



ใบรับรองวิทยานิพนธ์
บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

ปริญญา

วิศวกรรมโยธา

วิศวกรรมโยธา

สาขา

ภาควิชา

เรื่อง การศึกษาพฤติกรรมเขื่อนหินถมคาน้ำคอนกรีตในระหว่างการก่อสร้างใช้งาน
และสภาวะแผ่นดินไหว: กรณีศึกษาเขื่อนวชิราลงกรณ

The Behaviors of Concrete Face Rockfill Dam During Construction-Filling and
Condition: A Case Study of Vajiralongkorn Dam

นามผู้วิจัย นายมนตรี จินากุลวิวัฒน์

ได้พิจารณาเห็นชอบโดย

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์, Ph.D.)

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม

(รองศาสตราจารย์วรารกร ไม้เรียง, Ph.D.)

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม

(อาจารย์สมชาย ประยงค์พันธ์, Ph.D.)

หัวหน้าภาควิชา

(รองศาสตราจารย์ก่อโชค จันทรวงกูร, Ph.D.)

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์รับรองแล้ว

(รองศาสตราจารย์กัญญา ชีระกุล, D.Agr.)

คณบดีบัณฑิตวิทยาลัย

วัน เดือน พ.ศ.

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

วิทยานิพนธ์

เรื่อง

การศึกษาพฤติกรรมเขื่อนหินถมคาน้ำคอนกรีตในระหว่างการก่อสร้างใช้งาน
และสภาวะแผ่นดินไหว : กรณีศึกษาเขื่อนวชิราลงกรณ

The Behaviors of Concrete Face Rockfill Dam during Construction-Filling and Earthquake
Condition : A Case Study of Vajiralongkorn Dam

โดย

นายมนตรี จินากุลวิวัฒน์

เสนอ

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
เพื่อความสมบูรณ์แห่งปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

พ.ศ. 2553

มนตรี จินากุลวิวัฒน์ 2553: การศึกษาพฤติกรรมเขื่อนหินถมลาดหน้าคอนกรีตในระหว่าง
การก่อสร้างใช้งานและสภาวะแผ่นดินไหว: กรณีศึกษาเขื่อนวชิราลงกรณ ปริญญาวิศวกรรมศาสตร
มหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา) สาขาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา อาจารย์ที่ปรึกษา
วิทยานิพนธ์หลัก: ผู้ช่วยศาสตราจารย์สุทธิศักดิ์ ศรีสัมพันธ์, Ph.D. 258 หน้า

ปัจจุบันเขื่อนประเภทหินถมลาดหน้าคอนกรีตได้รับความนิยมอย่างแพร่หลายในการก่อสร้าง
เนื่องจากสามารถก่อสร้างได้สูงและใช้เวลาสั้นเมื่อเทียบกับเขื่อนประเภทอื่น อย่างไรก็ตามเขื่อนประเภทนี้
มีข้อเสียสำคัญ ได้แก่ ปัญหาการแตกร้าวของแผ่นคอนกรีตลาดหน้าหินถมตัวเขื่อน ซึ่งมีผลนำไปสู่การไหลของ
น้ำผ่านรอยแตกดังกล่าว ดังนั้นเราจึงจำเป็นต้องเข้าใจพฤติกรรมความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและหน่วยการยืด
หดตัวของวัสดุ คุณสมบัติของหินถมและแผ่นคอนกรีตลาดหน้า และกระบวนการก่อสร้างเขื่อน ซึ่งส่งผลอย่างยิ่ง
ต่อพฤติกรรมทรุดตัวและการแตกร้าวของแผ่นคอนกรีตลาดหน้า ทั้งนี้การศึกษานี้ได้ทำการสร้างแบบจำลอง
เพื่อศึกษาพฤติกรรมในกรณีศึกษาเขื่อนวชิราลงกรณ จังหวัดกาญจนบุรี โดยจากการศึกษาพบว่าการจำลอง
สภาพหน่วยแรงในตัวเขื่อนต้องทำการจำลองการทรุดตัวโดยพิจารณาแรงกระทำแต่ละขั้นตอนการถมตัวเขื่อน
(Stage Construction) โดยอาศัยแบบจำลองวัสดุแบบ Linear Elastic แล้วจึงผ่านกระบวนการ Stress
Redistribution ด้วยแบบจำลอง Elastic-Plastic เพื่อจำลองสภาพหน่วยแรงในช่วงที่เขื่อนสร้างเสร็จและเก็บน้ำ
โดยผลของแบบจำลองพบว่ามีความสอดคล้องกับผลการทรุดตัวจากเครื่องมือวัดการทรุดตัวในสนาม นอกจากนี้
จากการศึกษาพบว่าพฤติกรรมทรุดตัวของหินถมมีพฤติกรรมที่มีอิทธิพลจากสภาพหินฐานรากและรูปร่าง
ของหน้าตัดเขื่อน

นอกจากนั้นการศึกษานี้ ยังได้ทำการศึกษาพฤติกรรมความปลอดภัยเขื่อนจากแรงกระทำแผ่นดินไหว
โดยศึกษาผลกระทบต่อความปลอดภัยเขื่อนจากแรงกระทำแผ่นดินไหวเมื่อใช้คลื่นขนาดความรุนแรงต่างๆ ที่มี
ค่า PGA ตั้งแต่ 0.054g-1.264g โดยการศึกษาพบว่าการเคลื่อนตัวส่วนใหญ่จะเกิดในบริเวณลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ
เป็นหลัก โดยสามารถประเมินเป็นอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำสุดในขณะที่มีการสั่นและอัตราส่วนความปลอดภัย
เมื่อสิ้นสุดการสั่นเมื่อใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่มีขนาด PGA เท่ากับ 0.785g ได้เท่ากับ 1.50 และ 1.70 ตามลำดับ
ส่วนบริเวณลาดชันด้านเหนือน้ำหากมีระดับน้ำอยู่ในระดับเก็บกักปกติ การเคลื่อนตัวไม่มีผลกระทบต่อ
การเคลื่อนตัวของแผ่นคอนกรีตลาดหน้า แต่หากระดับน้ำลดต่ำลงมาจะเริ่มเห็นการเคลื่อนตัวของแผ่นคอนกรีต
ลาดหน้าซึ่งอาจส่งผลต่อการแตกร้าวได้ สำหรับการทรุดตัวถาวรบริเวณสันเขื่อน ซึ่งจะส่งผลให้เกิดการพิบัติ
ในโหมดของการไหลล้นข้ามสันเขื่อนนั้นปรากฏว่า การทรุดตัวตลอดความยาวเขื่อนในแนวตั้งมีค่าสูงสุด
ประมาณ 4 เมตร ซึ่งน้อยกว่าระยะ Freeboard ที่ออกแบบเพื่อไว้ 7 เมตร จากระดับเก็บกักปกติ +155.00 ม.รทก.
ถึงระดับสันของกำแพงกันคลื่นที่ระดับ +162.00 ม.รทก.

Montri Jinagoolwipat 2010: The Behaviors of Concrete Face Rockfill Dam During Construction-Filling and Earthquake Condition: A Case Study of Vajiralongkorn Dam. Master of Engineering (Civil Engineering), Major Field: Civil Engineering, Department of Civil Engineering.
Thesis Advisor: Assistant Professor Suttisak Soralump, Ph.D. 258 pages.

Concrete Face Rockfill Dam (CFRD) is becoming popular extensively because of economics and safety reason. However this type of dam has a weak point which is the problem of slab cracking that lead to leakage. Therefore, we need to understand the stress-strain behavior of this dam in order to properly design this type of dam in the future. This study concentrate on modeling the behavior of Vajiralongkorn Dam which is the first CFRD dam in Thailand. The study found that the appropriate way to model the stage construction is to assign the linear elastic as a material model during construction stage and later on redistributed stress using elastic-plastic model to obtain the deformation after the end of construction. The result of model agreed with the settlement redorded from instruments.

Futhermore, this study has evaluated seismic dam safety behavior from earthquake which has PGA from 0.054g to 1.264g. The result found that most of movement would appear at the downstream part of the dam which could calculate the minimum factor of safety during shaking and the end of shaking of 1.50 and 1.70 respectively. At the upstream part if the water level remain normal water level, the movement would not effect to face slab. But if the water level is reduce, it would effect to concrete slab cracking. The vertical dynamic settlement along the dam crest has a maximum value of 4 meters which is less than the 7 meters freeboard.

Lastly, it clearly shown in this research that the shape and geologic type of foundation are main contributors to the slab cracking both in static and dynamic loading situation.

Student's signature

Thesis Advisor's signature

กิตติกรรมประกาศ

ขอกราบขอบพระคุณพ่อและแม่ผู้ให้กำเนิด ให้การอบรมเลี้ยงดูรวมถึงให้โอกาสทางการศึกษา สนับสนุนอย่างไม่มีที่ขาดตกบกพร่องแม้แต่เพียงครั้งเดียวตลอดระยะเวลาการศึกษา อีกทั้งคอยเป็นกำลังใจในชีวิตเสมอมา ขอขอบพระคุณต่อ ผศ.ดร.สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์ อย่างยิ่ง ในการให้คำแนะนำและเป็นประธานกรรมการที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ รวมถึงให้ความอนุเคราะห์ในการประสิทธิ์ประสาทวิชาความรู้ในด้านต่างๆ เพื่อให้ได้วิทยานิพนธ์เล่มนี้ขึ้น พร้อมทั้งคณะกรรมการที่ปรึกษาประกอบด้วย รศ.ดร.วรากร ไม้เรียง และ ดร.สมชาย ประยงค์พันธ์ ที่กรุณาให้ความรู้คำแนะนำ และข้อเสนอแนะแนวทางสำหรับการดำเนินงานวิจัยจนวิทยานิพนธ์นี้แล้วเสร็จสมบูรณ์ ขอขอบพระคุณ รศ.ดร.ชูเกียรติ ทริพย์ไพศาล ที่ให้ความกรุณาเป็นประธานในการสอบ คุณวัลลภ เมฆพุกยวาศ์ และคุณคณัย วัฒนาดิถกุล ที่ให้ความกรุณาเกี่ยวข้องกับข้อมูลเพื่อทำการวิจัย รวมถึงสละเวลามาเป็นผู้ทรงคุณวุฒิในการสอบแก่ผู้วิจัย

ขอขอบพระคุณ คุณชินโรส ทองธรรมชาติ นักวิจัยประจำศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานรากมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ และบุคลากรทั้งหมดของศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก รุ่นพี่ เพื่อน และรุ่นน้องชาววิศวกรรมปฐพี สำหรับความช่วยเหลือและคำแนะนำสำหรับการดำเนินงานในวิทยานิพนธ์นี้ สำหรับคำแนะนำ กำลังใจ ความช่วยเหลือ และการสนับสนุนในการทำงานวิจัยนี้ ผู้วิจัยรู้สึกซาบซึ้งในพระคุณอย่างยิ่ง และหวังเป็นอย่างยิ่งว่า วิทยานิพนธ์ฉบับนี้จะเป็นประโยชน์ต่อส่วนรวม

ขอขอบพระคุณ กองความปลอดภัยเขื่อน ฝ่ายบำรุงรักษาโยธา การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย อีกทั้งคุณแก้วน สิตะธานี ผู้อำนวยการฝ่ายบำรุงรักษาโยธา กฟผ. และคุณวีรชัย ไชยสระแก้ว ผู้ช่วยผู้อำนวยการเขื่อนศรีนครินทร์ ฝ่ายบริหาร ซึ่งให้ความอนุเคราะห์ข้อมูลและสถานที่ทำการวิจัยเขื่อนวชิราลงกรณ จ.กาญจนบุรี รวมถึงศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ที่ให้โอกาสผู้วิจัยสำหรับการศึกษา ณ มหาวิทยาลัยอันทรงเกียรตินี้

มนตรี จินากุลวิวัฒน์

เมษายน 2553

สารบัญ

	หน้า
สารบัญ	(1)
สารบัญตาราง	(2)
สารบัญภาพ	(5)
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ	(21)
คำนำ	1
วัตถุประสงค์	2
การตรวจเอกสาร	3
อุปกรณ์และวิธีการ	108
อุปกรณ์	108
วิธีการ	108
ผลและวิจารณ์	138
สรุปและข้อเสนอแนะ	222
สรุป	222
ข้อเสนอแนะ	226
เอกสารและสิ่งอ้างอิง	227
ภาคผนวก	232
ภาคผนวก ก ผลการวิเคราะห์ห้องค์ประกอบของคลื่นแผ่นดินไหว	233
ภาคผนวก ข ผลการวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์	242
ภาคผนวก ค ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวถาวร โดยวิธี Dynamic Deformation	245
ภาคผนวก ง บทความการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 15 มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี	248
ประวัติการศึกษา และการทำงาน	258

สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้า
1	Post Construction Total Crest Settlement and Long-Term Creep Rate for CFRDs	14
2	ข้อมูลการศึกษาความเสียหายของเขื่อน CFRD	19
3	ความหนาแน่นของวัสดุถมในการออกแบบ	30
4	ความหนาแน่นของวัสดุถมเขื่อนในสนาม	30
5	มุมเสียดทานภายในของหินถมเขื่อนวัชราลงกรณ จากการทดสอบ Triaxial	35
6	มุมเสียดทานภายในของหินถมเขื่อนวัชราลงกรณ จากการทดสอบ Oedometer	35
7	ค่า Drainage Poisson's ratio โดยประมาณ	39
8	ข้อมูลของค่า Elastic Modulus และ Poisson' Ratio	40
9	ความรุนแรงของแผ่นดินไหวตามตรา Modified Mercalli Intensity (MMI)	55
10	การประมาณค่า $K_{2,max}$ จากอัตราส่วนโพรงและความหนาแน่นสัมพัทธ์	67
11	ลักษณะของคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้และนำมาใช้ในการวิเคราะห์	68
12	ตัวแปรที่ใช้ในการหาคุณสมบัติทางพลศาสตร์ จากการวัดค่าความเร็วเขื่อนในสนาม	91
13	การเคลื่อนตัวถาวรของแต่ละวงการพิบัติ	103
14	แหล่งที่มาของข้อมูลคุณสมบัติวัสดุเขื่อน VRK	111
15	ขั้นตอนการก่อสร้างและลำดับการติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรมของเขื่อน VRK	112
16	เครื่องมือวัดพฤติกรรมของเขื่อน VRK	113
17	คุณสมบัติของหินถมสำหรับการเปรียบเทียบ Linear Elastic Model	119
18	คุณสมบัติของหินถมสำหรับการเปรียบเทียบ Elastic-Plastic Model	120
19	คุณสมบัติของหินถมสำหรับการเปรียบเทียบ Hyperbolic Model	120
20	งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์เขื่อนวัชราลงกรณ	123
21	รายละเอียดข้อมูลแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์	125
22	โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด (Maximum Shear Modulus) จากงานวิจัยต่างๆ	128
23	ค่า β_n สำหรับโหมดการสั่นต่างๆ	129

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่		หน้า
24	ผลการคำนวณการทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลา	144
25	ผลการวิเคราะห์คาบธรรมชาติของเขื่อน โดยวิธีของ Shear Beam Approach ในโหมดการสั่นแรก	170
26	คาบธรรมชาติของเขื่อน VRK จากสมการของ Ohmachi and Tokimutsu	172
27	ค่าประมาณของ V_{max}/A_{max} ที่ตรวจวัด ณ สถานที่ที่ห่างจากจุดศูนย์กลาง แผ่นดินไหวไม่เกิน 50 กิโลเมตร	173
28	ค่าเฉลี่ยและการกระจายตัวของข้อมูลตามระยะทางของ Predominant Period	175
29	จำนวนกรณีการวิเคราะห์ของแผ่นดินไหวขนาด 5.0-7.9 Mw	179
30	การทรุดตัวถาวร โดยวิธีของ Swaisgood ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวขนาด 5.0-6.9 M_w	201
31	การทรุดตัวถาวร โดยวิธีของ Swaisgood ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวขนาด 7.0-7.9 M_w	203

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางผนวกที่		หน้า
ก1	ผลการวิเคราะห์ข้อมูลแผ่นดินไหวที่มีขนาดตั้งแต่ 5.0-5.9 M_w	234
ก2	ผลการวิเคราะห์ข้อมูลแผ่นดินไหวที่มีขนาดตั้งแต่ 7.0-7.9 M_w	234
ก3	ผลการวิเคราะห์ข้อมูลแผ่นดินไหวที่มีขนาดตั้งแต่ 6.0-6.9 M_w	235
ข1	ผลการวิเคราะห์การตอบสนองของอัตราเร่งพื้นดินสูงสุด ณ ตำแหน่งต่างๆ ของเขื่อนด้วยแผ่นดินไหวขนาด 5.0-5.9 M_w	243
ข2	ผลการวิเคราะห์การตอบสนองของอัตราเร่งพื้นดินสูงสุด ณ ตำแหน่งต่างๆ ของเขื่อนด้วยแผ่นดินไหวขนาด 7.0-7.9 M_w	243
ข3	ผลการวิเคราะห์การตอบสนองของอัตราเร่งพื้นดินสูงสุด ณ ตำแหน่งต่างๆ ของเขื่อนด้วยแผ่นดินไหวขนาด 6.0-6.9 M_w	244
ค1	ผลการวิเคราะห์การการทรุดตัวถาวร ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวขนาด 5.0-5.9 M_w (Ch.590)	246
ค2	ผลการวิเคราะห์การการทรุดตัวถาวร ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวขนาด 7.0-7.9 M_w (Ch.590)	246
ค3	ผลการวิเคราะห์การการทรุดตัวถาวร ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวขนาด 6.0-6.9 M_w (Ch.590)	247

สารบัญภาพ

ภาพที่		หน้า
1	วิวัฒนาการของการก่อสร้างเขื่อน CFRD	5
2	ส่วนประกอบของเขื่อน CFRD ในอดีต	5
3	ส่วนประกอบทั่วไปของเขื่อน CFRD	7
4	Extruded Curb ของเขื่อนน้ำจืด 2 ประเทศลาว	7
5	การทรุดตัวของเขื่อน CFRD หลังการก่อสร้างและเก็บน้ำ	9
6	กลไกการพิบัติของเขื่อนหินถมคอนกรีตคานหน้า	11
7	ทิศทางการเคลื่อนตัวและลักษณะของแรงกระทำของแผ่นคอนกรีตคานหน้า	12
8	การทรุดตัวที่สันเขื่อนหินถมคอนกรีตคานหน้า	13
9	ลักษณะทั่วไปและการพิบัติของเขื่อน Gouhou	15
10	ขั้นการก่อสร้างเขื่อน Campos Novos	16
11	รอยแตกที่เกิดขึ้นในแผ่นคอนกรีตคานหน้า	17
12	ตำแหน่งรอยร้าวที่เกิดขึ้นกับของแผ่นคอนกรีตคานหน้าเขื่อน Aguamilpa	18
13	หน้าตัดและวัสดุตัวเขื่อน Cogswell	25
14	ตำแหน่งของ strong ground motion	26
15	Acceleration Time History	26
16	ลักษณะทั่วไปของเขื่อน Ishibuchi	28
17	ผลกระทบจากแผ่นดินไหวต่อเขื่อน Ishibuchi และเขื่อนอื่นๆ มากกว่า 20 เขื่อน	28
18	กำลังรับแรงเฉือนของดินเม็ดหยาบ	32
19	Shear envelope ของหินถม	32
20	มุมเสียดทานภายในกับความดันตั้งฉาก	33
21	แผนภูมิการประมาณ R สำหรับหินถม	34
22	โมดูลัสของหินถมในเขื่อน CFRD	36
23	E_{rc} กับความสูงเขื่อน	37
24	E_{rt}/E_{rc} กับความสูงเขื่อน	37
25	E_{rc} กับค่า Void ratio	38

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
26	พารามิเตอร์ G_v และ F_v กับความสัมพันธ์ของอัตราส่วนช่องว่างของดินชนิดต่างๆ	40
27	เขื่อนที่มีลักษณะเป็น Valley Shape	45
28	ตัวอย่างผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของเขื่อน ในลักษณะสองมิติและสามมิติ	46
29	Stress-Strain Relationship ของหินถมจากการวัดในสนามในระหว่างการก่อสร้าง	48
30	โมดูลัสในระหว่างการก่อสร้าง เก็บน้ำ กับความสัมพันธ์กับความสูงของเขื่อน	48
31	ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าของเขื่อน Cethana และเขื่อน Ita	49
32	หน้าตัดเขื่อน Areia	50
33	การทรุดตัวที่เกิดขึ้นในเขื่อน Areia	50
34	การทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าเขื่อน Areia	51
35	การทรุดตัวด้านท้ายน้ำเขื่อน Areia	51
36	การทรุดตัวกับประวัติการก่อสร้างและประวัติการเก็บน้ำของเขื่อนเขื่อน TSQ 1	52
37	การเปรียบเทียบขนาดของแผ่นดินไหวโดยการคำนวณด้วยวิธีต่างๆ	57
38	องค์ประกอบที่สำคัญของอัตราเร่งของพื้นดิน	58
39	ขนาดและส่วนประกอบความถี่ของแผ่นดินไหว El Centro	59
40	ตัวอย่างกราฟ Fourier Amplitude Spectrum	60
41	Response Spectra จากคลื่นแผ่นดินไหว 2 เหตุการณ์	61
42	Fourier Amplitude Spectrum จากการสั่นสะเทือน 2 เหตุการณ์ที่ให้ค่า T_p ใกล้เคียงกัน	62
43	การประมาณระยะเวลาของการสั่นสะเทือนตามวิธี Bracketed Duration	63
44	Hysteretic Curve	64

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
45	การเปรียบเทียบค่าความเร็วเฉือนบริเวณ Ch.554 , Ch.560 และ Ch.530 โดยวิธี Downhole และ Crosshole ในปี พ.ศ.2527 และวิธี SASW ในปี พ.ศ.2549	65
46	ค่าของ K_2 สำหรับทราย ในสภาพความหนาแน่นสัมพัทธ์ต่างๆ	66
47	ค่าของ K_2 สำหรับกรวด ในสภาพความหนาแน่นสัมพัทธ์ต่างๆ	67
48	Low Amplitude Shear Modulus จาก Void Ratio ของ Gravelly Soils ขนาดต่างๆ	69
49	ความแตกต่างของค่า Shear Modulus ที่ได้จากวิธีการทดสอบในลักษณะต่างๆ	70
50	ความแปรปรวนของค่า Shear Modulus ของ Gravelly Soils ในระดับ Shear Strain ต่างๆ	71
51	Damping Ratio สำหรับกรวด ที่มี $Dr \approx 80\%$	71
52	Strain Dependent Damping Curves	72
53	Strain Dependent Shear Modulus Curves	73
54	ดิสกรีแห่งความอิสระของระบบแบบต่างๆ	74
55	การเคลื่อนที่ในแต่ละรูปแบบต่างๆ ของโครงสร้างตึก 3 ชั้น	75
56	รูปแบบการเคลื่อนที่ของเขื่อน (a) การเคลื่อนที่ใน Mode ที่ 1(U1) (b) การเคลื่อนที่ใน Mode ที่ 2 (U2) โดยที่ค่า m คือ สัมประสิทธิ์ขึ้นกับโหมดของการสั่น	76
57	แบบจำลองสำหรับอาคารชั้นเดียวที่มีดิสกรีแห่งความอิสระเท่ากับหนึ่ง	76
58	(a) หน้าตัดเขื่อนที่ใช้วิเคราะห์ (b) คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของวัสดุตัวเขื่อน	77
59	Response Spectra จากแผ่นดินไหว	78
60	ความเร่งสูงสุด (Absolute) ตลอดความสูงเขื่อน	79
61	การเปลี่ยนแปลงค่า Strain ตามความสูงเขื่อนหินถม กรณีการจำลองแผ่นดินไหวที่รุนแรง ($PGA > 0.6g$) (a) Peak Relative Elastic Displacement (b) Peak Shear Strain	79
62	ลักษณะดาวเนวยาวและหน้าตัดเขื่อนวชิราลงกรณ	81

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
63	ลักษณะธรณีวิทยาบริเวณฐานรากเขื่อนวชิราลงกรณ	83
64	หน้าตัดทั่วไปของเขื่อน VRK	86
65	การออกแบบแผ่นคอนกรีตคานหน้าเขื่อน VRK	86
66	รอยต่อประเภทต่างในการออกแบบเขื่อน VRK	87
67	ขั้นตอนการผันน้ำและก่อสร้างเขื่อนวชิราลงกรณ	89
68	แผนที่ Seismic Activity ของเขื่อนเขาแหลม	92
69	Design Response Spectrum (PGA=0.2g และ Damping ratio 5%) สำหรับเขื่อนเขาแหลม	93
70	Acceleration Time History ที่จำลองขึ้นสำหรับการวิเคราะห์ (PGA=0.2g)	93
71	Shear Modulus และ Damping Ratio สำหรับการวิเคราะห์การตอบสนอง ของหินถม	94
72	Finite Element Mesh สำหรับหน้าตัดที่มีความสูงสูงสุดของเขื่อนเขาแหลม	94
73	เส้นชั้นแรงเฉือนสถิตย์สูงสุด (kN/m ²) กรณีไม่มีน้ำในอ่างเก็บน้ำ	95
74	เส้นชั้นแรงเฉือนสถิตย์สูงสุด (kN/m ²) กรณีเก็บกักน้ำสูงสุด	95
75	Acceleration Time History ณ ตำแหน่ง Element ต่างๆในตัวเขื่อน – กรณีเก็บน้ำเต็มอ่าง	96
76	แรงเฉือนพลศาสตร์กับ Cyclic Shear Strength กรณีไม่มีน้ำ	96
77	แรงเฉือนพลศาสตร์กับ Cyclic Shear Strength กรณีมีน้ำในเขื่อน	97
78	Cyclic Stress Condition Causing 5% Strain in 10 Cycles in VRK Material	97
79	เส้นชั้นความสูงของอัตราส่วนความปลอดภัย (กำลังรับแรงเฉือนต่อหน่วยแรง เฉือน) กรณีไม่มีน้ำในเขื่อน	98
80	เส้นชั้นความสูงของอัตราส่วนความปลอดภัย (กำลังรับแรงเฉือนต่อ หน่วยแรงเฉือน) กรณีมีน้ำในเขื่อน	98
81	Acceleration Time History ที่จำลองขึ้นสำหรับการวิเคราะห์ (PGA=0.25g)	99
82	วงการพิบัติของการวิเคราะห์ลาดชันเขื่อนทั้งทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ	101

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
83	ผลการวิเคราะห์ ณ กึ่งกลางหน้าตัดเชื่อม โดยใช้ Acceleration Time History ในแนวตั้งร่วมกับแนวราบ	101
84	ผลการวิเคราะห์ ณ กึ่งกลางหน้าตัดเชื่อม โดยใช้ Acceleration Time History ในแนวราบ	102
85	Normalized ของการเคลื่อนตัวถาวรกับความเร่งคราก	102
86	Normalized ของการเคลื่อนตัวถาวรกับความเร่งครากใน Logarithm Scale	103
87	ค่าการกระจายตัวแรงเฉือนสูงสุดของแผ่นคอนกรีตคานหน้าจาก Design Earthquake	105
88	ค่าการกระจายตัวของโมเมนต์สูงสุดของแผ่นคอนกรีตคานหน้าจาก Design Earthquake	105
89	แรงเฉือนสูงสุดในแผ่นคอนกรีตคานหน้าจากแรงกระทำแผ่นดินไหว	106
90	โมเมนต์คดสูงสุดในแผ่นคอนกรีตคานหน้าจากแรงกระทำแผ่นดินไหว	107
91	แผนภูมิการดำเนินงานวิจัย	109
92	ขั้นตอนการวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์ของเขื่อนอาชิวาลงกรณ์	110
93	การจำลองสภาพฐานรากก่อนการก่อสร้างเขื่อน โดยระดับหินฐานรากอยู่ที่ +70 ม.รทก.	114
94	การจำลองการก่อสร้างในชั้นตอนที่ 1 ถมถึงระดับ + 80 ม.รทก.	114
95	การจำลองการก่อสร้างในชั้นตอนที่ 2 ถมถึงระดับ + 106 ม.รทก.	114
96	การจำลองการก่อสร้างในชั้นตอนที่ 3 ถมถึงระดับ + 125 ม.รทก.	115
97	การจำลองการก่อสร้างในชั้นตอนที่ 4 ถมถึงระดับ + 158 ม.รทก.	115
98	การจำลองการก่อสร้างในชั้นตอนที่ 5 พร้อมกับการก่อสร้าง Face Slab และ Wave Wall และดินถมด้านท้ายน้ำ (Backfill)	115
99	การจำลองสภาพเขื่อนแบบถมครั้งเดียว	116
100	การจำลองเขื่อนในสภาวะเก็บกักน้ำ	116
101	ระดับน้ำที่เปลี่ยนแปลงตามเวลาจากการเก็บน้ำจริงของเขื่อน VRK	117
102	Stress-strain Relationship ของแบบจำลองดิน	118

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
103	เครื่องมือวัดพฤติกรรมสำหรับการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ที่ Ch.590	122
104	Modulus Reduction Curve ของหินฐานรากและหินถมตัวเขื่อนที่ใช้ในการวิเคราะห์	127
105	Damping Curve ของหินฐานรากและหินถมตัวเขื่อนที่ใช้ในการวิเคราะห์	127
106	Natural Period of rockfill dam	129
107	แบบจำลองการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์และขอบเขตของปัญหา (Ch.590)	130
108	ขอบเขตค่า Maximum Shear Modulus (kPa) ตามความสัมพันธ์ของค่า Mean Effective Stress (Ch.590)	131
109	ขอบเขตค่า % Damping Ratio ตามความสัมพันธ์ของค่า Mean Effective Stress (Ch.590)	131
110	ตัวอย่างการวิเคราะห์การทรุดตัวถาวรของเขื่อน Waba	132
111	โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Curve Function และ Step Function ของหินถม 3A	135
112	โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Curve Function และ Step Function ของหินถม 3B	136
113	ขอบเขตบน-ล่างของค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Curve Function สำหรับหินถม 3A	136
114	ขอบเขตบน-ล่างของค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Curve Function สำหรับหินถม 3B	137
115	เปรียบเทียบการทรุดตัวระหว่างก่อสร้างที่ระดับ +80 ม.รทก. เมื่อใช้โมดูลัสจากการคำนวณ โดยใช้ค่าการทรุดตัวจาก Hydrostatic Settlement Cell (กรณี E1)	139
116	เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ +80 ม.รทก. เมื่อใช้โมดูลัสจากการคำนวณ โดยใช้ค่าการทรุดตัวจากการตรวจวัดในระหว่างการก่อสร้าง (กรณี E2)	139
117	เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ +80 ม.รทก. เมื่อใช้โมดูลัสจากการรวบรวมข้อมูลค่าโมดูลัสของเขื่อน CFRD 30 เขื่อนของ Hunter <i>et al.</i> (กรณี E3)	140

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
118	ภาพที่ 118 เปรียบเทียบการทรุดตัวของระดับ +106 ม.รทก. เมื่อใช้โมดูลัสจากการคำนวณโดยใช้ค่าการทรุดตัวจาก Hydrostatic Settlement Cell (กรณี E1)	140
119	เปรียบเทียบการทรุดตัวของระดับ +106 ม.รทก. เมื่อใช้โมดูลัสจากการคำนวณโดยใช้ค่าการทรุดตัวจากการตรวจวัดในระหว่างการก่อสร้าง (กรณี E2)	141
120	เปรียบเทียบการทรุดตัวของระดับ +106 ม.รทก. เมื่อใช้โมดูลัสจากการรวบรวมข้อมูลค่าโมดูลัสของเขื่อน CFRD 30 เขื่อนของ Hunter <i>et al.</i> (กรณี E3)	141
121	เปรียบเทียบการทรุดตัวของระดับ +125 ม.รทก. เมื่อใช้โมดูลัสจากการคำนวณโดยใช้ค่าการทรุดตัวจาก Hydrostatic Settlement Cell (กรณี E1)	142
122	เปรียบเทียบการทรุดตัวของระดับ +125 ม.รทก. เมื่อใช้โมดูลัสจากการคำนวณโดยใช้ค่าการทรุดตัวจากการตรวจวัดในระหว่างการก่อสร้าง (กรณี E2)	142
123	เปรียบเทียบการทรุดตัวของระดับ +125 ม.รทก. เมื่อใช้โมดูลัสจากการรวบรวมข้อมูลค่าโมดูลัสของเขื่อน CFRD 30 เขื่อนของ Hunter <i>et al.</i> (กรณี E3)	143
124	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงในแนวตั้งและหน่วยการยึดหดตัวของหินถมตัวเชื่อมจาก Hydrostatic Settlement Cell (HS1-HS12)	144
125	ภาพที่ 125 เปรียบเทียบผลการทรุดตัวรวมของหินถมตัวเชื่อมที่ระดับ +80 ม.รทก. ระหว่างผลจากแบบจำลอง Hyperbolic ที่พิจารณาผลจาก Creep กับการทรุดตัวจาก Foundation Settlement Cell No 19-21	145
126	เปรียบเทียบผลการทรุดตัวรวมของหินถมตัวเชื่อมที่ระดับ +106 ม.รทก. ระหว่างผลจากแบบจำลอง Hyperbolic ที่พิจารณาผลจาก Creep กับการทรุดตัวจาก Hydrostatic Settlement No 4-6	146
127	เปรียบเทียบผลการทรุดตัวรวมของหินถมตัวเชื่อมที่ระดับ +125 ม.รทก. ระหว่างผลจากแบบจำลอง Hyperbolic ที่พิจารณาผลจาก Creep กับการทรุดตัวจาก Hydrostatic Settlement No 7-9	146
128	ความสัมพันธ์แบบ Non-Linear Elastic ที่ใช้ในการวิเคราะห์พฤติกรรมทรุดตัวในระหว่างการก่อสร้างของหินถมเขื่อนวชิราลงกรณ	147

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
129	การเกิด Yield บริเวณสันเขื่อนหรือผิวของลาดชัน หากจำลองหน่วยแรงตามขั้นตอนการก่อสร้าง (Stage Construction) โดยใช้แบบจำลองของวัสดุที่มีความเป็น Plastic	149
130	หน่วยแรงในตัวเขื่อนจากแบบจำลอง Linear Elastic (ณ ช่วงที่เขื่อนสร้างเสร็จ, Ch.590)	149
131	หน่วยแรงและการครากของวัสดุตัวเขื่อนจากการทำ Stress Redistribution ด้วยแบบจำลอง Elastic-Plastic (Ch.590)	150
132	เปรียบเทียบการทรุดตัวของ Concrete Face Slab เมื่อดำเนินการวิเคราะห์ในระหว่างเก็บกักน้ำโดยใช้แบบจำลอง Linear Elastic กับแบบจำลอง Elastic-Plastic ซึ่งผ่านกระบวนการทำ Stress Redistribution มาก่อน	150
133	เปรียบเทียบการทรุดตัวของหินถมที่ระดับ +80 ม.รทก. เมื่อจำลองการถมครั้งเดียวกับถมตามขั้นตอนการก่อสร้าง	151
134	เปรียบเทียบการทรุดตัวของหินถมที่ระดับ +106 ม.รทก. เมื่อจำลองการถมครั้งเดียวกับถมตามขั้นตอนการก่อสร้าง	151
135	เปรียบเทียบการทรุดตัวของหินถมที่ระดับ +125 ม.รทก. เมื่อจำลองการถมครั้งเดียวกับถมตามขั้นตอนการก่อสร้าง	152
136	การเปรียบเทียบการทรุดตัวรวมจากแบบจำลองและข้อมูลการตรวจวัดการทรุดตัวในแนวดิ่งที่ระดับ +80 ม.รทก., Ch.590	153
137	การเปรียบเทียบการทรุดตัวรวมจากแบบจำลองและข้อมูลการตรวจวัดการทรุดตัวในแนวดิ่งที่ระดับ +106 ม.รทก., Ch.590	153
138	การเปรียบเทียบการทรุดตัวรวมจากแบบจำลองและข้อมูลการตรวจวัดการทรุดตัวในแนวดิ่งที่ระดับ +125 ม.รทก., Ch.590	154
139	การทรุดตัวในแนวดิ่งที่ระดับสันเขื่อนจากแบบจำลองเปรียบเทียบกับข้อมูลการตรวจวัดจาก Crest Settlement Point	155
140	เปรียบเทียบผลการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคาน้ำที่ระดับเก็บกักน้ำต่างๆ จากแบบจำลองกับผลการตรวจวัดจาก Inclinator ณ Ch.590	156

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
141	เปรียบเทียบผลการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าในสภาวะเขื่อนก่อสร้างเสร็จ และที่ระดับเก็บกักน้ำต่างๆ จากแบบจำลองกับผลการตรวจวัดจาก Inclinometer ณ Ch.730	156
142	เปรียบเทียบผลการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าที่ระดับเก็บกักน้ำต่างๆ จากแบบจำลองกับผลการตรวจวัดจาก Inclinometer ณ Ch.1000	157
143	ลักษณะการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าจากแบบจำลอง ณ Ch.370	157
144	ลักษณะการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าจากแบบจำลอง ณ Ch.450	158
145	ลักษณะการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าจากแบบจำลอง ณ Ch.590	158
146	ลักษณะการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าจากแบบจำลอง ณ Ch.730	158
147	ลักษณะการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าจากแบบจำลอง ณ Ch.890	159
148	ลักษณะการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าจากแบบจำลอง ณ Ch.1000	159
149	เส้นชั้นการทรุดตัวในแนวตั้งฉากของแผ่นคอนกรีตคานหน้าในกรณีไม่มีน้ำในเขื่อน (เครื่องหมาย + แทนการโก่งตัว, - แทนการทรุดตัว)	161
150	เส้นชั้นการทรุดตัวในแนวตั้งฉากของแผ่นคอนกรีตคานหน้าในกรณีเริ่มเก็บน้ำครั้งแรก (+ 140 ม.รทก.) (เครื่องหมาย + แทนการโก่งตัว, - แทนการทรุดตัว)	161
151	เส้นชั้นการทรุดตัวในแนวตั้งฉากของแผ่นคอนกรีตคานหน้าในกรณีเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ (ระดับเปลี่ยนแปลงจาก + 140 ม.รทก. เป็นระดับ + 155 ม.รทก.) (เครื่องหมาย + แทนการโก่งตัว, - แทนการทรุดตัว)	161
152	ผลการวิเคราะห์ In-Situ Stress (Y-Total Stress) ด้วยแบบจำลอง Elastic-Plastic ของหินฐานรากก่อนการก่อสร้างเขื่อน	162
153	หน่วยแรงรวมในแนวตั้งของตัวเขื่อนและเพิ่มขึ้นในฐานราก จากการถมชั้นตอนที่ 1	163
154	หน่วยแรงรวมในแนวตั้งของตัวเขื่อนและเพิ่มขึ้นในฐานราก จากการถมชั้นตอนที่ 2	163

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
155	หน่วยแรงรวมในแนวตั้งของตัวเชื่อมและเพิ่มขึ้นในฐานราก จากการถม ชั้นตอนที่ 3	163
156	หน่วยแรงรวมในแนวตั้งของตัวเชื่อมและเพิ่มขึ้นในฐานราก จากการถม ชั้นตอนที่ 4	164
157	หน่วยแรงรวมในแนวตั้งของตัวเชื่อมและเพิ่มขึ้นในฐานราก เมื่อเชื่อม ก่อสร้างเสร็จ	164
158	การปรับสภาพหน่วยแรงรวมในตัวเชื่อมโดยใช้แบบจำลอง Stress Redistributiom หลังจากเชื่อมก่อสร้างเสร็จ	165
159	หน่วยแรงรวมในตัวเชื่อมในสภาวะปัจจุบัน (300 เดือน)	165
160	Maximum Shear Strain ในสภาวะปัจจุบัน (300 เดือน)	165
161	หน่วยแรงในสภาวะสถิตย์ศาสตร์ของแผ่นคอนกรีตคานหน้า	166
162	เปรียบเทียบค่า Gmax ที่ได้จากการทดสอบ โดยวิธี SASW, Crosshole และ Downhole	167
163	เปรียบเทียบค่า Gmax จากการคำนวณ โดยวิธี SASW กับการทดสอบใน ห้องปฏิบัติการ	168
164	ความสัมพันธ์ของค่า Gmax กับ Mean Effective Stress ที่ใช้ในการวิเคราะห์ ณ Ch.590	169
165	ความสัมพันธ์ของคาบธรรมชาติของตัวเชื่อมในโหมดที่ 1 กับความเร็วคลื่น แรงเฉือน จากผลการสำรวจ SASW ของเขื่อนนวิราลงกรณ	171
166	ความสัมพันธ์ของคาบธรรมชาติของตัวเชื่อมในโหมดที่ 2 กับความเร็วคลื่น แรงเฉือน จากผลการสำรวจ SASW ของเขื่อนนวิราลงกรณ	171
167	ความสัมพันธ์ของคาบธรรมชาติของตัวเชื่อมในโหมดที่ 3 กับความเร็วคลื่น แรงเฉือน จากผลการสำรวจ SASW ของเขื่อนนวิราลงกรณ	172
168	การกระจายความถี่ของ Predominant Period ที่บ่งบอกถึงการกระจายตัวแบบ โค้งปกติ	174

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
169	ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราเร่งสูงสุด (PGA) และ Sustained Maximum Acceleration (SMA)	176
170	ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราเร่งสูงสุด (PGA) และ Effective Design Acceleration (EDA)	176
171	การเปรียบเทียบคลื่นแผ่นดินไหวที่มีความสม่ำเสมอต่างกันจากสองเหตุการณ์ แผ่นดินไหว คลื่น (ก) จะไม่นำมาใช้ในการวิเคราะห์	177
172	ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราเร่งสูงสุดและระยะห่างจากแหล่งกำเนิด แผ่นดินไหว	178
173	ความสัมพันธ์ระหว่าง Arias Intensity และระยะห่างจากแหล่งกำเนิด แผ่นดินไหว	178
174	แผ่นดินไหว Northridge ค.ศ. 1994 ในประเทศสหรัฐอเมริกา ขนาด 6.7 Mw มีระยะห่างจากศูนย์กลางเกิดแผ่นดินไหว 26.8 กิโลเมตร (PGA = 0.217g)	179
175	แผ่นดินไหว Loma Prieta ค.ศ.1989. ในประเทศสหรัฐอเมริกา ขนาด 6.9 Mw มีระยะห่างจากศูนย์กลางเกิดแผ่นดินไหว 11 กิโลเมตร (PGA = 0.507g)	180
176	แผ่นดินไหว Gazli USSR ค.ศ.1976 ในประเทศรัสเซีย ขนาด 6.8 Mw มีระยะห่างจากศูนย์กลางเกิดแผ่นดินไหว 3 กิโลเมตร (PGA = 1.264g)	180
177	การตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหวในบริเวณต่างๆ ของเขื่อน กรณีเหตุการณ์แผ่นดินไหว Gazli USSR ค.ศ.1976, Ch.590	182
178	ความสัมพันธ์ของค่า PGA ของคลื่นแผ่นดินไหวกระทำที่ฐานเขื่อนกับ อัตราส่วนการขยายความเร่งที่สันเขื่อน ลาดชันเขื่อนด้านเหนือและ ด้านท้ายน้ำ	183
179	ความสัมพันธ์ของค่า Epicenter Distance กับอัตราส่วนการขยายความเร่ง ที่สันเขื่อน	183
180	Acceleration Response Spectrum (Sa) ของการตอบสนองของคลื่น แผ่นดินไหวในบริเวณต่างๆ ของเขื่อน กรณีเหตุการณ์แผ่นดินไหว USSR ค.ศ.1976, Ch.590	185

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
181	อัตราส่วนการขยายความเร่งคลื่นแผ่นดินไหว ณ ความถี่ที่ให้การตอบสนองของ Spectrum Acceleration สูงสุด ในหินถมตัวเขื่อน	186
182	Spectrum Acceleration Ratio (Sa/PGA) บริเวณสันเขื่อน เมื่อถูกคลื่นแผ่นดินไหวหลายๆ PGA กระทำที่ฐานรากเขื่อน, Ch.590	186
183	Spectrum Acceleration Ratio (Sa/PGA) บริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำ เมื่อถูกคลื่นแผ่นดินไหวหลายๆ PGA กระทำที่ฐานรากเขื่อน, Ch.590	187
184	Spectrum Acceleration Ratio (Sa/PGA) บริเวณลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ เมื่อถูกคลื่นแผ่นดินไหวหลายๆ PGA กระทำที่ฐานรากเขื่อน, Ch.590	187
185	คาบธรรมชาติของคลื่นแผ่นดินไหวใน โหมดการสั้นต่างๆ ณ บริเวณสันเขื่อน	188
186	ความสัมพันธ์ของค่า Epicenter Distance กับอัตราส่วนการขยายความเร่งที่สันเขื่อนเมื่อเทียบกับหินฐานราก และอัตราส่วนขยายจาก Plum Pudding Area	189
187	อัตราส่วนการขยายความเร่งคลื่นแผ่นดินไหว เมื่อพิจารณาความถี่ที่ให้การตอบสนองของค่า Spectrum Acceleration (Sa) สูงสุด ในชั้นหิน Plum Pudding และ Power Station, Ch.590	189
188	การเคลื่อนตัวเชิงเปรียบเทียบในแนวราบขณะเกิดแผ่นดินไหว ณ เวลาที่มี PGA สูงสุด ที่ระดับความสูงต่างๆ ของเขื่อน	191
189	ความสัมพันธ์ของค่า PGA ที่ฐานเขื่อนกับอัตราส่วนการขยายความเร่งที่สันเขื่อน ณ หน้าตัดต่างๆ	192
190	ความสัมพันธ์ของค่า PGA ที่ฐานเขื่อนกับอัตราส่วนการขยายความเร่งที่ลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำ ณ หน้าตัดต่างๆ	192
191	ความสัมพันธ์ของค่า PGA ที่ฐานเขื่อนกับอัตราส่วนการขยายความเร่งที่ลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ ณ หน้าตัดต่างๆ	193
192	ความสัมพันธ์ของค่า Epicenter Distance กับอัตราส่วนการขยายความเร่งที่สันเขื่อน ณ หน้าตัดต่างๆ	193

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
193	การเคลื่อนตัวเชิงเปรียบเทียบในแนวราบขณะเกิดแผ่นดินไหว ณ เวลา ที่มี PGA สูงสุดที่ระดับความสูงต่างๆ ของเขื่อน ในแต่ละหน้าตัดเขื่อน (PGA = 0.489g)	194
194	การเคลื่อนตัวเชิงเปรียบเทียบในแนวราบขณะเกิดแผ่นดินไหว ณ เวลาที่มี PGA สูงสุด ที่ระดับความสูงต่างๆ ของเขื่อน ในแต่ละหน้าตัดเขื่อน (PGA = 1.264g)	195
195	Maximum Shear Strain จากแรงกระทำพลศาสตร์ (ไม่ได้รวมในสภาวะ สถิตย์ศาสตร์) ที่อยู่ในของเขตของ Modulus Reduction และ Damping Curve	196
196	Deformation Mesh และเวกเตอร์การเคลื่อนตัว (ขยาย 5 เท่า) จากคลื่น แผ่นดินไหว Gazli USSR ค.ศ.1976 (1.264g)	197
197	การทรุดตัวถาวรของสันเขื่อนจากคลื่นแผ่นดินไหว Gazli USSR ค.ศ.1976 (Ch.590)	198
198	การเคลื่อนตัวถาวรของสันเขื่อนจากคลื่นแผ่นดินไหว Gazli USSR ค.ศ.1976 (Ch.590)	198
199	ความสัมพันธ์ของ PGA ที่ฐานเขื่อนกับการทรุดตัวถาวรในแนวตั้ง (Ch.590)	199
200	ความสัมพันธ์ของ PGA ที่ฐานเขื่อนกับการเคลื่อนตัวถาวรในแนวราบ (Ch.590)	199
201	ความสัมพันธ์ของค่า Epicenter Distance กับการทรุดตัวถาวร ณ ตำแหน่ง ต่างๆ ของเขื่อน (Ch.590)	200
202	ความสัมพันธ์ของ ESI กับการทรุดตัวถาวร ณ ตำแหน่งต่างๆ ของเขื่อน (Ch.590)	200
203	การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวถาวรจากแรงกระทำพลศาสตร์ที่สันเขื่อน โดย วิธี Dynamic Deformation กับวิธีทางสถิติของ Swaisgood (1998)	203
204	การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวถาวรจากแรงกระทำพลศาสตร์ที่สันเขื่อน โดยวิธี Dynamic Deformation วิธีทางสถิติของ Swaisgood (1998) และ ผลจากการวิเคราะห์ของ SMEC (1984)	204

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
205	การทรุดตัวถาวรในแนวตั้งตลอดความยาวสันเขื่อน โดยวิธี Dynamic Deformation	205
206	การเคลื่อนตัวถาวรในแนวราบตลอดความยาวสันเขื่อน โดยวิธี Dynamic Deformation	206
207	เปรียบเทียบการตอบสนองของอัตราเร่งสูงสุด ณ บริเวณสันเขื่อน จากการวิเคราะห์โดยใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Step Function และ Curve Function	207
208	เปรียบเทียบการตอบสนองของอัตราเร่งสูงสุด ณ บริเวณลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ จากการวิเคราะห์โดยใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Step Function และ Curve Function	207
209	เปรียบเทียบการตอบสนองของอัตราเร่งสูงสุด ณ บริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำ จากการวิเคราะห์โดยใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Step Function และ Curve Function	208
210	เปรียบเทียบการตอบสนองของ Spectrum Acceleration บริเวณสันเขื่อน จากการวิเคราะห์โดยใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Step Function และ Curve Function	208
211	เปรียบเทียบการตอบสนองของ Spectrum Acceleration บริเวณลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ จากการวิเคราะห์โดยใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Step Function และ Curve Function	208
212	เปรียบเทียบการตอบสนองของ Spectrum Acceleration บริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำ จากการวิเคราะห์โดยใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Step Function และ Curve Function	209
213	อัตราส่วนการหน่วง ณ เวลาที่มีการสั่นสูงสุด เมื่อใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Curve Function	209
214	อัตราส่วนการหน่วง ณ เวลาที่มีการสั่นสูงสุด เมื่อใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Step Function	209

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
215	เปรียบเทียบการทรุดตัวถาวรในแนวดิ่ง จากการวิเคราะห์โดยใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Step Function และ Curve Function	210
216	เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวถาวรในแนวราบ จากการวิเคราะห์โดยใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Step Function และ Curve Function	210
217	การทรุดตัวถาวรบริเวณสันเขื่อนตามขอบเขตของค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด	212
218	การเคลื่อนตัวถาวรบริเวณสันเขื่อนตามขอบเขตของค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด	212
219	ความแตกต่างของโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด จากขอบเขตบนและขอบเขตล่างของค่า G_{max}	212
220	ความแตกต่างของ Damping Ratio จากขอบเขตบนและขอบเขตล่างของค่า G_{max}	213
221	การเคลื่อนตัวเชิงเปรียบเทียบในแนวราบตลอดความสูงเขื่อน ณ บริเวณแกนกลางเขื่อน เมื่อระดับเก็บกักน้ำอยู่ที่ระดับต่างๆ กัน	214
222	Maximum Shear Strain จากแผ่นดินไหว Gazli (ระดับน้ำเก็บกัก +155.00 ม.รทก.)	214
223	Maximum Shear Strain จากแผ่นดินไหว Gazli (ระดับน้ำเก็บกัก +145.00 ม.รทก.)	215
224	Maximum Shear Strain จากแผ่นดินไหว Gazli (ระดับน้ำเก็บกัก +135.00 ม.รทก.)	215
225	Maximum Shear Strain จากแผ่นดินไหว Nahanni (ระดับน้ำเก็บกัก +155.00 ม.รทก.)	215
226	Maximum Shear Strain จากแผ่นดินไหว Nahanni (ระดับน้ำเก็บกัก +145.00 ม.รทก.)	216
227	Maximum Shear Strain จากแผ่นดินไหว Nahanni (ระดับน้ำเก็บกัก +135.00 ม.รทก.)	216

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
228	อัตราส่วนความปลอดภัยของลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ จากการวิเคราะห์ โดยวิธี Pseudostatic เมื่อพิจารณาความเร่งในแนวดิ่ง	217
229	การทรุดตัวถาวรบริเวณสันเขื่อนจากคลื่นแผ่นดินไหวในทิศทางต่างๆ	218
230	การเคลื่อนตัวถาวรบริเวณสันเขื่อนจากคลื่นแผ่นดินไหวในทิศทางต่างๆ	218
231	อัตราส่วนความปลอดภัยของลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ จากการวิเคราะห์ โดยวิธี Stress Base Method	219
232	หน่วยแรงในสภาวะพลศาสตร์ของแผ่นคอนกรีตคานหน้าจากเหตุการณ์ แผ่นดินไหว Gazli USSR (1976)	221
233	หน่วยแรงในสภาวะพลศาสตร์ของแผ่นคอนกรีตคานหน้าจากเหตุการณ์ แผ่นดินไหว Loma Prieta (1989)	221
ภาพภาคผนวกที่		
ง1	บทความการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 15 มหาวิทยาลัย อุบลราชธานี	249

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

ม.รทก.	=	ความสูงเป็นเมตรเหนือระดับน้ำทะเลปานกลาง
VRK	=	Vajiralongkorn Dam
CFRD	=	Concrete Face Rockfill Dam
ICOLD	=	International Committee of Large Dams
FEM	=	Finite Element Method
G_{\max}	=	Maximum Shear Modulus
V_s	=	Shear Wave Velocity
SASW	=	Spectral Analysis of Surface Wave
K_h	=	Horizontal Seismic Coefficient
K_y	=	Yield Acceleration
DBE	=	Design Basis Earthquake
MCE	=	Maximum Credible Earthquake
MI	=	Local Magnitude (Richter Scale)
Ms	=	Surface Magnitude
Mw	=	Moment Magnitude
SDOF	=	Single Degree of Freedom
MDOF	=	Multi Degree of Freedom
T_p	=	Predominant Period
PGA	=	Peak Ground Acceleration
SMA	=	Sustained Maximum Acceleration
EDA	=	Effective Design Acceleration
PEER	=	Pacific Earthquake Engineering Research
SMEC	=	Snowy Mountains Engineering Corporation
ESI	=	Earthquake Severity Index

การศึกษาพฤติกรรมเขื่อนหินถมคาน้ำคอนกรีตในระหว่างการก่อสร้างใช้งาน
และสถานะแผ่นดินไหว : กรณีศึกษาเขื่อนวชิราลงกรณ

The Behaviors of Concrete Face Rockfill Dam during Construction-Filling
and Earthquake Condition : A Case Study of Vajiralongkorn Dam

คำนำ

เขื่อนวชิราลงกรณเป็นเขื่อนประเภทหินถมคาน้ำด้วยคอนกรีต (Concrete Face Rockfill Dam) แห่งแรกของประเทศไทย โดยตัวเขื่อนมีความสูง 92 เมตรจากฐานรากเขื่อน มีความยาวสันเขื่อน 1,019 เมตร และมีความกว้างสันเขื่อน 10 เมตร ตัวเขื่อนวชิราลงกรณ ตั้งขวางแม่น้ำแควน้อยที่ตำบลท่าขนุน อำเภอทองผาภูมิ จังหวัดกาญจนบุรี ข้อดีของเขื่อนประเภทหินถมคาน้ำคอนกรีตคือการนำหินขนาดใหญ่มาถมแล้วบดอัด ซึ่งสามารถก่อสร้างได้สูง โดยที่มีความมั่นคงสูงด้วย และใช้ปริมาตรของหินถมน้อย แต่ทั้งนี้การใช้หินในการบดอัดก็จะทำให้ตัวเขื่อนมีความโปร่งน้ำ ดังนั้นจึงลดข้อเสียนี้โดยการใช้แผ่นคอนกรีตคาน้ำเป็นแผ่นทึบน้ำ สำหรับการนำวัสดุซึ่งมีคุณสมบัติและพฤติกรรมที่แตกต่างกันมาใช้งานร่วมกัน ย่อมมีผลกระทบตามมาเสมอหากการก่อสร้างไม่เป็นไปตามมาตรฐาน โดยปัญหาที่สำคัญของเขื่อนหินถมคาน้ำคอนกรีตก็คือการแตกร้าวของแผ่นคอนกรีตคาน้ำ ซึ่งจะนำไปสู่การไหลออกของน้ำในอ่างเก็บน้ำ สาเหตุที่ทำให้แผ่นคอนกรีตคาน้ำเกิดการแตกร้าว เนื่องมาจากปัจจัยต่างๆ ประกอบไปด้วย วัสดุบดอัด วิธีการก่อสร้างและการควบคุมงานไม่ได้มาตรฐาน ซึ่งปัจจัยนี้สามารถควบคุมได้ในช่วงการก่อสร้าง สำหรับปัจจัยที่มีผลกระทบต่อแผ่นคอนกรีตคาน้ำอีกกรณีหนึ่งได้แก่ การทรุดตัวหินถมตัวเขื่อนและการทรุดตัวที่แตกต่างในแต่ละบริเวณตลอดความยาวเขื่อน ซึ่งมีสาเหตุมาจากของสภาพฐานรากหินที่แตกต่างกันและความไม่สม่ำเสมอของระดับฐานรากซึ่งจะส่งผลกระทบต่อรูปร่างหน้าตัดเขื่อน โดยในงานวิจัยนี้ได้ศึกษาถึงความปลอดภัยของเขื่อนจากพฤติกรรมดังที่กล่าวมาข้างต้น รวมไปถึงพฤติกรรมที่จะส่งผลกระทบต่อความปลอดภัยเขื่อนในด้านอื่นๆ ทั้งในสถานะสถิตย์ศาสตร์และสถานะแผ่นดินไหว โดยจะนำเอาวิธีการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองที่ถูกพัฒนาขึ้นมาใหม่ ในการประเมินความปลอดภัยเขื่อน ตัวอย่างของแบบจำลองที่พัฒนาขึ้นมา เช่น กระบวนการทำ Stress Redistribution ในการปรับสภาพวัสดุให้เสมือนพฤติกรรมจริงในสนาม หรือการวิเคราะห์การทรุดตัวถาวร โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ที่เรียกว่าวิธี Dynamic Deformation เป็นต้น

วัตถุประสงค์

1. เพื่อศึกษาแบบจำลองการหลุดตัวของวัสดุหินถมตัวเชื่อมในสภาวะสถิตย์ศาสตร์
2. เพื่อศึกษาพฤติกรรมการหลุดตัวของหินถมตัวเชื่อมและแผ่นคอนกรีตาดหน้า จากปัจจัยของขั้นตอนการก่อสร้างเชื่อม สภาพของฐานรากและรูปร่างหน้าตัดเชื่อม
3. เพื่อศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองของเชื่อมต่อแรงกระทำจากแผ่นดินไหว
4. เพื่อศึกษาพฤติกรรมความปลอดภัยของเชื่อมวชิราลงกรณต่อแรงกระทำในสภาวะสถิตย์ศาสตร์และพลศาสตร์

ขอบเขตของการวิจัย

1. ในการดำเนินการวิจัยจะศึกษาพฤติกรรมของเชื่อมวชิราลงกรณ ตำบลท่าขนุน อำเภอทองผาภูมิ จังหวัดกาญจนบุรี
2. การวิเคราะห์การหลุดตัวของตัวเชื่อมและแผ่นคอนกรีตาดหน้าดำเนินการโดยโปรแกรมทางคณิตศาสตร์แบบ 2 มิติ
3. การศึกษาการหลุดตัวมุ่งเน้นเฉพาะวัสดุตัวเชื่อมซึ่งเป็นหินถมและแผ่นคอนกรีตาดหน้า ทั้งนี้ไม่เน้นรวมการวิเคราะห์หน่วยแรงในแผ่นคอนกรีตาดหน้าและอาคารประกอบเชื่อม
4. การวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์ของตัวเชื่อม ไม่พิจารณาแรงกระทำเนื่องมาจาก Hydro Dynamic Force

การตรวจเอกสาร

เขื่อนหินถมตาดหน้าคอนกรีต (Concrete Face Rockfill Dam)

วิวัฒนาการของเขื่อน CFRD

เขื่อนหินถมตาดหน้าคอนกรีต (Concrete Face Rockfill Dam, CFRD) คือ เขื่อนที่ก่อสร้างโดยการนำหินมาบดอัดเป็นชั้นๆ สำหรับขนาดของหินถมจะลดหลั่นกันไปจากขนาดเล็กลงทางด้านเหนือน้ำไปสู่ขนาดใหญ่ทางด้านท้ายน้ำ โดยในด้านเหนือน้ำหินถมจะมีขนาดที่สม่ำเสมอเนื่องจากใช้เป็นส่วนรองรับแผ่นคอนกรีตตาดหน้า ซึ่งสร้างขึ้นมาเพื่อมีหน้าที่ในการปิดกั้นการไหลซึมของน้ำผ่านตัวเขื่อน

Concrete Face Rockfill Dam ได้ถือกำเนิดขึ้นมาในเขตการทำเหมืองแร่ในแคลิฟอร์เนียมาตั้งแต่ พ.ศ. 2395 ซึ่งในยุคนั้นการออกแบบเขื่อนหินถมตาดคอนกรีตส่วนใหญ่อาศัยหลักการแบบ Empirical โดยเรียนรู้จากประสบการณ์และอาศัยการตัดสินใจของผู้ออกแบบ รูปร่างของ CFRD ในช่วงแรกๆ ใช้วิธีการถมหินโดยการ Dump ลงมาจาก Abutment ซึ่งแม้ว่าจะได้เขื่อนซึ่งมีความมั่นคงและประหยัด แต่เนื่องจากมีความเสียหายเกิดขึ้นกับ Concrete Face ก่อให้เกิดน้ำรั่วซึมเนื่องจากการทรุดตัวของวัสดุหินถมซึ่งเกิดจากวิธีการก่อสร้างโดยวิธีการ Dumped Rockfill ซึ่งมักจะแยกขนาด (Segregate) ทำให้เขื่อน CFRD ได้รับความนิยมน้อยลง โดยทั่วไปเลือกใช้ Clay Core Rockfill Dam (CCRD) แทน

จนต่อมาในปี พ.ศ.2493 ได้มีการผลิตเครื่องจักรเครื่องมือซึ่งสามารถนำมาเกลี่ยและบดอัด Compacted Rockfill จึงได้หันกลับมาเลือกใช้ Concrete Face Rockfill Dam อีกครั้งหนึ่ง และได้มีการพัฒนาในการออกแบบและวิธีการก่อสร้างเรื่อยมา จนถึงปัจจุบัน CFRD เป็นเขื่อนที่สำคัญที่นิยมสร้างกันมากขึ้นทั่วโลกกว่า 50 ประเทศ และสามารถสร้างได้บนฐานรากที่มีความไม่เหมาะสมกับเขื่อนคอนกรีตได้โดยประหยัดและปลอดภัย ทั้งยังสร้างได้สูงขึ้น โดยประหยัดกว่าเขื่อนชนิดอื่นๆ เหตุที่ทำให้ CFRD มีปลอดภัย ได้แก่

1. แรงที่น้ำกระทำต่อแผ่นคอนกรีต ส่วนใหญ่ถ่ายไปสู่ฐานรากบริเวณเหนือน้ำจากแนวแกนกลางเขื่อน

2. Uplift และ Pore Pressure ในตัวเขื่อนมีน้อยมาก จึงไม่ต้องนำมาเกี่ยวข้องในการวิเคราะห์

3. ความสามารถในการรับแรงเฉือน (Shear Strength) ของหินถมมีค่าสูงและสามารถเชื่อถือได้

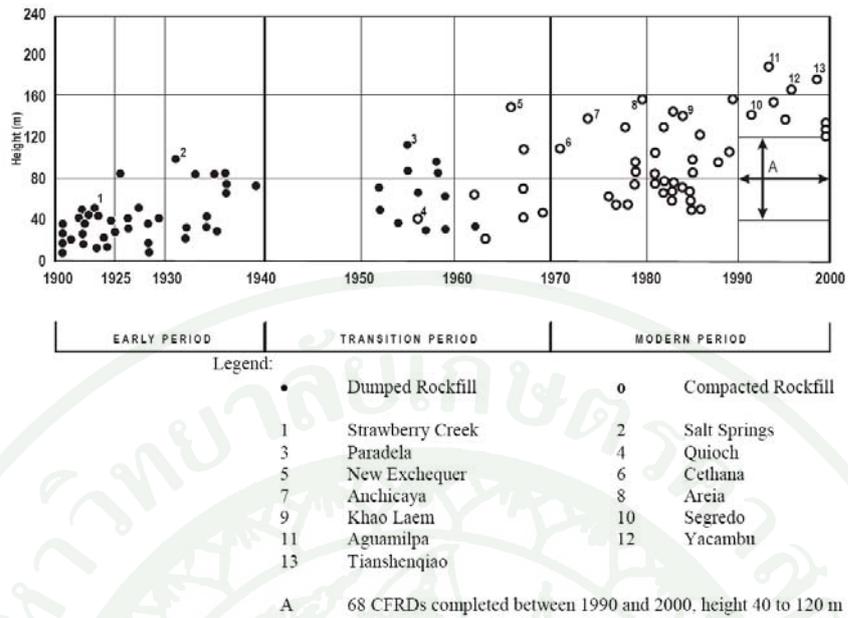
4. ความสามารถในการรับแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวของหินถมตัวเขื่อนมีค่าสูง

5. หินถมสามารถให้น้ำไหลผ่านได้โดยปลอดภัยในขณะที่ยังไม่ได้ก่อสร้าง Concrete Face Slab

วิธีการก่อสร้างเขื่อน CFRD ได้เปลี่ยนแปลงไป จากที่ก่อสร้างเป็นเขื่อนหินถม (Dumped Rockfill) มาเป็นเขื่อนหินบดอัด (Compacted Rockfill) ในปลายปี พ.ศ.2503 ดังในภาพที่ 1 ซึ่งเป็นผลให้การทรุดตัวของเขื่อนลดลงอย่างมากและทำให้สามารถก่อสร้างเขื่อนได้สูงขึ้นในปัจจุบัน เขื่อนหินถมคอนกรีตคาน้ำก่อสร้างได้สูงกว่า 200 เมตร เช่น เขื่อน Shibuiya ประเทศจีน เขื่อน Campos Novos ประเทศบราซิล

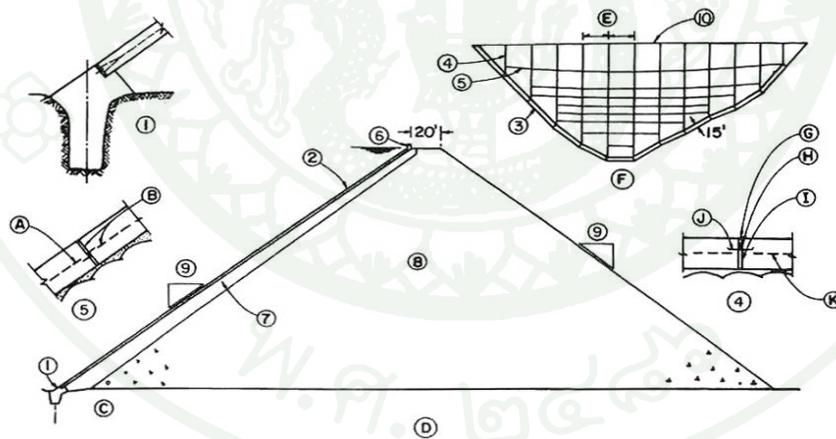
ส่วนประกอบของเขื่อน CFRD

เขื่อนหินถมคอนกรีตคาน้ำในยุคแรก มีความชันมาก (0.54 ถึง 0.75 ต่อ 1) และผิวหน้าจะเป็นคอนกรีตฉาบหน้าหินเรียง จนเมื่อก่อสร้างเขื่อน Salt Springs ในปี ค.ศ. 1932 ที่มีความสูงกว่า 100 เมตร จึงเริ่มก่อสร้างตัวเขื่อนด้วยการทิ้งหินและฉิมน้ำ และมีแผ่นคอนกรีตปิดด้านหน้าเขื่อน ทั้งนี้การออกแบบในอดีตใช้การวิเคราะห์แบบ Empirical โดยที่เขื่อนจะมีรูปหน้าตัดทั่วไป ดังภาพที่ 2 (Fell *et al.*, 2005)



ภาพที่ 1 วิวัฒนาการของการก่อสร้างเขื่อน CFRD

ที่มา: Cooke (1997), Extend to 2000



Features of early concrete face rockfill dam design (ICOLD, 1989a). (1) Cutoff trench, (2) Concrete face, (3) Plinth, (4) Vertical joint, (5) Horizontal joint, (6) Parapet, (7) Crane-placed large rock, (8) Dumped rockfill, (9) Slope, (10) Curved axis. (A) Reinforcement, (B) 1.9 cm red-wood filter and Z waterstop, (C) Grout curtain, (D) Cross section of dam, (E) 18 m (60 feet), (F) Elevation of face, (G) Mastic, (H) Premoulded asphalt, (I) Compressible joint filler, (J) U copper, (K) Reinforcement.

ภาพที่ 2 ส่วนประกอบของเขื่อน CFRD ในอดีต

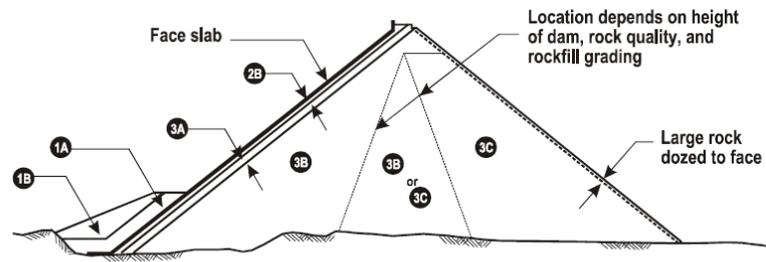
ที่มา: ICOLD (1989)

สำหรับส่วนประกอบหลักของเขื่อนหินถมคาน้ำคอนกรีตในยุคปัจจุบัน โดยทั่วไป แบ่งเป็น 3 ส่วน (Cooke *et al.*, 1987) แสดงดังภาพที่ 3 อันได้แก่

1. วัสดุหน้าแผ่นคอนกรีตคาน้ำ (Concrete Face Protection Zone) ในภาพที่ 3 ได้แก่ Zone 1A และ 1B วัสดุ 1A ต้องมีคุณสมบัติที่บดน้ำ มีเม็ดขนาดเล็ก ความเหนียวต่ำเพื่อทำหน้าที่ลดการรั่วซึมผ่าน Perimeter Joint และทำหน้าที่เป็นน้ำหนักรัดทาบป้องกันการคดของแผ่นคอนกรีตคาน้ำในช่วงที่มีการเก็บน้ำในอ่าง นอกจากนั้นเมื่อเกิดการแตกของแผ่นคอนกรีตคาน้ำ วัสดุดังกล่าวจะต้องสามารถไหลเข้าไปในรอยแตกเพื่อที่จะเข้าไปอุดช่องว่างระหว่างเม็ดหินในชั้นรองรับแผ่นคอนกรีตเพื่อชะลอการรั่วซึม วัสดุในส่วนนี้จำเป็นกับเขื่อนที่สูงมากๆ เพราะน้ำที่เก็บปริมาณมากและมีแรงดันน้ำที่สูง สำหรับวัสดุ 1B ทำหน้าที่ปิดป้องกันวัสดุ 1A จากการกัดเซาะและทำหน้าที่เป็นน้ำหนักรัดทาบวัสดุ 1A

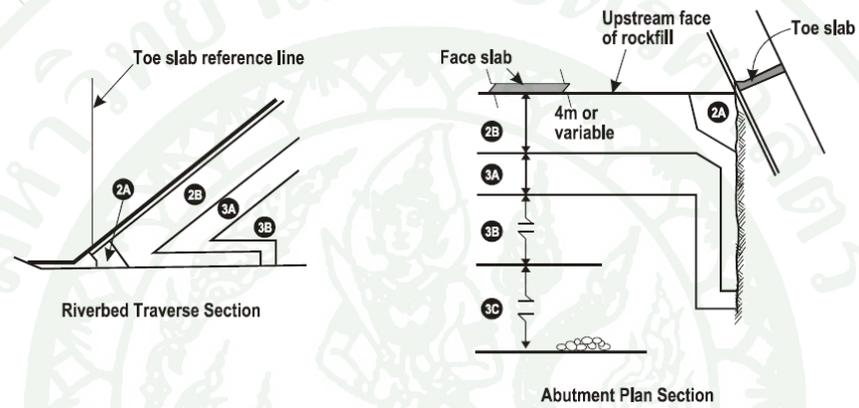
2. วัสดุรองรับแผ่นคอนกรีตคาน้ำ (Concrete Face Supporting) ในภาพที่ 3 ได้แก่ Zone 2A และ 2B วัสดุในโซนนี้จะเป็นหินที่มีขนาดคละดี เพื่อเป็นส่วนรองรับแผ่นคอนกรีตคาน้ำ เขื่อน อาจเป็นหินที่มีขนาดระหว่าง 7.5-15 เซนติเมตร ที่บดอัดรวมกับทรายที่มีขนาดสม่ำเสมอ ความหนาชั้นละ 0.4-0.5 เมตร วัสดุนี้จะเป็นวัสดุกึ่งที่บดน้ำเพื่อเป็นการป้องกันการรั่วของน้ำและทำหน้าที่เป็น Uniform Support ให้กับแผ่นคอนกรีต ข้อควรระวังในการบดอัดวัสดุในส่วนนี้ คือ หากมีฝนตกในสนามควรให้ความระมัดระวังการชะล้างหรือกัดเซาะจากน้ำฝน ดังนั้นในระหว่างก่อสร้างจึงจำเป็นต้องป้องกันปัญหาดังกล่าวโดยการปิดทับด้วย Shotcrete นอกจากนั้นชั้นดังกล่าวยังมีความยากในการบดอัดเนื่องจากอยู่ในระนาบเอียง ทำให้ควบคุมคุณภาพที่ผิวได้ยาก ดังนั้นในบางกรณีผู้ก่อสร้างอาจใช้ Extruded Curb ดังแสดงตัวอย่างที่เขื่อนน้ำจิม 2 ประเทศสาธารณรัฐประชาธิปไตยประชาชนลาว ในภาพที่ 4

3. วัสดุตัวเขื่อน (Rockfill Zone) ในภาพที่ 3 ได้แก่ วัสดุ Zone 3A, 3B และ 3C ซึ่งถือว่าเป็นวัสดุหลักของเขื่อนหินถมคาน้ำคอนกรีตคาน้ำ โซน 3A เป็นส่วนเชื่อมต่อระหว่างวัสดุในโซนที่ 2 กับหินถมที่บดอัดเป็นชั้น หนาชั้นละ 0.4-0.5 เมตร วัสดุโซน 3A มีหน้าที่กรองไม่ให้วัสดุ 2B ไหลเข้าสู่หินถม (Cooke *et al.*, 1987) สำหรับวัสดุโซน 3B จะบดอัดเป็นชั้นหนา 1 เมตร และมีหน้าที่ป้องกันไม่ให้แผ่นคอนกรีตคาน้ำเคลื่อนตัว ดังนั้นจำเป็นต้องบดอัดวัสดุบริเวณนี้เป็นอย่างดี ส่วนวัสดุ 3C อยู่ด้านท้ายน้ำมีความสำคัญต่อการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคาน้ำไม่มาก และการบดอัดหินบริเวณนี้ใช้ความหนาชั้นละ 1-2 เมตร



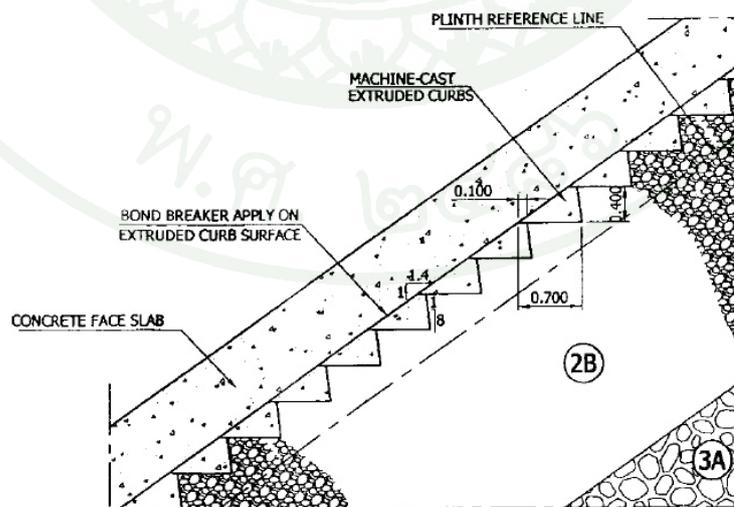
Dam Section

- 1A Cohesionless fine-grained soil
- 1B Random fill
- 2A Perimeter zone filter
- 2B Processed minus 75 mm
- 3A Selected rockfill - 0.4 m layers
- 3B Quarry run rockfill - 1 m layers
- 3C Quarry run rockfill - 2 m layers



ภาพที่ 3 ส่วนประกอบทั่วไปของเขื่อน CFRD

ที่มา: Cooke *et al.* (1987)



ภาพที่ 4 Extruded Curb ของเขื่อนน้ำจืด 2 ประเทศสาธารณรัฐประชาธิปไตยประชาชนลาว

คุณลักษณะของเขื่อน CFRD ในด้านการออกแบบ

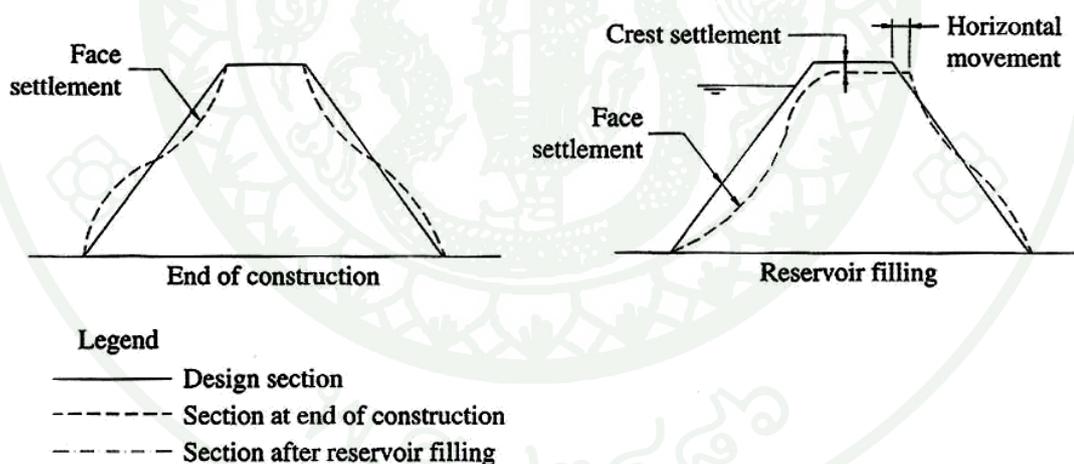
ICOLD (2004) ได้สรุปลักษณะที่ดีของเขื่อน CFRD ที่ก่อสร้างตั้งแต่ปี พ.ศ.2508-2543 ในด้านการออกแบบเขื่อน มีดังนี้

1. อัตราส่วนความปลอดภัยของการเลื่อนไถลของเขื่อนต้องมีค่ามากกว่า 7
2. Plinth ต้องวางบนชั้นหินฐานรากที่มีความแข็งแรงเหมาะสม และยึดต่อสนิทกับแผ่นคอนกรีตคานหน้าเพื่อไม่ให้ Plinth เคลื่อนตัว ส่วนบนของแผ่นคอนกรีตคานหน้ามี Parapet Wall เพื่อทำหน้าที่ป้องกันการไหลล้นข้ามสันเขื่อนและลดปริมาณหินถมในตัวเขื่อน
3. ปัญหาเรื่อง Uplift ใต้ฐานเขื่อนจะไม่เกิด หากแรงดันน้ำในอ่างมีค่าเกินแรงดันน้ำใต้ฐานราก ณ ตำแหน่ง 3 ใน 4 ของความกว้างฐานเขื่อน
4. โดยทั่วไปเขื่อนจะมีความมั่นคง เมื่อแรงดันน้ำจะไหลผ่านฐานรากจากด้านเหนือน้ำสู่แกนกลางเขื่อน
5. เนื่องจากวัสดุถมเขื่อนเป็นหินที่แห้ง ดังนั้นเมื่อมีแรงจากแผ่นดินไหวมากระทำจึงไม่มีแรงดันน้ำส่วนเกินเกิดขึ้นในตัวเขื่อน
6. เขื่อนมีความมั่นคงต่อแรงกระทำแผ่นดินไหว เนื่องจากวัสดุถมเขื่อนมีกำลังรับแรงเฉือนสูง ไม่มีแรงดันน้ำในตัวเขื่อน และการทรุดตัวภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหวเกิดขึ้นน้อย
7. การพิบัติที่เป็นไปได้เพียงรูปแบบเดียวสำหรับเขื่อน CFRD คือ น้ำล้นข้ามสันเขื่อนอย่างต่อเนื่อง ดังนั้นต้องระวังในการออกแบบข้อมูลทางอุทกวิทยา, Spillway และระยะเผื่อน้ำล้น (Freeboard) สำหรับการเกิด Piping ใต้ฐานรากเขื่อนจะเกิดได้ในกรณีที่ดินฐานรากเขื่อนเป็นหินผุ (Weathered Rock) หรือเป็นชั้นดินตะกอนหลวม (Alluvial Foundation)
8. หลังจากการก่อสร้างเขื่อนการเคลื่อนตัวจะเกิดขึ้นน้อยมาก และเมื่อเวลาผ่านไปหลายปี การเคลื่อนตัวจะหยุดลง

9. การเฝ้าระวังความปลอดภัยเขื่อนจำเป็นต้องมีเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวและเครื่องมือตรวจวัดการรั่วซึม แต่สำหรับบางเขื่อนอาจมีเพียงเล็กน้อยหรือไม่มีเครื่องมือวัดพฤติกรรมเลยก็ได้

พฤติกรรมของเขื่อน CFRD ในสถานะสถิตยศาสตร์

นับตั้งแต่ปี พ.ศ.2503 เป็นต้นมาการก่อสร้างเขื่อนหินถมคาน้ำคอนกรีตใช้การบดอัด (Compacted Rockfill) แล้วก่อสร้างแผ่นคอนกรีตคาน้ำตามมา อย่างไรก็ตามเมื่อเขื่อนเริ่มเก็บน้ำ มักจะมีการรั่วซึมออกมาให้เห็นอยู่เสมอ เนื่องจากวัสดุที่รองรับแผ่นคอนกรีตคาน้ำเขื่อนเกิดการทรุดตัวหรือยุบตัวจากแรงดันน้ำ นั่นหมายความว่าแผ่นคอนกรีตคาน้ำมีรอยแตกเกิดขึ้น ซึ่งอาจเกิดที่ตัวแผ่นคอนกรีตคาน้ำหรือรอยต่อของแผ่นคอนกรีต (Mori, 1999) ภาพที่ 5 แสดงให้เห็นว่าในระหว่างการก่อสร้าง ลาดเขื่อนทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำจะเกิดการยุบตัว และได้เก็บน้ำจะลาดทางด้านเหนือน้ำทรุดตัวและเคลื่อนที่ไปทางด้านท้ายน้ำ การเคลื่อนตัวนี้อาจก่อให้เกิดการแตกของแผ่นคอนกรีตคาน้ำและนำไปสู่การไหลซึมของน้ำผ่านรอยแตกนั้น



ภาพที่ 5 การทรุดตัวของเขื่อน CFRD หลังการก่อสร้างและเก็บน้ำ

ที่มา: Adapted from Mori (1999)

Mori (1999) ได้จำแนกรอยร้าวที่เกิดกับแผ่นคอนกรีตหน้าเขื่อน โดยทั่วไปได้ออกเป็น 3 ชนิด ได้แก่

1. ชนิด A รอยร้าวที่เกิดขึ้นจากการหดตัวของคอนกรีต รอยร้าวชนิดนี้โดยทั่วไปจะเกิดขึ้นในทิศตามแนวราบ รอยร้าวมีขนาดความกว้างน้อยมาก (น้อยกว่า 1 มม.) และสิ้นสุดที่ขอบของแผ่นคอนกรีตเท่านั้น ไม่เกิดต่อเนื่องไปยังแผ่นข้างเคียง

2. ชนิด B รอยร้าวชนิดนี้เกิดขึ้นจากการรูดขึ้นที่หรือการรูดที่ตีนเขื่อนจากการทรุดตัวของตัวเขื่อน โดยรอยร้าวที่เกิดขึ้นนี้มักจะเกิดขึ้นบริเวณแถบกึ่งกลางของความสูงของตัวเขื่อน

3. ชนิด C รอยร้าวชนิดนี้เกี่ยวข้องกับการทรุดตัวของเขื่อนโดยตรง ซึ่งการทรุดตัวเกิดจากขั้นตอนการก่อสร้างหรือโมดูลัสของวัสดุที่นำมาถมแต่ละโซนมีค่าแตกต่างกันมาก

Hunter *et al.* (2003) ได้อธิบายขบวนการพิบัติของเขื่อนหินถมคอนกรีตคานหน้า ดังภาพที่ 6 ซึ่งมีลำดับของการพิบัติ 4 ขั้นตอน ดังนี้

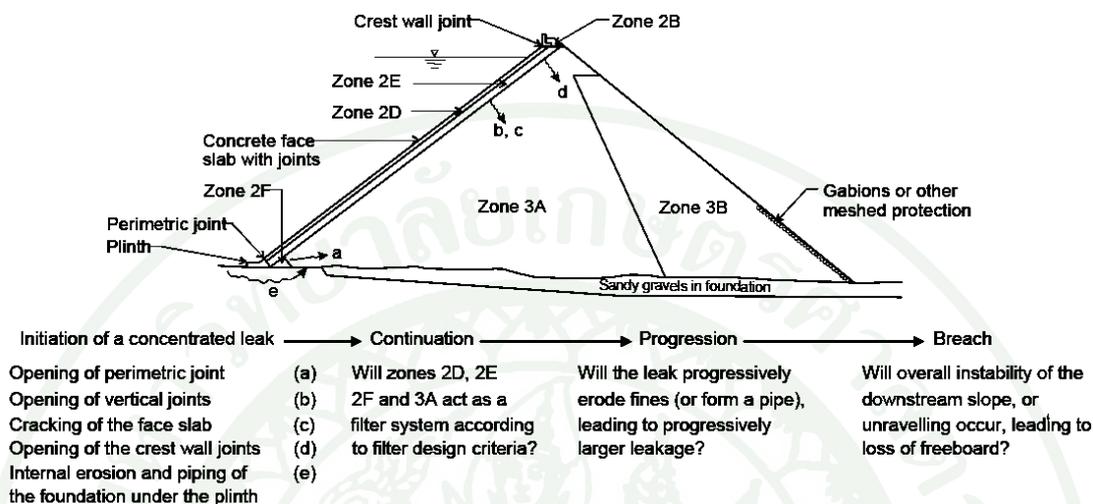
1. Initiation การไหลของน้ำผ่าน โครงสร้างที่บ้น้ำมักเกิดการรั่วเฉพาะจุด (Concentrated Leak) ซึ่งมีสาเหตุจากการไหลซึมในบริเวณต่างกัน เช่น การไหลผ่านรอยแยกที่รอยต่อบนแผ่นคอนกรีตคานหน้า (Joint) หรือรอยแตกของคอนกรีตคานหน้า และการไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อนได้ Plinth

2. Continuation ความเสียหายจากการไหลซึมจะพัฒนาต่อไปยังโครงสร้างหินถมด้านท้ายน้ำหรือไม่นั้น ขึ้นอยู่กับขนาดและวัสดุที่เป็นวัสดุกรอง (2D, 2E) หากวัสดุมีเม็ดหยาบกว่าเกณฑ์ ซึ่งจะกล่าวในส่วนต่อไปอาจจะเกิดการกัดเซาะต่อเนื่องได้

3. Progression ขั้นตอนที่ยินยอมเกิดการไหลเป็นทางซึ่งขึ้นอยู่กับความสามารถในการต้านทานการพัดพาของเม็ดดินขนาดเล็ก และความแข็งแรงของเม็ดดินที่จะไม่ยุบตัว และมีปริมาณการไหลซึมสูงขึ้น

4. Breach/Failure การรั่วซึมเกิดขึ้นอย่างรุนแรงจนโครงสร้างหินถม (3A,3B)

ขาดเสถียรภาพของลาดหิน หรือเกิดการยุบตัวของโครงสร้างที่มากอาจจะให้น้ำล้นข้ามสันเขื่อนได้



ภาพที่ 6 กลไกการพิบัติของเขื่อนหินถมคอนกรีตคานหน้า

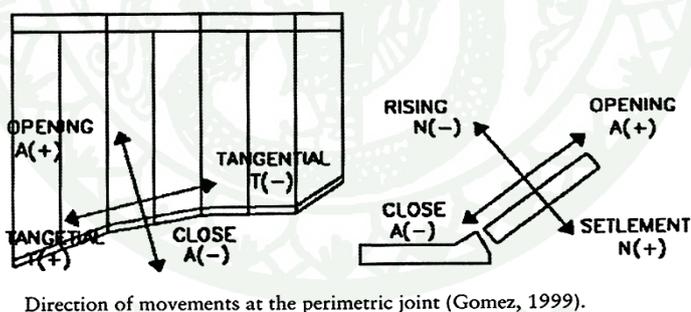
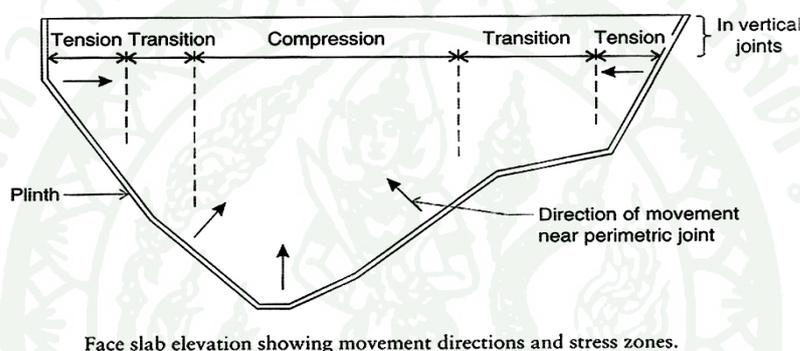
ที่มา: Hunter *et al.*, (2003)

จากภาพที่ 6 จะเห็นว่าจุดสำคัญของกระบวนการพิบัติคือความสามารถรองระหว่างวัสดุถมกับวัสดุรองรับคอนกรีตคานหน้า กล่าวคือ การพัฒนาการยุบตัวและปริมาณการไหลซึมขึ้นอยู่กับความเป็นวัสดุรองของวัสดุถมที่ใหญ่กว่า

โดยทั่วไปแผ่นคอนกรีตคานหน้าจะก่อสร้างหลังจากที่ได้ก่อสร้างถมเขื่อนเสร็จเรียบร้อยแล้วและรอพฤติกรรมทรุดตัวให้คงที่ เพื่อลดปัญหาการทรุดตัวของคอนกรีตคานหน้าซึ่งมักนำไปสู่การแตกร้าว เมื่อเริ่มมีการกักเก็บน้ำแผ่นคอนกรีตคานหน้าจะถูกแรงกระทำจากแรงดันน้ำตามระดับความลึก และจากการทรุดตัวของตัวเขื่อนเอง ทำให้แผ่นคอนกรีตคานหน้าเกิดการเคลื่อนตัวและทรุดตัวของตามมา กล่าวคือในบริเวณ Perimetric Joint จะเกิดแรงดึงแต่บริเวณกึ่งกลางของแผ่นคอนกรีตจะเกิดแรงอัดและทำให้เกิดแรงเฉือนและแรงดึงที่ Perimetric Joint ภาพที่ 7 แสดงทิศทางการเคลื่อนตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าเขื่อนและทิศทางการเคลื่อนตัวของ Perimetric Joint การเคลื่อนตัวสูงสุดส่วนใหญ่มักจะเกิดประมาณกึ่งกลางของความสูงของเขื่อน แต่อาจเกิดการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ตำแหน่งอื่นๆ ได้เช่นเดียวกัน ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับลักษณะรูปร่างของหินถม

ที่รองรับได้แผ่นคอนกรีตคานหน้า การเคลื่อนตัวนี้ยังสัมพันธ์กับค่าโมดูลัสของหินถมและความหนาของชั้นการบดอัด

Marulanda and Pinto (2000) ได้รายงานผลการตรวจวัดพฤติกรรมของเขื่อน CFRD ที่สร้างด้วยการบดอัด ภายใต้แรงกระทำแบบ Biaxial Compression จะทำให้เกิดความเค้น (Stress) เนื่องจากแรงดึงที่ไม่มากในบริเวณใกล้กับฐานเขื่อน สันเขื่อน และรอบๆ Perimetric Joint อย่างไรก็ตามเขื่อน CFRD ที่ก่อสร้างในช่วงหลังอาจเกิดความเค้นเนื่องจากแรงดึงภายในตัวแผ่นคอนกรีตคานหน้า ณ สถานะต่างกันไป

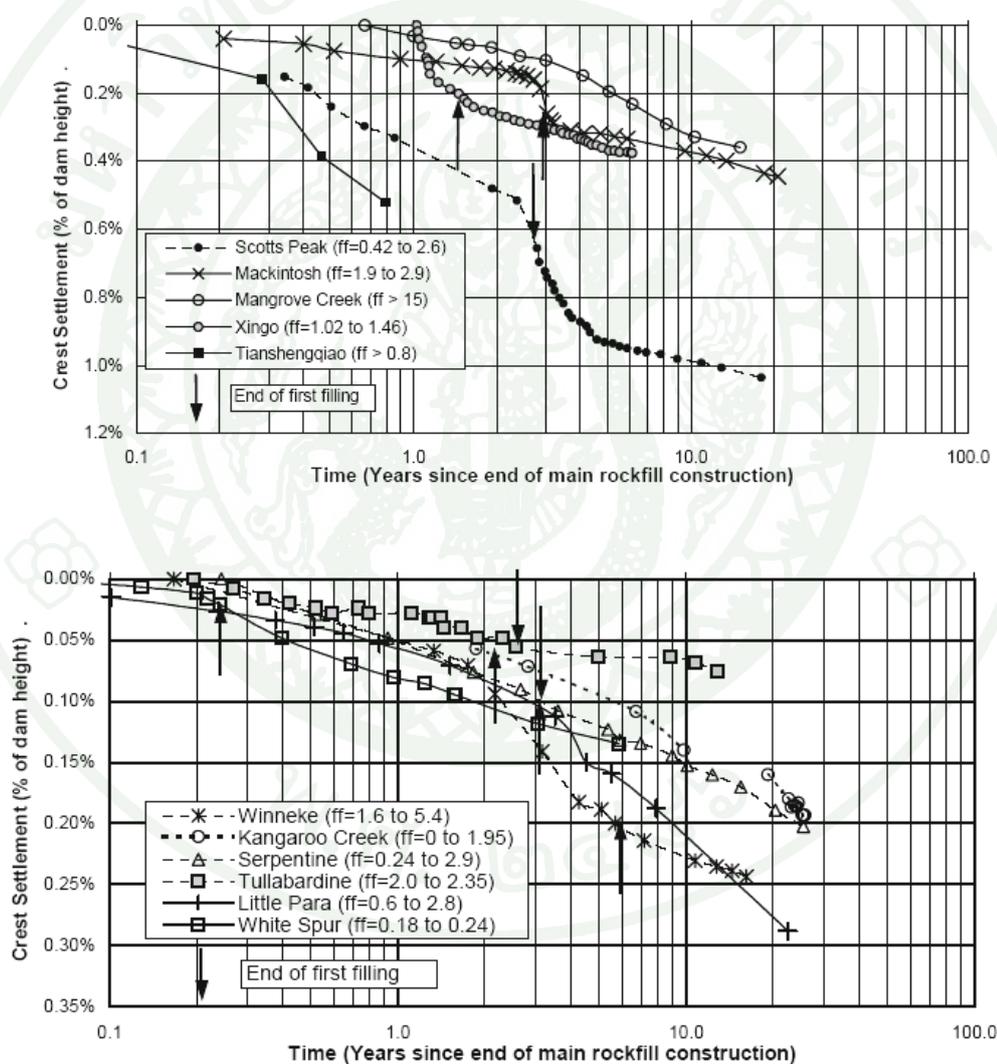


ภาพที่ 7 ทิศทางการเคลื่อนตัวและลักษณะของแรงกระทำของแผ่นคอนกรีตคานหน้า

ที่มา: Gomez (1999)

สันเขื่อนหินถมจะทรุดตัวหลังเขื่อนได้ก่อสร้างเสร็จ และเมื่อมีแรงดันน้ำกระทำต่อตัวเขื่อน การทรุดตัวจะเกิดเพิ่มขึ้นอีก โดยการตรวจวัดดำเนินการหลังการก่อสร้างจึงบอกถึงการเปลี่ยนแปลงระดับสันเขื่อนเมื่อเริ่มเก็บกักน้ำในครั้งแรก เมื่อใช้เก็บน้ำไประยะหนึ่ง การทรุดตัวของหินถมอาจเพิ่มขึ้นแม้ว่าไม่มีแรงกระทำเพิ่มขึ้นก็ตาม เรียกพฤติกรรมการทรุดตัวที่ขึ้นกับ

เวลา (Time dependent) นี้ว่า “Creep” Hunter *et al.* (2003) ได้สรุปอธิบายอัตราการทรุดตัวของสันเขื่อนหินถมคอนกรีตคานหน้า โดยการพิจารณาค่าทรุดตัวของสันเขื่อนเทียบกับความสูงเขื่อน และ Log Time ที่บอกถึงการทรุดตัวของสันเขื่อนเกิดขึ้นซึ่งแสดงในภาพที่ 8 ระหว่างการเก็บน้ำปีแรก อาจมีการทรุดตัวได้มากถึง 50% ของการทรุดตัวทั้งหมด ในระยะยาวการทรุดตัวของหินถมจะสัมพันธ์กับเวลา มีอัตราการทรุดตัวขึ้นกับวิธีการก่อสร้างและคุณภาพของหินถม หินถมที่มีกำลังรับแรงอัดที่สูงย่อมทำให้เขื่อนมีการทรุดตัวได้น้อยกว่าเขื่อนที่ก่อสร้างด้วยหินที่มีคุณภาพด้อยกว่า ซึ่งสรุปเป็นช่วงของค่าการทรุดตัวและอัตราการทรุดตัวดังตารางที่ 1



ภาพที่ 8 การทรุดตัวที่สันเขื่อนหินถมคอนกรีตคานหน้า

ที่มา: Hunter *et al.* (2003)

ตารางที่ 1 Post Construction Total Crest Settlement and Long-Term Creep Rate for CFRDs

Rockfill Classification	Total Post Construction		Long-term Creep Rate, α^{**} (% /log cycle)
	Settlement (% of dam height)		
	10 years	30 years	
Dumped Rockfill	0.6 to 1.0	1.0 to 1.5	0.3 to 1.5
Well Compacted Rockfills:			
- Medium to high strength*	0.15 to 0.4	-	0.05 to 0.25
- Very high strength, quarried*	0.06 to 0.2	-	0.02 to 0.10
- Gravel Rockfills	0.2 to <0.05	-	<0.10

Note: * Rock substance unconfined compressive strength medium 6 to 20 Mpa, high 20 to 70 Mpa, very high 70 to 240 Mpa.

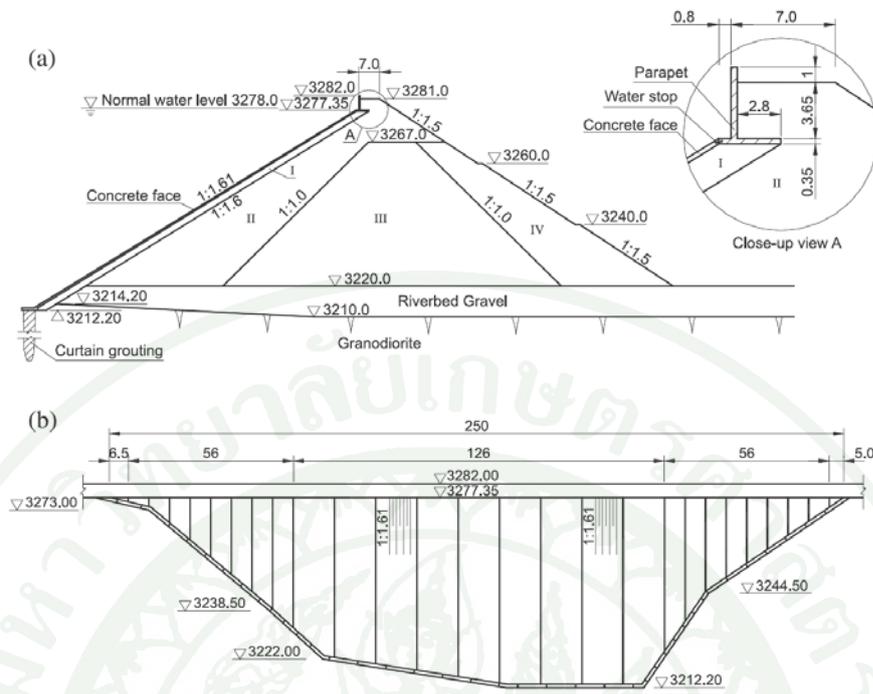
** % strain = α (log t2 – log t1)

ที่มา: Hunter *et al.* (2003)

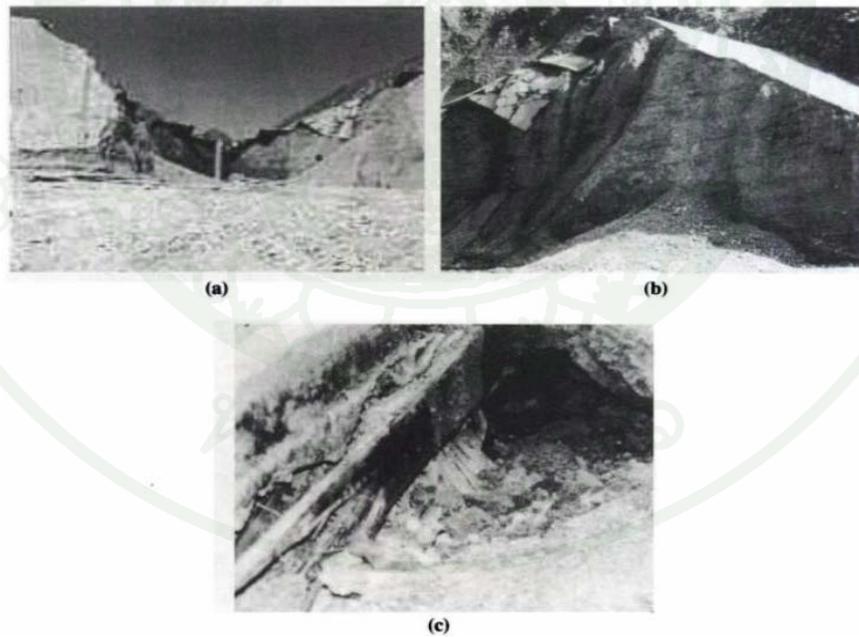
ความเสียหายของเขื่อน CFRD ในสภาวะสถิตย์ศาสตร์และแผ่นดินไหว

ความเสียหายในสภาวะสถิตย์ศาสตร์

ในปีพ.ศ. 2536 เขื่อน Gouhou ในประเทศจีน ซึ่งเป็นเขื่อนคอนกรีตคาน้ำได้พิบัติอันเกิดจากสาเหตุของการรั่วซึมที่รอยต่อระหว่างคอนกรีตคาน้ำและกำแพงกันคลื่น โดยรอยต่ออยู่ที่ระดับ 3277.5 ม.รทก. ดังภาพที่ 9 ในขณะที่เขื่อนเก็บน้ำไว้สูงระดับ +3275 ม.รทก. การรั่วทำให้วัสดุถมเขื่อนที่เป็นทรายและกรวดบดอัดถูกพัดพาออก และทำให้คอนกรีตคาน้ำยุบตัวของจากการที่วัสดุถมเขื่อนยุบตัว และน้ำล้นข้ามสันเขื่อนเป็นเหตุให้น้ำท่วมในพื้นที่ท้ายน้ำและมีผู้เสียชีวิตกว่า 300 คน



(ก) หน้าตัดและรูปตัดตามยาวของเขื่อน Gouhou

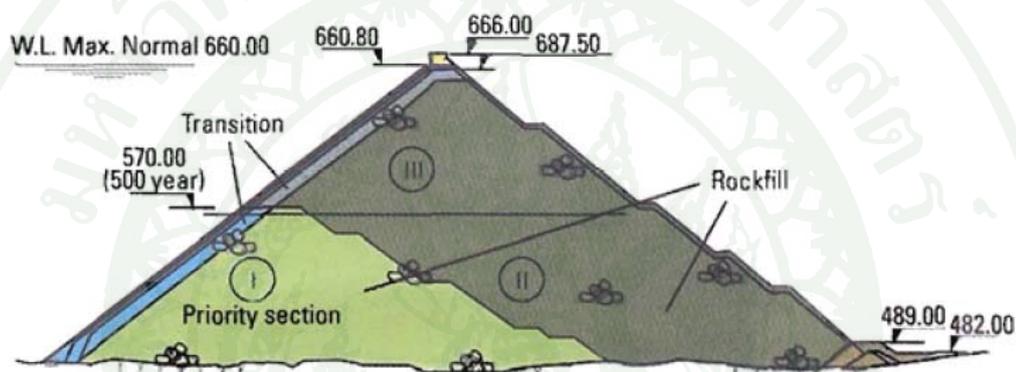


(ข) สภาพเขื่อน Gouhou หลังการพิบัติ

ภาพที่ 9 ลักษณะทั่วไปและการพิบัติของเขื่อน Gouhou

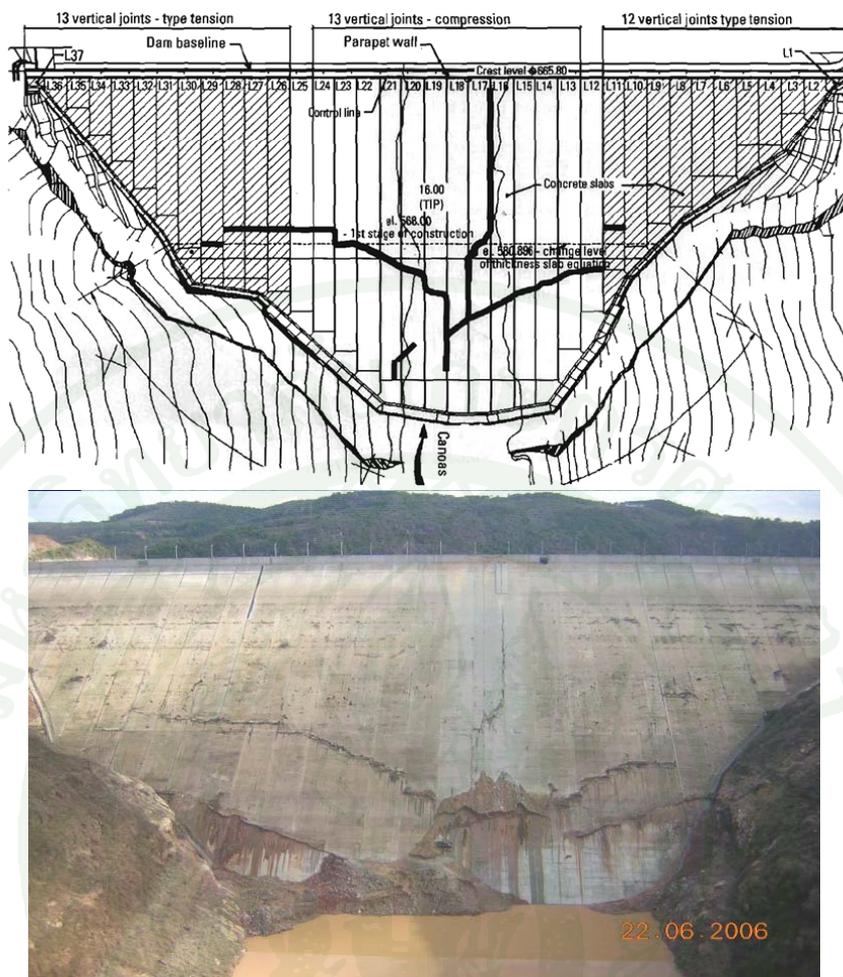
ที่มา: Chen *et al.* (2006)

เขื่อน Campos Novos ในประเทศบราซิล เป็นเขื่อนแบบหินถมลาดหน้าคอนกรีตที่มีความสูง 202 เมตร และความยาวสันเขื่อน 590 เมตร เริ่มก่อสร้างในปี 2001 และเสร็จในปี 2005 โดยวัสดุที่ใช้บดอัดตัวเขื่อนมีคุณสมบัติของค่า Unit Weight 2.14 t/m^3 , ค่า Uniaxial Compression มีค่ามากกว่า 75 MPa โดยแบ่งขั้นตอนการก่อสร้างออกเป็น 2 ขั้นตอน ดังแสดงในภาพที่ 10 ขั้นตอนที่ 1 ถมถึงระดับ 570 และขั้นตอนที่ 2 ถมถึงระดับ 660 ในช่วงที่เขื่อนก่อสร้างเสร็จได้มีการประเมินค่า Deformation Modulus โดยพบว่าบริเวณด้านเหนือน้ำ แกนกลาง และท้ายน้ำ มีค่าประมาณ 60, 50 และ 30 MPa ตามลำดับ



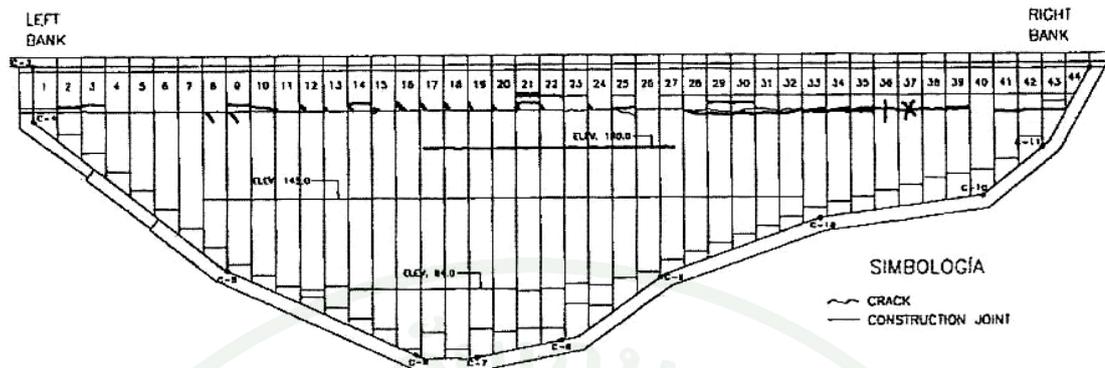
ภาพที่ 10 ขั้นตอนการก่อสร้างเขื่อน Campos Novos

หลังจากที่เขื่อนเก็บน้ำมา 226 วัน ซึ่งปริมาณน้ำในเขื่อนคิดเป็น 80% ของความจุเขื่อน สังเกตพบการแตกของแผ่นคอนกรีตบริเวณรอยต่อที่เหนือระดับน้ำ จากนั้นจึงได้มีทีมสำรวจรอยแตกดังกล่าว พบว่ารอยแตกนั้นมีความยาวต่อเนื่องกันถึง 100 เมตร ดังนั้นจึงได้แก้ไขโดยใช้การโรยทรายอุด พบว่าการรั่วซึมลดลงจาก 1487 l/sec ถึง 800 l/sec ทั้งนี้หลังจากซ่อมแซมโดยการครยทรายแล้วก็ยังมีอัตราการรั่วซึมที่สูงอยู่ จึงต้องมีการปล่อยน้ำออกจากตัวอ่างและซ่อมแซมเขื่อนโดยใช้แผ่น Geotextile คลุมแผ่นคอนกรีตทั้งตัวเขื่อน ภาพที่ 11 แสดงสภาพรอยแตกที่เกิดขึ้นในแผ่นคอนกรีตลาดหน้าเขื่อน Campos Novos



ภาพที่ 11 สภาพรอยแตกที่เกิดขึ้นในแผ่นคอนกรีตคานหน้าเขื่อน Campos Novos

เขื่อน Aquamilpa ในประเทศเม็กซิโก มีความสูง 187 ม. เกิดรอยร้าวขึ้นหลายตำแหน่ง ในบริเวณช่วงบนของแผ่นคอนกรีตคานหน้า ดังแสดงในภาพที่ 12 Marulanda and Pinto (2000) ได้ รายงานเกี่ยวกับรอยร้าวที่เกิดขึ้นนั้นมีความยาวประมาณ 165 ม. เกิดขึ้นต่ำกว่าระดับของสันเขื่อนลงมา 55 ม. ซึ่งรอยร้าวที่ตรวจพบนี้เกิดขึ้นหลังจากที่เขื่อนก่อสร้างเสร็จ 3 ปีและเริ่มมีการกักเก็บน้ำ ครั้งแรก สาเหตุที่เกิตรอยร้าวนี้เนื่องมาจากมีค่าโมดูลัสของกรวดทรายที่นำมาบดอัดในบริเวณลาดชันด้านเหนือน้ำกับด้านท้ายน้ำ มีค่าที่แตกต่างกันมาก (Gomez *et al.*, 2000) ค่าโมดูลัสของกรวดทรายและหินมีค่าประมาณ 200-300 MPa และ 40-60 MPa ตามลำดับ (Marulanda and Pinto, 2000) ซึ่งเกิดค่าความเค้นเนื่องจากแรงดึงขึ้นในแผ่นคอนกรีตคานหน้าเขื่อนก่อให้เกิดรอยร้าวและการทรุดตัวของตัวเขื่อนตามมา



ภาพที่ 12 ตำแหน่งรอยร้าวที่เกิดขึ้นกับของแผ่นคอนกรีตคานหน้าเขื่อน Aguamilpa

ที่มา: Gomez (1999)

เขื่อน Xingo ในประเทศบราซิล มีความสูง 140 เมตร มีการแบ่งการก่อสร้างหลายขั้นตอน รอยร้าวตามแนวราบของแผ่นคอนกรีตคานหน้าเขื่อนเกิดขึ้นใกล้กับรอยต่อที่แบ่งการก่อสร้างออกเป็นขั้นตอนต่างๆ เนื่องจากเกิดการทรุดตัวที่แตกต่างกันของวัสดุที่นำมาถมตัวเขื่อนตามขั้นตอนการก่อสร้างที่ถูกแบ่งไว้นั่นเอง

Hunter 2003 ได้รวบรวมความเสียหายของเขื่อน CFRD จากการไหลซึมผ่านรอยแตก การทรุดตัวของวัสดุตัวเขื่อน และการแตกของแผ่นคอนกรีตคานหน้า โดยแสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ข้อมูลการศึกษาความเสียหายของเขื่อน CFRD

Name	Height (m)	Settlement total (mm) (0.4 to 5.7 yrs)	Max Leakage (l/sec)	Leakage causes
Aguamilpa	185.5	307 (0.4 to 5.7 yrs)	200	Large increase in leakage rate when reservoir raised above certain level (due to cracking in upper part of face slab)
Alto Anchicaya	140	153 mm (0.11 to 10.3 yrs)	1800	High rate of leakage on first filling, through the perimeter joint on the right abutment and open joints on left abutment. Repaired.
Bastyan	75	50 mm (0.2 to 7.5 yrs, SC3)	10	Approximately 10 l/sec on first filling. Gradual reduction with time to base flow of 5 l/sec.
Cethana	110	137 mm (0 to 28.6 yrs)	65 to 70	-
Chengbing	74.6	-	75	Max leakage during construction when reservoir level rose above level of face slab. After completion leakage = 60 l/sec.
Cogswell	85.3	271 mm (0 to 3 yrs, to 4/38)	3000	Maximum in 1938 on first filling. Large crack in floater slab.
Courtright	97	1237 mm (0 to 38 yrs)	1275	Lower perimetric joints moved soon after completion affecting waterstops. Joints on abutments opened (~ 1968) and upper perimetric joint opened tearing waterstops in 1989.
Crotty	83	55 mm (0 to 8.5 yrs, SC4)	45	Peak leakage rate of 45 l/sec. Thought to be seepage through the foundation on the abutments where the grouting failed.
Dix River	84	1281 mm (Stn 16.9, to 1957, 32 yrs)	2700	Leakage near intake to wer, through cracks and opened joints in slabs and through the foundation. Various methods to try and treat problem.
Foz Do Areia	160	328 mm (0 to 11 yrs)	240	Maximum leakage on first filling. Gradual reduction with time.

