

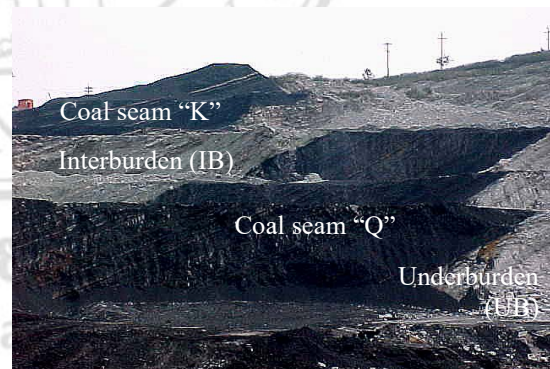
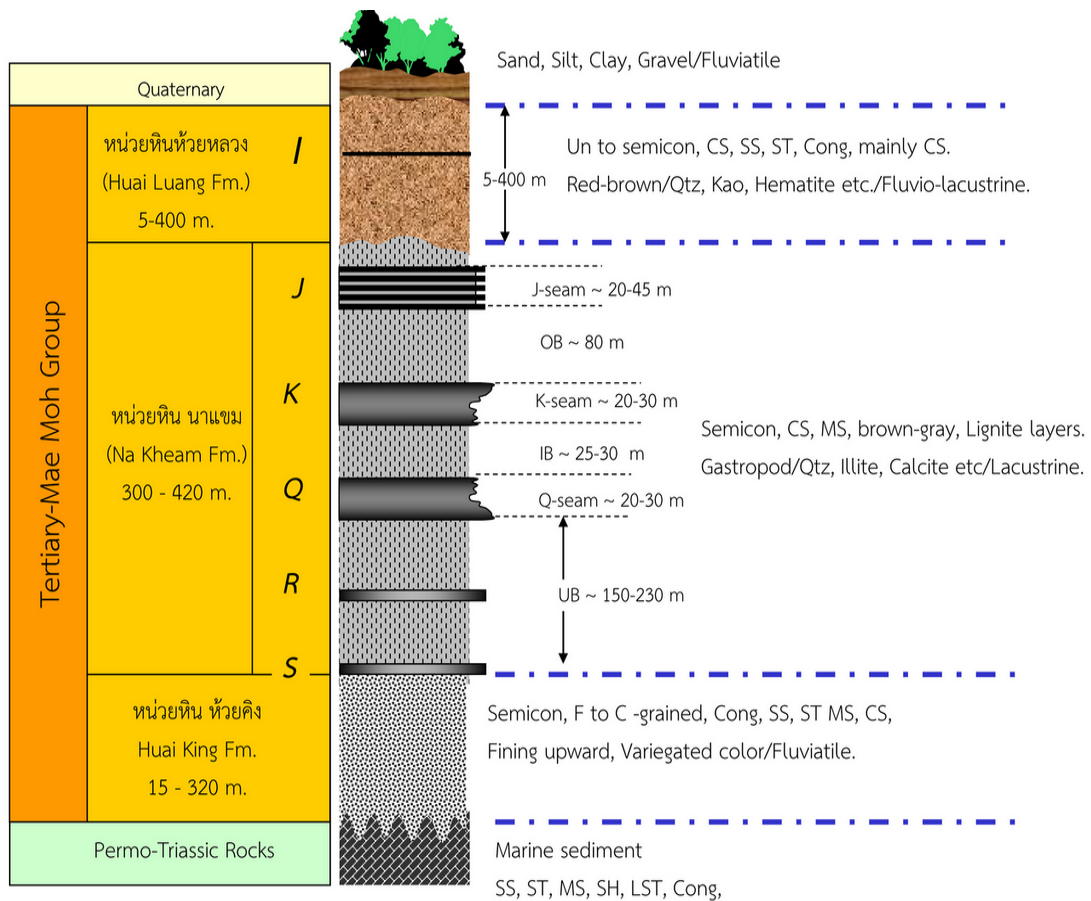
บทที่ 2

วรรณกรรมปริทัศน์และงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

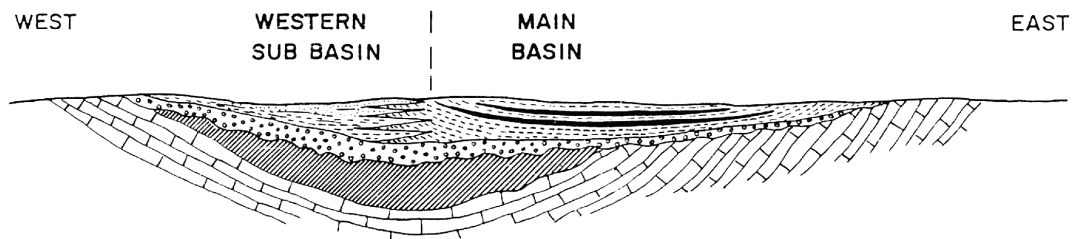
2.1 ลักษณะธรณีวิทยาโครงสร้างของเหมืองแม่เมาะ

สรุปตามรายงาน *Mae Moh Coal Deposit Geological Report* (ADAB, 1985) เหมืองแม่เมาะมีลักษณะทางธรณีวิทยาซึ่งประกอบไปด้วยดิน หินตะกอน และถ่านหิน ในยุคเทอร์เชียรี (Tertiary sediments) กลุ่มหินชุดแม่เมาะ (Mae Moh Group) ซึ่งเป็นหินทราย (Sandstone) หินกรวดมน (Conglomerate) หินเคลย์ (Claystone) ดินเหนียว (Clay) ทราย (Sand) กรวด (Gravel) และหินดินดาน (Shale) โดยสันนิษฐานว่า เกิดจากการตกตะกอนในสภาพแวดล้อมลักษณะแอ่งน้ำขนาดใหญ่เช่นทะเลสาบ (Lacustrine sedimentary environment)

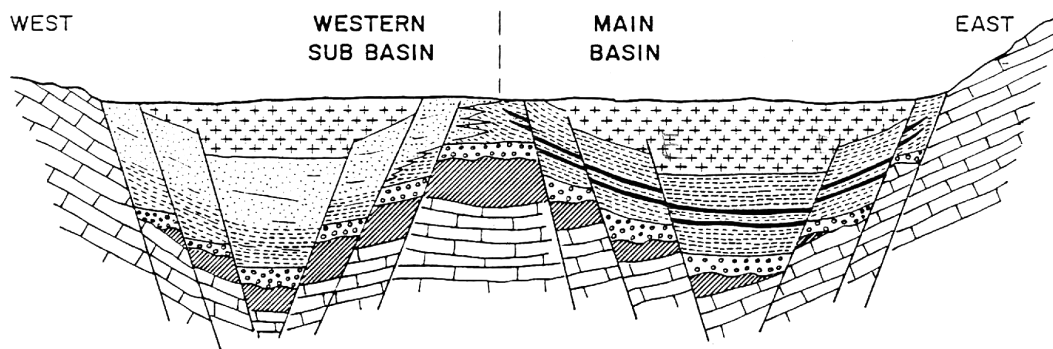
การวางตัวของชั้นดินและหินในแอ่งเป็นแบบประทุนหงาย (Syncline) โดยถ่านหินจะพบที่ระดับผิวดินบริเวณขอบแอ่ง และลาดลงจากขอบทั้งสองด้านเข้าสู่กลางแอ่ง ธรณีวิทยาโครงสร้างเป็นในลักษณะฮอสต์และกราเบน (Horst and Graben) โดยทั่วไปชั้นดินและหินเอียงตัว (Bedding dip) ชันประมาณ 20 องศา หรือ อาจชันกว่า และน้อยกว่าได้ในแต่ละช่วงรอยเลื่อน หรือ อาจบิดโค้งตามอิทธิพลของเขตรอยเลื่อน ซึ่งเกือบทั้งหมดของรอยเลื่อนที่ปรากฏอยู่ เป็นรอยเลื่อนแบบที่เลื่อนลงตามแนวการเอียงตัวของระนาบ (Normal faults) ทิศทางการวางตัว (Strike) ของรอยเลื่อนหลักอยู่ในแนวเหนือ-ใต้ โดยเอียงตัวไปทั้งทางตะวันออกและตะวันตก มีมุมการเอียงตัว (Dip) ชันมากกว่า 30 องศา ระยะการเคลื่อนตัว (Fault displacement) อยู่ในช่วงระดับ มิลลิเมตร ถึงกว่า 200 เมตร ประกอบด้วยส่วนที่แตกร้าว และถูกบดอัด ทำให้ชั้นดินและหิน บิด เสียรูป เกิดแนวความไม่ต่อเนื่อง (Discontinuities) แสดงดังรูปที่ 2.1 ถึงรูปที่ 2.5



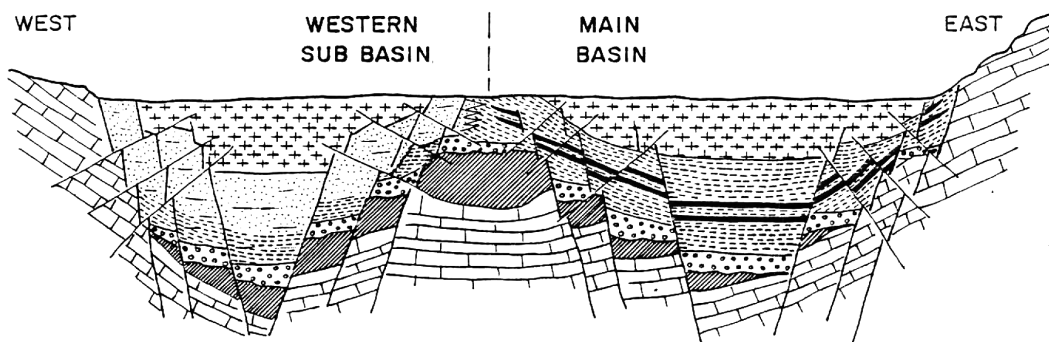
รูปที่ 2.1 ลำดับชั้นดินและหิน (Stratigraphy) ของเหมืองแม่เมาะ
(ปรับปรุงจาก นิพนธ์ ดอนเมือง, 2555)



