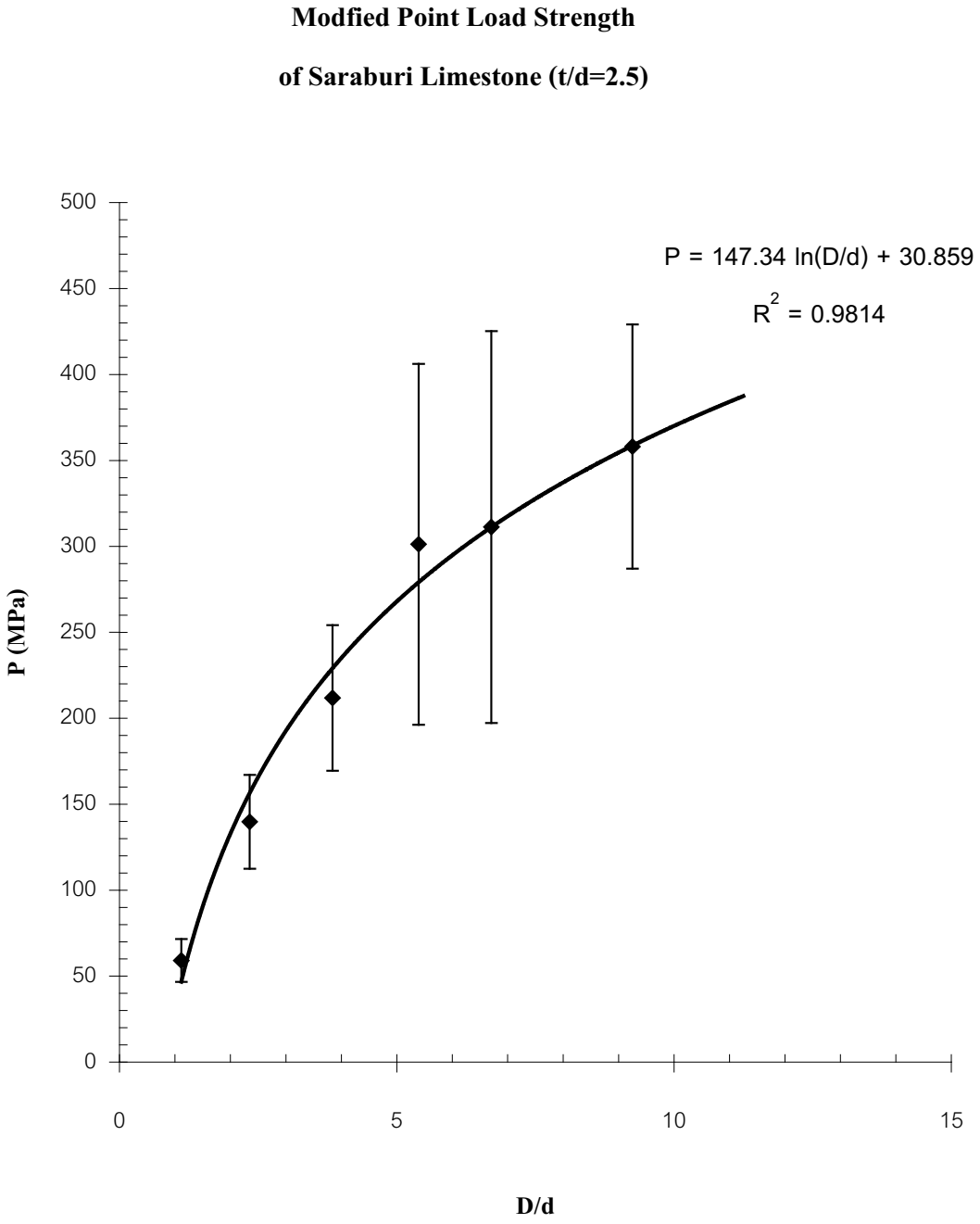
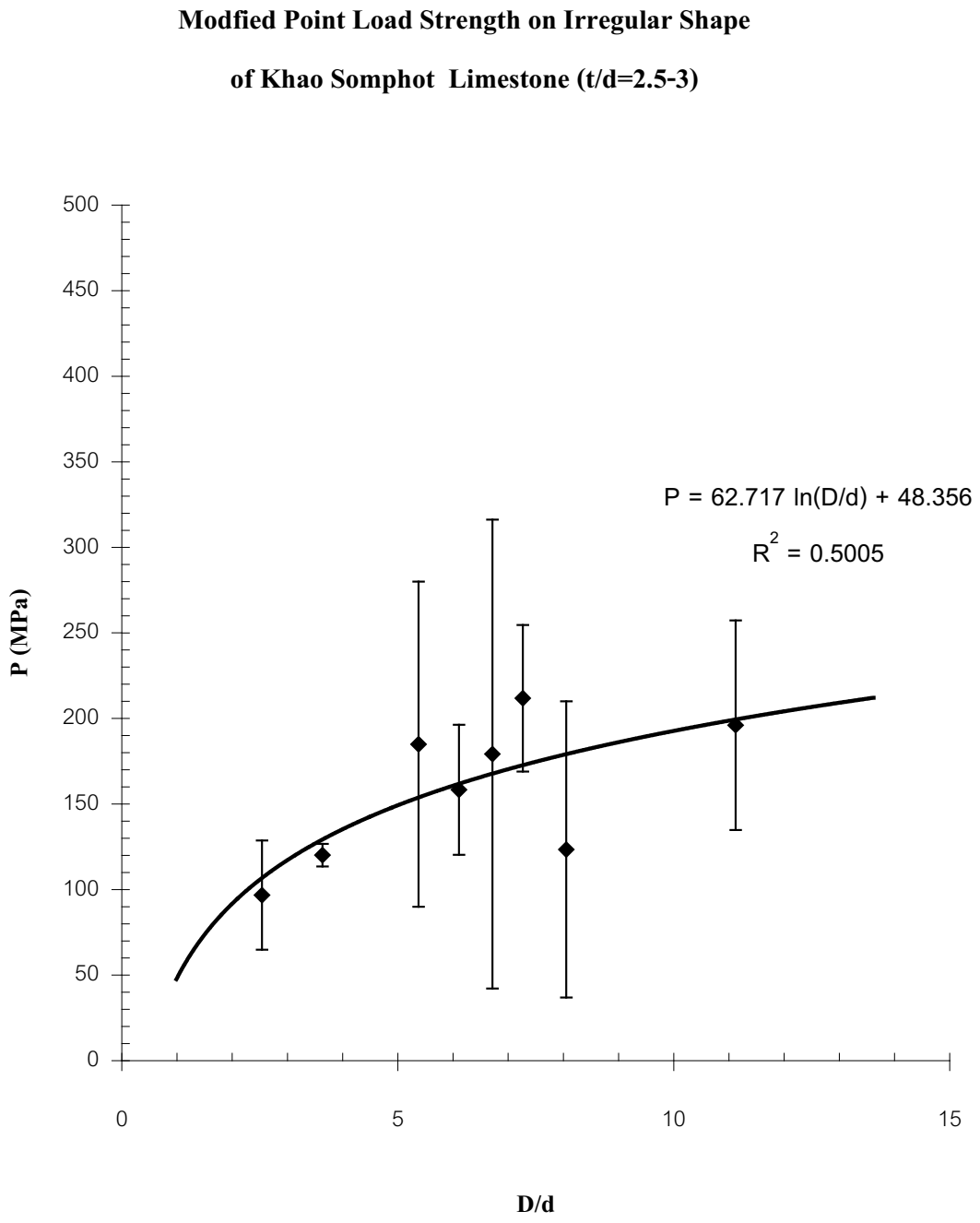
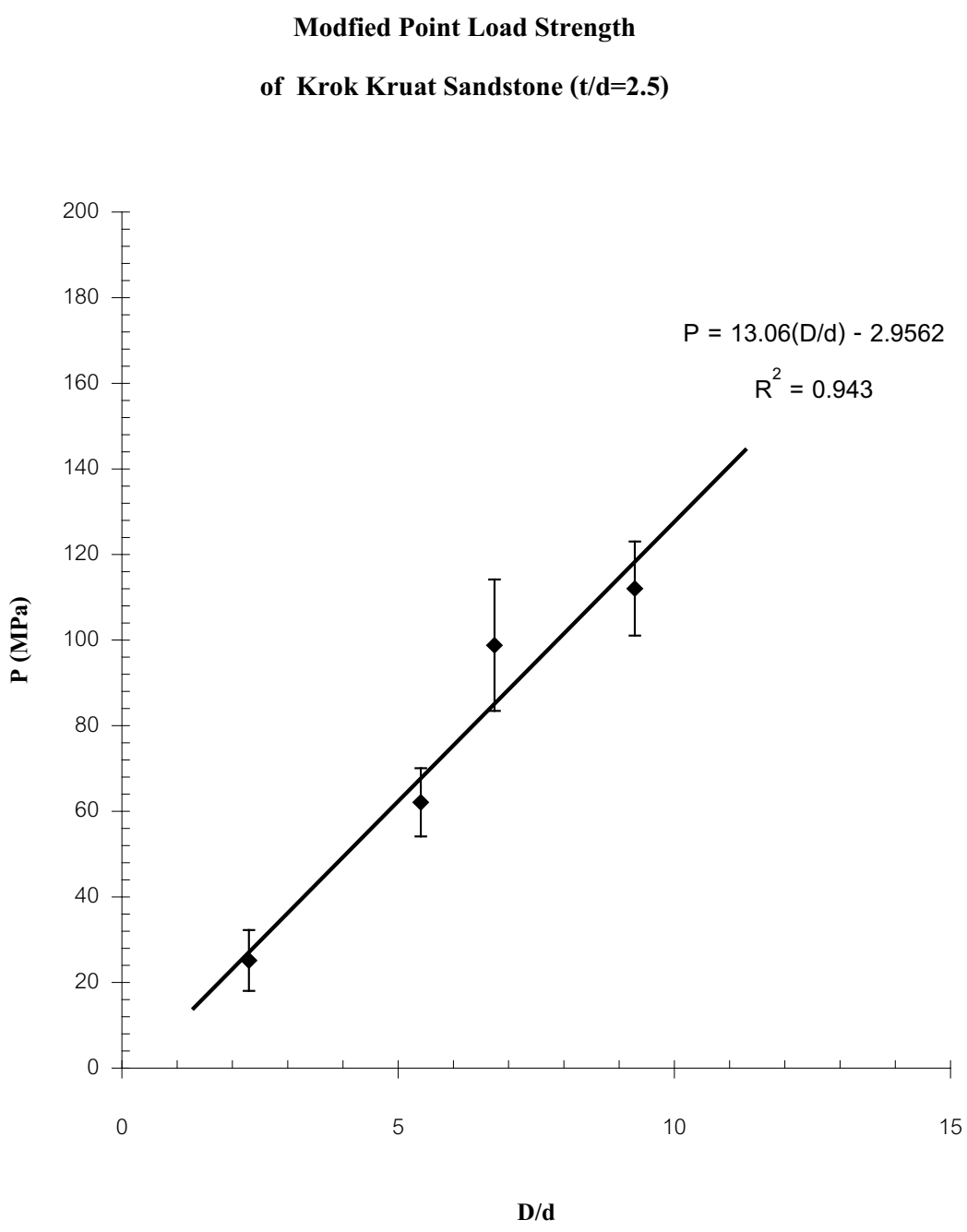


รูปที่ 4.45 ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนโดยใช้ตัวอย่างหินปูนสระบุรี รูปทรงกระบอกที่มีอัตราส่วนของความหนาต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดที่ต่างกัน



รูปที่ 4.46 ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนโดยใช้ตัวอย่างหินปูนเขาสมโภชน์ รูปทรง Irregular Shape ที่มีอัตราส่วนของความหนาต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดที่ต่างกัน



รูปที่ 4.47 ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนโดยใช้ตัวอย่างหินทรายโคกกรวด รูปทรงกระบอกที่มีอัตราส่วนของความหนาต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดที่ต่างกัน

บทที่ 5
การศึกษาทางด้านทฤษฎี

จุดประสงค์ของการศึกษาทางด้านทฤษฎีเพื่อคำนวณหาการกระจายตัวของความเค้นในตัวอย่างหินภายใต้การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (MPL) เนื่องจากลักษณะของปัญหาทางด้านกลศาสตร์เช่นนี้มีความซับซ้อนในประเด็นของขอบเขตและข้อกำหนดทางคณิตศาสตร์และเรขาคณิตขั้นต้น (Boundary conditions) สมการสำเร็จรูปที่จะนำมาใช้จึงไม่มี ดังนั้นการศึกษาในทางทฤษฎีจึงเน้นไปที่การใช้การคำนวณเชิงตัวเลขด้วยวิธี Finite element method โปรแกรมที่นำมาใช้คือ โปรแกรม GEO (Serata and Fuenkajorn, 1992) รายละเอียดด้านคุณสมบัติของโปรแกรมนี้สามารถดูได้จากเอกสารอ้างอิงดังกล่าว

5.1 คุณลักษณะของแบบจำลอง

ในการศึกษาเบื้องต้นนี้ได้สร้างแบบจำลอง 57 แบบขึ้น (Computer models) เพื่อศึกษาผลกระทบของความหนาและความกว้างของตัวอย่างหิน ผลกระทบด้านคุณสมบัติของหินเองและผลกระทบด้านความเสียดทานของผิวสัมผัสระหว่างหัวกดกับตัวอย่างหิน ตารางที่ 5.1 ได้สรุปคุณสมบัติของแบบจำลองทั้ง 57 แบบ (Finite element mesh) เนื่องจากแบบจำลองมีแนวสมมาตร (Symmetry planes) 2 แนว คือ ในแนวตั้งตามแกนของทรงกระบอก และในแนวนอนที่ครึ่งหนึ่งของความหนาของตัวอย่างหิน ดังนั้น การจำลองความเค้นของความเครียดจึงทำเพียงแค่ 1/4 ของตัวอย่างหินทั้งชิ้น ดังแสดงให้เห็นในรูปที่ 5.1 ในการสร้างแบบจำลองทั้งหมดนั้น แบบจำลองจะมีอัตราส่วนความหนาต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกด (t/d) ผันแปรจาก 0.5, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 15 จนไปถึง 20 และมีอัตราส่วนของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางตัวอย่างหินต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของกลางหัวกด (D/d) ผันแปรจาก 1, 2, 3, 5, 10, 15 จนไปถึง 20

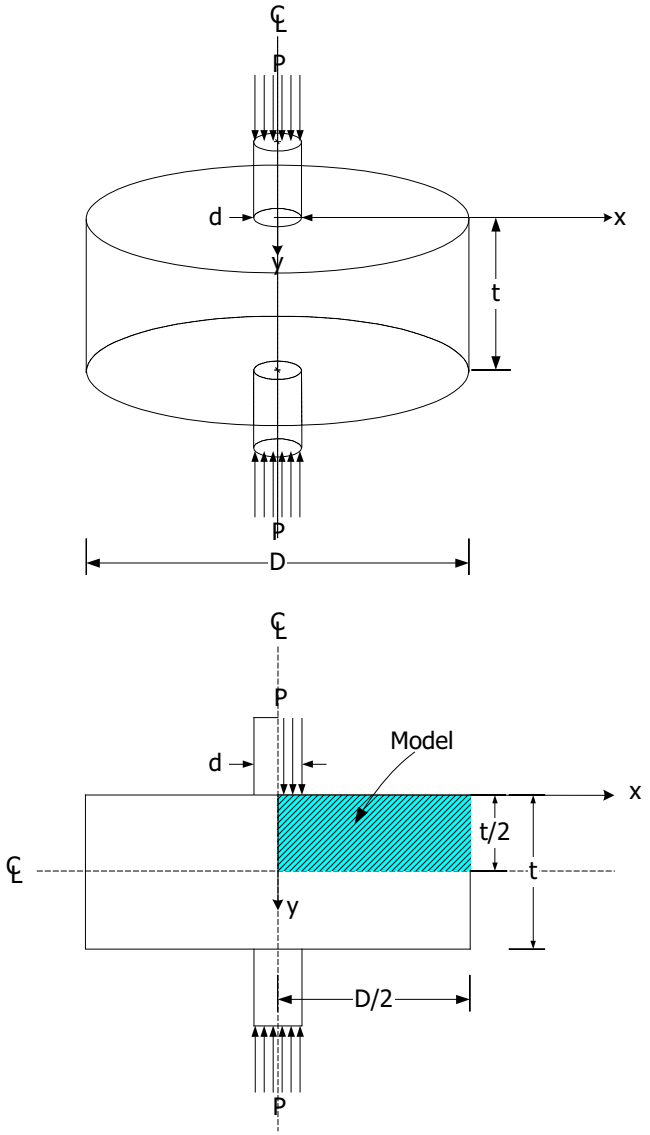
ในการศึกษาผลกระทบของความหนาและความกว้างของตัวอย่างหิน ได้กำหนดให้คุณสมบัติของหินมีค่าคงที่ โดยที่สมมติให้ค่าสัมประสิทธิ์ของความยืดหยุ่น $E = 1.5 \times 10^6$ psi และค่า Poisson's ratio $\nu = 0.25$ ค่าสัมประสิทธิ์ของความยืดหยุ่นที่สมมตินี้จะไม่มีผลต่อการวิเคราะห์ในที่นี้ เพราะการวิเคราะห์จะเน้นไปที่การกระจายตัวของความเค้นใต้หัวกด และจะไม่มีการศึกษาเกี่ยวกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของตัวอย่างหิน

ส่วนในการศึกษาผลกระทบของ Poisson's ratio ต่อการแพร่กระจายของความเค้น ได้กำหนดให้ความหนาของแบบจำลองมีค่าคงที่ $t/d = 4$ (Model No. 5) และค่า ν ถูกผันแปรจาก 0.0 ไปถึง 0.5

ตารางที่ 5.1 คุณลักษณะของแบบจำลอง 57 แบบ ที่ใช้ในการศึกษาผลกระทบของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางและความหนาของตัวอย่างหิน

Model No.	Number of Nodes	Number of Elements	D/d	t/d
1	201	158	15	0.5
2	350	306	15	1
3	662	612	15	2
4	972	917	15	3
5	1294	1232	15	4
6	1916	1843	15	6
7	2449	2366	15	8
8	2891	2801	15	20
9	264	230	1	2.5
10	504	460	2	2.5
11	744	690	3	2.5
12	1104	1035	5	2.5
13	1246	1170	10	2.5
14	1276	1196	15	2.5
15	1292	1208	20	2.5
16	231	230	1	2
17	341	300	1	3
18	561	500	1	5
19	649	577	1	10
20	694	613	1	15
21	742	637	1	20
22	441	100	2	2
23	651	600	2	3
24	1071	1000	2	5
25	1223	1144	2	10
26	1295	1207	2	15
27	1343	1249	2	20

Model No.	Number of Nodes	Number of Elements	D/d	t/d
28	651	600	3	2
29	961	900	3	3
30	1581	1500	3	5
31	1795	1710	3	10
32	1894	1800	3	15
33	1960	1860	3	20
34	707	660	5	2
35	1044	991	5	3
36	1717	1652	5	5
37	1968	1905	5	10
38	2091	2022	5	15
39	2173	2100	5	20
40	722	670	10	2
41	1062	1005	10	3
42	1752	1682	10	5
43	2023	1955	10	10
44	2161	2087	10	15
45	2253	2175	10	20
46	731	676	15	2
47	1074	1014	15	3
48	1773	1700	15	5
49	2056	1985	15	10
50	2203	2126	15	15
51	2310	2220	15	20
52	738	681	20	2
53	1082	1020	20	3
54	1787	1712	20	5
55	2078	2005	20	10
56	2231	2152	20	15
57	2333	2250	20	20



D = Specimen diameter

d = Point load diameter

P = Applied pressure

t = Specimen thickness

x = Horizontal distance from loading point

y = Vertical distance from loading point

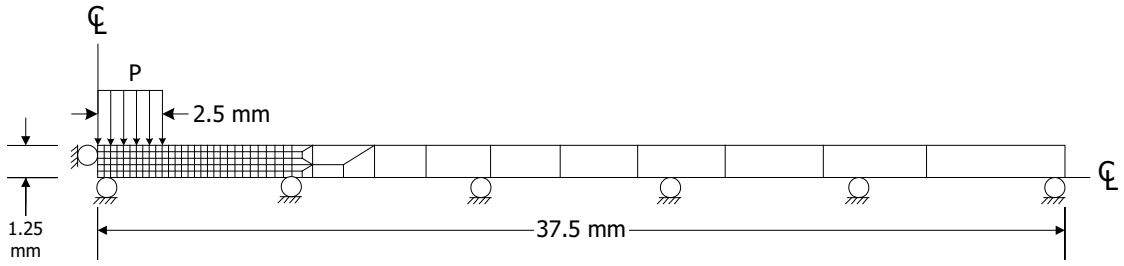
รูปที่ 5.1 แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ถูกสร้างขึ้นเพื่อศึกษาการกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างรูปทรงกระบอกภายใต้จุดกดแบบปรับเปลี่ยน เนื่องจากมีแกนสมมาตรในแนวตั้งและแนวนอน การจำลองจึงทำเพียง ¼ ส่วนของหินตัวอย่างทั้งชิ้น สัญลักษณ์ที่ใช้ในการคำนวณเชิงตัวเลขได้สรุปไว้ในรูปนี้ด้วย

การสร้างแบบจำลองได้กำหนดให้เส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดมีค่าเท่ากับ 5 mm และเพื่อความสะดวกต่อการศึกษาจึงใช้ตัวแปรของขนาดและรูปร่างต่าง ๆ ให้อยู่ในรูปอัตราส่วนของ D/d, t/d, y/d ดังนั้น ผลที่คำนวณได้จึงสามารถอ้างอิงไปถึงหัวกดที่มีขนาดเท่าใดก็ได้ ในส่วนของเอลิเมนต์ (Element) หรือช่องของการคำนวณที่อยู่ภายใต้หรือใกล้เคียงกับจุดกดจะถูกออกแบบให้มีขนาดเล็ก เนื่องจากมีการผันแปรของค่าความเค้นในบริเวณนี้สูง และเพื่อให้ได้มาซึ่งการคำนวณค่าความเค้นที่แม่นยำ ส่วนช่องของการคำนวณที่อยู่ไกลออกไปจากหัวกดจะถูกออกแบบให้ใหญ่ขึ้น เพราะเนื้อหินตัวอย่างในบริเวณนี้มีผลกระทบจากหัวกดน้อย และจะทำให้การคำนวณมีประสิทธิภาพและประสิทธิผลดีขึ้น รูปที่ 5.2 ถึง 5.9 ได้แสดงให้เห็นถึงแบบจำลอง 8 แบบในการจำลองชุดแรก (Model No. 1-8) ในรูปของ Finite element mesh การศึกษาในชุดแรกนี้จะมุ่งถึงผลลัพธ์ในสองประเด็นคือ ผลกระทบของความหนาของตัวอย่างหินโดยให้ความกว้างคงที่ และผลกระทบของค่า Poisson's ratio รูปที่ 5.10 ถึง 5.16 แสดงแบบจำลอง 7 แบบในชุดที่สองของการศึกษา (Model No. 9-15) ซึ่งจะมุ่งผลลัพธ์ไปที่ผลกระทบของความกว้างของตัวอย่างหินต่อการกระจายตัวของความเค้นใต้หัวกดโดยให้ความหนาคงที่ และแบบจำลองชุดสุดท้าย (Model No. 16-57) ถูกสร้างขึ้นมาใช้ศึกษาทั้งผลกระทบทั้งความหนาและความกว้างของตัวอย่างหินอ่อนโดยละเอียด และยังรวมไปถึงการศึกษาผลกระทบของความเสียดทานของผิวสัมผัสระหว่างหัวกดกับตัวอย่างหินต่อการกระจายตัวของความเค้นใต้หัวกด

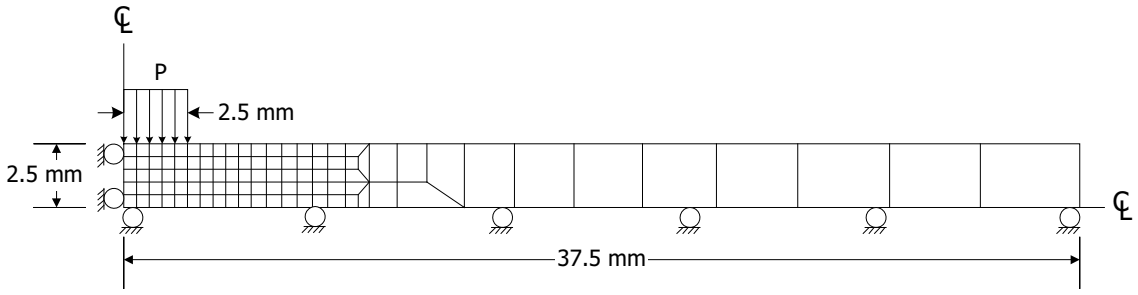
5.2 ผลกระทบของความหนา

รูปที่ 5.17 แสดงผลการคำนวณบางส่วนของผลกระทบของความหนาของตัวอย่างหินที่มีต่อการกระจายตัวของความเค้นหลักสูงสุด (σ_1) ตามแนวจุดกดในแนวดิ่ง ซึ่งคำนวณได้จากการจำลองใน 8 แบบแรก โดยทั่วไปความเค้นสูงสุดจะอยู่ภายใต้ความกด (Compression) ซึ่งจะอยู่ในบริเวณใกล้เคียงกับจุดกด คือใกล้ผิวสัมผัสระหว่างจุดกดและหินตัวอย่าง จะเห็นได้ว่าการกระจายตัวของความเค้นตามแนวจุดกดนี้จะมีลักษณะคล้ายคลึงกันถ้าหินตัวอย่างมีความหนาระหว่าง 10-100 mm (t/d = 2-20) แต่ถ้าความหนาของหินมีน้อยมาก เช่น เท่ากับ 5 mm (t/d = 1) การกระจายตัวของความเค้นนี้จะมีลักษณะต่างออกไป

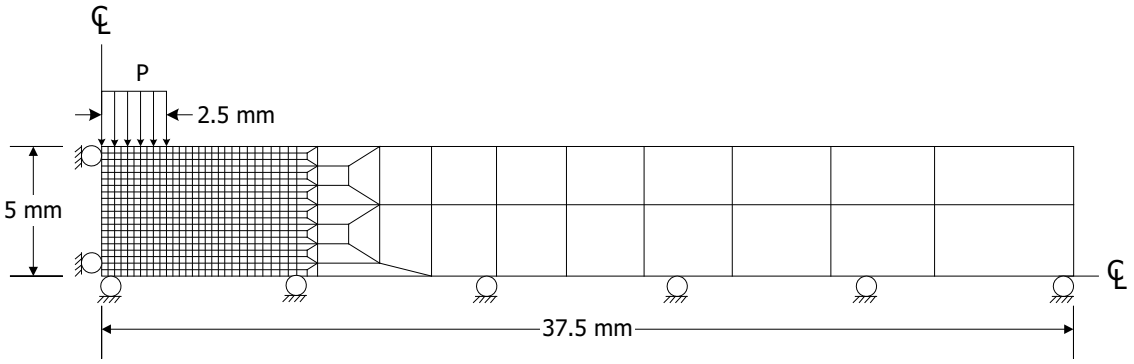
รูปที่ 5.18 แสดงถึงผลกระทบของความหนาของตัวอย่างหินต่อการกระจายตัวของความเค้นหลักต่ำสุด (σ_2) ตามแนวจุดกดในแนวดิ่ง โดยทั่วไปไม่ว่าหินตัวอย่างจะมีความหนาเท่าใดความเค้นในแนวนอนตามแนวจุดกดนี้จะมีค่าสูงสุดภายใต้ความกด (Compression) ที่บริเวณใกล้เคียงกับผิวสัมผัสระหว่างจุดกดกับเนื้อหิน ความเค้นนี้จะลดลงอย่างรวดเร็วและกลายเป็นแรงดึง (Tension) ในบริเวณระยะห่าง 1 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกด ในกรณีนี้คือ y/d เท่ากับ 1.0 ในบริเวณนี้แรงดึงสูงสุดจะเกิดขึ้น ซึ่งจะเป็นจุดเริ่มต้นของการแตกในเนื้อหินภายใต้แรงดึง หินที่มีความบางมากจะมีแรงดึงมาก ส่วนหินที่มีความหนาจะมีแรงดึงที่จุดนี้ลดลงตามลำดับ ผลที่ได้นี้



