



# วิทยานิพนธ์

การวิเคราะห์ความปลอดภัยของเขื่อนดินและหินถมต่อแรงกระทำ  
แผ่นดินไหวโดยวิธีการตอบสนองจากแรงพลศาสตร์  
: กรณีศึกษาเขื่อนศรีนครินทร์

**DAM SAFETY ANALYSES OF EARTH AND ROCKFILL  
DAMS INDUCED BY EARTHQUAKES USING DYNAMIC  
RESPONSE ANALYSIS METHOD: CASE STUDY OF  
SRINAGARIND DAM**

นายเกรียงไกร แทนสุโพธิ์

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

พ.ศ. 2551





# ใบรับรองวิทยานิพนธ์

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

## ปริญญา

วิศวกรรมโยธา

วิศวกรรมโยธา

สาขา

ภาควิชา

เรื่อง การวิเคราะห์ความปลอดภัยของเขื่อนดินและหินถมต่อแรงกระทำแผ่นดินไหวโดยวิธีการ  
ตอบสนองจากแรงพลศาสตร์: กรณีศึกษาเขื่อนศรีนครินทร์

Dam Safety Analyses of Earth and Rockfill Dams Induced by Earthquakes Using  
Dynamic Response Analysis Method: Case Study of Srinagarind Dam

นามผู้วิจัย นายเกรียงไกร แทนสุโพธิ์

ได้พิจารณาเห็นชอบโดย

ประธานกรรมการ

( ผู้ช่วยศาสตราจารย์สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์, Ph.D. )

กรรมการ

( อาจารย์บาร์เมศ วรธนะภูติ, Ph.D. )

กรรมการ

( ผู้ช่วยศาสตราจารย์สุนิรัตน์ กุศลาศัย, Ph.D. )

หัวหน้าภาควิชา

( รองศาสตราจารย์ก่อโชค จันทวารงกูร, Ph.D. )

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์รับรองแล้ว

( รองศาสตราจารย์กัญจนา ชีระกุล, D.Agr. )

คณบดีบัณฑิตวิทยาลัย

วันที่ ..... เดือน ..... พ.ศ. ....

วิทยานิพนธ์

เรื่อง

การวิเคราะห์ความปลอดภัยของเขื่อนดินและหินถมต่อแรงกระทำแผ่นดินไหวโดยวิธีการ  
ตอบสนองจากแรงพลศาสตร์: กรณีศึกษาเขื่อนศรีนครินทร์

Dam Safety Analyses of Earth and Rockfill Dams Induced by Earthquakes Using  
Dynamic Response Analysis Method: Case Study of Srinagarind Dam

โดย

นายเกรียงไกร แทนสุโพธิ์

เสนอ

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์  
เพื่อความสมบูรณ์แห่งปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

พ.ศ. 2551



Kriengkrai Tansupo 2008: Dam Safety Analyses of Earth and Rockfill Dams Induced by Earthquakes Using Dynamic Response Analysis Method: Case Study of Srinagarind Dam. Master of Engineering (Civil Engineering), Major Field: Civil Engineering, Department of Civil Engineering. Thesis Advisor: Assistant Professor Suttisak Soralump, Ph.D. 164 pages.

Srinagarind dam is located in the seismic risk area which can affect the dam. In the past, the stability of Srinagarind dam was designed with 0.10g seismic coefficient ( $k_p$ ) by Pseudostatic method. Nowadays, the dam has to be analyzed by dynamic response analysis method to be more realistic of dynamic behavior of dam materials. Due to inadequate of acceleration time history data, 213 recorded from 35 earthquakes events at rock site were selected for analyses. The largest peak ground acceleration (PGA) used in this analysis is 1.17g. The predominant period mostly between 0.1 – 0.4 second and all records are within 400 kilometers form epicenter. The natural periods of dam are 0.6 - 0.9 second, therefore the resonance cannot occur.

The dynamic response behaviors of dam are different in each of dam zone. The displacement and acceleration in the horizontal direction of dam significantly increases with dam height above elevation of +180 m.MSL. The permanent slope displacement from seismic force found that it depends on geometry, material properties, reservoir water level, and ground motion parameters. In the case of reservoir water level effect, the slope displacement decreases when the reservoir water level decreases. According to the results, the permanent slope displacement calculated by Swaisgood (1998) method is closed to Newmark's deformation method (1965). The seismic slope displacement in the upstream slope at normal high water level is a maximum value of 6.82 m. (3.86 m. settlement). The results show that Srinagarind dam can be withstanding with the earthquakes since the freeboard of the dam is 5 m. However, the dam and some instruments in the dam crest can be damaged by dam crest seismic deformation.

---

Student's signature

---

Thesis Advisor's signature

## กิตติกรรมประกาศ

กราบขอบพระคุณ ผศ.ดร.สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์ ประธานกรรมการที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ อ.ดร. บารเมศ วรธนะภูติ กรรมการที่ปรึกษาวิชาเอก และ ผศ.ดร.สุนิรัตน์ กุศลาศัย กรรมการที่ปรึกษา วิชาการ ที่ให้คำปรึกษาในการเรียน การค้นคว้าวิจัย ตลอดจนการตรวจแก้ไขวิทยานิพนธ์จนกระทั่ง เสร็จสมบูรณ์และขอกราบขอบพระคุณ รศ.มนตรี คำชู ผู้แทนบัณฑิตวิทยาลัย ที่ให้ความกรุณาตรวจ แก้วิทยานิพนธ์ให้สมบูรณ์ยิ่งขึ้น

วิทยานิพนธ์นี้ได้รับการสนับสนุนจากศูนย์วิจัยวิศวกรรมปฐพีและฐานราก คณะ วิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ โดยการสนับสนุนข้อมูลจากโครงการวิเคราะห์ความ มั่นคงของเขื่อน SNR จากแรงกระทำแผ่นดินไหว การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย

สุดท้าย กราบขอบพระคุณ คุณพ่อ คุณแม่ ญาติพี่น้อง ตลอดจนเพื่อนร่วมงานและเพื่อน นิสิตปริญญาโททุกคนที่คอยช่วยเหลือและให้กำลังใจข้าพเจ้าเสมอมา

เกรียงไกร แทนสุโพธิ์

พฤษภาคม 2551

## สารบัญ

	หน้า
สารบัญ	(1)
สารบัญตาราง	(2)
สารบัญภาพ	(4)
คำนำ	1
วัตถุประสงค์	2
การตรวจเอกสาร	3
อุปกรณ์และวิธีการ	68
อุปกรณ์	68
วิธีการ	68
ผลและวิจารณ์	80
สรุปและข้อเสนอแนะ	126
สรุป	126
ข้อเสนอแนะ	133
เอกสารและสิ่งอ้างอิง	134
ภาคผนวก	140
ภาคผนวก ก องค์ประกอบข้อมูลแผ่นดินไหว	140
ภาคผนวก ข ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวถาวรของลาดชันเขื่อน	150
ภาคผนวก ค ผลการวิเคราะห์ Liquefaction	159
ภาคผนวก ง ข้อมูลระดับเก็บกักน้ำของเขื่อนศรีนครินทร์	162

## สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้า
1	เขื่อนที่ได้รับความเสียหายจากแรงแผ่นดินไหวที่ออกแบบโดยวิธี Pseudostatic	1
2	ข้อมูลการเกิดแผ่นดินไหวบริเวณพื้นที่ศึกษาและใกล้เคียง ตั้งแต่ปี ค.ศ.1975	11
3	อัตราเร่งของพื้นดินที่บันทึกได้บริเวณเขื่อนภูมิพลและเขื่อนสิริกิติ์	13
4	แบบจำลองการลดทอนพลังงานและพื้นที่ที่เหมาะสมในการนำไปใช้	20
5	ตัวอย่างสมการความสัมพันธ์ของแบบจำลองการลดทอนพลังงานแผ่นดินไหว	22
6	ตัวอย่างค่า $K_{2, \max}$ ที่ใช้ในการออกแบบเขื่อนต่างๆ	26
7	สมการหาค่า Shear Modulus และ Damping Ratio	32
8	Equations of Static Satisfied	36
9	Interslice Force Characteristics and Relationship	36
10	ค่าปรับแก้เนื่องจากขนาดแผ่นดินไหว สำหรับ CSR	50
11	ข้อมูลแผ่นดินไหวบริเวณพื้นที่ศึกษาและใกล้เคียงตั้งแต่ปี ค.ศ.1983 ถึง ค.ศ.1990	55
12	ค่าอัตราเร่งของพื้นดินที่บันทึกได้บริเวณเขื่อนศรีนครินทร์	57
13	Probabilistic Peak Horizontal Accelerations	58
14	คุณสมบัติของวัสดุถมเขื่อนที่ใช้ในการวิเคราะห์ความมั่นคง	64
15	ผลสำรวจ SASW บริเวณชั้นที่บ้น้ำแกนเขื่อน	65
16	ผลสำรวจ SASW บริเวณวัสดุหินถมเขื่อนและวัสดุกรอง	66
17	แหล่งข้อมูลอัตราเร่งของพื้นดิน	71
18	รายละเอียดข้อมูลแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์	72
19	ตัวอย่างผลการขยายขนาดแรงแผ่นดินไหวของเขื่อนจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆ	96
20	ตัวอย่างผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวถาวรตามแนวลาดชันเขื่อนด้านเหนือหน้า	108
21	ตัวอย่างผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวถาวรตามแนวลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ	109
22	ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวถาวรกรณีลดระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็วของลาดชันเขื่อนด้านเหนือหน้าจากแผ่นดินไหว San Fernando ปี ค.ศ. 1971 ขนาด 6.4 ริคเตอร์	115

### สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่		หน้า
23	ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวถาวรกรณีมีแรงกระทำแผ่นดินไหวทั้งในแนวดิ่งและแนวราบจากแผ่นดินไหว San Fernando ปี ค.ศ.1971	116
24	ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวถาวรตามวิธี Makdisi and Seed (1978)	117
25	เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวถาวรของลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำกรณีใช้ค่า $G_{max}$ ที่ได้จากสมการ Empirical และวิธีทดสอบ SASW จากแผ่นดินไหว San Fernando ปี ค.ศ. 1971 ขนาด 6.4 ริกเตอร์	119
26	ขนาดและระยะจากศูนย์กลางแผ่นดินไหวที่สามารถทำให้เกิดค่า PGA ต่างๆ บริเวณฐานรากเขื่อน	124
27	การทรุดตัวสูงสุดของสันเขื่อนจากแรงกระทำแผ่นดินไหวตามข้อกำหนด PGA ต่างๆ	125

## สารบัญภาพ

ภาพที่		หน้า
1	แผนที่ Seismicity ปี พ.ศ.2526 ถึง พ.ศ.2546	3
2	ตำแหน่งศูนย์กลางแผ่นดินไหวตั้งแต่ปี ค.ศ.1973 ถึงเดือนกุมภาพันธ์ ค.ศ. 2008 บริเวณประเทศไทยและใกล้เคียง	4
3	แผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวในรูปของอัตราเร่งสูงสุดในแนวราบ	5
4	แผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของประเทศไทย	6
5	แผนที่ตำแหน่งรอยเลื่อนมีพลังในประเทศไทย	7
6	เครื่องมือตรวจแผ่นดินไหวแบบ Vertical Short Period Seismograph	8
7	เครื่องมือตรวจวัดอัตราเร่งของพื้นดิน (Strong Motion Accelerograph) รุ่น SMA-1	9
8	ตัวอย่างกราฟอัตราเร่งและเวลาของคลื่นแผ่นดินไหว	12
9	องค์ประกอบที่สำคัญของอัตราเร่งของพื้นดิน	13
10	ขนาดและส่วนประกอบความถี่ของแผ่นดินไหว El Centro	14
11	ตัวอย่างกราฟ Fourier Amplitude Spectrum	15
12	Response Spectra จากคลื่นแผ่นดินไหว 2 เหตุการณ์	17
13	Fourier Amplitude Spectrum จากการสั่นสะเทือน 2 เหตุการณ์ที่ให้ค่า $T_p$ ใกล้เคียง กัน	18
14	การประมาณระยะเวลาของการสั่นสะเทือนตามวิธี Bracketed Duration	19
15	เปรียบเทียบผลของแบบจำลองการลดทอนพลังงานแบบต่างๆ	22
16	ค่าของ $K_2$ สำหรับทรายในสภาพความหนาแน่นสัมพัทธ์ต่างๆ	25
17	ค่าของ $K_2$ สำหรับกรวด ในสภาพความหนาแน่นสัมพัทธ์ต่างๆ	26
18	ค่า Shear Modulus ของดินเหนียวในสนามที่อิ่มตัวด้วยน้ำ	28
19	Damping Ratio ของดินเหนียวในสนามอิ่มตัวด้วยน้ำ	29
20	Damping Ratio ของทราย	29
21	Shear Modulus Reduction Curve and Damping Curve	30
22	Shear Modulus Reduction Curve and Damping Curve ที่มีค่า P.I. ต่างๆ กัน	31
23	Strain Dependencies of Shear Modulus and Damping Constant	32
24	Slides Method	35

## สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
25	แรงกระทำต่างๆ บนมวลดิน	37
26	แผนภูมิของค่า $m_u$ สำหรับสมการของ Bishop	38
27	แรงกระทำแผ่นดินไหวที่กระทำกับลาดชันตามวิธี Pseudostatic	39
28	หลักการวิเคราะห์ตามวิธี Equivalent Linear Method	41
29	หน้าตัดเขื่อนที่ใช้ในการวิเคราะห์ในระบอบ 2 มิติ	41
30	การหาค่าการเคลื่อนตัวของ Newmark กรณี $K_y$ มีค่าลดลง	43
31	การหาค่าอัตราเร่งสำหรับลาดชันเขื่อน	43
32	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างอัตราเร่งสูงสุด ( $k_{max}$ ) กับระยะความลึกของลาดชันที่เคลื่อนที่	44
33	กราฟหาค่าการเคลื่อนตัวของลาดชัน	44
34	พฤติกรรมการยุบตัวและเพิ่มแรงดันน้ำในดิน จากแรงกระทำพลศาสตร์	46
35	ขอบเขตของการกระจายขนาดคละของวัสดุที่มีโอกาสเกิด Liquefaction	47
36	ขนาดคละที่กำหนดให้ใช้ในการก่อสร้างของเขื่อนศรีนครินทร์	48
37	กราฟการปรับแก้ค่า $K_\alpha$ เนื่องจาก Initial Shear Stress	49
38	กราฟการปรับแก้ค่า $K_\sigma$ เนื่องจาก Effective Overburden Pressure	49
39	ความสัมพันธ์ระหว่าง Cyclic Stress Ratio และ $(N_1)_{60}$ สำหรับ Silty Sands ของแผ่นดินไหวขนาด $M=7.5$	50
40	แผนที่กลุ่มรอยเลื่อนบริเวณพื้นที่ศึกษาและใกล้เคียง	53
41	แนวรอยแตกในกลุ่มรอยเลื่อนเจดีย์สามองค์ บริเวณใกล้เคียงเขื่อนวชิราลงกรณ	54
42	แนวรอยเลื่อนในกลุ่มรอยเลื่อนศรีสวัสดิ์บริเวณใกล้เคียงเขื่อนศรีนครินทร์	54
43	ตำแหน่งศูนย์กลางการเกิด Reservoir induced Seismicity (RIS) บริเวณพื้นที่วิจัย	56
44	ภาพถ่ายดาวเทียมตำแหน่งศูนย์กลางเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหว วันที่ 31 พ.ย. 2550	57
45	แผนที่ธรณีวิทยาของจังหวัดกาญจนบุรี	59
46	ภาคตัดขวางลักษณะธรณีวิทยาตามแนวแกนกลางเขื่อน	60
47	ภูมิประเทศเขื่อนศรีนครินทร์	61
48	ภาพด้านบนเขื่อนศรีนครินทร์	62

## สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
49	หน้าตัดเขื่อนศรีนครินทร์	62
50	ตำแหน่งทดสอบ SASW	64
51	แผนภูมิการดำเนินงานวิจัย	69
52	แผนภูมิขั้นตอนการวิเคราะห์	70
53	คลื่นที่ใช้ในการวิเคราะห์คาบธรรมชาติของตัวเขื่อน	75
54	แบบจำลองทางคณิตศาสตร์โดยวิธีไฟไนต์อีลีเมนต์	76
55	การจำลองสภาพฐานรากเขื่อน	76
56	ขอบเขตของวัสดุถมเขื่อนต่างๆ	76
57	ขอบเขตคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของวัสดุที่ใช้ในการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์	77
58	Slip Plane ที่กำหนดใช้ในการวิเคราะห์ลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำ	78
59	Slip Plane ที่กำหนดใช้ในการวิเคราะห์ลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ	78
60	Slip Plane ที่ใช้ในการวิเคราะห์กรณี Rapid Drawdown ลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำ	78
61	ความสัมพันธ์ระหว่าง PGA และระยะห่างจาก Epicenter ของแผ่นดินไหวขนาด 7.0-7.9	80
62	ความสัมพันธ์ระหว่าง PGA และระยะห่างจาก Epicenter ของแผ่นดินไหวขนาด 6.0-6.9	81
63	ความสัมพันธ์ระหว่าง $T_p$ และระยะห่างจาก Epicenter ของแผ่นดินไหวขนาด 7.0 – 7.9	81
64	ความสัมพันธ์ระหว่าง $T_p$ และระยะห่างจาก Epicenter ของแผ่นดินไหวขนาด 6.0 – 6.9	81
65	การกระจายตัวของ $T_p$ ของแผ่นดินไหวขนาดต่างๆ	82
66	ความสัมพันธ์ระหว่างระยะเวลาในการสั่นและระยะห่างจาก Epicenter ของแผ่นดินไหวขนาด 7.0 – 7.9	82
67	ความสัมพันธ์ระหว่างระยะเวลาในการสั่นและระยะห่างจาก Epicenter ของแผ่นดินไหวขนาด 6.0 – 6.9	83
68	ความสัมพันธ์ระหว่างค่า $G_{max}$ และ แรงดันเฉื่อยประสิทธิผลของวัสดุถมเขื่อน	84

## สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
69	ผลการวิเคราะห์คาบธรรมชาติตามวิธีกฎกระทรวง	85
70	ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นเฉือนของวัสดุและคาบธรรมชาติของเขื่อน	86
71	ความสัมพันธ์ระหว่าง PGA บริเวณสันเขื่อนและไหล่เขื่อนกับค่า Predominant Period ต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหวสมำเสมอขนาด 0.05g กระทำที่ฐานเขื่อน	87
72	ความสัมพันธ์ระหว่าง PGA บริเวณสันเขื่อนและไหล่เขื่อนกับค่า Predominant Period ต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหวสมำเสมอขนาด 0.10g กระทำที่ฐานเขื่อน	88
73	ความสัมพันธ์ระหว่าง PGA บริเวณสันเขื่อนและไหล่เขื่อนกับค่า Predominant Period ต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหวสมำเสมอขนาด 0.50g กระทำที่ฐานเขื่อน	88
74	ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบตามระดับความสูงเขื่อน บริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำกับค่า Predominant Period ของแผ่นดินไหวขนาด 0.05g กระทำที่ฐานเขื่อน	89
75	ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบตามระดับความสูงเขื่อน บริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำกับค่า Predominant Period ของแผ่นดินไหวขนาด 0.10g กระทำที่ฐานเขื่อน	90
76	ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบตามระดับความสูงเขื่อน บริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำกับค่า Predominant Period ของแผ่นดินไหวขนาด 0.50g กระทำที่ฐานเขื่อน	90
77	ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบตามระดับความสูงเขื่อน บริเวณชั้นวัสดุหินถมด้านเหนือน้ำกับค่า Predominant Period ต่างๆ ของแผ่นดินไหวขนาด 0.10g กระทำที่ฐานเขื่อน	91
78	ตัวอย่างผลของอัตราเร่งเชิงเปรียบเทียบในตัวเขื่อนตามแนวราบ ณ เวลาที่มีค่าอัตราเร่งสูงสุดของแรงกระทำแผ่นดินไหว San Fernando ปี 1971 ที่ฐานเขื่อน	92
79	ตัวอย่างผลการเคลื่อนตัวเชิงเปรียบเทียบของวัสดุตัวเขื่อนตามแนวราบ ณ เวลาที่มีค่าอัตราเร่งสูงสุดของแผ่นดินไหว San Fernando ปี 1971 กระทำที่ฐานเขื่อน	92
80	ตัวอย่างผลการเคลื่อนตัวของเขื่อน ณ เวลาที่มีค่าอัตราเร่งสูงสุดของแผ่นดินไหว San Fernando ปี 1971 กระทำที่ฐานเขื่อน (อัตราส่วนขยาย 1,000 เท่า)	93

## สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
81	ตัวอย่างผลอัตราเร่งและการเคลื่อนตัวเชิงเปรียบเทียบบริเวณวัสดุที่บ้น้ำแกนเขื่อน ณ เวลาที่มีค่าอัตราเร่งสูงสุด ของแผ่นดินไหว San Fernando ปี 1971 กระทำที่ฐานเขื่อน	93
82	ความเค้นเฉือนสูงสุดในส่วนต่างๆ ของวัสดุตัวเขื่อนจากแรงกระทำแผ่นดินไหว Loma Prieta ปี ค.ศ. 1989 (หน่วย: kPa)	94
83	ตัวอย่างผลตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหวในบริเวณต่างๆ ของเขื่อน จากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Loma Prieta ปีค.ศ. 1989	95
84	ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราเร่งสูงสุดในแนวราบของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สำคัญบริเวณชั้นวัสดุต่างๆ	97
85	ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราเร่งสูงสุดและระดับความสูงเขื่อนของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สำคัญบริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำแกนเขื่อน	98
86	Normalized Maximum Horizontal Acceleration	98
87	ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราเร่งสูงสุดและระดับความสูงเขื่อนของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สำคัญบริเวณชั้นวัสดุหินถมด้านเหนือน้ำ	99
88	ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราเร่งสูงสุดและระดับความสูงเขื่อนของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สำคัญบริเวณชั้นวัสดุหินถมด้านท้ายน้ำ	99
89	ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวสูงสุดในแนวราบและระดับความสูงเขื่อนของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สำคัญบริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำแกนเขื่อน	100
90	ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวสูงสุดในแนวราบและระดับความสูงเขื่อนของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สำคัญบริเวณชั้นวัสดุหินถมด้านเหนือน้ำ	101
91	ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวสูงสุดในแนวราบและระดับความสูงเขื่อนของเหตุการณ์ แผ่นดินไหวที่สำคัญบริเวณชั้นวัสดุหินถมด้านท้ายน้ำ	101
92	ค่าแรงดันประสิทธิผลเฉลี่ยผลกรรมิระดับกักเก็บน้ำอยู่ที่ +180 ม.รทก. (หน่วย:kPa)	102
93	ค่าแรงดันประสิทธิผลเฉลี่ยผลกรรมิระดับกักเก็บน้ำอยู่ที่ +150 ม.รทก. (หน่วย:kPa)	102
94	ค่าแรงดันประสิทธิผลเฉลี่ยผลกรรมิระดับกักเก็บน้ำอยู่ที่ +130 ม.รทก. (หน่วย:kPa)	102
95	Absolute Maximum Acceleration ตามระดับเก็บกักน้ำ	103

## สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
96	Relative Maximum Horizontal Displacements ตามระดับเก็บกักน้ำ	104
97	เปรียบเทียบอัตราเร่งบริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำที่ระดับความสูง +145 ม.รทก. เมื่อระดับเก็บกักน้ำแตกต่างกัน	104
98	เปรียบเทียบอัตราเร่งบริเวณสันเขื่อนที่ระดับเก็บกักน้ำแตกต่างกัน	105
99	เปรียบเทียบอัตราเร่งบริเวณลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำที่ระดับความสูง +145 ม.รทก. เมื่อระดับเก็บกักน้ำแตกต่างกัน	105
100	เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวของบริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำที่ระดับความสูง +145 ม.รทก. เมื่อ ระดับเก็บกักน้ำแตกต่างกัน	105
101	เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวของบริเวณสันที่ระดับเก็บกักน้ำแตกต่างกัน	106
102	เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวของบริเวณลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำที่ระดับความสูง +145 ม.รทก. เมื่อระดับเก็บกักน้ำแตกต่างกัน	106
103	เปรียบเทียบอัตราเร่งในบริเวณวัสดุทับน้ำแกนเขื่อนตามระดับความสูงเขื่อน ระหว่างการใช้ค่า $G_{max}$ จากสมการ Empirical กับวิธี SASW	107
104	ความสัมพันธ์ระหว่าง Slope Displacement ของวงวิบัติหมายเลข 3 บริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำกับระยะห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหว	110
105	ความสัมพันธ์ระหว่าง Slope Displacement ของวงวิบัติหมายเลข 3 บริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำกับ Predominant Period	111
106	ความสัมพันธ์ระหว่าง Slope Displacement ของวงวิบัติหมายเลข 3 บริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำกับ PGA	111
107	ความสัมพันธ์ระหว่าง Slope Displacement ของวงวิบัติหมายเลข 3 บริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำกับระยะเวลาในการสั่นไหว	112
108	ความสัมพันธ์ระหว่าง Slope Displacement ของวงวิบัติหมายเลข 3 บริเวณลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำกับระยะห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหว	112
109	ความสัมพันธ์ระหว่าง Slope Displacement ของวงวิบัติหมายเลข 3 บริเวณลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำกับ Predominant Period	113
110	ความสัมพันธ์ระหว่าง Slope Displacement ของวงวิบัติหมายเลข 3 บริเวณลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำกับ PGA	113

## สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
111	เปรียบเทียบ $K_v$ บริเวณลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำที่ระดับเก็บกักน้ำต่างๆ	114
112	เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวของบริเวณลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำที่ระดับเก็บกักน้ำต่างๆ	114
113	เปรียบเทียบผลวิเคราะห์การทรุดตัวของถาวรระหว่างวิธี Swaisgood (1998) และ Newmark's Deformation (1965)	118
114	ความสัมพันธ์ระหว่าง $CSR_{m=7}$ และค่า $(N_1)_{60}$	120
115	บริเวณที่เกิดปรากฏการณ์ Liquefaction จากแรงแผ่นดินไหว San Fernando ในปี ค.ศ. 1971 ขนาด 6.4 ริคเตอร์	121
116	เสถียรภาพลาดชันเขื่อนกรณีระนาบการพังเป็นส่วนของวงกลมหากเกิด Liquefaction	121
117	เสถียรภาพลาดชันเขื่อนกรณีระนาบการพังเป็น Block หากเกิด Liquefaction	122
118	ผลการวิเคราะห์ Attenuation Model ของ Esteva and Villaverde (1973)	123
119	ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการทรุดตัวสูงสุดของสันเขื่อนกับ PGA ต่างๆ ได้ฐานเขื่อน	125

## คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

ม.รทก.	=	ความสูงเป็นเมตรเหนือระดับน้ำทะเลปานกลาง
CRR	=	Cyclic Resistance Ratio
CSR	=	Cyclic Stress Ratio
DBE	=	Design Basis Earthquake
FEM	=	Finite Element Method
$G_{\max}$	=	Maximum Shear Modulus
ICOLD	=	International Committee of Large Dams
$K_h$	=	Horizontal Seismic Coefficient
$K_y$	=	Yield Acceleration
MCE	=	Maximum Credible Earthquake
MDOF	=	Multi Degree of Freedom
MI	=	Local Magnitude (Richter Scale)
Ms	=	Surface Magnitude
Mw	=	Moment Magnitude
PGA	=	Peak Ground Acceleration
RIS	=	Reservoir Induced Seismicity
SASW	=	Spectral Analysis of Surface Wave
SDOF	=	Single Degree of Freedom
$T_p$	=	Predominant Period
$V_s$	=	Shear Wave Velocity

การวิเคราะห์ความปลอดภัยของเขื่อนดินและหินถมต่อแรงกระทำแผ่นดินไหวโดย  
วิธีการตอบสนองจากแรงพลศาสตร์: กรณีศึกษาเขื่อนศรีนครินทร์

**Dam Safety Analyses of Earth and Rockfill Dams Induced by Earthquakes Using  
Dynamic Response Analysis Method: Case Study of Srinagarind Dam**

คำนำ

เขื่อนศรีนครินทร์เป็นเขื่อนหินทิ้งแกนดินเหนียวมีความสูง 140 เมตร ตั้งอยู่ใกล้กับบริเวณ  
รอยเลื่อนมีพลังศรีสวัสดิ์และเจดีย์สามองค์ ในอดีตการออกแบบเขื่อนด้านความมั่นคงต่อแรง  
แผ่นดินไหวใช้วิธี Pseudostatic ให้สามารถรับแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวโดยใช้ค่าอัตราเร่ง  
สูงสุดของพื้นดินตามแนวระนาบเท่ากับ 0.10g ซึ่งการออกแบบโดยวิธีนี้อาจมีผลที่ต่างจากความ  
เป็นจริงเมื่อมีแรงแผ่นดินไหวกระทำได้ เนื่องจากวิธีการดังกล่าวมีสมมุติฐานว่ามวลการพิบัติเป็น  
Rigid Block ไถลลงตามระนาบในขณะที่ความเป็นจริงวัสดุตัวเขื่อนไม่ใช่ Rigid Material แต่มีการ  
เปลี่ยนแปลงคุณสมบัติด้าน Stiffness ตามความเครียดที่เกิดขึ้น จากสมมุติฐานที่ต่างกันนี้ทำให้ใน  
อดีตมีเขื่อนที่ออกแบบโดยวิธี Pseudostatic บางเขื่อนมีความเสียหายเกิดขึ้นจากแรงแผ่นดินไหว  
(ตารางที่ 1) ในปัจจุบันวิธีการวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์ของเขื่อนได้ถูกพัฒนาให้มี  
สมมุติฐานตรงตามความเป็นจริง ทำให้ได้ผลการวิเคราะห์ใกล้เคียงกับสภาพจริงเมื่อเกิด  
แผ่นดินไหวกว่าวิธี Pseudostatic

ตารางที่ 1 เขื่อนที่ได้รับความเสียหายจากแรงแผ่นดินไหวที่ออกแบบโดยวิธี Pseudostatic

Dam	$K_h$	F.S.	Effect of Earthquake
Sheffield Dam (USA)	0.10g	1.2	Complete failure.
Lower San Fernando Dam (USA)	0.15g	1.3	Upstream slope failure.
Upper San Fernando Dam (USA)	0.15g	2 to 2.5	Downstream shell including crest slipped about 6 ft downstream.
Tailing Dam (Japan)	0.20g	1.3	Failure of dam with release of tailings.

ที่มา: ปรับปรุงจาก Seed (1979)

## วัตถุประสงค์

1. เพื่อศึกษาลักษณะองค์ประกอบของคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้ในบริเวณชั้นหินและตัวแปรคลื่นแผ่นดินไหวที่ส่งผลกระทบต่อตัวเขื่อน
2. เพื่อศึกษาการใช้ข้อมูลแผ่นดินไหวที่บันทึกได้จริงมาใช้ในการวิเคราะห์แทนการสร้างหรือแปลงข้อมูลแผ่นดินไหวขึ้นมา
3. เพื่อศึกษาวิธีการวิเคราะห์คาบเด่น (Predominant Period) ที่มีผลกระทบต่อตัวเขื่อนมากที่สุดและการประมาณค่าคาบธรรมชาติของตัวเขื่อน
4. เพื่อศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองของเขื่อนต่อแรงกระทำจากแผ่นดินไหวรูปแบบต่างๆ และปัจจัยจากระดับเก็บกักน้ำของเขื่อน
5. เพื่อศึกษาพฤติกรรมทรุดตัวถาวรของสันเขื่อนจากแรงกระทำแผ่นดินไหวรูปแบบต่างๆ
6. เพื่อศึกษาวิธีการกำหนดตัวแปรหรือปัจจัยที่บอกถึงความรุนแรงของแผ่นดินไหวต่อเขื่อน

## ขอบเขตการวิจัย

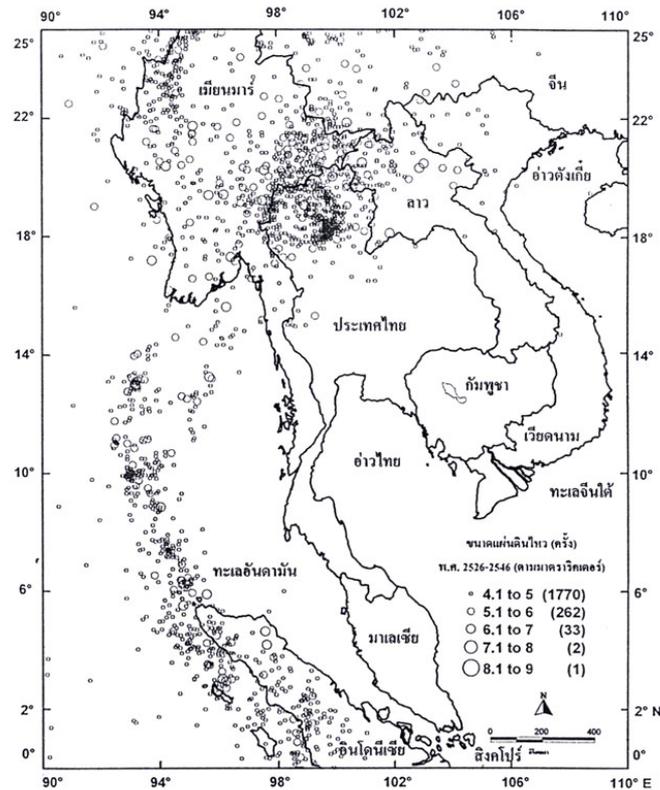
1. ศึกษาเฉพาะตัวเขื่อนศรีนครินทร์ ไม่รวมอาคารประกอบเขื่อน
2. ศึกษาแบบจำลองคณิตศาสตร์ในกรณี 2 มิติ

## การตรวจเอกสาร

### ลักษณะเหตุการณ์แผ่นดินไหวในประเทศไทย

#### 1. เหตุการณ์แผ่นดินไหวในประเทศไทย

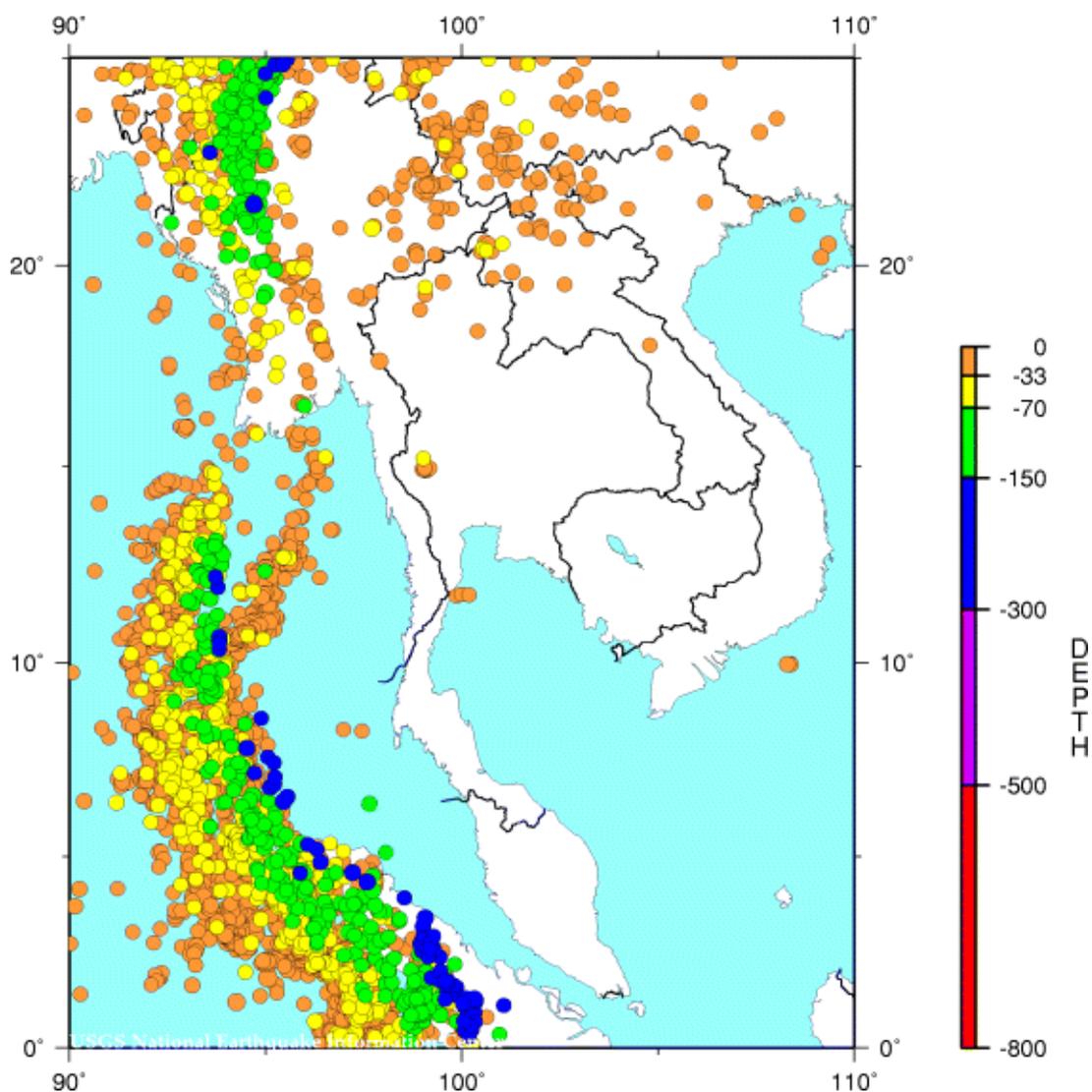
สุมาลีและคณะ (2549) โดยกรมอุตุนิยมวิทยาได้นำข้อมูลเหตุการณ์เกิดแผ่นดินไหวตั้งแต่ปี พ.ศ.2526 ถึง พ.ศ.2546 มาทำแผนที่ Seismicity โดยมีขนาดแผ่นดินไหวตั้งแต่ 4.1 ถึง 9 ริกเตอร์ พบว่าโดยส่วนใหญ่ตำแหน่งศูนย์กลางแผ่นดินไหวจะอยู่ตามแนวรอยต่อแผ่นทวีป (Plate Tectonic) ระหว่าง Indian-Australian Plate และ Eurasian Plate โดยเฉพาะบริเวณทะเลอันดามันเรื่อยขึ้นมาในประเทศไทย ทิศตะวันตกของประเทศไทย ดังภาพที่ 1



ภาพที่ 1 แผนที่ Seismicity ปี พ.ศ.2526 ถึง พ.ศ.2546

ที่มา: สุมาลี และคณะ (2549)

U.S. Geological Survey, USGS (2008) ได้บันทึกข้อมูลเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีขนาดตั้งแต่ 5 ริกเตอร์ขึ้นไปในประเทศไทยและบริเวณใกล้เคียง ตั้งแต่ปี ค.ศ.1973 ถึงเดือนกุมภาพันธ์ ค.ศ.2008 (ภาพที่ 2) โดยแผนที่แสดงตำแหน่งศูนย์กลางเกิดแผ่นดินไหว (Epicenter) และความลึกของจุดกำเนิดแผ่นดินไหว (Hypocenter) โดยมีลักษณะสอดคล้องกับแผนที่ Seismicity ที่เสนอโดย สุมาลีและคณะ (2549)

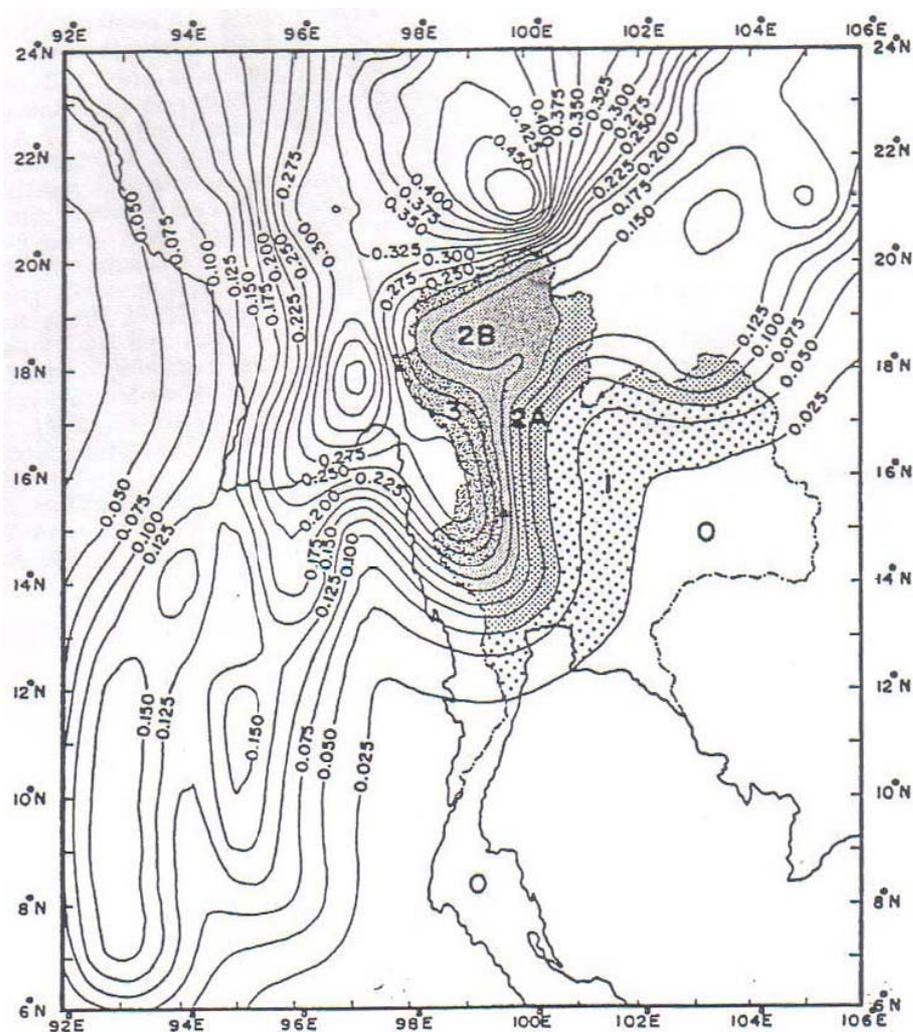


ภาพที่ 2 ตำแหน่งศูนย์กลางแผ่นดินไหวตั้งแต่ปี ค.ศ.1973 ถึงเดือนกุมภาพันธ์ ค.ศ. 2008 บริเวณประเทศไทยและใกล้เคียง

ที่มา: U.S. Geological Survey (2008)

## 2. บริเวณเสี่ยงภัยแผ่นดินไหว

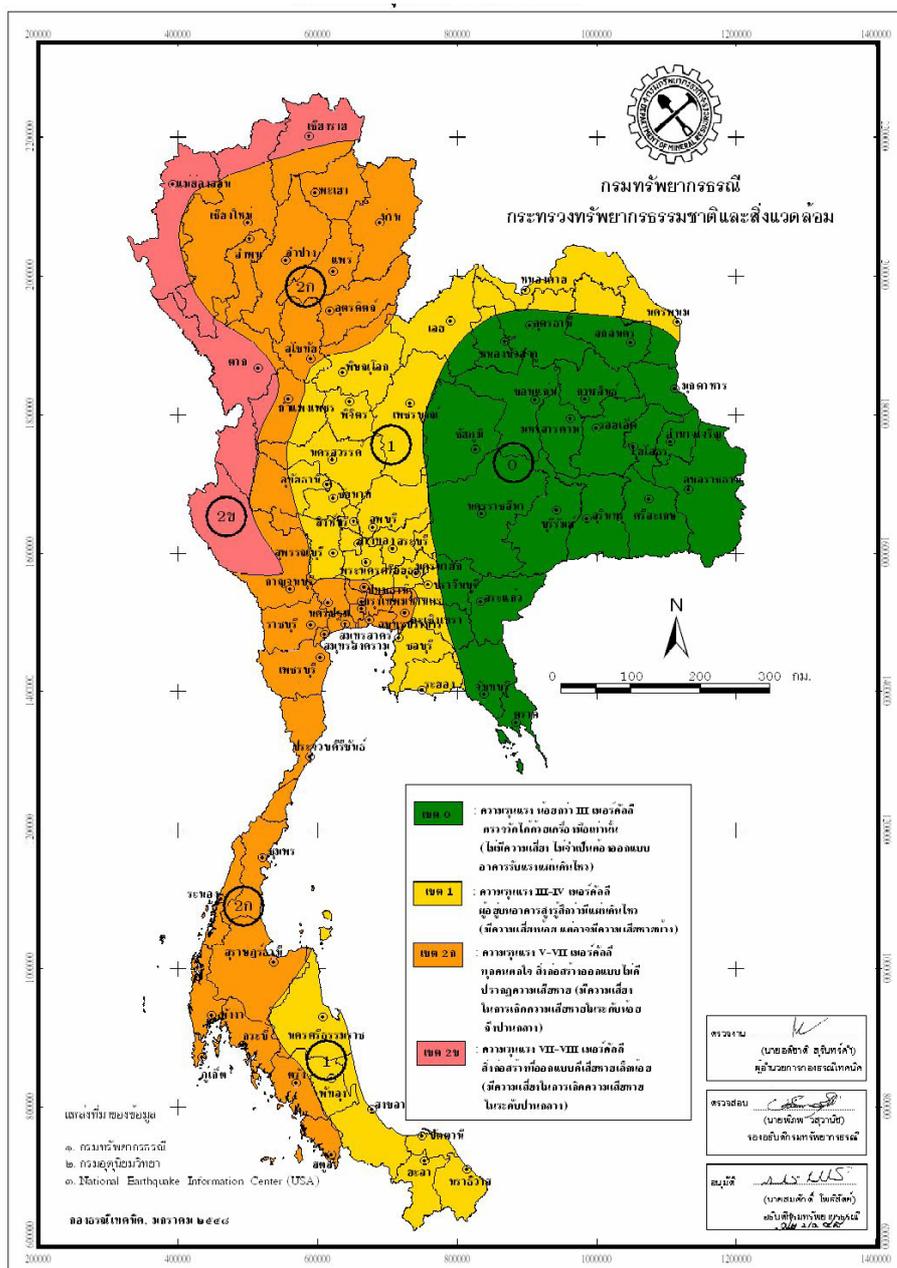
Wanitchai and Lisantono (1996) ได้นำข้อมูลแผ่นดินไหวทั้งในประเทศและประเทศข้างเคียงมาวิเคราะห์และนำผลลัพธ์มาสร้างเป็นแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวขึ้นมาในรูปของอัตราเร่งสูงสุดในแนวราบของการสั่นสะเทือนของพื้นดินที่มีโอกาสเพียง 10% ที่จะมีค่าสูงกว่าในคาบเวลา 50 ปี (ภาพที่ 3) ซึ่งเป็นดัชนีวัดความรุนแรงที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลายโดยใช้หลักเกณฑ์ที่ใกล้เคียงกับที่ใช้กันใน Uniform Building Code (UBC) ซึ่งเป็นมาตรฐานที่นิยมใช้กันในสหรัฐอเมริกาโดยพื้นที่วิจัยมีค่าเท่ากับ  $0.15g$



ภาพที่ 3 แผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวในรูปของอัตราเร่งสูงสุดในแนวราบ

ที่มา : Wanitchai and Lisantono (1996)

กรมทรัพยากรธรณี (2548) ได้จัดทำแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของประเทศไทย (ภาพที่ 4) โดยแบ่งแยกพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวออกเป็น 4 เขตตามความรุนแรง ซึ่งพื้นที่ที่วิจัยอยู่ในเขตพื้นที่ 2ข มีความรุนแรงระดับ VII-VIII ตามมาตราเมอร์คัลลี โดยสิ่งก่อสร้างที่ออกแบบพิเศษหายเล็กน้อย มีความเสี่ยงในการเกิดความเสียหายในระดับปานกลาง

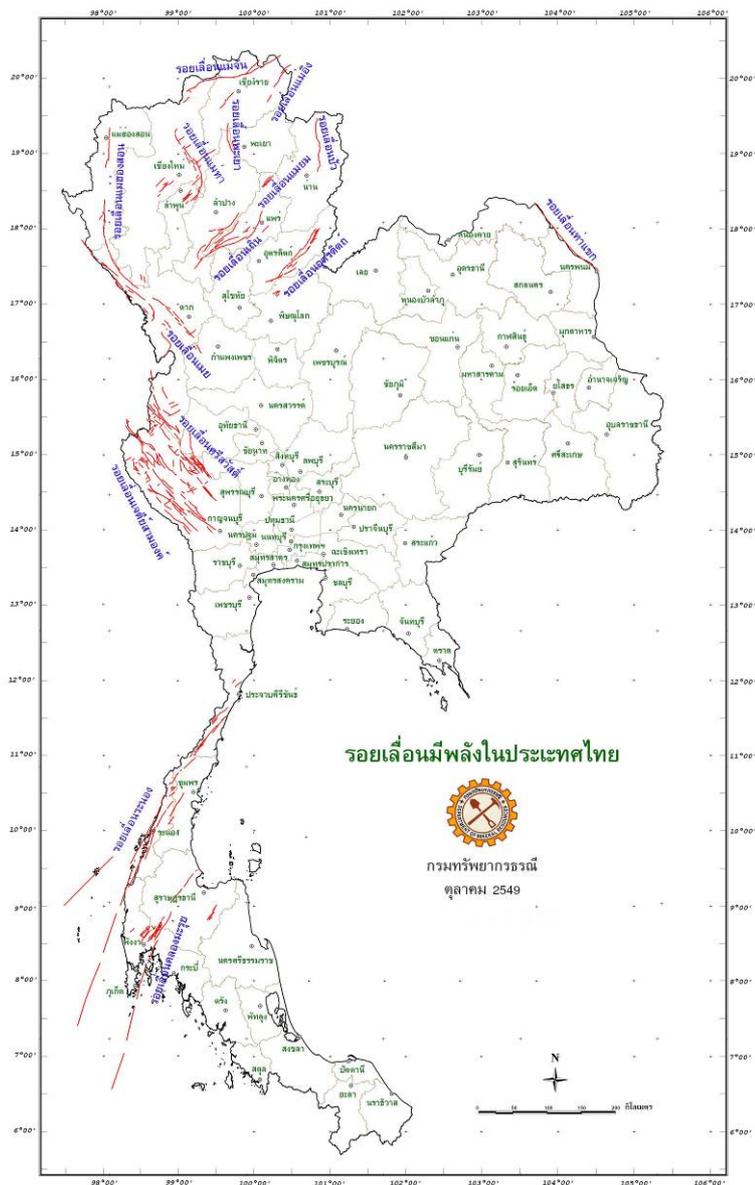


ภาพที่ 4 แผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของประเทศไทย

ที่มา: กรมทรัพยากรธรณี (2548)

### 3. รอยเลื่อนมีพลังในประเทศไทย

รอยเลื่อนมีพลังคือรอยเลื่อนที่เคยมีการเคลื่อนตัวในอดีตภายในระยะเวลาไม่เกินประมาณ 10,000 ปี กรมทรัพยากรธรณี (2549) ได้จัดทำแผนที่รอยเลื่อนมีพลังในประเทศไทย โดยมีทั้งหมด 15 รอยเลื่อน ซึ่งส่วนใหญ่พบในบริเวณภาคตะวันตกและภาคเหนือตอนบนของประเทศ (ภาพที่ 5)



ภาพที่ 5 แผนที่ตำแหน่งรอยเลื่อนมีพลังในประเทศไทย

ที่มา: กรมทรัพยากรธรณี (2549)

## คลื่นแผ่นดินไหว

### 1. การตรวจวัดคลื่นแผ่นดินไหว

แผ่นดินไหวเป็นปรากฏการณ์ธรรมชาติซึ่งสามารถส่งแรงสั่นสะเทือนหรือมีผลกระทบไปได้ไกล การตรวจวัดแผ่นดินไหวจึงใช้ทั้งระบบเครือข่ายและสถานีตรวจวัดแผ่นดินไหวในพื้นที่ เพื่อการวิเคราะห์ตำแหน่ง ขนาดและเวลาเกิด รวมทั้งอัตราเร่งของพื้นดินของเหตุการณ์แผ่นดินไหว โดยการวัดคลื่นแผ่นดินไหวแบ่งได้ 2 ประเภทตามวัตถุประสงค์ของการนำไปใช้งาน

#### 1.1 Seismograph

เป็นเครื่องมือที่ใช้บันทึกความเร็วของอนุภาคดินจากแผ่นดินไหวเพื่อหาตำแหน่ง ศูนย์กลาง เวลาเกิดและขนาดของแผ่นดินไหวเป็นหลัก ตัวอย่างเครื่องมือวัดแบบอนาล็อกแสดงดัง ภาพที่ 6

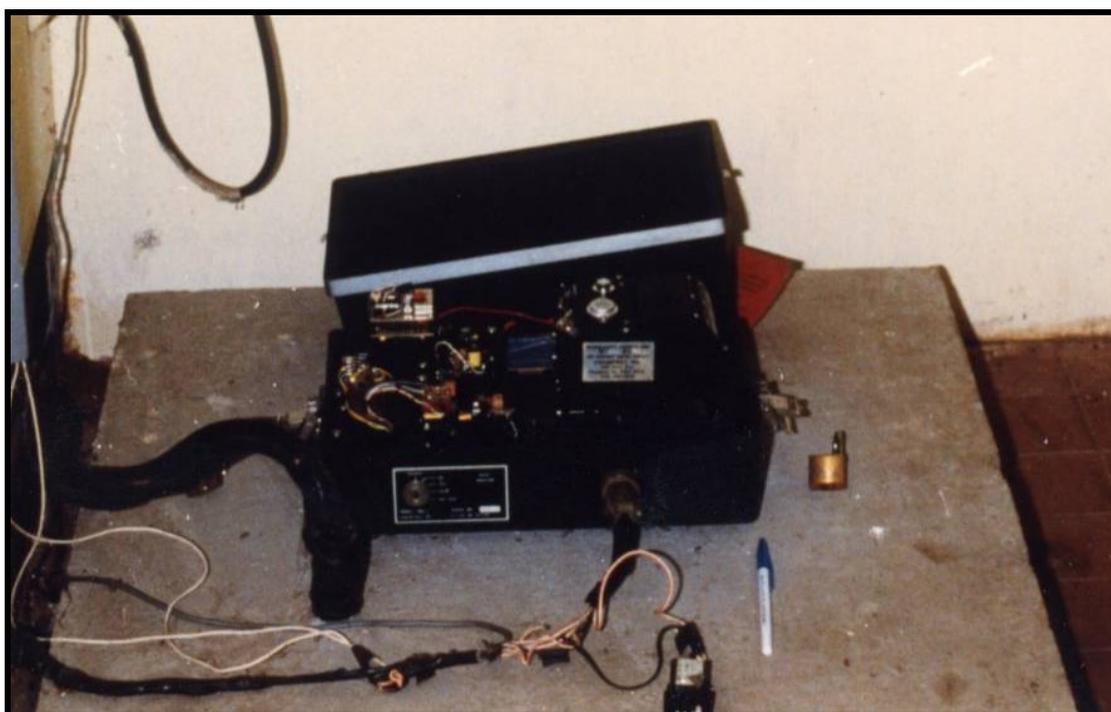


ภาพที่ 6 เครื่องมือตรวจแผ่นดินไหวแบบ Vertical Short Period Seismograph

ที่มา: การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (2546)

## 1.2 Accelerometer

เป็นเครื่องมือที่ใช้วัดอัตราเร่งของพื้นดินที่เกิดจากคลื่นแผ่นดินไหวมีวัตถุประสงค์เพื่อนำผลที่ได้ไปวิเคราะห์เพื่องานวิศวกรรมเป็นหลัก สำหรับงานเขื่อนจะติดตั้งเครื่องมือวัดโดยส่วนใหญ่บริเวณฐานรากเขื่อน ไหล่เขื่อนและสันเขื่อน ซึ่งเครื่องมือจะมีตัววัดอัตราเร่งของพื้นดินในแนวตามยาวแกนเขื่อน ตามแนวขวางและในแนวตั้ง ลักษณะเครื่องมือแสดงดังภาพที่ 7



ภาพที่ 7 เครื่องมือตรวจวัดอัตราเร่งของพื้นดิน (Strong Motion Accelerograph) รุ่น SMA-1

ที่มา: การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (2546)

## 2. ขนาดของแผ่นดินไหว

ขนาดของแผ่นดินไหว (Earthquake Magnitude) สัมพันธ์กับพลังงานที่ปลดปล่อยออกมาจากพื้นโลกในรูปของการสั่นสะเทือนซึ่งสามารถวิเคราะห์ได้จากความสูงและความเร็วของคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดได้จากเครื่องตรวจวัดแผ่นดินไหวโดยขนาดที่ได้จะเป็นขนาด  $M$  ตำแหน่งศูนย์กลางเกิดแผ่นดินไหว ซึ่งขนาดที่นิยมใช้ในปัจจุบันมีรายละเอียดดังนี้

## 2.1 Local Magnitude

ขนาดที่บ่งบอกถึงปริมาณของแผ่นดินไหวท้องถิ่นหรือแผ่นดินไหวระยะใกล้มีระยะทางจากศูนย์กลางเกิดแผ่นดินไหวน้อยกว่า 1,000 กิโลเมตรมีหน่วยวัดเรียกว่า “ริกเตอร์” วิเคราะห์ได้จากความสูงของคลื่นซึ่งตรวจด้วยเครื่องมือตรวจความสั่นสะเทือนแบบวัดการขจัด (Displacement) ได้แก่เครื่อง Wood Anderson ซึ่งมีกำลังขยาย 2,800 เท่า โดยนำค่าของความสูงของคลื่นที่สูงที่สุดของคลื่นเฉือน (Shear Wave, S-wave) ที่มีความยาวช่วงคลื่นอยู่ระหว่าง 0.1 – 1.0 วินาทีมาใช้ในการคำนวณ

## 2.2 Body-wave Magnitude

ขนาดของคลื่นภายในคือขนาดที่บ่งบอกถึงแผ่นดินไหวทั้งใกล้และไกลมีระยะทางห่างจากศูนย์กลางเกิดแผ่นดินไหวมากกว่า 1,000 กิโลเมตร ในการวิเคราะห์ใช้คลื่นอัด (Compression Wave, P-wave) ที่มีความยาวช่วงคลื่นประมาณ 1-5 วินาที

## 2.3 Surface Magnitude

ขนาดที่บ่งบอกเหตุการณ์แผ่นดินไหวระยะไกลและมีขนาดใหญ่ ในการวิเคราะห์จะใช้คลื่นผิวพื้นที่มีความยาวช่วงคลื่นประมาณ 18-22 วินาที

## 2.4 Moment Magnitude

ปริมาณที่แสดงถึงพลังงานของคลื่นแผ่นดินไหวระยะไกลและมีขนาดใหญ่ได้ดีกว่าขนาดชนิดอื่นๆ สามารถวิเคราะห์ได้จากโมเมนต์แผ่นดินไหว (Seismic Moment) ซึ่งสามารถคำนวณได้จากหลายวิธี เช่น จากการสำรวจทางธรณีวิทยาเพื่อหาผลคูณของการขจัดของรอยเลื่อนเมื่อเกิดแผ่นดินไหว (Fault Displacement) และปริมาณพื้นที่ของรอยเลื่อน (Fault Surface Area)

จากขนาดของแผ่นดินไหวตามมาตราริกเตอร์สามารถนำมาประมาณค่าอัตราเร่งของพื้นดินได้ดังในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ประมาณค่าอัตราเร่งของพื้นดินกับขนาดของแผ่นดินไหวตามมาตราริกเตอร์

Richter Scale	Approximate Acceleration (cm/s <sup>2</sup> )
<3.5	< 1
3.5	
4.2	2.5
4.5	10
4.8	25
5.4	50
6.1	100
6.5	
6.9	250
7.3	500
8.1	750
> 8.1	980

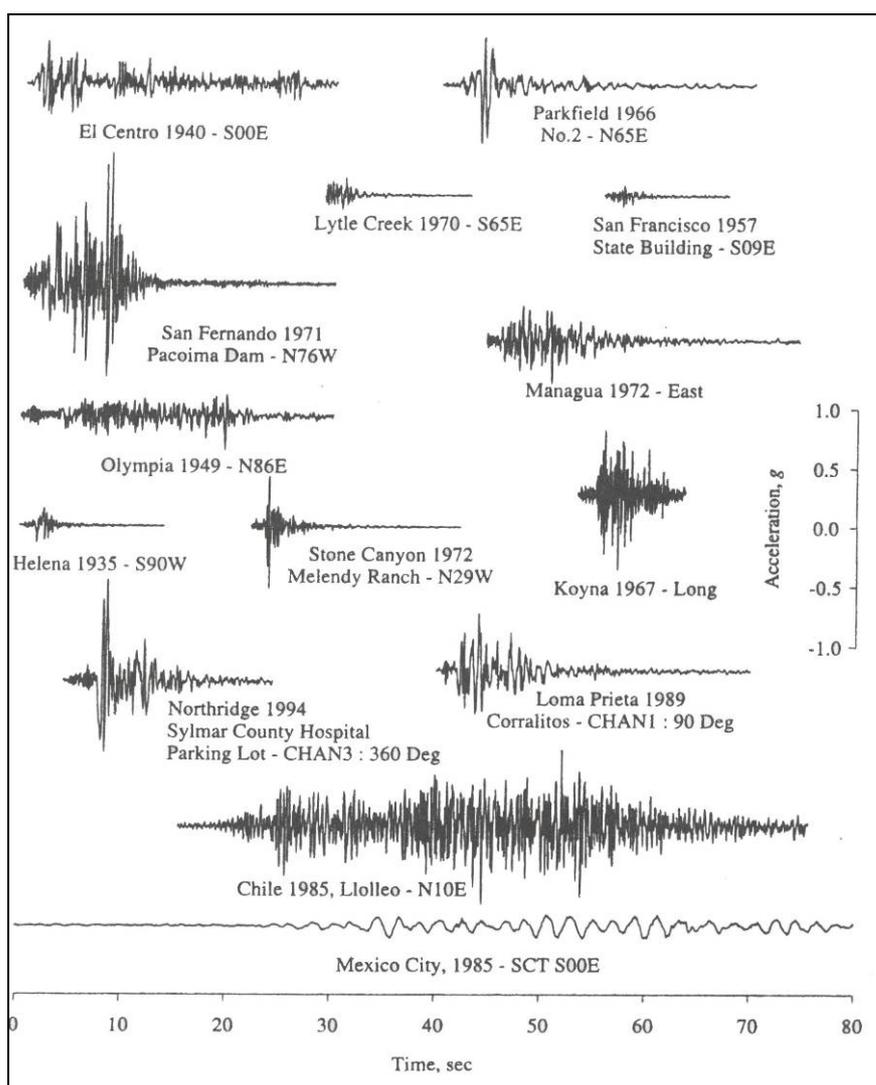
ที่มา: Robinson (2006)

### 3. ความรุนแรงแผ่นดินไหว

วัดได้จากปรากฏการณ์ที่เกิดขึ้นขณะเกิดแผ่นดินไหวและหลังเกิดแผ่นดินไหวเช่น ความรู้สึกของคน ลักษณะที่วัตถุสิ่งก่อสร้างสั่นไหวหรือเสียหาย ลักษณะทางกายภาพของพื้นดินที่เปลี่ยนแปลง เป็นต้น ความรุนแรงมีด้วยกันหลายมาตราแต่ที่นิยมใช้ในประเทศไทยได้แก่ มาตราเมอร์แคลลิมี 12 อันดับ (MM Scale) เรียงลำดับจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่รุนแรงน้อยที่สุดจนถึงรุนแรงมากที่สุด

### 4. ข้อมูลอัตราเร่งของพื้นดินที่สำคัญของโลก

Chopra (1995) ได้รวบรวมข้อมูลอัตราเร่งของพื้นดินจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆ ที่สำคัญของโลก (ภาพที่ 8) ที่ก่อให้เกิดความเสียหายแก่ชีวิตและทรัพย์สินจำนวนมาก



ภาพที่ 8 ตัวอย่างกราฟอัตราเร่งและเวลาของคลื่นแผ่นดินไหว

ที่มา: Chopra (1995)