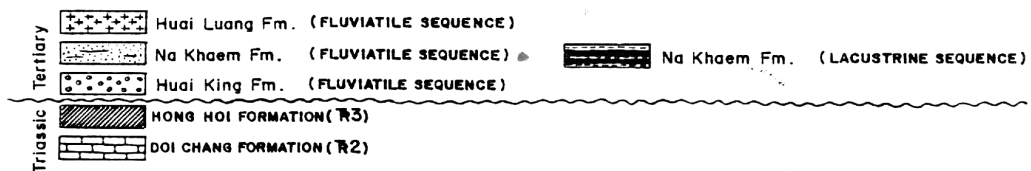
EARLY STAGE OF MAE MOH BASIN DEVELOPMENT (BEFORE FAULTING)



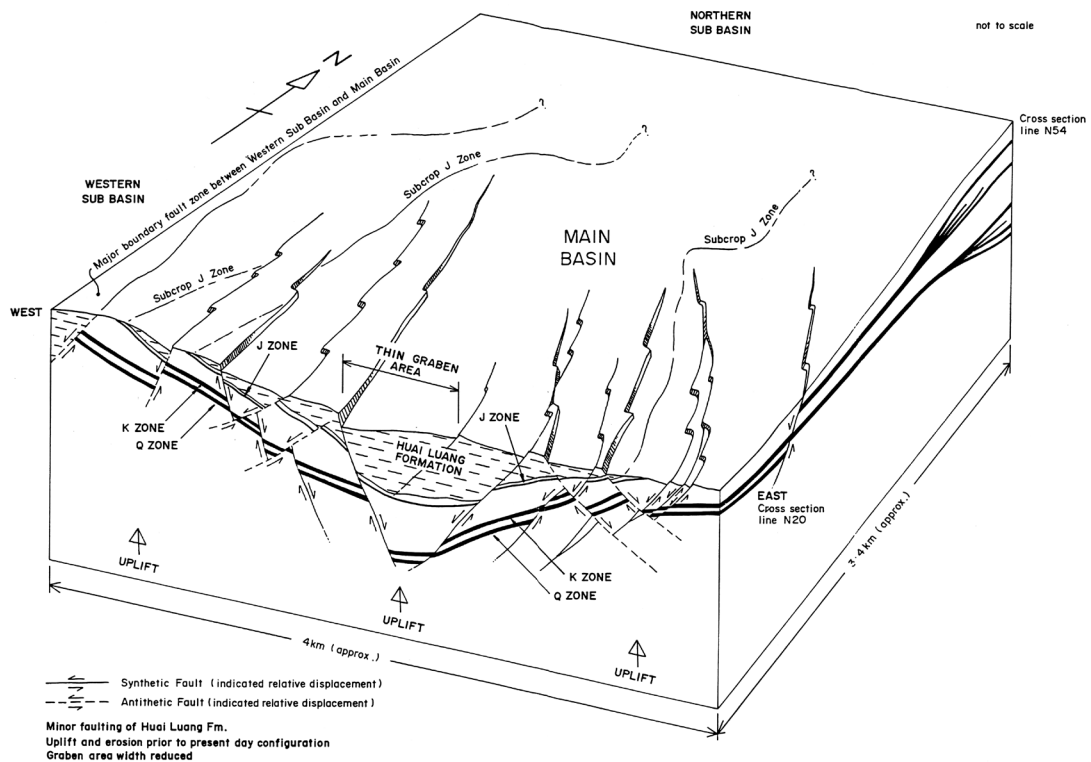
MIDDLE STAGE OF MAE MOH BASIN DEVELOPMENT (FIRST GENERATION FAULTING)



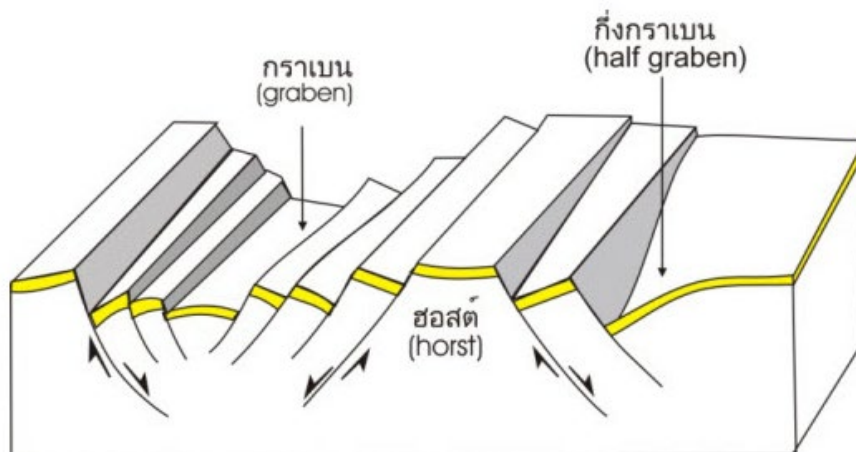
LATE STAGE OF MAE MOH BASIN DEVELOPMENT (SECOND GENERATION FAULTING)



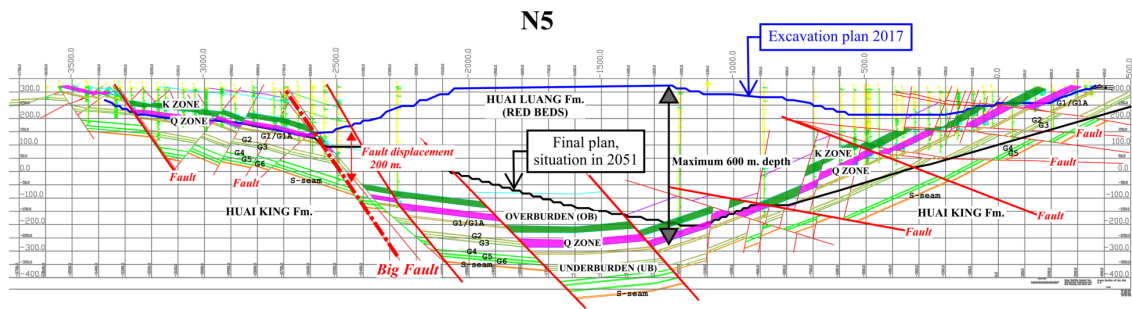
รูปที่ 2.2 Schematic model of Mae Moh Basin development
(Thailand-Australia Lignite Mines Development Project, 1985)



รูปที่ 2.3 Mae Moh Basin late stage change in time and space
(modified from Thailand-Australia Lignite Mines Development Project, 1985)



รูปที่ 2.4 ธรณีวิทยาโครงสร้างลักษณะฮอสต์และกรaben (Horst and Graben)
(เพ็ญดา สาทรักษ์, 2557)



รูปที่ 2.5 ตัวอย่างภาพตัดขวางเหมืองแม่เมาะแนวตะวันตก-ตะวันออก แนวพิกัดเหมือง N 5
(กองวิศวกรรมธรณี เหมืองแม่เมาะ, 2558)

2.2 สมบัติของวัสดุและความไม่ต่อเนื่องทางธรณีวิทยาในเหมืองแม่เมาะ

สมบัติของวัสดุและความไม่ต่อเนื่องทางธรณีวิทยาในเหมืองแม่เมาะ โดยเฉพาะพารามิเตอร์กำลังของชั้นดิน หิน ถ่านหิน ธรณีโครงสร้าง รอยเลื่อน (Faults) ชั้นดินและระนาบเหนือ (Bedding shears) สำหรับใช้ในงานออกแบบและวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดของผนังบ่อเหมือง มีการสรุปรวบรวมผลการสำรวจและทดสอบทางวิศวกรรมธรณีไว้อย่างสมบูรณ์เป็นครั้งแรกในรายงานการศึกษาด้านวิศวกรรมธรณีเหมืองแม่เมาะ *Mae Moh Geotechnical Report* ปี พ.ศ. 2528 (ค.ศ. 1985) ซึ่งจัดทำโดย กฟผ. และที่ปรึกษาจาก ADAB ในโครงการความร่วมมือระหว่างประเทศในชื่อ Thailand-Australia Lignite Mine Development Project และรายงาน *Review Mae Moh Mine Master Plan for Power Plant Unit 1 – 13* ซึ่งศึกษาโดย Rheinbraun Engineering / EGAT Joint Cooperation ปี พ.ศ. 2541 (ค.ศ. 1998)

ในรายงานประกอบไปด้วย ข้อมูลผลการทดสอบเพื่อจำแนกประเภทวัสดุดินและหินออกตามลักษณะทางธรณีวิทยาและวิศวกรรมธรณี (Soil/Rock classification) การทดสอบสมบัติทางกายภาพพื้นฐาน (Basic properties tests) การทดสอบสมบัติดัชนี (Index tests) และการทดสอบสมบัติกำลัง (Strength tests) โดยสมบัติกำลังทั้งหมดเป็นพารามิเตอร์สำหรับการวิเคราะห์ตามทฤษฎีเกณฑ์การวิบัติของมอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb failure criterion) ได้แก่ ค่าแรงยึดเหนี่ยว (Cohesion, c) และมุมเสียดทานภายใน (Internal friction angle, ϕ)

พารามิเตอร์จากผลทดสอบชั้นดิน หิน และโครงสร้างทางธรณีวิทยาที่สำคัญ สรุปดังตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 สมบัติพื้นฐานและพารามิเตอร์กำลังของวัสดุดินและหินในเหมืองแม่เมาะ (Mae Moh Geotechnical Report, 1985)

