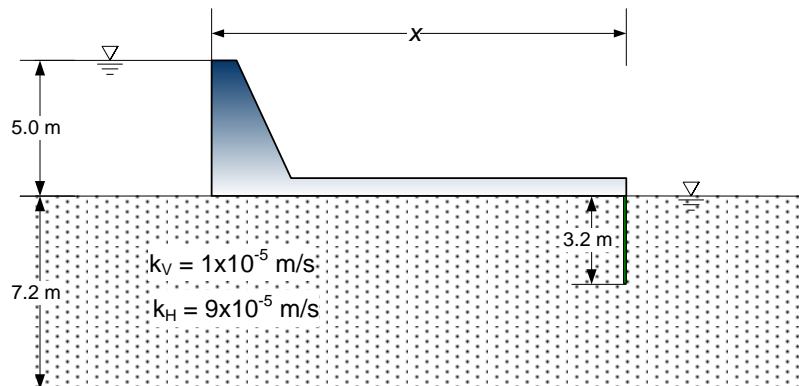
ตัวอย่างที่ 5.12

ฝายคอนกรีตก่อสร้างไว้บนชั้นทรายดังรูป

a) จงคำนวณหาปริมาณการไหลของน้ำผ่านดินใต้ฝายนี้

b) จงคำนวณหาแรงยกตัว (Uplift force) ที่กระทำต่อฝายตัวนี้

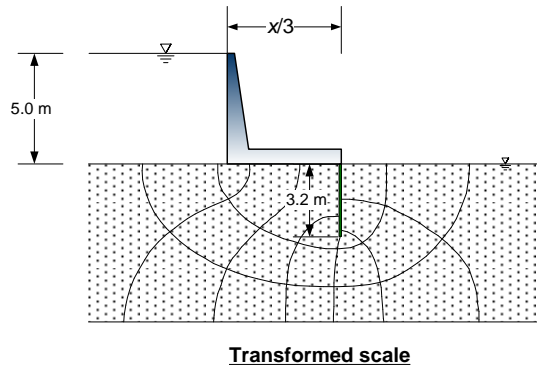
กำหนดให้: Coefficient of permeability ของทราย $k_H = 9 \times 10^{-5}$ m/s, $k_V = 1 \times 10^{-5}$ m/s



รูปที่ 5-50

เนื่องจากดินมีค่า k ไม่เท่ากันจึงต้องแปลง scale ในแนวนอนด้วยสมการ

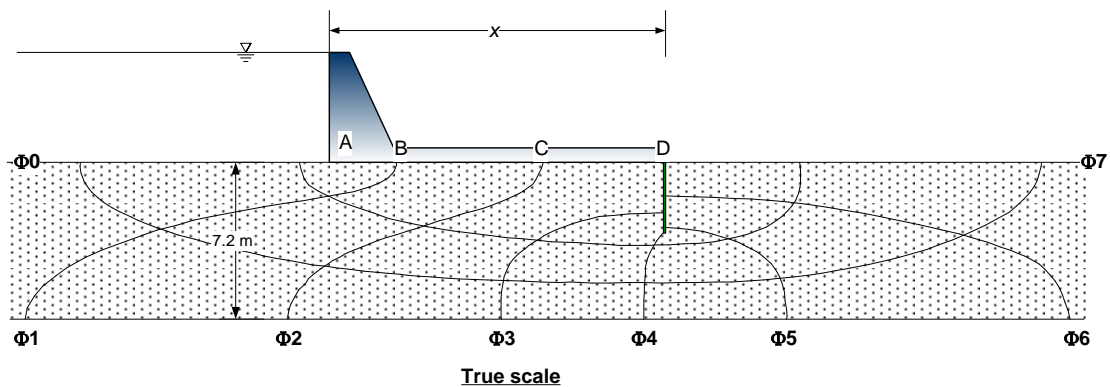
$$x_T = \sqrt{\left(\frac{k_V}{k_H}\right)}(x) = \frac{1}{3}(x)$$



รูปที่ 5-51

ส่วน Scale ในแนวตั้งไม่ต้องเปลี่ยนแปลงจะได้รูปโครงสร้างดังรูป จากนั้นเขียน Flow net ลงใน Transformed section โดยใช้วิธีปกติ

จากนั้นแปลง Flow net ที่ได้กลับมาเป็น True scale โดยขยาย Scale ในแนวราบให้เป็น 3 เท่า



รูปที่ 5-52

ค่า Permeability รวมคือ

$$k_{overall} = \sqrt{(k_v)(k_H)} = \sqrt{(1 \times 10^{-5})(9 \times 10^{-5})} = 3 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

จะเห็นว่าในกรณีที่เป็น Anisotropic soil เส้น equipotential line จะตัดกับเส้น Flow line เป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า

Number of equipotential drops, N_d = 7

Number of flow channel, N_f = 3

$$q = (k_{overall})(h) \left(\frac{N_f}{N_d} \right)$$

$$q = (3 \times 10^{-5})(5) \left(\frac{3}{7} \right) = 6.43 \times 10^{-5} \text{ m}^3 / \text{s}$$

อัตราการไหลของน้ำผ่านได้ฝาย = 3.9 ลิตรต่อวินาที

Pressure ที่จุด A (Φ_0)

$$\begin{aligned} \text{(Total head) } \Phi_0 &= \text{(Total head) } \Phi_0 - (H/Nd)*n \\ &= (12.2) - \left(\frac{5.0}{7}\right)(0) = 12.2m \end{aligned}$$

จาก

$$z_A = 7.2 \text{ m}$$

$$u_A = (12.2 - 7.2) * 9.81 = 49 \text{ kPa}$$

Pressure ที่จุด B (Φ_1)

$$\begin{aligned} \text{(Total head) } \Phi_1 &= \text{(Total head) } \Phi_0 - (H/Nd)*n \\ &= (12.2) - \left(\frac{5.0}{7}\right)(1) = 11.48m \end{aligned}$$

$$z_B = 7.2 \text{ m}$$

$$u_B = (11.48 - 7.2) * 9.81 = 42 \text{ kPa}$$

Pressure ที่จุด C (Φ_2)

$$\begin{aligned} \text{(Total head) } \Phi_2 &= \text{(Total head) } \Phi_0 - (H/Nd)*n \\ &= (12.2) - \left(\frac{5.0}{7}\right)(2) = 10.77m \end{aligned}$$

$$z_C = 7.2 \text{ m}$$

$$u_C = (10.77 - 7.2) * 9.81 = 35 \text{ kPa}$$

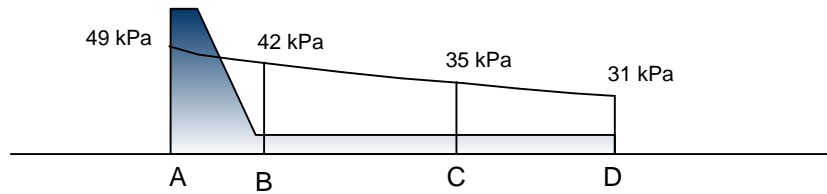
Pressure ที่จุด D ($\Phi_2 - \Phi_3$)

$$\begin{aligned} \text{(Total head) ระหว่าง } \Phi_2 \text{ ถึง } \Phi_3 &= \text{(Total head) } \Phi_0 - (H/Nd)*n \\ &= (12.2) - \left(\frac{5.0}{7}\right)(2.5) = 10.41m \end{aligned}$$

$$z_D = 7.2 \text{ m}$$

$$u_D = (10.41 - 7.2) * 9.81 = 31 \text{ kPa}$$

นำมาเขียนเป็นแรงดันใต้ฝายได้ดังรูป



รูปที่ 5-53

จากรูปจะเห็นได้ว่าแรงดันใต้ฐานแปรผกผันกับระยะทางที่น้ำไหลผ่าน ดังนั้นถ้าต้องการที่จะลดแรงดันใต้ฝายให้มีประสิทธิภาพจึงควรจะทำให้ช่องทางการไหลยาวขึ้น

5.12 การใช้วิธี Finite difference ในการคำนวณแรงดันของน้ำไหล

เราอาจใช้วิธีการคำนวณเชิงตัวเลขเช่นวิธี Finite difference ในการคำนวณแรงดันของน้ำไหล โดยวิธีนี้จะเป็นการแก้สมการ Laplace's โดยการแปลง differential equation ของการไหล

$$k_x \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0 \quad (5.11)$$

ให้อยู่ในรูปของ finite difference ดังสมการ

$$\frac{k_x}{\Delta x^2} (h_{i+1,j} - 2h_{i,j} + h_{i-1,j}) + \frac{k_z}{\Delta z^2} (h_{i+1,j} - 2h_{i,j} + h_{i-1,j}) = 0 \quad (5.12)$$

ตัวอย่างที่ 5.13

จงคำนวณแรงดันน้ำที่จุดใดๆ บนระนาบที่เกิดการไหลผ่าน sheet pile ที่บ้น้ำดังรูป

การไหลที่ไม่อยู่บริเวณขอบ $k_x = k_z$

$$h_{i,j} = \frac{1}{4} (h_{i+1,j} + h_{i-1,j} + h_{i,j+1} + h_{i,j-1})$$

กำหนดขอบเขตของการไหลด้านที่บ้น้ำ

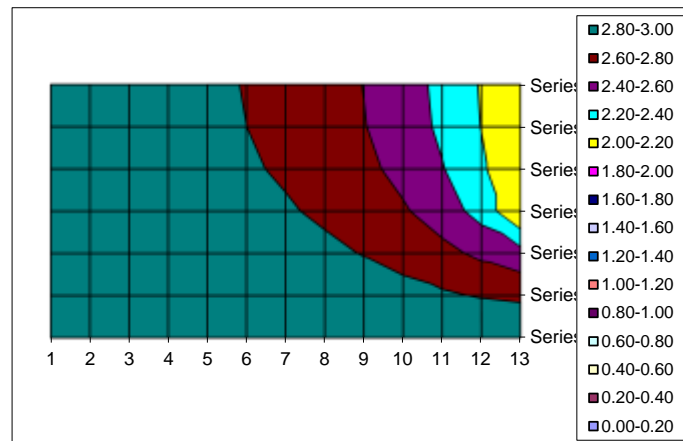
$$h_{i,j} = \frac{1}{2} (h_{i+1,j} + h_{i,j-1})$$

$$h_{i,j} = \frac{1}{3} (h_{i,j-1} + h_{i+1,j} + h_{i,j+1} + \frac{1}{2} h_{i-1,j} + \frac{1}{2} h_{i,j+1})$$

ในการคำนวณจะเป็นการคำนวณแบบวนซ้ำ จนค่าความคลาดเคลื่อนต่ำกว่าค่าที่ตั้งไว้ ซึ่งจะใช้โปรแกรม Microsoft excel ช่วยในการคำนวณ เมื่อได้ผลลัพธ์การคำนวณดังตารางที่ 5-5 แล้วนำมาเขียน contour แสดง head ของน้ำที่จุดต่างๆ ได้ดังรูปที่ 5-54

ตารางที่ 5-5

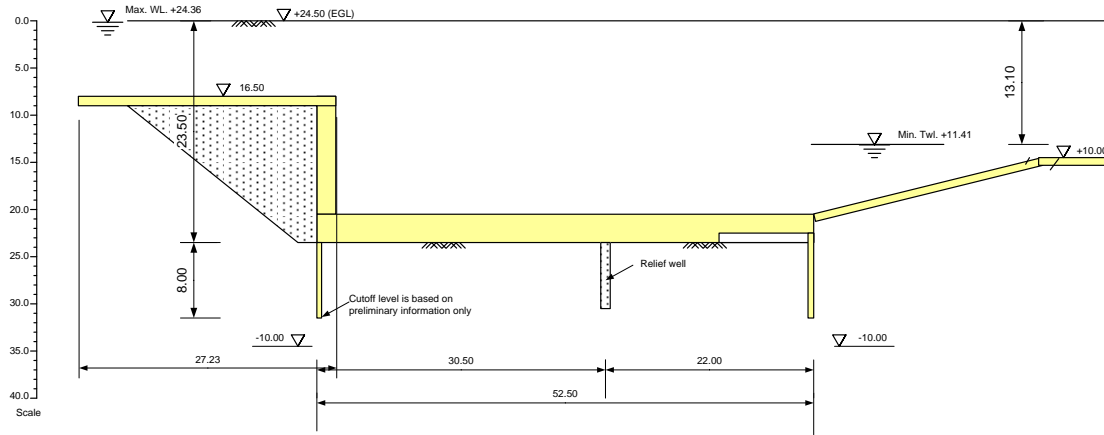
	j=1	j=2	j=3	j=4	j=5	j=6	j=7	j=8	j=9	j=10	j=11	j=12	j=13
i=1	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
i=2	2.97	2.97	2.97	2.96	2.96	2.95	2.93	2.92	2.89	2.86	2.83	2.79	2.76
i=3	2.94	2.94	2.94	2.93	2.91	2.90	2.87	2.84	2.79	2.73	2.65	2.56	2.47
i=4	2.92	2.92	2.91	2.90	2.88	2.85	2.82	2.77	2.71	2.62	2.50	2.32	2.00
i=5	2.90	2.90	2.89	2.87	2.85	2.82	2.78	2.72	2.64	2.54	2.41	2.23	2.00
i=6	2.89	2.88	2.88	2.86	2.83	2.80	2.75	2.69	2.61	2.50	2.36	2.20	2.00
i=7	2.88	2.88	2.87	2.85	2.83	2.79	2.74	2.68	2.60	2.49	2.35	2.19	2.00



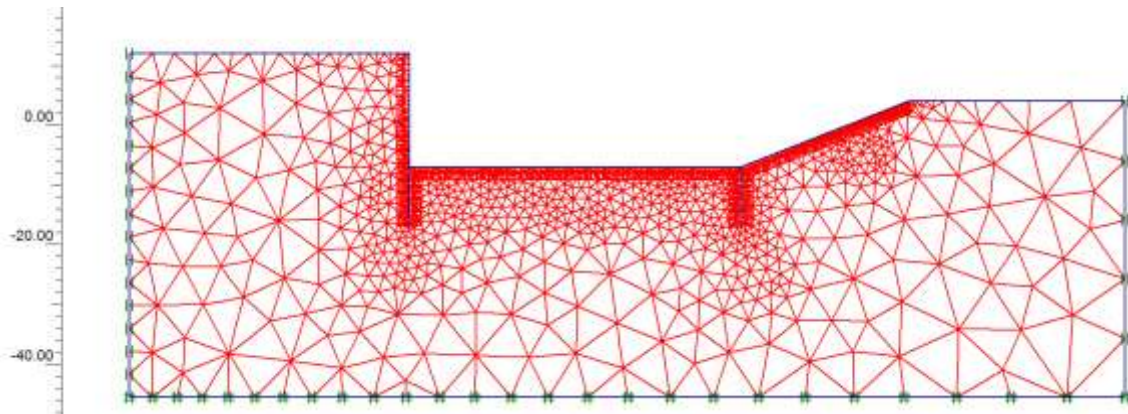
รูปที่ 5-54

5.13 การใช้ Finite Element Method ในการคำนวณแรงดันของน้ำไหล

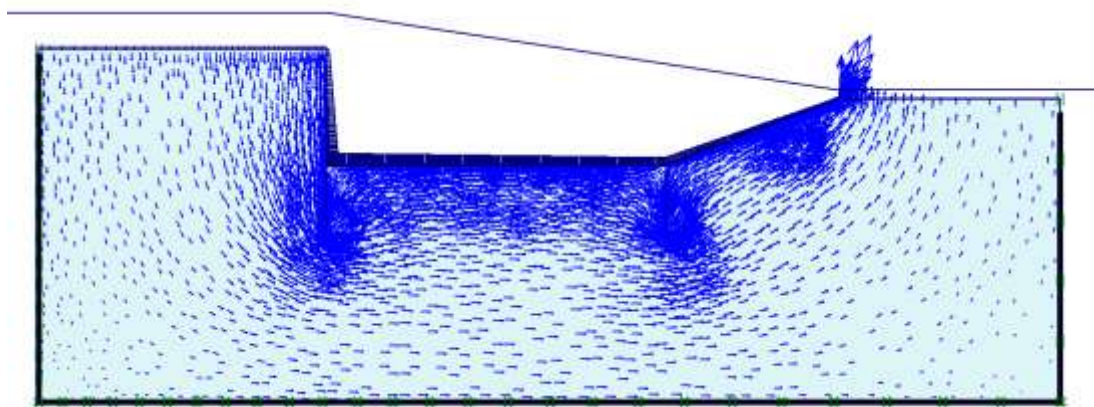
เราสามารถใช่วิธี Finite Element ในการคำนวณการไหลของน้ำได้โดยการแบ่งปัญหาที่มีการไหลผ่านของน้ำออกเป็นอีลิเมนต์ย่อย จากนั้นทำการกำหนดขอบเขตของการไหล แล้วทำการแก้ปัญหาโดยใช้วิธีเชิงตัวเลขที่เรียกว่า "วิธีไฟไนท์อีลิเมนต์" ในการแก้ปัญหา ซึ่งในการแก้ปัญหาทำให้เราทราบค่าแรงดันน้ำในดินที่จุดใดๆ และความเร็วในการไหล ซึ่งสามารถนำมาใช้คำนวณแรงดันที่กระทำต่อฝายได้ ดังตัวอย่างดังรูปที่ 5-55 ซึ่งเป็นการใช้วิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ในการคำนวณแรงดันน้ำที่จุดใดๆ ในมวลดิน และคำนวณความเร็วในการไหลที่จุดใดๆ ได้ดังรูปที่ 5-57 และ **Error! Reference source not found.**



รูปที่ 5-55 โครงสร้างท่าแก่งกั้นน้ำใต้ดินที่ต้องการวิเคราะห์แรงดันน้ำเนื่องจากการไหล



รูปที่ 5-56 Finite element mesh ที่ใช้สำหรับการคำนวณ

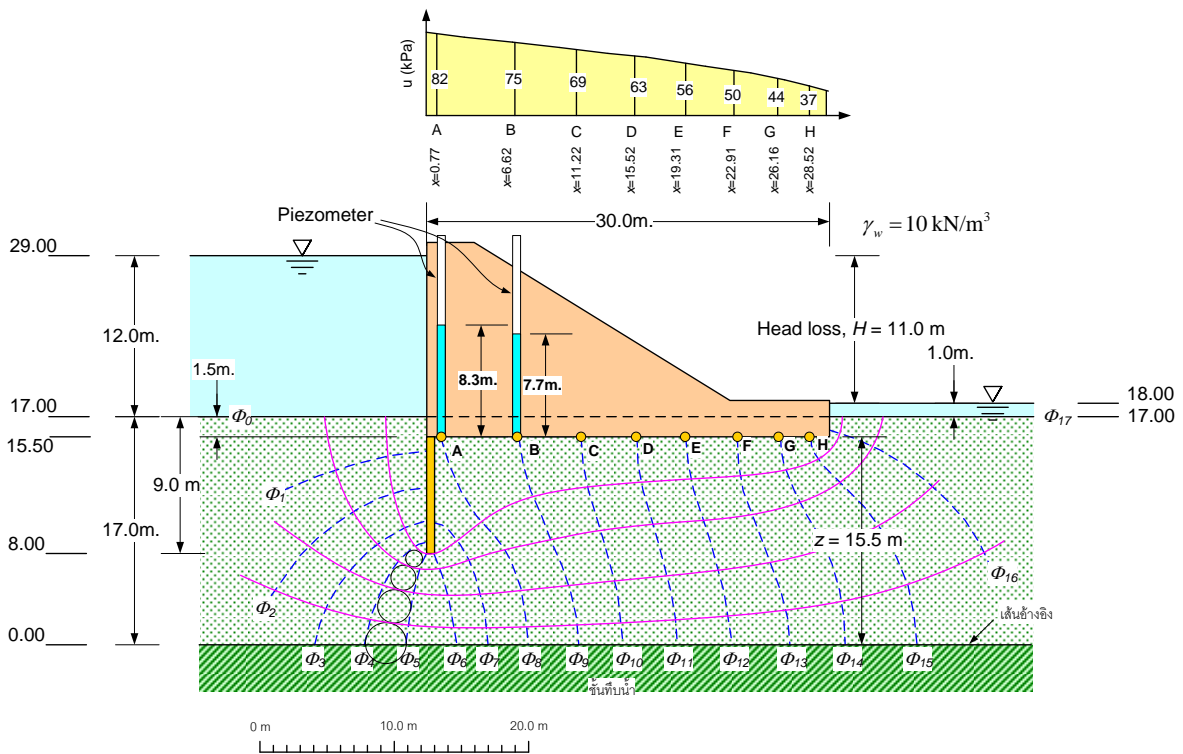


รูปที่ 5-57 เวกเตอร์แสดงถึงทิศทางการไหลของน้ำ ซึ่งคล้ายกับ flow line

ตัวอย่างที่ 5.14

ตัวอย่างนี้เป็นการแสดงให้เห็นว่าเราสามารถใช่วิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ในการวิเคราะห์แรงดันของน้ำ เนื่องจากการไหลได้เหมือนกับการใช้ flow net โดยจะไม่กล่าวในรายละเอียดของการวิเคราะห์แต่จะแสดงให้เห็นถึงวิธีการและผลลัพธ์ที่ได้เท่านั้น

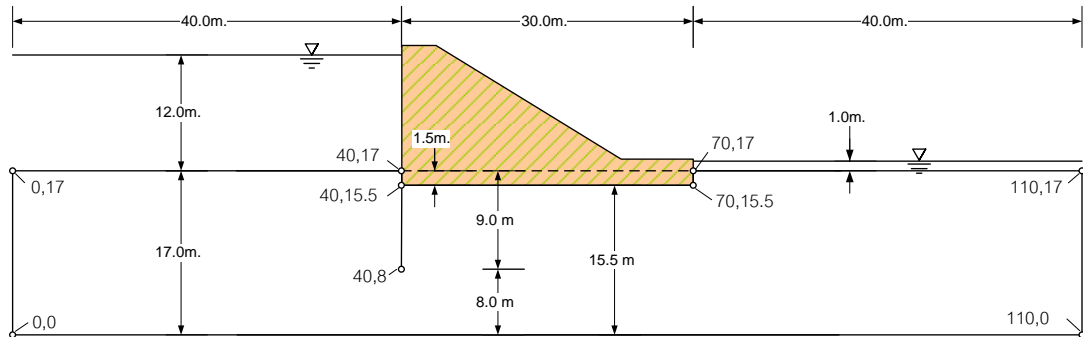
จากโครงสร้างฝายกันน้ำคังรูปที่ 5-58 จงวิเคราะห์แรงดันน้ำที่กระทำต่อฝาย โดยดินมีค่า Permeability เท่ากับ 1m/day



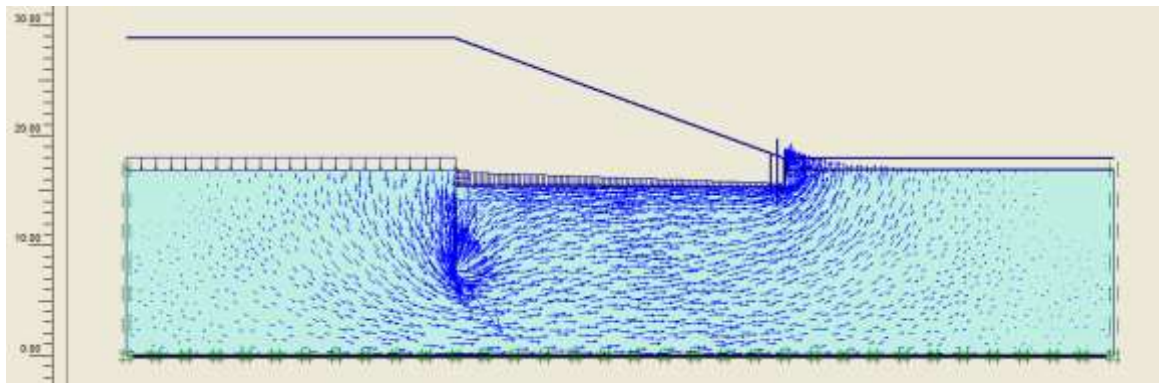
รูปที่ 5-58

สร้างแบบจำลองโดยใช้ฟังก์ชันรูปร่าง โดยจะต้องกำหนดขอบเขตส่วนที่เป็นส่วนที่บ้นน้ำ (น้ำไม่สามารถไหลผ่านได้) โดยใช้ Interface element ในส่วนที่เป็นเข้มพืด และส่วนที่เป็นฐานของฝาย ในการจำลองนี้ไม่จำเป็นต้องจำลองตัวฝายลงไปด้วยเนื่องจาก Interface element จะทำหน้าที่ระบุการที่บ้นน้ำของโครงสร้าง จากนั้นกำหนดขอบเขตของปัญหา กำหนดคุณสมบัติของดิน แล้วจึงกำหนดขอบเขตของการไหล โดยเราทราบว่าด้านล่างของแบบจำลองที่บ้นน้ำ ขอบด้านซ้ายและผิวหน้าดินสัมผัสกับน้ำที่มีแรงดันเท่ากับค่าความลึกของน้ำ เมื่อคำนวณเสร็จแล้วจะดูผลการวิเคราะห์ในรูปของเวกเตอร์แสดงการไหลได้ดังรูปที่ 5-60 และถ้าพิจารณาแรงดันใต้ฝายเปรียบเทียบระหว่างการวิเคราะห์ด้วยวิธี flow net กับวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์จะได้ดังรูปที่ 5-61 จะได้แรงดันน้ำที่มีลักษณะคล้ายคลึงกัน ซึ่งในปัญหาการไหลของน้ำผ่านได้ฝายนี้ไม่มีค่าคอบแมนตรง

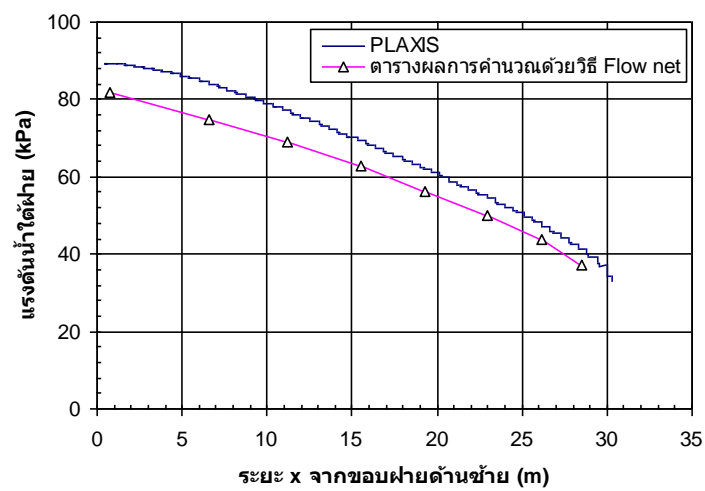
ดังนั้นจึงตัดสินใจไม่ได้ว่าวิธีใดให้ผลที่ถูกต้องเนื่องจากทั้งวิธีวิเคราะห์โดยใช้ Flow net และวิธีวิเคราะห์โดยใช้ไฟไนต์อีลิเมนต์เป็นการประมาณค่าตอบทั้งคู่



รูปที่ 5-59



รูปที่ 5-60



รูปที่ 5-61

5.14 คำถามท้ายบท

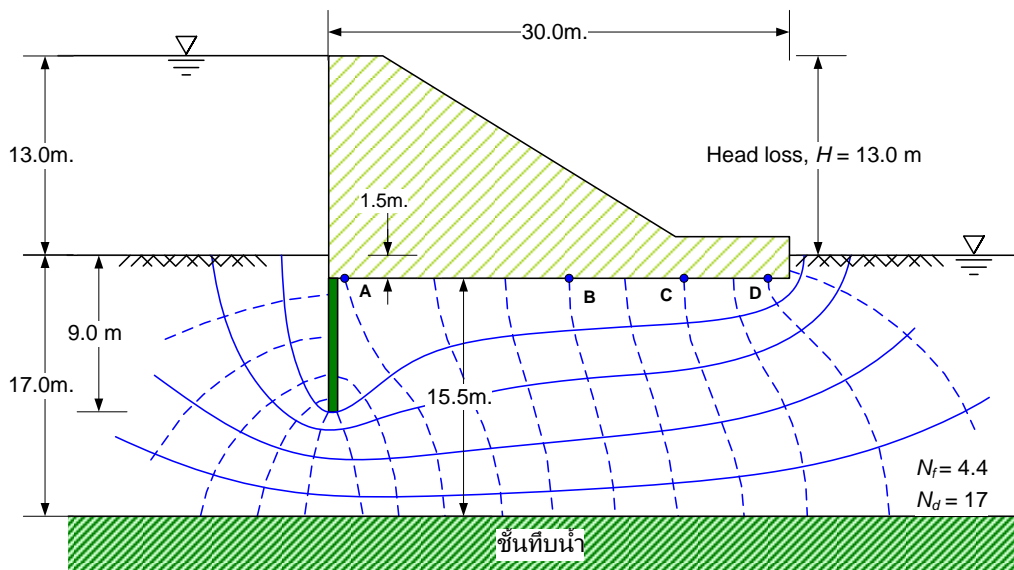
1. จากโครงสร้างฝายซึ่งมีข่ายการไหล (flow net) ดังรูป จงคำนวณ

a) อัตราการไหลของน้ำผ่านดินใต้ฝายต่อความกว้างหนึ่งหน่วย

b) แรงดันน้ำที่จุด A, B, C และ D

กำหนดให้: สัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่าน $k = 5 \times 10^{-5}$ m/s และ $\gamma_w = 10$ kN/m³

Midterm Exam 2-2548



รูปที่ 5-62

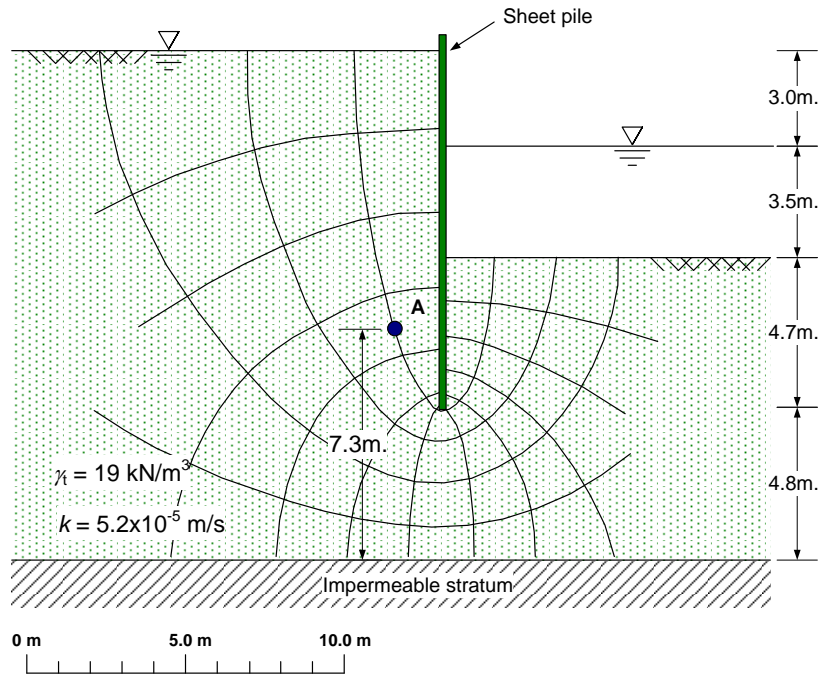
2. จากโครงสร้าง Sheet pile สำหรับงานขุดในทรายตามรูป จงคำนวณหา

a) อัตราการไหลของน้ำต่อความกว้าง 1 หน่วย

b) แรงดันน้ำที่จุด A

c) Critical hydraulic gradient, i_c

d) Factor of safety against boiling



รูปที่ 5-63

3. จากโครงสร้างฝายซึ่งมีข่ายการไหล (flow net) ดังรูป จงคำนวณ

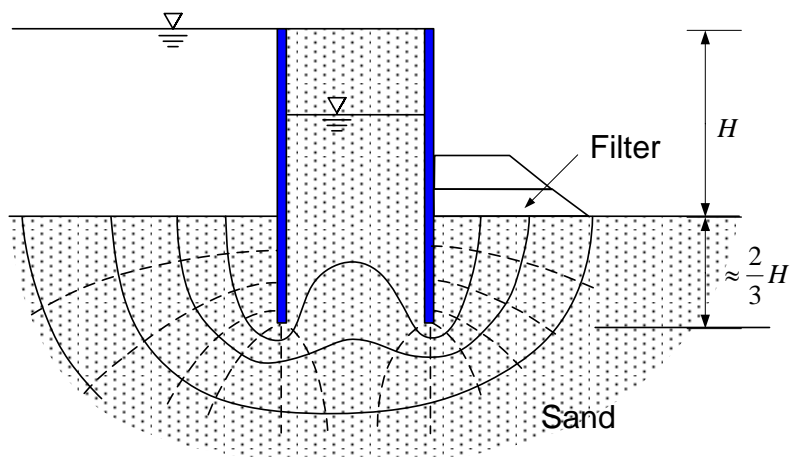
a) อัตราการไหลของน้ำผ่านดินได้ฝายต่อความกว้างหนึ่งหน่วย

b) แรงดันน้ำที่จุด (โปรดเติม)

c) ระดับน้ำในทรายถมระหว่าง sheet pile

กำหนดให้: สัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่าน $k = 5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ และ $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

Midterm Exam 2-2548



รูปที่ 5-64

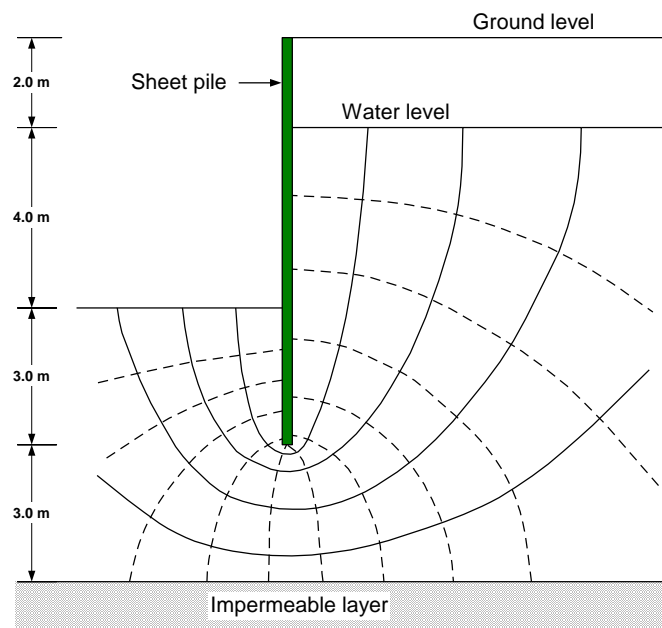
จากรูป Flow net แสดงการไหลของน้ำรอบ ๆ Sheet pile

a) จงคำนวณหาปริมาณการไหลของน้ำผ่าน Sheet pile นี้ต่อเมตร

b) การกระจายของแรงดันน้ำต่อ sheet pile

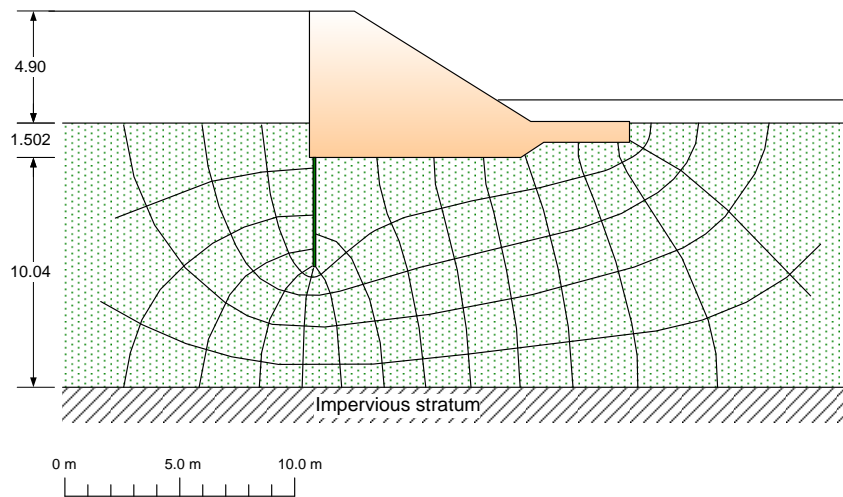
c) Factor of safety against boiling และ heaving

กำหนดให้: Coefficient of permeability ของทราย $k = 3 \times 10^{-5}$ m/s, $G_s = 2.65$, $e = 0.6$



รูปที่ 5-65

4. จงคำนวณแรงดันน้ำใต้ผิวดังรูป พร้อมทั้งคำนวณอัตราการไหลของน้ำผ่านฝาย $k = 5 \times 10^{-5}$ m/s และ $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$



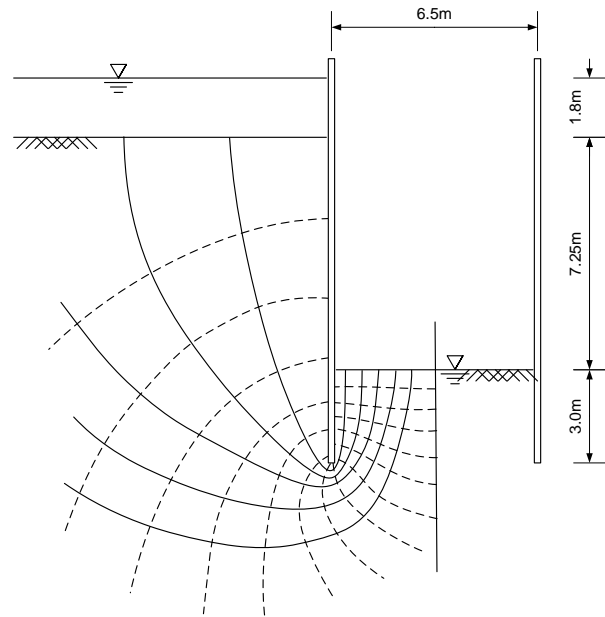
រូបភាព 5-66

5. Fig. រូបភាព 5-67 shows the cross-section of a long cofferdam into which the flow can be considered two-dimensional. Sketch the flow net (to the right of the center line only) for this situation. The base of the soil stratum is at a considerable depth. Determine the seepage into the cofferdam (per meter run) if the water level inside is maintained at excavated ground level. The coefficient of permeability of the soil is 0.015 m/s in every direction.

Using the flow net, determine the distribution of water pressure (expressed as meters head of water) both on the outside and inside of the sheet piling and indicate the values on the left hand part of the drawing.

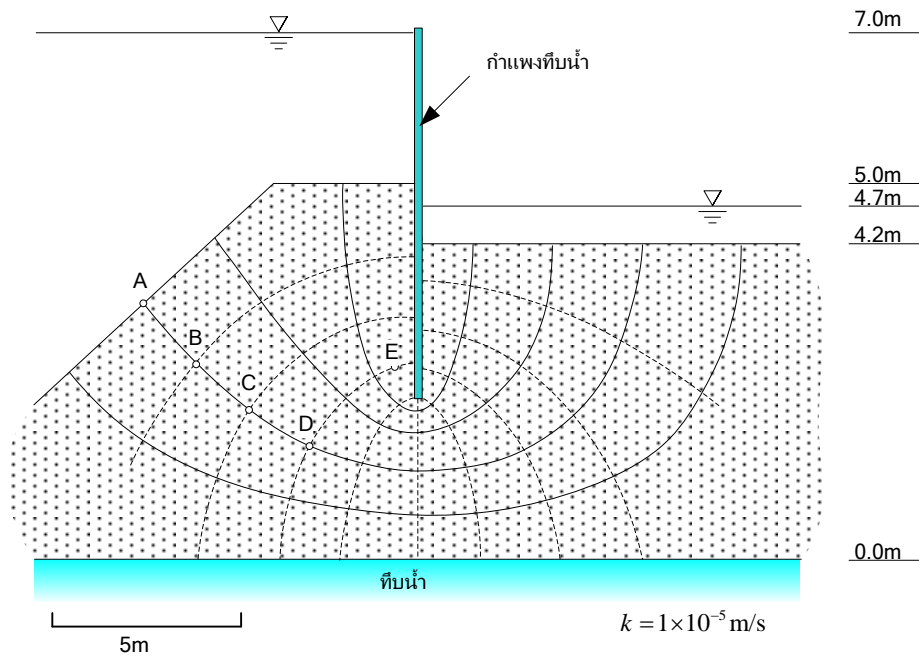
Comment on the stability of the proposed structure. (ICE)

B.H.C. Sutton, Solving Problem in Soil Mechanics,



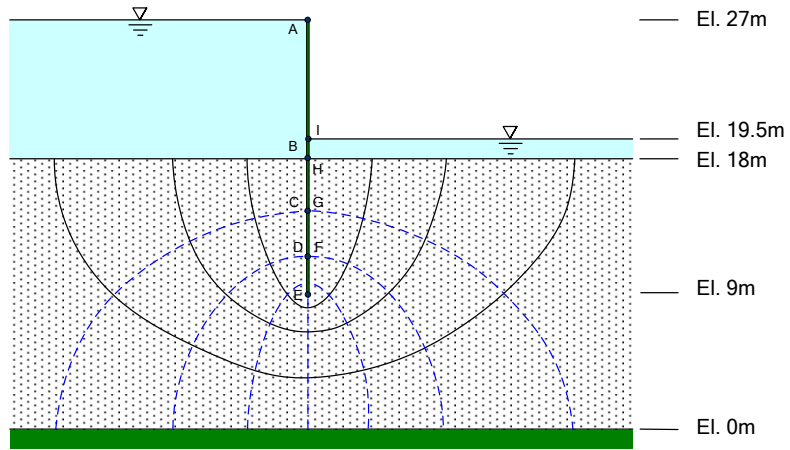
รูปที่ 5-67

6. จงคำนวณแรงดันน้ำที่จุด A, B, C, D, และ E โดยใช้ flownet ดังรูปที่ 5-68



รูปที่ 5-68 จาก (Vogt 2003)

7. จงคำนวณแรงดันน้ำที่กระทำต่อกำแพงที่ติดตั้งรูป



รูปที่ 5-69

6

หน่วยแรงในมวลดิน

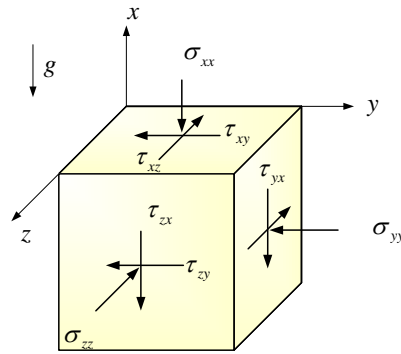
6.1 วัตถุประสงค์

คำถามหนึ่งที่สำคัญซึ่งเกี่ยวกับวิศวกรรมปฐพีได้แก่ "โครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีนั้นปลอดภัยหรือไม่?" ในการตอบคำถามนี้ เราจะต้องทราบสองสิ่งได้แก่

- แรงที่กระทำจากภายนอกเป็นเท่าใด และก่อให้เกิดหน่วยแรงขึ้นเท่าใดในมวลดิน
- ดินนั้นแข็งแรงเพียงพอที่จะต้านทานหน่วยแรงที่เกิดขึ้นได้หรือไม่

6.2 หน่วยแรงในมวลดิน

ดินเป็นวัสดุที่แตกต่างจากวัสดุก่อสร้างอื่นๆ เช่น คอนกรีตหรือเหล็ก เนื่องจากดินเป็นวัสดุที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติ อีกทั้งดินประกอบไปด้วยเม็ดดิน ก๊าซ และของเหลวซึ่งมักจะเป็นน้ำ เมื่อมวลดินมีแรงมากระทำจะก่อให้เกิดหน่วยแรงขึ้น การคำนวณหน่วยแรงในมวลดินนั้นแตกต่างจากการคำนวณหน่วยแรงในวัสดุที่ทราบพื้นที่หน้าตัดชัดเจน สำหรับหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในดินนั้นถ้าเราพิจารณาในระบบ 3 แกนจะได้



รูปที่ 6-1 สภาวะหน่วยแรงในกรณี True triaxial

สำหรับ stress นั้นจัดเป็นปริมาณที่เรียกว่า tensor ซึ่งมาจากภาษากรีกหมายถึง ยืดออก ซึ่งแตกต่างจากปริมาณ scalar และ vector⁹ สำหรับ Tensor นั้นมี invariants ที่เป็นอิสระต่อกัน (independent) เพียง 3 ค่าเท่านั้นจึงสรุปได้ดัง

ตารางที่ 6-1 การอธิบายปริมาณ scalar, vector และ tensor (Schofield and Wroth)

Type	Scalar	Vector	Tensor
Array of	Zero order	First order	Second order
Example	Specific volume	Displacement	Stress
Notation	v	d_i	σ'_{ij}
Number of components	1	3	9
Independent data	1	3	9 in general 6 if symmetrical
Independent scalar quantity that can be derived	1	1	3

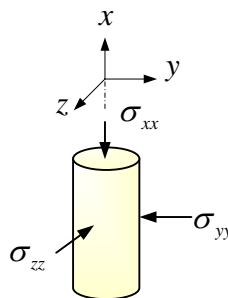
ปัญหาทางด้านวิศวกรรมปฐพีนั้นอาจไม่จำเป็นต้องวิเคราะห์ปัญหาเป็นแบบสามมิติเนื่องจากโครงสร้างส่วนใหญ่จะมีความยาวต่อเนื่อง และมักจะยาวกว่าความกว้าง ตัวอย่างเช่นคันทางถนนที่ยาวมาก หรือ

⁹ Scalar (from the Latin “to measure”), a quantity with magnitude only, e.g. temperature; Vector (from the Latin “to carry”), a quantity with magnitude and direction, e.g. a force.; Tensor (from the Latin “to stretch”), a quantity with magnitude and direction and with reference to the plane it acting across, e.g. stress or permeability.

จากรูปที่ 6-1 จะเห็นว่ามีความเค้นกระทำต่ออีลิเมนต์สองชนิดได้แก่ความเค้นตั้งฉาก σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{zz} และ ความเค้นเฉือน $\tau_{xy} = \tau_{yx}$, $\tau_{xz} = \tau_{zx}$, $\tau_{yz} = \tau_{zy}$ ดังนั้นจึงมีความเค้นที่จำเป็นในการระบุสถานะของหน่วย แรงระบบสามแกนคือ σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{zz} , τ_{xy} , τ_{xz} , τ_{yz} ซึ่งเขียนในรูปของเมตริกซ์ได้ดังนี้

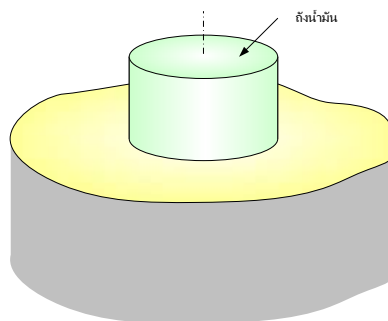
$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ & & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

ในปัญหาทางวิศวกรรมปฏิภนส่วนใหญ่และการทดสอบเพื่อหาคุณสมบัติของดินจะเป็นปัญหาชนิด สมมาตรรอบแกนหมุน (Axisymmetry) ซึ่งมีสถานะของหน่วยแรงดังรูป



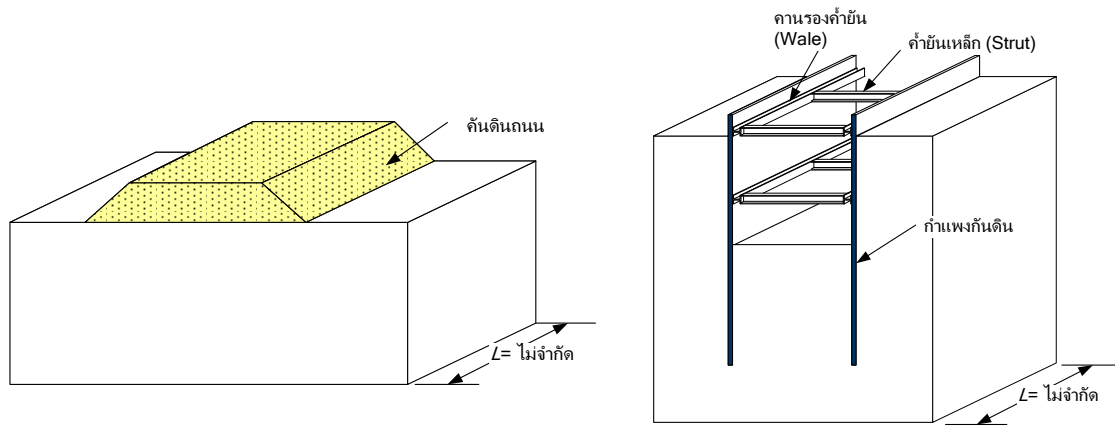
รูปที่ 6-2 สถานะหน่วยแรงในกรณีของ triaxial

จากรูปจะมีหน่วยแรงกระทำที่ด้านบนของทรงกระบอกเป็น σ_{xx} และมีหน่วยแรงกระทำด้านข้าง ทรงกระบอกเป็น σ_{yy} , σ_{zz} ซึ่งหน่วยแรงกระทำด้านข้างนี้กระทำรอบทรงกระบอกด้วยขนาดที่เท่ากันดังนั้น เรามักจะเรียกหน่วยแรง σ_{xx} ว่าหน่วยแรงในแนวตั้งและ σ_{yy} , σ_{zz} ว่าเป็นหน่วยแรงกระทำตามแนวรัศมี ใน กรณีของการสมมาตรรอบแกน เช่นกรณีของการทดสอบตัวอย่างดินทรงกระบอกที่ล้อมรอบไว้ด้วยแรงดัน น้ำ ในกรณีนี้หน่วยแรงที่เกี่ยวข้องคือ หน่วยแรงกดทดสอบในแนวแกน σ_u และแรงดันของน้ำที่กระทำต่อ ตัวอย่างตามแนวรัศมี σ_r ในการทดสอบชนิดนี้จะไม่มีความเค้นเฉือนกระทำต่อตัวอย่าง

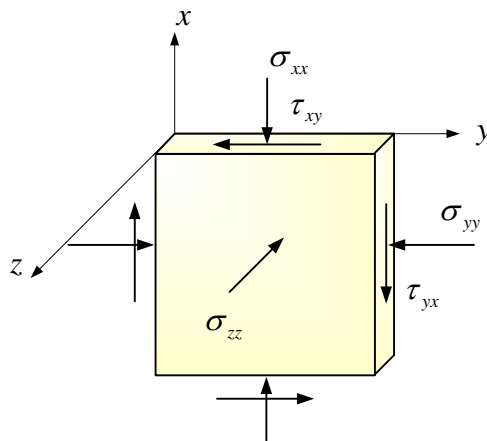


รูปที่ 6-3

ปัญหาทางวิศวกรรมปฐพีอีกลักษณะหนึ่งได้แก่ปัญหาที่พิจารณาเป็นระนาบ ตัวอย่างเช่น กำแพงกันดิน, เขื่อน, คันดิน, หรือคลองเป็นต้น (รูปที่ 6-4) ซึ่งโครงสร้างที่ได้กล่าวมานั้นมีลักษณะที่มีความยาวมากกว่าความกว้าง ดังนั้นรูปตัดของปัญหาจะเหมือนกันไม่ว่าจะพิจารณาที่ระนาบใด ในกรณีนี้จะไม่มีการเคลื่อนตัวของมวลดินหรือน้อยมากจนไม่นำมาพิจารณาว่าเกิดการเคลื่อนตัวในระหว่างระนาบ ซึ่งจะถูกรเรียกว่า plane strain ซึ่งบ่งชี้ว่ามีการพิจารณาเฉพาะความเครียดบนระนาบเท่านั้น โดยสมมติว่าความเครียดตั้งฉากกับระนาบเป็นศูนย์ โดยมีหน่วยแรงที่เกี่ยวข้องคือ σ_{xx} , σ_{yy} และ τ_{xy} และ σ_{zz}

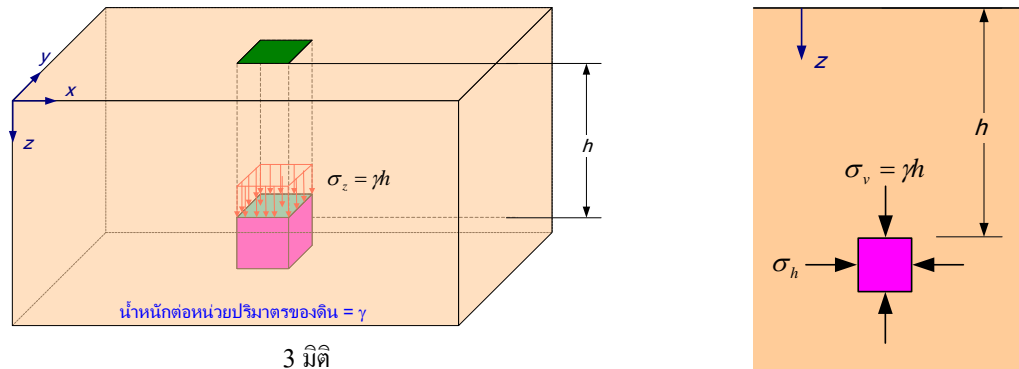


รูปที่ 6-4 รูปแบบปัญหาทางวิศวกรรมปฐพีแบบ plane strain

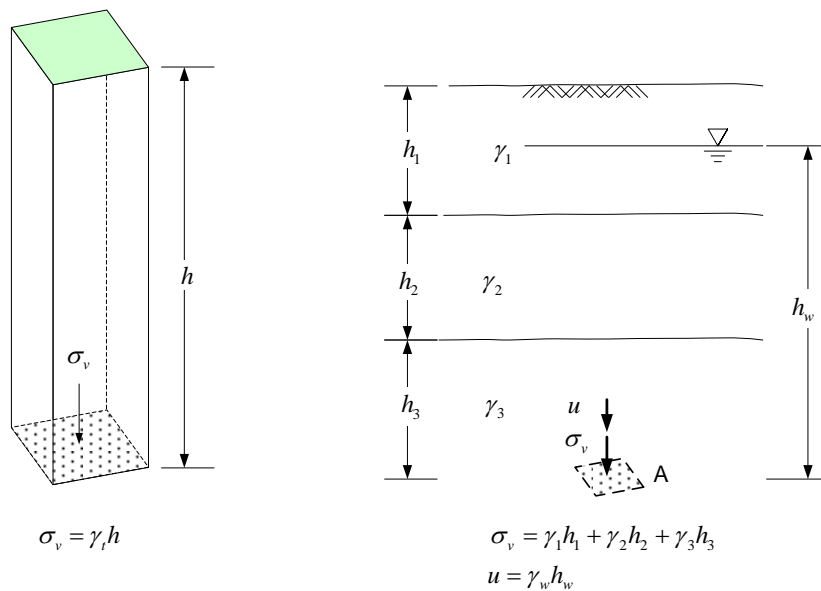


รูปที่ 6-5 สภาวะหน่วยแรงในกรณี Plane strain

6.2.1 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักกดทับของดิน (overburden pressure)



รูปที่ 6-6



รูปที่ 6-7 การคำนวณหาหน่วยแรงในดินเนื่องจากน้ำหนักกดทับ (Overburden pressure)

หน่วยแรงตั้งฉากในแนวตั้ง ณ. จุด A คำนวณได้จากสมการ

$$\sigma_v = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 \quad (6.1)$$

สมการทั่วไปของ Vertical total stress

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (6.2)$$

γ_i หน่วยน้ำหนักรวมของดิน ณ. ชั้นที่ i

h_i ความหนาของดิน ณ. ชั้นที่ i

n จำนวนชั้นดินเหนือจุดที่พิจารณา

แรงดันน้ำในช่องว่างเม็ดดิน (Pore water pressure, u) จะเท่ากับความดัน Hydrostatic

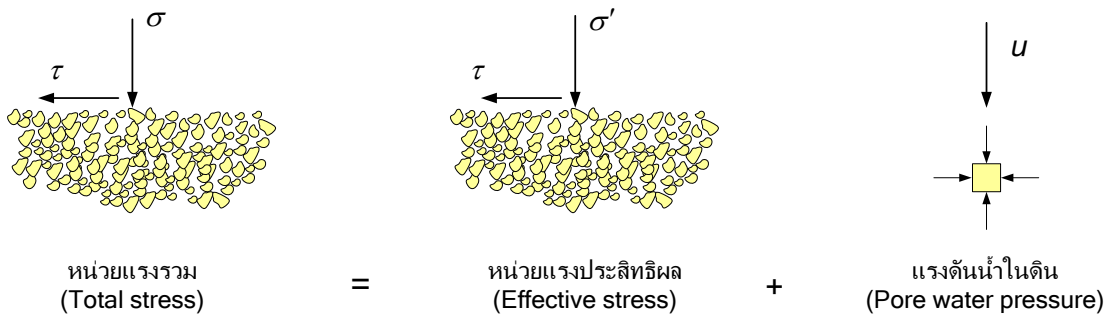
$$u = \gamma_w h_w \quad (6.3)$$

γ_w หน่วยน้ำหนักของน้ำ

h_w ระยะจากผิวน้ำใต้ดินถึงจุดที่พิจารณา

6.3 หน่วยแรงประสิทธิผล (Effective stress)

หลักการของหน่วยแรงประสิทธิผลมีความสำคัญในวิชาปฐพีกลศาสตร์อย่างมาก เนื่องจากการเปลี่ยนรูปของดินจะขึ้นอยู่กับหน่วยแรงประสิทธิผลเท่านั้น หน่วยแรงประสิทธิผลจะใช้กับหน่วยแรงตั้งฉากเท่านั้นซึ่งจะใช้ไม่ได้กับหน่วยแรงเฉือน



รูปที่ 6-8 หลักการหน่วยแรงประสิทธิผล

หน่วยแรงในแนวตั้ง (Vertical stress)

σ_v หน่วยแรงรวม (Vertical total stress)

σ'_v หน่วยแรงประสิทธิผล (Vertical effective stress)

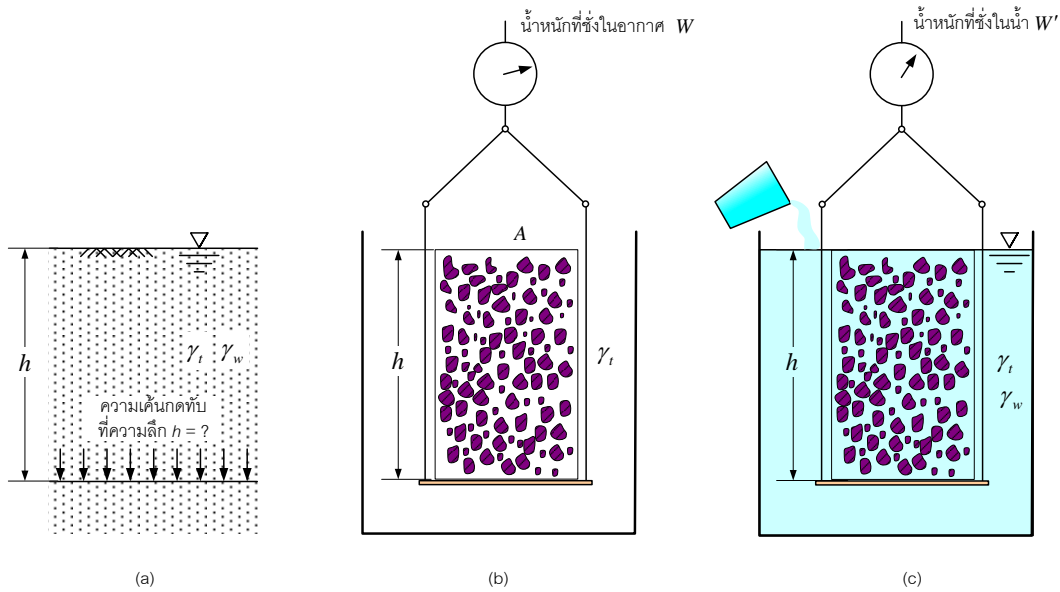
u ความดันน้ำในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน (Pore water pressure)

ดังนั้น Effective stress เนื่องจากน้ำหนักกดทับของดินคำนวณได้จาก

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i - \gamma_w h_w \quad (6.4)$$

6.3.1 แนวคิดของหน่วยแรงประสิทธิผลอย่างง่าย

เนื่องจากการทำความเข้าใจกับหน่วยแรงประสิทธิผลอาจเป็นเรื่องที่ค่อนข้างเป็นนามธรรมเนื่องจากเราไม่สามารถวัดความเค้นที่กระทำต่อดินได้โดยตรง แต่เราอาจพิจารณาในเชิงกายภาพได้เพื่อให้เกิดความเข้าใจได้ง่ายขึ้น โดยใช้แบบจำลองดังรูป



พิจารณาความเค้นที่กระทำต่อระนาบที่ความลึก h ในรูป (a) โดยการคิดว่าดินเป็นแท่งที่มีพื้นที่หน้าตัดเท่ากับ A และมีความสูงเท่ากับ h เมื่อชั้นดินในอากาศจะมีน้ำหนักเท่ากับ W ดังนั้นความเค้นกดทับบนระนาบเมื่อดินไม่จมน้ำเท่ากับ

$$\sigma_v = \frac{W}{A} = \gamma_s h$$

และเมื่อดินจมน้ำโดยให้ระดับน้ำเสมอกับผิวดินจะมีน้ำหนักน้อยกว่าที่ชั้นในอากาศเนื่องจากแรงลอยตัว ดังนั้นความเค้นกดทับบนระนาบเมื่อดินจมน้ำเท่ากับ

$$\begin{aligned} \sigma'_v &= \frac{W'}{A} \\ &= \frac{\gamma_s hA - \gamma_w hA}{A} \\ &= \gamma_s h - \gamma_w h \end{aligned}$$

จะเห็นได้ว่าความเค้นกดทับบนระนาบเมื่อดินอยู่ใต้น้ำจะน้อยกว่าความเค้นกดทับเมื่อดินไม่อยู่ใต้น้ำ โดยความเค้นกดทับจะลดลงเท่ากับ $\gamma_w h$ ซึ่งเท่ากับแรงดันน้ำที่กระทำต่อระนาบดังนั้นจึงให้ σ'_v เป็นความเค้นประสิทธิผล (Effective stress)

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

6.4 หน่วยแรงเฉือนในดิน

เนื่องจากน้ำไม่สามารถรับแรงเฉือนได้ ดังนั้น Total shear stress จึงเท่ากับ Effective shear stress

$$\tau = \tau' \quad (6.5)$$

τ หน่วยแรงเฉือนรวม (Total stress)

τ' หน่วยแรงเฉือนประสิทธิภาพ (Effective stress)

Effective horizontal stress σ'_h เนื่องจากน้ำหนักกดทับของดินจะคำนวณได้จากการคูณหน่วยแรงประสิทธิภาพในแนวตั้งกับค่าสัมประสิทธิ์ของหน่วยแรงด้านข้างในสภาพที่ดินไม่เคลื่อนที่ (Coefficient of lateral earth pressure at rest) ดังสมการที่

$$\sigma'_h = K_o \sigma'_v \quad (6.6)$$

K_o Coefficient of lateral earth pressure at rest

สำหรับค่า K_o นั้นเราสามารถที่จะแสดงให้เห็นได้ว่ามีความสัมพันธ์กับค่า Poisson's ratio โดยพิจารณาว่าถ้าดินถูกกดทับโดยไม่มีการขยายตัวออกทางด้านข้าง ซึ่งจากกฎของฮุก (Hooke's law) และ $\varepsilon_h = \varepsilon_{zz} = \varepsilon_{xx}$ จะได้

$$\varepsilon_h = \frac{1}{E} (\sigma'_{xx} - \nu \sigma'_{yy} - \nu \sigma'_{zz})$$

การที่ดินไม่มีการขยายตัวออกทางด้านข้างทำให้ $\varepsilon_h = 0$; $\sigma'_{xx} = \sigma'_{zz} = \sigma'_h$ และ $\sigma'_{yy} = \sigma'_v$ จะได้

$$0 = \frac{1}{E} (\sigma'_h - \nu \sigma'_v - \nu \sigma'_h)$$

เมื่อให้ $K_o = \sigma'_h / \sigma'_v$ จะได้

$$K_o = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (6.7)$$

ค่า K_o อาจมีค่าแตกต่างไปจากทฤษฎีเนื่องจากการที่เราคิดว่า $\varepsilon_h = 0$ ซึ่งในความเป็นจริงเมื่อมีความเครียดในแนวตั้งเกิดขึ้นเนื่องจากหน่วยแรงอัดในแนวตั้ง จะเกิดความเครียดในแนวราบขึ้น ซึ่งในสภาพธรรมชาติดินโดยรอบจะยอมให้ดินขยายตัวออกทางด้านข้างได้ ดังนั้นค่า K_o ที่ใช้ในงานวิศวกรรมจึงมักจะหาได้จากการทดสอบเช่น การทดสอบ pressuremeter หรือการทดสอบ self boring pressuremeter เป็นต้น

เมื่อเราคำนวณ σ'_h ได้แล้วเราสามารถคำนวณ Total horizontal stress σ_h คำนวณได้จากสมการ

$$\sigma_h = \sigma'_h + u \quad (6.8)$$

ตัวอย่างที่ 6.1

จากรูปชั้นดินจากการสำรวจเพื่อทำฐานรากของโครงการหนึ่งประกอบไปด้วยชั้นทรายหนา 5 เมตรถัดลงไปเป็นชั้นดินเหนียวหนา 13 เมตร ถ้าระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับ 4.8 เมตรจากผิวดินจงเขียนแนวแสดงหน่วยแรงดังต่อไปนี้

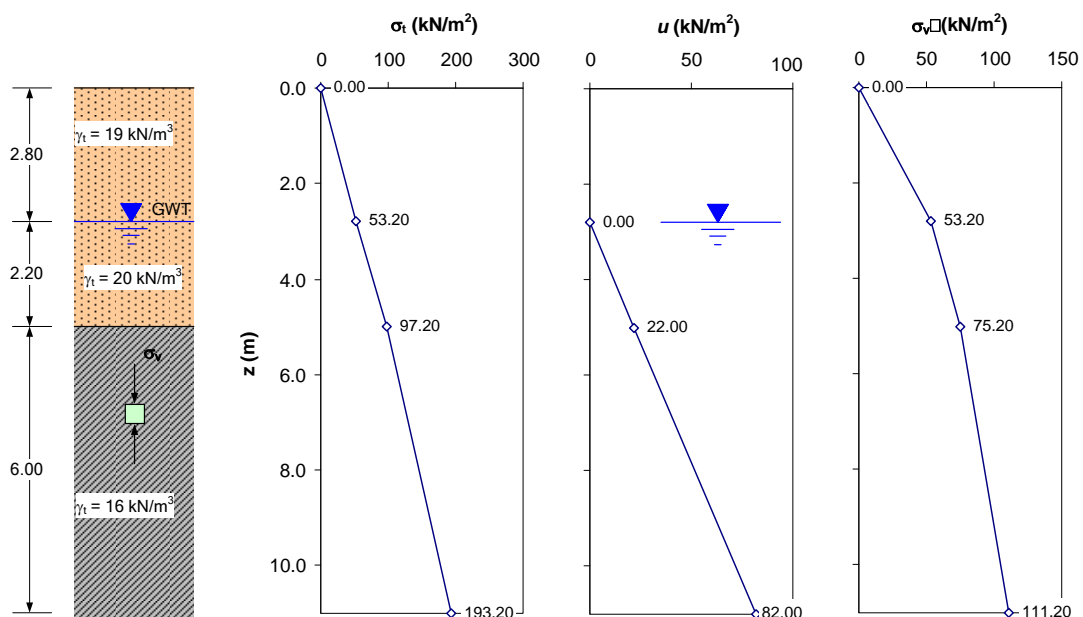
- a) หน่วยแรงรวมในแนวตั้ง
- b) หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง
- c) หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวราบ
- d) หน่วยแรงรวมในแนวราบ
- e) แรงดันน้ำในดิน

กำหนดให้ $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ และ $K_o = 0.7$

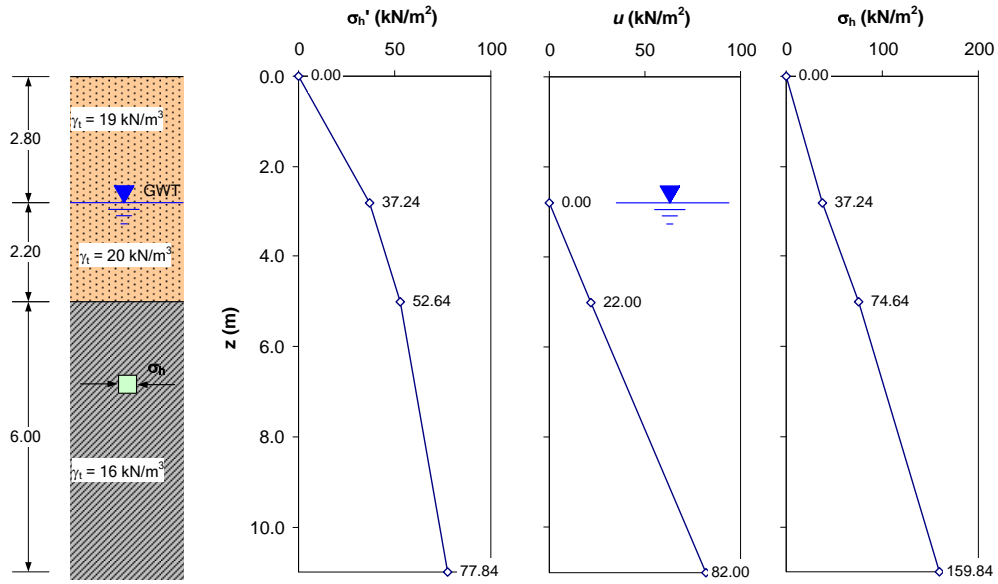
ผลการคำนวณแสดงในตารางที่ 6.1 และเขียนเป็นรูปการกระจายของหน่วยแรงและแรงดันน้ำตามความลึกได้ดังรูปที่ 6-9 และรูปที่ 6-10

ตารางที่ 6.1

ความลึก (m)	ความเค้นรวม σ_v	ความดันน้ำ u	σ'_v	σ'_h	σ'_h
0.0	= (19)(0)	= (10)(0)	0.0	0.00	0.00
2.8	= (19)(2.8)	= (10)(2.8)	53.2	37.24	37.24
5.0	= (19)(2.8)+(20)(2.2)	= (10)(5.0)	75.2	52.64	74.64
10.0	= (19)(2.8)+(20)(2.2)+(16)(6.0)	= (10)(10.0)	111.2	77.84	159.84



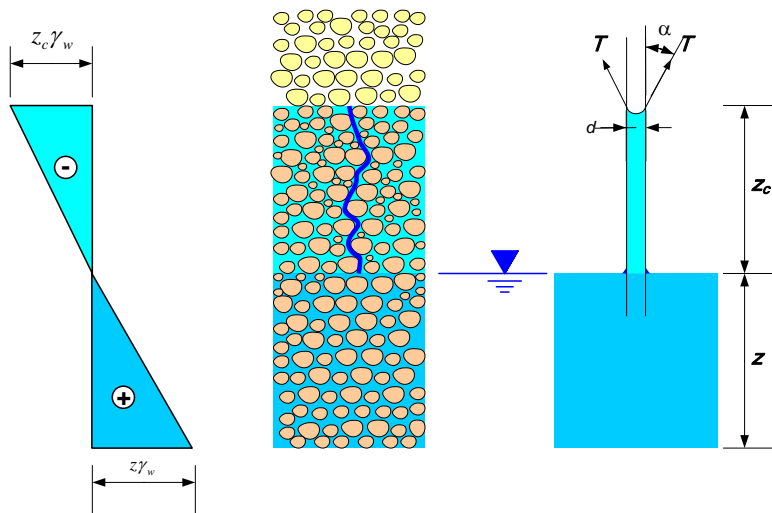
รูปที่ 6-9 เส้นแนวของหน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง



รูปที่ 6-10 เส้นแนวของหน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวราบ

6.5 ผลเนื่องจาก capillary

เราได้ทราบมาแล้วว่าดินประกอบไปด้วยเม็ดดินซึ่งไม่ประสานเป็นเนื้อเดียวกันดังนั้นจึงมีช่องว่างระหว่างเม็ดดินซึ่งช่องว่างระหว่างเม็ดดินนี้อาจจะมีน้ำบรรจุอยู่ในกรณีที่ดินอยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดิน สำหรับดินที่อยู่ในบริเวณผิวของระดับน้ำใต้ดินดินยังคงมีน้ำบรรจุอยู่ในช่องว่าง ปรากฏการณ์นี้อธิบายได้โดยใช้หลักการทางฟิสิกส์เกี่ยวกับปรากฏการณ์แคปิลารี นั่นคือเมื่อมีหลอดขนาดเล็กจุ่มลงในน้ำ แรงดึงผิวของน้ำจะดูดน้ำในท่อให้มีระดับน้ำสูงกว่าระดับน้ำที่หลอดจุ่มลงไปดังรูปที่ 6-11