ตารางที่ 2 (ต่อ)

Name	Height (m)	Settlement total (mm)	Max Leakage (l/sec)	Leakage causes
Golillas	125	52 mm (0.46 to 6.4 yrs, to 10/84)	1080	Leakage through the foundation during first filling and some segregation of Zone 1 noted. Repaired and leakage reduced.
Ita	125	-	1700	Reached 1700 l/sec 4 months after first filling, due to cracking in slab. Reduced to 380 l/sec by dumping sand and silty sand on face.
Kangaroo Creek	60	116 mm (0 to 26 yrs)	11	On initial filling seepage heard through within the embankment. Possible seepage along horizontal layers in weak rockfill.
Khao Laem	130	-	53	Feb 1986 (3 months post first filling) leakage increased from 9 to 53 l/sec as a result of cracks in the face slab. Cracks repaired and leakage reduced.
Kotmale	90	255 mm (0 to 2.46 yrs)	< 10	At close to end of first filling.
Little Para	53	152 mm (0 to 22.6 yrs)	19.2	Maximum leakage measured just prior to first overflow in August 1981. Wet spots and seepage on downstream slope on right abutment.
Lower Bear No. 1	75	375 mm (0.07 to 4.05 yrs)	113	Maximum at FSL on first filling. Gradual reduction thereafter.
Lower Bear No. 2	46	116 mm (0.07 to 4.07 yrs)	No Leakage	Suspect relatively small in comparison to Lower Bear No. 1 and other CFRDs constructed in the 1950s.
Mackintosh	75	333 mm (0 to 20.6 yrs)	21	Max. at end of first filling. Gradual reduction with time.
Mangrove Creek	80	287 mm (0.67 to 15 yrs)	5.6	Max. leakage when storage level was at its highest (1991)

ตารางที่ 2 (ต่อ)

Name	Height (m)	Settlement total (mm)	Max Leakage (l/sec)	Leakage causes
Murchison	94	104 mm (0.08 to 17.6 yrs, to 1999)	3.5	3.5 l/sec on first filling.
Reece	122	221 mm (0.12 to 15 yrs, to end 1999)	8 to 12	Initial leakage virtually all from right abutment.
Salt Springs	100	1276 mm to 1996 (0.26 to 65 yrs)	565	Leakage mostly through the upper part of the face slab (upper 35 m) through cracks in face slab, honeycombe pockets in concrete and open joints.
Salvajina	148	90 mm (0.33 to 0.75 yrs)	74	Approx. 14 l/sec through abutments and 60 l/sec through face slab.
Scotts Peak	43	445 mm (0 to 18 yrs, to 12/89)	100	At close to FSL on first filling leakage increased from 5 to 100 l/sec due to cracking in face slab. Gravel blanket placed.
Segredo	145	229 mm (to 0.4 yrs post ff, 1992)	390	Max leakage on first filling when at FSL. Leakage reduced by dumping fill on lower portion of face slab.
Serpentine	38	77 mm (0.24 to 25.5 yrs, to 1/97)	-	No estimates possible due to inundation of the downstream toe of the embankment
Salt Springs	100	1276 mm to 1996 (0.26 to 65 yrs)	565	Leakage mostly through the upper part of the face slab (upper 35 m) through cracks in face slab, honeycombe pockets in concrete and open joints.

ตารางที่ 2 (ต่อ)

Name	Height (m)	Settlement, total (mm)	Max Leakage (l/sec)	Leakage causes
Scotts Peak	43	445 mm (0 to 18 yrs, to 12/89)	100	At close to FSL on first filling leakage increased from 5 to 100 l/sec due to cracking in face slab. Gravel blanket placed.
Shiroo	125	166 mm (0 to 1.8 yrs) to 12/84	1800	When close to FSL. Cracking in face slab near junction with plinth.
Tianshengqiao No. 1	178	926 mm (0.05 to 0.8 yrs, to Dec 1999)	53	Max at end Dec 1999 when reservoir at highest level. March 2000 ~ 30 l/sec. Repairs to cracks in face slab.
Tullabardine	25	19 mm (0.2 to 12.8 yrs)	1.5 to 2	Current base flow less than 1 l/sec.
White Spur	43	58 mm (0.04 to 5.9 yrs, 4/89 to 2/95)	7	Limited leakage. &l/sec shortly after first filling. Gradual reduction to approx. 2 l/sec.
Winneke	85	207 mm (0.17 to 16.2 yrs, Jan 79 to Jan 95)	58	Max. leakage when reservoir at FSL on first filling. Gradual decrease in leakage rate since.
Wishon	90	954 mm (0 to 38 yrs)	3120	Maximum within 2 months of first filling. Due to cracking in face slab, mainly at the perimeter joint. Series of repairs to face slab over the years.
Xingo	140	526 (1.0 to 6.2 yrs)	200	Leakage increased post ff from 100 to 200 l/sec. Due to cracks in slab. Dumping soils on face reduced leakage to 140 l/sec.

ที่มา: Hunter *et al.* (2003)

ความเสียหายของเขื่อนจากแผ่นดินไหว

เหตุการณ์แผ่นดินไหวมักจะถูกนำมาพูดถึงความมั่นคงของโครงสร้างใหญ่ๆ ทางวิศวกรรม อยู่เสมอ โดยเฉพาะกับโครงสร้างเขื่อนที่สร้างขึ้นมาเพื่อเก็บกักน้ำไว้ หากเขื่อนไม่มีความมั่นคง เมื่อเกิดแผ่นดินไหวโอกาสที่จะส่งผลกระทบต่อผู้อยู่อาศัยทางด้านท้ายน้ำก็มีสูง จะเห็นได้ว่าเขื่อนที่ก่อสร้างในอดีตที่ไม่ได้เป็นไปตามหลักวิศวกรรมจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวค่อนข้างมาก เนื่องจากการขาดความเข้าใจในการก่อสร้างและการออกแบบ ผลจากการเกิดความเสียหายนี้ก็เป็นตัวช่วยให้ความเข้าใจในเรื่องเขื่อนมากขึ้นในปัจจุบัน สุทธิศักดิ์ (2549) ได้สรุปสาเหตุที่สามารถนำไปสู่การพิบัติของเขื่อนเมื่อถูกแรงกระทำแผ่นดินไหวดังต่อไปนี้

1. การเคลื่อนตัวของแนวรอยเลื่อนในแนวคิงไคล์ตัวเขื่อน
2. การเคลื่อนตัวของรอยเลื่อนใต้ฐานเขื่อน
3. การเกิดคลื่นน้ำภายในอ่างเก็บน้ำ (Seiches) เนื่องจากความสั่นสะเทือน
4. การเกิดแผ่นดินถล่มรอบอ่างเก็บน้ำจากแรงแผ่นดินไหวทำให้เกิดน้ำข้ามสันเขื่อน
5. เกิดการพิบัติของอาคารบังคับน้ำ ทำให้ไม่สามารถระบายน้ำได้
6. การไหลซึมของน้ำผ่านตัวเขื่อนตามรอยแตกในแนวขวางกับสันเขื่อน
7. การยุบตัวของสันเขื่อนในแนวคิงเนื่องมาจากแรงสั่นสะเทือน ทำให้เกิดรอยแตกตามแนวแกนเขื่อน
8. การสูญเสียกำลังของดินตัวเขื่อนหรือฐานรากเนื่องจากการเกิด Liquefaction ทำให้เกิดการเลื่อนไถลหรือยุบตัวของเขื่อน

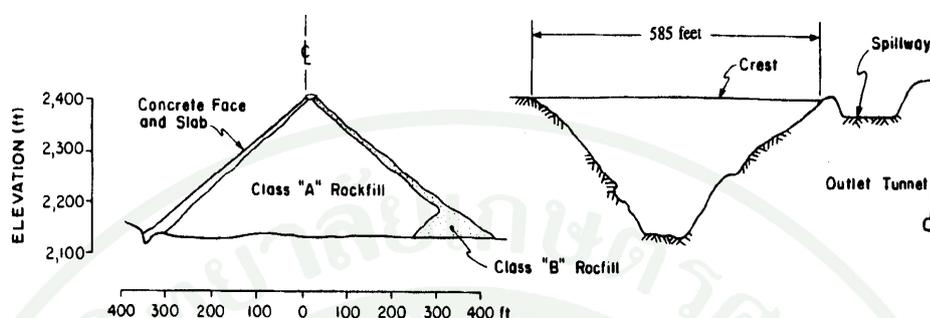
เขื่อนหินถมคาน้ำคอนกรีต (Concrete Face Rockfill Dam, CFRD) เป็นเขื่อนที่มีความมั่นคงสูงเนื่องจากใช้วัสดุที่มีความแข็งแรงในการก่อสร้างตัวเขื่อน อย่างไรก็ตามความเสียหายกับตัวเขื่อนหรือคอนกรีตคาน้ำก็มักจะมีให้เห็นอยู่เสมอ โดยเฉพาะภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว ซึ่งความเสียหายของเขื่อน CFRD นั้นได้รวบรวมเหตุการณ์ต่างๆ ตามเหตุการณ์การเกิดแผ่นดินไหวไว้ ดังนี้

1. เขื่อน Cogoti ในประเทศชิลี ก่อสร้างเสร็จปี พ.ศ.2481 เป็นเขื่อน CFRD ที่มีการก่อสร้างแบบ Dumped Rockfill สูง 85 เมตร ได้รับผลกระทบจากหลายๆ เหตุการณ์แผ่นดินไหว เช่น ผลจาก Illapel Earthquake ในปี พ.ศ.2486 มีขนาดความรุนแรง 7.9 ริคเตอร์ ศูนย์กลางแผ่นดินไหวอยู่ห่างจากเขื่อน 90 กิโลเมตร วัดความเร่งสูงสุดของพื้นดินที่ฐานเขื่อน (PGA) ได้ 0.19g จากการสำรวจไม่พบความเสียหายของตัวเขื่อนและแผ่นคอนกรีตคาน้ำซึ่งมีความหนา 20-80 เมตร จากสันเขื่อนถึงฐานยันเขื่อน แต่ผลจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวนี้ก่อให้เกิดการทรุดตัวของสันเขื่อนทันที 40 เซนติเมตร

2. เขื่อน Minase ในประเทศญี่ปุ่น เป็นเขื่อนประเภท CFRD ที่ก่อสร้างโดยการ Dumped Rockfill มีความสูง 66.5 เมตร ก่อสร้างเสร็จในปี พ.ศ.2505 หลังจากก่อสร้างเสร็จ 2 ปี ในวันที่ 16 มิถุนายน ปี พ.ศ.2507 เกิดเหตุการณ์ Niigata Earthquake ห่างจากตัวเขื่อน 147 กิโลเมตร มีขนาดความรุนแรงของแผ่นดินไหว 7.5 M_{JMA} ความเร่งสูงสุดของพื้นดินไม่สามารถตรวจวัดด้วยเครื่องวัดแผ่นดินไหว แต่การประมาณจากสมการความสัมพันธ์นั้นมีความเร่งสูงสุดของพื้นดินประมาณ 0.08g ผลการสำรวจหลังจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวพบความเสียหายเพียงเล็กน้อยจากการทรุดตัวของสันเขื่อน 14 เซนติเมตร

3. เขื่อน Cogswell ในมลรัฐแคลิฟอร์เนีย ประเทศสหรัฐอเมริกา เป็นเขื่อน CFRD ที่ก่อสร้างโดยวิธี Homogeneous Dumped Rockfill โดยหินถมก่อสร้างเสร็จในปี พ.ศ.2476 ต่อมาในปี พ.ศ.2477 ขณะที่มีการก่อสร้างแผ่นคอนกรีตคาน้ำ เกิดฝนตกอย่างหนักเป็นเวลาติดต่อกัน 4 เดือน ตั้งแต่ธันวาคม พ.ศ.2476 ถึงเดือนมีนาคม พ.ศ.2477 ทำให้วัสดุหินถมอิ่มตัวด้วยน้ำและเกิดการทรุดตัวอย่างมากของวัสดุตัวเขื่อน โดยเกิดการทรุดตัวของเขื่อนในเดือนธันวาคม พ.ศ.2476 ทั้งหมด 5.8 ฟุต และรวมทั้ง 4 เดือนตลอดช่วงฝนตก 13.6 ฟุต ผลจากเหตุการณ์ครั้งนี้ทำให้ต้องมีการเปลี่ยนรูปแบบใหม่จากการใช้ไม้มาเป็นแผ่นคาน้ำชั่วคราว และเปลี่ยนมาเป็น Concrete Face

Slab อย่างถาวรในปี พ.ศ.2491 โดยความสูงของตัวเขื่อนนี้สูง 280 ฟุต ความยาวสันเขื่อน 585 ฟุต ภาพที่ 13 แสดงหน้าตัดและวัสดุตัวเขื่อน



Class "A" = Rockfill comprise the main body of dam and well graded mixture

Class "B" = Rockfill was used to place an upstream facing layer varying from 6 feet thick at the crest to 15 feet thick at the toe

Class "C" = Concrete Facing

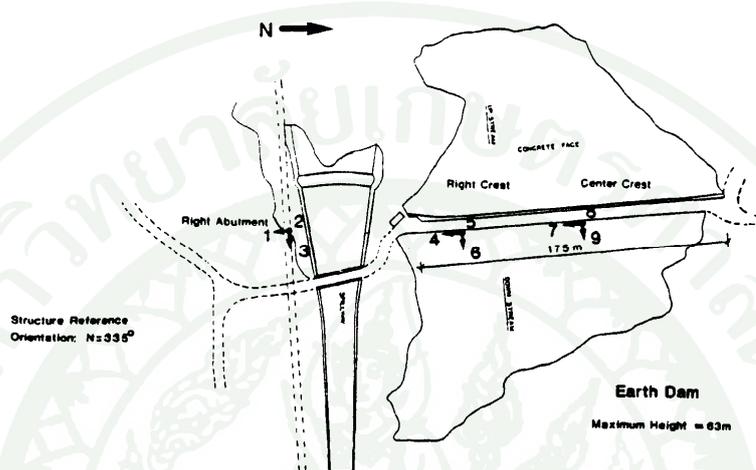
ภาพที่ 13 หน้าตัดและวัสดุตัวเขื่อน Cogswell

ที่มา: Boulanger *et al.* (1993)

เหตุการณ์แผ่นดินไหว 2 เหตุการณ์ที่สำคัญที่เขื่อน Cogswell ได้รับผลกระทบ คือ ในปี พ.ศ.2530 Whittier Narrows Earthquake มีขนาดความรุนแรง 5.9 ริคเตอร์ ศูนย์กลางแผ่นดินไหว ห่างจากตัวเขื่อน 18 ไมล์ และในปี พ.ศ.2534 Sierra Madre Earthquake ขนาดความรุนแรง 5.8 ริคเตอร์ ศูนย์กลางแผ่นดินไหวห่างจากตัวเขื่อน 2.3 ไมล์ ทั้ง 2 เหตุการณ์แผ่นดินไหวสามารถวัดความเร่งสูงสุดของพื้นดินที่ตำแหน่งสันเขื่อนโดยเครื่องมือวัด Strong Ground Motion ได้ 0.15g และ 0.49g ตามลำดับ ตำแหน่งของ Strong Ground Motion และข้อมูล Acceleration Time History แสดงในภาพที่ 14 และ 15 ตามลำดับ

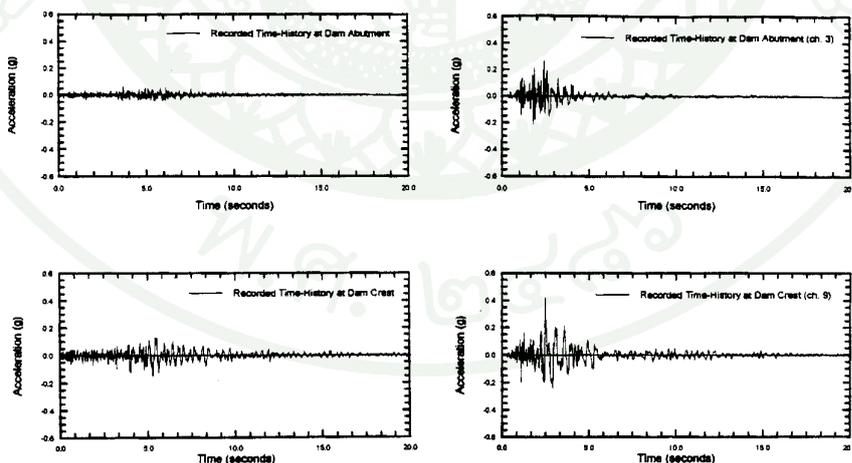
ผลจากการสำรวจหลังเกิดแผ่นดินไหวในปี พ.ศ.2530 Whittier Narrows Earthquake ไม่พบความเสียหายแก่ตัวเขื่อน แต่สำหรับในปี พ.ศ.2534 Sierra Madre Earthquake พบว่าเขื่อนเคลื่อนตัวในแนวตั้ง 1.61 นิ้ว และเคลื่อนตัวในแนวราบ 0.63 นิ้ว นอกจากการเคลื่อนตัวแล้วยังพบการแตกของถนนบนสันเขื่อน การแตกตามความยาวของ Vertical Joint ที่ Parapet Wall 3 ตำแหน่ง นอกจากนี้ยังพบการแตกของแผ่นคอนกรีตคานหน้าที่ใกล้ๆ รอยต่อของ Cutoff Wall ทั้งสองฝั่งของ

Abutment โดยจากการสำรวจ Zone ของการแตกยาว 2-8 ฟุต จาก Parapet Wall ลงไป 35 ฟุต บริเวณ Abutment ฝั่งขวาและ 15 ฟุต ที่ Abutment ฝั่งซ้าย ขนาดความกว้างของรอยแตกส่วนมากจะน้อยกว่า 0.25 นิ้ว โดยมีขนาดความกว้างมากที่สุด 0.5 นิ้ว อย่างไรก็ตามความเสียหายที่เกิดขึ้นทั้งหมดไม่ส่งผลกระทบต่อความมั่นคงของเขื่อน



ภาพที่ 14 ตำแหน่งของ strong ground motion

ที่มา: Boulanger *et al.* (1993)



(a) Whittier Narrows Earthquake

(b) Sierra Madre Earthquake

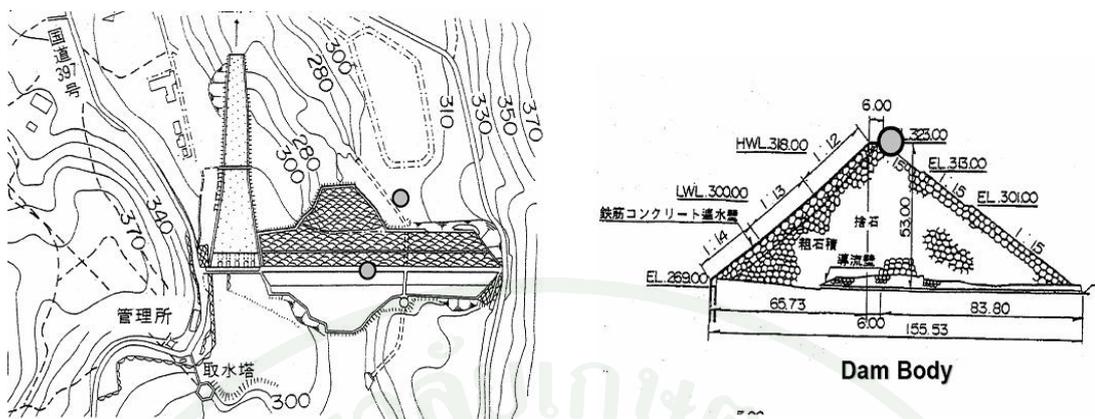
ภาพที่ 15 Acceleration Time History

ที่มา: Boulanger *et al.* (1993)

4. เขื่อน Santa Juana ในประเทศชิลี ตัวเขื่อนสร้างด้วยกรวดขนาดใหญ่ จึงได้ถูกเรียกชื่อว่า Concrete Face Gravelfill Dam (CFGD) เขื่อนมีความสูง 106 เมตร ความยาวสันเขื่อน 390 เมตร ความกว้างของสันเขื่อน 6 เมตร และความสูงของ Parapet Wall 4 เมตร ก่อสร้างบน Alluvial Gravel Foundation หนา 30 เมตร ซึ่งก่อสร้างเสร็จในปี พ.ศ.2538 (Noguera, Pinilla and Martin, 2000) หลังจากก่อสร้างเขื่อน Santa Juana เสร็จ 2 ปี ในเดือนตุลาคม พ.ศ.2540 เกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวขนาด 6.8 ริกเตอร์ โดยมีจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวห่างจากเขื่อน 250 กิโลเมตร เนื่องจาก Accelerometer ไม่สามารถทำงานได้ จึงทำให้ไม่ทราบขนาดความเร่งพื้นดิน แต่ผลจากแผ่นดินไหวนี้ก่อให้เกิดการทรุดตัวของ Parapet Wall 9.7 เซนติเมตร ส่วนองค์ประกอบอื่นๆ ของเขื่อนไม่ได้รับความเสียหาย (Noguera, Pinilla and Martin, 2000)

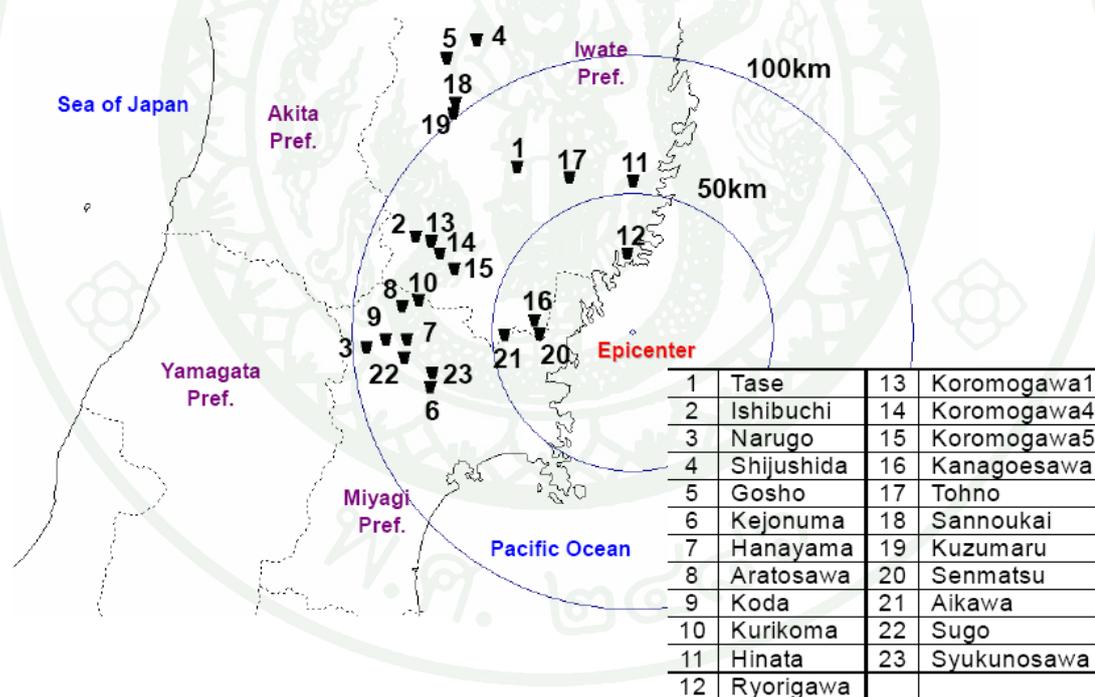
5. เขื่อนปิดช่องเขาต่ำของเขื่อน Sugawara ในประเทศญี่ปุ่น ได้รับผลกระทบจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Tottori Earthquake เมื่อวันที่ 6 ตุลาคม พ.ศ.2543 ความเร่งสูงสุดของพื้นดินที่วัดได้ที่บริเวณ Saddle Dam มีค่าเท่ากับ 0.36g จากการสำรวจไม่พบความเสียหายของเขื่อนปิดช่องเขาต่ำแต่พบการแตกและการเคลื่อนตัวของเขื่อน Sugawara ซึ่งเป็นเขื่อนคอนกรีต (Mutsumoto *et al.*, 2001)

6. เขื่อน Ishibuchi ในประเทศญี่ปุ่น เป็นเขื่อนประเภท CFRD ที่ก่อสร้างเป็นเขื่อนแรกของประเทศญี่ปุ่น โดยสร้างเสร็จเมื่อปี พ.ศ.2496 มีความสูงเขื่อน 53 เมตร เนื่องจากเขื่อนแห่งนี้เป็นเขื่อนที่ค่อนข้างเก่าแก่ ดังนั้นการบดอัดตัวเขื่อนและรอยต่อต่างๆ ของแผ่นคอนกรีตคาดหน้าจึงมีประสิทธิภาพไม่ค่อยดีนัก ดังจะเห็นได้จากการสำรวจระหว่างที่เริ่มเก็บน้ำและเปิดใช้งาน ซึ่งพบการรั่วซึมเป็นจำนวนมาก ในที่ 26 พฤษภาคม พ.ศ.2546 ได้เกิดแผ่นดินไหวขนาดความรุนแรง 7.1 ริกเตอร์ ศูนย์กลางแผ่นดินไหวห่างจากตัวเขื่อน 84 กิโลเมตร โดย Seismometer ที่ติดตั้งไว้ ณ ตำแหน่งสันเขื่อนและฐานรากดังภาพที่ 16 สามารถวัดความเร่งของพื้นดินได้ 0.15g และ 0.273g ตามลำดับและจากแผ่นดินไหวนี้ส่งผลกระทบต่อเขื่อนมากกว่า 20 เขื่อนดังภาพที่ 17 สำหรับเขื่อน Ishibuchi ผลจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวในครั้งนั้นไม่ได้รับการยืนยันจากการสำรวจว่ามีการเคลื่อนตัวของเขื่อนหรือไม่ แต่รายงานระบุว่าก่อนเกิดแผ่นดินไหว ปริมาณการรั่วซึมที่วัดได้มีค่า 2800 ลิตรต่อวินาที หลังจากเกิดแผ่นดินไหวปริมาณการรั่วซึมได้เพิ่มขึ้น 20% หรือมีปริมาณเท่ากับ 3500 ลิตรต่อวินาที รวมทั้งน้ำที่ไหลออกมานั้นมีสีขุ่น โดยน้ำที่ไหลขุ่นไหลต่อเนื่องกัน 4 ชั่วโมง หลังจากเกิดแผ่นดินไหว หลังจากนั้นน้ำที่ไหลออกมามีสีเป็นปกติ โดยองค์ประกอบอื่นๆ ของเขื่อนไม่ได้รับความเสียหายจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวนี้



ภาพที่ 16 ลักษณะทั่วไปของเขื่อน Ishibuchi

ที่มา: Nagayama *et al.* (2003)



ภาพที่ 17 ผลกระทบจากแผ่นดินไหวต่อเขื่อน Ishibuchi และเขื่อนอื่นๆ มากกว่า 20 เขื่อน

ที่มา: Nagayama *et al.* (2003)

จากข้อมูลที่ผ่านมาทั้งหมดพบว่า เชื้อน CFRD แม้จะเกิดความเสียหายจากแผ่นดินไหว แต่ไม่รุนแรงถึงการพิบัติของเชื้อน Sherard and Cooke (1987) มีความเห็นดังกล่าวว่าเชื้อนประเภท CFRD จะไม่ปัญหาด้านความไม่มั่นคงของลาดชันเชื้อนในระหว่างและหลังจากการเกิดแผ่นดินไหว เนื่องจากเชื้อนประเภทนี้เป็นเชื้อนที่ก่อสร้างด้วยหินที่มีการบดอัดเป็นอย่างดี เมื่อเกิดการสั่นเนื่องจากแผ่นดินไหว น้ำจะสามารถระบายออกจากตัวเชื้อนและไม่ก่อให้เกิดแรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess Pore Water Pressure) แต่จากผลของแผ่นดินไหวจะก่อให้เกิดความเสียหายขนาดเล็ก เช่น เกิดการทรุดตัวของสันเชื้อน หรือการเกิด Seismic Deformation เป็นต้น

Sherard and Cooke (1987) ยังได้กล่าวอีกว่า ถึงแม้ว่าแผ่นดินไหวสามารถส่งผลกระทบต่อแรงดันของแผ่นคอนกรีตคานหน้าและนำไปสู่การเกิดร้าวซึมผ่านรอยแตกผ่าน แต่จะไม่ส่งผลกระทบต่อความมั่นคงของตัวเชื้อน เนื่องจากการไหลของน้ำนั้นสามารถผ่านรอยแตก ผ่านไปในชั้น Transition และผ่านได้สะดวกยิ่งขึ้นในชั้น Rockfill ด้านท้ายน้ำ ผลจากการไหลผ่านชั้น Rockfill จะไม่ส่งผลกระทบต่อตัวเชื้อน ผลกระทบเพียงอย่างเดียวเนื่องจากการไหลของน้ำผ่านรอยแตก คือ ด้านเศรษฐกิจเนื่องจากการสูญเสียปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำ

คุณสมบัติของวัสดุในสถานะสถิตยศาสตร์

ความหนาแน่นของวัสดุถมเชื้อน

รายงานการก่อสร้างเขื่อนวชิราลงกรณ (กฟผ, 2527) สรุปว่าในการออกแบบพิจารณาความแน่นทั้งแห้งและจมน้ำดังตารางที่ 3 ในการถมหินตัวเชื้อนในสนามได้ฉีดน้ำ (Sluicing) ร่วมกับการบดอัดด้วยรถบดจนถึงระดับ +100 ม.รทก. ผลการทดสอบในสนามได้ความหนาแน่นแห้งเฉลี่ยของหินถมเท่ากับ 2.17 ตัน/ม^3 Hsu (1984) สรุปคุณสมบัติด้านความหนาแน่นในสนามของหินถมเชื้อนวชิราลงกรณในดังตารางที่ 4 การวิเคราะห์หน่วยแรงในตัวเชื้อนในสถานะสถิตยด้วยแบบจำลองคณิตศาสตร์ควรรใช้พารามิเตอร์ที่ได้จากการทดสอบในสนาม

ตารางที่ 3 ความหนาแน่นของวัสดุถมในการออกแบบ

วัสดุถมเขื่อน	ความหนาแน่น (ตัน/ม. ³)	
	แห้ง	จมน้ำ
หินปูนในสนาม	2.60	1.70
2A, 2B, 2C, 3A, 3B	2.10	1.35

ที่มา: กฟผ. (2527)

ตารางที่ 4 ความหนาแน่นของวัสดุถมเขื่อนในสนาม

วัสดุถมเขื่อน	ความหนาแน่นแห้ง (ตัน/ม. ³)	ปริมาณความชื้น (%)
3A	1.909 - 2.291	1.0 - 6.1
3B	1.795 - 2.205	3.4 - 5.8

ที่มา: Hsu (1984)

กำลังรับแรงเฉือน

Lee and Seed (1967) ได้อธิบายการพัฒนากำลังรับแรงเฉือนของดินเม็ดหยาบด้วยความสัมพันธ์ระหว่าง Effective Normal Stress และ Shear Stress ดังภาพที่ 18 ที่หน่วยแรงต่ำจะมีมุมเสียดทานภายในสูงจากการขัดกัน (Interlocking) และที่หน่วยแรงสูง ผลของการบดบี้และการเรียงตัวใหม่ทำให้เม็ดดิน Dilate ได้น้อยลง Douglas (2002) ได้อธิบาย Failure envelope ของหินถมในภาพที่ 19 ซึ่งบ่งบอกถึงอัตราการเพิ่มของกำลังรับแรงเฉือนลดลงตามการเพิ่มขึ้นของความดันประคอง (Confining Pressure) โดยมุมเสียดทานภายในของหินถมมีความสัมพันธ์ไม่เป็นเส้นตรง โดยขึ้นอยู่กับความดันประคอง ภาพที่ 19 แสดงผลการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของมวลหิน ซึ่งปกติจะได้มุมเสียดทานภายในแบบ Tangent, ϕ_t ที่สัมพันธ์กับส่วนโค้งของวงกลมมอร์เพียงค่าเดียว และมักใช้มุมเสียดทานภายในนี้สำหรับวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดเขื่อน แต่หากพิจารณามุมเสียดทานภายในเป็นแบบ Secant, ϕ_{sec} ที่ประมาณได้จากสมการที่ 1 จากภาพที่ 19 จะเห็นว่า ณ ตำแหน่งเส้นตรงสัมผัสเส้นวงกลมมอร์มีความดันประคองเท่ากับ σ_{n2} และมีค่า $c=0$

และ $\phi = \phi_{sec}$ การใช้ค่า $\phi = \phi_t$ เพื่อการวิเคราะห์เสถียรภาพจะเป็นค่าที่ต่ำเกินไปสำหรับสถานะที่มีความดันประคองน้อยกว่า σ_{n2} และสูงเกินไปสำหรับสถานะที่มีความดันประคองมากกว่า σ_{n2} ดังนั้นการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดหินถล่มจำเป็นต้องใช้ความสัมพันธ์ไม่เป็นเส้นตรงนี้สำหรับกำลังรับแรงเฉือน (Charles and Watts, 1980; Indraratna, 1993)

$$\phi_{sec} = \sin^{-1} \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \right) = \sin^{-1} \frac{\sigma_1 / \sigma_3 - 1}{\sigma_1 / \sigma_3 + 1} \quad (1)$$

เมื่อ ϕ_{sec} = มุมเสียดทานภายในแบบ Secant

σ_1 = major principal stress

σ_3 = minor principal stress

ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดเขื่อนหินถล่ม Leps (1970) และ Indraratna *et al.* (1993) พบว่ามุมเสียดทานภายในแบบ Secant ที่ลดลงตามสัดส่วนของความดันประคองและความดันบรรยากาศ (σ_3/P_a) ดังภาพที่ 20 Leps (1970) ได้อธิบายการลดลงด้วยสมการที่ 2 จะให้ผลการวิเคราะห์ที่สอดคล้องกับพฤติกรรมที่ตรวจพบในสนาม ที่มวลหินด้านบนไม่มีการเลื่อนไถลได้ เพราะมีค่ามุมเสียดทานภายในที่สูงกว่า ϕ_t

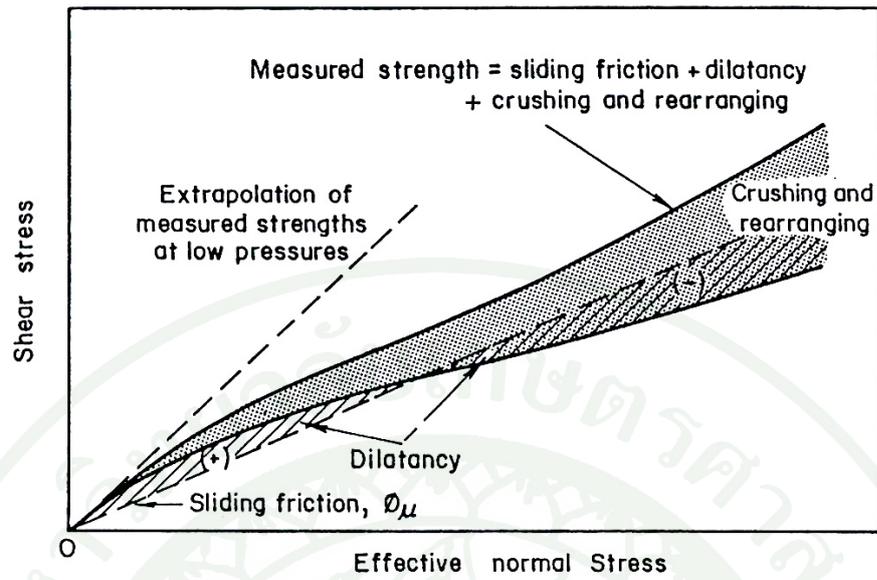
$$\phi = \phi_0 - \Delta\phi \log \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right) \quad (2)$$

เมื่อ ϕ = มุมเสียดทานภายในแบบ Secant ณ σ_3 ใดๆ

ϕ_0 = มุมเสียดทานภายในที่เริ่มต้น ได้จากการทดสอบที่ความดันประคองระดับต่ำ

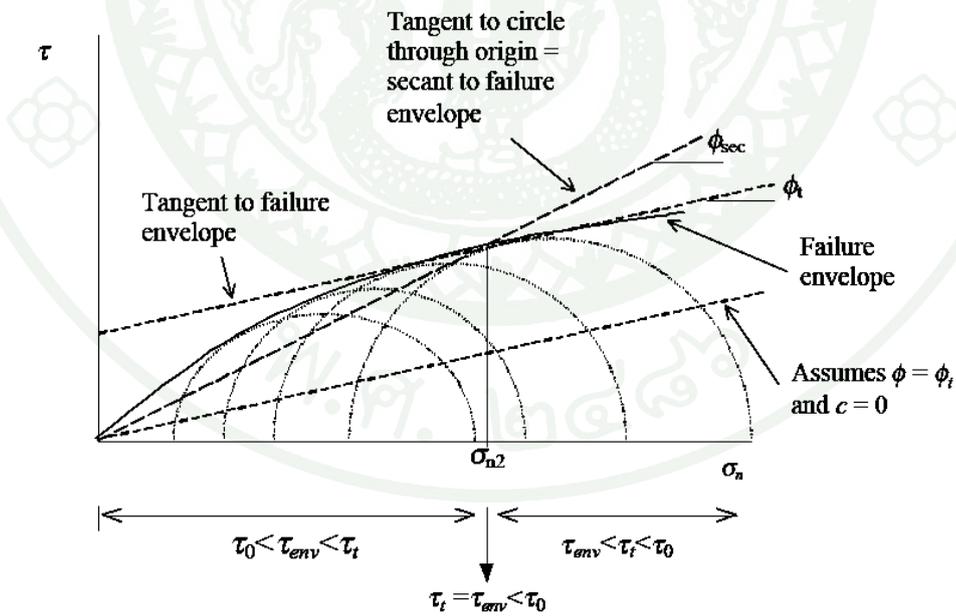
$\Delta\phi$ = อัตราการลดลงของมุมเสียดทานภายใน ซึ่งได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เช่น Leps (1970)

P_a = ความดันบรรยากาศ



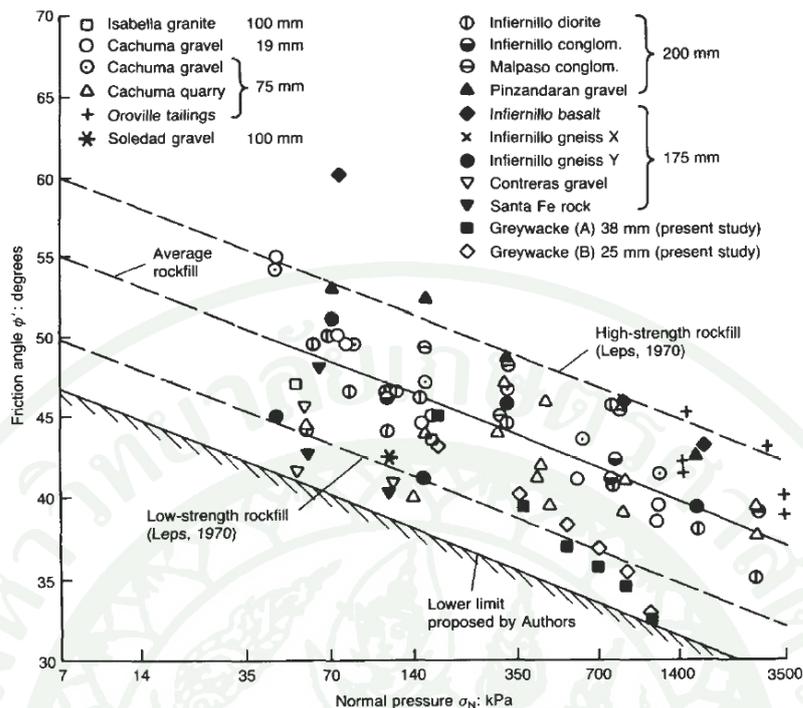
ภาพที่ 18 กำลังรับแรงเฉือนของดินเม็ดหยาบ

ที่มา: Lee and Seed (1967)



ภาพที่ 19 Shear envelope ของหินถม

ที่มา: Douglas (2002)



ภาพที่ 20 มุมเสียดทานภายในกับความดันตั้งฉาก

ที่มา: Indraratna *et al.* (1993)

Barton and Kjærnsli (1981) เสนอวิธีการประเมินมุมเสียดทานภายในของหินถมแบบ Secant โดยใช้สมการ empirical

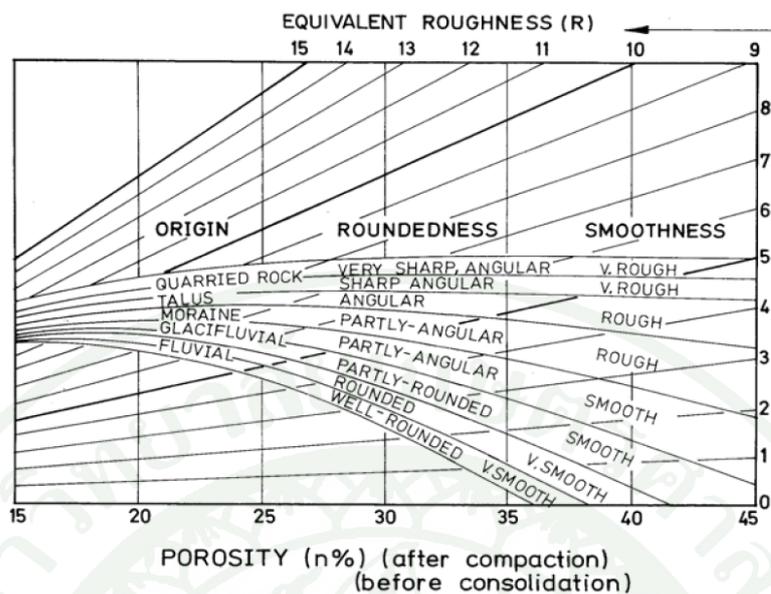
$$\phi' = R \log\left(\frac{S}{\sigma_n'}\right) + \phi_b' \tag{3}$$

เมื่อ R = Equivalent roughness of Rockfill ซึ่งสัมพันธ์กับความพรุนเริ่มต้นของหินถม เหลี่ยมคมและความขรุขระของเม็ดหิน ดังภาพที่ 21

S = Equivalent strength of intact rock ที่ได้จาก Uniaxial compressive strength

σ_n' = Effective normal stress

ϕ_b' = Basic friction angle of smooth



EXAMPLES SHOWING DEGREE OF ROUNDEDNESS

QUARRIED ROCK	TALUS	MORaine	GLACIFLUVIAL MATERIAL	FLUVIAL MATERIAL

ภาพที่ 21 แผนภูมิการประมาณ R สำหรับหินถม

ที่มา: Barton and Kjærnsli (1981)

สำหรับหินถมของเขื่อนวชิราลงกรณ SMEC (1979) ได้รายงานผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของหินถมด้วย Triaxial ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 150 มม. ที่สรุปดังตารางที่ 5 และ Hsu (1984) ได้วิเคราะห์มุมเสียดทานภายใน จากการทดสอบ Oedometer จากความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงดันดิน (Coefficient of Earth Pressure at Rest, K_0) และ ϕ' ซึ่งพบว่ามุมเสียดทานภายในมีค่าประมาณ 40 องศา โดยจะลดลงตามปริมาณน้ำในมวลหิน ดังตารางที่ 6

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \tag{4}$$

ตารางที่ 5 มุมเสียดทานภายในของหินถมเชื่อมวชิราลงกรณ จากการทดสอบ Triaxial

Nominal lateral stress pressure (t/m ²)	ϕ (degree)
25	45.4
50	41.7
100	40.0

ที่มา: SMEC (1984)

ตารางที่ 6 มุมเสียดทานภายในของหินถมเชื่อมวชิราลงกรณ จากการทดสอบ Oedometer

Testing Condition	ϕ_{sec} (degree)
Dry	41.14
Moist	40.76
Saturated	40.01

ที่มา: Hsu (1984)

โมดูลัสของวัสดุถมตัวเชื่อม

Fitzpatrick *et al.* (1985) นิยามโมดูลัสสำหรับการประเมินพฤติกรรมทรุดตัวของของหินถมไว้ 2 ประเภท ได้แก่ Modulus During Construction, E_{rc} และ Modulus on First Filling, E_{rf}

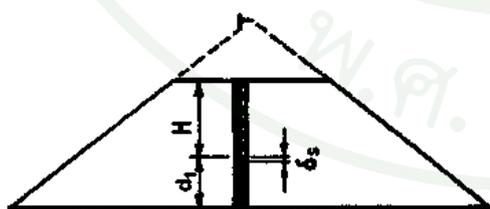
E_{rc} สามารถคำนวณได้จากผลการทรุดตัวของหินถมที่วัดโดย Hydrostatic Settlement โมดูลัสที่ได้จะเป็นแบบ Secant และมีค่าที่สอดคล้องพฤติกรรมจริงกับมากที่สุด ซึ่งสามารถคำนวณได้โดยใช้ทฤษฎี Elastic ที่เสนอโดย Poulos and Davis (1974) สมการที่ 5 และภาพที่ 22 แสดงวิธีการคำนวณค่าโมดูลัสในหินถมเชื่อม CFRD

E_{rc} สามารถคำนวณจากการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าในแนวตั้งฉากในช่วงที่เขื่อนเริ่มเก็บน้ำครั้งแรก ซึ่งแสดงในภาพที่ 22 และสามารถหาค่าโมดูลัสได้จากสมการที่ 6 Fitzpatrick *et al.*, 1985 แนะนำว่าโมดูลัสที่คำนวณได้เป็นพฤติกรรมในช่วงเก็บน้ำครั้งแรกเพียงอย่างเดียว แต่การทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าสามารถคำนวณโดย Finite Element Analysis หรือการวัดจาก Inclinator และ E_{rc} ที่ได้นี้ควรใช้สำหรับการวิเคราะห์พฤติกรรมของแผ่นคอนกรีตคานหน้าเพียงอย่างเดียว

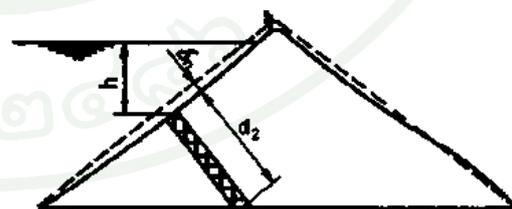
$$E_{rc} = \gamma H d_1 / \delta_s \quad (5)$$

$$E_{rf} = \gamma_w h d_2 / \delta_n \quad (6)$$

เมื่อ	E_{rc}	= Rockfill Modulus During Construction in MPa
	γ	= Unit Weight of the Rockfill in kN/m^3
	H	= Heigh of fill above that layer in m
	d_1	= A thickness of layer of the dam in m
	δ_s	= Settlement of layer in mm
	E_{rf}	= Rockfill modulus on first filling in MPa
	γ_w	= Unit weight of water in kN/m^3
	h	= Depth from reservoir surface in m
	d_2	= Depth normal to the face slab in m
	δ_n	= Face slab deflection at depth h from the reservoir surface in mm



MODULUS DURING CONSTRUCTION

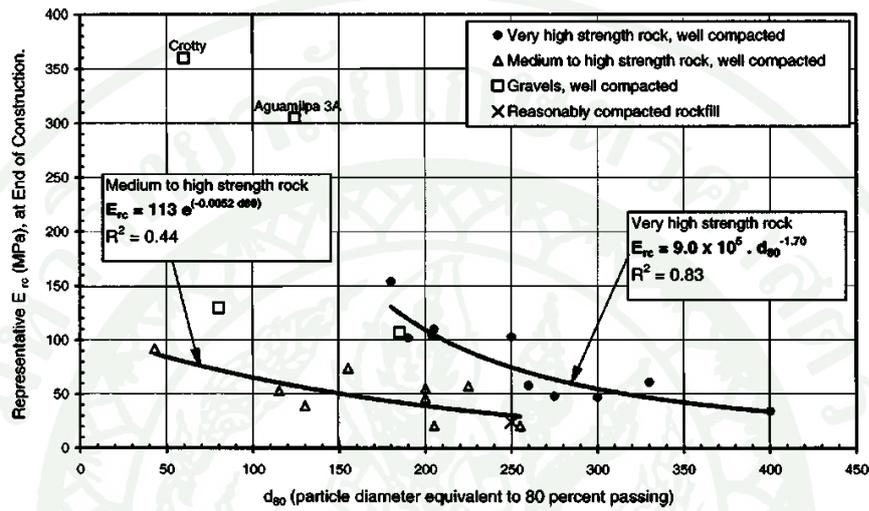


MODULUS DURING RESERVOIR FILLING

ภาพที่ 22 โมดูลัสของหินถมในเขื่อน CFRD

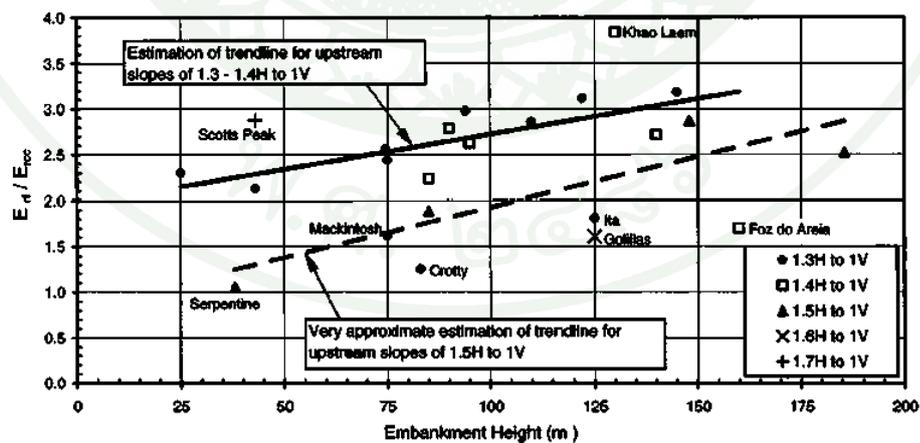
ที่มา: Fitzpatrick *et al.* (1985)

Fitzpatrick *et al.* (1985) and Pinto and Marques Filho (1998) แนะนำว่าวิธีการคำนวณ โมดูลัสทั้งสองเพียงพอต่อการประมาณการทรุดตัวของแผ่นอนกิริตาดหน้า โดยอัตราส่วนระหว่าง E_{rr}/E_{rc} ของเขื่อนขีราลงกรณมีค่าประมาณ 2.5 นอกจากนี้ยังระบุอีกว่าโมดูลัสทั้ง 2 มีความสัมพันธ์กับ ความสูงของเขื่อน ดังภาพที่ 23 และ 24 ส่วนภาพที่ 25 แสดงความสัมพันธ์ของ E_{rc} กับ Void Ratio



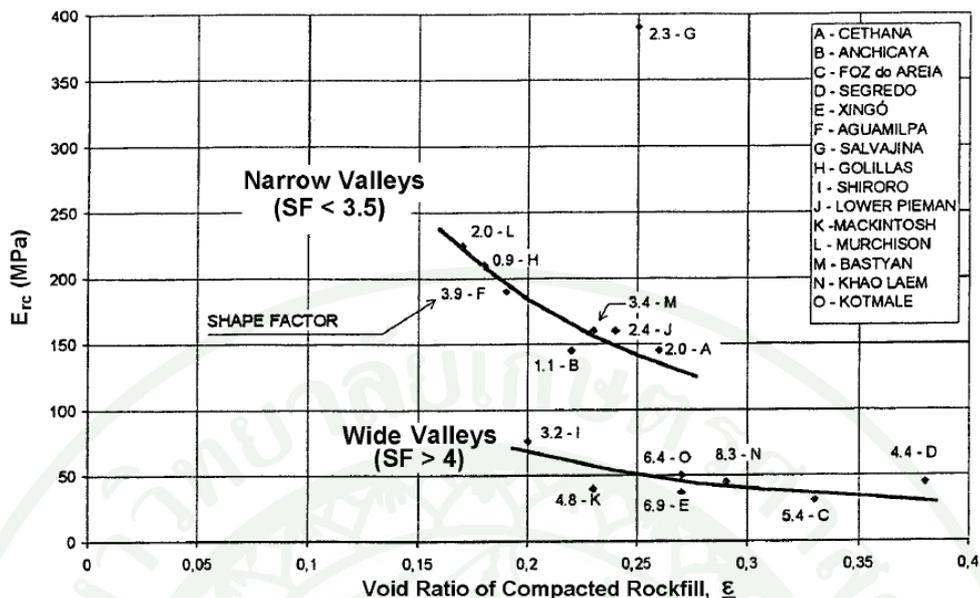
ภาพที่ 23 โมดูลัสในช่วงก่อสร้าง (E_{rc}) กับความสูงเขื่อน

ที่มา: Hunter and Fell (2003)



ภาพที่ 24 อัตราส่วนของ E_{rr}/E_{rc} กับความสูงเขื่อน

ที่มา: Hunter and Fell (2003)



ภาพที่ 25 โมดูลัสในช่วงก่อสร้าง (E_{rc}) กับค่า Void ratio

ที่มา: Hunter and Fell (2003)

อัตราส่วนของปัวซอง (Poisson's Ratio)

จากการศึกษาของ Kulhawy and Mayne (1990) ได้ศึกษาและรวบรวม ค่า Poisson's Ratio ของดินประเภทต่างๆ พบว่าค่า ν ไม่เปลี่ยนแปลงมากนัก สำหรับดินที่ Isotropic Elastic ซึ่งมีค่าตั้งแต่ 0.1 ถึง 0.5 แต่สำหรับ Dilatant Soil ซึ่งมีการขยายปริมาตรระหว่างการเฉือนอาจจะมีค่าเกิน 0.5 อย่างไรก็ตามพฤติกรรมยืดหยุ่นจะเกิดขึ้นในระยะเวลาสั้นๆ สำหรับ Undrained Loading ($\phi = 0$) ของ Cohesive Soils และอิมพัลส์ ปริมาตรของดินจะไม่เปลี่ยนแปลงดังนั้นค่า Undrained Poisson's Ratio (ν_u) มีค่าเท่ากับ 0.5

สำหรับ Drained Loading ($\phi \neq 0$) ปริมาตรของดินจะมีการเปลี่ยนแปลง ทำให้ค่า Drained Poisson's Ratio (ν_d) มีค่าแปรปรวนตามชนิดของดิน ดังแสดงในตารางที่ 7 Kulhawy *et al.* (1969) ได้นำเสนอสมการที่ 7 สำหรับการประมาณค่า Initial Tangent Drained Poisson's Ratio (ν_{di}) โดยใช้พารามิเตอร์ G_v และ F_v ที่ขึ้นกับ Initial Void Ratio (e_0) ดังแสดงในภาพที่ 26 ต่อมา

Trautmann and Kulhawy (1987) ได้จัดรูปแบบสมการสำหรับประมาณค่า V_d เพื่อใช้ในการประมาณค่า ดังแสดงในสมการที่ 8 และสมการที่ 9

$$v_{di} = G_v - F_v \log(\sigma'_c / p_a) \quad (7)$$

$$v_d \approx 0.1 + 0.3\phi_{rel} \quad (8)$$

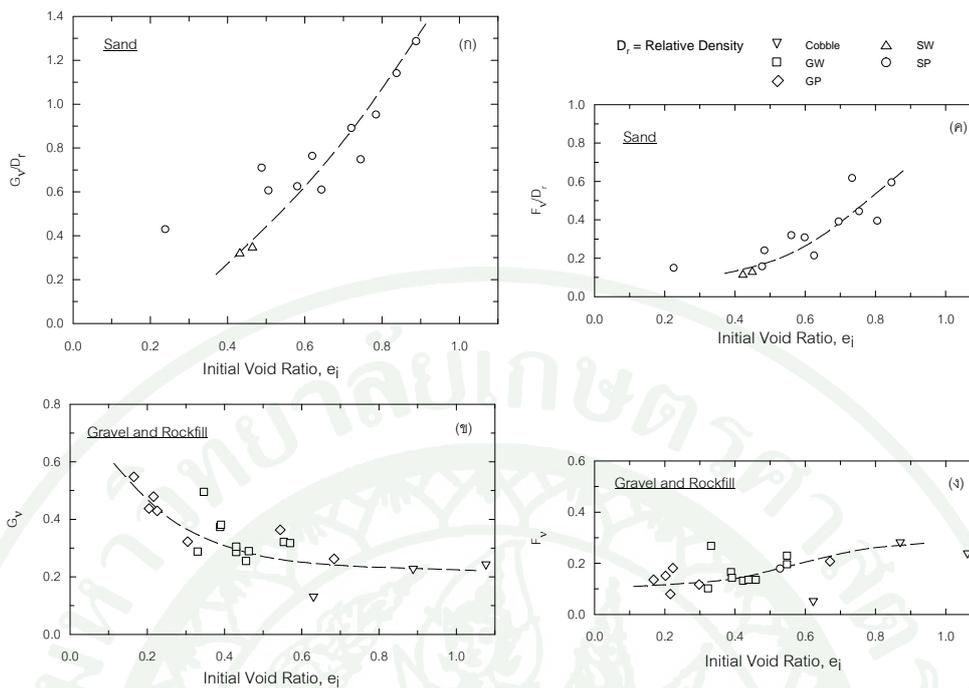
$$\phi_{rel} = (\phi'_{tc} - 25^\circ) / 20^\circ ; (0 \leq \phi_{rel} \leq 1) \quad (9)$$

เมื่อ	ϕ_{rel}	=	Relative Friction Angle
	ϕ'_{tc}	=	Effective Stress Friction Angle in Triaxial Compression Test
	σ'_c	=	Effective Confining Stress
	p_a	=	แรงดันบรรยากาศ (100 kPa)

ตารางที่ 7 ค่า Drainage Poisson's ratio โดยประมาณ

Soils	V_d
Coarse Sand	0.15-0.20
Medium Loose	0.20-0.25
Fine Sand	0.25-0.30
Sandy Silt and Silt	0.30-0.35
Saturated Clay	0.20-0.40

ที่มา: DAS (1999)



ภาพที่ 26 พารามิเตอร์ G_v และ F_v กับความสัมพันธ์ของอัตราส่วนช่องว่างของดินชนิดต่างๆ

ที่มา: Kulhawy (1969)

Davis and Reynolds, 1996 รวบรวมข้อมูลของค่า Elastic Modulus และ Poisson' Ratio ซึ่งได้จากการทดสอบในสนามซึ่งแสดงตารางที่ 8

ตารางที่ 8 ข้อมูลของค่า Elastic Modulus และ Poisson' Ratio

Rock	Young's Modulus (GPa)	Poisson's Ratio
Granite	56	0.22-0.27
Quartzite	79	0.18-0.22
Diabase	84	-
Marble	48	0.24-0.30
Shale	63	-
Limestone	53	0.25-0.32
Sanstone	45	0.20-0.32

ที่มา: Davis and Reynolds (1996)

การวิเคราะห์พฤติกรรมเขื่อน CFRD ในสถานะสถิตย์ศาสตร์

ทฤษฎีและแบบจำลองของวัสดุที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์

สมการความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดที่ใช้อธิบายพฤติกรรมของดินนั้นได้ถูกพัฒนาขึ้นมามากมาย ซึ่งแบบจำลองแต่ละแบบนั้นมีข้อดีและข้อเสียแตกต่างกันออกไปตามทฤษฎีพื้นฐานหรือข้อมูลในห้องปฏิบัติการ เป็นที่ทราบกันว่าพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงของดินนั้นมีความซับซ้อนและหลากหลายรูปแบบมาก ดังนั้นในทางปฏิบัติวิศวกรมักใช้แบบจำลองดินมากกว่าหนึ่งแบบจำลองในการอธิบายพฤติกรรมดินในแต่ละเงื่อนไข

แบบจำลองความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 กลุ่มหลักๆ คือ แบบจำลองอิลาสติก (Linear Models) และแบบจำลองอิลาสโตพลาสติก (Elasto-Plastic Models) ข้อดีข้อเสียของแต่ละกลุ่ม เช่น การไม่สามารถอธิบายถึงการเสีรปถาวร (Irrecovery) หรือความเครียดพลาสติก (Plastic Strain) ที่เกิดขึ้นในช่วงที่ลดแรงหรือเพิ่มแรงอีกครั้ง (Unload-Reload Path) ดังนั้นแบบจำลองปัจจุบันจึงมุ่งเน้นในการพิจารณาแบบอิลาสโตพลาสติกมากขึ้น เช่น แบบจำลองสำหรับวัสดุเสียดทาน (Frictional Material Model)

1. Linear Elastic Model

แบบจำลองนี้สร้างโดยอ้างอิงจากทฤษฎีของ ฮุก (Hook's law) และ Isotropic linear elasticity โดยแบบจำลองเกี่ยวข้องกับตัวแปรที่สำคัญ 2 ตัว คือค่า E (Elastic Young's Modulus) และค่า ν (Poisson's ratio) การประยุกต์ใช้สำหรับแบบจำลองนี้ใช้สำหรับจำลองสภาพพฤติกรรมของดินได้เพียงไม่กี่ชนิด โดยมากมักจะใช้จำลองลักษณะของโครงสร้างในดิน

2. Hook's Law

ความสัมพันธ์เชิงเส้นระหว่าง Stress Component และ Strain Component เป็นที่รู้จักกันดีในชื่อของ Hook's Law สมมติว่าวัสดุรูปทรงกระบอกมีแรงกระทำในแนวแกน x ทำให้เกิดความเครียดในแนวแกน (Normal Stress, σ_x) อย่างเท่าๆกันในทั้ง 2 ด้านในการทดสอบการศึกษาแรงดึง (Tensile Test) การยืดตัวออกในความยาวหนึ่งหน่วย เมื่อทำเป็นอัตราส่วน จะได้เป็น

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} \quad (10)$$

ซึ่ง E คือ Modulus of Elasticity in Tension ซึ่งในทางวิศวกรรมนั้นวัสดุที่นำมาใช้งานนั้นมักมีพฤติกรรมเมื่อรับแรงแบบเมื่อรับแรงจะทำให้เกิดความเครียดจำนวนมหาศาล แต่การยืดตัวออกของวัสดุจะเกิดขึ้นเพียงเล็กน้อย ยกตัวอย่างเช่น โครงสร้างเหล็กจะมีการยืดตัวออกเล็กน้อยเท่ากับ 0.001 ซึ่งเมื่อวัสดุเกิดการแยกตัวในแนวแกน x จะทำให้เกิด Lateral Strain Component คือ

$$\varepsilon_y = -\nu \frac{\sigma_x}{E} \quad \varepsilon_z = -\nu \frac{\sigma_x}{E} \quad (11)$$

ซึ่ง ν เป็นค่าคงที่ที่เรียกว่า Poisson's Ratio สำหรับหลายๆวัสดุค่าอัตราส่วนของ Poisson's Ratio จะมีค่าเท่ากับ 0.25 สมการ (10) และสมการ (11) สามารถใช้ได้ในการศึกษาแรงอัดได้เช่นเดียวกัน เนื่องจาก Modulus of Elasticity และ Poisson's Ratio จะมีสมบัติเหมือนกันกับการศึกษาแรงดึง

ถ้าวัสดุมีการรับแรงในแนวแกนต่างๆโดยมี Normal Stress เกิดขึ้นเป็น $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ เท่าๆ กันอย่างสม่ำเสมอ ถ้าเราสมมติให้ มี Strain Component เกิดขึ้น โดย Stress ที่เกิดขึ้นแต่ละตัว เราจะได้สมการ

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)]$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]$$

$$\text{หรือ} \begin{cases} d\varepsilon_x \\ d\varepsilon_y \\ d\varepsilon_z \end{cases} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu \\ -\nu & 1 & -\nu \\ -\nu & -\nu & 1 \end{bmatrix} \begin{cases} d\sigma_x \\ d\sigma_y \\ d\sigma_z \end{cases} \quad (12)$$

3. Mohr-Coulomb Model (Perfect-Plasticity)

สภาวะ Plastic หมายถึงสภาวะที่เมื่อมี Strain เกิดขึ้นจะไม่สามารถคืนสภาพได้ ในการพิจารณาว่ามีสภาวะ Plastic เกิดขึ้นในการคำนวณหรือไม่จะมีการนำเอา Yield Function ซึ่งเป็นฟังก์ชันระหว่าง Stress และ Strain เป็นตัวแทนแสดงถึงการเกิด Principal Stress ที่ผิวได้ โดยที่แบบจำลอง Perfectly-Elastic เป็นแบบจำลองที่สร้างขึ้นมาจาก Yield Surface โดย Yield Surface จะถูกสร้างขึ้นมาด้วยสมการจากตัวแปรต่างๆ ซึ่งตัวแปรเหล่านั้นจะไม่ได้รับผลกระทบเมื่อมี Strain เกิดขึ้น และเมื่อมี Stress ที่เกิดขึ้นที่ผิวจะแทนที่ด้วยจุดต่างๆซึ่งอยู่ใน Yield Surface โดยจุดต่างๆเหล่านี้จะมีสภาวะเป็น Purely Elastic และกรณีที่เกิด Strain ขึ้นจะสามารถกลับคืนสู่รูปร่างเดิมได้ โดยที่แบบจำลองตัวนี้เป็นที่รู้จักและใช้กันอย่างแพร่หลายในการจำลองพฤติกรรมของดินทั่วไป โดยในแบบจำลองจะมีการใส่ค่าของตัวแปรต่างๆ ได้แก่ Young's Modulus (E), Poison's ratio (ν), Cohesion (c), Friction Angle (ϕ) และค่า Dilatancy Angle (ψ)

4. Soft Soil Model (SSM)

เป็นแบบจำลองซึ่งจำลองพฤติกรรมของ Cam-Clay ซึ่งมักจะใช้จำลองพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อน เช่นการทรุดตัวของดินเหนียวอ่อน หรือดินสารอินทรีย์ (Peat) โดยแบบจำลองนี้ถูกเสนอขึ้นมาโดย Vermeer และ Brinkgreve (1995) แบบจำลองจะใช้งานได้ดีที่สุดในกรณีที่เป็น Primary's Compression โดยที่ SSM ต้องการค่าตัวแปรต่างๆดังนี้

λ^* คือ ค่า Modified Compression Index ได้จากกราฟ $\epsilon - \ln p$ ซึ่งจะเป็นค่าคงที่คนละตัวกับที่ Burland (1990) เสนอไว้

K^* คือ ค่า Modified Swelling Index ซึ่งได้มาจากกราฟ $\epsilon - \ln p$ เช่นเดียวกัน

C คือ ค่า ความเชื่อมแน่นของดิน(Cohesion)

ϕ คือ ค่า Friction Angle

ψ คือ ค่า Dilatancy Angle

5. Soft Soil Creep Model

สำหรับแบบจำลองนี้เป็นแบบจำลองที่พัฒนาต่อมาจาก Visco-Plasticity โดยที่แบบจำลองสามารถใช้ในการจำลองพฤติกรรมชนิด ขึ้นกับเวลา (Time-Dependent) ของดินเหนียวอ่อนได้ ซึ่งนอกจากจะมีตัวแปรพื้นฐานที่ต้องใส่ค่าลงไป 5 ตัวแปรแล้ว ยังมีตัวแปรพิเศษ คือ α^* หรือที่เรียกว่า Modified Creep Index เพื่อพิจารณาการเกิด Creep ภายในดินเหนียว

6. Hardening Soil Model

แบบจำลองชนิดนี้เป็นชนิด Elasto-Plastic และเป็นแบบจำลอง Hyperbolic สร้างขึ้นมาจากขอบข่าย Friction Hardening Plastic ซึ่งจะเหมาะสำหรับการจำลองพฤติกรรมของ Stiff Soil เช่นดินเหนียว Overconsolidated, ทราย และในหิน ตัวแปรบางชนิดจะใช้เหมือนกันกับของ Mohr-Colomb ตัวแปรซึ่งเพิ่มเข้ามาได้แก่

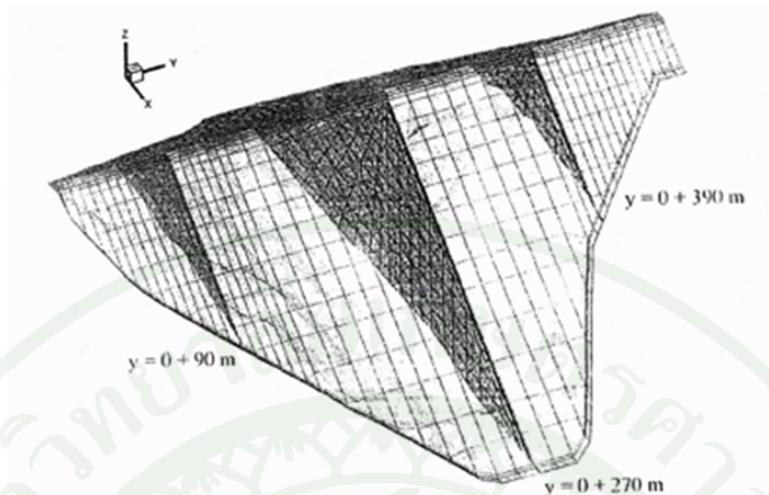
E_{ref50} คือ ค่า Secant Stiffness in Standard Drained ของการทดสอบ Triaxial

E_{refoed} คือ ค่า Tangent Stiffness for Primary Oedometer Loading

M คือ ค่ากำลังของ Stress-Level Dependency of Stiffness. $M = 1.0$ สำหรับดินเหนียวอ่อน และ 0.5 กรณีที่เป็นทราย

หลักการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ และการวิเคราะห์แบบ 3D Equivalent

โดยทั่วไปเขื่อนที่มีอัตราส่วนความกว้างต่อความยาวมากกว่า 1 สามารถวิเคราะห์ในลักษณะ 2 มิติหรือ Plain Strain ได้ (Belyakov, 2005) แต่ปัจจัยที่มีผลต่อการวิเคราะห์ 2 มิติ ก็คือความแปรปรวนสภาพของฐานรากที่มีทั้งในเรื่องของค่าระดับและคุณสมบัติ ทำให้หน้าตัดของเขื่อนไม่สมมาตร ดังนั้น In-Situ Stress และ Strain ที่เกิดขึ้นในแต่ละหน้าตัดจึงมีโอกาที่จะมีการกระจายแบบไม่สม่ำเสมอ ดังนั้นการวิเคราะห์หา In-Situ Condition ของเขื่อนในลักษณะแบบนี้จึงควรเป็นไปในแบบ 3 มิติ Hunter and Fell (2003) แนะนำรูปร่างเขื่อนที่มีลักษณะเป็น Valley Shape ซึ่งแสดงในภาพที่ 27 ควรจะทำการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ



ภาพที่ 27 เขื่อนที่มีลักษณะเป็น Valley Shape

ที่มา: Hunter and Fell (2003)

วิธีการซึ่งช่วยให้ผลการวิเคราะห์มีค่าใกล้เคียงกับแบบจำลอง 3 มิติ คือการวิเคราะห์ในลักษณะของ 3D Equivalent โดยการวิเคราะห์แบบ Plain Strain หรือ 2D ณ ตำแหน่งที่มีการเปลี่ยนแปลง Geometry ของหน้าตัดหรือมีการเปลี่ยนแปลงฐานราก โดยแบบจำลองของวัสดุที่จะนำมาใช้ในการวิเคราะห์ดังกล่าวคาดว่าจะใช้แบบ Non-Linear Hyperbolic สำหรับหินถมและแบบ Linear Elastic สำหรับคอนกรีต จากเหตุผลเรื่องของการแปรปรวนของสภาพฐานรากและหน้าตัดเขื่อนดังกล่าวข้างต้น การวิเคราะห์เพื่อหา In-Situ Condition ในเรื่องของการทรุดตัวจึงต้องวิเคราะห์ในแบบที่ขึ้นอยู่กับหน้าตัดและเวลาเพื่อที่จะสามารถสร้างเส้นชั้นของปริมาณการทรุดตัว ณ เวลาต่าง ๆ เพื่อนำไปใช้ในส่วนของการวิเคราะห์รอยแตกร้าวของแผ่นคอนกรีตต่อไป

โดยทั่วไปแล้วการวิเคราะห์พฤติกรรมของเขื่อนในลักษณะสองมิติ จะให้ปริมาณของ Stress, Strain และ Deformation ที่มากกว่า และให้ค่าอัตราส่วนปลอดภัยที่ต่ำกว่าการวิเคราะห์ในลักษณะสามมิติ (Fan *et al.*, 2005) ซึ่งในการออกแบบถือว่าเป็นการออกแบบในเชิงอนุรักษ์ (Conservative Design) อย่างไรก็ตามหากเป็นกรณีการวิเคราะห์แบบ Plain Strain ระดับของหินฐานรากและคุณสมบัติของหินฐานรากตามแนวแกนเขื่อนมีการเปลี่ยนแปลงที่มาก ผลของการเปลี่ยนแปลงดังกล่าวอาจก่อให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของสถานะของ Stress-Strain ในตัวเขื่อน

ในลักษณะสามมิติได้ ภาพที่ 28 แสดงให้เห็นถึงเส้นชั้นความสูงของการเคลื่อนตัว Displacement ที่แตกต่างกันอย่างชัดเจนของการวิเคราะห์แบบสองและสามมิติของเขื่อนตัวอย่างที่มีอัตราส่วนระหว่างความยาวต่อความสูงเท่ากับ 2

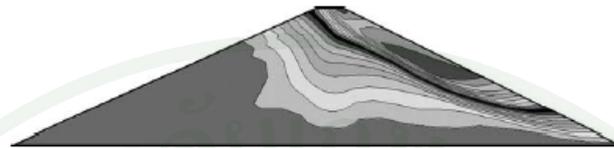


Fig. 12. Contours of displacement increment just before failure for 2D condition at the final construction stage without water storage ($H = 50$ m, $r = 2.0$, subgroup 1).

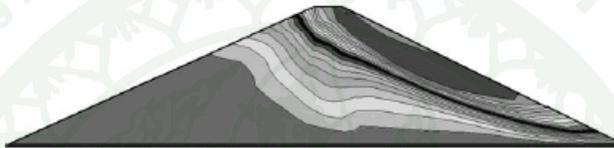
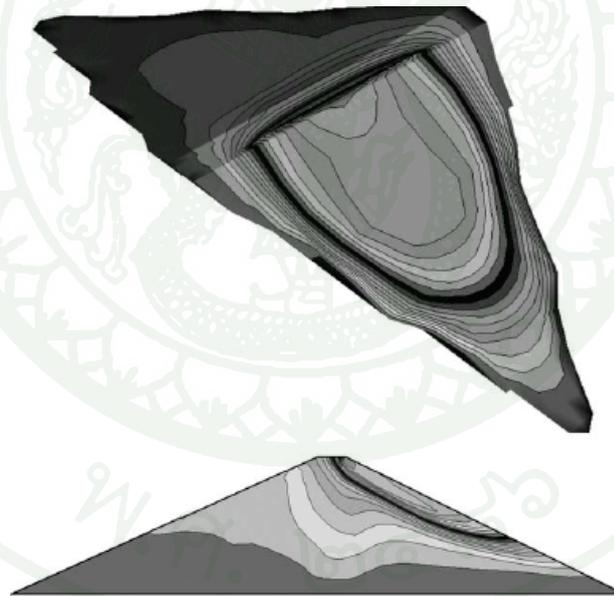


Fig. 13. Contours of displacement increment just before failure for 2D condition at the stable seepage stage with full storage ($H = 50$ m, $r = 2.0$, subgroup 4).



(Maximum Cross-section)

Fig. 14. Contours of displacement increment just before failure on 3D condition at the final construction stage without water storage (subgroup 1, $L = 100$ m).

ภาพที่ 28 ตัวอย่างผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของเขื่อน ในลักษณะสองมิติและสามมิติ

ที่มา: Fan *et al.* (2006)

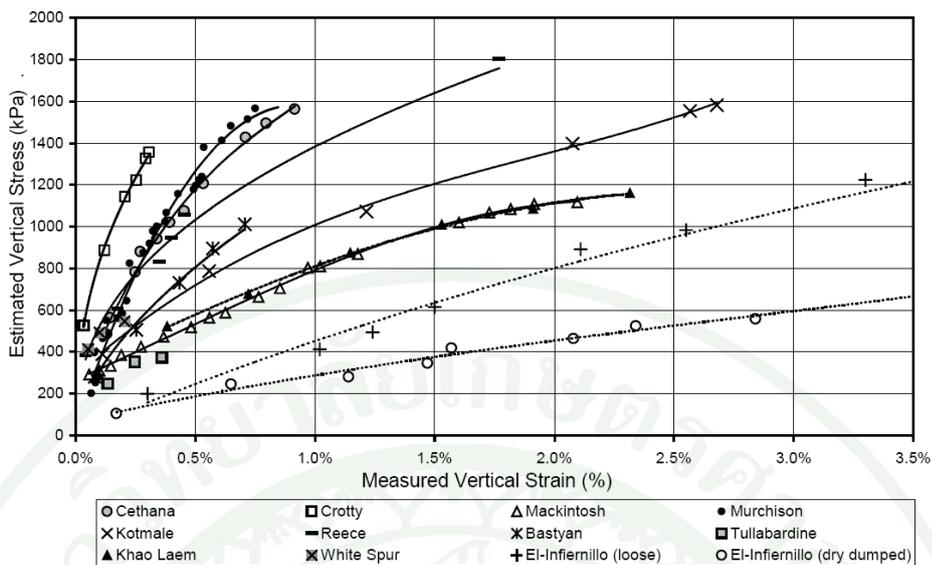
หลักการวิเคราะห์ปัญหาสามมิติแบบเทียบเท่า (3D-Equivalent) เริ่มจากการจากวิเคราะห์รูปตัดตามขวางเพื่อหาขนาดของการเคลื่อนตัว (Displacement) ที่ศูนย์กลางเขื่อน โดยใช้ข้อมูลที่ได้รวบรวมในขั้นต้น ประกอบด้วย คุณสมบัติของวัสดุถมและคอนกรีตคานหน้า ขั้นตอนของการก่อสร้างและการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำหน้าเขื่อนทั้งในขณะก่อสร้างและขณะใช้งานจนถึงปัจจุบัน ขนาดของการเคลื่อนตัว (Displacement) ที่ได้จากการวิเคราะห์จะถูกนำมาใช้กำหนดเป็นขอบเขต (Boundary) ของการวิเคราะห์รูปตัดตามยาว ปริมาณของ Stress หรือหน่วยแรงที่เกิดขึ้นทั้งในหน้าตัดตามขวางและหน้าตัดตามยาวจะถูกปรับจนกระทั่งมีค่าเท่ากันโดยการทดสอบทำซ้ำ (Trial) กับขนาดของการเคลื่อนตัว (Displacement) จนกระทั่งได้ขนาดที่เหมาะสม ผลที่ได้จากการวิเคราะห์ปัญหาสามมิติแบบเทียบเท่า (3D-Equivalent) คาดว่าจะให้ขนาดและทิศทางของทั้งการเคลื่อนตัว (Displacement) และหน่วยแรง (Stress) ที่ใกล้เคียงสภาวะที่เกิดขึ้นจริงในตัวเขื่อนมากกว่าการวิเคราะห์ปัญหาแบบสองมิติหรือ Plain Strain

พฤติกรรมทรุดตัวและความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและหน่วยการยืดหดตัว

Hunter and Fell (2002) ศึกษาพฤติกรรมทรุดตัวของเขื่อนหินถม 36 เขื่อน (CFRD 35 เขื่อน และ ECRD 1 เขื่อน) ในระหว่างการก่อสร้างและการเก็บน้ำครั้งแรก ซึ่งจากการศึกษาพบว่าการทรุดตัวของหินถมทั้งการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical และการใช้สมการ Empirical ขึ้นอยู่กับ การเลือกใช้สมการความสัมพันธ์ระหว่าง Stress-Strain ที่เหมาะสม คุณสมบัติของวัสดุตัวเขื่อน ขั้นตอนการก่อสร้างและการกระจายตัวของวัสดุหลังการบดอัด นอกจากนี้ความสูงของตัวเขื่อนก็เป็นปัจจัยสำคัญต่อการทำนายการ Applied Stress เข้าไปในตัวเขื่อน เช่นเดียวกับปัจจัยของ Valley Shape ที่จะมีปัญหาของการ Applied Stress และการ Arching

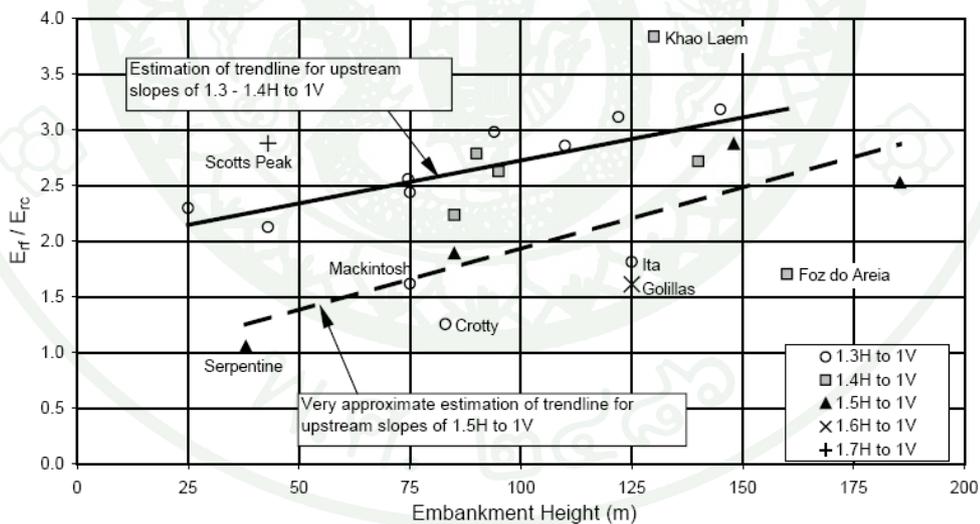
รูปแบบความสัมพันธ์ระหว่าง Stress-Strain ของหินถมตัวเขื่อนจากการวัดในสนาม ในระหว่างการก่อสร้าง (ภาพที่ 29) มีความสัมพันธ์แบบไม่เชิงเส้น (Non-Linear) และมีแนวโน้มค่า Secant และ Tangent Modulus ลดลงเมื่อ Applied Stress ที่สูงขึ้น

ในช่วงที่เก็บน้ำในเขื่อนพบว่าความสัมพันธ์ของค่าโมดูลัสในระหว่างการก่อสร้างช่วงการเก็บน้ำ มีความสัมพันธ์กับความสูงของเขื่อนในลักษณะของลาดชันที่แตกต่างกัน ซึ่งแสดงดังภาพที่ 30 โดยผลการคำนวณโมดูลัสในระหว่างการเก็บน้ำนำไปใช้ในการประเมินการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้า ตัวอย่างผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าของเขื่อน Cethana เขื่อน Ita แสดงในภาพที่ 31



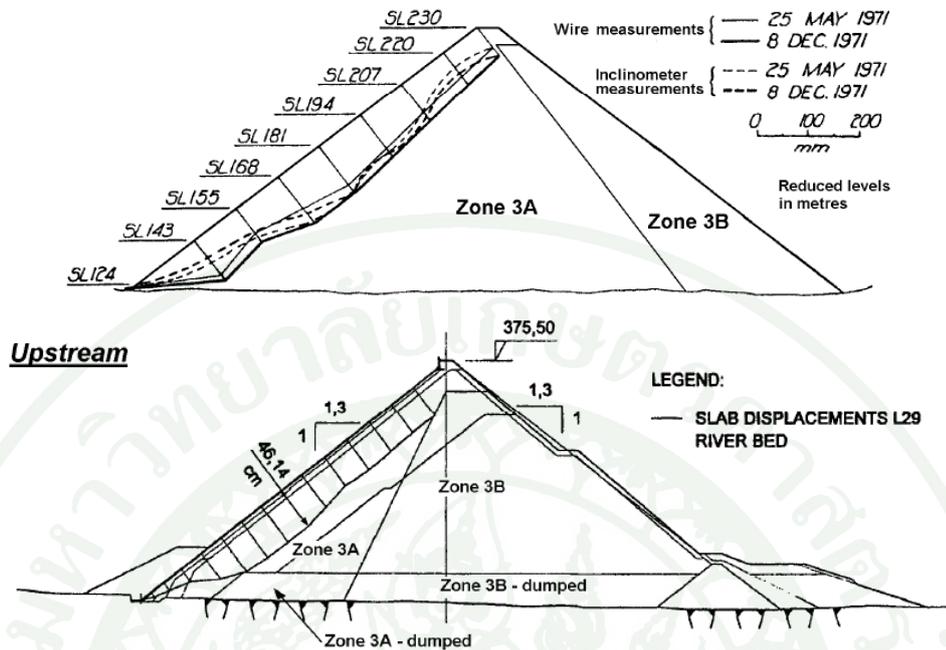
ภาพที่ 29 Stress-Strain Relationship ของหินถมจากการวัดในสนามในระหว่างการก่อสร้าง

ที่มา: Hunter and Fell (2002)



ภาพที่ 30 โมดูลัสในระหว่างการก่อสร้าง ใช้น้ำ กับความสัมพันธ์กับความสูงของเขื่อน

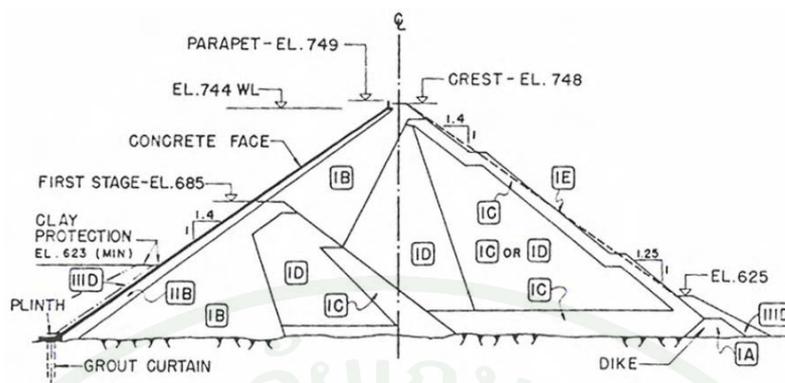
ที่มา: Hunter and Fell (2002)



ภาพที่ 31 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าของเขื่อน Cethana และเขื่อน Ita

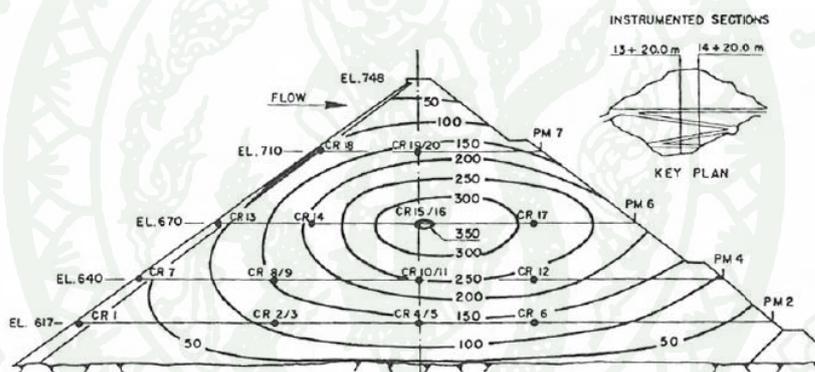
ที่มา: Hunter and Fell (2002)

เขื่อน Arcia ในประเทศบราซิล เป็นเขื่อน CFRD ที่เคยสูงที่สุดในโลกซึ่งมีความสูง 160 เมตร ความยาวสันเขื่อน 828 เมตร โดยหน้าตัดเขื่อนแสดงในภาพที่ 32 ผลการตรวจวัดการทรุดตัวหลังจากที่ก่อสร้างเขื่อนเสร็จพบว่าการทรุดตัวสูงสุด 358 เซนติเมตร ณ ตำแหน่งกึ่งกลางของเขื่อน ดังแสดงในภาพที่ 33



ภาพที่ 32 หน้าตัดเขื่อน Areia

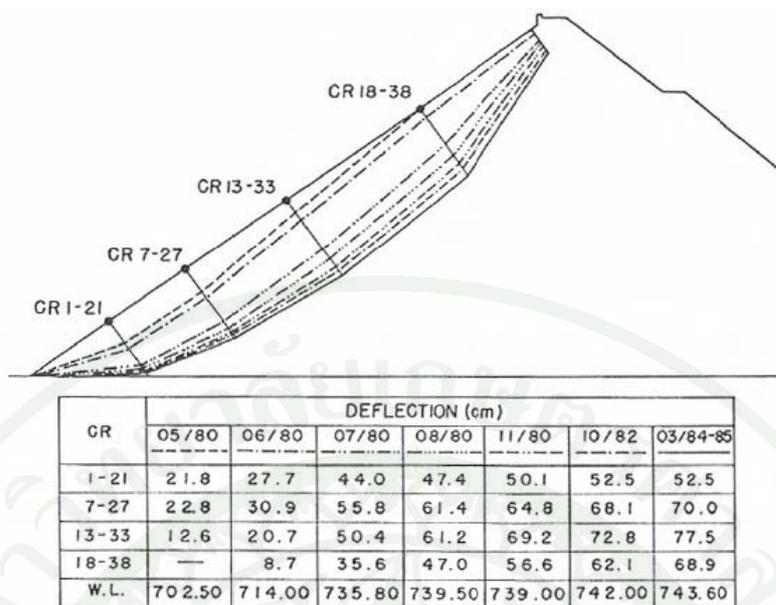
ที่มา: Hunter and Fell (2002)



ภาพที่ 33 การทรุดตัวที่เกิดขึ้นในเขื่อน Areia

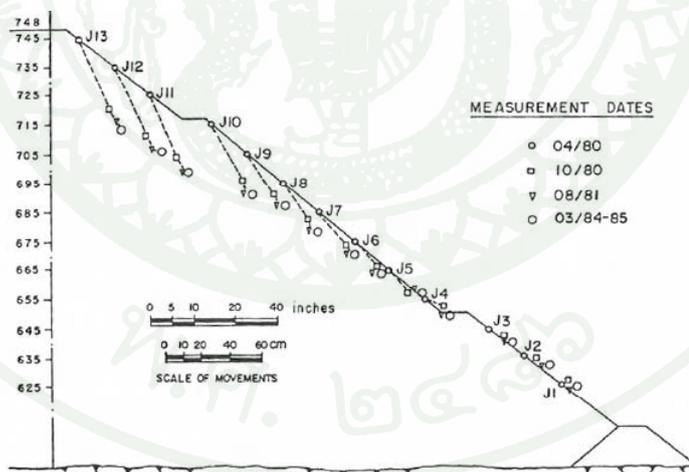
ที่มา: Hunter and Fell (2002)

ผลการตรวจวัดการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าหลังจากที่เขื่อนเก็บน้ำในภาพที่ 34 พบว่ามีค่าการทรุดตัวสูงสุด 77.5 เซนติเมตร ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับเขื่อนอื่นๆ พบว่ามีค่าที่สูงมาก นอกจากตรวจวัดการทรุดตัวในด้านเหนือน้ำแล้ว ด้านท้ายน้ำก็เกิดการทรุดตัวเช่นเดียวกันดังภาพที่ 35



ภาพที่ 34 การทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าเขื่อน Arcia

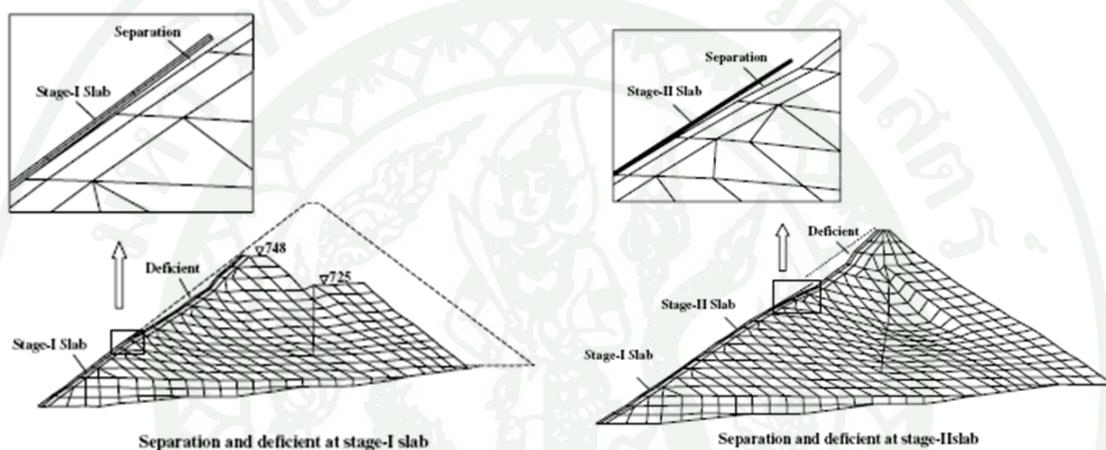
ที่มา: Hunter and Fell (2002)



ภาพที่ 35 การทรุดตัวด้านท้ายน้ำเขื่อน Arcia

ที่มา: Hunter and Fell (2002)

เขื่อน TSQ1 ในประเทศจีน พบว่าการทรุดตัวของผิวลาดด้านหน้าเขื่อนได้ Concrete Face Slab นั้นขึ้นอยู่กับประวัติการก่อสร้างและประวัติการเก็บน้ำของเขื่อน(ภาพที่ 36) ซึ่งพบว่าในเวลาใด ๆ ในระหว่างการก่อสร้างหรือการเริ่มเก็บกักน้ำ ปริมาณของแรงที่กระทำต่อเขื่อนอาจจะก่อให้เกิดการแยกตัวระหว่างชั้นหินลาดเขื่อนและผิว Concrete ในบริเวณหนึ่งและอาจก่อให้เกิดการแตกร้าวได้ในบริเวณนั้น แต่เมื่อเวลาเปลี่ยนไปการแยกตัวของผิวลาดเขื่อนกับแผ่นคอนกรีตอาจเปลี่ยนแปลงไปทั้งในเรื่องของตำแหน่งและปริมาณซึ่งอาจมีผลให้แผ่น Concrete เกิดการแตกร้าวขึ้นใหม่ หรือขยายบริเวณที่แตกร้าวเพิ่มเติมจากของเดิมได้



ภาพที่ 36 การทรุดตัวกับประวัติการก่อสร้างและประวัติการเก็บน้ำของเขื่อนเขื่อน TSQ 1

แผ่นดินไหว

การกำหนดความรุนแรง และขนาดของแผ่นดินไหวสามารถทำได้หลายวิธีด้วยกัน ทั้งวิธีวัดจากความรู้สึก วิธีการประมาณขนาดแบบหยาบตั้งแต่การเปรียบเทียบจนถึงวิธีการนำข้อมูลจากเครื่องตรวจวัดคลื่นแผ่นดินไหว

ความรุนแรงของแผ่นดินไหว (Earthquake Intensity)

การวัดด้วยวิธีนี้ เป็นการวัดขนาดของแผ่นดินไหวที่เก่าแก่ที่สุด เป็นการอธิบายในเชิงคุณภาพถึงความเสียหายและปฏิกิริยาตอบสนองของประชาชน ณ ตำแหน่งใดๆ จากการเกิดแผ่นดินไหว โดยเริ่มการประมาณความรุนแรงโดยใช้มาตรา Rossi-Forel (RF Scale) ซึ่งในปัจจุบัน

นิยมใช้มาตรวัดความรุนแรงแผ่นดินไหวแบบ Modified Mercalli Intensity (MMI) (Richter, 1958) ดังแสดงนิยามของระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวตามมาตรา MMI ดังตารางที่ 9

ขนาดของแผ่นดินไหว (Earthquake Magnitude)

การวัดขนาดของแผ่นดินไหววิธีนี้ทำให้เป็นรูปธรรมมากยิ่งขึ้น โดยการใช้เครื่องมือตรวจวัดการสั่นสะเทือนของพื้นดิน ซึ่งเครื่องมือวัดการสั่นสะเทือนมีการพัฒนาอย่างต่อเนื่อง รวมทั้งการประมวลผลและตีความข้อมูลที่ได้ ช่วยให้วิศวกรสามารถนิยามขนาดของแผ่นดินไหวได้อย่างถูกต้องมากขึ้น (สุพจน์, 2549) โดยขนาดของแผ่นดินไหวแบ่งออกได้ประมาณ 5 ประเภท ดังนี้

1. Seismic Moment

จากพื้นฐานทฤษฎีการคืนตัวของวัสดุทางอีลาสติก (Elastic Rebound Theory) วิศวกรสามารถประมาณพลังงานที่ปลดปล่อยออกมาจากศูนย์กลางการเกิดแผ่นดินไหวได้ดังนี้

$$M_0 = \mu \cdot A \cdot \bar{D} \quad (13)$$

โดยที่ μ คือ กำลังรับน้ำหนัก (Rupture strength) ของวัสดุ (หิน) ตลอดแนว Fault

A คือ พื้นที่การวิบัติ (Rupture area)

\bar{D} คือ ปริมาณการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นของรอยแตก

2. Richter local magnitude

Richter (1935) ได้เสนอวิธีการสำหรับการประมาณขนาดของแผ่นดินไหวโดยใช้ข้อมูลจากการตรวจวัดโดยเครื่องมือ Wood-Anderson Seismograph และเป็นข้อมูลแผ่นดินไหวระดับต้นศูนย์กลางแผ่นดินไหวห่างไปไม่เกิน 600 กิโลเมตร (Local earthquake) โดยที่ขนาดแผ่นดินไหวของ Richter จะมีค่าดังนี้

$$M_L = \log_{10} \cdot A_{100} \quad (14)$$

โดยที่ A_{100} คือ ขนาดสูงสุดของการเคลื่อนตัวที่ตรวจวัด โดย Wood-Anderson Seismograph (μm) ที่อยู่ห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหวเป็นระยะทาง 100 กิโลเมตร M_L เป็นขนาดของแผ่นดินไหวที่ได้รับความนิยม และรู้จักกันมากที่สุด

3. Surface Wave Magnitude

วิธีการกำหนดขนาดของแผ่นดินไหวตามชนิดของคลื่นแผ่นดินไหว โดยระยะที่ห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหวมากๆ Body wave ส่วนใหญ่จะถูกดูดกลืน ทำให้ Surface wave เป็นคลื่นที่มีอิทธิพลต่อการสั่นสะเทือนของพื้นดิน ซึ่งวิธีการของ Richter ไม่มีการแยกประเภทของคลื่นแผ่นดินไหวที่วัดได้ Gutenberg and Richter (1936) ได้เสนอการกำหนดขนาดของแผ่นดินไหวจาก Surface wave ซึ่งนิยมใช้กำหนดขนาดแผ่นดินไหวระดับตื้น (ลึกไม่เกิน 70 กิโลเมตร) และเป็นแผ่นดินไหวระยะไกล (ศูนย์กลางแผ่นดินไหวห่างจากจุดตรวจวัดมากกว่า 1,000 กิโลเมตร) สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$M_S = \log_{10} \cdot A + 1.66 \log_{10} \Delta + 2.0 \quad (15)$$

โดยที่ A คือ ขนาดสูงสุดของการเคลื่อนตัวที่ผิวดิน (μm)

Δ คือ ระยะห่างจากจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวของเครื่องตรวจวัด โดยวัดเป็นมุมตามแกนของโลก

ตารางที่ 9 ความรุนแรงของแผ่นดินไหวตามมาตรา Modified Mercalli Intensity (MMI)

ความรุนแรง	คำอธิบาย
I	Not felt except by a very few under especially favorable circumstances
II	Felt by only a few person at rest, especially on upper floors of building; delicately suspended objects ,ay swing
III	Felt quite noticeably indoor, especially on upper floor of building, but many people do not recognize it is an earthquake; standing motor car may rock slight; vibration like passing of truck; duration estimated
IV	During the day felt indoor by many, outdoor by few; at night some awakened; dishes, windows, doors disturbed; walls make cracking sound; sensation like heavy truck striking building; standing motor cars rock noticeably
V	Felt by nearly everyone, many awakened; some dishes, windows, etc., broken; a few instances of cracked plaster; unstable objects overturned; disturbances of trees, piles and other tall object sometimes noticed; pendulum clock may stop
VI	Felt by all, many frightened and run outdoor; some heavy furniture moved; a few instances of fallen plaster or damaged chimneys; damage slight
VII	Everybody runs outdoor; damage negligible in buildings of good design and construction, slight to moderate in well-built ordinary structures, considerable in poorly built or badly design structures; some chimneys broken; noticed by persons driving motor car
VIII	Damage slight in specially designed structures, considerable in ordinary substantial buildings, with partial collapse, great in poorly built structures, panel wall thrown out of frame structures; fall of chimneys, factory stacks, column, monuments, walls; heavy furniture overturned; sand and mud ejected in small amount; changes in well water; persons driving motor car disturbed
IX	Damage considerable in specially design structures; well-design frame structures thrown out of plumb; great in substantial buildings, with partial collapse; buildings shifted off foundation; ground cracked conspicuously; underground pipe broken

ตารางที่ 9 (ต่อ)

ความรุนแรง	คำอธิบาย
X	Some well-built wooden structures destroyed; most masonry and frame structure destroyed with foundation; ground badly cracked; rails bent; landslides considerable from river banks and steep slopes; shifted sand and mud; water splashed over banks
XI	Few, if any, masonry structures remain standing; bridges destroyed; broad fissures in ground; underground pipelines completely out of service; earth slumps and landslips in soft ground; rail bent greatly
XII	Damage total; practically all works of construction are damaged greatly or destroyed; wave seen on ground surface; lines of sight and level are distorted; objects thrown into the air

ที่มา: สุพจน์ (2549)

4. Body wave magnitude

ในกรณีที่แผ่นดินไหวเกิดขึ้นที่ระดับลึกมาก (Deep Focus Earthquake) การตรวจวัดขนาดของ Surface Wave จะทำได้ยาก Gutenberg (1945) ได้เสนอวิธีในการคำนวณขนาดของแผ่นดินไหวประเภทนี้จาก P-Wave ดังนี้

$$m_b = \log_{10} \cdot A - \log_{10} \cdot T + 0.01\Delta + 5.9 \quad (16)$$

โดยที่ A คือขนาดสูงสุดของการเคลื่อนตัวที่ผิวดิน (μm)

T คือ คาบการเคลื่อนตัวของ P-Wave (โดยทั่วไปประมาณ 1 วินาที)

5. Moment magnitude

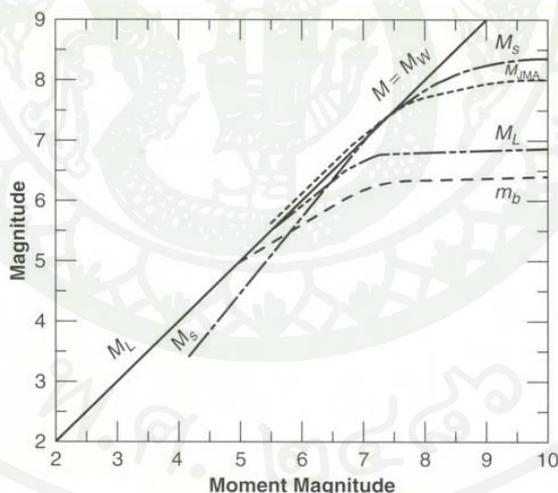
การคำนวณขนาดของแผ่นดินไหวข้างต้น เป็นการคำนวณจากคุณลักษณะการเคลื่อนตัวของมวลดินโดยใช้เครื่องมือตรวจวัด ซึ่งพบว่าอัตราการเพิ่มขึ้นของพลังงานที่ปลดปล่อยออกมา

ระหว่างการเกิดแผ่นดินไหว ไม่สอดคล้องกับอัตราการเพิ่มของขนาดแผ่นดินไหวจากการคำนวณข้างต้น คุณลักษณะการเคลื่อนตัวของชั้นดินจากการตรวจวัดจะไม่ตอบสนองต่อขนาดแผ่นดินไหวที่เพิ่มขึ้น โดยเรียกคุณลักษณะเช่นนี้ว่า การอิ่มตัว (Saturation) โดยที่ M_b และ M_L จะเริ่มอิ่มตัวที่ขนาดประมาณ 6-7 ในขณะที่ M_s จะเริ่มอิ่มตัวที่ขนาดประมาณ 8 ดังภาพที่ 37 ทั้งนี้เพื่อให้สามารถคำนวณขนาดของแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ได้อย่างถูกต้อง Kanamori (1977) และ Hanks and Kanamori (1979) ได้เสนอวิธีการคำนวณ Moment Magnitude โดยคำนวณขนาดของแผ่นดินไหวจากค่า Seismic Moment (M_0) โดยตรงดังนี้

$$M_w = \frac{\log_{10} M_0 - 10.7}{1.5} \quad (17)$$

โดย M_0 คือ Seismic Moment (dyne-cm)

Bolt (1989) ได้เสนอแนะการตรวจวัดแผ่นดินไหวระดับตื้น (Shallow Earthquake) ไว้ดังนี้ M_b และ M_L ใช้สำหรับแผ่นดินไหวที่มีขนาดประมาณ 3-7 โดย M_s เหมาะกับแผ่นดินไหวขนาด 5-7.5 และ M_w ใช้กับแผ่นดินไหวที่มีขนาดสูงกว่า 7.5 ขึ้นไป