### 5. ข้อมูลอัตราเร่งของพื้นดินที่วัดได้ในเขื่อน

การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (2550) รายงานผลการตรวจวัดคลื่นแผ่นดินไหวที่ติดตั้งไว้ในเขื่อนต่างๆ ทั่วประเทศที่อยู่ภายใต้ความดูแลของการไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย โดยตารางที่ 3 เป็นค่าอัตราเร่งของพื้นดินที่บันทึกได้บริเวณเขื่อนภูมิพล จ.ตาก และเขื่อนสิริกิติ์ จ.อุตรดิตถ์ โดยพบว่ามืค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) ที่วัดได้เท่ากับ 0.0068g บริเวณไหล่เขื่อนฝั่งซ้ายด้านท้ายน้ำของเขื่อนสิริกิติ์

ตารางที่ 3 อัตราเร่งของพื้นดินที่บันทึกได้บริเวณเขื่อนภูมิพลและเขื่อนสิริกิติ์

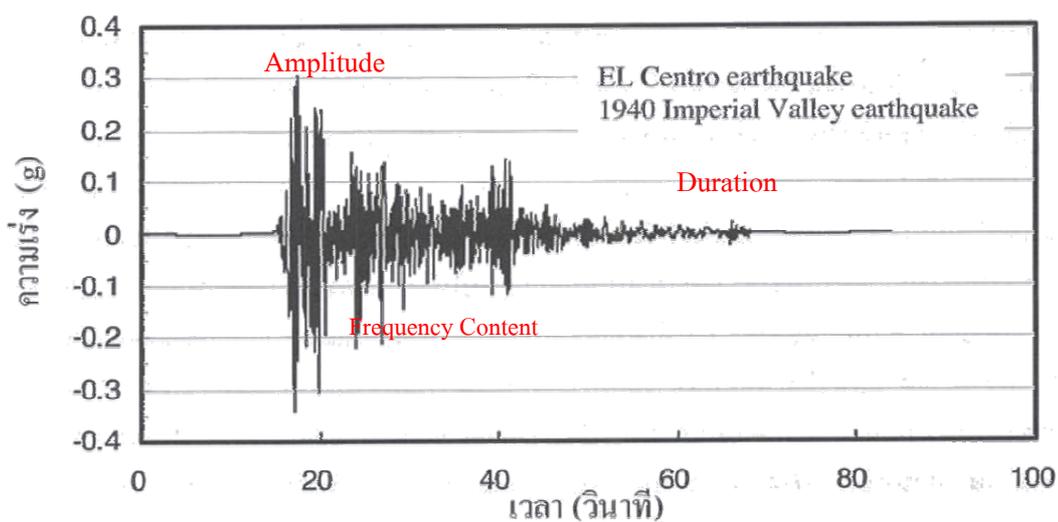
เขื่อน	PGA (g)			Duration (s)	Date	Position
	Ch1	Ch2	Ch3			
เขื่อนภูมิพล	0.0017	0.0006	0.0055	54	26/12/04	บนตัวเขื่อน
เขื่อนสิริกิติ์	0.0019	0.0019	0.0022	36	05/06/05	ไหล่เขื่อนฝั่งขวา
เขื่อนสิริกิติ์	0.0035	0.0068	0.0044	26	05/06/05	ไหล่เขื่อนฝั่งซ้ายด้านท้ายน้ำ

ที่มา: การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (2550)

## 6. การวิเคราะห์ข้อมูลอัตราเร่งของพื้นดิน

องค์ประกอบที่สำคัญของอัตราเร่งของพื้นดินได้แก่

- องค์ประกอบด้านขนาด (Amplitude Parameters)
- องค์ประกอบด้านความถี่ (Frequency Content)
- องค์ประกอบด้านเวลา (Duration Parameters) (ภาพที่ 9)



ภาพที่ 9 องค์ประกอบที่สำคัญของอัตราเร่งของพื้นดิน

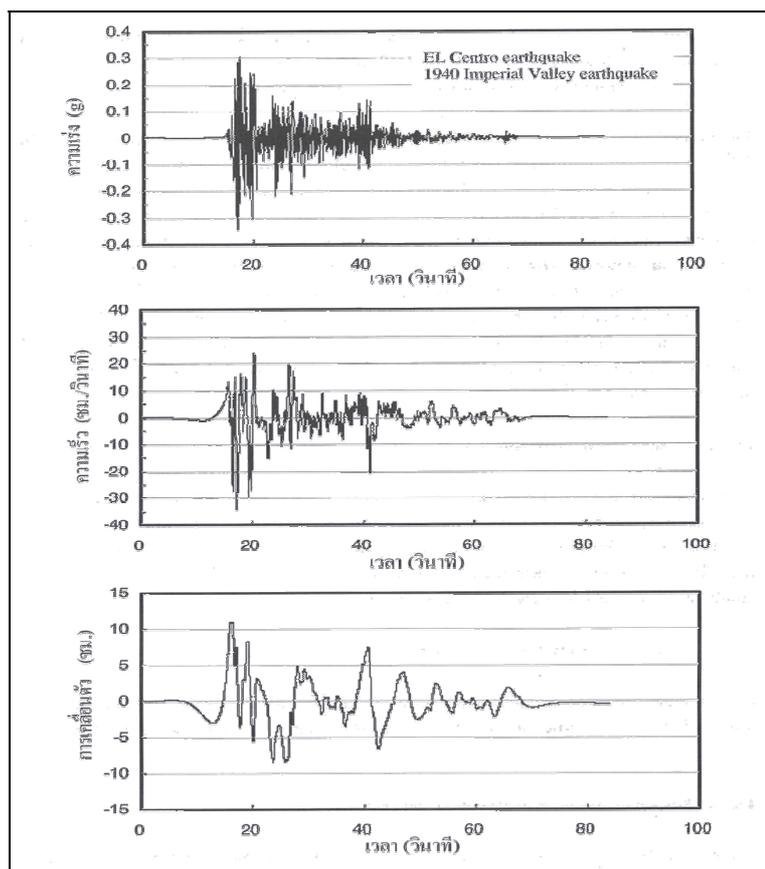
ที่มา: สุพจน์ (2549)

## 6.1 องค์ประกอบตัวแปรด้านขนาด

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

## 6.2 องค์ประกอบตัวแปรด้านความถี่

การศึกษาส่วนประกอบทางด้านความถี่ของคลื่นแผ่นดินไหวมีความสำคัญในการกำหนดคุณลักษณะของแผ่นดินไหวนั้นๆ รวมถึงการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างต่อแผ่นดินไหว ตัวอย่างขนาดและส่วนประกอบความถี่ของแผ่นดินไหว El Centro แสดงดังภาพที่ 10



ภาพที่ 10 ขนาดและส่วนประกอบความถี่ของแผ่นดินไหว El Centro

ที่มา: สุพจน์ (2549)

### 6.2.1 Fourier Spectrum ของคลื่นแผ่นดินไหว

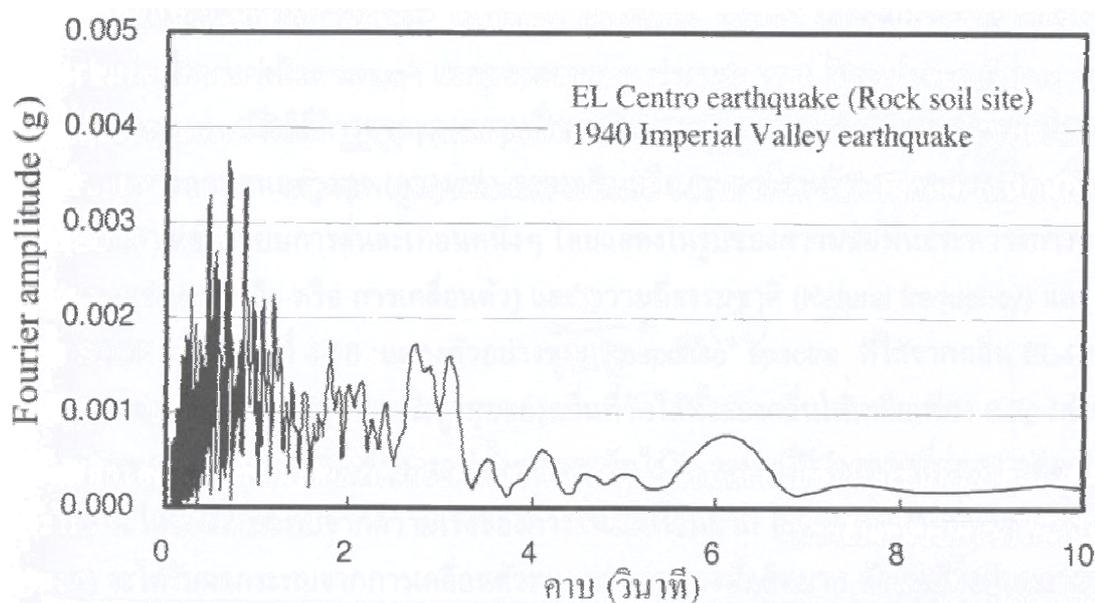
กราฟการสั่นสะเทือนกับเวลาที่ได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหว สามารถกระจายออกในรูปของคลื่นที่มีความถี่สม่ำเสมอหลายๆ คลื่น โดยใช้สูตรของ Fourier ดังนี้

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

โดย  $x(t)$  คือการสั่นสะเทือนที่เป็น Irregular Motion

$c_n, \phi_n$  คือขนาดและมุมแตกต่างของคลื่นฮาร์มอนิกที่มีความถี่  $\omega_n$

เมื่อนำผลของขนาดที่ได้มาเขียนกราฟความสัมพันธ์กับความถี่หรือคาบ จะได้กราฟที่เรียกว่า Fourier Amplitude Spectrum ซึ่งจะช่วยให้ทราบถึงผลการตอบสนองของพื้นดินบริเวณที่ทำการตรวจวัดต่อความถี่หรือคาบต่างๆ ดังภาพที่ 11



ภาพที่ 11 ตัวอย่างกราฟ Fourier Amplitude Spectrum

ที่มา: สุพจน์ (2549)

### 6.2.2 Power Spectrum

Power Spectrum มีประโยชน์ในการประเมินการสั่นสะเทือนทางสถิติ โดยที่ค่า Power Spectrum ที่ค่าความถี่หนึ่งๆ สามารถประมาณได้จากขนาดของคลื่นฮาร์มอนิกที่ได้จากการกระจายตามอนุกรม Fourier ดังนี้

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

โดยที่  $G(\omega)$  = Power Spectrum  
 $T_d$  = ช่วงเวลาของการสั่นสะเทือน

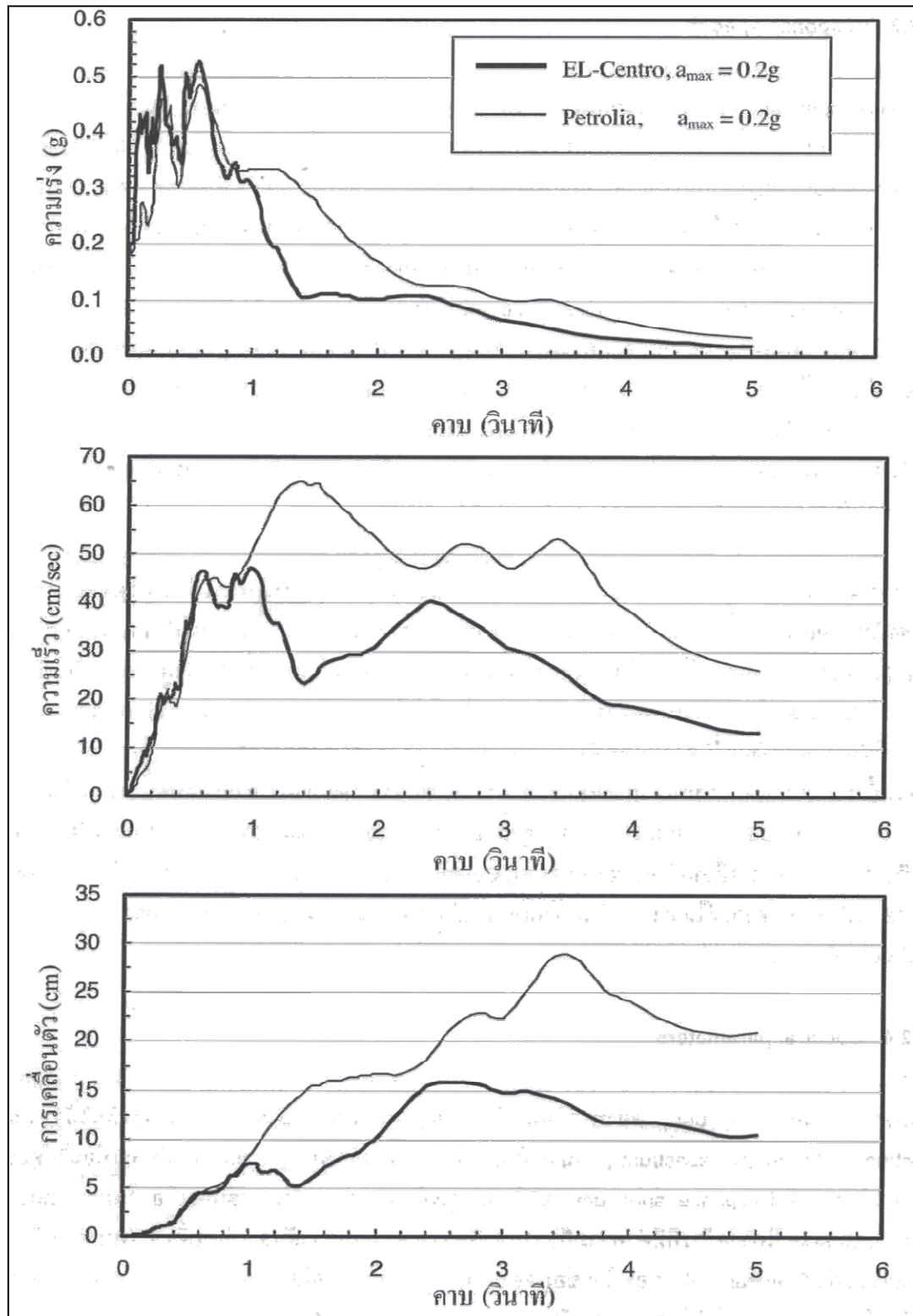
### 6.2.3 การตอบสนองสเปกตรัม (Response Spectrum)

Response Spectrum เป็นการตอบสนองของโครงสร้างที่มีค่าคาบธรรมชาติต่างๆ ต่อคลื่นการสั่นสะเทือนนั้นๆ ซึ่งเป็นวิธีการแจกแจงความถี่ของคลื่นสั่นสะเทือนที่ใช้กันมาในทางวิศวกรรม เป็นการอธิบายการตอบสนองสูงสุดด้านความเร่ง ความเร็วและการเคลื่อนตัวของระบบ Single Degree of Freedom (SDOF) ต่อรูปแบบการสั่นสะเทือนหนึ่งๆ โดยแสดงในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างการตอบสนองที่ต้องการและความถี่ธรรมชาติ (Natural Frequency) และค่า Damping ของระบบ SDOF นั้น

### 6.2.4 ตัวแปรของสเปกตรัม (Spectrum Parameters)

#### 6.2.4.1 Predominant Period, $T_p$

$T_p$  คือคาบการสั่นสะเทือนที่ให้ค่าขนาดสูงสุดจากภาพที่ 11 Fourier Amplitude Spectrum มักประกอบไปด้วยจุดยอดหลายจุดด้วยกัน ทำให้ยากต่อการกำหนดค่า  $T_p$  ดังนั้นโดยทั่วไปจึงทำการเฉลี่ยและปรับให้กราฟมีความสม่ำเสมอมากขึ้น อย่างไรก็ตามค่า  $T_p$  มีประโยชน์ในกรณีที่คลื่นการสั่นสะเทือนมีส่วนประกอบของคลื่นที่มีขนาดที่ต่างกันมาก เช่นภาพที่ 12 กราฟทั้งสองมีค่า  $T_p$  ใกล้เคียงกัน แต่คุณลักษณะของการสั่นสะเทือนต่างกันมาก

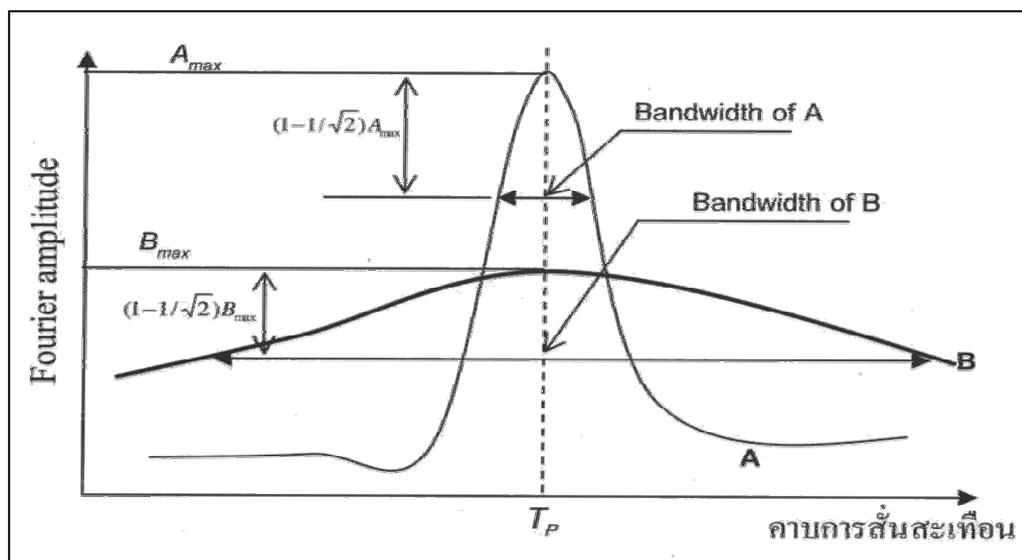


ภาพที่ 12 Response Spectra จากคลื่นแผ่นดินไหว 2 เหตุการณ์

ที่มา: สุพจน์ (2549)

### 6.2.4.2 Bandwith

Bandwith เป็นตัวประกอบเพื่ออธิบายคุณลักษณะการกระจายของคลื่น การสั่นสะเทือน ซึ่งเป็นตัวเลขที่บอกช่วงของความถี่ที่ค่า Fourier Amplitude มีค่าตั้งแต่  $1/\sqrt{2}$  ของค่า Fourier Amplitude สูงสุดขึ้นไปจนถึงค่าสูงสุดดังภาพที่ 13



ภาพที่ 13 Fourier Amplitude Spectrum จากการสั่นสะเทือน 2 เหตุการณ์ที่ให้ค่า  $T_p$  ใกล้เคียงกัน

ที่มา: สุพจน์ (2549)

### 6.2.5 ค่าอัตราส่วนระหว่างความเร็วสูงสุดต่อความเร่งสูงสุด

ค่าความเร็วสูงสุดและความเร่งสูงสุด จะเกิดขึ้นที่ความถี่ไม่เท่ากันดังนั้น อัตราส่วนระหว่างความเร็วสูงสุดต่อความเร่งสูงสุดจึงใช้เป็นตัวบ่งชี้ส่วนประกอบทางความถี่ของการสั่นสะเทือนได้ โดยค่า  $2\pi (v_{\max}/a_{\max})$  คือคาบการสั่นสะเทือนของคลื่นแผ่นดินไหวนั้นๆ

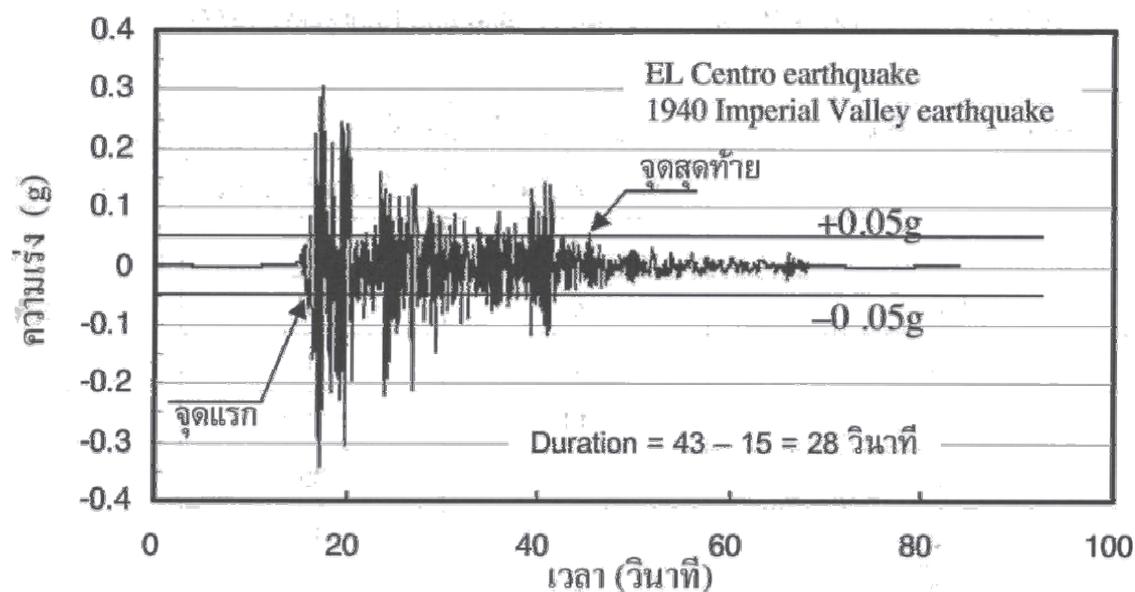
### 6.3 องค์ประกอบตัวแปรด้านระยะเวลา

ระยะเวลาในการสั่นสะเทือนมีผลกระทบอย่างสูงต่อความเสียหายที่เกิดขึ้นกับโครงสร้าง โดยสามารถแปรผลในรูปของจำนวนรอบของแรงกระทำ กล่าวคือคลื่นการสั่นสะเทือน

ที่มีจำนวนรอบมาก มีแนวโน้มที่มีช่วงเวลาการสั่นสะเทือนที่ยาวกว่าคลื่นที่มีจำนวนรอบของแรงกระทำน้อย 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 14)



ภาพที่ 14 การประมาณระยะเวลาของการสั่นสะเทือนตามวิธี Bracketed Duration

ที่มา: สุพจน์ (2549)

## 7. แบบจำลองการลดทอนพลังงานแผ่นดินไหว

แบบจำลองการลดทอนพลังงาน คือแบบจำลองที่อธิบายการลดทอนค่าอัตราเร่งของพื้นดิน จากจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวไปตามแนวรัศมี ซึ่งจะใช้แบบจำลองดังกล่าวในการกำหนดอัตราเร่งของพื้นดินที่บริเวณฐานรากเขื่อนเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ ปัจจุบันประเทศไทยยังไม่มีแบบจำลองการลดทอนพลังงาน อันเนื่องมาจากการขาดแคลนข้อมูลอัตราเร่งของพื้นดิน จึงจำเป็นต้องใช้แบบจำลองการลดทอนพลังงานจากพื้นที่อื่นๆ ในโลก ดังแสดงในตารางที่ 4

ตารางที่ 4 แบบจำลองการลดทอนพลังงานและพื้นที่ที่เหมาะสมในการนำไปใช้

แบบจำลอง	ผู้สร้าง	พื้นที่ที่เหมาะสมในการใช้ แบบจำลอง
1.WNA	Boore et al. (1997) Abrahamson and Silva(1997) Campbell and Bozorgnia (1994) Sadigh et al.(1993)	Shallow Crustal Earthquake in Active Area.
2.EU	Ambraseys and Bommer (1992) Sabetta and Pugliese(1987)	
3.CENA	Toro and McGuire(1987) Hwang and Huo (1997) Atkinson and Boore (1995)	Shallow Crustal Earthquake in Stable Continental Region.
4.ESTEVA	Esteva (1973)	

ที่มา: Warnitchai *et.al.* (2001)

Warnitchai *et.al.* (2001) ได้จัดแบ่งกลุ่มแบบจำลองเหล่านี้ออกเป็น 4 กลุ่ม ดังต่อไปนี้

กลุ่มที่ 1 เป็นแบบจำลอง 4 แบบ ที่พัฒนาขึ้นมาสำหรับฝั่งตะวันตกของทวีปอเมริกาเหนือ (Western North America, WNA) แบบจำลองเหล่านี้พัฒนาขึ้นโดย Boore *et al.* (1997);

Abrahamson and Silva (1997); Campbell and Bozorgnia (1994); Sadigh *et al.* (1993) เรียกแบบจำลองในกลุ่มนี้ว่า แบบจำลอง WNA

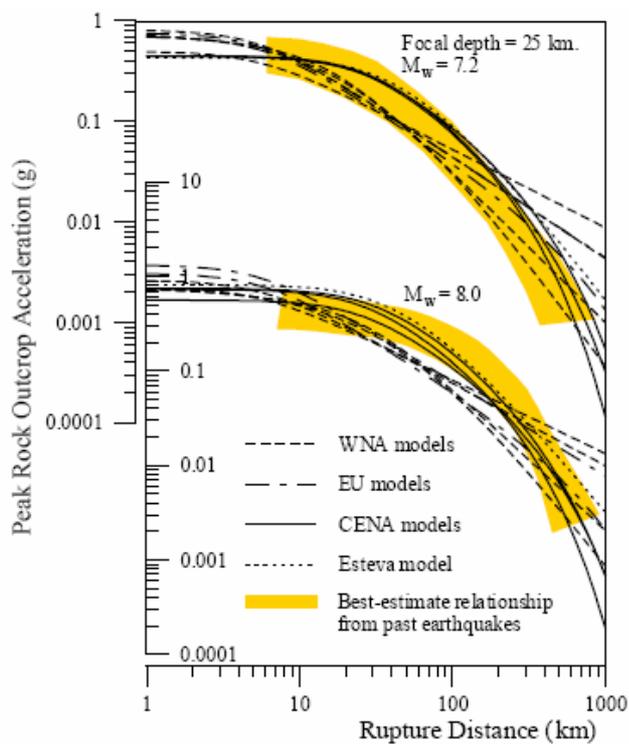
กลุ่มที่ 2 เป็นแบบจำลอง 2 แบบที่พัฒนาขึ้นมาสำหรับทวีปยุโรป ซึ่งได้มาจากการวิเคราะห์ข้อมูลของเครือข่ายสถานีตรวจวัดยุโรป-อิตาลี โดย Ambraseys and Bommer (1992); Sabetta and Pugliese (1987) เรียกแบบจำลองในกลุ่มนี้ว่า แบบจำลอง EU

แบบจำลอง WNA และ EU เป็นแบบจำลองที่แสดงลักษณะการลดทอนความรุนแรงของแผ่นดินไหวประเภท Shallow Crustal Earthquakes ในภูมิภาคที่มีอัตราการเลื่อนตัวของแผ่นเปลือกโลกสูง (Active Tectonic Regions)

กลุ่มที่ 3 เป็นแบบจำลอง 3 แบบ ที่พัฒนาขึ้นมาสำหรับภาคตะวันออกเฉียงและตอนกลางของทวีปอเมริกาเหนือ (Eastern and Central North America, CENA) แบบจำลองเหล่านี้พัฒนาขึ้นโดย Toro and McGuire (1987); Atkinson *et al.* (1997) เรียกแบบจำลองในกลุ่มนี้ว่าแบบจำลอง CENA

กลุ่มที่ 4 เป็นแบบจำลองที่พัฒนาโดย Esteva (1973) เป็นแบบจำลองที่แสดงลักษณะการลดทอนความรุนแรงของแผ่นดินไหวประเภท Shallow Crustal Earthquakes ในภูมิภาคที่แผ่นเปลือกโลกมีเสถียรภาพสูง (Stable Continental Regions) กล่าวคือมีอัตราการเกิดแผ่นดินไหวต่ำ

Warnitchai *et al.* (2001) ได้ทำการเปรียบเทียบลักษณะการลดทอนความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่คำนวณจากแบบจำลองเหล่านี้กับค่าที่ประมาณได้จากแผนที่ Isoseismic Map ของแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ในอดีต ผลการเปรียบเทียบแสดงในภาพที่ 15 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าลักษณะการลดทอนความรุนแรงของแผ่นดินไหวในเหตุการณ์เหล่านี้มีความคล้ายคลึงกับที่คำนวณได้จากแบบจำลอง CENA และ Esteva มากกว่าแบบจำลอง WNA และ EU ถึงแม้ว่าจะยังไม่สามารถสรุปผลได้อย่างชัดเจนเนื่องจากข้อมูลมีจำกัด แบบจำลอง CENA และ Esteva ได้ถูกพิจารณาว่าเป็นแบบจำลองที่เหมาะสมกว่าสำหรับการวิเคราะห์ความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวในภูมิภาคนี้ ซึ่งตัวอย่างสมการความสัมพันธ์ของแบบจำลองการลดทอนพลังงานในแบบต่างๆ แสดงในตารางที่ 5



ภาพที่ 15 เปรียบเทียบผลของแบบจำลองการลดทอนพลังงานแบบต่างๆ

ที่มา: Warnitchai *et.al.* (2001)

ตารางที่ 5 ตัวอย่างสมการความสัมพันธ์ของแบบจำลองการลดทอนพลังงานแผ่นดินไหว

ผู้คิดค้น	สมการ
C.Oliveira	$\text{Log } A = 3.090 + 0.347M - 2\text{Log}(R+25)$
R.K. McGuire	$\text{Log } A = 2.674 + 0.278M - 1.301\text{Log}(R+25)$
L.Esteva และ Rosenbleuth	$\text{Log } A = 2.041 + 0.347M - 1.6\text{Log } R$
T.Katayama	$\text{Log } A = 2.308 + 0.411M - 1.637\text{Log}(R+30)$

เมื่อ Seismic coefficient =  $A/980$  (g)

โดยที่ M = ขนาดของแผ่นดินไหว หน่วยเป็นริกเตอร์

R = ระยะทางจากศูนย์กลางแผ่นดินไหว หน่วยเป็นกิโลเมตร

A = อัตราเร่งของแผ่นดินไหว หน่วยเป็น Gal

## คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของวัสดุเขื่อน

### 1. คาบธรรมชาติของตัวเขื่อน (Natural Period of Dam)

คาบธรรมชาติ (Fundamental Period) มีความสำคัญอย่างมากในการวิเคราะห์ทางด้านพลศาสตร์เพราะถ้าค่า Predominant Period ของข้อมูลอัตราเร่งของพื้นดินที่ใช้ในการวิเคราะห์มีค่าตรงกับค่าคาบธรรมชาติของตัวเขื่อนจะทำให้เกิดปรากฏการณ์สั่นพ้อง (Resonant) คือมีการขยายขนาดของคลื่นแผ่นดินไหวอย่างมากทำให้ค่าอัตราเร่งของวัสดุตัวเขื่อนมีค่ามากขึ้น ซึ่งจะใช้เป็นหลักในการพิจารณาเลือกข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์ให้มีค่าอยู่ในช่วงคาบธรรมชาติของเขื่อน โดยการหาค่าคาบธรรมชาติมีวิธีต่างๆ ดังนี้

#### 1.1 วิธีตามกฎกระทรวง

กฎกระทรวงฉบับที่ 49 (พ.ศ. 2540) ตามพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 ได้กำหนดวิธีการหาคาบการแกว่งตามธรรมชาติของอาคารทั่วไปทุกชนิดดังนี้

$$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}} \quad (3)$$

เมื่อ  $h_n$  คือความสูงของพื้นอาคารชั้นสูงสุดวัดจากพื้นดิน (เมตร)  
 $D$  คือความกว้างของโครงสร้างอาคารในทิศทางขนานกับแรงแผ่นดินไหว (เมตร)

#### 1.2 วิธี Shear Beam Approach

Gazetas (1982) ได้พัฒนาสมการหาค่าคาบธรรมชาติสำหรับเขื่อนดังนี้

$$T_1 = \left( \frac{16\pi}{((4+m)(2-m))\beta_1} \right) \frac{H}{V_s} \quad (4)$$

เมื่อ  $H$  คือความสูงเขื่อน  
 $V_s$  คือความเร็วคลื่นเฉือน

$m, \beta_n$  คือสัมประสิทธิ์ที่ขึ้นกับโหมดของการสั่น

บุญมี (2528) วิเคราะห์หาค่า Fundamental Period ของเขื่อนครึนครินทร์ โดยวิธีต่างๆ ได้ผลสรุปดังนี้

1. Empirical Formula ของ Okamoto (1973) ได้คาบธรรมชาติเท่ากับ 0.7 วินาที
2. Simplified Two Dimensional Shear Beam Theory ได้คาบธรรมชาติเท่ากับ 0.4 วินาที

## 2. โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด (Maximum Shear Modulus)

Hardin and Black (1968) ได้เสนอความสัมพันธ์ของค่า Maximum Shear Modulus ของดินทราย จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการและการวัดในสนาม ดังความสัมพันธ์ดังนี้

สำหรับดินทรายที่มีรูปร่างเม็ดดินกลมและมีอัตราส่วนช่องว่างน้อยกว่าหรือเท่ากับ 0.8

$$G_{\max} = 6931 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_o)^{1/2} \text{ kPa} \quad (5)$$

สำหรับดินทรายที่มีรูปร่างเม็ดดินเป็นเหลี่ยม

$$G_{\max} = 3230 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_o)^{1/2} \text{ kPa} \quad (6)$$

เมื่อ 
$$\sigma'_o = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \text{ (kPa)}$$

Hardin and Drnevich (1972) ศึกษาปัจจัยที่มีผลต่อ Shear Modulus และ Damping ของดินทรายและดินเหนียวโดยสำหรับดินทรายตัวแปรที่ส่งผลต่อคุณสมบัติทางพลศาสตร์คือขนาดของความเครียดเฉือน (Shear Strain Amplitude) ค่าความเค้นประสิทธิผล (Effective Confining Stress)

และอัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio) ส่วนดินเหนียวจะมีปัจจัยจากค่าความเค้นในอดีต (Stress History) ด้วย โดยมีความสัมพันธ์ดังนี้

$$G_{\max} = 3230 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} (OCR)^k (\sigma'_o)^{1/2} \text{ kPa} \tag{7}$$

*OCR = Overconsolidation – ratio*

*k = constant – depended – on – PI*

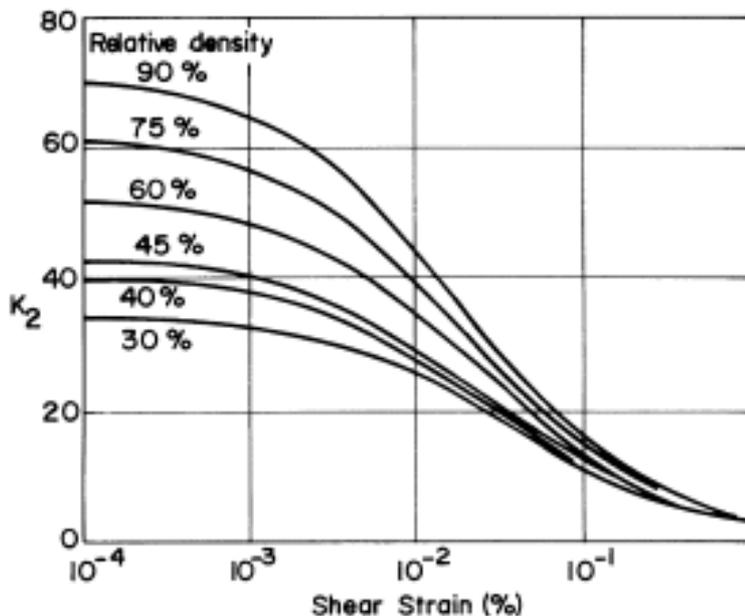
*k = 0 – for – PI = 0%*

*k = 0.5 – for – PI = 100%*

Seed and Idriss (1970) ได้เสนอความสัมพันธ์ของ Maximum Shear Modulus ของทรายและกรวด (Sand and Gravelly Soils) ดังนี้

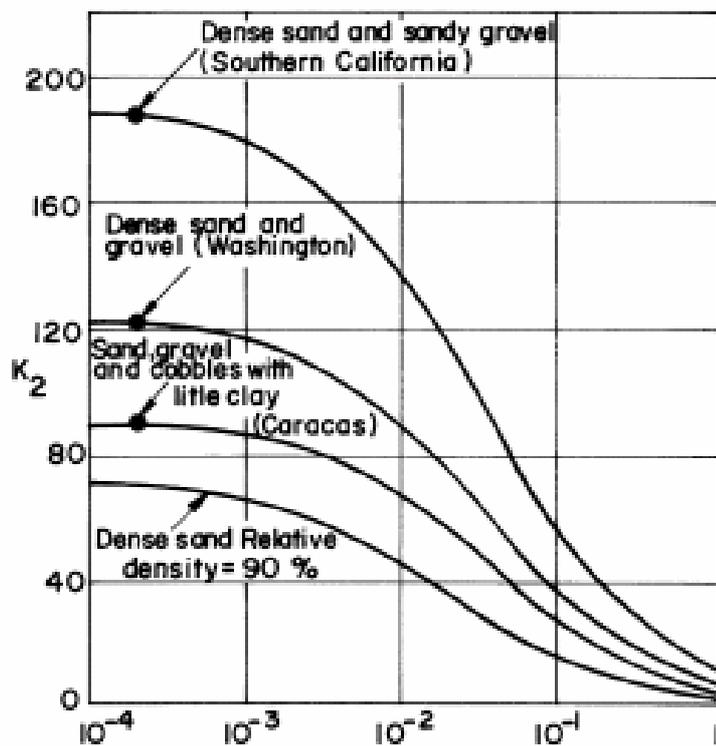
$$G_{\max} = 1000K_2 (\sigma'_o)^{1/2} \text{ lb/ft}^2 \tag{8}$$

โดย  $K_2$  แปรผันตามความหนาแน่นสัมพัทธ์ของทรายและกรวด ดังภาพที่ 16 และ 17



ภาพที่ 16 ค่าของ  $K_2$  สำหรับทรายในสภาพความหนาแน่นสัมพัทธ์ต่างๆ

ที่มา: Seed and Idriss (1970)



ภาพที่ 17 ค่าของ  $K_2$  สำหรับกรวด ในสภาพความหนาแน่นสัมพัทธ์ต่างๆ

ที่มา: Seed and Idriss (1970)

ตัวอย่างค่า  $K_{2, \max}$  ที่ได้จากการทดสอบหรือประมาณค่าสำหรับ Granular Material ที่ใช้ในเงื่อนไขต่างๆ แสดงในตารางที่ 6

ตารางที่ 6 ตัวอย่างค่า  $K_{2, \max}$  ที่ใช้ในการออกแบบเงื่อนไขต่างๆ

Dam	Zone	Method of Determination	$K_{2, \max}$
Oroville	Shell	Laboratory Testing	130
		Response Back-calculating	205
Teton	Zone 2	In-situ Testing	245
Balsam Meadows	-	Estimated	250

ที่มา: Seed and Idriss (1970)

Prange (1981) ได้แสดงความสัมพันธ์ของ Shear Modulus ของ Railroad Ballast ที่มีขนาดสูงสุดเท่ากับ 70 มิลลิเมตร ซึ่งได้จากการทดสอบตัวอย่างขนาดความสูง 2 เมตร และมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 1 เมตร ทดสอบกับ Large Torsion Resonant Column ในระดับ Strain Level เท่ากับ  $10^{-6}$

$$G_{\max} = 7230 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_0)^{0.38} \text{ kPa} \quad (9)$$

Kokusho and Esashi (1982) พบความสัมพันธ์ของ Shear Modulus ในการทดสอบกรวดในเครื่อง Cyclic Triaxial Test ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 30 เซนติเมตรและความสูงเท่ากับ 60 เซนติเมตรจากการทดสอบหินที่ถูกรบด (Crushed Rock) ในระดับ Strain Level เท่ากับ  $10^{-6}$  ได้ความสัมพันธ์คือ

$$G_{\max} = 13000 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_0)^{0.55} \text{ kPa} \quad (10)$$

สำหรับกรวดที่มีเม็ดกลม (Round Gravel) มีความสัมพันธ์ของ Shear Modulus ดังนี้

$$G_{\max} = 8400 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_0)^{0.50} \text{ kPa} \quad (11)$$

นอกจากนี้ได้ทดสอบกับหินที่ถูกรบดของหินทรายที่มีความแข็งแรงสูง (Crushed Stone of Hard Sandstone) มีขนาดสูงสุดเท่ากับ 9.51 มิลลิเมตรภายใต้สภาวะ Drained ที่ความชื้นในธรรมชาติ (Moisture Content) เท่ากับ 1.1 % สามารถหาค่า Shear Modulus สำหรับวัสดุดังกล่าวคือ

$$G_{\max} = 440 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \frac{1.56 \times 10^{-3}}{1.56 \times 10^{-3} + \gamma} (\sigma'_0)^{0.55} \text{ kg / cm}^2 \quad (12)$$

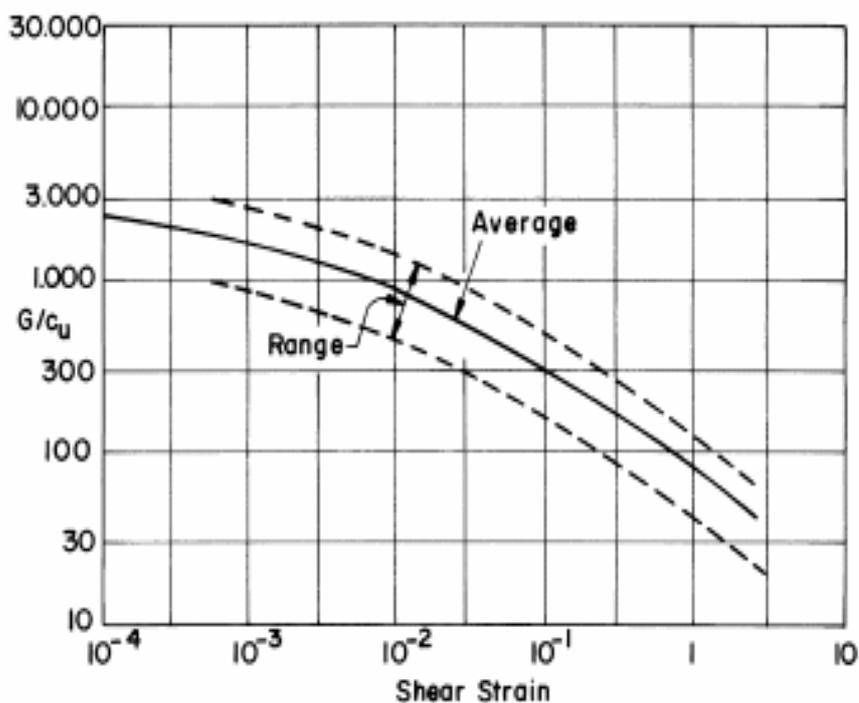
$\gamma = \text{shear - strain - amplitude}$

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

### 3. Shear Modulus Reduction and Damping Curve

ในการวิเคราะห์แบบจำลองวัสดุแบบ Equivalent Linear Method ใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง โมดูลัสเฉือนและความเครียดโดยส่วนใหญ่แสดงในลักษณะกราฟระหว่างค่าอัตราส่วน โมดูลัสแรงเฉือนและระดับความเครียด ซึ่งค่าอัตราส่วน โมดูลัสแรงเฉือนจะมีค่าลดลงตามขนาดของ ความเครียดที่เพิ่มขึ้น ส่วนค่าอัตราส่วน Damping จะมีค่าเพิ่มขึ้นตามขนาดของความเครียดที่ เพิ่มขึ้น

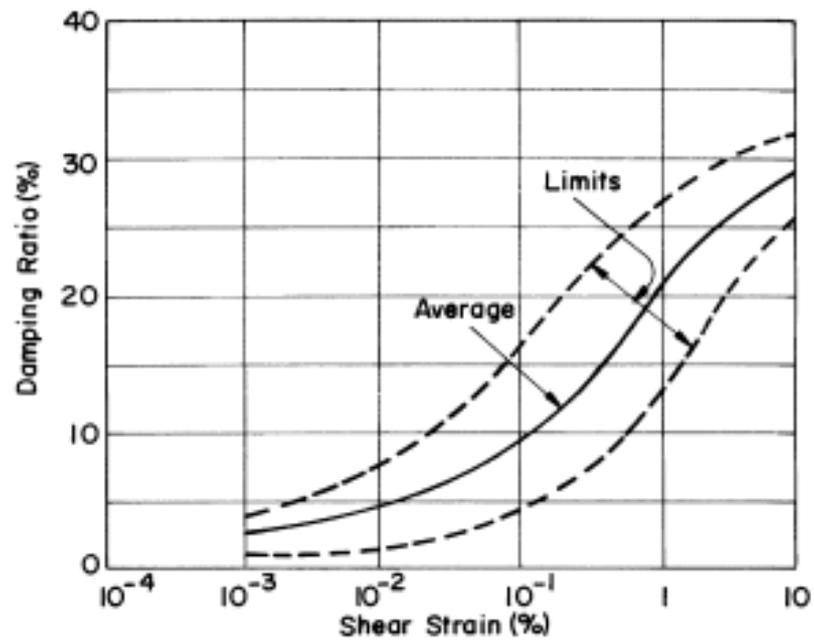
สำหรับดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturated Clay) มีความสัมพันธ์ดังภาพที่ 18 และ 19



ภาพที่ 18 ค่า Shear Modulus ของดินเหนียวในสนามที่อิ่มตัวด้วยน้ำ

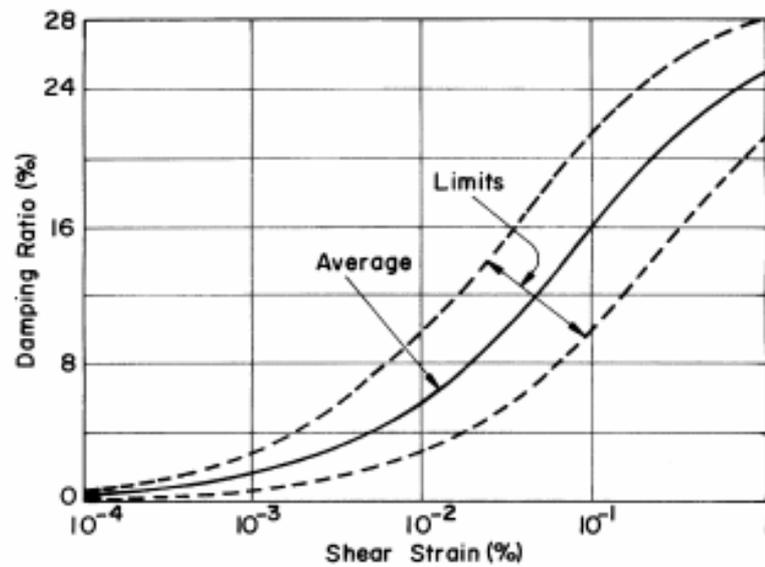
ที่มา: Seed and Idriss (1970)

สำหรับ Damping Ratio ของทรายขึ้นอยู่กับจำนวนครั้งในการกระทำของน้ำหนัก (Number of Cycle) สำหรับดินเหนียวขึ้นอยู่กับความถี่ของน้ำหนักกระทำและค่า Mean Effective Principle Stress ( $\sigma'_0$ ) ซึ่งสามารถแสดงได้ในภาพที่ 20



ภาพที่ 19 Damping Ratio ของดินเหนียวในสนามอิ่มตัวด้วยน้ำ

ที่มา: Seed and Peacock (1971)

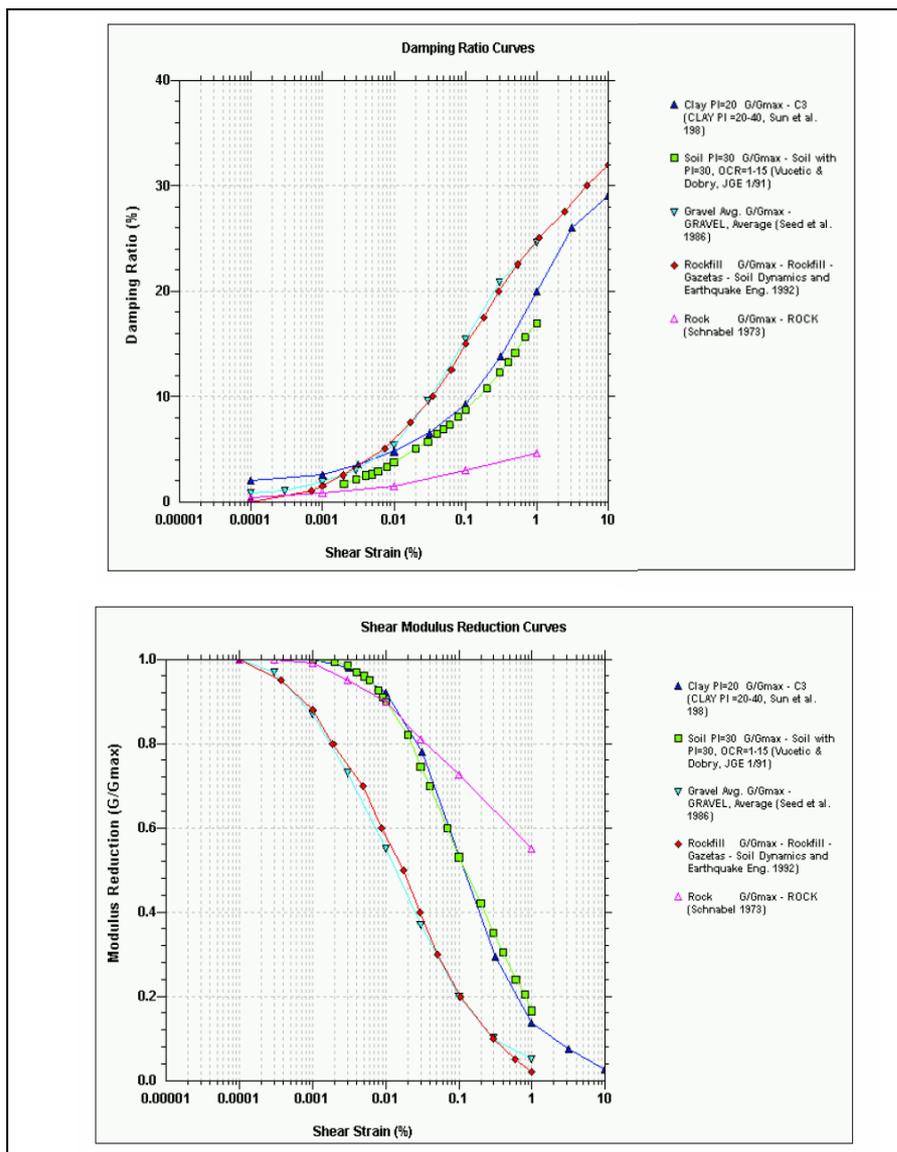


ภาพที่ 20 Damping Ratio ของทราย

ที่มา: Seed and Idriss (1970)

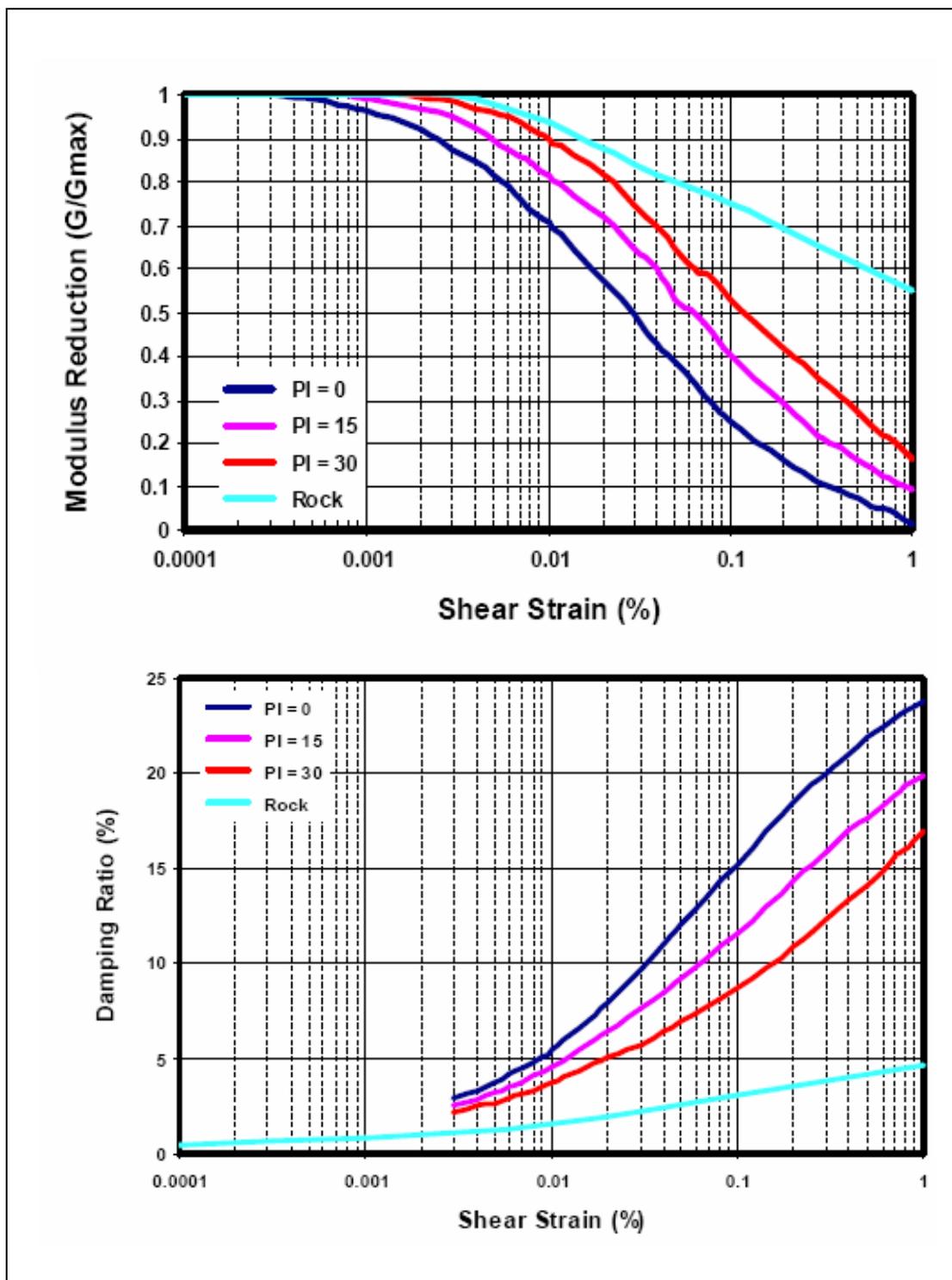
ภาพที่ 21 แสดงค่า Shear Modulus Reduction Curve และ Damping Curve ที่ใช้กับวัสดุต่างๆ ในการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม SHAKE2000 โดยวัสดุมีตั้งแต่ดินเหนียวไปจนถึงหิน

ในปี ค.ศ.1991 Vucetic และคณะได้ทำการศึกษาและสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า Plastic Index กับค่า Shear Modulus และ Damping (ภาพที่ 22)



ภาพที่ 21 Shear Modulus Reduction Curve and Damping Curve

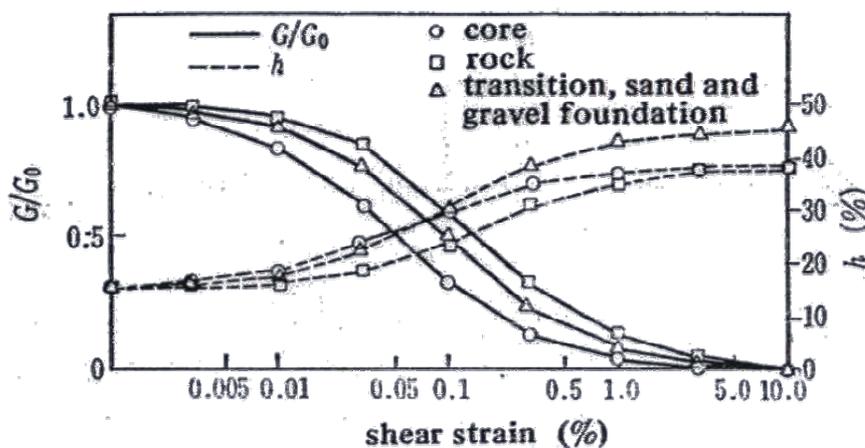
ที่มา: Ordonez (2004)



ภาพที่ 22 Shear Modulus Reduction Curve and Damping Curve ที่มีค่า P.I. ต่างๆ กัน

ที่มา: Vucetic *et al.* (1991)

Yonezawa *et al.* (1987) ทำการวิเคราะห์ผลการตอบสนองต่อแผ่นดินไหวของเขื่อน Makio ที่ประเทศญี่ปุ่น โดยแผ่นดินไหว Western Nagano Prefecture Earthquake มีขนาด 6.8 ริคเตอร์ ห่างจากตัวเขื่อน 5 กิโลเมตร เขื่อน Makio เป็นเขื่อนหินทิ้งแกนดินเหนียวที่ก่อสร้างในระหว่างปี ค.ศ. 1957 ถึง ค.ศ.1961 ถูกออกแบบมาโดยวิธี Pseudostatic อาศัยหลักการตาม Modified Swedish Method มีค่าสัมประสิทธิ์ความต้านทานแผ่นดินไหวตามแนวราบเท่ากับ 0.15g โดยใช้ Shear Modulus Reduction Curve และ Damping Curve ดังภาพที่ 23 และตารางที่ 7



ภาพที่ 23 Strain Dependencies of Shear Modulus and Damping Constant

ที่มา: Yonezawa *et al.* (1987)

ตารางที่ 7 สมการหาค่า Shear Modulus และ Damping Ratio

Material	Shear Modulus	Damping Ratio	Remarks
Rock	$\frac{1.56 \times 10^{-3}}{1.56 \times 10^{-3} + \gamma} \cdot G_0$	$0.23 \frac{\gamma}{1.56 \times 10^{-3} + \gamma} + 0.15$	After Mr.Baba, Dr.Watanabe
Core	$\frac{5 \times 10^{-4}}{5 \times 10^{-4} + \gamma} \cdot G_0$	$0.23 \frac{\gamma}{1.56 \times 10^{-3} + \gamma} + 0.15$	After Mr.Ogata et. al.
Transition & Foundation	$\frac{1.0 \times 10^{-3}}{1.0 \times 10^{-3} + \gamma} \cdot G_0$	$0.30 \frac{\gamma}{1.56 \times 10^{-3} + \gamma} + 0.15$	-

ที่มา: Yonezawa *et al.* (1987)

## เขื่อนและแผ่นดินไหว

### 1. ผลกระทบของแผ่นดินไหวต่อเขื่อนถม

Fell *et al.* (1992) กล่าวว่าผลจากแรงแผ่นดินไหวอาจก่อให้เกิดปัญหาแก่เขื่อนอย่างใดอย่างหนึ่งหรือพร้อมกันหลาย ๆ อย่างก็ได้ดังต่อไปนี้

- การทรุดตัวหรือแตกร้าวของตัวเขื่อน โดยเฉพาะบริเวณใกล้สันเขื่อน การยุบตัวของสันเขื่อนทำให้ระยะเพื่อพื้นน้ำ (Freeboard) ต่ำลง แล้วอาจทำให้เกิดการไหลข้ามของน้ำจากอ่างเก็บน้ำ

- ความไม่มั่นคงของลาดชันเขื่อน ฐานยัน และอาคารระบายน้ำล้น ทำให้เกิดการรั่วและเขื่อนพังเสียหายได้

- การเกิด Liquefaction ดินกลายเป็นทรายเหลวหรือสูญเสียกำลังรับแรงของมวลดินตัวเขื่อนและฐานราก เนื่องมาจากการเพิ่มสูงขึ้นของแรงค้ำน้ำภายในมวล

- การเคลื่อนตัวของระนาบรอยเลื่อนผ่านฐานรากเขื่อน

- การไหลล้นของน้ำข้ามสันเขื่อน เนื่องจากคลื่นน้ำ (Seiches) ที่เกิดจาก

แรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

- การไหลล้นของน้ำข้ามสันเขื่อน เนื่องจากคลื่นน้ำที่เกิดจากดินถล่มขนาดใหญ่ภายในอ่างเก็บน้ำ

- การเสียหายของท่อระบายน้ำล้นตัวเขื่อน ซึ่งจะก่อให้เกิดการรั่วของน้ำล้นตัวเขื่อนและกัดเซาะเขื่อนเสียหาย

โอกาสเกิดปัญหาข้างต้นขึ้นอยู่กับ

- ขนาดของแรงแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้น

- สภาพของฐานราก และภูมิประเทศ

- ชนิดของเขื่อน

- ขนาดของเขื่อน

ความแรงของแผ่นดินไหว กำหนดได้จากค่าต่อไปนี้

- ขนาดแผ่นดินไหว (Magnitude) เช่น มาตรฐาน Richter
- ความรุนแรง (Intensity) เช่น มาตรฐาน Modified Mercalli
- ค่าอัตราเร่ง (Acceleration) มักวัดเป็นสัดส่วนเทียบกับขนาดของแรงดึงดูดโลก

## 2. การออกแบบเพื่อรองรับแผ่นดินไหว

ICOLD (1983) ได้แนะนำค่าแรงแผ่นดินไหวสำหรับออกแบบไว้ 2 ค่า

### 2.1 Design Basis Earthquake (DBE)

คือขนาดแผ่นดินไหวที่ใช้สำหรับการออกแบบ บางครั้งเรียก Operating Basis Earthquake (OBE) เป็นแผ่นดินไหวที่สูงสุดที่คาดว่าจะเกิดขึ้นอย่างน้อย 1 ครั้ง ในช่วงอายุของอาคาร โดยทั่วไปจะพิจารณาสำหรับคาบอายุที่มากกว่า 100 ปีขึ้นไป ค่าแผ่นดินไหวนี้จะหาได้จากวิธีการวิเคราะห์แบบความน่าจะเป็น (Probabilistic Analysis) จากแผ่นดินไหวที่เคยบันทึกไว้ได้

### 2.2 Maximum Credible Earthquake (MCE)

คือขนาดแผ่นดินไหวสูงสุดที่คาดว่าจะเกิดขึ้นต่อเขื่อน โดยพิจารณาจากข้อมูลแผ่นดินไหวของรอยเลื่อนมีพลังรอบ ๆ บริเวณที่ตั้งเขื่อนหาได้ด้วยวิธีกำหนดค่า (Deterministic Analysis)

ข้อกำหนดของ ICOLD คือ ภายใต้อันตรายแผ่นดินไหว MCE การออกแบบเขื่อนจะต้องรองรับไม่ให้เกิด

- 1) วัสดุตัวเขื่อนและฐานรากเกิด Liquefaction
- 2) เกิดการทรุดตัว เลื่อนตัวของลาดชันเขื่อนและฐานราก
- 3) เกิดการสูญเสียระยะเพื่อพินน้ำ
- 4) เกิดการแตกร้าวของตัวเขื่อนจนน้ำไหลรั่วโดยควบคุมไม่ได้
- 5) อาคารระบายน้ำและอุปกรณ์ เสียหายรุนแรง จนเป็นอันตรายต่อเขื่อน

### 3. การวิเคราะห์เสถียรภาพความมั่นคงของลาดชันเขื่อน

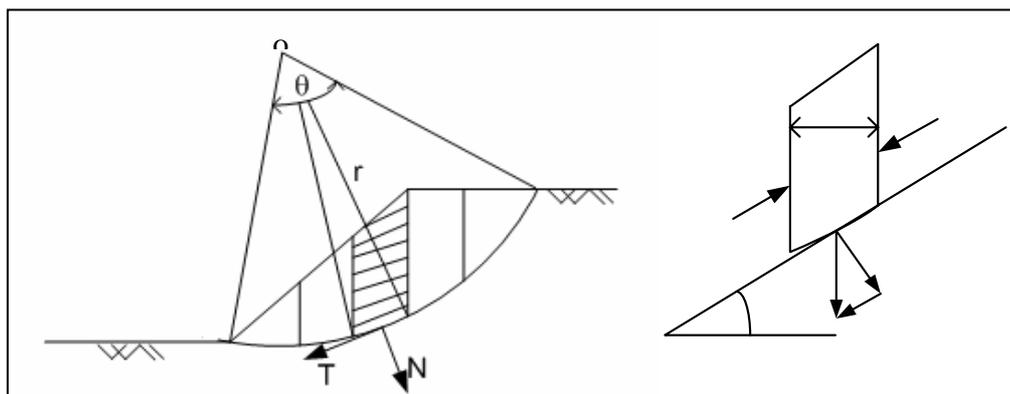
#### 3.1 การวิเคราะห์ในสถานะสถิตย์

การวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชันของเขื่อน คือการหาอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety) ต่อการพังทลายดังสมการความสัมพันธ์ดังนี้

$$F.S. = \frac{\text{แรงต้านทาน (หรือโมเมนต์ของแรงต้านทาน)}}{\text{แรงกระทำ (หรือโมเมนต์ของแรงกระทำ)}} \quad (13)$$