Material Type	Total Density	Dry Density	Moisture Content	Particle Density	Liquid Limit	Plasticity Index	UCS	Cohesion c'	Friction Angle, ϕ'
	(t/m^3)	(t/m^3)	%	(t/m^3)	%	%	(MPa)	(kPa)	degree
Weathered Zone	2.04	1.70	15.00	-	-	-	-	39.5	8
Red Beds	2.25	1.95	15.24	2.75	53.00	30.00	0.45	50	21.5
Transitional zone	2.14	1.81	18.50	2.70	55.60	32.20	0.81	73	35
Grey Claystones	1.95	1.61	21.50	2.68	50.60	23.10	4.27	500	33.5
Green Zone	2.06	1.74	18.96	2.67	59.60	27.60	2.17	15	13
Bedding shears	-	-	-	-	-	-	-	0	14
Normal Faults	-	-	-	-	-	-	-	0	17
Coal	1.43	1.03	36.46	-	-	-	0.23	500	22.3
Ligneous Clays	1.84	1.48	26.60	2.53	65.30	24.00	2.24	47	25
Gastropod Layer	1.84	-	18.30	2.50	-	-	0.31	-	-

ภายหลังมีการศึกษาทดสอบยืนยันสมบัติกำลังต้านทานหน่วยแรงเฉือนของชั้นดินอ่อน หรือ Weak layers (มั่งพยาบาล, 2548) พบว่าค่ามุมเสียดทานคงค้าง (Residual friction angle, ϕ_r) ของชั้นดินเหนียวสีเขียวที่ถูกเฉือน (Green clay bedding shears) มีค่าอยู่ในช่วง 9.6 ถึง 14.0 องศา และมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 11.5 องศา หรือประมาณ 12 องศา เป็นการเทียบค่ายืนยันกับผลการทดสอบสมบัติกำลังที่ใช้ในงานวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดของผนังบ่อเหมืองแม่เมาะระยะยาว ตามรายงาน Mae Moh Geotechnical Report 1985 ซึ่งสรุปไว้ดังตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2.2 พารามิเตอร์กำลังของรอยเลื่อนและรอยเฉือนในชั้นหิน (Mae Moh Geotechnical Report, 1985)

Period of Mining Exposure to Slope	Effective Normal Stress																	
	Lower than 100 kPa						100 to 300 kPa						Greater than 300 kPa					
	Lower Bound		Mean Estimate		Upper Bound		Lower Bound		Mean Estimate		Upper Bound		Lower Bound		Mean Estimate		Upper Bound	
	c'	ϕ'	c'	ϕ'	c'	ϕ'	c'	ϕ'	c'	ϕ'	c'	ϕ'	c'	ϕ'	c'	ϕ'	c'	ϕ'
SHORT TERM, Less than 1 year	0	20	0	23	0	29	15	14	17	18	20	23	15	12	40	14	50	17
LONG TERM, Longer than 7 years	0	12	0	14	0	17	0	12	0	14	0	17	0	12	0	14	0	17

Note

c' = Effective cohesion in kPa

ϕ' = Effective friction angle in kPa

2.3 รูปแบบการพังทลาย (Mode of Failure) ของความลาดในเหมืองแม่เมาะ

จากลักษณะการก่อกำเนิดของชั้นดินและหิน รวมทั้งลักษณะธรณีวิทยาโครงสร้างในแอ่งแม่เมาะ ส่งผลให้การพังทลายของผนังบ่อเหมืองแม่เมาะส่วนใหญ่ เป็นไปในลักษณะการพังทลายลงตามโครงสร้างและความไม่ต่อเนื่องทางธรณีวิทยา (Structurally-controlled failure mechanisms) ที่พบได้บ่อย คือ การเลื่อนไถล หรือ พังทลายของมวลดินและหินไปบนรอยต่อของชั้นดินที่ถูกเฉือน (Bedding shears plane) หรือ ชั้นดินอ่อน (Weak layers) รอยเลื่อน (Faults) รอยแยก (Joints) เป็นต้น

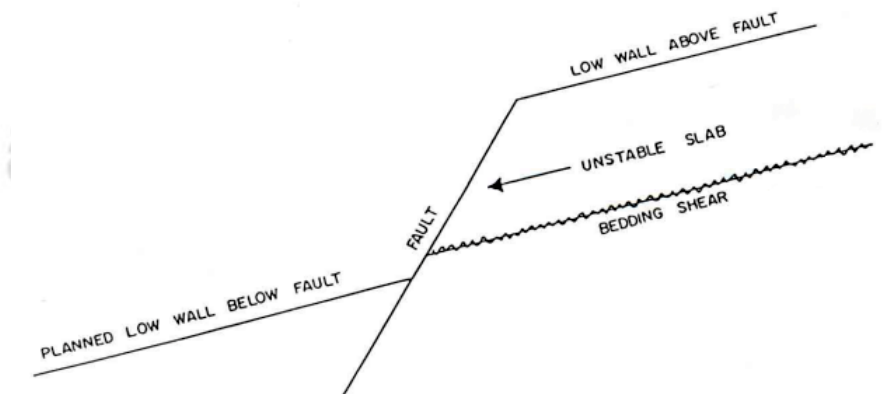
ในช่วงที่โครงการ Thailand-Australia Lignite Mine Development Project ดำเนินการอยู่นั้นมีการเรียบเรียงสรุปไว้ในรายงาน Mae Moh Geotechnical Report ปี พ.ศ. 2528 (ค.ศ. 1985) โดยกล่าวถึงรูปแบบการพังทลาย (Mode of failure) จำแนกออกเป็น 4 รูปแบบ ตามลักษณะปัญหาที่เกิดขึ้นมาแล้วก่อนหน้านี้ หรือ เป็นกลไกการพังทลายที่มีศักยภาพ มีความเป็นไปได้ตามหลักการด้านวิศวกรรมธรณี (Potential failure mechanisms)

โดยแยกออกเป็นรูปแบบที่เกิดกับผนังบ่อเหมืองด้านใต้ชั้นถ่าน (Low wall) ได้แก่ Mode 1 – Plane failure, Mode 2 – Ski jump และ Mode 3 – Slab breakthrough และรูปแบบที่มีโอกาสเกิดกับผนังบ่อเหมืองด้านเหนือชั้นถ่าน (High wall) คือ Mode 7 – Active-passive wedge sliding

ต่อมาภายหลังจากที่เกิดเหตุการณ์พังทลายของถนน C (C-road) ในปี พ.ศ. 2533 (ค.ศ. 1990) มีการพิจารณาปรับปรุง และเรียบเรียงการจำแนกรูปแบบการพังทลายโดย Barrett, Fuller & Partners (1994) โดยเพิ่มเติมรูปแบบการพังทลายที่มีศักยภาพอีกจำนวน 3 รูปแบบ ได้แก่ Mode 4 – Blocks sliding along bedding shears or weak layers ซึ่งคล้ายคลึงกับ Mode 5 – Blocks sliding combinations of faulting rotational sliding และรูปแบบพื้นฐาน Mode 6 – Rotational failure in high wall slope รวมเข้ากับ 4 รูปแบบก่อนหน้านี้ เป็นทั้งหมด 7 รูปแบบ และใช้ต่อเนื่องมาจนกระทั่งปัจจุบัน

รูปแบบการพังทลาย และภาพกรณีตัวอย่าง แสดงดังรูปที่ 2.6 ถึงรูปที่ 2.16

ทั้งนี้ Mode 1 ถือเป็นรูปแบบการพังทลายที่พบได้บ่อยที่สุดในเหมืองแม่เมาะตามหน้างานขุดขน เนื่องจากการเอียงตัวของโครงสร้างของชั้นดินและชั้นถ่าน เป็นรูปแบบที่ต้องให้ความระมัดระวังเป็นอย่างมาก เพราะการพังทลายจะเกิดขึ้นอย่างรวดเร็ว และมวลดิน/หิน จะเคลื่อนตัวไถลออกไปได้เป็นระยะทางไกล

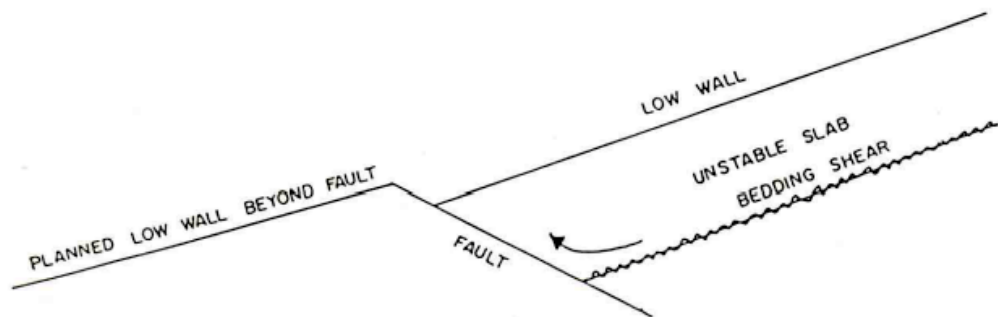


รูปที่ 2.6 Mode 1 – Plane failure or slab sliding

(Thailand-Australia Lignite Mines Development Project, 1985)

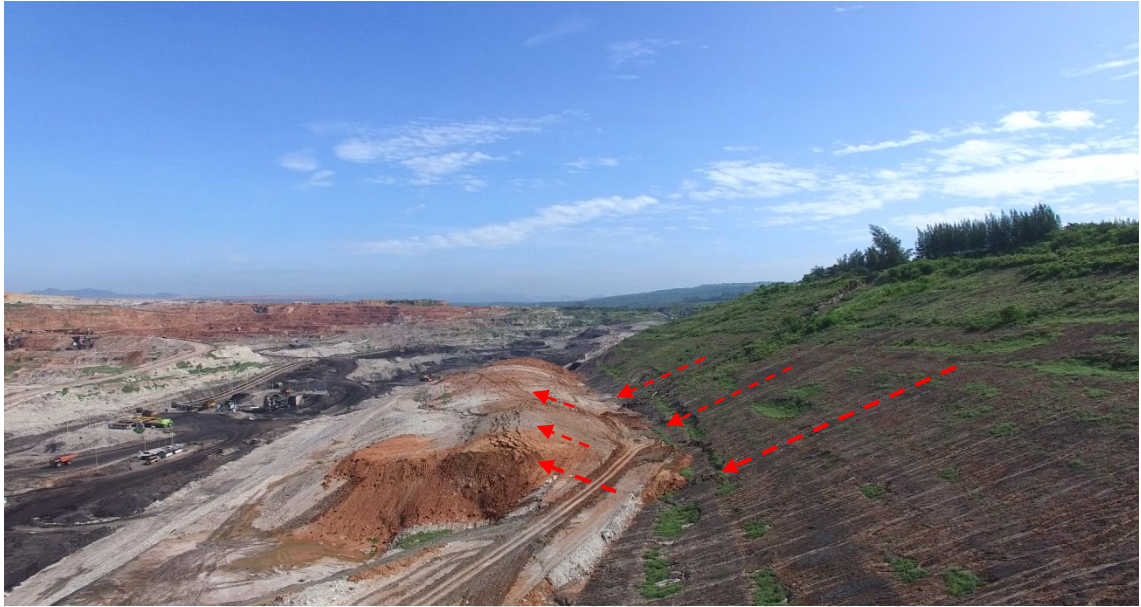


รูปที่ 2.7 กรณีหน้างานขุดชนพื้นที่ SE East-wall พังทลายใน Mode 1
(กองวิศวกรรมธรณี เหมือนแม่เมาะ, 2557)