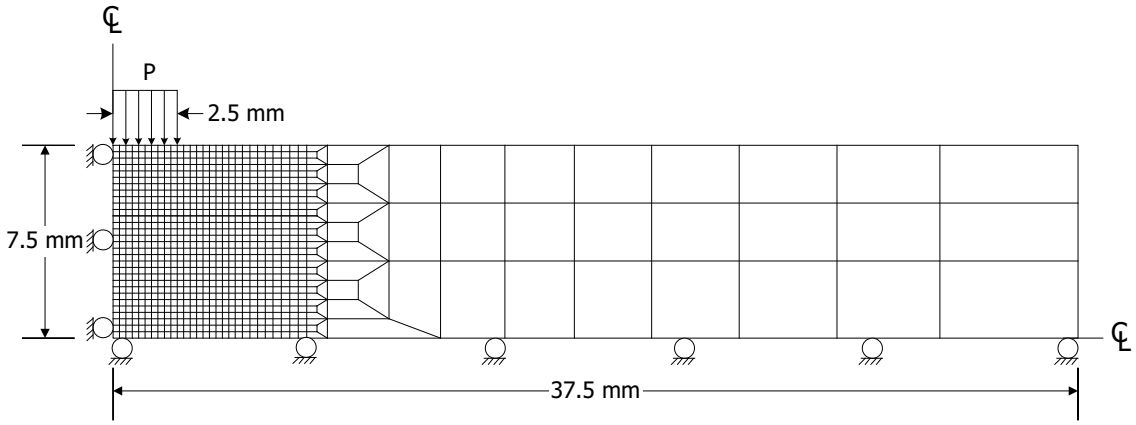
รูปที่ 5.2 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 1) ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 2.5 mm หรือ t/d = 0.5 และ D/d = 15



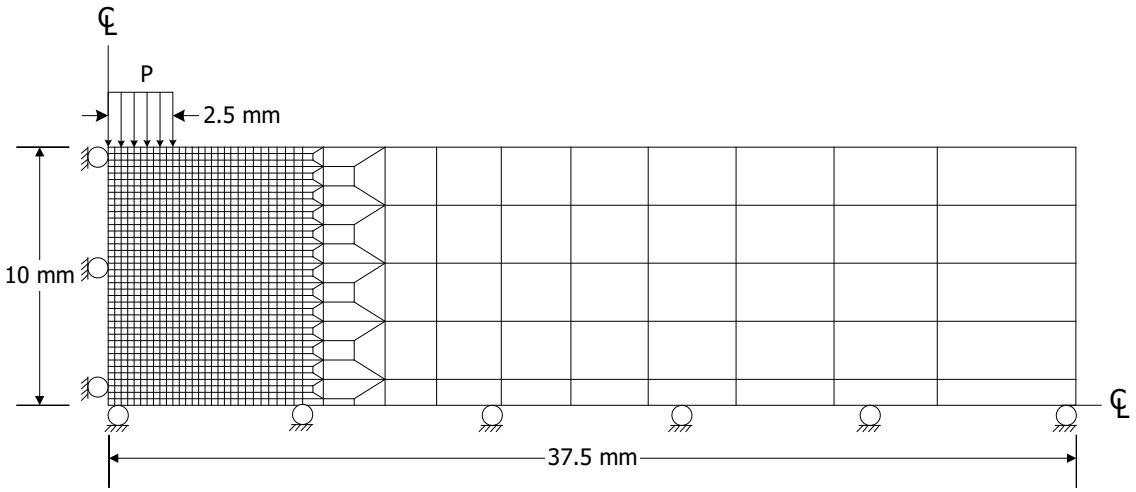
รูปที่ 5.3 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 2) ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 5.0 mm หรือ t/d = 1 และ D/d = 15



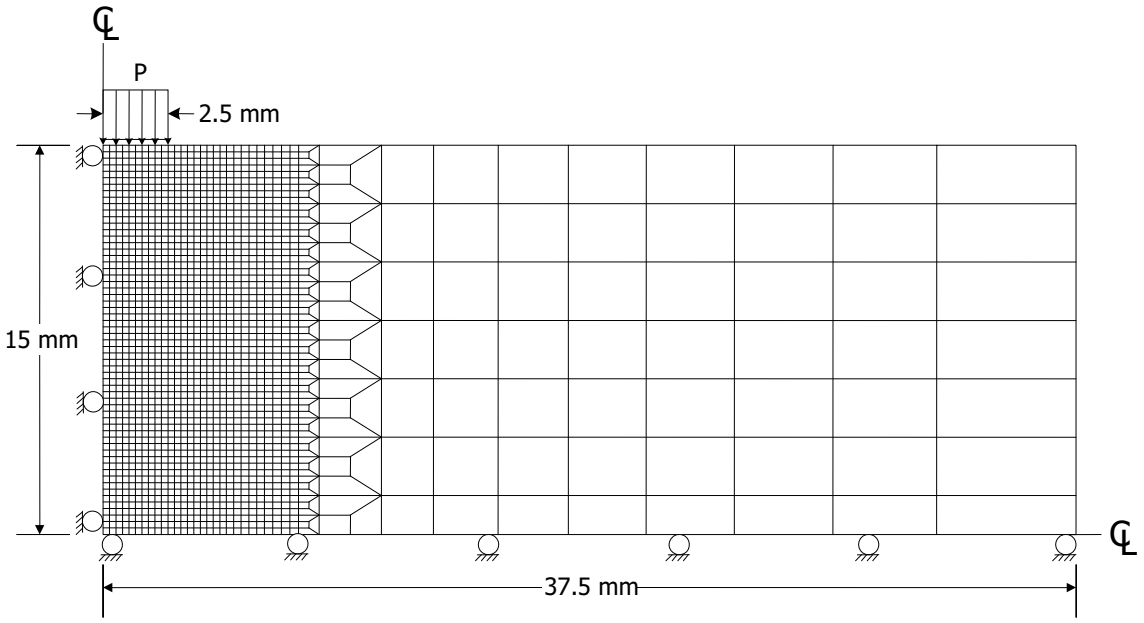
รูปที่ 5.4 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 3) ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 10 mm หรือ t/d = 2 และ D/d =15



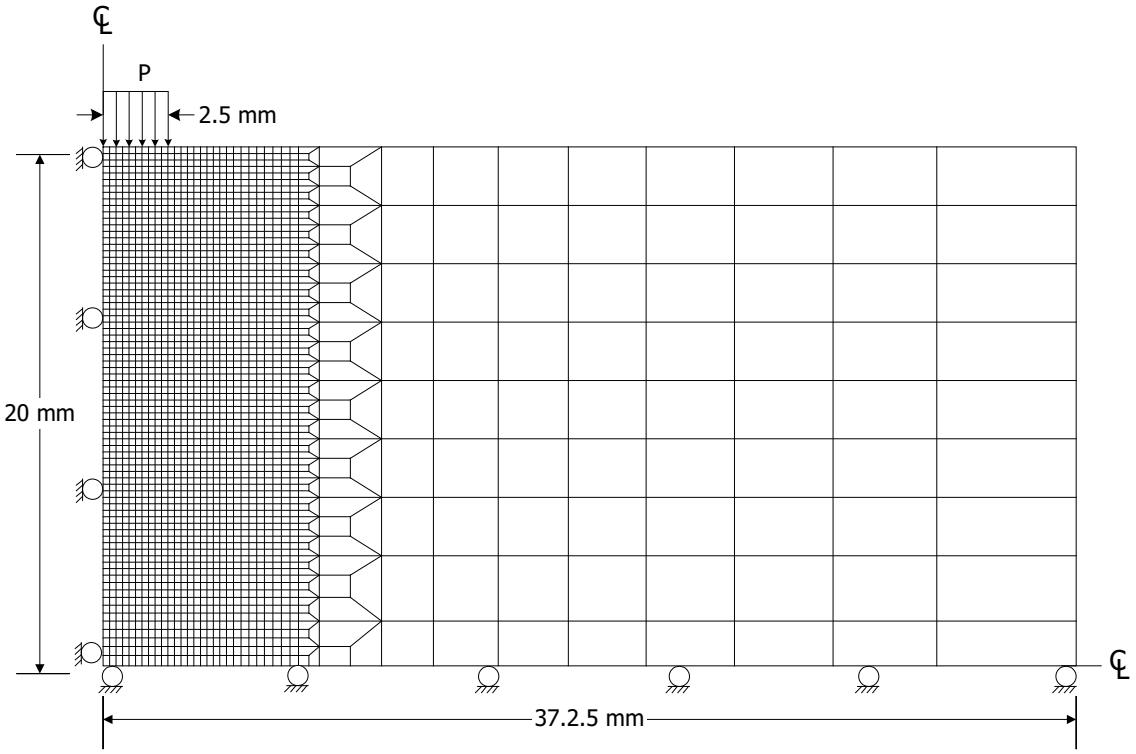
รูปที่ 5.5 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 4) ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 15 mm หรือ t/d = 3 และ D/d = 15



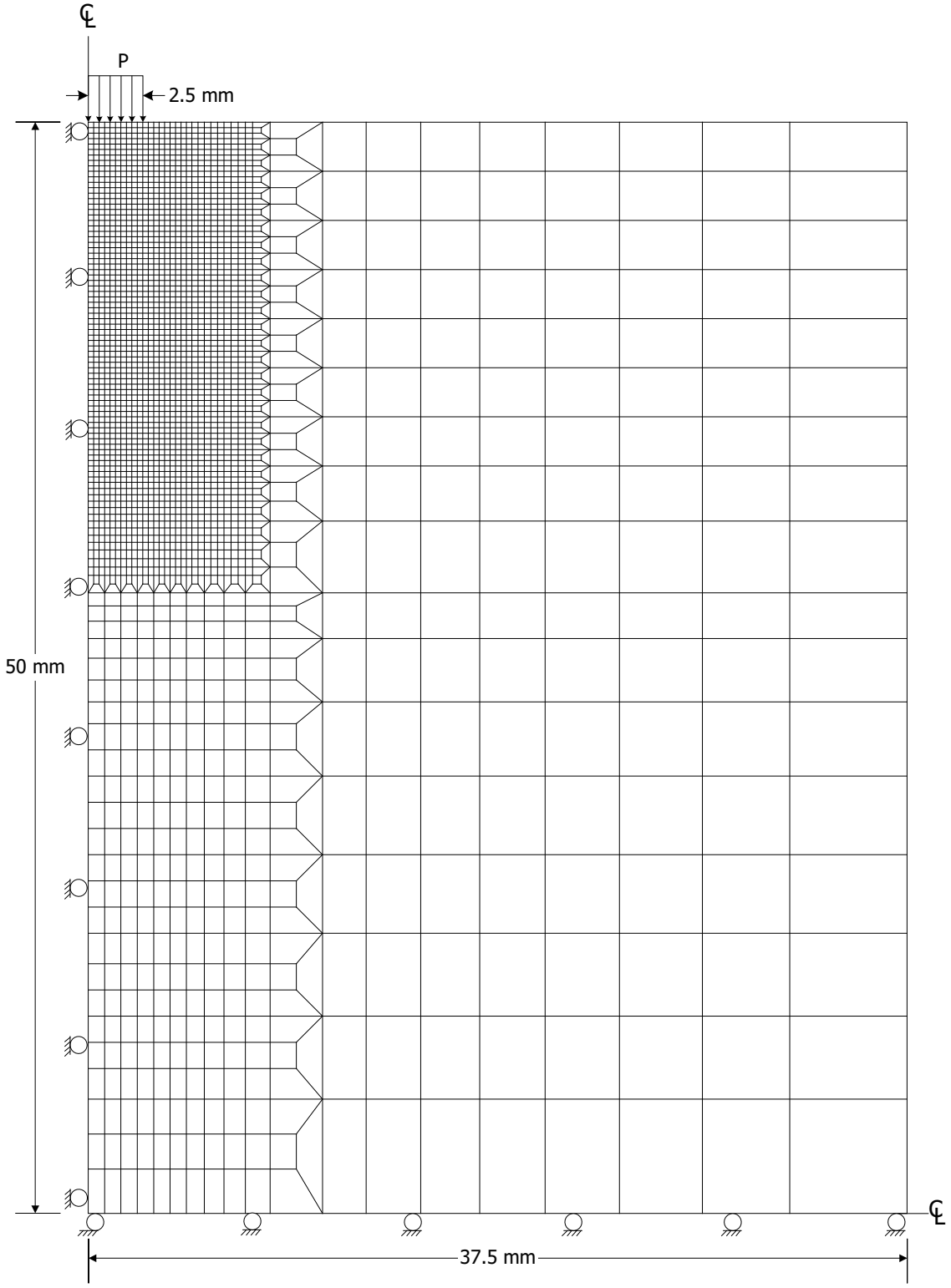
รูปที่ 5.6 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 5) ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 20 mm หรือ t/d = 4 และ D/d = 15



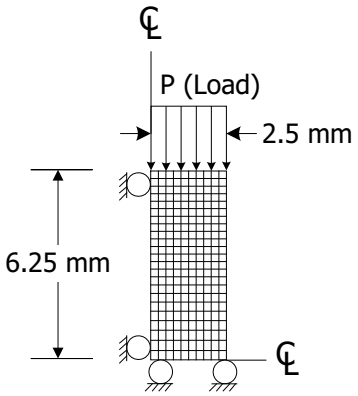
รูปที่ 5.7 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 6) ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 30 mm หรือ t/d = 6 และ D/d = 15



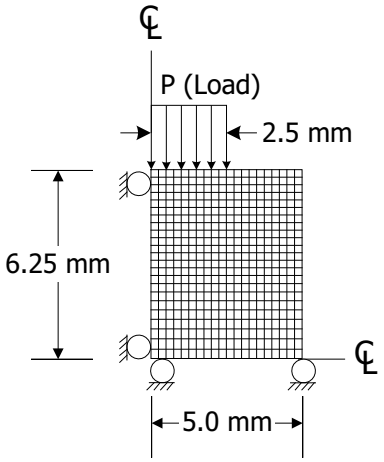
รูปที่ 5.8 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 7) ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 40 mm หรือ t/d = 8 และ D/d = 15



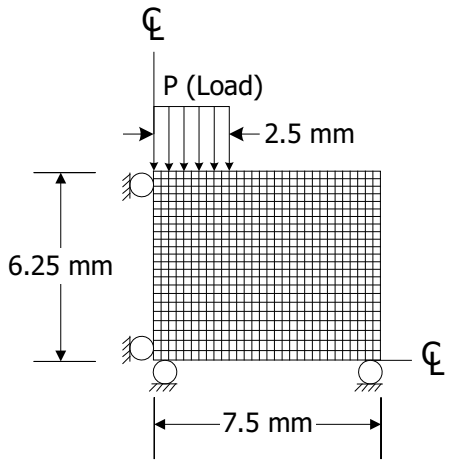
รูปที่ 5.9 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 8) ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 100 mm หรือ t/d = 20 และ D/d = 15



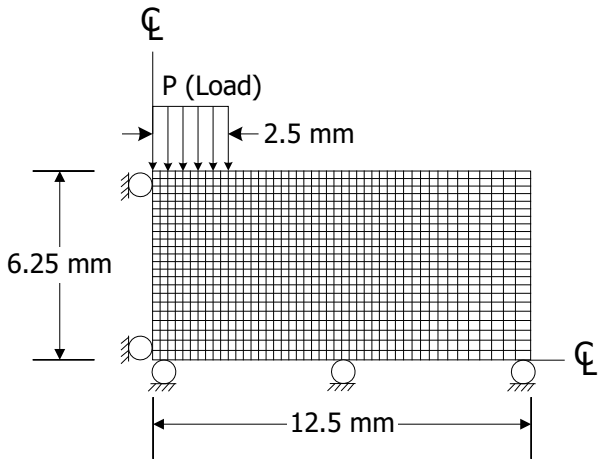
รูปที่ 5.10 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 9) โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 5 mm หรือ t/d = 2.5 และ D/d = 1



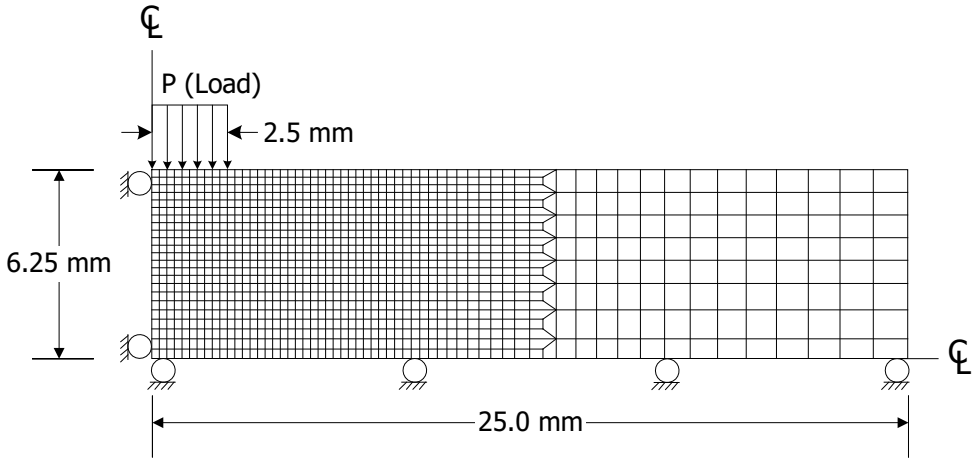
รูปที่ 5.11 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 10) โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 10 mm หรือ t/d = 2.5 และ D/d = 2



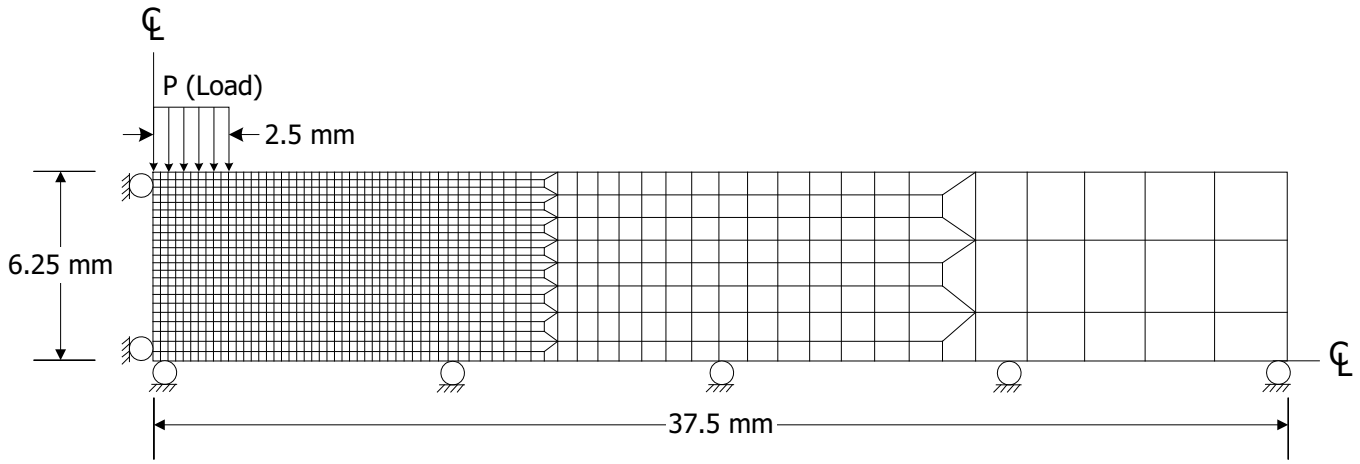
รูปที่ 5.12 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 11) โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 15 mm หรือ t/d = 2.5 และ D/d = 3



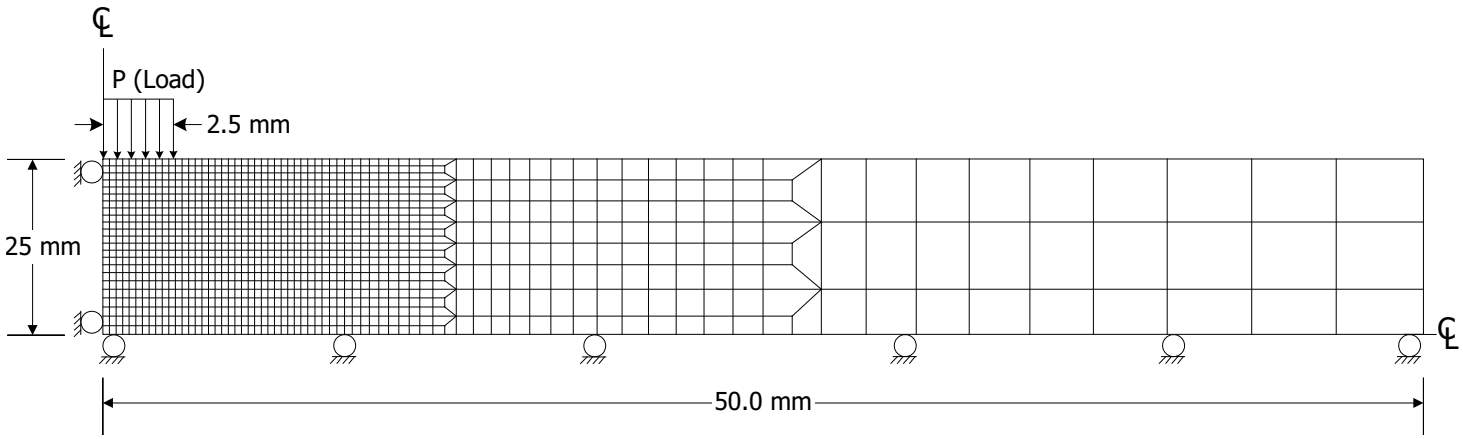
รูปที่ 5.13 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 12) โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 25 mm หรือ t/d = 2.5 และ D/d = 5



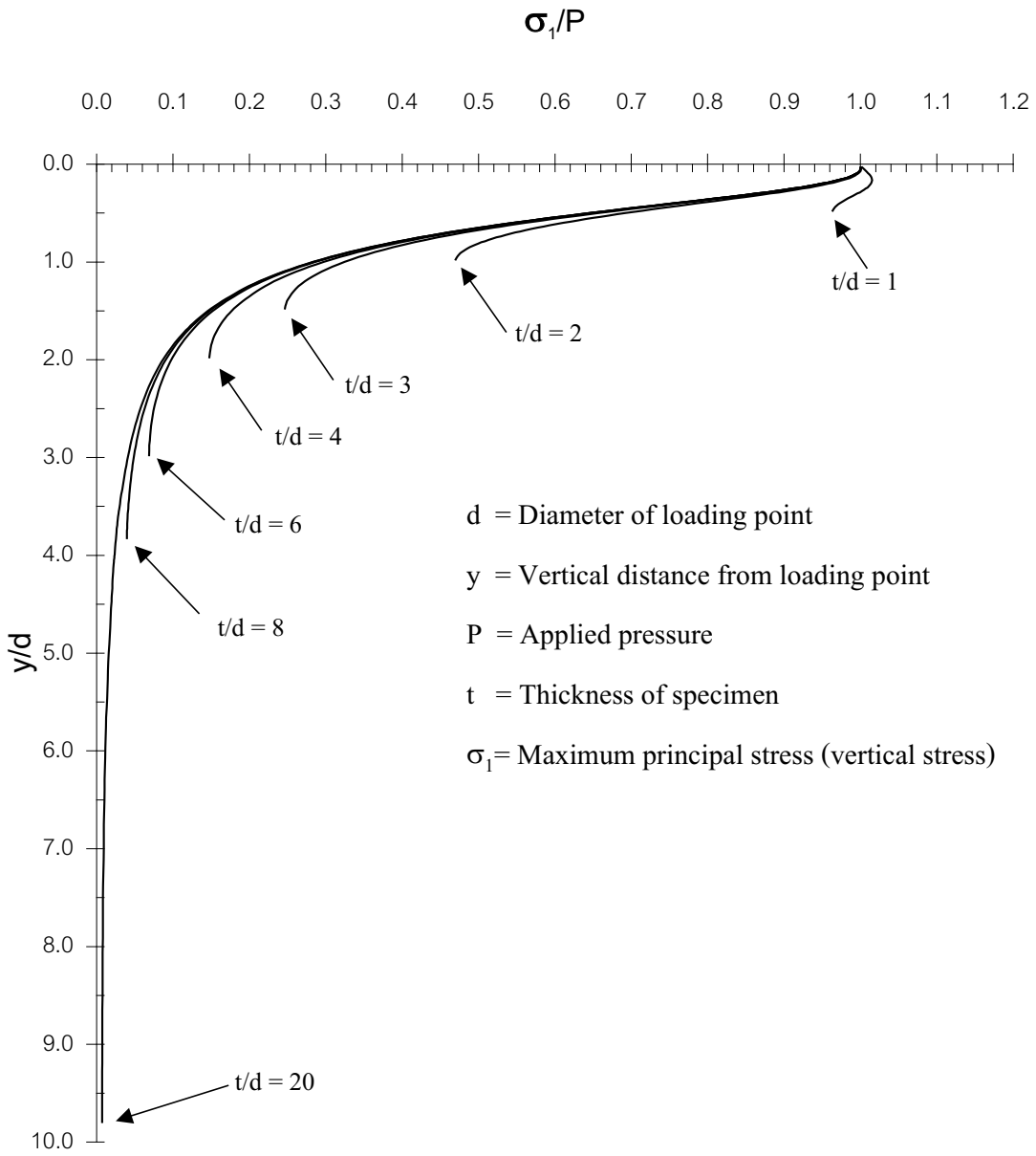
รูปที่ 5.14 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 13) โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 50 mm หรือ t/d = 2.5 และ D/d = 10