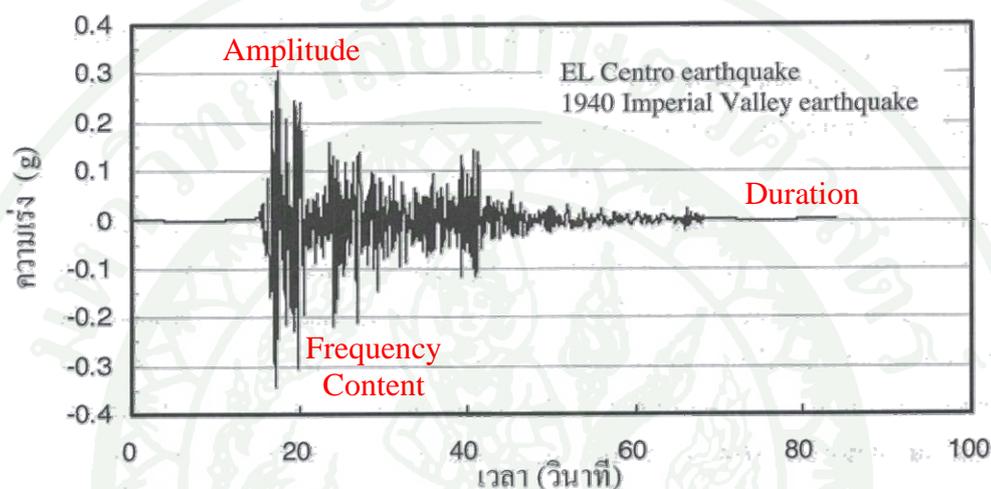


ภาพที่ 37 การเปรียบเทียบขนาดของแผ่นดินไหวโดยการคำนวณด้วยวิธีต่างๆ

ที่มา: สุพจน์ (2549)

องค์ประกอบของข้อมูลอัตราเร่งของพื้นดิน

องค์ประกอบที่สำคัญของอัตราเร่งของพื้นดินได้แก่ องค์ประกอบด้านขนาด (Amplitude Parameters) องค์ประกอบด้านความถี่ (Frequency Content) และองค์ประกอบด้านเวลา (Duration Parameters) (ภาพที่ 38)



ภาพที่ 38 องค์ประกอบที่สำคัญของอัตราเร่งของพื้นดิน

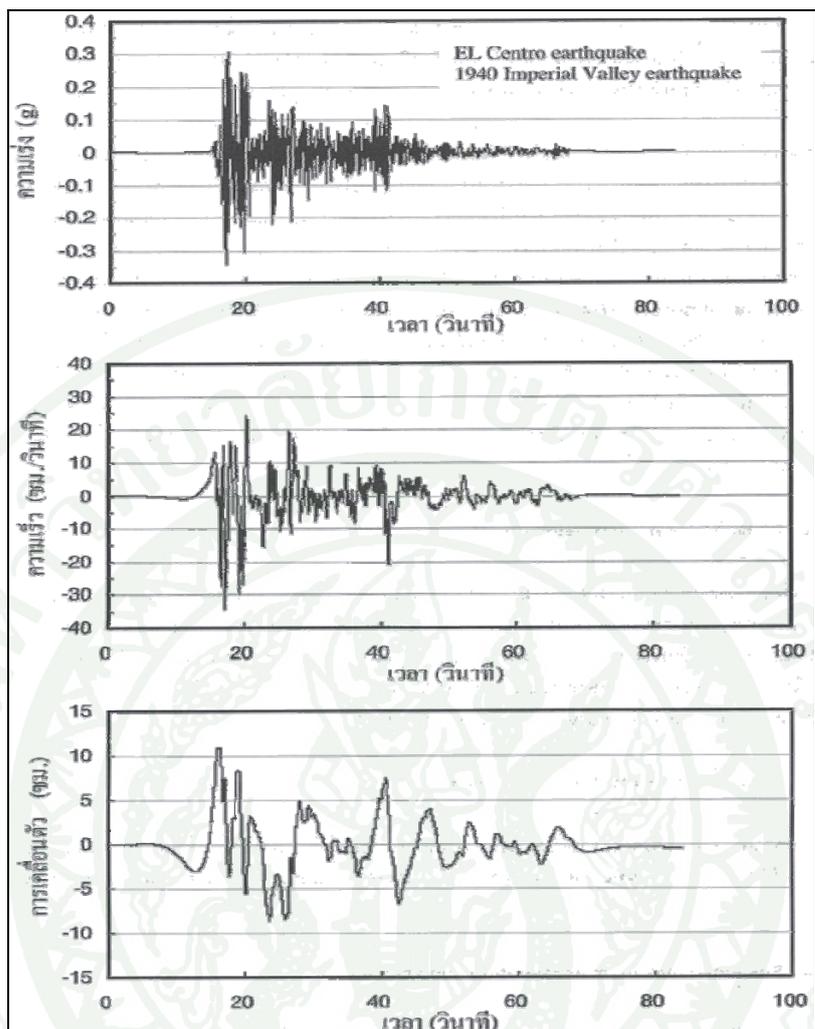
ที่มา: สุพจน์ (2549)

1. องค์ประกอบตัวแปรด้านขนาด

โดยปกติจะใช้ค่าความเร่งตามแนวนอน (Peak Horizontal Acceleration, PHA) ในการวิเคราะห์เพราะเขื่อนมีค่าพิคคความปลอดภัยจากแรงโน้มถ่วงตามแนวตั้งสูงประกอบกับค่าความเร่งตามแนวตั้ง (Peak Vertical Acceleration, PVA) มีค่าประมาณ 2 ใน 3 ของค่า PHA

2. องค์ประกอบตัวแปรด้านความถี่

การศึกษาส่วนประกอบทางด้านความถี่ของคลื่นแผ่นดินไหวมีความสำคัญในการกำหนดคุณลักษณะของแผ่นดินไหวนั้นๆ รวมถึงการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างต่อแผ่นดินไหว ตัวอย่างขนาดและส่วนประกอบความถี่ของแผ่นดินไหว El Centro แสดงดังภาพที่ 39



ภาพที่ 39 ขนาดและส่วนประกอบความถี่ของแผ่นดินไหว El Centro

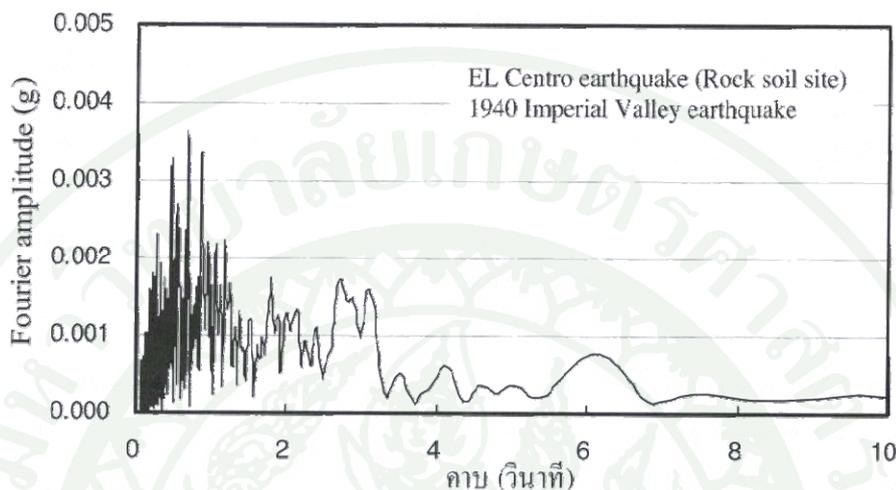
ที่มา: สุพจน์ (2549)

Fourier Spectrum ของคลื่นแผ่นดินไหว กราฟการสั่นสะเทือนกับเวลาที่ได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหว สามารถกระจายออกในรูปของคลื่นที่มีความถี่สม่ำเสมอหลายๆ คลื่น โดยใช้สูตรของ Fourier ดังนี้

$$x(t) = c_0 + \sum_{n=1}^{\infty} c_n \sin(\omega_n t + \phi_n) \tag{18}$$

โดย $x(t)$ คือ การสั่นสะเทือนที่เป็น Irregular Motion
 C_n, ϕ_n คือ ขนาดและมุมแตกต่างของคลื่นฮาร์มอนิกที่มีความถี่ ω_n

เมื่อนำผลของขนาดที่ได้มาเขียนกราฟความสัมพันธ์กับความถี่หรือคาบ จะได้กราฟที่เรียกว่า Fourier Amplitude Spectrum ซึ่งจะทำให้ทราบถึงผลการตอบสนองของพื้นดินบริเวณที่ทำการตรวจวัดต่อความถี่หรือคาบต่างๆ ดังภาพที่ 40



ภาพที่ 40 ตัวอย่างกราฟ Fourier Amplitude Spectrum

ที่มา: สุพจน์ (2549)

Power Spectrum มีประโยชน์ในการประเมินการสั่นสะเทือนทางสถิติ โดยที่ค่า Power Spectrum ที่ค่าความถี่หนึ่งๆ สามารถประมาณได้จากขนาดของคลื่นฮาโมนิกที่ได้จากการกระจายตามอนุกรม Fourier ดังนี้

$$G(\omega) = \frac{1}{\pi T_d} c_n^2 \quad (19)$$

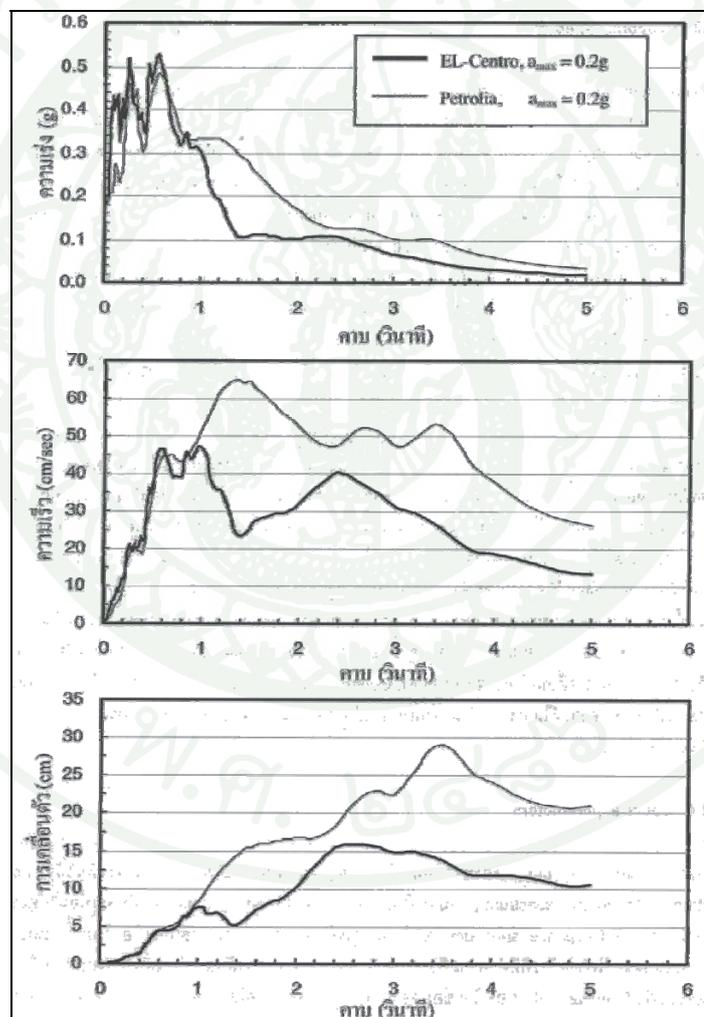
โดยที่ $G(\omega)$ = Power Spectrum

T_d = ช่วงเวลาของการสั่นสะเทือน

Response Spectrum เป็นการตอบสนองของโครงสร้างที่มีค่าคาบธรรมชาติต่างๆ ต่อคลื่นการสั่นสะเทือนนั้นๆ ซึ่งเป็นวิธีการแจกแจงความถี่ของคลื่นสั่นสะเทือนที่ใช้กันมาในทางวิศวกรรม เป็นการอธิบายการตอบสนองสูงสุดด้านความเร่ง ความเร็วและการเคลื่อนตัว ของระบบ Single Degree of Freedom (SDOF) ต่อรูปแบบการสั่นสะเทือนหนึ่งๆ โดยแสดงในรูปของความ

สัมพันธ์ระหว่างการตอบสนองที่ต้องการและความถี่ธรรมชาติ (Natural Frequency) และค่า Damping ของระบบ SDOF นั้น

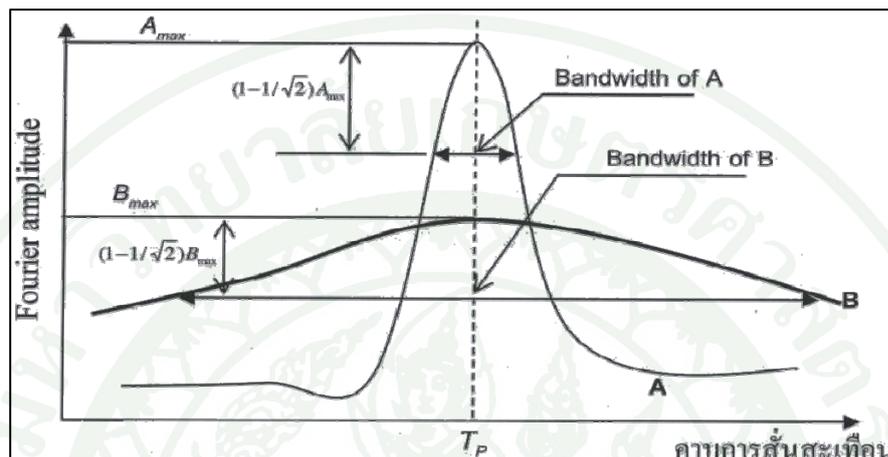
Predominant Period, T_p คือคาบการสั่นสะเทือนที่ให้ค่าขนาดสูงสุดจากภาพที่ 40 Fourier Amplitude Spectrum มักประกอบไปด้วยจุดยอดหลายจุดด้วยกัน ทำให้ยากต่อการกำหนดค่า T_p ดังนั้นโดยทั่วไปจึงทำการเฉลี่ยและปรับให้กราฟมีความสม่ำเสมอมากขึ้น อย่างไรก็ตามค่า T_p มีประโยชน์ในกรณีที่คลื่นการสั่นสะเทือนมีส่วนประกอบของคลื่นที่มีขนาดที่ต่างกันมาก เช่น ภาพที่ 41 กราฟทั้งสองมีค่า T_p ใกล้เคียงกัน แต่คุณลักษณะของการสั่นสะเทือนต่างกันมาก



ภาพที่ 41 Response Spectra จากคลื่นแผ่นดินไหว 2 เหตุการณ์

ที่มา: สุพจน์ (2549)

Bandwidth เป็นตัวประกอบเพื่ออธิบายคุณลักษณะการกระจายของคลื่นการสั่นสะเทือน ซึ่งเป็นตัวเลขที่บอกช่วงของความถี่ที่ค่า Fourier Amplitude มีค่าตั้งแต่ $1/\sqrt{2}$ ของค่า Fourier Amplitude สูงสุดขึ้นไปจนถึงค่าสูงสุดดังภาพที่ 42



ภาพที่ 42 Fourier Amplitude Spectrum จากการสั่นสะเทือน 2 เหตุการณ์ที่ให้ค่า T_P ใกล้เคียงกัน

ที่มา: สุพจน์ (2549)

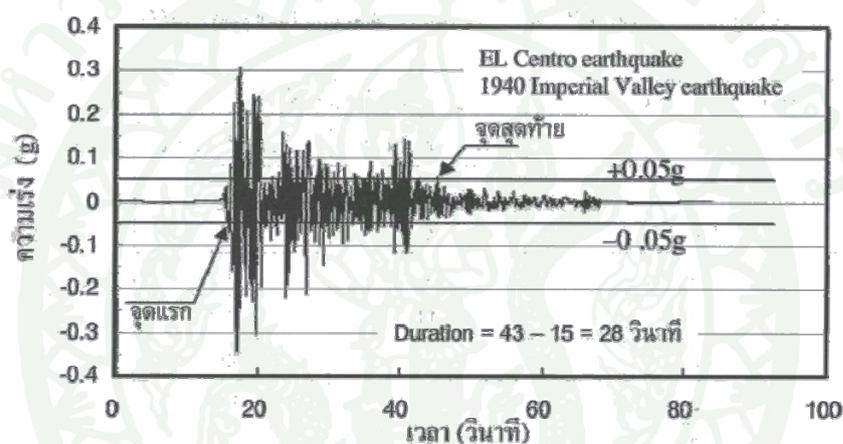
ค่าอัตราส่วนระหว่างความเร็วสูงสุดต่อความเร่งสูงสุด จะเกิดขึ้นที่ความถี่ไม่เท่ากัน ดังนั้นอัตราส่วนระหว่างความเร็วสูงสุดต่อความเร่งสูงสุดจึงใช้เป็นตัวบ่งชี้ส่วนประกอบทางความถี่ของการสั่นสะเทือนได้ โดยค่า $2\pi (V_{max}/A_{max})$ คือคาบการสั่นสะเทือนของคลื่นแผ่นดินไหวนั้นๆ

3. องค์ประกอบตัวแปรด้านระยะเวลา

ระยะเวลาในการสั่นสะเทือนมีผลกระทบอย่างสูงต่อความเสียหายที่เกิดขึ้นกับโครงสร้าง โดยสามารถแปรผลในรูปของจำนวนรอบของแรงกระทำ กล่าวคือคลื่นการสั่นสะเทือนที่มีจำนวนรอบมาก มีแนวโน้มที่มีช่วงเวลากการสั่นสะเทือนที่ยาวกว่าคลื่นที่มีจำนวนรอบของแรงกระทำน้อย ชั้นดินเมื่ออยู่ภายใต้ความเครียดสูงจะได้รับผลกระทบจากการกระทำซ้ำของแรงมาก เช่นในกรณีการเกิด Liquefaction ในชั้นดินทรายเป็นต้น การสั่นสะเทือนที่มีขนาดสูงแต่กระทำเพียงช่วงเวลาสั้นๆ ไม่สามารถทำให้เกิดการวิบัติของชั้นดินได้ในขณะที่การสั่นสะเทือนที่มีขนาดปานกลางแต่กระทำที่ระยะเวลายาวนานกว่าสามารถนำไปสู่การวิบัติของชั้นดินได้

ระยะเวลาของการสั่นสะเทือนมีความสัมพันธ์โดยตรงกับความยาวหรือพื้นที่ของแนววิบัติของชั้นเปลือกโลก (Fault Rapture) ที่ทำให้เกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวนั้น ดังนั้นระยะเวลาของการสั่นสะเทือนจึงมีความสัมพันธ์โดยตรงกับขนาดของแผ่นดินไหวโดย Hanks และ McGuire (1981) ได้เสนอว่าระยะเวลาของการสั่นสะเทือนมีค่าแปรตามรากที่สามของค่า Seismic Moment

Bolt (1969) ได้เสนอวิธีการที่เรียกว่า Bracketed Duration ในการกำหนดระยะเวลาการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว โดยกำหนดระยะเวลาการสั่นสะเทือนมีค่าในช่วงของค่าความเร่ง $\pm 0.05g$ (ภาพที่ 43)

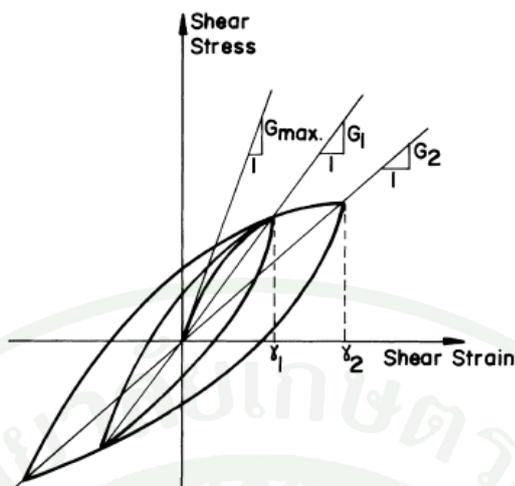


ภาพที่ 43 การประมาณระยะเวลาของการสั่นสะเทือนตามวิธี Bracketed Duration

ที่มา: สุพจน์ (2549)

คุณสมบัติของวัสดุในสถานะพลศาสตร์

ค่า Maximum Shear Modulus (G_{max}) เป็นตัวแปรสำคัญค่าหนึ่งที่ใช้ในการวิเคราะห์การตอบสนองของเขื่อนทางพลศาสตร์ เนื่องจากพฤติกรรมจากแรงพลศาสตร์มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงค่า Shear Stress และ Shear Strain ของวัสดุประเภทดินและหินถมมีลักษณะไม่เป็นเชิงเส้น (non-linear) ดังแสดงในภาพที่ 44 ซึ่งเรียกว่า Hysteretic Curve ดังนั้นค่า Shear Modulus จึงต้องมีค่าเปลี่ยนแปลงไปตาม Shear Strain ทำให้ใช้ค่า Shear Modulus ณ Strain ต่ำ (Small Strain) เป็นตัวแทนที่ใช้บอกพฤติกรรมของวัสดุเมื่อถูกแรงพลศาสตร์กระทำ โดยเรียกว่า Maximum Shear Modulus (G_{max})



ภาพที่ 44 Hysteretic Curve

ที่มา: Ozkan (1998)

Shear Modulus เป็นตัวแปรสำคัญที่ใช้ในการวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์ ดังนั้นในการประมาณค่าหรือการวัดค่าจากการทดสอบจึงต้องมีความแม่นยำสูง ค่า Shear Modulus มีความสัมพันธ์โดยตรงกับค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือน (Shear Wave Velocity) โดยสามารถคำนวณได้จากความสัมพันธ์ในสมการที่ 20

$$G = \rho V_s^2 \quad \text{หรือ} \quad G = \frac{\gamma}{g} V_s^2 \tag{20}$$

เมื่อ G = Shear Modulus, ρ = Mass Density, V_s = Shear Wave Velocity , γ = Unit Weight

ในการวิเคราะห์หาค่า G_{max} สามารถดำเนินการได้หลายวิธี ทั้งวิธีที่ทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ในสนามหรือโดยได้จากสมการ Empirical ซึ่งมีรายละเอียดดังนี้ดังต่อไปนี้

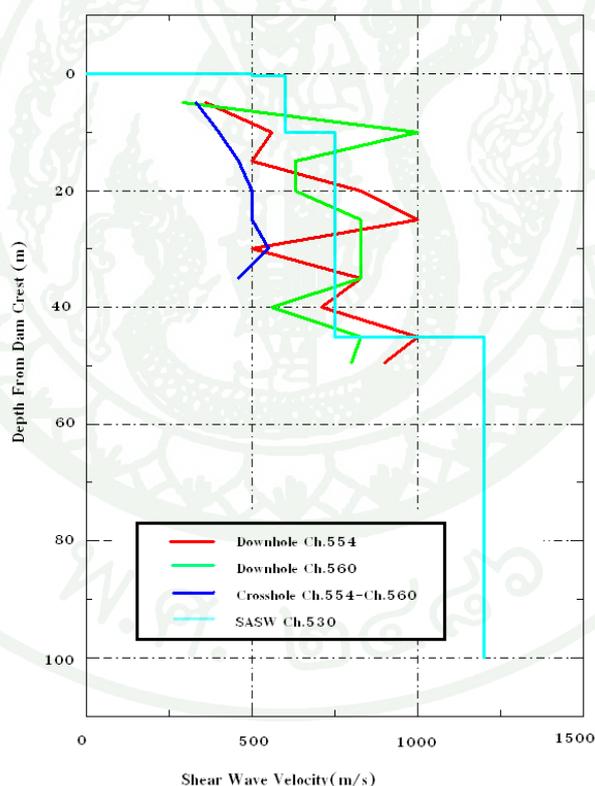
การทดสอบทางธรณีฟิสิกส์เพื่อหา V_s

การสำรวจทางธรณีฟิสิกส์ของเขื่อนวชิราลงกรณ เพื่อประเมินค่า V_s ดำเนินการหลังจากที่เขื่อนก่อสร้างเสร็จในปี 1984 โดยในการสำรวจเน้นการวัดค่าความเร็วคลื่นแรงอัดและความเร็ว

คลื่นแรงเฉือน (V_p และ V_s) โดยในการทดสอบความเร็วทั้งสองแบบได้ใช้วิธี Crosshole และ Downhole ซึ่งวิธี Crosshole วัดค่าความเร็วเฉือนได้น้อยกว่าวิธี Downhole ประมาณ 30% ซึ่งความแตกต่างมาจากเรื่องช่วงเวลาและความเป็น Anisotropy ของวัสดุจากการบดอัด

ในปี พ.ศ.2549 การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทยได้ว่าจ้างให้ Utah State University โดย Dr.James A.Bay มาดำเนินการทดสอบ Spectral Analysis of Surface Wave (SASW) โดยความร่วมมือของศูนย์วิจัยวิศวกรรมปฐพีและฐานราก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ การวัดความเร็วเฉือนที่เขื่อน VRK กระทำในเดือนพฤษภาคม หลังจากที่เขื่อนก่อสร้างเสร็จไป 20 ปี

การเปรียบเทียบความเร็วคลื่นแรงเฉือนในภาพที่ 45 ระหว่างการสำรวจในปี 2527 โดยวิธี Crosshole และ Downhole กับการสำรวจในปี 2549 โดยวิธี SASW มีความสัมพันธ์ที่สอดคล้องกัน



ภาพที่ 45 การเปรียบเทียบค่าความเร็วเฉือนบริเวณ Ch.554 , Ch.560 และ Ch.530 โดยวิธี Downhole และ Crosshole ในปี พ.ศ.2527 และวิธี SASW ในปี พ.ศ.2549

การคำนวณค่า G_{max} จากสมการ Empirical

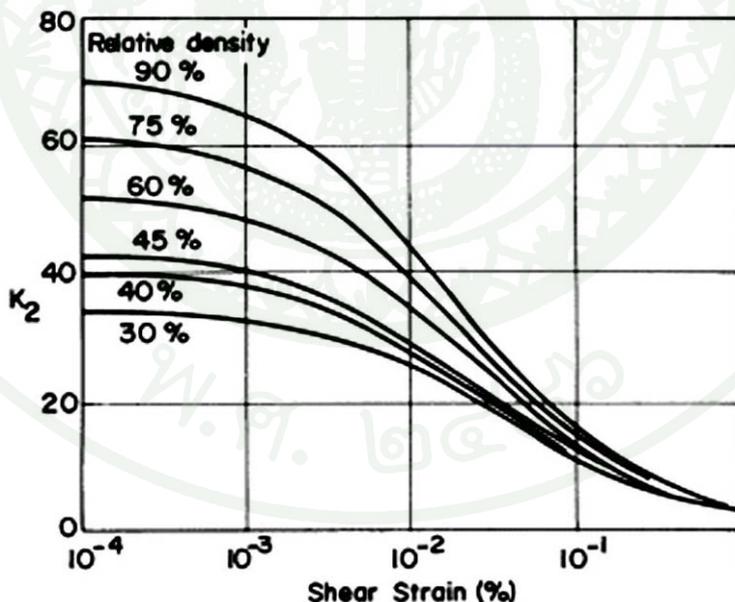
Seed and Idriss (1970) ได้เสนอความสัมพันธ์ของ Maximum Shear Modulus ของทราย และกรวด (Sand and Gravelly Soils) ไว้ดังสมการที่ 21

$$G = 1000K_{2,max} (\sigma'_m)^{1/2} \tag{21}$$

$K_{2,max}$ = ค่าคงที่เปลี่ยนแปลงตามค่า Relative Density

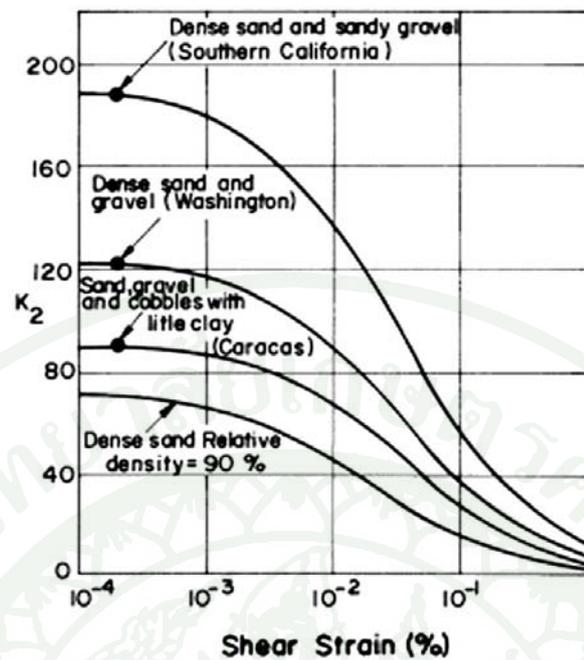
σ'_m = Effective Mean Stress (lb/in²)

โดย K_2 แปรผันตามค่าความหนาแน่นสัมพัทธ์ของทรายและกรวด แสดงดังภาพที่ 46 และ ภาพที่ 47 ตามลำดับ โดยหากพิจารณาเฉพาะค่า G ที่ Small Strain หรือ G_{max} ค่า $K_{2,max}$ สามารถหาได้จากตารางที่ 10



ภาพที่ 46 ค่าของ K_2 สำหรับทราย ในสภาพความหนาแน่นสัมพัทธ์ต่างๆ

ที่มา: Seed and Idriss (1970)



ภาพที่ 47 ค่าของ K_2 สำหรับกรวด ในสภาพความหนาแน่นสัมพัทธ์ต่างๆ

ที่มา: Seed and Idriss (1970)

ตารางที่ 10 การประมาณค่า $K_{2,max}$ จากอัตราส่วนโพรงและความหนาแน่นสัมพัทธ์

e	$K_{2,max}$	Dr(%)	$K_{2,max}$
0.4	70	30	34
0.5	60	40	40
0.6	51	45	43
0.7	44	60	52
0.8	39	75	59
0.9	34	90	70

ที่มา: Kramer (1996)

Prange (1981) ได้แสดงความสัมพันธ์ของ Shear Modulus ของ Railroad Ballast ที่มีขนาดสูงสุดเท่ากับ 70 มม. ซึ่งได้จากการทดสอบกับตัวอย่างขนาดความสูง 2 เมตร และมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 1 เมตร ทดสอบกับ Large Torsion Resonant Column ในระดับ Strain Level เท่ากับ 10⁻⁶ (Small Strain) ได้ความสัมพันธ์ดังสมการที่ 22

$$G_{\max} = 7230 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{0.38} \text{ kPa} \quad (22)$$

Kokusho and Esashi(1981) วิเคราะห์สมการ Maximum Shear Modulus โดยการทดสอบในเครื่องมือ Cyclic Triaxial Test ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 30 ซม. และความสูงเท่ากับ 60 ซม. จากการทดสอบหินที่ถูกย่อย (Crushed Rock) ในระดับ strain level เท่ากับ 10⁻⁶ (Small Strain) ได้ความสัมพันธ์ดังสมการที่ 23

$$G_{\max} = 13000 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{0.55} \text{ kPa} \quad (23)$$

สำหรับกรวดที่มีเม็ดกลม(Round Gravel) ได้ความสัมพันธ์ดังสมการที่ 24

$$G_{\max} = 8400 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{0.50} \text{ kPa} \quad (24)$$

Ozkan (1985) วิเคราะห์การตอบสนองของเขื่อน Surgu ในประเทศตุรกีซึ่งเป็นเขื่อนประเภทหินถมแกนกลางดินเหนียว จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวเมื่อวันที่ 5 เมษายน ปี พ.ศ.2529 ในการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์ G_{max} ของหินถมจะใช้ความสัมพันธ์จากการศึกษาของ Baba (1982) ซึ่งแสดงได้ดังนี้

$$G_{\max} = 440 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{0.55} \text{ kg / cm}^2 \quad \text{สำหรับ rockfill} \quad (25)$$

Nichio *et al.* (1985) ทำการทดสอบ Triaxial ของตัวอย่างหินซึ่งมีขนาด D₅₀ = 10 มิลลิเมตร ได้ความสัมพันธ์ดังนี้

$$G_{\max} = 9360 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{0.44} \text{ kPa} \quad (26)$$

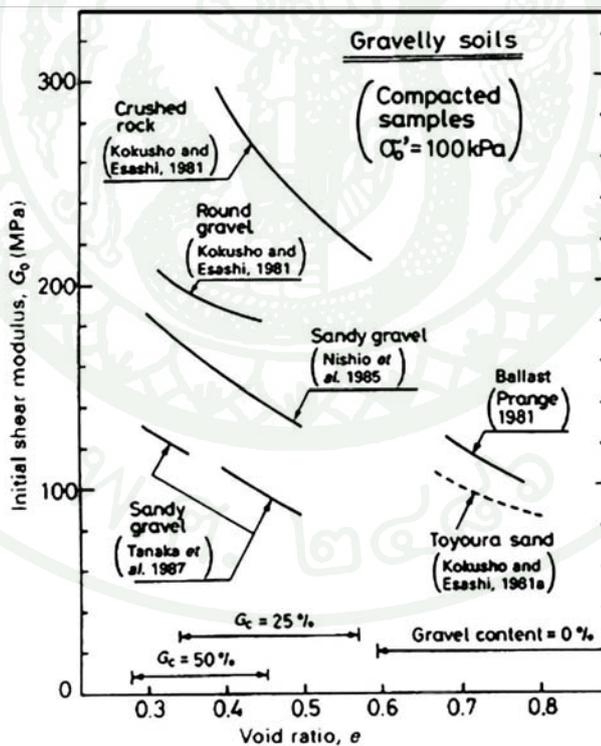
Tanake *et al.* (1987) ทำการทดสอบ Triaxial ของตัวอย่างหินซึ่งมีขนาด $D_{50} = 10$ มิลลิเมตร ได้ความสัมพันธ์ดังนี้

$$G_{\max} = 3080 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{0.60} \text{ kPa} \tag{27}$$

Goto *et al.* (1987) ทำการทดสอบ Triaxial ของตัวอย่างหินซึ่งมีขนาด $D_{50} = 2$ มิลลิเมตร ได้ความสัมพันธ์ดังนี้

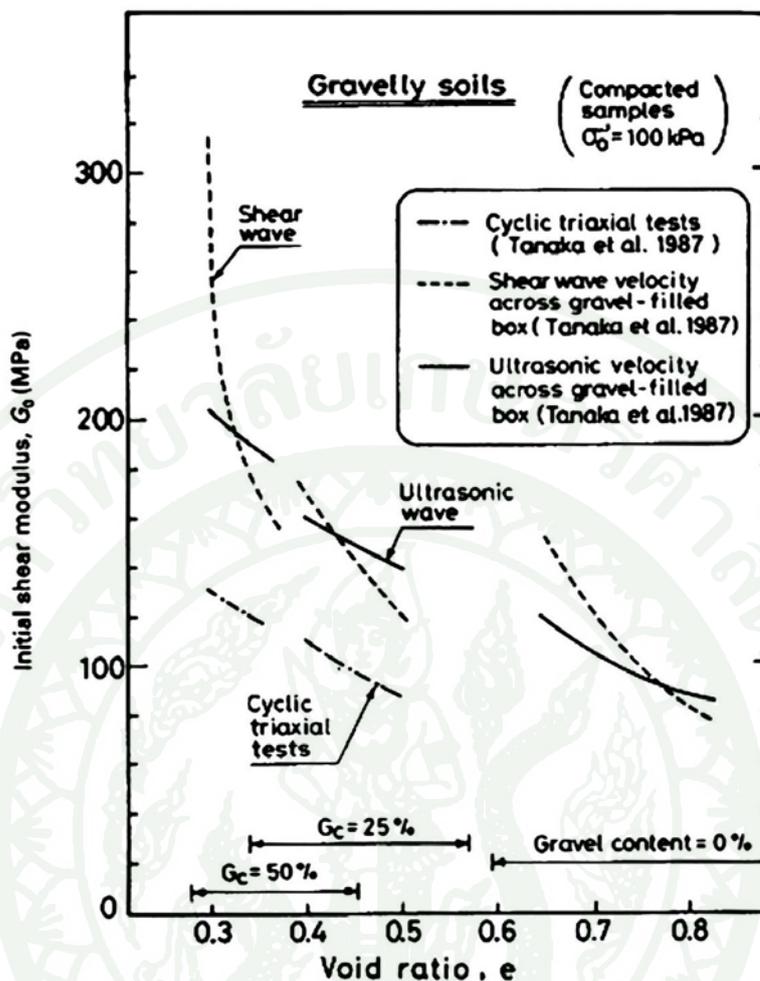
$$G_{\max} = 1200 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{0.85} \text{ kPa} \tag{28}$$

ภาพที่ 48 และ 49 แสดงความแตกต่างของชนิดของกรวดและวิธีการทดสอบที่ให้ค่า G_{\max} ที่แตกต่างกัน



ภาพที่ 48 Low Amplitude Shear Modulus จาก Void Ratio ของ Gravelly Soils ขนาดต่างๆ

ที่มา: Seed *et al.* (1986)

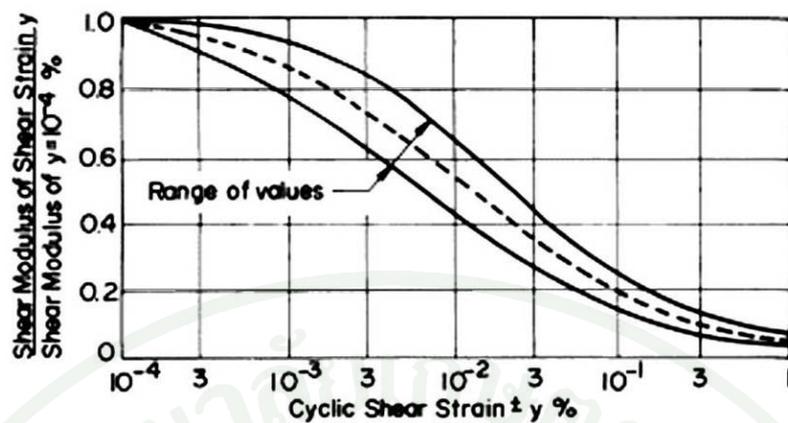


ภาพที่ 49 ความแตกต่างของค่า Shear Modulus ที่ได้จากวิธีการทดสอบในลักษณะต่างๆ

ที่มา: Seed *et al.* (1986)

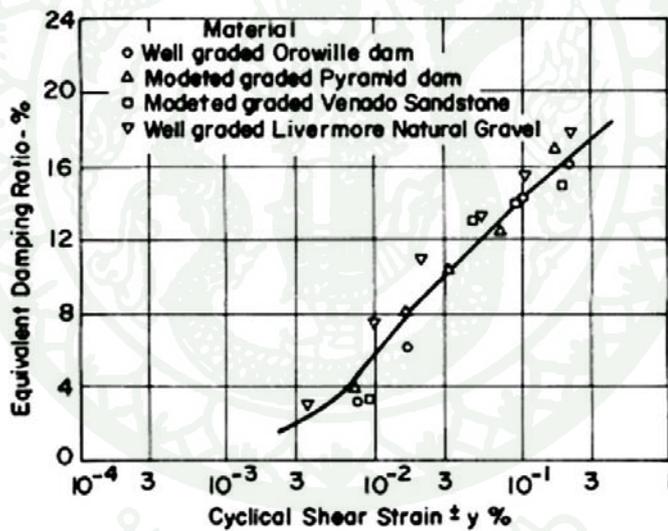
Modulus Reduction and Damping Curve

พฤติกรรมของ Modulus Reduction กับ Damping Ratio เมื่อถูกแรงกระทำที่ไม่คงที่หรือแรงกระทำจากแผ่นดินไหว จะมีค่าไม่คงที่เช่นกันซึ่งขึ้นอยู่กับ Shear Strain ที่เปลี่ยนแปลงไป การวิเคราะห์การตอบสนองของเขื่อนเนื่องจากแรงกระทำแผ่นดินไหวจึงจำเป็นต้องเลือกปัจจัยทั้งสองนี้ให้เหมาะสม โดยความสัมพันธ์ของ Modulus Reduction และ Damping Ratio กับ Cyclic Shear Strain ของวัสดุแสดงได้ดังภาพที่ 50 และ 51



ภาพที่ 50 ความแปรปรวนของค่า Shear Modulus ของ Gravelly Soils ในระดับ Shear Strain ต่างๆ

ที่มา: Seed *et al.* (1986)



ภาพที่ 51 Damping Ratio สำหรับกรวด ที่มี $Dr \approx 80\%$

ที่มา: Seed *et al.* (1986)

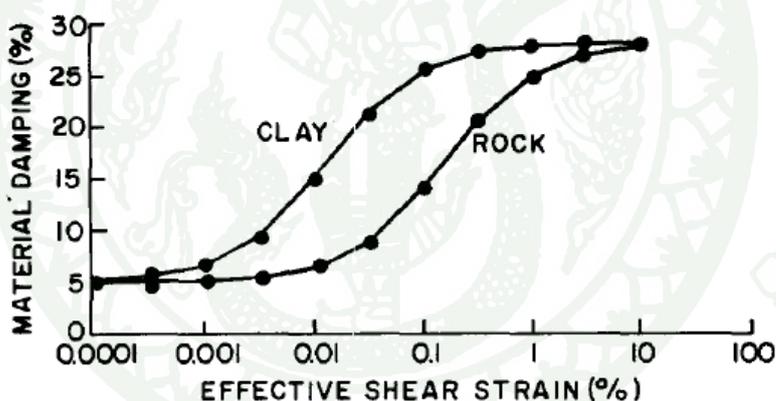
Ozkan (1985) วิเคราะห์การตอบสนองของเขื่อน Surgu ในประเทศตุรกีซึ่งเป็นเขื่อนประเภทหินถมแกนกลางดินเหนียว จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวเมื่อวันที่ 5 เมษายน ปี พ.ศ.2529 ในการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์ Modulus reduction และ Damping ratio ของหินถมจะใช้ความสัมพันธ์จากการศึกษาของ Baba (1982) ซึ่งแสดงได้ดังสมการที่ 29 และภาพที่ 52 กับ 53 ตามลำดับ

$$G_{rock} = G_{max} K_{rock}$$

$$K_{rock} = \frac{1.56(10)^{-3}}{1.56(10)^{-3} + \gamma}$$

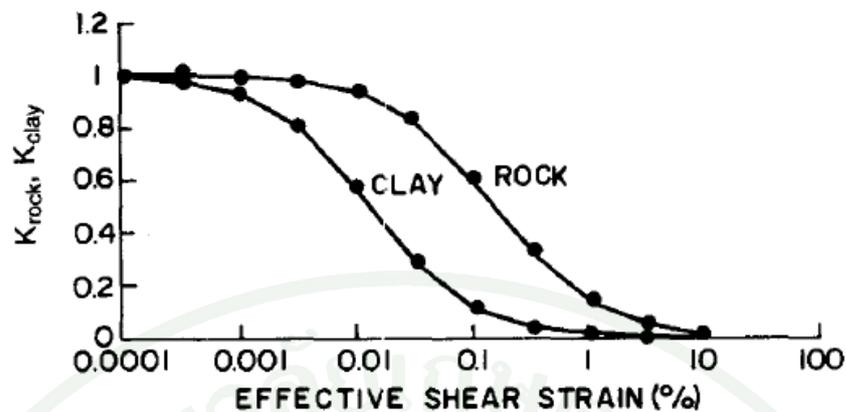
$$Damping = 0.23 \frac{\gamma}{\gamma + 1.56 \times 10^{-3}} + 0.05 \tag{29}$$

$\gamma =$ shear strain amplitude



ภาพที่ 52 Strain Dependent Damping Curves

ที่มา: Baba (1982)

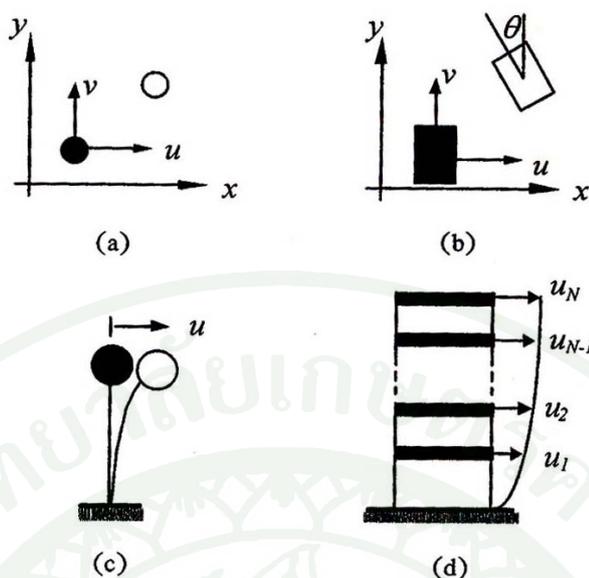


ภาพที่ 53 Strain Dependent Shear Modulus Curves

ที่มา: Baba (1982)

พฤติกรรมการตอบสนองทางพลศาสตร์ของเขื่อน CFRD ต่อแรงกระทำแผ่นดินไหว

ลักษณะการตอบสนองทางพลศาสตร์ของโครงสร้างสามารถอธิบายได้ด้วยดีกรีแห่งความอิสระ (Degree of Freedom) ในแต่ละประเภทของโครงสร้างโดยแสดงในภาพที่ 54 สำหรับภาพที่ 54(a) วัตถุเคลื่อนที่ในสองทิศทางดังนั้นดีกรีแห่งความอิสระมีค่าเท่ากับสอง ภาพที่ 54(b) การเคลื่อนที่ที่ต้องใช้ระบบพิกัดของมุมมาเพิ่ม ดังนั้นดีกรีแห่งความอิสระมีค่าเท่ากับสาม ภาพที่ 54(c) ดีกรีแห่งความอิสระมีค่าเท่ากับหนึ่งเนื่องจากการเคลื่อนที่ที่เกิดขึ้นเฉพาะแนวราบเท่านั้น ภาพที่ 54(d) เป็นตัวอย่างของตึกหลายชั้น การเคลื่อนที่ของแต่ละชั้นเป็นอิสระต่อกัน จุดศูนย์กลางของมวลในแต่ละชั้นอธิบายการเคลื่อนที่ทั้งหมด ดังนั้นดีกรีแห่งความอิสระจึงมีค่าเท่ากับจำนวนชั้นของตึก (นคร, 2544)



ภาพที่ 54 ดีกรีแห่งความอิสระของระบบแบบต่างๆ

ที่มา: นคร (2544)

พฤติกรรมการตอบสนองของวัสดุตัวเชื่อม CFRD โดยวัสดุเชื่อมส่วนใหญ่เป็นหิน ตัวเชื่อมมีลักษณะการตอบสนองแบบ Multi Degree of Freedom (MDOF) เนื่องจากวัสดุภายใน ตัวเชื่อม (3A และ 3B) สามารถเคลื่อนที่ได้อิสระจากกันทั้งในแนวราบ แนวตั้ง และการหมุน ภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหว ซึ่งเหมือนกับพฤติกรรมของโครงสร้างตึกที่มีดีกรีแห่งความอิสระ เท่ากับจำนวนชั้นของตึก แต่การเคลื่อนตัวต่างกันเนื่องจาก Stiffness และ Damping ของโครงสร้าง ตึกกับเชื่อมนั้นมี Shear strain ที่ต่างกัน (Kramer, 1996) สมการที่ 30 แสดงการเคลื่อนตัวของระบบ ใดภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหว โดยองค์ประกอบพื้นฐานของแรงในระบบประกอบด้วย แรงเฉื่อย (Inertia Force), Stiffness Force และ แรงหน่วง (Damping Force) ภาพที่ 55 และ 56 แสดง การเคลื่อนตัวแบบ MDOF ของโครงสร้างตึกและเชื่อมตามลำดับ สำหรับโครงสร้างที่มีระบบดีกรี แห่งความอิสระเท่ากับหนึ่ง (Single Degree of Freedom System, SDOF) เช่น โครงสร้างของบ้าน ชั้นเดียวดังแสดงในภาพที่ 57

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (30)$$

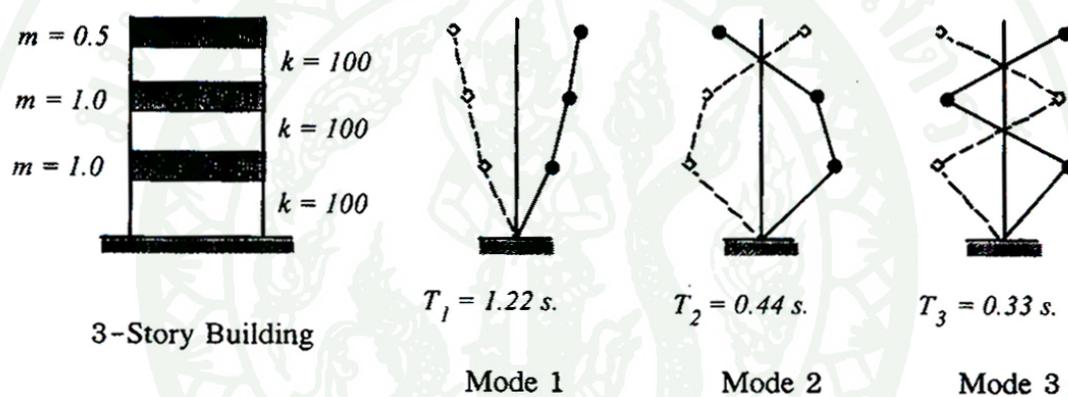
เมื่อ m = มวลของระบบ

C = ค่าสัมประสิทธิ์ของความหน่วง

k = Stiffness

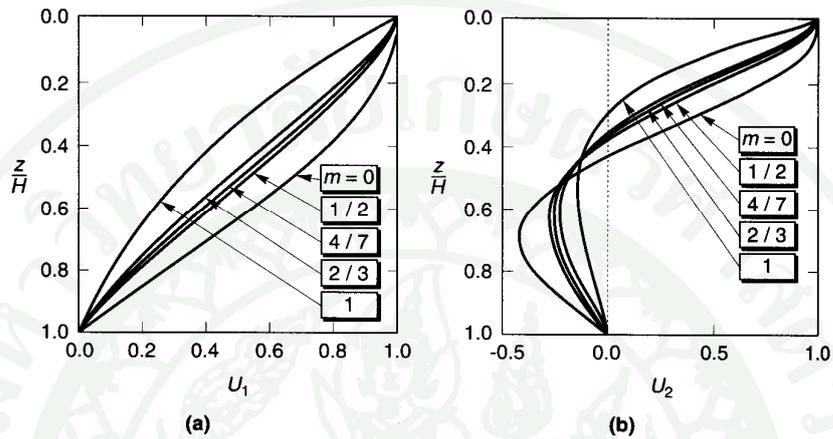
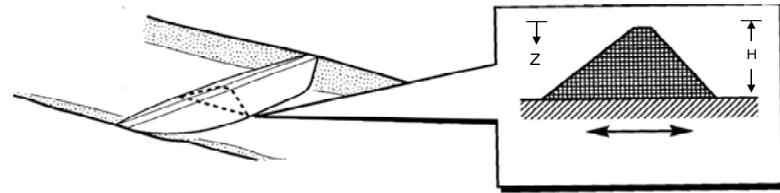
\ddot{u}, \dot{u}, u = ความเร่ง ความเร็ว และการขจัด

$P(t)$ = องค์กรประกอบเนื่องจากแรงภายนอก



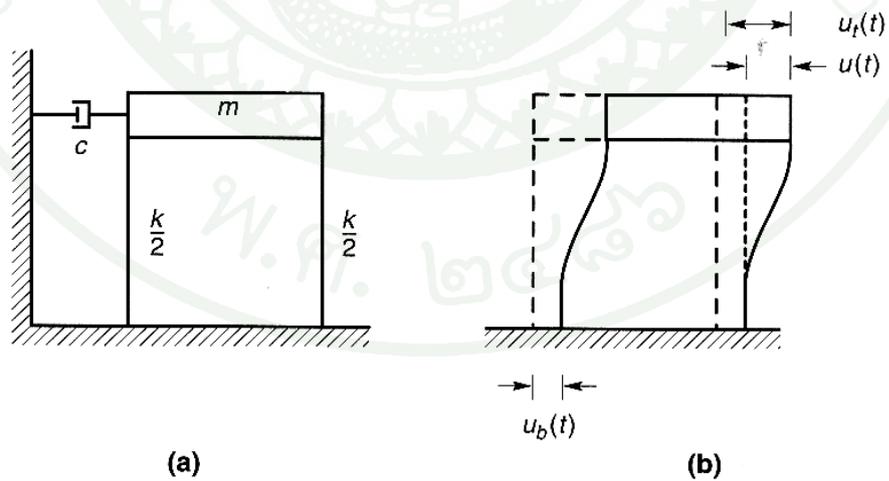
ภาพที่ 55 การเคลื่อนที่ในแต่ละรูปแบบต่างๆ ของโครงสร้างตึก 3 ชั้น

ที่มา: นคร (2544)



ภาพที่ 56 รูปแบบการเคลื่อนที่ของเขื่อน (a) การเคลื่อนที่ใน Mode ที่ 1(U1) (b) การเคลื่อนที่ใน Mode ที่ 2 (U2) โดยที่ค่า m คือ สัมประสิทธิ์ขึ้นกับโหมดของการสั่น

ที่มา: Dakoulas *et al.* (1985)

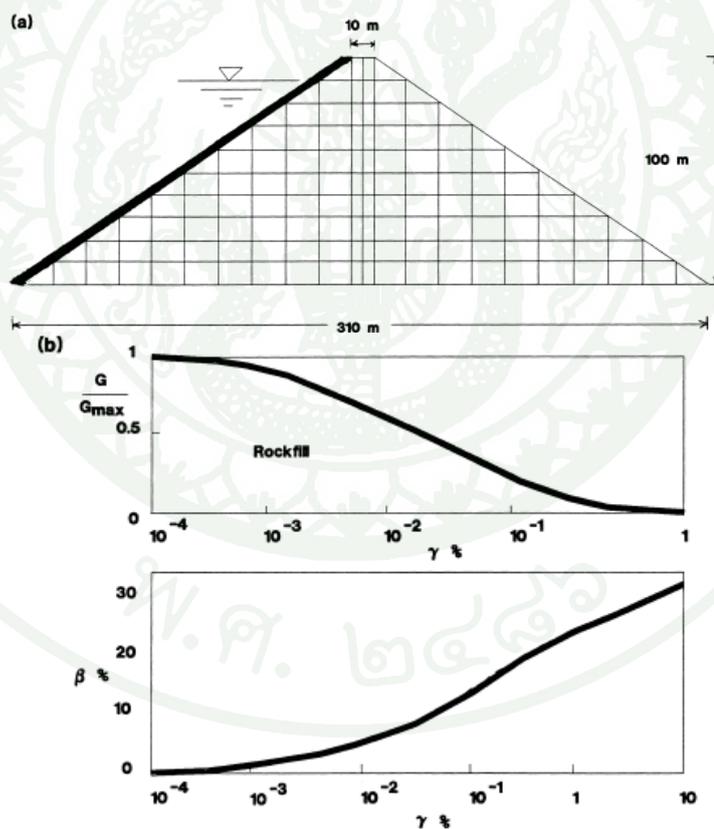


ภาพที่ 57 แบบจำลองสำหรับอาคารชั้นเดียวที่มีดีกรีแห่งความอิสระเท่ากับหนึ่ง

ที่มา: Kramer (1996)

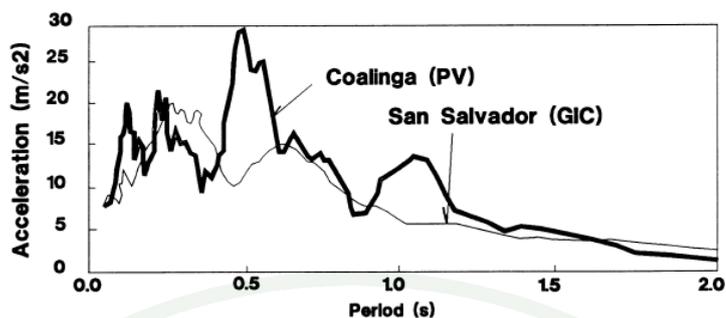
Uddin (1999) วิเคราะห์การตอบสนองของเขื่อน CFRD โดยวิธีการจำลองเขื่อน CFRD มีความสูง 100 เมตร มีระดับน้ำในเขื่อนสูง 90 เมตร สันเขื่อนกว้าง 10 เมตร ลาดชันทางด้านเหนือ น้ำและท้ายน้ำมีความชัน 1.5H : 1V แผ่นคอนกรีตหนา 0.4 เมตร หน้าตัดเขื่อนที่ใช้ในการวิเคราะห์แสดงในภาพที่ 58(a) สำหรับคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของวัสดุตัวเขื่อน (Rockfill) นั้นแสดงในภาพที่ 58(b) โดยจะมีพฤติกรรมทางพลศาสตร์ ได้แก่ G_{max} ในช่วงที่ Strain น้อยๆ จะขึ้นอยู่กับค่า Mean Effective Confining Pressure และ $K_{2,max}$, Secant Shear Modulus (G) จะลดลงเมื่อ Shear Strain เพิ่มขึ้น และ Hysteretic Damping Ratio เพิ่มขึ้นตามฟังก์ชันของ Shear Strain ส่วน Poisson' Ratio จะใช้จากการศึกษาที่ผ่านมา (Seed *et al.*, 1986) ในที่นี้ใช้เท่ากับ 0.25

สำหรับคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์นั้นได้จาก Accelerograms ที่สามารถบันทึกได้ดังแสดงกราฟ Response Spectra ในภาพที่ 59 และข้อมูลแผ่นดินไหวในตารางที่ 11



ภาพที่ 58 (a) หน้าตัดเขื่อนที่ใช้วิเคราะห์ (b) คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของวัสดุตัวเขื่อน

ที่มา: Uddin (1999)



ภาพที่ 59 Response Spectra จากแผ่นดินไหว

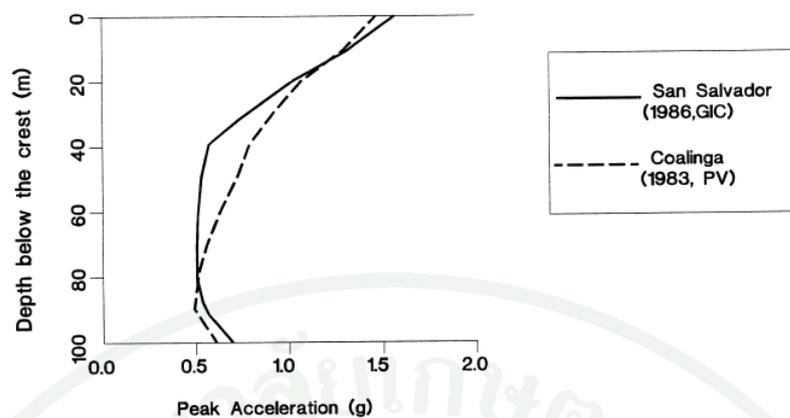
ที่มา: Uddin (1999)

ตารางที่ 11 ลักษณะของคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้และนำมาใช้ในการวิเคราะห์

Earthquake Name	Rupture Mechanism	Ms	Record Station Name	Distance (km)	Site Geology	PGA (g)
Sansalvador (October 1996)	Strike-Slip	5.4	Geotechnical Inv. Center (GIC)	4	Bedrock	0.695
Coalinga (May 1983)	Reverse	6.5	Pleasant(PV)	11	Francisca Formation	0.602

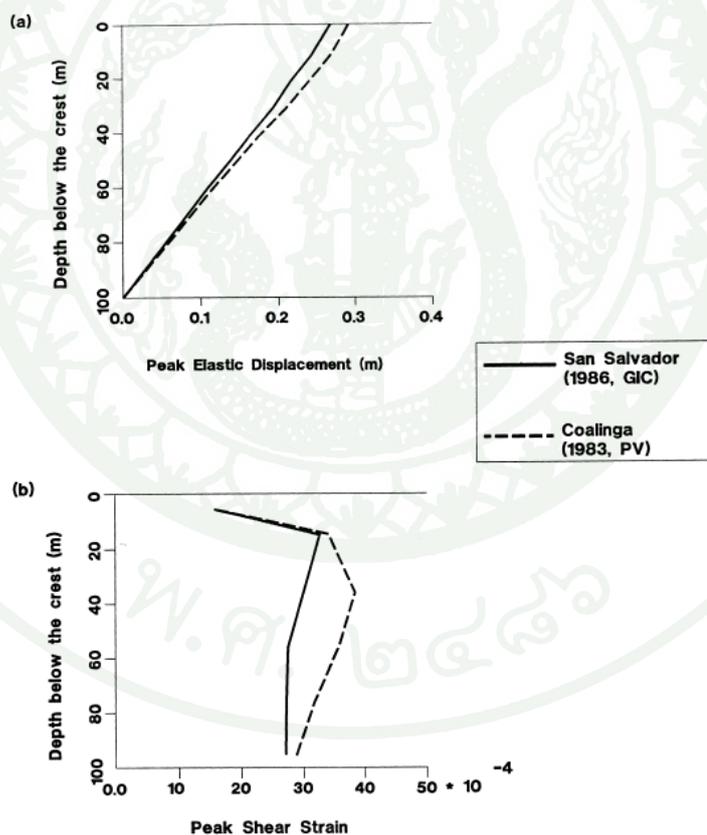
ที่มา: Uddin (1999)

ผลการวิเคราะห์การตอบสนองของวัสดุตัวเชื่อมแสดงในภาพที่ 60 และภาพที่ 61 จะเห็นได้ว่าการขยายความแรงของพื้นดินเพิ่มขึ้นจาก 0.6g ที่ฐานเป็น 1.3g ที่ความสูงหนึ่งในสามจากสันเขื่อน และประมาณ 1.5g ที่สันเขื่อน ซึ่งสอดคล้องกับที่ Bureau *et al.*(1981) ได้ศึกษาความมั่นคงและรูปแบบการพิบัติเขื่อน CFRD ภายใต้แรงแผ่นดินไหว พบว่าเขื่อนเกิด Seismic Deformation ที่ความสูงหนึ่งในสามจากสันเขื่อน โดยผลการวิเคราะห์นี้ได้ยืนยันจากการสำรวจเขื่อน El Infiernillo หลังเหตุการณ์แผ่นดินไหวในประเทศเม็กซิโก การวิเคราะห์ Elastic Displacement พบว่าเกิดการเคลื่อนตัวที่สันเขื่อนการสูงสุดประมาณ 0.30 เมตรและ Shear Strain ที่วิเคราะห์ได้มีค่าไม่เกิน 3×10^{-3} เมตร ลักษณะการเคลื่อนตัวตลอดทั้งความสูงเขื่อนเพิ่มขึ้นอย่างสม่ำเสมอ ในขณะที่ Shear Strain กลับลดลง ณ ส่วนบนของเขื่อนเนื่องจากความแข็ง (Stiffness) ของวัสดุตัวเขื่อนและแรงดันของน้ำในเขื่อนที่มีส่วนช่วยด้านการเคลื่อนตัวเมื่อได้รับการสั่นของแรงแผ่นดินไหว



ภาพที่ 60 ความเร่งสูงสุด (Absolute) ตลอดความสูงเขื่อน

ที่มา: Uddin (1999)



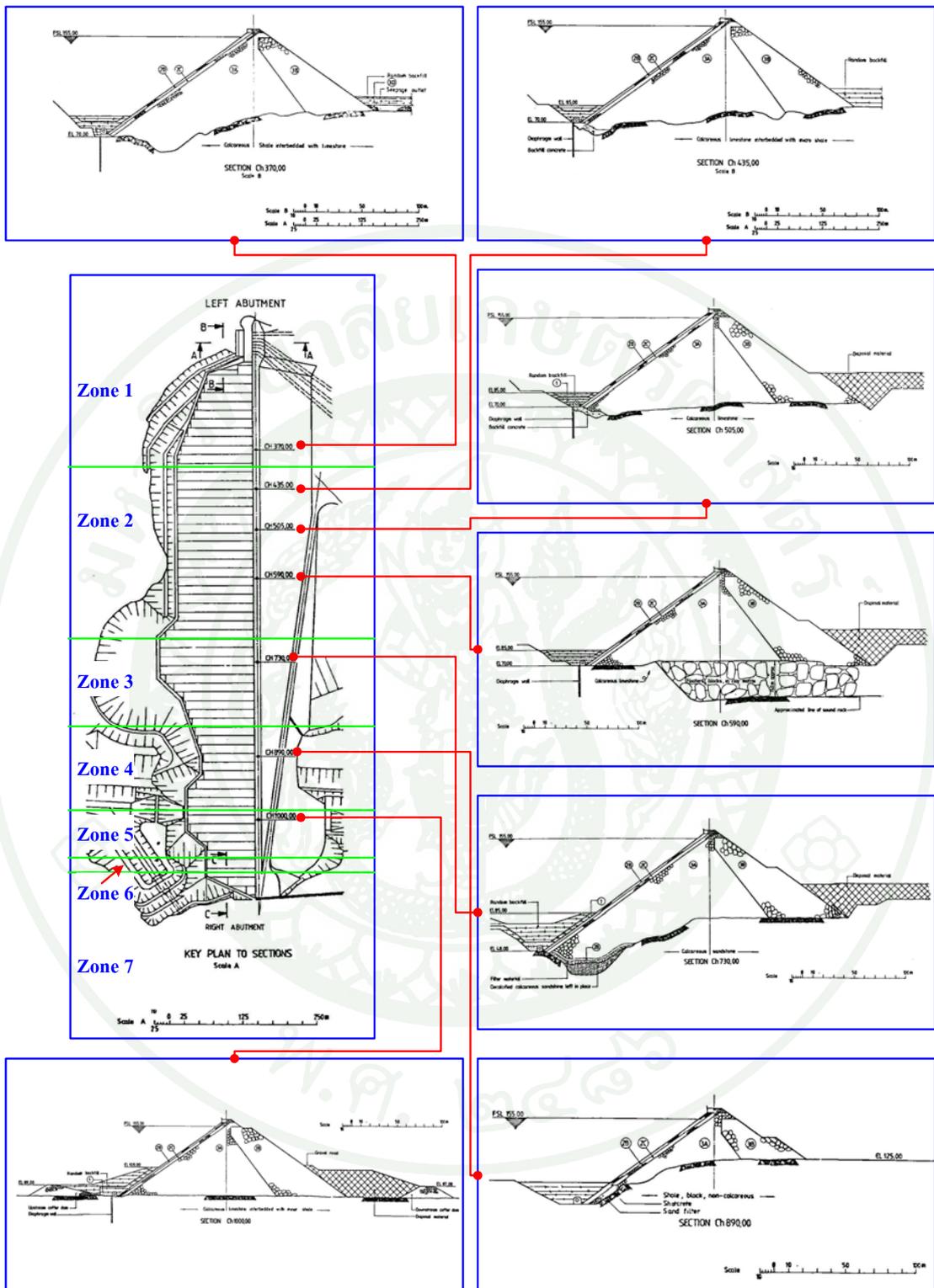
ภาพที่ 61 การเปลี่ยนแปลงค่า Strain ตามความสูงเขื่อนหินถม กรณีการจำลองแผ่นดินไหวที่รุนแรง ($PGA > 0.6g$) (a) Peak Relative Elastic Displacement (b) Peak Shear Strain

ที่มา: Uddin (1999)

เขื่อนวีราลงกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้องในอดีต

ลักษณะทั่วไปของเขื่อนวีราลงกรรม

เขื่อน VRK เป็นเขื่อนหินถมคาน้ำด้วยคอนกรีต (Concrete Face Rockfill Dam) ตัวเขื่อนมีความสูง 92 เมตรจากฐานรากเขื่อน มีความยาวสันเขื่อน 1,019 เมตร และมีความกว้างสันเขื่อน 10 เมตร ตัวเขื่อนตั้งขวางแม่น้ำแควน้อย ที่ตำบลท่าขนุน อำเภอทองผาภูมิ จังหวัดกาญจนบุรี เริ่มการก่อสร้างเขื่อนเมื่อวันที่ 1 ธันวาคม พ.ศ.2522 และเสร็จเมื่อวันที่ 5 เมษายน พ.ศ.2528 โดยตัวเขื่อนได้ถูกออกแบบให้มีความลาดของลาดเหนือน้ำและท้ายน้ำ 1:1.4 วัสดุส่วนใหญ่ของตัวเขื่อนเป็นหินปูนซึ่งมีการถมเป็นชั้นๆ สำหรับช่วงต่อระหว่างแผ่นคอนกรีตคาน้ำเขื่อนกับตัวเขื่อน (Transition Zone) เป็นหินขนาดเล็กกลดหล่นได้สัดส่วน ส่วนบนของลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำได้ออกแบบเป็นกำแพงกันคลื่น ซึ่งทำหน้าที่ลดปริมาณของหินถมเพื่อลดการทรุดตัวหลังจากก่อสร้าง ส่วนล่างของลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำมีอุโมงค์ตรวจสอบ (Plinth Gallery) เป็นฐานยึดติดกับแผ่นคอนกรีต สำหรับลักษณะของแผ่นคอนกรีต (Face Slab) เป็นแผ่นกว้าง 15 เมตร ต่อกันเต็มด้านหน้าของตัวเขื่อน ความหนาช่วงบนสันเขื่อนหนา 30 เซนติเมตร และเพิ่มความหนา 3 เซนติเมตร ตามระดับความลึกทุกๆ 10 เมตร และเสริมเหล็กขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 28 มิลลิเมตรที่กึ่งกลางความหนาในรอยต่อของแผ่นคอนกรีตแต่ละ Bay เขื่อน VRK เริ่มเก็บกักครั้งแรกเมื่อวันที่ 1 มิถุนายน พ.ศ. 2527 มีปริมาณการเก็บกักน้ำสูงสุด 11,000 ล้านลูกบาศก์เมตร เพื่อใช้ในการชลประทานและผลิตกระแสไฟฟ้า ภาพที่ 62 แสดงลักษณะเขื่อนตามแนวยาวและหน้าตัดเขื่อนตามลำดับ



ภาพที่ 62 ลักษณะตาวแนวยาวและหน้าตัดเขื่อนวชิราลงกรณ

ที่มา: ดัดแปลงจาก EGAT (1985)

ลักษณะธรณีวิทยาบริเวณฐานรากเขื่อน

ลักษณะธรณีวิทยาบริเวณฐานรากเขื่อน แสดงในภาพที่ 63 สามารถอธิบายรายละเอียด ลักษณะธรณีวิทยาที่ใกล้เคียงกันได้เป็น 7 โซน ดังนี้

โซนที่ 1

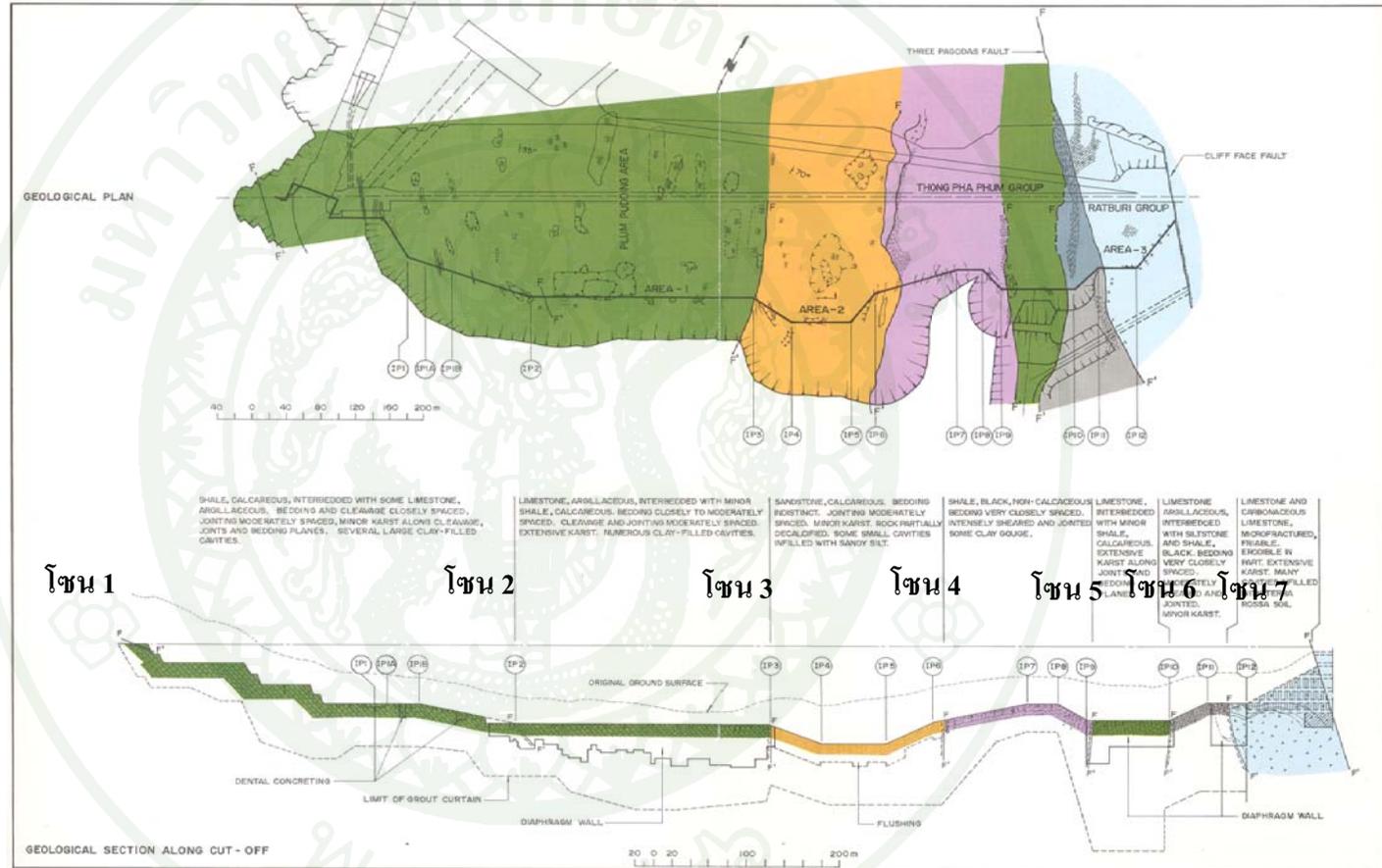
อยู่บริเวณไหล่เขื่อนฝั่งซ้าย ประกอบด้วยหินดินดานถูกประสานเชื่อมด้วยแร่แคลไซต์ (Calcareous Shale) บางบริเวณมีการแทรกสลับชั้นกับหินปูน (Interbedded with some Limestone) ชั้นหินเอียงเทไปทางทิศตะวันตก โดยหินมีสภาพความแข็งแรงดี ความสามารถในการซึมน้ำต่ำ ความหนาแน่นของรอยแตกปานกลาง แสดงลักษณะโพรงใต้ดิน (มักมีดินเหนียวสะสมตัว) บางบริเวณ

โซนที่ 2

ประกอบด้วยหินปูน (Limestone) หินปูนเนื้อดิน (Argillaceous Limestone) แทรกสลับชั้นกับหินดินดาน (Shale) มีโพรงใต้ดินกระจายค่อนข้างมาก (มักมีดินเหนียวและตะกอนแม่น้ำสะสมตัว) โดยทั่วไปความหนาแน่นของโพรงใต้ดินจะมีอัตราลดลงตามความลึก โซนนี้สามารถพบการจ่ายตัวของโพรงใต้ดินที่สำคัญถึงระดับความลึก 50 เมตร และยังปรากฏร่องรอยของโพรงใต้ดินบริเวณใต้ระดับของอุโมงค์ตรวจสอบ (Plinth Gallery) ที่ระดับความลึก 100 เมตร ในรายงานฉบับสมบูรณ์ของโครงการก่อสร้างฯ ระบุชื่อโซนนี้ว่า “Plumb Pudding Zone”

โซนที่ 3

ประกอบด้วยหินทรายถูกประสานเชื่อมด้วยแร่แคลไซต์ (Calcareous Sandstone) ไม่พบลักษณะการแสดงชั้นหินที่ชัดเจน เนื่องจากหินมีการผุสลายตามแนวรอยแตกสูงจึงทำให้มีการยึดเกาะกันไม่ดี (Decalcified Sandstone) อรรถยุทธ (2528) อธิบายว่าอาจมีสาเหตุมาจากการตัดผ่านของรอยเลื่อนตามแนวสัมผัสของหิน ซึ่งลักษณะเช่นนี้แพร่กระจายถึงระดับความลึก 25 เมตร



ภาพที่ 63 ลักษณะธรณีวิทยาบริเวณฐานรากเขื่อนวชิราลงกรณ

ที่มา: EGAT (1985)

โซนที่ 4

ประกอบด้วยหินดินดานสีดำ (Black Shale) ซึ่งระบุชัดเจนว่าไม่มีสารประสานเชื่อมจำพวกคาร์บอนเนต การเอียงตัวค่อนข้างชัน มีการแสดงลักษณะรอยแตกและรอยเลื่อนหนาแน่น ค่าความสามารถในการซึมน้ำค่อนข้างต่ำ และยังพบหลักฐานรอยเลื่อนในโซนนี้ โดยอรรถยุทธ (2528) ระบุว่าพบ Clay Gouge กว้างประมาณ 50 มิลลิเมตร เกิดอยู่ในแนวตั้งฉากกับ Grouting Curtain

โซนที่ 5

ประกอบด้วยหินปูนเนื้อดิน (Argillaceous Limestone) แทรกสลับชั้นกับหินดินดานถูกประสานเชื่อมด้วยแร่แคลไซต์ (Calcareous Shale) โซนนี้สามารถพบการจ่ายตัวของโพรงใต้ดินที่คล้ายกับโซนที่ 2 แต่พบร่องรอยของโพรงใต้ดินต่อเนื่องถึงระดับความลึก 150 เมตร

โซนที่ 6

ประกอบด้วยหินปูนเนื้อดิน (Argillaceous Limestone) แทรกสลับชั้นกับหินทรายแป้ง (Siltstone) และหินดินดานสีดำ (Black Shale) แสดงลักษณะชั้นหินชัดเจน มีโพรงขนาดเล็กบ้าง มวลหินมีความหนาแน่นสูงเนื่องจากมีสาขาของรอยเลื่อนด้านเจดีย์สามองค์ตัดผ่าน

โซนที่ 7

ประกอบด้วยหินปูนสีเทาอ่อนถึงดำชั้นหนา (Massive Limestone) แสดงลักษณะการเคลือบของผลึกแคลไซต์ที่พื้นผิวและแสดงภูมิประเทศสูงชันหลายร้อยเมตรจากระดับน้ำในแม่น้ำแควน้อย โซนนี้สามารถพบการจ่ายตัวของโพรงใต้ดินที่คล้ายกับโซนที่ 2 และ 5 แต่พบร่องรอยของโพรงใต้ดินต่อเนื่องถึงระดับความลึก 200 เมตร (ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน) โดยช่องว่างในโพรงมักถูกแทนที่ด้วยดินที่ผุสลายจากหินปูน (Terra Rosa)

บริเวณช่วงระหว่างโซนที่ 6 และ 7 พบว่าหินถูกบดอัดอย่างรุนแรง (Microfractured Limestone) มีลักษณะแตกหักมากคล้าย Aggregate เนื่องจากรอยเลื่อนด้านเจดีย์สามองค์ตัดผ่าน

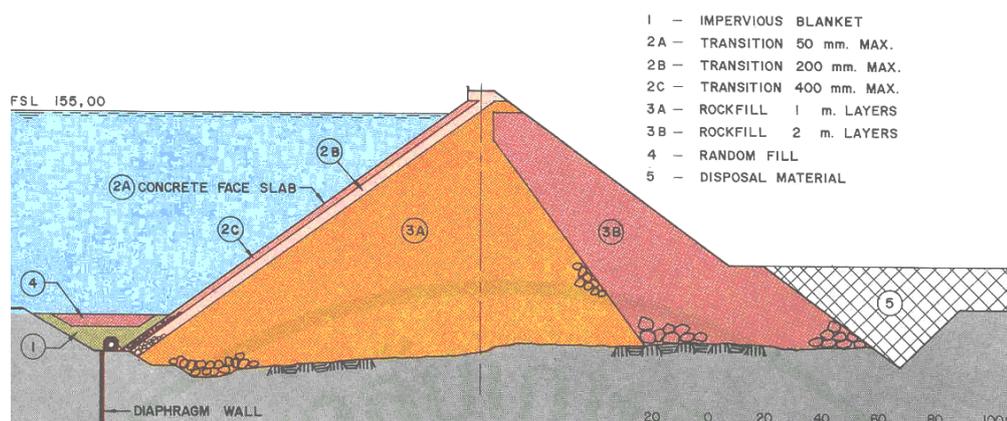
โดยมีความกว้างของรอยเลื่อนประมาณ 70-80 เมตร ร่องรอยของโพรงใต้ดินโดยทั่วไป แนวแตกที่เกิดขึ้นมีการสะสมตัวบางๆ ของผลึกแร่แคลไซต์และดินเหนียว มีการผุพังสูงในระดับตื้นในระดับลึกหินมีสภาพความแข็งแรงดีเนื่องจากการประสานเชื่อมที่ดีของแร่แคลไซต์

การออกแบบและก่อสร้างเขื่อนวีราลงกรณ

ตัวเขื่อน VRK ได้รับการออกแบบเป็นเขื่อนหินถมลาดหน้าคอนกรีตสูง 92 เมตร ความลาดชันของลาดเหนือน้ำและทำynnน้ำ 1.4:1 การออกแบบตัวเขื่อนอาศัยการวิเคราะห์แบบสถิติศาสตร์โดยหินที่ใช้ในการถมตัวเขื่อนส่วนใหญ่เป็นหินปูนที่ได้มาจากแหล่งหิน (Quarry) ซึ่งอยู่ห่างจากตัวเขื่อนไปทางด้านเหนือน้ำ 2 กิโลเมตร การถมเขื่อนได้แบ่งเป็น Zones ของหินขนาดต่างๆ กันตามที่ออกแบบไว้ ซึ่งส่วนใหญ่ตัวเขื่อนมีการถมหนา 1-2 เมตร สำหรับช่วงต่อระหว่างระหว่างแผ่นคอนกรีตลาดหน้ากับตัวเขื่อน (Transition Zones) เป็นหินขนาดเล็กกลดล้นได้สัดส่วนกัน ถมเป็นชั้นๆ ละ 0.5 เมตร สำหรับองค์ประกอบต่างๆ ของเขื่อน VRK แสดงในภาพที่ 64 สันเขื่อนออกแบบให้มีความสูงเพื่อไว้สำหรับการทรุดตัวหลังจากก่อสร้างแล้วเสร็จและเพื่อที่จะลดปริมาตรหินถมในตัวเขื่อน จึงออกแบบให้มีกำแพงคอนกรีตสูง 5 เมตรทำหน้าที่เป็นกำแพงกันคลื่นไว้ส่วนบนของลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำ

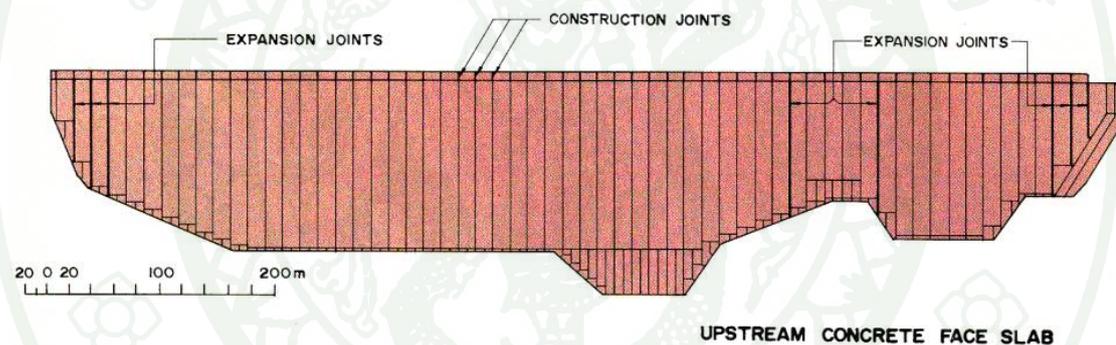
บริเวณส่วนล่างของลาดชันด้านเหนือน้ำได้ถมดินเหนียวบดอัดแน่น (Clay Blanket) ตามแนวดินเขื่อนไปจนถึงระดับ +135 ม.รทก. ที่ไหล่เขื่อนฝั่งขวา ซึ่งจุดประสงค์เพื่อยึดระยะการซึมผ่านของน้ำและป้องกันการรั่วซึมที่ Perimetric Joint ของแผ่นคอนกรีตลาดหน้ากับ Plinth นอกจากนี้ยังเพิ่มความมั่นคงให้กับลาดชันเขื่อนและป้องกันแผ่นคอนกรีตลาดหน้าจากการหล่นทับของหินบริเวณไหล่เขาฝั่งขวา

แผ่นคอนกรีตลาดหน้าและกำแพงกันคลื่นทำหน้าที่เป็นผนังกันน้ำของตัวเขื่อน ความหนาของแผ่นคอนกรีตลาดหน้าตรงส่วนบนที่ติดกับกำแพงกันคลื่นหนา 0.3 เมตร และตรงส่วนล่างของดินเขื่อนหนา 0.6 เมตร นอกจากนี้ยังมีการเสริมเหล็กก่ออย่างเนื่อง โดยตลอดแนวเชื่อมต่อระหว่างแผ่นคอนกรีตลาดหน้ากับ Plinth เรียกว่า Perimetric Joint และมีวัสดุกันซึมน้ำสองชั้น คือ Hypolon และ Copper Waterstops สำหรับการเชื่อมต่อ (joint) ระหว่างแผ่นคอนกรีตนั้นแบ่งเป็น 2 ประเภทได้แก่ Construction Joint และ Contraction Joint (Expansion Joint) โดยการออกแบบแผ่นคอนกรีตลาดหน้าและตำแหน่งของรอยต่อทั้ง 3 ประเภทแสดงในภาพที่ 65 และ 66 ตามลำดับ



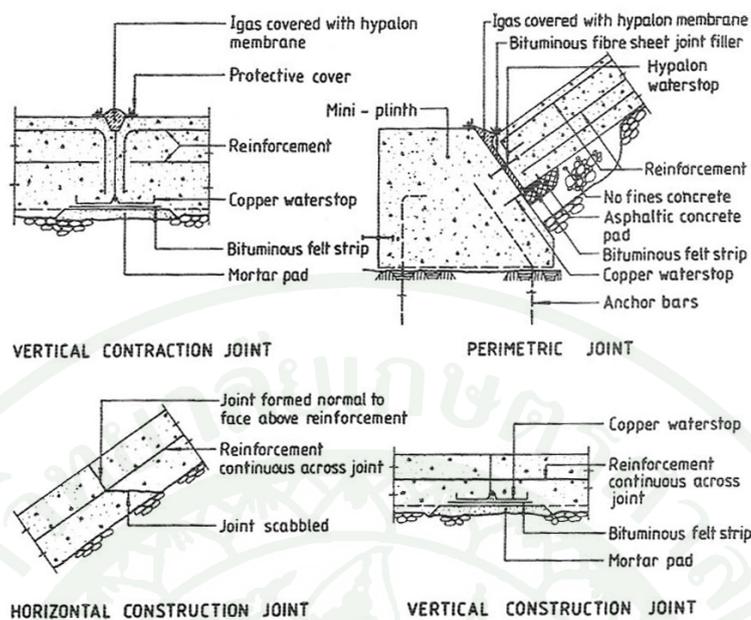
ภาพที่ 64 หน้าตัดทั่วไปของเขื่อน VRK

ที่มา: EGAT (1985)



ภาพที่ 65 การออกแบบแผ่นคอนกรีตาดหน้าเขื่อน VRK

ที่มา: EGAT (1985)



ภาพที่ 66 รอยต่อประเภทต่างในการออกแบบเขื่อน VRK

ที่มา: EGAT (1985)

อุโมงค์ตรวจสอบ (Plinth Gallery) เป็นอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็กทำหน้าที่เป็นฐานยันของแผ่นคอนกรีตคานหน้า ความหนาของพื้นอุโมงค์เท่ากับ $H/20$ สำหรับบริเวณที่หินไม่ผุและ $H/10$ สำหรับบริเวณที่เป็นหินผุ เมื่อ H คือระดับเก็บกักน้ำสูงสุด รูปตัดของอุโมงค์ตรวจสอบเป็นรูปเกือกม้าขนาด 2.5x2.5 เมตร ตลอดความยาวอุโมงค์ การก่อสร้างแบ่งเป็นช่วงๆ ละ 10 เมตร มี Contraction Joint ที่รับการทรุดตัวได้ถึง 40 มิลลิเมตร โดยมี Copper และ Rubber Waterstops ทุกรอยต่อ นอกจากนี้ที่พื้นของอุโมงค์ตรวจสอบได้ฝังท่อ PVC ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 100 มิลลิเมตร สำหรับงาน Grouting ในอนาคต

การวางแผนการก่อสร้างเขื่อนได้แบ่งออกเป็น 5 ขั้นตอน ตั้งแต่เดือนธันวาคม พ.ศ.2522 จนถึงเดือนมิถุนายน พ.ศ.2527 (EGAT,1984) สำหรับงานถมตัวเขื่อนแบ่งเป็น 2 ขั้นตอน คือ ขั้นตอนที่ 1 และ 2 ในส่วนของแผ่นคอนกรีตคานหน้าเขื่อนทำการก่อสร้างใน 2 ขั้นตอนสุดท้ายคือ ขั้นตอนที่ 4 และ 5 ภาพที่ 67 แสดงขั้นตอนการผันน้ำและก่อสร้างตัวเขื่อน ซึ่งในแต่ละขั้นตอนมีรายละเอียดดังนี้

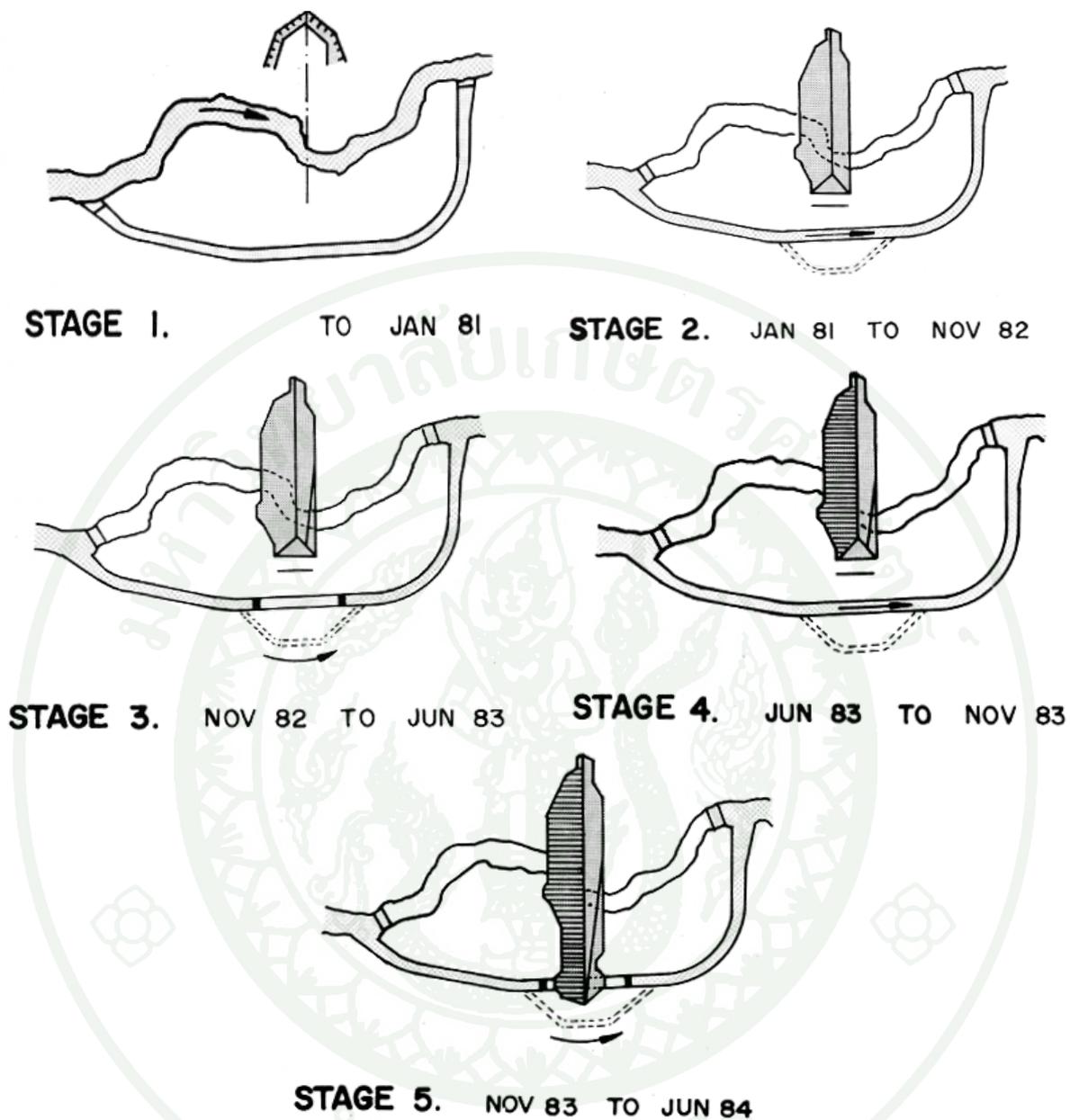
ขั้นตอนที่ 1 เริ่มงานขุดคลองผันน้ำเริ่มในปลายปี พ.ศ.2522 แล้วเสร็จสิ้นในเดือน พฤษภาคม พ.ศ.2523 ในขั้นตอนนี้ได้เริ่มงานถมตัวเขื่อนทางไหลเข้าง่ายของเขื่อนในเดือน มกราคม ปี พ.ศ.2524

ขั้นตอนที่ 2 การผันน้ำยังคงใช้เส้นทางเดิม ในขั้นตอนนี้พบปัญหาของหินฐานรากดังนั้น ต้องมีการขุดหินเพิ่มซึ่งเสร็จสิ้นเดือนกุมภาพันธ์ ปี พ.ศ.2525 เลยทำให้งานถมตัวเขื่อนล่าช้าและ การถมแล้วเสร็จในเดือนพฤศจิกายน ปี พ.ศ.2525

ขั้นตอนที่ 3 เริ่มงานขุดในในระยะที่ 2 เพื่องานก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำ

ขั้นตอนที่ 4 งานถมตัวเขื่อนเสร็จสิ้น โดยในขั้นตอนนี้จากจากเดือนมิถุนายน พ.ศ.2526 ถึง เดือนพฤศจิกายน พ.ศ.2526 เป็นช่วงฤดูฝนมีน้ำหลากไม่สามารถผันน้ำผ่านอุโมงค์ได้ จึงต้องผันน้ำ ผ่านคลองและทำการเทพื้นคอนกรีตคาดหน้าบริเวณเขื่อนช่วงแม่น้ำ

ขั้นตอนที่ 5 จากเดือนพฤศจิกายน พ.ศ.2526 ถึงเดือนมิถุนายน พ.ศ.2527 เป็นช่วงที่ทำการผันน้ำผ่านทางคลองอุโมงค์ แล้วสร้างเขื่อนในช่วงคลองพร้อมกับทำการเทพื้นคอนกรีตคาด หน้าต่อกับเขื่อนช่วงแม่น้ำ หลังจากนั้นเขื่อนวชิราลงกรณได้ดำเนินการปิดอุโมงค์เพื่อกักเก็บน้ำ เมื่อวันที่ 1 มิถุนายน พ.ศ.2527



ภาพที่ 67 ขั้นตอนการผันน้ำและก่อสร้างเขื่อนวชิราลงกรณ

ที่มา: EGAT (1985)

งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับเขื่อนขั้วเขื่อนในอดีต

หินถมตัวเขื่อน

Wang Chi-Sheng (1983) ศึกษาความมั่นคงของเขื่อนขั้วเขื่อนภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหว โดยในการวิเคราะห์พิจารณากรณีที่ไม่มีน้ำกับมีน้ำเต็มระดับกักเก็บสูงสุดของเขื่อนร่วมกับแรงแผ่นดินไหวทั้งสองกรณี สำหรับแรงแผ่นดินไหวจำลองจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีขนาด 7.8 ริกเตอร์ ศูนย์กลางแผ่นดินไหวห่างจากเขื่อน 90 กิโลเมตร และ Return Period 250 ปี โดยในการศึกษามีรายละเอียดและข้อสรุปต่างๆ ดังนี้

1. ศึกษาประเมินแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นที่ตัวเขื่อนและใช้ Design Earthquake ในรูปแบบของ Response Spectrum โดยการศึกษาจะใช้ความสัมพันธ์ Spectrum-Compatible Earthquake Acceleration และวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม SIMQKE (Gasparini and Vanmarcke, 1976) แสดงผลการวิเคราะห์ในภาพที่ 68 และ 69 ตามลำดับ ภาพที่ 70 แสดง Acceleration Time History ที่ได้จากการจำลองเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีขนาด 7.8 ริกเตอร์ องค์ประกอบของคลื่นแผ่นดินไหวมีความเร่งสูงสุดของพื้นดิน 0.2g ความถี่อยู่ในช่วงปานกลางถึงต่ำ ระยะเวลาของการสั่น 10 วินาที

2. การศึกษาคุณสมบัติของวัสดุทางพลศาสตร์ซึ่งได้มาจากการรวบรวมการศึกษาที่ผ่านมา การทดสอบในห้องปฏิบัติการ และการประมาณจากการวัดค่า Shear Wave Velocity ในสนาม สำหรับการหาคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของวัสดุตัวเขื่อนอันได้แก่ Shear Modulus และ Damping Ratio แสดงในภาพที่ 71 ซึ่งความเร็วคลื่นแรงใช้ความสัมพันธ์จากสมการที่ 31 ส่วนวิธีที่ใช้ในการหาตัวแปรดังกล่าวนี้ได้จากการศึกษาค่าเงื่อนไขที่เคยมีการรวบรวมไว้โดย Seed and Idriss ในปี ค.ศ. 1970 ซึ่งแสดงในตารางที่ 12 สำหรับวิธีการทดสอบในห้องปฏิบัติการไม่สามารถทำได้เนื่องจากเหตุผลทางด้านเครื่องทดสอบและขนาดของวัสดุที่มีขนาดใหญ่

$$G = 220 \cdot K_2 \cdot (\sigma_m)^{0.5} \quad (31)$$

G = Shear Modulus in kN/m^2

σ_m = Mean Effective Pricipal Stress (kN/m^2)

ตารางที่ 12 ตัวแปรที่ใช้ในการหาคูสมบัติทางพลศาสตร์ จากการวัดค่าความเร็วเฉือนในสนาม

Soil Identification	Depth(m)	K_2
Sand , gravel and cobblers with little clay	61	90
Dense sand and gravel	46	122
Sand , gravel and sandy gravel	53	188
Dense saturated sand	61	60

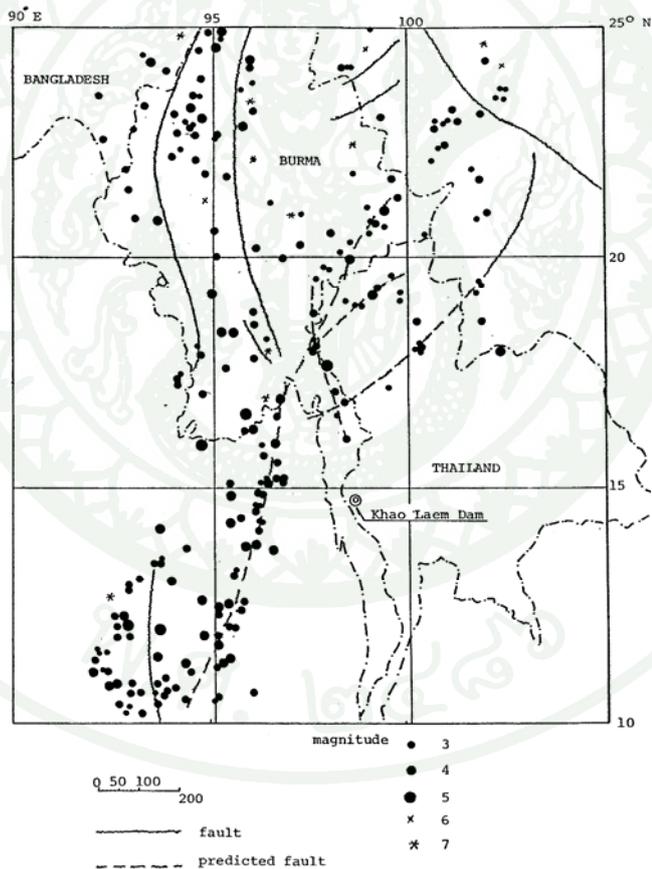
ที่มา: Seed and Idriss (1970)

3. การวิเคราะห์เขื่อนในสถานะสถิตยศาสตร์จากลำดับขั้นตอนการก่อสร้างเขื่อนและการเก็บกักน้ำ ใช้โปรแกรม ISBILD สำหรับ FEM Mesh และการวิเคราะห์ Maximum Static Shear Stress แสดงในภาพที่ 72 ถึง 74 ผลการวิเคราะห์หน่วยแรงเฉือนสูงสุดทั้งสองกรณีมีค่าใกล้เคียงกัน

4. ศึกษาการตอบสนองของเขื่อนทางพลศาสตร์โดยวิเคราะห์จากทฤษฎี Linear Equivalent Dynamic Analysis โดยพิจารณา Shear Strain ที่ขึ้นอยู่กับ Damping Ratio และ Shear Modulus ผลการวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์ ณ ตำแหน่งต่างๆ แสดงดังภาพที่ 75 และผลการวิเคราะห์หน่วยแรงเฉือนสูงสุดทางพลศาสตร์ทั้งกรณีไม่มีน้ำและมีน้ำในตัวเขื่อนเปรียบเทียบกับ Cyclic Shear Strength แสดงในภาพที่ 76 และ 77 สำหรับ Cyclic Shear Strength ที่นำมาพิจารณานั้นได้รวบรวมจากรายงาน “Cyclic Behavior of Dam Coarse-Grained Material in Relation to The Seismic Stability of The Dam” ของ Banerjee, Seed, Chan (1979) ซึ่งแสดงในภาพที่ 78

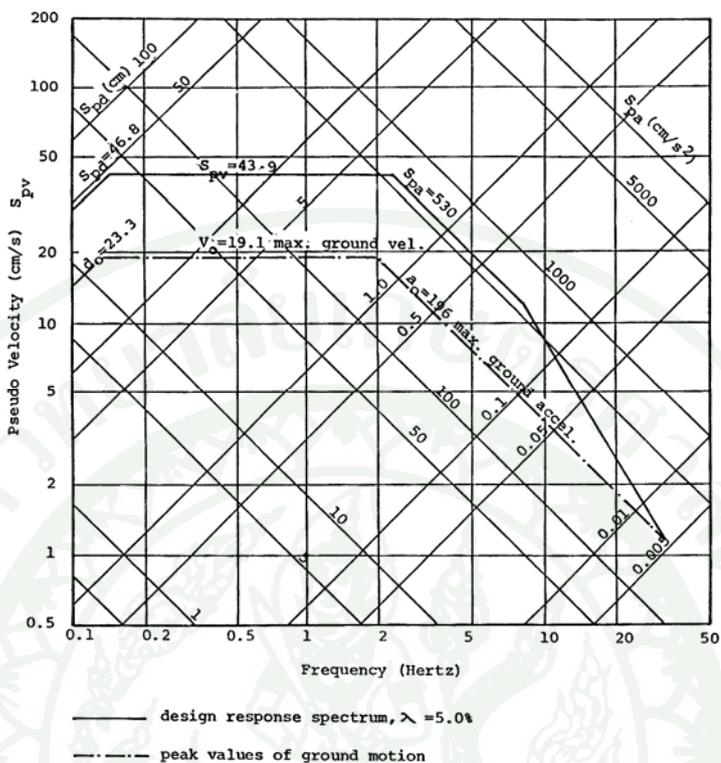
ผลการวิเคราะห์ความปลอดภัยของตัวเขื่อนทั้งสองกรณีให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่มากกว่าหนึ่ง ที่ระดับความเครียดที่ไม่เกิน 5% ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีความเร่งสูงสุดของพื้นดินเท่ากับ 0.2g และไม่ก่อให้เกิดการเสีรูปร่าง (Deformation) ที่มากเกินไปจากทั้งในขณะและหลังเกิดแผ่นดินไหว

5. การประเมินความมั่นคงของลาดชันเขื่อน กระทำโดยการเปรียบเทียบอัตราส่วนความปลอดภัยของวัสดุตัวเขื่อน จากหน่วยแรงเฉือน (Shear Stress) ที่เกิดจากแผ่นดินไหวกับกำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength) ที่ได้จากการทดสอบทางพลศาสตร์ในห้องปฏิบัติการ โดยแสดงออกมาในรูปของเส้นชั้นความสูงในตัวเขื่อน ภาพที่ 79 แสดงผลการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์ที่ไม่มีน้ำในเขื่อน อัตราความปลอดภัยมีค่าน้อยสุด(1.6-2.0) ณ ตำแหน่งกึ่งกลางของหน้าตัดเขื่อนและอยู่ใกล้ฐานราก ซึ่ง ณ ตำแหน่งดังกล่าวจะไม่ส่งผลต่อลาดชันเขื่อนแต่จะมีปัญหาในด้านของการทรุดตัวเนื่องจากเป็นจุดที่มีความอ่อนแอ(Weak Zone) และภาพที่ 80 แสดงผลการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์ที่มีการเก็บกักน้ำในเขื่อน อัตราส่วนความปลอดภัยที่ได้น้อยกว่ากรณีที่ไม่เก็บน้ำ และตำแหน่งที่มีอัตราส่วนความปลอดภัยน้อยสุด (1.1-1.8) อยู่ ณ บริเวณกึ่งกลางความสูงของเขื่อนขึ้นไปด้านบนและอยู่ทางด้านเหนือหน้า โอกาสเกิดการเคลื่อนตัวจึงมีสูงกว่ากรณีที่ไม่เก็บน้ำ



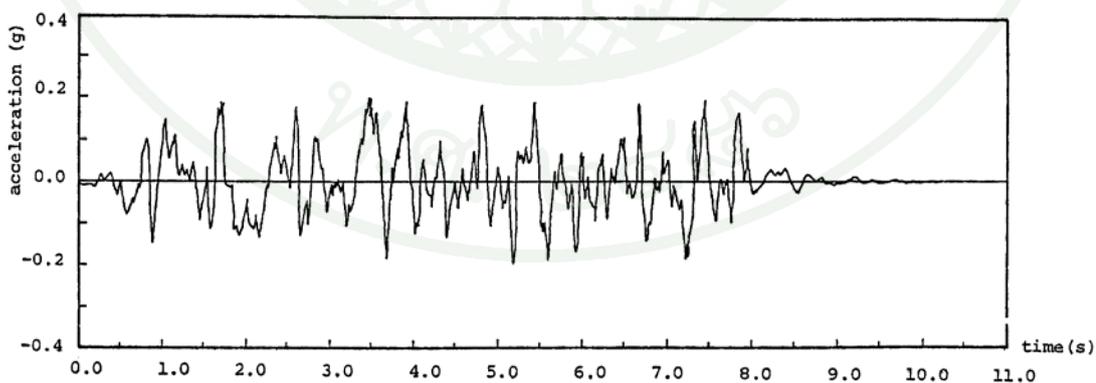
ภาพที่ 68 แผนที่ Seismic Activity ของเขื่อนเขาแหลม

ที่มา: Yensuang (1982)



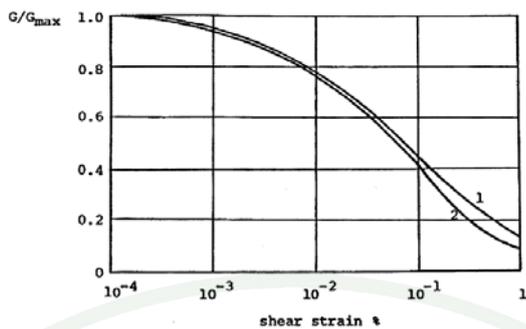
ภาพที่ 69 Design Response Spectrum (PGA=0.2g และ Damping ratio 5%) สำหรับเขื่อนเขาแหลม

ที่มา: Newmark and Hall (1978)



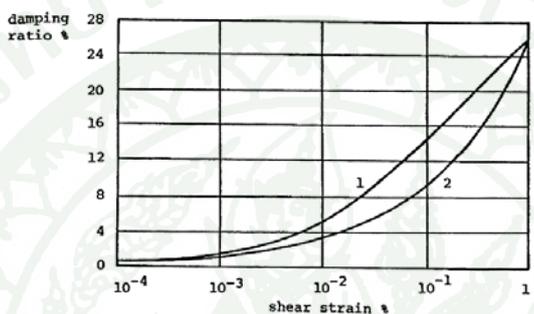
ภาพที่ 70 Acceleration Time History ที่จำลองขึ้นสำหรับการวิเคราะห์ (PGA=0.2g)

ที่มา: Wang Chi-Sheng (1983)



(a) shear modulus characteristics

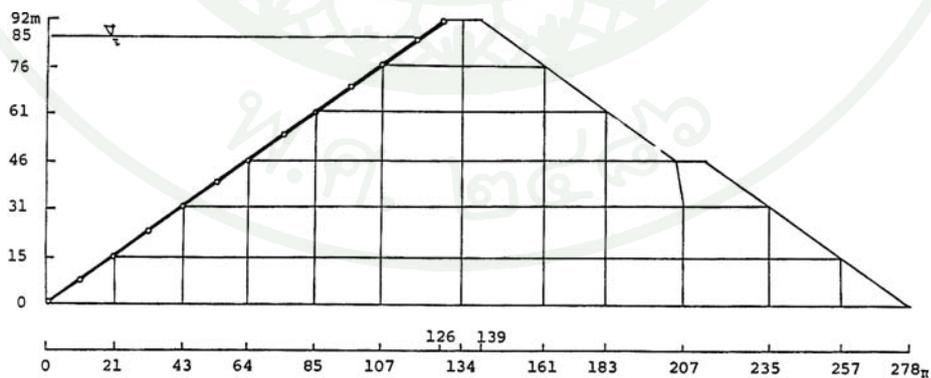
1 zone 3A material
2 zone 3B material



(b) damping ratio characteristics

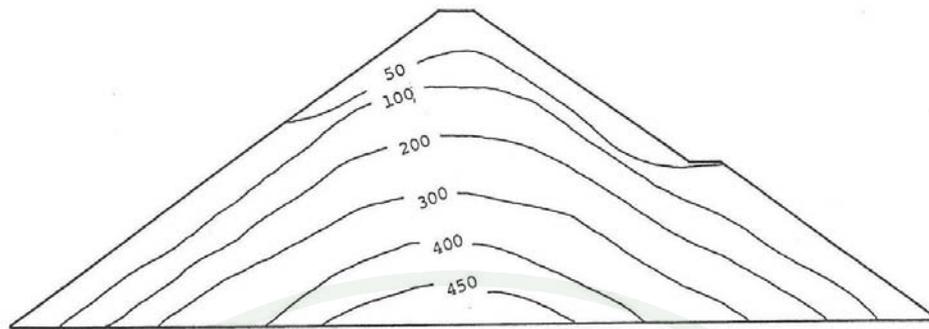
ภาพที่ 71 Shear Modulus และ Damping Ratio สำหรับการวิเคราะห์การตอบสนองของหินถม