หลักการวิเคราะห์จะเน้นทางด้าน การแบ่งชั้นวัสดุเป็นส่วนๆ (Slices Method) ดังภาพที่

24



ภาพที่ 24 Slices Method

โดยมีแรงกระทำดังนี้

$$N = W \cos \alpha \quad \text{ตั้งฉากกับส่วน โค้งของการเลื่อนตัว}$$

$$T = W \sin \alpha \quad \text{สัมผัสกับส่วน โค้งของการเลื่อนตัว}$$

ดังนั้น

$$F.S. = \frac{cr\theta + \tan \phi \sum (N)}{\sum (T)} \quad (14)$$

ทฤษฎีในการวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชันมีหลายทฤษฎีขึ้นอยู่กับสมมุติฐานที่ใช้และข้อกำหนดในการวิเคราะห์ต่างๆ ดังรายละเอียดในตารางที่ 8 และ 9

ตารางที่ 8 Equations of Static Satisfied

Method	Moment Equilibrium	Force Equilibrium
Ordinary or Fellenius	Yes	No
Bishop's Simplified	Yes	No
Janbu's Simplified	No	Yes
Spencer	Yes	Yes
Morgenstern-Price	Yes	Yes
Corps of Engineers-1	No	Yes
Janbu Generalized	Yes (by slice)	Yes

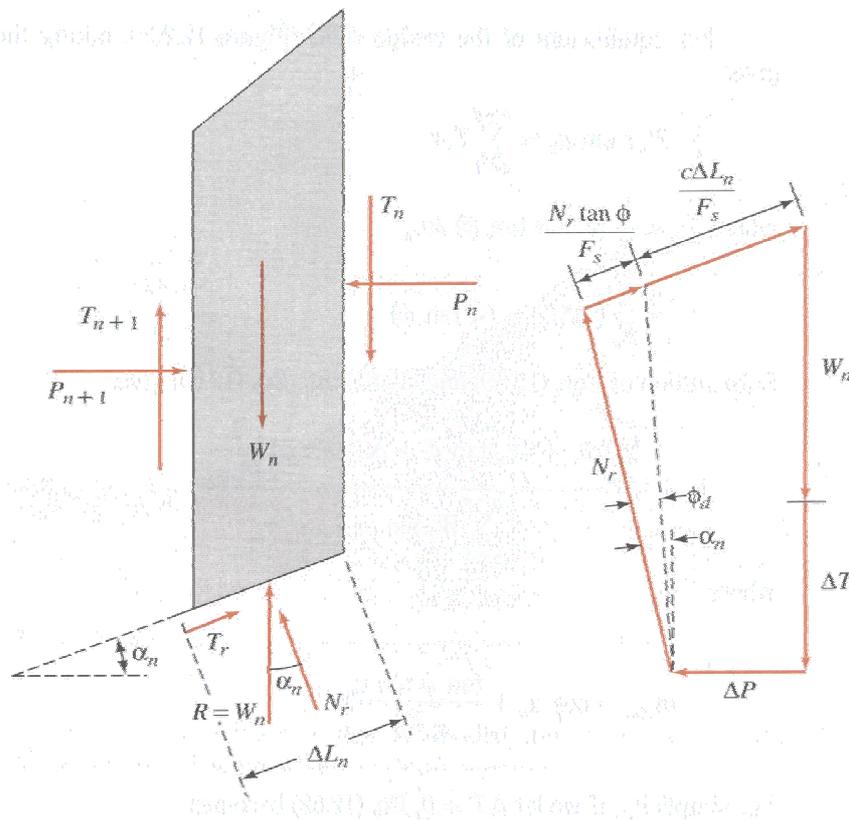
ที่มา: Kranh (2004)

ตารางที่ 9 Interslice Force Characteristics and Relationship

Method	Interslice Normal (E)	Interslice Shear (X)
Ordinary or Fellenius	No	No
Bishop's Simplified	Yes	No
Janbu's Simplified	Yes	No
Spencer	Yes	Yes
Morgenstern-Price	Yes	Yes
Corps of Engineers-1	Yes	Yes
Janbu Generalized	Yes	Yes

ที่มา: Kranh (2004)

วิธีการวิเคราะห์ที่นิยมใช้กันมากคือ วิธี Bishop's Simplified เสนอโดย A.W. Bishop ได้วิเคราะห์เสถียรภาพความลาดของวิธีแบ่งดินที่อยู่บนพื้นระนาบการเคลื่อนตัวออกเป็นส่วนๆ โดยการพิจารณาแรงกระทำด้านข้างของแต่ละส่วนมวลดินที่ถูกแบ่งด้วย ดังภาพที่ 25



(ก) Force Acting on the Slice      (ข) Force Polygon for Equilibrium

ภาพที่ 25 แรงกระทำต่างๆ บนมวลดิน

ที่มา: Das (1994)

อัตราส่วนความปลอดภัยหาได้จากความสัมพันธ์ ดังนี้

$$F.S. = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (cb_n + W_n \tan \phi + \Delta \tan \phi) \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad (15)$$

เมื่อ

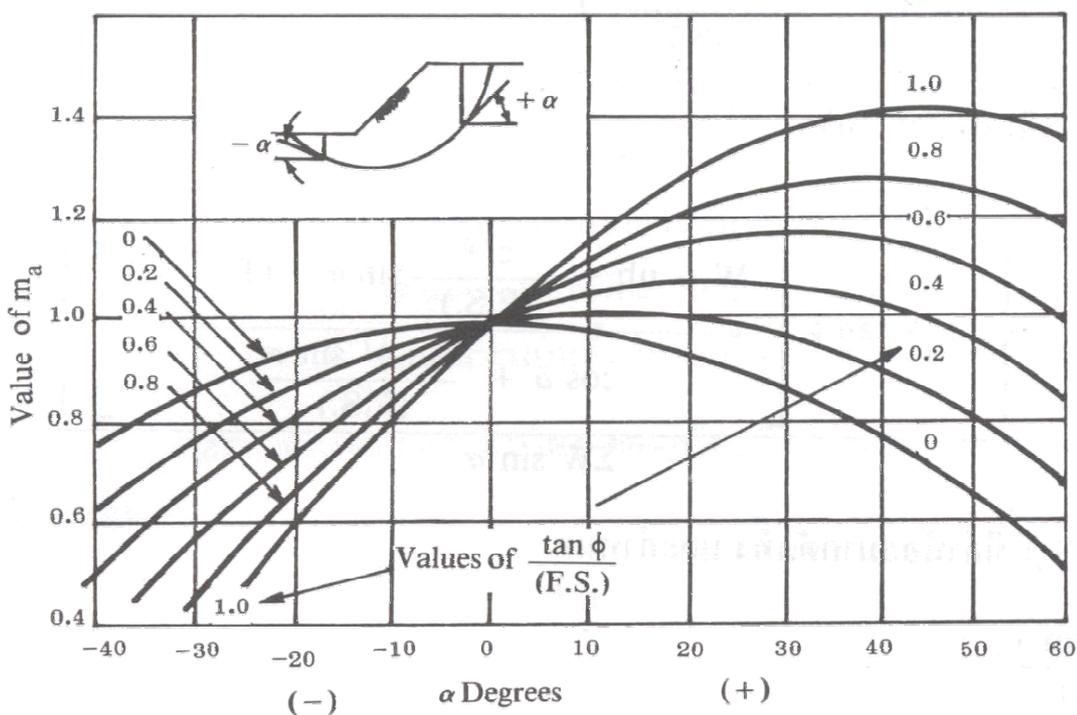
$W_n$  = น้ำหนักมวลดิน

$T$  = แรงเฉือนบนพื้นระนาบตั้งแนวส่วนแบ่งของดิน

$c$  = แรงเชื่อมแน่นของเม็ดดิน

$b_n$  = ความกว้างแนวส่วนแบ่งของดิน

$m_{a(n)}$  หาได้จากกราฟความสัมพันธ์ดังภาพที่ 26



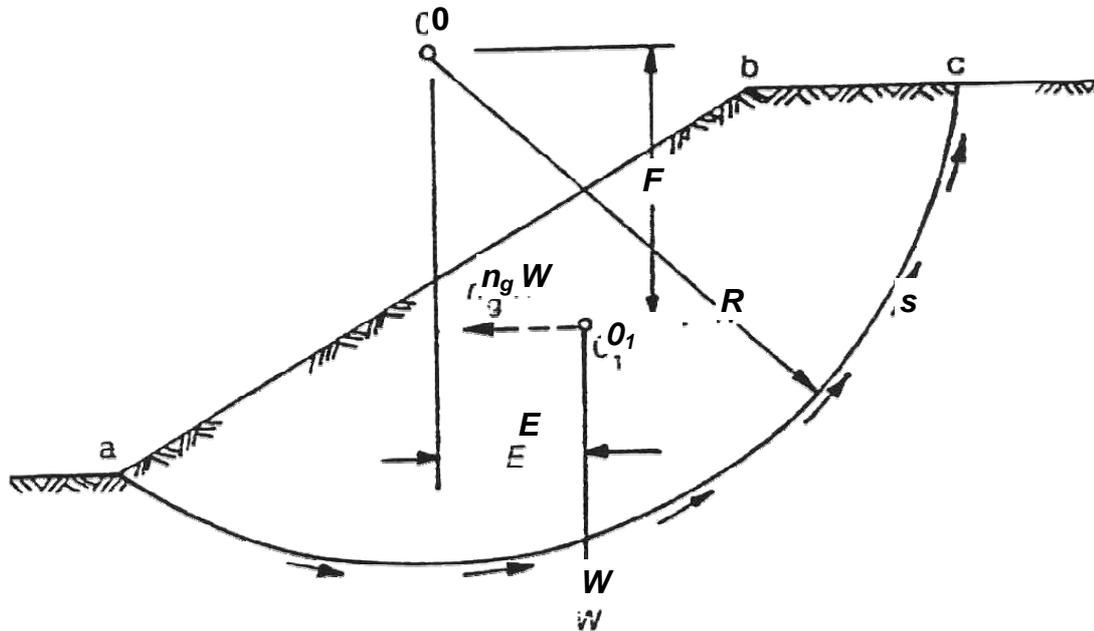
ภาพที่ 26 แผนภูมิของค่า  $m_a$  สำหรับสมการของ Bishop

ที่มา: Das (1994)

### 3.2 การวิเคราะห์ลาดชันที่ถูกกระทำจากแรงแผ่นดินไหวโดยวิธี Pseudostatic

การวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดชันขึ้นอยู่กับแรงกระทำแผ่นดินไหวโดยใช้วิธี Pseudostatic Analysis (Terzaghi, 1950) โดยให้แรงแผ่นดินไหวกระทำเฉพาะในแนวราบ โดยการวิเคราะห์นี้มุ่งเน้นเพื่อหาแรงกระทำในแนวราบหรือค่าความเร่งในแนวราบที่ก่อให้เกิด  $F.S. = 1.0$

หรือที่เรียกว่าค่า Yield Acceleration ( $K_y$ ) (ภาพที่ 27) ซึ่งเป็นค่าที่สำคัญในการหาค่าการเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันต่อไป



ภาพที่ 27 แรงกระทำแผ่นดินไหวที่กระทำกับลาดชันตามวิธี Pseudostatic

ที่มา: Seed (1979)

$$F.S. = \frac{s_1 R}{EW + n_g FW} \quad (16)$$

- เมื่อ  $W$  = น้ำหนัก  
 $R$  = รัศมีของวงการพิบัติ  
 $S$  = กำลังแรงเฉือนของดินตามแนวการพิบัติ  
 $E$  = ระยะทางในแนวราบจากจุดศูนย์กลางมวลถึงจุด  $O$   
 $F$  = ระยะทางในแนวดิ่งจากจุดศูนย์กลางมวลถึงจุด  $O$   
 $n_g$  = สัมประสิทธิ์แผ่นดินไหว

## 4 การวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์

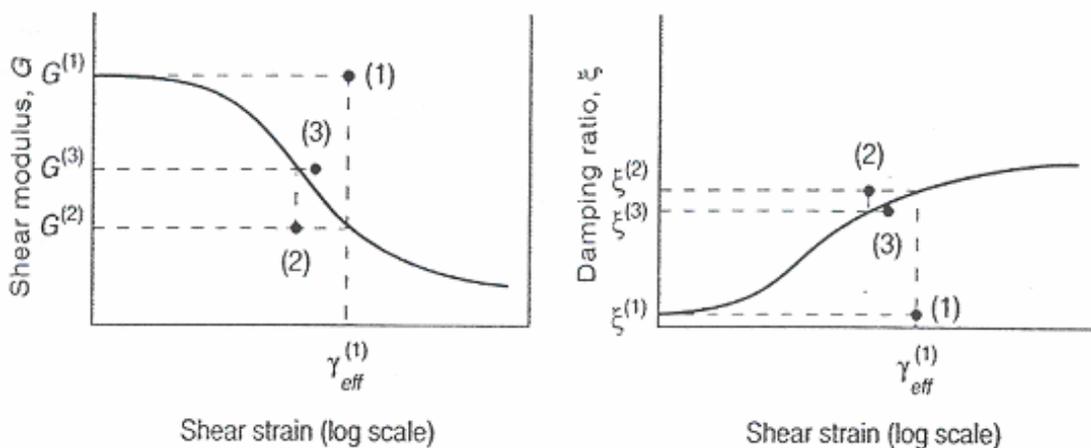
การวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์จากแรงแผ่นดินไหวมีหลักการดังนี้

### 4.1 Equivalent Linear Method ใน 1 มิติ

เนื่องจากวิธีการวิเคราะห์แบบเชิงเส้น (Linear Approach) จะใช้ค่า Shear Modulus และ Damping Ratio คงที่ซึ่งอาจเป็นค่าที่ไม่เหมาะสมกับระดับความเครียดที่เปลี่ยนไปในแต่ละชั้นวัสดุ เพื่อแก้ปัญหานี้จึงใช้วิธี Equivalent Linear Method ในการประมาณพฤติกรรมทางอีลาสติกของวัสดุแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Hysteretic Stress-strain Behavior) โดยจะใช้ค่า Secant Shear Modulus และ Equivalent Linear Damping Ratio โดยจะใช้กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Shear Modulus และ Damping Ratio กับ Shear Strain ที่เปลี่ยนไป (Modulus Reduction and Damping Ratio Curves) ซึ่งได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยในการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์จะใช้ค่า Effective Shear Strain แทนค่า Maximum Shear Strain ซึ่งมีค่าอยู่ในช่วง 50 – 70% ของค่าสูงสุด อย่างไรก็ตามปกติจะใช้ค่า 65%

ขั้นตอนในการวิเคราะห์มีดังนี้ (ภาพที่ 28)

1. ประมาณค่า Shear Modulus และ Damping Ratio ในแต่ละชั้นวัสดุ โดยให้อยู่ในระดับความเครียดเหมือนกัน โดยปกติจะใช้ค่าที่ค่าระดับความเครียดเฉลี่ยต่ำเป็นค่าตั้งต้น
2. วิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์ในแต่ละชั้นวัสดุเพื่อหาค่า Effective Shear Strain จากความเครียดเฉลี่ยที่วิเคราะห์ได้
3. หาค่า Shear Modulus และ Damping Ratio ใหม่จากการใช้ค่า Effective Shear Strain ที่วิเคราะห์ได้ ไปหาความสัมพันธ์จาก Modulus Reduction and Damping Ratio Curves
4. ทำซ้ำตามขั้นตอนที่ 2 และ 3 จนกระทั่งค่า Shear Modulus และ Damping Ratio ที่ได้มีค่าใกล้เคียงกันซึ่งโดยปกติจะให้ไม่เกินประมาณ 5-10% ในการทำซ้ำ 3-5 รอบ

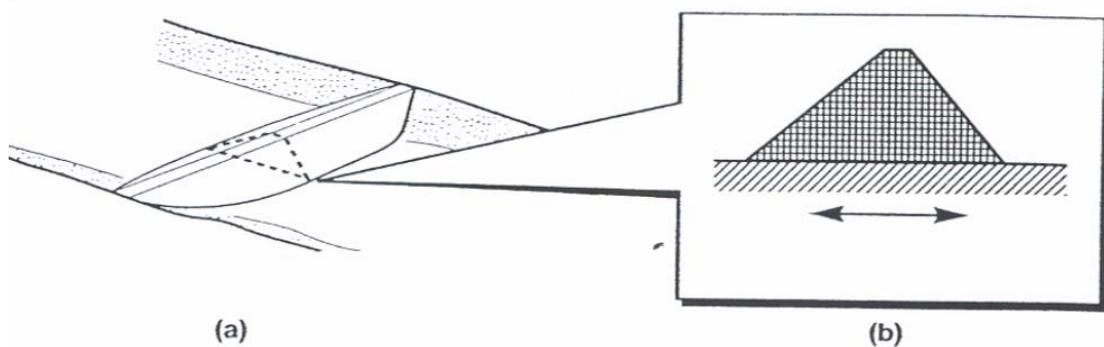


ภาพที่ 28 หลักการวิเคราะห์ตามวิธี Equivalent Linear Method

ที่มา: Kramer (1996)

#### 4.2 Equivalent Linear Method ใน 2 มิติ

การวิเคราะห์ในระบบ 2 มิติ มีสมมติฐานให้เขื่อนมีลักษณะเป็นแบบ Plain Strain ดังภาพที่ 29(a) และจะใช้หน้าตัดในบางบริเวณเป็นตัวแทนของเขื่อน ซึ่งโดยส่วนใหญ่จะใช้หน้าตัดบริเวณที่สูงที่สุดมาใช้ในการวิเคราะห์ดังภาพที่ 29(b)



ภาพที่ 29 หน้าตัดที่ใช้ในการวิเคราะห์เขื่อนใน 2 มิติ

ที่มา: Kramer (1996)

การวิเคราะห์จะมีลักษณะคล้ายคลึงกับวิธีวิเคราะห์ในระบบ 1 มิติมาก โดยเขียนจะถูกจำลองโดยใช้วิธี Finite Element มีแรงกระทำแผ่นดินไหวที่อยู่ในรูปอนุกรม Fourier Series และวิเคราะห์สมการ การเคลื่อนที่ในแต่ละความถี่โดยมีสมการ การเคลื่อนที่ดังนี้

$$[M]\{\ddot{u}\} + [D]\{\dot{u}\} + [K^*]\{u\} = -[M][1]\ddot{u}_b(t) \quad (17)$$

เมื่อ

$[M]$  คือ Mass Matrix

$[K^*]$  คือ Complex Stiffness Matrix

$[D]$  คือ Damping Matrix

$\{u\}$  คือ Displacement Vector

$\ddot{u}_b$  คือ อัตราเร่งของแรงกระทำแผ่นดินไหว

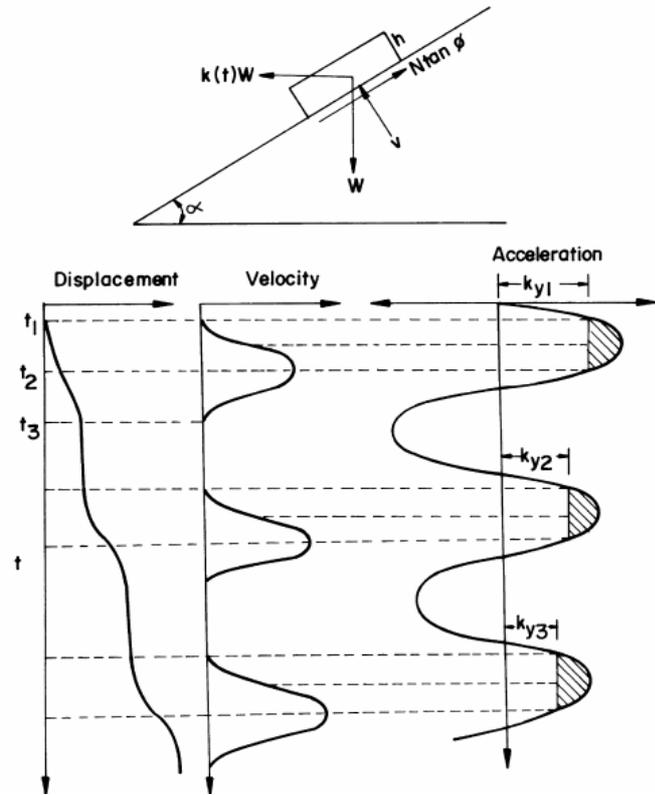
## 5. การวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อน

### 5.1 Newmark's Deformation Analysis

Newmark (1965) เสนอวิธีวิเคราะห์การเคลื่อนตัวถาวรของลาดชันเขื่อนในกรณีที่ไม่เกิด Liquefaction โดยใช้หลักการ การเคลื่อนที่ของ Rigid Block บนลาดชัน ซึ่งลาดชันเขื่อนจะเคลื่อนตัวเมื่อมีแรงมากกว่าแรงต้าน (Yield Resistance) (ภาพที่ 30) และการเคลื่อนตัวจะหยุดเมื่อ Inertia Forces เคลื่อนตัวกลับ ดังนั้นระยะการเคลื่อนตัวคือผลรวมของค่าอัตราเร่งของพื้นดินที่กระทำกับลาดชันที่มากกว่าค่า Yield Acceleration แต่ทั้งนี้ค่า Yield Acceleration ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติความแข็งแรงของวัสดุ ซึ่งความแข็งแรงของวัสดุอาจจะเปลี่ยนแปลงไปขณะที่แรงมากระทำมีผลให้ค่า Yield Acceleration มีค่าลดลง ทำให้ลาดชันมีการเคลื่อนที่มากขึ้น

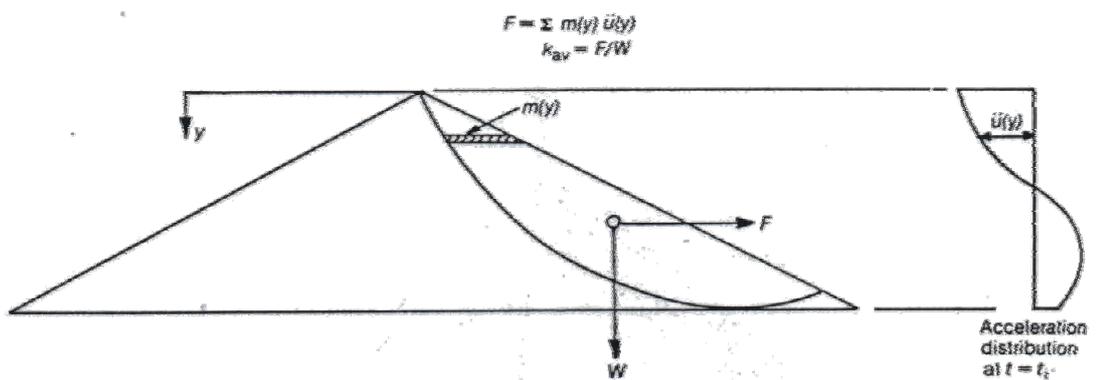
### 5.2 Makdisi and Seed Analysis

เป็นวิธีการวิเคราะห์ตามหลักการ Sliding Block Method แต่ใช้ค่าอัตราเร่งเฉลี่ย โดยการวิเคราะห์หาค่าสัมพันธระหว่างอัตราเร่งเฉลี่ยสูงสุดกับความลึกของลาดชันที่วิบัติ (ภาพที่ 31) และความสัมพันธ์ระหว่าง Normalized Permanent Displacement กับ Yield Acceleration ที่ขนาดแผ่นดินไหวต่างๆ (ภาพที่ 32)



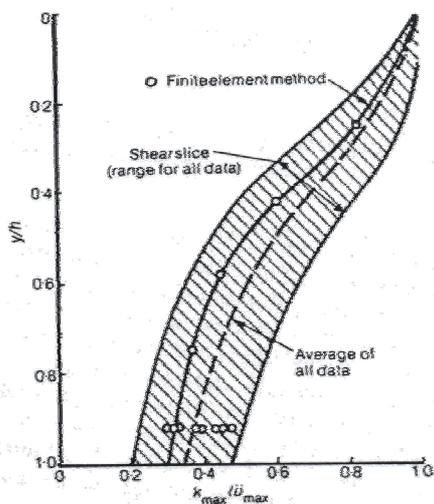
ภาพที่ 30 การหาค่าการเคลื่อนตัวของ Newmark กรณี  $K_y$  มีค่าลดลง

ที่มา: Seed (1979)



ภาพที่ 31 การหาค่าอัตราเร่งสำหรับลาดชันเขื่อน

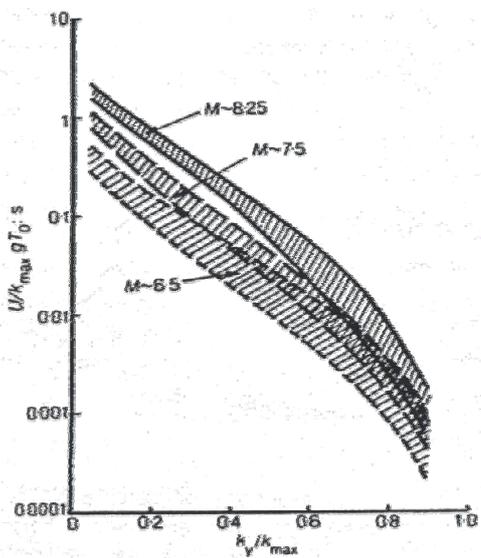
ที่มา: Makdisi and Seed (1978)



ภาพที่ 32 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างอัตราเร่งสูงสุด ( $k_{max}$ ) กับระยะความลึกของลาดชั้นที่เคลื่อนที่

ที่มา: Makdisi and Seed (1978)

ใช้ความสัมพันธ์ดังภาพที่ 33 มาหาค่าการเคลื่อนตัวของลาดชั้น โดยใช้คาบธรรมชาติและ Yield Acceleration ร่วมด้วย



ภาพที่ 33 กราฟหาค่าการเคลื่อนตัวของลาดชั้น

ที่มา: Makdisi and Seed (1978)

### 5.3 วิธี Swaisgood (1998)

Swaisgood (1998) ใช้วิธีทางสถิติจากข้อมูลการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงของสันเขื่อนประเภทเขื่อนดินและเขื่อนหินถมต่างๆ จำนวน 58 เขื่อนที่มีผลมาจากแรงกระทำแผ่นดินไหวได้ ความสัมพันธ์เป็นสมการ Empirical เพื่อใช้ประมาณค่าการทรุดตัวของเขื่อน โดยได้สรุปปัจจัยที่มีผลต่อการทรุดตัว ได้แก่ขนาดของอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน ขนาดของแผ่นดินไหว ระยะห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหวหรือรอยเลื่อนและชนิดของเขื่อน

$$CS = SEF \times RF \quad (18)$$

เมื่อ

CS = ระยะเวลาทรุดตัวในแนวดิ่ง (หน่วยเป็น % ของความสูงเขื่อน)

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

RF = Resonance Factor

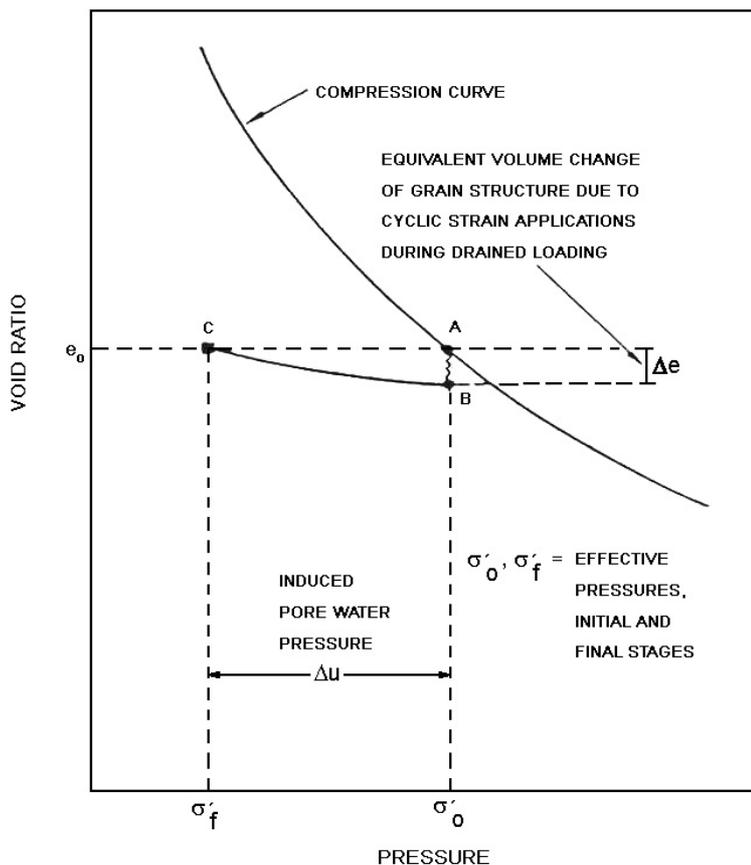
=  $2.0D^{-0.35}$  สำหรับเขื่อนดินถม

=  $8.0D^{-0.35}$  สำหรับเขื่อน Hydraulic Fill

=  $0.12D^{0.61}$  สำหรับเขื่อนหินถม

## 6. การวิเคราะห์ Liquefaction

Liquefaction เป็นพฤติกรรมการสูญเสียกำลังรับแรงเฉือนของดินทราย ทรายแป้ง และกรวดปนทราย ที่อยู่ในสภาวะอิ่มตัว โดยเมื่อดินดังกล่าวถูกแรงกระทำจากแผ่นดินไหว แรงเฉือนระหว่างเม็ดดินจะเพิ่มขึ้นหากแผ่นดินไหวมีความรุนแรงพอ เม็ดดินจะเกิดการขยับตัวและยุบตัวลง ในที่สุด โดยการยุบตัวดังกล่าวเกิดขึ้นในสภาวะไม่ระบายน้ำ (Undrained Condition) ซึ่งจะทำให้เกิดแรงดันน้ำส่วนเกิน ทำให้แรงเค้นประสิทธิผล (Effective Stress) ระหว่างเม็ดดินลดลงและในที่สุดกำลังรับแรงเฉือนจะลดลง ภาพที่ 34 แสดงถึงพฤติกรรมการเพิ่มแรงดันน้ำเนื่องจากการยุบตัวของเม็ดดิน เมื่อเกิด Liquefaction โครงสร้างเขื่อนอาจจะพิบัติหรือไม่พิบัตก็ได้ไม่จำเป็นต้องพิบัติเสมอไป การพิบัติจะเกิดขึ้นเมื่อกำลังรับแรงเฉือนของวัสดุเขื่อนลดลงจนมีค่าเท่ากับกำลังรับแรงเฉือนที่คงเหลือ (Residual Strength) และส่งผลให้ Resisting Force น้อยกว่า Driving Force อย่างไรก็ตามในบางกรณีหากบริเวณที่เกิด Liquefaction จำกัด การพิบัติอาจไม่เกิดขึ้น



ภาพที่ 34 พฤติกรรมการยุบตัวและเพิ่มแรงดันน้ำในดิน จากแรงกระทำพลศาสตร์

ที่มา: Seed and Idriss (1982)

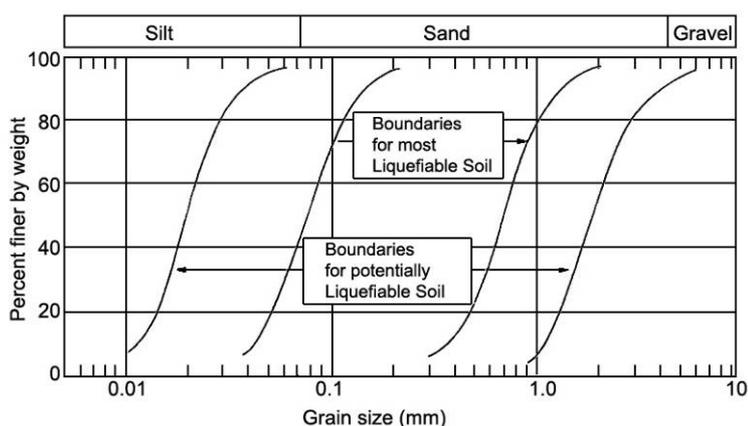
### 6.1 ลักษณะดินที่มีโอกาสเกิด Liquefaction

Seed *et al.* (1983) ระบุว่าดินทราย ทรายแป้งและกรวดปนทราย ที่มีส่วนละเอียด (0.005 มม.) มากกว่าร้อยละ 20 ถือเป็นดินที่ไม่มีโอกาสเกิด Liquefaction ในขณะที่ Wang (1979) กำหนดให้ดินที่มีส่วนละเอียดเกินร้อยละ 15 และมีค่า LL มากกว่าร้อยละ 35 ถือว่าดินดังกล่าวไม่มีโอกาสเกิด Liquefaction เช่นเดียวกัน การกำหนดดังกล่าวมีพื้นฐานเกี่ยวข้องกับการลดลงของกำลังรับแรงเฉือนดังที่ได้กล่าวมา โดยเมื่อความเค้นประสิทธิผลระหว่างเม็ดดินลดลง แต่หากดินดังกล่าวมีส่วนละเอียดของดินเหนียวอยู่เกินค่าที่กำหนด ความเหนียวของดินหรือ Cohesion จะช่วยต้านทานการเสียดกำลังได้ดี นอกจากนี้ในกรณีที่มีส่วนละเอียดอยู่มากโอกาสที่ดินจะมีช่องว่างสำหรับการยุบตัวจะน้อย ทำให้ Liquefaction ไม่สามารถเกิดได้

ตามสถิติในอดีตเขื่อนที่มีประวัติในการเกิด Liquefaction มากที่สุดได้แก่เขื่อนประเภท Hydraulic Fill หรือ Tailing Dam ซึ่งเป็นเขื่อนที่ถูกสร้างโดยใช้วัสดุประเภทตะกอนจากการทำเหมือง มีขนาดเท่ากับทรายหรือทรายละเอียดและอิมตัวด้วยน้ำ พร้อมทั้งไม่มี Cohesion สำหรับเขื่อนสรีนครินทรวัสดุตัวเขื่อนที่ไม่มีโอกาสในการเกิด Liquefaction ได้แก่ดินถมแกนกลางเขื่อน (Zone 1) เนื่องจากเป็นดินเหนียวประเภท CL และหินถมตัวเขื่อน (Zone 4 และ 5) ไม่มีโอกาสเกิดเช่นกัน เนื่องจากส่วนใหญ่มีขนาด Boulder Cobble และ Gravel ตามลำดับ ส่วนวัสดุตัวเขื่อนที่อาจมีโอกาสเกิด Liquefaction สำหรับเขื่อนสรีนครินทร คือ Filter และ Transition (Zone 2 และ 3) Tsuchida (1970) ได้กำหนดการกระจายขนาดผลของวัสดุที่มีโอกาสเกิด Liquefaction ไว้ดังแสดงในภาพที่ 35 โดยเมื่อเปรียบเทียบกับช่วงขนาดผลที่กำหนดให้ใช้ในการก่อสร้างซึ่งแสดงดังภาพที่ 36 (Champa and Mahatharadol, 1982) พบว่าส่วนของ Filter และ Transition มีขนาดผลบางส่วนที่อยู่ในช่วงของการเกิด Liquefaction ถึงแม้ว่าจะไม่เข้าข่ายการมีโอกาสเกิดเต็มที่ ทั้งนี้เพื่อให้การประเมิน Liquefaction ชัดเจนยิ่งขึ้นจึงได้ทำการวิเคราะห์เพื่อประเมินการเกิด Liquefaction ดังจะกล่าวต่อไป

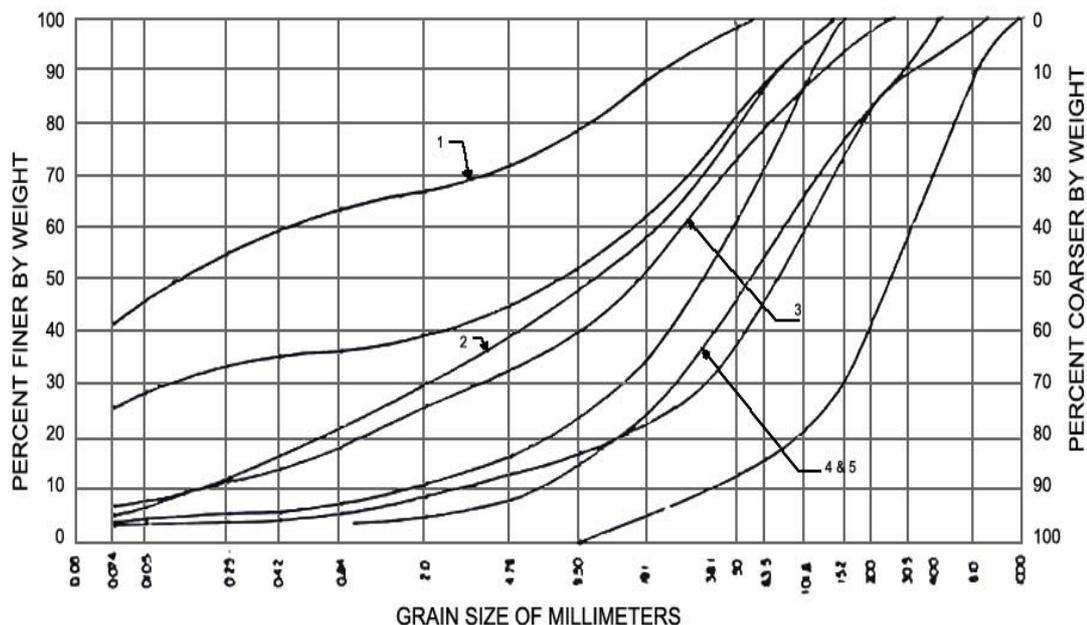
## 6.2 การประเมินการเกิด Liquefaction โดยวิธี Cyclic Stress Approach

Seed *et al.* (1975) ได้กำหนดวิธีการประเมินการเกิด Liquefaction โดยการวิเคราะห์ค่า Cyclic Stress Ratio (CSR) เพื่อเปรียบเทียบกับค่า SPT ในพื้นที่ที่เคยเกิดและไม่เกิด Liquefaction ในอดีต โดยค่า CSR มีค่าดังสมการที่ 19



ภาพที่ 35 ขอบเขตของการกระจายขนาดผลของวัสดุที่มีโอกาสเกิด Liquefaction

ที่มา: Tsuchida (1970)



ภาพที่ 36 ขนาดคละที่กำหนดให้ใช้ในการก่อสร้างของเขื่อนศรีนครินทร์

ที่มา: Champa and Mahatharadol (1982)

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v_0}} \tag{19}$$

เมื่อ

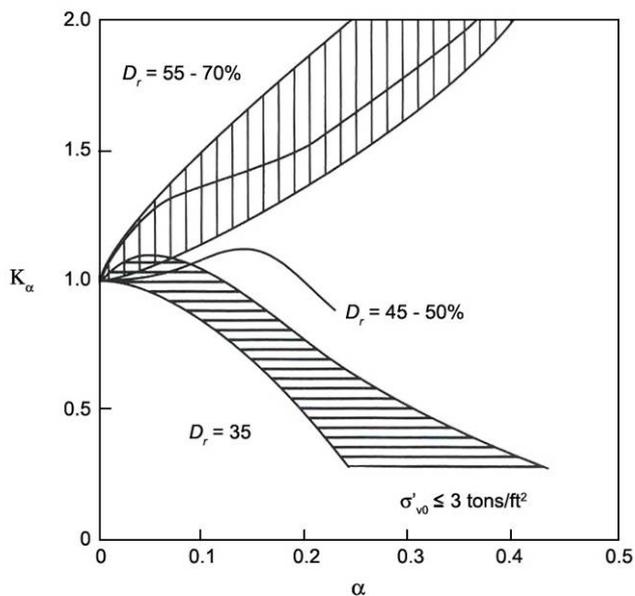
CSR = Cyclic Stress Ratio

$\tau_{cyc}$  = Cyclic Shear Stress (ได้จากการวิเคราะห์ Dynamic Response Analysis)

$\sigma'_{v_0}$  = Effective Overburden Pressure

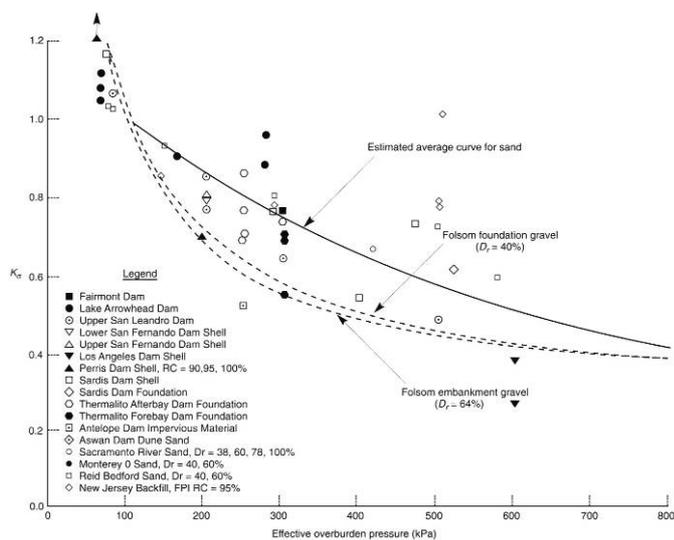
ค่า CSR ที่ได้ต้องทำการปรับเทียบอิทธิพลของ Initial Shear Stress และ Effective Overburden Pressure รวมถึงการปรับแก้ค่า CSR เข้าสู่ CSR จากแผ่นดินไหวขนาด 7.5 ดังแสดงในภาพที่ 37 และ 38 และตารางที่ 10

เมื่อได้ค่า CSR ที่ปรับแก้แล้วจึงนำมาหาค่า SPT ซึ่งปรับแก้เป็น  $(N_1)_{60}$  จากภาพที่ 39 เพื่อให้ได้ค่า  $(N_1)_{60}$  ในสนามชั้นต่ำที่จะไม่ก่อให้เกิด Liquefaction



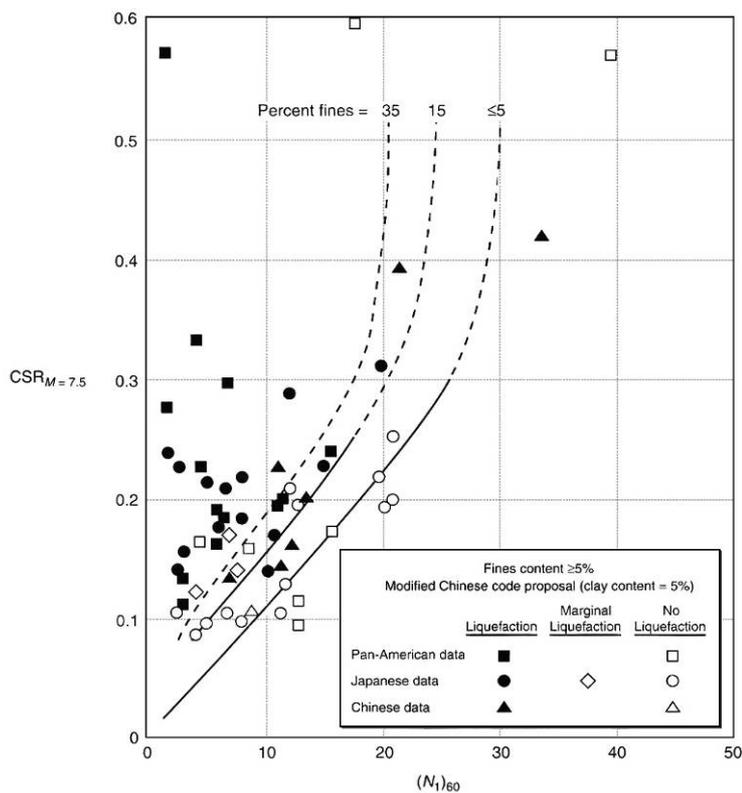
ภาพที่ 37 กราฟการปรับแก้ค่า  $K_{\alpha}$  เนื่องจาก Initial Shear Stress

ที่มา: Seed and Harder (1990)



ภาพที่ 38 กราฟการปรับแก้ค่า  $K_{\sigma}$  เนื่องจาก Effective Overburden Pressure

ที่มา: Marcuson et al. (1990)



ภาพที่ 39 ความสัมพันธ์ระหว่าง Cyclic Stress Ratio และ  $(N_1)_{60}$  สำหรับ Silty Sands ของแผ่นดินไหวขนาด  $M=7.5$

ที่มา: Seed *et al.* (1985)

ตารางที่ 10 ค่าปรับแก้เนื่องจากขนาดแผ่นดินไหว สำหรับ CSR

Magnitude, M	$CSR_M / CSR_{M=7.5}$
$5\frac{1}{4}$	1.50
6	1.32
$6\frac{3}{4}$	1.13
$7\frac{1}{2}$	1.00
$8\frac{1}{2}$	0.89

ที่มา: Seed and Idriss (1982)

## กรณีศึกษาเขื่อนศรีนครินทร์

### 1. รอยเลื่อนมีพลังบริเวณใกล้เขื่อนศรีนครินทร์

ปัญญา และคณะ (2547) ได้ศึกษารอยเลื่อนมีพลังบริเวณใกล้เขื่อนที่วิจัย สรุปได้ว่าพื้นที่วิจัยและบริเวณใกล้เคียงมีแนวรอยเลื่อนมีพลัง 2 กลุ่ม ได้แก่กลุ่มรอยเลื่อนมีพลังเจดีย์สามองค์ (Three Pagoda Fault) และกลุ่มรอยเลื่อนมีพลังศรีสวัสดิ์ (Srisawat Fault) (ดังภาพที่ 40) ซึ่งมีแนวต่อเนื่องกับกลุ่มรอยเลื่อนสะแกเชิง (Sakang Fault) ในประเทศพม่า ซึ่งกลุ่มรอยเลื่อนนี้ ส่วนใหญ่วางตัวในแนวตะวันตกเฉียงเหนือ-ตะวันออกเฉียงใต้และในอดีตเคยเกิดแผ่นดินไหวขึ้นหลายครั้ง ซึ่งมีรายละเอียดดังนี้

#### 1.1 กลุ่มรอยเลื่อนเจดีย์สามองค์

รอยเลื่อนเจดีย์สามองค์วางตัวในแนวตะวันตกเฉียงเหนือ-ตะวันออกเฉียงใต้ มีความยาวประมาณ 210 กิโลเมตร และมีความกว้างประมาณ 25 กิโลเมตร (ภาพที่ 41) ผ่านทางเขตอำเภอสังขละบุรีและอำเภอทองผาภูมิ ใกล้เขื่อนวชิราลงกรณ ผ่านแม่น้ำแควน้อยและแควใหญ่ จนถึงตัวเมืองกาญจนบุรี ประกอบด้วยรอยเลื่อนย่อยต่างๆ 8 รอยเลื่อนวางตัวต่อเนื่องกัน ได้แก่

- รอยเลื่อนเจดีย์สามองค์ (ยาว 120 กิโลเมตร)
- รอยเลื่อนเขาแหลม (ยาว 21 กิโลเมตร)
- รอยเลื่อนปลีอก (ยาว 47 กิโลเมตร)
- รอยเลื่อนทองผาภูมิ (ยาว 61 กิโลเมตร)
- รอยเลื่อนแม่น้ำน้อย (ยาว 30 กิโลเมตร)
- รอยเลื่อนแควน้อย (ยาว 48 กิโลเมตร)
- รอยเลื่อนบ่อดี้ (ยาว 44 กิโลเมตร)
- รอยเลื่อนแควใหญ่ (ยาว 99 กิโลเมตร)

ปัจจุบันมีการเลื่อนตัวแบบขวาเข้า ควบคู่กับการเลื่อนตัวแนวตั้งแบบย้อนกลับและบริเวณเขตรอยเลื่อนได้เคยเกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่มาแล้วหลายครั้งในอดีตโดยครั้งสุดท้ายเกิดบริเวณแถบรอยเลื่อนย่อยของกาเลีย ในเขตอำเภอสังขละบุรี เมื่อประมาณ 2,200-5,000 ปี และมี

อัตราการเคลื่อนตัวของรอยเลื่อนกลุ่มนี้ ตั้งแต่ 0.22-0.50 มิลลิเมตรต่อปีและมีขนาดความรุนแรงแผ่นดินไหวคำนวณได้ประมาณ 7.2

## 1.2 กลุ่มรอยเลื่อนศรีสวัสดิ์

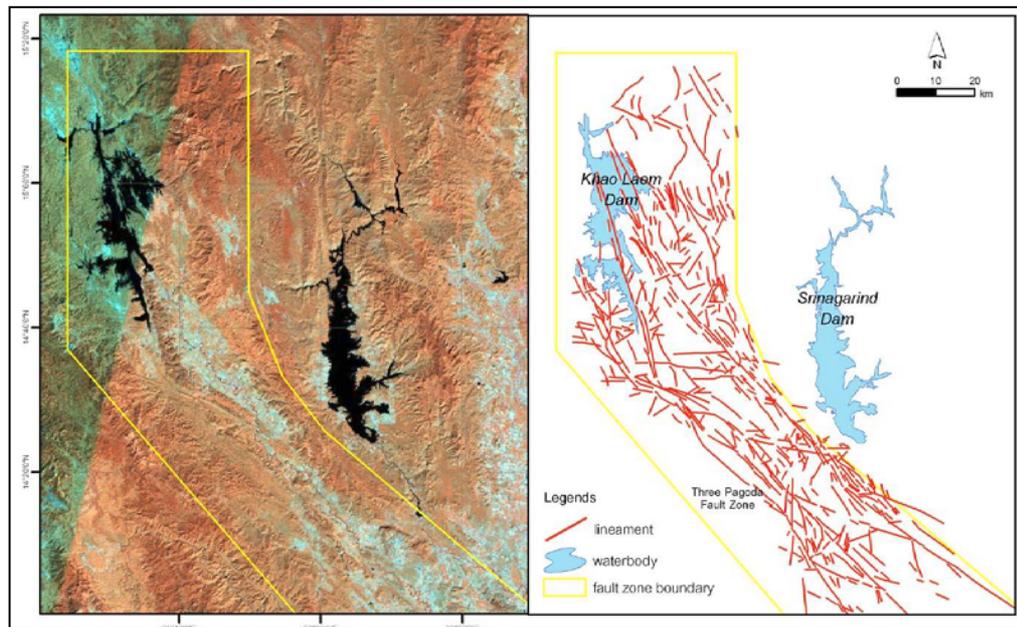
เป็นรอยเลื่อนที่แตกแขนงมาจากกลุ่มรอยเลื่อนพานหลวงในประเทศเมียนมาร์และวางตัวอยู่ระหว่างกลุ่มรอยเลื่อนแม่ปิงในเขตจังหวัดตากและกลุ่มรอยเลื่อนเจดีย์สามองค์ทางตอนใต้ โดยวางตัวพาดผ่านอำเภอศรีสวัสดิ์ อำเภอบ่อพลอย และบริเวณใกล้เคียงเขื่อนศรีนครินทร์ มีความยาวรวม 200 กิโลเมตร และมีความกว้างประมาณ 25 กิโลเมตร (ภาพที่ 42) ประกอบด้วยรอยเลื่อนย่อยต่างๆ 7 รอยเลื่อน ได้แก่

- รอยเลื่อนน้ำแม่จัน (ยาว 44 กิโลเมตร)
- รอยเลื่อนเขากระเพรียวแดง (ยาว 86 กิโลเมตร)
- รอยเลื่อนศรีสวัสดิ์ (ยาว 18 กิโลเมตร)
- รอยเลื่อนเขาแม่วัง (ยาว 97 กิโลเมตร)
- รอยเลื่อนเขาม่วงเต่า (ยาว 27 กิโลเมตร)
- รอยเลื่อนบ่องาม (ยาว 10 กิโลเมตร)
- รอยเลื่อนเจ้าแฉกร (ยาว 35 กิโลเมตร)

กลุ่มรอยเลื่อนนี้มีการวางตัวในทิศทางตะวันตกเฉียงเหนือ-ตะวันออกเฉียงใต้ ซึ่งพบว่า มีแนวรอยเลื่อนทำมุมแหลมเข้าหากลุ่มรอยเลื่อนเมยในบริเวณตอนเหนือ สู่ที่ราบภาคกลางตอนล่างของประเทศไทย ในยุคปัจจุบันรอยเลื่อนกลุ่มนี้ มีการเคลื่อนตัวในแนวตั้งแบบย้อนกลับและแบบขวาเข้า (Reverse Strike Slip Fault)

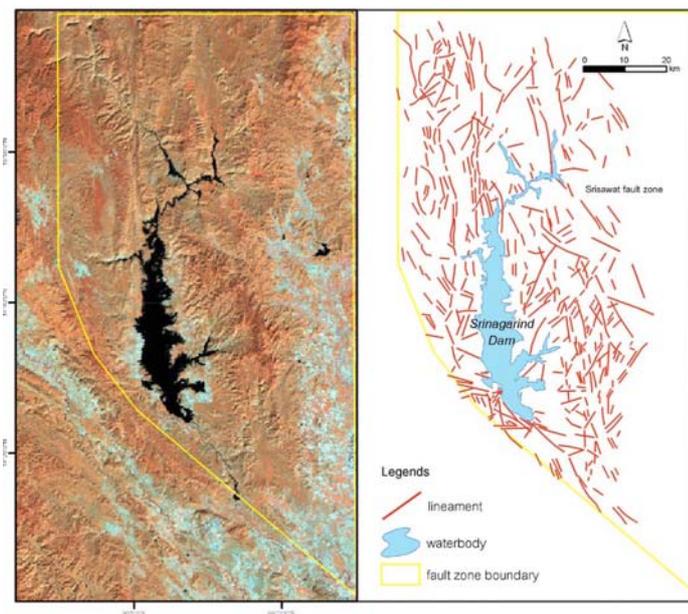
ผลการคำนวณหาอายุการเคลื่อนตัวในอดีตจากการขุดร่องสำรวจบ้านแก่งแถบทางตอนใต้ของเขื่อนศรีนครินทร์ประมาณ 10 กิโลเมตร พบว่าได้เคยเกิดแผ่นดินไหวครั้งสุดท้ายมีขนาดประมาณ 6.3 ริกเตอร์ เมื่อประมาณ 5,800 ปี และมีอัตราการเคลื่อนตัวของรอยเลื่อนเจ้าแฉกรประมาณ 0.67 มิลลิเมตรต่อปี





ภาพที่ 41 แนวรอยแตกในกลุ่มรอยเลื่อนเจดีย์สามองค์ บริเวณใกล้เคียงเขื่อนวชิราลงกรณ

ที่มา: ปัญญา และคณะ (2547)



ภาพที่ 42 แนวรอยเลื่อนในกลุ่มรอยเลื่อนศรีสวัสดิ์บริเวณใกล้เคียงเขื่อนศรีนครินทร์

ที่มา: ปัญญา และคณะ (2547)

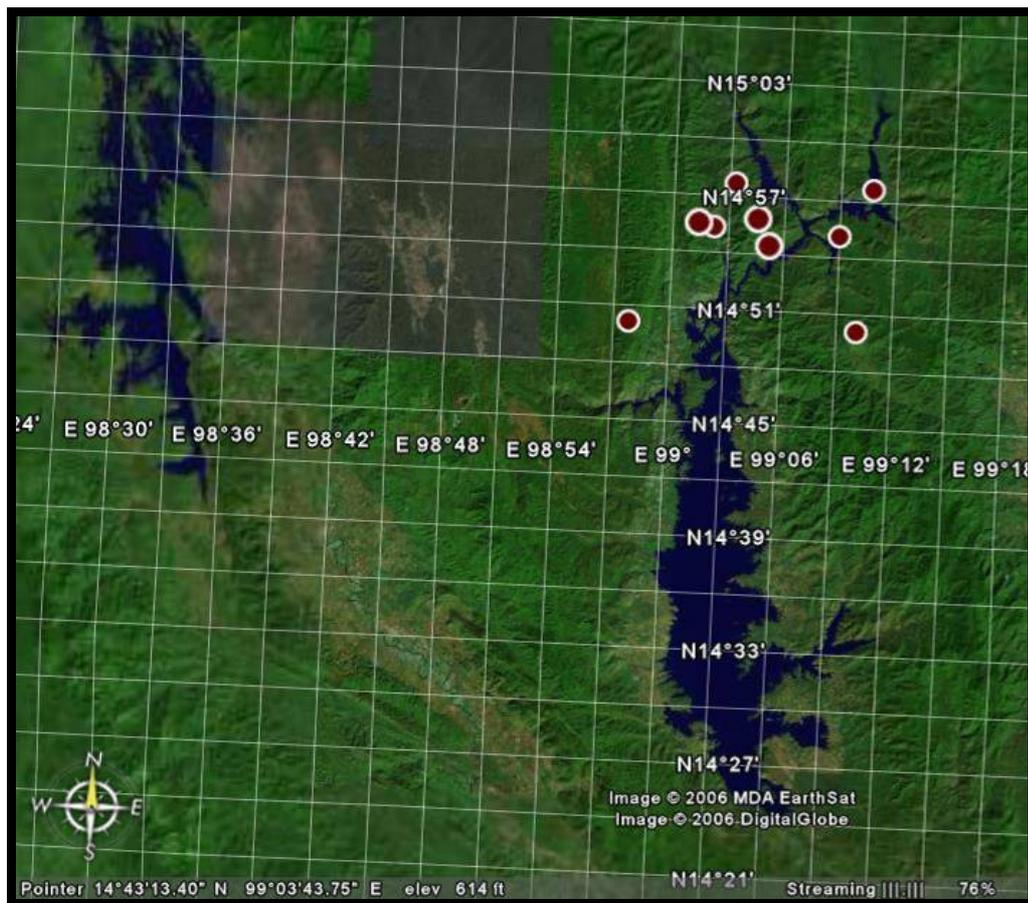
## 2. เหตุการณ์แผ่นดินไหวบริเวณเขื่อนศรีนครินทร์

U.S. Geological Survey (2008) ได้บันทึกเหตุการณ์แผ่นดินไหว ตั้งแต่ปี ค.ศ.1983 ถึงปี ค.ศ.1990 ที่มีตำแหน่งศูนย์กลางอยู่ห่างจากสันเขื่อนในรัศมีไม่เกิน 100 กิโลเมตร (ตารางที่ 11) พบว่ามีขนาดแผ่นดินไหวสูงสุด 5.9 ริคเตอร์ ซึ่งแผ่นดินไหวส่วนใหญ่จะเกิดบริเวณปลายอ่างเก็บน้ำ (ภาพที่ 43) โดยน่าจะมีสาเหตุมาจากการกักเก็บน้ำของเขื่อน (Reservoir Induced) โดยเฉพาะอย่างยิ่งแผ่นดินไหวในวันที่ 22 เมษายน พ.ศ.2526 เป็นแผ่นดินไหวที่เกิดจากการเก็บน้ำที่มีความรุนแรงเป็นอันดับต้นๆ ของโลก

ตารางที่ 11 ข้อมูลแผ่นดินไหวบริเวณพื้นที่ศึกษาและใกล้เคียง ตั้งแต่ปี ค.ศ.1983 ถึง ค.ศ.1990

Date	Origin Time	Position		Depth (km)	Magnitude (Richer)	Epicenter Distance (km)
		Latitude	Longitude			
15/04/1983	092358.	14.91	99.09	10	5.3	55
15/04/1983	113404.	14.85	99.14	10	3.9	49
22/04/1983	003737.	14.93	99.02	10	5.9	58
22/04/1983	032140.	14.93	99.08	33	5.2	58
23/04/1983	093124.	14.96	99.18	33	4.5	61
23/04/1983	134904.	14.92	99.04	33	4.5	57
27/04/1983	171609.	14.96	99.06	33	4.6	61
17/07/1983	174810.	15.20	99.02	45	4.7	89
29/08/1983	220957.	14.92	99.15	33	4.2	56
03/07/1984	143112.	14.90	98.99	33	-	56
10/03/1985	053438.	14.91	99.03	33	-	57
24/08/1986	073936.	14.84	99.16	10	-	47
16/03/1988	090437.	14.89	99.09	33	-	53
14/12/1989	172803.	14.80	99.15	10	-	44
28/05/1990	112336.	14.84	98.96	33	4.1	50
03/11/1990	145100.	14.84	99.17	10	4.2	47

ที่มา: U.S. Geological Survey (2008)



ภาพที่ 43 ตำแหน่งศูนย์กลางการเกิด Reservoir Induced Seismicity (RIS) บริเวณพื้นที่วิจัย

ที่มา: Google Earth (2006)

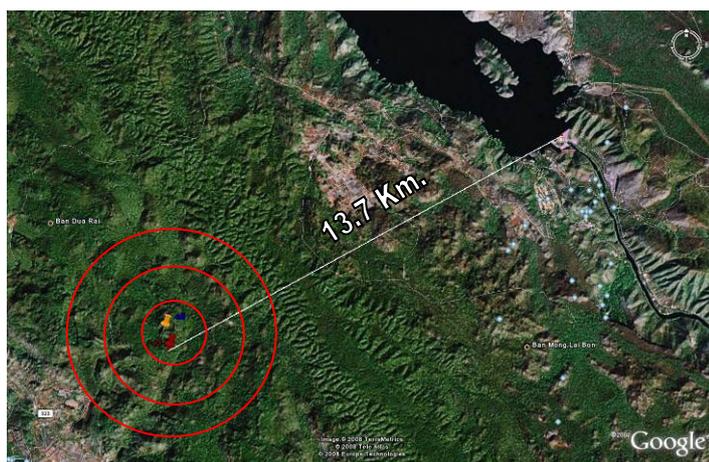
ตารางที่ 12 คือ PGA ที่บันทึกได้บริเวณเขื่อนศรีนครินทร์จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในปี ค.ศ.1983 โดยมีค่าสูงสุดบริเวณสันเขื่อนเท่ากับ 0.051g ในแนวตั้งและ 0.027g ในแนวราบตามขวาง

การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (2550) ได้บันทึกเหตุการณ์แผ่นดินไหวครั้งล่าสุดที่บันทึกได้โดยเครื่องตรวจวัดอัตราเร่งของพื้นดินที่ติดตั้งบริเวณสันเขื่อนศรีนครินทร์ โดยเหตุการณ์แผ่นดินไหวเมื่อวันที่ 30 พ.ย. 2550 มีขนาด 2.4 ริคเตอร์ มีศูนย์กลางเกิดแผ่นดินไหวห่างจากเขื่อนประมาณ 14 กิโลเมตรไปทางทิศตะวันตกเฉียงใต้ (ภาพที่ 44) วัดอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดินบริเวณสันเขื่อนได้เท่ากับ 0.0067g ในทิศทางขนานกับสันเขื่อนและ 0.0043g ในแนวตั้งอย่างไรก็ตาม เนื่องจากมีความรุนแรงต่ำจึงไม่ส่งผลกระทบต่อเขื่อน

ตารางที่ 12 ค่าอัตราเร่งของพื้นดินที่บันทึกได้บริเวณเขื่อนศรีนครินทร์

Date of Even	Magnitude ( $M_L$ )	Station	Location	Acceleration (g)		
				Longitudinal	Vertical	Transversal
15/4/83	5.0	SDT-1	Right Abutment	0.003	0.003	0.002
		SDT-2	Dam Crest	0.008	0.017	0.013
	4.0	SDT-1	Right Abutment	0.011	0.009	0.009
		SDT-2	Dam Crest	0.027	0.028	0.016
22/4/83	5.9	SDT-1	Right Abutment	0.021	0.011	0.020
		SDT-2	Dam Crest	0.040	0.051	0.027
	5.2	SDT-1	Right Abutment	0.019	0.011	0.014
		SDT-2	Dam Crest	0.032	0.039	0.022
23/4/83	3.6	SDT-1	Right Abutment	0.008	0.005	0.005
		SDT-2	Dam Crest	0.024	0.025	0.016
		SDT-3	Dam Toe	0.016	0.014	0.015
29/8/83	4.6	SDT-1	Right Abutment	0.003	0.002	0.003
		SDT-2	Dam Crest	0.016	0.015	0.011

ที่มา: การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (2547)