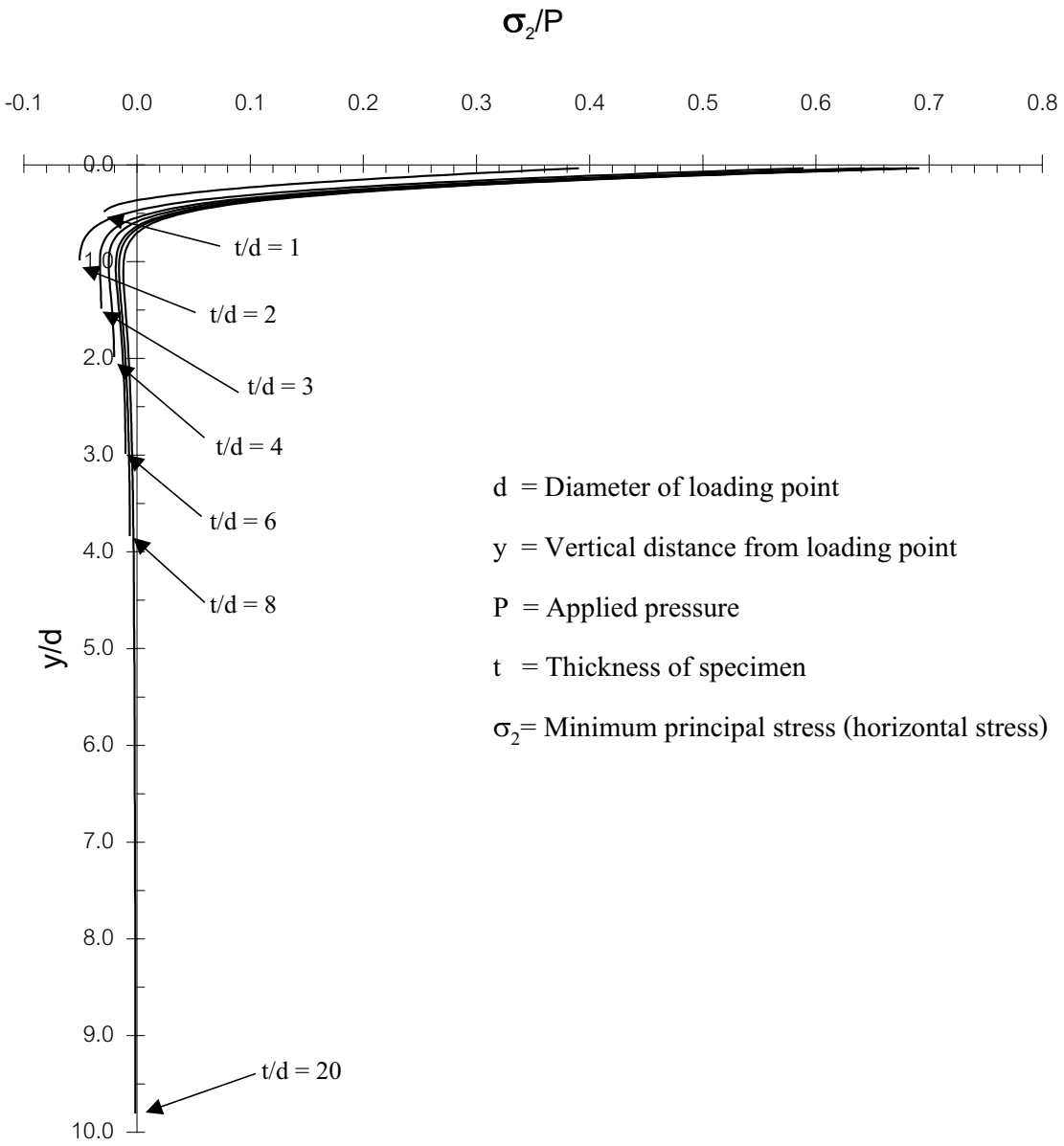
รูปที่ 5.15 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 14) โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 75 mm หรือ t/d = 2.5 และ D/d = 15



รูปที่ 5.16 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 15) โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 100 mm หรือ t/d = 2.5 และ D/d = 20



รูปที่ 5.17 การกระจายตัวของความเค้นหลักที่มากสุด (σ_1)ในแนวดิ่งของหินตัวอย่างที่มีความหนา (t) ต่าง ๆ กันภายใต้ความเค้นกดเท่ากับ P ในแนวแรงกดนี้ ความเค้นหลักที่มากสุดจะมีค่าเท่ากับความเค้นในแนวดิ่งนั่นเอง ผลการคำนวณนี้ได้มาจากแบบจำลอง Model No. 2 ถึง 8 คือมี t/d ผันแปรจาก 1, 2, 3, 4, 6, 8 ถึง 20 และมี D/d คงที่เท่ากับ 15



รูปที่ 5.18 การกระจายตัวของความเค้นหลักที่น้อยสุด (σ_2) ในแนวดิ่งของหินตัวอย่างที่มีความหนา (t) ต่าง ๆ กันภายใต้ความเค้นกดเท่ากับ P ในแนวแรงกดนี้ ความเค้นหลักที่น้อยสุดจะมีค่าเท่ากับความเค้นในแนวนอนนั่นเอง ผลการคำนวณนี้ได้มาจากแบบจำลอง Model No. 2 ถึง 8 คือมี t/d ผันแปรจาก 1, 2, 3, 4, 6, 8 ถึง 20 และมี D/d คงที่เท่ากับ 15

สอดคล้องกับงานวิจัยที่ได้ทำไว้ในต่างประเทศ ซึ่งเป็นข้อสังเกตอันหนึ่งว่าการแตกของหินภายใต้แรงดึงนั้นมิได้เริ่มเกิดขึ้นที่จุดกึ่งกลางของความหนาของหินตัวอย่าง แต่น่าจะเกิดขึ้นที่จุดใกล้เคียงกับบริเวณจุดกดทั้งสองปลาย (บนและล่าง)

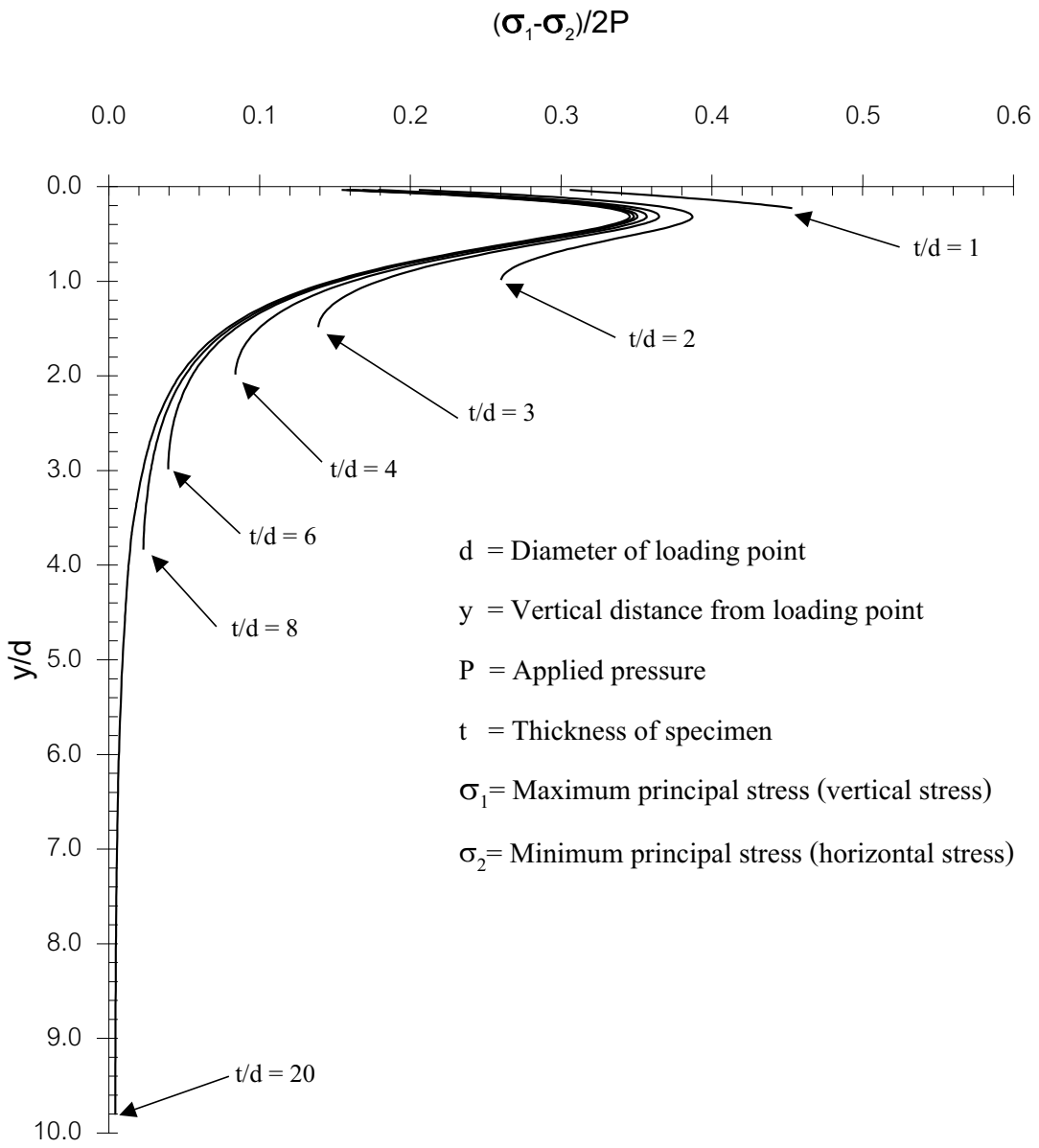
เพื่อเปรียบเทียบว่าผลต่างระหว่างความเค้นสูงสุดและความเค้นต่ำสุดมีค่าเท่าใด และมีการกระจายตัวอย่างไร รูปที่ 5.19 ได้แสดงค่า ($\sigma_1 - \sigma_2$) ให้อยู่ในฟังก์ชันของความหนาของตัวอย่างหินนับจากบริเวณจุดกดลงไป จะเห็นได้ว่าค่าผลต่างระหว่างความเค้นสูงสุดจะเกิดในบริเวณใกล้เคียงกับจุดกด ซึ่งมีระยะห่างออกไปประมาณครึ่งหนึ่งของเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกด ในที่นี้คือ y/d เท่ากับ 0.5 ค่าผลต่างนี้จะลดลงอย่างฉับพลันในขณะที่ลึกลงไปในเนื้อหิน ข้อสังเกตอีกอันหนึ่งคือความเค้นที่จะทำให้หินตัวอย่างนั้นแตกลงได้ไม่ว่าจะแตกภายใต้แรงดึงหรือภายใต้แรงกดควรจะเกิดในบริเวณเนื้อหินที่ใกล้เคียงกับหัวกด

5.3 ผลกระทบของ Poisson's ratio

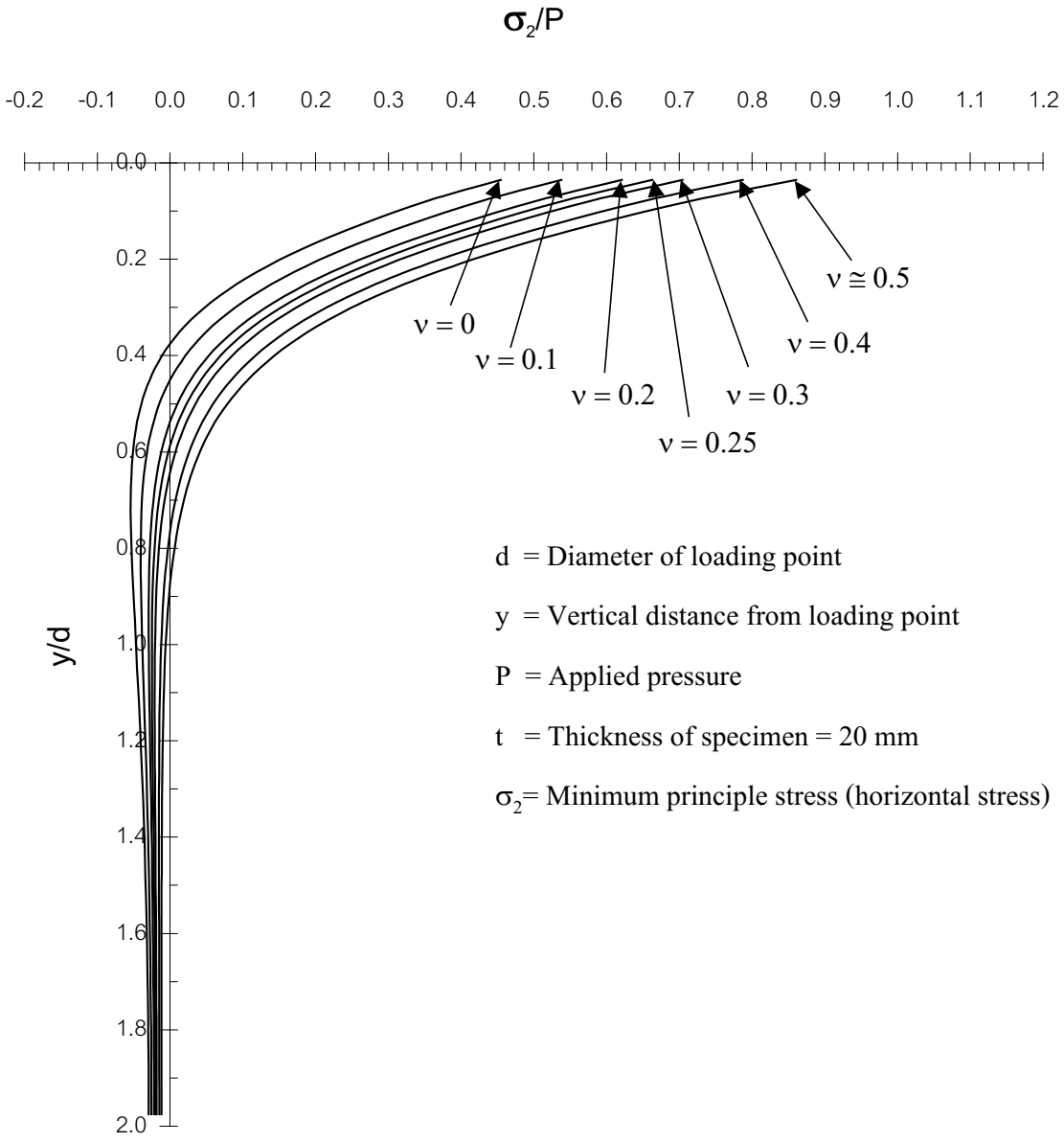
รูปที่ 5.20 และ 5.21 ได้แสดงให้เห็นถึงผลกระทบของค่า Poisson's ratio โดยได้มีการจำลองทางคอมพิวเตอร์เพื่อแสดงการกระจายตัวของความเค้นหลักน้อยสุดและมากสุด (รูปที่ 5.20 และ 5.21) ผลที่ได้อาจสรุปได้ว่าค่า Poisson's ratio จะมีผลกระทบต่อความเค้นหลักน้อยสุด (ความเค้นในแนวราบ) เท่านั้น แต่จะไม่มีผลกระทบต่อความเค้นหลักสูงสุด (ความเค้นในแนวดิ่ง) ผลกระทบที่มีต่อความเค้นในแนวราบจะมีค่อนข้างเด่นชัด โดยเฉพาะในบริเวณที่ความเค้นนั้นอยู่ภายใต้แรงดึงถ้า Poisson's ratio มีค่าน้อย ความเค้นภายใต้แรงดึงจะมีค่าสูงเมื่อเทียบกับหินที่มี Poisson's ratio สูง ซึ่งจะมีค่าความเค้นในแนวดิ่งต่ำ อย่างไรก็ตามในทางปฏิบัติหินส่วนใหญ่จะมีค่า Poisson's ratio อยู่ระหว่าง 0.2-0.3 และมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 0.25 ในช่วงนี้ค่าความเค้นที่ต่างกันมีน้อยมาก ซึ่งในเชิงปฏิบัติแล้วในการศึกษาทางด้านทฤษฎีที่สมมติให้ Poisson's ratio มีค่าเท่ากับ 0.25 นั้นอาจจะไม่ผิดไปจากความจริงเท่าใดนัก

5.4 ผลกระทบของเส้นผ่าศูนย์กลาง (ความกว้าง)

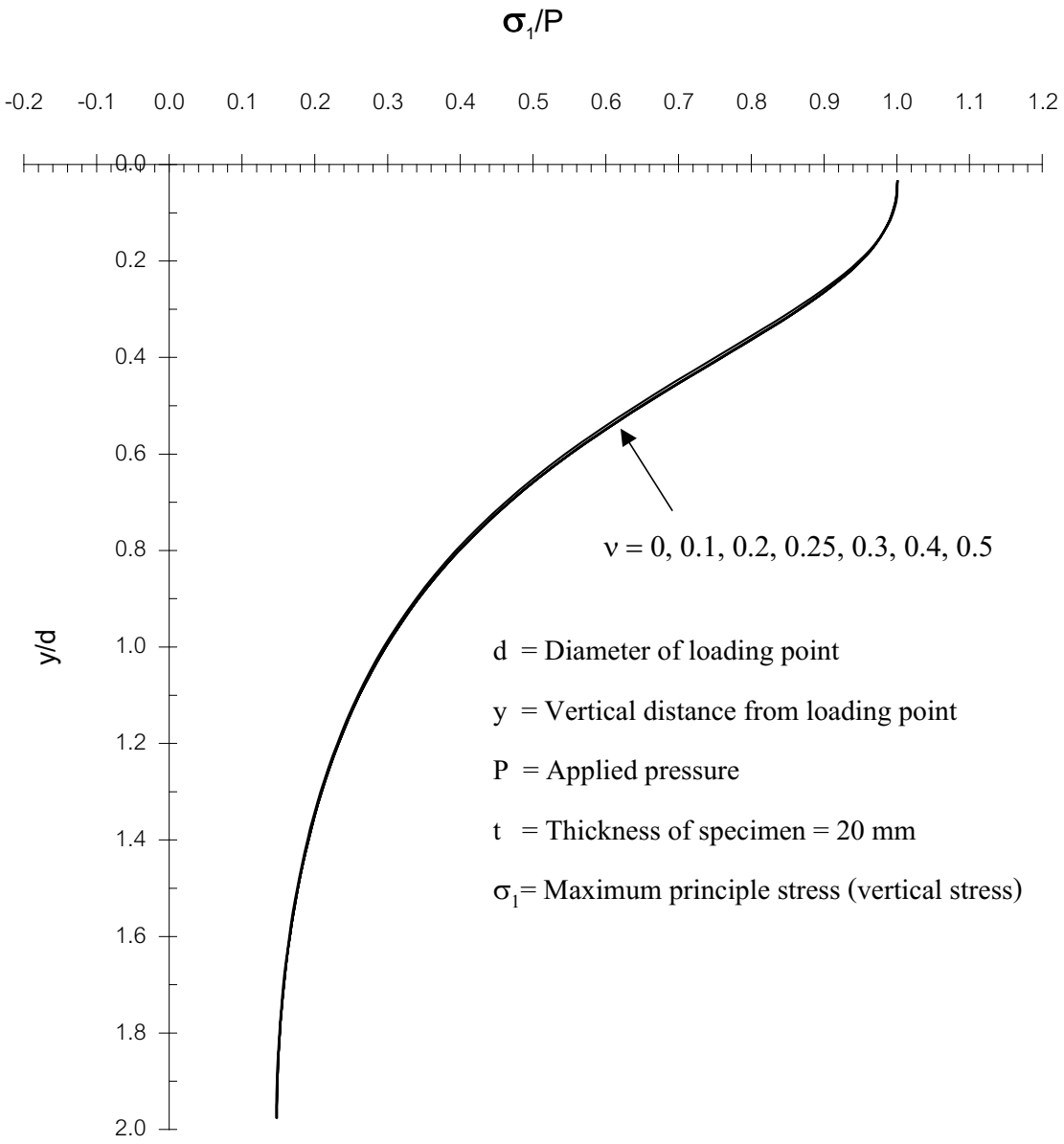
รูปที่ 5.22 แสดงการกระจายตัวของความเค้นหลักมากที่สุด (σ_1) ในแนวดิ่ง ซึ่งเป็นผลที่ได้มาจากการคำนวณของแบบจำลอง 7 แบบในชุดที่สอง จะเห็นได้ว่าเมื่ออัตรา D/d มีค่าเพิ่มขึ้นหรือเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหินเริ่มขยายใหญ่กว่าเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกด ค่าความเค้น σ_1 ที่จุดกึ่งกลางของความหนาของตัวอย่างหินจะมีค่าลดลง การลดลงจะเห็นได้เด่นชัดในช่วงระหว่าง D/d = 1 ถึง D/d = 5 แต่ในช่วง D/d ระหว่าง 5 ถึง 20 ค่าความเค้นหลักแทบจะไม่มีการเปลี่ยนแปลง ค่า σ_1/P จะมีค่าเท่ากับหนึ่งและคงที่ตลอดความหนาของตัวอย่างหิน ในกรณีที่ D/d = 1 หรือพูดอีกนัยหนึ่งคือในกรณีของ Uniaxial compression test นั่นเอง รูปที่ 5.23 แสดงการกระจายตัวของความเค้นหลักน้อยที่สุด (σ_2) หรือความเค้นในแนวราบใต้หัวกด ที่จุดติดกับหัวกดหรือที่ y/d น้อยกว่า 0.5



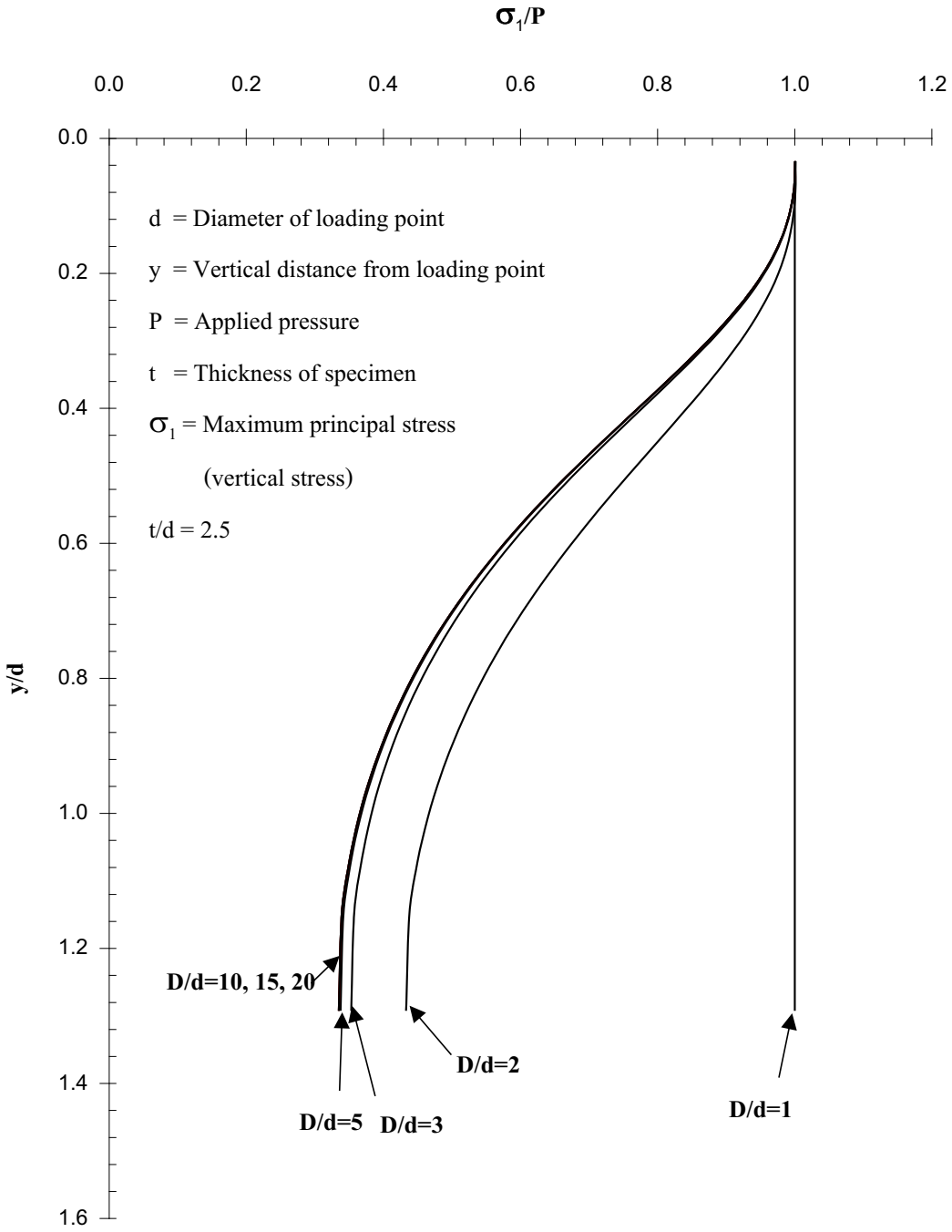
รูปที่ 5.19 การกระจายตัวของผลต่างระหว่างความเค้นหลักสูงสุด และความเค้นหลักน้อยสุด ($\sigma_1 - \sigma_2$) ตามแนวดิ่งของหินตัวอย่างที่มีความหนา (t) ต่าง ๆ กันภายใต้ความเค้นกดเท่ากับ P ผลต่างสูงสุดจะอยู่ในบริเวณใกล้เคียงกับหัวกด ผลการคำนวณได้มาจาก Model No. 2-8



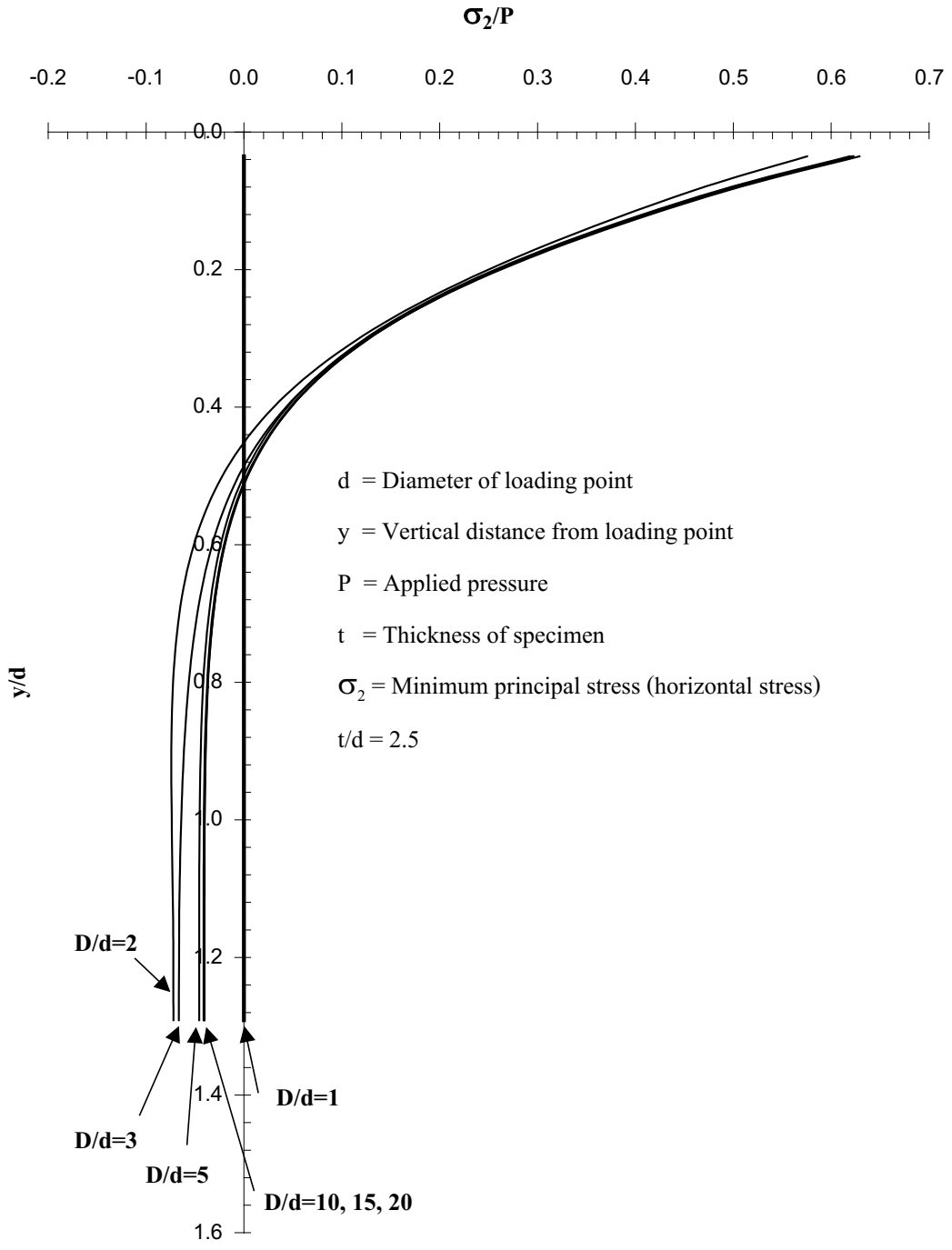
รูปที่ 5.20 การกระจายตัวของความเค้นหลักน้อยสุดหรือความเค้นในแนวนอนที่คำนวณมาจากหินตัวอย่างที่มีค่า Poisson's ratio ผันแปรจาก 0 ไปจนถึง 0.5 หินตัวอย่างอยู่ภายใต้ความเค้นกดเท่ากับ P ใช้แบบจำลอง Model No. 5 โดยมีความหนาเท่ากับ 20 mm (t/d = 4) และมีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 76.5 mm (D/d = 15) จะเห็นได้ว่าการกระจายตัวของความเค้นในแนวนอนนี้จะมีผลกระทบมาจากค่า Poisson's ratio