ที่มา: Wang Chi-Sheng (1983)



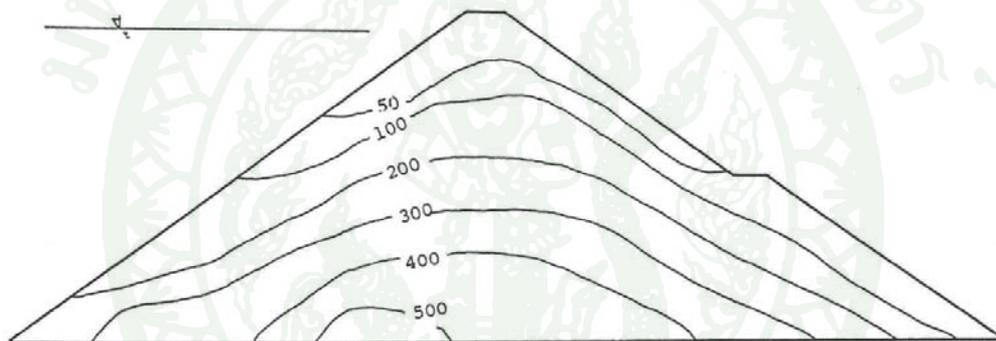
ภาพที่ 72 Finite Element Mesh สำหรับหน้าตัดที่มีความสูงสูงสุดของเขื่อนเขาแหลม

ที่มา: Wang Chi-Sheng (1983)



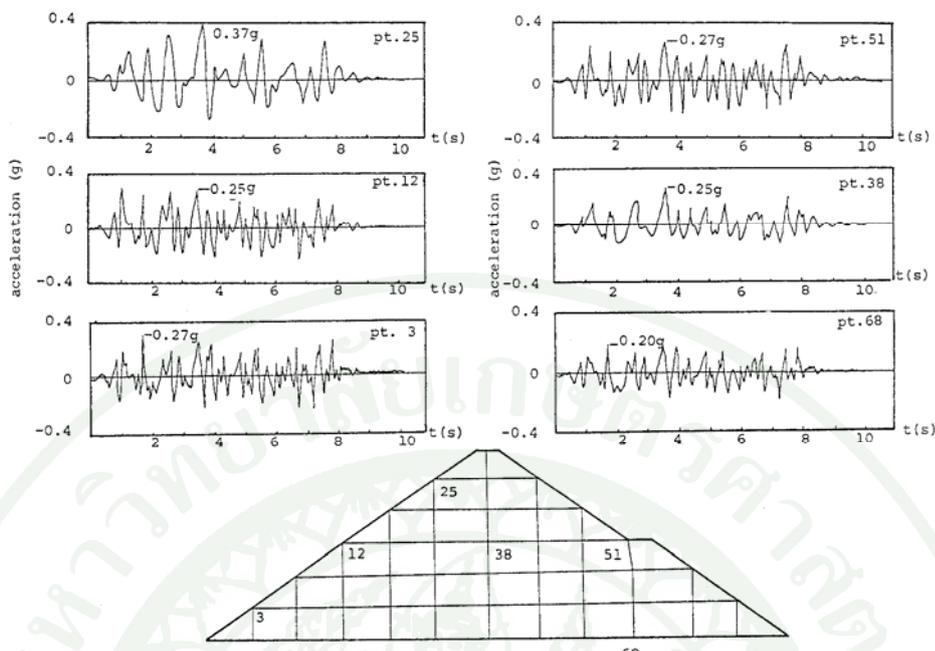
ภาพที่ 73 เส้นชั้นแรงเฉือนสถิตย์สูงสุด (kN/m^2) กรณีไม่มีน้ำในอ่างเก็บน้ำ

ที่มา: Wang Chi-Sheng (1983)



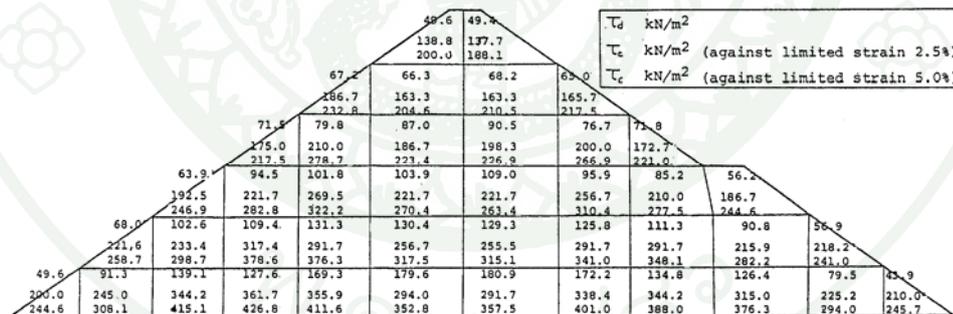
ภาพที่ 74 เส้นชั้นแรงเฉือนสถิตย์สูงสุด (kN/m^2) กรณีเก็บกักน้ำสูงสุด

ที่มา: Wang Chi-Sheng (1983)



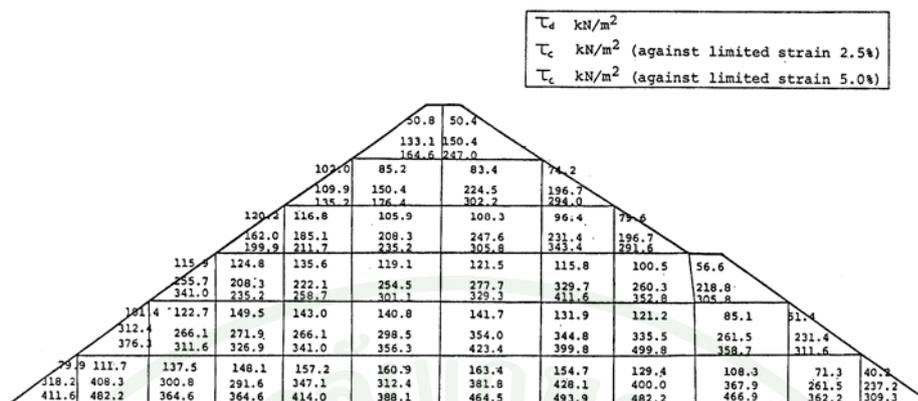
ภาพที่ 75 Acceleration Time History ณ ตำแหน่ง Element ต่างๆในตัวเขื่อน - กรณีเก็บน้ำเต็มอ่าง

ที่มา: Wang Chi-Sheng (1983)



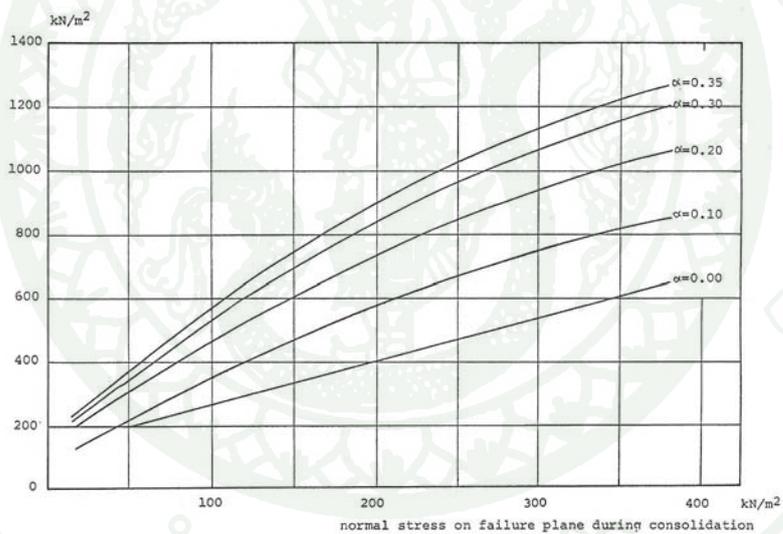
ภาพที่ 76 แรงเฉือนพลศาสตร์กับ Cyclic Shear Strength กรณีไม่มีน้ำ

ที่มา: Wang Chi-Sheng (1983)



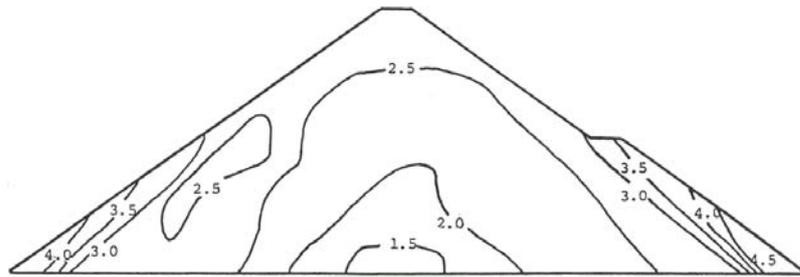
ภาพที่ 77 แรงเฉือนพลศาสตร์กับ Cyclic Shear Strength กรณีมีน้ำในเขื่อน

ที่มา: Wang Chi-Sheng (1983)



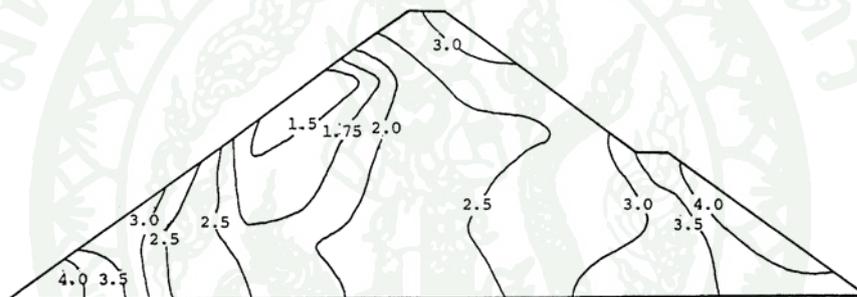
ภาพที่ 78 Cyclic Stress Condition Causing 5% Strain in 10 Cycles in VRK Material

ที่มา: Banerjee, Seed, Chan (1979)



ภาพที่ 79 เส้นชั้นความสูงของอัตราส่วนความปลอดภัย (กำลังรับแรงเฉือนต่อหน่วยแรงเฉือน) กรณีไม่มีน้ำในเขื่อน

ที่มา: Wang Chi-Sheng (1983)



ภาพที่ 80 เส้นชั้นความสูงของอัตราส่วนความปลอดภัย (กำลังรับแรงเฉือนต่อหน่วยแรงเฉือน) กรณีมีน้ำในเขื่อน

ที่มา: Wang Chi-Sheng (1983)

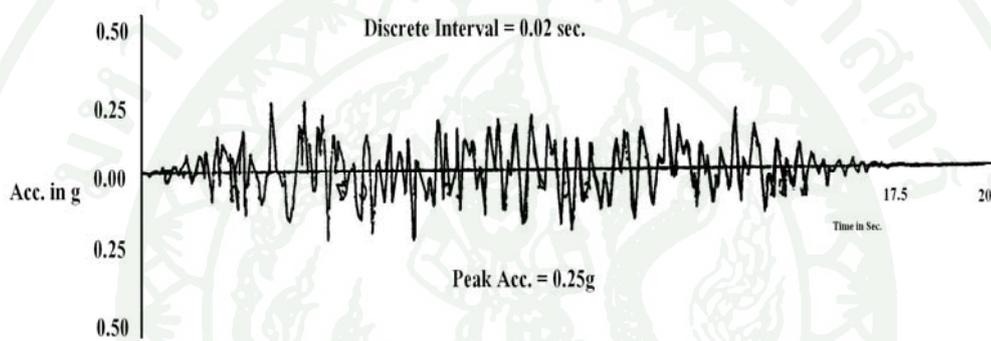
Tejpal Singh Bhatia (1984) วิเคราะห์การตอบสนองของเขื่อนอุทธรณ์ต่อจาก Wang Chi-Sheng (1983) เนื่องจากเหตุการณ์ Reservoir Induce Earthquake ที่เกิดจากเขื่อนศรีนครินทร์ ในวันที่ 15 และ 22 เมษายน พ.ศ.2526 ซึ่งมีขนาดแผ่นดินไหว 5.9 ริกเตอร์และศูนย์กลางแผ่นดินไหวห่างจากเขื่อนอุทธรณ์ 60 กิโลเมตร ในการวิเคราะห์หาค่าแผ่นดินไหวนั้นได้จำลองให้มีขนาดความรุนแรง 6.5 ริกเตอร์ สมการที่ใช้ในการจำลองความเร่ง ความเร็ว และการเคลื่อนตัวสูงสุดของพื้นดินแสดงในสมการ 32 ถึง 34 และใช้ Response Spectra ที่ 5% Damping ในการออกแบบ (Newmark and Hall,1978) ภาพที่ 81 แสดง Acceleration Time History ที่ได้จาก

การออกแบบ Peak Ground Acceleration และ Duration จาก Design Earthquake ดังกล่าวมีค่า 0.25g และ 18 วินาทีตามลำดับ

$$a_0 = 3000(e^{0.8M})S^{-2} \quad (32)$$

$$v_0 = 16(e^M)S^{-1.7} \quad (33)$$

$$d_0 = e^{1.2M}(S^{-1.4} + S^{-2}) \quad (34)$$



ภาพที่ 81 Acceleration Time History ที่จำลองขึ้นสำหรับการวิเคราะห์ (PGA=0.25g)

ที่มา: Tejpal Singh Bhatia (1984)

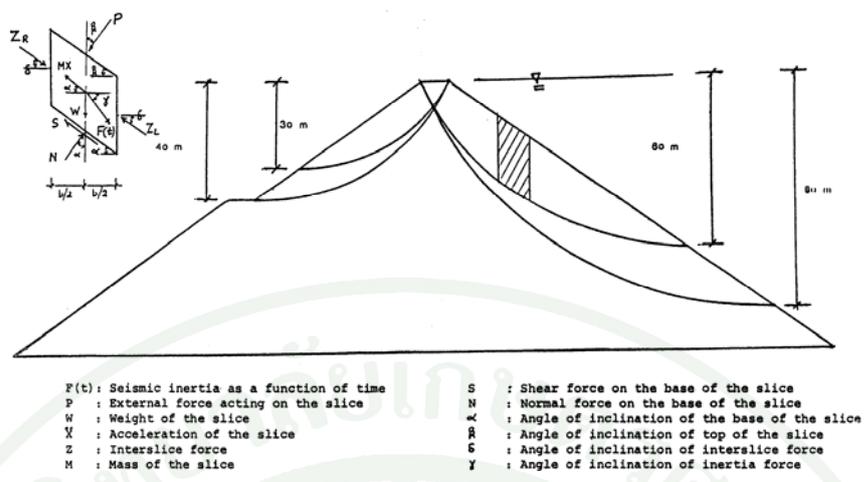
การศึกษาการตอบสนองของเขื่อนทางพลศาสตร์ในรายงานนี้ มีรายละเอียดและข้อสรุปต่างๆ ดังนี้

1. การวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์ของเขื่อนวชิราลงกรณจากกรณีที่มีการเก็บน้ำในเขื่อน โดยภายใต้การจำลองเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีความเร่งสูงสุดของพื้นดินเท่ากับ 0.2g และช่วงเวลาที่เกิดแผ่นดินไหว 18 วินาที มีผลกระทบต่อความเสียหายของลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ ณ บริเวณที่อยู่เหนือ Berm ขึ้นไปโดยวงการพิบัติที่อยู่เหนือ Berm แสดงในภาพที่ 82

2. การวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์วิเคราะห์ได้เฉพาะกรณีที่มีน้ำในเขื่อน เพราะในกรณีนี้เขื่อนสามารถส่งผลต่อ Catastrophic Flooding บริเวณพื้นที่ด้านท้ายน้ำ โดยองค์ประกอบของคลื่นแผ่นดินไหวพิจารณาในทิศทางแนวดิ่งร่วมกับแนวราบ กับองค์ประกอบคลื่นแนวราบเพียงอย่างเดียว ผลการวิเคราะห์การตอบสนอง ณ กึ่งกลางเขื่อนแสดงในภาพที่ 83 และ 84

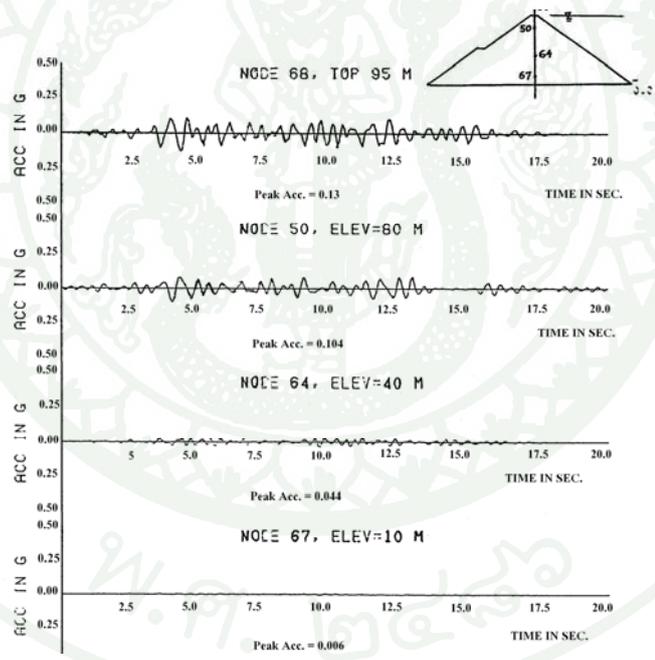
3. การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวถาวรสำหรับทุกวงการพิบัติใช้ทั้ง Acceleration Time History ในแนวราบและแนวราบร่วมกับแนวดิ่ง โดยจากการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวจาก Acceleration Time History ในแนวราบแตกต่างกับ Acceleration Time History ในแนวราบร่วมกับแนวดิ่งไม่เกิน 4% ดังนั้นจึงใช้องค์ประกอบคลื่นในแนวราบเพียงอย่างเดียวในการวิเคราะห์ ร่วมกับ Yield Acceleration สำหรับการประเมินการเคลื่อนตัวถาวร โดยความสัมพันธ์ของตัวแปรต่างๆ แสดงออกมาแบบไร้มิติ (Non-Dimensional Parameter) ภาพที่ 85 แสดง Normalized ของการเคลื่อนตัวถาวรกับความเร่งคราก และภาพที่ 86 แสดง Normalized ของการเคลื่อนตัวถาวรกับความเร่งครากใน Logarithm Scale

4. ในการประเมินการเคลื่อนตัวถาวร อัตราเร่งในแนวราบของมวลการพิบัติได้จากการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์ ส่วนความเร่งคราก (Yield Acceleration) ได้จากการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดชัน การเคลื่อนตัวแต่ละวงการพิบัติแสดงในตารางที่ 13 โดยการเคลื่อนตัวต่ำสุดและสูงสุดสำหรับวงการพิบัติที่ลึก 40 เมตร ณ บริเวณลาดชันด้านท้ายน้ำในกรณีที่มีน้ำในเขื่อนมีค่าเท่ากับ 7.3 และ 17.8 เซนติเมตร ตามลำดับ สำหรับวงการพิบัติที่ลึก 60 เมตร การเคลื่อนตัวต่ำสุดและสูงสุด ณ บริเวณลาดชันด้านเหนือน้ำในกรณีที่ไม่มีน้ำในเขื่อนมีค่าเท่ากับ 3.8 และ 11.9 เซนติเมตร ตามลำดับ ซึ่งการเคลื่อนตัวดังกล่าวนี้อยู่ในขอบเขตที่ยอมรับได้และจะไม่เป็นผลให้เกิดไหลล้นข้ามสันเขื่อน แต่อย่างไรก็ตามก็อาจนำไปสู่การแตกของแผ่นคอนกรีตคานหน้าและการไหลซึมผ่านรอยแตกไปสู่วัสดุตัวเขื่อน



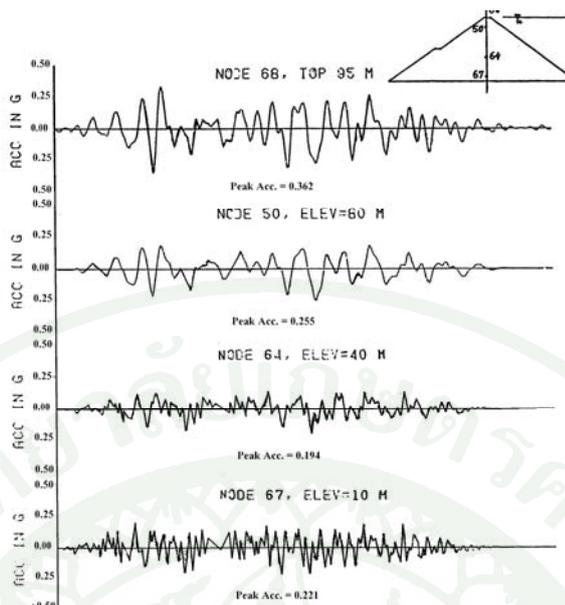
ภาพที่ 82 วงการพืดของกรวิเคราะห์ลดชั้นเขื่อนทั้งทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ

ที่มา: Tejpal Singh Bhatia (1984)



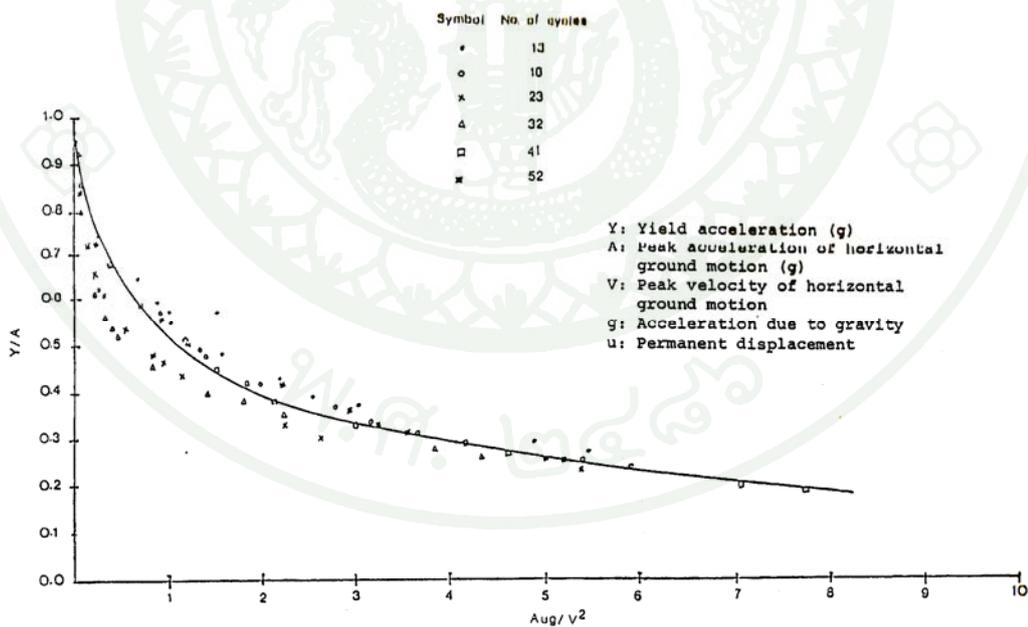
ภาพที่ 83 ผลการวิเคราะห์ ณ กึ่งกลางหน้าตัดเขื่อนโดยใช้ Acceleration Time History ในแนวตั้งร่วมกับแนวราบ

ที่มา: Tejpal Singh Bhatia (1984)



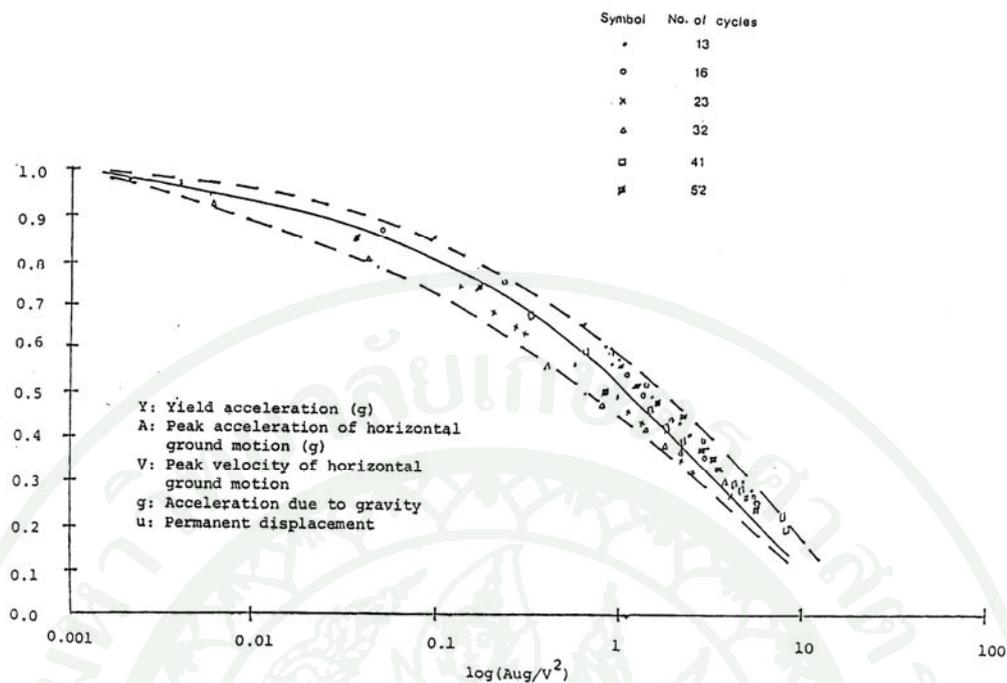
ภาพที่ 84 ผลการวิเคราะห์ ณ กึ่งกลางหน้าตัดเขียนโดยใช้ Acceleration Time History ในแนวราบ

ที่มา: Tejpal Singh Bhatia (1984)



ภาพที่ 85 Normalized ของการเคลื่อนตัวถาวรกับความเร่งคราก

ที่มา: Tejpal Singh Bhatia (1984)



ภาพที่ 86 Normalized ของการเคลื่อนตัวถาวรกับความเร่งครากใน Logarithm Scale

ที่มา: Tejpal Singh Bhatia (1984)

ตารางที่ 13 การเคลื่อนตัวถาวรของแต่ละวงการพิบัติ

Slip Surface	Y(g)	A(g)	Y/A	V(cm/s)	Aug/ V ²	U(cm)
30 m D/S	0.23	0.29	0.79	53.0	0.045	0.4 min.
					0.178	1.8 max.
40 m D/S	0.13	0.26	0.50	53.0	0.668	7.3 min.
					1.631	17.8 max.
60 m U/P empty reservoir	0.14	0.24	0.58	53.0	0.316	3.8 min.
					1.000	11.9 max.
80 m U/P empty reservoir	0.20	0.23	0.87	53.0	0.015	0.0 min.
					0.082	1.0 max.

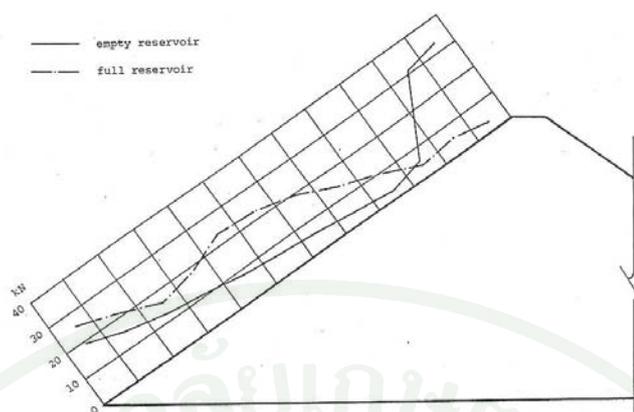
ที่มา: Tejpal Singh Bhatia (1984)

หน่วยแรงในแผ่นคอนกรีตคานหน้า

Wang Chi-Sheng (1983) ศึกษาการตอบสนองของแผ่นคอนกรีตเชื่อมวชิราลงกรณจากแรงแผ่นดินไหว โดยมีสมมติฐานของการวิเคราะห์ให้คอนกรีตวางอยู่บนผิวของวัสดุตัวเชื่อมและผิวสัมผัสระหว่างสองส่วนนี้ไม่สามารถเคลื่อนออกจากกันได้ และวิเคราะห์โดยวิธี FEM ด้วยหลักการ Beam Element ในโปรแกรม FLUSH ผลการวิเคราะห์หน่วยแรงและโมเมนต์ในแผ่นคอนกรีตแสดงดังภาพที่ 87 และ 88 โดยข้อสรุปจากการวิเคราะห์การตอบสนองของแผ่นคอนกรีตคานหน้ามีดังนี้

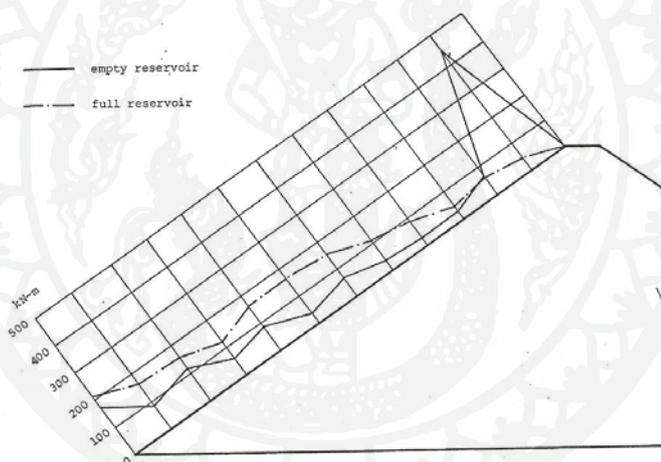
1. การออกแบบแผ่นคอนกรีตคานหน้าและเหล็กเสริมในคอนกรีต เพื่อใช้ในการป้องกันการยึดหดตัวจากอุณหภูมิความร้อนและ Drying Shrinkage เพียงอย่างเดียว ตำแหน่งของเหล็กเสริมซึ่งถูกวางไว้ ณ ตำแหน่งกึ่งกลางของแผ่นคอนกรีตคานหน้า ไม่เหมาะสมต่อการป้องกันจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว ที่จะก่อให้เกิดหน่วยแรงคัดและเกิดการแตกของแผ่นคอนกรีตคานหน้า โดยเฉพาะกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีความรุนแรงสูง

2. ผลการวิเคราะห์เชิงตัวเลขของวัสดุตัวเชื่อมที่เกิดขึ้นอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ แต่ก่อให้เกิดความเสียหายแก่แผ่นคอนกรีตคานหน้าภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีความเร่งสูงสุดของพื้นดิน 0.20g โดยจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวนี้ก่อให้เกิดแรงคัดสูงสุดและหน่วยแรงเฉือนสูงสุด 446 kN-m/m และ 32 kN/m ในกรณีที่ไม่มีน้ำในเขื่อน และ 210 kN-m/m และ 26 kN/m ในกรณีที่มีน้ำในเขื่อนตาม เนื่องจากแผ่นคอนกรีตคานหน้าไม่ได้ถูกออกแบบมาเพื่อรับแรงคัด เห็นได้อย่างชัดเจนว่าไม่พอเพียงที่ต้านทานจากแรงพลศาสตร์ ดังนั้นจึงนำไปสู่การแตกของแผ่นคอนกรีตคานหน้า ณ บริเวณส่วนบนของแผ่นคอนกรีตคานหน้า ในกรณีที่ไม่มีน้ำในเขื่อน



ภาพที่ 87 ค่าการกระจายตัวแรงเฉือนสูงสุดของแผ่นคอนกรีตคานหน้าจาก Design Earthquake

ที่มา: Wang Chi-Sheng (1983)



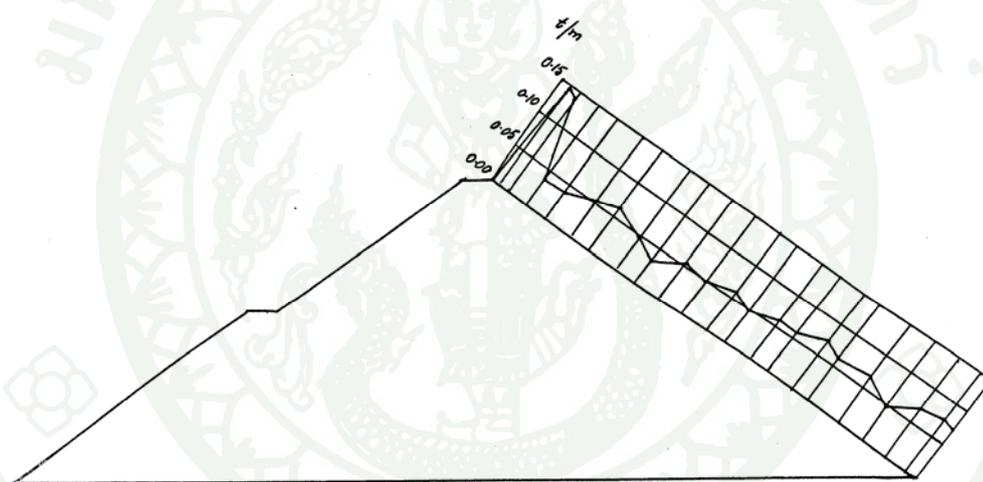
ภาพที่ 88 ค่าการกระจายตัวของโมเมนต์สูงสุดของแผ่นคอนกรีตคานหน้าจาก Design Earthquake

ที่มา: Wang Chi-Sheng (1983)

Tejpal Singh Bhatia (1984) วิเคราะห์การตอบสนองของแผ่นคอนกรีตของเขื่อนวชิราลงกรณโดยใช้หลักการเดียวกับ Wang Chi-Sheng (1983) แต่เปลี่ยนมาใช้เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เกิดจากการเก็บกักน้ำของเขื่อนศรีนครินทร์ดังที่กล่าวมาข้างต้น มาออกแบบและวิเคราะห์ผลการตอบสนองของแผ่นคอนกรีตคานหน้า ผลการวิเคราะห์แรงเฉือนและโมเมนต์คัตสูงสุดที่เกิดในแผ่นคอนกรีตคานหน้าแสดงในภาพที่ 89 และ 90 ตามลำดับ ณ บริเวณส่วนบนของเขื่อนความ

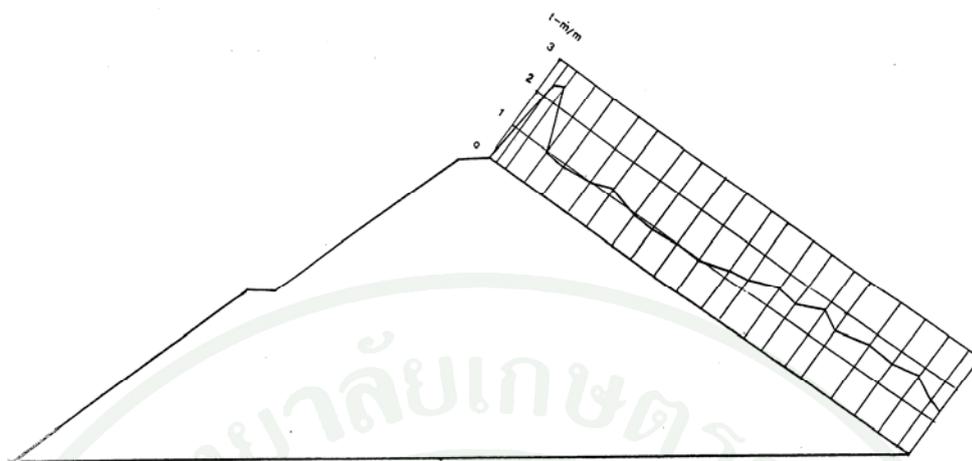
หนาของแผ่นคอนกรีตคานหาน้ำน้อยสุดเท่ากับ 30 เซนติเมตร แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดสูงสุดเกิดขึ้น ณ ตำแหน่งดังกล่าว โดยมีค่าเท่ากับ 0.145 ตันต่อเมตรและ 2.55 ตัน-เมตรต่อเมตร

จากรายงาน Khao Laem Dam Project (SMEC, 1980) แผ่นคอนกรีตคานหาน้ำได้ถูกออกแบบมาพร้อมกับเหล็กเสริมซึ่งวางไว้กึ่งกลางของแผ่นคอนกรีตคานหาน้ำในปริมาณ 0.5% ในแต่ละทิศทาง เพื่อควบคุมการแตกของแผ่นคอนกรีตคานหาน้ำจากความร้อนและ Drying Shrinkage ก่อนที่จะเริ่มเก็บน้ำ แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นจากแบบจำลองแผ่นดินไหว พบว่าก่อให้เกิดการแตกของแผ่นคอนกรีตคานหาน้ำเนื่องจากแรงเฉือนสูงสุดเกิดขึ้นมากกว่ากำลังรับแรงเฉือนของแผ่นคอนกรีตคานหาน้ำ เช่นเดียวกับโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิด Tensile Stress มากกว่า Tensile Strength (20 ksc)



ภาพที่ 89 แรงเฉือนสูงสุดในแผ่นคอนกรีตคานหาน้ำจากแรงกระทำแผ่นดินไหว

ที่มา: Tejpal Singh Bhatia (1984)



ภาพที่ 90 โมเมนต์ดัดสูงสุดในแผ่นคอนกรีตคานหน้าจากแรงกระทำแผ่นดินไหว

ที่มา: Tejpal Singh Bhatia (1984)

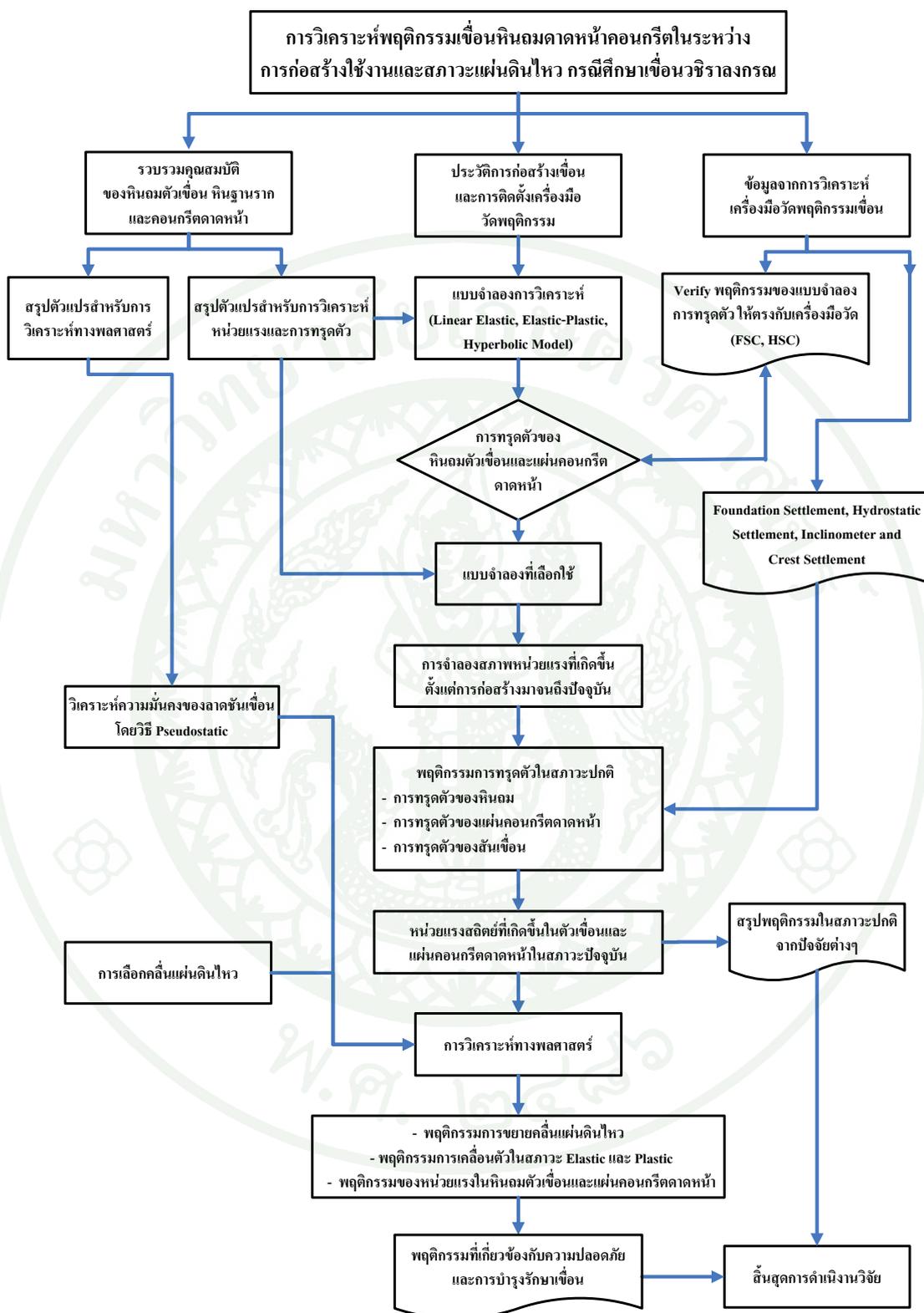
อุปกรณ์และวิธีการ

อุปกรณ์

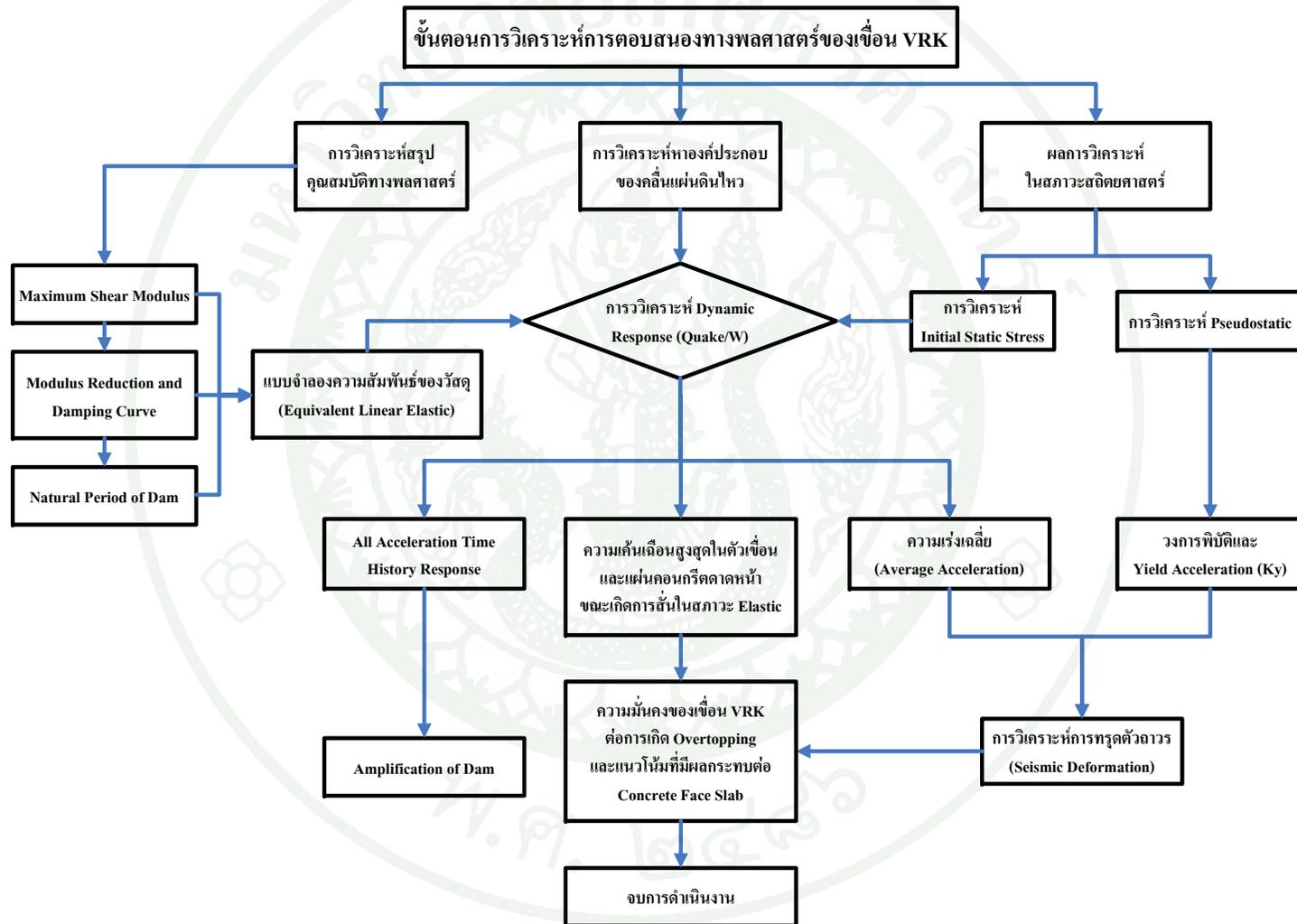
1. เครื่องไมโครคอมพิวเตอร์ สำหรับการวิเคราะห์ผลและจัดทำรายงาน
2. โปรแกรม Microsoft Excel , และ Golden Software Surfer สำหรับแสดงผลที่ได้จากการวิเคราะห์ และโปรแกรม Microsoft Word สำหรับจัดทำรูปเล่มรายงาน
3. SLOPE/W และ SIGMA/W Version 2007 Software สำหรับการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดเขื่อนและพฤติกรรมทรุดตัวของวัสดุตัวเขื่อนและแผ่นคอนกรีตคาน้ำ ตามลำดับ
4. QUAKE/W Version 2007 Software สำหรับการวิเคราะห์พฤติกรรมตอบสนองทางพลศาสตร์

วิธีการ

วิธีการดำเนินงานวิจัยแบ่งออก 3 ส่วน คือ การวิเคราะห์พฤติกรรมในสภาวะสถิตย์ศาสตร์ (วัตถุประสงค์ข้อ 1 และ 2) การวิเคราะห์พฤติกรรมตอบสนองทางพลศาสตร์ (วัตถุประสงค์ข้อ 3) และการประเมินความปลอดภัยของเขื่อนนวิราลงกรณทั้งในสภาวะปกติและสภาวะแผ่นดินไหว (วัตถุประสงค์ข้อ 4) โดยแผนภูมิการดำเนินการวิเคราะห์ทั้งหมดแสดงในภาพที่ 91 ส่วนภาพที่ 92 แสดงแผนภูมิการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์ สำหรับรายละเอียดของการวิเคราะห์ในแต่ละขั้นตอนประกอบด้วยรายละเอียดดังนี้



ภาพที่ 91 แผนภูมิการดำเนินงานวิจัย



ภาพที่ 92 ขั้นตอนการวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์ของเขื่อนนวิราลงกรณ

การวิเคราะห์พฤติกรรมในสถานะสถิตย์ศาสตร์

1. การรวบรวมคุณสมบัติของวัสดุสำหรับการวิเคราะห์

เนื่องจากในงานวิจัยนี้ไม่ได้มีส่วนของการทดสอบคุณสมบัติในห้องปฏิบัติการ ดังนั้นคุณสมบัติของหินถมตัวเขื่อนและหินฐานรากที่ได้นั้นเป็นผลจากการศึกษาในอดีต ทั้งจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ การทดสอบในสนาม การวิเคราะห์ตัวแปรจากเครื่องมือวัดพฤติกรรม รายงานการก่อสร้างเขื่อนรวมถึงการศึกษาเขื่อน CFRD อื่นๆ โดยคุณสมบัติเบื้องต้นที่ใช้วิเคราะห์ความมั่นคงของลาดชัน (Slope Stability Analysis) และหน่วยแรงในสถานะสถิตย์ศาสตร์ (Initial Static Stress) ได้แก่ Unit Weight, Friction Angle, Cohesion, Elastic Modulus, Poisson's Ratio โดยที่มาของข้อมูลนั้นได้รวบรวมไว้ในตารางที่ 14

ตารางที่ 14 แหล่งที่มาของข้อมูลคุณสมบัติวัสดุเขื่อน VRK

Material	Source	Reference
Rockfill	Laboratory Testing	- การศึกษาของ EGAT โดยศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก ม.เกษตรศาสตร์
		- Oedometer Test, (Hsu,1984)
		- Triaxial Test,(SMEC,1984)
	Field Testing	- Completion Report of VRK Dam, (EGAT, 1984)
	Instrument Analysis	- VRK Progression 1 Report, (2008)
Literature	- Hunter <i>et al.</i> , (2003)	
Face Slab (Concrete)	Design Report	- Data Book of Khao Laem Dam, (EGAT, 1984)
	Instrument Analysis	- VRK Progression 1 Report, (2008)
Rock Foundation	Literature	- Davis and Reynolds, 1996 Gercek, 2006

2. การรวบรวมประวัติการก่อสร้าง การเก็บน้ำ และการติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน

การรวบรวมประวัติการก่อสร้างเขื่อนประกอบไปด้วย ข้อมูลระดับฐานรากตลอดความยาวเขื่อน การบดอัดหินถมในแต่ละช่วงเวลา (Stage Construction) การก่อสร้างแผ่นคอนกรีตคานหน้า การติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรมต่างๆ ทั้งในหินถมตัวเขื่อนและแผ่นคอนกรีตคานหน้า การเก็บน้ำในอ่างครั้งแรกของเขื่อน (First Filling Reservoir) และระดับน้ำที่มีการเปลี่ยนแปลงหลังจากเขื่อนสร้างเสร็จจนถึงปัจจุบัน เป็นต้น ประวัติข้อมูลทั้งหมดที่กล่าวมานั้นจะถูกนำไปใช้ต่อการจำลองหน้าตัดเขื่อนด้วยโปรแกรมไฟไนต์อีลิเมนต์ 2 มิติ โดยจำลองวัสดุตัวเขื่อนตามการบดอัดตัวเขื่อนจริง ส่วนระดับน้ำที่เปลี่ยนแปลงเปรียบเสมือนการจำลองแรงกระทำต่อตัวเขื่อนและแผ่นคอนกรีตคานหน้า ส่วนผลจากการตรวจวัดเครื่องมือวัดพฤติกรรมจะเป็นเครื่องมือสำหรับตรวจสอบผลการวิเคราะห์ทั้งหมด ณ ช่วงเวลาเดียวกัน ลำดับการจำลองหน้าตัดเขื่อนตามประวัติการก่อสร้างและติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรมแสดงในตารางที่ 15

ตารางที่ 15 ขั้นตอนการก่อสร้างและลำดับการติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรมของเขื่อน VRK, Ch.590

Stage	Elevation	Starting Date	Duration	Instrument Installed
Construction	(m.MSL.)		(months)	
1	+80.00	Aug 81	5	Foundation Settlement(19-21)
2	+106.00	May 82	9	Hydrostatic Settlement(4-6)
3	+125.00	Sep 82	3	Hydrostatic Settlement(7-9)
4	+158.00	Sep 83	12	Inclinometer (IC1-IC4)
5	+161.75	May 84	8	Crest Settlement

ที่มา: EGAT (1984)

การเปรียบเทียบผลจากแบบจำลองกับเครื่องมือวัดพฤติกรรม

ผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองที่เหมาะสมนั้นจะต้องสอดคล้องกับผลของเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน เนื่องด้วยค่าต่างๆ ที่เครื่องมือวัดพฤติกรรมวัดได้นั้นเป็นพฤติกรรมจริงที่เกิดขึ้นในตัวเขื่อนและแผ่นคอนกรีตคานหน้า สำหรับเครื่องมือวัดพฤติกรรมของเขื่อนวชิราลงกรณที่นำมา

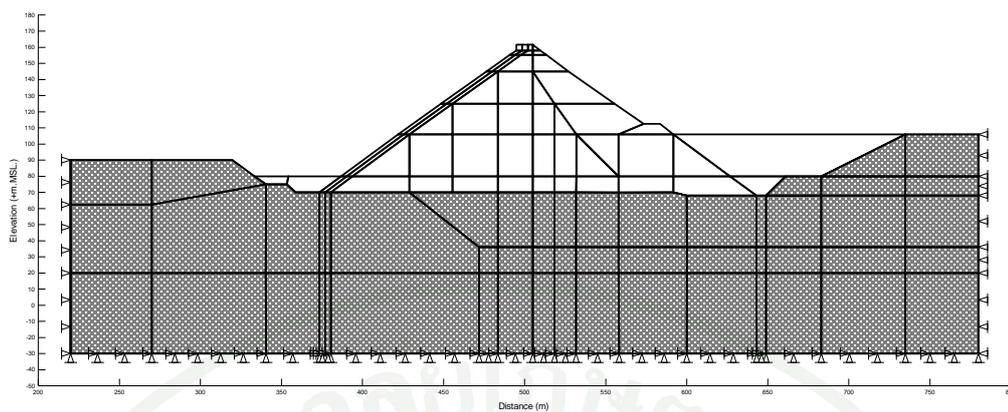
เปรียบเทียบกับแบบจำลอง ได้แก่ Hydrostatic Settlement Cell, Foundation Settlement Cell, Crest Settlement, และ Inclinator ดังแสดงในตารางที่ 16

ตารางที่ 16 เครื่องมือวัดพฤติกรรมของเขื่อน VRK

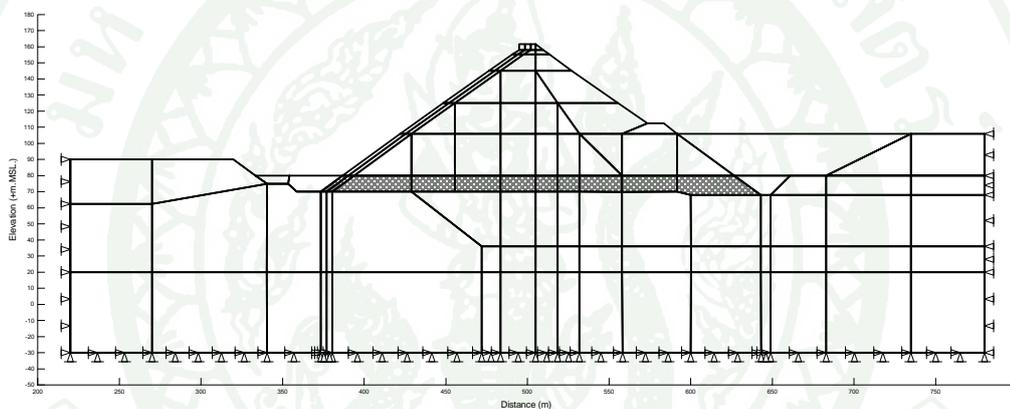
เครื่องมือวัดพฤติกรรม	No.	ตำแหน่งติดตั้ง	ตรวจวัด
Foundation Settlement	FS. 19-21	หินฐานราก	การทรุดตัวของหินฐานรากเขื่อน
Hydrostatic Settlement	HS. 4-9	หินถมตัวเขื่อน	การทรุดตัวของหินถม
Crest Settlement point	CS. 1-20	สันเขื่อน	การทรุดตัวของสันเขื่อน
Inclinometer	IC. 1-4	บนคอนกรีตคานหน้า	การโก่งตัวของคอนกรีตคานหน้า

การจำลองการวิเคราะห์

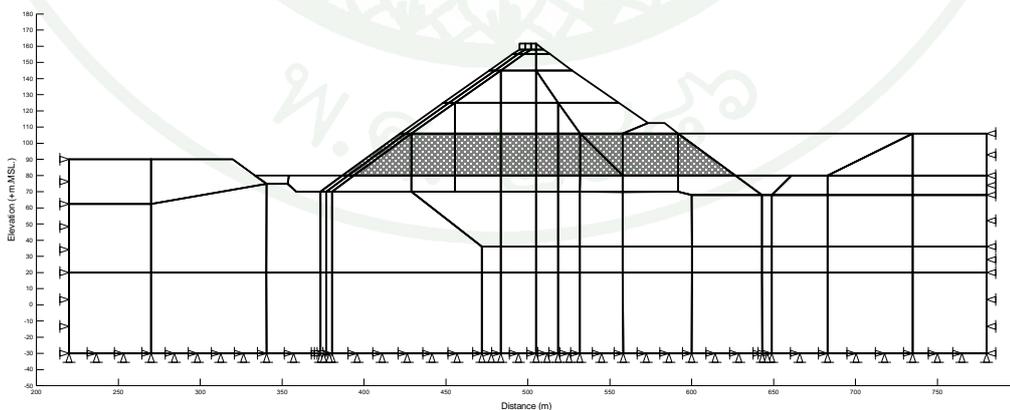
การสร้างแบบจำลองการวิเคราะห์ใช้แบบจำลองไฟไนต์อีลีเมนต์แบบ 2 มิติ (2D Finite Element Method) ซึ่งดำเนินการโดยโปรแกรม SIGMA/W เวอร์ชัน 2007 จำลองขั้นตอนการบดอัดเขื่อนตามประวัติการก่อสร้างจริง (Stage Construction Method) สำหรับการแบ่งช่วงเวลาการถมในแต่ละขั้นตอนของจะแบ่งตามประวัติการติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรมดังแสดงในตารางที่ 15 โดยการวิเคราะห์แบ่งหน้าตัดการวิเคราะห์ออกเป็น 6 หน้าตัด ได้แก่ Ch.370, Ch.450, Ch.590, Ch.730, Ch.890 และ Ch.1000 ซึ่งในแต่ละหน้าตัดที่เลือกวิเคราะห์มาจากลักษณะหินฐานรากที่แตกต่างกันและรูปร่างของหน้าตัดเขื่อนที่มีปัจจัยมาจากการขุดหินฐานรากเขื่อน สำหรับตัวอย่างการจำลองการถมที่ Ch.590 สามารถแบ่งขั้นตอนการถมออกเป็น 5 ขั้นตอนและมีขอบเขตของปัญหาดังแสดงในภาพที่ 93-98 โดยที่ขอบเขตล่างไม่ยอมให้มีการเคลื่อนที่ทั้งแนวราบและแนวตั้ง ในขณะที่ขอบเขตด้านข้างยอมให้เคลื่อนที่ได้ในเฉพาะแนวตั้ง



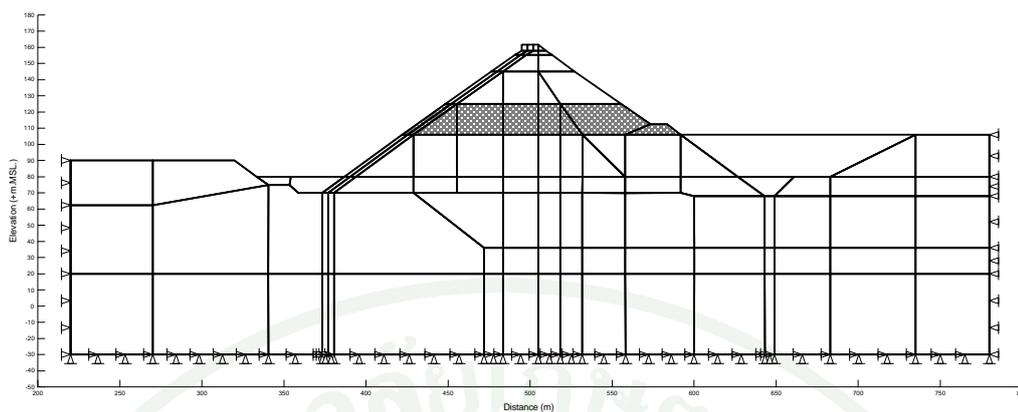
ภาพที่ 93 การจำลองสภาพฐานรากก่อนการก่อสร้างเขื่อน โดยระดับหินฐานรากอยู่ที่ +70 ม.รทก.



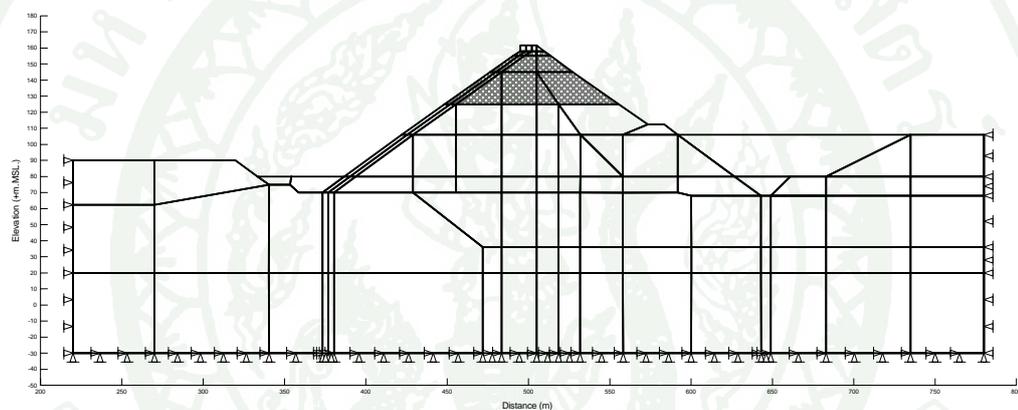
ภาพที่ 94 การจำลองการก่อสร้างในขั้นตอนที่ 1 ถมถึงระดับ + 80 ม.รทก.



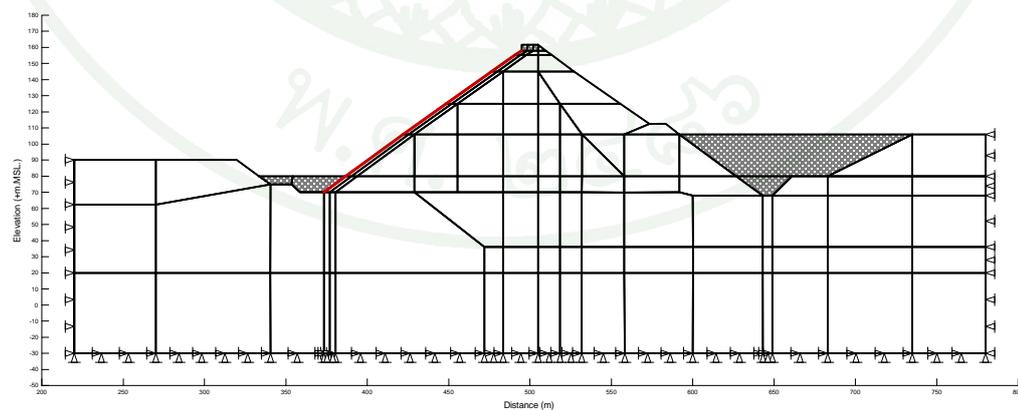
ภาพที่ 95 การจำลองการก่อสร้างในขั้นตอนที่ 2 ถมถึงระดับ + 106 ม.รทก.



ภาพที่ 96 การจำลองการก่อสร้างในชั้นตอนที่ 3 ถมถึงระดับ + 125 ม.รทก.



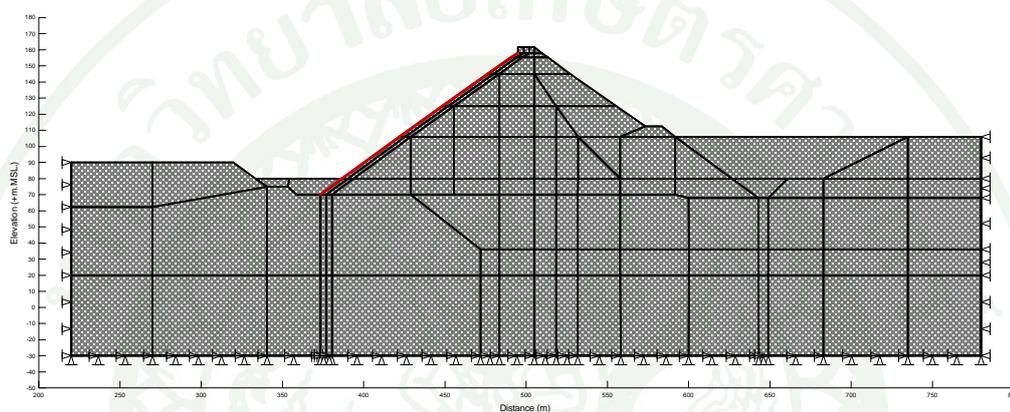
ภาพที่ 97 การจำลองการก่อสร้างในชั้นตอนที่ 4 ถมถึงระดับ + 158 ม.รทก.



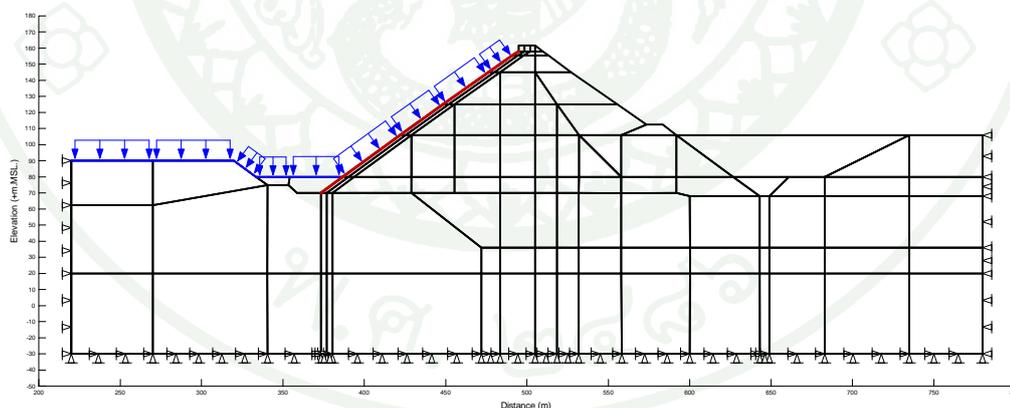
ภาพที่ 98 การจำลองการก่อสร้างในชั้นตอนที่ 5 พร้อมกับการก่อสร้าง Face Slab และ Wave Wall และดินถมด้านท้ายน้ำ (Backfill)

นอกจากนี้ได้จำลองการวิเคราะห์การบดอัดตัวเขื่อนแบบถมครั้งเดียว (1st Stage Fill Method) ดังแสดงในภาพที่ 99 เพื่อทำการเปรียบเทียบผลการทรุดตัวของหินถมกับการจำลองการทรุดตัวแบบ Stage Construction (Various Stage Fills)

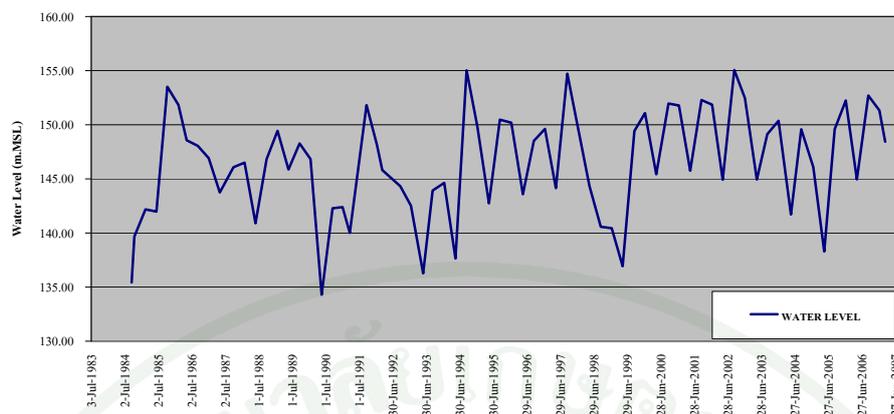
หลังจากจำลองการทรุดตัวในระหว่างการก่อสร้างเสร็จ ได้จำลองการทรุดตัวในระหว่างการเก็บน้ำครั้งแรกและจำลองการเก็บน้ำในระดับต่างๆ ตามประวัติการเก็บน้ำของเขื่อน ดังแสดงในภาพที่ 100 และ 101 ตามลำดับ



ภาพที่ 99 การจำลองสภาพเขื่อนแบบถมครั้งเดียว



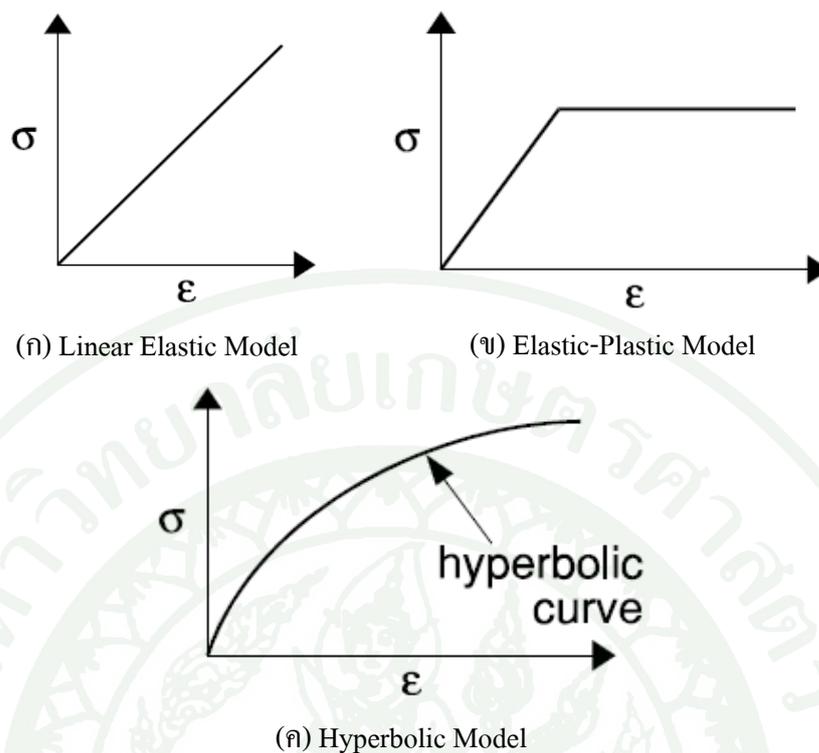
ภาพที่ 100 การจำลองเขื่อนในสภาวะเก็บกักน้ำ



ภาพที่ 101 ระดับน้ำที่เปลี่ยนแปลงตามเวลาจากการเก็บน้ำจริงของเขื่อน VRK

แบบจำลองของวัสดุ

แบบจำลองสำหรับการวิเคราะห์การทรุดตัวและหน่วยแรงของวัสดุนี้มีอยู่มากมายขึ้นอยู่กับประเภทของวัสดุที่เลือกใช้ ตัวอย่างแบบจำลองที่ได้รับการยอมรับกันทั่วไปเช่น Linear Elastic Model, Elastic-Plastic Model, Hyperbolic Model, Anisotropic Model, Slip Surface Model เป็นต้น สำหรับในงานวิจัยนี้เลือกใช้แบบจำลองของวัสดุที่เหมาะสมกับประเภทเขื่อนหินถมและมีข้อมูลคุณสมบัติของหินถมรองรับ ซึ่งมีทั้งหมด 3 แบบจำลองได้แก่ Linear Elastic Model, Elastic-Plastic Model และ Hyperbolic Model ซึ่งผลจากการวิเคราะห์จะนำมาเปรียบเทียบกับผลการทรุดตัวของหินถมและแผ่นคอนกรีตคานหน้าจากเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อนอันได้แก่ Foundation Settlement, Hydrostatic Settlement และ Inclinator สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการยึดหดตัวของทั้ง 3 แบบจำลองมีลักษณะดังแสดงในภาพที่ 102 แต่ทั้งนี้พฤติกรรมทรุดตัวจริงในสนามมีการทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลา โดยแบบจำลองทั้ง 3 ที่เลือกใช้นั้นไม่สามารถจำลองพฤติกรรมที่ขึ้นกับเวลา (Creep Settlement) ได้



ภาพที่ 102 Stress-strain Relationship ของแบบจำลองดิน

ที่มา: SIGMA/W (2007)

กรณีสำหรับการวิเคราะห์และการเปรียบเทียบ

- แบบจำลองการทรุดตัวและคุณสมบัติสำหรับหินถมตัวเชื่อม

จำลองการถมแบบ Stage Construction โดยแบ่งกรณีการวิเคราะห์ตามคุณสมบัติหินถมตัวเชื่อม ซึ่งคุณสมบัติที่ใช้ประกอบไปด้วย หน่วยน้ำหนัก มุมเสียดทานภายใน โมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนพัวซอง ซึ่งได้มาจากวิธีการต่างๆ ดังนี้ หน่วยน้ำหนักและมุมเสียดทานภายใน ได้จากการทดสอบการทดสอบ Triaxial (SMEC, 1984) และ Oedometer (Hsu, 1984) ในห้องปฏิบัติการ ซึ่งเป็นการทดสอบในหนึ่งมิติจากหินตัวอย่างที่ได้จากเขื่อนวชิราลงกรณ การทดสอบทำโดยย่อขนาดหินถมจากขนาดใหญ่ที่สุด 1200 มม. เป็น 75 มม. และบดอัดด้วยแรงสั่นสะเทือน ทำให้ได้ความหนาแน่นแห้งของตัวอย่างอยู่ระหว่าง 1.96 ถึง 2.03 ตัน/ม³

ค่าโมดูลัสกรณีที่ 1 (E1) และค่าโมดูลัสกรณีที่ 2 (E2) ได้มาจากการคำนวณ โดยใช้สมการอีลาสติกในหนึ่งมิติ โดยจะคำนวณจากผลการตรวจวัดค่าการทรุดตัวที่ถูกวัด โดย Hydrostatic Settlement Cell และการทรุดตัวจากการทำ Test Section ในระหว่างการก่อสร้างเขื่อน ตามลำดับ ค่าโมดูลัสในกรณีที่ 3 (E3) ได้มาจากการศึกษารวบรวมข้อมูลค่าโมดูลัสของเขื่อน CFRD 30 เขื่อนของ Hunter *et al.* นอกจากนี้จากผลการทดสอบ Oedometer (Hsu, 1984) พบว่าโมดูลัสจะเพิ่มขึ้นตามน้ำหนักที่กระทำและจะสูญเสียไปหากวัสดุเปียกหรืออิ่มตัวด้วยน้ำ โมดูลัสอีลาสติกของหินถมเขื่อน VRK มีค่าประมาณ 0.82 เท่าของโมดูลัสที่ได้จาก Oedometer ตามวิธีการประมาณของ Clough and Duncan (1969) ซึ่งผลการทดสอบ Oedometer มีค่าประมาณ 60 MPa สอดคล้องกับวิธีการคำนวณค่าโมดูลัสกรณีที่ 2

สำหรับอัตราส่วนพัวซอง (Poisson' Ratio) ใช้ข้อมูลจากการศึกษาในอดีตโดย Davis and Reynolds (1996) เนื่องจากไม่ได้มีการทดสอบหินถมตัวเขื่อนวชิราลงนทั้งในสนามและในห้องปฏิบัติการ

กรณีการวิเคราะห์แบ่งตามคุณสมบัติของค่าโมดูลัส ซึ่งแบบจำลอง Linear Elastic และ Elastic-Plastic แบ่งออกเป็นแบบจำลองละ 3 กรณี ดังตารางที่ 17 และตารางที่ 18 ส่วนแบบจำลอง Hyperbolic จะมีเพียงกรณีเดียว ดังแสดงคุณสมบัติของแบบจำลองในตารางที่ 19

ตารางที่ 17 คุณสมบัติของหินถมสำหรับแบบจำลอง Linear Elastic

Case	γ (kN/m ³)		E (MPa)		V
	3A	3B	3A	3B	
1	22	21	90	70	0.25
2	22	21	60	40	0.25
3	22	21	45	30	0.25

ตารางที่ 18 คุณสมบัติของหินถมสำหรับแบบจำลอง Elastic-Plastic

Case	γ (kN/m ³)		E (MPa)		ν	ϕ (degree)	
	3A	3B	3A	3B		3A	3B
1	22	21	90	70	0.25	41	40
2	22	21	60	40	0.25	41	40
3	22	21	45	30	0.25	41	40

ตารางที่ 19 คุณสมบัติของหินถมสำหรับแบบจำลอง Hyperbolic

Zone	γ (kN/m ³)	ϕ	k-modulus			R_f	ν	หมายเหตุ
			(kPa)	n	k (0)			
3A	22	41	300	0.4	1	0.7	0.25	SIGMA/W (2007)
3B	21	40	200	0.4	1	0.7	0.25	
Foundation	23	45	450	0.4	1	0.7	0.25	

- กระบวนการจำลองการทรุดตัวของเขื่อนหินถมคาน้ำคอนกรีต

การจำลองการวิเคราะห์ตามขั้นตอนการถม (Stage Construction Method) ในระหว่างก่อสร้างเขื่อน ใช้แบบจำลอง Linear Elastic ได้เพียงอย่างเดียวเนื่องจากแบบจำลองทั้ง Elastic-Plastic และ Hyperbolic มีผลให้เกิดการทรุดตัวเนื่องจากข้อจำกัดของแบบจำลองที่บริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำและด้านท้ายน้ำ โดยคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ได้นั้นได้จากการศึกษาในตารางที่ 17-19 และเมื่อทำการถมเขื่อนเสร็จจะต้องปรับสภาพหน่วยแรงและการทรุดตัวให้มีสภาพตามความเป็นจริงโดยการทำ Stress Redistribution หรือการใช้แบบจำลองที่พิจารณาความเป็นพลาสติกซึ่งได้แก่แบบจำลอง Elastic-Plastic และใช้แบบจำลองดังกล่าวในการวิเคราะห์พฤติกรรมทรุดตัวและหน่วยแรงในช่วงที่มีการเก็บน้ำในเขื่อน

- การเปรียบเทียบการทรุดตัวของหินถมกับเครื่องมือวัดการทรุดตัว

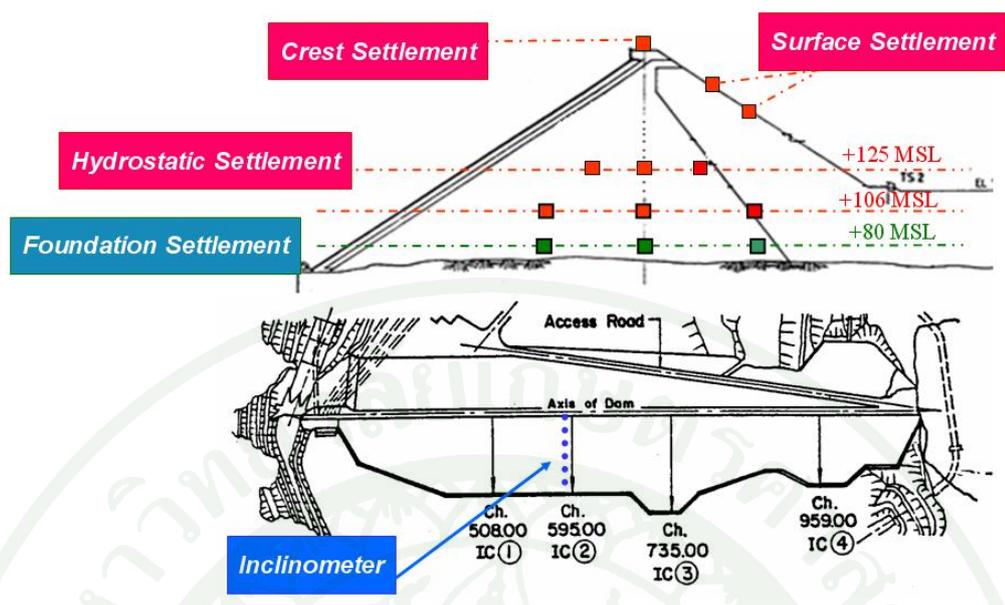
การวิเคราะห์การทรุดตัวของหินถมในระหว่างการก่อสร้าง จากคุณสมบัติของวัสดุและแบบจำลองที่ได้จากการศึกษาในหัวข้อที่กล่าวมาแล้วข้างต้น จะนำมาเปรียบเทียบกับเครื่องมือวัดการทรุดตัวของหินถมตัวเชื่อม ได้แก่ Foundation Settlement (FS 19-21) ที่ระดับ +80 ม.รทก. Hydrostatic Settlement (HS 4-9) ที่ระดับ +106 และ +125 ม.รทก. และ Crest Settlement ตลอดความยาวสันเขื่อน

- การเปรียบเทียบการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้ากับเครื่องมือวัดการทรุดตัว

ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าภายหลังการก่อสร้าง ในระหว่างการเก็บน้ำครั้งแรกและระดับที่ระดับน้ำต่างๆ จะนำมาเปรียบเทียบกับเครื่องมือวัดการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าเชื่อม ได้แก่ Inclinator (INC 1-4) ซึ่งจะทำการเปรียบเทียบด้วยกัน 3 ตำแหน่ง ได้แก่ INC2 (Ch.595), INC3 (Ch.730) และ INC4 (Ch.959) ภาพที่ 103 แสดงตำแหน่งเครื่องมือวัดพฤติกรรมสำหรับการเปรียบเทียบการทรุดตัวของหินถมและแผ่นคอนกรีตคานหน้า ส่วนในบริเวณ INC1 ไม่ตรงกับหน้าตัดการวิเคราะห์ จึงไม่ได้นำมาใช้ในการเปรียบเทียบ

- การวิเคราะห์หน่วยแรงรวม

เนื่องจากการไม่มีเครื่องมือวัดหน่วยแรงและแรงดันน้ำในตัวเขื่อน ดังนั้นวิธีที่จะตรวจสอบหน่วยแรงที่วิเคราะห์ได้ในสภาวะปัจจุบันมีความถูกต้อง จะใช้วิธีตรวจสอบด้วยเครื่องมือวัดพฤติกรรมประเภทอื่นๆ ทั้งการทรุดตัวของหินถมจาก Foundation Settlement, Hydrostatic Settlement, Crest Settlement และการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าจาก Inclinator



ภาพที่ 103 เครื่องมือวัดพฤติกรรมสำหรับการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ที่ Ch.590

- การวิเคราะห์การทรุดตัวของหินถมตัวเขื่อนและแผ่นคอนกรีตคานหน้าในหน้าตัดอื่นๆ

การวิเคราะห์การทรุดตัวของหินถมตัวเขื่อน แผ่นคอนกรีตคานหน้า และหน่วยแรงในตัวเขื่อน ดำเนินการทั้งหมด 6 หน้าตัด ซึ่งนอกจาก Ch.590 แล้ว ยังมีบริเวณอื่นที่มีรูปร่างหน้าตัดเขื่อนสภาพฐานรากที่แตกต่างกันออกไป ประกอบด้วย Ch.370, Ch.450, Ch.730, Ch.890 และ Ch.1000 ซึ่งผลการทรุดตัวของทุกหน้าตัด จะถูกนำมาแสดงผลรวมตลอดความยาวเขื่อน เช่นเดียวกับ การทรุดตัวและหน่วยแรงของแผ่นคอนกรีตคานหน้า จะนำผลการวิเคราะห์ทั้ง 6 หน้าตัดมาสร้างเป็นเส้นชั้นการทรุดตัว ซึ่งเป็นการจำลองเสมือนแบบจำลอง 3 มิติ โดยจะทำให้ทราบได้ว่า ณ บริเวณใดบ้างที่แผ่นคอนกรีตคานหน้ามีพฤติกรรมทรุดตัวหรือการ โกงตัวออก รวมถึงมีหน่วยแรงเกินกำลังต้านทานของคอนกรีต

สำหรับการสร้างเส้นชั้นการทรุดตัวของการทรุดตัวและหน่วยแรงที่กระทำในแผ่นคอนกรีตคานหน้าใช้วิธีการ Interpolation ผลในแต่ละหน้าตัดด้วยความสัมพันธ์แบบ Linear Function และ Quadratic Function ร่วมกับปัจจัยของสภาพฐานราก เพื่อเปรียบเทียบปัจจัยจากการทำ Interpolation

การวิเคราะห์พฤติกรรมการตอบสนองทางพลศาสตร์

1. การรวบรวมงานวิจัยที่เกี่ยวข้องในอดีต

งานวิจัยที่เกี่ยวข้องในอดีตได้รวบรวมไว้ในตารางที่ 20 โดยงานวิจัยในอดีตลำดับที่ 1 และ 2 ใช้คลื่นแผ่นดินที่จำลองขึ้นมาเองเพียงหนึ่งคลื่นแผ่นดินไหว ในการวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์แบบ Dynamic Response และการทรุดตัวถาวรโดยหลักการของ Newmark' Deformation ส่วนงานวิจัยในลำดับที่ 3 มีวิธีการและหลักการเดียวกันกับลำดับที่ 1 และ 2 เพียงแต่เพิ่มจำนวนคลื่นแผ่นดินไหวเป็น 8 เหตุการณ์และใช้คุณสมบัติทางพลศาสตร์ (โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด) ที่ได้จากการทดสอบ Crosshole และ Downhole แต่ทั้งนี้งานวิจัยในลำดับที่ 1-3 จำลองการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ที่มีจำนวนการแบ่งชิ้นส่วน (Mesh) ที่น้อย

ตารางที่ 20 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์เขื่อนนชิราลงกรณ

ลำดับ	หัวเรื่อง	หน่วยงาน	ปี
1	Earthquake resistance of embankment dam - Khao Laem Dam	Wang, Chi-sheng, AIT	1982
2	Slope Stability of Embankment Dams under Seismic Action "A Case of Khao Laem Dam"	Tejpal Singh Bhatia, AIT	1983
3	Dynamic Analysis of Khao Leam Dam	SMEC	1984
4	Dam Safety Analyses of Earth and Rockfill Dams Induced by Earthquakes Using Dynamic Response Analysis Method : Case Study of Srinagarind Dam"	Kriengkrai Tansupo, Kasetsart University	2008

สำหรับในงานวิจัยของเขื่อนศรีนครินทร์ (เกรียงไกร, 2551) และในงานวิจัยนี้ใช้หลักการวิเคราะห์แบบ Dynamic Response ที่แบ่งชิ้นส่วนได้ละเอียดมากขึ้น โดยใช้คุณสมบัติทางพลศาสตร์ (โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด) ที่ได้จากการทดสอบในสนามโดยวิธี SASW (Bay and Chaiprakaikew, 2006) และใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่มีบันทึกไว้จริงในโลกนี้สำหรับการวิเคราะห์ สำหรับข้อแตกต่างระหว่างงานวิจัยทั้ง 2 นี้ ได้แก่ ในงานวิจัยนี้มีกระบวนการคัดเลือกคลื่นให้เหลือคลื่นที่มีองค์ประกอบครอบคลุมทุกตัวแปรและคลื่นที่บันทึกได้บนชั้นหินมาทำการวิเคราะห์ และ

นอกจากนี้กระบวนการวิเคราะห์การทรุดตัวถาวรก็เปลี่ยนจากการใช้ทฤษฎีของ Newmark มาใช้หลักการทาง Finite Element ที่เรียกว่าการวิเคราะห์ Dynamic Deformation

2. การรวบรวมข้อมูลความเร่งกับเวลาของแผ่นดินไหว

ข้อมูลในการศึกษาคลื่นแผ่นดินไหวได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นจริงทั่วโลกที่บันทึกไว้โดย Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) 27 เหตุการณ์ (จำนวน 373 คลื่น) ดังตารางที่ 21 โดยแบ่งเป็นคลื่นที่มีขนาด 5-6 Mw 18 คลื่น, ขนาด 6-7 Mw 313 คลื่น และขนาด 7-8 Mw 42 คลื่น คลื่นแผ่นดินไหวทุกคลื่นผ่านการคัดเลือกโดยใช้เงื่อนไขของสภาพฐานรากที่เหมาะสมกับพื้นที่ศึกษา รวมถึงพิจารณาระยะห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหวเป็นระยะทางที่ห่างที่กระทำกับตัวเขื่อนอุทธรณ์

3. การวิเคราะห์ห้วงค์ประกอบและการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหว

ใช้โปรแกรมการวิเคราะห์คลื่น SeismoSignal เวอร์ชัน 3.1.0 (SeismoSoft Ltd, 2009) วิเคราะห์ห้วงค์ประกอบของอัตราเร่งของพื้นดินที่ตรวจวัดได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆ ซึ่งได้แก่ ตัวแปรด้านขนาด (Amplitude Parameters) ด้านส่วนประกอบความถี่ (Frequency Content) และตัวแปรด้านระยะเวลา (Duration Parameters) เพื่อให้ทราบถึงลักษณะตัวแปรต่างๆ ตลอดจนความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรต่างๆ กับองค์ประกอบอื่นๆ ของคลื่นแผ่นดินไหว เช่น ระยะห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหวและขนาดแผ่นดินไหวที่มีผลกระทบต่อเสถียรภาพความมั่นคงของเขื่อนอุทธรณ์-ราลงกรณ์ เป็นต้น

ตัวแปรที่ได้จากการวิเคราะห์ประกอบไปด้วยขนาดของอัตราเร่งของพื้นดินประเภทต่างๆ ได้แก่ PGA (Peak Ground Acceleration), SMA (Sustained Maximum Acceleration) และ EDA (Effective Design Acceleration) ตัวแปรด้านความถี่ ได้แก่ Predominant Period, T_p และตัวแปรด้านระยะเวลา ได้แก่ Bracket Duration รวมถึงตัวแปรอื่นๆ เช่น Arias Intensity, I_a ทั้งนี้ตัวแปรดังกล่าวจะนำไปใช้ในการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการวิเคราะห์ โดยหลักการสำหรับการเลือกคลื่นวิเคราะห์ประกอบไปด้วย

ตารางที่ 21 รายละเอียดข้อมูลแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์

แผ่นดินไหว (ข้อมูลเหตุการณ์ / ปี)	สถานที่	จำนวนข้อมูล	ขนาดแผ่นดินไหว
Kocaeli, Turkey 1999	ตุรกี	15	7.4 MI
Tabas, Iran 1978	อิหร่าน	3	7.4 MI
Landers 1992	สหรัฐอเมริกา	12	7.3 Mw
Cape Mendocino 1992	สหรัฐอเมริกา	3	7.1 MI
Duzce, Turkey 1999	ตุรกี	9	7.1 MI
Loma Prieta 1989	สหรัฐอเมริกา	81	6.9 Mw
Nahanni, Canada 1985	แคนาดา	8	6.8 MI
Gazli, USSR 1976	สหรัฐอเมริกา	3	6.8 MI
Spitak, Armenia 1988	อาร์เมเนีย	3	6.8 Mw
Northridge 1994	สหรัฐอเมริกา	45	6.7 MI
Superstition Hills(B) 1987	สหรัฐอเมริกา	2	6.7 MI
San Fernando 1971	สหรัฐอเมริกา	39	6.6 MI
Imperial Valley 1979	สหรัฐอเมริกา	3	6.5 Mw
Georgia, USSR 1991	สหรัฐอเมริกา	3	6.2 Mw
Morgan Hill 1984	สหรัฐอเมริกา	9	6.2 Mw
Helena, Montana 1935	สหรัฐอเมริกา	3	6.2 MI
Chalfant Valley 1986	สหรัฐอเมริกา	12	6.2 Mw
Parkfield 1966	สหรัฐอเมริกา	6	6.1 MI
Friuli, Italy 1976	อิตาลี	6	6.1, 6.5 MI
Victoria, Mexico 1980	เม็กซิโก	3	6.1 Mw
Oroville 1975	สหรัฐอเมริกา	2	6.0 MI
Whittier Narrows 1987	สหรัฐอเมริกา	15	6.0 MI
N. Palm Springs 1986	สหรัฐอเมริกา	21	6.0 Mw
Helena, Montana 1935	สหรัฐอเมริกา	3	6.0 Mw
Santa Barbara 1978	สหรัฐอเมริกา	3	6.0 Mw
Coalinga 1983	สหรัฐอเมริกา	34	5.8,6.4 MI
Mammoth Lakes 1980	สหรัฐอเมริกา	24	5.7, 6.0,6.16.3 Mw

- ขนาดความเร่งของพื้นดิน (PGA) ครอบคลุมช่วงที่สนใจ โดยจะเลือกคลื่นแผ่นดินไหวให้มีอัตราเร่งสูงที่สุดในการวิเคราะห์ ซึ่งในการศึกษานี้มีอัตราเร่งสูงสุดตั้งแต่ 0.065g ถึง 1.264g

- ช่วงระยะเวลาการสั่นยาว (Long Duration) เนื่องจากแผ่นดินไหวที่มีคลื่นการสั่นยาวจะทำให้แรงกระทำเป็นแบบแรงกระทำซ้ำ ดังนั้นโอกาสที่จะส่งผลกระทบต่อโครงสร้างเขื่อนก็จะมีโอกาสสูงขึ้นตาม

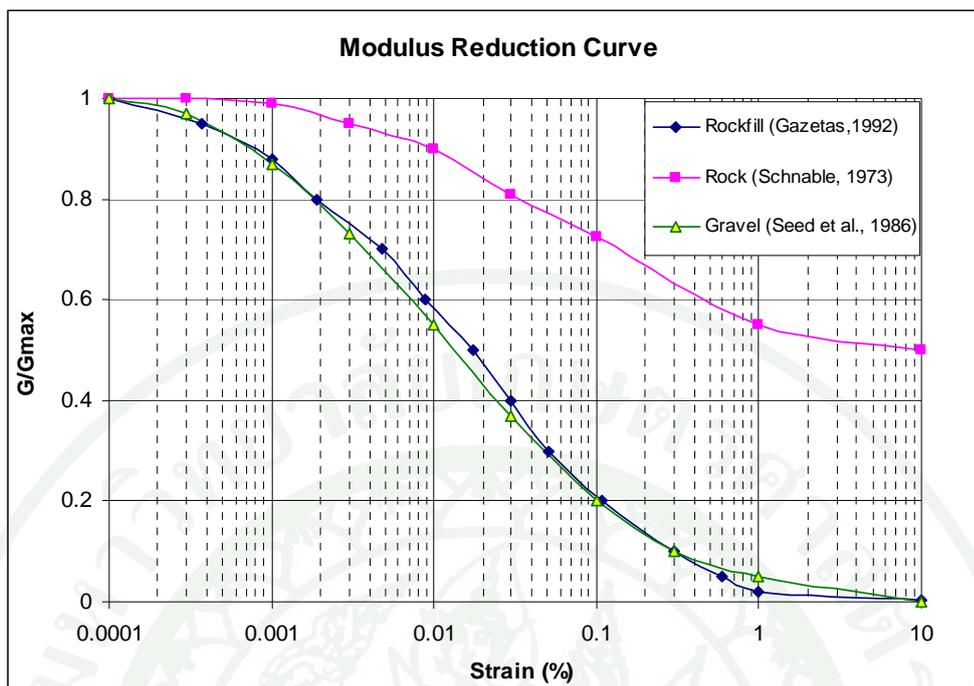
- Period (หรือ Frequency) ตรงกับความถี่ธรรมชาติของตัวเขื่อน เพราะจะทำให้เกิดปรากฏการณ์การสั่นพ้อง และจะมีโอกาสส่งผลกระทบที่รุนแรงที่สุดต่อตัวเขื่อน

4. การศึกษาและวิเคราะห์คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของวัสดุตัวเขื่อน

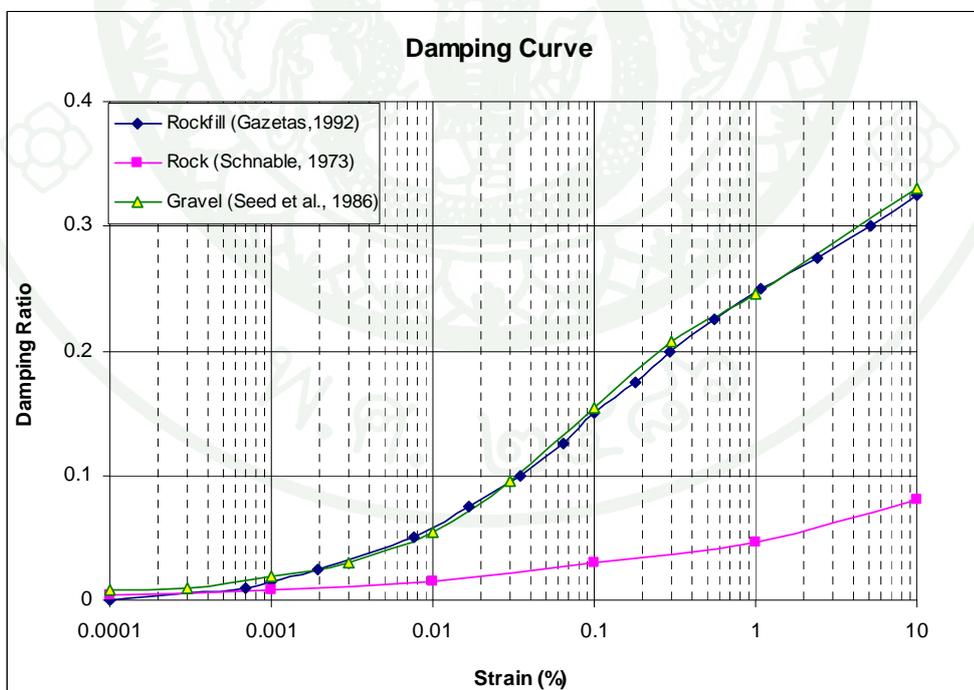
- ศึกษาเพื่อเลือกใช้ข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสเฉือนและอัตราส่วนความหน่วงกับความเครียด (Modulus Reduction and Damping Curve) ของวัสดุประเภท Granular โดยใช้ข้อมูลจากงานวิจัยของ Seed and Idriss (1970) และ Gazetas (1992) เป็นตัวแทนของหินถมตัวเขื่อน และใช้ข้อมูลจาก Schnable (1973) เป็นตัวแทนของหินฐานราก เนื่องจากดังแสดงในรูปที่ 104 และ 105 ตามลำดับ

- รวบรวมข้อมูลการสำรวจค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนตามความลึก (Shear wave velocity profile) ของเขื่อนขั้วกลางกรณีจากการทดสอบโดยวิธี Crosshole และ Downhole (SMEC, 1984) และการทดสอบ SASW (Bay and Chairakaikeow, 2006) จากนั้นใช้ความสัมพันธ์ของความเร็วคลื่นแรงเฉือนกับหน่วยน้ำหนักในการคำนวณค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด

- รวบรวมข้อมูลค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด (Maximum Shear Modulus) จากงานวิจัยต่างๆ ดังแสดงในตารางที่ 22 เปรียบเทียบกับค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดจากผลการคำนวณด้วยความเร็วคลื่นแรงเฉือน



ภาพที่ 104 Modulus Reduction Curve ของหินฐานรากและหินถมตัวเชื่อมที่ใช้ในการวิเคราะห์



ภาพที่ 105 Damping Curve ของหินฐานรากและหินถมตัวเชื่อมที่ใช้ในการวิเคราะห์

ตารางที่ 22 โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด (Maximum Shear Modulus) จากงานวิจัยต่างๆ

Researcher	Apparatus	Type	Max. Size (mm)	Gmax Equation	Unit
Seed and Idriss (1970)	-	Sand and Gravel	-	$1000K_{2,\max}(\sigma'_m)^{0.5}$	psf
Prange (1981)	Large Torsion Resonant Column	Railroad Ballast	70	$\frac{7230(2.97 - e)^2}{(1 + e)(\sigma'_m)^{0.38}}$	kPa
Kokusho and Esashi (1981)	Cyclic Triaxial	Crushed Rock	-	$\frac{13000(2.17 - e)^2}{(1 + e)(\sigma'_m)^{0.55}}$	kPa
Kokusho and Esashi (1981)	Cyclic Triaxial	Round Gravel	-	$\frac{8400(2.17 - e)^2}{(1 + e)(\sigma'_m)^{0.50}}$	kPa
Baba (1982)	Dynamic Triaxial	Crushed Sandstone	9.51	$\frac{440(2.97 - e)^2}{(1 + e)(\sigma'_m)^{0.55}}$	ksc
Nishio <i>et al.</i> (1985)	Triaxial	Rock	10	$\frac{9360(2.17 - e)^2}{(1 + e)(\sigma'_m)^{0.44}}$	kPa
Tanake <i>et al.</i> (1987)	Triaxial	Rock	10	$\frac{3080(2.17 - e)^2}{(1 + e)(\sigma'_m)^{0.60}}$	kPa
Gato <i>et al.</i> (1987)	Triaxial	Rock	2	$\frac{1200(2.97 - e)^2}{(1 + e)(\sigma'_m)^{0.85}}$	kPa

- วิเคราะห์หาค่าคาบธรรมชาติของตัวเขื่อนโดยวิธี Shear Beam Approach ซึ่ง Gazetas 1982 ได้พัฒนาสมการสำหรับการหาค่าคาบธรรมชาติ เมื่อพิจารณาที่โหมดการสั่นต่างๆ ดังสมการที่ 35

$$T = \frac{16\pi}{(4 + m)(2 - m)\beta_1} \cdot \frac{H}{V_s} \quad (35)$$

เมื่อ H คือ ความสูงเขื่อน

m, β_n คือ สัมประสิทธิ์ขึ้นกับโหมดของการสั่น ซึ่งสามารถหาได้จากตารางที่ 23

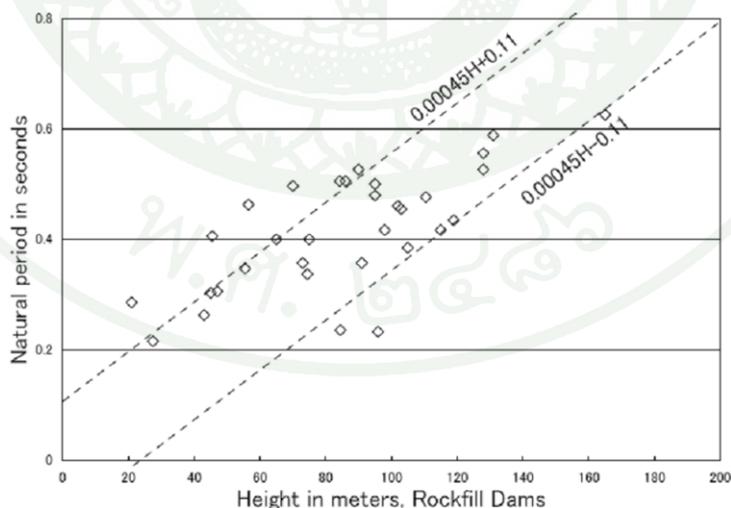
ตารางที่ 23 ค่า β_n สำหรับโหมดการสั่นต่างๆ

m	β_n				
	n				
	1	2	3	4	5
0.00	2.404	5.520	8.654	11.792	14.931
0.50	2.903	6.033	9.171	12.310	15.451
0.57	2.999	6.133	9.273	12.413	15.554
0.67	3.142	6.283	9.525	12.566	15.708
1.00	3.382	7.106	10.174	13.324	16.471

ที่มา: Gazetas (1982)

นอกจากนี้ใช้ข้อมูลการหาคาบธรรมชาติของเขื่อนประเภทหินถม จากงานวิจัยของของ Ohmachi and Tokimutsu (1982) ซึ่งรวบรวมการวิเคราะห์หาคาบธรรมชาติของเขื่อนหินถมจำนวน 32 เขื่อน ดังแสดงในสมการที่ 36 และภาพที่ 106 ตามลำดับ

$$T = \frac{0.45}{100} H \pm 0.11 \quad (36)$$

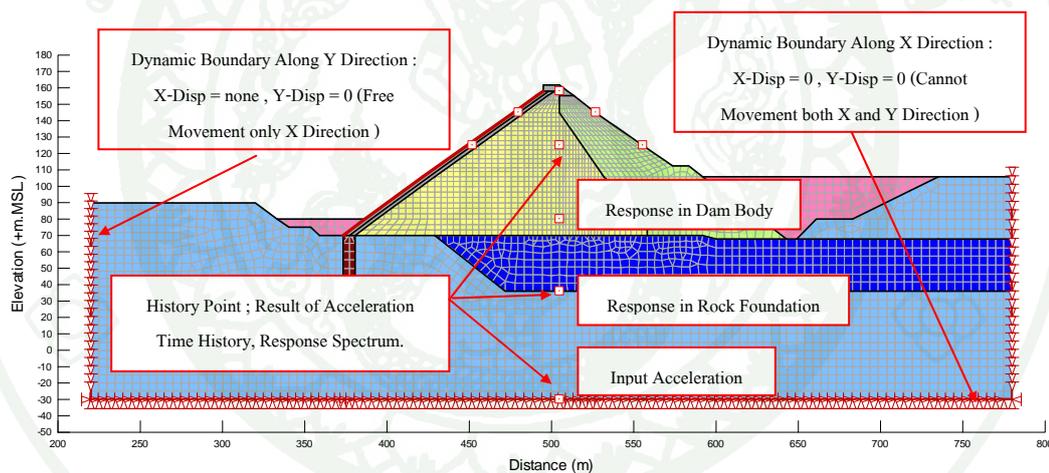


ภาพที่ 106 Natural Period of rockfill dam

ที่มา: Ohmachi and Tokimutsu (1982)

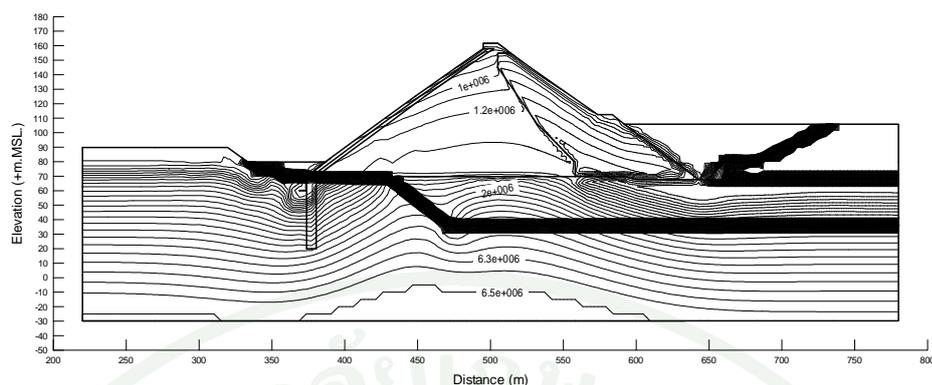
5. การวิเคราะห์การตอบสนองของเขื่อนต่อแรงกระทำแผ่นดินไหว

การวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์ใช้โปรแกรม QUAKE/W เวอร์ชัน 2007 โดยสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์โดยวิธีไฟไนต์อีลีเมนต์แบบ 2 มิติ และใช้ความสัมพันธ์ของวัสดุทางพลศาสตร์แบบ Linear Equivalent ซึ่งเป็นแบบจำลองที่มีความเป็น Elastic ในระหว่างที่มีการสั่นของแผ่นดินไหว เพื่อหาพฤติกรรมการตอบสนองของเขื่อนต่อแรงกระทำแผ่นดินไหว โดยใช้แรงกระทำแผ่นดินไหวในรูปแบบต่างๆ ที่กล่าวมาข้างต้นกระทำบริเวณฐานเขื่อน โดยในการวิเคราะห์ได้จำลองหน้าตัดเขื่อนและขอบเขตปัญหา (Boundary Condition) ของการวิเคราะห์ดังแสดงในภาพที่ 107 สำหรับรอยต่อระหว่างหินถมตัวเขื่อนกับแผ่นคอนกรีตคานหน้าไม่สามารถจำลองให้เคลื่อนที่อิสระต่อกันได้ ดังนั้นจึงได้กำหนดให้รอยต่อนี้ยึดติดไปด้วยกันในช่วงรับแรงแผ่นดินไหว

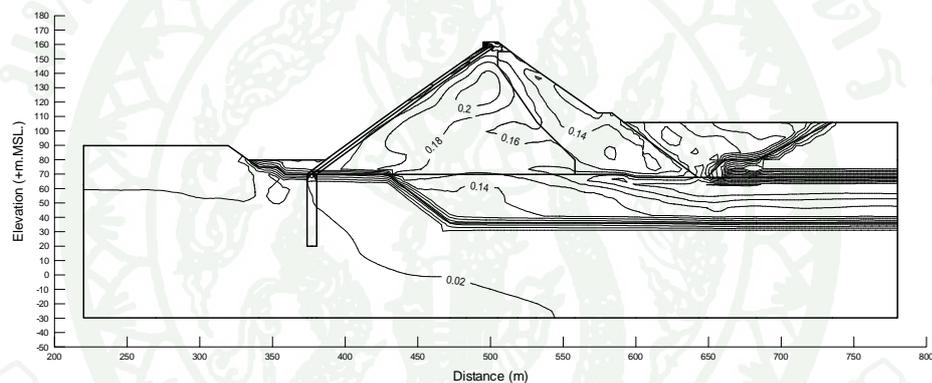


ภาพที่ 107 แบบจำลองการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์และขอบเขตของปัญหา (Ch.590)

คุณสมบัติของวัสดุทางพลศาสตร์ ได้แก่ค่า Maximum Shear Modulus และ Damping Ratio จากแบบจำลอง Linear Equivalent Elastic จะขึ้นอยู่กับค่า Static Mean Effective Stress ซึ่งได้จากการวิเคราะห์ในสภาวะสถิตย์ศาสตร์ ภาพที่ 108 และ 109 แสดงขอบเขตของค่า Maximum Shear Modulus และ %Damping Ratio ที่ขึ้นอยู่กับ Mean Effective Stress



ภาพที่ 108 ขอบเขตค่า Maximum Shear Modulus (kPa) ตามความสัมพันธ์ของค่า Mean Effective Stress (Ch.590)



ภาพที่ 109 ขอบเขตค่า % Damping Ratio ตามความสัมพันธ์ของค่า Mean Effective Stress (Ch.590)

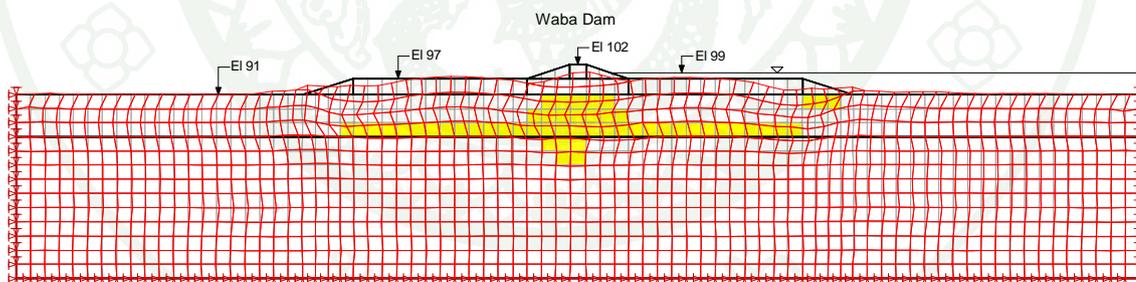
6. การวิเคราะห์การทรุดตัวของเขื่อนจากแรงกระทำแผ่นดินไหว

การวิเคราะห์การทรุดตัวของเขื่อนอุทธรเขื่อนวชิราลงกรณ ใช้ผลของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในการวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์ โดยนำมาวิเคราะห์ตามระเบียบวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ด้วยแบบจำลอง Dynamic Deformation และนอกจากนั้นได้ใช้วิธีการประมาณจากข้อมูลทางสถิติของ Swaisgood (1998) เพื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ ทั้งนี้ไม่ได้ใช้วิธีการของ Newmark มาวิเคราะห์ เนื่องจากวิธี Dynamic Deformation และ Newmark Deformation มีหลักการวิเคราะห์แตกต่างคือวิธี Dynamic Deformation พิจารณาการทรุดตัวเมื่อหน่วยแรงที่เกิดมีค่าเกินกำลังของวัสดุ ในขณะที่วิธีของ Newmark พิจารณาการทรุดตัวเมื่ออัตราเร่งของพื้นดิน (PGA) มีค่าเกินค่า Yield