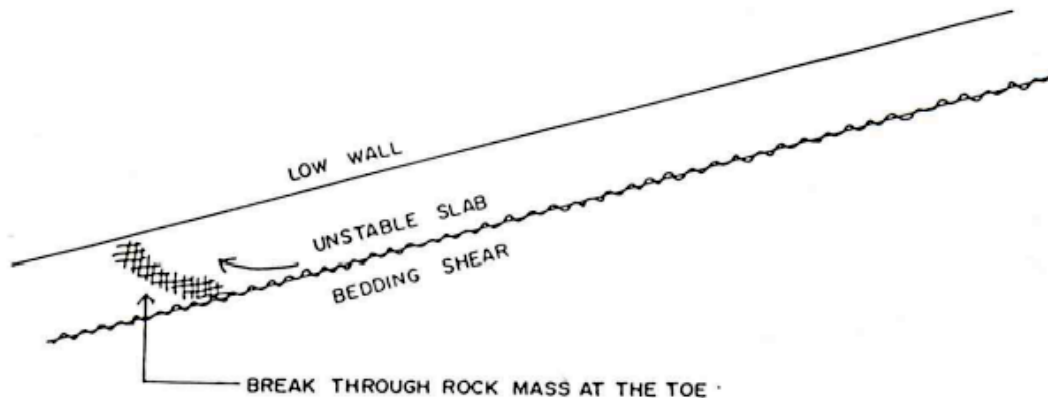


All rights reserved

รูปที่ 2.8 Mode 2 – Ski jump
(Thailand-Australia Lignite Mines Development Project, 1985)



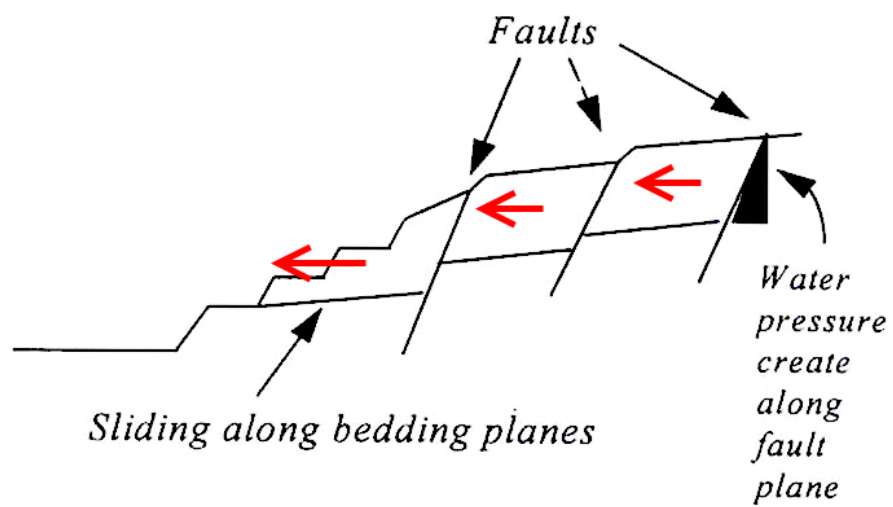
รูปที่ 2.9 กรณีผนังบ่อเหมืองพื้นที่ SE East-wall พังทลายใน Mode 2
(กองวิศวกรรมธรณี เหมือนแม่เมาะ, 2558)



รูปที่ 2.10 Mode 3 – Slab breakthrough
(Thailand-Australia Lignite Mines Development Project, 1985)



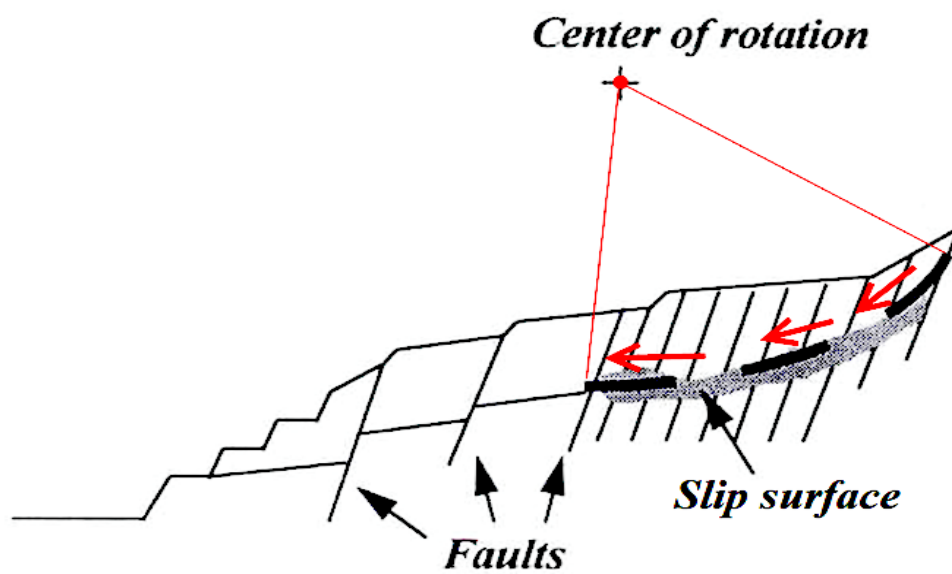
รูปที่ 2.11 กรณีผนังบ่อเหมืองพื้นที่ SE East-wall พังทลายใน Mode 3
(กองวิศวกรรมธรณี เหมืองแม่เมาะ, 2559)



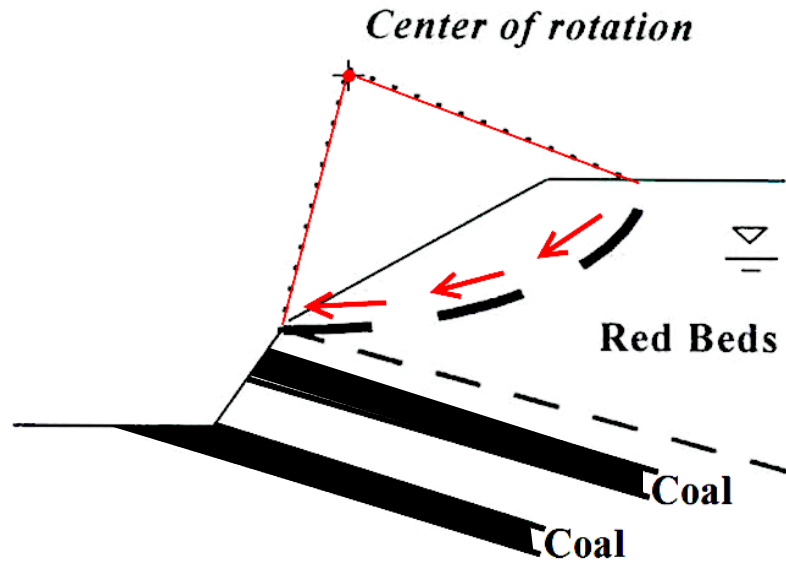
รูปที่ 2.12 Mode 4 – Blocks sliding along bedding shears
(modified from Barrett, Fuller & Partners, 1994)



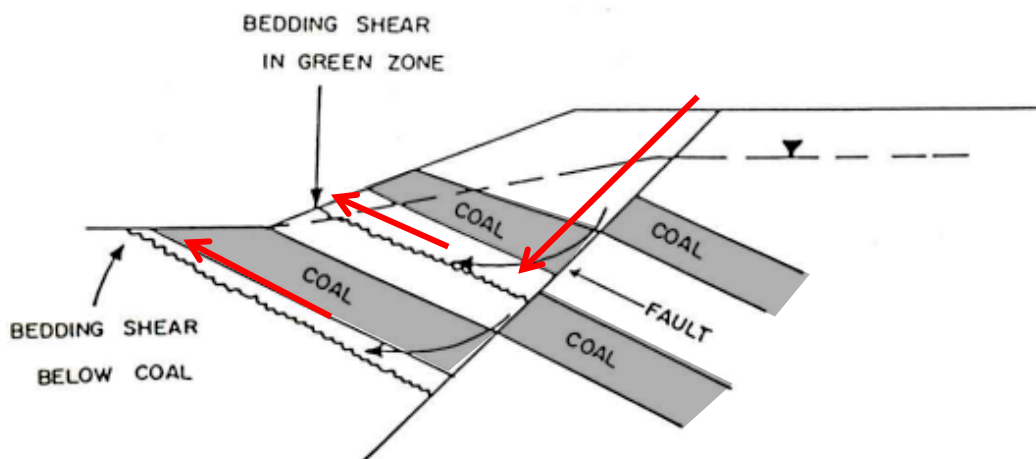
รูปที่ 2.13 กรณีถนน C พังทลายใน Mode 4
(กองวิศวกรรมธรณี เหมือนแม่เกาะ, 2533)



รูปที่ 2.14 Mode 5 – Blocks sliding combinations of faulting rotational sliding
(ปรับปรุงจาก Barrett, Fuller & Partners, 1994)