รูปที่ 5.21 การกระจายตัวของความเค้นหลักมากสุด หรือความเค้นในแนวดิ่งที่คำนวณมาจากหินตัวอย่างที่มีค่า Poisson's ratio ผันแปรจาก 0 ไปจนถึง 0.5 หินตัวอย่างอยู่ภายใต้ความเค้นกดเท่ากับ P ใช้แบบจำลอง Model No. 5 โดยมีความหนาเท่ากับ 20 mm (t/d = 4) และมีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 76.5 mm (D/d = 15) จะเห็นได้ว่าการกระจายตัวของความเค้นในแนวดิ่งนี้จะไม่มีผลกระทบมาจากค่า Poisson's ratio



รูปที่ 5.22 การกระจายตัวของความเค้นหลักที่มากสุด (σ_1) ในแนวดิ่งของตัวอย่างหินที่มีอัตราส่วนของความกว้างต่างกันภายใต้ความเค้นกดเท่ากับ P ผลคำนวณได้มาจาก Model No. 9-15



รูปที่ 5.23 การกระจายตัวของความเค้นหลักที่น้อยสุด (σ_2) ในแนวดิ่งของตัวอย่างหินที่มีอัตราส่วนของความกว้างต่างกันภายใต้ความกดเค้นเท่ากับ P ผลการคำนวณได้มาจาก Model No. 9-15

ความเค้นน้อยที่สุดจะมีค่าเป็นบวกคือเป็นแรงกด แต่ที่ระยะห่าง y/d มากกว่า 0.5 ความเค้นน้อยที่สุดจะมีค่าเป็นลบคือเป็นแรงดึง ในรูปนี้ค่าความเค้นในแรงดึงจะสูงสุดที่ D/d = 2 และจะมีค่าลดลงมาเมื่อ D/d มีค่ามากขึ้น ไปจนถึง D/d = 20 เป็นที่น่าสังเกตว่าในช่วงระหว่าง D/d เท่ากับ 5 ถึง 20 ค่าความเค้นในแรงดึงนี้แทบจะไม่เปลี่ยนแปลง

5.5 ผลกระทบของ t/d และ D/d ต่อ P/σ_2

จากผลของการคำนวณด้วยแบบจำลองในสองชุดแรกสามารถสรุปในเบื้องต้นได้ว่ารูปร่างและขนาดของตัวอย่างหินจะมีผลกระทบต่อขนาดและการกระจายตัวของความเค้นในแนวระนาบตามแกนของการกด แต่จะไม่มีผลต่อขนาดและการกระจายตัวของความเค้นในแนวดิ่งที่อยู่ตามแนวของการกด ความเค้นในแนวระนาบจะมีทั้งความเค้นกดซึ่งอยู่ใกล้กับจุดสัมผัสของหัวกดและความเค้นดึงที่กระจายตัวตั้งแต่ความลึกเท่ากับเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดไปจนถึงกึ่งกลางของความหนาของตัวอย่างหิน และความเค้นดึง (σ_2) นี้เองที่เป็นปัจจัยสำคัญในการทำให้หินแตก โดยเฉพาะความเค้นดึงสูงสุด (σ_2) ที่เกิดขึ้นที่ความลึกเท่ากับเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกด ขนาดของความเค้นดึงสูงสุดนี้จะมีผลกระทบโดยตรงจากขนาดและรูปร่างของตัวอย่างหินซึ่งจะมีความสัมพันธ์โดยตรงจากขนาดความเค้นกด (P) ของหัวกดที่กระทำอยู่บนเนื้อหิน

จากจุดนี้ผู้วิจัยจึงพยายามสร้างความสัมพันธ์เชิงคณิตศาสตร์ระหว่างความเค้นกดของหัวกด (P) ความเค้นดึงสูงสุดที่เกิดอยู่ในเนื้อหิน (σ_2) กับรูปร่างของตัวอย่างหินในเชิงความหนา (t/d) และความกว้าง (D/d) เพื่อให้ได้มาซึ่งความสัมพันธ์นี้แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์อีก 42 แบบได้ถูกสร้างขึ้นเพื่อช่วยในการคำนวณในชุดที่สามนี้ แบบจำลองทั้ง 42 แบบนี้จะมี D/d และ t/d ที่ต่างกัน และจะต่างกับ D/d กับ t/d ที่ใช้ใน 15 แบบจำลองในชุดที่หนึ่งและชุดที่สอง รายละเอียดที่เกี่ยวกับขนาดและรูปร่างของแบบจำลองเหล่านี้ได้ให้ไว้ในตารางที่ 5.1

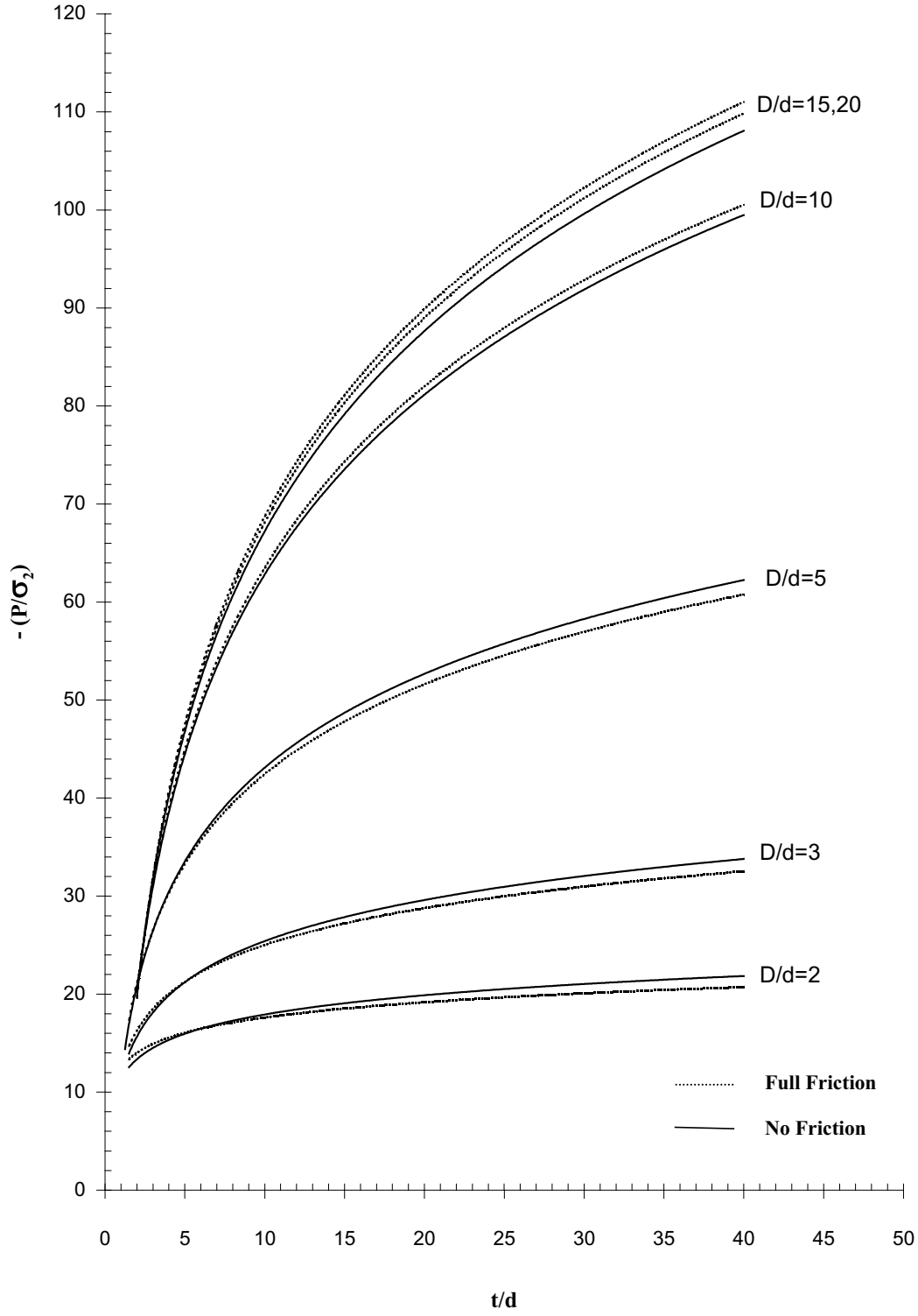
ผลที่ได้จากการคำนวณโดยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ทั้ง 57 แบบ สามารถสร้างความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นดึงสูงสุดที่ทำให้หินแตกกับค่าความหนาและความกว้างของตัวอย่างหินอ่อน ต่อค่าเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกด รูปที่ 5.24 และ 5.25 แสดง P/σ_2 ในฟังก์ชันของ t/d และ D/d ตามลำดับ ในรูปทั้ง 2 นี้ค่า P/σ_2 มีแนวโน้มจะสูงขึ้นถ้า t/d และ D/d สูงขึ้น ซึ่งสามารถแสดงในรูปของสมการ logarithmic คือ

$$-P/\sigma_2 = A \ln (t/d) + B \qquad (5.1)$$

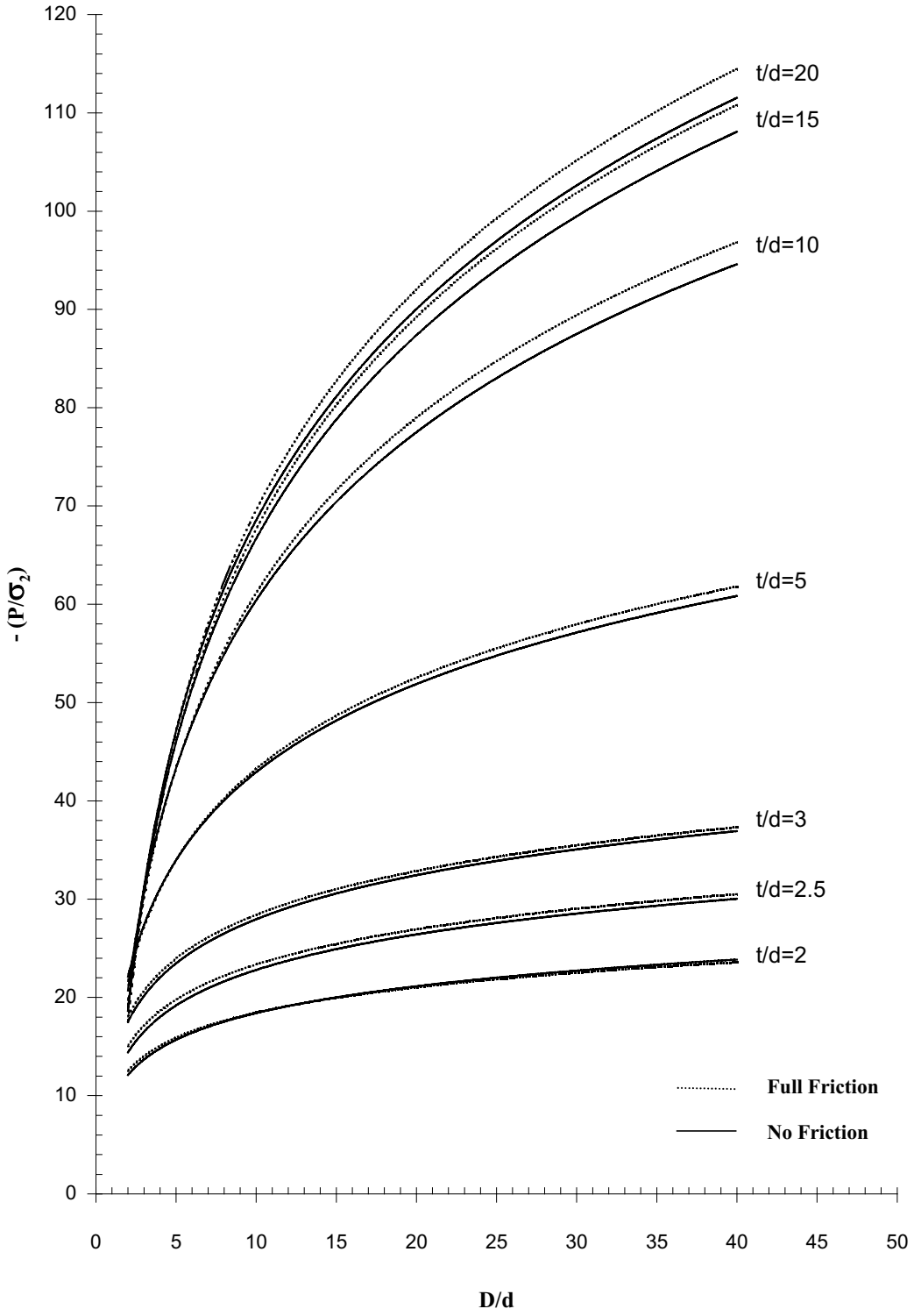
และ

$$-P/\sigma_2 = C \ln (D/d) + D \qquad (5.2)$$

โดยที่ A และ B คือสัมประสิทธ์ของความเค้นในแนวดึงสูงสุดซึ่งสัมพันธ์กับความหนาของตัวอย่างหิน C และ D คือสัมประสิทธ์ของความเค้นในแนวดึงสูงสุดที่สัมพันธ์กับความกว้างของตัวอย่างหิน (เส้นผ่าศูนย์กลาง) ซึ่งได้แสดงค่าดังตารางที่ 5.2 และ 5.3 ตามลำดับ



รูปที่ 5.24 ผลการคำนวณจากแบบจำลองทั้ง 57 แบบ ความเค้นกด P ต่อ ค่าความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้นในแนวนอน (σ_x หรือ σ_2) นำมาแสดงในฟังก์ชันของ t/d



รูปที่ 5.25 ผลการคำนวณจากแบบจำลองทั้ง 57 แบบ ความเค้นกด P ต่อ ค่าความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้นในแนวนอน (σ_x หรือ σ_2) นำมาแสดงในฟังก์ชันของ D/d

ตารางที่ 5.2 ค่าสัมประสิทธิ์ A และ B จากการคำนวณเชิงตัวเลขโดยคอมพิวเตอร์ ในฟังก์ชันของ t/d

t/d	No Friction		Full Friction	
	A	B	A	B
2	3.928	9.365	3.691	9.964
2.5	5.219	10.778	5.161	11.468
3	6.474	13.041	6.435	13.586
5	12.928	13.157	13.397	12.387
10	24.665	3.615	25.738	1.881
15	29.862	-2.079	31.145	4.079
20	31.000	-2.821	32.385	4.987

ตารางที่ 5.3 ค่าสัมประสิทธิ์ C และ D จากการคำนวณเชิงตัวเลขโดยคอมพิวเตอร์ ในฟังก์ชันของ D/d

D/d	No Friction		Full Friction	
	C	D	C	D
2	2.834	11.394	2.247	12.439
3	6.046	11.486	5.432	12.502
5	13.809	11.307	13.226	11.986
10	26.455	1.905	26.729	1.935
15	30.118	1.242	29.482	-0.665
20	30.518	-1.538	29.587	-0.992

นอกจากนั้นแล้วการผันแปรของค่าความเค้นต่อ t/d และ D/d ยังสอดคล้องกับผลที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ผลที่ได้นี้สามารถนำไปประเมินค่าความเค้นสูงสุดในแนวกดและความเค้นสูงสุดในแนวดึงของตัวอย่างหินได้ และจะเสนอในบทต่อไป

5.6 ผลกระทบของความเสียดทานที่จุดกด

ผลที่ได้จากแบบจำลองทั้ง 57 แบบที่ได้เสนอมาทั้งหมดจะถูกสมมติว่าความเสียดทานระหว่างหัวกดกับผิวหินมีค่าเป็นศูนย์ (No Friction) ในหัวข้อนี้ได้ทำการจำลองความเค้นดึงสูงสุดในเนื้อหิน (σ_2) จากตัวอย่างหินที่มี D/d และ t/d ต่าง ๆ กัน โดยสมมติให้ความเสียดทานระหว่างหัวกดกับผิวหินมีค่าเป็น 100% (Full Friction) หรือพูดอีกนัยหนึ่งคือแบบจำลองทั้ง 57 แบบได้ถูกสร้างขึ้นและนำผลในรูปของอัตราส่วน P/σ_2 มาแสดงในฟังก์ชันของ t/d และของ D/d ในรูปที่ 5.24 และ 5.25 และสามารถสรุปได้ว่าค่าความเค้นในแนวการดึงสูงสุดที่เกิดขึ้นมีค่าไม่แตกต่างมากนักกับแบบจำลองที่ไม่มีความเสียดทานบริเวณผิวสัมผัสที่หัวกด โดยค่าที่คำนวณได้แตกต่างกันเพียง 2-5% เท่านั้น และในความเป็นจริงระหว่างผิวสัมผัสหัวกดกับตัวอย่างหินก็มิได้มีความเสียดทานถึง 100% แต่จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0-100% ดั้งนั้นการที่จะนำผลการวิเคราะห์ที่ได้ไปใช้ในการประเมิณค่าความเค้นสูงสุดของการดึง ค่าที่ได้จะไม่มีผลมากนักไม่ว่าจะเลือกแบบใดไปใช้ก็ตาม

บทที่ 6
การวิเคราะห์และการพิสูจน์

การวิจัยนี้ได้ประเมินความสามารถในการคาดคะเนความต้านแรงกดสูงสุดและความต้านแรงดึงสูงสุดของหิน โดยใช้วิธีการทดสอบแบบ CPL และ MPL ค่าแท้จริงของความต้านแรงกด (σ_c) และความต้านแรงดึงสูงสุดของหินได้ถูกนำมาเปรียบเทียบกับค่าที่ประเมินได้

6.1 การประเมินค่าความต้านแรงกดสูงสุด

การประเมินค่าความต้านแรงกดสูงสุดจากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (MPL) ของการทดสอบตัวอย่างหินอ่อนสระบุรี ที่มีขนาดอัตราส่วนความหนาต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหัวกด (t/d) คงที่เท่ากับ 2.5 เพื่อสามารถเทียบเคียงกับค่าผลการทดสอบความต้านแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test หรือ UCS testing) ที่อัตราส่วนความยาวต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางตัวอย่างหิน (L/D) เท่ากับ 2.5 ตามคำแนะนำของ ASTM และทำการทดสอบผันแปรอัตราส่วนของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางตัวอย่างหินต่อขนาดเส้นผ่าศูนกลางหัวกด (D/d) ผลที่ได้นำมาสร้างความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นสูงสุดที่หินแตก (P) และ D/d วิธีการประเมินค่า σ_C ด้วย MPL คือทำการต่อเส้น (Curve fit) ของค่าความสัมพันธ์ข้างต้นลงมาที่ D/d = 1 ซึ่งที่จุดนี้ค่า P ที่ได้จะมีค่าเสมือนกับค่าความต้านแรงกดสูงสุดในแกนเดียว (σ_C) ในการคาดคะเนนี้อาจสามารถใช้สมการที่อยู่ในรูปที่ 4.40 จะได้ค่าความต้านแรงกดสูงสุดเท่ากับ 63 MPa

6.2 การประเมินค่าความต้านแรงดึงสูงสุด

การประเมินค่าความต้านแรงดึงสูงสุดจากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (MPL) สามารถประเมินค่าได้จากการทดสอบตัวอย่างหินที่มีการผันแปรขนาดอัตราส่วนความหนาต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหัวกด (t/d) โดยทำการต่อเส้น Curve fit ของค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นสูงสุดที่หินแตก (P) และ t/d ไปที่ t/d = 20 ซึ่งเป็นความหนาที่การแตกเป็นแบบลักษณะของการดึง (Extension) จากการทดสอบตัวอย่างหินอ่อนสระบุรีพบว่าเมื่อทำการต่อ Curve fit ของค่าความสัมพันธ์ดังกล่าวข้างต้นที่ t/d = 20 จะมีค่าความเค้นสูงสุด (P) เท่ากับ 570 MPa ดังแสดงในรูปที่ 4.39 และผลการใช้แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ที่ทำการศึกษาผลกระทบของความหนา รูปที่ 5.24 ค่าอัตราส่วนของ $-P/\sigma_2$ เท่ากับ 52 ดังนั้น สามารถคำนวณหาค่าความต้านแรงดึงสูงสุดของตัวอย่างหินอ่อนสระบุรีได้เท่ากับ 11 MPa

6.3 การพิสูจน์และการเปรียบเทียบ

จุดประสงค์หลักคือเพื่อเสนอผลและนำมาใช้พิสูจน์และสอบทานทฤษฎีของการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ซึ่งจะแบ่งการพิสูจน์และเปรียบเทียบออกเป็น ค่าความต้านแรงกดสูงสุด และค่าความต้านแรงดึงสูงสุด ตามรายละเอียดการทดสอบในบทที่ 4

การทดสอบตัวอย่างหินชนิดอื่น ๆ ที่นอกเหนือจากตัวอย่างหินอ่อนสระบุรี ชนิดของหินที่นำมาทดสอบเพิ่มประกอบด้วยตัวอย่างหินปูนจังหวัดสระบุรี ตัวอย่างหินปูนเขาสมโภชน์ จังหวัดลพบุรี และตัวอย่างหินทรายโคกกรวด จังหวัดนครราชสีมา โดยประกอบด้วยการทดสอบแรงกดในแกนเดียว การทดสอบแรงดึงแบบบราซิล การทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม และการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

การประเมินความสามารถในการคาดคะเนของการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม หรือ CPL testing จะทำโดยใช้ค่าดัชนีของการทดสอบคูณด้วยค่าคงที่ 24 ตามคำแนะนำของ ASTM ส่วนการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนหรือ MPL testing สามารถคาดคะเนค่าความต้านแรงกดสูงสุดตามที่ได้กล่าวมาในหัวข้อที่ 6.1

ตารางที่ 6.1 เปรียบเทียบค่าความกดสูงสุด (Compressive strength หรือ σ_c) ที่ได้จากการทดสอบจริง (จาก UCS test) และค่าความความต้านแรงกดสูงสุดที่ได้จากการคาดคะเนโดย CPL testing และ MPL testing จะเห็นได้ว่าการคาดคะเนความกดสูงสุดของหินด้วยวิธีจุดกดแบบดั้งเดิมจะได้ค่าประมาณ 2 เท่าครึ่งของค่าที่แท้จริงของหินซึ่งถือว่าผิดพลาดมาก ส่วนการคาดคะเน σ_c ด้วยการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (MPL) จะได้ค่าใกล้เคียงกว่า ถึงแม้ว่า MPL ยังให้ค่า σ_c ที่สูงกว่าค่าจริงทั้งของหินปูนและหินอ่อน แต่ผลที่ได้ก็จะใกล้เคียงกับค่า σ_c ที่แท้จริงมากกว่าการคาดคะเนด้วย CPL

การคาดคะเนความต้านแรงดึงจากผลของ MPL testing จะได้ผลที่มีค่าสูงกว่าค่าความต้านแรงดึงที่ทดสอบได้จากการทดสอบแรงดึงแบบบราซิล ประมาณ 30-50% ทั้งนี้อาจจะอธิบายได้ด้วยความแตกต่างของการกระจายตัวของความเค้นในตัวอย่างหิน (Stress gradient) ที่ใช้ในการทดสอบแรงดึงแบบบราซิล และในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

เพื่อเป็นการพิสูจน์และเปรียบเทียบผลของค่าความต้านแรงดึงด้วยการทดสอบแรงดึงแบบต่าง ๆ ซึ่งนอกเหนือจากกการทดสอบหาความต้านแรงดึงสูงสุดข้างต้น ได้ทำการทดสอบเพิ่มเติมประกอบด้วยการทดสอบแรงดึงแบบวงแหวน และการทดสอบแรงดึงแบบการกดสี่จุด โดยใช้ตัวอย่างหินอ่อนสระบุรีเพียงอย่างเดียว ผลการทดสอบพบว่า การทดสอบแรงดึงแบบวงแหวนให้ค่าความต้านแรงดึงสูงสุดมากที่สุด และมีค่าลดลงเมื่อทดสอบด้วยการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน การทดสอบแรงดึงแบบการกดสี่จุด และการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลตามลำดับ เนื่องจากผลกระทบของความแตกต่างของการกระจายตัวของความเค้นในตัวอย่างหิน (Stress gradient) ในแต่ละวิธีการทดสอบ ดังแสดงในตารางที่ 6.2 ซึ่งความชันของความเค้น (Stress gradient) จะมีค่าสูงสำหรับการทดสอบแรงดึงแบบวงแหวน และจะมีค่าลดลงมาสำหรับ MPL และการดึงแบบกดสี่จุดโดยที่การทดสอบแรงดึงแบบบราซิลจะมีความชันของความเค้นน้อยที่สุด

ตารางที่ 6.1 การเปรียบเทียบผลของค่าความต้านแรงกดและแรงดึงสูงสุด ระหว่างผลที่ได้จากการทดสอบหินชนิดต่าง ๆ

Rock Type	Uniaxial Compressive Strength (MPa)				Tensile Strength (MPa)	
	Actual σ_C from UCS testing	Standard deviation	CPL prediction	MPL prediction	Brazilian tensile strength, σ_B	MPL prediction
Saraburi Marble	46.8	17.96	108.0	63.0	4.0	11.0
Saraburi Limestone	47.5	15.16	76.8	30.9	7.4	17.9
Khao Somphot Limestone	43.2	22.30	124.8	48.4	7.8	8.9
Krok Kruat Sandstone	21.8	6.84	23.5	10.1	1.5	1.3

ตารางที่ 6.2 การเปรียบเทียบผลของค่าความต้านแรงดึงสูงสุดของตัวอย่างหินอ่อนสระบุรี โดยวิธีการทดสอบหาแรงดึงแบบต่าง ๆ

Test Method	Tensile Strength (MPa)
Brazilian tensile strength test	4.0
Four-point bending test	7.5
Modified point load test	11.0
Ring tensile strength test	14.5

บทที่ 7
การวิจารณ์

แนวคิดของการศึกษาในงานวิจัยนี้เป็นองค์ความรู้ใหม่ ซึ่งสามารถยืนยันได้จากผลการทบทวนและศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้องทั่วโลก ซึ่งแสดงให้เห็นว่าการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (MPL) ที่เสนอมานี้ไม่ซ้ำซ้อนกับงานวิจัยที่ทำมาก่อน แนวคิดของงานวิจัยนี้เน้นที่กลไกการแตกของหินที่แท้จริงเป็นหลัก ซึ่งจะต่างจากผลงานวิจัยที่ทำมาแล้วในต่างประเทศ โดยจะใช้ความสัมพันธ์แบบ Empirical เท่านั้น

ผลจากการทดสอบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compression test) โดยใช้ขนาดและรูปร่างของตัวอย่างหินอ่อนที่ต่างกันระบุว่าผลกระทบของขนาด (หรือเส้นผ่าศูนย์กลาง) ต่อค่าความต้านแรงกดสูงสุด (σ_c) มีน้อยมากถึงไม่มีเลย ไม่ว่าหินตัวอย่างรูปทรงกระบอกจะมี L/D เท่าใด ส่วนผลกระทบของ L/D ต่อ σ_c จะมีให้เห็นเด่นชัด ซึ่งสามารถสรุปได้ว่าหินที่บางจะแตกแบบ Compression หรือภายใต้การกด ส่วนหินที่มีความหนามากจะแตกแบบ Tension หรือภายใต้แรงดึง ซึ่งทำให้ผลกระทบของ L/D เห็นเด่นชัด ข้อสังเกตนี้ได้สนับสนุนโดยผลที่ได้จากการทดสอบจาก Brazilian tension test ซึ่งได้บ่งแน่ชัดว่าถ้าหินตัวอย่างแตกแบบ Tension ผลกระทบของขนาดหรือระยะห่างระหว่างจุดกดจะมีสูง กล่าวคือ ค่าความต้านแรงดึงสูงสุดจะลดลงถ้าระยะห่างระหว่างจุดกดมีค่ามากขึ้น

ผลกระทบของการผันแปรของคุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์ของหินอ่อนสระบุรีนี้มีค่อนข้างมาก ยกตัวอย่างเช่น กลุ่มของหินตัวอย่างที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากันและ L/D เท่ากัน ในการทดสอบแรงกดในแกนเดียวจะให้ผลที่มีค่าเบี่ยงเบน (Standard deviation) ค่อนข้างสูงกว่าที่คาดไว้ ทั้งนี้อาจจะเกิดเนื่องจากการผันแปรของสิ่งเจือปน (Inclusions) ในเนื้อหินมีค่อนข้างสูง และอาจจะเกิดเนื่องจากขนาดผลึกของแร่ Calcite ในเนื้อหินอ่อน ซึ่งจากการสังเกตในห้องปฏิบัติการพบว่าขนาดของผลึกจะมีขนาดโดยเฉลี่ยเท่ากับ 0.5-0.7 cm ซึ่งผลกระทบนี้ไม่เป็นอุปสรรคต่อการศึกษาในงานวิจัย เนื่องจากผลกระทบของการแปรปรวนทางด้านกลศาสตร์ของเนื้อหิน (Mechanical non-homogeneity) ไม่อยู่ในขอบเขตของงานวิจัยนี้ ในขบวนการศึกษาจึงใช้ค่าเฉลี่ยที่เหมาะสมในแต่ละขนาดและแต่ละรูปร่างของตัวอย่างหินเพื่อนำมาใช้ในการวิเคราะห์

การศึกษาทางด้านทฤษฎีหรือการคำนวณเชิงตัวเลขของค่าความเค้นในเนื้อหินระหว่างจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ได้เปิดเผยผลลัพธ์ที่สำคัญที่จะใช้แยกระหว่างการแตกของหินภายใต้แรงกด (Compression) ออกจากการแตกของหินภายใต้แรงดึง (Tension) การกระจายตัวของค่าความเค้นในเนื้อหินที่มีความหนาต่างกันได้ชี้ให้เห็นว่าหินที่มีความหนาใกล้เคียงกับขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของจุดกดจะไม่เกิดแรงดึงในแนวราบ แต่เหตุที่หินนั้นแตกได้ก็เนื่องจากค่าความเค้นในแนวราบและแนวดิ่งมีค่าสูงเกินกว่าคุณสมบัติของหินนั้นจะรับได้ ในทางตรงกันข้ามถ้าหินตัวอย่างมีความหนา

มากกว่าเส้นผ่าศูนย์กลางของจุดกดหลาย ๆ เท่า การคำนวณด้วยแบบจำลองเชิงตัวเลขเปิดเผยว่าถึงแม้ค่าความเค้นในแนวดิ่งจะอยู่ภายใต้แรงกดแต่ค่าความเค้นในแนวราบจะอยู่ภายใต้แรงดึง และมีค่าสูงสุดที่ระยะประมาณ 1-2 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของจุดกด หินที่มีความหนาเหล่านี้จะแตกภายใต้แรงดึง และผลกระทบของแรงกดที่อยู่ในบริเวณจุดกดจะมีน้อยต่อค่าการกดสูงสุดที่คำนวณได้

ผลของแบบจำลองในชุดที่สองระบุผลกระทบของ Poisson's ratio ถึงแม้จะมีให้เห็นค่อนข้างเด่นชัดโดยเฉพาะความเค้นที่อยู่ในแนวราบ (σ_2) แต่ในทางปฏิบัติผลกระทบนี้จะมีความสำคัญน้อย เนื่องจากหินส่วนใหญ่จะมีค่า Poisson's ratio อยู่ในช่วงแคบ ๆ ระหว่าง 0.2-0.3 และมีค่าเฉลี่ยโดยประมาณเท่ากับ 0.25 ดังนั้น การสมมติให้หินมีค่า Poisson's ratio เท่ากับ 0.25 ในแบบจำลองทั้ง 57 แบบจึงเป็นการเหมาะสมในทางปฏิบัติ

การจำลองเชิงคณิตศาสตร์ของแบบจำลองทั้ง 57 แบบระบุว่าความเสียดทานที่ผิวสัมผัสระหว่างหัวกดกับผิวหินจะมีผลต่อค่าความเค้นดึงสูงสุดในเนื้อหินที่เกิดขึ้นจากการกด แต่ผลกระทบนี้มีค่าน้อยมากซึ่งจะสังเกตได้จากในกรณีที่ไม่มีความฝืดเลย (No friction) จะมีค่าความเค้นดึงสูงสุดต่างจากกรณีที่มีความฝืดสูงสุด (Full Friction หรือ 100% Friction) ไม่เกิน 2-5% ซึ่งในความเป็นจริงหรือในทางปฏิบัติแล้วหัวกดกับผิวหินจะมีความฝืดอยู่บ้าง โดยจะอยู่ระหว่างขอบเขตทั้งสอง (ระหว่าง 0% และ 100%) ดังนั้น ไม่ว่าจะใช้ผลของการคำนวณจากกรณี No Friction หรือ Full Friction ความผิดพลาดจากค่าที่แท้จริงจึงจะมีเพียง 1-2% เท่านั้น และอีกประการหนึ่งคงจะไม่เป็นการสมควรในทางปฏิบัติที่จะหาความฝืดที่แท้จริงระหว่างหัวกดกับผิวหิน (Not practical) เพราะผลกระทบของความฝืดนี้น้อยมากเมื่อเทียบกับผลกระทบทางด้านอื่นซึ่งสำคัญมากกว่า อาทิ การแปรปรวนของคุณสมบัติภายในของหิน (Intrinsic variability) เป็นต้น

การคำนวณของแบบจำลองด้วยโปรแกรม GEO ให้ผลลัพธ์เป็นที่น่าพอใจ เพราะ GEO จะมีความไวต่อการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของวัตถุ (ในที่นี้คือตัวอย่างหิน) และต่อแรงที่มากระทำ ถึงแม้จะอยู่ในพื้นที่เล็ก ๆ ก็ตาม (ในที่นี้คือหัวกด) ดังที่เห็นได้จากการที่ค่า P/σ_2 ได้ผันแปรอย่างเป็นระบบเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงค่า t/d และ D/d ดังแสดงให้เห็นในรูป 5.24 และ 5.25 และดังที่เห็นได้จากการจำลองแบบ No Friction และแบบ Full Friction ซึ่งจะให้ค่า P/σ_2 ที่ต่างกัน ในที่นี้สามารถสรุปได้ว่าโปรแกรม GEO เป็นโปรแกรมที่เหมาะสมอันหนึ่งที่สามารถคำนวณการกระจายตัวของความเค้นสำหรับงานวิจัยนี้

ผลที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการที่นำมาใช้ในการสร้างทฤษฎีใหม่เป็นที่น่าเชื่อถือได้ เพราะเนื่องจากจำนวนของตัวอย่างหินอ่อนที่ใช้มีจำนวนมากพอ (เกินกว่า 400 ชิ้น) รูปร่างและขนาดของตัวอย่างหินก็มีการผันแปรอย่างเป็นระบบ และครอบคลุมขนาดและรูปร่างที่จะใช้ในการปฏิบัติทั่วไปทั้งในภาคสนามและในห้องปฏิบัติการ นอกจากนั้นแล้วผลจากห้องปฏิบัติการไม่ได้นำมาศึกษาแต่เพียงค่าความเค้นสูงสุดที่ทำให้หินแตกเท่านั้น แต่ยังได้ทำการศึกษาคุณลักษณะของการแตกทางกายภาพของตัวอย่างหินอีกด้วย และยังได้ทำการเปรียบเทียบกับการทดสอบที่คล้ายคลึงกันดังได้เสนอไว้ในเอกสารอ้างอิง

การใช้หินชนิดอื่นนอกเหนือจากหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีมาใช้ในการสอบทาน (Verification) ทฤษฎีใหม่หรือหลักการใหม่นี้ได้ยืนยันว่าวิธี MPL สามารถคาดคะเนค่า σ_c ของหินได้ดีกว่าวิธี CPL เพราะจากการใช้หินชนิดอื่น (หินปูนจากเขาสมโภชน์ หินปูนจากจังหวัดสระบุรี และหินทรายจากอำเภอโครกกรวด) ผลที่ได้จากการทดสอบแบบ MPL ก็จะสามารถนำมาใช้ในการคาดคะเนค่า σ_c ได้ ความแม่นยำจะอยู่ที่จำนวนตัวอย่างหินที่นำมาใช้และการผันแปรของขนาดและรูปร่างของตัวอย่างหิน และท้ายสุดการแปรปรวนภายในของเนื้อหิน ถึงแม้ผลที่ได้จาก MPL จะคลาดเคลื่อนอยู่บ้างแต่ก็จะให้ค่าใกล้เคียงกว่าการคาดคะเนโดยใช้ CPL

จากการทดสอบและสังเกตการแตกของหินหลายชนิดนี้ได้เปิดเผยข้อจำกัดอันหนึ่งของ MPL คือ MPL อาจจะไม่เหมาะสมที่จะนำไปทดสอบหินที่มีเนื้อหยาบหรือมีขนาดของผลึกของแร่ประกอบหินที่ใหญ่ โดยเฉพาะอย่างยิ่งใหญ่กว่าหัวกด และมีการยึดติดของแต่ละผลึกที่อ่อนกว่าตัวผลึกเอง ซึ่งลักษณะของหินชนิดนี้จะทำให้การแตกเป็นไปตามรอยต่อของผลึกและถ้าผลึกมีขนาดใหญ่กว่าหัวกดมากก็จะทำให้การกระจายตัวของความเค้นผิดไปจากทฤษฎีมาก ดังนั้น MPL ควรจะใช้กับหินที่มีเนื้อแน่นและมีขนาดของผลึกเล็ก (ถ้าเป็นไปได้ให้เล็กกว่าหัวกด) MPL จะใช้ได้ไม่ดีกับหินที่มีผลึกใหญ่และมีแรงยึดติดระหว่างผลึกอ่อน ซึ่งจะส่งผลให้การคาดคะเนไปถึง σ_c คลาดเคลื่อนออกไปพอสมควร อย่างไรก็ตามข้อจำกัดนี้ก็จะเป็นข้อจำกัดของ CPL เช่นเดียวกัน

ถึงแม้ MPL จะนำมาประยุกต์ใช้กับหินที่ไม่มีรูปร่างเชิงเรขาคณิต (Irregular shape) ได้ แต่ข้อควรระวังอันหนึ่งคือพื้นที่สัมผัสเล็ก ๆ ระหว่างผิวหินกับหัวกดทั้งบนและล่างควรจะเรียบและขนานกันพอสมควร ในทางปฏิบัติอาจจะใช้ค้อนธรณีสกัดบริเวณผิวที่จะสัมผัสก่อนทำการทดสอบเพื่อให้ได้ผิวที่เรียบและขนานกัน เพื่อที่จะได้จุดสัมผัสที่แนบสนิทกันและจะทำให้การกระจายตัวของความเค้นในเนื้อหินเป็นไปตามทฤษฎี

การคาดคะเนความต้านแรงดึงสูงสุด (หรือความเค้นดึงสูงสุด) ของหินโดยวิธี MPL ให้ผลที่สอดคล้องอย่างมีเหตุผลเมื่อเทียบกับการทดสอบหาความเค้นดึงสูงสุดด้วยวิธีอื่น เช่นด้วยการทดสอบแบบบราซิล การทดสอบแบบกดสี่จุด และการทดสอบแบบวงแหวน ตารางที่ 6.2 ได้สรุปผลที่ได้จากการทดสอบทั้งสี่วิธี ความแตกต่างของความเค้นดังที่ได้จากการทดสอบทั้งสี่วิธีเกิดเนื่องจากความชันของความเค้นดึงที่เกิดขึ้นตามแนวรอยแตกก่อนที่หินจะแตกจากสี่วิธีนั้นมีความแตกต่างกัน เป็นที่รู้กันดีว่าถ้าความชันมากความเค้นดึงสูงสุดที่จะทำให้เนื้อหินขาดออกจากกันก็จะมีค่ามากขึ้น และในสี่วิธีนี้ความชันของความเค้นดึง (Stress gradient) ของการทดสอบแบบวงแหวนจะสูงสุด รองลงมาคือ MPL และการกดสี่จุด ส่วนต่ำสุดคือการทดสอบแบบบราซิล ซึ่งเมื่อเทียบกับความเค้นดึงสูงสุดที่คำนวณได้ก็จะสอดคล้องกับหลักการนี้เป็นอย่างดี ดังนั้นวิศวกรควรจะตระหนักในข้อนี้เพื่อที่จะนำเอาค่าความเค้นสูงสุดที่คำนวณได้จาก MPL ไปใช้อย่างถูกต้องและเหมาะสม

จำนวนของตัวอย่างหินที่จะนำมาใช้ทดสอบแบบ MPL เพื่อคาดคะเนค่า σ_c อาจจะต้องใช้ 40-50 ชิ้น ขนาดและรูปร่างของตัวอย่างหินเหล่านี้จะต้องผันแปรอย่างเหมาะสมจาก D/d เข้าใกล้ 1 ไปจนถึง D/d มากกว่า 20 ทั้งนี้เพื่อให้ได้มาซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างค่า P/σ_2 และ ค่า D/d ที่แม่นยำและถูกต้องในเชิงสมการในรูปแบบของ Logarithmic และถ้าต้องการคาดคะเนค่าแรงดึงสูงสุดของหินก็จำเป็นที่จะต้องทดสอบตัวอย่างหินที่มีค่า t/d อยู่ในช่วงสูงพอสมควร (ประมาณ 20) นอกจากนั้นแล้วจะต้องมีการสังเกตลักษณะการแตกของตัวอย่างหินว่าเป็นไปตามหลักการเชิงกลศาสตร์ที่เสนอมาในงานวิจัยนี้หรือไม่ วิธีการจัดเตรียมตัวอย่างหิน วิธีเลือกขนาดของตัวอย่างหิน และวิธีทดสอบตัวอย่างหินได้ให้ไว้ในภาคผนวกของรายงานฉบับนี้

ตารางที่ 7.1 แสดงการเปรียบเทียบโดยสังเขปในด้านการลงทุน ราคา เวลา และพลังงานที่จะใช้สำหรับการทดสอบแบบใหม่ (MPL) และการทดสอบแรงกดในแกนเดียว (UCS) ในส่วนของการลงทุนเบื้องต้น (Investment cost) การทดสอบแบบ UCS จะใช้งบประมาณมากกว่า 2.4 ล้านบาท ส่วนการทดสอบแบบ MPL จะใช้ประมาณ 1.4 ล้านบาท (ถ้าต้องการทดสอบหินรูปแผ่น) หรือใช้เพียง 1.9 แสนบาท (ถ้าทำการทดสอบหินรูป Irregular shape) เท่านั้น ในส่วนของพลังงานที่ใช้เนื่องจาก MPL ลดขั้นตอนในการจัดเตรียมตัวอย่างหินลงมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อทดสอบหินที่เป็น Irregular shape เท่านั้น ดังนั้น การใช้พลังงานจึงลดลงไปอย่างน้อย 50% ต่อหน่วยของตัวอย่างหิน เมื่อพิจารณาในระยะยาวหลังจากลงทุนเบื้องต้นแล้ว ค่าใช้จ่ายต่อหน่วยสำหรับการทดสอบแบบ UCS จะอยู่ที่ประมาณ 800 บาท ส่วนค่าใช้จ่ายหรือราคาต่อหน่วยสำหรับการทดสอบแบบ MPL จะอยู่ที่ 400 บาท (สำหรับหินรูปแผ่น) และประมาณ 50 บาท (สำหรับหินที่เป็น Irregular shape)

ตารางที่ 7.1 เปรียบเทียบราคาและการลงทุนในการทดสอบหินจาก 2 วิธี

		COSTS		
Testing Methods		**Uniaxial Compressive Strength Test**	**Modified Point Load Test**	
Sample shape		core	disk	Irregular
Investment Cost	Sample preparation equipment	Drilling machine (700,000 Bahts)		-
		Cutting machine (540,000 Bahts)		-
		Grinding machine (600,000 Bahts)	-	-
	Testing equipment	Loading machine(570,000 Bahts)	Point load tester (190,000 Bahts)	
	Total capital cost	**2,410,000 Bahts**	**1,430,000 Bahts**	**190,000 Bahts**
Operating Time and Power	Preparation	40 min/sample	20 min/sample	2 min/sample
	Testing	30 min/sample	5 min/sample	5 min/sample
	Total operation time	**70 min/sample**	**25 min/sample**	**7 min/sample**
	Electric power used	800 watts/sample	400 watts/sample	0 watt/sample
Estimate Unit Cost		800 Bahts/Sample	400 Bahts/Sample	50 Bahts/Sample

บทที่ 8
บทสรุป

วัตถุประสงค์ของงานวิจัย คือเพื่อค้นหาวิธีการทดสอบคุณสมบัติความแข็งของหินที่มีราคาถูก รวดเร็ว และให้ผลที่น่าเชื่อถือได้ วิธีใหม่นี้จะต้องสามารถปฏิบัติได้ทั้งในภาคสนามและในห้องปฏิบัติการ การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนได้นำเสนอเพื่อใช้ผลของการทดสอบมาสัมพันธ์กับความต้านแรงกดสูงสุด (σ_c) และความต้านแรงดึงของหินที่ปราศจากรอยแตก เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (MPL) จะคล้ายคลึงกับการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม (CPL) ยกเว้นแต่ว่าหัวกดจะมีลักษณะตัดเรียบทำให้พื้นที่หน้าตัดเป็นรูปวงกลมแทนที่จะเป็นรูปครึ่งวงกลมเหมือนที่ใช้กันมาแต่ดั้งเดิม ขนาดของหัวกดแบบใหม่นี้จะมีเส้นผ่าศูนย์กลางผันแปรจาก 5, 10, 15, 20, 25 ไปจนถึง 30 มิลลิเมตร ด้วยหัวกดแบบใหม่นี้จะทำให้มีลักษณะของการกดในตัวอย่างหินแบบใหม่ ซึ่งสามารถนำมาสัมพันธ์กับการทดสอบเพื่อหาความกดสูงสุดและความดันสูงสุดของหินได้

งานวิจัยนี้แบ่งออกเป็น 5 ขั้นตอน คือ 1) ค้นคว้าและศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้อง 2) การศึกษาทางด้านทฤษฎีของกลไกการแตกของหิน 3) การทดสอบในห้องปฏิบัติการ 4) การวิเคราะห์ผลการทดลอง และ 5) การสรุปผลและเขียนรายงาน แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ชี้ให้เห็นว่าความเค้นที่จะทำให้ตัวอย่างหินแตกได้จะมีค่าสูงขึ้นถ้าตัวอย่างหินมีความหนาและเส้นผ่าศูนย์กลางมากขึ้น ค่าความเค้นดึงสูงสุดจะเกิดขึ้นใกล้กับหัวกดอยู่ที่ความลึกประมาณเท่ากับเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกด การทดลองในห้องปฏิบัติการจะประกอบด้วยการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิมและแบบปรับเปลี่ยน และมีการทดสอบเพื่อหาแรงกดสูงสุด และแรงดึงสูงสุดของตัวอย่างหินอ่อนที่ได้มาจากจังหวัดสระบุรี โดยการจัดเตรียมและทดสอบตัวอย่างหินมากกว่า 400 ชิ้น ผลที่ได้จากการทดสอบการกดในแกนเดียว (UCS) ระบุว่าค่าความกดสูงสุดที่หินจะรับได้จะมีค่าลดลงถ้าอัตราส่วนของความยาวต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหินมีค่ามากขึ้น ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนระบุว่า ถ้าตัวอย่างหินมีความหนาน้อยกว่าสองเท่าของขนาดหัวกด หินจะแตกในลักษณะแรงกดเฉือน แต่ถ้าหินตัวอย่างมีความหนามากกว่าสามเท่าขึ้นไปของเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดหินจะแตกแบบแรงดึง ผลที่ได้นี้แนะว่าค่าที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนของหินที่บางควรจะนำมาสัมพันธ์กับความต้านแรงกดสูงสุดของหิน และค่าที่ได้จากตัวอย่างหินที่มีความหนามากควรจะมาใช้เป็นดัชนีที่เกี่ยวข้องกับความต้านแรงดึงสูงสุดของหิน ความสามารถในการทำนายค่าแรงกดสูงสุดสำหรับการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนและการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิมถูกนำมาเปรียบเทียบ ผลที่ได้ระบุว่าการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (MPL) สามารถคาดคะเนค่าความกดสูงสุด (σ_c) ของหินอ่อนได้ดีกว่าการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม (CPL) ค่าแรงดึงสูงสุดที่ถูกคาดคะเนโดยการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนก็สามารถเปรียบเทียบอย่างมีเหตุผลได้กับค่าแรงดึงสูงสุดที่ได้จากการทดสอบแบบ Brazilian ซึ่งเป็นการทดสอบแบบมาตรฐาน

เพื่อเป็นการพิสูจน์ (Verification) ว่า MPL สามารถคาดคะเน σ_c ได้ดีกว่างการทดสอบแบบ CPL และเป็นจริงสำหรับหินชนิดอื่น ๆ ด้วย ได้มีการทดสอบ MPL, CPL และ UCS เพิ่มเติม โดยใช้หินปูนจากจังหวัดสระบุรี หินปูนจากเขาสมโภชน์จังหวัดลพบุรี และหินทรายจากอำเภอโครกกรวดจังหวัดนครราชสีมา ผลที่ได้ยังยืนยันว่าวิธี MPL คาคะเนค่า σ_c ได้ใกล้เคียงกว่าวิธี CPL

ความแม่นยำของการคาดคะเนด้วยวิธีใหม่หรือ MPL นี้จะขึ้นอยู่กับการผันแปรของขนาดและรูปร่างของตัวอย่างหินที่นำมาใช้จะต้องหลากหลาย คือจาก D/d เข้าใกล้ 1 ไปจนถึง D/d มากกว่า 20 และในช่วงนี้จะต้องมีการกระจายตัวของข้อมูลที่เหมาะสม ในทางปฏิบัติอาจจะต้องใช้ตัวอย่างหิน 40-50 ชิ้น และอีกประการหนึ่ง ผิวสัมผัสระหว่างหัวกดกับเนื้อหินจะต้องเรียบและขนานกันพอสมควร และตัวอย่างหินควรจะมีเนื้อแน่นและปราศจากรอยแตกหรือรอยร้าว อย่างไรก็ตามวิธีทดสอบแบบ MPL ก็ยังถูกกว่าการทดสอบแบบ UCS อย่างมาก เพราะ MPL สามารถใช้ตัวอย่างหินที่ไม่มีรูปร่างเชิงเรขาคณิตได้ (Irregular shape) และยังให้ผลที่ใช้อ้างอิงถึงค่า σ_c ได้ดีกว่าการทดสอบแบบดั้งเดิม (CPL)

การทดสอบแบบ MPL จะประหยัดทั้งค่าใช้จ่ายและพลังงานที่ใช้เมื่อเทียบกับการทดสอบแบบ UCS ในด้านพลังงาน MPL จะใช้เพียง 400 Watts ต่อหินตัวอย่างที่เตรียมเป็นรูปแผ่นและไม่ใช้พลังงานเลยเมื่อใช้หินที่เก็บได้เป็น Irregular shape ส่วนการทดสอบแบบ UCS จะใช้พลังงานถึง 800 Watts ต่อหนึ่งตัวอย่างหิน เมื่อเปรียบเทียบในระยะยาวแล้วราคาต่อหน่วย (หรือต่อ 1 ตัวอย่างหิน) สำหรับการทดสอบแบบ UCS จะใช้ถึง 800 บาท ส่วนราคาต่อหน่วยสำหรับการทดสอบแบบใหม่ (MPL) จะใช้เพียง 400 บาท (สำหรับหินที่เตรียมเป็นรูปแผ่นกลม) และจะใช้เพียง 50 บาท (สำหรับหินที่เป็นรูป Irregular shape)

บรรณานุกรม

ASTM D2664-80, Standard test method for triaxial compressive strength of undrained rock core specimens without pore pressure measurements. *Annual Book of ASTM Standards*, 04.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.

ASTM D2938-79, Standard test method for unconfined compressive strength of intact rock core specimens. *Annual Book of ASTM Standards*, 04.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.

ASTM D3967-81, Standard test method for splitting tensile strength of intact rock core specimens. *Annual Book of ASTM Standards*, 04.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.

ASTM D5731-95, Standard test method for determination of the point load strength index of rock, *Annual Book of ASTM Standards*, 04.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.

Bieniawski, Z.T., 1974. Estimating the strength of rock materials. *J. Inst. Min. Metall*., 7: 123-137.

Bieniawski, Z.T., 1975. The point-load test in geotechnical practice. *Engng. Geol*., 9: 1-11.

Broch E. and Franklin J.A., 1972. The point-load test. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci*. 9, 669-697.

Brook N., 1977. The use of irregular specimens for rock strength tests. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr*. 14, 193-202.

Brook N., 1979. Estimating the triaxial strength of rocks. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr*. 16, 261-264.

Brook N., 1985. The Equivalent core diameter method of size and shape correction in point load testing. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr*. 22, 61-70.

Brook, N., 1993. The measurement and estimation of basic rock strength. *Comprehensive Rock Engineering: Principles, Practices, and Projects*, Pergamon Press, Oxford, pp. 41-66.

Brown E.T., 1981. *Rock Characterization Testing and Monitoring: ISRM Suggested Methods*. International Society for Rock Mechanics, Pergamon Press, 211 pp.

Butenuth, C., 1997. Comparison of tensile strength values of rocks determined by point load and direct tension tests. *Rock Mech. Rock Engng*. 30: 65-72.

Carter B.J., Scott Duncan E.J. and Laitai E.Z., 1991. Fitting strength criteria to intact rock. *Geotech. Geol. Eng*. 9, 73-81.

Chau, K.T. and Wong, R.H.C., 1996. Uniaxial compressive strength and point load strength of rocks. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr*., 33: 183-188.

Costin, L.S., 1987. Time-dependent deformation and failure. In: B.K. Atkinson (Editor), *Fracture Mechanics of Rock*. Academic press, London, 534 pp.

Deere, D.U. and Miller, R.P., 1966. Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock. U.S. Air Force Weapons Lab. Rep., AFWL-TR-65-116.

Desai, C.S. and Siriwardane, H.J., 1984. *Constitutive Laws for Engineering Materials with Emphasis on Geologic Materials*. Prentice-Hall, New Jersey, N.J., 468 pp.

Evans, I., 1961. The tensile strength of coal. *Colliery Eng*., 38: 428-434.

Forster, I.R., 1983. The influence of core sample geometry on the axial point load test. Int. J. *Rock Mech. Min. Sci. 7 Geomech. Abstr*., 20: 291-295.

Fuenkajorn, K. and Daemen, J.J.K., 1986. Shape effect on ring test tensile strength. *Key to Energy Production: Proceedings of the 27th U.S. Symposium on Rock Mechanics*. June 23-25, University of Alabama, Tuscaloosa, pp. 155-163.

Fuenkajorn, K. and Daemen, J.J.K., 1991b. Borehole stability in Densely Welded Tuffs. U.S. Nuclear Regulatory Commission. Rep., NUREG/CR 5687.

Fuenkajorn, K. and Daemen, J.J.K., 1991c. An empirical strength criterion for heterogeneous welded tuff. ASME Applied Mechanics and Biomechanics Summer Conference, June 16-19, Ohio University, Columbus.

Fuenkajorn, K. and Daemen, J.J.K.,1991a. Mechanical Characterization of the Densely Welded Apache Leap Tuff. U.S. Nuclear Regulatory Commission, Rep., NUREG/CR 5688.

Fuenkajorn, K. and Daemen, J.J.K., 1992. An empirical strength criterion for heterogeneous tuff. *Engineering Geology: An International Journal*, Elsevier Science Publishing Co., 32, 209-223.