ภาพที่ 44 ภาพถ่ายดาวเทียมตำแหน่งศูนย์กลางเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวเมื่อวันที่ 31 พ.ย. 2550

ที่มา: Google Earth (2007)

ตารางที่ 13 Probabilistic Peak Horizontal Accelerations

Return Period (yrs)	Khao Leam Dam		Srinagarind Dam	
	Without RIS	With RIS	Without RIS	With RIS
500	0.18g	0.22g	0.20g	0.27g
1000	0.27g	0.31g	0.31g	0.38g
5000	0.59g	0.62g	0.69g	0.74g
10000	0.76g	0.78g	0.88g	0.92g

ที่มา: Wong (1998)

ในปี ค.ศ.1998 การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทยได้ว่าจ้างบริษัท Woodward-Clyde Federal Services ทำการศึกษาด้านแผ่นดินไหวบริเวณเขื่อนศรีนครินทร์ โดยการเปรียบเทียบข้อมูลแผ่นดินไหวที่วัดได้จริงและการใช้รูปแบบจำลองการลดทอนพลังงาน คำนวณหาค่าอัตราเร่งของพื้นดินโดยใช้ข้อมูลแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวต่างๆ ดังนี้ (ตารางที่ 13)

กรณีแรก สมมุติแผ่นดินไหวเกิดขึ้นจากรอยเลื่อนเจดีย์สามองค์ มีขนาดสูงสุด 7 ริคเตอร์ มีระยะห่างจากเขื่อน 62 กิโลเมตร โดยใช้แบบจำลอง Joyner and Boore ได้ค่า PGA บริเวณเขื่อนพื้นฐานรากเขื่อนเท่ากับ 0.094g

กรณีต่อมาแผ่นดินไหวเกิดจาก Reservoir Induced บริเวณอ่างเก็บน้ำ โดยจากข้อมูลที่วัดได้ค่า PGA ที่เขื่อนเท่ากับ 0.021g และที่สันเขื่อนวัดได้เท่ากับ 0.033g โดยได้ค่า Amplification Factor เท่ากับ 1.57 ดังนั้นในกรณีแรกจะมีค่า PGA ที่สันเขื่อนเท่ากับ 0.15g

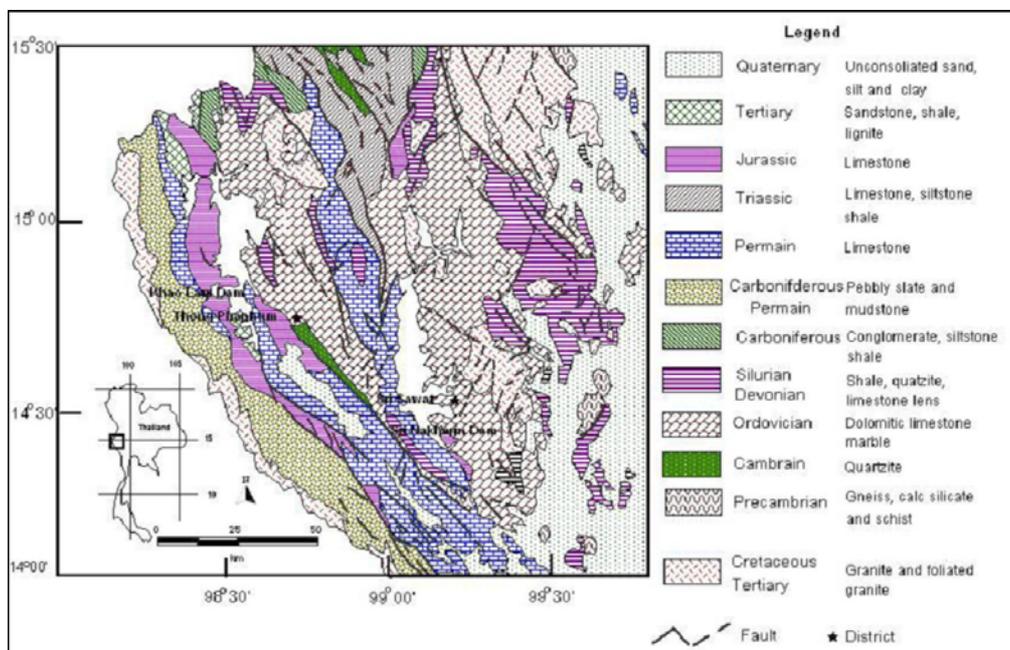
### 3. ธรณีวิทยา

Raksaskulwong (1997) ได้จัดทำแผนที่ธรณีวิทยาของจังหวัดกาญจนบุรีและใกล้เคียง แสดงการกระจายตัวของหินอายุต่างๆ (ภาพที่ 45) พบว่าพื้นที่วิจัยประกอบด้วยหินหลายชนิดได้แก่

1. หินทรายบุรี มีอายุอยู่ในยุคเปอร์เมียน (Permian) ประกอบด้วยหินปูนเป็นหลัก

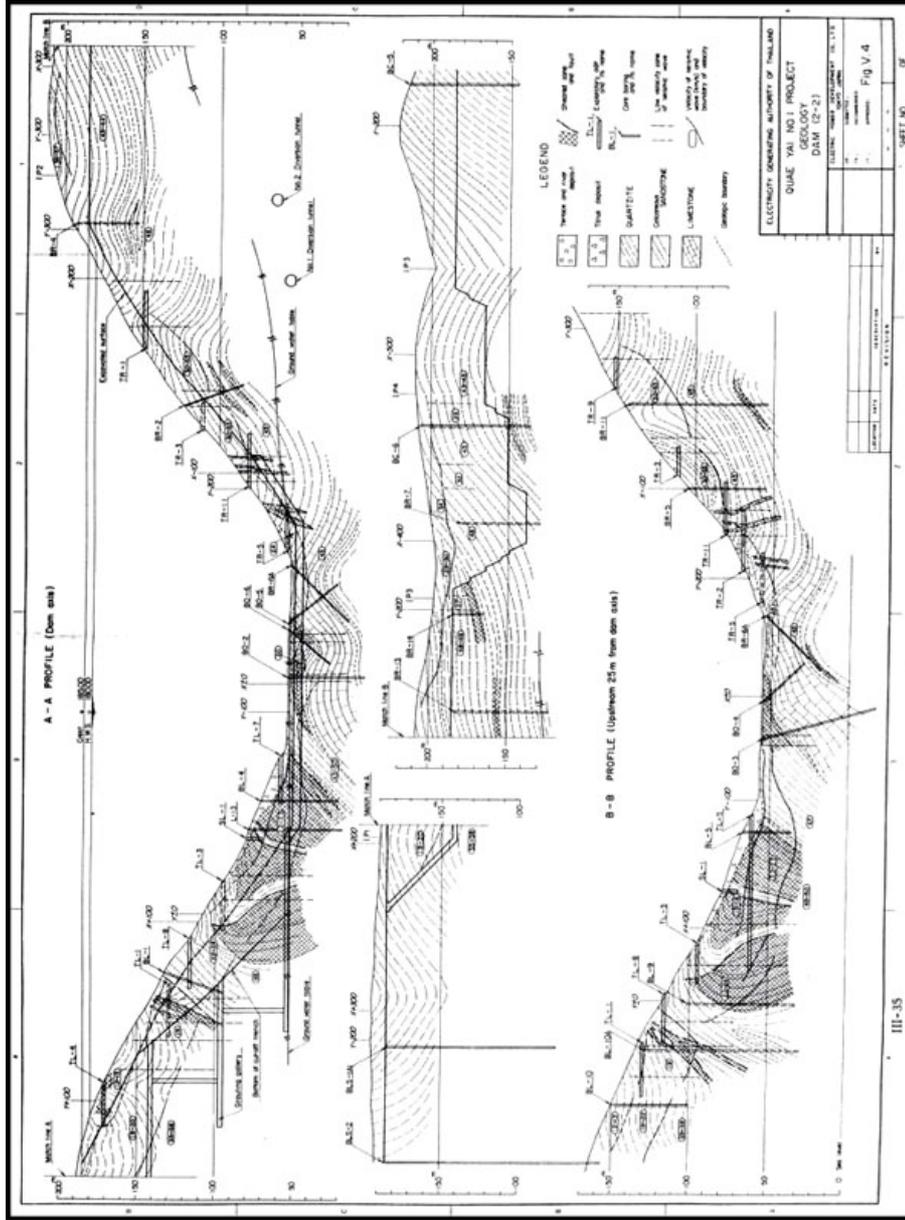
2. ชุดหินกาญจนบุรี มีอายุอยู่ในช่วงยุคไซลูเรียนถึงตอนปลายยุคคาร์บอนิเฟอรัส (Silurian to Lower Carboniferous) ประกอบด้วยหินควอร์ตไซต์และหินทราย

การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (2535) สรุปว่าลักษณะทางธรณีวิทยาของเขื่อน โดยเฉพาะบริเวณฐานรากเขื่อนประกอบด้วยหินทราย (Calcareous Sandstone) หินควอร์ตไซต์ (Quartzite) และหินปูนแทรกสลับกับหินดินดาน (Limestone with Calcareous Shale Interbedded) โดยหินควอร์ตไซต์กระจายตัวอยู่บริเวณพื้นที่ตอนบนและมีการผุพังน้อยกว่าชั้นหินทรายที่กระจายตัวอยู่ในบริเวณพื้นที่ตอนล่าง ส่วนชั้นหินบริเวณท้องน้ำประกอบด้วยหินทราย หินดินดานและหินปูนซึ่งมีการผุพังสูง ตั้งแต่ระดับท้องน้ำลึกลงไปประมาณ 10 เมตร โครงสร้างทางธรณีวิทยาของชั้นหินมีการคดโค้ง (Folding) วางตัวในแนวทิศเหนือถึงตะวันตกเฉียงเหนือ เกือบจะขนานกับแนวแม่น้ำแควใหญ่และมีระยะห่างระหว่างแกนกลางประทุนคว่ำกับประทุนหงาย (Anticline and Synclinal Axis) ประมาณ 5 เมตร ในบริเวณฐานรากเขื่อนพบพื้นที่รอยเลื่อน (Shear Zone) หลัก 3 แนว (ภาพที่ 46) กระจายกันอยู่บริเวณฝั่งซ้ายเขื่อน บริเวณท้องน้ำและบริเวณฝั่งขวาของฐานรากเขื่อนโดยแนวรอยเลื่อนบริเวณท้องน้ำพบชั้นหินกรวดเหลี่ยมมีความกว้างแนวรอยเลื่อนประมาณ 10 เมตร ส่วนรอยเลื่อนอื่นๆ มีความกว้างประมาณ 1 เมตร



ภาพที่ 45 แผนที่ธรณีวิทยาของจังหวัดกาญจนบุรี

ที่มา: Raksaskulwonk (1997)



ภาพที่ 46 ภาคตัดขวางลักษณะธรณีวิทยาตามแนวแกนกลางเขื่อน

ที่มา: การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (2535)

#### 4. ข้อมูลทั่วไปของเขื่อนศรีนครินทร์

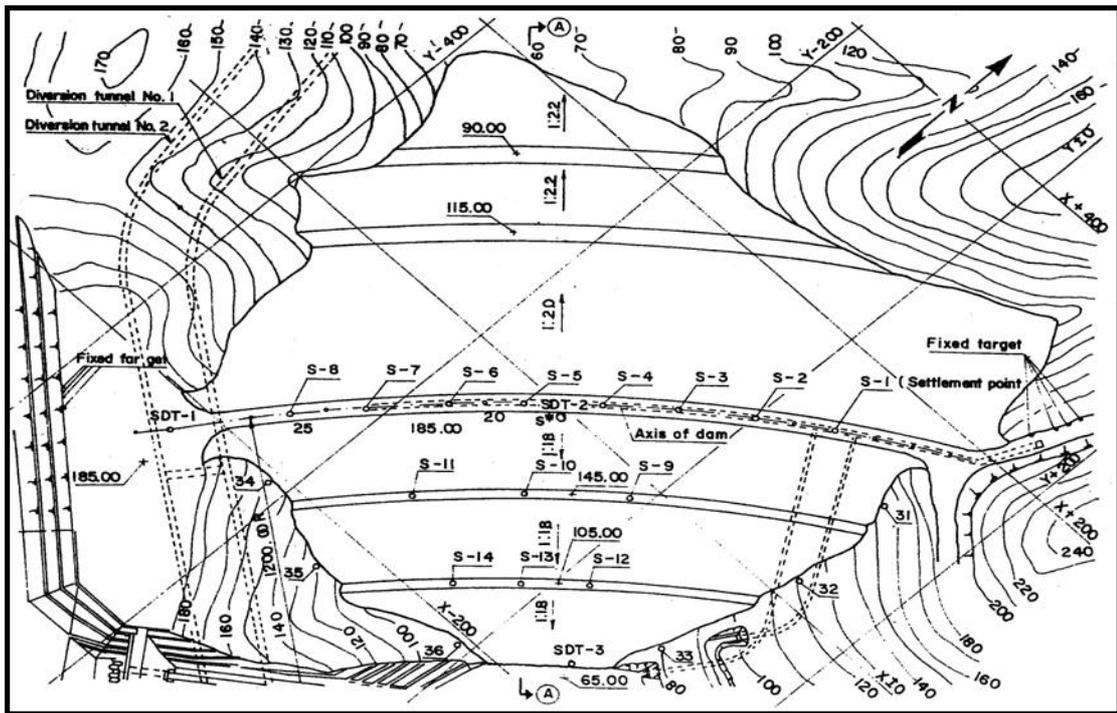
เขื่อนศรีนครินทร์ (ภาพที่ 47) เป็นเขื่อนหินทิ้งแกนดินเหนียว สูง 140 เมตร มีสันเขื่อนกว้าง 15 เมตรและยาว 610 เมตร (ภาพที่ 48) เขื่อนมีรูปหน้าตัดโดยทั่วไปบริเวณกลางเขื่อนดังภาพที่ 49 ก่อสร้างระหว่างปี พ.ศ.2519 ถึง พ.ศ.2521 กั้นแม่น้ำแควใหญ่ บริเวณ อ.ศรีสวัสดิ์ จ.กาญจนบุรี ในการก่อสร้างใช้ปริมาณวัสดุถมเขื่อนประมาณ 12 ล้านลูกบาศก์เมตร โดยเริ่มเก็บกักน้ำตั้งแต่ปี พ.ศ.2520 และมีน้ำเต็มปริมาตรกักเก็บสูงสุดในปี พ.ศ.2524

เขื่อนศรีนครินทร์ถูกออกแบบมาโดยใช้วิธี Pseudostatic Method มีค่าสัมประสิทธิ์ของการสั่นสะเทือนในแนวราบ 0.10 g โดยมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (F.S.) เท่ากับ 1.15 และมีความสามารถต้านทานต่อแผ่นดินไหวขนาด 7.5 ริกเตอร์ ที่มีระยะทางจากเขื่อนถึงจุดกำเนิดแผ่นดินไหวประมาณ 200 กิโลเมตร



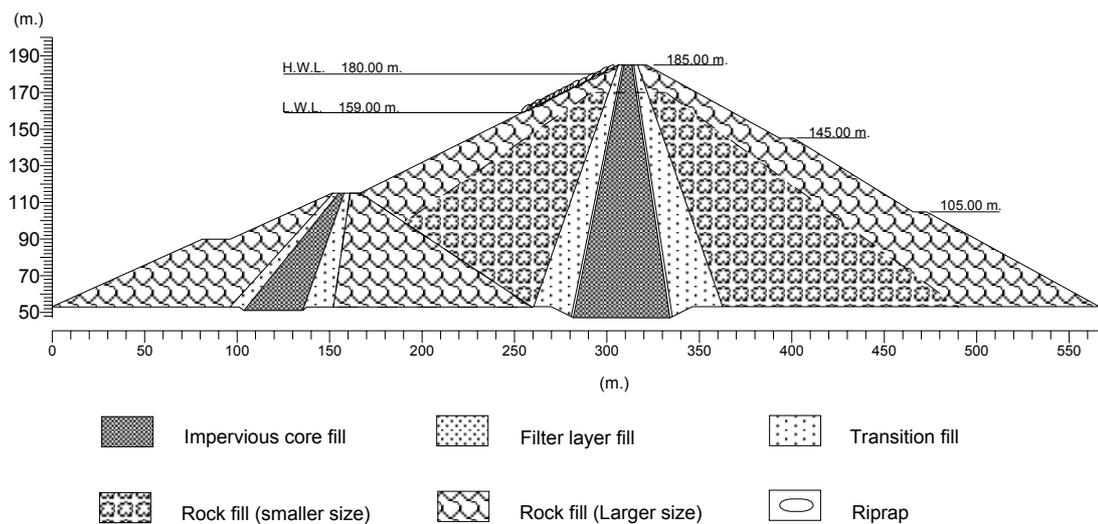
ภาพที่ 47 ภูมิประเทศเขื่อนศรีนครินทร์

ที่มา: การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (2550)



ภาพที่ 48 ภาพด้านบนเขื่อนศรีนครินทร์

ที่มา: การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (2535)



ภาพที่ 49 หน้าตัดเขื่อนศรีนครินทร์

## 4.1 คุณสมบัติของวัสดุถมเขื่อนศรีนครินทร์

### 4.1.1 คุณสมบัติทางสถิติ

Champa and Mahatharadol (1982) สรุปคุณสมบัติทางสถิติของวัสดุถมที่ใช้ในการก่อสร้างเขื่อนศรีนครินทร์ ดังนี้

#### 1. แกนเขื่อน (Impervious Core Material)

ชนิดดินส่วนใหญ่ประกอบด้วยดินทรายปนดินเหนียว (Clayey Sand: SC) โดยมีกรวดและเศษหินปนรวมอยู่ด้วย ดินมีค่าพิกต์เหลว (Liquid Limit) ระหว่าง 25 – 50 % และมีค่า (Plastic Index, PI) ระหว่าง 10 – 25% จากผลการทดสอบการบดอัดมีค่า OPT ระหว่าง 12 – 17 % และมีค่าความหนาแน่นระหว่าง 1.7-1.9 ตันต่อลูกบาศก์เมตร

#### 2. วัสดุกรอง (Filter Material)

ชั้นวัสดุกรองประกอบด้วยหินปูนที่ได้จากการเปิดหน้าฐานรากเขื่อนและจากเหมืองหินปูนมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางน้อยกว่า 15 เซนติเมตร

#### 3. วัสดุตัวกลางและวัสดุถมเขื่อน (Transition and Rockfill Material)

วัสดุตัวกลางเป็นหินควอร์ตไซต์ที่ได้มาจากการเปิดหน้าฐานรากเขื่อนและเหมืองหินบริเวณด้านเหนือหน้า วัสดุมีขนาดไม่เกิน 30 เซนติเมตร

วัสดุถมเขื่อนในโซน 4 และ 5 เป็นหินปูนที่มีความทนทานสูง ได้จากแหล่งหินห่างจากตัวเขื่อนไปทางท้ายน้ำ 3 กิโลเมตร ขนาดของวัสดุในโซน 4 มีขนาดน้อยกว่า 70 เซนติเมตร และขนาดของวัสดุในโซน 5 มีขนาดน้อยกว่า 150 เซนติเมตร และขนาดอัตราส่วนช่องว่างของชั้นวัสดุถมเขื่อนที่บดอัดแล้วเท่ากับ 22% คุณสมบัติวัสดุถมเขื่อนที่ใช้ในการวิเคราะห์ความมั่นคงของเขื่อนในขั้นตอนออกแบบก่อสร้าง แสดงดังตารางที่ 14

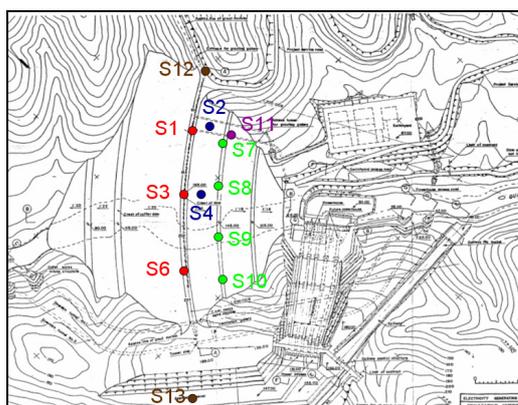
ตารางที่ 14 คุณสมบัติของวัสดุถมเขื่อนที่ใช้ในการวิเคราะห์ความมั่นคง

Zone	Description	Unit Weight $t/m^3$			Cohesion ( $t/m^2$ )	Coefficient of Internal Friction
		Dry	Wet	Sat.		
1	Impervious	1.80	2.03	2.13	4	0.30(17°)
2	Filter	2.00	2.04	2.25	-	0.70 (35°)
3	Transition	2.00	2.04	2.25	-	0.70(35°)
4	Rockfill (Smaller)	1.80	1.82	2.13	-	0.65(33°)
5	Rockfill (Larger)	1.75	1.77	2.09	-	0.80(39°)

ที่มา: Champa and Mahatharadol (1982)

#### 4.1.2 คุณสมบัติทางพลศาสตร์

Bay and Chaiprakaikeow (2006) จาก Utah State University ประเทศสหรัฐอเมริกา ได้สำรวจหาความเร็วคลื่นเฉือน (Shear Wave Velocity,  $V_s$ ) โดยวิธีการทดสอบ Spectrum Analysis of Surface Wave (SASW) บริเวณเขื่อนศรีนครินทร์ โดยร่วมกับบุคลากรจาก ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ พร้อมกับเจ้าหน้าที่จากการไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย โดยดำเนินการในภาคสนามบริเวณต่างๆ ของตัวเขื่อน (ภาพที่ 50) โดยผลการทดสอบสามารถสรุปคุณสมบัติของวัสดุได้ดังนี้



ภาพที่ 50 ตำแหน่งทดสอบ SASW

ที่มา: Bay and Chaiprakaikeow (2006)

## 1. บริเวณวัสดุที่บ้น้ำแกนเขื่อน

จากผลการทดสอบบริเวณแกนเขื่อน 3 จุด ได้ค่า  $V_s$  ใกล้เคียงกัน โดยค่า  $V_s$  มีค่าเพิ่มมากขึ้นตามความลึก สามารถแบ่งชั้นความลึกตั้งแต่ 0.05 – 43.00 เมตรเป็นชั้นดินที่มีค่า  $V_s$  น้อยกว่า 600 เมตรต่อวินาทีและตั้งแต่ความลึก 43.00 เมตรลงไปเป็นวัสดุที่มีความแข็งแรงคล้ายหิน (Rock-like Material) โดยมีค่า  $V_s$  มากกว่า 900 เมตรต่อวินาที นำไปหาค่า  $G_{max}$  ดังตารางที่ 15

ตารางที่ 15 ผลสำรวจ SASW บริเวณชั้นที่บ้น้ำแกนเขื่อน

Layer No.	Depth, M	Shear Wave Velocity, m/s	Assumed Poison's Ratio	Mass Density $kg/m^3$	Calculated $G_{max}$ , kPa
1	0.00 - 0.05	1600	0.3	2200	5632000
2	0.05 - 0.50	450	0.3	2130	431325
3	0.50 - 1.00	600	0.3	2130	766800
4	1.00 - 2.00	335	0.3	2130	239039
5	2.00 - 3.00	370	0.3	2130	291597
6	4.00 - 9.00	405	0.3	2130	349373
7	9.00 - 19.00	455	0.3	2130	440963
8	19.00 - 43.00	525	0.3	2130	587081
9	43.00 - 75.00	900	0.3	2130	1725300
10	75.00 - 100.00	1400	0.3	2130	4174800

ที่มา: Bay and Chaiprakaikeow (2006)

## 2. บริเวณชั้นวัสดุหินถม

ผลการทดสอบบริเวณหินถมจำนวน 5 จุด ได้ค่าใกล้เคียงกัน พบว่า  $V_s$  มีค่าเพิ่มมากขึ้นตามความลึก โดยสามารถแบ่งชั้นความลึกตั้งแต่ 0 – 16 เมตรเป็นชั้นดินที่มีค่า  $V_s$  เท่ากับ 350 - 600 เมตรต่อวินาที และตั้งแต่ความลึก 16 เมตรลงไปเป็นวัสดุที่มีความแข็งแรงคล้ายหิน โดยมีค่า  $V_s$  มากกว่า 800 เมตรต่อวินาที นำผลการทดสอบมาหาความสัมพันธ์ได้ค่า  $G_{max}$  ดังตารางที่ 16

ตารางที่ 16 ผลสำรวจ SASW บริเวณวัสดุหินถมเขื่อนและวัสดุกรอง

Layer No.	Depth , m	Shear Wave Velocity, m/s	Assumed Poison's Ratio	Mass Density, kg/m <sup>3</sup>	Calculated G <sub>max</sub> , kPa
1	0-1	510	0.3	2250	585225
2	1-3	520	0.3	2250	608400
3	3-8	530	0.3	2250	632025
4	8-11	565	0.3	2250	718256
5	11-16	580	0.3	2250	756900
6	16-23	800	0.3	2250	1632000
7	23-33	950	0.3	2250	2030625
8	33-45	1250	0.3	2250	3515625

ที่มา: Bay and Chaiprakaikeow (2006)

### 5. ผลการศึกษาในอดีตของ Sampaco (1988)

Sampaco (1988) ได้เสนอวิทยานิพนธ์เรื่อง Seismic Reliability Assessment of Srinagarind Dam in Thailand ณ สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย โดยสรุปผลการวิเคราะห์ดังนี้

1. คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ได้จากการสร้างขึ้นมาจากข้อมูลแผ่นดินไหวจากเหตุการณ์ Reservoir Induced ที่มีขนาด 6.5 ริกเตอร์ มีระยะห่างจากศูนย์กลางเกิดแผ่นดินไหว 35 กิโลเมตร โดยใช้สมการความสัมพันธ์ Attenuation Model ของ Newmark และ Rosenblueth (1971) ได้ค่า PGA เท่ากับ 0.453g นำไปสร้างกราฟ Design Response Spectrum และวิเคราะห์สร้างข้อมูลอัตราเร่งของพื้นดินกับเวลาขึ้นมาโดยใช้โปรแกรม SIMQKE
2. เนื่องจากผลกระทบของแรงลอยตัวและการไหลซึมของน้ำในตัวเขื่อนทำให้ความมั่นคงของลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำลดลงและจากการวิเคราะห์โดยวิธี Pseudostatic ได้ค่า  $K_y$  ด้านเหนือน้ำเท่ากับ 0.13g และด้านท้ายน้ำเท่ากับ 0.20g
3. ผลกระทบของกำลังวัสดุจากการวิเคราะห์บริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำพบว่าถ้ามีการลดค่ามุมเสียดทานภายในลง 20% จะเป็นผลให้ค่า  $K_y$  ลดลง 70%

4. ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวตามแนวลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำโดยใช้ทฤษฎีของ Newmark' Sliding Block Method มีระยะการเคลื่อนตัวสูงสุด 1.55 เมตร โดยใช้  $k_y$  เท่ากับ 0.13g และ 3.21 เมตรในกรณีใช้  $K_y$  เท่ากับ 0.04g

## อุปกรณ์และวิธีการ

### อุปกรณ์

โปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ ได้แก่

1. SLOPE/W Software วิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชัน หาค่า Yield Acceleration และการเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อนเมื่อมีแรงกระทำแบบพลศาสตร์
2. QUAKE/W Software วิเคราะห์ความเค้นสถิตย์ (Initial Stress) และการตอบสนองของเขื่อนต่อแรงกระทำทางพลศาสตร์ในรูปแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ ไฟไนต์อีลิเมนต์ 2 มิติ
3. SeismoSignal Software วิเคราะห์หาลูกประกอบของข้อมูลอัตราเร่งของพื้นดินจากคลื่นแผ่นดินไหว

### วิธีการ

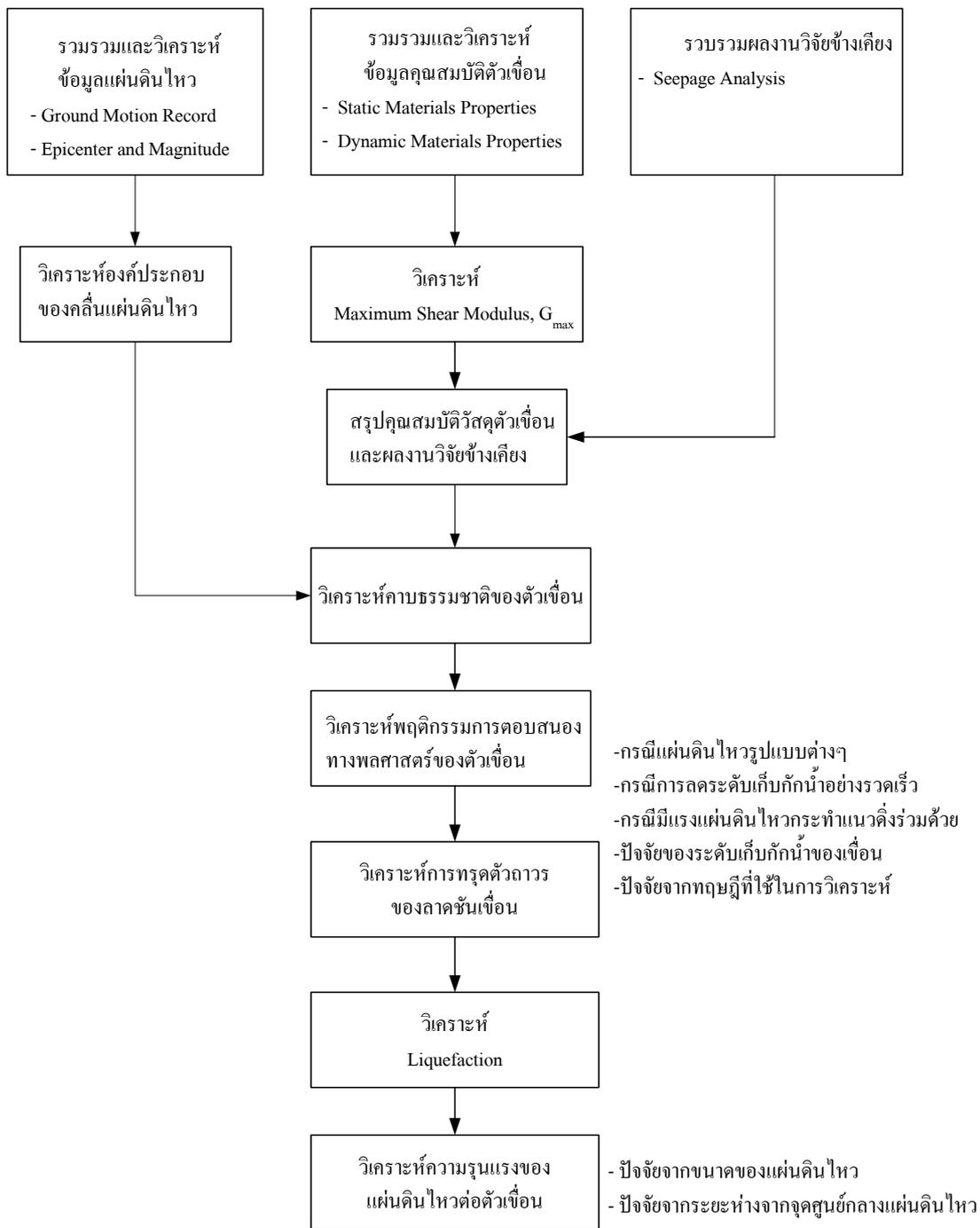
ขั้นตอนในการวิจัยและขั้นตอนในการวิเคราะห์แสดงอยู่ในแผนภูมิภาพที่ 51 และ 52

#### การรวบรวมและวิเคราะห์ข้อมูล

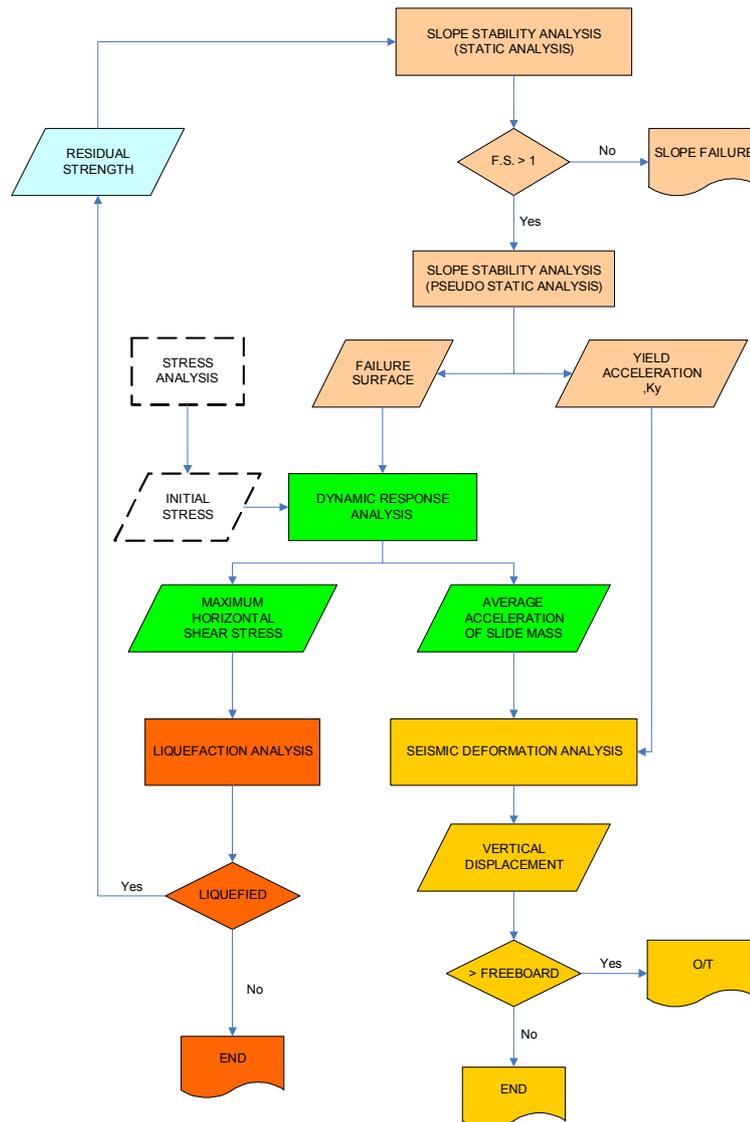
รวบรวมและวิเคราะห์ข้อมูลพื้นฐานต่างๆ พร้อมทั้งสรุปผลข้อมูลที่ได้ โดยมีขั้นตอนดังนี้

1. ข้อมูลทั่วไปของตัวเขื่อน

พิจารณารูปร่างและสัดส่วนของตัวเขื่อนเพื่อเลือกหน้าตัดที่เหมาะสมไปใช้ในการวิเคราะห์ โดยรูปตัดตามขวางบริเวณส่วนกลางเขื่อนมีอัตราส่วนความสูงต่อความกว้างช่วงหน้าตัดลำน้ำลึกสุดเท่ากับ 1:1.6 โดยประมาณ ซึ่งอัตราส่วนดังกล่าวทำให้สามารถวิเคราะห์ในลักษณะ Plain Strain Condition ได้โดยไม่ต้องวิเคราะห์ในลักษณะ 3 มิติ ซึ่งสภาวะดังกล่าว Plain Strain Condition จะต้องมีอัตราส่วนความสูงต่อความกว้างช่วงหน้าตัดลำน้ำลึกสุด 1:1.0 ถึง 1:1.2 (Hunter and Fell, 2003) (Lefebure and Duncan, 1971)



ภาพที่ 51 แผนภูมิการดำเนินงานวิจัย



ภาพที่ 52 แผนภูมิขั้นตอนการวิเคราะห์

ที่มา : คัดแปลงจาก Soralump (2002)

## 2. ข้อมูลด้านธรณีวิทยา

รวบรวมและศึกษาข้อมูลธรณีวิทยาของรอยเลื่อนมีพลังในบริเวณพื้นที่ศึกษาและใกล้เคียงโดยใช้ข้อมูลจากแหล่งต่างๆ เช่น การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย กรมทรัพยากรธรณี และจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เป็นต้น

### 3. ข้อมูลด้านแผ่นดินไหว

รวบรวมและวิเคราะห์ข้อมูลแผ่นดินไหวที่ได้มาจากแหล่งต่างๆ ทั่วโลก (ตารางที่ 17) โดยพิจารณาเลือกข้อมูลอัตราเร่งของพื้นดินตามลักษณะดังต่อไปนี้

- ข้อมูลแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดได้เฉพาะในชั้นหิน ทั้งนี้เพื่อให้องค์ประกอบต่างๆ ของข้อมูลใกล้เคียงกับสภาพฐานรากเขื่อนมากที่สุด โดยตามมาตรฐานของ U.S. Geological Survey สถานีวัดที่อยู่บนชั้นหินจะมีค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนมากกว่า 750 เมตรต่อวินาที

- ข้อมูลอัตราเร่งของพื้นดินจากสถานีวัดแผ่นดินไหวที่มีระยะห่างจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวในระยะต่างๆ จนถึงระยะห่างประมาณ 400 กิโลเมตร เพื่อพิจารณาให้ครอบคลุมกรณีเกิดแผ่นดินไหวในระยะห่างต่างๆ จากตัวเขื่อนศรีนครินทร์

ข้อมูลอัตราเร่งของพื้นดินที่ใช้ในการวิเคราะห์มีทั้งสิ้น 213 ข้อมูล จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่รุนแรง 35 เหตุการณ์ ข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์มีรายละเอียดดังตารางที่ 18

ตารางที่ 17 แหล่งข้อมูลอัตราเร่งของพื้นดิน

ลำดับ ที่	แหล่งข้อมูล	เว็บไซต์
1	National Strong Motion Program (NSMP), USGS	<a href="http://nsmp.wr.usgs.gov">http://nsmp.wr.usgs.gov</a>
2	COSMOS Virtual Data Center	<a href="http://db.cosmos-eq.org">http://db.cosmos-eq.org</a>
3	European Strong Motion Database	<a href="http://www.isesd.cv.ic.ac.uk">http://www.isesd.cv.ic.ac.uk</a>
4	Pacific Earthquake Engineering Research Center	<a href="http://peer.berkeley.edu">http://peer.berkeley.edu</a>
5	National Geophysical Data Center (NGDC), USA	<a href="http://www.ngdc.noaa.gov">http://www.ngdc.noaa.gov</a>
6	National Strong Motion network of Turkey	<a href="http://angora.deprem.gov.tr">http://angora.deprem.gov.tr</a>
7	US Natural Center for Engineering Strong Motion	<a href="http://www.strongmotioncenter.org">http://www.strongmotioncenter.org</a>
8	Natural Resources, Canada	<a href="http://earthquakescanada.nrcan.gc.ca">http://earthquakescanada.nrcan.gc.ca</a>
9	National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, Japan	<a href="http://www.k-net.bosai.go.jp">http://www.k-net.bosai.go.jp</a>

ตารางที่ 18 รายละเอียดข้อมูลแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์

ประเทศ	แผ่นดินไหว	จำนวนข้อมูล	ขนาด แผ่นดินไหว
USA	Santa Cruzmntns (Loma Prieta), 1989	7	7.0 MI
	San Fernando, 1971	12	6.4 MI
	Northridge, 1994	11	6.7 MI
INDIA	India-Burma Border, 1988	11	7.2 Ms
	Uttarkashi, 1991	13	7.0 Ms
	Chamoli, 1999	3	6.6 Mw
TURKEY	Duzce, 1999	6	7.2 Mw
	Izmit, 1999	5	7.6 Mw
	Pulumur, 2003	1	6.0 Mw
	Bingol, 2003	1	6.3 Mw
	Adana, 1998	1	5.9 MI (6.3Mw)
	Panisler, 1983	1	6.6 Mw
	Golbasi, 1986	1	6.0 Mw
ITALY	Umbria Marche, 1997	10	5.8 MI (6.0Mw)
	Campano Lucano, 1980	9	6.6 MI
	Basso Tirreno, 1978	2	5.6 MI
	Friuli, 1976	7	6.3 MI
IRAN	Tabes, 1978	2	7.3 Mw
	Avej, 2002	3	6.5 Mw
	Kojur-Firoozobad, 2004	2	6.3 Mw
	Karebas, 1999	2	6.2 Mw
	Ardal, 1977	1	5.6 MI
ICELAND	South Iceland	38	6.4-6.5 Mw
	Mt. Vatnafjoll, 1987	3	5.8 MI (6 Mw)
ROMANIA	Vrancea, 1990	1	6.9 Mw

ตารางที่ 18 (ต่อ)

ประเทศ	แผ่นดินไหว	จำนวนข้อมูล	ขนาด แผ่นดินไหว
SERBIA & MONTENEGRO	Montenegro, 1979	4	7.0 MI
TAIWAN	Chi Chi, 1999	4	7.3 MI
INDONESIA	Southern Sumatra, 2007	1	8.4 Mw
MEXICO	Mexico, 1985-2003	32	7.0 – 7.5 Mw
GREECE	Kalamata, 1997	4	6.4 Mw
	Kozani, 1995	5	6.5 Mw
	Griva, 1990	2	5.4 MI (6.1 Mw)
	Magion Oros, 1983	2	6.6 MI
MACEDONIA	Bitola, 1994	2	5.9 MI (6.1 Mw)
GEORGIA	Racha, 1991	4	6.0 – 6.8 Mw

#### 4. คุณสมบัติของวัสดุตัวเชื่อม

คุณสมบัติทางสถิตยศาสตร์และพลศาสตร์ต่างๆ ของวัสดุตัวเชื่อม ได้มาจากผลการทดสอบในภาคสนามและในห้องปฏิบัติการรวมทั้งได้จากการอ้างอิงงานวิจัยที่ผ่านมา โดยข้อมูลต่างๆ ที่รวบรวมได้จะต้องนำมาวิเคราะห์เพื่อเลือกใช้ข้อมูลที่เป็นตัวแทนของวัสดุในสภาพปัจจุบัน โดยในการวิเคราะห์จะใช้ข้อมูลวัสดุในหลายกรณีเพื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์

Shear Modulus Reduction Curve และ Damping Curve ของวัสดุต่างๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์สำหรับชั้นวัสดุหินถม และ Transition Zone ใช้ความสัมพันธ์ของ Gazetas (1992) ส่วนชั้นวัสดุรองใช้กราฟค่าเฉลี่ยวัสดุประเภทกรวดโดย Seed *et al.* (1986) และชั้นวัสดุที่บ้น้ำแกนกลางกลางเชื่อมใช้กราฟความสัมพันธ์ของ Vucetic *et al.* (1991) ซึ่งเป็นกราฟของวัสดุประเภทดินเหนียวที่มีค่า Plastic Index (PI) เท่ากับ 15

## 5. ข้อมูลจากงานวิจัยข้างเคียง

รวบรวมข้อมูลงานวิจัยข้างเคียง เช่น การวิเคราะห์การไหลซึมของน้ำผ่านตัวเชื่อม (Seepage Analysis) มาใช้ในการวิเคราะห์ต่อไป

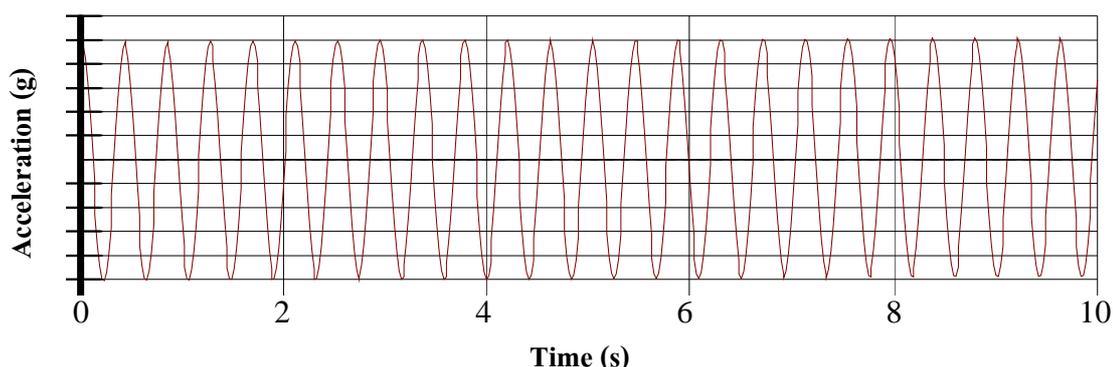
### การวิเคราะห์องค์ประกอบของคลื่นแผ่นดินไหว

ใช้โปรแกรม SeismoSignal เวอร์ชัน 3.1.0 วิเคราะห์องค์ประกอบของอัตราเร่งของพื้นดินที่ตรวจวัดได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆ ซึ่งได้แก่ตัวแปรด้านขนาด (Amplitude Parameters) ด้านส่วนประกอบความถี่ (Frequency Content) และตัวแปรด้านระยะเวลา (Duration Parameters) เพื่อให้ทราบถึงลักษณะตัวแปรต่างๆ ตลอดจนความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรต่างๆ กับองค์ประกอบอื่นๆ ของคลื่นแผ่นดินไหว เช่นระยะห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหวและขนาดแผ่นดินไหวที่มีผลกระทบต่อเสถียรภาพความมั่นคงของเขื่อนศรีนครินทร์

### การวิเคราะห์คาบธรรมชาติของตัวเชื่อม

วิเคราะห์หาคาบธรรมชาติของตัวเชื่อมโดยวิธีการต่างๆ เพื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ที่ได้แก่วิธีตามกฎกระทรวงฯ วิธี Shear Beam Approach และวิธีวิเคราะห์การตอบสนองของเขื่อนจากแรงแผ่นดินไหว

วิธีวิเคราะห์การตอบสนองของเขื่อนจากแรงแผ่นดินไหวจะเป็นวิธีการหลักที่ใช้ในการวิเคราะห์ โดยใช้แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ ที่ใช้ในการวิเคราะห์การตอบสนองทางด้านพลศาสตร์ของเขื่อนศรีนครินทร์ โดยใช้คุณสมบัติของวัสดุ แรงดันน้ำและความเค้นสติด้อย่างเดียวกัน โดยหลักการวิเคราะห์จะใช้ข้อมูลอัตราเร่งของพื้นดินที่สร้างขึ้นมา (ภาพที่ 53) โดยมี PGA คงที่แต่จะเปลี่ยนค่า Predominant Period ไปเรื่อยๆ กระทำบริเวณฐานรากเขื่อนโดยใช้โปรแกรม Quake/W วิเคราะห์ผลตอบสนองของเขื่อนต่อแรงกระทำที่สร้างขึ้นมาเพื่อหาค่า Predominant Period ที่ทำให้เกิดการขยายค่าอัตราเร่งของพื้นดินและการเคลื่อนที่ในบริเวณต่างๆ ของตัวเขื่อนซึ่ง PGA ที่ใช้ในการวิเคราะห์มีค่า 0.05g 0.10g และ 0.5g เพื่อเปรียบเทียบผลเนื่องมาจากการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมความยืดหยุ่นของวัสดุ (Elastic Behavior)



ภาพที่ 53 รูปแบบคลื่นที่ใช้ในการวิเคราะห์คาบธรรมชาติของตัวเขื่อน

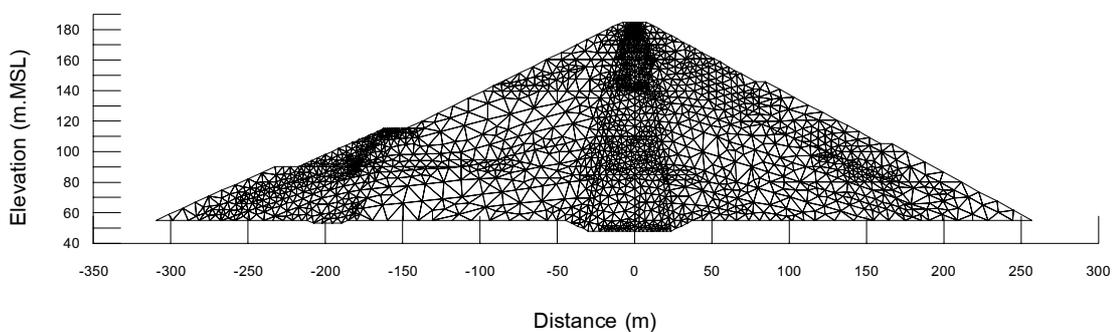
### การวิเคราะห์ผลตอบสนองของเขื่อนต่อแรงแผ่นดินไหว

วิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม QUAKE/W ในระบบ 2 มิติโดยสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (Finite Element Method) เพื่อหาพฤติกรรมการตอบสนองของเขื่อนต่อแรงกระทำแผ่นดินไหว โดยใช้แรงกระทำแผ่นดินไหวในรูปแบบต่างๆ ที่กล่าวมาข้างต้น กระทำบริเวณฐานเขื่อน ซึ่งการวิเคราะห์จะหาค่าผลตอบสนองของเขื่อนต่อแรงกระทำแผ่นดินไหว ในบริเวณที่สนใจวิเคราะห์โดยเฉพาะบริเวณลาดชันของเขื่อนที่มีโอกาสเคลื่อนพังมากที่สุด โดยมีกรณีต่างๆ ที่จะวิเคราะห์ดังนี้

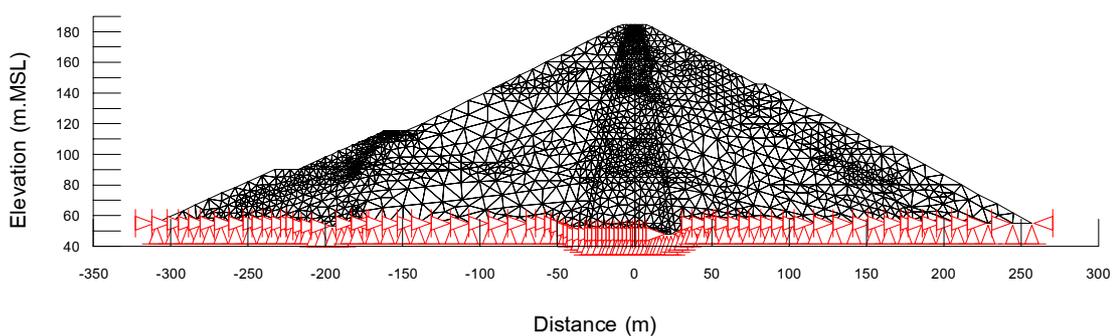
- 1.กรณีแผ่นดินไหวรูปแบบต่างๆ กระทำบริเวณฐานรากเขื่อน
- 2.กรณีลดระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็ว
- 3.กรณีระดับเก็บกักน้ำอยู่ที่ระดับต่างๆ
- 4.กรณีมีแรงแผ่นดินไหวกระทำในแนวตั้งร่วมด้วย

ในการวิเคราะห์ได้แบ่งหน้าตัดเขื่อนออกเป็น 3816 อีลิเมนต์ (ภาพที่ 54) และไม่จำลองฐานรากที่รองรับตัวเขื่อนเนื่องจากค่าโมดูลัสของหินฐานรากมีค่าแตกต่างกับวัสดุหินถมไปในทางที่สูงกว่ามาก จึงสามารถพิจารณาขอบเขตการวิเคราะห์ที่สิ้นสุดบริเวณรอยต่อระหว่างหินถมตัวเขื่อนและหินฐานรากและจำลองสภาพขอบเขต (Boundary Condition) ของบริเวณดังกล่าวในลักษณะฐานรากหินแข็ง (Rigid Foundation) ซึ่งสมมุติให้ฐานรากไม่สามารถเคลื่อนที่ได้ทั้งในแนวตั้งและแนวราบดังภาพที่ 55 โดยมีขอบเขตของชั้นวัสดุต่างๆ ดังภาพที่ 56

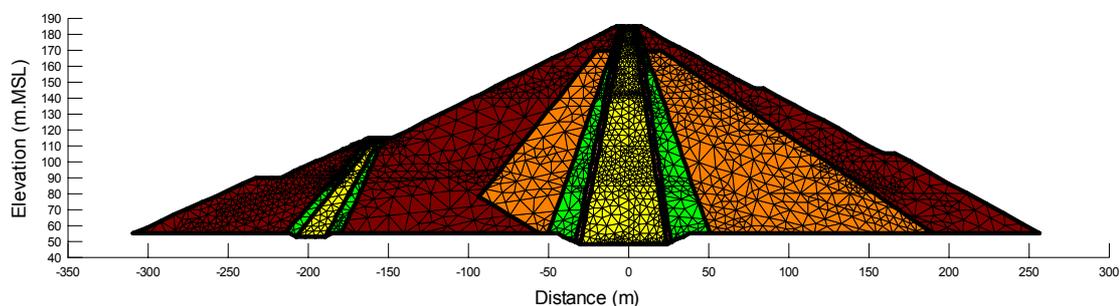
ซึ่งผลที่ได้จะทำให้ทราบถึงรูปแบบของคลื่นแผ่นดินไหวและปัจจัยต่างๆ ที่จะมีผลกระทบต่อเขื่อนมากที่สุดและใช้เป็นข้อมูลที่สำคัญในการวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อนต่อไป



ภาพที่ 54 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์

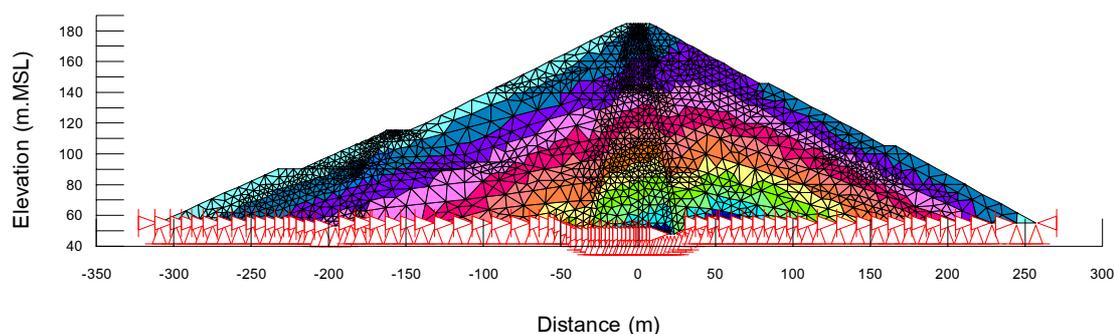


ภาพที่ 55 การจำลองสภาพฐานรากเขื่อน



ภาพที่ 56 ขอบเขตของวัสดุถมเขื่อนต่างๆ

ในการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์ แบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์ได้องนามกำหนดขอบเขตของวัสดุใหม่ตามคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของวัสดุอันได้แก่ค่า Maximum Shear Modulus ซึ่งจะขึ้นอยู่กับค่า Static Mean Effective Stress ดังแสดงในภาพที่ 57 ซึ่งโดยปกติค่า Mean Effective Stress จะเพิ่มขึ้นตามความลึก

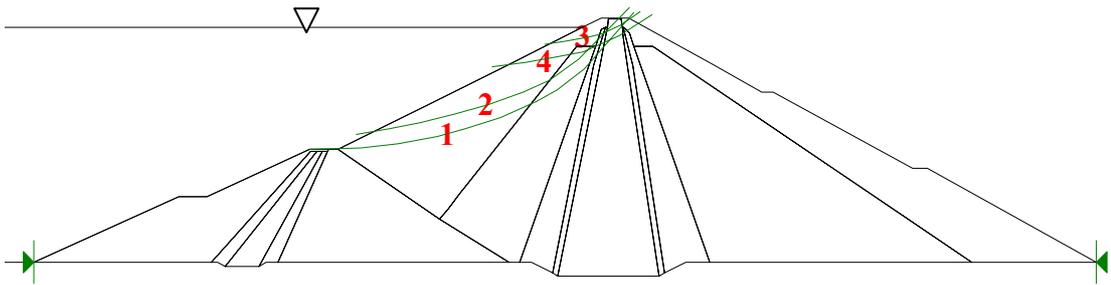


ภาพที่ 57 ขอบเขตคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของวัสดุที่ใช้ในการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์

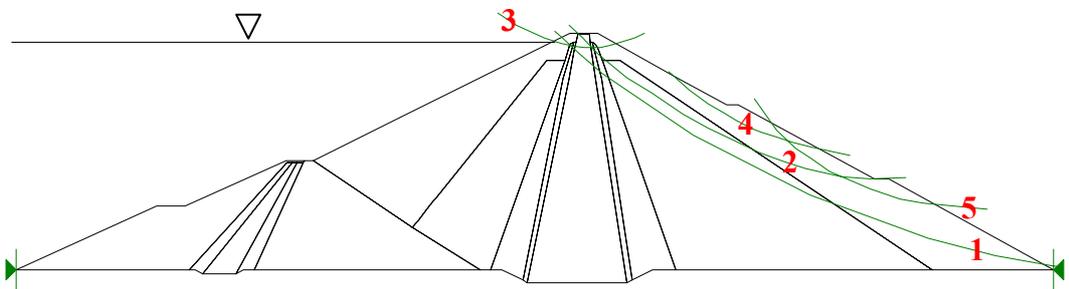
### การวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อนจากแรงกระทำแผ่นดินไหว

ใช้ผลวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์เข้ามาวิเคราะห์ตามทฤษฎีของ Newmark's Deformation (1965) นอกจากนั้นได้ใช้วิธีการประมาณค่าการทรุดตัวถาวรของลาดชันเขื่อน โดยวิธี Makdisi and Seed (1978) และวิธีการทางสถิติของ Swaisgood (1998) เพื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์

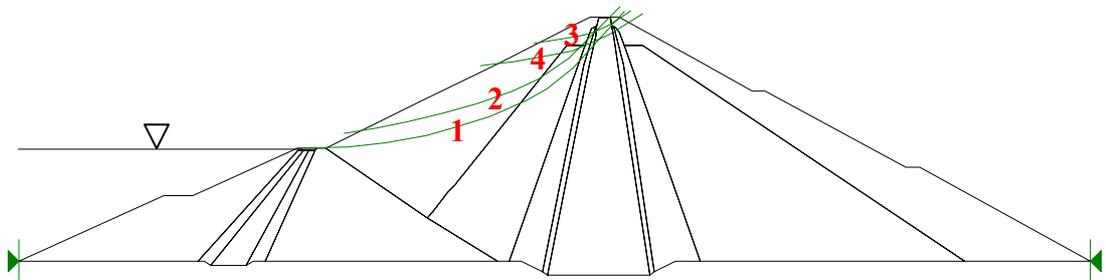
กรณีที่ใช้ในการวิเคราะห์จะเหมือนกับวิธีการวิเคราะห์ผลตอบสนองของเขื่อนต่อแรงแผ่นดินไหวโดยเพิ่มปัจจัยของวิธีการที่ใช้ในการวิเคราะห์ต่างๆ ร่วมด้วย โดย Slip Plane ของลาดชันเขื่อนที่ใช้ในการวิเคราะห์จะพิจารณาเลือกจากผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของลาดชันเขื่อนอย่างละเอียดจากหลายๆ Slip Plane ที่มีโอกาสเกิดขึ้นได้ โดยจะเลือก Slip Plane ที่มีค่าการทรุดตัวมากกว่า Slip Plane อื่นๆ และมีผลกระทบกับความมั่นคงของเขื่อนเป็นหลักมาทำการวิเคราะห์ต่อไป โดยลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำได้พิจารณากำหนด Slip Plane เป็น 4 แนว และลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำเป็น 5 แนว ดังภาพที่ 58 และภาพที่ 59 ตามลำดับ ส่วนภาพที่ 60 เป็น Slip Plane ที่กำหนดใช้ในการวิเคราะห์กรณี Rapid Drawdown ของลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำ



ภาพที่ 58 Slip Plane ที่กำหนดใช้ในการวิเคราะห์ลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำ



ภาพที่ 59 Slip Plane ที่กำหนดใช้ในการวิเคราะห์ลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ



ภาพที่ 60 Slip Plane ที่ใช้ในการวิเคราะห์กรณี Rapid Drawdown ลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำ

#### 1. Newmark's Deformation (1965)

ใช้โปรแกรม SLOPE/W ในการวิเคราะห์โดยใช้ข้อมูลในการวิเคราะห์ได้แก่

- ระนาบการพังที่ได้จากการวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชัน

- $K_y$  ที่ได้จากการวิเคราะห์ Pseudostatic
- อัตราเร่งพื้นดินเฉลี่ยของวัสดุบริเวณลาดชันในระนาบการพังข้างต้น จาก การวิเคราะห์ Dynamic Response Analysis

## 2. Makdisi and Seed Method (1978)

วิธี Makdisi and Seed (1978) เป็นวิธีการประมาณการทรุดตัวของเขื่อนจากแรง แผ่นดินไหว อาศัยหลักการ Simplified Analytical โดยใช้แบบจำลองการสั่นพื้นฐาน ซึ่งดำเนินการ โดยวิเคราะห์ Slip Plane ด้านเหนือหน้าจำนวน 4 แนว ซึ่งเป็นแนวเดียวกับการวิเคราะห์โดยวิธี Newmark's Deformation โดยมีขั้นตอนการทำงานดังนี้

1. หาค่า Yield Acceleration,  $K_y$  จากผลการวิเคราะห์โดยวิธี Pseudostatic
2. หาค่า Natural Period ของเขื่อน,  $T_0$  จากผล Dynamic Response Analysis
3. หาค่า PGA ที่กระทำที่ฐานเขื่อน,  $K_{max}$
4. หาค่าขนาดของแผ่นดินไหวที่กระทำ,  $M$
5. นำค่า  $k_y/k_{max}$  และ  $M$  ไปอ่านกราฟหาค่าการเคลื่อนตัวถาวร,  $U$

## 3. วิธี Swaisgood (1998)

มีขั้นตอนในการวิเคราะห์ดังนี้

1. หาขนาดและอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดินของแผ่นดินไหวที่กระทำกับฐานรากเขื่อน เพื่อหาค่า Seismic Energy Factor (SEF)
2. หาระยะห่างจากจุดกำเนิดแผ่นดินไหวของฐานรากเขื่อนและประเภทของเขื่อน เพื่อหาค่า Resonance Factor (RF)
3. หาการทรุดตัวถาวรของสันเขื่อน โดยเทียบเป็นเปอร์เซ็นต์กับความสูงของเขื่อน

## การวิเคราะห์ Liquefaction

วิเคราะห์เฉพาะบริเวณชั้นวัสดุรองด้านเหนือและท้ายน้ำรวมทั้งบริเวณ Transition Zone ด้านเหนือน้ำเนื่องจากบริเวณดังกล่าวอาจมีโอกาสเกิด Liquefaction ได้

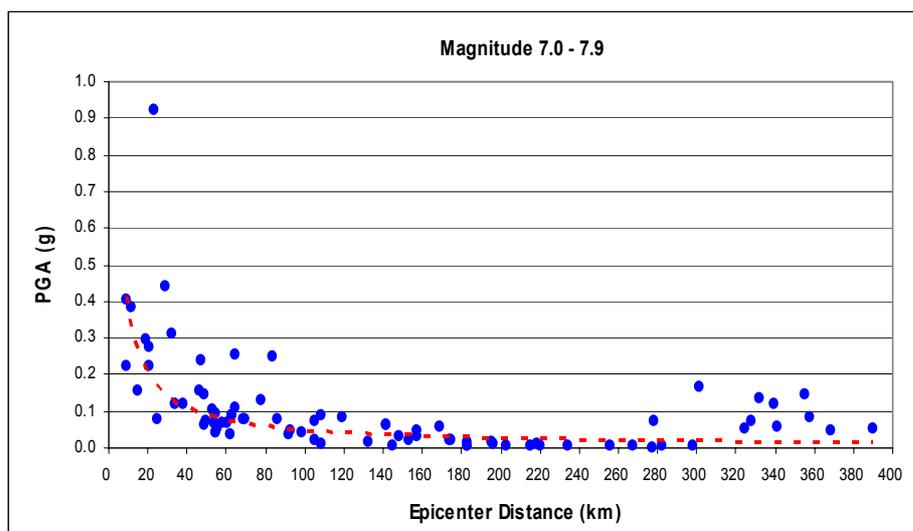
## ผลและวิจารณ์

### องค์ประกอบคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้บนชั้นหิน

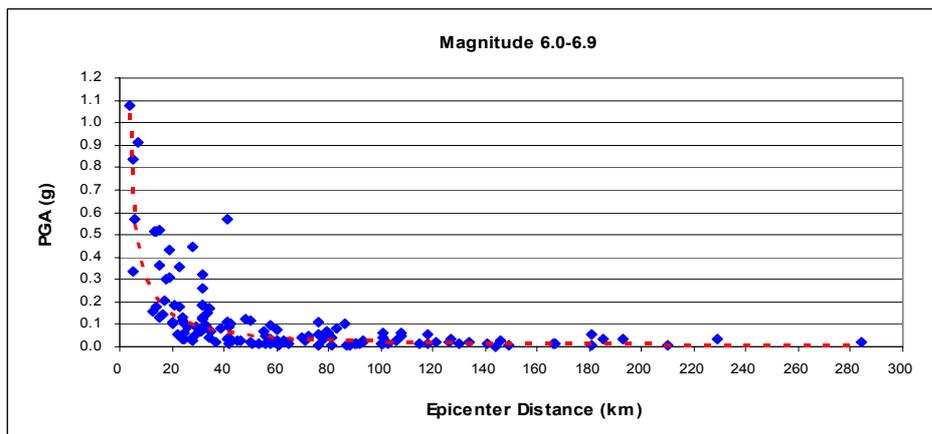
ความสัมพันธ์ระหว่างองค์ประกอบต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหวจำนวนทั้งสิ้น 213 ข้อมูล จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆ ทั่วโลกที่มีขนาดของแผ่นดินไหวตั้งแต่ 5.4 MI ถึง 8 Mw พบว่ามี ค่า PGA ตั้งแต่ 0.003g ถึง 1.17g โดยส่วนใหญ่มีค่า PGA ต่ำกว่า 0.60g และมีแนวโน้มลดลงตาม ระยะห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหว โดยจะมีค่าต่ำกว่า 0.10g ที่ระยะห่างประมาณ 100 กิโลเมตรขึ้นไป จากศูนย์กลางแผ่นดินไหว แต่มีบางเหตุการณ์ที่มีค่าสูงมากกว่าปกติ ทั้งนี้เนื่องจากความแตกต่าง ทางสภาพธรณีวิทยาของสถานีวัดแผ่นดินไหว ดังแสดงในภาพที่ 61 และ 62