รูปที่ 6-11 การเกิด Capillary ในดิน

เราสามารถอธิบายพฤติกรรมนี้ในดินได้โดยคิดถึงสมดุลของแรงตึงผิวของน้ำ T กับน้ำหนักของน้ำที่ถูกยกระดับขึ้นไปเป็นระยะ z_c ดังสมการ

$$z_c = \frac{4T \cos \alpha}{\gamma_w d} \quad (6.9)$$

ถ้าเราสมมติให้ขนาดของเส้นผ่าศูนย์กลางของท่อมีขนาดเท่ากับขนาดช่องว่างในเม็ดดินจะได้สมการดังนี้

$$z_c \propto \frac{1}{d} \quad (6.10)$$

จากสมการที่ จะเห็นได้ว่าถ้าช่องว่างในดินมีขนาดเล็กจะทำให้ช่องว่างในดินที่อยู่เหนือระดับน้ำใต้ดินมีน้ำบรรจุอยู่เต็ม (ดินอึดตัวด้วยน้ำ) ดังนั้นดินทรายละเอียดจะมีระดับ Capillary zone สูงกว่าดินทรายหยาบ เนื่องจาก มีขนาดช่องว่างในเนื้อดินเล็กกว่า ตารางที่ 6-2 เป็นค่าโดยประมาณของระดับ Capillary ที่เกิดขึ้นในดินแต่ละชนิด

ตารางที่ 6-2 ระดับของ capillary ที่เกิดขึ้นในดินแต่ละชนิดโดยประมาณ

ชนิดดิน	ระดับของ capillary (เมตร)
ดินทรายหยาบ	0.12-0.18
ดินทรายละเอียด	0.30-1.20
ดินซิลต์	0.76-7.60
ดินเหนียว	7.60-23.0

จากข้างต้นเราจะเห็นว่า การเกิด Capillary จะทำให้แรงดันน้ำในดินเป็นลบเนื่องจากน้ำจะถูกแรงตึงผิวดึง ดังนั้นหน่วยแรงประสิทธิผลใน capillary zone จะคำนวณได้จาก

$$\begin{aligned} \sigma' &= \sigma - (-\gamma_w z) \\ &= \sigma + \gamma_w z \end{aligned}$$

6.6 หน่วยแรงประสิทธิผลในดินไม่อึดตัว

ในกรณีที่ดินไม่อึดตัวนั้น น้ำที่บรรจุอยู่ในช่องว่างของดินจะไม่เชื่อมต่อกัน ทำให้มีอากาศบรรจุอยู่ในช่องว่าง ดังนั้นหน่วยแรงรวม σ . ความลึกใดๆ ในมวลดินจะประกอบไปด้วย หน่วยแรงระหว่างอนุภาคดิน แรงดันน้ำ และแรงดันอากาศ จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการโดย Bishop และคณะ (1960) ได้นำมาสร้างสมการในการคำนวณหน่วยแรงประสิทธิผลในดินไม่อึดตัวดังสมการ

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (6.11)$$

โดยที่

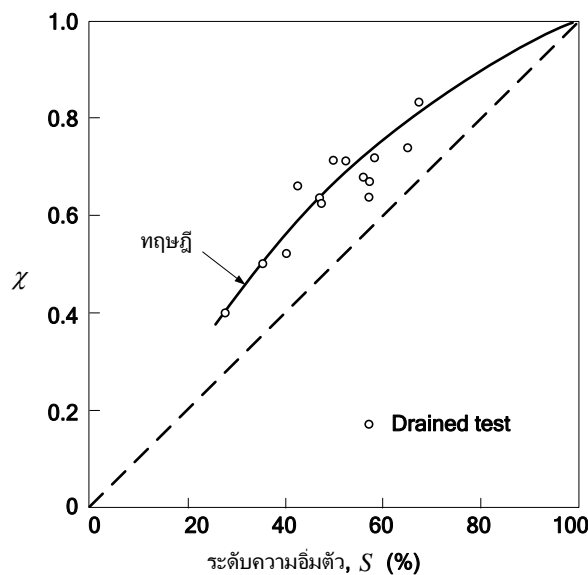
σ' หน่วยแรงประสิทธิผล

σ หน่วยแรงรวม

u_a แรงดันอากาศในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน

u_w แรงดันน้ำในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน

Bishop และคณะได้ชี้ให้เห็นว่าค่า χ ในช่องที่ดินไม่อิ่มตัว ขึ้นอยู่กับระดับความอิ่มตัวของดิน S แต่อย่างไรก็ดี ค่าที่ระบุขึ้นอยู่กับปัจจัยอื่นอีกตัวอย่างเช่น ลักษณะโครงสร้างของดิน ในรูปที่ 6-12 เป็นความสัมพันธ์ระหว่างค่า χ กับระดับความอิ่มตัวของดินของดินซิลท์ชนิดหนึ่ง



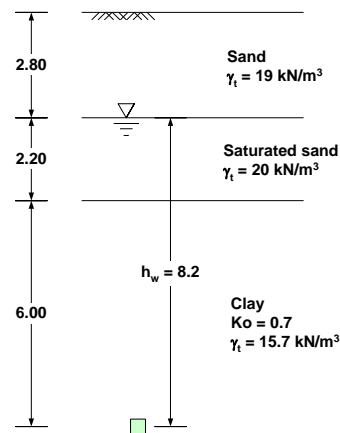
รูปที่ 6-12 ความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ χ กับระดับความอิ่มตัวของดินซิลท์ชนิดหนึ่ง (Bishop และคณะ)

ตัวอย่างที่ 6.2

ชั้นดินของโครงการหนึ่งประกอบไปด้วยชั้นทรายหนา 5.0 เมตรถัดลงไปเป็นชั้นดินเหนียวหนา 13.0 เมตร และระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับ 2.8 เมตรจากผิวดิน จงคำนวณหา

- หน่วยแรงรวมในแนวดิ่ง (vertical total stress)
- หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่ง (vertical effective stress)
- หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวราบ (horizontal effective stress)
- หน่วยแรงรวมในแนวราบ (horizontal total stress)
- จงเขียนเส้นแสดงการกระจายของหน่วยแรงและแรงดันน้ำของชั้นดินนี้

ที่ความลึก 11.0 เมตรจากผิวดิน



a) Vertical total stress

$$\begin{aligned}\sigma_v &= \sum \gamma_i h_i \\ &= (19)(2.8) + (20)(2.2) + (15.7)(6) = 191.4 \text{ kPa}\end{aligned}$$

b) Vertical effective stress

$$\begin{aligned}\sigma'_v &= \sigma_v - u \\ \sigma'_v &= 191.4 - 80.4 = 111 \text{ kPa}\end{aligned}$$

Pore water pressure

$$\begin{aligned}u &= \gamma_w h_w \\ &= (9.8)(8.2) \\ &= 80.4 \text{ kPa}\end{aligned}$$

c) Horizontal effective stress

$$\begin{aligned}\sigma'_h &= K_o \sigma'_v \\ &= 0.7(111) \\ &= 77.7 \text{ kPa}\end{aligned}$$

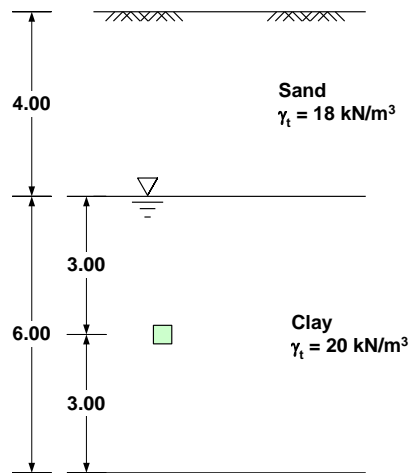
d) Horizontal total stress

$$\begin{aligned}\sigma_h &= \sigma'_h + u \\ &= 77.7 + 80.4 \\ &= 158.1 \text{ kPa}\end{aligned}$$

ตัวอย่างที่ 6.3

ชั้นดิน ฅ. โครงการหนึ่งประกอบด้วยชั้นดินทรายหนา 4 เมตรถัดลงไปเป็นชั้นดินเหนียวหนา 6 เมตร มีระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับ 4.0 เมตรจากผิวดินและมีหน่วยน้ำหนักดังรูปจงคำนวณหา a) หน่วยแรง

รวมในแนวดิ่ง (Vertical total stress) และ b) หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่ง (Vertical effective stress) ที่จุดกึ่งกลางความหนาของชั้นดินเหนียว



a) Vertical total stress

$$\sigma_v = \sum \gamma_i h_i$$

$$\sigma_v = 18(4) + 20(3)$$

$$= 132 \text{ kPa}$$

Pore water pressure

$$u = \gamma_w h_w$$

$$= 9.8(3.0)$$

$$= 29.4 \text{ kPa}$$

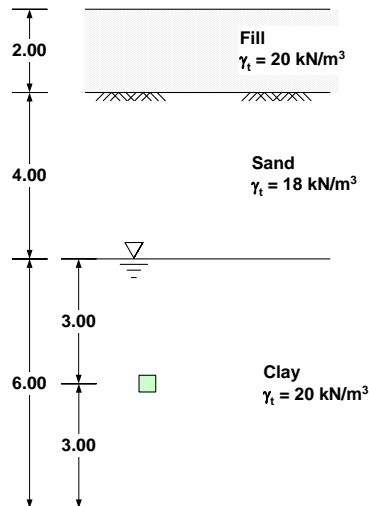
b) Vertical effective stress

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

$$\sigma'_v = 132 - 29.4 = 102.6 \text{ kPa}$$

ตัวอย่างที่ 6.4

จากตัวอย่าง Ex. 2 ถ้าน้ำทราย ($\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$) มาถมเป็นพื้นที่กว้างหนา 2.0 เมตร จงคำนวณหา a) หน่วยแรงรวมในแนวดิ่ง (Vertical total stress) และ b) หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่ง (Vertical effective stress) ที่จุดกึ่งกลางความหนาของชั้นดินเหนียว ณ. เวลาผ่านไปนานมากจนความดันน้ำอยู่ในสภาพ Hydrostatic และยังอยู่ที่ระดับเดิม



ระดับน้ำอยู่ในสภาพ Hydrostatic หมายความว่าไม่มีแรงดันน้ำส่วนเกินเกิดขึ้นในดินเหนียว ดังนั้นจึงคำนวณโดยใช้สมการที่ใช้คำนวณหา Effective stress ได้ตามปกติ เนื่องจากถมดินเป็นบริเวณกว้างหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นจึงเท่ากับ $h(\gamma_t)_{\text{fill}}$

a) Vertical total stress

$$\sigma_v = \Sigma \gamma_i h_i$$

$$\sigma_v = (20)(2) + (18)(4) + (20)(3) = 172 \text{ kPa}$$

Pore water pressure

$$u = \gamma_w h_w$$

$$u = (9.8)(3.0) = 29.4 \text{ kPa}$$

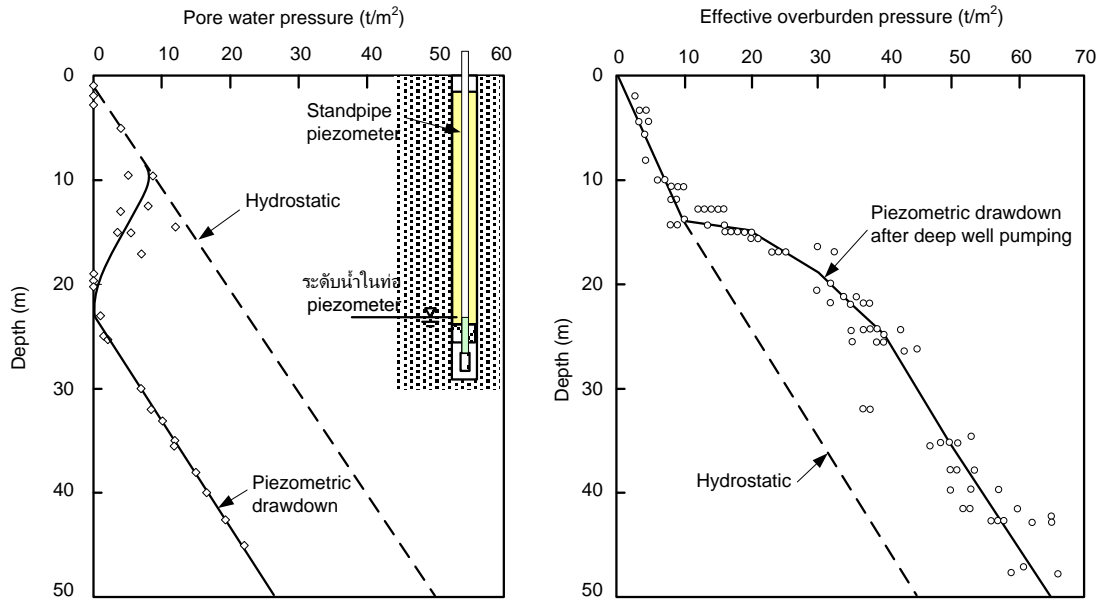
b) Vertical effective stress

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

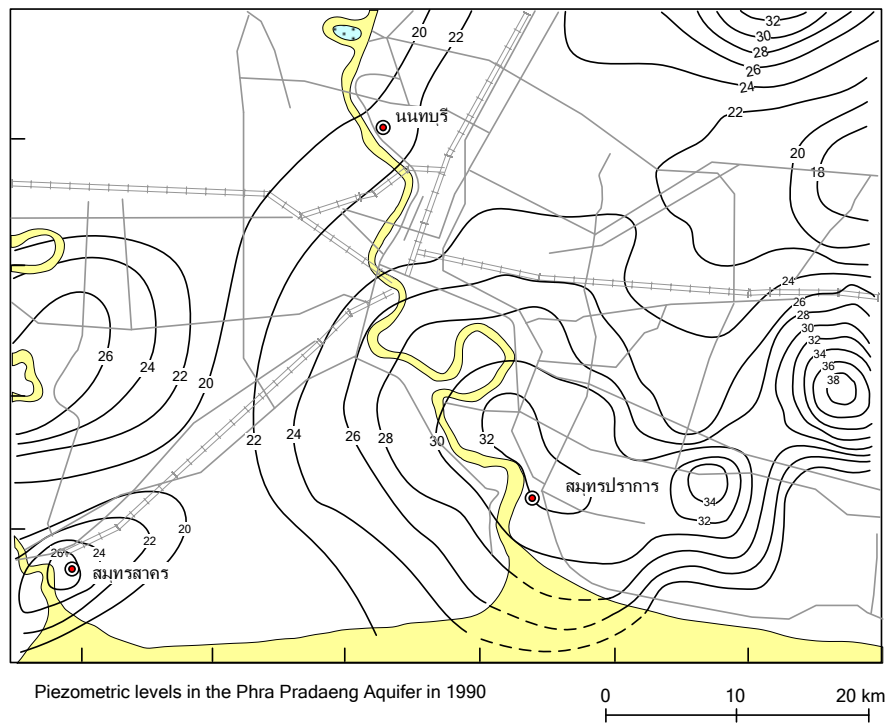
$$\sigma'_v = 172 - 29.4 = 142.6 \text{ kPa}$$

6.7 แรงดันน้ำในดินที่ไม่อยู่ในสถานะสถิตย์

แรงดันน้ำในดินอาจไม่ได้เพิ่มขึ้นตามความลึกเสมอไป ตัวอย่างเช่นแรงดันน้ำในชั้นดินกรุงเทพฯ ซึ่งเป็นแรงดันน้ำที่น้อยกว่าแรงดันน้ำแบบ hydrostatic ดังรูปที่ 6-15 ซึ่งจะเห็นได้ว่าแรงดันน้ำจะลดลงโดยเริ่มจากระดับ 10 เมตรจากผิวดินจนกระทั่งเป็นศูนย์ที่ระดับประมาณ 23 เมตร ซึ่งระดับนี้จะเป็นระดับน้ำที่ปรากฏเมื่อใช้ Piezometer วัดระดับน้ำ



รูปที่ 6-13



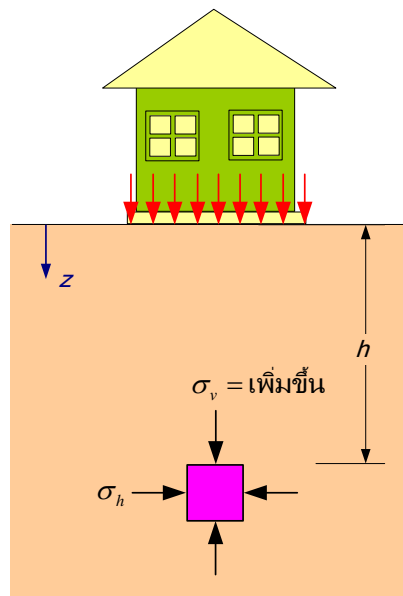
รูปที่ 6-14 เส้นแสดงระดับน้ำใต้ดินในบริเวณกรุงเทพและปริมณฑล

6.8 หน่วยแรงในดินเนื่องจากแรงกระทำจากภายนอก (Stress from external applied load)

Boussinesq's equation

ในปี 1885 Boussinesq¹⁰ ซึ่งเป็นนักคณิตศาสตร์และนักฟิสิกส์ชาวฝรั่งเศสได้เสนอสมการสำหรับหาหน่วยแรงในมวลดินที่เกิดจากแรงภายนอกกระทำที่ผิวดิน โดยมีสมมุติฐานดังนี้

- ดินเป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous)
- มีพฤติกรรมเหมือนกันทุกทิศทาง (Isotropic) ตัวอย่างเช่น ไม่ว่าจะออกแรงกระทำในทิศทางใดจะได้ผลเหมือนกันเสมอ
- ดินมีพฤติกรรมแบบ Linear elastic
- ดินมีความกว้างจำกัดแต่ความลึกไม่จำกัด (Semi-infinite)



รูปที่ 6-15

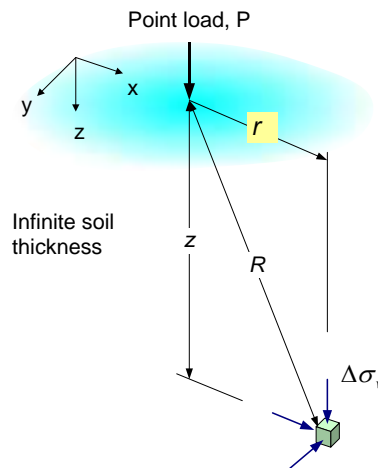
การคำนวณในปัจจุบันจะแบ่งเป็นสองประเภทใหญ่ได้แก่

- คำนวณโดยใช้วิธี Analytical - คำนวณจาก close form solution ใช้ได้กับปัญหาที่ไม่มี ความซับซ้อน ใช้คำนวณหน่วยแรงถูกต้องได้ทุกจุด

¹⁰ Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques, principalement au calcul des déformations et des pressions que produisent, dans ces solides, des efforts quelconques exercés sur une petite partie de leur surface ou de leur intérieur; mémoire suivi de notes étendues sur divers points de physique mathématique et d'analyse; par m. J. Boussinesq.

- b) b) คำนวณ โดยใช้วิธี Numerical – คำนวณ โดยแบ่งดินเป็นอีลิเมนต์ย่อยๆ วิธีนี้สามารถคำนวณปัญหาในรูปแบบซับซ้อนได้ หน่วยแรงที่คำนวณได้เป็นการประมาณ

6.8.1 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในดินเนื่องจากแรงกระทำเป็นจุด (Vertical stress at any point under point load)



รูปที่ 6-16 แรงที่กระทำเป็นจุดก่อให้เกิดหน่วยแรงในดินเพิ่มขึ้นเป็น $\Delta\sigma_v$

$$\Delta\sigma_v = \frac{3Pz^3}{2\pi R^5} = \frac{3P}{2\pi z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}} \quad (6.12)$$

ตัวอย่างที่ 6.5

ให้แรง 1500 kN มากระทำเป็นจุดอยู่ที่ผิวดินดังรูปจงคำนวณหาหน่วยแรงในแนวดิ่งเนื่องจากแรงกระทำนี้ ที่ความลึก 5.0 เมตรใต้จุดที่แรงกระทำ

วิธีทำ

ใช้สมการของ Boussinesq $\Delta\sigma_v = \frac{3Pz^3}{2\pi R^5}$ โดยมีค่า $z = 5 \text{ m}$, $R = \sqrt{0^2 + 5^2} = 5 \text{ m}$

แทนค่าในสมการ

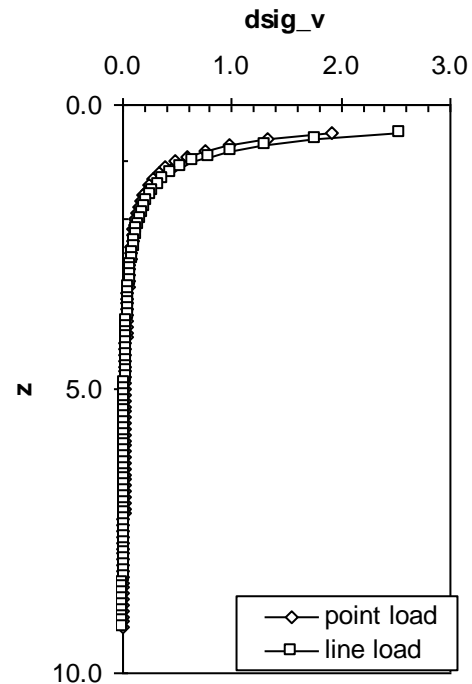
$$\begin{aligned} \Delta\sigma_v &= \frac{(3)(1500)(5^3)}{2\pi(5^5)} \\ &= 28.6 \text{ kPa} \end{aligned}$$

R

ตัวอย่างที่ 6.6

จงเขียนกราฟซึ่งแสดงถึงหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นในดินเนื่องจากแรง 100 kN กระทำที่ผิวดินที่ได้จุดที่แรงกระทำที่ความลึก $z = 0.1, 0.2, 0.3$ ไปจนกระทั่งถึงจุดที่ไม่มีหน่วยแรงในดินเพิ่มขึ้นอีก

z	R	point load	line load
		dsig_v	dsig_v
0.500	0.5000	1.910	2.546
0.600	0.6000	1.326	1.768
0.700	0.7000	0.974	1.299
0.800	0.8000	0.746	0.995
0.900	0.9000	0.589	0.786
1.000	1.0000	0.477	0.637
1.100	1.1000	0.395	0.526
1.200	1.2000	0.332	0.442
1.300	1.3000	0.283	0.377
1.400	1.4000	0.244	0.325
1.500	1.5000	0.212	0.283
1.600	1.6000	0.187	0.249
1.700	1.7000	0.165	0.220
1.800	1.8000	0.147	0.196
1.900	1.9000	0.132	0.176
2.000	2.0000	0.119	0.159
2.100	2.1000	0.108	0.144
2.200	2.2000	0.099	0.132
2.300	2.3000	0.090	0.120
2.400	2.4000	0.083	0.111
2.500	2.5000	0.076	0.102
2.600	2.6000	0.071	0.094
2.700	2.7000	0.065	0.087
2.800	2.8000	0.061	0.081



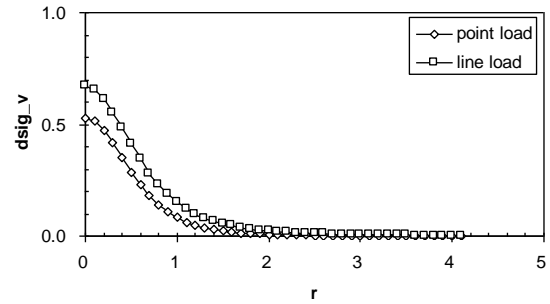
รูปที่ 6-17

ตัวอย่างที่ 6.7

จงเขียนกราฟซึ่งแสดงถึงหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นในดินเนื่องจากแรง 100 kN กระทำที่ผิวดินที่ความลึก $z = 0.2$ เมตร ที่ระยะรัศมีเท่ากับ 0, 0.1, 0.2 ไปจนกระทั่งถึงจุดที่ไม่มีหน่วยแรงในดินเพิ่มขึ้นอีก

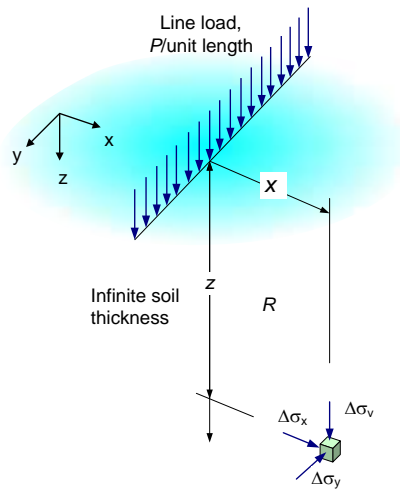
6 หน่วยแรงในมวลดิน

r	R	point load dsig_v	line load dsig_v
0.000	0.950	0.53	0.67
0.100	0.955	0.51	0.66
0.200	0.971	0.47	0.61
0.300	0.996	0.42	0.55
0.400	1.031	0.35	0.48
0.500	1.074	0.29	0.41
0.600	1.124	0.23	0.34
0.700	1.180	0.18	0.28
0.800	1.242	0.14	0.23
0.900	1.309	0.11	0.19
1.000	1.379	0.08	0.15
1.100	1.453	0.06	0.12
1.200	1.531	0.05	0.10
1.300	1.610	0.04	0.08
1.400	1.692	0.03	0.07
1.500	1.776	0.02	0.05
1.600	1.861	0.02	0.05
1.700	1.947	0.01	0.04
1.800	2.035	0.01	0.03
1.900	2.124	0.01	0.03
2.000	2.214	0.01	0.02
2.100	2.305	0.01	0.02
2.200	2.396	0.01	0.02
2.300	2.488	0.00	0.01



รูปที่ 6-18

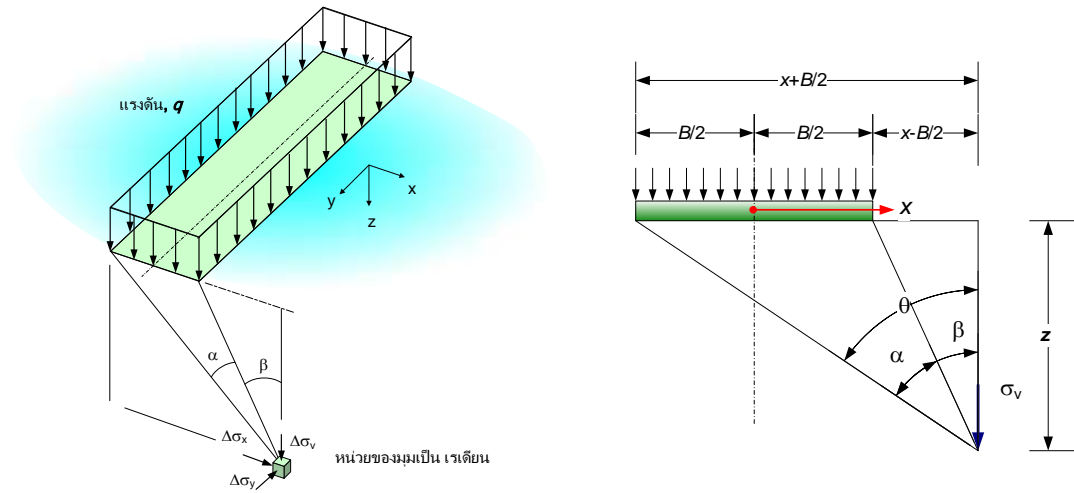
6.8.2 หน่วยแรงในแนวตั้งภายใต้หน้าหนักบรรทุกทุกแบบ line load



รูปที่ 6-19 แรงกระทำแบบ line load ก่อให้เกิดหน่วยแรงในดินเพิ่มขึ้นเป็น $\Delta\sigma_v$

$$\Delta\sigma_v = \frac{2Pz^3}{\pi R^4} \quad (6.13)$$

6.8.3 หน่วยแรงในมวลดินเมื่อมีแรงกระทำแบบ Uniform strip pressure กระทำที่ผิวดิน



รูปที่ 6-20

$$\Delta\sigma_v = \frac{q}{\pi} [\alpha + \sin\alpha \cos(\alpha + 2\beta)] \quad (6.14)$$

$$\Delta\sigma_x = \frac{q}{\pi} [\alpha - \sin\alpha \cos(\alpha + 2\beta)] \quad (6.15)$$

$$\Delta\sigma_y = \frac{2q}{\pi} \nu\alpha$$

โดยที่

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{x - B/2}{z}\right)$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{x + B/2}{z}\right)$$

$$\beta = \theta - \alpha$$

ในการคำนวณแรงดันดินใต้ฐานรากเรามากจะคำนวณหลายจุดแล้วนำมาเขียนเป็นกราฟการกระจายของแรงดันดินเพื่อให้เห็นภาพว่าแรงดันดินสูงสุดอยู่ที่ใด และที่ระยะเท่าใดแรงดันดินจึงจะน้อยลงจนถึงว่าไม่มีผลกระทบเนื่องจากแรงดันที่ผิวดิน q ดังตัวอย่าง

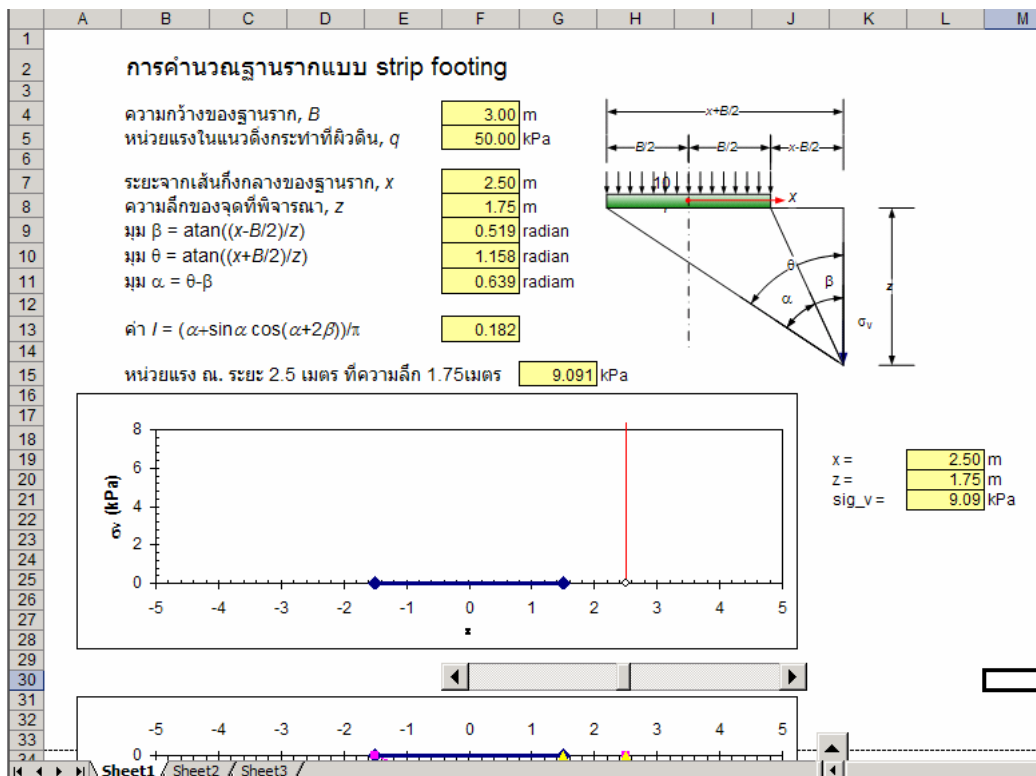
ตัวอย่างที่ 6.8

ฐานราก Strip footing กว้าง 3.0 เมตรทำให้มีแรงดัน 50 kPa กระทำที่ผิวดิน จงคำนวณหาการกระจายของหน่วยแรงในแนวดิ่งเนื่องจากแรงกระทำนี้ที่ความลึก 2.5 และ 5.0 เมตร

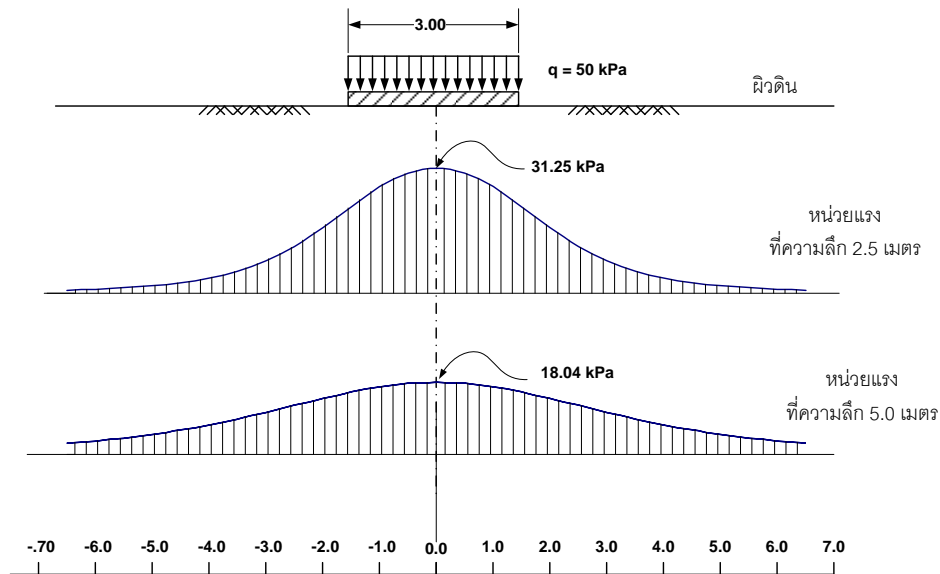
6 หน่วยแรงในมวลดิน

เป็นวิธีการแทนค่าสมการอย่างตรงไปตรงมาไม่ยาก ซึ่งสามารถใช้โปรแกรมสเปรดชีทเช่นExcel ในการคำนวณได้ผลดังตาราง

ที่ความลึก 2.5 เมตร	$\Delta\sigma_v$	ที่ความลึก 5.0 เมตร	$\Delta\sigma_v$



รูปที่ 6-21



รูปที่ 6-22

หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงจะมีค่าแตกต่างจากหน่วยแรงที่ได้จากสมการของ Boussinesq อยู่บ้างเนื่องจากสภาพดินจริงจะต่างจากสมมติฐานคือ

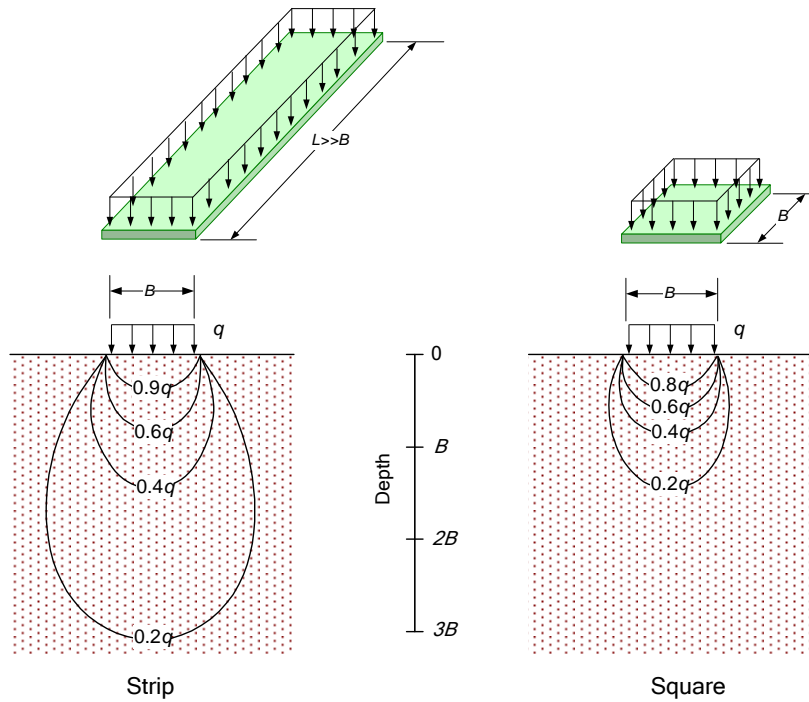
- มีชั้นดินแข็งอยู่ใต้ชั้นดิน
- ดินไม่ Homogeneous ดินส่วนใหญ่จะมี Stiffness เพิ่มขึ้นตามความลึก
- ดินไม่มีคุณสมบัติ Isotropic เพราะดิน Over consolidated clay จะมี Stiffness ในแนวราบมากกว่าในแนวตั้ง
- ดินบางชนิดไม่มีคุณสมบัติ Linear Elastic

สมการของ Boussinesq นั้นมักจะกระทำที่ผิวดินแต่ฐานรากทั่วไปจะวางอยู่ใต้ผิวดิน ถ้าจะใช้สมการของ Boussinesq หาหน่วยแรงในมวลดินก็สามารถสมมติให้ระดับดินอยู่ตรงระดับฐานราก และน้ำหนักกระจายจะเป็น Net applied pressure, q_{net} โดยที่

$$q_{net} = q_{gross} - \text{pressure of soil}$$

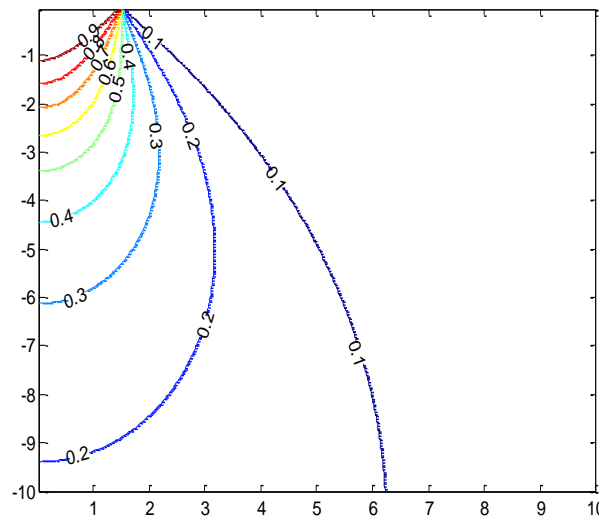
6.8.4 กะเปาะแรงดันดินที่เพิ่มขึ้น (Bulb of pressure)

ใช้สมการของ Boussinesq คำนวณหาหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในมวลดิน ณ จุดต่าง ๆ แล้วเขียน Contour line จะได้เส้นดังรูปที่ 6-23 ซึ่งมีรูปร่างเหมือนกะเปาะดังนั้นจึงมักถูกเรียกว่า Bulb of pressure จะเห็นได้ว่าหน่วยแรงในดินที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากแรงกระทำแบบ strip load นั้นจะมีผลกระทบต่อมวลดินในระดับที่ลึกกว่าแรงกระทำแบบ square load ซึ่งแรงกระทำแบบสี่เหลี่ยมจะก่อให้เกิด $\Delta\sigma_v$ เท่ากับ 20 เปอร์เซ็นต์ของ q ที่ความลึกประมาณ $1.5B$ ซึ่งในกรณีของแรงกระทำแบบ strip load ที่ความลึก $1.5B$ จะมี $\Delta\sigma_v$ เท่ากับ 20 เปอร์เซ็นต์ของ q



รูปที่ 6-23 stress bulb ในมวลดินเนื่องจากแรงกระทำแบบ strip load และ square load

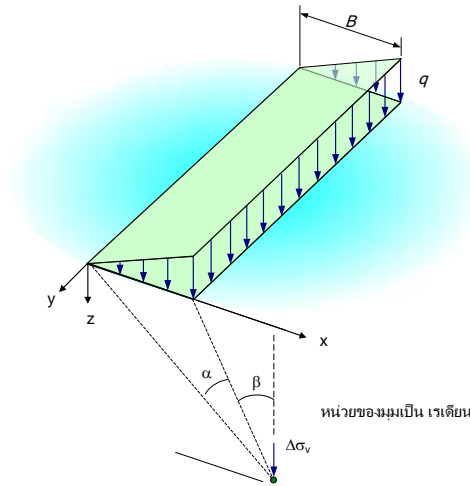
ในการเขียนเส้น contour อาจใช้โปรแกรมช่วยเช่น โปรแกรม MATLAB คำนวณ **Error! Reference source not found.** ตัวโปรแกรมจะทำการกำหนดจุดที่ใช้คำนวณ $\Delta\sigma_v$ เป็นกริดจำนวน 200×200 จุดจากนั้นคำนวณค่าและเก็บข้อมูลในรูปแบบ array ซึ่งในหนึ่งจุดจะประกอบไปด้วยค่าพิกัด x , y และค่า $\Delta\sigma_v$ จากนั้นใช้คำสั่งเขียน contour ก็จะได้ผลลัพธ์ดังรูปที่ 6-24



รูปที่ 6-24 ผลลัพธ์ที่ได้จากการคำนวณด้วยโปรแกรม MATLAB

6.8.5 หน่วยแรงในมวลดินใต้หน่วยแรงกระทำแบบสามเหลี่ยม (Linearly increased load)

เมื่อมีแรงดันกระทำที่ผิวดินเป็นรูปสามเหลี่ยมโดยแรงกระทำมีความยาวไม่จำกัด ในการคำนวณหน่วยแรงในมวลดินเนื่องจากแรงกระทำนี้คำนวณได้โดยคิดให้เป็น Strip load เสียก่อนแล้วจึงรวมผลของ Strip load เข้าด้วยกันโดยการ Integrate ตลอดความกว้าง B



รูปที่ 6-25

หน่วยแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจาก Strip load

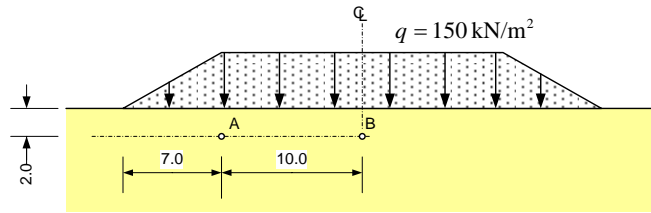
$$d\sigma_v = \frac{2\left(\frac{q}{B} r dr\right) z^3}{\pi((x-r)^2 + z^2)^2}$$

เมื่อรวมผลของแถบย่อยเข้าด้วยกันด้วยการ Integrate ตลอดความกว้าง B

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_v &= \int_{r=0}^{r=B} d\sigma_v \\ &= \int_0^B \frac{2\left(\frac{q}{B} r dr\right) z^3}{\pi((x-r)^2 + z^2)^2} \\ &= \frac{q}{\pi} \left(\frac{x}{B} \alpha - \frac{\sin 2\beta}{2} \right) \end{aligned} \quad (6.16)$$

ตัวอย่างที่ 6.9

จงคำนวณหน่วยแรงในดินที่เพิ่มขึ้น $\Delta\sigma_v$ ในชั้นดินเหนียวที่จุด A และ B เนื่องจากแรงกระทำที่ผิวดินดังรูป



รูปที่ 6-26

ที่จุด A; $\Delta\sigma_v = 149.7 \text{ kN/m}^2$

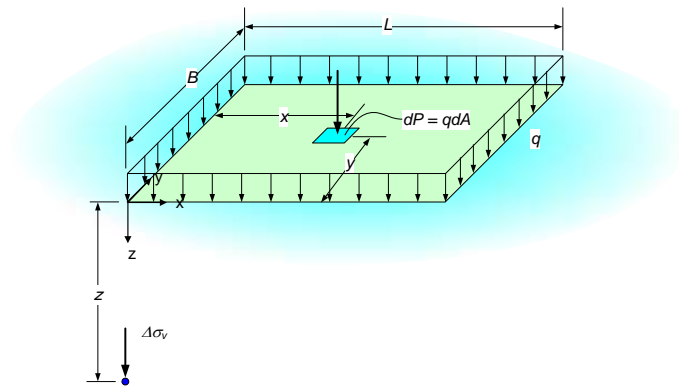
๒

ที่จุด B; $\Delta\sigma_v = 124 \text{ kN/m}^2$

๒

6.8.6 หน่วยแรงในดินใต้ฐานรากอ่อนตัวรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า (Stress beneath a flexible rectangle)

สมการได้มาจากการคิดหาหน่วยแรงที่เป็นจุดกระทำอยู่ทุกจุดบนกรอบสี่เหลี่ยมกว้าง B ยาว L และหน่วยแรงที่คำนวณได้จะอยู่ที่มุมใดมุมหนึ่งในสี่มุมของฐานรากเท่านั้น ดังนั้นวิธีนี้จะคำนวณได้เฉพาะหน่วยแรงที่มุมของฐานรากเท่านั้น ถ้าจะคำนวณหน่วยแรงที่จุดอื่น ๆ จะต้องให้วิธีช่วยซึ่งจะกล่าวต่อไป



รูปที่ 6-27

พิจารณาแรง dP เนื่องจากแรงกระทำ q บนพื้นที่ dA

$$\begin{aligned} dP &= qdA \\ &= q(dx dy) \end{aligned}$$

หน่วยแรงในดินที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากแรงกระทำที่ผิวดินแบบ point load

$$\Delta\sigma_v = \frac{3Pz^3}{2\pi R^5}$$

แทนค่าลงในสมการข้างต้นจะได้

$$d\sigma_v = \frac{3q(dx dy)z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}}$$

ค่า $\Delta\sigma_v$ ได้จากการ integrate บนพื้นที่ทั้งหมดซึ่งจะได้

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_v &= \int_{y=0}^L \int_{x=0}^B \frac{3q \cdot (dx \cdot dy)z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} \\ &= q \cdot I \end{aligned} \tag{6.17}$$

สำหรับการอินทิเกรตสมการที่ นั้นมีความยุ่งยากแต่ก็มีผู้ทำการอินทิเกรตโดยคิดไว้ในเทอมของ B และ L และ z โดยที่ $m = B/z$ และ $n = L/z$ (Newmark 1935)

โดยถ้า $m^2 + n^2 \geq m^2 n^2$

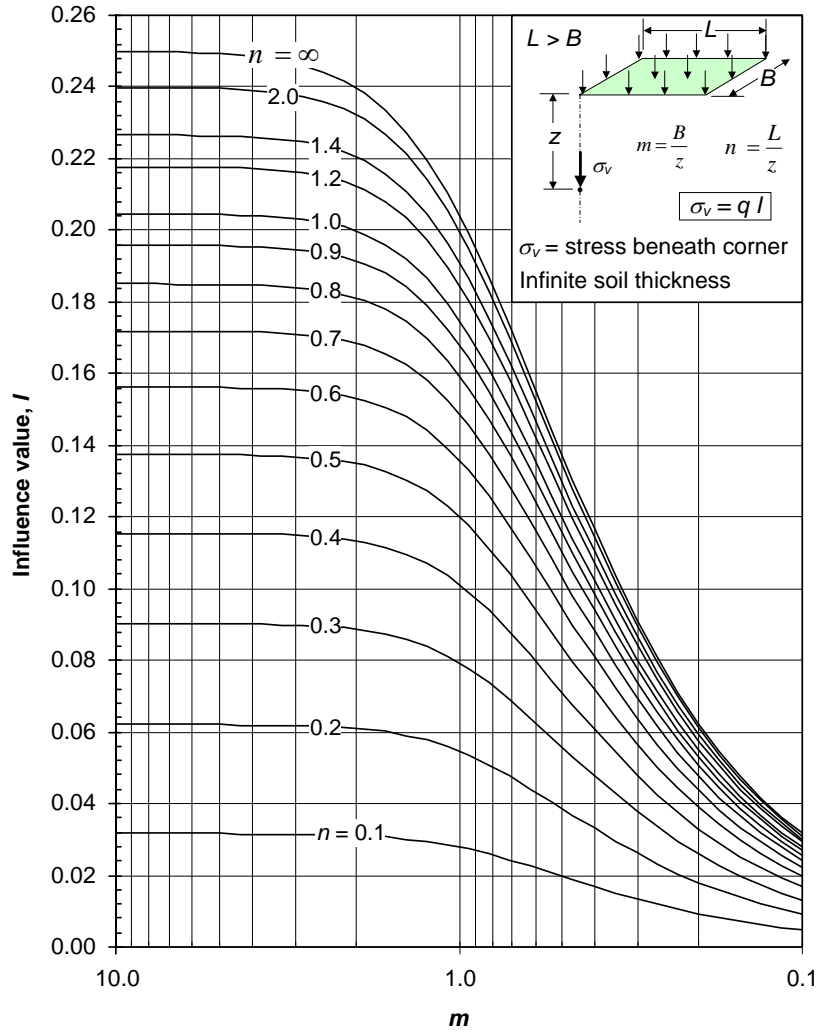
$$I = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2 n^2 + 1} \cdot \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \tan^{-1} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1 - m^2 n^2} \right) \right)$$

และถ้า $m^2 + n^2 < m^2 n^2$

$$I = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2 n^2 + 1} \cdot \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \tan^{-1} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1 - m^2 n^2} \right) + \pi \right)$$

ในการใช้สมการนี้ต้องระวังว่า ถ้า $m^2 + n^2 + 1 < m^2 n^2$ จะต้องบวกเทอม (\tan^{-1}) ด้วยค่า π และพึงสังเกตว่าค่ามุม (\tan^{-1}) มีหน่วยเป็นเรเดียน

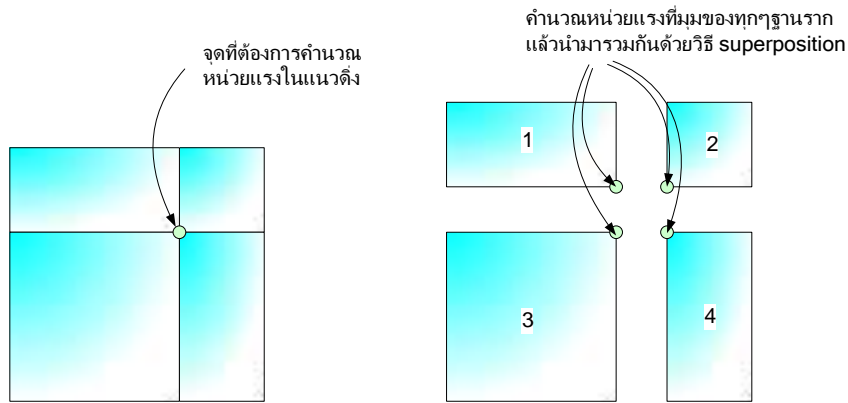
ในอดีตกการคำนวณสมการที่ เป็นความยุ่งยากมากเนื่องจากสมการมีความยาวมาก จึงได้มีผู้คำนวณค่าและนำเสนอไว้ในรูปของกราฟ ซึ่งเราพบเห็นได้โดยทั่วไปในหนังสือวิชาปฐพีกลศาสตร์เพื่อความสะดวกในการนำไปใช้ ค่า influence factor จะเขียนอยู่ในรูปของกราฟ โดยกราฟจะแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง influence factor กับ m และ n



รูปที่ 6-28 Fadum's chart

สำหรับในปัจจุบันเราสามารถเขียนโปรแกรมเพื่อสำหรับคำนวณค่า Influence factor ได้ซึ่งอาจจะเขียนลงเครื่องคิดเลขหรือลงในคอมพิวเตอร์ก็ได้ ซึ่งจะทำให้ได้ค่า I ที่ถูกต้องและสะดวกกว่าการเปิดจากกราฟ แต่อย่างไรก็ตามวิธีการเปิดกราฟก็ยังคงเป็นวิธีที่ค่อนข้างสะดวกเมื่อเทียบกับการเขียนโปรแกรมคอมพิวเตอร์

ต้องย้ำเตือนกันอีกครั้งว่าหน่วยแรงที่คำนวณได้นั้นเป็นจุดที่อยู่ใต้มุมใดมุมหนึ่งของพื้นที่สี่เหลี่ยมเท่านั้น แต่ถ้าจุดที่ต้องการคำนวณไม่อยู่ใต้มุมของฐานรากจะต้องทำการแบ่งรูปฐานรากให้เป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าย่อยๆซึ่งมีจุดมุมอยู่ที่ฐานราก ดังรูป จากนั้นนำมารวมกันโดยใช้หลักการของ Superposition



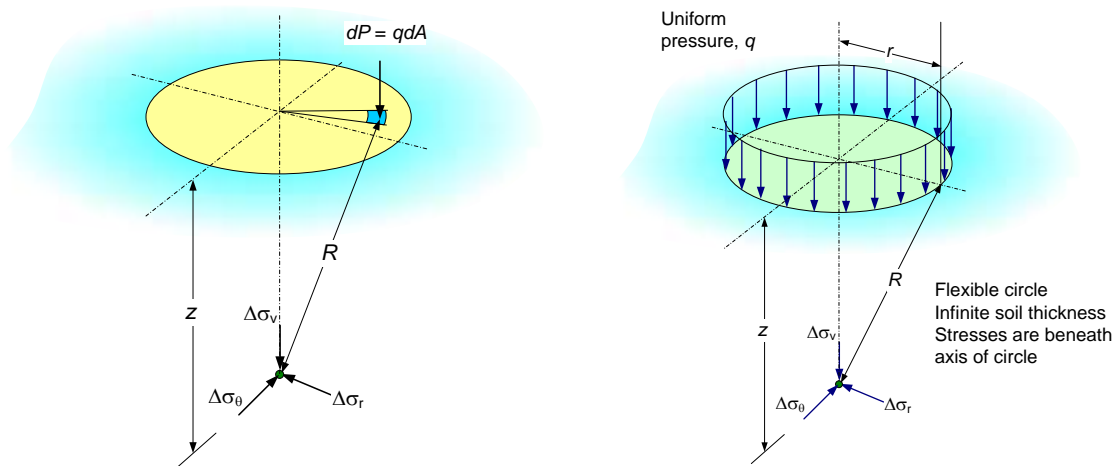
รูปที่ 6-29

ตัวอย่าง ต้องการก่อสร้างฐานรากค้ำรูปลงบนดินเหนียว โดยฐานรากจะก่อให้เกิดแรงกดที่ผิวดินเป็น 40 kPa ถ้าใต้ดินมีท่อฝังอยู่ที่ความลึก 4 เมตรจงคำนวณหน่วยแรงกดที่เกิดจากฐานรากบนผิวของท่อ สำหรับตัวอย่างนี้จะใช้ 2 วิธีในการคำนวณคือวิธี Newmark's chart และวิธีแบ่งเป็นรูปย่อยๆ

$$\Delta\sigma_v = qI_1 + qI_2 + qI_3 + qI_4 \quad (6.18)$$

6.8.7 หน่วยแรงในมวลดินใต้ฐานรากรูปวงกลม

วัตถุประสงค์ของฐานรากคือการกระจาย Load ให้กระจายตัวบนผิวดินถ้าเป็นกรณีของฐานรากวงกลมเราสามารถใช้ Boussinesq equation ในการคำนวณหาหน่วยแรงที่เกิดเนื่องจากฐานรากรูปวงกลมได้ สำหรับแรงกดในกรณีนี้ได้แก่หน่วยแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากถังน้ำมัน



รูปที่ 6-30

$$\sigma_v = \frac{3P}{2\pi z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{5/2}}$$

$$d\sigma_v = \frac{3 \cdot q}{2\pi z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{5/2}} dA$$

$$\sigma_v = \int_0^i \frac{3 \cdot q}{2\pi z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{5/2}} dA$$

อินทิเกรตสมการข้างบนจะได้

$$\Delta\sigma_v = q \left[1 - \left\{ \frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2} \right\}^{3/2} \right] \quad (6.19)$$

ตัวอย่างที่ 6.10

ฐานรากวงกลมแบบ Flexible มีเส้นผ่าศูนย์กลาง 10 เมตรมีแรงกระทำซึ่งทำให้เกิดแรงกดที่ผิวดินเป็น 150kPa จงคำนวณหาหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้น ณ. ความลึก 10 เมตรใต้ศูนย์กลางของฐานราก ด้วยการแทนค่าลงในสมการจะได้

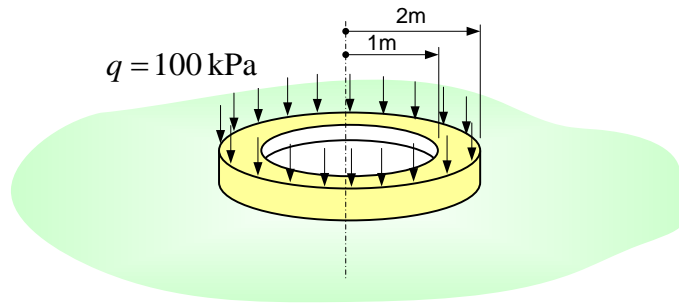
$$\Delta\sigma_v = 150 \left[1 - \left\{ \frac{1}{1 + \left(\frac{5.0}{10.0} \right)^2} \right\}^{3/2} \right]$$

$$= 42.7 \text{ kPa}$$

R

ตัวอย่างที่ 6.11

ฐานรากรูปวงแหวนแบบ flexible มีเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 4 เมตรและเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 2 เมตร มีแรงกระทำที่ก่อให้เกิดหน่วยแรงกดที่ผิวดินเท่ากับ 100 kPa จงคำนวณหาหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นในมวลดินที่ความลึก 2 เมตรใต้ศูนย์กลางของฐานราก



รูปที่ 6-31

ใช้วิธี superposition โดยคำนวณหน่วยแรงใต้ฐานรากรูปวงกลมรัศมี 2 เมตร แล้วหักออกด้วยหน่วยแรงใต้ฐานรากรูปวงกลมรัศมี 1 เมตร

$$\Delta\sigma_v = 100 \left[1 - \left\{ \frac{1}{1 + (2/2)^2} \right\}^{3/2} \right] - 100 \left[1 - \left\{ \frac{1}{1 + (1/2)^2} \right\}^{3/2} \right]$$

$$= 26.41 \text{ kPa}$$

๒

6.9 หน่วยแรงในดินใต้ฐานราก Flexible ด้วยวิธีกราฟิก

Newmark (1942) ได้เสนอวิธีการหาหน่วยแรง ณ. จุดใดๆ ของฐานรากรูปร่างใดก็ได้ใต้ฐานรากรูปใดๆ โดยที่ chart จะเป็นรูปวงกลมหลายๆวงที่มีจุดศูนย์กลางร่วมกัน วงกลมเหล่านี้จะถูกแบ่งเป็นตารางด้วยเส้นรัศมี จากรูปจะเห็นว่าจำนวนวงกลมทั้งหมด 9 วง ส่วนวงที่ 10 จะไถลออกไปไม่มีที่สิ้นสุด

จากสมการการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงใต้ฐานรากรูปวงกลม

$$\Delta\sigma_z = q \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + (r_0/z)^2} \right]^{3/2} \right\}$$

ถ้าจัดสมการใหม่จะได้

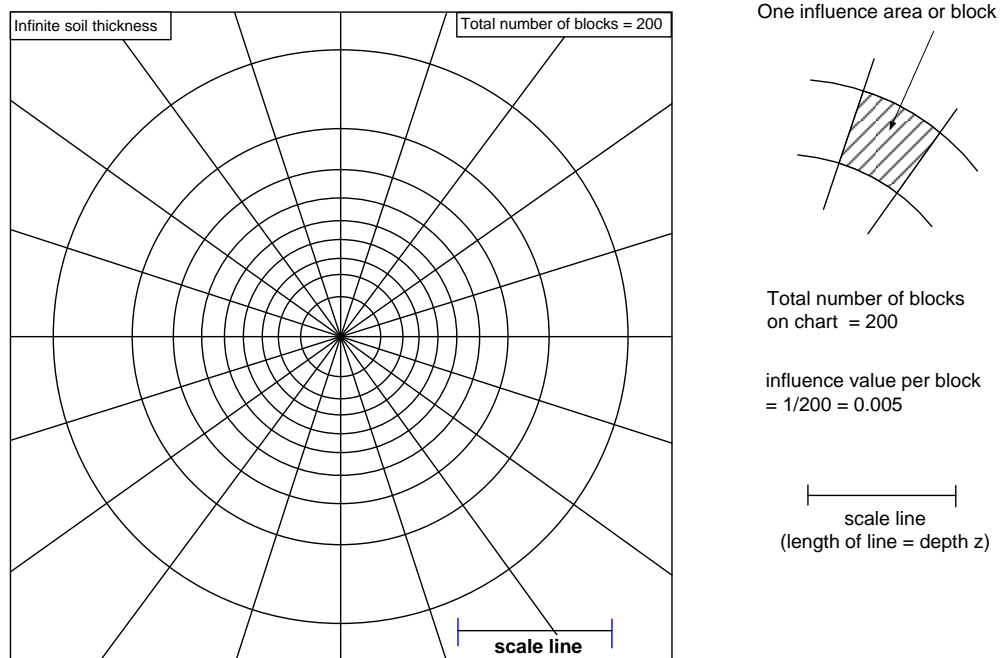
$$\frac{r}{z} = \left(\left(1 - \frac{\Delta\sigma_z}{q} \right)^{-2/3} - 1 \right)^{1/2} \quad (6.20)$$

เราสามารถเขียนวงกลมขึ้นมาเพื่อคำนวณค่า $\Delta\sigma_z$ ที่ความลึก z เนื่องจากแรงดันที่ผิวดิน q เป็นรูปวงกลมรัศมี a ได้โดย

เขียนรูปวงกลมโดยใช้พารามิเตอร์ดังตารางที่ 6.2

ตารางที่ 6.2

ring number	cumulative number of field	I_q per each circle	$\frac{a}{z}$	ring radius (z=40 mm)
1	20	0.10	0.2698	10.8
2	40	0.20	0.4005	16.0
3	80	0.40	0.6370	25.5
4	120	0.60	0.9176	36.7



รูปที่ 6-32 Newmark's chart

วิธี Graphical ในการหา Integration จากสมการข้างต้น การหาหน่วยแรงที่เกิดขึ้นที่ความลึก z ได้ฐานรากแบบ Flexible ที่มีรูปร่างใด ๆ เนื่องจากแรงกระทำ q สามารถหาได้โดยใช้ Newmark's chart

วิธีการคำนวณ โดยใช้ Newmark's chart มีขั้นตอนดังนี้

1. กำหนดสเกล โดยให้ระยะตามแนวตั้งจากได้ฐานรากถึงจุดที่ต้องการหาหน่วยแรงเป็นระยะ z ให้เท่ากับความยาวของเส้น Scale line
2. วาดรูปฐานรากลงบน Newmark's chart โดยให้จุดที่ต้องการหาหน่วยแรงอยู่ที่จุดศูนย์กลางของ Newmark's chart
3. นับจำนวนช่องที่รูปฐานรากทับอยู่ (ส่วนที่ไม่เต็มช่องให้รวมกันโดยประมาณ)

4. หน่วยแรงในแนวตั้งที่เกิดขึ้นคำนวณได้จาก

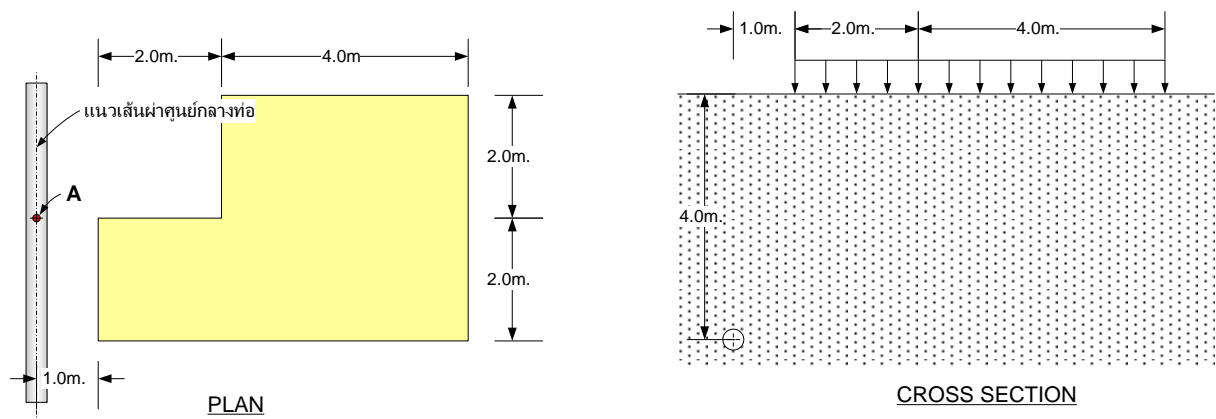
$$\Delta\sigma_v = 0.005 \cdot N \cdot q$$

N = จำนวนช่องที่อยู่ภายใต้ขอบเขตของฐานราก

q = หน่วยแรงกระทำที่ผิวดิน

ตัวอย่างที่ 6.12

ท่อฝังอยู่ที่ความลึก 4 เมตรถ้าต้องการสร้างฐานรากดังรูปโดยฐานรากจะมีแรงกดลงที่ผิวดินเป็น 40 kPa จงคำนวณหาหน่วยแรงกดในแนวตั้งบนท่อที่จุด A



รูปที่ 6-33

ในการแก้ปัญหาเหล่านี้สามารถทำได้หลายวิธีแต่ในที่นี้จะใช้วิธีกราฟฟิก วิธี Newmark' chart และวิธีคำนวณโดยใช้สมการโดยตรง เพื่อเปรียบเทียบกัน

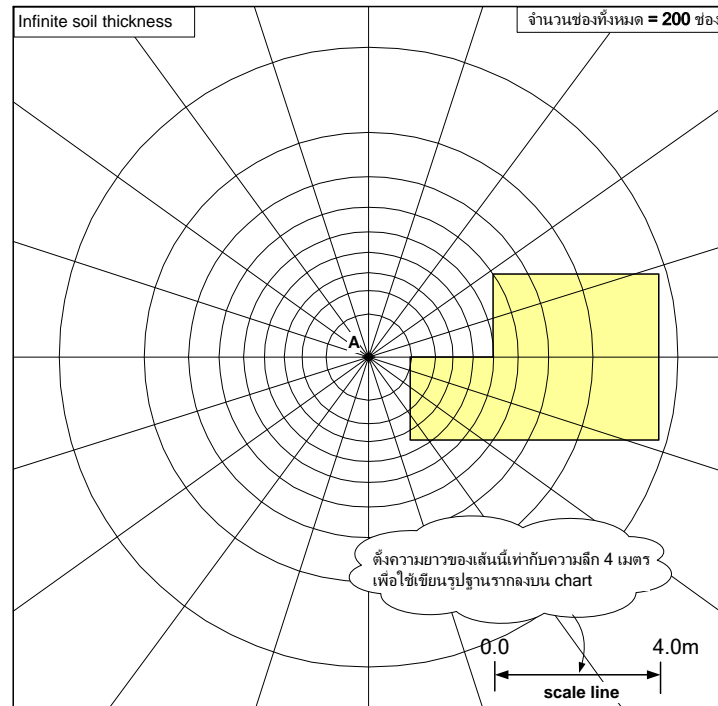
a) ขั้นตอนการทำโดยใช้ Newmark's chart

- ให้ความยาวของเส้น Scale line = ความลึกของจุดที่พิจารณา = 4.0 m
- เขียนรูปฐานรากลงบน Newmark's chart โดยใช้ Scale เป็นความยาวของเส้น Scale line ที่ได้เทียบไว้ จุดที่ต้องการคำนวณหา Vertical stress จะต้องอยู่บนจุดศูนย์กลางของวงกลมใน Chart
- นับจำนวนช่องที่ฐานรากทับอยู่โดยรวมช่องย่อย ๆ เข้าด้วยกันโดยประมาณ
- จากโจทย์จำนวนของ Influence area ที่โดนทับด้วยฐานรากคือ 21.5 ช่อง
- ดังนั้น Vertical stress คำนวณได้จาก

$$\Delta\sigma_v = 0.005Nq$$

$$= 0.005(21.5)(40) = 4.3 \text{ kPa}$$

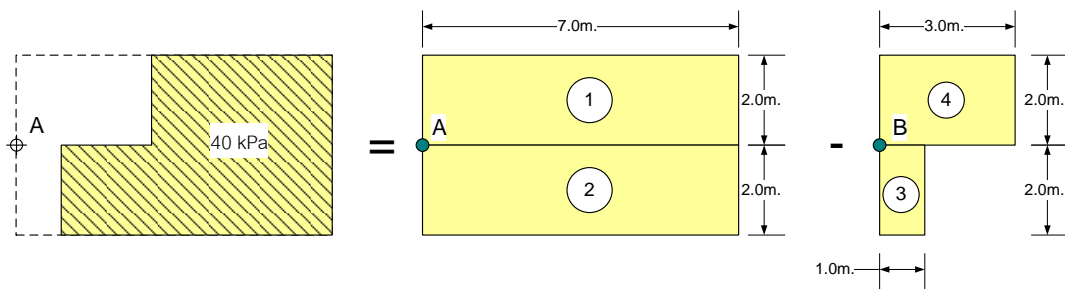
PC



รูปที่ 6-34

b) ขั้นตอนการทำโดยใช้ Influence factor

เนื่องจากวิธี Influence factor จะใช้ได้เฉพาะการคำนวณหา Vertical stress ที่มุมของฐานรากสี่เหลี่ยมมุมฉากเท่านั้น แต่โจทย์ต้องการให้คำนวณหา Vertical stress ที่จุด A ซึ่งไม่อยู่ที่มุมของฐานรากดังนั้นจึงต้องใช้ Method of superposition มาช่วยในการคำนวณดังรูป



รูปที่ 6-35

ตารางที่ 6-3

	B (m)	L (m)	z/B	L/B	I
1	2.0	7.0	$4.0/2.0=2$	$7.0/2.0=3.5$	0.134
2	2.0	7.0	$4.0/2.0=2$	$7.0/2.0=3.5$	0.134
3	1.0	2.0	$4.0/1.0=4$	$2.0/1.0=2$	0.048
4	2.0	3.0	$4.0/2.0=2$	$3.0/2.0=1.5$	0.107

ด้วยวิธี superposition

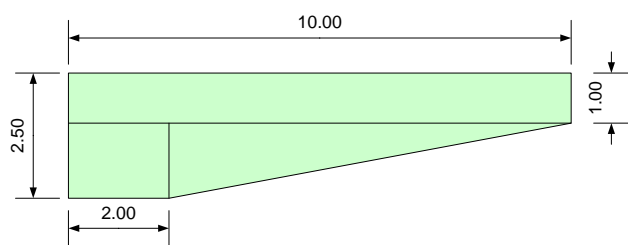
$$\begin{aligned} \Delta\sigma_v &= q(I_1 + I_2 - I_3 - I_4) \\ &= (40)(0.133 + 0.133 - 0.048 - 0.107) = 4.44 \text{ kPa} \end{aligned}$$

จะเห็นได้ว่าคำตอบที่ได้จากวิธีใช้ Newmark's chart มีค่าใกล้เคียงกับวิธี superposition สิ่งที่ต้องคำนึงถึงคือการใช้ Newmark's chart เป็นการ integrate โดยใช้แผนภาพจึงมีความคลาดเคลื่อนเนื่องจากการเสกทรงลงบน Newmark's chart และความคลาดเคลื่อนเนื่องจากการประมาณจำนวนช่อง ดังนั้นถ้าฐานรากมีรูปร่างเป็นรูปสี่เหลี่ยมมุมฉาก การคำนวณด้วยวิธี superposition จะเป็นวิธีที่สะดวกและรวดเร็วกว่าวิธีใช้ Newmark's chart

ข้อแนะนำ เนื่องจากในปัจจุบันคอมพิวเตอร์ได้เข้ามามีบทบาทในการช่วยในการคำนวณทางวิศวกรรมเป็นอย่างมากดังนั้น ในการคำนวณหาค่า influence factor จากสมการโดยตรงจึงทำได้ง่ายด้าย ซึ่งการคำนวณอาจทำโดยใช้โปรแกรมเสปรดชีท เช่น Excel เป็นต้นซึ่งผลลัพธ์ที่ได้จะเหมือนกับวิธีกราฟิก และวิธี Newmark's chart

ตัวอย่างที่ 6.13 ตัวอย่างการคำนวณโดยใช้ Newmark's chart

ฐานรากรองรับอาคารมีขนาดดังรูป จงคำนวณหน่วยแรงในแนวดิ่งที่ความลึก 4 เมตร ณ.จุดศูนย์กลางของฐานราก โดยที่ฐานรากนี้ก่อให้เกิดหน่วยแรงบนบนผิวดินเท่ากับ 200 kPa

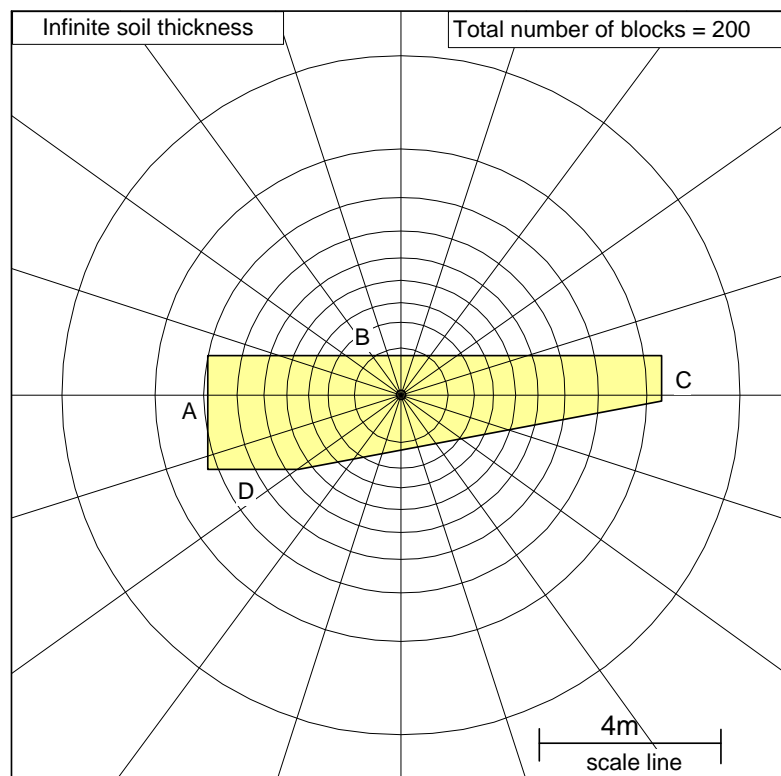


รูปที่ 6-36

แนวทางในการแก้ปัญหา เนื่องจากบางส่วนของฐานรากเป็นรูปที่ไม่เป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้า ดังนั้นวิธีที่สะดวกและรวดเร็วที่สุดคือวิธีใช้ Newmark's chart ขึ้นแรกต้องคำนวณจุดศูนย์กลางของฐานรากก่อน จากนั้นเสกสรูปฐานรากลงบน chart โดยใช้ตาราง