รูปที่ 2.15 Mode 6 – Rotational failure in high wall slope
(ปรับปรุงจาก Barrett, Fuller & Partners, 1994)



รูปที่ 2.16 Mode 7 – Active-passive wedge sliding
(ปรับปรุงจาก Thailand-Australia Lignite Mines Development Project, 1985)

2.4 การวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดของผนังบ่อเหมืองแม่เมาะ

การวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดของผนังบ่อเหมืองแม่เมาะ พิจารณาจากปัจจัยที่ส่งผลต่อเสถียรภาพของความลาด ได้แก่

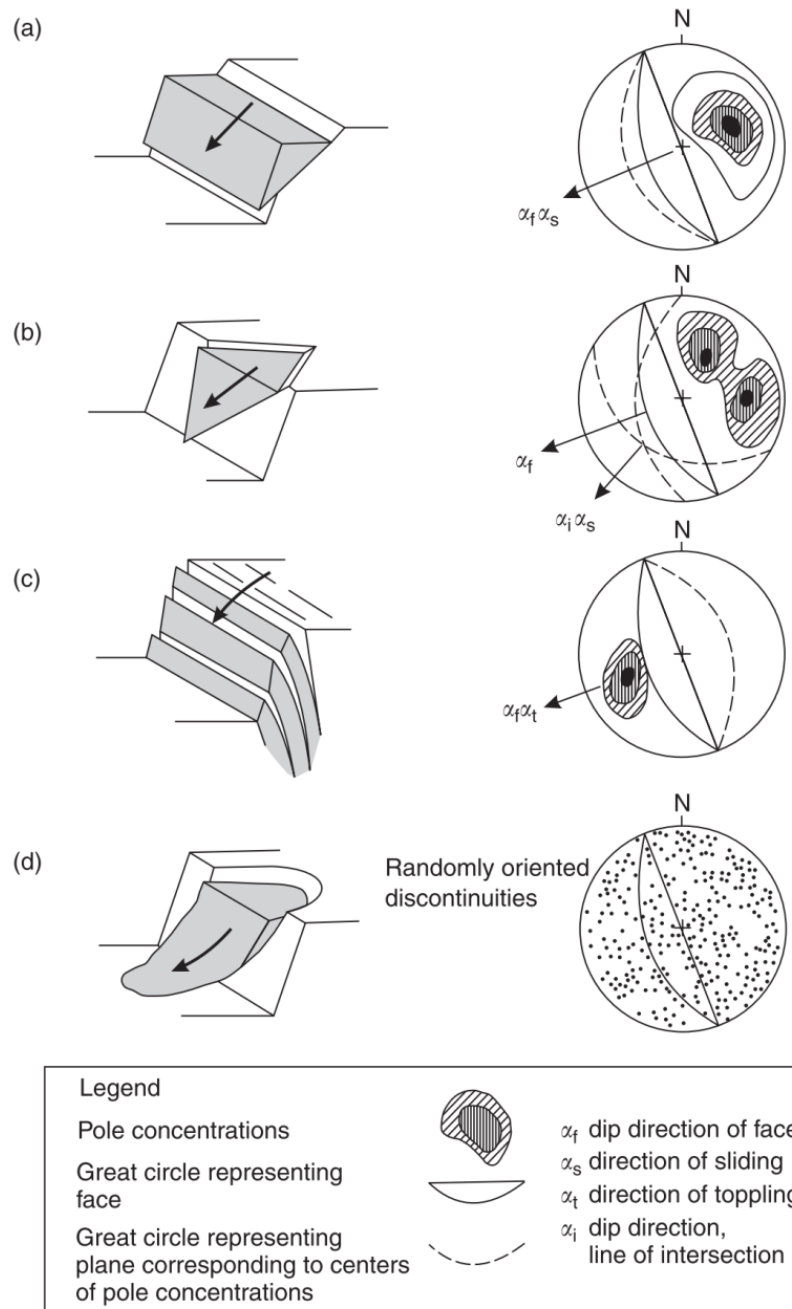
- a) ประเภทของวัสดุดิน หิน (Soil/Rock material) และรูปร่างลักษณะของความลาด (Slope geometry) เช่น ความชันของหน้าเปิด และความสูง
- b) โครงสร้างและความไม่ต่อเนื่องทางธรณีวิทยา (Geological structures / discontinuities)
- c) พารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนของดิน หิน และความไม่ต่อเนื่องทางธรณีวิทยา (Shear strength parameters of soils, rocks and discontinuities)
- d) แรงดันน้ำใต้ดิน (Groundwater conditions)

Stacey and Read (2009) กล่าวถึงวิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดของผนังบ่อเหมืองไว้ใน *Guidelines for Open Pit Slope Design* โดยให้พิจารณาจากปัจจัยพื้นฐานต่าง ๆ ข้างต้น และเลือกใช้วิธีการวิเคราะห์ที่เป็นที่ยอมรับ เช่น การวิเคราะห์ไคเนมาติกส์ (Kinematic analysis) การวิเคราะห์ขีดจำกัดภาวะสมดุล (Limit equilibrium analysis) และการวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Numerical analysis)

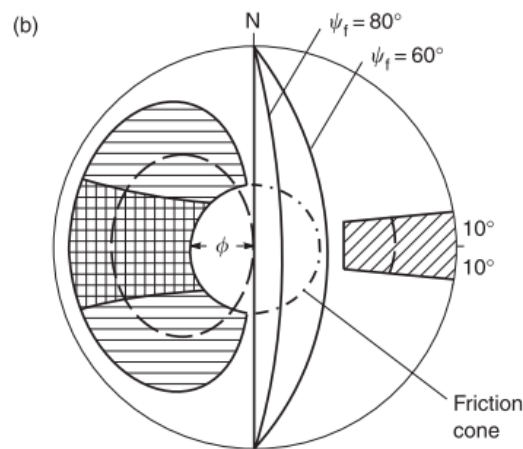
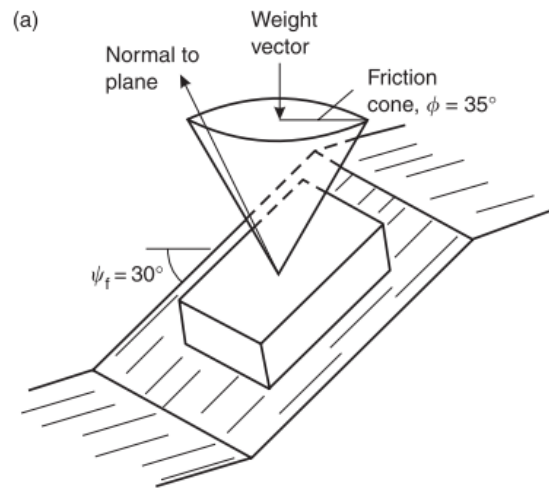
2.4.1 วิธีวิเคราะห์ไคเนมาติกส์ (Kinematic analysis)

Wyllie and Mah (2004) ระบุว่าปัจจัยสำคัญที่มีผลอย่างมากต่อเสถียรภาพความลาดหิน ภายใต้อิทธิพลของแรงโน้มถ่วงโลกคือ ทิศทางวางตัวของโครงสร้างความไม่ต่อเนื่องทางธรณีวิทยา (Orientation of discontinuities) เมื่อเทียบกับทิศทางของหน้าเปิดความลาด ดังนั้น กลไกการพังทลายของความลาดหินส่วนใหญ่จึงเป็นไปในลักษณะการพังทลายตามธรณีโครงสร้าง (Structurally controlled mechanisms) แสดงดังรูปที่ 2.17

การวิเคราะห์ Kinematic analysis เป็นวิธีการพื้นฐานในงานวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพความลาด โดยเป็นการหาแนวโน้มทิศทางเคลื่อนตัว รูปแบบการพังทลายของความลาดหินตามทิศทางการวางตัว และการตัดกันของธรณีวิทยาโครงสร้างเทียบกับทิศทางของหน้าเปิด โดยเทคนิคการใช้สเตอริโอเน็ต (Stereographic projection technique) ซึ่งอาจนำไปวิเคราะห์ร่วมกับพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนของธรณีวิทยาโครงสร้าง ได้แก่ ค่ามุมเสียดทานภายใน (Internal friction angle, ϕ) ซึ่งแสดงในรูปของกรวยมุมเสียดทาน (Friction cone) แสดงดังรูปที่ 2.18 โดยรายละเอียดมีการอธิบายไว้อย่างครบถ้วนในตำราทางกลศาสตร์ธรณีกับการประยุกต์ใช้ในงานวิศวกรรม เช่น *Engineering Rock Mechanics – An Introduction to the Principles* (Hudson and Harrison, 1997)



รูปที่ 2.17 รูปแบบการพังทลายของลาดหินตามโครงสร้างร่องรอยความไม่ต่อเนื่องในมวลหิน (Wyllie and Mah, 2004)

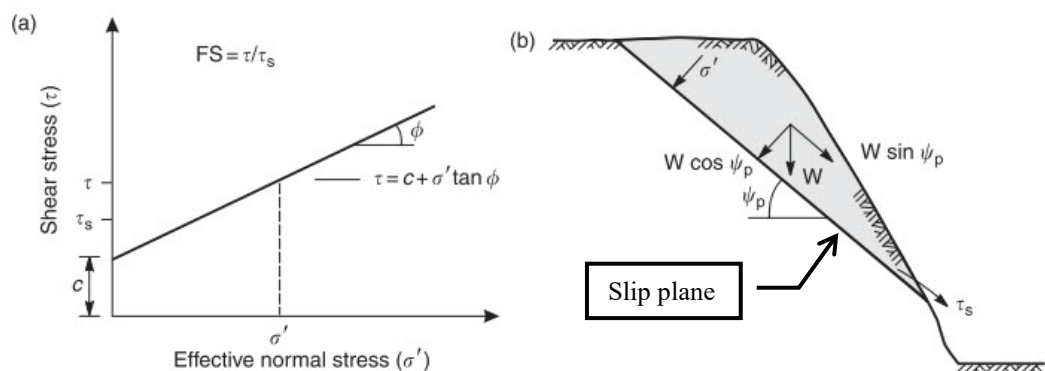


Legend	
Envelopes of potential instability:	
Wedges;	Envelopes for $\psi_f = 80^\circ$;
Plane failures;	Envelopes for $\psi_f = 60^\circ$.
Toppling failures;	