Predominant Period มีค่าค่อนข้างกระจัดกระจายไม่ได้ขึ้นกับระยะห่างจากจุดกำเนิด แผ่นดินไหว มีค่าอยู่ระหว่าง 0.02 ถึง 1.14 วินาที ดังภาพที่ 63 และ 64 ซึ่งส่วนใหญ่มีค่าอยู่ในช่วง 0.1 ถึง 0.4 วินาที (ภาพที่ 65)

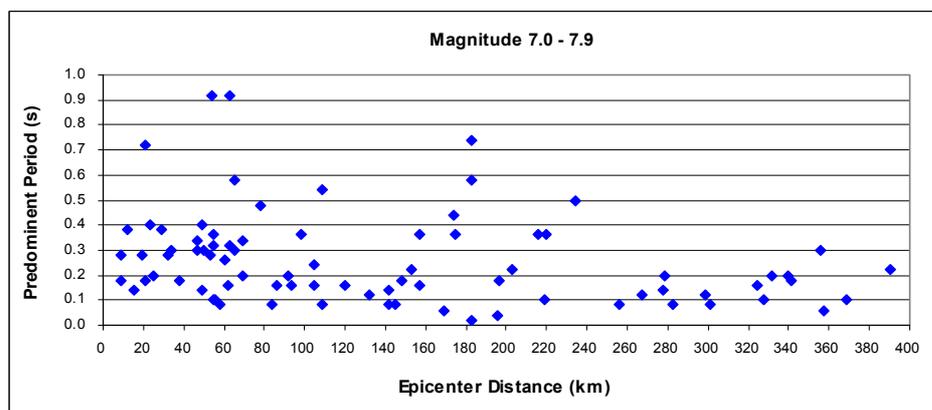
ระยะเวลาในการสั่นไหวที่วิเคราะห์ตามวิธี Bracketed Duration พบว่าโดยส่วนใหญ่มีค่า น้อยกว่า 15 วินาทีและมีแนวโน้มลดลงตามระยะห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหว แต่มีบางข้อมูลที่มี ค่าแตกต่างกันไป ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับสภาพทางธรณีวิทยาของพื้นที่นั้นๆ ดังแสดงในภาพที่ 66 และ 67



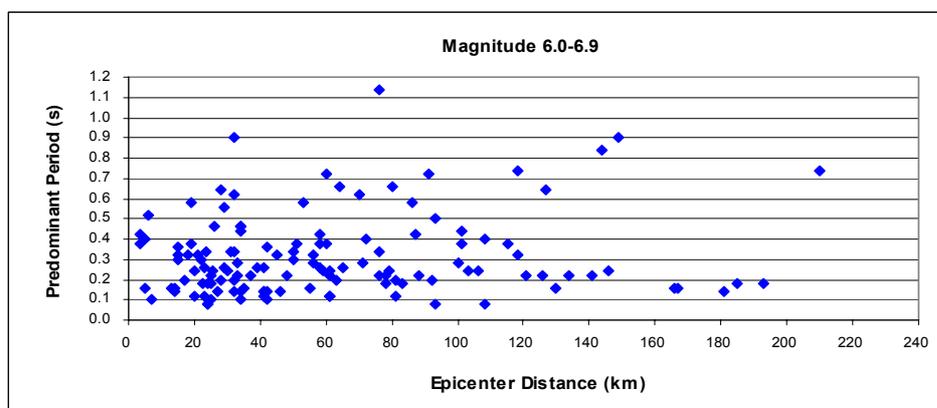
ภาพที่ 61 ความสัมพันธ์ระหว่าง PGA และระยะห่างจาก Epicenter ของแผ่นดินไหวขนาด 7.0-7.9



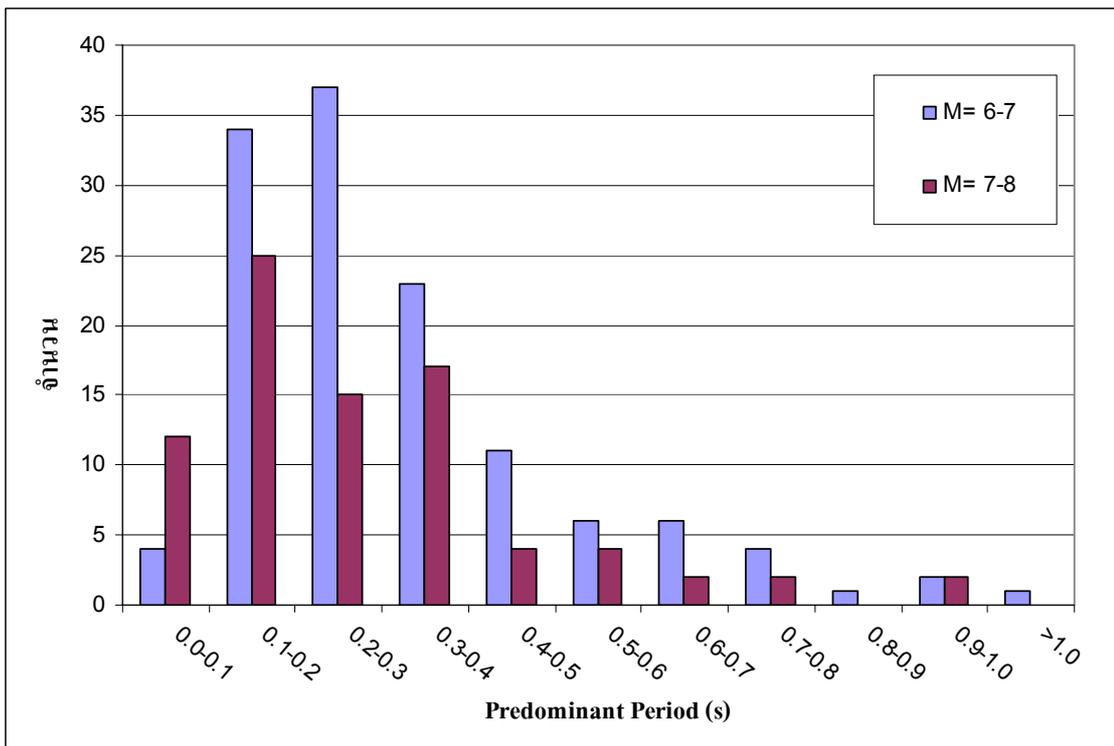
ภาพที่ 62 ความสัมพันธ์ระหว่าง PGA และระยะห่างจาก Epicenter ของแผ่นดินไหวขนาด 6.0-6.9



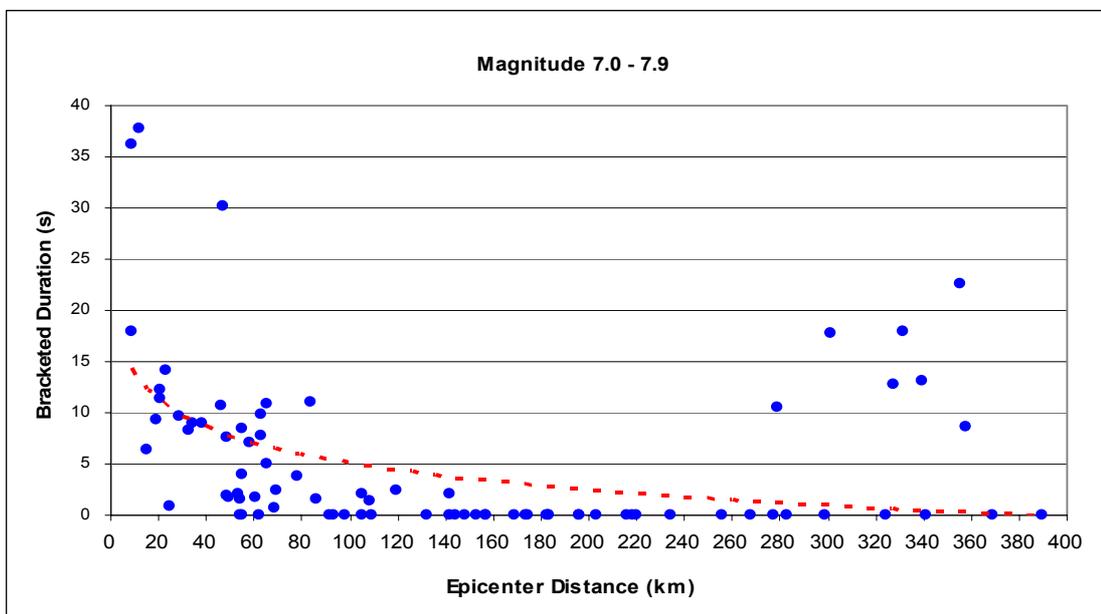
ภาพที่ 63 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $T_p$  และระยะห่างจาก Epicenter ของแผ่นดินไหวขนาด 7.0 – 7.9



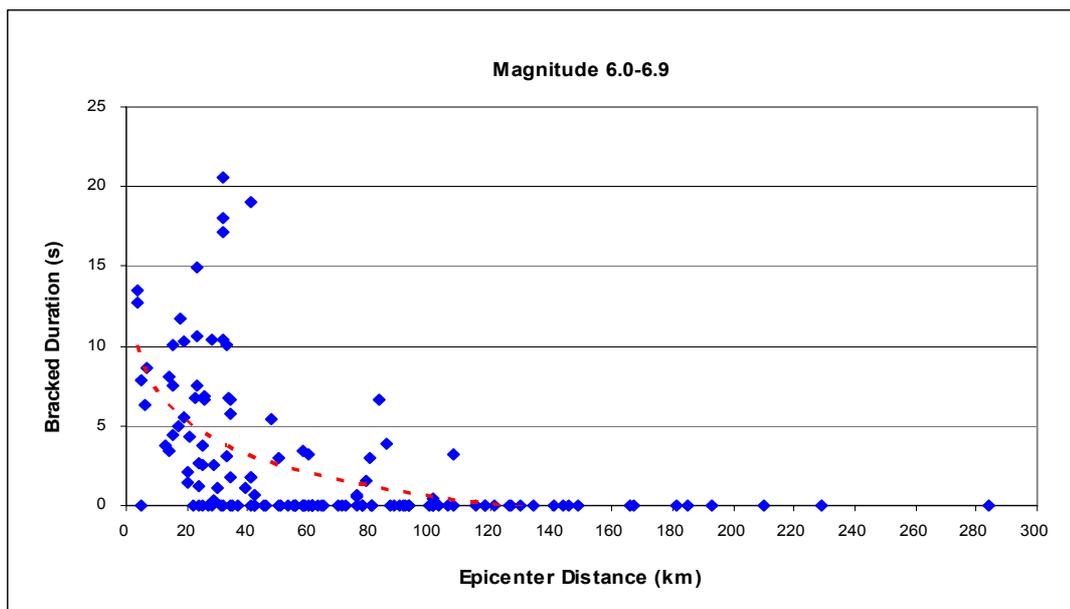
ภาพที่ 64 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $T_p$  และระยะห่างจาก Epicenter ของแผ่นดินไหวขนาด 6.0 – 6.9



ภาพที่ 65 การกระจายตัวของ  $T_p$  ของแผ่นดินไหวขนาดต่างๆ



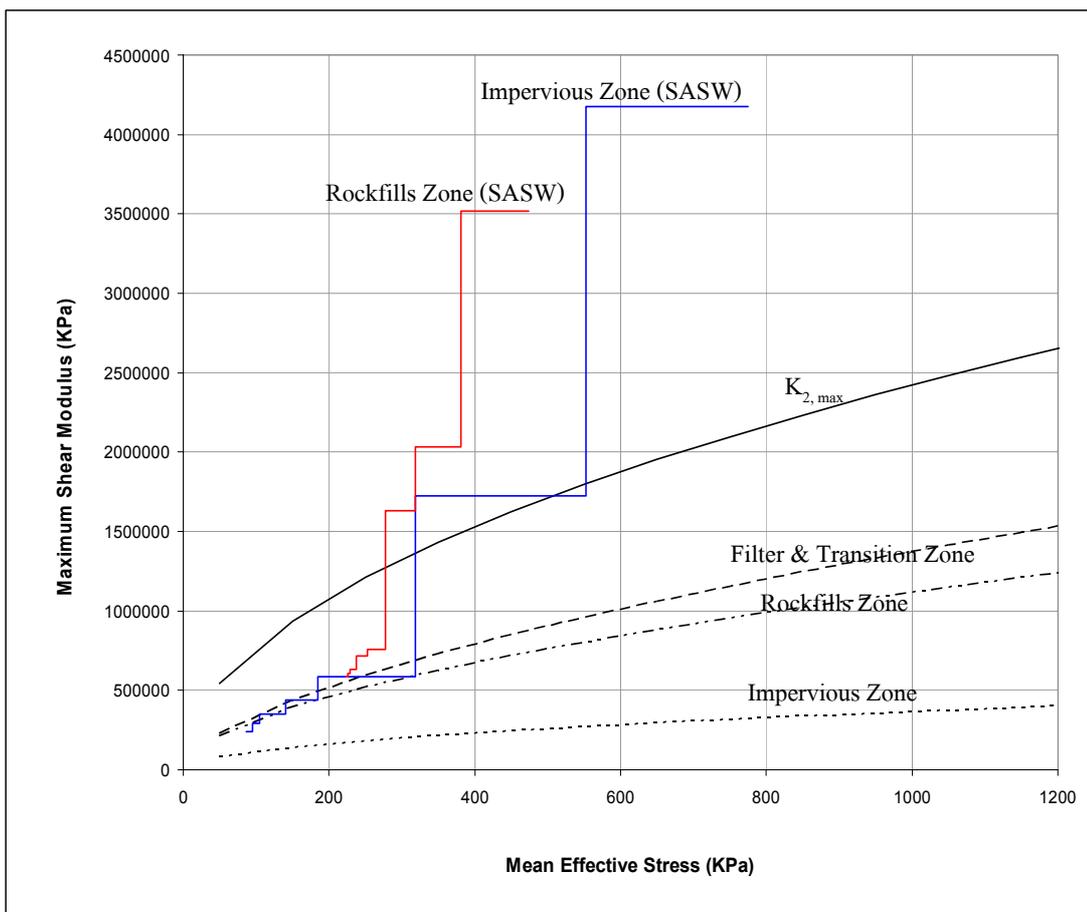
ภาพที่ 66 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะเวลาในการสั่นและระยะห่างจาก Epicenter ของแผ่นดินไหวขนาด 7.0 - 7.9



ภาพที่ 67 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะเวลาในการสั่นและระยะห่างจาก Epicenter ของแผ่นดินไหว ขนาด 6.0 – 6.9

### โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดของวัสดุตัวเชื่อม

ผลวิเคราะห์เปรียบเทียบค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด (Maximum Shear Modulus,  $G_{max}$ ) ของวัสดุตัวเชื่อม ที่ได้จากวิธีการทดสอบหาค่าความเร็วคลื่นเฉือนในสนามโดยวิธี Spectrum Analysis of Surface Wave (SASW) และจากสมการ Empirical โดยสำหรับชั้นหินถมและวัสดุกรอง ใช้สมการที่ได้จากการทดสอบ Cyclic Triaxial Test ของ Kokusho and Esashi (1982) สำหรับวัสดุที่บ้น้ำแกนเชื่อมใช้สมการความสัมพันธ์ของ Hardin and Black (1968) นอกจากนั้นได้เปรียบเทียบค่า  $G_{max}$  สำหรับชั้นหินถมที่ได้จากสมการ Empirical ของ Seed and Idriss (1970) โดยใช้ค่า  $K_{2^*max}$  ที่ได้จากการทดสอบ Downhole Seismic และ Crosshole Seismic ของเจ็อนวชิราลงกรณโดย Snowy Mountains Engineering Corporation (1984) มีค่า  $K_{2^*max}$  เท่ากับ 350 เมื่อเปรียบเทียบความสัมพันธ์จากผลการวิเคราะห์ต่างๆ พบว่าผลการวิเคราะห์แต่ละวิธีมีค่าแตกต่างกัน โดยเฉพาะเมื่อแรงดันประสิทธิผล (Effective Stress) ในตัวเชื่อมมีค่าสูง (ภาพที่ 68) โดยค่า  $G_{max}$  ที่ได้จากการทดสอบ SASW จะมีค่าที่สูงกว่าวิธีการอื่นๆ และในชั้นวัสดุหินถมจะมีค่า  $G_{max}$  มากกว่าบริเวณอื่นๆ ทั้งนี้เนื่องจากการได้มาซึ่งวิธีสมการ Empirical มีข้อจำกัดด้านความสามารถในการทดสอบตัวอย่าง ภายใต้ข้อจำกัดหลายอย่างเช่น



ภาพที่ 68 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $G_{max}$  และ แรงดันเฉลี่ยประสิทธิพลของวัสดุถมเขื่อน

- ขนาดของตัวอย่างหินที่ใช้ทดสอบในห้องปฏิบัติการ ทั้งนี้เนื่องจาก  $G_{max}$  จะมีค่าเพิ่มมากขึ้นตามขนาดของตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ โดยขนาดสูงสุดที่ใช้ในการทดสอบมีขนาดประมาณ 7 เซนติเมตร แต่ขนาดของชั้นวัสดุหินถมเขื่อนมีขนาดสูงสุด 30 เซนติเมตร

- การทดสอบในห้องปฏิบัติการกระทำที่ความเครียดเฉือนต่ำๆ (Small Shear Strain) ได้ยากจึงทำให้ค่าโมดูลัสแรงเฉือนที่ได้้น้อยกว่าค่า  $G_{max}$  ที่เกิดขึ้นจริง

- ไม่สามารถจำลองสภาพความเค้นปัจจุบัน ได้เหมือนกับสภาพจริงเนื่องจากแรงกระทำกับตัวเขื่อนมีค่าสูงมาก

ดังนั้นจึงใช้  $G_{max}$  ที่ได้จากผลการทดสอบ SASW ไปใช้ในการวิเคราะห์ผลการตอบสนองทางด้านพลศาสตร์ของตัวเขื่อน เนื่องจากวิธีการทดสอบมีหลักการที่ใกล้เคียงสภาพความเป็นจริง

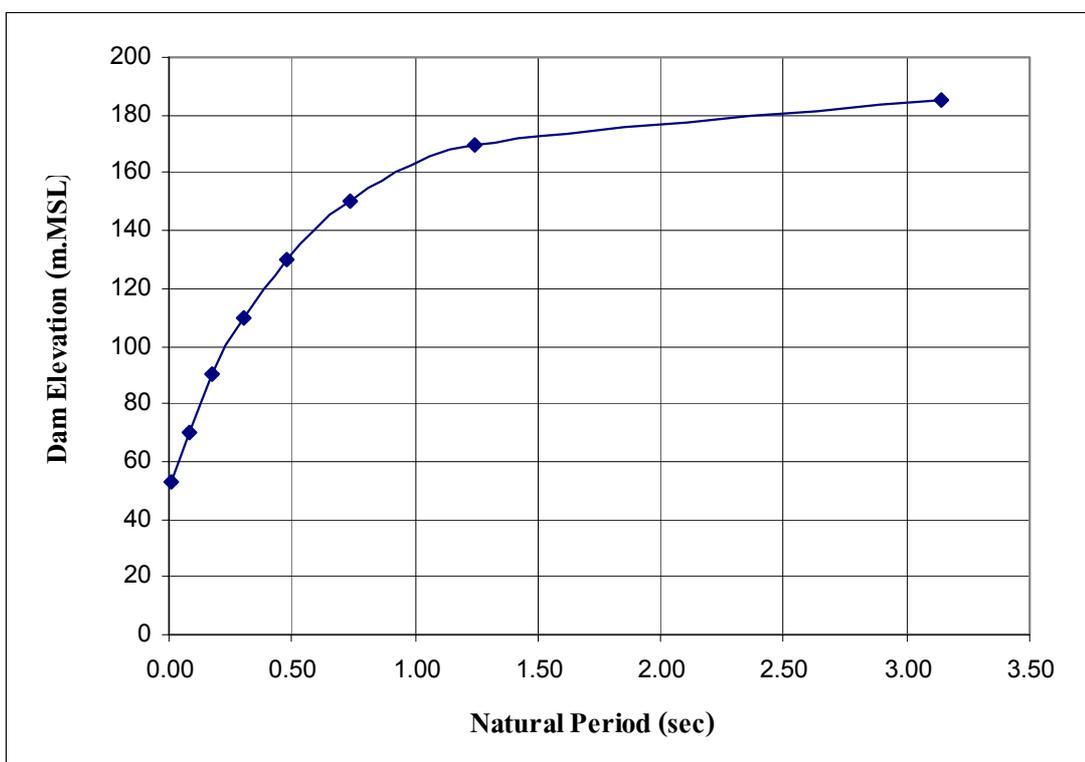
เมื่อมีแรงแผ่นดินไหวกระทำกับเขื่อน แต่ทั้งนี้ได้นำผลการวิเคราะห์โดยวิธีสมการ Empirical ไปทำการวิเคราะห์เปรียบเทียบด้วย

### คาบธรรมชาติและคาบหลักที่มีผลกระทบต่อตัวเขื่อน

ผลการวิเคราะห์หาคาบธรรมชาติของตัวเขื่อน โดยวิธีต่างๆ ได้ผลดังนี้

#### 1. วิธีตามกฎกระทรง

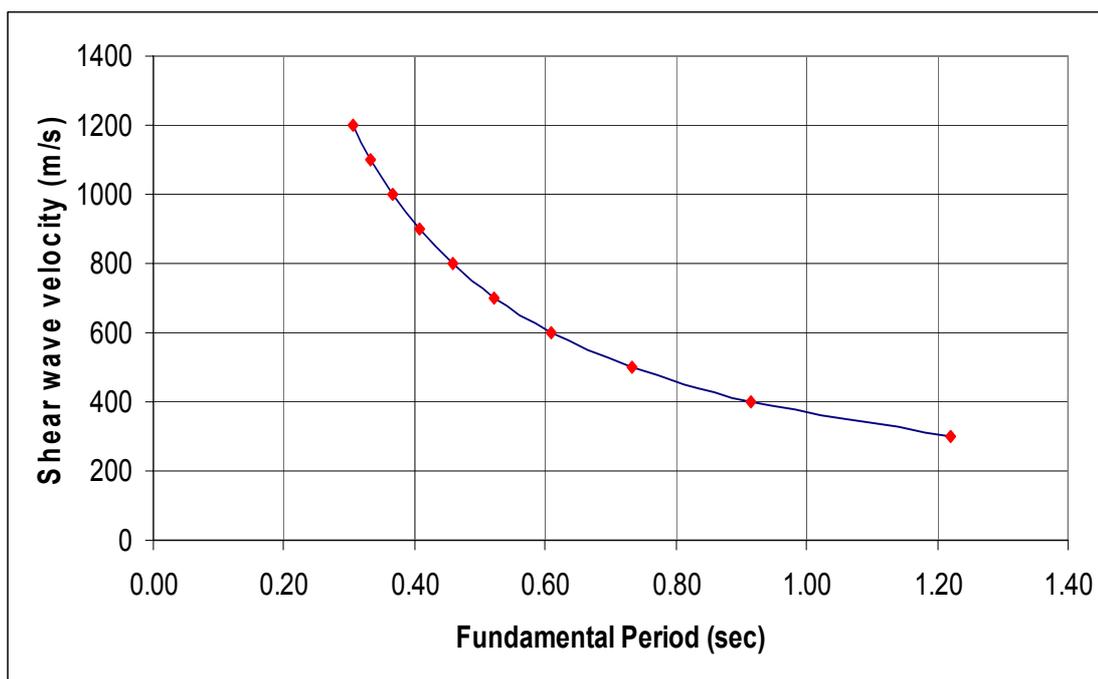
ผลการวิเคราะห์คาบธรรมชาติของตัวเขื่อนมีค่า 3.14 วินาที (ภาพที่ 69) ซึ่งเป็นค่าที่สูงมาก จึงเป็นวิธีการที่ไม่เหมาะสมที่จะใช้กับเขื่อน ทั้งนี้เพราะวิธีการนี้มีสมมุติฐานการวิเคราะห์ที่เหมาะสมสำหรับอาคารที่เป็นชั้นๆ มีความกว้างของแต่ละชั้นใกล้เคียงกันและมีส่วนประกอบของวัสดุที่ไม่แตกต่างกันมากในแต่ละบริเวณ



ภาพที่ 69 ผลการวิเคราะห์คาบธรรมชาติตามวิธีกฎกระทรง

## 2. วิธี Shear Beam Approach

นำค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนจากผลการสำรวจ SASW มาหาค่าเฉลี่ยโดยน้ำหนัก เปรียบเทียบตามพื้นที่หน้าตัดของวัสดุต่างชนิดกัน ได้ค่าความเร็วคลื่นแรงเฉือนเฉลี่ยเท่ากับ 1172 เมตรต่อวินาที เมื่อวิเคราะห์โดยวิธี Shear Beam Approach จะได้ค่าคาบธรรมชาติของเขื่อนเท่ากับ 0.31 วินาที ดังภาพที่ 70



ภาพที่ 70 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นแรงเฉือนของวัสดุและคาบธรรมชาติของเขื่อน

## 3. วิธีการตอบสนองของเขื่อน

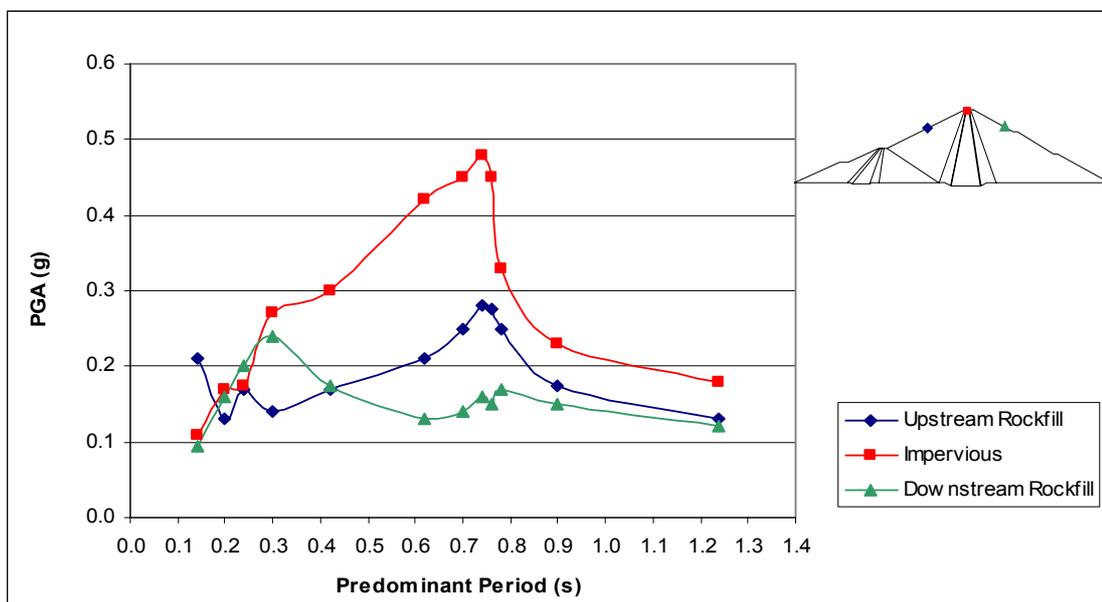
### 3.1 กรณีพิจารณาโดยใช้ค่าอัตราเร่งสูงสุดของตัวเขื่อน

Uniform Cyclic Load ที่มี PGA เท่ากับ 0.05g กระทำที่ฐานเขื่อน ทำให้เกิดอัตราเร่งสูงสุดบริเวณสันเขื่อน ในชั้นวัสดุทึบน้ำ (Impervious Layer) เท่ากับ 0.48g (ภาพที่ 71) โดยชั้นวัสดุทึบน้ำและชั้นหินถมบริเวณด้านเหนือน้ำได้ค่าสอดคล้องกันคือได้ค่า PGA สูงสุดเมื่อแผ่นดินไหวมี

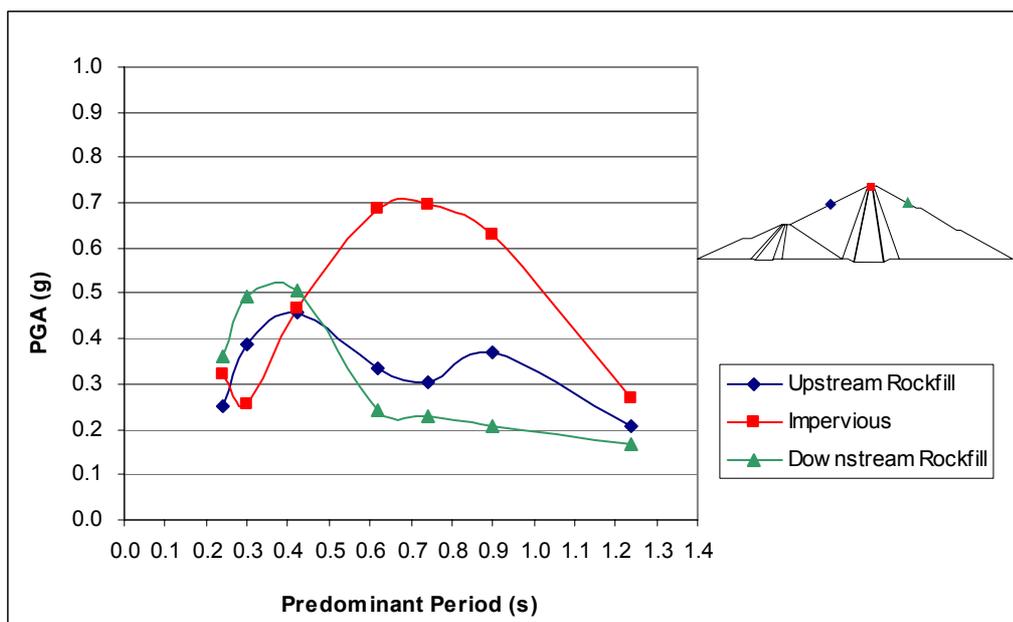
Predominant Period ประมาณ 0.73 วินาที ส่วนชั้นหินถมด้านท้ายน้ำมีค่า PGA สูงสุดที่  
Predominant Period ประมาณ 0.30 วินาที

Uniform Cyclic Load ที่มี PGA เท่ากับ 0.10g กระทำที่ฐานเขื่อนทำให้เกิดอัตราเร่ง  
สูงสุดบริเวณสันเขื่อนในชั้นวัสดุทับน้ำเท่ากับ 0.72g (ภาพที่ 72) โดยชั้นหินถมบริเวณด้านเหนือน้ำ  
และท้ายน้ำได้ค่าสอดคล้องกันคือได้ค่า PGA สูงสุดเมื่อแผ่นดินไหวมี Predominant Period  
ประมาณ 0.38 วินาที ส่วนชั้นวัสดุทับน้ำแกนเขื่อนมีค่า PGA สูงสุดที่ Predominant Period ประมาณ  
0.70 วินาที

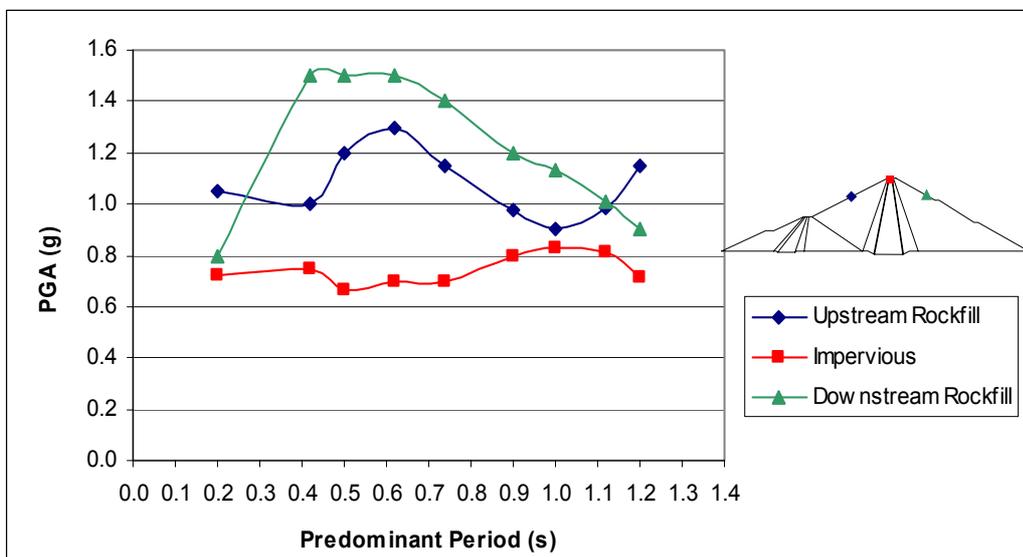
Uniform Cyclic Load ที่มี PGA เท่ากับ 0.5g ทำให้เกิดอัตราเร่งสูงสุดบริเวณชั้นหินถม  
ด้านท้ายน้ำ (Downstream Rockfills) เท่ากับ 1.55g (ภาพที่ 73) เมื่อแผ่นดินไหวมี Predominant  
Period ประมาณ 0.5 วินาที ชั้นหินถมด้านเหนือน้ำมีค่า PGA สูงสุดที่ Predominant Period ประมาณ  
0.63 วินาที ส่วนในชั้นวัสดุทับน้ำแกนเขื่อนได้ค่า PGA ที่ใกล้เคียงกันในทุกๆ Predominant Period  
ของคลื่นแผ่นดินไหว



ภาพที่ 71 ความสัมพันธ์ระหว่าง PGA บริเวณสันเขื่อนและไหล่เขื่อนกับค่า Predominant Period  
ต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหวสมำเสมอขนาด 0.05g กระทำที่ฐานเขื่อน



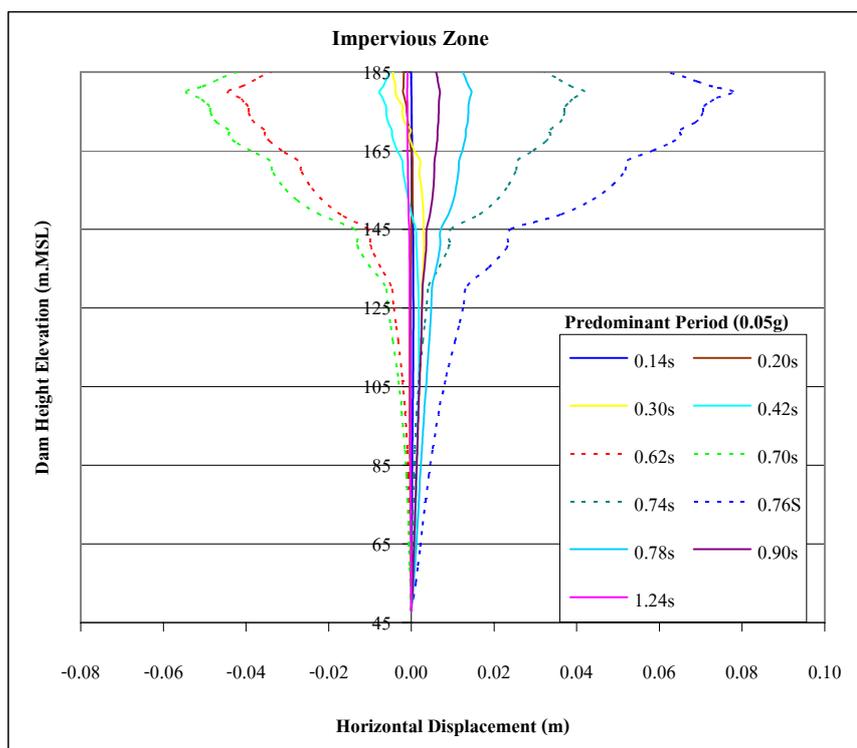
ภาพที่ 72 ความสัมพันธ์ระหว่าง PGA บริเวณสันเขื่อนและไหล่เขื่อนกับค่า Predominant Period ต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหวสมำเสมอขนาด 0.10g กระทำที่ฐานเขื่อน



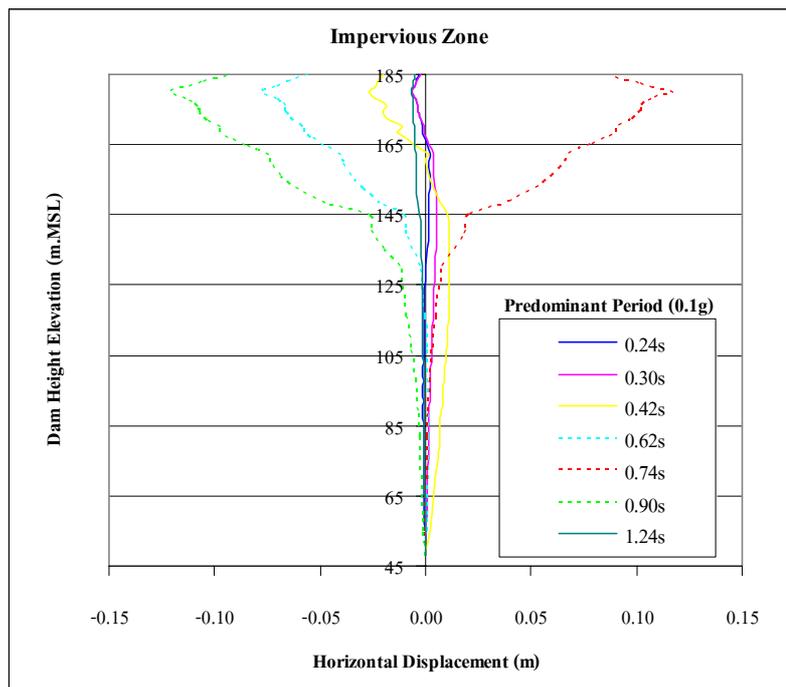
ภาพที่ 73 ความสัมพันธ์ระหว่าง PGA บริเวณสันเขื่อนและไหล่เขื่อนกับค่า Predominant Period ต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหวสมำเสมอขนาด 0.50g กระทำที่ฐานเขื่อน

### 3.2 กรณีพิจารณาโดยใช้ค่าระยะการเคลื่อนที่สูงสุดของวัสดุตัวเขื่อน

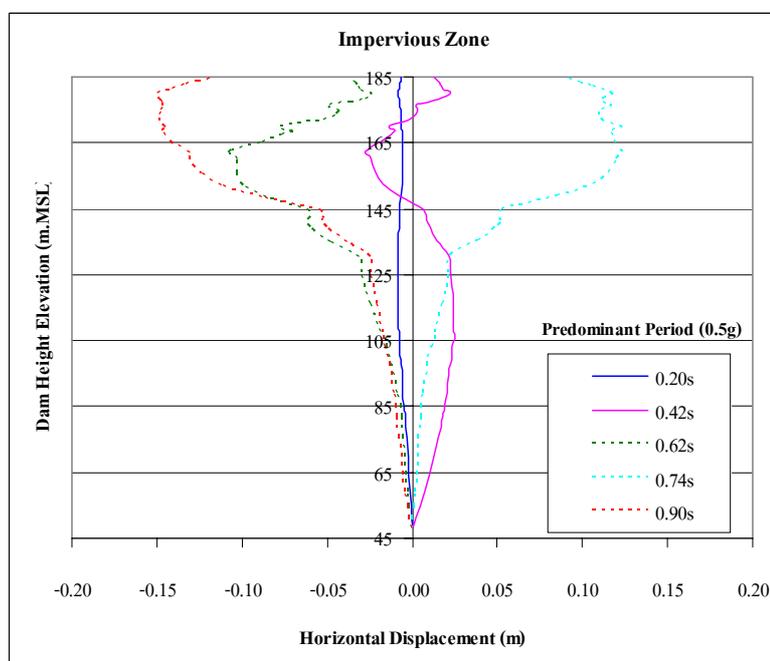
จากผลการวิเคราะห์โดยใช้แรงกระทำแผ่นดินไหวขนาดต่างๆ กระทำที่ฐานเขื่อนดังภาพที่ 74-76 ซึ่งเป็นกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบตามระดับความสูงของเขื่อนบริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำกับค่า Predominant Period ต่างๆ ของแผ่นดินไหวขนาด 0.05g 0.10g และ 0.50g โดยพิจารณา ณ เวลาเดียวกัน พบว่าได้ผลที่ค่อนข้างสอดคล้องกันคือ คาบเวลาที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวสูงอยู่ระหว่าง 0.62 – 0.90 วินาที โดยมีค่ามากที่สุดอยู่ประมาณ 0.90 วินาทียกเว้นในกรณีที่มีแรงกระทำแผ่นดินไหวขนาด 0.05g กระทำที่ฐานรากเขื่อนซึ่งได้ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดอยู่ระหว่าง 0.62 – 0.76 วินาที โดยมีค่ามากที่สุดอยู่ประมาณ 0.76 วินาทีแต่ทั้งนี้เนื่องจากแรงกระทำแผ่นดินไหวขนาด 0.05g เป็นแรงกระทำที่น้อยมากทำให้มีผลกระทบกับตัวเขื่อนน้อย ดังนั้นควรใช้คาบเวลาที่มีแรงกระทำที่ฐานเขื่อน 0.10g ขึ้นไปและเมื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กรณีวัสดุหินถมด้านเหนือน้ำเมื่อมีแรงกระทำแผ่นดินไหวขนาด 0.01g ที่ฐานเขื่อนพบว่า ได้ผลที่สอดคล้องกับกรณีพิจารณาบริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำดังภาพที่ 77



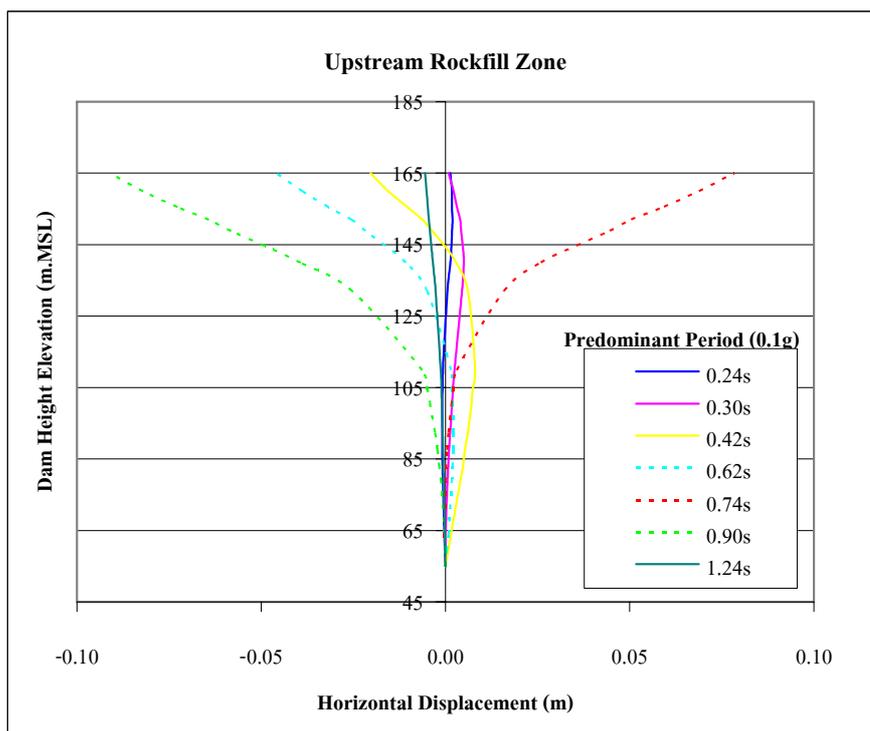
ภาพที่ 74 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบตามระดับความสูงเขื่อนบริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำกับค่า Predominant Period ของแผ่นดินไหวขนาด 0.05g กระทำที่ฐานเขื่อน



ภาพที่ 75 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบตามระดับความสูงเขื่อนบริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำกับค่า Predominant Period ของแผ่นดินไหวขนาด 0.10g กระทำที่ฐานเขื่อน



ภาพที่ 76 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบตามระดับความสูงเขื่อนบริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำกับค่า Predominant Period ของแผ่นดินไหวขนาด 0.50g กระทำที่ฐานเขื่อน



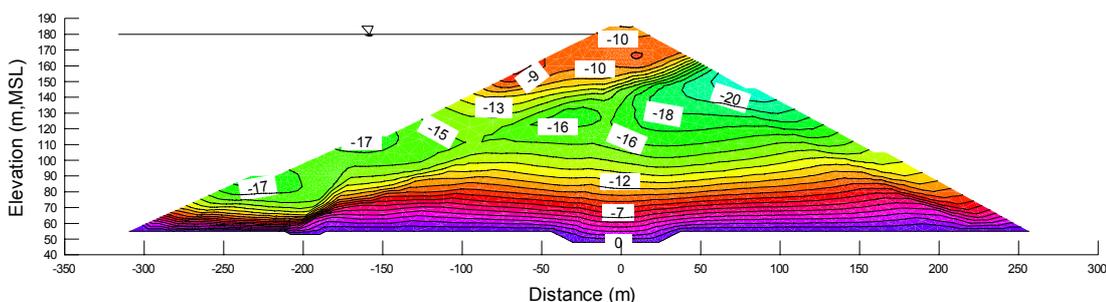
ภาพที่ 77 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบตามระดับความสูงเขื่อนบริเวณชั้นวัสดุหินถมด้านเหนือน้ำกับค่า Predominant Period ต่างๆ ของแผ่นดินไหวขนาด 0.10g กระทำที่ฐานเขื่อน

เมื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์พบว่าวิธีตามกฎกระทรวงและวิธี Shear Beam Approach ให้ค่าที่สูงและต่ำเกินไปตามลำดับ เมื่อเปรียบเทียบกับวิธีการตอบสนองทางด้านพลศาสตร์ซึ่งแยกพิจารณาใน 2 กรณีคือพิจารณากรณีอัตราเร่งสูงสุดและกรณีระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดซึ่งพบว่าในกรณีอัตราเร่งสูงสุดได้ผลที่ไม่สอดคล้องกันในแต่ละวัสดุเขื่อนและแรงกระทำที่ฐานขนาดต่างๆ เนื่องจากพิจารณาเฉพาะค่าอัตราเร่งสูงสุดซึ่งจะเกิดขึ้นเพียงระยะเวลาสั้นๆ เท่านั้นในตรงกันข้ามกรณีระยะการเคลื่อนตัวจะพิจารณาทั้งหมด ดังนั้นในการพิจารณาคาบธรรมชาติของตัวเขื่อนควรใช้วิธีการตอบสนองด้านพลศาสตร์ของเขื่อนโดยพิจารณาระยะการเคลื่อนที่ของวัสดุตัวเขื่อนเป็นหลัก

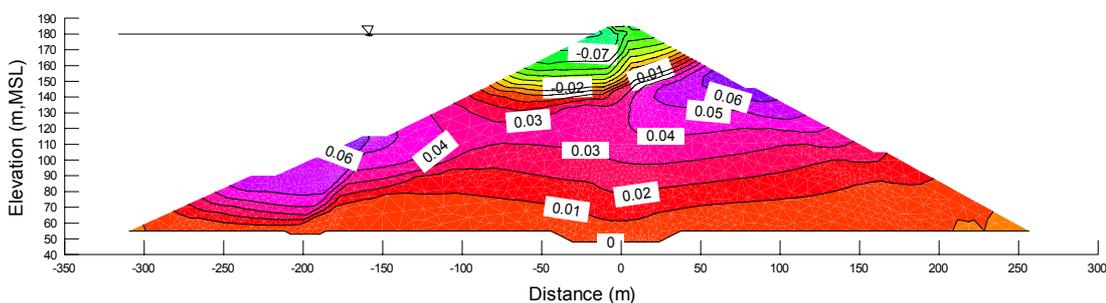
จากผลการวิเคราะห์ได้คาบหลักที่มีผลกระทบต่อตัวเขื่อนมากอยู่ที่ 0.62 – 0.90 วินาทีซึ่งคาบธรรมชาติของตัวเขื่อนเมื่อพิจารณาค่าที่มีผลกระทบมากที่สุดคือ 0.90 วินาที เมื่อเปรียบเทียบกับองค์ประกอบของข้อมูลแผ่นดินไหวที่บันทึกได้ในบริเวณสถานีที่ตั้งอยู่บนชั้นหินแข็งที่นำมาวิเคราะห์ดังกล่าวในหัวข้อก่อนหน้าไปแล้วพบว่ามี Predominant Period โดยส่วนใหญ่อยู่ระหว่าง 0.10 – 0.40 วินาทีซึ่งทำให้โอกาสที่จะเกิดปรากฏการณ์การสั่นพ้องเป็นไปได้ยาก

### พฤติกรรมการตอบสนองทางด้านพลศาสตร์ของเขื่อน

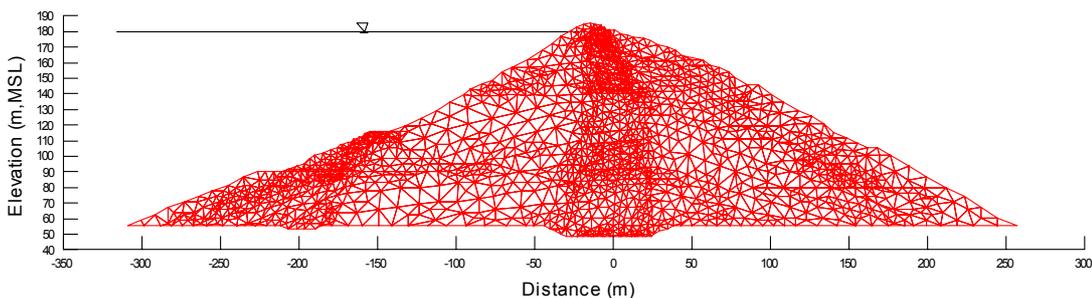
การวิเคราะห์ได้นำอัตราเร่งของพื้นดินมากระทำที่บริเวณฐานรากเขื่อนซึ่งพิจารณาให้เป็น  
 ชั้นหินแข็งโดยเขื่อนจะมีการตอบสนองต่อแรงกระทำ เกิดอัตราเร่งของพื้นดินในบริเวณต่างๆ ของ  
 ตัวเขื่อนแตกต่างกันซึ่งขึ้นกับคุณสมบัติของวัสดุตัวเขื่อนและองค์ประกอบของคลื่นแผ่นดินไหว  
 ดังภาพที่ 78 เป็นตัวอย่างผลการวิเคราะห์ค่าอัตราเร่งของพื้นดินเชิงเปรียบเทียบในตัวเขื่อนตาม  
 แนวราบ ณ เวลาที่มีค่าอัตราเร่งสูงสุดของแผ่นดินไหว San Fernando ปี 1971 กระทำที่บริเวณฐาน  
 เขื่อนฐานเขื่อนโดยพบมี อัตราเร่งของวัสดุตัวเขื่อนมากบริเวณลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำที่ระดับ  
 ความสูง +145 ม.รทก. แต่ในค่าการเคลื่อนตัวพบมีค่าสูงสุดบริเวณตอนบนลาดชันเขื่อนด้านเหนือ  
 น้ำที่ระดับความสูง +180 ม.รทก. ดังแสดงในภาพที่ 79 และ 80



ภาพที่ 78 ตัวอย่างผลของอัตราเร่งเชิงเปรียบเทียบในตัวเขื่อนตามแนวราบ ณ เวลาที่มีค่าอัตราเร่ง  
 สูงสุดของแรงกระทำแผ่นดินไหว San Fernando ปี 1971 ที่ฐานเขื่อน (หน่วย:m/s<sup>2</sup>)

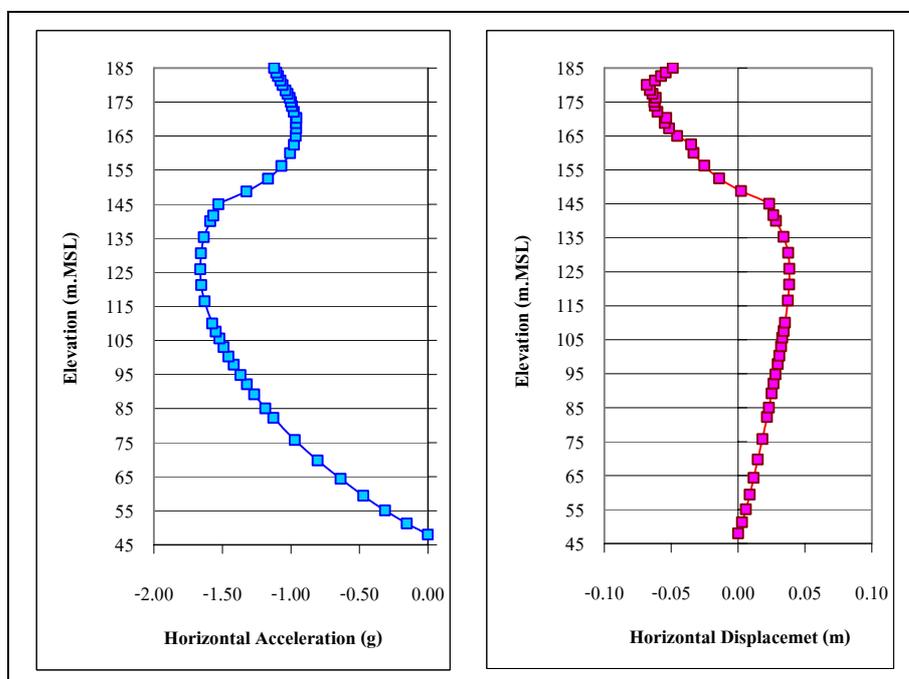


ภาพที่ 79 ตัวอย่างผลการเคลื่อนตัวเชิงเปรียบเทียบของวัสดุตัวเขื่อนตามแนวราบ ณ เวลาที่มีค่า  
 อัตราเร่งสูงสุดของแผ่นดินไหว San Fernando ปี 1971 กระทำที่ฐานเขื่อน (หน่วย:m)



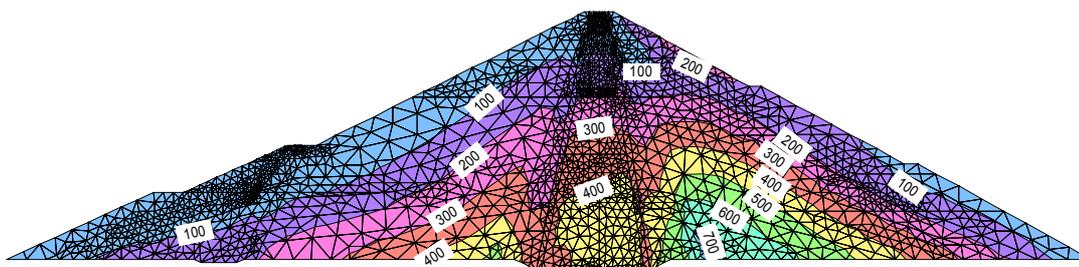
**ภาพที่ 80** ตัวอย่างผลการเคลื่อนตัวของเขื่อน ณ เวลาที่มีค่าอัตราเร่งสูงสุดของแผ่นดินไหว San Fernando ปี 1971 กระทำที่ฐานเขื่อน (ระยะเคลื่อนตัวขยาย 1,000 เท่า)

การตอบสนองตามความสูงเขื่อนบริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำแกนกลางเขื่อน พบว่าค่าอัตราเร่งตามแนวนอนของวัสดุจะมีค่าเพิ่มมากขึ้นและสูงสุดที่ระดับความสูง +125 ม.รทก.จากนั้นจะลดลงจนถึงระดับความสูง +170 ม.รทก. จากนั้นจะมีค่าเพิ่มมากขึ้นจนถึงระดับสันเขื่อน ส่วนการเคลื่อนตัวจะมีค่าเพิ่มมากขึ้นตามระดับความสูงเขื่อนจนถึงระดับความสูง +125 ม.รทก. จะเริ่มมีค่าการเคลื่อนตัวลดลงและมีทิศทางเคลื่อนตัวตรงกันข้ามที่ระดับความสูง +150 ม.รทก. และจะเพิ่มสูงสุดที่ระดับความสูง +180 ม.รทก.จากนั้นจะลดลงจนถึงระดับสันเขื่อนดังแสดงในภาพที่ 81



**ภาพที่ 81** ตัวอย่างผลอัตราเร่งและการเคลื่อนตัวเชิงเปรียบเทียบบริเวณวัสดุที่บ้น้ำแกนเขื่อน ณ เวลาที่มีค่าอัตราเร่งสูงสุดของแผ่นดินไหว San Fernando ปี 1971 กระทำที่ฐานเขื่อน

ความเค้นเฉือนสูงสุด (Maximum Shear Stress) ของบริเวณต่างๆ ในตัวเชื่อมจากแรงกระทำแผ่นดินไหวพบว่ามีค่ามากในชั้นวัสดุหินถมบริเวณฐานเขื่อนด้านท้ายน้ำ ดังแสดงในภาพที่ 82 เป็นตัวอย่างผลการวิเคราะห์โดยใช้เหตุการณ์แผ่นดินไหว Loma Prieta ปี ค.ศ. 1989 มากระทำที่ฐานเขื่อนซึ่งพบว่ามีค่าความเค้นเฉือนสูงสุดประมาณ 700 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร



ภาพที่ 82 ความเค้นเฉือนสูงสุดในส่วนต่างๆ ของวัสดุตัวเชื่อมจากแรงกระทำแผ่นดินไหว Loma Prieta ปี ค.ศ. 1989 (หน่วย: kPa)

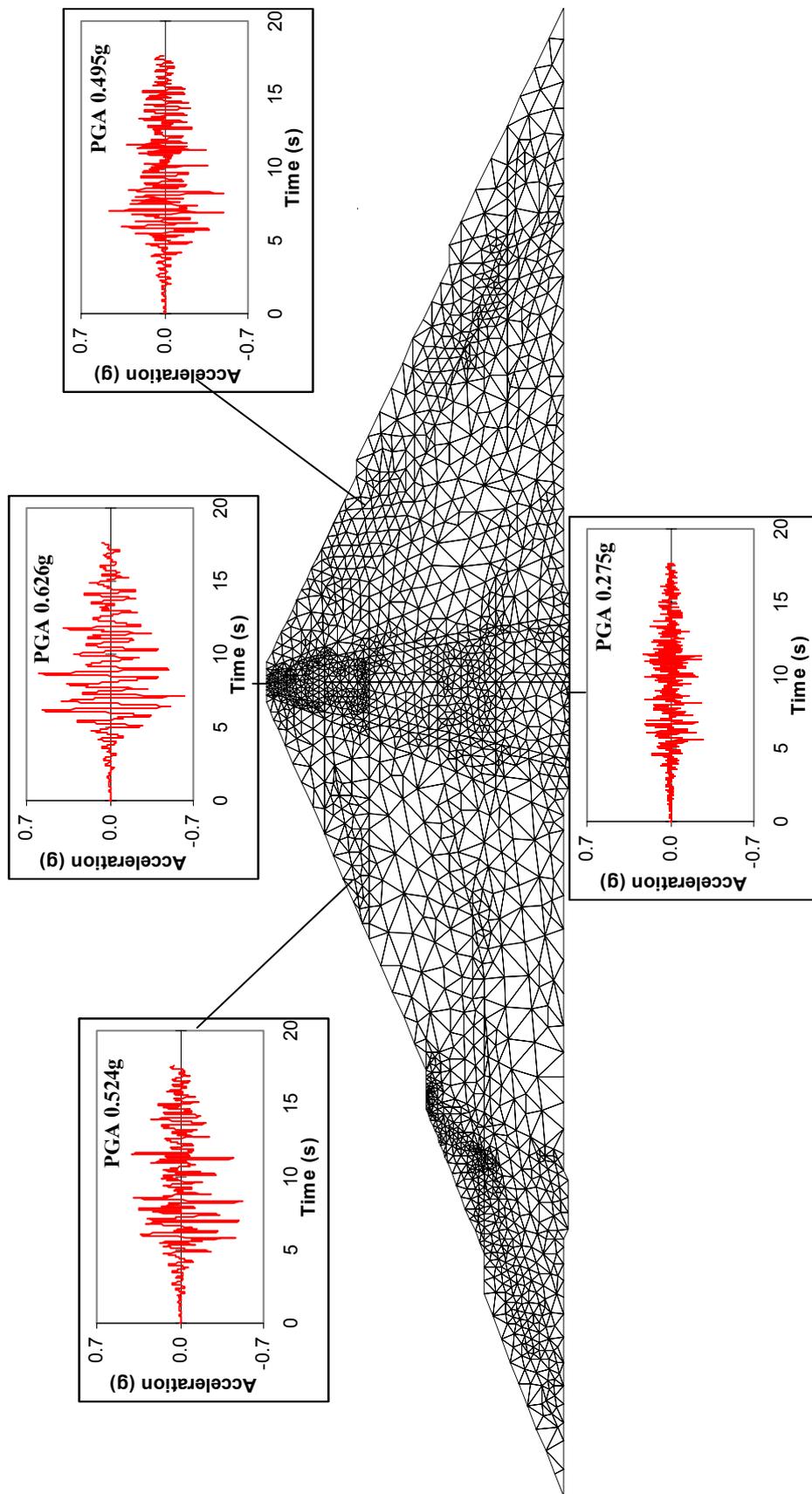
ในภาพที่ 83 แสดงตัวอย่างผลตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหวในบริเวณต่างๆ ของเขื่อนจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Loma Prieta ปี ค.ศ. 1989 พบว่าในบริเวณหินถมด้านท้ายน้ำมีการขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่มากกว่าบริเวณอื่นๆ

ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมการตอบสนองทางด้านพลศาสตร์ได้พิจารณาตามปัจจัยต่างๆ ดังนี้

### 1.กรณีแผ่นดินไหวรูปแบบต่างๆ กระทำที่ฐานรากเขื่อน

เมื่อมีแรงแผ่นดินไหวรูปแบบต่างๆ กระทำที่ฐานเขื่อน ตัวเขื่อนจะมีรูปแบบการตอบสนองที่คล้ายคลึงกันเมื่อพิจารณาตามความสูงของเขื่อนแต่จะแตกต่างกันที่ขนาดของผลการตอบสนองทางพลศาสตร์นั้นๆ เช่นอัตราเร่งของพื้นดินและการเคลื่อนที่เป็นต้น

ตารางที่ 19 พบว่าคุณสมบัติของวัสดุตัวเชื่อมมีผลทำให้เกิดการขยายขนาดของคลื่นแผ่นดินไหวโดยมีอัตราส่วนขยาย (Amplification Factor) ในแต่ละบริเวณแตกต่างกันขึ้นกับคุณสมบัติของตัวเขื่อน โดยส่วนใหญ่มีค่าอัตราส่วนขยายประมาณ 1 ถึง 2.5 เท่ายกเว้นในกรณีของ



ภาพที่ 83 ตัวอย่างผลตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหวในบริเวณต่างๆ ของตัวเขื่อน จากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Loma Prieta ปี ค.ศ. 1989