Fuenkajorn, K. and Serata, S. 1993. Numerical simulation of strain-softening and dilation of rock salt. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 30, pp. 1303-1306, presented at the 34th U.S. Symposium on Rock Mechanics, June 27-30, University of Wisconsin, Madison.

Ghosh, A., Fuenkajorn, K. and Daemen, J.J.K., 1995. Tensile strength of welded Apache Leap tuff: investigation for scale effects. *Proc. 35th U.S. Rock Mech. Symposium*, University of Nevada, Reno, June 5-7, pp. 459-646.

Goodman, R.E., 1989. *Introduction to Rock Mechanics*, 2nd edn., Wiley, New York, 562 pp.

Hiramatsu, Y. and Oka, Y., 1966. Determination of the tensile strength of rock by a compression test of an irregular test piece. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci*., 3: 89-99.

Hoek, E., 1990. Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion-Technical note. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr*. 27, 227-229.

Hoek, E., and Brown, E.T., 1980. Empirical strength criterion for rock masses. *J. Geotech. Eng. Div*., 106 (GT9): 1013-1035.

Horii, H., and Nemat-Nasser, S., 1985. Compression-induced microcrack growth in brittle solids: axial splitting and shear failure. *J. Geophys. Res*., 90: 3105-3125.

Hudson, J.A., Brown, E.T. and Fairhurst, C., 1971. Shape of the complete stress-strain curve for rock. Proc. 13th U.S. *Sym. Rock Mechanics*, pp. 773-795.

Jaeger, J.C. and Cook, N.G.W., 1979. *Fundamentals of Rock Mechanics*, Chapman and Hall, London, 593 pp.

Kaczynski, R.R., 1986. Scale effect during compressive strength of rocks. *Proc. 5th Int. Assoc. Eng. Geol. Congr*., pp. 371-373.

Lundborg, N., 1967. The strength-size relation of granite. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci*., 4: 269-272.

Miller, R.P., 1965. Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock. Ph.D. Dissertation., Univ. Of Illinois, Urbana, Ill., 92 pp.

Nimick, F.B., 1988. Empirical relationships between porosity and the mechanical properties of tuff. *Key Questions in Rock Mechanics*, Balkema, Rotterdam, pp. 741-742.

Reichmuth D.R., 1968. Point-load testing of brittle materials to determine tensile strength and relative brittleness. *Proc. 9th U.S. Symp. Rock Mech*., University of Colorado, pp. 134-159.

Sammis, C.G. and Ashby, M.F., 1986. The failure of brittle porous solid under compressive stress states. *Acta Metall*., 34: 511-526.

Sendeckyj, G.P., 1972. A brief survey of empirical multiaxial strength criteria for composites. *Proc. 2nd Conf. Composite Materials: Testing and Design*, ASTM STP 497: 41-51.

Serata, S. and Fuenkajorn, K., 1992a. Finite element program 'GEO' for modeling brittle-ductile deterioration of aging earth structures. SMRI Paper, Presented at the Solution Mining Research Institute, Fall Meeting, October 19-22, Houston, Texas, 24 pp.

Serata, S. and Fuenkajorn, K., 1992b. Formulation of a constitutive equation for salt. *Proc. Seventh International Symposium on Salt*, April 6-9, Kyoto, Japan, published by Elsevier Science publishers, B.V., Amsterdam, Vol. 1, pp. 483-488.

Sheorey, P.R., Biswas, A.K. and Choubey, V.D., 1989. An empirical failure criterion for rocks and jointed rock masses. *Eng. Geol*. 26: 141-159.

Taliercio, A. and Sacchi Landrianni, G., 1988. Failure criterion for layered rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech., Abstr*., 25: 299-305.

Turk, N. And Dearman, W.R., 1986. A correction equation on the influence of length-to-diameter ratio on the uniaxial compressive strength of rocks. *Eng. Geol*., 22: 293-300.

Wei, X.X., Chau, K.T. and Wong, R.H.C., 1999. Analytic solution for axial point load strength test on solid circular cylinders. *J. Engng. Mech*., December, pp. 1349-1357.

Wiebols, G.A. and Cook, N.G.W., 1968. An energy criterion for the strength of rock in polyaxial compression. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci*., 5: 529-549.

Wijk, G., 1978. Some new theoretical aspects of indirect measurements of the tensile strength of rocks. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr*., 15: 149-160.

Wijk, G., 1980. The point load test for the tensile strength of rock. *Geotech. Test*., ASTM 3: 49-54.

ภาคผนวก 1

คู่มือการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

คู่มือการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Modified Point Load Testing, MPL) เป็นการทดสอบแบบใหม่เพื่อให้ได้มาซึ่งคุณสมบัติของหินเชิงกลศาสตร์ โดยการทดลองด้วยวิธีนี้ได้มีการดัดแปลงรูปร่างของหน้าตัดของหัวกด (Loading Platen) ของการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม (CPL) การพัฒนาทฤษฎีและการทดสอบแบบใหม่นี้ สามารถนำมาประยุกต์ใช้ในการอธิบายกลไกของการแตกของหินและเพื่อคำนวณหาค่าความต้านแรงกดสูงสุด (Uniaxial Compressive Strength) และค่าความต้านแรงดึงสูงสุด (Tensile Strength) และสามารถทำการทดสอบทั้งในภาคสนามและในห้องปฏิบัติการ

1. เครื่องมือทดสอบและอุปกรณ์

1. เครื่องทดสอบจุดกด (Point Load Tester)
2. หัวกดแบบปรับเปลี่ยน (Modified Point Load Platens) ขนาดต่างๆ
3. เวอร์เนีย / ไมโครมิเตอร์

2. การเก็บและจัดเตรียมตัวอย่างหิน

ตัวอย่างหินที่จะนำมาทดสอบสามารถใช้ได้ทั้งแบบรูปทรงกระบอก (Cylinder) หรือตัวอย่างหินที่ไม่มีรูปทรงทางคณิตศาสตร์ (Irregular Shape) โดยตัวอย่างหินที่จะนำมาทดสอบสามารถแบ่งออกเป็นการเก็บและจัดเตรียมตัวอย่างหินเพื่อทดสอบหาค่าความต้านแรงกดสูงสุด และแรงดึงสูงสุด การเลือกตัวอย่างหินแบบ Irregular Shape นั้นควรเลือกหินที่ผิวสัมผัสกับหัวกดทั้งสองด้านค่อนข้างเรียบและมีความขนานกัน และไม่ควรเลือกใช้ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหัวที่ใหญ่เกินไป เพราะจะทำให้ผิวสัมผัสระหว่างหัวกับตัวอย่างหินไม่แนบสนิท ดังแสดงลักษณะและมิติตัวอย่างหินตามกำหนดในรูปที่ 1 จำนวนตัวอย่างหินสำหรับการทดสอบ ควรใช้อย่างน้อย 30-40 ตัวอย่างเพื่อความแม่นยำของผลลัพธ์

2.1 ตัวอย่างหินเพื่อทดสอบหาค่าความต้านแรงกดสูงสุด

ตัวอย่างหินจะต้องมีอัตราส่วนของความหนาต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหัวกด (t/d) อยู่ในช่วงประมาณ 2-3 และการทดสอบจะกำหนดให้ตัวอย่างหินมีอัตราส่วนของความกว้าง (เส้นผ่าศูนย์กลาง) ต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหัวกด (D/d) อยู่ในช่วงประมาณตั้งแต่ 2-20 โดยให้มีการกระจายตัวอย่างสม่ำเสมอกันในทุก ๆ ค่าของ D/d แต่ควรเลือกตัวอย่างหินที่ขนาด D/d อยู่ช่วง 2-5 ให้มากกว่าช่วงอื่นเพื่อที่จะสามารถสร้างความสัมพันธ์ที่มีความเกี่ยวเนื่อง (Regression) กันได้อย่างเหมาะสม

2.2 การจัดเตรียมตัวอย่างหินเพื่อทดสอบหาค่าความต้านแรงดึงสูงสุด

ตัวอย่างหินจะต้องมีอัตราส่วนของความกว้างต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหัวกด (D/d) ให้มากกว่าหรือเท่ากับ 15 และการทดสอบจะกำหนดให้ตัวอย่างหินมีอัตราส่วนของความความหนาต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหัวกด (t/d) เท่ากับ 20 แต่ถ้าในทางปฏิบัติไม่สามารถหาตัวอย่างหินขนาดดังกล่าวได้ ก็สามารถทดสอบที่ t/d อยู่ในช่วงประมาณที่ค่า t/d ต่ำกว่า 20 เช่น 5-10 โดยให้มีการกระจายตัวอย่างสม่ำเสมอกันในทุก ๆ ค่าของ t/d แล้วทำการสร้างความสัมพันธ์หาเส้นแนวโน้ม (Fit Curve) และต่อเส้นแนวโน้ม (Extrapolate) ไปที่ค่า t/d = 20

3. ขั้นตอนการทดสอบ

เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนสามารถใช้เครื่องมือชิ้นเดียวกับเครื่องทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม (Conventional point load tester) แต่จะต้องปรับเปลี่ยนหัวกดจากหัวมนโค้งเป็นหัวตัดเรียบ ดังแสดงรูปที่ 2 และ รูปที่ 3 ตามลำดับ ควรมีหัวกดหลายคู่ แต่ละคู่ควรมีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 5, 10, 15 และ 20 mm ทั้งนี้เพื่อเป็นการสะดวกในการเลือกเก็บตัวอย่างหิน

วัดขนาดของตัวอย่างหินทั้งความหนา (t) และความกว้าง (D) นำตัวอย่างหินวางลงบนแทนหัวกดด้านล่าง ปรับหัวกดด้านบนจนติดตัวอย่างหินและควรวางให้หัวกดอยู่ตรงกลางของตัวอย่างหิน เพิ่มแรงกดอย่างคงที่จนกระทั้งหินแตก อ่านค่าแรงกดสูงสุดที่วัดได้ วัดความหนา (t) และความกว้าง (D) ที่เกิดจากรอยแตกของตัวอย่างหิน จดบันทึกค่าเพื่อนำไปคำนวณหาค่าความเค้นกด

4. การคำนวณหาค่าความเค้นกด (σ_C)

การคำนวณหาค่าความเค้นสูงสุดของจุดกดโดยใช้สมการ

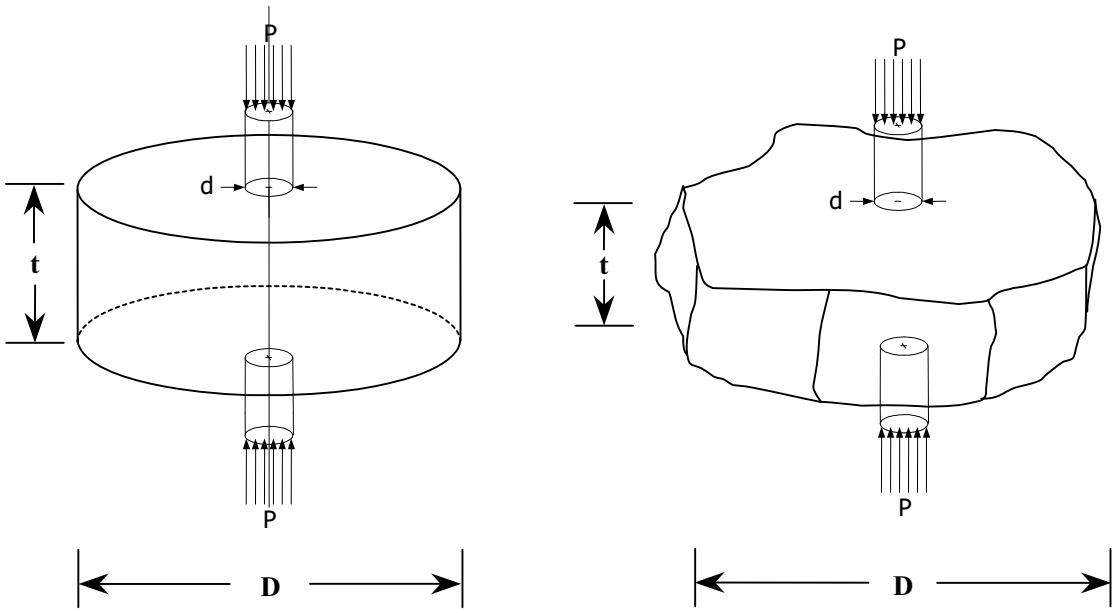
$$P = F/A_{MPL}$$

โดยที่ F คือ แรงสูงสุดที่อ่านได้ และ A_{MPL} คือ พื้นที่หน้าตัดของหัวกดแบบปรับเปลี่ยน

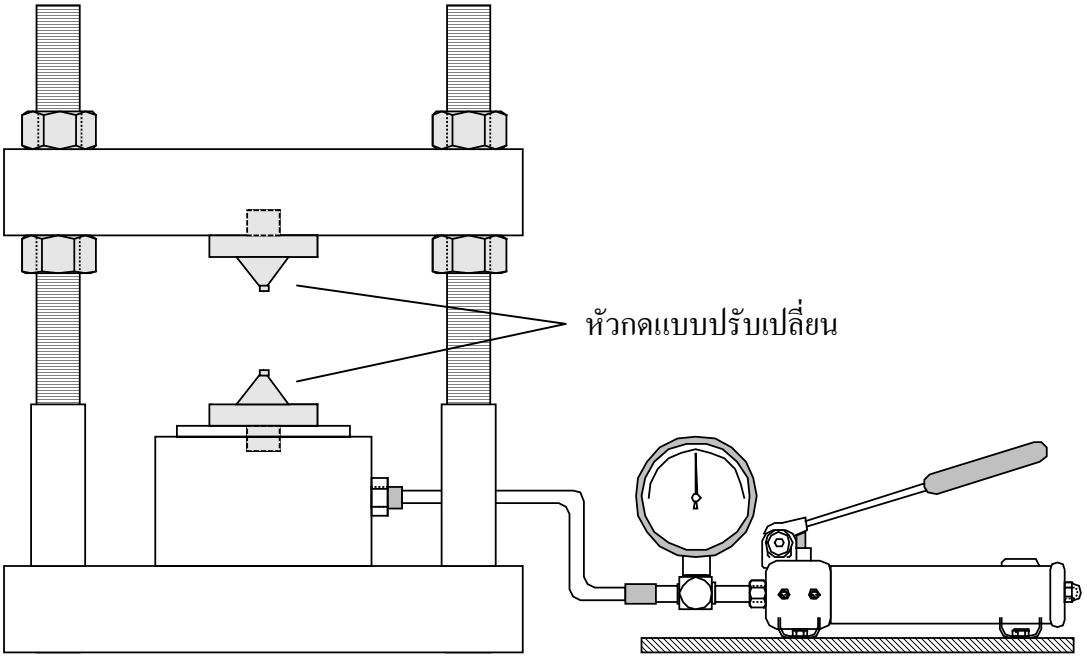
นำค่าที่คำนวณได้ มา Plot กราฟระหว่าง ค่าความเค้นสูงสุดของจุดกด (P) กับ อัตราส่วนของความกว้างต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหัวกด (D/d) แล้วทำการสร้างความสัมพันธ์หาเส้นแนวโน้ม (Fitted Curve) และหาสมการความสัมพันธ์เชิงเส้นของข้อมูล ดังตัวอย่างรูปที่ 4 ต่อเส้นแนวโน้ม (Extrapolate) มาที่ค่า D/d = 1 หรือแทนค่าลงไปในสมการ จะได้ค่าแรงกดสูงสุดซึ่งที่จุดนี้ค่า P ที่ได้จะมีค่าเสมือนกับค่าความต้านแรงกดสูงสุดในแกนเดียว (σ_C)

5. การคำนวณหาค่าความเค้นดึง

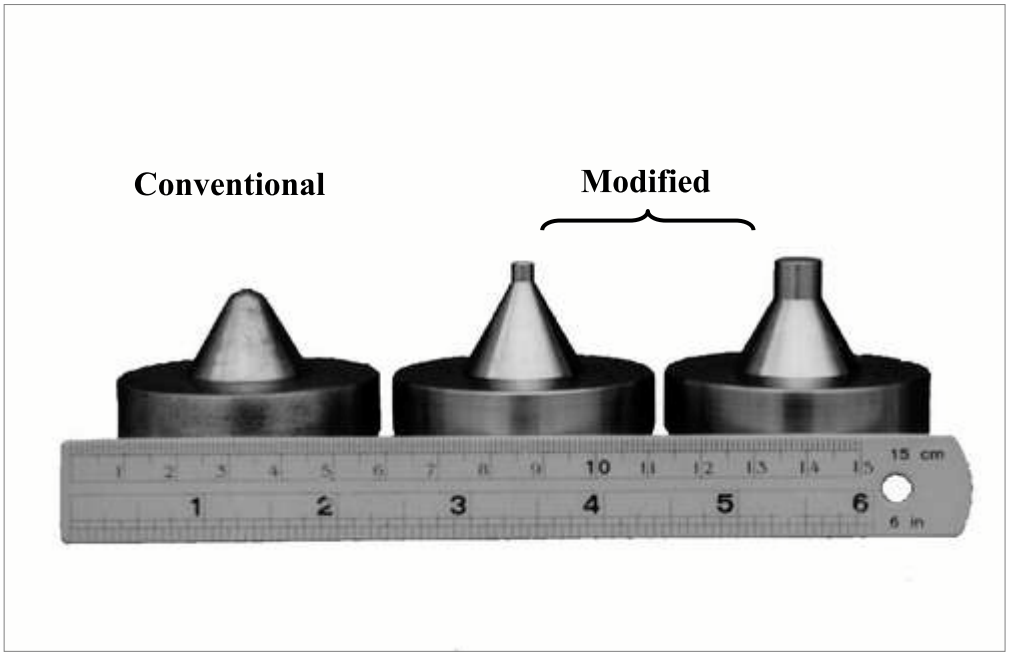
การคำนวณหาค่าความต้านแรงดึงสูงสุดจากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (MPL) ได้จากการทดสอบตัวอย่างหินที่มีอัตราส่วนของความกว้างต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหัวกด (D/d) มากกว่าหรือเท่ากับ 15 และที่อัตราส่วนความหนาต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหัวกด (t/d) เท่ากับ 20 หรือทำการผันแปร t/d ในกรณีที่ในทางปฏิบัติไม่สามารถทดสอบที่ t/d = 20 สามารถทำการต่อเส้นความสัมพันธ์ระหว่าง ความเค้นสูงสุดที่หินแตก (P) และ t/d ไปที่ t/d = 20 หรือมากกว่า ซึ่งเป็นความหนาที่การแตกของหินเป็นแบบลักษณะของการดึง (Extension) จากการทดสอบตัวอย่างหินพบว่าเมื่อทำการต่อเส้นความสัมพันธ์ดังกล่าวข้างต้นไปที่ t/d = 20 จะได้ค่าความเค้นสูงสุด (P) ดังแสดงในรูปที่ 5 จากผลของการคำนวณโดยใช้แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ที่ทำการศึกษาผลกระทบของความหนา รูปที่ 6 จะได้ค่าอัตราส่วนของ $-P/\sigma_2$ ดังนั้นจึงสามารถคำนวณหาค่าความต้านแรงดึงสูงสุด ($-\sigma_2$) ของตัวอย่างหินได้



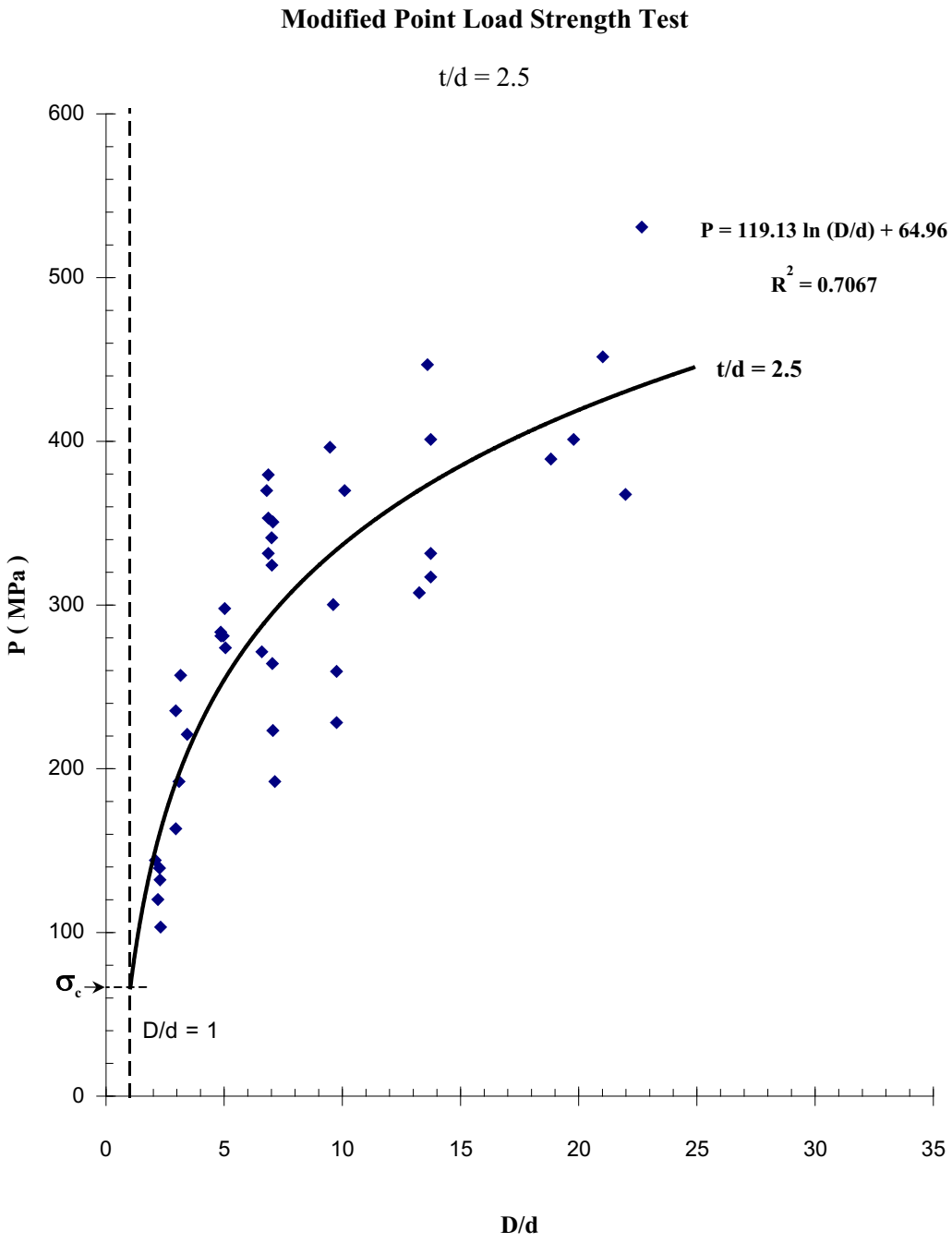
รูปที่ 1 ลักษณะและมิติตัวอย่างหินตามกำหนดสำหรับการทดสอบแบบตัวอย่างหินทรงกระบอก และแบบ Irregular shape



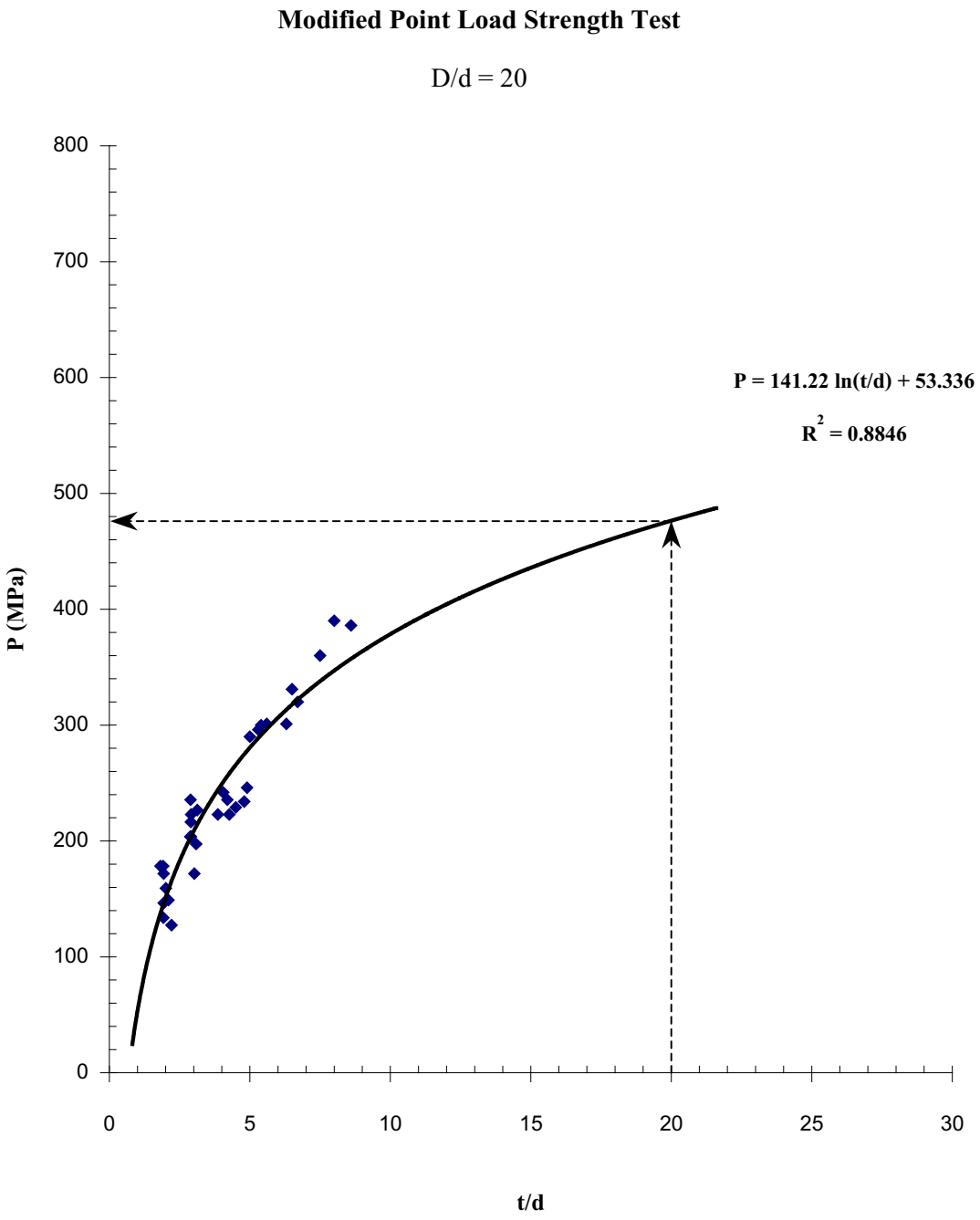
รูปที่ 2 เครื่องมือทดสอบจุดกด (Point load tester)