รูปที่ 2.18 การวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดด้วยวิธี Kinematic analysis
(Wyllie and Mah, 2004)

2.4.2 วิธีวิเคราะห์ขีดจำกัดภาวะสมดุล (Limit equilibrium analysis)

วิธีวิเคราะห์ขีดจำกัดภาวะสมดุล (Limit equilibrium analysis) เป็นที่นิยมใช้แพร่หลายในงานวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดปัจจุบัน เป็นหลักการเปรียบเทียบกำลัง หรือ แรงต้าน (Resisting forces / moments) กับแรงกระทำ (Driving forces / moments) ผลลัพธ์จากการวิเคราะห์ แสดงเป็นค่าสัดส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety, FS) ซึ่งเป็นค่าดัชนีชี้วัดเสถียรภาพของความลาด (รูปที่ 2.19) โดยเป็นการพิจารณาเฉพาะสมดุลของแรง หรือ โมเมนต์เชิงสถิตยศาสตร์ (Force or moment statics equilibrium) แสดงดังสมการที่ (2.1) ถึง (2.5)



รูปที่ 2.19 การวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดด้วยวิธี Limit Equilibrium
(Wyllie and Mah, 2004)

กำลังต้านทานหน่วยแรงเฉือนบนระนาบการเลื่อนไถล (Slip plane) ตามเกณฑ์การวิบัติของมอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb failure criterion)

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan \phi \quad (2.1)$$

ถ้า A เป็นพื้นที่ของระนาบการเลื่อนไถล ดังนั้น หน่วยแรงตั้งฉากกับระนาบการเลื่อนไถล (Normal stress) เท่ากับ

$$\sigma_n = \frac{W \cdot \cos \psi_p}{A} \quad (2.2)$$

และ หน่วยแรงเฉือน (Shear stress)

$$\tau_s = \frac{W \cdot \sin \psi_p}{A} \quad (2.3)$$

ดังนั้น

$$\tau = c + \frac{W \cdot \cos \psi_p \cdot \tan \phi}{A} \quad (2.4)$$

หรือ

$$\tau \cdot A = c \cdot A + W \cdot \cos \psi_p \cdot \tan \phi \quad (2.5)$$

ซึ่งหากพิจารณาการเลื่อนไถลของลิ่มดินหรือหินในเชิง 2 มิติ ค่า FS สามารถคำนวณได้ตามสมการที่ (2.6) และ (2.8)

$$FS = \frac{\text{Resisting forces}}{\text{Driving forces}} \quad (2.6)$$

$$FS = \frac{c \cdot A + W \cdot \cos \psi_p \cdot \tan \phi}{W \cdot \sin \psi_p} \quad (2.7)$$

ค่าแรงยึดเหนี่ยว (Cohesion, c) อาจพิจารณามีค่าเป็น 0 หากระนาบการเคลื่อนไถลราบเรียบ ไม่มีมวลแทรกเชื่อมประสาน สมการที่ (2.6) จะลดรูปเป็น

$$FS = \frac{\cos \psi_p \cdot \tan \phi}{\sin \psi_p} \quad (2.8)$$

ซึ่งจากสมการ ค่า FS = 1.0 เมื่อ $\psi_p = \phi$

จากสมการที่ (2.7) แสดงให้เห็นว่าเมื่อพิจารณาเสถียรภาพความลาดของบล็อกลิ่มดิน/หิน ที่วางตัวอยู่บนพื้นผิวการเลื่อนไถลลักษณะเรียบ และไม่มีความเชื่อมั่นแน่น ในสภาวะแห้ง โดยไม่มีแรงดันน้ำเหนือพื้นผิวการเลื่อนไถลเข้ามาเกี่ยวข้อง บล็อกลิ่มดิน/หินนี้จะเริ่มเคลื่อนไถลลงมาเมื่อมุมเอียงของพื้นผิวการเลื่อนไถลมีมุมชันมากกว่า หรือ เท่ากับค่ามุมเสียดทานภายใน ซึ่งเรียกว่าเป็น “ขีดจำกัดของภาวะสมดุล” (Limiting equilibrium)

Krahn (2003) ระบุว่า การวิเคราะห์โดยวิธี Limit equilibrium มีข้อจำกัดพื้นฐานสำคัญคือ หลักการวิเคราะห์ไม่พิจารณาถึงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำจากมวล หรือ แรงกระทำภายนอก (Body force and applied force) กับ ความเครียด การเปลี่ยนแปลงรูปร่าง หรือ การเคลื่อนตัว (Displacement compatibility) นั้นหมายความว่า วิธี Limit equilibrium จะไม่สามารถบอกถึงการเคลื่อนที่ของมวลดิน/หินที่ทำการวิเคราะห์ภายใต้แรงกระทำนั้น ๆ ได้ วิศวกร ผู้ใช้งาน นักวิเคราะห์และออกแบบ ต้องเข้าใจในข้อจำกัดนี้ ซึ่ง Dr. John Krahn เรียกว่า “The fundamental piece of missing physics” ในวิธี Limit equilibrium

อย่างไรก็ดี ค่า FS ถือเป็นตัวชี้วัดเชิงปริมาณที่สำคัญสำหรับการประเมิน และออกแบบ เสถียรภาพความลาด ซึ่งมักจะใช้เป็นค่าดัชนีบ่งบอกว่าเสถียรภาพของความลาดที่พิจารณานั้น “มี” ($FS > 1.0$) หรือ “ไม่มี” ($FS < 1.0$)

การวิเคราะห์ด้วยวิธี Limit equilibrium ในปัจจุบัน ยุคที่เทคโนโลยีคอมพิวเตอร์พัฒนาไปอย่างรวดเร็วแบบก้าวกระโดด คอมพิวเตอร์มีศักยภาพสูงขึ้นมาก วิธี Limit equilibrium จึงมีผู้พัฒนาขึ้นเป็นโปรแกรมประยุกต์เชิงพาณิชย์ให้เลือกใช้หลากหลาย และเหมือนแม่เฒ่าเองนั้น ได้นำมาใช้ในงานวิเคราะห์เสถียรภาพและออกแบบผนังบ่อเหมือง ได้แก่ SLOPE/W (GEO-SLOPE International Ltd., 2001) Slide, RocPlane และ Swedge (Rocscience Inc., 2005) เป็นต้น

2.4.3 วิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Numerical analysis methods)

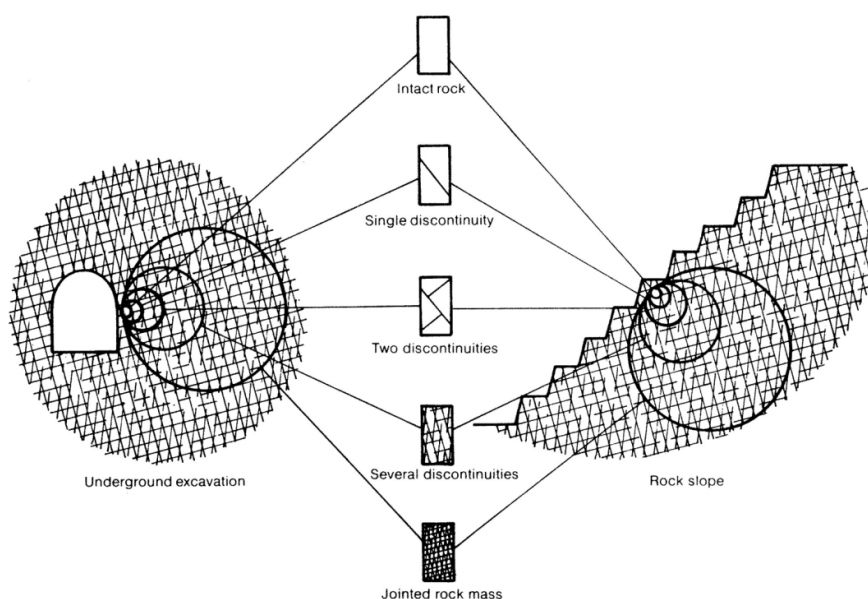
Wyllie and Mah (2004) และ Stacey and Read (2009) กล่าวถึงประโยชน์สำคัญของ Numerical analysis methods คือ การใช้เป็นเครื่องมือช่วยในการศึกษาปัญหาทางกลศาสตร์ธรณี ใช้อธิบายพฤติกรรมทางกายภาพของความลาดดิน/หิน ตรวจสอบกลไกการพังทลายในสภาพทางธรณีวิทยาที่แตกต่างกัน และช่วยในการพิจารณาทางเลือกในการออกแบบ

ผลลัพธ์จากการคำนวณและประมาณค่า ได้แก่ หน่วยแรง (Stress) และพฤติกรรมของการเคลื่อนตัว (Deformation) ของลาดดิน/หิน ซึ่งเป็นผลการตอบสนองตามข้อกำหนด เงื่อนไขขอบ และสถานะตั้งต้น (Boundary and initial conditions) ต่อหน่วยแรงในที่ (In situ stress) และหน่วยแรงกระทำจากภายนอก (Induced stress) เช่น งานขุด หรือ งานถม การเปลี่ยนแปลงของระดับแรงดันน้ำในมวลดิน/หิน และในโครงสร้างทางธรณีวิทยา

ดังนั้น วิธีการวิเคราะห์เชิงตัวเลข จึงมักเรียกกันอีกชื่อหนึ่งว่า วิธีวิเคราะห์หน่วยแรงและการเคลื่อนตัว (Stress-deformation analysis)

วิธีวิเคราะห์หน่วยแรงและการเคลื่อนตัว จะแยกย่อยลงได้ตามหลักการวิเคราะห์เชิงกลศาสตร์ได้เป็น 2 ประเภท คือ กลศาสตร์ความต่อเนื่อง (Continuum mechanics) และกลศาสตร์ความไม่ต่อเนื่อง (Discontinuum mechanics)