ตารางที่ 6.3 ตารางแสดงการคำนวณเสกสเพื่อใช้เขียนรูปลงบน chart

ด้าน	ความยาวจริง	ระยะที่เสกกลงใน Newmark's chart
A	4.0 m	2.78cm
B	10.0 m	$(10/4)(2.78)=6.95\text{cm}$
C	1.0m	$(1/4)(2.78)=0.70\text{cm}$
D	2.0m	$(2/4)(2.78)=1.39\text{cm}$
E	2.5m	$(2.5/4)(2.78)=1.74\text{cm}$



รูปที่ 6-37

จากตารางเสกสข้างต้นเรานำมาใช้เขียนรูปลงบน chart โดยให้จุดศูนย์กลางถ่วงของรูปซึ่งเป็นจุดที่เราต้องการหาหน่วยแรงอยู่ตรงจุดศูนย์กลางของวงกลม จากนั้นก็นับจำนวนช่องที่ถูกคลุมไว้ด้วยรูปฐานราก ซึ่งจะนับ

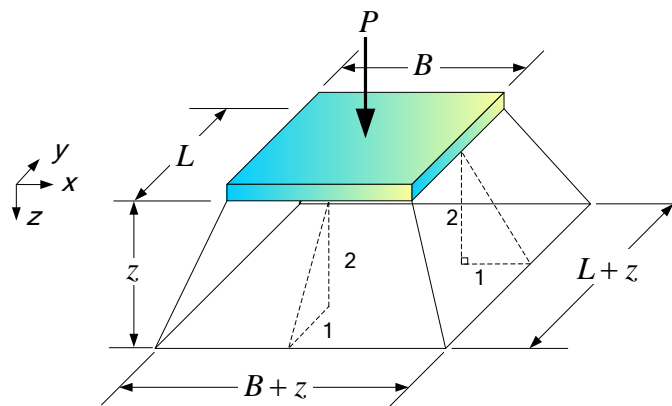
ได้ 61 ช่อง เราคำนวณค่า Influence ต่อหนึ่งช่องตารางได้เท่ากับ (1/จำนวนช่องทั้งหมดใน chart) = 1/200 = 0.005 สุดท้ายนำค่าที่หาได้แทนค่าในสมการจะได้

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_v &= nI_N q \\ &= (61)(0.005)(200) = 61 \text{ kPa}\end{aligned}$$

☞

6.10 การประมาณแรงดันดินอย่างง่าย

วิธีนี้เป็นวิธีการประมาณอย่างคร่าวๆเท่านั้น โดยสมมติให้การกระจายของหน่วยแรงเป็นรูปปิรามิดที่มีอัตราส่วน แนวตั้งต่อแนวนอนเท่ากับ 2:1 ดังรูปที่ 6-38



รูปที่ 6-38

ดังนั้นหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นโดยประมาณอย่างหยาบมีค่าเป็น

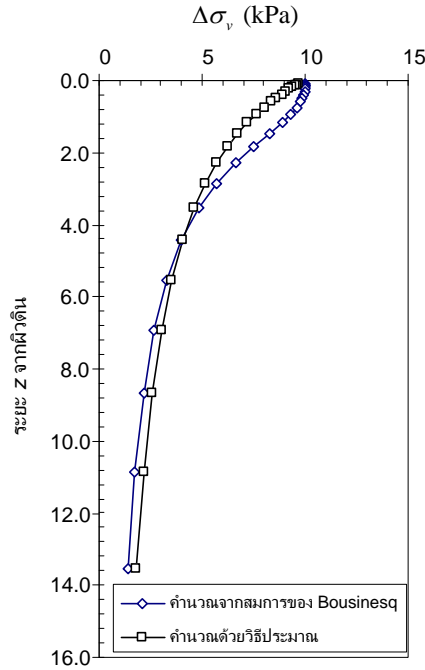
$$\begin{aligned}\Delta\sigma_v &= \frac{qBL}{\left(B + \frac{z}{2} + \frac{z}{2}\right)\left(L + \frac{z}{2} + \frac{z}{2}\right)} \\ &= \frac{qBL}{(B+z)(L+z)}\end{aligned}\tag{6.21}$$

วิธีนี้จะให้ค่าใกล้เคียงกับ closed form solution ของ Boussinesq เมื่อ $z > B$

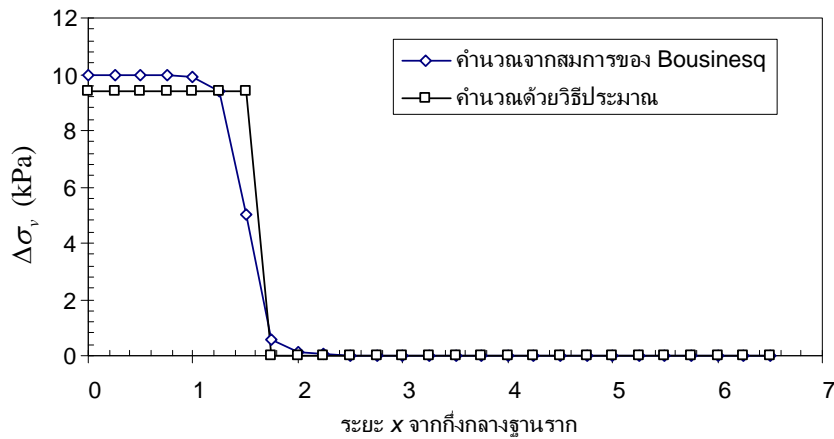
ตัวอย่างที่ 6.14

จงคำนวณ $\Delta\sigma_v$ ที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากแรงกระทำที่ผิวดินแบบ strip load โดยใช้ analytical solution และเปรียบเทียบกับวิธีโดยประมาณ ของฐานรากที่มีความกว้าง 3 เมตรยาวไม่จำกัด และมีแรงกระทำที่ผิวดินเท่ากับ 10 kPa

ตัวอย่างนี้ควรจะคำนวณและเขียนเป็นการกระจายของ $\Delta\sigma_v$ ที่กึ่งกลางของฐานรากและเขียนกราฟการกระจายของ $\Delta\sigma_v$ กับระยะห่างจากกึ่งกลางฐานรากเพื่อทำให้เปรียบเทียบผลได้ชัดเจนขึ้นดังรูปที่ 6-39 และรูปที่ 6-40



รูปที่ 6-39 เปรียบเทียบหน่วยแรงในแนวตั้งที่คำนวณ โดยใช้สมการของ Boussinesq และที่ได้จากวิธีประมาณ



รูปที่ 6-40 เปรียบเทียบหน่วยแรงในแนวตั้งที่คำนวณ โดยใช้สมการของ Boussinesq และที่ได้จากวิธีประมาณ

6.11 Mohr's Circle สำหรับปฐพีกลศาสตร์

เมื่อดินรับหน่วยแรงกระทำจนถึงจุดหนึ่งดินจะเกิดการวิบัติเช่นเดียวกับวัสดุทางวิศวกรรมอื่นๆทั่วไป ในการวิบัติของดินเราสามารถตรวจสอบได้โดยตรวจสอบหน่วยแรงสูงสุดที่เกิดขึ้นในดินว่าเกินกว่าหน่วยแรงที่ยอมให้หรือไม่

ในวิชา Mechanics of materials เราจะพบกับวัสดุที่เป็น เหล็ก, ไม้, พลาสติก ซึ่งจะรับแรงดึงได้ดีและส่วนใหญ่จะรับแรงดึง แต่ในทางปฐพีกลศาสตร์ ดินรับแรงดึงได้น้อยมากในทางปฏิบัติเราจึงถือว่าดินรับแรงดึงไม่ได้

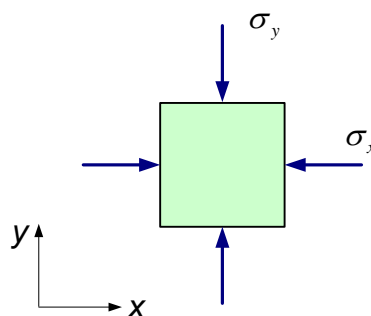
การใช้ Mohr circle คำนวณหา State of Stress ในวิชา Soil Mechanics มีหลายวิธี เช่นวิธี pole ซึ่งเป็นวิธีการกราฟิก และวิธีการพีคผสมผสานกับการคำนวณ ในที่นี้จะเสนอให้ใช้วิธีการพีคผสมผสานกับการคำนวณเพียงวิธีเดียว ซึ่งเป็นวิธีที่สะดวกในการนำไปใช้และไม่ยากในการทำความเข้าใจ

โดยปกติแล้วสิ่งที่สำคัญที่จะต้องทำการคำนวณหาคือ

- Major Principle Stress (หน่วยแรงหลักที่มากที่สุด)
- Minor Principle Stress (หน่วยแรงหลักที่น้อยที่สุด)
- Stress in Arbitrary Plane (สถานะของหน่วยแรงที่ระนาบใด ๆ)

6.11.1 ความสัมพันธ์ระหว่างเครื่องหมายและทิศทาง

ดินเป็นวัสดุที่รับหน่วยแรงดึงได้น้อย ในทางปฏิบัติเราจึงถือว่าดินรับแรงดึงไม่ได้เลยดังนั้นหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในดินจะเป็นหน่วยแรงอัด ในการคำนวณหน่วยแรงสูงสุดต่ำสุดหรือหน่วยแรงในระนาบใดๆที่จะกล่าวถึงในบทนี้จะใช้วิธี Mohr's circle ซึ่งผู้ที่สนใจที่จะศึกษาวิธีนี้โดยละเอียดสามารถศึกษาเพิ่มเติมได้จากหนังสือกลศาสตร์วัสดุทั่วไป ในที่นี้จะกลศาสตร์ของวัสดุจะกำหนดให้แรงดึงมีค่าเป็นบวกดังนั้นหน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นในดินจะมีค่าเป็นลบรูปที่ 6-41 แต่ในวิชาปฐพีกลศาสตร์จะกำหนดให้หน่วยแรงอัดมีค่าเป็นบวกเนื่องจากในดินจะเกิดแรงอัดเป็นส่วนใหญ่ และดินมีกำลังต้านทานต่อแรงดึงน้อยมาก จึงสะดวกกว่าถ้ากำหนดให้หน่วยแรงอัดเป็นบวก



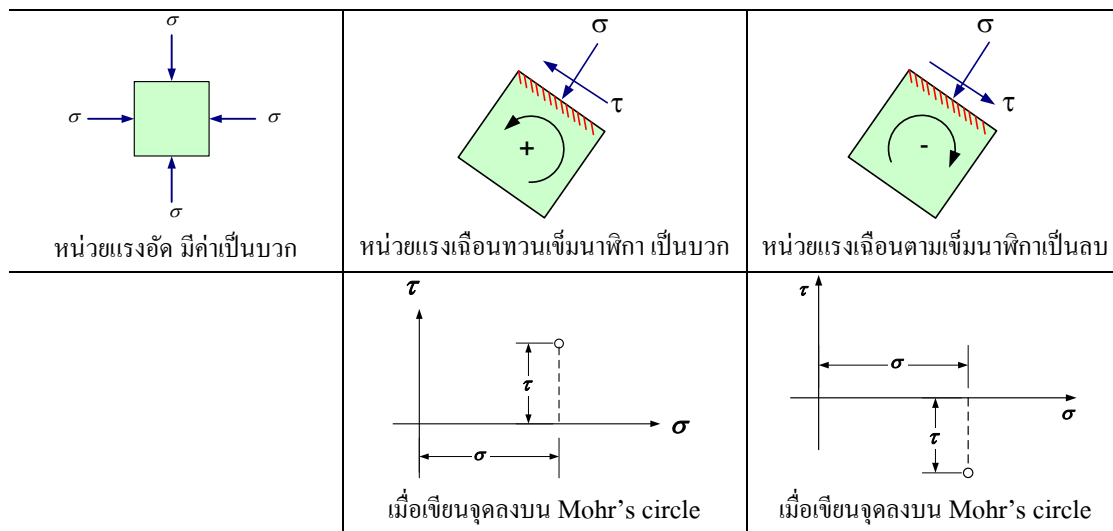
รูปที่ 6-41 หน่วยแรงอัดในวิชากลศาสตร์วัสดุจะกำหนดให้มีค่าเป็นลบ

6.11.2 การคำนวณสถานะของหน่วยแรง (State of stress) โดยใช้ Mohr's circle

ในเนื้อหาระดับนี้จะใช้วิธี Mohr's circle ในการคำนวณสถานะของความเค้นในระนาบใดๆ หรือคำนวณสถานะของความเค้นสูงสุด-ต่ำสุด ซึ่งเหมือนกับวิชา Mechanics of materials ต่างกันเพียงการกำหนดเครื่องหมายเนื่องจากดินรับแรงดึงได้ไม่ดี ความเค้นที่เกิดขึ้นส่วนใหญ่ในดินจึงเป็นความเค้นอัด จึงมักจะกำหนดให้ความเค้นอัดมีค่าเป็นบวก ในการวิเคราะห์สถานะของความเค้นด้วยวิธีดั้งเดิมมักจะใช้วิธีการกราฟิก เนื่องจากเครื่องคำนวณขาดความสามารถในการคำนวณทางเรขาคณิต ตัวอย่างวิธีดั้งเดิมเช่นวิธี Pole method ซึ่งจะต้องมีการเขียนรูปให้เข้ามาตราส่วน และใช้การวัดมุมและระยะแล้วแปลงค่ากลับเป็นความเค้นที่ต้องการทราบ ผลลัพธ์ที่ได้จากวิธีนี้จะค่อนข้างหยาบเนื่องจากการวัดมุมและระยะอาจมีความคลาดเคลื่อน ในปัจจุบันเครื่องคิดเลขได้บรรจุฟังก์ชันในการคำนวณทางเรขาคณิตเป็นมาตรฐานอยู่ในเครื่องแล้ว จึงนิยมใช้วิธีการวิเคราะห์ด้วยวิธีการกราฟิกพร้อมกับการใช้ความรู้พื้นฐานทางเรขาคณิตวิเคราะห์เข้าด้วยกัน ซึ่งทำให้การวิเคราะห์ด้วยวิธี Mohr's circle นั้นสะดวกขึ้นกว่าใช้วิธีการกราฟิกเพียงอย่างเดียว ในตำราทางด้านปฐพีกลศาสตร์รุ่นเก่ายังคงใช้วิธี Pole method แต่ในเอกสารเล่มนี้จะใช้วิธีเรขาคณิตวิเคราะห์เป็นหลักเพื่อเป็นการป้องกันความสับสนและเป็นวิธีที่สะดวกต่อการนำไปใช้และไม่ยากต่อการทำความเข้าใจ

6.11.3 การกำหนดเครื่องหมาย (Sign convention)

การกำหนดเครื่องหมายจะแตกต่างจากกลศาสตร์วัสดุ โดยจะกำหนดให้ความเค้นอัดเป็นบวกและกำหนดให้ความเค้นเฉือนที่หมุนทวนเข็มนาฬิกาเป็นบวก



รูปที่ 6-42 Sign convention

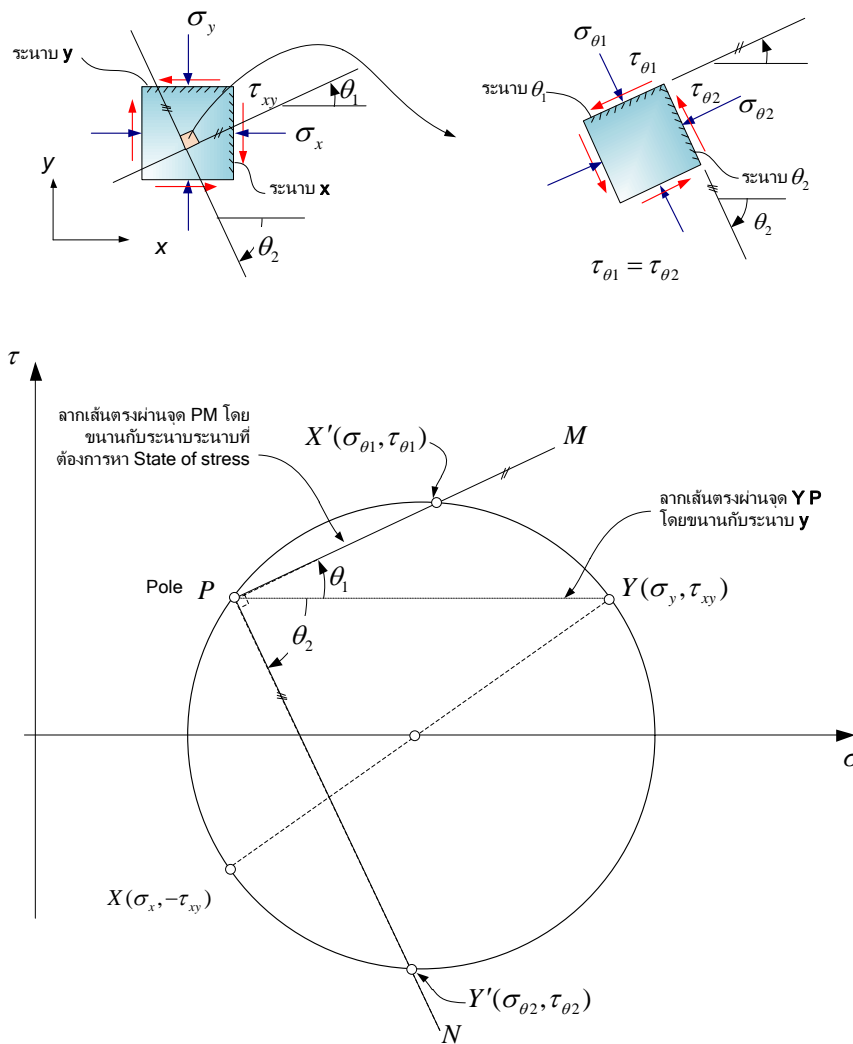
สิ่งที่ต้องการหาโดยใช้ Mohr's circle

- Major principle stress (หน่วยแรงหลักที่มากที่สุด)
- Minor principle stress (หน่วยแรงหลักที่น้อยที่สุด)
- Stress in Arbitrary Plane (สถานะของหน่วยแรงที่ระนาบใด ๆ)

ในบางกรณี ตัวอย่างเช่นในวิธีการคำนวณเชิงตัวเลขด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ อาจใช้การกำหนดเครื่องหมายให้หน่วยแรงอัดมีค่าเป็นลบ การใช้ Mohr-Circle จะมีวิธีการคำนวณที่แตกต่างไปจากนี้

6.11.4 วิธีหาโดยใช้ pole

เป็นวิธีการใช้ Mohr's circle ในการวิเคราะห์สภาวะหน่วยแรงที่ระนาบใดๆ ในกรณีที่ทราบสภาวะหน่วยแรงที่ระนาบใดระนาบหนึ่ง ดังรูปที่ 6-43



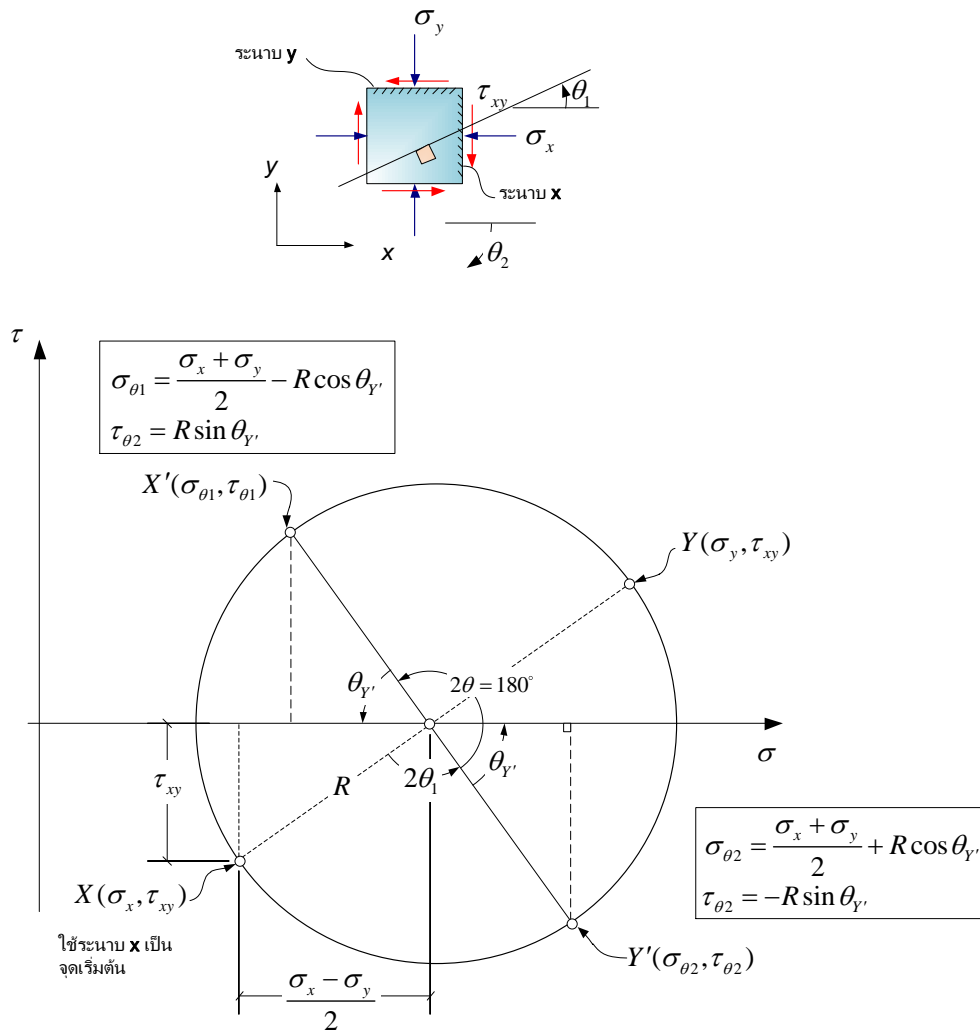
รูปที่ 6-43

ขั้นตอนมีดังนี้

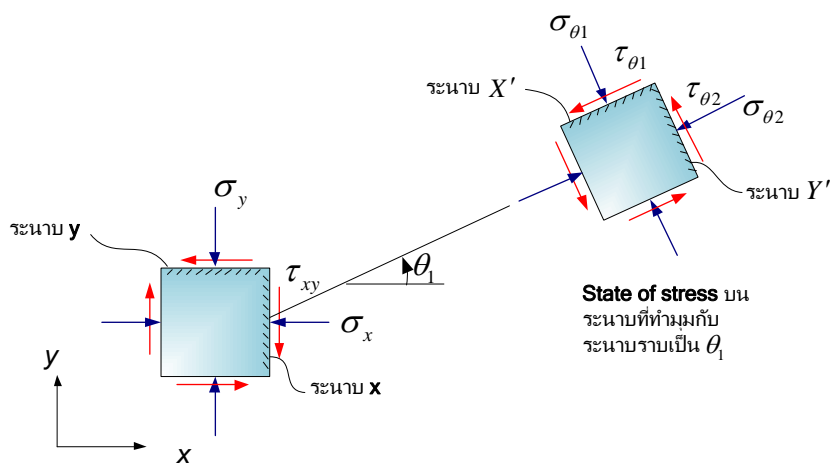
- เขียนพิกัด $X(\sigma_x, -\tau_{xy})$ และพิกัด $Y(\sigma_y, \tau_{xy})$ ลงบนแกน $\sigma - \tau$ และเขียนวงกลมผ่านจุดทั้งสอง
- ลากเส้นผ่านจุด X หรือ Y ก็ได้โดยให้เส้นขนานกับระนาบนั้นๆ
- เส้นที่ลากผ่านจุดจะตัดกับวงกลม กำหนดให้เป็นจุด Pole P
- จากจุด P ลากเส้นตรงขนานกับระนาบที่ต้องการทราบ state of stress พิกัดของจุดที่เส้นตัดกับวงกลม เป็น state of stress บนระนาบนั้นๆ ตัวอย่างเช่นเส้น PM ตัดวงกลมที่จุด X' ในรูปที่ 6-43 แสดงถึง state of stress บนระนาบ θ_1
- State of stress บนระนาบ θ_2 ที่ตั้งฉากกับ θ_1 ได้จากการลากเส้นตรง PN ขนานกับระนาบ θ_2 ตัดวงกลมที่จุด Y' ค่าพิกัดของจุด Y' คือ state of stress บนระนาบ θ_2
- เขียน state of stress บนระนาบ θ_1 และบนระนาบ θ_2

6.11.5 วิธีเรขาคณิตวิเคราะห์กับ Mohr's circle

วิธีการวิเคราะห์โดยใช้ Mohr's circle วิธีนี้เป็นวิธีที่สะดวกกว่าวิธี Pole เนื่องจากไม่จำเป็นจะต้องเขียนรูปให้ถูกมาตราส่วน เราอาจจะใช้วิธีเสกัษฐ์รูปร่างคร่าวๆและคำนวณพิกัดหรือมุมได้อย่างสะดวกและรวดเร็ว



รูปที่ 6-44 Mohr's circle ที่วิเคราะห์ด้วยวิธีเรขาคณิต โดยอาศัยการเสกัรูปประกอบ



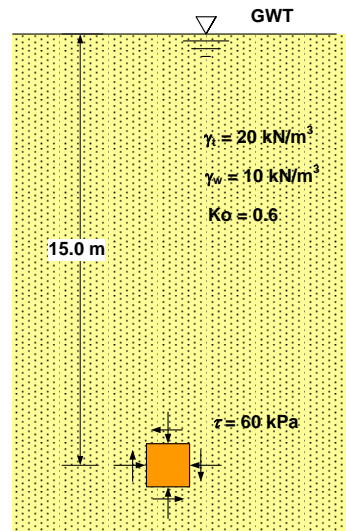
รูปที่ 6-45 state of stress

ตัวอย่างที่ 6.15

จากชั้นดินดังรูปถ้ามีหน่วยแรงเฉือนเกิดขึ้นในดินเท่ากับ 60 kPa ดังรูปจงคำนวณ

a) Principle stress

b) State of stress ที่ระนาบทำมุม 45° กับแกน x ในทิศทางทวนเข็มนาฬิกา



รูปที่ 6-46

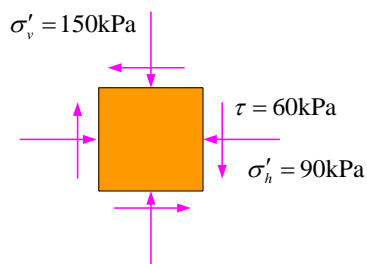
คำนวณ vertical effective stress

$$\sigma'_v = (20)(15) - (10)(15) = 150 \text{ kPa}$$

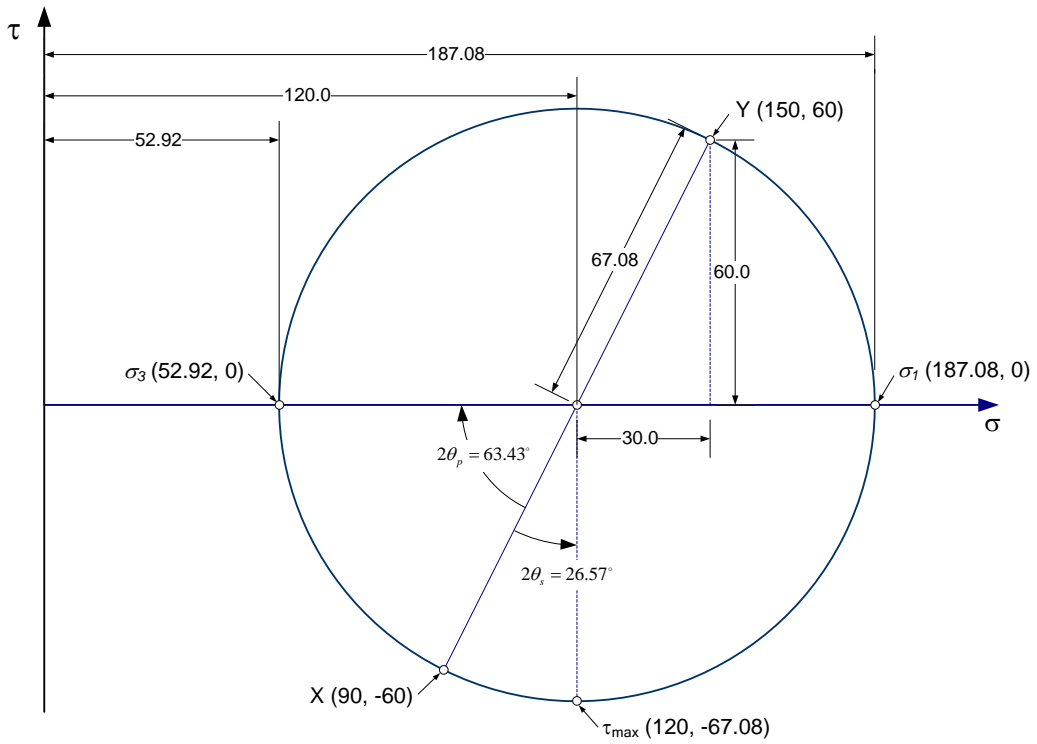
คำนวณ horizontal effective stress

$$\sigma'_h = (0.6)(150) = 90 \text{ kPa}$$

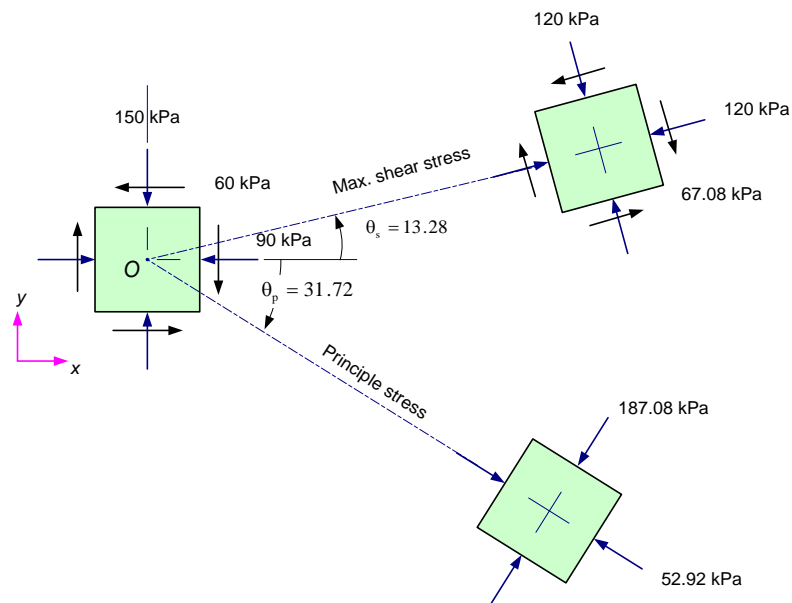
ซึ่งเขียนเป็น state of stress ได้ดังรูปที่ 6-47



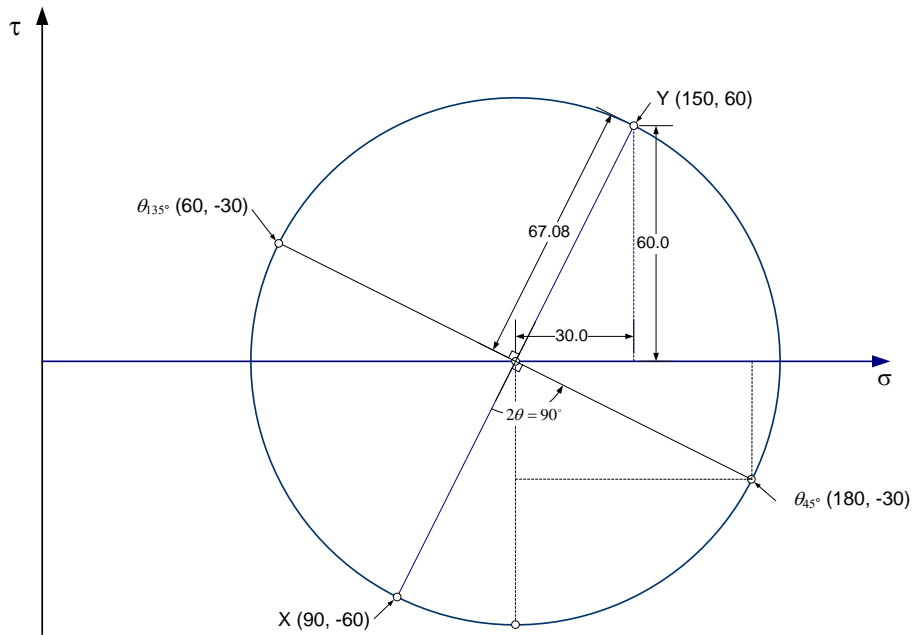
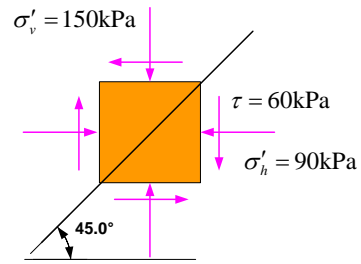
รูปที่ 6-47



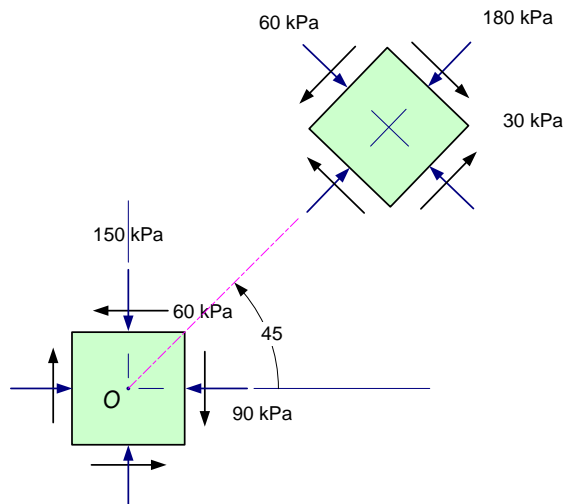
รูปที่ 6-48 Principle stress



รูปที่ 6-49 State of stress ของ principal stress และ maximum shear stress



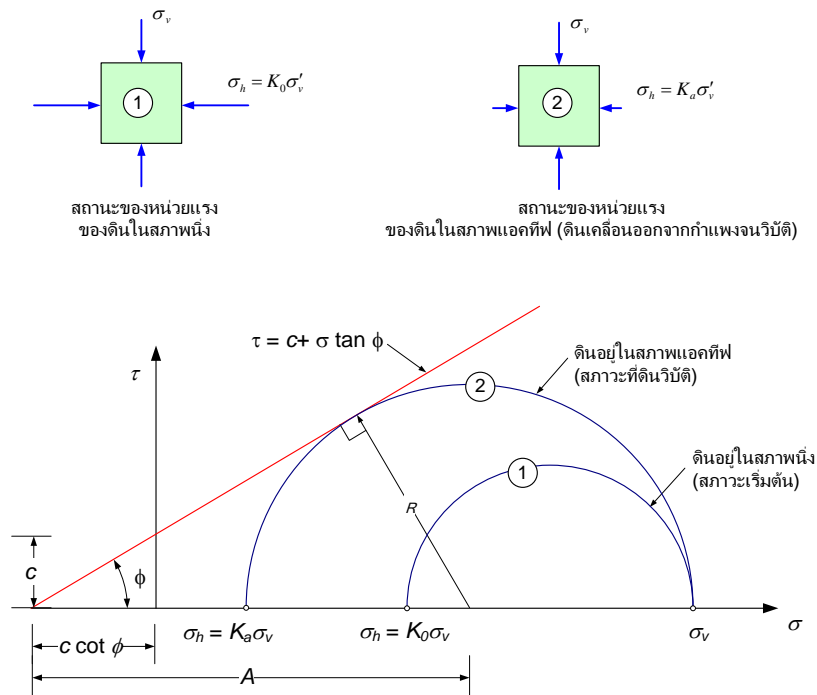
รูปที่ 6-50 Mohr's circle แสดง State of stress ที่ระนาบทำมุม 45° กับแกน x ในทิศทางทวนเข็มนาฬิกา



รูปที่ 6-51

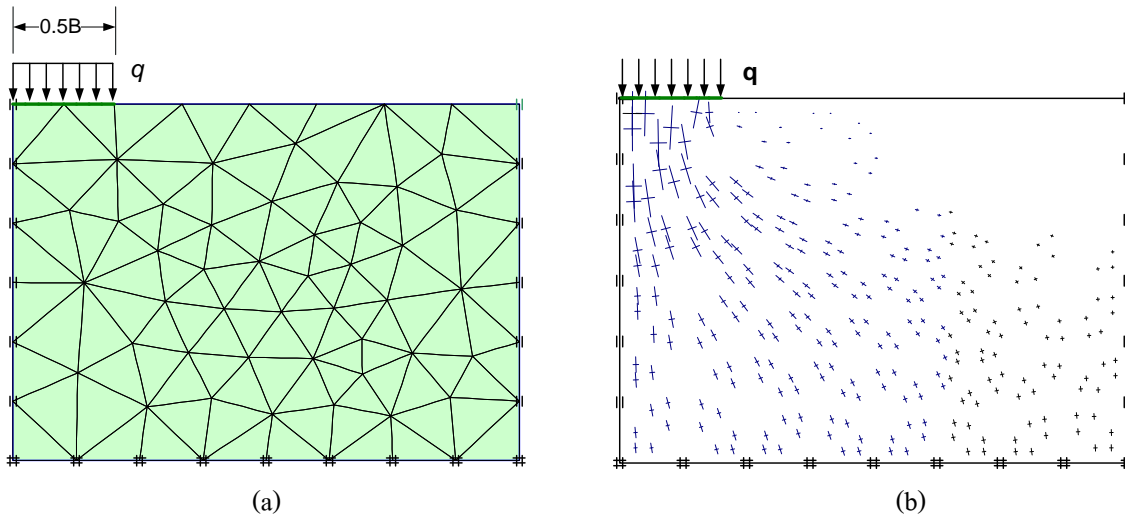
6.11.6 การนำความรู้เรื่อง Mohr's circle ไปประยุกต์ใช้ในงานปฐพีกลศาสตร์

ในงานทางด้านปฐพีกลศาสตร์ที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์หน่วยแรงในมวลดิน หรือในเรื่องที่เกี่ยวข้องกับกำลังต้านทานของดินนั้น Mohr's circle เป็นเครื่องมือที่สามารถช่วยในการวิเคราะห์ได้เป็นอย่างดี ตัวอย่างเช่น ในการวิเคราะห์หน่วยแรงที่กระทำต่อกำแพงกันดิน เมื่อดินเกิดการวิบัติดินนั้นสามารถวิเคราะห์ได้โดยการสร้าง Mohr's circle ที่สถานะวิบัติของดินดังรูปที่ 6-52



รูปที่ 6-52 การใช้ Mohr's circle ในการวิเคราะห์หน่วยแรงที่กระทำต่อกำแพงกันดินเมื่อดินวิบัติ

หรือในกรณีทีวิเคราะห์หน่วยแรงในมวลดินในระบบแกน Cartesian ซึ่งจะได้ผลลัพธ์ของการวิเคราะห์เป็นหน่วยแรงตามแนวแกนและหน่วยแรงเฉือนบนระนาบ แต่ถ้าต้องการผลลัพธ์ให้อยู่ในรูปของหน่วยแรงหลัก จำเป็นจะต้องใช้สมการแปลงหน่วยแรงในระบบแกน Cartesian ให้เป็นหน่วยแรงหลัก ดังตัวอย่างใน

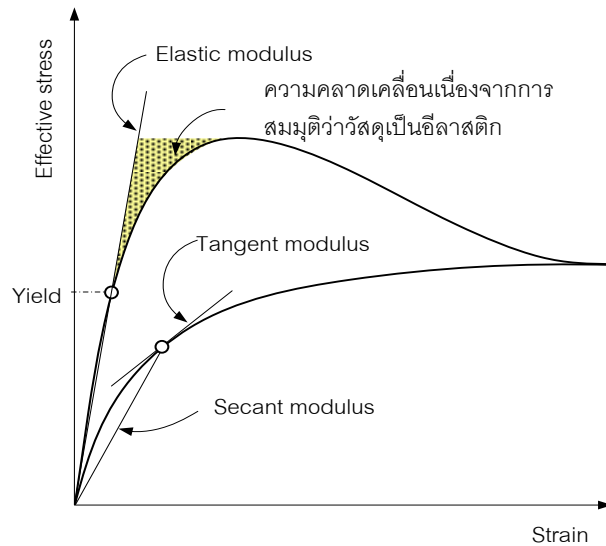


รูปที่ 6-53 ตัวอย่างการแปลงหน่วยแรงในระบบแกน Cartesian ให้เป็นหน่วยแรงหลัก (a) Mesh ที่ใช้ในการคำนวณหน่วยแรงในมวลดิน; (b) Principal stress ในมวลดินเนื่องจากแรงกดจากฐานราก

6.12 ข้อจำกัดของการใช้ทฤษฎีอีลาสติก

ในปัจจุบันคอมพิวเตอร์มีราคาถูกลงในขณะที่เดียวกันก็มีประสิทธิภาพสูงขึ้นด้วย วิศวกรจึงมักจะนำวิธีเชิงตัวเลขมาใช้ในการคำนวณหาหน่วยแรงในมวลดิน วิธีที่นิยมใช้กันคือ Finite Element และ Finite Difference โดยแต่ละวิธีก็มีคุณสมบัติและข้อจำกัดแตกต่างกัน

การคำนวณหาหน่วยแรงได้ฐานรากในปัจจุบัน วิศวกรนิยมใช้ระบบวิธีเชิงตัวเลขกันมากขึ้นในปัญหาที่ค่อนข้างซับซ้อน เนื่องจากสมการที่ใช้หาหน่วยแรงได้ฐานรากมีข้อสมมุติฐานหลายประการ ซึ่งอาจจะไม่ตรงกับสภาพความเป็นจริง ตัวอย่างเช่น สมมุติฐานที่ว่าดินมีคุณสมบัติยืดหยุ่น โดยไม่มีสภาพพลาสติก ซึ่งเป็นสมมุติฐานที่ตรงกันข้ามกับความเป็นจริงอย่างมากถ้าฐานรากรับแรงจนใกล้จะถึงจุดวิบัติ



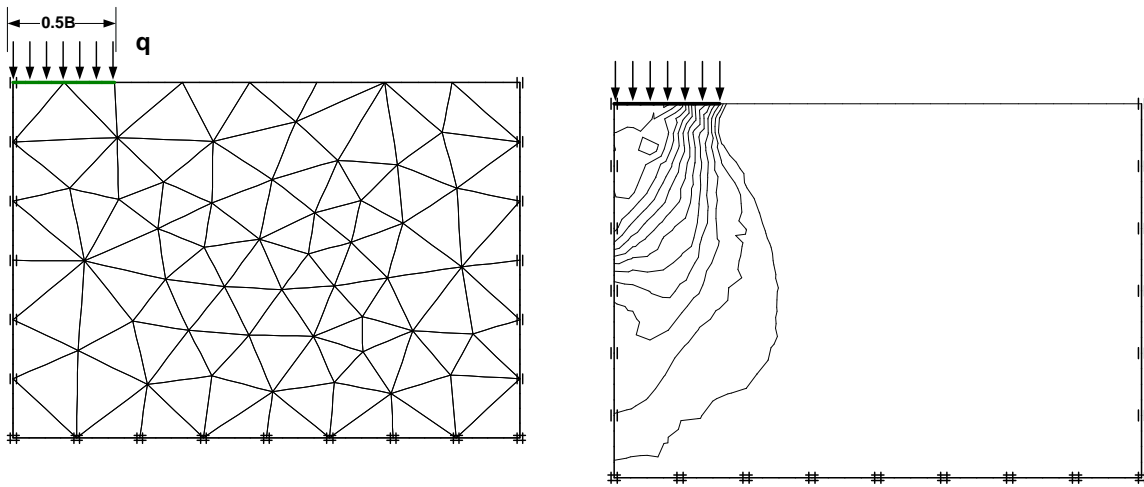
รูปที่ 6-54 ความคลาดเคลื่อนเมื่อสมมุติให้ดินมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงพลาสติก

ในการประยุกต์ใช้ปฐพีกลศาสตร์กับการวิเคราะห์หน่วยแรงในมวลดินชั้นสูงนั้นจำเป็นต้องใช้สมการทางคณิตศาสตร์มาใช้สร้างความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียด โดยทั่วไปจะเรียกว่า “Soil model” หรือ “Constitutive model” ตัวอย่าง Soil model อย่างง่ายแสดงดังตารางที่ 6-4

ตารางที่ 6-4 ตัวอย่าง Soil model อย่างง่ายที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์

Soil model และสมการที่ใช้	stress-strain relationship	คำอธิบาย
Linear elastic $\sigma = E\varepsilon$		พฤติกรรมของวัสดุเป็นอีลาสติกเชิงเส้น เมื่อเพิ่มหน่วยแรงความเครียดจะเพิ่มขึ้น และเมื่อลดหน่วยแรงจะไม่มี ความเครียดคงค้าง
Non-linear elastic $\Delta\sigma = E\Delta\varepsilon \frac{(\sigma_y - \sigma)^2}{\sigma_y^2}$		พฤติกรรมเป็นแบบอีลาสติกที่ไม่เป็นเส้นตรง เมื่อลดหน่วยแรงจะไม่มี ความเครียดคงค้างเหลืออยู่
Linear elastic – perfectly plastic สมการในช่วงอีลาสติก $\sigma = E\varepsilon$ หน่วยแรงครากที่ $\tau = \sigma \tan \phi + c$		พฤติกรรมเป็นแบบอีลาสติก เมื่อสภาวะหน่วยแรงเกินกว่าหน่วยแรงคราก หน่วยแรงไม่เพิ่มขึ้นอีก และเมื่อหน่วยแรงลดลง จะมีความเครียดคงค้าง

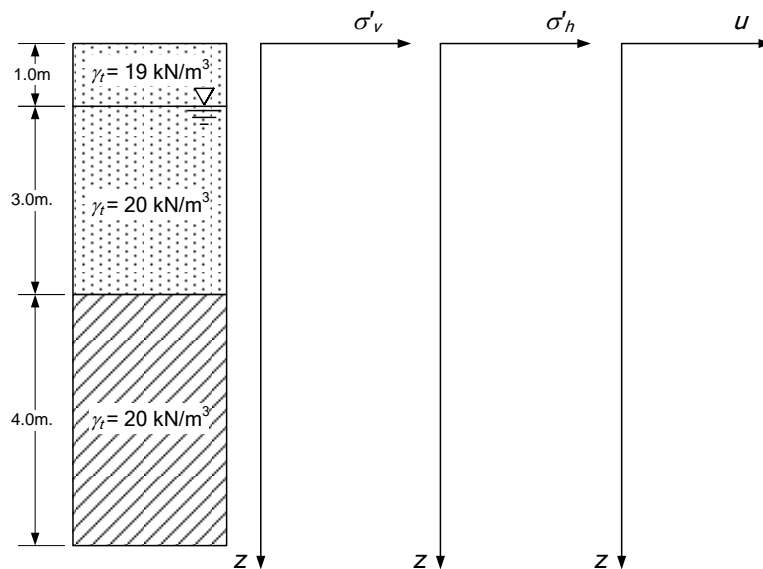
รูปที่ 6-55 เป็นการคำนวณหน่วยแรงใต้ฐานรากแบบยึดหยุ่น โดยใช้วิธี finite element และใช้แบบจำลอง Mohr-Coulomb ในการจำลองพฤติกรรมพลาสติกของดิน



รูปที่ 6-55

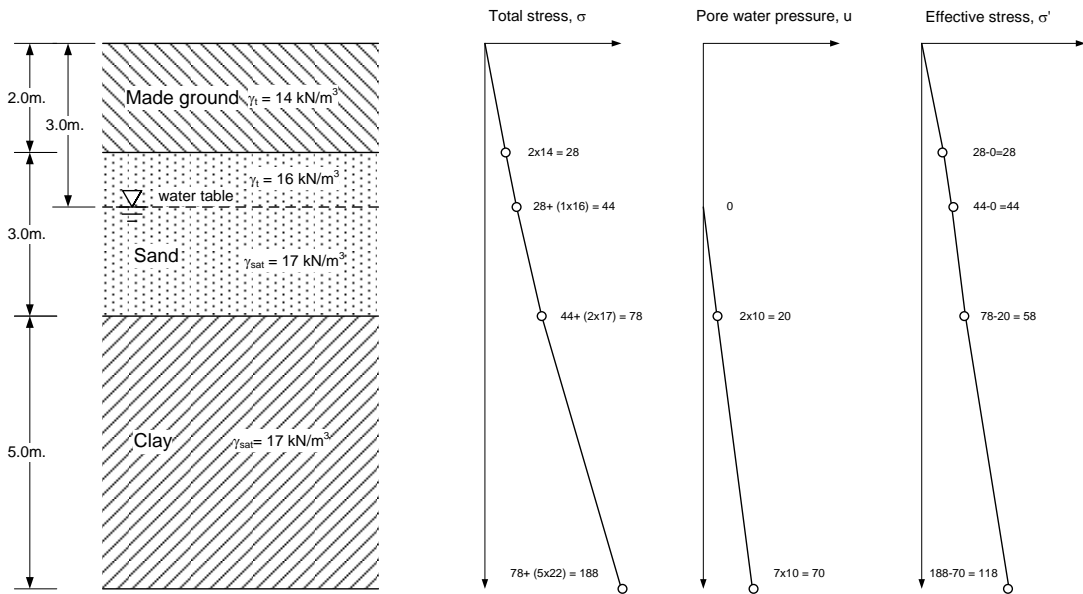
6.13 คำถามท้ายบท

1. จากข้อมูลชั้นดินดังรูปจงเขียนเส้นแสดงแนวของหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่ง แนวของหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวราบ และแนวของแรงดันน้ำในดิน ในแกนที่กำหนดให้ (หน่วยน้ำหนักของน้ำ, $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ และ $K_0 = 0.7$)



รูปที่ 6-56

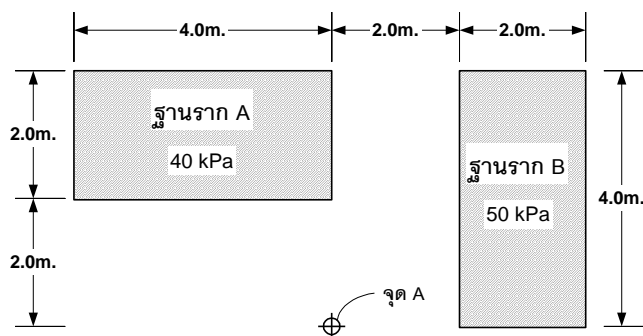
2. จงเขียนแรงประสิทธิผลที่สัมพันธ์กับความลึกของชั้นดินตามรูป ($\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$)



รูปที่ 6-57

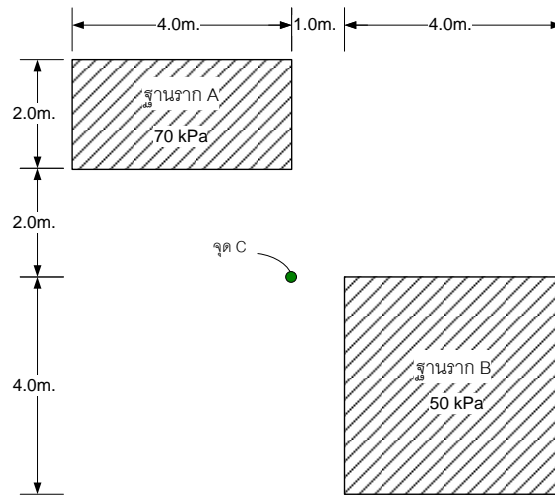
3. จากสถานะของหน่วยแรงดังรูปข้างล่าง จงคำนวณ a) หน่วยแรงหลัก b) หน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือนบนระนาบ AB

2. ฐานราก A ทำให้เกิดแรงดันกระทำที่ผิวดิน 40 kPa ส่วนฐานราก B ทำให้เกิดแรงดันที่ผิวดิน 50 kPa ดังรูปจงคำนวณหาหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นในแนวตั้งที่จุด A ที่ความลึก 4.0 เมตร (กำหนดให้ ฐานรากเป็นแบบ Flexible foundation) – Midterm Exam 2548



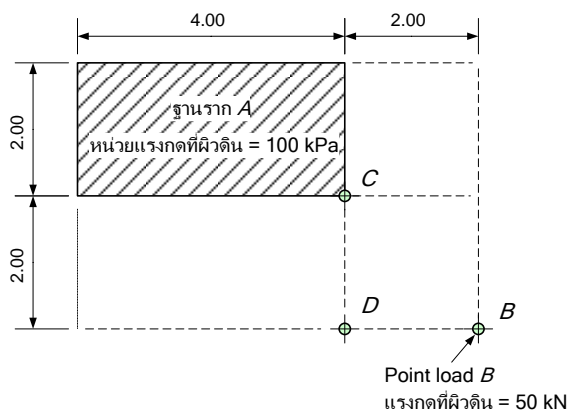
รูปที่ 6-58

3. ฐานรากแบบอ่อนตัว A ก่อให้เกิดแรงดันกระทำที่ผิวดิน 70 kN/m^2 และฐานรากแบบอ่อนตัว B ก่อให้เกิดแรงดันที่ผิวดิน 50 kN/m^2 ดังรูป จงคำนวณหาหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นในแนวตั้งที่จุด C ที่ความลึก 4.0 เมตร – Midterm Exam 2-2548



รูปที่ 6-59

4. ฐานราก A มีขนาด กว้าง 2 เมตร ยาว 4 เมตร ก่อให้เกิดหน่วยแรงกดที่ผิวดินเท่ากับ 100 kPa และที่จุด B มีแรงกระทำที่ผิวดินแบบ Point load เท่ากับ 50 kN จงคำนวณหาหน่วยแรงในแนวตั้งที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากหน่วยแรงกดจากฐานราก A และแรงกด Point load B ที่จุด C และจุด D ที่ระดับความลึกจากผิวดิน 2 เมตร – Midterm Exam 1-2550

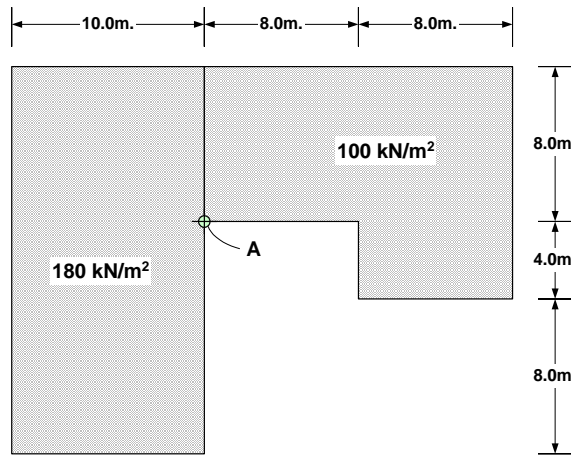


รูปที่ 6-60

5. จงคำนวณหา Vertical stress ที่เกิดขึ้นที่ความลึก 10 เมตรเนื่องจากฐานรากดังรูปโดย

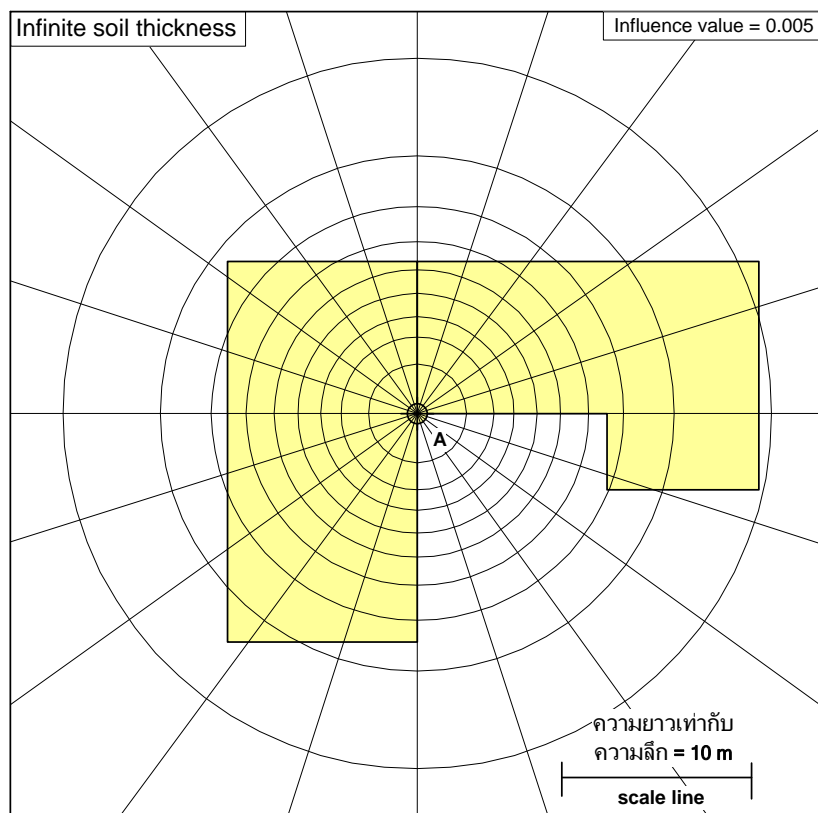
a) ใช้วิธี Newmark's chart

b) ใช้วิธี Superposition โดยแบ่งรูปและแยกคำนวณ Influence factor

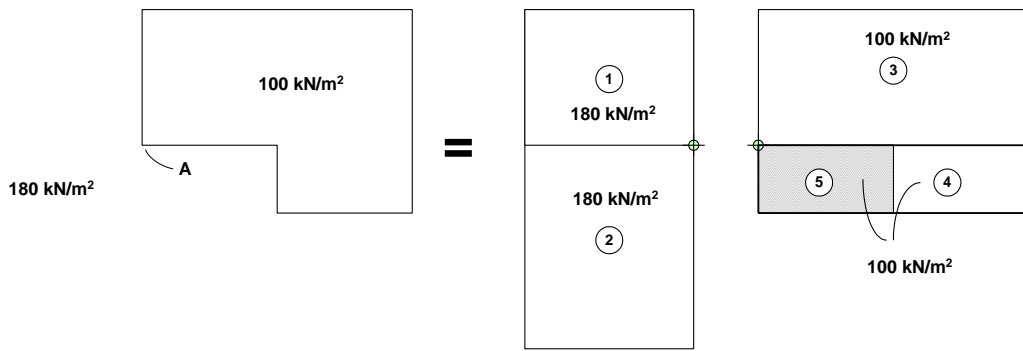


รูปที่ 6-61

แนวทางในการแก้ปัญหา



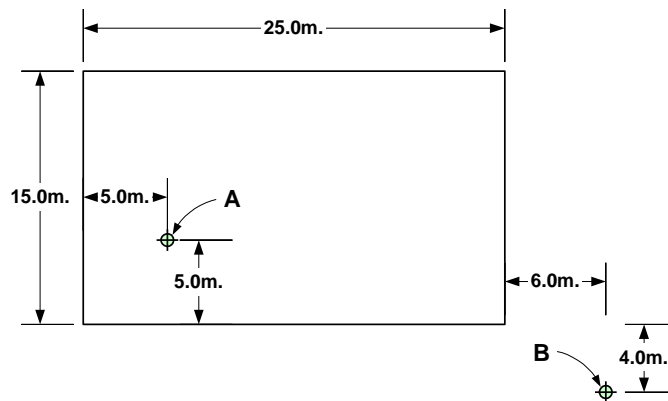
รูปที่ 6-62 ใช้วิธี Newmark's chart



รูปที่ 6-63 การคำนวณโดยใช้วิธี superposition

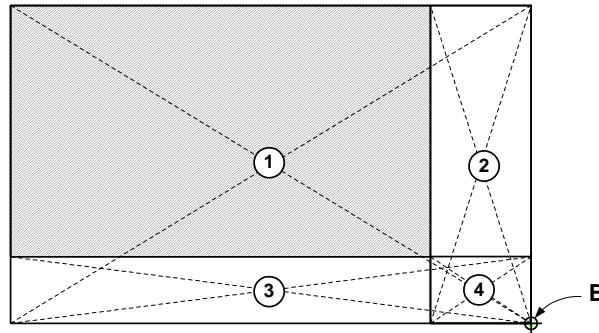
6. ฝั่งของฐานรากรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าซึ่งถ่ายหน่วยแรงกดลงบนผิวดินเท่ากับ 120 kPa จงคำนวณหาหน่วยแรงในแนวตั้งที่เกิดขึ้นที่

- a) ความลึก 10 เมตร ได้จุด A
- b) ความลึก 5 เมตร ได้จุด B



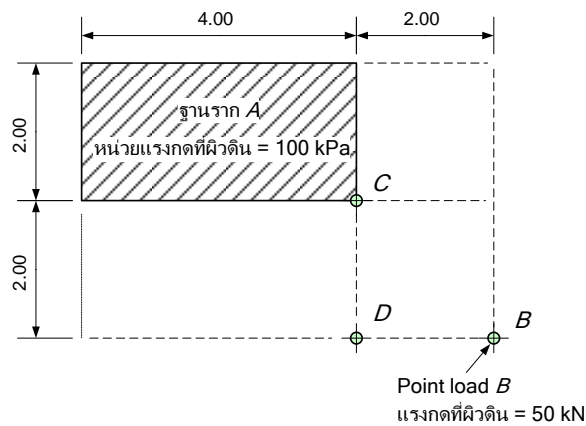
รูปที่ 6-64

แนวทางในการคิด: จะใช้ Newmark's chart หรือ Influence factor ก็ได้ ถ้าใช้ Influence factor จะต้องแบ่งฐานรากออกเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าย่อย ๆ และคำนวณหาหน่วยแรงได้มุมของรูปย่อย ๆ นั้นแล้วนำมารวมกันโดยใช้ Principle of superposition ดังรูป



$$\sigma_v = q \cdot I = q(I_1 - I_2 - I_3 + I_4)$$

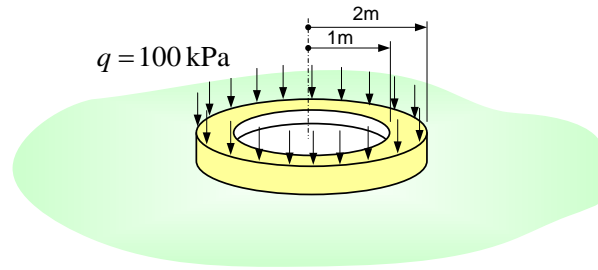
7. ฐานราก A มีขนาด กว้าง 2 เมตร ยาว 4 เมตรก่อให้เกิดหน่วยแรงกดที่ผิวดินเท่ากับ 100 kPa และที่จุด B มีแรงกระทำที่ผิวดินแบบ Point load เท่ากับ 50 kN จงคำนวณหน่วยแรงในแนวดิ่งที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากหน่วยแรงกดจากฐานราก A และแรงกด Point load B ที่จุด C และจุด D ที่ระดับความลึกจากผิวดิน 2 เมตร



4. ชั้นดินหนาไม่จำกัด มีแรงชนิด point load กระทำที่ผิวดิน จงคำนวณหาค่าความลึก ได้จุดที่แรงกระทำ ที่ทำให้หน่วยแรงดินที่เพิ่มขึ้น เนื่องจาก point load มีค่าเท่ากับ (midterm 1/2551)

5. ฐานราก A กว้าง 1 เมตรและยาวไม่จำกัดก่อให้เกิดหน่วยแรงกดที่ผิวดินเท่ากับ 50 kPa และฐานราก B กว้าง 2 เมตร ยาว 4 เมตรก่อให้เกิดหน่วยแรงกดที่ผิวดินเท่ากับ 100 kPa จงคำนวณหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นในมวลดิน, $\Delta\sigma_v$ เนื่องจากฐานรากทั้งสองที่จุด M ที่ความลึกจากผิวดิน $z = 2$ เมตร (midterm 1/2551)

6. จงวิเคราะห์ความเค้นใต้ฐานรากที่จุดศูนย์กลางของฐานรากชนิดวงแหวน ซึ่งลึกลงไปดิน 2 เมตร ดังรูปที่ 6-65



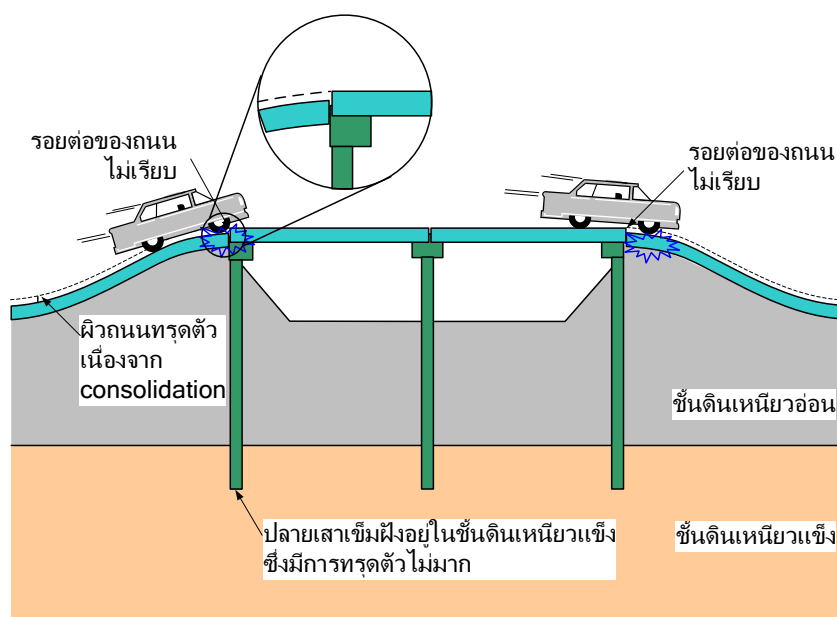
รูปที่ 6-65

8. จากผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์พบว่าสถานะของหน่วยแรงในระบบแกน x, y มีค่าดังรูป จงคำนวณ Principal stresses และทิศทางที่ Major principal stress กระทำกับแนวราบ

point no	s'_{xx}	s'_{yy}	s'_{xy}	s'_{zz}
1	-2.586	-7.274	-1.729	-2.958
2	-3.056	-7.442	-1.671	-3.149

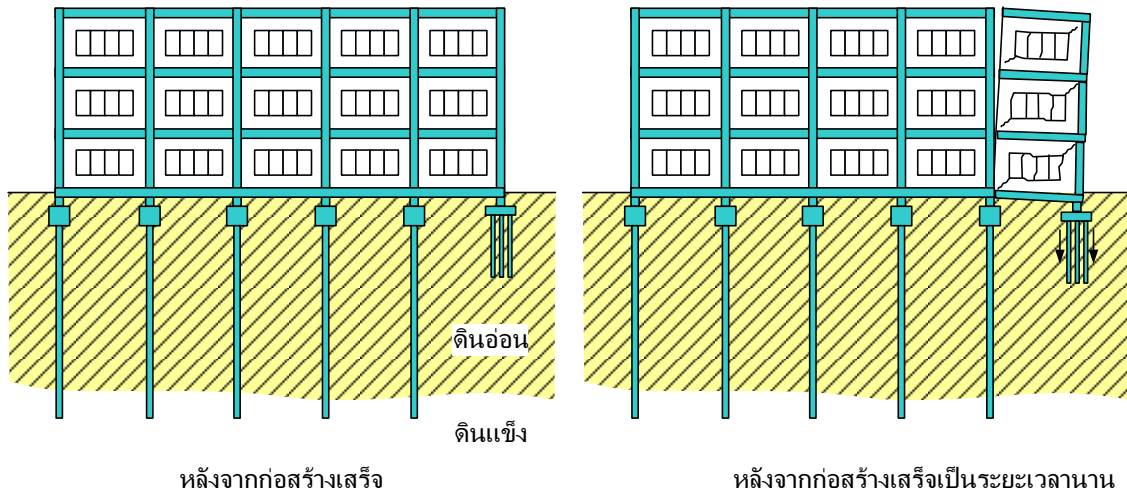
การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation)

ปัญหาการทรุดตัวเนื่องจากการที่ดินมีหน่วยแรงในดินเพิ่มขึ้นทำให้น้ำในช่องว่างระหว่างเม็ดดินไหลออกไปเป็นปัญหาที่มีความสำคัญอันหนึ่งของวิชาปฐพีกลศาสตร์ การทรุดตัวชนิดนี้มักจะเกิดในชั้นดินเหนียวอ่อนซึ่งมีปริมาณน้ำในดินสูง ตัวอย่างปัญหาหนึ่งที่ต้องพบเห็นกันอยู่เป็นประจำได้แก่ปัญหาการทรุดตัวต่างระดับกันของถนนกับสะพานทำให้เมื่อผู้ขับขี่ยานพาหนะผ่านบริเวณรอยต่อนี้จะต้องชะลอความเร็วลงเพื่อป้องกันการกระแทกดังรูปที่ 7-1



รูปที่ 7-1 การทรุดตัวของดินที่กอสสะพาน ทำให้ผิวถนนไม่เรียบ

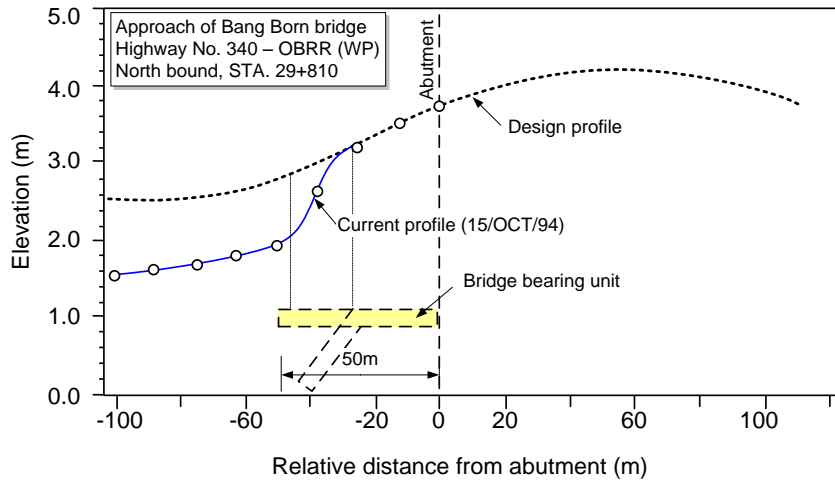
การทรุดตัวแตกต่างกันในกรณีข้างต้นเกิดเนื่องจากเสาเข็มมีปลายวางอยู่บนชั้นดินแข็งจึงมีการทรุดตัวน้อยในขณะที่ดินซึ่งไม่มีเสาเข็มรองรับเกิดการทรุดตัวมาก ดังนั้นคอสระพานจึงมีระดับต่างกันเมื่อรถวิ่งผ่านซึ่งทำให้เกิดการสะเทือนเมื่อล้อรถกระทะแทกหรือเคลื่อนผ่านจุดที่มีความต่างระดับอย่างรวดเร็ว



รูปที่ 7-2 การทรุดตัวที่ไม่เท่ากันของอาคาร ทำให้เกิดการบิดของอาคาร

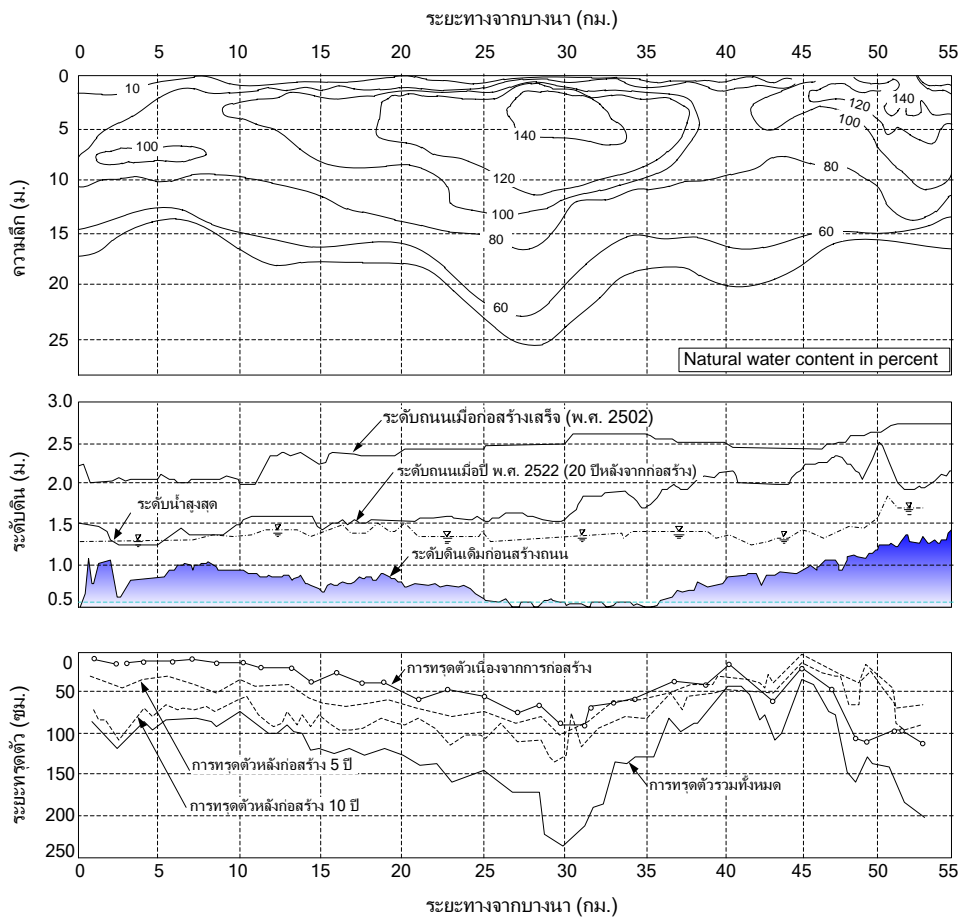
สาเหตุเกิดเนื่องจากการที่ใช้เสาเข็มมีความยาวไม่เท่ากัน โดยอาคารสูงใช้เสาเข็มยาววางอยู่บนชั้นดินแข็งจะทรุดตัวน้อย ส่วนอาคารต่ำใช้เสาเข็มสั้นวางอยู่บนชั้นดินอ่อนจะทรุดตัวมาก เมื่อการทรุดตัว