เหตุการณ์แผ่นดินไหว Southern Sumatra ที่มีอัตราส่วนขยายสูงกว่า ทั้งนี้พบว่าแผ่นดินไหวขนาดเล็กจะให้อัตราส่วนขยายที่สูงกว่าแผ่นดินไหวขนาดใหญ่

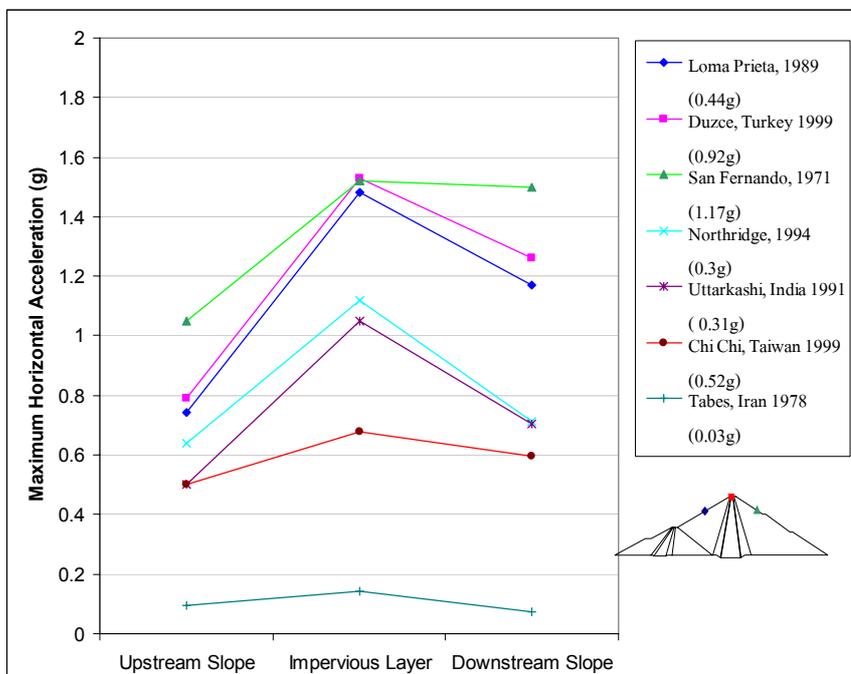
ตารางที่ 19 ตัวอย่างผลการขยายขนาดแรงแผ่นดินไหวของเงื่อนไขจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆ

คลื่นแผ่นดินไหว	ฐาน เขื่อน	สันเขื่อน	วัสดุหินถม				
			ที่ระดับความสูง +145 ม.รทก.				
			ด้านเหนือน้ำ		ด้านท้ายน้ำ		
PGA (g)	PGA (g)	ส่วน ขยาย	PGA (g)	ส่วน ขยาย	PGA (g)	ส่วน ขยาย	
San Fernando, USA	1.171	1.070	0.9	1.064	0.9	1.453	1.2
Duzce, Turkey	0.920	0.744	0.8	1.023	1.1	1.322	1.4
Chi Chi, Taiwan	0.517	0.468	0.9	0.509	1.0	0.571	1.1
Loma Prieta, USA	0.275	0.626	2.3	0.524	1.9	0.495	1.8
Tabas, Iran	0.386	0.569	1.5	0.723	1.9	0.762	2.0
Campano Lucano, Italy	0.323	0.650	2.0	0.570	1.8	0.750	2.3
Northridge, USA	0.301	0.771	2.6	0.725	2.4	0.749	2.5
Uttarkashi, India	0.253	0.616	2.4	0.600	2.4	0.642	2.5
Izmit, Turkey	0.238	0.570	2.4	0.403	1.7	0.463	1.9
Southern Sumatra, Indonesia	0.041	0.200	4.9	0.152	3.7	0.149	3.6

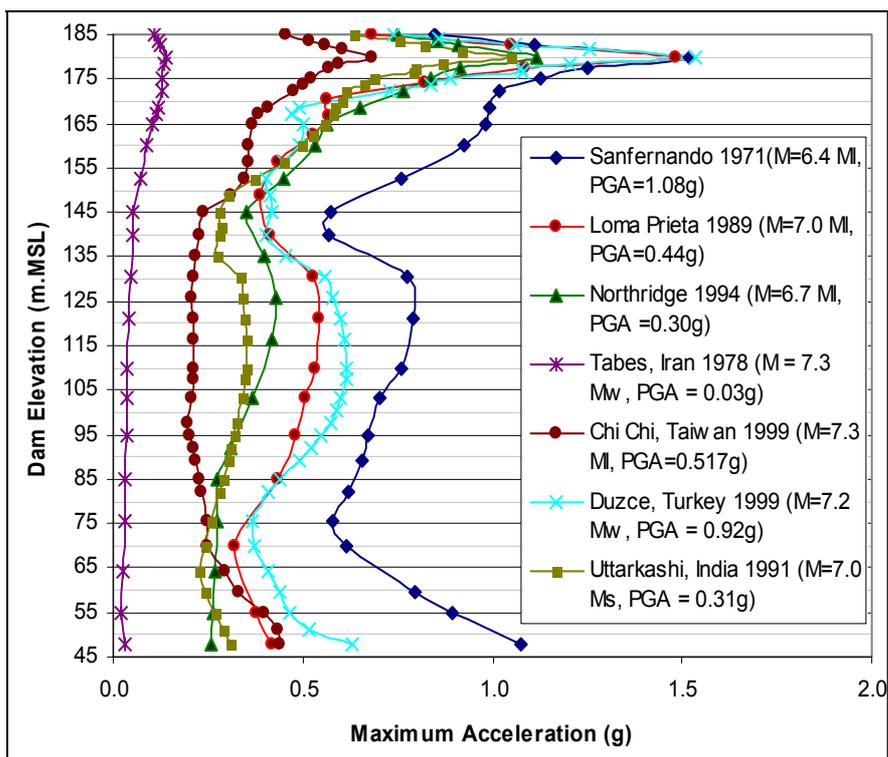
เมื่อพิจารณาความเร่งสูงสุดในแนวราบของชั้นวัสดุที่บ้น้ำแกนเขื่อน วัสดุหินถมด้านท้ายน้ำ และเหนือน้ำที่ระดับความสูง 180 และ 145 เมตรเหนือน้ำทะเลปานกลางตามลำดับพบว่าชั้นวัสดุที่บ้น้ำแกนเขื่อนมีค่าสูงสุดและในชั้นวัสดุหินถมด้านท้ายน้ำจะมีค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบมากกว่าวัสดุหินถมด้านเหนือน้ำ (ภาพที่ 84)

เมื่อนำค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบของคลื่นแผ่นดินไหวต่างๆ บริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำแกนเขื่อนที่ระดับความสูงต่างๆ กันมาหาความสัมพันธ์ดังในภาพที่ 85 พบว่าค่าอัตราเร่งสูงสุดมีค่าเปลี่ยนแปลงไปตามระดับความสูงเขื่อน โดยมีแนวโน้มที่จะมีค่าเพิ่มขึ้นตามระดับความสูง โดยเฉพาะบริเวณระดับความสูงที่มากกว่า 145 เมตรเหนือระดับน้ำทะเลปานกลาง เป็นจุดเริ่มต้นที่

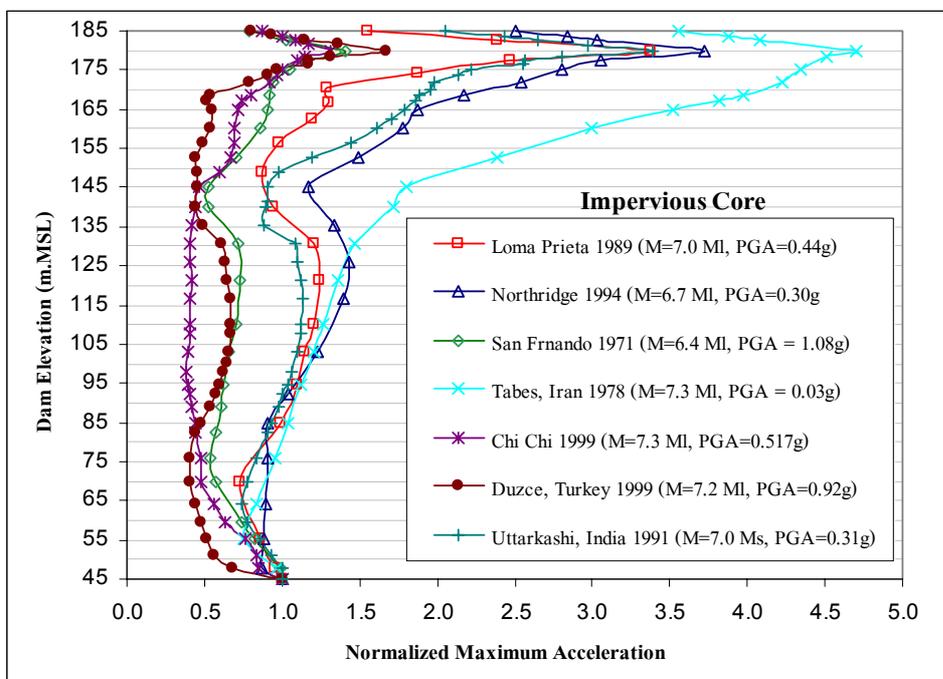
ค่าความเร่งสูงสุดเริ่มเพิ่มสูงขึ้นอย่างชัดเจน จนถึงระดับความสูง 180 เมตรเหนือระดับน้ำทะเลปานกลางจะเป็นจุดเปลี่ยนที่ค่า PGA ลดต่ำลงอย่างรวดเร็ว ซึ่งเป็นผลมาจากเขื่อนเป็นโครงสร้างที่มีดีกรีแห่งความอิสระมากกว่า 1 (Multi Degree of Freedom System, MDOF) จึงมีรูปแบบการสั่นไหวหลายรูปแบบตามจำนวนดีกรีแห่งความอิสระและในแต่ละรูปแบบการสั่นไหวจะมีคาบธรรมชาติของการสั่นไหวและรูปร่างของการสั่นไหว (Mode Shape) ประจำรูปแบบของการสั่นนั้นๆ โดยพฤติกรรม การตอบสนองที่พบมีลักษณะสอดคล้องกันของทุกๆ คลื่นแผ่นดินไหวแต่จะมีค่าแตกต่างกันบ้าง ขึ้นกับ PGA ของแต่ละข้อมูลแผ่นดินไหวนั้นๆ และเมื่อนำค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบของคลื่นแผ่นดินไหวต่างๆ บริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำแกนเขื่อนที่ระดับความสูงต่างๆ กันมา Normalize ให้เริ่มต้นที่จุดเดียวกันดังภาพที่ 86 พบว่าเหตุการณ์แผ่นดินไหว Tabes ปี ค.ศ.1978 ขนาด 6.7 ริคเตอร์ PGA 0.03g มีการตอบสนองมากที่สุดเมื่อเทียบกับค่าเริ่มต้น ส่วนในภาพที่ 87 และ 88 แสดงค่าอัตราเร่งสูงสุดในแนวราบบริเวณวัสดุหินถม พบว่ามีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามระดับความสูงของเขื่อนเช่นกัน ผลการวิเคราะห์ดังกล่าวสอดคล้องกับผลการศึกษาที่ผ่านมาของ Ohmachi ปี ค.ศ.1994 เกี่ยวกับการเปลี่ยนแปลงความเร่งสูงสุดในตัวเขื่อนซึ่งพบว่าความเร่งสูงสุดจะมีค่าเพิ่มสูงมากขึ้นที่ระยะความสูง 2 ใน 3 ของความสูงเขื่อน สำหรับเขื่อนศรีนครินทร์เท่ากับระดับ 140 เมตรเหนือระดับน้ำทะเลปานกลางเป็นผลให้ต้องระวังในการออกแบบเพื่อป้องกันความเสียหายแก่สันเขื่อนให้ดี



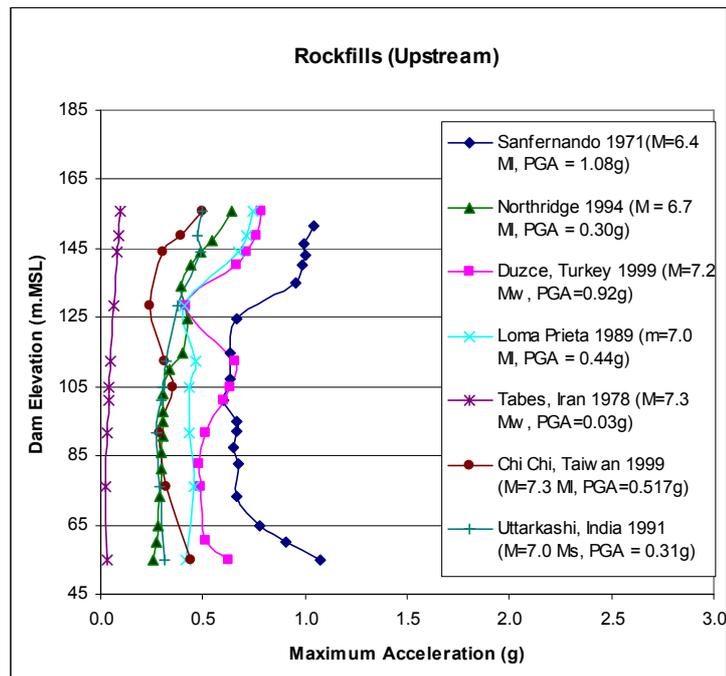
ภาพที่ 84 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราเร่งสูงสุดในแนวราบของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สำคัญ บริเวณชั้นวัสดุต่างๆ



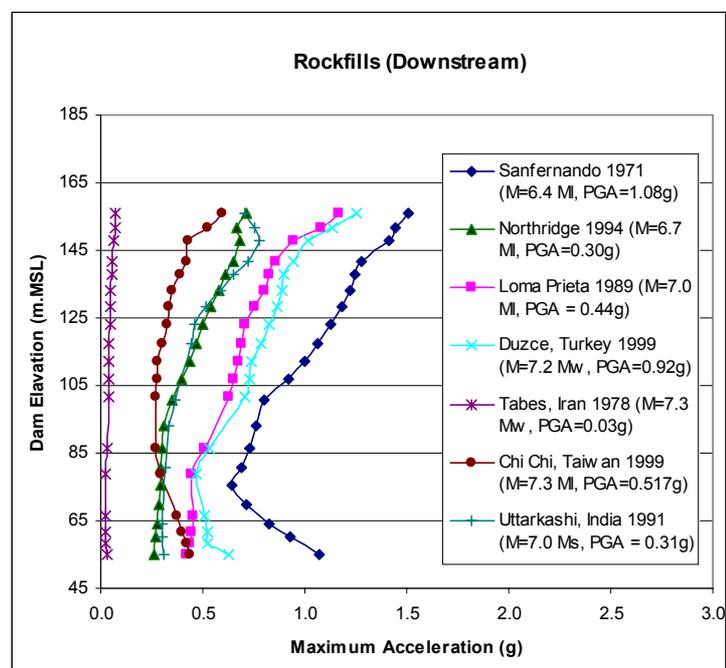
ภาพที่ 85 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราเร่งสูงสุดและระดับความสูงเขื่อนของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สำคัญบริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำแกนเขื่อน



ภาพที่ 86 Normalized Maximum Horizontal Acceleration

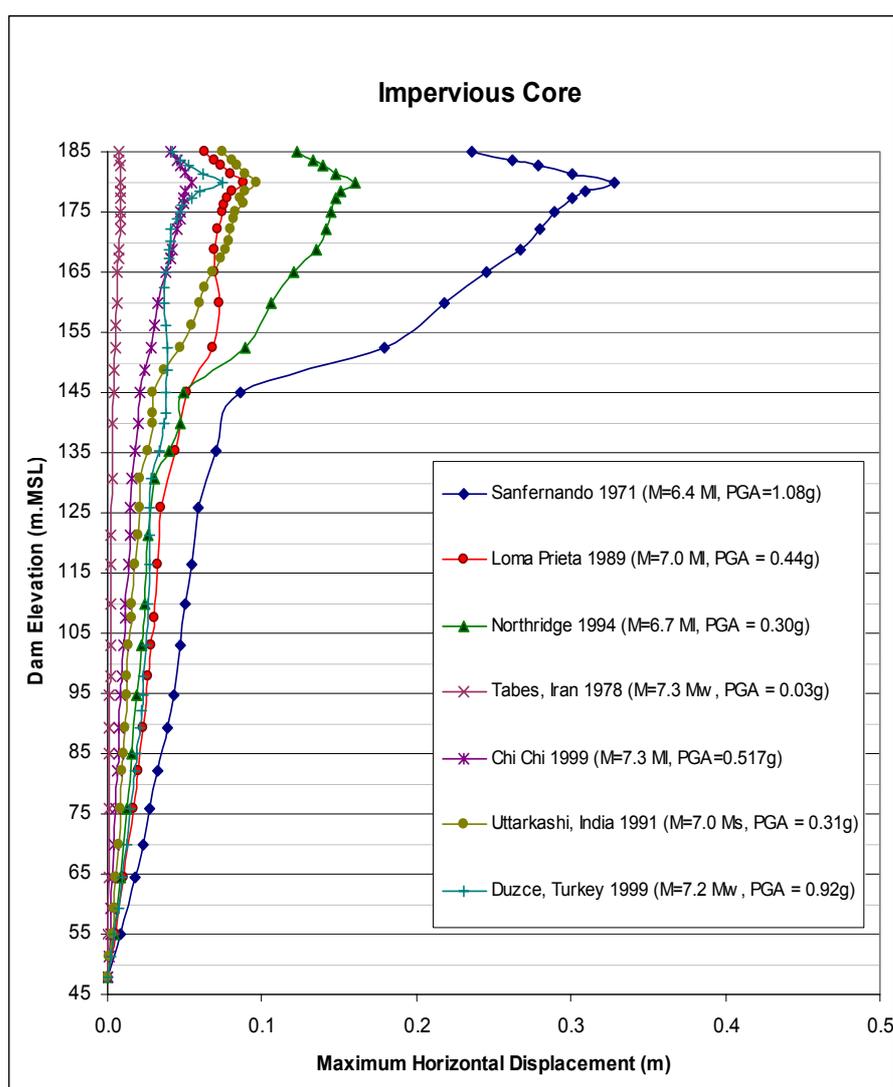


ภาพที่ 87 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราเร่งสูงสุดและระดับความสูงเขื่อนของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สำคัญบริเวณชั้นวัสดุหินถมด้านเหนือน้ำ

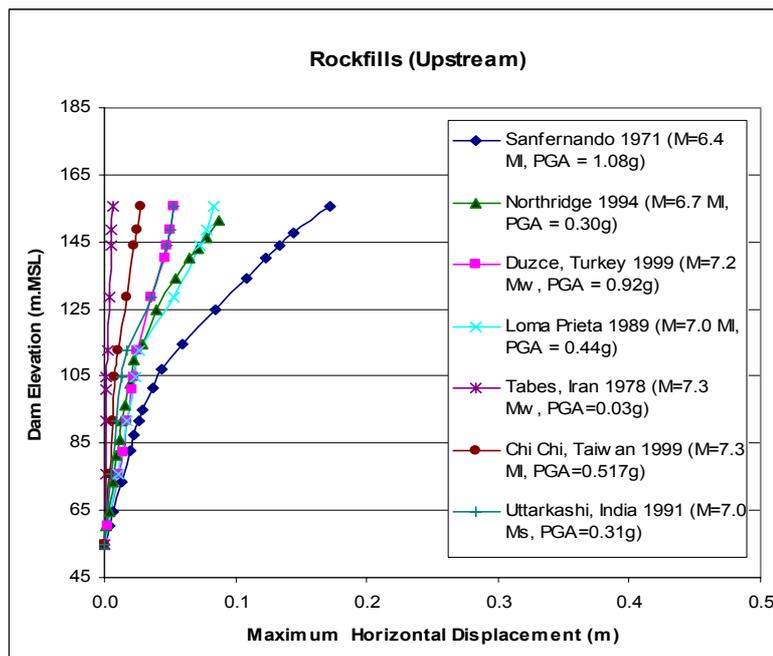


ภาพที่ 88 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราเร่งสูงสุดและระดับความสูงเขื่อนของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สำคัญบริเวณชั้นวัสดุหินถมด้านท้ายน้ำ

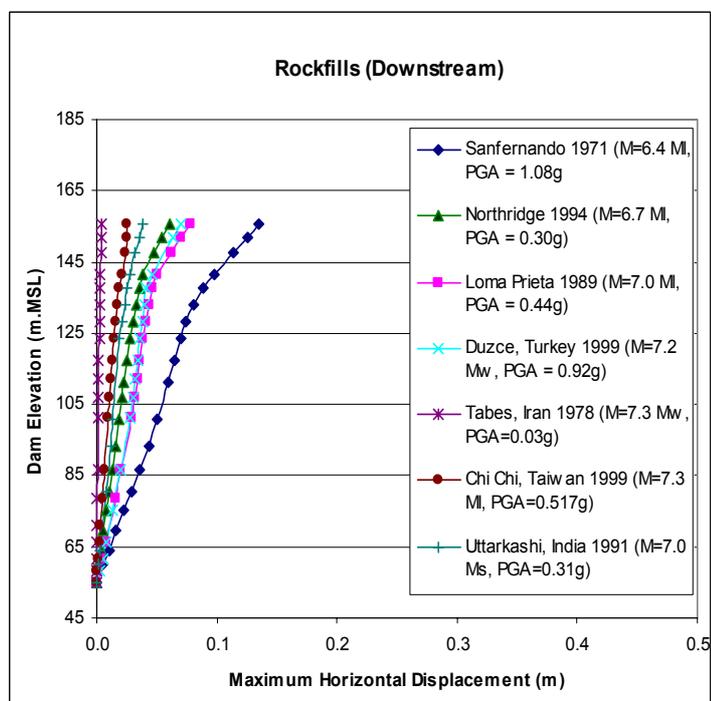
เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบและระดับความสูงของตัวเขื่อน (ภาพที่ 89) พบว่าจะมีระยะการเคลื่อนตัวเพิ่มขึ้นไปเรื่อยๆ จนถึงระดับความสูง 145 เมตรเหนือระดับน้ำทะเลปานกลาง การเคลื่อนตัวจะสูงขึ้นอย่างมากจนถึงระดับความสูง 180 เมตรเหนือระดับน้ำทะเลปานกลาง จากนั้นการเคลื่อนตัวจะลดลงจนถึงสันเขื่อนซึ่งสอดคล้องกับพฤติกรรม การเปลี่ยนแปลงความเร่งในตัวเขื่อนดังที่ได้กล่าวมาแล้ว ส่วนในชั้นวัสดุหินถมด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำพบว่ามีความโน้มเอียงการเปลี่ยนแปลงการเคลื่อนตัวในแนวราบตามระดับความสูงของเขื่อน เช่นกันดังแสดงในภาพที่ 90 และ 91



ภาพที่ 89 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวสูงสุดในแนวราบและระดับความสูงเขื่อนของ เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สำคัญบริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำแกนเขื่อน



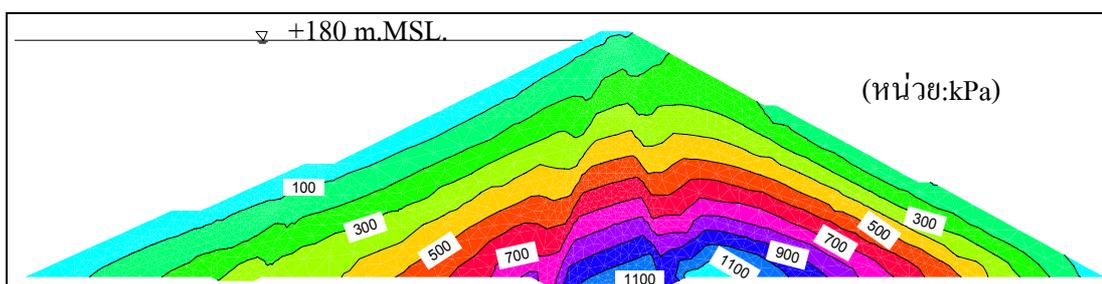
ภาพที่ 90 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวสูงสุดในแนวราบและระดับความสูงเขื่อนของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สำคัญบริเวณชั้นวัสดุหินถมด้านเหนือน้ำ



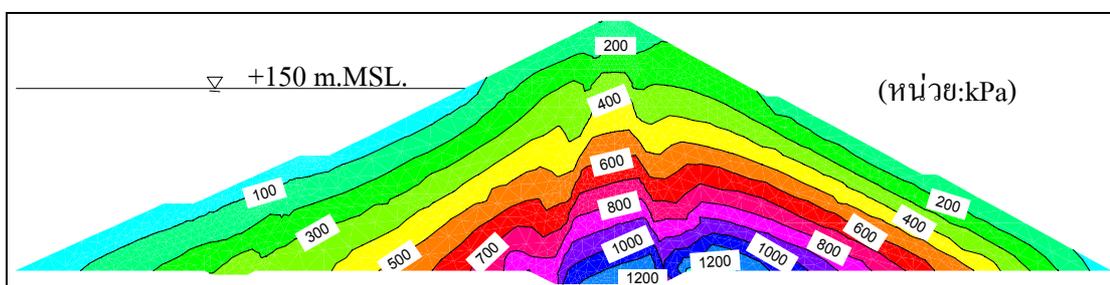
ภาพที่ 91 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวสูงสุดในแนวราบและระดับความสูงเขื่อนของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สำคัญบริเวณชั้นวัสดุหินถมด้านท้ายน้ำ

## 2.กรณีเปลี่ยนแปลงระดับเก็บกักน้ำ

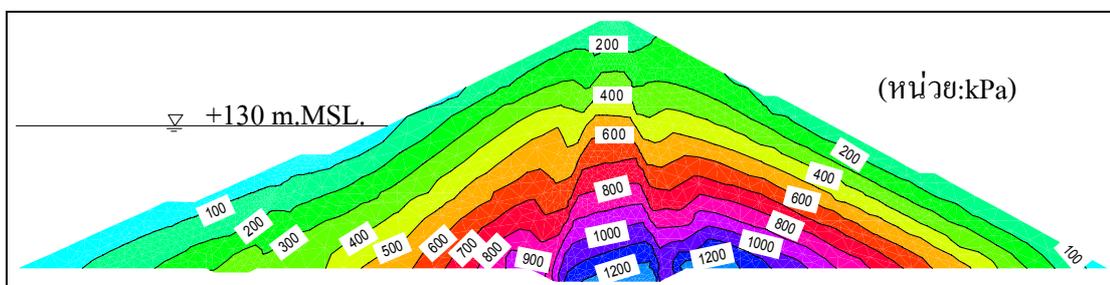
เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงระดับเก็บกักน้ำในอ่างเก็บน้ำ ทำให้ระดับน้ำในตัวเขื่อนเปลี่ยนแปลงไป เป็นผลให้สภาพความเค้นปัจจุบันเปลี่ยนแปลงไปด้วย กล่าวคือเมื่อระดับน้ำลดต่ำลงจะทำให้ค่าแรงดันน้ำในตัวเขื่อนลดลงเป็นผลให้แรงดันประสิทธิผลของวัสดุตัวเขื่อนมีค่าเพิ่มขึ้น ดังภาพที่ 92 ถึง 94 พบว่าที่ระดับเก็บกักน้ำ +180 +150 และ +130 ม.รทก. มีแรงดันประสิทธิผลประสิทธิผลเพิ่มขึ้นตามลำดับ



ภาพที่ 92 ค่าแรงดันประสิทธิผลเฉลี่ยผลกรณีระดับกักเก็บน้ำอยู่ที่ +180 ม.รทก.



ภาพที่ 93 ค่าแรงดันประสิทธิผลเฉลี่ยผลกรณีระดับกักเก็บน้ำอยู่ที่ +150 ม.รทก.

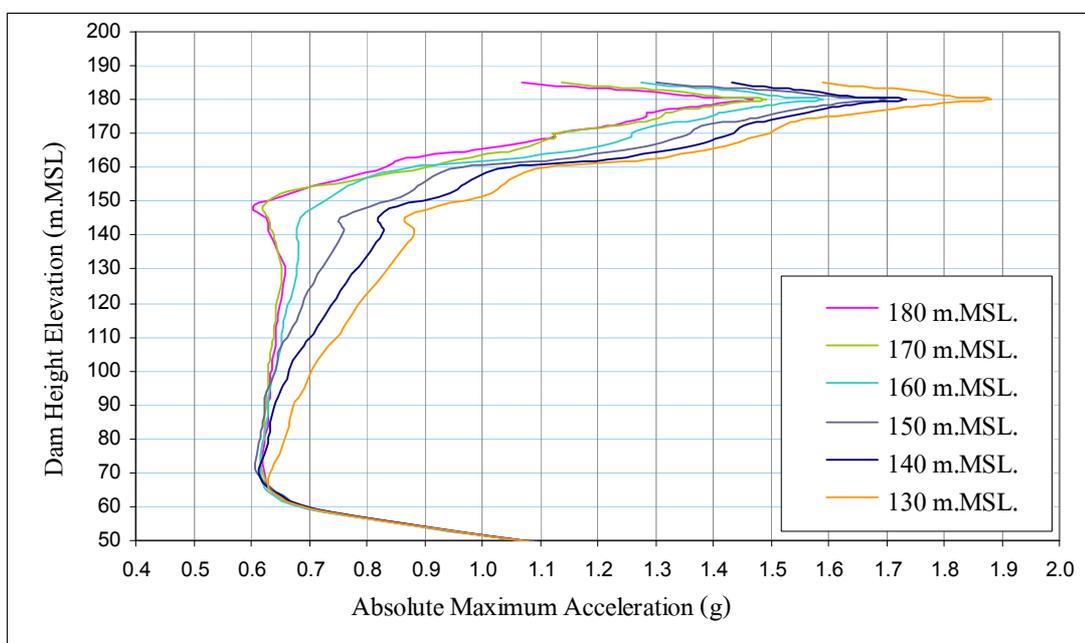


ภาพที่ 94 ค่าแรงดันประสิทธิผลเฉลี่ยผลกรณีระดับกักเก็บน้ำอยู่ที่ +130 ม.รทก.

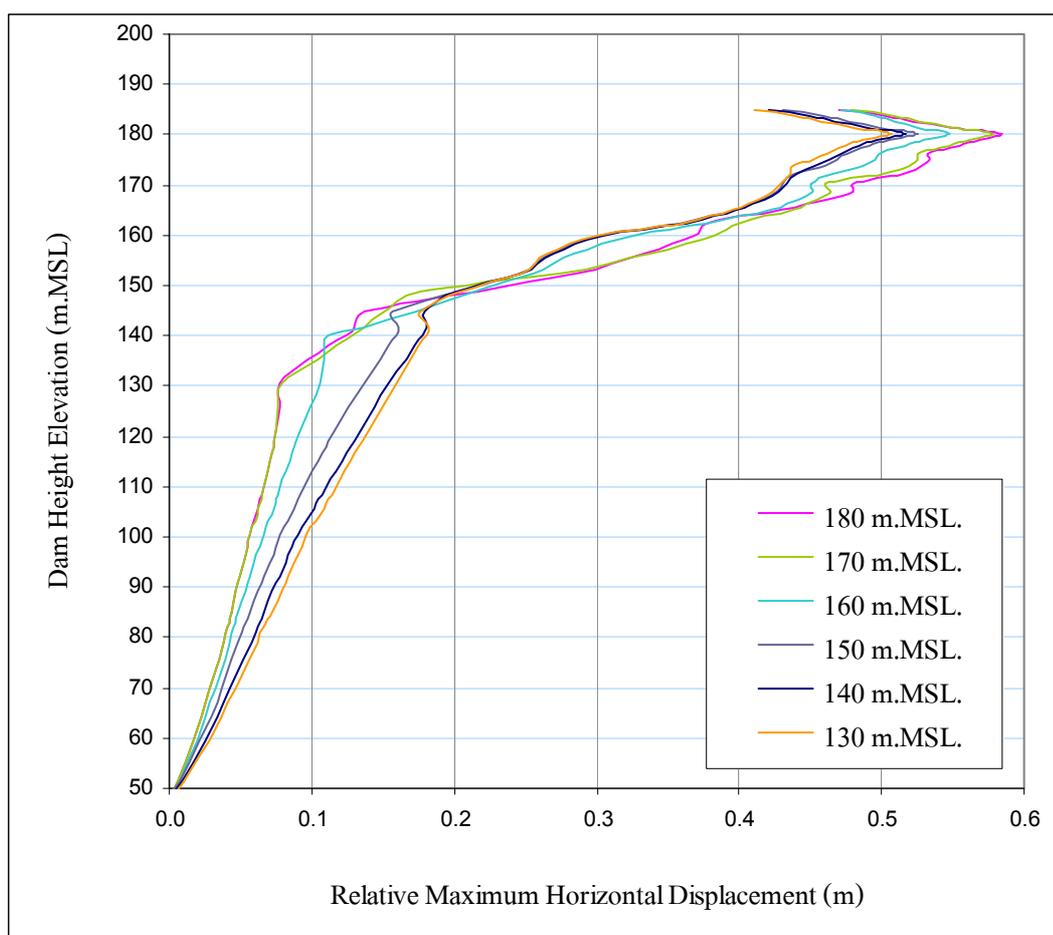
เมื่อแรงดันประสิทธิผลของวัสดุตัวเขื่อนเปลี่ยนไปตามระดับเก็บกักน้ำในเขื่อน เป็นผลให้ค่าโมดูลัสแรงเฉือนมีค่าเปลี่ยนไปด้วยโดยมีค่าเพิ่มมากขึ้นตามระดับเก็บกักน้ำที่ลดลงหรือตามแรงดันประสิทธิผลที่เพิ่มขึ้น โดยเฉพาะในบริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำ

พฤติกรรมการตอบสนองของตัวเขื่อนที่ระดับเก็บกักน้ำต่างๆ พบว่ามีการตอบสนองที่แตกต่างกันในแต่ละบริเวณของตัวเขื่อน โดยในชั้นวัสดุที่บ้น้ำแกนเขื่อนมีค่าอัตราเร่งสูงสุดเพิ่มขึ้นเมื่อระดับน้ำเก็บกักลดต่ำลง ส่วนค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดตามแนวระนาบมีค่าลดลงเมื่อระดับน้ำเก็บกักต่ำลงแต่มีรูปแบบการตอบสนองที่ใกล้เคียงกันและมีค่ามากที่สุดอยู่ที่ตำแหน่งเดียวกันคือที่ระดับความสูง +180 ม.รทก. (ภาพที่ 95 และ ภาพที่ 96)

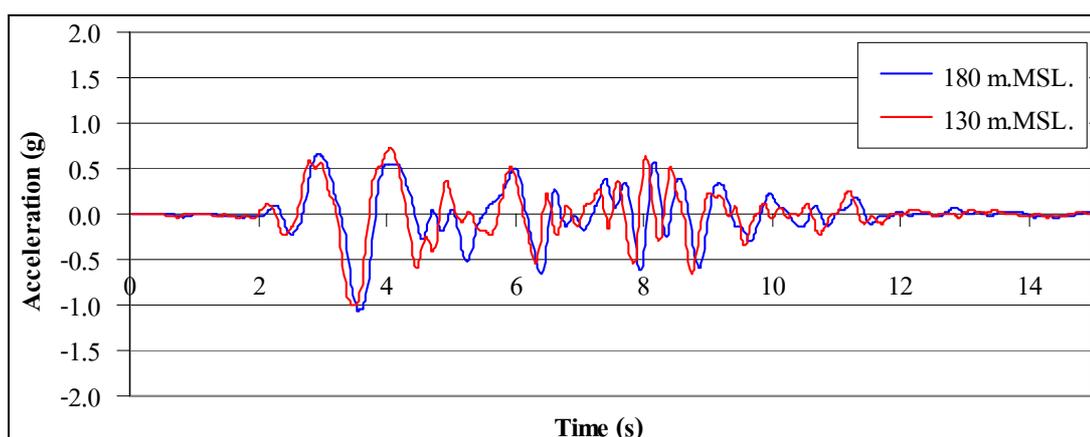
เปรียบเทียบผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ของตัวเขื่อนจากแรงกระทำแผ่นดินไหวในกรณีที่ระดับเก็บกักน้ำอยู่ที่ระดับ +180 ม.รทก. และ +130 ม.รทก. บริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำ บริเวณสันเขื่อนและบริเวณลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ (ภาพที่ 97-100) พบว่าที่ระดับเก็บกักน้ำอยู่ที่ +180 ม.รทก. มีค่าอัตราเร่งมากกว่าในบริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ (วัสดุหินถม) แต่จะมีค่าน้อยกว่าบริเวณสันเขื่อน ส่วนการเคลื่อนตัวเมื่อพิจารณาค่าระยะการเคลื่อนตัวสูงสุด พบว่าที่ระดับเก็บกักน้ำอยู่ที่ +180 ม.รทก. มีค่ามากกว่าในทุกๆ บริเวณเขื่อน (ภาพที่ 101-102)



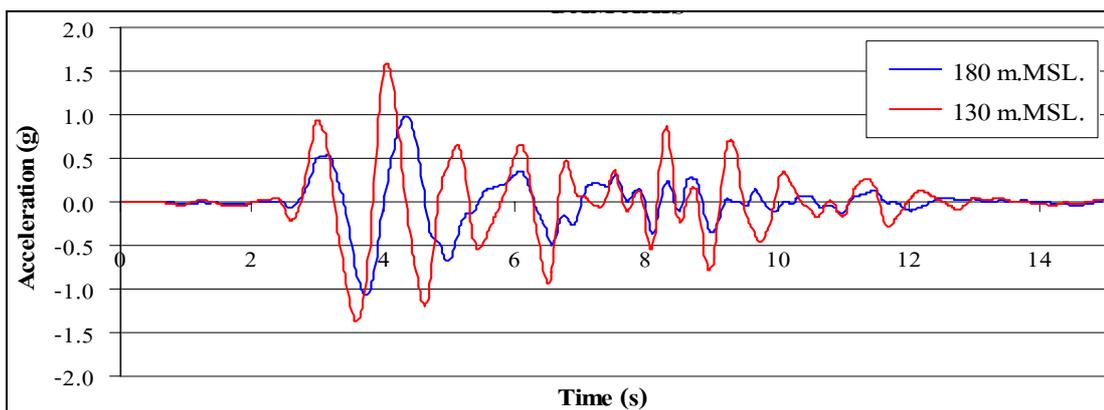
ภาพที่ 95 Absolute Maximum Acceleration ตามระดับเก็บกักน้ำ



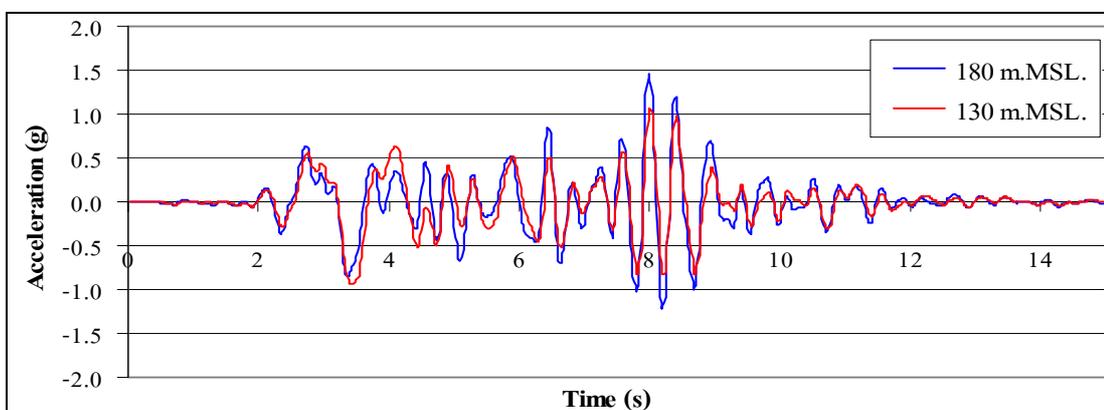
ภาพที่ 96 Relative Maximum Horizontal Displacements ตามระดับเก็บกักน้ำ



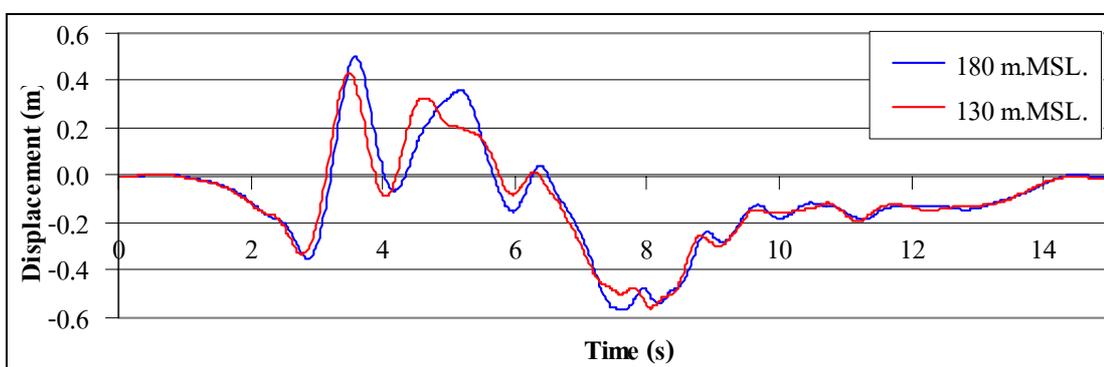
ภาพที่ 97 เปรียบเทียบอัตราเร่งบริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำที่ระดับความสูง +145 ม.รทก. เมื่อระดับเก็บกักน้ำแตกต่างกัน



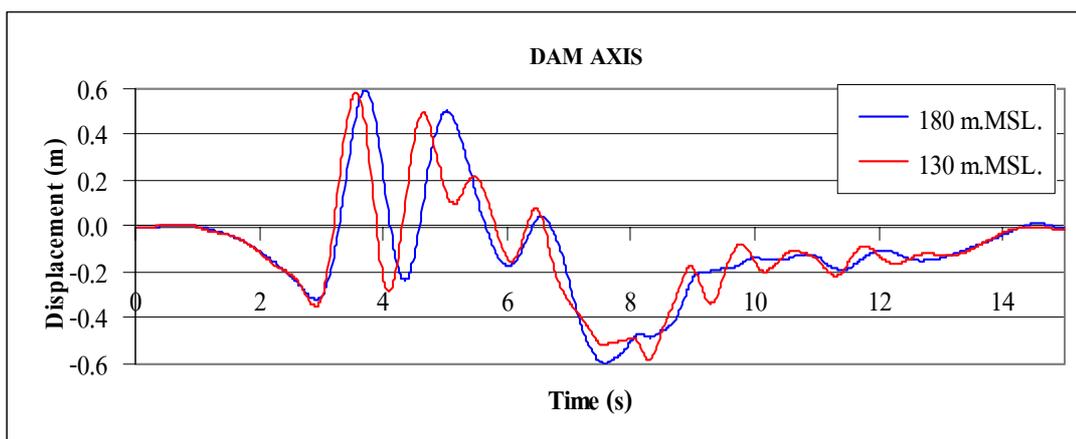
ภาพที่ 98 เปรียบเทียบอัตราเร่งบริเวณสันเขื่อนที่ระดับเก็บกักน้ำแตกต่างกัน



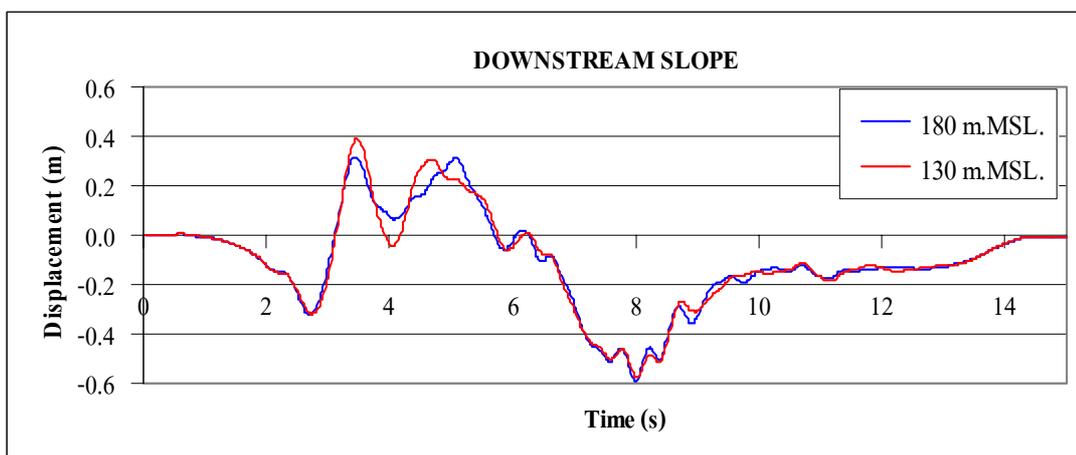
ภาพที่ 99 เปรียบเทียบอัตราเร่งบริเวณลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำที่ระดับความสูง +145 ม.รทก. เมื่อระดับเก็บกักน้ำแตกต่างกัน



ภาพที่ 100 เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวของบริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำที่ระดับความสูง +145 ม.รทก. เมื่อระดับเก็บกักน้ำแตกต่างกัน



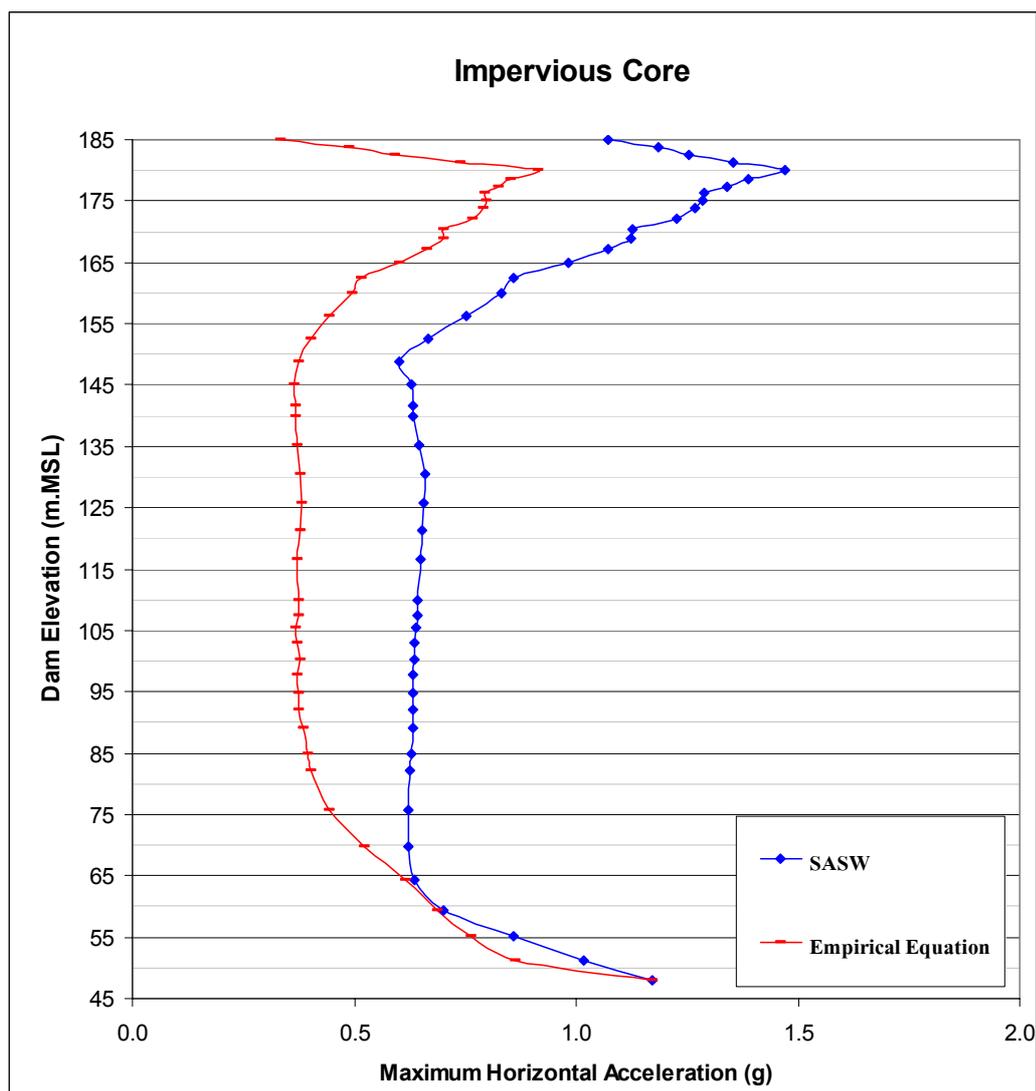
ภาพที่ 101 เปรียบเทียบระยะเวลาการเคลื่อนตัวบริเวณสันเขื่อนที่ระดับเก็บกักน้ำแตกต่างกัน



ภาพที่ 102 เปรียบเทียบระยะเวลาการเคลื่อนตัวบริเวณลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำที่ระดับความสูง +145 ม.รทก. เมื่อระดับเก็บกักน้ำแตกต่างกัน

### 3.กรณีใช้ค่า $G_{max}$ ที่ได้จากสมการ Empirical ต่างๆ

เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์โดยใช้ค่า  $G_{max}$  ที่ได้จากสมการ Empirical ต่างๆ และจากการทดสอบ SASW โดยใช้แรงแผ่นดินไหว San Fernando ปี ค.ศ.1971 ขนาด PGA 1.17g พบว่าการตอบสนองในกรณีใช้ค่า  $G_{max}$  ที่ได้จากสมการ Empirical จะมีพฤติกรรมตอบสนองที่คล้ายคลึงกันแต่จะมีขนาดของการตอบสนองที่น้อยกว่าดังภาพที่ 103



ภาพที่ 103 เปรียบเทียบอัตราเร่งในบริเวณวัสดุที่น้ำแกนเขื่อนตามระดับความสูงเขื่อนระหว่างการใช้ค่า  $G_{max}$  จากสมการ Empirical กับวิธี SASW

### การทรุดตัวถาวรของลาดชันเขื่อน

การทรุดตัวถาวรจากแรงพลศาสตร์เป็นพฤติกรรมที่มีโอกาสเกิดได้มากที่สุดขณะเกิดแผ่นดินไหว ผลของการทรุดตัวจะก่อให้เกิดรอยแยกที่ผิวเขื่อนหรือเกิดการเคลื่อนตัวตามแนวลาดชันของวงการพิบัติ การเคลื่อนตัวเกิดขึ้นเฉพาะช่วงเวลาที่เกิดแผ่นดินไหวและโดยส่วนใหญ่จะมีค่าไม่มากพอที่จะเรียกว่าเกิดการพิบัติของลาดชัน โดยการวิเคราะห์จะใช้วิธี Newmark's Deformation (1965) เป็นหลัก

## 1.กรณีแผ่นดินไหวรูปแบบต่างๆ กระทำที่ฐานรากเขื่อน

การวิเคราะห์ Newmark's Deformation ได้กระทำโดยใช้ข้อมูลอัตราเร่งของพื้นดินจำนวนทั้งหมด 75 ข้อมูล โดยพบว่าลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำมีการเคลื่อนตัวถาวรมากที่สุด ซึ่งในกรณีลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำที่ระดับเก็บกักน้ำปกติ ในวงวิบัติหมายเลข 3 มีการเคลื่อนตัวตามแนวลาดชันมากที่สุด 6.82 เมตร หรือมีการทรุดตัวสูงสุด 3.40 เมตร จากแผ่นดินไหว San Fernando ปี ค.ศ. 1971 ขนาด 6.4 ริคเตอร์และมีค่า PGA เท่ากับ 1.17g ส่วนวงวิบัติหมายเลข 1 มีการเคลื่อนตัวน้อยที่สุด แสดงดังตารางที่ 20

ตารางที่ 21 แสดงผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวถาวรตามแนวลาดชันบริเวณลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ กรณีระดับน้ำอยู่ที่ระดับเก็บกักปกติ พบว่ามีการเคลื่อนตัวมากที่สุดตามแนวลาดชันเท่ากับ 5.747 เมตร หรือมีการทรุดตัว 1.58 เมตร ในวงวิบัติหมายเลข 3 จากแรงกระทำแผ่นดินไหว San Fernando ปี ค.ศ.1971 (PGA = 1.17g)

### ตารางที่ 20 ตัวอย่างผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวถาวรตามแนวลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำ

แผ่นดินไหว	Slope Displacement (m)/Slip No.			
	1	2	3	4
Duzce, Turkey 1999 M=7.2 Mw, PGA=0.92g	0.004	0.006	0.856	0.468
Uttarkashi, INDIA 1988 M=7.0 Ms, PGA=0.295g	0.019	0.047	0.688	0.553
Loma Prieta, USA 1989 M=7.0 MI, PGA=0.275g	0.007	0.023	0.677	0.542
Northridge, USA 1994 M=6.7 MI, PGA=0.568g	0.119	0.171	2.173	1.410
San Fernando, USA 1971 M=6.4 MI, PGA = 1.171g	0.527	0.639	6.822	4.750
Chi Chi, Taiwan 1999 M=7.3 MI, PGA = 0.517g	0.001	0.006	0.296	0.270
Tabes, Iran 1978 M= 7.3 Mw, PGA = 0.381g	0.024	0.039	0.750	0.650

ตารางที่ 21 ตัวอย่างผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวถาวรตามแนวลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ

แผ่นดินไหว	Slope Displacement				
	(m)				
	Slip No.				
	1	2	3	4	5
Duzce, Turkey 1999 M=7.2 Mw, PGA=0.92g	0.0260	0.1062	0.2600	0.2338	0.2014
Uttarkashi, INDIA 1988 M=7.0 Ms, PGA=0.295g	0.0000	0.0003	0.2456	0.0003	0.0000
Loma Prieta, USA 1989 M=7.0 MI, PGA=0.275g	0.0000	0.0002	0.2598	0.0000	0.0000
Northridge, USA 1994 M=6.7 MI, PGA=0.568g	0.0167	0.031	1.2290	0.0417	0.0285
San Fernando, USA 1971 M=6.4 MI, PGA = 1.171g	0.1701	0.2035	5.7473	0.2476	0.1698
Chi Chi, Taiwan 1999 M=7.3 MI, PGA = 0.517g	0.0000	0.0000	0.0758	0.0000	0.0005
Tabes, Iran 1978 M= 7.3 Mw, PGA = 0.381g	0.0000	0.0075	0.2019	0.0000	0.0000

จากผลการวิเคราะห์เมื่อนำมาหาความสัมพันธ์ระหว่างค่า Slope Displacement และ ระยะห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหวของตัวเขื่อน (ภาพที่ 104) พบว่าแรงกระทำแผ่นดินไหวที่ทำให้เกิด Slope Displacement มีค่าน้อยมากจนถึงว่าไม่มีการเคลื่อนตัว เมื่อตัวเขื่อนอยู่ห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหวมากกว่า 80 กิโลเมตร สำหรับแผ่นดินไหวขนาด 7-8 และมากกว่า 60 กิโลเมตรสำหรับแผ่นดินไหวขนาด 6-7 ทั้งนี้เลือกพิจารณาเฉพาะ Slip Surface หมายเลข 3 เนื่องจากมีค่าการเคลื่อนตัวถาวรมากที่สุด

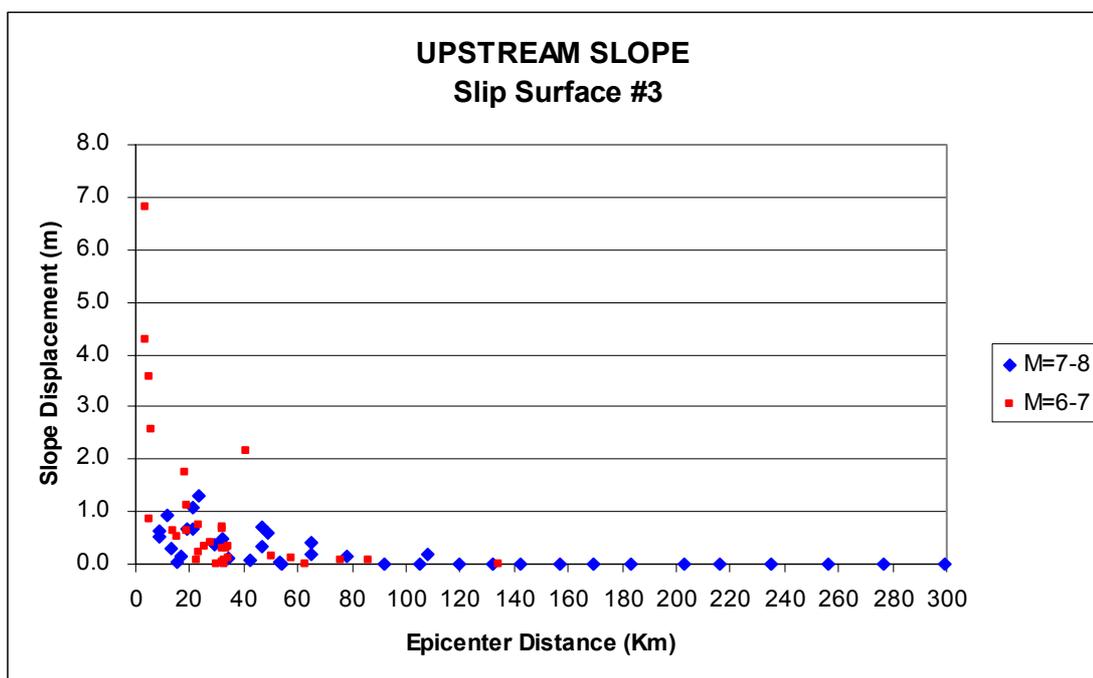
เมื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างค่า Slope Displacement และ Predominant Period ของแผ่นดินไหว (ภาพที่ 105) พบว่า Predominant Period ( $T_p$ ) ที่ทำให้เกิด Slope Displacement มีค่าอยู่

ในช่วง 0.25 – 0.90 วินาที โดยให้ค่าการทรุดตัวสูงสุดเมื่อ  $T_p$  มีค่าประมาณ 0.4 วินาที สำหรับแผ่นดินไหวขนาด 6-7 และ 0.10 – 0.73 วินาทีสำหรับแผ่นดินไหวขนาด 7-8

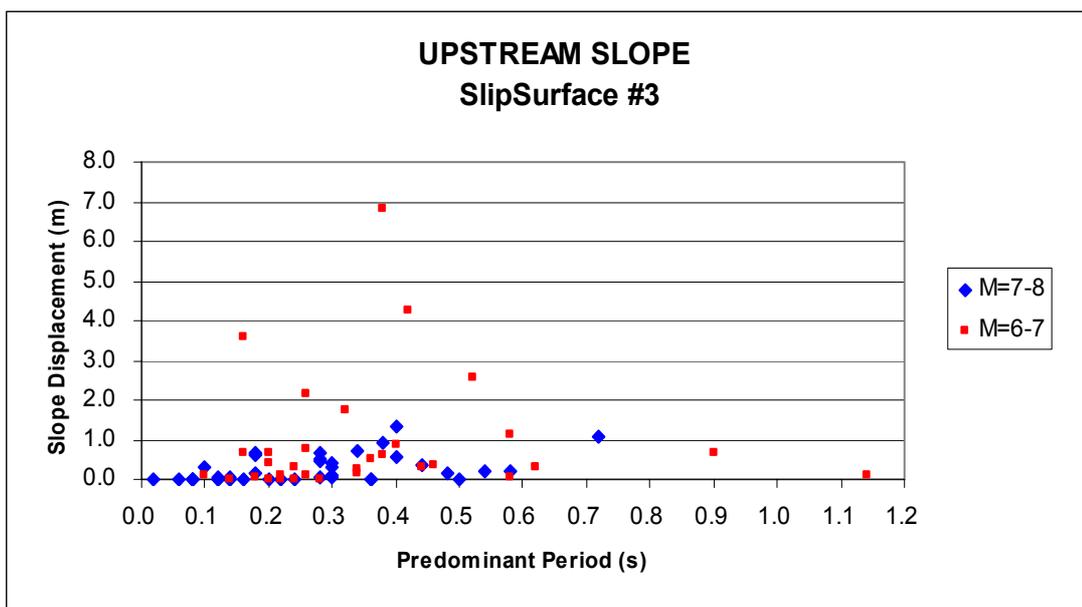
สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างค่า Slope Displacement และ PGA (ภาพที่ 106) พบว่าส่วนใหญ่ Slope Displacement มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อ PGA มีค่ามากขึ้น แต่ทั้งนี้พบว่าไม่จำเป็นที่ค่า PGA สูงหรือมีขนาดแผ่นดินไหวสูงจึงจะมีค่า Slope Displacement ที่สูงกว่า ดังเช่นมีบางเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีค่า PGA สูงกว่าเหตุการณ์อื่นแต่มีค่า Slope Displacement ต่ำกว่า

สัมพันธ์ระหว่างระยะเวลาของการสั่นไหวกับ Slope Displacement พบว่าระยะเวลาที่ทำให้มีค่า Slope Displacement มากกว่า 1 เมตรอยู่ในช่วง 10 – 20 วินาที ดังภาพที่ 107

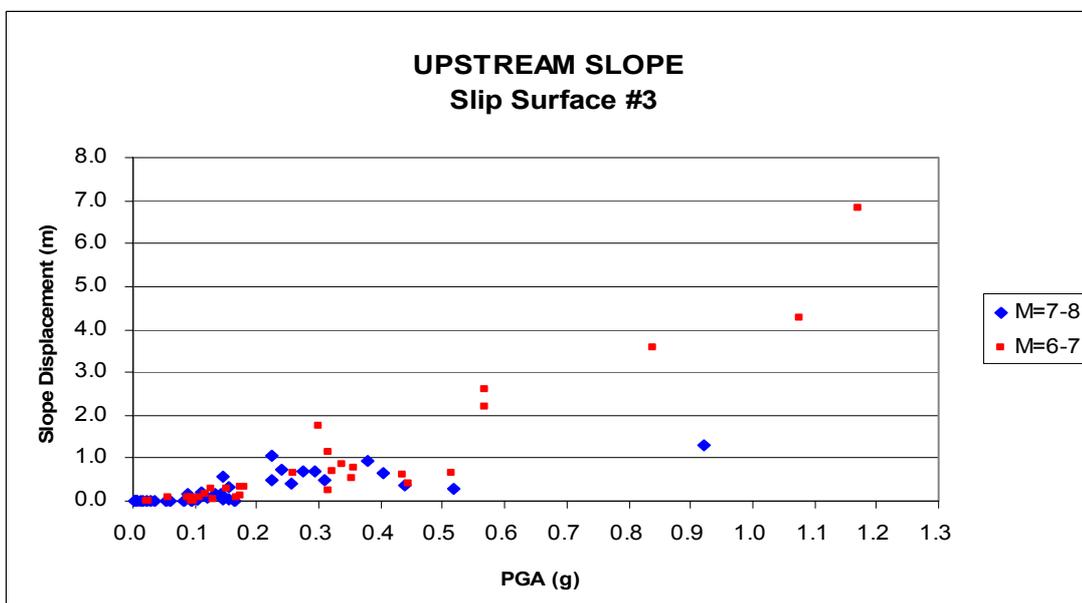
สำหรับผลการวิเคราะห์ลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ มีความสัมพันธ์ต่างๆ สอดคล้องกับลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำดังกล่าวข้างต้น ดังภาพที่ 108 ถึง 110