วิธีการจำลองตามหลักกลศาสตร์ความต่อเนื่อง หรือ Continuum model ได้แก่ วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method, FEM) และ วิธีไฟไนต์ดิฟเฟอเรนซ์ (Finite Difference Method, FDM) ซึ่งจะจำลองให้มวลดิน/หินเป็นวัสดุต่อเนื่อง เหมาะสำหรับการวิเคราะห์ปัญหาทางกลศาสตร์ดิน (Soil mechanics) หรือ มวลหินแตกหัก (Jointed rock mass) ในกรณีที่สเกลของปัญหาที่พิจารณาเกี่ยวกับมวลหินนั้นใหญ่มาก เทียบกับขนาดของร่องรอยความไม่ต่อเนื่องในเนื้อหิน ในกรณีนี้ จะสมมติให้มวลหินทั้งหมดเป็นมวลต่อเนื่องได้ แสดงดังรูปที่ 2.20

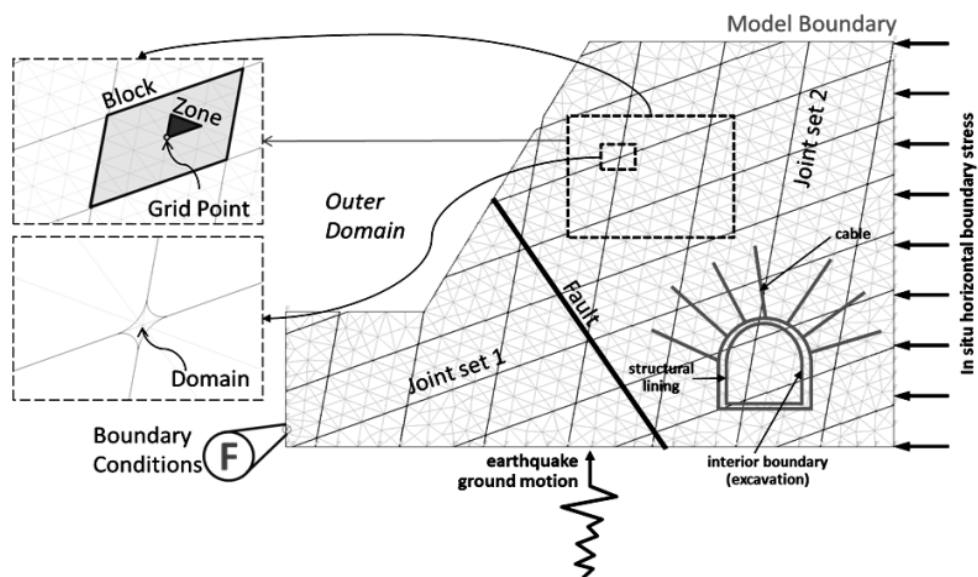


รูปที่ 2.20 การพิจารณาปัญหาวิศวกรรมธรณีในมวลหินแตกหักตามสเกลของปัญหา
(Hoek, 1983)

การพิจารณาปัญหาเสถียรภาพของความลาดมวลหินแตกหัก โครงสร้างทางธรณีวิทยา ร่องรอยความไม่ต่อเนื่องในมวลหิน อาจไม่ได้เป็นปัจจัยกำหนดรูปแบบการพังทลายโดยตรง แต่จะมีผลต่อสมบัติกำลังต้านทานและความยืดหยุ่น หรือ สติฟเนส (Stiffness) ของมวลหิน ที่มีค่าต่ำกว่าสมบัติของเนื้อหิน (Downgrading intact rock strength and elastic properties to rock

mass properties – the “Scale effect”) เช่น ที่ Hoek and Brown (1997) ระบุ ใน *Practical estimates of rock mass strength* โดยจะสามารถประเมินสมบัติของมวลหิน (Rock mass properties) ที่ลดลงดังกล่าวได้ด้วยเกณฑ์วิบัติของ Hoek-Brown (Hoek-Brown failure criterion) ซึ่งเป็นสมการ Empirical

การจำลองเพื่อวิเคราะห์ตามหลักกลศาสตร์ความไม่ต่อเนื่อง หรือ Discontinuum model ได้แก่ วิธีดิสครีตเอลิเมนต์ (Discrete Element Method, DEM) ซึ่งสามารถจำลองร่องรอยความไม่ต่อเนื่องในมวลหิน โครงสร้างทางธรณีวิทยาที่เป็นปัจจัยหลักกำหนดรูปแบบการพังทลายหรือมีอิทธิพลต่อพฤติกรรมทางกายภาพของมวลหินโดยตรง และแสดงผลของการเคลื่อนตัวของมวลหินแบบ Rigid blocks ที่เคลื่อนไปบนโครงสร้างนั้นๆ ได้อย่างชัดเจน (Explicit modelling) ทั้งนี้ ในบางโปรแกรม เช่น UDEC (Itasca Consulting Group Inc., 1996) และ 3DEC (Itasca Consulting Group Inc., 2007) จะสามารถจำลองมวลหินตามหลักกลศาสตร์ความต่อเนื่องได้เช่นกัน ด้วยวิธี Finite Difference Method โดยการแบ่งโซน (Zone discretization) ภายในมวลหิน หรือ Blocks ในแบบจำลองตามที่ต้องการ ซึ่งในกรณีนี้จะเรียกมวลหินในแบบจำลองนี้ว่า Deformable blocks แสดงดังรูปที่ 2.21



รูปที่ 2.21 ตัวอย่างแบบจำลองจากโปรแกรม UDEC สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีเชิงตัวเลขตามหลักกลศาสตร์ความไม่ต่อเนื่อง (Itasca, 2013)

Wyllie and Mah (2004) ยังกล่าวถึงแนวคิด วิธีการออกแบบความลาดหิน (Rock slope design methods) ซึ่งแตกต่างกันไป ขึ้นอยู่กับลักษณะงาน จุดประสงค์ในการออกแบบ และการนิยามความไม่เสถียรภาพ (Definition of instability) เช่น ในงานออกแบบเสถียรภาพความลาดของผนังบ่อเหมืองระหว่างที่โครงการดำเนินอยู่นั้น ผนังบ่อเหมืองอาจมีการเคลื่อนตัวไปได้หลายเมตร โดยที่ยังไม่เกิดการพังทลายจนกระทบต่อการทำงานในบ่อเหมือง ซึ่งถือเป็นขอบเขตที่ยอมรับได้ แต่กับงานออกแบบความลาดรองรับโครงสร้างเชิงสะพาน (Bridge abutment) การเคลื่อนตัวของความลาดเพียงเล็กน้อย จะส่งผลโดยตรงต่อการใช้งานโครงสร้างสะพาน หรือ กรณีความลาดตามแนวถนนข้างทางหลวง ที่มีหินร่วง (Rock fall) ซึ่งอาจส่งผลกระทบต่อการใช้งานทางหลวงเพียงเล็กน้อย หากมีการออกแบบระบบป้องกันไว้ เช่น แนวรั้วป้องกัน (Fences and nets) และร่องรองรับ (Ditch) แต่หากมวลหินมีขนาดใหญ่และมีปริมาณมาก จะส่งผลกระทบต่อความปลอดภัยของผู้ใช้ทาง โดยความเสี่ยงที่ตามมาย่อมไม่อาจประเมินค่า และไม่อยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้

จากแนวคิดดังกล่าว การนิยามเสถียรภาพในงานออกแบบความลาด จึงเป็นไปได้หลากหลายตามความเหมาะสมของงาน โดยพิจารณาได้จากแนวทางใดแนวทางหนึ่ง ดังนี้

- a) Factor of Safety, FS ความลาดจะถือว่าไม่เสถียรภาพ เมื่อ FS ซึ่งเป็นค่าดัชนีชี้วัดเสถียรภาพความลาด (Slope stability) มีค่ามากกว่า 1.0
- b) Strain เกณฑ์การพิบัติ พิจารณาจากการเสียรูป หรือ การเคลื่อนตัว ที่จะส่งผลกระทบต่อการใช้งาน (Serviceability) เช่น ในการทำเหมือง หากการเคลื่อนตัวของผนังบ่อเหมืองมีอัตราเพิ่มมากขึ้น จนกระทบกับความปลอดภัยในการทำงานบุคคล จะถือว่าผนังบ่อเหมืองนั้นเกิดการพิบัติ
- c) Probability of failure การประเมินความน่าจะเป็นในการพังทลาย โดยวิเคราะห์ออกมาเป็นรูปแบบการแจกแจงความน่าจะเป็น (Probability distribution) ของดัชนีชี้วัดเสถียรภาพ เช่น ค่าสัดส่วนความปลอดภัย (FS)
- d) Load and resistance factor design (LRFD) เสถียรภาพความลาด นิยามจากกำลังต้านทานที่ถูกลดทอนกำลังลง (Factored resistance) ซึ่งต้องมีค่ามากกว่าแรงกระทำรวมที่คูณส่วนเผื่อแล้ว (Sum of the factored loads)

2.5 การวิเคราะห์เชิงความน่าจะเป็นของเสถียรภาพความลาด

ความไม่แน่นอน (Uncertainties) ในงานวิเคราะห์เสถียรภาพความลาด เป็นประเด็นที่ไม่อาจหลีกเลี่ยงได้ เนื่องจากโดยพื้นฐานเป็นงานวิศวกรรมที่เกี่ยวข้องกับมวลดิน มวลหิน ซึ่งเป็นวัสดุที่ก่อกำเนิดขึ้นตามธรรมชาติ ผ่านการเปลี่ยนแปลงเป็นวัฏจักร ครอบคลุมช่วงระยะเวลาอันยาวนาน ทำให้สมบัติโดยธรรมชาติของมวลดิน มวลหิน มีความซับซ้อนหลากหลาย แตกต่างกันไปในแต่ละพื้นที่ ผิดกับวัสดุทางวิศวกรรมอื่น ๆ ที่มนุษย์สร้างขึ้น ซึ่งส่วนใหญ่จะควบคุมคุณภาพการผลิตให้มีสมบัติเป็นไปตามข้อกำหนดที่ต้องการได้