Acceleration โดยวิธีอินทิเกรตครั้งที่ 2 ของผลต่างของอัตราเร่ง สำหรับหลักการวิเคราะห์ Dynamic Deformation และวิธีของ Swaisgoods มีหลักการวิเคราะห์ ดังนี้

- วิธี Dynamic Deformation

หน่วยแรงรวมจากการวิเคราะห์ในสถานะพลศาสตร์สามารถนำมาประมาณการทรุดตัวถาวร เรียกว่าวิธีนี้ว่า Dynamic Deformation สำหรับหลักการวิเคราะห์ Dynamic Deformation มาจากการนำเอาผลต่างของหน่วยแรงรวมในแต่ละจังหวะการสั่นของคลื่นแผ่นดินไหว ซึ่งวิเคราะห์มาแล้วด้วยแบบจำลอง Dynamic Linear Equivalent มาทำการ Redistribution (Stress Redistribution) โดยแบบจำลองที่ใช้ในการ Redistribution ได้แก่แบบจำลอง Elastic-Plastic เมื่อหน่วยแรงรวมในแต่ละจังหวะการสั่นถูก Redistribution จะทำให้วัสดุมีพฤติกรรม 2 แบบ ได้แก่ ส่วนที่มีความยืดหยุ่น (Elastic Strain) และส่วนที่เป็นพลาสติก (Plastic Strain) ดังแสดงค่าการทรุดตัวที่เป็นพลาสติกจากการวิเคราะห์ของเขื่อน Waba ในภาพที่ 110 สำหรับการหาค่าการทรุดตัวถาวรนั้นจะนำเอาการทรุดตัวในส่วนที่เป็นพลาสติก (Plastic Strain) ในแต่ละจังหวะการสั่น มารวมสะสมตามระยะเวลาการสั่นของคลื่นแผ่นดินไหวของแต่ละอิลิเมนต์ โดย ณ ช่วงเวลาสุดท้ายของคลื่นแผ่นดินไหว ค่าการทรุดตัวสะสมสุดท้ายจะเป็นค่าการทรุดตัวถาวร



ภาพที่ 110 ตัวอย่างการวิเคราะห์การทรุดตัวถาวรของเขื่อน Waba

ที่มา: SIGMA/W (2007)

- วิธี Swaisgood (1998)

Swaisgood (1998) ใช้วิธีทางสถิติจากข้อมูลการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงของสันเขื่อนประเภทเขื่อนดินและเขื่อนหินถมต่างๆ จำนวน 58 เขื่อนที่มีผลมาจากแรงกระทำแผ่นดินไหวได้ความสัมพันธ์เป็นสมการเชิงประสพการณ์ เพื่อใช้ประมาณค่าการทรุดตัวของเขื่อนดังสมการที่ 37 โดยได้สรุปปัจจัยที่มีผลต่อการทรุดตัว ได้แก่ขนาดของอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน ขนาดของแผ่นดินไหว ระยะห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหวหรือรอยเลื่อนและชนิดของเขื่อน

$$CS = SEF \times RF \quad (37)$$

เมื่อ CS = ระยะเวลาทรุดตัวในแนวดิ่ง (หน่วยเป็น % ของความสูงเขื่อน)

$$SEF = \text{Seismic Energy Factor } SEF = e^{(0.72M + 6.28PGA - 9.1)}$$

RF = Resonance Factor ($2.0D^{-0.35}$ สำหรับเขื่อนดินถม, $8.0D^{-0.35}$ สำหรับเขื่อน Hydraulic Fill และ $0.12D^{-0.61}$ สำหรับเขื่อนหินถม)

ขั้นตอนในการวิเคราะห์ดังนี้

1. หาขนาดและอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดินของแผ่นดินไหวที่กระทำกับฐานรากเขื่อนเพื่อหาค่า Seismic Energy Factor (SEF)
2. หา ระยะห่างจากจุดกำเนิดแผ่นดินไหวของฐานรากเขื่อนและประเภทของเขื่อนเพื่อหาค่า Resonance Factor (RF)
3. หาการทรุดตัวถาวรของสันเขื่อนโดยเทียบเป็นเปอร์เซ็นต์กับความสูงของเขื่อน

7. การวิเคราะห์การตอบสนองและการทรุดตัวทางพลศาสตร์ในกรณีต่างๆ

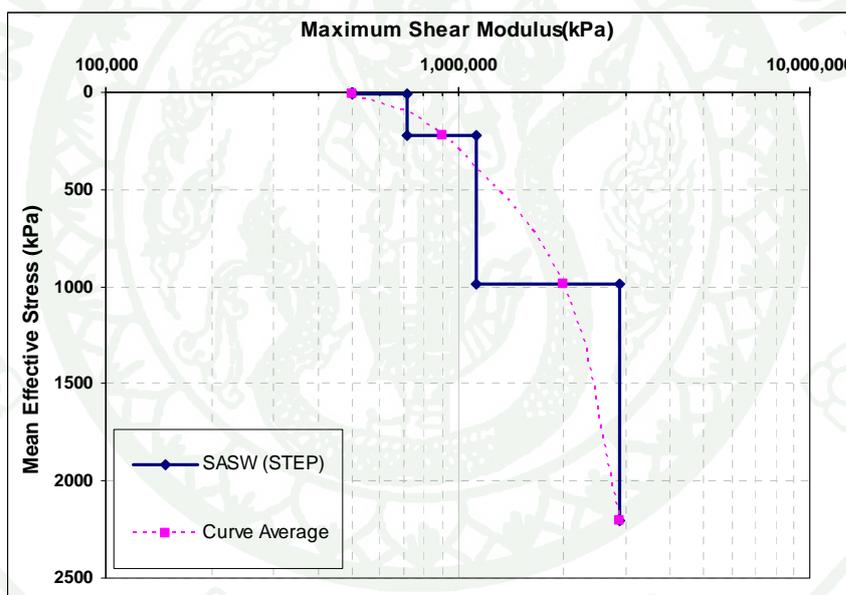
ผลของการวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์จากการนำอัตราเร่งของพื้นดินมากระทำที่บริเวณฐานรากเขื่อน จะทำให้เขื่อนมีการตอบสนองต่อแรงกระทำและเกิดอัตราเร่งของพื้นดินในบริเวณต่างๆ ของตัวเขื่อนแตกต่างกันออกไป ทั้งนี้ผลจากการตอบสนองทางพลศาสตร์ดังกล่าวจะทำให้เขื่อนมีพฤติกรรมระหว่างรับแรงแผ่นดินไหวอย่างไร จึงได้ประเมินพฤติกรรมเขื่อนระหว่างรับแรงแผ่นดินไหวในรูปแบบต่างๆ แสดงได้ดังต่อไปนี้

- พฤติกรรมการขยายอัตราเร่งในหินถมตัวเขื่อนเมื่อพิจารณาที่ค่า PGA (Ch.590) โดยการนำเอาขนาด PGA สูงสุด ณ ตำแหน่งต่างๆ มาเปรียบเทียบกับค่า PGA ที่ฐานรากเขื่อน
- พฤติกรรมการขยายอัตราเร่งในหินถมตัวเขื่อนเมื่อพิจารณาที่ค่าความถี่เดียวกัน (Ch.590) โดยการนำเอาขนาด Sa (Spectral Acceleration) สูงสุด ณ ตำแหน่งต่างๆ มาเปรียบเทียบกับค่า Sa ที่ฐานรากเขื่อน โดยพิจารณาที่ค่าความถี่เดียวกัน
- พฤติกรรมการขยายอัตราเร่งของชั้นหิน Plum Pudding (Ch.590) โดยพิจารณาทั้งค่าอัตราส่วนของ PGA และ Spectrum Acceleration
- พฤติกรรมการเคลื่อนตัวตลอดความสูงเขื่อน (Ch.590) โดยใช้จุดอ้างอิงที่ฐานรากเขื่อนเปรียบเทียบการเคลื่อน ณ จุดต่างๆ ในตัวเขื่อน เพื่อดูว่าเขื่อนมีการสั่นไหวในโหมดการสั่นหรือมีการเคลื่อนตัวในลักษณะใด เมื่อได้รับแรงแผ่นดินไหว
- พฤติกรรมการตอบสนองทางพลศาสตร์ในบริเวณหน้าตัดอื่นๆ เมื่อพิจารณาที่ค่า PGA และเมื่อพิจารณาที่ค่าความถี่เดียวกัน โดยการเพิ่มหน้าตัดการวิเคราะห์อีก 5 หน้าตัดได้แก่ Ch.370, Ch.450, Ch.730, Ch.890 และ Ch.1000
- พฤติกรรมการเปลี่ยนแปลงสภาพ Stress และ Strain ในหินถมตัวเขื่อนหลังจากได้รับแรงกระทำแผ่นดินไหว เปรียบเทียบกับสภาวะสถิตย์ศาสตร์

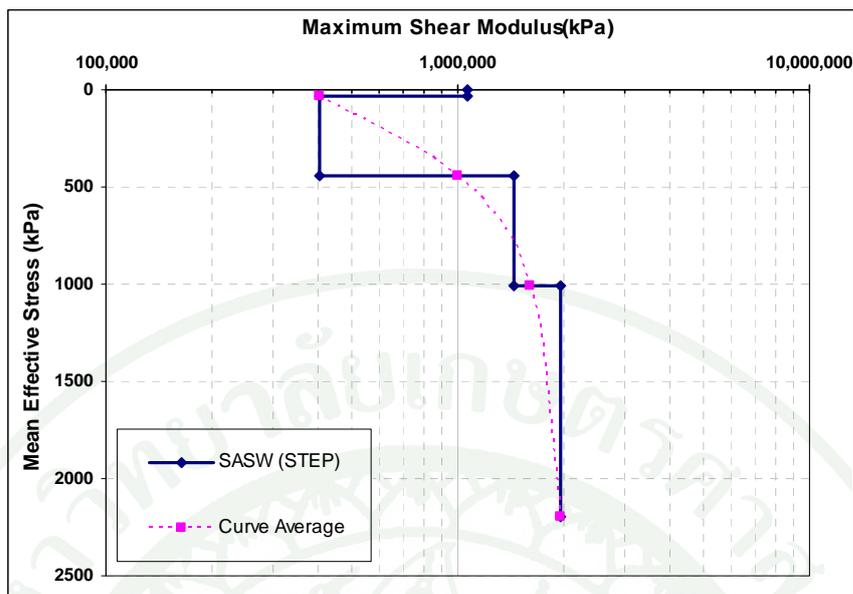
- การทรุดตัวและเคลื่อนตัวถาวรในบริเวณต่างๆ ของตัวเขื่อนและการเปรียบเทียบการทรุดตัวถาวรกับวิธีของ Swaisgood ซึ่งใช้ข้อมูลจริงทางสถิติในการประเมินการทรุดตัวของสันเขื่อน

- การทรุดตัวตลอดความยาวเขื่อน โดยการเพิ่มหน้าตัดการวิเคราะห์อีก 5 หน้าตัดได้แก่ Ch.370, Ch.450, Ch.730, Ch.890 และ Ch.1000

- พฤติกรรมการเปลี่ยนแปลงของรูปร่างคลื่น ค่าการทรุดตัวถาวร จากการใช้ค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Curve Function และ Step Function (Bay and Chaiprakaikeow, 2006) ดังแสดงในภาพที่ 111 และภาพที่ 112 ตามลำดับ

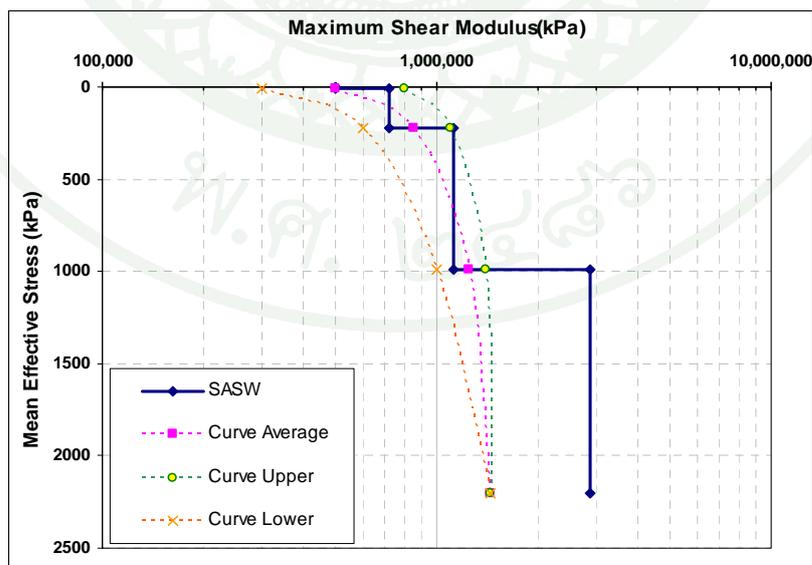


ภาพที่ 111 โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Curve Function และ Step Function ของหินถม 3A

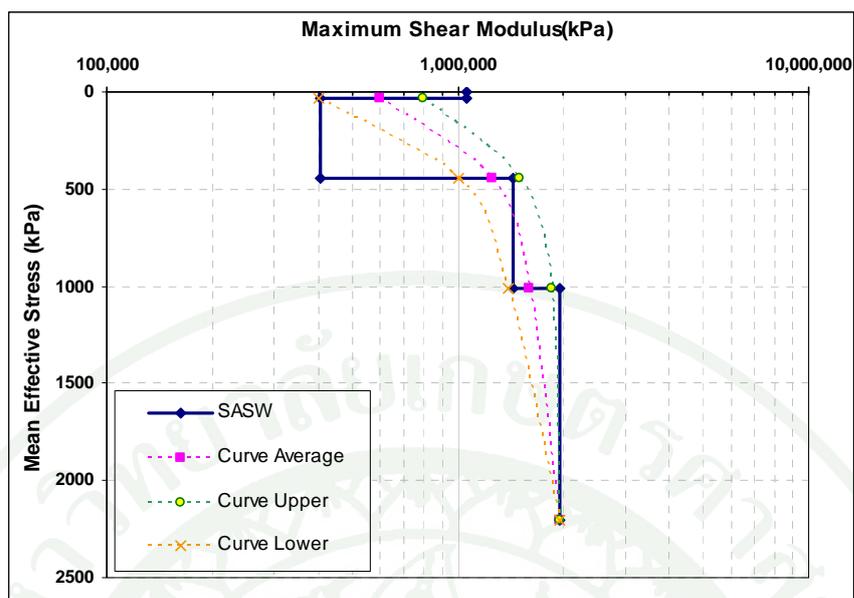


ภาพที่ 112 โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Curve Function และ Step Function ของหินถม 3B

- พฤติกรรมการทรุดตัวของดินจากการความแปรปรวนของค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Curve Function ดังแสดงในภาพที่ 113 และภาพที่ 114 ทั้งนี้การกำหนดขอบเขตของค่า G_{max} แบ่งโดยให้ G_{max} ที่เป็น Upper Boundary ได้มาจากการทดสอบ Downhole, G_{max} ที่เป็น Lower Boundary ได้มาจากการทดสอบ Crosshole และ G_{max} ที่เป็นค่า Average ได้มาจากการทดสอบ SASW



ภาพที่ 113 ขอบเขตบน-ล่างของค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Curve Function สำหรับหินถม 3A



ภาพที่ 114 ขอบเขตบน-ล่างของค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Curve Function สำหรับหินถม 3B

- พฤติกรรมการเคลื่อนตัว ปริมาณการทรุดตัวถาวร จากกรณีการลดระดับน้ำในเขื่อน โดยทดลองเปลี่ยนระดับน้ำจากระดับเก็บกักปกติ (+155 ม.รทก.) ลงมา 2 ระดับ ได้แก่ +145 ม.รทก.และ +135 ม.รทก. ซึ่งเป็นระดับเก็บกักน้ำต่ำสุดของเขื่อน
- พฤติกรรมความปลอดภัยของเขื่อนจากการพิจารณาองค์ประกอบของคลื่นแผ่นดินไหว ในแนวราบร่วมกับแนวตั้งแนวดิ่ง โดยเริ่มจากการวิเคราะห์ Pseudostatic เพื่อหาอัตราส่วนความปลอดภัยจากการใช้คลื่นแนวราบอย่างเดียว และใช้คลื่นแนวราบร่วมกับแนวดิ่ง จากนั้นก็จะใช้คลื่นทั้ง 2 ปัจจัยวิเคราะห์พฤติกรรมทางพลศาสตร์โดยวิธี Dynamic Response
- พฤติกรรมของหน่วยแรงในแผ่นคอนกรีตตาดหน้าเมื่อได้รับแรงกระทำแผ่นดินไหว โอกาสในการแตกร้าว รวมถึงโอกาสในการขยายของรอยแตกร้าว เมื่อรับแรงกระทำแผ่นดินไหว 2 กรณี ได้แก่ คลื่นแผ่นดินไหวที่มีอัตราเร่งสูงสุดในงานวิจัยนี้ ได้แก่ Gazli Earthquake (1.264g) และคลื่นแผ่นดินไหวที่สอดคล้องกับค่า Maximum Credible Earthquake (MCE) ที่ Woodward-Clyde ศึกษาไว้ในปี 1998 ได้แก่ Loma Prieta Earthquake (0.507g)

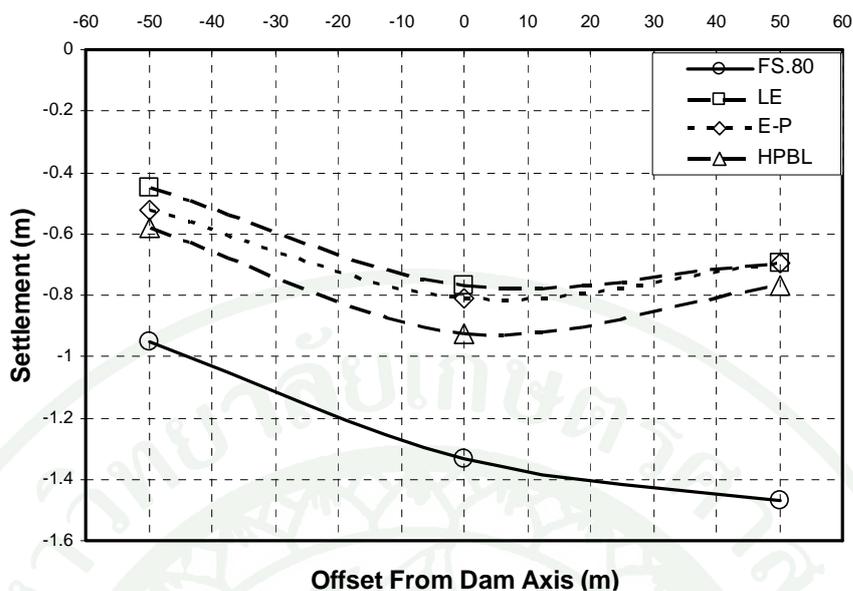
ผลและวิจารณ์

ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมในสถานะสถิตยศาสตร์

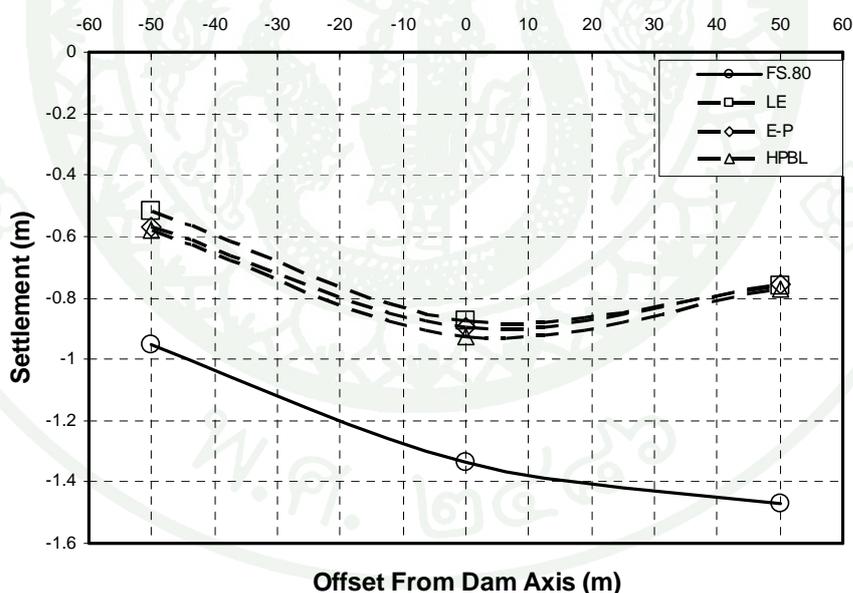
แบบจำลองสำหรับการทรุดตัวของหินถมในระหว่างการก่อสร้าง

แบบจำลองการทรุดตัวของหินถมตัวเชื่อมที่จำลองตามวิธี Stage Construction 3 รูปแบบ ได้แก่ แบบจำลอง Linear Elastic, แบบจำลอง Elastic-Plastic และแบบจำลอง Hyperbolic เมื่อจำลองด้วยคุณสมบัติของวัสดุจากกรณีต่างๆ แล้วเปรียบเทียบกับเครื่องมือวัดพฤติกรรมทรุดตัวที่มีติดตั้งไว้ 3 ระดับ พบว่าที่ระดับฐานรากเขื่อน (+80 ม.รทก.) มีพฤติกรรมการทรุดตัวที่คล้ายกันทั้ง 3 แบบจำลองดังแสดงในภาพที่ 115 ถึงภาพที่ 117 และเมื่อพิจารณาในตำแหน่งของหินถมตัวเชื่อม (+106 ม.รทก. และ +125 ม.รทก.) ดังภาพที่ 118 ถึงภาพที่ 123 พฤติกรรมการทรุดตัวจากแบบจำลอง Hyperbolic จะมีผลที่ใกล้เคียงกับเครื่องมือวัดพฤติกรรมมากกว่าแบบจำลอง Linear Elastic และ Elastic-Plastic เนื่องจากแบบจำลองดังกล่าวจำลองค่าโมดูลัสของวัสดุให้แปรผันตรงกับหน่วยแรงรวมในตัวเชื่อม ซึ่งแตกต่างกับแบบจำลอง Linear Elastic และ Elastic-Plastic ที่พิจารณาให้ทุกบริเวณในตัวเชื่อมมีโมดูลัสเท่ากัน โดยตลอด

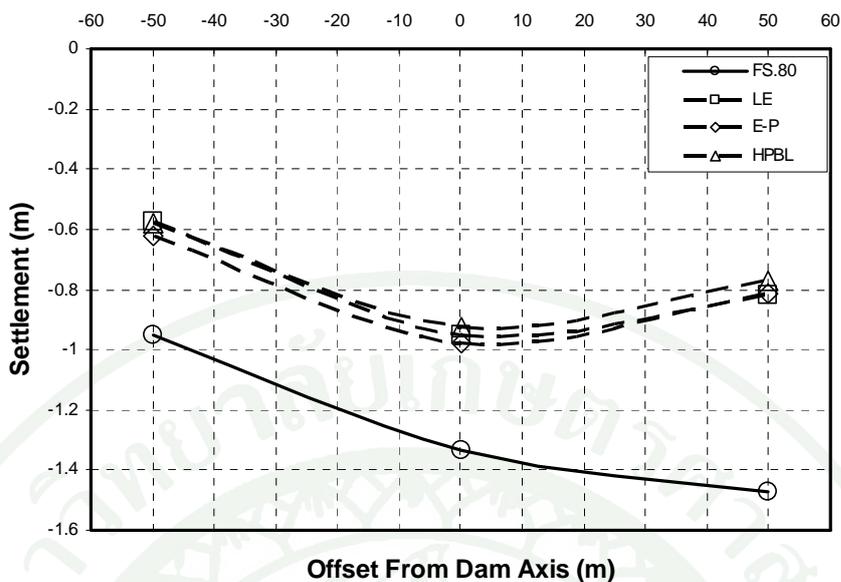
ผลการเปรียบเทียบการทรุดตัวจากแบบจำลองทั้ง 3 กับผลการตรวจวัดโดยเครื่องมือวัดการทรุดตัว ทั้ง Hydrostatic Settlement Cell และ Foundation Settlement Cell ณ ช่วงเวลาที่เริ่มติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรมจนถึงเขื่อนก่อสร้างเสร็จ สามารถสรุปได้ว่าเมื่อพิจารณาการทรุดตัวในแนวตั้งเพียงอย่างเดียว พบว่าแบบจำลอง Hyperbolic แสดงแนวโน้มของการทรุดตัวในแนวตั้งใกล้เคียงกับผลการตรวจวัดมากที่สุดในทุกกรณี ทั้งนี้ผลต่างของปริมาณการทรุดจากแบบจำลอง Hyperbolic กับผลการทรุดตัวจากเครื่องมือวัดการทรุดตัวยังอยู่ในช่วงที่สูงอยู่ ซึ่งสมมติฐานเบื้องต้นคาดว่าอาจเกิดพฤติกรรมการทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลา (Creep Settlement) ของหินถม ซึ่งเป็นพฤติกรรมที่ตรวจพบในเขื่อนหินถมทั่วโลก (Hunter *et al.*, 2000) แต่แบบจำลองทั้ง 3 แบบที่พิจารณาไม่สามารถจำลองพฤติกรรมการทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลา (Creep Settlement) ได้



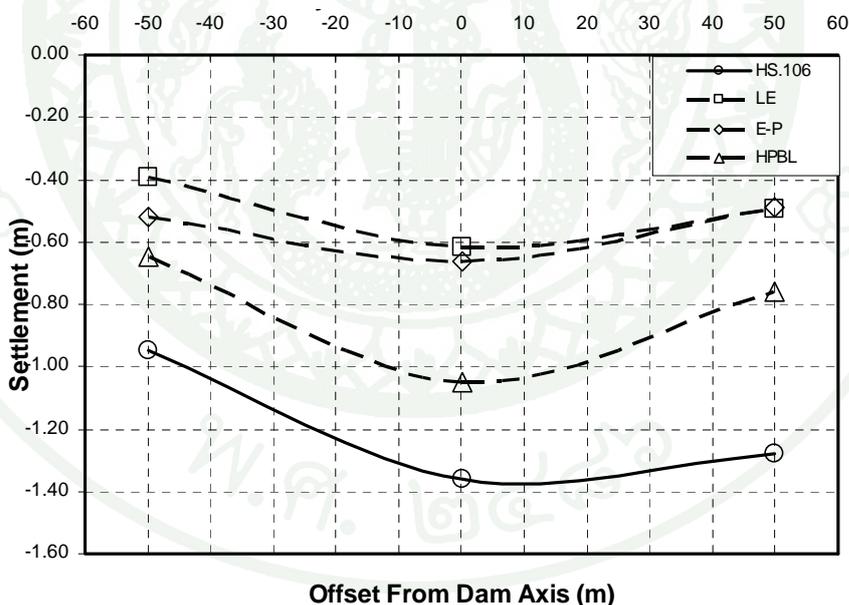
ภาพที่ 115 เปรียบเทียบการทรุดตัวระหว่างก่อสร้างที่ระดับ +80 ม.รทก. เมื่อใช้โมดูลัสจากการคำนวณโดยใช้ค่าการทรุดตัวจาก Hydrostatic Settlement Cell (กรณี E1)



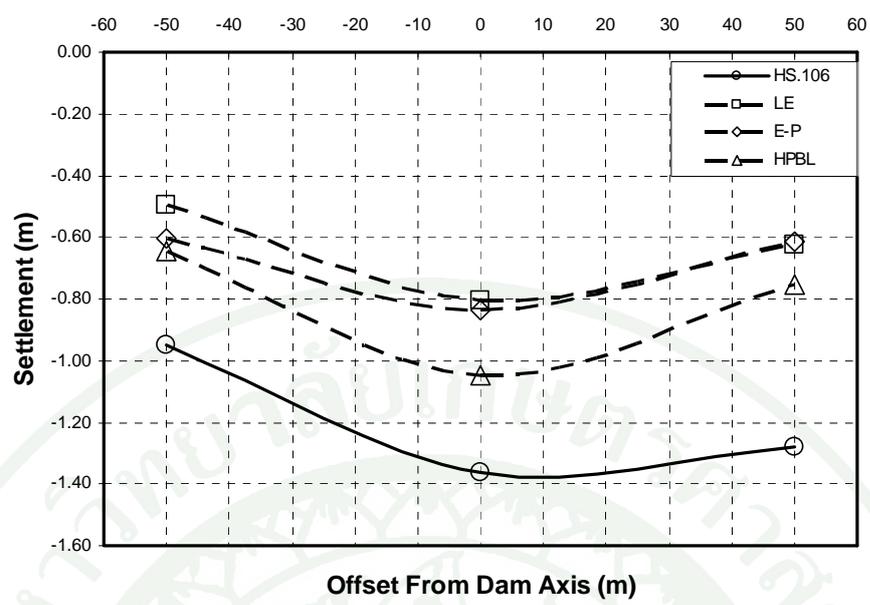
ภาพที่ 116 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ +80 ม.รทก. เมื่อใช้โมดูลัสจากการคำนวณโดยใช้ค่าการทรุดตัวจากการตรวจวัดในระหว่างการก่อสร้าง (กรณี E2)



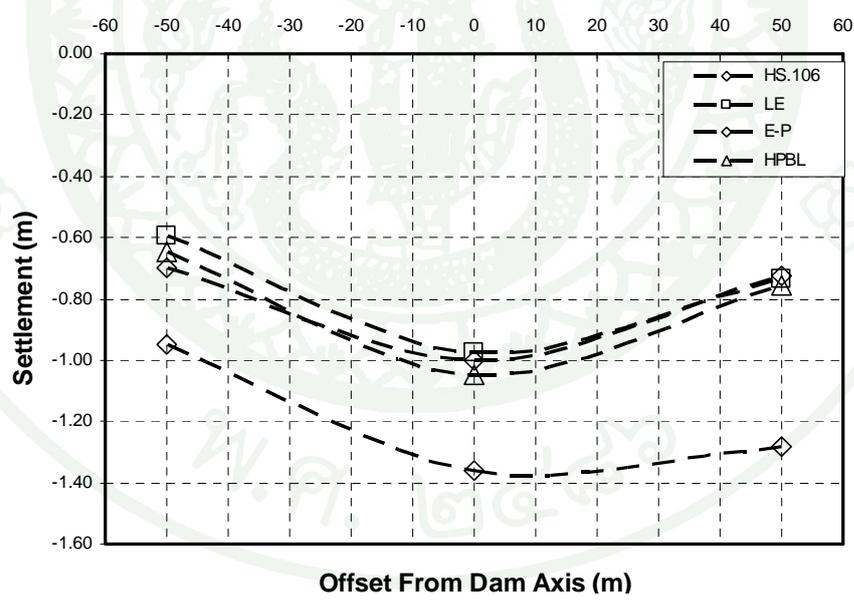
ภาพที่ 117 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ +80 ม.รทก. เมื่อใช้โมดูลัสจากการรวบรวมข้อมูลค่าโมดูลัสของเขื่อน CFRD 30 เขื่อนของ Hunter *et al.* (กรณี E3)



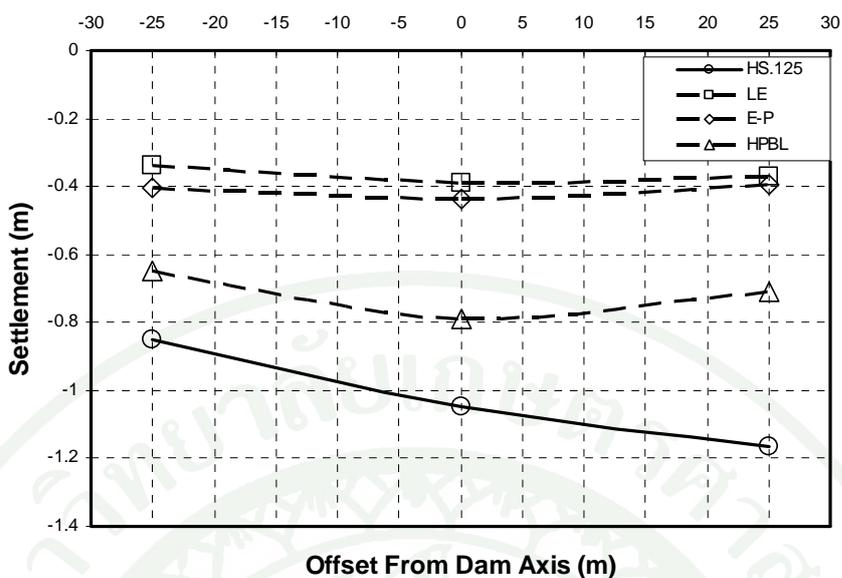
ภาพที่ 118 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ +106 ม.รทก. เมื่อใช้โมดูลัสจากการคำนวณโดยใช้ค่าการทรุดตัวจาก Hydrostatic Settlement Cell (กรณี E1)



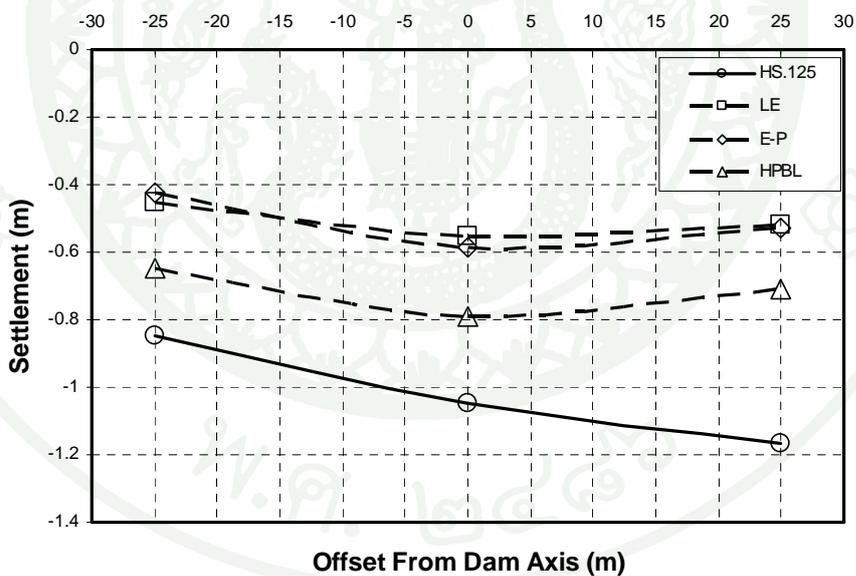
ภาพที่ 119 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ +106 ม.รทก. เมื่อใช้โมดูลัสจากการคำนวณ โดยใช้ค่าการทรุดตัวจากการตรวจวัดในระหว่างการก่อสร้าง (กรณี E2)



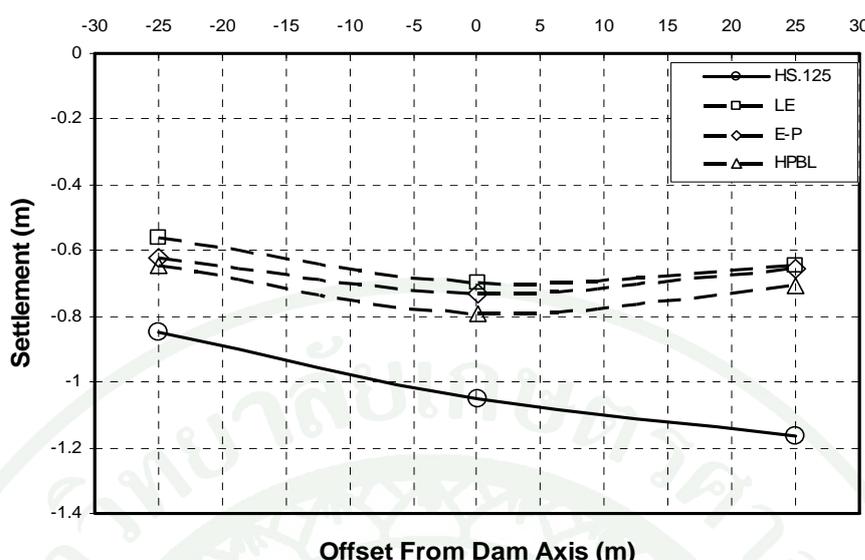
ภาพที่ 120 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ +106 ม.รทก. เมื่อใช้โมดูลัสจากการรวบรวมข้อมูลค่าโมดูลัสของเขื่อน CFRD 30 เขื่อนของ Hunter et al. (กรณี E3)



ภาพที่ 121 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ +125 ม.รทก. เมื่อใช้โมดูลัสจากการคำนวณโดยใช้ค่าการทรุดตัวจาก Hydrostatic Settlement Cell (กรณี E1)



ภาพที่ 122 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ +125 ม.รทก. เมื่อใช้โมดูลัสจากการคำนวณโดยใช้ค่าการทรุดตัวจากการตรวจวัดในระหว่างการก่อสร้าง (กรณี E2)

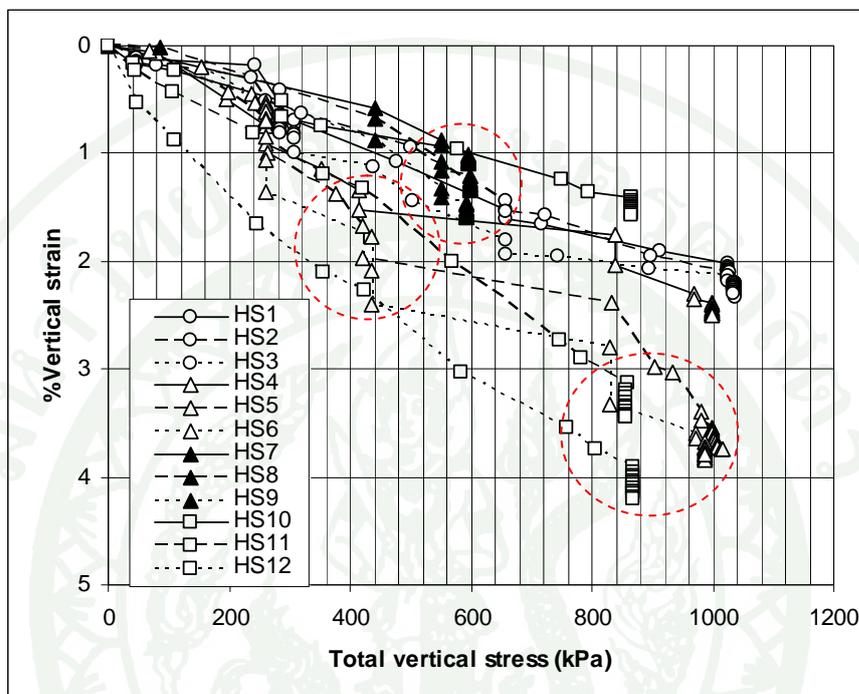


ภาพที่ 123 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ +125 ม.รทก. เมื่อใช้โมดูลัสจากการรวบรวมข้อมูลค่าโมดูลัสของเขื่อน CFRD 30 เขื่อนของ Hunter *et al.* (กรณี E3)

เพื่อตรวจสอบพฤติกรรมทรุดตัวแบบ Creep ของหินถมตัวเขื่อนจึงได้ทำการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและหน่วยการยึดหดตัวจาก Hydrostatic Settlement Cell 12 ตำแหน่งซึ่งติดตั้งภายในเขื่อนชั่วคราวลงในระหว่างการก่อสร้างเขื่อนดังภาพที่ 124 ผลการวิเคราะห์พบว่าวัสดุถมตัวเขื่อนมีพฤติกรรมทรุดตัวโดยที่แรงกระทำคงที่ พฤติกรรมดังกล่าวบ่งบอกถึงการเกิดการทรุดตัวเนื่องจาก Creep ดังนั้นจึงได้ตรวจสอบหาอัตราการทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลาของหินถม ณ ตำแหน่งเครื่องมือวัดพฤติกรรมจำนวน 9 จุด และใช้อัตราดังกล่าวมาคำนวณการทรุดตัวเนื่องจาก Creep ของเขื่อนชั่วคราวตั้งแต่นั้นเริ่มติดตั้ง Foundation Settlement Cell และ Hydrostatic Settlement Cell จนถึงก่อสร้างตัวเขื่อนเสร็จ ซึ่งผลการคำนวณพบว่าการทรุดตัวมีค่าประมาณ 10-30 เซนติเมตร ดังแสดงในตารางที่ 24

เมื่อรวมผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของหินถมตัวเขื่อนจากแบบจำลอง Hyperbolic กับการทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลา ณ ตำแหน่งต่างๆ แล้วเปรียบเทียบกับทรุดตัวจากเครื่องมือวัดพฤติกรรมที่ Ch.590 แสดงในภาพที่ 125 ถึง 127 พบว่าพฤติกรรมทรุดตัวจากแบบจำลองมีค่าใกล้เคียงกับการตรวจวัดจริง สำหรับพฤติกรรมทรุดตัวของหินถมด้านเหนือน้ำจะมีการทรุดตัวน้อยกว่าด้านท้ายน้ำ โดยด้านเหนือน้ำที่ระดับ +106 ม.รทก. เกิดการทรุดตัว 0.948 เมตร และที่ระดับ +125 ม.รทก. เกิดการทรุดตัว 0.776 เมตร ส่วนด้านท้ายน้ำที่ระดับ +106 ม.รทก. เกิดการทรุดตัว 1.186 เมตร และที่ระดับ +125 ม.รทก. เกิดการทรุดตัว 0.925 เมตร ส่วนตำแหน่ง

กึ่งกลางเขื่อน หินถมมีการทรุดตัวสูงสุดโดยระดับ +106 ม.รทก เท่ากับ 1.362 เมตร และที่ระดับ +125 ม.รทก. เท่ากับ 1.002 เมตร นอกจากนี้เมื่อพิจารณาในช่วงการใช้งานของเขื่อนจนถึงปัจจุบันพบว่าหินถมมีทรุดตัวเพิ่มอีกประมาณ 20 เซนติเมตร



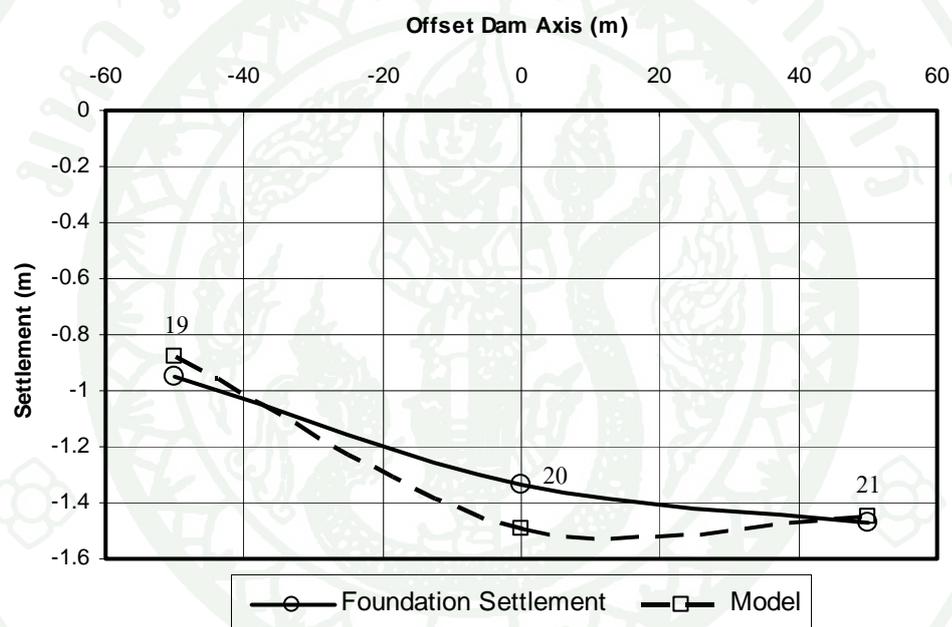
ภาพที่ 124 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงในแนวตั้งและหน่วยการยึดหดตัวของหินถมตัวเขื่อน จาก Hydrostatic Settlement Cell (HS1-HS12)

ตารางที่ 24 ผลการคำนวณการทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลาโดยพิจารณาในช่วงที่เริ่มติดตั้งเครื่องมือวัด จนถึงเขื่อนก่อสร้างเสร็จ

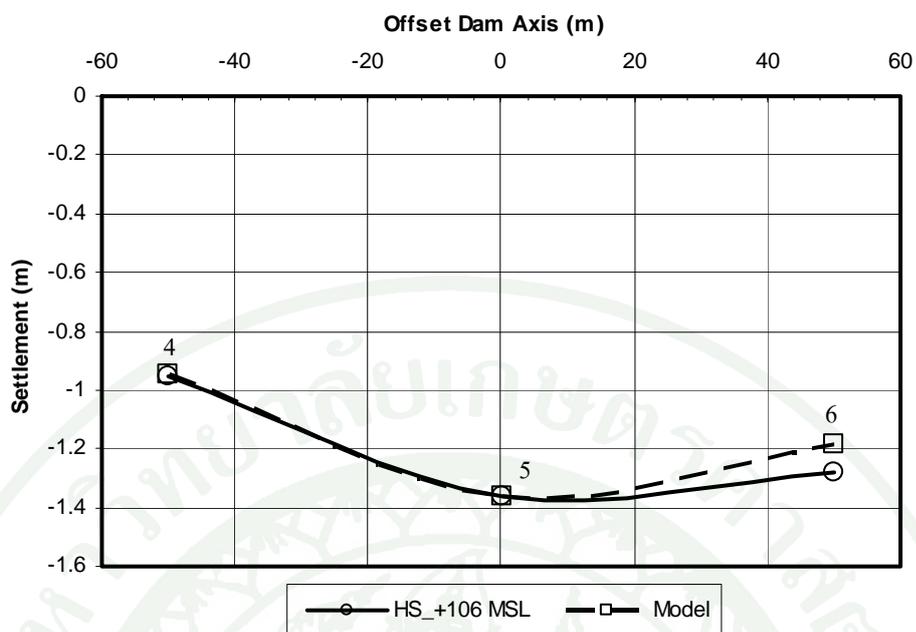
Instrument	α (m/day/cycle)	e	H (m)	Log (t2/t1)	Settlement(m)
FS 19	0.020	0.375	30.0	0.447	-0.195
FS 20	0.021	0.375	44.0	0.447	-0.300
FS 21	0.025	0.375	44.0	0.447	-0.358
HS 4	0.050	0.375	26.0	0.084	-0.079
HS 5	0.065	0.375	26.0	0.084	-0.103

ตารางที่ 24 (ต่อ)

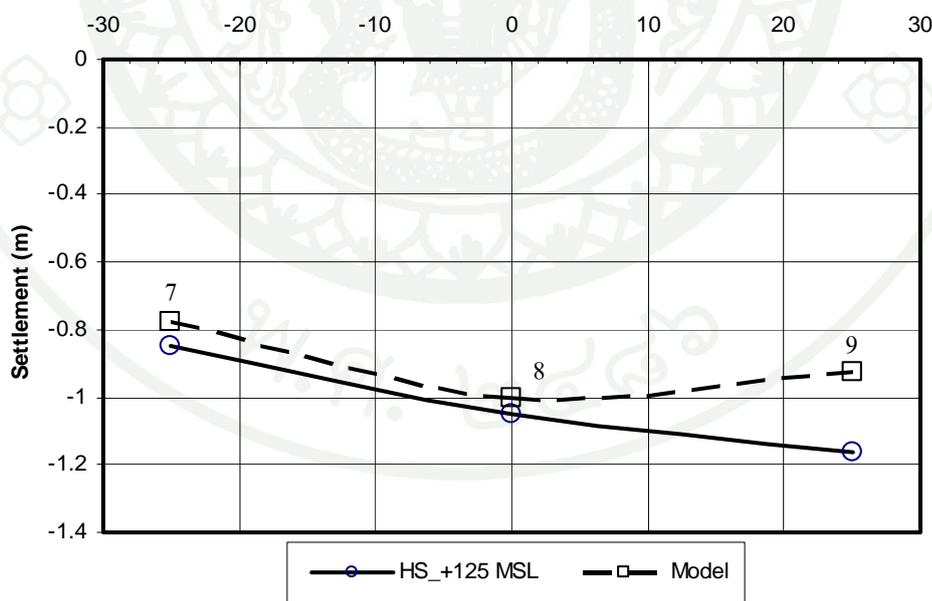
Instrument	α (m/day/cycle)	e	H (m)	Log (t2/t1)	Settlement(m)
HS 6	0.057	0.375	26.0	0.084	-0.091
HS 7	0.072	0.375	19.0	0.234	-0.233
HS 8	0.074	0.375	19.0	0.234	-0.239
HS 9	0.080	0.375	19.0	0.234	-0.259



ภาพที่ 125 เปรียบเทียบผลการทรุดตัวรวมของหินถมตัวเขื่อนที่ระดับ +80 ม.รทก. ระหว่างผลจากแบบจำลอง Hyperbolic ที่พิจารณาผลจาก Creep กับการทรุดตัวจาก Foundation Settlement Cell No 19-21



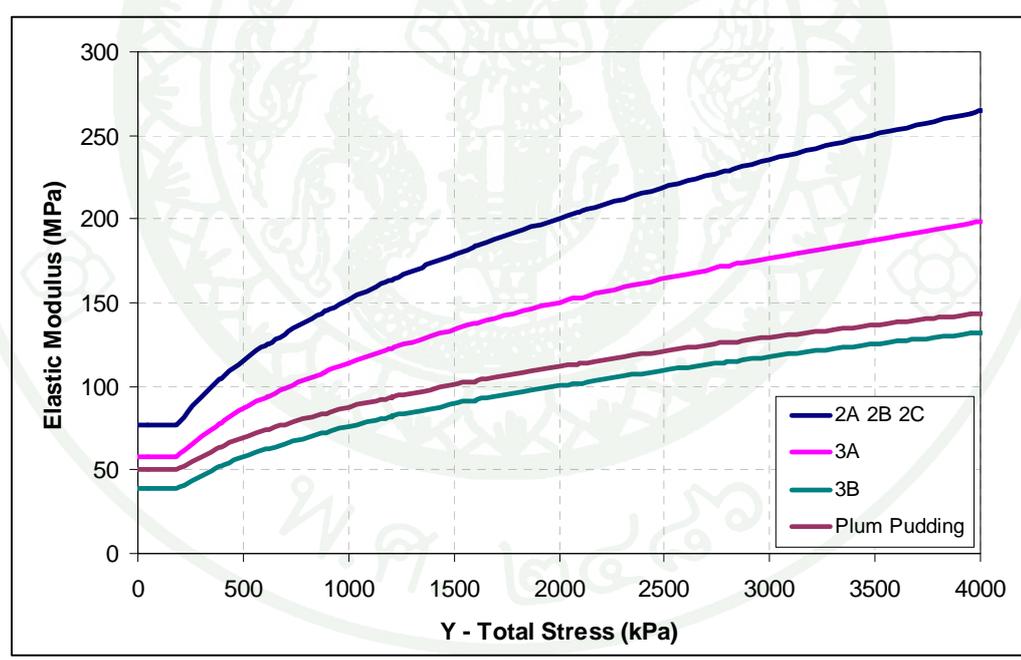
ภาพที่ 126 เปรียบเทียบผลการทรุดตัวรวมของหินถมตัวเขื่อนที่ระดับ +106 ม.รทก. ระหว่างผลจากแบบจำลอง Hyperbolic ที่พิจารณาผลจาก Creep กับการทรุดตัวจาก Hydrostatic Settlement No 4-6



ภาพที่ 127 เปรียบเทียบผลการทรุดตัวรวมของหินถมตัวเขื่อนที่ระดับ +125 ม.รทก. ระหว่างผลจากแบบจำลอง Hyperbolic ที่พิจารณาผลจาก Creep กับการทรุดตัวจาก Hydrostatic Settlement No 7-9

คุณสมบัติค่าโมดูลัสของหินถมตัวเชื่อมที่ใช้ในการวิเคราะห์พฤติกรรมระหว่างการก่อสร้าง

คุณสมบัติค่าโมดูลัสของหินถมที่เหมาะสมกับการวิเคราะห์พฤติกรรมในสภาวะสถิตย์ศาสตร์ เป็นไปตามความสัมพันธ์แบบ Non-Linear Elastic โดยใช้ค่า Initial Elastic Modulus ที่ได้จากการคำนวณโดยใช้ค่าการทรุดตัวจากการทดสอบในระหว่างการก่อสร้างเชื่อม (ค่า E กรณีที่ 2) ทั้งนี้เนื่องจากเป็นค่า Modulus ที่ได้จากกรณีที่ 2 อยู่ในสภาพเดียวกันกับการจำลองการทรุดตัวในระหว่างก่อสร้างเชื่อม สำหรับค่า E จากกรณีที่ 1 ซึ่งได้มาจากการคำนวณจากเครื่องมือวัดพฤติกรรม ให้ค่าที่สูงกว่าค่า E กรณีที่ 2 เนื่องจากเป็นค่าที่ตรวจวัดหลังจากที่เชื่อมก่อสร้างเสร็จและอยู่ในสภาวะเก็บกักน้ำ สำหรับความสัมพันธ์แบบ Non-Linear Elastic (แบบจำลองที่ไม่เป็นเส้นตรงและไม่พิจารณาการครากของวัสดุ) ของ Elastic Modulus กับ Y-Total Stress ของหินถมเชื่อมวชิราลงกรณ ที่เหมาะสมในการวิเคราะห์พฤติกรรมทรุดตัวในระหว่างการก่อสร้างแสดงในภาพที่ 128

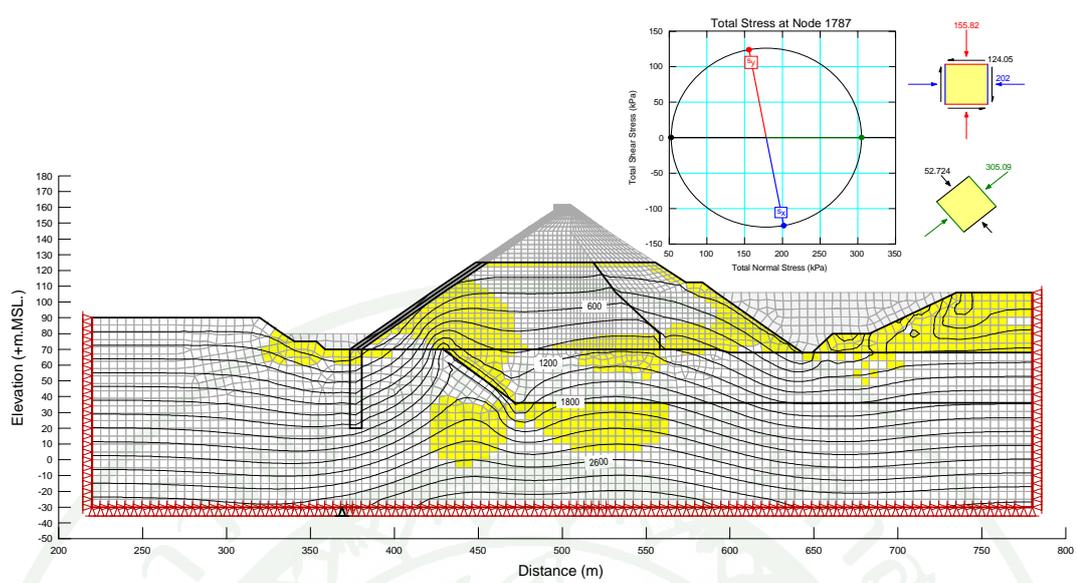


ภาพที่ 128 ความสัมพันธ์แบบ Non-Linear Elastic ที่ใช้ในการวิเคราะห์พฤติกรรมทรุดตัวในระหว่างการก่อสร้างของหินถมเชื่อมวชิราลงกรณ

กระบวนการและแบบจำลองการทรุดตัวของเขื่อนนวิราลงกรณ

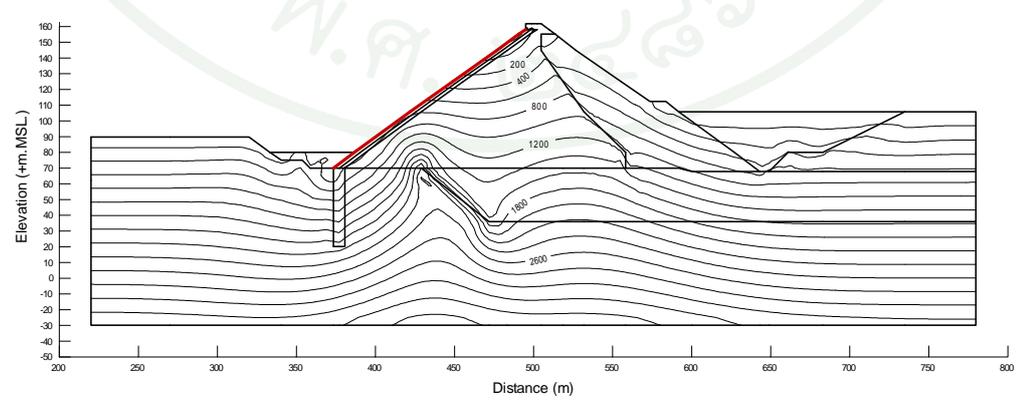
การวิเคราะห์เพื่อหาหน่วยแรงกระทำในตัวเขื่อนในสภาพปัจจุบัน จะต้องทำการจำลอง ตั้งแต่เริ่มก่อสร้างเป็นขั้นตอนจนกระทั่งรับแรงกระทำจากการเก็บน้ำจนถึงปัจจุบัน (Stage Construction) การจำลองหน่วยแรงในระหว่างการก่อสร้างเขื่อน หากใช้แบบจำลองที่มีเงื่อนไขของการครากของวัสดุ (Yield Criteria) เช่นแบบจำลอง Elastic-Plastic หรือ Hyperbolic พบว่าจะทำให้พฤติกรรมทรุดตัวของหินถมบางบริเวณมีการทรุดตัวที่ไม่เป็นไปตามความเป็นจริง โดยเฉพาะกับการจำลองวัสดุที่เป็น Granular Material (Cohesion = 0) เนื่องจากกำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength) ของวัสดุจะมีค่าเข้าใกล้ศูนย์ในบริเวณที่มี Confining Stress (σ_3) น้อยๆ เช่น บริเวณสันเขื่อนหรือผิวของลาดชัน โดยลาดชันเหนือน้ำและท้ายน้ำจะเกิดการคราก (Yield) ดังแสดงในภาพที่ 129 โดยที่พฤติกรรมจริงในสนามบริเวณดังกล่าวจะไม่มีโอกาสเกิดการ Yield เนื่องจากเป็นวัสดุที่สร้างขึ้นจากการบดอัด ดังนั้นกระบวนการวิเคราะห์ในการจำลองหน่วยแรงระหว่างการก่อสร้าง ในช่วง Stage Construction จะต้องเริ่มต้นโดยใช้แบบจำลอง Linear Elastic

อย่างไรก็ตามหากใช้แบบจำลอง Linear Elastic จะทำให้ค่าการทรุดตัวบริเวณสันเขื่อนและผิวของลาดชันเขื่อนมีปริมาณที่น้อยกว่าความเป็นจริง รวมถึงหน่วยแรงในตัวเขื่อนบางตำแหน่งจะมีปริมาณที่มากกว่าความเป็นจริง โดยเฉพาะการจำลองสภาพในระหว่างการก่อสร้าง ดังนั้นเมื่อทำการถมวัสดุในทุกชั้นการก่อสร้างเสร็จสิ้น ขั้นตอนต่อไปเราจะจำลองให้บริเวณที่ Stress ของวัสดุมีค่าเกินค่า Strength ทำการกระจายหน่วยแรงออกไปยังอิเลเมนต์ข้างเคียงเพื่อรักษาสมดุล และเปลี่ยนค่าหน่วยแรงส่วนเกินที่เกิดขึ้นให้เป็นการเคลื่อนตัวโดยอาศัยแบบจำลองของวัสดุที่พิจารณาความเป็นพลาสติก เช่นแบบจำลอง Elastic-Plastic เป็นต้น ซึ่งขบวนการดังกล่าวเรียกว่า วิธี Stress Redistribution ภาพที่ 130 และภาพที่ 131 แสดงหน่วยแรงหลังจากการจำลองหน่วยแรงในระหว่างก่อสร้างเสร็จ และหน่วยแรงที่เปลี่ยนแปลงหลังจากการทำ Stress Redistribution ส่วนภาพที่ 132 แสดงการเปรียบเทียบรูปร่างการทรุดตัวที่เปลี่ยนแปลงไปบริเวณผิวลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำในระหว่างเขื่อนเก็บกักน้ำเมื่อใช้แบบจำลอง Linear Elastic กับแบบจำลอง Elastic-Plastic ที่ผ่านกระบวนการทำ Stress Redistribution มาก่อน

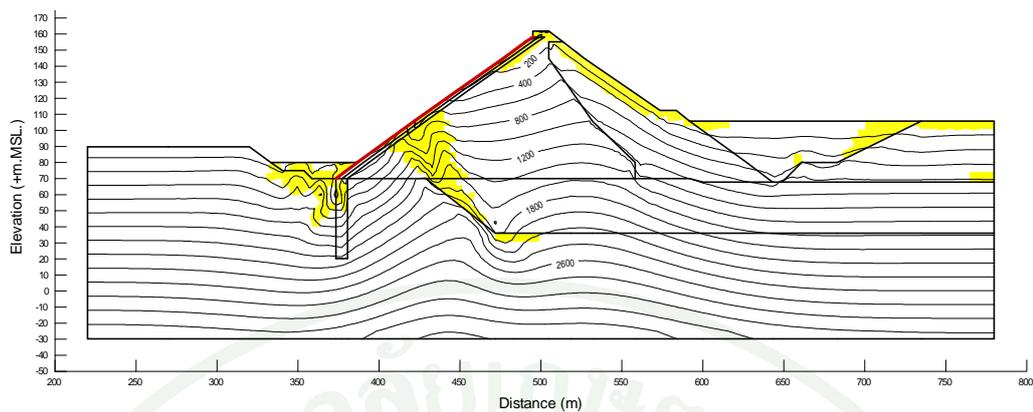


ภาพที่ 129 การเกิด Yield บริเวณสันเขื่อนหรือฝายของลาดชัน หากจำลองหน่วยแรงตามขั้นตอนการก่อสร้าง (Stage Construction) โดยใช้แบบจำลองของวัสดุที่มีความเป็น Plastic

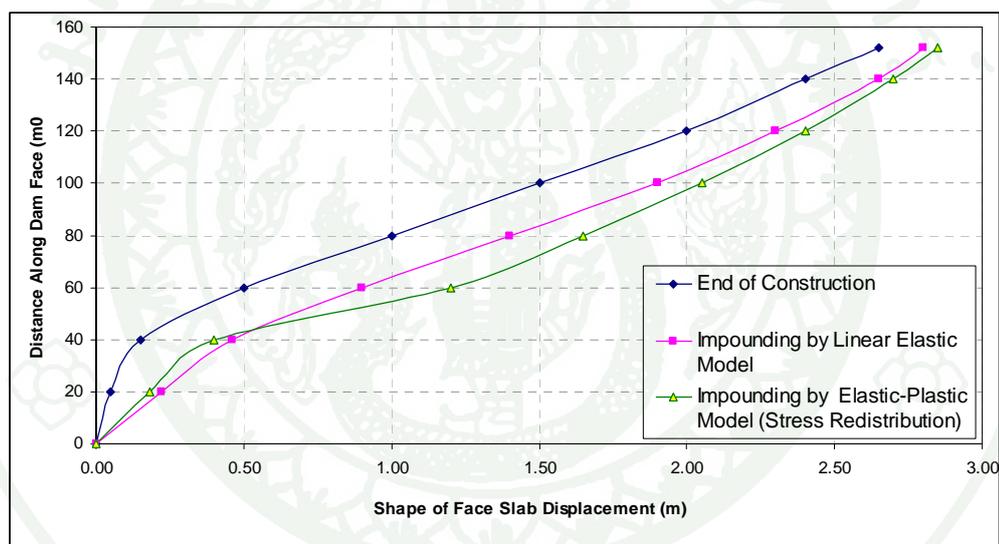
ดังนั้นโดยสรุป กระบวนการวิเคราะห์การทรุดตัวของหินถม การทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าและหน่วยแรงในสถานะสถิตย์ศาสตร์ เริ่มโดยใช้แบบจำลอง Linear Elastic ในช่วงการทำ Stage Construction ในระหว่างการก่อสร้างเขื่อน และเมื่อทำการถมเขื่อนเสร็จจะต้องปรับสภาพหน่วยแรงและการทรุดตัวให้มีสภาพตามความเป็นจริงโดยการกระจายหน่วยแรง (Stress Redistribution) โดยอาศัยแบบจำลองที่พิจารณาความเป็นพลาสติก เพื่อหาพฤติกรรมการเปลี่ยนรูปหลังการก่อสร้างก่อนเก็บกักน้ำ และการจำลองหน่วยแรงในสภาพเก็บน้ำหลังจากนั้นจะใช้แบบจำลองวัสดุที่พิจารณาความเป็นพลาสติกได้โดยตลอด



ภาพที่ 130 หน่วยแรงในตัวเขื่อนจากแบบจำลอง Linear Elastic (ณ ช่วงที่เขื่อนสร้างเสร็จ, Ch.590)



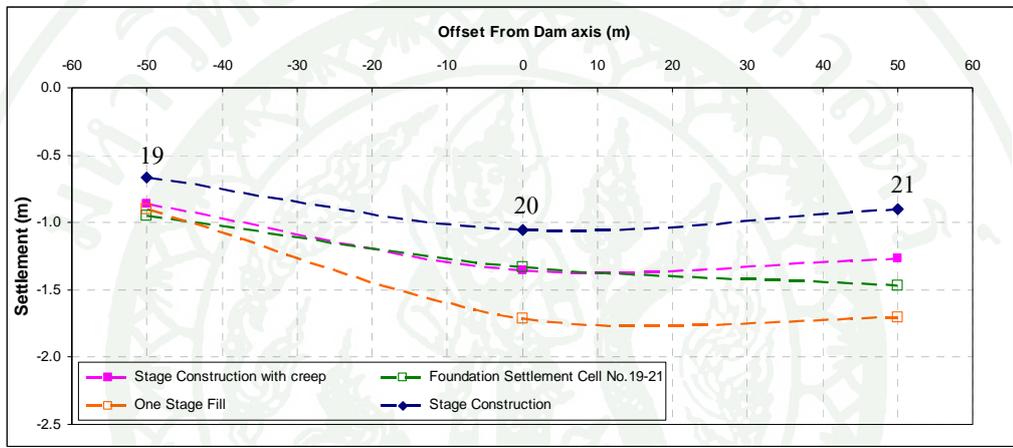
ภาพที่ 131 หน่วยแรงและการครากของวัสดุตัวเขื่อนจากการทำ Stress Redistribution ด้วยแบบจำลอง Elastic-Plastic (Ch.590)



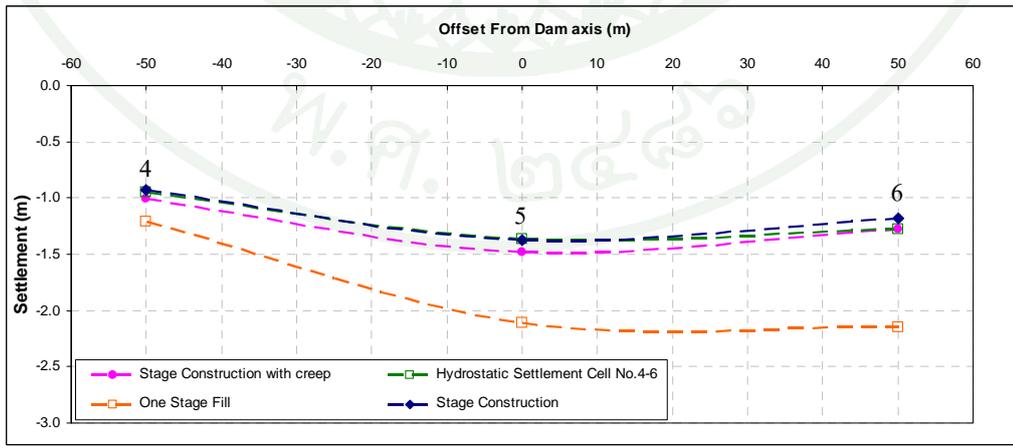
ภาพที่ 132 เปรียบเทียบการทรุดตัวของ Concrete Face Slab เมื่อดำเนินการวิเคราะห์ในระหว่างเก็บกักน้ำโดยใช้แบบจำลอง Linear Elastic กับแบบจำลอง Elastic-Plastic ซึ่งผ่านกระบวนการทำ Stress Redistribution มาก่อน

การเปรียบเทียบการทรุดตัวของหินถมโดยการจำลองการถมเป็นชั้นกับการถมครั้งเดียว

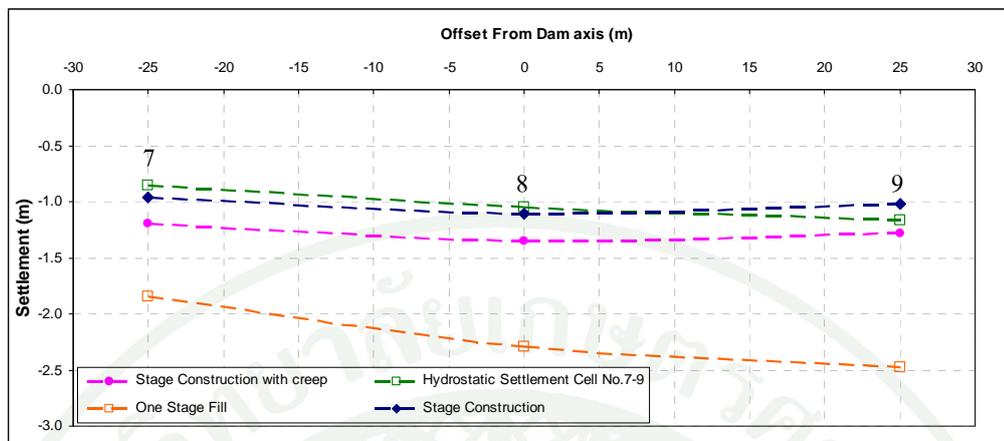
ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของหินถมจากการจำลองให้มีการถมครั้งเดียว (Single Fill) และถมตามขั้นตอนการก่อสร้าง (Various Stage Fills) เมื่อเปรียบเทียบค่าการทรุดตัว ณ ระดับที่ติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรม 3 ระดับ พบว่าการทรุดตัวจากทั้ง 2 วิธีมีค่าแตกต่างกันประมาณ 80 เซนติเมตร โดยการทรุดตัวจากการถมตามขั้นตอนการก่อสร้างมีการทรุดตัวน้อยกว่าการจำลองการถมแบบครั้งเดียวอย่างชัดเจน ดังแสดงในภาพที่ 133-135



ภาพที่ 133 เปรียบเทียบการทรุดตัวของหินถมที่ระดับ +80 ม.รทก. เมื่อจำลองการถมครั้งเดียวกับการถมตามขั้นตอนการก่อสร้าง



ภาพที่ 134 เปรียบเทียบการทรุดตัวของหินถมที่ระดับ +106 ม.รทก. เมื่อจำลองการถมครั้งเดียวกับการถมตามขั้นตอนการก่อสร้าง



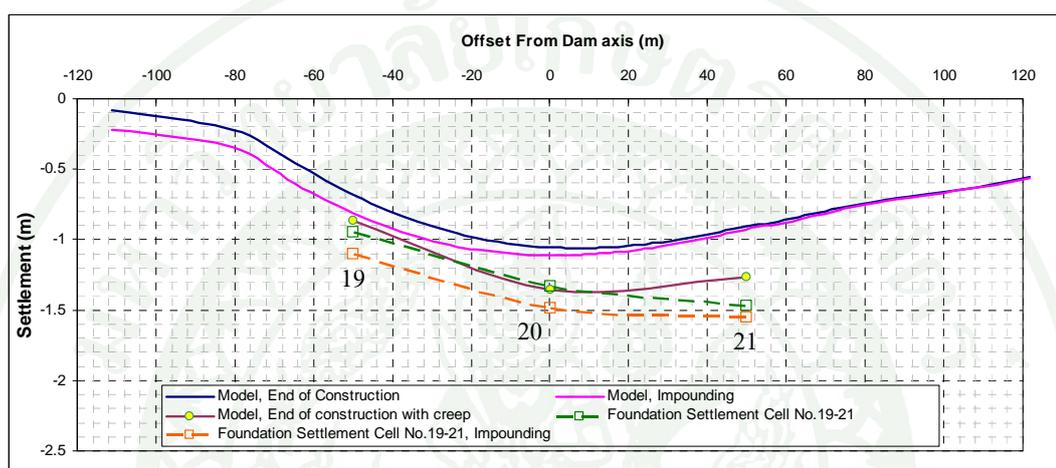
ภาพที่ 135 เปรียบเทียบการทรุดตัวของหินถมที่ระดับ +125 ม.รทก. เมื่อจำลองการถมครั้งเดียวกับการถมตามขั้นตอนการก่อสร้าง

จากผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบข้างต้น ทำให้ได้ข้อเสนอแนะสำหรับการเลือกวิธีการวิเคราะห์การทรุดตัวของหินถมเชื่อมประเภท CFRD หรือเชื่อมประเภท Rockfill โดยสำหรับการวิเคราะห์เพื่อนำผลการทรุดตัวไปใช้ออกแบบเขื่อนควรใช้การวิเคราะห์แบบการถมครั้งเดียวเนื่องจากให้ผลการทรุดตัวที่สูง ซึ่งเป็นผลลัพธ์ในเชิงอนุรักษ์ (Conservative) แต่สำหรับในงานวิจัยเพื่อประเมินพฤติกรรมหรือตรวจสอบความปลอดภัยเขื่อนควรวิเคราะห์แบบ Stage Construction เนื่องจากสามารถจำลองพฤติกรรมการทรุดตัวในแต่ละขั้นตอนของการถมได้ใกล้เคียงสภาพที่ก่อสร้างจริง

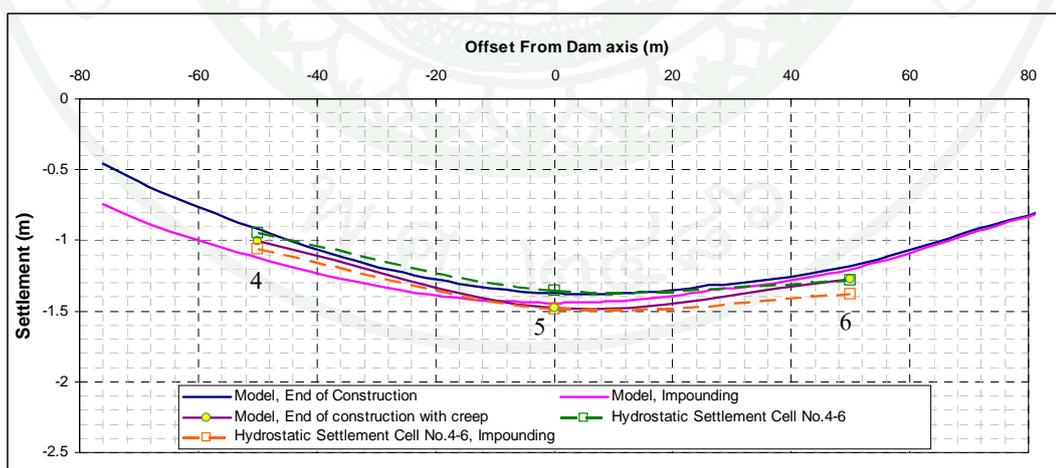
ผลการเปรียบเทียบการทรุดตัวของหินถมกับเครื่องมือวัดการทรุดตัว

ผลวิเคราะห์การทรุดตัวรวมของหินถมตัวเชื่อมในระหว่างการก่อสร้างจากแบบจำลอง Linear Elastic ซึ่งจำลองโดยวิธี Stage Construction ร่วมกับการทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลา (Creep Settlement) สามารถเปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดจริงจาก Foundation Settlement Cell และ Hydrostatic Settlement Cell ซึ่งจากการเปรียบเทียบพบว่า ค่าจากการวิเคราะห์การทรุดตัวมีค่าที่ใกล้เคียงกับผลจากการตรวจวัดด้วยเครื่องมือวัดพฤติกรรม โดยผลการวิเคราะห์ให้ผลลัพธ์ที่ใกล้เคียงกันที่ระดับที่ติดตั้ง Foundation Settlement Cell (+80 ม.รทก.) และ Hydrostatic Settlement Cell ที่ระดับ +106 ม.รทก. ส่วนที่ Hydrostatic Settlement Cell ที่ระดับ +125 ม.รทก. มีแนวโน้มการทรุดตัวที่สูงกว่าการทรุดตัวจากเครื่องมือวัดพฤติกรรมประมาณ 30 เซนติเมตร

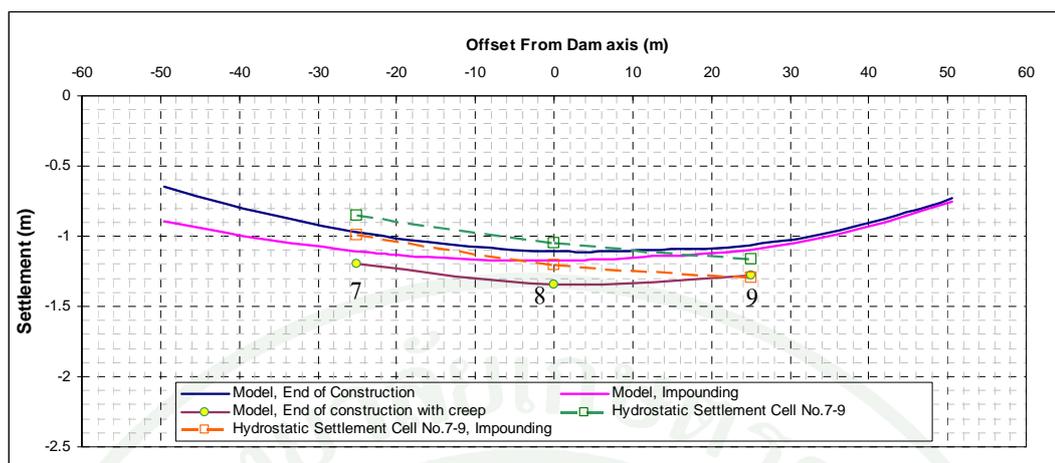
ดังแสดงในภาพที่ 136 ถึง 138 ตามลำดับ การทรุดตัวในช่วงเก็บกักน้ำหลังจากที่ปรับสภาพวัสดุให้เหมือนสภาวะจริง โดยการทำให้ Stress Redistribution ด้วยแบบจำลอง Elastic-Plastic พบว่า ผลการทรุดตัวเกิดขึ้นมากที่สุดที่ แกนกลางเขื่อนไปทางด้านท้ายน้ำ และเมื่อระดับน้ำสูงขึ้นการทรุดตัวจะเกิดมากทางด้านเหนือน้ำ สำหรับการทรุดตัวในหน้าตัด Ch.590 ดังกล่าวมีปัจจัยมาจาก น้ำหนักของหินถม แรงกระทำของระดับน้ำในเขื่อนและหินฐานรากในบริเวณ Plum Pudding



ภาพที่ 136 การเปรียบเทียบการทรุดตัวรวมจากแบบจำลองและข้อมูลการตรวจวัดการทรุดตัวใน แนวตั้งที่ระดับ +80 ม.รทก., Ch.590

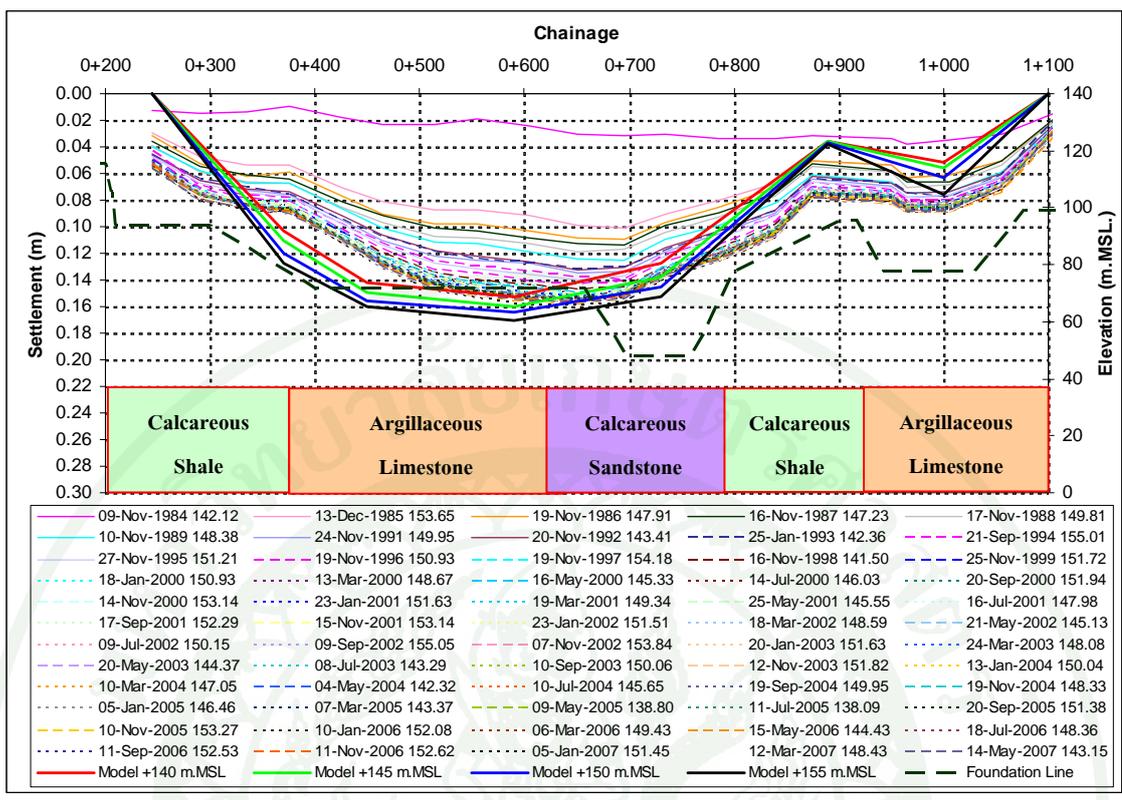


ภาพที่ 137 การเปรียบเทียบการทรุดตัวรวมจากแบบจำลองและข้อมูลการตรวจวัดการทรุดตัวใน แนวตั้งที่ระดับ +106 ม.รทก., Ch.590



ภาพที่ 138 การเปรียบเทียบการทรุดตัวรวมจากแบบจำลองและข้อมูลการตรวจวัดการทรุดตัวใน แนวโค้งที่ระดับ +125 ม.รทก., Ch.590

การวิเคราะห์การทรุดตัวในแนวโค้งตามแนวแกนเขื่อน สามารถเปรียบเทียบผลการทรุดตัว จากแบบจำลองกับ Crest Settlement Point ที่มีการติดตั้งไว้บนสันเขื่อน 20 ตำแหน่งตลอดความยาว สันเขื่อน เมื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ทั้ง 6 หน้าตัดกับเครื่องมือวัดพฤติกรรมดังแสดงในภาพที่ 139 พบว่า ค่าการทรุดตัวจากแบบจำลองมีค่าใกล้เคียงกับผลการตรวจวัดจริง แต่ทั้งนี้แนวโน้มของ การทรุดตัวจากแบบจำลองจะมีค่ามากกว่าการตรวจวัดจริงบริเวณ Ch.370 ถึง Ch.730 ส่วน ในบริเวณ Ch.890 และ Ch.1000 จะมีค่าการทรุดตัวจากแบบจำลองที่น้อยกว่าการตรวจวัดจริง สำหรับปัจจัยที่มีผลต่อการทรุดตัวที่สันเขื่อนแตกต่างกันออกไปตลอดความยาวเขื่อน เนื่องจาก ชนิดของหินฐานรากที่รองรับหินถมตัวเขื่อนมีคุณสมบัติแตกต่างกันออกไปในแต่ละบริเวณ และ นอกจากนี้ยังมีปัจจัยมาจากรูปร่างของหน้าตัดเขื่อนที่มีผลต่อความสูงของตัวเขื่อนแตกต่างกัน ออกไป โดยบริเวณที่หน้าตัดสูงจะมีการทรุดตัวมากกว่าบริเวณที่หน้าตัดเตี้ย

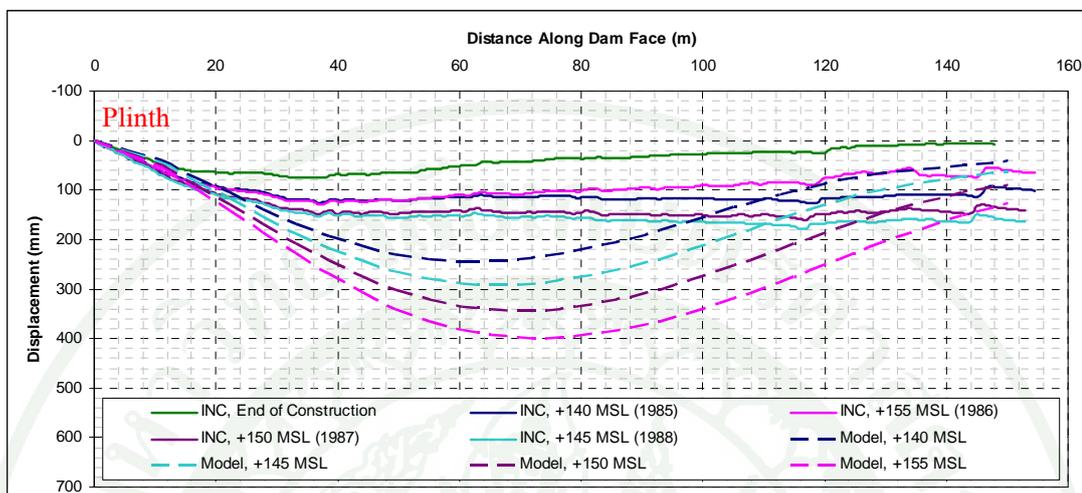


ภาพที่ 139 การทรุดตัวในแนวดิ่งที่ระดับสันเขื่อนจากแบบจำลองเปรียบเทียบกับข้อมูลการตรวจวัดจาก Crest Settlement Point

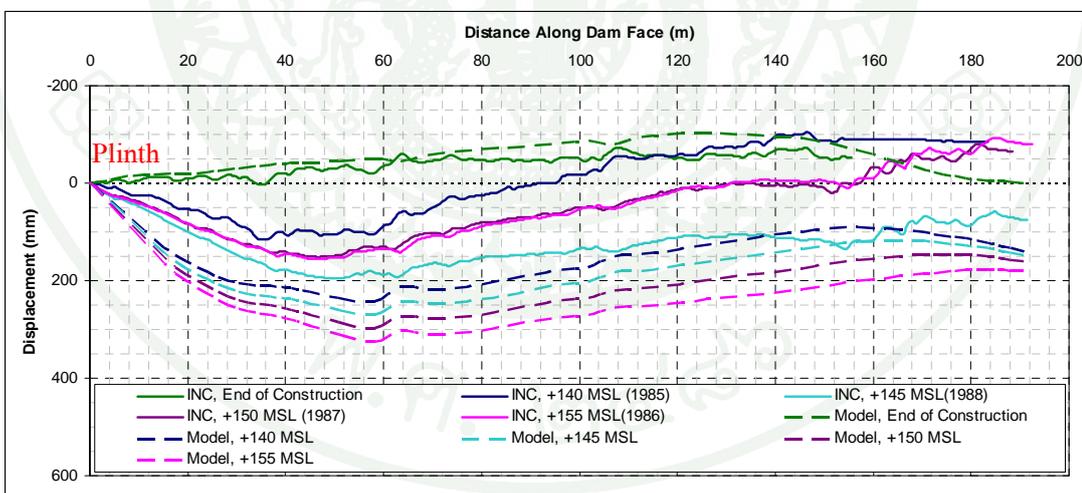
ผลการเปรียบเทียบการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้ากับเครื่องมือวัดการทรุดตัว

ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้า 6 หน้าตัด สามารถนำมาเปรียบเทียบกับ Inclinator ได้ 3 ตำแหน่ง ได้แก่ Ch.590, Ch.730 และ Ch.1000 เนื่องจากการติดตั้ง Inclinator ไว้ โดยผลการเปรียบเทียบการทรุดตัวจากแบบจำลองกับผลจาก Inclinator ณ ระดับเก็บกักน้ำเดียวกันแสดงดังภาพที่ 140 ถึง 142 ตามลำดับ ซึ่งจากการเปรียบเทียบพบว่า พฤติกรรมและปริมาณการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าทั้ง 3 หน้าตัดมีแนวโน้มที่เป็นไปในทิศทางเดียวกันทั้งหมด โดยค่าการทรุดตัวที่ได้จากแบบจำลองมีค่ามากกว่าผลจาก Inclinator ประมาณ 10-15 เซนติเมตรใน Ch.730 และ Ch.1000 ส่วนใน Ch.590 มีผลการทรุดตัวจากแบบจำลองมีค่ามากกว่าผลจาก Inclinator ประมาณ 20-30 เซนติเมตร ทั้งนี้มีสาเหตุเนื่องมาจากการจำลองหิน Plum Pudding ให้มีความแข็งแรงน้อยเพื่อให้การทรุดตัวสอดคล้องกับการทรุดตัวในแนวดิ่ง นอกจากนี้การพิจารณาปัญหาของการวิเคราะห์เป็น 2 มิติ จะมี

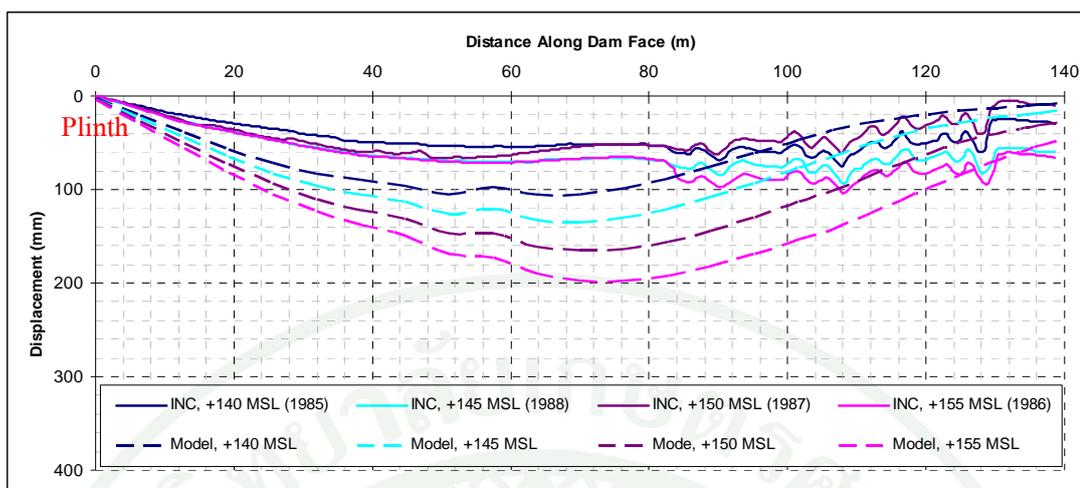
ผลให้การทรุดตัวที่เกิดขึ้นมีค่ามากกว่าความเป็นจริง ซึ่งหากพิจารณาจากลักษณะหินฐานราก พฤติกรรมจริงนั้นอาจมีสภาพเป็น 3 มิติ



ภาพที่ 140 เปรียบเทียบผลการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าที่ระดับเก็บกักน้ำต่างๆ จากแบบจำลองกับผลการตรวจวัดจาก Inclinometer ณ Ch.590



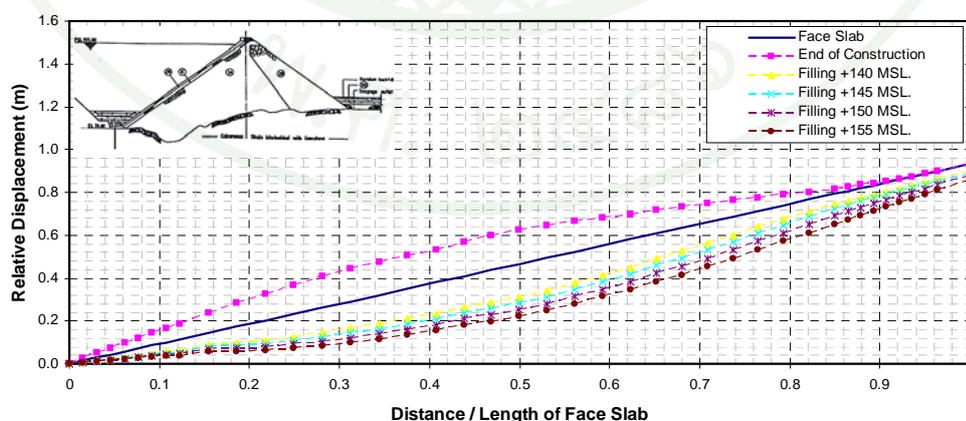
ภาพที่ 141 เปรียบเทียบผลการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าในสถานะเขื่อนก่อสร้างเสร็จ และที่ระดับเก็บกักน้ำต่างๆ จากแบบจำลองกับผลการตรวจวัดจาก Inclinometer ณ Ch.730



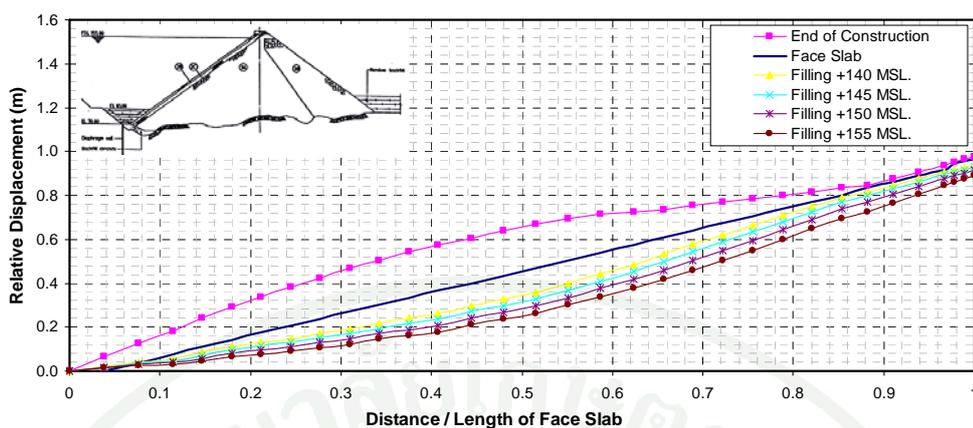
ภาพที่ 142 เปรียบเทียบผลการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคาน้ำที่ระดับเก็บกักน้ำต่างๆ จากแบบจำลองกับผลการตรวจวัดจาก Inclinometer ณ Ch.1000

การทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคาน้ำจากปัจจัยของสภาพฐานรากและรูปร่างหน้าตัดเขื่อน

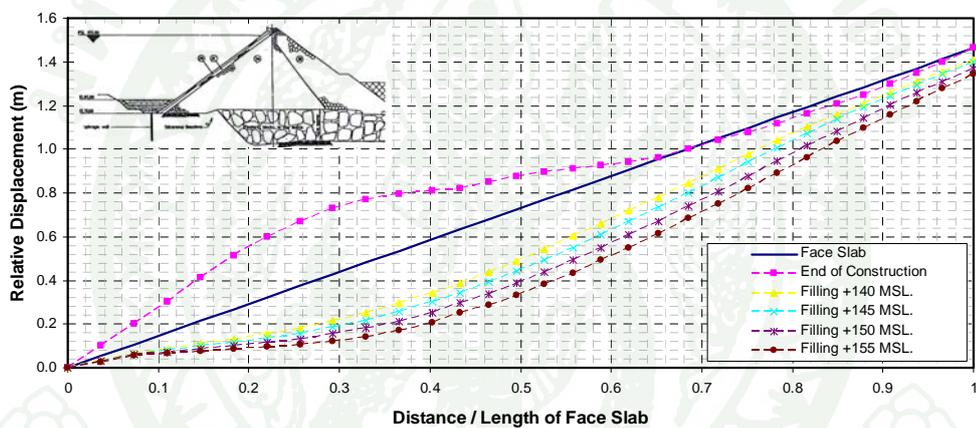
การวิเคราะห์การทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคาน้ำแบ่งออกเป็น 3 กรณี ได้แก่ กรณีที่เขื่อนก่อสร้างเสร็จ (End of Construction) กรณีเริ่มเก็บน้ำครั้งแรก (First Filling) และกรณีที่ระดับน้ำเปลี่ยนแปลงตามเวลา (Vary Water Level) โดยแบบจำลองวัสดุที่ใช้ในการวิเคราะห์ได้แก่แบบจำลอง Elastic-Plastic ซึ่งผลการวิเคราะห์ลักษณะการทรุดตัวทั้ง 6 หน้าตัด แสดงในภาพที่ 143 ถึงภาพที่ 148 ตามลำดับ



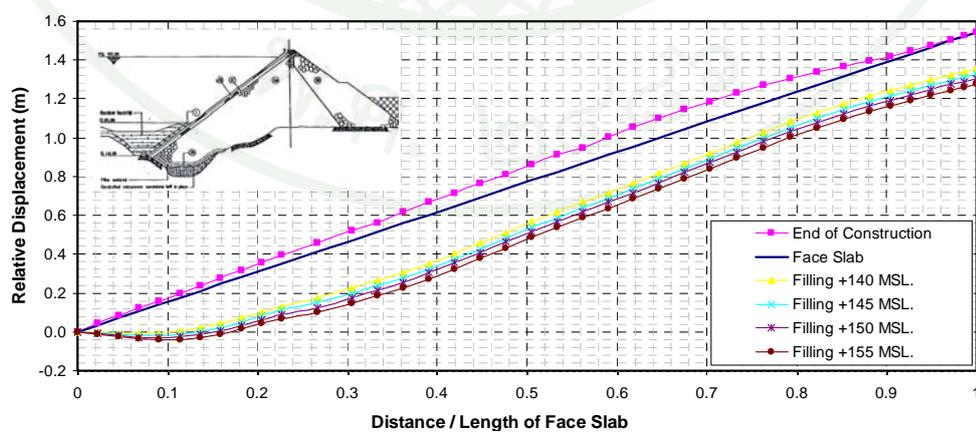
ภาพที่ 143 ลักษณะการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคาน้ำจากแบบจำลอง ณ Ch.370



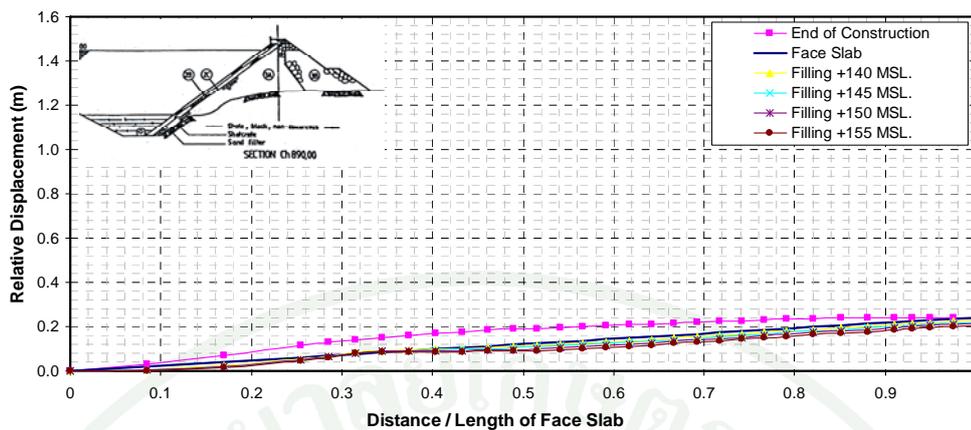
ภาพที่ 144 ลักษณะการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าจากแบบจำลอง ณ Ch.450



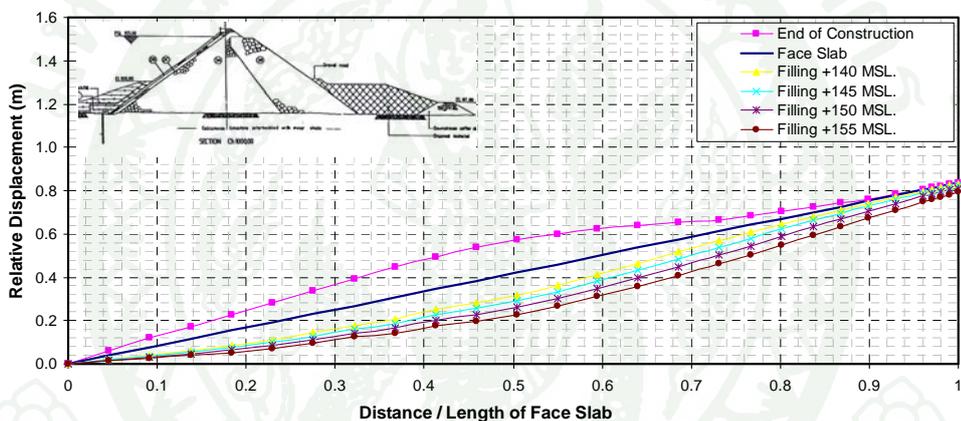
ภาพที่ 145 ลักษณะการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าจากแบบจำลอง ณ Ch.590



ภาพที่ 146 ลักษณะการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าจากแบบจำลอง ณ Ch.730



ภาพที่ 147 ลักษณะการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าจากแบบจำลอง ณ Ch.890



ภาพที่ 148 ลักษณะการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าจากแบบจำลอง ณ Ch.1000

ลักษณะการทรุดของแผ่นคอนกรีตคานหน้าในกรณีที่เชื่อมก่อสร้างเสร็จ (End of Construction) ของทั้ง 6 หน้าตัด พบว่าแผ่นคอนกรีตคานหน้ามีพฤติกรรมโก่งตัวออกจากแนวลาดชันเดิมตามแบบการก่อสร้างเชื่อม ทั้งนี้สอดคล้องกับงานศึกษาของ Hunter and Fell (2003) ใดๆก็ตามสำหรับเขื่อนมวลดิน พบว่าสภาพฐานรากและรูปร่างหน้าตัดเขื่อนมีผลต่อการลักษณะการโก่งตัวอย่างมาก ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ใน Ch.590, Ch.730 และ Ch.890 พฤติกรรมการโก่งตัวจะแตกต่างจาก Ch.370, Ch.450 และ Ch.1000

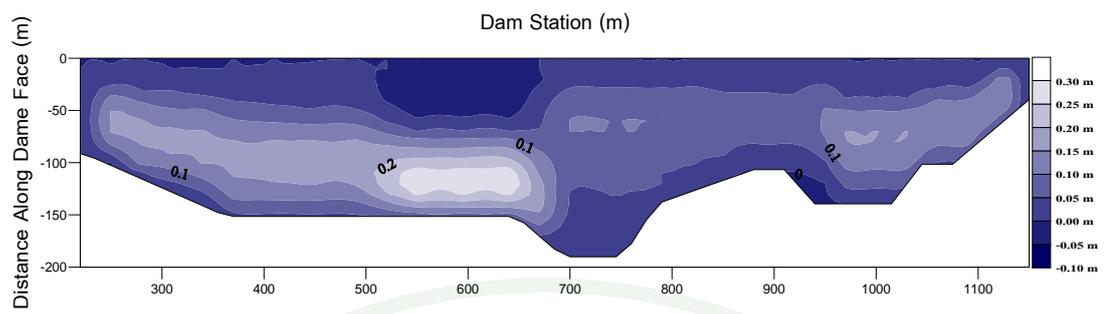
โดยในบริเวณที่หน้าตัดมีความสม่ำเสมอ ซึ่งได้แก่ Ch.370, Ch.450 และ Ch.1000 ลักษณะการทรุดตัวเกิดเนื่องจากแรงกระทำของน้ำในอ่างเก็บน้ำเป็นหลัก การทรุดตัวสูงสุดเกิดขึ้น ณ ตำแหน่ง 1 ใน 3 ของแผ่นคอนกรีตโดยนับจาก Plinth และการทรุดตัวก็ลดหลั่นลงไปจนถึงระดับ

สันเขื่อน ส่วนในหน้าตัดอื่นๆ การทรุดตัวก็มีสาเหตุมาจากแรงกระทำของน้ำร่วมกับปัจจัยจากความไม่สม่ำเสมอของหน้าตัดและสภาพหินบานราก โดยใน Ch.590 พฤติกรรมการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าได้รับผลกระทบจากการคุณสมบัติของหิน Plum Pudding เป็นหลัก ใน Ch.730 ลักษณะการทรุดของแผ่นคอนกรีตคานหน้าค่อนข้างผิดปกติ เนื่องจากหินฐานรากทางด้านท้ายน้ำอยู่ในระดับสูงและหินถมด้านติดกับ Plinth ค่อนข้างหนา ส่งผลให้การทรุดตัวเกิดการโค้งงอไปทางด้านท้ายน้ำในบริเวณใกล้ๆ สันเขื่อน ใน Ch.890 ซึ่งเป็นหน้าตัดที่แคบและสูงประมาณ 50 เมตร แทบไม่เกิดการทรุดตัวเนื่องจากผลของการยึดรั้งทางด้านข้างและหินฐานรากที่อยู่ในระดับสูงเช่นเดียวกับ Ch.730

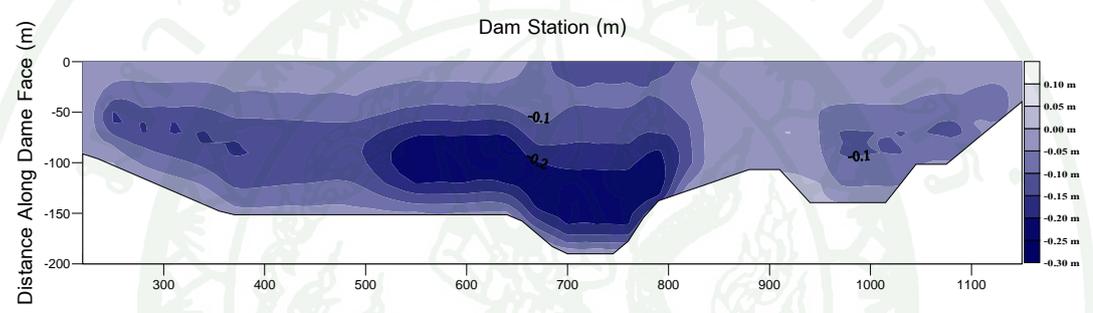
ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าในหน้าตัดอื่นๆ

เพื่อความสะดวกในการวิเคราะห์ผลและการนำผลการโค้งงอตัวไปใช้ในการวิเคราะห์พฤติกรรมการทรุดตัวหรือการแตกของแผ่นคอนกรีตคานหน้า จึงได้นำผลการทรุดตัวในแนวตั้งฉากตามแนวแผ่นคอนกรีตคานหน้าในแต่ละหน้าตัดมาทำการ Interpolate โดยการ Normalized ความยาวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าให้มีความยาวเท่ากันทั้งหมด จากนั้นนำผลการทรุดตัวของทั้ง 6 หน้าตัดที่วิเคราะห์มาได้ กระจายไปตามหน้าตัดใกล้เคียงตามเงื่อนไขของฐานรากที่แตกต่างกัน ส่วนบริเวณรอยต่อของแผ่นคอนกรีตคานหน้าที่มีสภาพฐานรากแตกต่างกันได้ใช้การ Interpolate โดยวิธี Quadratic Function เมื่อทราบการทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าทุกหน้าตัดแล้ว จะนำข้อมูลทั้งหมดมาสร้างเป็นเส้นชั้นการทรุดตัวของทั้งตัวเขื่อน โดยผลการทรุดตัวทั้ง 3 กรณีที่สร้างเป็นเส้นชั้นการทรุดตัว แสดงในรูปที่ 149 ถึง 151

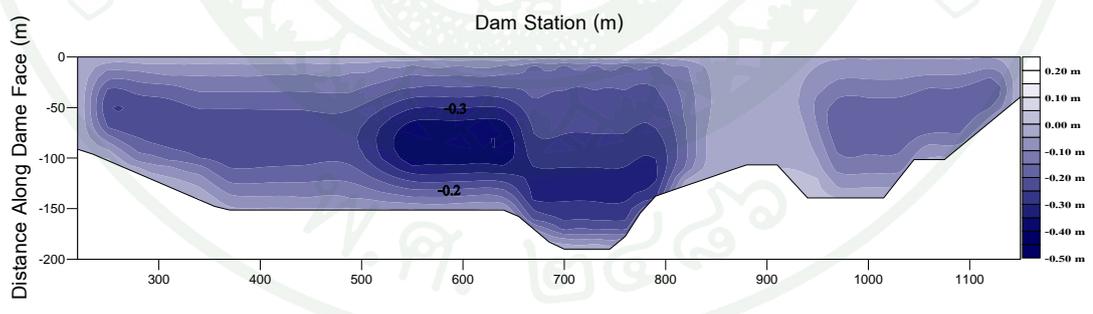
พฤติกรรมการทรุดตัวหรือโค้งงอตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าได้รับผลกระทบจากสภาพของหินฐานรากและรูปร่างเขื่อน โดยในบริเวณ Ch.590 การทรุดตัวและโค้งงอตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าได้รับอิทธิพลมาจากการทรุดตัวของหิน Plum Pudding และหินถมที่อยู่เหนือชั้นหิน Plum Pudding ในบริเวณ Ch.730 แผ่นคอนกรีตคานหน้าทรุดตัวสูงและสม่ำเสมอตลอดความยาวแผ่นเนื่องมาจากรูปร่างหน้าตัดเขื่อนและระดับหินฐานรากที่สูงด้านท้ายน้ำ มีผลให้ระยะความกว้างในแนวตั้งฉากของหินถมจากแผ่นคอนกรีตคานหน้าถึงระดับหินฐานรากมีขนาดเท่ากันโดยประมาณตลอดความยาวแผ่น ส่วนใน Ch.890 ไม่แสดงพฤติกรรมการโค้งงอหรือทรุดตัวมากนัก เนื่องจากเป็นหน้าตัดที่แคบและมีระดับหินฐานรากที่สูง แต่ทั้งนี้การทรุดตัวหรือโค้งงอที่แตกต่างกันในแต่ละบริเวณจะมีผลต่อการแตกร้าวของแผ่นคอนกรีตคานหน้า



ภาพที่ 149 เส้นชั้นการทรุดตัวในแนวตั้งฉากของแผ่นคอนกรีตคาน้ำในกรณีไม่มีน้ำในเขื่อน (เครื่องหมาย + แทนการโค้งตัว, - แทนการทรุดตัว)



ภาพที่ 150 เส้นชั้นการทรุดตัวในแนวตั้งฉากของแผ่นคอนกรีตคาน้ำในกรณีเริ่มเก็บน้ำครั้งแรก (+ 140 ม.รทก.) (เครื่องหมาย + แทนการโค้งตัว, - แทนการทรุดตัว)