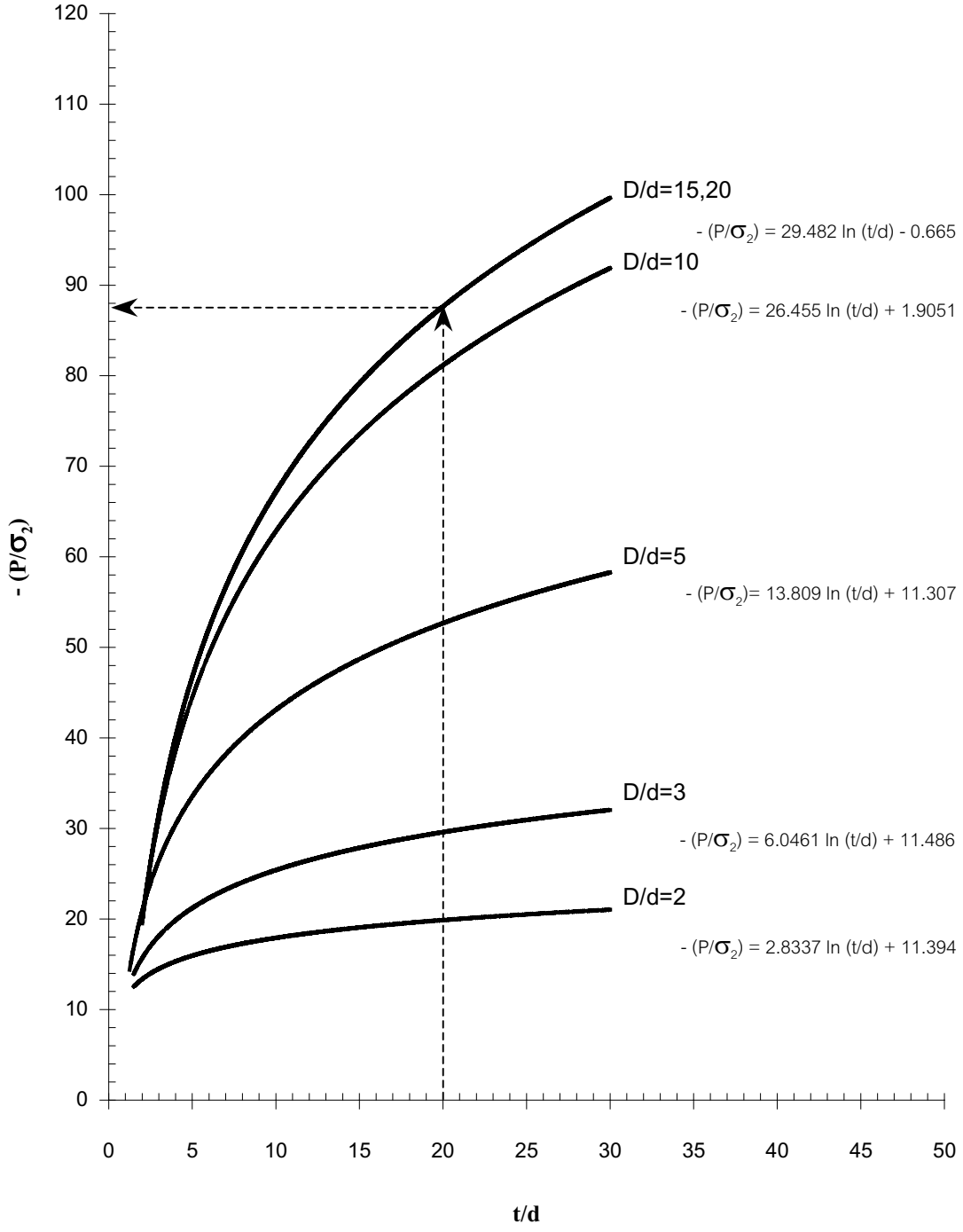
รูปที่ 3 ลักษณะหัวของตัวกดแบบดั้งเดิมที่เป็นหัวโค้งมน (Conventional) และลักษณะหัวกดแบบปรับเปลี่ยนจะเป็นหัวตัดเรียบ (Modified)



รูปที่ 4 ตัวอย่างของผลการทดสอบแสดงแผนภูมิของความสัมพันธ์ระหว่าง P และ D/d ที่ t/d = 2.5 โดยแสดงให้เห็นด้วยสมการ Logarithm



รูปที่ 5 ตัวอย่างของผลการทดสอบเพื่อหาค่าความต้านแรงดึงสูงสุด โดยสร้างความสัมพันธ์ระหว่างค่าความกด P ที่แสดงในฟังก์ชันของ t/d



รูปที่ 6 ผลการคำนวณจากคอมพิวเตอร์ ค่าความกด P ต่อ ค่าความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้นในแนวนอน (σ_x หรือ σ_2) นำมาแสดงในฟังก์ชันของ t/d สำหรับอัตราส่วน D/d ระดับต่าง ๆ กัน

ภาคผนวก 2

การบรรยายถ่ายทอดเทคโนโลยี
จุดกดแบบปรับเปลี่ยนที่ บริษัท GMT

การบรรยายถ่ายทอดเทคโนโลยีจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ที่บริษัท จีเอ็มที คอร์โปเรชัน จำกัด

ผลที่ได้จากโครงการผู้วิจัยและผู้ปฏิบัติการได้ดำเนินการจัดการบรรยายเพื่อถ่ายทอดความรู้ด้านเทคโนโลยีและสาธิตการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนให้แก่บุคลากรของบริษัทร่วมสนับสนุนโครงการ การบรรยาย (รูป ผ. 2.1) ได้จัดขึ้นที่บริษัท จีเอ็มที คอร์โปเรชัน จำกัด เมื่อวันที่ 26 ตุลาคม 2544 ระหว่างเวลา 13.00 - 17.00 น. โดยมีพนักงานของบริษัท เข้ารับฟังการบรรยายดังนี้

1. คุณบุญกาญจน์ มังกรกาญจน์	ผู้ช่วยกรรมการผู้จัดการ
2. คุณปริญญา ทองเที่ยงดี	หัวหน้าแผนกสำรวจฐานราก
3. คุณสุนทร ยาคุ้มภัย	หัวหน้าแผนกเครื่องมือตรวจวัดทางธรณีเทคนิค
4. คุณทองแดง คนรุ่ง	หัวหน้าแผนกเจาะสำรวจ
5. คุณอาคม แสวงการ	วิศวกรโยธา
6. คุณยรรยง วงศ์รำพันธ์	นักธรณีวิทยา
7. คุณประจวบ ใจรัน	นักศึกษาฝึกงาน

ตัวแทนที่เข้าร่วมและดำเนินการบรรยายจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ซึ่งได้ทำการวิจัยนี้ประกอบด้วย

1. รศ.ดร.กิตติเทพ เฟื่องขจร	หัวหน้าโครงการวิจัย
2. คุณปรัชญา เทพณรงค์	ผู้ปฏิบัติการ (นักศึกษาปริญญาโท)
3. คุณมงคล จันดาแก้ว	ผู้ช่วยผู้ปฏิบัติการ (นักศึกษาปริญญาโท)

หัวข้อในการบรรยายประกอบด้วย

1. วัตถุประสงค์ของโครงการ
2. เหตุผลและความสำคัญของโครงการ
3. การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Modified Point Load Test)
4. การทดสอบพื้นฐานแบบต่าง ๆ (Conventional tests)
5. การวิเคราะห์โดยระเบียบเชิงตัวเลข (Finite Element)
6. การสอบทานและเปรียบเทียบผลการทดสอบ
7. สรุปผลการปฏิบัติการและวิเคราะห์ผลการวิจัย
8. การนำผลงานวิจัยไปประยุกต์ใช้ในงานการทดสอบในบริษัท

นอกจากการบรรยายแล้วผู้วิจัยได้นำเอาหัวกดแบบปรับเปลี่ยนขนาดต่าง ๆ และตัวอย่างหินที่ได้ทำการทดสอบไปแสดงและสาธิตให้แก่พนักงานของบริษัท เพื่อเสริมสร้างความเข้าใจในขบวนการทดสอบแบบใหม่นี้

หลังจากบรรยายโดยผู้วิจัยและผู้ปฏิบัติการได้มีการอภิปราย ซักถามเกี่ยวกับรายละเอียดของทฤษฎีและแนวทางการนำไปประยุกต์ใช้ หัวข้อหลักและคำถามในการอภิปรายสามารถสรุปได้ดังนี้

1. หลักการคำนวณค่าแรงกดสูงสุดและแรงดึงสูงสุดจากผลของการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน
2. แนวทางการพัฒนาและผลักดันให้การทดสอบแบบใหม่นี้เป็นการทดสอบแบบมาตรฐานสากล
3. การพัฒนาจุดกดแบบรับเปลี่ยนให้สามารถบ่งถึงคุณสมบัติอื่น ๆ ของหิน เช่น สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและค่า Poisson’s ratio
4. ขั้นตอนและวิธีการจดสิทธิบัตรร่วมกับ สกว. หลังจากโครงการสิ้นสุดลง

การบรรยายเพื่อถ่ายทอดความรู้นี้ได้ลุล่วงไปอย่างดีและมีประสิทธิผล บริษัท จีเอ็มที ซึ่งประกอบการด้านการสำรวจในภาคสนาม การทดสอบคุณสมบัติของหิน การวิเคราะห์ข้อมูลและการออกแบบ มีแผนที่จะนำเทคโนโลยีนี้ไปใช้ประโยชน์เพื่อลดค่าใช้จ่ายการสำรวจของโครงการใหญ่ ๆ ที่มีฐานรากอยู่ในหิน โดยในเบื้องต้น บริษัท จีเอ็มที จะลองทำการทดสอบเพื่อยืนยันคุณสมบัติของหินที่ได้ทดสอบไว้แล้วเพื่อเสริมสร้างความมั่นใจในการออกแบบ และเพื่อฝึกฝนทักษะของพนักงานในบริษัท และต่อไปในอนาคตจะนำวิธีการทดสอบแบบใหม่นี้ไปปฏิบัติจริงเพื่อเปรียบเทียบกับการทดสอบแบบเดิม และจะเสนอการทดสอบแบบใหม่นี้ลงในข้อเสนอโครงการด้านเทคนิค เพื่อให้หน่วยงานของรัฐได้สัมผัสและตระหนักถึงคุณประโยชน์และข้อได้เปรียบเชิงเศรษฐกิจของการทดสอบแบบใหม่

รูปที่ ผ. 2.1 กิจกรรมการบรรยายถ่ายทอดความรู้ด้านเทคโนโลยีแก่บุคลากร บริษัท จีเอ็มที คอร์โปเรชัน จำกัด

ภาคผนวก 3

ร่างบทความที่จะตีพิมพ์ในอนาคต

(DRAFT PAPER)

MODIFIED POINT LOAD STRENGTHS OF SARABURI MARBLE

Abstract

A modified point load (MPL) testing technique is proposed to correlate the results with the uniaxial compressive strength and tensile strength of intact rock. The test apparatus is similar to that of the conventional point load (CPL), except that the loading points are cut flat to have a circular cross-sectional area instead of using a half-spherical shape. Diameters of the loading point vary from 5, 10, 15, 20, 25, to 30 mm. This results in a new loading and boundary conditions on the rock specimens that mathematically allow correlating its results with those of the standard testing. To derive a new solution, finite element analyses and laboratory experiments have been carried out. For this early stage of development, the MPL specimens and models are taken as a circular disk. The simulation results suggest that the applied stress required to fail the MPL specimen increases logarithmically as the specimen thickness or diameter increases. The maximum tensile stress occurs directly below the loading area with a distance approximately equal to the loading diameter. The MPL tests, CPL tests, uniaxial compressive strength tests and Brazilian tensile strength tests have been performed. Over 400 specimens of Saraburi marble have been prepared and tested under a variety of diameter and thickness (or length). The uniaxial test results indicate that the strengths decrease with increasing length-to-diameter ratio. The Brazilian tensile strengths also decrease as the specimen diameters increase. Post-failure observations on the specimens also suggest that shear failure is predominant when the specimen thickness is less than twice the loading diameter while extension failure is predominant when the specimens are thicker than three times the loading diameter. This can be postulated that the MPL strength can be correlated with the compressive strength when the MPL specimens are relatively thin, and should be an indicator of the tensile strength when the specimens are significantly larger than the diameter of the loading points. Even though both MPL and CPL tests overestimate the uniaxial compressive strength of the rock, the MPL results yield a better correlation than does the CPL strength index. The rock tensile strength predicted by the MPL testing is about twice the Brazilian tensile strength.

1. Introduction

Conventional point load (CPL) strength index has long been used as an indicator of the uniaxial compressive strength of intact rock for nearly three decades. In 1995, the test has become the ASTM standard test methods [1]. Several investigators have studied the correlation between the CPL strength index and the compressive strength of various rock types [2-12] in an attempt at understanding the true mechanism of failure under point loads and the effects of specimen sizes and shapes. The uncertainty of the relationship between CPL index and the compressive strength remains. It has been found that the compressive strength of rocks can vary from 6 to 105 times the CPL index, depending on the rock types [13, 14]. The ASTM standard procedure defines that the compressive strength can be calculated as 24 times the CPL strength index. This calculation is purely empirical, and hence often does not adequate, particularly in term of the reliability, when used in the analysis and design of geological structures. In addition the calculation of the CPL strength index does not have any theoretical support, and does not allow a transition correlation between the CPL index and the compressive or tensile strengths of the rock.

There is a drawback involving the CPL test configurations. The curved loading points (platens) have a certain disadvantage. The contact loading area can increase as the load increases (i.e., the spherical head sinking into the specimen surface). This is due to the

deformation of the rock matrix. The definition of a singular loading point as used in the principle is therefore not strictly valid.

The objective of the present research is to develop a new testing technique, called "modified point load (MPL) test" to obtain a better indicator of the compressive and tensile strengths of intact rock. The effort involves laboratory tests and finite element analyses. A series of MPL testing, CPL testing, uniaxial compression testing and Brazilian tension testing are performed on cylindrical specimens with various sizes and shapes. Saraburi marble has been used as rock samples. The finite element analyses determine the stress distribution along the loaded axis of the MPL test specimens. Comparison is made between the predictive capability of the compressive strength by the CPL index and by the MPL results. Described herein are methods and results of the investigation.

2. Laboratory Testing

2.1 Modified Point Load Tests

The test configurations for the proposed MPL testing are similar to those of the conventional point load test, except that the loading points are cut flat to have a circular cross-sectional area instead of using a half-spherical shape. Several sizes of the loading point (platen) have been built in this research, i.e., loading diameters varying from 5, 10, 15, 20, 25, to 30 mm. Figure 1 compares the conventional loading point with the modified loading points having the diameters of 5 and 10 mm. The primary objective of having a flat loading surface is to ensure that the contact area between the steel platen and the rock surface remains constant as the load increases. The new loading and boundary conditions also allow a continuous transition between the uniaxial compressive strength test and the MPL results.

Saraburi marble has been selected for use as rock specimens due to its uniform texture and availability. For this early stage of development, the MPL specimens are taken as a circular disk. Figure 2 shows the loading and boundary conditions of the specimens. The specimen thickness (t) is varied from 5 mm to 40 mm. The specimen diameter (D) varies from 20 mm to 100 mm. Some of the prepared specimens are shown in Figure 3. The load is applied along the specimen axis, and is increased until the failure occurs. Figure 4 shows the arrangement for the MPL test. Digital displacement gauges with a precision up to 0.001 mm are used to monitor the deformation of the rock between the loading points as the load increases. Cyclic loading is performed on some specimens in an attempt at separating the elastic with the plastic deformation. This is primarily to detect the development of compressive failure (initiation of micro-cracks) underneath the loading points, as well as the corresponding applied stress [15]. The failure stress (P) is calculated by dividing the failure load by the contact area. Post-failure characteristics are observed and recorded.

Figures 5 and 6 show two sets of MPL results by plotting the failure stresses P as a function of specimen diameter and thickness, respectively. To isolate the effect of the loading diameter, the specimen diameter and thickness are normalized by the diameter of loading point (d), as shown in the figures. The stress P increases exponentially as D/d increases, which can be expressed by a power equation. The stress P tends to increase with the ratio t/d. The mathematical relationship between P and t/d remains uncertain. Post-tested observations on the specimens also suggest that shear failure is predominant when the specimen thickness is less than twice the loading diameter while extension failure is predominant when the specimens are thicker than three times the loading diameter. This implies that the MPL strength should be correlated with the compressive strength when the MPL specimens are relatively thin, and should be an indicator of the tensile strength when the specimens are significantly larger than the diameter of the loading points. Analysis and applications of the MPL test results will be discussed in section 4.

2.2 Uniaxial Compression Tests.

A series of uniaxial compressive strength tests have been conducted on Saraburi marble. The objective is to develop a data basis to compare with the MPL results via a new governing equation. The sample preparation and test procedure follow the applicable ASTM standard [16] and ISRM suggested method [17], as much as practical. A total of 280 specimens have been tested under various sizes and shapes. The specimen diameters vary from 22.5, 38.5, 54.0, to 67.4 mm. The length-to-diameter ratio (L/D) varies from 0.25, 0.50, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0, to 2.5. All specimens are loaded to failure under a constant loading rate. Post-failure characteristics are observed.

Figure 7 plots the compressive strength as a function of L/D ratio. The results clearly show the end effects of the specimen on the strength values. The strength decreases as the L/D increases. The strength results have not shown the effect of the specimen size. This is probably due to the fact that the size effect pronounces more in tensile failure than does in compressive shear failure. Short specimens (L/D lower than two) tend to fail under the compressive shear failure mode. Extension failure dominates when the L/D ratios are larger than two. In general this finding agrees reasonably well with similar experiments obtained elsewhere [18-23].

2.3 Brazilian Tension Tests

To determine the relationship between the MPL strength and the tensile strength, a series of Brazilian (indirect) tension tests have been performed on the Saraburi marble. The sample preparation and test procedure have followed the applicable ASTM standards [24], as much as practical. Forty specimens have been tested. They have a constant L/D ratio = 0.5, while the specimen diameters vary from 22.5, 38.5, 54.0, to 67.4 mm. The tensile strength tends to decrease as the specimen size increases, and can be expressed by a power equation (Figure 8). This finding agrees with those obtained from similar experiment [25].

2.4 Conventional Point Load Tests

The conventional point load (CPL) testing is performed on Saraburi marble to obtain a base line information. The results will be compared in term of the predictive capability with that of the MPL test. The test procedure follows the applicable ASTM standard [1]. The specimen diameter is maintained constant at 67.4 mm. The thickness varies from 5.0 to 40.0 mm. A total of 70 specimens have been tested. The CPL strength index is calculated by dividing the failure load by the specimen thickness and diameter. It seems to be independent of the specimen dimensions. The point load strength index is averaged as 4.5 MPa.

3. Finite Element Analyses

A series of finite element analyses have been carried out to compute the stress distribution along the loaded axis of MPL specimens as affected by the specimen diameter and thickness. The results will be used to correlate with the compressive and tensile strengths obtained from the standard test methods. Due to the two symmetry planes, only one-fourth of the specimen has been modeled (Figure 2). The analysis is made in axisymmetric, assuming that the material is linearly elastic. A finite element code GEO [26, 27] is used in the simulations. For all models the elastic parameters of the marble are maintained constant. They are obtained from the uniaxial compression test. The elastic modulus is defined as 6.75 GPa, and the Poisson's ratio as 0.25. The specimen diameter (D) and thickness (t) have been varied within the range used in the laboratory experiment, and subsequently their effects on the stress distribution can be assessed. To isolate the impact from the size of loading point, D and t are normalized by the loading diameter (d).

Figure 9 plots the minimum principal stresses (σ_2) along the loaded axis for MPL specimen models with a constant D/d ratio but t/d ratio varying from 1 to 20. These stresses are normal to the loaded axis. It is clearly shown that the largest tensile stress is developed near the loading area. This point should also be the point where the extension failure initiates. Similar findings have been reported by Wei et al. [13] for the CPL test specimens. For the t/d is equal or larger than two the magnitude of the largest tensile stress decreases as increasing the t/d ratio. For t/d equals one (very thin specimens), the largest tensile stress decreases. For this case most of the stresses induced along the loaded axis are in compression. This indicates that thin specimens tend to fail under compressive shear failure while thick specimens fail under extension failure. This also agrees with the post-failure observations on the MPL specimens.

The results obtained from two series of computer simulations are shown in Figures 10 and 11. The applied stress (P) is normalized by the largest values of the tensile stress (σ_2), and are plotted as a function of t/d and D/d. The P/σ_2 ratio in Figure 10 is obtained from a constant D/d = 15. The results shown in Figure 11 is obtained from the simulations with a constant t/d = 2.5. The stress ratio P/σ_2 increases logarithmically with t/d and with D/d. These curves can be used to correlate the MPL results with the uniaxial compressive strength and tensile strength of the rock.

4. Comparisons of the Strength Results

The predictive capability of the CPL and MPL test results can be assessed. The results are used to determine the uniaxial compressive strength of the marble. The actual compressive strength of the marble specimen for L/D ratio = 2.5 (satisfy both ASTM and ISRM) can be calculated from Figure 7 as 41 MPa.

Using the ASTM recommended calculation, the CPL strength index determines the uniaxial compressive strength of marble as 108 MPa (24 x 4.5 MPa).

Extrapolation of the MPL test result shown in Figure 5 for the failure stress at D/d = 1.0 (uniaxial test condition) yields the uniaxial compressive strength of the marble as 83 MPa. This value can be compared with the uniaxial compressive strength at L/D = 1.8, because the MPL results are from t/d = 1.8. The actual compressive strength at L/D = 1.8 is 48 MPa (calculated from Figure 7).

It can be clearly seen that the CPL test overestimates the actual strength by a factor of 2.6 (or 108/41). The MPL test overestimates the actual strength by a factor of 1.7 (or 83/48). Since the MPL prediction is based on the actual distribution of the strength data, it is more reliable. The discrepancy is probably due to the non-uniformity of the mechanical response among the marble specimens.

The CPL strength index can not determine the tensile strength of the marble. The MPL results can determine the rock tensile strength by using the relationship given in Figure 11. At D/d = 10 the stress ratio $P/\sigma_2 = 26.4$. The D/d = 10 is selected because under this dimension ratio the rock fails in tension mode. Extrapolation of the logarithmic curve in Figure 5 gives the value of P from the experiment equals to 245 MPa. The σ_2 value is calculated as 9.27 MPa. This is the largest tensile stress induced in the specimen at failure, and hence represents the tensile strength of the marble. The tensile strength predicted from MPL test can not be compared with the Brazilian tensile strength because their loading configurations are different.

5. Discussions

Intrinsic variability or the mechanical non-uniformity among the marble specimens poses some difficulties, particularly in the correlation process. The standard deviations from various tests are relatively high, e.g. 10–20%. Even though the rock appears

to be uniform and homogeneous, the variability might be caused by the relatively large grain (crystal) sizes of the marble, as compared with the loading areas. This could cause the discrepancy between the prediction and the actual strength results.

Despite the intrinsic variability of the marble, the proposed MPL test is a promising method of predicting the compressive strength of the rock. More MPL test data are needed to further define the effects of the specimen thickness (t/d) and diameter (D/d). Additional computer simulations are desirable to obtain the variation of MPL results under a wider range of specimen dimensions. Verification of the proposed concept with different rock types is also desirable.

6. Conclusions

The objective of the present research is to develop a new testing technique, called "modified point load (MPL) test" to obtain a better indicator of the compressive and tensile strengths of intact rock. The effort involves laboratory tests and finite element analyses. A series of MPL testing, CPL testing, uniaxial compression testing and Brazilian tension testing are performed on cylindrical specimens with various sizes and shapes. Saraburi marble has been used as rock samples. The finite element analyses determine the stress distribution along the loaded axis of the MPL test specimens. Comparison is made between the predictive capability of the compressive strength by the CPL index and by the MPL results.

The uniaxial test results indicate that the strengths decrease with increasing length-to-diameter ratio. A power law can be used to describe their relationship. The effect of specimen size on the uniaxial compressive strength is obscured by the intrinsic variability of the marble. The Brazilian tensile strengths also decrease as the specimen diameters increase. The results from MPL test agree well with those from the finite element analyses. This confirms that the logarithmic relations of stress and specimen shape derived by a series of numerical analyses can be used to correlate the MPL strength with the uniaxial compressive strength of the intact rock. Post-tested observations on the specimens also suggest that shear failure is predominant when the specimen thickness is less than twice the loading diameter while extension failure (fracture) is predominant when the specimens are thicker than three times the loading diameter. This can be postulated that the MPL strength can be correlated with the compressive strength when the MPL specimens are relatively thin, and should be an indicator of the tensile strength when the specimens are significantly larger than the diameter of the loading points. The MPL results correlate with the uniaxial compressive strength of the rock better than does the CPL strength index. Discrepancy remains between the predictions from both methods and the actual compressive strength data. More MPL test data are needed to further redefine the effects of the specimen thickness (t/d) and diameter (D/d). Additional computer simulations are desirable to obtain the variation of MPL results under a wider range of specimen dimensions.

7. Nomenclature

σ_2 = Minimum principal stress
D = Specimen diameter
d = Point load diameter
P = Applied stress for MPL testing
t = Specimen thickness
x = Horizontal distance from loading point
y = Vertical distance from loading point

8. Acknowledgments

The present research has been supported by the Thailand Research Fund (TRF)

and by the GMT Corporation, Ltd. Permission to publish this paper is gratefully acknowledged. The opinion given in this document does not necessary reflect the opinion of TRF and GMT.

9. References

[1] ASTM D5731-95, "Standard test method for determination of the point load strength index of rock," Annual Book of ASTM Standards, 04.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
[2] C. Butenuth, "Comparison of tensile strength values of rocks determined by point load and direct tension tests," Rock Mech. Rock Engng., 30, 1997, pp. 65-72.
[3] D.R. Reichmuth, "Point-load testing of brittle materials to determine tensile strength and relative brittleness," Proc. 9th U.S. Symp. Rock Mech., University of Colorado, 1968, pp. 134-159.
[4] E. Broch and J.A. Franklin, "The point-load test," Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 9, 1972, pp. 669-697.
[5] G. Wijk, "The point load test for the tensile strength of rock," Geotech. Test., ASTM 3, 1980, pp. 49-54.
[6] I.R. Forster, "The influence of core sample geometry on the axial point load test," Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 20, 1983, pp. 291-295.
[7] N. Brook, "The Equivalent core diameter method of size and shape correction in point load testing," Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 22, 1985, pp. 61-70.
[8] N. Brook, "The measurement and estimation of basic rock strength," Comprehensive Rock Engineering: Principles, Practices, and Projects, Pergamon Press, Oxford, 1993, pp. 41-66.
[9] N. Brook, "The use of irregular specimens for rock strength tests," Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 14, 1977, pp. 193-202.
[10] Y. Hiramatsu and Y. Oka, "Determination of the tensile strength of rock by a compression test of an irregular test piece," Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 3, 1966, pp. 89-99.
[11] Z.T. Bieniawski, "Estimating the strength of materials," J. Inst. Min. Metall., 7, 1974, pp. 123-137.
[12] Z.T. Bieniawski, "The point-load test in geotechnical practice," Engng. Geol., 9, 1975, pp. 1-11.
[13] X.X. Wei, K.T Chau, and R.H.C. Wong, "Analytic solution for axial point load strength test on solid circular cylinders," J. Engng. Mech., Dec. 1999, pp.1349-1357.
[14] K.T. Chau and R.H.C. Wong, "Uniaxial compressive strength and point load strength of rocks," Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 33, 1996, pp. 183-188.
[15] H. Horii and S. Nemat-Nasser, "Compression-induced microcrack growth in brittle solids: axial splitting and shear failure," J. Geophys. Res., 90, 1985, pp. 3105-3125.
[16] ASTM D2938-79, "Standard test method for unconfined compressive strength of intact rock core specimens," Annual Book of ASTM Standards, 04.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
[17] E.T. Brown, "Rock Characterization Testing and Monitoring: ISRM Suggested Methods," International Society for Rock Mechanics, Pergamon Press, 1981, 211 pp.
[18] A. Ghosh, K. Fuenkajorn and J.J.K. Daemen, "Tensile strength of welded Apache Leap tuff: investigation for scale effects," Proc. 35th U.S. Rock Mech. Symposium, University of Nevada, Reno, June 5-7, 1995, pp. 459-646.
[19] K. Fuenkajorn and J.J.K. Daemen, "Borehole stability in Densely Welded Tuffs," U.S. Nuclear Regulatory Commission. Rep., NUREG/CR 5687, 1991.
[20] N. Turk And W.R. Dearman, "A correction equation on the influence of length-to-

diameter ratio on the uniaxial compressive strength of rocks," Eng. Geol., 22, 1986, pp. 293-300.

[21] K. Fuenkajorn and J.J.K. Daemen, "An empirical strength criterion for heterogeneous welded tuff," ASME Applied Mechanics and Biomechanics Summer Conference, June 16-19, Ohio University, Columbus, 1991.