สมบัติทางกายภาพ และวิศวกรรมของดิน หิน นั้น ๆ จะได้จากการเก็บตัวอย่างจากหลุมเจาะสำรวจ (Intact samples) นำไปทดสอบในห้องทดสอบ แล้วอนุมานใช้ผลจากการทดสอบนั้นเป็นตัวแทนของชั้นดินในพื้นที่นั้น ซึ่งสำหรับงานโครงการขนาดใหญ่ เช่น การทำเหมืองเปิด อาจครอบคลุมพื้นที่กว้างเป็นหลายสิบล้านตารางกิโลเมตร จึงเป็นไปได้ยากที่การเจาะสำรวจเก็บตัวอย่าง จะทำได้ครอบคลุมครบถ้วนทั้งพื้นที่ อีกทั้งตามทฤษฎีแล้ว พฤติกรรมของมวลดิน มวลหิน (Rock mass) จะขึ้นอยู่กับสภาพทางธรณีวิทยาโครงสร้างของพื้นที่ในภาพใหญ่เป็นสำคัญ ซึ่งอาจจะแตกต่างเป็นอย่างมากกับพฤติกรรมของตัวอย่างดินและหินจากห้องทดสอบ

Terzaghi and Peck (1948) กล่าวถึงประเด็นความไม่แน่นอนในงานวิศวกรรมธรณีดังกล่าว และนำเสนอแนวทางการแก้ไขปัญหาด้านวิศวกรรมธรณี ในชื่อวิธี “*Observational method*” ซึ่งในช่วงต้นของการสำรวจและศึกษา เตรียมข้อมูลเพื่อออกแบบ ขั้นตอนสำคัญ คือ การประเมินสภาพลักษณะทางธรณีที่จะเป็นไปได้มากที่สุด ตั้งสมมติฐานบนพื้นฐานของข้อมูลที่รวบรวมได้ จากนั้นจึงวิเคราะห์ออกแบบบนสมมติฐานนั้น (The design based on a ‘*working hypothesis*’) โดยเมื่อโครงการดำเนินต่อเนื่องไป ข้อมูลย้อนกลับที่ได้จากการทำงาน และการตรวจสอบตรวจวัด จะทำให้ทราบข้อมูลที่เบี่ยงเบนไปจากสมมติฐานตั้งต้น แล้วจึงวิเคราะห์ คำนวณเพิ่มเติมจากข้อมูลที่เปลี่ยนแปลงไปนี้ ค่อย ๆ เติมเต็มช่องว่าง จากสมมติฐานเดิมที่เราไม่อาจทราบได้ล่วงหน้า แล้วกำหนดมาตรการแก้ไขได้ตอบ หรือ หากจำเป็น อาจต้องปรับเปลี่ยนให้สอดคล้องกับสภาพความจริงในสนาม

McMahon (1982) เสนอขั้นตอนการวิเคราะห์เชิงความน่าจะเป็น สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพออกแบบผนังบ่อเหมืองแม่เมาะด้าน High wall (หรือ Hanging wall) ในรายงาน *Mae Moh Geotechnical Report 1985 Volume 3* สืบเนื่องจากปัญหา ข้อจำกัดที่ไม่สามารถประเมินตำแหน่งระยะห่าง และมุมเอียงเท (Dip angle) ของแนวรอยเลื่อนหลังลาดหน้าชุด ให้แน่ชัดก่อนชุดเปิดหน้า

เหมืองได้ ซึ่งเป็นปัจจัยสำคัญที่มีผลกระทบอย่างมากต่อการวิเคราะห์ออกแบบเสถียรภาพของผนังบ่อเหมืองด้าน High wall

การวิเคราะห์ออกแบบให้ผนังบ่อเหมืองมีเสถียรภาพ จำต้องตั้งอยู่บนสมมติฐานกรณีเลวร้าย (Worst case) ส่งผลต่อการเลือกพารามิเตอร์กำลังที่ใช้ในงานวิเคราะห์แบบ Deterministic stability analysis ผลที่ได้คือ มุมชันของผนังบ่อเหมืองด้าน High wall จะออกแบบความชันได้สูงสุดไม่เกิน 12.5 องศา (สัดส่วนความชันเท่ากับ 1 : 4.5) ซึ่งถือว่าเป็นมุมราบมาก ทำให้ต้องขุดเปิดหน้าดินออกมาก กระทบต่อต้นทุนในการทำเหมือง

ทั้งนี้ McMahon มีความเห็นในขณะนั้นว่า ความชันดังกล่าวไม่เหมาะสมในทางปฏิบัติ เนื่องจากโอกาสที่ปัจจัยด้านธรณีวิศวกรรมต่าง ๆ รวมแล้วเกิดขึ้นพร้อมกันเป็นกรณีเลวร้ายนั้นเป็นไปได้น้อย จึงแนะนำให้ใช้การวิเคราะห์ออกแบบเสถียรภาพเชิงความน่าจะเป็น โดยประยุกต์ใช้วิธีการประมาณค่า Point estimation method (PEM) ที่เสนอ โดย Rosenblueth (1975) ร่วมกับการวิเคราะห์ Limit equilibrium – Morgenstern-Price method of slices โดยกำหนดให้ Input parameters เป็นตัวแปรสุ่ม มีการแจกแจงปกติ (Normally distributed) และทำการคำนวณอย่างน้อย 16 ครั้ง ผลจากการวิเคราะห์ คือ ค่าเฉลี่ย (Mean) และส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard deviation) ของมุมชันของผนังบ่อเหมือง (Slope angle) ด้าน High wall ที่ทำให้ค่า FS = 1 แล้วจึงพิจารณาเลือกมุมชันที่เหมาะสมเป็นที่ยอมรับ ต่อโอกาสเกิดการพังทลายได้ สำหรับการออกแบบผนังบ่อเหมืองด้าน High wall ของเหมืองแม่เมาะ

Hoek, Kaiser and Bawden (1995) กล่าวถึงการใช้ประโยชน์จากการวิเคราะห์ความน่าจะเป็นของการพิบัติ หรือ พังทลาย (Probability of failure) ในการประเมินความเสี่ยง และการยอมรับในงานออกแบบทางด้านวิศวกรรมธรณี โดยยกตัวอย่างประกอบจากการพิจารณาออกแบบสลักยึดหิน (Rockbolt) ซึ่งเป็นโครงสร้างเสริมแรงผนังอุโมงค์ในงานขุดเจาะใต้ดิน

ใน *Practical Rock Engineering* (Lecture notes by Hoek, 2007) ยกตัวอย่างกรณีศึกษาเพิ่มเติมจากการวิเคราะห์ออกแบบเชิงความน่าจะเป็นของเสถียรภาพความลาดของมวลหินที่มีความเสี่ยงจากการพังทลายตามระนาบ Sheet joints ซึ่งวางตัวตั้งขนานกับหน้าเปิด ข้างแนวถนน Sau Mau Ping บนเกาะเกาลูน ฮองกง

Hammah, Yacoub and Curran (2009) ศึกษาการวิเคราะห์เชิงความน่าจะเป็นของเสถียรภาพความลาดมวลหินเนื้อเดียว (Homogeneous rock mass) ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 2 มิติ และเทคนิค Shear Strength Reduction method (FEM-SSR) โดยประยุกต์ใช้วิธีการทางสถิติ 2 วิธี ได้แก่ วิธีการประมาณค่า PEM ของ Rosenblueth และวิธีการ Monte Carlo simulations

ทั้งนี้ Hammah ได้ระบุถึงข้อดีของวิธีการประมาณค่า PEM คือ มีความแม่นยำสูงในการประมาณค่าโมเมนต์ทางสถิติของตัวแปร (Statistical moments) ได้แก่ ค่าเฉลี่ย (Mean – the first statistical moment) และความแปรปรวน (Variance – the second statistical distribution moment) แต่มีข้อจำกัดสำคัญประการหนึ่ง เรียกว่า “Curse of dimensionality” หมายถึง จำนวนครั้งที่ต้องทำการคำนวณด้วยวิธี PEM เพื่อประมาณค่าโมเมนต์ทางสถิติ จะแปรตามจำนวนตัวแปรสุ่มที่เกี่ยวข้อง ซึ่งจะมากขึ้นเป็นเลขยกกำลังฐานสองตามจำนวนของตัวแปร (การคำนวณ 2^n ครั้ง เมื่อ n เป็นจำนวนตัวแปร) อีกทั้งยังไม่สามารถประยุกต์ใช้กับความไม่แน่นอนของตัวแปรสุ่มที่เกี่ยวกับ ตำแหน่ง ขนาดความยาว ความถี่ห่างของโครงสร้างในมวหิน เช่น Joint networks ได้

ด้าน Monte Carlo simulations มีความยืดหยุ่นมากกว่า ไม่ติดข้อจำกัดเช่นเดียวกับ PEM และสามารถประยุกต์ใช้กับความไม่แน่นอนของตัวแปรสุ่ม เช่น Joint networks ได้ แต่ทั้งนี้ ต้องทำการคำนวณแบบสุ่ม เป็นจำนวนมากถึงหลักร้อย หรือ พันครั้ง ซึ่งเมื่อนำมาใช้ร่วมกับการวิเคราะห์ด้วยวิธีเชิงตัวเลข เช่น FEM-SSR ต้องใช้ทรัพยากรด้านฮาร์ดแวร์ และเวลาในการคำนวณเป็นอย่างมาก Hammah จึงเสนอวิธี *Approximate Monte Carlo* โดยทำการคำนวณด้วยตัวแปรสุ่มทั้งหมด 40 ครั้ง ทั้งนี้ ผลในการประมาณค่าพารามิเตอร์โมเมนต์ทางสถิติที่ได้ อาจไม่แม่นยำเท่ากับวิธี PEM แต่ในทางปฏิบัติถือเป็นค่าประมาณการที่สมเหตุสมผล และยอมรับได้