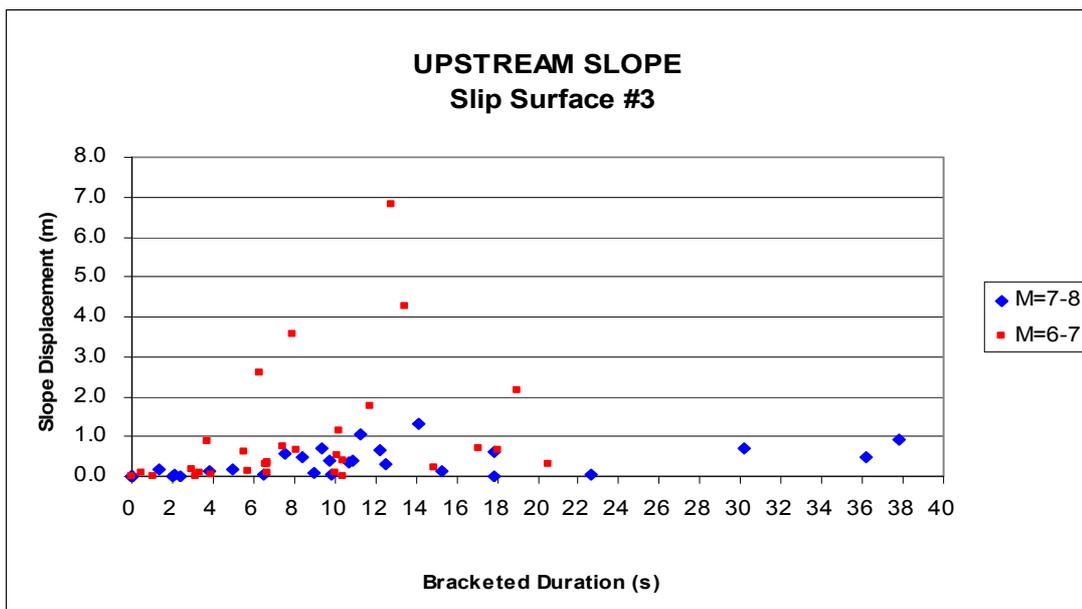
ภาพที่ 104 ความสัมพันธ์ระหว่าง Slope Displacement ของวงวิบัติหมายเลข 3 บริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำกับระยะห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหว



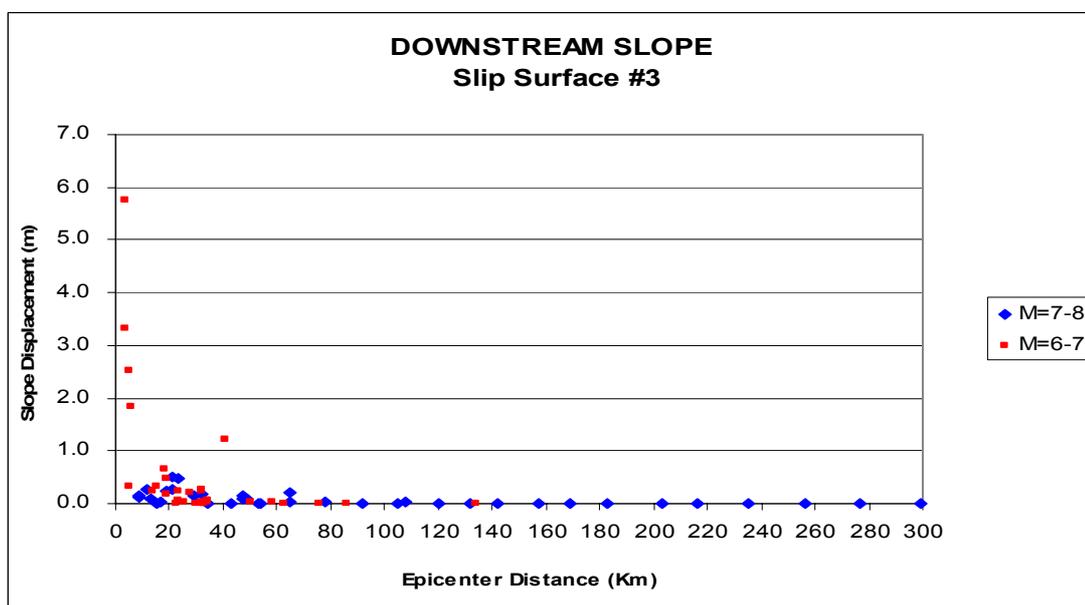
ภาพที่ 105 ความสัมพันธ์ระหว่าง Slope Displacement ของวงวิบัติหมายเลข 3 บริเวณลาดชัน  
เขื่อนด้านเหนือหน้ากับ Predominant Period



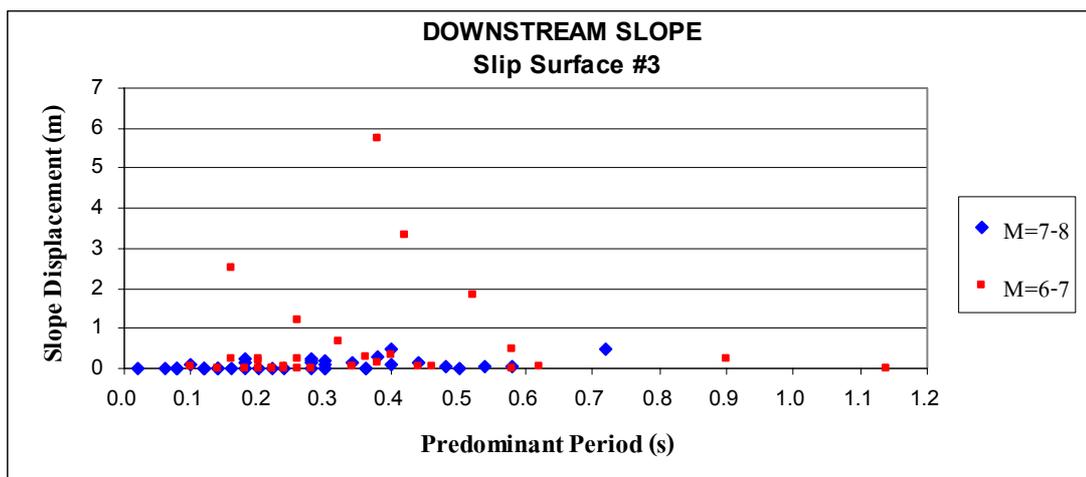
ภาพที่ 106 ความสัมพันธ์ระหว่าง Slope Displacement ของวงวิบัติหมายเลข 3 บริเวณลาดชัน  
เขื่อนด้านเหนือหน้ากับ PGA



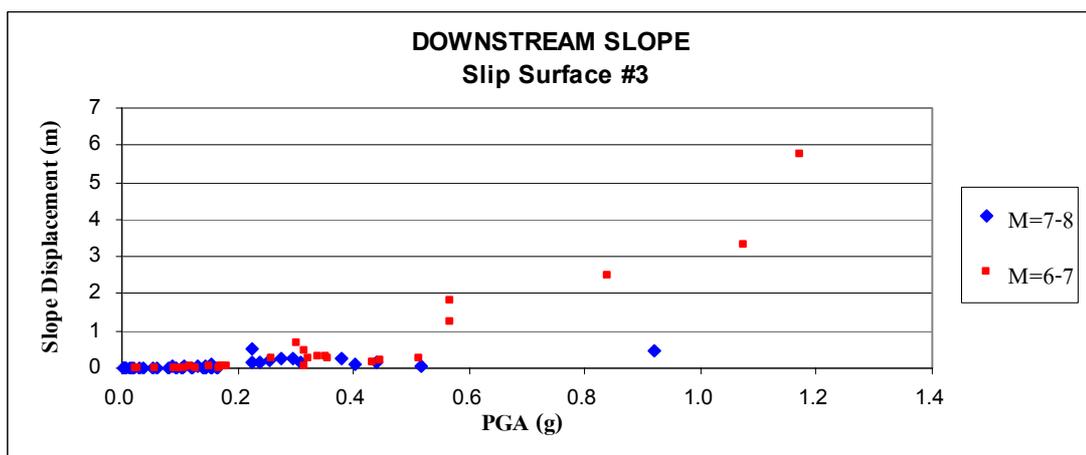
ภาพที่ 107 ความสัมพันธ์ระหว่าง Slope Displacement ของวงวิบัติหมายเลข 3 บริเวณลาดชัน  
เขื่อนด้านเหนือกับระยะเวลาในการสั่นไหว



ภาพที่ 108 ความสัมพันธ์ระหว่าง Slope Displacement ของวงวิบัติหมายเลข 3 บริเวณลาดชัน  
เขื่อนด้านท้ายน้ำกับระยะห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหว



ภาพที่ 109 ความสัมพันธ์ระหว่าง Slope Displacement ของวงวิบัติหมายเลข 3 บริเวณลาดชัน  
เขื่อนด้านท้ายน้ำกับ Predominant Period

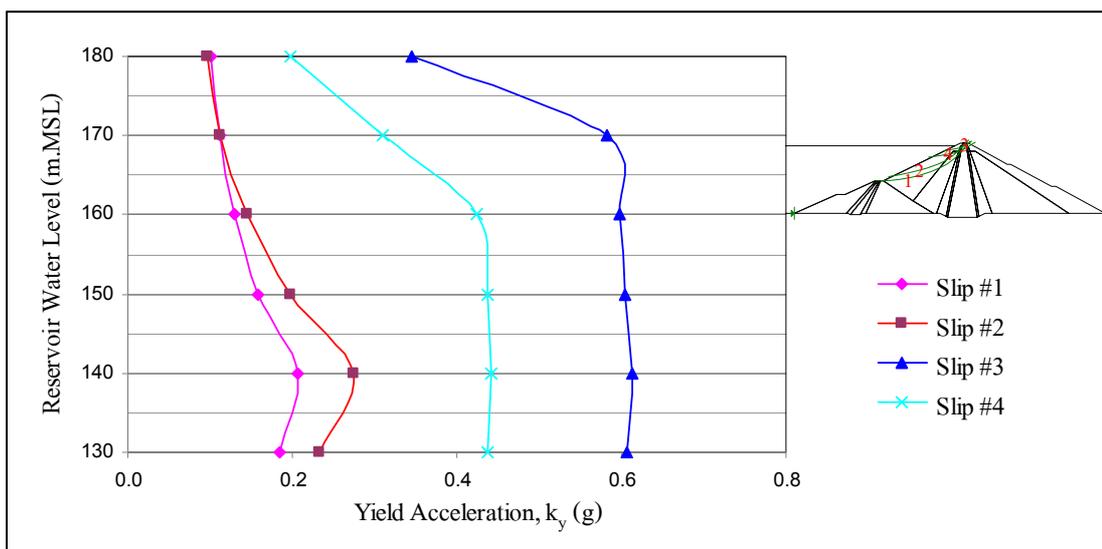


ภาพที่ 110 ความสัมพันธ์ระหว่าง Slope Displacement ของวงวิบัติหมายเลข 3 บริเวณลาดชัน  
เขื่อนด้านท้ายน้ำกับ PGA

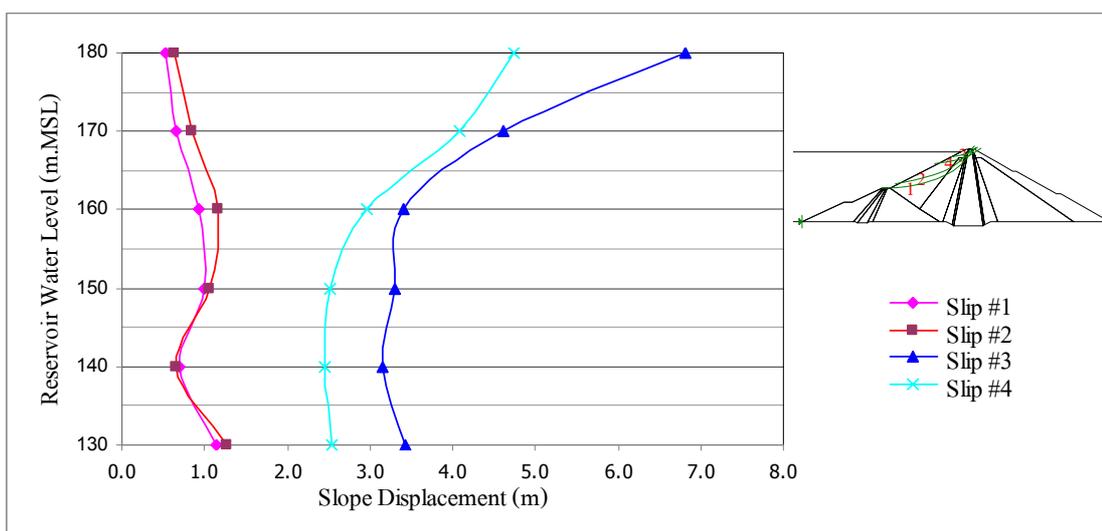
## 2.กรณีเปลี่ยนแปลงระดับเก็บกักน้ำ

เปรียบเทียบผลการเคลื่อนตัวถาวรของลาดชันเขื่อนด้านเหนือในกรณีที่ระดับเก็บกักน้ำ  
ในเขื่อนอยู่ที่ระดับต่างๆ ตั้งแต่ระดับ +130 ม.รทก. ถึง +180 ม.รทก. พบว่าค่า Yield Acceleration  
( $K_y$ ) มีแนวโน้มเพิ่มมากขึ้นเมื่อระดับกักเก็บน้ำในเขื่อนลดลง โดยในวงวิบัติหมายเลข 1 และ 2 มีค่า

Yield Acceleration มากที่สุดที่ระดับเก็บกักน้ำอยู่ที่ระดับ +140 ม.รทก. (ภาพที่ 111) ซึ่งสอดคล้องกับค่าการเคลื่อนตัวถาวรของลาดชันเขื่อนที่มีค่าต่ำสุดที่ระดับนี้ด้วย โดยการเคลื่อนตัวถาวรของลาดชันเขื่อนจะมีค่าแตกต่างกันชัดเจนในวงวิบัติหมายเลข 3 และ 4 ซึ่งจะมีค่ามากเพิ่มขึ้นเมื่อระดับเก็บกักน้ำเพิ่มขึ้นดังแสดงในภาพที่ 112



ภาพที่ 111 เปรียบเทียบ  $K_y$  บริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำที่ระดับเก็บกักน้ำต่างๆ



ภาพที่ 112 เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวถาวรของลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำที่ระดับเก็บกักน้ำต่างๆ

### 3.กรณีลดระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็ว

ผลการวิเคราะห์เมื่อลดระดับน้ำเก็บกักลงอย่างรวดเร็วมาอยู่ที่ระดับความสูง +115 ม.รทก. โดยใช้แรงกระทำแผ่นดินไหว San Fernando ปี ค.ศ. 1971 ขนาด 6.4 ริคเตอร์กระทำที่ฐานเขื่อน พบว่าการเคลื่อนตัวถาวรของลาดชันเขื่อนมีค่ามากที่สุดที่วงพิบัติหมายเลข 3 มีระยะการเคลื่อนตัว 4.45 เมตร และเมื่อเปรียบเทียบกับกรณีระดับน้ำอยู่ที่ระดับเก็บกักปกติพบว่าการลดระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็วจะมีระยะการเคลื่อนตัวน้อยกว่าในทุกๆ วงพิบัติที่พิจารณา (ตารางที่ 22)

**ตารางที่ 22** ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวถาวรกรณีลดระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็วของลาดชันเขื่อนด้านเหนือจากแผ่นดินไหว San Fernando ปี ค.ศ. 1971 ขนาด 6.4 ริคเตอร์

Slip No. (Upstream Slope)	Slope Displacement (m)	
	กรณีเก็บกักน้ำที่ระดับปกติ	กรณี Rapid Drawdown
1	0.53	0.20
2	0.64	0.25
3	6.82	4.45
4	4.75	2.75

### 4.กรณีมีแรงกระทำแผ่นดินไหวทั้งในแนวตั้งและแนวราบ

ผลวิเคราะห์โดยใช้แรงกระทำแผ่นดินไหว San Fernando ปี ค.ศ.1971 ขนาด 6.4 ริคเตอร์ มีค่าอัตราเร่งของพื้นดินสูงสุดในแนวราบเท่ากับ 1.17g และแนวตั้งเท่ากับ 0.71g เมื่อพิจารณาค่าการเคลื่อนตัวถาวรสูงสุดทั้งลาดชันเขื่อนด้านเหนือและท้ายน้ำพบว่าการเคลื่อนตัวถาวรตามแนวลาดชันเขื่อนมีค่าน้อยกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับกรณีที่มีเฉพาะแรงแผ่นดินไหวกระทำในแนวราบอย่างเดียวดังแสดงในตารางที่ 23

ทั้งนี้ในสภาพความเป็นจริงตามธรรมชาติเมื่อเกิดแผ่นดินไหวจะมีแรงแผ่นดินไหวกระทำในทุกทิศทางของตัวเขื่อน ดังนั้นค่าที่วิเคราะห์ได้ในกรณีมีเฉพาะแรงแผ่นดินไหวกระทำในแนวราบอย่างเดียวจึงเป็นค่าที่มากกว่าความเป็นจริง

ตารางที่ 23 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวถาวรกรณีมีแรงกระทำแผ่นดินไหวทั้งในแนวตั้งและแนวราบจากแผ่นดินไหว San Fernando ปี ค.ศ.1971

แนวแรงกระทำ แผ่นดินไหว	PGA (g)	Slope Displacement (m)									
		Slip No.									
		Upstream Slope				Downstream Slope					
		1	2	3	4	1	2	3	4	5	
แนวราบ	1.17	0.53	0.64	6.82	4.75	0.17	0.20	5.75	0.25	0.17	
แนวราบและแนวตั้ง	$\frac{1.17}{0.71}$	0.63	0.73	6.37	4.57	0.10	0.11	5.25	0.12	0.07	

## 5.เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของลาดชันเข้ากับวิธีการอื่นๆ

### 5.1 วิธี Makdisi and Seed (1978)

ผลวิเคราะห์การทรุดตัวถาวรของสันเขื่อน โดยวิธี Makdisi and Seed (1978) โดยนำเหตุการณ์แผ่นดินไหว San Fernando ปี ค.ศ.1971 ขนาด 6.4 ริคเตอร์และเหตุการณ์แผ่นดินไหว Duzce ปี ค.ศ.1999 ขนาด 7.2 Mw มากระทำที่ฐานเขื่อน เนื่องจากเป็นเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีค่า PGA สูงสุดของแผ่นดินไหวที่นำมาวิเคราะห์ในช่วงขนาดตั้งแต่ 6-7 และ 7-8 ตามลำดับ พบว่าแผ่นดินไหว Duzce มีค่าการทรุดตัวถาวรมากกว่าแผ่นดินไหว San Fernando และมีค่ามากที่สุดในช่วงพิบัติที่ 2 ประมาณ 3.1 เมตรจากแรงกระทำแผ่นดินไหว Duzce และมีการทรุดตัวถาวรน้อยที่สุดในช่วงพิบัติที่ 3 ประมาณ 0.4 เมตรซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับวิธี Newmark's Deformation (1965) แล้วพบว่าให้ผลวิเคราะห์ที่แตกต่างกันพอสมควร (ตารางที่ 24) โดยวิธี Makdisi and Seed (1978) ให้ค่าที่น้อยกว่าโดยเฉพาะในช่วงพิบัติที่ 3 ลาดชันเขื่อนด้านเหนือนี้ทั้งนี้เนื่องจากวิธี Makdisi and Seed (1978) ให้ความสำคัญกับค่า  $K_y$  มาก โดยพบว่าถ้า  $K_y$  มีค่ามากจะมีค่าการทรุดตัวถาวรน้อย ดังนั้นในช่วงพิบัติหมายเลข 3 จึงให้ค่าต่ำสุดเนื่องจากมีค่า  $K_y$  มากที่สุดซึ่งทำให้วิธี Makdisi and Seed (1978) ให้ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวถาวรที่ไม่ถูกต้องเพราะการทรุดตัวถาวรในแต่ละช่วงพิบัติยังขึ้นกับค่าเฉลี่ยของอัตราเร่งของวงพิบัติอื่นๆ ด้วย

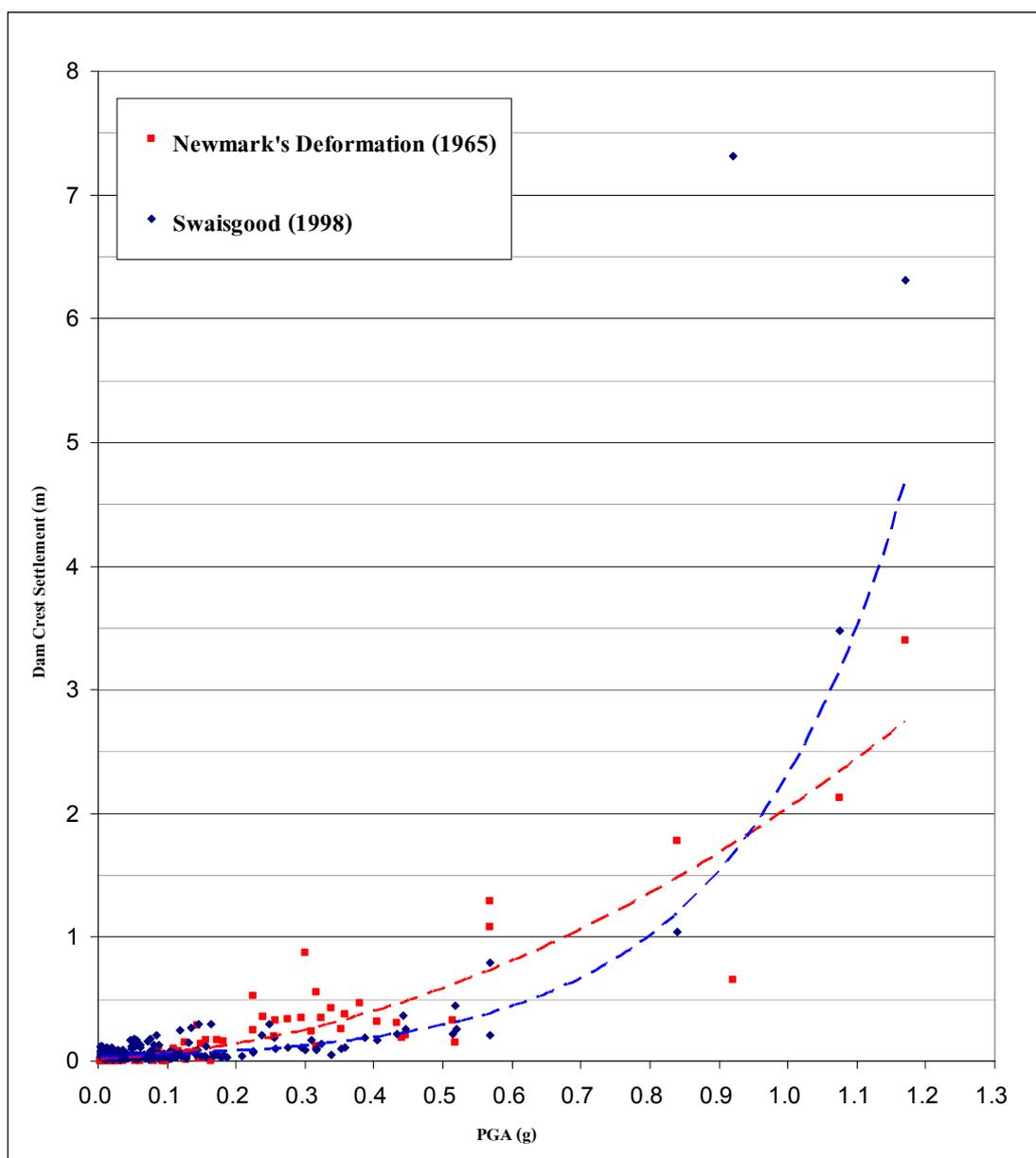
ตารางที่ 24 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของอาคารของลาดชันเขื่อนตามวิธี Makdisi and Seed (1978)

Slip No.	$K_y$ (g)	Permanent Settlement (m)	
		Duzce, Turkey 1999 M=7.2 Mw, PGA=0.92g	San Fernando, USA 1971 M=6.4 Ml, PGA = 1.17g
1	0.102	3.1	2.0
2	0.097	3.1	2.1
3	0.346	0.4	0.5
4	0.198	1.2	1.2

## 5.2 วิธี Swaisgood (1998)

ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของอาคารของสันเขื่อนจากแรงกระทำแผ่นดินไหวโดยวิธี Swaisgood (1998) พบว่าการทรุดตัวของสันเขื่อนมีแนวโน้มเพิ่มมากขึ้นตามขนาดของแรงกระทำแผ่นดินไหวที่มากกว่า โดยจะมีค่าเปลี่ยนแปลงมากเมื่อแผ่นดินไหวมี PGA มากกว่า 0.9g ขึ้นไป ทั้งนี้อาจเป็นเพราะวิธี Swaisgood (1998) เป็นวิธีทางสถิติที่สร้างจากฐานข้อมูลเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีค่า PGA สูงสุด 0.71g ดังนั้นจึงควรใช้วิธีนี้กับเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีแรงกระทำไม่เกิน 0.71g

เปรียบเทียบผลวิเคราะห์การทรุดตัวของสันเขื่อนระหว่างวิธี Swaisgood (1998) และ Newmark's Deformation (1965) เนื่องจากวิธี Newmark's Deformation เป็นการวิเคราะห์ที่มีความน่าเชื่อถือเนื่องจากเป็นวิธีที่วิเคราะห์โดยใช้ข้อมูลคุณสมบัติตัวเขื่อนและคลื่นแผ่นดินไหวที่ละเอียด จากภาพที่ 113 พบว่าผลวิเคราะห์การทรุดตัวของสันเขื่อนจากทั้ง 2 วิธีมีแนวโน้มที่สอดคล้องกันเมื่อแผ่นดินไหวมีขนาดไม่เกิน 0.9g โดยเฉพาะพบว่าจะให้ผลใกล้เคียงกันมากเมื่อมีแรงกระทำแผ่นดินไหวที่มีค่า PGA ไม่เกิน 0.2g และการทรุดตัวของสันเขื่อนจะไม่เกิน 1 เมตรเมื่อมีแรงแผ่นดินไหวกระทำไม่เกินประมาณ 0.55g ดังนั้นจึงสามารถใช้วิธี Swaisgood (1998) ประมาณการทรุดตัวของสันเขื่อนได้ในกรณีที่มีแรงแผ่นดินไหวกระทำไม่เกิน 0.9g



ภาพที่ 113 เปรียบเทียบผลวิเคราะห์การทรุดตัวถาวรระหว่างวิธี Swaisgood (1998) และ Newmark's Deformation (1965)

#### 6.เปรียบเทียบกรณีใช้ค่า $G_{max}$ ที่ได้จากสมการ Empirical ต่างๆ

เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวถาวรของลาดชันขึ้นอยู่กับกรณีการใช้ค่า  $G_{max}$  ที่ได้จากสมการ Empirical ต่างๆ และจากผลการทดสอบ SASW ดังตารางที่ 25 พบว่ากรณีที่ใช้ผลการทดสอบ SASW จะให้ค่าการเคลื่อนตัวถาวรมากกว่าในทุกๆ วงพิกัด

ตารางที่ 25 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวถาวรของลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำกรณีใช้  
ค่า  $G_{max}$  ที่ได้จากสมการ Empirical และวิธีทดสอบ SASW จากแผ่นดินไหว  
San Fernando ปี ค.ศ. 1971 ขนาด 6.4 ริกเตอร์

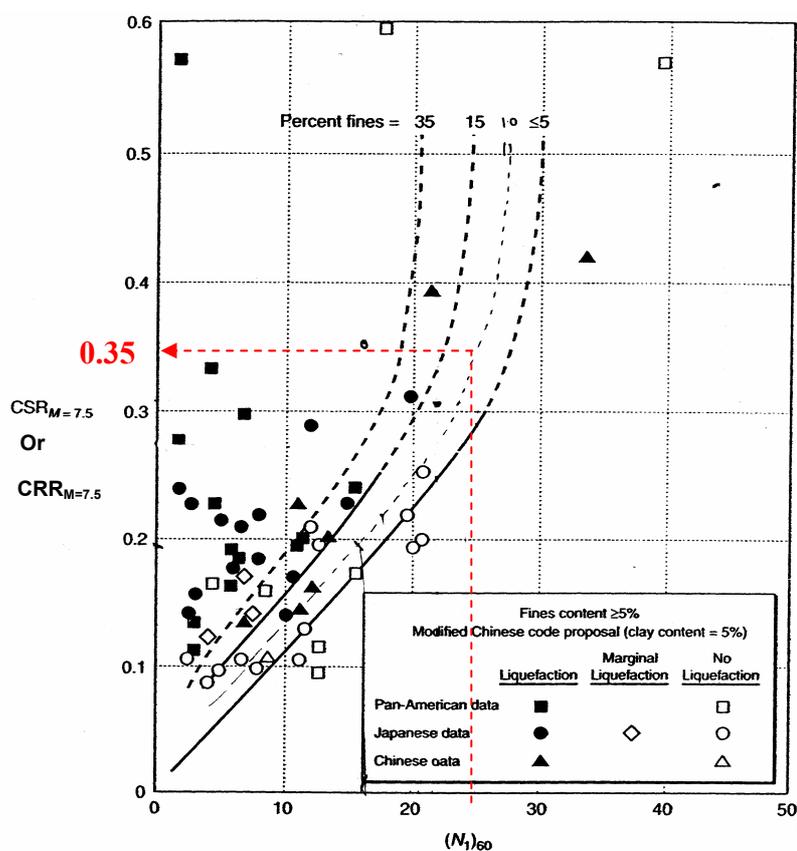
Slip No. (Upstream Slope)	Slope Displacement (m)	
	SASW	สมการ Empirical
1	0.53	0.04
2	0.64	0.05
3	6.82	4.47
4	4.75	3.28

#### การวิเคราะห์ Liquefaction

วิเคราะห์ Liquefaction บริเวณชั้นวัสดุกรองและ Transition Zone ด้านเหนือน้ำและชั้นวัสดุ  
กรองด้านท้ายน้ำ โดยสาเหตุที่วิเคราะห์เฉพาะชั้นวัสดุดังกล่าว เพราะเป็นวัสดุที่มีโอกาสเกิด  
Liquefaction โดยการวิเคราะห์ใช้กรณีแรงกระทำของแผ่นดินไหว San Fernando ในปี ค.ศ. 1971  
ขนาด 6.4 ริกเตอร์ กระทำที่ฐานเขื่อน เนื่องจากเป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่ให้ความรุนแรงต่อตัวเขื่อน  
มากที่สุดจากผลการวิเคราะห์ที่ผ่านมา

ค่า Cyclic Stress Ratio (CSR) คำนวณได้จากค่าแรงเฉือนสูงสุด (Maximum Shear Stress)  
ที่ได้จากผลการวิเคราะห์ Dynamic Response Analysis โดยผลการวิเคราะห์หาค่า CSR ณ บริเวณ  
ต่างๆ พบว่ามีค่าอยู่ในช่วงระหว่าง 0.09 – 0.31

ค่าแรงต้านทานการเกิด Liquefaction หรือ Cyclic Resistant Ratio (CRR) ของชั้นวัสดุ  
กรองและ Transition Zone ซึ่งมีค่ามุมเสียดทานภายในเท่ากับ  $35^\circ$  (Champa and Mahatharadol,  
1982) ซึ่งอาศัยความสัมพันธ์ระหว่างมุมเสียดทานของชั้นดินที่ไม่มีแรงยึดเหนี่ยวเทียบกับค่า  
Standard Penetration Test จะสามารถวิเคราะห์ค่า  $(N_1)_{60}$  ของวัสดุดังกล่าวได้เท่ากับ 25 ครั้งต่อฟุต

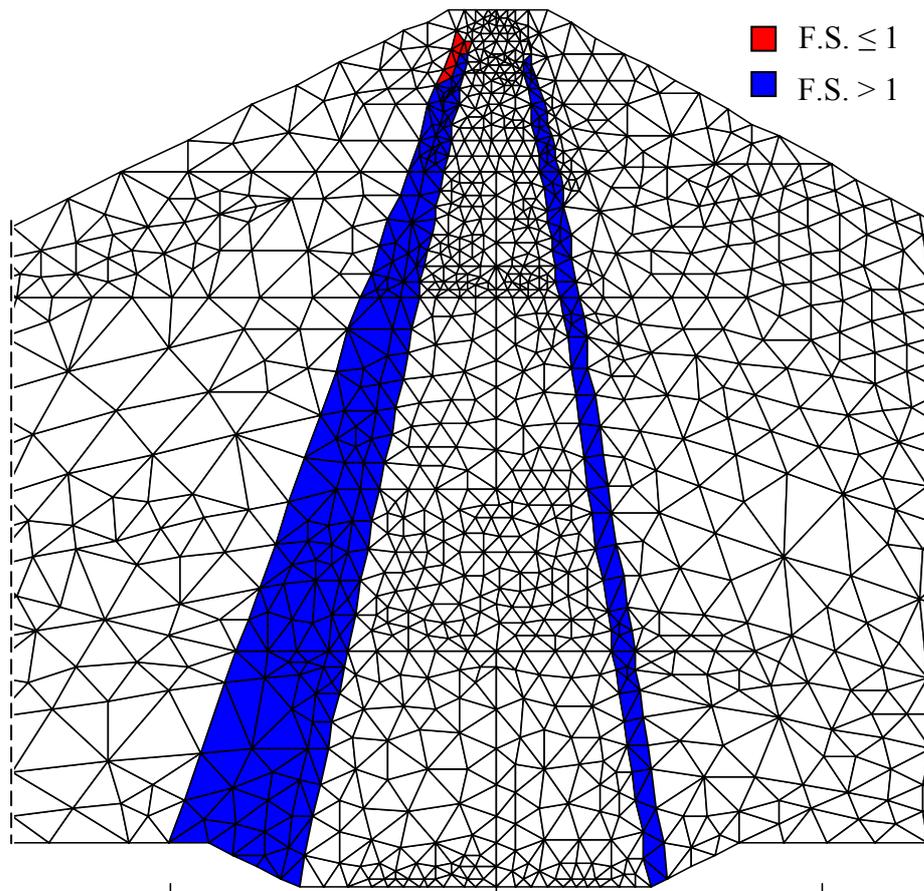


ภาพที่ 114 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $CSR_{m=7}$  และค่า  $(N_1)_{60}$

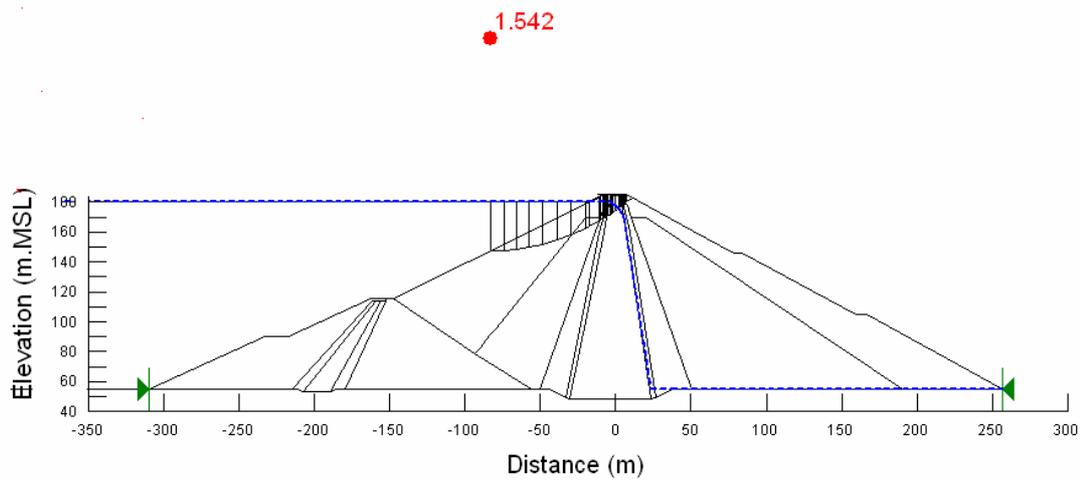
ที่มา: Seed *et al.* (1975)

เมื่อนำ  $(N_1)_{60}$  มาประเมินค่า Cyclic Resistance Ratio (CRR) โดยอาศัยความสัมพันธ์ดังภาพที่ 114 โดยชั้นวัสดุที่วิเคราะห์มีค่า Percent Fines อยู่ระหว่าง 4-8% ทำให้สามารถหาค่า CRR ได้เท่ากับ 0.35 ซึ่งบริเวณที่มีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยน้อยกว่าหรือเท่ากับหนึ่งคือบริเวณที่เกิด Liquefaction จากแรงกระทำแผ่นดินไหว San Fernando ในปี ค.ศ. 1971 ขนาด 6.4 ริคเตอร์ ซึ่งพบว่ามีโอกาสเกิด Liquefaction เฉพาะในบริเวณส่วนบนของ Transition Zone ดังภาพที่ 115

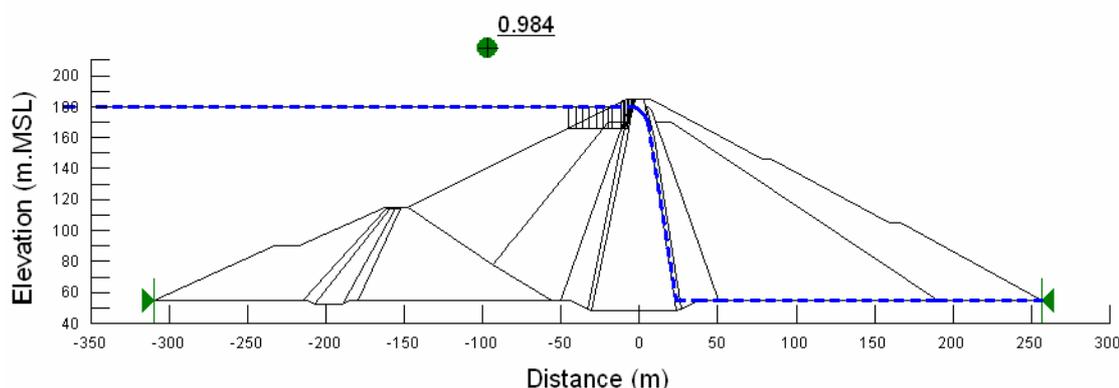
จากผลการวิเคราะห์พบว่าวัสดุที่มีโอกาสเกิด Liquefaction เป็นพื้นที่เพียงเล็กน้อยรวมถึงแผ่นดินไหวขนาดที่ใช้ในการวิเคราะห์มีโอกาสเกิดได้ยาก ( $PGA > 1g$ ) แต่เพื่อให้มั่นใจถึงความมั่นคงของเขื่อนจึงได้ดำเนินการวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชันของเขื่อน โดยสมมุติว่า Liquefaction ได้เกิดขึ้นในชั้นวัสดุรองและ Transition Zone ทั้งหมด ผลการวิเคราะห์แสดงได้ดังภาพที่ 116 และ 117



ภาพที่ 115 บริเวณที่เกิดปรากฏการณ์ Liquefaction จากแรงแผ่นดินไหว San Fernando ในปี ค.ศ. 1971 ขนาด 6.4 ริคเตอร์



ภาพที่ 116 สถิติภาพลาดชันเขื่อนกรณีระนาบการพังเป็นส่วนของวงกลมกรณีเกิด Liquefaction



ภาพที่ 117 เสาถึยรภาพลาดชันเขื่อนกรณีระนาบการพังเป็น Block กรณีเกิด Liquefaction

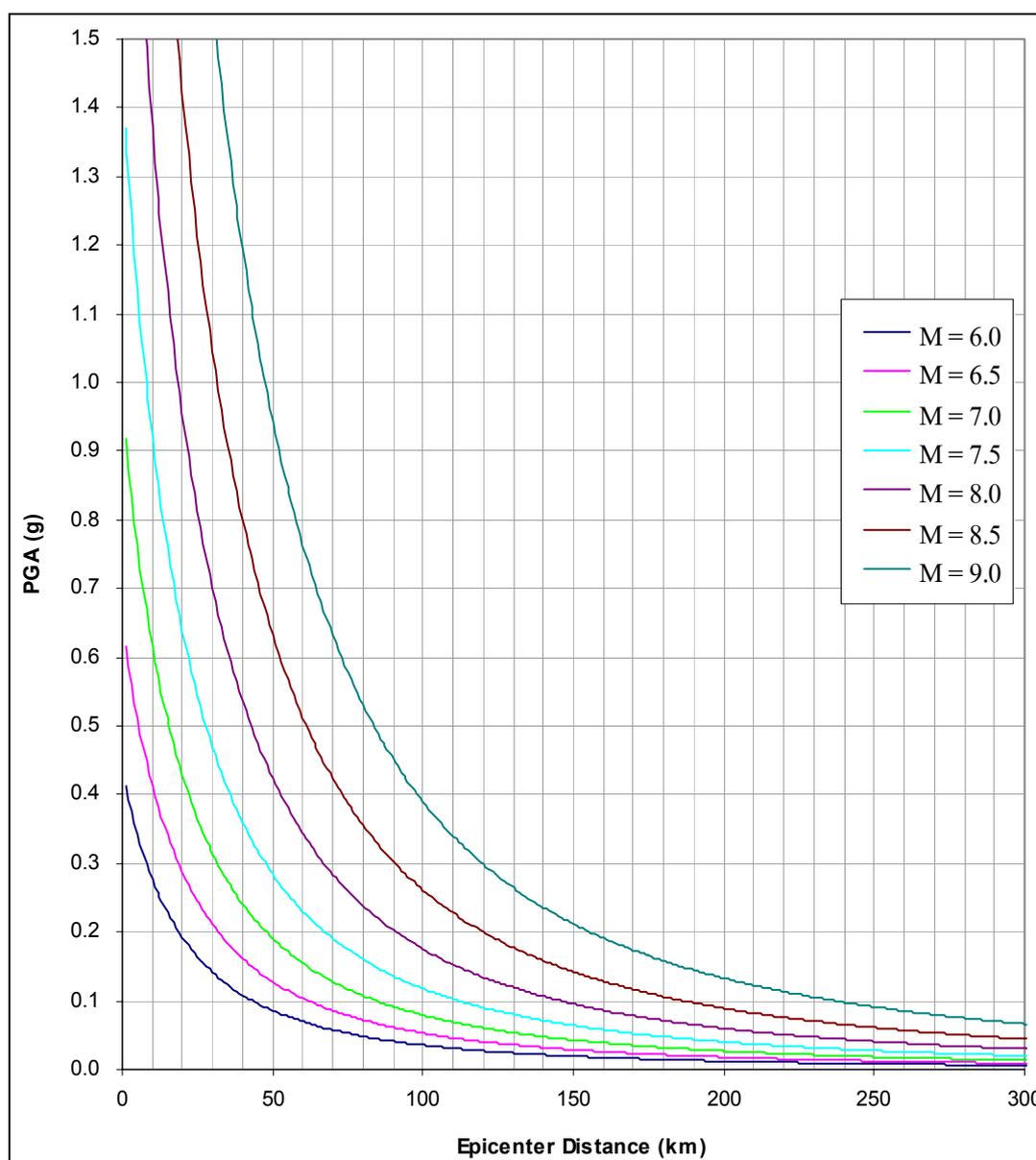
จากผลการวิเคราะห์เสถียรภาพลาดชันเขื่อนกรณีเกิด Liquefaction ได้ค่า F.S. ต่ำสุดกรณีระนาบการพังเป็นส่วนโค้งวงกลม (Circular Failure) เท่ากับ 1.542 และในกรณีระนาบการพังเป็น Block เท่ากับ 0.984 ซึ่งในกรณี Block Failure อาจทำให้เกิดการพิบัติได้ แต่ทั้งนี้การพิบัติไม่มีผลกระทบกับ Impervious Core จึงจะไม่ทำให้เกิดความเสียหายอย่างฉับพลัน ประกอบกับสมมุติฐานที่ว่ามีการเกิด Liquefaction ในชั้นวัสดุรองและ Transition เป็นเพียงกรณีสมมุติที่มีโอกาสเกิดน้อยมาก

#### ขนาดและระยะจากจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวที่อาจส่งผลกระทบต่อตัวเขื่อน

จากความสัมพันธ์ระหว่าง PGA กับระยะทางจากตำแหน่งศูนย์กลางแผ่นดินไหว โดยแบบจำลองการลดทอนพลังงาน (Attenuation Model) ของ Etava and Villaverde (1973) พบว่า PGA จะมีค่าลดลงตามระยะทางห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหว ซึ่งจะมีค่าลดลงมากในช่วงประมาณ 20 กิโลเมตรแรก (ภาพที่ 118) โดยขึ้นกับขนาดของแผ่นดินไหว ซึ่งจากข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่นำมาใช้ในการวิจัยครั้งนี้พบว่ามี PGA ได้ฐานเขื่อนสูงสุดประมาณ 1.0g เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับแบบจำลองการลดทอนพลังงานพบว่าขนาดแผ่นดินไหวที่จะทำให้เกิดค่า PGA ได้ฐานเขื่อนมากกว่าหรือเท่ากับ 1.0g ต้องมีขนาดมากกว่า 7 ริกเตอร์ขึ้นไปและถ้าสมมุติเกิดแผ่นดินไหวขนาดสูงสุดประมาณ 7.5 ริกเตอร์ จะต้องมีระยะห่างจากจุดศูนย์กลางเกิดแผ่นดินไหวไม่เกิน 7 กิโลเมตร จึงจะทำให้เกิด PGA ได้ฐานเขื่อนเท่ากับ 1.0g

ตารางที่ 26 สรุปขนาดและระยะห่างจากจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวที่สามารถทำให้เกิดค่า PGA ต่างๆ ที่บริเวณได้ฐานเขื่อนโดยค่า PGA ที่ 0.1g เป็นค่าที่ใช้ในการออกแบบเขื่อนศรีนครินทร์

และ PGA เท่ากับ 0.15g เป็นค่าที่กำหนดตามแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของประเทศไทยที่วิเคราะห์ โดยเป็นหนึ่งและคณะ (2539) ส่วน PGA 0.6g เป็นค่า PGA ที่ใช้ทั่วไปในการออกแบบเขื่อนบริเวณ พื้นที่ที่มีแผ่นดินไหวรุนแรงโดย Wieland (2003) และ PGA เท่ากับ 1.0g เป็นค่าใกล้เคียงค่า PGA สูงสุดที่ใช้ในการวิเคราะห์ในการวิจัยนี้ (1.17g)

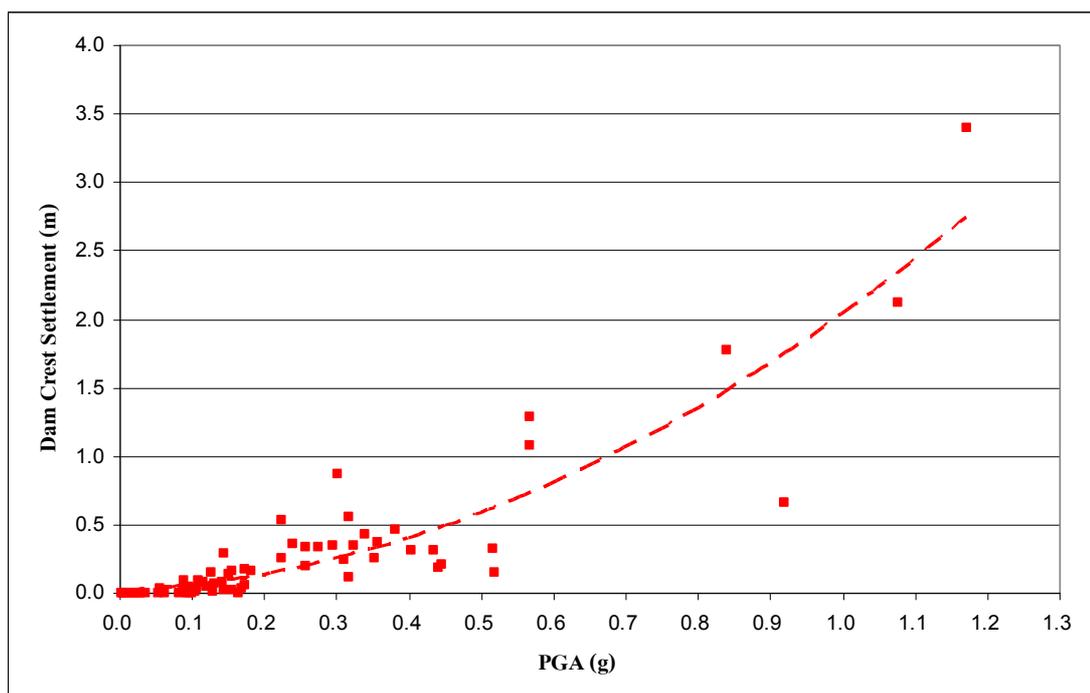


ภาพที่ 118 ผลการวิเคราะห์ Attenuation Model

ตารางที่ 26 ขนาดและระยะจากศูนย์กลางแผ่นดินไหวที่สามารถทำให้เกิดค่า PGA ต่างๆ บริเวณฐานรากเขื่อน

ขนาดแผ่นดินไหว (Richter)	ระยะห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหวที่ทำให้เกิด PGA ได้ฐานเขื่อนระดับต่างๆ (กิโลเมตร)			
	0.10g	0.15g	0.60g	1.00g
	5.0	16	5.5	ไม่มีโอกาสเกิด
5.5	28	15.5	เกิด	ไม่มีโอกาสเกิด
6.0	43	28		เกิด
6.5	61	43	1	
7.0	84	61	11	
7.5	111	84	22	7
8.0	145	111	36	18
8.5	186	145	52	31
9.0	236	185	72	47

ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการทรุดตัวถาวรสูงสุดของสันเขื่อนตามค่า PGA ที่วิเคราะห์โดยวิธี Newmark's Deformation แสดงในภาพที่ 119 ซึ่งสามารถสรุปค่าการทรุดตัวตามค่า PGA ที่ใช้ในการวิเคราะห์ดังแสดงในตารางที่ 27 โดยจากผลการวิเคราะห์ดังกล่าวสามารถสรุปได้ว่า เขื่อนเขื่อนศรีนครินทร์ ไม่เกิดการพิบัติของเขื่อนในลักษณะน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อนหรือเกิดช่องเปิดให้น้ำไหลออก (Breaching) จากเหตุการณ์แผ่นดินไหว ทั้งนี้เนื่องจากผลการวิเคราะห์การทรุดตัวถาวรจากทุกข้อกำหนดตามค่า PGA พบว่าการทรุดตัวมีค่าน้อยกว่า Freeboard ของเขื่อนทั้งสิ้น (5.00 เมตร) ซึ่ง PGA ที่จะทำให้เกิดการทรุดตัวของสันเขื่อนเท่ากับระยะ Freeboard ของเขื่อนต้องมีค่าประมาณ 2.20g ซึ่งเป็นค่าที่สูงมากและจากประวัติการเก็บน้ำของเขื่อนตั้งแต่เปิดใช้งานพบว่าระดับน้ำในเขื่อนยังไม่เคยถูกเก็บกักเท่ากับระดับเก็บกักปกติของเขื่อน อย่างไรก็ตามผลของแผ่นดินไหวจะก่อให้เกิดความเสียหายกับสันเขื่อนในลักษณะการไหลตัวและยุบตัวของวัสดุบริเวณสันเขื่อนเหนือระดับเก็บกักน้ำปกติ จึงจำเป็นต้องเตรียมมาตรการในการซ่อมแซมเพื่อลดโอกาสเกิด Piping ผ่านรอยแตกหลังจากเกิดแผ่นดินไหว



ภาพที่ 119 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทรุดตัวสูงสุดของสันเขื่อนกับค่า PGA ต่างๆ ได้ฐานเขื่อน

ตารางที่ 27 การทรุดตัวสูงสุดของสันเขื่อนจากแรงกระทำแผ่นดินไหวตามข้อกำหนด PGA ต่างๆ

PGA ฐานรากเขื่อน (g)	ระยะการทรุดตัวสูงสุด ของสันเขื่อน (เมตร)	หมายเหตุ
0.10	0.10	PGA ที่ใช้ในการออกแบบเขื่อนศรีนครินทร์
0.15	0.29	PGA บริเวณพื้นที่เขื่อนศรีนครินทร์ ตามแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวที่วิเคราะห์ (เป็นหนึ่งในและคณะ, 2539)
0.60	1.29	PGA ที่ใช้ในการออกแบบเขื่อนในบริเวณพื้นที่ Highly Seismic Region (Wieland, 2003)
1.17	3.40	PGA สูงสุดที่ใช้ในการวิเคราะห์ ในการศึกษาครั้งนี้
2.20	5.00	PGA ที่ทำให้เกิดการทรุดตัวของสันเขื่อนเท่ากับ ระยะ Freeboard ของเขื่อนศรีนครินทร์

## สรุปและข้อเสนอแนะ

### สรุป

#### สรุปสมมุติฐานและเงื่อนไขในการวิเคราะห์

1. คลื่นแผ่นดินไหวที่นำมาวิเคราะห์ได้จากแหล่งต่างๆ ทั่วโลกโดยพิจารณาเลือกเฉพาะที่บันทึกได้บนชั้นหินเพื่อให้ใกล้เคียงกับสภาพฐานรากของเขื่อนศรีนครินทร์ โดยแผ่นดินไหวมีขนาดตั้งแต่ 5.4 Ml ถึง 8 Mw มีค่า PGA ตั้งแต่ 0.003g ถึง 1.17g และมีระยะห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหวตั้งแต่ 5 ถึง 400 กิโลเมตรเพื่อให้ครอบคลุมพื้นที่ที่มีโอกาสเป็นศูนย์กลางเกิดแผ่นดินไหวบริเวณพื้นที่วิจัย

2. การวิเคราะห์ค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด (Maximum Shear Modulus,  $G_{max}$ ) ใช้วิธีการ Empirical และผลทดสอบ SASW เปรียบเทียบกันโดยในการวิเคราะห์ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ ใช้ค่า  $G_{max}$  จากผลการทดสอบ SASW เป็นหลัก แต่ทั้งนี้ได้ทำการวิเคราะห์เปรียบเทียบการตอบสนองทางพลศาสตร์โดยใช้ค่า  $G_{max}$  ที่ได้จากสมการ Empirical เปรียบเทียบผลโดยใช้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว San Fernando ปี ค.ศ.1971 ขนาด PGA 1.17g

3. การวิเคราะห์หาคาบเด่นและคาบธรรมชาติของตัวเขื่อนใช้วิธีตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 (พ.ศ. 2540) วิธี Shear Beam Approach และวิธีผลตอบสนองทางพลศาสตร์ เพื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์โดยใช้วิธีการตอบสนองทางพลศาสตร์เป็นวิธีการหลักในการวิเคราะห์โดยมีสมมุติฐานว่าคาบธรรมชาติของตัวเขื่อนคือคาบเด่นที่ทำให้เกิดการขยายขนาดของอัตราเร่งและการเคลื่อนที่มากที่สุดของวัสดุตัวเขื่อน

4. การวิเคราะห์ใช้แบบจำลองวัสดุแบบ Equivalent Linear Analysis กระทำในแบบจำลองคณิตศาสตร์ 2 มิติเนื่องจากเขื่อนมีอัตราส่วนความสูงต่อความกว้างช่วงหน้าตัดล้นน้ำลึกสุด 1:1.6 เข้าเงื่อนไข Plane Strain Condition จึงวิเคราะห์ในระบบ 2 มิติได้และในการวิเคราะห์จะไม่จำลองฐานรากเขื่อนเนื่องจาก Elastic Modulus ของฐานรากเขื่อนมีค่ามากกว่าวัสดุตัวเขื่อนหลายเท่าทำให้อิทธิพลความยืดหยุ่นของฐานรากไม่มีผล

5. การวิเคราะห์พฤติกรรมการตอบสนองทางพลศาสตร์ของเขื่อนและการวิเคราะห์การทรุดตัวของลาดชันเขื่อนจะมีกรณีและปัจจัยวิเคราะห์ได้แก่ กรณีแผ่นดินไหวรูปแบบต่างๆ กรณีการลดระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็ว กรณีมีแรงแผ่นดินไหวกระทำทั้งในแนวตั้งและแนวราบ ปัจจัยของระดับเก็บกักน้ำของเขื่อนและปัจจัยจากทฤษฎีที่ใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวของสันเขื่อน

6. การวิเคราะห์การทรุดตัวของลาดชันเขื่อนใช้วิธี Newmark's Deformation (1965) วิธี Swaisgood (1998) และ วิธี Makdisi Seed (1971) เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์โดยใช้วิธี Newmark's Deformation (1965) เป็นวิธีหลักในการวิเคราะห์

7. การวิเคราะห์ Liquefaction วิเคราะห์เฉพาะบริเวณชั้นวัสดุรองรับด้านเหนือและท้ายน้ำรวมทั้งบริเวณ Transition Zone ด้านเหนือน้ำเนื่องจากบริเวณดังกล่าวอาจมีโอกาสเกิด Liquefaction ได้โดยใช้แรงกระทำแผ่นดินไหว San Fernando ปี ค.ศ.1971 ขนาด PGA 1.17g และในการวิเคราะห์เสถียรภาพความมั่นคงของลาดชันเขื่อนกรณี Liquefaction ได้สมมุติว่าเกิด Liquefaction ตลอดชั้นวัสดุรองรับและ Transition Zone

### สรุปผลการวิจัย

1. ข้อมูลแผ่นดินไหวที่นำมาวิเคราะห์ได้จากสถานีวัดบนชั้นหินที่มีค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดินตั้งแต่ 0.05g ถึง 1.17g ส่วนใหญ่ค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดินมีแนวโน้มลดลงตามระยะห่างจากจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหว โดยมีค่าต่ำกว่า 0.1g ที่ระยะห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหวประมาณ 100 กิโลเมตรขึ้นไป Predominant Period มีค่าค่อนข้างกระจัดกระจาย โดยมีค่าอยู่ระหว่าง 0.02 ถึง 1.14 วินาทีโดยส่วนใหญ่มีค่าอยู่ในช่วง 0.1 ถึง 0.4 วินาที ระยะเวลาในการสั่นไหว (Bracketed Duration) โดยส่วนใหญ่มีค่าน้อยกว่า 15 วินาที และมีแนวโน้มลดลงตามระยะห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหวแต่มีบางเหตุการณ์ที่มีค่าสูงมากกว่าปกติ ทั้งนี้เนื่องจากความแตกต่างทางสภาพธรณีวิทยาของสถานีวัดแผ่นดินไหว

2. วิธีการวิเคราะห์เพื่อประมาณคาบธรรมชาติและคาบหลักที่มีผลกระทบมากต่อเขื่อน โดยวิธี Dynamic Response Analysis มีหลักการและสมมุติฐานที่ใกล้เคียงกับสภาพจริงมากที่สุดเมื่อเปรียบเทียบกับวิธีการอื่นๆ โดยวิธีตามกฎกระทรวงฯ และวิธี Shear Beam Approach ให้ค่าที่สูงและต่ำเกินไปตามลำดับเมื่อเปรียบเทียบกับวิธี Dynamic Response Analysis โดยผลการวิเคราะห์ได้

คาบหลักที่มีผลกระทบกับตัวเชื่อมมากอยู่ที่ 0.62 – 0.90 วินาที ซึ่งคาบธรรมชาติของตัวเชื่อมเมื่อพิจารณาค่าที่มีผลกระทบมากที่สุดคือ 0.90 วินาที และเมื่อเปรียบเทียบกับองค์ประกอบของข้อมูลแผ่นดินไหวที่นำมาวิเคราะห์ซึ่งบันทึกได้ในบริเวณสถานีวัดแผ่นดินไหวที่ตั้งอยู่บนชั้นหินพบว่ามีคาบหลักโดยส่วนใหญ่อยู่ระหว่าง 0.10 – 0.40 วินาทีซึ่งทำให้โอกาสที่จะเกิดปรากฏการณ์การสั่นพ้องเป็นไปได้ยาก

3. ผลวิเคราะห์เปรียบเทียบค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด (Maximum Shear Modulus,  $G_{max}$ ) ของวัสดุตัวเชื่อมที่ได้จากวิธีการทดสอบหาค่าความเร็วคลื่นเฉือนในสนาม โดยวิธี Spectrum Analysis of Surface Wave (SASW) และจากสมการ Empirical ต่างๆ ที่เหมาะสมกับคุณสมบัติของวัสดุเชื่อมพบว่าค่าที่ได้ในแต่ละวิธีแตกต่างกัน โดยเฉพาะเมื่อแรงดันประสิทธิผล (Effective Stress) ในตัวเชื่อมมีค่าสูง โดยค่าที่ได้จากผลการทดสอบ SASW จะมีค่าที่สูงกว่าวิธีการอื่นๆ และในชั้นวัสดุหินถมจะมีค่า  $G_{max}$  มากกว่าบริเวณอื่นๆ ทั้งนี้เนื่องจากการได้มาซึ่งวิธีสมการ Empirical มีข้อจำกัดด้านความสามารถในการทดสอบตัวอย่างภายใต้ข้อจำกัดหลายอย่างเช่นขนาดของตัวอย่างหินที่ใช้ทดสอบมีขนาดจำกัดและ การทดสอบในห้องปฏิบัติการกระทำที่ความเครียดเฉือนต่ำๆ (Small Shear Strain) ได้ยาก นอกจากนี้ยังไม่สามารถจำลองสภาพความเค้นปัจจุบันได้เหมือนกับสภาพจริง ดังนั้นจึงใช้ค่า  $G_{max}$  ที่ได้จากผลการทดสอบ SASW ไปใช้ในการวิเคราะห์

4. วัสดุเชื่อมมีการขยายขนาดแผ่นดินไหว (Amplification Factor) ที่มากกระทำบริเวณฐานเขื่อนแตกต่างกันในแต่ละบริเวณ โดยเฉลี่ยมีค่าประมาณ 1 ถึง 2.5 เท่า และมีค่าแตกต่างกันจากแรงแผ่นดินไหวที่มากกระทำ โดยส่วนใหญ่แผ่นดินไหวที่มี PGA ต่ำจะมีการขยายขนาดมากกว่า นอกจากนั้นยังพบว่าในบริเวณหินถมด้านท้ายน้ำมีการขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่มากกว่าบริเวณอื่นๆ ทั้งนี้เนื่องมาจากไม่มีแรงต้านจากแรงค้ำน้ำ

5. ระยะเวลาเคลื่อนตัวในแนวราบและอัตราเร่งของวัสดุตัวเชื่อมมีค่าเปลี่ยนแปลงตามระยะความสูงของเขื่อนแต่โดยรวมมีค่าเพิ่มขึ้นตามระดับความสูงเขื่อน โดยเฉพาะบริเวณระดับความสูง +145 ม.รทก. เป็นจุดเริ่มที่ค่าเพิ่มมากขึ้น (สอดคล้องกับผลการศึกษาที่ผ่านมาของ Ohmachi ปี ค.ศ.1994 เกี่ยวกับการเปลี่ยนแปลงอัตราเร่งสูงสุดในตัวเชื่อม ซึ่งพบว่าความเร่งสูงสุดจะมีค่าเพิ่มสูงมากขึ้นที่ระยะความสูง 2 ใน 3 ของความสูงเขื่อน) ที่ระดับความสูง +180 ม.รทก. จะเป็นระดับที่มีค่าสูงสุดจากนั้นจะเปลี่ยนค่าลดต่ำลงอย่างรวดเร็ว ซึ่งเป็นเหตุผลที่เขื่อนเป็น โครงสร้างที่มีดีกรีแห่งความอิสระมากกว่า 1 (MDOF) โดยพฤติกรรมการตอบสนองที่พบในแต่ละบริเวณจะมีค่า

แตกต่างกัน แต่ทั้งนี้พบว่าผลตอบสนองจากคลื่นแผ่นดินไหวต่างๆ มีค่าสอดคล้องกันแต่จะมีขนาดแตกต่างกันบ้างขึ้นกับองค์ประกอบของแต่ละข้อมูลแผ่นดินไหวนั้นๆ

6. เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงระดับเก็บกักน้ำในอ่างเก็บน้ำ ทำให้ระดับแรงดันน้ำในตัวเขื่อนเปลี่ยนแปลงไปเป็นผลให้สภาพความเค้นปัจจุบันเปลี่ยนแปลงไปด้วย กล่าวคือเมื่อระดับน้ำลดต่ำลงจะทำให้ค่าแรงดันน้ำในตัวเขื่อนลดลงและค่าแรงดันประสิทธิผลของวัสดุตัวเขื่อนมีค่าเพิ่มขึ้นเป็นผลให้ค่าโมดูลัสแรงเฉือนมีค่าเพิ่มมากขึ้นด้วยโดยเฉพาะในบริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำ และพบว่าพฤติกรรมการตอบสนองทางพลศาสตร์ของเขื่อนที่ระดับเก็บกักน้ำต่างๆ มีขนาดแตกต่างกันแต่มีรูปแบบการตอบสนองที่ใกล้เคียงกันและมีค่ามากที่สุดอยู่ที่ตำแหน่งเดียวกันคือที่ระดับความสูง +180 ม.รทก. โดยในชั้นวัสดุที่น้ำแกนเขื่อนมีอัตราเร่งของวัสดุเพิ่มสูงขึ้นเมื่อระดับน้ำเก็บกักต่ำลง ส่วนในบริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือและท้ายน้ำจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามระดับเก็บกักน้ำ