ตัวอย่างกรณีศึกษาของการทรุดตัวที่ได้มีการบันทึกไว้แสดงดังรูปที่ 7-3 ได้แก่การทรุดตัวของคอสระพานบริเวณบางบอนซึ่งอยู่ในบริเวณที่มีชั้นดินเหนียวอ่อน โดยบริเวณคอสระพานวางอยู่บนแผ่นพื้นที่รองรับด้วยเสาเข็ม Bridge bearing unit (BBU) ที่มีปลายอยู่ในชั้นดินอ่อน ปัญหาที่เกิดขึ้นคือการทรุดตัวของแผ่นพื้นที่สูงมากจนทำให้เกิดการทรุดตัวที่ไม่ราบเรียบบริเวณคอสระพาน ทำให้การขบขันยานพาหนะบริเวณรอยต่อของคอสระพานไม่ราบเรียบ



รูปที่ 7-3 การทรุดตัวของดินถมคอสะพานประมาณ 1 เมตรที่สะพานบางบอนทำให้แผ่นดินรองถนนหัก

ตัวอย่างการทรุดตัวของชั้นดินเนื่องจากน้ำหนักกดทับอีกตัวอย่างหนึ่งได้แก่ การทรุดตัวของถนนสายบางนา-บางปะกง ซึ่งได้มีการบันทึกข้อมูลชั้นดินและระดับถนนไว้ดังรูปที่ 7-4

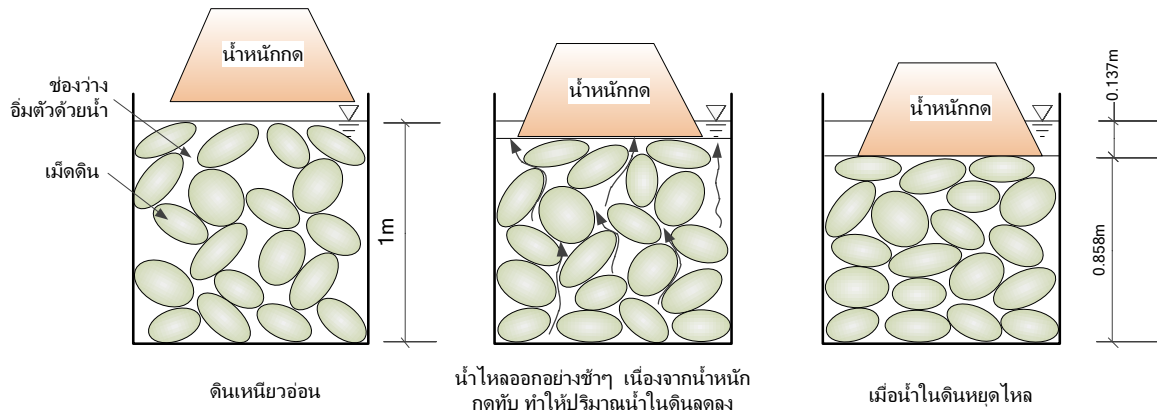


รูปที่ 7-4 การทรุดตัวของถนนสายบางนา-บางปะกงที่ก่อสร้างบนชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีปริมาณน้ำในดินสูง ทำให้เกิดการทรุดตัวในปริมาณสูง

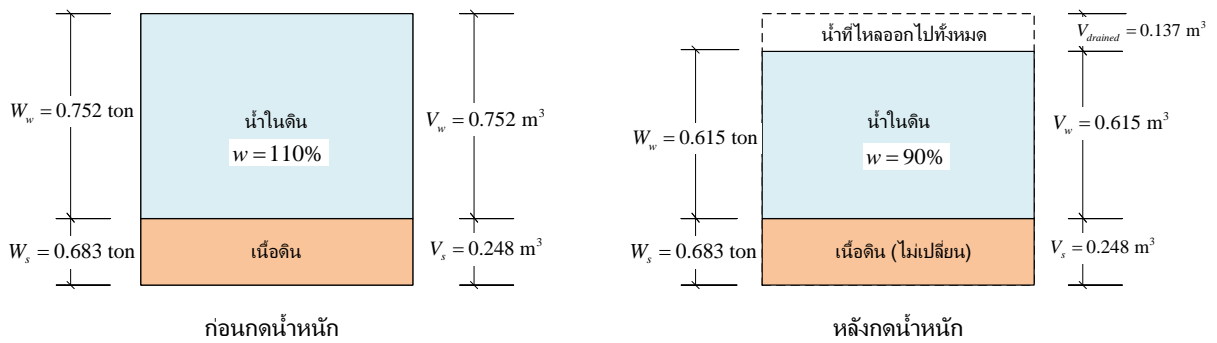
ตัวอย่างที่ 7.1 แนวคิดการไหลของน้ำออกจากดินเมื่อมีน้ำหนักกดทับ

ถ้าดินเหนียวอ่อนที่พบในจังหวัดสมุทรปราการอัดตัวด้วยน้ำและมีปริมาณน้ำในดิน 110 เปอร์เซ็นต์ เมื่อทำการถมดินเพื่อเร่งการทรุดตัว ทำให้น้ำในดินถูก擠ออกมาจนเหลือปริมาณน้ำในดิน 90 เปอร์เซ็นต์ จงคำนวณปริมาณน้ำที่หายไปต่อปริมาตรดิน 1 ลูกบาศก์เมตร สมมุติให้ดินไม่มีการเปลี่ยนแปลงขนาดทางด้านข้าง จากการทดสอบความถ่วงจำเพาะของดิน $G_s = 2.75$

วิธีคิด: ดินอัดตัวด้วยน้ำดังนั้น ปริมาตรของน้ำเท่ากับปริมาตรช่องว่าง เมื่อพิจารณาต่อดิน 1 ลูกบาศก์เมตร น้ำหนักของเม็ดดินจะไม่เปลี่ยนแปลง แต่น้ำในดินจะเปลี่ยนไปเนื่องจากการไหลออกของน้ำเนื่องจากน้ำหนักกด ซึ่งแสดงแนวคิดได้ดังรูปที่ 7-5



รูปที่ 7-5 แนวคิดการไหลออกของน้ำเนื่องจากน้ำหนักกดทับ



รูปที่ 7-6 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกับปริมาตร

ก่อนถมดินปริมาณน้ำในดินเป็น 110 เปอร์เซ็นต์คำนวณน้ำหนักของเนื้อดินได้

$$\frac{1.05W_s}{\gamma_w} + \frac{W_s}{G_s\gamma_w} = 1 \text{ m}^3$$

$$W_s = 0.683 \text{ ton}$$

น้ำหนักของน้ำคือ

$$W_w = wW_s = (1.1)(0.683) = 0.752 \text{ ton}$$

คิดเป็นปริมาตรของเนื้อดินได้เป็น

$$V_s = W_s / (G_s \gamma_w) = 0.683 / ((2.75)(1.0)) = 0.248 \text{ m}^3$$

และปริมาตรของน้ำในดิน

$$V_w = W_w / (\gamma_w) = 0.752 / (1.0) = 0.752 \text{ m}^3$$

หลังสิ้นสุดการถมดินปริมาณน้ำในดินเหลือ 90 เปอร์เซ็นต์ ในกรณีนี้น้ำหนักของดินไม่เปลี่ยนแปลง สิ่งที่เปลี่ยนแปลงคือน้ำหนักของน้ำซึ่งก็คือปริมาตรของน้ำที่ไหลออกไปจากดิน จำนวนน้ำหนักของน้ำที่เหลืออยู่

$$W_w = wW_s = (0.90)(0.683) = 0.615 \text{ ton}$$

คิดเป็นปริมาตร

$$V_w = W_w / \gamma_w = (0.615) / (1.0) = 0.615 \text{ ton}$$

ปริมาตรน้ำในดินลดลงเท่ากับ

$$\Delta V_w = 0.752 - 0.615 = 0.137 \text{ m}^3$$

ปริมาตรน้ำในดินที่หายไปนี้จะทำให้ปริมาตรของดินลดลง ถ้าสมมุติให้น้ำในดินไหลออกไปจากดินในแนวตั้งเท่านั้นโดยไม่มีการไหลออกทางด้านข้างเลย ดังนั้นถ้าดิน 1 ลบ.ม. จะมีความสูง 1 เมตร ถ้าปริมาตรน้ำหายไป 0.137 ลบ.ม. จะคิดเป็นความสูงของมวลดินที่ลดลงเท่ากับ 0.137 เมตร และถ้าชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีปริมาณน้ำสูงนี้หนาประมาณ 10 เมตร การทรุดตัวทั้งหมดก็จะเท่ากับ $(0.137)(10) = 1.37$ เมตร ซึ่งถ้าไม่มีการถมเพื่อรีดน้ำออกจากดินเสียก่อน เมื่อใช้งานไปสักระยะดินจะทรุดตัวในปริมาณที่สูงซึ่งจะต้องมีการซ่อมแซมหรือทำการปรับระดับทำให้เกิดปัญหาในขณะใช้งาน

7.1 ตัวอย่างการรีดน้ำออกจากวัสดุที่มีลักษณะคล้ายดิน

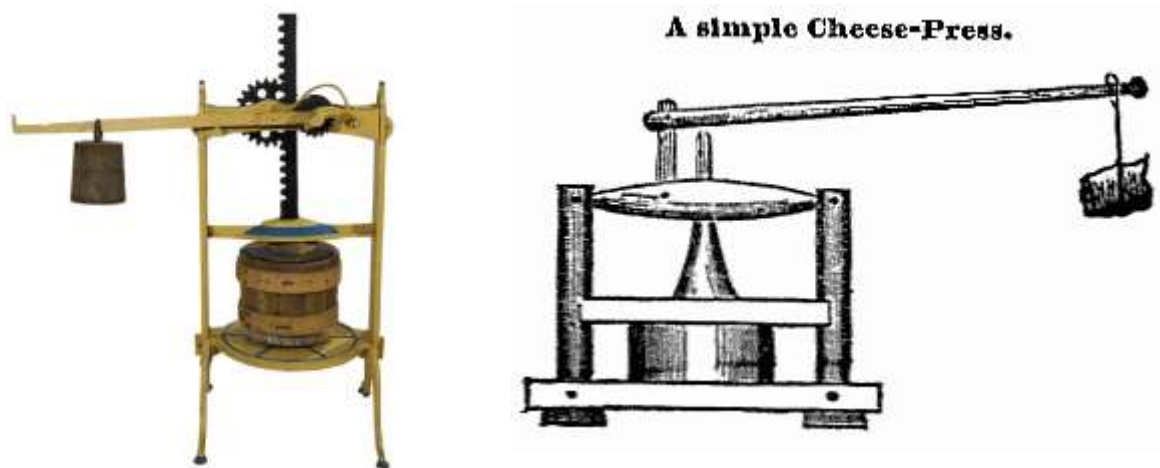
การที่น้ำในช่องว่างระหว่างเม็ดดินถูกรีดออกไปเนื่องจากหน่วยแรงกระทำจากภายนอกนั้นคล้ายคลึงกับวิธีการรีดน้ำออกจากแป้งหรือการรีดน้ำออกจากร้านมเพื่อทำเนยแข็ง กล่าวคือในการทำแป้งนั้นจะต้องมีการบดเมล็ดข้าวให้เป็นแป้งโดยอาศัยน้ำช่วยในการบดโม้ จากนั้นต้องรีดน้ำออกจากแป้ง ซึ่งเรียกว่าทับแป้ง การทับแป้งเป็นการกำจัดน้ำส่วนเกินออกจากร้านแป้ง โดยนำแป้งใส่ถุงผ้าผูกปากให้แน่นแล้วทับด้วยวัสดุหนักๆ

เช่นหิน เพื่อให้ให้น้ำไหลออกจากแป้งทิ้งไว้ 1 แป้งจะมีปริมาณน้ำลดลง และแห้งและจนได้ก้อนแป้งดังรูปที่ 7-7



รูปที่ 7-7 การรีดน้ำออกจากน้ำแป้งโดยการให้น้ำหนักกดทับ ทำให้แป้งแข็งขึ้น

ตัวอย่างที่คล้ายคลึงกับกระบวนการอัดตัวคายน้ำของดินได้แก่กระบวนการรีดน้ำออกจากนํ้านมเพื่อทำเนย สำหรับกระบวนการรีดน้ำออกจากนํ้ามนั้น ในใช้เครื่องมือที่เรียกว่า Cheese press ซึ่งมีลักษณะดังรูป ในขั้นตอนการทำงานจะนำนํ้านมที่รีดน้ำออกไปบางส่วนแล้วมาใส่ mould จากนั้นแขวนน้ำหนักไว้ที่ปลายคาน ครึ่งหนึ่งปล่อยทิ้งไว้ จากนั้นจึงเพิ่มน้ำหนักจนเต็มจามที่ต้องการ ก็จะได้อ่อนเนยแข็งสดที่มีปริมาณนํ้าน้อยกว่าเดิมและมีความแข็งมากขึ้น



รูปที่ 7-8 เครื่องมือรีดน้ำออกจากนํ้านมเพื่อทำเนยแข็ง

เนื่องจากดินทรายมีค่า permeability สูงเมื่อมีแรงดันน้ำเกิดขึ้น น้ำจะระบายออกจากดินอย่างรวดเร็ว ดังนั้น การทรุดตัวส่วนใหญ่จะเป็น Immediate settlement

จากเรื่องหน่วยแรงในมวลดิน ดินมีหน่วยแรงเพิ่มขึ้นอาจเนื่องจากฐานรากหรือ จากแรงกระทำใด ๆ จะทำให้ดินมีการเปลี่ยนรูปร่างเกิดขึ้น แต่การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของดินจะเกิดเนื่องจาก 3 สาเหตุคือ

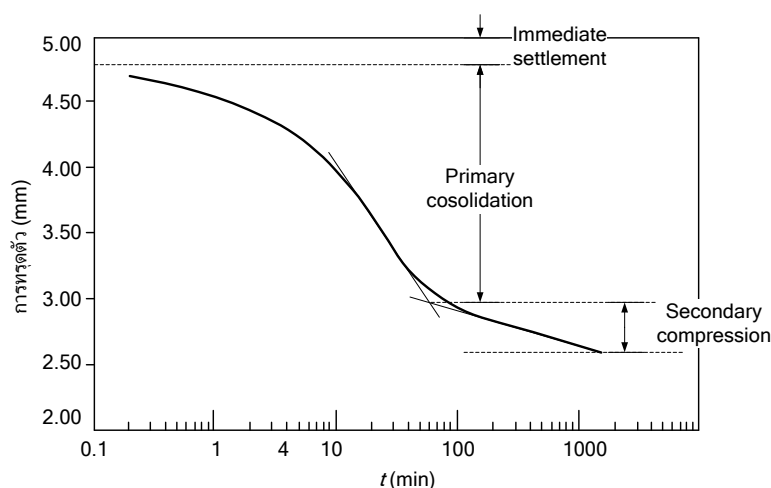
- การเปลี่ยนรูปของเม็ดดิน
- การที่เม็ดดินจัดเรียงตัวกันใหม่
- น้ำในดินถูกบีบออกมาจากช่องว่างในดิน

การทรุดตัวของดินแบ่งเป็น 3 ส่วนคือ

- Immediate settlement
- Primary consolidation settlement – การเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำ เนื่องจากน้ำในช่องว่างของดินถูกบีบออกไป
- Secondary consolidation settlement

เนื้อหาจะแบ่งเป็นสองส่วนคือ

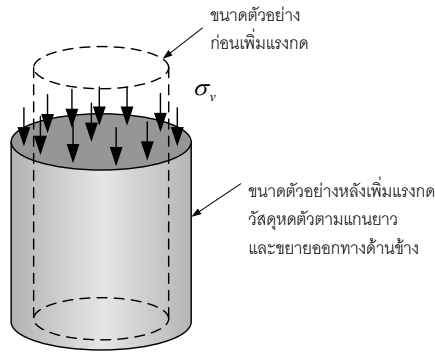
- การทรุดตัวเนื่องจาก consolidation (การอัดตัวคายน้ำ) ซึ่งจะพิจารณาในกรณีทีสิ้นสุด Primary consolidation (การอัดตัวคายน้ำปฐมภูมิ)
- การทรุดตัวเนื่องจาก consolidation (การอัดตัวคายน้ำ) ซึ่งขึ้นอยู่กับเวลา



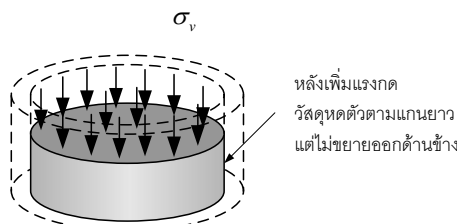
รูปที่ 7-9

7.2 ความสัมพันธ์ของความเค้น-ความเครียดในหนึ่งมิติ

ในปัญหาทางด้านกลศาสตร์ของวัสดุเราจะสนใจในพฤติกรรมของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของวัสดุที่มีความเค้นกระทำ ซึ่งการเปลี่ยนแปลงรูปร่างนี้ขึ้นกับลักษณะการถูกโอบรัดดังแสดงในรูปที่ 7-10



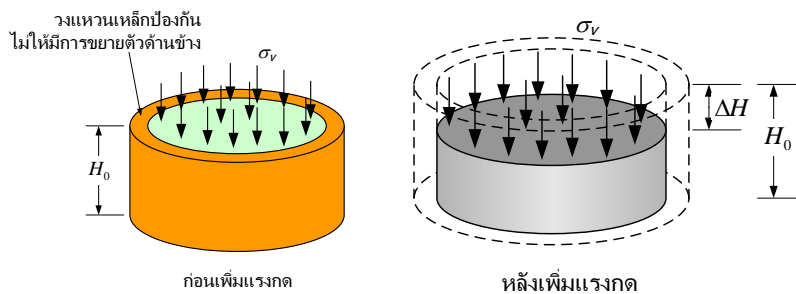
(a) unconfined compression: เกิดความเครียดตามแกน และความเครียดด้านข้าง



(b) confined compression: เกิดความเครียดตามแกน แต่ไม่เกิดความเครียดทางด้านข้าง

รูปที่ 7-10 การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของตัวอย่างเมื่อมีความเค้นกระทำ โดยมีการโอบรัดด้านข้างแตกต่างกัน

ในบทนี้เราจะกล่าวถึงเรื่อง Confined compression หรือการยุบตัวในทิศทางเดียวเท่านั้น Confined compression คือการกดทดสอบตัวอย่างโดยใช้แรงกระทำในแนวตั้ง และจะไม่ยอมให้ตัวอย่างขยายตัวออกทางด้านข้าง ดังนั้นจะมีเพียงการยุบตัวในแนวตั้ง



รูปที่ 7-11

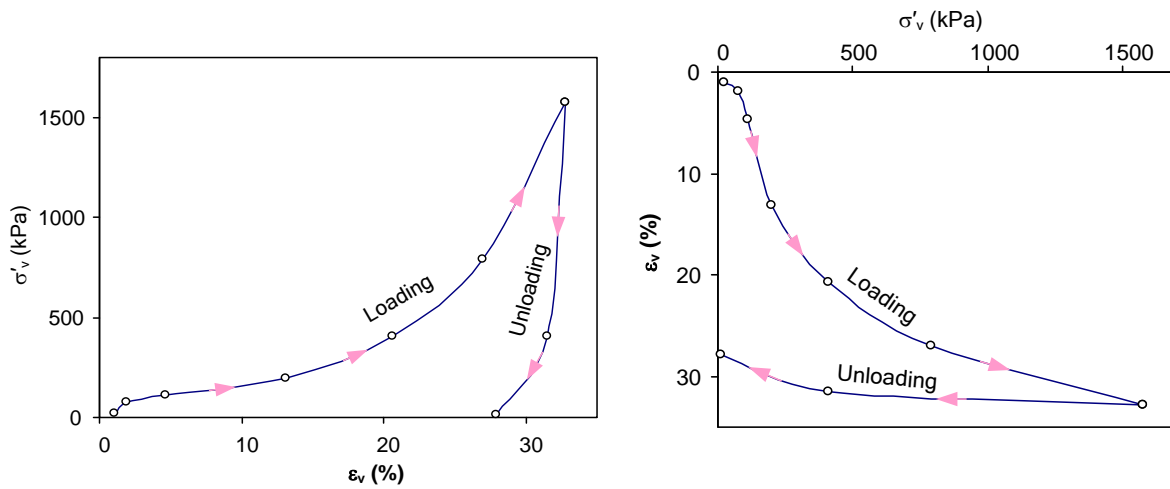
Normal strain คำนวณได้จาก

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta H}{H_0} \quad (7.1)$$

Normal stress คำนวณได้จาก

$$\sigma'_v = \frac{P}{A} \quad (7.2)$$

ซึ่งเมื่อเปลี่ยนแรงกระทำต่อตัวอย่างหลายๆค่า จะได้ผลการทดสอบซึ่งนำมาเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง stress กับ strain ได้ดังรูป

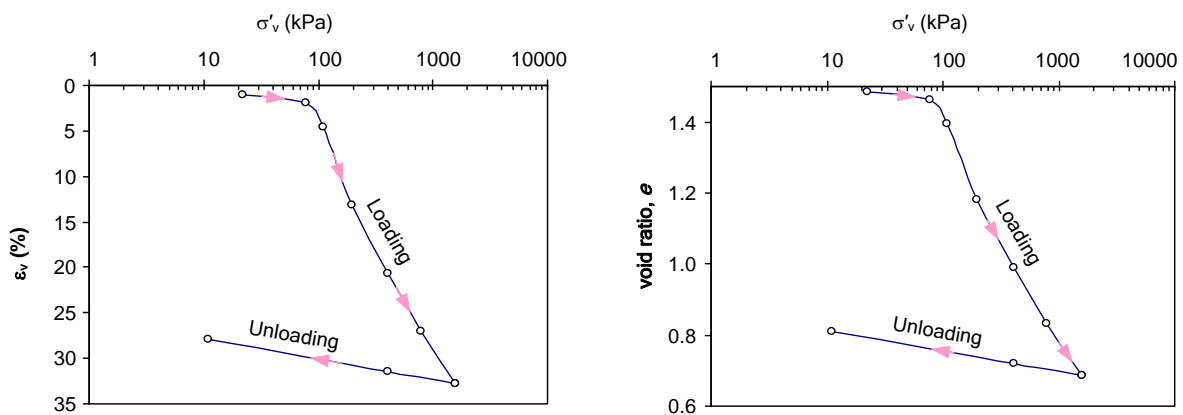


เมื่อให้แกนอนเป็น σ_v และแกนตั้งเป็น σ'_v

เมื่อหมุนรูปกราฟ 90° ตามเข็มนาฬิกา

รูปที่ 7-12

จะเห็นว่าเส้นกราฟเป็นเส้นโค้งจึงได้ใช้แกนของ stress เป็น logarithmic scale เพื่อให้กราฟมีลักษณะเป็นเส้นตรงดังหน้าถัดไป



เมื่อปรับแกนของ stress ให้เป็น logarithmic scale แล้ว

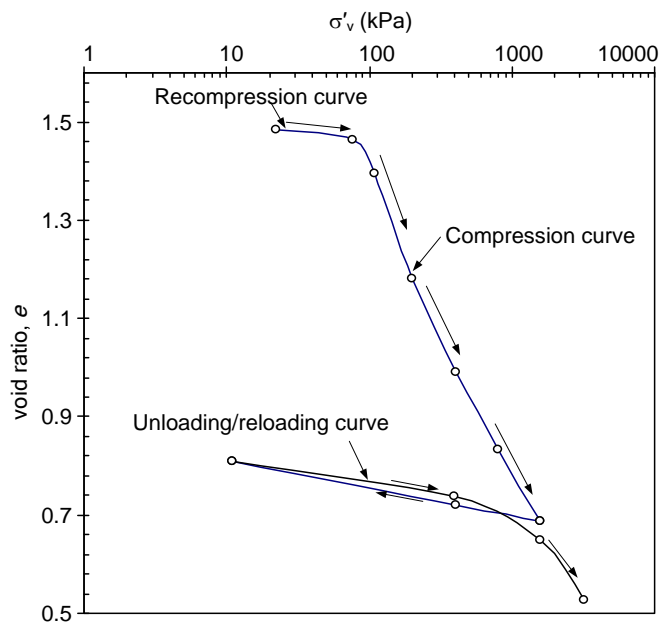
เปลี่ยนแกนจาก strain ให้เป็น void ratio, e

รูปที่ 7-13

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

$$\varepsilon_v = \frac{e_0 - e}{1 + e_0}$$

$$e = e_0 - \varepsilon_v(1 + e_0) \tag{7.3}$$



รูปที่ 7-14 ลักษณะของ consolidation curve

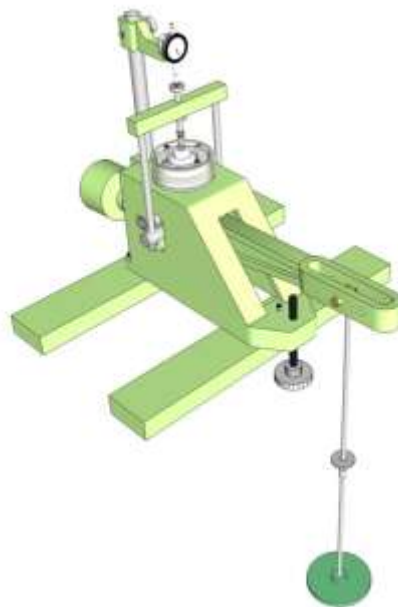
7.3 Consolidation test (การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ)



รูปที่ 7-15 อุปกรณ์ทดสอบการอัดตัวคายน้ำ



รูปที่ 7-16



รูปที่ 7-17 เครื่องมือทดสอบ Consolidation

7.3.1 ขั้นตอนการทดสอบและคำนวณผล

- บรรจุตัวอย่างดินลงใน Rigid ring ทำให้เกิดการทรุดตัวในแนวตั้งเท่านั้น
- ตัวอย่างถูกประกบไว้ด้วยแผ่นวัสดุที่มีความพรุน (porous disc) เพื่อระบายน้ำออกจากดิน
- การทดสอบต้องเติมน้ำลงในดินเพื่อป้องกันไม่ให้น้ำดินเสียน้ำตามธรรมชาติในขณะที่ทำการทดสอบ และให้ดินดูดน้ำในกรณีที่เกิดการบวมตัว (Swelling)
- เพิ่มน้ำหนักกดลงบนตัวอย่างแล้วปล่อยให้จนกระทั่งการทรุดตัวสิ้นสุด ซึ่งดูได้จากค่ายุบตัวของตัวอย่าง

- เพิ่มน้ำหนักกดจนถึงน้ำหนักกดสูงสุดที่ต้องการ แล้วลดน้ำหนักกดลงจนเป็นศูนย์
- เขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง หน่วยแรงกดประสิทธิผล และ Void ratio
- จากผลการทดสอบจะได้ค่า compression index, recompression index, c_v , OCR

ตัวอย่างที่ 7.2

จากการทดสอบ Consolidation test ได้ข้อมูลดังตารางข้างล่าง จงเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง stress กับ void ratio

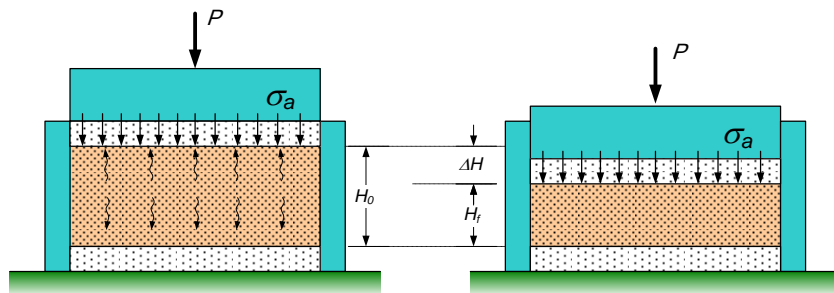
น้ำหนักดินตัวอย่างอบแห้งหลังทดสอบเสร็จ, $W_s = 66.6$ g

พื้นที่หน้าตัดของตัวอย่าง, $A = 31.67$ cm²

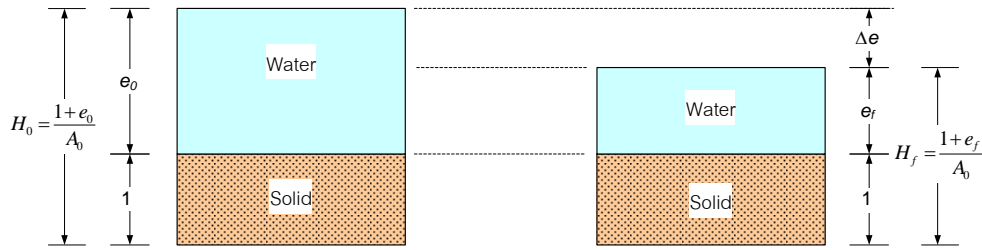
ความถ่วงจำเพาะ, $G_s = 2.71$

แรงกด (N)	ความสูงของตัวอย่าง (cm)
0	1.900
31.7	1.900
63.3	1.899
126.7	1.874
253.4	1.834
506.7	1.764
1013.4	1.641
2026.9	1.508

จากการทดสอบ Consolidation test เมื่อดินถูกอัดและคายน้ำออกจากเนื้อดิน จะทำให้ความสูงของตัวอย่างเปลี่ยนแปลงไปซึ่งสามารถคำนวณหา Volumetric strain ϵ_v ได้ดังนี้



รูปที่ 7-18

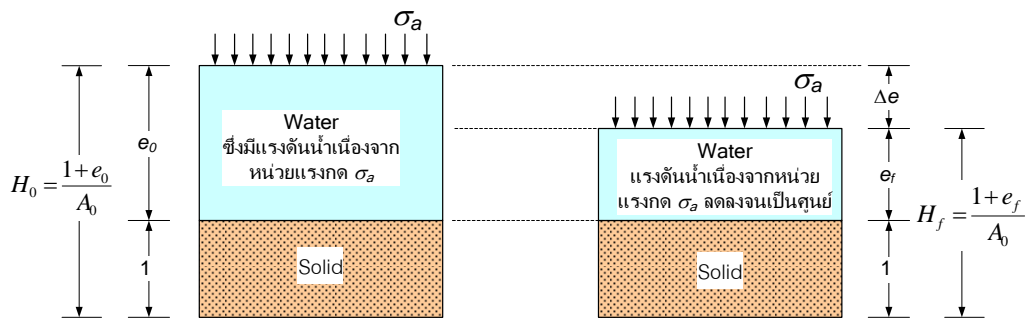


รูปที่ 7-19

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{H_0 - H}{H}$$

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

เรายังสามารถเขียนความสัมพันธ์ระหว่าง Effective stress กับ Void ratio ได้โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง ปริมาตรของตัวอย่างกับความสูงของตัวอย่าง



รูปที่ 7-20

$$\frac{H_0 - H_f}{H_0} = \frac{e_0 - e_f}{1 + e_0}$$

$$e_f = e_0 - \left(\frac{H_0 - H_f}{H_0} \right) (1 + e_0)$$

คำนวณ Void ratio จากความสูงของตัวอย่าง

$$H_v = H_f - H_s$$

$$e = \frac{H_v}{H_s}$$

ปริมาณดินแห้งเมื่อคิดเป็นความสูง

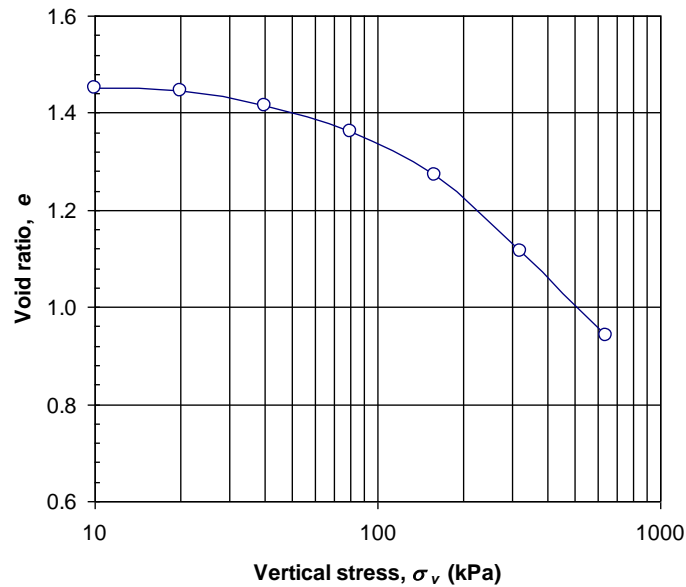
$$H_s = \frac{V_s}{A} = \frac{W_s}{\gamma_w G_s A}$$

$$H_s = \frac{66.6\text{g}}{(1\text{g/cm}^3)(2.71)(31.67\text{cm}^2)} = 0.776\text{cm}$$

ตารางที่ 7-1

แรงกด (N)	หน่วยแรงกด (kPa)	ความสูงของตัวอย่าง หลังจากตัวอย่างคายน้ำ ออกหมดแล้ว, H (cm)	ปริมาตรช่องว่าง Hv = H - Hs (cm)	อัตราส่วนช่องว่าง e = Hv/Hs
0	0	1.900	1.900-0.776= 1.124	1.124/0.776=1.448
31.7	10	1.900	1.900-0.776=1.124	1.124/0.776=1.448
63.3	20	1.899	1.899-0.776=1.123	1.123/0.776=1.447
126.7	40	1.874	1.874-0.776=1.098	1.098/0.776=1.415
253.4	80	1.834	1.834-0.776=1.058	1.058/0.776=1.363
506.7	160	1.764	1.764-0.776=0.988	0.988/0.776=1.273
1013.4	320	1.641	1.641-0.776=0.865	0.865/0.776=1.115
2026.9	640	1.508	1.508-0.776=0.732	0.732/0.776=0.943

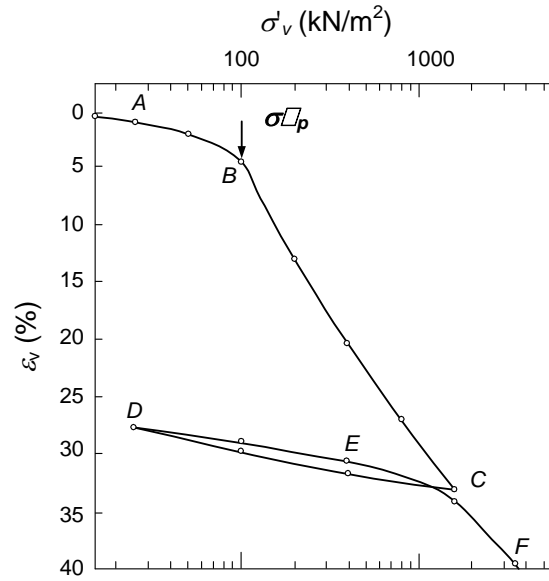
นำผลลัพธ์ที่ได้ไปเขียนกราฟได้ดังรูปที่ 7-21



รูปที่ 7-21 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง vertical stress กับอัตราส่วนช่องว่าง (void ratio)

7.4 คุณสมบัติความเป็นพลาสติกของดิน

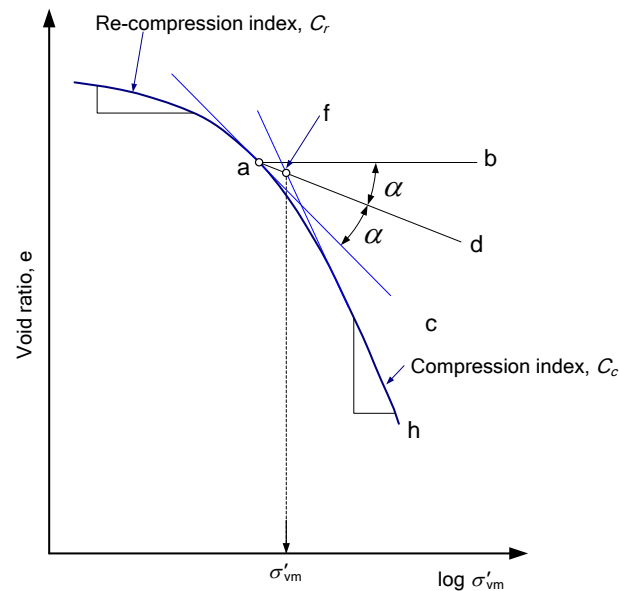
ดินเป็นวัสดุที่มีความเป็นพลาสติก ดังนั้นจึงมีพฤติกรรมพลาสติก ซึ่งเมื่อดินมีแรงกระทำจากภายนอกจนเกิดหน่วยแรงประสิทธิผลอยู่ในกราฟช่วง recompression curve เมื่อลดแรงกระทำลงดินจะสามารถคืนตัวได้ (reversibility) เกือบหมด ซึ่งลักษณะเช่นนี้คล้ายคลึงกับพฤติกรรมอีลาสติกของวัสดุวิศวกรรมทั่วไป เช่น เหล็ก แต่ถ้าหน่วยแรงประสิทธิผลที่เกิดขึ้นนั้นเกินช่วง recompression curve ไปยังช่วง compression curve เมื่อลดหน่วยแรงประสิทธิผลลงดินจะคืนตัวบางส่วนเท่านั้นและจะมีการยุบตัวถาวร พฤติกรรมลักษณะนี้เป็นพฤติกรรมเชิงพลาสติก ดังรูปที่ 7-22 ตัวอย่างการคำนวณท้ายบททำให้เห็นภาพชัดเจนมากขึ้น



รูปที่ 7-22

7.4.1 วิธีการระบุค่า Maximum past pressure

Maximum past pressure คือหน่วยแรงประสิทธิผลที่ดินเคยผ่านมาสูงที่สุด ซึ่งจะเป็นจุดที่แบ่งระหว่าง Compression curve กับ Recompression curve ซึ่งมีความชันต่างกัน



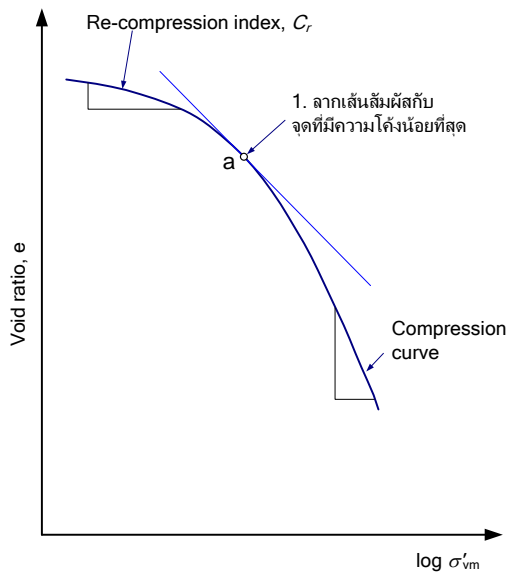
รูปที่ 7-23 วิธีหา Maximum past pressure, σ'_{vm} ซึ่งเสนอโดย Casagrande มีขั้นตอนดังนี้

- หาจุดที่มีความโค้งมากที่สุดในกราฟ (จุด a) แล้วลากเส้นสัมผัสกับเส้นโค้ง ณ.จุดนี้ เส้น ac

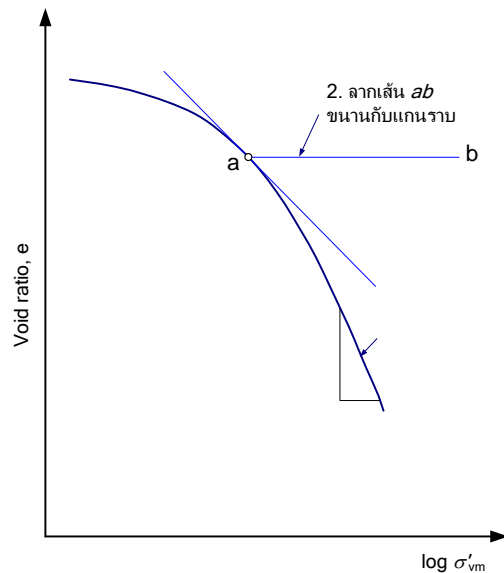
- จากจุดสัมผัสลากเส้นตรง ab ขนานกับแกน x จะได้มุม bac
- ลากเส้น ad แบ่งครึ่งมุม bac

ลากเส้นสัมผัสกับ Compression curve ไปตัดกับเส้นแบ่งครึ่งมุม ad จะได้จุดตัดคือจุด f จากจุดตัด ลากเส้นตั้งลงมาตัดกับแกนนอนจะได้ค่า Maximum past pressure, σ'_{vm}

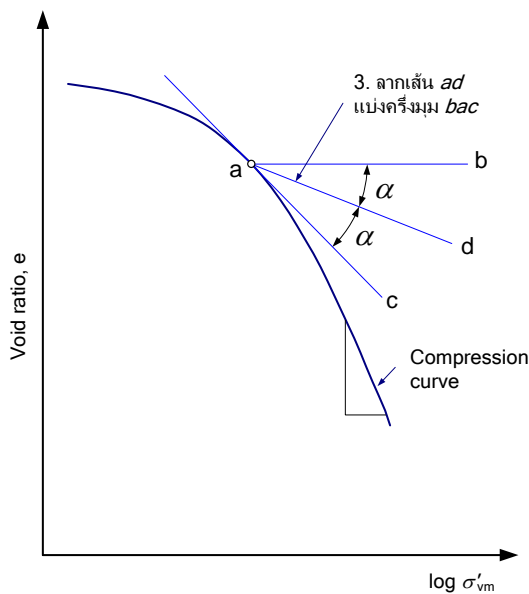
สรุปขั้นตอนในการหา Maximum past pressure



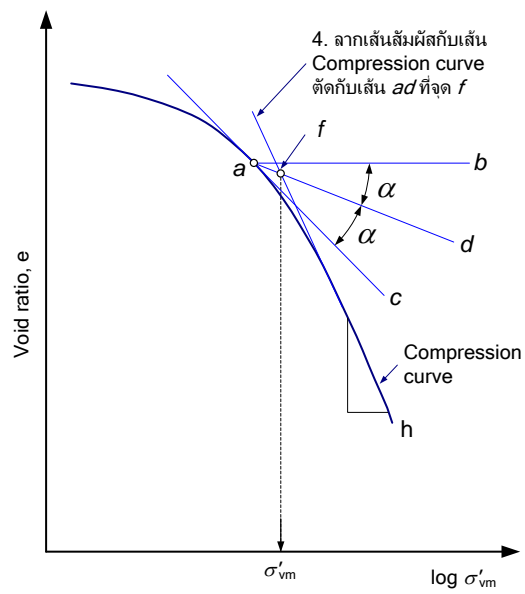
ขั้นตอนที่ 1



ขั้นตอนที่ 2



ขั้นตอนที่ 3



ขั้นตอนที่ 4

รูปที่ 7-24 ขั้นตอนการหาค่า maximum past pressure โดยวิธีของ Casagrande

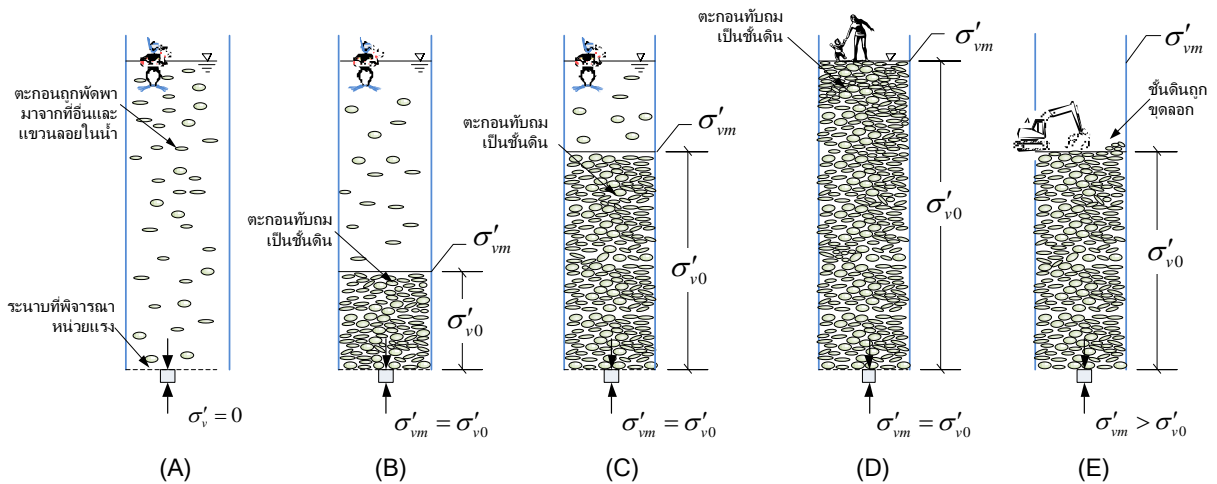
7.4.2 อัตราส่วนการอัดตัว (Overconsolidation ratio)

เมื่อหาหน่วยแรงที่ดินเคยถูกกดทับสูงสุดในอดีต (Maximum past pressure, σ'_{vm}) ได้เราจะสามารถหาอัตราส่วนหน่วยแรงสูงสุดที่ดินเคยได้รับต่อหน่วยแรงในปัจจุบัน (Overconsolidation ratio, OCR) ได้จาก

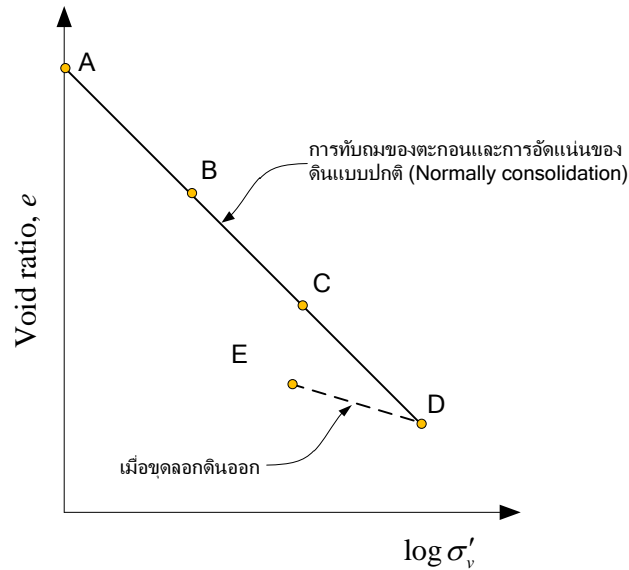
$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \quad (7.4)$$

เมื่อ σ'_{v0} , หน่วยแรงประสิทธิผล (Effective overburden stress) ในปัจจุบัน

การทำความเข้าใจในอัตราส่วนการอัดตัวแสดงได้ดั่งแนวคิดง่ายๆ ในรูปที่ 7-25 จากรูปแสดงให้เห็นหน่วยแรงประสิทธิผลเพิ่มขึ้นตามความหนาของตะกอนที่ทับถม ซึ่งแสดงให้เห็นได้โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่างในดินกับหน่วยแรงกดทับประสิทธิผลในรูปที่ 7-26 ในกรณีที่ดินเป็น Normally consolidated soil หน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดจะเท่ากับหน่วยแรงประสิทธิผลในดิน ณ. เวลานั้น และถ้ามีตะกอนตกทับเพิ่มขึ้นหน่วยแรงประสิทธิผลในดินจะเพิ่มขึ้นตามไปด้วย และจะเป็นหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุด ดังนั้นหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในกรณีที่ดินตกตะกอนในน้ำและอัดตัวปกติจะเท่ากับหน่วยแรงประสิทธิผลในดินขณะนั้นเสมอ ค่า OCR จึงมีค่าต่ำที่สุดเป็น 1.0 เสมอ



รูปที่ 7-25 แนวคิดอย่างง่ายของอัตราส่วนการอัดตัว



รูปที่ 7-26 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่างในดินกับหน่วยแรงกดทับประสิทธิผล

ถ้าพิจารณาจากค่า OCR จะแบ่งดินเหนียวได้เป็น

- Normally Consolidates Clay (NC Clay) คือดินเหนียวที่มีหน่วยแรงกดทับสูงสุดเท่ากับหน่วยแรงกดทับปัจจุบัน (OCR = 1)

$$\sigma'_{v0} = \sigma'_{vm}$$

- Over Consolidated Clay (OC Clay) คือดินเหนียวที่มีหน่วยแรงกดทับในอดีตมากกว่าในปัจจุบัน (OCR > 1)

$$\sigma'_{v0} < \sigma'_{vm}$$

- Heavily Over Consolidated Clay (HOC Clay) คือดินเหนียวที่มีหน่วยแรงกดทับในอดีตสูงมาก (OCR > 4)

$$\sigma'_{v0} \ll \sigma'_{vm}$$

ตัวอย่างที่ 7.3

เก็บดินตัวอย่างมาจากความลึก 10 เมตร ซึ่งระดับใต้ดินอยู่ที่ระดับผิวดิน

ผลการทดสอบหาหน่วยน้ำหนักรวมได้ 18 kPa และ Maximum past pressure, $\sigma'_{vm} = 100$ kPa จงคำนวณค่า OCR ของดินชนิดนี้ ($\gamma_w = 10$ kPa)

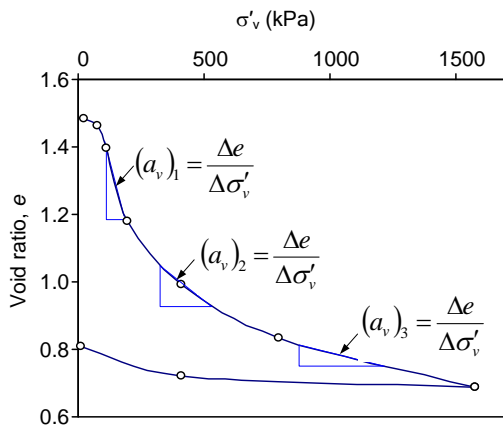
$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u$$

$$\sigma'_{v0} = (18 \times 10) - (10 \times 10) = 80 \text{ kPa}$$

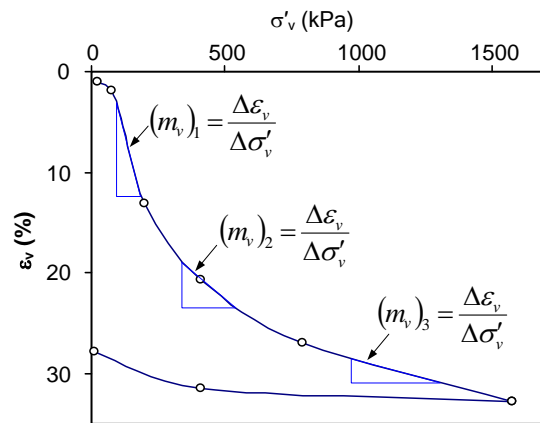
$$OCR = \frac{100 \text{ kPa}}{80 \text{ kPa}} = 1.25$$

7.4.3 พารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องกับ หน่วยแรงและความเครียดอื่นๆ

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Effective stress กับ Void ratio จะได้ค่า พารามิเตอร์ซึ่งเกี่ยวกับ Consolidation ดังนี้

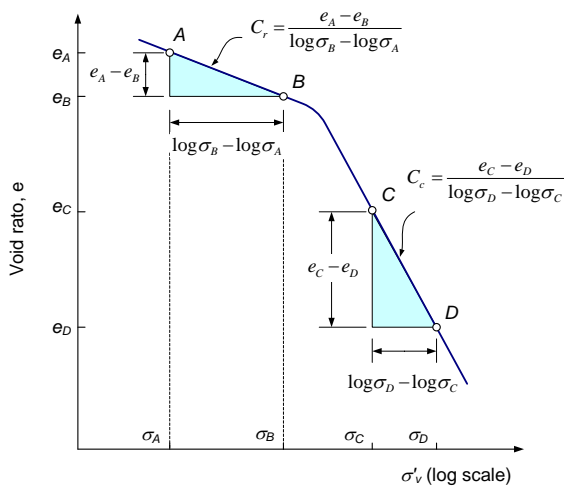


Coefficient of compressibility, $a_v = -\frac{de}{d\sigma'_v}$

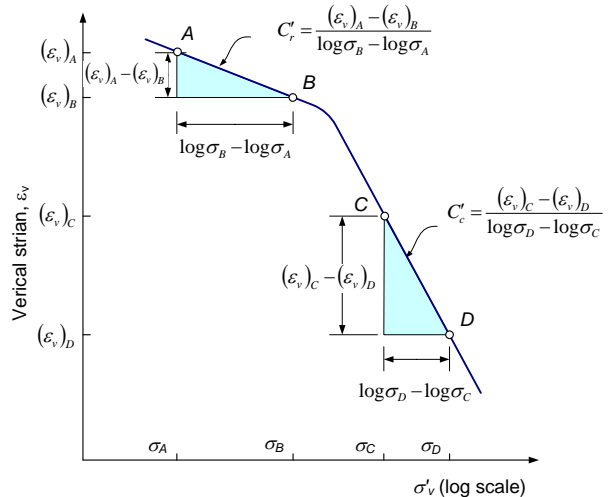


Modulus of volume compressibility, $m_v = -\frac{d\varepsilon_v}{d\sigma'_v}$

รูปที่ 7-27 นิยามของ Coefficient of compressibility และ Modulus of volume compressibility



แกนตั้งเป็น void ratio $e = e_0 - \varepsilon_v(1 + e_0)$



แกนตั้งเป็น Vertical strain $\varepsilon_v = (e_0 - e) / (1 + e_0)$

รูปที่ 7-28 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ

7.5 การคำนวณการทรุดตัวเนื่องจาก Primary consolidation

ในการคำนวณการทรุดตัวเนื่องจาก primary consolidation นั้นใช้วิธีการคำนวณคล้ายกับการคำนวณการหดของแท่งวัสดุเนื่องจากแรงกระทำจากภายนอก ในการคำนวณจะต้องทราบค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในแท่งวัสดุเสียก่อน จากนั้นจึงคำนวณความเครียดโดยอาศัยความสัมพันธ์ระหว่าง หน่วยแรง-ความเครียดดังสมการ

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$$

เมื่อแท่งวัสดุมีความยาวเริ่มต้นเป็น L_0 มีพื้นที่หน้าตัดเป็น A จะคำนวณการหดของแท่งวัสดุเนื่องจากแรงกระทำจากภายนอก P ได้ดังสมการ

$$\frac{\Delta L}{L_0} = \frac{1}{E} \left(\frac{P}{A} \right)$$

ซึ่งถ้าใช้วิธีการเดียวกันในการคำนวณการทรุดตัวของชั้นดินเนื่องจากแรงกระทำจากภายนอก จะต้องสมมติให้การทรุดตัวมีเฉพาะในแนวตั้ง โดยไม่มีการเปลี่ยนแปลงพื้นที่หน้าตัด ดังนั้นเราคำนวณการยุบตัวของดิน $\rho = \Delta H$ ได้จาก

$$\rho = \varepsilon_v H_0$$

ซึ่งเราคำนวณ vertical strain ของ 1-D consolidation ได้โดยความสัมพันธ์ระหว่าง ความเครียดกับการเปลี่ยนแปลง void ratio

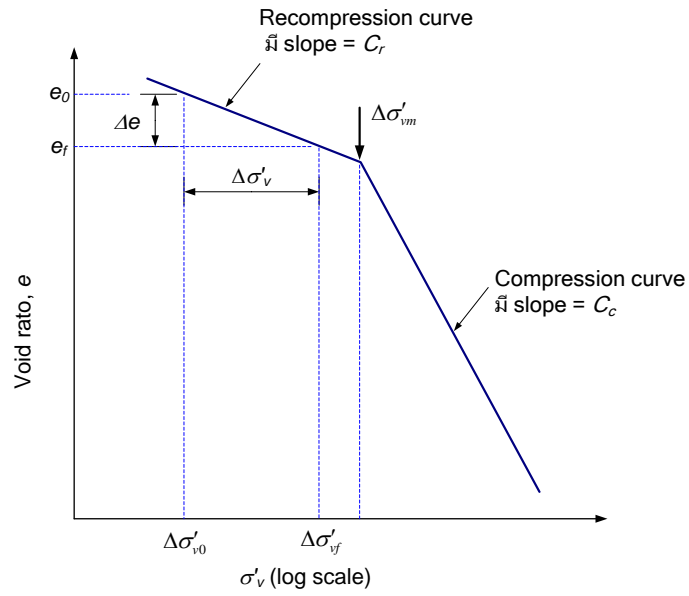
$$\varepsilon_v = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1+e_0}$$

ดังนั้นเมื่อจัดรูปสมการใหม่จะได้ดังสมการ

$$\rho = \frac{\Delta e}{1+e_0} H_0$$

สิ่งที่เราต้องการเพื่อมาแทนค่าในสมการข้างต้นคือ Δe ซึ่งได้มาจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง e กับ $\log \sigma'_v$

7.5.1 กรณีที่ 1 หน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นไม่เกิน Maximum past pressure $\sigma'_{vf} = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_{vm}$



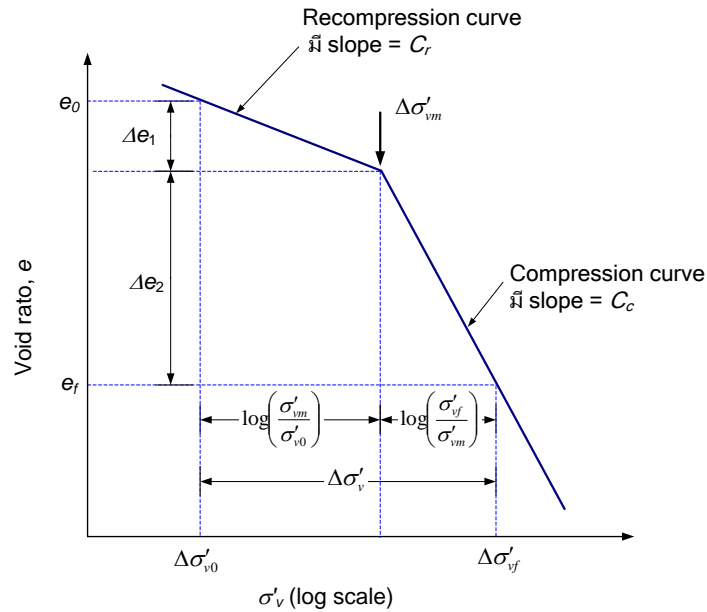
รูปที่ 7-29 กรณีที่ $\sigma'_{vf} < \sigma'_{vm}$

$$\Delta e = C_r \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}\right)$$

$$\rho = \left(\frac{\Delta e}{1 + e_0}\right)(H)$$

$$\rho = \left(\frac{H}{1 + e_0}\right) C_r \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}\right)$$

7.5.2 กรณีที่ 2 หน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นเกิน Maximum past pressure $\sigma'_{vf} = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v > \sigma'_{vm}$



รูปที่ 7-30 กรณีที่ $\sigma'_{vf} > \sigma'_{vm}$

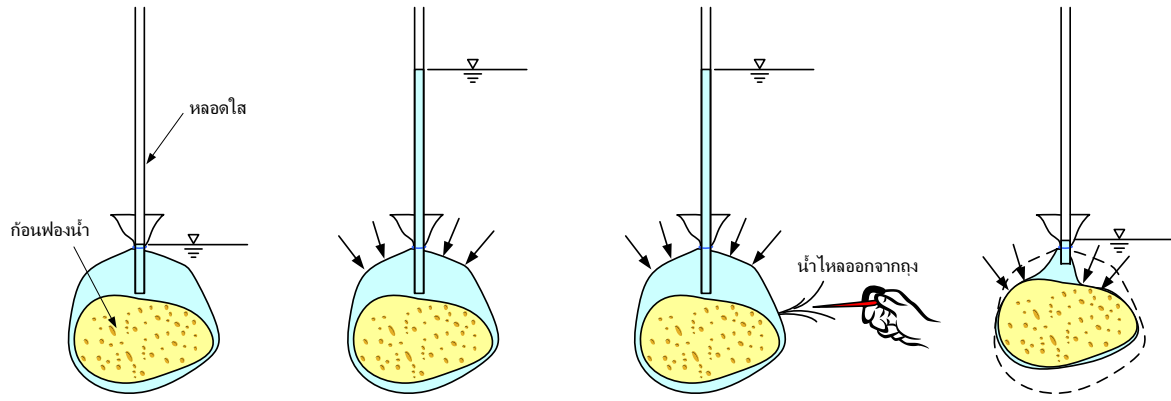
$$\rho = \left(\frac{H \cdot \Delta e_1}{1 + e_0} \right) + \left(\frac{H \cdot \Delta e_2}{1 + e_0} \right)$$

$$\rho = \left[\left(\frac{H}{1 + e_0} \right) C_r \log \left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \right) \right] + \left[\left(\frac{H}{1 + e_0} \right) C_c \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right) \right] \quad (7.5)$$

7.6 การทรุดตัวในมิติเดียวในระหว่างที่น้ำไหลออกจากดิน

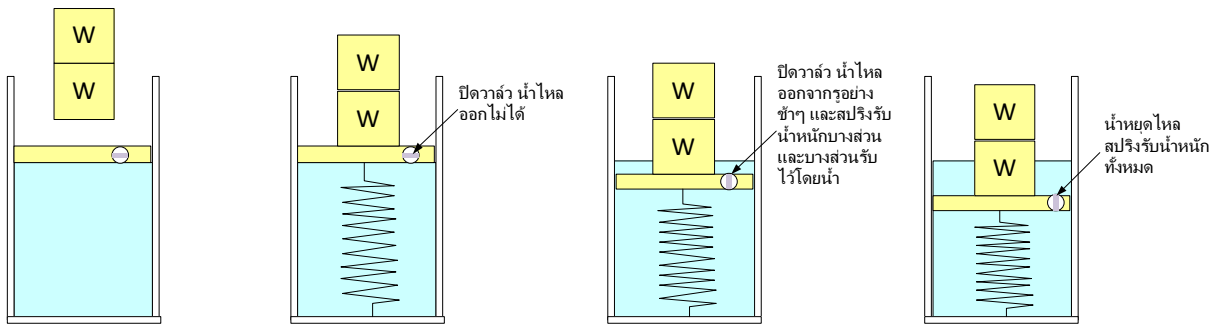
จากที่เราได้ศึกษาถึงการเปลี่ยนแปลงของปริมาตรดินเมื่อมีความเค้นกระทำต่อดิน ซึ่งเป็นการเปลี่ยนแปลงปริมาตรที่จุดสุดท้าย แต่ในการเปลี่ยนแปลงปริมาตรดินนั้นเกิดขึ้นเนื่องจากน้ำในช่องว่างระหว่างเม็ดดินไหลระบายออกไปเนื่องจากแรงดันดิน ในกรณีของดินที่มีขนาดอนุภาคเล็กมากเช่นดินเหนียว การระบายน้ำจะเป็นไปได้ช้า ดังนั้นการเปลี่ยนแปลงปริมาตรจึงไม่ไปอย่างฉับพลันแต่จะเป็นอย่างค่อยเป็นค่อยไปซึ่งในหัวข้อนี้จะศึกษาถึงความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนแปลงปริมาตร (ซึ่งมีผลต่อการทรุดตัวของดิน) กับเวลาและปัจจัยที่เกี่ยวข้องอื่นๆ เช่นลักษณะของการระบายน้ำ ความยาวของตัวอย่าง ค่าการซึมผ่านของดิน เป็นต้น

เนื่องจากกระบวนการ Consolidation เป็นกระบวนการที่ใช้เวลานานมากและการไหลของน้ำออกจากตัวอย่างเป็นไปได้ช้าๆ จนไม่สามารถสังเกตเห็นด้วยตาเปล่าได้ ในการทำความเข้าใจในกระบวนการอาจใช้แบบจำลองทางกายภาพดังรูปที่ 7-31

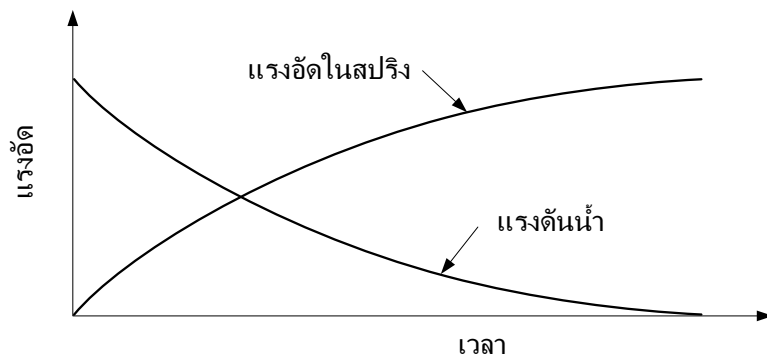


รูปที่ 7-31 แบบจำลองทางกายภาพของกระบวนการ Consolidation

ในบางตำราได้ใช้วิธีอุปมาโดยใช้สปริงในการอธิบายถึงกระบวนการส่งถ่ายแรงจากแรงภายนอกลงสู่ น้ำ และเม็ดดิน ซึ่งแนวคิดวิธีนี้แสดงดังรูปที่ 7-32 สำหรับแรงอัดในสปริงนั้นจะขึ้นกับเวลาที่น้ำถูกระบายผ่าน วาล์ว เมื่อน้ำไหลออกจากวาล์วทำให้ลูกสูบเคลื่อนที่ลง ลูกสูบจะกดสปริงเพิ่มขึ้นทำให้แรงอัดในสปริง เพิ่มขึ้นตามปริมาณน้ำที่ไหลออกจากวาล์ว เมื่อแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงภายนอกลดลงจนหมด (ไม่มี น้ำไหลออกจากวาล์วอีก) สปริงจะรับแรงอัดที่เกิดขึ้นทั้งหมดซึ่งแสดงเป็นความสัมพันธ์ได้ดังรูปที่ 7-33รูปที่ 7-33



รูปที่ 7-32 วิธีอุปมาโดยใช้สปริงและลูกสูบ ((Lambe and Whitman 1969)



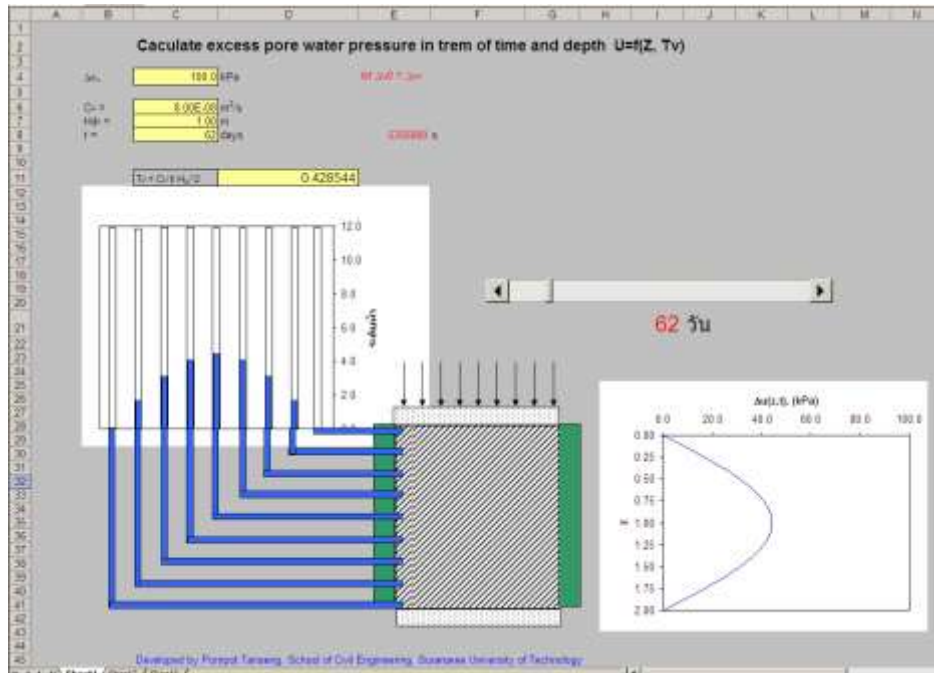
รูปที่ 7-33 แรงอัดที่ถ่ายลงสู่สปริงขึ้นอยู่กัเวลา

การศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างทรุดตัว (ดินเปลี่ยนแปลงปริมาตร) กับเวลาในปัญหาหนึ่งมิตินั้นแสดงดังตารางที่ 7-2

ตารางที่ 7-2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันน้ำส่วนเกินกับเวลาและหน่วยแรงประสิทธิผล

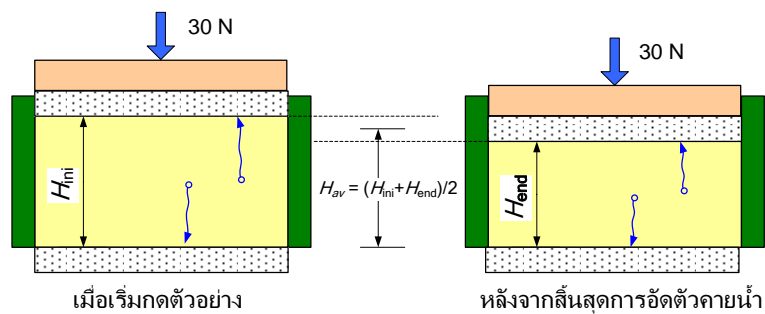
	<p>ที่เวลา $t = 0$ (เริ่มกดดินก่อให้เกิดหน่วยแรงกดเป็น $\Delta\sigma$) แรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในดินทุกจุดจะเท่ากับหน่วยแรงรวมที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักกด</p>
	<p>ที่เวลา $0 < t < \infty$ (ระหว่างที่น้ำยังไม่หยุดไหลออกจากดิน) แรงดันน้ำส่วนเกินจะลดลงเพราะมีน้ำบางส่วนไหลออกจากดิน จะเห็นว่าส่วนที่ติดกับจุดระบายน้ำจะมีแรงดันต่ำกว่าจุดที่อยู่ห่างจากจุดระบาย หน่วยแรงประสิทธิผลจะเพิ่มขึ้นตามแรงดันน้ำส่วนเกินที่ลดลง</p>
	<p>เวลา $t = \infty$ (เมื่อเวลาผ่านไปจนกระทั่งน้ำหยุดไหลออกจากดิน) แรงดันน้ำส่วนเกินจะไหลออกจากดินจนหมด ซึ่งเมื่อน้ำไหลออกจากดินจะทำให้ดินมีปริมาตรลดลง ซึ่งก่อให้เกิดการทรุดตัว หน่วยแรงประสิทธิผลในดินจะเพิ่มขึ้นจนเท่ากับหน่วยแรงรวม</p>

ตัวอย่าง โปรแกรม Excel ที่แสดงถึงการเปลี่ยนแปลงแรงดันของน้ำในมวลดินที่มีหน่วยแรงรวมกระทำ ณ. เวลาใดๆ



รูปที่ 7-34 ตัวอย่างโปรแกรม Excel ที่แสดงถึงการเปลี่ยนแปลงของแรงดันน้ำส่วนเกินในมวลดินที่เวลา t ใดๆ ณ ตำแหน่งต่างๆในมวลดิน

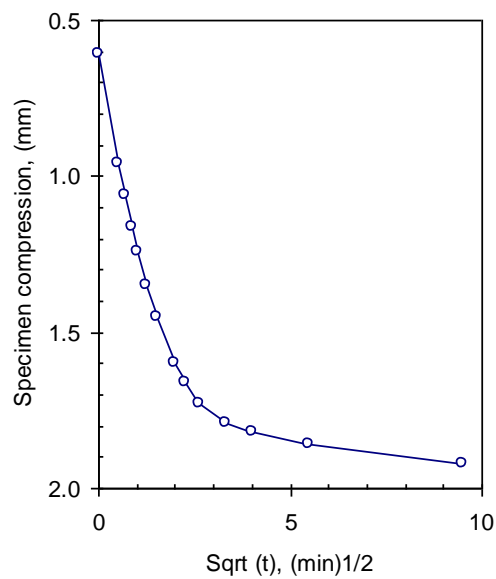
ในการเพิ่มน้ำหนักจะบันทึกปริมาณการยุบตัวที่เวลาต่างๆไว้ด้วย เนื่องจากการยุบตัวจะไม่ใช่การยุบตัวทันทีแต่จะเปลี่ยนแปลงไปตามเวลา การทรุดตัวที่คงที่ซึ่งถือว่าเป็นการทรุดตัวที่น้ำส่วนเกินไหลออกไปจากดินหมดแล้ว



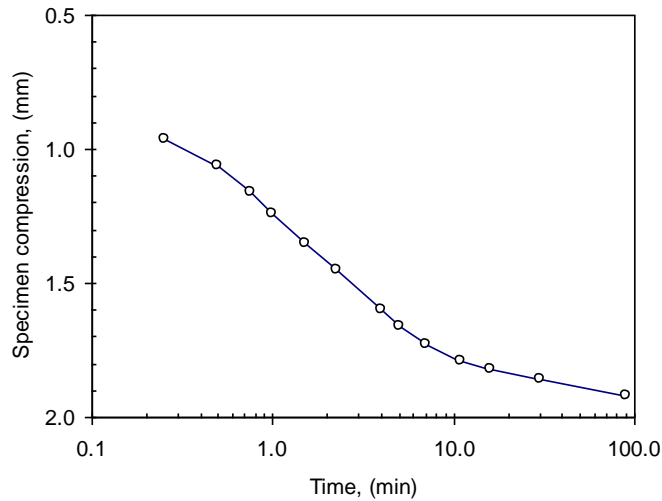
รูปที่ 7-35

Time from start of loading (min)	Specimen compression (mm)
0.00	0.61
0.25	0.96
0.50	1.06
0.75	1.16
1.00	1.24
1.50	1.35
2.25	1.45
4.00	1.60
5.00	1.66
7.00	1.73
11.00	1.79
16.00	1.82
30.00	1.86
90.00	1.92