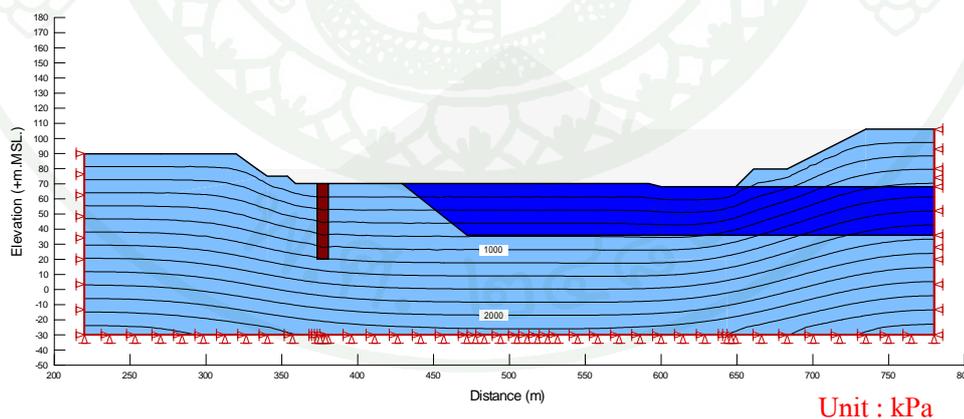
ภาพที่ 151 เส้นชั้นการทรุดตัวในแนวตั้งฉากของแผ่นคอนกรีตคาน้ำในกรณีเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ (ระดับเปลี่ยนแปลงจาก + 140 ม.รทก. เป็นระดับ + 155 ม.รทก.) (เครื่องหมาย + แทนการโค้งตัว, - แทนการทรุดตัว)

ผลการวิเคราะห์หน่วยแรงรวม

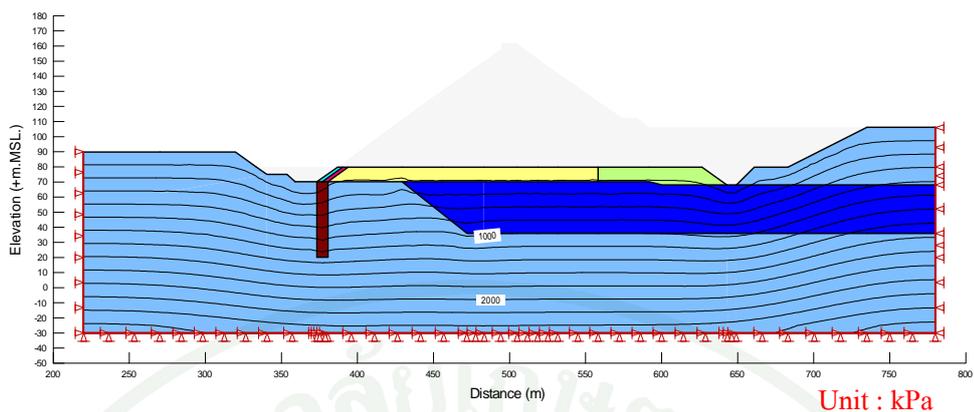
ขั้นตอนหลังจากการจำลองการทรุดตัวของหินถมตัวเขื่อนและแผ่นคอนกรีตคานหน้าให้สอดคล้องกับเครื่องมือวัดพฤติกรรมแล้ว คือ การหาหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหินถมตัวเขื่อนเพื่อนำไปใช้ในการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์ ซึ่งการวิเคราะห์หน่วยแรงรวมในแนวตั้งที่เกิดขึ้นในสถานะปัจจุบันเริ่มจากการวิเคราะห์หา In-Situ Stress (Y-Total Stress) ในชั้นหินฐานรากซึ่งในขั้นตอนนี้เปรียบเสมือนการจำลองสถานะในสภาพธรรมชาติของชั้นหินฐานราก โดยผลการวิเคราะห์ของ Ch.590 แสดงไว้ในภาพที่ 152

สำหรับหน่วยแรงรวมในแนวตั้งที่เกิดขึ้นในขณะทำการก่อสร้าง ได้พิจารณาจากขั้นตอนของการถมตัวเขื่อนดังแสดงในภาพที่ 153 ถึง 157 โดยผลวิเคราะห์ที่ได้ในการถมขั้นตอนที่หนึ่งแสดงถึงหน่วยแรงรวมที่เกิดขึ้นในตัวเขื่อนรวมทั้งหน่วยแรงรวมที่เพิ่มขึ้นในชั้นฐานราก (ภาพที่ 152) เมื่อเพิ่มขั้นตอนของการถมจากชั้นที่ 2 ถึงชั้นที่ 4 หน่วยแรงรวมที่เกิดขึ้นในตัวเขื่อนและฐานรากก็เพิ่มขึ้นตามลำดับ (ภาพที่ 154 ถึงภาพที่ 156)

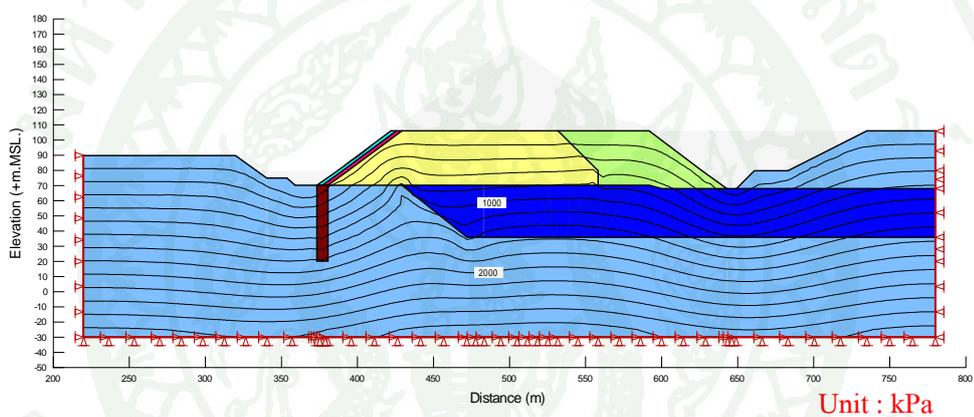
หลังจากถมเขื่อนถึงชั้นตอนที่ 4 ได้มีการก่อสร้างแผ่นคอนกรีตคานหน้าและ Wave Wall รวมถึงมีการถมปรับระดับด้านท้ายน้ำ หน่วยแรงรวมในช่วงเวลานี้แสดงในภาพที่ 157



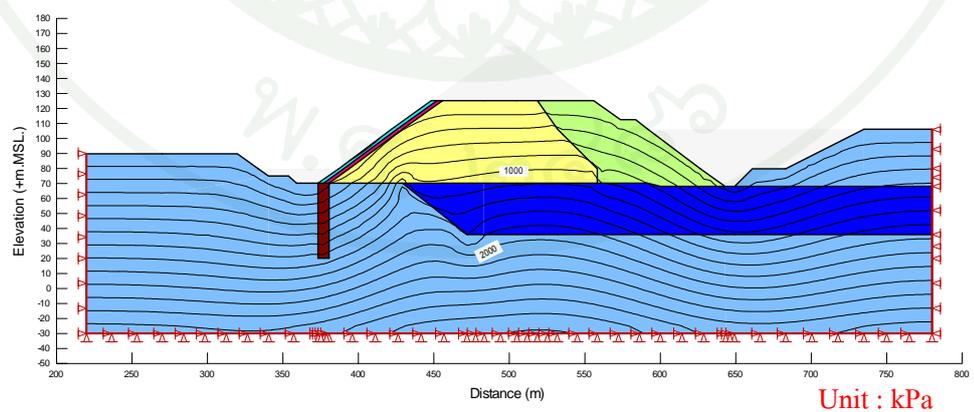
ภาพที่ 152 ผลการวิเคราะห์ In-Situ Stress (Y-Total Stress) ด้วยแบบจำลอง Elastic-Plastic ของหินฐานรากก่อนการก่อสร้างเขื่อน



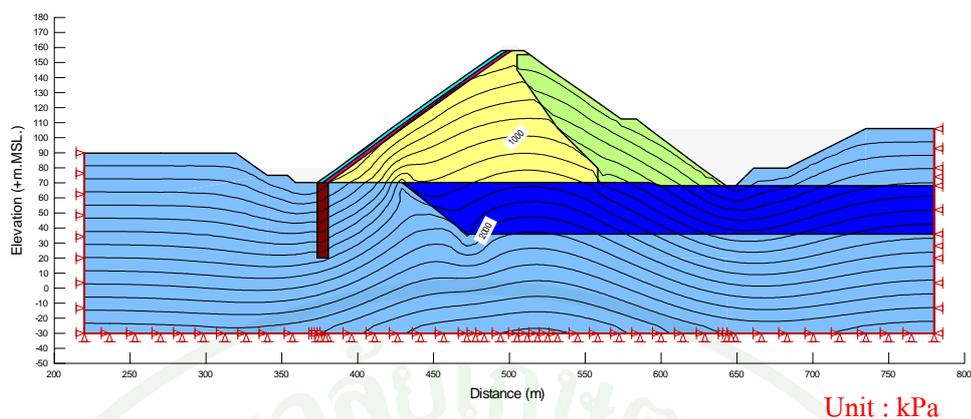
ภาพที่ 153 หน่วยแรงรวมในแนวตั้งของตัวเขื่อนและเพิ่มขึ้นในฐานราก จากการถมชั้นตอนที่ 1



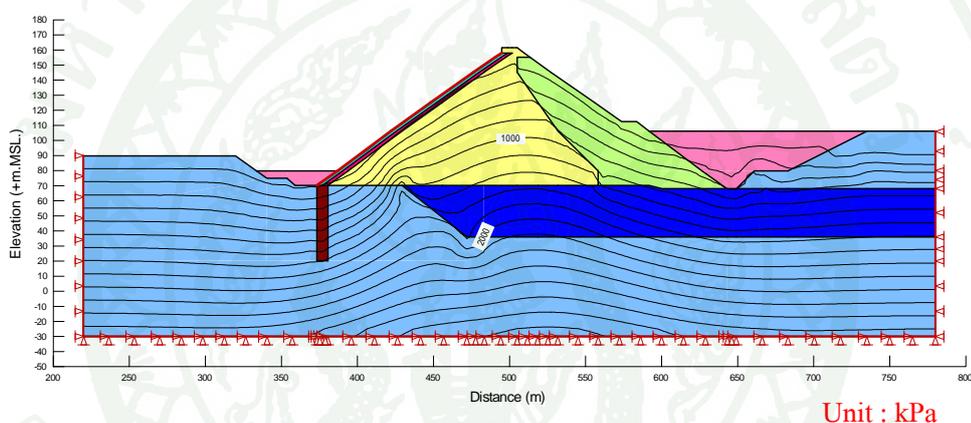
ภาพที่ 154 หน่วยแรงรวมในแนวตั้งของตัวเขื่อนและเพิ่มขึ้นในฐานราก จากการถมชั้นตอนที่ 2



ภาพที่ 155 หน่วยแรงรวมในแนวตั้งของตัวเขื่อนและเพิ่มขึ้นในฐานราก จากการถมชั้นตอนที่ 3

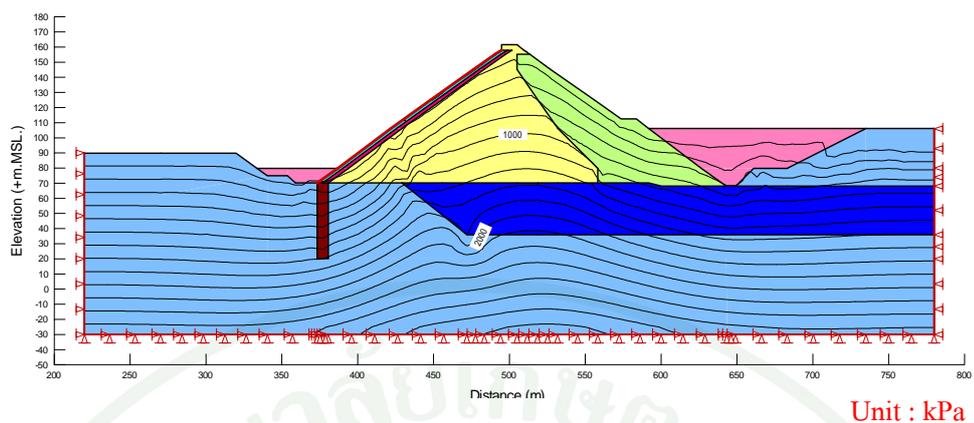


ภาพที่ 156 หน่วยแรงรวมในแนวตั้งของตัวเขื่อนและเพิ่มขึ้นในฐานราก จากการถมชั้นตอนที่ 4

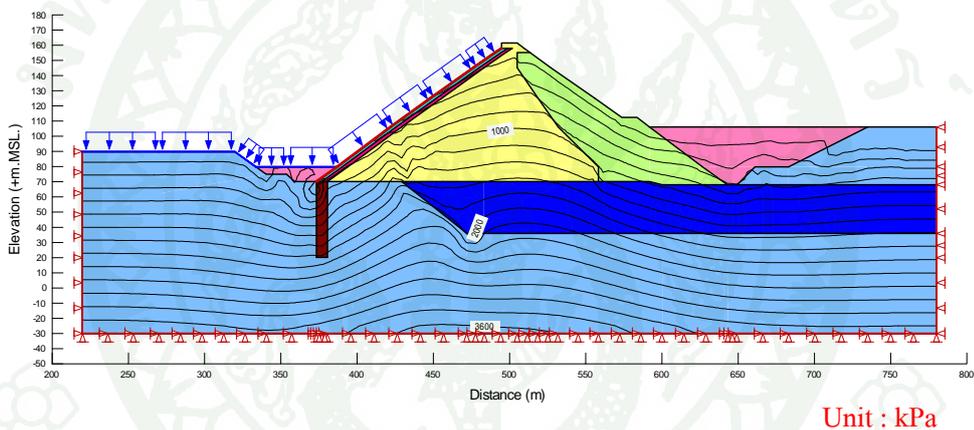


ภาพที่ 157 หน่วยแรงรวมในแนวตั้งของตัวเขื่อนและเพิ่มขึ้นในฐานราก เมื่อเขื่อนก่อสร้างเสร็จ

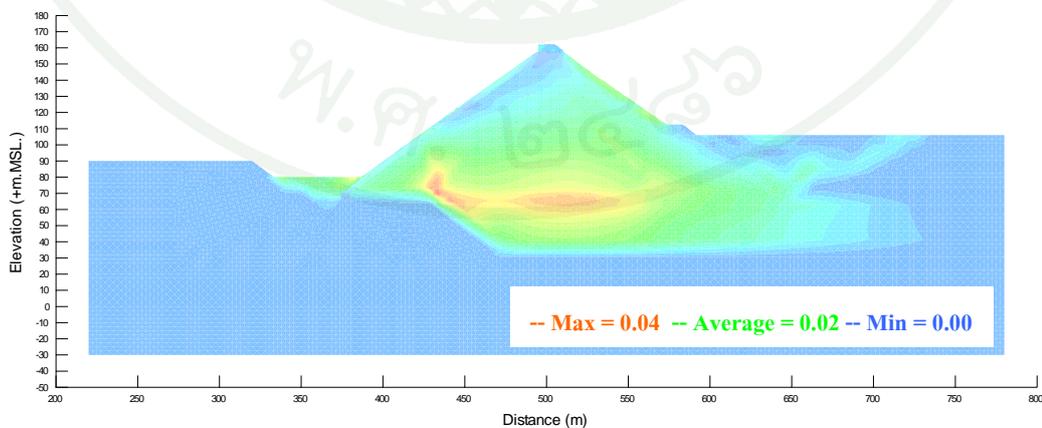
ขั้นตอนต่อมาเป็นการจำลองสภาพของหน่วยแรงในช่วงใช้งาน โดยนับจากเริ่มทำการเก็บกักน้ำครั้งแรก ซึ่งก่อนจะจำลองหน่วยแรงในสภาวะนี้จำเป็นต้องปรับสภาพหน่วยแรงให้เหมือนสภาวะจริงโดยการใช้หลักการ Stress Redistribution ดังที่กล่าวมาแล้ว ซึ่งผลการวิเคราะห์แสดงในภาพที่ 158 จากนั้นจึงจำลองให้มีแรงกระทำจากน้ำที่เก็บกักในอ่างเก็บน้ำ โดยให้มีการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำแปรตามเวลาจากบันทึกข้อมูลการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำในอดีตจนถึงปัจจุบัน รวมระยะเวลา 25 ปี ภาพที่ 159 และภาพที่ 160 แสดงผลของหน่วยแรงรวมและ Maximum Shear Strain ที่เกิดขึ้นในสภาวะปัจจุบัน



ภาพที่ 158 การปรับสภาพหน่วยแรงรวมในตัวเขื่อนโดยใช้แบบจำลอง Stress Redistributiom หลังจากเขื่อนก่อสร้างเสร็จ



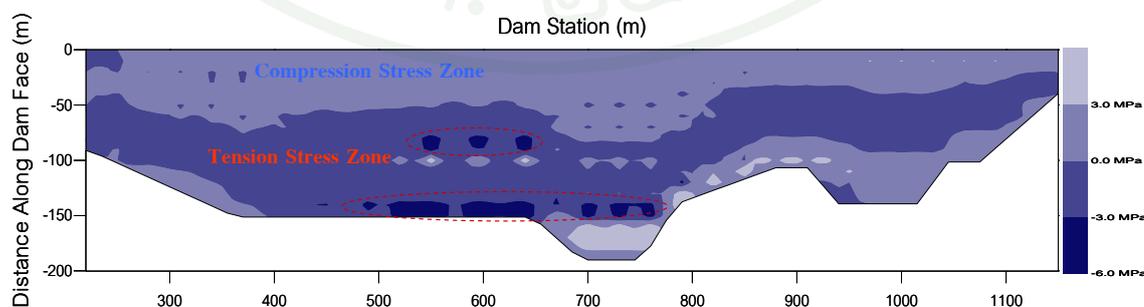
ภาพที่ 159 หน่วยแรงรวมในตัวเขื่อนในสภาวะปัจจุบัน (300 เดือน)



ภาพที่ 160 Maximum Shear Strain ในสภาวะปัจจุบัน (300 เดือน)

ผลการจำลองสภาพหน่วยแรงในตัวเขื่อนนอกจากจะได้ผลดังที่กล่าวมาแล้ว ยังสามารถหาหน่วยแรงในแผ่นคอนกรีตคานหน้า ซึ่งวิเคราะห์จากผลของแรงเฉือนและแรงคดที่เกิดขึ้นใน Beam Element ของแบบจำลองอันเป็นการจำลองแผ่นคอนกรีตคานหน้า พบว่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นมีผลจากแรงคดเป็นหลัก ดังนั้นในการวิเคราะห์ต่อไปจึงพิจารณาเฉพาะค่าหน่วยแรงคด (Flexural Stress) โดยหน่วยแรงคดที่เกิดขึ้นที่ผิวด้านบนของแผ่นคอนกรีตคานหน้า พบว่ามีทั้งส่วนที่เป็นหน่วยแรงอัดสูงสุด (Maximum Compressive Stress) และส่วนที่เป็นหน่วยแรงดึงสูงสุด (Maximum Tensile Stress) โดยบริเวณที่เกิดหน่วยแรงดึงสูงสุดอยู่ที่กึ่งกลางแผ่นคอนกรีตลงไปถึงระดับ Plinth ดังแสดงในภาพที่ 161 ดังนั้นในบริเวณดังกล่าวมีโอกาสเกิดการแตกร้าวของคอนกรีตเนื่องจากการปกติกอนกรีตเป็นวัสดุที่ไม่รับแรงดึง เมื่อตรวจสอบคุณสมบัติของคอนกรีตจากรายงานการออกแบบแผ่นคอนกรีตคานหน้าเขื่อนวชิราลงกรณ พบว่าคอนกรีตคานหน้าเขื่อนถูกออกแบบไว้ด้วยค่า $f'_c = 350$ ksc ที่อายุการบ่ม 28 วัน (SMEC, 1978) ซึ่งเมื่อประเมินเป็นกำลังต้านทานแรงอัด (Compressive Strength) ของคอนกรีตมีค่าประมาณ 30 MPa และเมื่อประเมินกำลังต้านทานการแตกร้าวของคอนกรีตด้วยค่าโมดูลัสการแตกร้าว (Modulus of Rupture, σ_r) หรือค่า Cracking Stress, σ_c ($\sigma_r = \sigma_c = 1.99\sqrt{f'_c}$ ksc.) ทำให้คอนกรีตมีหน่วยแรงต้านทานการแตกร้าว 3.67 MPa

เมื่อเปรียบเทียบหน่วยแรงอัดและหน่วยแรงดึงในแผ่นคอนกรีตที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง Beam Element ในสถานะสถิตศาสตร์กับกำลังต้านทานแรงอัดและกำลังต้านทานการแตกร้าวของคอนกรีตตามลำดับ พบว่า ในสถานะสถิตศาสตร์ปริมาณของหน่วยแรงอัดและหน่วยแรงดึงเกิดขึ้นต่ำกว่ากำลังต้านทานของคอนกรีต ยกเว้นบริเวณ Ch.550-Ch.650 ที่ตำแหน่ง 1 ใน 3 ของความยาวคอนกรีตจากระดับ Plinth และที่บริเวณที่ยึดรั้งกับ Plinth พบว่ามีหน่วยแรงดึงเกินค่า Cracking Stress

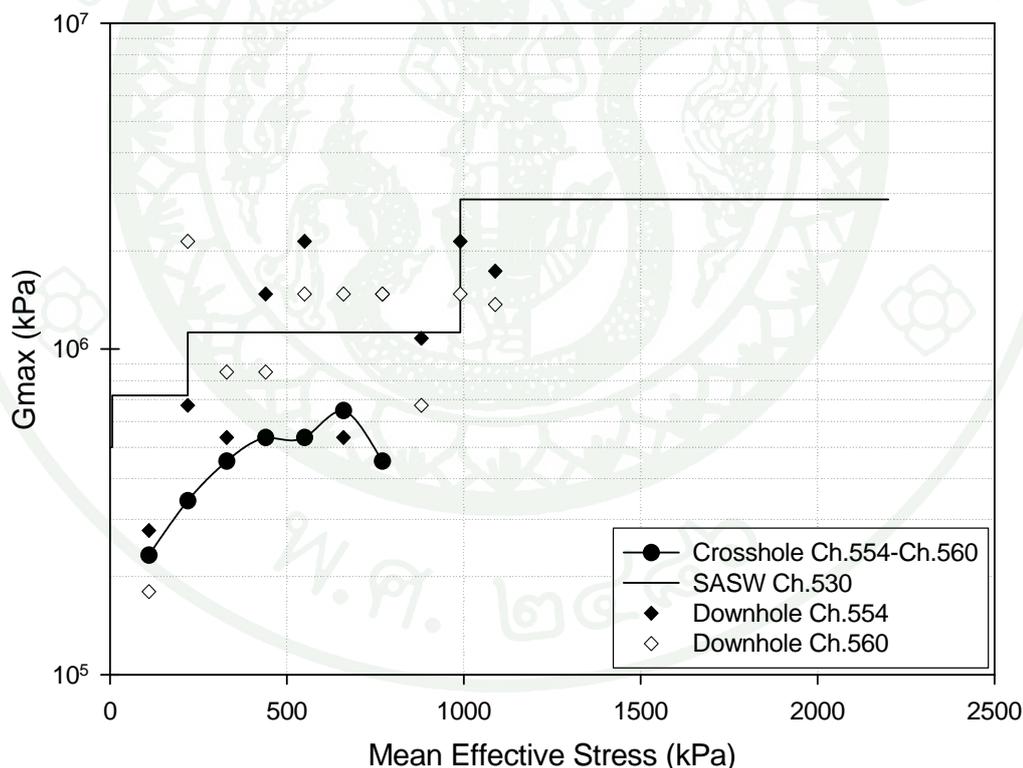


ภาพที่ 161 หน่วยแรงในสถานะสถิตศาสตร์ของแผ่นคอนกรีตคานหน้า

ผลการวิเคราะห์ในสถานะแผ่นดินไหว

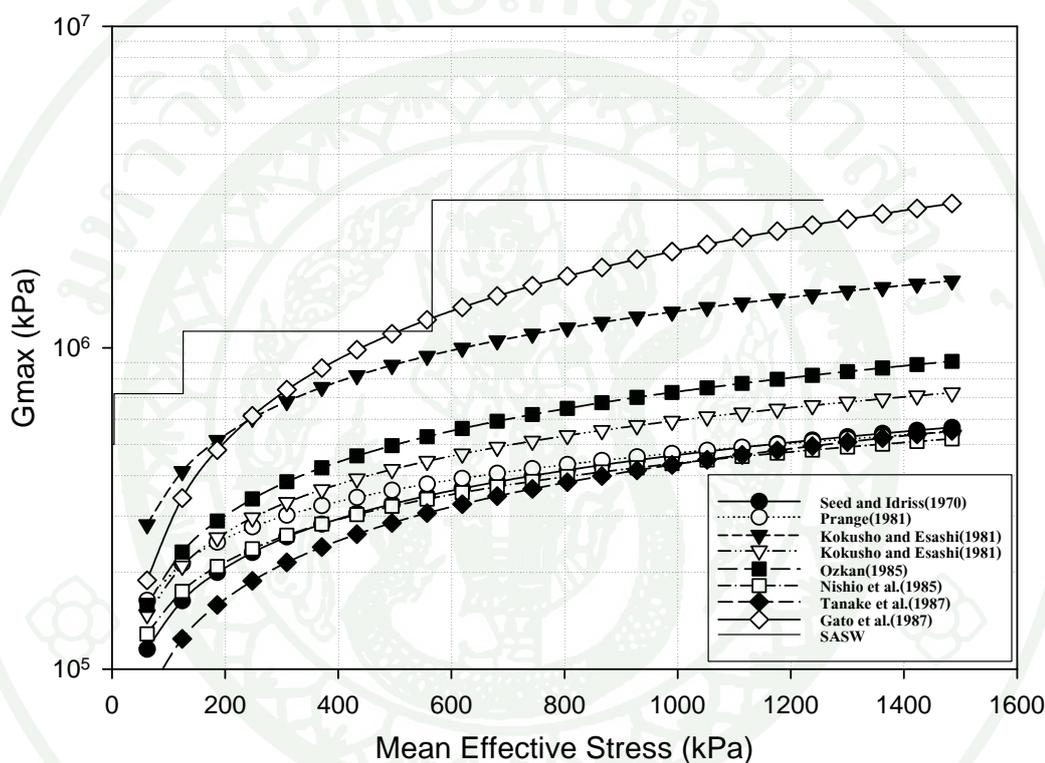
โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดของวัสดุตัวเชื่อม

ผลการเปรียบเทียบค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด (Maximum Shear Modulus, G_{max}) ที่ได้จากวิธีการทดสอบความเร็วคลื่นแรงเฉือน โดยวิธี SASW, Crosshole และ Downhole แสดงในภาพที่ 162 พบว่าทั้ง 3 วิธีมีแนวโน้มที่เพิ่มขึ้นตามหน่วยแรงประสิทธิผล โดยวิธี Crosshole ให้ค่าที่ต่ำกว่าวิธีอื่น ส่วนวิธี Downhole ให้ค่าที่เพิ่มลดไปมาแบบไม่คงที่ แต่ทั้งนี้วิธี SASW ให้ค่าที่ค่อนข้างเป็นค่าเฉลี่ยของวิธี Downhole ดังนั้นจึงใช้ค่า G_{max} จากการทดสอบ SASW เป็นตัวแทนการวิเคราะห์ โดยที่ความสัมพันธ์ของค่า G_{max} กับหน่วยแรงประสิทธิผลเป็นแบบขั้นบันไดตามการวิเคราะห์ของ Bay and Chaiprakaikeow (2006)



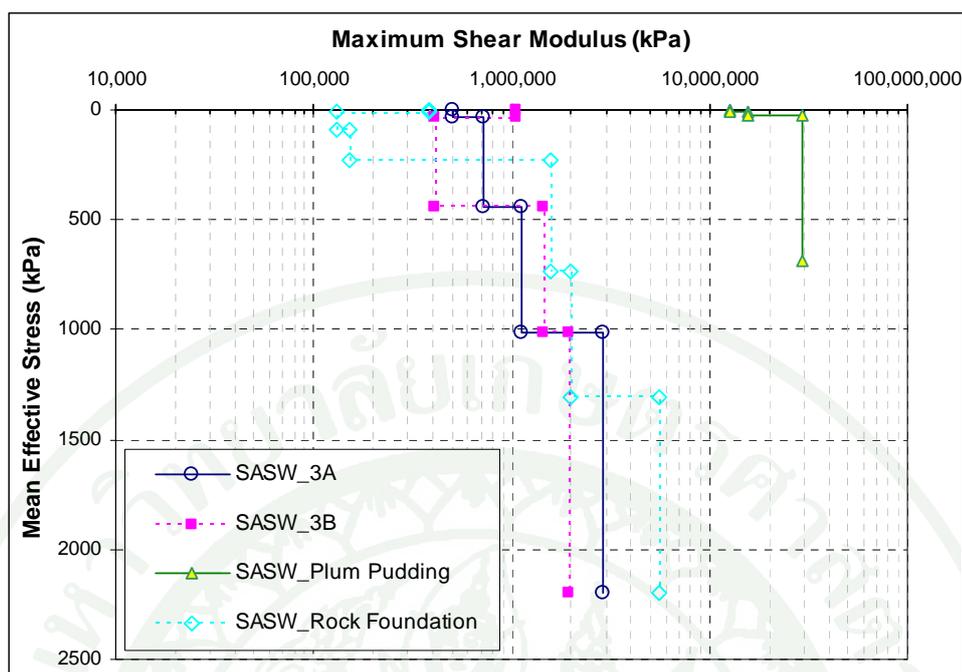
ภาพที่ 162 เปรียบเทียบค่า G_{max} ที่ได้จากการทดสอบโดยวิธี SASW, Crosshole และ Downhole

เมื่อเปรียบเทียบค่า G_{max} จากวิธี SASW กับสมการคำนวณที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ พบว่าค่า G_{max} จากการทดสอบในสนามมีค่าที่สูงกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เนื่องจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการมีข้อจำกัดของขนาดของวัสดุและหน่วยแรงกระทำที่มีขนาดที่แตกต่างกับในสนาม สำหรับการทดสอบในห้องปฏิบัติการ วิธีของ Kokusho and Esashi (1981) และ Gato *et al.*(1987) ที่ใช้ทดสอบ Crushed Rock และ Rock ตามลำดับให้ค่าที่ค่อนข้างใกล้เคียงกับการทดสอบในสนามมากที่สุดดังแสดงในภาพที่ 163



ภาพที่ 163 เปรียบเทียบค่า G_{max} จากการคำนวณโดยวิธี SASW กับ การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

สำหรับการวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์ของเขื่อนนวิราลงกรณ ใช้ความสัมพันธ์ของค่า G_{max} กับ Mean Effective Stress จากการทดสอบ SASW ในหินถมตัวเขื่อน หินฐานราก และชั้นหิน Plum Pudding ดังแสดงในภาพที่ 164



ภาพที่ 164 ความสัมพันธ์ของค่า G_{max} กับ Mean Effective Stress ที่ใช้ในการวิเคราะห์ ณ Ch.590

คาบธรรมชาติของตัวเขื่อน

การวิเคราะห์คาบธรรมชาติของตัวเขื่อนโดยวิธี Shear Beam Approach เมื่อพิจารณาที่โหมดการสั่นแรกแสดงในตารางที่ 25 และภาพที่ 165 แสดงกราฟความสัมพันธ์ของคาบธรรมชาติของตัวเขื่อนกับความเร็วคลื่นแรงเฉือน สำหรับเขื่อนวชิราลงกรณผลการทดสอบ SASW พบว่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนในหินถมตัวเขื่อนมีค่าอยู่ระหว่าง 500-750 เมตรต่อวินาที ทำให้ได้ค่าคาบธรรมชาติของเขื่อนจะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.30-0.48 วินาที (โหมดแรก) และเมื่อใช้ค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนจากการทดสอบ SASW คำนวณคาบธรรมชาติของตัวเขื่อนในโหมดที่ 2 และโหมดที่ 3 ดังแสดงในภาพที่ 166 และ 167 พบว่าเขื่อนวชิราลงกรณมีคาบธรรมชาติของตัวเขื่อนระหว่าง 0.12-0.20 วินาที และ 0.08-0.14 วินาที ตามลำดับ

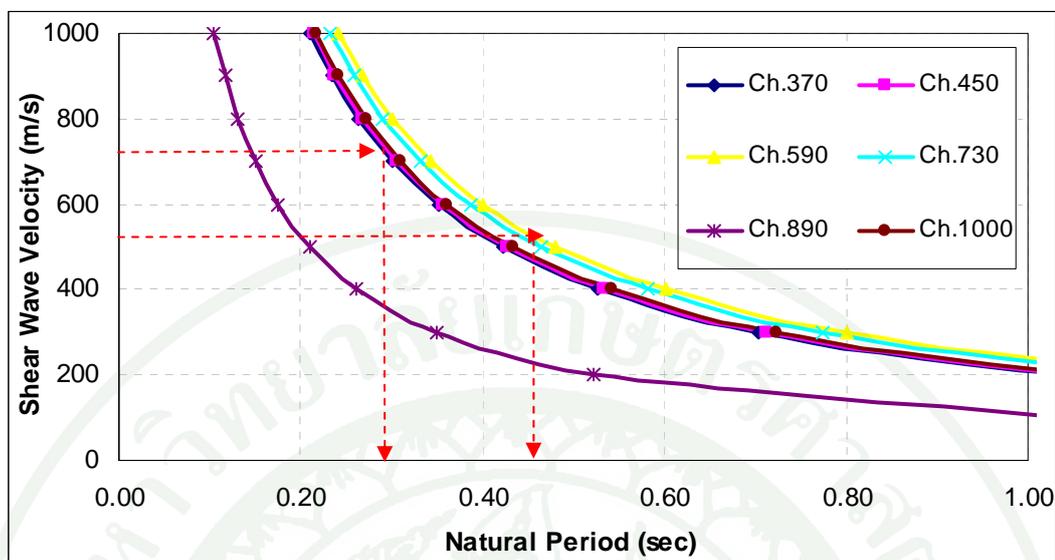
คาบธรรมชาติของเขื่อนวชิราลงกรณทั้ง 6 หน้าตัด ที่ได้จากการใช้สมการของ Ohmachi and Tokimutsu (1982) แสดงในตารางที่ 26 โดยคาบธรรมชาติของเขื่อนมีค่าอยู่ในช่วงระหว่าง 0.250 – 0.510 วินาที ยกเว้นในบริเวณ Ch.890 คาบธรรมชาติของเขื่อนอยู่ในช่วงระหว่าง 0.070 –

0.290 วินาที จะเห็นได้ว่าในแต่ละบริเวณมีคาบธรรมชาติของเขื่อนที่แตกต่างกันออกไป เนื่องจากในวิธีนี้พิจารณาเฉพาะความสูงของเขื่อน

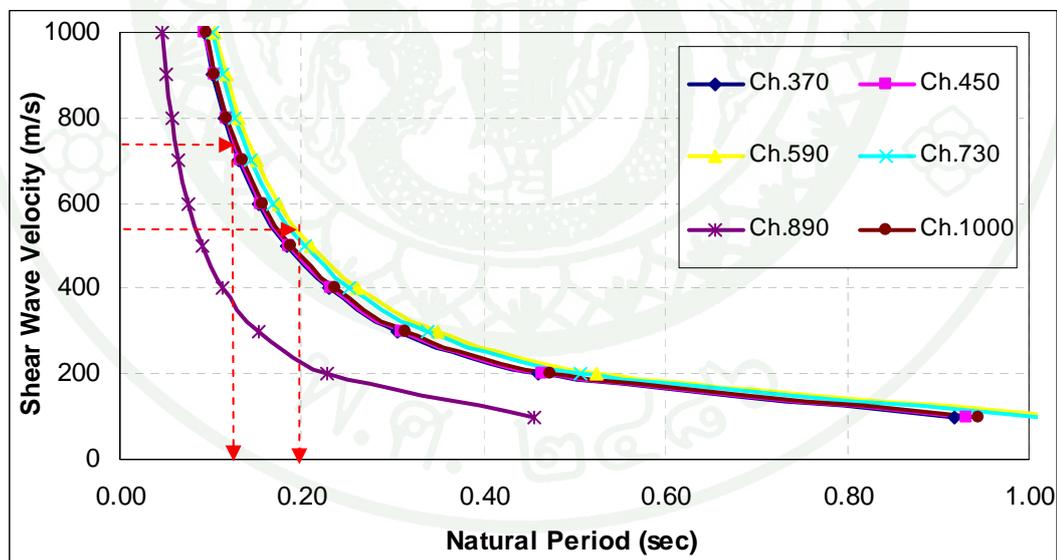
เมื่อเปรียบเทียบคาบธรรมชาติของเขื่อนนวิราลงกรณในโหมดที่ 1 จากวิธีของ Ohmachi and Tokimutsu (1982) กับวิธี Shear Beam Approach พบว่ามีค่าที่ใกล้เคียงกัน ดังนั้นสามารถสรุปได้ว่าเขื่อนนวิราลงกรณ มีคาบธรรมชาติของตัวเขื่อนในโหมดที่ 1 อยู่ในช่วง 0.25-0.50 วินาที โดยประมาณ ส่วนคาบธรรมชาติของตัวเขื่อนนวิราลงกรณในโหมดที่ 2 และโหมดที่ 3 มีค่าอยู่ระหว่าง 0.12-0.20 วินาที และ 0.08-0.14 วินาที ตามลำดับ สำหรับคาบธรรมชาติในโหมดการสั่นต่างๆ ของตัวเขื่อน จะนำไปใช้ต่อไปในการพิจารณาเลือกคลื่นแผ่นดินไหวและการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์ต่อไป

ตารางที่ 25 ผลการวิเคราะห์คาบธรรมชาติของเขื่อน โดยวิธีของ Shear Beam Approach ในโหมดการสั่นแรก

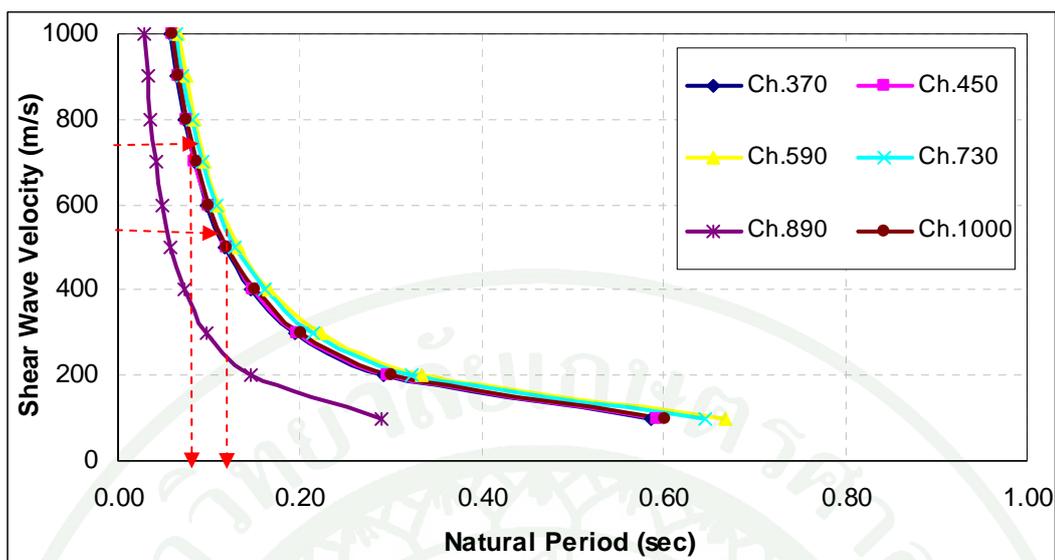
Vs (m/s)	Predominant Period (sec)					
	Ch.370	Ch.450	Ch.590	Ch.730	Ch.890	Ch.1000
300	0.70	0.71	0.80	0.78	0.35	0.72
400	0.53	0.53	0.60	0.58	0.26	0.54
500	0.42	0.43	0.48	0.47	0.21	0.43
600	0.35	0.36	0.40	0.39	0.17	0.36
700	0.30	0.31	0.34	0.33	0.15	0.31
800	0.26	0.27	0.30	0.29	0.13	0.27
900	0.23	0.24	0.27	0.26	0.12	0.24
1000	0.21	0.21	0.24	0.23	0.10	0.22
1100	0.19	0.19	0.22	0.21	0.10	0.20
1200	0.18	0.18	0.20	0.19	0.09	0.18



ภาพที่ 165 ความสัมพันธ์ของคาบธรรมชาติของตัวเชื่อมในโหนดที่ 1 กับความเร็วคลื่นแรงเฉือน จากผลการสำรวจ SASW ของเขื่อนวชิราลงกรณ



ภาพที่ 166 ความสัมพันธ์ของคาบธรรมชาติของตัวเชื่อมในโหนดที่ 2 กับความเร็วคลื่นแรงเฉือน จากผลการสำรวจ SASW ของเขื่อนวชิราลงกรณ



ภาพที่ 167 ความสัมพันธ์ของคาบธรรมชาติของตัวเขื่อนในโหมดที่ 3 กับความเร็วคลื่นแรงเฉือน จากผลการสำรวจ SASW ของเขื่อนวชิราลงกรณ

ตารางที่ 26 ขอบเขตบน-ล่าง และค่าเฉลี่ยของคาบธรรมชาติของเขื่อนวชิราลงกรณ จากสมการของ Ohmachi and Tokimutsu

Chanaig	Height (m)	$T_p = \frac{0.45}{100} H$	$T_p = \frac{0.45}{100} H - 0.11$	$T_p = \frac{0.45}{100} H + 0.11$
370	80	0.363	0.253	0.473
450	81	0.368	0.258	0.478
590	92	0.414	0.304	0.524
730	89	0.401	0.291	0.511
890	40	0.180	0.070	0.290
1000	83	0.374	0.264	0.484

องค์ประกอบคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์

การวิเคราะห์องค์ประกอบคลื่นแผ่นดินไหวเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์ เริ่มโดยการรวบรวมข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหว (ความเร่งกับเวลา) จาก Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) จำนวน 27 เหตุการณ์แผ่นดินไหวทั่วโลก (373 คลื่น) ตั้งแต่แผ่นดินไหว

ขนาด 5.0-7.9 Mw ตามระยะทางจากจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวต่างๆ ตั้งแต่ระยะใกล้จนถึง 100 กิโลเมตร (ภาคผนวก ก) ซึ่งจากจำนวนคลื่นดังกล่าวสามารถคัดเลือกข้อมูลแผ่นดินไหว เพื่อใช้ในการวิเคราะห์ โดยกำหนดเกณฑ์ในการคัดเลือกคลื่นที่ไม่เหมาะสมกับพื้นที่ศึกษาเขื่อนวชิราลงกรณออก โดยมีหลักเบื้องต้น ได้แก่

1. คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์ ต้องถูกบันทึกไว้บนสถานีวัดที่อยู่บนฐานรากหินแข็ง (Rock Site)
2. พิจารณาคลื่นแผ่นดินไหวที่มีระยะเวลาการสั่นยาว โดยค่า Bracket Duration จะต้องมียาวมากกว่าศูนย์
3. คลื่นแผ่นดินไหวมีอัตราเร่งสูงสุดสอดคล้องกับโอกาสที่จะเกิดขึ้นจริงในพื้นที่ศึกษา
4. คาบธรรมชาติของคลื่นแผ่นดินไหวมีค่าอยู่ช่วงเดียวกันกับคาบธรรมชาติของตัวเขื่อน

เกณฑ์ที่ 1 กรองคลื่นที่มีอัตราส่วน V_{max}/A_{max} เกิน 0.138 ออก เนื่องจากสภาพฐานรากของเขื่อนวชิราลงกรณเป็นชั้นหิน การเลือกคลื่นแผ่นดินไหวจึงเลือกเฉพาะข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวจากสถานีวัดที่ติดตั้งเครื่องวัดอัตราเร่งของพื้นดินอยู่ในชั้นหิน โดยตามมาตรฐานของ U.S. Geological Survey สถานีวัดที่อยู่บนชั้นหินจะมีค่าความเร็วคลื่นเฉือนมากกว่า 750 เมตรต่อวินาที ซึ่งตัวแปรที่บ่งบอกถึงชั้นหินแบบ Rock Site หรือ Soil Site ได้แก่ค่า V_{max}/A_{max} ซึ่งแสดงในตารางที่ 27

ตารางที่ 27 ค่าประมาณของ V_{max}/A_{max} ที่ตรวจวัด ณ สถานีที่ห่างจากจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวไม่เกิน 50 กิโลเมตร

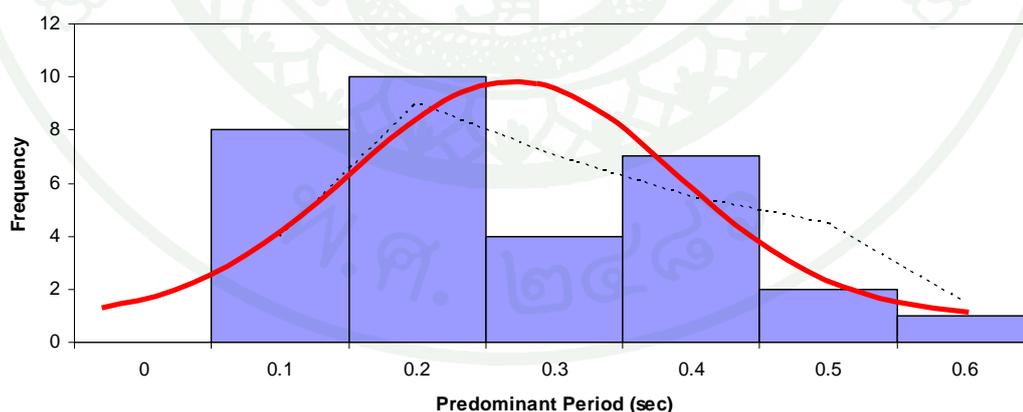
สภาพดินที่ตรวจวัด	V_{max}/A_{max} (sec)
ชั้นหิน	0.056
ชั้นดินแข็งที่อยู่ลึกกว่า 60 เมตร	0.112
ชั้นดินแข็งที่อยู่ตื้นกว่า 60 เมตร	0.138

ที่มา: Seed and Idriss (1982)

เกณฑ์ที่ 2 กรองคลื่นที่มีค่า Bracket Duration = 0 วินาทีออก เนื่องจากคลื่นที่มีผลกระทบต่อโครงสร้างต่างๆ ทั้งอาคารบ้านเรือนหรือเขื่อน มักเป็นคลื่นที่มีระยะเวลาการสั่นยาวและมี PGA สูงกว่า 0.05g (Kramer, 1996) ดังนั้นค่า Bracket Duration (Bracket Duration คือ เวลาที่ตัดส่วนของความเร่งของพื้นดินที่น้อยกว่า 0.05g ออก) โดยพิจารณาต่อระยะเวลาที่มีความเร่งของพื้นดินที่น้อยกว่า 0.05g จังหวะแรกและจังหวะสุดท้ายออก โดยหาก Bracket Duration เท่ากับศูนย์แสดงว่าค่าความเร่งของคลื่นแผ่นดินไหวดังกล่าวมีค่าต่ำกว่า 0.05g ทั้งหมด

เกณฑ์ที่ 3 กรองคลื่นที่มีค่า PGA น้อยกว่า 0.10g ออก เนื่องจากเขื่อนวชิราลงกรณตั้งอยู่ในพื้นที่โซน 2B ตามแผนที่แสดงระดับความเสียหายแผ่นดินไหวและโซนเสี่ยงภัยตามเกณฑ์ของ UBC ที่เสนอโดย เป็นหนึ่งและคณะ (2527) ซึ่งมีโอกาสเกิดแผ่นดินไหวที่ก่อให้เกิดความเร่งของพื้นดินเกิน 0.10g

เกณฑ์ที่ 4 ใช้วิธีทางสถิติในการพิจารณาองค์ประกอบของตัวแปรทางด้านความถี่ อันได้แก่ค่า Predominant Period สำหรับความถี่ของข้อมูลมีการกระจายตัวในลักษณะโค้งแบบปกติดังแสดงในภาพที่ 168 และค่าเฉลี่ยและการกระจายตัวของข้อมูลตามระยะทางแสดงในตารางที่ 28 ตามลำดับ โดยเกณฑ์ที่ใช้เลือกคลื่นจะพิจารณาที่ค่า Predominant Period ในช่วง \bar{x} ถึง $\bar{x} + 2SD$ เนื่องจากเป็นช่วงที่ตรงกับคาบธรรมชาติของตัวเขื่อนที่ได้วิเคราะห์สรุปไว้แล้วในข้างต้น



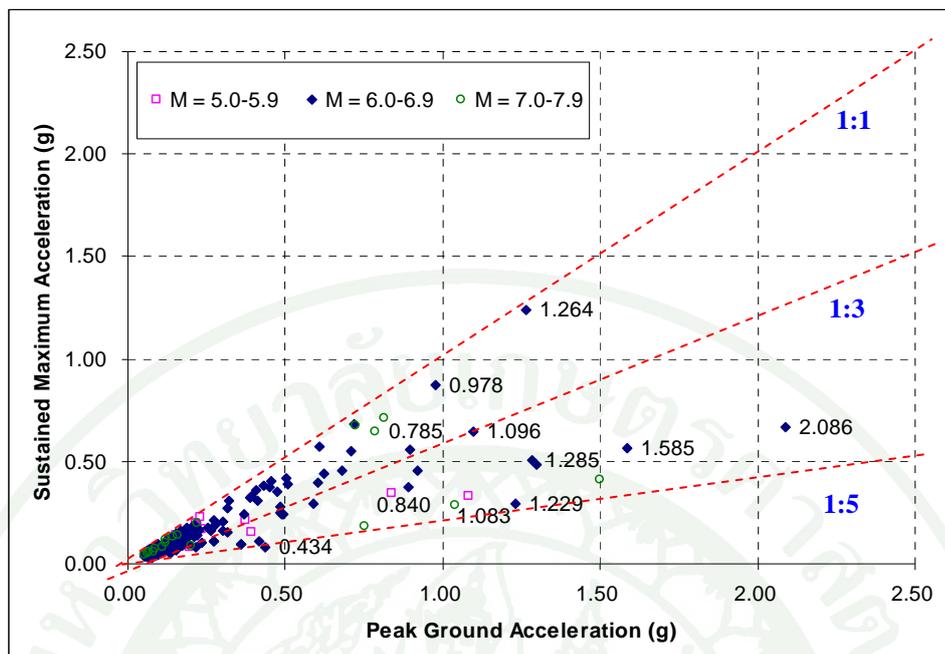
ภาพที่ 168 การกระจายความถี่ของ Predominant Period ที่บ่งบอกถึงการกระจายตัวแบบโค้งปกติ

ตารางที่ 28 ค่าเฉลี่ยและการกระจายตัวของข้อมูลตามระยะทางของ Predominant Period

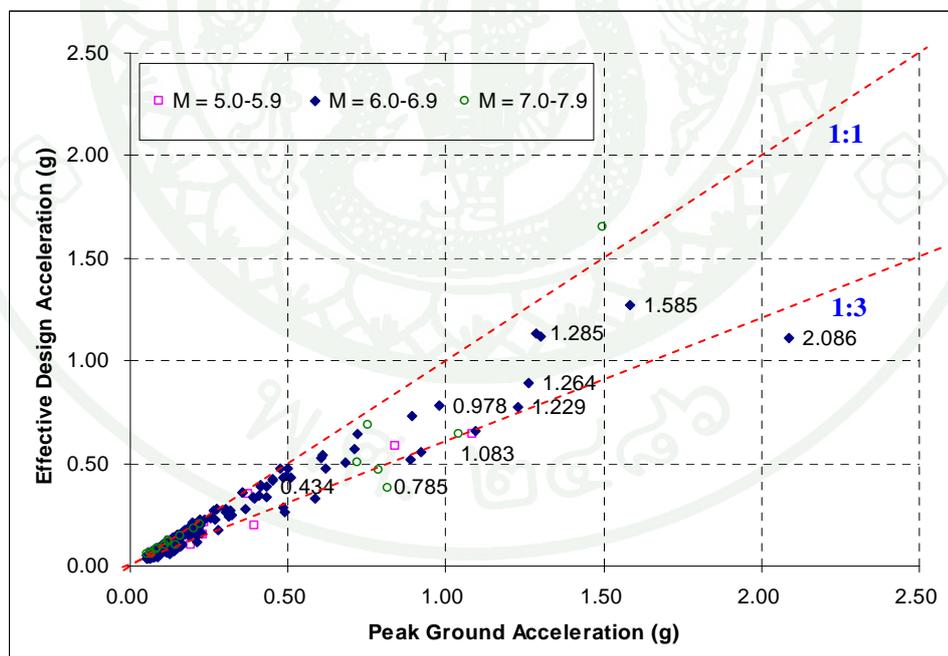
Epicentral Distance (km)	SD	Predominant Period (sec)			
		\bar{X}	$\bar{X} - SD$	$\bar{X} + SD$	$\bar{X} + 2SD$
< 10	0.143	0.234	0.091	0.377	0.520
10-20	0.116	0.221	0.105	0.337	0.453
20-50	0.136	0.220	0.084	0.356	0.492
50-100	0.150	0.265	0.115	0.415	0.565

ผลการพิจารณาคลิ้นแผ่นดินไหวที่วิเคราะห์ด้วยเกณฑ์ข้อที่ 1, 2 และ 3 โดยใช้คลิ้นแผ่นดินไหวจากแผ่นดินไหวขนาด 6-7 Mw จำนวน 313 คลิ้น สามารถกรองคลิ้นที่ไม่เข้าเกณฑ์ได้ 90 คลิ้น เมื่อใช้เกณฑ์ข้อที่ 4 สามารถกรองออกได้ 176 ซึ่งจะเห็นว่าหากใช้เกณฑ์ข้อที่ 4 จะทำให้จำนวนคลิ้นลดลงมาก ดังนั้นในที่นี้จะไม่ตัดคลิ้นด้วยเกณฑ์ข้อที่ 4 เนื่องจากในการวิเคราะห์หาคาบธรรมชาติของตัวเขื่อนได้พิจารณาเพียงโหมดการสั่นแรก ซึ่งพฤติกรรมจริงอาจจะไม่ได้เป็นโหมดแรกก็ได้ โดยคลิ้นที่ผ่านเกณฑ์กล่าว 176 คลิ้น ถูกนำไปตรวจสอบความสัมพันธ์ด้วยตัวแปรอื่นๆ ซึ่งจะกล่าวต่อไป ในทำนองเดียวกันกับเกณฑ์ข้างต้นมีคลิ้นแผ่นดินไหวขนาด 5-6 Mw ที่ผ่านเกณฑ์ 17 คลิ้น และคลิ้นแผ่นดินไหวที่มีขนาด 7-8 Mw มีจำนวน 18 คลิ้น

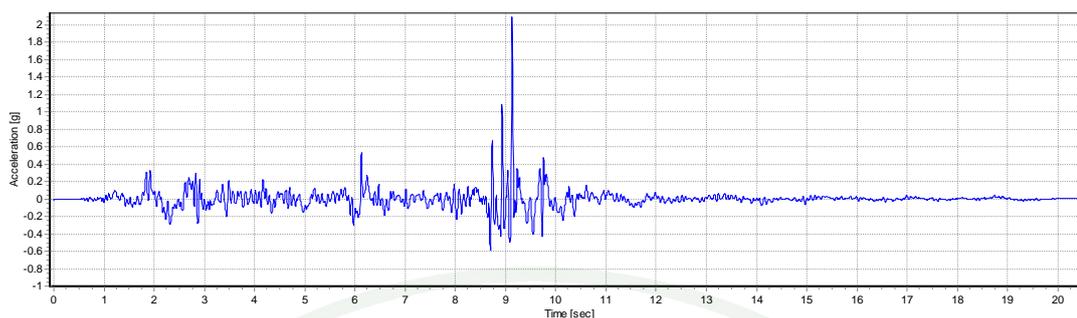
ข้อมูลคลิ้นแผ่นดินไหวที่ผ่านเกณฑ์เมื่อนำมาหาความสัมพันธ์กับตัวแปรของขนาดความเร่ง (PGA, SMA และ EDA) พบว่ามีความสัมพันธ์แบบเส้นตรง ดังแสดงในภาพที่ 169 และ 170 ตามลำดับ โดยคลิ้นที่มีอัตราส่วนของ PGA กับ SMA เป็น 1:1 มีลักษณะเป็นคลิ้นที่สม่ำเสมอ (Uniform Wave) และมีความถี่คลิ้นที่สูง เมื่ออัตราส่วน PGA กับ SMA อยู่ในระหว่าง 1:3-1:5 ลักษณะคลิ้นจะไม่มีความสัมพันธ์และบ่งบอกถึงคลิ้นที่อาจจะไม่มีผลกระทบต่อโครงสร้างเขื่อน เนื่องจากมีค่า PGA สูงสุด ณ ช่วงเวลานั้นๆ ภาพที่ 171 แสดงการเปรียบเทียบคลิ้นแผ่นดินไหวที่มีความสัมพันธ์ต่างกัน ส่วนความสัมพันธ์ของค่า PGA กับ EDA ถึงแม้จะมีความสัมพันธ์อยู่ระหว่าง 1:1-1:3 แต่ก็ไม่สามารถนำมาใช้ในการคัดเลือกคลิ้นสำหรับการวิเคราะห์ได้



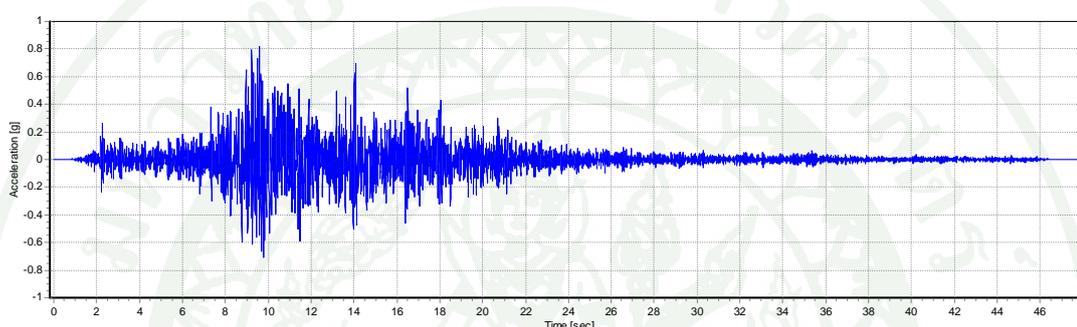
ภาพที่ 169 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราเร่งสูงสุด (PGA) และ Sustained Maximum Acceleration (SMA)



ภาพที่ 170 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราเร่งสูงสุด (PGA) และ Effective Design Acceleration (EDA)



(ก) Nahanni Earthquake ค.ศ.1985 ในประเทศ USA โดยมีขนาด 6.8 Mw,
Epicenter Distance = 6.0 km (PGA = 2.086g, SMA = 0.669g, EDA = 1.110g)

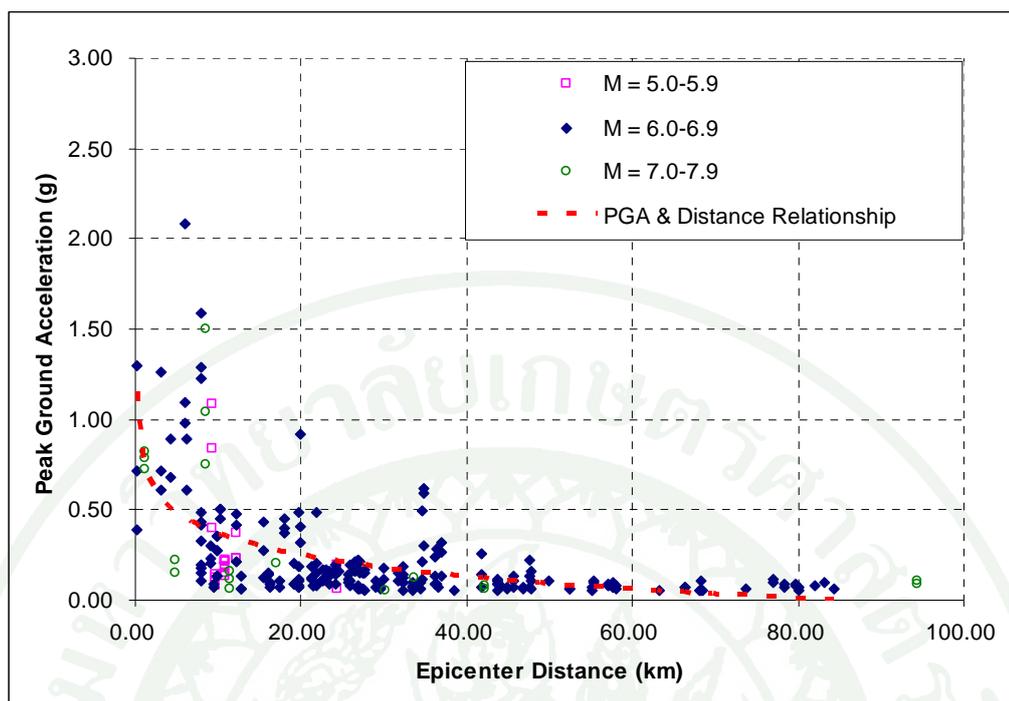


(ข) Landers Earthquake ค.ศ.1992 ในประเทศ Canada โดยมีขนาด 7.3 Mw,
Epicenter Distance = 1.1 km (PGA = 0.818g, SMA = 0.711g, EDA = 0.377g)

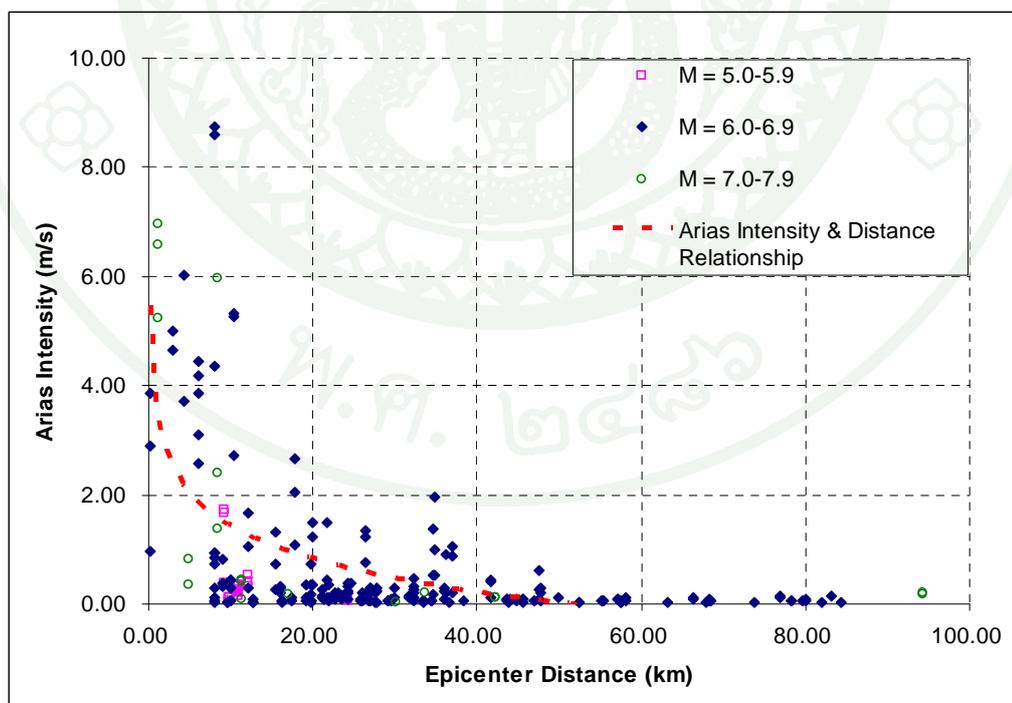
ภาพที่ 171 การเปรียบเทียบคลื่นแผ่นดินไหวที่มีความสม่ำเสมอต่างกันจากสองเหตุการณ์
แผ่นดินไหว คลื่น (ก) จะไม่นำมาใช้ในการวิเคราะห์

ที่มา: วิเคราะห์จากข้อมูลการบันทึกของ PEER (2010)

ดังนั้นในการวิเคราะห์คลื่นแผ่นดินไหว จึงได้กำหนดคลื่นที่จะวิเคราะห์ให้มีอัตราส่วน
PGA กับ SMA อยู่ในช่วง 1:1-1:3 เมื่อพิจารณาคคลื่นแผ่นดินไหวกับความสัมพันธ์ของระยะทางจาก
แหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวดังแสดงในภาพที่ 172 และ 173 พบว่าค่า PGA และ Arias Intensity จะมี
ค่าลดลงตามระยะทาง ซึ่งนั่นก็คือแผ่นดินไหวในระยะไกลๆ จะมีความรุนแรงและพลังงานน้อย
ในการส่งผลกระทบต่อตัวเขื่อน แต่ทั้งนี้ไม่สามารถระบุได้ชัดเจนว่าจะมีผลกระทบต่อเขื่อนน้อยจริง
เนื่องจากหากเกิดการสั่นพ้องที่ตรงกับคาบธรรมชาติของเขื่อนก็อาจเกิดความเสียหายได้เช่นกัน



ภาพที่ 172 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราเร่งสูงสุดและระยะห่างจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว

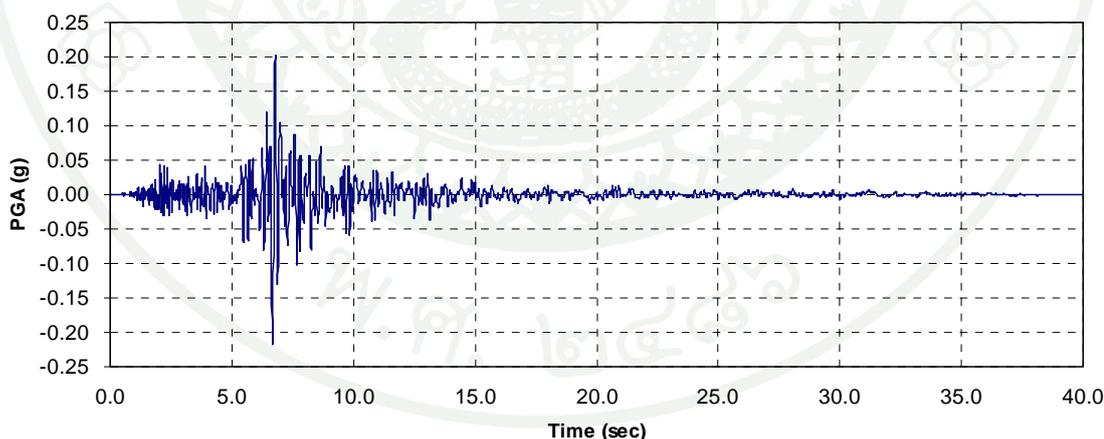


ภาพที่ 173 ความสัมพันธ์ระหว่าง Arias Intensity และระยะห่างจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว

สรุปกรณีการวิเคราะห์ในแต่ละหน้าตัดเชื่อมจากข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่ผ่านเกณฑ์การคัดเลือก มีทั้งหมด 40 คลื่นแผ่นดินไหว ดังแสดงในตารางที่ 29 ซึ่งครอบคลุมค่า PGA ตั้งแต่ 0.065g ถึง 1.264g และ Epicenter Distance อยู่ในช่วง 100 กิโลเมตร ทั้งนี้เนื่องจากคลื่นที่มี Epicenter Distance มากกว่า 100 กิโลเมตร มีจำนวนข้อมูลที่น้อยและโดยส่วนใหญ่เป็นแผ่นดินไหวที่มีค่า PGA น้อยกว่า 0.05g ซึ่งไม่ผ่านเกณฑ์ในการเลือกคลื่น สำหรับตัวอย่างรูปร่างคลื่นที่ใช้ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของเขื่อนทางพลศาสตร์ที่จะได้ดำเนินการต่อไป แสดงดังภาพที่ 174 ถึงภาพที่ 176

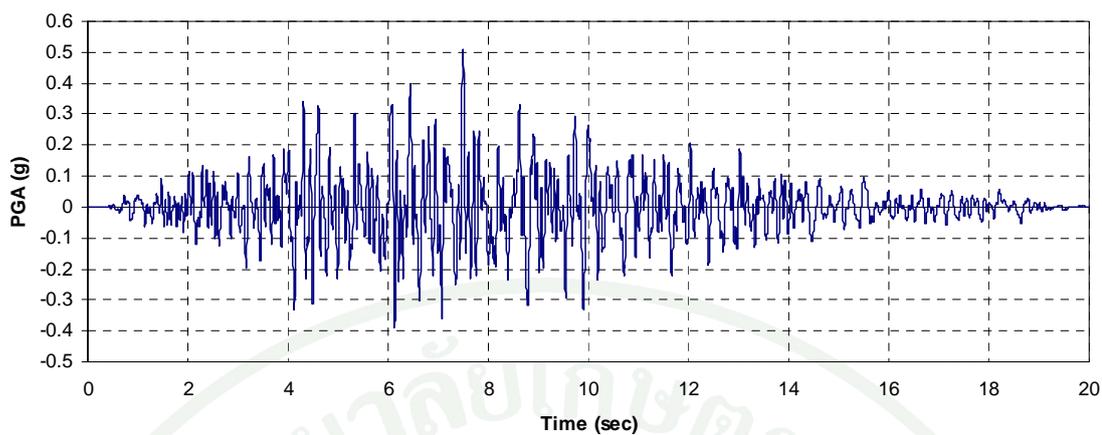
ตารางที่ 29 จำนวนกรณีการวิเคราะห์ของแผ่นดินไหวขนาด 5.0-7.9 Mw

Case Analysis (Mw)	Distance(km)				Total
	< 10	10-20	20-50	50-100	
5.0 – 5.9	4	4	1	-	9
6.0 – 6.9	4	4	4	4	16
7.0 – 7.9	5	4	4	2	15



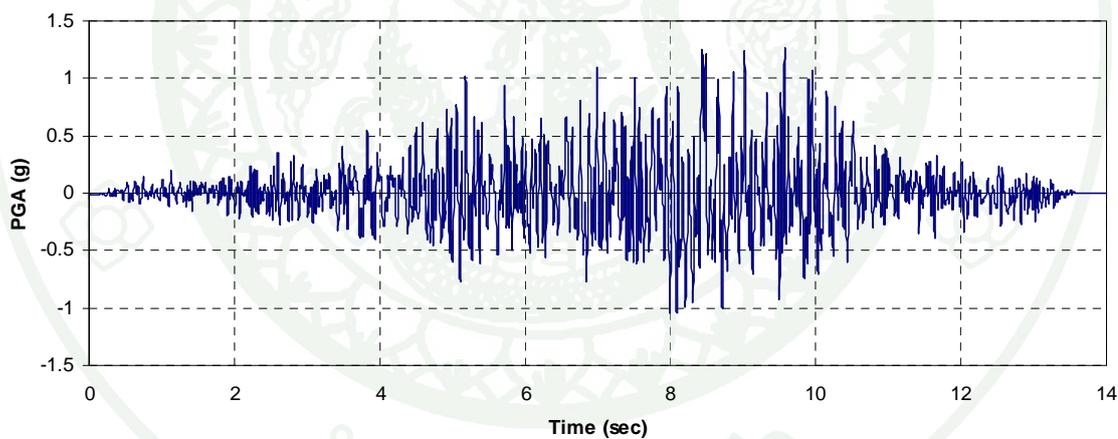
ภาพที่ 174 แผ่นดินไหว Northridge ค.ศ. 1994 ในประเทศสหรัฐอเมริกา ขนาด 6.7 Mw มีระยะห่างจากศูนย์กลางเกิดแผ่นดินไหว 26.8 กิโลเมตร (PGA = 0.217g)

ที่มา: วิเคราะห์จากข้อมูลการบันทึกของ PEER (2010)



ภาพที่ 175 แผ่นดินไหว Loma Prieta ค.ศ.1989. ในประเทศสหรัฐอเมริกา ขนาด 6.9 Mw มีระยะห่างจากศูนย์กลางเกิดแผ่นดินไหว 11 กิโลเมตร (PGA = 0.507g)

ที่มา: วิเคราะห์จากข้อมูลการบันทึกของ PEER (2010)



ภาพที่ 176 แผ่นดินไหว Gazli USSR ค.ศ.1976 ในประเทศรัสเซีย ขนาด 6.8 Mw มีระยะห่างจากศูนย์กลางเกิดแผ่นดินไหว 3 กิโลเมตร (PGA = 1.264g)

ที่มา: วิเคราะห์จากข้อมูลการบันทึกของ PEER (2010)

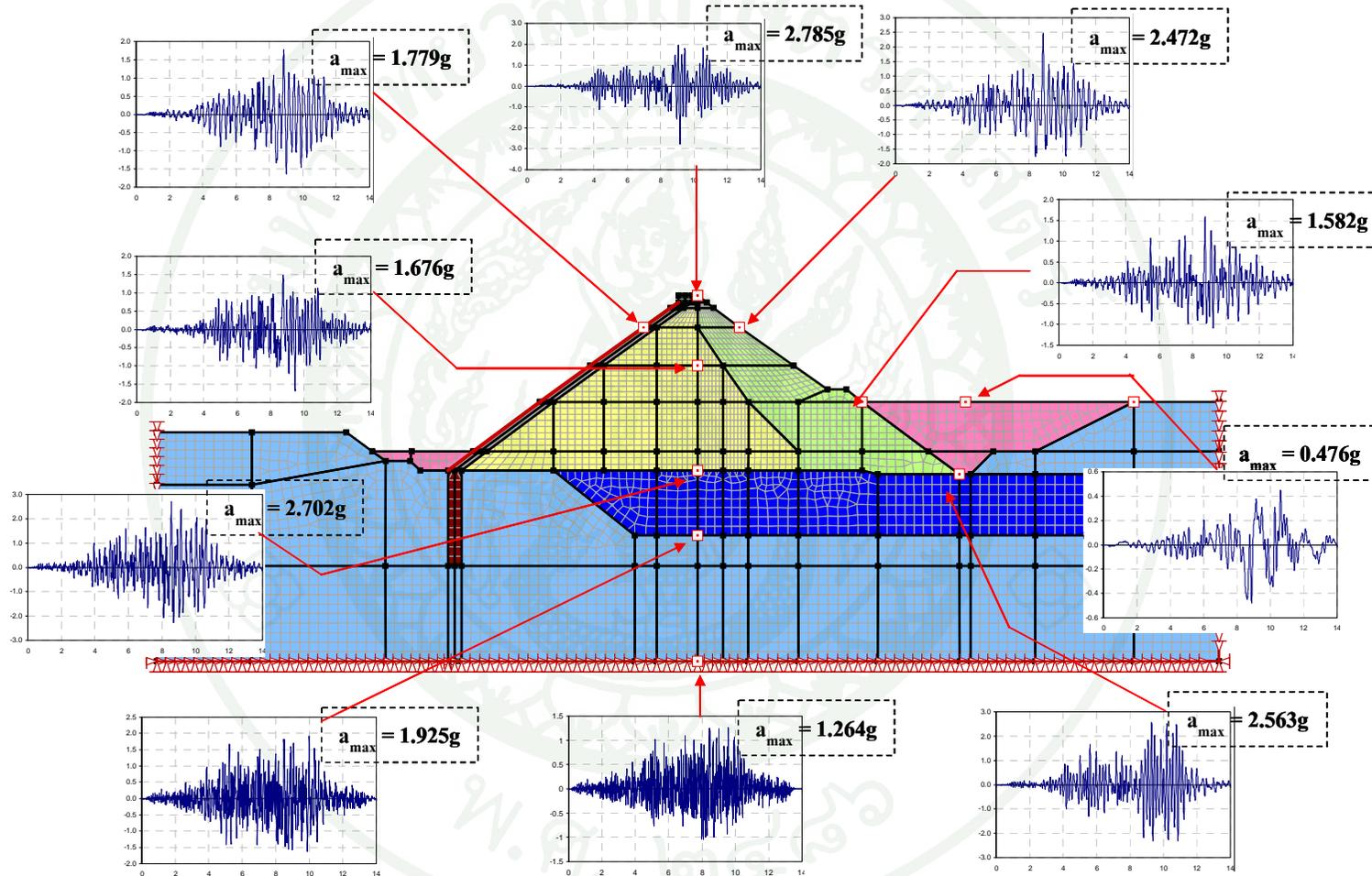
พฤติกรรมตอบสนองทางพลศาสตร์ (Dynamic Response Behaviors)

การวิเคราะห์ได้นำคลื่นแผ่นดินไหวมากระทำที่บริเวณฐานรากเขื่อน โดยจากข้อมูลการสำรวจและก่อสร้างพบว่าเป็นชั้นหินแข็ง เขื่อนจะมีการตอบสนองต่อแรงกระทำและเกิดอัตราเร่งในบริเวณต่างๆ ของตัวเขื่อนแตกต่างกันซึ่งขึ้นกับคุณสมบัติของวัสดุตัวเขื่อนและองค์ประกอบของคลื่นแผ่นดินไหว โดยผลการวิเคราะห์การตอบสนองของตัวเขื่อน ณ ตำแหน่งต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหวขนาด 5.0 – 7.9 Mw แสดงดังตารางภาคผนวก ข สำหรับพฤติกรรมตอบสนองในรูปแบบต่างๆ แสดงดังต่อไปนี้

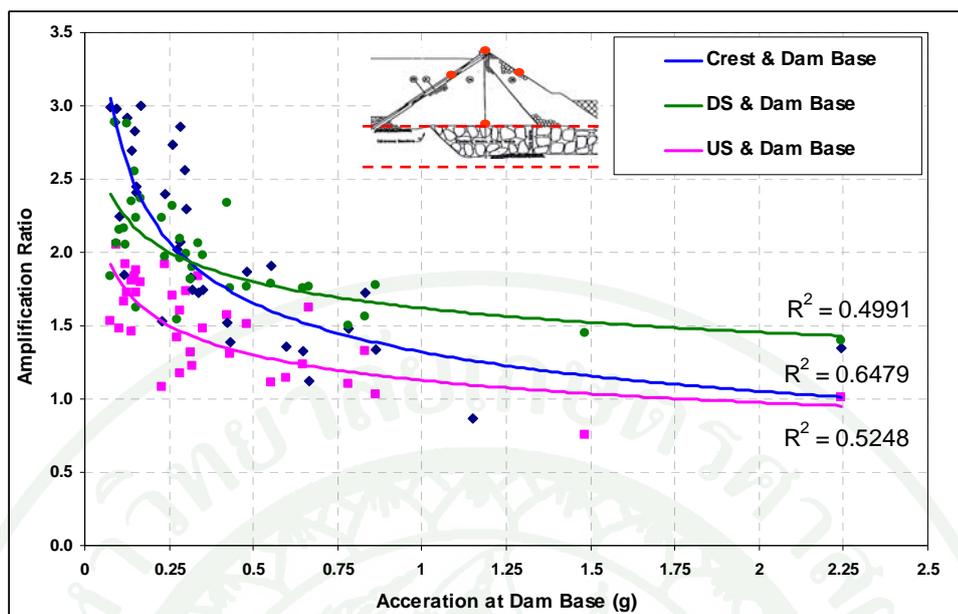
1. พฤติกรรมการขยายอัตราเร่งในหินถมตัวเขื่อนเมื่อพิจารณา ณ จังหวะอัตราเร่งสูงสุด, Ch.590

ลักษณะการตอบสนองของเขื่อนต่อคลื่นแผ่นดินไหวเมื่อพิจารณา ณ เวลาที่เกิด Peak Ground Acceleration (PGA) กระทำที่ฐานรากเขื่อน (Foundation Base) ก็บริเวณต่างๆ ของตัวเขื่อน ทั้งบริเวณสันเขื่อน ลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ แสดงดังตัวอย่างจากคลื่นแผ่นดินไหว Gazli USSR (1976) ในภาพที่ 177 โดยเมื่อพิจารณาเป็นอัตราส่วนการขยายความเร่ง (Amplification Ratio) ในตัวเขื่อนซึ่งแสดงในภาพที่ 178 พบว่ามีอัตราส่วนดังกล่าวอยู่ที่ 1.0-2.0 เท่าที่ลาดชันด้านเหนือน้ำ และ 1.0-3.0 เท่าที่บริเวณสันเขื่อนและลาดชันด้านท้ายน้ำ ทั้งนี้แนวโน้มการขยายคลื่นความเร่งมีอัตราส่วนสูงที่ลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำและสันเขื่อน เนื่องจากเป็นบริเวณที่มีความแข็งแรงทางพลศาสตร์ต่ำและไม่มี Confining Stress ด้านทานการสั่นจากแรงแผ่นดินไหวเหมือนอย่างเช่นลาดชันด้านเหนือน้ำที่มีระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำเป็นแรงต้าน นอกจากนี้มีข้อสังเกตว่าคลื่นแผ่นดินไหวที่มีค่า PGA น้อยกว่า 0.25g จะมีอัตราส่วนขยายที่สูงถึง 2-3 เท่า เมื่อเทียบกับค่า PGA ที่สูงกว่า 0.25g จะมีอัตราส่วนขยายที่น้อยกว่า 2

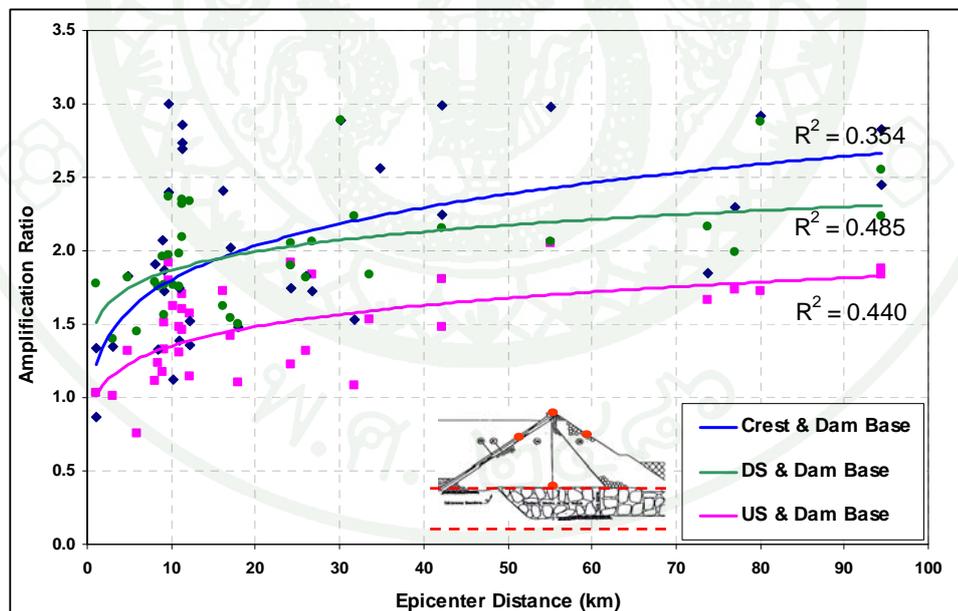
เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่าง Epicenter Distance กับอัตราส่วนการขยายคลื่นความเร่ง (Amplification Ratio) ดังแสดงในภาพที่ 179 พบว่าแนวโน้มการขยายคลื่นความเร่งจะสูงที่สันเขื่อนและลาดชันด้านท้ายน้ำ แต่ทุกบริเวณจะมีอัตราส่วนการขยายคลื่นความเร่งเพิ่มขึ้นเมื่อ Epicenter Distance เพิ่มขึ้น ทั้งนี้เนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวที่มี Epicenter Distance สูงๆ มักเป็นคลื่นที่มีค่า PGA ต่ำ (น้อยกว่า 0.25g)



ภาพที่ 177 การตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหวในบริเวณต่างๆ ของเขื่อน กรณีเหตุการณ์แผ่นดินไหว Gazli USSR ค.ศ.1976, Ch.590



ภาพที่ 178 ความสัมพันธ์ของค่า PGA ของคลื่นแผ่นดินไหวกระทำที่ฐานเขื่อนกับอัตราส่วนการขยายความเร่งที่สันเขื่อน ลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำและด้านท้ายน้ำ

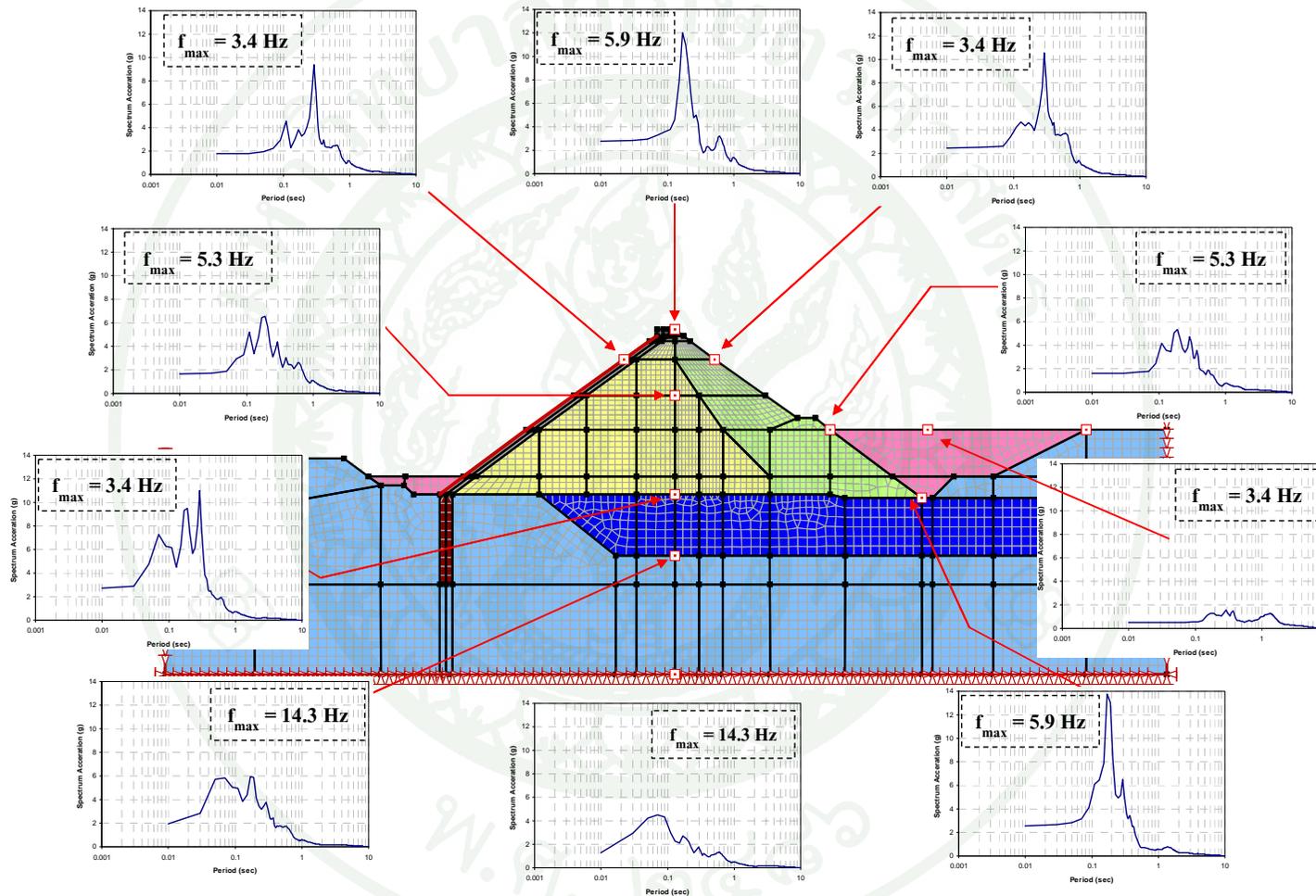


ภาพที่ 179 ความสัมพันธ์ของค่า Epicenter Distance กับอัตราส่วนการขยายความเร่งที่สันเขื่อน ลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำและด้านท้ายน้ำ

2. พฤติกรรมการขยายอัตราเร่งในหินถมตัวเขื่อนเมื่อพิจารณาที่ค่าความถี่เดียวกัน, Ch.590

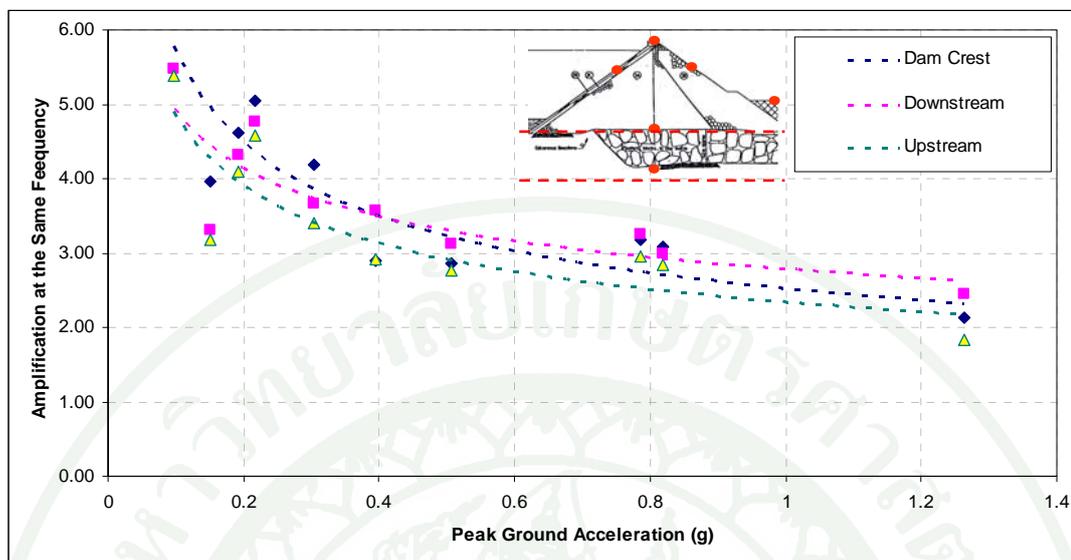
ลักษณะการตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหวเมื่อพิจารณาที่ค่า Spectrum Acceleration (S_a) ที่ฐานเขื่อน (Dam Base) กับบริเวณต่างๆ ของตัวเขื่อน ทั้งบริเวณสันเขื่อน ลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ แสดงตัวอย่างจากคลื่นแผ่นดินไหว Gazli USSR (1976) ในภาพที่ 180 โดยเมื่อพิจารณาเป็นอัตราส่วนการขยายคลื่นความเร่ง (Amplification Ratio) ณ ความถี่ (คาบ) ที่ให้การตอบสนองของ Spectrum Acceleration สูงสุด แสดงในภาพที่ 181 พบว่ามีอัตราส่วนดังกล่าวอยู่ในช่วง 2.0-6.0 เท่าทุกบริเวณของหน้าตัด Ch.590 ทั้งนี้ที่ขนาดการการขยายสัญญาณคลื่นไม่แตกต่างกันในแต่ละบริเวณเนื่องจาก คลื่นแผ่นดินไหวไม่มีการเปลี่ยนแปลงความถี่ (คาบ) ในตัวเขื่อน (ภาพที่ 182-184) โดยความถี่ (คาบ) ของคลื่นแผ่นดินไหว นหินถมตัวเขื่อนมีค่าอยู่ในช่วง 0.2-0.5 วินาที ซึ่งสอดคล้องกับคาบธรรมชาติของตัวเขื่อนในโหมดที่ ที่ได้จากการวิเคราะห์โดยวิธี Shear Beam Approach โดยมีค่าอยู่ในช่วง 0.3-0.5 วินาที

เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ของโหมดการสั่นของคลื่นแผ่นดินไหวกับคาบธรรมชาติของตัวเขื่อนในโหมดการสั่นแรก (0.25-0.50 วินาที) โหมดการสั่นที่ 2 (0.12-0.20 วินาที) และโหมดการสั่นที่ 3 (0.08-0.14 วินาที) ดังแสดงในภาพที่ 185 พบว่า คาบธรรมชาติของคลื่นแผ่นดินไหว สอดคล้องกับคาบธรรมชาติของตัวเขื่อนในโหมดการสั่นแรก ส่วนโหมดการสั่นที่ 2 และ 3 คาบธรรมชาติของคลื่นแผ่นดินไหวมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับคาบการสั่นแรก ในขณะที่คาบธรรมชาติของตัวเขื่อนมีค่าลดลงเมื่อเทียบกับ โหมดการสั่นแรก ดังนั้นเขื่อนอุบลรัตน์มีผลกระทบต่อ การสั่นของคลื่นแผ่นดินไหวในโหมดการสั่นแรก ซึ่งมีความสัมพันธ์เกี่ยวข้องกับการเคลื่อนตัวเป็นหลัก

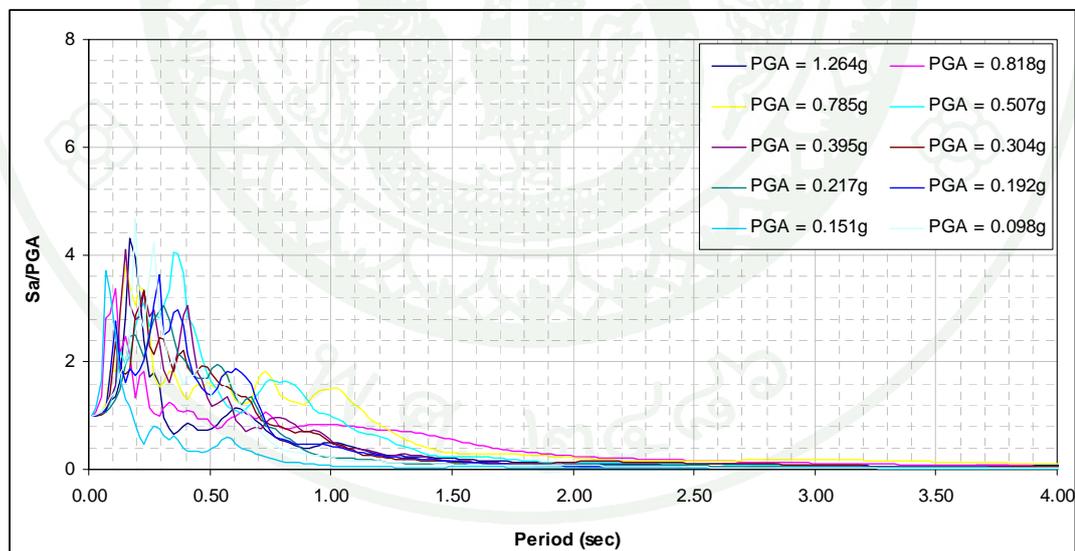


ภาพที่ 180 Acceleration Response Spectrum (Sa) ของการตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหวในบริเวณต่างๆ ของเขื่อน กรณีเหตุการณ์แผ่นดินไหว USSR

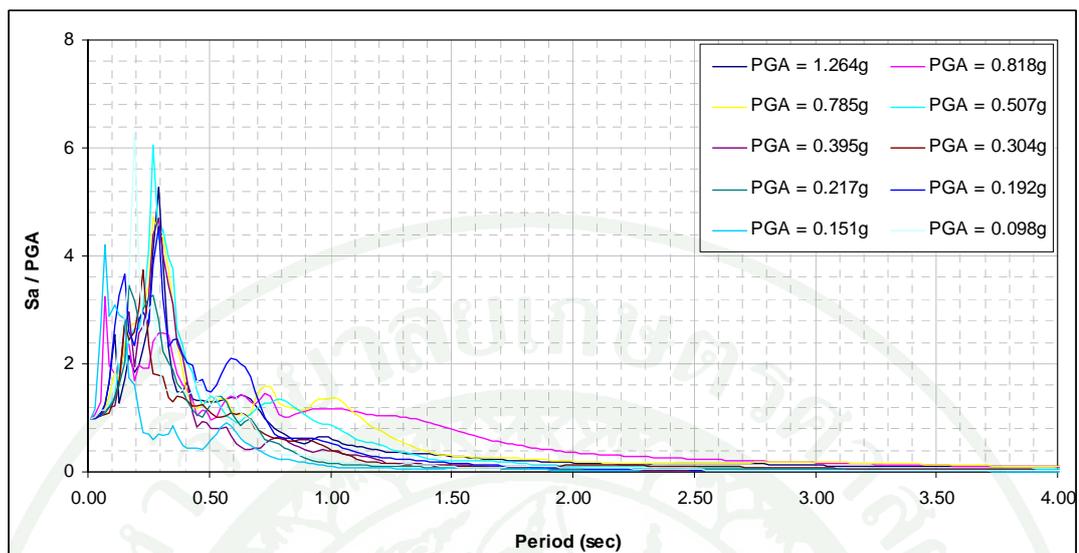
ค.ศ.1976, Ch.590



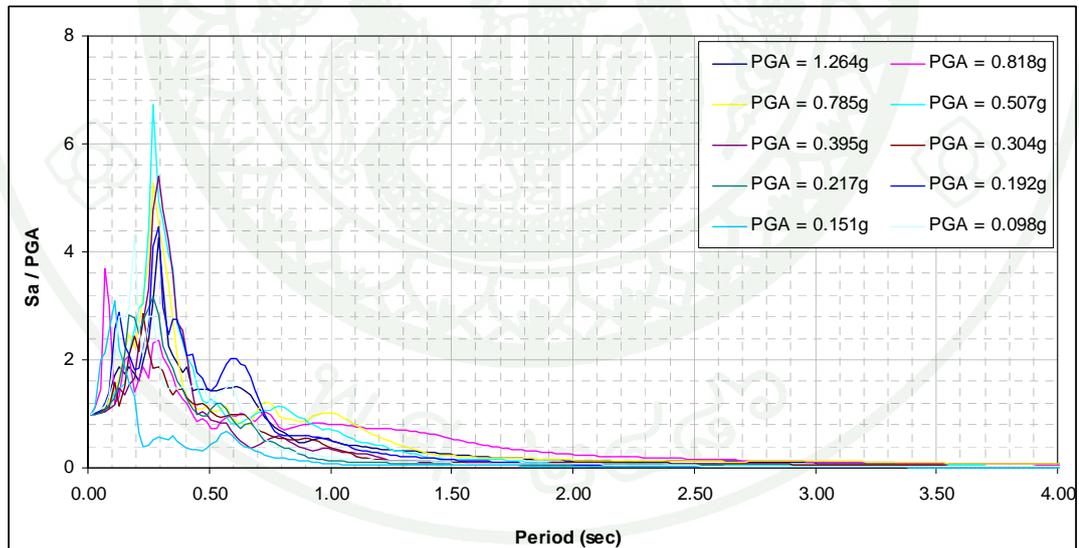
ภาพที่ 181 อัตราส่วนการขยายความเร่งคลื่นแผ่นดินไหว ณ ความถี่ที่ทำให้การตอบสนองของ Spectrum Acceleration สูงสุด ในหินถมตัวเขื่อน



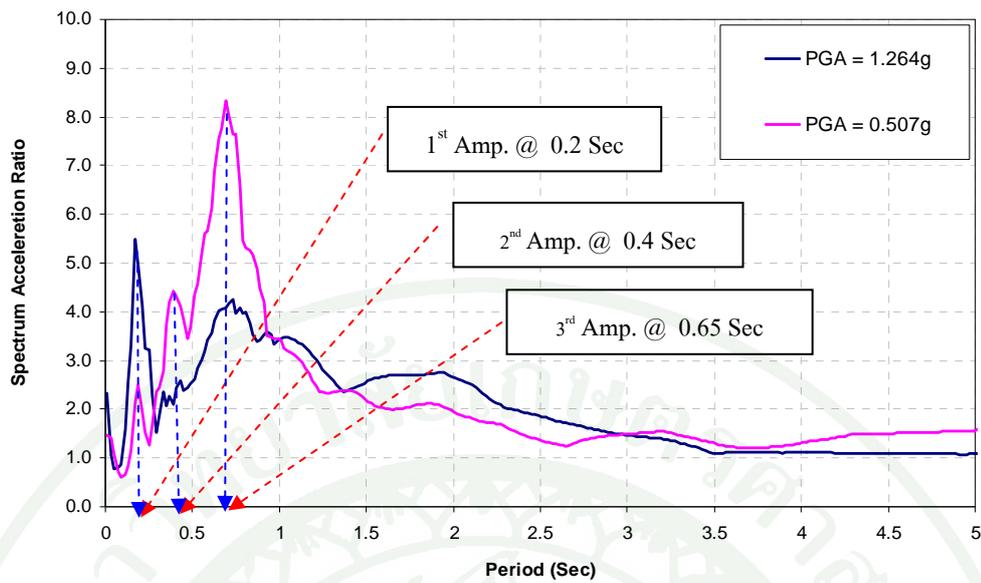
ภาพที่ 182 Spectrum Acceleration Ratio (Sa/PGA) บริเวณสันเขื่อน เมื่อถูกคลื่นแผ่นดินไหว หลายๆ PGA กระทำที่ฐานรากเขื่อน, Ch.590



ภาพที่ 183 Spectrum Acceleration Ratio (Sa/PGA) บริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือหน้า เมื่อถูกคลื่นแผ่นดินไหวหลายๆ PGA กระทำที่ฐานรากเขื่อน, Ch.590



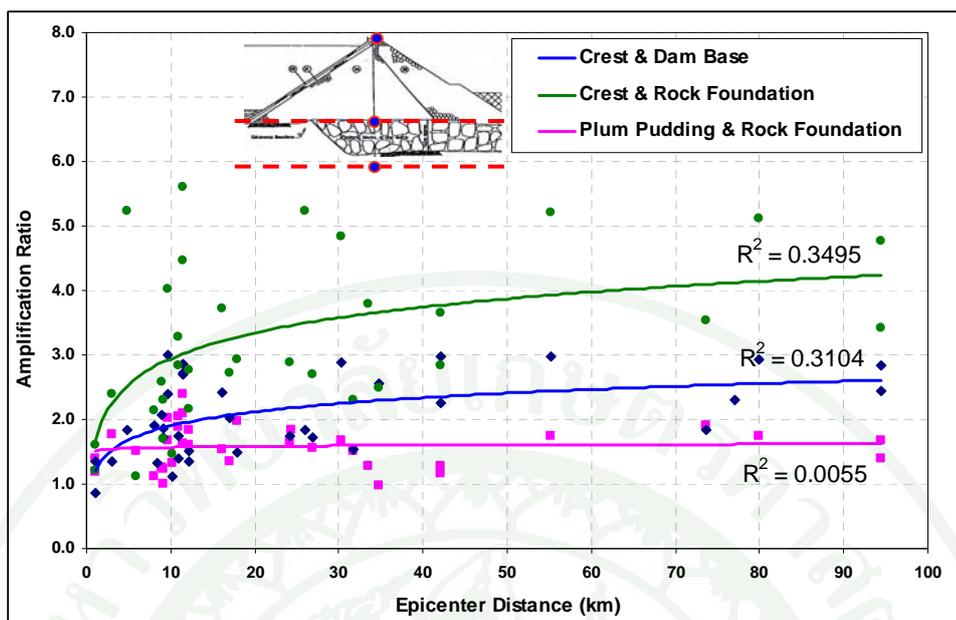
ภาพที่ 184 Spectrum Acceleration Ratio (Sa/PGA) บริเวณลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ เมื่อถูกคลื่นแผ่นดินไหวหลายๆ PGA กระทำที่ฐานรากเขื่อน, Ch.590



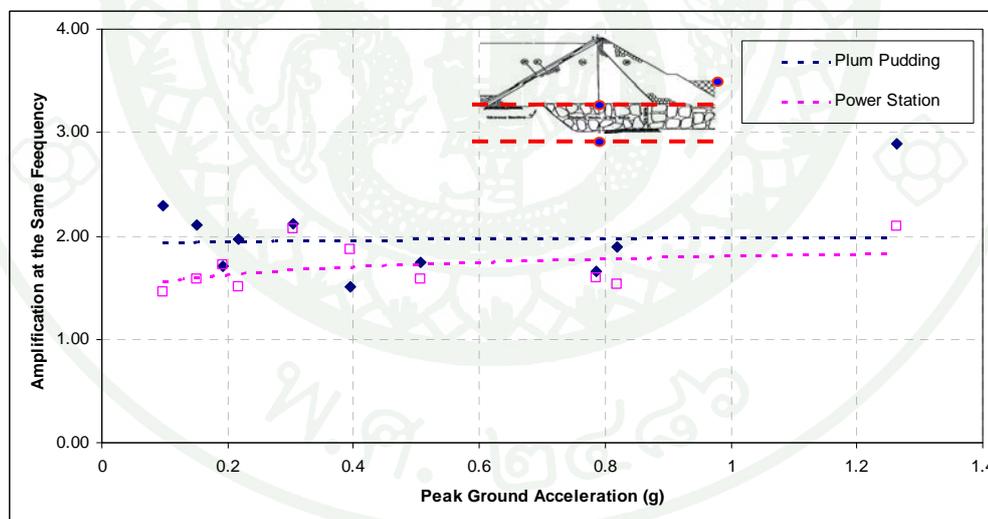
ภาพที่ 185 คาบธรรมชาติของคลื่นแผ่นดินไหวในโหมดการสั่นต่างๆ ณ บริเวณสันเขื่อน

3. พฤติกรรมของชั้นหิน Plum Pudding , Ch.590

อัตราส่วนการขยายคลื่นความเร่งในชั้นหิน Plum Pudding เมื่อพิจารณา ณ เวลาที่เกิด Peak Ground Acceleration ณ Ch.590 แสดงในภาพที่ 186 โดยพบว่าอัตราส่วนการขยายคลื่นความเร่งในระหว่างชั้นหินดังกล่าวเทียบกับฐานรากเขื่อน (Foundation Rock) มีอัตราส่วนการขยายประมาณ 1.5 เท่า สำหรับลักษณะการตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหว เมื่อพิจารณาความถี่ที่ทำให้การตอบสนองของค่า Spectrum Acceleration (Sa) สูงสุด พบว่ามีอัตราส่วนการขยายคลื่นความเร่งคงที่ 2.0 เท่าในชั้นหิน Plum Pudding และ 1.5 เท่าในบริเวณหินถมด้านท้ายน้ำ (Backfill) ดังแสดงในภาพที่ 187 จากลักษณะการตอบสนองในชั้นหิน Plum Pudding และหินถมด้านท้ายน้ำ พบว่าคลื่นแผ่นดินไหวที่มีความถี่สูงในชั้นหินฐานรากเมื่อคลื่นที่ผ่านชั้นหิน Plum Pudding ความถี่ของคลื่นแผ่นดินไหวจะลดลง และความถี่จะลดลงอีกเมื่อคลื่นแผ่นดินไหวเคลื่อนที่ผ่านบริเวณหินถมด้านท้ายน้ำ ดังแสดงในภาพที่ 180 โดยความถี่บริเวณฐานรากเขื่อนมีค่า 14 Hz จะลดลงเหลือ 5.9 Hz และ 3.4 Hz ในชั้นหิน Plum Pudding และหินถมด้านท้ายน้ำตามลำดับ อย่างไรก็ตามถึงแม้ว่าหิน Plum Pudding จะมีการเปลี่ยนแปลงความถี่ให้ลดลง ก็ไม่ได้ส่งผลกระทบต่อหินถมตัวเขื่อนเนื่องจากหินถมตัวเขื่อนมีความถี่สม่ำเสมอทั้งหน้าตัด Ch.590 ดังนั้นหากเกิดการเคลื่อนตัวของหินถมก็จะเป็นไปในลักษณะที่เคลื่อนที่ไปด้วยกันทั้งตัวเขื่อน แต่ทั้งนี้ก็จะต้องระมัดระวังในส่วนของแผ่นคอนกรีตคานหน้า ซึ่งมีโอกาสเกิดการแตกร้าวขึ้นได้



ภาพที่ 186 ความสัมพันธ์ของค่า Epicenter Distance กับอัตราส่วนการขยายความเร่งที่สันเขื่อนเมื่อเทียบกับหินฐานราก และอัตราส่วนขยายจาก Plum Pudding Area

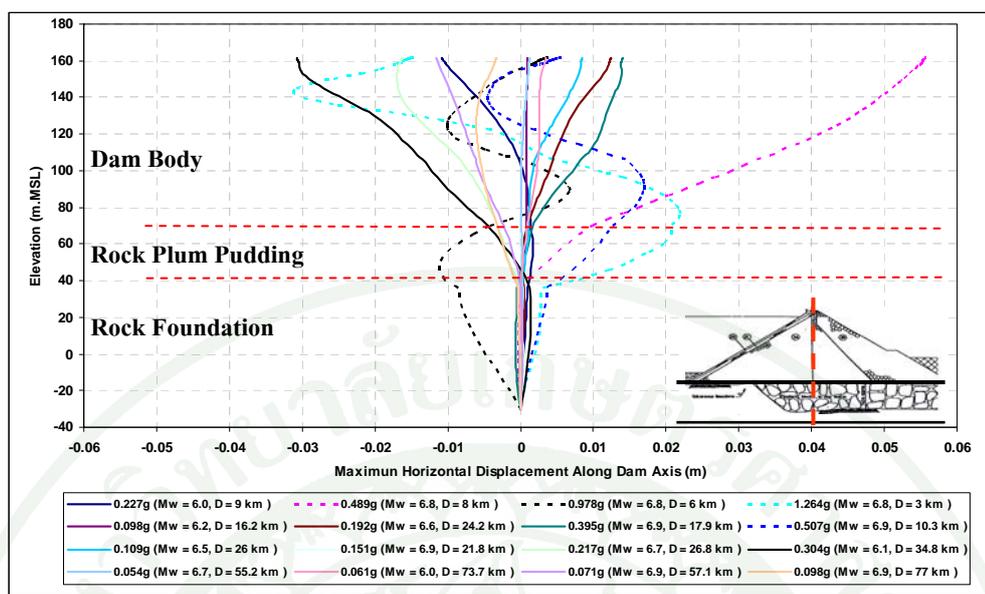


ภาพที่ 187 อัตราส่วนการขยายความเร่งคลื่นแผ่นดินไหว เมื่อพิจารณาความถี่ที่ให้การตอบสนองของค่า Spectrum Acceleration (Sa) สูงสุด ในชั้นหิน Plum Pudding และ Power Station, Ch.590

ผลการวิเคราะห์การขยายคลื่นความเร่งของเขื่อนวชิราลงกรณ สอดคล้องกับพฤติกรรมการสั่นจริง โดยการสั่นสะเทือนที่เกิดขึ้นบริเวณที่มีสภาพหินหรือดินแข็ง (Rock Site) จะได้รับอิทธิพลของคลื่นที่มีความถี่สูง มากกว่าการสั่นสะเทือนที่บริเวณฐานรากที่มีสภาพอ่อนกว่า หรืออีกนัยหนึ่ง ชั้นดิน (Soil Site) จะตอบสนองต่อคลื่นที่มีความถี่ต่ำได้ดีกว่า (Kramer, 1996) ดังนั้นจึงสรุปได้ว่า หินถมตัวเขื่อนวชิราลงกรณไม่มีพฤติกรรมการหน่วงในระหว่างการสั่นของคลื่นแผ่นดินไหว ส่วนชั้นหิน Plum Pudding และหินถมด้วยทรายน้ำ วัสดุมีส่วนในการหน่วงการตอบสนองจากแรงกระทำแผ่นดินไหว ทั้งนี้ถึงแม้ว่าการหน่วงที่เกิดขึ้นนี้ทำให้อัตราเร่งของพื้นดินมีการลดลง แต่กลับกลายเป็นการเพิ่มการเคลื่อนตัวขณะเกิดแผ่นดินไหวให้สูงขึ้น ดังจะได้เสนอผลต่อไป