7. เปรียบเทียบผลการเคลื่อนตัวถาวรของลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำในกรณีที่ระดับเก็บกักน้ำอยู่ที่ระดับต่างๆ พบว่าระยะเวลาการเคลื่อนตัวถาวรของลาดชันเขื่อนจะมีค่ามากขึ้นเมื่อระดับเก็บกักน้ำเพิ่มขึ้น

8. ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวโดยวิธี Swaisgood (1998) พบว่าการทรุดตัวมีแนวโน้มเพิ่มมากขึ้นตามค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน เมื่อมีแรงแผ่นดินไหวกระทำขนาดไม่เกิน 0.6g จะทำให้เกิดการทรุดตัวของสันเขื่อนไม่เกิน 1 เมตร โดยผลการวิเคราะห์หมีแนวโน้มไปในทิศทางเดียวกับวิธี Newmark's Deformation ซึ่งพบว่าสามารถที่จะใช้วิธีการของ Swaisgood (1998) ประมาณค่าการทรุดตัวของสันเขื่อนได้ในกรณีที่แผ่นดินไหวมีขนาดไม่เกิน 0.9g แต่ทั้งสองวิธีดังกล่าวให้ค่าที่ไม่ตรงกับวิธี Makdisi and Seed (1978) เนื่องจากวิธีการของ Makdisi and Seed (1978) ไม่ได้คำนึงถึงความสัมพันธ์ระหว่าง Yield Acceleration กับ Average Acceleration ของวงวิบัติที่พิจารณาดังนั้น ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวจะใช้ผลจากวิธี Newmark's Deformation เป็นหลักเพราะมีวิธีการและสมมุติฐานที่ใกล้เคียงกับสภาพจริงมากที่สุด

9. ปัจจัยจากแรงแผ่นดินไหวกระทำในแนวราบร่วมกับแนวตั้งพบว่าจะมีค่าการทรุดตัวถาวรของสันเขื่อนน้อยกว่าเมื่อเปรียบเทียบกรณีที่มีเฉพาะแรงแผ่นดินไหวกระทำในแนวราบอย่างเดียว ทั้งนี้ในสภาพความเป็นจริงตามธรรมชาติจะมีแรงแผ่นดินไหวกระทำในทุกทิศทางของตัวเขื่อน ดังนั้นค่าที่วิเคราะห์ได้ในกรณีมีแรงแผ่นดินไหวกระทำในแนวราบอย่างเดียวจึงเป็นค่าที่มากกว่าความเป็นจริง

10. เมื่อลดระดับน้ำเก็บกักลงอย่างรวดเร็วมาอยู่ที่ระดับความสูง +115 ม.รทก. พบว่าการเคลื่อนตัวถาวรของลาดชันเขื่อนเมื่อเปรียบเทียบกับกรณีระดับน้ำอยู่ที่ระดับเก็บกักปกติจะมีระยะเวลาการเคลื่อนตัวน้อยกว่า

11. เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์โดยใช้  $G_{max}$  ที่ได้จากการ Empirical ต่างๆ และจากการทดสอบ SASW โดยใช้แรงแผ่นดินไหว San Fernando ปี ค.ศ.1971 ขนาด 6.4 ริคเตอร์ PGA 1.17g พบว่าการตอบสนองในกรณีใช้ค่า  $G_{max}$  ที่ได้จากการ Empirical จะมีพฤติกรรมการตอบสนองที่คล้ายคลึงกันแต่จะมีขนาดของการตอบสนองที่น้อยกว่าและจากผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวถาวรของลาดชันเขื่อนด้านเหนือพบว่าคุณสมบัติของวัสดุตัวเขื่อนที่ได้จากวิธี SASW จะมีการเคลื่อนตัวถาวรที่มากกว่าที่ได้จากการ Empirical ในทุกๆ วงวิบัติ

12. พฤติกรรมการเคลื่อนตัวถาวรของลาดชันเขื่อนจากแรงกระทำแผ่นดินไหว มีปัจจัยขึ้นอยู่กับรูปร่างของตัวเขื่อน คุณสมบัติของวัสดุถมเขื่อน ระดับเก็บกักน้ำและองค์ประกอบของคลื่นแผ่นดินไหวซึ่งได้แก่ค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน ระยะเวลาในการสั่นและองค์ประกอบด้านความถี่ เมื่อพิจารณาการเคลื่อนตัวสูงสุดทั้งลาดชันเขื่อนด้านเหนือและท้ายน้ำพบว่าระยะห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหวที่มีผลกระทบเล็กน้อยหรือถือว่าไม่มีผลกระทบแก่ตัวเขื่อนคือระยะมากกว่า 80 กิโลเมตรขึ้นไปสำหรับแผ่นดินไหวขนาด 7-8 และ 60 กิโลเมตรขึ้นไปสำหรับแผ่นดินไหวขนาด 6-7 ส่วนค่า Predominant Period ที่มีผลกระทบแก่ตัวเขื่อนมีค่าอยู่ในช่วง 0.15 – 0.90 วินาที จากแผ่นดินไหวขนาด 6-7 และ 0.10 – 0.73 วินาทีจากแผ่นดินไหวขนาด 7-8 โดยการเคลื่อนตัวถาวรของลาดชันเขื่อนมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่ออัตราเร่งของพื้นดินมีค่ามากขึ้นส่วนระยะเวลาของการสั่นไหวมีลักษณะความสัมพันธ์ไม่ชัดเจนแต่ก็พอจะมีแนวโน้มไปอย่างเดียวกัน

13. ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวถาวร โดยวิธี Newmark's Deformation พบว่าลาดชันเขื่อนด้านเหนือนี้กรณีระดับเก็บกักน้ำปกติมีการเคลื่อนตัวถาวรตามแนวลาดชันเขื่อนมากที่สุดเท่ากับ 6.82 เมตร หรือมีการทรุดตัวถาวรของสันเขื่อนสูงสุด 3.40 เมตร จากแรงกระทำจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว San Fernando ปี ค.ศ.1971 ขนาด 6.4 ริคเตอร์ มี PGA กระทำที่ฐานเขื่อนเท่ากับ 1.17g ซึ่งการทรุดตัวดังกล่าวมีค่าน้อยกว่าระยะ Freeboard ของเขื่อนคือ 5 เมตร โดย PGA นี้จะทำให้เกิดการทรุดตัวของสันเขื่อนเท่ากับ 5 เมตรต้องมีค่าประมาณ 2.20g โดยระยะ Freeboard คือระยะจากระดับเก็บกักน้ำปกติถึงสันเขื่อน ซึ่งตั้งแต่เริ่มเก็บกักน้ำจนถึงปัจจุบันพบว่าระดับน้ำในอ่างไม่เคยขึ้นถึงระดับเก็บกักปกติแต่อย่างใด โดยระดับเก็บกักน้ำในอ่างสูงสุดที่เคยเก็บได้อยู่ที่ระดับ +179.61 ม.รทก. ในปี พ.ศ.2545 และโดยเฉลี่ยอยู่ที่ระดับ +175 ม.รทก. ทำให้มีระยะ

Freeboard ที่มากขึ้นเป็นผลให้โอกาสเกิดการล้นของน้ำผ่านสันเขื่อนเนื่องจากการยุบตัวของเขื่อนจากแผ่นดินไหวเป็นไปได้ยากเนื่องจากต้องเกิดเหตุการณ์น้ำหลากมากและแผ่นดินไหวรุนแรงพร้อมๆ กัน อย่างไรก็ตามผลของแผ่นดินไหวแม้จะไม่ทำให้เขื่อนแตก (Breaching) แต่จะทำให้สันเขื่อนมีความเสียหายจากการทรุดตัวและอาจทำให้เครื่องมือวัดที่ติดตั้งไว้บริเวณสันเขื่อนได้รับความเสียหายได้ เช่น Piezometer เป็นต้น นอกจากนี้การทรุดตัวดังกล่าวอาจก่อให้เกิดการไหลซึมของน้ำผ่านรอยแตกภายหลังเหตุการณ์แผ่นดินไหวจึงจำเป็นต้องเตรียมมาตรการป้องกัน

14. ผลการวิเคราะห์ปรากฏการณ์เกิด Liquefaction พบว่าค่า CRR ของชั้นวัสดุกรองและ Transition Zone มีค่าเท่ากับ 0.35 ดังนั้นบริเวณที่มีค่า CSR มากกว่า 0.35 จะทำให้อัตราส่วนความปลอดภัยน้อยกว่าหรือเท่ากับหนึ่ง หรือเป็นบริเวณที่เกิดปรากฏการณ์ Liquefaction นั้นเอง โดยจากแรงกระทำแผ่นดินไหว San Fernando ในปี ค.ศ. 1971 ขนาด 6.4 ริกเตอร์ โดยมีค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดินเท่ากับ 1.17g พบว่าจะเกิด Liquefaction ขนาดเล็กมากในชั้น Transition Zone บริเวณส่วนบนของตัวเขื่อนด้านเหนือน้ำ ซึ่งเมื่อทำการวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชันของเขื่อนโดยสมมุติว่า Liquefaction ได้เกิดขึ้นในทั้งบริเวณของชั้นวัสดุกรองและ Transition Zone ได้ค่า F.S. ค่าสุทธินิระนาบการพังเป็นส่วนโค้งวงกลม (Circular Failure) เท่ากับ 1.542 และในกรณีระนาบการพังเป็น Block ได้ค่าต่ำสุดเท่ากับ 0.984 ซึ่งในกรณี Block Failure อาจทำให้เกิดการพิบัติได้แต่ทั้งนี้ระนาบการพิบัติจากผลการวิเคราะห์พบว่าไม่มีผลกระทบกับชั้นวัสดุที่บ้น้ำจึงไม่ทำให้เกิดการพิบัติอย่างทันทีทันใดแต่อย่างไร ประกอบกับสมมุติฐานที่ว่ามีการเกิด Liquefaction ในชั้นวัสดุกรองและ Transition Zone ทั้งชั้นเป็นเพียงกรณีสมมุติเท่านั้น นอกจากนี้การเกิดแผ่นดินไหวที่มีค่า PGA ที่ฐานเขื่อนเท่ากับ 1.17g ยังเป็นไปได้ยากมาก

15. คลื่นแผ่นดินไหวที่นำมาวิเคราะห์มีค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดินประมาณ 1.0g เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับแบบจำลองการลดทอนพลังงาน (Attenuation Model) ของคลื่นแผ่นดินไหวที่เสนอโดย Esteva and Villaverde (1973) พบว่าแผ่นดินไหวที่ทำให้เกิดค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดินได้ฐานเขื่อนมากกว่าหรือเท่ากับ 1.0g จะต้องมีความยาวมากกว่า 7 ริกเตอร์ขึ้นไปและถ้าสมมุติเกิดแผ่นดินไหวสูงสุดประมาณ 7.5 ริกเตอร์ จะต้องมึระยะห่างจากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวไม่เกิน 7 กิโลเมตรจึงจะทำให้มี PGA ที่ฐานเขื่อนมีค่าเท่ากับ 1.0g

16. เมื่อพิจารณาข้อมูลสถิติจากสถานีวัดแผ่นดินไหวต่างๆ ในโลก ที่ติดตั้งเครื่องมือวัดอยู่บนชั้นหิน พบว่าในอดีตให้ค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดินโดยส่วนใหญ่ต่ำกว่า 0.6g ซึ่งเท่ากับค่า Maximum Credible Earthquake (MCE) ที่ใช้ออกแบบเขื่อนโดยทั่วไปที่ตั้งอยู่ในบริเวณพื้นที่ที่มี

เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่รุนแรง (Highly Seismic Regions) (Wieland, 2003) และเมื่อเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ของเขื่อนศรีนครินทร์ พบว่าค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดินเท่ากับ 0.6g จะทำให้ลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำเคลื่อนตัวถาวรประมาณ 2.60 เมตรหรือทรุดตัวถาวรประมาณ 1.29 เมตร ดังนั้นสำหรับค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดินที่มีค่ามากที่สุดที่นำมาวิเคราะห์คือ 1.17g จึงเป็นค่าที่สูงมากเมื่อเทียบกับ MCE ที่ใช้ในการออกแบบเขื่อนที่ตั้งอยู่ในบริเวณพื้นที่ที่มีเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่รุนแรง

17. จากผลการวิเคราะห์สามารถสรุปว่าเขื่อนศรีนครินทร์มีความมั่นคงปลอดภัยต่อการพิบัติ (Breaching Failure) จากแรงกระทำแผ่นดินไหว แต่อย่างไรก็ตามเขื่อนอาจเกิดความเสียหายจากการสั่นสะเทือนบริเวณสันเขื่อน ซึ่งความเสียหายดังกล่าวจะขึ้นอยู่กับขนาดและระยะห่างจากจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวมาถึงเขื่อน โดยพิจารณาสาเหตุการพิบัติจากการทรุดตัวถาวรของสันเขื่อนและกรณี Liquefaction

### ข้อเสนอแนะ

1. ควรศึกษาผลตอบแทนทางพลศาสตร์ของอาคารประกอบเขื่อนเพื่อให้ทราบความมั่นคงของเขื่อนในทุกๆ ด้านต่อไป
2. ควรมีการศึกษากรณีที่น่ารั่วซึมผ่านรอยแตกที่เกิดจากการเลื่อนของลาดชันเขื่อนซึ่งอาจเกิดการกัดเซาะวัสดุเขื่อนเป็นสาเหตุของการวิบัติของเขื่อนได้
3. ควรมีการศึกษาด้านการปรับปรุงและซ่อมแซมในกรณีที่เขื่อนได้รับความเสียหายจากแรงกระทำแผ่นดินไหว
4. ควรศึกษาวิเคราะห์ความมั่นคงปลอดภัยของเขื่อน กรณีที่เกิดการเลื่อนตัวของรอยเลื่อนใต้ฐานเขื่อน

## เอกสารและสิ่งอ้างอิง

กรมทรัพยากรธรณี. 2548. แผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของประเทศไทย.

กรมทรัพยากรธรณี. 2549. แผนที่รอยเลื่อนมีพลังในประเทศไทย.

กรมโยธาธิการและผังเมือง. 2540. กฎกระทรวงฉบับที่ 49 (พ.ศ. 2540) ออกตามพระราชบัญญัติ  
ควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522.

การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย. 2535. รายงานแผ่นดินไหวและกระทบต่อเขื่อนของ กฟผ.  
86.

การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย. 2546. รายงานแผ่นดินไหวประจำปี พ.ศ.2550. 50.

การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย. 2550. รายงานแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดได้บริเวณเขื่อนของ  
กฟผ. 30.

ปัญญา จารุศิริ, วิโรจน์ คาวฤกษ์ และ กฤษณ์ วันอินทร์. 2547. โครงการสำรวจรอยเลื่อนมีพลัง  
(Active Fault) ในเขตจังหวัดกาญจนบุรีและลำปาง-แพร่. คณะวิทยาศาสตร์, จุฬาลงกรณ์  
มหาวิทยาลัย.

สุพจน์ เตชวรสินสกุล. 2549. พฤติกรรมของดินทางพลศาสตร์. ครั้งที่ 1. โรงพิมพ์จุฬาลงกรณ์  
มหาวิทยาลัย, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

สุมาลี ประจวบ และ บุรินทร์ เวชบรรเทิง. 2549. ชุดโครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวใน  
ประเทศไทย (ระยะที่ 1).

Bay, J.A. and S. Chaiprakaikeow. 2006. Spectral Analysis of Surface Wave (SASW) Testing  
of Srinagarind (SNR) and Vajiralongkorn (VRK) Dams. 58.

- Boore, D.M. 2003. **Simulation of ground motion using the stochastic method.** U.S. Geological Survey, California USA.
- Champa, S and B. Mahatharadol. 1982. Construction of Srinagarind dam, pp. 255-278. *In* **ICOLD Congress 14. ed.** ICOLD, Argentina.
- Chopra, A.K. 1971. The koyna earthquake of December 11, 1967 and the performance of koyna dam, p. 51. *In* **UBC/EERC-71 1. ed.** Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Chopra, A.K. 1995. **Dynamics of structures theory and applications to earthquake engineering.** Prentice Hall, New Jersey, USA.
- Das, B.M. 1994. **Principles of geotechnical engineering.** Southern Illinois University at Carbondale, USA.
- Esteva, L and R. Villaverde. 1973. Seismic risk design spectra and structure reliability, p. 2586-2596. *In* **Conference on Earthquake Engineering 5.ed** Vol.2.
- Gazetas, G. 1982. Shear Vibration of vertically inhomogeneous earth dams. **International Journal of Numerical and analytical Methods in Geomechanics** (6): 219-241.
- Google Earth. 2007. **The satellite map of earthquake epicenter in western Thailand.**
- Hardin, B.O. and W.L. Black. 1968. Vibration modulus of normally consolidated clay. **Soil Mechanics and Foundations Division** ASCE (94(SM2)): 353-369.
- Hardin, B.O. and V.P. Drnevich. 1972. Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects. **Soil Mechanics and Foundations Division** ASCE (98(SM7)): 667-692.

- Kokusho, T and Y Esashi. 1981. Cyclic triaxial test on sands and coarse materials, pp. 673-676. *In International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering 10. ed.* Stockholm.
- Krahn, J. 2004. **Dynamic modeling with QUAKE/W an engineering methodology.** Geostudio International, Canada.
- Krahn, J. 2004. **Dynamic Modeling with SLOPE/W an engineering methodology.** Geostudio International, Canada.
- Kramer, S.L. 1996. **Geotechnical earthquake engineering,** pp. 280-291.1 ed. Prentice Hall, New Jersey.
- Mahatharadol, B. 1985. **Seismic performance of Srinagarind dam.** 55.
- Makdisi, F.I. and H.B. Seed. 1978. Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformation. **Geotechnical Engineering Division, ASCE** (104(GT7)): 849-867.
- Marcuson, W.F., M.E. Hynes and A.G. Franklin. 1990. Evaluation and use of residual strength in seismic safety analysis of embankments. **Earthquake Spectra** 6 (3): 529-572.
- Newmark, N.M. 1965. Effect of earthquake on dams and embankments. **Geotechnique** 15 (2): 139-160.
- Okamoto, S. 1973. **Introduction to earthquake engineering.** 1 ed. University of Tokyo Press.
- Ordonez, G.A. 2004. **A computer program for the 1-d analysis of geotechnical earthquake engineering problems.** Shake2000.

- Prange, B. 1981. Resonant column testing of railroad ballast, pp. 273-278. *In* **International Conference on Soil Mechanics and foundation Engineering 10. ed.** Stockholm.
- Raksaskulwong, L. 1997. Summary on the geology of western Thailand, pp. 3-9. *In* **International Conference on Stratigraphy and Tectonic Evolution of Southeast Asia and the SouthPacific 1. ed.** Department of Mineral Resources, Thailand.
- Robinson, D. 2006. **The approximate between earthquake magnitude and peak ground acceleration.** Earthquakes. Available Source: <http://www.geography-site.co.uk>, March 5, 2007.
- Sampoca, C.L. 1988. **Seismic assessment of Srinagarind dam in Thailand.** M.Eng thesis, Asian Institute of Technology (AIT).
- Seed, H.B. 1979. Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams. **Geotechnique** 29 (3): 215-263.
- Seed, H.B. and I.M. Idriss. 1970. **Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis.** 70.
- Seed, H.B. and W.H. Peacock. 1971. Test procedure for measuring soil liquefaction characteristic. **Soil Mechanics and Foundation Division** 79 (8): 1099-1119.
- Seed, H.B., I.M. Idriss, F. Makdisi and N. Banerjee. 1975. Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analysis. **EERC** : 75-29.
- Seed, H.B. and I.M. Idriss. 1982. **Ground motion and soil liquefaction during earthquakes.** 1 ed. Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley California.

- Seed, H.B., K Tokimatsu, L.F. Harder and R.M. Chung. 1985. Moduli of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluation. **Geotechnical Engineering** 112 (12): 1425-1445.
- Seed, H.M., R.T. Wong, I.M. Idriss and K. Tokimatsu. 1986. Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. **Geotechnical Engineering** 111 (12): 1016-1032.
- Seed, H.B. and L.F. Harder. 1990. SPT-based analysis of cycle pore pressure generation and undrained residual strength. **H. Bolton Seed Memorial Symposium** 2 351-376.
- Snowy Mountains Engineer Corporation. 1984. **Dynamic analysis of Khao Laem dam**. 180.
- Soralump, S. 2002. **Estimating probability of earthquake-induced failure of earth dams**. Ph.D. thesis, Utah State University.
- Swaisgood, J.R. 1998. Seismically-induced deformation of embankment dams, pp. 200-250. *In* **U.S. National Conference on Earthquake Engineering 6**. ed. Washington.
- Terzaghi, K. 1950. **Mechanics of landslides**. Engineering Geology, Geological Society of America.
- Tsuchida, H. 1970. **Prediction and countermeasure against the liquefaction in sand deposits**. 33.
- U.S. Geological Survey. 2008. **Location of earthquakes in Thailand from 1973 to 2008**.
- Vucetic, M. and R. Dobry. 1991. Effect of soil plasticity on cyclic response. **Geotechnical Engineering ASCE** 117 (1): 89-107.
- Warnitchai, P. and A. Lisantono. 1996. Probabilistic seismic risk mapping for Thailand, p. 1271. *In* **World Conference on Earthquake Engineering 11**. ed. Acapulco.

Warnitchai, P., C. Sangaranyakul and S.A. Ashford. 2001. Seismic hazard in Bangkok due to long-distance earthquake, pp. 46-58. *In Seminar on Earthquake Resistant Design of Structures 4. ed.* Engineering Institute of Thailand.

Wong, I.G. 1998. **Seismic hazard evaluation of Khao Laem and Srinagarind dams.** 180.

Yonezawa, T., Y. Uemura and I. Ohmoto. 1987. An analysis of the dynamic behavior of a rockfill dam during an earthquake with waves of high frequency, pp. 324-338. *In International Symposium on Earthquake and Dams 1. ed.* Beijing China.

ภาคผนวก ก  
องค์ประกอบข้อมูลแผ่นดินไหว

ตารางผนวกที่ ก1 ผลการวิเคราะห์ห้วงที่ประกอบข้อมูลแผ่นดินไหว

No.	Earthquake	PGA (g)	Epicenter	Predominant	Bracketed	Magnitude	
			Distance (km)	Period (s)	Duration (s)		
1	India-Burma Border	0.072	279	0.20	10.60	7.2	Ms
2	India-Burma Border	0.163	301	0.08	17.84	7.2	Ms
3	India-Burma Border	0.054	324	0.16	0.02	7.2	Ms
4	India-Burma Border	0.075	328	0.10	12.78	7.2	Ms
5	India-Burma Border	0.135	332	0.20	17.96	7.2	Ms
6	India-Burma Border	0.119	339	0.20	13.16	7.2	Ms
7	India-Burma Border	0.055	341	0.18	0.02	7.2	Ms
8	India-Burma Border	0.145	356	0.30	22.58	7.2	Ms
9	India-Burma Border	0.085	357	0.06	8.68	7.2	Ms
10	India-Burma Border	0.046	369	0.10	0.00	7.2	Ms
11	India-Burma Border	0.052	390	0.22	0.02	7.2	Ms
12	Uttarkashi	0.295	19	0.28	9.36	7.0	Ms
13	Uttarkashi	0.310	32	0.28	8.36	7.0	Ms
14	Uttarkashi	0.117	38	0.18	9.02	7.0	Ms
15	Uttarkashi	0.073	50	0.30	1.80	7.0	Ms
16	Uttarkashi	0.095	55	0.10	3.92	7.0	Ms
17	Uttarkashi	0.053	55	0.10	8.40	7.0	Ms
18	Uttarkashi	0.067	58	0.08	7.08	7.0	Ms
19	Uttarkashi	0.067	60	0.26	1.74	7.0	Ms
20	Uttarkashi	0.079	69	0.34	0.74	7.0	Ms
21	Uttarkashi	0.075	69	0.20	2.46	7.0	Ms
22	Uttarkashi	0.042	98	0.36	0.00	7.0	Ms
23	Uttarkashi	0.032	148	0.18	0.00	7.0	Ms
24	Uttarkashi	0.021	153	0.22	0.00	7.0	Ms
25	Tabes	0.386	12	0.38	37.83	7.3	Mw

ตารางผนวกที่ ก1 (ต่อ)

No.	Earthquake	PGA (g)	Epicenter Distance (km)	Predominant Period (s)	Bracketed Duration (s)	Magnitude	
26	Tabes	0.029	157	0.36	0.00	7.3	Mw
27	Izmit	0.238	47	0.34	30.17	7.6	Mw
28	Izmit	0.224	9	0.28	36.17	7.6	Mw
29	Izmit	0.131	78	0.48	3.86	7.6	Mw
30	Izmit	0.036	92	0.20	0.00	7.6	Mw
31	Izmit	0.049	93	0.16	0.00	7.6	Mw
32	Duzce	0.021	105	0.24	0.00	7.2	Mw
33	Duzce	0.120	34	0.30	8.93	7.2	Mw
34	Duzce	0.023	174	0.44	0.00	7.2	Mw
35	Duzce	0.007	183	0.58	0.00	7.2	Mw
36	Duzce	0.007	183	0.74	0.00	7.2	Mw
37	Duzce	0.920	23	0.40	23.82	7.2	Mw
38	Vrancea	0.144	49	0.40	7.54	7.2	Mw
39	Montenegro	0.040	55	0.32	0.00	7.0	Ml
40	Montenegro	0.224	21	0.72	11.30	7.0	Ml
41	Montenegro	0.256	65	0.30	10.93	7.0	Ml
42	Montenegro	0.075	105	0.16	2.01	7.0	Ml
43	Loma Prieta	0.275	21	0.18	12.24	7.0	Ml
44	Loma Prieta	0.442	29	0.38	9.70	7.0	Ml
45	Loma Prieta	0.062	49	0.14	1.98	7.0	Ml
46	Loma Prieta	0.067	54	0.92	1.52	7.0	Ml
47	Loma Prieta	0.087	63	0.32	7.80	7.0	Ml
48	Loma Prieta	0.088	63	0.92	9.82	7.0	Ml
49	Loma Prieta	0.109	65	0.58	5.00	7.0	Ml

ตารางผนวกที่ ก1 (ต่อ)

No.	Earthquake	PGA (g)	Epicenter	Predominant	Bracketed	Magnitude	
			Distance (km)	Period (s)	Duration (s)		
50	Mexico	0.404	9	0.18	17.86	7.3	Mw
51	Mexico	0.154	15	0.14	6.47	7.0	Mw
52	Mexico	0.078	25	0.20	0.78	7.5	Mw
53	Mexico	0.156	47	0.30	10.70	7.5	Mw
54	Mexico	0.105	53	0.28	2.06	7.3	Mw
55	Mexico	0.041	55	0.36	0.00	7.50	Mw
56	Mexico	0.037	62	0.16	0.00	7.0	Mw
57	Mexico	0.248	84	0.08	10.95	7.5	Mw
58	Mexico	0.079	86	0.16	1.63	7.3	Mw
59	Mexico	0.088	108	0.54	1.35	7.5	Mw
60	Mexico	0.011	109	0.08	0.00	7.00	Mw
61	Mexico	0.081	120	0.16	2.36	7.5	Mw
62	Mexico	0.016	132	0.12	0.00	7.0	Mw
63	Mexico	0.061	142	0.14	0.04	7.5	Mw
64	Mexico	0.061	142	0.08	2.14	7.30	Mw
65	Mexico	0.004	145	0.08	0.00	7.00	Mw
66	Mexico	0.049	157	0.16	0.00	7.5	Mw
67	Mexico	0.054	169	0.06	0.01	7.3	Mw
68	Mexico	0.020	175	0.36	0.00	7.50	Mw
69	Mexico	0.014	183	0.02	0.00	7.30	Mw
70	Mexico	0.014	196	0.04	0.00	7.30	Mw
71	Mexico	0.013	196	0.18	0.00	7.50	Mw
72	Mexico	0.007	203	0.22	0.00	7.30	Mw
73	Mexico	0.004	216	0.36	0.00	7.00	Mw
74	Mexico	0.011	219	0.10	0.00	7.30	Mw

ตารางผนวกที่ ก1 (ต่อ)

No.	Earthquake	PGA (g)	Epicenter	Predominant	Bracketed		
			Distance (km)	Period (s)	Duration (s)		
75	Mexico	0.004	220	0.36	0.00	7.00	Mw
76	Mexico	0.005	235	0.50	0.00	7.00	Mw
77	Mexico	0.007	256	0.08	0.00	7.30	Mw
78	Mexico	0.005	267	0.12	0.00	7.30	Mw
79	Mexico	0.003	277	0.14	0.00	7.30	Mw
80	Mexico	0.005	283	0.08	0.00	7.30	Mw
81	Mexico	0.004	299	0.12	0.00	7.30	Mw
82	Chi Chi	0.517	13.2	0.10	12.46	7.3	MI
83	Chi Chi	0.103	42.7	0.12	9.86	7.3	MI
84	Chi Chi	0.142	16.5	0.18	15.32	7.3	MI
85	Chi Chi	0.094	54.0	0.08	2.00	6.7	MI
86	Northridge	0.301	18.0	0.32	11.72	6.7	MI
87	Northridge	0.317	19.0	0.58	10.26	6.7	MI
88	Northridge	0.434	19.0	0.38	5.52	6.7	MI
89	Northridge	0.126	32.0	0.62	20.54	6.7	MI
90	Northridge	0.258	32.0	0.90	18.04	6.7	MI
91	Northridge	0.568	41.0	0.26	19.00	6.7	MI
92	Northridge	0.116	50.0	0.34	2.94	6.7	MI
93	Northridge	0.095	58.0	0.26	3.38	6.7	MI
94	Northridge	0.072	60	0.38	3.16	6.7	MI
95	Northridge	0.056	76.0	1.14	0.50	6.7	MI
96	Northridge	0.106	86.0	0.58	3.92	6.7	MI
97	San Fernando	1.076	3.5	0.42	13.50	6.4	MI
98	San Fernando	0.168	22.7	0.18	6.70	6.4	MI

ตารางผนวกที่ ก1 (ต่อ)

No.	Earthquake	PGA (g)	Epicenter	Predominant	Bracketed	Magnitude	
			Distance (km)	Period (s)	Duration (s)		
99	San Fernando	0.316	23.5	0.34	14.92	6.4	Ml
100	San Fernando	0.181	25.5	0.24	6.62	6.4	Ml
101	San Fernando	0.099	30.1	0.24	1.06	6.4	Ml
102	San Fernando	0.128	32.0	0.14	10.40	6.4	Ml
103	San Fernando	0.089	33.1	0.22	10.02	6.4	Ml
104	San Fernando	0.150	33.9	0.44	6.72	6.4	Ml
105	San Fernando	0.172	34.1	0.46	6.66	6.4	Ml
106	San Fernando	0.173	34.1	0.10	5.70	6.4	Ml
107	San Fernando	0.026	62.9	0.20	0.00	6.4	Ml
108	San Fernando	1.171	3.5	0.35	12.76	6.4	Ml
109	Chamoli	0.353	15	0.36	10.08	6.6	Mw
110	Chamoli	0.023	134	0.22	0.00	6.6	Mw
111	Chamoli	0.095	33	0.28	3.14	6.6	Mw
112	Pulumur	0.008	87	0.42	0.00	6.0	Mw
113	Bingol	0.515	14	0.16	8.13	6.3	Mw
114	Adana	0.004	210	0.74	0.00	5.9	Ml
115	Panisler	0.028	93	0.08	0.00	6.6	Mw
116	Golbasi	0.055	29	0.56	2.54	6.0	Mw
117	Avej	0.446	28	0.20	10.45	6.5	Mw
118	Avej	0.021	126	0.22	0.00	6.5	Mw
119	Avej	0.011	118	0.74	0.00	6.5	Mw
120	Kojor-Firoozabad	0.037	229	-	0.00	6.3	Mw
121	Kojor-Firoozabad	0.022	284	-	0.00	6.3	Mw
122	Karebas	0.013	90	-	0.00	6.2	Mw

ตารางผนวกที่ ก1 (ต่อ)

No.	Earthquake	PGA (g)	Epicenter Distance (km)	Predominant Period (s)	Bracketed Duration (s)	Magnitude	
123	Karebas	0.012	101	-	0.00	6.2	Mw
124	Ardal	0.909	7	0.10	8.62	5.6	MI
125	Mt.Vatnafjoll	0.061	142	0.14	0.04	5.8	MI
126	Mt.Vatnafjoll	0.049	157	0.16	0.00	5.8	MI
127	Mt.Vatnafjoll	0.054	169	0.06	0.01	5.8	MI
128	South Iceland	0.003	144	0.84	0.00	6.5	Mw
129	South Iceland	0.090	29	0.26	0.34	6.5	Mw
130	South Iceland	0.338	5	0.40	3.77	6.5	Mw
131	South Iceland	0.016	61	0.24	0.00	6.5	Mw
132	South Iceland	0.109	41	0.14	1.76	6.5	Mw
133	South Iceland	0.110	41	0.12	1.75	6.5	Mw
134	South Iceland	0.043	34	0.46	0.00	6.5	Mw
135	South Iceland	0.067	35	0.16	2.60	6.5	Mw
136	South Iceland	0.156	13	0.16	3.80	6.5	Mw
137	South Iceland	0.046	72	0.40	0.00	6.5	Mw
138	South Iceland	0.044	70	0.62	0.00	6.5	Mw
139	South Iceland	0.039	78	0.22	0.00	6.5	Mw
140	South Iceland	0.038	81	0.12	0.00	6.5	Mw
141	South Iceland	0.072	32	0.34	1.86	6.5	Mw
142	South Iceland	0.068	31	0.34	1.48	6.4	Mw
143	South Iceland	0.011	65	0.26	0.00	6.4	Mw
144	South Iceland	0.042	42	0.10	0.00	6.4	Mw
145	South Iceland	0.024	46	0.14	0.00	6.4	Mw
146	South Iceland	0.519	15	0.32	7.56	6.4	Mw

ตารางผนวกที่ ก1 (ต่อ)

No.	Earthquake	PGA (g)	Epicenter Distance (km)	Predominant Period (s)	Bracketed Duration (s)	Magnitude	
147	South Iceland	0.004	149	0.90	0.00	6.5	Mw
148	South Iceland	0.029	45	0.32	0.00	6.5	Mw
149	South Iceland	0.052	22	0.30	0.01	6.5	Mw
150	South Iceland	0.008	76	0.34	0.00	6.5	Mw
151	South Iceland	0.127	24	0.08	1.20	6.5	Mw
152	South Iceland	0.114	24	0.08	2.71	6.5	Mw
153	South Iceland	0.105	20	0.24	1.49	6.5	Mw
154	South Iceland	0.106	20	0.12	2.12	6.5	Mw
155	South Iceland	0.028	28	0.64	0.00	6.5	Mw
156	South Iceland	0.012	56	0.32	0.00	6.5	Mw
157	South Iceland	0.012	53	0.58	0.00	6.5	Mw
158	South Iceland	0.018	61	0.12	0.00	6.5	Mw
159	South Iceland	0.127	15	0.30	4.43	6.5	Mw
160	South Iceland	0.178	14	0.14	3.42	6.5	Mw
161	South Iceland	0.009	81	0.20	0.00	6.5	Mw
162	South Iceland	0.016	58	0.42	0.00	6.5	Mw
163	South Iceland	0.009	61	0.12	0.00	6.5	Mw
164	South Iceland	0.839	5	0.16	7.88	6.5	Mw
165	South Iceland	0.568	6	0.52	6.28	6.5	Mw
166	Umbria Marche	0.187	21	0.32	4.32	5.8	Ml
167	Umbria Marche	0.105	25	0.18	3.72	5.8	Ml
168	Umbria Marche	0.020	59	0.24	0.00	5.8	Ml
169	Umbria Marche	0.022	37	0.22	0.00	5.8	Ml
170	Umbria Marche	0.033	41	0.14	0.00	5.8	Ml

ตารางผนวกที่ ก1 (ต่อ)

No.	Earthquake	PGA (g)	Epicenter	Predominant	Bracketed	Magnitude	
			Distance (km)	Period (s)	Duration (s)		
171	Umbria Marche	0.089	42	0.14	0.69	5.8	MI
172	Umbria Marche	0.032	27	0.14	0.00	5.8	MI
173	Umbria Marche	0.069	79	0.24	1.50	5.8	MI
174	Umbria Marche	0.016	100	0.28	0.00	5.8	MI
175	Umbria Marche	0.069	55	0.16	0.05	5.8	MI
176	Campano Lucano	0.036	78	0.18	0.00	6.6	MI
177	Campano Lucano	0.060	25	0.10	2.50	6.6	MI
178	Campano Lucano	0.181	23	0.12	10.65	6.6	MI
179	Campano Lucano	0.092	26	0.46	6.86	6.6	MI
180	Campano Lucano	0.016	92	0.20	0.00	6.6	MI
181	Campano Lucano	0.031	127	0.64	0.00	6.6	MI
182	Campano Lucano	0.018	64	0.66	0.00	6.6	MI
183	Campano Lucano	0.323	32	0.20	17.11	6.6	MI
184	Campano Lucano	0.061	80	0.66	2.96	6.6	MI
185	Basso Tirreno	0.038	58	0.38	0.00	5.6	MI
186	Basso Tirreno	0.074	34	0.14	1.72	5.6	MI
187	Friuli	0.029	146	0.24	0.00	6.3	MI
188	Friuli	0.017	91	0.72	0.00	6.3	MI
189	Friuli	0.045	108	0.08	0.00	6.3	MI
190	Friuli	0.038	101	0.38	0.00	6.3	MI
191	Friuli	0.037	193	0.18	0.00	6.3	MI
192	Friuli	0.357	23	0.26	7.47	6.3	MI
193	Friuli	0.031	185	0.18	0.00	6.3	MI
194	Kalamata	0.024	93	0.50	0.00	6.4	Mw

ตารางผนวกที่ ก1 (ต่อ)

No.	Earthquake	PGA (g)	Epicenter	Predominant	Bracketed	Magnitude	
			Distance (km)	Period (s)	Duration (s)		
195	Kalamata	0.021	61	0.22	0.00	6.4	Mw
196	Kalamata	0.121	48	0.22	5.37	6.4	Mw
197	Kalamata	0.013	103	0.24	0.00	6.4	Mw
198	Kozani	0.026	71	0.28	0.00	6.5	Mw
199	Kozani	0.012	141	0.22	0.00	6.5	Mw
200	Kozani	0.020	50	0.30	0.00	6.5	Mw
201	Kozani	0.208	17	0.20	4.97	6.5	Mw
202	Kozani	0.030	60	0.72	0.00	6.5	Mw
203	Griva	0.010	88	0.22	0.00	5.4	MI
204	Griva	0.011	51	0.38	0.00	5.4	MI
205	Magion Oros	0.109	76	0.22	0.70	6.6	MI
206	Magion Oros	0.021	121	0.22	0.00	6.6	MI
207	Racha	0.012	115	0.38	0.00	6.8	Mw
208	Racha	0.015	130	0.16	0.00	6.8	Mw
209	Racha	0.011	167	0.16	0.00	6.8	Mw
210	Racha	0.010	181	0.14	0.00	6.0	Mw
211	Bitola	0.014	166	0.16	0.00	5.9	MI
212	Bitola	0.081	39	0.26	1.13	5.9	MI
213	Southern Sumatra	0.041	392	0.26	0.00	8.4	Mw

**ภาคผนวก ข**

ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวถาวรของลาดชันเขื่อน

ตารางผนวกที่ ข1 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวถาวรของลาดชันเขื่อนด้านเหนือ

Earthquake	M	PGA (g)	Tp (s)	Epicenter		Upstream Slope Displacement (m)			
				Distance (Km)					
					3	4	1	2	
Tabes	7.3	0.38	0.38	12.0	0.93	0.81	0.03	0.05	
Tabes	7.3	0.03	0.36	157.0	0.00	0.00	0.00	0.00	
Izmit	7.6	0.24	0.34	47.0	0.72	0.58	0.01	0.02	
Izmit	7.6	0.22	0.28	9.0	0.50	0.42	0.00	0.01	
Izmit	7.6	0.13	0.48	78.0	0.14	0.13	0.00	0.00	
Izmit	7.6	0.04	0.20	92.0	0.00	0.00	0.00	0.00	
Duzce	7.2	0.02	0.24	105.0	0.00	0.00	0.00	0.00	
Duzce	7.2	0.12	0.30	34.0	0.10	0.01	0.00	0.00	
Duzce	7.2	0.92	0.40	23.0	1.31	0.71	0.02	0.02	
Vrancea	7.2	0.14	0.40	49.0	0.59	0.49	0.00	0.01	
Montenegro	7.0	0.22	0.72	21.0	1.06	0.92	0.06	0.10	
Montenegro	7.0	0.26	0.30	65.0	0.40	0.36	0.01	0.02	
Loma Prieta	7.0	0.28	0.18	21.0	0.68	0.54	0.01	0.02	
Loma Prieta	7.0	0.44	0.44	29.0	0.38	0.28	0.01	0.01	
Loma Prieta	7.0	0.11	0.58	65.0	0.20	0.19	0.00	0.00	
Uttarkashi	7.0	0.30	0.28	19.0	0.69	0.55	0.02	0.05	
Uttarkashi	7.0	0.31	0.28	32.0	0.48	0.38	0.01	0.01	
India-Burma Border	7.2	0.15	0.30	356.0	0.04	0.03	0.00	0.00	
India-Burma Border	7.2	0.16	0.08	301.0	0.00	0.00	0.00	0.00	
Mexico	7.3	0.40	0.18	9.0	0.63	0.53	0.01	0.02	
Mexico	7.0	0.15	0.14	15.0	0.05	0.06	0.00	0.00	
Mexico	7.5	0.16	0.30	47.0	0.33	0.33	0.00	0.01	
Mexico	7.3	0.11	0.28	53.0	0.03	0.03	0.00	0.00	
Mexico	7.5	0.09	0.54	108.0	0.18	0.18	0.00	0.00	
Mexico	7.5	0.08	0.16	120.0	0.00	0.00	0.00	0.00	

## ตารางผนวกที่ ข1 (ต่อ)

Earthquake	M	PGA (g)	Tp (s)	Epicenter		Upstream Slope Displacement (m)			
				Distance (Km)					
					3	4	1	2	
Mexico	7.0	0.02	0.12	132.0	0.00	0.00	0.00	0.00	
Mexico	7.5	0.06	0.14	142.0	0.00	0.00	0.00	0.00	
Mexico	7.3	0.05	0.06	169.0	0.00	0.00	0.00	0.00	
Mexico	7.3	0.01	0.02	183.0	0.00	0.00	0.00	0.00	
Mexico	7.5	0.01	0.22	203.0	0.00	0.00	0.00	0.00	
Mexico	7.0	0.00	0.36	216.0	0.00	0.00	0.00	0.00	
Mexico	7.0	0.01	0.50	235.0	0.00	0.00	0.00	0.00	
Mexico	7.3	0.01	0.08	256.0	0.00	0.00	0.00	0.00	
Mexico	7.3	0.00	0.14	277.0	0.00	0.00	0.00	0.00	
Mexico	7.3	0.00	0.12	299.0	0.00	0.00	0.00	0.00	
Northridge	6.7	0.30	0.32	18.0	1.75	1.42	0.06	0.12	
Northridge	6.7	0.32	0.58	19.0	1.13	0.78	0.08	0.11	
Northridge	6.7	0.43	0.38	19.0	0.62	0.46	0.02	0.04	
Northridge	6.7	0.13	0.62	32.0	0.29	0.28	0.00	0.00	
Northridge	6.7	0.26	0.90	32.0	0.67	0.47	0.02	0.03	
Northridge	6.7	0.57	0.26	41.0	2.17	1.41	0.12	0.17	
Northridge	6.7	0.12	0.34	50.0	0.16	0.13	0.00	0.00	
Northridge	6.7	0.10	0.26	58.0	0.10	0.09	0.00	0.00	
Northridge	6.7	0.06	1.14	76.0	0.08	0.07	0.00	0.00	
Northridge	6.7	0.11	0.58	86.0	0.06	0.05	0.00	0.00	
San Fernando	6.4	1.08	0.42	3.5	4.26	2.65	0.32	0.24	
San Fernando	6.4	0.17	0.18	22.7	0.07	0.07	0.00	0.00	
San Fernando	6.4	0.32	0.34	23.5	0.23	0.21	0.01	0.01	
San Fernando	6.4	0.18	0.24	25.5	0.33	0.26	0.00	0.01	
San Fernando	6.4	0.10	0.24	30.1	0.01	0.00	0.00	0.00	
San Fernando	6.4	0.13	0.14	32.0	0.02	0.02	0.00	0.00	

## ตารางผนวกที่ ข1 (ต่อ)

Earthquake	M	PGA (g)	Tp (s)	Epicenter		Upstream Slope Displacement (m)			
				Distance (Km)					
					3	4	1	2	
San Fernando	6.4	0.09	0.22	33.1	0.09	0.09	0.00	0.00	
San Fernando	6.4	0.15	0.44	33.9	0.29	0.24	0.00	0.01	
San Fernando	6.4	0.17	0.46	34.1	0.34	0.28	0.02	0.01	
San Fernando	6.4	0.17	0.10	34.1	0.12	0.12	0.00	0.00	
San Fernando	6.4	0.03	0.20	62.9	0.00	0.00	0.00	0.00	
Chamoli	6.2	0.35	0.36	15	0.52	0.41	0.05	0.07	
Chamoli	6.2	0.02	0.22	134	0.00	0.00	0.00	0.00	
Chamoli	6.2	0.10	0.28	33	0.00	0.00	0.00	0.00	
San Fernando	6.4	1.17	0.38	3.5	6.82	4.75	0.53	0.64	
San Fernando (HV)	6.4	1.08	-	3.5	3.40				
San Fernando(HV)	6.4	1.17	-	3.5	6.37	4.57	0.63	0.73	
Chi Chi	7.3	0.52	0.10	13.2	0.30	0.27	0.00	0.01	
Chi Chi	7.3	0.10	0.12	42.7	0.06	0.07	0.00	0.00	
Chi Chi	7.3	0.14	0.18	16.5	0.15	0.16	0.00	0.00	
Chi Chi	7.3	0.09	0.08	54	0.00	0.00	0.00	0.00	
South Sumtra	8.4	0.04	0.46	393.5	0.00	0.00	0.00	0.00	
Avej	6.5	0.45	0.2	28	0.41	0.31	0.01	0.01	
Bingol	6.3	0.52	0.16	14	0.65	0.57	0.03	0.05	
Campano Lucano	6.6	0.32	0.2	32	0.69	0.62	0.05	0.09	
Friuli	6.3	0.36	0.26	23	0.76	0.60	0.02	0.04	
South Iceland	6.5	0.34	0.4	5	0.87	0.65	0.02	0.04	
South Iceland	6.5	0.84	0.16	5	3.57	2.46	0.35	0.43	
South Iceland	6.5	0.57	0.52	6	2.59	1.76	0.27	0.34	
Ardal	5.6	0.91	0.1	7	0.96	0.60	0.05	0.07	

ตารางผนวกที่ ข2 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวถาวรของลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ

Earthquake	M	PGA	Epicenter		Upstream Slope Displacement (m)				
			Tp	Distance	1	2	3	4	5
Tabes	7.3	0.38	0.38	12.0	0.00	0.02	0.27	0.01	0.00
Tabes	7.3	0.03	0.36	157.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Izmit	7.6	0.24	0.34	47.0	0.00	0.00	0.16	0.00	0.00
Izmit	7.6	0.22	0.28	9.0	0.00	0.00	0.15	0.00	0.00
Izmit	7.6	0.13	0.48	78.0	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00
Izmit	7.6	0.04	0.20	92.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Duzce	7.2	0.02	0.24	105.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Duzce	7.2	0.12	0.30	34.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Duzce	7.2	0.92	0.40	23.0	0.08	0.24	0.47	0.52	0.58
Vrancea	7.2	0.14	0.40	49.0	0.00	0.00	0.08	0.00	0.00
Montenegro	7.0	0.22	0.72	21.0	0.00	0.00	0.51	0.00	0.00
Montenegro	7.0	0.26	0.30	65.0	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00
Loma Prieta	7.0	0.28	0.18	21.0	0.00	0.00	0.26	0.00	0.00
Loma Prieta	7.0	0.44	0.44	29.0	0.02	0.05	0.14	0.07	0.04
Loma Prieta	7.0	0.11	0.58	65.0	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00
Uttarkashi	7.0	0.30	0.28	19.0	0.00	0.00	0.25	0.00	0.00
Uttarkashi	7.0	0.31	0.28	32.0	0.00	0.00	0.18	0.00	0.00
India-Burma Border	7.2	0.15	0.30	356.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
India-Burma Border	7.2	0.16	0.08	301.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mexico	7.3	0.40	0.18	9.0	0.00	0.00	0.12	0.00	0.00
Mexico	7.0	0.15	0.14	15.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mexico	7.5	0.16	0.30	47.0	0.00	0.00	0.09	0.00	0.00
Mexico	7.3	0.11	0.28	53.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mexico	7.5	0.09	0.54	108.0	0.00	0.00	0.04	0.00	0.00
Mexico	7.5	0.08	0.16	120.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

ตารางผนวกที่ ข2 (ต่อ)

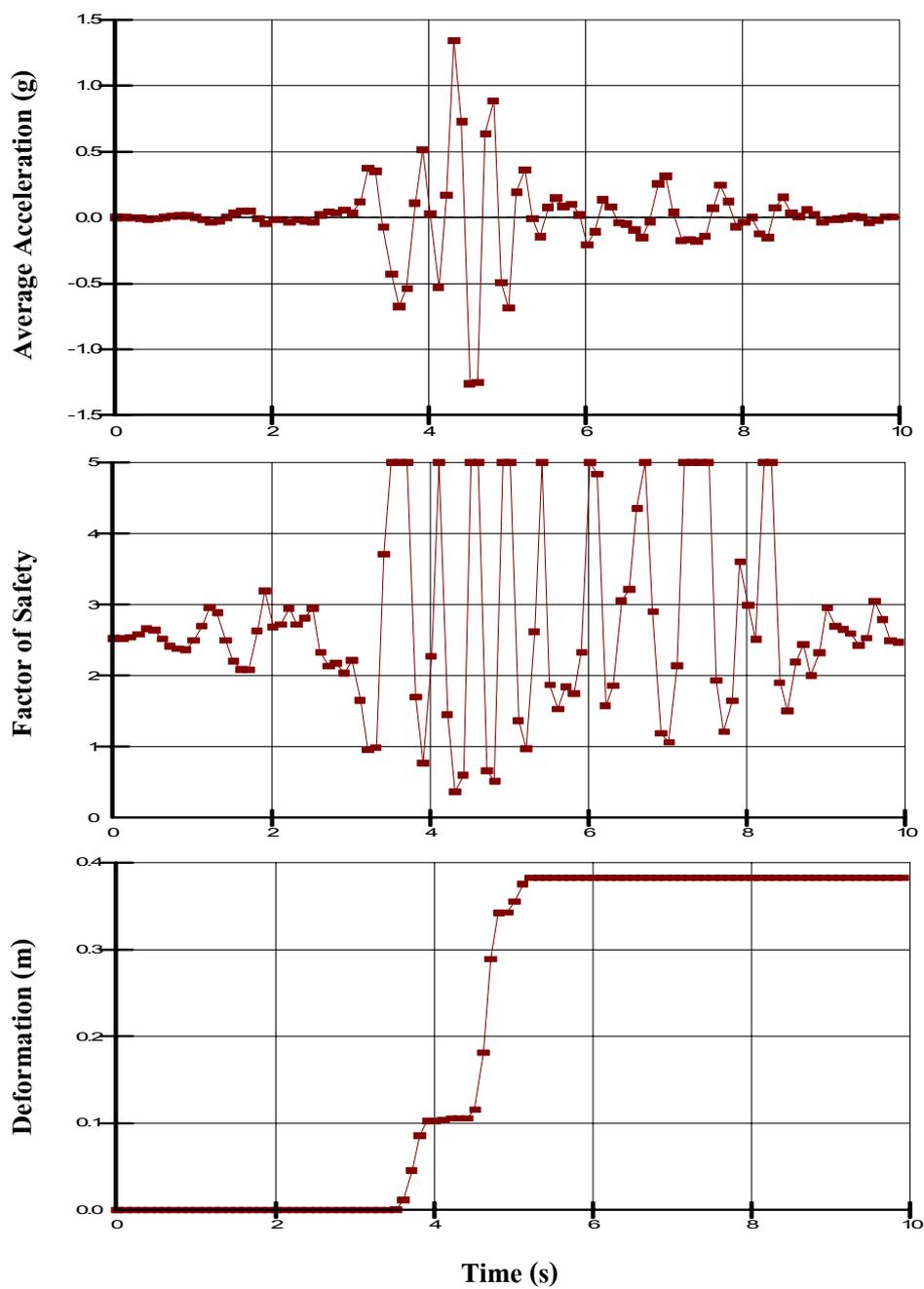
Earthquake	M	PGA	Epicenter		Upstream Slope Displacement (m)				
			Tp	Distance	1	2	3	4	5
Mexico	7.0	0.02	0.12	132.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mexico	7.5	0.06	0.14	142.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mexico	7.3	0.05	0.06	169.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mexico	7.3	0.01	0.02	183.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mexico	7.5	0.01	0.22	203.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mexico	7.0	0.00	0.36	216.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mexico	7.0	0.01	0.50	235.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mexico	7.3	0.01	0.08	256.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mexico	7.3	0.00	0.14	277.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mexico	7.3	0.00	0.12	299.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Northridge	6.7	0.30	0.32	18.0	0.00	0.00	0.65	0.00	0.00
Northridge	6.7	0.32	0.58	19.0	0.02	0.03	0.48	0.01	0.00
Northridge	6.7	0.43	0.38	19.0	0.00	0.01	0.16	0.01	0.00
Northridge	6.7	0.13	0.62	32.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00
Northridge	6.7	0.26	0.90	32.0	0.00	0.01	0.24	0.00	0.00
Northridge	6.7	0.57	0.26	41.0	0.02	0.03	1.23	0.04	0.03
Northridge	6.7	0.12	0.34	50.0	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00
Northridge	6.7	0.10	0.26	58.0	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00
Northridge	6.7	0.06	1.14	76.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Northridge	6.7	0.11	0.58	86.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
San Fernando	6.4	1.08	0.42	3.5	0.16	0.28	3.32	0.43	0.32
San Fernando	6.4	0.17	0.18	22.7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
San Fernando	6.4	0.32	0.34	23.5	0.00	0.00	0.07	0.00	0.00
San Fernando	6.4	0.18	0.24	25.5	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00
San Fernando	6.4	0.10	0.24	30.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
San Fernando	6.4	0.13	0.14	32.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

ตารางผนวกที่ ข2 (ต่อ)

Earthquake	M	PGA	Epicenter		Upstream Slope Displacement (m)				
			Tp	Distance					
					(g)	(s)	(Km)	1	2
San Fernando	6.4	0.09	0.22	33.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
San Fernando	6.4	0.15	0.44	33.9	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00
San Fernando	6.4	0.17	0.46	34.1	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00
San Fernando	6.4	0.17	0.10	34.1	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00
San Fernando	6.4	0.03	0.20	62.9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Chamoli	6.2	0.35	0.36	15	0.00	0.01	0.31	0.00	0.00
Chamoli	6.2	0.02	0.22	134	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Chamoli	6.2	0.10	0.28	33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
San Fernando	6.4	1.17	0.38	3.5	0.17	0.20	5.75	0.25	0.17
San Fernando(HV)	6.4	1.17	-	3.5	0.10	0.11	5.25	0.12	0.07
Chi Chi	7.3	0.52	0.10	13.2	0.00	0.00	0.08	0.00	0.00
Chi Chi	7.3	0.10	0.12	42.7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Chi Chi	7.3	0.14	0.18	16.5	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00
Chi Chi	7.3	0.09	0.08	54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
South Sumtra	8.4	0.04	0.46	393.5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Avej	6.5	0.45	0.2	28	0.00	0.01	0.21	0.02	0.02
Bingol	6.3	0.52	0.16	14	0.02	0.04	0.25	0.04	0.03
Campano Lucano	6.6	0.32	0.2	32	0.00	0.00	0.26	0.00	0.00
Friuli	6.3	0.36	0.26	23	0.00	0.01	0.24	0.01	0.00
South Iceland	6.5	0.34	0.4	5	0.00	0.01	0.34	0.00	0.01
South Iceland	6.5	0.84	0.16	5	0.10	0.13	2.51	0.09	0.08
South Iceland	6.5	0.57	0.52	6	0.08	0.11	1.83	0.07	0.04
Ardal	5.6	0.91	0.1	7	0.05	0.07	0.08	0.10	0.64

ตารางผนวกที่ ข3 Yield Acceleration ของ Slip Plane ต่างๆ ที่ใช้วิเคราะห์

Slide	Slip Plane	Yield Acceleration, $K_y$ (g)
Upstream Slope	Slip No.1	0.102
	Slip No.2	0.097
	Slip No.3	0.346
	Slip No.4	0.198
Downstream Slope	Slip No.1	0.217
	Slip No.2	0.248
	Slip No.3	0.782
	Slip No.4	0.437
	Slip No.5	0.399



ภาพผนวกที่ ข1 ตัวอย่างผลการวิเคราะห์ความสั่นพั่นระหว่าง Deformation ตามเวลาของ Slip No.3 ด้านเหนือหน้าวิเคราะห์โดยใช้ข้อมูลแผ่นดินไหว Loma Prieta ปี ค.ศ. 1989

**ภาคผนวก ค**  
**ผลการวิเคราะห์ Liquefaction**

ตารางผนวกที่ ค1 ตัวอย่างผลการวิเคราะห์ค่า CSR บริเวณชั้นวัสดุรองด้านท้ายน้ำ

Element No.	Max. Shear Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Effective Vertical Overburden Stress (kN/m <sup>2</sup> )	CSR (M=6.4)	K <sub>σ</sub>	Magnitude Scaling Factor	Corrected CSR
2873	367.66	1167.10	0.32	0.38	1.20	0.10
2851	356.96	1387.90	0.26	0.35	1.20	0.08
2837	379.82	1388.60	0.27	0.35	1.20	0.08
2787	415.36	1213.20	0.34	0.37	1.20	0.11
2710	379.31	939.88	0.40	0.41	1.20	0.14
2615	283.66	658.08	0.43	0.48	1.20	0.17
2604	235.15	537.72	0.44	0.51	1.20	0.19
2522	156.36	390.53	0.40	0.58	1.20	0.19
2335	36.29	123.20	0.29	0.92	1.20	0.23
2349	35.91	154.60	0.23	0.82	1.20	0.16

ตารางผนวกที่ ค2 ตัวอย่างผลการวิเคราะห์ค่า CSR บริเวณชั้นวัสดุรองด้านเหนือน้ำ

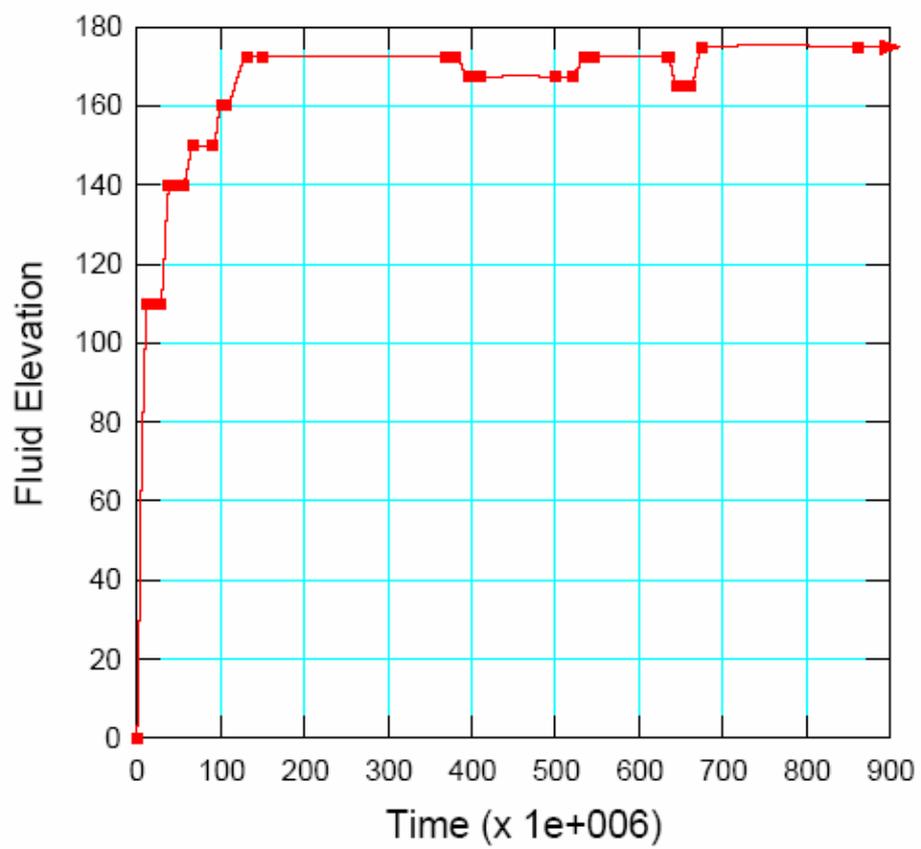
Element No.	Max. Shear Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Effective Vertical Overburden Stress (kN/m <sup>2</sup> )	CSR (M=6.4)	K <sub>σ</sub>	Magnitude Scaling Factor	Corrected CSR
1333	313.08	944.63	0.33	0.40	1.20	0.11
1367	255.51	1016.00	0.25	0.39	1.20	0.08
1409	273.37	946.37	0.29	0.40	1.20	0.10
1472	243.31	738.14	0.33	0.45	1.20	0.12
1609	180.08	468.52	0.38	0.54	1.20	0.17
1721	96.27	266.70	0.36	0.67	1.20	0.20
1871	42.55	119.50	0.36	0.82	1.20	0.24
1896	40.65	98.46	0.41	1.01	1.20	0.35
1912	43.22	104.34	0.41	0.98	1.20	0.34

ตารางผนวกที่ ๓ ตัวอย่างผลการวิเคราะห์ค่า CSR บริเวณ Transition Zone ด้านเหนือหน้า

Element No.	Max. Shear Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Effective Vertical Overburden Stress (kN/m <sup>2</sup> )	CSR (M=6.4)	K <sub>σ</sub>	Magnitude Scaling Factor	Corrected CSR
1254	380.89	1194.80	0.32	0.37	1.20	0.10
1300	286.22	988.92	0.29	0.40	1.20	0.10
1347	242.18	771.60	0.31	0.44	1.20	0.11
1384	214.99	630.22	0.34	0.48	1.20	0.14
1498	171.92	443.94	0.39	0.55	1.20	0.18
1636	96.64	255.04	0.38	0.69	1.20	0.22
1784	52.30	127.86	0.41	0.91	1.20	0.31
1785	50.83	116.13	0.44	0.94	1.20	0.35
1805	50.81	113.23	0.45	0.95	1.20	0.36
1806	48.29	95.57	0.51	1.02	1.20	0.43
1851	49.34	99.45	0.50	1.00	1.20	0.42
1863	45.28	89.72	0.50	1.04	1.20	0.44

**ภาคผนวก ง**

ข้อมูลระดับเก็บกักน้ำของเขื่อนศรีนครินทร์



ภาพผนวกที่ ๑1 ระดับเก็บกักน้ำในเขื่อนศรีนครินทร์

## ประวัติการศึกษา และการทำงาน

ชื่อ -นามสกุล	นายเกรียงไกร แทนสุโพธิ์
วัน เดือน ปี ที่เกิด	27 สิงหาคม พ.ศ.2516
สถานที่เกิด	จังหวัดขอนแก่น
ประวัติการศึกษา	พ.ศ.2539 วท.บ.(เทคโนโลยีธรณี) พ.ศ.2543 วศ.บ. (วิศวกรรมโยธา) พ.ศ.2544 Dip.(Geothermal Energy Technology)
ตำแหน่งหน้าที่การงานปัจจุบัน	วิศวกรระดับ 7
สถานที่ทำงานปัจจุบัน	การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย
ผลงานดีเด่นและรางวัลทางวิชาการ	-
ทุนการศึกษาที่ได้รับ	พ.ศ.2543-พ.ศ.2544 ทุนรัฐบาลประเทศนอร์เวย์