และในการเพิ่มหน่วยแรงกดแต่ละครั้งต้องบันทึกการทรุดตัวของตัวอย่างที่สัมพันธ์กับเวลาไว้ด้วย



รูปที่ 7-36 ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวของตัวอย่างกับรากที่สองของเวลา



รูปที่ 7-37 ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวของตัวอย่างกับ logarithm ของเวลา

ซึ่งจากกราฟทั้งสองนี้เราจะใช้สำหรับการหาค่า Coefficient of consolidation ซึ่งจะได้อีกกล่าวในหัวข้อต่อไป

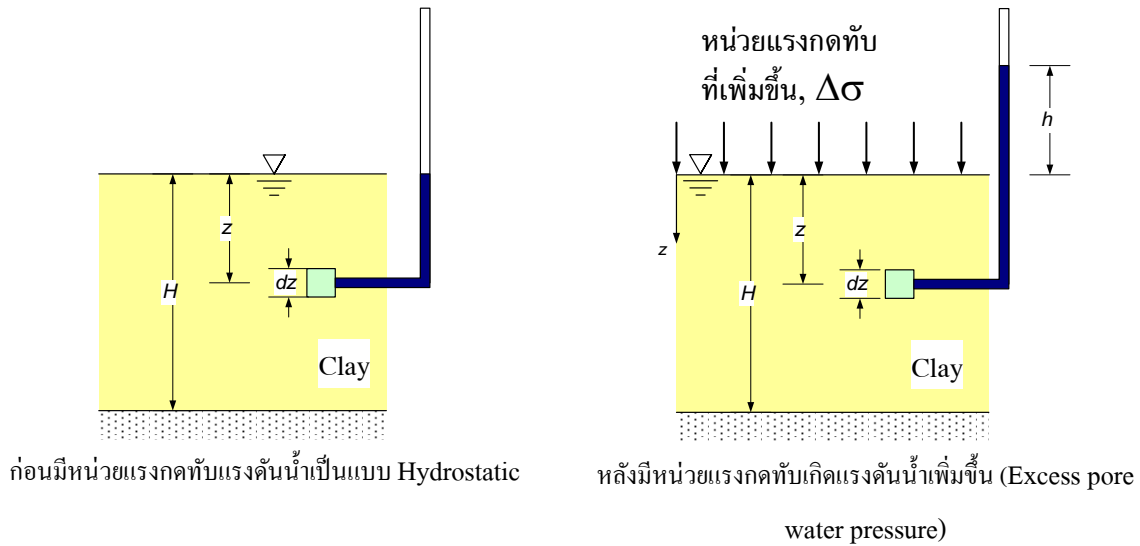
7.7 ทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติของ Terzaghi

7.7.1 สมมติฐาน

- การอัดตัวของดินและการไหลของน้ำในดินเกิดขึ้นใน 1 มิติโดยจะไม่มี การขยายตัวของดินทางด้านข้าง ($\varepsilon_{\text{lateral}} = 0$) ดังนั้นจะได้ความสัมพันธ์ระหว่าง Vertical strain, ε_v กับ Void ratio, e เป็น

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{e_0 - e}{1 + e_0}$$

- การไหลของน้ำเป็นไปตามกฎของ Darcy's
- ค่า Coefficient of permeability, k และ Modulus of volume compressibility, m_v คงที่ระหว่าง Consolidation
- ไม่มี Creep เกิดขึ้น (Secondary compression)
- น้ำหนักกดทับดินทันทีและพื้นที่ของการกดทับจะเป็นบริเวณกว้างมาก
- พิจารณา Element A ซึ่งมีขนาด (dx, dy, dz) ในมวลดินเหนียวที่มีพื้นที่ไม่จำกัด



รูปที่ 7-38

เมื่อดินถูกกดด้วย $\Delta\sigma$ มีแรงดันน้ำในดินเพิ่มขึ้น ซึ่ง Hydraulic gradient คือ

$$-\frac{\partial h}{\partial z} = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z}$$

$$-\partial u = \gamma_w \partial h$$

จากกฎของ Darcy ความเร็วในการไหลของน้ำ v ในเมื่อพิจารณาการไหลในแนวตั้งเท่านั้นคือ

$$v = ki = -k \frac{\partial h}{\partial z} = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z}$$

Velocity gradient, $\partial v / \partial z$ ในแนวตั้งคือ

$$\frac{\partial v}{\partial z} = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

เมื่อน้ำไหลออกจากดินทำให้ปริมาตรรวมของดินลดลงซึ่งการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินต่อเวลา dV / dt คือ

$$\frac{dV}{dt} = \frac{\partial v}{\partial z} (\partial x \partial y \partial z)$$

$$\frac{dV}{dt} = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} (\partial x \partial y \partial z)$$

การเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินเกิดจากการที่น้ำถูกบีบออกจากช่องว่างในเม็ดดิน ดังนั้นการเปลี่ยนแปลงปริมาตรต่อปริมาตรเริ่มต้นคือ

$$\frac{dV}{dx dy dz} = \frac{\partial e}{1 + e_0}$$

อัตราเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินต่อเวลา

$$\frac{dV}{dt} = \frac{\partial e}{\partial t} \left(\frac{1}{1 + e_0} \right) dx dy dz$$

จากสมมุติฐานข้อที่ 1 จะเกิดการยุบตัวในแนวตั้งเท่านั้น โดยไม่มีการขยายตัวออกด้านข้าง

$$m_v = \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial \sigma'_v} = - \frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} \frac{1}{1 + e_0}$$

จากสมมุติฐานข้อที่ 5 น้ำหนักกดทับเกิดขึ้นทันที ดังนั้นแรงดันน้ำจะเพิ่มขึ้นเท่ากับหน่วยแรงกด

$$\partial \sigma'_v = \partial u$$

อัตราการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินต่อเวลา แทนในสมการ (g) และ (f) ใน (e) จะได้

$$\frac{dV}{dt} = -m_v \frac{\partial u}{\partial t} (dx dy dz)$$

และ

$$-m_v \frac{\partial u}{\partial t} (dx dy dz) = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} (dx dy dz)$$

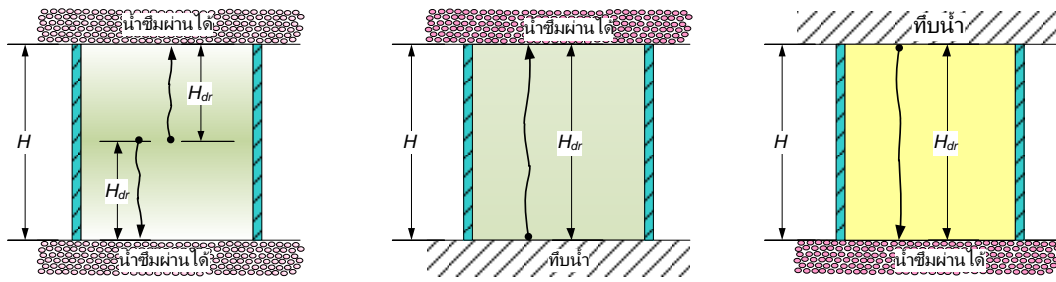
$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{m_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

ถ้าเราตั้ง $c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$ สุดท้ายจะได้สมการ

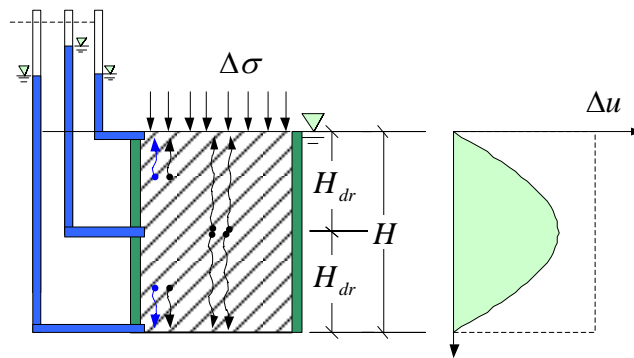
$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (7.6)$$

สมการนี้เป็นสมการ Differential สำหรับการอัดตัวคายน้ำในมิติเดียว ซึ่งอธิบายถึงการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำส่วนเกิน Excess pore pressure, Δu ในตัวอย่างเทียบกับเวลาและระยะทาง ซึ่งสามารถแก้สมการที่ 7.6 ได้และผลลัพธ์ที่ได้อยู่ในรูปของอนุกรมฟูริเยร์ (Fourier Series) โดยจะต้องมีการกำหนดเงื่อนไขขอบเขต (Boundary conditions) ดังนี้

- เมื่อเวลาเริ่มต้น $t = 0$ แรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้น Δu เท่ากับหน่วยแรงกระทำที่เพิ่มขึ้น $\Delta \sigma_v$
- ในการแก้ปัญหามุมให้มีการระบายน้ำได้ ทั้งด้านบนและด้านล่างของดิน
- ที่ด้านบนของดินซึ่งมีระยะ $z = 0$ มีแรงดันน้ำส่วนเกินเป็นศูนย์, $\Delta u = 0$
- ที่ด้านล่างของดินซึ่งมีระยะ $z = 2H_{dr}$ มีแรงดันน้ำส่วนเกินเป็นศูนย์, $\Delta u = 0$



รูปที่ 7-39 อธิบาย Drainage path, H_{dr}

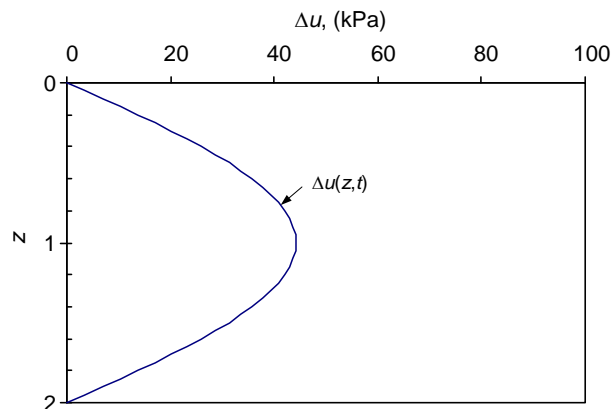


รูปที่ 7-40 เงื่อนไขขอบเขต

จะได้แรงดันน้ำส่วนเกินที่ความลึก z ที่เวลา t

$$\Delta u_z(z, t) = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2\Delta u_0}{M} \sin\left(\frac{Mz}{H_{dr}}\right) e^{-(M^2 T_v)} \quad (7.7)$$

โดย $T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2}$ และ $M = \frac{\pi}{2}(2m+1)$

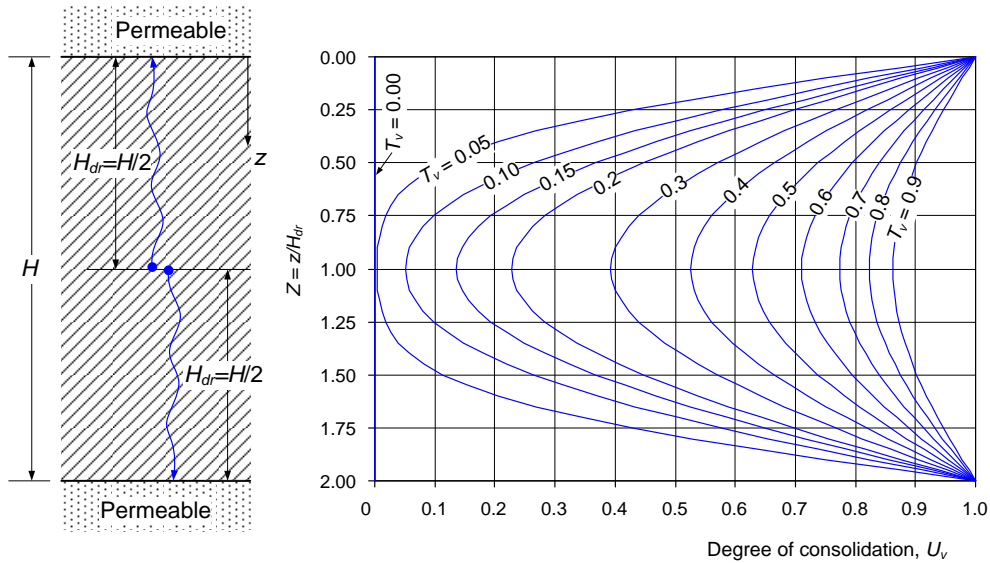


รูปที่ 7-41 Excess pore pressure ในตัวอย่างดินที่ตำแหน่ง z และเวลา t ใดๆ

และเรากำหนด Degree of consolidation ที่ระยะ z ใดๆ ได้จาก

$$U_z = \frac{\Delta u_0 - \Delta u_z}{\Delta u_0} = 1 - \frac{\Delta u_z}{\Delta u_0} \quad (7.8)$$

จากสมการที่ xx สามารถนำมาเขียนเป็นกราฟของ Degree of consolidation ของตัวอย่างดินที่ตำแหน่ง z และเวลา t โดย $t = T_v H_{dr}^2 / c_v$ ได้ดังรูปที่ 7-42 โดยการคำนวณอาจจะใช้โปรแกรม spread sheet เช่น Excel ในการคำนวณก็ได้ ดังรูป



รูปที่ 7-42 Degree of consolidation, U_z ที่ตำแหน่ง z และเวลา t ใดๆ

ความลึก z	Excess pore pressure $\Delta u = \frac{\Sigma \{(2^* \sin(MZ)^* e^{-TV/M^2})/M\}}$	Degree of conso. at depth z $U_z = 1 - \Delta u_z / \Delta u_0$	(%)
0.000	0.000	100.000	10000
0.050	0.018	0.982	98
0.100	0.036	0.964	96
0.150	0.054	0.946	95
0.200	0.071	0.929	93
0.250	0.089	0.911	91
0.300	0.105	0.895	89
0.350	0.121	0.879	88
0.400	0.136	0.864	86
0.450	0.150	0.850	85
0.500	0.164	0.836	84
0.550	0.176	0.824	82
0.600	0.187	0.813	81
0.650	0.197	0.803	80
0.700	0.206	0.794	79
0.750	0.214	0.786	79
0.800	0.220	0.780	78
0.850	0.225	0.775	78
0.900	0.228	0.772	77
0.950	0.231	0.769	77
1.000	0.231	0.769	77
1.050	0.231	0.769	77
1.100	0.228	0.772	77
1.150	0.225	0.775	78
1.200	0.220	0.780	78
1.250	0.214	0.786	79
1.300	0.206	0.794	79
1.350	0.197	0.803	80
1.400	0.187	0.813	81
1.450	0.176	0.824	82
1.500	0.164	0.836	84
1.550	0.150	0.850	85
1.600	0.136	0.864	86
1.650	0.121	0.879	88
1.700	0.105	0.895	89
1.750	0.089	0.911	91
1.800	0.071	0.929	93
1.850	0.054	0.946	95
1.900	0.036	0.964	96
1.950	0.018	0.982	98
2.000	0.000	1.000	100

Z	Uv at Tv = ?											
	0.05	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	
0.00	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
0.05	87.4	91.1	92.7	93.8	95.2	96.3	97.1	97.7	98.2	98.6	98.9	99.8
0.10	75.2	82.3	85.6	87.6	90.5	92.6	94.2	95.5	96.5	97.2	97.8	99.8
0.15	63.5	73.7	78.5	81.5	85.8	88.9	91.3	93.2	94.7	95.9	96.8	99.8
0.20	52.7	65.5	71.6	75.6	81.2	85.3	88.5	91.0	93.0	94.5	95.7	99.8
0.25	42.9	57.6	64.9	69.8	76.7	81.8	85.8	88.9	91.3	93.2	94.7	99.8
0.30	34.3	50.2	58.6	64.2	72.4	78.5	83.2	86.8	89.7	92.0	93.7	99.8
0.35	26.8	43.4	52.5	58.9	68.2	75.2	80.6	84.9	88.2	90.8	92.8	99.8
0.40	20.6	37.1	46.9	53.8	64.2	72.1	78.2	83.0	86.7	89.6	91.9	99.8
0.45	15.5	31.5	41.6	49.1	60.5	69.2	75.9	81.2	85.3	88.5	91.0	99.8
0.50	11.4	26.4	36.7	44.7	57.0	66.4	73.8	79.5	84.0	87.5	90.2	99.8
0.55	8.2	22.0	32.3	40.6	53.8	63.9	71.8	78.0	82.8	86.6	89.5	99.8
0.60	5.8	18.1	28.4	37.0	50.8	61.6	70.0	76.6	81.7	85.7	88.8	99.8
0.65	4.0	14.9	24.9	33.7	48.2	59.5	68.4	75.3	80.7	84.9	88.2	99.8
0.70	2.7	12.1	21.9	30.8	45.9	57.7	67.0	74.2	79.8	84.2	87.7	99.8
0.75	1.8	9.9	19.3	28.4	43.9	56.2	65.7	73.2	79.1	83.7	87.2	99.8
0.80	1.2	8.1	17.3	26.4	42.3	54.9	64.7	72.4	78.5	83.2	86.7	99.8
0.85	0.7	6.7	15.6	24.8	41.0	53.9	63.9	71.8	78.0	82.8	86.6	99.8
0.90	0.5	5.8	14.5	23.7	40.1	53.1	63.4	71.4	77.6	82.5	86.4	99.8
0.95	0.4	5.3	13.8	23.0	39.5	52.7	63.0	71.1	77.4	82.4	86.2	99.8
1.00	0.3	5.1	13.6	22.8	39.3	52.6	62.9	71.0	77.4	82.3	86.2	99.8
1.05	0.4	5.3	13.8	23.0	39.5	52.7	63.0	71.1	77.4	82.4	86.2	99.8
1.10	0.5	5.8	14.5	23.7	40.1	53.1	63.4	71.4	77.6	82.5	86.4	99.8
1.15	0.7	6.7	15.6	24.8	41.0	53.9	63.9	71.8	78.0	82.8	86.6	99.8
1.20	1.2	8.1	17.3	26.4	42.3	54.9	64.7	72.4	78.5	83.2	86.9	99.8
1.25	1.8	9.9	19.3	28.4	43.9	56.2	65.7	73.2	79.1	83.7	87.2	99.8
1.30	2.7	12.1	21.9	30.8	45.9	57.7	67.0	74.2	79.8	84.2	87.7	99.8
1.35	4.0	14.9	24.9	33.7	48.2	59.5	68.4	75.3	80.7	84.9	88.2	99.8
1.40	5.8	18.1	28.4	37.0	50.8	61.6	70.0	76.6	81.7	85.7	88.8	99.8
1.45	8.2	22.0	32.3	40.6	53.8	63.9	71.8	78.0	82.8	86.6	89.5	99.8
1.50	11.4	26.4	36.7	44.7	57.0	66.4	73.8	79.5	84.0	87.5	90.2	99.8
1.55	15.5	31.5	41.6	49.1	60.5	69.2	75.9	81.2	85.3	88.5	91.0	99.8
1.60	20.6	37.1	46.9	53.8	64.2	72.1	78.2	83.0	86.7	89.6	91.9	99.8
1.65	26.8	43.4	52.5	58.9	68.2	75.2	80.6	84.9	88.2	90.8	92.8	99.8
1.70	34.3	50.2	58.6	64.2	72.4	78.5	83.2	86.8	89.7	92.0	93.7	99.8
1.75	42.9	57.6	64.9	69.8	76.7	81.8	85.8	88.9	91.3	93.2	94.7	99.8
1.80	52.7	65.5	71.6	75.6	81.2	85.3	88.5	91.0	93.0	94.5	95.7	99.8
1.85	63.5	73.7	78.5	81.5	85.8	88.9	91.3	93.2	94.7	95.9	96.8	99.8
1.90	75.2	82.3	85.6	87.6	90.5	92.6	94.2	95.5	96.5	97.2	97.8	99.8
1.95	87.4	91.1	92.7	93.8	95.2	96.3	97.1	97.7	98.2	98.6	98.9	99.8
2.00	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0

รูปที่ 7-43 การใช้โปรแกรมตารางคำนวณ Excel ในการคำนวณค่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่ตำแหน่ง z ณ เวลา t

ในการระบุ Degree of consolidation, U_z ที่ตำแหน่ง z และเวลา t ใดๆ จะเป็นการไม่สะดวกในการพิจารณาและนำไปใช้ดังนั้นจึงได้คิดเป็นค่าเฉลี่ยของ Degree of consolidation โดยการ Integrate พื้นที่ใต้กราฟของแรงดันน้ำส่วนเกินทั้งหมดที่เวลา t หาคด้วยความหนาของตัวอย่าง $(\int_0^{2H_{dr}} \Delta u_z dz) / (2H_{dr})$ แล้วเทียบกับพื้นที่กราฟของแรงดันน้ำเริ่มต้น Δu_0 ดังสมการ

$$U = 1 - \frac{\left(\frac{1}{2H_{dr}}\right) \int_0^{2H_{dr}} \Delta u_z dz}{\Delta u_0} \tag{7.9}$$

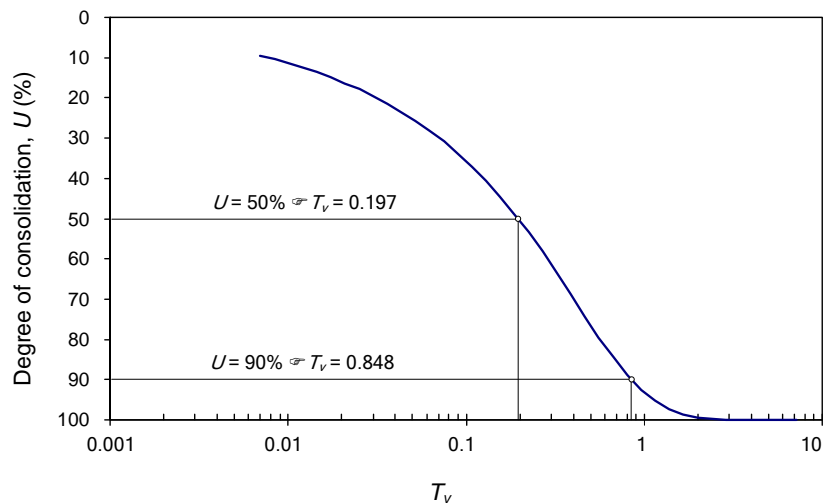
จะได้ค่าเฉลี่ย Degree of consolidation, U ในรูปของอนุกรม

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \tag{7.10}$$

สมการที่ 7.10 เป็นสมการที่ใช้คำนวณความสัมพันธ์ระหว่าง Average degree of consolidation กับเวลาซึ่งอยู่ในรูปของ Time factor ซึ่งเราสามารถคำนวณโดยใช้โปรแกรม Spreadsheet เช่น Excel ในการคำนวณโดยผลที่ได้สรุปไว้ดังตารางที่ 7.2 และเขียนเป็นความสัมพันธ์ด้วยกราฟดังรูปที่ 7-44

ตารางที่ 7.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง Average degree of consolidation กับ Time Factor

Average Degree of consolidation, U (%)	Time factor, T_v
0	0.000
10	0.008
20	0.031
30	0.071
40	0.126
50	0.197
60	0.287
70	0.403
80	0.567
90	0.848
100	∞



รูปที่ 7-44 ความสัมพันธ์ระหว่าง Average degree of consolidation กับ Time factor

ในการคำนวณ Average degree of consolidation เมื่อทราบค่า T_v โดยใช้สมการที่ 7.10 นั้นค่อนข้างยุ่งยากในการอ่านค่าจากกราฟจึงได้มีผู้ทำการ Fit curve ด้วยสมการและสรุปไว้ดังสมการต่อไปนี้

สำหรับ $U = 0\%$ ถึง 60%

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U\%}{100} \right)^2 \quad (7.11)$$

สำหรับ U มากกว่า 60%

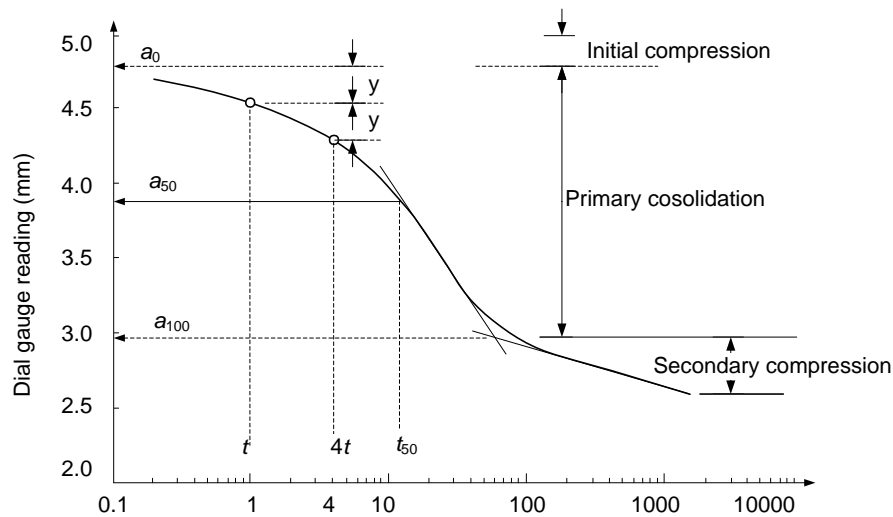
$$T_v = 1.781 - 0.933 \log(100 - U\%) \quad (7.12)$$

ซึ่งให้ผลการคำนวณค่า T_v ได้ตรงกับที่คำนวณได้จากสมการที่ 7.10 จึงมักจะนิยมใช้สมการข้างต้นในการคำนวณมากกว่า

7.7.2 การหาค่า Coefficient of permeability, c_v

ค่า Coefficient of consolidation โดยปกติจะลดลงเมื่อ liquid limit ของดินเพิ่มขึ้น ในการหาค่า c_v จะใช้วิธี Graphic คือ

7.7.2.1 วิธี Logarithm-of-time ซึ่งเสนอโดย Casagrande และ Taylor ในปี 1942

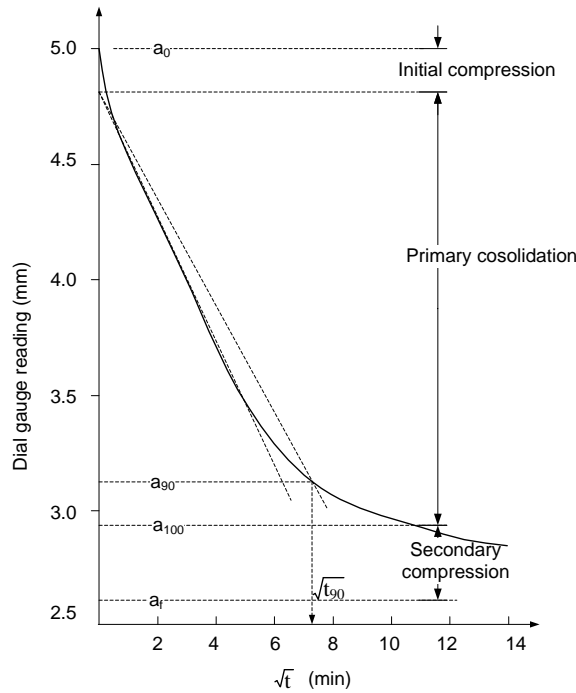


รูปที่ 7-45 การคำนวณค่า c_v โดยใช้ค่า t_{50}

ถ้า d_{50} คือการทรุดตัวที่ degree of consolidation = 50% ดังนั้นค่า $T_v = 0.197$ ค่า c_v ได้จากสมการ

$$c_v = \frac{0.197d^2}{t_{50}} \quad (7.13)$$

7.7.2.2 วิธี Square-root-time เสนอโดย Taylor ในปี 1942



รูปที่ 7-46

ในกรณีนี้ d_{90} คือการทรุดตัวที่ degree of consolidation = 90% ดังนั้นค่า $T_v = 0.848$ ค่า c_v ได้จากสมการ

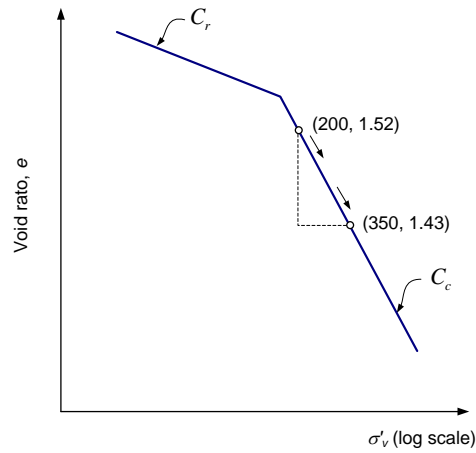
$$c_v = \frac{0.848d^2}{t_{90}} \quad (7.14)$$

ตัวอย่างที่ 7.4 หลักการพื้นฐานของกราฟ e-log sigma v

ในการทดสอบการอัดตัวคายน้ำที่หน่วยแรงกด 200 kPa จำนวนอัตราส่วนช่องว่าง e ได้ 1.52 และพบว่าจุดนี้อยู่บนเส้น Normally consolidated line ถ้าเพิ่มหน่วยแรงกดอีก 150 kPa พบว่า Void ratio เป็น 1.43

- a) จงคำนวณ Compression index, c_c
- b) ถ้าลดหน่วยแรงกดจนกระทั่งเหลือหน่วยแรงกดกระทำบนตัวอย่างเป็น 200 kPa และ Void ratio เพิ่มขึ้นเป็น 1.45 จงคำนวณ Recompression index, c_r และ OCR
- c) ถ้ากดตัวอย่างเพิ่มขึ้นอีกจนมีหน่วยแรงกดเป็น 500 kPa จงคำนวณ Void ratio

วิธีทำข้อ a) ถ้าจุดอยู่บน Normally consolidated line จะได้เส้นกราฟดังรูปที่ 7-47



รูปที่ 7-47

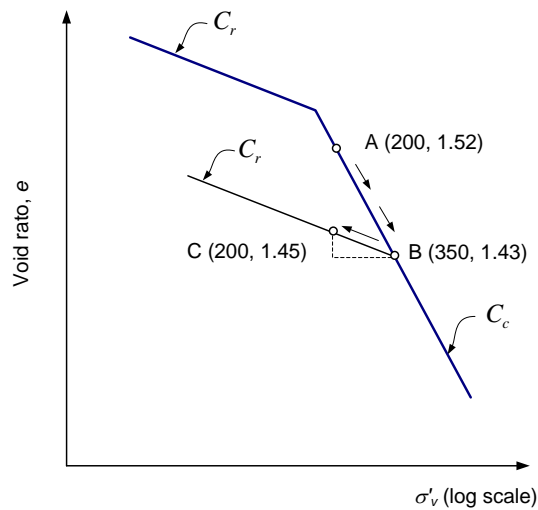
คำนวณค่า c_c

$$c_c = -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v}$$

$$c_c = -\frac{1.52 - 1.43}{\log 200 - \log 350} = 0.37$$

๒

วิธีทำข้อ b) ถ้าลดหน่วยแรงกดจนกระทั่งเหลือหน่วยแรงกดกระทำบนตัวอย่างเป็น 200 kPa จะได้กราฟ ดังรูปที่ 7-48



รูปที่ 7-48

คำนวณค่า c_r และ OCR

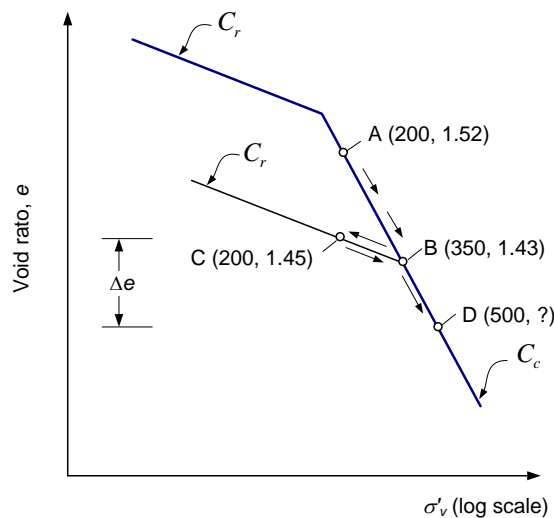
$$c_r = -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v}$$

$$c_r = -\frac{1.45 - 1.43}{\log 200 - \log 350} = 0.08$$

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} = \frac{350}{200} = 1.75$$

R

วิธีทำข้อ c) ถ้าเราเพิ่มหน่วยแรงกดจาก 200 kPa ไปเป็น 500 kPa จะผ่านเส้นตรงที่มีความชันต่างกัน ดังนั้นจึงแบ่งการคำนวณออกเป็นสองช่วง ดู



รูปที่ 7-49

$$\Delta e = c_r (\log 350 - \log 200) + c_c (\log 500 - \log 350)$$

$$\Delta e = 0.08 \left(\log \frac{350}{200} \right) + 0.37 \left(\log \frac{500}{350} \right)$$

$$\Delta e = 0.077$$

$$e_D = e_C - \Delta e$$

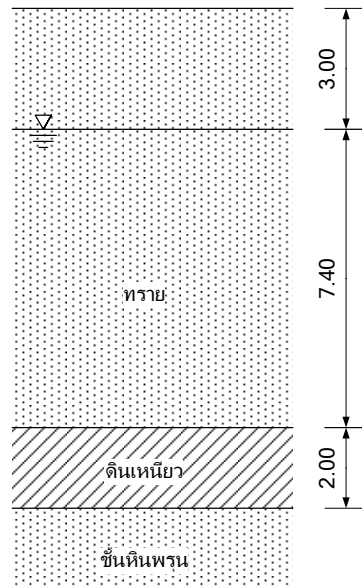
$$e_D = 1.45 - 0.077 = 1.37$$

R

ตัวอย่างที่ 7.5 การคำนวณการทรุดตัวกรณีดินเหนียว NC

จากชั้นดินดังรูปที่ 7-50 และข้อมูลที่กำหนดให้ จงคำนวณการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (primary consolidation settlement) เมื่อมีหน่วยแรงกดที่ผิวดินซึ่งก่อให้เกิดหน่วยแรงเพิ่มขึ้น σ'_v . กึ่งกลางชั้นดินเหนียว $\Delta \sigma'_v = 140$ kPa

กำหนดให้ void ratio ของทราย = 0.76, ดินเหนียวชนิด normally consolidated มีปริมาณน้ำในดิน = 43%, $c_c = 0.3$, $G_s = 2.7$, $\gamma_w = 9.8 \text{ kN/m}^3$



รูปที่ 7-50

วิธีทำ

1. เราต้องคำนวณหน่วยแรงเนื่องจากน้ำหนักกดทับของดินก่อน แต่เนื่องจากโจทย์ไม่ได้กำหนดหน่วยน้ำหนักให้โดยตรง ดังนั้นเราจะคำนวณได้โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและปริมาตร

$$\text{จาก } \gamma_t = \gamma_w \left(\frac{e + G_s}{1 + e} \right) \text{ และ } e = wG_s$$

$$(\gamma_t)_{\text{clay}} = 9.8 \left(\frac{0.43 \times 2.7 + 2.7}{1 + 0.43 \times 2.7} \right) = 17.5 \text{ kN/m}^3$$

$$(\gamma_t)_{\text{sand}} = 9.8 \left(\frac{0.76 + 2.7}{1 + 0.76} \right) = 19.3 \text{ kN/m}^3$$

2. คำนวณหน่วยแรงประสิทธิผลที่กึ่งกลางของชั้นดินเหนียว

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u$$

$$\sigma'_{v0} = (19.3 \times 3) + (19.3 \times 7.4) + (17.5 \times 1) - 9.8(7.4 + 1) = 135.9 \text{ kPa}$$

3. คำนวณหน่วยแรงประสิทธิผลรวมระหว่างหน่วยแรงในเนื้อดินเดิมกับหน่วยแรงที่เกิดจากแรงกระทำภายนอก

$$(\Delta\sigma_v)_{\text{final}} = 135.9 + 140 = 275.9 \text{ kPa}$$

4. คำนวณการทรุดตัวเนื่องจาก primary consolidation, $e_0 = (0.43)(2.7) = 1.16$

$$\rho_{\text{prim. conso.}} = \frac{H_0}{1 + e_0} c_c \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right)$$

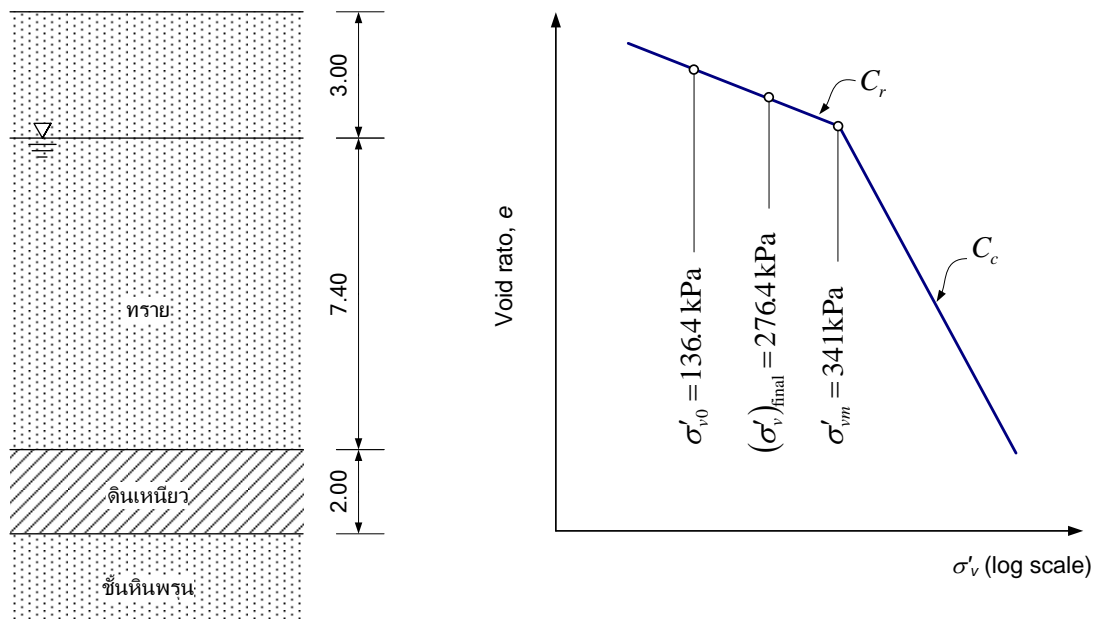
$$\rho_{\text{prim. conso.}} = \frac{2\text{m}}{1 + 1.16} (0.3) \log \left(\frac{275.9\text{kPa}}{135.9\text{kPa}} \right) = 85.4\text{mm}$$

R

ตัวอย่างที่ 7.6

จากชั้นดินดังรูปและข้อมูลที่กำหนดให้ จงคำนวณการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (primary consolidation settlement) เมื่อมีหน่วยแรงกดที่ผิวดินกระทำดังรูปที่ 7-51 ซึ่งก่อให้เกิดหน่วยแรงเพิ่มขึ้น ณ กึ่งกลางชั้นดินเหนียว $\Delta\sigma'_v = 140 \text{ kPa}$

กำหนดให้ water content ของดินเหนียว = 38%, $OCR = 2.5$, $c_c = 0.3$, $c_r = 0.05$, $G_s = 2.7$, $\gamma_w = 9.8 \text{ kN/m}^3$



รูปที่ 7-51

วิธีทำ

1. คำนวณหน่วยแรงประสิทธิผลที่กึ่งกลางของชั้นดินเหนียว (หน่วยน้ำหนักของดินเหนียว $\gamma_{clay} = 18 \text{ kN/m}^3$)

$$\sigma'_{v0} = (19.3 \times 3) + (19.3 \times 7.4) + (18.0 \times 1) - 9.8(7.4 + 1) = 136.4\text{kPa}$$

2. คำนวณหน่วยแรงประสิทธิผลมากที่สุดที่ดินเคยโดนกดทับ

$$\sigma'_{vm} = \sigma'_{v0} \times OCR$$

$$\sigma'_{vm} = 136.4 \times 2.5 = 341 \text{ kPa}$$

3. คำนวณหน่วยแรงประสิทธิผลสุดท้าย

$$(\sigma'_v)_{\text{final}} = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$$

$$(\sigma'_v)_{\text{final}} = 136.4 + 140 = 276.4 \text{ kPa} < \sigma'_{vm}$$

4. คำนวณการทรุดตัวเนื่องจาก primary consolidation, $e_0 = (0.38)(2.7) = 1.026$

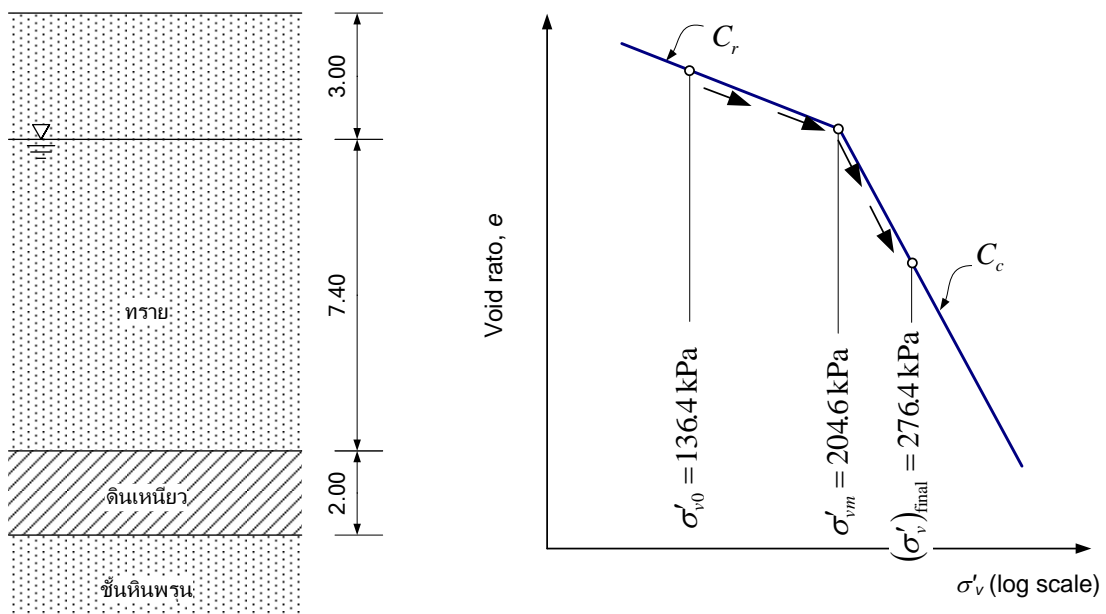
$$\rho_{\text{prim. conso.}} = \frac{H_0}{1+e_0} c_c \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)$$

$$\rho_{\text{prim. conso.}} = \frac{2\text{m}}{1+1.026} (0.05) \log\left(\frac{276.4 \text{ kPa}}{136.4 \text{ kPa}}\right) (1000) = 15 \text{ mm}$$

ตัวอย่างที่ 7.7

จากชั้นดินดังรูปและข้อมูลที่กำหนดให้ จงคำนวณการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (primary consolidation settlement) เมื่อมีหน่วยแรงกดที่ผิวดินกระทำดังรูปที่ 7-51 ซึ่งก่อให้เกิดหน่วยแรงเพิ่มขึ้น ณ กึ่งกลางชั้นดินเหนียว $\Delta\sigma'_v = 140 \text{ kPa}$

กำหนดให้ water content ของดินเหนียว = 38%, $OCR = 1.5$, $c_c = 0.3$, $c_r = 0.05$, $G_s = 2.7$, $\gamma_w = 9.8 \text{ kN/m}^3$



รูปที่ 7-52

วิธีทำ

1. คำนวณหน่วยแรงประสิทธิผลที่กึ่งกลางของชั้นดินเหนียว (หน่วยน้ำหนักของดินเหนียว $\gamma_{clay} = 18 \text{ kN/m}^3$)

$$\sigma'_{v0} = (19.3 \times 3) + (19.3 \times 7.4) + (18.0 \times 1) - 9.8(7.4 + 1) = 136.4 \text{ kPa}$$

2. คำนวณหน่วยแรงประสิทธิผลมากที่สุดที่ดินเคยโดนกดทับ

$$\sigma'_{vm} = 136.4 \times 1.5 = 204.6 \text{ kPa}$$

3. คำนวณหน่วยแรงประสิทธิผลสุดท้าย

$$(\sigma'_v)_{\text{final}} = 136.4 + 140 = 276.4 \text{ kPa} > \sigma'_{vm}$$

4. คำนวณการทรุดตัวเนื่องจาก primary consolidation

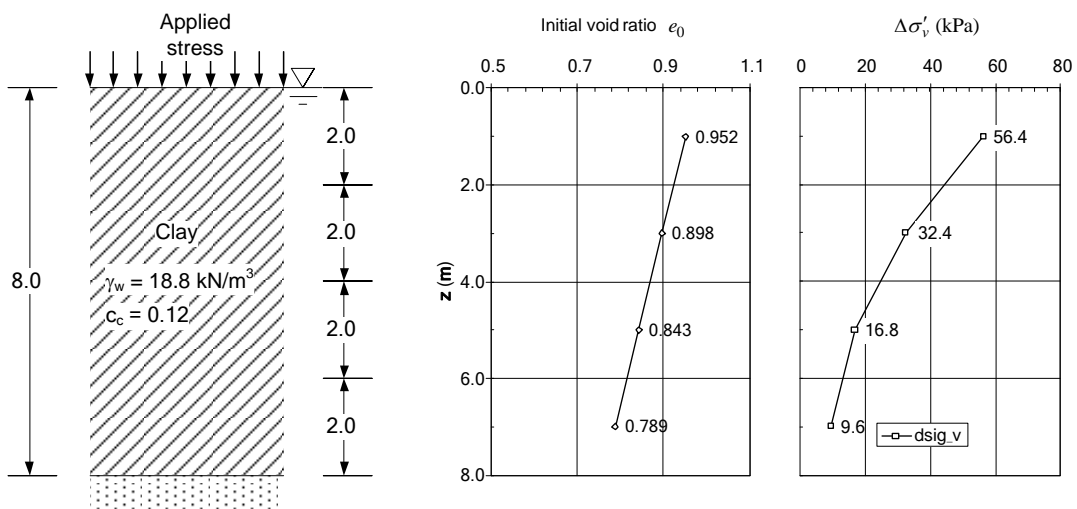
$$\rho_{\text{prim. conso.}} = \frac{H_0}{1+e_0} c_r \log\left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}}\right) + \frac{H_0}{1+e_0} c_c \log\left(\frac{(\sigma'_v)_{\text{final}}}{\sigma'_{vm}}\right)$$

$$\rho_{\text{prim. conso.}} = \frac{2m}{1+1.026} (0.05) \log\left(\frac{204.6 \text{ kPa}}{136.4 \text{ kPa}}\right) + \frac{2m}{1+1.026} (0.3) \log\left(\frac{276.4 \text{ kPa}}{204.6 \text{ kPa}}\right) = 0.047 \text{ m}$$

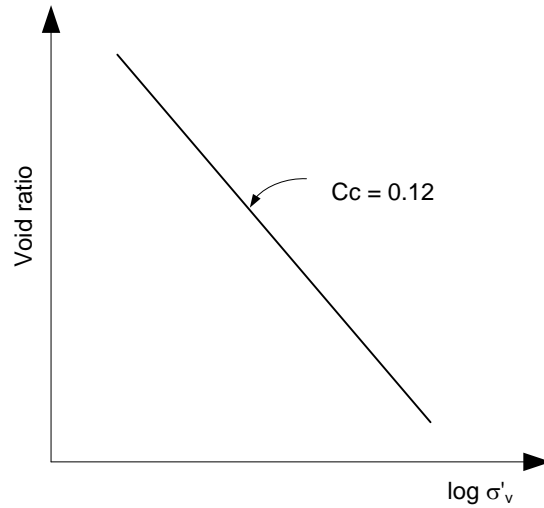
ตัวอย่างที่ 7.8

Normally Consolidated clay หนา 8 เมตร ถ้ามียุติ net uniform pressure 60 kN/m^2 กระทำที่ผิวดิน จงหาปริมาณการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำให้ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับผิวดิน

กำหนดให้: Bulk unit weight = 18.8 kN/m^2 , Specific gravity = 2.72, Compression index, $c_c = 0.12$, Void ratio ลดลงเชิงเส้นและหน่วยแรงในดินที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากแรงดันที่ผิวดิน แสดงดังรูปที่ 7-54

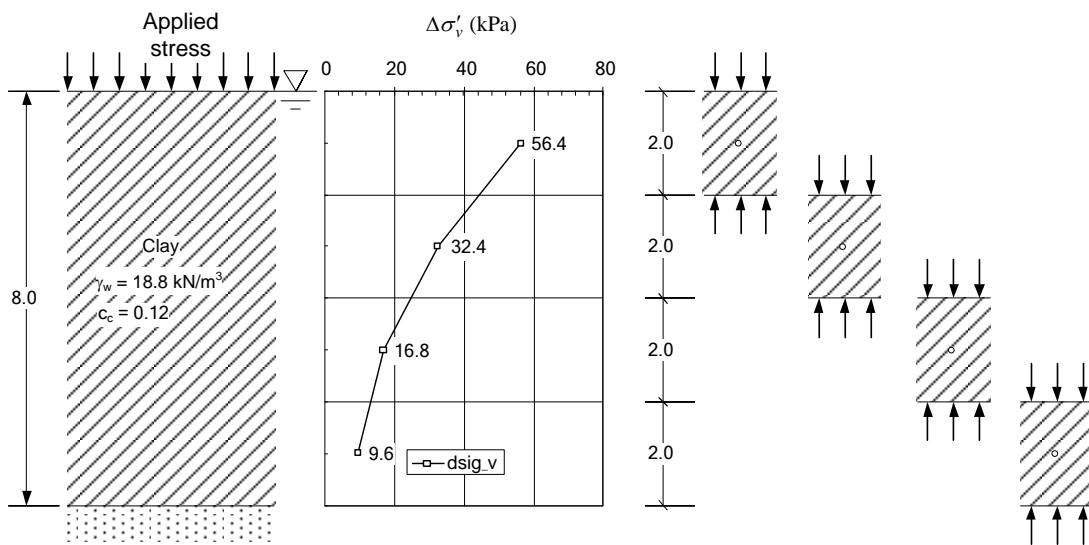


รูปที่ 7-53



รูปที่ 7-54

ในการคำนวณจะแบ่งดินเป็นชั้นย่อย เนื่องจากหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นไม่คงที่และไม่มีลักษณะเป็นเส้นตรง ในการคำนวณเลือกจำนวนที่กึ่งกลางชั้นดินที่แบ่งไว้ โดยคำนวณการทรุดตัวของดินแต่ละชั้นแล้วนำมารวมกันจึงจะเป็นการทรุดตัวของชั้นดินเหนียวทั้งหมด



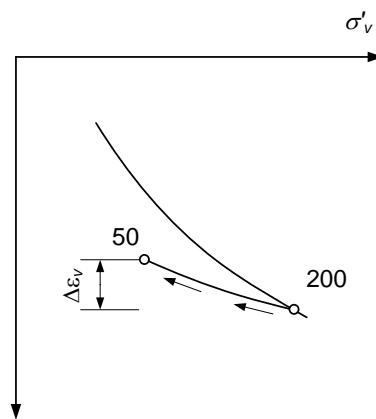
รูปที่ 7-55

จุดที่	ระยะ z	σ'_{v0}	e_0	$\Delta\sigma'_v$	$\Delta\sigma'_f$	$\rho = \frac{H}{1+e_0} c_c \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{v0}}\right)$
1	1.0	$= (18.8)(1.0) - (9.81)(1.0) = 8.99$	0.952	56.4	65.39	$= \frac{2.0}{1+0.952} (0.12) \log\left(\frac{65.39}{8.99}\right) = 0.106$
2	3.0	$= (18.8)(3.0) - (9.81)(3.0) = 26.97$	0.898	32.4	59.37	$= \frac{2.0}{1+0.898} (0.12) \log\left(\frac{59.37}{26.97}\right) = 0.043$
3	5.0	$= (18.8)(5.0) - (9.81)(5.0) = 44.95$	0.843	16.8	61.75	$= \frac{2.0}{1+0.843} (0.12) \log\left(\frac{61.75}{44.95}\right) = 0.018$
4	7.0	$= (18.8)(7.0) - (9.81)(7.0) = 62.93$	0.789	9.6	72.53	$= \frac{2.0}{1+0.789} (0.12) \log\left(\frac{72.53}{62.93}\right) = 0.018$
						0.176

ตัวอย่างที่ 7.9

ในการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ เมื่อกดตัวอย่างด้วยหน่วยแรงกด 200 kPa พบว่าตัวอย่างมีความหนา 18mm ถ้าวาลหน่วยแรงกดลงจนเหลือ 50 kPa ทำให้ดินขยายตัวขึ้นมา 0.5mm จงคำนวณ Modulus of volume compressibility (m_v) และ Confined Elastic Modulus (E'_c)

ในการคำนวณค่า m_v เราจะเขียนกราฟโดยให้แกนราบเป็น σ'_v (ไม่ใช่ $\log \sigma'_v$) และแกนตั้งเป็น ε_v ดังรูปที่ 7-56



รูปที่ 7-56

- ที่หน่วยแรงกด 200 kPa ตัวอย่างจะเกิด ε_v เท่ากับ

$$\varepsilon_v = \frac{20 - 18}{20} = 0.1$$

- ที่หน่วยแรงกด 50 kPa ตัวอย่างจะเกิด ε_v เท่ากับ

$$\varepsilon_v = \frac{20 - 18.5}{20} = 0.075$$

- คำนวณค่า m_v

$$m_v = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \sigma'_v} = \frac{0.1 - 0.075}{200 - 50} = 1.67 \times 10^{-4} \frac{\text{m/m}}{\text{kPa}} \quad \text{B}$$

4. กำหนดค่า E'_c

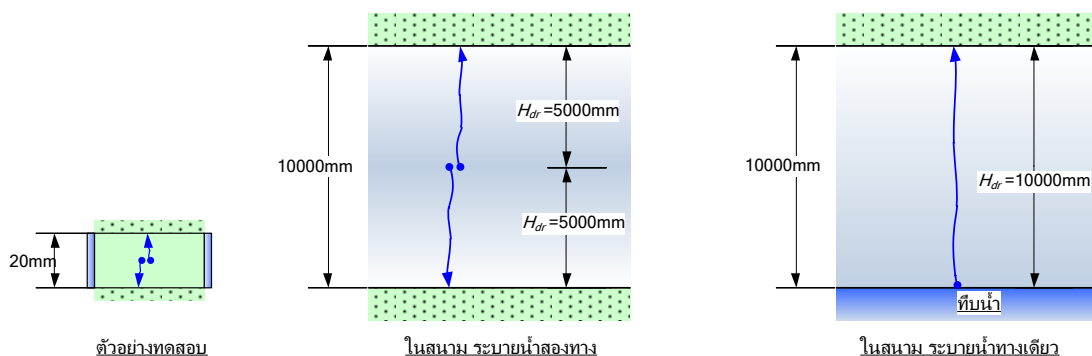
$$E'_c = \frac{1}{m_v} = \frac{1}{1.67 \times 10^{-4}} = 5988 \text{ kPa} \quad \text{B}$$

ตัวอย่างที่ 7.10

เก็บตัวอย่างขึ้นมาจากความลึก 10m และนำมาทดสอบการอัดตัวด้วยน้ำโดยใช้ตัวอย่างเส้นผ่านศูนย์กลาง 75mm หนา 20mm ในขณะที่ทำการทดสอบกดด้วยหน่วยแรงกดค่าหนึ่งพบว่าต้องใช้เวลา 15 นาทีจึงจะมี Degree of consolidation = 50%

a) ถ้าชั้นดินจริงหนา 10m มีหน่วยแรงกดและมีการระบายน้ำเหมือนกับตัวอย่างในห้องปฏิบัติการ จงคำนวณเวลาที่ดินจริงจะมี degree of consolidation = 50%

b) ถ้าชั้นดินจริงหนา 10m มีหน่วยแรงกดเท่ากับหน่วยแรงกดในห้องปฏิบัติการ จงคำนวณเวลาที่ดินจริงจะมี degree of consolidation = 50% ถ้าชั้นดินจริงระบายน้ำได้ทางเดียว



รูปที่ 7-57

วิธีทำข้อ a) ถ้าดินมี Degree of consolidation เท่ากันจะมี T_v เท่ากัน ในกรณีนี้ดินระบายน้ำได้สองทิศทาง

$$\frac{c_v t_{\text{field}}}{(H_{dr}^2)_{\text{field}}} = \frac{c_v t_{\text{lab}}}{(H_{dr}^2)_{\text{lab}}}$$

$$t_{\text{field}} = \frac{(H_{dr}^2)_{\text{field}}}{(H_{dr}^2)_{\text{lab}}} (t_{\text{lab}})$$

$$t_{\text{field}} = \frac{(10000/2)^2}{(20/2)^2} (15 \text{ min})$$

$$t_{\text{field}} = 7.13 \text{ years} \quad \text{B}$$

b) ถ้าชั้นดินจริงมีการระบายน้ำได้ทางเดียว

$$t_{\text{field}} = \frac{(10000)^2}{(20/2)^2} (15 \text{ min})$$

$$t_{\text{field}} = 28.54 \text{ years}$$

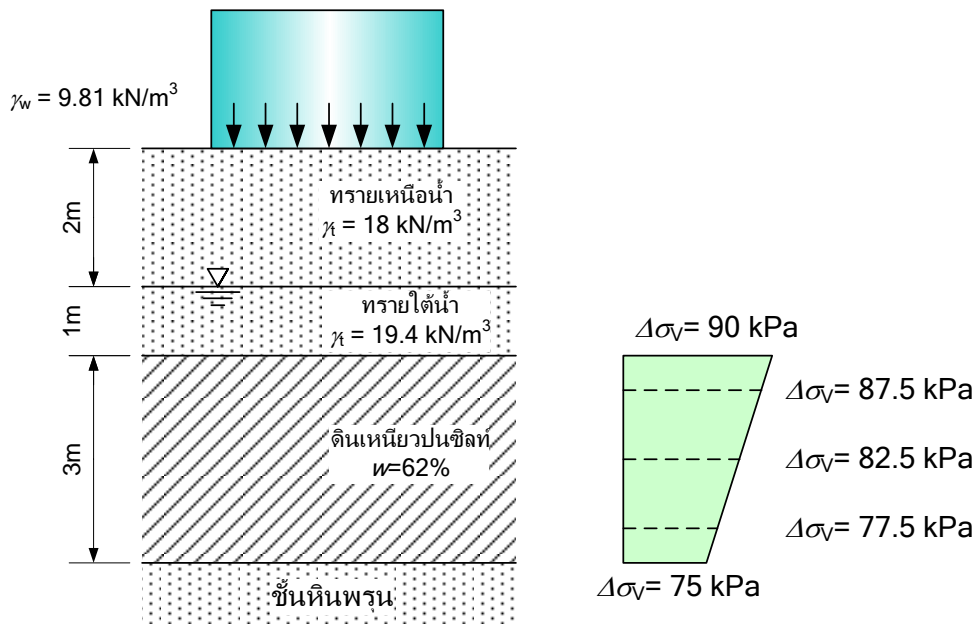
๒

ตัวอย่างที่ 7.11

ฐานรากของถังเก็บน้ำวางอยู่บนชั้นดินดังรูป ก่อนก่อสร้างได้เก็บตัวอย่างมาทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยตัวอย่างมีขนาด เส้นผ่าศูนย์กลาง 75mm หนา 20mm และได้ความชื้นในดินก่อนทดสอบ = 62%, $G_s = 2.7$ ในการทดสอบจะเพิ่มน้ำหนักและรอจนกระทั่งแน่ใจว่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดจากน้ำหนักกดทับระบายออกไปหมด ผลการทดสอบแสดงในตาราง ถ้าบรรจุน้ำเต็มถึงจะเกิดหน่วยแรงกดขึ้นที่ผิวบนของชั้นดินเหนียว 90 kPa และเกิดหน่วยแรงกด 75 kPa ที่ผิวล่างของชั้นดินเหนียว

กำหนดให้ดินเหนียวมี อัตราส่วนช่องว่างเริ่มต้น $e_0 = 1.67$ และมีหน่วยน้ำหนัก $\gamma_w = 16 \text{ kN/m}^3$

1. จงคำนวณการทรุดตัวเนื่องจาก primary consolidation เมื่อมีน้ำบรรจุอยู่เต็มถึง
2. จงเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างระยะทรุดตัวและเวลา



รูปที่ 7-58

ตารางที่ 7-3 หน่วยแรงกดกับระยะยุบตัว

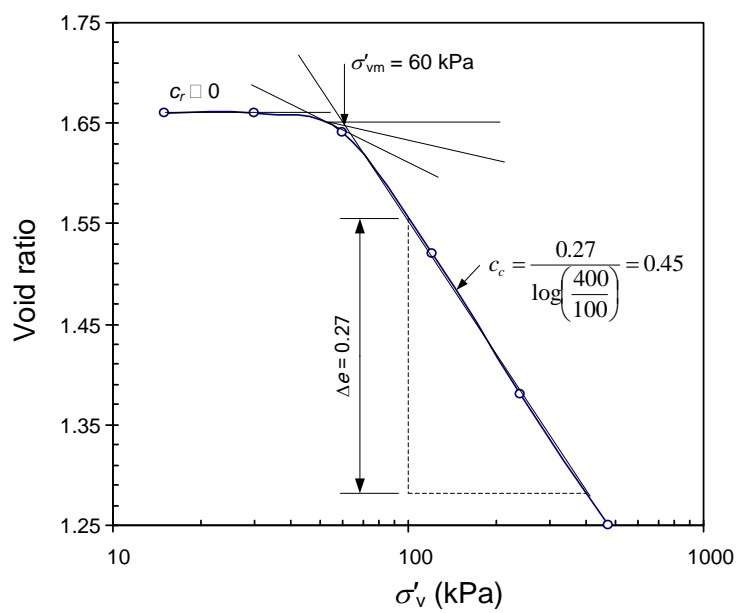
หน่วยแรงประสิทธิผล (kPa)	ระยะยุบของตัวอย่าง (mm)
15	0.10
30	0.11
60	0.21
120	1.13
240	2.17
480	3.15

ตารางที่ 7-4 เวลาและระยะยุบตัวที่หน่วยแรงกด 200 kPa

เวลา (min)	ระยะยุบของตัวอย่าง (mm)
0	0
0.25	0.22
1	0.42
4	0.60
9	0.71
16	0.79
36	0.86
64	0.91
100	0.93

σ'_v (kPa)	ระยะบวมของตัวอย่าง ΔH_c (mm)	$e = e_0 - \frac{\Delta H}{H_0}(1+e_0)$
15	0.10	$1.67 - (0.1/20) \cdot (1+1.67) = 1.66$
30	0.11	$1.67 - (0.11/20) \cdot (1+1.67) = 1.66$
60	0.21	$1.67 - (0.21/20) \cdot (1+1.67) = 1.64$
120	1.13	$1.67 - (1.13/20) \cdot (1+1.67) = 1.52$
240	2.17	$1.67 - (2.17/20) \cdot (1+1.67) = 1.38$
480	3.15	$1.67 - (3.15/20) \cdot (1+1.67) = 1.25$

เขียนกราฟเพื่อหาค่า c_c และ σ'_{vm} โดยความหนาตัวอย่างเริ่มต้น, $H_0 = 20\text{mm}$ และเขียนกราฟได้ดังรูป



รูปที่ 7-59

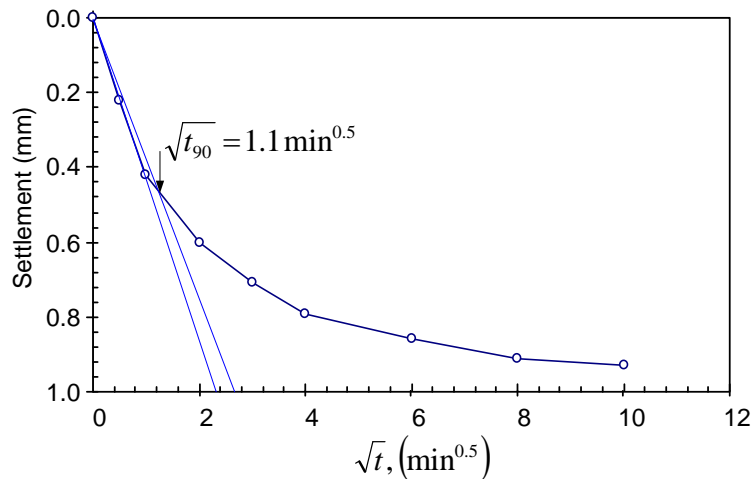
คำนวณระยะทรุดตัวโดยแบ่งชั้นดินเหนียวออกเป็น 3 ชั้นซึ่งหนาชั้นละ 1 เมตร แล้วคำนวณการทรุดตัวของแต่ละชั้นย่อยจากนั้นนำมารวมกัน

ตารางที่ 7-5

ชั้นที่	σ'_{v0} ที่กึ่งกลางชั้นย่อย (kPa)	$\Delta\sigma'_v$ (kPa)	$\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$ (kPa)	$\rho_{\text{prim. conso.}}$
1	$(18)(2) + (19.4)(1.0) + (16)(0.5) - (9.81)(1.5) = 48.7$	87.5	136.2	$\rho_c = \frac{1000}{1+1.67} (0) \log\left(\frac{60}{48.7}\right) + \frac{1000}{1+1.67} (0.45) \log\left(\frac{136.2}{60}\right) = 60 \text{ mm}$
2	$(18)(2) + (19.4)(1.0) + (16)(1.5) - (9.81)(2.5) = 54.9$	82.5	137.4	$\rho_c = \frac{1000}{1+1.67} (0) \log\left(\frac{60}{54.9}\right) + \frac{1000}{1+1.67} (0.45) \log\left(\frac{137.4}{60}\right) = 60.6 \text{ mm}$
3	$(18)(2) + (19.4)(1.0) + (16)(2.5) - (9.81)(3.5) = 61.1$	77.5	138.6	$\rho_c = \frac{1000}{1+1.67} (0.45) \log\left(\frac{138.6}{61.1}\right) = 60 \text{ mm}$
รวม				180.6 mm

b) เขียนกราฟการทรุดตัวที่สัมพันธ์กับเวลา

ในการเขียนกราฟการทรุดตัวเทียบกับเวลา เราจะคำนวณการทรุดตัวที่ $U = 0\%$ ไปจนถึง $U = 100\%$ ซึ่งเมื่อเรารู้ค่า U เราจะหาค่า T_v (จากตาราง) ได้ จากนั้นไปคำนวณเป็นเวลา $t = T_v H_{dr}^2 / c_v$ และการทรุดตัวที่ค่า U ใดๆ คำนวณได้จาก $\rho_t = U \rho_{\text{total primary conso.}}$ สำหรับค่า c_v เราจะต้องเลือกใช้ค่า c_v ซึ่งสอดคล้องกับหน่วยแรงกดที่เกิดขึ้น ในกรณีนี้เราใช้ค่า c_v ที่หน่วยแรงกดมีค่าเท่ากับ 240 kPa

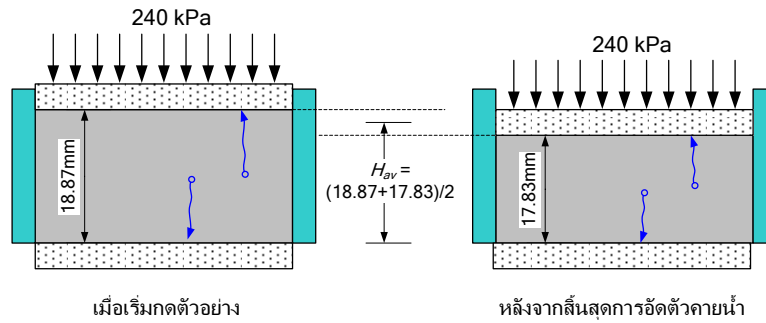


รูปที่ 7-60

$$t_{90} = (1.1)^2 = 1.21 \text{ min}$$

$$c_v = \frac{T_v H_{dr}^2}{t_{90}}$$

H_{dr} เป็นความหนาของตัวอย่าง แต่เนื่องจากความหนาของตัวอย่างไม่คงที่เราจึงใช้ค่าเฉลี่ยความหนา โดยมีหลักการดังรูปที่ 7-61



รูปที่ 7-61

$$H_{av} = \frac{18.87 + 17.83}{2} = 18.35 \text{ mm}$$

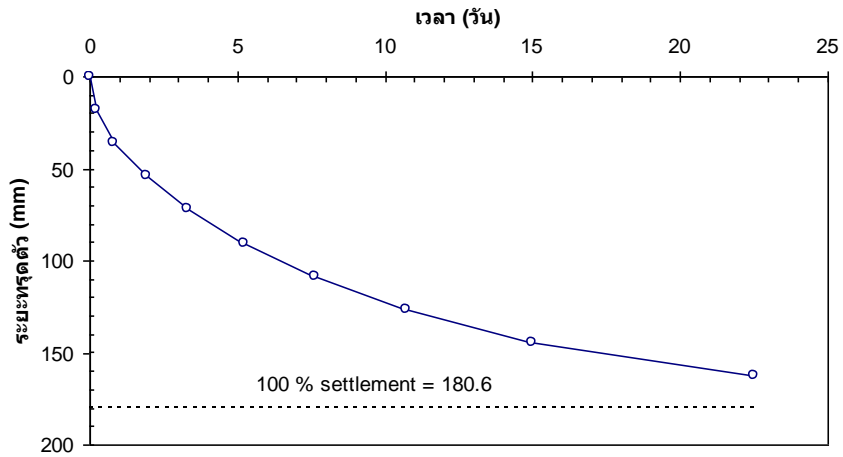
เนื่องจากระบายน้ำสองทาง

$$c_v = \frac{0.848(18.35/2)^2}{1.21} = 58.99 \text{ mm}^2/\text{min}$$

ตารางที่ 7-6

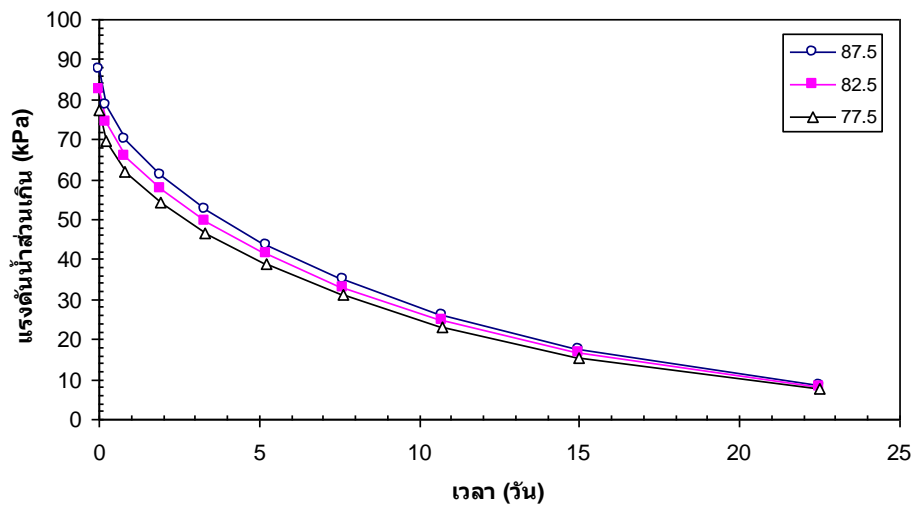
$U(\%)$	T_v	$\rho_r = U \times \rho_{prim. \text{ conso.}}$ (mm)	$t = \frac{T_v H_{dr}^2}{c_v} \frac{1}{60 \times 24}$ (วัน)
10	0.008	$0.1 \times 180.6 = 18.1$	$(0.008 \times 1.5^2) / 58.99 \times 10^{-6} = 0.2$
20	0.031	$0.2 \times 180.6 = 36.1$	$(0.031 \times 1.5^2) / 58.99 \times 10^{-6} = 0.8$
30	0.071	$0.3 \times 180.6 = 54.2$	$(0.071 \times 1.5^2) / 58.99 \times 10^{-6} = 1.9$
40	0.126	$0.4 \times 180.6 = 72.2$	$(0.126 \times 1.5^2) / 58.99 \times 10^{-6} = 3.3$
50	0.197	$0.5 \times 180.6 = 90.3$	$(0.197 \times 1.5^2) / 58.99 \times 10^{-6} = 5.2$
60	0.287	$0.6 \times 180.6 = 108.4$	$(0.287 \times 1.5^2) / 58.99 \times 10^{-6} = 7.6$
70	0.403	$0.7 \times 180.6 = 126.4$	$(0.403 \times 1.5^2) / 58.99 \times 10^{-6} = 10.7$
80	0.567	$0.8 \times 180.6 = 144.5$	$(0.567 \times 1.5^2) / 58.99 \times 10^{-6} = 15$
90	0.848	$0.9 \times 180.6 = 162.5$	$(0.848 \times 1.5^2) / 58.99 \times 10^{-6} = 22.5$