4. พฤติกรรมการเคลื่อนตัวในแนวราบขณะเกิดแผ่นดินไหว, Ch.590

ลักษณะการเคลื่อนตัวในแนวราบขณะเกิดแผ่นดินไหวที่ระดับความสูงต่างๆ ของเขื่อนจากระดับหินฐานราก แสดงในภาพที่ 188 โดยการเคลื่อนตัวจะเกิดขึ้นในตัวเขื่อนเป็นหลัก แผ่นดินไหวที่มีค่า PGA น้อยกว่า 0.5g มีลักษณะการเคลื่อนตามโหมดการสั่นแรก (First Mode) ส่วนแผ่นดินไหวที่มี PGA มากกว่า 0.5g มีลักษณะการเคลื่อนตามโหมดการสั่นที่มากกว่าหนึ่ง ทั้งนี้การเคลื่อนตัวสูงสุดของเขื่อนในขณะที่เกิดแผ่นดินไหวมีค่าที่น้อยกว่า 10 เซนติเมตร สำหรับการเคลื่อนตัวดังกล่าวเป็นการเคลื่อนตัวที่ทำการจำลองสภาพวัสดุตัวเขื่อนในสภาพ Elastic ดังนั้นเมื่อหมดแรงกระทำแผ่นดินไหว ส่วนต่างๆ ของเขื่อนจะกลับมามีตำแหน่งเดิม

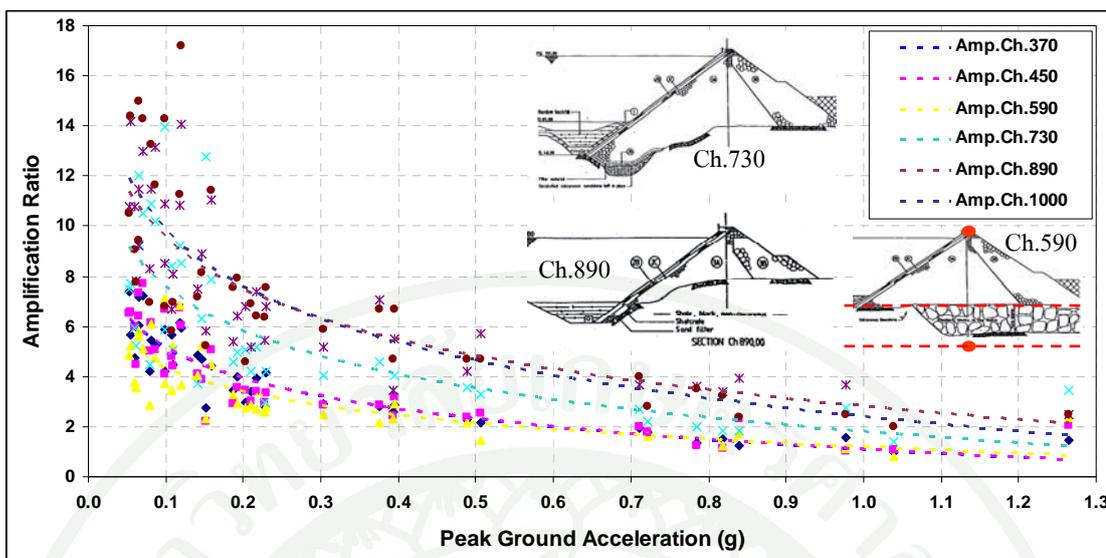


ภาพที่ 188 การเคลื่อนตัวเชิงเปรียบเทียบในแนวราบขณะเกิดแผ่นดินไหว ณ เวลาที่มี PGA สูงสุด ที่ระดับความสูงต่างๆ ของเขื่อน

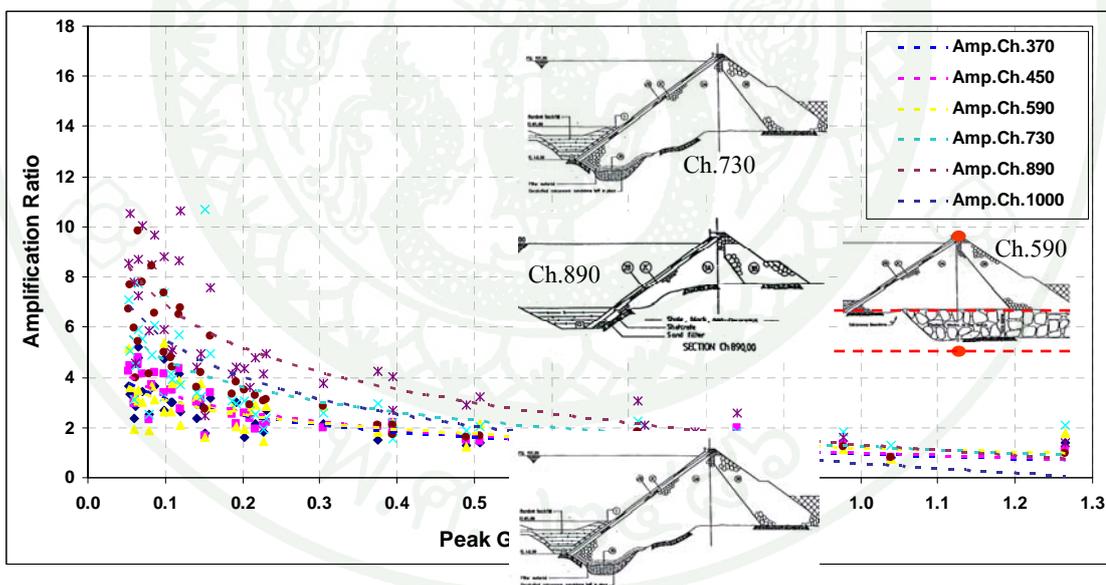
5. พฤติกรรมการตอบสนองทางพลศาสตร์ ณ หน้าตัดอื่นๆ

เมื่อพิจารณาการวิเคราะห์ ณ หน้าตัดอื่นๆ อันได้แก่ Ch.370, Ch.450, Ch.730, Ch.890 และ Ch.1000 ซึ่งมีวิธีการวิเคราะห์เหมือนกับ Ch.590 พบว่าความสัมพันธ์ของ Peak Ground Acceleration ที่หินฐานรากเขื่อนกับอัตราส่วนการขยายความเร่ง (Amplification Ratio) มีการขยายสูงที่บริเวณลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำและสันเขื่อนทุกหน้าตัด ดังแสดงในภาพที่ 189 ถึง 191 เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่าง Epicenter Distance กับอัตราส่วนการขยายคลื่นความเร่ง (Amplification Ratio) ดังแสดงในภาพที่ 192 พบว่าแนวโน้มการขยายความเร่งเพิ่มขึ้นเมื่อ Epicenter Distance เพิ่มขึ้นทุกหน้าตัดเช่นเดียวกัน

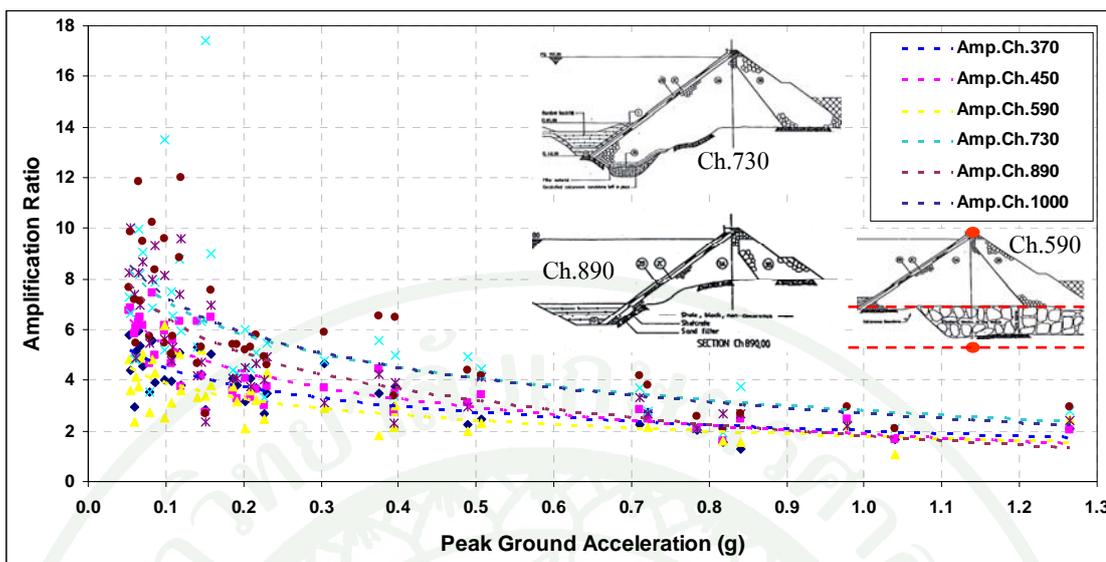
การขยายความเร่งตลอดความยาวเขื่อนพบว่า บริเวณ Ch.370, Ch.450 และ Ch.590 มีอัตราส่วนที่ต่ำ Ch.730 มีอัตราส่วนขยายปานกลางและอัตราส่วนการขยายสูงสุดเกิดขึ้นที่ Ch.890 และ Ch.1000 ทั้งนี้เนื่องจากความเร็วคลื่นแรงเฉือนซึ่งทำการทดสอบโดยวิธี SASW (Bay, 2006) บริเวณ Ch.595 จะสูงกว่าบริเวณ Ch.730 และ Ch.945 ตามลำดับ นอกจากนี้ยังมีปัจจัยมาจากชนิดของหินฐานรากและรูปร่างหน้าตัดเขื่อนที่แตกต่างกันในแต่ละบริเวณ



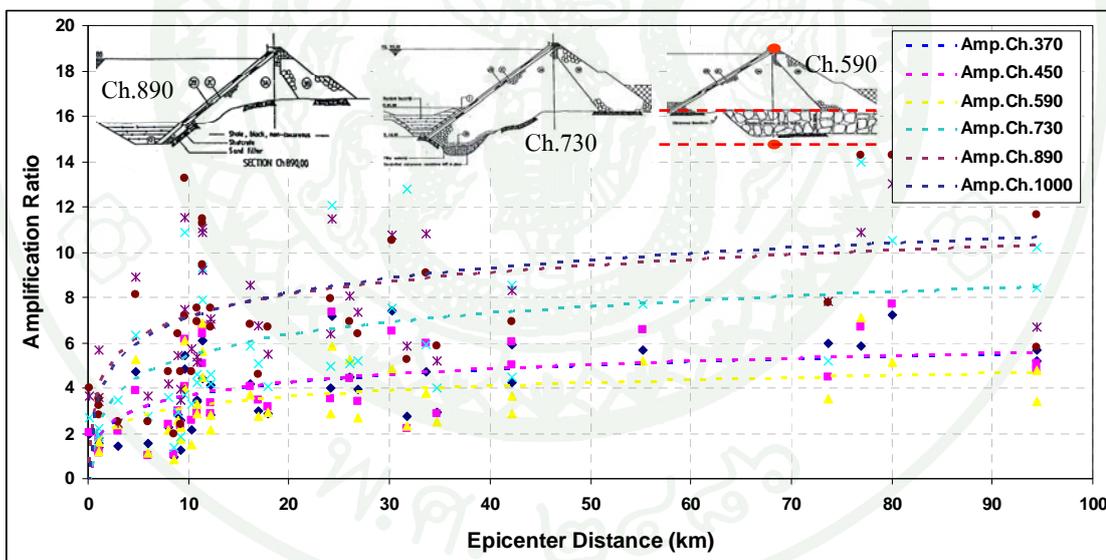
ภาพที่ 189 ความสัมพันธ์ของค่า PGA ที่ฐานเขื่อนกับอัตราส่วนการขยายความเร่งที่สันเขื่อน ณ หน้าตัดต่างๆ



ภาพที่ 190 ความสัมพันธ์ของค่า PGA ที่ฐานเขื่อนกับอัตราส่วนการขยายความเร่งที่ลาดชันเขื่อน ด้านเหนือน้ำ ณ หน้าตัดต่างๆ



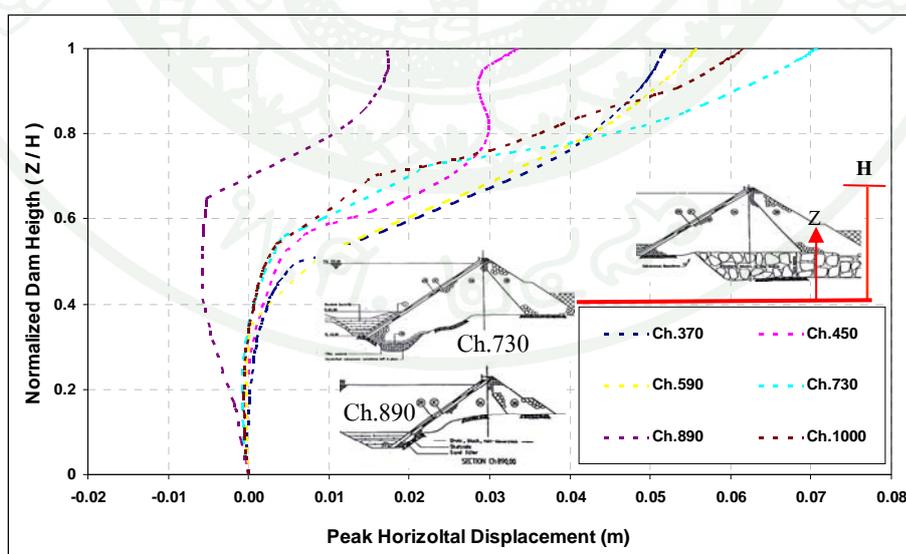
ภาพที่ 191 ความสัมพันธ์ของค่า PGA ที่ฐานเขื่อนกับอัตราส่วนการขยายความเร่งที่ลาดชันเขื่อน ด้านท้ายน้ำ ณ หน้าตัดต่างๆ



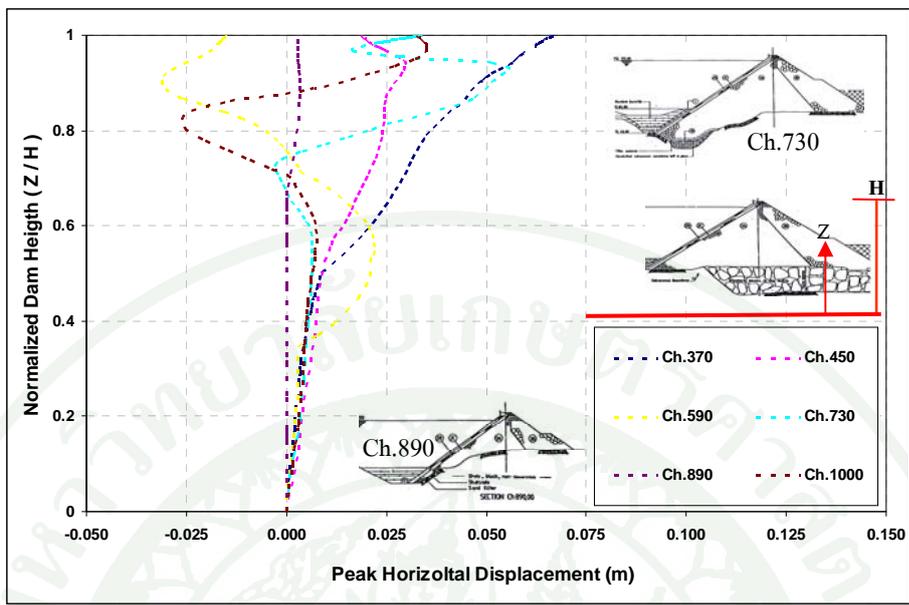
ภาพที่ 192 ความสัมพันธ์ของค่า Epicenter Distance กับอัตราส่วนการขยายความเร่งที่สันเขื่อน ณ หน้าตัดต่างๆ

แนวโน้มของลักษณะการเคลื่อนตัวเชิงเปรียบเทียบในแนวราบ (Relative Horizontal Acceleration) ที่ระดับความสูงต่างๆ ของเขื่อนขณะเกิดแผ่นดินไหว พบว่าการเคลื่อนตัวจะเกิดขึ้นในตัวเขื่อนเป็นหลัก โดยแผ่นดินไหวที่มีค่า PGA น้อยกว่า 0.5g มีลักษณะการเคลื่อนตัวตามโหมดการสั่นแรก ดังแสดงตัวอย่างการวิเคราะห์แผ่นดินไหวที่มีค่า PGA เท่ากับ 0.489g ในภาพที่ 193 ส่วนแผ่นดินไหวที่มี PGA มากกว่า 0.5g มีลักษณะการเคลื่อนตัวตามโหมดการสั่นที่มากกว่าหนึ่งตั้งแต่ Ch.590 ถึง Ch.1000 ดังแสดงตัวอย่างการวิเคราะห์แผ่นดินไหวที่มีค่า PGA เท่ากับ 1.264g ในภาพที่ 194 ทั้งนี้ลักษณะการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ระดับความสูงต่างๆ ของเขื่อนในขณะที่เกิดแผ่นดินไหวมีค่าที่น้อยกว่า 10 เซนติเมตร

เมื่อเปรียบเทียบอัตราการขยายความเร่งในทุกหน้าตัดเขื่อน พบว่า ณ Ch.590 ซึ่งมีชั้นหิน Plum Pudding เป็นฐานรากหนาประมาณ 30 เมตร มีการขยายความเร่งน้อยกว่าหน้าตัดอื่นๆ แต่เมื่อพิจารณาการเคลื่อนตัวเชิงเปรียบเทียบในแนวราบขณะเกิดแผ่นดินไหว ณ เวลาที่มี PGA สูงสุดที่ระดับความสูงต่างๆ ของเขื่อน พบว่า หากเป็นคลื่นที่มีการสั่นในโหมดแรก จะทำให้ ณ Ch.590 มีการเคลื่อนตัวสูงที่สุด และหากเป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโหมดการสั่นมากกว่าโหมดแรก จะทำให้ลักษณะการเคลื่อนตัวเชิงเปรียบเทียบในแนวราบขณะเกิดแผ่นดินไหว ณ เวลาที่มี PGA สูงสุดที่ระดับความสูงต่างๆ ของแต่ละหน้าตัดมีการเคลื่อนตัวที่แตกต่างกัน ซึ่งพฤติกรรมการเคลื่อนตัวลักษณะนี้จะมีผลต่อแผ่นคอนกรีตคานหน้า



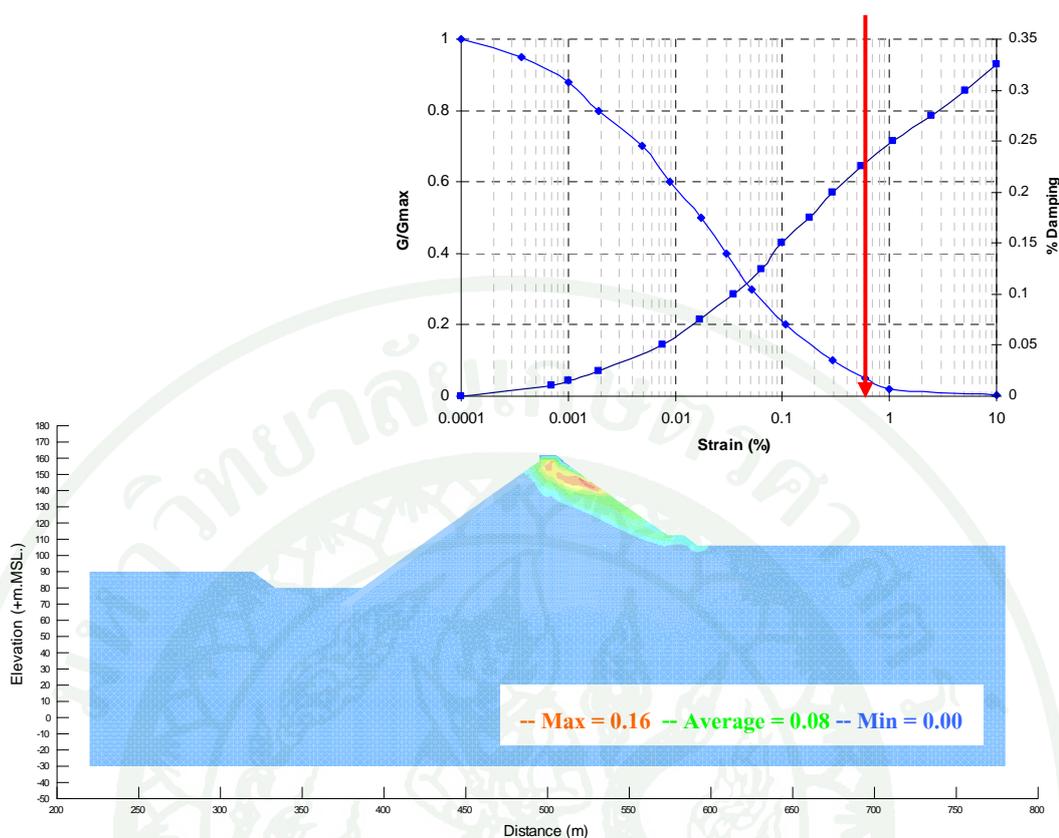
ภาพที่ 193 การเคลื่อนตัวเชิงเปรียบเทียบในแนวราบขณะเกิดแผ่นดินไหว ณ เวลาที่มี PGA สูงสุดที่ระดับความสูงต่างๆ ของเขื่อน ในแต่ละหน้าตัดเขื่อน (PGA = 0.489g)



ภาพที่ 194 การเคลื่อนตัวเชิงเปรียบเทียบในแนวราบขณะเกิดแผ่นดินไหว ณ เวลาที่มี PGA สูงสุด ที่ระดับความสูงต่างๆ ของเขื่อน ในแต่ละหน้าตัดเขื่อน (PGA = 1.264g)

6. Maximum Shear Strain, Ch.590

จากผลการวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหว Gazli USSR ค.ศ.1976 เมื่อพิจารณาที่ค่า Maximum Shear Strain ที่เพิ่มขึ้นจากแรงพลศาสตร์ พบว่าการเพิ่มขึ้นของปริมาณดังกล่าวเกิด ณ บริเวณลาดชันด้านท้ายน้ำเป็นหลัก โดยเมื่อเปรียบเทียบกับปริมาณในสภาวะสถิตย์ศาสตร์ซึ่งเกิดบริเวณกึ่งกลางของฐานเขื่อนดังแสดงในภาพที่ 160 พบว่าค่า Maximum Shear Strain จากแรงกระทำในสภาวะแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้น 4 เท่าและเปลี่ยนตำแหน่งการเกิดไปอยู่บริเวณลาดชันด้านท้ายน้ำ แต่ทั้งนี้ปริมาณ Strain ที่เกิดขึ้นยังอยู่ในช่วง Shear Strain ที่ใช้ในการวิเคราะห์ตาม Modulus Reduction and Damping Curve ดังแสดงในภาพที่ 195



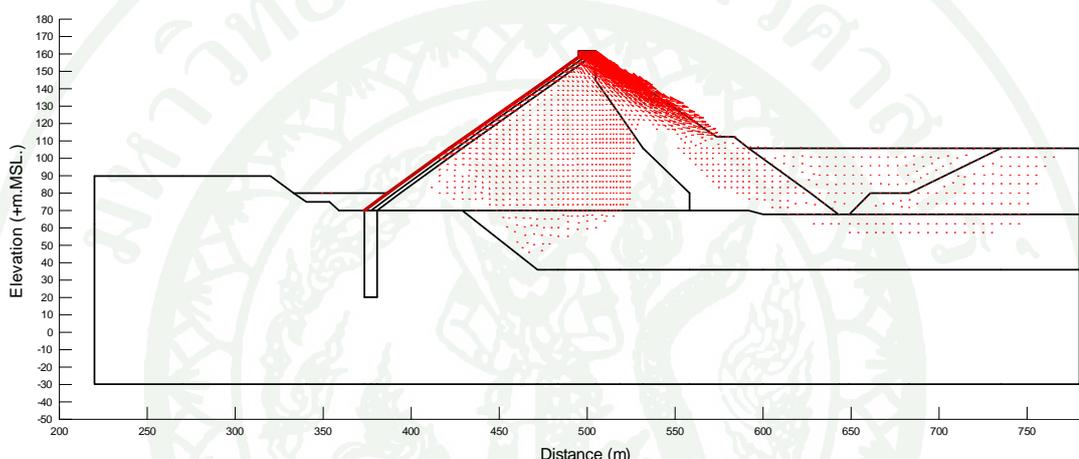
ภาพที่ 195 Maximum Shear Strain จากแรงกระทำพลศาสตร์ (ไม่ได้รวมในสภาวะสถิตย์ศาสตร์) ที่อยู่ในเขตของ Modulus Reduction และ Damping Curve

พฤติกรรมทรุดตัวถาวร (Permanent Deformation)

การวิเคราะห์การทรุดตัวถาวร โดยวิธี Dynamic Deformation ใช้คลื่นแผ่นดินไหวเดียวกับการวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์จำนวน 40 คลื่น โดยในแต่ละจังหวะการสั่นของคลื่นแผ่นดินไหว จะก่อให้เกิดการทรุดตัว ณ ตำแหน่งต่างๆ ของเขื่อน ทั้งนี้การทรุดตัวถาวรจะเกิดขึ้นในช่วงจังหวะการสั่นสุดท้ายของคลื่นแผ่นดินไหว การวิเคราะห์การวิเคราะห์การทรุดตัวถาวร ณ ตำแหน่งต่างๆ ของเขื่อนวิเคราะห์โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวขนาด 5.0 – 7.9 Mw ผลการวิเคราะห์แสดงดังตารางภาคผนวก ค และจากผลการวิเคราะห์สามารถสรุปพฤติกรรมทรุดตัวถาวรในรูปแบบต่างๆ แสดงได้ดังต่อไปนี้

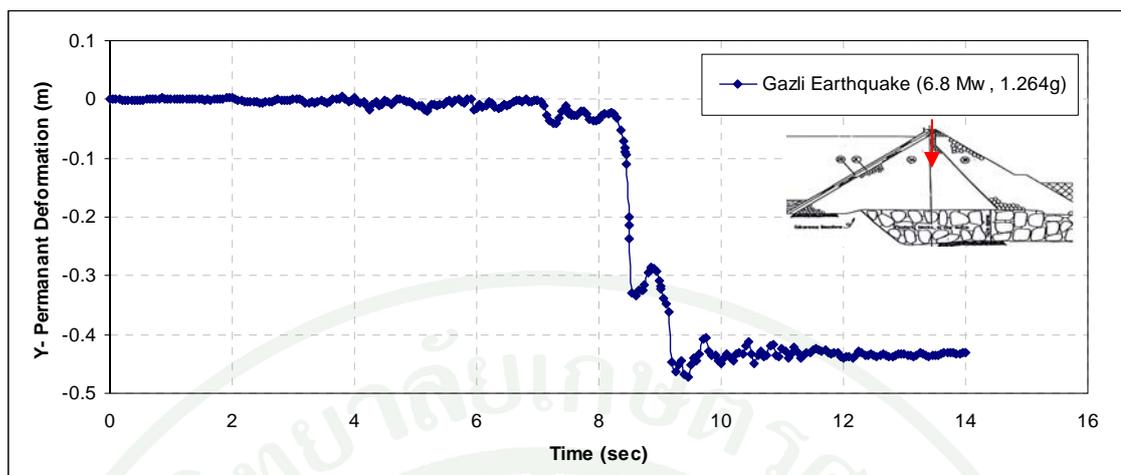
1. การทรุดตัวและเคลื่อนตัวถาวรในบริเวณต่างๆ ของตัวเขื่อน

พฤติกรรมของการเคลื่อนตัวในระหว่างรับแรงกระทำแผ่นดินไหวของเขื่อนนวิราลงกรณ เกิดขึ้นมากบริเวณสันเขื่อนตลอดลงไปตามลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ ดังแสดงในภาพที่ 196 ทั้งนี้ เนื่องจากในบริเวณดังกล่าวไม่มี Confining Stress ด้านทานการเคลื่อนตัวเหมือนดังลาดชันด้านเหนือน้ำ ที่มีระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำเป็นตัวต้าน ดังนั้นหากปริมาณการทรุดตัวที่เกิดบริเวณสันเขื่อนมีค่าเกินระยะ Freeboard ของเขื่อน จะทำให้มีโอกาสเกิดการไหลล้นข้ามสันเขื่อนของน้ำในอ่างได้

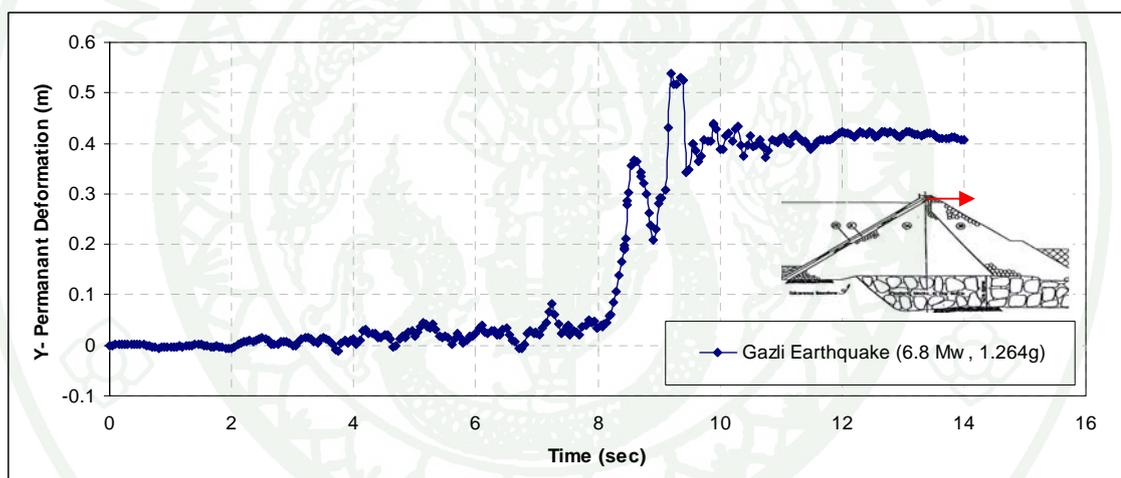


ภาพที่ 196 Deformation Mesh และเวกเตอร์การเคลื่อนตัว (ขยาย 5 เท่า) จากคลื่นแผ่นดินไหว Gazli USSR ค.ศ.1976 (1.264g)

สำหรับค่าการทรุดตัวถาวรในแนวตั้งและการเคลื่อนตัวในแนวราบเมื่อใช้คลื่นแผ่นดินไหว Gazli USSR ค.ศ.1976 ในประเทศรัสเซีย ขนาด 6.8 Mw ซึ่งเป็นคลื่นที่มีขนาดความแรงของพื้นดินสูงสุดในการวิเคราะห์ครั้งนี้ แสดงในภาพที่ 197 และ 198 ตามลำดับ พบว่าการทรุดตัวในแนวตั้งมีค่าใกล้เคียงกับการเคลื่อนตัวในแนวราบ โดยที่มีการทรุดตัวถาวรในแนวตั้ง 46.7 เซนติเมตรและเคลื่อนตัวในแนวราบ 40.8 เซนติเมตร ส่วนลาดชันด้านท้ายน้ำมีการทรุดตัวในแนวตั้ง 25.9 เซนติเมตร ซึ่งน้อยกว่าการเคลื่อนตัวในแนวราบที่มีการเคลื่อนตัว 74.5 เซนติเมตร

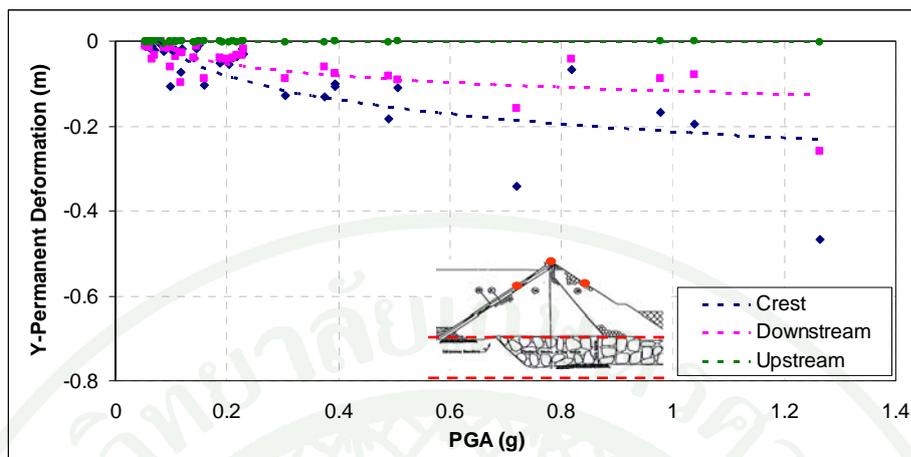


ภาพที่ 197 การทรุดตัวถาวรของสันเขื่อนจากคลื่นแผ่นดินไหว Gazli USSR ค.ศ.1976 (Ch.590)

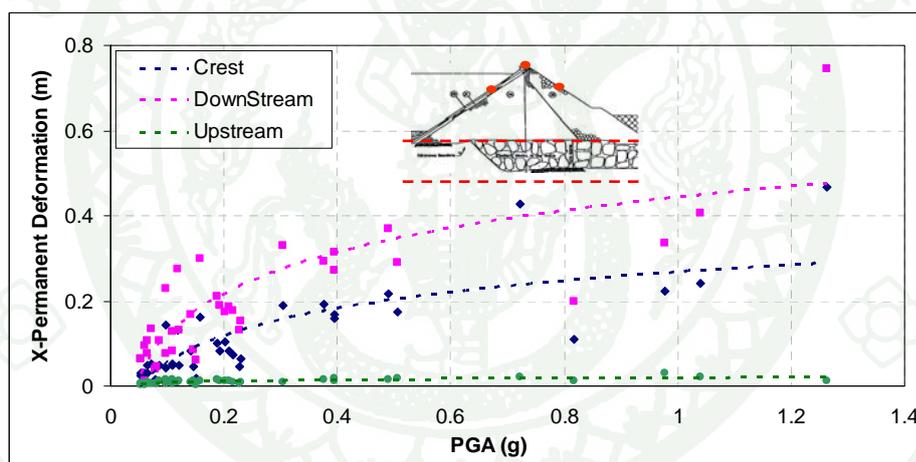


ภาพที่ 198 การเคลื่อนตัวถาวรของสันเขื่อนจากคลื่นแผ่นดินไหว Gazli USSR ค.ศ.1976 (Ch.590)

ความสัมพันธ์ของการทรุดตัวถาวรที่บริเวณสันเขื่อนและลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำจะมีค่าสูงตามค่า PGA ของคลื่นแผ่นดินไหวที่กระทำที่ฐานรากเขื่อน โดยที่ค่าการทรุดตัวถาวรที่สันเขื่อนสูงกว่าลาดชันด้านท้ายน้ำ แต่ทั้งนี้เมื่อพิจารณาการเคลื่อนตัวถาวรในแนวราบตามขนาด PGA ที่เพิ่มขึ้น พบว่าลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำจะมีการเคลื่อนตัวสูงกว่าที่สันเขื่อน สำหรับการทรุดตัวและคลื่นตัวถาวรที่ลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำตามขนาด PGA ที่เพิ่มขึ้น พบว่าการทรุดตัวและเคลื่อนตัวมีเพียงเล็กน้อยและไม่ส่งผลกระทบต่อเขื่อน โดยการเคลื่อนตัวในแนวราบและแนวตั้งสูงสุดบริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำมีค่าเท่ากับ 3.1 และ 0.4 เซนติเมตร ตามลำดับ ภาพที่ 199 และ 200 แสดงความสัมพันธ์ของการทรุดตัวและเคลื่อนตัวถาวร เมื่อขนาด PGA สูงขึ้น ตามลำดับ

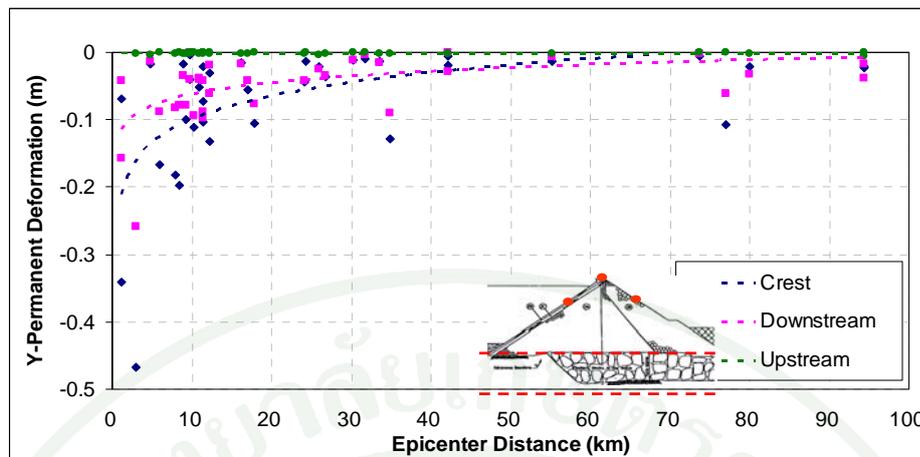


ภาพที่ 199 ความสัมพันธ์ของ PGA ที่ฐานเขื่อนกับการทรุดตัวถาวรในแนวตั้ง (Ch.590)



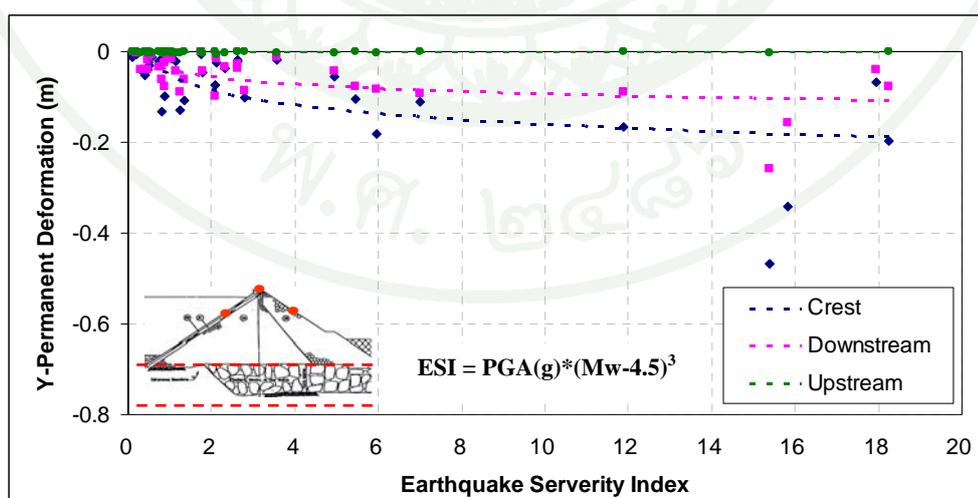
ภาพที่ 200 ความสัมพันธ์ของ PGA ที่ฐานเขื่อนกับการเคลื่อนตัวถาวรในแนวราบ (Ch.590)

ความสัมพันธ์ระหว่าง Epicenter Distance กับการทรุดตัวถาวรที่สันเขื่อน ลาดชันเขื่อน ด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ แสดงในภาพที่ 201 โดยแนวโน้มการทรุดตัวถาวรสูงสุดเกิดขึ้นที่สันเขื่อน และลาดชันด้านท้ายน้ำ ส่วนลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำไม่เกิดการทรุดตัว ทั้งนี้ทุกบริเวณจะมีการทรุดตัวที่ลดลงเมื่อ Epicenter Distance เพิ่มขึ้น



ภาพที่ 201 ความสัมพันธ์ของค่า Epicenter Distance กับการทรุดตัวถาวร ณ ตำแหน่งต่างๆ ของเขื่อน (Ch.590)

Earthquake Severity Index (ESI) เป็นค่าดัชนีที่บ่งบอกถึงความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในแต่ละเหตุการณ์แผ่นดินไหว ซึ่งพิจารณาจากตัวแปรขนาดความรุนแรงของแผ่นดินไหว (Magnitude) และอัตราเร่งพื้นดินสูงสุด (PGA) ดังนั้นเมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ของการทรุดตัวถาวรเทียบกับค่าดัชนีความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่บริเวณต่างๆ ดังแสดงในภาพที่ 202 พบว่าหากค่าดัชนีความรุนแรงของแผ่นดินไหวสูงขึ้นจะทำให้เกิดการทรุดตัวที่สูงขึ้นตาม โดยที่ค่า ESI มากกว่า 14 จะทำให้สันเขื่อนทรุดตัวมากกว่า 20 เซนติเมตร



ภาพที่ 202 ความสัมพันธ์ของ ESI กับการทรุดตัวถาวร ณ ตำแหน่งต่างๆ ของเขื่อน (Ch.590)

2. การทรุดตัวถาวร โดยวิธีของ Swaisgood (1998)

การวิเคราะห์โดยวิธีทางสถิติของ Swaisgood (1998) ดำเนินการโดยนำข้อมูลขนาดของอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน ขนาดของแผ่นดินไหว ระยะห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหว จากคลื่นแผ่นดินไหวขนาด 5.0 – 7.9 Mw จำนวน 40 คลื่น ที่เหมือนกับการวิเคราะห์ Dynamic Deformation มาประเมินการทรุดตัวที่สันเขื่อน ซึ่งผลการวิเคราะห์โดยแบ่งตามขนาดของแผ่นดินไหวแสดงในตารางที่ 30 ถึง 31 ตามลำดับ

ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวถาวร โดยวิธีทางสถิติของ Swaisgood (1998) จากจำนวนเหตุการณ์แผ่นดินไหวทั้งหมด 40 เหตุการณ์ พบว่าการทรุดตัวมีปัจจัยมาจากค่า PGA เป็นหลัก เนื่องจากขนาดของแผ่นดินไหวแต่ละเหตุการณ์มีขนาดที่ต่างกันไม่มากนัก (ขนาด 5.0-7.9 Mw) ทั้งนี้เมื่อเปรียบเทียบผลการทรุดตัวถาวรกับผลการวิเคราะห์จากวิธี Dynamic Deformation ดังแสดงในภาพที่ 203 พบว่า การทรุดตัวถาวรจากการวิเคราะห์ Dynamic Deformation มีค่าสอดคล้องกับข้อมูลการตรวจวัดการทรุดตัวจริงจากวิธีทางสถิติของ Swaisgood (1998) โดยเฉพาะในช่วงที่มีค่า PGA น้อยกว่า 0.5g

ตารางที่ 30 การทรุดตัวถาวรของเขื่อนโดยวิธีของ Swaisgood (1998) ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวขนาด 5.0-6.9 Mw

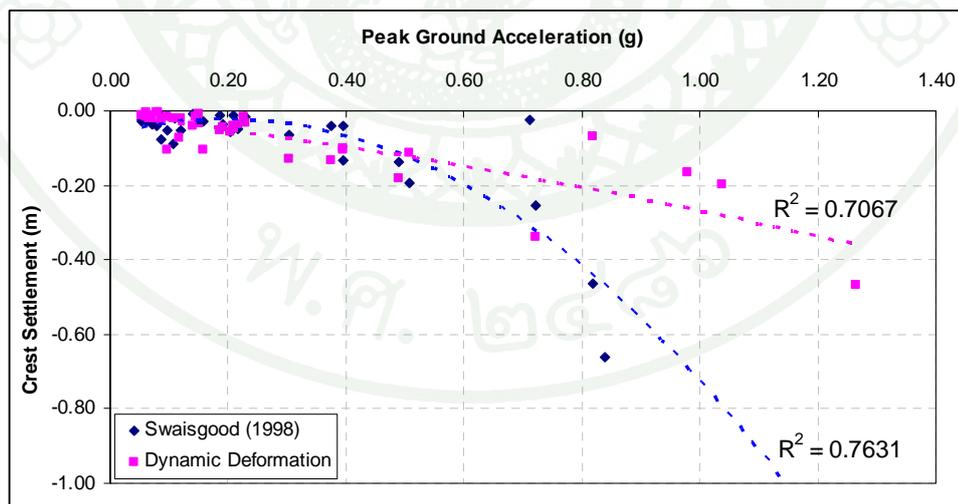
Earthquake Event (year)	Magnitude (Mw)	PGA (g)	Epicenter Distance (km)	Settlement (m)
Coalinga, 1983	5.8	0.082	9.7	-0.006
Coalinga, 1983	5.8	0.141	9.7	-0.008
Coalinga, 1983	5.8	0.394	9.2	-0.040
Coalinga, 1983	5.8	0.840	9.2	-0.660
Coalinga, 1983	5.8	0.187	10.9	-0.012
Coalinga, 1983	5.8	0.210	10.9	-0.014
Coalinga, 1983	5.8	0.230	12.2	-0.017
Coalinga, 1983	5.8	0.375	12.2	-0.042
Mammoth Lakes, 1980	5.7	0.065	24.3	-0.009
Whittier Narrows, 1987	6.0	0.227	9.0	-0.016

ตารางที่ 30 (ต่อ)

Earthquake Event (year)	Magnitude (Mw)	PGA (g)	Epicenter Distance (km)	Settlement (m)
Nahanni Canada, 1985	6.8	0.489	8.0	-0.137
Nahanni Canada, 1985	6.8	0.987	6.0	-2.486
Gazli USSR, 1976	6.8	1.264	3.0	-9.814
MorganHill, 1984	6.2	0.098	16.2	-0.012
San Fernando, 1971	6.6	0.192	24.2	-0.036
Loma Prieta, 1989	6.9	0.395	17.9	-0.134
Loma Prieta, 1989	6.9	0.507	10.3	-0.193
Imperial Valley, 1979	6.5	0.109	26.0	-0.021
Coalinga, 1983	6.4	0.151	31.8	-0.029
Northridge, 1994	6.7	0.217	26.8	-0.048
Mexico, 1980	6.1	0.304	34.8	-0.064
Northridge, 1994	6.7	0.054	55.2	-0.027
N. Palm Springs, 1986	6.0	0.061	73.7	-0.020
Loma Prieta, 1989	6.7	0.071	80.0	-0.038
Loma Prieta, 1989	6.9	0.098	77.0	-0.050

ตารางที่ 31 การทรุดตัวของเขื่อนโดยวิธีของ Swaisgood (1998) ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวขนาด 7.0-7.9 Mw

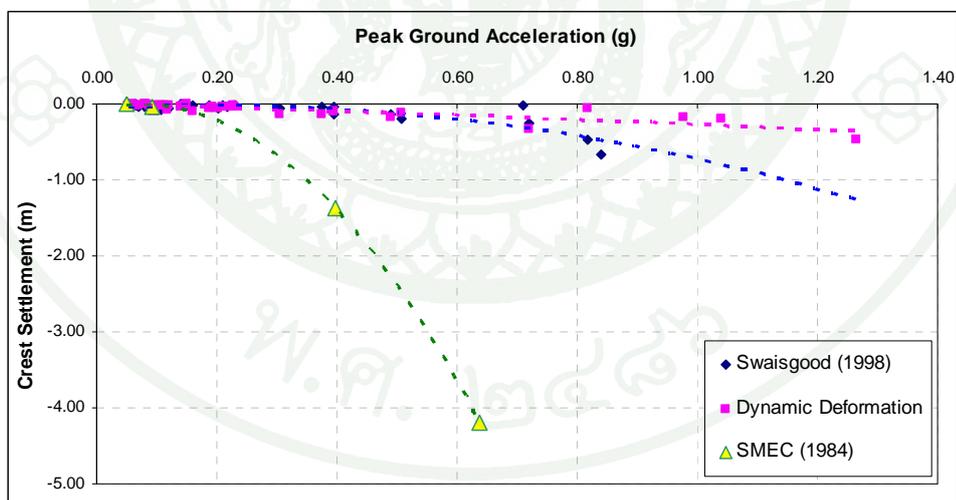
Earthquake Event (year)	Magnitude (Mw)	PGA (g)	Epicenter Distance (km)	Settlement (m)
Kocaeli Turkey, 1999	7.4	0.146	4.8	-0.018
Landers, 1992	7.3	0.721	1.1	-0.252
Landers, 1992	7.3	0.818	1.1	-0.463
Cape Mendocino, 1992	7.1	1.039	8.5	-5.596
Duzce Turkey, 1999	7.1	0.066	11.4	-0.015
Duzce Turkey, 1999	7.1	0.118	11.4	-0.021
Duzce Turkey, 1999	7.1	0.159	11.4	-0.027
Kocaeli Turkey, 1999	7.4	0.203	17.0	-0.056
Duzce Turkey, 1999	7.1	0.053	30.2	-0.025
Landers, 1992	7.1	0.06	42.2	-0.028
Landers, 1992	7.3	0.08	42.2	-0.042
Duzce Turkey, 1999	7.3	0.012	33.6	-0.054
Tabas Iran, 1978	7.4	0.087	94.4	-0.076
Tabas Iran, 1978	7.4	0.108	94.4	-0.087



ภาพที่ 203 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวของเขื่อนจากแรงกระทำพลศาสตร์ที่สันเขื่อนโดยวิธี Dynamic Deformation กับวิธีทางสถิติของ Swaisgood (1998)

เมื่อนำผลการวิเคราะห์ทั้ง 2 วิธีมาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์การทรุดตัวถาวรของเขื่อนวชิราลงกรณที่ศึกษาโดย SMEC (1984) (ภาพที่ 204) พบว่าผลของ SMEC (1984) ซึ่งวิเคราะห์การทรุดตัวถาวรโดยใช้หลักการวิเคราะห์ตามทฤษฎีของ Newmark (1965) ให้ค่าการทรุดตัวที่สูงกว่าการวิเคราะห์การทรุดตัวถาวรโดยวิธี Dynamic Deformation และวิธีทางสถิติของ Swaisgood (1998) ทั้งนี้ผลลัพธ์ที่แตกต่างกันมากเนื่องมาจากสาเหตุ ดังนี้

1. การใช้ทฤษฎีการวิเคราะห์ที่ต่างกันและการแบ่งชั้นส่วนในตัวเขื่อนของ SMEC (1984) มีความละเอียดน้อยกว่าการวิเคราะห์ Dynamic Deformation ในการศึกษานี้
2. การเลือกใช้ตัวแปรโดย SMEC (1984) ใช้ค่า Shear Wave Velocity ที่นำมาหาค่า Maximum Shear Modulus เพียงค่าเดียว ซึ่งแตกต่างกับการศึกษาครั้งนี้ที่จำลองให้โมดูลัสมีค่าแปรเปลี่ยนตาม Mean Effective Stress
3. รวมถึง SMEC (1984) ไม่ได้จำลองพฤติกรรมในสภาวะสถิตศาสตร์ตามประวัติการก่อสร้างและการติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน

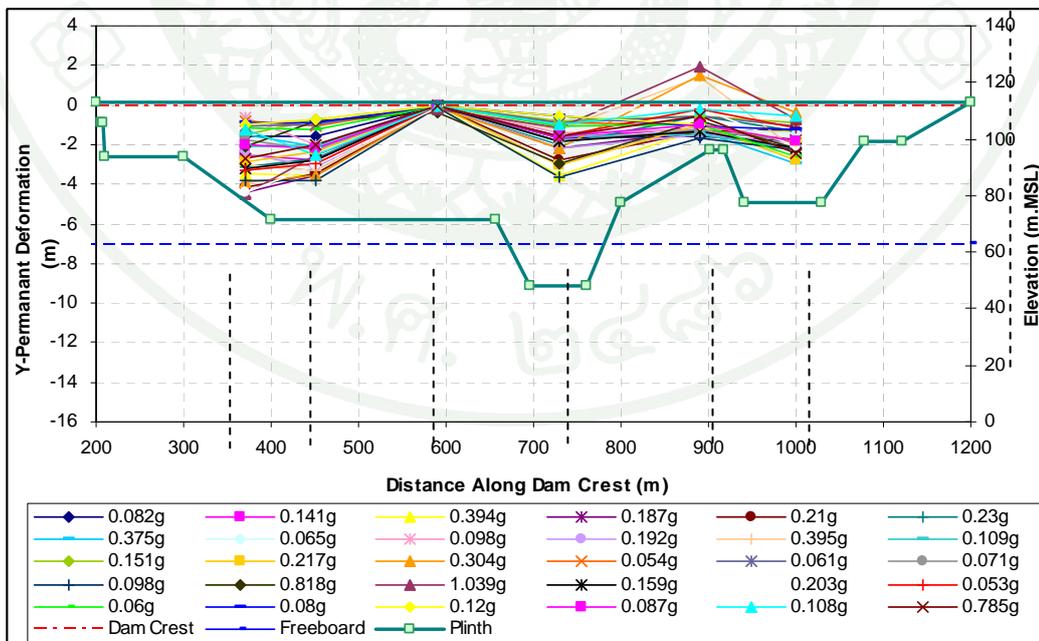


ภาพที่ 204 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวถาวรจากแรงกระทำพลศาสตร์ที่สันเขื่อนโดยวิธี Dynamic Deformation วิธีทางสถิติของ Swaisgood (1998) และผลจากการวิเคราะห์ของ SMEC (1984)

3. การทรุดตัวของอาคารจากแรงกระทำพลศาสตร์ตามแนวแกนเขื่อน

เมื่อพิจารณาการวิเคราะห์ห้ ณ หน้าตัดอื่นๆ อันได้แก่ Ch.370, Ch.450, Ch.730, Ch.890 และ Ch.1000 ซึ่งมีวิธีการวิเคราะห์ที่เหมือนกับ Ch.590 พบว่าความสัมพันธ์ของ Peak Ground Acceleration ที่หินฐานรากเขื่อนกับการทรุดตัวของอาคารตลอดความยาวสันเขื่อน มีการทรุดตัวของอาคารที่แตกต่างกันออกไปในแต่ละบริเวณ ดังแสดงในภาพที่ 205 โดยมีการทรุดตัวสูงสุดประมาณ 4 เมตร ที่ Ch.370, Ch.450, Ch.730 และ Ch.1000 ส่วนที่ Ch.590 มีการทรุดตัวของอาคารสูงสุด 0.5 เมตร และที่ Ch.890 มีการทรุดตัวของอาคารสูงสุด 2 เมตร ทั้งนี้ที่ Ch.890 เมื่อค่า PGA มากกว่า 0.3g พบว่าสันเขื่อนไม่แสดงพฤติกรรมทรุดตัว แต่จะเกิดการเคลื่อนตัวสูงขึ้นไปจากระดับสันเขื่อนเดิม ทั้งนี้การทรุดตัวสูงสุดในทุกบริเวณยังมีค่าน้อยกว่าระยะ Freeboard (ระยะห่างจากระดับเก็บกักน้ำปกติที่ระดับ 155 ม.รทก. ถึงระดับสัน Wave Wall ที่ +162 ม.รทก.) ซึ่งออกแบบเผื่อไว้ 7 เมตร

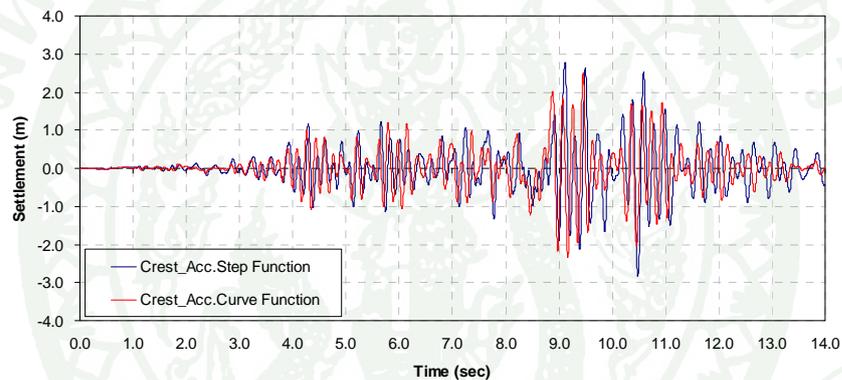
สำหรับการเคลื่อนตัวของอาคารในแนวราบ พบว่าหลังจากสิ้นสุดการสั่นของคลื่นแผ่นดินไหว ทุกบริเวณตลอดความยาวเขื่อนมีการเคลื่อนตัวไปทางด้านท้ายน้ำ ดังแสดงในภาพที่ 206 โดยทุกบริเวณมีการเคลื่อนตัวไปทางด้านท้ายน้ำประมาณ 5 เมตร ยกเว้นที่ Ch.590 มีการเคลื่อนตัวไปทางด้านท้ายน้ำ 0.5 เมตร



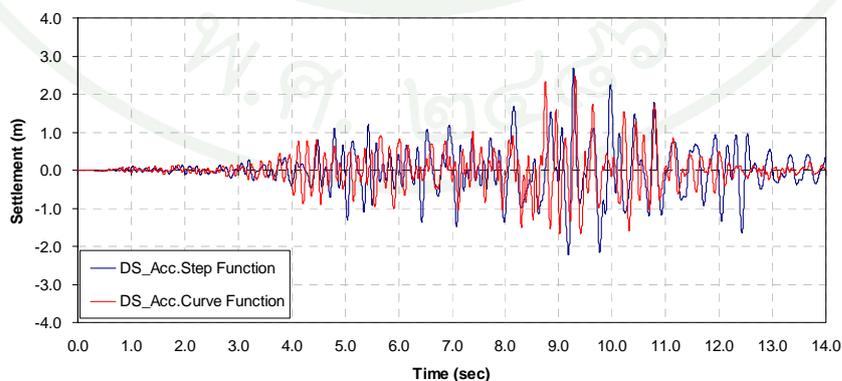
ภาพที่ 205 การทรุดตัวของอาคารในแนวตั้งตลอดความยาวสันเขื่อน โดยวิธี Dynamic Deformation

Function และ Step Function มีผลให้อัตราการหน่วงการเคลื่อนที่ในแต่ละบริเวณมีค่าแตกต่างกันออกไป โดยการใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Step Function จะมีอัตราการหน่วงมากกว่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Curve Function ในบริเวณลาดชันด้านเหนือน้ำดังแสดงในภาพที่ 213 และ 214 ผลจากอัตราการหน่วงที่มากกว่าจึงทำให้คลื่นที่เดินทางผ่านบริเวณดังกล่าวเกิดการดูดซับพลังงานและเปลี่ยนแปลงความถี่ของคลื่นในที่สุด

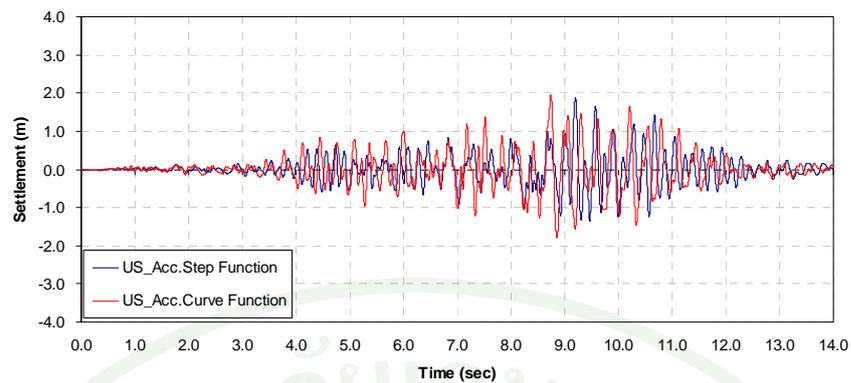
ผลของค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดและอัตราการหน่วงที่แตกต่างกัน มีผลให้ค่าการทรุดตัวถาวรแตกต่างกันด้วย โดยการทรุดตัวในแนวตั้งจาก โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Curve Function จะมีปริมาณมากกว่าการใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Step Function ส่วนการเคลื่อนตัวในแนวราบผลการทรุดตัวไม่แตกต่างกัน ดังแสดงในภาพที่ 215 และ 216 ตามลำดับ



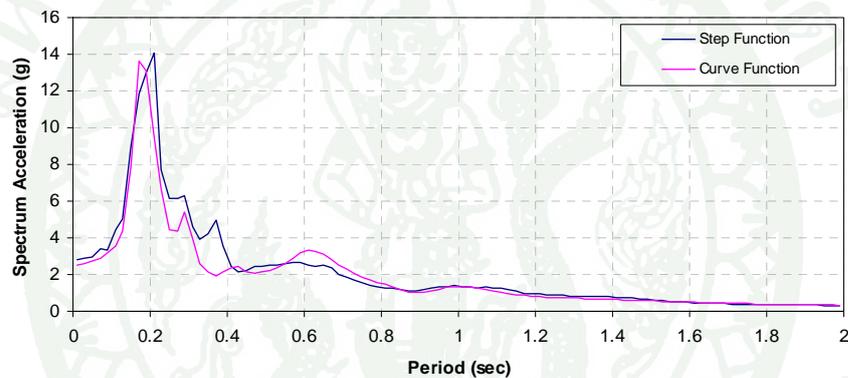
ภาพที่ 207 เปรียบเทียบการตอบสนองของอัตราเร่งสูงสุด ณ บริเวณสันเขื่อน จากการวิเคราะห์โดยใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Step Function และ Curve Function



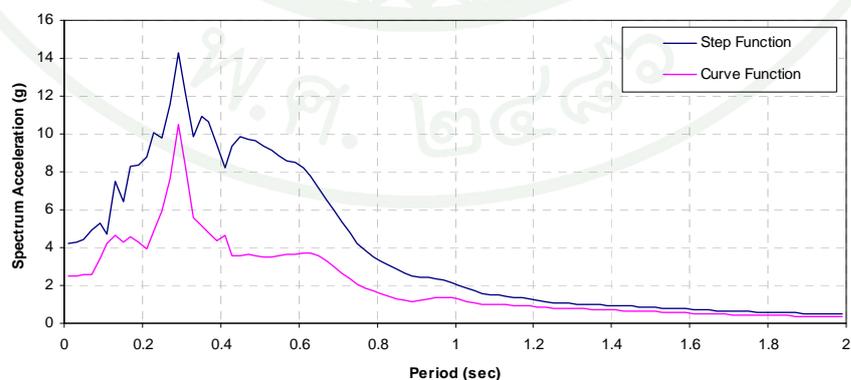
ภาพที่ 208 เปรียบเทียบการตอบสนองของอัตราเร่งสูงสุด ณ บริเวณลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ จากการวิเคราะห์โดยใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Step Function และ Curve Function



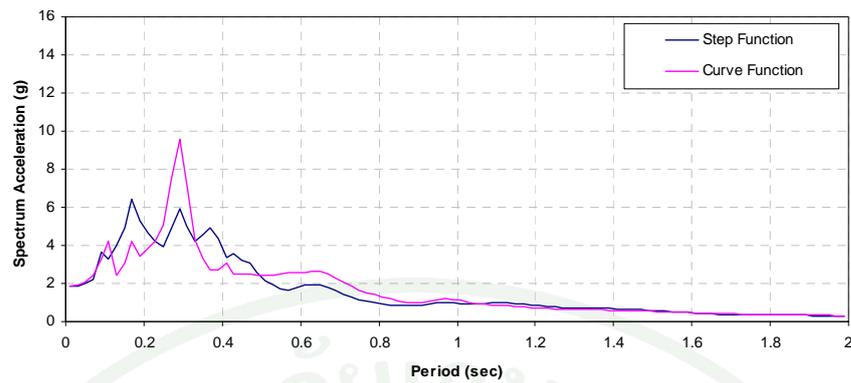
ภาพที่ 209 เปรียบเทียบการตอบสนองของอัตราเร่งสูงสุด ณ บริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำ จากการวิเคราะห์โดยใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Step Function และ Curve Function



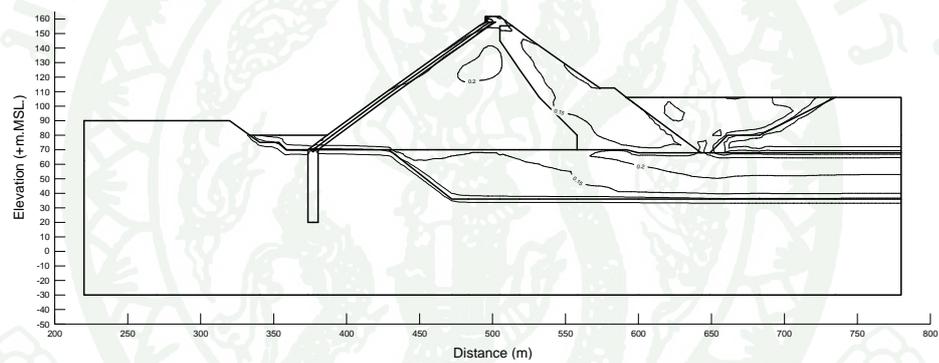
ภาพที่ 210 เปรียบเทียบการตอบสนองของ Spectrum Acceleration บริเวณสันเขื่อน จากการวิเคราะห์โดยใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Step Function และ Curve Function



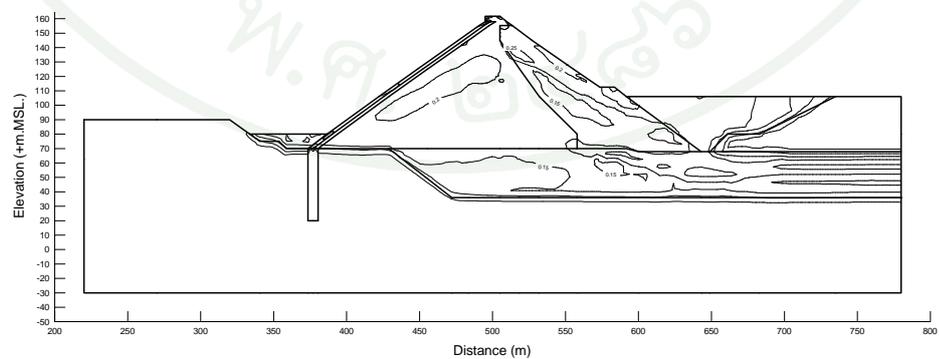
ภาพที่ 211 เปรียบเทียบการตอบสนองของ Spectrum Acceleration บริเวณลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ จากการวิเคราะห์โดยใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Step Function และ Curve Function



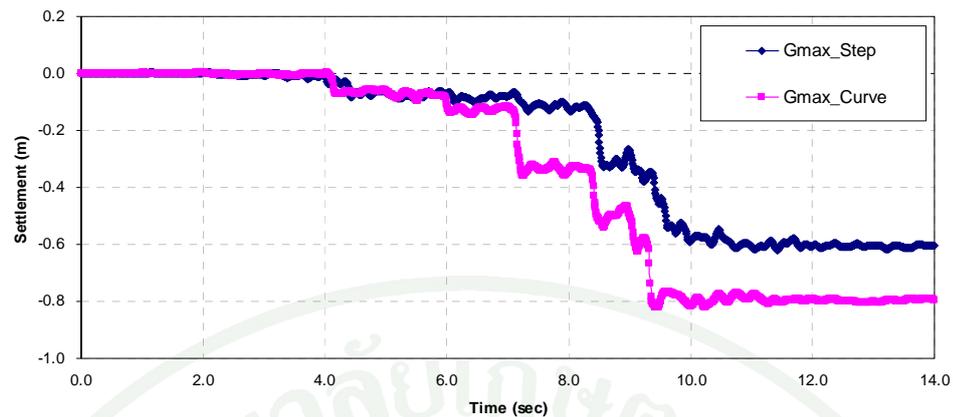
ภาพที่ 212 เปรียบเทียบการตอบสนองของ Spectrum Acceleration บริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือ
น้ำ จากการวิเคราะห์โดยใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Step Function และ Curve
Function



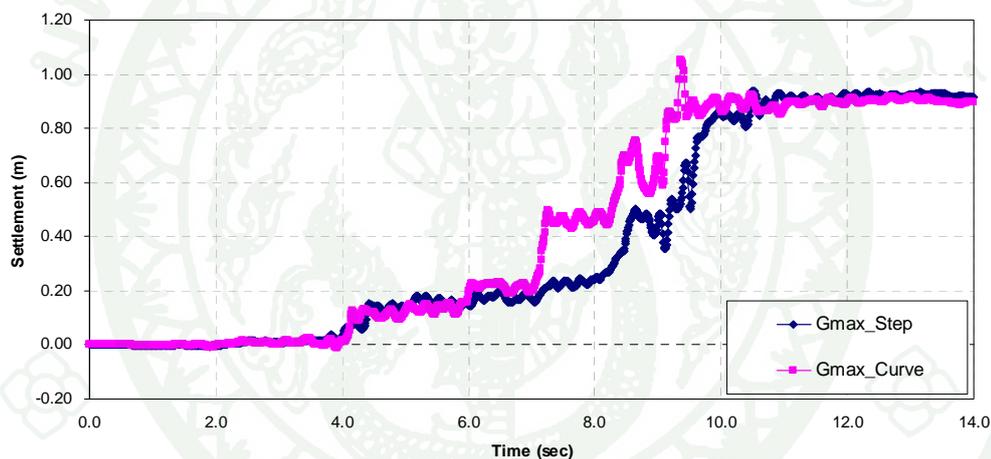
ภาพที่ 213 อัตราส่วนการหน่วง ณ เวลาที่มีการสั่นสูงสุด เมื่อใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Curve
Function



ภาพที่ 214 อัตราส่วนการหน่วง ณ เวลาที่มีการสั่นสูงสุด เมื่อใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Step
Function



ภาพที่ 215 เปรียบเทียบการทรุดตัวถาวรในแนวตั้ง จากการวิเคราะห์โดยใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Step Function และ Curve Function

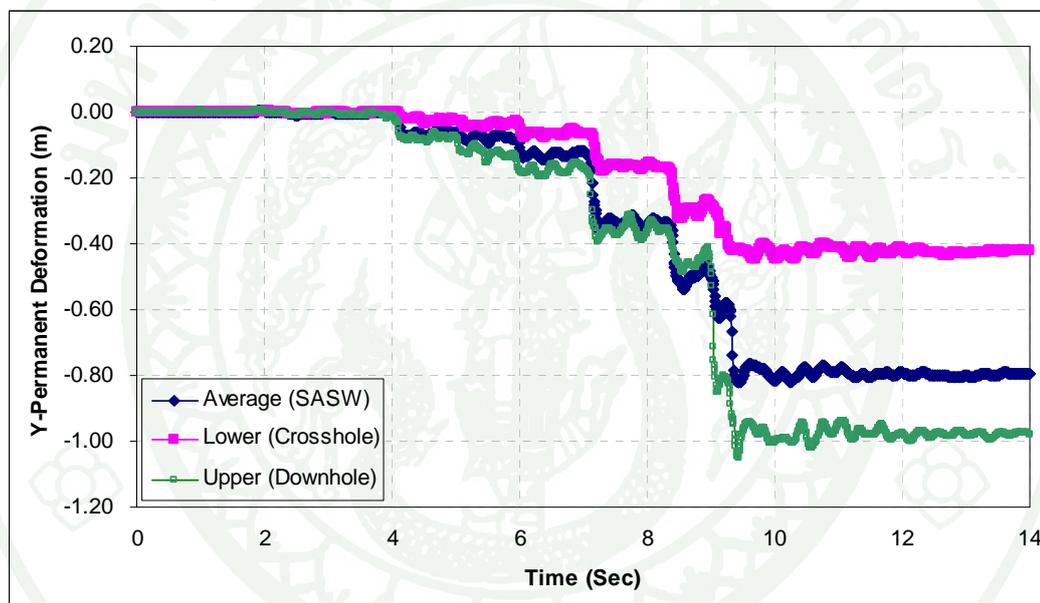


ภาพที่ 216 เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวถาวรในแนวราบ จากการวิเคราะห์โดยใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Step Function และ Curve Function

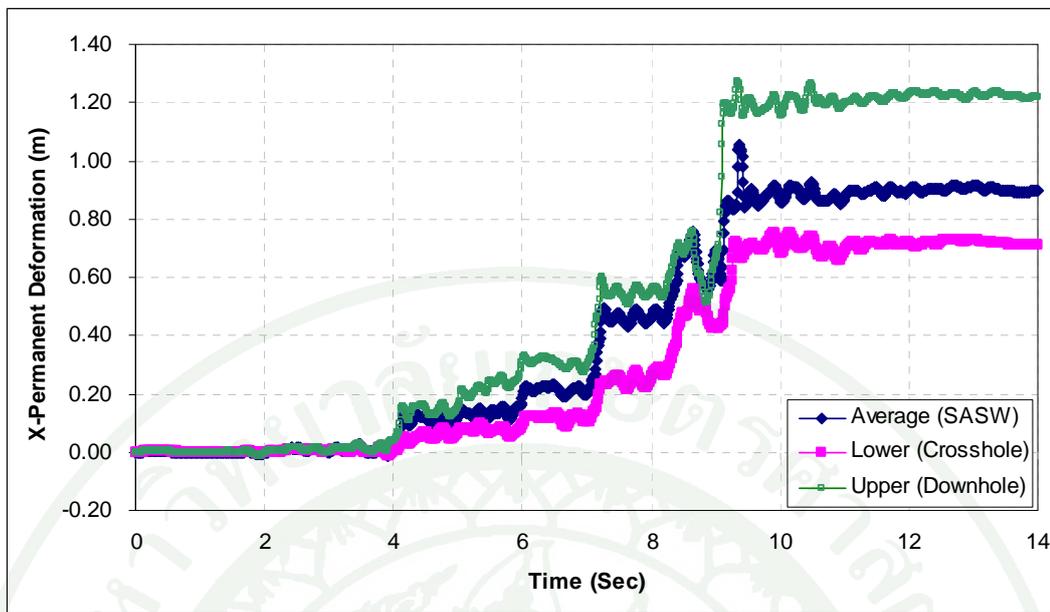
2. ความอ่อนไหวของค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด

ความแปรปรวนของค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดแบบ Curve Function กำหนดโดยให้ G_{max} ที่เป็น Upper Bound ได้มาจากการทดสอบ Seismic Downhole, G_{max} ส่วนที่เป็น Lower Bound ได้มาจากการทดสอบ Seismic Crosshole และ G_{max} ที่เป็นค่า Average ได้มาจากการทดสอบ SASW พบว่าพฤติกรรมทรุดตัวถาวร ณ บริเวณชั้นเขื่อนมีค่าสูงสุดเมื่อใช้ค่า G_{max} ที่เป็น Upper Bound และมีค่าน้อยสุดเมื่อ G_{max} ที่เป็น Lower Bound ดังแสดงการทรุดตัวและเคลื่อนตัวถาวรในภาพที่ 217 และภาพที่ 218 ตามลำดับ

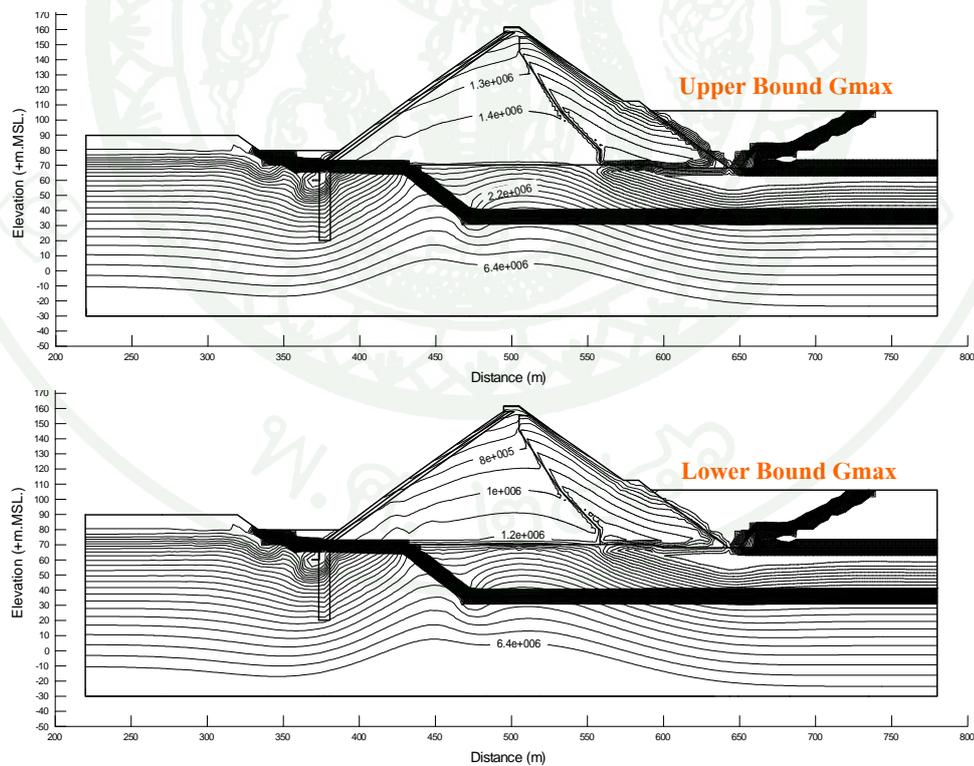
สำหรับเหตุผลที่การทรุดตัวเกิดสูงสุดเมื่อใช้ค่า G_{max} ที่เป็น Upper Bound เนื่องจากพฤติกรรมทรุดตัวของหินถมตัวเชื่อมไม่ได้ขึ้นอยู่กับโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดเพียงอย่างเดียว ดังแสดงได้จากภาพที่ 219 ซึ่งจะเห็นว่าค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดจาก Upper Bound จะสูงกว่า Lower Bound แต่พฤติกรรมทรุดตัวของหินถมในขณะที่รับแรงกระทำแผ่นดินไหวขึ้นอยู่กับอัตราการหน่วง (Damping Ratio) ของหินถมตัวเชื่อม ซึ่งจากผลการวิเคราะห์เมื่อใช้ค่า G_{max} ที่เป็น Lower Bound จะทำให้วัสดุตัวเชื่อมมีอัตราการหน่วงที่สูงกว่าการใช้ G_{max} ที่เป็น Upper Bound ดังแสดงในรูปที่ 220 และผลของการใช้ G_{max} ที่เป็น Lower Bound ทำให้การทรุดตัวและการเคลื่อนตัวถาวรเกิดขึ้นน้อยกว่าการใช้ค่า G_{max} ที่เป็น Upper Bound



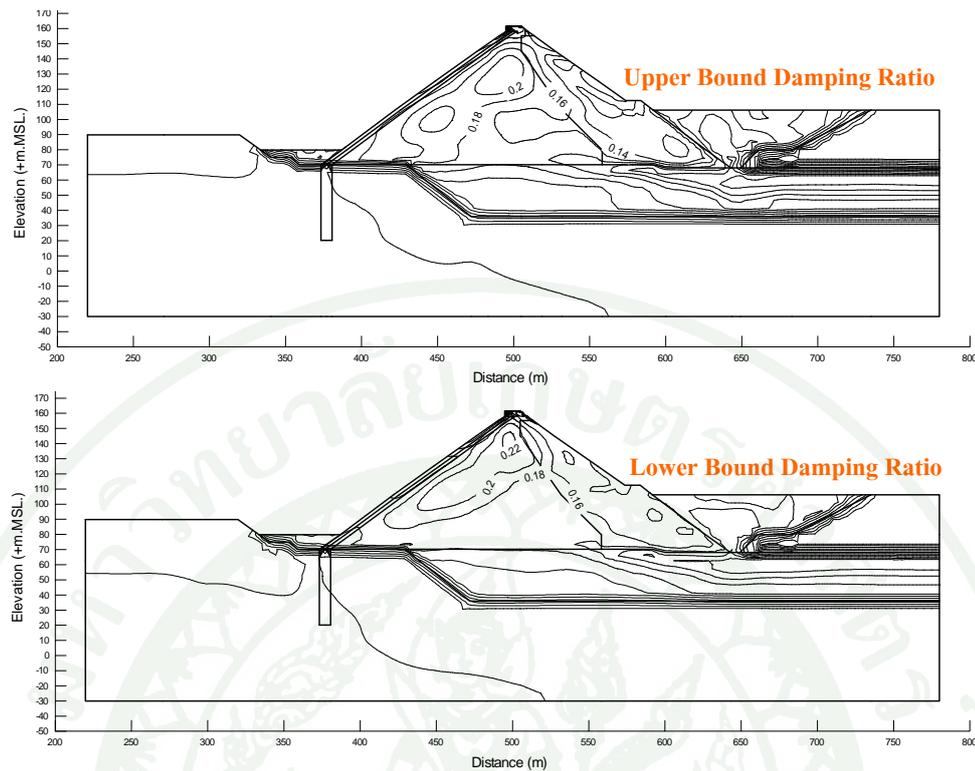
ภาพที่ 217 การทรุดตัวถาวรบริเวณสันเขื่อนตามขอบเขตของค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด



ภาพที่ 218 การเคลื่อนตัวของถาวรบริเวณสันเขื่อนตามขอบเขตของค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด



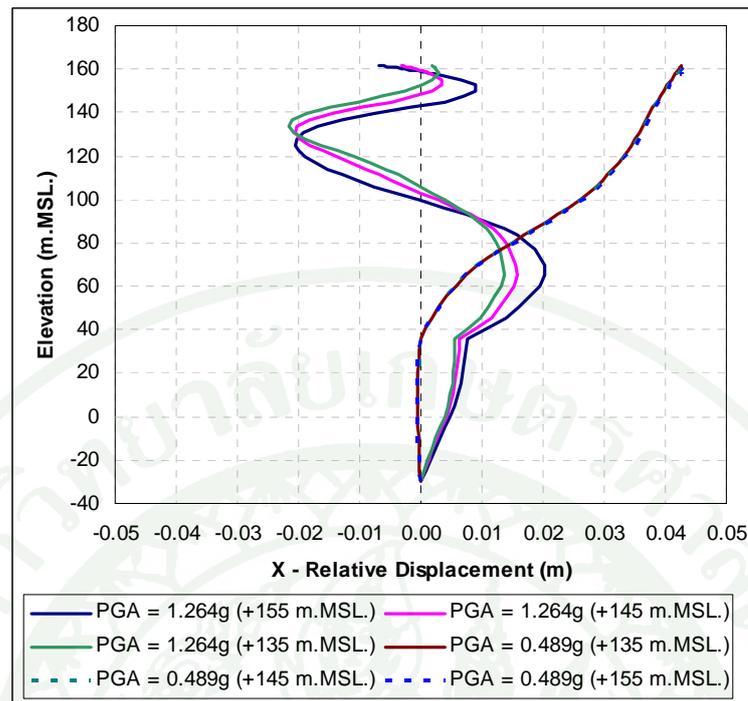
ภาพที่ 219 ความแตกต่างของโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด จากขอบเขตบนและขอบเขตล่างของค่า G_{max}



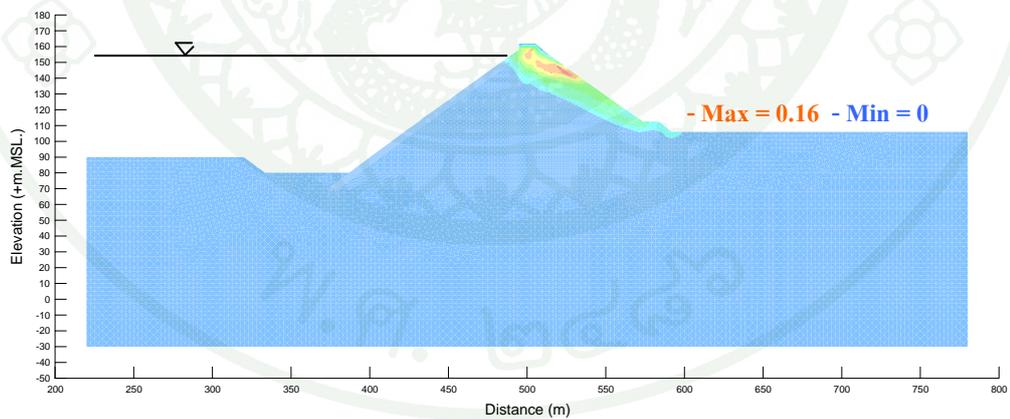
ภาพที่ 220 ความแตกต่างของ Damping Ratio จากขอบเขตบนและขอบเขตล่างของค่า G_{max}

3. อิทธิพลจากปัจจัยจากการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำในเขื่อน

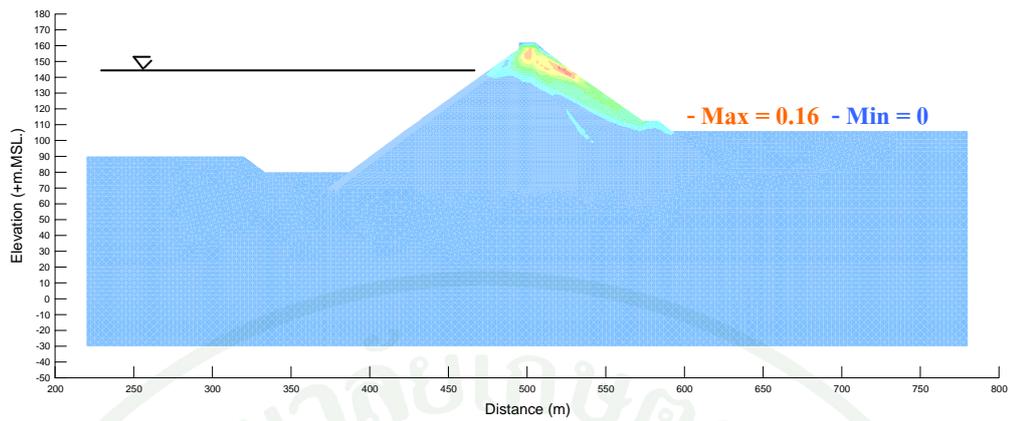
พฤติกรรมเขื่อนเมื่อได้รับแรงกระทำแผ่นดินไหว 2 เหตุการณ์ ได้แก่ Gazli Earthquake ค.ศ.1976 (PGA = 1.264g) และ Nahanni Earthquake ค.ศ.1985 (PGA = 0.489g) จากกรณีนี้ที่จำลองให้ระดับน้ำในเขื่อนอยู่ที่ระดับต่างๆ 3 ระดับ ได้แก่ ระดับ +135.00, +145.00 และ +155. ม.รทก. ซึ่งเป็นตัวแทนของระดับเก็บกักน้ำต่ำสุด ระดับเก็บกักน้ำปานกลาง และระดับเก็บกักน้ำปกติ ตามลำดับ พบว่าการเคลื่อนตัวเชิงเปรียบเทียบในแนวราบ (Relative Horizontal Displacement) ตลอดความสูงเขื่อน ณ บริเวณแกนกลางเขื่อน (Dam Axis) มีการเคลื่อนที่น้อยมากถึงแม้จะลดระดับน้ำลงจากระดับเก็บกักปกติดังแสดงในภาพที่ 221 แต่ทั้งนี้เมื่อพิจารณา Maximum Shear Strain จากทั้งสองเหตุการณ์แผ่นดินไหว พบว่าการเขื่อนหรือการเคลื่อนตัวจะเกิดบริเวณลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ เมื่อระดับน้ำอยู่ในระดับปกติ แต่เมื่อระดับน้ำลดลงการเขื่อนหรือการเคลื่อนตัวเริ่มเกิดจากลาดชันด้านเหนือน้ำตลอดไปทางด้านท้ายน้ำ ดังแสดงในภาพที่ 222 ถึง 227 ตามลำดับ พฤติกรรมของการเคลื่อนตัวดังกล่าวอาจส่งผลต่อการแตกร้าวของแผ่นคอนกรีตลาดหน้า หากลดระดับน้ำลงมาถึงระดับเก็บกักต่ำสุดของเขื่อน



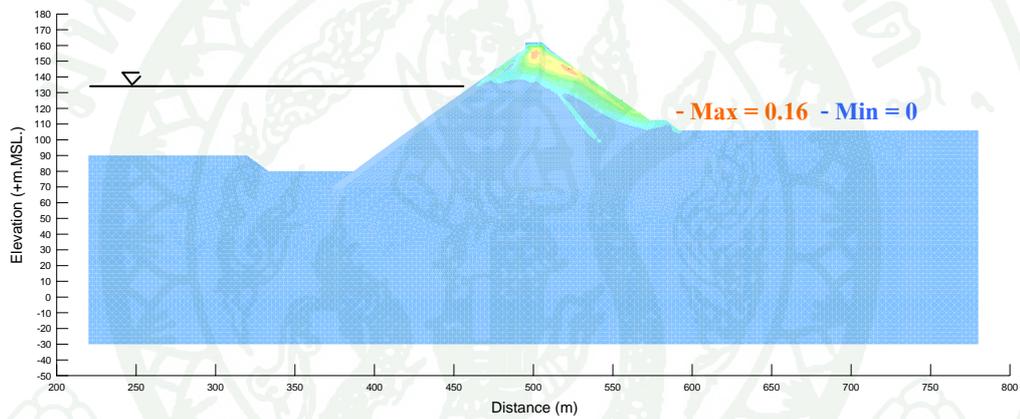
ภาพที่ 221 การเคลื่อนตัวเชิงเปรียบเทียบในแนวราบตลอดความสูงเขื่อน ณ บริเวณแกนกลางเขื่อน เมื่อระดับเก็บกักน้ำอยู่ที่ระดับต่างๆ กัน



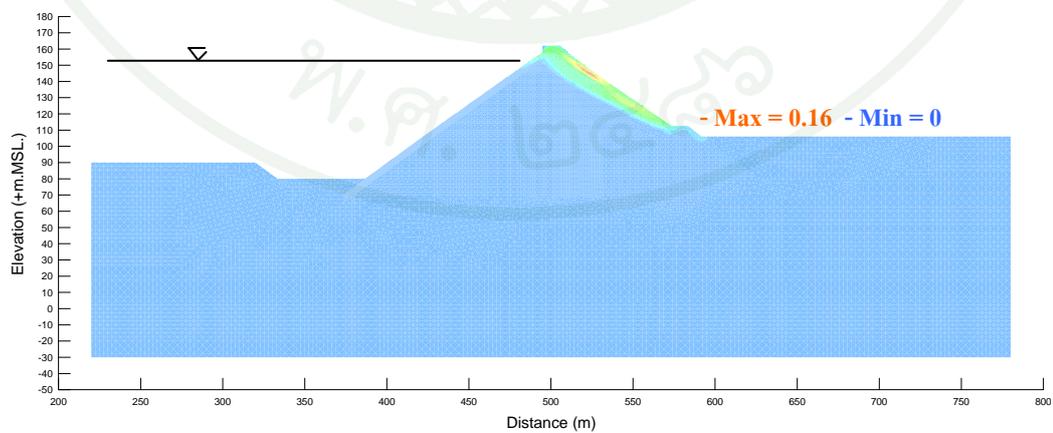
ภาพที่ 222 Maximum Shear Strain จากแผ่นดินไหว Gazli (ระดับน้ำเก็บกัก +155.00 ม.รทก.)



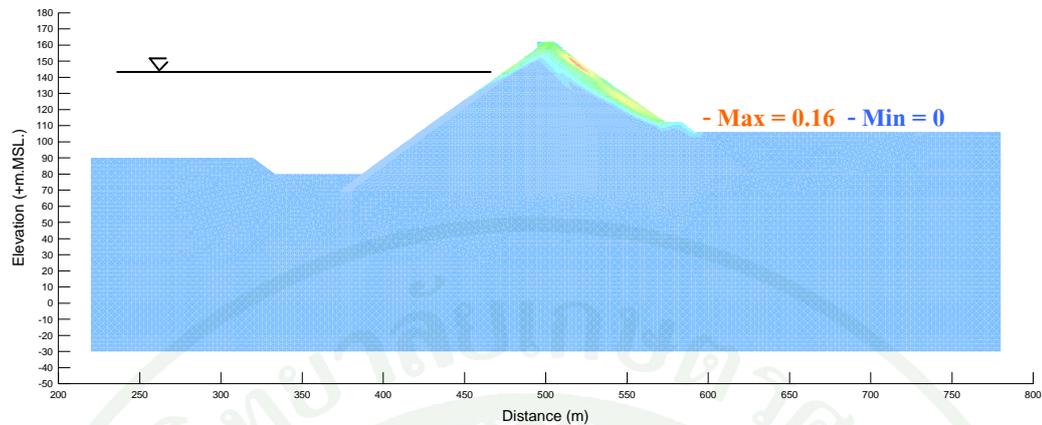
ภาพที่ 223 Maximum Shear Strain จากแผ่นดินไหว Gazli (ระดับน้ำเก็บกัก +145.00 ม.รทก.)



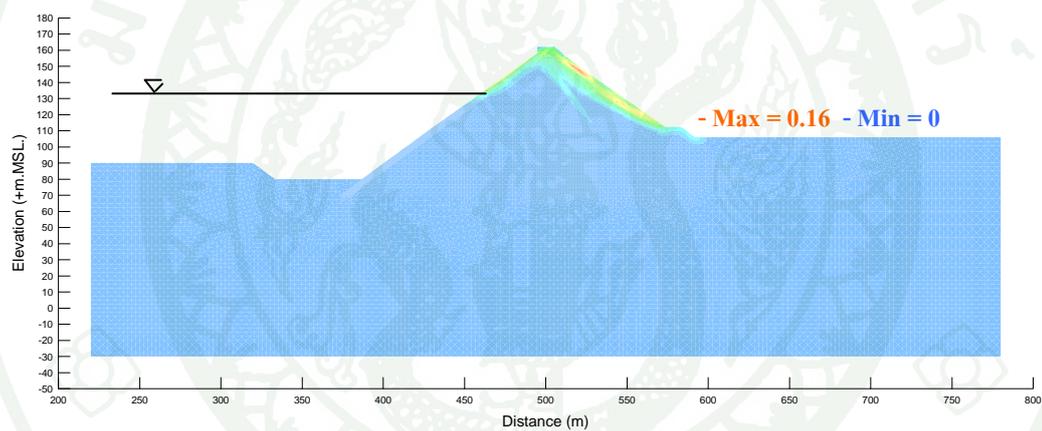
ภาพที่ 224 Maximum Shear Strain จากแผ่นดินไหว Gazli (ระดับน้ำเก็บกัก +135.00 ม.รทก.)



ภาพที่ 225 Maximum Shear Strain จากแผ่นดินไหว Nahanni (ระดับน้ำเก็บกัก +155.00 ม.รทก.)



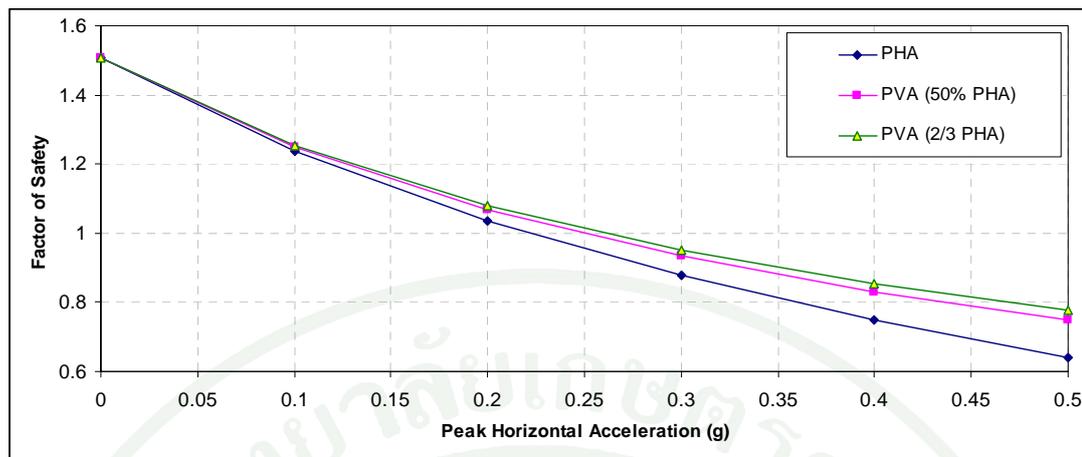
ภาพที่ 226 Maximum Shear Strain จากแผ่นดินไหว Nahanni (ระดับน้ำเก็บกัก +145.00 ม.รทก.)



ภาพที่ 227 Maximum Shear Strain จากแผ่นดินไหว Nahanni (ระดับน้ำเก็บกัก +135.00 ม.รทก.)