[22] K. Fuenkajorn and J.J.K. Daemen, "An empirical strength criterion for heterogeneous tuff," Engineering Geology, An International Journal, Elsevier Science Publishing Co., 32, 1992, pp. 209-223.

[23] K. Fuenkajorn and J.J.K. Daemen, "Mechanical Characterization of the Densely Welded Apache Leap Tuff," U.S. Nuclear Regulatory Commission, Rep., NUREG/CR 5688, 1991.

[24] ASTM D3967-81, "Standard test method for splitting tensile strength of intact rock core specimens," Annual Book of ASTM Standards, 04.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.

[25] K. Fuenkajorn and J.J.K. Daemen, "Shape effect on ring test tensile strength," Key to Energy Production: Proceedings of the 27th U.S. Symposium on Rock Mechanics, June 23-25, University of Alabama, Tuscaloosa, 1986, pp. 155-163.

[26] S. Serata and K. Fuenkajorn, "Finite element program 'GEO' for modeling brittle-ductile deterioration of aging earth structures," SMRI Paper, Presented at the Solution Mining Research Institute, Fall Meeting, October 19-22, Houston, Texas, 1992, 24 pp.

[27] K. Fuenkajorn and S. Serata, "Numerical simulation of strain-softening and dilation of rock salt." International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 30, pp. 1303-1306, presented at the 34th U.S. Symposium on Rock Mechanics, June 27-30, University of Wisconsin, Madison, 1993.

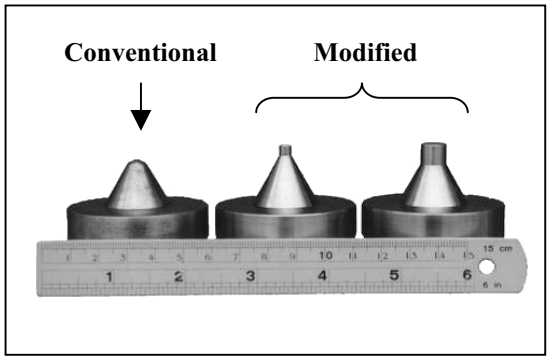


Figure 1 Conventional and modified loading points.

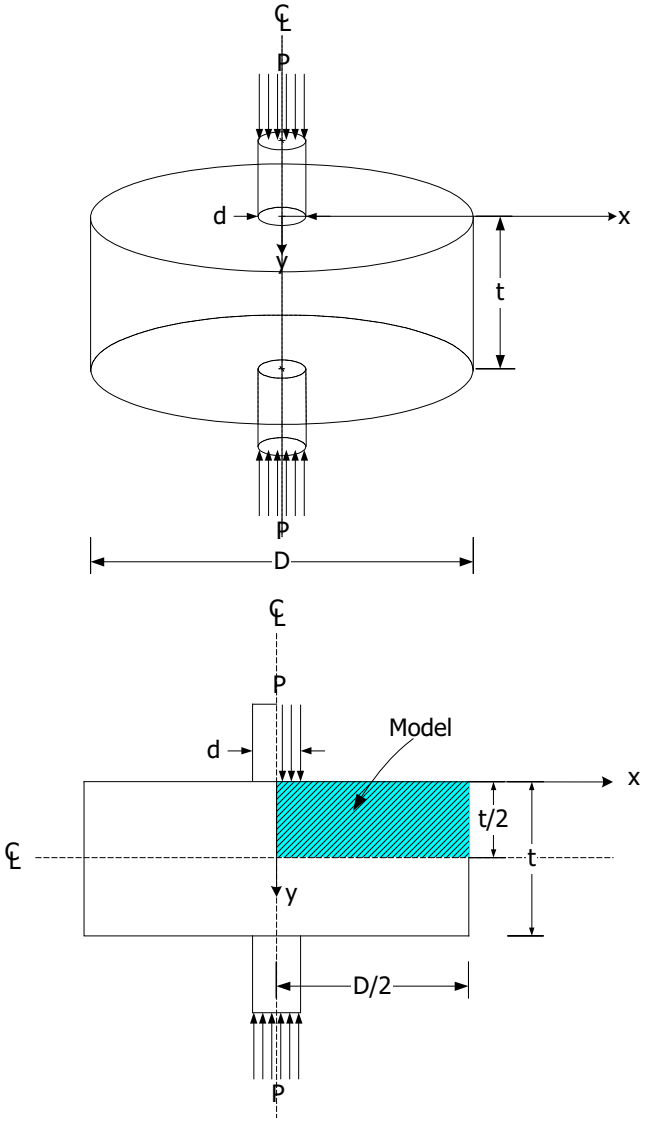


Figure 2 Configurations of modified point load testing.

Figure 3 Some marble specimens prepared for testing.

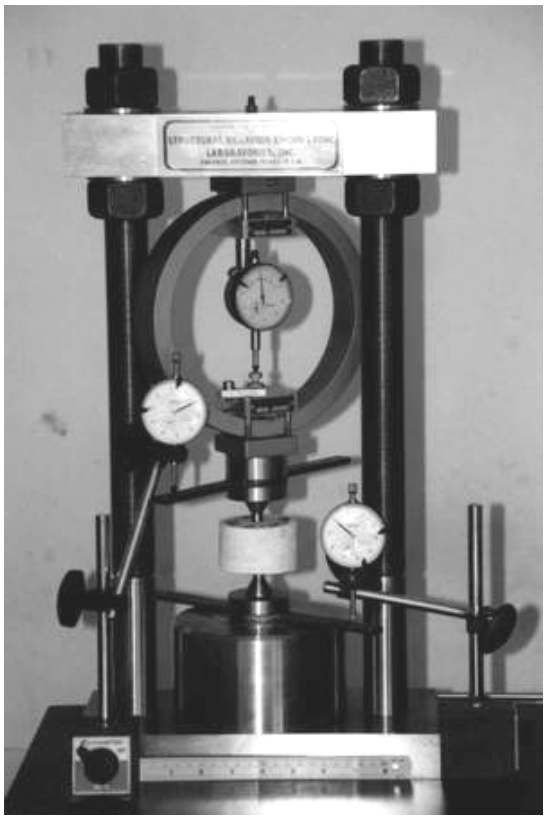


Figure 4 Test arrangement for MPL testing.

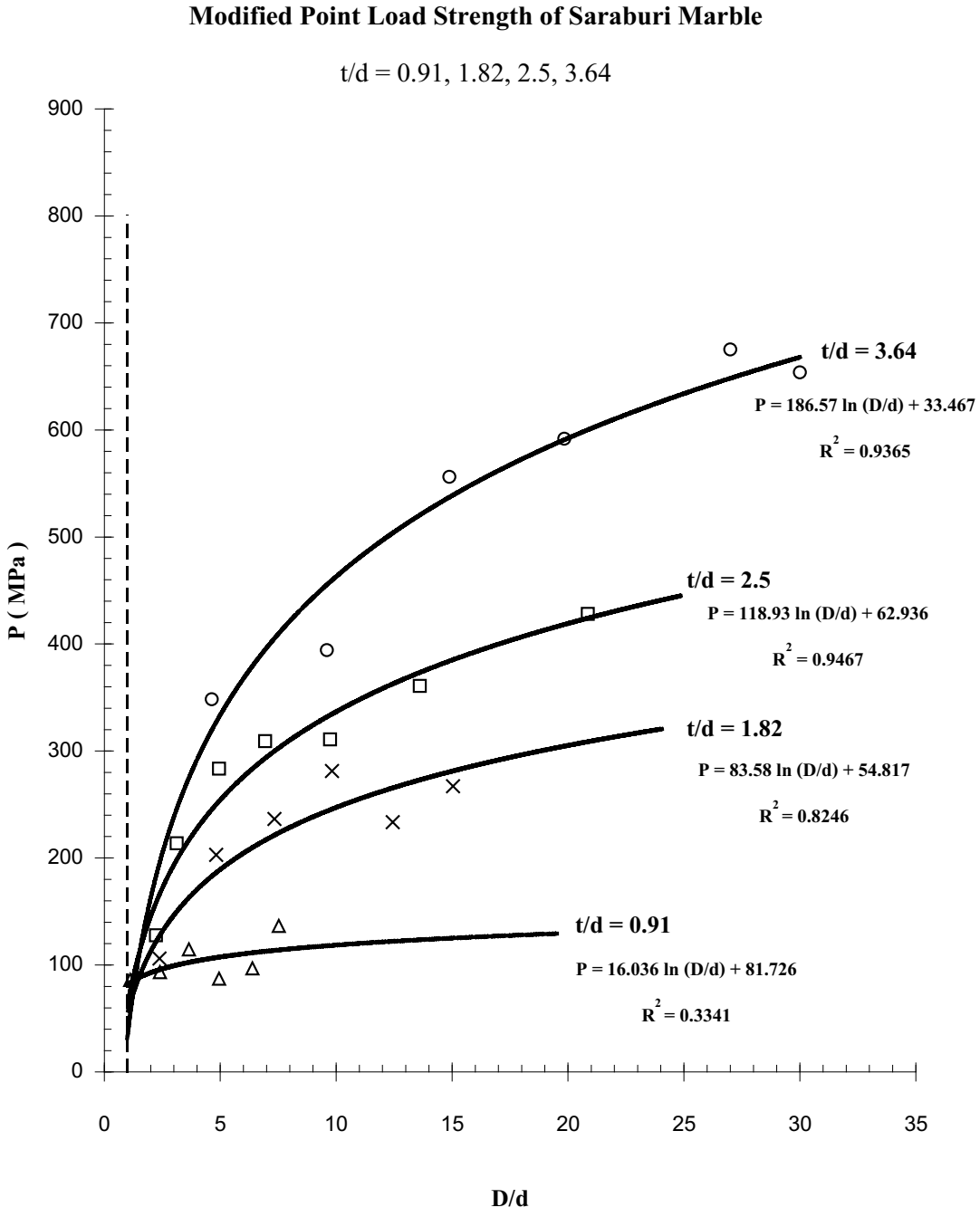


Figure 5 MPL test results for various t/d ratios.

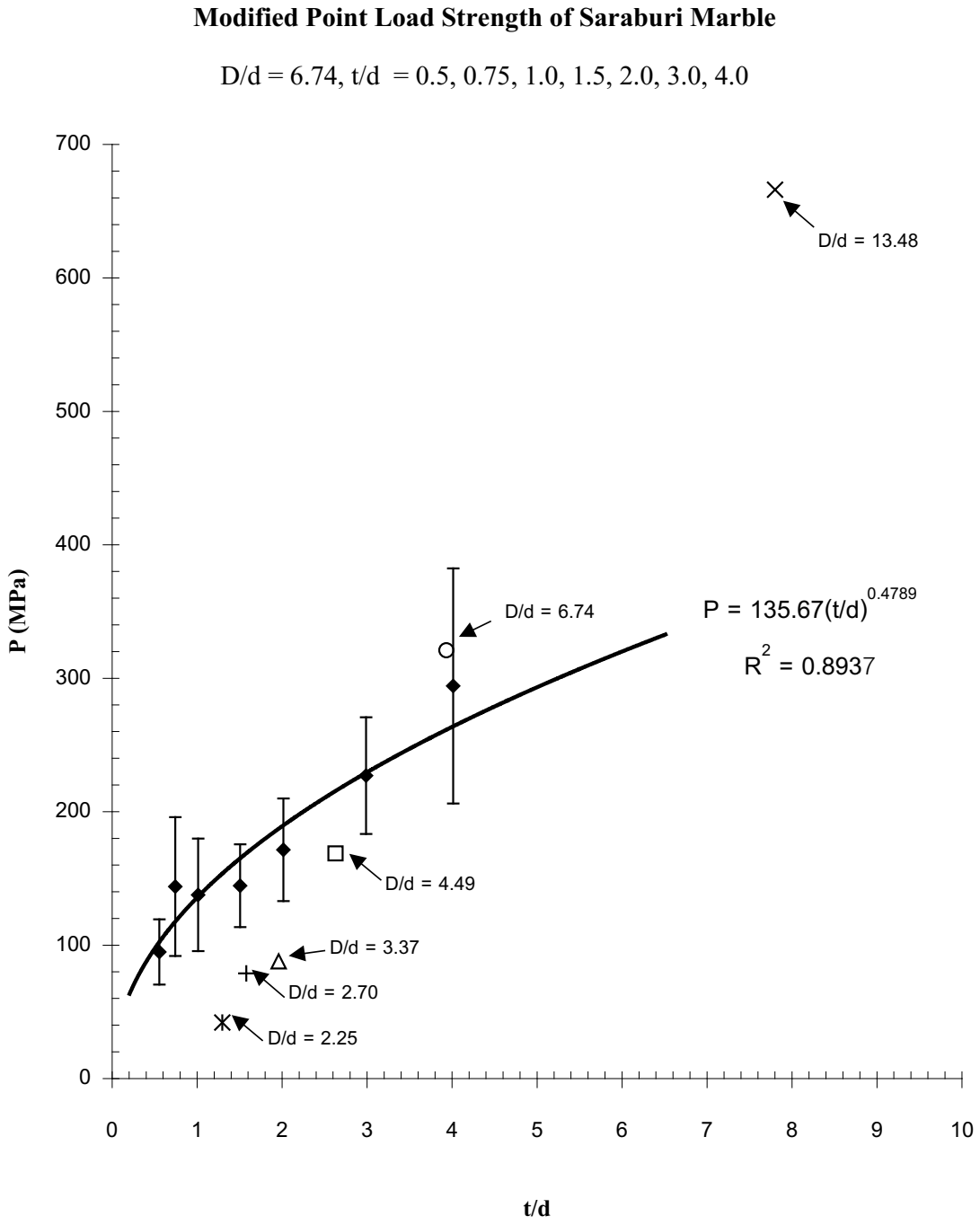


Figure 6 MPL test results for D/d = 6.74.

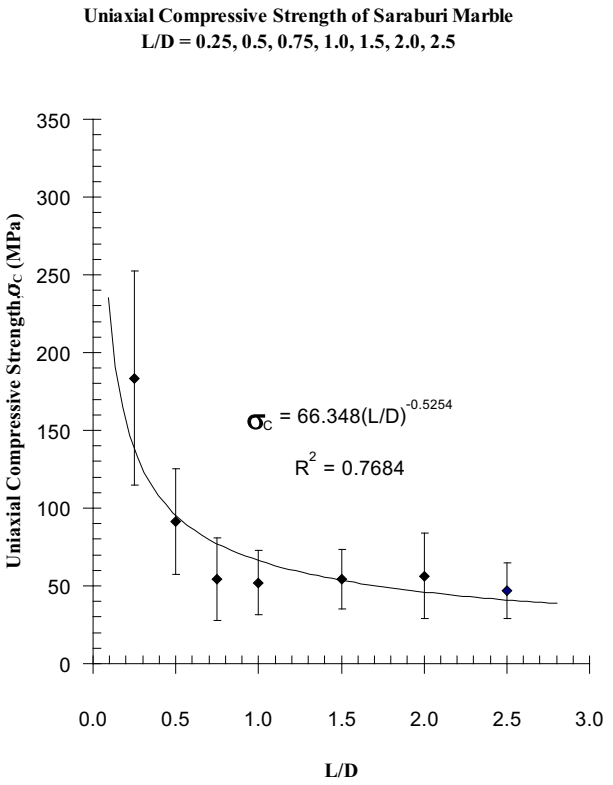


Figure 7 Uniaxial compressive strengths of Saraburi marble.

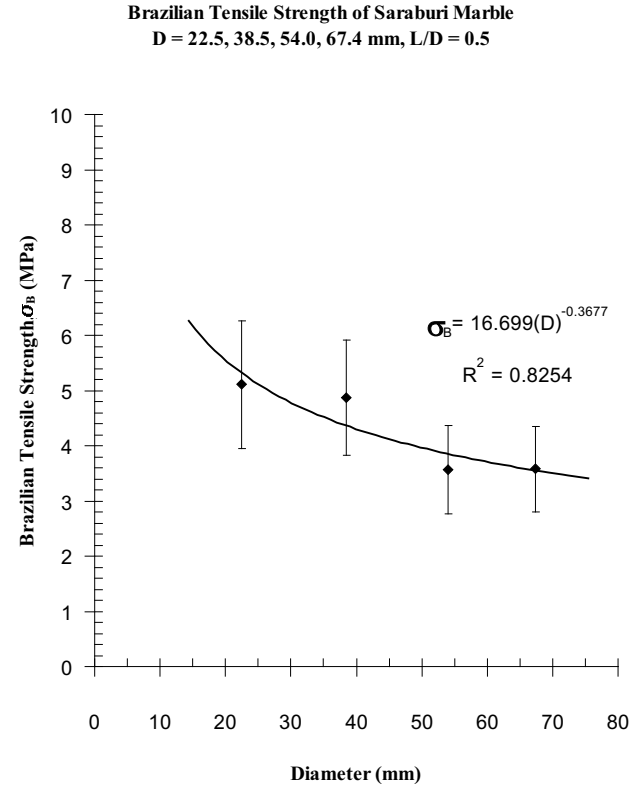


Figure 8 Brazilian tensile strength of Saraburi marble.

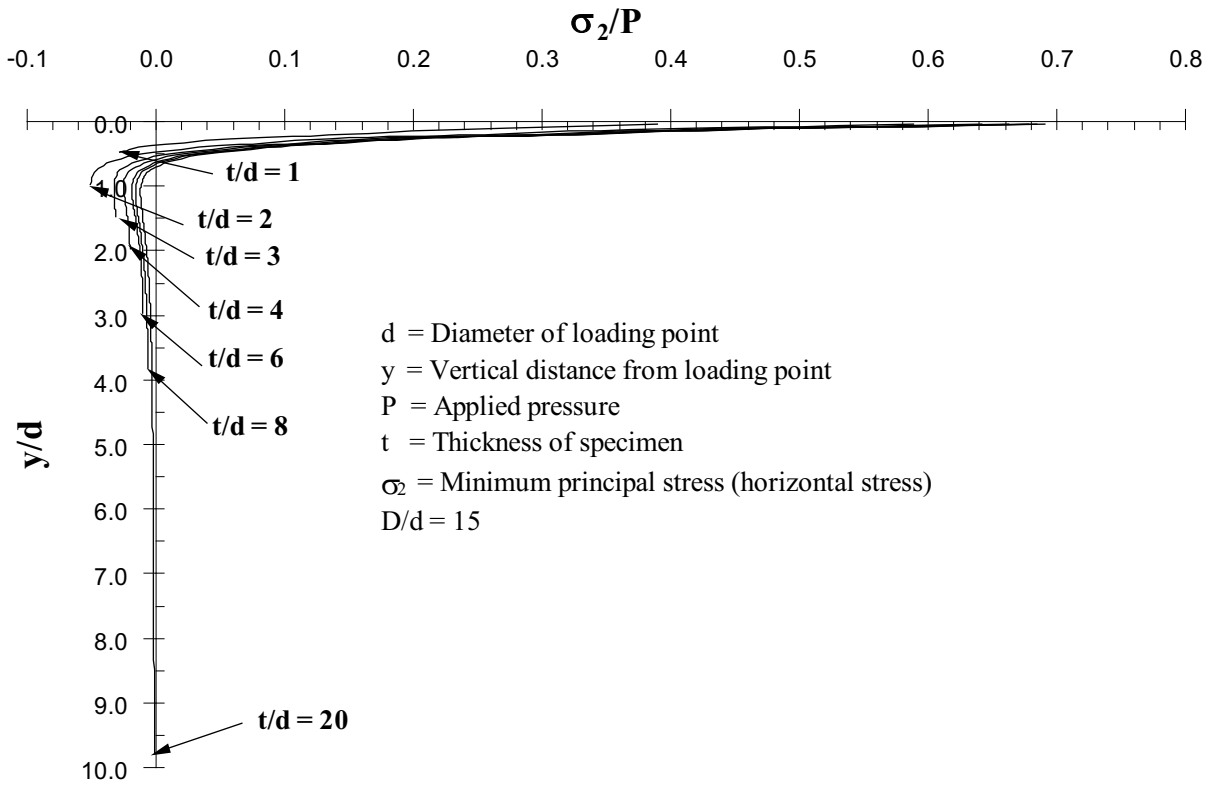


Figure 9 Distribution of the minimum principal stresses along the loaded axis of MPL specimens.

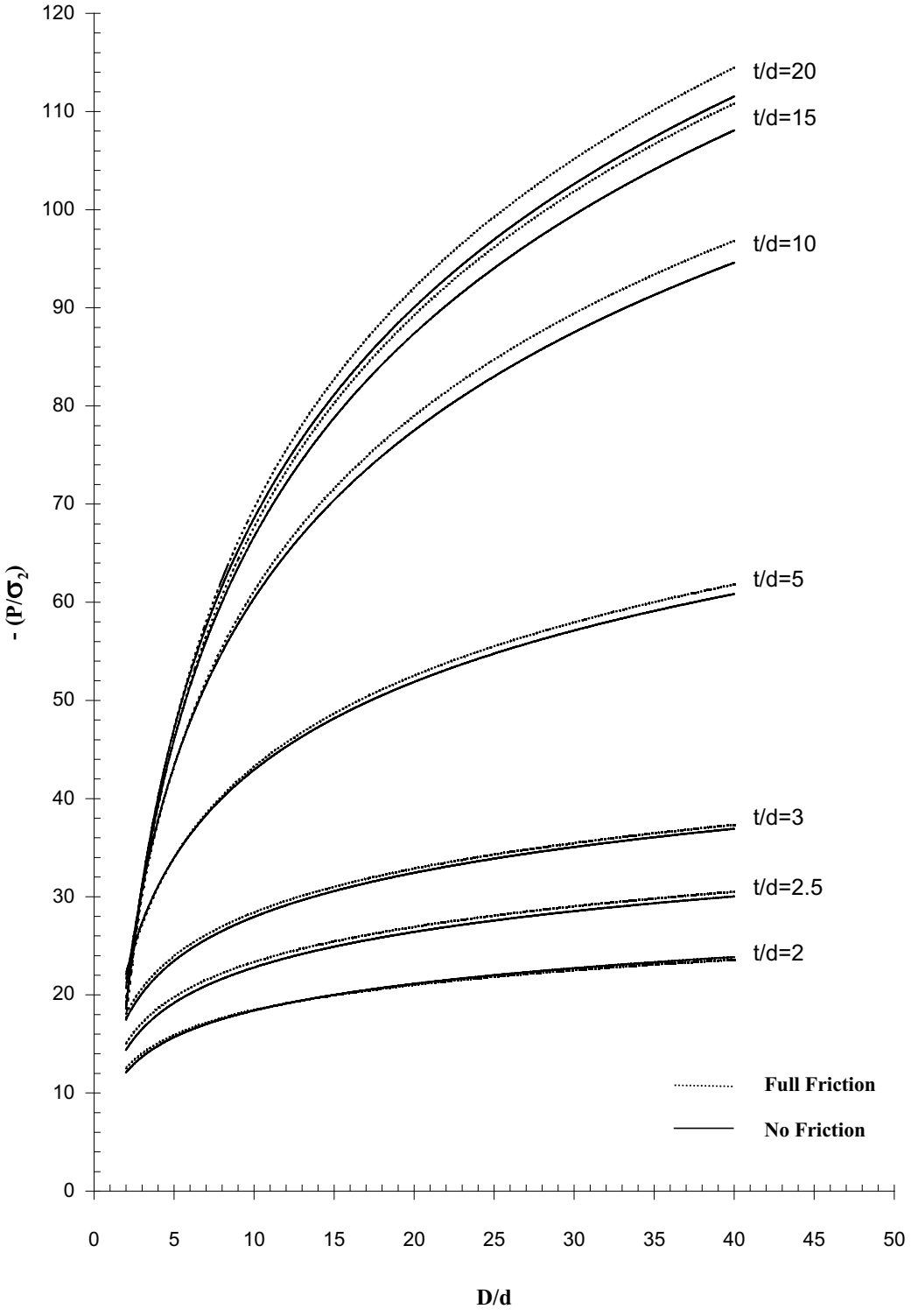


Figure 10 Normalized failure stress as a function of D/d, obtained from numerical analysis.

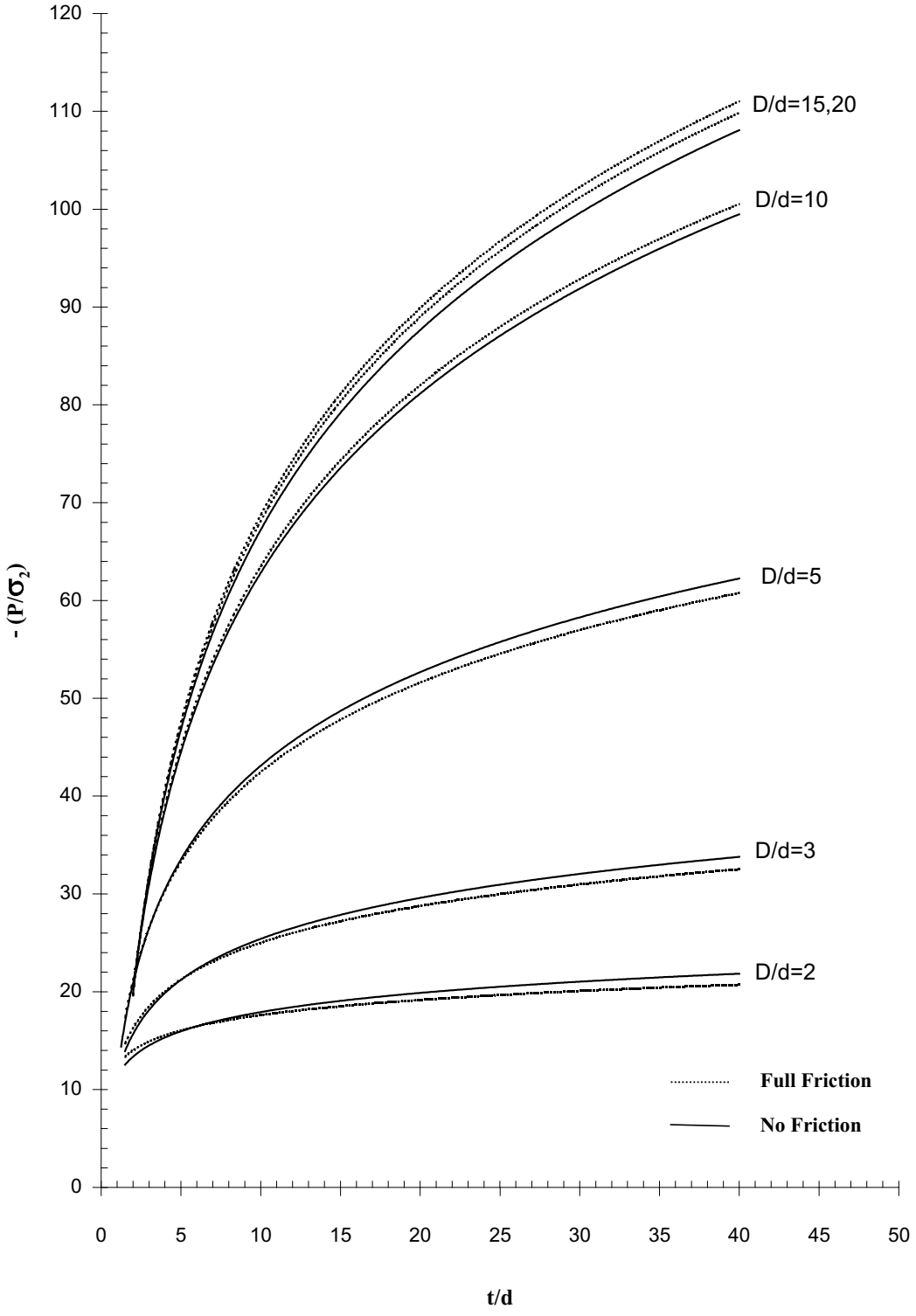


Figure 11 Normalized failure stress as a function of t/d, obtained from numerical analysis.