ซึ่งเขียนกราฟการทรุดตัวกับเวลาได้ดังรูปที่ 7-62

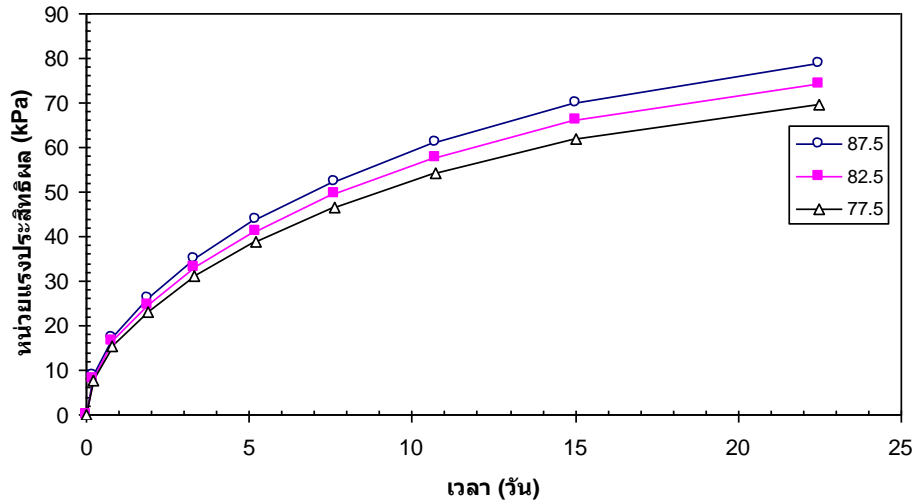


รูปที่ 7-62

ซึ่งเราจะเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงดันน้ำส่วนเกินที่ชั้นดินใดๆกับเวลาหรือความสัมพันธ์ระหว่าง หน่วยแรงประสิทธิผลกับเวลาได้เช่นกัน



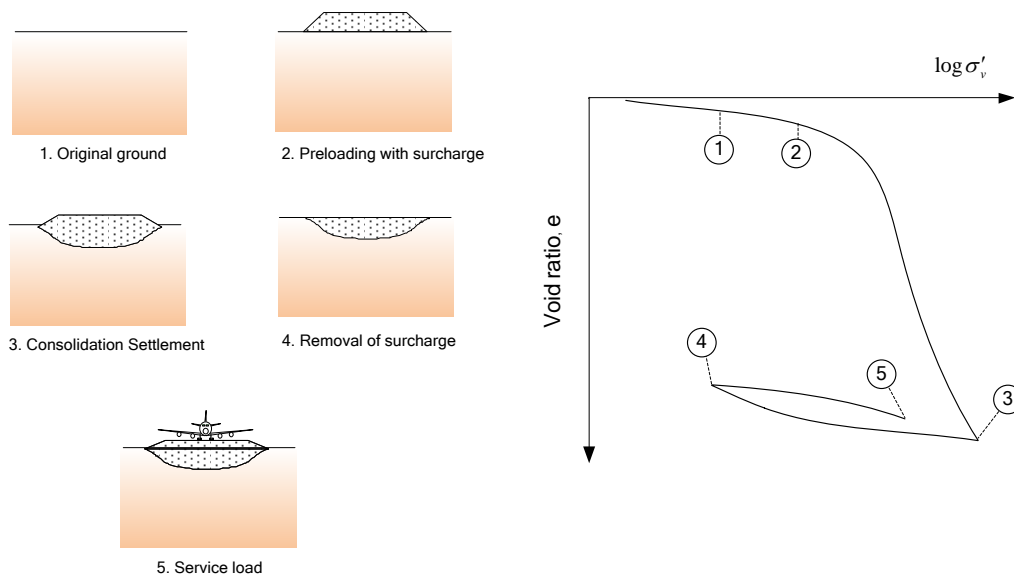
รูปที่ 7-63 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันน้ำส่วนเกินที่ชั้นดินใดๆกับเวลา



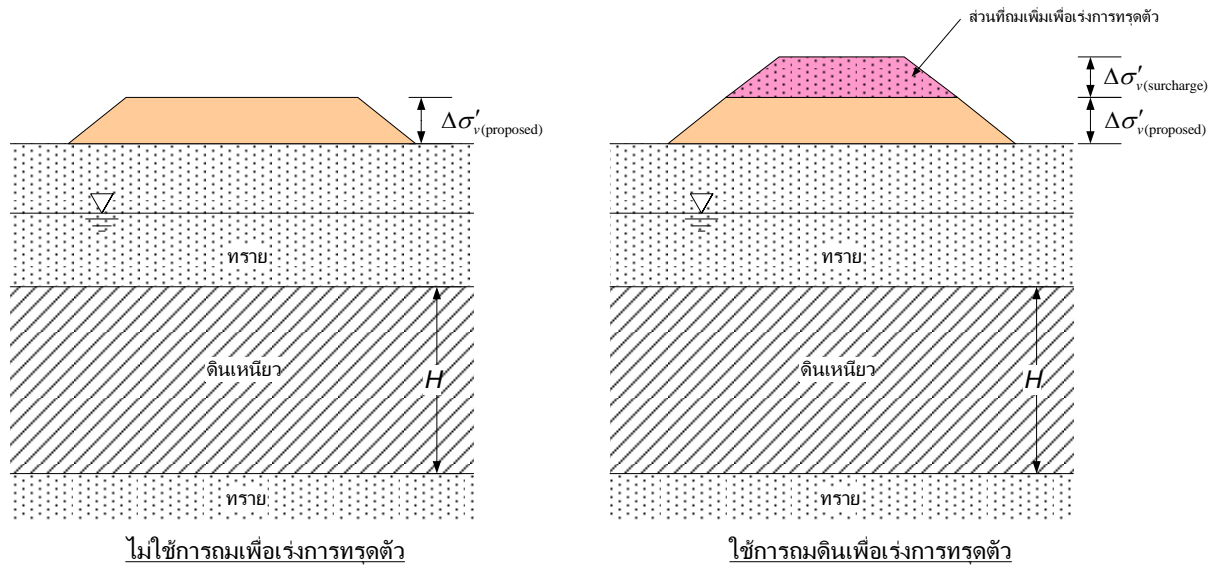
รูปที่ 7-64 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงประสิทธิผลในชั้นดินกับเวลา

7.8 การเร่งการทรุดตัวโดยการเพิ่มน้ำหนักกดทับล่วงหน้า (Pre-compression, Pre-loading)

ถ้าต้องการสร้างโครงสร้างบนชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีการทรุดตัวสูง จะใช้วิธีเร่งการทรุดตัว (Pre-loading) เพื่อลดการทรุดตัวที่อาจจะเกิดขึ้นหลังจากที่ก่อสร้างโครงสร้างไปแล้ว



รูปที่ 7-65



รูปที่ 7-66

ถ้าต้องการสร้างโครงสร้างที่มีหน่วยแรงกด = $\Delta p_{proposed}$ บนชั้นดินที่มีความหนา = H_c
 การทรุดตัวมากที่สุดเนื่องจาก Consolidation = $s_{(proposed)}$ คือ

$$s_{(proposed)} = \frac{C_c \cdot H_c}{1 + e_0} \log \left(\frac{p_0 + \Delta p_{(proposed)}}{p_0} \right)$$

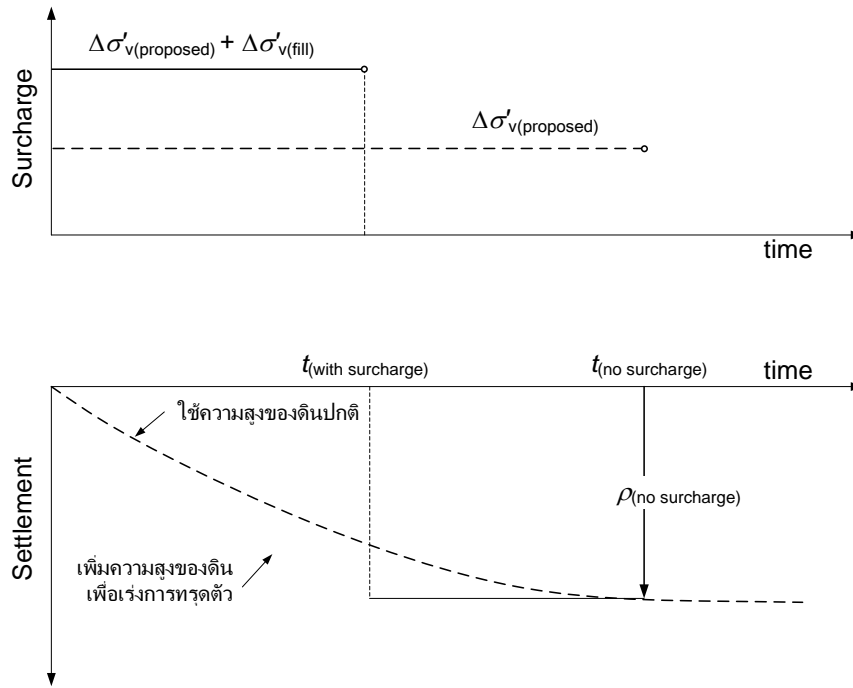
การทรุดตัวทั้งหมดจะต้องใช้เวลา t_1

แต่ถ้าต้องการเร่งการทรุดตัวให้เร็วขึ้นจึงเพิ่มหน่วยแรงกด = $\sigma_{(proposed)} + \sigma_{p(f)}$

การทรุดตัวเนื่องจาก Consolidation = $s_{(proposed+f)}$ คือ

$$s_{(proposed+f)} = \frac{C_c \cdot H_c}{1 + e_0} \log \left(\frac{p_0 + [\Delta p_{(proposed)} + \Delta p_{(f)}]}{p_0} \right) \quad (7.15)$$

การทรุดตัวทั้งหมดใช้เวลา t_2 หลังจากนั้นเอา $\Delta p_{(f)}$ ออกก็จะไม่เกิดการทรุดตัวเพิ่มขึ้นอีก



รูปที่ 7-67

7.8.1 การประยุกต์ใช้ทฤษฎี consolidation ในการก่อสร้างคันดินถม

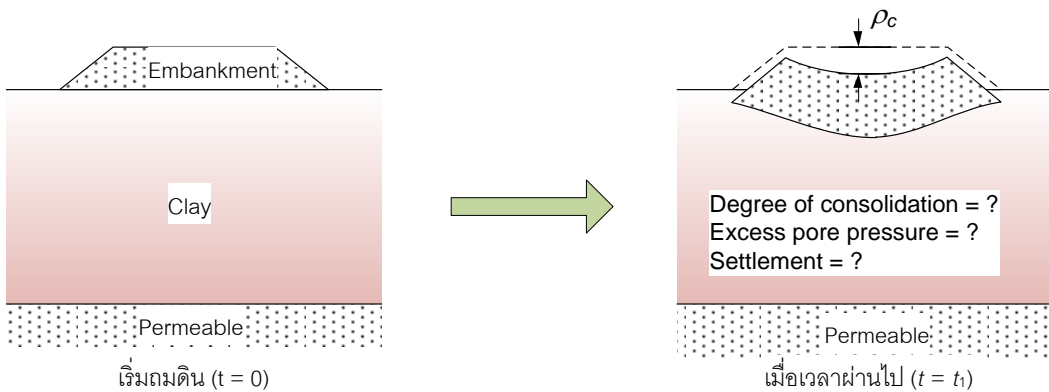
กรณีที่ 1 ประมาณปริมาณน้ำที่ไหลออกไปจากมวลดินเนื่องจากกระบวนการ consolidation ได้ตามขั้นตอนดังนี้

หา T_v

จาก T_v สามารถนำไปหา U_{av}

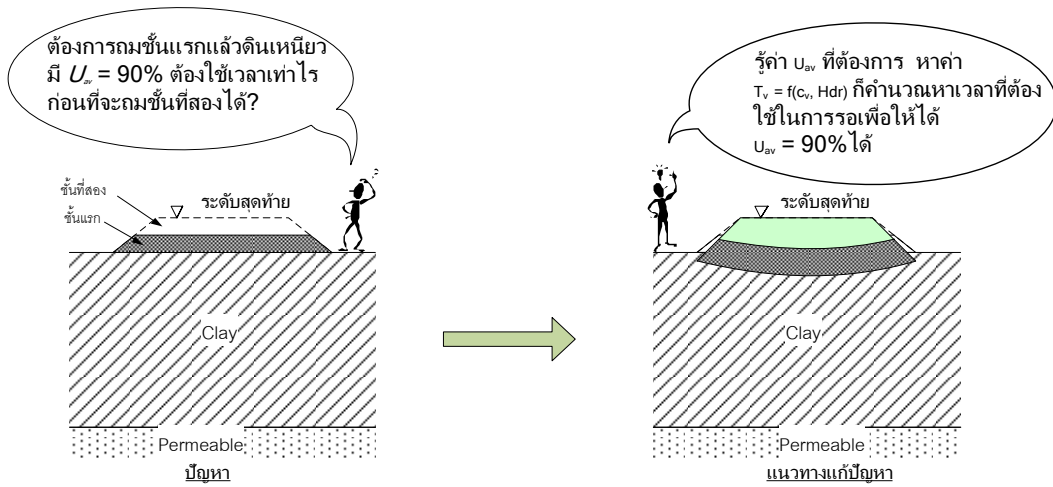
จาก U_{av} นำไปคำนวณหา Excess pore pressure, Δu , Consolidation Settlement, ρ_c , Effective stress,

σ'_v



รูปที่ 7-68

กรณีที่ 2 ถ้ารู้ค่า Average degree of consolidation ต้องการคำนวณหาว่าค่า Degree of consolidation เท่านั้น จะต้องใช้เวลานานเท่าไร



รูปที่ 7-69

สร้าง Embankment บนดินเหนียวอ่อน (กำลังต่ำ) ถ้าถมสูงจนถึงระดับที่ต้องการในครั้งเดียวหน่วยแรงในมวลดินอาจสูงเกินกว่ากำลังต้านทานของดินอาจก่อให้เกิดการวิบัติได้ ดังนั้นในการก่อสร้างโดยทั่วไปจะแบ่งการถมดินออกเป็นชั้นเพื่อให้ดินค่อยๆเกิดการ consolidation ซึ่งจะทำให้ void ratio ของดินลดลง หน่วยแรงประสิทธิผลเพิ่มขึ้น ทำให้ดินมีกำลังสูงขึ้น จากนั้นจึงเพิ่มความสูงของดินถมในชั้นถัดไป

7.9 Effect of soil type and foundation size (Azizi)

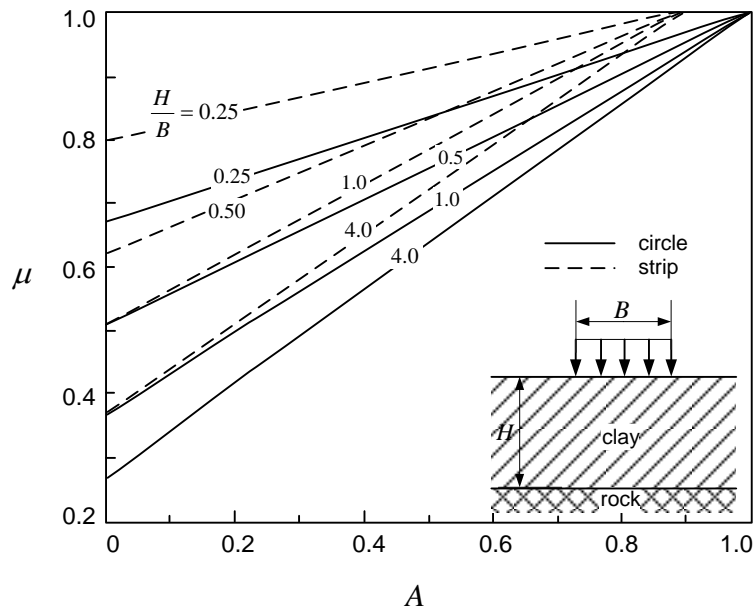
การคำนวณการทรุดตัวเนื่องจาก consolidation จากสมการ $\rho = \Delta \varepsilon H$ นั้นจะตรงกับสภาพความเป็นจริงก็ต่อเมื่อพื้นที่รับแรงกระทำนั้นกว้างมากเมื่อเทียบกับความลึก ซึ่งในการคำนวณการทรุดตัวเนื่องจากฐานรากนั้น จะพบว่าขนาดของฐานรากเล็กมากเมื่อเทียบกับความหนาของชั้นดิน

เมื่อหน่วยแรงกระทำมีพื้นที่กว้างมาก - ไม่จำกัด	เมื่อหน่วยแรงกระทำมีพื้นที่ไม่กว้างมาก - จำกัด
$\Delta u = \Delta \sigma$	$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$ $= \Delta \sigma_1 \left(A + \frac{\Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1} (1 - A) \right)$ โดยที่ $\Delta \sigma_1 \equiv \Delta \sigma_v$
$\rho_c = m_v \Delta u dz$	
$\rho_{c(oedo)} = \int_0^H m_v \Delta \sigma_1 dz$	$\rho_c = \int_0^H m_v \Delta \sigma_1 \left(A + \frac{\Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1} (1 - A) \right) dz$

$$\rho_c = \frac{\int_0^H m_v \Delta \sigma_1 \left(A + \frac{\Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1} (1 - A) \right) dz}{\int_0^H m_v \Delta \sigma_1 dz}$$

$$= A + (1 - A) \left(\frac{\int_0^H \Delta \sigma_3 dz}{\int_0^H \Delta \sigma_1 dz} \right)$$

จากสมการจะเห็นได้ว่าถ้าพื้นที่ที่มีแรงกระทำนั้นมีมิติที่น้อยกว่าความหนาของชั้นดิน หรือในกรณีที่ดินเป็นชนิด overconsolidated clay (ค่า A มีค่าน้อย) จะทำให้เมื่อคำนวณโดยใช้พารามิเตอร์ที่ได้จาก Oedometer test แล้วจะให้ผลที่คลาดเคลื่อนได้ ดังนั้นจึงต้องทำการปรับแก้เนื่องจากขนาดของฐานรากโดยพารามิเตอร์ μ ซึ่งขึ้นกับ pore pressure parameter, A และอัตราส่วน H/B ซึ่งสามารถหาได้จากกราฟข้างล่าง



รูปที่ 7-70 Correction factor for foundation size (Skempton and Bjerrum 1957)

7.10 การสร้าง Field compression curve จากผลการทดสอบ

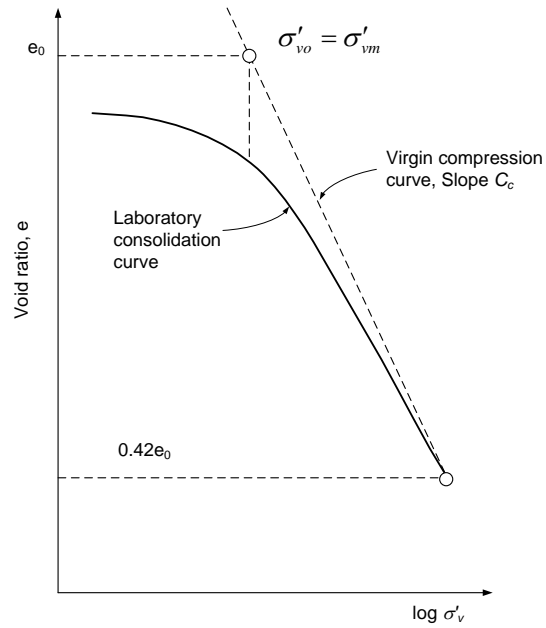
สำหรับดินบางชนิดถ้าถูกแรงกระทำจะมีผลต่อกำลังของดินอย่างมากดังรูปที่ 7-71 แสดงให้เห็นว่าเมื่อตัวอย่างไม่ถูกรบกวนจะสามารถรับน้ำหนักกดทับได้ 11 กิโลกรัม แต่เมื่อถูกรบกวนแล้วจะไม่สามารถรับน้ำหนักกดทับได้เลยดังจะเห็นได้จากการที่ดินกลายเป็นของเหลวหนืดที่ไหลได้



รูปที่ 7-71 ผลของการถูกรบกวนของตัวอย่างดินเหนียวที่มีความไวตัวสูง

เนื่องจากดินเหนียวที่มีการทรุดตัวสูงจะมี Strength ต่ำในการเก็บตัวอย่างขึ้นมาทดสอบ Consolidation และการเตรียมตัวอย่างอาจมีผลกระทบต่อโครงสร้างของดิน ซึ่งเราเรียกว่า "Sample disturbance" ในขณะที่กดกระบอกเก็บตัวอย่างดินขึ้นมาจากก้นหลุม ตัวอย่างดินจะไหลเข้าไปในกระบอกเก็บตัวอย่าง ในขณะที่ดินไหลเข้ามาในกระบอกนั้นจะเกิดแรงเสียดทานระหว่างผิวของกระบอกกับดินซึ่งอาจจะทำให้ตัวอย่างดินถูกรบกวน ระดับความรุนแรงของการรบกวนตัวอย่างขึ้นอยู่กับวิธีการกดกระบอกเก็บตัวอย่าง และความหนาของกระบอกเก็บตัวอย่าง

7.10.1 กรณี Normally consolidated clay

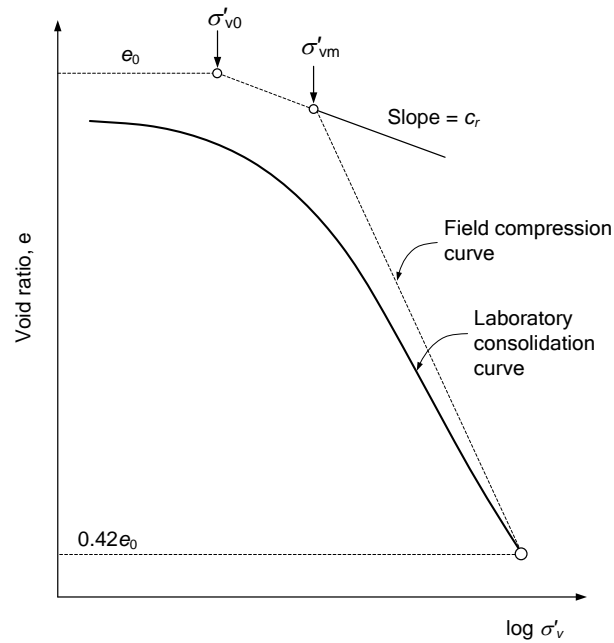


รูปที่ 7-72

สำหรับดิน Normally consolidated clay ($OCR = 1$) ถ้าไม่มีผลเนื่องจาก Sample disturb จะได้เส้น Virgin compression curve เส้น Laboratory consolidation curve ตัดกับเส้น Virgin compression curve ที่ Void ratio $= 0.42e_0$

7.10.2 กรณี Over consolidated clay

Schmertmann, 1953 ได้เสนอวิธีหาเส้นโค้ง (Field compression curve) ไว้โดยมีวิธีการดังนี้



รูปที่ 7-73

7.11 คำถามท้ายบท

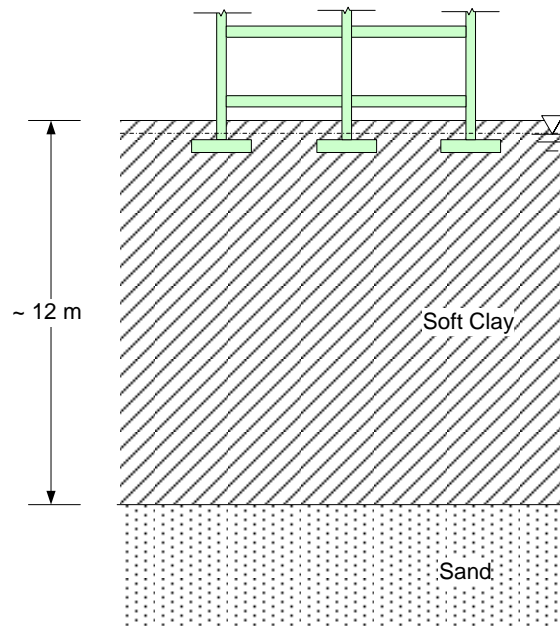
1. ฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 5 เมตรซึ่งก่อให้เกิดแรงดันที่ผิวดินเท่ากับ 120 kPa กระทำอยู่บนชั้นดินดังรูป กำหนดให้ค่า $c_v = 60 \text{ mm}^2/\text{min}$ และใช้ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำในห้องปฏิบัติการในตารางที่ 7-7
 - a) จงคำนวณการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำปฐมภูมิ (primary consolidation)
 - b) จงเขียนกราฟความสัมพันธ์ของการทรุดตัวกับเวลาโดยให้แกนนอนเป็นเวลาและแกนตั้งเป็นค่าการทรุดตัว

ตารางที่ 7-7 การทดสอบ Consolidation

σ'_v (kPa)	Void ratio, e
15	1.66
30	1.66
60	1.64
120	1.52
240	1.38
480	1.25

2. ถ้าต้องการสร้างสร้างโครงสร้างบนชั้นดินเหนียวอ่อนซึ่งมีกำลังรับแรงเฉือนต่ำดังรูปที่ 7-74 จงอธิบายถึงปัญหาที่อาจจะเกิดขึ้น ในประเด็นของกำลังรับแรงของดินและการทรุดตัว

- a) ในช่วงแรกของการก่อสร้าง
 - b) หลังจากก่อสร้างเสร็จและใช้งานเป็นเวลานาน
- จงเสนอวิธีการแก้ไขปัญหาในข้อ a) และ ข้อ b)



รูปที่ 7-74

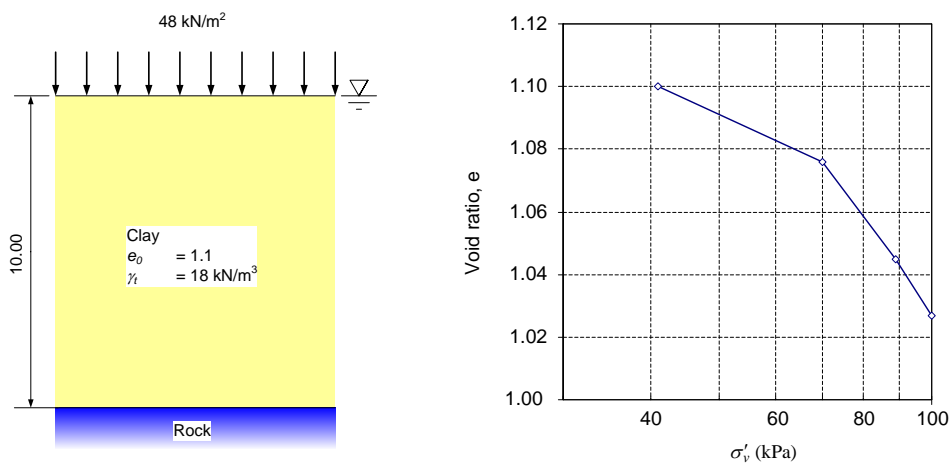
3. ผลการทดสอบ Consolidation ของตัวอย่างดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำตัวอย่างหนึ่งแสดงในตาราง ถ้าความหนาของตัวอย่างก่อนทดสอบเท่ากับ 19 มิลลิเมตร จงคำนวณหา c_v

ตารางที่ 7.3

Time from start of loading (min)	Specimen compression (mm)
0.00	0.61
0.25	0.96
0.50	1.06
0.75	1.16
1.00	1.24
1.50	1.35

2.25	1.45
4.00	1.60
5.00	1.66
7.00	1.73
11.00	1.79
16.00	1.82
30.00	1.86
90.00	1.92

4. ชั้นดินเหนียวหนา 10 เมตรและมีผลการทดสอบ Consolidation ดังรูปถ้าถมก้นดินทำให้มีหน่วยแรงกดที่ผิวดินเป็น 48 kPa จงคำนวณหาการทรุดตัวเนื่องจาก Primary consolidation



รูปที่ 7-75

5. ในการทดสอบ Consolidation test ของตัวอย่าง ST -5 ในห้องปฏิบัติการได้ผลการทดสอบดังตารางที่ 7-8

a) จงคำนวณการทรุดตัวที่คาดว่าจะเกิดขึ้นมากที่สุดถ้าชั้นดินมีความหนา 2.8 เมตร และกึ่งกลางชั้นดินมี $\sigma'_{v0} = 140$ kPa และ $\Delta\sigma_v = 72$ kPa

b) ระยะเวลาที่จะเกิดการทรุดตัว = 40 mm. นับตั้งแต่เริ่ม Apply stress

กำหนดให้ ดินตัวอย่างที่ใช้ทดสอบมีความหนาเริ่มต้น 25.4 mm และมีการระบายน้ำ 2 ทางเวลาที่ใช้ในการ Consolidate ตัวอย่างให้มี Average degree of consolidation = 50% คือ 4.5 นาที จงคำนวณหา

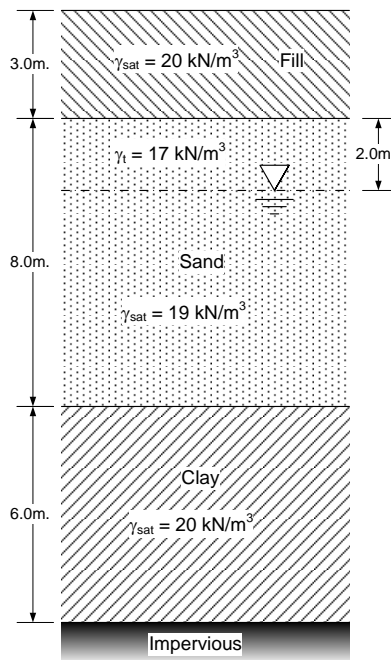
ตารางที่ 7-8

Pressure, p (kN/m ²)	Void ratio at end of consolidation, e
140	0.92
212	0.86

6. จากชั้นดินดังรูปถ้าต้องการถมดินสูง 3 เมตร ($\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$) เป็นบริเวณกว้างมาก

a) จงคำนวณหาการทรุดตัวเนื่องจากการถมดินหลังจากเวลาผ่านไป 3 ปี

b) ถ้าสมมุติว่ามีชั้นทรายซึ่งระบายน้ำได้ดีแทรกอยู่ดังรูป จงคำนวณหาการทรุดตัวเมื่อเวลาผ่านไป 3 ปี กำหนดให้ คุณสมบัติของดินเหนียว $\sigma'_{v0} = 100 \text{ kN/m}^2$ มี $e_0 = 0.88$, $c_c = 0.32$, $c_v = 1.26 \text{ m}^2/\text{year}$



รูปที่ 7-76

7. ในการสร้างคันดินถมบนชั้นดินอ่อน ซึ่งคาดว่าในอนาคตจะมีหน่วยแรงกดเพิ่มขึ้นในชั้นดินเหนียว $\Delta\sigma = 115 \text{ kN/m}^2$ ถ้า In-situ effective stress ($\sigma'_{v0} = 210 \text{ kN/m}^2$) ก่อนทำการก่อสร้างได้มีการเก็บตัวอย่างมาทดสอบในห้องปฏิบัติการได้ผลดังนี้ $c_c = 0.28$, $e_0 = 0.9$, $c_v = 0.36 \text{ m}^2/\text{month}$ (ถ้าดินเป็นดินแบบ Normally consolidated clay) จงคำนวณหา

a) การทรุดตัวเนื่องจาก Primary consolidation ที่จะเกิดขึ้นในกรณีที่ไม่มี pre-compression

b) Surcharge ที่จะต้องใช้เพื่อเร่งให้เกิด primary consolidation หมดภายใน 9 เดือน

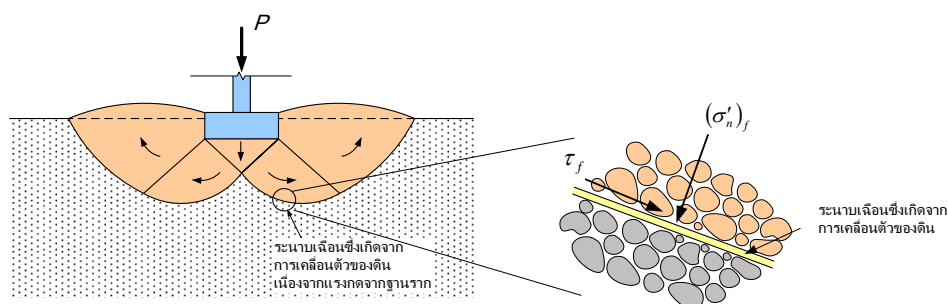
8

กำลังรับแรงเฉือนและคุณสมบัติทางกล

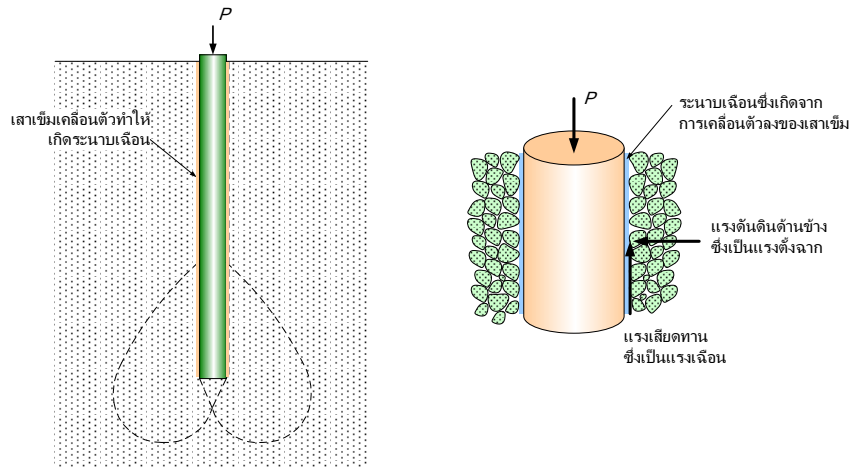
เมื่อวิศวกรพบกับปัญหาในการออกแบบเมื่อใช้วัสดุชนิดหนึ่ง สิ่งสำคัญที่ต้องทราบก็คือ ขีดจำกัดสูงสุด (upper limit) ของสถานะหน่วยแรงที่ทำให้วัสดุวิบัติ ในวิชาธรณีกลศาสตร์เราถือว่าดินเป็นวัสดุทางวิศวกรรมชนิดหนึ่งซึ่งเมื่อมีแรงภายนอกมากระทำต่อดินจะเกิดหน่วยแรงขึ้นในเนื้อดิน ถ้าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นไม่เกินกำลังรับแรงเฉือนของดินก็จะไม่เกิดการวิบัติขึ้น แต่ถ้าเกินกว่ากำลังรับแรงเฉือนของดินแล้ว ดินก็จะวิบัติ เมื่อดินมีหน่วยแรงเกิดขึ้นเนื่องจากแรงกระทำก็จะมีเปลี่ยนแปลงรูปร่างด้วย แต่ทว่าการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของดินนั้นค่อนข้างจะซับซ้อนซึ่งจำเป็นจะต้องใช้ทฤษฎีขั้นสูงมาอธิบายพฤติกรรมของดินในขณะรับแรง

เมื่อมีแรงภายนอกมากระทำต่อดินจะเกิดหน่วยแรงขึ้นในเนื้อดิน ถ้าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นไม่เกินกำลังรับแรงเฉือนของดินก็จะไม่เกิดการวิบัติขึ้น แต่ถ้าเกินกว่ากำลังรับแรงเฉือนของดินแล้ว การวิบัติก็จะเกิดขึ้น

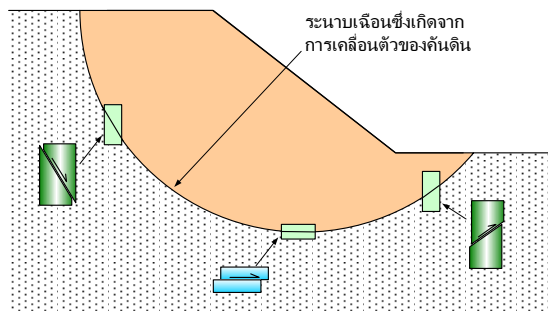
เราต้องศึกษาเรื่องกำลังต้านแรงเฉือนของดินเพื่อที่จะนำไปใช้วิเคราะห์ ปัญหาทางด้าน Soil Engineering เช่น



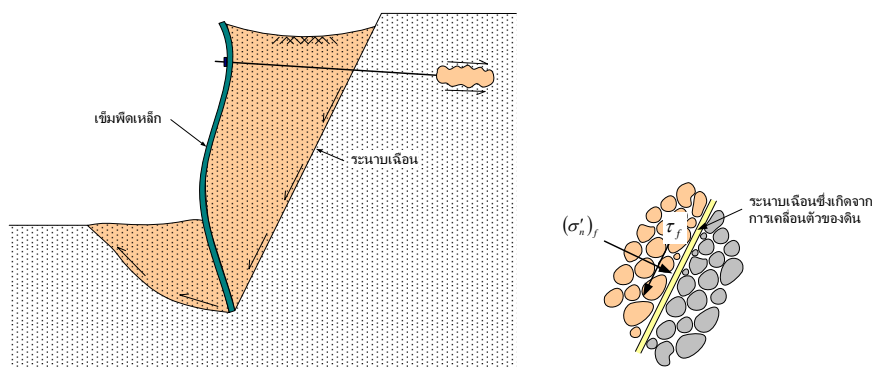
รูปที่ 8-1 กำลังรับน้ำหนักของฐานรากดินซึ่งเกิดจากแรงต้านทานการเฉือนของดิน



รูปที่ 8-2 กำลังของเสาเข็มส่วนหนึ่งเกิดจากกำลังต้านทานการเฉือนของดิน



รูปที่ 8-3 การเฉือนของดินที่เกิดขึ้นภายในคันดิน

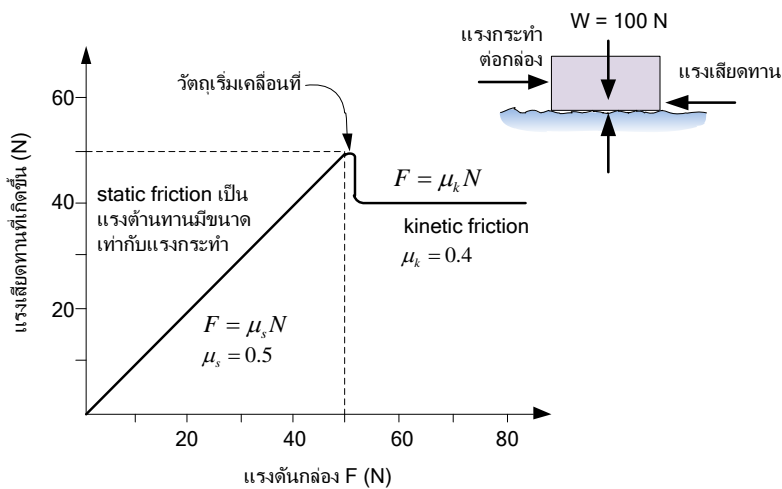


รูปที่ 8-4 แนวการวิบัติเนื่องจากการเฉือนของดินหลังกำแพงกันดิน

ในการศึกษาเรื่องกำลังรับแรงเฉือนของดินจำเป็นต้องใช้ความรู้พื้นฐานจากวิชากลศาสตร์วัสดุ ได้แก่ เรื่องความเค้น (ความเค้นตั้งฉาก และความเค้นเฉือน) และความเครียด (ความเครียดตั้งฉากและความเครียดเฉือน)

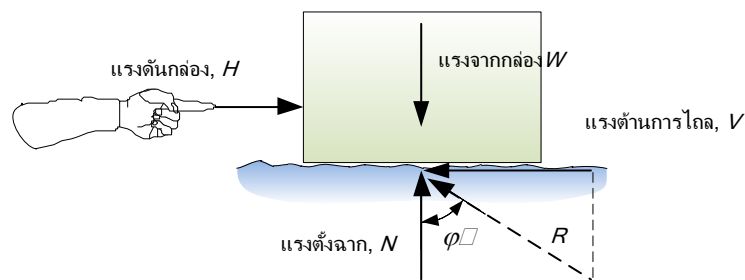
8.1 กำลังรับแรงเฉือนของดินเกิดขึ้นได้อย่างไร

ในวิชาสถิตยศาสตร์ เราทราบว่าไม่มีพื้นที่ผิวใดในชีวิตจริงปราศจากซึ่งแรงเสียดทาน ดังนั้นถ้าสมมุติว่ามีผิวสองพื้นผิวสัมผัสกัน แล้วเราออกแรงกระทำทำให้พื้นที่ผิวเคลื่อนที่ผิวหนึ่งให้เลื่อนออกจากอีกพื้นผิวหนึ่ง จะเกิดแรงบนผิวสัมผัสเพื่อต้านแรงกระทำซึ่งเราเรียกแรงนั้นว่า แรงเสียดทาน (friction force) แรงเสียดทานในทางปฐพีกลศาสตร์จะเป็นแรงเสียดทานสถิตย์ แรงเสียดทานสถิตย์เกิดจากการล็อกกันระหว่างพื้นผิวสัมผัสที่ไม่เรียบ แรงเสียดทานเป็นแรงปฏิกิริยาที่เพิ่มขึ้นเท่ากับแรงที่กระทำเพื่อให้วัตถุไม่เคลื่อนที่ แต่เมื่อแรงกระทำสูงเกินกว่าแรงเสียดทานสถิตย์ วัตถุจะเริ่มเคลื่อนที่และแรงเสียดทานจะลดลง แรงเสียดทานที่เกิดขึ้นเมื่อวัตถุเคลื่อนที่เรียกว่าแรงเสียดทานจลน์ ดังแสดงในรูปที่ 8-5



รูปที่ 8-5 แรงเสียดทานสถิตย์และแรงเสียดทานจลน์

เพื่อที่จะแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านทานกับแรงกระทำตั้งฉากชัดเจนขึ้น เราอาจจะพิจารณาการออกแรงดันดลิ่งที่มีน้ำหนัก W ซึ่งวางอยู่บนพื้นผิวที่ไม่เรียบดังรูปที่ 8-6



รูปที่ 8-6 ดลิ่งไม่เคลื่อนที่จนกว่าแรงดันมากกว่าแรงต้านการไถล

ถ้าเราดันดลิ่งไม้ที่วางนิ่งอยู่บนพื้นซึ่งมีความฝืด เมื่อเราออกแรงดันด้านข้าง H ดันดลิ่งจะมีแรงต้านทานการเคลื่อนไถลเท่ากับ V ด้านทานแรงดัน H ไว้และดลิ่งจะไม่เคลื่อนที่ ซึ่งเมื่อพิจารณา free body

diagram จะเห็นได้ว่ามุมที่แรงลัพธ์ซึ่งเป็นผลรวมของแรงตั้งฉาก N กับ แรงต้านทานการไถล V จะมีค่าเท่ากับ ϕ' ดังนั้น

$$\frac{V}{N} = \tan \phi' \quad (8.1)$$

เมื่อ ϕ' คือ มุมเสียดทาน (Angle of friction) โดยค่า $\tan \phi'$ นี้จะเรียกว่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานสถิตย์ (coefficient of static friction) ซึ่งมีใช้สัญลักษณ์แทนเป็น $\mu = \tan \phi'$ สำหรับค่าโดยประมาณของสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานสถิตระหว่างผิวสัมผัสแห้งของวัสดุแสดงดัง **Error! Reference source not found.**

รูปที่ 8-7 ค่าประมาณของสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานสถิตย์

ชนิดของผิวสัมผัส	$\mu = \tan \phi'$
เหล็ก-เหล็ก	0.15-0.60
เหล็ก-ไม้	0.20-0.60
เหล็ก-หิน	0.30-0.70
ไม้-ไม้	0.25-0.50
หิน-หิน	0.40-0.70
ดิน-ดิน	0.20-1.00
ยาง-คอนกรีต	0.60-0.90

จากตารางจะเห็นได้ว่าค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานสถิตระหว่างดินกับดินมีค่าตั้งแต่ 0.2 ถึง 1.0 ซึ่งสามารถแปลงเป็นมุมเสียดทานได้เท่ากับ 11.3 องศา ถึง 45 องศา ซึ่งมุมเสียดทานภายในในกรณีของดินทรายจะขึ้นกับลักษณะของเม็ดดินด้วยดัง

Angle of internal friction : ϕ'

	Gravel : $\phi' = 35^\circ - 55^\circ$	
	Sand : $\phi' = 28^\circ - 45^\circ$	
○○○○	○○○○	Relative density
○○○○	○○○○	Angularity
○○○○	○○○○	Gradation
○○○○	○○○○	Particle size
	Silt : $\phi' = 24^\circ - 35^\circ$	Range
	Clay : $\phi' = 10^\circ - 30^\circ$	12°
		6°
		6°
		3°

ตารางที่ 8-1 ค่ามุมเสียดทานภายในของดิน (Broms, internet)

ชนิดของดิน	มุมเสียดทานภายใน ϕ' (องศา)
ดินกรวด	35-55
ดินทราย	28-45
ผลเนื่องจากความแน่นสัมพัทธ์	แตกต่างกัน 12 องศา
ผลจากเม็ดความเป็นเหลี่ยมมุม	แตกต่างกัน 6 องศา
ผลจากขนาดคณะ	แตกต่างกัน 6 องศา
ผลจากขนาดเม็ดดิน	แตกต่างกัน 3 องศา
ดินซิลท์	24-35
ดินเหนียว	10-30

ในกรณีของพฤติกรรมจะบนพื้นเนื่องจากเม็ดดินและน้ำที่ระหว่างเม็ดดินกระทำจาก

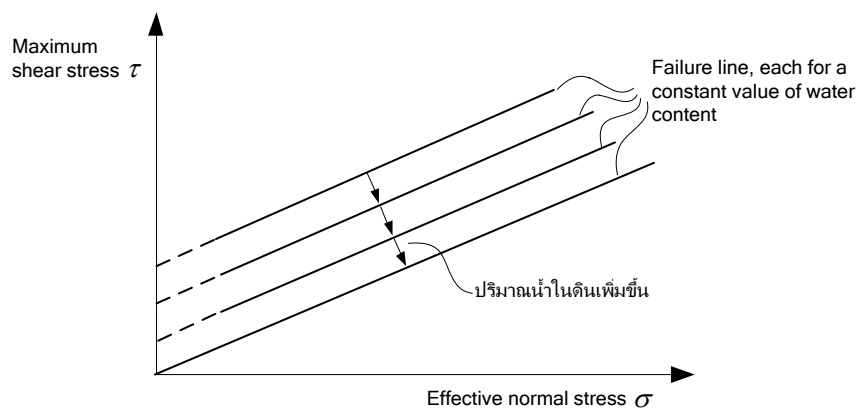
วัสดุที่เป็นดินชั้นซ้อนกว่าช่องว่างดินประกอบไปด้วยบรรจุอยู่ในช่องว่างถ้าดินมีหน่วยแรงภายนอก (หน่วยแรง

รวม) และดินมีน้ำอยู่ในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน น้ำในช่องว่างจะมีแรงดันน้ำเพิ่มขึ้น (แรงดันน้ำในช่องว่าง) ถ้าเปรียบเทียบกับลูกโป่งยางที่มีดินกับน้ำบรรจุอยู่เต็มแล้วผูกปากลูกโป่งให้แน่น ถ้าเราให้แรงกระทำต่อลูกโป่งโดยการบีบ แรงบีบจะถูกต้านไว้บางส่วนโดยแรงดันน้ำที่เพิ่มขึ้นในลูกโป่งและเม็ดดินจะต้านทานแรงบีบบางส่วน ในทางปฐพีกลศาสตร์เราถือว่าน้ำมีกำลังต้านทานต่อแรงเฉือนได้น้อยมากเมื่อเทียบกับดินและน้ำไม่มีการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติเมื่อแรงดันเพิ่มขึ้น ดังนั้นแรงดันน้ำที่เพิ่มขึ้นจะไม่ทำให้กำลังของดินที่มีน้ำบรรจุอยู่ด้วยมีกำลังต้านทานต่อแรงกระทำเปลี่ยนไป แต่ถ้าแรงดันที่เกิดขึ้นจากแรงระหว่างเม็ดดินเพิ่มขึ้นซึ่งก็คือหน่วยแรงประสิทธิผล $\sigma' = \sigma - u$ จะทำให้กำลังของต้านทานของดินเพิ่มขึ้น ซึ่งก็มีลักษณะเดียวกับแรงเสียดทานของกล่องที่วางบนพื้น นั่นคือแรงเสียดทานแปรผันตรงกับแรงตั้งฉาก ซึ่งอาจมีลักษณะดังต่อไปนี้

หน่วยแรงรวมเพิ่มขึ้นและแรงดันน้ำในดินคงที่	หน่วยแรงประสิทธิผลเพิ่มขึ้น กำลังต้านทานเพิ่มขึ้น
หน่วยแรงรวมคงที่และแรงดันน้ำในดินลดลง	
หน่วยแรงรวมคงที่และแรงดันน้ำในดินเพิ่มขึ้น	หน่วยแรงประสิทธิผลลดลง กำลังต้านทานลดลง
หน่วยแรงรวมลดลงและแรงดันน้ำคงที่	

สาเหตุอีกประการหนึ่งที่ทำให้พฤติกรรมของดินซับซ้อนขึ้นเนื่องจากปริมาณน้ำที่มีอยู่ในดินจะทำให้กำลังของดินลดลง โดยถ้าดินมีหน่วยแรงประสิทธิผลเท่ากันแต่ทำปริมาณน้ำในดินแตกต่างกัน ดินที่มีน้ำในดินต่ำกว่าจะมีกำลังสูงกว่า เหตุผลเนื่องจากการเกิด interlocking ระหว่างเม็ดดินในกรณีดินทราย หรือจากการยึดกันด้วยแรงทางเคมีไฟฟ้า (แรง van der Waals') ในกรณีของดินเหนียว

จากเหตุผลข้างต้นเราสามารถสร้างเงื่อนไขการวิบัติได้ดังรูปที่ 8-8 สำหรับปริมาณน้ำในดินและหน่วยแรงประสิทธิผลค่าหนึ่งๆ หน่วยแรงในดินในดินสูงสุดที่เกิดขึ้นจะไม่เกินแนวที่ระบุด้วยเส้นแสดงการวิบัติ ถ้าหน่วยแรงเฉือนในดินเกินกว่าจุดนี้ดินจะวิบัติ

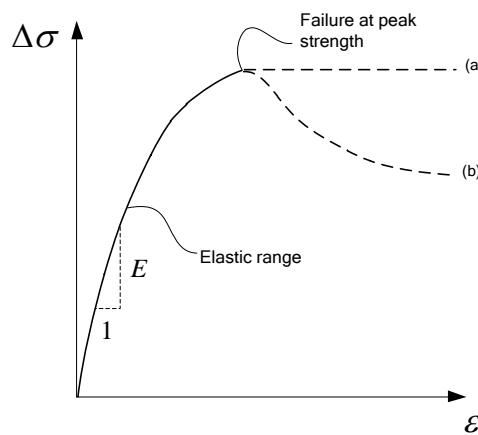


รูปที่ 8-8 เส้นสภาวะหน่วยแรงวิบัติของดิน

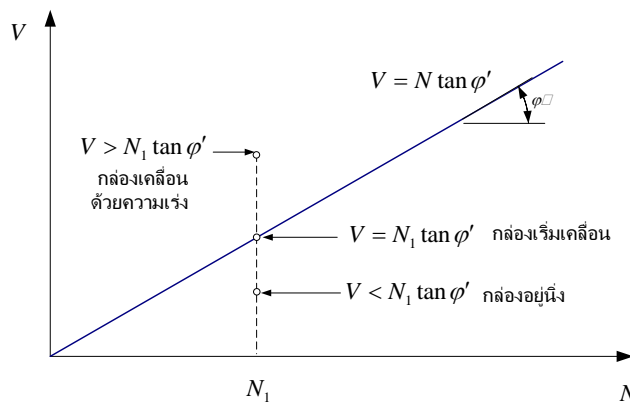
เมื่อดินมีแรงกระทำและก่อให้เกิดหน่วยแรงเฉือนขึ้นในดิน ตัวอย่างเช่นการออกแรงกดในแนวตั้งกับแท่งตัวอย่างดินรูปทรงกระบอก ตัวอย่างจะเกิดการเสียรูป ถ้าตัวอย่างดินมีหน่วยแรงเกิดขึ้นในเนื้อดินไม่สูงมาก เมื่อลดหน่วยแรงลงดินจะคืนตัวกลับสู่รูปร่างเดิมเกือบหมด กรณีเช่นนี้เรียกว่าดินอยู่ในช่วงพฤติกรรมแบบอีลาสติก แต่ถ้าหน่วยแรงในดินเพิ่มสูงขึ้นทำให้เกิดความเครียดแบบพลาสติก (plastic strain) ในเนื้อดิน ความเครียดแบบพลาสติกนี้เป็นความเครียดที่ทำให้วัตถุไม่คืนรูปร่างเดิมหลังจากหน่วยแรงกระทำลดลง ในกรณีของวัสดุแบบอีลาสติก-พลาสติก เช่นทองแดง กำลังต้านทานต่อแรงกระทำของทองแดงจะไม่เพิ่มขึ้นเมื่อหน่วยแรงถึงจุดสูงสุด (peak strength) ในกรณีของดินจะเกิดกับดินเหนียวอ่อนแบบ normally consolidated และดินทรายหลวม อย่างไรก็ตามในกรณีของดินเหนียวแข็งแบบ overconsolidated และดินทรายแน่นจะเกิดการพอง (dilatancy) เมื่อออกแรงเฉือนดินโดยมีระดับของหน่วยแรงประสิทธิผลต่ำ สาเหตุเนื่องจากเม็ดดินที่

ประกอบกันเป็นเนื้อดินนั้นถูกคั้นให้ไถลแต่ถ้าดินแน่นดินจะไถลแบบเลื่อนขึ้นไปบนเม็ดดินที่อยู่รอบข้างทำให้ดินหลวมลง และทำให้กำลังรับแรงเฉือนของดินลดลงเมื่อความเครียดเพิ่มขึ้น ปรากฏการณ์นี้เรียกว่า strain softening

ในการประยุกต์ใช้ปฐพีกลศาสตร์ในการออกแบบทางวิศวกรรม จึงจำเป็นต้องลดหน่วยแรงที่จะเกิดขึ้นในมวลดินลง โดยกำหนดหน่วยแรงที่ยอมให้ในการใช้งานมีค่าประมาณ 33 ถึง 50 เปอร์เซ็นต์ของหน่วยแรงต้านทานสูงสุด ซึ่งเทียบเป็นสัดส่วนปลอดภัยที่มีค่าอยู่ระหว่าง 2 ถึง 3 ขึ้นอยู่กับลักษณะของการใช้งาน โดยถ้าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นมีไม่สูงจะทำให้ความเครียดที่เกิดขึ้นยังอยู่ในช่วงอีลาสติก ทำให้ยังสามารถใช้ทฤษฎีการคำนวณทางปฐพีกลศาสตร์ที่ตั้งสมมุติฐานให้ดินมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติกในการคำนวณหน่วยแรงในมวลดินหรือประมาณการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของดินเนื่องจากมีแรงกระทำได้



รูปที่ 8-9



รูปที่ 8-10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านการไถลกับแรงต้านทานในแนวดิ่ง

จากสมการ ถ้าเราหารด้วยพื้นที่ผิวสัมผัสจะสามารถเขียนอยู่ในรูปความสัมพันธ์ของหน่วยแรงเฉือนและหน่วยแรงตั้งฉากกับระนาบสัมผัส

$$\tau_f = (\sigma'_n)_f \tan \varphi' \quad (8.2)$$

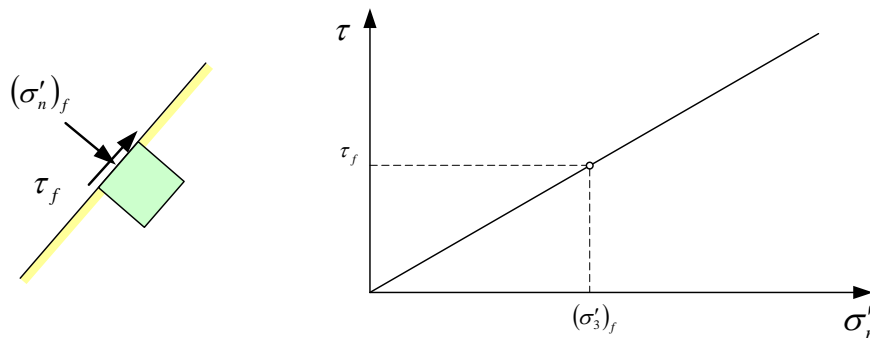
τ_f คือหน่วยแรงเฉือนในขณะที่ดินเริ่มถูกเฉือนให้เคลื่อนจากกัน
 $(\sigma'_n)_f$ คือหน่วยแรงตั้งฉากบนระนาบที่เกิดการเฉือน

8.2 Mohr-Coulomb Failure Criteria

Otto Mohr (1900) ได้เสนอทฤษฎีที่ว่า วัสดุจะวิบัติเนื่องจากทั้ง Normal stress และ Shearing stress ซึ่งไม่ได้เกิดจาก Maximum normal หรือ Maximum shear อย่างใดอย่างหนึ่งเพียงอย่างเดียว ดังสมการ

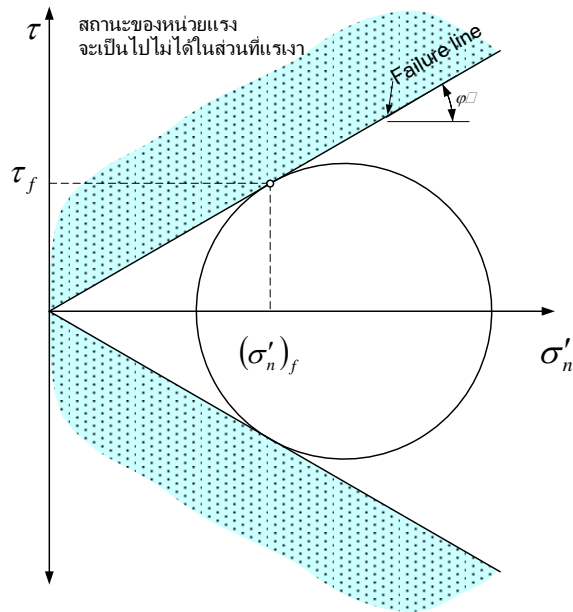
$$\tau_f = f(\sigma) \quad (8.3)$$

ในระนาบที่เกิดการเฉือนในดินนั้นจะมีทั้งหน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือน ซึ่งเมื่อเรานำมาเขียนจุดในแกน $\sigma - \tau$ จะได้จุดดังรูป

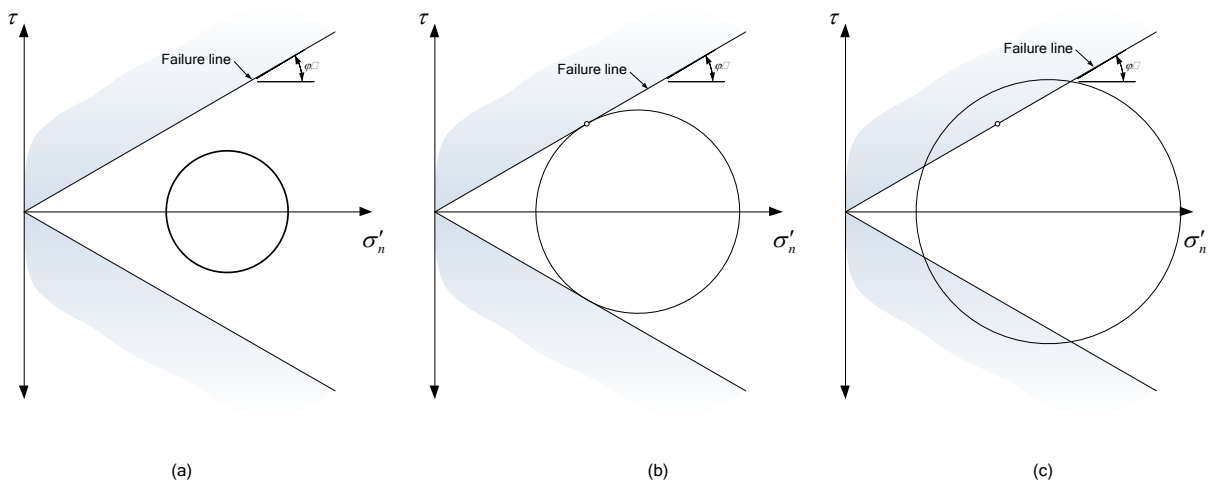


รูปที่ 8-11

ซึ่งถ้าเราเขียนวงกลมของ Mohr ให้ผ่านจุดนี้โดยที่ไม่มีส่วนใดของวงกลมเกินเส้น failure line เลยจะได้วงกลมวงเดียวที่สัมผัสกับเส้น failure line ที่จุด $((\sigma'_n)_f, \tau_f)$ เท่านั้น



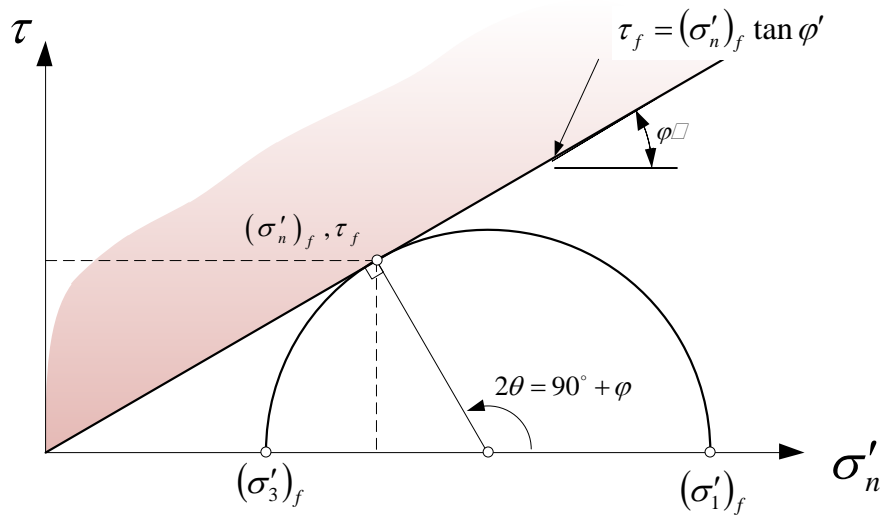
รูปที่ 8-12 Mohr's circle ในกรณีของดินที่มี OCR = 1 ถึง 2 (Normally consolidated soil)



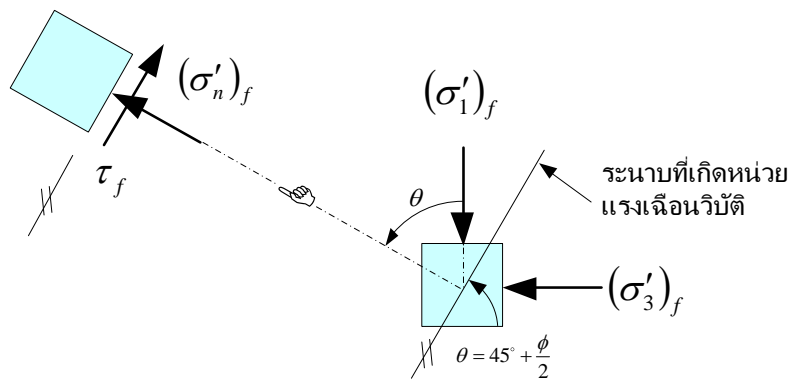
รูปที่ 8-13 (1) เป็นไปได้หน่วยแรงที่เกิดขึ้นไม่ทำให้ดินวิบัติ, (2) เป็นไปได้หน่วยแรงที่เกิดขึ้นทำให้ดินวิบัติ, (3) เป็นไปไม่ได้หน่วยแรงที่เกิดขึ้นเกินกว่าขอบเขตวิบัติ

เราจะพิจารณาเฉพาะส่วนที่อยู่เหนือแกนราบขึ้นมาเท่านั้น เนื่องจากความสมมาตร ถ้าเราทราบหน่วยแรงหลัก (Major principle stress และ Minor principle stress) เราจะหาสิ่งต่อไปนี้ได้

- ระบายที่เกิดการวิบัติ
- หน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือนบนระนาบที่เกิดการวิบัตินี้



รูปที่ 8-14 Mohr's circle แสดงสถานะหน่วยแรงเมื่อตัวอย่างวิบัติ



รูปที่ 8-15 State of stress แสดงแนวและสถานะของหน่วยแรงของระนาบวิบัติ

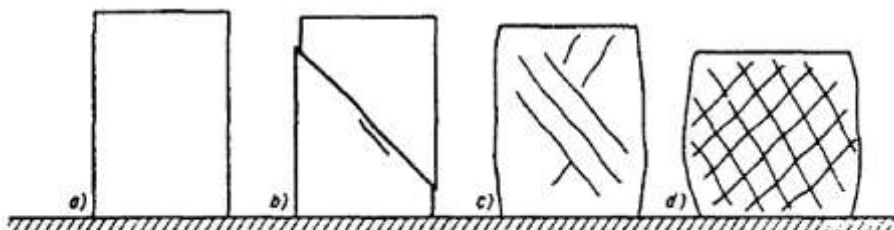


Bild 104.20: abgescherte Triaxialproben: a) vor dem Versuch, b) Bruch in einer Bruchfuge, c) Bruch in mehreren Bruchfugen, d) vollständig plastifizierte Probe

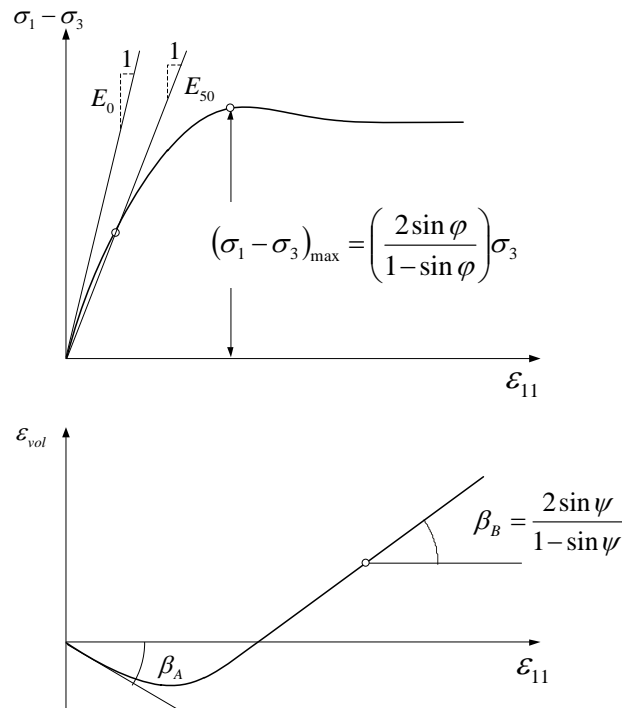
รูปที่ 8-16 ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างดิน (Vogt 2003)



รูปที่ 8-17 ตัวอย่างดินเมื่อมีแรงกระทำตามแนวแกนแต่การวิบัติเป็นแบบเฉือน

8.2.1 พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดินแบบ Mohr-Coulomb

แบบจำลองดินแบบ Mohr-Coulomb ต้องใช้พารามิเตอร์หลัก 5 ตัวเพื่อใช้สำหรับสร้างความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียด โดยพารามิเตอร์เหล่านี้ได้จากการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการ (รูปที่ 8-18) ในการออกแบบทางวิศวกรรมฐานรากหรือวิศวกรรมปฐพีจำเป็นจะต้องทราบและมีความเข้าใจถึงพารามิเตอร์เหล่านี้



รูปที่ 8-18 คำจำกัดความของพารามิเตอร์ที่ได้จากผลการทดสอบ triaxial

- Young's modulus, E

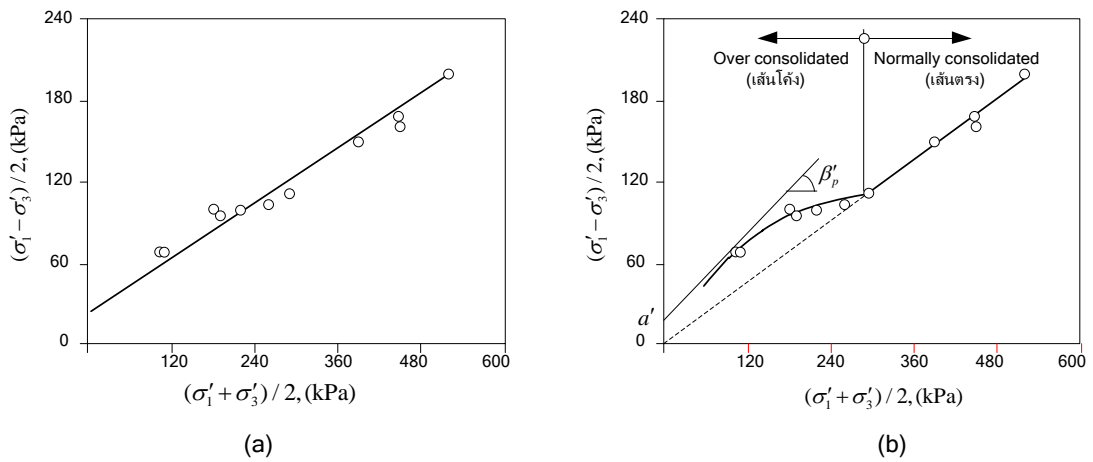
ค่า Young's modulus เป็นค่าสตีฟเนสสำหรับดิน ซึ่งมีหน่วยเดียวกับหน่วยแรง การเลือกใช้ค่าสตีฟเนสพารามิเตอร์นั้นมีสองแบบได้แก่ tangent modulus E_0 ซึ่งเป็นความชันช่วงแรกของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียด และ secant modulus E_{50} ซึ่งเป็นความชันของเส้นตรงจากจุดกำเนิดผ่านจุดที่หน่วยแรงมีค่าเท่ากับ 50 เปอร์เซ็นต์ของกำลังของดิน

- Poisson's ratio, ν คืออัตราส่วนระหว่างความเครียดในแนวตั้งฉากกับหน่วยแรงต่อความเครียดในแนวเดียวกับหน่วยแรง
- Cohesion, c
- Friction angle, φ
- Dilatancy angle, ψ

8.3 สมการเส้นการวิบัติ (Failure envelope) ของดินเหนียว Overconsolidated clay

กำลังรับแรงของดินนั้นขึ้นอยู่กับชนิดและสถานะของดิน Azizi และคณะ ได้ทดสอบดินเหนียวธรรมชาติหลายๆตัวอย่าง ซึ่งเมื่อวิเคราะห์ผลการทดสอบจะให้ความสัมพันธ์ของข้อมูลเป็นแบบเชิงเส้นดังรูปที่ 8-19a แต่เมื่อพิจารณาสถานะของดินร่วมด้วย จะเห็นได้ว่าดินเหนียวที่อยู่มีสถานะการถูกอัดแบบ Normally consolidated จะแสดงผลการวิเคราะห์ได้เป็นเส้นตรงที่ผ่านจุดกำเนิด แต่เมื่อตัวอย่างอยู่ในสถานะการถูกอัด

แบบ Overconsolidated ความสัมพันธ์จะมีลักษณะเป็นเส้นโค้ง ถ้าวิเคราะห์ข้อมูลโดยใช้ความสัมพันธ์เชิงเส้นจะได้เส้นตรงที่มีความชันเป็น β'_p และตัดแกนตั้งเป็นระยะ a' ดังรูปที่ 8-19b



รูปที่ 8-19 สภาวะหน่วยแรงที่จุดวิบัติ (a) ดินเหนียวแข็งที่ไม่คำนึงถึงสภาวะการถูกอัดตัวของดิน, (b) เมื่อคำนึงถึงสภาวะการถูกอัดตัวของดิน

ถ้าที่ดินเหนียวอยู่ใน Overconsolidated สมการเส้นการวิบัติจะเป็น

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi'_1$$

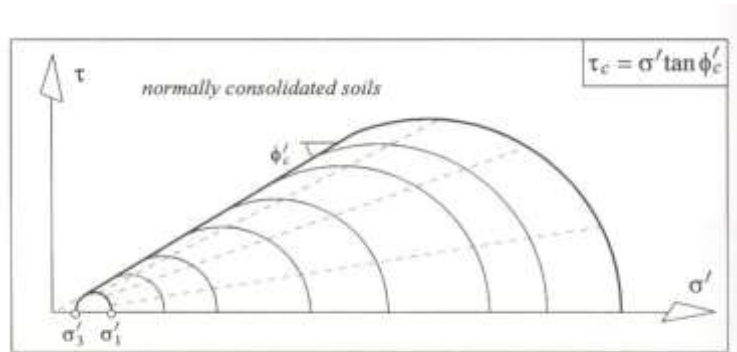
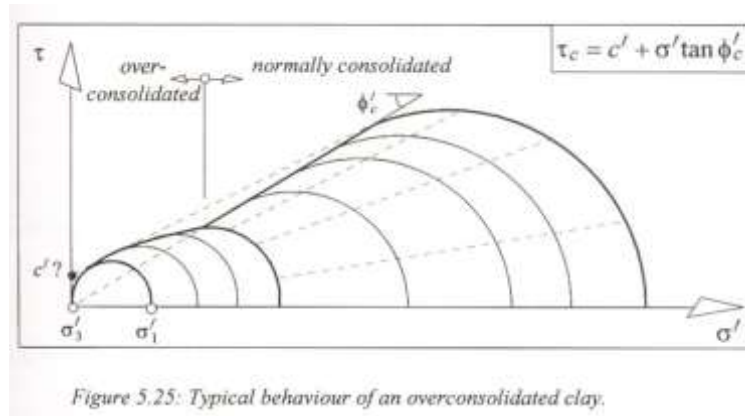


Figure 5.24: Behaviour of a normally consolidated clay.