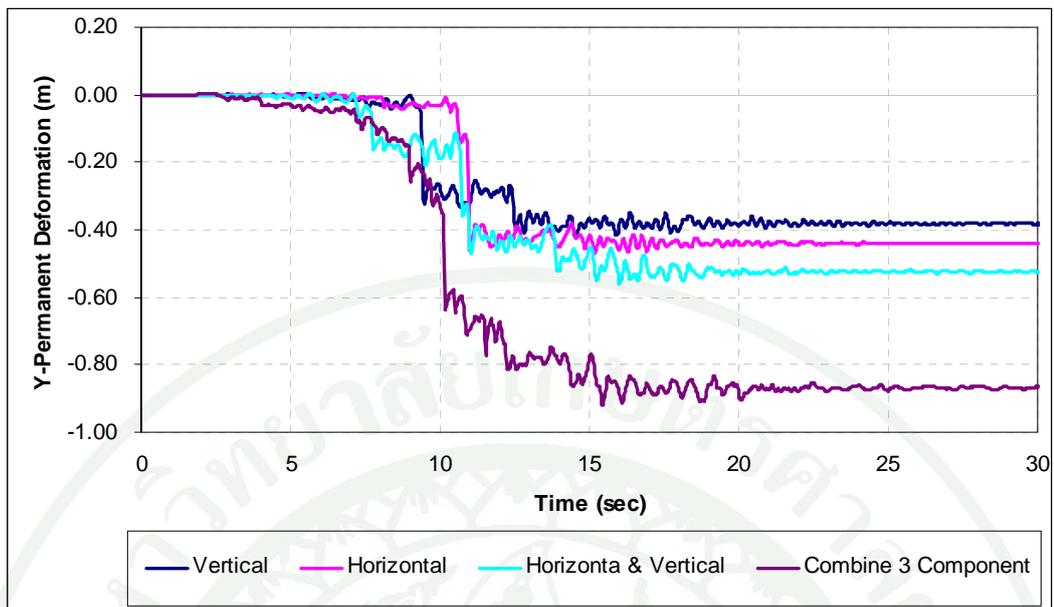
4. พฤติกรรมความปลอดภัยของเขื่อนจากการพิจารณาองค์ประกอบของคลื่นแผ่นดินไหวในแนวราบร่วมกับแนวตั้งแนวตั้ง

ผลการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดชันเขื่อนอุทธรศาสตร์โดยวิธี Pseudostatic เมื่อใช้คลื่นแผ่นดินไหวในแนวราบร่วมกับคลื่นแผ่นดินไหวในแนวตั้ง โดยที่กำหนดให้ค่า PGV (Peak Vertical Acceleration) ในแนวตั้งมีค่าเท่ากับ 50% ของค่า PHA (Hynes-Griffin and Franklin, 1984) และ 2/3 เท่าของค่า PHA (Marcuson, 1981) มีผลให้อัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety) ของลาดชันเขื่อนเพิ่มขึ้น เมื่อเทียบกับการใช้คลื่นแผ่นดินไหวในแนวราบเพียงอย่างเดียว โดยอัตราส่วนความปลอดภัยของการวิเคราะห์ทั้ง 3 กรณีแสดงในภาพที่ 228

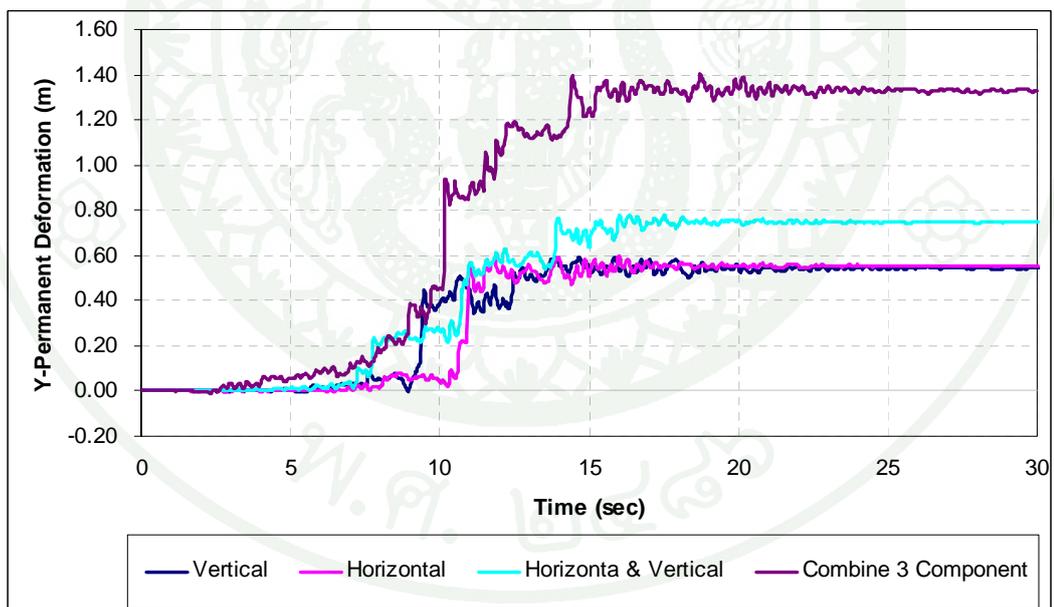


ภาพที่ 228 อัตราส่วนความปลอดภัยของลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ จากการวิเคราะห์โดยวิธี Pseudostatic เมื่อพิจารณาความเร่งในแนวดิ่ง

โดยปกติคลื่นแผ่นดินไหวในแต่ละเหตุการณ์จะมีการบันทึกข้อมูลไว้ 3 ทิศทาง ได้แก่ คลื่นในแนวราบ (Horizontal Direction) คลื่นในแนวดิ่ง (Vertical Direction) และคลื่นในแนวนานตัวเขื่อน (Longitudinal Direction) ซึ่งเมื่อใช้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 3 ทิศทาง, คลื่นแผ่นดินไหวในแนวราบร่วมกับแนวดิ่ง (Horizontal & Vertical Direction) และคลื่นแผ่นดินไหวในทิศทางลัพธ์ของทิศทางแนวราบและขนานตัวเขื่อน ร่วมกับแนวดิ่ง (Resultant Direction) วิเคราะห์พฤติกรรมการทรุดตัวทางพลศาสตร์ พบว่าการทรุดตัวและเคลื่อนตัวถาวรที่สูงจะได้รับอิทธิพลจากคลื่นแผ่นดินไหวในทิศทางลัพธ์ของทิศทางแนวราบและขนานตัวเขื่อน ร่วมกับแนวดิ่ง ดังแสดงในภาพที่ 229 และ 230 ส่วนคลื่นแผ่นดินไหวในทิศทางแนวอื่น มีปริมาณการทรุดตัวและเคลื่อนตัวถาวรไม่แตกต่างกันมาก ยกเว้นคลื่นแผ่นดินไหวในทิศทางขนานกับตัวเขื่อนที่ไม่ส่งผลกระทบต่อทรุดตัวของตัวเขื่อน

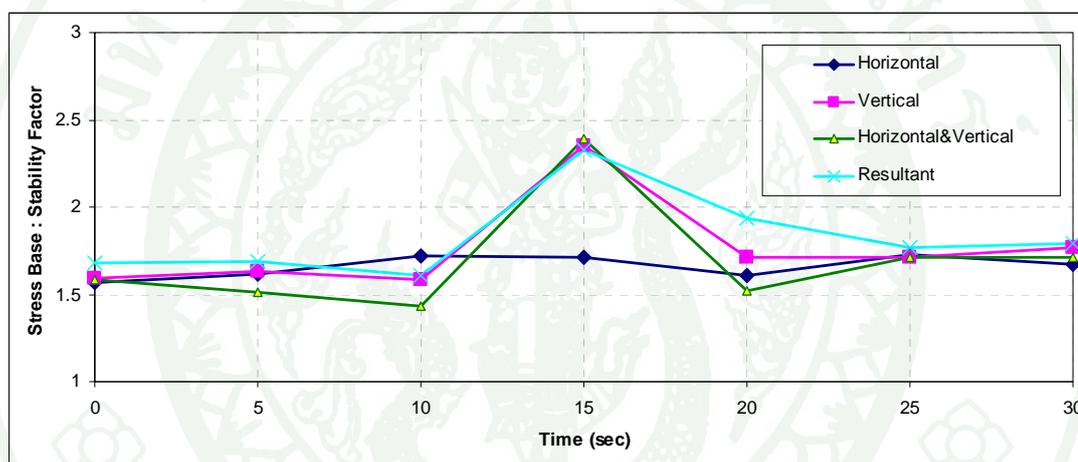


ภาพที่ 229 การทรุดตัวถาวรบริเวณสันเขื่อนจากคลื่นแผ่นดินไหวในทิศทางต่างๆ



ภาพที่ 230 การเคลื่อนตัวถาวรบริเวณสันเขื่อนจากคลื่นแผ่นดินไหวในทิศทางต่างๆ

อัตราส่วนความปลอดภัยของลาดชันเขื่อนจากการวิเคราะห์โดยวิธี Dynamic Response พิจารณาจากหลักการ Stress Base Method ซึ่งมีหลักการ คือ การหาอัตราส่วนของกำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุ (Shear Strength) กับหน่วยแรงเฉือน (Shear Stress) ในตัวเขื่อนในแต่ละจังหวะการสั่นของคลื่นแผ่นดินไหว โดยที่สมมติให้กำลังของวัสดุไม่มีการเปลี่ยนแปลงในขณะที่เกิดการสั่น ซึ่งอัตราส่วนความปลอดภัยจากการใช้คลื่นแผ่นดินไหวในทิศทางต่างๆ มีค่าเฉลี่ยที่ 1.57 ในจังหวะเริ่มแรกการสั่นและเมื่อสิ้นสุดการสั่นของคลื่นแผ่นดินไหวอัตราส่วนความปลอดภัยของลาดชันเขื่อนมีค่าเฉลี่ยที่ 1.70 ดังแสดงในภาพที่ 231 อัตราส่วนความปลอดภัยในสภาวะพลศาสตร์มีค่าที่สูง เมื่อเทียบกับอัตราส่วนความปลอดภัยที่วิเคราะห์ในสภาวะสถิตย์ศาสตร์ด้วยแบบจำลอง Mohr-Coulomb โดยมีค่าอยู่ที่ 1.325 (ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก, 2010)



ภาพที่ 231 อัตราส่วนความปลอดภัยของลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ จากการวิเคราะห์โดยวิธี Stress Base Method

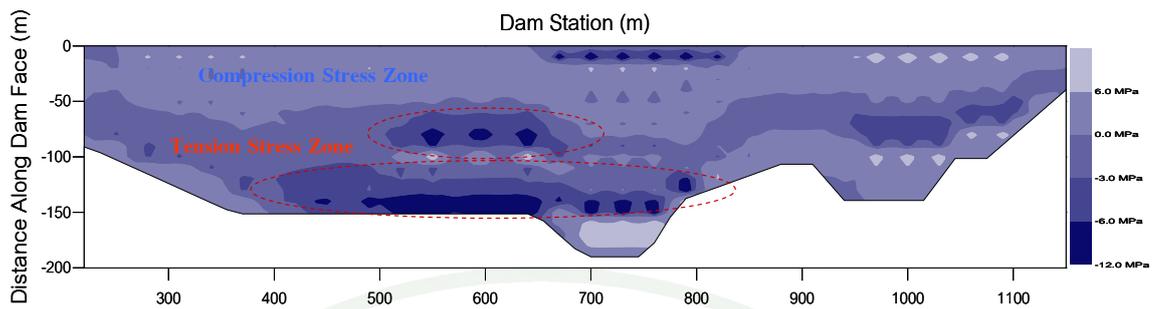
เมื่อเปรียบเทียบอัตราส่วนความปลอดภัยของลาดชันเขื่อนจากการวิเคราะห์โดยวิธี Pseudostatic และ Dynamic Response พบว่าการวิเคราะห์โดยวิธี Pseudostatic ให้อัตราส่วนความปลอดภัยที่เท่ากับ 1.0 เมื่อใช้ค่า PGA เท่ากับ 0.25g ในขณะที่การวิเคราะห์โดยวิธี Dynamic Response Analysis ซึ่งมีค่า PGA สูงสุด 0.785g มีอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำสุดอยู่ที่ 1.57 ดังนั้นจะเห็นได้ว่าวิธี Pseudostatic ที่เป็นวิธีวิเคราะห์พื้นฐานสำหรับการออกแบบลาดชันเขื่อน ยังคงมีประสิทธิภาพดีที่จะต้านทานการพิบัติของเขื่อนขณะเกิดแผ่นดินไหว

หน่วยแรงในแผ่นคอนกรีตคานหน้าจากแรงกระทำแผ่นดินไหว

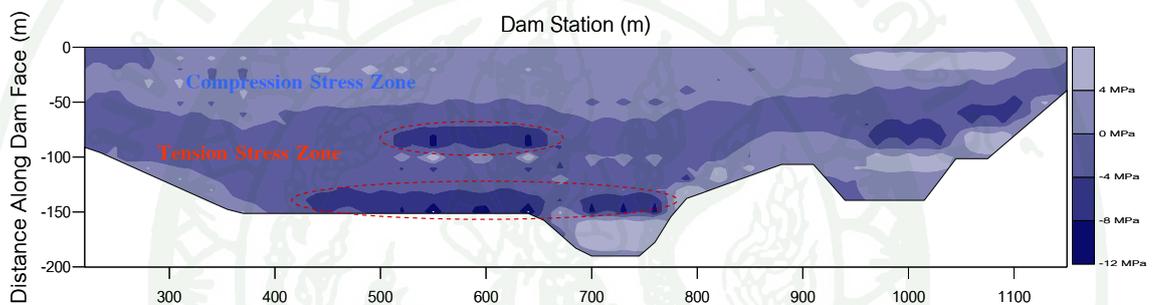
ผลการวิเคราะห์หน่วยแรงในแผ่นคอนกรีตคานหน้าจากสภาวะแผ่นดินไหว เมื่อใช้เหตุการณ์แผ่นดินไหว 2 เหตุการณ์ ได้แก่ Gazli Earthquake ค.ศ.1976 (PGA = 1.264g) และ Loma Prieta Earthquake ค.ศ.1989 (PGA = 0.507g) ซึ่งเป็นตัวแทนของคลื่นที่มี PGA สูงสุดของการวิเคราะห์และจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่พิจารณาค่า MCE ที่ได้จากการศึกษาของ Woodward-Clyde ในปี 1998 เมื่อกำหนดให้ระยะทางจากรอยเลื่อนไปยังเขื่อนวชิราลงกรณมีระยะ 3.2 กิโลเมตร จะก่อให้เกิดแผ่นดินไหวขนาด 7.0 Mw และมีอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน 0.58g ตามลำดับ พบว่าหน่วยแรงคัดที่เกิดขึ้นที่ผิวด้านบนของแผ่นคอนกรีตคานหน้าทั้งส่วนที่เป็นหน่วยแรงอัดสูงสุด (Maximum Compressive Stress, Positive Moment) และส่วนที่เป็นหน่วยแรงดึงสูงสุด (Maximum Tensile Stress, Negative Moment) มีการขยายบริเวณเพิ่มขึ้นจากสภาวะสถิตย์ศาสตร์ ดังแสดงในภาพที่ 232 และ 233 ตามลำดับ

ในกรณีของแผ่นดินไหว Loma Prieta ค.ศ.1989 เมื่อเปรียบเทียบหน่วยแรงอัดและหน่วยแรงดึงในแผ่นคอนกรีตที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง Beam Element ในสภาวะแผ่นดินไหวกับกำลังต้านทานแรงอัดและกำลังต้านทานการแตกร้าวของคอนกรีต ตามลำดับ พบว่าเมื่อคอนกรีตได้รับแรงกระทำแผ่นดินไหว (ณ จังหวะที่มีสั่นไหวรุนแรงที่สุด) คอนกรีตจะมีหน่วยแรงดึงเกินค่า Cracking Stress ตั้งแต่ที่ตำแหน่ง 1 ใน 3 ของความยาวคอนกรีตจนถึงระดับ Plinth และมีการขยายบริเวณตามความยาวเขื่อนเพิ่มออกไปถึง Ch.800

ส่วนในกรณีของแผ่นดินไหว Loma Prieta ค.ศ.1989 ที่พิจารณาตามค่า MCE พบว่าส่วนที่มีหน่วยแรงดึงเกินค่า Cracking Stress (เส้นประสีแดงภาพที่ 71) อยู่ที่บริเวณ Ch.450-Ch.750 ณ ตำแหน่ง 1 ใน 3 ของความยาวคอนกรีตจากระดับ Plinth และที่บริเวณที่ยึดรั้งกับ Plinth สำหรับการขยายขนาดของรอยแตกมีแนวโน้มไปตามความยาวเขื่อนมากกว่า (Ch.500-Ch.750)



ภาพที่ 232 หน่วยแรงในสภาวะพลาสติกของแผ่นคอนกรีตคานหน้าจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Gazli USSR (1976)



ภาพที่ 233 หน่วยแรงในสภาวะพลาสติกของแผ่นคอนกรีตคานหน้าจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Loma Prieta (1989)

ภายใต้สภาวะแผ่นดินไหวการเคลื่อนตัวของหินถมเขื่อนวชิราลงกรณ เกิดขึ้น ณ บริเวณสันเขื่อนไปทางด้านท้ายน้ำเป็นหลัก แต่ทั้งนี้ปริมาณการทรุดตัวถาวรที่เกิดขึ้นจากทุกเหตุการณ์แผ่นดินไหวยังมีค่าน้อยกว่าระยะ Freeboard และเมื่อพิจารณาอัตราส่วนความปลอดภัยของลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ พบว่ามีอัตราส่วนปลอดภัยน้อยสุด 1.5 ซึ่งสูงกว่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ยอมรับ (1.1 ในสภาวะแผ่นดินไหว) ดังนั้นเขื่อนวชิราลงกรณมีความปลอดภัยเมื่อได้รับแรงกระทำแผ่นดินไหว แต่ทั้งนี้เมื่อเขื่อนได้รับแรงกระทำแผ่นดินไหว คอนกรีตคานหน้าเขื่อนอาจมีการแตกร้าว และขยายบริเวณออกไป ซึ่งจะมีผลต่อการเก็บกักน้ำในเขื่อนได้

สรุปและข้อเสนอแนะ

สรุป

1. สภาพของหินฐานรากและลักษณะทางธรณีวิทยา รวมถึงความไม่สม่ำเสมอของหน้าตัด เชื้อเนื่องจากการปรับสภาพฐานรากในระหว่างการก่อสร้าง ส่งผลต่อการทรุดตัวที่แตกต่างของ หินถมในแต่ละบริเวณและมีโอกาสเกิดการแตกร้าวของแผ่นคอนกรีตคานหน้า ดังนั้นในการ ก่อสร้างเชื้อ CFRD ควรก่อสร้างให้มีหน้าตัดที่สม่ำเสมอ หรือหลังจากบดอัดตัวเชื้อเสร็จ ควรทิ้ง ระยะเวลาให้หินมีการทรุดตัวที่คงที่หรือการทรุดตัวอยู่ในช่วง Secondary (Creep) แล้วค่อยก่อสร้าง แผ่นคอนกรีตคานหน้า สำหรับการวิเคราะห์พฤติกรรมเชื้อประเภทนี้ควรพิจารณาการวิเคราะห์ โดยแบบจำลอง 3 มิติหากปรากฏสภาพหน้าตัดและชนิดฐานรากที่ไม่สม่ำเสมอ

2. พฤติกรรมการทรุดตัวของหินถมตัวเชื้อนิวซีรอลงกรรมในระหว่างการก่อสร้างมีปัจจัย จากการทรุดตัวที่เกิดกับเวลา (Creep Settlement) ดังผลการวิเคราะห์และตรวจวัดพฤติกรรมการ ทรุดตัวจากเครื่องมือวัดการทรุดตัว Hydrostatic Settlement Cell 12 ตำแหน่งในหินถมตัวเชื้อ (EGAT, 2551 ภายใต้การศึกษาของศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์) และการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ซึ่งอยู่ในระหว่างการดำเนินงานวิจัย ระดับปริญญาเอกของคุณชินโรส ทองธรรมชาติ ดังนั้นในการจำลองการทรุดตัวของเชื้อหินถม จะต้องพิจารณาพฤติกรรม Creep เข้าไปด้วย เนื่องจากแบบจำลองวัสดุไม่สามารถจำลองให้ ครอบคลุมพฤติกรรมดังกล่าวได้

3. การจำลองการถมของวัสดุระหว่างการก่อสร้างควรกำหนดแบบจำลองคุณสมบัติวัสดุ เป็นแบบ Linear Elastic เพื่อไม่ให้เกิดการครากของวัสดุในขณะถม และเมื่อสิ้นสุดการถมจึงทำ การปรับสภาพหน่วยแรงและการทรุดตัวให้เหมือนพฤติกรรมจริงในสนาม โดยกำหนดแบบจำลอง คุณสมบัติวัสดุเป็นแบบ Elastic-Plastic

4. คาบธรรมชาติของเชื้อนิวซีรอลงกรรม คำนวณโดยวิธี Shear Beam Approach มีค่าอยู่ ในช่วง 0.30-0.48 วินาที ในโหมดที่ 1 ส่วนในโหมดที่ 2 และโหมดที่ 3 มีค่าอยู่ระหว่าง 0.12-0.20 วินาที และ 0.08-0.14 วินาที ตามลำดับ

5. ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่มีการบันทึกข้อมูลไว้บนสถานีวัดที่เป็นชั้นหิน จะต้องมีการคำนวณการคัดเลือกให้สอดคล้องกับการวิเคราะห์และเหมาะสมในพื้นที่ศึกษา และความสัมพันธ์ของ PGA : SMA ในช่วง 1:1 ถึง 1:3 สามารถใช้เป็นเกณฑ์ในการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการวิเคราะห์ในงานเขื่อน

6. จากแบบจำลองพฤติกรรมของหน่วยแรงในตัวเขื่อนพบว่า ในสถานะสถิตย์ศาสตร์ Shear Strain จะมีค่ามากบริเวณฐานเขื่อน แต่เมื่อได้รับแรงกระทำแผ่นดินไหวพบว่าค่า Shear Strain จะมีค่าสูงบริเวณลาดชันด้านท้ายน้ำ ซึ่งส่งผลให้มีการเปลี่ยนรูปมากบริเวณลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำเป็นหลักเมื่อเกิดแผ่นดินไหว

7. จากการพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดกับ Mean Effective Stress ในสองลักษณะ ได้แก่ ลักษณะ Curve Function และ Step Function พบว่าผลการตอบสนองของอัตราเร่งเมื่อพิจารณาที่ขนาดของอัตราเร่งสูงสุดและพิจารณาความถี่ที่ให้ค่า Spectrum Acceleration สูงสุด มีการเปลี่ยนแปลงน้อยเมื่อเปรียบเทียบการใช้ความสัมพันธ์ทั้งสองแบบ แต่ทั้งนี้การใช้ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดกับ Mean Effective Stress แบบ Curve Function และ Step Function จะมีผลให้เกิดอัตราการหน่วงแตกต่างกัน ซึ่งจะมีผลโดยตรงให้ค่าการทรุดตัวถาวรแตกต่างกันด้วย โดยการทรุดตัวในแนวดิ่งจากความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดกับ Mean Effective Stress แบบ Curve Function จะมีปริมาณมากกว่าการใช้ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดกับ Mean Effective Stress แบบ Step Function ส่วนการเคลื่อนตัวในแนวราบผลการทรุดตัวไม่แตกต่างกันทั้งสองความสัมพันธ์

8. ความแปรปรวนของความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดกับ Mean Effective Stress แบบ Curve Function กำหนดโดยให้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดที่เป็นขอบเขตบนได้มาจากการทดสอบ Seismic Downhole, โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดส่วนที่เป็นขอบเขตล่างได้มาจากการทดสอบ Seismic Crosshole และโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดที่เป็นค่าเฉลี่ยได้มาจากการทดสอบ SASW พบว่าพฤติกรรมทรุดตัวถาวร ณ บริเวณสันเขื่อนมีค่าสูงเมื่อใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดที่เป็นขอบเขตบนและจะมีค่าการทรุดตัวน้อยเมื่อใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดที่เป็นขอบเขตล่าง ทั้งนี้ปริมาณการทรุดตัวนี้พิจารณาเพียงจุดๆ เดียวบริเวณสันเขื่อน หากพิจารณาดำแหน่งอื่นๆ ตลอดความกว้างของสันเขื่อน หรือในบริเวณอื่น เช่น ลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ พบว่าปริมาณการทรุดตัวเมื่อใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดที่เป็นขอบเขตบนมีค่าน้อยกว่าการใช้โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดที่เป็น

ขอบเขตต่าง ดังนั้นผลของการทรุดตัวในแต่ละบริเวณของตัวเชื่อมจะเป็นสัดส่วนโดยตรงกับค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดและอัตราส่วนการหน่วงของวัสดุถมตัวเชื่อม

9. อัตราส่วนการขยายความเร่ง (Amplification Ratio) หาได้จาก 2 วิธี ได้แก่เมื่อพิจารณา ณ เวลาที่เกิด Peak Ground Acceleration จะทำให้มีอัตราส่วนขยายที่สั้นเชื่อม 1.0-3.0 เท่า และเมื่อพิจารณา ณ ความถี่ที่มีค่า Spectrum Acceleration สูงสุด จะทำให้มีอัตราส่วนขยายที่สั้นเชื่อม 2.0-6.0 เท่า

10. โหมดการสั่นของคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์ของเขื่อนนวิราลงกรณ มีตั้งแต่โหมด 1 ถึงโหมด 3 แต่ทั้งนี้โหมดที่เกิดขึ้นพร้อมกับคาบธรรมชาติของตัวเชื่อม จะเกิด ณ โหมดที่ 1 และโหมดที่ 2 เป็นหลัก ซึ่งจะมีผลให้เขื่อนเกิดการเคลื่อนที่มากในระหว่างการสั่นของคลื่นแผ่นดินไหว

11. ชั้นหิน Plum Pudding มีการหน่วงความเร็วของการเคลื่อนที่ของคลื่นแผ่นดินไหว ทำให้ความถี่ของคลื่นแผ่นดินไหวเกิดการเปลี่ยนแปลงในทางที่ลดต่ำลง ซึ่งจะมีผลให้เกิดการเคลื่อนที่มากในระหว่างการสั่นของคลื่นแผ่นดินไหว ณ บริเวณชั้นหิน Plum Pudding โดยชั้นหิน Plum Pudding จะมีหน้าที่คล้ายจตุรรองรับแบบล้อเลื่อน (Roller Support) ใต้ฐานเขื่อนที่สามารถเคลื่อนที่ไปได้พร้อมกันกับตัวเชื่อม

12. ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวถาวรของเขื่อนนวิราลงกรณ โดยวิธี Dynamic Deformation ณ Ch.590 สอดคล้องกับผลการวิเคราะห์การทรุดตัวจากข้อมูลที่ตรวจวัดจริงของ Swaisgood (1998) เมื่อขนาด PGA น้อยกว่า 0.5g โดยเมื่อพิจารณาค่า Maximum Credible Earthquake (MCE) ที่ได้จากการศึกษาของ Woodward-Clyde ในปี 1998 ซึ่งกำหนดให้ระยะทางจากรอยเลื่อนไปยังเขื่อนนวิราลงกรณ มีระยะ 3.2 กิโลเมตร และจะก่อให้เกิดแผ่นดินไหวขนาด 7.0 Mw และมีอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน 0.58g ดังนั้นเมื่อพิจารณาการทรุดตัวถาวรของเขื่อนนวิราลงกรณจากค่า PGA น้อยกว่าค่า MCE (น้อยกว่า 0.6g) พบว่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่า 20 เซนติเมตรที่หน้าตัด Ch.590

13. การทรุดตัวและเคลื่อนตัวถาวรของสันเขื่อนจะมีค่ามากขึ้น เมื่อใช้คลื่นคลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 3 ทิศทางมาวิเคราะห์ มากกว่าการใช้คลื่นแผ่นดินไหวในแนวราบร่วมกับแนวดิ่ง และมากกว่าการใช้คลื่นในแนวราบเพียงอย่างเดียว อย่างไรก็ตามพฤติกรรมดังกล่าวอาจไม่ได้เป็นกับทุกคลื่นแผ่นดินไหวเสมอไป

14. อัตราส่วนความปลอดภัยของลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำในสถานะสถิตย์ศาสตร์ของหน้าตัด Ch.590 มีค่าเท่ากับ 1.325 และในบริเวณอื่นๆ มีค่าอยู่ระหว่าง 1.30 – 1.60 สำหรับในสถานะแผ่นดินไหวเมื่อวิเคราะห์ความปลอดภัยของลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำขณะเกิดแผ่นดินไหวที่หน้าตัด Ch.590 โดยวิธี Stress Base Method จากผลของหน่วยแรงที่ได้จากการวิเคราะห์ Dynamic Response โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่มี $PGA = 0.785g$ จะทำให้เขื่อนมีอัตราส่วนความปลอดภัยของลาดชันด้านท้ายน้ำต่ำสุดขณะเกิดการสั่นอยู่ที่ 1.50 และเมื่อสิ้นสุดการสั่นอัตราส่วนความปลอดภัยของลาดชันด้านท้ายน้ำมีค่าอยู่ที่ 1.70

15. ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวถาวรตลอดความยาวสันเขื่อน โดยวิธี Dynamic Deformation จากทุกเหตุการณ์แผ่นดินไหวซึ่งครอบคลุมค่า PGA ตั้งแต่ 0.065g ถึง 1.264g มีผลทำให้สันเขื่อนทรุดตัวสูงสุดประมาณ 4 เมตรที่ Ch.370, Ch.450 และ Ch.730 ทั้งนี้การทรุดตัวดังกล่าวยังมีค่าน้อยกว่าระยะ Freeboard ซึ่งออกแบบเพื่อไว้ 7 เมตร (ระยะห่างจากระดับเก็บกักน้ำปกติที่ระดับ 155 ม.รทก. ถึงระดับสัน Wave Wall ที่ +162 ม.รทก.) ดังนั้นถึงแม้ว่าเขื่อนอุทธรณ์จะถูกรบกวนกระทำจากแผ่นดินไหวก็ไม่ก่อให้เกิดการไหลล้นข้ามสันเขื่อน

16. ผลการวิเคราะห์หน่วยแรงในแผ่นคอนกรีตาดหน้าในสถานะสถิตย์ศาสตร์ มีผลให้คอนกรีตเกิดการแตกร้าวและจะขยายบริเวณเมื่อได้รับแรงกระทำแผ่นดินไหว ซึ่งการแตกร้าวของคอนกรีตไม่ได้ส่งผลต่อความมั่นคงของลาดชัน แต่จะส่งผลต่อปริมาณการไหลซึมของน้ำ

17. จากผลการวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์ พบว่าอัตราส่วนความปลอดภัยของลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำมีค่าสูงขึ้นหลังจากที่เขื่อนเกิดการทรุดตัวจากแรงกระทำแผ่นดินไหว ดังนั้นขนาดและทิศทางการทรุดตัวมีผลสำคัญต่อการพิบัติในโหมดการไหลล้นข้ามสันเขื่อนของเขื่อนอุทธรณ์ทั้งในสถานะสถิตย์ศาสตร์และสถานะแผ่นดินไหว โดยมีปัจจัยสำคัญที่สามารถควบคุมได้แก่ รูปร่างหน้าตัดเขื่อนและประเภททางธรณีวิทยาของหินฐานราก

ข้อเสนอแนะ

1. ในการวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์จากคลื่นแผ่นดินไหวที่มีการบันทึกไว้จริง คลื่นแผ่นดินไหวมีการบันทึกค่าไว้ทุกๆ 0.005, 0.01 หรือ 0.02 วินาที ซึ่งข้อมูลทั้งหมดก็ค่าจะขึ้นอยู่กับระยะเวลา (Duration) จำนวนการบันทึกข้อมูลในโปรแกรมวิเคราะห์ไม่สามารถบันทึกได้ทุกๆ จังหวะการสั่น ดังนั้นจึงมีโอกาสที่เกิดการผิดพลาดจากโปรแกรม ในการข้ามจังหวะการสั่นที่สูงๆ แต่ทั้งนี้ในโปรแกรมก็ได้แก้ปัญหาเบื้องต้นด้วยการบันทึกค่าสูงสุดไว้ 20 จำนวน

2. แบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์ ได้แก่แบบจำลอง Equivalent Linear Elastic ไม่ถูกต้องเสมอไปในการวิเคราะห์พฤติกรรมทางพลศาสตร์ เนื่องจากความสัมพันธ์ของ G/G_{max} และ Damping Ratio เป็นแบบ Non-Linear Elastic (Backbone Curve) ซึ่งในพฤติกรรมจริงเมื่อวัสดุได้รับแรงพลศาสตร์อาจมีบริเวณของวัสดุที่เกิดการเสียรูป ซึ่ง ณ จังหวะดังกล่าว ความสัมพันธ์ของ G/G_{max} และ Damping Ratio จะต้องเปลี่ยนไปด้วย ซึ่งนั่นก็คือในพฤติกรรมจริงจะต้องใช้แบบจำลอง Non-Linear Dynamic

3. คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ส่วนมากบันทึกไว้ที่สถานีวัดบนผิวอิสระ (Free Field) บนชั้นดินหรือชั้นหิน ซึ่งหากสถานีวัดวางบนชั้นหิน (Rock Site) สามารถนำคลื่นดังกล่าวไปใช้ในการวิเคราะห์ได้เลย หากการจำลองให้ฐานรากมีความแข็งแรงสูง แต่หากการจำลองมีสภาพที่ไม่แข็งแรงพอ หรือมีชั้นดินหรือชั้นหินสลับกัน คลื่นที่ทำการวิเคราะห์ ณ ชั้นเสมือนหินจะต้องมีการทำการปรับเปลี่ยนขนาดและความถี่ของคลื่น ซึ่งเรียกวิธีการดังกล่าวว่า Deconvolution

เอกสารและสิ่งอ้างอิง

- นคร ภู่วโรดม. 2544. การออกแบบอาคารต้านแผ่นดินไหว ครั้งที่ 4. วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์
- สุพจน์ เตชวรสินสกุล. 2549. พฤติกรรมของดินทางพลศาสตร์. คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, โรงพิมพ์จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
- Baba, K. 1982. **On a Consideration for a Non-linear Analysis of Rockfill Dams.** Turkish National Committee for Earthquake Engineering, 9th Regional Seminar on Earthquakes, September 7-17, Istanbul, 1982.
- Barton, N. and B. Kjærnsli. 1981. Shear strength of rockfill. **J. of the Geotech. Eng. Div., Proc. of ASCE**, Vol. 107: GT7: 873-891. Proc. Paper 16374, July.
- Boulanger, R.W. , J.D. Bray, S.M. Merry and L.H. Mejia. 1993. **Dynamic Response Analyses of Cogswell Dam during the 1991 Sierra Mardre and 1987 Whittier Narrows Earthquakes.** Proceedings, CSMIP93 Seminar on Seismological and Engineering Implications of Recent Strong-Motion Data, Sacramento, CA, 91 - 104.
- Charles, J. A. and K. S. Watts. 1980. The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill. **Geotechnique** 30 (4): 353-367.
- Chen, Z.Y., and Y.Z. Zhao. 1996. **Slope stability study of the Gouhou Dam.** Qinghai Water Power.
- Cooke, J.B. 1997. **The Concrete Face Rockfill Dam.** Seventeenth Annual USCOLD Lecture Series: Non-Soil Water Barrier for Embankment Dams, San Diego, 117-132.

Davis, G.H., and S.J. Reynolds. 1996. **Structural Geology of Rocks and Regions (2nd Edition)**. New York, John Wiley and Sons, Inc.,

Departments of the Army. 1987. **Concrete Floor Slabs on Grade Subjected to Heavy Loads**. Technical Manual 5-809-12, USA.

Douglas, K.J. 2002. **The Shear Strength of Rock Masses**. Ph.D. Thesis, The University of New South Wales, Sydney, Australia.

Electricity Generation Authority of Thailand. 1984. **Khao Laem Project Design File Book No. 10 Dam Embankment – Instrumentation**. n.p.

_____. 1985. **Completion Report Khao Laem Multipurpose Project**. n.p.

_____. 1985. **Summary on The Geology and Seismicity of Khao Laem Damsite Area**. n.p.

Fitzpatrick, M.D. , B.A. Cole, F.L. Kinstler and B.P. Knoop. 1985. **Design of Concrete-Faced Rockfill Dams**. Proceeding of the symposium on Concrete Face Rockfill Dams – Design, Construction and Performance, (Cooke and Sherard ed.), Detroit, Michigan, ASCE New York. pp. 410-434.

Geo-Slope International Ltd. 2008. **Stress-Deformation Modeling with SIGMA/W 2007**. An Engineering Methodology Third Edition, March 2008.

Gercek, H. 2006. **Review Poisson's ratio values for rock**. Department of Mining Engineering, Zonguldak Karaelmas University, Zonguldak, Turkey.

Gomez, G.M. 1999. **Concrete face behaviour of Aquimilpa Dam**. Proceedings, Second Symposium on CFRD, Florianopolis, Brazil. Committee Brasilerio de Barragens, 211-222.

- Hsu, W.B. 1984. **Large Oedometer Tests on Rockfill Materials**. Master Thesis, Asian Institute of Technology, Thailand.
- Hunter, G. and R. Fell. 2002. **The Deformation Behavior of Rockfill**. UNICIV REPORT R-405. The University of New South Wales Sydney, Australia.
- Hunter, G. and R. Fell. 2003. Rockfill Modulus and Settlement of Concrete Face Rockfill Dams. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. 129 (10): 909–917.
- Hunter, G., J. Glastonbury, D. Ang and R. Fell. 2003. **Performance of Concrete Face Rockfill Dams**. UNICIV REPORT R-413. The University of New South Wales Sydney, Australia. pp. 47.
- ICOLD. 1989. **Rockfill Dams with Concrete Facing-State of the Art**, International Commission on Large Dams, Bulletin 70
- _____. 2004. **Concrete face rockfill dams: concepts for design and construction**. Committee on Materials for Fill Dams.
- Indraratna, B., L. S. S. Wijewardena and A. S. Balasubramaniam. 1993. **Large-scale triaxial testing of greywacke rockfill**. *Geotechnique* 43, No. 1, pp. 37-51.
- _____. 1994. The effect of normal stress-friction angle relationship on the stability analysis of a rockfill dam. **Geotechnical and Geological Engineering**. 12: 113-121.
- James, A.B. 2006. **Spectral Analysis of Surface Wave (SASW) Testing of Srinagarind (SNR) and Vajiralongkorn (VRK) Dams**. Department of Civil and Environment Engineering, Utah State University.
- Kramer, S.L. 1996. **Geotechnical Earthquake Engineering**.

- Leps, T.M. 1973. **Flow through Rockfill**. Embankment Dam Engineering , Casagrande Volume, New York, Wiley. pp. 87-105.
- Mori, R.T. 1999. **Deformations and Cracks in Concrete Face Rockfill Dams**, Concrete Face Rockfill Dams, Proceedings, Second Symposium on CFRD, Florianopolis, Brazil, October 1999.
- Nagayama, I., Y. Yamaguchi, T.Sasaki, A. Nakamura, H. Kawasaki and D. Hirayama. 2004. **Damage to dams due to three large earthquake occurred in 2003, in Japan**. 36th Joint Meeting, Panel on Wind & Seismic Effects, US-Japan Natural Resources Development Program, Japan.
- Ozkan, M.Y., M. Erdik, M.A. Tuncer and C. Yilmaz. 1996. **An Evaluation of Surgu Dam Response during 5 May 1986 Earthquake**. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 15: 1-10.
- Ozkan, M.Y. 1998. **A Review Consideration on Seismic Safety of Embankment and Rockfill Dams**. Soil Dynamic and Earthquake Engineering.
- Penman, A.D.M. and J.A. Charles. 1976. The quality and suitability of rockfill used in dam construction. **Proceedings of the Twelfth International Congress on Large Dams**. 1: 533-56.
- Serafim, J.L. and J.P. Pereira. 1983. **Consolidation of the goemechanics classification of Bieniawski**. **Proc.Int. Symp.** On Engineering Geology and Underground Construction.
- Snowy Mountains Engineering Corporation (SMEC). 1984. **Dynamic Analysis of Khao Laem Dam**.

- Swaisgood, J.R. 2003. **Embankment Dam Deformation Cause by Earthquakes.** Swaisgood Consultant, Conifer, Colorado, U.S.A.
- Tejpai Singh Bhatia. 1984. **Slope Stability of Embankment Dams Under Seismic Action-A Case of Khao Laem Dam.**
- Uddin, N. 1999. **A Dynamic Analysis Procedure for Concrete Face Rockfill Dams Subject to Strong Seismic Excitation.**
- Wang Chi-Shebg. 1983. **Earthquake Resistance of Embankment Dam-Khao Laem Dam.**
- Woodward-Clyde. 1998. **Seismic Hazard Evaluation of Khao Laem and Srinagarind Dams, Thailand.**
- Xing, H.F. , X.N. Gong, X.G. Zhou and H.F. Fu. 2006. Construction of Concrete-Faced Rockfill Dams with Weak Rocks. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.** 132 (6): 778-785.



ภาคผนวก



ตารางผนวกที่ ก1 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลแผ่นดินไหวที่มีขนาดตั้งแต่ 5.0-5.9 M_w

Earthquake	Epicentral Distance (km)	Magnitude (M_w)	PGA (g)	SMA (g)	EDA (g)	Tp (sec)	Bracket	Ia
							Duration (sec)	(m/s)
Coalinga	9.7	5.8	0.082	0.075	0.076	0.160	2.035	0.057
Coalinga	9.7	5.8	0.127	0.091	0.123	0.280	3.820	0.107
Coalinga	9.7	5.8	0.141	0.092	0.110	0.160	2.850	0.105
Coalinga	9.2	5.8	0.840	0.346	0.588	0.600	7.650	1.737
Coalinga	9.2	5.8	0.394	0.152	0.200	0.080	8.075	0.367
Coalinga	9.2	5.8	1.083	0.333	0.643	0.040	7.480	1.675
Coalinga	12.2	5.8	0.230	0.224	0.157	0.080	7.335	0.403
Coalinga	12.2	5.8	0.233	0.171	0.212	0.180	7.495	0.331
Coalinga	12.2	5.8	0.375	0.212	0.354	0.300	6.935	0.514
Coaling	10.9	5.8	0.135	0.119	0.098	0.060	7.910	0.148
Coalinga	10.9	5.8	0.187	0.118	0.167	0.100	8.220	0.228
Coalinga	10.9	5.8	0.219	0.184	0.196	0.180	8.785	0.311
Coalinga	10.9	5.8	0.210	0.141	0.182	0.100	9.440	0.273
Coalinga	10.9	5.8	0.152	0.142	0.105	0.060	7.710	0.196
Coalinga	10.9	5.8	0.217	0.196	0.202	0.200	8.790	0.350
Mammoth Lakes	24.3	5.7	0.065	0.053	0.064	0.480	2.105	0.053
Mammoth Lakes	24.3	5.7	0.194	0.077	0.105	0.180	2.710	0.089

ตารางผนวกที่ ก2 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลแผ่นดินไหวที่มีขนาดตั้งแต่ 7.0-7.9 M_w

Earthquake	Epicentral Distance(km)	Magnitude (M_w)	PGA (g)	SMA (g)	EDA (g)	Tp (sec)	Bracket	Ia
							Duration (sec)	(m/s)
Cape Mendocino	8.5	7.1	0.754	0.183	0.686	0.080	7.50	1.375
Cape Mendocino	8.5	7.1	1.039	0.287	0.643	0.080	19.50	2.388
Cape Mendocino	8.5	7.1	1.497	0.414	1.654	0.260	19.26	5.955
Kocaeli, Turkey	4.8	7.4	0.220	0.197	0.203	0.280	24.01	0.813
Kocaeli, Turkey	4.8	7.4	0.146	0.134	0.105	0.080	16.63	0.349
Landers	1.1	7.3	0.721	0.673	0.501	0.080	33.26	6.959
Landers	1.1	7.3	0.785	0.642	0.465	0.080	33.32	6.580
Landers	1.1	7.3	0.818	0.711	0.377	0.050	33.54	5.226
Duzce, Turkey	11.4	7.1	0.066	0.056	0.057	0.14	8.25	0.096
Duzce, Turkey	11.4	7.1	0.118	0.114	0.119	0.36	13.84	0.414
Duzce, Turkey	11.4	7.1	0.159	0.136	0.145	0.26	14.67	0.447

ตารางผนวกที่ ก2 (ต่อ)

Earthquake	Epicentral Distance(km)	Magnitude (Mw)	PGA (g)	SMA (g)	EDA (g)	Tp (sec)	Bracket Duration (sec)	Ia (m/s)
Kocaeli, Turkey	17	7.4	0.203	0.09	0.18	0.1	6.43	0.186
Duzce, Turkey	30.2	7.1	0.053	0.043	0.055	0.18	0.03	0.043
Duzce, Turkey	33.6	7.1	0.12	0.103	0.121	0.3	8.94	0.203
Landers	42.2	7.3	0.06	0.05	0.065	0.16	18.46	0.106
Landers	42.2	7.3	0.08	0.061	0.081	0.2	16.94	0.117
Tabas, Iran	94.4	7.4	0.087	0.070	0.090	0.320	19.72	0.189
Tabas, Iran	94.4	7.4	0.108	0.079	0.101	0.240	15.02	0.215

ตารางผนวกที่ ก3 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลแผ่นดินไหวที่มีขนาดตั้งแต่ 6.0-6.9 M_w

Earthquake	Epicentral Distance (km)	Magnitude (Mw)	PGA (g)	SMA (g)	EDA (g)	Tp (sec)	Bracket Duration (sec)	Ia (m/s)
Gazli, USSR 1976	3	6.8	0.608	0.573	0.538	0.080	10.89	4.66
Gazli, USSR 1976	3	6.8	0.718	0.684	0.643	0.140	10.30	5.00
Gazli, USSR 1976	3	6.8	1.264	1.238	0.894	0.100	12.89	16.89
Helena, Montana 1935	8	6.2	0.150	0.088	0.094	0.140	1.75	0.07
Helena, Montana 1935	8	6.2	0.102	0.057	0.089	0.140	1.53	0.03
Helena, Montana 1935	8	6.2	0.173	0.102	0.153	0.280	1.57	0.10
Loma Prieta 1989	6.1	6.9	0.890	0.375	0.519	0.047	13.60	2.57
Loma Prieta 1989	6.1	6.9	0.605	0.396	0.528	0.400	16.44	3.09
Morgan Hill 1984	0.1	6.2	0.388	0.324	0.333	0.100	5.65	0.98
Morgan Hill 1984	0.1	6.2	0.711	0.548	0.569	0.280	9.06	2.89
Morgan Hill 1984	0.1	6.2	1.298	0.485	1.119	0.300	11.26	3.85
Nahanni, Canada 1985	6	6.8	0.978	0.876	0.784	0.180	13.07	4.45
Nahanni, Canada 1985	6	6.8	1.096	0.642	0.658	0.100	13.11	3.85
Nahanni, Canada 1985	6	6.8	2.086	0.669	1.110	0.100	13.89	4.17
Nahanni, Canada 1985	8	6.8	0.323	0.306	0.248	0.500	14.38	0.93
Nahanni, Canada 1985	8	6.8	0.489	0.244	0.266	0.040	13.76	0.85
Northridge 1994	8	6.7	0.190	0.093	0.181	0.460	7.72	0.30
Northridge 1994	8	6.7	0.415	0.113	0.385	0.400	7.30	0.94
Northridge 1994	8	6.7	0.434	0.082	0.384	0.380	5.52	0.73
Northridge 1994	8	6.7	1.229	0.290	0.775	0.360	9.78	4.35

ตารางผนวกที่ ก3 (ต่อ)

Earthquake	Epical Distance (km)	Magnitude (Mw)	PGA (g)	SMA (g)	EDA (g)	Tp (sec)	Bracket Duration (sec)	Ia (m/s)
Northridge 1994	8	6.7	1.285	0.503	1.130	0.160	23.90	8.60
Northridge 1994	8	6.7	1.585	0.565	1.273	0.320	23.90	8.74
Oroville 1975	9.5	6	0.072	0.068	0.069	0.180	1.43	0.04
Oroville 1975	9.5	6	0.092	0.055	0.082	0.140	0.61	0.04
Parkfield 1966	9.9	6.1	0.136	0.052	0.115	0.140	1.28	0.05
Parkfield 1966	9.9	6.1	0.272	0.113	0.276	0.260	3.72	0.31
Parkfield 1966	9.9	6.1	0.357	0.094	0.360	0.380	3.48	0.45
Superstint Hills(B) 1987	4.3	6.7	0.682	0.458	0.503	0.180	19.25	3.70
Superstint Hills(B) 1987	4.3	6.7	0.894	0.554	0.732	0.360	19.44	6.03
Whittier Narrows 1987	9	6	0.199	0.160	0.213	0.160	9.34	0.38
Whittier Narrows 1987	9	6	0.227	0.162	0.161	0.100	5.64	0.31
Whittier Narrows 1987	9	6	0.304	0.207	0.279	0.580	7.82	0.83
Friuli, Italy 1976	12.7	6.1	0.060	0.055	0.054	0.16	1.89	0.03
Friuli, Italy 1976	12.7	6.1	0.058	0.037	0.051	0.26	0.03	0.02
Friuli, Italy 1976	12.7	6.1	0.134	0.084	0.129	0.24	3.18	0.09
Loma Prieta 1989	12.2	6.9	0.209	0.189	0.166	0.34	5.64	0.30
Loma Prieta 1989	12.2	6.9	0.411	0.306	0.397	0.2	13.26	1.06
Loma Prieta 1989	12.2	6.9	0.473	0.355	0.473	0.38	9.68	1.68
Loma Prieta 1989	17.9	6.9	0.450	0.373	0.418	0.14	15.13	2.66
Loma Prieta 1989	17.9	6.9	0.367	0.241	0.279	0.1	15.37	1.07
Loma Prieta 1989	17.9	6.9	0.395	0.328	0.328	0.16	15.53	2.04
Loma Prieta 1989	21.4	6.9	0.077	0.063	0.07	0.24	4.94	0.09
Loma Prieta 1989	10.3	6.9	0.453	0.401	0.425	0.4	16.33	5.33
Loma Prieta 1989	10.3	6.9	0.501	0.416	0.472	0.14	16.83	5.27
Loma Prieta 1989	10.3	6.9	0.507	0.389	0.432	0.1	17.52	2.72
Mammoth Lakes 1980	15.5	6.3	0.430	0.378	0.333	0.16	14.21	1.32
Mammoth Lakes 1980	15.5	6.3	0.123	0.112	0.111	0.16	10.64	0.25
Mammoth Lakes 1980	15.5	6.3	0.271	0.215	0.229	0.56	13.16	0.72
Mammoth Lakes 1980	19.7	6	0.119	0.108	0.098	0.16	5.98	0.19
Mammoth Lakes 1980	19.7	6	0.188	0.177	0.175	0.36	7.01	0.36
Mammoth Lakes 1980	19.7	6	0.484	0.252	0.284	0.24	9.38	0.75
Mammoth Lakes 1980	19.7	6	0.070	0.041	0.065	0.34	1.94	0.03
Mammoth Lakes 1980	19.7	6	0.078	0.072	0.079	0.24	3.52	0.06
Mammoth Lakes 1980	19.7	6	0.107	0.07	0.094	0.24	3.70	0.07

ตารางผนวกที่ ก3 (ต่อ)

Earthquake	Epicentral Distance (km)	Magnitude (Mw)	PGA (g)	SMA (g)	EDA (g)	Tp (sec)	Bracket Duration (sec)	Ia (m/s)
Mammoth Lakes 1980	19.7	6	0.068	0.062	0.052	0.16	3.41	0.07
Mammoth Lakes 1980	19.7	6	0.077	0.054	0.069	0.3	2.71	0.05
Mammoth Lakes 1980	19.7	6	0.104	0.072	0.088	0.24	1.73	0.07
Mammoth Lakes 1980	17.5	6.1	0.110	0.095	0.095	0.38	2.99	0.12
Mammoth Lakes 1980	17.5	6.1	0.071	0.055	0.07	0.4	1.92	0.05
Mammoth Lakes 1980	20	6	0.314	0.151	0.238	0.16	6.49	0.37
Mammoth Lakes 1980	20	6	0.408	0.359	0.347	0.16	10.28	1.23
Mammoth Lakes 1980	20	6	0.921	0.452	0.556	0.44	12.19	1.50
Morgan Hill 1984	16.2	6.2	0.069	0.064	0.048	0.08	5.32	0.05
Morgan Hill 1984	16.2	6.2	0.092	0.066	0.063	0.08	0.47	0.04
Morgan Hill 1984	16.2	6.2	0.098	0.066	0.088	0.14	5.36	0.06
Nahanni, Canada 1985	16	6.8	0.140	0.124	0.074	0.04	10.31	0.20
Nahanni, Canada 1985	16	6.8	0.139	0.133	0.077	0.06	14.59	0.31
Nahanni, Canada 1985	16	6.8	0.148	0.129	0.09	0.06	11.73	0.28
Parkfield 1966	9.9	6.1	0.136	0.052	0.115	0.14	1.28	0.05
Parkfield 1966	9.9	6.1	0.272	0.113	0.276	0.26	3.72	0.31
Parkfield 1966	9.9	6.1	0.357	0.094	0.36	0.38	3.48	0.45
San Fernando 1971	24.2	6.6	0.153	0.146	0.139	0.2	5.58	0.21
San Fernando 1971	24.2	6.6	0.164	0.112	0.157	0.2	5.71	0.19
San Fernando 1971	24.2	6.6	0.192	0.135	0.173	0.12	7.88	0.25
San Fernando 1971	19.1	6.6	0.090	0.06	0.077	0.12	2.16	0.06
San Fernando 1971	19.1	6.6	0.089	0.074	0.086	0.26	6.57	0.11
San Fernando 1971	19.1	6.6	0.202	0.15	0.195	0.26	6.67	0.34
Chalfant Valley 1986	33.4	6.2	0.074	0.055	0.075	0.42	1.70	0.07
Chalfant Valley 1986	33.4	6.2	0.075	0.061	0.06	0.06	5.38	0.05
Chalfant Valley 1986	33.4	6.2	0.082	0.072	0.075	0.1	2.79	0.07
Chalfant Valley 1986	23	6.2	0.127	0.098	0.06	0.04	8.93	0.15
Chalfant Valley 1986	23	6.2	0.161	0.114	0.111	0.14	8.91	0.20
Chalfant Valley 1986	23	6.2	0.165	0.103	0.1	0.08	7.60	0.14
Chalfant Valley 1986	33.4	6.2	0.056	0.047	0.055	0.4	0.05	0.04
Chalfant Valley 1986	33.4	6.2	0.095	0.061	0.084	0.28	0.38	0.06
Coalinga 1983	38.4	6.4	0.056	0.038	0.054	0.32	0.05	0.05
Coalinga 1983	34.4	6.4	0.061	0.05	0.062	0.42	0.33	0.07
Coalinga 1983	34.4	6.4	0.095	0.045	0.094	0.32	1.53	0.07

ตารางผนวกที่ ก3 (ต่อ)

Earthquake	Epical Distance (km)	Magnitude (Mw)	PGA (g)	SMA (g)	EDA (g)	Tp (sec)	Bracket Duration (sec)	Ia (m/s)
Coalinga 1983	31.8	6.4	0.106	0.082	0.102	0.12	6.70	0.12
Coalinga 1983	31.8	6.4	0.151	0.063	0.15	0.26	5.03	0.14
Coalinga 1983	29.6	6.4	0.063	0.059	0.063	0.24	3.27	0.08
Coalinga 1983	29.6	6.4	0.072	0.055	0.073	0.24	3.26	0.07
Coalinga 1983	24.6	6.4	0.161	0.134	0.164	0.4	9.12	0.39
Coalinga 1983	32.3	6.4	0.056	0.045	0.059	0.44	0.06	0.07
Coalinga 1983	32.3	6.4	0.098	0.092	0.097	0.64	6.09	0.25
Coalinga 1983	32.3	6.4	0.137	0.075	0.132	0.56	5.69	0.22
Coalinga 1983	27.7	6.4	0.053	0.039	0.052	0.22	0.03	0.04
Coalinga 1983	27.7	6.4	0.153	0.096	0.153	0.22	4.00	0.23
Coalinga 1983	27.7	6.4	0.166	0.095	0.166	0.36	6.95	0.29
Imperial Valley 1979	26.5	6.5	0.157	0.146	0.149	0.3	41.18	1.34
Imperial Valley 1979	26.5	6.5	0.169	0.162	0.167	0.32	33.82	1.22
Imperial Valley 1979	26.5	6.5	0.212	0.175	0.114	0.1	23.73	0.75
Imperial Valley 1979	26	6.5	0.077	0.065	0.054	0.16	1.51	0.04
Imperial Valley 1979	26	6.5	0.109	0.062	0.091	0.14	4.74	0.09
Imperial Valley 1979	26	6.5	0.195	0.139	0.166	0.16	4.35	0.20
Loma Prieta 1989	21.8	6.9	0.076	0.07	0.064	0.1	8.54	0.12
Loma Prieta 1989	21.8	6.9	0.151	0.132	0.149	0.18	12.31	0.43
Loma Prieta 1989	21.8	6.9	0.484	0.279	0.43	0.64	16.92	1.50
Loma Prieta 1989	21.4	6.9	0.077	0.063	0.07	0.24	4.94	0.09
Loma Prieta 1989	47.7	6.9	0.061	0.044	0.055	0.36	2.90	0.05
Loma Prieta 1989	47.7	6.9	0.156	0.108	0.156	0.44	9.78	0.29
Loma Prieta 1989	47.8	6.9	0.103	0.075	0.1	0.52	9.58	0.21
Loma Prieta 1989	49.9	6.9	0.108	0.071	0.107	0.58	4.99	0.12
Loma Prieta 1989	44.8	6.9	0.063	0.063	0.061	0.16	1.98	0.06
Loma Prieta 1989	44.8	6.9	0.073	0.056	0.07	0.16	2.90	0.08
Loma Prieta 1989	36.3	6.9	0.090	0.086	0.074	0.1	10.85	0.20
Loma Prieta 1989	36.3	6.9	0.278	0.193	0.177	0.3	13.22	0.90
Mammoth Lakes 1980	43.7	6	0.084	0.065	0.044	0.04	3.79	0.06
Mammoth Lakes 1980	43.7	6	0.091	0.073	0.052	0.08	5.54	0.08
Mammoth Lakes 1980	43.7	6	0.114	0.092	0.067	0.08	5.69	0.10
Morgan Hill 1984	44.1	6.2	0.076	0.066	0.073	0.38	3.96	0.08
N. Palm Springs 1986	45.6	6	0.072	0.049	0.053	0.12	0.22	0.02

ตารางผนวกที่ ก3 (ต่อ)

Earthquake	Epicentral Distance (km)	Magnitude (Mw)	PGA (g)	SMA (g)	EDA (g)	Tp (sec)	Bracket Duration (sec)	Ia (m/s)
N. Palm Springs 1986	45.6	6	0.103	0.079	0.103	0.16	2.96	0.09
N. Palm Springs 1986	45.6	6	0.129	0.092	0.109	0.14	4.38	0.07
N. Palm Springs 1986	43.8	6	0.051	0.046	0.037	0.06	0.01	0.02
N. Palm Springs 1986	43.8	6	0.106	0.071	0.075	0.1	3.11	0.06
N. Palm Springs 1986	43.8	6	0.103	0.07	0.07	0.14	1.74	0.05
N. Palm Springs 1986	25.8	6	0.095	0.072	0.078	0.1	1.41	0.04
N. Palm Springs 1986	25.8	6	0.113	0.098	0.08	0.1	1.63	0.06
N. Palm Springs 1986	25.8	6	0.139	0.099	0.097	0.1	2.04	0.09
Northridge 1994	26.8	6.7	0.079	0.072	0.047	0.06	6.66	0.08
Northridge 1994	26.8	6.7	0.165	0.086	0.156	0.18	7.48	0.19
Northridge 1994	26.8	6.7	0.217	0.08	0.217	0.18	4.42	0.23
Northridge 1994	22.7	6.7	0.106	0.07	0.071	0.24	6.15	0.08
Northridge 1994	22.7	6.7	0.112	0.088	0.117	0.12	6.41	0.14
Northridge 1994	22.7	6.7	0.172	0.088	0.177	0.24	5.63	0.20
Northridge 1994	36.1	6.7	0.087	0.068	0.087	0.14	7.22	0.10
Northridge 1994	36.1	6.7	0.134	0.105	0.129	0.22	8.58	0.22
Northridge 1994	36.1	6.7	0.234	0.106	0.223	0.2	7.52	0.30
Northridge 1994	24.2	6.7	0.091	0.073	0.085	0.34	3.50	0.10
Northridge 1994	24.2	6.7	0.139	0.126	0.138	0.2	7.72	0.32
Northridge 1994	24.2	6.7	0.151	0.141	0.146	0.38	7.68	0.37
Northridge 1994	37	6.7	0.135	0.101	0.135	0.46	11.67	0.22
Northridge 1994	37	6.7	0.263	0.162	0.27	0.18	14.01	0.87
Northridge 1994	37	6.7	0.316	0.272	0.268	0.22	16.21	1.05
Northridge 1994	32.3	6.7	0.097	0.079	0.083	0.08	9.89	0.12
Northridge 1994	32.3	6.7	0.126	0.111	0.121	0.32	10.27	0.33
Northridge 1994	32.3	6.7	0.184	0.16	0.184	0.2	11.55	0.46
Northridge 1994	34.6	6.7	0.119	0.082	0.111	0.44	7.71	0.18
Northridge 1994	34.6	6.7	0.214	0.168	0.179	0.22	11.87	0.54
Northridge 1994	34.6	6.7	0.493	0.24	0.437	0.38	15.90	1.37
Northridge 1994	46.9	6.7	0.060	0.036	0.058	0.3	0.47	0.06
Northridge 1994	46.9	6.7	0.072	0.06	0.071	0.2	1.58	0.07
Northridge 1994	47.6	6.7	0.067	0.055	0.062	0.24	1.96	0.08
Northridge 1994	47.6	6.7	0.134	0.124	0.138	0.48	8.10	0.25
Northridge 1994	47.6	6.7	0.223	0.166	0.228	0.38	10.62	0.61

ตารางผนวกที่ ก3 (ต่อ)

Earthquake	Epicentral Distance (km)	Magnitude (Mw)	PGA (g)	SMA (g)	EDA (g)	Tp (sec)	Bracket Duration (sec)	Ia (m/s)
Northridge 1994	41.7	6.7	0.073	0.071	0.059	0.08	7.26	0.12
Northridge 1994	41.7	6.7	0.141	0.123	0.137	0.14	12.50	0.42
Northridge 1994	41.7	6.7	0.256	0.175	0.235	0.14	12.41	0.45
San Fernando 1971	27	6.6	0.062	0.051	0.039	0.1	2.67	0.05
San Fernando 1971	27	6.6	0.151	0.129	0.119	0.2	11.09	0.28
San Fernando 1971	27	6.6	0.212	0.133	0.144	0.14	8.32	0.30
San Fernando 1971	29.1	6.6	0.071	0.053	0.071	0.26	1.02	0.04
San Fernando 1971	29.1	6.6	0.109	0.073	0.097	0.24	1.57	0.06
San Fernando 1971	24.2	6.6	0.153	0.146	0.139	0.2	5.58	0.21
San Fernando 1971	24.2	6.6	0.164	0.112	0.157	0.2	5.71	0.19
San Fernando 1971	24.2	6.6	0.192	0.135	0.173	0.12	7.88	0.25
San Fernando 1971	23.5	6.6	0.088	0.076	0.049	0.06	4.66	0.08
San Fernando 1971	23.5	6.6	0.134	0.102	0.093	0.1	3.28	0.11
San Fernando 1971	23.5	6.6	0.157	0.12	0.095	0.06	4.60	0.15
San Fernando 1971	21.9	6.6	0.090	0.06	0.077	0.12	2.16	0.06
San Fernando 1971	21.9	6.6	0.089	0.074	0.086	0.26	6.57	0.11
San Fernando 1971	21.9	6.6	0.202	0.15	0.195	0.26	6.67	0.34
San Fernando 1971	27.5	6.6	0.065	0.047	0.047	0.1	0.12	0.04
San Fernando 1971	27.5	6.6	0.148	0.124	0.106	0.1	8.13	0.20
San Fernando 1971	27.5	6.6	0.152	0.141	0.128	0.1	6.07	0.20
Santa Barbara 1978	36.6	6	0.072	0.032	0.071	0.24	0.15	0.02
Spitak, Armenia 1988	30	6.8	0.119	0.089	0.089	0.06	4.03	0.11
Spitak, Armenia 1988	30	6.8	0.175	0.119	0.17	0.3	7.55	0.30
Victoria, Mexico 1980	34.8	6.1	0.304	0.158	0.262	0.2	9.68	0.53
Victoria, Mexico 1980	34.8	6.1	0.587	0.294	0.328	0.08	12.30	1.01
Victoria, Mexico 1980	34.8	6.1	0.621	0.439	0.474	0.06	13.31	1.97
Whittier Narrows 1987	26.8	6	0.200	0.151	0.171	0.22	2.73	0.22
Whittier Narrows 1987	26.8	6	0.058	0.055	0.055	0.18	5.94	0.05
Whittier Narrows 1987	26.8	6	0.221	0.142	0.196	0.2	3.53	0.20
Whittier Narrows 1987	21.2	6	0.119	0.086	0.102	0.14	7.29	0.11
Whittier Narrows 1987	21.2	6	0.123	0.115	0.086	0.16	6.77	0.15
Whittier Narrows 1987	21.2	6	0.186	0.143	0.149	0.16	6.92	0.26
Loma Prieta 1989	57.1	6.9	0.078	0.072	0.071	0.300	1.87	0.08
Loma Prieta 1989	57.1	6.9	0.084	0.064	0.080	0.280	5.77	0.10

ตารางผนวกที่ ก3 (ต่อ)

Earthquake	Epicentral Distance (km)	Magnitude (Mw)	PGA (g)	SMA (g)	EDA (g)	Tp (sec)	Bracket Duration (sec)	Ia (m/s)
Loma Prieta 1989	78.3	6.9	0.071	0.058	0.068	0.400	1.03	0.05
Loma Prieta 1989	78.3	6.9	0.084	0.050	0.082	0.360	0.86	0.05
Loma Prieta 1989	84.4	6.9	0.062	0.036	0.060	0.420	0.11	0.04
Loma Prieta 1989	77	6.9	0.098	0.094	0.094	0.320	2.79	0.14
Loma Prieta 1989	77	6.9	0.113	0.064	0.112	0.380	3.45	0.10
Loma Prieta 1989	83.1	6.9	0.099	0.079	0.104	0.720	4.63	0.15
Loma Prieta 1989	79.7	6.9	0.078	0.047	0.077	0.120	1.06	0.06
Loma Prieta 1989	79.7	6.9	0.092	0.055	0.083	0.540	2.26	0.07
Loma Prieta 1989	82	6.9	0.077	0.028	0.077	0.240	0.09	0.03
Loma Prieta 1989	68.2	6.9	0.056	0.044	0.054	0.240	0.08	0.05
Loma Prieta 1989	68.2	6.9	0.105	0.062	0.098	0.320	2.53	0.08
N. Palm Springs 1986	55.4	6	0.110	0.064	0.106	0.300	1.44	0.06
N. Palm Springs 1986	55.4	6	0.095	0.070	0.087	0.320	0.85	0.06
N. Palm Springs 1986	73.7	6	0.061	0.051	0.039	0.120	1.20	0.03
N. Palm Springs 1986	63.3	6	0.053	0.042	0.033	0.080	0.01	0.02
N. Palm Springs 1986	57.6	6	0.070	0.055	0.041	0.080	1.83	0.03
N. Palm Springs 1986	57.6	6	0.072	0.055	0.045	0.100	1.29	0.03
N. Palm Springs 1986	57.6	6	0.093	0.066	0.062	0.120	2.51	0.05
Northridge 1994	80	6.7	0.051	0.044	0.049	0.280	0.03	0.05
Northridge 1994	80	6.7	0.071	0.056	0.072	0.200	4.46	0.10
Northridge 1994	55.2	6.7	0.054	0.052	0.054	0.280	4.60	0.05
Northridge 1994	55.2	6.7	0.073	0.041	0.071	0.200	1.58	0.05
Northridge 1994	68.4	6.7	0.056	0.041	0.056	0.560	0.26	0.06
San Fernando 1971	66.4	6.6	0.070	0.052	0.062	0.120	3.23	0.09
San Fernando 1971	66.4	6.6	0.071	0.059	0.066	0.260	7.03	0.11
San Fernando 1971	68	6.6	0.053	0.037	0.036	0.180	0.01	0.02
San Fernando 1971	58.1	6.6	0.058	0.052	0.057	0.120	3.20	0.06
San Fernando 1971	58.1	6.6	0.079	0.068	0.074	0.240	5.45	0.11
Whittier Narrows 1987	52.4	6	0.060	0.037	0.061	0.160	0.57	0.03
Whittier Narrows 1987	52.4	6	0.060	0.053	0.050	0.120	0.88	0.03



ภาคผนวก ข
ผลการวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์

ตารางผนวกที่ ข1 ผลการวิเคราะห์การตอบสนองของอัตราเร่งพื้นดินสูงสุด ณ ตำแหน่งต่างๆ ของ
เขื่อนด้วยแผ่นดินไหวขนาด 5.0-5.9 M_w

Earthquake Event (year)	Epicentral		Peak Ground Acceleration (g)				
	Distance (km)	RF	LPP	UPP	Dam Crest	+145 US	+145 DS
Coalinga, 1983	9.7	0.082	0.141	0.167	0.501	0.300	0.396
Coalinga, 1983	9.7	0.141	0.204	0.237	0.569	0.454	0.467
Coalinga, 1983	9.2	0.394	0.505	0.483	0.902	0.728	0.853
Coalinga, 1983	9.2	0.840	1.042	0.834	1.434	1.110	1.302
Coalinga, 1983	10.9	0.187	0.236	0.352	0.616	0.519	0.698
Coalinga, 1983	10.9	0.210	0.259	0.431	0.597	0.564	0.754
Coalinga, 1983	12.2	0.230	0.210	0.422	0.639	0.661	0.986
Coalinga, 1983	12.2	0.375	0.492	0.600	0.812	0.683	0.673
Mammoth Lakes, 1980	24.3	0.065	0.086	0.119	0.384	0.229	0.244

ตารางผนวกที่ ข2 ผลการวิเคราะห์การตอบสนองของอัตราเร่งพื้นดินสูงสุด ณ ตำแหน่งต่างๆ ของ
เขื่อนด้วยแผ่นดินไหวขนาด 7.0-7.9 M_w

Earthquake Event (year)	Epicentral		Peak Ground Acceleration (g)				
	Distance (km)	RF	LPP	UPP	Dam Crest	+145 US	+145 DS
Kocaeli Turkey, 1999	4.8	0.146	0.188	0.313	0.572	0.413	0.567
Landers, 1992	1.1	0.721	0.975	0.863	1.156	0.890	1.534
Landers, 1992	1.1	0.818	1.079	1.149	0.996	0.671	1.308
Cape Mendocino, 1992	8.5	1.039	1.179	0.647	0.857	0.797	1.135
Duzce Turkey, 1999	11.4	0.066	0.099	0.138	0.372	0.202	0.324
Duzce Turkey, 1999	11.4	0.118	0.217	0.282	0.807	0.453	0.592
Duzce Turkey, 1999	11.4	0.159	0.223	0.260	0.711	0.444	0.603
Kocaeli Turkey, 1999	17	0.203	0.295	0.274	0.553	0.388	0.421
Duzce Turkey, 1999	30.2	0.053	0.053	0.089	0.258	0.276	0.258
Landers, 1992	42.2	0.06	0.084	0.077	0.229	0.117	0.141
Landers, 1992	42.2	0.08	0.117	0.102	0.228	0.150	0.219
Duzce Turkey, 1999	33.6	0.012	0.152	0.140	0.440	0.252	0.435
Tabas Iran, 1978	94.4	0.087	0.109	0.147	0.416	0.270	0.376
Tabas Iran, 1978	94.4	0.108	0.123	0.151	0.369	0.283	0.336

RF = Rock Foundation, LPP = Lower Plum Pudding, UPP = Upper Plum Pudding (Dam Base)

ตารางผนวกที่ ข3 ผลการวิเคราะห์การตอบสนองของอัตราเร่งพื้นดินสูงสุด ณ ตำแหน่งต่างๆ ของ
เขื่อนด้วยแผ่นดินไหวขนาด 6.0-6.9 M_w

Earthquake Event (year)	Epicentral Distance (km)	Peak Ground Acceleration (g)					
		RF	LPP	UPP	Dam Crest	+145 US	+145 DS
		Whittier Narrows, 1987	9	0.227	0.241	0.283	0.586
Nahanni Canada, 1985	8	0.489	0.597	0.551	1.050	0.614	0.982
Nahanni Canada, 1985	6	0.987	1.596	1.485	1.101	1.120	2.148
Gazli USSR, 1976	3	1.264	1.925	2.702	2.785	1.779	2.472
Morgan Hill, 1984	16.2	0.098	0.136	0.151	0.365	0.261	0.246
San Fernando, 1971	24.2	0.192	0.194	0.319	0.556	0.391	0.606
Loma Prieta, 1989	17.9	0.395	0.634	0.784	1.158	0.863	1.179
Loma Prieta, 1989	10.3	0.507	0.700	0.666	0.746	1.084	1.175
Imperial Valley, 1979	26	0.109	0.188	0.313	0.572	0.413	0.567
Coalinga, 1983	31.8	0.151	0.205	0.227	0.347	0.246	0.509
Northridge, 1994	26.8	0.217	0.328	0.339	0.586	0.624	0.699
Mexico, 1980	34.8	0.304	0.363	0.295	0.755	0.865	0.886
Northridge, 1994	55.2	0.054	0.087	0.094	0.281	0.194	0.194
N. Palm Springs, 1986	73.7	0.061	0.081	0.118	0.217	0.197	0.255
Loma Prieta, 1989	80	0.071	0.123	0.124	0.362	0.214	0.357
Loma Prieta, 1989	77	0.098	0.162	0.303	0.695	0.525	0.602

RF = Rock Foundation, LPP = Lower Plum Pudding, UPP = Upper Plum Pudding (Dam Base)



ภาคผนวก ค
ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวถาวร โดยวิธี Dynamic Deformation

ตารางผนวกที่ ค1 ผลการวิเคราะห์การการทรุดตัวถาวร ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวขนาด 5.0-5.9 Mw
(Ch.590)

Magnitude (Mw)	PGA (g)	Epicentral Distance (km)	Earthquake Severity Index (ESI)	Crest		DS+145		US+145	
				Y-Disp (m)	X-Disp (m)	Y-Disp (m)	X-Disp (m)	Y-Disp (m)	X-Disp (m)
5.8	0.082	9.7	0.18	-0.005	0.014	0.001	0.047	-0.001	0.005
5.8	0.141	9.7	0.31	-0.040	0.082	-0.040	0.169	-0.002	0.009
5.8	0.394	9.2	0.87	-0.100	0.158	-0.078	0.272	-0.001	0.017
5.8	0.84	9.2	1.85	-0.622	0.647	-0.317	1.102	0.024	0.014
5.8	0.187	10.9	0.41	-0.052	0.102	-0.039	0.210	-0.001	0.015
5.8	0.21	10.9	0.46	-0.040	0.082	-0.041	0.186	0.001	0.011
5.8	0.23	12.2	0.51	-0.031	0.064	-0.019	0.153	-0.001	0.011
5.8	0.375	12.2	0.82	-0.133	0.191	-0.061	0.293	-0.002	0.016
5.7	0.065	24.3	0.11	-0.013	0.030	0.002	0.076	0.000	0.006

ตารางผนวกที่ ค2 ผลการวิเคราะห์การการทรุดตัวถาวร ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวขนาด 7.0-7.9 Mw
(Ch.590)

Magnitude (Mw)	PGA (g)	Epicentral Distance (km)	Earthquake Severity Index (ESI)	Crest		DS+145		US+145	
				Y-Disp (m)	X-Disp (m)	Y-Disp (m)	X-Disp (m)	Y-Disp (m)	X-Disp (m)
7.4	0.146	4.8	3.56	-0.018	0.045	-0.013	0.086	-0.004	0.013
7.3	0.721	1.1	15.83	-0.341	0.428	-0.157	0.670	0.002	0.022
7.3	0.818	1.1	17.96	-0.068	0.109	-0.042	0.199	0.002	0.013
7.1	1.039	8.5	18.26	-0.197	0.243	-0.078	0.405	0.001	0.022
7.1	0.066	11.4	1.16	-0.021	0.050	-0.042	0.108	-0.002	0.009
7.1	0.118	11.4	2.07	-0.073	0.133	-0.098	0.275	0.001	0.010
7.1	0.159	11.4	2.79	-0.103	0.163	-0.088	0.300	-0.001	0.012
7.4	0.203	17.0	4.95	-0.056	0.104	-0.043	0.175	-0.003	0.011
7.1	0.053	30.2	0.93	-0.011	0.024	-0.011	0.063	0.000	0.004
7.1	0.06	33.6	1.05	-0.014	0.032	-0.015	0.094	-0.002	0.006
7.3	0.08	42.2	1.76	-0.006	0.014	-0.001	0.041	-0.001	0.005
7.3	0.12	42.2	2.63	-0.020	0.050	-0.028	0.133	-0.001	0.011
7.4	0.087	94.4	2.12	-0.023	0.048	-0.017	0.106	-0.005	0.013
7.4	0.108	94.4	2.63	-0.021	0.049	-0.038	0.129	0.000	0.007

ตารางผนวกที่ ๓ ผลการวิเคราะห์การการทรุดตัวถาวร ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวขนาด 6.0-6.9 M_w
(Ch.590)

Magnitude (M_w)	PGA (g)	Epicentral Distance (km)	Earthquake Severity Index(ESI)	Crest		DS+145		US+145	
				Y-Disp (m)	X-Disp (m)	Y-Disp (m)	X-Disp (m)	Y-Disp (m)	X-Disp (m)
6.0	0.227	9.0	0.77	-0.017	0.047	-0.034	0.130	-0.001	0.007
6.8	0.489	8.0	5.95	-0.182	0.217	-0.082	0.370	-0.002	0.014
6.8	0.978	6.0	11.90	-0.167	0.223	-0.089	0.336	-0.001	0.031
6.8	1.264	3.0	15.38	-0.467	0.467	-0.259	0.745	-0.002	0.013
6.2	0.098	16.2	0.48	-0.016	0.042	-0.017	0.075	-0.002	0.007
6.6	0.192	24.2	1.78	-0.045	0.081	-0.043	0.189	-0.002	0.012
6.9	0.395	17.9	5.46	-0.106	0.168	-0.077	0.315	0.000	0.014
6.9	0.507	10.3	7.01	-0.111	0.173	-0.093	0.291	0.000	0.017
6.5	0.109	26.0	0.87	-0.022	0.053	-0.025	0.082	-0.004	0.014
6.4	0.151	31.8	1.04	-0.009	0.018	-0.005	0.063	0.000	0.002
6.7	0.217	26.8	2.31	-0.036	0.073	-0.034	0.177	-0.002	0.009
6.1	0.304	34.8	1.25	-0.129	0.188	-0.090	0.331	-0.003	0.010
6.7	0.054	55.2	0.57	-0.013	0.031	-0.007	0.065	-0.002	0.007
6.0	0.061	73.7	0.21	-0.006	0.014	-0.003	0.013	0.000	0.004
6.7	0.071	80.0	0.76	-0.021	0.050	-0.033	0.134	-0.001	0.006
6.9	0.098	77.0	1.35	-0.106	0.143	-0.061	0.230	-0.001	0.016
6.2	0.711	0.1	3.49	-0.522	0.541	-0.356	0.991	0.020	0.026





**แบบจำลองพฤติกรรมการทรุดตัวของเขื่อนหินถมลาดหน้าคอนกรีต :
กรณีศึกษาเขื่อนวชิราลงกรณ**

**Modeling of Settlement Behaviors for Concrete Face Rockfill Dam :
A Case Study of Vajiralongkorn Dam**

มนตรี จินากุลวิวัฒน์ (Montri Jinagoolwipat)¹

สุทธิศักดิ์ สรลัมภ์ (Suttisak Sorralump)²

สมชาย ประยงค์พันธ์ (Somchai Prayongpun)³

¹นิสิตปริญญาโทและผู้ช่วยนักวิจัย (montrice65@hotmail.com)

²ผู้ช่วยศาสตราจารย์และหัวหน้าศูนย์วิจัย

ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ (fengsue@ku.ac.th)

³อาจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน (fengsoh@ku.ac.th)

บทคัดย่อ : การศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวของเขื่อนวชิราลงกรณ อาศัยแบบจำลอง Linear Elastic, Elastic-Plastic และ Hyperbolic โดยดำเนินการวิเคราะห์โดยวิธี Finite Element ควบคู่ไปกับผลการศึกษาจากเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน การทรุดตัวในแนวตั้งจากการวิเคราะห์ในช่วงการก่อสร้างเขื่อน 9 ตำแหน่งถูกเปรียบเทียบกับผลการทรุดตัว ณ ช่วงเวลาเดียวกันจาก Foundation Settlement 3 ตำแหน่ง และ Hydrostatic Settlement 6 ตำแหน่ง เมื่อรวมผลการวิเคราะห์การทรุดตัวจากแบบจำลองกับการทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลา พบว่าแบบจำลอง Hyperbolic มีพฤติกรรมที่สอดคล้องกับเครื่องมือวัดพฤติกรรมมากที่สุด การทรุดตัวสูงสุดของหินถมเกิดขึ้น ณ ตำแหน่งแกนกลางเขื่อน ส่วนด้านเหนือน้ำจะทรุดตัวใกล้เคียงกันกับด้านท้ายน้ำยกเว้นบริเวณที่หินฐานรากเป็น Plum Pudding ที่การทรุดตัวด้านท้ายน้ำจะมากกว่าบริเวณอื่น เมื่อเขื่อนเริ่มเติมน้ำครั้งแรกและใช้งานมาจนถึงปัจจุบันพบว่ามีค่าการทรุดตัวเพิ่มจากการทรุดตัวเดิมประมาณ 20 เซนติเมตร

ABSTRACT : The study of settlement behavior of Vajiralongkorn dam based on linear elastic model, elastic-plastic model and hyperbolic model using finite element method. The results of settlement analysis were compared with the recorded data of three foundation settlement and six hydrostatic settlements point. Settlement results from hyperbolic model with considering the creep effect give a good agreement with the instrument data. Maximum settlement of rockfill is found at a dam axis, upstream and downstream slope gave a similar settlement. Except the area of plum pudding, a downstream slope settles larger than upstream part. Since the first filling, the dam has settled for almost 20 cm.

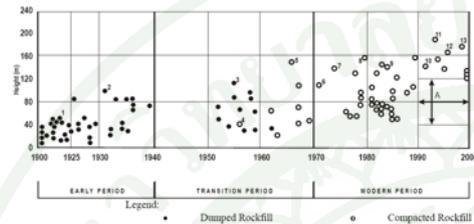
KEYWORDS : Concrete Face Rockfill Dam, Creep Settlement, Hyperbolic Model

ภาพผนวกที่ 11 บทความการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 15 มหาวิทยาลัย
อุบลราชธานี



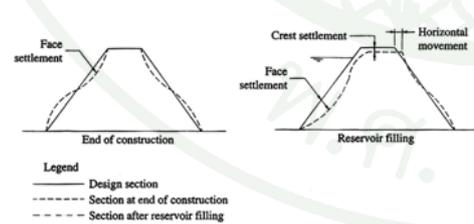
1. บทนำ

เขื่อนประเภทหินถมลาดหน้าคอนกรีต (CFRD) ได้รับความนิยมในการก่อสร้างในยุคปัจจุบันหลังจากเปลี่ยนวิธีการก่อสร้างจากวิธี Dumped Rockfill มาเป็น Compacted Rockfill ในปี ค.ศ. 1953 เนื่องจากสามารถก่อสร้างได้รวดเร็วและสร้างได้สูงซึ่งในยุคปัจจุบันเขื่อนประเภทดังกล่าวสามารถสร้างได้สูงถึง 200 เมตร ดังแสดงในภาพที่ 1



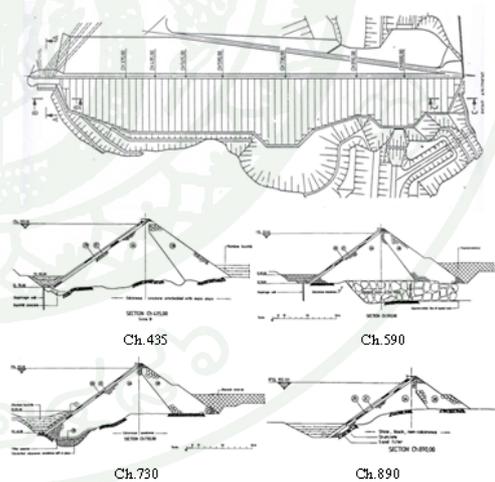
ภาพที่ 1 วิวัฒนาการของการก่อสร้างเขื่อน CFRD [1]

เขื่อน CFRD มีความมั่นคงสูงเนื่องจากใช้วัสดุที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนสูง แต่ปัญหาที่มีกพบเสมอ คือ การแตกของแผ่นคอนกรีตลาดหน้าและการรั่วซึมของน้ำตามมา ซึ่งสาเหตุก็เนื่องมาจากวัสดุที่รองรับแผ่นคอนกรีตลาดหน้าเขื่อนเกิดการทรุดตัวหรือยุบตัวจากแรงกระทำของน้ำ คุณภาพการบดอัดหินถม รวมไปถึงรูปร่างของหน้าตัดและฐานรากเขื่อน ภาพที่ 2 แสดงให้เห็นว่าในระหว่างการก่อสร้าง ลาดเขื่อนทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำจะเกิดการยุบตัวด้านบนและพองตัวออกในช่วงล่าง เมื่อเขื่อนเก็บน้ำลาดชันทางด้านเหนือน้ำส่วนล่างจะยุบตัวและเคลื่อนที่ไปทางด้านท้ายน้ำ การเคลื่อนตัวนี้อาจก่อให้เกิดการแตกของแผ่นคอนกรีตลาดหน้าและนำไปสู่การไหลซึมของน้ำผ่านรอยแตกนั่นเอง



ภาพที่ 2 การทรุดตัวของเขื่อน CFRD หลังการก่อสร้างเขื่อนเสร็จและเริ่มเก็บน้ำ [2]

เขื่อนวชิราลงกรณดำเนินการก่อสร้างในปี พ.ศ. 2522 โดยบริษัท Italian-Thai Development Corporation และ Snowy Mountains Engineering Corporation เป็นบริษัทวิศวกรปรึกษา ตัวเขื่อนสูง 92 เมตรจากฐานรากเขื่อน ความยาวสันเขื่อน 1,019 เมตร และมีความกว้างสันเขื่อน 10 เมตร ตัวเขื่อนตั้งขวางแม่น้ำแควน้อย ที่ตำบลท่าขนุน อำเภอทองผาภูมิ จังหวัดกาญจนบุรี โดยตัวเขื่อนได้ถูกออกแบบให้มีความลาดของลาดเหนือน้ำและท้ายน้ำ 1:1.4 วัสดุส่วนใหญ่ของตัวเขื่อนเป็นหินปูนซึ่งมีการถมและบดอัดเป็นชั้นๆ สำหรับช่วงต่อระหว่างแผ่นคอนกรีตลาดหน้าเขื่อนกับตัวเขื่อน (Transition and Cushion Zone) เป็นหินขนาดเล็กลดหล่นได้สัดส่วน และมีกำแพงกันคลื่นที่ส่วนบนของลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำ ซึ่งทำหน้าที่ลดปริมาณของหินถมเพื่อลดการทรุดตัวหลังจากการก่อสร้าง ส่วนล่างของลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำมีคูโมงค์ตรวจสอบ (Plinth Gallery) เป็นฐานยึดติดกับแผ่นคอนกรีต สำหรับลักษณะของแผ่นคอนกรีต (Face Slab) เป็นแผ่นกว้าง 15 เมตร ต่อกันเต็มด้านบนของตัวเขื่อน ความหนาช่วงบนสันเขื่อน 30 เซนติเมตร และเพิ่มความหนา 3 เซนติเมตร ตามระดับความลึกทุกๆ 10 เมตร เขื่อน VRK เริ่มเก็บกักครั้งแรกเมื่อวันที่ 1 มิถุนายน พ.ศ. 2527 มีปริมาณการเก็บกักน้ำสูงสุด 11,000 ล้านลูกบาศก์เมตร ลักษณะเขื่อนตามแนวยาวและหน้าตัดเขื่อนแสดงในภาพที่ 3



ภาพที่ 3 ลักษณะตามความยาวและหน้าตัดเขื่อนวชิราลงกรณในแต่ละบริเวณ (EGAT, 2527) [3]

ภาพผนวกที่ 31 (ต่อ)



2.วัตถุประสงค์

บทความนี้นำเสนอถึงแบบจำลองการทรุดตัวของหินถมด้วย เซื่อนเพื่อใช้ในการทำนายหรือคาดการณ์พฤติกรรมทรุดตัวที่จะเกิดขึ้นในระหว่างก่อสร้างหรือในช่วงการใช้งานของเซื่อน ทั้งนี้บทความนี้จะสนใจเฉพาะพฤติกรรมทรุดตัวของวัสดุ หินถมด้วยเซื่อน ซึ่งอาจไม่เป็นไปตามกฎของฮุก (Hook's Law) และอาจมีพฤติกรรมทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลา (Creep Settlement) มาเกี่ยวข้องด้วย ดังนั้นการศึกษาถึงพฤติกรรมดังกล่าวแบบจำลองของวัสดุที่ใช้จึงมีความสำคัญต่อผลการวิเคราะห์ที่ออกมาเป็นอย่างมาก และเพื่อยืนยันความถูกต้องของแบบจำลองผลการวิเคราะห์ในแต่ละแบบจำลองถูกนำมาเปรียบเทียบกับผลจากการวิเคราะห์พฤติกรรมด้วยเครื่องมือวัดพฤติกรรม

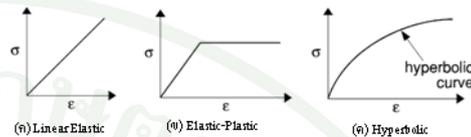
3. สวมติฐานและขั้นตอนการศึกษา

สมมติฐานของการจำลองการทรุดตัวของหินถมมาจากหลักการของความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการยืดหดตัวของวัสดุ (Stress Strain Relationship) ซึ่งในการจำลองสภาพเซื่อนให้สอดคล้องกับพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงในสนาม นอกจากการเลือกใช้แบบจำลอง (Constitutive Model) ของวัสดุแล้ว จำเป็นต้องพิจารณาคุณสมบัติของวัสดุ (Material Properties) ในแต่ละแบบจำลองที่ใช้ด้วย นอกจากนี้ยังต้องพิจารณาถึงสภาพฐานรากอีกด้วย เนื่องจากสภาพหินฐานรากเพื่ออนุวิธานกรรมมีความแปรปรวนซึ่งประกอบด้วย ประเภทหินฐานรากที่แบ่งออกเป็น 3 ประเภทได้แก่ หินปูน หินทรายและหิน Shale และยังไม่ปรากฏ โครงสร้างรอยแตกของหิน สำหรับหินถมด้วยเซื่อน (Rockfill) แบ่งเป็นเป็นบริเวณต่างๆ ได้แก่ โซน 2A, 2B, 2C, 3A และ 3B [3] ตามขนาดของหินที่นำมาใช้บดอัด

3.1 แบบจำลองการวิเคราะห์ (Constitutive Model)

คุณสมบัติของวัสดุเปรียบเสมือน ความแข็งแรงที่จะทำหน้าที่รับหน่วยแรงที่มากที่สุด ทว่าในขณะที่มีการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงวัสดุสามารถแสดงพฤติกรรมทรุดตัวตอบสนองได้ในหลายรูปแบบ ดังนั้นการเลือกแบบจำลองทางคณิตศาสตร์จึงมีความสำคัญเช่นเดียวกับการเลือกตัวแปรสำหรับการวิเคราะห์ โดยก่อนที่จะสรุปได้ว่าแบบจำลองวัสดุ

แบบใดที่มีพฤติกรรมสอดคล้องกับวัสดุที่เลือกทำการวิเคราะห์ได้นั้นจะต้องมีการปรับเทียบแบบจำลอง (Model Verification) เสียก่อน ภาพที่ 4 แสดงแบบจำลอง Linear Elastic, Elastic-Plastic และ Hyperbolic ที่ใช้ในการศึกษานี้



ภาพที่ 4 Stress-strain Relationship ของแบบจำลองดิน [4]

3.2 คุณสมบัติของหินฐานราก (Rock Foundation Properties)

ตารางที่ 1 แสดงคุณสมบัติของหินฐานรากอันได้แก่ค่าหน่วยน้ำหนัก และมุมเสียดทานภายใน ได้จากการศึกษาในอดีตจากรายงานการวิเคราะห์ความมั่นคงเพื่ออนุวิธานกรรมในสภาวะพลศาสตร์ [5] ส่วนการประเมินค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนพัวซองใช้ข้อมูลจากการศึกษา โดย Davis and Reynolds (1996) [6] โดยการประเมินค่าดังกล่าวนั้นจะต้องมีการทดสอบเพื่อหาค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนในสนามเช่น การทดสอบ Wave Reflection หรือ Wave Refraction และใช้สูตรคำนวณย้อนกลับเพื่อหาค่าโมดูลัสและอัตราส่วนพัวซอง กระทำได้อ่อนช้อยมาก

นอกจากนี้ค่า Modulus of Deformation ยังมีความสัมพันธ์กับค่า Rock Mass Rating (RMR)[7] ดังแสดงในภาพที่ 5 เมื่อใช้ค่าโมดูลัสในแต่ละบริเวณของเพื่ออนุวิธานกรรม จากตารางที่ 2 พบว่าค่า RMR มีค่าอยู่ในช่วงประมาณ 70-80 นั้นหมายความว่าสภาพหินฐานรากของเซื่อนมีความแข็งแรงค่อนข้างดีมาก แต่อย่างไรก็ตาม ณ บริเวณ Ch.450 - Ch.650 สภาพหินฐานรากมีลักษณะพิเศษ คือ เป็นหิน Limestone ที่มีช่องว่างและมีดินเม็ดละเอียดสอดแทรกอยู่ในช่องว่าง ซึ่งเรียกว่า Plum Pudding ความหนาของชั้นดินดังกล่าวอยู่ระหว่าง 30-40 เมตร [3] ซึ่งด้วยสภาพหินนี้เองทำให้บริเวณดังกล่าวยังมีโอกาสการทรุดตัวของหินฐานราก ถึงแม้ว่าในระหว่างก่อสร้างได้มีการปรับปรุงสภาพฐานราก โดยการทำ Flushing ด้วยน้ำเพื่อขับเม็ดดินละเอียดดังกล่าวออก และอัดฉีดน้ำปูนลงไปตามช่องว่างแล้วก็ตาม แต่ทั้งนี้สามารถดำเนินการได้ในบางส่วนเท่านั้น

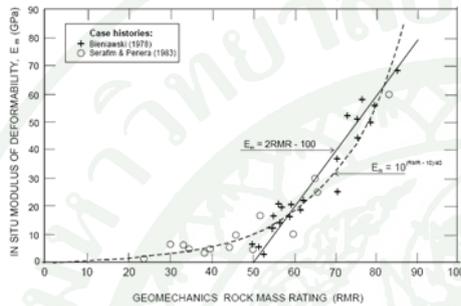
ภาพผนวกที่ 31 (ต่อ)



ตารางที่ 1 Rock Foundation Properties

Zone	Description	γ (kN/m ³)*	ϕ (degree)*	E (MPa)**	ν **
CH.370	Shale	23	45	63000	0.22-0.32
CH.450	Limestone	23	45	53000	0.25-0.32
CH.590	Limestone	23	45	53000	0.25-0.32
CH.730	Sandstone	23	45	45000	0.02-0.32
CH.890	Black Shale	23	45	63000	0.22-0.32
CH.1000	Limestone	23	45	53000	0.25-0.32

ที่มา: *SMEC (1984) ** Davis and Reynolds (1996)



ภาพที่ 5 การหาค่า Modulus of Deformation จาก ระบบ RMR (Serafim and Pereira, 1983)

3.3 คุณสมบัติของหินถมตัวเขื่อน (Rockfill Properties)

คุณสมบัติของหินถมตัวเขื่อนได้จากการทดสอบในสนามและในห้องปฏิบัติการ รวมถึงการวิเคราะห์จากพฤติกรรมของเครื่องมือวัดการทรุดตัวของหินถมตัวเขื่อน ตารางที่ 2 แสดงคุณสมบัติของหินถมตัวเขื่อนที่ได้จากวิธีการทดสอบต่างๆ ค่าหน่วยน้ำหนัก และมุมเสียดทานภายใน ได้จากการทดสอบการทดสอบ Triaxial [5] และการทดสอบ Oedometer ในห้องปฏิบัติการ [8] ซึ่งเป็นการทดสอบในห้องปฏิบัติการที่ได้อาศัยเครื่องมือวัดการทรุดตัวโดยย่อขนาดหินถมจากขนาดใหญ่ที่สุด 1200 มม. เป็น 75 มม. และบดอัดด้วยแรงสั่นสะเทือน ทำให้ได้ความหนาแน่นแห้งของตัวอย่างอยู่ระหว่าง 1.96 ถึง 2.03 ตัน/ม.³ ผลการทดสอบพบว่า โมดูลัสจะเพิ่มขึ้นตามน้ำหนักที่กระทำ และจะสูญเสียไปหากวัสดุเปียกหรืออิ่มตัวด้วยน้ำ โมดูลัสอีลาสติกของหินถมเขื่อน VRK มีค่าประมาณ 0.82 เท่าของโมดูลัสที่ได้จาก Oedometer ตามวิธีการประมาณของ Clough and Duncan (1969)

จากตารางที่ 2 ค่าโมดูลัส E_s ได้มาจากการศึกษารวบรวมข้อมูลค่าโมดูลัสของเขื่อน CFRD 30 เขื่อนของ Hunter

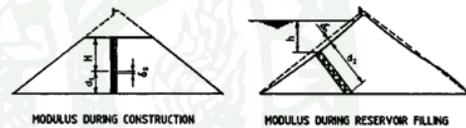
et al. [9] ค่าโมดูลัส E_s ได้มาจากการคำนวณโดยผลจากการวัดค่าการทรุดตัวจากการทำ Test Section ในระหว่างการก่อสร้างเขื่อนและค่าโมดูลัส E_s ได้จากการคำนวณโดยผลจากการทรุดตัวที่ถูกวัดโดย Hydrostatic Settlement Cell

สำหรับหลักการคำนวณค่าโมดูลัส E_s และ E_c แสดงในภาพที่ 6 และสมการอีลาสติกในหนึ่งมิติที่ใช้คำนวณระหว่างการก่อสร้างและระหว่างการเก็บน้ำ แสดงในสมการที่ 1 และ 2 ตามลำดับ

ตารางที่ 2 Rockfill Properties

Zone	Description	γ (kN/m ³)	ϕ (degree) ^f	E^* (MPa)			ν^*
				(E_1)	(E_2)	(E_3)	
3A	Rockfill	19-23 ^g	41	43	40-60	40-90	0.2-0.3
3B	Rockfill	18-22 ^g	40	30	30-40	20-70	0.2-0.3
2A,2B,2C	Cushion	21 ^h	41	-	-	80-100	0.2-0.3
Face Slab	Concrete	24	-	-	2570	-	0.2

ที่มา: ^gHunter et al. (2003) ^hHsu (1984) ⁱGercek (2006) (10) ^jEGAT (1984)
 E_1 calculated by Hunter et al., E_2 calculated from during construction and E_3 calculated from Hydrostatic Settlement.



ภาพที่ 6 การหาค่าโมดูลัสในหนึ่งมิติ [9]

$$E_{rc} = \gamma H d_1 / \delta_s \tag{1}$$

$$E_{rf} = \gamma_w h d_2 / \delta_n \tag{2}$$

3.4 การจำลองการวิเคราะห์

การวิเคราะห์เปรียบเทียบแบบจำลองพฤติกรรมทรุดตัวของหินถมในระหว่างการก่อสร้างและใช้งานได้พิจารณาหน้าตัดที่ Ch.590 เนื่องจากมีเครื่องมือวัดพฤติกรรมทรุดตัวทั้ง Foundation Settlement Cell และ Hydrostatic Settlement Cell ซึ่งรวมทั้งรวม 9 ตำแหน่ง โดยปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริง ณ ตำแหน่งต่างๆ นั้นถูกนำไปเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์จากแบบจำลอง

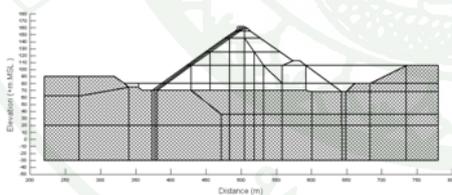
ภาพผนวกที่ 1 (ต่อ)



การสร้างหน้าตัดเขื่อนสำหรับจำลองพฤติกรรมทรุดตัว ใช้วิธีสร้างตามขั้นตอนการก่อสร้างจริง (Stage Construction Method) เนื่องจากในระหว่างก่อสร้างจริงหรือการรับแบบจำลองมีโอกาสเกิดการครากเฉาะที่ของวัสดุ (Local Yielding) และเพื่อใช้เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การทรุดตัวจากแบบจำลองกับตำแหน่งเครื่องมือวัดพฤติกรรม ณ ระดับการติดตั้งและช่วงเวลาเดียวกัน โดยข้อมูลสำหรับการสร้างแบบจำลองตามขั้นตอนการก่อสร้างเพื่อนับรวมจากประวัติการก่อสร้างเขื่อน แบบการก่อสร้างเขื่อน และประวัติการติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อนที่มีการบันทึกไว้ในระหว่างการก่อสร้างเขื่อน (BGAT, 1984) ตารางที่ 3 แสดงการแบ่งการจำลองการทรุดตามขั้นตอนการก่อสร้างจากข้อมูลการก่อสร้างและติดตั้งเครื่องมือวัดการทรุดตัวของเขื่อนวชิราลงกรณและภาพที่ 7 ถึง 13 แสดงการสร้างหน้าตัดเขื่อนตามขั้นตอนการก่อสร้างสำหรับวิเคราะห์พฤติกรรมทรุดตัวของหินถมเขื่อน

ตารางที่ 3 ขั้นตอนการก่อสร้างและลำดับการติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรมของเขื่อนวชิราลงกรณ (BGAT, 1984)

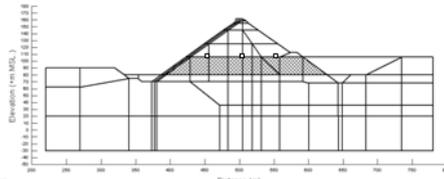
Stage Construction	Elevation (m.MSL.)	Starting Date (m/y)	Duration (months)	Instrument Installed
1	+80.00	Aug 81	5	Foundation Settlement Cell (No. 19-21)
2	+106.00	May 82	9	Hydrostatic Settlement Cell (No. 4-6)
3	+125.00	Sep 82	3	Hydrostatic Settlement Cell (No. 7-9)
4	+158.00	Sep 83	12	Inclinometer(IC1-IC4)
5	+161.75	May 84	8	Crest Settlement



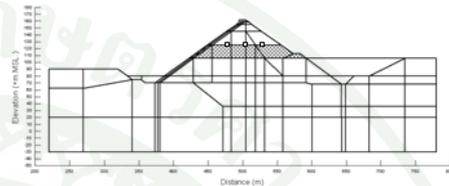
ภาพที่ 7 การจำลองสภาพฐานรากเขื่อน



ภาพที่ 8 การจำลองการทรุดในขั้นตอนที่ 1 พร้อมกับติดตั้ง FS 19-21



ภาพที่ 9 การจำลองการทรุดในขั้นตอนที่ 2 พร้อมกับติดตั้ง HS 4-6



ภาพที่ 10 การจำลองการทรุดในขั้นตอนที่ 3 พร้อมกับติดตั้ง HS 7-9



ภาพที่ 11 การจำลองการทรุดในขั้นตอนที่ 4



ภาพที่ 12 การจำลองการทรุดในขั้นตอนที่ 5



ภาพที่ 13 การจำลองการก่อสร้างในขั้นตอนที่เขื่อนก่อสร้างเสร็จและเริ่มเก็บกักน้ำ

ภาพผนวกที่ 31 (ต่อ)



3.5 กรณีสำหรับการวิเคราะห์ที่ปรับเทียบ

การปรับเทียบแบบจำลองได้แบ่งออกเป็นกรณีย่อยๆ ตามค่าอีลาสติค โมดูลัสของวัสดุที่ได้ทำการศึกษาไว้ในตารางที่ 2 สำหรับแบบจำลอง Linear Elastic และ Elastic-Plastic แบ่งออกเป็นอย่างละ 3 กรณี (E_1, E_2, E_3) โดยแต่ละกรณีพิจารณาการทรุดตัวที่ระดับ +80 ม.รทก, +106 ม.รทก และ +125 ม.รทก ส่วนแบบจำลอง Hyperbolic Model จะมีเพียงกรณีเดียว เนื่องจากโมดูลัสของวัสดุขึ้นอยู่กับหน่วยแรงประสิทธิผลหรือความสูงของเขื่อน แต่ทั้งนี้ก็ใช้ค่าโมดูลัสเริ่มต้นจากกรณี E_2 ตารางที่ 4 ถึง 6 แสดงคุณสมบัติของวัสดุเชื่อมในแต่ละแบบจำลอง

ตารางที่ 4 คุณสมบัติสำหรับการปรับเทียบ Linear Elastic Model

Case	γ (kN/m ³)		E (MPa)		ν	หมายเหตุ
	3A	3B	3A	3B		
1	22	21	90	70	0.25	Hydrostatic Settlement cell
2	22	21	60	40	0.25	During Construction (Test Section)
3	22	21	45	30	0.25	Hunter et al. (2003)

ตารางที่ 5 คุณสมบัติสำหรับการปรับเทียบ Elastic Plastic Model

Case	γ (kN/m ³)		E (MPa)		ν	ϕ (degree)		หมายเหตุ
	3A	3B	3A	3B		3A	3B	
1	22	21	90	70	0.25	41	40	Hydrostatic Settlement cell
2	22	21	60	40	0.25	41	40	During Construction (Test Section)
3	22	21	45	30	0.25	41	40	Hunter et al.

ตารางที่ 6 คุณสมบัติสำหรับการปรับเทียบ Hyperbolic Model (เป็นทั้ง Case 1, 2 และ 3 โดยใช้ค่า E เริ่มต้นจากการทำ Test Section)

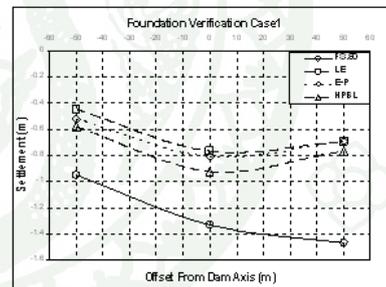
Zone	γ (kN/m ³)	ϕ	k-modulus (kPa)	n	$k_{(0)}$	R_v	ν
3A	22	41	300	0.4	1	0.7	0.25
3B	21	40	200	0.4	1	0.7	0.25
Foundation	23	45	450	0.4	1	0.7	0.25

ที่มา: SIGMA/W 2007¹⁴

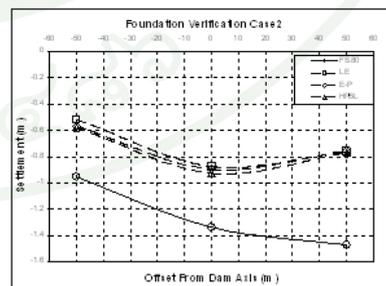
4. ผลการศึกษ

ผลการปรับเทียบทั้ง 3 แบบจำลองด้วยเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อนอื่น ได้แก่ Foundation Settlement (FS19-FS21) และ Hydrostatic Settlement (FS4-FS9) แสดงในภาพที่ 14 ถึง ภาพที่ 22 พบว่าที่ระดับฐานรากเขื่อน (+80 ม.รทก.) มีพฤติกรรม

ที่คล้ายกันทั้ง 3 แบบจำลอง แต่ในตำแหน่งของหินถมตัวเขื่อน (+106 ม.รทก. และ +125 ม.รทก.) พฤติกรรมของแบบจำลอง Hyperbolic จะมีผลที่ใกล้เคียงกับเครื่องมือวัดพฤติกรรมมากกว่าแบบจำลอง Linear Elastic และ Elastic-Plastic เนื่องจากความแข็งแรงของวัสดุแปรผันตรงกับหน่วยแรงประสิทธิผล ซึ่งแตกต่างกับแบบจำลอง Linear Elastic และ Elastic-Plastic ที่ทุกส่วนในตัวเขื่อนมีความแข็งแรงเท่ากันโดยตลอด โดยจากการเปรียบเทียบแบบจำลองทั้งสาม เมื่อนำมาพิจารณาผลที่ได้จากการตรวจวัด โดย Hydrostatic Settlement และ Foundation Settlement สามารถสรุปได้ว่าเมื่อพิจารณาการทรุดตัวในแนวตั้งเพียงอย่างเดียว พบว่า Hyperbolic Model แสดงแนวโน้มของการทรุดตัวในแนวตั้งใกล้เคียงกับผลการตรวจวัดมากที่สุดในทุกกรณี ทั้งนี้ผลต่างของปริมาณการทรุดจากแบบจำลอง Hyperbolic กับผลการทรุดตัวจากเครื่องมือวัดการทรุดตัวยังอยู่ในช่วงที่สูงอยู่ เนื่องจากยังไม่ได้พิจารณาการทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลา (Creep Settlement) ของหินถม โดยแบบจำลองทั้ง 3 แบบไม่สามารถจำลองพฤติกรรมการทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลา (Creep Settlement) ได้

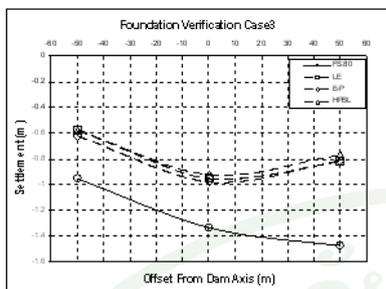


ภาพที่ 14 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ +80 ม.รทก. เมื่อใช้ E_1

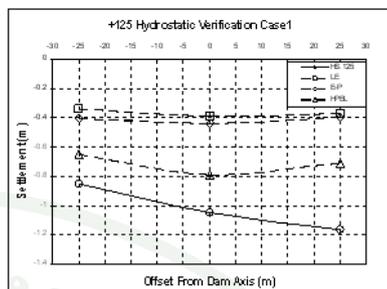


ภาพที่ 15 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ +80 ม.รทก. เมื่อใช้ E_2

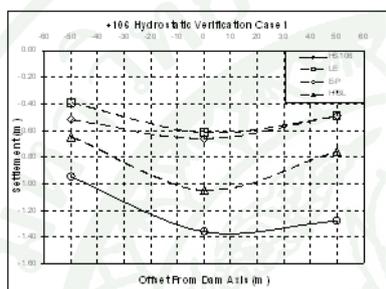
ภาพผนวกที่ 31 (ต่อ)



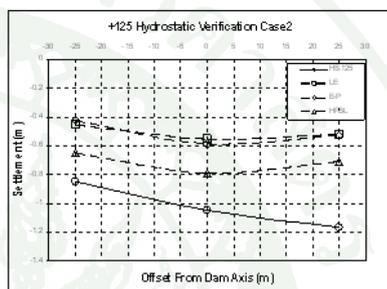
ภาพที่ 16 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ + 80 ม.รทก. เมื่อใช้ E_2



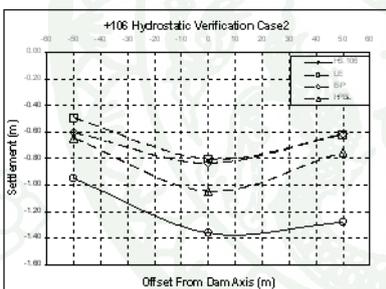
ภาพที่ 20 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ + 125 ม.รทก. เมื่อใช้ E_2



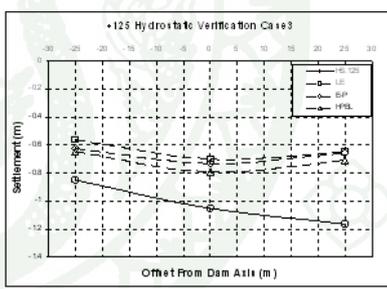
ภาพที่ 17 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ + 106 ม.รทก. เมื่อใช้ E_2



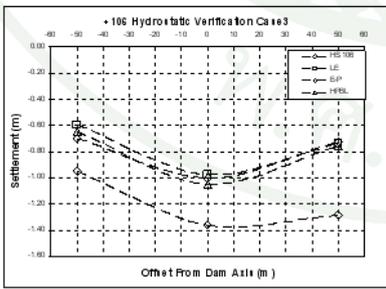
ภาพที่ 21 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ + 125 ม.รทก. เมื่อใช้ E_2



ภาพที่ 18 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ + 106 ม.รทก. เมื่อใช้ E_2



ภาพที่ 22 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ + 125 ม.รทก. เมื่อใช้ E_2



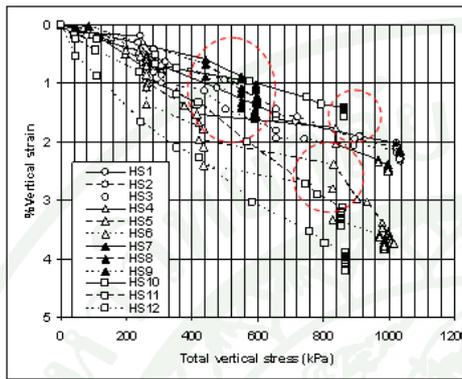
ภาพที่ 19 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ + 106 ม.รทก. เมื่อใช้ E_2

จากผลการวิเคราะห์เครื่องมือวัดพฤติกรรมด้วย Hydrostatic Settlement ทั้ง 12 ตำแหน่งซึ่งติดตั้งภายในเขื่อนนวลลงกรรมในระหว่างการก่อสร้างเขื่อนดังกล่าวที่ 23 พบว่าเขื่อนมีพฤติกรรมการทรุดตัวโดยที่แรงกระทำคงที่ ซึ่งแสดงพฤติกรรมที่เกิดการทรุดตัวเนื่องจาก Creep โดยมีการทรุดตัวประมาณ 0.5% ของความสูงเขื่อนหรือประมาณ 30 เซนติเมตร ดังนั้นจึงได้ตรวจสอบโดยหาอัตราการทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลาของหินถม ณ ตำแหน่งเครื่องมือวัดพฤติกรรมจำนวน 9 จุดที่ใช้เปรียบเทียบกับผลจาก

ภาพผนวกที่ 31 (ต่อ)



แบบจำลอง และใช้อัตราดังกล่าวมาคำนวณการทรุดตัวกับเวลา โดยผลการคำนวณค่าพบว่าค่าการทรุดตัวมีค่าประมาณ 20-40 เซนติเมตร ดังแสดงในตารางที่ 7



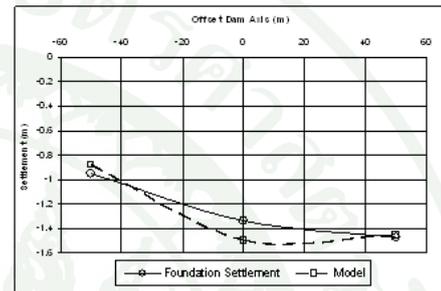
ภาพที่ 23 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการยืดหดตัวของหินถมตัวเชื่อมจาก Hydrostatic Settlement (HS1-HS12)

ตารางที่ 7 ผลการคำนวณการทรุดตัวกับระยะเวลา

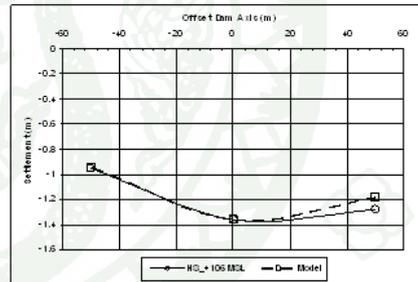
Instrument	α (m/day/cycle)	ϵ	H (m)	$\log(t_2/t_1)$	Settlement (m)
FS 19	0.020	0.375	30.0	0.447	-0.195
FS 20	0.021	0.375	44.0	0.447	-0.300
FS 21	0.025	0.375	44.0	0.447	-0.358
HS 4	0.050	0.375	26.0	0.329	-0.355
HS 5	0.065	0.375	26.0	0.329	-0.423
HS 6	0.057	0.375	26.0	0.329	-0.423
HS 7	0.072	0.375	19.0	0.234	-0.233
HS 8	0.074	0.375	19.0	0.234	-0.239
HS 9	0.080	0.375	19.0	0.234	-0.259

เมื่อรวมผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของหินถมตัวเชื่อมกับการทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลาในแต่ละระดับของการติดตั้งเครื่องวัดพฤติกรรม เปรียบเทียบกับการทรุดตัวจากเครื่องมือวัดพฤติกรรม ณ Ch.590 ทั้ง Foundation Settlement และ Hydrostatic Settlement แสดงในภาพที่ 24 ถึง 26 พบว่าพฤติกรรมการทรุดตัวจากแบบจำลองมีค่าใกล้เคียงการตรวจวัดจริงอย่างชัดเจนและพฤติกรรมการทรุดตัวของหินถมด้านเหนือน้ำจะมีการทรุดตัวน้อยกว่าค้ำยถ่ายน้ำ ด้านเหนือน้ำที่ระดับ +106 ม.รทก. หินทรุดตัว 0.948 เมตร และที่ระดับ +125 ม.รทก. หินทรุด

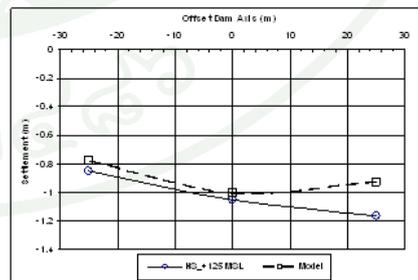
ตัว 0.776 เมตร ส่วนด้านท้ายน้ำที่ระดับ +106 ม.รทก. หินทรุดตัว 1.186 เมตร และที่ระดับ +125 ม.รทก. หินทรุดตัว 0.925 เมตร ส่วนตำแหน่งกึ่งกลางเขื่อน หินถมมีการทรุดตัวสูงสุดโดยระดับ +106 ม.รทก. หินทรุดตัว 1.362 เมตร และที่ระดับ +125 ม.รทก. หินทรุดตัว 1.002 เมตร นอกจากนี้เมื่อพิจารณาในช่วงการใช้งานของเขื่อนจนถึงปัจจุบันพบว่าหินถมมีการทรุดตัวเพิ่มอีกประมาณ 20 เซนติเมตร



ภาพที่ 24 เปรียบเทียบผลการทรุดตัวรวมของหินถมตัวเชื่อมที่ระดับ +80 ม.รทก. กับการทรุดตัวจาก Foundation Settlement No 19-21



ภาพที่ 25 เปรียบเทียบผลการทรุดตัวรวมของหินถมตัวเชื่อมที่ระดับ +106 ม.รทก. กับการทรุดตัวจาก Hydrostatic Settlement No 4-6



ภาพที่ 26 เปรียบเทียบผลการทรุดตัวรวมของหินถมตัวเชื่อมที่ระดับ +125 ม.รทก. กับการทรุดตัวจาก Hydrostatic Settlement No 7-9

ภาพผนวกที่ 31 (ต่อ)



5. สรุปผลการศึกษา

1. พฤติกรรมทรุดตัวของหินถมตัวเชื่อมในระหว่างการก่อสร้างนอกจากมีปัจจัยของการทรุดตัวเนื่องจากน้ำหนักของตัวหินเองแล้วยังมีปัจจัยการทรุดตัวที่เกิดกับเวลา (Creep Settlement) ดังผลการวิเคราะห์และการตรวจวัดพฤติกรรมการทรุดตัว

2. แบบจำลองการทรุดตัวของหินถมเชื่อม โดยวิธี Stage Construction ที่เหมาะสมที่สุด ได้แก่แบบจำลอง Hyperbolic เนื่องจากค่าโมดูลัสแปรผันตรงกับหน่วยแรงประสิทธิผล และผลการทรุดตัวเนื่องจากการใช้แบบจำลอง Hyperbolic ให้ผลสอดคล้องกับผลการวิเคราะห์จากเครื่องมือวัดพฤติกรรมการเชื่อม ส่วนแบบจำลอง Linear และ Elastic-Plastic (Blastoplastic) พิจารณาให้ทุกส่วนในหินถมมีความแข็งแรงเท่ากันทั้งหมด ดังนั้นการทรุดตัวจึงไม่สอดคล้องในบริเวณที่มีหน่วยแรงประสิทธิผลน้อยๆ เช่น บริเวณลาดชันด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ

3. รูปร่างของฐานราก (Foundation Shape) ส่งผลต่อการทรุดตัวของหินถมตัวเชื่อม การขุดหินฐานรากเพื่อให้หินถมตัวเชื่อมวางอยู่บนชั้นหินแข็งจะทำให้หน้าตัดเชื่อมมีความไม่สม่ำเสมอและเกิด Stress Concentration ในบริเวณรอยต่อดังกล่าว ทำให้เกิดการร้าวของวัสดุและเกิดการทรุดตัวสูงตามมา สำหรับหน้าตัดที่มีความสม่ำเสมอแต่มีไซของหินฐานรากเป็น Plum Pudding ก็ส่งผลให้เกิดการทรุดตัวสูงเนื่องจากความแข็งแรงที่ต่ำของหินดังกล่าว ซึ่งสอดคล้องกับผลการวิเคราะห์ที่หน้าตัด Ch.590 ที่การทรุดตัวด้านท้ายน้ำเกิดการทรุดตัวเท่าๆ กับการทรุดตัว ณ แกนกลางเชื่อม

4. ค่าโมดูลัสของวัสดุที่เหมาะสมสำหรับแบบจำลอง Hyperbolic มาจากการทดสอบการบดอัดในระหว่างการก่อสร้างเชื่อม (Test Section) ส่วนค่าโมดูลัสที่ได้จากเครื่องมือวัดการทรุดตัวมีค่าที่สูงกว่าการทดสอบในสนามเนื่องจากหินถมตัวเชื่อมเกิดการทรุดตัวและมีความแน่นมากขึ้น ส่วนค่าโมดูลัสที่ได้จากการรวบรวมข้อมูลเชื่อมมากกว่า 30 เชื่อม นั้น [9] มีค่าที่ต่ำกว่าที่เชื่อมวิชาการ เนื่องจากในแต่ละเชื่อมใช้ประเภทหินในการบดอัดเชื่อมแตกต่างกัน

5. การเลือกแบบจำลองและการวิเคราะห์พฤติกรรมการทรุดตัวของหินถมตัวเชื่อม จำเป็นต้องพิจารณาการวิเคราะห์ตามประวัติการก่อสร้างจริงในสนาม อันได้แก่ ประวัติการบดอัด

ตัวเชื่อม ประวัติการติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรมการเชื่อม ประวัติการเก็บน้ำ และการทดสอบหาคุณสมบัติของวัสดุ

6. กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณ การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (EGAT) ภายใต้โครงการวิเคราะห์ความมั่นคงเขื่อนวชิราลงกรณ จากแรงกระทำแผ่นดินไหว ซึ่งดำเนินงานโดยศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

7. บรรณานุกรม

- [1] ICOLD, 2004. Concrete Face Rockfill Dams Concepts For Design and Construction.
- [2] Hunter, G., Glastonbury, J., Ang, D., and Fell, R., 2003. "Performance of Concrete Face Rockfill Dams." UNICIV REPORT R-413. The University of New South Wales Sydney, Australia. pp. 47.
- [3] Electricity Generating Authority of Thailand, 1985. "Completion Report Khao Laem Multipurpose Project"
- [4] Geo-Slope International Ltd. 2008. "Stress-Deformation Modeling with SIGMA/W 2007" An Engineering Methodology Third Edition, March 2008.
- [5] Snowy Mountains Engineering Corporation (SMEC), 1984. "Dynamic Analysis of Khao Laem Dam"
- [6] Davis, G.H., and Reynolds, S.J., 1996, Structural Geology of Rocks and Regions (2nd Edition). New York, John Wiley and Sons, Inc., 776 p.
- [7] Serafim J.L. and Pereira J.P. 1983, Consolidation of the geomechanics classification of Bieniawski. Proc. Int. Symp. On Engineering Geology and Underground Construction, pp. 1133-1144.
- [8] Hsu, W.B. 1984. "Large Oedometer Tests on Rockfill Materials." Master Thesis, Asian Institute of Technology, Thailand.
- [9] Hunter, G. and Fell, R. 2002. "The Deformation Behavior of Rockfill." UNICIV REPORT R-405. The University of New South Wales Sydney, Australia
- [10] Gercek, H. 2006. "Review Poisson's ratio values for rock" Department of Mining Engineering, Zonguldak Karacimas University, Zonguldak, Turkey.

ภาพผนวกที่ 31 (ต่อ)

ประวัติการศึกษา และการทำงาน

ชื่อสกุล	นายมนตรี จินากุลวิวัฒน์
เกิดวันที่	วันที่ 4 มีนาคม 2527
สถานที่เกิด	จังหวัดสุราษฎร์ธานี
ประวัติการศึกษา	พ.ศ.2549 วศ.บ. (วิศวกรรมโยธา)
ตำแหน่งหน้าที่การงานปัจจุบัน	-
สถานที่ทำงานปัจจุบัน	-
ผลงานดีเด่นและรางวัลทางวิชาการ	-
ทุนการศึกษาที่ได้รับ	-