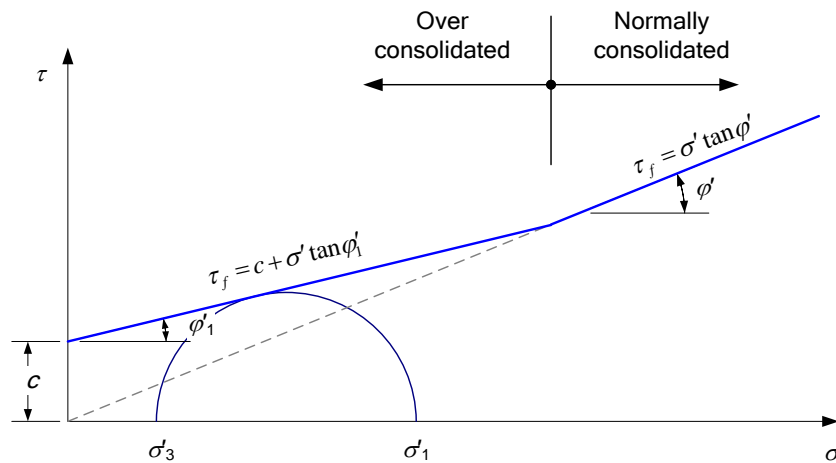
รูปที่ 8-20 พฤติกรรมของ ดินเหนียว Normally consolidated

ถ้าที่ดินเหนียวอยู่ใน Normally consolidated สมการเส้นการวิบัติจะเป็น

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi'$$



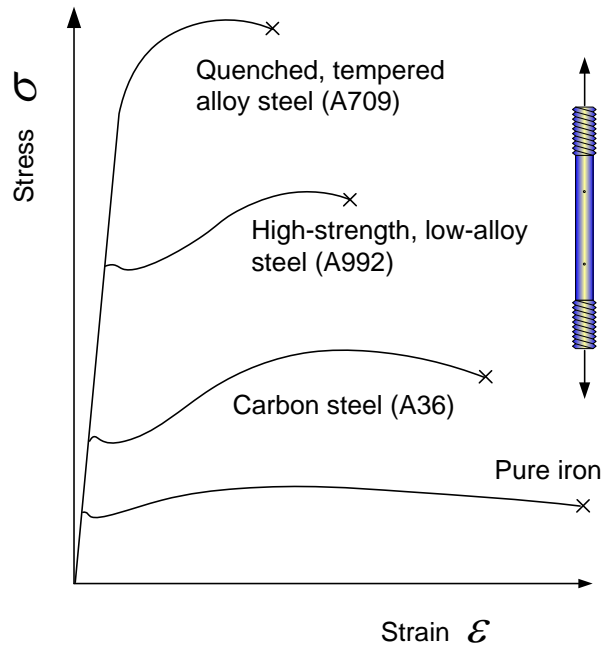
รูปที่ 8-21 พฤติกรรมโดยทั่วไปของดินเหนียว Overconsolidated



รูปที่ 8-22 สมการเส้นการวิบัติ (Failure envelope) ของดินเหนียว Overconsolidated

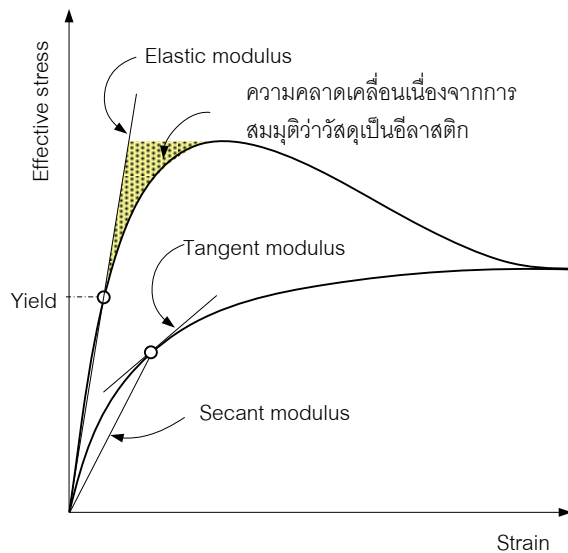
8.4 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของวัสดุที่สมมาตรรอบแกน

ในหัวข้อคุณสมบัติของวัสดุในวิชา กลศาสตร์วัสดุ หรือวิชากำลังของวัสดุ เราได้ศึกษาถึงความสัมพันธ์ของหน่วยแรงภายในเนื้อวัสดุและการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของวัสดุเมื่อมีแรงภายนอกกระทำตัวอย่างเช่น เหล็ก ในการที่จะทราบความสัมพันธ์นี้เราจะต้องทำการทดสอบให้แรงกระทำต่อตัวอย่างและวัดการเปลี่ยนแปลงความยาวของตัวอย่างที่ถูกแรงกระทำ จากนั้นคำนวณความเค้นจากแรงกระทำ และคำนวณความเครียดจากการเปลี่ยนแปลงความยาวเทียบกับความยาวเริ่มต้น สุดท้ายนำมาเขียนกราฟจะได้ความสัมพันธ์ดังรูปที่ 8-23



รูปที่ 8-23 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของเหล็กเมื่อทดสอบ โดยการดึง

สำหรับในวิชาปฐพีกลศาสตร์เราก็สนใจในคุณสมบัติทางกลของดินเหมือนกับในกรณีของวัสดุทางวิศวกรรมชนิดอื่น เนื่องจากวิศวกรที่ทำการออกแบบโดยใช้ดินเป็นฐานรากหรือใช้ดินเป็นวัสดุก่อสร้างนั้น จำเป็นจะต้องทราบพฤติกรรมของมวลดินเมื่อมีแรงกระทำ หรือต้องการทราบว่ามวลดินสามารถรับแรงกระทำได้มากเพียงใดดินจึงจะเกิดการวิบัติ



รูปที่ 8-24 ความสัมพันธ์ของความเค้นกับความเครียดของดินและการเลือกใช้ค่าโมดูลัสอีลาสติก

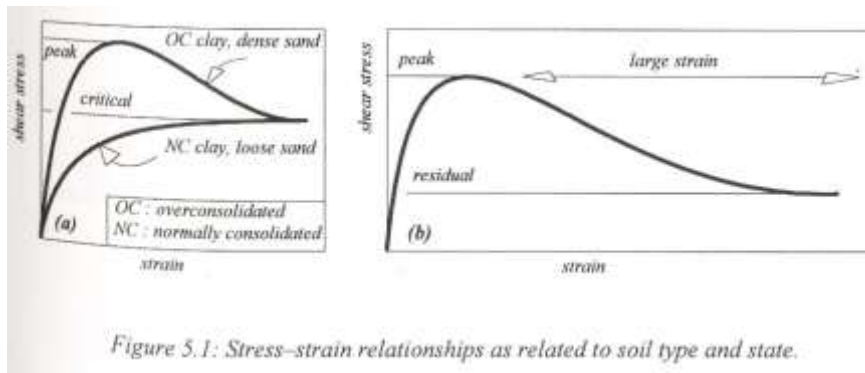
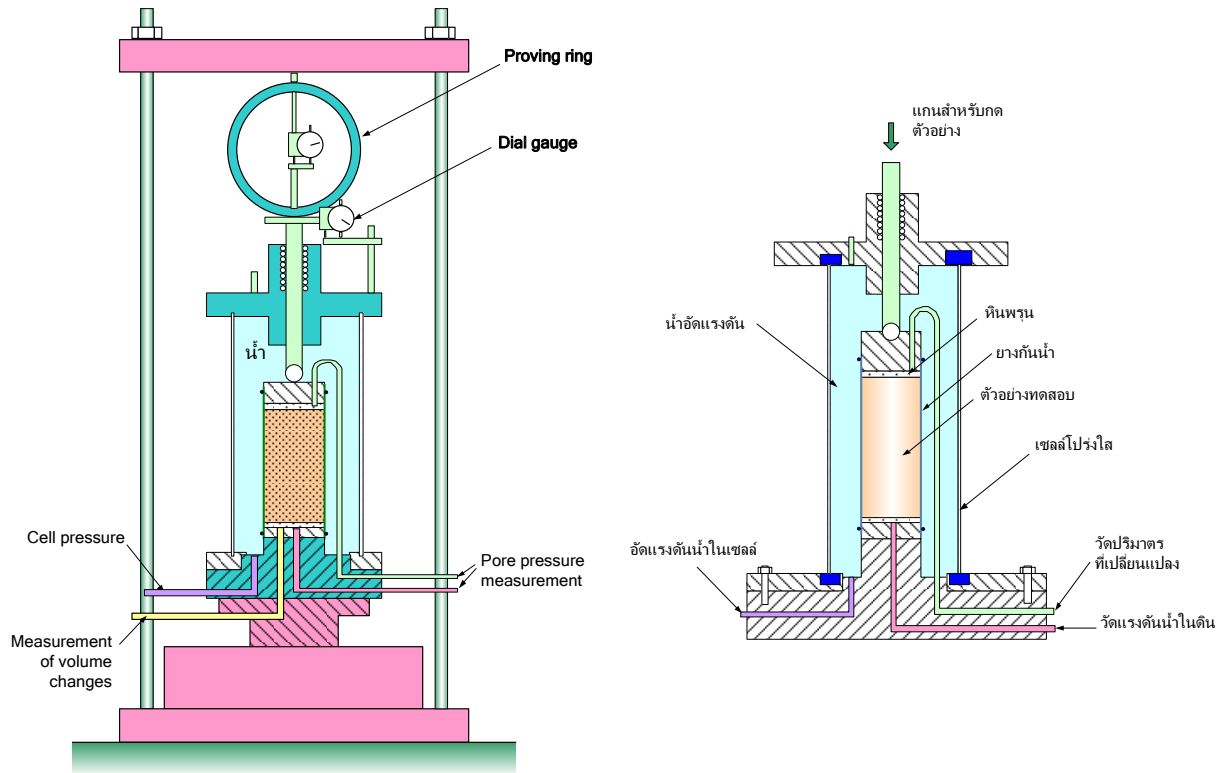


Figure 5.1: Stress-strain relationships as related to soil type and state.

รูปที่ 8-25 ความสัมพันธ์ของความเค้นกับความเครียดของดิน ซึ่งขึ้นอยู่กับชนิดและสภาพของดิน

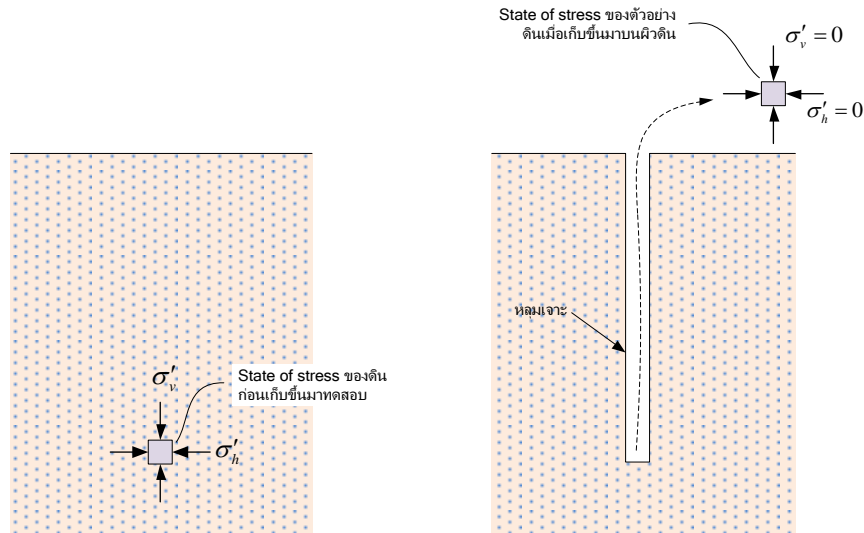
8.1 การทดสอบกำลังของดิน

ในการทดสอบเพื่อที่จะหาความสัมพันธ์ของความเค้นกับความเครียดของดินจะแตกต่างจากการทดสอบวัสดุโครงสร้างชนิดอื่นเนื่องจากวัสดุโครงสร้างเช่นเหล็กนั้นในขณะที่ใช้งานมีขอบเขตที่จำกัด ตัวอย่างเช่น เหล็กกลม เหล็กรูปพรรณ เป็นต้น แต่สำหรับดินนั้นในการใช้งานส่วนใหญ่จะมีขอบเขตที่ไม่จำกัดและขอบเขตนั้นก็ยังมีผลต่อพฤติกรรมทางกลของดินด้วย อีกทั้งดินนั้นจะรับแรงดึงได้น้อยมากแต่รับแรงอัดได้ดี ดังนั้นในการทดสอบดินจึงจะเป็นการทดสอบ โดยให้ความเค้นอัดต่อตัวอย่าง และเพื่อที่จะทำให้การทดสอบใกล้เคียงกับสภาพธรรมชาติมากที่สุดจำเป็นจะต้องจำลองขอบเขตให้กับตัวอย่างดิน ขอบเขตในที่นี้หมายถึงดิน โดยรอบแต่ในห้องปฏิบัติการไม่สามารถทำเช่นนั้นได้ จึงใช้แรงดันน้ำแทนขอบเขตแรงดันดิน จึงเป็นที่มาของเครื่องมือทดสอบกำลังของดินที่เรียกว่า "Triaxial apparatus" (อาจแปลเป็นภาษาไทยได้ว่า เครื่องมือทดสอบกำลังอัดสามแกน) อันที่จริงแล้วการทดสอบนี้เป็นการทดสอบแบบสมมาตรรอบแกน รูปเครื่องมือทดสอบแสดงดังรูปที่ 8-26

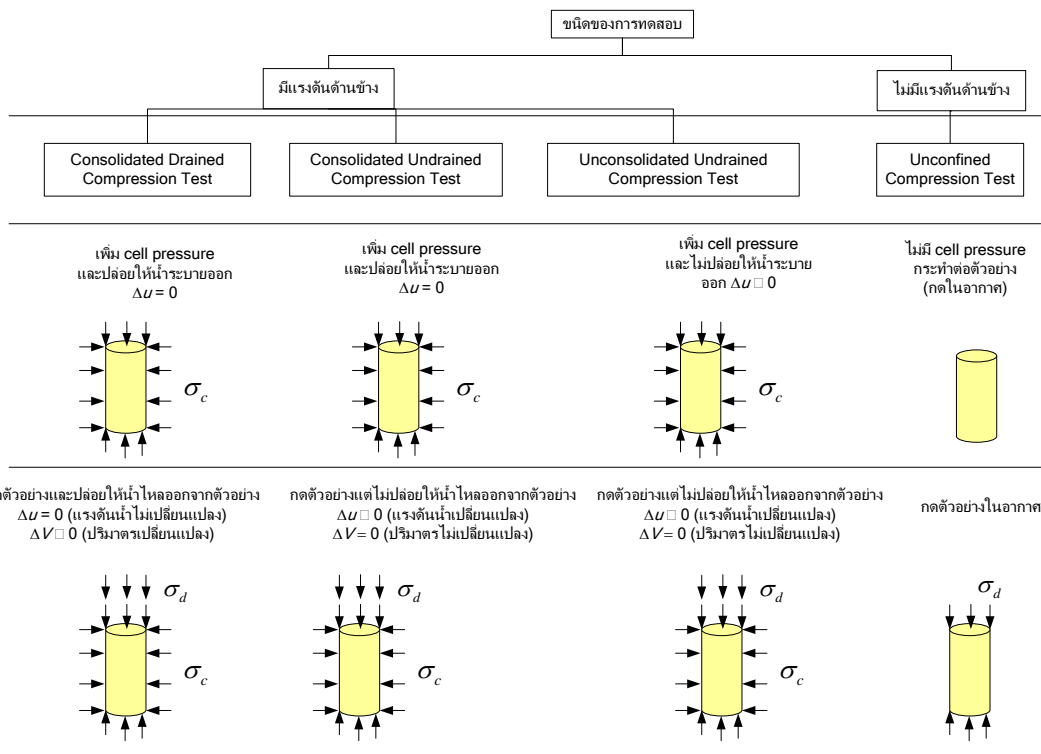


รูปที่ 8-26 เครื่องมือทดสอบ Triaxial

การทดสอบตัวอย่างลักษณะนี้เป็นวิธีการทดสอบหา Shear strength parameter ของดินโดยจำลองสภาพของตัวอย่างดินที่เก็บขึ้นมาให้เหมือนกับสภาพเดิมมากที่สุดดังรูปที่ 8-27 ซึ่งก่อนเก็บตัวอย่างดินขึ้นมาดินจะมีหน่วยแรงเนื่องจากน้ำหนักของดินเองและหน่วยแรงดันดินด้านข้าง แต่เมื่อเก็บตัวอย่างดินจากหลุมเจาะขึ้นมาบนผิวดินที่สัมผัสกับอากาศจะไม่มีแรงดันกระทำต่อตัวอย่างเลย การทดสอบ triaxial จึงสามารถจำลองสถานะของหน่วยแรงให้ใกล้เคียงกับสภาพเดิมมากที่สุด

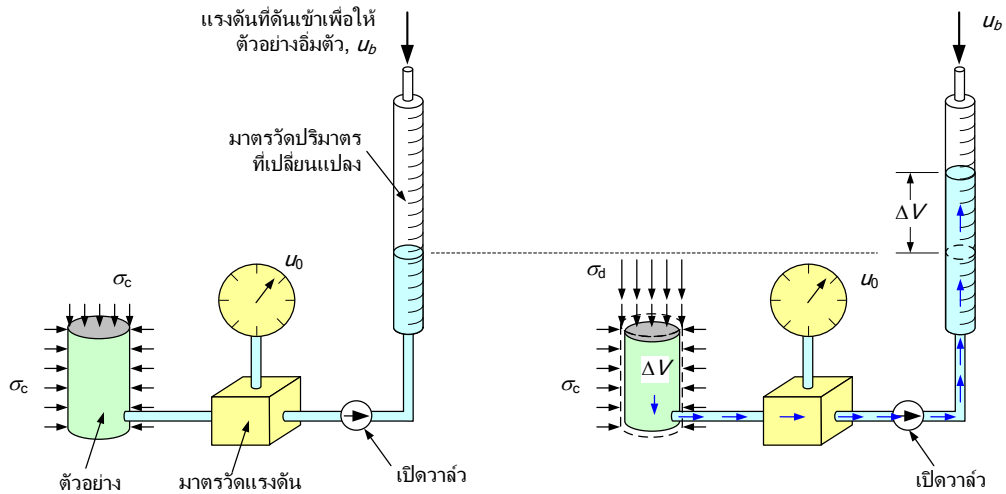


รูปที่ 8-27 สภาวะหน่วยแรงของดินในสภาพธรรมชาติและก้อนดินตัวอย่างที่เก็บขึ้นมาทดสอบ



รูปที่ 8-28 ชนิดของการทดสอบตัวอย่างดินด้วยวิธี triaxial test

8.1.1 การทดสอบแบบ Consolidated Drained compression

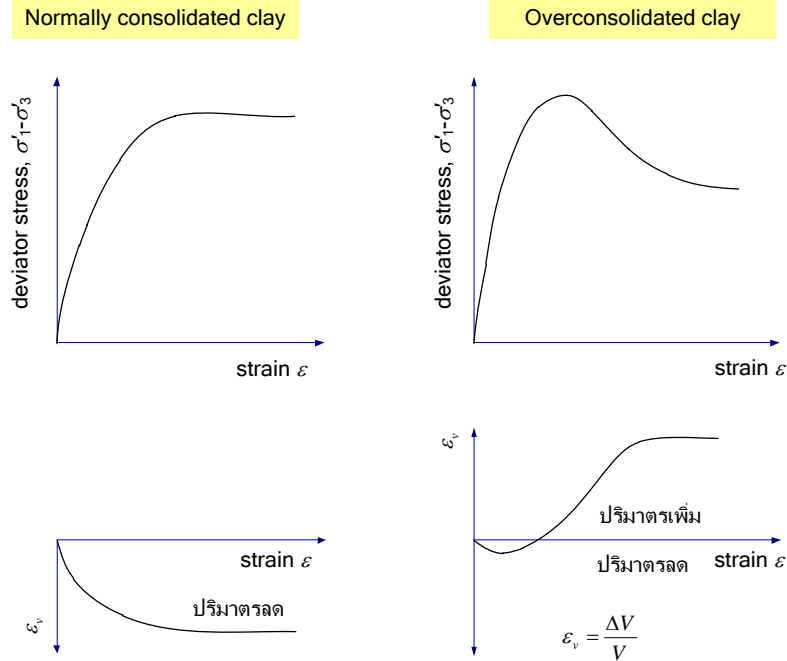


รูปที่ 8-29 การทดสอบแบบระบายน้ำ (Drained compression test) เปิดวาล์วระบายน้ำ

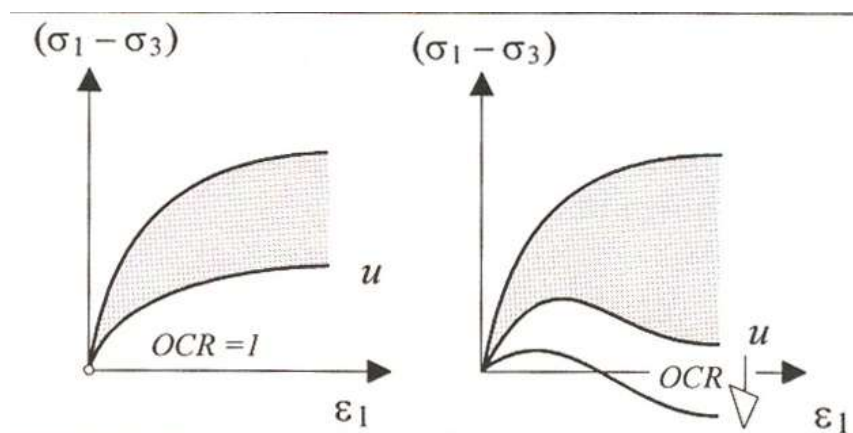
ตัวอย่าง การคำนวณผลการทดสอบ Drained Triaxial จากตารางข้อมูลการทดสอบ Drained triaxial จงเขียนกราฟ $\sigma_d - \epsilon_a$ และ $\epsilon_v - \epsilon_a$

$$A = \frac{V}{H} = \frac{V_0 - \Delta V}{H_0 - \Delta H} = \frac{V_0 \left(1 - \frac{\Delta V}{V_0}\right)}{H_0 \left(1 - \frac{\Delta H}{H_0}\right)} = A_0 \left(\frac{1 - \epsilon_{\text{volume}}}{1 - \epsilon_{\text{axial}}} \right) \quad (8.4)$$

การเปลี่ยนแปลงปริมาตรของตัวอย่าง ในการทดสอบชนิดนี้จะปล่อยให้ น้ำไหลออกจากตัวอย่างตลอดการทดสอบ ทำให้ไม่มีแรงดันน้ำส่วนเกินค้างอยู่ในดิน และเมื่อน้ำไหลออกจากดินจะทำให้ปริมาตรเปลี่ยนแปลง



รูปที่ 8-30 ผลการทดสอบ Consolidated drained triaxial test



รูปที่ 8-31 Effects of the state of a clay on the porewater pressure at failure

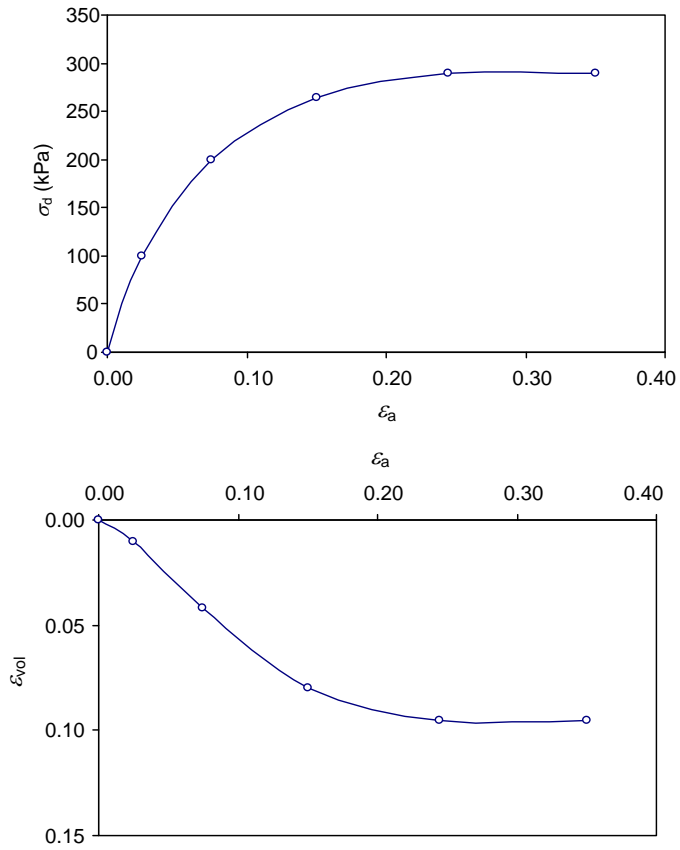
ตัวอย่างที่ 8.1

ตัวอย่างดินทดสอบมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 38 มิลลิเมตร ยาว 78 มิลลิเมตร เมื่อนำไปทดสอบ Consolidated drained triaxial compression test โดยมี cell pressure = 300 kPa และในการทดสอบแรงดันน้ำในตัวอย่างเท่ากับ 100 kPa หลังจากการทดสอบสรุปการทดลองได้ผลดังตาราง จงเขียนกราฟระหว่าง

- axial strain กับ deviator stress
- axial strain กับ volumetric strain

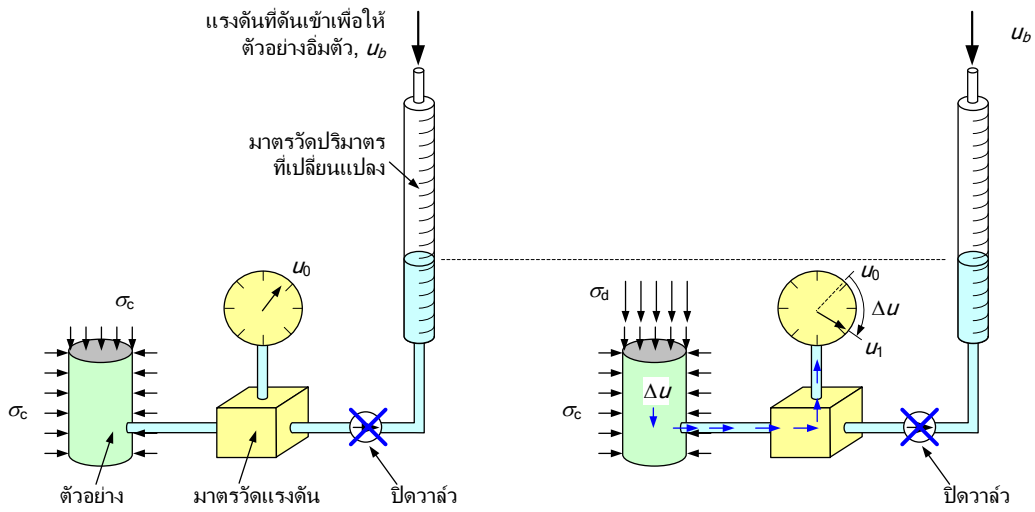
ตารางที่ 8-2

แรงกด (kN)	ความยาวที่ เปลี่ยน (mm)	ปริมาตรที่เปลี่ยน (mm ³ × 10 ³)	Volumetric strain, ε_v	Axial strain, ε_a	พื้นที่หน้าตัด A (m ²)	Deviatoric stress, σ_d (kPa)
0	0	0.00	0.000	0.000	0.001134	0.00
115	-1.95	0.88	0.010	0.025	0.001151	99.86
235	-5.85	3.72	0.042	0.075	0.001174	200.07
325	-11.7	7.07	0.080	0.150	0.001227	264.76
394	-19.11	8.40	0.095	0.245	0.001359	289.83



รูปที่ 8-32

8.1.2 การทดสอบแบบ Consolidated Undrained compression



รูปที่ 8-33 การทดสอบแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Compression test) ปิดวาล์วระบายน้ำ

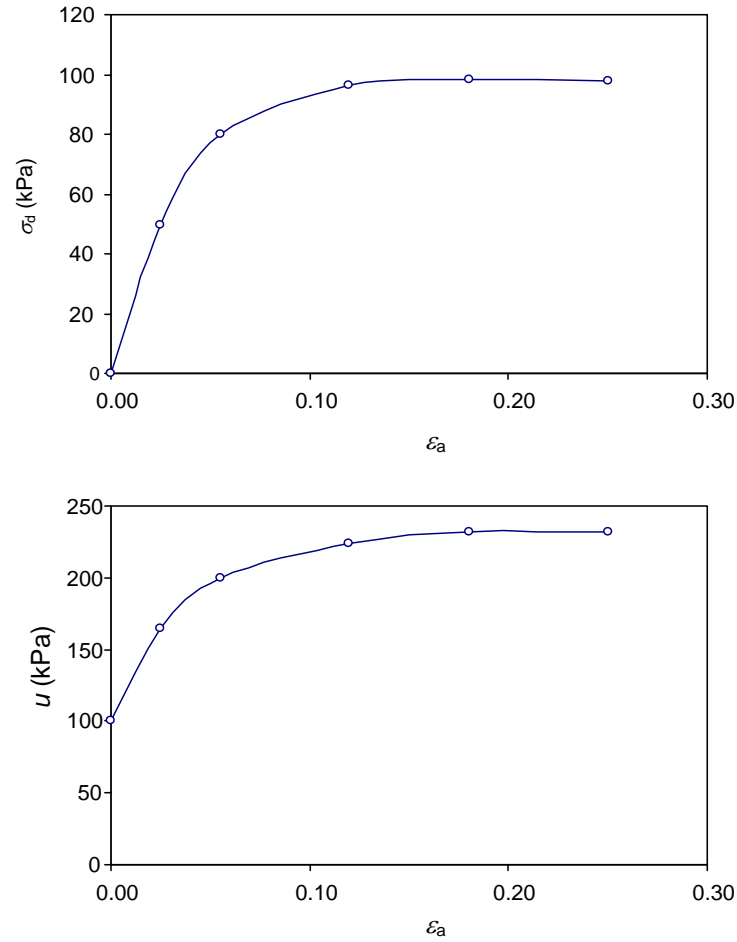
ตัวอย่างที่ 8.2

ตัวอย่างดินทดสอบมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 38 มิลลิเมตร ยาว 78 มิลลิเมตร เมื่อนำไปทดสอบ Consolidated undrained triaxial compression test โดยมี back pressure เท่ากับ 100 kPa โดยในขณะที่ทำการทดสอบมีแรงดัน cell = 300 kPa หลังจากการทดสอบได้ผลดังตาราง จงเขียนกราฟระหว่าง

- axial strain กับ deviator stress
- axial strain กับ total pore water pressure

ตารางที่ 8-3

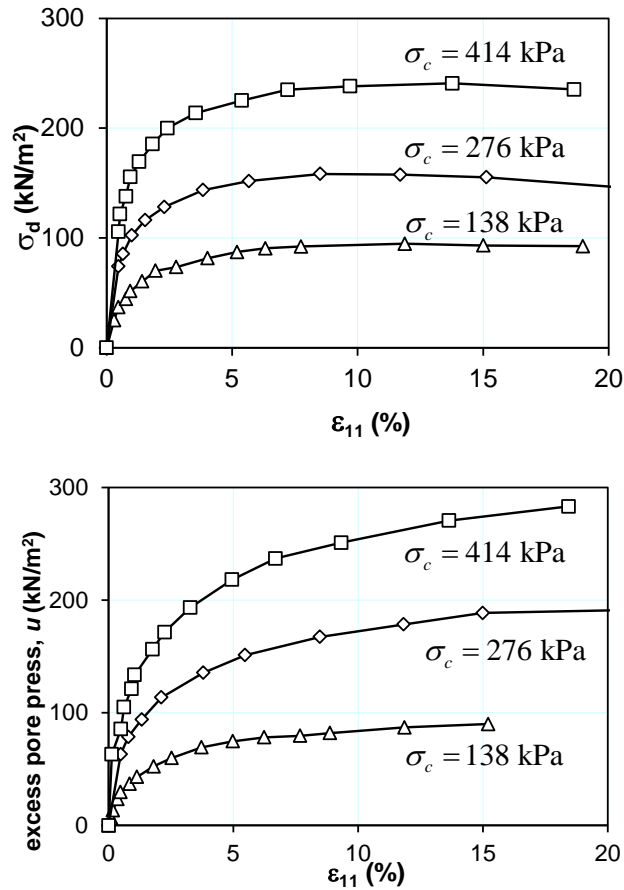
แรงกด (kN)	ความยาวที่เปลี่ยนแปลง (mm)	แรงดันน้ำในตัวอย่าง, u (kPa)	Axial strain, ϵ_a	พื้นที่หน้าตัด (m ²)	Deviatoric stress, σ_d (kPa)
0	0	100	0.000		0
58	-1.95	165	0.025	0.001134	50
96	-4.29	200	0.055	0.001163	80
124	-9.36	224	0.120	0.001200	96
136	-14.04	232	0.180	0.001289	98



รูปที่ 8-34

ตัวอย่างที่ 8.3 การหาพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนของดินจากผลการทดสอบ

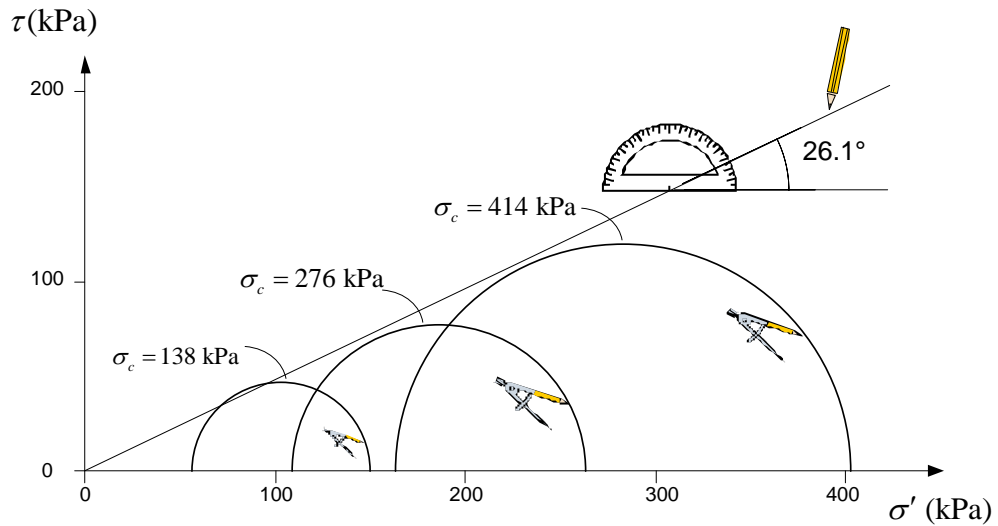
ผลการทดสอบ Consolidated undrained triaxial กับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Balasubramaniam and Chaudhry 1978) ในรูปที่ 8-35 โดยใช้ตัวอย่างดิน 3 ก้อนโดยตัวอย่างแต่ละก้อนใช้แรงค้ำน้ำในเซลล์ที่แตกต่างกัน 3 ค่า จงเขียน Mohr's circle ที่แสดงถึงสถานะของหน่วยแรงของแต่ละตัวอย่างทดสอบ ที่หน่วยแรงประสิทธิผล deviator สูงสุด



รูปที่ 8-35 ผลการทดสอบ Consolidated undrained triaxial test (Balasubramaniam and Chaudhry 1978)

ตารางที่ 8-4 หน่วยแรงหลักประสิทธิผลเมื่อตัวอย่างวิบัติ

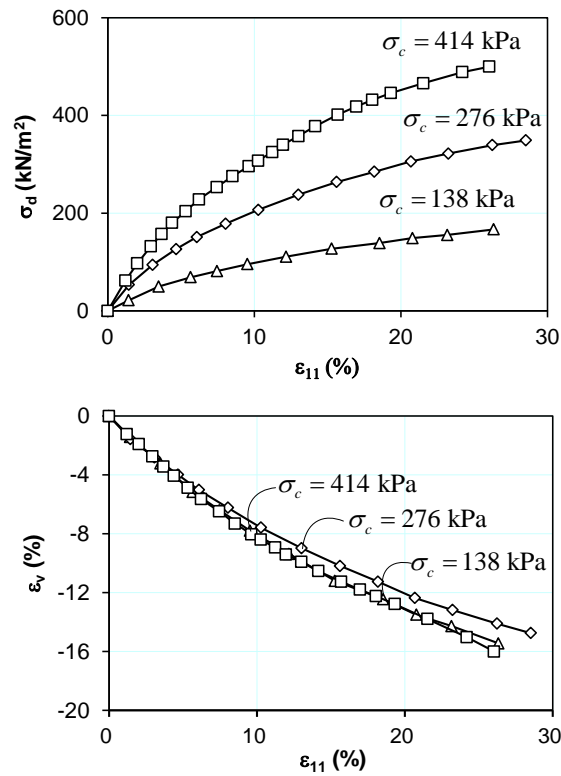
Cell pressure (kN)	Deviator stress σ_d (kPa)	Excess pore water pressure, Δu (kPa)	Major principal stress, σ_1 (kPa)	Minor principal stress, σ_3 (kPa)
138	93.7	81.9	149.8	56.1
276	154.4	167.3	263.1	108.7
414	239.4	251	402.4	163



รูปที่ 8-36 Mohr's circle แสดงสภาวะหน่วยแรงของตัวอย่างที่จุดวิกฤติ จากผลการทดสอบ CIU

ตัวอย่างที่ 8.4 การหาพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนของดินจากผลการทดสอบ

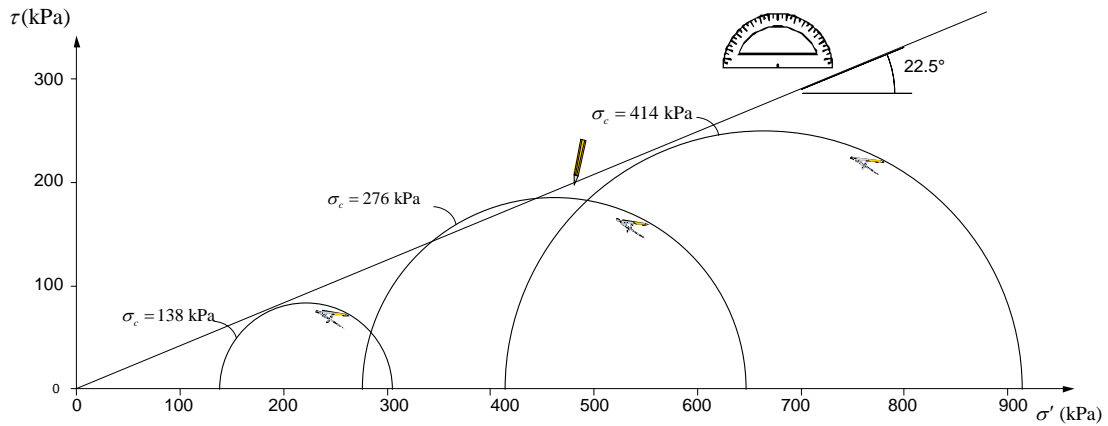
ผลการทดสอบ Consolidated drained triaxial กับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Balasubramaniam and Chaudhry 1978) ในรูปที่ 8-37 โดยใช้ตัวอย่างดิน 3 ก้อนโดยตัวอย่างแต่ละก้อนใช้แรงดันน้ำในเซลล์ที่แตกต่างกัน 3 ค่า จงเขียน Mohr's circle ที่แสดงถึงสภาวะของหน่วยแรงของแต่ละตัวอย่างทดสอบ ที่หน่วยแรงประสิทธิผล deviator สูงสุด



รูปที่ 8-37 Consolidated drained triaxial test (Balasubramaniam and Chaudhry 1978)

ตารางที่ 8-5 หน่วยแรงหลักประสิทธิผลเมื่อตัวอย่างวิบัติ

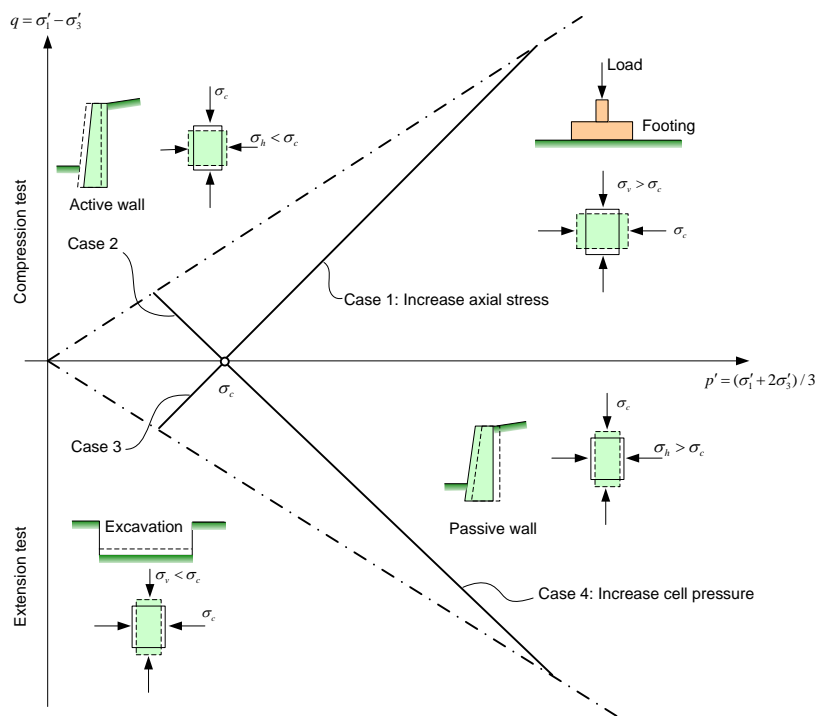
Cell pressure σ'_c (kN)	Deviator stress at failure σ_d (kPa)	Excess pore water pressure, Δu (kPa)	Major principal stress, σ_1 (kPa)	Minor principal stress, σ_3 (kPa)
138	167	0	305	138
276	371	0	647	276
414	500	0	914	414



รูปที่ 8-38 Mohr's circle แสดงสภาวะหน่วยแรงของตัวอย่างที่จุดวิบัติ จากผลการทดสอบ CID

8.2 การทดสอบดินในกรณีอื่น

ในการเลือกชนิดของการทดสอบนั้นจะต้องเหมาะสมกับสภาวะของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงในสนาม ดังรูปที่ 8-39 โดยการทดสอบกรณีที่ 1 เป็นแบบเพิ่มแรงกดในแนวตั้ง กรณีที่ 2 เป็นแบบลดแรงอัดในแนวราบ กรณีที่ 3 เป็นแบบลดแรงอัดในแนวตั้ง กรณีที่ 4 เป็นแบบเพิ่มแรงอัดในแนวราบ



รูปที่ 8-39 การทดสอบ triaxial test ชนิดแบบกดตัวอย่าง และแบบปล่อยให้ตัวอย่างขยายซึ่งเหมาะสมกับปัญหาแต่ละ

แบบ

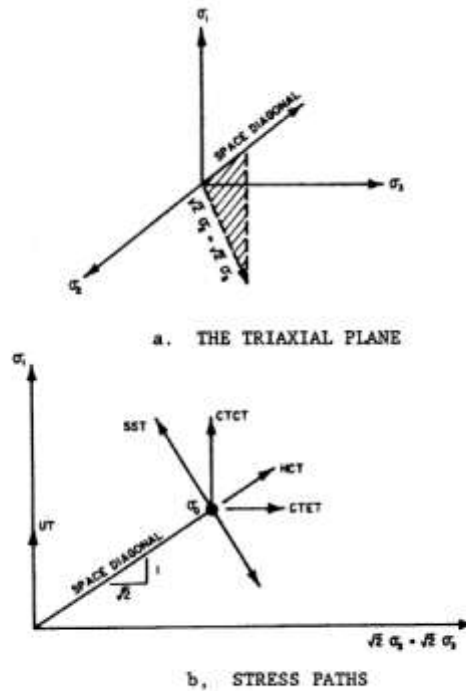
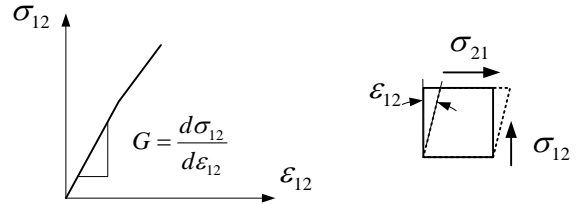
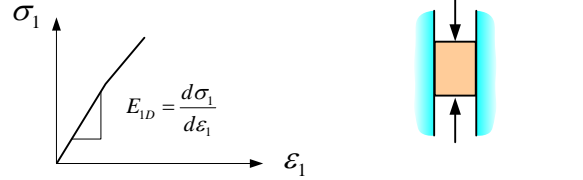
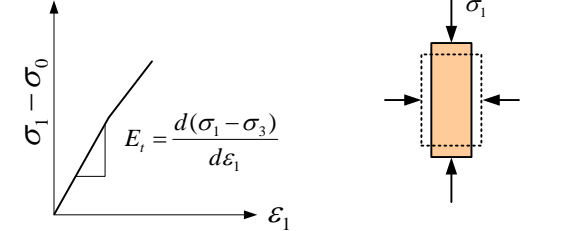
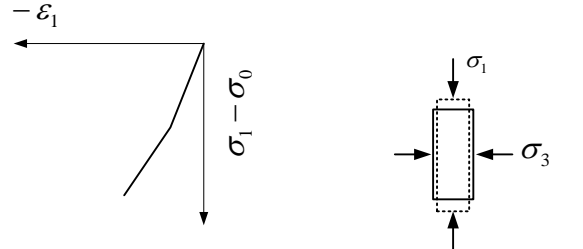


Figure D-1. Examples of stress paths for different tests (Refer to Table D-1 for descriptions of tests)

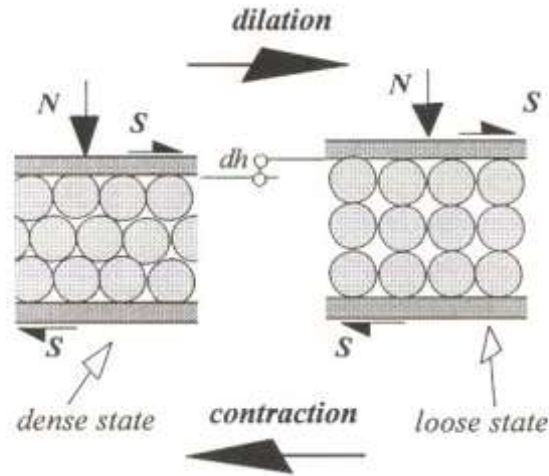
8.3 ชนิดของการทดสอบและพารามิเตอร์ของดิน (USACE 1990)

Type of test	Diagram	Description
Uniaxial stress (UT)		Loading σ_1 on a single vertical axis, $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ Young's modulus, E is determined
Hydrostatic compression (HCT)		Loading occurs along the space diagonal in equal increment $\sigma_0 = \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ and $\epsilon_{vol} = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$ Bulk modulus, K is determined

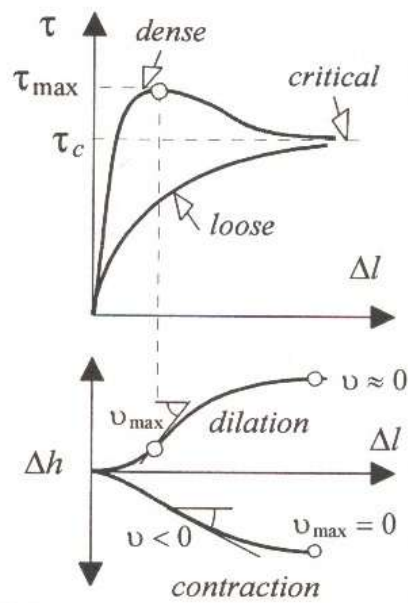
Simple shear test		After hydrostatic loading to $\sigma_0 = \sigma_{oct} = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$
Confined compression test		
Conventional triaxial compression test		
Conventional triaxial extension test		

8.4 การเปลี่ยนแปลงปริมาตรเมื่อดินรับแรงเฉือน

เมื่อดินรับแรงเฉือนอนุภาคของเม็ดดินจะมีการจัดเรียงตัวกันใหม่ให้เหมาะสมเพื่อด้านแรงเฉือน แต่เม็ดดินก่อนถูกเฉือนเรียงตัวกันอย่างหลวม ๆ เม็ดดินจะเรียงตัวกันให้แน่นขึ้น (Void ratio ลดลง) เมื่อรับแรงเฉือน ถ้าเม็ดดินก่อนถูกเฉือนเรียงตัวอย่างแน่น เม็ดดินจะขยายตัวให้หลวมมากขึ้น (Void ratio เพิ่มขึ้น) เมื่อรับแรงเฉือนซึ่งถ้าหาหน่วยแรงหลักประสิทธิภาพ (Principle effective stress) มาเขียนวงกลมของ Mohr และลากเส้นสัมผัสวงกลมจะได้เส้นการ **วิบัติ (โปรดเรียบเรียงใหม่)**



รูปที่ 8-40 Loose and dense states for sands



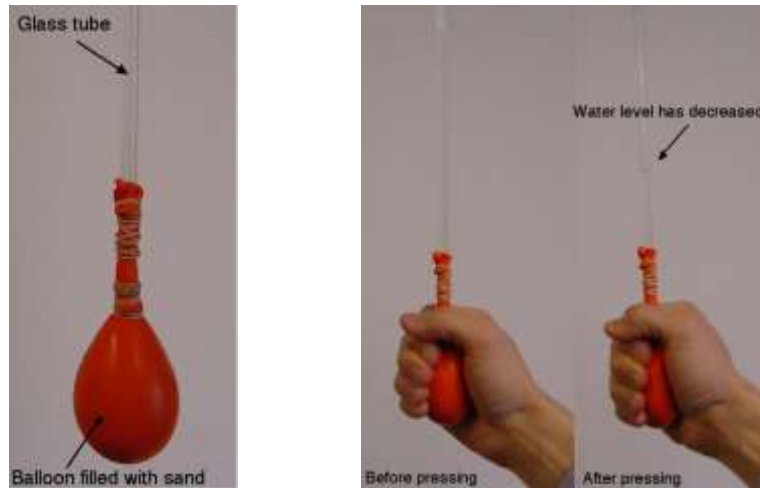
รูปที่ 8-41 Contraction and dilation of sands

8.1 พฤติกรรมของดินทรายในขณะเมื่อมีแรงเฉือนกระทำ

ดินทรายแน่นจะมีปริมาตรลดลงในช่วงแรกของการเฉือนจากนั้นปริมาตรจะเพิ่มขึ้น ส่วนหน่วยแรงเฉือนจะเพิ่มขึ้นจนถึงจุดสูงสุดแล้วจะลดลง (softening) ดินทรายเป็นหลวมจะมีปริมาตรลดลงตลอดการเฉือนตัวอย่างหน่วยแรงเฉือนจะเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ จนถึงจุดสูงสุดโดยไม่มีการลดลงของหน่วยแรงเฉือน (hardening)

8.1.1 การขยายปริมาตรของทราย (dilatancy¹) เมื่อเกิดหน่วยแรงเฉือน

การทดสอบอย่างง่ายเพื่อศึกษาผลของแรงเฉือนต่อการขยายปริมาตรของทรายทำได้โดยการบรรจุทรายไว้ในลูกโป่งจากนั้นเสียบหลอดใส่ไว้ในลูกโป่งโดยพันปลายหลอดไว้ด้วยผ้าเพื่อกันไม่ให้ทรายไหลตามน้ำขึ้นมาจากหลอด ใช้เส้นยางพันปากลูกโป่งกับหลอดให้แน่นจนน้ำไม่สามารถรั่วออกมาได้ เติมน้ำให้เต็มลูกโป่งจนระดับน้ำสูงถึงกึ่งกลางหลอดที่เสียบไว้



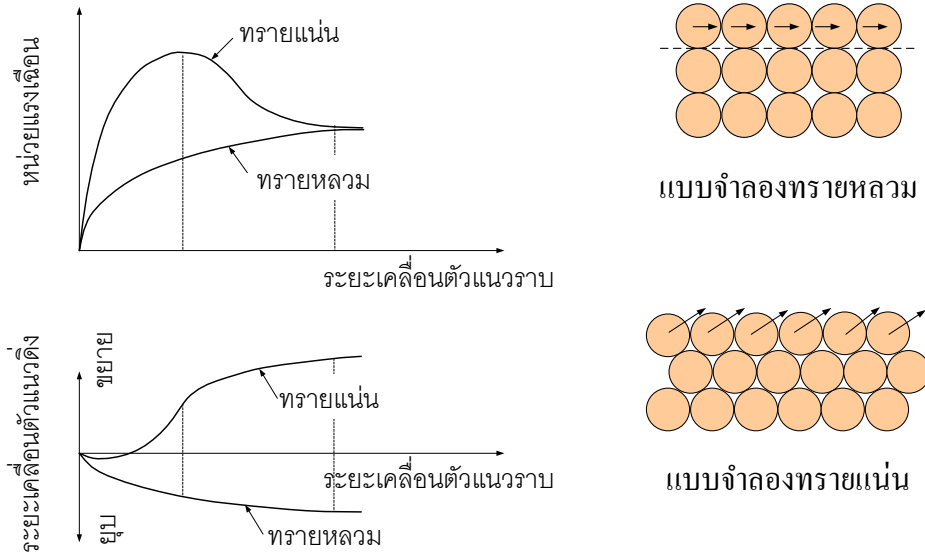
รูปที่ 8-42 การทดสอบการขยายปริมาตรของมวลทรายเมื่อมีแรงเฉือนกระทำ

เมื่อออกแรงบีบลูกโป่งจะพบว่าระดับน้ำในหลอดลดลงจากระดับเดิมที่เติมไว้ ซึ่งเกิดจากการที่เมื่อบีบลูกโป่งจะเกิดหน่วยแรงขึ้นในมวลทราย และเมื่อทรายเกิดการขยับตัวจะเกิดช่องว่างขึ้นระหว่างเม็ดทรายทำให้น้ำไหลเข้าไปบรรจุอยู่ในช่องว่างนี้ ปริมาตรน้ำในหลอดที่เสียบไว้จึงลดลงพฤติกรรมที่ทรายขยายตัวนี้อธิบายไว้โดย Osborne Renold² ในปี ค.ศ. 1885 เฉพาะทรายที่ถูกบดอัดจนแน่นแล้วเท่านั้นจึงจะแสดงพฤติกรรมการขยายตัวเมื่อเกิดหน่วยแรงเฉือน

ปรากฏการณ์นี้จะพบเมื่อเดินไปบนหาดทรายที่อมน้ำ เมื่อเดินไปบนทรายจะเกิดรอยเท้าขึ้นแต่หลังจากเดินผ่านไปจะไม่มีน้ำในรอยเท้าซึ่งเป็นปรากฏการณ์ที่เหมือนกับการทดลองนี้ นั่นคือเมื่อมีแรงกระทำต่อผิวทรายชายหาดทรายจะเกิดการขยายตัวทำให้น้ำสามารถเข้าไปอยู่ในช่องว่างที่ขยายตัวขึ้นมา รอยเท้าบนทรายแน่นบริเวณชายหาดจึงมักจะไม่มีน้ำขังอยู่

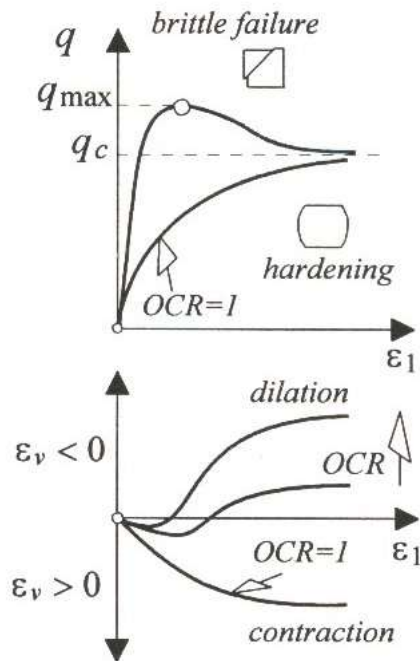
¹ adj. 1. dilating; expanding. 2. Physical Chemistry . exhibiting an increase in volume on being changed in shape, owing to a wider spacing between particles.

² Osborne Reynolds (August 1842 - February 1912) was a prominent innovator in the understanding of fluid dynamics.



รูปที่ 8-43 พฤติกรรมการขยายตัวของมวลทรายแน่นเมื่อเกิดหน่วยแรงเฉือน

8.2 ผลของ OCR ต่อ Peak strength ของดินเหนียว



รูปที่ 8-44 Effect of the OCR on the peak strength of a clay

8.3 การทดสอบ Consolidated Undrained Triaxial

Deviator stress และ Strain

แรงดันน้ำซึ่งเกิดจากแรงภายนอกกระทำ จะเห็นได้ว่าการทดสอบนี้จะไม่ได้ผลการเปลี่ยนแปลงปริมาตร เนื่องจากเราปิดวาล์วน้ำเอาไว้ เมื่อมีแรงกดกระทำแรงดันน้ำจึงเปลี่ยนแปลง

สำหรับการทดสอบแบบ Undrained จะเกิดแรงดันน้ำขึ้นเนื่องจากแรงกระทำจากภายนอก (หน่วยแรงรวม) ซึ่งเรากำหนดหน่วยแรงประสิทธิผลได้จาก

$$\sigma' = \sigma - \Delta u \quad (8.5)$$

ดังนั้นในกรณีของการทดสอบแบบ CU จะเขียน Mohr's circle ได้ทั้งแบบหน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิผล

8.4 แรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นเมื่อมีรับแรงกระทำแบบ Axisymmetric

แรงดันน้ำในตัวอย่างทดสอบจะเปลี่ยนแปลงเนื่องจากแรงกระทำภายนอก ซึ่ง Skempton (1954) เสนอสมการเพื่อให้คำนวณแรงดันน้ำในกรณีสมมาตรรอบแกนหมุน (Axisymmetry)

$$\Delta u = B(\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)) \quad (8.6)$$

$\Delta \sigma_3$ การเปลี่ยนแปลงแรงดันของ Minor principle stress

$\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$ การเปลี่ยนแปลงของ Deviatoric stress

B สัมประสิทธิ์ซึ่งใช้บ่งชี้ว่าดินอิ่มตัวด้วยน้ำหรือไม่

ถ้าดินอิ่มตัวด้วยน้ำ $B = 1$

ถ้าดินแห้ง ไม่มีน้ำอยู่เลย ($S=0\%$) $B = 0$

A สัมประสิทธิ์แรงดันน้ำส่วนเกิน (excess pore water pressure coefficient)

ถ้าเราจัดรูปสมการใหม่จะได้

$$\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} = B \left(1 + A \left(\frac{\Delta \sigma_1}{\Delta \sigma_3} - 1 \right) \right) \quad (8.7)$$

ซึ่งในการทดสอบ CU compression หรือ CD compression จะต้องเพิ่มแรงดันน้ำกระทำต่อตัวอย่าง ในกรณีที่มีแรงดันน้ำกระทำต่อตัวอย่างเพียงอย่างเดียว $\sigma_3 = \sigma_1$

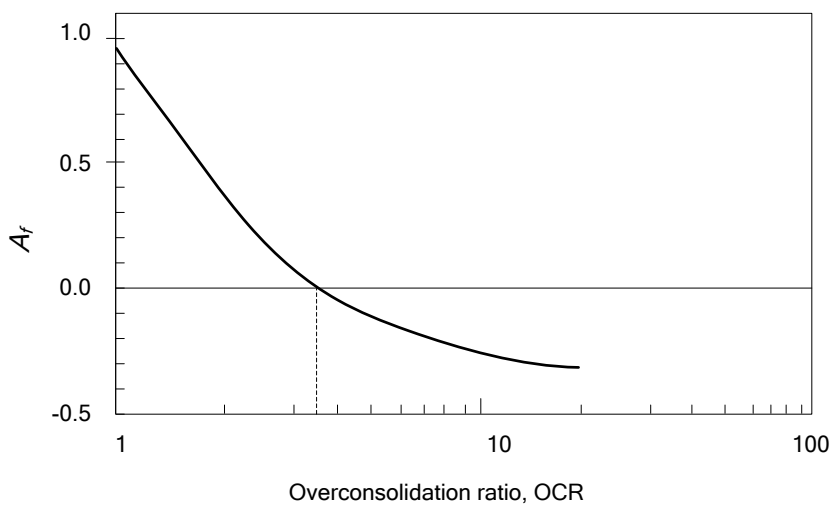
$$\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} = B$$

ถ้าดินอิ่มตัวด้วยน้ำ $B=1$ จะทำให้ $\Delta u = \sigma_3$

ซึ่งหมายความว่าถ้าเราเพิ่มแรงดันดินด้านข้าง σ_3 จะทำให้แรงดันน้ำในตัวอย่างเพิ่มขึ้นเท่ากับ σ_3 และที่จุดวิกฤติ

$$A = A_f = \left(\frac{\Delta u_d}{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3} \right)_f$$

Δu_d แรงดันน้ำเปลี่ยนแปลงซึ่งเกิดขึ้นเนื่องจาก Deviatoric stress

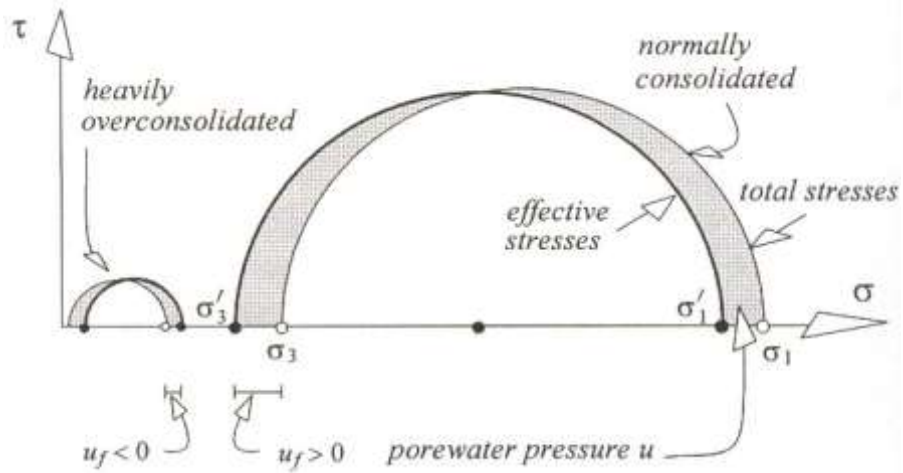


รูปที่ 8-45 การเปลี่ยนแปลงของค่า A_f ซึ่งขึ้นอยู่กับค่า OCR

ซึ่งจะเห็นได้ว่าค่า A_f จะแปรเปลี่ยนตามค่า OCR

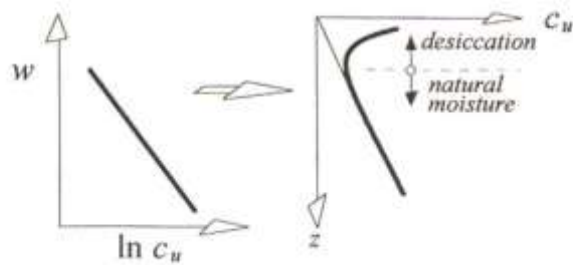
OCR < 2 แรงดันน้ำส่วนเกินจะเป็นบวก (เกิดหน่วยแรงดัน)

OCR > 2 แรงดันน้ำส่วนเกินจะเป็นลบ (เกิดหน่วยแรงดูด) ดังรูป



รูปที่ 8-46 Effect of the state of a clay on its strength

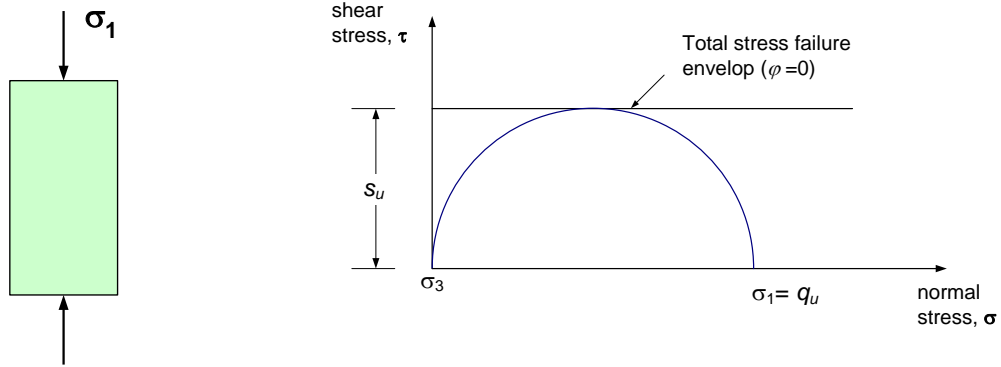
clay consistency	c_u (kN/m ²)
very soft	< 20
soft	20–40
firm to medium	40–75
stiff	75–150
very stiff	> 50



รูปที่ 8-47 Variation of s_u with depth for a normally consolidated clay (Azizi 2000)

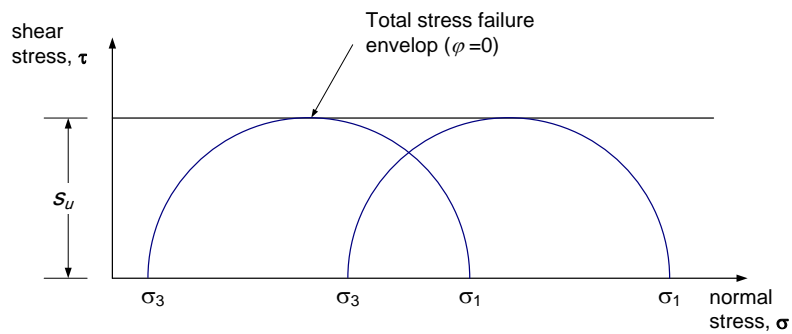
8.5 Unconfined compression (UC test)

เป็นการทดสอบที่ง่ายที่สุด ไม่มีแรงดันด้านข้าง ดังนั้นจึงทดสอบได้เฉพาะตัวอย่างดินเหนียวซึ่งเกาะกันเป็นก้อนเท่านั้น



8.6 Unconsolidated Undrained (UU test)

จะเห็นว่า failure envelop เป็นเส้นราบ ($\phi = 0$) และ $\sigma_f = s_u$



ตัวอย่างที่ 8.5 การหาพารามิเตอร์จากการทดสอบ Unconsolidated undrained triaxial test

จงคำนวณหา Shear strength พารามิเตอร์ จากผลการทดสอบ Unconsolidated Undrained triaxial test จากผลการทดสอบดังตารางที่ 8-6

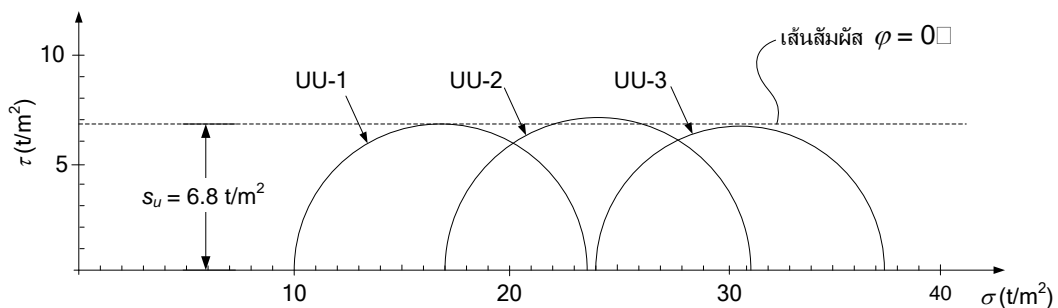
ตารางที่ 8-6

ตัวอย่างหมายเลข	Cell pressure (t/sq.m.)	Deviator stress (t/sq.m.)
UU-1	10	13.6
UU-2	17	14.2
UU-3	24	13.4

การทดสอบชนิดนี้ไม่มีการวัดแรงดันน้ำในดิน ดังนั้นจึงต้องวิเคราะห์ด้วยวิธีหน่วยแรงรวม เพราะการคำนวณด้วยวิธีหน่วยแรงประสิทธิผลนั้นจำเป็นต้องทราบแรงดันน้ำ จากข้อมูลการทดสอบนำมาเขียนเป็น state of stress ได้ดังรูปที่ 8-48 และเมื่อนำ state of total stress ที่จุดวิบัติมาเขียนวงกลม Mohr ลงบนกราฟ $\sigma-\tau$ จะได้วงกลม 3 วงดังรูปที่ 8-49 ซึ่งเราสามารถลากเส้นสัมผัสวงกลมทั้งสามได้ โดยที่มุมเสียดทานภายใน φ คือเส้นสัมผัสมีความชันเท่ากับศูนย์องศา และหน่วยแรงเฉือนสูงสุด τ_{max} มีค่าเท่ากับ 6.8 ตันต่อตารางเมตร หน่วยแรงเฉือนสูงสุดนี้เกิดขึ้นเมื่อตัวอย่างอยู่ในสภาวะไม่ระบายน้ำดังนั้นจึงเป็นกำลังรับแรงเฉือนของดิน สรุปพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนของดินโดยการทดสอบ unconsolidated undrained triaxial test จะมีค่า $\varphi=0$ องศา และค่า $c = s_u = 6.8$ ตันต่อตารางเมตร

Total stress ก่อนทดสอบ	Total stress เมื่อตัวอย่างวิบัติ	แรงดันน้ำ	Effective stress

รูปที่ 8-48 สถานะของหน่วยแรงจากการทดสอบ unconsolidated undrained triaxial test



รูปที่ 8-49 Mohr's circle แสดง state of total stress และพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนของดินที่ได้จากการทดสอบ unconsolidated drained triaxial test

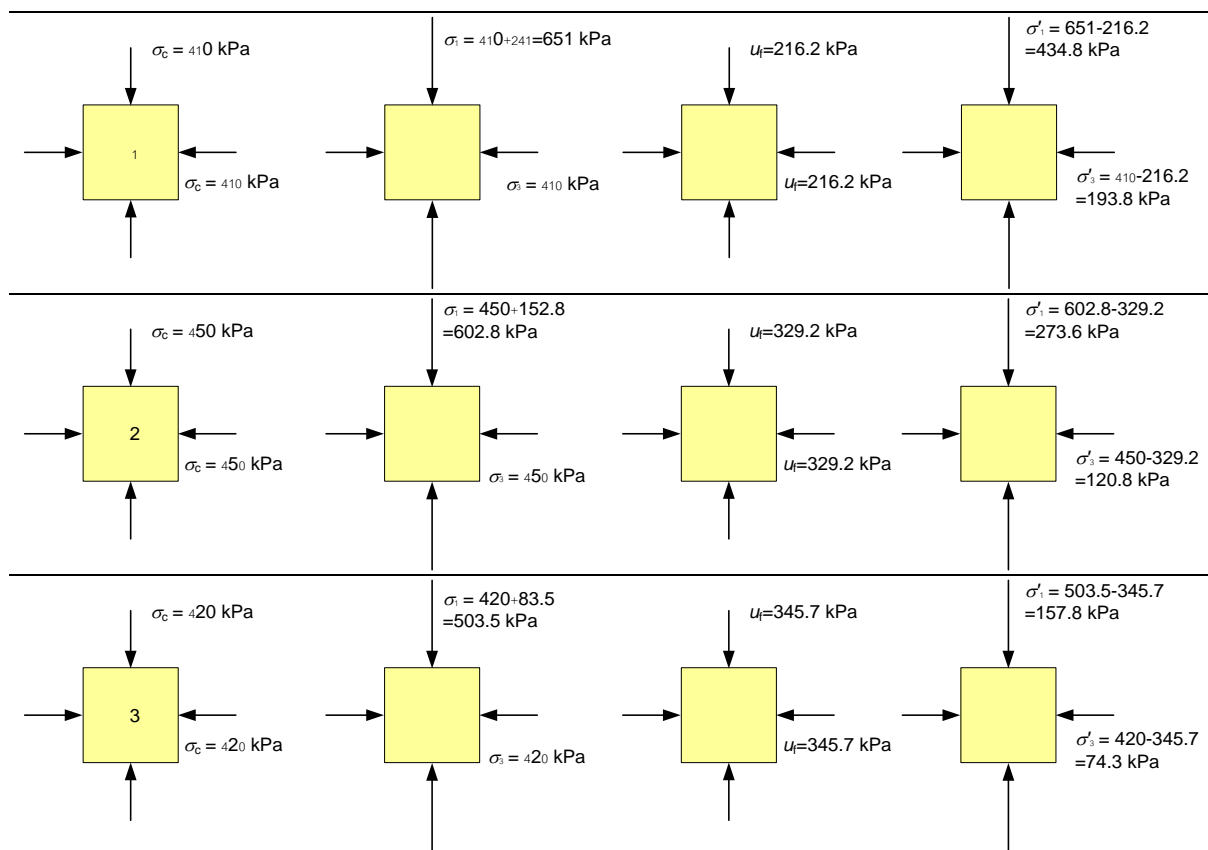
ตัวอย่างที่ 8.6 การหาพารามิเตอร์จากการทดสอบ CD triaxial test

จงคำนวณ Shear strength พารามิเตอร์ จากข้อมูลการทดสอบ Consolidated Drained triaxial test

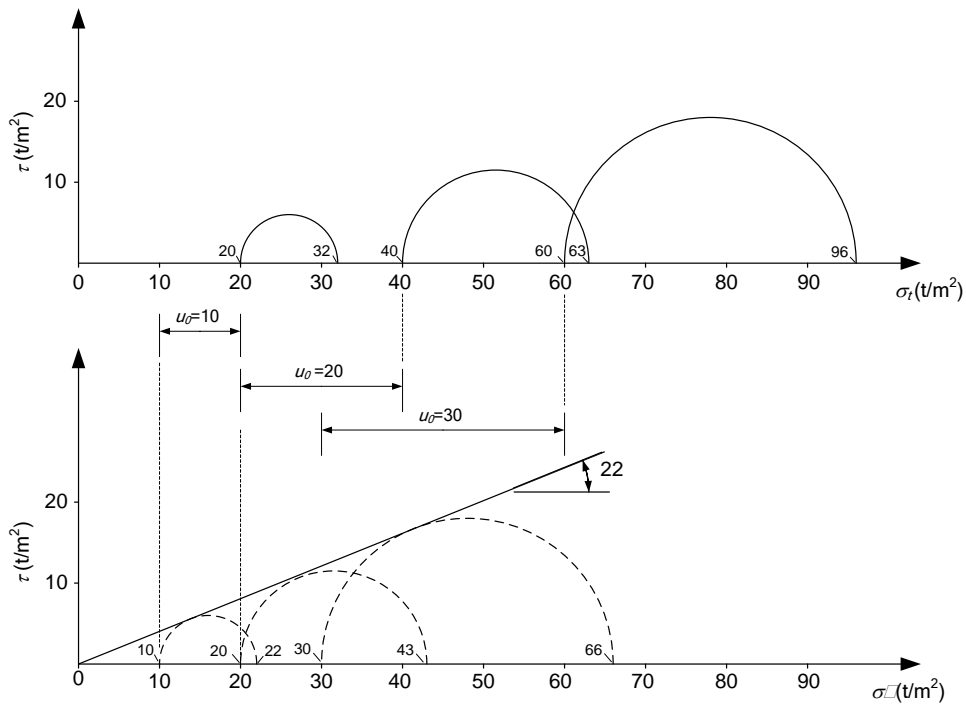
ตารางที่ 8-7

ตัวอย่างหมายเลข	Cell pressure, σ_c (t/m ²)	Deviator stress at failure, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (t/m ²)	Pore pressure = Backpressure, u_0 (t/m ²)
CD-1	20	12	10
CD-2	40	23	20
CD-3	60	36	30

จากผลการทดสอบ cell pressure เป็นหน่วยแรงรวม เมื่อนำมารวมกับหน่วยแรง Deviator จะได้หน่วยแรงหลักมากที่สุด σ_1 (หน่วยแรงรวม) ส่วนหน่วยแรงหลักน้อยที่สุดจะเท่ากับ σ_3 Cell pressure (หน่วยแรงรวม) ดังแสดงในรูปของสถานะของหน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิผลในรูปที่ 8-50 เมื่อนำไปเขียน Mohr's circle ได้ดังรูปที่ 8-50



รูปที่ 8-50 สถานะของหน่วยแรงจากการทดสอบ consolidated drained triaxial test



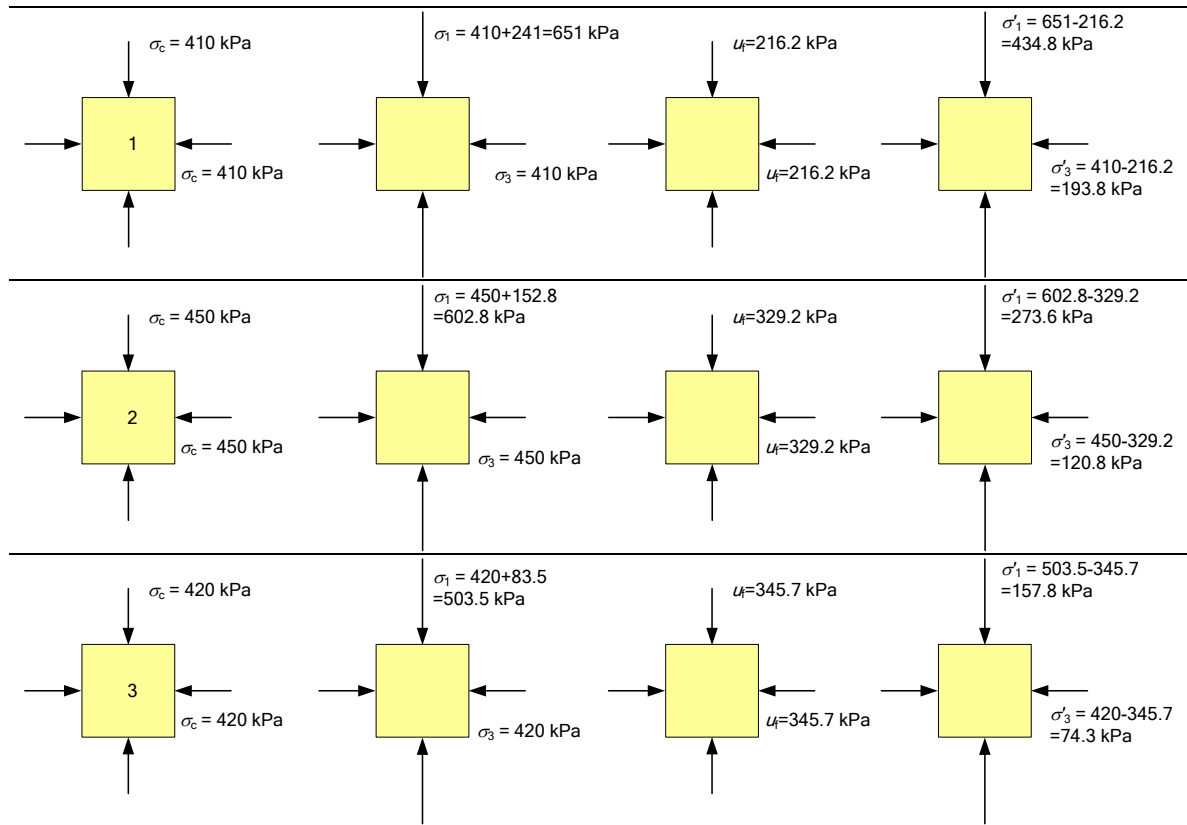
รูปที่ 8-51 Mohr's circle แสดง state of total stress และพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนของดินที่ได้จากการทดสอบ consolidated drained triaxial test

ตัวอย่างที่ 8.7 การหาพารามิเตอร์จากการทดสอบ CU triaxial test

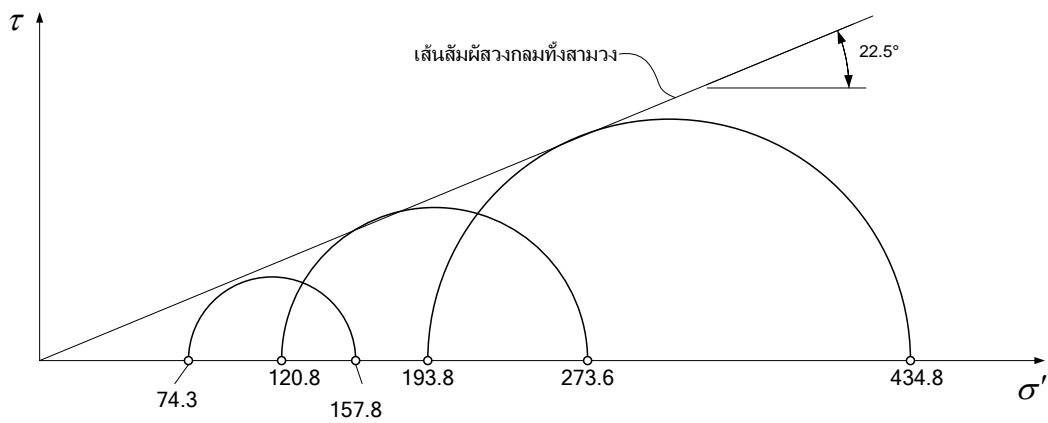
จงคำนวณ Shear strength พารามิเตอร์ จากข้อมูลการทดสอบ Consolidated Undrained triaxial test

ตารางที่ 8-8

ตัวอย่างหมายเลข	Cell pressure, σ_c (kN/m ²)	Deviator stress at failure, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kN/m ²)	Pore pressure at failure, u_f (kN/m ²)
CU-1	410	241.0	216.2
CU-2	450	152.8	329.2
CU-3	420	83.5	345.7



รูปที่ 8-52 สถานะของหน่วยแรงจากการทดสอบ consolidated undrained triaxial test



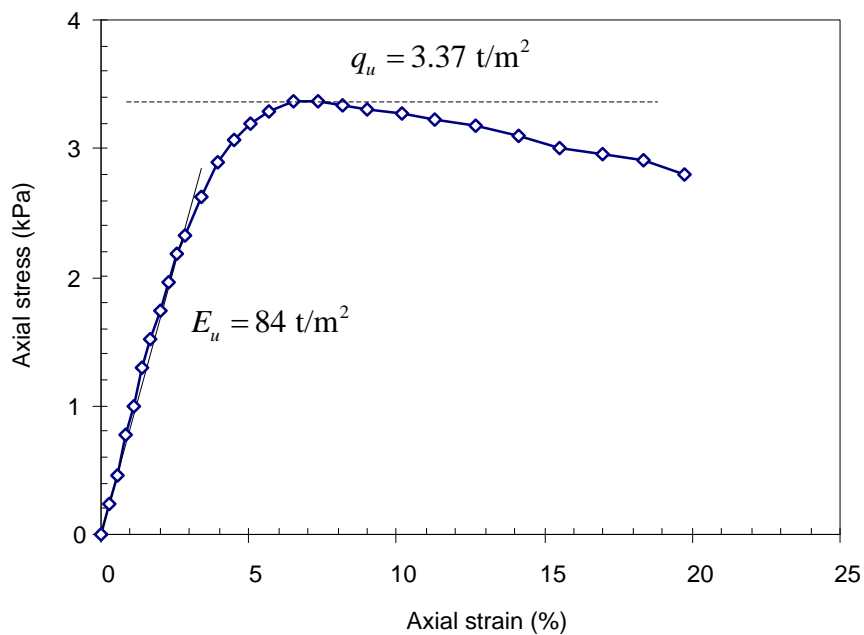
รูปที่ 8-53 Mohr's circle แสดง state of total stress และพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนของดินที่ได้จากการทดสอบ consolidated undrained triaxial test

ตัวอย่างที่ 8.8 การหาพารามิเตอร์ของดินจากการทดสอบ unconfined compression

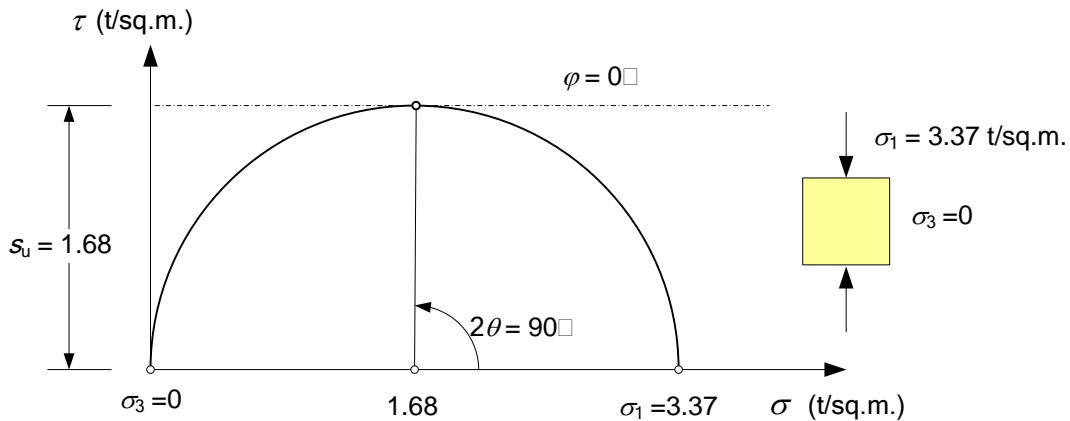
การทดสอบ Unconfined compression test กับตัวอย่างดินเหนียวอ่อนที่มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 46 มิลลิเมตร สูง 90 มิลลิเมตร มีปริมาณน้ำในดิน 63 เปอร์เซ็นต์ ได้ข้อมูลดังตารางที่ 8-9 จงเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียด และจงหากำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ

ตารางที่ 8-9

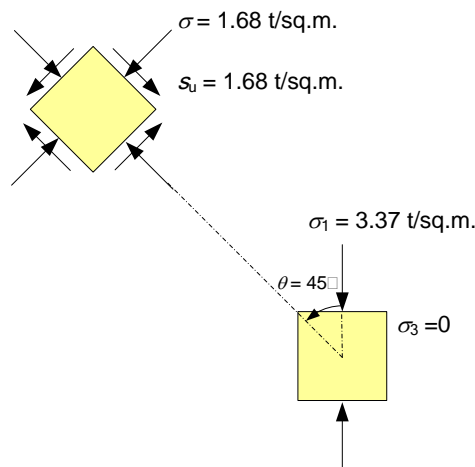
ค่าขยุบตัว (cm)	แรงกดทดสอบ (kg)	\mathcal{E} (%)	$A_{\text{current load}}$ (cm ²)	σ (t/m ²)
0.000	0.000	0.000	16.619	0.00
0.051	0.772	0.564	16.713	0.46
0.102	1.672	1.129	16.809	0.99
0.152	2.572	1.693	16.905	1.52
0.203	3.344	2.258	17.003	1.97
0.254	3.987	2.822	17.102	2.33
0.356	5.016	3.951	17.303	2.90
0.457	5.595	5.080	17.508	3.20
0.584	5.981	6.491	17.773	3.37
0.737	6.045	8.184	18.100	3.34
0.914	6.045	10.160	18.498	3.27
1.143	6.045	12.700	19.037	3.18
1.397	5.917	15.522	19.673	3.01
1.651	5.917	18.344	20.353	2.91
1.778	5.788	19.756	20.710	2.79



รูปที่ 8-54 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียด



รูปที่ 8-55 Mohr's circle แสดง state of total stress และพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนของดินที่ได้จากการทดสอบ unconfined compression test

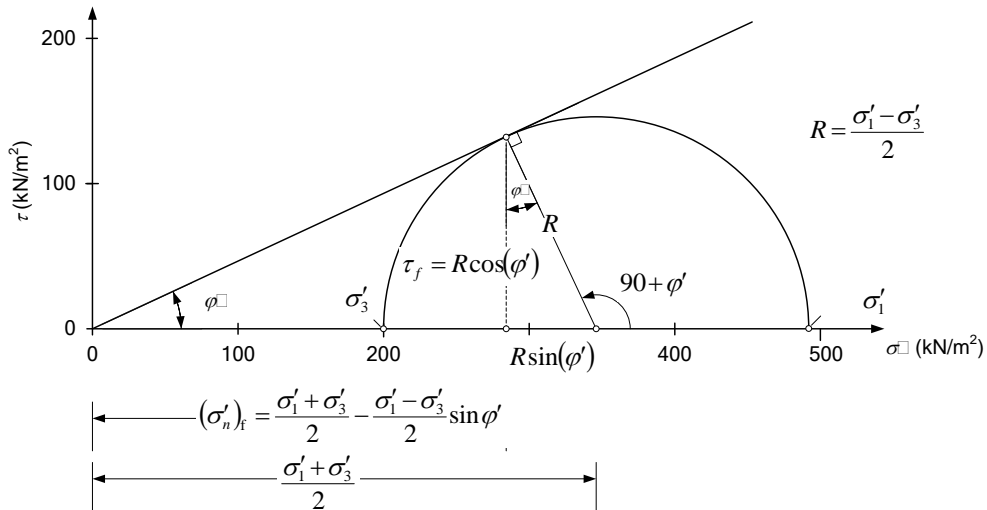


รูปที่ 8-56 state of stress ขณะที่ดินวิบัติ

8.7 ทฤษฎีการวิบัติของ Mohr-Coulomb เบื้องต้น

8.7.1.1 ดินที่ไม่มีค่า cohesion

ถ้าเราทดสอบตัวอย่าง โดยการเพิ่มแรงกดในแนวตั้งและรักษาแรงดันด้านข้างให้คงที่ เมื่อนำเอา state of stress ที่แรงกดก่อนการวิบัติมาเขียนใน Mohr's circle เราจะพบว่าเราสามารถเขียนวงกลมหลายวงได้โดยวงกลมแต่ละวงจะมีจุดร่วมกันคือจุดที่มีหน่วยแรง $\sigma'_3 = \sigma'_c$ และจะมีวงกลมเพียงวงเดียวที่สัมผัสกับเส้น failure envelop และจะมีหน่วยแรงสูงสุดเป็น σ'_1 ซึ่งถ้าเรารู้ค่ามุม Friction angle (ϕ') เราจะคำนวณ Major principle stress (σ'_1) ได้จาก Minor principle stress (σ'_3) และคำนวณสถานะของหน่วยแรงบนระนาบที่เกิดการวิบัติ ได้โดยพิจารณาจาก Mohr's circle ดังรูปที่ 8-57



รูปที่ 8-57 ใช้วิธี Mohr's circle ประกอบกับเรขาคณิตวิเคราะห์

$$\sin \varphi' = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3) / 2}{(\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2}$$

$$= \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3}$$

$$\sigma'_1 - \sigma'_1 \sin \varphi' = \sigma'_3 - \sigma'_3 \sin \varphi'$$

$$\sigma'_1 (1 - \sin \varphi') = \sigma'_3 (1 + \sin \varphi')$$

หน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดเมื่อดินตัวอย่างวิบัติคือ

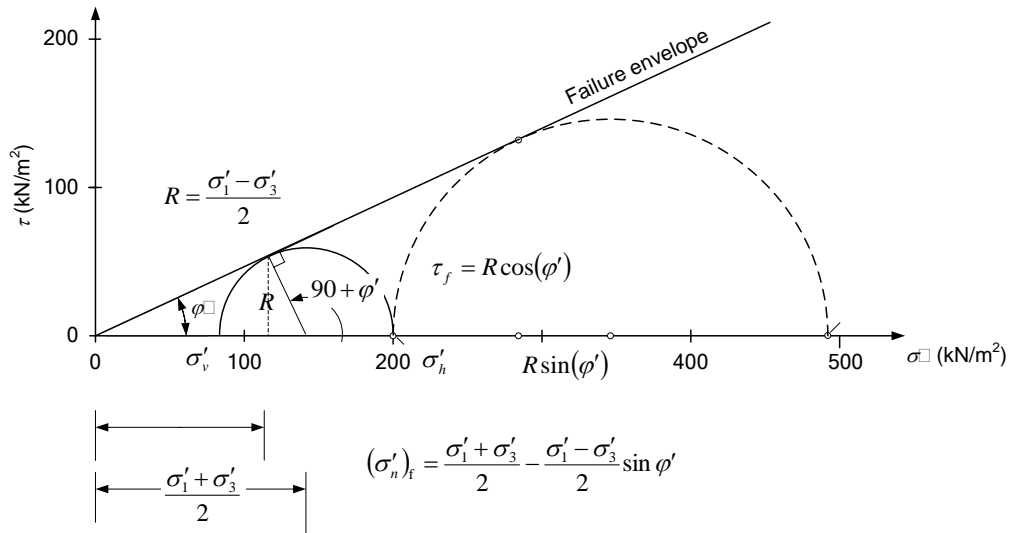
$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \left(\frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \right)$$

หน่วยแรงประสิทธิผลและหน่วยแรงเฉือนบนระนาบที่เกิดการวิบัติคือ

$$(\sigma'_n)_f = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \sin \varphi'$$

$$(\tau)_f = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos \varphi'$$

สำหรับกรณีที่เราทดสอบดินโดยที่รักษาหน่วยแรงกดในแนวตั้งให้คงที่แต่ลดหน่วยแรงดันด้านข้างลงจนกระทั่งดินตัวอย่างวิบัติ เราสามารถคำนวณหน่วยแรงสูงสุดและหน่วยแรงต่ำสุดได้ดังนี้



รูปที่ 8-58

$$\sin \varphi' = \frac{(\sigma'_h - \sigma'_v)/2}{(\sigma'_h + \sigma'_v)/2}$$

$$= \frac{\sigma'_h - \sigma'_v}{\sigma'_h + \sigma'_v}$$

$$\sigma'_h - \sigma'_v \sin \varphi' = \sigma'_h - \sigma'_h \sin \varphi'$$

$$\sigma'_h (1 - \sin \varphi') = \sigma'_v (1 + \sin \varphi')$$

หน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดเมื่อดินตัวอย่างวิบัติคือ

$$\sigma'_h = \sigma'_v \left(\frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \right)$$

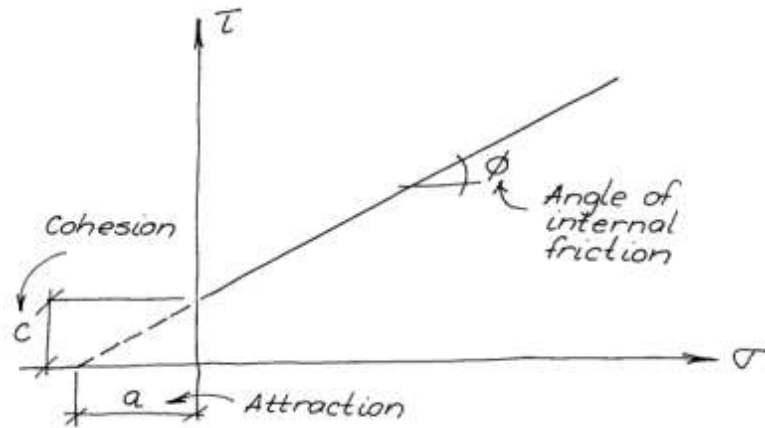
หน่วยแรงประสิทธิผลและหน่วยแรงเฉือนบนระนาบที่เกิดการวิบัติคือ

$$(\sigma'_n)_f = \frac{\sigma'_h + \sigma'_v}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \sin \varphi'$$

$$(\tau)_f = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos \varphi'$$

8.7.1.2 ดินที่มีค่า cohesion

สำหรับดินที่มีค่า Cohesion เราสามารถใช้วิธีเรขาคณิตวิเคราะห์ในการ วิเคราะห์หน่วยแรงวิบัติได้ เช่นเดียวกัน ดังรูปที่ 8-59



Coulomb - Mohr

$$\tau_f = c + \sigma_f \tan \phi = (\sigma_f + a) \tan \phi$$

Terzaghi - Hvorslev

$$\tau_f = c' + \sigma_f' \tan \phi' = c' + (\sigma_f - u_f) \tan \phi'$$

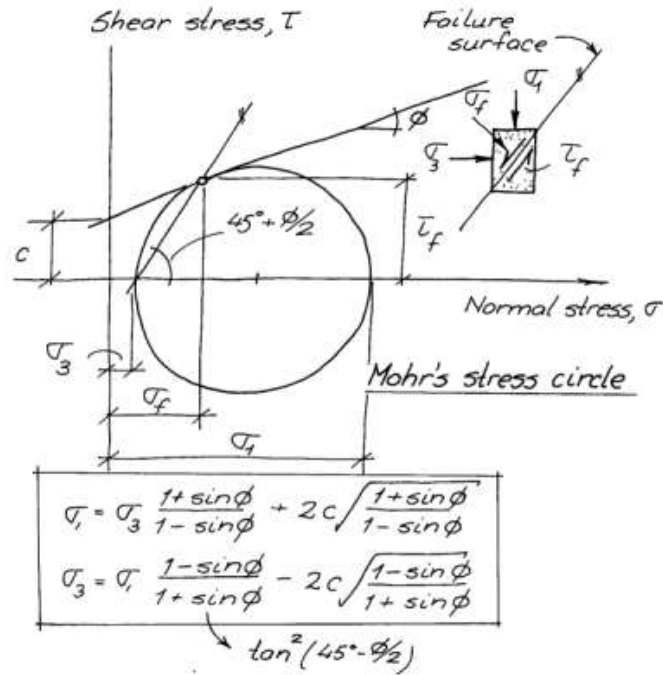
$$\tau_f = (\sigma_f' + a) \tan \phi'$$

 ↑
 Attraction

รูปที่ 8-59

8.8 การวิเคราะห์สถานะหน่วยแรงด้วย Mohr's circle โดยใช้ Pole method

การวิเคราะห์สถานะหน่วยแรงด้วย Mohr's circle โดยอาศัยวิธี Pole method นี้ได้ผลเหมือนกับผลการวิเคราะห์โดยใช้วิธีที่ระบุไว้ในหัวข้อที่ 6.11 ในที่นี้จะไม่กล่าวถึง Pole method ในรายละเอียดเนื่องจากวิธีที่กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 6.11 นั้นเป็นวิธีที่นิยมใช้ในการวิเคราะห์ทางด้านกลศาสตร์วัสดุอยู่แล้วและสามารถนำไปใช้เขียนโปรแกรมเพื่อการคำนวณโดยอัตโนมัติได้ง่าย ในการวิเคราะห์สถานะหน่วยแรงด้วย Pole method แสดงดังรูปที่ 8-60



รูปที่ 8-60 การใช้ Pole method ในการวิเคราะห์ห้สถานะหน่วยแรงโดยใช้ Mohr's circle

ตัวอย่างที่ 8.9

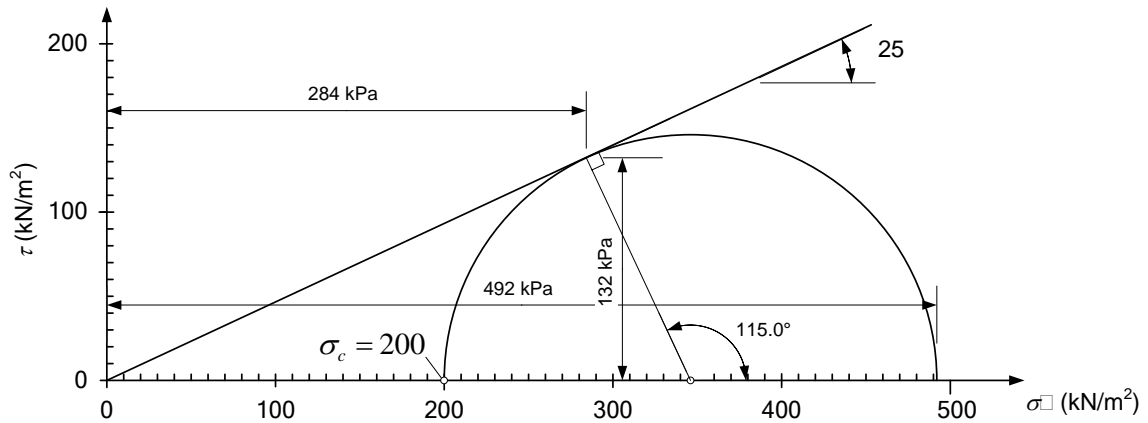
ดิน Normally consolidated clay มีค่า Internal friction angle, $\phi = 25^\circ$

a) ถ้าทำการทดสอบ Consolidated Undrained triaxial test โดยใช้ cell pressure = 200 kN/m² จงหาค่า Deviator stress ที่จุดวิบัติ (σ_d)_f เป็นเท่าใด

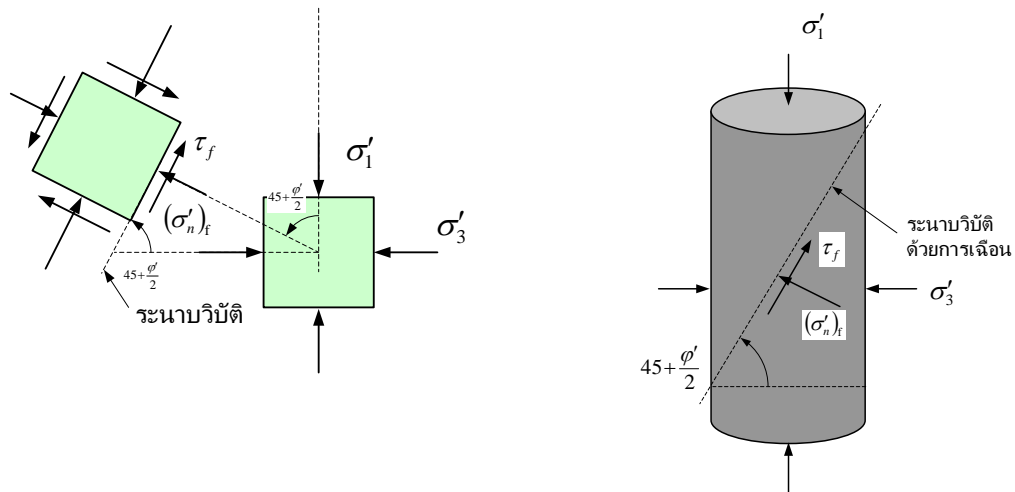
b) จากข้อ a) จงคำนวณหาค่าหน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือนที่ตัวอย่างเกิดการวิบัติ พร้อมทั้งแสดงระนาบที่ดินวิบัติด้วย

การคำนวณ ทำได้สองวิธีคือ

1. ใช้วิธีการฟิก โดยการเขียนรูป Mohr's circle แล้ววัดระยะ
2. ใช้วิธีเรขาคณิตวิเคราะห์ โดยใช้ความรู้เรื่องคุณสมบัติของวงกลม และตรีโกณมิติ



รูปที่ 8-61 ใช้วิธีการกราฟิก โดยการเขียนรูป Mohr's circle ลงเสกกลแล้วใช้วิธีวัดระยะ



รูปที่ 8-62

ซึ่งแทนค่าในสมการข้างต้นเมื่อใช้แก้ปัญหาคือที่กำหนดให้ cell pressure = 200 kPa และ friction angle = $\phi = 25^\circ$

หน่วยแรงหลักมากที่สุด

$$\begin{aligned}\sigma'_1 &= \sigma'_3 \left(\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \right) \\ &= 200 \left(\frac{1 + \sin 25^\circ}{1 - \sin 25^\circ} \right) = 492.78 \text{ kPa}\end{aligned}$$

หน่วยแรงบนระนาบที่เกิดการวิบัติ

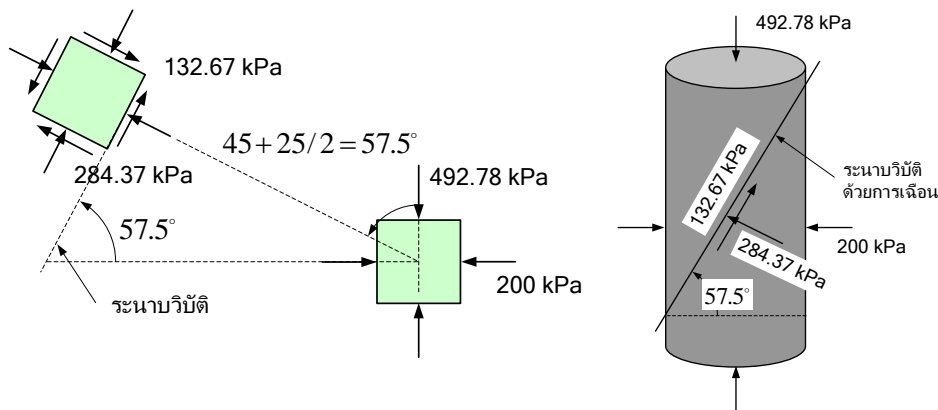
$$(\sigma'_n)_f = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \sin \phi'$$

$$(\sigma'_n)_f = \frac{492.78 + 200}{2} - \frac{492.78 - 200}{2} \sin 25^\circ = 284.37 \text{ kPa}$$

$$(\tau)_f = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos \varphi'$$

$$(\tau)_f = \frac{492.78 - 200}{2} \cos 25^\circ = 132.67 \text{ kPa}$$

ซึ่งนำมาเขียนเป็นสถานะของหน่วยแรงบนระนาบที่เกิดการวิบัติได้ดังรูป



รูปที่ 8-63

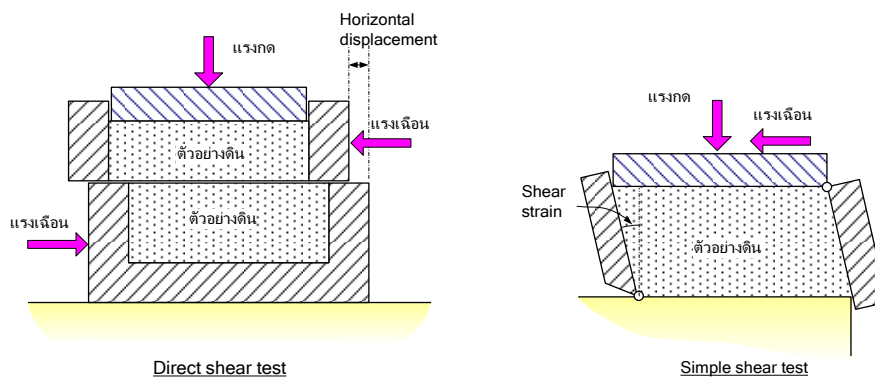
8.9 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของดินด้วยวิธี Direct shear

การทดสอบด้วยวิธีนี้มีเครื่องมือทดสอบดังรูปที่ 8-64 เส้นผ่านศูนย์กลางของตัวอย่างที่นิยมใช้คือ 60 มิลลิเมตร ถึง 75 มิลลิเมตร โดยตัวอย่างจะต้องมีความเค้นตั้งฉากกดทับตัวอย่าง จากนั้นจะให้แรงเฉือนกระทำต่อตัวอย่างอย่างช้าๆ จนกระทั่งตัวอย่างดินวิบัติ การทดสอบจะกระทำต่อตัวอย่างดินชนิดเดียวกัน 3 ตัวอย่างด้วยความเค้นกดทับที่แตกต่างกัน ซึ่งจะทำให้ได้กำลังรับแรงเฉือนที่แตกต่างกัน 3 ค่าด้วย ซึ่งค่าพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนของดินจะหาได้โดยการพล็อตกราฟ โดยให้แกนนอนเป็นค่าความเค้นตั้งฉากและแกนตั้งเป็นกำลังรับแรงเฉือน ดังรูปที่ 8-68



รูปที่ 8-64 เครื่องมือทดสอบ Direct shear

ในการทดสอบ direct shear test นั้นมักจะเกิดความสับสนกับการทดสอบอีกวิธีหนึ่งซึ่งเรียกว่า Simple shear test การทดสอบ Direct shear test นั้นจะวัดแรงเฉือนที่กระทำต่อตัวอย่างและการเคลื่อนของกล่องตัวอย่างเนื่องจากแรงเฉือน แต่ลักษณะของกล่องตัวอย่างนั้นจะแข็งแรงมากซึ่งทำให้เกิดการเคลื่อนตัวด้านข้างเท่านั้น การเคลื่อนตัวด้านข้างนี้ไม่ใช่ความเครียดเฉือน (shear strain) สำหรับการทดสอบ simple shear test นั้นการเฉือนตัวอย่างจะทำให้ตัวอย่างเสียรูปโดยไม่เคลื่อนที่ไปตามกล่อง กล่องจะเสียรูปไปจากมุมฉากเท่านั้น ซึ่งมุมที่เปลี่ยนไปจากมุมฉากนี้คือ ความเครียดเฉือน

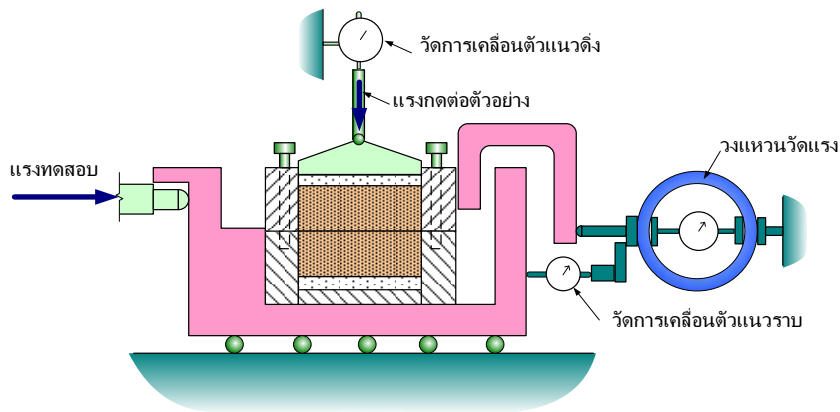


รูปที่ 8-65 ความแตกต่างของการทดสอบ Direct shear กับ Simple shear

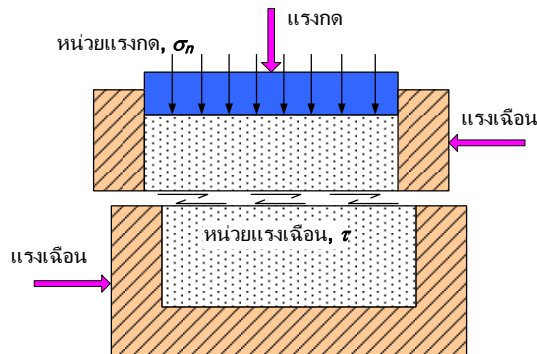
- ดินทรายมีค่า Permeability สูงเมื่อรับแรงกระทำ Excess pore pressure ที่เกิดขึ้นจะลดลงอย่างรวดเร็ว
- การวิเคราะห์กำลังรับแรงเฉือนของดินจึงใช้การวิเคราะห์แบบ Effective stress analysis

- ผลการทดสอบจะได้ Shear strength parameter ที่อยู่ในรูปของ Effective stress คือ

การเก็บตัวอย่างดินทรายที่คงสภาพเดิมเหมือนอยู่ในสนามทำได้ยาก ไม่เหมือนกับดินเหนียว ทำให้ต้องทดสอบดินทรายในสนาม (In-situ test) วิธีการทดสอบตัวอย่างดินทรายที่ไม่คงสภาพเดิมคือ Direct shear test ซึ่งจะนำตัวอย่างทรายมาบดอัดใหม่ให้มีความหนาแน่นใกล้เคียงกับสภาพในสนามมากที่สุดจากนั้นทดสอบโดยให้แรงเฉือนกระทำ

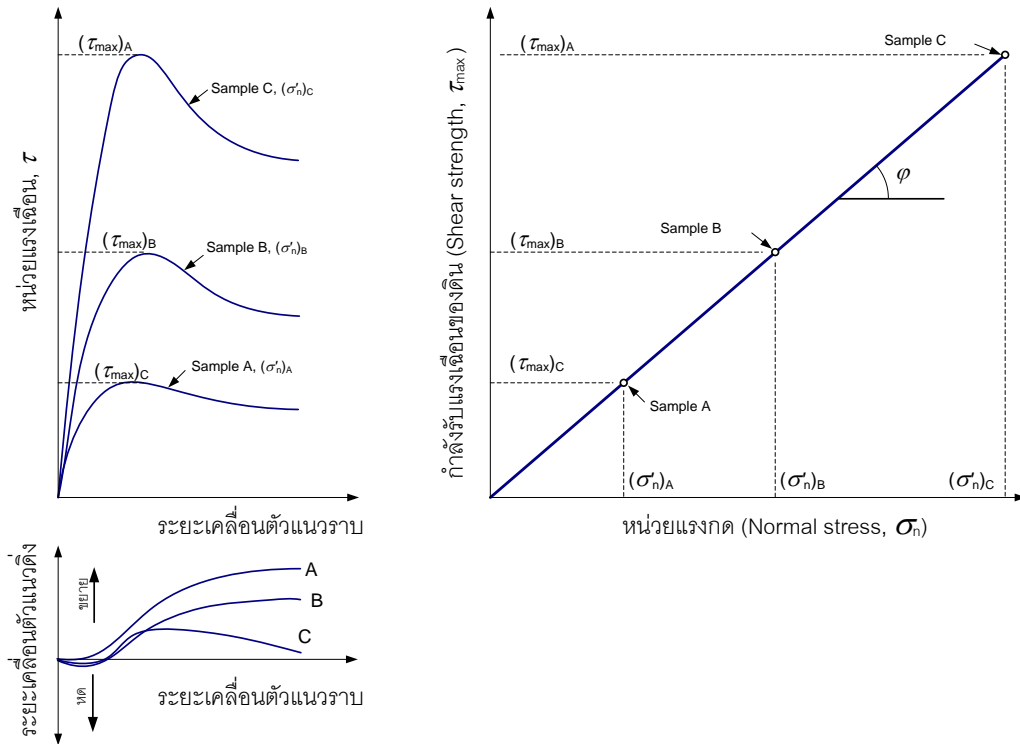


รูปที่ 8-66 อุปกรณ์ที่ใช้ทดสอบ Direct shear



รูปที่ 8-67 แผนภาพแสดงหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในขณะทำการทดสอบ

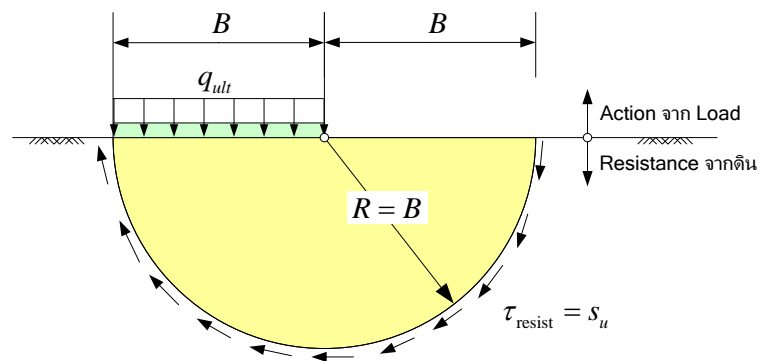
เมื่อทำการทดสอบจะวัดการเคลื่อนตัวในแนวนอนและการเคลื่อนตัวในแนวตั้งที่แรงเฉือนต่าง ๆ แล้วนำมาเขียนกราฟจะได้กราฟดังรูป



รูปที่ 8-68 ผลการทดสอบ direct shear test

ตัวอย่างที่ 8.10 การคำนวณกำลังรับน้ำหนักของฐานดินเหนียวเชิงทฤษฎี

ฐานรากกว้าง B ซึ่งยาวมากวางอยู่บนดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ มีแรง P กระทำ ต่อฐานรากซึ่งก่อให้เกิดหน่วยแรงที่ผิวดินเป็น q ดังรูปที่ 8-69 จงคำนวณหน่วยแรงจากฐานรากที่ทำให้ดินเกิดการวิบัติพอดี q_{ult} ถ้าโดยสมมุติให้แนวการวิบัติของฐานรากเป็นครึ่งวงกลม กำหนดให้ดินมีกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเป็น s_u



รูปที่ 8-69 Free body diagram แสดงแรงกระทำ $q = q_{ult}$ และแรงต้านทานที่ฐานรากวิบัติ

จาก Free body diagram คัดสมมูลของโมเมนต์รอบมุมของฐานราก

$$q_{ult}B(1.0)\left(\frac{B}{2}\right) - s_u(\pi B)(1.0)(B) = 0$$

จัดรูปสมการจะได้หน่วยแรงวิบัติที่กระทำต่อฐานรากแล้วดินวิบัติพอดีเป็น

$$q_{ult} = 2\pi s_u = 6.28s_u \quad \text{B}$$

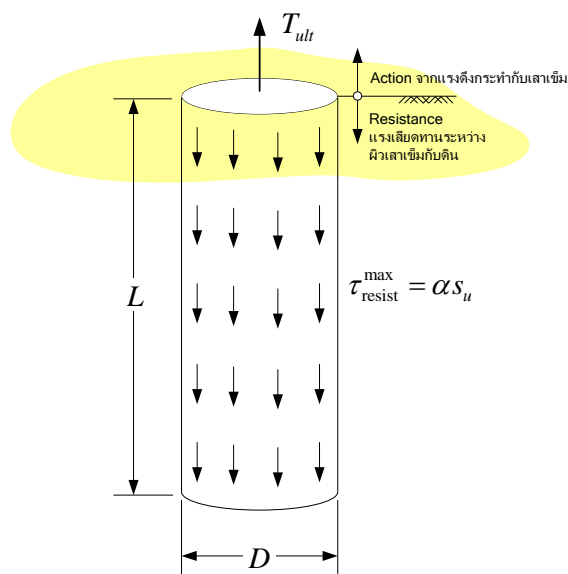
และเมื่อคิดเป็นแรงวิบัติจะได้

$$P_{ult} = q_{ult}B = 6.28Bs_u \quad \text{B}$$

ตัวอย่างที่ 8.11 แรงต้านทานต่อแรงกระทำของเสาเข็มที่ฝังในดินเหนียวอิ่มตัวเชิงทฤษฎี

เสาเข็มกลมมีเส้นผ่านศูนย์กลางเป็น D ฝังอยู่ในดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำเป็นระยะ L จงคำนวณหาแรงดึง T_{ult} ที่จะต้องใช้ถอนเสาเข็มต้นนี้ โดยสมมติให้ไม่เกิดแรงคูดเนื่องจากสูญญากาศที่ปลายเข็มในขณะถอน และไม่คิดแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็ม

กำหนดให้ดินมีกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเป็น s_u และแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นที่ผิวเสาเข็มมีค่าเท่ากับ αs_u โดย α คือค่าแฟกเตอร์การยึดเกาะของผิวเสาเข็มกับดิน



รูปที่ 8-70 Free body diagram แสดงแรงดึงที่หัวเสาเข็ม $T = T_{ult}$ เมื่อเสาเข็มถูกถอนขึ้นพอดี

แรงดึงจะถูกต้านทานไว้โดยแรงเสียดทานระหว่างผิวของเสาเข็มโดยรอบกับดินเหนียว เนื่องจากการถอนเสาเข็มเป็นการให้แรงกระทำต่อเสาเข็มในระยะเวลาสั้นๆ แรงคูดน้ำที่เกิดขึ้นในมวลดินเนื่องจากแรงถอนยังไม่ระบายออกไป ดังนั้นดินจึงอยู่ในสภาวะ undrained จึงใช้ $c = s_u$ และ $\phi = 0^\circ$

จาก Free body diagram คัดสมมูลของแรงในแนวตั้ง โดยแรง T_{ult} เป็นแรงที่กระทำต่อเสาเข็มแล้วเสาเข็มเคลื่อนที่หลุดจากดินพอดี (แรงเสียดทานซึ่งเป็นแรงต้านทานเกิดขึ้นสูงสุด)

$$T_{ult} - (\tau_{resist}^{\max})(\pi DL) = 0$$

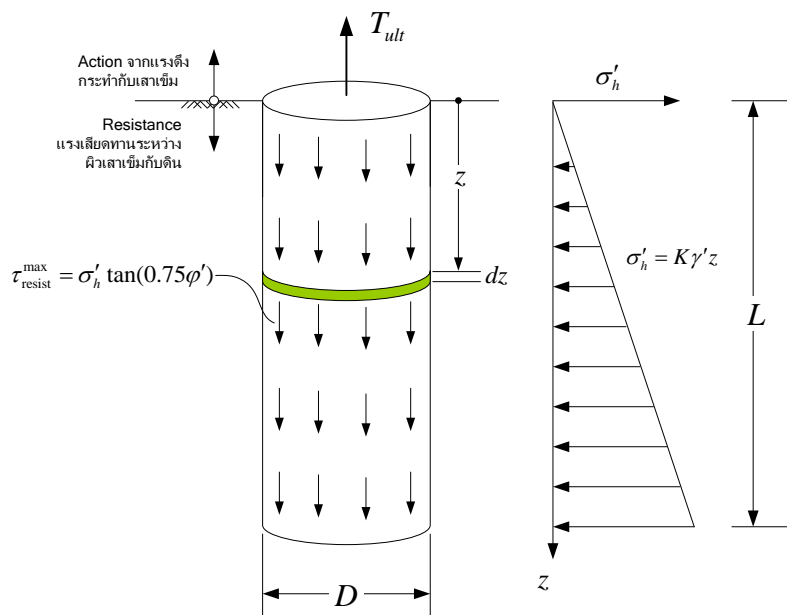
$$T_{ult} - (\alpha s_u)(\pi DL) = 0$$

$$T_{ult} = \alpha s_u \pi DL$$

R

ตัวอย่างที่ 8.12 แรงต้านทานต่อแรงกระทำของเสาเข็มที่ฝังในทรายแห้งเชิงทฤษฎี

เสาเข็มกลมมีเส้นผ่านศูนย์กลางเป็น D ฝังอยู่ในดินทรายแห้งเป็นระยะ L ดังรูปที่ 8-71 จงคำนวณหาแรงดึง T_{ult} ที่จะต้องใช้ถอนเสาเข็มต้นนี้ โดยสมมติให้ไม่เกิดแรงคูดเนื่องจากสูญญากาศที่ปลายเข็มในขณะถอน, ไม่คิดแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็ม และกำลังรับแรงเฉือนของดินทรายเมื่อจุดวิกฤติคงที่ตลอดทั้งความยาวของเสาเข็ม



รูปที่ 8-71

จากรูปที่ 8-71 กำลังต้านทานต่อแรงดึง T เกิดขึ้นเนื่องจากแรงเสียดทานระหว่างผิวรอบเสาเข็มกับดิน โดยกำลังรับแรงเฉือนของดินทรายเพิ่มขึ้นเชิงเส้นตามแรงดันดินด้านข้างประสิทธิผล เมื่อพิจารณาแรงเสียดทานผิวที่ความลึก z จากผิวดินจะเป็น

$$dT_{resist} = \tau(\pi D)dz$$

$$dT_{resist} = \sigma'_h \tan(0.75\phi')(\pi D)dz$$

แทนค่า $\sigma'_h = K(\gamma'z)$ ลงในสมการข้างบนจะได้

$$dT_{resist} = (K\gamma'z) \tan(0.75\phi')(\pi D)dz$$

$$T_{resist} = \int_0^L (K\gamma'z) \tan(0.75\phi')(\pi D)dz$$

เมื่อ integrate สมการข้างต้นจะได้แรงต้านทานเนื่องจากแรงเสียดทานผิวเป็น

$$T_{resist} = \frac{1}{2} (K\gamma'z^2) \tan(0.75\phi')(\pi D)$$

พิจารณาสมดุลของแรงในแนวตั้งเมื่อถอนเสาเข็มขึ้นพอดี แรงดึงจะเท่ากับแรงต้านทานดังนั้นแรงถอนจึงเท่ากับ

$$T_{ult} = T_{resist} = \frac{1}{2} (K\gamma'L^2) \tan(0.75\phi')(\pi D) \quad \mathcal{R}$$

ซึ่งถ้าจัดรูปสมการใหม่จะได้

$$T_{ult} = \frac{1}{2} (K\gamma'L) \tan(0.75\phi')(\pi D)(L)$$

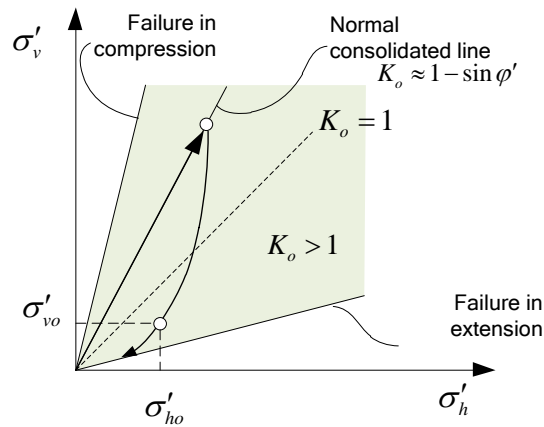
จะเห็นว่า

$$T_{ult} = \frac{1}{2} (K)(\text{vertical stress at pile tip}) \tan(0.75\phi')(\text{perimeter of pile})$$

ดังนั้นในการคำนวณแรงเสียดทานผิวในทางปฏิบัติจึงคำนวณแรงเสียดทานที่กึ่งกลางชั้นดิน ซึ่งเป็นค่าเฉลี่ยของหน่วยแรงเสียดทานผิวสำหรับชั้นดินทรายนั่น

8.10 Undrained shear strength ของ Normally consolidated and over consolidated soil

รูปที่ 8-72 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า K_o กับค่า OCR ของดินเมื่อสภาวะของหน่วยแรงในมวลดินเปลี่ยนแปลงจากดินธรรมชาติซึ่งมีสภาวะการอัดตัวปกติ แล้วหน่วยแรงลดลงเนื่องจากแรงไอบรัดดินหมดไปเนื่องจากตัวอย่างดินอยู่ในอากาศ ซึ่งทำให้ค่า K_o เพิ่มขึ้นเกินกว่า 1



รูปที่ 8-72 การเปลี่ยนแปลงของค่า K_o ที่ขึ้นกับ OCR ของดิน

8.10.1 สมการเชิงประสพการณ์สำหรับประมาณกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว

กรณีของดินเหนียวอัดตัวปกติ กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ s_u จะแปรผันตรงกับหน่วยแรงกดทับประสิทธิผล โดย Skempton (1957) ได้เสนอสมการเชิงประสพการณ์ที่เป็นความสัมพันธ์ระหว่าง กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ, หน่วยแรงกดทับประสิทธิผล σ'_v , และ Plasticity index ดังสมการ

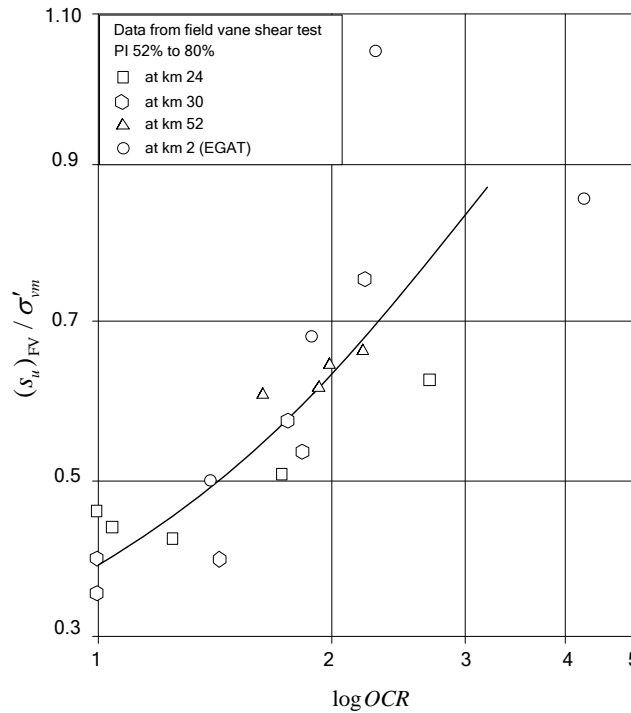
$$\frac{s_u}{\sigma'_v} = 0.11 + 0.0037(PI) \quad (8.8)$$

สมการข้างต้นนำไปประยุกต์ใช้ในการประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินที่แปรผันกับหน่วยแรงประสิทธิผลถ้าเราทราบค่า Plasticity index ของดินเหนียวอัดตัวปกติ

ในกรณีของดินเหนียวที่อัดตัวเกินกว่าปกติ Ladd และคณะ (1977) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนกำลังรับแรงเฉือนต่อหน่วยแรงกดทับประสิทธิผลกับค่า OCR ไว้ดังสมการ

$$\frac{(s_u / \sigma'_v)_{\text{overconsolidated}}}{(s_u / \sigma'_v)_{\text{normally consolidated}}} = (OCR)^{0.8} \quad (8.9)$$

รูปที่ 8-73 เป็นตัวอย่างความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนของดินที่ขึ้นกับหน่วยแรงกดทับประสิทธิผลและสัดส่วนการอัดตัวของชั้นดินเหนียวอ่อนบนถนนสายบางนา-บางปะกง ซึ่งจะเห็นได้ว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำนั้นแปรผันตามค่า OCR



รูปที่ 8-73 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(s_u)_{FV} / \sigma'_{vm}$ กับ OCR จากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินบนถนนสายบางนา-บางปะกง

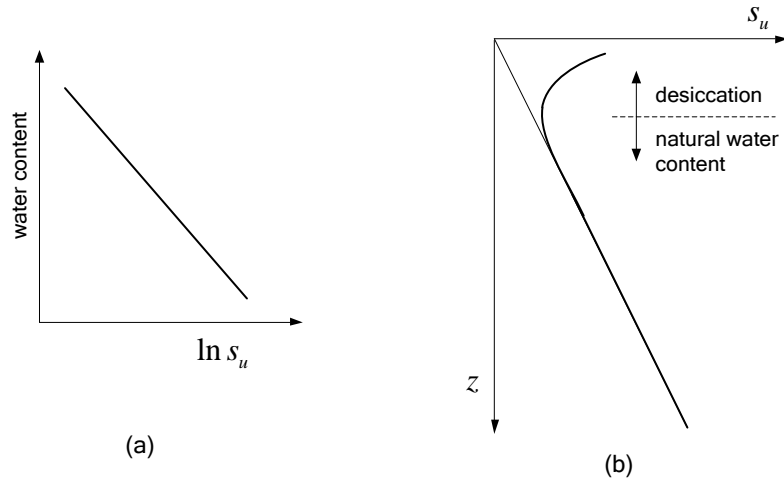
สำหรับความอ่อน-แข็งของดินเหนียว (consistency) สัมพันธ์กับกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ s_u โดยสามารถใช้ค่าใน เป็นแนวทางในการระบุความอ่อน-แข็งของดินเหนียว

ตารางที่ 8-10 ความสัมพันธ์ระหว่างความอ่อน-แข็งของดินกับกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ

ความอ่อน-แข็งของดินเหนียว	s_u (kPa)
อ่อนมาก (very soft)	น้อยกว่า 20
อ่อน (soft)	20 ถึง 40
แข็งปานกลาง (medium stiff)	40 ถึง 75
แข็ง (stiff)	75 ถึง 150
แข็งมาก (very stiff)	มากกว่า 50

8.10.2 กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวอัดตัวปกติในสภาพธรรมชาติ

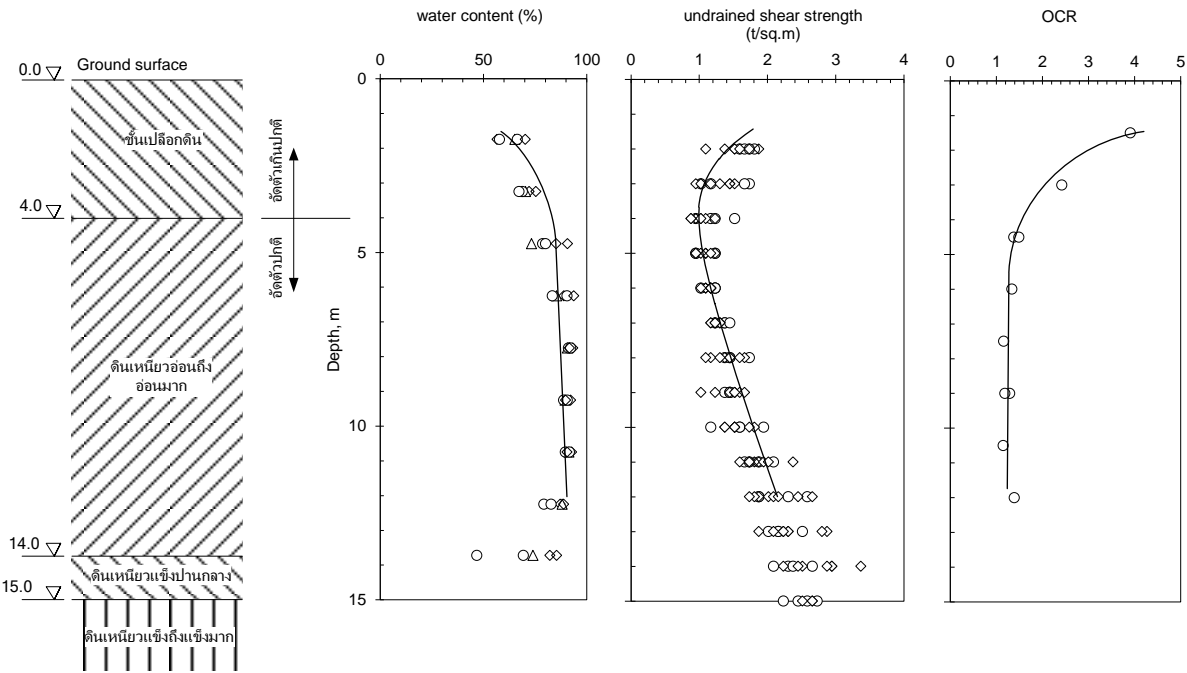
กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำนี้เป็นพารามิเตอร์ที่ใช้ในการออกแบบในกรณีที่ดินเหนียวมีหน่วยแรงที่เปลี่ยนไปภายในระยะเวลาไม่นานนัก สำหรับดินเหนียวอัดตัวปกติที่อิ่มตัวด้วยน้ำนั้น กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจะแปรผกผันกับปริมาณน้ำในดิน นั่นคือถ้าปริมาณน้ำในดินต่ำกว่าจะให้กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่สูงกว่าดังรูปที่ 8-74a



รูปที่ 8-74 (a) ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำกับปริมาณน้ำในดิน, (b) กำลังรับแรงเฉือนของดินที่เพิ่มขึ้นตามความลึก

กำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอัดตัวปกติที่อิ่มตัวด้วยน้ำจะเพิ่มขึ้นเชิงเส้นตามความลึกโดยมีค่าเป็นศูนย์ที่ผิวดิน แต่ในสภาพธรรมชาติแล้วที่ผิวน้ำของชั้นดินเหนียวจะมีปริมาณน้ำน้อยกว่าทางทฤษฎี เนื่องจากกระเหยของน้ำเมื่อฤดูแล้งหรือการควบแน่นไอน้ำของพืชทำให้กำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำสูงกว่าค่าเชิงทฤษฎีดังรูปที่ 8-74b

รูปที่ 8-75 เป็นตัวอย่างกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากปริมาณน้ำในดินที่ผิวดินลดลงตามฤดูกาล ซึ่งจะเห็นได้ว่าจากผิวดินจนถึงความลึกประมาณ 4 เมตรปริมาณน้ำในดินจะต่ำว่าที่ระดับลึกลงไปเป็นสาเหตุให้กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำสูงไม่แปรผันเชิงเส้นตามความลึกในบริเวณนี้ ส่วนดินที่อยู่ต่ำกว่าความลึก 4 เมตรปริมาณน้ำในดินเพิ่มขึ้นตามความลึกซึ่งทำให้กำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวเมื่อทดสอบด้วยวิธี field vane shear มีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึกด้วย และค่า *OCR* ของชั้นดินที่มีความลึกจากผิวดินถึงความลึก 4 เมตรจะมีค่าระหว่าง 1 ถึง 4 ซึ่งแสดงว่าดินมีการอัดตัวเกินกว่าปกติ จากสภาพการใช้พื้นที่เป็นที่ราบที่ไม่เคยมีสิ่งปลูกสร้างหรือโครงสร้างใดที่ทำให้ดินมีหน่วยแรงกดทับประสิทธิผลในอดีตสูงกว่าหน่วยแรงกดทับประสิทธิผลในปัจจุบัน ดังนั้นการอัดตัวที่เกินกว่าปกตินี้อาจเกิดจากการระเหยของน้ำออกจากดินทำให้เกิดหน่วยแรงกดทับประสิทธิผลในอดีตสูงกว่าหน่วยแรงกดทับประสิทธิผลในปัจจุบัน



รูปที่ 8-75 รูปตัดชั้นดินแสดงถึงกำลังรับแรงเฉือนของดินที่สูงขึ้นที่ผิวดินเนื่องจาก dessication ข้อมูลจากการเจาะสำรวจเพื่อการออกแบบและก่อสร้างคันดินถนนและระบบสาธารณูปโภคในโครงการก่อสร้างนิคมอุตสาหกรรมพื้นที่ประมาณ 3000 ไร่ในจังหวัดสมุทรปราการ

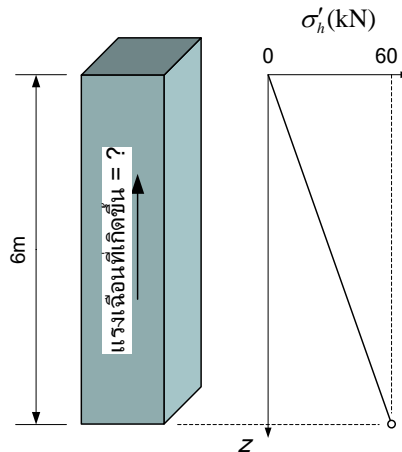
สำหรับดินเหนียวอัดตัวเกินกว่าปกติ Azizi (Azizi 2000) ได้กล่าวถึงผลการทดสอบไว้ว่า น้ำในดินไม่เปลี่ยนแปลงเทียบกับความลึกอย่างมีนัยยะสำคัญดังนั้นกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจึงไม่เพิ่มขึ้นตามความลึกอย่างชัดเจน

8.11 คำถามท้าทายบท

1. เราควรจะใช้วิธีการทดสอบใดในห้องปฏิบัติการเพื่อหาค่า undrained shear strength, S_u ของดินเหนียว
2. เราควรจะใช้วิธีทดสอบใดในห้องปฏิบัติการเพื่อหาค่า มุมเสียดทานภายใน ϕ' ของดินทราย
3. จากข้อมูลการทดสอบดินชนิดหนึ่งด้วยวิธี direct shear กับชุดตัวอย่างดินที่มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 60 มิลลิเมตร จงหาค่า c' และค่า ϕ' ของดินชนิดนี้

การทดสอบที่	Effective stress ที่จุดวิกฤติ (kPa)	Shear strength (kPa)
1	75.0	51.2
2	150.0	82.7
3	225.0	110.1

4. ถ้าผลการทดสอบทรายชนิดหนึ่งมีค่า Friction angle, $\phi' = 30^\circ$ จงคำนวณแรงเฉียดทาน F ซึ่งเป็นแรงเฉือนที่จะเกิดขึ้นที่ผิวของเสาเข็มหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส 0.4 เมตร \times 0.4 เมตร ดังรูป โดยสมมติให้แรงดันดินด้านข้างเพิ่มขึ้นเชิงเส้นตามความลึกจนมีค่าเท่ากับ 60 kN ที่ปลายเสาเข็ม

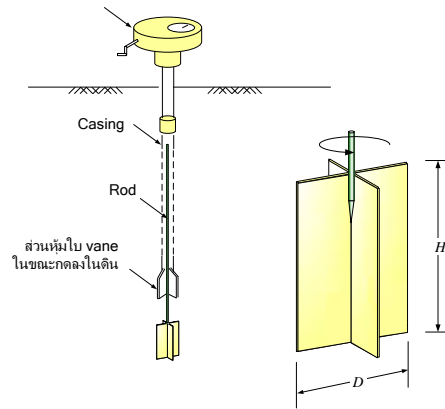


รูปที่ 8-76

3. ในการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของดินแบบ Field vane shear ดังรูปที่ 8-77 จะทดสอบโดยใช้ใบมีดรูปกากบาท (Cross blade) ซึ่งต่อกับก้านกดลงในดินแล้วทำการหมุนก้าน และวัดแรงบิด (Torque) ที่จะทำให้นดินเกิดการวิบัติ (Fail) รอบใบมีด (Vane) ในการคำนวณค่า s_u จะสมมติว่าดินถูกเฉือนจนวิบัติเป็นรูปทรงกระบอกและทุกๆจุดบนระนาบวิบัติมีหน่วยแรงเฉือนเท่ากับ s_u จงแสดงว่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงบิดและขนาดของใบมีด มีความสัมพันธ์กับค่า s_u ดังสมการ

$$s_u = \frac{T}{\pi \left(\frac{HD^2}{2} + \frac{D^3}{6} \right)}$$

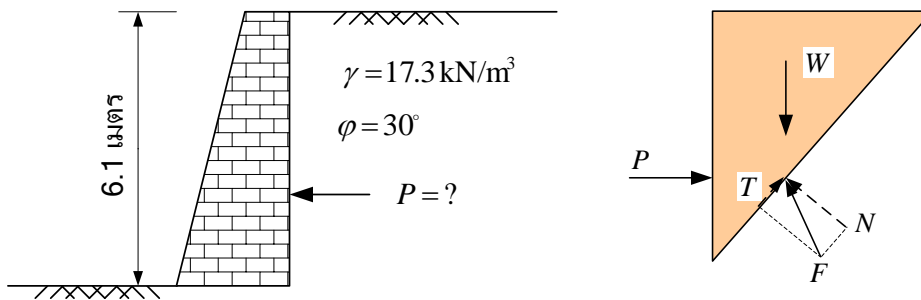
เมื่อ T = แรงบิดสูงสุดที่ได้จากการทดสอบ H = ความสูงของใบมีด, D = ความกว้างของใบมีดจากขอบถึงขอบ



รูปที่ 8-77

4. จากผลการทดสอบ unconfined compression test กับตัวอย่างดินเหนียวอิ่มตัว ได้ค่า unconfined compressive strength เท่ากับ kPa จงคำนวณค่า undrained shear strength และระบุขนาดวิธีเทียบกับ ระบาย

6. จงคำนวณแรงดันดินด้านข้างแบบแอกทีฟที่กระทำต่อกำแพงที่มีความสูง 6.1 เมตร ถ้าแนวการวิบัติทำมุม 60 องศาับ ระบาย



รูปที่ 8-78

คณิตศาสตร์และกลศาสตร์ที่เกี่ยวข้อง

- คุณสมบัติของวัสดุ

หน่วยแรงดึงฉาก	$\sigma = \frac{P}{A}$
หน่วยแรงเฉือน	$\tau = \frac{V}{A}$
แรงค้ำน้ำ	$u = \gamma z$
Normal strain	$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0}$
Shear strain	$\gamma = \frac{\pi}{2} - \theta$
Young's modulus	$E = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \varepsilon}$
Shear modulus	$G = \frac{\Delta \tau}{\Delta \gamma}$

- Friction law

$$F = \mu N$$

- Classical equations and boundary-value problem

ชนิด	ใช้สำหรับอธิบาย	สมการ
Parabolic	One-dimensional heat	$k \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$
	One-dimensional flow of water	
Hyperbolic	One-dimensional wave equation	$a^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$
Elliptic	Laplace's equation in two dimensions	$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = 0$
	Flow of water in two-dimensional	

x คือระยะ (spatial dimension) t คือเวลา

- Laplace equation

ใช้สัญลักษณ์ย่อเป็น $\nabla^2 u$ ตัวอย่างเช่น

$$\nabla^2 u = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2}$$

$$\nabla^2 u = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

- ทฤษฎีการไหลของน้ำ

ຈີປາຄະ

Rule for Professional Attitude

by Karl Terzaghi

(considered by many to be the "Father" of modern soil mechanics)

1. Engineering is a noble sport which calls for good sportmanship. Occasional blundering is part of the game. let it be your ambition to be the first one to discover and announce your blunders. If somebody else gets ahead of you, take it with a smile and thank him for his interest. Once you begin to feel tempted to deny your blunders in the face of reasonable evidence you have ceased to be a good sport. You are already a crank or a grouch.

2. The worst habit you can possibly acquire is to become uncritical towards your own concepts and at the same time skeptical towards those of others. Once you arrive at that state you are in the grip of senility, regardless of your age.

3. When you commit one of your ideas to print, emphasize every controversial aspect of your thesis which you can perceive. Thus you win the respect of your readers and are kept aware of the possibilities for further improvement. A departure from this rule is the safest way to wreck your reputation and to paralyze your mental activities.

4. Very few people are either so dumb or so dishonest that you could not learn anything from them.

Overview of Scientific Articles and their Structure:

Abstract, Introduction, Methodology, Results, Discussion and

Conclusion, Reference

ครรชนี

dilatancy	309	พื้นที่ผิวจำเพาะ.....	39
Soil Structure.....	42	แร่ดินเหนียว.....	32
Thixotropy	36	หน่วยแรงต่งฉาก.....	313

บรรณานุกรม

- Azizi, F. (2000). Applied analyses in geotechnics. London and New York, E&FN Spon.
- Balasubramaniam, A. S. and R. P. Brenner (1981). "Consolidation and settlement of soft clay in soft clay engineering." Development in Geotechnical Engineering, Elsevier.
- Balasubramaniam, A. S. and A. R. Chaudhry (1978). "Deformation and strength characteristics of soft Bangkok clay." Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE Vol 104: 1153-1167.
- Barnes, G. (2000). Soil Mechanics: Principles and Practice: 2nd edition, Macmillan Press Ltd.
- Clayton, C. R. I., J. Milititsky, et al. (1993). Earth pressure and Earth-retaining structures, Spon Press.
- CUR_Rport_162 (1996). Building on soft soils: Design and construction of earth structures both and into highly compressible subsoils of low bearing capacity, A. A. Balkema.
- Das, B. M. (1995). Principles of Foundation Engineering - 3rd edition, PWS Publishing.
- EKA The European Kaolin Association.
- Head, K. H. (1980). Manual of soil laboratory testing. London, Pentech Press.
- Lambe, T. W. and R. V. Whitman (1969). Soil Mechanics, SI version. New York, John Wiley & Sons.
- Lambe, W. and R. Whitman (1928). Soil Mechanics, SI Version, John Wiley & Sons.
- Newmark, N. M. (1935). Simplified computation of vertical pressure in elastic foundations, Univ. Illinois Eng. Exper. Sta. Circular 24.
- USACE (1990). EM 1110-1-1904: Engineering Design; Settlement analysis, Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers.
- Vogt, N. (2003). Grundbau und Bodenmechanik. Munich, Lehrstuhl und Pruefamt fuer Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik.
- พรพจน์, ต., พ. ปทุมมา, et al. (2550). ผลของการพองตัวและหดตัวของดินเหนียวบวมตัวบดอัดต่อฐานรากตื้น การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 12, โรงแรมอมรินทร์ลากูน จ.พิษณุโลก 2-4 พฤษภาคม

วรากร (-). เอกสารประกอบการบรรยาย "วิศวกรรมเขื่อนดิน", ภาควิชาวิศวกรรมโยธา และโครงการซ่อมแซมและปรับปรุงเขื่อนมูลบน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.